ＩＳＳＮ 0386－5878
土木研究所資料第3929号

土木研究所資料

平成13年度交流研究員報告書概要版

平成16年２月

独立行政法人土木研究所

Copyright © (2003) 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。

土木研究所資料
第3929号　2004年2月

平成13年度交流研究員報告書概要版

独立行政法人土木研究所

要　旨

本報告書は，平成13年度に受入れた交流研究員42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・13年度

まえがき

独立行政法人土木研究所では、研究者自らの資質向上を図るとともに機関相互の研究活動の効率化を図ることを目的として交流研究員受入れ制度を創設し、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。

独立行政法人移行初年度にあたる平成１３年度は、民間企業４１名、公団１名の計４２名を受け入れましが、その方々からは「民間企業とは違う視点で研究ができ、また本制度を通じて多種多様な機関の研究者と交流ができ、貴重な経験になった」等の感想が寄せられております。他機関の研究者を受け入れることは、土木研究所としても現場や民間のニーズを直接把握することができ、より現場と密接した研究開発が行えると考えております。

本報告書は、平成１３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あります。

独立行政法人土木研究所

理事長　坂本　忠彦

目　次

1．新熱源を利用した道路消融雪技術に関する研究 …… 1

先端技術チーム　土屋慶恭

2．管路施工法の合理的な評価・選定に関する調査 …… 5

（効率的な下水道整備に関する研究）

施工技術チーム　大平久和

3．マイクロパイルを用いた既設基礎の耐震補強に関する実験 …… 9

（マイクロパイルによる補強効果に関する遠心載荷実験）

施工技術チーム　河村敏伸

4．結合材種類を変えた高強度コンクリートの初期温度ひび割れ評価法に関する検討 …… 13

構造物マネジメント技術チーム　葛西康幸

5．ダム建設工事で発生する砕石スラッジ有効利用の研究 …… 17

構造物マネジメント技術チーム　土田克美

6．コンクリートの塩分浸透に及ぼす塩水浸漬開始材齢の影響 …… 21

構造物マネジメント技術チーム　野田一弘

7．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評価について …… 25

構造物マネジメント技術チーム　渡辺豊

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　高橋定明

9．舗装の機能的破損に関する試験調査 …… 33

（カーボンブラック添加によるアスファルトの劣化防止に関する検討）

新材料チーム　山口勝之

10．下水汚泥保有エネルギーの高度利用に関する調査 …… 37

リサイクルチーム　越智崇

11. 光ファイバセンサによる斜面表層崩壊モニタリングに関する研究…… 41
（斜面表層崩壊予測に向けた取り組み）
土質チーム　小川鉄平

12. 表層安定処理を併用したフローティング式深層混合処理工法に関する調査…… 45
（カオリン粘土を用いたフローティング式深層混合処理工法模型実験）
土質チーム　宮野一賢

