

マイクロフィルム用資料

I S S N 0 3 8 6 - 5 8 7 8
土木研究所資料 第3944号

土 木 研 究 所 資 料

平成15年度交流研究員報告書概要版

平成16年 9 月

独立行政法人土木研究所

Copyright © (2004) 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 Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事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、独立行政法人土木研究所理事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。

平成15年度交流研究所員報告書概要版

独立行政法人土木研究所

要 旨

本報告書は、平成15年度に受入れた交流研究員48名の研究成果を概要版としてとりまとめたものである。

キーワード：交流研究員・受入れ・15年度

まえがき

独立行政法人土木研究所では、国内の他機関の研究者を受け入れ、相互の研究者の資質向上を図るとともにそれぞれの機関の研究活動の効率化を図ることを目的として創設した交流研究員受入れ制度により、平成13年度の独立行政法人移行以来、当研究所の中期目標を達成するために国内の他機関の研究者を積極的に受け入れております。

平成15年度は民間企業等から計48名を受け入れましたが、受入れ期間中において、研究成果発表における入賞や資格取得する方々が多数おられましたことを考えますと、技術力向上という目的がある程度達成できたのではないかと思います。また、全国各地から交流研究員を受け入れることは、土木研究所としても、研究開発を行う上で参考とすべき現場のニーズや問題点等の情報を入手しやすいというメリット等があることから、今後も交流研究員受入れ制度を活用していきたいと思っております。

本報告書は、平成15年度に受け入れた交流研究員の研究成果を概要版として作成したものです。

皆様方の業務のご参考となれば幸いです。

独立行政法人土木研究所

理事長 坂本 忠彦

目 次

1. ゲート設備の健全度と寿命評価に関する研究.....	1
先端技術チーム 亀 丸 征 宏	
2. トンネル工事の粉じん対策技術に関する研究.....	5
施工技術チーム 尾 花 誠太郎	
3. 小口径フローティング式基礎の低盛土道路への適用について.....	9
施工技術チーム 浜 口 武	
4. 高炉スラグ微粉末を含むセメント硬化体中の可溶性塩分量の測定に関する研究.....	13
構造物マネジメント技術チーム 田 中 秀 治	
5. 電磁波レーダ測定におけるコンクリートの比誘電率とかぶり測定.....	17
構造物マネジメント技術チーム 山 口 順一郎	
6. 急速塩分浸透性試験における電気泳動（非定常）法を迅速化するための検討.....	21
構造物マネジメント技術チーム 北 山 良	
7. 低品質細骨材の有効利用に関する調査.....	25
構造物マネジメント技術チーム 松 浦 誠 司	
8. 金属被覆による耐食性向上に関する試験調査.....	29
新材料チーム 小 倉 義 雄	
9. 高温燃焼発電システムの開発に関する調査.....	33
リサイクルチーム 長 沢 英 和	
10. 病原性微生物の同定方法および挙動に関する研究.....	37
リサイクルチーム 陶 山 明 子	
11. 下水汚泥の有効利用に伴うリスク評価に関する研究.....	41
リサイクルチーム 五十嵐 勲	

12. 先端的な道路斜面崩壊監視・安定度評価技術の開発に関する研究……………	47
(崩壊メカニズムをモデル化した数値解析手法の開発 ー室内浸透・崩壊土槽実験ー)	
土質チーム	室 山 拓 生
13. 堤防強化対策の選定手法に関する研究……………	51
(のり尻ドレーン工法を用いた河川堤防の耐浸透強化機能実験)	
土質チーム	伊勢野 暁 彦
14. セメント改良土の六価クロム溶出傾向……………	55
(火山灰質粘性土を対象として)	
土質チーム	工 藤 章 光
15. 袋詰脱水処理土の土質性状判定方法に関する研究……………	59
土質チーム	柴 田 靖
16. 老朽埋設管周辺地盤のゆるみ・空洞発生模型実験……………	63
土質チーム	山 内 慶 太
17. 硬質岩盤のゆるみ観察方法の検討……………	67
地質チーム	山 脇 雄 一
18. 統一的な岩盤分類及び岩級と物性値との相関に関する研究……………	71
地質チーム	森 良 樹
19. GIS 等による道路斜面崩壊のハザード推定技術に関する研究……………	75
地質チーム	桑 野 健
20. GIS による道路斜面崩壊のリスク推定技術に関する研究……………	79
地質チーム	福 田 徹 也
21. GIS 等による道路斜面崩壊のハザード推定技術に関する研究……………	83
地質チーム	三 河 輝 夫
22. 液状化地盤の変形の基づく橋梁基礎の耐震設計法に関する試験調査……………	87
(液状化地盤の表層不飽和層が杭基礎に与える影響について)	
振動チーム	林 和 幸

23. 液状化地盤上の道路盛土の耐震対策技術に関する試験調査.....	91
振動チーム 黒 瀬 浩 公	
24. 衝突免震構造・高免震構造に関する研究.....	95
耐震チーム 小 倉 裕 介	
25. 衝突免震構造・高免震構造に関する研究.....	99
耐震チーム 姫 野 岳 彦	
26. 衝突免震構造・高免震構造に関する研究.....	103
(すべり系免震構造物の動的解析における減衰モデルに関する一考察)	
耐震チーム 矢田部 浩	
27. 実験河川における流量変化が魚類の生息状況に与える影響.....	107
河川生態チーム 荒 井 浩 昭	
28. 実験河川を用いた稚仔魚の生息場所特性に関する研究.....	113
河川生態チーム 佐 川 志 朗	
29. 河川における流量変動による河床物理環境特性の変化.....	119
河川生態チーム 松 間 充	
30. 河川と水田地域における水域ネットワーク保全・復元に関する研究.....	123
河川生態チーム 野 間 優 子	
31. 環境ホルモン等汚染物質の水環境中での挙動に関する研究.....	131
水質チーム 八十島 誠	
32. 閉鎖性水域の底質並びに底質からの溶出現象について.....	135
水質チーム 和 田 順之輔	
33. 下水道整備途上流域からの汚濁負荷流出に関する検討.....	139
水質チーム 壬 生 勝 泰	
34. 流量観測技術の高度化に関する研究.....	143
水理水文チーム 篠 原 務	

35. 水文観測データの照査方法に関する一考察.....	147
水理水文チーム 清水 敬 生	
36. フィルダムの嵩上げ技術に関する研究.....	151
ダム構造物チーム 水 原 道 法	
37. 複雑な地質条件のダム基礎岩盤の力学的設計の合理化に関する調査.....	155
ダム構造物チーム 木 藤 賢 一	
38. 複雑な地質条件のダム基礎岩盤の力学的設計の合理化に関する調査.....	159
ダム構造物チーム 中 村 真	
39. 貯水池放流水の水温・濁度制御に関する調査.....	163
ダム水理チーム 杉 谷 圭 一	
40. 火山灰堆積斜面における地表流流下・土砂流送モデルの検討.....	167
火山・土石流チーム 若 林 栄 一	
41. 火山泥流の人工構造物の影響検討.....	171
火山・土石流チーム 杉 浦 英 二	
42. 貯水位降下時における地すべり斜面の安定度評価に関する調査.....	175
地すべりチーム 檀 上 裕 司	
43. 都市環境に配慮した舗装構造に関する研究.....	179
舗装チーム 平 方 和 幸	
44. シールドトンネルの設計法の合理化に関する研究.....	183
トンネルチーム 石 村 勝 伸	
45. 既設鋼桁橋の疲労損傷度評価法に関する研究.....	187
橋梁構造チーム 次 村 英 毅	
46. 立体FEM解析を用いた鋼I桁橋の設計理論に関する研究.....	191
橋梁構造チーム 吉 岡 勉	

47. 鋼橋溶接部の内部欠陥の検査法に関する調査.....	195
-------------------------------	-----

橋梁構造チーム 藤 木 修

48. 直接基礎の地震時残留変位に関する実験的研究.....	199
--------------------------------	-----

基礎チーム 浅 井 隆 一

チーム名 先端技術チーム

氏 名 亀 丸 征 宏

1. まえがき

近年、ダム・堰・水門等の維持管理業務の軽減を目指して導入されているステンレス鋼製ゲートは、河川環境における腐食進展傾向について不明な点が多い。そこで、本研究は、ステンレス鋼製ゲート設備を対象として、ゲート設備の腐食発生・進展傾向を評価することを目標として河川環境における暴露試験および実態調査を行い、局部腐食についてその許容量の提案を目標として実験検討を行っている。

本報告書では、主に暴露試験の中間調査結果等について報告するものである。

2. 研究目的

本研究はダム・堰・水門等の河川構造物であるゲート設備の防食設計方法の確立に寄与するために、「ダム・堰・水門等防食性能試験マニュアル（案）」等のこれまでの研究を基礎として、ゲート設備の腐食発生・進展傾向を把握することを目的としている。

3. 研究方法

3.1 暴露試験方法

暴露試験は、A川の海水遡上域（河口より11km地点）に試験片を浸漬暴露することで行った。試験片は河川用ゲートに採用されることが多いローラゲートを模した形状とした。試験片の形状を図1に示す。

試験片の材料は、採用実績の多いオーステナイト系の中でSUS304鋼とSUS316鋼とし、それぞれ3基ずつ合計6基の試験片を設置している。2003年7月9日に開始し、試験片の自然電位・塩化物イオン濃度・水温データの連続計測を行っており2004年3月の時点で約8ヶ月が経過している。暴露開始から約200日が経過した2004年2月3日に試験片を引き上げ、試験片表面の腐食状況や腐食生成物の調査を実施した。

3.2 データの連続計測

試験片の腐食発生時期を特定することを目的として、Ag/AgCl（飽和KCl）照合電極を用いて各試験片の自然電位の変化を連続計測する。照合電極は、各試験片のスキンプレーットの中央付近とローラ部付

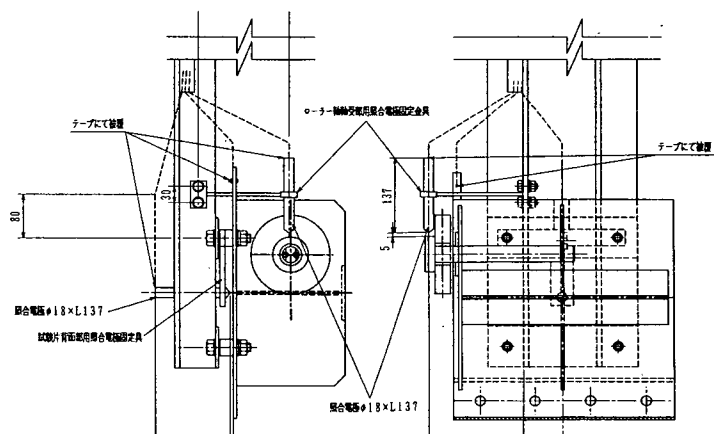


図1 試験片概要図

近に設置した。また、塩化物イオン濃度と水温を測定するためのセンサーを試験片側近（試験片から 5mm 離れた位置）の水中部に設置した。なお、計測データはデータロガーにより 30 分毎に記録している。

4. 研究結果

4.1 中間調査結果

4.1.1 試験片の腐食状況

暴露試験開始から約 200 日が経過した 2004 年 2 月 3 日に試験片を引き上げ、試験片表面の腐食状況の調査を実施した。試験片は、水中から引き上げた後、目視により外観観察を行った。その後、ナイロン製のブラシなどを用いて水洗し、その後の表面についても観察した。なお、ボルト、ローラなどは全て分解して観察した。引き上げ後、洗浄前の試験片状況を写真 1 に、すき間腐食部の状況を写真 2 に示す。また、試験体に認められたすきま腐食の面積および深さを測定した。面積は、すきまをトレーシングペーパーに写し、それを画像処理することにより測定した。深さは、デプスゲージ（テックロック製 DM-204）を用いて測定した。測定結果を表 1 に示す。

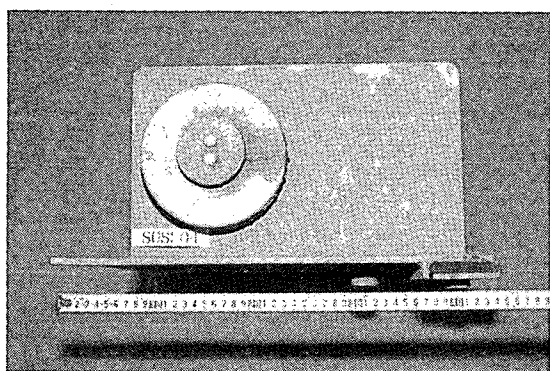


写真 1 SUS304 試験片外観（洗浄前）

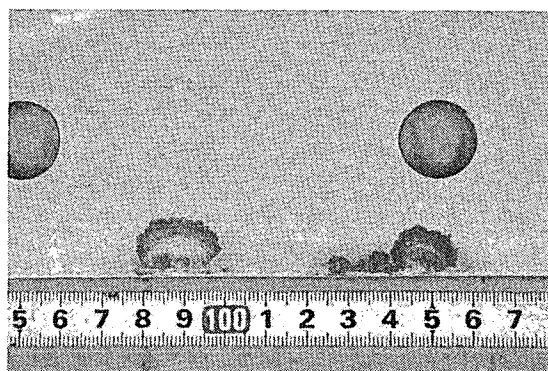


写真 2 SUS304 試験片
水密ゴム押え板すき間腐食部

部材名	場 所	腐食状況	面積 (mm ²)	深さ (mm)
SUS304 試験片				
水平桁W	天側	変色 (全面)	—	—
中間桁	キブレット側	変色 (キブレット部)	—	—
水密ゴム押え板	水密ゴム側	すき間腐食	①256、②243、③101、④20	①0.55、②0.55、③0.16、④0.01
押え板用ボルト		変色 (1本)	—	—
エンドプレート	ローラ軸側	すき間腐食	530	0.02
軸受け		脱亜鉛腐食	—	—
ローラ軸		すき間腐食 (エンドプレート側)	530	0.02
キブレット	中間桁側	変色	—	—
キブレット用ボルト		すき間腐食 (ナット、ワッシャー)	①26、②26	①0.05、②0.02
SUS316 試験片				
水平桁W	天側	変色 (全面)	—	—
水密ゴム押え板	水密ゴム側	すき間腐食	①247、②91、③62	①0.02、②0.95、③0.01
エンドプレート	ローラ軸側	すき間腐食	537	0.02
軸受け		脱亜鉛腐食	—	—
ローラ軸		すき間腐食	537	0.05

表 1 試験片の腐食状況とすき間腐食面積及び腐食深さの最大値

4.1.2 試験片表面の腐食生成物

ローラと皿バネのすき間部から錆こぶ状の物質が採取出来た。ローラ部の引き上げ直後の状態を写真 3 に示す。ローラ本体 (SUS304, SUS316) には腐食発生がないが、無給油軸受 (高力黄銅) の表面で腐食が発生していた。採取した腐食生成物について EDX 分析と XRD 分析を行った。EDX 分析の結

果、FeCr, Zn 等が検出された。また、XRD 分析の結果、腐食生成物の主成分は、土砂の成分であるアルミニウム、ケイ素、カルシウム等の酸化物が計測された。

4.2 データ連続計測による腐食評価

4.2.1 自然電位と塩化物イオン濃度の経時変化

連続計測している試験片自然電位と塩化物イオン濃度の経時変化を図2に示す。全般的には低塩化物イオン濃度環境下で自然電位は貴化傾向を示し、高塩化物イオン濃度環境下では卑化傾向を示している。暴露開始から徐々に貴化傾向を示した後、約2ヶ月が経過した9月頃に急激な電位低下を示している。両試験片ともこの時期にすき間腐食が発生したものと推察する。

4.3 耐食性評価のための $E_r, crev$ の測定

4.3.1 測定目的

暴露試験開始より継続測定してきた塩化物イオン濃度と自然電位データより、実環境におけるステンレス鋼の耐食性及び腐食発生時期を評価することを目的として、 $E_r, crev$ (腐食すき間再不動電位) を測定した。

4.3.2 暴露試験片の耐食性評価

図3、4に実環境に暴露した SUS304、SUS316 試験片の自然電位と塩化物イオン濃度との関係を $\log[Cl^-]-E$ (電位) の平面にプロットし、同時に上記試験より求められた $E_r, crev$ をプロットした。

試験片の自然電位と $E_r, crev$ 値を比較すると、以下のような評価が可能である。

- (1) 両図ともほとんどの期間で $E_r, crev$ のラインよりも自然電位が上位 (貴な値) に位置しており、試験片にすき間腐食が発生する可能性があると言える。ただし、一部の期間で、自然電位が $E_r, crev$ 値より低い値を示している。この期間においてはすき間腐食は発生していないと評価できる。



写真3 ローラ部錆こぶ外観

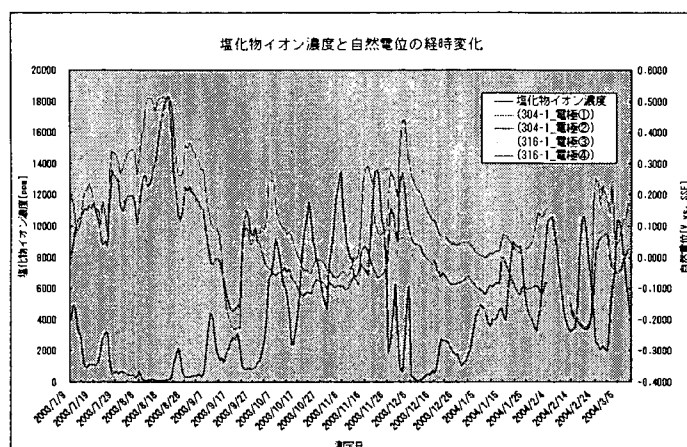


図2 試験片自然電位と塩化物イオン濃度の経時変化

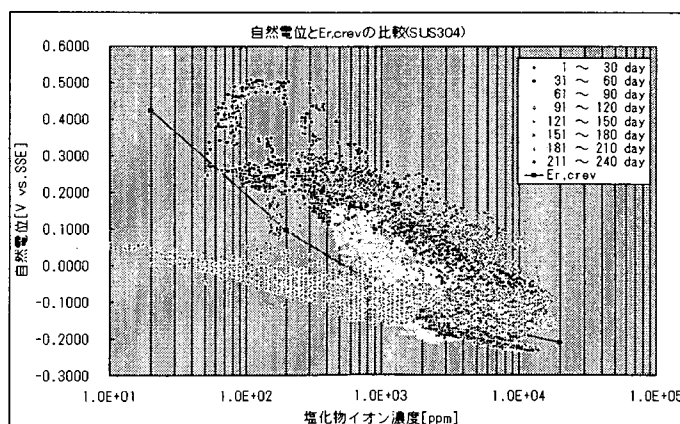


図3 SUS304 鋼の自然電位と $E_r, crev$ 値の比較

- (2) 自然電位の経時変化からも両試験片ですき間腐食は発生したと考えることができる。なぜならば、自然電位は、試験開始当初（図中 1～30day）の値から上昇傾向（図中 31～60day）を示し、その後は徐々に低下する傾向で推移している。この経時的な電位低下がすき間腐食の発生を示唆するものとする。

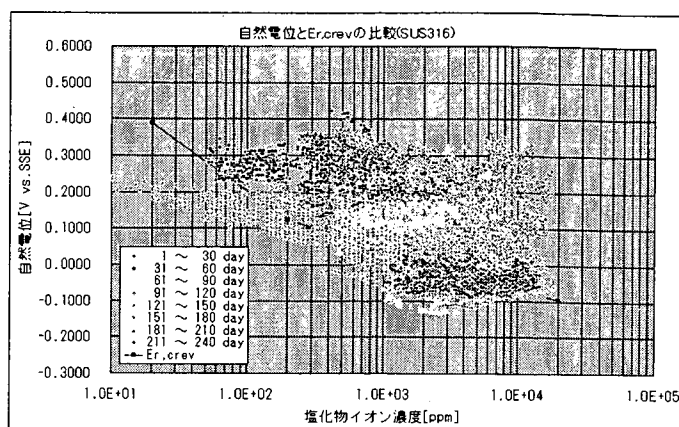


図4 SUS316 鋼の自然電位と $E_{r, crev}$ 値の比較

これは、試験片の中間調査結果と一致している。

- (3) 図3と図4を比較した結果、SUS316はSUS304よりもすき間腐食の発生数が少ないと思われる。なぜならば塩化物イオン濃度の上昇に伴う電位の低下傾向（傾きの絶対値の大きさ）は、SUS304に比べてSUS316が小さいことが確認出来る。一般的には、すき間腐食の発生数が多いほど活性面が多くなり電位は低下すると考えられることからSUS316はSUS304よりも不動態皮膜の破壊箇所が少ないと推察する。

5. 結論

本研究では、暴露試験の中間調査結果より以下のことが分かった。

- ① 暴露試験片の設置箇所は10月以降に高塩化物イオン濃度環境を示している。
- ② 両試験片とも9月頃にはすき間腐食が発生したものと推察する。
- ③ すき間腐食の程度としては、相対的にSUS304の方が大きい。
- ④ 両試験片ともローの無給油軸受けの表面で脱亜鉛腐食と思われる腐食が発生している。
- ⑤ ロー部より採取した錆びの大部分は土砂の成分で、他にFe, Cr分と微量のZn分が混在していた。

今後も暴露試験を継続して行い、暴露開始から約1年が経過する今年の7月に2回目の試験片引上げ調査を実施し、第1回の中間調査結果と比較することにより腐食の進展傾向を把握していくことになる。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂きました先端技術チームの吉田主席、林主研、石松主研ならびに同チームの皆様方に深く感謝致します。また、昨年まで先端技術チームに所属され、現在、近畿地方整備局福井河川国道事務所機械課の田中係長には専門的な視点から大変貴重なご意見を頂戴したことをここに紹介し謝辞と致します。

<参考文献>

- 1) 吉田、藤野、米村、田中、小林：河川用ゲート設備の腐食特性に関する実態調査、土木研究所資料第3554号1998年3月
- 2) 吉田、江本、村松、守屋、田中、江原：ゲート設備の設備設計のための防食性能試験、土木研究所資料第3833号2002年3月
- 3) 腐食防食協会：金属の腐食・防食Q&A（電気化学入門編）、124（2002）

所属 西田鉄工(株)

トンネル工事の粉じん対策技術に関する研究

(指導期間 平成 15 年 4 月～平成 16 年 3 月)

チーム名 施工技術チーム
氏 名 尾花 誠 太 郎

1. まえがき

トンネル建設工事に伴って発生する粉じんに起因するじん肺症等の粉じん障害は、重大な社会問題になっており、平成 12 年 12 月に作成された厚生労働省の「ずい道等建設工事における粉じん対策に関するガイドライン」(以下、ガイドライン)の粉じん濃度目標レベル $3\text{mg}/\text{m}^3$ を目標に、各現場の発注者・施工者は作業環境の改善に努力してきている。

独立行政法人土木研究所では、建設工事の中でも最も作業環境の厳しいトンネル掘削時のコンクリート吹付作業に着目し、平成 14 年度から 3 年計画で官民 19 機関で「ずい道建設における吹付け作業時の発生粉じん量の低減技術および局所集じんシステムの開発」に関する共同研究を実施している。

2. 研究目的

本共同研究では参加機関の保有技術を以下の 4 つに分類し、まず土木研究所の建設工事環境改善実験施設で吹付け実験を行い、評価・改良を加えた後に実現場での試験施工・評価を行うこととしている。

- ①局所集じんグループ (切羽近傍での局所集じんシステム等により、発生した粉じんの効率的な希釈・除去を図る)
- ②エア吹付け粉体急結剤グループ (粉体急結剤を用いて、粉じん抑制剤、粉じん低減剤、SEC 練り、スラリーショットにより、粉じん量の低減を図る)
- ③エア吹付け液体急結剤グループ (アルカリフリー液体急結剤を用いて、粉じん量の低減を図る)
- ④新方式吹付グループ (圧縮空気を使用せず遠心力等を用いた吹付け機により、粉じん量の低減を図る)

このうち共同研究 2 年目となる今年度は、試験方法と評価方法の確認、各技術の粉じん低減効果確認を目的とし、建設工事環境改善実験施設を模擬トンネルとして吹付け実験を行った。

3. 研究方法

3.1 建設工事環境改善実験施設概要

図-1 に建設工事環境改善施設の外観を示す。同施設は粉じん対策技術の開発を行うため、平成 14 年度に建設された施設で、実大規模でコンクリート吹付けや換気などの実証実験が行える実験用トンネルは国内では他に例がない。表-1 に実験棟および換気設備の主要諸元を示す。

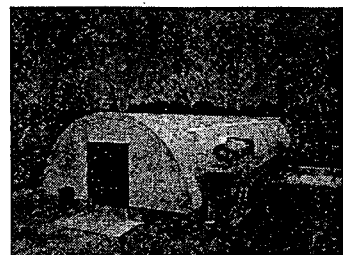


図-1 実験施設外観

なお、内空断面積約 80m² は標準的な片側 2 車線道路トンネルを想定した断面である。

表－1 実験施設主要諸元

実験棟	構造	RC 造 (30m)、鉄骨造 (70m)
	内空断面積、寸法	81.7m ² 、7.9m(H) × 12.8m(B) × 100m(L)
送風設備	送風量	最大 1500m ³ /分 (無段階に可変)
	風管径	φ 1500mm
集じん機	集じん形式	バグフィルター
	処理風量	最大 1800m ³ /分

3.2 実験概要

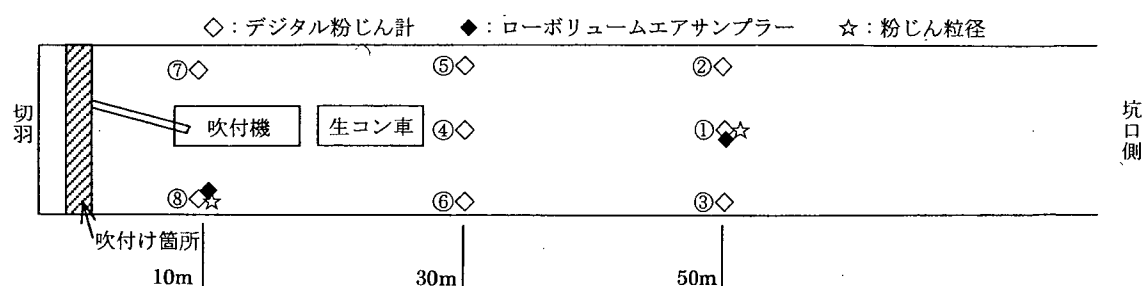
3.2.1 基本条件

基本条件は以下のとおりとした。

- ・吹付け方式等：湿式、ポンプ圧送方式、生コン車直付けとした。
- ・1回の吹付けは 5m³ とし、1日に 3 回吹付けその平均値を評価対象とした。ただしリバウンド試験は 1 条件につき 1 回とした。
- ・吹付け厚さ 10cm、吹付け幅 1.0m 程度を 5m³ のコンクリートで仕上げることにした。
- ・コンクリートの吐出量の目標値は 12m³/h とした。
- ・換気条件は、送風量 1000m³/min、集じん機 1260m³/min とした。断面積 80m² のトンネルでは送風量は 1500m³/min 以上が一般的であるが、本実験前のキャリブレーション試験で十分な精度で計測可能な粉じん量を得るためにはこの風量が適当であることが確認されたため意図的に小さく設定した。

3.2.2 試験・測定項目

吹付け実験の主な試験・測定項目はコンクリートのフレッシュ性状、強度、粉じん濃度、粉じん粒径、リバウンド率、急結剤使用量等である。そのうち粉じん濃度は、デジタル粉じん計 (LD-3K：柴田科学社製) による相対濃度 (cpm) と、ローボリュームエアサンプラーによる質量濃度 (mg/m³) を測定した。測定位置を図－2 に示す。ガイドラインに従い、粉じん量の評価は図中①～③の平均値と基準値 3mg/m³ の比較により行った。なお、ガイドラインではデジタル粉じん計 LD-3K の標準 K 値 (質量濃度変換係数 mg/m³/cpm) を 0.003 と定めているが、同位置で測定した質量濃度を元に K 値を算定し粉じん量を評価した。



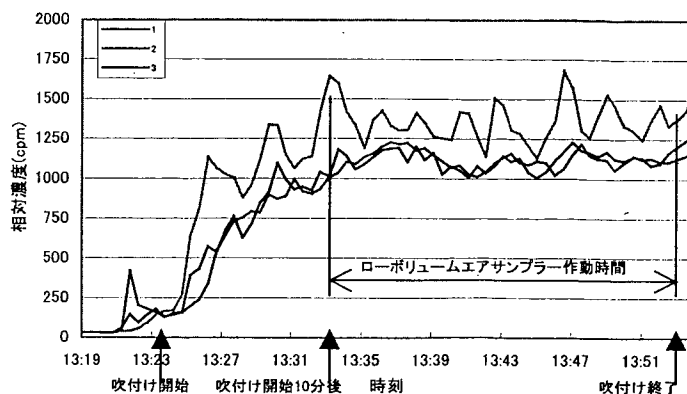
図－2 粉じん濃度測定位置図

3.2.3 粉じん濃度評価手順

図－3 にデジタル粉じん計で測定した相対濃度 (cpm) の経時変化例を示す。1 回の吹付け時間は 25～30 分だが、デジタル粉じん計は吹付け開始前から試験中を通して測定するのに対して、ローボリュームエアサンプラーは吹付け開始から 10 分経過後から吹付け終了まで作動させることにした。これはキャリブレーション試験で、送風量 1000m³/min 時に切羽から 50m 地点まで粉じんが到達するのに 10 分弱要することが確

認められたためである。粉じん濃度の評価に際しては、デジタル粉じん計のデータのうちローボリュームエアサンプラーを作動させた時間内のデータのみ採用し平均値を求めて相対濃度 A(cpm)とした。またローボリュームエアサンプラーの測定結果から得られる質量濃度 B(mg/m³)から下式により、質量濃度変換係数 K 値(mg/m³/cpm)を算定した。

$$\text{質量濃度変換係数 K 値(mg/m}^3\text{/cpm)} = \text{質量濃度 B(mg/m}^3\text{)} / \text{相対濃度 A(cpm)}$$

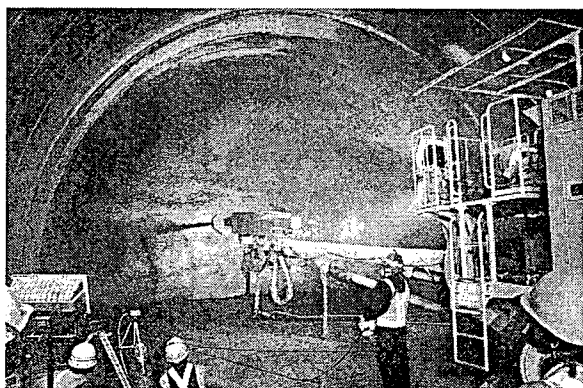


図－3 相対濃度(cpm)測定結果例

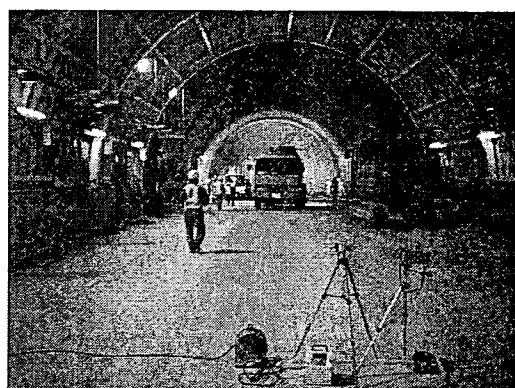
4. 研究結果および考察

4.1 各技術の粉じん低減結果

吹付け実験は各グループ実働7日間と事前実験も含めて約2ヵ月間行った。図－4に吹付け実験実施状況、図－5に粉じん濃度測定状況写真を示す。

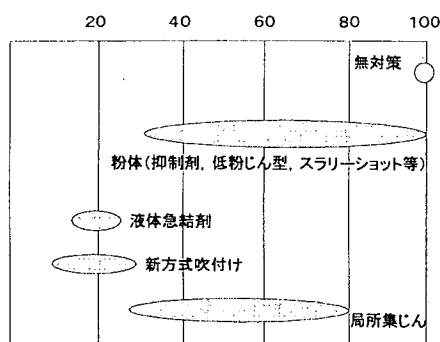


図－4 吹付け実験実施状況



図－5 粉じん濃度測定状況

粉じん低減無対策の粉じん濃度を100とした場合の、各技術の粉じん濃度測定結果を図－6に示す。新方式吹付け、液体急結剤では無対策吹付けと比較し大きく粉じん濃度が低減でき、粉じん低減剤、低粉じん型急結剤、スラリーショット、局所集じんでも相当量の粉じんが低減できることがわかった。



図－6 各技術の粉じん濃度

これにより実験施設での吹付け実験で粉じん低減効果を確認できることは分かったが、今回の実験では各技術の完成度、実験条件、パラメーターの設定等不確定な要素が含まれており、そのまま各技術の評価に用いることには問題がある。今後予定されている吹付け実験や、計画中の現場実証試験を通して評価項目等の検討を行う必要があると思われる。

4.2 K 値の比較

質量濃度変換係数 K 値($\text{mg}/\text{m}^3/\text{cpm}$)の算定結果について検討を行った。厚生労働省のガイドラインでは、今回使用したデジタル粉じん計、LD-3K (柴田科学社製) の標準 K 値は 0.003 となっている。しかし変動が大きく、ガイドラインで示されている K 値は安全側 (粉じん量が実質より多いと評価される) に設定されていること

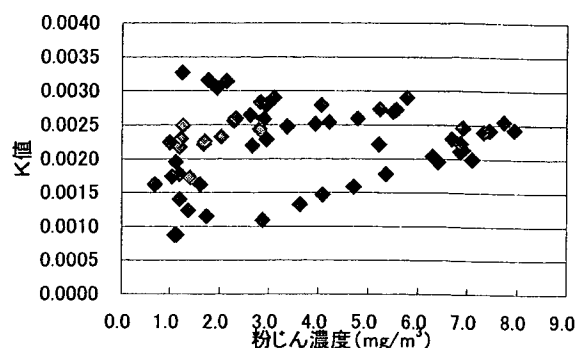


図-7 K 値算定結果

が分かった (図-7)。今後の課題として吹付け材料・方法等により粉じん粒径や水分の影響を受けていないか、使用する粉じん計の種類による差異の有無などの検討も行う必要があると思われる。

4.3 粉体急結剤の有無による粉じん量への影響

今回、実験的に急結剤を添加しない吹付けも行った。その結果、粉体急結剤を添加した粉じん低減無対策吹付けコンクリートに比べて、急結剤を添加しない場合の粉じん量は約6割増であった。従来、粉体急結剤と発生粉じん量の関係については、粉じんの成分には粉体急結剤が多く含まれており粉体急結剤の使用は発生粉じん量を増加させているというのが定説である。今回の結果はその定説を覆すものではないが、急結剤の作用により粉じんが低減しているということを確認することができた。

5. 結論

- ① 実験施設での吹付け実験を行い、各技術の粉じん低減効果を確認することができた。
- ② 厚生労働省のガイドラインで標準 K 値が示されているが、実際の K 値は変動が大きく、標準 K 値は安全側に設定 (粉じん量が実質より多いと評価される) されている。
- ③ 粉体急結剤を添加した粉じん低減無対策吹付けコンクリートと、急結剤を添加しない場合を比較すると、急結剤を添加しない場合の方が粉じん濃度は約6割増になる。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂きました施工技術チームの天下主席研究員、波田主任研究員、井谷研究員ならびに同チームの皆様方に深く感謝の意を表します。また、実験、データ整理、資料提供に御協力いただきました共研参加機関をはじめとする関係者の皆様に御礼申し上げます。

所属 前田建設工業㈱

<参考文献>

- 1) 大下: トンネル建設工事における粉じん対策技術の開発、平成 15 年度土木研究所講演会講演集、土木研究所資料第 3911 号、平成 15 年 10 月 18 日、pp. 11-30
- 2) 赤坂、大下、波田、鈴木: 吹付けコンクリートにおける急結剤の有無による粉じん発生量の相違について、JCI (投稿中)
- 3) 建設業労働災害防止協会: ずい道等建設工事における換気技術指針、2003.3

小口径フローティング式基礎の低盛土道路への適用について

(指導期間 平成 15 年 4 月～平成 16 年 3 月)

チーム名 施工技術チーム
氏 名 浜 口 武

1. まえがき

優良な森林を育成し、CO₂固定機能を高めるとともに、防災・水涵養機能を持続させるためには、間伐材などの管理が不可欠である。しかし近年は、必要な間伐面積のうちわずか 50%しか実施されず、また生産された間伐材も価格競争力の弱さなどから十分に活用されず、半数は林内に放置されている状況にある。そこで、公共事業、特に土木分野における間伐材利用技術を開発することにより、間伐材の新たなマーケット（流通経路）を拓き、良好な人工林の育成、CO₂の固定、資源循環型社会の構築、新産業の育成、エネルギー多消費型資材からの転換などに貢献することが強く求められている。

2. 研究目的

本研究では、従来は間伐材などが適用されていなかった土木分野における間伐材利用技術として、短杭群による軽度の地盤改良技術に注目している。深層混合改良を行うほどの重要性は無く、また浅層改良をするのでは大掛かりな改良厚が必要になってしまうような適用対象に対し、残留沈下量の低減・過度の不等沈下の防止等を目的とした軽度の地盤改良技術を開発する。

この際に、間伐材の発生様態から求められるのは、従来のような支持層に着底させた形式ではなく、近年盛んに研究の進められているフローティング型にした支持機構であり、タイ・インドネシア等でも実大実験の形で行われている。しかしながら、その特性は明らかにされていない。

本研究は、本課題の 2 年目ということで、平成 14 年度の結果を受け、遠心模型実験を行なうことにより、改良率・杭の配置形式等を変化させ、不等沈下・側方隆起などのより詳細な検討を行なう。

3. 実験方法

実験に用いたカオリン粘土（ASP-100）の物性値を表－1に示す。

地盤は含水比調整を行い、土槽に投入したカオリン粘土に加速度 70G の遠心場で圧密荷重 24kN/m²をかけ、両面排水条件の下で、24 時間遠心自重圧密を行ったものをを用いる。この地盤は層厚 11m の載荷後 15 年相当を経過した圧密度 95%以上の正規圧密になっている。

表－1 カオリン粘土物性値

名称		数値
一般	比重	2.639
	初期含水比	85%
コンシステンシー	液性限界	81.94%
	塑性限界	30.48%
	塑性指数	51.46
圧密	圧縮指数	0.65
粒度	砂分	6.78%
	シルト分	15.77%
	粘土分	77.45%

作製した模型地盤の深度方向の強度分布を図-1に、実験模型を図-2に示す。

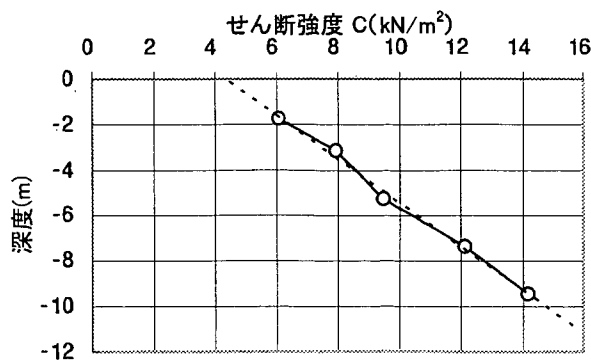


図-1 模型地盤の強度分布

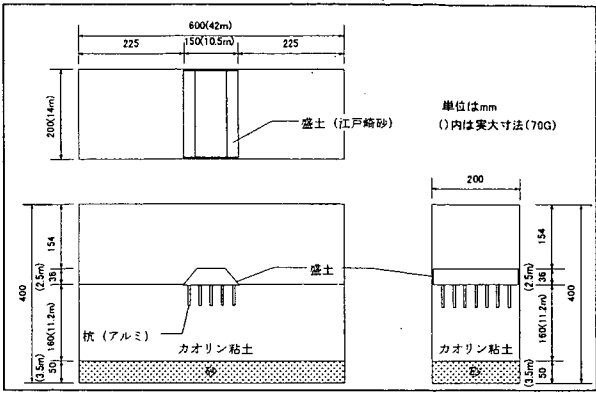


図-2 実験模型

地盤のプロフィールは実際の地盤を想定し、深度方向に強度が増加する地盤になっている。間伐材に相当する小口径フローティングの短杭にはアルミ材を、低盛土に相当する盛土模型には江戸崎砂を相対密度 100%に締固めたものを用いた。図-2の改良模型は粘土地盤作成後に、アルミ杭を所定の位置に挿入し、それによる地盤のゆるみを取り除くため、再度遠心加速度 70G の遠心場で圧密荷重 24kN/m^2 をかけ、24 時間放置したものを用いる。盛土模型は予め締固めたものを凍結させておき、実験直前に所定の位置に設置し、時間をおいて解凍し終わったもので実験を行なう。

実験は、表-2の計 10 ケースについて行なった。荷重は高さ 2.5m の低盛土を想定しており、実験時の上載荷重は 48.8kN/m^2 であった。Case-1~5 は 3%刻みで改良率を、Case-6,7 は杭径・杭長を、Case-8~10 は杭の配置パターンを変化させた。Case-2 で格子状だった杭配置を千鳥配置に変えたのが Case-8、その法尻部だけを 5m の杭に補強したのが Case-9、法尻部に加え盛土中央部も 5m の杭に置き換え補強したのが Case-10 である。

計測は実験開始からおよそ 1 年間までの地盤の沈下・隆起等の変形挙動について行なった。なお、表中の数値は実大モデルに換算した数値を記している。

表-2 実験ケース一覧

Case	杭径 (mm)	杭長 (m)	改良率 (%)	杭配置
1	無	無	—	格子状
2	200	2.5	3.0	格子状
3	200	2.5	6.0	格子状
4	200	2.5	9.0	格子状
5	200	2.5	12.0	格子状
6	350	2.5	9.0	格子状
7	200	5.0	3.0	格子状
8	200	2.5	3.0	千鳥
9	200	2.5&5.0	3.0	千鳥
10	200	2.5&5.0	3.0	千鳥

4. 実験結果

4.1 改良率に関して

改良率は大きくなる程、沈下量や不等沈下・側方隆起に対する効果は大きかった。図-2に盛土中央部の沈下量経時変化を示す。3%刻みでの改良率で比較すると、次のようなことがわかった。本実験では9%程度以上改良を行なってもその効果は大きくは変化しなかった。つまりその効果には収束する値があり、経済的な改良率が存在する。

4.2 杭長に関して

杭長が長いケースの沈下量が最小になった。杭長が長いと上載荷重による沈下を低減する効果は確実に認められる。杭が長く周面摩擦が大きくなり、上載荷重に対する支持力が向上し、その結果、側方隆起量も本実験ケース中、最小となった。

4.3 改良形式に関して

図-3に盛土中央部の沈下量経時変化を示す。同じ改良率 3%で杭の位置を格子状にした Case-2 と千鳥に配置した Case-8 とでは、大きな差はみられなかった。次に、最も沈下量の少なかった全面杭長 5m (改良率 3%) の Case-7 に対し、法尻部だけを杭長 5m にした Case-9 と、同じく法尻部+盛土中央部を杭長 5m にした Case-10 とを比較した。部分的に杭長が長いだけで、Case-2 に比べると大きな効果があった。なお Case-9 より Case-10 の方が小さかった。

図-4に法尻から約 2m 離れた位置での隆起量経時変化を示す。側方隆起量もそれぞれ Case-7 が最も効果がみられたが、Case-9,10 も隆起量を低減する結果となった。法尻部の杭長が長く側方流動に対する抵抗力が向上したものと考えられる。

図-5に不等沈下量 (ここでは、盛土中央部と盛土法肩部との沈下量の差とする) の様子を示す。無対策に比べ、低改良率の小口径フローティング

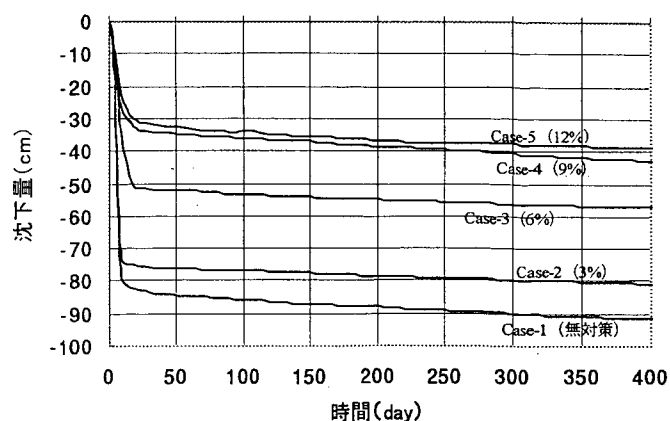


図-2 沈下量の改良率による比較

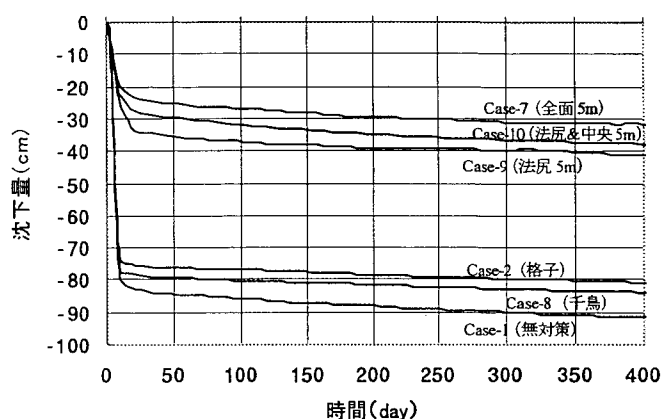


図-3 沈下量の改良形式による比較

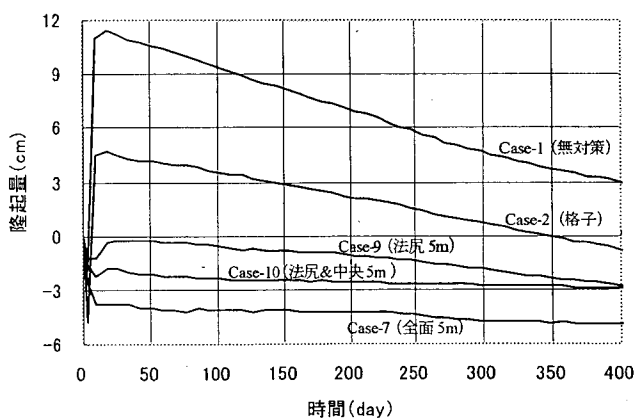


図-4 側方隆起量の改良形式による比較

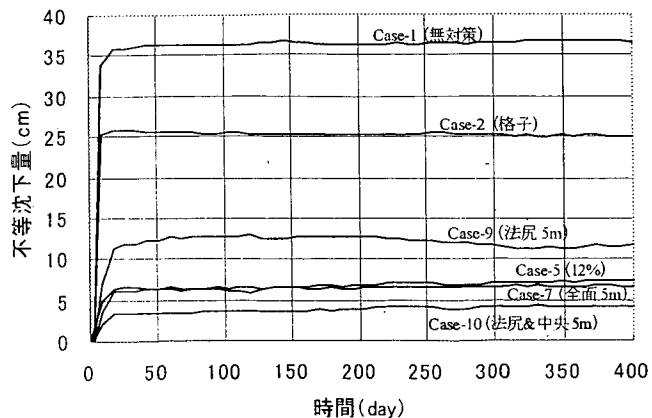


図-5 不等沈下量の比較

式基礎であっても、低盛土道路に適用する際の重要検討項目となる不等沈下量が大きく低減できている。その中で、Case-10 が最小値を与えた。全面杭長 5m の Case-7 よりも Case-10 の効果が大きいのは、未補強部の沈下により盛土中央部の沈下が抑えられたように思われる。

図-6 に遠心模型実験の様子を示す。

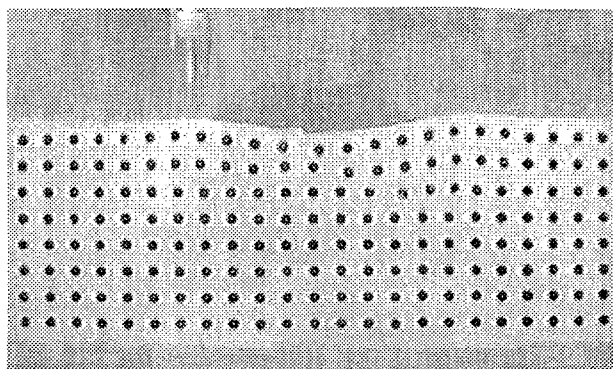


図-6 遠心模型実験の様子

5. 結論

本研究では遠心模型装置による載荷実験を行い、軟弱地盤上に低盛土を構築する際の小口径フローティング式基礎の改良効果について検討した。その中で以下のようなことがわかった。

- ・ 10%程度の低改良率でも沈下量の低減に効果があった。そしてその効果には改良率を上げて上限があり、経済的な改良率が存在することがわかった。
- ・ 杭の配置を変化させたケースでは、法尻部・中央部など部分的に杭長が長いだけでも、全面杭長が長いケースに近い効果が得られた。
- ・ 低盛土道路への適用に検討が必要と思われる不等沈下量に関しても、部分的な補強により無対策の場合の1割程度にまで低減できた。
- ・ これらのことは、低盛土道路に対して小口径フローティング式基礎を適用することで、従来に比べ経済的な設計が可能であることを示している。

これらの実験結果を踏まえ、今後の研究課題として以下のようなことがあげられる。

- ・ 本実験では軟弱地盤の中の特定の地盤に対しての結果だけが得られている。実際は軟弱な地盤といっても様々な地盤条件が存在し、それらに対しても対応できるようなデータの蓄積が望まれる。
- ・ しかし、無限に近い数多くのパラメータすべてに対しデータを蓄積することは不可能に近い。その為、設計手法の確立にあたって、定量的な検討は不可欠ではあるが、安全領域と破壊領域（設計許容範囲外の領域）との大まかな線引きのための検討も必要であると思われる。
- ・ 今後は、経済性等を考慮した対策工の設計手法と沈下量の簡易推定式導出のために、実大実験も含めより多くのケースについて調べる必要がある。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂きました施工技術チームの天下主席研究員、井谷研究員、堤研究員ならびに同チームの皆様方に深謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 浜口、井谷、堤、天下：土木分野における間伐材利用技術の開発、第58回土木学会年次学術講演会、2003.9
- 2) 天下_他：深層混合処理工法に関する地盤の変状抑止効果に関する実験的検討、土木研究所資料第3724号2000年3月

所属 大木建設㈱

高炉スラグ微粉末を含むセメント硬化体中の可溶性塩分量の測定に関する研究

チーム名 構造物マネジメント技術チーム

氏 名 田中 秀治

1. まえがき

現在、硬化コンクリート中の塩分量測定法は、JIS A 1154_2003（硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法）と日本コンクリート工学協会 JCI-SC4（硬化コンクリート中に含まれる塩分の分析法）が用いられている。これらの規準では、高炉スラグ微粉末を含む硬化コンクリート中の塩分量を電位差滴定法で測定する場合、スラグに含まれる CaS 中の S^{2-} が塩化物イオン選択性電極の妨害イオンとなり、測定結果が実際の塩分量よりも多くなることが指摘されている。しかし、高炉スラグ微粉末の種類と置換率が異なる場合や、高炉スラグ微粉末を含むコンクリートが中性化した場合などの条件の違いが、電位差滴定法の測定結果に与える影響については明らかにされていない。また、妨害イオンの除去方法は全塩分量測定に対しては記載されているが、可溶性塩分量測定に対しては明確には示されていない。

2. 実験目的

本実験では、製造メーカーや粉末度が異なる4種類の高炉スラグ微粉末(以下、スラグと記す)を用いて作成したモルタル供試体を対象に、促進中性化の前後で、電位差滴定法とイオンクロマトグラフ法(以下、IC法と記す)でスラグを含むモルタル中の可溶性塩分量を測定して、妨害イオンが測定結果に及ぼす影響について検討した。また、促進中性化後は、塩分や妨害イオンの分布状況を把握するために、中性化領域と未中性化領域に分けて測定した。

さらに、模擬試料を用いて可溶性塩分を測定する場合の妨害イオン除去処理方法を検討し、実際にスラグを含むモルタル供試体を用いて妨害イオンの除去効果を検証した。

なお、可溶性塩分量の測定は、全塩分量の測定ほど頻繁に行なわれていないが、可溶性塩分は鉄筋腐食に影響する塩分に近く、鉄筋腐食の指標として活用できる可能性があると考えられるため、本実験では可溶性塩分量で検討を行なった。

3. 実験概要

3.1 使用材料および配合

セメントとスラグの化学組成を表-1に示す。セメントは混合材無混入の普通ポルトランドセメントを用い、スラグはK社製 BFS4000、S社製 BFS4000、S社製 BFS6000、S社製

表-1 セメントと高炉スラグ微粉末の化学組

粉体	密度 (g/cm^3)	粉末度 (cm^2/g)	化学組成 (%)						
			SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	S
OPC	3.18	3,050	21.53	5.47	3.01	64.42	1.15	1.87	---
K社BFS4000	2.88	4,130	34.30	14.60	0.24	44.40	6.16	1.01	0.98
S社BFS4000	2.91	4,000	33.88	15.40	0.35	42.02	6.19	0.13	0.74
S社BFS6000	2.91	5,760	34.30	15.28	0.30	42.27	5.64	0.07	0.70
S社BFS8000	2.91	7,650	33.70	16.06	0.33	41.12	6.29	0.04	0.72

表-2 モルタルの配合

スラグ 種類	スラグ 置換率 (%)	水 W	単位量 (kg / m ³)			Cl ⁻ 量 (kg / m ³)	AE 減水剤 ^{*2} (B×%)	促進8週 目の中性 化深さ ^{*3} (mm)
			結合材 B		細骨材 ^{*1} S			
			セメント C	スラグ BFS				
---	0	285	570	0	1267	2.85	0.25	4.2
K社BFS	30		399	171	1252			3.1
4000	60		228	342	1238			6.2
S社BFS	30		399	171	1254			3.2
4000	60		228	342	1242			4.7
S社BFS	30		399	171	1254			2.9
6000	60		228	342	1242			6.3
S社BFS	30		399	171	1254			3.0
8000	60		228	342	1242			7.1

*1 セメント強さ試験用標準砂

*2 リグニンスルホン酸化合物とポリオールの複合体

*3 中性化深さは、フェノールフタレイン溶液の呈色しない深さを3点で測定しその平均値とした。

BFS8000 の 4 種類を用いた。練混ぜ水はイオン交換水を使用し、塩分は NaCl を練混ぜ水に混入して添加した。

モルタルの配合を表-2 に示す。水結合材比 (W/B) を 50% と一定にし、スラグの添加はセメントの内割で 30% と 60% の 2 水準とした。塩分の添加量はモルタル 1m³ あたり塩化物イオン換算で 2.85kg とした。

3.2 実験方法

3.2.1 モルタル供試体を用いた塩分量測定

供試体は 40mm×40mm×160mm の角柱供試体とした。打設後 1 日で脱型し、材齢 28 日まで 20℃の室内で湿布養生した。その後、打設時の 1 側面を除く 5 面をアルミテープでコーティングして、8 週間促進中性化養生(温度 20℃, 相対湿度 60%, CO₂濃度 10%)を行った。促進中性化後の中性化深さを表-2 に示す。塩分量測定は、促進中性化前後に JCI-SC4 に準じて可溶性塩分量の測定溶液を作成し、電位差滴定法と IC 法で行った。なお、促進中性化後の供試体はフェノールフタレイン溶液の呈色の有無で中性化領域と未中性化領域に切り分けて、それぞれに含まれる塩分量の測定を行った。さらに、スラグを含むモルタル供試体に対して妨害イオン除去処理を行った測定溶液を作成し、電位差滴定法のみで塩分量の測定を行った。

3.2.2 硫化物イオンを含む模擬試料を用いた妨害イオン除去処理方法

妨害イオンである硫化物イオンを含む水溶液(模擬試料)を作成して H₂O₂ の添加や煮沸処理を行った後、電位差滴定法で測定を行い、妨害イオン除去処理の効果を検証した。

ここで、模擬試料は、CaS(0.13g)を 50℃の Ca(OH)₂ 飽和水溶液 (200ml)で 30 分間攪拌して作成した。また、妨害イオンの除去方法は全塩分量測定で規定されている方法を参考にした。

4. 研究結果

4.1 測定方法の違いによる可溶性塩分量測定値の関係

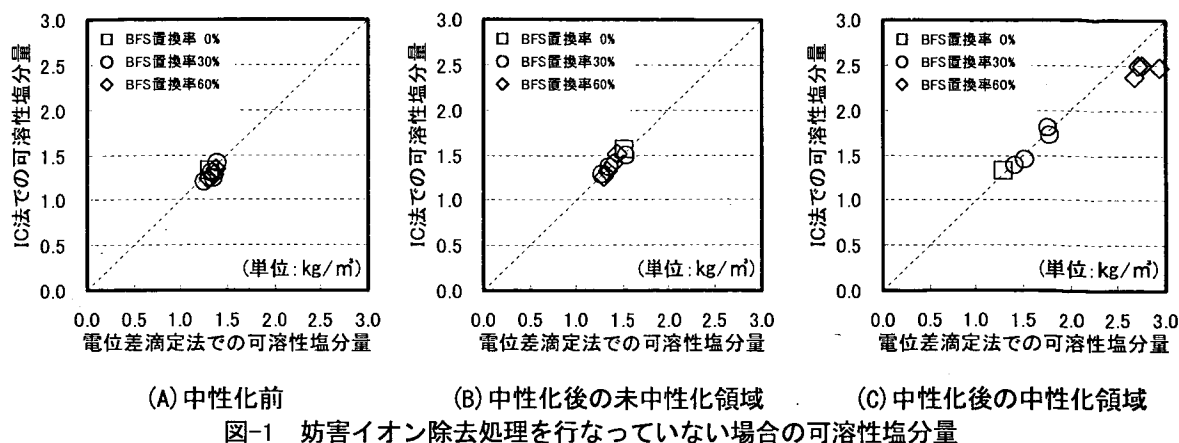
妨害イオン除去に対して特段の処理を行っていない場合の、電位差滴定法と IC 法による可溶性塩分量の関係を図-1 に示す。まず、促進中性化前の測定結果(A)を見ると、可溶性塩分量はスラグの種類や置換率に関わらず全ての配合で約 1.35 kg/m³であった。また、全ての配合で両測定方法の測定結果がほぼ等しくなった。次に、促進中性化後の未中性化領域の測定結果(B)を見ると、促進中性化前と同様に、スラグの種類や置換率が異なる配合で可溶性塩分量の差は見られず、両測定方法の測定結果がほぼ等しくなった。一方、促進中性化後の中性化領域の測定結果(C)を見ると、スラグ無添加の配合に比べスラグを含む配合では可溶性塩分量が多くなり、スラグの置換率が大きくなると可溶性塩分量も多くなった。また、スラグ無添加とスラグ置換率 30%の配合で両測定方法の測定結果はほぼ等しくなった。しかし、スラグ置換率 60%の配合では、電位差滴定法での測定結果が IC 法での測定結果よりも大きくなった。電位差滴定法では、塩化物イオンと硫化物イオンなどの妨害イオンを分離して測定することができないため、測定結果が大きくなったと考えられる。

このことより、電位差滴定法でスラグを含むモルタル中の塩分量を測定する場合、妨害イオンが全ての状況で測定結果に影響を及ぼすのではなく、モルタルが中性化した場合のみ影響があることが分かった。また、今回の実験では、スラグ置換率 60%の配合で妨害イオンの影響が見られた。

4.2 妨害イオン除去処理方法の検討

4.2.1 模擬試料を用いた妨害イオン除去処理方法の検討

酸化剤である H₂O₂ の添加と煮沸の影響を確かめるために、模擬試料 2ml に対して、H₂O₂ を添加せず煮沸処



理を行っていない CASE1 と、 H_2O_2 のみ添加した CASE2 と、 H_2O_2 を添加し煮沸処理を行なった CASE3 の 3 ケースについて、電位差滴定法を行った結果を比較して表-3 に示す。CASE1 に比べ、CASE2、CASE3 の $AgNO_3$ の滴下量は少なく、妨害イオンを含む溶液を電位差滴定法で測定する場合でも、これらの処理を行なえば、妨害イオンの影響を低減できると考えられる。また、 H_2O_2 のみ添加した場合でも妨害イオンはある程度除去できるが、さらに煮沸処理を行なうことでより多くの妨害イオンを除去できることが分かった。

次に、 H_2O_2 の添加量の影響を確かめるために、模擬試料(40ml)に対して、 H_2O_2 を 0ml、2ml、5ml、10ml 加えた 4 ケースについて、電位差滴定法を行なった結果を比較して表-4 に示す。 H_2O_2 を添加しない CASE4 では、 $AgNO_3$ の滴下量が約 1.6ml となり、塩分量に換算した場合は約 $0.12kg/m^3$ となった。一方、 H_2O_2 を 2ml 以上加えれば $AgNO_3$ の滴下量は約 0.5ml とほぼ一定になり、塩分量に換算した場合は約 $0.04kg/m^3$ であった。模擬試料を用いた場合では、 H_2O_2 を 2ml 添加すれば、妨害イオンはほとんど除去できることが分かった。

4.2.2 妨害イオン除去処理の効果の確認

妨害イオン除去処理として H_2O_2 を 5ml 添加し煮沸処理を行なった場合の電位差滴定法と IC 法による可溶性塩分量の関係を図-2 に示す。図-1 (C) で電位差滴定法と IC 法の測定結果が異なったスラグ置換率 60% の配合でも、妨害イオンの除去処理を行なった場合は両測定方法の測定結果はほぼ等しくなった。また、他の配合でも、妨害イオン除去処理を行なった電位差滴定法と IC 法の測定結果がほぼ等しくなった。したがって、スラグを含むモルタル中の可溶性塩分量を電位差滴定法で測定する場合でも、本実験で示した妨害イオン除去処理を行なえば、適切に測定できることが確認できた。

表-3 各種妨害イオン除去処理方法と $AgNO_3$ の滴下量の比較

	CASE1	CASE2	CASE3
溶液分取量	2ml		
抽出液	$Ca(OH)_2$		
H_2O_2 添加量 ^{*1}	×	2ml	2ml
煮沸処理 ^{*2}	×	×	○
$AgNO_3$ 滴下量 ^{*3}	0.821ml	0.442ml	0.187ml

*1 過酸化水素水の濃度は30%

*2 煮沸処理は、沸騰後3分間行なった。

*3 硝酸銀の濃度は1/200規定

表-4 H_2O_2 の添加量と $AgNO_3$ の滴下量の比較

	CASE4	CASE5	CASE6	CASE7
溶液分取量	40ml			
抽出液	$Ca(OH)_2$			
H_2O_2 添加量 ^{*1}	0ml	2ml	5ml	10ml
煮沸処理 ^{*2}	○	○	○	○
$AgNO_3$ 滴下量 ^{*3}	1.579ml	0.417ml	0.468ml	0.519ml
Cl 換算量 ^{*4}	$0.12kg/m^3$	$0.03kg/m^3$	$0.03kg/m^3$	$0.04kg/m^3$

*1 過酸化水素水の濃度は30%

*2 煮沸処理は、沸騰後5分間行なった。

*3 硝酸銀の濃度は1/200規定

*4 下記の式¹⁾で算出

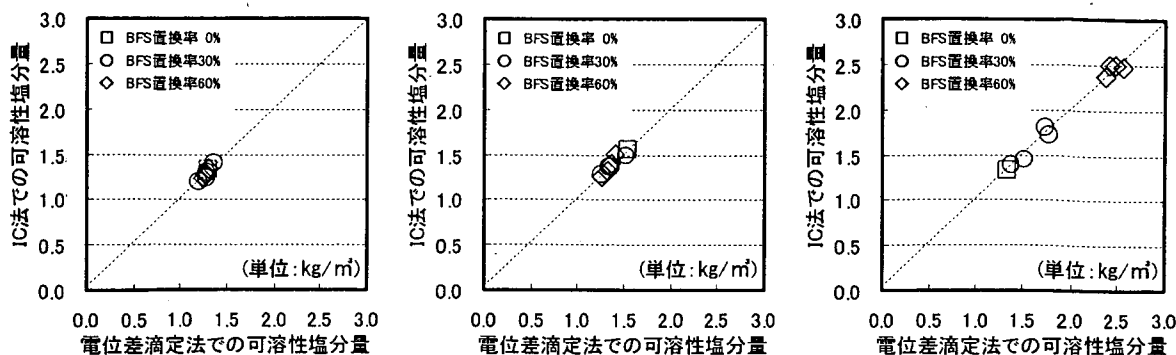
$$C = \frac{V \times 0.000292 \times F}{W} \times \frac{200}{X} \times 100$$

ここで、

C:塩化物イオン量(kg/m^3)、V: $AgNO_3$ の滴下量(ml)、

F:ファクター(1.00)、X:溶液分取量(ml)

W:モルタルの粉末試料(ここでは40.0gとした)



(A) 中性化前 (B) 中性化後の未中性化領域 (C) 中性化後の中性化領域
図-2 妨害イオン除去処理を行なった場合の可溶性塩分量

4.3 妨害イオン量の測定結果

図-1 で電位差滴定法と IC 法の測定結果が異なったスラグ置換率 60% の中性化領域での妨害イオン量を図-3 に示す。ここで妨害イオン量は、妨害イオンの除去処理を行っていない電位差滴定法の測定結果と妨害イオンの除去処理を行なった電位差滴定法の測定結果の差とした。粉末度がほぼ等しい K 社製と S 社の BFS4000 の妨害イオン量を比較すると、K 社製のスラグを含む配合は S 社製のスラグを含む配合よりも多くなった。また、S 社製のスラグを用いた配合の妨害イオン量は、粉末度が大きくなると若干多くなるが、その増加量は極めて少なかった。つまり妨害イオン量は、スラグの粉末度には影響されにくい、スラグ製造メーカーにより異なることが分かった。

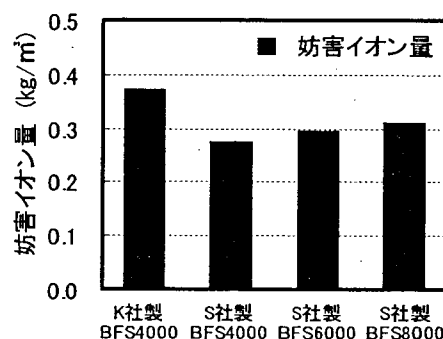


図-3 スラグ置換率 60% の中性化領域での妨害イオン量

5. 結論

本実験では、高炉スラグ微粉末の種類や置換率と中性化の有無が電位差滴定法の測定結果に及ぼす影響について検討し、以下の結果が得られた。

- (1) 妨害イオンは、高炉スラグ微粉末を含むモルタルが中性化すると生成され、本実験では、スラグ置換率 60% の配合で妨害イオンの影響が見られた。
- (2) 妨害イオンは、過酸化水素水を添加し 5 分間煮沸処理すれば、電位差滴定法での測定に支障がないことが分かった。
- (3) 妨害イオン量は、スラグの粉末度には影響を受けにくい、スラグの種類により異なることが分かった。

6. 謝辞

本研究を行なうにあたり、多大なご指導ご協力を頂いた構造物マネジメント技術チームの河野広隆主席研究員、古賀裕久研究員ならびに構造物マネジメント技術チームの皆様へ深く感謝の意を表します。

〈参考文献〉

- 1) 日本コンクリート工学協会：硬化コンクリート中に含まれる塩分の分析方法 (JCI-SC4)

所 属 株式会社ウエスコ

電磁波レーダ測定におけるコンクリートの比誘電率とかぶり測定

チーム名 構造物マネジメント技術チーム
氏 名 山口 順一郎

1. まえがき

コンクリート構造物のかぶり厚さを把握しておくことは、維持管理をしていく上で有効である。一般に構造物のかぶり厚さを確認する方法としては、コンクリートをはつり取る方法がある。しかし、確実に厚さを把握することはできるものの、はつり取った部分のみの情報しか入手できず全体の代表値とはならないこと、また、構造物の破壊を伴うことから、好ましい方法とはいえない。そこで、現在、非破壊試験による手法として電磁波レーダ法、電磁誘導法などでかぶりを検査する手法の検討がなされている¹⁾。本文では、その中でも取り扱いが簡単で、かつ短時間で広範囲の調査が可能な電磁波レーダ法について、かぶり測定の精度向上のための検討を行った。

2. 研究目的

電磁波レーダ法でかぶりを精度良く測定するためには、コンクリートの比誘電率を的確に設定する必要がある。しかし、コンクリートの比誘電率の特性については明らかにされていない。そこで、本試験では、比誘電率の特性を確認することを目的として、材齢、コンクリートの種類、表面からの距離との関係について検討を行った。これまでは、比誘電率を推定する方法がなく、やむを得ず、測定対象とする構造物に対してコア抜きやはつりを行い、かぶり厚さを確認していたが、構造物の維持管理上望ましくない。そこで、非破壊的に比誘電率を推定する方法として、鉄筋径を利用した方法について検討を行った。

3. 研究方法

3.1 試験供試体

供試体は、雨がかりの影響など実際の構造物を模擬し、各種条件の違いを把握するため、図-1に示すようなボックス型とした。配筋は、鉄筋種類（異形棒鋼，丸鋼），径，間隔，かぶり等による測定結果の違いを確認するため，様々なパターンで配置した。配合も表-1に示すように各部位で異なる配合条件としている。

なお，供試体の作製は，土木研究所敷地内の屋外においてコンクリートを打設した後，散水養生を4日間行ない，各部位ごとに脱型を行った。脱型時の材齢は，頂版が4日，側壁が18日，底版が32日であった。

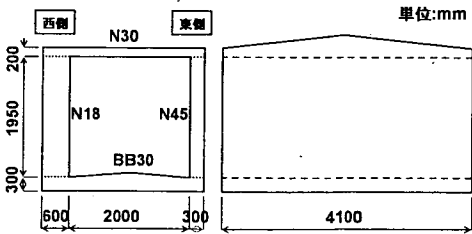


図-1 供試体寸法

3.2 測定装置

測定装置の特徴を表-2に示す。この装置は，測定現場のコンクリートの比誘電率を推定し，装置に入力することによりかぶりを求める方法である。比誘電率の推定方法は，ボーリング等で測定現場の一箇所の深さを実測するか，あ

表-1 ボックス供試体の部位ごとの配合

部位	セメント	呼び強度	組骨材の最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	水セメント比 (%)
頂版	N	30	20	8	50
薄壁	N	45		12	35
厚壁	N	18		8	70
底版	BB	30		8	50

るいは壁等の厚さの分かっている箇所を測定して、測定値が実測値に近い値になるように比誘電率を調整する方法が一般的である。

3.3 測定時期

供試体の測定材齢は1週、4週、16週、24週であり、測定前日の天候は雨天を避けた。なお、含水率分布は、既往の実験結果²⁾のように表面が小さく、内部ほど大きくなっているものと考えられる。

4. 研究結果

4.1 比誘電率の特性についての検討

(1) 測定内容

測定箇所は、頂版上面、両側壁内外面、底版上面の計6面で実施した。測定を行った鉄筋のピッチは200～300mm程度であり、隣り合う鉄筋の影響をなるべく受けないように設定した。また、実測かぶり確認のための小径コアの採取数は、表-3で示す箇所、全26箇所採取した。

(2) 比誘電率推定と測定結果

実測かぶりは、φ25mmのコアを採取し、採取コアもしくは削孔跡よりノギスを用いて測定した。

比誘電率推定は、式(1)により、設定した比誘電率でのかぶり測定値から電磁波の反射時間 T を算出し、式(2)により供試体コンクリートの比誘電率を算出した。

$$T = \frac{2D'\sqrt{\epsilon_0}}{C} \quad (1) \quad \epsilon_r = \left(\frac{CT}{2D}\right)^2 \quad (2)$$

ここに、 ϵ_0 : 設定したコンクリートの比誘電率(10.7, 8.0, 6.2), ϵ_r : 供試体コンクリートの比誘電率, T : 反射時間($\times 10^{-9}$ s), C : 空気中での電磁波速度(3×10^{11} mm/s), D : 実測かぶり(mm), D' : 設定した比誘電率でのかぶり測定値(mm)である。

表-3に各部位での実測かぶり結果、24週での測定結果、その結果を元に算出した比誘電率を示す。また、表-3のかぶり測定値は、比誘電率を8.0に設定した時の値である。

(3) 材齢と比誘電率

図-2に実測かぶりと材齢ごとの比誘電率の関係を示す。なお、グラフ中の実線は、各材齢での分布状態を近似的に回帰した曲線である。回帰曲線は文献2)を用いた。

比誘電率が変化している100mm未満での傾向をみると、比誘電率の値は、1週→4週→16週と材齢を重ねるごとに小さくなる傾向がみられた。その原因としては、コンクリートの水和作用による水分量の変動や水分の蒸発等によりかぶりコンクリート内の水分量に変化していることが考えられる。また、16週と24週が逆転していることから、比誘電率は、測定日の含水状態により変化するというを示しているといえる。また、100mmより深くなると、

表-2 測定装置仕様

項目	装置
測定可能厚さ	5～200mm
深度方向分解能	2～3mm
周波数	400～950MHz
寸法・重量	160×210×150mm, 約1kg

表-3 かぶり測定と比誘電率結果

	No.	鉄筋径	実測かぶり(mm)	かぶり測定値(mm)	比誘電率
頂版	[1]	Φ12	107.8	110	8.3
	[2]	Φ12	108.5	110	8.2
	[3]	Φ12	142.0	149	8.8
	[4]	Φ12	101.4	100	7.8
側壁	[5]	D25	140.9	140	7.9
	[6]	D19	121.5	121	7.9
	[7]	D19	120.8	121	8.0
	[8]	D38	79.0	74	7.0
	[9]	D19	59.6	55	6.8
	[10]	D25	78.8	74	7.1
	[11]	D22	31.7	24	4.6
	[12]	D13	18.4	5	0.6
	[13]	D22	33.2	30	6.5
	[14]	D32	86.8	84	7.5
	[15]	D25	61.7	57	6.8
	[16]	D13	83.7	79	7.1
	[17]	D51	71.8	65	6.5
	[18]	D25	124.0	119	7.4
	[19]	D51	71.7	65	6.6
底版	[20]	D19	82.4	79	7.4
	[21]	D19	71.0	69	7.6
	[22]	D19	97.0	96	7.8
	[23]	D19	95.8	96	8.0
	[24]	Φ20	94.7	93	7.7
	[25]	Φ20	60.2	55	6.7
	[26]	D19	91.7	89	7.5

比誘電率の値は一定に近づくが、その値も測定日の含水状態により変化すると考えられる。

(4) コンクリートの種類と比誘電率

図-3は、コンクリートの種類ごとに実測かぶりと比誘電率の関係を示したものである。

本試験で用いた供試体は、各部位（N30：頂版，N45：側壁厚壁，N18：側壁薄壁，BB30：底版）でコンクリートの種類を変えていたが、実測かぶりと比誘電率の関係をみるかぎり、特に種類でばらつきもないことから、コンクリートの種類が比誘電率の特性に与える影響は少ないと考えられる。また、同様に打設面か、側面かといったことについても影響は少ないと考えられる。

(5) 考察

本実験より、コンクリートの比誘電率特性に影響を与える要因としては、材齢や表面からの距離による含水状態の影響が大きいと考えられる。また、表面からの距離が100mm以上では比誘電率が一定に近づくが、100mmより浅い範囲では、比誘電率が変化するため、条件に応じて比誘電率を求める必要があるといえる。

そこで、各部位ごとにかぶりが異なる構造物に対して、代表的な数点を測定することで非破壊で効率的に比誘電率を推定する方法があれば、検査手法として非常に有効であるといえる。

4.2 鉄筋径による比誘電率の推定

(1) 比誘電率の推定方法

非破壊的に比誘電率を求める方法として、交差する鉄筋のかぶり差が鉄筋径と同値となることを利用する方法³⁾を基本にして検討を行った。なお、深さ方向での比誘電率の変化の影響を考慮していない。比誘電率の算定式を以下に示す。

$$T = \frac{2d'\sqrt{\epsilon_o}}{C} \quad (3) \quad \epsilon_r = \left(\frac{CT}{2d} \right)^2 \quad (4)$$

ここに、 $\overline{T}$ ：各設定比誘電率での反射時間の平均($\times 10^{-9}$ s)， C ：空気中での電磁波速度(3×10^{11} mm/s)， d ：鉄筋径（ふしの谷部と山部間の実測値）(mm)， d' ：交差する鉄筋のかぶりの差(mm)である。

(2) 実測かぶりと推定比誘電率を用いて算出した推定かぶりとの比較

本試験では、図-4に示す2方法で比誘電率の推定を行った。

方法1：交差する鉄筋のかぶり差（鉄筋1本分）で推定する方法。

方法2：縦方向鉄筋の前後（上下）に丸鋼をあらかじめ配置し、鉄筋2本分の差で推定する方法。

図-5は、横軸に鉄筋径を縦軸にかぶり推定値と実測かぶりとの差（誤差）を、図-6は、実測かぶり

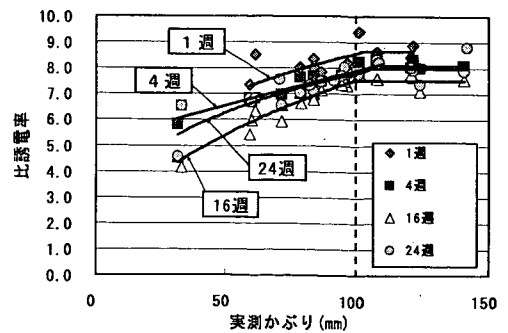


図-2 材齢ごとの実測かぶりと比誘電率

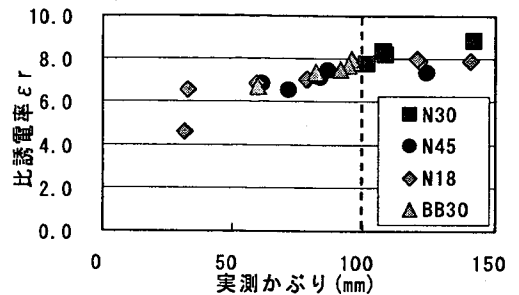
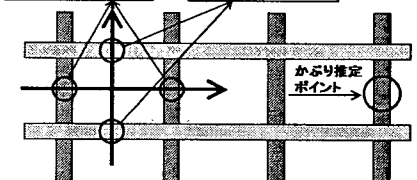


図-3 実測かぶりと比誘電率

方法1(頂版[1], 側壁[2, 3, 4, 5, 6], 底版[7])

比誘電率の推定に用いるかぶり差 =

深い鉄筋かぶりの平均 - 浅い鉄筋かぶりの平均



方法2(頂版[8], 底版[9])

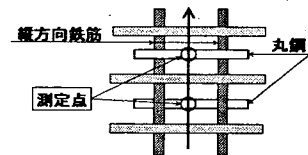


図-4 測定概念図

と誤差の関係を示す。

図-5より、鉄筋径が小さいほど誤差が大きくなる傾向がみられた。ここで、鉄筋径D51で誤差が10mm程度と大きくなっているが、これは表面からの距離が浅いことによる影響と考えられる(図-6)。また、図-6では、表面からの距離が浅いほど誤差が大きくなる傾向がみられた。ここで、100mm付近で誤差が15~20mm程度と大きくなっているものは、いずれも鉄筋径が小さいことによる影響と考えられる(図-5)。このように、鉄筋径が小さいほど、また表面からの距離が浅いほど誤差が大きくなる。その原因として、測定機器の分解能の問題がある。機器の分解能は2~3mmであることから、鉄筋径が小さい場合や表面からの距離が浅い場合には、かぶり推定値に与える影響は大きくなる。これが誤差が大きくなった原因と考えられる。

また、方法1と2で対応する頂版([1]と[8])と底版([7]と[9])の結果を比べると、鉄筋1本で推定する方法1より鉄筋2本で推定する方法2の方が誤差が小さくなる結果となった。

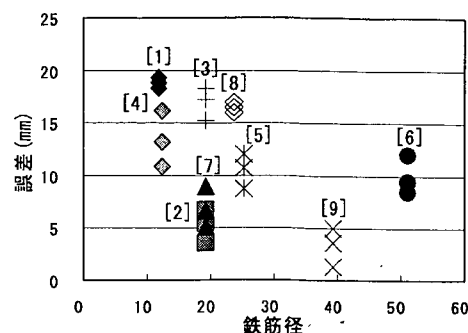


図-5 鉄筋径と誤差

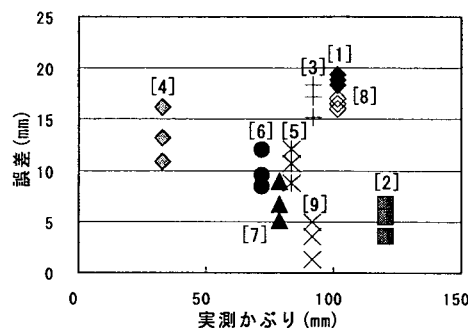


図-6 実測かぶりと誤差

5. 結論

- (1) コンクリートの比誘電率は、若材齢では含水量が多いため大きめの値を示すが、材齢の経過に伴う水和作用や蒸発等により値は小さくなる。よって、実際は測定日の含水状態により、値が変化するため、測定日ごとの設定が必要である。
- (2) コンクリートの表面からの距離が100mmより深い位置においては、比誘電率は一定の値に近づくが、100mmより浅い範囲では比誘電率は変化するため、表面からの距離に応じた比誘電率の設定が必要である。
- (3) 比誘電率の特性に、コンクリートの種類や打設面か側面かの影響は少ないと考えられる。
- (4) 鉄筋径から比誘電率を求める方法は、表面からの距離が浅い場合や鉄筋径が小さい場合には、機器の分解能の影響を受けやすく、誤差が若干大きくなる傾向になることが分かった。今後、精度よくかぶり推定を行うためには、更なる測定機器の分解能の向上が望まれる。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なご指導ご協力を頂いた構造物マネジメント技術チームの河野広隆主席研究員、森濱和正主任研究員ならびに構造物マネジメント技術チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所 属 株式会社構造技術センター

〈参考文献〉

- 1) 森濱和正ほか：「非破壊試験によるコンクリート品質、部材厚さ、かぶり厚さの検査方法に関する研究」、コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.1, pp.511-516, 2001.5
- 2) 「非破壊試験によるコンクリート品質、厚さ、鉄筋かぶり・径の計測に関する研究」、非破壊検査第52巻12号, pp.691-696, 2003.12.
- 3) 野田一弘ほか：「実構造物コンクリートの比誘電率の非破壊推定方法」、土木学会第58回年次学術講演会, pp.841-842, 2003.9

急速塩分浸透性試験における電気泳動（非定常）法を迅速化するための検討

チーム名 構造物マネジメント技術チーム

氏 名 北 山 良

1. まえがき

イオンの電気泳動を応用した急速塩分浸透性試験（以下、RCPT）には、定常状態となった塩化物イオンのフラックス（流束：塩化物イオンの流れ、すなわち単位時間・単位断面積を流れる塩化物イオン量）に基づいて実効拡散係数を求める方法（JSCE G 571）¹⁾がある。これに対し、渡辺ら²⁾は、塩化物イオンのフラックスを非定常状態のままコンクリート中で停止させ、 AgNO_3 水溶液を噴霧して得られる塩化物イオン浸透深さから拡散係数を算定する方法（以下、電気泳動（非定常）法）を提案しており、迅速かつ簡易な方法として注目されている。しかし、 AgNO_3 水溶液を噴霧した場合の変色境界の塩化物イオン濃度や過大電圧の印加の影響など、いくつかの不明確な点があり、試験を迅速化させるためにはこれらを解明する必要がある。特に迅速化のためには供試体に印加する電圧を大きくすることになるが、過大な電圧の印加は、コンクリートの供試体の塩分浸透性を変化させてしまう可能性がある。これらの問題を明らかにするために、本研究では、通電後の供試体の塩化物イオン濃度の測定を実施し、塩分浸透深さだけでなく、供試体内部の塩化物イオン分布の比較検討を行った。

2. 研究目的

急速塩分浸透性試験をさらに迅速化するための検討として、コンクリート中を電気泳動させた非定常状態の塩化物イオン濃度の分布状態を把握した。まず、異なる印加電圧を所定時間通電したコンクリート供試体に対し、 AgNO_3 水溶液の噴霧による変色境界を求めた。次にこの境界を基準にして電位差滴定法で、コンクリート中の塩化物イオン濃度の分布を調べた。これらの結果から、通電条件の違いが塩化物イオン濃度分布に与える影響ならびに AgNO_3 による変色境界と塩化物イオン濃度との関係について考察した。さらに、塩化物イオン濃度分布を EPMA により分析を行い、その結果から通電条件（印加電圧と通電時間）の違いが塩化物イオン濃度分布に与える影響、また AgNO_3 水溶液の噴霧によって定められる変色境界位置での塩化物イオン濃度との関係について検討を行った。

3. 研究方法

3.1 実験方法

コンクリートは、普通ポルトランドセメントを使用し、細骨材率と単位水量を一定に保ち、水セメント比を 45, 55 および 65% の 3 配合とした。目標としたスランブはいずれも $12 \pm 2\text{cm}$ とし、空気量は $4.5 \pm 1\%$ とした。打設後 20°C の水中にて 30 日水中養生したコンクリート供試体（寸法： $\phi 100 \times 200\text{mm}$ ）を厚さ 50mm の円盤状に切断し、真空飽水処理を行った。実験装置の概略を図-1 に示す。実験装置では、容積約 500ml の容器中に陰極側を濃度 10% の NaCl 水溶液で、陽極側を 0.3N- NaOH 水溶液で満たし、図-1 のように溶液暴露面以外を防水処理した供試体を設置した。通電条件は、各配合で電極間電圧として 30V の場合 6 および 12hrs, 60V の場合 3 および 6hrs とした。

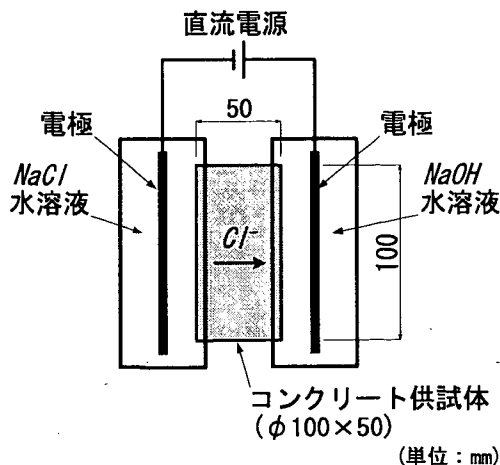


図-1 実験装置の概略

通電終了後にコンクリート供試体を割裂し、一方の割裂面に AgNO_3 水溶液を噴霧し塩化物イオン浸透深さを測定した。 AgNO_3 水溶液を噴霧しなかった側の供試体について、 AgNO_3 水溶液による浸透深さを基準として6~7mm間隔で分割した。これらを用い、JCI-SC4に基づいて全塩化物量を測定し、これを電位差滴定法による塩化物イオン濃度とした。 AgNO_3 水溶液を噴霧した $W/C=55\%$ の供試体に対して、EPMAによるマッピング分析を行った。濃度既知の塩化物の発色を基準として供試体中の塩化物イオンを定量した。測定で行われた各ピクセル (EPMAでの測定最小単位 0.12mm/ピクセル 供試体サイズ 52.8mm×51.6mm に対してピクセル数 440×430) のX線強度から各ピクセルの濃度を算出した。なお、電位差滴定法では骨材を排除せず塩化物イオン濃度を求めたため、EPMAによる定量においても対象断面にある骨材の占める領域も省略せずに行った。

4. 研究結果

4.1 電圧の設定が AgNO_3 水溶液による塩化物イオン浸透深さに及ぼす影響

図-2に AgNO_3 水溶液による塩化物イオン浸透深さと通電時間の関係を示す。まず、通電条件が 30V-6hrs と 60V-3hrs (いずれも 180V·hrs) を比較すると、塩化物イオン浸透深さはほぼ等しい値を示すのに対し、30V-12hrs と 60V-6hrs (いずれも 360V·hrs) の比較では、60V-6hrsの方が塩化物イオン浸透深さは大きくなっている。

ここで、図-3は通電中における溶液温度の経時変化であるが、60Vの印加電圧で通電した場合には、溶液温度が大きく上昇していることが分かる。この点に関して、渡辺ら²⁾は、通電に伴う溶液温度の上昇量が 20℃程度に抑えられれば、塩分浸透に与える影響は少ないとしている。本実験の範囲では、通電時間が 3hrs 程度であれば、60Vの印加電圧でも溶液の温度上昇は、供試体の塩化物イオン浸透性には影響を及ぼさないが、60Vの印加電圧で6時間の通電を行うと溶液温度が上昇し、塩分浸透性を変化させてしまうと考えられる。この塩分浸透性を変化させてしまう原因が、溶液の温度上昇すなわちコンクリート供試体の温度上昇によるものか、コンクリート供試体への過大な電荷による電気的性質 (抵抗値) の変化によるものかは、今後更なる検討が必要であると思われる。

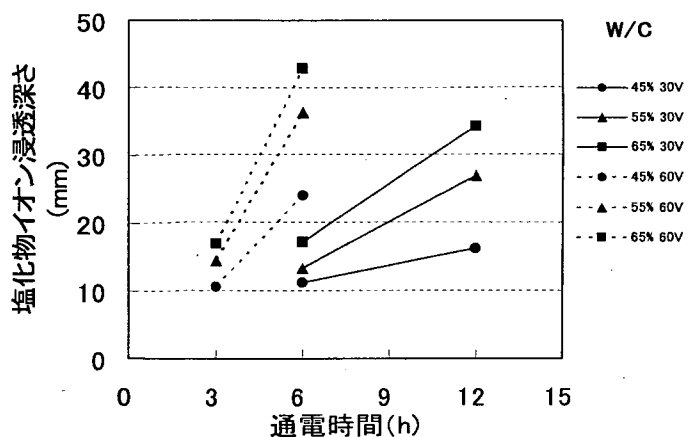


図-2 通電時間と塩化物イオン浸透深さの関係

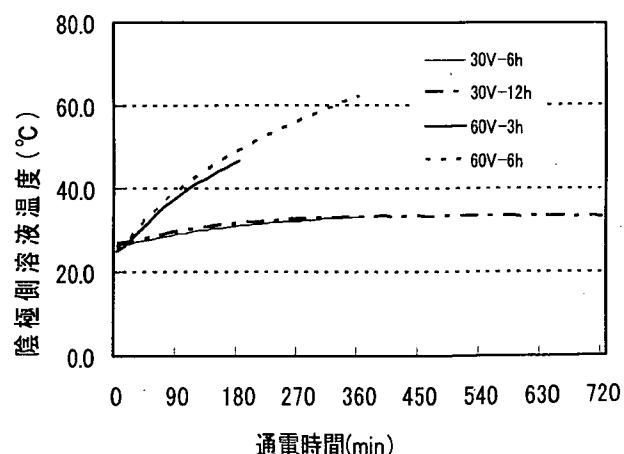


図-3 通電時間と $W/C=65\%$ の陰極溶液温度の関係

4.2 電位差滴定法による塩化物イオン濃度に関する検討

所定の通電を行った試験体を分割し、JCI-SC4に基づいて全塩化物量を測定し、コンクリート 1m^3 あたりの全塩化物量の分布状態とした結果を図-4に示す。なお、図中には、前項で得られた AgNO_3 水溶液による塩化物イオン浸透深さの位置を○で示した。W/C=45%の場合、塩化物イオン濃度の分布が深さ方向に急激に変化しているのに対し、W/C=65%の場合には、塩化物イオン濃度の分布は深さ方向に緩やかであった。すなわち、配合条件のちがいが電気泳動を行った供試体の塩化物イオン分布に影響を及ぼしていることがわかる。

また、通電条件が30V-6hrsと60V-3hrsの場合を比較すると塩化物イオン濃度の分布は、いずれのW/Cにおいてもほぼ同様であるのに対し、30V-12hrsと60V-6hrsを比較すると、同じ360V・hrsの通電であるにもかかわらず、濃度の分布状態が異なる傾向を示している。この結果からも、60Vの通電の場合には、通電時間が長くなれば塩分濃度の分布状態に影響を与えと考えられる。また、図-4に示した変色境界における塩化物イオン濃度を単位セメント量に対する比で表すとW/C=45%では0.20~0.55%、W/C=55%では0.55~1.10%、W/C=65%では0.40~1.25%であった。このばらつきの原因については、今後更なる検討が必要である。

4.3 EPMA分析による塩化物イオン濃度分布に関する検討

W/C=55%の供試体について、EPMAによる塩化物量の分布状態を定量分析した結果と、同一の供試体について電位差滴定法を実施し、得られた塩化物イオン濃度の分布を併記して図-5に示す。図の縦軸は、コンクリート 1m^3 の質量に対する全塩化物イオン量を百分率で示したものである。なお、図中の○印は AgNO_3 水溶液噴霧による変色境界を示している。EPMA分布に凹凸がみられるのは、測定対象領域にある骨材の偏在も含めた上での濃度の定量値であるからである。図-5から塩化物イオン濃度の分布状態は、電位差滴定法とEPMAによる分析結果とではほぼ同様の結果となっていることが分かる。また、塩化物イオンは、 AgNO_3 水溶液による変色境界よりも深部にまで分布しており、その深さは30Vでは6hrs、12hrsとも6mm程度で60Vでは6hrsで8mm、12hrsで15mmだった。 AgNO_3 水溶液の噴霧による変色境界と塩化物イオンの最深部の浸透深さまでの距離は、試験をするコンクリートの塩化物イオン濃度分布によって異なると思われるが、コンクリートの種類や通電条件を変化させ、様々な実験データを蓄積させることにより、ある程度の定量値が求められると思われる。

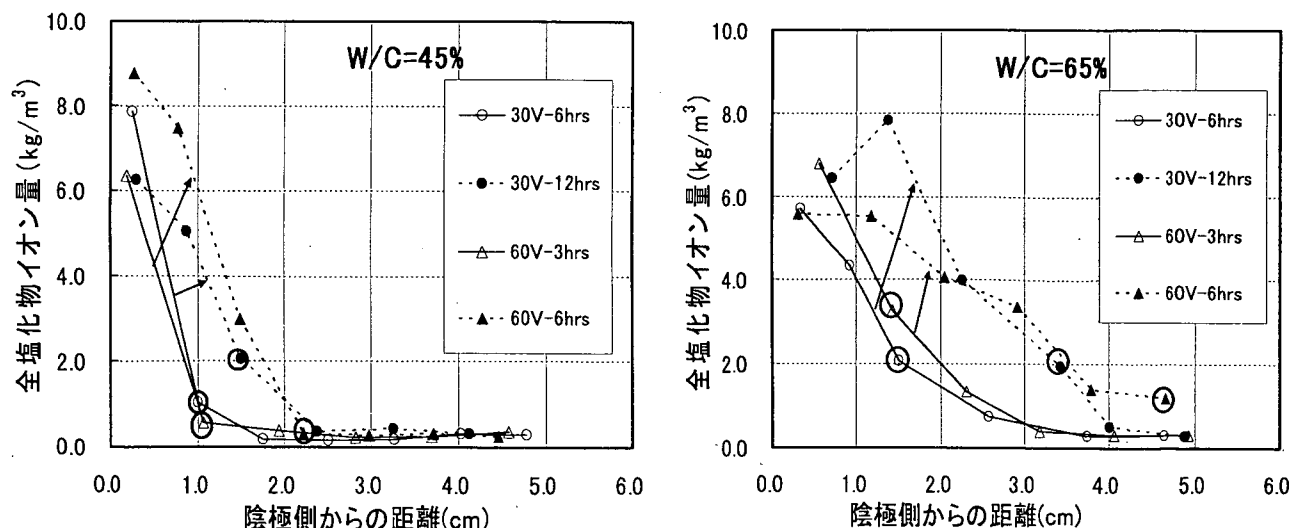


図-4 陰極側からの距離と全塩化物イオン量の関係

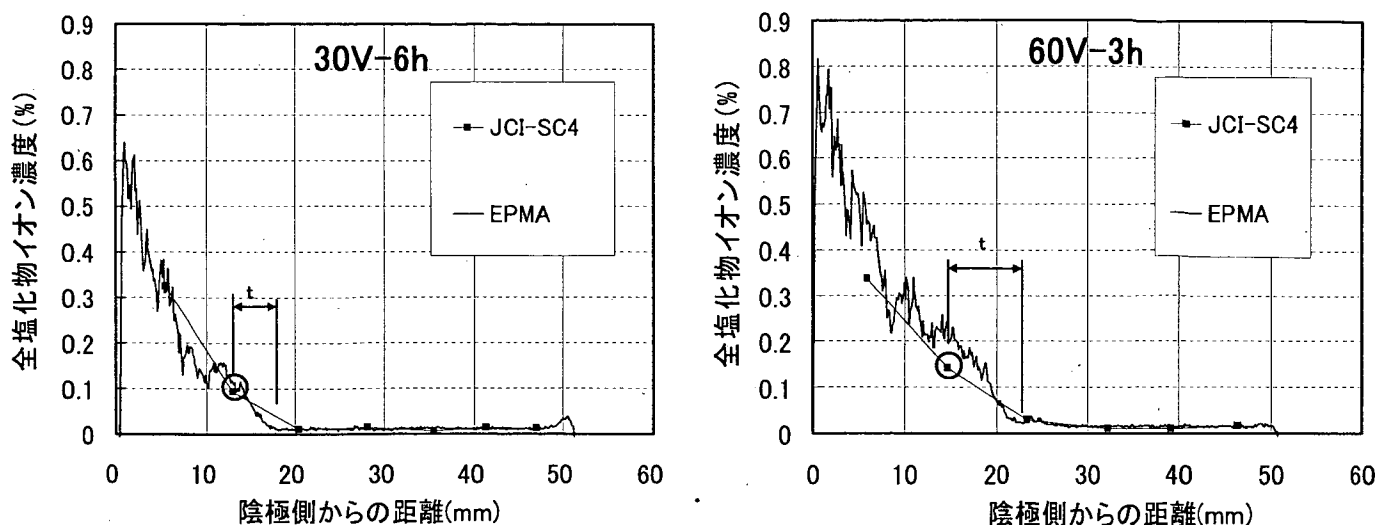


図-5 陰極側からの距離と全塩化物イオン濃度の関係

5. 結 論

本研究の範囲では以下の結論が得られた。

(1) 電気泳動（非定常）法において、供試体に印加する電圧を過大に設定すると、供試体の塩分透過性に影響を及ぼすことが明らかになった。今回の実験で用いた $W/C=65\%$ のようなポーラスなコンクリートでは $60V$ の電圧を印加すると悪影響が生じることがわかった。よって供試体を通過する電流量を制御するような印加電圧の設定が必要である。

(2) 電位差滴定法による塩化物イオン濃度の分布状態は、 W/C が低いほど急峻となる。逆に W/C の大きいコンクリートでは、電気泳動においても塩化物イオン濃度の分布状態は緩やかな傾向を示した。

(3) $AgNO_3$ 水溶液の噴霧による浸透深さの変色境界位置での塩化物イオン濃度は、配合によって多少ばらつくことがわかったが、ばらつきの原因については、今後更なる検討が必要である。

(4) $AgNO_3$ 水溶液の噴霧による変色境界と塩化物イオンの最深部の浸透深さまでの距離については、試験をするコンクリートの塩化物イオン濃度分布によって異なると思われるが、今後種々の結合材を用い、水結合比や通電条件を変化させ、様々な実験データの蓄積により、ある程度の定量的数値を導き出せる可能性があると思われる。

6. 謝 辞

本研究を行うにあたり、多大なご指導ご協力を頂いた構造物マネジメント技術チームの河野広隆主席研究員、渡辺博志主任研究員、久田真主任研究員ならびに構造物マネジメント技術チームの皆様深く感謝の意を表します。

所 属 株式会社 日本ピーエス

〈参考文献〉

- 1) 土木学会：コンクリートの塩化物イオン拡散係数試験方法の制定と規準化が望まれる試験方法の動向，コンクリート技術シリーズ No55，2003
- 2) 渡辺 豊，河野広隆，渡辺博志：コンクリートの急速塩分浸透性試験による塩化物イオン拡散係数の算定について，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No. 1，pp. 663-668，2002

低品質細骨材の有効利用に関する調査

チーム名 構造物マネジメント技術チーム

氏 名 松浦 誠司

1. まえがき

コンクリートダム建設工事では、膨大な量のコンクリート骨材が使用される。一般に、これらの骨材はダムサイト近辺に設けられた原石山より採取されている。コンクリートの品質を確保するためには、良質な骨材を使用することが必要であるが、その一方で品質の劣る原石（低品質骨材）は使うことなく廃棄されている。

近年、環境への配慮から掘削したまま廃棄する岩石の量を極力減らすことが望まれている。また、動物や植物の貴重種の保護のために、仮に良好な原石山が存在しても工事ができず、やむなく品質の劣る山から原石を採取する状況も生じている。

これらの背景から、品質基準を満たしていないため従来使用されることのなかった骨材（低品質骨材）であっても、フレッシュ性状や強度や耐久性など硬化後の諸性状を改善することで、コンクリート骨材として有効利用することが求められている。

2. 研究目的

低品質骨材の有効利用に関する研究¹⁾はこれまで粗骨材を中心に行われてきており、細骨材に関する研究は少ない。一般に、岩石中の品質の劣る部分は骨材製造中に細粒化され、細骨材となりやすい。このため、低品質細骨材の有効利用は廃棄される岩石量の削減に有効であると考ええる。

本研究は、各地のダム原石山から低品質の岩石を収集し、①これを用いて製造した低品質粗骨材と低品質細骨材の物理的品質の違いを明らかにし、②低品質骨材の使用によるコンクリートの品質への影響が、粗骨材と細骨材でどのように異なるかを把握し、③低品質細骨材の使用の可否について検討することを目的としている。

3. 研究方法

3.1 使用材料について

品質基準を満たしていないために廃棄岩とされている岩種や劣化条件の異なる岩石（掘削ズリ）を、3箇所のコンクリートダム現場の原石山より採取した。各岩石の特徴を表-1に示す。これら岩石は、25mmおよび5mmフルイでふるい分け、細骨材(5mm以下)と粗骨材(5-25mm)に分割した。細骨材は微粉量が多かったために水洗いした。このようにして製造した低品質骨材との比較のため、一般のコンクリート用骨材として使用されている良質な骨材（細骨材、粗骨材をそれぞれA骨材と呼ぶ）を使用した。

各骨材の物理的性質およびその他の使用材料を表-2に示す。コンクリート用砕石、砕砂の品質基準としては、密度 2.50g/cm³以上、吸水率 3.0%以下、安定性

表-1 各骨材の特徴

	特徴	色
Z骨材	強い風化を受けた砂岩であり、ハンマーの打撃で砕ける	褐色
T骨材	熱水変質を受けフォルンヘルス化した安山岩、ひび割れ多い	やや褐色
D骨材	風化してマサ化した粗粒花崗岩	部分的に褐色
A細骨材	川砂	灰色
A粗骨材	硬質砂岩の砕石	黒～灰色

損失質量は粗骨材で12%以下、細骨材で10%以下、微粒分量は粗骨材で1%以下、細骨材で7%以下とされている。今回の試料については細骨材のZとT、粗骨材のZ、T、Dがこの基準を下回った。一方、Dの細骨材については比較的良好な数値を示した。Dの細骨材は粗粒花崗岩がマサ化したものであり、風化が進み、結晶間の結合は緩んでいるものの、結晶がばらばらになった後の各粒子は堅硬な状態であるために、比較的良好な試験値が得られたと考えられる。

細骨材の粒度分布は図-1に示すとおりで、それぞれ粒度分布がやや異なるものの、いずれも基準の範囲内であった。

3.2 実験方法

表-3に示す骨材の組合せおよび配合について実験を行った。各配合は水セメント比、細骨材率、目標空気量、AE減水剤添加率を統一し、単位水量は原則として165kg/m³とした。

各配合についてコンクリートを練混ぜ、スランブ、空気量、ブリーディング率を測定し、材齢28日の圧縮強度および凍結融解耐久性を比較した。凍結融解試験は10×10×40cmの角柱供試体を1配合あたり2本ずつ作製し、材齢28日まで水中養生を行い、JIS A 1148の水中凍結融解法に準拠した。

4. 研究結果

4.1 フレッシュ性状

スランブ試験の結果を図-2に示す。骨材ZおよびTのケースでは、これらの細骨材を使用した配合（配合Z-S、Z-SGおよび配合T-S、T-SG）が、粗骨材のみに低品質骨材を用いた配合（配合Z-GおよびT-G）よりもそれぞれスランブが小さくなる傾向を示した。特に配合Z-SおよびZ-SGではスランブが小さく、供試体

表-2 使用材料

分類	種類	絶乾密度 (g/cm ³)	吸水率 (%)	安定性 (%)	微粒分量 (%)
細骨材	A	2.60	1.58	3.5	0.7
	Z	2.42	4.41	28.3	9.4
	T	2.37	4.33	30.4	2.5
	D	2.57	1.37	5.9	1.5
粗骨材	A	2.65	0.50	3.3	0.1
	Z	2.45	3.33	56.4	0.6
	T	2.47	2.74	72.9	0.3
	D	2.53	1.47	22.3	0.2
水		水道水			
セメント		普通ポルトランドセメント			
AE減水剤		リグニンスルホン酸塩			
AE助剤		界面活性剤			

※網かけは規格外

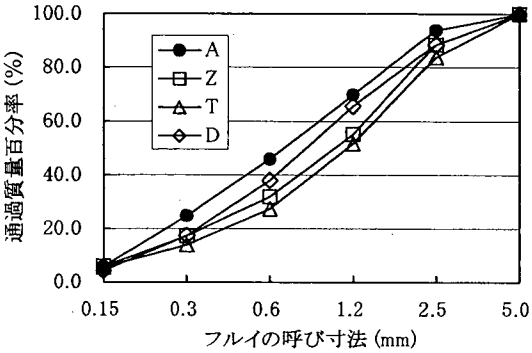


図-1 細骨材の粒度分布

表-3 コンクリートの配合

配合名	細骨材 種類	粗骨材 種類	水セメント 比(%)	目標空気 量(%)	細骨材 率(%)	単位量(kg/m ³)				混和剤量(g/m ³)		測定スランブ (cm)
						水	セメント	細骨材	粗骨材	AE減水剤	AE助剤	
AA	A	A	55	4.5	45	165	300	827	1020	930	3	17.8
Z-S	Z	A	55	4.5	45	195	355	735	950	930	15	9.0
Z-G	A	Z	55	4.5	45	165	300	827	966	930	3	10.1
Z-SG	Z	Z	55	4.5	45	195	355	735	900	930	15	6.0
T-S	T	A	55	4.5	45	165	300	773	1020	930	6	6.8
T-G	A	T	55	4.5	45	165	300	827	971	930	6	17.9
T-SG	T	T	55	4.5	45	165	300	773	971	930	6	3.2
D-S	D	A	55	4.5	45	165	300	815	1020	930	0	13.3
D-G	A	D	55	4.5	45	165	300	827	982	930	0	10.0
D-SG	D	D	55	4.5	45	165	300	815	982	930	0	10.9

の打設ができなかったため単位水量を 195kg/m^3 まで増やしたが、それでもスランプは Z-G よりも小さくなった。一方、骨材 D では低品質細骨材を使用した場合(配合 D-S、D-SG)でも粗骨材のみに低品質骨材を用いた場合(配合 D-G)と比べてスランプの低下が見られなかった。以上のように、岩石の種類によって細骨材と粗骨材でスランプへの影響が異なった。理由として、表-1 に示すように、細骨材 Z および細骨材 T は細骨材 D と比べて微粒分量が多いことが考えられる。このように、スランプの低下は微粒分量と対応する結果となった。

空気量測定時の骨材修正係数を図-3 に示す。低品質の骨材を使用すると骨材修正係数が大きくなる傾向があり、測定空気量の値に対する補正が必要である。特に細骨材に低品質骨材を使用した場合に骨材修正係数が大きくなった。表-1 に示す測定空気量はエアメータで表示された空気量から図-3 の骨材修正係数を差し引いた値として示した。この中で細骨材 D を使用した D-S と D-SG は AE 助剤を添加しなかったにもかかわらず空気量が約 7% と大きくなった。これは風化花崗岩(マサ)の特徴と考えられる。

図-4 はブリーディング率を示したものである。良質な骨材を使用した AA と比較して、低品質骨材を使用した配合はいずれもブリーディング率が小さくなった。また、細骨材、粗骨材共に、微粒分量(表-1)の大きいものほどブリーディング率が小さくなる傾向が認められた。

以上のように、低品質な骨材を使用するとコンクリートのフレッシュ性状が変化する。その影響度合は特に骨材の微粒分量との間に関連性が認められた。

4.2 圧縮強度

圧縮強度試験結果を図-5 に示す。Z 骨材と T 骨材を用いた全ての配合は、AA に比較して圧縮強度が低下した。細骨材の影響と粗骨材の影響を比較すると顕著な差は認められず、圧縮強度に与える影響は細骨材と粗骨材で同程度と考えられる。D 骨材を使用したケースでは、D-G の圧縮強度は AA を上回ったが、D-S と D-SG は AA よりも小さくなった。この 2 つの配合(D-S と D-SG)は他の配合よりも空気量が多かったため、圧縮強度が低下したことが考えられる。

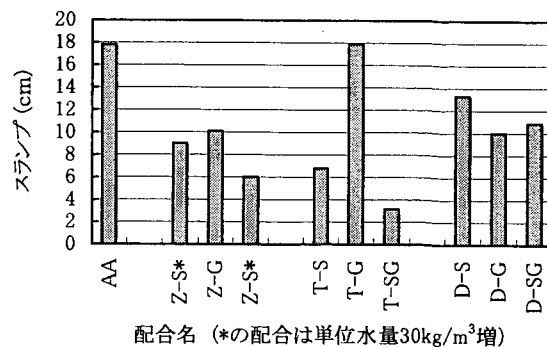


図-2 スランプ

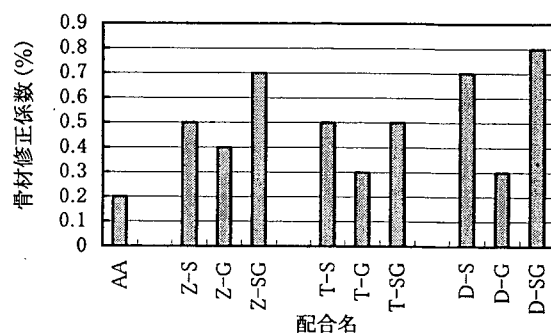


図-3 骨材修正係数

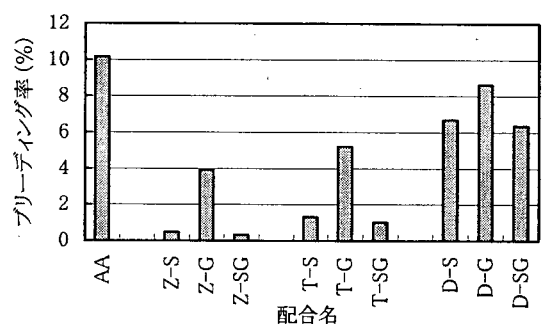


図-4 ブリーディング率

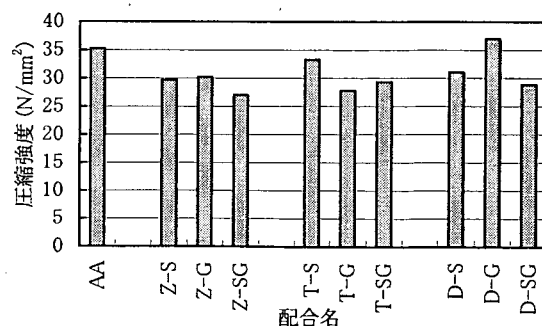


図-5 圧縮強度

4.3 凍結融解耐久性

各骨材を使用した配合の凍結融解試験結果を図-6～8に示す。各図には比較用に良好な骨材を使用したAA配合の結果も示した。

細骨材と粗骨材の影響を比較すると、いずれの図においても、細骨材のみが低品質骨材を使用した配合は、良好な骨材を使用したAAとほぼ同等であった。一方、粗骨材に低品質骨材を使用した配合では動弾性係数の低下が大きくなった。

このように、凍結融解耐久性に対しては、粗骨材の品質低下は凍結融解耐久性に与える影響が大きいが、細骨材の品質低下による影響は小さいことがわかった。

5. 結論

今回の実験結果から、低品質細骨材を使用することによる影響は以下のものであった。

(1)フレッシュコンクリートの品質に与える影響は粗骨材に比較して細骨材のほうが大きい。傾向として①スランプが低下する、②空気量測定時の骨材修正係数が大きくなる、③ブリーディング量が減少する、④粗粒花崗岩が風化したマサ(D骨材)を使用した場合には空気量が増加する、などの傾向が認められた。ただし、骨材の種類によって影響度合いは異なるものであり、①と③については骨材の微粒分量との間に対応関係が認められた。

(2)圧縮強度の低下に与える影響は細骨材と粗骨材とで顕著な差は認められなかった。

(3)凍結融解耐久性に与える影響は粗骨材の影響が大きく、細骨材の影響はわずかであった。

これらの結果から、細骨材に低品質骨材を用いる場合は、コンクリートのフレッシュ性状に与える影響は大きいものの、硬化後の強度や凍結融解耐久性に与える影響は小さく、フレッシュ性状の改善が図れば、有効利用が可能と考えられる。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なご指導ご協力を頂いた構造物マネジメント技術チームの河野広隆主席研究員、片平博主任研究員ならびに構造物マネジメント技術チームの皆様へ深く感謝の意を表します。

所 属 西松建設株式会社

〈参考文献〉

- 1) 小林茂敏、河田博之、高橋正志、高橋弘人、石井良美：コンクリート用骨材に関する調査報告書(1)物理的品質不良骨材に関する試験調査、土木研究所資料第1838号、昭和57年6月

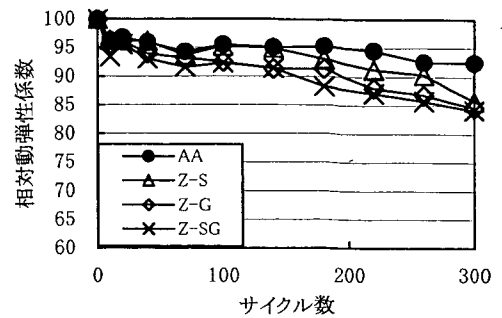


図-6 凍結融解試験結果 (Z骨材)

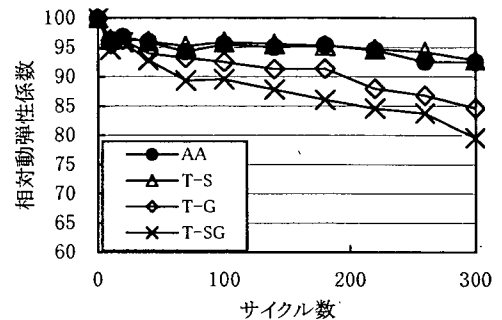


図-7 凍結融解試験結果 (T骨材)

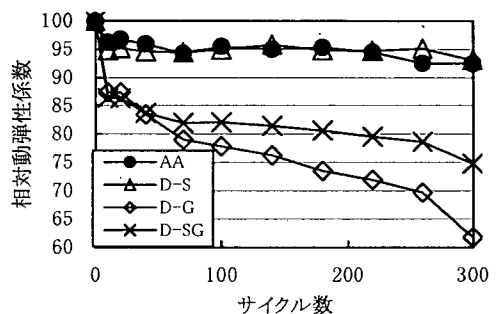


図-8 凍結融解試験結果 (D骨材)

金属被覆による耐食性向上に関する試験調査

チーム名 新材料 チーム
氏 名 小 倉 義 雄

1. まえがき

塗装は鋼道路橋の一般的な防食方法であるが、下フランジなどの部材端部や接合部は、塗装作業が難しいため所定の塗膜厚を確保し難く、打ち傷などにより錆が発生しやすい。これら錆が生じやすい部位に、チタン箔を貼付けて塗膜の防食性を補えば、塗替え塗装間隔が長期化し、鋼道路橋塗装のライフサイクルコストの低減が期待できる。チタン箔及び耐候性上塗り塗料を積層し、防食性と耐候性に優れた防食仕様について検討した。

2. 研究目的

チタン箔及び塗料を積層した防食仕様は、材料同士の付着性が長期防食のために非常に重要である。昨年度の検討の結果、厚み0.1mmのチタン箔、ブチルゴム付きの両面テープ、及びチタン箔表面の不織布研磨剤処理が、良好な付着性を示した。本年度はチタン箔と上塗り塗膜のさらなる付着性向上を目的として、プライマーによる付着性向上を検討した。

3. 研究方法

3. 1 防食仕様

図1は試験体とチタン箔貼付けの状況を示す。チタン箔は斜線部に貼付け、塗装は試験体全面に施した。チタン箔貼付け部の断面を以下の図2(a)～(b)に示す。表面に多くの細孔を有する防食下地に施される下塗り塗膜の付着性を確保するために、下塗り塗料の希釈液をミストコートとして塗布し、防食下地の細孔を埋めた。ミストコートの施工後にチタン箔を貼り付ける防食仕様1、及び防食下地の表面にチタン箔を直接貼り付ける防食仕様2を供試し、それらの付着性を比較した。この2通りを基本として、プライマーや研磨処理などの条件を検討した。なお、これらの防食仕様の塗装系を、表1に示す。

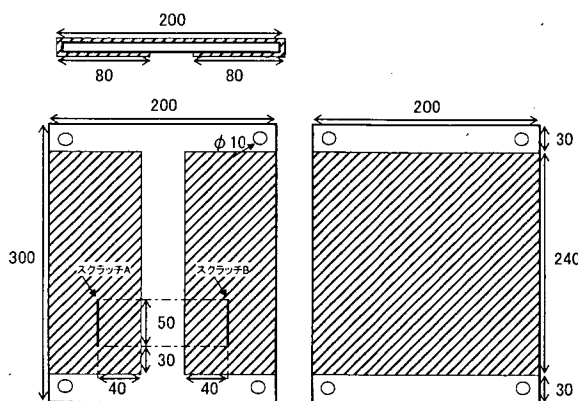


図1 試験体の概略図

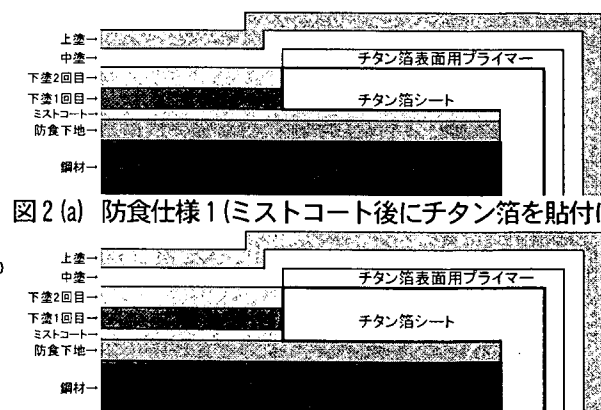


図2(a) 防食仕様1 (ミストコート後にチタン箔を貼付け)

図2(b) 防食仕様2 (防食下地の次にチタン箔を貼付け)

表1 塗装系

	試験体 下地	防食 下地		下塗り	下塗り		中塗り	上塗り
防食 仕様1	ブラスト 処理鋼	無機ジンク リッチペイント 700g/m ² 75μm	ミスト コート	エポキシ 塗料下塗り 300g/m ² 60μm	エポキシ 塗料下塗り 300g/m ² 60μm	—	ふっ素 塗料用 中塗り 170g/m ² 30μm	ふっ素 塗料 上塗り 140g/m ² 25μm
				チタン箔シート貼付け		プライマー 30μm		
防食 仕様2	ブラスト 処理鋼	無機ジンク リッチペイント 700g/m ² 75μm	ミスト コート	エポキシ 塗料下塗り 300g/m ² 60μm	エポキシ 塗料下塗り 300g/m ² 60μm	—	ふっ素 塗料用 中塗り 170g/m ² 30μm	ふっ素 塗料 上塗り 140g/m ² 25μm
				チタン箔シート貼付け		プライマー 30μm		

3. 2 室内促進試験

室内促進試験は、浸水試験（水道水、室温）と高湿試験（30℃、湿度 90%）を行った。供試防食仕様は表 2 に示す。

表2 供試防食仕様

試験体 番号	チタン箔シートの表面		防食 仕様	チタン箔貼付用 接着剤	チタン箔 の厚さ
	プライマー	不織布研磨剤 処理			
①	なし	標準	1	アクリル系テープ	0.1mm
②	なし	標準	2	アクリル系テープ	0.1mm
③	なし	なし	1	アクリル系テープ	0.1mm
④	エポキシ樹脂プライマーA	標準	1	アクリル系テープ	0.1mm
⑤	エポキシ樹脂プライマーA	軽度	1	アクリル系テープ	0.1mm
⑥	エポキシ樹脂プライマーA	なし	1	アクリル系テープ	0.1mm
⑦	エポキシ樹脂プライマーB	標準	1	アクリル系テープ	0.1mm
⑧	エポキシ樹脂プライマーB	軽度	1	アクリル系テープ	0.1mm
⑨	エポキシ樹脂プライマーB	なし	1	アクリル系テープ	0.1mm
⑩	変性エポキシ樹脂塗料下塗り	標準	1	アクリル系テープ	0.1mm
⑪	変性エポキシ樹脂塗料下塗り	軽度	1	アクリル系テープ	0.1mm
⑫	変性エポキシ樹脂塗料下塗り	なし	1	アクリル系テープ	0.1mm

注 1) 不織布研磨剤：表面素地研磨用の手工具

標準の不織布研磨剤処理：縦横二方向に研磨、軽度の不織布研磨剤処理：横一方向に研磨

2) アクリル系テープ：ブチルゴムシート付きのアクリル系テープ

3) エポキシ樹脂プライマーA、B：一般的に用いられる非鉄金属面用エポキシ樹脂プライマー

3. 3 外観調査及び付着性試験

外観調査及び付着性試験は、初期、1、2、3 及び5ヶ月後に実施した。

3. 3. 1 外観調査

チタン箔の表面から鋼素地に達する長さ5cmの切れ込み（スクラッチ）を入れた。スクラッチ付近、その他試験体全面の塗膜及びチタン箔について、塗膜のさびやフクレ、チタン箔の浮きやはがれなどの変状を経時で目視観察した。

3. 3. 2 付着性試験

垂直の最大引張荷重が求められる付着性試験（JIS K 5600-5-7）を行った。

- 付着性試験1：断面の概略図及び破断位置の略号を図3に示す。
- 付着性試験2：断面の概略図及び破断位置の略号を図4に示す。付着性試験1で採取した被膜付きの治具を、エポキシ樹脂塗膜を被覆した鋼板に接着し、引張試験を再度行った。

図3の付着性試験1は、ほとんど全ての試験体において、チタン箔の裏面とテープの層間（剥離箇所C）から剥離することが推察された。チタン箔の裏面から剥離した場合、チタン箔表面のプライマーの付着性を評価で

きない。そこで、付着性試験1で採取した被膜付きの治具を図4のように接着剤で固定し、引張試験を再度行うことによって、チタン箔表面のプライマーの付着性を評価した。

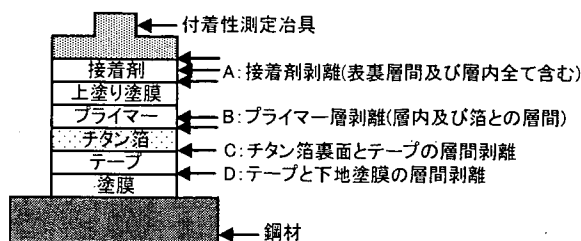


図3 付着性試験1の断面図と破断位置

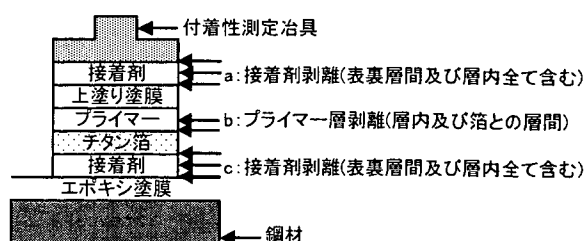


図4 付着性試験2の断面図と破断位置

4. 研究結果

4. 1 外観調査

5ヶ月間の浸水試験において、試験体番号①～③の塗膜にフクレが見られた。フクレ箇所の付着性試験(JISK5600-5-6)の結果、フクレはチタン箔表面から発生していた。試験体番号①～③は全てプライマーなしの試験体である。上塗り塗膜とチタン箔の良好な付着のためには、プライマーの塗布が必要といえる。さび、浮き及びはがれなどの外観変状はいずれの試験体においても見られなかった。

4. 2 付着性試験

4. 2. 1 付着性試験1

付着性試験1の破断位置を図5に示す。ほとんどの試験体は、破断位置Cすなわちチタン箔とテープの層間から剥離した。破断位置Dは防食仕様2で見られた。チタン箔の貼付けは、防食下地の施工後でなく、ミストコート施工後に行うほうが良好といえる。破断位置Cの各試験体の付着力平均値を図6に示す。付着性の低下は見られなかった。チタン箔裏面とテープの層間は、長期にわたって付着性が維持されるものと考えられる。

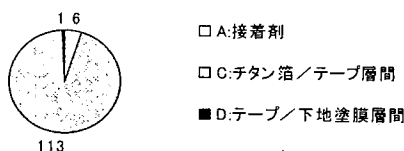


図5 破断位置(付着性試験1)

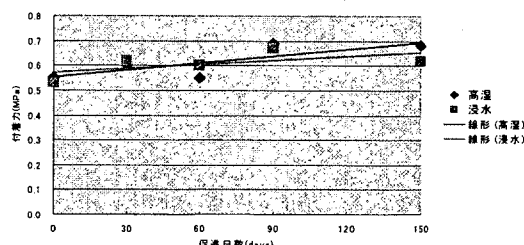


図6 破断位置Cの付着性(付着性試験1)

4. 2. 2 付着性試験2

付着性試験2の破断位置をプライマーの種類別に図7(a)～(d)に示す。ほとんどの試験体は接着剤から剥離した。プライマーA及びプライマーBは、中塗り及び変性エポキシ樹脂塗料よりも付着性に優れるといえる。

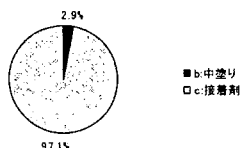


図7(a) 破断位置①～③
(プライマーなし)

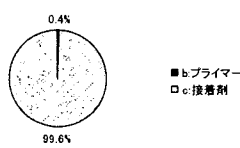


図7(b) 破断位置④～⑥
(プライマーA)

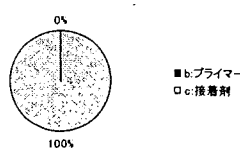


図7(c) 破断位置⑦～⑨
(プライマーB)

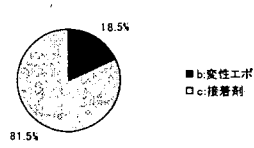


図7(d) 破断位置⑩～⑫
(変性エポキシ樹脂塗料)

破断位置 b の各試験体の付着力平均値を図 8 に示す。促進 150 日まで 1.5MPa 以上の良好な付着力を維持したが、付着性は少しずつ低下する傾向が見られた。チタン箔表面に中塗り塗料あるいは変性エポキシ樹脂塗料を塗装した試験体は、促進の継続によりさらに剥離が増加することが考えられる。

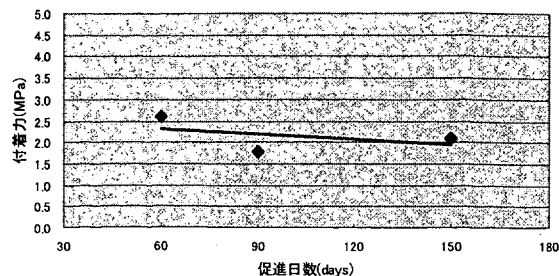


図 8 破断位置 b の付着性 (付着性試験 2)

4. 2. 3 不織布研磨剤処理の影響 (付着性試験 2)

破断位置 b つまりチタン箔表面のプライマーからの剥離について、不織布研磨剤によるチタン箔表面処理の影響を図 9 に示す。表面処理の効果は見られたが、プライマーの有無及びプライマーの種類の選択が、積層体の付着性に、より大きな影響を与えることがわかった。

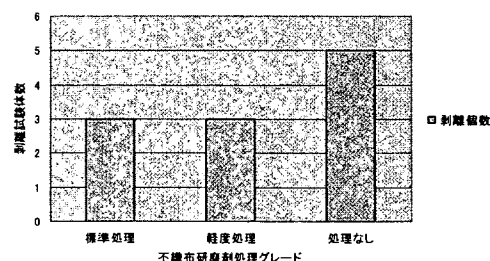


図 9 不織布研磨剤処理の影響

5. 結論

以上の試験結果より、付着性が最も良好な試験体は、試験体番号⑥⑦⑧及び⑨であることが確認された。

- 積層体の付着性が最も低いのは、チタン箔とテープの層間である。しかしその層間付着性は、厳しい促進試験においても低下が見られなかった。水はチタン箔を透過することがなく、チタン箔貼付け箇所の端部は塗膜により被覆されているため、チタン箔裏面の付着性は、長期にわたり良好であることが推定できる。
- プライマー A 及び B は、良好な付着性結果を示した。プライマーなし及び変性エポキシ樹脂塗膜は、チタン箔表面からの剥離がいくつか見られ、またその付着性は経時で低下する傾向にある。外観調査の結果も含めて、プライマー A 及び B は付着性向上の効果があることが確認された。
- 防食仕様 1 は防食仕様 2 よりも良好な付着性を示した (図 2 (a) 及び (b) 参照)。チタン箔の貼付けは、防食下地に直接ではなく、ミストコートの施工後に行うほうが良好といえる。
- 不織布研磨剤処理は、付着性を向上させることが確認された。

6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂きました新材料チームの明嵐上席研究員、守屋主任研究員、並びに新材料チームの皆様に深く感謝の意を表します。

<参考文献>

社団法人日本道路協会 鋼道路橋塗装便覧 平成 2 年 6 月

所属 中国塗料株式会社

高温燃焼発電システムの開発に関する調査

チーム名 リサイクルチーム

氏 名 長沢 英和

1. まえがき

下水汚泥が持つ潜在的な保有エネルギーを有効エネルギーとして活用するエネルギー自立・生産形の燃焼プロセスを開発する課題の研究に取り組んだ。燃焼プロセスとして、加圧流動炉、ガスタービン、過給器を使用した5つのシステムを想定し、エネルギー比較からシステムの成立性を検討した。その中で最も優れていると分析されたシステムは、エネルギーを発電より圧縮空気として回収する方法であった。このシステムについての検討と処理場に導入することを想定したケーススタディーを行った。

同時に、本プロセスは下水汚泥以外のバイオマスへの適用拡大が可能であることを前提にしたものであり、木質系廃棄物の有効利用技術についての調査を行った。内容は、木質系廃棄物を前処理として爆砕処理した爆砕物を対象とし、①下水汚泥と爆砕物の混合物によるメタン発酵調査②下水の高度処理手法である生物学的脱りん、脱窒素処理の有機物源として酸発酵を行い揮発性脂肪酸を生産する調査③のり面緑化基盤として爆砕物を適用する調査の3つである。メタン発酵調査はケーススタディーの基礎データとして利用した。本報告では、高温燃焼発電システムの開発に関する調査について報告する。

2. 調査目的

現有の汚泥処理プロセスをエネルギー生産プロセスとするために燃焼プロセスを改変し、さらに嫌気性消化プロセスとの一体化を図ることにより、メタンガスの再資源化を組み入れた電力・熱回収システムの構築を目指すものである。^{1) 2)}

3. 調査方法

3.1 既存システムのエネルギー評価

平成13年から平成14年に既存施設における主要設備・機器毎の電力消費量を中心にデータ収集を行った。調査した下水処理場は、分流式下水道の計画処理人口が205,400人、現有処理能力が日最大124,000m³/日である。本処理場は、他の下水処理場との汚水や汚泥の受け渡しが無く、水処理では高度処理までを行い汚泥処理では嫌気性消化、焼却、熔融までのプロセスを有する。

3.2 高温燃焼発電システムの検討

下水汚泥以外のバイオマスへの適用拡大が可能であること。廃棄物処理としての減容化・無害化が行えること。シンプルであり、且つ大規模にも適用しやすいことの3つを満足することを念頭に5つのシステムを想定し、システムの成立性を検討した。

3.3 システムの導入解析と評価

上記3.2の成果を踏まえ、最も優れていたシステムを下水処理場に導入することを想定してケーススタディーを行った。

4. 調査結果

4.1 既存システムのエネルギー評価

水処理系と汚泥処理系における主要な設備・機器について電力使用量の経時変化を調べた。その結果の一例を図1に示す。

4.1.1 水処理系

1日の中では、午後に電力使用量のピークが見られる。曜日による違いも見られ、週末は変動のピークが小さくなっている。電力使用量が多くなる理由としては、高度処理で急速ろ過設備を設置しており負荷が高いときに電力処理量が増加している。また、処理水の放流に際してポンプ移送が必要な場合があり、放流ポンプが負荷が高い場合に電力使用量が多くなる。

分流式下水道であるが、降雨の影響により揚水下水水量が増加する。

4.1.2 汚泥処理系

汚泥処理系は、1日の中での変動は少なく安定している。

電力使用量が大きく変動するのは、焼却設備と熔融設備の運転状況による。焼却設備は35t/日の1号炉と50t/日の2号炉を有し2号炉をメインに使用している。焼却炉切り替えに際して2炉運転になるときに電力使用量が最大になっている。2号炉のみの1炉運転では、200数十kWであるが、1号炉も稼働した2炉運転では300kW以上となる。

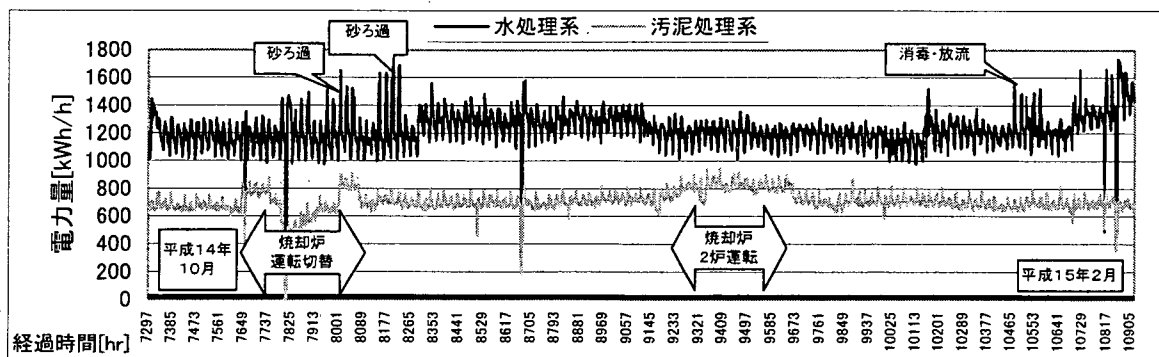


図1 水処理系と汚泥処理系における電力使用量

4.1.3 電力使用量

水処理系と汚泥処理系どちらも単位処理量当たりの電力使用量は、年間を通じてほぼ一定であり季節による違いも見られなかった。平成14年度平均で水処理系 0.295kWh/m^3 、汚泥処理系 0.164kWh/m^3 であった。図2に電力使用量の内訳を示す。砂ろ過装置の稼働で最大で400kW程度電気を使用している。また、焼却炉1号炉と2号炉が同時稼働しており焼却設備の電力使用量が350kW以上になっている。このとき、処理場全体の電力使用量が2,491kWとなり調査期間中の最大使用量を記録した。

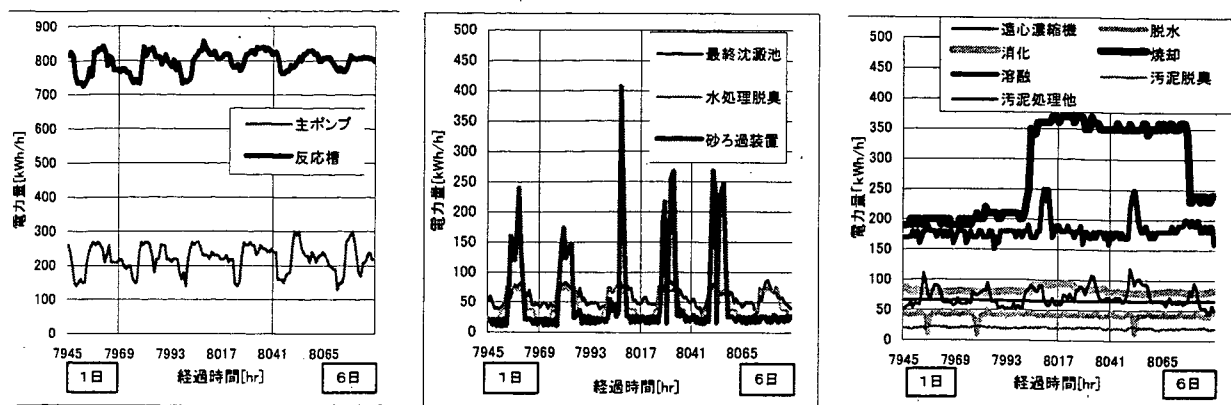


図2 電力使用量内訳

4.2 高温燃焼発電システムの検討

検討したシステムは、①常圧流動炉（従来方式：評価基準対象(1)）、②常圧流動炉+蒸気タービン（従来方式：評価基準対象(2)）、③1.2MPa ABS 加圧流動炉+ガスタービン（発電）、④0.3MPa ABS 加圧流動炉+過給機（発電）、⑤0.3MPa ABS 加圧流動炉+過給機（圧縮空気回収）の5つのシステムの成立性を検討した。

検討の結果、エネルギー回収及びCO₂排出量の観点から④⑤が優れていた。圧縮空気をエアレーションとして利用すれば⑤がより優位であった。

4.3 高温燃焼システムの導入解析と評価

⑤0.3MPaABS 加圧流動炉+過給器（圧縮空気回収）のシステムを下水処理場に適用した場合を検討した。図3に4.1で調査した下水処理場を対象にケーススタディーを行った。脱水ケーキ100t/日規模（発熱量基準）で検討条件をそろえるため、不足分を木質系廃棄物混焼として発熱量を合わせた。

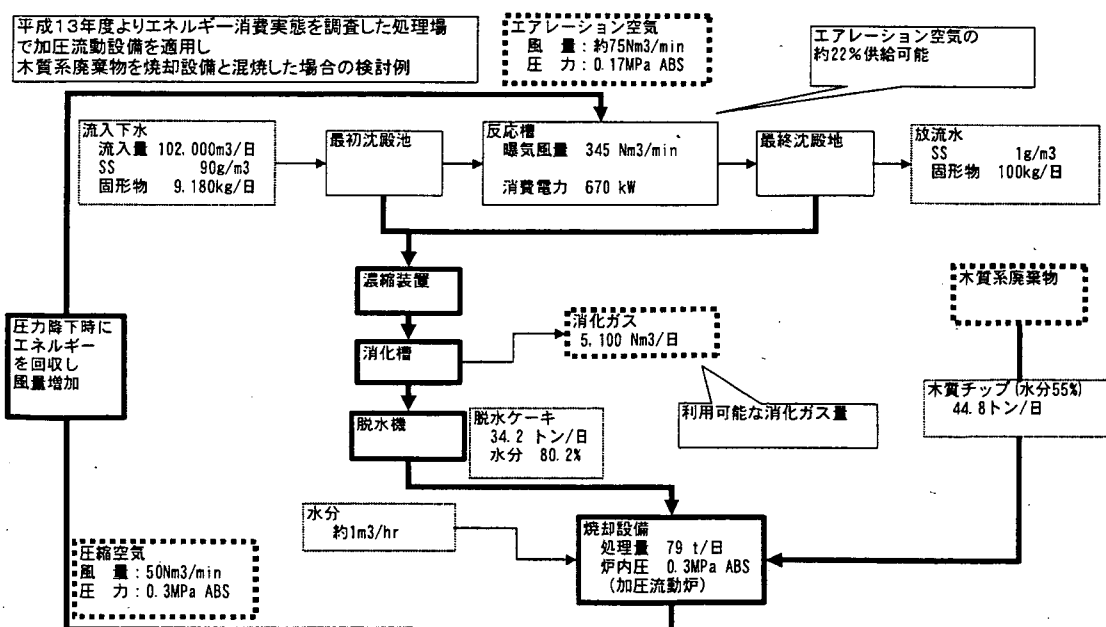


図3 ケーススタディー（1）

流入下水の SS が $90\text{g}/\text{m}^3$ と低めの値であるが、木質系廃棄物と混焼すると焼却設備で用いていた消化ガス量分を他に利用できるようになる。さらに、エアレーション用空気の約 22% を焼却設備から供給することが可能となった。

図 4 に $100,000\text{m}^3/\text{日}$ の標準的な下水処理場³⁾ を想定し、木質系廃棄物を爆砕処理して下水汚泥と混合消化した場合を示す。混合消化により消化ガスの $11,400\text{Nm}^3/\text{日}$ が利用可能になり、エアレーション用空気の約 19% を焼却設備から供給することが可能となった。

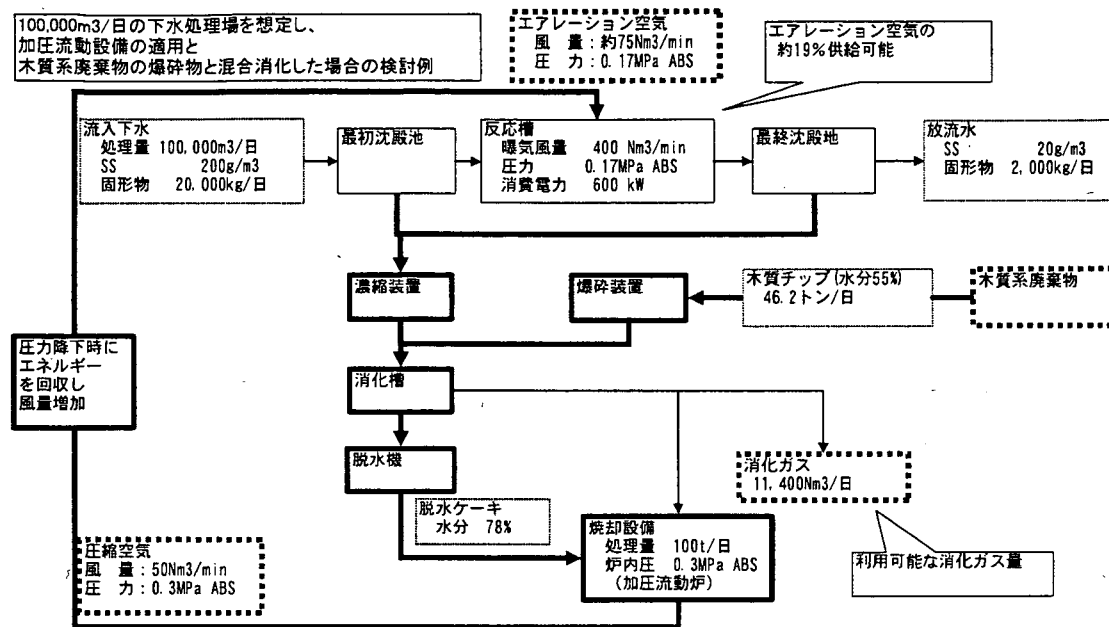


図 4 ケーススタディー (2)

5. 結 論

- ①下水汚泥燃焼プロセスの検討を行い、0.3MPaABS 加圧流動炉+過給器（圧縮空気回収）のシステムが従来方式よりもエネルギー的に優れたシステムであった。
- ②開発したシステムを下水処理場に導入することを想定した場合、100t/日規模の燃焼プロセスから下水処理量 $100,000\text{m}^3/\text{日}$ 規模のエアレーション用空気の約 20% を供給することができる。

6. 謝 辞

本研究を行うに当たり、多大なるご指導、ご協力を頂いたりサイクルチーム鈴木上席研究員、落主任研究員並びにリサイクルチームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属 月島機械株式会社

<参考文献>

- 1) 鈴木 穰、落 修一、越智 崇「下水汚泥保有エネルギーの高度利用システムに関する調査」平成 13 年度下水道関係調査年次報告書集, p219~p224、国総研資料第 64 号 (2002)
- 2) 鈴木 穰、落 修一、「下水汚泥保有エネルギーの高度利用システムに関する調査」平成 14 年度下水道関係調査研究年次報告書集 p123~p128 国総研資料第 138 号、土研資料第 3917 号 (2003)
- 3) 「下水道施設計画・設計指針と解説 2001 年版（前編、後編）」（社）日本下水道協会 (2001)

病原性微生物の同定方法および挙動に関する研究

研究室名 リサイクルチーム
氏 名 陶 山 明 子

1. まえがき

近年、病原微生物（クリプトスポリジウムや腸管系ウイルス）による感染事例や水系での存在状況、消毒耐性に関する報告が多く見られる¹⁾。下水処理水再利用においても安全性確保のため、病原微生物に関するリスク管理は重要な課題であり、リスク管理を行う上で病原微生物の迅速、簡便かつ高感度な検出・定量法の開発が望まれている。

本研究では下水中の腸管系ウイルスの迅速、簡便かつ高感度な定量検出法の開発を目的として、下水試料に適したウイルス濃縮法を提案するとともに、分子生物学的手法（リアルタイム PCR 法）による定量検出法の適用について検討しウイルスの定量範囲を明らかにした結果を報告する。

2. 実験方法

2.1 対象ウイルス

モデルウイルスとして F⁺特異大腸菌 RNA フェージ Q β (NBRC20012) を使用した。Q β 数は、E. coli K12 (F⁻) 株 (NBRC13965) を宿主としたブラック法およびリアルタイム PCR 法によって測定した。

2.2 ウイルス濃縮法

実下水処理場の流入下水、二次処理水および三次処理水に対して既知量のフェージ Q β を添加して、以下に示す各種濃縮法によりウイルスを回収しウイルス濃縮液とした。得られた濃縮液に含まれる Q β 数はブラック法およびリアルタイム PCR 法によって測定し、回収率を算出した。

2.2.1 セルロース吸着・凝集法²⁾

セルロース吸着・凝集法によるウイルスの濃縮にはウォーターコンセル（株）日研生物医学研究所）を使用した。すなわち試料水 20L を含む容器にスラリー状の DEAE-セルロース 10 ml を添加し、よく攪拌した。これにアニオン系高分子凝集剤 10 ml を添加し、よく攪拌して DEAE-セルロースを凝集させた。凝集処理の終了した試料を不織布バッグでろ過して DEAE-セルロースを回収し、10 ml の牛肉エキス溶液（pH 9.5）でウイルスを誘出させた。この誘出液をメンブランフィルター（0.2 μ m）でろ過した後、pH 7.0 に補正しウイルス濃縮液とした。

2.2.2 陽電荷膜法³⁾

試料水 2 L に塩酸を添加し pH 3.5 に調整した後、AlCl₃ 溶液（終濃度 0.05 mM）を添加しウイルス凝集塊を形成させた。これを陽電荷膜 IMDS (CUNO) に通してウイルスを捕捉した後、0.05 M グリシン緩衝液（pH 11.5）でウイルスを誘出させた。この誘出液をメンブランフィルター（0.2 μ m）でろ過した後、pH 7.0 に補正しウイルス濃縮液とした。

2.2.3 陰電荷膜法⁴⁾

試料水 2 L に MgCl₂ 溶液（終濃度 50 mM）を添加し、陰電荷膜 HA（Millipore 製）通してウイルスを捕捉した。この膜を希硫酸で洗浄し陽イオンを除去した後、NaOH 溶液（pH 10.5）でウイルスを誘出させた。この誘出液を pH 7.0 に補正しウイルス濃縮液とした。

2.2.4 超遠心法

試料水 10 ml を粗遠心 (3,000×g, 20 分) して上清を回収した。この上清を 30 %ショ糖を入れた遠心管に重層し、160,000×g、2 時間遠心分離して沈殿を回収した。沈殿を RNase-free 水に再浮遊させてウイルス濃縮液とした。

2.2.5 ポリエチレングリコール (PEG) 沈殿法

試料水 2 L に PEG#6000 (終濃度 8 %) および NaCl (終濃度 0.4 M) を添加して攪拌し完全に溶解させた。4℃ で一夜静置した後、10,000×g、30 分遠心分離して沈殿を回収し、RNase-free 水に再浮遊させてウイルス濃縮液とした。

2.3 リアルタイム PCR 法によるウイルスの定量検出

2.3.1 ウイルス遺伝子 (RNA) の抽出

ウイルス濃縮液 1 ml からのウイルスのゲノム RNA の抽出には QIAamp Viral RNA Kit (QIAGEN) を使用した。抽出した RNA に微量に含まれている DNA を除去するため DNase I 処理し、RNeasy MinElute Clean up Kit (QIAGEN) で RNA を精製した。

2.3.2 リアルタイム PCR 法

内部蛍光プローブを用いる TaqMan™PCR 法を用いてウイルスのゲノム RNA を定量した。すなわち上記で抽出したウイルス RNA 1 μg をランダムプライマー、Omniscript RT Kit (QIAGEN) を用いた逆転写反応により cDNA を作製し、2.5 μl をリアルタイム PCR に供した。リアルタイム PCR は QuantiTect Probe PCR Kit (QIAGEN) を用いて行った。使用したプライマーおよびプローブを表 1 に示した。ファージ Qβ の検出は、片山らの報告⁴⁾ に準じた。またノロウイルスの検出に用いたプライ

マー、プローブおよび反応条件は、食安監発第 1105001 号「ノロウイルスの検出法について」に準じ、エンテロウイルスの検出は Nijhuis らの報告⁵⁾ に準じた。蛍光強度は LightCycler (ロシュ・ダイアグノスティックス社) を用いてリアルタイムに測定した。

表 1 使用したプライマーおよびプローブ

対象ウイルス		プライマー		プローブ
ファージ Qβ		Qβ+	Qβ-	Qβ probe
ノロウイルス	G1a 型	COG1F	COG1R	RING1-TP (a)
	G1b 型	COG1F	COG1R	RING1-TP (b)
	G2 型	COG2F	COG2R ALFP	RING2AL-TP
エンテロウイルス		FEV1	REV1	EVPI
		FEV1	REV2	EVP2

3. 結果および考察

3.1 諸種のウイルス濃縮法によるファージ Qβ の回収

表 2 にセルロース吸着・凝集法によるファージ Qβ の回収率を示した。ファージ Qβ 量が $10^4 \sim 10^5$ PFU/20 L の場合、二次処理水からの回収率は 56 %, 3 次処理水からは 98%であった。凝集剤の添加により二次処理水中の懸濁物質の凝集沈殿が認められた。これがセルロース担体へのファージ Qβ の吸着を妨害したことにより二次処理水からの回収率が低下したと推測された。またファージ Qβ 量が $10^{11} \sim 10^{12}$ PFU/20 L の場合、二次処理水からの回収率が 5.9%, 3 次処理水からは 4.3%と低下するのは、ファージ Qβ 量に対してセルロース担体量が少なかったためであると

表 2 セルロース吸着・凝集法によるファージ Qβ の回収

操 作	ファージ数 (PFU/20 L)			
	二次処理水		三次処理水	
濃縮前	4.8×10^5	4.3×10^{11}	4.0×10^4	1.3×10^{12}
濃縮後	2.7×10^5 [56 %]	2.5×10^{10} [5.9 %]	3.9×10^4 [98 %]	5.7×10^{10} [4.3 %]

() 内は回収率

思われる。今後、回収率の改善を目的として、最適なセルロース担体添加量を検討する。

表3に陽電荷膜法、陰電荷膜法、超遠心法、PEG沈殿法によるファージQβの回収率を示した。ファージQβは試料水に200 PFU/mlとなるように添加した。陽電荷膜法および陰電荷膜法においてファージQβの回収率は0.6%から5.5%と低かった。データは示していないが、これらの膜へのファージ吸着率は95%以上であったため、誘出操作を改善することで回収率の向上が期待される。

PEG沈殿法は超遠心法よりも高い回収率を示した。これはPEGを添加することでより低い遠心力で効率良くファージを回収できたことを示している。

表3 各種濃縮法によるファージQβの回収

濃縮法	回収率 (%)		
	流入下水	二次処理水	三次処理水
陽電荷膜法	0.68	2.3	13
陰電荷膜法	5.5	1.7	0.6
超遠心法	59	30	20
PEG沈殿法	58	36	38

3.2 リアルタイムPCR法によるウイルスの定量

3.2.1 検量線の作成

リアルタイムPCR法による検出感度を測定するために、ファージQβ、ノロウイルスG1型およびG2型、エンテロウイルスのRNAをクローニングしたコントロールcDNAを作製し、TaqManプローブを用いて、その希釈系列に対してリアルタイムPCRを行った。ファージQβの試験結果を図1に示した。図1(a)には各希釈系列についてPCRサイクル数に対する蛍光強度を、図1(b)には検量線を示した。検量線は各希釈系列について蛍光強度が指数的に増加し始めるサイクル数を、濃度の対数値に対してプロットして得た。4コピーから10¹⁰コピーの間で蛍光強度と相関性があり、この範囲で定量測定が可能であることが示された。また、この反応系におけるPCRの増幅効率率は92%であった。ノロウイルスG1型およびG2型、エンテロウイルスは5コピーから10¹⁰コピーの間で定量測定が可能でありPCRの増幅効率率は90~94%であった。

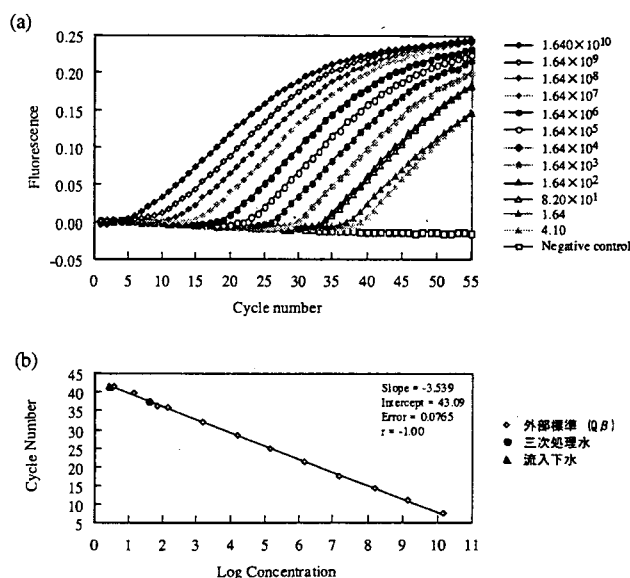


図1 リアルタイムPCR法によるファージQβ標準試料の定量

(a) 各希釈系列についてPCRサイクル数に対する蛍光強度
(b) 検量線

3.2.2 リアルタイムPCR法による流入下水および下水処理水からのファージQβ検出

定量的リアルタイムPCR法ではウイルスゲノムRNAを検出するため、感染性を失ったウイルスも検出する。陽電荷膜法および陰電荷膜法によるファージQβの回収率の低さは、酸洗浄およびアルカリ誘出といった濃縮操作に起因した感染性の低下によるものかどうかを検討するため、表3に示した実験で得られたウイルス濃縮液からゲノムRNAを抽出し、定量的リアルタイムPCRに供した。その結果ブラック法と同程度の回収率であったため、回収率の低さは濃縮・誘出操作に起因した感染性の低下によるものではないことが示唆された。

3.2.3 リアルタイムPCR法による流入下水からのノロウイルスおよびエンテロウイルスの定量的検出

流入下水に含まれるウイルスの定量的検出を検討した。A浄化センターにおいて流入下水を17:00、24:00、9:00、14:00にサンプリングした。今回検討した中でもっとも回収率が高かったPEG沈殿法を用いてウイルスを濃縮しRNA抽出後、リアルタイムPCR法によってノロウイルスG1a型、G1b型およびG2型、エンテロウイ

ルスの検出を試みた。

その結果、すべての時間において、ノロウイルス G2 型およびエンテロウイルスが検出された。図 2 に 17:00 および 9:00 採取サンプルの試験結果を示した。

さらにノロウイルス G2 型の定量的検出を行った結果、流入下水 100 ml あたり 1.5×10^2 コピー (17:00)、 1.5×10^2 コピー (24:00)、 2.1×10^2 コピー (9:00)、 2.2×10^2 コピー (14:00)、平均 1.8×10^2 コピー存在した。

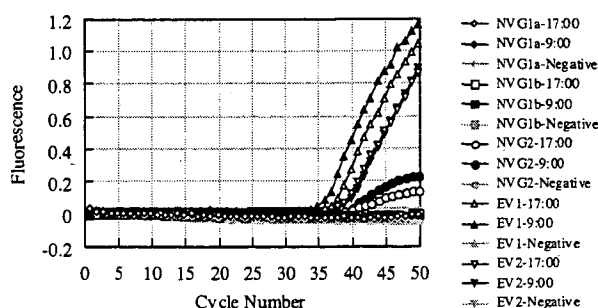


図 2 リアルタイム PCR 法による流入下水中のウイルス検出

NV, Norovirus; EV1, Enterovirus (ブライザー- FEV1 および REV1 を使用); EV2, Enterovirus (FEV1 および REV2 を使用)

4. まとめ

- ① 諸種のウイルス濃縮法を用いて流入下水および下水処理水からのファージ Q β 回収率を検討した結果、流入下水には超遠心法 (回収率 59%) および PEG 沈殿法 (58%) が適していた。またセルロース吸着・凝集法が 2 次処理水 (56%) および 3 次処理水 (98%) からの回収に適していた。
- ② 陰電荷膜法および陽電荷膜法について、ブラック法および定量的リアルタイム PCR 法を用いて回収率の検討を行った。その結果同程度の回収率であったため、回収率の低さは濃縮・誘出操作に起因した感染性の低下によるものではないことが示唆された。
- ③ リアルタイム PCR 法によるウイルス定量を行うにあたり定量感度を明らかにするため、ファージ Q β、ノロウイルス G1a 型、G1b 型および G2 型、エンテロウイルスについて検量線を作成した。定量下限は 4~5 コピー、最大 10^{10} コピーの間で蛍光強度と相関性があり、この範囲で定量測定が可能であることが示された。
- ④ PEG 沈殿法により流入下水のウイルスの濃縮を行い、リアルタイム PCR 法を用いてウイルスの検出を行った。その結果ノロウイルス G2 型およびエンテロウイルスが検出された。ノロウイルス G2 型について定量的検出を行ったところ、流入下水 100 ml あたり平均 1.8×10^2 コピー存在した。

5. 謝辞

本研究を実施するにあたり、リサイクルチームの鈴木上席研究員、諏訪研究員、ならびにリサイクルチームの皆様方に多大なるご指導、ご助力を賜りました。ここに厚く感謝の意を表します。

所属 東和科学株式会社 バイオ技術研究所 陶山 明子

<参考文献>

- 1) 矢野一好 (2003). SRSV (小型球形ウイルス: Small Round Structured Virus) による水系汚染. 水環境学会誌, 26 (1): 8-13.
- 2) Yano, K. et al. (1993). A practical method for the concentration of viruses from water using fibriform DEAE-cellulose and organic coagulant. Wat. Sci. Tech., 27: 17-21.
- 3) ウイルスの安全性からみた下水処理水の再生処理法検討マニュアル (案), 2003 年 7 月, 高度処理会議, p65-72.
- 4) 片山浩之他 (2002). 陰電荷膜を用いた酸洗浄・アルカリ誘出によるウイルス濃縮法の開発. 水環境学会誌, 25 (8): 469-475.
- 5) M. Nijhuis, N. van Maarseveen, R. Schuurman, S. Verkuijen, M. de Vos, K. Hendriksen and A. M. van Loon. (2002). Rapid and Sensitive Routine Detection of All Members of the Genus Enterovirus in Different Clinical Specimens by Real-Time PCR. J. Clinical. Microbiol. Vol. 40 (10) p. 3666-3670.

下水汚泥の有効利用に伴うリスク評価に関する研究

チーム名 材料地盤研究グループ リサイクルチーム
氏 名 五十嵐 勲

1. まえがき

人の生活や産業活動に伴い重金属類は下水道へと流入している。また、一部の重金属類は人間にとって必須元素ではあるが、その反面必要量を超えると有害性を示すことが知られている。この有害性から重金属類については濃度に基づく各種法規制が施行されている。また、「特定化学物質の環境への排出量の把握等及び管理の改善の促進に関する法律」(PRTR 法)は、前述の濃度に基づく法規制とは異なり、排出量や移動量を行政機関に届け出る制度であり、対象とする物質も従来の法規制対象より数多い。下水道事業者において届出が求められる指定化学物質には重金属類も含まれている。

一方、下水汚泥については古くから有効利用に対する検討が行われており、年間 211 万トン・DS (平成 14 年度現在) 発生する下水汚泥のうち約 60%が緑農地還元や建設資材利用など幅広く有効利用されている。

しかしながら、下水処理場における重金属に関する既出研究のほとんどは毒性が古くから既知である一部の重金属類を対象とし、かつ特定の処理工程における研究を行ったものが多く、PRTR 対象重金属類のような数多くの重金属類を対象とし、かつ処理場全体を対象とした研究はほとんどない。また、下水汚泥製品についても各製造業者・機関にて個別に研究が行われているのが現状であり、複数の製造業者・機関にて製造された製品の比較などはほとんど行われていない。

そこで、本研究では平成 13 年度は下水試料を対象とした PRTR 対象重金属類の一斉分析手法を検討・確立後、全国 22 箇所の下水処理場から試料を取り寄せ、一斉分析手法の実試料への適用性再確認も兼ね下水試料中重金属類の実態調査を行った。続いて平成 14 年度は 1 箇所の下水処理場を選定し、PRTR 対象重金属類の負荷変動状況や水処理工程における除去率および汚泥への移行率を調査した²⁾。

2. 研究目的

平成 15 年度は下水汚泥有効利用製品を対象に溶出試験および含有試験を行うことにより、汚泥有効利用製品における PRTR 対象重金属類の溶出傾向、溶出量および含有量の実態を明らかにし、また、有効利用に伴うリスクを評価することを目的とした。

3. 研究方法

3.1 試験対象とした汚泥有効利用製品および分析項目

試験対象とした汚泥有効利用製品および分析対象

表 1 試験対象とする下水汚泥有効利用製品

区分	通し No.	製品の種類	原 料	汚 泥 混合率	試料数	実態調査分類 ^{※1)}		
						焼成	非焼成	コンポ
詳細検討用	1	焼却灰	—	—	1	—	—	—
	2	溶融スラグ	—	—	1	—	—	—
	3~4	レンガ	焼却灰	100%	2	○	—	—
	5	高分子系コンポスト	脱水ケーキ	50%	1	—	—	○
	6	骨材	スラグ	100%	1	—	—	—
実態調査用	7~8	タイル	スラグ	50~70%	2	○	—	—
	9	透水性レンガ	焼却灰	56%	1	○	—	—
	10~13	レンガ	焼却灰	100%	4	○	—	—
	14	インターlockingブロック	焼却灰	20%	1	—	○	—
	15~17	スラグ	スラグ	30~75%	3	—	○	—
	18	乾燥汚泥系肥料	脱水ケーキ	100%	1	—	—	—
	19~24	高分子系コンポスト	脱水ケーキ	25~100%	6	—	—	○
	25	石灰系コンポスト	石灰系脱水ケーキ	100%	1	—	—	—
	26	焼却灰系肥料	焼却灰	100%	1	—	—	—

※1) 焼成：建設資材（焼成品）、非焼成：建設資材（非焼成）、コンポ：高分子系コンポスト

としたPRTR対象重金属類を表1、表2に示す。試験対象は溶出挙動などを把握するための詳細検討用の試料5種類と実態調査用の試料21種類（建設資材：12種類、肥料：9種類）とした。詳細検討用の焼却灰、スラグを除いて市販もしくは市民への配布が行われている製品を対象とした。

3.2 分析方法

溶出試験は再生資材評価法³⁴⁾、含有量試験の前処理方法は平成13年度に本研究で確立したマイクロ波加熱分解法¹⁾に従い実施した。また実態調査では、環境庁告示第46号で定める溶出試験法、ならびに環境省告示第19号で定める含有量試験法を比較のため実施した。本研究で用いた溶出試験および含有量試験の概要を表3に示す。各検体は前述の方法で前処理を行った後、ICP-MSおよび水銀分析計を用いて分析を行った¹⁾

表2 分析対象とする重金属類

名 称	元素記号	名 称	元素記号
亜鉛	Zn	ニッケル	Ni
アンチモン	Sb	バリウム	Ba
カドミウム	Cd	砒素	As
銀	Ag	ベリリウム	Be
クロム	Cr	ほう素	B
バナジウム	V	マンガン	Mn
コバルト	Co	モリブデン	Mo
水銀	Hg	スズ	Sn
セレン	Se	インジウム	In
銅	Cu	タリウム	Tl
鉛	Pb	テルル	Te

表3 本研究における溶出試験・含有量試験

溶 出 試 験			含 有 量 試 験		
試 験 名	環境庁告示第46号	再生資材評価法	試 験 名	環境省告示第19号	一斉分析法(固体試料:マイクロ波加熱分解法)
適 用 対 象	土 壤	再生建設資材成型品	対 象	土 壤(Cd,Hg,Se,Pb,As,B)	固体試料(Hg以外) 固体試料(Hg)
試料性状(粒径)	<2mm	50mm未満:有姿 50mm以上:20-50mm粉碎	試料性状(粒径)	<2mm	有姿(乾燥) 有姿(乾燥)
試料量[g]	>50	>50	試料量[g]	>6	0.2 0.2
溶 媒	HCl/NaOH	CO ₂ 飽和脱イオン水	分解液	HCl	HNO ₃ /HF HNO ₃ /HCl
溶媒初期pH	5.8~6.3	4	分解液濃度 or 量	1mol/L	5 mL / 1 mL 1 mL / 3 mL H
試験中p	未調整	未調整	液固比(L/S比)	(33)	— —
液固比(L/S比)	10	10	液固比(L/S比)	(33)	— —
溶出方法 (接触方法及び時間)	水平振とう(200回/分) 6h	攪拌(200 rpm) 24hr×1回	溶解・分解方法	水平振とう(200回/分) 2h	マイクロウェーブ分解 マイクロウェーブ分解
固液分離	3000r 0.45 μmMF	0.45 μmMF (3000rpm)	固液分離	0.45 μmMF	5種Bろ紙 GF/Bろ紙

2)。

雨水溶出試験は溶出液を雨水とし、これ以外の溶出条件を再生資材評価法に従い行った。

4. 研究結果

4.1 建設資材向け汚泥有効利用製品における重金属類の溶出

建設資材向け汚泥有効利用製品（通しNo.1~4）について再生資材評価法を用い、繰り返し溶出試験を行った結果の一例を図1、2に示す。なお、Be,In,Teについては全ての試料において分析値が定量限界以下であった。溶出傾向から、「①急速に溶出した後、ほとんど溶出がみられないもの、②直線的に溶出し続けるもの、③溶出量は減少するものの、緩やかに溶出し続けるもの、④急速に一定量溶出した後、緩やかに溶出し続けるもの」の4つの溶出パターンに分類したところ、以下の結果を得た。焼却灰では、①：Ag,Cd,Tl、②：該当無し、③：V,Mn,Co,Se,Sb,Ba、④：B,Cr,As,Se,Moであった。同様にレンガでは、①：(Pb)、②：Cu、③：Mn,Co,Cd,Ba,(Pb)、④：Zn,Mo,Agであった。スラグでは、①：該当無し、②：Cr,Mn,Cu,Zn,Ag,Sn,Ba,Pb、③：Co,Ni、④：該当無しであった。また、溶出試験における固液分離時のろ過孔径を1.0 μmと0.45 μmとして、溶出量の差を確認したところ、焼却灰およびレンガにおいてはろ過孔径の差が溶出量にほとんど影響を及ぼさないこと

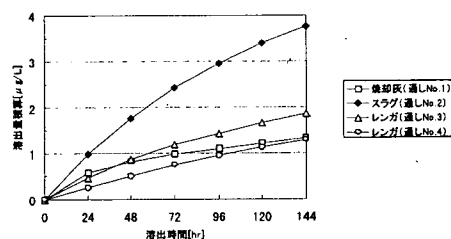


図1 Coの溶出挙動（建設資材）

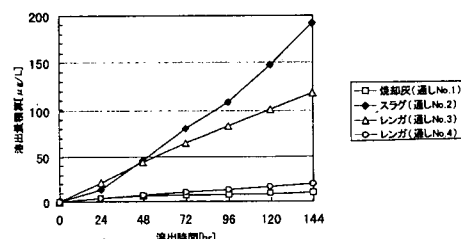


図2 Cuの溶出挙動（建設資材）

が分かった。なお、レンガにおける Pb の溶出は試験対象により傾向が異なったため、上記ではカッコ書きにて記述している。

4.2 肥料向け汚泥有効利用製品における重金属類の溶出

肥料向け汚泥有効利用製品（通し No.5）について溶出時間を変え溶出試験を行った結果例を図 3,4 に示す。なお、有機系試料への再生資材評価法適用に際し、事前に検討を行い溶出傾向および操作性より液固比：50、ろ過孔径： $1.0\mu\text{m}$ とした。本溶出試験では試料性状に伴うばらつきを考慮し試験当りの検体数を 2 検体とした。Be, In, Te, Tl については分析値が定量限界以下であった。前述

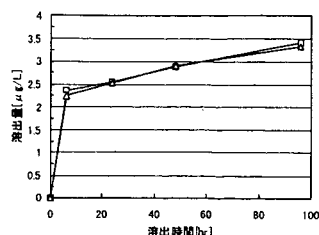


図 3 Co の溶出挙動（肥料）

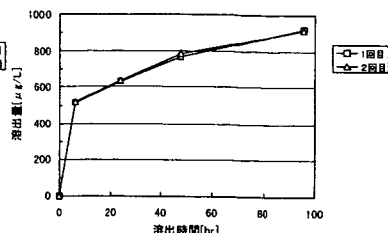


図 4 Cu の溶出挙動（肥料）

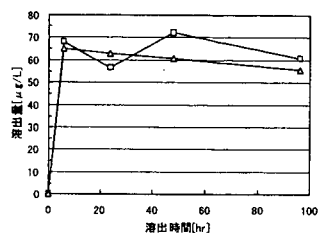


図 5 B の溶出挙動（肥料）

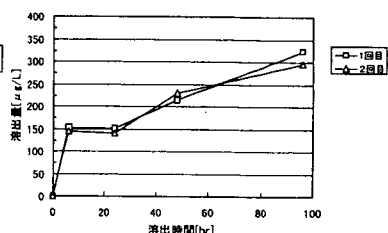


図 6 Mn の溶出挙動（肥料）

の溶出傾向による分類（①～④）を用いると、該当する重金属類は、①：As, Sb, ②：Ba, ③：Sn, Pb, ④：V, Cr, Co, Ni, Cu, Zn, Se, Mo, Cd, であった。図 5,6 に示す B や Mn といった重金属類は建設資材向汚泥製品の溶出にはみられない、溶出量が減少もしくは一時的に溶出量が変化しないという傾向がみられた。

4.3 汚泥有効利用製品における重金属類の溶出実態

表-1 に示した製品を対象とした溶出試験結果を図 7～12 に示す。

再生資材評価法

の溶出量が環告 46 法の溶出量を上回った重金属類は、建設資材（焼成品）：Mn, Co, Ni, Cu, Zn、建設資材（非焼成品）：V, Mn, As、高分子系コンポスト：Cr, Mn, Zn, Ag, Ba, Pb, Hg であった。逆に環告 46 法の溶出量が再生資材評価法の溶出量を上

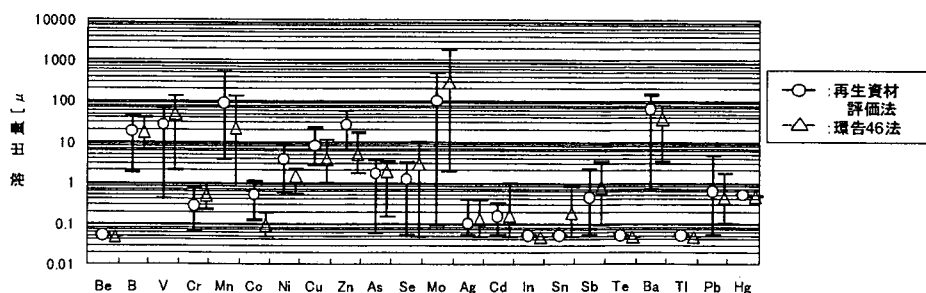


図 7 建設資材（焼成品）における溶出量

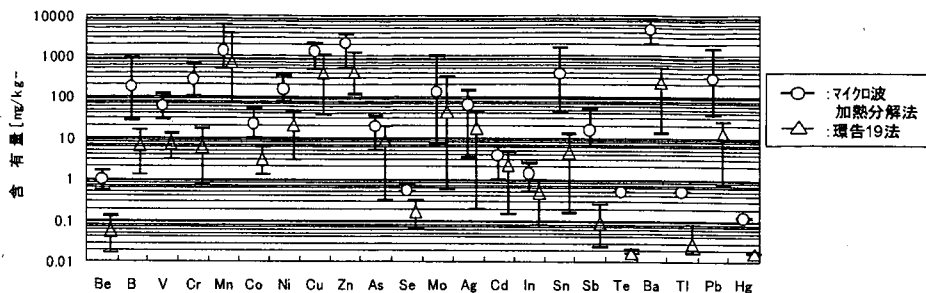


図 8 建設資材（焼成品）における含有量

回った重金属類は、建設資材（焼成品）：Mo, Sn、建設資材（非焼成品）：Cr, Co, Ni, Se, Mo, Sn, Sb, Ba, Pb、高分子系コンポスト：該当無しであった。含有量においては、定量限界未満の重金属類を除いた重金属類で、環告 19 法含有量はマイクロ波加熱分解法含有量の同等以下であった。

再生資材評価法と環告 46 法の溶出試験の主な違いは、試験に使用する溶出液が炭酸水か中性水かである。攪拌方法が異なるため正確な溶出量の比較はできないが、傾向としては再生資

材評価法にて溶出量が多い重金属類は、炭酸による酸性溶液中で溶出しやすい状態で存在していると推測される。一方、環告 46 法にて溶出量が多い重金属類は、炭酸による酸性溶液よりも中性溶液の方が溶出しやすい状態で存在していると推測される。特に、建設資材（非焼成品）においては再生資材評価法より環告 46 法の溶出量が多い重金属類が多い。建設資材（非焼成品）を対象とした溶出試験では、試験後の pH が環告 46 法において pH10~13、再生資材評価法において pH6~10 であったことから、アルカリ側による溶出促進が生じたことが溶出量差の一要因と推測される。

含有量においては、建設資材向け汚泥有効利用製品に比べると高分子系コンポストでは比較的含有量の差が小さい重金属類があった。これらの重金属類は建設資材向け製品中では焼成や水和などの処理を得て溶出し難い状態で存在していることが推測される。

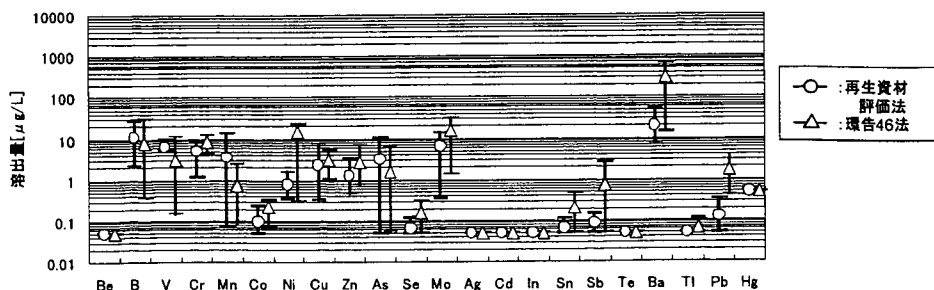


図9 建設資材（焼成品）における溶出量

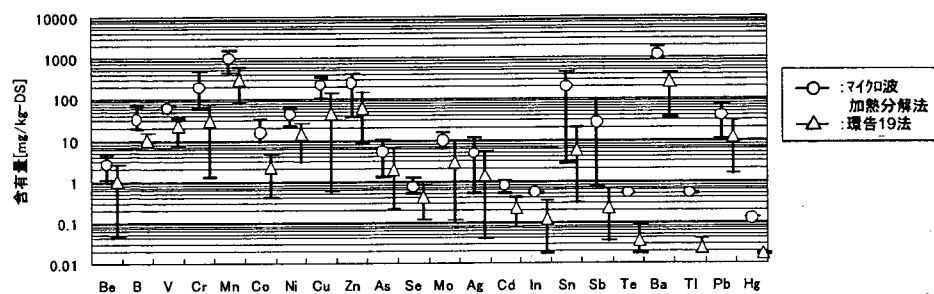


図10 建設資材（非焼成品）における含有量

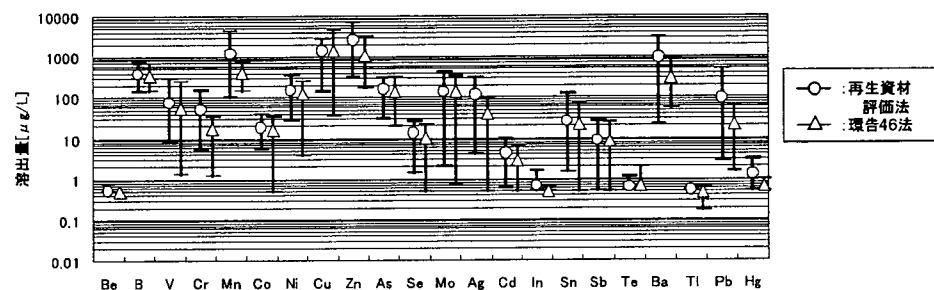


図11 高分子系コンポストにおける溶出量

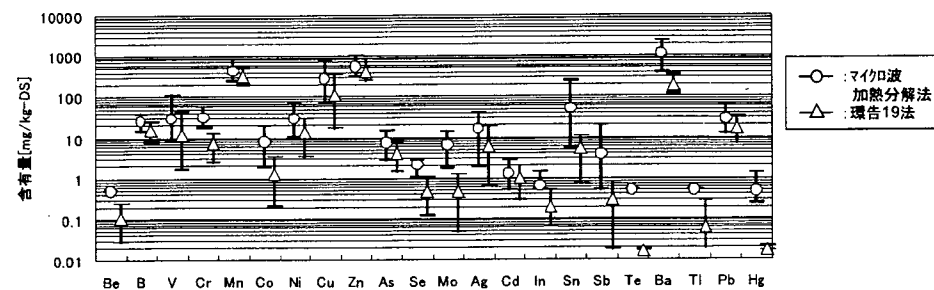


図12 高分子系コンポストにおける含有量

上記の分類に当てはまらない焼却灰、スラグおよび骨材についてはマイクロ波加熱分解法における含有量では建設資材（焼成品）と差がなかった。しかし他の溶出操作を行う試験では、Cr,Ni,Cu 等といった重金属類において建設資材（焼成品）、（非焼成品）の含有・溶出量の範囲を超える結果が得られた。

4.4 雨水による溶出試験

試験対象は建設資材向け汚泥有効利用製品（通し No.3,4,20,22）とした。雨水による溶出試験結果の一例を図 13,14 に示す。常に再生資材評価法の溶出量が雨水溶出試験の溶出量を上回った重金属類には B,V,Mn,Co であり、逆に常に雨水溶出試験の溶出量が再生資材評価法の溶出量を上回った重金属類には Cr であった。その他の重金属類については、試料や試験対象により様々な挙動を示した。

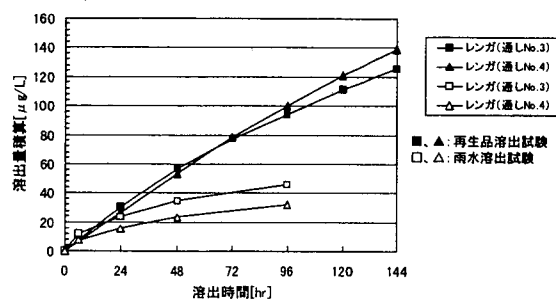


図 13 Mn の溶出挙動比較

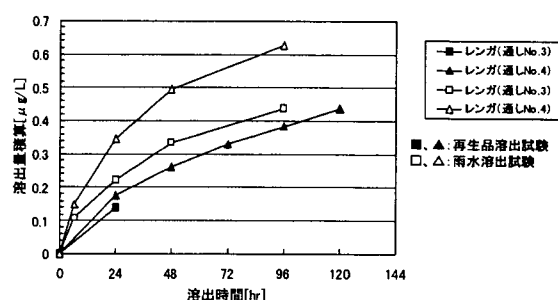


図 14 Cr の溶出挙動比較

4.5 溶出試験結果に基づくリスク評価

リスク評価は、環境媒体を水、対象をヒト、対象との接触経路を経口とした場合に最大量の曝露条件と考えられる再生資材評価法時の溶出液を直接飲むという条件を想定して行った。ハザード指標には日本国内において環境法などの見直し、制定時に資料として提示された TDI（もしくは TDI 相当値）を用いた。リスク評価値としてヒトの体重を 50kg、飲水量を 2l/day とした場合のハザード比（=曝露量/TDI）を、前述の汚泥有効利用製品における溶出試験結果を元に建設資材（焼成品、非焼成品）、高分子系コンポスト毎について算出した。算出結果を表 4～6 に示す。建設資材ではハザード比は 1 を超えることがなかった。また、高分子系コンポストにおいてもハザード比はほとんどの重金属類で 1 を超えることは無かったものの、Mn,As,Sn,Pb においては 1 を超えるものが存在した。

これらのハザード比が 1 を超える重金属類については、前述の媒体、経路およびハザード情報などの条件を元にのみ判断した場合ではあるが、比較的優先的に対処することが望まれる重金属類

表 4 ハザード比（建設資材：焼成品）

元素	建設資材(焼成品)		
	max	min	average
B	1.7E-02	7.3E-04	7.6E-03
Mn	2.8E-01	2.1E-03	4.9E-02
Ni	6.6E-05	4.5E-06	3.0E-05
As	6.9E-02	1.1E-03	3.4E-02
Se	3.1E-02	5.0E-04	1.2E-02
Ag	1.5E-09	2.0E-10	3.9E-10
Cd	1.3E-02	2.0E-03	5.8E-03
Sn	8.0E-04	8.0E-04	8.0E-04
Sb	1.4E-02	3.3E-04	3.0E-03
Pb	5.2E-02	5.7E-04	6.8E-03

表 5 ハザード比（建設資材：非焼成品）

元素	建設資材(非焼成品)		
	max	min	average
B	1.2E-02	9.3E-04	4.7E-03
Mn	7.3E-03	4.2E-05	1.9E-03
Ni	1.2E-05	2.9E-06	6.3E-06
As	2.0E-01	1.0E-03	6.2E-02
Se	1.2E-03	5.0E-04	6.8E-04
Ag	2.0E-10	2.0E-10	2.0E-10
Cd	2.0E-03	2.0E-03	2.0E-03
Sn	1.8E-03	8.0E-04	1.1E-03
Sb	9.9E-04	3.3E-04	5.6E-04
Pb	3.8E-03	5.7E-04	1.4E-03

であると考えられる。

汚泥有効利用製品から溶出した重金属類は、実際の環境中では様々な希釈、濃縮、形態変化を経てヒトに接触する。さらに発ガン性や内分泌攪乱作用など今回の評価に含まれていない様々な有害可能性を持つ重金属類も存在する。曝露評価およびハザード評価に必要な各種情報のさらなる蓄積を経て、より実状に近いリスク評価が行われることが望まれる。また、リスク評価情報の公表だけではなく、その有益性も合わせて公表していくことが望ましいと考えられる。

表6 ハザード比（高分子系コンポスト）

元素	高分子系コンポスト		
	max	min	average
B	3.0E-01	5.8E-02	1.5E-01
Mn	2.2E+00	5.4E-02	6.4E-01
Ni	2.9E-03	2.3E-04	1.3E-03
As	5.8E+00	6.0E-01	3.3E+00
Se	2.6E-01	1.4E-02	1.3E-01
Ag	1.2E-06	1.7E-08	4.6E-07
Cd	4.0E-01	2.5E-02	1.7E-01
Sn	1.9E+00	2.4E-02	4.0E-01
Sb	1.7E-01	3.3E-03	5.6E-02
Pb	5.5E+00	3.3E-02	1.1E+00

5. 結論

市販もしくは市民への配布が行われている汚泥有効利用製品を収集し、溶出試験および含有量試験を行った結果、以下の知見が得られた。

- 1) 建設資材向け汚泥有効利用製品を再生資材評価法に供した場合、溶出傾向は異なるものの継続的な溶出がみられる重金属類が多かった。
- 2) 高分子系コンポストを対象とし、再生資材評価法による溶出試験を行った場合、建設資材向け汚泥有効利用製品に比べ段階的に溶出する重金属類が多い傾向がみられた。
- 3) 汚泥有効利用製品の製造方法、ならびに溶出・含有試験方法の組合せにより、重金属類の溶出量・溶出傾向に差がみられた。
- 4) 雨水と二酸化炭素を溶解させた純水を用い溶出試験を行ったところ、重金属類毎に溶出挙動が異なる傾向がみられた。
- 5) 媒体を水、ヒトへの接触経路を経口ならびに溶出液の直接摂取を想定してリスク評価を行ったところ、建設資材向け汚泥有効利用製品においては、全ての重金属類でハザード比が1を大きく下回ったが、高分子系コンポスト汚泥利用製品においてハザード比が1を超える重金属類が存在した。

6. 謝辞

本研究を行うのにあたり、ご指導およびご助言をいただきました鈴木穰上席研究員、北村友一研究員（現研究企画課）および諏訪守主任研究員をはじめとして、リサイクルチームの皆様には大変お世話になりました。ここに感謝の意を表します。

所属 三機工業株式会社 環境システム事業部技術部設計課

<参考文献>

- 1) 鈴木穰、北村友一（2002）、「下水汚泥有効利用に伴うリスク評価に関する研究」、平成13年度環境保全成果集、課題番号63
- 2) 鈴木穰、北村友一、峰松亮（2003）、「下水汚泥有効利用に伴うリスク評価に関する研究」、平成14年度環境保全成果集、課題番号57
- 3) 建設省、財団法人国土開発技術研究センター（1997）、「平成8年度建設副産物の発生抑制・再生利用技術の開発報告書[参考資料]」
- 4) 尾崎正明、久保忠雄（1998）、「下水汚泥を原料とする建設資材の安全性評価手法」、土木技術資料、40(1)

先端的な道路斜面崩壊監視・安定度評価技術の開発に関する研究

崩壊メカニズムをモデル化した数値解析手法の開発

— (室内浸透・崩壊土槽実験) —

チーム名 土質チーム

氏 名 室山 拓生

1. まえがき

日本の国土の約7割が山岳地であるため、生活基盤を形成する道路の大半が自然斜面や切土のり面等の多くの斜面が存在する。これらの道路斜面では、長雨(梅雨、秋雨)や台風などの降雨に起因した土砂崩壊等により、大きな災害が発生することがある。崩壊の危険性の高い道路斜面は順次対策がなされているが、地形上または経済上の問題から対策工を実施できず、日常監視等の管理を必要とする道路斜面の数が多数存在する。現在、このような斜面については連続雨量による事前交通規制やモニタリング等により斜面崩壊を監視が実施されているが、管理者には「①安定性の経済的かつ定量的な評価」「②道路の交通規制・解除」「③周辺住民への非難・帰宅の的確な指示」が要求されている。

本研究では、このような問題に対処するために、「どこで(場所)」「いつ(時間)」「どのような(規模)」といった斜面崩壊予知につながる、数値解析手法を用いた安定度評価技術の開発を目的としている。

2. 研究目的

斜面崩壊を従来どおりの降雨量のみでなく、不飽和領域における力学現象も併せて用いることにより、降雨時における斜面安定性評価の信頼性が向上すると考えられる。そこで、崩壊メカニズムをモデル化した数値解析プログラムを既存研究¹⁾において作成中である。このプログラムは、特定された危険斜面に対する崩壊発生予測システムであり、下記項目より構成される。

- 1) 現地調査、土質試験 (入力パラメータの設定)
- 2) 数値力学モデル
 - ・ 間隙モデル、浸透モデル、粘着モデル、安定解析モデル
- 3) 現地計測 (数値力学モデルの妥当性の検討)

本研究では、検証データ(基礎データ)の収集を目的とし、初期条件(地盤性状等)や境界条件(降雨条件、排水条件等)の制御が可能な、室内浸透・崩壊土槽実験を実施した。なお、本実験では地盤材料として「まさ土」を利用し、平成14年度の「山砂」による室内浸透・崩壊土槽実験結果と併せて、システム構築への検証データの一部とした。

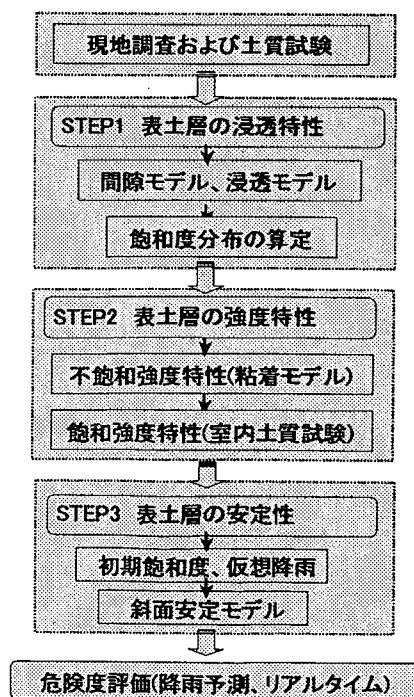


図-1 解析フローチャート

3. 実験方法

浸透・崩壊土槽実験では「まさ土」を利用し、初期条件や境界条件をパラメトリックに変化させ、地盤材料内の水分状況や変形状況の経時変化を計測した。

実施項目は、以下のとおりである。

1) 材料試験(物理、飽和・不飽和特性)、

まさ土の物理・力学特性(強度特性、浸透特性)の把握。

2) 室内浸透・崩壊土槽実験

「土槽の傾斜角」「層構成」「充填密度」「降雨条件」の4種類のパラメータをパラメトリックに変化させ、「土圧」、「間隙水圧」、「土壌水分」、「変位量」の経時変化を計測。

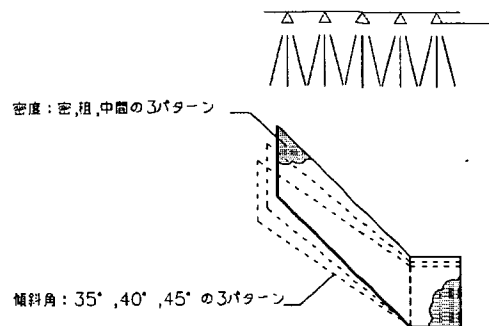


図-2 実験模式図

3. 1 材料試験

本年度は、茨城県西茨城郡の採石場から採取した「まさ土」を実験材料とし、最大粒径が5mm以下になるよう粒度調整を行った。試験実施項目は、「物理試験」、「飽和・不飽和せん断試験」「飽和・不飽和透水試験」「土の保水性試験」である。

3. 2 室内浸透・崩壊土槽実験

実験土槽は図-2に示すように、土槽の傾斜を35°、40°、45°の3種類とした。また、土槽下端部のスリットより一定量排水される仕組みとなっている。

実験では表1に示すとおり、1)土槽傾斜角、2)層構成および充填密度、3)降雨強度および降雨波形に着目し、それらを組合せた条件下で実施した(計37ケース)。

模型斜面は10cm毎に締め固めながら作成した。また土槽概略図(図-3)に示すように、土槽内に「間隙水圧計」「土壌水分計」「土圧計」、模型斜面表面に「変位計」の5種類の測定器を設置した。なお、「間隙水圧計」「土壌水分計」の設置位置の決定には、浸透状況(不飽和浸透)を想定した上で、水分状況の把握と水位計測が可能となるように、また、「土圧計」「変位計」は、模型斜面崩壊時の挙動が把握できるように配慮した。

実験中に崩壊を確認、もしくは計測データが定常状態となり崩壊の兆候が認めら

れない、また6時間以上降雨を与えても崩壊の兆候が認められない場合、実験を適時終了した。なお、降雨を中止したと同時に任意箇所での含水比測定を行い、土壌水分計データとの照合および妥当性の検証に利用することとした。

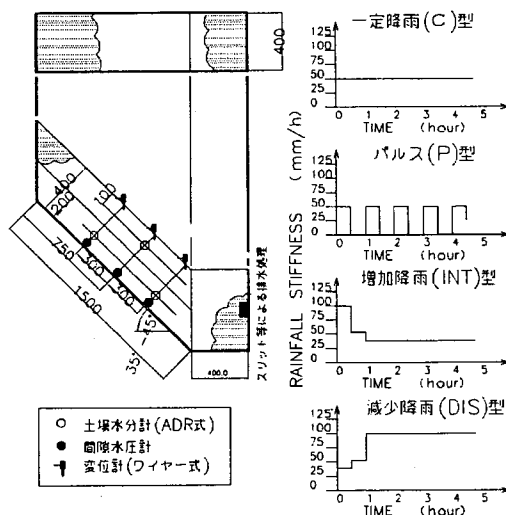


図-3 実験土槽概略図および降雨波形

表-1 実験条件(着目点)

傾斜角 (°)	層構成	充填密度 (g/cm ³)	降雨強度 (mm/h)	降雨波形
35	単層	密	39	一定型
40	(上)1:(下)1	中	53	パルス型
45	(上)1:(下)3	粗	100	増加型
				減少型

*1) 上記を組み合わせた条件で実験をおこなった。

*2) 降雨波形については図-2 参照

4. 実験結果

4. 1 材料試験結果

図-4 に試料物性(粒径加積曲線)、図-5 に水分特性曲線を示す。粒度試験は、間隙モデルにおいて管径分布を推定し、サクシオン(水分特性曲線)および透水係数(飽和・不飽和透水係数)を算出するための必要なデータとなる。

土の保水試験では、「 $\gamma_d=1.5, 1.7, 1.8(\text{g}/\text{cm}^3)$ 」に対して初期含水比を変化させた6ケースの試験(脱水過程)を行った。この結果、初期含水比が高い場合に θ の減少に伴い ψ が緩やかに上昇し、初期含水比が低い場合には ψ が急激に上昇する傾向が認められた。また、 γ_d が大きくなるに従い、初期含水比によるバラツキが小さくなる傾向を示す。

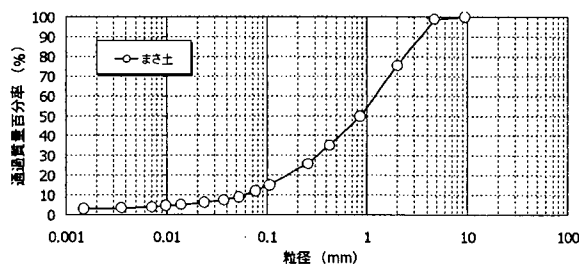


図-4 試料物性(粒径加積曲線)

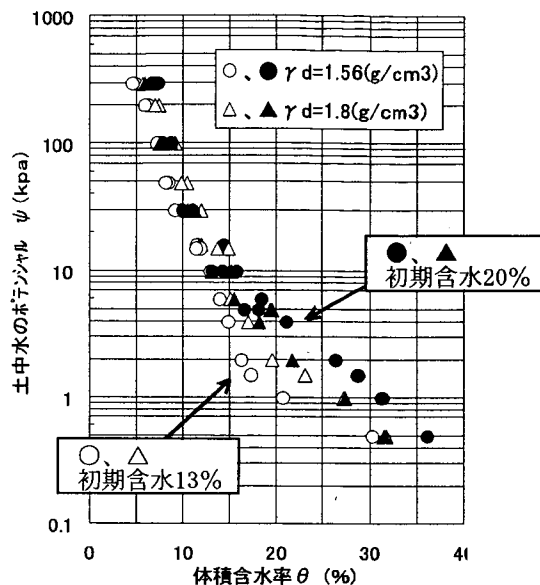


図-5 水分特性曲線

4. 2 室内浸透・崩壊土槽実験結果

代表的な盛土条件による実験結果を例として、盛土崩壊の有無により水分状態にどのような相違点が認められるかを示す。ここでは、崩壊が確認されなかったケースを「CASE1」、崩壊を確認したケースを「CASE2」とした。

盛土条件、降雨条件、境界条件を表-2~3、実験結果として「変位量」「体積含水率」「間隙水圧」の時系列変化図を図-6~7示す。なお、「崩壊」の定義を崩壊に至る変形の初期部分として整理した。

「体積含水率」の変化は、実験結果図(図-6~7)に示すように降雨を開始後、設置深度の浅いものから上昇し、遅れて2つの水分計がほぼ同時に反応した。

また、全ての体積含水率が一旦落ち着いた後、崩壊が確認されなかったケース(CASE1)ではこの状態が持続する結果となった。これに対して崩壊を確認したケース(CASE2)では、再び上昇を開始し、間隙水圧の増加や崩壊の発生した時間に対応している。今回の実験では、崩壊を確認した多くのケースにおいて水分状態の変化に、CASE2と同様の傾向が確認された。また、既存報告²⁾において崩壊に至るまでの水分状態の変化に、今回の実験と同様の傾向が確認されたことが報告している。このような崩壊前に一旦定常状態を示す挙動は、水分特性曲線の空気進入値に起因したものではないかと考えられる。

表-2 盛土条件および降雨条件

	CASE1 (崩壊無)	CASE2 (崩壊有)
湿潤密度(g/cm^3)	1.81	1.90
乾燥密度(g/cm^3)	1.61	1.69
初期含水比(%)	12.1	12.1
斜面傾斜角($^\circ$)	40.0	40.0
降雨条件	50mm/h (一定型)	50mm/h (一定型)

表-3 境界条件(共通条件)

境界位置	条件
のり面	排水
底面	非排水
背面	非排水
前面	排水

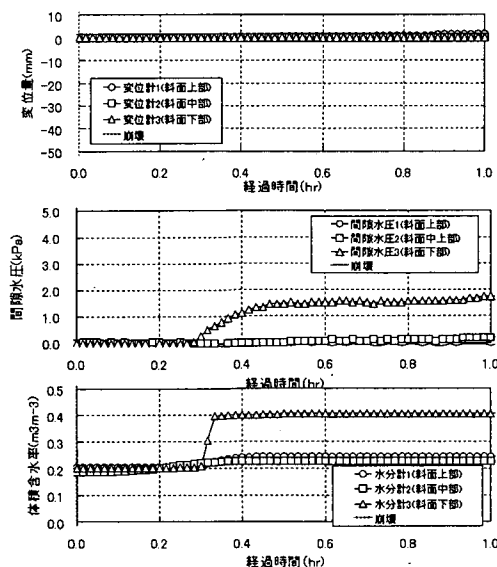


図-6 実験結果図、CASE1(崩壊なし)

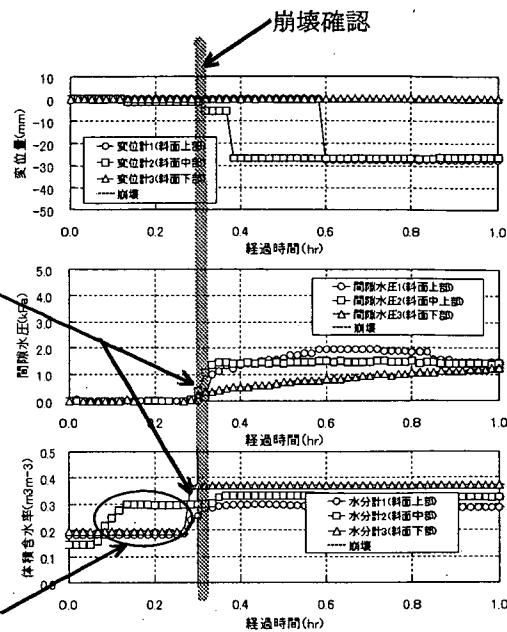


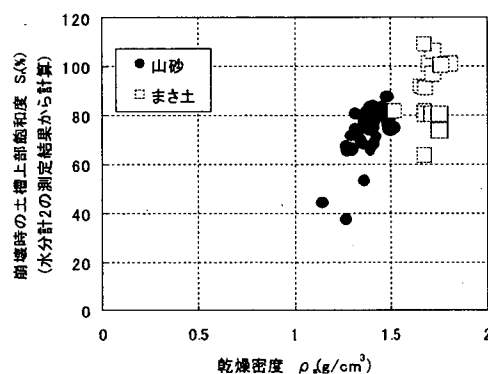
図-7 実験結果図、CASE2(崩壊あり)

5. 結論

崩壊に達するまでの水分状態として、体積含水率が一旦定常状態を示し、崩壊直前に間隙水圧や体積含水率が急激に上昇する傾向が得られた。崩壊前に体積含水率が一旦定常状態を示す要因として、水分特性曲線の空気進入値が影響しているものと考えられる。今後、実験結果と数値解析プログラムによる計算結果との比較により、数値力学モデルの妥当性検討を行い、水分特性曲線における空気進入値等と崩壊前後の飽和度を比較し、崩壊に至る要因を究明していく予定である。

また、崩壊時の飽和度と初期乾燥密度との関係を、山砂による実験結果と併せて図-8 に整理した。これによると試料の違いに依るものなのかは不明であるが、乾燥密度と飽和度に相関関係が認められる。したがって、均一地盤に対し斜面傾斜・降雨強度と密度の関係から、モニタリング等を活用した崩壊危険度の評価も可能性と考えられる。本報告では、個々の崩壊要因(傾斜等)についての検討を実施していないため、今後要因毎に整理を行う予定である。

図-8 崩壊時の飽和度と初期乾燥密度との関係



6. 謝辞

本研究を行うにあたり多大なるご指導、ご協力を頂いた地盤材料研究グループ土質チームの小橋上席研究員、金主任研究員、加藤研究員ならびに土質チームの皆様へ深く感謝の意を表します。

所属 川崎地質株式会社

<参考文献>

- 1) (独)土木研究所、「降雨浸透による斜面崩壊メカニズムおよび経時的斜面安定解析法の研究(その2)」、受託研究報告書 平成15年3月
- 2) 村田秀一、北村良介ら、「降雨によるシラス斜面の浸透・崩壊に関する模型実験」、豪雨時の斜面崩壊メカニズムおよび危険度予測に関するシンポジウム発表論文集、pp.39~48,2003.