13. 堤防強化対策の選定手法に関する研究 …… 49
（河川堤防の土質特性と浸透安定性）
土質チーム　若狭聡

14. ゆるみ岩盤の調査と評価に関する研究 …… 53
地質チーム　片山弘憲

15. GISによる道路斜面崩壊のリスク推定技術に関する研究 …… 57
地質チーム　福田徹也

16. 液状化を考慮した合理的な橋梁の耐震設計に関する研究…… 61
（液状化地盤における地盤変形を考慮した模型振動実験）
振動チーム　小野和行

17. 液状化を考慮した合理的な橋梁の耐震設計に関する研究…… 65
（液状化地盤における模型振動実験）
振動チーム　鈴木貴喜

18. 集合住宅団地における居住者参加型の屋外環境管理に関する実態と考察 …… 69
河川生態チーム　玉木貴明

19. 中小河川における天然河岸の保全手法に関する研究…… 75
河川生態チーム　千葉武生

20. 実験河川とワンドにおける魚類の生息状況に関する研究…… 81
河川生態チーム　力山基

21. 下水・環境水のバイオアッセイ法に関する研究 …… 87
水質チーム　宮本宣博

22. 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 …… 91
水質チーム　八十島　誠

23. 先端技術を活用した水防災・河川管理技術に関する研究…… 95
水理水文チーム　岡田拓也

24. 都市域における水循環に関する研究…… 99
水理水文チーム　戸嶋光映

25. ダム基礎軟岩の非線形変形性を考慮した合理的設計に関する研究…… 103
ダム構造物チーム　赤松利之

26. フィルダムの嵩上げ技術に関する研究 …… 107
ダム構造物チーム　澤田　尚

27. ダム基礎岩盤の力学的設計の合理化に関する調査 …… 111
ダム構造物チーム　畠　康之

28. ジェットフローゲート放流水脈の整流方法と給気量 …… 115
ダム水理チーム　大澤信哉

29. 減勢工側方から空中放流される水脈の側壁沿いの這い上がり位置と高さ …… 119
ダム水理チーム　田中洋満

30. 早明浦ダム上流域における微細土砂流出に関する研究…… 123
火山・土石流チーム　福田克之

31. 土石流危険渓流における情報伝送システムの検討 …… 127
火山・土石流チーム　山本東明

32. 三次元安定解析の運用に関する研究…… 131
地すべりチーム　西岡靖浩

33. 岩盤崩壊モニタリング及び調査方法の研究…… 135
（岩盤崩壊モニタリング「赤沢地区」における安定性評価の試み）
地すべりチーム　山田達彦

34. 低騒音舗装の機能性向上に関する研究 …… 139
舗装チーム　橋本喜正

35. 都市トンネルの設計構造に関する研究 …… 143
トンネル研究室　長谷川哲也

36. 既設トンネルの変状対策に関する研究 …… 147
トンネル研究室　原雅秀

37. トンネル覆工の設計合理化に関する研究 …… 151
トンネル研究室　義永茂司

38. 設計ツールの高度化に対応した道路橋の設計に関する研究 …… 155
橋梁構造チーム　徳橋亮治

39. 浮体橋設計技術の開発に関する研究（その１） …… 159
橋梁構造チーム　山森誠史

40. 橋の動的解析に用いるための基礎のモデルに関する試験調査 …… 163
基礎チーム　岡本真次

41. 杭基礎の地震時鉛直支持力特性に関する研究 …… 167
基礎チーム　喜多直之

42. 既設基礎の耐震補強技術の開発に関する研究 …… 171
基礎チーム　渡辺達哉

新熱源を利用した道路消融雪技術に関する研究

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　先端技術チーム
氏　　名　土屋慶恭

1．まえがき

我が国の積雪寒冷地域における冬期道路交通の確保は、国土政策における重要課題であり、除雪、防雪等の雪寒事業に大きな努力が払われてきている。

この雪寒事業の一つに消融雪設備の整備がある。これは道路に常時設置される設備であり、そのため機械除雪作業に比べ、初期降雪に対して迅速な対応が可能である。さらに、機械除雪作業の様に一般車両の交通流を妨げることもなく、円滑な冬期道路交通を確保できる。また、歩道等における冬期バリアフリーへも容易に対応できるという特徴を有している。

消融雪設備は、大別して地下水や海水等を路面に直接散水する散水融雪、電熱線や温水配管によって、路面を温める無散水融雪の２種類がある。散水融雪は、地下水枯渇による地盤沈下の発生により条例等で地下水の利用制限を受けることも少なくない。また、舗装面の劣化、気温が氷点下時の路面凍結等の問題も懸念される。一方、無散水融雪は熱源の種類を選択することで場所の制限を受けることなく整備することが可能である。反面、建設コスト、維持管理コスト面や電力等の消費エネルギーが莫大なものになる点に課題を有している。

2．研究目的

近年、維持管理コスト低減を図る手法として、融雪設備へ自然エネルギーや未利用エネルギー（太陽光、太陽熱、風力、地熱、下水熱など）の利用が着目されている。しかし、一般にこれらのエネルギーは、季節や時間帯、天候によって、温度や熱量などの変動があり、熱を採れる量が一定ではない。そのため、降雪時に必ずしも融雪に必要な熱量を十分に確保できない場合がある。

そこで、この未利用エネルギーの欠点を補うべく、自然・未利用エネルギー熱源の安定化と熱不足時の補給を成し得る技術として蓄熱技術に着目した。

本研究では、融雪設備のトータルコスト削減を目的とし、蓄熱技術を融雪設備へ導入した際の効果を示し、実条件を基にした設備の概略設計と蓄熱技術実用化のための要素技術を抽出した。

3．研究方法

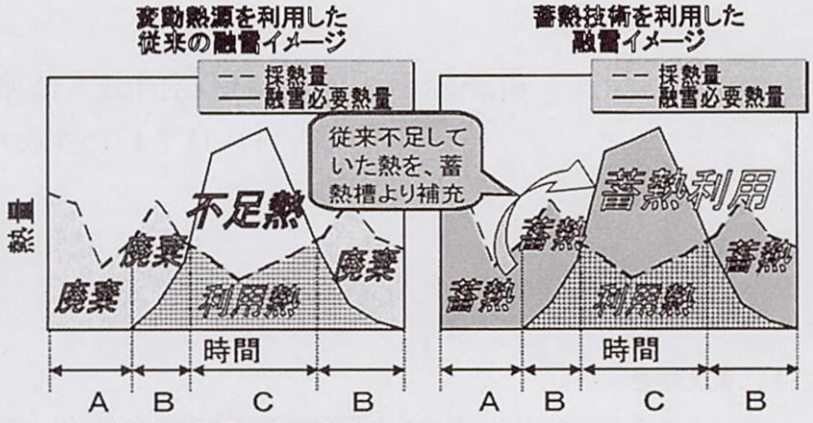
3.1　蓄熱技術の適用効果

3.1.1　融雪必要熱の安定供給

縦軸に熱量、横軸に時間をとると、熱源（都市廃熱）からの採熱量は図１の破線のように変動する。この時間内に降雪があった場合、融雪必要熱量の時間変化は、実線のようになる。この図を、３つの時