堤防強化対策の選定手法に関する研究

ーのり尻ドレーン工法を用いた河川堤防の耐浸透強化機能実験ー

チーム名 土質チーム
氏 名 伊勢野 暁彦

1. まえがき

土木研究所では、これまで種々の堤防強化対策工法について検討を行ってきた。その一つとして浸透水の速やかな排除を目的とした工法に、のり尻ドレーン工法がある。しかし排水効果に関して、ドレーン形状による影響は明確にされておらず、現場の施工条件等に応じて適宜設計されているのが現状である。そこで本報では、ゆるく築堤した大型堤防模型を用いて、ドレーン工の形状による浸潤線の上昇の違いや、のり面安定性について検討した結果を報告する。

2. 研究目的

現状のドレーン工の設計法には以下に挙げるような問題点があり、これらを解決するために大型模型実験や解析を行い、河川堤防の耐浸透強化対策工法としての基礎資料を得ることを目的とした。

1) 堤体内部の角度の付け方

問題点：現在、施工条件等でほぼ決まっている。一方、ドレーン工設計マニュアル¹⁾では、ドレーン側に傾けることとされているが、角度の付け方によるドレーンの機能に関する影響が明らかになっていない。

研究内容：大型実験と斜面安定解析によりドレーン機能の違いについて検討した。

2) ドレーンの表面処理

問題点：表面が露出したドレーンの場合には、初期降雨時にドレーンから堤体内部への降雨浸透が助長され、堤体の初期飽和度が上昇し、河川からの浸潤速度が高まる可能性がある。

研究内容：大型実験により、表面の形態による浸潤面の影響について検討した。

3. 研究方法

のり尻ドレーン工を主体とした、表－1に示す形状の異なる6ケースの大型模型実験により耐浸透効果を比較した。

表－1 模型実験ケース一覧表

盛土実験 No.	仕上がり層厚 (cm)	被覆工		ドレーン工		平均動水勾配 H/D
		天端	裏のり	形状	特 徴	
A	50	遮水シート	なし	幅2m	盛りこぼし 内部角度鉛直	0.292
B	50	遮水シート	遮水シート	なし	全面被覆	0.261
C	50	なし	なし	なし	対策なし	0.235
D	50	遮水シート	なし	底面幅 2 m	内部角度堤内地側傾斜45°	0.292
E	50	遮水シート	なし	底面幅1.5m	内部角度堤外地側傾斜45°	0.276
F	50	遮水シート	なし	幅1m	盛りこぼし 内部角度鉛直	0.261

実験は図-1 に示す高さ 3.0m、天端幅 3.0m、のり面勾配 1:2 の半断面堤防内に、表-1 に示す堤防強化対策工（被覆・ドレーン）を構築して行った。

堤体材料は山砂[IS-F], $k=4.4 \times 10^{-4}$ cm/s（締め固め度 90%時）を用い、巻き出し 0.5m、締め固めなしでゆるく築堤し、表面のみ振動コンパクターを用いて一往復締め固めた。なお、地盤作製時各ケース一層毎に、密度測定を行った結果、平均締め固め度は $D_c=75\%$ （64～

83%）であった。室内透水試験から求めた、平均締め固め度における透水係数は $k=4.9 \times 10^{-3}$ cm/s であり、締め固め度 90%時に比較して約 1 オーダー高い値を示した。

のり面には降雨による表面浸食を防止する目的で短繊維混合土（繊維乾燥重量比 0.25%）を用いて 0.1～0.15m 覆土した。水位を測定するためのマノメータを各 8 箇所設置した。堤体下部には、コンクリート床板と堤体との境界面对策として、厚さ 0.2 m のローム層を設置した。

外力は実験開始 1.0 時間後に、堤外水位を計画高水位相当の 2.3m に上昇させ、以降一定水位になるように設定して降雨強度 15mm/h を追加、定常状態を確認するまで観測を行った。

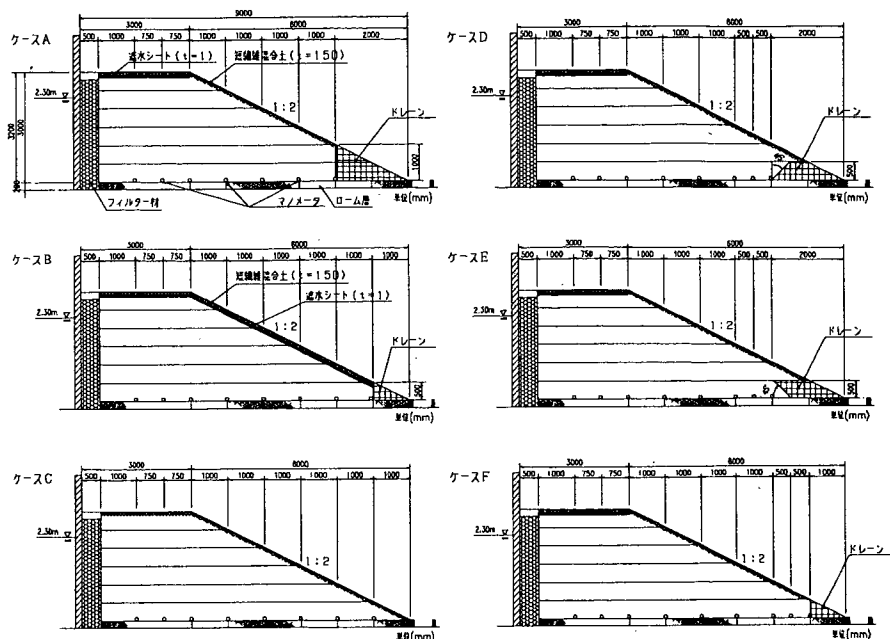


図-1 盛土実験模型図

4. 研究結果

各ケースの浸潤線（堤体内部の水位）の上昇過程を図-2 に示す。実験結果から以下のことがいえる。

- 1) ドレーンの表面が露出しているケースでは、降雨初期時にドレーンから堤体内部へ降雨が浸透し、特にのり面下での浸潤線上昇速度が速くなる。ドレーン表面の露出面積が同じケース D・E・F では、降雨開始約 4 時間までは浸潤線の形状はほぼ同じになるが、4 時間を超えとのり肩部とのり中央部ともにケース D が最も浸潤線上昇速度が遅くなる。ケース E と F ののり肩部の浸潤線上昇速度はほぼ同じだが、のり中央部の浸潤線上昇速度はドレーン幅の小さいケース F が最も速い。定常状態の浸潤線は、ドレーン形状は異なるが断面積・表面露出面積が同じケース D とケース E では、ケース E の方が約 0.1m 高く、最も堤外側のドレーン上部箇所と接する形状となった。露出面積がケース D・E・F の約 2 倍のケース A では雨水が浸透しやすいため、浸潤線が上昇を始める時間がのり中央部付近で 2～3 時間速いが、定常状態の浸潤線高さはドレーン底面幅の同じケース D とほぼ同じになる。ドレーン内部角度がともに鉛直で、幅が半分の 1 m であるケース F と比較すると、浸潤線低下の効果が大きいケース A の方が定常状態ののり面下での浸潤線高さは低くなる。
- 2) ケース C では、のり尻部まで浸潤線が到達した降雨開始 12 時間 30 分経過後に、のり尻から約 1.5m 付近に亀裂が生じはじめ、13 時間 10 分経過したところで、のり面崩壊が発生した。のり面は、のり尻部から順

に4～5つのすべり面を起こしながら崩壊した。ドレーン幅を2 m設置したケースAでは、ドレーンの効果でのり尻部の浸潤線が上昇しないため、崩壊は発生しなかった。ドレーン幅を中間の1 mとしたケースFでは、降雨開始21 時間10 分経過後にのり尻から約2.5m付近に亀裂が生じはじめ、以後36 時間までのり尻が膨らみ、のり肩まで亀裂が発生して徐々に表層崩壊が発生したが、ドレーン工によりのり尻が強化されたために表層崩壊のみに留まり、ケースCのように短時間で大規模なすべり崩壊は発生しなかった。ドレーン形状がケースFと同じケースBにおいては、ドレーンだけでは浸潤線を低下させる効果は小さいが遮水シートによりのり面全面が被覆されているため、のり面が強化され、実験終了まで崩壊は発生しなかった。その他のケースD・Eでも崩壊は発生しなかった。

3) ケースAとBはともに、降雨開始 24 時間経過後にほぼ定常状態に達した。ドレーンの底面幅が同じケースAとDでは、浸潤線形状はほぼ同じとなったが、定常状態に達する時間は露出面積の大きいケースAで24 時間と速く、ケースDでは45 時間と遅い。ドレーンの断面積は同じで形状の異なるケースDとEでは、ともに45 時間で定常状態に達した。

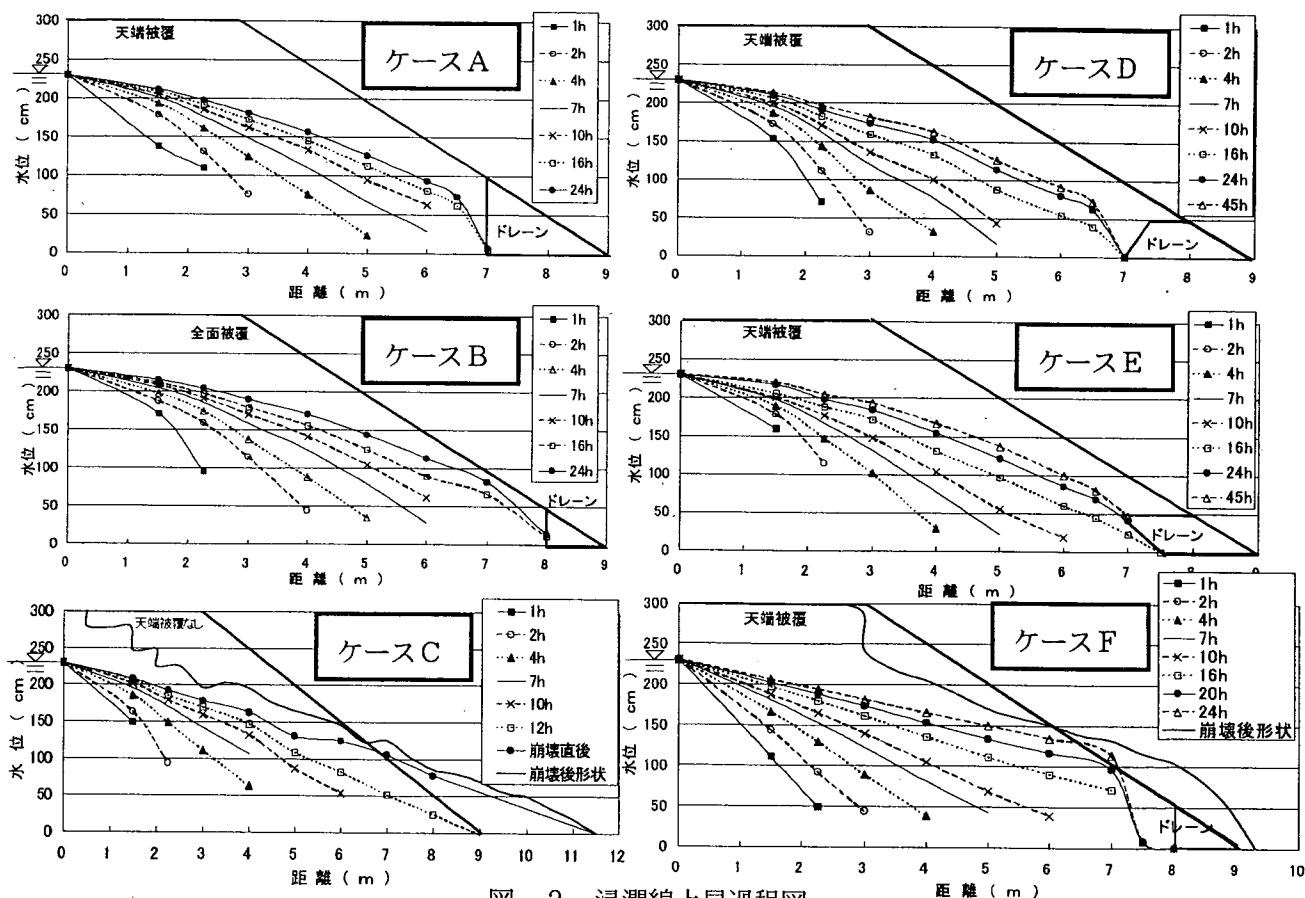


図-2 浸潤線上昇過程図

実験模型モデルにおいて斜面安定解析を実施した。すべり面形状は円弧すべり、解析法は簡便法（全応力法）とした。内部摩擦角 ϕ は、山砂についてはサンプリングして実施した三軸圧縮試験（CD条件）の値である 31.1° 、ドレーンは 40° とした。解析結果を取りまとめ、表-2 に示す。解析結果よりケースA（ドレーン幅2 m）の場合、浸潤線上昇が抑えられ、安全率の低下率は約10%と小さいのに対し、表層崩壊が発生したドレーン幅が1 mのケースFの場合は約34%低下、すべり崩壊が発生した無対策のケースCの場合約

36%低下し、実験結果と整合性が良い結果が示された。またドレーン工の断面積が同じケースDとEでは、浸潤線高さがのり面下で約 0.1m高いケースEの方が、定常状態の安全率は約9%低く、低下率も8%程度大きくなるため、危険度が高いことが示された。ドレーン工の底面幅が同じケースAとDでは、置換率の大きいケースAの方が浸潤線上昇時の安全率はケースDに比べ8%程度大きくなるという結果が得られた。

表－2 斜面安定解析結果一覧表

ケース	ドレーン工		平均動水 勾配	安全率 F_s		
	形状	特 徴		築堤直後	浸潤線上昇時	低下率(%)
A	幅2m	盛りこぼし 内部角度鉛直	0.292	1.513	1.356	10.4
C	なし	対策なし	0.235	1.429	0.913	36.1
D	底面幅2m	内部角度堤内地側傾斜45°	0.292	1.513	1.260	16.7
E	底面幅1.5m	内部角度堤外地側傾斜45°	0.287	1.513	1.142	24.5
F	幅1m	盛りこぼし 内部角度鉛直	0.261	1.468	0.994	33.6

5. 結論

締め固め度が75%程度とゆるい山砂からなる大型堤防模型を用いた、のり尻ドレーン工の耐浸透対策効果実験と斜面安定解析結果から、以下のことが明らかになった。

1)平均動水勾配が0.3に近くなるようにドレーン幅を確保することにより、浸潤線上昇後ものり面の安全率の低下率は小さく、すべりに対する対策効果が大きくなる。ドレーンが小さく、十分に浸潤線を低下させることができずに、のり表面まで浸潤線が達してしまう場合には、大規模にのり崩壊が発生しないにしても、のり面が不安定化してしまう。崩壊直前の実験模型の浸潤線を用いて安定解析を行ったところ、崩壊の発生したケースでは $F_s < 1.0$ を示し、崩壊が発生した実験結果に合致した値を得ることができた。

2)ドレーン工設計マニュアルによると、ドレーンの効果を期待するとドレーンの内部角度を少なくとも鉛直、できれば浸潤線に対してほぼ鉛直になるよう施工することが望ましい、とされている。本研究結果により、ドレーンの堤外側の内部角度は鉛直の場合も、浸潤線に対してほぼ鉛直になるように堤内側に45°傾斜させた場合も、定常状態の浸潤線高さはほぼ同じとなる結果を得た。ドレーンを堤外側に45°傾斜させた場合には、ドレーン工の全幅が同じケースと比較して浸潤線は上昇するが、このケースは施工性に優れドレーン工の全幅長を他のケースよりも確保しやすいという長所がある。ドレーン形状は現場の状況に応じて適切に検討する必要がある。

3)降雨初期時にはドレーン表面の露出面積が大きい程、雨水が浸透しやすくなり浸潤線の上昇速度が速くなるため、ドレーン表面を露出しないようにすることが重要である。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた土質チームの小橋上席研究員、古本研究員、森研究員、大野研究員、並びに土質チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属 サンコーコンサルタント株式会社

<参考文献>

1) (財) 国土開発技術研究センター：「ドレーン工設計マニュアル」、平成10年3月

セメント改良土の六価クロム溶出傾向 ～火山灰質粘性土を対象として～

チーム名 土質チーム

氏 名 工藤章光

1. まえがき

火山灰質粘性土を対象としたセメント改良土はセメント系固化材に起因する六価クロムの溶出頻度(25%)及び溶出した場合の濃度(平均0.21mg/l)が他の土質と比較して高いといわれており、建設省(現国土交通省)から出されている通達²⁾に関してもこのことに配慮し、火山灰質粘性土を用いたセメント改良土のみ施工後の試験を新規施工の場合には行うこととされている。

これらを踏まえて土木研究所では、全国から採取した11種類の火山灰質粘性土を対象として4種類の固化材を添加し、材齢7、28日の時点で環境庁告示第46号法試験を用いて六価クロム溶出量を測定した。

2. 研究の目的

土の採取地の異なる11種類の火山灰質粘性土を対象として実験を行い、固化材の種類や添加量、土壌のアロフェン含有量、セメント改良土の材齢による六価クロムの溶出傾向を把握することを目的として研究を行った。

3. 実験方法

3. 1 火山灰質粘性土の性状

実験に用いた全国各地から採取した11種類の火山灰質粘性土の性状は表1に示すとおりである。

表1 火山灰質粘性土の性状

項 目	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
採取地	静岡県 沼津市	静岡県 沼津市	青森県 八戸市	東京都 稲城市	埼玉県 入間市	千葉県 佐倉市	静岡県 三島市	北海道 黒松内町	東京都 清瀬市	茨城県 江戸崎町	神奈川県 秦野市
深度	陸域	陸域	陸域	陸域	陸域	陸域	陸域	陸域	陸域	陸域	陸域
試験項目	静岡県 沼津市	静岡県 沼津市	青森県 八戸市	東京都 稲城市	埼玉県 入間市	千葉県 佐倉市	静岡県 三島市	北海道 黒松内町	東京都 清瀬市	茨城県 江戸崎町	神奈川県 秦野市
土の自然含水比 W _n %	160.5	166.2	94.2	105.9	107.0	74.2	79.0	44.0	150.4	102.5	70.3
土粒子の密度 ρ _s g/cm ³	2.663	2.723	2.704	2.771	2.780	2.706	2.763	2.614	2.725	2.741	2.775
湿潤密度 ρ _t g/cm ³	1.315	1.312	1.480	1.450	1.448	1.567	1.554	1.751	1.338	1.457	1.602
コンシ ステン シー	液性限界 W _L %	155.0	194.0	72.8	114.5	150.2	112.0	101.9	42.9	128.6	202.0
	塑性限界 W _p %	97.5	101.9	58.6	75.2	74.1	67.3	70.7	32.3	111.2	84.0
	塑性指数 I _p	57.5	92.1	14.1	39.3	76.1	44.7	31.1	10.5	17.4	118.0
その他	土の pH	5.9	5.7	7.4	7.1	6.6	7.3	6.3	6.2	6.8	6.0
	強熱減量 L _i %	14.3	15.7	6.9	12.8	19.3	11.6	11.5	8.1	13.2	12.2
	有機物含有量 %	1.32	1.84	0.25	0.78	2.19	1.32	0.71	0.12	1.45	0.83
	70℃/24h 含有量 %*1	71.9	69.7	23.1	31.5	66.3	43.2	45.8	22.5	64.1	44.8
土の色	酸化還元電位 Eh mV	481	483	429	454	469	439	453	453	444	459
	色相	10YR	10YR	10YR	10YR	10YR	10YR	10YR	10YR	10YR	7.5YR
	明度/彩度	3/3	4/4	6/6	4/3	4/3	4/3	4/4	4/3	4/4	3/2
	色名	暗褐	褐	明黄褐	にぶい黄褐	にぶい黄褐	にぶい黄褐	褐	にぶい黄褐	褐	黒褐
粒度組成	レキ分 %	0.0	0.9	0.5	0.0	0.0	1.6	0.3	1.4	0.5	0.0
	砂分 %	5.9	13.7	32.6	6.3	7.3	16.2	13.6	29.9	8.3	9.3
	シルト分 %	44.2	52.6	36.4	45.0	36.6	37.7	39.5	32.6	47.7	41.2
	粘土分 %	49.9	32.8	30.5	48.7	56.1	44.5	46.6	36.1	43.5	49.5
最大粒径 mm	2.00	4.75	4.75	2.00	2.00	4.75	4.75	9.50	4.75	2.00	4.75
全クロム含有量 mg/kg *2	55.5	98.3	62.7	93.9	95.4	71.4	76.1	22.7	95.2	78.2	122.1
六価クロム含有量 mg/kg *2	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5
六価クロム含有量 mg/kg *3	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5
六価クロム溶出量 mg/l *4	<0.02	<0.02	<0.02	<0.02	<0.02	<0.02	<0.02	<0.02	<0.02	<0.02	<0.02

* 1: 8N-HCl - 0.5N-NaOH 交互溶解法: 北川 靖夫「土壌中のアロフェンおよび非晶質無機成分の定量に関する研究」農業技術研究所報告 B 第 29 号 (1977)

* 2: 環境庁水質保全局水質管理課監修「底質調査法」に示される方法

* 3: 環境省告示第 19 号 (平成 15 年)

* 4: 環境庁告示第 46 号 (平成 8 年)

3. 2 固化材

実験に使用した固化材の全クロム含有量、六価クロム含有量および六価クロム溶出量を表2に示す。

表2 使用した固化材のクロム試験結果

固化材	全クロム含有量 (mg/kg)	六価クロム含有量 (mg/kg)	六価クロム溶出量 (mg/l)
OPC	80	7.8	0.68
セメント系固化材	74	6.9	0.69
高炉セメントB種	55	4.3	0.51
新型固化材	48	3.1	0.36
定量下限値	5	2.0	0.02
試験方法	JCAS I-51-1981 3.6.1	JCAS I-51-1981 3.4	環境庁告示 46 号 (平成 3 年)

ここで、表2に示した新型固化材とは、六価クロムの溶出抑制を目的に開発された固化材の総称であり、市場では特殊土用固化材とされている。

3. 3 実験方法

表1に示した11種類の火山灰質粘性土を解砕し、5 mm のフルイを用いて事前調整したものを実験に用いた。それらの火山灰質粘性土に対して、表2に示した4種類の固化材（普通ポルトランドセメント（OPC）、セメント系固化材、高炉セメント B 種、新型固化材）をそれぞれ3水準の混合条件（100,200,300 kg/m³）でホバートミキサーにより混合（2.5分混合、掻き落とし、2.5分混合、計5分）し、φ5.0×h10.0 cm の円柱供試体を132水準作製した。作製した供試体は湿空養生（20℃、湿度80%）し、材齢7, 28日の時点で「土の一軸圧縮強度試験（JIS A 1216）」により一軸圧縮強さを測定するとともに、平成3年8月環境庁告示第46号「土壌の汚染に係る環境基準について」に示される方法を用いて六価クロム溶出量を測定した。

4. 実験結果

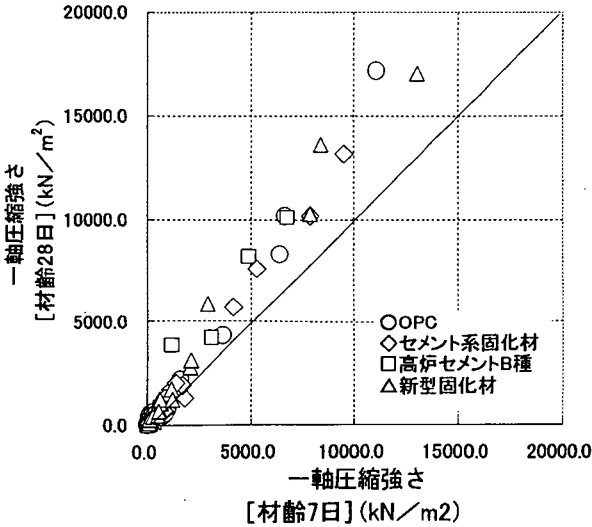


図1 供試体の一軸圧縮強さ

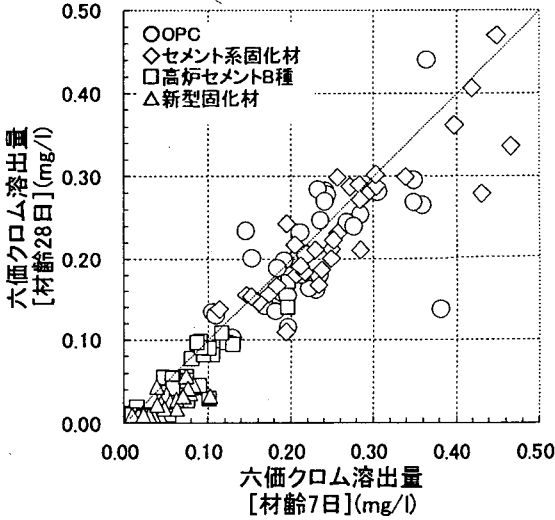


図2 供試体の六価クロム溶出量

供試体の一軸圧縮強さを図1に、六価クロム溶出量を図2に示す。一軸圧縮強さは材齢7日と比較して材齢28日に132試料中111試料(84%)が増加し、21試料(16%)が減少した。一方、材齢7日と材齢28日における六価クロム溶出量を比較すると、132試料中減少したものは91試料(69%)、変化が無かったものは18試料(13%)、増加したものは23試料(17%)であった。材齢7日において132試料中35試料が、六価クロムの土壌環境基準(0.05mg/l)を満足し、材齢28日ではさらに16試料の溶出量値が低下し土壌環境基準を満足することになり、計51試料が土壌環境基準を満足した。なお、溶出量値は最大で材齢7,28日ともに0.47mg/lであった。

アロフェン含有量と一軸圧縮強さおよび六価クロム溶出量の関係について図3、図4に示す。これらは、材齢7日における固化材添加量100kg/m³のケースである。アロフェン含有量の多い火山灰質粘性土では、いずれの固化材を用いた場合も一軸圧縮強さは小さくなっており、セメント改良土の強度発現に影響を及ぼすことが見てとれる。一方、アロフェン含有量と六価クロム溶出量との間には、特に相関が得られていない。

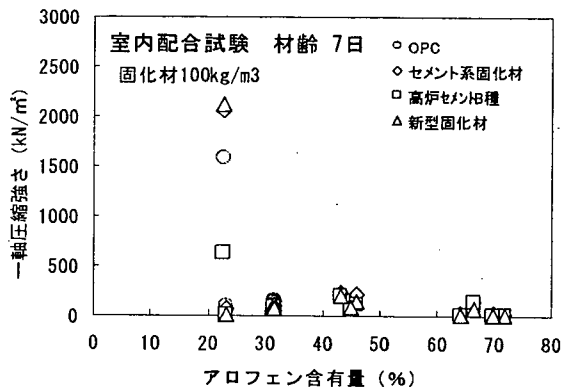


図3 アロフェン含有量と一軸圧縮強さ

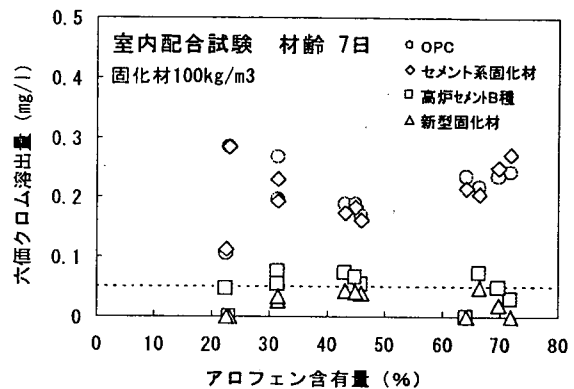


図4 アロフェン含有量と六価クロム溶出量

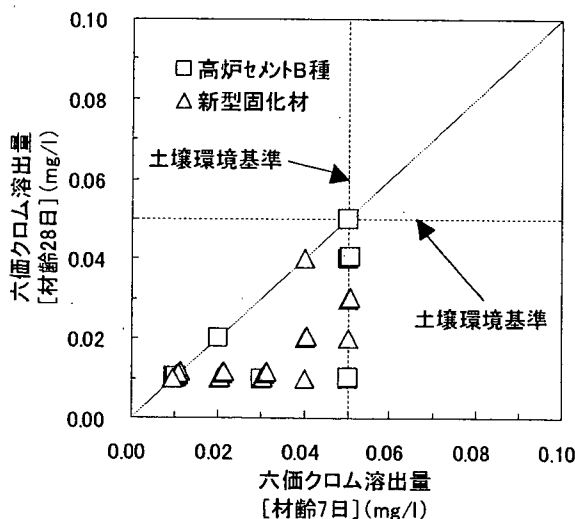


図5 実験における六価クロム溶出量

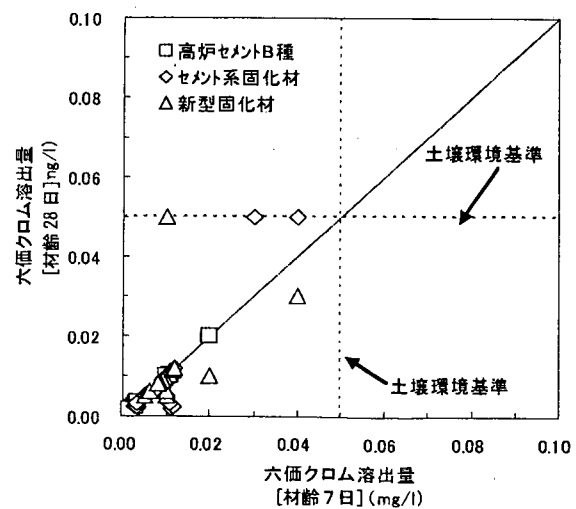


図6 施工現場における六価クロム溶出量

図5に示す実験結果から、材齢7日における六価クロム溶出量は材齢28日における六価クロム溶出量と大きな差異はない。特に材齢7日で土壤環境基準では満足すると判定された試料はすべて溶出量が増加することなく材齢28日においても土壤環境基準を満足した。また、図6に示す施工現場における試験結果から、火山灰質粘性土を対象としてセメント改良土が施工された33現場(51試料)においても、施工前の溶出試験(材齢7日)と施工後の溶出試験(材齢28日)が行われた結果、材齢7日で土壤環境基準を満足する固化材・配合を用いた現場においては、材齢28日においても土壤環境基準を超える溶出はみられなかった。しかし、51試料中3試料(6%)については、材齢7日と比較して材齢28日の六価クロム溶出量が増加していることが観測された。

セメント改良土から六価クロムが溶出するメカニズムとしては、主に固化材中のセメント鉱物に固溶している四価または五価のクロムが水和反応の過程で三価または六価のクロムに変化すること³⁾に起因する。水和反応は一般的に初期の材齢で活発に、その後比較的緩やかに進行し、水和生成物による六価クロムの固定も同時に進行することから、全体として六価クロムの溶出量は減少する傾向にあると考えられる。特に、モノサルフェート相(AFm)を生成するセメント鉱物(C₃A)は、初期の水和反応が顕著⁴⁾であり、材齢の進行とともに水和生成物によって六価クロムを固定⁵⁾し、初期以降は六価クロムの溶出量の減少に寄与すると考えられる。

5. 結 論

以上の実験結果から、火山灰質粘性土を対象としたセメント改良土から溶出する六価クロムは材齢7日の時点から減少する傾向があることが分かった。しかし、施工現場において六価クロム溶出量に増加がみられる場合があったことや、前述のように火山灰質粘性土を対象としたセメント改良土の六価クロム溶出頻度及び濃度が他の土質と比較して高いことから、火山灰質粘性土を対象にセメント改良土を新たに施工する場合は、引き続き施工前と施工後の六価クロム溶出試験を両方行うこととなっている。なお、火山灰質粘性土以外の土質にセメント改良土を新たに施工する場合は、施工前の六価クロム溶出試験だけを行うこととなっている。

6. 謝 辞

本研究を行うにあたり、終始丁寧なご指導をいただいた小橋上席研究員をはじめ、恒岡研究官(前土質チーム上席研究員)、森研究員ならびに土質チームの皆様にご感謝の意を表します。

所属 岡三リビック株式会社

<参考文献>

- 1) セメント系固化処理土検討委員会:「セメント系固化処理土に関する検討最終報告書(案)」、国土交通省ホームページ、p14、2003.6
- 2) 国土交通省:「セメント及びセメント系固化材の地盤改良への使用及び改良土の再利用に関する当面の措置について」、2000.3
- 3) Xiuji, F. and Peiyu, Y.: Effect of the States of Chromium Ion on the Colour Characteristic of Doped β -C₂S, *Advances in Cement Research*, 3[10], pp85-88, 1990
- 4) 坂井他:「コンクリートからの微量成分溶出に関する現状と課題」、コンクリートライブラリー111、土木学会、p.50、2003.5
- 5) 中田他:「選択溶解法と粉末 X 線回折法との併用によるセメント水和率の測定」、セメント・コンクリート論文集、No.53、pp.116-120、1999

(指導期間 平成15年4月～平成16年3月)

チーム名 土質チーム
氏 名 柴田 靖

1. まえがき

袋詰脱水処理工法は、浚渫土など高含水の土を透水性を有するジオテキスタイル製の袋に注入して脱水を促進し、有効利用する目的で開発された¹⁾。さらに、本工法に用いる袋材や凝集剤を適切に選定することにより、ダイオキシン類に汚染された底質の封じ込め効果があることも確認されている(『高機能型』袋詰脱水処理工法)²⁾。本工法を汚染土壌・底質の封じ込めに適用する場合には、汚染拡大を防止するため、脱水処理後の袋の積上げ・保管時および重機による覆土作業時に汚染土を封じ込めた袋を破ることなく袋内の脱水処理土の土質性状を調べることがのぞましい。

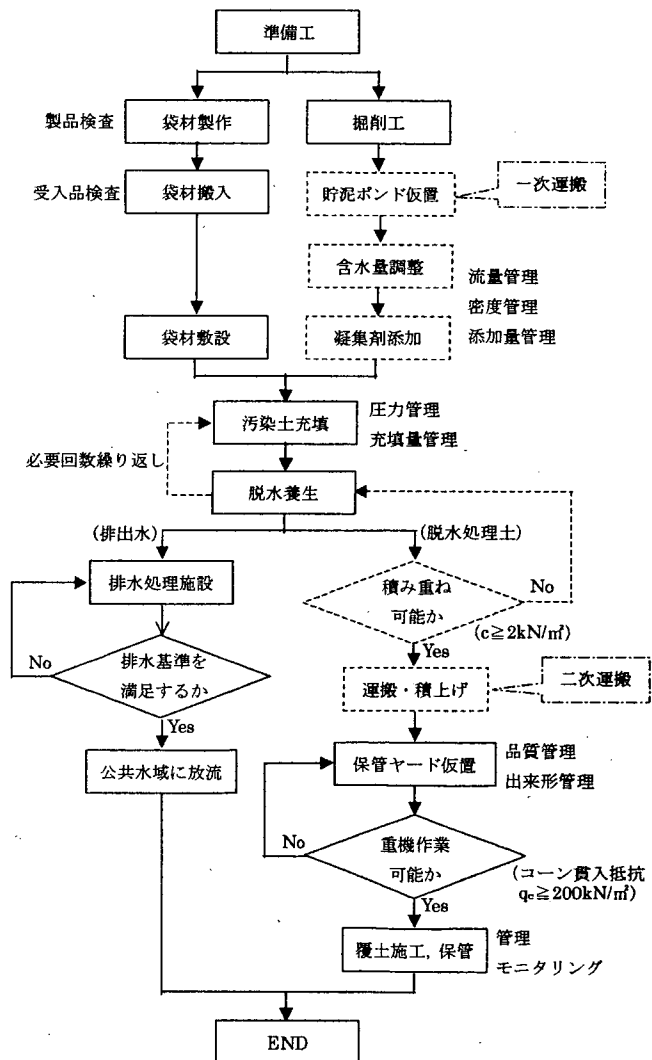
ここでは、ポータブルコーンペネトロメーターのロッド先端に球を取り付けた球形ペネトロメーターを袋詰脱水処理土に貫入することにより、袋内の脱水処理土のせん断強さを間接的に測定する方法を考案し、袋詰脱水処理工法の施工管理への適用性を検討した。

2. 研究目的

袋詰脱水処理工法の施工フローを図・1に示す。施工管理上、袋詰脱水処理土の土質性状が問題となるのは、以下に示す2つの施工段階である。一つは、袋内に充填した高含水の土の自重圧密が終了し、袋詰脱水処理土の積上げ・保管を行う段階で、袋内の脱水処理土にある程度の粘着力がないと袋材に張力が作用し、袋が破れるおそれがある。また、もう一つは、保管ヤードでの仮置き、天日乾燥が終了し、袋材の保護を目的とした覆土を施工する段階で、袋詰脱水処理土に所定のせん断強さがない場合には施工機械のトラフィカビリティが得られないことになる。

前者については、既往の計算事例¹⁾において、袋詰脱水処理土の粘着力が $c=2\text{kN/m}^2$ となった場合を想定し、算定した載荷圧力 p と袋材に作用する引張力 T の関係から、 $p \leq 10\text{kN/m}^2$ の範囲では引張力 T は作用しない結果となったことから、 $c \geq 2\text{kN/m}^2$ を目標値とする。

後者については、超湿地ブルドーザーによる撒き出し、転圧を想定すれば、第4種建設発生土相当の安定性が必要となる。発生土の判定基準に用いられるコーン指数試験は、ときほぐした土質材料をモールド内で締め固めた試料のコーン貫入抵抗を測定するものであるが、袋詰脱水処理工法においては、袋詰脱水処理土として袋内に封じ込めたまま、



注) 点線部については、必要に応じて実施

図-1 袋詰脱水処理工法施工フロー

解砕することなく施工するため、コーン指数試験ではなく、袋詰脱水処理土のコーン貫入抵抗 $q_c \geq 200 \text{ kN/m}^2$ を判断基準とした。

本研究の目的を以下に示す。

- ① 袋詰脱水処理土の土質性状の把握
- ② 袋がない場合の球形ペネトロメーター貫入抵抗とコーン貫入抵抗の関係把握
- ③ 袋詰脱水処理土への適用性の検討

3. 研究方法および結果

3.1 研究の手順

本研究は、以下に示す手順で行った。まず、室内で泥土を実際に 200L 袋に充填して袋詰脱水処理土の供試体を作製し、コーン貫入抵抗と含水比の経時変化を測定して、その土質性状を把握した ③ (土質性状把握実験)。次に、CBR モールドを用いて袋材のない脱水処理土の供試体を作製し、球形ペネトロメーター貫入抵抗、コーン貫入抵抗、簡易ベーンせん断抵抗などを測定して、それらの関係から球形ペネトロメーター適用の可能性を検討した ④ (モールド実験)。さらに、土質性状把握実験と同様に袋詰脱水処理土の供試体を作製し、袋のある状態、および、袋を破った状態で球形ペネトロメーター貫入抵抗を測定し、両者を比較することにより、袋詰脱水処理土への適用性を検討した ④ (室内充填実験)。

3.2 土質性状把握実験

(1) 実験概要

実験には、茨城県霞ヶ浦で採取した浚渫土を試料土として用いた。試料土の物理的性質を表-2 に示す。試料土の加水調整により初期含水比 600% の泥土を作製し、所定の凝集剤を添加・攪拌したのち、容量 200L の袋に 20L/分の圧送速度で電動ポンプにより注入した (図-2 参照)。袋材は、一般的な土木工事で用いられるジオテキスタイルである袋材1とろ過性能を高めるため高密度で織られたジオテキスタイルである袋材2の2種類を用いた (表-3 参照)。実験ケースを表-4 に示す。袋詰脱水処理土の土質性状は、各ケースについて注入後 10 日から 90 日まで袋を破って含水比とコーン貫入抵抗を測定することによって評価し、表-1 に示す本工法的设计における積上げ・覆土の施工時に必要となる粘着力 c およびコーン貫入抵抗 q_c の比較から、凝集剤添加効果を考察した。

表-2 試料土の物理的性質

試験名	項目	霞ヶ浦粘土
土粒子の密度試験	土粒子の密度 ρ_s g/cm^3	2.539
土の含水比試験	自然含水比 w_n %	155.8
土の粒度試験	礫分 2~75 μ %	0.0
	砂分 75 μ ~2 mm %	2.6
	シルト分 5~75 μ %	27.2
	粘土分 5 μ 未満 %	70.2
土の液性限界・塑性限界試験	液性限界 w_L %	165.0
	塑性限界 w_p %	58.2
	塑性指数 I_p	106.8

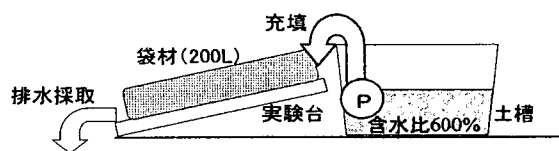


図-2 実験概要

表-3 袋材の特性

種 類		材 質	厚さ (mm)	単位重量 (g/m ²)	引張強さ (N/cm)	透水係数 (cm/s)	A.O.S. (mm)
袋材 1	織布	ポリエ ステル	0.350	210.0	716	1.5*10 ⁻³	0.108
袋材 2	織布	ポリエ ステル	0.225	155.2	274	4.3*10 ⁻⁴	<0.068

※A.O.S: 布の開口径

表-4 実験ケース

ケース	袋材	凝集剤			
		無機系	濃度 (ppm)	高分子系	濃度 (ppm)
1	袋材1	—	—	—	—
2		ポリ塩化アルミニウム	1500	—	—
3		ポリ塩化アルミニウム	1000	アニオン系	400
4		—	—	カチオン系	800
5	袋材2	—	—	—	—
6		ポリ塩化アルミニウム	1500	—	—
7		ポリ塩化アルミニウム	1000	アニオン系	400
8		—	—	カチオン系	800

(2) 実験結果と考察

袋材1の養生日数とコーン貫入抵抗の関係を図-3 に示す。粘性土に関する一般的な関係式 $c = q_u/2$, $q_u = q_c/5$ (q_u : 一軸圧縮強さ) から、袋詰脱水処理土の積上げ施工時に袋材の安定を確保するためのコーン貫入抵抗を $q_c = 10c = 20 \text{ kN/m}^2$ とすると、高分子系凝集剤を用いない場合、 $q_c \geq 20 \text{ kN/m}^2$ を満足するためには約 40 日、第4種建設発生土に相当する $q_c \geq 200 \text{ kN/m}^2$

を満足するためには約 90 日の養生日数が必要となるが、高分子凝集剤を用いた他の 2 ケースの場合には、それぞれ約 15 日、約 65 日と約 25 日ずつ短縮される。

含水比とコーン貫入抵抗の関係を図-4 に示す。アニオン系およびカチオン系高分子凝集剤のもつ吸水、架橋作用により、同じ含水比におけるコーン貫入抵抗は、高分子凝集剤を用いないケースに比べて概ね 4~5 倍程度の数値を示している。

3.3 モールド実験および室内充填実験

(1) 実験概要

実施した実験は、モールド実験、室内充填実験の 2 種類である。実験に用いた試料の物理的性質を表-5 に示す。試料 1 は表-2 に示した霞ヶ浦粘土を用いた。はじめにモールド実験で、球形ペネトロメーター貫入（以下、球形貫入）試験、コーン貫入試験、簡易ベーンせん断試験、含水比試験を行い、球形貫入抵抗とコーン貫入抵抗の相関を調べたうえで、つぎの袋内充填実験を実施し、実際の袋詰脱水処理土に適用する場合と同様、袋の上から球形貫入試験を行ってコーン貫入試験の結果と比較した。

モールド実験では、各土質について含水比を変化させて 3 水準の供試体を作製した。粘性土である試料 1 および 2 の供試体は、液性指数約 1.5 となるよう加水調整し、図-5 に示すように圧密応力を変化させることにより、また、砂質土である試料 3 は、3 層に分け $\phi 3\text{cm}$ の鋼製の突棒を用いて各層 25 回の突固めにより供試体を作製した。球形貫入試験をモールド中心で行い、荷重計の読みとその貫入量における球の断面積から球形貫入抵抗を計算した。また、供試体ごとのデータのばらつきを考慮し、同じモールド内の周辺部分を均等に 6 区画に分けてコーン貫入、簡易ベーンせん断試験を交互に 3 箇所ずつ行った。球形ペネトロメーターは直径 $D=5.0\text{cm}$ と 2.5cm のものを作製し、それぞれ 1cm/sec の貫入速度で供試体に貫入させ、前者は貫入量 1.25cm と 2.5cm の平均値を、後者は貫入量 1.25cm の値を球形貫入抵抗とした。また、コーン貫入抵抗は貫入量 5cm 、 7.5cm 、 10cm の測定値を平均して算出した。

室内充填実験では、試料 1 および 4（いずれも浚渫土、CH）を用いて表-6 に示す実験ケースを行った。調整した試料は、電動ポンプにより 20L/分 の圧送速度で袋内に充填し、充填 3 日後以降経時的に袋の上からの球形貫入試験（ $D=5\text{cm}$ ）、袋を破って内部の球形貫入試験、コーン貫入試験、簡易ベーンせん断試験、含水比試験を行った（図-6 参照）。球形貫入抵抗、コーン貫入抵抗の算出方法はモールド実験と同様である。

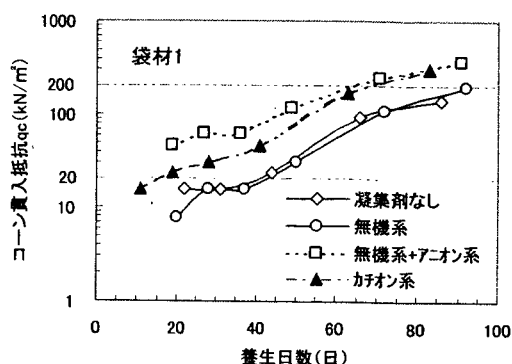


図-3 養生日数とコーン貫入抵抗の関係

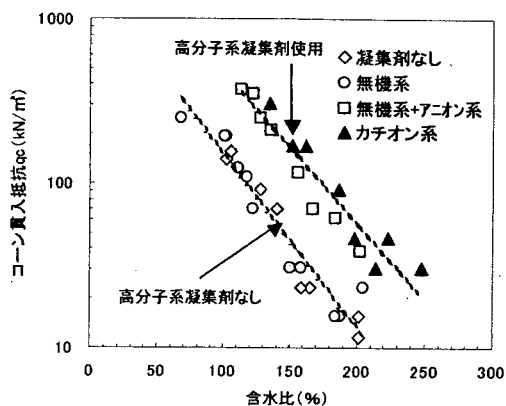


図-4 含水比とコーン貫入抵抗の関係

表-5 試料の物理的性質

項目	試料1	試料2	試料3	試料4
土粒子の密度 ρ_s g/cm^3	2.539	2.610	2.691	2.600
自然含水比 w_n %	155.8	—	14.5	164.5
礫分 2~75 μ %	0.0	0.0	0.0	0.0
砂分 75 μ ~2 mm %	2.6	0.0	83.5	1.0
シルト分 5~75 μ mm %	27.2	34.6	6.4	47.0
粘土分 5 μ 未満 %	70.2	65.2	10.1	52.0
液性限界 w_L %	165.0	49.4	—	105.6
塑性限界 w_p %	58.2	34.4	—	33.7
塑性指数 I_p	106.8	15.0	—	71.9
土質材料の工学的分類	CH	ML	SF	CH
モールド実験実施	○	○	○	—
充填実験実施	○	—	—	○

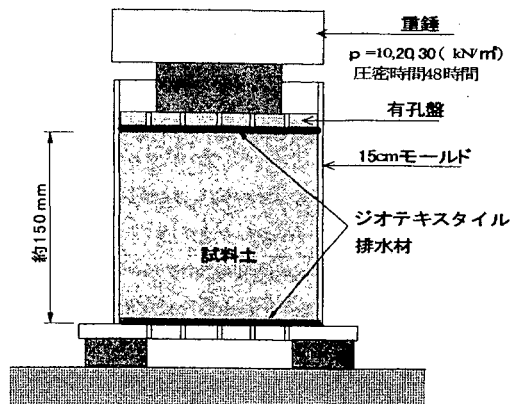


図-5 圧密による供試体作製

表-6 室内充填実験ケース

ケース	試料	初期含水比 (%)	高分子凝集剤	袋(織布)の容量()	袋材引張強さ (/c)
1	1	585	あり	200	716
2	4	189	なし	200	274
3	4	189	あり	100	274

(2)実験結果と考察

モールド実験におけるコーン貫入抵抗 q_c と球形貫入抵抗 q_b の関係を図-7 に示す。試料 1 では、球の直径に関係なく、ほぼ $q_b = q_c$ の関係が得られたが、試料 2 および 3 では、コーン貫入抵抗の増加にともない球形貫入抵抗がコーン貫入抵抗に比べて低く測定された。これは、直径 5cm の球形貫入試験における貫入量 1.25cm と貫入量 2.5cm の球形貫入抵抗を比較した図-8 において、試料 1 の球状貫入抵抗が貫入量の影響を受けないのに対し、試料 2、3 では貫入量 2.5cm の貫入抵抗が 1.25cm の約 1.5 倍から 2 倍の数値を示し、深度方向の貫入抵抗増加が認められることから、両試験で貫入深度が異なるためと考えられる。

室内充填実験結果のうち、コーン貫入抵抗 q_c と球形貫入抵抗 q_b (袋上および袋内) の関係を図-9 に示す。試料性状、凝集剤、袋容量、袋材の引張強さの違いに関係なく、コーン貫入抵抗と袋内の球形貫入抵抗がほぼ等しいこと、袋上の球形貫入抵抗が初期は袋の張力により高めに計測されるが、脱水が進行し、袋内の脱水処理土の強度が増加するにしたがって、袋内の貫入抵抗に漸近し、 $q_b \geq 100\text{kN/m}^2$ 以上では袋内の貫入抵抗と同様の数値となっていることがわかる。

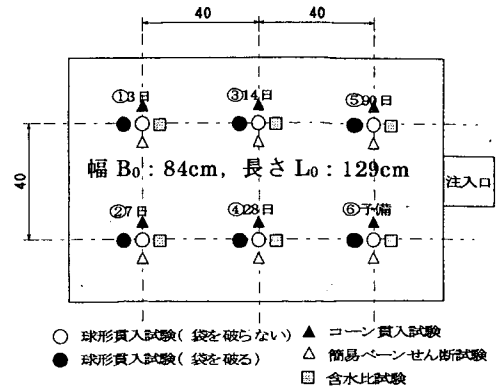


図-6 試験実施位置(200L 袋)

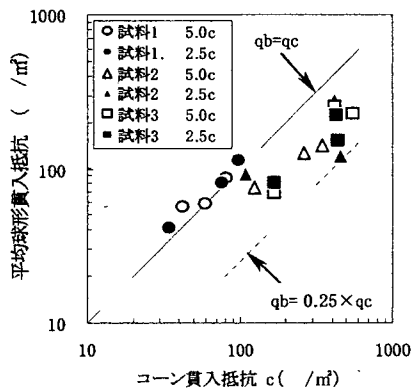


図-7 q_c ・ q_b 関係

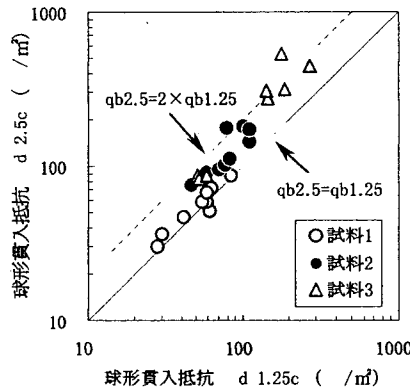


図-8 $q_{b1.25}$ - $q_{b2.5}$ 関係

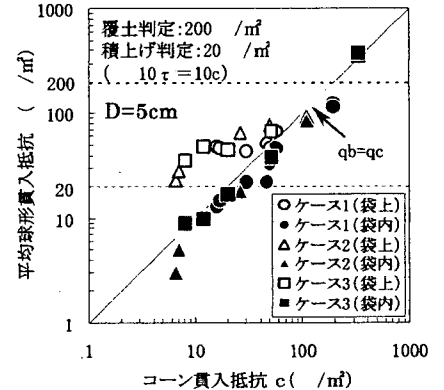


図-9 q_c ・ q_b 関係 (充填実験)

4. 結論

袋詰脱水処理工法への球形貫入試験の適用性を検討した結果、以下のことがわかった。

- ① 粘土のように深度方向に貫入抵抗の増加がない土質ではコーン貫入試験と同様に評価できる。
- ② 脱水初期は袋の張力の影響が大きいので、袋の積上げ施工時期の判定には適さないが、覆土施工時期の判定には利用可能である。

今後は、実工事でのデータを収集するとともに、穿孔をともしない試験方法という利点を生かして、汚染拡大防止対策工法の一つである覆土・敷土工法の締固め管理への適用などについても検討したい。

5. 謝 辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた材料地盤研究グループ土質チームの小橋上席研究員、桑野主任研究員、森研究員並びに土質チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属 戸田建設 (株)

<参考文献>

- 1) 三木ら、浚渫土の袋詰脱水処理に関する研究(その 1~その 3), 第 30 回土質工学研究会, 1995.7
- 2) 森ら、ジオテキスタイル製袋を用いた高含水比汚染底質・土壌の封じ込め実験, 第 38 回地盤工学研究発表会, 2003.7
- 3) 柴田ら、袋詰脱水処理土の土質性状における凝集剤添加効果, 第 58 回土木学会年次学術講演会, 2003.9
- 4) 柴田ら、袋詰脱水処理工法における球形ペネトロメーターの適用, 第 39 回地盤工学研究発表会(投稿中)

老朽埋設管周辺地盤のゆるみ・空洞発生模型実験

(指導期間 平成15年4月～平成16年3月)

チーム名 土質チーム

氏 名 山内 慶太

1. まえがき

下水道整備が拡充する一方で、特に都市部において耐用年数を超過した管渠も増え始めており、今後老朽化は一層進むと予測される。また最近では、管渠の老朽化に伴った破損が原因とみられる道路陥没事故も頻発している。道路陥没事故を未然に防ぐには、道路下に発生する地盤のゆるみ・空洞を発見し、その規模を正確に把握して、充填するなどの対策を取る必要がある。現在、空洞の発見には、レーダー探査技術を応用した道路上を走行して地上から探査する空洞探査車がよく用いられているが、深いところは信頼性が大きく落ちるという問題点がある。また、最近では管路内から探査するロボットも開発されている。しかし、いずれにせよレーダー探査だけでは限界があり、空洞規模の正確な把握は難しい状態である。さらに、地盤のゆるみ・空洞の発生メカニズムが解明されていないため、その把握をより難しくしている。

2. 研究目的

本研究は地盤のゆるみ・空洞発生メカニズムを解明することを目的としている。今年度は小型土槽を用いた実験により、ゆるみ・空洞の発生に伴う地盤の間隙比分布の変化を把握することで、管渠の破損状況、周辺地盤の土質、水位、土被り厚が、その発生にどのような影響を及ぼすかを把握しようとしたものである。

3. 研究方法

3. 1. 実験方法

図-1 に実験フローを、図-2 に実験装置の概要図を示す。

地盤材料には山砂、豊浦砂、珪砂を用いた。模型地盤は、1層 2.5cm で 8 層、総厚 20cm を、相対密度 80% となるように 1 層ごとに計量し締め固め、画像解析を行うために、山砂地盤内には色砂を水平及び垂直方向に 2.5cm ピッチで敷設し、その交点を着目点とした。豊浦砂及び珪砂地盤では直径 5mm の円盤状のゴム製ターゲットに長さ 8mm× ϕ 3mm の足を付けたものを土槽前面の亚克力板に沿って 2.5cm の格子状に設置した。地盤の飽和は、土槽下面に設置した給水口から水を供給しながら 24 時間

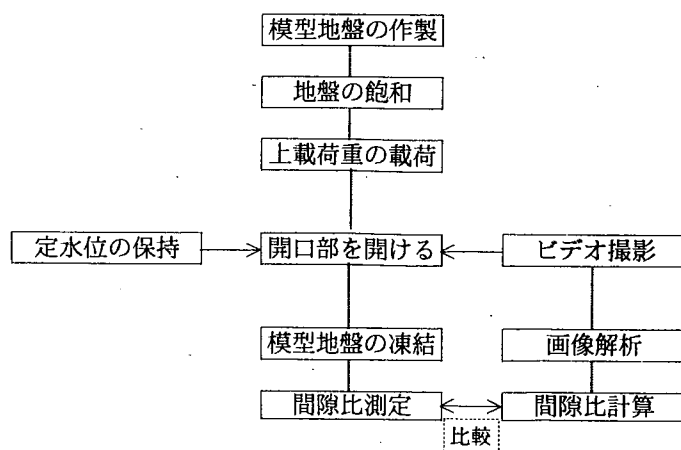


図-1 実験フロー

放置した。実験中はその給水口にホースを取り付けてマン
メーターとし、地盤内部の水位をチェックした。上載荷重
は、ペロフラムシリンダーにより載荷した。

土槽下面の5mmないし10mm幅の開口部を開けて排水、
排砂させ、地盤内にゆるみ・空洞を発生させ、地盤のゆる
み範囲が土槽下面より10cmの高さまで広がったのを目視
により確認した時点で、水の供給を止め実験終了とした。
豊浦砂、珪砂の場合は、ゆるみ範囲の広がりが速く、また、
水の供給を止めた後も地盤上面までゆるみ範囲が大きく拡
がったため、ゆるみ範囲が地盤上面まで達した時点で水の
供給を止め実験終了とした。また、実験時の土槽内部の水位を保つために外部水槽と土槽の水槽を接続し、外部
水槽の水位を保つことにより定水位状態を保った。また、外部水槽の高さを変えることにより、土槽内の水位を
変化させることができるようにした。

地盤変位測定としては、デジタ
ルビデオカメラを用いて土槽前
面側から、ゆるみ・空洞の拡がり
を撮影し、着目点（色砂の交点ま
たはゴム製ターゲット）の変位量
をパソコン上で読み取り、ひずみ
分布から間隙比分布（以下、画像

間隙比分布）を求めた。また、山砂地盤の実験後には、
土槽ごと冷凍庫に入れ地盤を凍結させたのち、約5cm
四方のブロックに切断し、それぞれのブロックの体積
と含水比を測定することにより、実際の間隙比分布（以
下、冷凍間隙比分布）を把握した。

3. 2. 実験ケース

実験は、表-1に示す16ケースを行った。上載荷重
は、土被り厚80cm（山砂）又は150cm（山砂、豊浦
砂、珪砂）相当の荷重を作用させた。Case12、16の
網敷設では、開口部に、せん断、曲げに対する抵抗性
が無い、編み目が約2mmの網を敷設した。また、今
回の実験で用いた各材料の物理特性を表-2に示す。
地盤材料の粒度分布を図-3に示す。

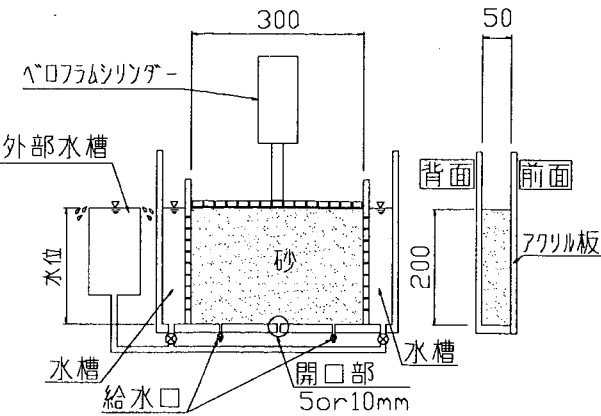


図-2 実験装置概要図（単位：mm）

表-1 実験ケース

Case	地盤材料	水位 (cm)	開口幅 (mm)	上載荷重 (kN/m ²)	Case	地盤材料	水位 (cm)	開口幅 (mm)	上載荷重 (kN/m ²)
1	山砂	20	5	9	9	豊浦砂	20	10	20
2				19	10		10		
3			10	9	11		0		
4				19	12		20	10(網敷設)	
5		10	5	9	13	珪砂	20	10	
6				19	14		10		
7			10	9	15		0	10(網敷設)	
8				19	16		20		

表-2 地盤材料物理特性

	最大密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	最小密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)	相対密度 Dr (80%) (g/cm ³)	透水係数 k (cm/s)	初期間隙比 e
山砂	1.56	1.18	1.46	5.0×10^{-4}	0.87
豊浦砂	1.65	1.32	1.57	2.1×10^{-2}	0.68
珪砂	1.58	1.39	1.54	2.5×10^{-1}	0.72

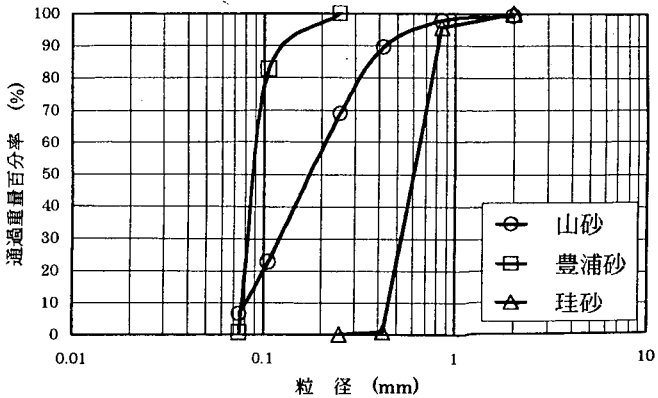


図-3 粒径加積曲線

4. 研究結果

図-4 に山砂地盤の実験 (Case1~Case8) から得られた、冷凍間隙比分布を示す。進行時間とは、ゆるみが進行し土槽下面より 10cm の高さの地盤変位が目視 (画像) で確認できたまでの時間である。また図-5 には、水位 20cm、開口幅 10mm、上載荷重 20kN/m^2 の場合の実験終了時の画像間隙比を示す。

図-4 において、水位条件のみ異なるケースを比較すると (Case1 と 5、Case2 と 6、Case3 と 7、Case4 と 8)、水位の高いほうが概ねゆるみ範囲が大きい事が分かる。また、ゆるみ・空洞の進行時間には水位は大きく影響し、いずれのケースでも水位の高い方が早くゆるみが進行する。同様に、Case1 と 3、Case2 と 4、Case5 と 7、Case6 と 8 を比べて開口幅の影響を評価すると、開口幅の大きいほうがゆるみが早く進行するが、ゆるみ範囲には明確な相違は見られなかった。Case1 と 2、Case3 と 4、Case5 と 6、Case7 と 8 の比較からは、土被りの小さいほうがゆるみ範囲が大きく進行も若干早いことがわかった。

なお、これらの傾向は Case1~8 の実験から概ね判断できるが、特に Case5~8 の水位 10cm の場合は、開口部を開いてから

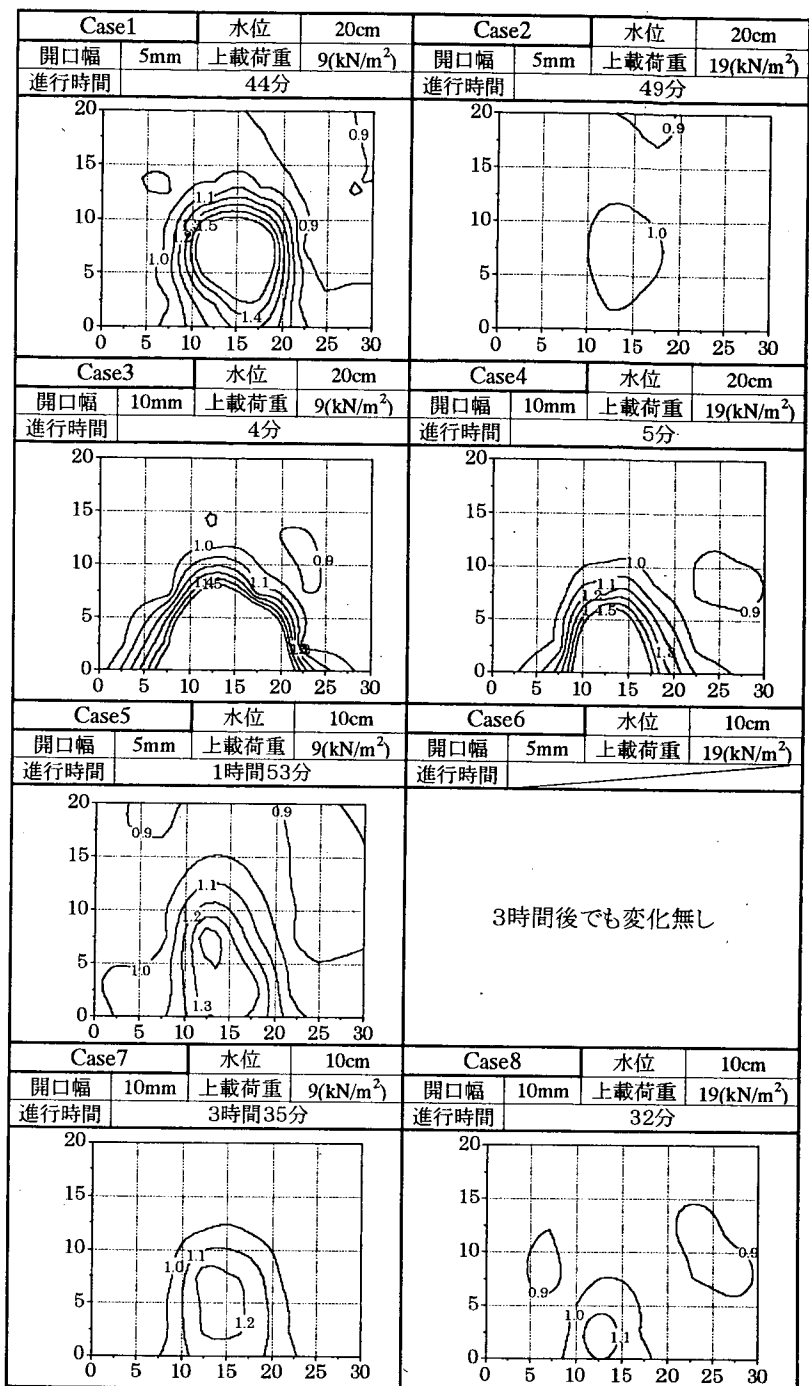


図-4 冷凍間隙比分布

最初の土塊が排出するまでの時間にバラツキがあり、ゆるみの

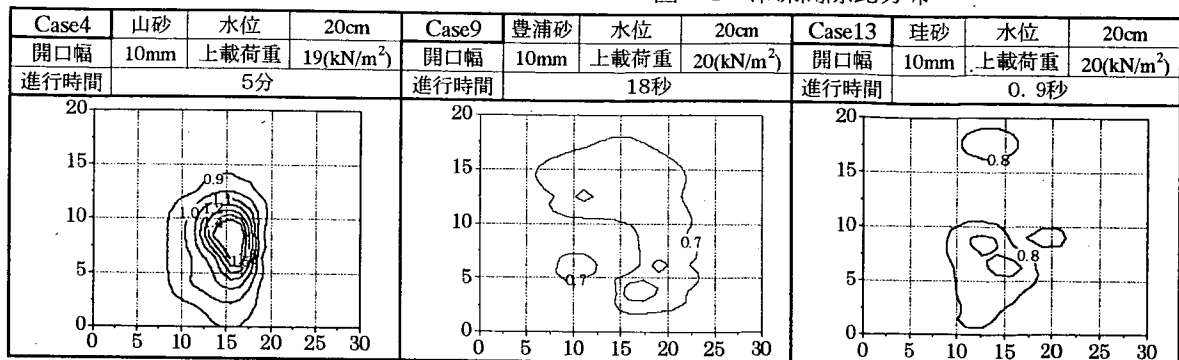


図-5 画像間隙比分布

進行時間に影響したように思われた。空洞やゆるみの形成過程は必ずしも連続的ではなく、空洞の内壁がポロポロと離散的に落下・流出していく様相を呈する場合が多い。また、一旦欠損した部分が形成されるとゆるみは波及して進展していくが、最初のきっかけが起こらなければゆるみ領域は発生しない。Case7 では、このきっかけの発生に時間がかかったため、実験上の進行時間も大きなものとなった。

図-5 に示す、Case4, 9, 13 を比較すると、珪砂地盤の場合が最も早く進行し、次いで豊浦砂、大きく差があって山砂という結果であった。また図からは読み取りにくいですが、豊浦砂と珪砂では顕著な空洞を形成することなく開口部から水と共に砂が連続的に流出した。

網を敷設した豊浦砂地盤の場合 (Case12) には進行時間が 31 秒となり、敷設しない場合の Case9 に比べて進行時間が遅くなった。また、珪砂地盤 (Case16) では、土粒子が全く編み目を通り抜けず、ゆるみも発生しなかった。

なお、豊浦砂と珪砂地盤で水位 0 (乾燥状態)、開口部 10mm、上載荷重 20kN/m^2 で実験したところ、進行時間は 0.2 秒、0.5 秒と非常に速かった。

6. 結論

山砂地盤の空洞形成実験から、

- (1)埋設深度が浅く、
- (2)水位が高く、
- (3)管渠の破損の度合いが大きい

場合に周辺地盤のゆるみ・空洞範囲が大きくゆるみの進展も早い可能性が示唆された。また、粒度の悪い砂は水位条件に関わらず破損箇所を起因とするゆるみの進行が非常に早い。ゆるみの進行は空洞の拡がりと共に加速するので、土塊の流出をごく初期に阻止することが肝腎で、網敷設実験からは薄いライニングのようなものでも空洞形成のきっかけ防止やゆるみの進展の遅延に効果がありそうなことが示唆された。

7. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大な御指導、御協力を頂いた材料地盤研究グループ土質チームの小橋上席研究員、桑野主任研究員並びに土質チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属 若築建設株式会社

参考文献

- 1) 東田淳、大杉朗隆、村木義則、金子佳央、「損傷した老朽下水道管周囲の空洞実態調査について」、第 38 回地盤工学研究発表会報告論文集、pp.1753~1754、2003.7

硬質岩盤のゆるみ観察方法の検討

チーム名 地質チーム
氏 名 山 脇 雄 一

1. まえがき

ダムサイトにおける基礎岩盤の中では、ゆるみ岩盤に遭遇することがある。ゆるみ岩盤自体は、硬質であることが多いが、開口亀裂を持ち、岩体のクリープまたは岩盤すべりの一部に相当することもある。そのため、調査の途中段階や施工時点で初めて認識されるケースも多く、ゆるみに遭遇した場合の調査には細心の注意を必要とする。

これまでにゆるみ岩盤については、片山ほか（2002）が、40事例のゆるみ岩盤を収集し、それらの実態（ゆるみ域の幅・長さ・深さ・斜面勾配）をまとめ、形状と変形モード（クリープ・トップリング、岩盤地すべり）および弾性波速度の関係からタイプ区分を行った。さらに片山ほか（2003）は、ゆるみの特徴づける要素として亀裂の開口量に注目し、その累積開口量や累積曲線形状からゆるみ範囲を大別できることを示した。一方、ゆるみ岩盤の分布範囲や変形性を把握する手法としてエアトレーサー試験（脇坂ほか、2003）、地中風速測定（片山ほか、2002）、高精度地盤傾斜計（佐々木ほか、2002）などが開発されてきた。

ゆるみ岩盤の基本的な調査・評価にあたっては、岩盤のゆるみの状態や分布範囲を調査し、その強度の推定や、ゆるみ機構をモデル化することが必要である。このうち、ゆるみ状態の調査においては、一般的なダムの岩盤分類として土研式や電研式が代表的である。しかし、ゆるみ岩盤は開口亀裂を伴うことが多いため必ずしも適切に分類できるものではなく、各現場独自の方法で対応しているのが現状である。このため、ゆるみ岩盤タイプにおけるゆるみの特徴づける要素の種類（地質、岩質、不連続面の走向傾斜・間隔・連続性・挟在物・開口量・変位など）とゆるみ状態の程度との相関を明らかにし、基準化した分類手法を確立する必要がある。

2. 研究目的

本研究では、上述の背景を踏まえて、これまでの研究に引き続き、ゆるみ岩盤の統一的な調査手法の確立を目標に置き、まず、ゆるみ評価に用いる要素の抽出を目的として、文献資料収集と9カ所のゆるみ事例を現地観察し、分析した。次に、ゆるみ状態の程度を岩盤の変形性として捉えることを目的に、定量的に岩盤に載荷し、高精度地盤傾斜計を用いて計測する方法を考案し、現地適用実験を試みた。

3. 研究方法

3.1 文献資料収集

硬質岩盤の性状は、岩片の硬さの他に、不連続面の状態に規制されている。そこで文献収集では、不連続面の観察方法について記載したものを対象に行い、各要素（方向、間隔、連続性、粗さ、壁面強度（風化・変質）、開口性、充填物、浸透水、ブロックサイズ・形状、不連続面のパターン）ごとに整理した。

3.2 ゆるみ岩盤の事例分析

ゆるみ岩盤の9事例を既存の地質資料の整理と現地観察を行い、ゆるみ岩盤の形態をタイプ分類し、ゆるみの特徴づけている要素の抽出と整理を行った。また、観察条件の良いゆるみ事例においては、横坑のスケッチ、スキャンライン法による亀裂開口量の測定、湧水・流入粘土の分布等を調査し、各岩盤分類の適用を試みた。

3.3 定量的载荷方法の考案

ゆるみ岩盤の変形性を明らかにすることを目的として、簡易なジャッキを用いた高精度地盤傾斜計による計測手法を考案・作成し(図-1、図-2)、現地適用実験を試みた。作成した载荷装置は、上下のφ80mmの载荷盤・φ34mmのステンレス製支持棒(長さ10cm~100cm)・ジャッキ(当载荷盤で最大20MPa)で構成される。総重量は約20kgである。また、载荷時の油圧と地盤の沈下量については、デジタル表示式の油圧センサとレーザ一変位計で計測し、データ収録装置を介してパソコン上でリアルタイムにデータ取得できるようにした。

現地実験については、横坑内のゆるみ領域内に高精度地盤傾斜計を設置し、それから2m・4m・6m離れた3地点で1点ずつ順次载荷を行った(図-3)。载荷にあたっては、1~14MPaの範囲で1MPaおきに段階的に载荷し(結果的には岩盤に 10^{-3} レベルの歪みを与え)、油圧と沈下量を、それぞれ0.1MPa、50μmの精度にて、10hzでサンプリングした。一方、高精度地盤傾斜計については、横坑の踏前のズリを除去して岩盤を露出させ、石膏で水平に固定し、载荷時の傾斜をナノラジアンレベルで計測した。

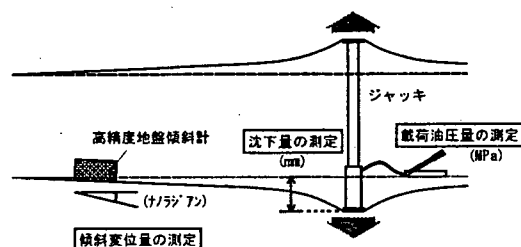


図-1 横坑における载荷方法の概念図

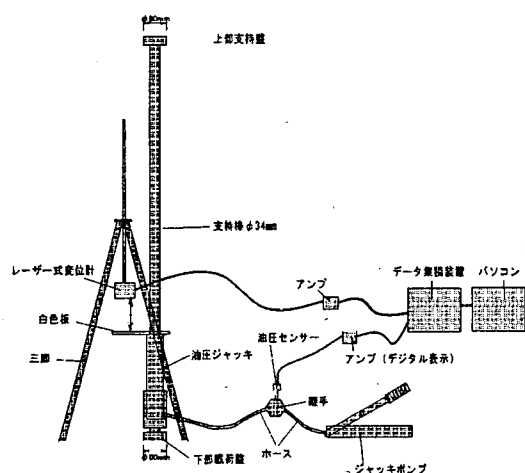


図-2 载荷装置の構成

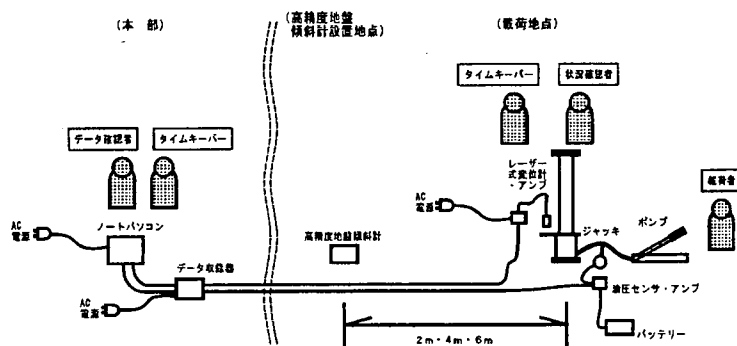


図-3 現地適用実験の配置図

4. 研究結果

4.1 ゆるみ岩盤の事例分析結果

観察を行った9事例について、岩盤中に卓越する不連続面の方向性や地質構造と斜面の向きとの関係から、4タイプに区分した。その結果、岩盤タイプ毎の、注目すべき不連続面の要素と地質を区分できた(表-1)。

このうち、No. 3タイプに区分された事例の、ゆるみ境界を横切る横坑において、種々の観察を行った例では(図-4)、一般の岩盤分類要素である岩片の硬さ・不連続面の数(間隔)では判然としなかったゆるみの程度を、開口量・湧水地点を含む区間数・流入粘土を挟在する区間数、等の累積曲線の変化点(矢印位置)

によって示すことができた。

表-1 岩盤タイプとゆるみ状態を示す不連続面の要素や地質

タイプNo.	1	2	3	4	
タイプ概要	河川の上下流方向の不連続面が発達する岩盤	河川横断方向の高角度な不連続面の卓越する岩盤	低角度の連続性の良い不連続面が卓越し、流れ盤をなしている岩盤。	全体に塊状な岩盤。 (a・b の特徴的な面構造が発達)	
				a. 複数の断層	b. 流れ盤をなす地質境界や変質帯など
地質時代と岩種	古第三紀・頁岩 中生代・チャート 中生代・砂岩	中生代・細粒砂岩 (タイプ1と相違)	中〜古生代・緑色岩、中生代・砂岩・粘板岩	中〜古生代・片麻岩、中生代・花崗岩	新第三紀・火山岩 中生代・花崗岩
ゆるみの状態 (_: 不連続面の要素・地質)	上下流方向の壁面の風化や開口が顕著。 <u>トップリングや岩盤のブロック化</u> を生じている。比較的浅部に分布する。	深部まで、不連続面沿いの <u>風化</u> やわずかな開口が認められる。	<u>低角度の不連続面沿い</u> は壁面の風化、挟在鉱物の溶脱が著しい。高角度の不連続面は開口や流入粘土の存在で特徴付けられる。	断層や衝層と連結する連続性の良い不連続面を境として、浅部に壁面の風化、鉱物脈の溶脱、開口亀裂が発達する。	地質境界・変質帯を境として、浅部に壁面の風化、開口亀裂が見られる。ボーリングコアでは、境界沿いに土砂化したゾーンが見られる例もある。
概念図					

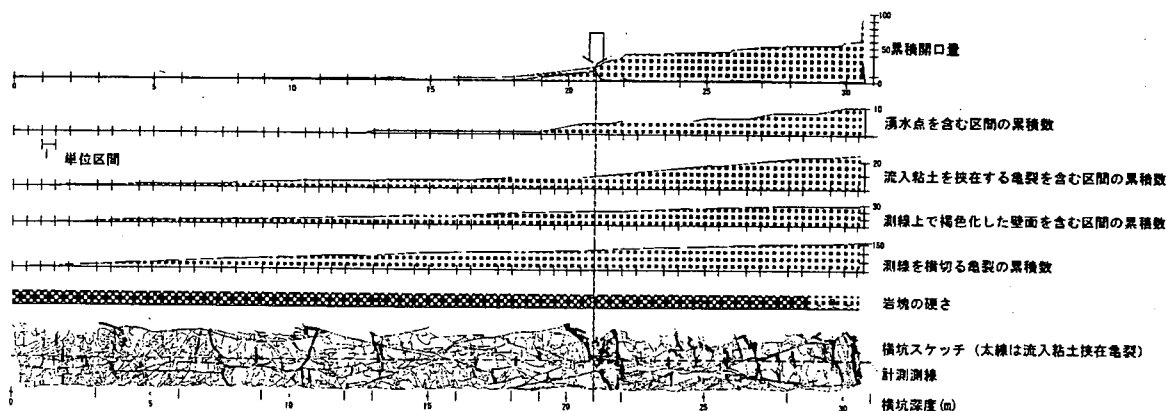


図-4 ゆるみ境界付近における不連続面の各種観察例

4.2 ゆるみ岩盤の定量的載荷による変形

載荷地点の地盤沈下量の計測では、図-5に示すとおり、各地点ともに載荷圧と地盤の沈下量が0.25mm/MPa程度であることを確認できた。また、高精度地盤傾斜計による傾斜量の計測では、2m地点の載荷時には(図-6)、載荷圧を段階的に上昇させたときに、圧力を上げると0.01~0.04 μ ラジアン程度の傾動を生じ、数秒後にはもとの状態にもどるような動きを捉えた。一方、4mと6m地点の載荷時には、0.1 μ ラジアン程度の振幅で不規則ではあるがおおよそ1分程度の長周期的なゆれを計測し、載荷による傾斜変化を分別できなかった。この要因としては、人や照明による坑内温度の上昇、設置面の傾動、作業者の動きなどに、傾斜計が鋭敏に反応したことが考えられる。これらの結果から、ゆるみ岩盤は、一様に載荷方向に傾斜するものではなく、ミクロ的には複雑な挙動を示すことが考えられる。今後は、温度や設置条件のほか、ゆるみ岩盤内部の詳細なモデル化などが必要である。

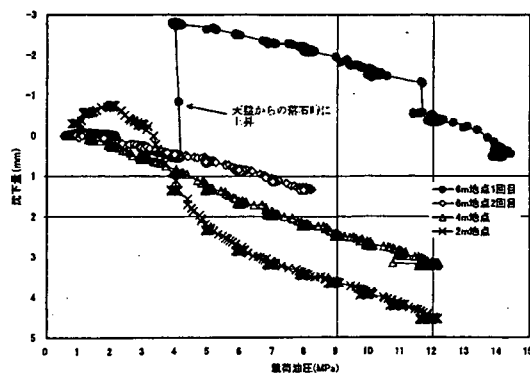


図-5 載荷油圧と沈下量の関係

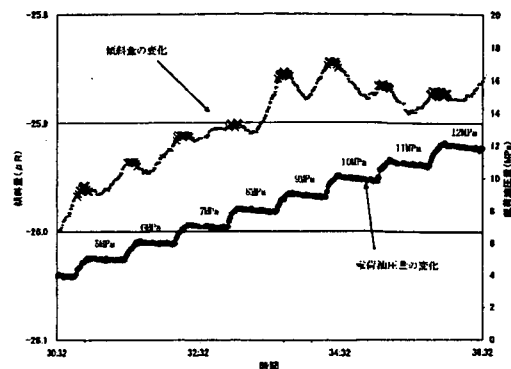


図-6 2m 地点で載荷したときの地盤傾斜変化

5. 結論

本研究における研究結果の概要をまとめる。

- (1) ゆるみを生じている硬質岩盤を、岩盤中に卓越する不連続面の方向性や地質構造と斜面の向きとの関係から4タイプに区分した。また、岩盤タイプ毎の、注目すべき不連続面の要素や地質が区分できた。今後、ゆるみを生じている硬質岩盤に遭遇した場合には、タイプ区分を行い、今回抽出された要素に注目することで、よりスムーズな調査が行うことができると考える。
- (2) ジャッキを用いた定量的載荷装置を考案し作成した。現地適用実験から、載荷に伴う地盤の微小領域の沈下をレーザーにより計測することができた。一方、高精度地盤傾斜計については、2m 地点では載荷による傾斜変化を把握することができたが、4m・6mの地点では、他の要因による地盤の動きに紛れ、分別することができなかった。今後、精度を高めるには試験方法などのさらなる改良が必要である。

6. 謝辞

本研究を行うにあたって、独立行政法人土木研究所材料地盤研究グループ地質チームの佐々木靖人上席研究員、倉橋稔幸主任研究員をはじめとした研究員の方々に多くの助言をいただきお世話になった。ここに記して深く感謝いたします。

所属 株式会社荒谷建設コンサルタント

<参考文献>

- 1) 片山 弘憲・佐々木 靖人・脇坂 安彦、「ダムにおけるゆるみ岩盤の実態—資料調査による形状、地形、地質の統計を中心に—」、平成14年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集、pp. 363-366、2002
- 2) 片山 弘憲・佐々木 康人・福田 徹也・桑野 健、「横坑内割れ目計測に基づくゆるみの実態と評価」、平成15年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集、pp. 49-52、2003
- 3) 脇坂 安彦・佐々木 靖人・阿南 修司・大谷 知生・高橋 伸尚、「エアートレーサー試験による岩盤斜面の亀裂調査マニュアル(案)」、土木研究所資料、第3878号、pp. 1-56、2003
- 4) 片山 弘憲・佐々木 靖人・阿南 修司・柴田 光博、「地中風速測定によるゆるみ岩盤の調査技術の開発」、第29回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集、pp. 510-511、2002
- 5) 佐々木 康人・阿南 修司・片山 弘憲・柴田 光博、「高精度傾斜変動測定によるゆるみ岩盤の変形性推定法の開発」、第29回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集、pp. 426-427、2002

統一的な岩盤分類及び岩級と物性値との相関に関する研究

チーム名 地質チーム
氏 名 森 良樹

1. まえがき

岩盤分類は、基礎岩盤の工学的な評価法として調査、設計、施工の各段階で用いられ、分類の要素、方式とも多岐に渡る。最近、IS014689（岩の判別と記載）の策定を踏まえて、地盤工学会¹⁾や応用地質学会²⁾において国内の岩盤分類に関する見直し、規格化が活発化している。分類の方式としては、岩盤の工学的な特性に密接に関係するいくつかの要素での評価と、その組み合わせによる分類が検討されている¹⁾。

2. 研究目的

国土交通省所管のダムで、現在主に用いられている土研式岩盤分類³⁾は、岩石の硬さ、不連続面間隔、不連続面状態（以下3要素）に関する評価を総合し、岩級区分としてまとめる。岩級と物性値の相関性は岩盤分類の重要な条件であり、これまで多くの研究がなされている⁴⁾。一方で3要素との物性値の相関性を検討した事例は多くない。本研究では、3要素と物性値の相関性について、平成9年度実施の研究⁵⁾にデータを追加して検討した。

3. 研究方法

3.1 事例収集

ダムの岩盤分類基準、および岩盤試験（岩盤せん断試験、平板載荷試験、孔内水平載荷試験）について、アンケート調査、基本設計会議資料、工事誌をもとに事例収集を行った。なお以下の検討は、岩盤を構成する岩石と不連続面の関係を総合的に把握できる岩盤せん断試験を対象とした（192現場、1977ブロック）。

3.2 岩盤せん断試験の整理

岩盤せん断試験において得られる物性値（本載荷時の破壊点の応力と水平変位量、予備載荷時の変形、弾性係数、試験面近傍で実施された簡易試験等）を整理し、以下の作業を行った。

3.2.1 地質タイプの区分

地質タイプ（火山岩、深成岩、変成岩、先新第三系火砕岩・堆積岩、新第三紀以降火砕岩・堆積岩）の区分を行った。堆積岩、火砕岩については、主に軟岩として扱われる新第三紀以降と、それ以前で区分した。

3.2.2 試験面の再評価

土研式岩盤分類を使用するダムの地質調査では、ボーリング柱状図作成要領（案）⁶⁾中に示された基準（表-1、以下 JACIC 基準）に従い、あるいは多少の改良を加えて3要素を区分する場合が多い⁷⁾。そこで本研究においても、試験面の岩盤状況を JACIC 基準により再評価した。なお、岩石の硬さは、おおよその一軸圧縮強度を目安として検討した。

表-1 JACIC 基準中の3要素

岩石の硬さ(カッコン内を目安として立てた一軸圧縮強度)	
A	破壊、ハンマーで容易に割れない。(一軸圧縮強度100MPa以上)
B	硬、ハンマーで造る音。(一軸圧縮強度50~100MPa)
C	中硬、ハンマーで容易に割れる。(一軸圧縮強度10~50MPa)
D	軟、ハンマーでボロボロに砕ける。(一軸圧縮強度10MPa以下)
E	塊状、マサ状、粘土状
不連続面間隔	
I	長さ50cm以上の塊状コア。
II	長さ50~15cmの塊状コア。
III	長さ15~5cmの塊状~片状コア。
IV	長さ5cm以下の塊状~片状コアでかつコアの外周の一部が認められるもの。
V	主として角礫状のもの。
VI	主として砂状のもの。
VII	主として粘土状のもの。
VIII	コアの採取ができないもの。スライム状も含む(記事欄に理由を書く)。
不連続面状態	
a	密着している、あるいは分離しているが割れ目沿いの風化・変質は認められない。
b	割れ目沿いの風化・変質は認められるが、岩片はほとんど風化・変質していない。
c	割れ目沿いの岩片に風化・変質が認められ軟弱となっている。
d	割れ目として認識できない角礫状、砂状、粘土状コア。

3.2.3 内部摩擦角、純せん断強度の検討

岩盤のせん断強度は一般にMohr-Coulombの破壊基準により、内部摩擦角（以下 ϕ ）と純せん断強度（以下 τ_0 ）を強度定数とした一次式で解釈される（図-1）。しかし、岩盤のせん断強度が有するばらつきに対して、各現場での限られた試験数で統計的な評価を行うことは困難であり、 ϕ を仮定して τ_0 を求める事例が多い。本研究では、異なる現場の様々な地質での検討となるが、最小二乗法を用いた ϕ の算出を行った。また、 ϕ を仮定しての τ_0 の検討を行った。

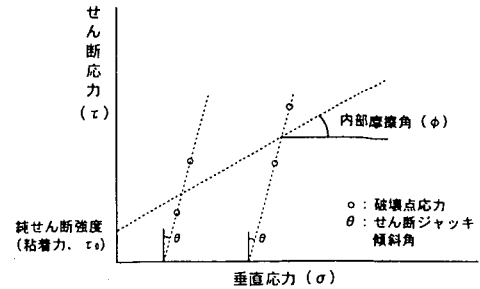


図-1 破壊時の応力

3.3 τ_0 、変形、弾性係数と3要素の影響度の検討

τ_0 、変形、弾性係数に対する3要素の影響度について、数量化理論Ⅰ類を用いた定量的評価の検討を行った。

4. 研究結果

4.1 ϕ の検討

再評価した3要素の組み合わせに対して、破壊点応力の状況、試験面の岩級評価や、現場の岩盤分類基準⁷⁾を参考にして、統一した岩級区分を行った（表-3 参考、以下、統一岩級）。

次に、統一岩級、地質タイプ別に、最小二乗法を用いた ϕ の検討⁸⁾を行った。表-2 に例を示すが、統一岩級に応じた一定の傾向が認められる。しかし、算出に際して引かれた回帰直線の決定係数は全体に低く、各カテゴリーの最大値、最小値の影響を強く受けるケースも認められる。そこで、以下の検討では、全ての地質タイプについて、表-2 の結果よりも低めに、B級 55°、C_H級 50°、C_V級 45°、C_L級 40°、D級 35° と仮定して算出した。

表-2 ϕ の算出例

	全地質	火山岩	先新第三系 火砕岩	先新第三系 堆積岩	新第三紀以降 火砕岩
B級	—	55.6°	—	—	—
C _H 級	53.3°	52.3°	58.5°	56.2°	52.8°
C _M 級	49.7°	49.5°	56.9°	49.1°	49.8°
C _L 級	50.4°	45.2°	52.8°	49.1°	42.9°
D級	45.5°	39.0°	19.8°	41.7°	37.0°

4.2 τ_0 と3要素の関係

ϕ を仮定して算出した τ_0 を3要素の組み合わせごとに整理し、マトリックス図としてまとめた。全地質タイプでの結果を表-3 に示す。平均値でみると3要素の影響度を反映した一定の傾向を有していることが認められ、特に岩石の硬さの評価において顕著である。各組み合わせでのばらつき（標準偏差）についてみると、平均値の低下に比べて、標準偏差の減少が小さい傾向（変動係数の増大）が全体として認められる（図-3 参考）。

表-3 τ_0 と3要素の関係

	不連続面間隔Ⅰ				不連続面間隔Ⅱ				不連続面間隔Ⅲ				不連続面間隔Ⅳ				不連続面間隔Ⅴ			
	状態a	状態b	状態c	状態d	状態a	状態b	状態c	状態d	状態a	状態b	状態c	状態d	状態a	状態b	状態c	状態d	状態a	状態b	状態c	状態d
硬さA	5.21±1.96 8.13~2.58 0.38 B級、 $\phi=55$ N=20	3.93±0.35 4.51~3.60 0.09 B級、 $\phi=55$ N=4	2.77±0.46 3.40~2.08 0.17 C _M 級、 $\phi=50$ N=5	-	3.87±0.94 6.45~1.83 0.24 C _M 級、 $\phi=50$ N=58	3.94±1.31 10.27~1.29 0.33 C _M 級、 $\phi=50$ N=116	3.21±1.36 5.38~1.27 0.42 C _M 級、 $\phi=45$ N=18	-	3.48±1.00 5.86~1.68 0.29 C _M 級、 $\phi=50$ N=42	3.17±1.18 5.99~1.06 0.37 C _M 級、 $\phi=50$ N=76	2.67±0.87 4.01~1.26 0.33 C _M 級、 $\phi=45$ N=22	-	3.18±1.42 5.50~1.16 0.45 C _M 級、 $\phi=45$ N=9	1.91±0.53 3.08~0.99 0.28 C _M 級、 $\phi=45$ N=18	1.15	-	2.45	-	-	-
	3.25±0.98 4.99~0.46 0.30 C _M 級、 $\phi=50$ N=23	3.19±1.81 6.44~1.14 0.57 C _M 級、 $\phi=50$ N=10	2.74 2.77~0.17 0.75 C _M 級、 $\phi=45$ N=9	-	2.96±1.07 5.59~1.31 0.36 C _M 級、 $\phi=50$ N=71	2.81±1.00 6.84~0.73 0.36 C _M 級、 $\phi=50$ N=148	2.29±0.94 4.59~0.97 0.41 C _M 級、 $\phi=45$ N=40	-	2.42±0.82 4.26~0.97 0.34 C _M 級、 $\phi=45$ N=64	2.33±0.89 5.02~0.60 0.38 C _M 級、 $\phi=45$ N=232	1.54±0.77 3.85~0 0.50 C _M 級、 $\phi=45$ N=61	-	1.97±0.77 3.66~0.78 0.39 C _M 級、 $\phi=45$ N=12	1.63±0.77 2.21~0.32 0.47 C _M 級、 $\phi=45$ N=32	1.06±0.49 2.20~0.05 0.62 D級、 $\phi=35$ N=18	0.81	2.38	-	0.60±0.12 0.69~0.42 0.21 C _L 級、 $\phi=40$ N=3	
硬さB	2.06±0.89 4.38~0.80 0.43 C _M 級、 $\phi=45$ N=64	2.01±1.01 4.44~0.50 0.50 C _M 級、 $\phi=45$ N=37	0.92±0.69 2.77~0.17 0.75 C _M 級、 $\phi=40$ N=9	-	1.97±0.83 4.29~0.47 0.42 C _M 級、 $\phi=45$ N=48	1.70±0.75 3.43~0.43 0.44 C _M 級、 $\phi=45$ N=86	1.23±0.82 2.72~0.10 0.67 C _M 級、 $\phi=40$ N=26	-	1.57±0.77 3.85~0.21 0.49 C _M 級、 $\phi=40$ N=70	1.41±0.63 2.88~0.13 0.45 C _M 級、 $\phi=40$ N=93	0.91±0.66 3.44~0.03 0.73 C _M 級、 $\phi=40$ N=87	-	0.96±0.51 1.58~0.22 0.54 C _M 級、 $\phi=40$ N=5	0.90±0.60 2.61~0 0.66 C _M 級、 $\phi=40$ N=43	0.86±0.53 2.20~0.05 0.62 D級、 $\phi=35$ N=39	-	0.37±0.01 0.38~0.36 0.03 C _L 級、 $\phi=40$ N=2	-	-	
	0.73±0.40 2.16~0 0.54 C _L 級、 $\phi=40$ N=75	0.96±0.48 1.89~0.24 0.50 C _L 級、 $\phi=40$ N=12	0.54±0.47 1.69~0.07 0.86 C _L 級、 $\phi=40$ N=9	-	0.56±0.39 1.50~0 0.70 C _L 級、 $\phi=40$ N=44	0.63±0.52 1.70~0 0.71 C _L 級、 $\phi=40$ N=16	0.60±0.43 1.48~0.08 0.71 D級、 $\phi=35$ N=20	-	0.25±0.31 0.99~0 1.26 D級、 $\phi=35$ N=15	0.46±0.45 1.41~0.05 0.97 D級、 $\phi=35$ N=14	0.42±0.27 1.16~0.04 0.65 D級、 $\phi=35$ N=28	-	0.58±0.03 0.63~0.54 0.05 D級、 $\phi=35$ N=4	0.31	0.22±0.16 0.65~0 0.72 D級、 $\phi=35$ N=23	-	τ_0 の平均値±標準偏差 (Mpa) τ_0 の最大値~最小値 (Mpa) 変動係数 仮定した岩級、内部摩擦角 (°) 試験数			
硬さC	0.73±0.40 2.16~0 0.54 C _L 級、 $\phi=40$ N=75	0.96±0.48 1.89~0.24 0.50 C _L 級、 $\phi=40$ N=12	0.54±0.47 1.69~0.07 0.86 C _L 級、 $\phi=40$ N=9	-	0.56±0.39 1.50~0 0.70 C _L 級、 $\phi=40$ N=44	0.63±0.52 1.70~0 0.71 C _L 級、 $\phi=40$ N=16	0.60±0.43 1.48~0.08 0.71 D級、 $\phi=35$ N=20	-	0.25±0.31 0.99~0 1.26 D級、 $\phi=35$ N=15	0.46±0.45 1.41~0.05 0.97 D級、 $\phi=35$ N=14	0.42±0.27 1.16~0.04 0.65 D級、 $\phi=35$ N=28	-	0.58±0.03 0.63~0.54 0.05 D級、 $\phi=35$ N=4	0.31	0.22±0.16 0.65~0 0.72 D級、 $\phi=35$ N=23	-	τ_0 の平均値±標準偏差 (Mpa) τ_0 の最大値~最小値 (Mpa) 変動係数 仮定した岩級、内部摩擦角 (°) 試験数			
	0.73±0.40 2.16~0 0.54 C _L 級、 $\phi=40$ N=75	0.96±0.48 1.89~0.24 0.50 C _L 級、 $\phi=40$ N=12	0.54±0.47 1.69~0.07 0.86 C _L 級、 $\phi=40$ N=9	-	0.56±0.39 1.50~0 0.70 C _L 級、 $\phi=40$ N=44	0.63±0.52 1.70~0 0.71 C _L 級、 $\phi=40$ N=16	0.60±0.43 1.48~0.08 0.71 D級、 $\phi=35$ N=20	-	0.25±0.31 0.99~0 1.26 D級、 $\phi=35$ N=15	0.46±0.45 1.41~0.05 0.97 D級、 $\phi=35$ N=14	0.42±0.27 1.16~0.04 0.65 D級、 $\phi=35$ N=28	-	0.58±0.03 0.63~0.54 0.05 D級、 $\phi=35$ N=4	0.31	0.22±0.16 0.65~0 0.72 D級、 $\phi=35$ N=23	-	τ_0 の平均値±標準偏差 (Mpa) τ_0 の最大値~最小値 (Mpa) 変動係数 仮定した岩級、内部摩擦角 (°) 試験数			
硬さD	0.73±0.40 2.16~0 0.54 C _L 級、 $\phi=40$ N=75	0.96±0.48 1.89~0.24 0.50 C _L 級、 $\phi=40$ N=12	0.54±0.47 1.69~0.07 0.86 C _L 級、 $\phi=40$ N=9	-	0.56±0.39 1.50~0 0.70 C _L 級、 $\phi=40$ N=44	0.63±0.52 1.70~0 0.71 C _L 級、 $\phi=40$ N=16	0.60±0.43 1.48~0.08 0.71 D級、 $\phi=35$ N=20	-	0.25±0.31 0.99~0 1.26 D級、 $\phi=35$ N=15	0.46±0.45 1.41~0.05 0.97 D級、 $\phi=35$ N=14	0.42±0.27 1.16~0.04 0.65 D級、 $\phi=35$ N=28	-	0.58±0.03 0.63~0.54 0.05 D級、 $\phi=35$ N=4	0.31	0.22±0.16 0.65~0 0.72 D級、 $\phi=35$ N=23	-	τ_0 の平均値±標準偏差 (Mpa) τ_0 の最大値~最小値 (Mpa) 変動係数 仮定した岩級、内部摩擦角 (°) 試験数			
	0.73±0.40 2.16~0 0.54 C _L 級、 $\phi=40$ N=75	0.96±0.48 1.89~0.24 0.50 C _L 級、 $\phi=40$ N=12	0.54±0.47 1.69~0.07 0.86 C _L 級、 $\phi=40$ N=9	-	0.56±0.39 1.50~0 0.70 C _L 級、 $\phi=40$ N=44	0.63±0.52 1.70~0 0.71 C _L 級、 $\phi=40$ N=16	0.60±0.43 1.48~0.08 0.71 D級、 $\phi=35$ N=20	-	0.25±0.31 0.99~0 1.26 D級、 $\phi=35$ N=15	0.46±0.45 1.41~0.05 0.97 D級、 $\phi=35$ N=14	0.42±0.27 1.16~0.04 0.65 D級、 $\phi=35$ N=28	-	0.58±0.03 0.63~0.54 0.05 D級、 $\phi=35$ N=4	0.31	0.22±0.16 0.65~0 0.72 D級、 $\phi=35$ N=23	-	τ_0 の平均値±標準偏差 (Mpa) τ_0 の最大値~最小値 (Mpa) 変動係数 仮定した岩級、内部摩擦角 (°) 試験数			

4.3 τ_0 と地質タイプの関係

次に、各地質タイプの特徴を検討するため、4.2での整理をタイプごとに行った。図-2はマトリックス図における3要素組み合わせごとの平均値を、全地質タイプでの平均値で標準化した値を示した図である。硬岩系（火山岩、深成岩、変成岩、先新第三系火砕岩・堆積岩）と軟岩系（新第三紀以降火砕岩・堆積岩）との差が認められる。一方、ばらつき（標準偏差）についてみる（図-3）と、平均値の低下に比べて標準偏差の減少が小さい傾向（変動係数の増大）が全体として認められるが、地質タイプごとの違いは特に認められない。

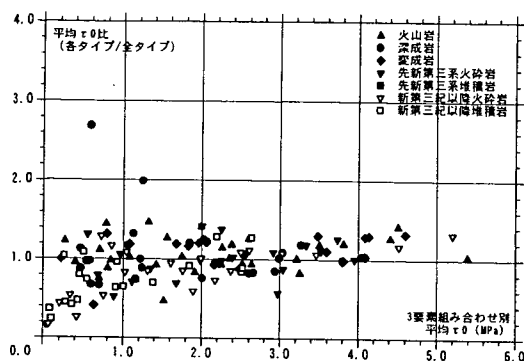


図-2 3要素組み合わせ別平均 τ_0 の傾向

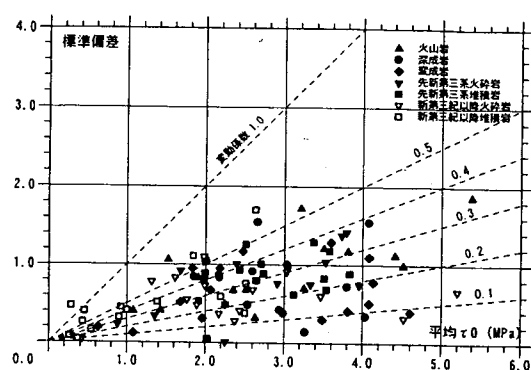


図-3 3要素組み合わせ別平均 τ_0 と標準偏差の関係

4.4 数量化理論Ⅰ類による解析結果

4.4.1 τ_0 と3要素の関係

数量化理論Ⅰ類による解析結果を図-4に示す。カテゴリースコアは各分類要素の影響度を反映したモデル値であり、図では要素間の大小関係を明瞭に示すために基準化された値（定数項を引いた値）が示されている。各要素におけるレンジ（最大-最小カテゴリースコア）の大きなものほど、 τ_0 への影響度は大きいと評価することができる。また偏相関係数 η^2 は、各要素と τ_0 との相関性を示し、レンジと同様に τ_0 への影響度を評価する一指標として扱われる。結果、レンジ、 η^2 において岩石の硬さの影響が大きく、次いで不連続面間隔、不連続面状態の順であることが明らかとなった。不連続面状態では、表面の風化、変質（状態b）よりも、面周辺の劣化、粘土等の狭在（状態c）による強度低下が大きいことが認められる。なお、仮定する ϕ を変更して数例検討したが、図-4での要素間の相対効果には大きな違いは生じないことが分かった。

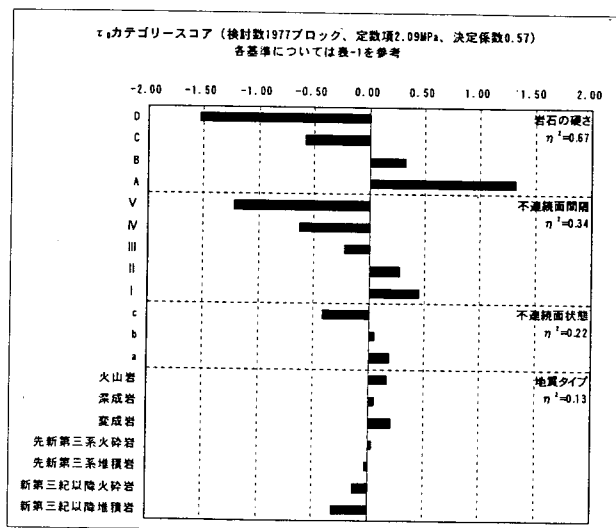


図-4 τ_0 と3要素及び地質タイプの関係

4.4.2 変形、弾性係数と3要素の関係

同様の検討を、予備載荷時の変形、弾性係数（割線、接線）についても行った。変形、弾性係数は、同一岩級でも10~100倍のばらつきを有するため、分析の精度を示す決定係数は0.2前後と低いものの、各要素のレンジ、偏相関係数において岩石の硬さ、不連続面間隔がほぼ同等、次いで不連続面状態の順という結果が得られた。

5. 結論

- (1) 数量化理論Ⅰ類による解析結果から、 τ_0 に対する3要素の影響度は、岩石の硬さが最も大きく、以下不連続面間隔、不連続面状態の順であることが定量的に示された。変形、弾性係数に関しても、類似した傾向が認められるものの、相関性は低い。
- (2) 地質タイプごとの τ_0 に対する3要素の影響度については、硬岩系と軟岩系の区別ができるのみであった。ただし、多様な岩盤状況は、風化、変質、造構運動等の地質プロセスや地質構造と密接に関連しており、これらの3次元的な分布の把握には地質学的手法が必要不可欠である。
- (3) 本研究により、土研式岩盤分類における3要素と τ_0 の関係が明らかとなり、3要素の評価をもとに岩級区分を行う際の基礎資料として、活用が可能と考えられる。また、国内外の岩盤分類の規格化においても、同様に活用が可能と考えられる。
- (4) 岩盤分類の精度向上に向けての今後の検討として以下の点が挙げられる。
 - ・ 影響度の大きい分類要素（本研究結果では岩石の硬さ）の細分化
 - ・ 組み合わせる要素に影響度に応じて点数を与えた評点方式の検討
 - ・ 亀裂の方向性等の新たな分類要素の検討

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、独立行政法人土木研究所材料地盤研究グループ地質チームの佐々木靖人上席研究員、阿南修司主任研究員をはじめ、スタッフの方々にご指導いただき、多くの助言を頂いた。国土交通省近畿地方整備局大戸川工事事務所脇坂安彦所長には研究の基本方針を頂いた。また、アンケート調査に際しては国土交通省地方整備局ならびに都道府県の関係事務所に資料をご提供いただいた。ここに深く感謝いたします。

所属 株式会社アイ・エヌ・エー

<参考文献>

- 1) 地盤工学会基準部、「新規制定の地盤工学会基準案〔岩盤の工学的分類方法〕について」、地盤工学会、pp.67-75、2003.
- 2) 「日本応用地質学会特別講演及びシンポジウム予稿集」、(社)日本応用地質学会、63p、2002.
- 3) 岡本隆一・安江朝光、「ダムサイトにおける岩盤区分の試み-矢作ダムサイトの例-」、土木技術資料、8-9、pp.423-432、1966.
- 4) 斉藤孝三、片平博、「ダム基礎岩盤の原位置試験に関する諸検討と考察」、土木研究所資料、No.1899、pp.23-25、1983.
- 5) 岡崎紀康、「岩盤分類と岩盤の力学的特性との関係」、部外研究員報告書、464p、1998.
- 6) 建設大臣官房技術調査室監修、「ボーリング柱状図作成要領(案)」、(財)日本建設情報総合センター、55p、1986.
- 7) 脇坂安彦・岡崎紀康、「ダムの岩盤分類の現状と課題」、平成14年度ダム地質技術報告会講演要旨、2002.
- 8) 「岩盤の設計せん断強度の決め方について」、ダム技術、No.150、160-161、1999.

チーム名	地質チーム
氏 名	桑野 健 *

1. まえがき

我が国では毎年各所で、岩盤崩壊や落石、地すべりなどの斜面災害が発生している。特に岩盤崩壊は発生頻度が比較的少ないにも関わらず、突発的で高速、大規模に発生することがあり、経済的損失だけでなく、人命損失を含む甚大な被害を及ぼすことがある¹⁾。そこで、このような斜面災害の予防・防災対策の観点からハザードマップの重要性が指摘されており、ハザードマップ作成に向けて崩壊危険地抽出²⁾、危険度評価^{3)～4)}、崩土到達範囲予測⁵⁾などの研究が行われている。また、岩盤崩壊をはじめとする斜面災害に対して、最新の IT 技術の 1 つである地理情報システム (GIS) を利用したハザードマップ (以下、GIS ハザードマップ) 構築の研究も進められている⁶⁾。

2. 研究目的

現在、日本国内では交通網や宅地造成が急崖斜面直下にまで及んでおり、崩土の到達範囲を予測し、防災管理に資することは極めて重要である。特にハザードマップを作成していくためには、崩壊が発生した場合の崩土到達範囲を定量的に把握し、マップ上で的確に表示することが必要不可欠である。そこで本研究は、岩盤崩壊の GIS ハザードマップ作成支援システムの構築を目指し、崩壊時の崩土到達範囲を解析・予測・表示するシステムの開発を目的とした。

3. 研究方法

岩盤崩壊の崩土到達範囲予測システムの開発に向けて、図-1 の研究フローチャートに示す手順で研究を行った。以下にそれぞれの研究方法について解説する。

3.1 崩土到達範囲予測手法の確立

システム開発に向け、はじめに崩土到達範囲予測手法を検討した。手法は、過去の岩盤崩壊事例に対して多変量統計解析を実施することにより、その統計的傾向から到達範囲を予測する手法である⁵⁾。詳細な手法および解析は昨年度の成果であり、ここでは割愛する。以後、本解析で確立された崩土到達範囲予測手法を利用してシステム開発を試みた。

3.2 予測式の実地検証

次にシステムで使用する本予測手法の有効性を検証するた

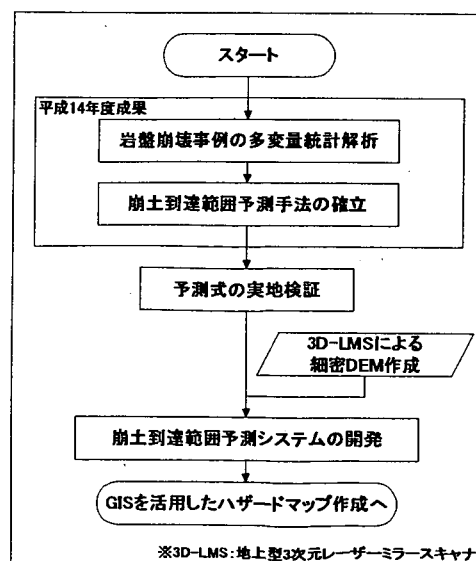


図-1 研究フローチャート

め、予測した到達範囲と、千葉県富津市の海食崖岩盤斜面で発生している岩盤崩壊の崩土到達範囲との比較を行った。さらに、過去の岩盤崩壊事例から崩土の平面的広がり形状（以下、崩土形状）を調査し、本予測手法の現地斜面への適用性について検証した⁷⁾。

3.3 3次元レーザーミラースキャナ（3D-LMS）による細密DEM作成

GIS ハザードマップの基図となる地形情報は、50m メッシュ DEM や 10m メッシュ DEM があるが、GIS 上において斜面災害の評価・解析を行う場合には、より詳細で高精度の地形情報が必要となることが多い。さらに従来の DEM は上空からの計測により作成されたものが多く、急崖斜面ではその地形形状を的確に把握することが困難であった。そこで本研究では、地上型3次元レーザーミラースキャナ（以下、3D-LMS）の現地計測から、GIS ハザードマップに汎用的に使用可能な DEM の作成を行った⁸⁾。

3.4 崩土到達範囲予測システムの開発

本予測手法に基づいて、GIS 上で崩土到達範囲を解析・予測・表示するシステムを、Visual Basic 言語を用いて開発した。本システムは予め多変量統計解析により算出されている解析結果を用いることから、計算速度が高速であり、また入力する斜面条件も簡便である。さらに予測値は到達確率（%）を用いてマップ上に表示され、段階的に危険度を表現した到達範囲確率予測図が形成される。なお本システムの名称は、Hazard area Estimation System for rock mass failure debris であり、以下、HES と呼ぶ。

4. 研究結果

4.1 予測式の实地検討

到達範囲（見通し仰角と飛散角）の予測値と実測値は概ね相関が良い（図-2）。しかし、崩壊形態が表層崩壊であるもの（F-04, 05, 06）において、特に飛散角 β で実測値と予測値の隔たりが大きくなっている。岩盤崩壊の多変量統計解析から求められた本予測手法は表層崩壊では予測精度が低くなると考えられる。また、F-03 は崩壊箇所直下に緩斜面が広く続いており、岩塊が斜面を転がり落ちたため実測値との差が大きくなったと思われる。したがって、本予測手法を道路防災管理の実務に適用する場合は、留意すべき斜面条件を確認した上で行うべきである。

4.2 細密DEM作成

3D-LMS により取得されたデータから約 20cm メッシュの DEM の作成を行った。これは現在市販されている最も高精度な 10m メッシュ DEM 等と比較しても、格段に細密な DEM である。またその精度は数十 cm 程度凹凸まで確認することが可能であり、特に X 軸方向においてモデル化することにより、従来の DEM では困難であった急崖部やオーバーハング部の地形形状を十分に

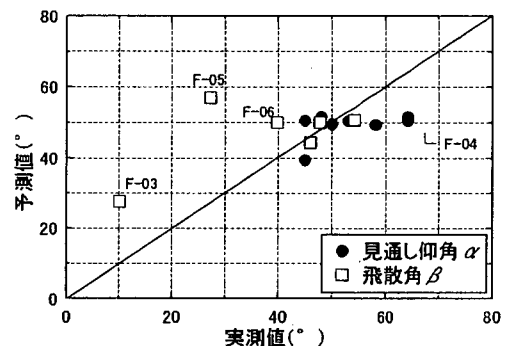


図-2 実測値と予測値の比較

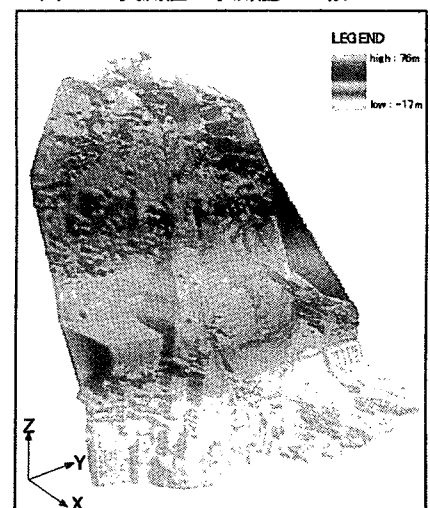


図-3 3D-LMS による3次元サーフェスモデル

高精度で把握することができた (図-3)。このように細密な 20cm メッシュ DEM は今後の GIS ハザードマップの解析用の空間データ基盤として十分な精度を持っており、利活用が可能であると考えられる。

4.3 HES の開発

開発した HES の解析手法を以下に示す。

- (1) 基図のデジタルマップとなる地形情報として、DEM を読み込む (図-4)。DEM は市販の 50m~10m メッシュ DEM のほか、3D-LMS から作成した DEM などを利用する。
- (2) 岩盤崩壊の発生が予測される位置 (空中写真判読や現地調査により予測) を、マウスクリックで指定する (図-5)。このとき、崩壊発生位置からの斜面の最急勾配線を出力する。
- (3) 崩土の到達範囲を決定する因子である斜面条件を選択的に入力する (図-6)。
- (4) 斜面条件から崩土の到達範囲である見通し仰角と飛散角の予測値を算出する。
- (5) 算出された到達範囲を基に、メッシュごとの崩土の到達確率 (%) が計算され、到達確率の高低、すなわち危険度に応じて色濃度別でデジタルマップ上に表示される (図-7)。

結果表示画面 (図-7) は印刷可能であり、解析結果についても csv ファイルとして保存し、市販の GIS ソフトウェアでの表示が可能である。

本研究で開発したシステムは、簡便な入力条件、高速解析といった特徴から、膨大な数の崩壊懸念箇所に対して、スクリーニングや精査のプライオリティ選定の決定支援として利用することが可能となる。さらに、抽出された危険箇所において、詳細現地調査や数値解析を行うことで、より効率的なハザード評価につながり、現実的な GIS ハザードマップ作成を実現する。

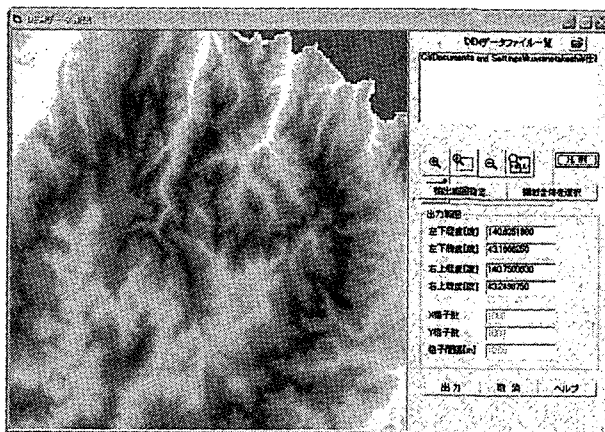


図-4 DEM の表示例

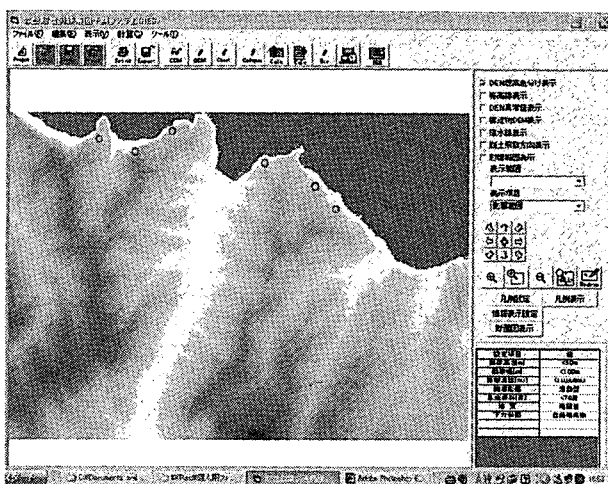


図-5 崩壊予測箇所の入力

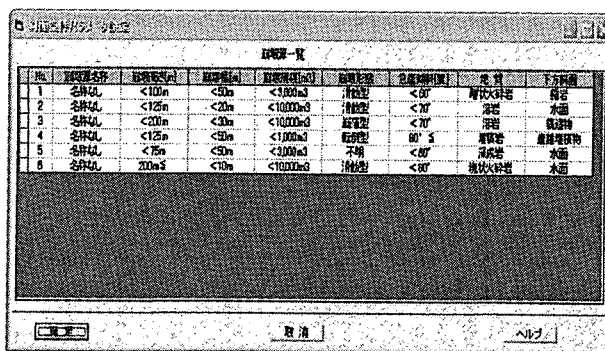


図-6 斜面条件の入力画面

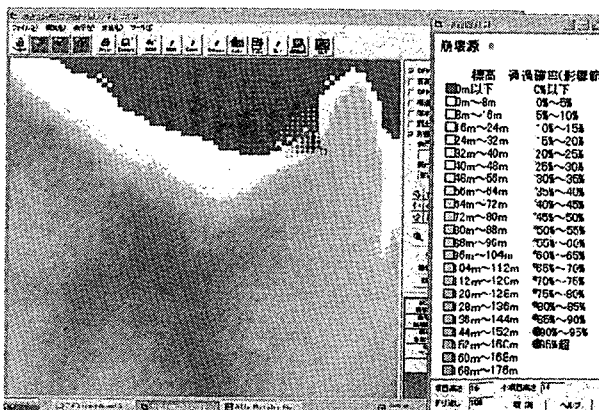


図-7 崩土の到達確率表示

5. 結論

本研究における研究結果をまとめる。

- (1) 岩盤崩壊事例に数量化理論Ⅰ類を適用することにより、到達範囲に影響を与える因子およびその寄与度を定量的に把握した。これにより到達範囲の予測式を得て、十分な精度をもつ予測が可能となった。ただし、現地の斜面条件によっては適用が難しいものもあり、十分な注意が必要である。
- (2) 本システムで基図となる地形情報として、市販されている 50m メッシュ DEM や 10m メッシュ DEM のほか、3D-LMS などにより適時作成した DEM を用いることができる。3D-LMS を用いることにより従来、地形情報取得が困難であった急崖岩盤斜面についても高精度で DEM が得られた。
- (3) Visual Basic 言語により開発した予測システム HES は、高速な解析速度、簡便な入力条件という特徴をもち、デジタルマップ上に到達範囲確率予測図を表示することができることから、より効率的、効果的な岩盤斜面ハザード評価が可能である。また、HES は今後の GIS ハザードマップ作成支援システムの 1 つとして利活用が期待できる。

6. 謝辞

本研究を行うにあたって、独立行政法人土木研究所材料地盤研究グループ地質チームの佐々木靖人上席研究員、阿南修司主任研究員をはじめとした研究員の方々に多くの助言をいただきお世話になった。ここに記して深く感謝いたします。

<参考文献>

- 1) 豊浜トンネル崩落事故調査委員会 (1996) : 豊浜トンネル崩落事故調査報告書, 北海道開発局, 219p.
- 2) 高山陶子・小野田敏・佐々木靖人・道路斜面防災 GIS 共同研究会 (2003) : 詳細な DEM を用いた道路斜面災害発生危険箇所抽出の検討, 日本応用地質学会平成 15 年度研究発表会講演論文集, pp.9-10.
- 3) 周国云・謝謨文・江崎哲郎・三谷浩泰 (2002) : GIS とモンテカルロ法を用いた新しい三次元空間斜面安定評価方法の提案, 土と基礎, Vol.50, No.5, pp.23-25.
- 4) 柴田光博・佐々木靖人 (2002) : DEM データを用いた斜面崩壊のフラジリティ解析, 日本応用地質学会平成 14 年度研究発表会講演論文集, pp.351-354.
- 5) 桑野健・佐々木靖人・脇坂安彦 (2004) : 多変量解析による岩盤崩壊物質の到達範囲の検討, 応用地質, Vol.45, No.1, pp.31-41.
- 6) 佐々木靖人・ドブレフニコライ・脇坂安彦・道路斜面 GIS 共同研究会 (2002) : GIS による道路斜面ハザードマップ作成の試み, 日本地質学会第 109 年学術大会講演要旨, p.186.
- 7) 桑野健・佐々木靖人 (2004) : 急崖岩盤斜面における崩土到達範囲確率予測の実斜面への適用, 応用地質, Vol.45, 投稿中.
- 8) 桑野健・佐々木靖人 (2003) : 地上型スキャン式レーザー測距儀による道路斜面防災 GIS 用 DEM データの作成, 情報地質, Vol.14, No.4, pp.311-318.

*) 株式会社ドーコン 防災保全部

チーム名 地質チーム

氏 名 福田 徹也*

1. まえがき

斜面崩壊による被害を多く受けている場所の一つに道路がある。道路に面した斜面（以降、道路斜面と称す）で崩壊が発生すると、道路の遮断、道路施設の破壊などにより社会経済的損失は甚大なものとなる。道路斜面の崩壊に伴う損失を適切に解析するには、ハザード推定技術の確立と社会活動空間情報など様々な空間情報を集約・解析する必要がある。このような複数の空間情報を複合的に解析・表示するためには、GIS（地理情報システム）を用いることが最も有効である。そこで、本研究では「GIS による道路斜面崩壊のハザード推定技術に関する研究」と題し、道路斜面の崩壊により生じる社会経済的損失の推定に係わる技術の検討・解析・評価を行うための第一歩として、GIS を用いた道路斜面のハザードマップ作成を試みた。

2. 研究目的

斜面崩壊のハザードマップ作成法は確立されておらず、その理由の一つとして斜面崩壊の規模や崩土の到達範囲を事前に予測することが非常に困難なことが挙げられる。そこで、本研究では GIS を用いた道路斜面のハザードマップ作成に必要な崩土到達範囲の予測手法についての研究を行い、表層崩壊に伴う崩土到達範囲を予測するソフト（仮称 SLSS, Sallow Landslide Simulation System）の開発を行った

3. 研究方法

崩土の到達範囲の実態を把握するために、降雨による斜面崩壊 521 箇所、地震による斜面崩壊 503 箇所の計 1,024 箇所におよぶ崩壊事例を空中写真判読により収集し^{1,2)}、その結果から、崩壊高と崩土到達距離でなす見通し仰角の分布状況を整理し、その特性を解析した^{3,4)}。この結果を踏まえ崩土到達範囲確率シミュレーションの設計を行い^{5,6)}。今年度の研究では、シミュレーションソフト (SLSS) の開発を試みた。

4. 研究結果および考察

SLSS のフローチャートを図-1 に示す。SLSS は DEM（数値標高モデル：Digital Elevation Model）を基図とし、地形状況に応じた崩土到達範囲を過去の崩壊事例に応じて確率的に導くソフトである。シミュレーションは、崩壊源からのランダムウォークを地形状

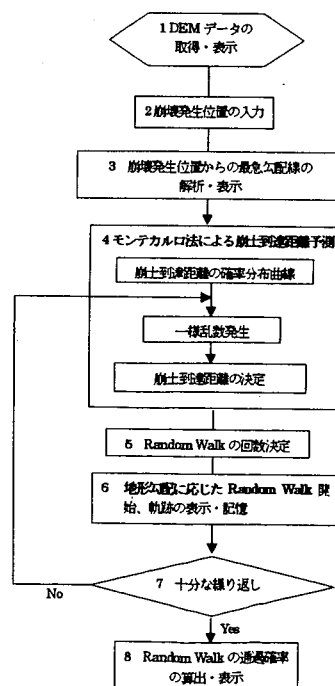


図-1 SLSS フローチャート

況に応じて開始し、見通し仰角の分布確率に応じてランダムウォークを停止するアルゴリズムを用いている。さらに、一つの崩壊源からランダムウォークを繰り返し発生させ、その繰り返し回数とランダムウォークの通過回数から、崩土の到達範囲を確率的に求めるソフトである。

1) DEM の表示機能

SLSS は図-1 に示すように、数値地図情報 (DEM) のファイルを開き、地図を表示する機能がある。現段階で対応している数値地図は、50m メッシュ数値地図 (国土地理院発行)、10mメッシュ数値地図 (北海道地図株式会社発行) の 2 種類である。読み込んだ DEM は標高毎の色分け表示と、等高線表示が可能である。なお、図-1 は 10m 間隔の等高線を表示した例である。

2) 崩壊源の指定機能

崩壊源の指定は、画面上でのマウスによる指定機能と、あらかじめ指定した点 (座標点) を読込・表示する機能がある。指定された崩壊源は図-2 (黒丸内部) に示すように画面上に表示される。

3) 落水線の表示・解析機能

崩壊源からの落水線 (最急勾配線) の検索・表示を行う機能である。崩壊源を指定した後に、各崩壊源からの落水線を検索し、その軌跡を表示する。なお、落水線に沿った地形断面を表示することも可能である。

4) パラメーターの入力

- ①ランダムウォークの繰り返し回数 (図-3 参照) : 崩壊源からのランダムウォークの繰り返し回数を決定するパラメーターで 50 回、100 回、200 回、500 回の 4 通りの設定が可能である。
- ②見通し仰角の平均値と標準偏差値 (図-4 参照) : ランダムウォークの停止位置を確率的に求めるパラメーターである。過去の崩壊履歴調査から得られた見通し仰角の平均値・標準偏差値の入力と、任意の値を入力できる機能がある。なお、手動入力では、入力補助となるように過去の崩壊事例に基づく平均値と標準偏差値の値を併せて表示している。
- ③地形勾配の遷移確率 (図-5 参照) : 地形状況に応じたランダムウォークを構築するパラメーターである。地形勾配の遷移確率は、標高の差分比により遷移確率を求める手法を用いている。この差分比に定数を乗じることで地形の遷移確率が変化する。なお、定数の値が大きいくほどランダムウォークは直線的な動きをする。

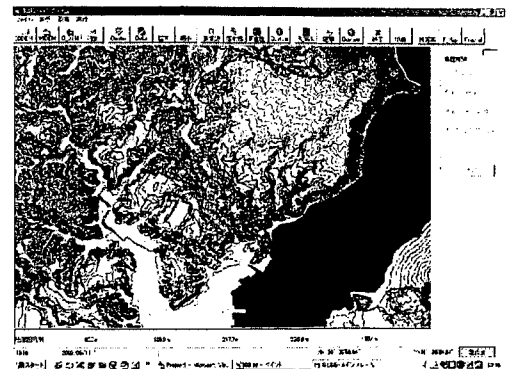


図-1 等高線の表示例 (鹿児島北部)

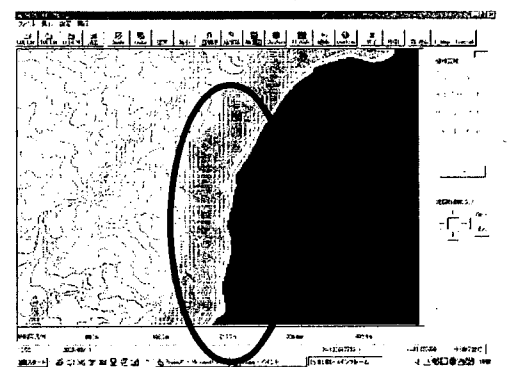


図-2 崩壊源の表示画面

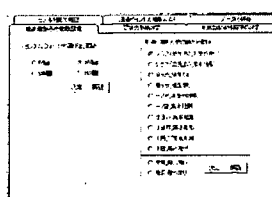


図-3 ランダムウォークの
繰り返し回数設定タブ

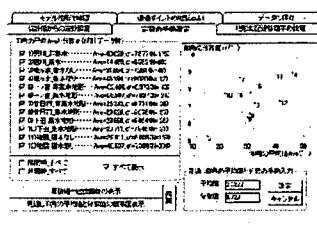


図-4 平均値と標準偏差値の
入力タブ

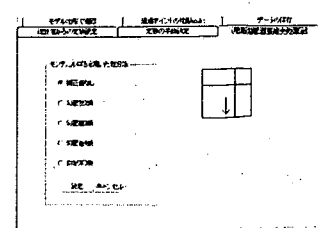


図-5 地形勾配の遷移確率
設定タブ

図一6 確率解析・表示画面

X, Y を通過した回数を A とした場合、 X, Y における A/Q (0~1)

時間	項目	内容	備考
1	10:00-10:15	10:00-10:15	10:00-10:15
2	10:15-10:30	10:15-10:30	10:15-10:30
3	10:30-10:45	10:30-10:45	10:30-10:45
4	10:45-11:00	10:45-11:00	10:45-11:00
5	11:00-11:15	11:00-11:15	11:00-11:15
6	11:15-11:30	11:15-11:30	11:15-11:30
7	11:30-11:45	11:30-11:45	11:30-11:45
8	11:45-12:00	11:45-12:00	11:45-12:00
9	12:00-12:15	12:00-12:15	12:00-12:15
10	12:15-12:30	12:15-12:30	12:15-12:30
11	12:30-12:45	12:30-12:45	12:30-12:45
12	12:45-13:00	12:45-13:00	12:45-13:00
13	13:00-13:15	13:00-13:15	13:00-13:15
14	13:15-13:30	13:15-13:30	13:15-13:30
15	13:30-13:45	13:30-13:45	13:30-13:45
16	13:45-14:00	13:45-14:00	13:45-14:00
17	14:00-14:15	14:00-14:15	14:00-14:15
18	14:15-14:30	14:15-14:30	14:15-14:30
19	14:30-14:45	14:30-14:45	14:30-14:45
20	14:45-15:00	14:45-15:00	14:45-15:00
21	15:00-15:15	15:00-15:15	15:00-15:15
22	15:15-15:30	15:15-15:30	15:15-15:30
23	15:30-15:45	15:30-15:45	15:30-15:45
24	15:45-16:00	15:45-16:00	15:45-16:00
25	16:00-16:15	16:00-16:15	16:00-16:15
26	16:15-16:30	16:15-16:30	16:15-16:30
27	16:30-16:45	16:30-16:45	16:30-16:45
28	16:45-17:00	16:45-17:00	16:45-17:00
29	17:00-17:15	17:00-17:15	17:00-17:15
30	17:15-17:30	17:15-17:30	17:15-17:30
31	17:30-17:45	17:30-17:45	17:30-17:45
32	17:45-18:00	17:45-18:00	17:45-18:00
33	18:00-18:15	18:00-18:15	18:00-18:15
34	18:15-18:30	18:15-18:30	18:15-18:30
35	18:30-18:45	18:30-18:45	18:30-18:45
36	18:45-19:00	18:45-19:00	18:45-19:00
37	19:00-19:15	19:00-19:15	19:00-19:15
38	19:15-19:30	19:15-19:30	19:15-19:30
39	19:30-19:45	19:30-19:45	19:30-19:45
40	19:45-20:00	19:45-20:00	19:45-20:00
41	20:00-20:15	20:00-20:15	20:00-20:15
42	20:15-20:30	20:15-20:30	20:15-20:30
43	20:30-20:45	20:30-20:45	20:30-20:45
44	20:45-21:00	20:45-21:00	20:45-21:00
45	21:00-21:15	21:00-21:15	21:00-21:15
46	21:15-21:30	21:15-21:30	21:15-21:30
47	21:30-21:45	21:30-21:45	21:30-21:45
48	21:45-22:00	21:45-22:00	21:45-22:00
49	22:00-22:15	22:00-22:15	22:00-22:15
50	22:15-22:30	22:15-22:30	22:15-22:30
51	22:30-22:45	22:30-22:45	22:30-22:45
52	22:45-23:00	22:45-23:00	22:45-23:00
53	23:00-23:15	23:00-23:15	23:00-23:15
54	23:15-23:30	23:15-23:30	23:15-23:30
55	23:30-23:45	23:30-23:45	23:30-23:45
56	23:45-00:00	23:45-00:00	23:45-00:00
57	00:00-00:15	00:00-00:15	00:00-00:15
58	00:15-00:30	00:15-00:30	00:15-00:30
59	00:30-00:45	00:30-00:45	00:30-00:45
60	00:45-01:00	00:45-01:00	00:45-01:00
61	01:00-01:15	01:00-01:15	01:00-01:15
62	01:15-01:30		

図-7 崩土到達確率の csv ファイル例

$$P(X,Y)=1-\{(1-P(1))\times(1-P(2))\cdots\times(1-P(n))\}$$
 $P(X, Y)$: X, Y 地点の崩土通過確率 (0~1)

である。

5. 結論

— 81 —

繰り返し回数、地形補正值のみで簡易である、ことなどが挙げられる。このため、膨大な延長におよぶ道路に面した斜面での崩土到達範囲のスクリーニング手法の一つとしての活用が可能である。

今後は、見通し仰角の分布確率曲線の標準偏差を小さくする因子を見出す検討、雨量強度や地震強度など誘因区分による分布確率曲線の検討も必要である。また、過去の崩壊事例が少ない地域での見通し仰角の分布確率の予測式などを検討するため、複数の地域における表層崩壊事例の解析を行う必要もある。

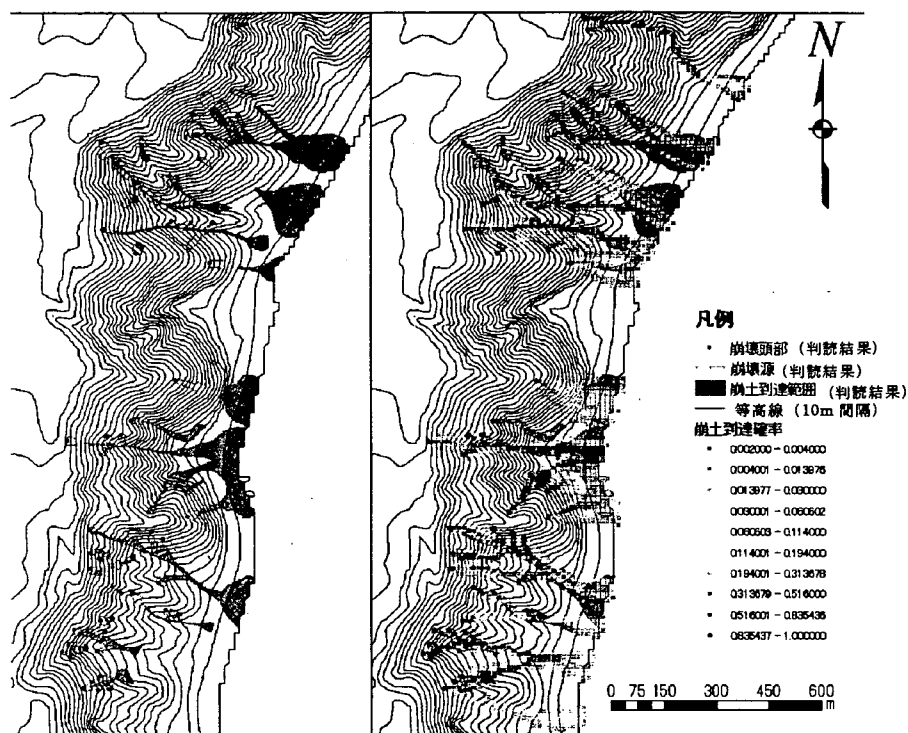


図-8 SLSS の解析結果例 (ArcGIS にて表示)

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導・ご協力を頂いた材料地盤研究グループ地質チームの佐々木上席研究員、阿南主任研究員、ならびに地質チームの皆様には深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木研究所 (2001) : 平成 12 年度 空中写真判読による斜面崩壊地形判読業務 報告書, 土木研究所.
- 2) 土木研究所 (2001) : 平成 12 年度 地震時斜面崩壊の地形判読業務 報告書, 土木研究所.
- 3) 福田 徹也・佐々木靖人・脇坂安彦・桑野 健(2002) : 統計的手法を用いた斜面崩壊物質の到達距離の解析—土砂崩壊を例として—, 日本地質学会第 109 年学術大会講演要旨, 日本地質学会, pp.187-187.
- 4) 福田 徹也・佐々木靖人・脇坂安彦(2002) : 斜面崩壊規模および崩土到達距離と周辺微地形の関連性, 応用地質学会講演要旨, pp.355-358.
- 5) 福田 徹也・佐々木靖人・脇坂安彦 (2003) : 表層崩壊による崩土到達範囲予測シミュレーションの開発—GIS ハザードマップ作成にむけて—, 日本情報地質学会, Vol.14, No.2. pp. 138-141.
- 6) 福田 徹也・桑野健・佐々木靖人・阿南修司・柴田光博 (2003) 崩土到達範囲確率予測シミュレーションソフトの開発, 応用地質学会講演要旨, pp.315-318.

*) (株)関西総合環境センター

G I S等による道路斜面崩壊のハザード推定技術に関する研究 (指導期間15年4月～16年3月)

チーム名	地質チーム
氏 名	三河 輝夫

1. まえがき

急峻な地形を有する日本において、多くの道路斜面は災害発生の危険性（ハザード）を有している。道路斜面で災害がひとたび発生すると社会活動へ与える影響は非常に大きく、道路斜面は多大なリスクを伴っているといえる。一方で、膨大な数にのぼる道路斜面を限られた予算や管理体制下で効率的に管理していく観点から、道路斜面のリスクを効率的に評価していくことが不可欠となりつつある。リスクを正しく評価するにあたり、危険箇所の情報を面的に把握し、ハザードマップとして評価することが必要となる。道路斜面は位置情報を有することやデータ数が膨大なことから、これらの評価を効率的かつ高精度で行うため、G I S（地理情報システム）を活用したハザードマップの構築が非常に有効的である。

2. 研究目的

道路斜面のリスクを定量的に評価する上で、雨などの外力に対するハザードの発生確率（フラジリティ）を算出することが求められる。本研究ではG I S技術を用いたフラジリティ解析を行い、降雨による斜面崩壊の発生確率を面的・定量的に評価する手法を構築することを目的とした。これに付随して過去の豪雨事例における雨量と斜面区分における斜面崩壊率の関係からフラジリティカーブを構築し、ハザード確率図（フラジリティマップ）の作成を試みた。このハザード確率図は、崩土の到達予測¹⁾と組合せ、将来的にはリスク評価や雨量をリアルタイムで取得し、逐次危険度評価・更新・表示されるリアルタイムハザードマップへつながるものである。

3. 研究方法

本研究では、1983年と1988年に島根県浜田市、那賀郡三隅町で発生した豪雨災害時の斜面崩壊データと雨量データを基に、斜面崩壊確率を与えるフラジリティカーブ（以後F. C.）を構築する。F. C.は、縦軸を斜面崩壊率、横軸を雨量として、斜面の危険度ごとに斜面崩壊率をプロットして作成する。研究の流れを図-1に示す。

F. C.の構築にあたって、(1)斜面崩壊に寄与する雨量指標の選定、(2)地形量の変量解析による崩壊箇所の予測という2つの事項について検討を行った。

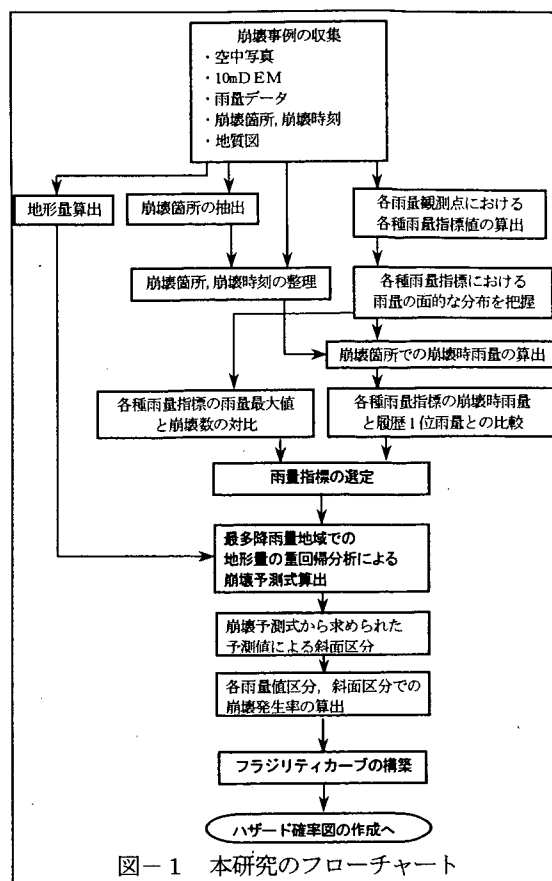
3.1 雨量指標の選定

豪雨災害の予測に用いられる雨量指標は、道路では3時間無降雨状態で1降雨終了とする連続雨量が多く用いられ、気象庁では土壌雨量指数²⁾という3段直列タンクモデルの総タンク値、砂防では実効雨量（半減期1.5時間と72時間の組合せによるスネークライン）等が用いられており、これらを用いて事前規制や土砂災害予測を行っている。本研究では、各1, 3, 6, 12, 24時間の継続時間雨量、3時間および24時間無降雨で1降雨終了とする連続雨量、実効雨量（半減期1.5時間）、気象庁の3段直列タンクモデルの総タンク値（土壌

雨量指数)、1 段目、2 段目、1+2 段目タンク値の 12 雨量指標の中から、崩壊をよく表している雨量指標を選定する。選定にあたり、(a)崩壊数と雨量分布の関係、(b)崩壊発生時期、という 2 つの観点から解析を行った。なお崩壊箇所など任意の地点における雨量値は、豪雨災害当時の雨量観測点の密度が現在に比べ非常に粗いことから、スプライン法による空間補間によって求めている。

3.2 地形量の多変量解析による崩壊危険箇所の予測

道路斜面の数は膨大で、崩壊危険箇所の予測は簡便であることが望ましい。本研究では 10m メッシュ DEM (Digital Elevation Model : 数値標高モデル) から容易に算出される地形量について、柴田ほか³⁾と同様、斜面勾配とラプリアン (地形の凹凸およびエッジを表す指標) という 2 つの地形量を説明変数、崩壊の発生・非発生を目的変数とした、多変量解析の 1 手法である重回帰分析にて崩壊予測式を求め、予測式から求められる値(予測値)により、斜面区分を行った。



4. 研究結果

本研究では、表-1 に示した範囲および崩壊数の斜面崩壊を基に研究を進めた。

4.1 雨量指標の選定

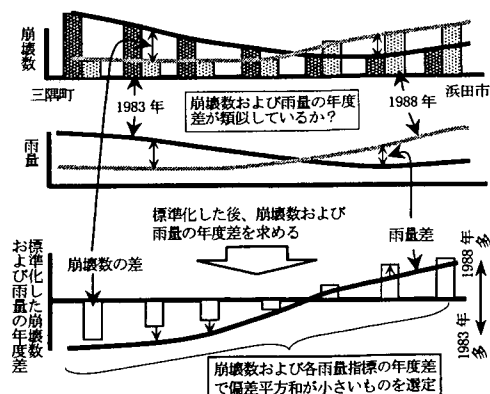
4.1.1 崩壊数と雨量分布の関係から見た雨量指標選定

雨量分布から斜面崩壊数の多少を検討するにあたり、雨量が多かった地域では多数の崩壊が発生しているが、1 豪雨で雨量と崩壊数の分布の関係を見た場合、地形地質条件によっては同量の降雨でも崩壊数が多い地域と少ない地域があることが考えられる。

ここでは、1983 年豪雨と 1988 年豪雨の共通空中写真判読域で雨量観測点を横切るような 1km 四方枠を 24 個作成し、各 1km 四方における各豪雨の崩壊数の差と、各雨量指標における各豪雨時の最大値の差を対比して、崩壊数の差の増減傾向と類似する雨量指標を選定した。その解析の流れを図-2 に示す。なお崩壊数と各雨量指標は単位や幅が異なり、直接比較することができないため各々標準化した。その後崩壊数の差と各雨量指標の雨量差の偏差平方和を算出し、偏差平方

表-1 空中写真判読範囲および崩壊数

	空中写真判読範囲	判読崩壊数	共通判読域 (99.88km ²) 崩壊数
1983 年豪雨	101.67km ²	4,477	4,296
1988 年豪雨	116.86km ²	4,195	3,508



和が小さいものを選定対象としている。

4.1.2 崩壊発生時期からみた雨量指標選定

降雨による斜面崩壊は、崩壊以前の降雨に対し、かろうじて安定していた斜面が、豪雨によってそれまでの降雨時を越える地下水の上昇等で不安定になり発生することが想定される。そこで被害記録⁴⁾や豪雨災害誌⁵⁾⁶⁾⁷⁾から、崩壊箇所と崩壊時刻が判明した1983年豪雨災害時の島根県南西部780箇所の崩壊を対象に、アメダス観測開始から崩壊前までの各雨量指標の最大値(履歴1位)を閾値として、対象全崩壊件数に対する閾値以上で崩壊した件数の割合(=捕捉率)を求めた。

2つの観点から雨量指標の選定を試みた結果、タンクモデルの第1+2段目タンク値が12雨量指標中、崩壊をよく表した雨量指標となったが、全体の傾向として先行降雨と降雨の浸透・流出を考慮したものが、崩壊を比較的良く表した雨量指標となっている。

表-2 雨量指標選定結果一覧表

雨量指標	(a) 崩壊数と雨量の関係		(b) 崩壊発生時期		総合評価
	崩壊数と雨量の履歴平方和	順位	捕捉率(履歴1位超過後の崩壊数/対象全崩壊数)	順位	
1時間雨量	53.302	10	61.03%	11	12
3時間雨量	50.881	9	84.10%	5	7
6時間雨量	25.658	4	81.41%	6	4
12時間雨量	45.563	5	80.51%	7	5
24時間雨量	45.913	6	72.56%	9	8
連続雨量(3時間連続雨で0)	46.344	7	72.31%	10	9
連続雨量(24時間連続雨で0)	81.534	12	77.69%	8	10
実効雨量(半減期1=1.5h)	21.206	1	85.13%	4	2
土壌雨量指数	60.238	11	96.92%	1	5
土壌雨量指数(第1タンク値)	22.109	3	86.41%	3	3
土壌雨量指数(第1+第2タンク値)	22.105	2	89.62%	2	1
土壌雨量指数(第2タンク値)	47.920	8	56.15%	12	10

4.2 多変量解析による地形量解析

1983年および1988年を通じ、タンクモデルの第1+第2タンク値の最大域となった深成岩類分布域の2km四方を対象に、10mDEMから算出される2つの地形量(斜面勾配[Slp]、ラプラシアン[Lap])を説明変数、目的変数を崩壊の発生(=1)、非発生(=0)とした重回帰分析を行い、崩壊危険箇所の予測式算出を試みた。2km四方全体で重回帰分析した場合と、非崩壊メッシュを崩壊メッシュと同数としたランダムサンプリング後の分析結果を表-3に示す。なおランダムサンプリング後の重回帰分析で得られた崩壊予測式は次のとおりである。

表-3 地形量の重回帰分析結果

	ランダムサンプリング前 重決定係数R ² =0.0288			
	偏回帰係数	標準誤差	t値	有意確率
[Slp]	0.003284	0.000140	23.302129	3.419E-119
[Lap]	-0.444763	0.019297	-23.048101	1.139E-116
定数	-0.023166	0.003072	-7.539735	4.823E-14
	ランダムサンプリング後 重決定係数R ² =0.165			
	偏回帰係数	標準誤差	t値	有意確率
[Slp]	0.019887	0.001099	18.090296	1.046E-69
[Lap]	-2.374963	0.135402	-17.540121	7.992E-66
定数	0.007817	0.026250	0.297782	7.659E-01

予測値 e = (0.019887) × [Slp] + (-2.374963) × [Lap] + 0.007817..... (1)式

重回帰分析の結果、勾配が急でラプラシアンが負(凹地形)であるほど崩壊しやすい(予測値が大きい)という、一般的な崩壊の形態を示すような予測式が得られた。なお重決定係数が低いことから今後、2つの地形量と相互相関性の低い地形要素や、空中写真、衛星データ等を用いた説明変数での解析、および他の解析手法による崩壊箇所の予測精度向上の検討が必要と考える。

4.3 フラジリティカーブの構築とハザード発生確率図の作成

(1)式から各10mメッシュの崩壊予測値を算出した後、豪雨時における最大第1+第2タンク値の分布を10毎に区分し、各雨量における各予測値の全メッシュおよび崩壊メッシュを算出した。その後雨量を横軸、斜面を予測値0.3毎に区分したときの崩壊率(崩壊メッシュ/全メッシュ)を縦軸として崩壊率をプロットし、図-3に示されるF.C.を作成した。

F.C.は、斜面区分eにおける崩壊確率P_eが対数正規分布

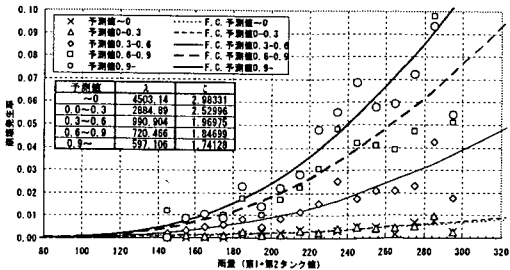


図-3 島根県南西部のフラジリティカーブ

で表されるものとして(2)式のようになる。

$$P_e = \Phi((\ln(x) - \ln \lambda) / \ln \zeta) \cdots \cdots (2) \text{式}$$

ここで、 Φ は累積標準正規分布関数、 x は雨量、 λ 、 ζ は対数正規分布の中央値および標準偏差である。このうち λ と ζ は未知数であるが、最尤法⁸⁾により各斜面区分における λ と ζ を算出した。図-3に示すように、雨量増大に伴い、特に崩壊の危険度が大きい(予測値が大)の斜面で、崩壊確率が增大する傾向が確認できる。

また、図-4にF. C.を基に作成したハザード発生確率図を示すが、雨量の増大と共に、斜面上部の凹地で特に崩壊発生確率が高くなる傾向が認められる。このことから崩壊の平面的および時間的な予測にF. C.を基にしたハザード発生確率図は有効と思われる。

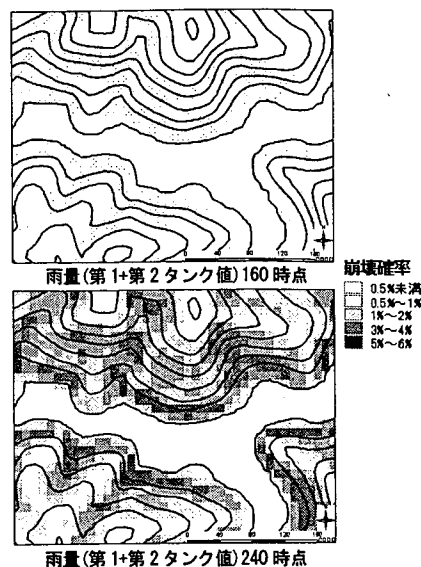


図-4 ハザード発生確率図の例

5. 結論

- (1) 1983年および1988年の島根県豪雨災害を基に崩壊に寄与する雨量指標を選定した結果、気象庁の3段直列タンクモデルの第1段目タンク値と第2段目タンク値の合計値が選定された。
- (2) 10mDEMから算出される地形量(勾配、ラプラシアン)から崩壊箇所の予測を試みた結果、勾配が急でラプラシアンが負(凹地)なほど崩壊の可能性が高くなる、一般的な崩壊の形態を示す予測式が得られた。
- (3) フラジリティカーブを基にしたハザード発生確率図は崩壊の平面的および時間的な予測に有効と思われる。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、独立行政法人土木研究所材料地盤研究グループ地質チームの佐々木靖人上席研究員、阿南修司主任研究員をはじめとした多くの方々に助言を頂きお世話になりました。ここに記して深く感謝します。

所属 株式会社 復建技術コンサルタント

<参考文献>

- 1) 福田徹也・桑野 健・佐々木靖人・阿南修司・柴田光博：崩土到達範囲確率予測シミュレーションソフトの開発，日本応用地質学会平成15年度研究発表会講演論文集，pp. 315-318, 2003
- 2) 岡田憲治：土壌雨量指数，測候時報，Vol. 69, No. 5, pp. 67-100, 2002
- 3) 柴田光博・佐々木靖人：DEMデータを用いた斜面崩壊のフラジリティ解析，日本応用地質学会平成14年度研究発表会講演論文集，pp. 355-358, 2002
- 4) 島根県：58年災 急傾斜地被害報告，1983
- 5) 建設省中国地方建設局（現 国土交通省中国地方整備局）：昭和五十八年七月 豪雨災害誌，p. 428, 1984
- 6) 島根県：昭和58年7月豪雨災害の記録，島根県，p. 287, 1984
- 7) 三隅町災害誌編集委員会：昭和58年豪雨災害誌，三隅町，p. 271, 1985
- 8) 東京大学教養学部統計学教室編：自然科学の統計学，東京大学出版会，pp. 231-250, 1992

液状化地盤の変形に基づく橋梁基礎の耐震設計法に関する試験調査

～液状化地盤の表層不飽和層が杭基礎に与える影響について～

(指導期間 平成 15 年 4 月～平成 16 年 3 月)

研究室名 耐震研究グループ振動チーム

氏 名 林 和幸

1. まえがき

過去に経験した多くの震災事例から液状化地盤における杭基礎の被害が報告されており、これらの原因は上部構造物の慣性力以外に、地盤の液状化に伴う地盤変形によるものであることが種々の研究¹⁾で報告されている。また、この地盤変形を考慮した設計法である応答変位法の液状化地盤への適用性については、多くの研究が行われているが、表層に不飽和層を有する地盤を対象とした実験的研究は少ない。液状化地盤における杭基礎の損傷には、液状化層と比較して大きな土圧が作用する表層不飽和層の影響が大きいことが考えられるため、表層不飽和層の地震時における地盤反力特性を明らかにすることは重要である。

2. 研究目的

本研究課題は、液状化地盤中の橋梁杭基礎に関する合理的な耐震設計法の提案を行うために、表層に不飽和層を有する地盤における杭基礎の挙動を把握し、現象を解明することを目的とするものである。

3. 研究方法

3.1 互層地盤の遠心模型実験

表層不飽和層が杭基礎に及ぼす影響について検討するため、表層に不飽和層を有する液状化地盤における杭基礎構造物の振動実験を行った。実験は表層の不飽和層厚をパラメータとして、63G の遠心力場にて 3 ケース行った。模型の概要を図-1 に示す。杭模型は外径 20mm、内径 18mm のアルミパイプであり、1 本の杭の内側 8 深度にひずみゲージを貼り付けた。杭基礎模型は中心間隔 5D で 2×2 の配列とし、杭頭部をフーチングにより剛結した。杭先端の境界条件は自由端とし、支持層へ 10cm 根入れした。フーチング質量は 4.3kg である。地盤模型は豊浦砂を用い、はじめに層厚 13cm、相対密度 $D_r=95\%$ の支持層と層厚 15cm、

$D_r=27\%$ の緩い砂層を作成し、地表面までメトロース水溶液で飽和させた後、遠心力場にて加振前に所定の水位まで間隙水を排出することにより作成した。不飽和層および液状化層の層厚は表-1 に示すように実験ケースごとに設定した。入力波形には全ケースについて図-2 に示す 1Hz500gal 相当の正弦波を用いた。

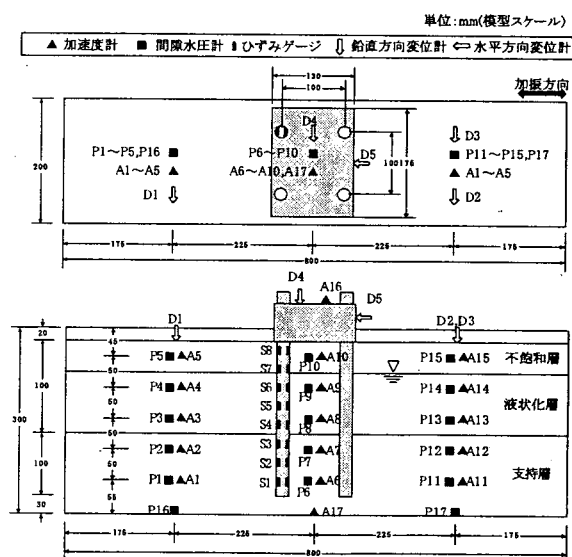


図-1 実験模型概要図 (ケース 2-4)

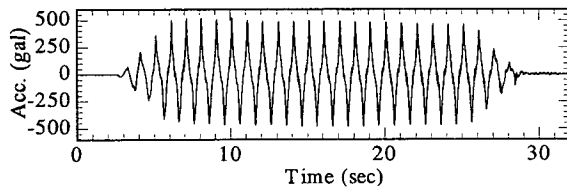


図-2 入力加速度波形

実験 ケース	不飽和層の 層厚(cm)	液状化層 の層厚(cm)
2-3	0	15
2-4	5	10
2-6	10	5

表-1 実験ケース

3.2 互層地盤の遠心模型実験結果を用いた応答変位法の計算

遠心模型実験を対象として応答変位法の計算を行った。梁要素でモデル化した杭に地盤バネを付加し、実験で得られた上部構造加速度および地盤変位を外力条件として与えた。地盤変位は、地盤中に設置した加速度計測値を2回積分したものをを用いた。杭端部の拘束条件は実験と同様に杭頭の回転を拘束、杭先端を自由とした。

表層不飽和層の地盤バネは、本実験に先立って行った研究²⁾において定式化した式(1)を用いて算出した。

$$\frac{k_h}{\sigma_v'/D} = A \left(\frac{D}{d} \right)^{0.7} \quad (1)$$

ここに、 k_h は表層不飽和層の地盤反力係数、 σ_v' は有効上載圧、 D は杭径、 d は地盤と杭の相対変位、 A は地盤の地盤と杭の相対変位、相対密度と杭の水平変位履歴によって決定されるパラメーターである。ある一時刻における計算を行う場合、式(1)の不飽和層地盤バネは杭と地盤の相対変位によって変わるため、バネの値が決定されるまでに数回の繰り返し計算が必要である。なお、式(1)の地盤反力係数は、相対変位がゼロに近づくとも無限大となるため、応答変位法の計算では実験²⁾で得られた地盤反力係数の最大値である $k_h=19\text{MN/m}^3$ を上限値とした。

液状化層の地盤バネは、常時の地盤反力係数に低減係数 D_E を乗じて求めた。不飽和層の無い case2-3 を対象に D_E を 0、1/1000、1/100、1/10 と変えて応答変位法の計算を行い、得られた杭のモーメントが実験結果に最も近い D_E を以後全てのケースで用いた。また、常時の地盤反力係数 k_{Hr} は、実験での地盤相対密度 ($D_r=27\%$) に対応する N_1 値 (上載圧を考慮した N 値) $=2$ から、道路橋示方書に従って決めた。

支持層の地盤バネは、常時の地盤バネを遠方地盤部の過剰間隙水圧比 Lu の測定値と次式³⁾により低減するものとした。ただし、支持層中でも Lu が 1 に達している範囲については、液状化層とみなすものとした。

$$k_H = k_{Hr}(1 - Lu)^{0.5} \quad (2)$$

応答変位法の計算は、各実験ケースにおいて液状化層が完全に液状化したと考えられる時間帯のうち、杭の曲げモーメントが最大となる時刻 (何れのケースも $t=19$ 秒付近) を対象とした (図-3)。

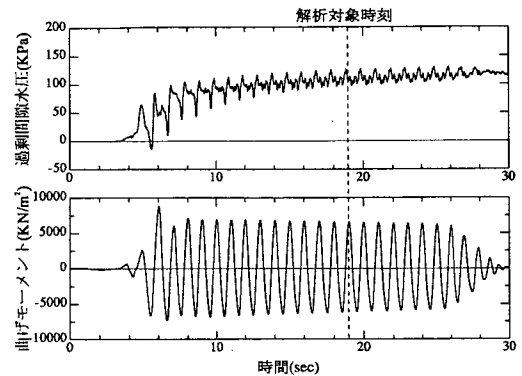


図-3 解析対象時刻

4. 研究結果

4.1 互層地盤の遠心模型実験結果

不飽和層のないケース 2-3 では、加振初期の数波を除き地盤変位も振動台加速度もほぼ一定の振幅となっているにも関わらずフーチング加速度が時間とともに減少する結果となった。杭先端の境界条件を自由端としていること、液状化した層の地盤剛性が非常に小さいことを考えると、構造物系の固有振動特性は支持層の地盤バネに強く依存すると考えられる。

加振終了直後 (30 秒以降) のフーチングおよび振動台加速度のフーリエスペクトルを図4 に示す。ケース 2-3 では杭-フーチング系の固有振動数が約 0.5Hz となっていることがわかる。加振中は、支持層の地盤剛性が間隙水圧の上昇により徐々に低下し、杭-フーチング系の固有振動数が入力波の振動数(1Hz)に比べて小さくなっていくことにより、動的応答倍率が減少しフーチング加速度が減少したものと考えられる。

ケース 2-4 における構造物系の固有振動数は明瞭ではないが、ケース 2-6 については加振直後のフーチング加速度のフーリエスペクトルより、構造物系の固有振動数が約 2Hz 程度であることが分かる。このケースについては支持層の地盤剛性の減少に伴って構造物系の固有振動数が入力波の振動数に近づいた結果、フーチング加速度が漸増したものと考えられる。なお、加振実験前に行った微小加振により得られた杭-フーチング系の固有振動数は 4.7Hz であった。

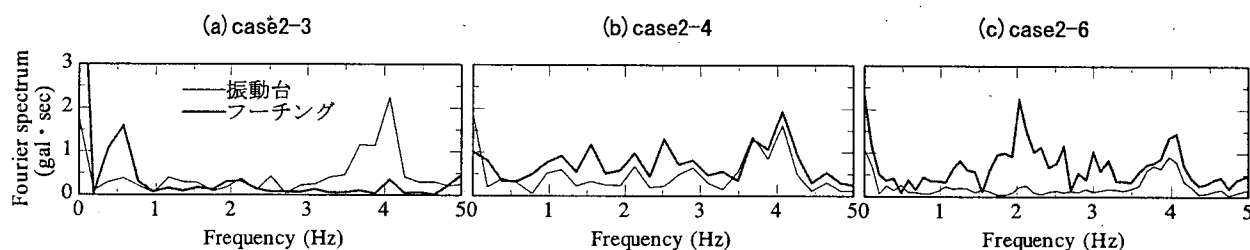


図-4 加振終了後におけるフーチングおよび振動台加速度のフーリエスペクトル

4.2 応答変位法による計算結果

図-5 は液状化層のない case2-3 を対象とし、 D_E を変えた計算を行った結果を実験結果と共に示したものである。支持層では計算から得られた曲げモーメントが実験結果より大きい、液状化層中ではいずれの低減係数を用いても実験結果と比較的良好な対応を示している。この中でモーメント分布及び杭頭

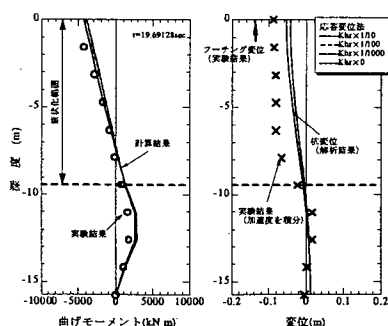


図-5 case2-3 計算結果

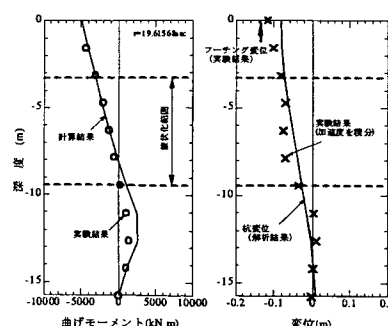


図-6 case2-4 計算結果

変位が実験と最も良く一致した $D_E=1/10$ を case2-4 と case2-6 を対象とした計算で用いた。図-6 に case2-4 の、

図-7 に case2-6 の計算結果を示す。表層不飽和層および液状化層の曲げモーメント分布については、case2-3 と同様にこれらのケースでも計算結果は実験結果と良い対応を示している。支持層の曲げモーメントは、全てのケースで計算結果が実験結果に対して約 2 倍程度大きな値を示した。また、支持層内でモーメントが最大となる深度は計算結果より実験結果の方が大きい。さらに、杭頭の水平変位は、計算結果が実験結果よりも大きくなっている。これらは計算で用いている地盤バネ値が模型支持層の地盤バネよりも大きいことによるものと考えられる。そこで、支持層の地盤反力係数に関しては、case2-6 で杭近傍（模型杭から縁端距離で約 5mm）に設置した過剰間隙水圧計の計測値を用いることにより、改めて式(2)で算出し、応答変位法の計算を行った。図-8 に曲げモーメントおよび変位の深度分布を示す。支持層内の曲げモーメントの最大値およびモーメント最大となる深度も実験結果に近づき、全深度において計算結果は実験結果と良く一致した。また、杭頭変位も実験と計算ではほぼ一致した。

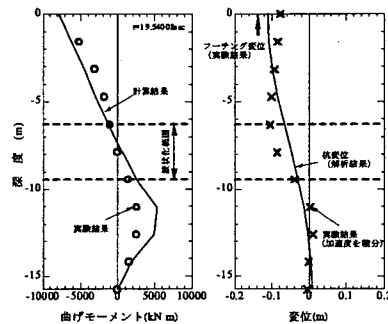


図-7 case2-6 計算結果

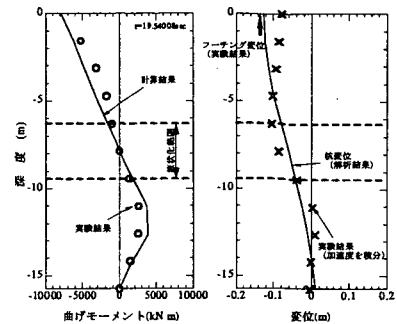


図-8 case2-6 計算結果
(杭近傍 Lu 使用)

5. 結論

表層不飽和層の互層地盤における杭-フーチング系の構造の挙動は、それらが持つ固有振動数と入力の変動数の大小関係により影響を受けることが分かった。また、文献 2) で定量評価した表層不飽和層の地盤反力係数が妥当であることを、実験結果と応答変位法による計算結果が概ね合致したことで確認することができた。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、丁寧な御指導、多大なる御協力を頂いた振動チームの田村上席研究員、岡村主任研究員、谷本研究員ならびに振動チームの皆様に謝意を表します。

所 属 株式会社エイトコンサルタント

<参考文献>

- 1) 例えば、鈴木, 安達: 液状化地盤における杭の地盤反力に関する実験的検討, 第 36 回地盤工学研究発表会講演論文集, 2001 年 6 月
- 2) 井上, 田村, 岡村, 谷本, 林: 液状化地盤の表層不飽和層が杭基礎に与える影響について(その 1. 不飽和層の地盤反力係数), 第 39 回地盤工学研究発表会 (投稿中)

液状化地盤上の道路盛土の耐震対策技術に関する試験調査

研究室名 耐震研究グループ振動チーム

氏 名 黒瀬 浩公

1. まえがき

兵庫県南部地震を契機として、土木構造物の耐震性向上が必要となっているが、耐震対策に多大な費用が必要なことから、より経済的な耐震対策法が求められている。このためには、盛土等の土構造物について構造系全体で耐震性を向上させる新しい耐震対策技術の開発が必要になってきている。

2. 研究目的

本研究課題は、液状化地盤上の道路盛土を対象として、盛土基礎地盤と盛土本体の耐震対策を組み合わせた場合の盛土の変形メカニズム・対策効果を模型実験等で検討することにより、道路盛土の合理的で経済的な耐震対策工の設計法の提案を行うことを目的に実施するものである。

3. 研究方法

3.1 無対策道路盛土の遠心模型実験

実験は遠心载荷装置を用い、振動台に盛土地盤を作成した幅150cm、高さ50cm、奥行き30cmの剛土槽を設置し、50Gの遠心場で実施した。実験モデルは図-1に示すように天端幅を25cm、法面勾配を1:1.8とし、液状化層厚、盛土高、液状化層の相対密度、地下水位をパラメータに8モデルを設定した。実験

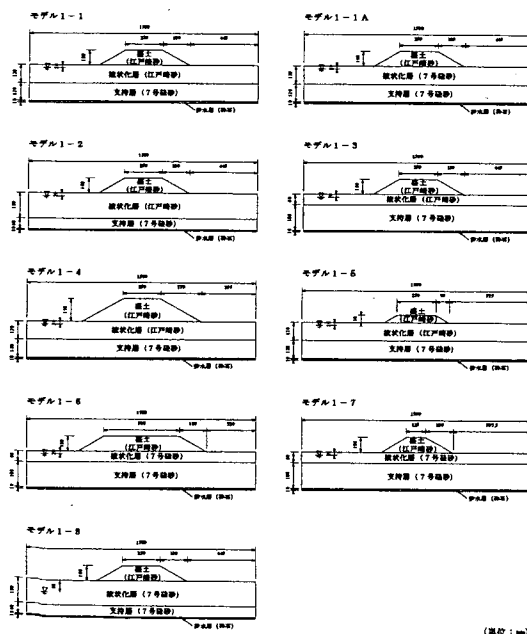


図-1 液状化地盤上の道路盛土の実験モデル

表-1 液状化地盤上の道路盛土の実験ケース

実験 ケース	実験 モデル	液状化層厚 H_L (cm) ¹⁾	盛土高 H_E (cm) ²⁾	盛土幅 W_E (cm) ³⁾	地下水位 GL-(cm) ⁴⁾	液状化層			入力波	
						材料	相対密度 D_r (%)	波形	最大加速度 A_{max} (G) ⁵⁾	
1-1	1-1	10.0 (5.0)	10.0 (5.0)	25.0 (12.5)	2.0 (1.0)	江戸 崎砂	50.0	50Hz 正弦波	25 (500)	
1-2	1-2	16.0 (8.0)								
1-3	1-3	4.0 (2.0)								
1-4	1-4	10.0 (5.0)	15.0 (7.5)	50.0 (25.0)	8.0 (4.0)	7号 磁砂	80.0	50Hz 正弦波	5,10,20 (100,200,400)	
1-5	1-5		5.0 (2.5)							
1-6	1-6		10.0 (5.0)							
1-1A	1-1A	10.0 (5.0)	10.0 (5.0)	12.5 (6.25)	2.0 (1.0)	江戸 崎砂	50.0	50Hz 正弦波	25 (500)	
1-7	1-7			25.0 (12.5)						
1-8	1-8			25.0 (12.5)						
1-9	1-1A	10.0 (5.0)	10.0 (5.0)	25.0 (12.5)	2.0 (1.0)	7号 磁砂	80.0	50Hz 正弦波	5,10,20 (100,200,400)	
1-10										
1-11										
1-12										

ケースは、入力地震動を
実験パラメータとして
含め12ケースとした。
実験ケースの一覧を表-1
示す。

実験モデルを代表し
て、モデル1-1の実験
模型の概要及び計測器
配置

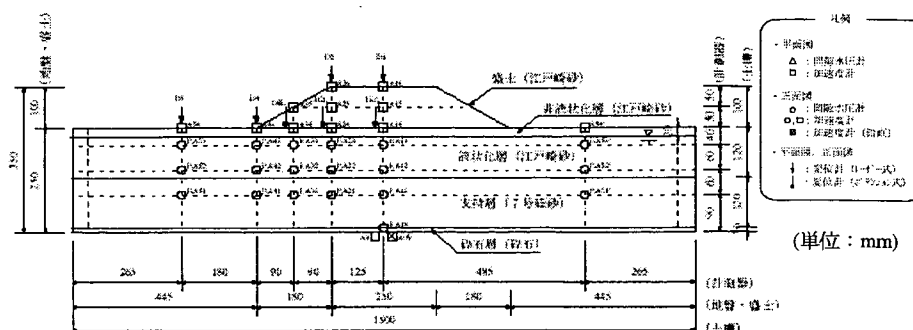


図-2 モデル1-1の実験模型の概要と計測器配置

配置を図-2 示す。計測器による計測は、盛土天端、盛土下端及び地盤表面の鉛直変位、盛土及び地盤内の加速度、地盤内の間隙水圧について行った。実験では、最大加速度 25G、周波数 50Hz の正弦波 11 波からなる主要動とそれに続く約 10G の後続波からなる波を主な入力波として実験を実施した。

3.2 対策道路盛土の遠心模型実験

対策盛土の実験モデル及び実験ケースを図-3 及び表-2 に示す。盛土直下基礎地盤の対策は、締固め工法及び固化工法を選定し、締固め層は相対密度 $D_r=100\%$ となるよう締固めた。固化体はアクリル製の箱とし、鉛散弾と砂により単位体積重量を液状化層の飽和単位体積重量と等しくなるように調整した。ジオテキスタイル模型は板厚 0.5mm のポリカーボネイト板を加工して作成した。別途実施したジオテキスタイル模型の引抜試験結果から、摩擦角は約 $40(\text{deg})$ であった。矢板模型はアルミ製であり、タイロッドは鋼製のケーブルを用いた。

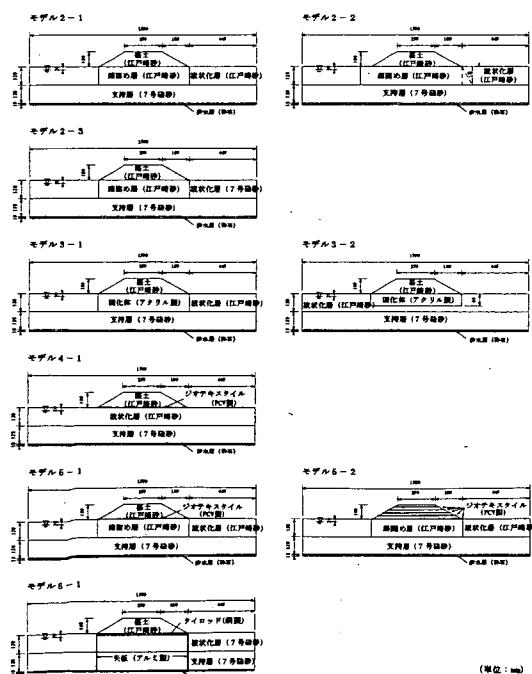


図-3 対策道路盛土の実験モデル

表-2 対策道路盛土の実験ケース

実験 ケース	基礎地盤の改良			盛土の改良		
	工 法	改良幅 (cm)	改良長さ (cm)	改良程度 $D_r(\%)$	材 料	工 法
2-1	締固め	61.0	10.0	90.0	江戸砂	—
2-1A	締固め	61.0	10.0	120.0	江戸砂	—
2-2	締固め	75.0	10.0	100.0	江戸砂	—
2-3	締固め	61.0	10.0	100.0	七号砂	—
3-1	固化	61.0	10.0	—	7777製 固化体	—
3-2	固化	61.0	6.0	—	7777製 固化体	—
4-1	—	—	—	—	—	シタ'シタ'
5-1	—	61.0	10.0	100.0	—	シタ'シタ'
5-2	締固め	61.0	10.0	100.0	江戸砂	シタ'シタ'
6-1	タイロッド付 矢板	61.0	—	—	鋼製7777 7777製矢板	—

4. 研究結果

4.1 無対策道路盛土の遠心模型実験結果

盛土の沈下は(1)基礎地盤体積圧縮, (2)基礎地盤側方流動, (3)盛土ストレッチング, (4)盛土体積圧縮を要因としてより生じる¹⁾と考えられる。そこで, 加振前後に模型側面を撮影した写真を分析することにより求めた盛土沈下の要因を図-4に示す。

盛土の主な沈下要因は基礎地盤側方流動と盛土ストレッチングであり, これらを併せると全沈下量の50~80(%)を占めている。従って, これらを抑制する対策が盛土の沈下抑制に効果的と考えられる。また, 基礎地盤の相対密度を80%とした場合, 地下水位を重力場換算でGL-4mとした場合には盛土の沈下は生じるが, 盛土の体積圧縮及び盛土のストレッチングは僅かであり, 道路機能の喪失につながるような大変形は生じないものと考えられる。

盛土の沈下要因の分析結果から, 本実験の対象とした液状化地盤上の盛土の沈下量(s)は, 盛土の体積圧縮による沈下量 (s_1) を無視し, 基礎地盤側方流動(s_2), 盛土のストレッチング(s_3)及び基礎地盤の体積圧縮(s_4)の和で表現可能と考えられる。

$$s = s_1 + s_2 + s_3 \quad (1)$$

ここで, 地盤内のストレッチング量の

最大値(DH_{max})と盛土ストレッチング量(DH_3)に着目する(図-5参照)。なお, 盛土の沈下予測においては, 実験結果を重力場換算している。地盤内のストレッチング量の最大値と平均盛土荷重(q_E')との関係を図-6に示す。ここで, q_E' は次式により算出した。

$$q_E' = (\gamma_{Et} / \gamma_{Lsat}) \cdot H_E' / B \quad (2)$$

ここに, γ_{Et} : 盛土の湿潤単位体積重量, γ_{Lsat} : 液状化地盤の飽和単位体積重量, H_E' : 平均盛土高さ, B : 盛土底面幅である。地盤内のストレッチング量の最大値は, q_E' と相関が高い。また, 地盤内のストレッチング量の最大値に対する盛土ストレッチング量の比は H_L / q_E' との相関が高い(図-7参照)。ここに, H_L : 液状化層厚である。そこで, 図-6及び図-7それぞれについて回帰分析を行い, 地盤内のストレッチング量及び盛土ストレッチング量の予測式を求めた。

$$\begin{aligned} DH_{max} &= 2.5q_E' \quad (0.0 < q_E' < 1.0) \\ &= q_E' + 1.5 \quad (1.0 \leq q_E') \end{aligned} \quad (3)$$

$$DH_3 / DH_{max} = 1.0 - 0.2(H_L / q_E') \quad (0.0 < H_L / q_E' \leq 4.0)$$

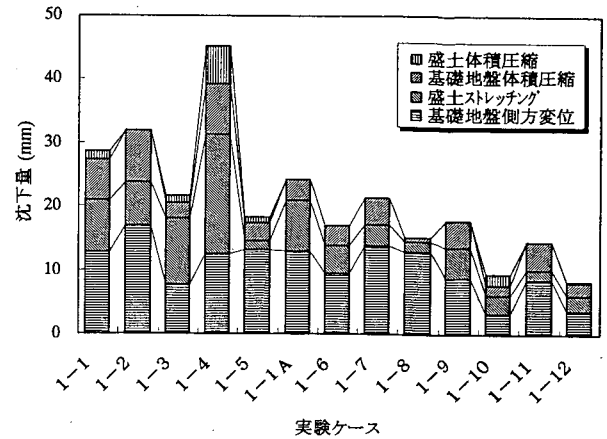


図-4 盛土沈下量の要因分析結果

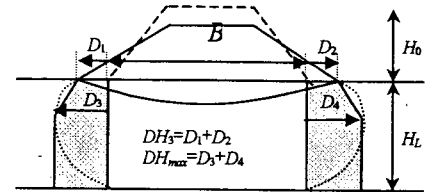


図-5 ストレッチング量の定義

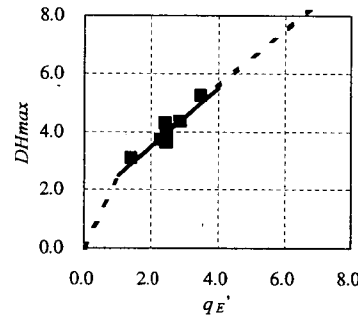


図-6 DH_{max} と q_E' との関係

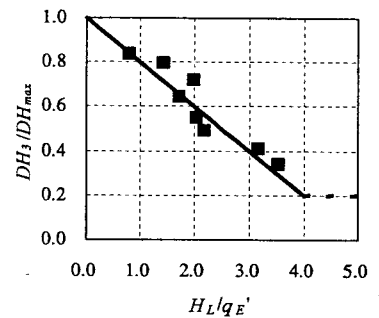


図-7 DH_3 / DH_{max} と H_L / q_E' との関係

$$= 0.2 \quad (4.0 < H_L/q_E')$$

基礎地盤の側方流動による沈下量(s_1)は、図-5のように地盤内の水平変位分布を直線で仮定して基礎地盤の側方流動面積(A)を求め、盛土底面幅(B)で除すことによりを求めた。

$$s_1 = A/B \quad (4)$$

盛土のストレッチングによる沈下量(s_2)は、盛土天端にストレッチングが生じないこと、盛土本体に体積変化が生じないものと仮定し、

$$s_2 = DH_3 \cdot H_0 / (B_T + B + DH_3) \quad (5)$$

により求めた。ここに、 H_0 ：盛土高さ、 B_T ：盛土天端幅である。また、基礎地盤の体積圧縮による沈下量(s_3)は、液状化層厚の5%生じると仮定した。

上記予測式による盛土天端における沈下量の予測値と実験値との比較を図-7に示す。上記予測式による沈下の予測値は、概ね実験結果を再現できている。

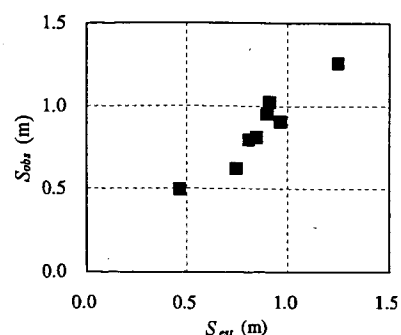


図-7 盛土天端における沈下量の予測値と実験値との比較

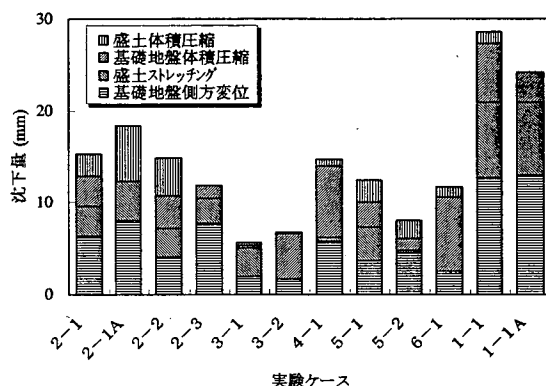


図-8 対策道路盛土の沈下要因分析結果

4.2 対策道路盛土の遠心模型実験結果

4.1 無対策道路盛土の遠心模型実験結果と同様に盛土沈下の要因の分析結果を図-8に示す。対策盛土天端の沈下量は、無対策の場合と比較すると20~60%程度に小さくなり、対策効果が確認できる。

5. 結論

無対策道路盛土の遠心模型実験結果から、沈下の主な要因は基礎地盤の側方流動及び盛土のストレッチングであり、これらを抑制する対策が盛土の沈下抑制に効果的と考えられる。また、盛土沈下量の推定式を提案した。

対策道路盛土の遠心模型実験結果から、本実験で実施した対策はいずれも盛土の沈下抑制に効果があることが確認できた。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なる御指導、御協力を頂いた振動チームの田村上席研究員、佐々木主任研究員、石原研究員ならびに振動チームの皆様に感謝致します。

所 属 東電設計株式会社

<参考文献>

- 1) 岡村他(2001): 地盤の液状化による盛土沈下対策工(締固め工法)の効果, 第36回地盤工学研究発表会, pp.1343-1344

1. まえがき

地震時の桁の変位が大きくなるゴム支承を採用した橋梁では、桁と桁、または桁と橋台の衝突を回避する大規模な遊間および伸縮装置を用いると、経済性や維持管理などの観点から合理的な構造とはならない場合がある。このため、常時の桁の変位を吸収できる遊間を確保し、大規模地震時には桁を衝突させて、桁の衝突が橋の耐震性能を損なわない設計を行うことが考えられる。隣接する桁の重量比が著しく異なる桁同士の衝突では、重量の小さい桁が押し出され落橋する危険性が考えられるが、桁と橋台の衝突においては、橋台が桁の変位を拘束して橋梁全体の耐震性が向上する可能性があり、本研究では、後者の橋台と桁の衝突免震構造を検討するものである。

2. 研究目的

地震時に桁と橋台が衝突する橋梁の設計を行う場合、橋梁は複雑な動的応答となるため、衝突バネを用いた非線形動的解析を用いて橋梁全体系の耐震性の検討を行う必要がある。衝突を考慮した橋梁の応答特性は、桁からの衝突力を受ける橋台の抵抗力や変形性能に影響されると考えられる。そこで本研究では、橋台および周辺地盤の非線形動的解析モデルを作成し、橋台の胸壁に桁を衝突させた動的解析を行うことによって、橋梁全体系の衝突応答特性について解析的に検討することを目的としたものである。

3. 研究方法

3.1 研究の流れ

本研究の流れ図を図-1に示す。解析モデルは桁と橋台の衝突を考慮して、既設橋台をモデル化したものと、胸壁を補強したモデルを作成した。また、比較のため桁と橋台の衝突を考慮しないモデルを作成した。これらの解析モデルに対して水平震度を漸増させたプッシュオーバー解析を行い、静的な変形特性を算定した。また、道路橋示方書による加速度標準波形を用いて地震時における桁と橋台を衝突させた非線形動的解析を行い、橋梁全体系の応答変位や橋台への衝突力について検討を行った。

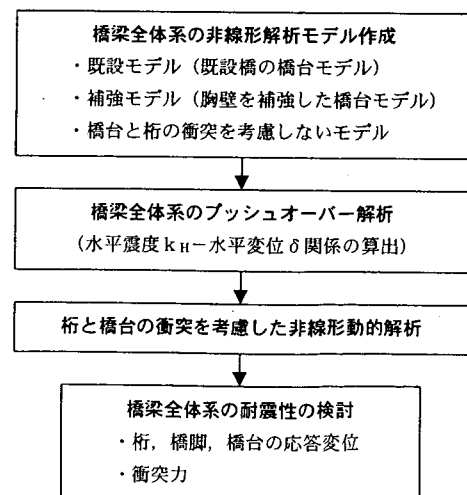


図-1 研究の流れ

みエネルギー比例減衰より、桁の振動モード（周期 1.15s, 減衰 5.7%）、橋脚の振動モード（周期 0.24 秒, 減衰 15.4%）により設定した。ひずみエネルギー減衰の算定には表-1 の部材減衰定数を用い、橋台背面地盤については履歴減衰のみ考慮した。

次に、各解析モデルに水平震度を漸増して作用させたプッシュオーバー解析の結果を図-4 に示す。補強モデルでは、桁と胸壁の接触後に剛性が高くなるが、橋台の杭基礎が線形バネであるため、本解析モデルでは基礎の降伏以降の挙動は追跡できない。ここには示していないが、杭基礎の詳細な解析結果より橋台の杭基礎の降伏変位は 0.14m 程度であることから、図-4 において実際は遊間量を加算して桁変位が 0.29m 程度で橋台基礎が降伏して剛性が低下すると考えられる。一方、既設モデルは、衝突した直後に胸壁が降伏し、衝突を考慮しない解析結果とほぼ同じとなった。

4. 研究結果

4.1 応答変位

応答の大きい前半 15 秒間における桁の変位時刻歴を図-5 に示す。図-5(a) の桁の衝突がない場

合と比較して、図-5(b) (c) の衝突を考慮した場合は桁の最大変位が減少し、特に補強モデルでは、桁が遊間 0.15m の間で衝突を繰り返して応答が短周期になっており、これらは図-4 に示したハードニングの非線形復元力をもつ非線形振動応答特性を示している。図-5 から応答周期を読みとると、図-5(a) (b) は 1.5 秒、図-5(c) は 1.0 秒程度であった。

ここで、各解析ケースにおける桁、橋脚天端、橋台衝突位置の最大応答変位を図-6 に示す。既設モデルで衝突させた場合、衝突なしのケースと比較して橋脚変位は 26% 減少したが、橋台変位は終局変位を上回る 0.29m 発生し、胸壁の損傷が大きくなった。一方、補強モデルでは、橋脚変位は 57% 減少し、橋台変位は 0.12m となった。この橋台の変位は基礎が降伏する程度である。したがって、本橋梁においては、桁を橋台に衝突させることにより橋脚の耐震性が向上し、また、橋台基礎と橋台背面土には、桁の衝突力を受け止める耐力があることがわかった。胸壁の補強は、降伏曲げモーメントを最大応答曲げモーメント以上にするには、胸壁の厚さを 2m、軸方向鉄筋を D38 の 2 段配筋に変更する程度の規模になる。

4.2 衝突力

最大衝突力が発生した A1 橋台側の衝突バネにおける作用力の時刻歴を図-7 に示す。図-7(a) の既設モ

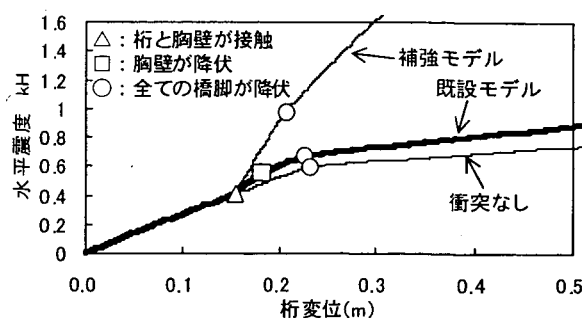


図-5 プッシュオーバー解析結果
(水平震度-変位関係)

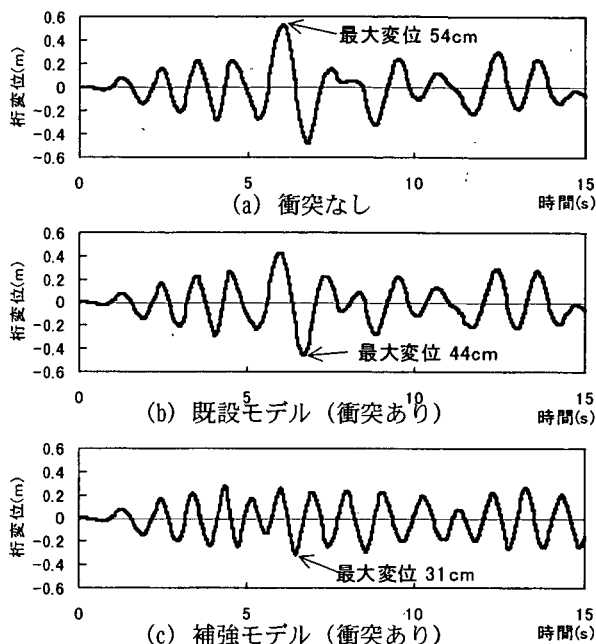


図-6 桁の応答変位時刻歴

デルでは、衝突により胸壁に残留変位が発生して見かけの遊間量が増大し、補強モデルと比較すると衝突回数が少なくなった。また、図-7(a)の既設モデルでは最大 5001kN、図-7(b)の補強モデルでは最大 42510kN の衝突力が発生し、補強モデルでは既設モデルの 8.5 倍の衝突力が発生した。

この衝突力以上のせん断耐力を得るためには、D25 の帯鉄筋を 125mm ピッチで配筋する必要がある。また、衝突力を単純に床版の全断面積 (11m × 0.25m) で除した応力度は 15N/mm² となり、衝突力による圧縮応力は終局限界状態の設計圧縮強度を下回る程度であるが、床版全面が一様に衝突力を受けるまでに各個に衝突する部位や、衝撃的な荷重により構造物が局部変形し、衝突により構造物に作用する加力エネルギーが局部変形の終局吸収エネルギーを上回る場合、桁や橋台が局所的な被害を受ける可能性があると考えられる。

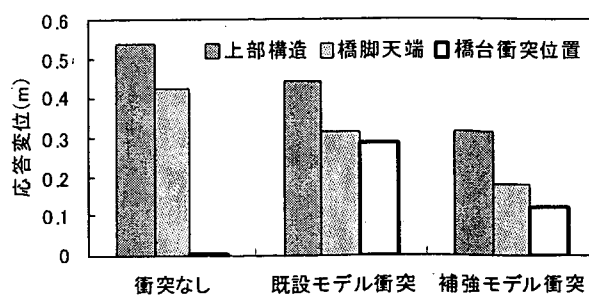


図-7 応答変位の比較

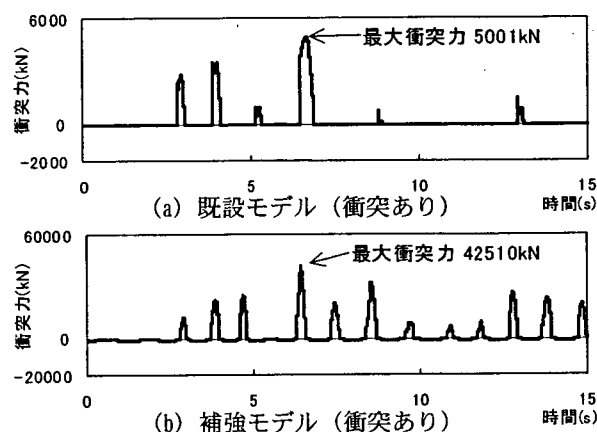


図-8 A1 橋台側衝突バネの作用力時刻歴

5. 結論

桁と橋台を衝突させた地震時の動的解析を行い、橋梁の衝突挙動について検討した結論を以下にまとめる。

- 1) 既設の橋台では胸壁に損傷が集中した。また、橋台躯体を補強した場合、杭基礎が塑性化する程度の応答変位となった。
- 2) 衝突により桁の変位は低減し、遊間の間で衝突を繰り返して短周期の応答になった。
- 3) 橋台に桁を衝突させることにより、橋梁全体の耐震性が向上する結果が得られた。また、橋台躯体を補強した場合、橋台基礎および橋台背面土は桁の衝突力を受け止める耐力を有することがわかった。

6. 謝辞

本研究は、独立行政法人土木研究所耐震研究グループ耐震チーム運上茂樹上席研究員のご指導の下に行ったものであり、ここに深く感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 川島一彦：「動的解析における衝突のモデル化に関する一考察」，土木学会論文報告集，308号，1981.4

所属 株式会社ワイ・テック

1. まえがき

橋梁に用いられるすべり系支承を大規模地震時においても積極的に活用し、その摩擦減衰性能や地震力遮断などの効果を期待した設計法が検討されつつあるが、このとき、支承部に作用する摩擦特性を適切にモデル化することが重要となる。そこで、支承部におけるすべり材料として一般的な PTFE (Polytetrafluoroethylene) と SUS (Stainless steel) との組み合わせについて考えると、既往の実験結果¹⁾などから、その摩擦係数は材料固有の値とはならず、載荷条件に対する依存性を示すことが知られている。しかしながら、これらの実験的研究では、それぞれ個々の試験結果を用いた実験回帰によって、その依存性を評価しているものが多く、摩擦特性自体に関する力学的な考察をふまえたモデル化を行っている例は少ない。さらに、橋梁用支承が設置される空間は一般に風通しが悪く、雨水や湿気、外気温の変動、塵埃の堆積など種々の環境影響因子が想定され、実際の供用下における支承部のすべり性能については長期的な経年変化特性を考慮した検討が必要であると考えられるが、このような観点からの研究例はほとんど見られないのが現状である。

2. 研究目的

本研究では PTFE と SUS からなるすべり機構に着目して、摩擦現象を評価する際の手法として知られているトライボロジー理論などを活用することにより、摩擦力の発生機構を力学的に整理し、支承部の摩擦特性に関する評価式の誘導を行った。また、既往の実験データの収集や経年変化を経験したすべり材料を対象とした載荷実験などを通して、提案した評価式の検証とその摩擦特性自体のばらつき範囲などに関する考察を行った。

3. 研究方法

3.1 接触界面のモデル化と摩擦特性評価式の誘導

支承部の摩擦特性を算出する評価式を誘導するために、摩擦力の発生機構に関するメカニズムの整理を行った。このうち、面圧条件による依存性の評価に関しては前年度から継続して検討を進めており、本年度はこの評価式にさらに速度条件による依存性要素を導入して、地震時に橋梁が振動することによって生じる載荷条件の変動に対する摩擦特性について、その算定を簡便に行う手法を提案している。

3.2 評価式の検証と摩擦特性のばらつき範囲に関する検討

本研究で提案した評価式を検証するために各研究機関において実施された既往の実験データを整理し、その推定精度や実験データのばらつき範囲などに関しての考察を行った。

3.3 経年変化特性に関する実験的検証

橋梁用支承の使用環境を考慮すると、大規模地震時において設計で想定していた建設当初の性能が十分に発揮されない可能性も考えられる。そこで、約 10 年間、供用中の高架橋を支持してきた BPB 支承（可動支承）を回収し、このすべり材料に対する載荷実験を実施して、摩擦特性の変動状況などについての検討を行った。

4. 研究結果

4.1 摩擦特性評価式の誘導

トライボロジー理論によると、摩擦力 F の発生機構としては、凝着力(F_a)、掘り起こし力(F_p)、弾性ヒステリシス損失力(F_h)の3つの要因が考えられる²⁾が、すべり系支承における摩擦面の状態をふまえると F_a の要因が支配的であると考えられる。そこで、すべり材表面の接触界面の状態を図-1(a)のように想定して、その球面突起1つあたりの接触面積 A_0 をヘルツの弾性接触理論 (図-1(b)) を適用することにより求め、この接触面に生じる凝着部をせん断するために必要な力 (凝着力) を摩擦力 F_0 と定義する。2つの材料のうち軟らかい方のせん断強度を S 、ヘルツの接触条件から求まる材料定数を K とし、各式を展開すれば、以下の式が得られる。

$$F_0 = S \times A_0 = S \times \pi (KW)^n = (S \times \pi K^n R^n \times W^{n-1}) \times W = \mu W \quad (1)$$

この式(1)から接触面積 A_0 が鉛直荷重 W の n 乗に比例するため、クーロンの摩擦法則では材料により一定と与えられている摩擦係数 μ に相当する項が W の $n-1$ 乗に比例することが分かる。したがって、この指数 n が1以外の値をとる場合には、摩擦係数 μ は鉛直荷重 W による依存性を示し、このことが PTFE において面圧依存性が生じる要因であると考えられる。ここで、この指数 n は材料特性により $2/3 \sim 1$ の値を示し、金属材料などのように接触部の球面突起がすぐに塑性化する場合には、塑性接触状態として $n=1$ となるが、PTFE などの高分子材料などでは接触界面が弾性的な挙動を示し、これが完全弾性接触とみなせる場合には $n=2/3$ をとることになる。

以上のような理論を基礎として、すべり系支承の摩擦特性評価式の誘導を考えると、PTFE 自体と PTFE 内に充填される無機系材料のせん断強度をそれぞれ S_p , S_f とおき、また、凝着部の清浄さ・強さを表す係数を α ($0 < \alpha < 1$) として考慮し、すべり材の面積 A に対する面圧を σ とすると、摩擦力 F および摩擦係数 μ の評価式は以下のように導くことができる。なお、ここでは完全弾性接触状態として $n=2/3$ を想定している。

$$F = \alpha S \times \Sigma A_0 = \alpha \{S_p(1-V_f) + S_f V_f\} \times \pi (K\sigma)^{\frac{2}{3}} \times A \alpha \sigma^{\frac{2}{3}} \quad , \quad \mu = \alpha \{S_p(1-V_f) + S_f V_f\} \times \pi K^{\frac{2}{3}} \sigma^{\frac{1}{3}} \alpha \sigma^{\frac{1}{3}} \quad (2)$$

さらに速度依存性に関するモデル³⁾を導入するため、式(2)の関数を $\mu(\sigma)$ 、速度依存性を決める係数を a 、速度ゼロにおける静摩擦係数を μ_0 とおくと、式(3)として面圧 σ (MPa)・速度 v (kine)による評価式が得られる。

$$\mu(\sigma, v) = \mu(\sigma)(1 - e^{-av}) + \mu_0 e^{-av} \quad (3)$$

4.2 既往の実験データによる評価式の検証

提案した評価式の検証を行うため、ここでは、既に報告されている橋梁・建築の両分野における文献^{例えば1)}から、すべり摩擦特性の実験データを調査し、それらを整理した上で両者の整合性についての検討を行った。収集したデータは充填材入り PTFE のものが 183 点、充填材を含まない純 PTFE を対象としたデータが 17 点であり、合計 200 点の測定結果を用いた。ただし、今回、調査した充填材入り PTFE に関するデータには充填材の種類、配合比率など種々の変動要因が含まれている点に留意する必要がある。

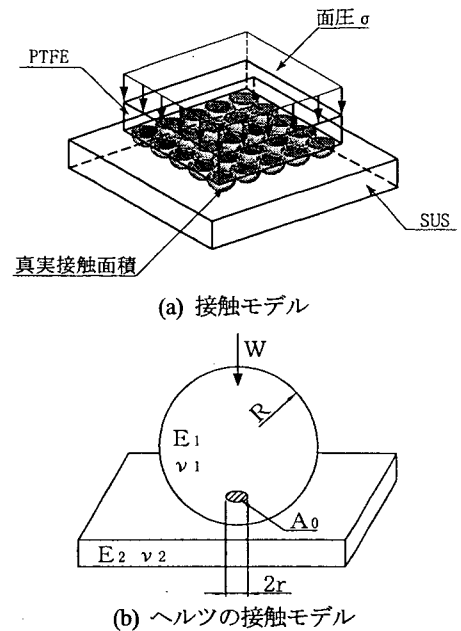


図-1 PTFE とステンレスの接触界面

表-1. PTFE の材料特性

	充填材 なし/ 純 PTFE	ガラス 繊維充填 /GF15
E_f	420MPa	690MPa
ν_f	0.46	0.46
S_p	6.5MPa	6.5MPa
S_f	-	41MPa
α	0.8	0.8
V_f	-	13.2%
a	1.0	1.0
μ_0	0.04	0.06

表-2 SUS の材料特性

	SUS
E_f	2.0×10^5 MPa
ν_f	0.30

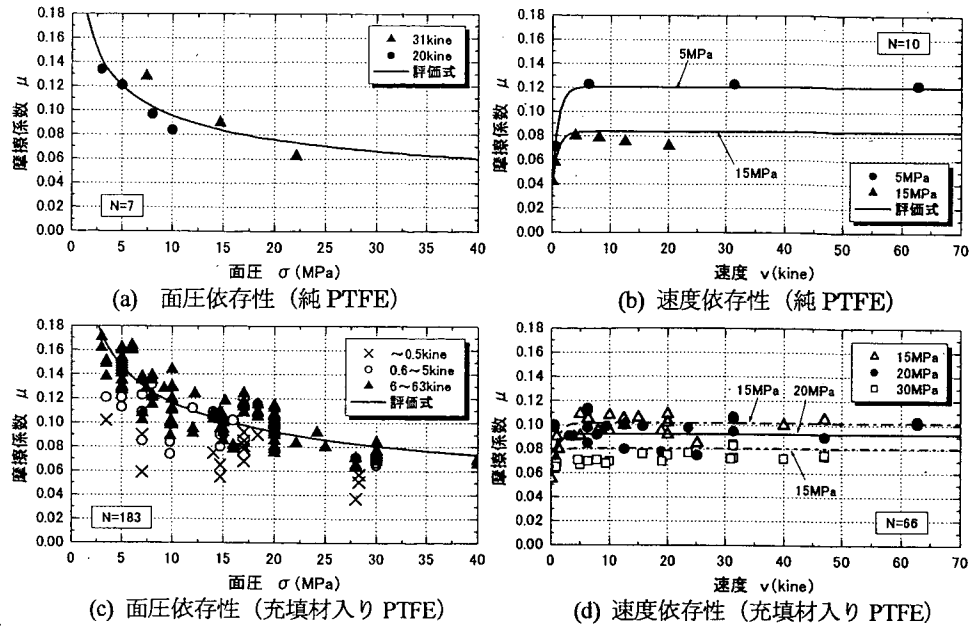


図-2 既往の実験データと評価式の比較

実験データの分布と表-1, 2 に示す材料特性⁴⁾を用いた評価式による計算値との比較を考えると、図-2(a),(b)は充填材を含まない純PTFEに対する結果を示しているが、このケースでは実験データの絶対数が少ないが、面圧・速度依存性ともに、評価式と実験値は良い一致を示していることが分かる。次に、充填材入り PTFE については、図-2(c)から 6kine 以上のデータと比較すると実験値自体のばらつきが大きいものの、評価式は全体の傾向を比較的良く表現していることが分かる。一方、5kine 以下のデータについては、全体的に低摩擦側に分布しており、同一面圧であっても速度依存性による影響を受けて摩擦係数が低下していることが分かる。また、図-2(d)には速度依存性に関する結果を示しているが、この図からも、実験値にはばらつきが大きく見られるものの、各面圧ケースとも評価式は実験値の傾向と比較的良好一致を示していることが分かる。

これらの結果を整理して、全 200 点のデータに対する評価式の推定精度を図-3 に示す。この図から 6kine 以上のデータでは $\pm 20\%$ の範囲にそのほとんどのデータが収まっているのに対し、5kine 以下のデータの場合、比較的大きなばらつきを示していることが確認できる。

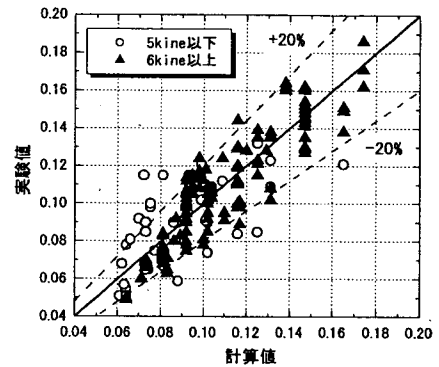


図-3 評価式による推定精度

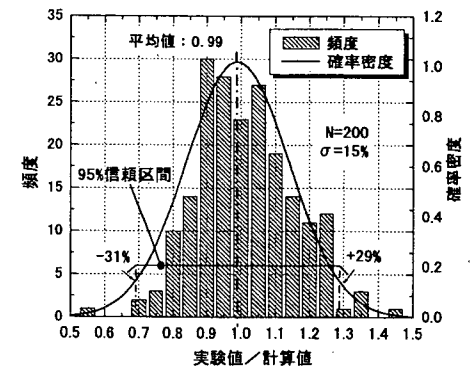


図-4 ヒストグラム

また、図-4 は実験値と評価式による計算値との比をヒストグラムにまとめたものであるが、この図から評価式は摩擦特性を適切に表現しており、また、その摩擦特性のばらつき範囲に関しては、例えば 95%信頼区間を求めると、実験値は評価式に対して約 $\pm 30\%$ の範囲に分布していることが分かる。

4.3 経年変化供試体を用いた载荷実験による検証

これまでのデータは摩擦特性の測定試験用に新しく製作された供試体を対象としたものであり、実際の橋梁構造物に使用されている支承のすべり材料とは特性が異なる場合も考えられる。そこで、供用後 10 年が経過した BPB 支承のすべり材料を対象として、2 軸試験機により鉛直および水平荷重を同時に载荷させ、その摩擦特性測定試験を実施した。また、比較検証のために新規に製作した供試体もあわせて測定した。

この実験結果の一例を図-5、6 に示す。履歴曲線（図-5）を見ると、すべり始めの摩擦抵抗値に差が見られるものの、全体としては安定したすべり挙動を示していることが確認できる。また、面圧依存性について整理すると（図-6）、新規供試体は提案した評価式と良い一致を示しており、経年変化供試体についても、その依存性の傾向としては評価式と同じような傾きを示している。したがって、10 年間の経年変化を経験しても、先に仮定した接触界面の挙動を示すパラメーター（ $n=2/3$ ）にはほとんど変化は生じていないものと考えられる。ただし、経年変化供試体では摩擦係数が全体的に小さめに分布しており、この要因については、供試体とした PTFE 材料自体の強度特性の変化や充填材の種類・配合比率などの影響であると推測される。そのため、今後、X 線解析などの材料分析を行い、その結果をふまえて詳細な考察を行う予定である。

5. 結論

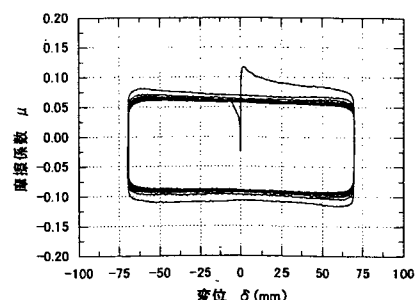
- ・PTFE の摩擦特性が面圧依存性を示す要因としては、その表面の接触機構が弾性接触状態にあることによるものと考えられる。
- ・本研究により提案した摩擦特性評価式を用いることにより、PTFE の面圧・速度依存性を表現することが可能であり、また、その特性値のばらつきは 95%信頼区間を考えると評価式に対して $\pm 30\%$ の範囲に分布している。
- ・供用後 10 年が経過したすべり支承の摩擦特性には新規供試体と比較して大きな変化は認められなかったが、全体的には低摩擦側への分布がみられる。この要因に関しては材料分析などを行い、詳細な検討を行う必要がある。

6. 謝辞

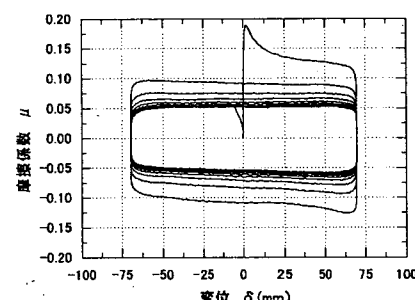
本研究を行うにあたり耐震研究グループ耐震チーム運上上席研究員を始めとして、チーム内の主任研究員、研究員の方々から多くの助言をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 玉木利裕 他：「摩擦減衰型免震装置の摩擦特性に関する実験的検討」，鋼構造年次論文報告集，Vol7，pp.89-94，1999.11 など 10 編
- 2) 松原清：「トライボロジ」，産業図書，1981.
- 3) 岡本晋 他：「すべり方式免震システムを有する橋梁の地震時挙動特性」，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.191-200，1995.4
- 4) 「テフロン実用ハンドブック」，三井・デュポンフロケミカル株式会社，2001.