間帯に分類し、時間帯毎の特徴を述べる。

時間帯Aは、熱源より採熱出来るものの、降雪がない。従って、その熱は利用されることなく自然界へ廃棄される。時間帯Bは降雪があり、採熱の一部を融雪に利用する。しかし、余った熱は利用されることなく、自然界へ廃棄される。一方、時間帯Cでは融雪必要熱量が採熱量を上回り熱が不足する。



（注）A:降雪のない時間帯
B:採熱量が融雪必要熱量よりも多い時間帯
C:採熱量が融雪必要熱量よりも少ない時間帯

図１．蓄熱技術導入効果①（熱源の安定化）

そこで、時間帯A,Bで利用されなかった熱を蓄熱し、その熱を採熱量が不足した時間帯に補う。

これにより、採熱量の不安定な熱源を用いて、安定した融雪が行え、さらに、従来利用することなく廃棄していた熱を、有効に利用することが出来る。

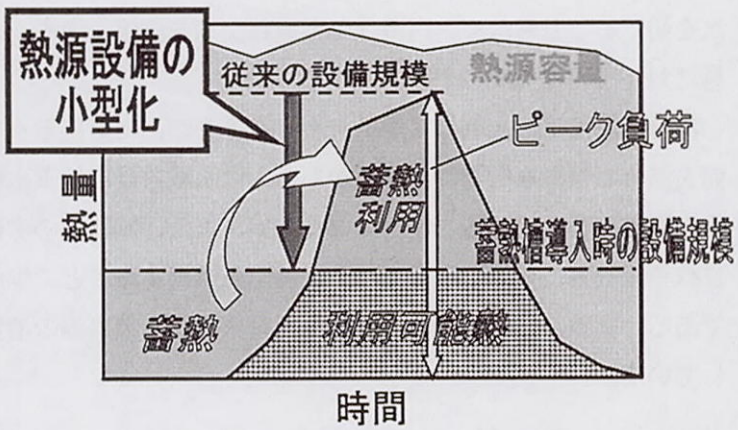


図２．蓄熱技術導入効果②（熱源設備の小規模化）

3.1.2　熱源設備の小規模化

蓄熱技術のもう１つの導入効果が、熱源から熱を採取する設備（ヒートポンプ、熱交換器など）の小規模化である（図２参照）。

従来の非蓄熱式のシステムでは、ピーク時の負荷（熱量）をまかなえる容量の熱源と、熱源設備を選定していた。一方、蓄熱技術を導入したシステムでは、負荷ピーク時に不足する熱を蓄熱槽から補うため、熱源設備の規模をピークの降雪負荷に合わせる必要がない。したがって、図中の下向き矢印に相当する小規模化が図れる。

3.2　融雪設備システム概要

図３に、従来システムと蓄熱型システムのシステム概要を示す。従来システムは、ヒートポンプを用いて下水から熱を取得し、その熱を直接放熱部へ供給する。ヒートポンプは、一般的に居住空間の空調暖房用に利用される機械で、その仕様は供給温度45～50℃程度である。ただし、融雪に45～50℃の温水を用いると、放熱管近傍と路面表面との温度差が高温となり、舗装に熱応力が発生しクラックが生じる。そのため融雪には、放熱部への供給温度を２０℃前後とした、融雪専用に設計された高価なヒートポンプを用いている。

一方、蓄熱型システムにおいては、蓄熱設備の小型化を図るべく蓄熱温度を高く設定する。ここで、蓄熱温度を45～50℃とすると、安価な空調用ヒートポンプの利用が可能となり、一層のコストダウンが図れる。

放熱部へは、熱交換器を用いることで低温の熱を供給する。

3.3　実条件におる適用性検証

北陸と東北地方の積雪地域の代表例として、上越市と山形市の降雪データ(1996～2000 年)をもとに、従来型融雪システムと蓄熱技術を導入した融雪システムの設備規模、トータルコストを検証した。なおトータルコスト算定期間は、ヒートポンプ、熱交換器、ポンプなどの機械設備の法定耐用年数[2]より 15 年とする。表１に算定条件を示す。ここで放熱量は、路面消・融雪施設等設計要領[1] に則り、過去１０年の気象データから求めた設計熱量である。

なお、蓄熱型融雪システムの熱源設備（ヒートポンプ、下水熱交換器)、および蓄熱設備の規模は、残雪時間という能力評価を用いて定めた。

ここで、降雪が融雪設備の能力を超え雪が融けずに残る時間を残雪時間と定義する。蓄熱型システムは、蓄熱槽内の熱を使い果たすと融雪能力が大幅に低下し残雪しやすくなることから、過去 5 年間の降雪データをもとに、５年間の合計残雪時間が従来システムと同等になるように、蓄熱設備の容量、ヒートポンプの能力を決定した。

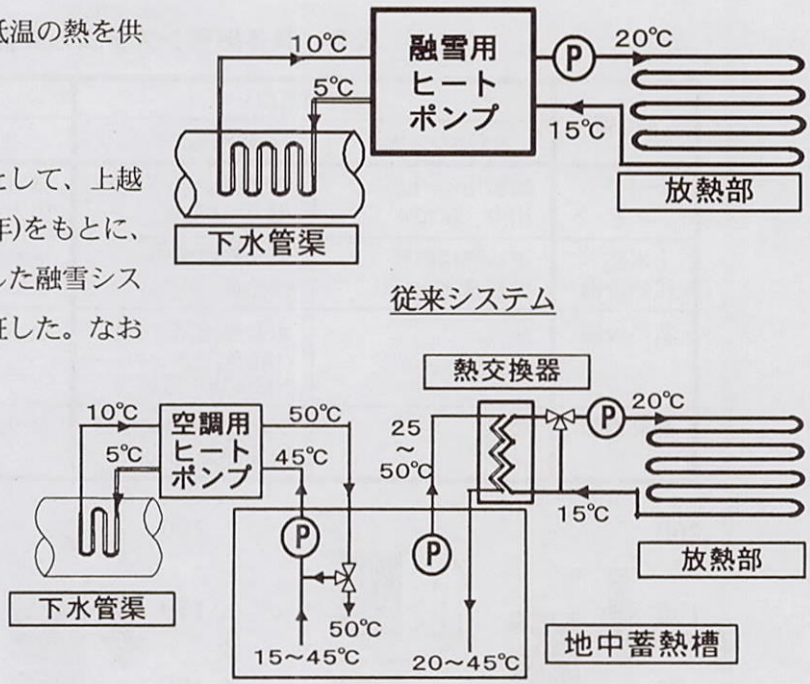


図３．具体システム概要

表１．算定条件

	上越市(高田)	山形市
想定面積	2,000m²(車道L≒286m, W ≒7m)	
放熱量　q_1	190W/m²	140W/m²
（参　考） 年平均降雪深	460cm/年	280cm/年

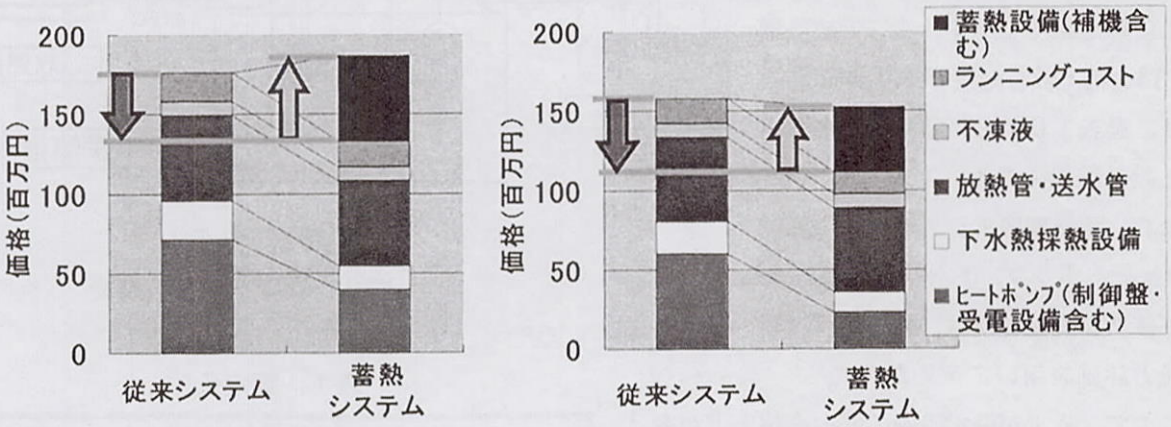
4．研究結果および考察

従来システム蓄熱型システムの設備規模を表２に、15 年間トータルコストを図４に示す。蓄熱型システムは熱源設備の小規模化に伴い、図中下向矢印に相当するコスト削減が図れる反面、蓄熱設備構築による追加コスト（上向矢印）が加算される。その結果、上越の気象条件では全体で約 6%のコストアップ、山形では全体で約 4%のコストダウンとなった。このような違いが生じるのは、蓄熱設備の設備規模が、１降雪あたりの連続降雪時間や降雪深などの気象条件に、大きく依存するためである。この結果は、蓄熱技術の導入によりトータルコスト削減の可能性を示すものと考える。ただしこれは、過去５年間の残雪時間で能力評価した一例であり、蓄熱型融雪システムの規模の算定には、能力評価の最適化を十分検討する必要がある。