(a) 新規供試体



(b) 供用後 10 年が経過した供試体

図-5 履歴曲線

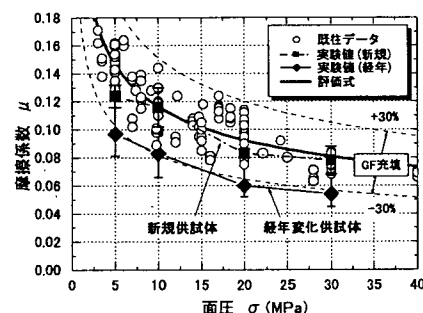


図-6 面圧依存性（実験検証結果）

所属 川口金属工業株式会社

衝突免震構造・高免震構造に関する研究

～すべり系免震構造物の動的解析における減衰モデルに関する一考察～

耐震研究グループ耐震チーム

矢田部 浩

1. はじめに

すべり系免震支承を用いた構造物の動的解析を行う場合、摩擦による減衰力のモデル化を適切に扱うことが必要であり、十分大きな初期剛性を与えた弾塑性型の復元力モデルが多く用いられている。しかしながら、復元力モデルの初期剛性や減衰マトリックスの作成方法の違いが地震応答に与える影響が大きく、数値解析上の留意点として既往研究で報告されている^{1), 2)}。

本研究では、「動的解析に用いる減衰モデルと摩擦減衰力の取り扱い」と、「摩擦力のモデル化における初期剛性の設定」の2つの課題を分けて検討を行った。動的解析に用いる減衰モデルと摩擦減衰力の取り扱いについては、固体摩擦力が作用する減衰系強制振動の基本式から、系に固有な特性によって支配される振動問題を確認し、これに基づいた固有値解析および減衰マトリックスの作成方法を誘導した。また、摩擦力のモデル化における初期剛性の設定については、摩擦力のみを考慮した橋梁モデルについて動的解析を行い、数値解析上剛とみなせる適切な初期剛性の設定について考察した。

2. 動的解析に用いる減衰モデルと摩擦減衰力の取り扱い

2.1 固体摩擦力が作用する1質点減衰系の強制振動の基本式

いま1つの質点の質量を m とし、質点の水平変位を x 、その速度を $\dot{x}$ とする。構造物の部材相互、あるいは支持点などにおいて作用する固体摩擦力としてクーロン摩擦を考える場合、時刻 t における固体摩擦力は次式によって与えられる。

$$F(t) = F_d \operatorname{sgn}[\dot{x}(t)] \quad ; \quad F_d = \mu mg \quad (1)$$

ここで、 F は固体摩擦力、 F_d は動摩擦力(=最大静止摩擦力 F_s とする)、 μ は動摩擦係数(モデル則のもとに一定)、 g は重力加速度である。すべり速度の反転に伴う摩擦力の変化は、符号関数として次式で定義される。

$$\operatorname{sgn}[\dot{x}(t)] = \begin{cases} +1 & \dot{x}(t) > 0 \\ 0 & \dot{x}(t) = 0 \\ -1 & \dot{x}(t) < 0 \end{cases} \quad (2)$$

そこで、上部構造を1つの剛体と仮定し、すべり系免震支承を用いた構造物を図-1に示す1質点系モデルで表現する。系には、式(1)によって与えられる固体摩擦力が減衰力として符号関数的に作用し、免震支承システムの復元力装置が持つ、粘性減衰を考慮できるものとする。この場合、地動加振による減衰系強制振動の運動方程式は次式に

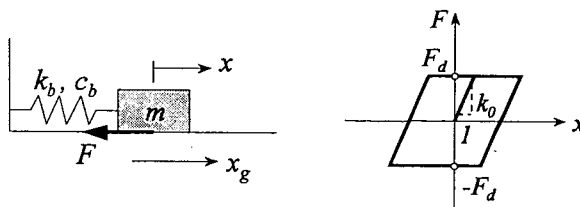


図-1 固体摩擦力が作用する1質点系モデル

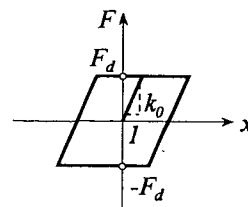


図-2 摩擦力のモデル化

よって与えられる。

$$m\ddot{x} + c_b\dot{x} + k_b x = -m\ddot{x}_g - \mu mg \operatorname{sgn}[\dot{x}] \quad (3)$$

ここで、 m は上部構造の質量、 c_b 、 k_b は復元力装置の粘性減衰係数およびばね定数、 $\ddot{x}$ 、 $\dot{x}$ 、 x は相対加速度、相対速度、相対変位、 $\ddot{x}_g$ は地動加速度である ($\ddot{x} + \ddot{x}_g =$ 絶対加速度)。

2.2 固有値問題と減衰モデル

多質点系の運動方程式を解くことは、系に置換された減衰の有無にかかわらず、構造系に固有な振動特性を求める固有値問題を解くことに帰着する。減衰系の運動方程式に用いられる減衰マトリックスもまた、減衰項の非連成化仮定のもとに各種モデル化された、固有値による減衰モデルに従って作成される。

固有値および固有ベクトルを求める固有値問題を振動系に対して応用するとき、固有値問題は、構造系を表す質量項と剛性項からなる次の方程式を解くことに帰す。

$$[K]\{\phi\} = \omega^2 [M]\{\phi\} \quad (4)$$

ここで、 $[K]$ 、 $[M]$ は剛性および質量マトリックス、 $\{\phi\}$ はモードベクトル、 ω は固有円振動数である。

摩擦減衰力が作用する多質点系モデルの固有値問題を解く場合についても同様である。このとき、剛性マトリックス設定においては、式(3)の基本式に示すとおり、摩擦減衰力の項はこの問題に対して影響しないため、支承部の要素剛性は、復元力装置の剛性 k_b が与えられる。したがって、動的解析を行う際の減衰モデルについても、この固有値によるモード減衰定数を用いて減衰マトリックスを作成すればよい。

2.3 非線形動的解析における摩擦減衰力の取り扱いと支承部の復元力モデル

振動の非線形性として、質点の変位応答 $x(t)$ と速度応答 $\dot{x}(t)$ によって変化する復元力特性を Q で表したとき、多質点系の運動方程式は、次式によって与えられる。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + \{Q(\{x\}, \{\dot{x}\})\} = -\{m\ddot{x}_g\} \quad (5)$$

ここで、 $[C]$ は構造部材に固有な減衰特性を表す一定マトリックスと仮定する。

動的解析における支承部の摩擦減衰力に関する取り扱いとして、復元力モデルについては、解析上で要求される特性に応じて次のように設定する。

a) 固有値解析

減衰マトリックス作成前に行われる固有値解析については、前節 2.1、2.2 により図-3(1)に示す、摩擦の影響を除いた復元力装置のみの復元力モデルとする。

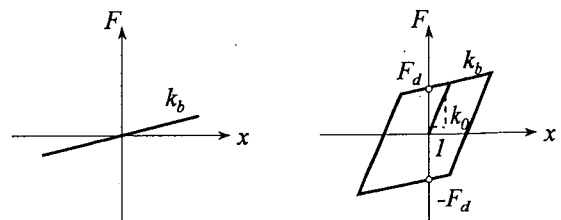
b) 動的応答解析

摩擦減衰力は、材料の非線形性と同様に、式(5)の復元力特性を表す変位と速度の関数 Q に導入される。このとき、摩擦力の履歴モデルは、図-2 に示す数値解析上、剛とみなせる適切な初期剛性 k_0 を持つ弾塑性モデルとする。支承部の復元力モデルは、この摩擦減衰力と復元力装置の抵抗力との合成モデル (図-3(2)) によって与えられる。

3. 橋梁モデルによる地震応答

3.1 解析モデルと入力地震動

系に固有な振動特性に従って、固有値、固有モードは一意的に求められるため、粘性減衰モデルに関する影響が小さく橋脚部材の応答が弾性範囲



(1) 固有値解析の場合 (2) 動的応答解析の場合

図-3 支承部の復元力モデル

内であれば、摩擦減衰による、ある一定の応答値が得られることが予測できる。そこで、図-4に示すような橋脚単独モデル〔文献1〕による〕を対象に、摩擦履歴モデルの初期剛性と減衰モデルの異なる条件下での地震応答から、本減衰モデルの有効性を検証した。解析条件を表-1に示す。

橋脚と支承の非線形特性を表す履歴モデルを図-5、図-6に示す。橋脚は単柱式鋼製橋脚を想定した。支承部は降伏荷重 Q_y を一定とし、初期剛性 k_0 は、橋脚の曲げ剛性と同程度の 1.5×10^1 MN/m から 1.5×10^6 MN/m まで10倍ずつ変化させた6ケースを設定した。復元力装置のせん断バネ定数 k_b は 2MN/m で一定とした。減衰は、ひずみエネルギー比例型減衰と Rayleigh 型減衰の2種類を比較した。Rayleigh 型減衰の基準モードは、有効質量の大きな桁および支承の振動モード（1次）と橋脚の振動モード（2次）を選択した。部材減衰定数 h は、支承部材は地震時水平力分散ゴム支承と同等の水平支持機能および履歴特性を持つ復元力装置として3%とし、橋脚部材を2%とした。

入力地震動は、道路橋示方書に示される標準加速度波形のうち、レベル2のタイプII、I種地盤用波形 No.1（II-I-1）を用いた。

3.2 解析結果

図-7に摩擦履歴モデルの初期剛性と支承の最大変形量との関係を示す。また、図中には減衰マトリックスの作成に摩擦減衰力を考慮した場合の応答値²⁾（摩擦履歴モデルの初期剛性を支承部材の剛性とし、その固有値による減衰設定を行った応答値。減衰モデルはひずみエネルギー比例型）を参考ケース「摩擦考慮」として示す。

参考ケースでは初期剛性の変化に対して大きく応答値が変化していた最大支承変形量は、減衰モデルの違いによる応答値の変化はなく、初期剛性が 1.5×10^1 で 0.27m 発生し、 1.5×10^2 以降は 0.25m と、ほぼ安定した解が得られている。応答値が比較的安定した状態に入る、初期剛性 1.5×10^3 における時刻歴を図-8に示す。2種類の減衰モデルによる時刻歴はほぼ同じであり、減衰モデルの違いによる影響は見受けられない。一方、参考ケースは同じ波形パターンであるがピークが抑えられた形であり、前者との減衰の違いを示している。

したがって、摩擦履歴モデルの初期剛性や減衰モデルの違いに関わらず、復元力装置の粘性減衰と免震

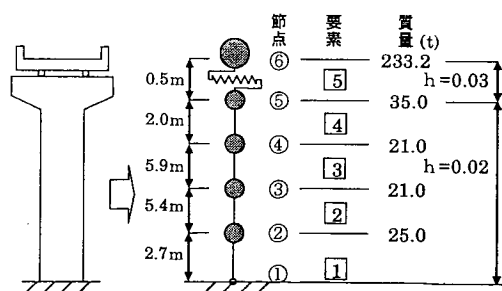


図-4 文献1)による橋脚の解析モデルと諸元

表-1 解析条件

構造要素 (π° 1/7)	支承：非線形せん断バネ要素 橋脚（鋼製）：非線形はり要素 橋脚下端固定
解析手法	時刻歴解析，直接積分法
数値積分法	Newmark- β 法 ($\delta=0.5$ ， $\beta=0.25$)
減衰モデル	Rayleigh型，ひずみエネルギー比例型
入力地震動	道路橋示方書 標準加速度波形 タイプII-I種地盤用波形 No.1

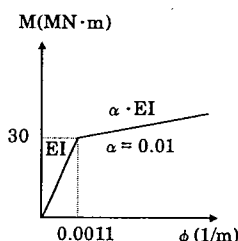


図-5 橋脚のM- ϕ 関係

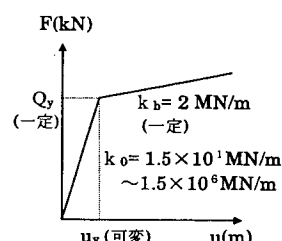


図-6 支承の復元力-変位関係
(初期剛性 $k_0=6$ ケース)

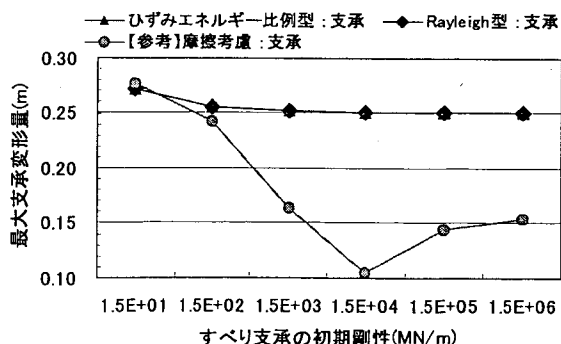


図-7 摩擦履歴モデルの初期剛性と最大支承変形量

支承全体の履歴減衰による安定した応答値が得られており、本文で示す減衰モデルによって地震応答が改善されたことを確認した。

4. 摩擦力のモデル化における初期剛性の設定

前章の解析モデルを用いて、地震応答に与える粘性減衰の影響を除いた履歴減衰のみの橋梁モデルについて動的解析を行い、適切な初期剛性の設定について考察する。図-9に摩擦履歴モデルの初期剛性と支承の最大応答変位との関係を、粘性減衰を0とした場合と、前章の結果による粘性減衰を考慮した場合を示す。

支承部に関する粘性減衰は、復元力装置のバネ値において一定であり、初期剛性の影響を受けないため、当然のことながら初期剛性の違いによる応答値の変化は両者とも一様に相似形となる。粘性減衰を失った応答値は、摩擦履歴モデルの初期剛性による弾性変位量の増減の影響を明確に現している。これによれば、前章の解析モデルについては、数値解析上剛とみなせる適切な初期剛性は 1.5×10^3 であり、橋脚バネに対して100倍、復元力装置のバネに対して1000倍となる。

5. まとめ

すべり系免震構造物の動的解析に用いる減衰モデルと摩擦減衰力の取り扱いと、摩擦力のモデル化における初期剛性の設定について検討を行った結果、得られた知見をまとめると以下のとおりとなる。

- (1) 固体摩擦力が作用する減衰系強制振動の基本式から、系に固有な特性によって支配される振動問題を確認し、これに基づいた固有値解析および減衰マトリックスの作成方法を誘導した。
- (2) これにより地震応答は、摩擦履歴モデルの初期剛性に大きく左右されない、復元力装置の粘性減衰と免震支承全体の履歴減衰による安定した解が得られており、本文で示す減衰モデルによって地震応答が改善されたことを確認した。
- (3) 摩擦力のモデル化における適切な初期剛性の設定としては、本文の解析モデルの場合、橋脚バネに対して100倍、復元力装置のバネに対して1000倍の結果を得た。

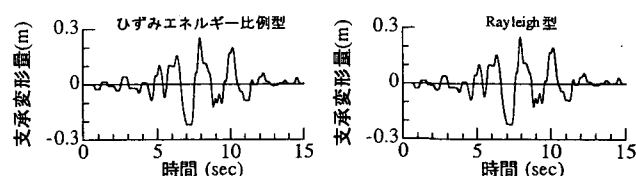
6. 謝 辞

本研究を行うにあたり、多大なる御指導、御助言を賜りました耐震研究グループ耐震チームの運上上席研究員ならびに耐震チームの皆様は厚く感謝の意を表し、ここに、心から御礼を申し上げる次第であります。

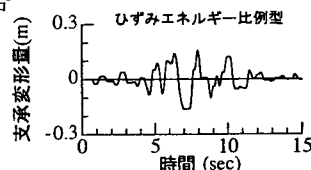
<参考文献>

- 1) 監崎達也, 伊津野和行: すべり摩擦型免震支承のモデル化における初期剛性と減衰の与え方に関する検討, 第26回地震工学研究発表会講演論文集, pp.1073-1076, 2001.8.
- 2) 矢田部浩, 運上茂樹: すべり系免震支承の摩擦履歴モデルの初期剛性と減衰タイプの違いが地震応答に与える影響, 土木学会地震工学論文集, Vol.27, No.262, 2003.12.

所属: 株式会社ビービーエム



(1) ひずみエネルギー比例型 (2) Rayleigh型減衰の場合
減衰の場合



(3) 参考: 摩擦考慮 [文献2] による) の場合

図-8 $k_0 = 1.5 \times 10^3$ における支承変形量の時刻歴

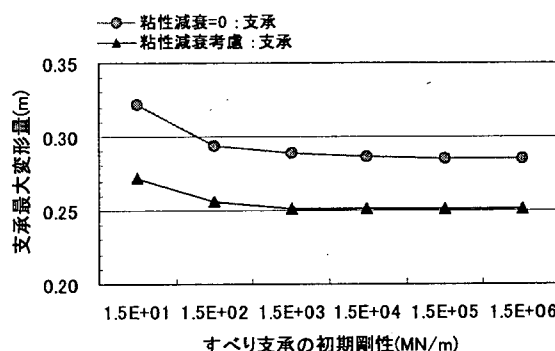


図-9 摩擦履歴モデルの初期剛性と最大支承変形量

実験河川における流量変化が魚類の生息状況に与える影響

チーム名: 河川生態チーム

氏 名: 荒井 浩昭

1. まえがき

流量の増減は、瀬や淵等の流水域に出現するハビタットの生態的機能をどのように変化させるだろうか。同一の瀬と認識されても流量が多い場合と小さい場合では瀬における流速と水深等の物理特性は異なるため、種組成、個体数、個体サイズには変化が生じると考えられる。今後、ハビタットを介して河川の自然環境を管理するためには、ハビタットタイプだけでなく流量の大きさに対応した個々のハビタットの物理特性と生態的機能との関係を明らかにしていくことが重要である。このような点を鑑み、本研究では実験河川を用いて、異なる流量下における魚類の生息状況を調査し、実証的なデータを収集したのでこれを報告する。

2. 調査方法

2.1 調査時期および調査地

調査は、自然共生研究センター内の実験河川 A 中流部の川幅（底幅 2.5m）、河床勾配（1/800）において、6 月に実施した。実験河川は、最上流のバルブの開閉度を変化させて流量を抑制することができる。調査回数は 3 タイプの設定流量について各 2 回の計 6 回とし、調節順序は 50(l/s)（3 日間）、150(l/s)（3 日間）、250(l/s)（3 日間）、250(l/s)（3 日間）、150(l/s)

（3 日間）、50(l/s)（3 日間）とした。1 つの調査区間は延長 20m とし（図-1）、9 区間を設定した（図-2）。このうち 1 回あたりの調査地点数は 3 区間とし、各調査回における調査区間の重複は最小限となるように調査箇所を配分した。

2.2 魚類捕獲調査

魚類捕獲調査は、調査区間の上下流を仕切り網で閉鎖し、エレクトリックショッカーを用い、下流から上流にかけて一様な 1 回の採捕を実施した。また稚仔魚につい

ては、調査区間を 2 つ（延長 10m ごと）に区分し、各区分の下流端をサデ網で閉鎖した上で、エレクトリックショッカーを用いた上流からの追い込み捕獲を行った。なお、これら一連の捕獲は方法、人員数等の捕獲努力量を統一した。採捕した魚類は現地で種ごとに個体数およびサイズ（全長）を記録し、採捕した同区間に生かして放流した。

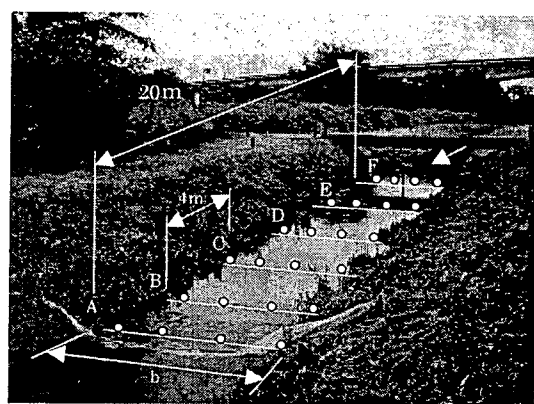


図-1：調査区間の状況

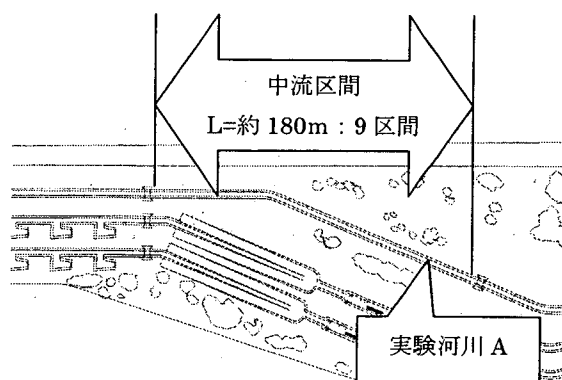


図-2：調査地区位置図

2.3 物理環境調査

1 調査区間について、河川縦断方向に 4m 間隔で計 6 本のライントランセクトを設定して、各トランセクトに等間隔に 4 箇所の測量点を設けた (計 24 測点)。トランセクトでは水面幅を、測点では流速、水深、河床材料 (順位変数) を測定した (図-1)。

3. 結果

3.1 物理環境結果

図-3 に流量変化による水深と流速の関係を示す。流量が増加するに従い水深、流速とも増加する傾向が見られた。また、流量の増加に伴い、流速分布の幅も広がる傾向が見られた。ただし、水深に関しては流量が増加するに伴い、分布幅が狭くなる傾向が見られた。

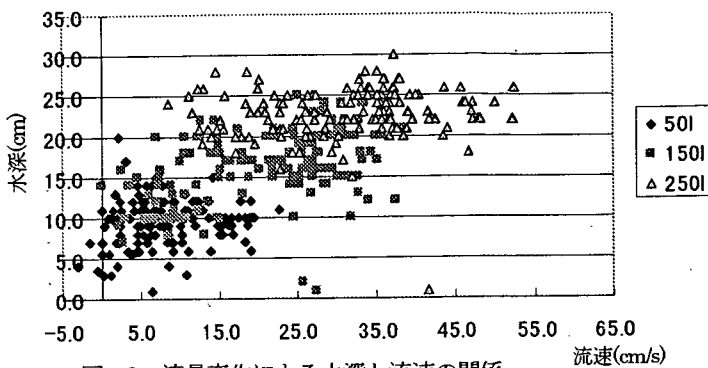


図-3：流量変化による水深と流速の関係
(流量の単位は毎秒)

3.2 魚類調査結果

3.2.1 流量による遊泳魚及び底生魚の割合と魚種の変化

図-4 に遊泳魚と底生魚の流量別割合と、図-5 に流量別の遊泳魚と底生魚の種類数を示す。流量の設定値が大きくなると、遊泳魚の占める割合が大きくなる傾向がみられる。

底生魚の種類数は異なる流量下での明確な変化は見られなかったが、遊泳魚の種類数は流量が大きくなると、増加する傾向が現れた。底生魚についてはヨシノボリ属 (*Rhinogobius* sp.)、ドジョウ (*Misgurnus anguillicaudatus*) が優占し、遊泳魚はオイカワ (*Zacco platypus*)、タモロコ (*Gnathopogon elongates elongatus*)、モツゴ (*Pseudorasbora parva*) が優占した。ただし、流量が大きい場合にはアユ (*Plecoglossus altivelis altivelis*)、フナ属 (*Carassius* sp.) の割合が増加した。

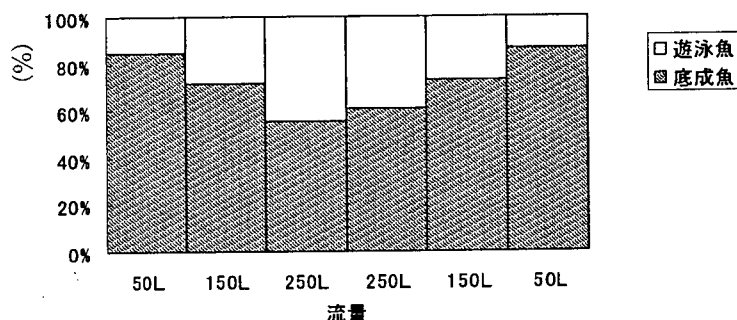


図-4：遊泳魚と底生魚の流量別個体数割合
(流量の単位は毎秒)

3.2.2 流量による魚類個体数の変化

図-6 に遊泳魚と底生魚の流量別捕獲個体数の平均値を示す。底生魚の個体数は異なる

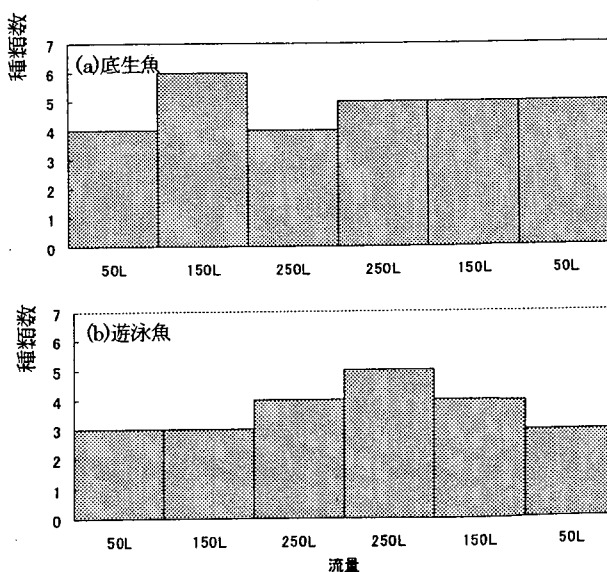


図-5：流量別魚類種類数(a)底生魚(b)遊泳魚
(流量の単位は毎秒)

流量下において明確な差が見られなかった。遊泳魚については流量が大きくなると、個体数が増加する傾向が認められた。

3.2.3 流量による魚類サイズの変化

図-7 に遊泳魚と底生魚の流量別の個体サイズ平均値を示す。個体サイズも個体数と同じ傾向が見られ、底生魚には異なる流量下においては明確な差が見られなかった。遊泳魚については流量が大きくなると、個体サイズが大きくなる傾向が認められた。

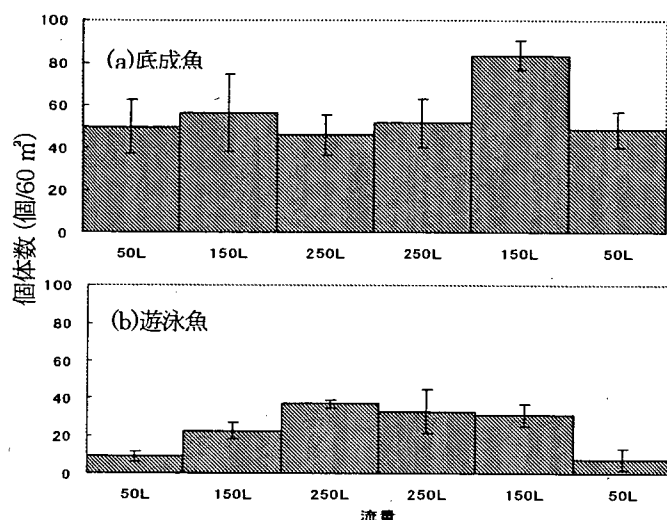


図-6：流量別魚類現存量(a)底生魚(b)遊泳魚
(平均値±標準誤差) (流量の単位は毎秒)

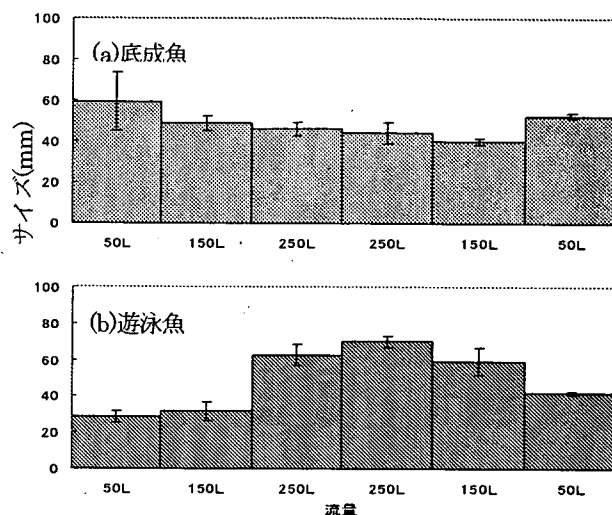


図-7：流量別魚類サイズ(a)底生魚(b)遊泳魚
(平均値±標準誤差) (流量の単位は毎秒)

3.2.4 単回帰分析結果

各調査区間における個体数及び個体サイズの平均値と物理変量との関係を明らかにするため、個体数・個体サイズと流量・平均流速、平均水深・流速、水深のばらつき (変動係数) との間で単回帰分析を行った。個体数・個体サイズとも平均水深($r=0.82$)、平均流速 ($r=0.79$) との間に有意な関係が確認された ($P<0.01$)。図-8 に平均水深と個体数及び個体サイズとの関係を示す。平均水深は概ね体長の3倍程度を示し、既往の研究と概ね一致する値となった¹⁾。

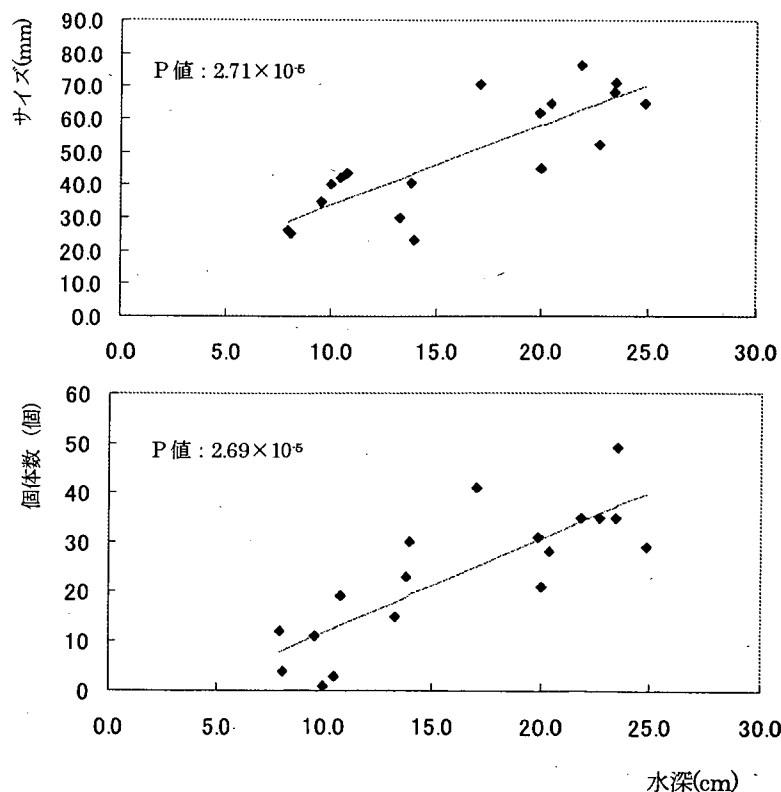


図-8 水深及び個体数及び個体サイズとの関係

4. 考察

今回の実験から、底生魚は流量の変化に影

響を受けにくいことが解った。別途実験河川で行った水際植物刈り取り実験においても底生魚は水際植物の有無に関わらず個体数・個体サイズとも影響を受けにくいことが解っている²⁾。底質に依存する種は底質そのもののみから影響を受け、河床の上方にある物理構造から影響を受けにくいことは、今後生息場所の特性から生息する種を予測する際の一つの知見となるだろう。遊泳魚については、異なる流量下で個体数・個体サイズが変化し、水深・流速との間に正の相関が見られた。今回実施した実験条件下における物理特性は、平均流速 6~30(cm/s)、平均水深 8~25(cm)に分布し、その対応関係は流速と水深の比が概ね 1 となっている。どちらの変量が個体数・個体サイズの制限要因になっていたかは明確にできなかったが、従来の研究から、魚類が長時間遊泳できる流速は体長の 2~3 倍³⁾、魚類が生息できる水深は体長の 3 倍程度¹⁾と報告されている。両者の変量の比も 1 となっていることから、今回の流速・水深の範囲は双方が制限要因となっていた可能性がある。

流速と水深の何れかが制限要因として働くかを検討する場合には、対象とする区間の平均的な勾配だけでなく、対象としているハビタットタイプによって流量の増加に対する流速と水深の増加傾向が異なることに注意する必要があるだろう。今回は河床勾配 1/800 のいわゆる平瀬に相当するハビタットタイプで実験を行った。瀬は一般に河床勾配が正であり、流量の増加に伴い流速と水深が増加する。一方、淵やとろにおける河床勾配は負の場合が多く⁴⁾、当該ハビタットの下流端の河床により背水の影響を受けて、低流量時でも水深及び断面積も大きいことから、流量の増加に伴う流速・水深の変化が小さい。従って、河川中流域で異なる流量下における生息環境の変化を検討する場合には、河川を縦断方向に連続的なものと見るのではなく、ハビタット単位（河道地形単位と表現すべきかもしれない）に区分し評価していく必要があるだろう。

ところで、今回は実験河川の流量を 50~250(l/s)の範囲で操作し実験を行った。この流量は単位幅流量に換算すると 20~100(l/s)に相当する。著者らのグループが夏期に岐阜県内の実際の河川を対象にして単位幅流量を測定したところ、流域面積 4.3km²~27 km²で 40(l/s)~300(l/s)の範囲にあった（未発表）。実験河川における単位幅流量と実際の河川における単位幅流量を比較した場合、その値は比較的小さいことから、本実験は実際の河川における低流量時を再現した実験と位置づけることができる。

5. まとめ

本研究では実験河川を用いて異なる流量下での魚類の生息状況の把握を行った。その結果以下の結論を得た。

- ①底生魚は異なる流量下において個体数・個体サイズに変化は見られなかった。
- ②遊泳魚は流量が大きくなると個体数・個体サイズとも大きくなる傾向が見られた。また、これらの平均値は各調査区間の平均水深と正の相関が見られた。
- ③本実験条件は、実験時の流速と水深の範囲及び実際の河川における単位幅流量と比較して低流量時を再現していると考えられた。個体数・個体サイズと水深の間に正の相関が見られたのは、このような低流量時の実験条件を再現したことに加え、瀬における現象を再現していることに起因していると考えられる。

6. 謝辞

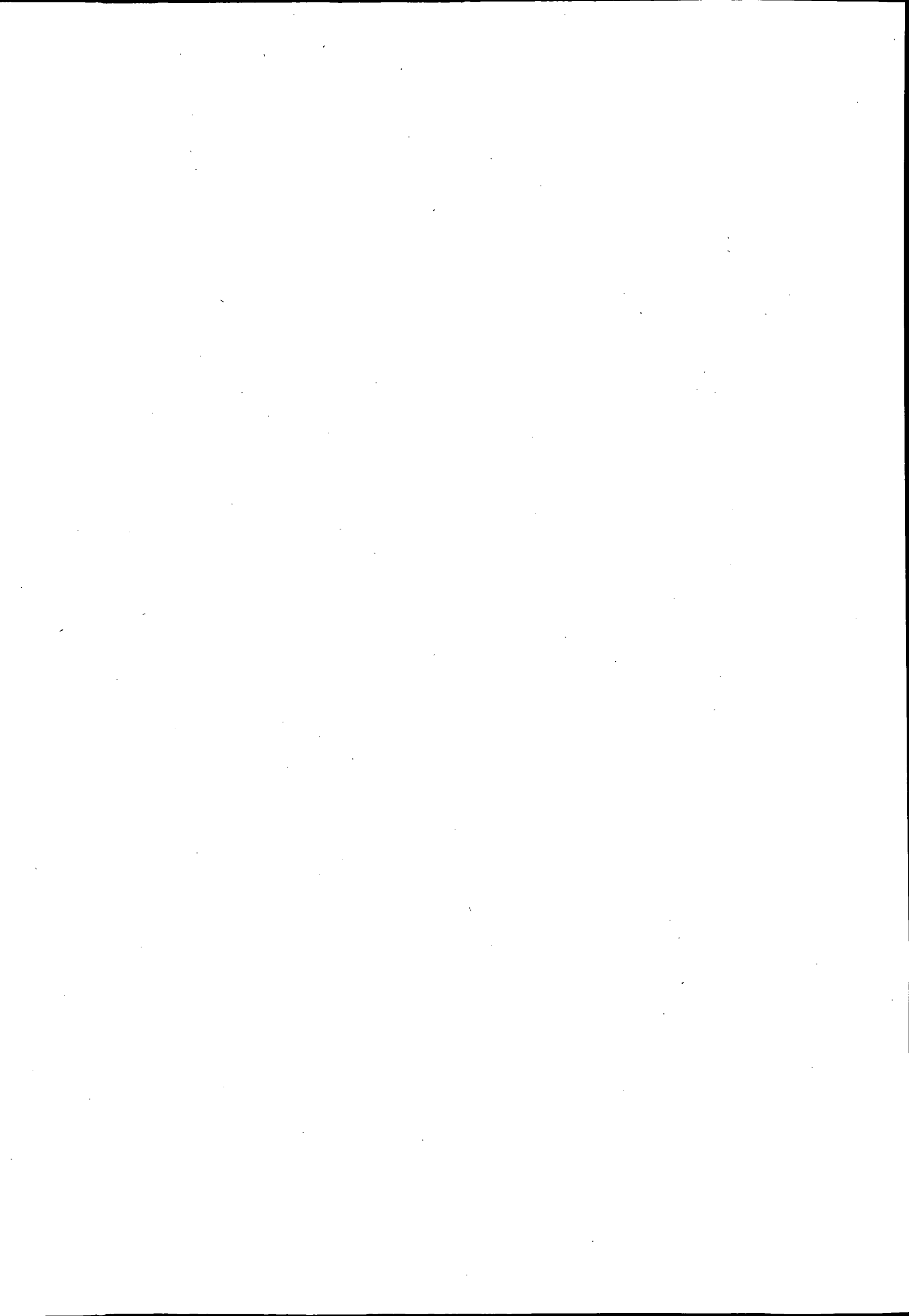
本研究を行うにあたり、多大なご指導、ご協力を頂いた水循環研究グループ河川生態チームの天野上席研究員、

萱場主任研究員、皆川研究員、河口特別研究員並びに河川生態チーム、自然共生研究センターの皆様に深く感謝の意を表します。

所属 共和コンクリート工業㈱

<参考文献>

- 1). 森下郁子・森下依理子 「川と湖の博物館 8」. 共生の自然学, 山海堂. (1997)
- 2). 「ARRC NEWS」. (独) 土木研究所 自然共生研究センター発行, NO.6 (2003)
- 3). 玉井信行・水野信彦・中村俊六 「河川生態環境工学 魚類生態と河川計画」 東京大学出版会. (1993)
- 4). 萱場祐一・千葉武生・力山基・河口洋一・尾澤卓思 「ハビタットアセスメントにおける河道内微地形の把握手法に関する研究」. 河川技術論文集, 第 8 巻, pp.191-196. (2002)



実験河川を用いた稚仔魚の生息場所特性に関する研究

チーム名: 河川生態チーム
氏 名: 佐川志朗

1. まえがき

孵化後間もない稚仔魚の生息場所に関する研究は、サケ目魚類を対象として数多く行われており、凹形状の水際、ワンド、二次流路のような流速が遅く、浅く、有機物や底生動物群集に富んだ特性を持つ、側部生息場所 (Lateral habitat) が重要であるとの報告がある^{1), 12), 2)}。また、この側部生息場所の利用形態は稚仔魚の成長により変化し、グレーリング (川ヒメマス) では、仔魚 (15-20 mm) は昼夜にわたって側部生息場所の中でも極めて水際部を選択利用するが、稚魚 (>40 mm) は夜間のみ水際部を利用し、昼間は流心方向に分布域を拡大する²⁾。一方、サケ目魚類以外の稚仔魚については、側部生息場所への環境選択性、成長による生息場所推移が報告されている^{1), 15), 10), 7)}。他、仔魚を対象とした降下・流出動態の研究がみられ^{5), 14), 8)}、北米オクラホマで実施された出水時稚仔魚流下実験では、25 mm以下のバス科およびコイ科のうち、全長 10 mm以下のものが流出したことが報告されている³⁾。さらに、パーチ科を用いた遊泳力に関する実験では、9.5 mm以下の仔魚は流速 3 cm/sec を越えると定位不可能となる⁴⁾。

2. 研究目的

以上より、稚仔魚は遊泳力が小さく局所的に生息場所を選択していることが推定される。しかし、我が国では、稚仔魚を対象とした微生息場所解析 (多くの物理環境因子との因果関係)、流出の危険に曝される出水時の生息場所特性に関する研究はみられない。

本研究では、我が国の中・下流河川に普通に生息するオイカワ、モツゴ等のコイ科遊泳稚仔魚を対象として、生息場所の選択性、出水による生息場所および生息数の変化を把握することを目的とした。

3. 研究方法

3.1 調査地

調査地は、岐阜県の川島町に位置する独立行政法人土木研究所自然共生研究センターの実験河川 B のワンド研究ゾーンおよび冠水頻度研究ゾーンである (図 1)。両ゾーンの延長は 110m、河床勾配は 1/800、維持流量時 (0.1m³/sec) の平均水面幅は 3.0m の直線河道である。ワンド研究ゾーンは 2 割の法面と水域が接している単断面構造であり、植生侵入を予防するための防草シートが法面全体に被覆されている。従って、水際植生はワンド入口部にキシウスズメノヒエ群落の一部成立しているにすぎない。一方、冠水頻度研究ゾーンは、両岸に中礫 (径 30-40 mm) からなる高水敷が整備されている複断面構造であり、低水路水際部には、主にイネ科草本からなる抽水植物群落が大、小のパッチ状に不連続に分布する。

3.2 調査方法

各ゾーンの地形および植生状況を勘案して、水際部、流心部、ワンド部に幅0.84m、長さ1.0mのコドラート（以下、セルという）を複数個設置した（ワンドゾーン：「流心部7セル、水際部12セル、ワンド部7セル」、冠水ゾーン：「流心部8セル、水際部16セル」）。

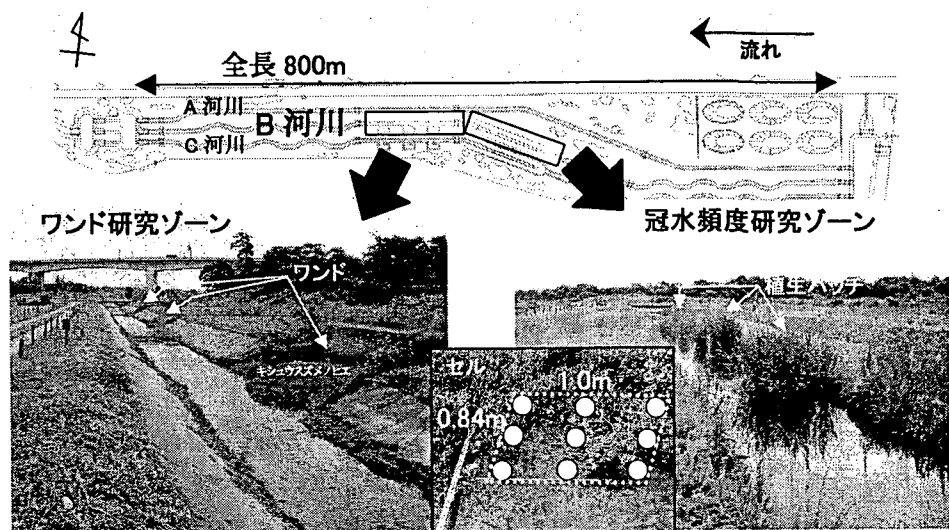


図1. 調査地位置図

3.2.1 物理環境調査

調査は2003年5月27,28日に実施した。

1セルについて9測点で物理環境を測定した（図1）。測定項目は、水深（cm）、流速（cm/sec）、優占河床材料（直径区分：1.シルト、2.砂：<2mm、3.小礫：2-16mm、4.中礫：17-64mm、5.大礫：65-256mm）、浮沈石区分（1.浮石、2.沈石）、植物カバー（1.有、2.無、高さ（cm））、有機物および藻類被覆状態（1.有、2.無）とし、調査セルに植物が存在する場合は、密度（抽水茎間隔：1.<1cm、2.1-5cm、3.5-10cm、4.>10cm）を測定した。

3.2.2 稚仔魚捕獲調査

調査は2003年5月29,30日に実施した。

捕獲はサデ網（口径：0.84m、目合：1mm）をセル下流端に静かに設置して、セル内を規則的に足で10回掻き込む方法（Kick sampling）によった。捕獲された稚仔魚は10%ホルマリンに固定して実験室に持ち帰り、実態顕微鏡下で遊泳魚のみを抽出し、全長の計測を行った。稚魚および仔魚の判別は、実験河川における生息魚類の外部形態特性より^{9),13),6)}、全長≤13mmを仔魚、30mm≥全長>13mmを稚魚とした。

3.2.3 出水時調査

調査は2003年6月2日（0.5m³/sec出水）および6月4日（1.0m³/sec出水）に実施した。

稚仔魚捕獲調査で稚仔魚の生息が確認されたワンドゾーンのワンド部6セルおよび流心部の3セルで、水深および流速調査、稚仔魚捕獲調査を前項と同様の方法で行った。また、流心部および水際部の6セルで稚仔魚捕獲調査を補足した。出水時間は2時間とし、調査は流量ゲート操作1時間後に開始した。

4. 研究結果

4.1 各ゾーンおよび各部の稚仔魚確認状況

計77個体の捕獲稚仔魚の内、75個体がワンドゾーンで確認された。各ゾーンとも流心部では確認されなかった（図2）。1セルあたりの採捕個体数はワンド部で圧倒的に多く、水際部では少なかった（図2）。

4.2 各セルの物理環境および稚仔魚確認状況

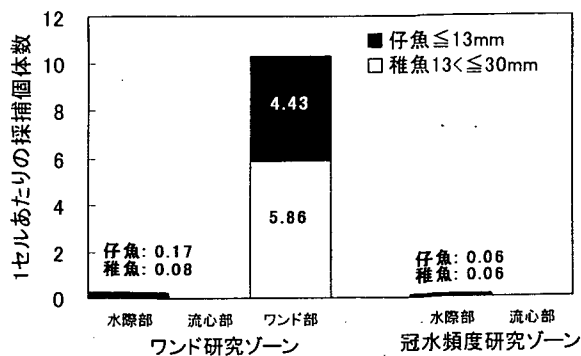


図2. ゾーン別稚仔魚個体数

各物理環境因子間の共線性を加味し抽出した 15 因子を用いて直接傾度分析法の RDA (Redundancy analysis) を行った結果、2 軸までで分類群 (稚仔魚) データの 83.6%, 分類群と環境要因の関係の 100% が説明された (Monte Carlo test, $P < 0.002$)。ワンドゾーンのセルは冠水ゾーンのセルと比較して流速のベクトルとは逆方向の第 1, 4 象限の広範囲に位置した (図 3)。稚魚および仔魚のベクトルも流速と逆の第 1, 4 象限に位置し、仔魚はカバー面積のベクトルと同様な第 4 象限に、稚魚は最小、平均水深およびシルトと同様な第 1 象限に位置した。また、カバー面積が 50% 以上を占める 9 セルの内、面積率 100% の 2 セルを含む 4 セルでは稚仔魚の生息が確認されなかった。

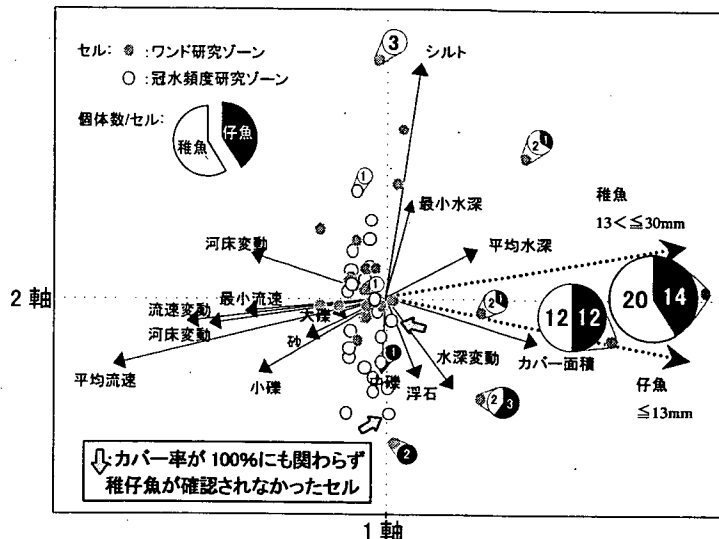


図 3. RDA オーディネーションプロット

4.3 出水による水深、流速、稚仔魚個体数の変化

流心部のセルでは、出水流量の増加に伴って水深および流速が増加したが (図 4, Scheffe's test $P < 0.05$)、ワンド部のセルでは流速の変化は認められず、常に 12.9 cm/sec 以下に維持された。ワンド部の仔魚個体数は出水により増加したが、稚魚個体数には変化が認められなかった (図 5, Fisher's PLSD Test $P < 0.05$)。なお、補足的に実施した水際部および流心部では稚仔魚は採捕されなかった。

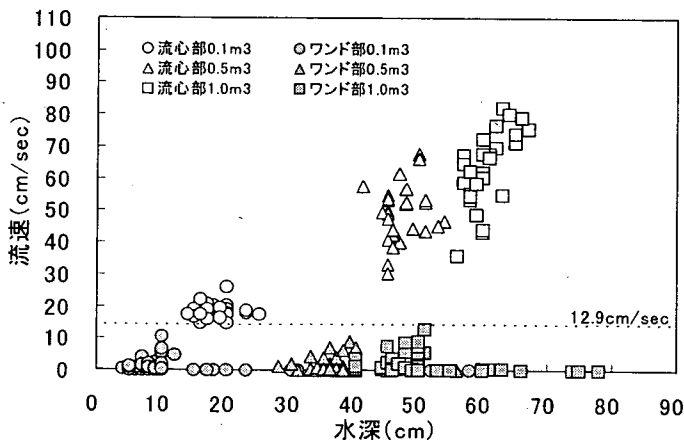


図 4. 出水実験による流速および水深の変化

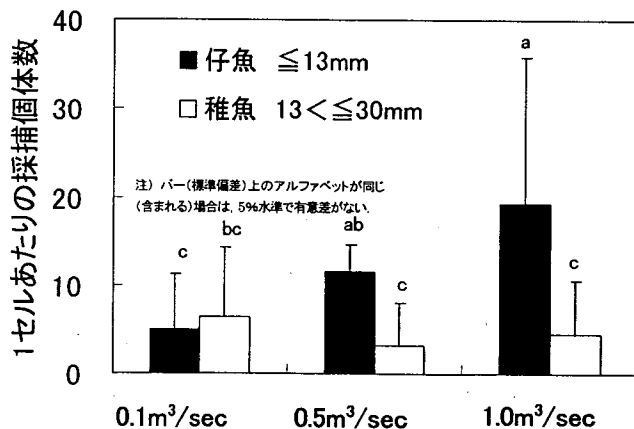


図 5. 出水実験によるワンド部の稚仔魚平均個体数の変化

5. 結論

5.1 稚仔魚生息場所の特性および推移

本研究では、流速が稚仔魚生息の極めて重要な制限要因となっていることが明らかとなった。また、生息場所である水際部およびワンド部の中でも、仔魚から稚魚に成長するにつれて水深の深い場所へ移動する傾向が確認された。オイカワでは、全長 13.4 mm 以下ではワンド部内の流速 0-5 cm/sec、水深 10 cm 以下の場所を利用し、その後の成長に伴って、河道流心方向に生息場所を推移させるといった報告があり⁷⁾、本研究の結果もこれを支持した。

5.2 ワンドの重要性

本研究では、稚仔魚の恒常的な生息場所は、出水時にも流速が 12.9 cm/sec 以下に緩和されるワンドに限定され、仔魚は抽水植物を選択する傾向がみられるものの、流速が微小に維持されない直線部の抽水植物帯では、いくら被覆度が高くても生息できないことが示唆された。以上より、出水時でも流速が緩和されるようなワンドは、稚仔魚の生息・避難場所として重要な役割を担っていると考えられる。

5.3 氾濫原全体にわたる多様な河道地形の重要性

出水前後にワンド部の稚魚個体数に変化がみられなかった理由としては、仔魚から仔魚への成長に伴い、遊泳力が増加したことが考えられる。北米オクラホマで実施した出水時稚仔魚流下実験では、25mm 以下のバス科およびコイ科のうち、全長 10mm 以下のものは良く流されたが、10-25mm のものは遊泳力が強くほとんど流されなかったことが報告されており³⁾、上述した考察を裏付ける。

一方、出水時にワンド部の仔魚個体数が増加した理由としては、本調査ゾーンの上流から仔魚が流出してきたことが考えられる。冠水ゾーンの上流には自然環境復元ゾーンと蛇行ゾーンが位置しており、特に自然環境復元ゾーンには水制工等の構造物の設置により、水際・水裏部には側部生息場所が多く分布している（私信）。しかし、出水時には流水が構造物をすべてオーバーフローしてしまうため側部生息場所は維持されない。また、自然河川の地形ラインは複雑であるため、流量、水位に関わらず水際部には常に側部生息場所が出現することが報告されているが¹²⁾、実験河川の法面の大部分には防草シートが設置されており水際ラインは単調である。従って、出水時の水際に側部生息場所が出現することはない。

以上より、稚仔魚（特に仔魚）の生息にとって水際部の多様性は極めて重要であり、増減水時にも側部生息場所が維持されるように氾濫原全体の地形が変化に富んでいる必要がある。

6. 謝辞

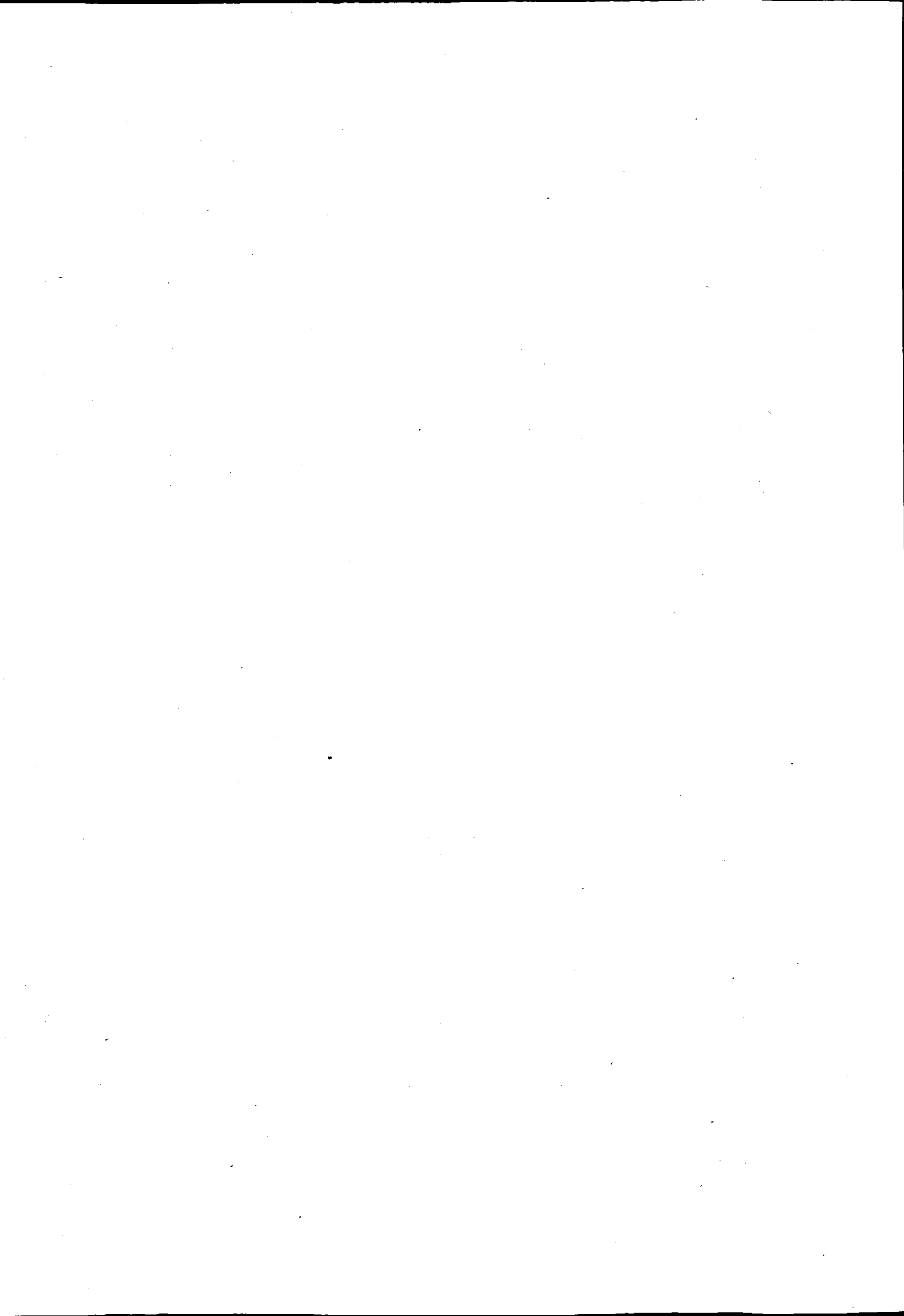
河川生態チームの天野邦彦上席研究員、萱場祐一主任研究員には、多大なる御指導をいただいた。共生センターの職員諸氏には現地調査でお世話になった。この場を借りて以上の諸氏に深謝する。

所属 (株)ドーコン 環境保全部

<参考文献>

- 1). Floyd K. B., Hoyt R. D. & Timbrook S. "Chronology of appearance and habitat partitioning by stream larval fishes." Transactions of the American Fisheries Society **113**: 217-223. (1984).
- 2). Gaudin P. & Sempeski P. "The role of river bank habitat in the early life of fish: the example of grayling, *Thymallus thymallus*." International Journal of Ecohydrology & Hydrobiology **1**: 203-208. (2001).
- 3). Harvey B. C. "Susceptibility of young-of-the-year fishes to downstream displacement by flooding." Transactions of the American Fisheries Society **116**: 851-855. (1987).
- 4). Houde E. D. "Sustained swimming ability of larvae of walleye (*Stizostedion vitreum vitreum*) and yellow perch (*Perca flavescens*)." Journal of the Fisheries Research Board of Canada **26**: 1647-1659. (1969).
- 5). Johnston T. A. "Downstream movements of young-of-the-year fishes in Catamaran Brook and the Little Southwest Miramichi River, New Brunswick." Journal of Fish Biology **51**: 1047-1062. (1997).

- 6). 川那部浩哉・水野信彦編 「日本の淡水魚」. 山と溪谷社, 東京. (1989).
- 7). 駒田格知・山田久美子・鈴木興道 「オイカワ仔・稚魚の生息場所と成長について」. 成長 33: 113-119. (1994).
- 8). Marchetti M. P. & Moyle P. B. "Spatial and temporal ecology of native and introduced fish larvae in lower Putah Creek, California." *Environmental Biology of Fishes* 58: 75-87. (2000).
- 9). 宮地傳三郎・川那部浩哉・水野信彦 「原色日本淡水魚類図鑑」. 保育社, 大阪. (1963).
- 10). 水野信彦。「生活史の研究(1) 産卵と発育「河川の生態学(補訂版)」(沼田真監)」, pp. 118-133. 築地書館, 東京. (1993).
- 11). Moore K. M. S. & Gregory S. V. "Summer habitat utilization and ecology cutthroat trout fry (*Salmo clarki*) in cascade mountain streams." *Canadian Journal of Fisheries and Aquatic Sciences*. 45: 1921-1930. (1988a).
- 12). Moore K. M. S. & Gregory S. V. "Response of young-of-the-year cutthroat trout to manipulation of habitat structure in a small stream." *Transactions of the American Fisheries Society* 117: 162-170. (1988b).
- 13). 沖山宗雄編「日本産稚魚図鑑」. 東海大学出版会, 東京. (1988).
- 14). Robinson A. T., Clarkson R. W. & Forrest R. E. "Dispersal of larval fishes in a regulated river tributary." *Transactions of the American Fisheries Society* 127: 772-786. (1998).
- 15). Scott M. T. & Nielsen L. A. "Young fish distribution in backwaters and main-channel borders of the Kanawha River, West Virginia." *Journal of Fish Biology* 35 (Supplement A): 21-27. (1989).



河川における流量変動による河床物理環境特性の変化

チーム名 河川生態チーム

氏 名 松 間 充*

1. まえがき

河川周辺の流域開発やダム・砂防事業等の人為的開発により、河川の自然環境が大きく変化している。例えば、河道の複断面化やそれに伴う河原や河原固有の生物の減少などが多くの河川で指摘されている。近年そのような河川環境の変化に伴い、市民や行政の意識も変化し、現在では河川の自然再生事業への取り組みが全国の河川で行われている。自然再生事業は、局所的な環境の復元ではなく、攪乱も含めた河川の自然のシステムを再生することを目標としているのが特徴である。

しかし、一方で河川の攪乱（流量変動）と河床の物理環境特性、生物の生育・生息状況に関する研究は十分ではなく、流量管理や河道計画など具体的な河川管理手法について明確な判断をしめすことができないのが現状である。そこで、それらの関係について把握する必要がある。

2. 研究目的

本研究では、①物理環境特性と植生②物理環境特性と流量変動のそれぞれの関係について分析し、河川管理に利用可能な基礎資料を得ることを目的とする。

3. 研究方法

3.1 調査対象河川

調査対象河川は利根川水系鬼怒川とした（図1）。鬼怒川の流域面積は 1,761 km²、利根川合流点からの河道延長は 176km である。鬼怒川は、近年河床低下やカワラノギクなど由来の河原植物の減少、シナダレスズメガヤなどの外来植物の侵入が問題点として指摘されている。

本研究では利根川合流点から地区1（87-88km）と地区2（95-96km）の2地区を調査対象地点として選定した。

3.2 調査方法

現地調査は平成15年12月9～12日にかけて実施した。以下に調査方法の概略を示す。

3.2.1 横断測量

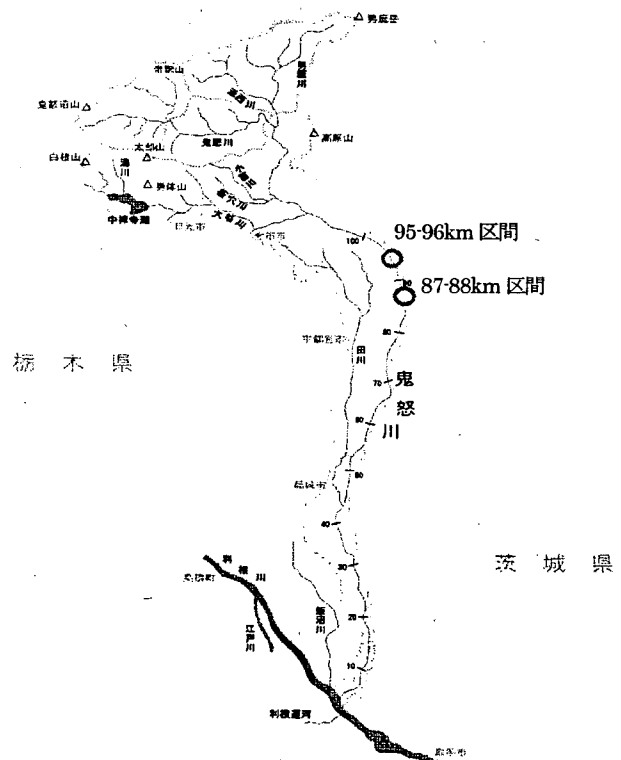


図1. 調査対象河川

それぞれの調査対象区間で河川縦断方向に50m 間隔で横断測線を取り、各横断測線上で河道内の地形の変化点について座標、標高の取得を行った。測量にあたっては、作業効率が高く高精度の結果が得られる RTK-GPS 測量を実施した。

3.2.2 河床物理環境特性調査

上記横断測線をさらに50m 間隔に区切り、調査対象地区全体で50m 間隔のメッシュを設定し、メッシュの各交点を物理環境特性調査地点とした(図2)。調査項目は以下の通りである。

- 1) 粒径区分(%): 50cm×50cm の方形区を設置し、その表面積の各粒径の砂礫が占める表面積の割合を10%刻みで目測し、記録した。なお、粒径区分は表1の通りとする。

- 2) 土壌堆積厚(cm): 検土杖を用いて土壌の堆積厚の測定を行った。

- 3) 土壌水分量(%): CambellScientific 社製土壌水分計を用いた。土壌に対する水分の体積百分率で表される。

- 4) 植生: ブラウン・プランケの植物社会学的調査法に基づいて実施した。

なお、横断測量時に各調査地点における座標、標高データの取得を行った。

3.2.3 解析方法

調査地点の立地特性について把握するために、現地調査で取得した各物理環境特性データ(玉石以上の面積、砂の面積、水分量、堆積厚、傾斜角度)を用いて主成分分析を行った。主成分分析の際は、単位がそれぞれ異なるためデータの標準化を行った。また、調査地点と植生との関係把握のために、本研究ではシナダレスズメガヤの被度を利用した。本種は、対象河川において河川環境の変化と分布拡大の関連性が指摘されていることから、対象種として最適と考えられる。

次に横断測量の結果から水理モデルの構築を行い、7段階の流量条件を設定し流量毎の水深等について平面的な把握を行った。本研究では、設定流量を50m³/sec、100m³/sec、200m³/sec、800m³/sec、1,100m³/sec、3,000m³/secの計7ケースとした。計算による流量毎の水深を用いて、各地点が初めて冠水する時点での流量を「冠水流量」と定義した。各地点の冠水流量の把握を行い、主成分分析の結果と比較し、シナダレスズメガヤが繁茂する地点と流量との関係に関する検討を行った。

4. 研究結果

4.1 物理環境特性と植生

河床の各物理環境特性項目を用いて主成分分析を行った結果、第2主成分までで全体の64.2%を説明できた(表2)。各項目について有意な相関は見られなかったものの、1軸では玉石以上に負の相関が、砂で正の

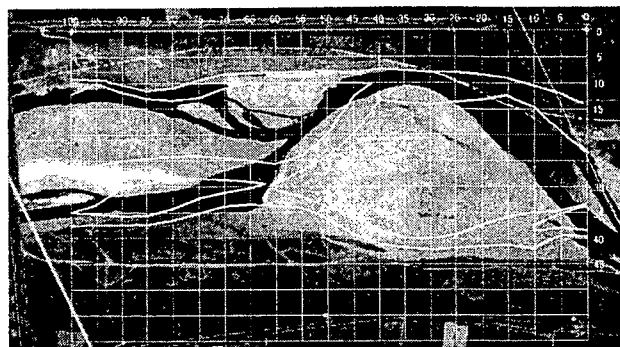


図2. 調査区間メッシュ図

表1. 粒径区分

区分	粒径(mm)	区分	粒径(mm)
巨礫	256以上	細礫	2~8
玉石	64~256	砂	0.062~2
粗礫	32~64	シルト	0.004~0.062
中礫	8~32	土	—

相関が見られたことから、粒径に関する軸と判断できた。また2軸は土壌水分量に負の相関、土壌堆積厚に正の相関が見られた。図3にシナダレスズメガヤの被度別にみた変量プロットを示す。図より、被度が大きくなるに従い、分布が偏っている様子が読みとれる。仮に1軸が0.5以上の地点についてみると、42地点中41地点が砂地であり、シナダレスズメガヤが砂環境に繁茂していることが伺えた。主成分分析の結果を基に、各被度を①繁茂無し②被度小(被度+〜2)③被度大(被度3〜4)に分類し、地点の頻度について一元配置の分散分析を行った結果が図4である。①と②、①と③ではそれぞれ有意な差が確認された。②と③では、平均値では大きな違いがみられたが②のばらつきが大きく、有意な差は得られなかった。現象をわかりやすく捉えるため、繁茂無しと被度大のデータのみ抽出し、地区別に分布図に示したのが図5である。図3と同様に被度大の地点に偏りがみられるが、被度大の地点の周辺に繁茂なしの地点が複数存在することがわかる。変量プロットが同様の分布を示すということは、各地点が同様の立地条件(物理環境特性)をもつと考えることができるため、このことは物理環境特性が同様にもかかわらず植生が違うという現象であると解釈できる。また、地区別に平均値をとると、第2主成分に違いはあまり見られなかったが、第1主成分において地区2の方が高いことがわかった。

4.2 物理環境特性と流量変動

上記の現象について流量との関係を見るため、各地点毎に冠水流量を算定し、被度大と同様の範囲($AXIS1 \geq 0.5$)について表示したのが表3である。これによると、シナダレスズメガヤの被度が大きい地点はすべて500 m³/secで冠水する地点であることがわかる。しかし、シナダレスズメガヤが繁茂していない地点については、500 m³/sec以下の地点が多かった。地区別に比較すると、地区1において冠水流量が500m³/sec以上

表2. 主成分分析の結果

変数	因子負荷量	
	AXIS1	AXIS2
玉石以上	-0.417	-0.071
砂	0.432	-0.074
土壌堆積厚	-0.024	0.693
土壌水分量	0.130	-0.552
傾斜角度	0.326	0.278
累積寄与率(%)	41.3	64.2

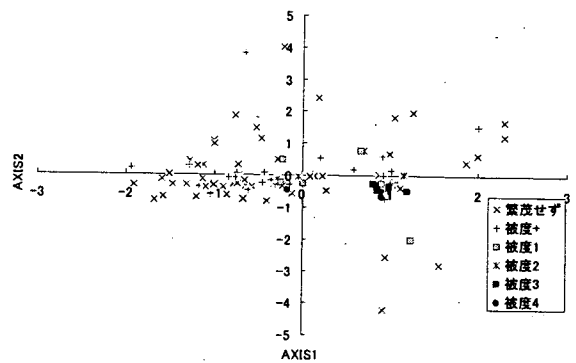


図3. 変量プロット (被度別)

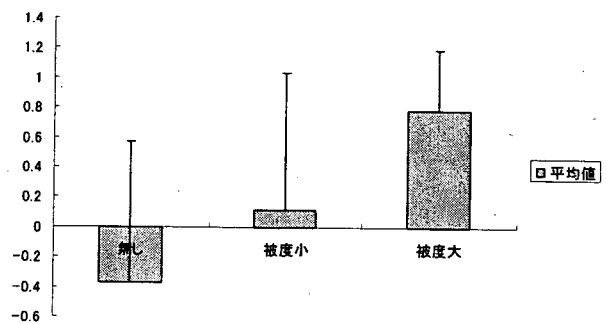


図4. 被度別調査地点数の頻度に関する分散分析

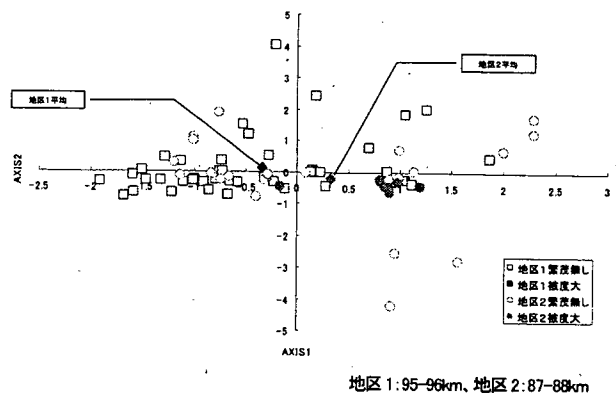


図5. 被度大と繁茂無しのみの変量プロット (地区別)

の地点は極端に少なかった。

5. 考 察

本研究により、シナダレスズメガヤが優占する環境条件がある程度明らかになった。一つは砂地に群落を形成するという点である。図6に土粒子とシナダレスズメガヤの種子の沈降速度に関するグラフを示す。シナダレスズメガヤの沈降速度が砂粒子の範囲にあることがわかる。このことから、シナダレスズメガヤの種子は出水時に砂と同様の挙動を示すため、砂が堆積するような箇所に種子が着床し、そこから分布を拡大していると考えられる。

また、同じように砂が堆積している場所でも、冠水流量が500 m³/secの地点に大きな群落を形成する傾向があった。冠水流量が大きいほど冠水する頻度（冠水頻度）が低く、冠水流量が小さいほど冠水頻度が高いと考えると、冠水頻度により形成する群落の規模が変わる可能性が伺えた。冠水頻度が低い砂地は、出水時に摩擦速度の差により、砂が沈降・堆積するような地点である。一方、冠水頻度が高い砂地は、出水時に砂が堆積しても次の出水で流出してしまうような、河床の変動が大きい地点と考えられる。そのような地点では、シナダレスズメガヤの種子が定着しても大きな群落を形成できない可能性が示唆された。地区別では前者のような冠水頻度の低い地点が地区1に比べ地区2の方に多く、そのため地区1ではシナダレスズメガヤの群落があまり発達しなかったと考えられる。

現在、鬼怒川において外来種であるシナダレスズメガヤの侵入・拡大が問題となっているが、今回流量と生育地との関連性が確認されたことは、適切な流量管理や河原環境維持のための一つの材料と考えられる。

しかし、本研究での結果を確認するためには、他の区間での傾向や他の植物種との関係、経年的な検討など、より詳細な分析が必要である。これらは、今後の研究課題としたい。

6. 謝 辞

本研究の実施に際し、国土交通省下館河川事務所、(財)リバーフロント整備センターより多くのご協力を頂きました。また(独)土木研究所の天野邦彦上席研究員、萱場祐一主任研究員、皆川朋子研究員には多大なご指導を賜りました。ここに記して謝意を表します。

表3. 冠水流量毎の地点数の比較（繁茂無しと被度大）

冠水流量(m ³ /sec)	地点数			
	繁茂無し		被度大	
	地区1	地区2	地区1	地区2
50	6	5	0	0
100	0	1	0	0
200	3	1	0	0
500	0	1	1	6
800	0	0	0	0
1100	0	1	0	0
3000	0	1	0	0

地区1: 95-96km、地区2: 87-88km

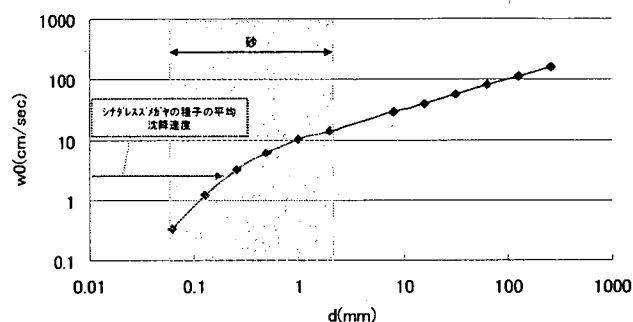


図6. 砂粒子とシナダレスズメガヤの種子の沈降速度

所属 財団法人リバーフロント整備センター

<参考文献>

- 1) 村中孝司・鷲谷いづみ：鬼怒川の植生と外来種の侵入，応用生態工学 4 (2)，pp121～132，2001.
- 2) 山本晃一：沖積河川学，山海堂，1994.