加えて今後、蓄熱型融雪システムの具体化に向け、システムのハード設計のみならず、蓄熱設備を有効に活用するためのソフト技術（熱制御技術）開発が不可欠である。

表２．具体融雪システムの設備規模

設　備	上越市(高田)		山形市	
	従来システム	蓄熱システム	従来システム	蓄熱システム
ヒートポンプ	融雪用ヒートポンプ 出力 380kW	空調用ヒートポンプ 出力 155kW	融雪用ヒートポンプ 出力 280kW	空調用ヒートポンプ 出力 100kW
下水熱採熱設備	下水熱採熱管 採熱量 380kW	下水熱採熱管 採熱量 155kW	下水熱採熱管 採熱量 280kW	下水熱採熱管 採熱量 100kW
蓄熱設備	な し	水蓄熱槽 210m³ (場所打ちコンクリート躯体地中設置型)	な し	水蓄熱槽 100m³ (場所打ちコンクリート躯体地中設置型)
熱交換器	な し	プレート式熱交換器 交換熱量 380kW	な し	プレート式熱交換器 交換熱量 280kW



上越市(高田)
(面積:2000m², 必要熱量:190W/m²)

山形市
(面積:2000m², 必要熱量:140W/m²)

図４．システム別、地域別コスト比較

５．結論

本研究で得られた結果を以下に示す。

(1)　融雪設備に蓄熱技術を適用することで、トータルコスト削減が可能である。

(2)　コスト縮減を可能とする蓄熱型融雪システム具体化のために、最適な熱運用を可能とする熱制御技術の確立が必要。

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技術推進本部先端技術チームの吉田主席研究員、平下研究員、並びに同チームの皆様に、深く感謝の意を表します。

所属　㈱荏原製作所

＜参考文献＞

1)　建設省北陸地方建設局：路面消・融雪施設等設計要領，2000.

2)　（社）日本空調衛生工事業協会：空衛工事便覧手帳，2001

管路施工法の合理的な評価・選定に関する調査

～効率的な下水道整備に関する研究～

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　施工技術チーム
氏　　名　大平久和

1. まえがき

施設整備に際して生じるコストは、計画、設計、建設、維持管理、更新が挙げられる。従来コスト縮減を考えた場合、一般的に建設費を最小にする設計が行われてきた。しかし、近年下水道事業のように建設後の維持管理費(補修も含む)が多額に上る事業については、建設、維持管理、更新等のコストを総合的に考慮した「ライフサイクルコスト」を最小にすることがコスト縮減に繋がると考えられている。しかし「ライフサイクルコスト」の算定は、各管路工事現場において様々に異なる現場要素をどこまで取り入れ、簡略化し実用化するか等の問題から具体的な方法がまだ確立されていない。

2. 調査目的

本研究は、下水道管路布設事業の問題点を抽出・分析し、下水道管路におけるライフサイクルコストを加味した工法選定の手法を確立するために必要な基礎的検討を目的としている。

3. 調査方法および検討結果

3.1 下水道事業の問題点

① 下水道管路の主な施工法は、開削工法、推進工法、シールド工法に大別され、多種多様な方式が存在する。しかし各工法は、独自の技術で他工法との差別化を図っているが、施工条件等の比較対象が異なるため一概に工法どうしの比較ができない。

② 下水道管路は、基本的に地中構造物であるため、埋設される周囲の環境によって劣化の進行に差が生じる。そのため、資産管理上の減価償却期間に基づいた耐用年数は定められているが、機能上の耐用年数に関する考え方は確立されていない。

③ 昨年度の全国の主要な自治体へのアンケート調査結果から、維持管理業務は、各自治体が独自の判断により実施しているが緊急対応的な維持管理であり、規模等に応じた適切な維持管理手法は確立されていないと推測される。

④ 近年、管渠の補修・改築工法は様々な方式が開発されており、体系的な分類もなされているが工法ごとの補修・改築後の能力を保証する基準が存在しない。

⑤ 老朽化の進んだ管路の増加に伴い、管路の更新時期を的確に判断する必要がある。しかし機能上の耐用年数や判断基準が存在しないため、支障が生じた場合に補修・改築を行うといった緊急対応的な維持管理になっている。

3.2 施工法選定資料集の作成

本検討は、近年下水道管路の施工方法として最も多用されている推進工法に注目し，現在，使用されている各種工法の調査を行い，工法の特徴の整理およびライフサイクルコスト算定に向けての基礎的検討として，主に「周辺環境への影響」の度合いについて分類を行った[1)]（表－1参照）。

表-1　小口径推進調査結果

工法名		項目	適用管径	推進延長	適用土質 粘	適用土質 砂	適用土質 礫	長距離・曲線推進	礫対応	立坑寸法	道路交通への影響	架空線・地下埋設物への影響	騒音・振動	隣接調査物	土壌・地下水汚染、地盤沈下
小口径管	高耐荷力方式	圧入方式一工程	φ200～φ300	30m程度	○	△	×	×	×	発進 5.2×2.8 到達 1.6×2.0　分割φ1.5	○	△	○	○	○
		圧入方式二工程	φ250～φ700	50m程度	○	△	×	×	×	発進 5.2×2.8 到達 1.6×2.0～3.6×2.4　分割φ1.5	○	△	○	○	○
		オーガ方式	φ250～φ700	60m程度	○	△	△	×	アイアンモール等	発進 5.6×2.8～6.0×3.2 到達 1.2×2.6～3.6×2.4　分割φ1.5～φ1.8	○	△	△	○	○
		泥水方式一工程	φ250～φ700	100～140m程度	○	○	△	×	アンダルモール等	発進 5.2×3.2～6.4×4.8 到達 2.2×2.8～4.4×3.2　分割φ1.5～φ2.5	×	△	×	×	×
		泥水方式二工程	φ250～φ500	120～160m程度	○	○	△	ミクロ	スーパーミニ	発進 5.2×3.2～6.4×4.8 到達 3.2×2.8～4.4×3.2　分割φ1.5～φ2.5	×	△	×	×	×
		泥土圧方式	φ250～φ700	80～80m程度	○	○	△	エースモール	アイアンモールAVイバー TP75	発進 6.8×3.2～6.4×3.2 到達 2.6×2.8～4.0×2.4　分割φ1.5～φ1.8	△	△	△	△	○
	低耐荷力方式	圧入方式一工程	φ200～φ300	40m程度	△	×	×	×	×	発進 2.5×2.8、3.5×2.8 到達 2.0×2.8　分割φ1.5	○	△	○	○	○
		圧入方式二工程	φ150～φ450	50m程度	△	△	×	×	×	発進 2.5×2.8、3.5×2.8 到達 2.0×2.8　分割φ1.5	○	△	○	○	○
		オーガ方式	φ150～φ450	50m程度	○	△	×	×	×	発進 2.8×2.8～2.5×2.8 到達 2.0×2.8～2.5×2.8　分割φ1.5	○	△	△	○	○
		泥水方式	φ200～φ300	50～80m程度	○	○	△	×	アンダルモールV	発進 2.0×2.8、3.6×2.8 到達 2.0×2.8　分割φ1.5	×	△	×	×	×
		泥土圧式	φ200～φ450	50～80m程度	○	△	×	×	×	発進 2.0×2.8～2.6×2.8 到達 2.0×2.8～2.5×2.8　分割φ1.5	△	△	△	△	○
	鋼管さや管方式	圧入方式	φ400～φ800	10～30m程度	△	△	△	×	条件による	発進 6.4×2.8 到達 2.0×2.8～2.4×2.8　分割φ1.5	○	△	○	○	○
		オーガ方式	φ400～φ800	50～80m程度	○	△	△	×	条件による	発進 6.4×2.8 到達 2.0×2.8～2.4×2.8　分割φ1.5	○	△	△	○	○
		ボーリング方式一重ケーシング	φ400～φ800	50～60m程度	○	△	△	×	条件による	発進 6.8×2.4～6.4×3.2 到達 2.0×2.8～2.4×2.8　分割φ1.5	○	△	△	○	○
		ボーリング方式二重ケーシング	φ400～φ800	50～60m程度	○	△	△	×	条件による	発進 6.8×2.4～6.4×3.2 到達 2.8×2.8～2.4×2.8　分割φ1.5	○	△	△	○	○
		泥水方式	φ400～φ800	50～60m程度	○	○	△	×	条件による	発進 6.8×2.8 到達 2.8×2.8～3.6×2.4　分割φ1.5～φ1.8	×	△	×	×	×
中・大口径管		刃口推進	φ800～φ3000	70～200m	△	△	△	×	人力	5.2×2.6～5.8×5.5	△	×	○	○	○
	セミシールド	泥水式	φ800～φ3000	100～500m	△	○	○	アンダルモールエルユニコーンロング	条件による	発進 6.7×2.8～8.4×5.6 到達 4.1×2.8～6.7×5.6	×	×	×	×	×
		土圧式	φ800～φ3000	70～150m	△	○	○	×	条件による	発進 8.4×2.8～8.8×5.6 到達 4.4×2.8～6.9×5.6	△	×	△	△	○
		泥濃式	φ700～φ2000	600m程度	△	○	○	超泥水、エスエスピー8等	条件による	発進 7.2×2.8～7.7×4.4 到達 2.7×2.8～4.1×4.4	×	×	×	×	×