河川と水田地域における水域ネットワーク保全・復元に関する研究

(指導期間 平成 15 年 6 月～平成 16 年 3 月)

研究室名 河川生態チーム

氏 名 野 間 優 子

1. はじめに

河川に生息する魚類は、河川だけでなく、周辺のさまざまな水域をその生活史の中で利用している。水田地域はその一つであり、農業水路・水田は河川・湖沼などの周辺水域と比較して水温が高く、ミジンコなどのプランクトンが豊富である場合が多く、魚類にとって良好な餌場となる¹⁾²⁾。また、一時的水域である水田は、外敵が入りにくく、ナマズやドジョウなどにとって良好な産卵・仔稚魚の生育場となる³⁾⁴⁾⁵⁾。しかし、近年進められてきた河川改修や圃場整備は治水上の安全性、農業生産性を向上させた一方で、魚類等生物の生息環境を急激に悪化させてきた。

このような背景から、本研究では河川と水田地域を行き来する魚類を中心に、人間活動がどのような影響を与え、どのような機能が失われたかを明らかにするとともに、これらの水域環境・水域ネットワークの保全・復元のための方策を提案することを目的として、平成 14 年度より水田地域において調査を実施している。なお、本研究の成果は、国土交通省と農林水産省が連携して策定中である「身近な水域における魚類等生息環境改善のための事業連携方策」の基礎資料としても活用されている。

2. 河川と水田地域における魚類生息場となる水域の特徴とその移り変わり

図・1 に魚類の生息場となる水域の変遷イメージを、表・1 に魚類生息場となる水域の種類と特徴を示す。図・1 では縦軸を魚類生息場の量、横軸を時代として、河川と水田地域周辺の魚類生息場となる水域の移り変わりを文献資料等により整理した。

原始河川では、河川本流や湖沼だけでなく、小河川やクリーク、後背水域や三日月湖及び、氾濫原・後背湿地に生じる水溜まりや湿地、湧水地帯や谷底平野など、規模や河川・湖沼との接続状況、出水や降雨時の環境が異なる多様な水域が存在し、魚類をはじめとする多くの生物は各々の生活史の中でこれらの水域を行き来していた⁶⁾⁹⁾。

河川周辺において農耕が開始されるとともに、氾濫原や後背湿地は湿田・湛水田へ、湧水地帯・谷底平野は谷地田へと姿を変え、水田に水を引くための水路網が湿地場の中に張り巡らされていった。また、古墳時代以降になると農耕技術の進歩により、ため池や取水堰上流の湛水域などの新しい水域が現れた^{10)・17)}。

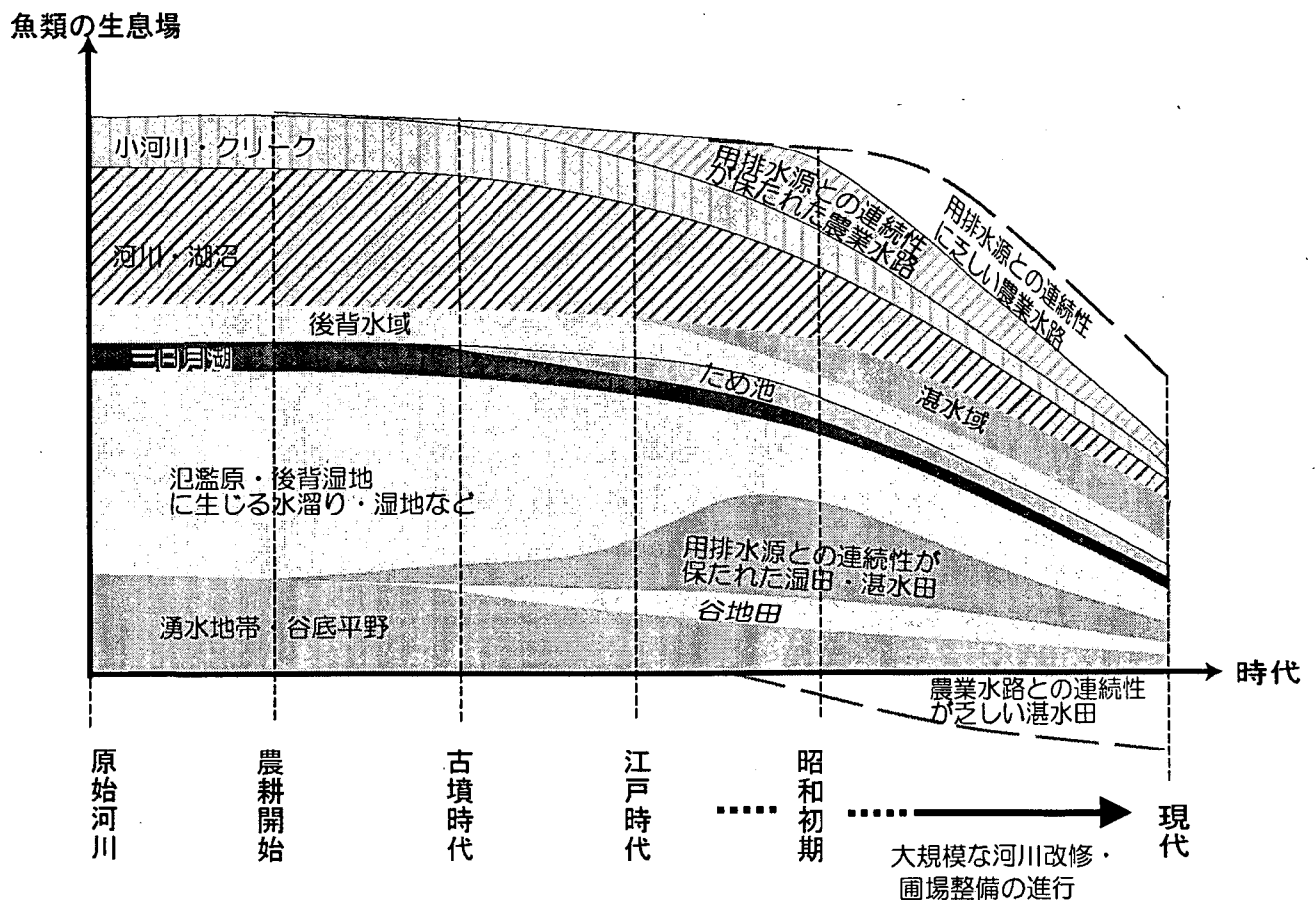
このような変化の中で魚たちは、原始河川での湿地的環境やクリーク・小河川などの水域環境の一部を、水田や農業水路などの人為的な水域に置き換えて生息していた。

昭和初期以降になると、大規模な河川改修や圃場整備が実施され、河川と水田地域における水環境は大きく変化した。その中でも、河川改修に伴う河床低下や樋門・樋管の設置は、河道と周辺水域の間の魚類の移動を困難なものとした。また、水管理の効率化を目的とした農業用水のパイプライン化や水田の乾田化は、農

業水路～水田の移動を困難なものとするとともに、水田や水路における魚類の生息環境を悪化させた 11)・14)。

このように、水田地域は人為的に長期間にわたって変化した場であり、魚類等の生息環境の保全・復元を考える上では、歴史的にその場がどのように成り立ちをもち、どのように変化してきたか、また人為的にどのようなかわりを持った場であるかを整理することが重要であるといえる。

特に、河川周辺の氾濫原を起源とする水田と山裾の湧水を起源とする谷地田ではその場を利用する魚種や利用形態も異なることが予想される。本研究ではこれら2タイプの水田（荒川地区・霞ヶ浦 K 川地区）を対象に魚類の利用形態について調査を実施し、水域ネットワークを考える上での課題の抽出を行った。



※量については概念的に整理

図-1 魚類生息場となる水域の変遷イメージ

表－1 魚類生息場となる水域の種類と特徴

水域の種類	流況	水域の特徴	水域の定義等
用排水源との連続性が保たれた農業水路	流水性	恒久的・一時的	・恒久的な農業水路は、谷底平野や湧水地帯に立地し湧水を用水源とするものや、氾濫原のうち特に河川沿いに立地し地下水位が高いもの、小河川を農業水路としているもの等である。これらは、1年を通して水枯れが無く恒久的な流水域となる。 ・一時的な農業水路は、後背湿地などの地下水位が低い場所に立地し、河川や湖沼・ため池などを水源とする。非灌漑期には揚水を停止するため、灌漑期のみ流水域となる。
クリーク	流水性	恒久的	・高水敷にある幅数十cm～数cm程度の細流。ある程度流速があるが水深は小さく、水際は植生帯や河畔林で覆われていることがある ⁶⁾
湛水域	止水性	恒久的	・堰の上流などの背水区間。通常流れが緩やかで水深が大きい ・水面勾配はほとんど無い ⁶⁾
後背水域	止水性	一時的(降雨時)	・河道内にある池状の水域で、本川の位況により本川との接続状況が変化する ⁶⁾
ため池	止水性	恒久的	・河川や湖から直接水を引くことが出来ない場所で、農業用水確保を目的として人工的に築かれた池 ・平地にあつて全体的に浅い皿池、丘陵地・山間部にあつて谷を堰き止めた谷池、丘陵の麓にある麓池などがある ¹⁷⁾
氾濫原	止水性	一時的(降雨時)	・最も広義には、河川が氾濫する範囲を指す ・定義によっては自然堤防帯のうち自然堤防と旧河道を除いた部分を氾濫原と呼ぶ場合があり、この場合、後背湿地と同義 ¹⁴⁾
湧水地帯	止水性	恒久的	・湧水とは、地下水が地表水となって湧きだしたものである。一般に扇状地の扇端部には湧水地帯が存在する ・地形・地層等の状況により、扇端部のあちこちに天然湧水が湧きだす場合や、扇端部に全域に湧水が浸み出し、湿地状になっている場合などがある ⁸⁾
谷底平野	止水性	一時的(降雨時)	・谷底にある平坦面で現在、河流の沖積作用が及ぶ地域 ⁹⁾
湿田	止水性	通年湿潤	・地下水位が40cmより高い水田 ・一年を通じて地表が常に最大容水量以上の含水状態にある水田 ¹⁰⁾
半湿田	止水性	通年湿潤	・地下水位が70cm～40cm ・一年の或期間湿田状態となる水田。或は表土が常に野外容水量以上の含水状態にある水田 ¹⁰⁾
谷地田(谷津田)	止水性	通年湿潤	・谷あいの水田。高台からの浸透水または湧出水を用水源とするが、一般に地下水位が高いために湿田状態になっている ¹⁰⁾
湛水田(乾田)	止水性	一時的(灌漑期)	・水稻の生育期間中、最高分けつ期の中干し約一週間をのぞいて、糊熟期の終わりに落水するまで水を保つ田 ¹⁰⁾

3. 研究事例

3.1 荒川地区(氾濫原の水田地域)

荒川地区では、河川-農業水路-水田の連続性の違いが魚類相に及ぼす影響、及び連続性が確保された水域における魚類の利用形態を把握するため、河口から 36～42km、秋ヶ瀬堰の湛水域(堤外地)に位置する3つの水田地域ABCを調査地区として設定した。

(1) 荒川地区周辺水域の変遷

国土地理院発行の明治20年の迅速図・平成15年の地形図及び現地調査により、調査地区周辺水域の変遷を整理した(図-2)。これによると、明治20年には荒川は蛇行度が大きな流水域であり、周辺には農業水路・小河川・ため池・湿田・湿地等の多様な水域が存在する。また、水路と河川との間に構造物はなく、水路網は入り込んでいる。その後、平成15年に至るまでに、荒川は河道の直線化や築堤が行われ、また秋ヶ瀬

堰の整備によって湛水域化している。また、水田地域では乾田化が進み、さらに河川と水路の間は取水ポンプや排水樋管などの構造物が整備されている。

地区別に見ると、BC地区周辺では上述の変化がほぼ当てはまり、A地区周辺では河川・水田地域とも大きな変化は無く、湿田環境や水域の連続性が保たれている。

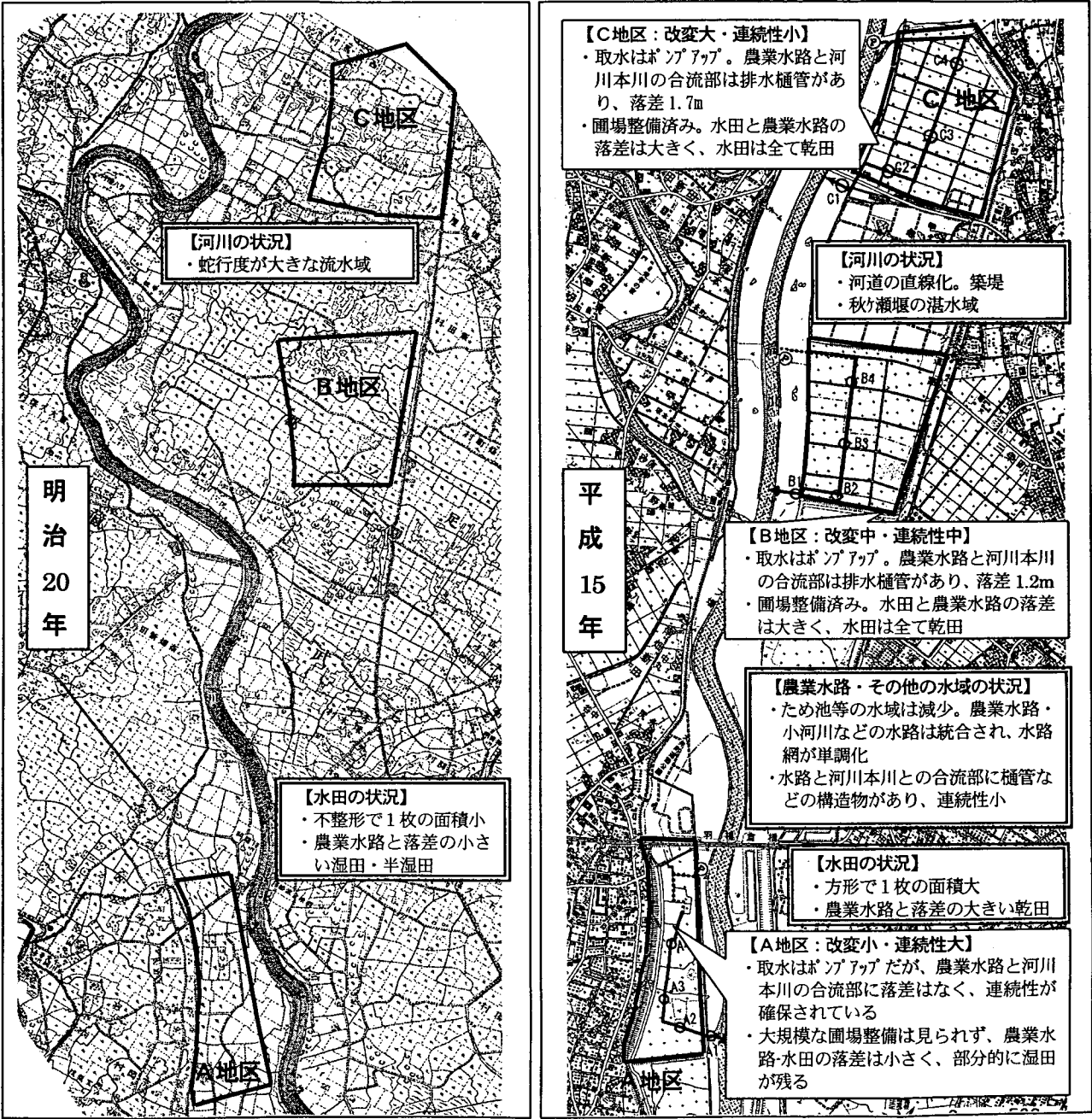
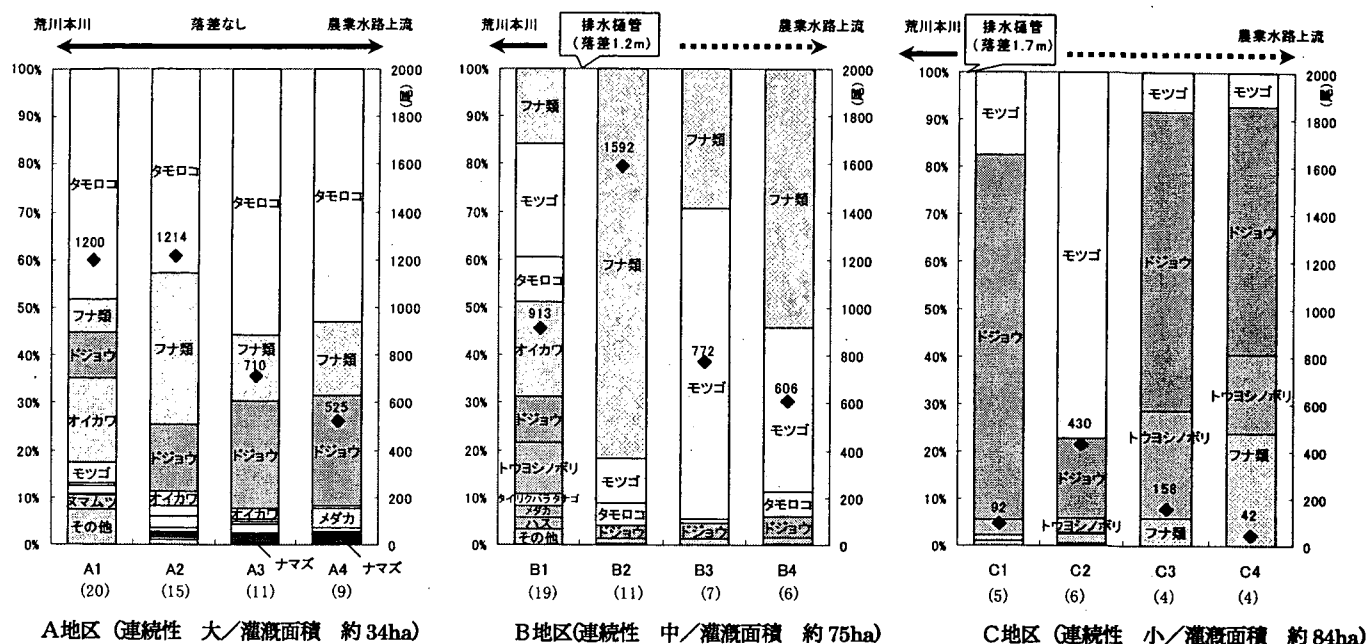


図-2 調査地区周辺水域の変遷



※ () 出現種数: 4・11 月全調査, ◆ 各地点における個体数: 4・11 月タモ網調査合計, 魚種構成: 4・11 月タモ網調査における構成

図-3 ABC地区の出現種数・個体数・魚種構成

(2) 調査結果

ABC地区の主要農業水路において、各地区4箇所の調査地点(図-2 参照)を設定し、タモ網(50m/地点、目合6mm)、定置網(上下方向に1晩網を設置し翌日回収、目合6mm)による魚類調査を行った。調査は平成15年4~7月及び9・11月に行った。なお、調査期間において出水は見られなかった。

① 連続性の違いと魚類相

図-3にABC地区における出現種数・個体数・魚種構成を示す。これによると、連続性の大きいA地区では、全地点通して出現種数・個体数が多かった。魚種の構成を見ると、タモロコ・フナ類・ドジョウが多く、また河川等から水路を経て水田で産卵すると言われるナマズが出現している。連続性が中程度のB地区では、荒川と連続しているB1において多くの魚種が出現しているが、落差の上流側(B2-B4)では個体数が多いものの出現種数は少なく、魚種はフナ類・モツゴに大きく偏っていた。連続性が最も小さいC地区では、全地区通して個体数・魚種数は著しく少なく、魚種はモツゴ・ドジョウに偏っていた。

このように、ABC地区の出現種数・個体数・魚種構成は大きく異なり、河川-農業水路-水田の連続性の重要性が示唆された。

② 連続性が確保された水域での魚類利用形態

図-4にA地区における魚類の動向と水管理・主要魚種の産卵時期を示す。4・5月は下り方向と比較して上り方向(荒川→農業水路)の採捕尾数が多いが、6・7月は下り方向(農業水路→荒川)の採捕尾数の方が多くなる。これは、灌漑期が始まる4・5月に荒川本川から上ってきた成魚が農業水路・水田を利用して産卵・孵化し、成長した仔稚魚たちが徐々に荒川本川に下り始めるためである。一方、下り方向の採捕尾数は7月にピークを示すが、これは揚水停止に伴って農業水路上流側の水位が急激に低下するため、仔稚魚・成魚とも一斉に水深が確保された荒川本川方向へ移動しているためと推察される。なお、非灌漑期にあたる

8・11 月には、農業水路に全く水が無くなり、荒川本川の背水区間である A1・A2 地点を行き来している魚の
 みが採捕されている。

文献資料等によると、昭和初期、当該地域の湛
 水田（乾田）における灌漑期は4月下旬～9月中
 旬であった¹⁸⁾。2003 年の荒川A地区では、これよ
 り2ヶ月早い時期に揚水を停止していた。主要魚
 類の産卵時期は4月上旬から8月下旬であり（図
 -4）¹⁹⁾、さらに仔稚魚の育成期間を考慮すると、
 水管理形態の変化が魚類相に少なからず影響を及
 ぼしていることが推察される。

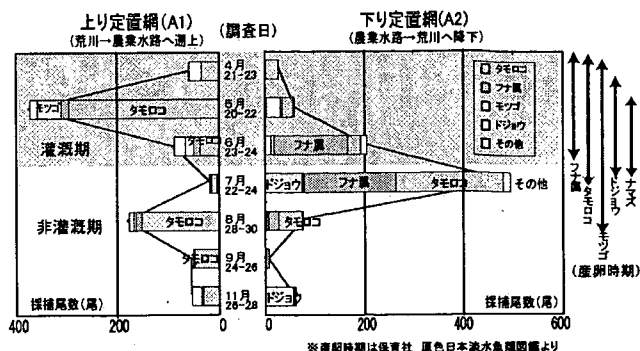


図-4 A地区における魚類の動向と水管理

3.2 霞ヶ浦流域K川調査地区（谷地田）

霞ヶ浦に注ぐ小河川 K 川は3方を山で囲まれ、流域には蓮田や水田が広がっている。霞ヶ浦と K 川は、
 下流域に設置された農業用の取水堰（落差2m）により分断されている。取水堰の上流には谷津田に繋がる
 農業水路が接続しており、湧水を水源とする昔ながらの水環境が維持されている²⁰⁾。

本地区では平成 15 年 3～9 月の間、5 箇所の調査地点を設置し魚類調査を実施した。図-5 にタモ網にて
 採捕された種・個体数、K 川及び農業水路の縦断勾配・水面勾配を示す。農業水路区間には移動障害となる
 構造物等はないが、魚種によって分布範囲が異なっており、湧水源に近い山裾を中心にメダカやキンブナな
 どが、農業水路下流域にはタイリクバラタナゴやトウヨシノボリが生息している。一方、農業水路がつなが
 る K 川ではブルーギルやチャンネルキャットフィッシュが多数採捕されたが、湛水区を含む取水堰上流では
 これらの生息は確認されておらず、取水堰が外来種の進入を防いできた可能性がある。

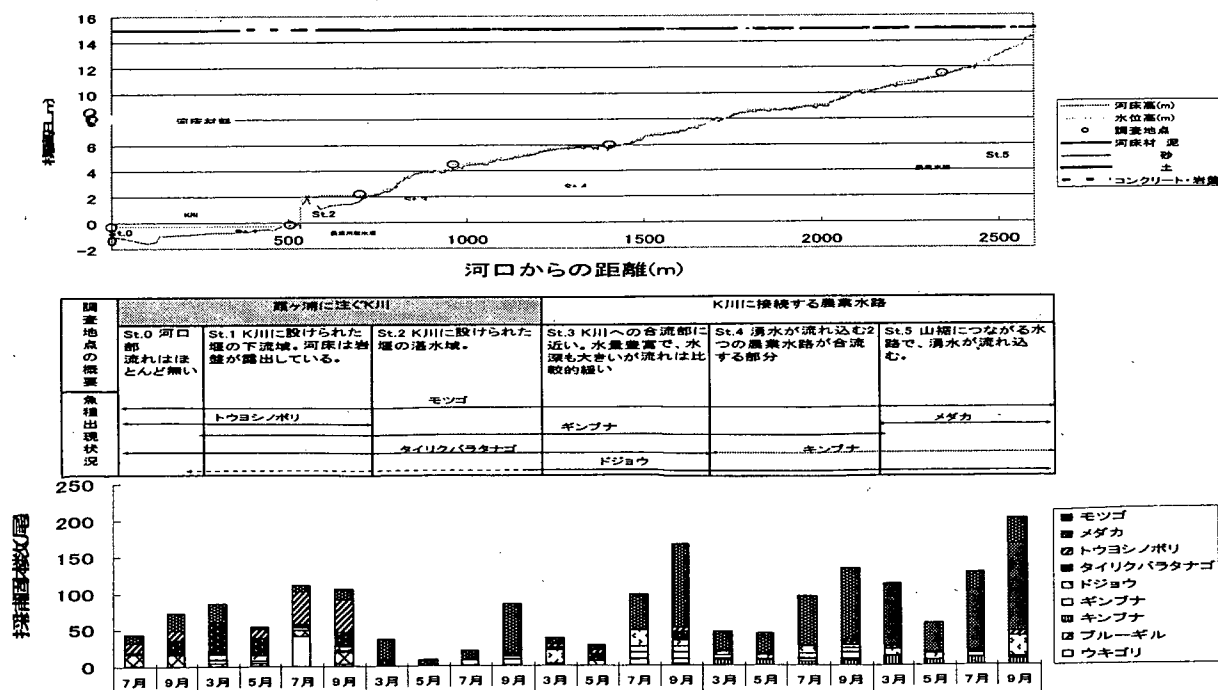


図-5 K川及び農業水路の魚類相・縦断勾配

このように、湧水を水源とする谷津田の農業水路では年間を通じて流れが確保されるうえ、水路内には周辺の土地利用や地形などの要因によってさまざまなハビタットが形成されており、谷津田特有の生態系を支える重要な場となっている。

4. まとめ

本報文では、氾濫原の水田地域（荒川地区）と山裾の谷地田地域（K川地区）を事例として紹介した。

氾濫原を起源とする荒川地区では、連続性が確保された水田地域において、タモロコ・フナ類・ナマズなどを中心とした魚類が水管理に合わせて4月以降に荒川から水田地域に遡上し、農業水路・水田を利用して産卵・孵化・生育し、徐々に荒川に降下するという一時的な利用をしていた。また、連続性に乏しい水田地域では、これら河川に生息する魚類の一時的な利用は見られず、出現種数・個体数が少なく、また魚種構成にも偏りが見られた。

一方、周辺に谷地田が広がるK川地区では、湧水を水源とする農業水路に恒常的な様々な水域が存在し、多くの魚類がそれらをハビタットとして利用していた。また、下流部の取水堰による霞ヶ浦との分断が下流域から農業水路への外来種の侵入を防いできた可能性が示された。

このように、個別の地域によってネットワークの形態や用排水源となる流域の環境、農業水路の水の流れや生息する魚類やその利用形態に大きな違いが見られる。河川と水田地域の水域環境全体を改善するに当たっては、当該地域の現況把握はもちろん、もともとの環境や生態系を考慮した上で、ネットワークを連続させることだけでなく、農業水路自体の環境改善や保全、また谷地田などでは用水源となる湧水の保全などまで視野を広げて目標を設定することが必要である。

5. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力をいただいた天野上席研究員、村岡主任研究員、大石研究員をはじめとする河川生態チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属：日本技術開発株式会社

引用文献

- 1) 端憲二、水田灌漑システムの魚類生息への影響と今後の展望、農業土木学会誌、第66巻、第2号、pp143-148、1998
- 2) 田中道明、水田周辺の水環境の違いがドジョウの分布と生息密度に及ぼす影響、魚類学会誌、46(2) pp75-81、1999
- 3) 江崎保男・田中哲夫、水辺環境の保全、5章水田・農業水路の魚類群集、株式会社朝倉書店、1998
- 4) 中村智幸・尾田紀夫、栃木県那珂川水系の農業水路における遡上魚類の季節変化、魚類学雑誌 50(1)25-33、2003
- 5) 小出水規行、水路環境の季節変動と魚の生息史、第2回農村研究フォーラム講演、2002
- 6) 萱場祐一・島谷幸宏、河川におけるハビタットの概念とその分類、土木技術資料、vol.41、NO.7、pp32-37、1999
- 7) 大矢雅彦、河川地理学、古今書院、1993
- 8) 榎根勇 山本莊毅、扇状地の水循環、古今書院、1971

- 9) 地形調査作業規程準則、総理府令第 50 号、1954 年 7 月 2 日
- 10) 籠瀬良明、低湿地、古今書院、1972
- 11) 山崎不二夫、水田ものがたり、山崎農業研究所、1996
- 12) 元木 靖、現代日本の水田開発、古今書院、1997
- 13) 農林水産省農村振興局 土地改良企画課、日本水土図鑑
- 14) 高橋学、平野の環境考古学、古今書院、2003
- 15) 社団法人 農業土木学会、改訂 6 版 農業土木ハンドブック、社団法人 農業土木学会、2000
- 16) 内田和子、日本のため池、海青社、2003
- 17) 滋賀自然環境研究会、滋賀の田園の生き物、サンライズ出版、2001
- 18) 安室知、水田をめぐる民俗学的研究、慶友社、1998
- 19) 宮地博三郎・川那部浩哉・水野信彦、原色日本淡水魚類図鑑全改訂新版、保育社、1996
- 20) 若宮慎二・尾澤卓思、河川-水路-水田の連続性と魚類群集に関する研究、2003

環境ホルモン等汚染物質の水環境中での挙動に関する研究

チーム名 水質チーム
氏名 八十島 誠

1. はじめに

内分泌攪乱化学物質（環境ホルモン）は、極微量で生態系に影響を及ぼす可能性のある物質であり、近年、社会問題化している。

日常的には、5万種を超える化学物質¹⁾が製造・使用されていると推測されており、現時点では、このうち67物質が、内分泌攪乱化学物質としてリストアップされている²⁾。全ての化学物質について生物影響等の調査は行われていないため、リストアップは、現時点での報告や研究事例を基に行われている。さまざまな化学物質の最終的な受け入れ先は環境であり、その際、水を介して物質が移動することが多い。これらの化学物質による水環境の汚染は、水環境での蓄積のほか、水域に棲息する生物に影響を及ぼす。さらには、生物濃縮を経て、人体に影響を及ぼすことも懸念される。これらの状況から、生活排水、工場排水等を受け入れ、処理後、環境へ排出している下水道の果たす役割は極めて重要であると考えられる。

内分泌攪乱作用を有する³⁾と疑われている物質であるノニルフェノール（以下、NP）は、工業用の洗浄剤などに幅広く使用されている非イオン界面活性剤のノニルフェノールエトキシレート（以下、NPnEO）の分解生成物であると報告³⁾されている。NPEOの分解経路については、好気条件下での微生物分解によりEO鎖の短鎖化、あるいはノニルフェノキシ酢酸（以下、NPnEC）に形態変化してEO鎖の短鎖化を受け、さらに嫌気条件下での微生物分解により最終的にNPを生成すると報告³⁾されている。

海外ではトiletペーパーに高濃度のNP関連物質（NP、NPEO）が含まれるという報告⁴⁾があり、トiletペーパーが下水道でのNPの負荷源のひとつとなっている可能性が考えられる。しかし、国内においては、トiletペーパーに含まれるNP関連物質の存在を明らかにした例はない。そこで、本研究では、トiletペーパーに加え、便器を通じて下水道に流入する可能性のある便座シート、トiletクリーナーについてNP関連物質の存在を明らかにすることを第一の目的とした。

一方、NPを始めとする化学分析については、一定の精度管理体制が整備されてきているが、採取した試料の安定性を評価した例は少ない。そこで、ノニルフェノールおよびその関連物質（NP、NPEO、NPEC）、抱合体を含むエストロゲン類（E1、E2、EE2、E3、E1-3S、E2-S、E3-S、E2-diS）を対象に採取試料の安定性を評価することを第二の目的とした。

2. 方法

(1) NP負荷源調査に係る試料および分析方法

トiletペーパーは、市販の再生紙100%を6種類、バーシンパルプ100%を3種類、また、便座シート1種類、トiletクリーナー2種類を入手し分析に供した。NP、NPnEOは、HPLCを用いてNP及びNP1～15EOを測定⁵⁾した。また、NPnECは、LC/MS/MSを用いてNP1～10ECを測定⁶⁾した。なおトiletペーパー、便座シート、トiletクリーナーは10gを精製水1Lに浸して約20時間攪拌したのち、直ちに測定⁷⁾した。

(2) 試料安定性試験に係る試料および分析方法

試料は、精製水（標準溶液添加）、流入下水、処理水、河川水とし、採水後、酸化防止剤としてアスコルビン酸を添加した場合／しない場合、保存温度5℃／25℃について、採水日から採水3日後まで試料安定性試験を行った。NP およびその関連物質については(1)と同様の方法で、エストロゲン類については、LC/MS/MSを用いて測定した。

3. 結果および考察

(1) NP 負荷源調査

再生紙 100%のトレットペーパーからは、NP は平均で 0.6μg/g が検出された。また、NP1EO は平均 0.2μg/g、NP2EO は平均 1.1μg/g 検出された（図-1）。なお NPEC は、すべて定量下限値程度であった。同様にパーセントパルプ 100%のトレットペーパーからは、NP は平均で 0.3μg/g 検出されたが、NPEO、NPEC についてはすべて定量下限値程度であった。便座シート、トイレットペーパーに関しては、測定したすべての項目が定量下限値程度であった。

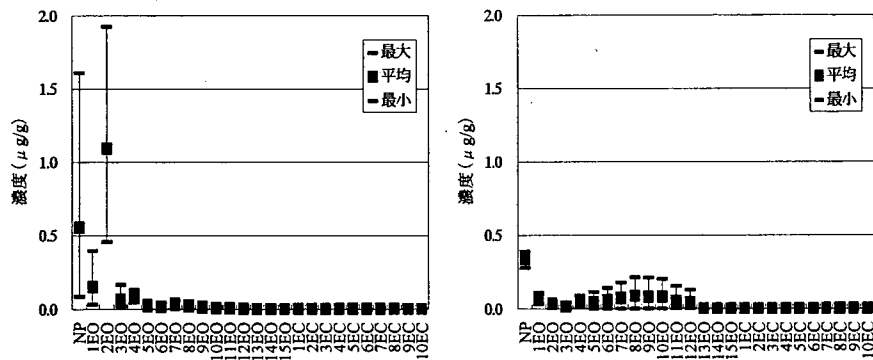


図-1 再生紙 100%及びパーセントパルプ 100%のトレットペーパー中の NP 関連物質濃度

ここで、今回最も高濃度に NP 関連物質が検出された再生紙 100%のトレットペーパー中の NP 関連物質が実際の下水処理場の流入下水にどの程度寄与しているのかを明らかにするため、再生紙 100%のトレットペーパー中 NP 関連物質の流入下水に占める割合を試算した。試算条件は、以下のとおりである。

○下水処理場（A 下水処理場）

処理水量	81,000m ³ /day
処理人口	276,230 人
NP 濃度*	7.6μg/l (2.8mol/day)
NPEO 濃度*	0.4～7.8μg/l (0.04～1.6mol/day)
NPEC 濃度*	0.03～0.18μg/l (0.007～0.05mol/day)

* 流入下水中の実測濃度

○トレットペーパー

使用量 ⁸⁾	7Kg/年/人
再生紙 100%のシェア ⁹⁾	65%
下水処理場到達までに生分解を受けないと仮定	

試算の結果は、図-2に示すとおりであった。即ち、流入下水中 NP 関連物質に占める再生紙 100%トレットペーパー中 NP 関連物質の割合は、最大で NP では 1%、NPEO では 2%であった。したがって、トレットペーパーは、流入下水で検出される NP 関連物質濃度にはほとんど寄与しないことが示唆された。しかし、全国の下水処理場を対象とした NP 関連物質濃度調査結果¹⁰⁾からは、主として家庭排水を受け入れている下水処理場においても NP 関連物質は検出できるレベルにあり、したがって家庭排水からも NP 関連物質が検出されている可能性が否定できないことから、今後は、今回対象としたトレットペーパー等以外の物質についても NP 関連物質濃度を明らかにしていく必要があると考えられる。

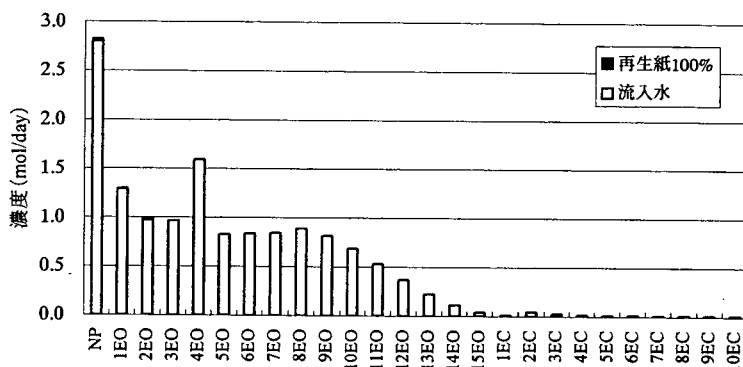


図-2 流入下水中 NP 関連物質に占める再生紙 100%トレットペーパー中 NP 関連物質の割合

(2) 試料安定性試験

試験の結果、流入下水、処理水中のエストロゲン抱合体以外では、試料水の性状（精製水、流入下水、処理水、河川水）、試験項目、および、アスコルビン酸の添加の有無、保存温度の違いによる試料の安定性に顕著な差は認められなかった。流入下水でのエストロゲン抱合体の安定性試験結果の一部を図-3に示した。エストロゲン抱合体は、流入下水、処理水ではアスコルビン酸を添加することで濃度変化が小さくなる、即ち、安定性が高くなる傾向が認められた。本試験の結果、測定対象項目にエストロゲン抱合体を含む場合は、アスコルビン酸を添加することで安定性が高くなることが判明した。なお、下水試料中の E2-diS は、アスコルビン酸を添加した場合、無添加の場合に比べて低めの濃度となる傾向があった。本試験結果からは、濃度が低めに見積もられる原因は不明であるため、さらに検討を進める必要がある。

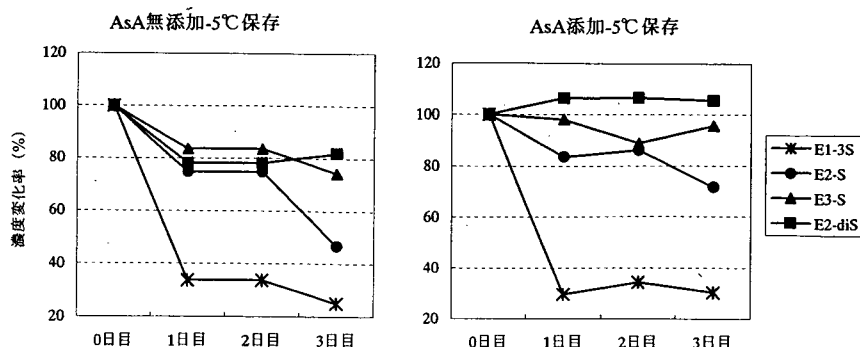


図-3 流入下水でのエストロゲン抱合体の試料安定性試験結果

4. 結論

- ①トイレトーパー、便座シート、トイレクリーナー中に含まれる NP 関連物質濃度を明らかにした
- ②再生紙 100%は、パージンパルプ 100%に比べて NP 関連物質濃度が高い傾向にあった
- ③流入下水に占める再生紙 100%の NP 関連物質濃度は、最大でも 2% 程度であり、寄与率は極めて低かった
- ④試料の安定性を試験した結果、特にエストロゲン抱合体においては、アスコルビン酸を添加することで採水後の濃度変動を抑えることが可能であった

5. 謝辞

本研究を行うに当たり、ご指導いただいた独立行政法人土木研究所水循環研究グループ水質チームの田中宏明上席研究員、小森行也主任研究員ならびに水質チームのみなさまに深謝致します。

〈参考文献〉

- 1) 松井三郎, 足立淳, 松田知成: 家庭排水中の内分泌攪乱化学物質 (環境ホルモン), 用水と廃水, Vol.44, No.1, pp.34-38, 2002.
- 2) 環境庁: 外因性内分泌攪乱化学物質問題への環境庁の対応方針についてー 環境ホルモン戦略計画 SPEED'98ー, 1998.
- 3) Ahel M., Giger W. and Koch M. : Behavior of alkylphenol polyethoxylate surfactants in the aquatic environment - I. Occurrence and transformation in sewage treatment: Water Research, Vol.28, No.5, pp.1131-1142, 1994
- 4) Martin G et al : A Joint UK Government SETAC Europe (UK BRANCH) And SETAC Europe Meeting Poster Presentations proceedings p.33, 2003
- 5) 小森行也, 八十島誠, 田中宏明: 下水試料中のノニルフェノールエトキシレート分析, 第 11 回環境科学討論会講演要旨集, pp.100-101, 2002
- 6) 八十島誠, 小森行也, 田中宏明: 下水試料中のノニルフェノキシ酢酸類の分析, 第 36 回日本水環境学会年会講演集, p.526, 2002
- 7) 八十島誠, 小森行也, 田中宏明: ノニルフェノールとその関連物質, エストロゲン類およびその抱合体が含まれる水試料の保存方法の検討, 第 6 回環境ホルモン学会研究発表会要旨集, p.165, 2003
- 8) NPO 日本下水文化研究会・尿尿研究分科会編: トイレ考・尿尿考, 技報堂出版
- 9) <http://www.kasuga.co.jp/kankyomemo/kankyomemo.html>
- 10) 八十島誠, 小森行也, 岡安祐司, 田中宏明: 下水道における NP 関連物質の挙動, 第 5 回環境ホルモン学会研究発表会要旨集, p.177, 2002

* 東和科学株式会社 環境計測部 八十島誠

閉鎖性水域の底質並びに底質からの溶出現象について

(指導期間 平成 15 年 4 月～16 年 3 月)

チーム名 水質チーム
氏名 和田 順之輔

1. はじめに

湖沼やダム遊水池では、夏の成層期に深層水が嫌気化することにより底質からの栄養塩類の溶出が促進されることが知られており¹⁾、この嫌気的な底層環境を改善するために、従来は深層曝気や、密度流拡散による嫌気層の解消等が試みられてきた。土木研究所では、従来の深層曝気とは異なり、夏季の成層を破壊せず底層の嫌気化を改善する新技術として「高濃度酸素注入システム」を用いて国土交通省東北地方整備局三春ダムの牛楢前貯水池で現地実験を行った²⁾³⁾。本報告は、現地観測以前並びに現地観測中に採取した底泥コアサンプルを用いて実施した室内実験（溶出試験並びに底泥酸素消費速度試験）の結果を報告する。

2. 室内実験

2.1 試料採取並びに実験期間、実験装置

溶出速度試験並びに酸素消費速度に用いた試料は、図-1、2 に示した国土交通省東北地方整備局三春ダムの牛楢前貯水池の調査地点Aと調査Dにて、平成 14 年は 2 回（6 月 17 日⁴⁾、8 月 18 日）、平成 15 年は 3 回（5 月 7 日、6 月 30 日、7 月 28 日）HR 型柱状採泥器を用いて、10cmφ＊高さ 50cm の円筒アクリル製実験装置に試料を採取した。

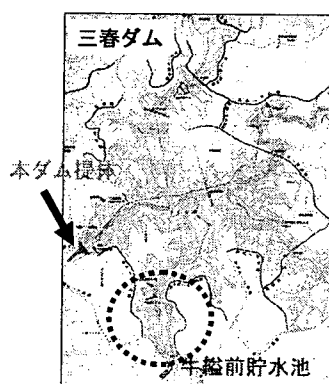


図-1. 調査区域

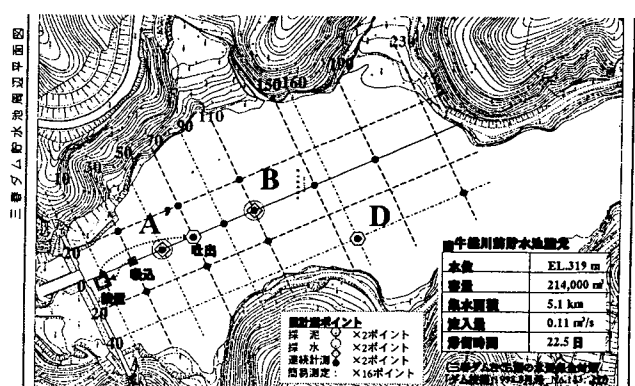


図-2. 調査点位置

採取試料は、20℃の恒温室へ持ち帰り、速やかに試験に供した。試験に用いた直上水は、貯水池の湖底上 0.5m から採水した現地水を用い、窒素曝気により嫌気条件（DO 2 mg/l 以下）として実験を開始した。実験中は水温計、DO 計並びに ORP 計の自動記録を実施した。分析用試料の採取は、実験開始日を 0 日として、原則 0、1、3、5、7、10 日目に実施した。採水した試料を用い、オートアナライザにて $\text{NH}_4\text{-N}$ 、 $\text{NO}_2\text{-N}$ 、 $\text{NO}_3\text{-N}$ 、

DTN、TN、 $\text{PO}_4\text{-P}$ 、DTP、TP、TOC 計により DOC の分析を行った。酸素消費速度試験装置の装置では DO 計の自動記録により酸素濃度変化を記録した。

2.2 試験結果

試験結果は調査点 A の $\text{NH}_4\text{-N}$ 、 $\text{PO}_4\text{-P}$ 並びに DO の変化について示す。

1) 底泥溶出試験

底泥溶出試験についてみると、図-3 に示すように、実験装置の直上水濃度は、平成 14 年では、6 月の $\text{PO}_4\text{-P}$

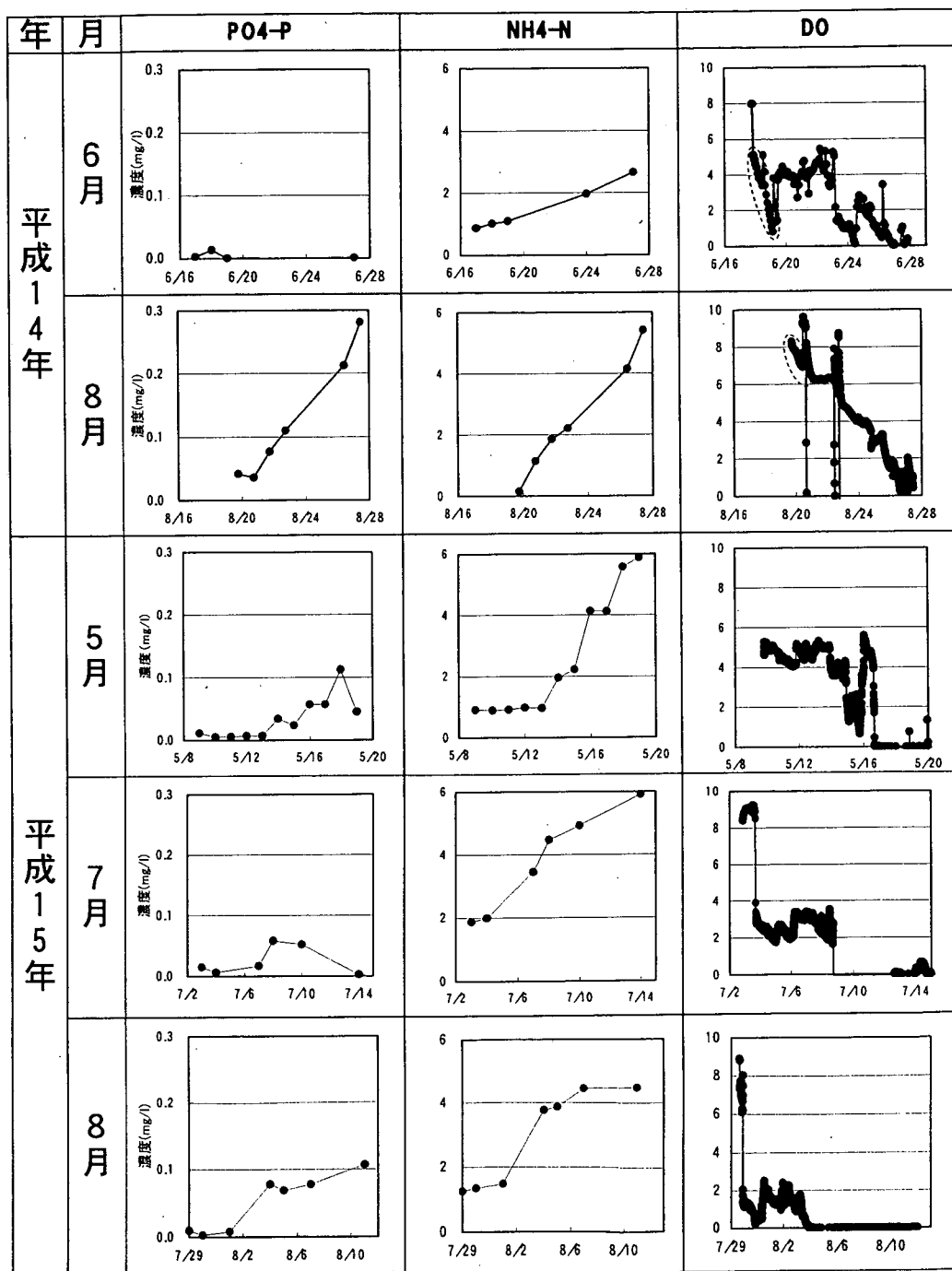


図-3. 溶出試験、酸素消費試験の経過

は0.01 mg/l 未満であり、NH₄-Nについても3 mg/l 未満であった。8月になると、PO₄-Pは0.3 mg/l まで到達し、NH₄-Nも6 mg/l 未満とみかけ濃度は6月の倍となった。この結果から求めた溶出速度を表-1に示した。PO₄-Pは、6月で2.4 mg/m²/day、8月で7.6 mg/m²/dayであり、NH₄-Nは6月で74 mg/m²/day、8月で159 mg/m²/dayであった。PO₄-Pで約3倍、NH₄-Nで約2倍の差がみられた。平成15年では、5月のPO₄-Pは0.1 mg/l 程度であり、NH₄-Nについては6 mg/l 未満であった。7月になると、PO₄-Pは0.1 mg/l 未満となるが、NH₄-Nは6 mg/l 未満とみかけ濃度は6月とあまり変わらなかった。8月のPO₄-Pは0.1 mg/l 程度であり、NH₄-Nについては5 mg/l 未満で、5、7月よりやや低かった。この結果から求めた溶出速度を表-1に示した。PO₄-Pは、5月で3.0 mg/m²/day、7月で8.0 mg/m²/day、8月で7.7 mg/m²/dayであり、NH₄-Nは5月で87 mg/m²/day、7月で105 mg/m²/day、8月で123 mg/m²/dayであった。PO₄-Pは5月に比べ、7、8月で約2倍であったが、NH₄-Nでは7、8月も5月の2倍未満であった。

2) 底泥酸素消費速度

底泥酸素消費速度試験についてみると、図-3に示すように、平成14年では6月に5 mg/l から1 mg/l、8月に9 mg/l から6 mg/l へそれぞれ初期の1日間で低下しており、この間で主な消費が起こったことが確認された。この結果から求めた酸素消費速度は、表1に示すように、6月が860 mg/m²/day、8月が1,240 mg/m²/dayであり、8月は6月の2倍以内(1.44倍)であった。平成15年では、5月に8 mg/l から0 mg/l、7月に9 mg/l から2 mg/l、8月に7 mg/l から0 mg/l へそれぞれ初期の1日程度で低下しており、この間で主な消費が起こったことが確認された。この結果から求めた酸素消費速度は、表-1に示すように、5月が1,720 mg/m²/day、7月が1,300 mg/m²/day、8月が1,650 mg/m²/dayであり、最も差がみられた7月と5月を比べても1.3倍程度で差は小さかった。なお、平成15年に実施した直上水の酸素消費試験では4日連続で10から0 mg/l へ緩やかに低下し、これより求めた酸素消費速度は524 mg/m²/dayであった。

表-1 溶出量、酸素消費速度の結果

(単位:mg/m²/day)

年	月	底泥からの溶出量		底泥の酸素消費速度 (SOD)	直上水の酸素消費速度
		PO ₄ -P	NH ₄ -N		
平成14年	6月	2.4	74	860	—
	8月	7.6	159	1240	—
平成15年	5月	3.0	87	1720	—
	7月	8.0	105	1300	524
	8月	7.7	123	1650	—

3. 水質調査結果から推定した変化量との比較

平成14年に実施した水質調査の結果⁵⁾の内、高濃度酸素水注入システムの稼働時と停止1日後を比較し、底泥溶出の影響を含むと考えられる水質変化を、面積当たり、日当たりに換算し、室内実験結果と比較し表-2に示した。水質へ変化から求めた変化量は、NH₄-Nで210 mg/m²/day、PO₄-Pで13 mg/m²/dayであった。これは室内実験結果、NH₄-N(74~159 mg/m²/day)、PO₄-P(2.4~8.8 mg/m²/day)とほぼ対応しており、高濃度酸素注入システムの停止後の水質変化は、概ね底泥からの溶出に負っているものと推定された。

表-2 水質調査結果から推定した変化量と室内実験による溶出量の比較

(単位：mg/m²/day)

項目	水質調査結果から推定した変化量 (平成14年8月19日～20日) 【5m、5.5m、6mの水質値による】	室内実験による溶出量
NH ₄ -N	210	74～159
PO ₄ -P	13	2.4～8.8

4. 結 論

今回の室内実験の結果から明らかになった事項は以下の通りである。

牛糞前貯水池の平成14年、平成15年の試料では

- 1) 溶出試験の結果から PO₄-P の溶出速度は、2.4～8.0 mg/m²/day の範囲にあり、最大4倍程度のひらきで、10⁰程度であることが確認された。NH₄-N の溶出速度は74～159 mg/m²/day の範囲にあり、約2倍程度のひらきで、10¹～10²程度であることが確認された。
- 2) 酸素消費速度試験の結果から、860～1,720 mg/m²/day の範囲にあり、約2倍程度のひらきで、10³程度であることが判明した。
- 3) 水質調査結果からの試算と室内実験の結果は、オ・ダ-でほぼ一致したことから、高濃度酸素水注入システム停止後の水質変化は、概ね底泥からの溶出に負っていると考えられた。

5. 謝 辞

本研究を行うに当たり、ご指導いただいた土木研究所水循環研究グループ水質チームの田中宏明上席研究員、津森主任研究員ならびにお世話になった水質チームのみなさまに深く感謝致します。

<参考文献>

- 1) 岩佐芳朗編著：湖沼工学、山海堂、p.279、1990
- 2) 佐々木稔、田中宏明、李建華、和田順之輔、中村圭吾、柴田省三、田中克知、福井真司、底層環境改善のためのモニタリング技術と活用、環境システム制御学会誌、第7巻、pp.237-240
- 3) 田中克知、柴田省三、福井真司、田中宏明、佐々木稔、底質改善への気体溶解装置への適用（Ⅰ）「気体溶解装置の適用とその制御」、第37回日本水環境学会年会講演集、p.119、2003
- 4) 李建華、和田順之輔、田中宏明、佐々木稔、三春ダムにおける異なる前貯水池の底泥から栄養塩類の溶出特性、第68回日本陸水学会講演要旨集、pp.110-110、2002
- 5) 和田順之輔、李建華、佐々木稔、田中宏明、底質改善への気体溶解装置への適用（Ⅲ）「DO制御に伴う水質変化に関する検討」、第37回日本水環境学会年会講演集、p.121、2003

* 三洋テクノマリン株式会社 和田 順之輔

下水道整備途上流域からの汚濁負荷流出に関する検討

(指導期間 平成 15 年 4 月～16 年 3 月)

チーム名 水 質 チーム
氏 名 壬 生 勝 泰

1. はじめに

我が国の下水道普及率（総人口に占める下水道利用人口の割合）は 65.2%（平成 14 年度末時点）であるが、大都市と中小市町村における下水道の普及格差は非常に大きく、大都市（100 万人以上）の下水道普及率は 98.2%であるのに対し、人口 5 万人未満の市町村の普及率は 31.8%である。下水道整備地区以外の地区では、集落排水施設やコミュニティプラントが整備されている場合があるが、下水道整備地区を含め、多くの単独処理浄化槽や合併処理浄化槽が利用されている。合併処理浄化槽はし尿と台所や風呂等の生活雑排水を微生物を用いて処理するが、単独処理浄化槽はし尿のみを微生物処理するものの、雑排水については処理しないため、それらは未処理のまま家屋近くの側溝等を通じて河川や湖沼・海域に排出され、水環境悪化の大きな原因となっている。

雑排水等に含まれる有機物は環境水中に排出されると、それ自体が腐敗の原因となるが、無機物であっても、窒素やリン（栄養塩）は湖沼や湾等の閉鎖性水域で植物プランクトンに摂取され、富栄養化の原因となる場合がある。また、最近では有機物や栄養塩である窒素、リン以外に、水生生物への影響が懸念されている内分泌攪乱化学物質（いわゆる環境ホルモン）や疫学的指標である糞便性大腸菌群数が問題となっている。

水環境中の環境ホルモンが注目されるようになったのは、英国において下水処理場の放流先河川水で飼育したニジマスの変化に関する報告がなされ、この要因として下水処理水に含まれるエストロゲンやノルフェノール（NP）が関与しているとされてからである。中でも、人畜由来のエストロゲンは、その内分泌攪乱作用の強さから非常に重要である。代表的なエストロゲンとしては、17 β -エストジオール（E2）、エストロン（E1）、エストリオール（E3）等がある。また、環境水中や下水中におけるその存在濃度と内分泌攪乱作用の強さから、エストロゲンに次いで水生生物に与える影響が大きいと考えられているのが、界面活性剤であるノルフェノールエチレート（NPEO）の合成原料であるとともに、NPEO が環境中で分解・還元されることにより生成される NP である。国土交通省と環境省が全国的に行った環境水中の内分泌攪乱化学物質の実態調査においても、環境水において、これらの物質をはじめとした多くの環境ホルモンの存在が報告されている。

本報告では、下水道整備途上の流域を持つ河川を対象として、環境ホルモンを中心とした汚濁について降雨時を含む負荷流出の実態調査の結果について報告する。

2. 調査方法

調査は、晴天時通日調査は 2003 年 2 月に実施し、降雨時調査は 2003 年 5 月、8 月、10 月に各 1 回実施した。

調査地点を図1に示す。

分析項目は、一般項目(SS, BOD₅, COD_{Mn}, 各態窒素, 各態リン), 大腸菌群数, 糞便性大腸菌群数, 環境ホルモンとした。環境ホルモンとしては, E2, E1, E3 (天然エストロゲン), EE2 (合成エストロゲン), NPEO, NP, 及びNPEOが分解する過程での中間生成体と考えられているニルフェキ酢酸(NPEC)を対象とした。

SS, BOD₅, COD_{Mn}, 大腸菌群数, 糞便性大腸菌群数の分析については河川水質試験法によった。各態窒素及び各態リンについては, ブラシールベ社製自動比色分析装置 TRAACS2000 により分析した。NP, NPEO の分析は「下水試験方法(追補暫定版)内分泌攪乱化学物質編及びクリプトスピリウム編」¹⁾に概ね準拠し, HPLC を用いて行った。また, NPEC²⁾, エストロゲン³⁾の分析は, LC/MS/MS を用いて行った。

なお, NP, NPEO, NPEC, エストロゲンの分析にあたっては, 前処理段階でガラス繊維ろ紙 GF/B により試料をろ過し, ろ液と残渣に分離するが, 降雨時の試料については, 残渣とろ液を別々に測定し, 懸濁態成分と溶存態成分とに分けて検討した。なお, 晴天時の試料は, 残渣とろ液とを合わせて分析した。

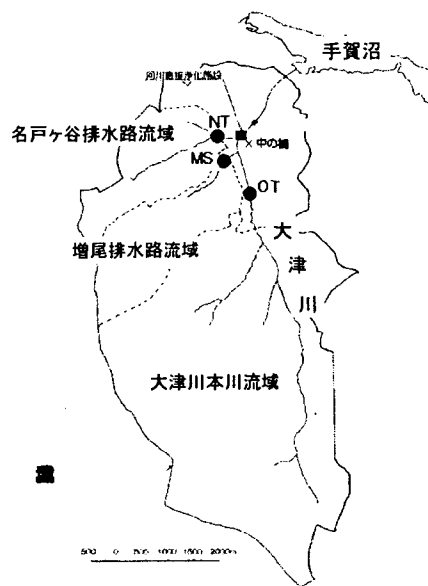


図1 調査地点

3. 結果と考察

3.1 エストロゲン

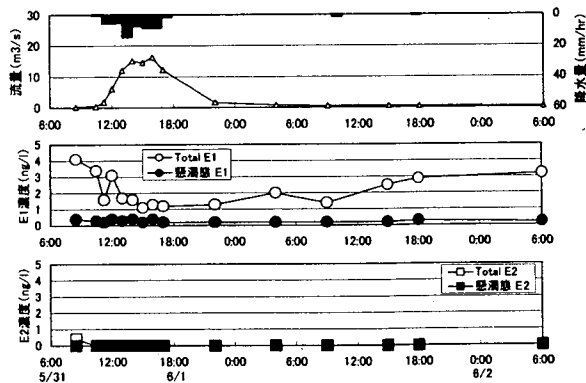
大津川本川 OT 地点における 2003 年 5 月の降雨時調査結果を晴天時調査結果と併せて図2に示す⁴⁾⁵⁾。なお, 調査期間中の総降雨量は調査地点近くの国土交通省柏観測所で 59mm (最大で 15mm/hr) であった。

降雨前は 4.1ng/l であった E1 濃度は, 河川流量の増大と共に減少し, 降雨が終了し流量が減少するに伴って降雨開始前とほぼ同じ濃度にまで増加した。懸濁態成分の E1 については, 降雨に伴う流量増加の過程で濃度の変化はほとんど見られなかった。

これを負荷量ベースで示したものが図3である。流量の増加に伴って E1 負荷量が増加するが, 内訳を見ると懸濁態 E1 と溶存態 E1 の両方が増加しており, 流域に蓄積される E1 は, 粒子に吸着しているのみならず, その間隙水中にも存在していることが示唆される。

なお, 降雨時には E2 はほとんど検出されず, EE2 は

a) 降雨時調査



b) 晴天時調査

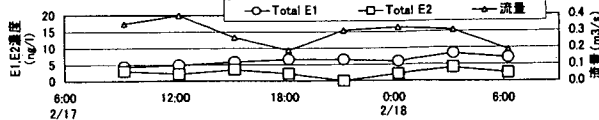


図2 大津川本川におけるエストロゲンの水質変動

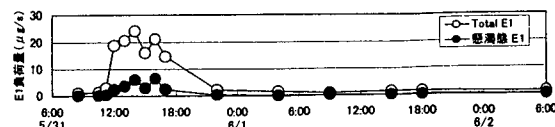


図3 大津川本川におけるエストロゲンの降雨時流出負荷変動

全く検出されなかった。

国土交通省の全国の一級河川 109 水系において実施した実態調査⁹⁾では、E2 が 2 ng/l 以上であった調査地点は全調査地点ののべ 14.7%であり、OT 地点における E2 濃度はその範囲に相当し、全国的にも比較的高い濃度であった。

本流域は手賀沼流域下水道による整備が進められており、下水道により収集された汚水は終末処理場にて高度処理した後、利根川に放流されている。そのため、大津川における E1、E2 の主要な排出源は合併処理浄化槽や単独処理浄化槽の放流水である。

晴天時について、OT、NT、MS の 3 地点の E1、E2 の流出負荷量を浄化槽人口（土木研究所調べ）で除して算定した浄化槽人口 1 人当たりの流出負荷量は、E1 が 0~10.4nmol/人/日、E2 が 2.8~12.0nmol/人/日である。松井ら⁷⁾によれば、男性の尿から E1 は 0.446 nmol/l、E2 は 0.062 nmol/l 排出され、女性の尿から E1 は 0.105 nmol/l、E2 は 0.124nmol/l 排出される。1 人 1 日の尿量を 1.5 l とすれば、E1 及び E2 の発生負荷量は男女平均でそれぞれ 0.413nmol/人/日、0.140nmol/人/日と計算できる。大津川の晴天時調査結果の E2 は、これと比べ 1~2 桁大きい。また、E1 について晴天時に検出されたのは OT 地点のみであるが、男女平均の発生負荷量の約 25 倍であった。

エストロンの発生負荷量の算定にあたっては、厳密には妊婦や子供の割合を考慮すべきであるが、妊婦の割合はせいぜい数%であり、これらを考慮して発生負荷量を算定しても、流出負荷が発生負荷量と比べてオーダーが違うほど大きいことは説明できない。このオーダーの差は、ヒトの体内で生合成されたエストロンは、肝臓で E3、E1、16 α -Hydroxyestrone などに代謝され、これらの代謝物は、硫酸やグルコ酸と抱合された抱合体として尿中から排泄されることから、浄化槽における処理過程や環境水中で、これらが何らかの作用を受けて脱抱合し、非常に高い濃度の遊離体の E1、E2 として流出しているためであると考えられる。

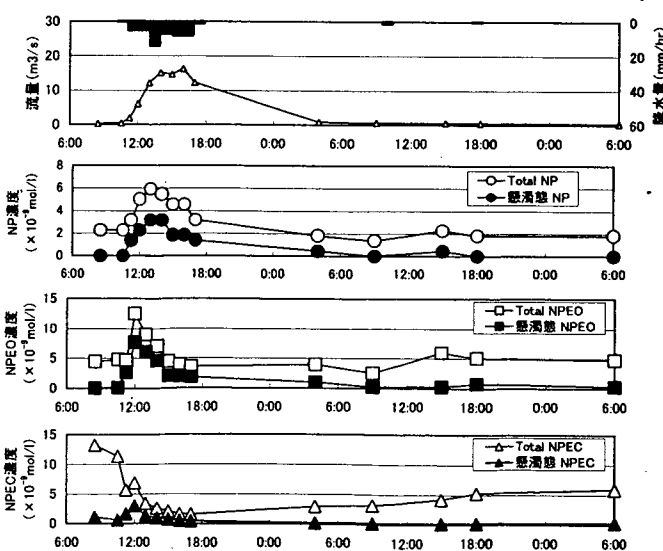
3.2 NP 及び NP 関連物質

OT 地点における NP 及び NP 関連物質の調査結果を図 4 に示す。

NP、NPEO の濃度は、流量の増大と共に増加し、NP は最大で 5.9×10^{-9} mol/l であり、降雨開始前濃度の 2.6 倍となった。NPEO については、最大で 12.5×10^{-9} mol/l で降雨前濃度の 2.8 倍であった。また、NPEC の濃度は、NP、NPEO と異なり、流量の増大に伴って低下する傾向が見られた。

図 4 に併せて各物質の懸濁態成分の濃度を示す。NP、NPEO については、流量の増大に合わせて

a) 降雨時調査



b) 晴天時調査

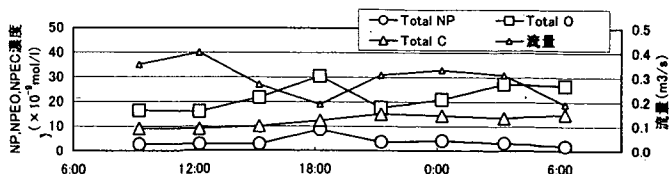


図4 大津川本川におけるNP及びその関連物質の水質変動

懸濁態濃度も増加した。NP 濃度に対する懸濁態成分の割合は降雨前では 0%であるが、その割合が最大となる時点では 58%であった。NPEO も同様に、降雨前は懸濁態成分の割合は 0%であるが、それが最大で 68% (mol/l) に達した。また、NPEC の懸濁態成分の割合は降雨前の 8%から最大で 43%と増加が見られたものの (いずれも mol/l)、懸濁態成分濃度は降雨前が 1.1×10^{-9} mol/l、ピーク時が 3.0×10^{-9} mol/l であり、その増加割合は NP、NPEO と比較して小さいものであった。

なお、負荷量として換算すると、NP、NPEO、NPEC のいずれも流量の増加とともに大きく増加し、ピーク時には降雨前のそれぞれ 130 倍、87 倍、11 倍 (いずれも mol/l) となり、1~2 桁増加した。

NP 及びその関連物質について、現在、家庭用洗剤のメーカーでは原料としての使用を自主規制していると報道しており、家庭における具体的な発生源は不明である。しかし、浄化槽排水や雑排水を主たる水源とする河川においてこのように実際には観測されており、今後はその発生源を把握するための調査が必要である。

4. まとめと今後の課題

環境ホルモンについて、人畜由来の E2 及び NP は大津川本川流末で、全国の一級河川と比較して高い数値が観測された。同時に調査した糞便性大腸菌群数及び大腸菌群数についても、他の一級河川の全国調査と比べ非常に高く、この結果からもその主な排出源と考えられる単独処理浄化槽や合併処理浄化槽の消毒が十分機能していないことが推測され、浄化槽放流水や生活雑排水がこれらの負荷源になっていることが示唆された。

降雨時の環境ホルモンの各物質について、懸濁態と溶存態に分けて検討した。NP、NPEO、NPEC とともに流量の増大に合わせて、懸濁態成分の濃度が増加し、平水時に流域内に蓄積しているこれらの物質が、降雨時に高い負荷で流出していることが示唆された。

5. 謝 辞

本研究を行うに当たり、ご指導いただいた土木研究所水循環研究グループ水質チームの田中宏明上席研究員、津森主任研究員ならびにお世話になった水質チームのみなさまに深く感謝致します。

＜参考文献＞

- 1) 社団法人日本下水道協会、下水試験方法 (追補暫定版) 内分泌攪乱化学物質編及びクリプトネリジウム編, pp.250-262, 2002
- 2) 八十島ら、下水試料中のノルフェネチン酢酸類の分析, 第 36 回日本水環境学会年会講演要旨集, p.256, 2002
- 3) 小森ら、第 5 回日本水環境学会シンポジウム講演集, p.186, 2002
- 4) 壬生ら、中小河川におけるエストロゲン及びノルフェネチン類の降雨時実態調査, 第 40 回環境工学研究フォーラム講演集, pp.109-111
- 5) 壬生ら、第 38 回日本水環境学会年会講演集, 2004
- 6) 国土交通省、水環境における内分泌攪乱化学物質に関する実態調査結果, 2000
- 7) 松井ら、季刊化学総説, No.50, p.87, 2001

* 株式会社 東京設計事務所 壬生 勝泰

流量観測技術の高度化に関する研究

チーム名 水理水文チーム

氏 名 篠原 努

1. まえがき

水文観測データは、治水・利水計画を立案するための基礎資料であると同時に、洪水予報、水防活動や渇水対策など河川管理にも必要な資料であり、社会基盤を支える 国土情報の一つでもあると言える。近年では、平成9年の河川法改正及び平成11年の情報公開法制定、平成13年の水防法の改正に伴い、新しい社会的な要請に応じて、流量観測の重要性、データの品質 確保・向上の重要性がクローズアップされている。

2. 研究目的

上記の水文観測に対する新しいニーズに対応するために、現場での水文観測が直面している課題を握・整理し、全国規模での水文観測技術基準再評価やマニュアル改訂のための基礎的知見を得ることを目的とする。

3. 研究方法

国土交通省河川局では、水文観測の現状を把握し、観測現場が直面している問題の解決と、水文観測の精度向上に役立てるため、平成13年度以来、全国水位流量観測所の総括点検を行っている。土木研究所も本総括点検のメンバーとして位置づけられており、本総括点検への参加を通じて、現場における水文観測の実態と問題点の所在を明らかにすることとする。

右の表1に本年度点検を行った水系及びスケジュールを記す。

表1 総括点検スケジュール

整備局・開発局	水系	日程
北海道開発局	石狩川 天塩川 留萌川 釧路川 沙流川 尻別川 後志利別川	8/25～29
東北地方整備局	赤川 最上川 子吉川 雄物川 米代川	9/17～19
北陸地方整備局	姫川 関川 信濃川 荒川 阿賀野川	10/28～30
中部地方整備局	宮川 櫛田川 雲出川 鈴鹿川 矢作川 豊川	8/6～8
近畿地方整備局	新宮川 紀ノ川 大和川	12/1～2
	揖保川 加古川 円山川	12/8～9
中国地方整備局	吉井川 旭川 高梁川 江の川 高津川 佐波川	7/16～18
四国地方整備局	重信川 肱川 渡川	11/25～28
九州地方整備局	球磨川 肝属川	10/1～2
	五ヶ瀬川 大淀川	10/7～8
	山国川 遠賀川 六角川 松浦川 本明川	11/11～13

4. 研究結果

4.1 点検結果

全国 57 箇所の水位流量観測所の総括点検を行った結果、以下に挙げるような課題が、全国的に見ても高頻度で発生し、かつ、水位・流量観測精度低下に影響を及ぼしている可能性が高いことが判明した。

1) 計画高程度の出水になると、観測不能になる観測所がある。

①計画高水位程度まで量水標が取り付けしていない

②計画高水位程度で観測所に近づけない。(観測所の水没、観測所に至る道路の水没等)

③計画高水位程度で、見通し杭が水没して見えなくなる。

2) 樹木が繁茂していて、浮子による高水観測が困難な観測所が多い

右写真(写真1)のように高水敷に木が繁茂しているために浮子による高水観測が困難な場所が多く存在している。こういった場合は、浮子を投下や通過の確認が困難なだけでなく、見づらいので水深近くで観測する可能性もあるので危険性が高いと言える。

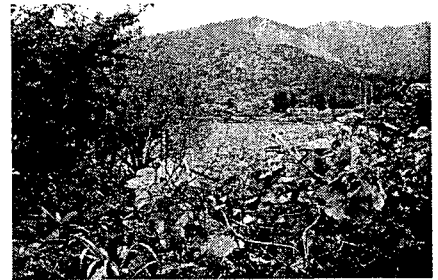


写真1 第一見通し

3) 高水流観はほとんど緊急法で行われているため、流量の精度が低下する恐れがある。

緊急法は、観測する事が危険になり、早く退去しなければならない状態になったときに行う方法であるが、現実的には、早く観測を終わらせるために用いている。

4) 自記水位計の検査が納入時にも行われていない。

水位流量観測所の自記水位計は設置時においては、製造メーカーである業者が出荷時に独自に機械の作動状況を検査している。その後、メンテナンスとして1回/月の普通点検と、1回/年の総合点検が行われている。しかし、これらの点検はいずれも実証的な点検は行われておらず、外観・機械・電気点検を実施しているにすぎないと考えられる。

5) 高水敷上の流観がされていない観測所がある。

高水敷まで水位が上昇してきた初期状態では、水深も浅く地形により複雑な流れをするために高水敷の流量を死水域として判断することが多い。浮子観測が出来ない水深でも、ある程度になれば、可搬式流速計を橋から投下して測定する等の方法で測定することも可能である。

6) 橋脚に取り付けた水位計について水理的な検討がされていないため、何を測っているのか分からない。

水位計を橋脚に取り付けるのは、設置には好都合である。しかし、橋脚のそばでは洗掘があるため、河道形状が非常に複雑である。洪水時には、橋脚の後流や渦の影響で安定するとは考えにくい。そのため、誤差がどの程度あるのか調査する必要がある。写真2のように流量が少ない場合でも影響が出ていると考えられる場所は低水時の影響も調査する事が必要である。

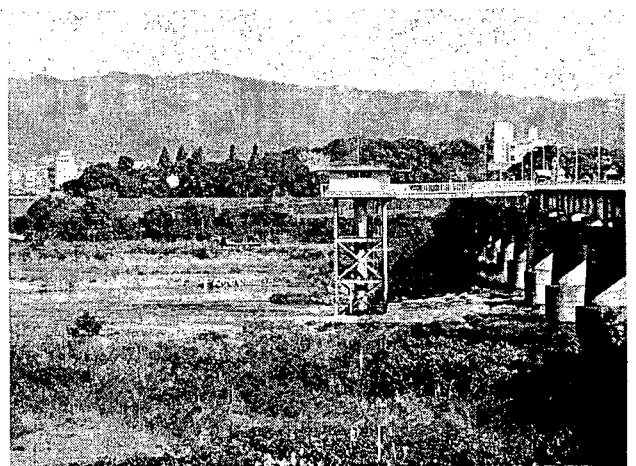


写真2 橋脚後部の水位計

7) 水位計を二重化している場合に、切替えの基準が不明確なところがある。また、二重化のセンサーを同種別のセンサーによって行っている例がある。

二重化している観測所の水位データを主水位計と副水位計に分けて切替器なるものを利用して、データを送信している観測所がある。この切替方法を明確にされていない場合が多い。また、正常値に戻った場合の切り替えが手動で行われているところもある。一応、切り替えのアルゴリズムは存在しているが、事務所等によって違うものなので検討する必要があると考えられる。

「二重化する場合の水位計の機種は異機種を原則とする」と河川砂防技術基準(案)調査編第2章4.9解説には記載されているが、観測所の設置位置等により、観測所に設置しづらいセンサーが存在しているため、水圧式により二重化されている観測所が多く存在している。(但し、水晶式センサーも水圧式に含む)

表2 センサー組み合わせ表

組み合わせ	観測所数
水圧式+リードスイッチ式	13
水圧式+水圧式	6
水圧式+フロート式	14
フロート式+超音波式	1
二重化されていない	23

8) 基準断面と流量観測位置が離れていて、水理的な妥当性を調べられない観測所がある。

流観を基準断面から離れた位置や断面形状が大きく異なった位置で行うと、その位置を基準断面の水位を用いて水位流量曲線を作成しても、曲線が不自然になることがある。低水や高水は基本的には基準断面で行う。低水断面で200m、高水断面で500m離れている場合、観測流量表、水位流量、水位-流速(H-V)、水位-断面積(H-A)等を作成して精度を検証する。具体的には、それぞれの場所でH-Q曲線の作成を行い相関をとる事である。

9) 感潮河川の影響を受ける場所の流量観測について定まった手法が存在しない。

感潮河川での流量観測は、幾つかの方法を用いている。もっとも多かった方法は、干潮時に測定を行いH-Q式を作成している場合である。また、独自のアルゴリズムを用いて観測しているところもあるが、経験則にもとづいており、水文学的に立証出来ないのですすめられない。満潮時や中間時の状態でも計測を行い、影響の度合いを調査すべきだが現状では干潮時に測定を行う方法が良いと考えられる。また、水面勾配で補正したH-Q式を用いる方法も考えられる。

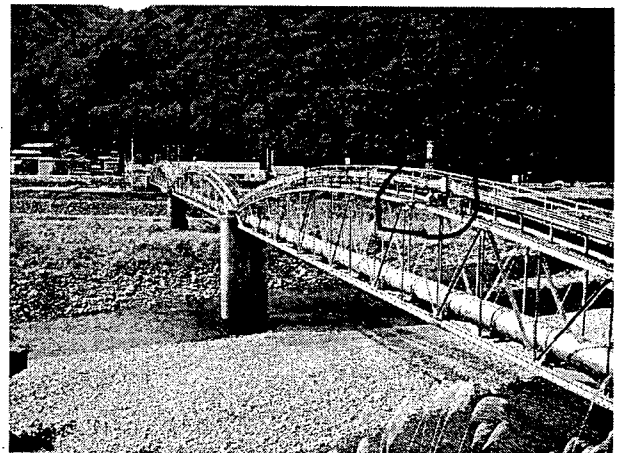


写真3 超音波流量計(黒枠内)

写真3は河床変動が激しいため、その影響を調査するために設置されている超音波流量計である。このような非接触式の流量計を用いて観測する方法も有効であるといえる。

10) 観測施設に不備があるため、精度良く観測が出来ない。

河川管理・計画のため地形上、水文上の条件が良くない所に観測所を設置している場合がある。例えば、浮子投下器の破損や量水標の位置などである。量水標は、反対側を向いていて洪水時に読めない等の問題をもつ観測所がある。

ここで、反対側を向いている例を示す。写真4は第一断面にある量水標を上から撮ったものである。対岸からも高水敷にある木があるため、量水標の水位を読むのは難しい。

斜めに量水標が設置している場合や量水標の下部が埋まっている場合も同様の事が言える。また、不備ではないが、数多くの量水標が存在していた。なかでも目盛りの上に数字が書いてある上読みと下に書いてある下読みが分かりにくいものとしてあげられる。また、観測所の零点高以下の水位の量水標がある場合、量水標の読み方は-10、-20、・・・と表記しているものと量水標を逆さにして使用しているもの等、複数の読み方が存在していた。

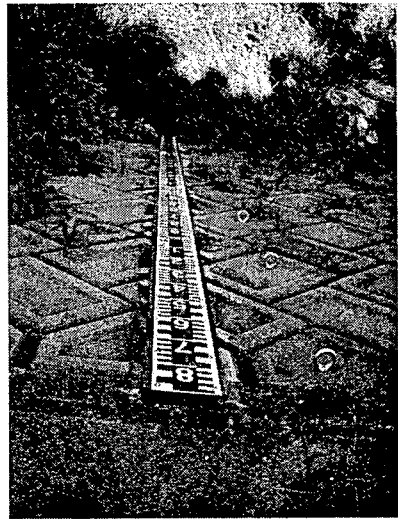


写真4 第一断面量水標

5. 結 論

今回の点検では、観測所固有の問題と観測業務の問題とが現場レベルで見えてきたといえる。以下のことが課題として再認識させられた。

- ①流れの速い河川の橋脚につけたセンサーはどの水位を観測しているか分からないので出来ることなら位置を変更して測定を行うこと
 - ②水位計を二重化する場合は、センサーと観測所の相性にもよるが異機種を用いたほうが良い。
 - ③潮汐の影響を受ける場所では、影響の度合い次第だが、現状では新しい技術を用いることや補正を行うことによって除去していく方法が有効といえる。
 - ④量水標の読み方については共通化する方がよい。
- これらの問題について今後検討していく必要がある。

6. 謝 辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご支援を頂いた水理水文チームの吉谷上席研究員、深見主任研究員ならびに水理水文チームの皆様に深謝致します。

所属 (株) 拓和

〈参考文献〉

- 1) 国土交通省河川局監修 独立行政法人土木研究所編著、「平成14年度水文観測」P141 他、平成14年9月
- 2) 建設省河川局監修 (社) 日本河川協会編 「改訂新版河川砂防技術基準(案)同解説調査編」P30 平成9年10月

水文観測データの照査方法に関する一考察

(指導期間 平成15年4月 ～ 平成16年3月)

独立行政法人土木研究所 水工研究グループ

水理水文チーム 清水敬生

1. はじめに

2002年4月、表1に示すように水文観測業務規定が改正され、水文観測データ品質照査要領が定められた。国土交通省地方整備局は水文観測データの照査システムを開発し、各地方整備局はこれを用いて品質照査を半年ごとに実施するようになり、より高品質の水文データを公開できるようになった。しかし、照査システムはまだ改善点も多い。本報では、過去2年間に実施された照査システムで、各地の観測データについて照査が困難な事例について、その問題点と改良方法について品質管理の視点から考察をおこなった。

表1 業務規程等の主な改定事項

業務規程等の主な改定事項

(1) 観測品質の確保 (規程第22条、第23条)

品質確保のため地方整備局長が品質管理組織を設置し、地方整備局長による水位、雨量及び流量等の観測データの照査を義務付ける。

→ 第三者が参画する委員会の設置

(2) 水文観測業務の確実な実施 (規程第4条、第13条)

水文観測業務は、地方整備局長が実施することを明確化した。

(水文観測業務計画は地方整備局長の承認事項とし、監査実施計画の作成を義務づけた。)

(3) 観測成果の公開 (規程第15条、16条及び細則15条、16条)

全ての観測成果の公開(年表及びインターネット)、電子データ化を義務付ける。

(4) 技術開発 (規程第21条)

水文観測に係わる技術開発を河川局長及び地方整備局長の責務とする。

2. 現在のデータ照査システムと問題点

現在のデータ照査システムは、大きく3段階から成り立っている。

(1) 観測値補正：マスの変形、時計のズレ、センサーや通信の異常等が確認された場合、欠測あるいは補完を事務所で実施する。

(2) 一次照査：標準AQC(オートマティククオリティーチェック)と標準MQC(マニュアルクオリティーチェック)による異常値の検出を事務所で照査する。

標準AQCの対象項目は、

- ① 時間雨量強度の上限値超過
- ② 標準偏差時間雨量
- ③ 日雨量の上限値超過
- ④ 標準偏差日雨量
- ⑤ 水位の上下限值超過
- ⑥ 水位変動量の上下限值超過
- ⑦ 同一水位の継続時間

である。この7項目について、上限値、下限値をそれぞれの観測所の特徴を検討した上で設定し、それに外

キーワード： 水文観測 データ照査 異常値 AQC MQC データの品質

〒305-8516 茨城県つくば市大字南原1番地の6 電話 029-879-6779

れるデータを自動的に抽出する。MQCでは、抽出されたデータについて、水文観測データ品質照査マニュアルに基づき、人の目で照査をおこなう。

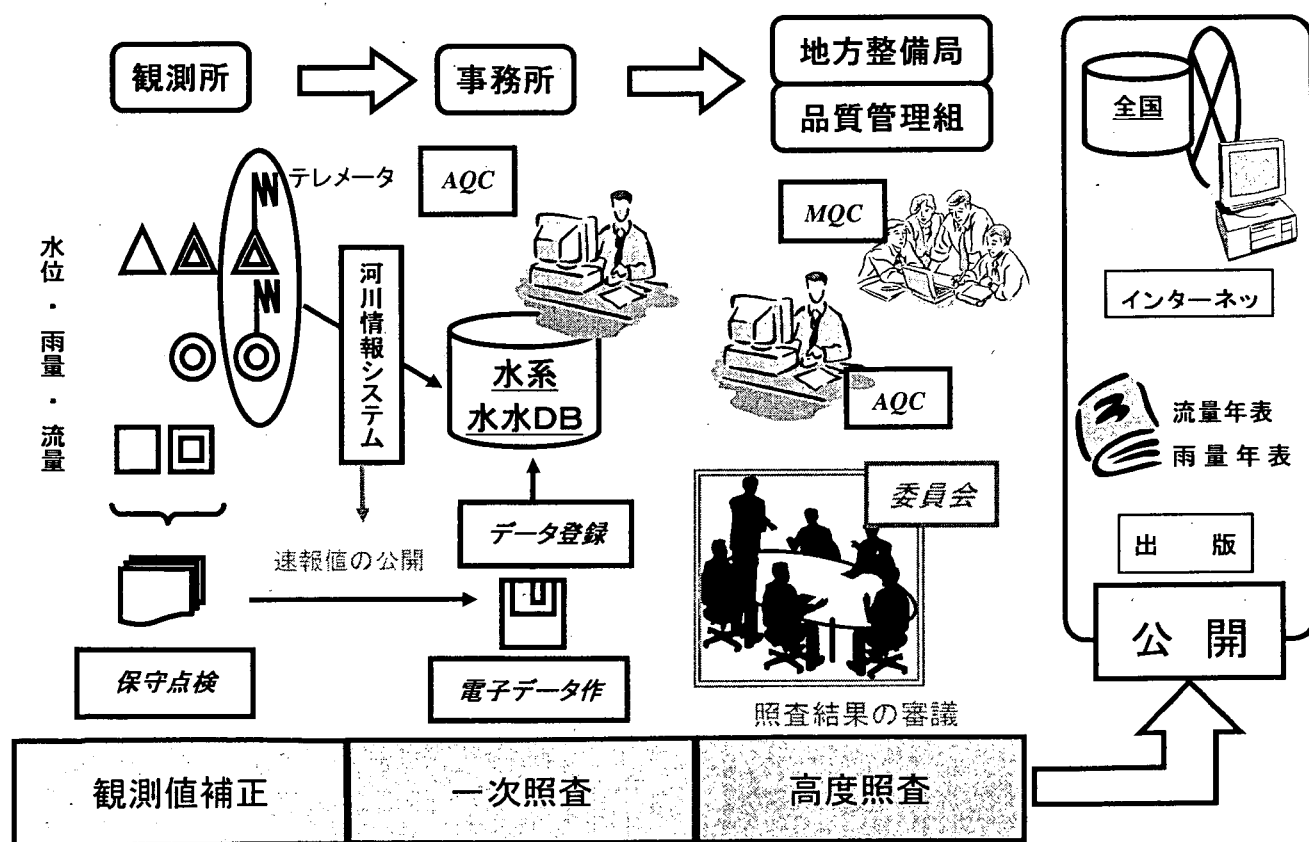
(3) 二次照査：高度 AQC と高度 MQC による異常値の検出を地方整備局で行う。

高度 AQC の対象項目は、

- ① 近隣雨量の相関（日雨量）
- ② 近隣雨量の相関（総雨量）
- ③ 水位の上下流相関
- ④ 水位の急激な増減
- ⑤ ピーク水位の発生順序
- ⑥ ピーク流量の発生順序
- ⑦ 水位流量曲線の妥当性

の7項目であり、標準照査との大きな違いは、複数観測所と比較することによって、異常値を探すシステムとなっている。やはり、その地方ごとに閾値を設定する必要がありデフォルトでは標準的な値が設定されている。以下にデータ照査のダイアグラムを示す。

【データ照査の流れ】



一次あるいは二次照査で検出された異常値は、照査の後、正常値、欠測あるいは要補正の判断を行うことになっている。

過去2年間の照査で見つかった代表的な問題点を整理すると以下のような事例がみられる。

- 観測機器の設置環境や点検情報を活用してないため、照査システムでエラーの疑いのあるデータが正し

いか誤りかの判断ができない。例えば、雨量計に融雪装置（ヒーター）が装備されているか否かの情報、仮締切工事が水位に影響を及ぼしていた情報などが、照査時に用いられないため、MQCで判断がつかず、事務所に観測環境についてヒアリングを実施し照査をおこなった。これらのことは、付帯情報として極めて重要な情報である。

- 上記の照査システムでは、数値や入力場所の違い等による人為的なミスを検出できない場合がある。例えば、標準AQC⑥での設定上下限值以下の水位相当の入力間違いは検知できない。
- 事務所で照査が行われない場合を想定していないため、それに起因するエラーを検出できない場合がある。例えば、標準AQCの定数を事務所ごとに設定する必要があるが、それらが検討されていないことにより、エラーデータを見逃す可能性がある。また、個々の観測所に異常値を含んだまま高度照査に上がってしまうことになり、複数観測所の比較をおこなっても異常値でないものが異常値としてあげられる、逆に異常値であるのに検出されない等が起こりうる。
- 高度MQCが不必要に多くの異常可能性データを検出し、作業が膨大となりことにより、エラーを見逃す可能性が高まる。例えば、一方の水位観測所のみが感潮区間にあることを無視し照査を行った結果、高度AQC③によりほぼ全ての観測水位が異常値となった。
- 照査結果が事務所にフィードバックされず、機器に問題があると思われる観測所で欠測が継続する。例えば、照査で「水位計に問題があり欠測」と判断されたにもかかわらず、定期的な機器点検では正常と判断され水位観測が継続され、結果として長期間の欠測が発生した。

これらの問題の主要な原因は、当該照査システムが当初データベースに登録されたデータについての処理を前提として開発されたシステムであり、MQCは設定されているものの、それが各工程での限定されたチェック作業として構築されているため、それぞれの工程間での情報の共有がなされていないことにあるものと考えられる。例えば、観測センサー・通信装置の異常などは、観測値補正において行うことになっているが、この情報がその後の照査の検討項目には引き継がれていない。また、照査で問題となったデータが、観測所へフィードバックするというような、相互チェックがかかるシステムとはなっていない。それぞれの照査のステップが独立しているため、さかのぼって検証することが難しく、仮値を設定できないために欠測値を増やす要因になっている可能性がある。

3. 照査システムの改善

上記の問題点に対応し、各整備局の詳細委員会において以下のような照査システムの改善を計画、又は、実施している。

- 事務所で行う観測機器の設置環境や点検情報を、1次・高度照査で用いるよう、照査へ情報をあげるように手続きを変更。
- 自動化された照査システム（AQC）だけに頼らず、データを図化し人間が目視で照査する工程を組み込む（MQCの強化）。
- 場合によって事務所で照査が行われないことも想定し、高度照査では、データの事務所への差し戻すルールを設定する。
- 1次照査の検討結果を高度照査に報告するルールを設定する。少なくともAQCの設定に関しては、設定を検討した結果を高度照査に報告することを義務づける。
- 高度MQCが不必要に多くの異常データを検出し、作業が膨大となりことにより、エラーを見逃す可能性が高まる。標準MQCで照査可能な項目は、高度照査へは、検討結果を報告し、照査の重複を避ける。
- 感潮区間にある観測所の場合、AQCから上がってくるエラーデータが膨大となる。AQCの定数設定方法を事務所に指導する。
- 欠測となった照査結果は事務所にフィードバックし、事務所で改善計画を作成した上で実行するルール

を設定する。

上記は、発生した問題点に対する対応である。しかし、独立した工程の中での照査を補足する内容に止まっており、工程全体での品質管理を実施することで異常データの発生そのものを抑制してデータ品質を確保・向上させる対策までには至っていない。

以上の議論に基づき、以下のような改善方針（案）をとりまとめた。

- 観測場所から事務所までの観測データに関連するすべての工程を対象とする。
- 考え得るエラーの種類・原因や発生場所を列挙し、それぞれの照査方法で検出できるかどうかの対応表を作成する。検出できない場合もあることを認識し、判断の材料とする。
- 相互の工程の関係を整理し、有効にフィードバックがかかるパスを設定する。

これらの方針の下に、品質管理の考え方を適応して具体的な改善項目（案）としては

- データの取得の主体であるところの各事務所において、データ取得時のレポートの作成を確実なものとする。そのために、データを登録するのみならず、取得時の状況・観測機器の状態等をメタデータとしてデータと共に登録するシステムを構築する。
- それぞれの工程の検討過程を残せるシステムとする。
- それぞれの工程において、人のシステム（ルール化）を明確にする。
- 工程の役割分担とその責任を明確にする。（照査委員会を含めて）

今後、これらの項目について、システム化し、運用するためのルール作りの検討を引き続き行っていくことが必要と考える。

4. 結論と今後の課題

データ品質管理の目的は、データ自体の品質を向上することと同時に、その品質を基準にデータができあがるまでのプロセス全体を見直し、確実・正確なデータが取得できるよう改善することにより、有機的な品質管理体制を築くことである。照査を何回行ったとしても、欠測値は復元不可能であるし、低品質データを後で高品質にすることは不可能である。本稿では、照査システムそのものの改善に加えて観測システム全体での見直しの重要性を説明した。参考までに、その他にも総合的に統合化することが有益と考えられるシステムとして、防災情報として観測データを速報値として公開する国土交通省の「川の防災情報」がある。速報データは365日24時間監視され、出来る限りの品質を保証している。また、この速報データは水文水質データベースに格納される。新たな照査の方法として、この監視の中で発見されたエラーデータの情報を、記録として残し、一次照査の参考資料としてシステム化することは、データの品質向上の一助になると考えられる。

5. 謝辞

研究にあたり、吉谷上席研究員、深見主任研究員に貴重なご指導を賜りました。更に水工研究グループの皆様には公私にわたり格別のご指導を頂きました。ここに感謝の意を記します。

参考文献：

- ・ 水文観測業務規定，国土交通省，2002年
- ・ 水文観測データ品質照査要領，国土交通省河川局河川環境課，2002年
- ・ 水文観測データ品質照査マニュアル，国土交通省河川局河川環境課，2002年
- ・ 初学者のための品質管理，大藤正，生活用品振興センター（1997年4月発行）

所属 株式会社東京建設コンサルタント

フィルダムの嵩上げ技術に関する研究

(指導期間 平成 15 年 4 月～平成 16 年 3 月)

チーム名 ダム構造物チーム

氏 名 水原 道法

1. まえがき

自然環境の保全に対する社会的要請の高まりや経済性の観点から、治水整備、水資源開発において、既設ダムの効率的な利用が求められている。このため、本研究では、フィルダムの嵩上げを採り上げ、嵩上げ設計手法を提案するものである。

2. 研究目的

本研究では、図-1に示す2つの嵩上げ形式を対象に築堤解析を行い、築堤時の応力および変形に着目し、その安定性について考察した。また、湛水解析を行い、湛水に伴う水理的破壊現象に対する嵩上げダム遮水部分の安定性について評価した。さらに、動的解析を行い、嵩上げダムのすべり変形量を評価することにより、大規模地震時の安定性について検討を行った。解析では、既設、新設堤体ともにロックフィルダムとし、上流斜面勾配1:2.60、下流斜面勾配1:1.90とした。なお、形式2については、既設、新設堤体ともに強震帯を対象とした震度法¹⁾による安定解析で安全率1.2以上を満足しているが、形式1については、嵩上げ後断面は上流斜面勾配1:2.8で1.2の安全率を満たしていることに留意されたい。

3. 研究方法

3. 1 築堤解析

築堤解析はDuncan-Changモデルによる非線形弾性解析により、築堤後の応力および変形形状について考察を行い、せん断破壊および引張破壊に対する安全性を評価した。解析における入力物性値は、表-1に示すセケソダム²⁾の堤体材料の設計値³⁾を用いた。

3. 2 湛水解析

湛水時のコア部分における最小主応力(全応力)を σ_3 、引張強度を σ_u 、間隙水圧を Δu とし、水理的破壊について他の基準より安全側の評価が得られるSeedの基準³⁾に基づいて安全率 F_{bf} を次式より算定した。

$$F_{bf} = (\sigma_3 + \sigma_u) / \Delta u \cdots (1)$$

築堤解析終了後の堤体上流斜面に静水圧を与え、上流側ロック、フィルタ部分およびコア部分に土被り厚分の飽和重量と湿潤重量の差分を浸透力として与えることにより、湛水時の全応力を算出した。算出されたコア部分の最小主応力(全応力)と間隙水圧より、式(3)より水理的破壊に対する安全率を評価した。水位は常時満水位相当として堤高の92%とし、また、引張強度は安全側の判断として0とした。

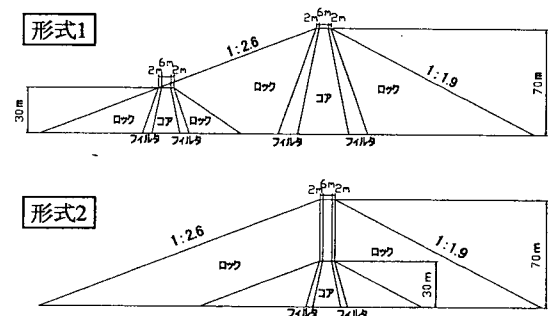


図-1 検討の対象とした嵩上げ形式

表-1 築堤解析の入力諸物性値

項 目	モデル条件		
材料の種類	ロック	フィルタ	コア
湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	1.94	2.13	2.22
粘着力 c (kN/m ²)	0.0	0.0	0.0
内部摩擦角 ϕ (°)	42.0	36.0	35.0
弾性係数を定義する係数 K	850	608	141
拘束依存性を定義する係数 n	0.371	0.419	0.941
破壊比 R_f	0.387	0.998	1.039
初期ボアソン比 G	0.324	0.252	0.397
ボアソン比に関わる係数 F	0.269	0.173	0.098
ボアソン比に関わる係数 D	13.82	11.16	7.96

3. 3大規模地震時における安定性の評価

Newmark法により地震時における堤体のすべり変位量を算出し、安定性の評価を行った。Newmark法では、すべり土塊のすべり安全率が1.0となるときの加速度を限界加速度とし、すべり土塊の地震動に対する応答加速度の平均値が限界加速度を超えるとときに変形が生じる。本研究では、すべり土塊の限界加速度を簡便分割法（モーメント法）により求めた。一方、すべり土塊の応答加速度の平均値は、複素応答法による等価線形解析により算出した。加速度応答解析およびすべり変位量の算出に用いた物性値を表-2に示す。また、せん断剛性および減衰率とせん断ひずみとの関係を図-2に示す。初期せん断剛性率 $G_0(\text{kN/m}^2)$ は次式により算出した。

$$G_0 = 2380 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_m^{0.7} \dots (2) \quad (\text{ロック})$$

$$G_0 = 5820 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_m^{0.6} \dots (3) \quad (\text{フィルタ, コア})$$

$$\sigma_m' = \frac{1 + 2K}{3} \rho \cdot g \cdot D \dots (4)$$

ここで、 e : 間隙率、 σ_m' : 平均有効主応力(kN/m^2)、 K : 主応力比、 ρ : 密度(t/m^3)、 g : 重力加速度($=9.8\text{m/s}^2$)、 D : 層厚(m)である。入力地震動は、図-3に示す兵庫県南部地震の際に、箕面川ダムで観測された水平方向の地震動の最大値を250gal, 500gal, 1000galに引き伸ばしたものをを用いた。すべり土塊の形状は図-4に示す上流側の5円弧とした。

4. 研究結果

4. 1 築堤解析

解析により得られた、嵩上げ後の堤体の変形形状およびせん断安全率の分布をそれぞれ図-5、図-6に示す。形式1では、新設堤体ではコア部分における沈下が他の部分に比べてやや大きく、一方、既設堤体は新設堤体に押されることにより、全体的にやや上流側へ変形している。一方、形式2では、全体的に新設堤体が既設堤体を押しつぶす形で沈下している。しかし、すべての形式において引張応力による破壊

表-2 地震時のすべり変位量算出に用いた物性値

項目	モデル条件		
材料の種類	ロック	フィルタ	コア
湿潤密度 ρ_t (t/m^3)	1.94	2.13	2.22
飽和密度 ρ_d (t/m^3)	2.15	2.24	2.23
粘着力 c (kN/m^2)	—	—	0.0
内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	—	—	35.0
$A^{(*)}$	1.778	0.804	—
$b^{(*)}$	1.000	0.902	—
ポアソン比	0.35	0.35	0.35
間隙率	0.326	0.33	0.33

※) 応力の単位系として、 kgf/cm^2 を用いた場合の値

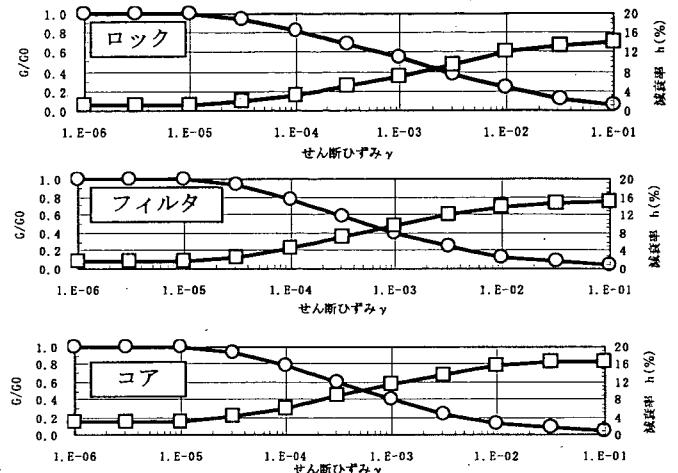


図-2 せん断剛性率、減衰率とせん断ひずみの関係

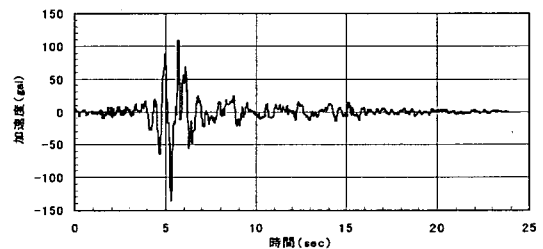


図-3 入力地震動（水平方向、最大加速度135.0gal）

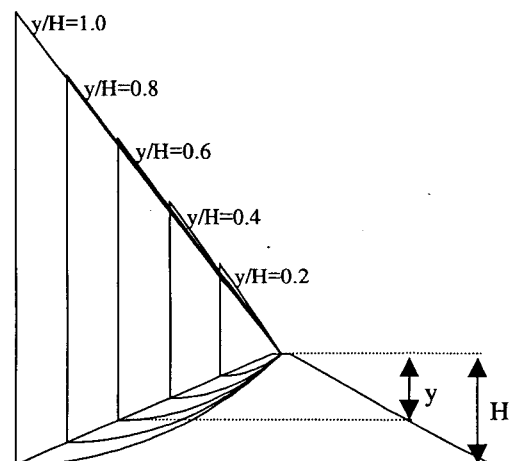


図-4 設定すべり土塊円弧形状

やせん断による破壊は見られない。これより、築堤時の安定性にのみ着目すると、震度法²⁾による設計による所定の安全率1.2を満たすのに必要な堤体積が少ないことが明らかとなっている形式2が有利と考えられる。

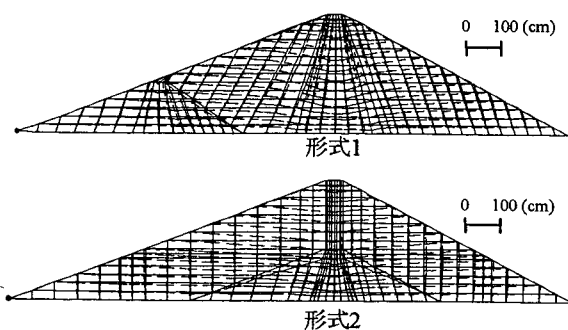


図-5 変形形状

4. 2 湛水解析

湛水時のコア部分の最小主応力(全応力)および水理的破壊に対する安全率の分布を図-7、図-8に示す。どちらの形式においても、上流側ほど安全率が小さくなる傾向がわかる。形式1では、安全率が1.0を下回る部分は存在しないが、形式2では、上流側勾配変化点より下方において、間隙水圧が最小主応力(全応力)を上回ることにより、水理的破壊に対する安全率が1.0を下回っており、全体的なコア幅の増厚あるいは勾配変化点標高の検討等が必要である。これより、築堤時においては、形式2が形式1に対して有利であったが、湛水時では、形式2については、水理的破壊に関する安全率を満足しない可能性があり、形式1のほうが有利であることがわかる。

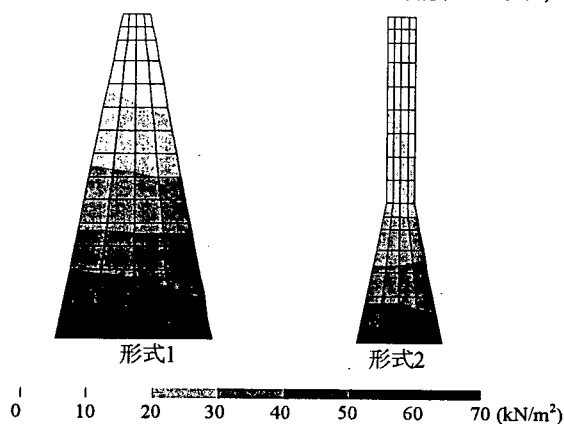


図-7 湛水時の最小主応力(全応力)

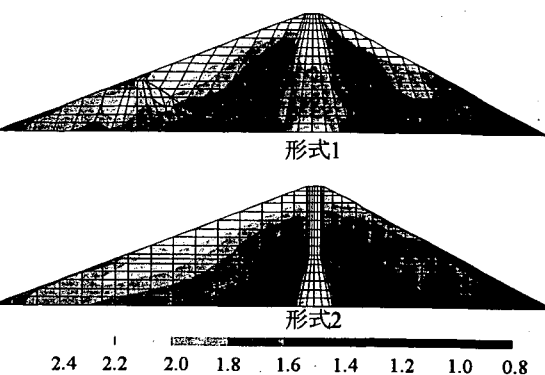


図-6 せん断安全率の分布

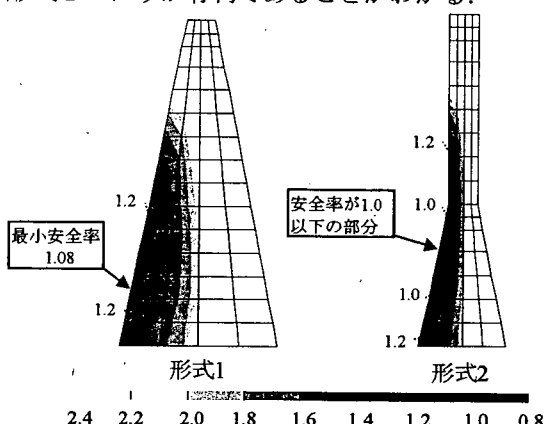


図-8 水理的破壊に対する安全率

4. 3 大規模地震時における安定性の評価

すべり土塊の限界加速度と平均加速度の関係を図-9に示す。すべり円弧標高が高くなるほど、限界加速度および平均加速度が大きくなっている。どちらの形式においても、入力最大加速度が250galの場合には、どの円弧においても土塊平均加速度は、限界加速度を上回っていない。入力最大加速度が500galを超えると、すべり土塊の平均加速度が限界加速度を上回り、すべり変位を生じるようになる。そこで、Newmark法により算出したすべり土塊の変位量を図-10に示す。形式1と形式2を比較すると、すべり変位量にほとんど差がなく、形式の違いによる影響はみられない。

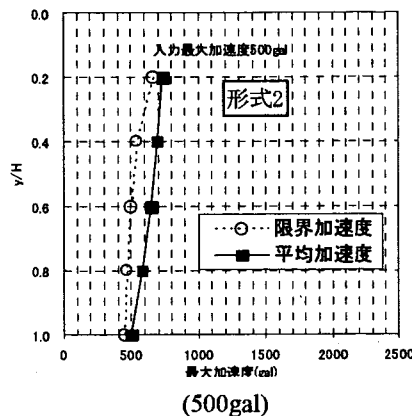
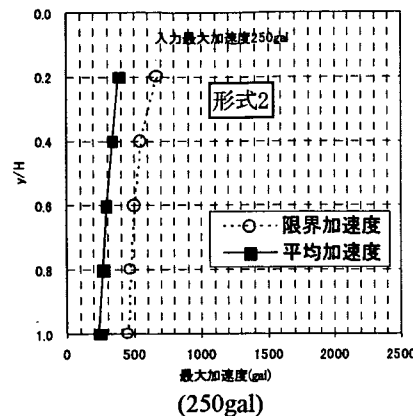
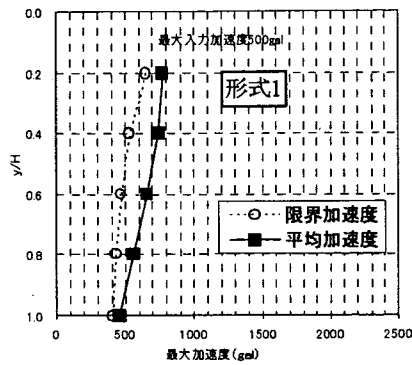
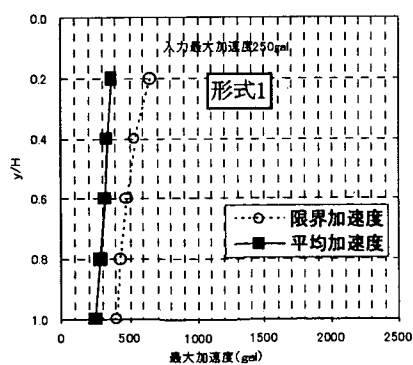


図-9 限界加速度と平均加速度の関係(250gal, 500gal)

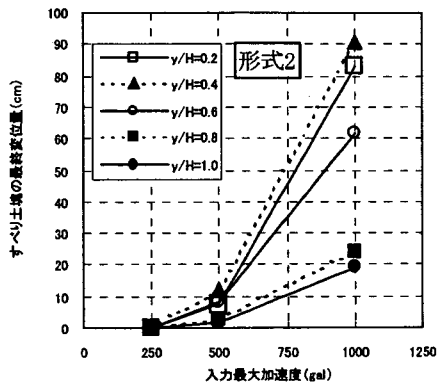
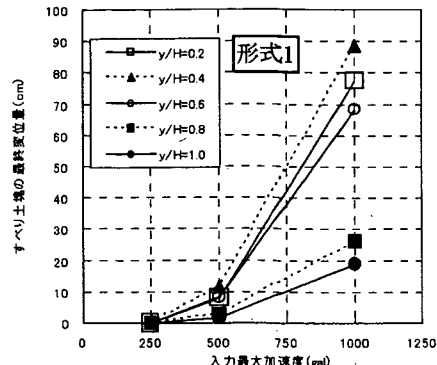


図-10 入力最大加速度とすべり土塊変位量の関係

5. 結 論

本研究では、2つの嵩上げ形式を対象に築堤解析、湛水解析および大規模地震時のすべり変位量の算定を行い、嵩上げ設計上の基礎的な留意点について考察した。本研究の成果として、以下のことが明らかとなった。

①築堤時の安定性にのみ着目すると、震度法による設計による所定の安全率を満たすのに必要な堤体積が少ない形式2（既設堤体の上に嵩上げる形式）の方が一般的な嵩上げ形式である形式1（既設堤体の下流側に嵩上げる形式）より有利と考えられる。

②形式2の嵩上げ形式におけるコアの形状では、湛水時にコア上流部の間隙水圧が最小主応力(全応力)を上回り、水理的破壊が生じる可能性があり、全体的なコア幅の増厚あるいは安全率の低い勾配変化点部の形状の検討等が必要となり、湛水時には形式1の方が有利であることがわかった。

③大規模地震時における嵩上げダムのすべり変位量は、嵩上げ形式による差はみられなかった。

6. 謝 辞

本研究を行うにあたり、懇切丁寧なご指導をいただいた永山水工研究グループ長、ダム構造物チーム山口上席研究員、ならびにダム構造物チームの皆様にご感謝の意を表します。

所 属 西日本技術開発(株)

<参考文献>

- 1) 建設省河川局監修：改訂新版 建設省河川砂防技術基準（案）同解説，設計編 [I]，（社）日本河川協会，1997年10月。
- 2) 松本徳久，安田成夫，大久保雅彦，境野典夫：セツ宿ダムの動的解析，建設省土木研究所資料，第2480号，1987年3月。
- 3) Seed：Report to U.S. Department of The Interior and state of Idaho on failure of Teton Dam.