○…一般的に適用可　△…条件により適用可　×…適用できない　　○…影響が小さい　△…影響がやや大きい　×…影響が大きい

この結果、土質による適用範囲の狭い圧入方式で影響が最も小さく、適用範囲の広い泥水方式で影響が最も大きいことがわかり、工法選定時にはこのような条件についても留意する必要があると考えられる。

3.3 下水道管路の耐用年数の検討

3.3.1 土木構造物の耐用年数の決定要因

土木構造物の耐用年数は以下の要因によって決定すると考えられる。

① 物理的耐用年数…構造物の耐力の低下により、人命、財産への危険を及ぼす状態

② 経済的耐用年数…既存構造物に対する維持管理費が更新費および更新後の構造物の維持管理費の和を上回ると判断される状態。

これらの要因の中で，最も短期間で限界に達する耐用年数がその土木構造物の耐用年数であると定義できる。また、管渠の耐用年数は、期間内に発生する可能性のある社会的変化や自然災害等の不確定要素にも左右されるため、設計条件に加味する必要がある。

3.3.2 下水道管路の耐用年数の決定要因

これらの耐用年数を決定する要因を小口径下水道管渠に当てはめて考察すると，以下のよ

うに考えることができる。

①物理的耐用年数

物理的耐用年数は，管路構造物そのものの耐久性によって決定されると考えられる。しかし下水道管渠のうち，汚水管渠や合流管渠は，生活排水をはじめとする不特定の薬品を含んだ下水が流下するため、単純に材料の耐久性によってその期間を設定するのではなく、使用環境を十分に勘案して定める必要がある。

②経済的耐用年数

小口径下水道管渠はその建設費が他の工法に比べて低いのが一般的である。このため、維持管理に多くの費用をかけるより，適切な時期に更新することが経済的になる可能性がある。しかし更新に伴う影響は，地上条件によっては地域住民などの道路利用者に不利益を与える可能性が高く、この外的要因を十分に勘案して評価する必要がある。

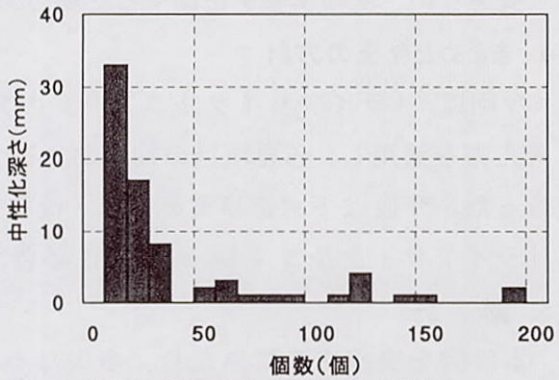
3.3.3 物理的耐用年数の決定

物理的耐用年数は、下水道管路に使用されている材料が、下水道管路の使用環境下において所定の性能を維持することが可能な年限として定義することができる。

使用材料によってその耐用年限は大きく異なることから、ここではコンクリート構造物を対象として、その決定要因を整理する。下水道管路の使用環境とコンクリート構造物の劣化の因果関係を表-2に示す。この表から下水道管路におけるコンクリート構造物の劣化はコンクリートの中性化に伴う鉄筋の劣化と、硫化水素に起因するコンクリートの劣化に大別されることが判る。これらの劣化はいずれも構造耐力の低下を伴うものであり、『一定以上の劣化が生じた時点』で物理的限界に達すると考えることができる。

表-2　下水道管路の使用環境とコンクリート構造物の劣化の関係

下水道管路の環境	劣化要因	劣化に伴う被害
不特定の薬品を含む下水への暴露	コンクリートの中性化	鉄筋の腐食による構造耐力の低下
結露等による定常的な湿潤状態		
滞留物等による硫化水素の発生	コンクリートの溶解	コンクリート断面の減少による構造耐力の低下



図－1 経年 50 年以上の合流管を対象とした中性化深さの実態調査

コンクリートの中性化に伴う鉄筋の劣化は、中性化深さが鉄筋に達することによって発生すると考えられる。しかしどの時点で物理的な限界に達するかを明確に定義することは、困難である。ここでは，『コンクリートの中性化深さが鉄筋に達した時点』を物理的な限界と定義する。

下水道管路におけるコンクリートの中性化は，経年 50 年以上の下水道管路に対する調査

結果に基づいて、概ね 0.5mm/年程度の劣化を考慮すればよいと考えられる[2)]（図-1)。現在，下水道管路に使用されるヒューム管（コンクリート製）の鉄筋被りは 15mm 程度であることから、その耐用年数は概ね 30 年と考えることができる。