複雑な地質条件のダム基礎岩盤の力学的設計の合理化に関する調査

チーム名 ダム構造物チーム

氏 名 木藤 賢一

1. まえがき

ダムの設計に当たっては、ダム堤体の下流方向への滑動に対する安全性を確保するため、基礎岩盤のせん断破壊に対する安全性が着目される。例えば、重力式コンクリートダムにおいては、ダム基礎岩盤のせん断破壊に対する安全性の検証は、Henny の式によって求められるせん断摩擦安全率 SF が 4 以上あることが判定の基準となっているが、この式で求められる安全率は、せん断面全体の平均的な安全性を判定するものである。

しかし、ダム基礎となる岩盤は一般に脆性的な材料であるため、せん断破壊を生じた際には、せん断強度 τ_0 が急激に低下し、岩盤内に逐次破壊が発生する恐れがある。このため、特にダム基礎岩盤内に断層や弱層部が存在したり、強度や変形の不均一さが複雑に存在したりする場合には、岩盤内の局所的なせん断破壊に対する安全性の検討が重要となる。

2. 研究目的

近年、良好なダムサイトが減少し、地質条件の悪いダムサイトにおいてもダム建設の必要性が高まっている。この際、ダム基礎岩盤のせん断強度が小さく、また、そのばらつきが大きいことが想定される。そこで本研究では、ダム基礎岩盤の内部摩擦角 ϕ は一定として、せん断強度 τ_0 を変化させたり、せん断強度に空間的なばらつきをもたせたりした場合に、局所的なせん断破壊に対する安全性にどの程度の余裕があるかを数値解析により明らかにし、重力式コンクリートダムの基礎岩盤の設計合理化検討の基礎資料を得ることを目的とした。

3. 研究方法

3.1 基本断面

モデルダム基本断面は、検討条件を単純化するため、天端幅を 3m とし、上下流面勾配は同勾配とした。ダム堤体の慣性力は震度法から算定し、動水圧は Westergaard の式より水平方向のみ考慮した。その上で、梁理論を用いて、転倒に対する安全性を「ミドルサードの条件」から、せん断破壊に対する安全性を、便宜上せん断強度 τ_0 を 0 として「せん断摩擦安全率 SF が 1.5 以上の条件」から検討し、上下流面勾配を設定した。このとき、水位・設計震度等の設計条件は、表-1 の通り設定した。この結果、「ミドルサードの条件」では 1 : 0.45 以上、「せん断摩擦安全率 SF が 1.5 以上の条件」では 1 : 0.35 以上となるため、上下流面勾配は 1 : 0.45 とした。

表-1 設計条件

項 目	設定値
堤 高	$H=50\text{m}$
水 位	$h=45\text{m}$
堆 砂	考慮しない。
設計震度	$k=0.15$
揚圧力係数	ドレーン無しとして、 上流端で 1/3
ダム堤体の密度	$\rho=2.2\text{t/m}^3$
基礎岩盤のせん断強度	$\tau_0=0.0\text{N/mm}^2$
基礎岩盤の内部摩擦角	$\phi=45^\circ$

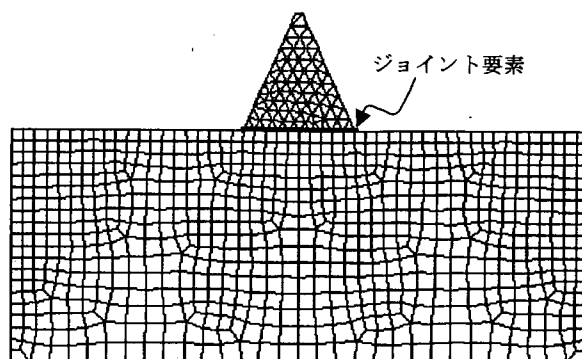


図-1 解析メッシュ図 (上下流面勾配 1 : 0.45)

3.2 解析モデル

解析モデルは、ダム上下流方向の二次元断面を対象とした。解析はダム堤体およびダム基礎岩盤を線形弾性体としたが、せん断破壊進行状況を解析するため、ダム堤体と基礎岩盤の境界部にせん断破壊後、ひずみ軟化する特性をもったジョイント要素を配置した非線形 FEM 解析として実施した。解析に使用した解析メッシュ図の一例を、図-1に示す。なお、ダム堤体と基礎岩盤の境界のせん断破壊進行状況を解析する必要があるため、揚圧力は、ジョイント要素のダム堤体側に節点荷重として載荷している。解析に使用した材料物性値一覧を、表-2に示す。

3.3 検討条件

3.3.1 上下流面勾配による影響

せん断強度について、均一な岩盤条件（均一岩盤）のもとで、ダム上下流面勾配を1:0.45~1:0.8まで変化させ、局所せん断摩擦安全率分布への影響を検討した。

3.3.2 せん断強度による影響

均一岩盤・ダム上下流面勾配一定のもとで、せん断強度 τ_0 を 0.0N/mm^2 から C_L 級岩盤程度の 0.8N/mm^2 まで変化させ、局所せん断摩擦安全率分布への影響を検討した。せん断強度と上下流面勾配、Hennyのせん断摩擦安全率の関係を図-2に示す。

3.3.3 せん断強度のばらつきによる影響

ダム上下流面勾配一定のもとで、せん断強度 τ_0 が正規分布に従いばらつく場合、局所せん断摩擦安全率分布への影響を検討した。せん断強度 τ_0 は、平均強度が 0.2N/mm^2 と 0.8N/mm^2 とし、変動係数が0.5の場合について検討した。

4. 研究結果

4.1 上下流面勾配による影響

せん断強度 $\tau_0=0.0\text{N/mm}^2$ とした解析の結果得られる局所せん断摩擦安全率分布を、図-3に示す。これより、上下流面勾配が1:0.45の場合には、上流端にてせん断破壊が発生している。また、上下流面勾配が緩くなると、ダム堤敷の上流~中央にかけて局所せん断摩擦安全率は顕著に上昇していくが、下流端付近の局所せん断摩擦安全率は、ほぼ一定である。

表-2 材料物性値一覧

要素種類	物性値	記号	設定値
平面要素 (ダム堤体)	弾性係数	E	$2,000\text{N/mm}^2$
	ポアソン比	ν	0.25
平面要素 (基礎岩盤)	弾性係数	E	$1,000\text{N/mm}^2$
	ポアソン比	ν	0.30
ジョイント要素 (ダム堤体と基礎岩盤の境界部)	垂直バネ剛性	K_n	$1,000\text{N/mm}^2$
	せん断バネ剛性	K_s	385N/mm^2
	引張強度	T	0.3N/mm^2
	せん断強度	τ_0	$0 \sim 0.8\text{N/mm}^2$
	内部摩擦角	ϕ	45.0°
	残留せん断強度	τ_r	0.0N/mm^2
	残留内部摩擦角	ϕ_r	$=\phi=45.0^\circ$

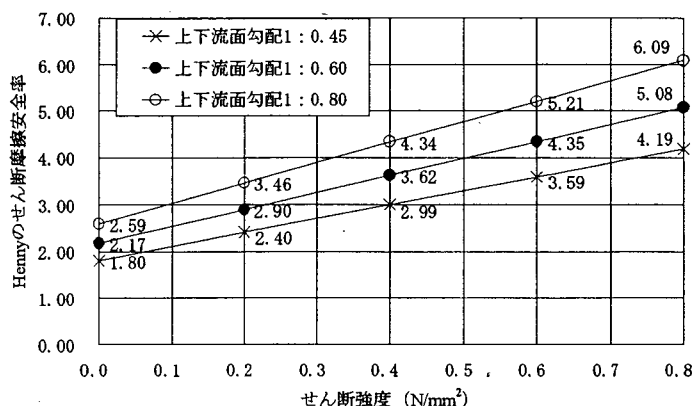


図-2 せん断強度・上下流面勾配とHennyのせん断摩擦安全率の関係

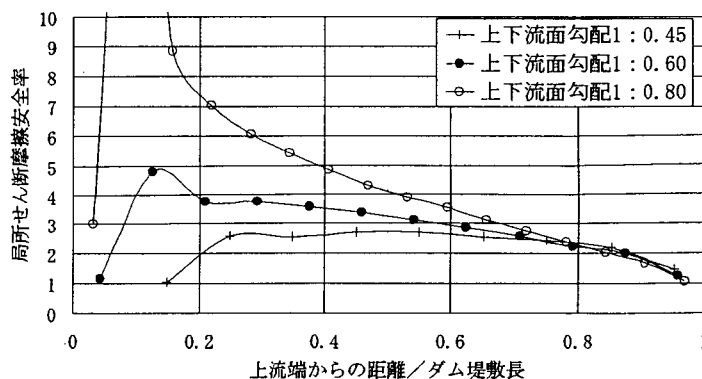


図-3 上下流面勾配と局所せん断摩擦安全率分布($\tau_0=0.0\text{N/mm}^2$)

そこで、図-3の縦軸を Henny の式により求まるせん断摩擦安全率 SF で無次元化した値（以下、「相対的な安全率」と呼ぶ。）で置換えた図を、図-4に示す。上下流面勾配が急な場合（1:0.45）には上流端付近で相対的な安全率は小さくなる。一方、上下流面勾配が緩くなると、上流端付近の相対的な安全率は上昇するが、下流端付近では低下していく。

4.2 せん断強度による影響

上下流面勾配 1:0.45 における解析の結果得られる局所せん断摩擦安全率分布を、図-5に示す。これより、せん断強度 τ_0 が $0.0\text{N/mm}^2 \sim 0.4\text{N/mm}^2$ では、上流端にてせん断破壊が発生しているが、 0.6N/mm^2 以上では、上流端でもせん断破壊は発生していない。さらに、図-5の縦軸を、せん断強度 τ_0 が 0.0N/mm^2 のときの局所せん断摩擦安全率とせん断強度を考慮した場合のそれとの差分として表現したものを、図-6に示す。これより、せん断強度が大きければ、上流端付近での局所せん断摩擦安全率は大きく上昇する。一方、下流端付近では、せん断強度が大きくても、局所せん断摩擦安全率はあまり上昇しない。

つまり、ダムの上流端付近では、置換コンクリート等により、基礎岩盤の強度改善を行えば、ダム堤体と基礎岩盤境界沿いの局所せん断摩擦安全率は大きく上昇し、せん断破壊に対する安全性が増加することがわかる。ただし、置換コンクリート底面沿いのせん断破壊に対する安全性については、別途詳細な検討が必要である。

4.3 せん断強度のばらつきによる影響

上下流面勾配 1:0.45 でせん断強度をばらつかせた解析の結果得られるせん断強度および局所せん断摩擦安全率分布を、図-7、8に示す。これより、まず、平均せん断強度 τ_0 が C_L 級岩盤程度の 0.8N/mm^2 の場合を見ると、上下流端部を除いて、局所せん断摩擦安全率は大きく変動しているが、いずれも大きな値であり、せん断破壊に対する安全性は問題ない。一方、上流端・下流端では、強度のばらつきに対して、局所せん断摩擦安全率のばらつきは小さく、せん断破壊も発生していない。次に、平均せん断強度 τ_0 が

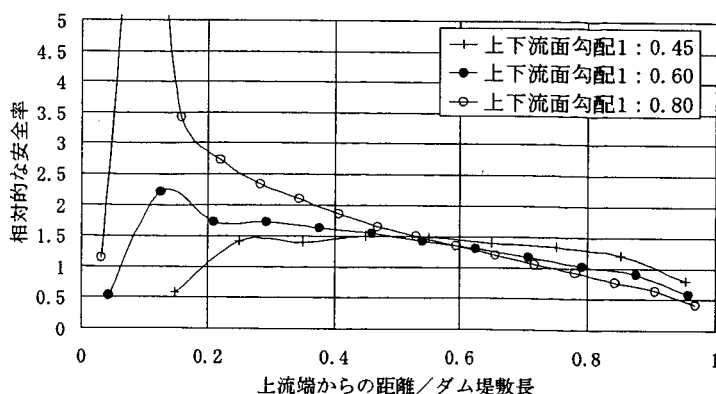


図-4 上下流面勾配と相対的な安全率分布 ($\tau_0=0.0\text{N/mm}^2$)

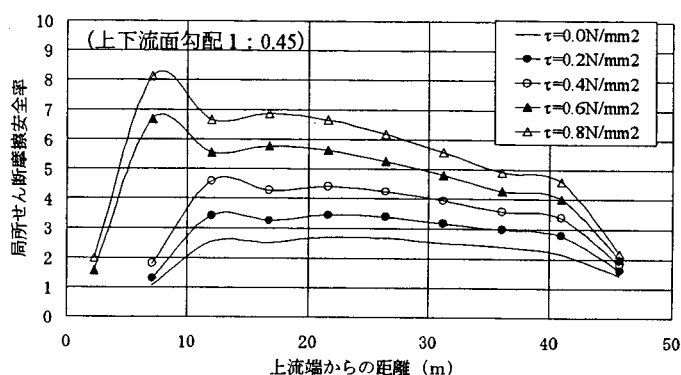


図-5 せん断強度と局所せん断摩擦安全率の関係

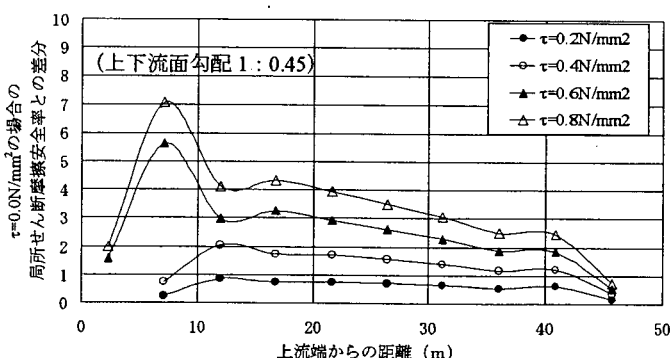


図-6 せん断強度を考慮した場合の局所せん断摩擦安全率の上昇

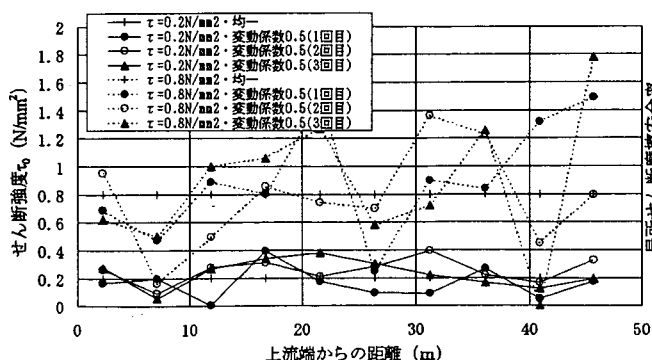


図-7 せん断強度の設定値

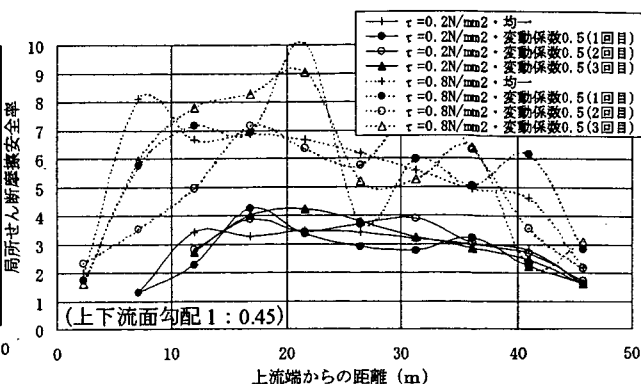


図-8 せん断強度のばらつきと局所せん断摩擦安全率の関係

0.2N/mm²の場合にも、ほぼ同様のことが言えるが、上流端部のみが異なる結果となっている。つまり、上流端では、平均せん断強度 τ_0 が0.2N/mm²の均一岩盤の場合においても、上流端部でせん断破壊が生じているが、強度のばらつきがある場合には、そのせん断破壊が更に下流方向へ進行していく場合がある。このため、実際のダム基礎岩盤においては強度のばらつきは存在するが、その程度が大きい場合には、上流端でせん断破壊が発生するとその影響が下流側へ進行する恐れがあると言える。

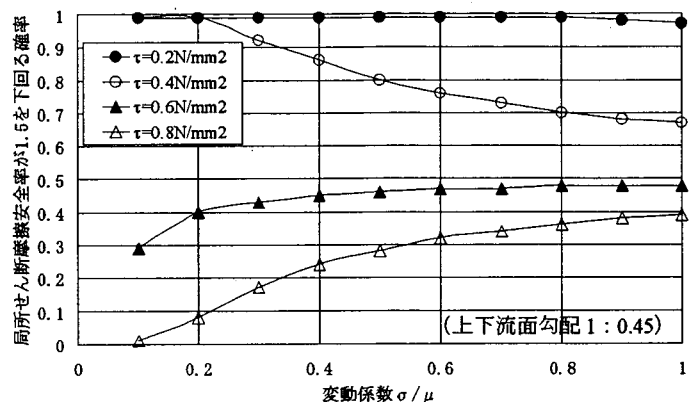


図-9 せん断強度のばらつきと局所せん断摩擦安全率が1.5を下回る確率

そこで、基礎岩盤強度のばらつきの程度と上流端での局所せん断摩擦安全率が1.5を下回る確率を整理した。整理結果を、図-9に示す。これより、局所せん断摩擦安全率が1.5を下回る確率が15%程度まで許容されるとすれば、基礎岩盤の平均せん断強度 τ_0 は0.8N/mm²、変動係数は0.3以下の岩盤強度が必要条件となる。なお、局所せん断摩擦安全率が1.2を下回る確率で整理した場合には、基礎岩盤の平均せん断強度 τ_0 は0.6N/mm²、変動係数は0.3以下、あるいは平均せん断強度 τ_0 は0.8N/mm²、変動係数は0.5以下の岩盤強度が必要条件となる。

5. 結論

本研究の成果として、以下のことが明らかとなった。

- ① ダム上下流面勾配が1 : 0.45~1 : 0.60程度では、上流端での局所せん断摩擦安全率が最も低くなる。
- ② 基礎岩盤のせん断強度が大きければ、上流端付近での局所せん断摩擦安全率は大きく上昇する。
- ③ せん断強度にばらつきがある場合には、上流端でのせん断破壊が下流方向への進行する恐れがある。
- ④ 以上から、上流端付近における置換コンクリート等による基礎岩盤の強度改善が有効である。

6. 謝辞

本研究を進めるに当たり、多大なるご指導とご助力を頂きましたダム構造物チーム山口嘉一上席研究員に深謝を申し上げます。また、ダム構造物チームの皆様には公私にわたり格別のご指導を頂きました。ここに記して感謝申し上げます。

所属 (株)シーティーアイグランドプランニング

複雑な地質条件のダム基礎岩盤の力学的設計の合理化に関する調査

チーム名 ダム構造物チーム

氏 名 中 村 真

1. まえがき

軟岩をフィルダムの基礎とした場合、堤体築造による基礎の沈下量やひずみを設計段階で精度良く予測する必要がある。ダム基礎は、複数の岩種・岩級で構成されることが一般的で、その変形係数は、同一サイトの同じ岩種・岩級でもある程度のばらつきをもって得られるが、現状ではそのばらつきを統計処理して設計値となる変形係数を合理的に決定する方法は必ずしも確立されていない。

2. 研究目的

本研究では、地質境界を有する基礎軟岩の境界位置と変形係数のばらつきが、フィルダム堤体築造による基礎表面の沈下量や伸び方向のひずみの評価に与える影響について、これまでの1岩種・1岩級の岩盤の検討¹⁾から、複数岩種・岩級の岩盤に拡張し²⁾、所要の信頼性を確保した決定論的設計法について検討してきた。本年度は、地質境界を有し、2種類の岩で構成されているフィルダム基礎において、上記の変形係数の変動係数がそれぞれに異なる場合を想定し、堤体築造による基礎表面の沈下量や伸び方向のひずみの評価に与える影響について検討した。また、この結果を踏まえて、所要の信頼性を確保した決定論的設計法について検討した。

3. 研究方法

本解析では、基礎岩盤が線形弾性体として挙動するものと仮定し、有限要素法による2次元弾性応力変形解析コードを用いた。検討に用いた解析モデルを図-1に示す。モデルダムの堤高および掘削勾配は、軟岩を基礎とするフィルダムの一般的な値として、それぞれ50m、1:1.5^{1)~3)}とした。また、解析モデルは、左右岸対称の谷形状を想定し、解析は平面ひずみ状態でを行い、境界条件としては、左右端の境界は水平方向の変位を固定し、底面は固定境界とした。また、ダム堤体部はモデル化せず、堤体荷重を基礎岩盤表面に分布荷重として与えた。なお、堤体の単位体積重量は、 19.6kN/m^3 とした。基本メッシュは、一辺の長さ2.5mの正方形とした。一辺の長さは、本研究で着目するフィルダムのカルバート式監査廊の一般的な継目間隔(スパン長)の6mを参考に、継目の開きやズレの挙動が分析でき、かつモデル解析としての適切なメッシュの粗さという観点から決定した。

地質境界の位置と角度は、図-1に示すように検討の第一段階として河床部中央で水平から反時計回りに 45° の位置に直線状の地質境界があるケースで実施した。検討ケースとしては、表-1に示すように、平均変形係数を左右岸ともに100MPaとして、変形係数の変動係数の組み合わせを変化させた検討-1と、平均変形係数を右岸側100MPa、左岸側500MPaとして同様に変形係数の変動係数の組み合わせを変化させた検討-2を実施した。ポアソン比は軟岩に対する基礎の変形解析で一般的に用いられている0.3で一定とした。

解析では、両領域の変形係数を確率変数(平均値は決定論的な解析に合わせるように設定)としたモンテカルロシミュレーションによる確率論的線形変形解析を行った。その結果と、変形係数として $\mu - \alpha \sigma$ (μ :平均値、 σ :標準偏差、 α :係数)を用いた決定論的手法の結果との相互関係を検討し、所定の信頼性を確保し得るように、

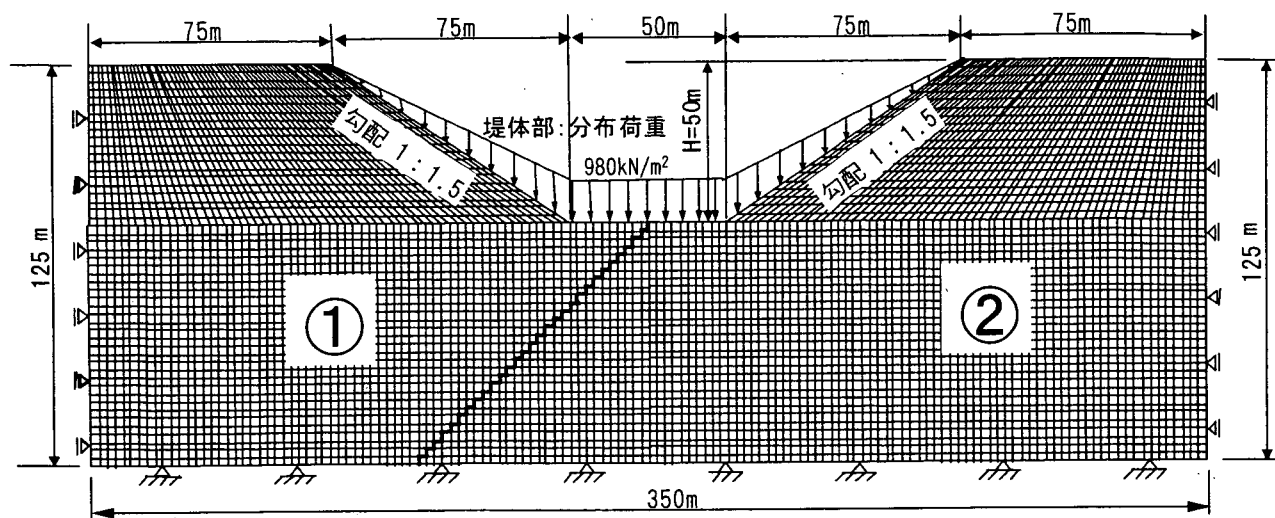


図-1 解析モデル

表-1 検討ケース

検討ケース		①(左岸部)		②(右岸部)	
		平均変形係数 μ	変動係数 σ/μ	平均変形係数 μ	変動係数 σ/μ
検討 1	CASE1-1	100 MPa	0.1	100 MPa	0.3
	CASE1-2		0.3		0.1
	CASE1-3		0.2		0.3
	CASE1-4		0.3		0.2
	CASE1-5		0.0		0.3
	CASE1-6		0.3		0.0
検討 2	CASE2-1	500 MPa	0.1	100 MPa	0.3
	CASE2-2		0.3		0.1
	CASE2-3		0.2		0.3
	CASE2-4		0.3		0.2
	CASE2-5		0.0		0.3
	CASE2-6		0.3		0.0

決定論的手法により設計を行う際の適切な係数 α を算出した。なお、モンテカルロシミュレーションにおける解析回数は、別途解析回数をそれ以上増やしても係数 α に差が生じないことを確認した上で、各ケース 100reals (乱数により発生

させた変形係数をモデルの各要素に割り付ける 1 回の作業を 1 real と呼ぶ) とした。変形係数のばらつきの模擬には乱数を用いた。乱数発生の際の確率密度関数は、変形係数に関する試験データ数が必ずしも十分でないが、実際のフィルダム基礎岩盤の変形係数の頻度分布として、概ね妥当な分布形状であると考えられる正規分布を採用した⁴⁾。また、ばらつきの程度を示す変動係数 (標準偏差 σ /平均値 μ) の最大値については概ね 0.3 を一応の目安と考え⁴⁾、左右岸のそれを 0.0~0.3 の範囲内で 0.1 刻みで設定した。図-2 に平均変形係数 100MPa で σ/μ を変えて乱数により発生させた変形係数の頻度分布の一例を示す。

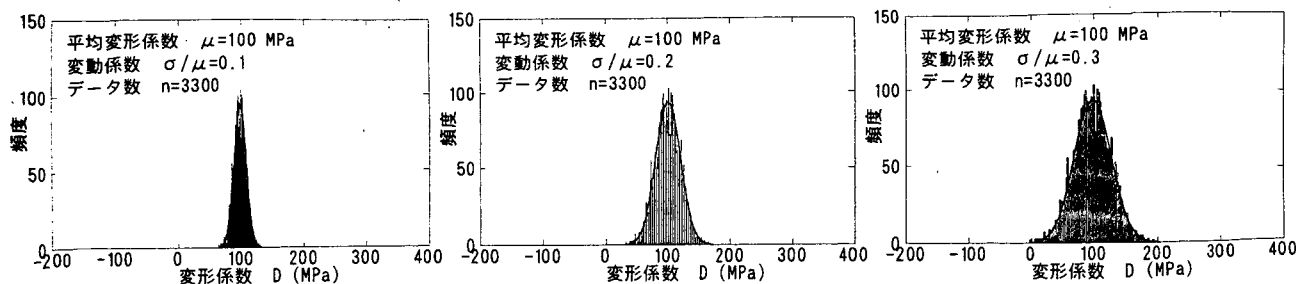


図-2 1real における変形係数の頻度分布の一例($\mu=100\text{MPa}$)

4. 研究結果

検討では、まず各ケースにおける基礎表面の沈下量 δ と伸び方向のひずみ ε について、変形係数の平均値を用いた決定論的手法の結果 δ_μ 、 ε_μ で正規化した δ/δ_μ 、 $\varepsilon/\varepsilon_\mu$ の分布について議論した。各検討ケースでの個々の分布は、参考文献5)を参照されたい。

いま、線形弾性体モデルを用いているため、決定論的手法で算出したある着目箇所における δ と δ_μ 、ならびに ε と ε_μ の比は、変形係数 μ と $\mu-\alpha\sigma$ の比に一致する。そこで両検討ケースについて式(1)、(2)により、着岩面沿い各点での α_δ 、 α_ε の値を求め、それを大きなものから順に並べ、所定の非超過率に対応した α_δ 、 α_ε を、決定論的手法として用いる $\mu-\alpha\sigma$ の係数 α として採用した。なお、本検討では非超過率として95%を設定した。その結果を図-3に示す。

$$\alpha_\delta = \left(1 - \frac{\delta_p}{\delta}\right) \times \frac{\mu}{\sigma} \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$\alpha_\varepsilon = \left(1 - \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon}\right) \times \frac{\mu}{\sigma} \quad \dots\dots\dots(2)$$

また、 α の求め方として、着岩部の全データを用いる場合、決定論的手法によって最大値が得られる箇所でのデータを用いる場合、その他設計上問題となる点ないしは領域を構成する点群のデータを用いる場合など、その選択については種々の議論が必要であるが、ここでは全データに対する δ/δ_μ ならびに $\varepsilon/\varepsilon_\mu$ と、左右岸それぞれの σ/μ を用いて算出した α を示す。

α_δ による評価では、左岸側の平均変形係数が500MPaで右岸側のそれが100MPaのケースと両岸の平均変形係数がともに100MPaのケースでは、解析条件に関わらずほとんど違いがないことがわかる。一方、 α_ε による評価では、左岸側の平均変形係数が500MPaで右岸側のそれが100MPaのケースの方が、ほとんどの解析条件において大きくなる。次に、式(1)および(2)より求めた α による評価では、変動係数が0.3から徐々に小さくなる解析条件において、式中の分母にある σ が小さくなる影響を大きく受けるため、計算される α が相対的に大きくなる。そこで、実際に変形係数の平均値(μ)から差し引く量($\alpha\sigma$)を ΔD とにおいて比較を行った。図-4に沈下量およびひずみに対して求めた非超過率95%における ΔD の結果を示す。同図より、右岸側の変形係数の変動係数が小さくなるほど、左右岸ともに ΔD の減少の割合が大きいがわかる。この傾向は、左岸側の平均変形係数が500MPaで右岸側のそれが100MPaのケースにおいて顕著である。今回の解析モデルでは、河床中心から右岸側の岩盤が45°の角度で左岸側深部へ右岸側の岩盤が潜りこむため、右岸側の物性の影響を左岸側も受けていると考えられる。

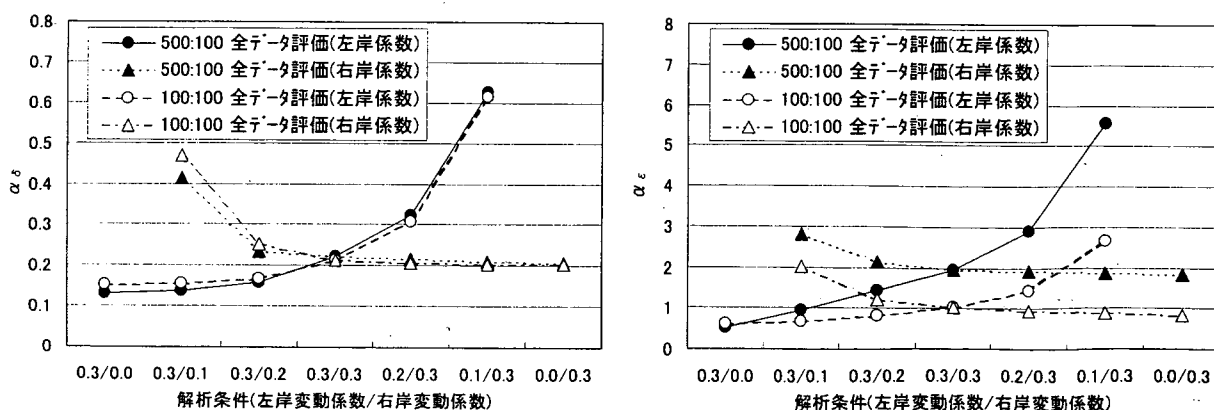


図-3 非超過率95%における α の比較

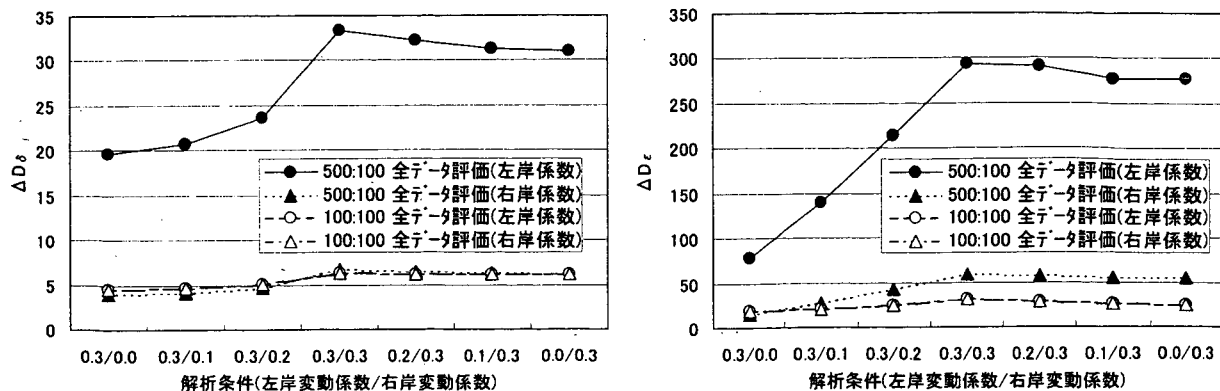


図-4 非超過率 95%における ΔD の比較

5. まとめ

本研究では、 45° の地質境界を有し2種類の岩（あるいは岩級）で構成されているフィルダム基礎において、基礎岩盤の変動係数がそれぞれに異なる場合を想定し、堤体築造による基礎表面の沈下量や伸び方向のひずみの評価に与える影響について検討した。平均変形係数が左右岸で同一な場合の検討では、領域の広い右岸側の変動係数の影響を大きく受けることがわかった。また、変形係数が左右岸で異なる場合の検討では、沈下量から求めた α_δ は変形係数が同一な場合と異なる場合ではほとんど差異はないが、ひずみから求めた α_ϵ は変形係数が異なる場合に大きくなることがわかった。

なお、今回の検討では、 α の算出においては、変形量の絶対値が異なる着岩部の全データに対して同じ重みで評価を行なったが、 α の合理的な決定方法については、今後検討していく必要がある。

6. 謝 辞

本研究を遂行するにあたり、ご多忙にもかかわらず貴重な時間を割いて懇切丁寧なご指導を頂いた、ダム構造物チーム山口上席研究員、そして研究チームの皆様に感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 山口嘉一，赤松利之：確率論的変形解析によるダム基礎設計の基礎的検討，ダム工学，Vol.12，No.1，pp.27-45，2002.
- 2) 山口嘉一，赤松利之，中村 真：地質境界を有するフィルダム軟岩基礎における変形性のばらつき影響検討，第32回岩盤力学シンポジウム講演論文集，pp.353-358，2003.
- 3) 土木学会：ダムの岩盤掘削，pp.118-122，1992.
- 4) 山口嘉一，赤松利之：確率論的変形解析によるフィルダム基礎設計の基礎的検討，独立行政法人土木研究所資料，No.3869，2002.
- 5) 山口嘉一，中村 真：地質境界を有するダム基礎岩盤の変形挙動に及ぼすばらつき影響検討，第33回岩盤力学シンポジウム講演論文集，pp.235-238，2004.

所属 株式会社エヌイーエス

貯水池放流水の水温・濁度制御に関する調査

水工研究グループ ダム水理チーム

杉谷 圭一

1. まえがき

ダムが環境へ影響を与える要因として、ダムからの放流水における水温および濁度といった水質を挙げることができるが、このうち放流水温については、ダム建設前の河川の状態を維持するため、日々の天候によって変動する貯水池への流入水温に対して、放流水温も一致させて変動させることが望ましいと言える。

この場合、取水設備の形式にもよるが、貯水池内水温の鉛直分布に対して、任意の水温を取水するためには、どの標高から取水すべきかについて、適切な運用方法を策定する必要がある。

2. 研究目的

任意水温を取水する運用方法の検討を、流動シミュレーションにより各地域のダムについて行うにあたり、貯水池への流入条件として流入水温と流入量のデータを必要とする。

貯水池への流入水温については、常時計測されているダムは少なく、各ダムにおける気温データから流入水温を想定するため、各地域における気温と流入水温の相関を調査した。

また、取水温の算出において、取水口標高に関わらず密度勾配が一定とみなせる範囲で取水が行われる場合には、一定の密度勾配に対して取水口周りの流速分布が決定され、取水口周りの流速分布と水温分布を掛け合わせることで取水温を算出することができると考えるが、ちょうど形成された密度勾配の下端付近の水温にて取水を行いたい場合には、取水口標高によって取水口周りの密度勾配が極端に変動するため、取水口標高によって取水温も変動すると考えられる。

よって、水温分布により形成された密度勾配の下端付近において取水を行う場合について、取水口標高に対する取水温の変化を水理模型実験によって調査した。

地域	ダム名	計測地点	気温データ
北海道	鹿ノ子	峰映	採水時
			日平均
		鹿ノ湯	採水時
	岩尾内	茂志利	日平均
		似峽	採水時
	大雪	石狩平	採水時
東北	金山	太平橋	採水時
			日平均
	釜房	北川	日平均
北陸	摺上川	秋庭	日平均
	手取川	牛首大橋	採水時
関東	下久保	柏木橋	日平均
			採水時
中部	横山	本川流入点	採水時
	徳山	ダムサイト	日平均
近畿	青蓮寺	河鹿橋	日平均
中国	土師	川井	採水時
			日平均
	島地川	仁保津	採水時
			日平均
	殿	山崎橋	採水時
		栃本	採水時
		神護川	採水時
	尾原	佐々木	採水時
		北原	採水時
		温泉	採水時
	志津見	上橋波	採水時
四国	茗荷谷		採水時
			日平均
			日平均
	東郷		採水時
九州	野村	明間	採水時
			日平均
		鮎返	採水時
	横瀬川	大物川橋	日平均
			採水時
	立野	黒川	採水時
		栃木	採水時
	大分川	立野	採水時
		高沢	採水時
		荷小野	採水時
		尾原	採水時
		河内	採水時
沖縄	億首	原村	採水時
		基2	日平均

3. 研究方法

3.1 貯水池への流入水温

貯水池への流入水温が計測されている表 3-1 に示す各地域のダムについて、貯水池上流において計測された気温と流入水温との相関を調査した。

流入水温計測時の気温データがない場合には、ダム近傍において計測された日平均気温データを用いて、気温と流入水温との相関を求めた。

また、水が氷へと凝固する際には熱量を吸収し、このような状況下では非線形となるため、気温と水温の相関を線形で表わすには適当ではない。

よって、気温が 0℃未満のデータは省いた。

3.2 水理模型実験

幅 2m、長さ 11m、水深 1.8m の水槽において、水面から勾配下端水深 (1.0m, 0.6m, 0.5m, 0.4m) まだが、一定相対密度勾配 ($1.5 \times 10^{-4} [1/m]$) となるように、勾配下端水深から表層までヒータを徐々に上げていくことで、図 3-2-1 に示す水温勾配を形成した。

その後、水深 0.5m に設置した円形シリンダゲート [鎌首 (扇型)] 模型 (縮尺: 1/25) の取水口から、取水量 10.0, 5.0, 1.0 m^3/s に相当する流量 (3.20 l/s , 1.60 l/s , 0.32 l/s) にて取水を行い、取水口直上流における水温分布ならびに取水口直下流における取水水温を、それぞれのケースについて計測した。

実験ケースの一覧は、表 3-2 に示す。

図3-2 水温勾配(密度勾配一定)

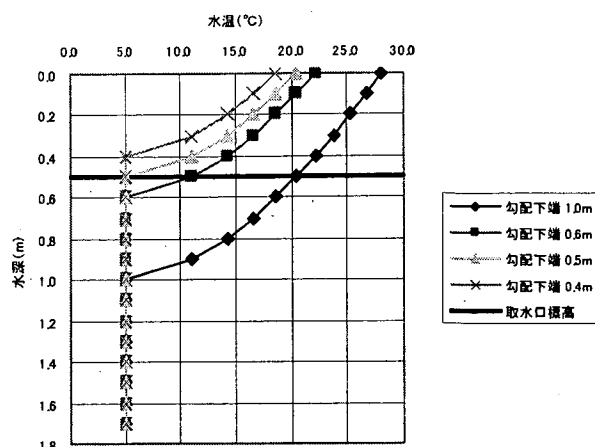


表3-2 実験ケース

CASE	密度勾配 下端水深 (m)	取水口標高 (m)	取水量	
			対象 (m^3/s)	実験時 (l/s)
1-1	1.0	0.5	10.0	3.20
1-2			5.0	1.60
1-3			1.0	0.32
2-1	0.6	0.1	10.0	3.20
2-2			5.0	1.60
2-3			1.0	0.32
3-1	0.5	0.0	10.0	3.20
3-2			5.0	1.60
3-3			1.0	0.32
4-1	0.4	-0.1	10.0	3.20
4-2			5.0	1.60
4-3			1.0	0.32

4. 研究結果

4.1 貯水池への流入水温

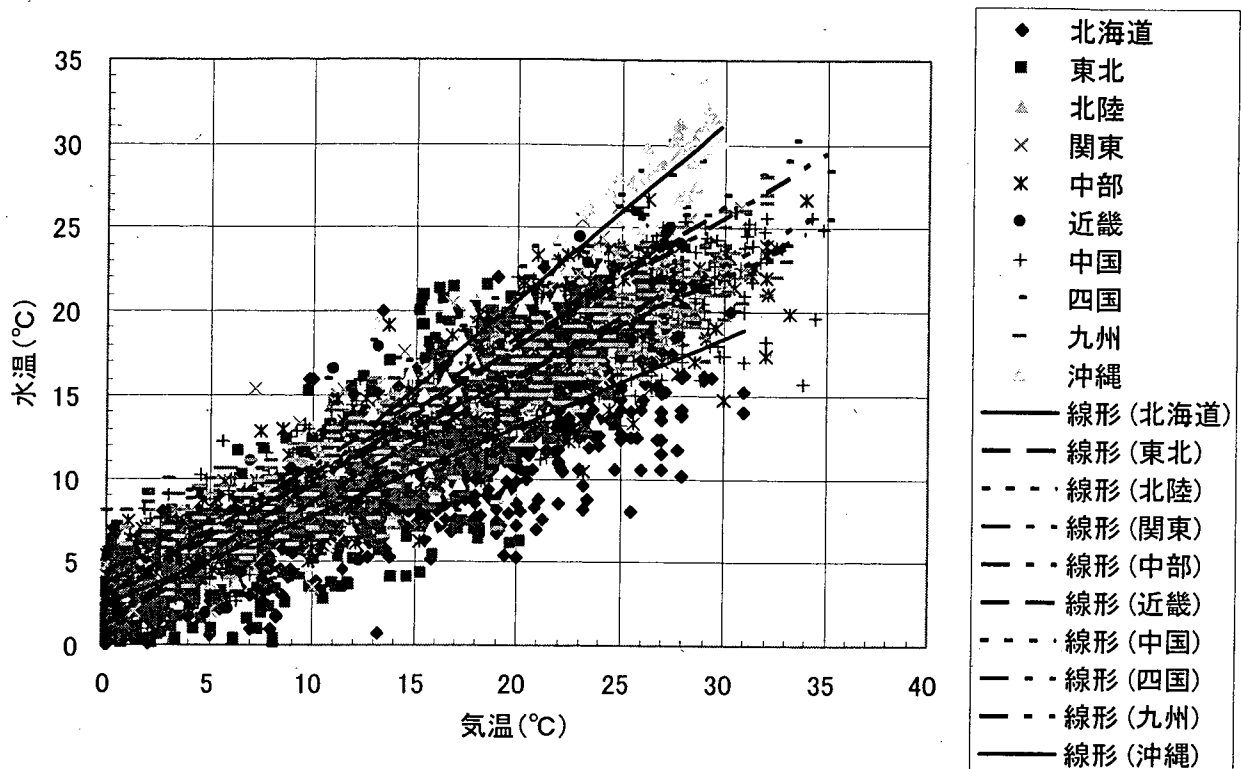
表 3-1 に示す各地域ごとに、貯水池上流における流入水温と気温 (計測時気温または計測地点近傍における日平均気温) との相関を線形で近似し、図 4-1 に示すとともに、以下の結果を得た。

(1) 北海道は、気温が高くなっても水温はそれほど高くない。反面、沖縄は、ほかの地域と比べて最も水温が高いのがわかる。

(2) 本州 (東北・北陸・関東・中部・近畿・中国)、四国、九州については、それぞれ多少の差は見られるものの、ダムの立地条件の影響も考えられ、地域的傾向を示すほどの差はないと言える。

(3) 気温と流入水温の相関は、北海道、本州 (四国・九州を含む)、沖縄の大きく 3 つの地域に分けることができる。

図4-1 気温～水温相関



4.2 水理模型実験

取水量 10.0, 5.0, 1.0m³/s に相当する流量 (3.20ℓ/s, 1.60 ℓ/s, 0.32 ℓ/s) に対して、それぞれ取水口標高 0.5m, 0.1m, 0m, -0.1m ごとに取水を行ったときの結果をプロットし、取水口標高変動に対する取水口標高水温と取水水温との水温差の関係を、図 4-2-1～4-2-3 に示すとともに、以下の結果を得た。

(1) 水温勾配下端より上方における取水

取水口の下端を呑口標高としているため、呑口標高より上方の温水が主に取水され、取水水温は呑口標高水温より 1℃程度高くなっている。

(2) 水温勾配下端における取水

水温勾配下端を呑口標高とした場合、呑口標高水温より低い水温を取水することがなくなるため、取水水温と呑口標高水温との差が大きく、2℃程度高くなっている。

(3) 水温勾配下端より下方における取水

水温勾配下端より下方は一定水温となっており、水温勾配下端より下方にて取水することで、水温勾配下端より上方の高い水温を取水することが少なくなり、取水水温と呑口標高水温との差は小さくなっている。

図4-2-1 取水口標高と取水温度 (1min後)

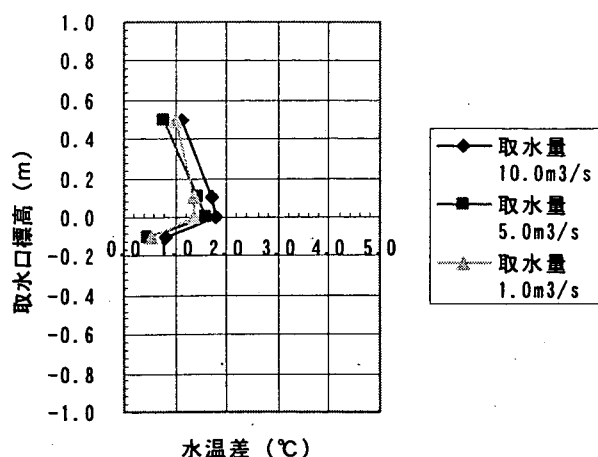
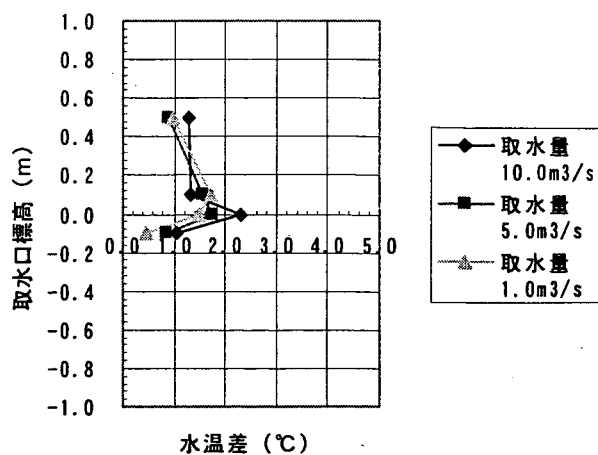


図4-2-2 取水口標高と取水温度 (5min後)



5. 結論

5.1 貯水池への流入水温

(1) 気温と流入水温との相関は、北海道および沖縄において、地域的傾向が顕著に見られる。

(2) 本州（東北・北陸・関東・中部・近畿・中国）、四国、九州については、地域的傾向を示すほどの差はない。

(3) 気温と流入水温との相関は、北海道、本州（四国・九州を含む）、沖縄の3地域に大きく分けられる。

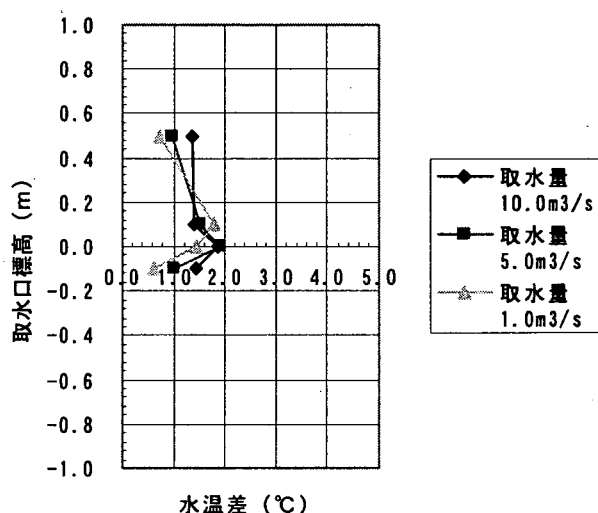
5.2 模型実験

(1) 水温勾配下端より上方における取水では、取水温度は吞口標高水温より1℃程度高くなる。

(2) 水温勾配下端における取水では、取水温度と吞口標高水温との差が大きく、2℃程度高くなる。

(3) 水温勾配下端より下方における取水では、取水温度と吞口標高水温との差は小さくなる。

図4-2-3 取水口標高と取水温度 (10min後)



6. 謝辞

本研究にあたり、ご指導いただきましたダム水理チームの柏井上席研究員ならびにダム水理チームの皆様、さらには貯水池への流入水温のデータ収集にご協力いただきました、各地方整備局および水資源機構の皆様深く感謝いたします。

<参考文献>

- 1) Yih, C.S. ; 「On the flow into a line sink」, Proc. 3rd U.S. Nat. Cong. of Appl. Mech., 1958

石川島播磨重工業株式会社

火山灰堆積斜面における地表流流下・土砂流送モデルの検討

チーム名 火山・土石流チーム

氏 名 若 林 栄 一

1. 研究の背景および研究目的

火山が噴火すると、火山灰等細粒火砕物が周辺の流域に降下・堆積することがある。火山灰の堆積により、流域の降雨流出に関わる条件は一変し、噴火以前のデータに基づく経験的な降雨流出モデルは使用できなくなる。また、モデルパラメータを物理的に解釈する事が難しいタンクモデルなどの概念モデルでは、噴火に伴って変化する火山灰の物性や堆積厚などをモデルに取り込んで、迅速に降雨流出を予測することは難しい。本研究は、これらの問題点を解決し、新規火山灰堆積斜面からの土石流の発生を予測するために、雨水の浸透過程に着目した地表流流下モデルの検討を行ったものである。

2. 研究方法

本研究のワークフローを図-1に示す。

火山・土石流チームでは、噴火から2年経過した2002年より、三宅島雄山の山腹において、降雨量、表面流出量およびテンシオメータを用いた土壌水分状態の時間変化の観測を行っている。

また2002年度には、現地において表層の火山灰層の不攪乱試料を採取し、土壌水分特性試験を行い、この結果を用いて土壌水分特性のモデル化を行った^{1) 2)}。さらに、この土壌水分特性モデルを用いて一次元不飽和浸透流計算を行った。

本研究では、一次元不飽和浸透流計算により得られた結果に対して、流下過程を表現するために kinematic wave 法による流出計算を行った。これにより得られた表面流のハイドログラフと、実際に観測されたハイドログラフを比較することにより、当モデルの適合性を評価した。また、モデルパラメータに対する感度分析を行い、考察を行った。

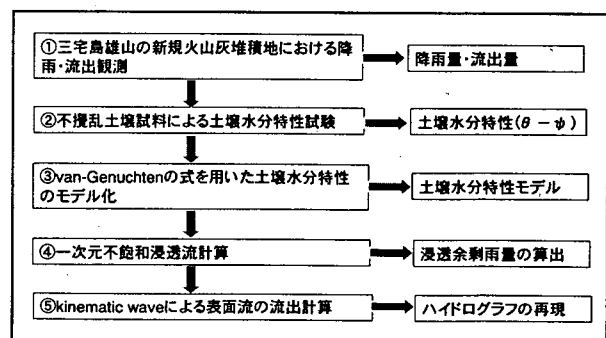


図-1 本研究のワークフロー

3. 研究結果

3.1 観測斜面における降雨流出過程

まず初めに、観測斜面における降雨流出過程について、現地観測の結果を用いて考察する。

観測斜面は細粒火山灰が表層を覆っており、一般の山地斜面等に比較して、土壌の浸透能は大幅に低下している。図-2に示した降雨時の表面流の発生とテンシオメータの観測値の関係をみると、降雨開始とともに、まず5cmの深度の土層のサクションが急激に低下し、次いで深度20cmのサクションが緩やかに低下した。

表面流発生のタイミングは5cmのサクションが0になった時刻の直前であり、その時20cmの層は飽和に達

していない。すなわち、観測斜面における表面流の発生は、地下水面の上昇により発生する飽和地表流ではなく、ホートン型の地表流によるものであると考えられる。

3.2 土壌水分特性

対象となる斜面の土壌水分特性は、2002年度に竹島^{1), 2)}によりモデル化が行われている。竹島は、現地において表層の火山灰層を不攪乱の状態で採取し、水分特性試験を行い、van-Genuchten のモデルを用いてモデル化を行っている。試験によって求められたモデルパラメータは、排水過程で $\alpha=0.1827$, $n=1.43$ 、吸水過程で $\alpha=0.1835$, $n=1.6$ であった。また、飽和体積含水率 θ_s および最小水分容量 θ_r も試験によって求め、その値はそれぞれ 0.491, 0.281 であった。

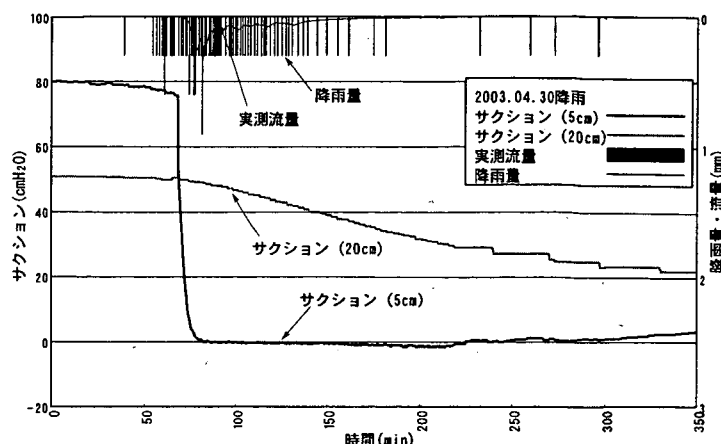


図-2 表面流の発生とサクシオンの変化

3.3 一次元不飽和浸透モデル

3.3.1 浸透モデルの概要

求めた水分特性曲線モデルを用いて、Richards の式を基礎方程式とする一次元不飽和浸透モデルを作成した。当モデルでは、ある時刻の降雨量から、算出された当該時刻の土壌表面での浸透量を差し引き、土壌に浸透できなかった水量を浸透余剰量として算出している。モデルの概念図を図-3に示す。

モデルは、深さ Δz のセルが直列に配置されており、各セルのパラメータは kr : 不飽和透水係数, θ : 体積含水率, ψ : サクシオン値, q : 鉛直下向きの水分フラックス、である。計算は、地中水の連続式および Darcy の式を差分化したものを用い、各セル境界における q を逐一求めている。

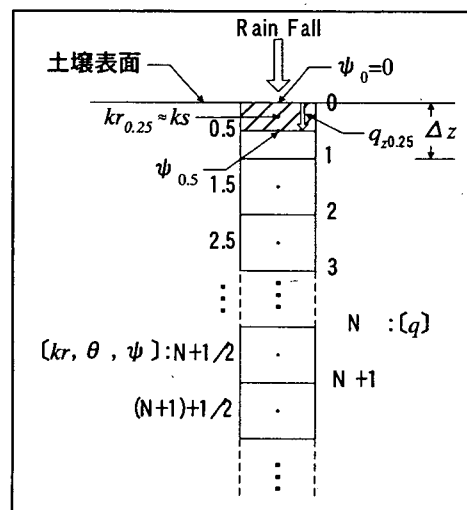


図-3 浸透モデル概念図

3.3.2 初期条件

モデルに与える各土層のサクシオンの初期値は、計算開始時刻における、深さ 5cm および 20cm のテンシオメータの観測値を直線的に内挿、外挿計算して与えた (図-4 参照)。

3.3.3 土壌表面における境界条件

一般的な一次元浸透計算では、第1層目のセルに降雨量を与え、出発点として計算を行うが、当モデルでは土壌表面における浸透余剰量を計算す

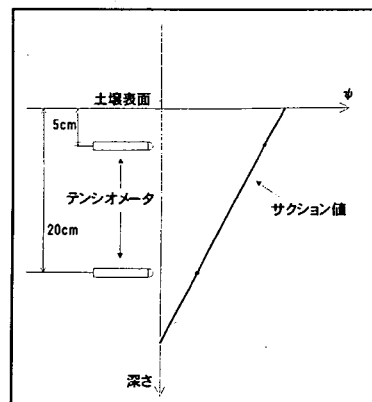


図-4 各土層のサクシオン初期値の計算方法

るため、境界条件の与え方を工夫した。

今、雨量強度より土壌表面の浸透能が大きい場合、従来と同様に土壌表面からの浸透強度は土壌表面の浸透能に等しいとした。この時、図-3に示す最上段セルの上半分（以下、土壌表面層と呼ぶ）に対して Darcy 則を適用する。土壌表面層は常に飽和していると考え、土壌表面のサクションを 0 とし、土壌表面層の透水係数は飽和透水係数に等しいと考えた。

$$q_{z0.25} = -kr_{0.25} \left(\frac{\psi_{0.5} - \psi_0}{\Delta z/2} \right) + kr_{0.25} \quad \dots \text{式 (1)}$$

$$= -ks \left(\frac{\psi_{0.5} - 0}{\Delta z/2} \right) + ks = -ks \left(\frac{2\psi_{0.5}}{\Delta z} - 1 \right)$$

ここに、 $q_{z0.25}$ ：土壌表面の浸透能、 $kr_{0.25}$ ：土壌表面層の透水係数、 ψ_0 ：土壌表面のサクション値、 ks ：飽和透水係数である。ただし、これは厳密には地表面からの深さ $\Delta z/4$ における浸透量を求めていることになる。ここでは、この値を近似的に地表面での浸透量であると考えた。

3.3.4 計算結果

上記のモデルに、現地で得られた、2003 年 4 月 30 日の降雨を適用した結果を図-5に示す。

なお、飽和透水係数の値は $0.5 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ とした。計算結果は、降雨初期には全量が浸透するが、途中から浸透余剰雨量が発生している。

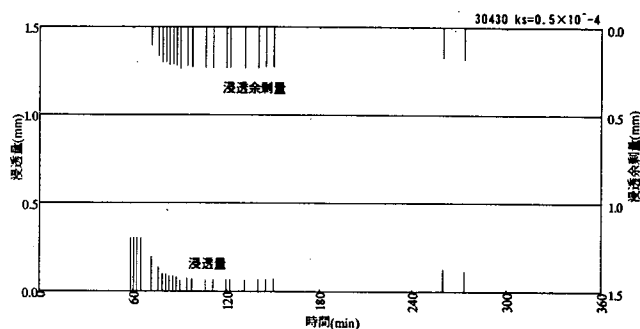


図-5 一次元不飽和浸透流計算結果

3.4 流出モデルの適用

次に、表面流の流下過程を表現するため kinematic wave 法による流出計算を行った。表面流はマニング則に従うものとして、等価粗度は 0.1 とした場合に良好な結果が得られたのでそれを用いた。

図-6に観測された降雨をそのまま入力した場合、図-7に一次元不飽和浸透計算により求めた浸透余剰雨量を入力した場合の計算結果を示す。

前者の計算流出波形は、降雨と同時に立ち上がり、初期損失の部分が表現できていない。また、ピークや低

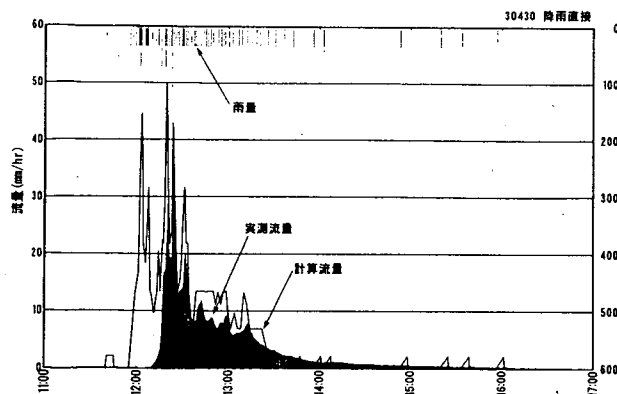


図-6 流出モデル適用結果
(降雨を直接入力)

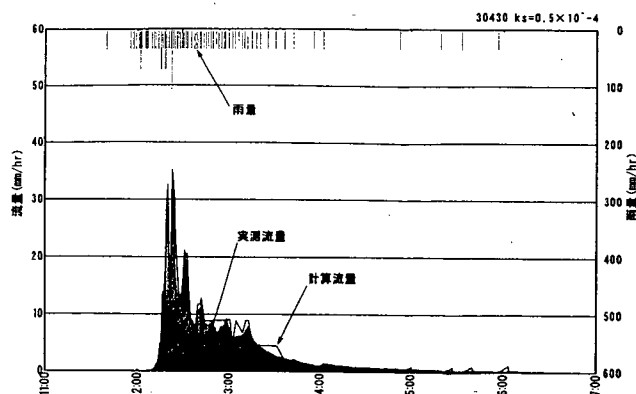


図-7 流出モデル適用結果
(一次元不飽和浸透計算結果を入力 $ks=0.5 \times 10^{-4}$)

減部についても実測に比べて大きなものとなっている。後者の波形では、流出初期の立ち上がり部分は、かなり精度良く再現された。

3.5 飽和透水係数に対する感度分析

次に、一次元不飽和浸透計算のモデルパラメータである飽和透水係数 k_s を変化させた場合の出力結果について、考察を行った。

対象となる土壌の飽和透水係数の値は、現地において採取した不攪乱試料により試験を行い、その値は $2.33 \sim 6.69 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ であった。そこで、飽和透水係数 k_s を $2.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ とした場合の計算結果を図-8に示す。この場合、降雨のほとんどが

浸透する結果となり、表面流出量は実測値と比較して非常に少なくなった。このような結果となった原因としては、現地で採取した試料が現場の表層の状態を代表していないことが考えられる。

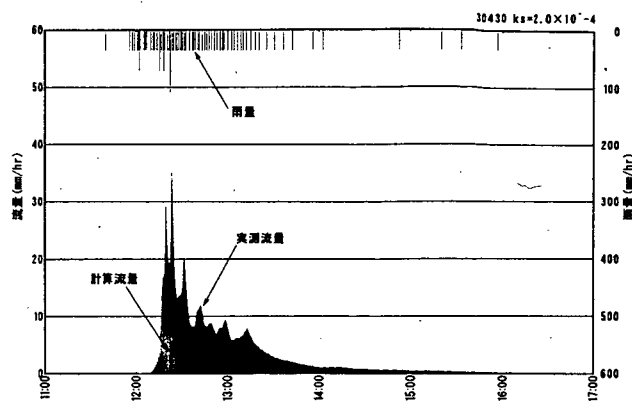


図-8 流出モデル適用結果
(一次元不飽和浸透計算結果を入力 $k_s=2.0 \times 10^{-4}$)

4. 結論

以上の検討の結果、飽和透水係数の値が流出量を大きく左右していることがわかった。試験により得られた飽和透水係数の値より低い値を与えた場合に、再現性が高くなった事については、試料採取の方法を含めて、検討が必要である。一方、ここで提案した浸透モデルは、土層の浸潤に伴う浸透能の時間変化をよく再現でき、その結果、斜面からの流出ハイドログラフをよく再現することができた。

以上のように、新規火山灰堆積地のような比較的、場の状態が均一な場合には、土層レベルでの浸透特性から、物理的・客観的な方法を用いて、斜面レベルの流出現象を再現することが可能であることが示された。今後は、ここで得られた斜面レベルの流出予測手法を流域レベルへ拡張すること、および、より少量で攪乱した試料からのモデルの作成などを検討していくことが望まれる。

5. 謝辞

本研究を実施するにあたり、小山内上席研究員、山越研究員、土井専門研究員をはじめ、土砂管理研究グループの皆様方、本省砂防部笹原専門官、神通川水系砂防事務所石田技官に、ご指導、ご助力を賜りました。ここに厚く感謝の意を表します。

所属 株式会社ワイ・テック

<参考文献>

- 1) 竹島秀大「新規細粒火山灰堆積斜面における土壌水分特性曲線に関する研究」平成14年度交流研究員報告書概要版、土木研究所資料第3930号、P.149-152、2004年2月
- 2) 竹島秀大、石田哲也、山越隆雄、渡正昭「2000年に噴火した三宅島での堆積火山灰の土壌水分特性」平成15年度砂防学会研究発表会概要集、P.232-233、2003年5月

火山泥流の人工構造物の影響検討 (指導期間 平成 15 年 4 月～平成 16 年 3 月)

土砂管理研究グループ火山・土石流チーム
杉浦英二

1. まえがき

火山地域における泥流による災害を防止するため、泥流氾濫域を精度良く予測し、警戒避難体制を整備する必要がある。近年火山山麓において都市化が進行している箇所では、泥流の流下・堆積が建造物や道路等の人工構造物の影響を受け、複雑になり、氾濫域を正確に予測することが困難である。

昨年度の規則的な配置での水理実験では、家屋ブロック群内を流下する泥流の流速はブロック群から抵抗をうけて、全体的に減速するわけではなく道路に相当する箇所においては高流速のまま流下した。また、家屋ブロック近傍における局所流（渦流）が土砂堆積の促進要因と考えられることを示した。

また、既往氾濫シミュレーションにおいて氾濫実績に対して再現計算ではカルバート直下における土砂堆積が再現できていないといった問題がある。これは先に述べた局所流（渦流）による影響が考えられるため、これを解決するモデルを検討することが必要である。

2. 研究方法・結果

本年度研究では、昨年度水理実験により明らかになった土砂堆積傾向が実際にある乱雑な家屋配置での場合を水理実験により検討した。また、既往シミュレーションにおける課題の検討を行った。

2. 1 水理実験

2.1.1 実験方法

本実験では乱雑な家屋配置における水理実験を行った。実験装置は泥流流入部（幅 10cm、長さ 3.0m）と氾濫域（幅 1.7～2.3m、長さ 2.7m）とから構成しており、氾濫域を宅地と想定して、家屋を模したブロック（一辺 10cm の立方体）を盤面に固定した。なお、縮尺は 1/100 とした。泥流流入部から泥流を流入させ、家屋ブロック周辺の水深、土砂堆積深を計測した。また、模型の河床勾配は泥流流入方向に一律に 10° とした。実験砂は雲仙・三宅島の泥流氾濫被災事例で得られた火山灰を想定し、フライアッシュと珪砂の混合砂を用いた。模型床にも火山灰が堆積した状態を想定し、実験砂を張り付けた。

発生させた泥流は、市街地内での泥流の水理特性を把握するため、流量はチューブポンプを用いて定常流（通水時間 15 分）を 2, 3, 4l/s の 3 ケース、重量土砂濃度は 20% とした。ブロック配置は実際に見られるような乱雑な配置としており、図-1 及びそのブロック群への泥流流入方向を変えるため、ブロック配置はそのままで平面的に回転させた図-2 の 2 ケースとした。なお、隣接する家屋ブロックは同じ建物とみなして、家屋番号を図-1, 2 のように割りつけ、道路に相当する箇所を斜線で示した。模型の勾配を泥流流下方向一律にセットしているため、斜線で示した道路についてみるとパターン A はパターン B と比較して急な勾配となっている。

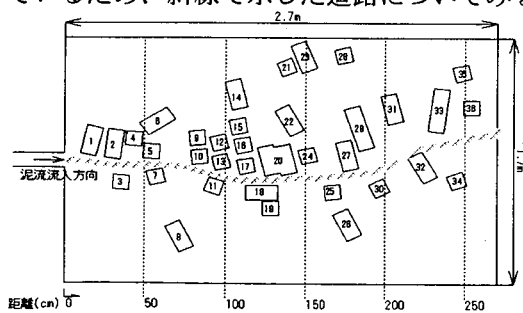


図-1 氾濫域（パターン A）

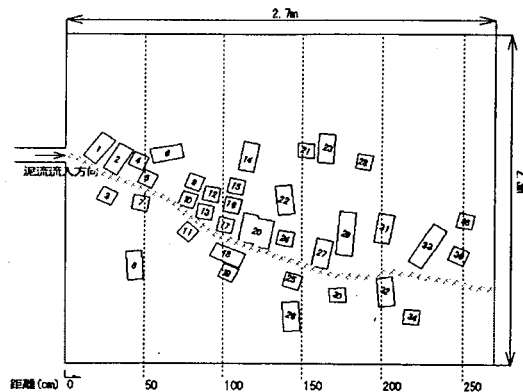


図-2 氾濫域（パターン B）

表-1 実験ケース一覧表

CASE	流量 (l/s)	土砂濃度	ブロック配置パターン
1	2	20%	A
2	3		
3	4		
4	2		
5	3		B
6	4		

2.1.2 実験結果

ブロック前面での水深を図-3, 4に示した。パターンAにおいては概ね流量の増加に伴い、水深が増加していると言える。パターンBにおいては流量の増加はあまり影響されていなく、流量増に対して水深が低下している箇所も見られる。

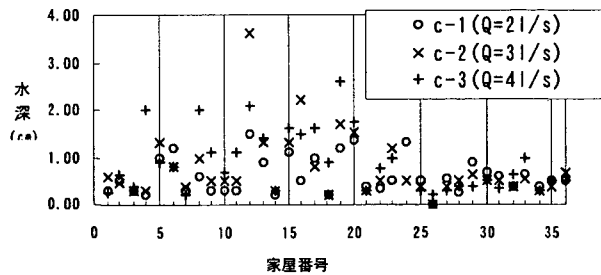


図-3 家屋前面の水深 (パターン A)

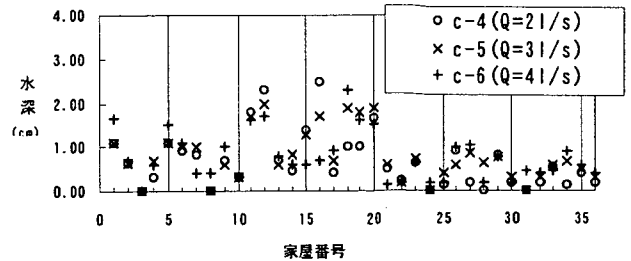


図-4 家屋前面の水深 (パターン B)

パターンBにおいては流量増が最上流の家屋番号1において流れが分派されており、家屋の密集している家屋番号10～20付近の影響が少ないためと思われる。

家屋前面の土砂堆積深を図-5, 6に示した。これによるとパターンA, Bとも家屋番号の大きな箇所、すなわち下流側において土砂の堆積が顕著であると言える。

特に、パターンAにおいてはブロック番号6, 27, 33、パターンBにおいては6, 20, 23, 29, 35で堆積深が大きい。これは当該家屋番号の家屋ブロック直上流に家屋ブロックがあるなど、家屋前面に緩流速の局所流の発生により、堆積しやすくなっているものと思われる。

また、パターンAにおいては流量の小さい方が、堆積が大きいと言える。

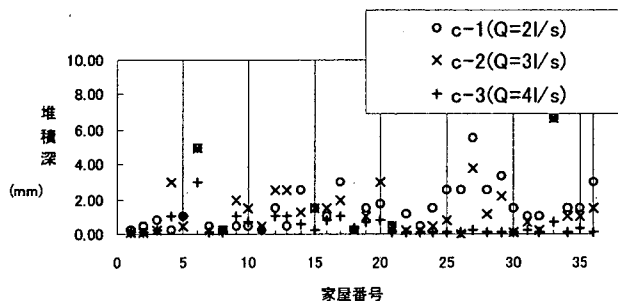


図-5 家屋前面の堆積深 (パターン A)

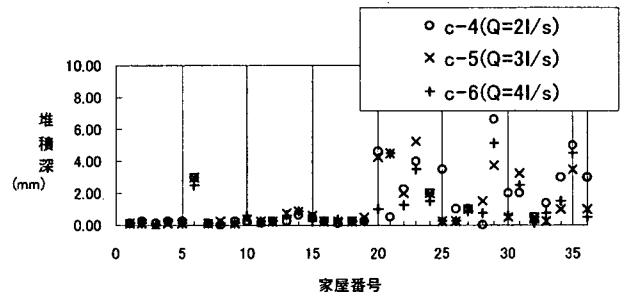


図-6 家屋前面の堆積深 (パターン B)

泥流の氾濫範囲は図-7, 8に示すように、ケース4においては、ケース1と比べ、最上流部のブロックにおいて分流され、氾濫範囲の拡大が見られる。また、家屋ブロック間の隙間（実際には道路部に相当する）を伝って短時間で下流まで到達していることがわかる。

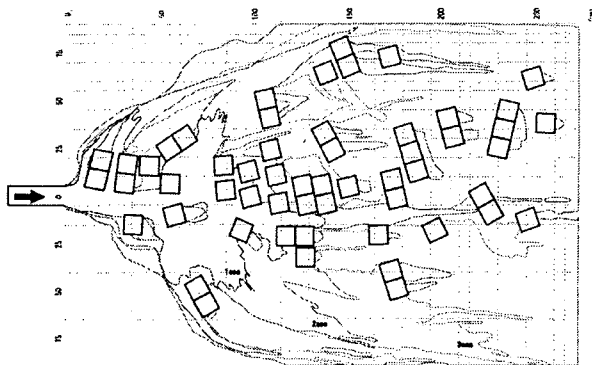


図-7 ケース1 氾濫範囲時間変化図

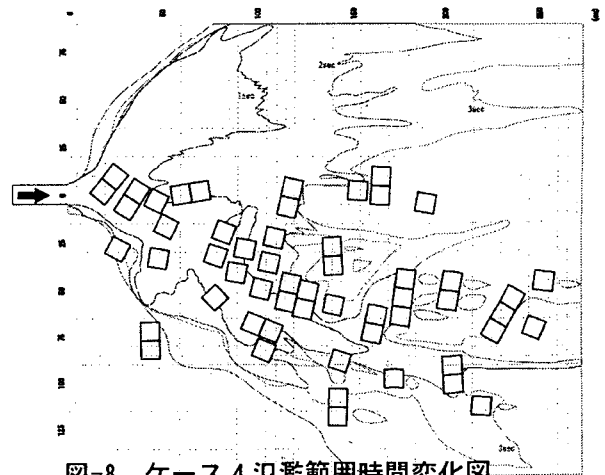


図-8 ケース4 氾濫範囲時間変化図

2.1.3 実験考察

水理実験結果より以下のようなことがわかった。

- ・家屋番号 9～15 のように家屋が前後に密集している箇所では水深が高くなりやすい。
- ・氾濫域の下流側においては流量変化に対して水深の変化は少ない。
- ・土砂は氾濫域が広がった下流側において堆積しやすい。また、直上流に家屋ブロックがあるなどで局所的な緩流速域となる家屋ブロックにおいて堆積が促進される。
- ・パターン B のように氾濫開始地点に家屋ブロックが存在し、泥流が左右に分派されるような場合には氾濫域は拡大し易い。
- ・パターン A では、B に比較して流路となる道路（図-1, 2 参照）勾配が急であるため、下流への到達が早いと思われたが、実際には家屋番号 5, 7 間の流向がパターン B とは違うため、9, 10 への衝突により減速が起こり、図-7, 8 に示されるようにパターン B の方が下流への到達が早い。

このように、今回のケースにおいては家屋ブロックの配置角度・勾配よりも、泥流の流向と家屋の位置による構造物周辺の局所的な流れが氾濫範囲、土砂堆積に大きく影響し、市街地氾濫の推定の困難性が確認された。

2.2 既往泥流氾濫シミュレーションの課題検討

氾濫シミュレーションはこれまで様々な検討が行われてきており、特に河川洪水の分野でめざましい成果が得られている。しかし、土砂の氾濫・堆積を再現するシミュレーションにおいては改良すべき点が残されている。

既往のシミュレーションによる H14 年度の水理実験で再現計算を行った結果は実験で確認された構造物周辺の土砂堆積が精度よくできなかった。これは、市街地内、特に住宅等の背後において発生した局所流が土砂堆積等に影響するためと思われる。その局所流の表現として粘性項（またはレイノルズ応力項）を導入して解析を行い、その有効性の検討をした。

現在一般的に使用されている泥流の 2 次元氾濫解析における運動方程式の右辺第 3 項に渦動粘性項を追加した以下の式とする。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \beta \frac{\partial(u \cdot M)}{\partial x} + \beta \frac{\partial(v \cdot M)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_i} + \varepsilon \left(\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M}{\partial y^2} \right) \quad \cdots (1)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \beta \frac{\partial(u \cdot N)}{\partial x} + \beta \frac{\partial(v \cdot N)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_i} + \varepsilon \left(\frac{\partial^2 N}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 N}{\partial y^2} \right) \quad \cdots (2)$$

ここにおいて、 ε : 渦動粘性係数 $\varepsilon = \alpha \cdot h \cdot u_*^2$

α : 係数 $\alpha = \kappa / 6$

κ : カルマン定数

h : 水深 (m)

u_* : 摩擦速度 (m/s)

渦動粘性項を導入したモデルの計算をするために差分化をする必要があるため、この差分について通常の格子メッシュにおいて 2 階の差分公式を適用すると、

$$\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} = \frac{M_{i+1} - 2M_i + M_{i-1}}{\Delta x^2} = \frac{M_{i+1} - M_i}{\Delta x} - \frac{M_i - M_{i-1}}{\Delta x}$$

となる。

この公式を x 方向の流量フラックスに下記のように適用する。

$$\bar{M}_i \left[\frac{\sum_{k=1}^{n_i} M_{k,j} \cdot \Delta y_{k,j} - M_L \cdot \Delta y_L}{A_{ci}} - \frac{M_L \cdot \Delta y_L - \sum_{k=1}^{n_j} M_{k,i} \cdot \Delta y_{k,i}}{A_{cj}} \right] \cdot DL'$$

$$DL' = (x_j - x_i) / (DL \cdot DL)$$

ここに、 $M_{k,i}$, $M_{k,j}$: メッシュ i, j の該当リンクを除く、x 方向流量フラックス

$\Delta y_{k,i}$, $\Delta y_{k,j}$: メッシュ i, j のリンク端の y 方向差分

A_{ci} , A_{cj} : メッシュ i, j の面積

m_i , m_j : メッシュ i, j の計算該当リンクを除くリンク集

y 方向の流量フラックスも同様に、

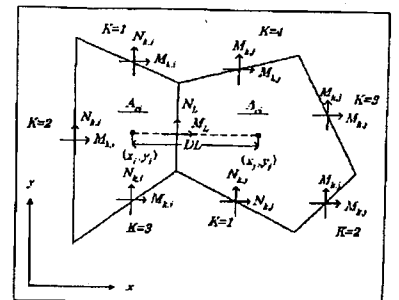


図-9 変数配置図

$$\bar{N}_i = \left[\frac{\sum_{k=1}^n M_{kj} \cdot \Delta x_{kj} - M_L \cdot \Delta x_L}{A_{ci}} - \frac{M_L \cdot \Delta x_L - \sum_{k=1}^n M_{kj} \cdot \Delta x_{kj}}{A_{cj}} \right] \cdot DL'$$

$$DL' = (y_j - y_i) / (DL \cdot DL)$$

よって、渦動粘性項 $\varepsilon \cdot \left(\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M}{\partial y^2} \right)$ の差分式は $\alpha \cdot \tilde{h}_L^{n+1} \cdot \tilde{u}_{*L}^{n+1} \cdot (\bar{M} + \bar{N})$ となる。

この渦動粘性項導入モデルを用いた計算結果は図-11に示した。この結果から、土砂の堆積においては若干ではあるが、ブロック周辺において堆積し易くなっている傾向がみられる。

CASE 1-19

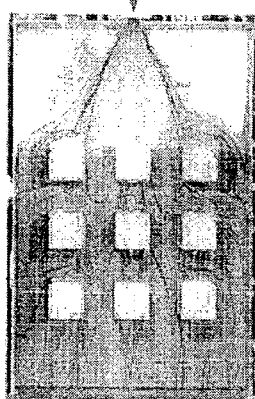
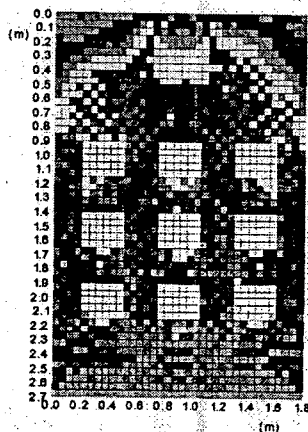
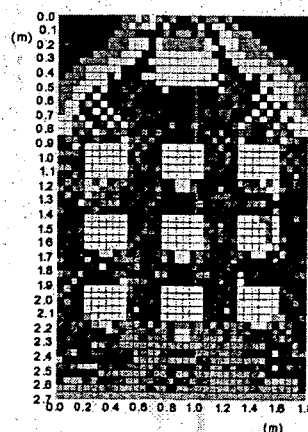


図-10
H14 年度実験結果図
(泥流氾濫時間変化図)



渦動粘性項考慮せず



渦動粘性項考慮

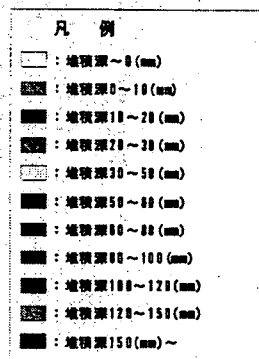


図-11 土砂堆積深計算結果図

3. まとめ

今後の火山地域における泥流氾濫シミュレーションを用いて、精度の高い対策施設の配置計画及びその効果の評価を目的として、以下の検討を進める予定としている。

水理実験により、家屋や道路といった構造物の影響を適切に評価の出来るシミュレーションモデルを用いる必要性が確認され、これは現在開発されているモデルのうちでは非構造格子モデルが適していると考えられるため、これを用いて検討する。

また、局所流の影響を考慮するために既往シミュレーションに渦動粘性項を追加して検討したが、まだその有効性の判断はできないため、引き続き検討をしていく予定である。

所属：株式会社ニュージェック

<参考文献>

- 1) 福岡捷二・川島幹男ら：「密集市街地の氾濫シミュレーションモデルの開発と洪水被害軽減対策の研究」、土木学会論文集、No600/II-44、PP. 23-36、1998
- 2) 中川一：「洪水および土砂氾濫災害の危険度評価に関する研究」、京都大学博士論文、1989
- 3) 水山高久・石川芳治ら：「火山噴火に伴う泥流災害の予測と対策に関する研究」、土木研究所資料、2601
- 4) 中川一・高橋保ら：「1999年ベネゼエラのカムリグランデ流域で発生した土砂災害について-数値シミュレーションによる再現計算と砂防施設設置効果の評価-」、京都大学防災研究所年報、第44号B-2、PP. 207-228、2001

貯水位降下時における地すべり斜面の安定度評価に関する調査

土砂管理研究グループ地すべりチーム

交流研究員 檀上裕司

1. まえがき

貯水池周辺の地すべりにおいては、貯水位降下時の残留間隙水圧の発生を考慮した安定解析により対策が計画される¹⁾。残留間隙水圧の残留率は地すべり土塊の性状および貯水位の降下速度等によって異なると言われており、既往の経験をもとに残留率を 50%として設定される事例が多いが、さらに合理的に設定する方法としては浸透流解析の活用が有効と考えられる。しかし、浸透流解析により残留率を設定しているダムは未だ少なく、湛水後のデータを用いて浸透流解析の妥当性を検証した事例は数例程度である²⁾。よって本研究では、実際のダム貯水池周辺地すべりの観測データを用いて浸透流解析を実施し、浸透流解析によって求められる残留率と、飽和透水係数の関係を検討した。

2. 調査方法

2.1 調査の概要

調査は図-2.1 に示す手順により実施した。各項目の詳細は以下に示す。

2.2 事例収集

浸透流解析を実施する観測データを得るため、既存のダムの観測データを収集した。対象は過去 10 年程度に竣工したダムとし、貯水池周辺地すべりにおいて地下水観測が実施されているダムを選別した。収集した事例により、地下水観測孔の位置、貯水位と観測地下水位の関係から、浸透流解析の実施に適している地すべりを抽出した。

2.3 調査位置

収集した14ダム39地すべりの各種観測データや地下水観測孔の位置およびボーリングコア写真等の調査資料の有無を検討した結果、0ダムT地区において浸透流解析を実施した。調査地の主な地質は第三紀の頁岩を主体とし、泥岩や砂岩の薄層を挟在する。その上位を地すべり土塊や崖錐堆積物が覆っており、対策工として押え盛土が施工されている。

図-2.2 に調査地の地質断面図を示す。

2.4 浸透流解析

2.4.1 浸透流解析の流れ

浸透流解析は、貯水位降下時の貯水位データおよび降雨量データを用いて図-2.3 に示すフローにしたがって実施し、解析結果の水位変動状況を実測の地下水位観測値と比較することにより、地すべり土塊の飽和透水係数を逆計算した。さらに、その逆

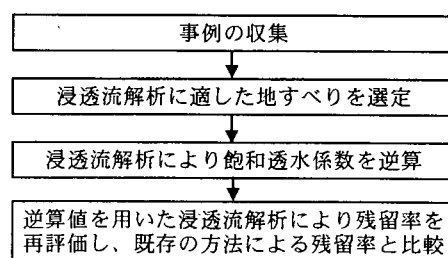


図-2.1 調査フロー

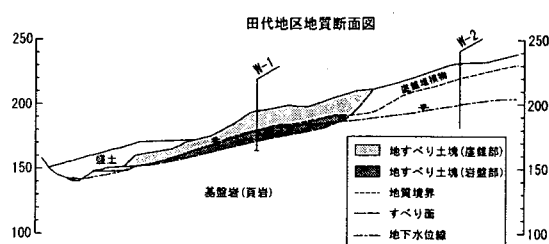


図-2.2 調査地地質断面図

算値を用いて貯水位降下時の地下水位変動を非定常解析により再現し、得られた地下水面形状を用いて残留率を評価した。

2.4.2 基礎式

解析に用いた飽和-不飽和浸透流解析 (UNSAF^{3), 4)} の基礎式は以下の通りである。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(Kx(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ Kz(\psi) \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right\} = \frac{\partial \theta}{\partial \psi} \cdot \frac{\partial \psi}{\partial t} + R$$

ここで、 $Kx(\psi)$: 水平方向の不飽和透水係数、
 $Kz(\psi)$: 鉛直方向の不飽和透水係数、 ψ : 圧力水頭、
 θ : 体積含水率、 R : 単位長当たりの涵養量、 t : 時間 である。

2.4.3 初期条件と境界条件

初期条件については計算開始時の貯水位を境界条件として定常解析を行い、得られた水面形を初期水位としてモデルに入力した。境界条件としては、斜面の水没部分を対象に貯水位変動データから算定した水頭値を設定した。また、地表面には単位長当たりの降雨涵養量を与えた。斜面上部には固定水頭を設定し、斜面上方からの地下水流入を考慮した。モデルの外縁部については不透水境界とした。

2.4.4 解析期間

浸透流解析は、試験湛水において最高水位標高 188.0m から標高 182.31m まで 19 日間で降下 (平均貯水位降下速度 0.28m/日) した時期 (以下、時期①と呼ぶ) とダム管理段階において標高 185.23m から標高 182.49m まで 38 日間で降下 (平均貯水位降下速度 0.07m/日) した時期 (以下、時期②と呼ぶ) の二時期の観測データを用いて実施した。この期間の既往の算出方法による残留率は時期①、時期②でそれぞれ 31.7%、27.1%であった。

3. 調査結果

3.1 初期透水係数の設定

調査地においては、対岸の斜面でルジオンテストが、また、対策工設計時には盛土の材料試験が実施されている。ルジオンテストの結果では、CM, CML 級岩盤でおおむね 5~50Lu'、CL, D 級岩盤でおおむね 100 Lu' 以上 (一部 10~50 Lu') の値を示しており、ボーリング柱状図およびコア写真の対比から前者は当モデルの「基盤岩 (地下水面より下部)」、後者が「地すべり土塊 (岩盤部)」に相当すると判断した。また、盛土の材料試験では、おおむね $1 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$ を示している。これ

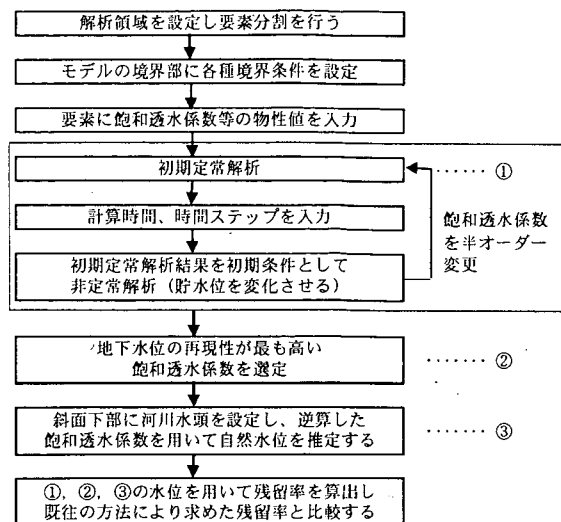


図-2.3 浸透流解析の流れ

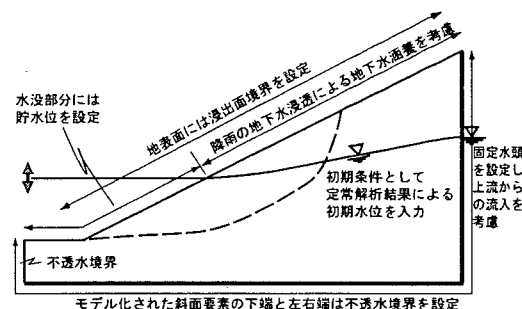


図-2.4 境界条件の設定

表-3.1 初期設定値と逆算結果

材質区分	初期値	逆解析値
盛土	1.0E-02	1.0E-02
段丘堆積物	1.0E-02	5.0E-02
崖錐堆積物	1.0E-02	1.0E-01
地すべり土塊 (崖錐部)	5.0E-03	1.0E-02
地すべり土塊 (岩盤部)	1.0E-03	1.0E-02
基盤岩 (地下水面より上)	5.0E-04	5.0E-02
基盤岩 (地下水面より下)	1.0E-04	1.0E-03

らの調査結果とボーリング柱状図等の地質調査資料を参考に、各材質に仮の透水係数を設定した（表-3.1 参照）。そのうえで飽和透水係数を半オーダーずつ変化させ、貯水位降下時の実測の地下水位変動を再現できる飽和透水係数を逆算した。

3.2 飽和透水係数の逆算結果

表-3.1 に当初設定した飽和透水係数と、貯水位降下時のデータを用いた逆解析により算出した飽和透水係数を示す。材質区分のうち、基盤岩（地下水面より下部）については、モデル全体の地下水位を低下させるために飽和透水係数を初期値よりも大きくした。崖錐堆積物と基盤岩（地下水面より上部）については、W-2 孔の地下水位を再現するために初期値よりも大きくして周辺の地下水を低下させた。そのうえで、地すべり土塊の飽和透水係数を半オーダーごとに变化させた結果、地すべり土塊（崖錐部および岩盤部）の飽和透水係数を $1 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$ に設定した場合に最も良好な再現性が得られた。図-3.1 に逆算した飽和透水係数を用いた地下水位変動の再現状況を示す。

3.3 残留率の再評価

図-3.2(1)に、時期①における実測の地下水位観測値を用いた残留率の評価状況を示す。図-3.2(1)においては、地下水位線は観測孔間でほぼ一直線に引いており、地質の区分等による水位変化は考慮していない。図-3.2(2)に、同じく時期①において浸透流解析の逆解析により再現した貯水位降下前、貯水位降下直後の地下水面形を用いた残留率の評価状況を示す。図-3.2(2)によると、再現した地下水面形状は、材質の分布形状と飽和透水係数の差異による影響をうけ、地質の分布を反映した地下水面形状となっている。ただし、残留率は図-3.2(1)の方法による 31.7% に比べて 43.6% と大きい。ここで、図-3.2 の残留率は、既存の残留率評価手法¹⁾（図-3.3 の γ 式）によって評価しており、貯水位を水平方向に自然水位と交わる位置まで延長した線を用いた面積で評価している。しかし、貯水位降下後の安定した地下水面形状は実際には直線ではなく、ある程

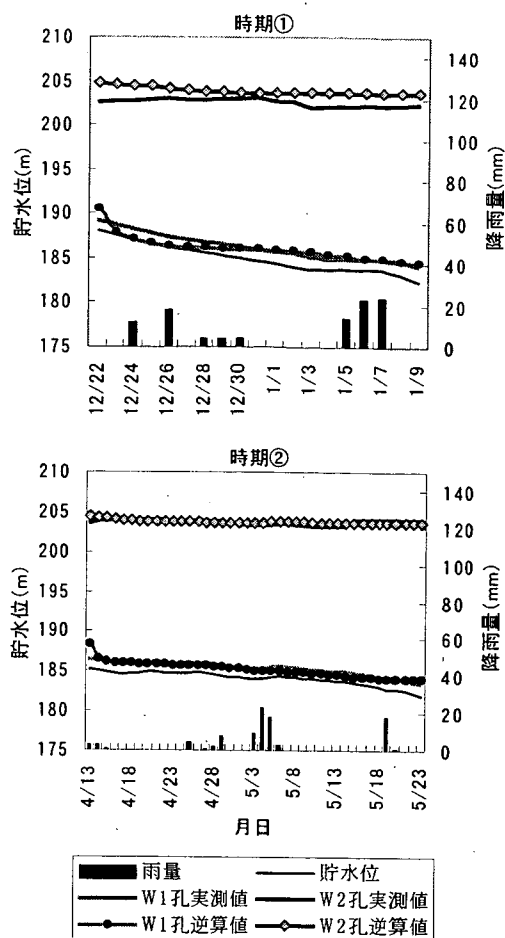


図-3.1 地下水位変動の再現状況

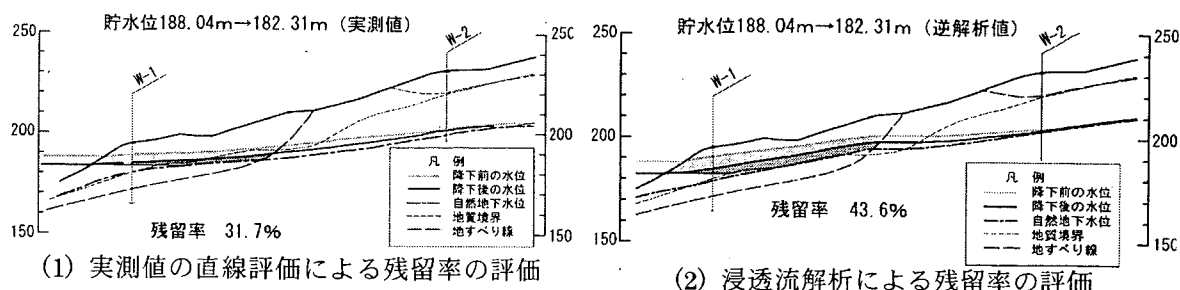


図-3.2 地下水位の実測値による評価と浸透流解析の逆解析による評価の地下水面再現の比較

度の傾きを持って存在するものと考えられ、この安定する地下水面まで地下水が低下した場合、残留間隙水圧は発生していないと評価することも可能である。よって、浸透流解析により貯水位降下後の安定した水位を再現することにより、図-3.3の γ '式に示す方法で残留率を再評価した。降下後の貯水位を固定して浸透流解析を5日間延長したところ、貯水位降下直後の地下水面から地下水位の低下は認められなかった。よって、図-3.4に示すとおり、残留間隙水圧は発生していないものと評価できる。同様に時期②について残留率を評価した結果、図-3.3 γ '式に示した方法を用いると残留間隙水圧は認められなかった(表-3.2)。

浸透流解析により地すべり土塊周辺の地質分布状況に応じた地下水面の変化状況の評価し、さらに貯水位降下後の安定した地下水面形状を評価することで、既往の方法よりも適切に残留間隙水圧を評価できる可能性がある。

4. 結 論

- ・ 実測の地下水位観測値を用いた浸透流解析の逆解析により飽和透水係数を逆算し、貯水位の変化による地下水位変動を再現した。その結果、貯水位降下速度の異なる2つの時期において、同じ飽和透水係数で観測地下水位の変化状況を再現することができた。
- ・ 浸透流解析を用いることで、地質の分布状況を反映した地下水面形状が得られた。さらに、浸透流解析により貯水位降下後の安定した地下水面形状を評価することで、既往の残留率の評価法(図-3.3 γ 式)よりも適切に残留率を評価できる手法(図-3.3 γ '式)を提案した。
- ・ 本研究では、一つの地すべりのみでの調査にとどまっている。今後、他の貯水池周辺地すべりにおいて本調査の残留率評価手法(図-3.3 γ '式)の適用性を検討する必要がある。

5. 謝 辞

本研究を行うにあたり、藤澤上席研究員、石井主任研究員をはじめ、土砂管理研究グループの皆様には多大なるご指導を賜りました。ここに記して感謝の意を表します。

所 属 株式会社 水計画研究所

<参考文献>

- 1) (財)国土開発技術センター、「貯水池周辺の地すべり調査と対策」、山海堂、1995
- 2) たとえば、綱木亮介、「貯水池周辺の地すべり地における残留間隙水圧の実態と解析事例」、ダム工学、Vol.10, No.1, pp33-41, 2000
- 3) 西垣誠、「地下水数値計算法(3)1・2.有限要素法による不飽和浸透流の解析」、地下水学会誌、Vol.32, No.3, pp.163-171, 1990.
- 4) 西垣誠、「地下水数値計算法(4)1・3.有限要素法の局所的な地下水流動解析への応用」、地下水学会誌、Vol.32, No.3, pp.173-182, 1990.

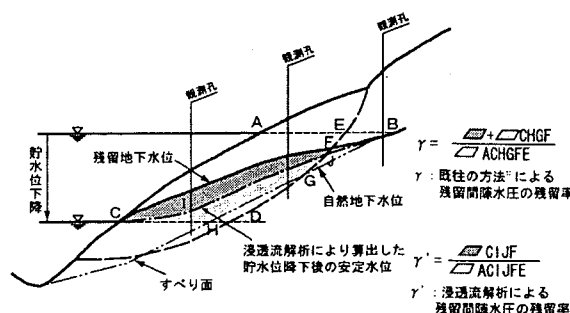


図-3.3 浸透流解析による残留率の評価手法

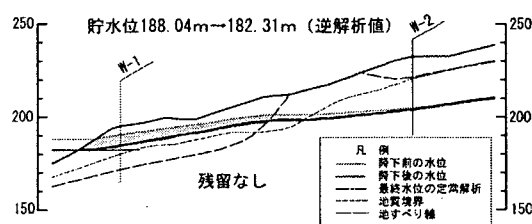


図-3.4 浸透流解析により算出した貯水位降下後の安定水位を用いた残留率の再評価

表-3.2 評価手法による残留率の比較

残留率評価法	図-3.2(1)	図-3.2(2)	図-3.4
時期①	31.7%	43.6%	0%
時期②	27.1%	43.7%	0%

都市環境に配慮した舗装構造に関する研究

チーム名 舗装チーム

氏 名 平方 和幸

1. まえがき

都市部では、ヒートアイランド現象や集中豪雨による都市型水害の多発などが見られ、これらへの対策が各方面で進められている。これに対し舗装分野では路面温度低減効果が高い舗装が注目され開発が行われている。

これまでの研究では、路面温度の低減効果や耐久性の確認は行われているが、効果の一般的な評価方法は確立されていない。このため、効果の確認には夏季に実大供試体を用いて計測しなくてはならず試験時期が限られる問題があった。

そこで本研究では、精度のある路面温度低減効果の評価方法の確立を目標として研究を行った。

2. 研究目的

排水性タイプの遮熱性舗装および明色性舗装に対して室内試験または夏季以外の季節における試験結果から夏季の路面温度を予測する評価方法の開発を目的とする。

3. 室内試験による評価方法の開発

3.1 供試体とその構造

供試体はサイズを 30×30cm とし、供試体は1層構造では蓄熱による影響が大きく見られたため、本研究では3層構造（表層、基層、路盤：各5cm）とした。表面以外は放熱を防ぐために断熱材を施した。

（図-1）供試体の表層には以下の6種の混合物を使用した。（表-1）なお、遮熱性および明色性の母体アスコンは排水性混合物13（空隙率20%）を使用し、表面に遮熱材料または明色材料を塗布したものである。

表-1 表層の混合物

① 排水性	13mmTOP排水性混合物(空隙率20%)
② 遮熱性A	13mmTOP遮熱性混合物(塗布型)
③ 遮熱性B	13mmTOP遮熱性混合物(塗布型)
④ 遮熱性C	13mmTOP遮熱性混合物(塗布型)
⑤ 遮熱性D	13mmTOP遮熱性混合物(塗布型)
⑥ 明色性G	13mmTOP明色性混合物(塗布型)

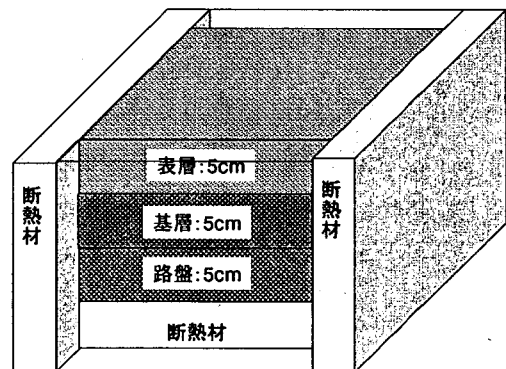


図-1 供試体の構造

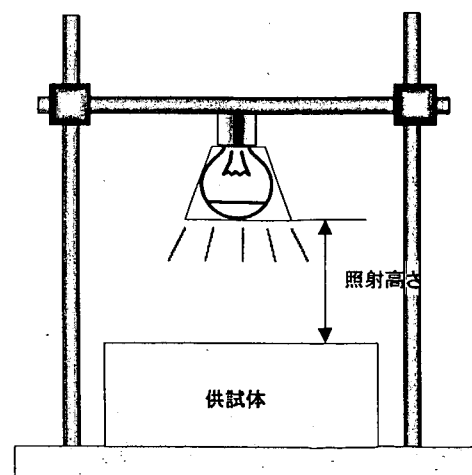


図-2 試験装置

3.2 室内試験方法

試験装置を図-2 に示す。ランプを供試体表面の上空に垂直に設置し照射高さを変えられるものとした。ランプはこれまでの検討¹⁾をもとに太陽光に近い波長特性を持つランプを使用した。

温度測定のための熱電対を図-3 に示す範囲に配置した。熱電対は、骨材に開けた穴の中に埋設し、骨材内の温度を路面温度として測定を行った。

試験条件はこれまでの検討²⁾をもとに表-2 の様にした。

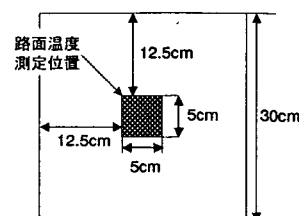


図-3 路面温度の測定位置

表-2 試験条件

試験条件		備考
温度	30℃	理科年表を参考に
湿度	70%	東京の夏季の気象を模した
照射時間	8時間	
測定間隔	10分	

3.3 予測方法

これまでの研究¹⁾において構造が近似した舗装の場合、屋外、室内に問わず比較舗装と遮熱性舗装の間に相関関係が得られていることから、この関係を利用し以下の方法で室内試験から屋外試験の結果を予測する方法を検討した。

- ①屋外、室内のそれぞれの試験結果について比較混合物との関係から相関式を求める
- ②①で得られた式に対して比較混合物が60℃のときの各遮熱性の路面温度を求める。
- ③②で得た屋外および室内の結果を基に室内の結果から屋外の路面温度を求める予測式を導く。

3.4 各種試験結果

図-4 は平成15年の夏季に測定された日々の最高路面温度をプロットした図である。各遮熱性舗装の結果から得られた回帰線を用いて排水性が60℃の時の路面温度を求めた結果を表-3 に示す。なお、明色性Gの路面温度(*)は夏季以外の結果から予測した値を用いた。

次に、図-5 は室内試験の結果である。室内試験の結果から得られた回帰線を用いて排水性が60℃の時の路面温度を求めた結果についても表-3 に示す。

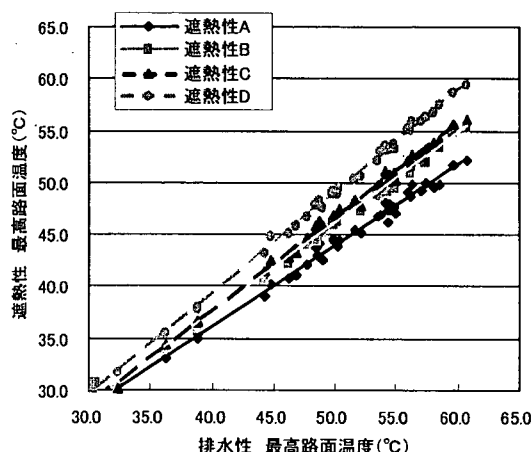


図-4 排水性と各供試体の関係（屋外）

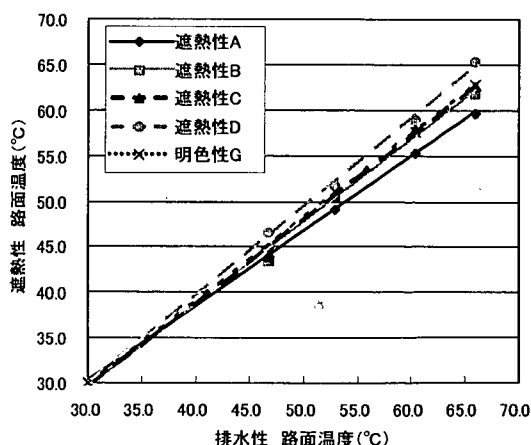


図-5 排水性と各供試体の関係（室内）

表-3 回帰式からの算出結果

	排水性:60℃の時の路面温度(℃)	
	屋外	室内
遮熱性A	51.8	55.0
遮熱性B	54.8	56.8
遮熱性C	55.7	57.1
遮熱性D	58.9	59.0
明色性G	57.1(*)	57.2

3.5 予測式の導入

表-4 は表-3 の結果を用いて回帰分析を行った分析結果である。また、図-6 は室内試験結果と屋外試験結果の関係である。この結果から寄与率は極めて高く、P 値も 0.05 以下で有意な回帰線と判断される。適用範囲の 95%信頼区間の最大幅は $\pm 2.2^{\circ}\text{C}$ であり、今回対象とした遮熱性舗装の性能の差（屋外の路面温度の幅： 7.1°C ）に対して小さく実用的な精度のある予測式と考えられる。

回帰分析で得られた予測式を以下に示す。

$$Y = 1.80X - 47.25 \quad \text{式-1}$$

ここに、Y：屋外路面温度（排水性： 60°C 時）

X：室内路面温度（排水性： 60°C 時）

表-4 回帰分析結果

相関係数	寄与率	標準誤差	観測数	P値
0.973	0.947	0.191	5	0.005

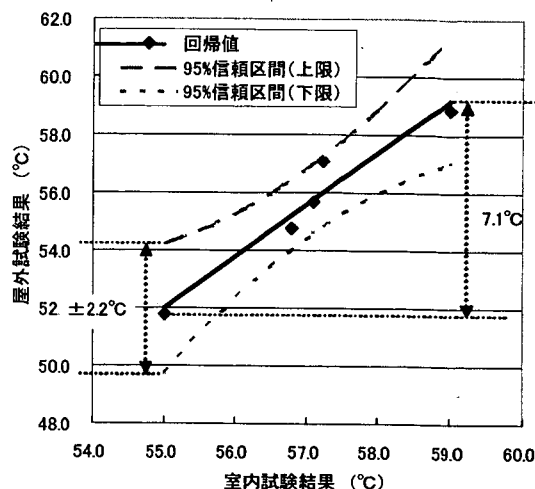


図-6 屋外試験と室内試験の関係

4. 夏季以外の屋外試験による評価方法の開発

4.1 屋外試験概要

供試体のサイズは $4 \times 4 \text{m}$ 供試体でその構造は3層（表層、基層：各 5cm、路盤 10cm）とした。表層および基層の周囲を断熱材で囲むものとし、供試体の表層には 13 種の混合物を使用した。（表-5）

熱電対は室内試験と同様に骨材内に埋込むものとし、測定位置は供試体の中心から半径 50cm の範囲に 3 箇所設置し路面温度を 30 分毎に測定した。

4.2 試験条件の検討

図-7 に全測定日における快晴または晴れの結果を示す。これらの結果は排水性との関係において直線的であり全測定点中で最も路面温度が低減する側に存在していることがわかった。日射量が多い日（快晴または晴れ）は路面温度が最も低減する条件でかつ評価対象として適当である。しかし、これらの日々は全測定日の 19.0% でしかなく、試験を実施できる可能性（以後、試験実施可能率）が低い。

そこで、精度を確保しながら試験実施可能率を上げる試験条件の検討を行った。

表-5 表層の混合物

No	混合物名	層厚(mm)
1	13mmTOP遮熱性混合物(塗布型)	50
2	13mmTOP遮熱性混合物(混合型)	20
3	13mmTOP遮熱性混合物(混合型)	20
4	13mmTOP遮熱性混合物(塗布型)	50
5	5mmTOP遮熱性混合物(混合型)	20
6	5mmTOP遮熱性混合物(混合型)	20
7	13mmTOP遮熱性混合物(塗布型)	50
8	8mmTOP遮熱性混合物(混合型)	20
9	5mmTOP遮熱性混合物(混合型)	15
10	13mmTOP遮熱性混合物(塗布型)	50
11	13mmTOP遮熱性混合物(混合型)	50
12	13mmTOP遮熱性混合物(混合型)	50
13	13mmTOP排水性混合物(空隙率20%)	50

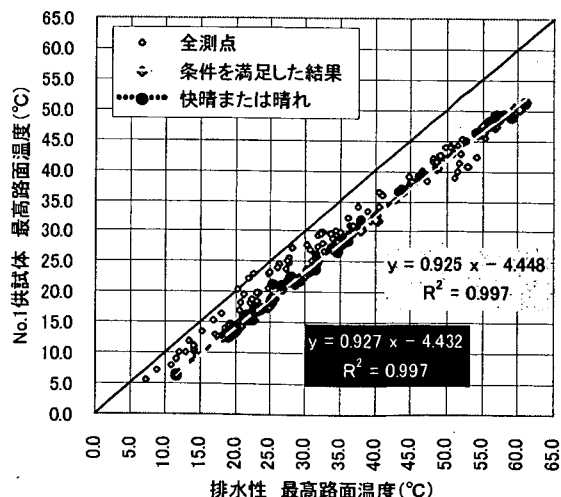


図-7 排水性と No.1 供試体の関係

具体的には一般の気象観測所で扱われている日射時間を昼の時間（理論値）で除した値と平均風速に着目した。その結果、平均風速が3.3m/s以下で日射の割合が60%以上であれば図-7に示したように快晴または晴れとほぼ同様の結果を得ることがわかった。加えて、評価試験を実施できる確率も35.1%となり、実施可能な条件にすることができた。

4.3 予測式の導入

予測式の導入方法は3.3と予測方法を用いて室内の結果を夏季以外の排水性が20℃の場合として回帰分析を行った。路面温度の算出結果を表-6に示す。

表-7の分析結果より、寄与率は極めて高くP値も0.05以下で有意な回帰線と判断される。また、図-8より95%信頼区間の最大幅は±1.1℃であり、今回対象とした遮熱性舗装の性能の差（屋外の路面温度の幅：10.2℃）に対して小さく実用的な精度のある予測式と考えられる。

回帰分析で得られた予測式を以下に示す。

$$Y = 1.53X - 28.99 \quad \text{式-2}$$

ここに、Y：夏季屋外路面温度（排水性：60℃）

X：屋外路面温度（排水性：20℃）

5. 結論

本研究より排水性タイプの遮熱性舗装および明色性舗装に対して、以下のような成果が得られた。

- (1) 室内試験の路面温度から夏季の屋外の路面温度を予測する式を導くことができた。
- (2) 夏季以外の屋外の路面温度から夏季の屋外の路面温度を予測する式を導くことができた。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、終始多大な御指導、御協力を頂きました 舗装チームの伊藤上席研究員、新田主任研究員、城戸研究員ならびに舗装チームの皆様、また本研究で供試体を提供していただいた各関係機関に対し深謝の意を表します。

所 属 福田道路(株)

<参考文献>

- 1) 平方ほか：温度低減型舗装の評価に関する一検討、第31回土木学会関東支部、2004.03
- 2) 城戸ほか：都市内環境に配慮した歩行者系舗装に関する一検討、第24回日本道路会議 pp164-165、2001

表-6 回帰式からの算出結果

供試体 No.	夏季 排水性が60℃の時の 路面温度(℃)	夏季以外 排水性が20℃の時の 路面温度(℃)
1	50.4	14.0
2	53.4	15.3
3	56.6	17.9
4	51.7	17.8
5	51.5	15.0
6	51.1	15.5
7	54.1	15.8
8	59.7	19.9
9	60.6	20.4
10	58.0	19.1
11	57.7	19.4
12	55.5	17.4

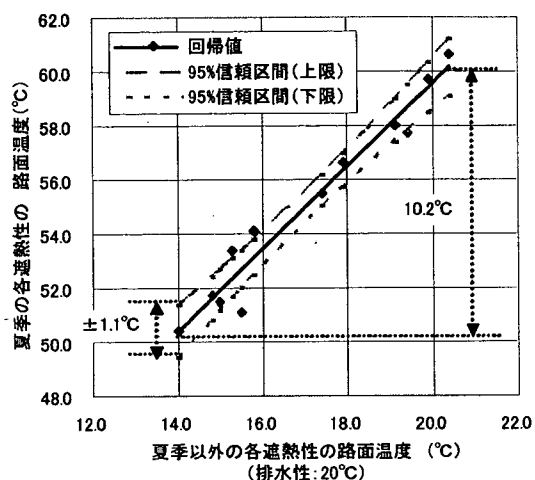


図-8 夏季と夏季以外の路面温度の関係

表-7 回帰分析結果

相関係数	寄与率	標準誤差	観測数	P値
0.978	0.956	0.769	12	3.98E-08

シールドトンネルの設計法の合理化に関する研究

チーム名 トンネルチーム
氏 名 石 村 勝 伸

1. まえがき

シールドトンネルはセグメント製作費のトンネル工事費全体に占める割合が大きく、そのコストダウンが大きな課題となっている。コストダウンの方法として合理的なセグメント構造や継手構造の開発などが挙げられるが、最も重要なのは合理的なセグメント設計手法の確立と考えられる。さらには、今後の適用増加が予想される大断面シールドトンネルでは設計断面力全体の約半分程度が組立時に発生する可能性があるため、セグメント設計における組立時の作用荷重の評価方法が非常に重要である。

2. 研究目的ならびに研究方法

本研究は、セグメント組立時の作用荷重の把握を目的として、大断面シールドトンネルのセグメント組立過程の挙動把握を主点においた現場計測データの分析ならびにその分析結果に基づく覆工の骨組解析モデルの検討を実施した。

3. 研究結果

3.1 現場計測データの分析結果

現場計測を実施したシールドトンネルのトンネル諸元を表-1に示す。現場計測を実施したトンネルは外径 4,750mm の中口径トンネル(A トンネル)と外径 11,800mm~11,900mm の大口径トンネル(B、~D トンネル)とである。現場計測結果の分析については、セグメント組立過程の挙動把握を主点においた計測を実施しているD トンネルを採用した。なお、計測は連続する2リングで実施しており、1リング目の計測リング①は鉄筋応力、主桁応力、土圧、水圧を、2リング目の計測リング②は鉄筋応力、主桁応力を計測した。また、施工時荷重のデータとしてシールドジャッキ推力、裏込め注入圧等を収集した。計測リング①の組立時と後続リング組立時の円周方向鉄筋応力度と土圧計の計測結果を図-1に示す。計測リング①の組立直後から後続の4リング組立完了までの間が鉄筋応力の変動が大きくなっている。セグメントに作用する主な外力は図中に示すとおり、A3 ピース設置時にジャッキ挿入等の施工時荷重による円周方向引張応力が作用(外力①)、軸方向挿入型 K8 ピース組立時にジャッキ挿入に伴う円周方向圧縮力等が作用(外力②)、1リング掘進開始直後からテールブラシ接触圧ならびにテールグリス充填圧の圧力を受ける(外力③)、シールドマシン脱出時に裏込め注入圧が作用(外力④)が挙げられる。

表-1 計測トンネル諸元

トンネル名	Aトンネル	Bトンネル	Cトンネル	Dトンネル
シールド外径 (m)	4.89	12.14	12.04	12.040
シールド形式	泥上加圧式	泥上加圧式シールド	泥上加圧式シールド	泥上加圧式シールド
土被り H(m)	12.1	51.1	51.4	51.4
土被り比 H/D	2.5	4.3	4.4	4.3
地下水位(管頂より) (m)	7.3	37.1	38.4	36.6
トンネル上部の主な地質	洪積砂礫土層	洪積砂質土層	洪積砂質土層	洪積砂質土層
掘削部の主な地質	洪積砂礫土層	洪積砂質土層 洪積粘性土層	洪積砂質土層 洪積粘性土層	洪積砂質土層 洪積粘性土層
セグメントの種類	平板型RCセグメント	平板型RCセグメント	平板型RCセグメント	鉄筋コンクリートと鋼鉄板との合成セグメント
セグメント外径 D(mm)	4,750	11,900	11,800	11,800
セグメント内径 (mm)	4,300	10,600	10,600	10,870
セグメント厚さ (mm)	225	650	600	465
セグメント幅 (mm)	1200	1200	1200	1200
リング重量 (kN/リング)	98	716	658	602
セグメント分割数	6	9	9	9
セグメントの組み方	2列2千鳥	2列2千鳥	2列2千鳥	2列2千鳥
継手形式(縦手)	ボルト結合	ボルト結合	長ボルト結合	水平鋼方式
継手形式(横手)	横式ピン継手	ピン・ボルト結合	長ボルト結合	728-ジ1(2)方式
縦手ばねばね(MN・m/rad)	8.3	372.7	304	177
(上段:正曲,下段:負曲)	2.2	372.7	304	167
縦手ばねばね値算出方法	計算値	実験値	実験値	実験値
横手ばねばね(MN/m)	1960	98.1	147.1	160
横手ばねばね値算出方法	計算値	計算値	計算値	実験値
計測断面	連続した2リング	連続した2リング	連続した2リング	連続した2リング
計測リング①断面目の計測項目	土圧計・水圧計	土圧計・水圧計	土圧計・水圧計	土圧計・水圧計
計測リング②断面目の計測項目	鉄筋応力計	鉄筋応力計	鉄筋応力計	鉄筋応力計・主桁応力計
計測開始時期	縦手組立開始時から	縦手組立完了から	縦手組立完了から	縦手組立開始時から
計測初期値	縦手組立前	縦手組立前	縦手組立前	縦手組立前

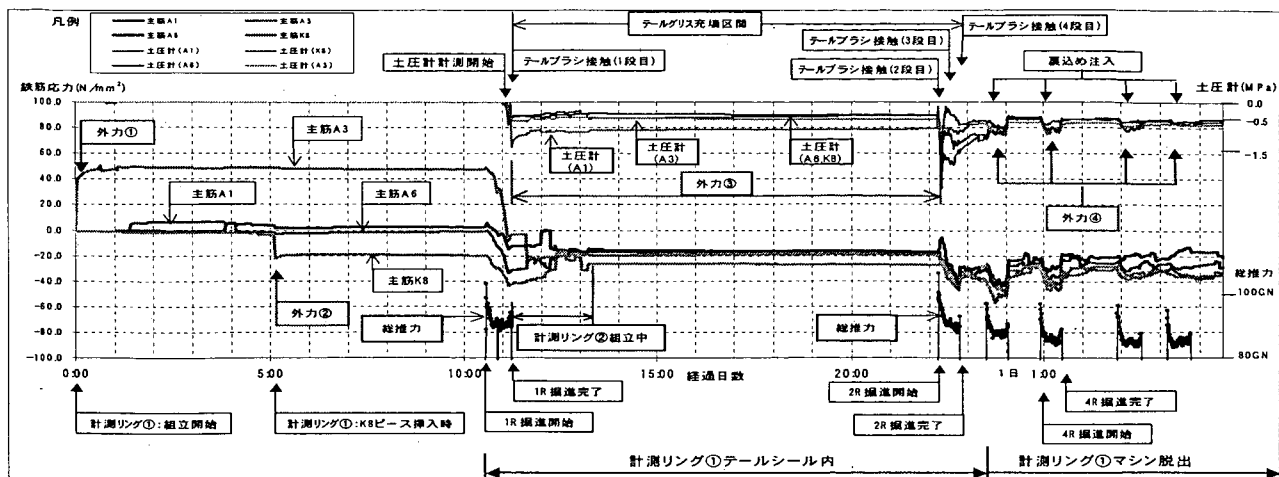


図-1 計測リング①の現場計測結果(Dトンネル)

次に、Dトンネルの計測リング②における各セグメントピース組立時の現場計測値から算出した断面力を図-2に示す。現場計測値から算出した覆工断面力は、各セグメントピース組立に伴って変動し、特に軸方向挿入型Kセグメント（組立リング②の最終設置ピース）を挿入することで、Kセグメントの両隣に位置するセグメントピースの覆工断面力に大きな変動を与えている。このことから、リング閉合時にはKセグメント組立挿入に伴うジャッキ推力等の施工時荷重が作用していることが分かる。また、リング閉合前の組立段階において覆工断面力は左右対称となっていないため、セグメント自重以外にテール圧（ここでは、テールグリス圧やテールブラシ圧を総称してテール圧という）等の施工時荷重が作用していると推察される。

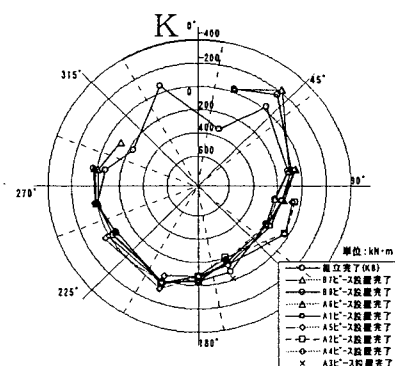


図-2 計測リング②の現場計測結果

3.2 骨組解析結果

(1) 骨組解析モデル

骨組解析にはセグメントを直線梁、セグメントのピース間継手を回転ばね、リング間継手をせん断ばねでモデル化した2リングはりばねモデル解析を使用した。一般的にセグメント自重の解析の場合、覆工を支持するばねは考慮しないケースが多いが、本研究ではテールブラシによる拘束やシールドジャッキによる押付け等の効果を考慮して仮想反力ばねで支持させるモデルとした。骨組解析モデルを図-3に示す。骨組解析に用いる仮想反力ばねは、トンネル半径方向とトンネル接線方向の変位に応じて生じる反力として評価し、半径方向には圧縮の場合のみ生じるばね値(10MN/m³, 50MN/m³, 100MN/m³)を、接線方向には各法線方向ばね値の1/3を設定した。また、比較検討のために仮想反力ばねを考慮しない骨組解析についても計算を実施した。なお、骨組解析に用いる荷重は、セグメント自重のみの場合と、セグメント自重と現場計測の分析結果を参照してテール圧（ここでは、テールグリス圧やテールブラシ圧を総称してテール圧という）を考慮する場合とを設定した。図-4に計測トンネルの土圧計から求めたテール圧分布図を示す。

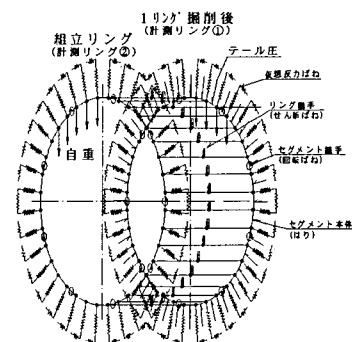


図-3 解析モデル

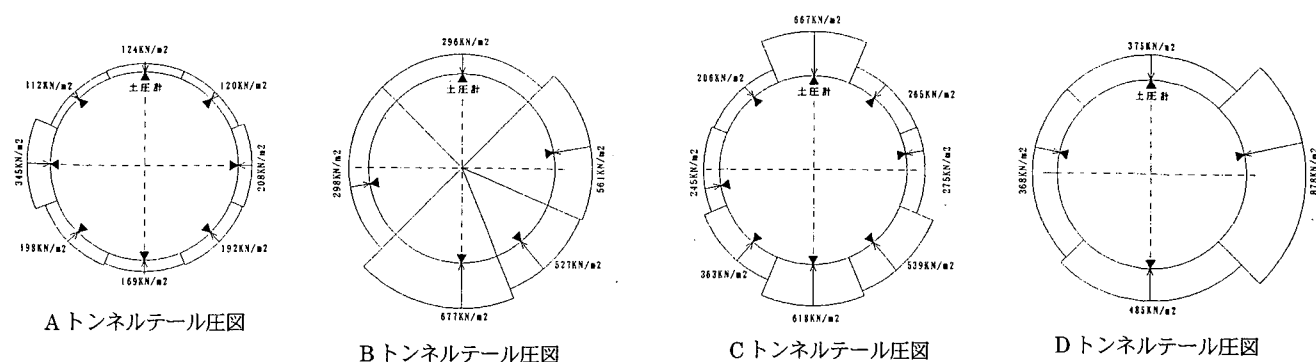


図-4 計測トンネルのテール圧分布図

(2) セグメント自重のみ考慮した解析結果

現場計測値から求めた断面力と骨組解析から得られた断面力分布図を図-5 に示す。図-5 より A トンネルについては仮想反力ばねを考慮しないはりばねモデルの解析断面力と現場計測結果の発生断面力は類似しないが、仮想反力ばねを考慮したはりばねモデルの解析断面力と現場計測結果の発生断面力は概ね類似する結果となった。一方、B、D トンネルについては仮想反力ばねを考慮したモデルの解析断面力および仮想反力ばねを考慮しないモデルの解析断面力ともに現場計測結果の発生断面力とは類似しない結果となった。また、C トンネルにおいては仮想反力ばねを考慮しないはりばねモデルの解析断面力と現場計測結果の発生断面力

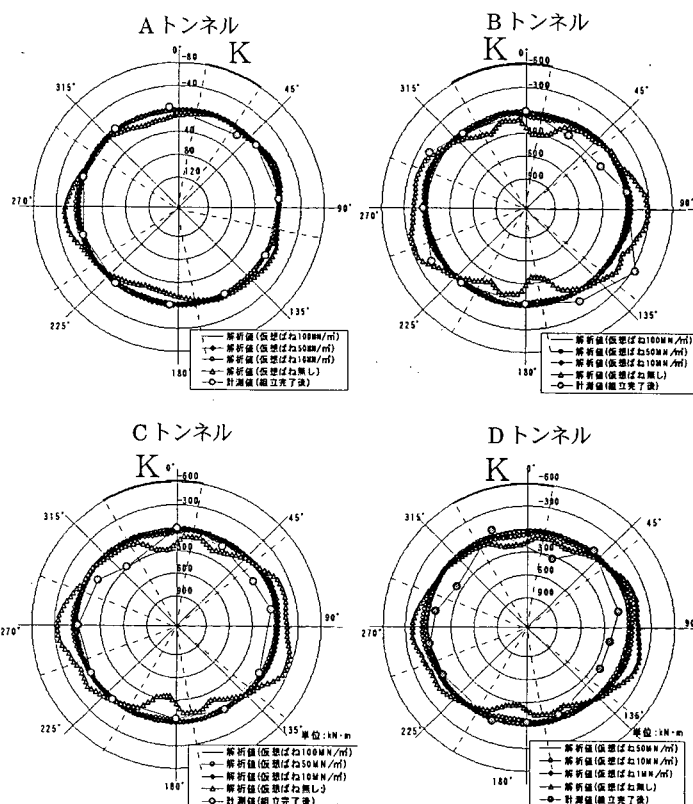


図-5 組立完成後の断面力分布図(自重のみ考慮)

は類似しないが、仮想反力ばねを考慮したはりばねモデルの解析結果と現場計測結果は、軸方向挿入型Kセグメントに隣接するセグメントピースを除いて概ね発生断面力が類似する結果となった。以上のことから、セグメントの組立時に作用する荷重においては、土被り、シールド径、継手形式等のさまざまな施工条件が組み合わさることにより、セグメント自重以外の荷重が作用する可能性があることが考えられる。

(2) セグメント自重とテール圧を考慮した解析結果

現場計測値から求めた断面力と骨組解析から得られた断面力の分布図を図-6 に示す。図-6 より A トンネルにおいては仮想反力ばねを考慮しないはりばねモデルの解析断面力と現場計測結果の発生断面力は類似しないが、仮想反力ばねを考慮したはりばねモデルの解析結果と現場計測結果は、一部区間を除いて発生断面力が類似する結果となった。また、B、C、D トンネルにおいては仮想反力ばねを考慮しないはりばねモデルの解析

断面力と現場計測結果の発生断面力は類似しないが、仮想反力ばねを考慮したはりばねモデルの解析結果と現場計測結果は、軸方向挿入型Kセグメントに隣接するセグメントピースを除いて概ね発生断面力が類似する結果となった。以上のことから、セグメント組立時に作用する荷重については、土被り、シールド径、継手形式等のさまざまな条件が組み合わさることにより、セグメント自重の他にテール圧が作用する場合があることが考えられる。また、軸方向挿入型Kセグメントの影響を評価するには、トンネル軸方向の施工時荷重を考慮できる解析モデルを用いる必要があると考えられる。

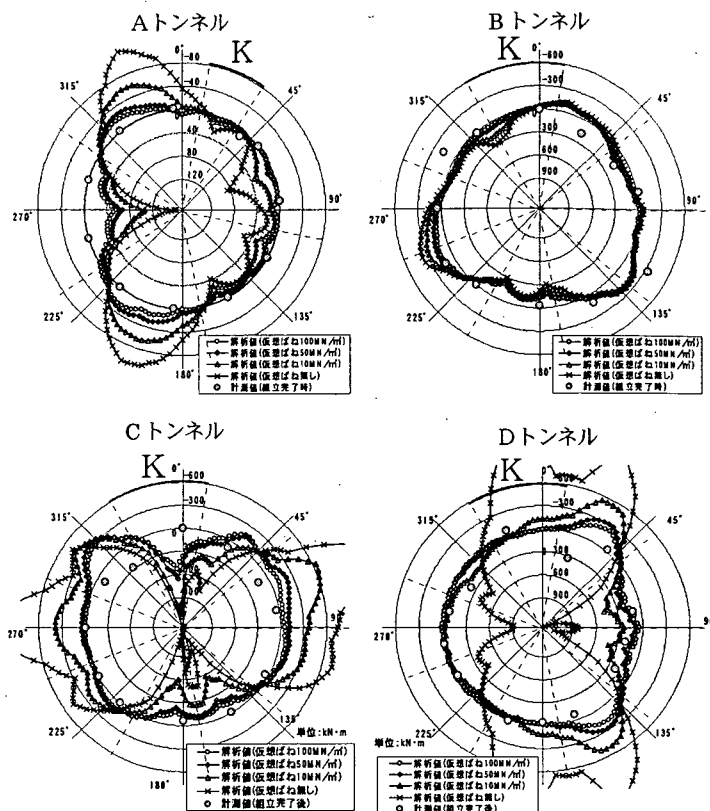


図-6 組立完成後の断面力分布図(自重+テール圧を考慮)

5. 結論

今回の検討により、組立時において覆工に発生する断面力を評価するための解析方法に関して以下の知見が得られた。

- ①現場計測結果から得られた実現象を評価できる組立時の断面力の評価方法については、本検討のようにはりばねモデルを使用し、仮想反力ばねにより支持させる解析モデルが一つの方法である。
- ②セグメント組立時に発生する断面力の評価には、セグメント自重の他にテール圧の影響を考慮する必要がある場合がある。
- ③軸方向挿入型Kセグメント（組立リングの最終設置ピース）の影響を評価するには、トンネル軸方向の施工時荷重を考慮できる解析モデルを用いる必要がある。

今後の課題として、より多くの現場計測を実施してデータの集積を行い、組立時に発生する断面力を検証するとともに、テール圧等の施工時荷重のセグメントに与える影響を把握し、より合理的なセグメントの設計を進めていくことが必要である。

6. 謝辞

本研究を遂行するに当たり、多大なるご指導とご協力を頂きましたトンネルチームの真下上席研究員、石村主任研究員ならびにトンネルチームの皆様、また本研究で用いた貴重な現場計測結果を提供していただいた各関係機関に対し深謝の意を表します。

所属 株式会社 ニュージェック

既設鋼桁橋の疲労損傷度評価法に関する研究

チーム名 橋梁構造チーム

氏 名 次村 英毅

1. まえがき

既設鋼橋の疲労損傷に対しては、目視点検により亀裂を出来る限り初期段階で発見し早期に適切な対策を講じることが実務的かつ最も有効な手段と言える。一方、予防保全的な観点から考えると、膨大な数の橋梁を維持管理していく上で、長期供用された活荷重条件の厳しい橋梁や構造的に活荷重（T荷重）応力が大きいと想定される橋梁について、疲労ダメージの蓄積を踏まえた上で点検の質（例えば、点検間隔、優先度等）を橋梁毎に重み付けしていくことも一つの方法と考えられる。

2. 研究目的

既設鋼橋の大部分を占める鋼Ⅰ桁橋（単純桁）の溶接継手を対象とし、過去に測定された鋼Ⅰ桁橋の応力頻度測定結果を基に、橋梁毎の交通条件や構造条件を考慮して疲労耐久性の相違を概略評価する方法についての構築を目的として研究を行ったので、概要を報告する。

3. 研究方法

既設橋の疲労損傷度（主桁ウェブガセット継手を対象）を概略評価することを目的として、道路管理データベース（MICHI）、設計図面等の既存資料により使用可能な情報に応じて以下の方法を考えてみた。より詳細に評価を行う場合には、一般的に行われている応力頻度測定によることになる。

方法1：大型車交通量のみを考慮した評価方法¹⁾

対象橋梁の日大型車交通量を基に、既存の鋼Ⅰ桁橋応力測定結果から推定した大型車交通量～疲労損傷度関係を用いて、疲労損傷度を推定する方法である。

方法2：大型車交通量と橋梁の構造条件を考慮した評価方法

鋼Ⅰ桁橋に対して、その都度格子解析等により応力を算出するのは労力・費用の負担が大きいことから、主要な構造諸元を用いてT荷重載荷時の主桁曲げ応力（以下、 σ_T ）を算出する。この応力と日大型車交通量を基に、既存の鋼Ⅰ桁橋応力測定結果から推定した大型車交通量・ σ_T ～疲労損傷度の関係を用いて、疲労損傷度を簡易に求める方法である。

方法1については既に文献1)に一部紹介しているので、以下、主に方法2について述べるとともに、ある直轄工事事務所管内の鋼Ⅰ桁橋に適用した場合の評価結果について考察する。

既存の応力測定データは、主に文献2)に報告されている鋼Ⅰ桁橋53橋（33橋：合成単純桁、20橋：非合成単純桁）における主桁支間中央下フランジの24時間応力頻度計測結果である。このうち、30橋では荷重車（20tonfダンブトラック）の静的載荷試験を実施しており、各レーンの支間中央載荷時の各主桁の応力測定を行っている。

3. 研究結果

3. 1 方法1 (大型車交通量のみを考慮した評価) ¹⁾

図-1 に各橋梁の最大応力発生桁について、24 時間応力頻度分布を基に、ウェブガセット継手の 50 年間の疲労損傷度 D と日大型車交通量の関係を示す。

$$D = \{ (\sigma_{req}^3 \cdot \sum ni) \times 365 \times 50 \} / C \quad \dots \text{式(1)}$$

ここで、

σ_{req} : 応力頻度計測結果より求められる等価応力範囲

$$\sigma_{req} = \{ \sum (\Delta \sigma_{ri}^m \cdot ni) / \sum ni \}^{1/m}$$

σ_{ri} : スライスレベル i の応力範囲

ni : σ_{ri} の頻度

C : 継手の等級により定まる定数

継手の疲労強度にはガセット継手の G 等級(200 万回疲労強度 50MPa)⁵⁾を用いた。また、継手部の応力は取付け位置を考慮し、下フランジ応力の 0.9 倍と仮定した。図中のプロットは変動応力振幅に対する打ち切り限界は考慮せずに疲労損傷度を算出している。

図中の凡例中の記号は静的载荷試験を実施した橋梁について荷重車載荷時の実応力(各主桁の $\sigma_{T-20(l-1)}$ の最大値)により分類している。ここで、 $\sigma_{T-20(l-1)}$ とは、着目桁に近い車線(車線 1)に荷重車を載荷した場合の応力度であり、隣接車線に荷重車を載荷した場合の応力度を $\sigma_{T-20(l-2)}$ とした。▲は応力頻度測定のみを実施している橋梁である。

荷重車載荷時の応力 $\sigma_{T-20(l-1)}$ が大きいほど疲労損傷度が大きくなる傾向が見られるが、概ね疲労損傷度と日大型車交通量の相関があることから、方法 1 では以下の式(1)により疲労損傷度を計算するものである。

$$D = 1.2 \times 10^3 \times Q^{0.84} \times N / 50 \quad (N: \text{供用年数})$$

・・・式(2)

なお、図-2 は活荷重載荷シミュレーション³⁾により算出した疲労損傷度と図-1 中にプロットした疲労損傷度を比較したものである。一般国道 357 号有明(昭和 59 年計測、大型車の総重量の 3 乗平均値は 19.2tonf)計測データを基にした活荷重モデルを用いるとともに、各橋梁の支間長、荷重車載荷時の各レーンの応力を計算に反映した。衝撃係数には文献 5) の値を用いている。

概ね両者の傾向は一致しているが、活荷重載荷条件の違いと推測されるばらつきが見られており、今後、路線の活荷重特性が把握できれば、方法 1,2 とともにより精度の高い推定につなげられるものと考えられる。

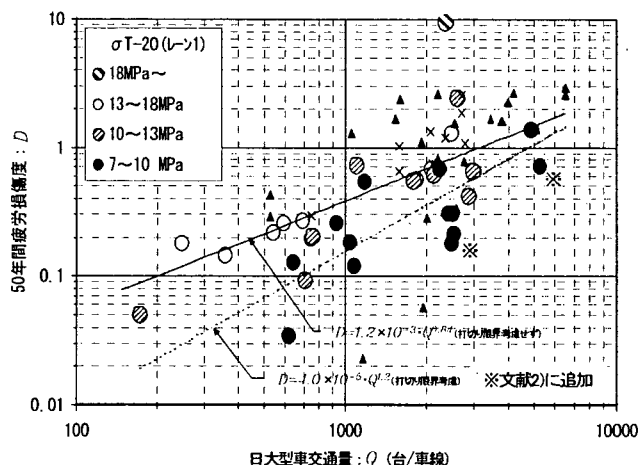


図-1 疲労損傷度と日大型車交通量の関係

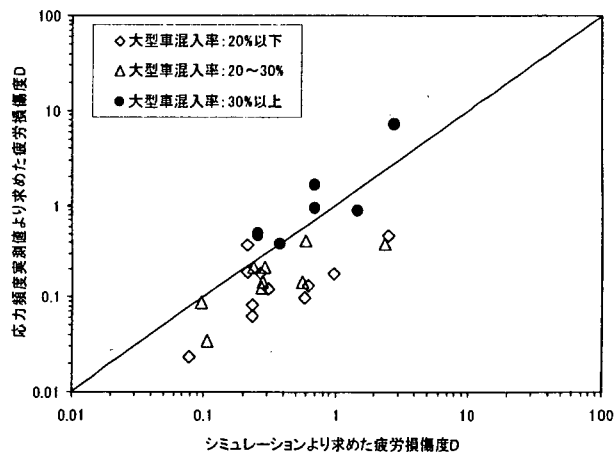


図-2 活荷重シミュレーションによる疲労損傷度と疲労損傷度実測値の比較

3. 2 方法2 (大型車交通量と構造条件を考慮した評価)

継手部疲労設計を行う場合には T 荷重載荷時の応力が必要となるが、「鋼道路橋の疲労設計指針 (道路協会、H14.3) ³⁾」適用以前の既設橋では改めて格子解析により応力を算出する必要がある。一方、格子解析による計算値については実測値とのずれも指摘されており、ここでは、格子解析を行わずに簡易に応力を算定する方法を考えることとした。図-3 に前述の静的載荷試験による支間中央下フランジ応力に対する、格子解析及び簡易算定式による計算値を示している。

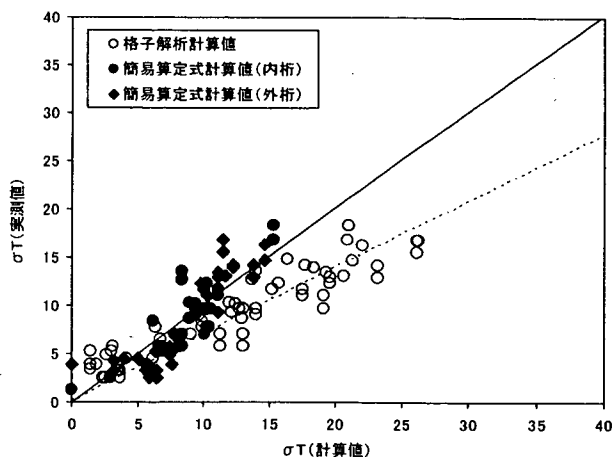


図-3 格子解析及び簡易式による σ_{T-20} 計算値

なお、図中のプロットデータは、前述の 30 橋の内の 10

橋のレーン1とレーン2の全桁 (全データ数: 66 データ) を使用した。簡易算定式は AASHTO LRFD コード中 ⁴⁾ の荷重分配係数の評価式 (Distribution Factor, 以下 DF) を参考に、載荷位置中心と対象主桁間の距離 d 及び主桁間隔 s 、支間長 L 、床版張出長 de によるパラメータ

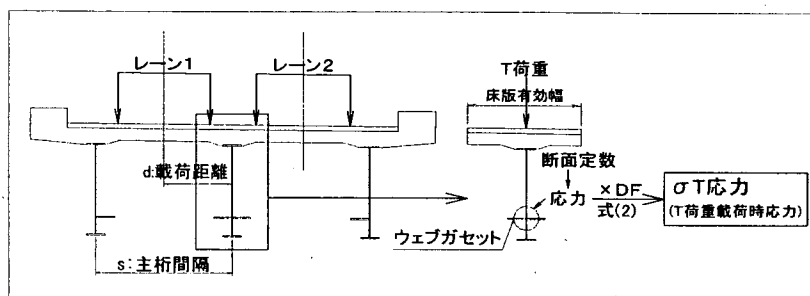


図-4 T 荷重載荷時応力の算出手順

を導入し前述の静的載荷試験結果と一致するように回帰したものであり、次式(3)で表される。

$$DF(\text{内桁}) = 0.308 - 0.087(d/s) - (s/677900)^{0.4} \times (s/L)^{0.3} \quad \dots \text{式(3)-1}$$

$$DF(\text{外桁}) = DF(\text{内桁}) \times (0.78 + de/2790) \quad \dots \text{式(3)-2}$$

式(3)は、図-4 に示すように T 荷重を一本梁モデルに載荷した時の断面力に乗じる値として与えるものである。この式により求めた応力と格子解析と比較しても概ね推定可能なことがわかる。上記の結果から、 σ_T を利用して、疲労損傷度の算定式を以下のように仮定した。

$$D = \{1.05 \times (\sigma_{T(\text{レーン1})})^3 + \sigma_{T(\text{レーン2})}^3 \times Q \times 365 \times N\} / C \quad \dots \text{式(4)}$$

ここで、

$\sigma_{T(\text{レーン1})}$, $\sigma_{T(\text{レーン2})}$: それぞれ着目桁に近い車線 (レーン1) と隣接車線 (レーン2) に T 荷重を載荷した場合の応力度、 Q : 日大型車交通量 (台/車線)、 N : 供用年数

図-5 に疲労損傷度について、大型車交通量と荷重車載荷時の実応力を基にした、上記の回帰式 (式(4)) による計算値と式(1)による計算値の関係を示す。多少ばらつきは見られるが、実橋データについても、荷重車載荷時の応力度と日大型車交通量で概ね評価出来るものと考えられる。

3. 3 実橋に対する適用結果

上記の評価方法を用いて、ある直轄工事事務所管内の鋼橋 59 橋を対象に疲労損傷度 (主桁支間中央位置のウェブガセット継手: G 等級を想定) の試算を行った。橋梁点検結果によれば、ここで対象とする主桁溶接継手の疲労亀裂は報告されていない。方法1については鋼橋 59 橋の路線の大型車交通量 (MICHI データベースによる) を用いて評価を行い、方法2については 59 橋のうち構造条件 (主桁断面、床版厚、車線位置等) の資料が収集できた

15 橋について評価を行った。

なお、方法 2 では主桁毎に評価されるが、ここでは各橋梁につき主桁各 1 本のみ対象とし、その桁の応力を $\sigma_{T(l-1)}$ とした。 $\sigma_{T(l-2)}$ については、 σ_T が大きい場合には車線応力比 ($\sigma_{T(l-2)} / \sigma_{T(l-1)}$) は 0.5 以下であることから、本検討では $\sigma_{T(l-2)}$ を $\sigma_{T(l-1)} \times 0.5$ と仮定し計算を行った。

図-6 に 59 橋の供用年数の日大型車交通量の関係と方法 1(式(1))による疲労損傷度を、図-7 に 59 橋のうち 15 橋の方法 2 による評価結果を示す。また、図-6 中には、ウェブガセット継手の疲労強度の平均値曲線⁹⁾より推定した損傷度曲線と、方法 2 の評価を行った橋梁 (●印) を示している。仮に疲労損傷度 1.0 を目安値とすると、方法 1 の照査では 3 橋、方法 2 の照査では 5 橋 (6 主桁) において応力 (σ_{T-20}) の高い橋梁 (主桁) で 1.0 を越える橋梁が確認された。

4. 結論

損傷度絶対値そのものは決して信頼度の高い値ではないが、疲労損傷に対して点検段階での多少の重み付け、例えば、日大型車交通量を基に疲労の影響の厳しい橋梁の絞り込み、点検の優先順位付け等の判断材料等への活用は可能であると考えられる。

5. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた橋梁構造チームの村越上席研究員、麓主任研究員ならびに橋梁構造チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属 (株) リテック

【参考文献】

- 1) 次村, 村越, 麓, 高木: 応力頻度測定結果を基にした既設橋の疲労損傷度の評価に関する検討, 土木学会第 58 回年次講演会, 平成 15 年 9 月
- 2) 建設省土木研究所: 既設橋梁の耐久性評価向上技術に関する調査研究 II, III, 土木研究所資料, 第 2615 号, 第 2682 号
- 3) 三木, 杉本, 宮崎, 森: 鋼道路橋の疲労照査のための荷重に関する研究, 土木学会構造工学論文集 Vol.36A, 平成 2 年 3 月
- 4) AASHTO LRFD Bridge Design Specification Second Edition 1998
- 5) (社) 日本道路協会: 鋼道路橋の疲労設計指針, 丸善出版, 平成 14 年 3 月
- 6) (社) 日本鋼構造協会: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 平成 5 年 4 月

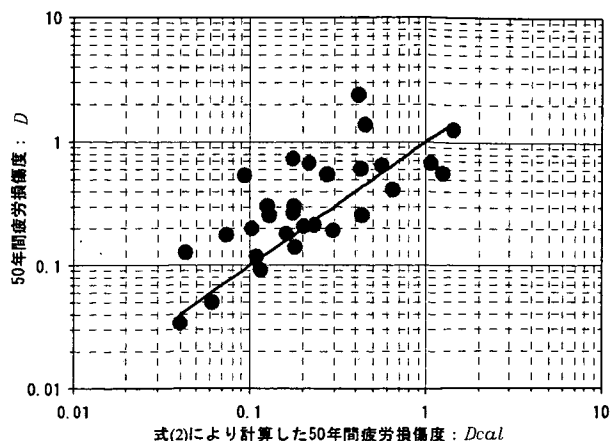


図-5 疲労損傷度の比較

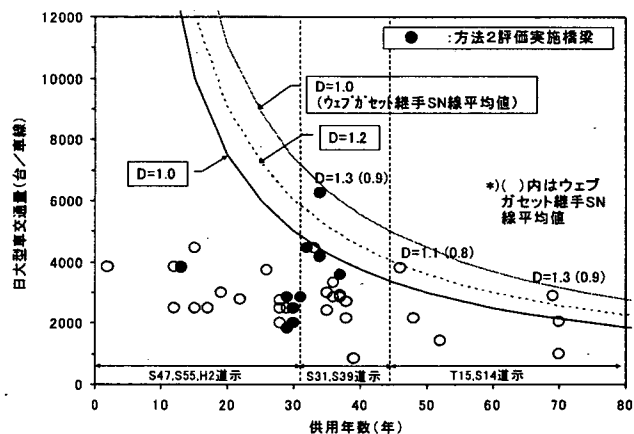


図-6 方法 1 による疲労損傷度照査結果

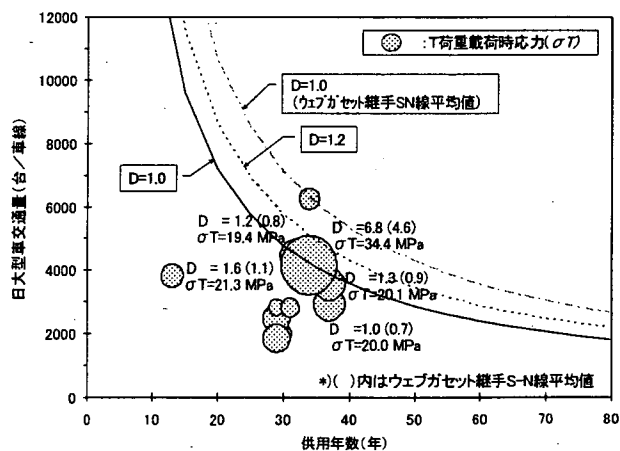


図-7 方法 2 による疲労損傷度照査結果

立体 FEM 解析を用いた鋼 I 桁橋の設計理論に関する研究

(指導期間 平成 15 年 4 月～平成 16 年 3 月)

チーム名 橋梁構造チーム

氏 名 吉 岡 勉

1. まえがき

鋼道路橋上部構造の設計は、従来より、初等はり理論に基づいた格子解析により行われている。この方法は、計算機が普及していなかった時代において、複雑な構造をいかにして簡単に解くかに力点が置かれた頃から合理的な解析手法として用いられてきている。一方、現在ではコンピュータの急速な発達に伴い、パソコンレベルでも立体 FEM 解析ができるほど設計ツールの高度化が進んでおり、鋼道路橋の設計においても FEM 解析を設計の標準的な手法として導入することで、より合理的な上部構造の開発に繋がる可能性が指摘されている^{1)~3)}。

2. 研究目的

本研究では、鋼多主桁橋の主桁の最適化設計に立体 FEM 解析を適用した場合にどの程度の効果があるのか、その適用効果について調査するとともに、立体 FEM 解析を上部工設計に適用する場合のモデル化手法、解析結果の評価方法、基本的な考え方、留意事項等について検討することを目的とした。

3. 研究方法

3. 1 対象橋梁

図-1 に設計対象とする橋梁の上部工一般図を示す。橋長約 160m、幅員約 10.5m、桁高 2.2m、主桁本数 4 本、主桁間隔 2.6m の 4 径間連続非合成鋼桁橋である。対象橋梁の主桁は、非合成桁として設計されているが、ここでは、鋼材・床版重量を鋼断面のみで抵抗し、橋面荷重（舗装、壁高欄など）・活荷重を合成断面で抵抗する、いわゆる活荷重合成桁に変更した。また、床版をプレキャスト PC 床版から設計基準強度 30N/mm² の RC 床版に変更し、ひび割れを許容するプレストレスしない連続合成桁橋とした。これらの条件変更のもと、4. 1 では計算を簡略化するため 4 径間のうち 2 径間のみを対象に、格子解析により再設計した桁断面と同一な断面で FEM モデルを作成し、条件を描えた上で格子と FEM の影響線比較を行う。また、4. 2 では全径間を対象に、当初設計とは異なる条件の橋梁を格子解析と FEM 解析のそれぞれで最適桁断面を設計し、鋼重低減効果を分析する。

3. 2 解析手法

図-2 に設計に用いた FEM 解析モデルを示す。床版、主桁および横桁を 4 節点シェル要素、下横構をトラス要素で配置したモデルである。壁高欄、地覆およびハンチは、従来設計では構造部材として扱わないためモデル化していない。また、

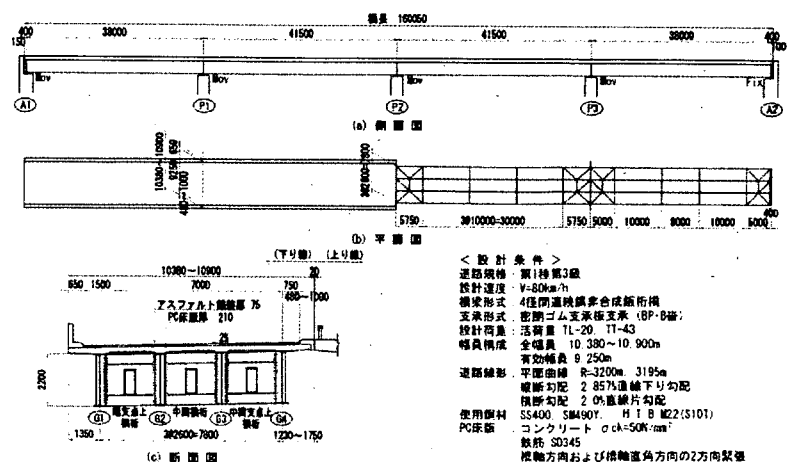


図-1 対象橋梁の上部工一般図

同図に示すように床版と上フランジの合成挙動を表現するため、シェル要素間の結合材を剛体梁要素でモデル化した。支承部のモデル化は、剛体梁要素を使って支承幅と高さをピラミッド型で表し、集約節点に境界条件を与えることで支承反力が支承幅内で分散することを表現した。なお、集約節点の高さ方向位置は想定した支承高 40cm の 1/2 点とした。要素分割は、主桁フランジの幅方向に 4 分割、主桁ウェブの高さ方向に 6 分割とし、橋軸方向の分割は、支間中央付近をアスペクト比 1:5 以下に、応力伝達の複雑な中間支点上付近をアスペクト比 1:3 以下になるように分割した。

4. 研究結果

4. 1 格子解析と FEM 解析による影響線の比較

活荷重の载荷にあたっては FEM 解析を設計に用いる場合でも従来設計同様、影響線により着目部位が最も不利となる载荷状態を求めることを考える。また、連続合成桁の設計では中間支点上における床版の合成作用の取扱いが重要である。格子解析では中間支点から両側支間長の 15% 領域を「鉄筋+鋼断面」として曲げ剛性を算出し、残りの領域を合成断面とする方法が実務レベルでは一般的に用いられており、それを踏襲した。FEM 解析では、RC 床版のひび割れの状態を評価し（ひび割れ強度 σ_{ci} 以上をひび割れとして判定）、「鉄筋+鋼断面」の範囲に反映させる方法を用いた。

このような方法により求めた代表的な部位での影響線の 3 次元グラフを図-3 に示す。支間中央 G4 桁下フランジの直応力 σ_x 着目では、ピークの値（影響線縦距の最大値）が格子に比べ FEM の方が 21%

小さい。中間支点上 G4 桁下フランジ応力の直応力 σ_x 着目では、第 1 支間と第 2 支間で完全対称分布となる格子に対し、FEM ではやや非対称の分布となり、ピークの値は格子より 10% 小さい。また、中間支点上 G4 桁ウェブのせん断応力 τ 着目においても同様に、ピークの値は格子に比べ FEM の方が 21% 小さい。このように、FEM は格子に比べ荷重分配効果が大きいため、影響線のピークが小さくなり、横断方向に裾広がりの様相を呈することがわかった。

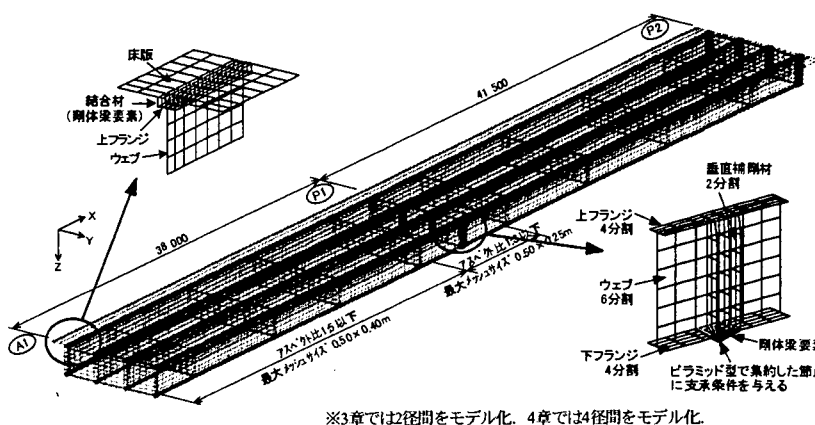


図-2 FEM 解析モデル

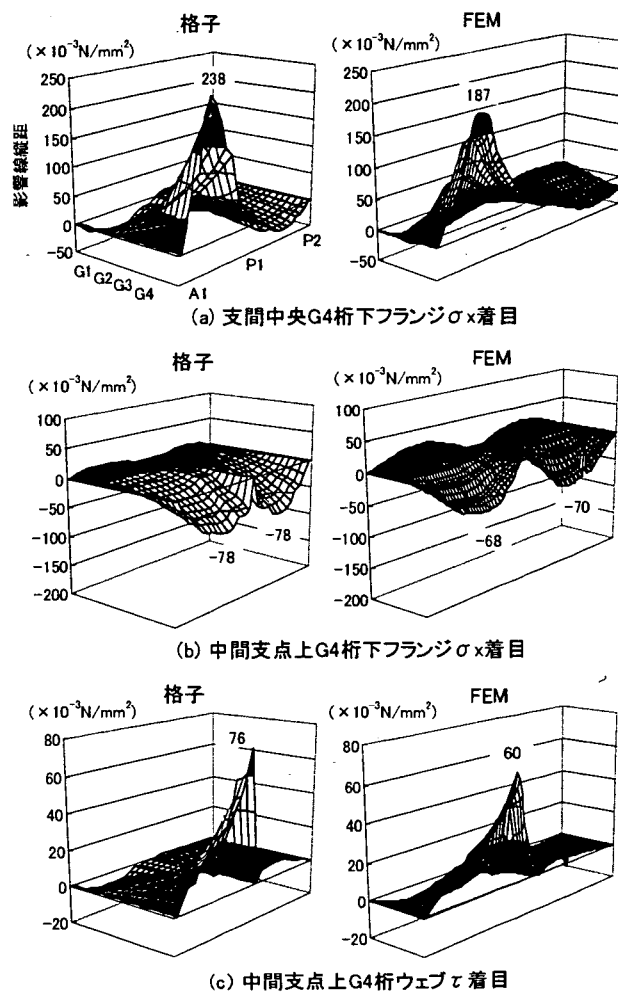


図-3 格子と FEM の 3 次元影響面グラフ

一方、表-1 に示す影響面体積および活荷重 (L 荷重) 時発生応力の比較を見ると、支間中央 G4 桁下フランジの最大直応力 $\sigma_{x_{max}}$ では、FEM の方が 8%大きくなり、影響線のピークにあった差から逆転している。中間支点上 G4 桁下フランジの最小直応力 $\sigma_{x_{min}}$ でも同様に、FEM の方が 17%大きくなっている。また、中間支点上 G4 桁下フランジの最大せん断応力 τ_{max} では、ピークの差から逆転まではいかないが、FEM が 7%小さくなる程度にとどまっている。このことは、載荷面積を徐々に大きくして発生応力を比較した図-4 からもわかるように、載荷面積が比較的狭い状態であれば FEM の発生応力は格子に比べ小さくなるが、載荷面積が大きくなると格子と同等か、それ以上になることを示している。

4. 2 設計結果の比較と鋼重低減率

設計荷重を前死荷重、後死荷重、活荷重および地震荷重に限定し、FEM 解析により得られた応力を用いて、許容応力度法に基づき主桁の最適化設計を行

い、格子解析による場合との比較を行った。表-2 に外桁 G4 の代表断面における応力照査の比較を、図-5 に外桁 G4 および中桁 G3 における上下フランジの設計板厚の比較をそれぞれ示す。今回の設計では、FEM 解析を適用してもフランジ幅およびウェブ厚に関しては格子解析の場合と同等であったため、フランジ厚に限定して図化した。図-5 より、支間中央の外桁、中桁ともに格子設計と FEM 設計ではほぼ同じ断面となった。これは、活荷重の載荷面積が大きいいため、断面の縮小化には至らなかったものと考えられる。一方、中間支点上の外桁上下フランジは、設計に FEM 解析を用いたことにより、板厚を 4~8mm 薄くすることできた。これは表-2 に示すように、活荷重時では FEM の方が発生応力は大きくなるが、前死荷重時および後死荷重時の発生応力は FEM 解析の適用により低減されたためである。

このように、FEM 解析を主桁設計に適用することで従来設計と比べて板厚の増減が生じている。別途行った実橋載荷試験による実測値と解析値との比較より、FEM 解析の方が実挙動の再現精度が向上することを勘案すると、この板厚バランスの変化は耐久性の向上に繋がるものと示唆される。

図-6 に各設計での鋼重とその比率を示す。同図には非合成桁として設計した結果と、PC 床版を有する合成桁

表-1 影響面体積および活荷重応力の比較

解析モデル			格子	FEM	比率 (FEM/格子)
着目点と着目量					
支間中央	G4下フランジ $\sigma_{x_{max}}$	影響面体積	9568	10423	1.09
		活荷重応力	93.3	100.4	1.08
中間支点上	G4下フランジ $\sigma_{x_{min}}$	影響面体積	-7883	-9163	1.16
		活荷重応力	-52.7	-61.4	1.17
	G4ウェブ τ_{max}	影響面体積	2728	2648	0.97
		活荷重応力	25.8	23.9	0.93

※単位は、影響面体積($\times 10^6 \text{N/mm}^2 \cdot \text{mm}^2$)、発生応力(N/mm^2)
影響面体積は、着目量がmaxのとき+側の体積を、minのとき-側の体積をそれぞれ示す

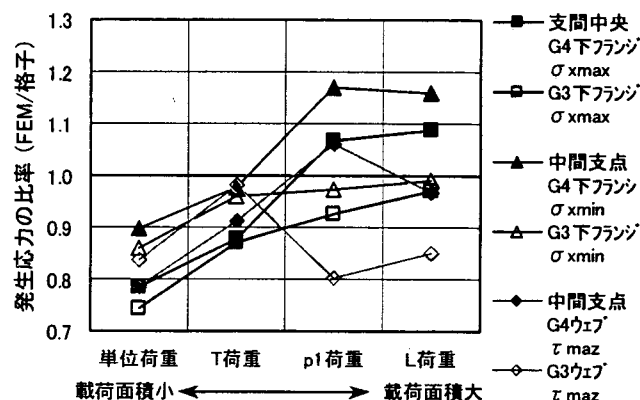


図-4 載荷面積の大きさによる発生応力の比較

表-2 外桁 G4 における応力照査の比較

照査断面位置			A1~P1支間中央		P1橋脚支点上	
			格子	FEM	格子	FEM
鋼材断面	上フランジ	mm	400 x 18	400 x 19	400 x 31	400 x 23
	ウェブ	mm	1800 x 10	1800 x 10	1800 x 12	1800 x 12
	下フランジ	mm	550 x 30	550 x 30	550 x 37	550 x 31
	材質		SM490Y	SM490Y	SM570	SM570
L_{su}	前死荷重	N/mm^2	-135	-133	157	170
	後死荷重	"	-3	-3	29	18
	活荷重	"	-14	-11	56	50
	死+活	"	-152 < 210	-147 < 210	242 < 255	238 < 255
	前死荷重	"	87	87	-118	-117
L_{sl}	後死荷重	"	24	17	-32	-22
	活荷重	"	93	95	-62	-72
	死+活	"	204 < 210	199 < 210	-212 < 219	-211 < 219
	架設時		12 < 120	12 < 120	64 < 145	67 < 145
合成応力度			-135 < 135	-133 < 135	-118 < 274	-117 < 274
			0.95 ≤ 1.2	0.91 ≤ 1.2	1.13 ≤ 1.2	1.14 ≤ 1.2

(床版のコンクリート剛性を全橋にわたって有効)として設計した結果も併せて示す。主桁鋼重には補剛材の鋼重は含まず、その他部材の鋼重は垂直補剛材、水平補剛材、横桁および下横構の鋼重の合計である。図-6より、FEM解析を用いて設計した場合、格子解析と比較して、RC床版を有する合成桁では約1%、PC床版を有する合成桁では約1%の鋼重低減となった。

5. 結 論

本研究で得られた成果を以下にまとめる。

- (1) FEM解析および格子解析から算出した影響線および発生応力の詳細な比較を行った結果、影響線のピークはFEM解析の方が20%程度小さくなるものの、活荷重の載荷面積の大きさが原因で発生応力は格子解析と同等か、それ以上になることがわかった。
- (2) FEM解析による主桁の最適化設計を行った結果、対象とした有効幅員9.25m、支間長約40mの鋼多主桁連続橋では、格子解析による従来設計とほぼ鋼重が変わらないことが確認された。しかし、設計された主桁の板厚バランスは従来設計から変化しており、FEM解析の解析精度を勘案すると耐久性の向上に繋がる可能性があることがわかった。今後は、様々なタイプの鋼鉄桁橋の試設計を行うとともに、設計ツールの高度化に即した設計手法の見直し(構造解析係数の導入など)について研究して行きたい。

6. 謝 辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた橋梁構造チームの村越上席研究員、麓主任研究員、高橋研究員、ならびに橋梁構造チームの皆様へ深く感謝の意を表します。

所属 大日本コンサルタント(株)

<参考文献>

- 1) 西川・中谷・小野・中洲：超高性能ゲート機時代の橋梁設計，土木技術資料，第43巻，第1号，pp.50-55，2001.1.
- 2) 小西ほか：FEMと数値最適化に基づいた鋼橋コスト最小化設計の試み，土木学会論文集，No.717/I-61，pp.23-36，2002.10.
- 3) 本州四国道路橋公団：鋼上部構造の設計にFEM解析を適用するためのガイドライン(案)，1993.9.

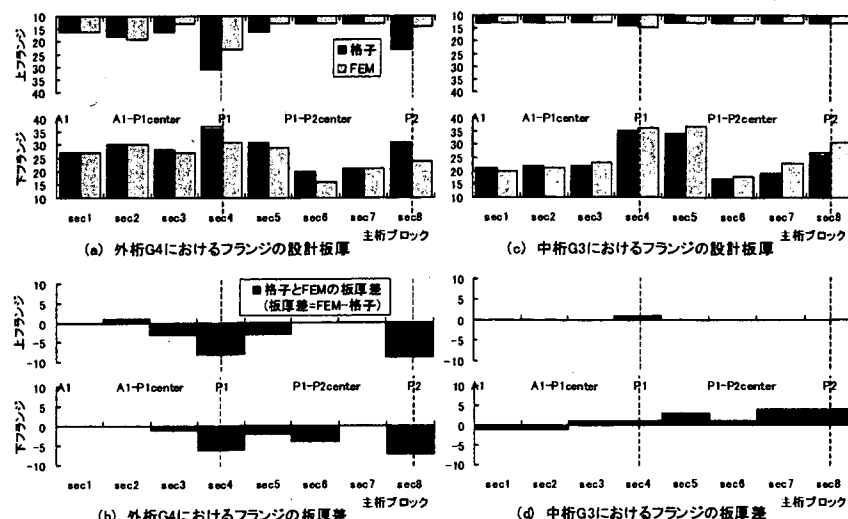


図-5 主桁フランジの設計板厚の比較

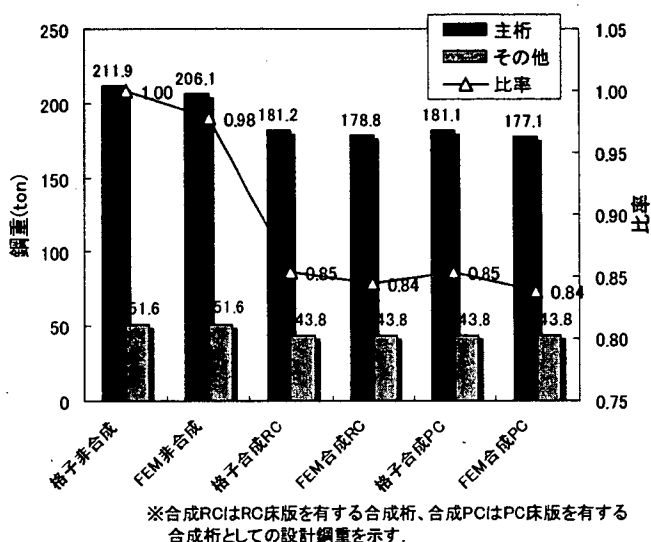


図-6 各設計での鋼重とその比率

鋼橋溶接部の内部欠陥の検査法に関する調査

(指導機関 平成 15 年 4 月～平成 16 年 3 月)

チーム名 橋梁構造チーム
氏 名 藤 木 修

1. はじめに

近年、鋼製橋脚の損傷事例として隅角部の溶接部近傍に発生した疲労亀裂が報告されている^{1) - 2)}。隅角部の疲労亀裂の多くは、溶接内部の未溶着などを起点として発生しており、疲労耐久性を向上させるためには、溶接品質の確保が重要となっている。鋼製橋脚隅角部では、構造上、複数の溶接線が交差し、溶接が難しい箇所が生じることから、設計、製作時に板組や溶接手順に配慮するとともに、適切な非破壊検査法を用いることにより、製作時に要求された溶接品質を確認することが求められている。隅角部の非破壊検査法には、従来から検査技術者の探触子走査による超音波探傷法（手探傷：MUT）が用いられているが、MUT は検査技術者の技量に依存する部分が大きく探傷結果の記録性や再現性に乏しく、また隅角部の構造が複雑であるため検査自体が難しい。これらの理由から、鋼製橋脚隅角部を対象とした非破壊検査法には、より検出性能に優れた客観性の高い探傷法を用いることが必要である。本論文では、原子力施設の溶接部の非破壊検査法において、検出性能・精度の観点から、既に実務に適用されているフェイズドアレイ法に着目し、フェイズドアレイ法の基礎検討を目的として実施した鋼製橋脚隅角部を模擬した試験体の探傷結果について報告する。

2. フェイズドアレイ法の概要および基本性能

フェイズドアレイ法とは、小さな振動子を多数配列した探触子を用い、各振動子の送信タイミングを電子的に制御することで超音波の波の位相を制御し、超音波ビームを任意に集束、偏向させることが可能な探傷法である。これにより探触子の交換や機械的な走査をすることなく、広い集束深さ範囲（高い分解能で探傷可能な範囲）をさまざまな探傷角度で探傷することが可能となり、探傷作業の効率化、検査時間の短縮が図れるとともに、反射指向性の高い面状きずの検出やきずエコーと形状エコーとの分離に関して精度の向上が期待できる。図-1 にアレイ探触子による探傷イメージを示す。隅角部の角部など複雑に溶接線が交差する箇所は、溶接部に発生するきずの形状、寸法、種類、位置などが、さまざまである。このため、きずの検出には複数の入射角が任意に選択でき、任意の深さへ集束が可能であるフェイズドアレイ法が有効であると考えられる。

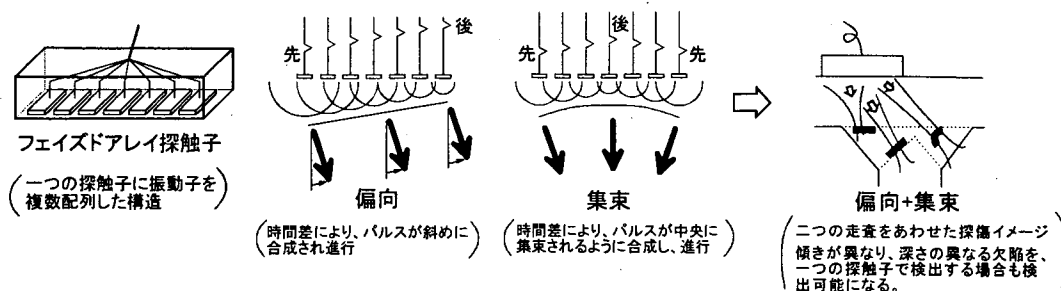


図-1 アレイ探触子による探傷イメージ

通常のMUT（一探触子パルス反射）で使用する探触子は、探触子毎に、入射角度（屈折角）、集束深さが固定であるため、反射面の傾きや深さ位置などが、探触子の条件と合致しなければ検出が困難である。それに対してフェイズドアレイ法では、電子制御により、複数の角度での入射、集束深さ位置の変化が可能であるため、MUTと比較して検出率が向上すると考えられる。図-2に傾きの異なる放電加工スリットに対して入射角を変化させ探傷した例、図-3に深さ位置の異なるドリル横孔に対して集束深さ位置を変化させ探傷した例を示す。傾きを有するきずに対しては、電子制御により入射角度（屈折角）を変えることにより、面反射の受信が可能となり、深さ位置の異なるきずに対しては、集束深さ位置を変化させて探傷することにより、反射エコーを明瞭に画像化されている。しかし、集束時のビーム幅や深さ範囲、角度による感度差などを考慮し、入射角度、集束深さピッチなどを適切に設定しなければ、きず検出の条件に合致した超音波ビームが入射されず、きずを見逃す恐れがある。

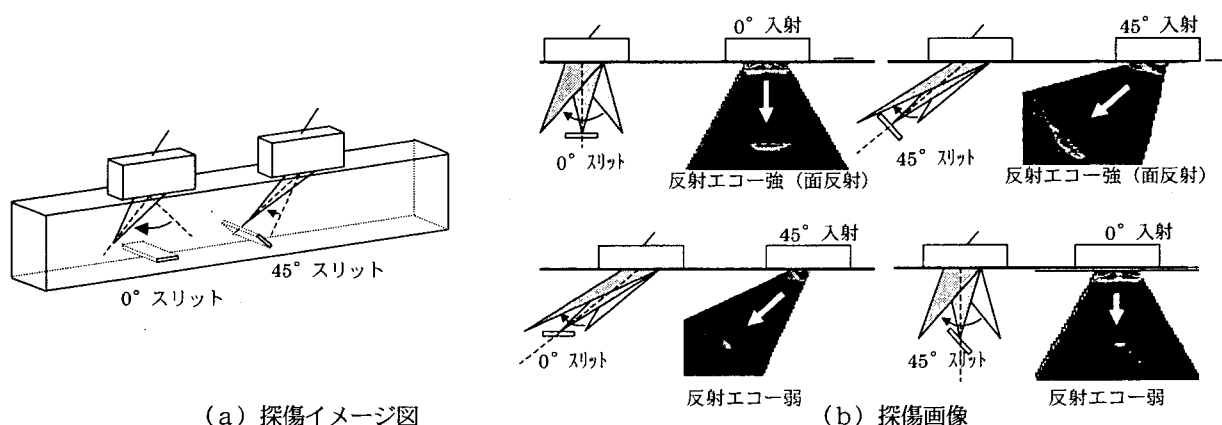


図-2 傾きのことなる面状人工きずの探傷例（スリット）

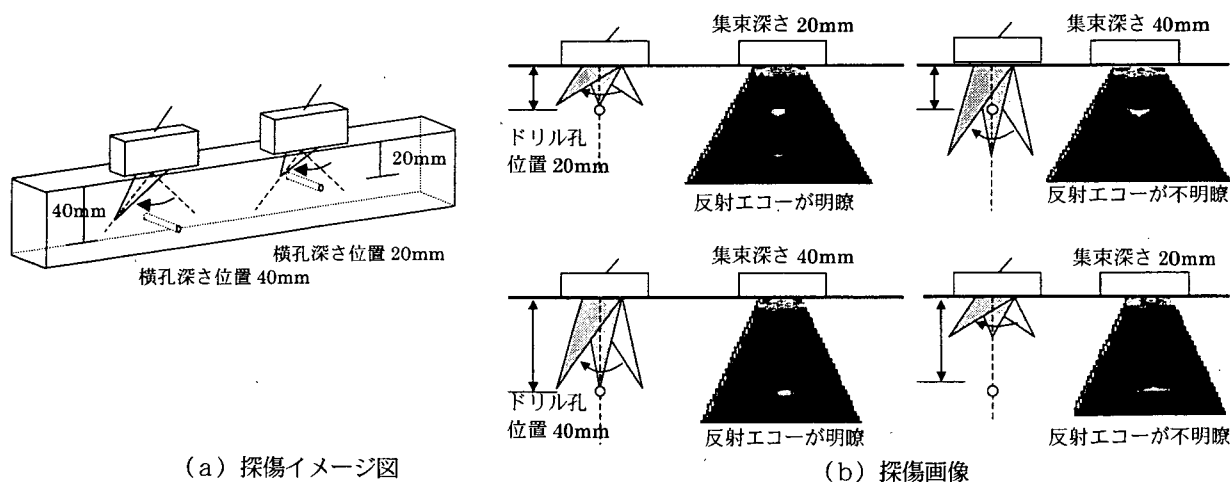


図-3 深さ位置の異なる人工きずの探傷例（ドリル孔）

4. 試験体形状および探傷条件

探傷を実施した試験体は、超音波探傷法の性能評価を行うことを目的とし、隅角部を模擬した形状で溶接部に意図的に溶接きずを内在させた試験体を用いた。図-4に試験体形状および開先形状を示す。

試験体の探傷には、現在、実施している「鋼製橋脚隅角部の非破壊検査法に関する共同研究（H14-15）」（東京工業大学（三木千壽教授）、土木研究所、日本道路公団はじめ関係4公団・3公社、（社）日本橋梁建設協

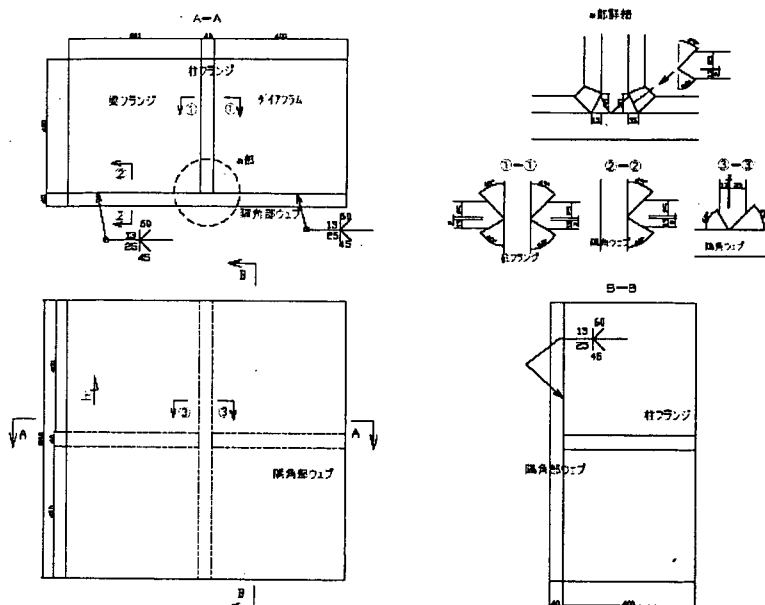
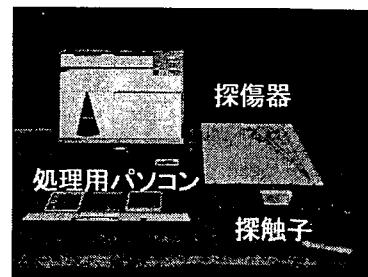
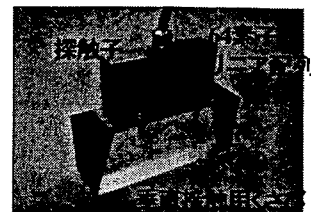


図-4 試験体および開先形状



(a) 探傷装置一式



(b) 探触子

図-5 探傷器および探触子写真

表-1 仕様および探傷条件

探傷器	最大同時制御素子数	32 素子
	周波数帯域	0.5~15MHz
	繰り返し周波数	最大 20kHz
	周波数	3.5MHz (鋼中)
探触子	素子数	64 素子 (リニア配列)
	素子配列ピッチ	1mm
	素子幅	10mm
	垂直接触用くさび	材質: ポリスチレン 高さ: 45mm
電子走査 (ビーム制御)	セクタスキャン	パターン1 同時駆動素子数 24 素子 偏向角度範囲: $\pm 20^\circ$ 偏向角度ピッチ: 2° 集束深さ範囲: 35mm~65mm 集束深さピッチ: 10mm
		パターン2 同時駆動素子数 32 素子 偏向角度範囲: $+20^\circ \sim +45^\circ$ $-20^\circ \sim -45^\circ$ 偏向角度ピッチ: 2° 集束深さ範囲: 35mm~65mm 集束深さピッチ: 10mm

会、(社)日本鉄鋼連盟、(社)日本非破壊検査工業会において実施)で購入したフェイズドアレイ探傷器を用いた。また、使用したフェイズドアレイ探触子は、共同研究で対象とした隅角部形状 (角柱WWタイプ) および板厚 (20mm~80mm) に対して、十分な偏向および集束が可能となるように、周波数、振動素子数、振動素子ピッチ等を検討し、設計・製作した。図-5 に探傷器および探触子の写真を示す。

探傷は、隅角ウェブ外面に探触子を垂直接触させ、複数角度の入射と複数の深さ位置へ集束させた電子走査 (セクタスキャン) および機械的な探触子の走査を行うこととした。表-1 に探傷器仕様、探触子仕様および探傷時の電子走査を示す。

電子走査の条件である同時駆動素子数は、駆動素子数が多いほど超音波ビームのパワーが強くなり、きずエコーが微弱な場合でも、きずの検出が可能となるが、ビーム路程が短い場合は、ノイズエコーが多くなり、近距離での検出性能が低下する可能性がある。今回、ビーム路程が短い場合のノイズエコーの影響を押さえるため、角度 $\pm 20^\circ$ の範囲は同時駆動 24 素子とし、ビーム路程が長くなる角度 $+20^\circ \sim +45^\circ$ 、 $-20^\circ \sim -45^\circ$ の範囲は、同時駆動 32 素子とした。図-6 に探触子の電子制御イメージ図

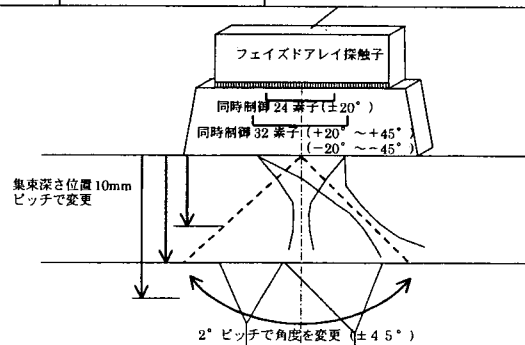


図-6 電子走査

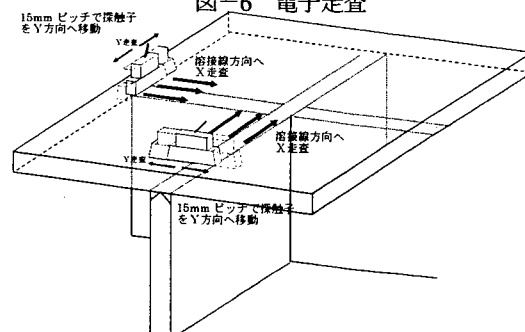


図-7 探触子の機械走査

を示す。

探触子の機械走査は、電子走査方向と直交に走査（X方向走査）することとした。また、任意の点に対して複数の角度から入射を行うため、探触子を 15mmピッチで移動させ（Y方向移動）、X方向走査を複数行うこととした。図-7 に探触子の機械走査イメージ、図-8 に任意点での複数の角度からの入射イメージを示す。

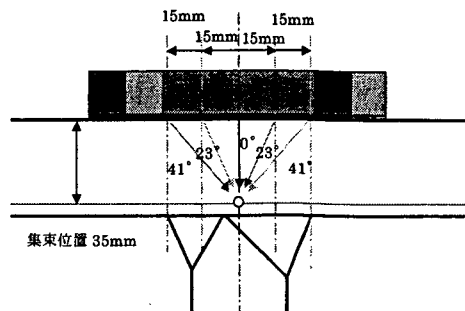


図-8 複数角度での入射イメージ

5. 探傷結果

図-9 に探傷結果として、試験体の溶接部の代表的な一断面のBスコープ画像を示す。スコープ画像では、反射エコーを受信した箇所は、赤色に着色され、反射エコーが受信されない箇所は、青色に着色し表示されている。探傷結果から、溶接内部からの反射エコーについてはきずエコーの可能性があり、開先位置から離れたエコーについては余盛りからの形状エコーと推定される。また、きずエコーと推定される反射源に対して、複数の入射角度から超音波を入射した場合、ある角度からの入射では、反射エコーが微弱となっており、反射面に指向性を有することが推察される。

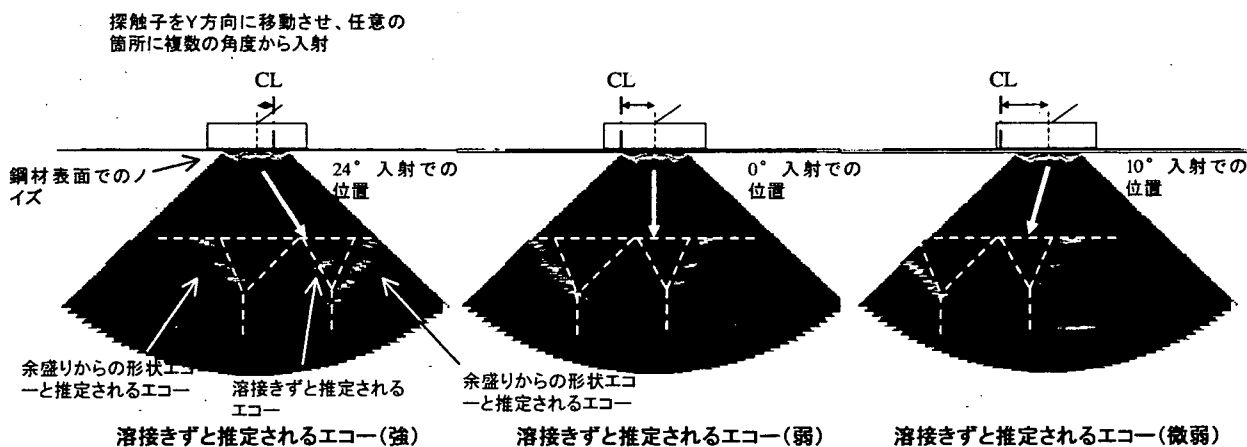


図-9 試験体探傷結果（Bスコープ画像）

6. おわりに

現段階では、試験体の破壊試験を実施しておらず、探傷データと実きず状態の照合が行えていないが、今後、破壊試験を実施し、内在きずの確認および探傷データとの検証を行い、より性能向上を目指したフェイズドアレイ法の探傷条件、超音波ビーム制御法などを検討していく予定である。

7. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた橋梁構造チームの村越上席研究員、高橋研究員、ならびに橋梁構造チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所 属 （社）日本橋梁建設協会

<参考文献>

- 1) 三木, 市川, 坂本, 田辺, 時田, 下里: 鋼製箱形断面ラーメン橋脚隅角部の疲労特性、土木学会論文集 I、710 巻 I-60 号、361-371 頁、2002 年 7 月
- 2) 首都高速道路公団ホームページ (<http://www.mex.go.jp/topics/kyoukyakuhosyu/index.html> 等)

氏 名 淺井 隆一

— 199 —

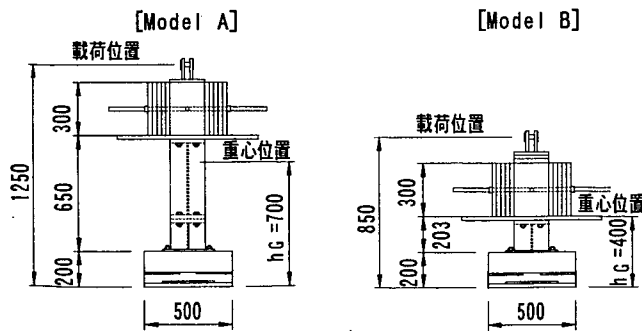


図-2 実験模型モデル概略図（正面図）

表-1 実験ケース

実験ケース	模型タイプ	载荷パターン	Dr (%)
Case 1	Model A	単調水平载荷	82
Case 2		繰返し 水平载荷 TypeI	78
Case 3		繰返し 水平载荷 TypeII	78
Case 4	Model B	単調水平载荷	82
Case 5		繰返し 水平载荷 TypeI	83
Case 6		繰返し 水平载荷 TypeII	82

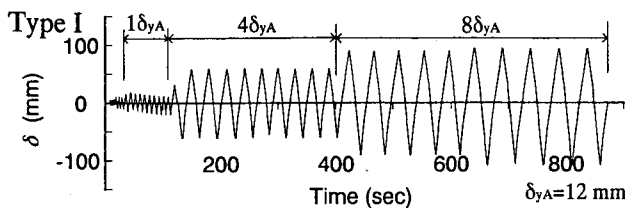


図-3 Model A 繰返し载荷パターン

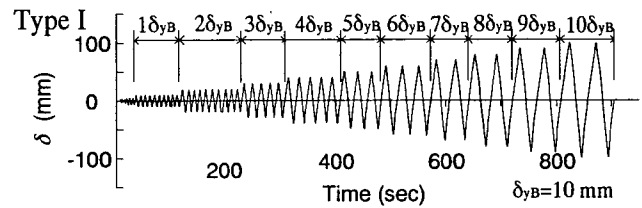


図-4 Model B 繰返し载荷パターン

地盤表面全体に対して均等に締固めを行った。地盤の相対密度の目標値は $Dr=80\%$ とし、それを満足するよう落下高さ、撒出し量および締固め時間を調整した。実験模型は、実構造物の約 $1/10$ 程度を想定して、フーチング平面寸法を $0.5\text{ m} \times 0.5\text{ m}$ とした鋼製の模型である。実験模型は、水平载荷高さを変えた Model A と Model B の 2 タイプの模型を使用した（図-2）。水平载荷は、载荷ジャッキを用い変位制御により行った。载荷速度は 1 cm/sec である。水平载荷位置は実験模型上部とし、载荷点には水平载荷中に生じる実験模型の鉛直変位を妨げないよう、鉛直変位と回転が拘束されない構造の治具を使用した。計測項目は、载荷荷重、水平および鉛直変位とフーチング底面に設置した 11 個の 2 方向ロードセルによる鉛直力とせん断力である。

3.2 実験ケース

表-1 に実験ケースを示す。Model A , Model B とともに単調水平载荷実験と繰返し水平载荷実験を行った。繰返し水平载荷実験では、図-3 および図-4 に示すような、プレート境界型地震を想定した繰返し回数の多い Type I と、内陸直下型地震を想定した繰返し回数が少ない Type II の 2 つの異なる载荷パターンにて载荷を行った²⁾。ここで用いられる降伏変位 δ_y は、それぞれの模型モデルに対して行った単調水平载荷実験における水平载荷荷重 H - 水平変位 δ 関係において変位が急増し始める時の変位とした（図-5）。地盤の相対密度は、各ケースとも下層から上層までほぼ均一に $Dr=80\%$ 程度の地盤が作成でき、地盤は全ケースに対して一定の地盤条件で実験を行なった。

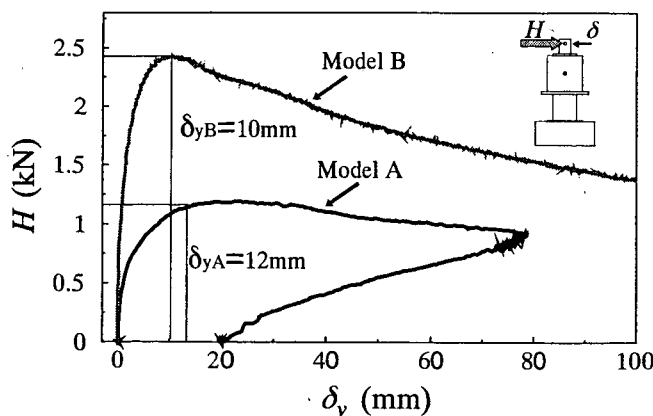


図-5 $H-\delta$ 関係 (単調水平載荷)

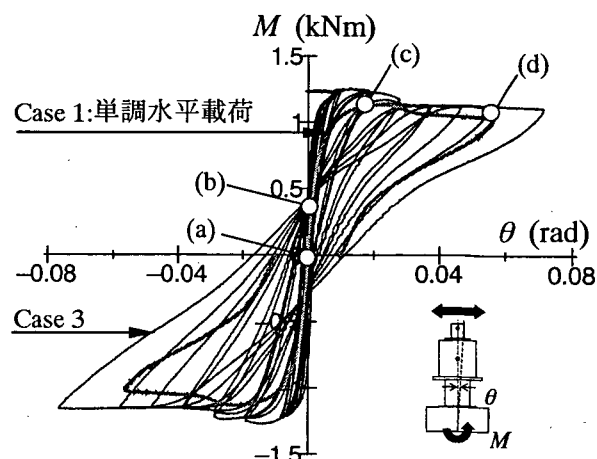


図-6 $M-\theta$ 関係 (Case 1, Case 3)

4. 研究結果

4.1 抵抗モーメント M - 回転角 θ 関係

Model A を用いた単調水平載荷実験 (Case 1) と Type II 載荷パターンでの繰返し載荷実験 (Case 3) における抵抗モーメント M とフーチング回転角 θ の関係を図-6 に示す。 M はフーチ

ング底面に設置した各ロードセルの鉛直地盤反力に、それぞれフーチング中央までの距離を乗じたものの総和であり、 θ はフーチング両端の鉛直変位より算出したものである。また、Case 1 の実験結果で描いている荷重および変位が負となる履歴ループに関しては、実験結果の正負を逆にして描いたものである。Case 1 と Case 3 の履歴ループの包絡は、ほぼ等しい形状となるが、Case 3 の繰返し載荷実験では、載荷の繰返しとともに残留回転角 (図-6 at $M=0$) が増加していることが分かる。図-7 に、Case 1 の実験結果のうち図-6 中に示す記号位置での地盤反力分布を示す。直接基礎模型を設置した時の(a)から、載荷が行われフーチングの浮上りが生じると地盤反力分布は(b)のような三角形分布となる。 M が最大値に達する(c)では、フーチング端部で模型重量の半分以上を負担する状態となる。その後、極限支持力に達したフーチング端部の地盤は塑性化するためフーチング端部では沈下が生ずる。そのため、最大回転角となる(d)の位置での地盤反力分布を見ると、フーチング端部で負担していた荷重はフーチング端部の沈下とともに接地底面で再分配されることが分かる。すなわち、地震時荷重を受けた直接基礎は、フーチングの回転挙動に伴いフーチング端部では沈下が生じ、沈下に応じたフーチング接地面において荷重は分配され、その時の抵抗モーメントは一定値に収束することとなる。

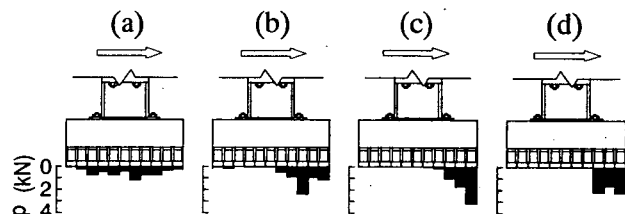


図-7 地盤反力分布 (Case 1)

4.3 フーチングの回転挙動

Model B の Type I 繰返し載荷実験における $2\delta_{yB}$ と $10\delta_{yB}$ 載荷時のフーチング回転挙動を図-8 に示す。それぞれ、載荷パターンにおける同変位サイクル中の最後の 1 サイクルの挙動を示した。載荷変位の小さい $2\delta_{yB}$ ではフーチング中央の上下運動を伴わない回転挙動を示す。一方、 $10\delta_{yB}$ ではとフーチング中央が上下運動する挙動となる。これは、フーチング中央に比べ、フーチング端部地盤の残留変位が大きくなる影響であり、残留変位量が大きくなる程こうした傾向が顕著となる。

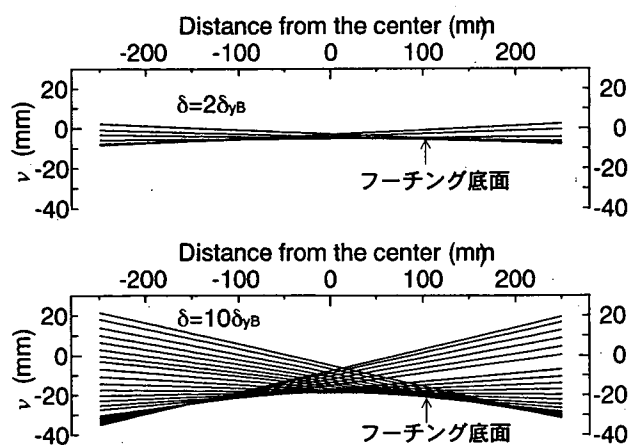


図-8 フーチング回転挙動 (Case 5)

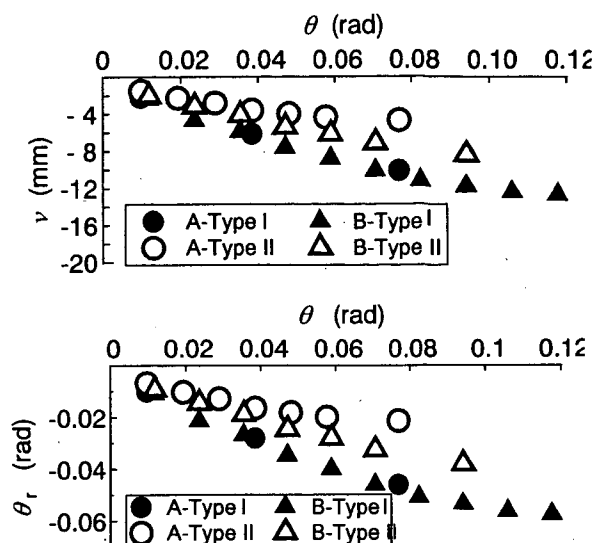


図-9 作用回転角 θ - 残留変位 (v, θ_r) 関係

4.3 繰返し载荷による残留変位

各繰返し载荷実験ケースにおける作用回転角 θ

(各繰返し载荷変位に対応する回転角)と残留変位(残留鉛直変位 v , 残留回転角 θ_r)の関係を図-9に示す。残留変位とは、各変位での繰返し载荷終了時点で载荷荷重がゼロとなった時の変位である。

Model A, Model Bともに繰返し载荷回数の多いType Iの方がType IIよりも大きな残留変位が生じる結果となった。また、载荷高さの違うModel AとModel Bを比較すると多少ではあるが载荷高さの低いModel Bの方が残留変位は大きくなる傾向が見られた。

5. 結論

本研究では、直接基礎の地震時残留変位に関する挙動を把握する目的で、直接基礎模型による単調水平载荷および繰返し水平载荷実験を行った。その結果、地震力によるフーチングの回転挙動により残留変位が生じ、その形状はフーチング中央に比べ端部で大きくなった。また、残留変位の大きさは作用回転角が大きいほど、繰返し载荷回数が多いほど大きくなる傾向となった。今後は、直接基礎の地震時残留変位を定量的に予測できる数値解析法の検討を行い、直接基礎の合理的な設計法の提案に向けた研究を進めていきたい。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂きました基礎チームの福井上席研究員、石田主任研究員、白戸研究員、野々村補助研究員ならびに基礎チームの皆様に謝意を表します。

所属：株式会社 大林組

<参考文献>

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，2002.3
- 2) (社)土木学会 地震工学委員会 地震時保有水平耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会：第5回 橋梁構造等の耐震設計法に関する講習会，pp.104-109，2002.10