一方，硫化水素に起因するコンクリートの劣化については、未だその実態が把握されていないことから、今後の基礎的な研究を含めた検討が必要となる。これらの要因によるヒューム管の劣化は、管路の清掃等のメンテナンスを実施することにより寿命を遅延していく必要がある。

3.3.4 経済的耐用年数の算定

東京都下水道局では，下水道管渠のライフサイクルコストとして減価償却費と平均維持管理費の和が最小となる年数を経済的耐用年数と定義し，約 75 年としている[3)]（図-2)

この考え方は，一つの指標を与えるものであるが，下水道管路の更新をいつ行うかを経済的耐用年数の決定要因であるとすると，十分な指標とは言い難い。経済的耐用年数の決定にあたっては，更新時期を仮定してライフサイクルコスト（ＬＣＣ）を最小とする更新サイクルを検討する必要がある。このライフサイクルコストを算定するにあたっては以下の項目を把握する必要があると考えられる。

① 下水道管路の新規建設費
② 下水道管路の経年と維持管理費の関係
③ 下水道管路の補修・改修費
④ 下水道管路の更新費

これらの諸費用は現時点では把握されていないことから，下水道管路の管理を行っている自治体に対する調査を行い，その実態を把握する必要がある。

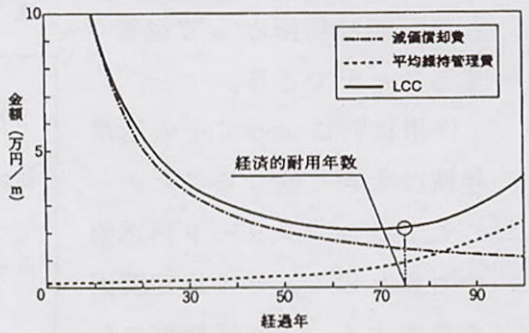


図-2 東京都における下水道管渠のライフサイクルコスト試算例

4. まとめと今後の方針

今回は、「ライフサイクルコスト」の算定項目として、各工法の建設コストに外部コストの考え方を適用し、必要項目の抽出および土構造物の考え方を適用して管渠の耐用年数の検討を行った。今後は下水道事業の補修・改築にかかるコストを含めて検討・整理を行い、具体的な「ライフサイクルコスト」の試算に必要な項目（3.3.4 参照）の検討を行いたいと考えている。

5. 謝　辞

本研究を実施するにあたり、多大なるご指導とご援助を頂いた施工技術チームの大下主席、小野寺主任研究員、橋本研究員をはじめとする施工技術チームの皆様方に深謝の意を表します。

所　属　　大木建設（株）

＜参考文献＞

1）国土交通省土木研究所施工研究室：推進工法の合理化検討業務報告書　H13.1
2）東京都下水道局建設部：「シールド工法の新技術に関する設計の手引き」　H12.7
3）「地下構造物の耐久性と維持管理」：地下空間シンポジウム論文・報告集　第５巻

マイクロパイルを用いた既設基礎の耐震補強に関する実験

～マイクロパイルによる補強効果に関する遠心載荷実験～

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　施工技術チーム
氏　　名　河村敏伸

1．まえがき

兵庫県南部地震以後、道路橋の耐震補強設計基準が改訂され、既設構造物の耐震補強の必要性が高まっている。橋脚については、鋼板巻き立てなどにより補強が進められているが、構造系全体の耐震性向上のためには、フーチング以下の基礎部の補強も不可欠である。しかしながら、基礎の補強は新設基礎の場合と異なり桁下空間や近接構造物などによる制約を受け、十分な施工空間のない厳しい現場条件下での作業が要求されることから、従来の増し杭工法や地盤改良が困難な場合がある。このため、桁下空間や近接構造物の影響が少ない小口径杭（マイクロパイル）による既設基礎の耐震補強法の開発を目的として研究[1),2)]を行っている。

マイクロパイル（以下MPと称す）工法は、コンパクトな施工設備で、狭隘な場所でも施工が可能であり、仮設を含めたトータルコストの縮減・工期の短縮が可能な工法であり、基礎の耐震補強工法に有力な工法として注目を集めている。

MPにおける遠心載荷実験は今年を含め3年間行われている。一昨年[3)]は既設杭・MP各1本づつの単純なモデルを用い、水平荷重に対する基本的な分担率を確認し、昨年度[4)]は群杭の全体系として、また斜杭を用いた場合の既設基礎構造物に対する耐震補強効果を確認できている。これらを踏まえ、本報告はまだ明確になっていない群杭効果の影響等について本年度行った研究について報告するものである。

2．実験目的

地震時保有水平耐力法による耐震設計では、杭の軸直角方向の抵抗特性として弾塑性モデルを用いており、最前列以外の杭では、水平地盤反力度の上限値を1/2に低減している。しかし、MPで既設杭を補強する場合には、既設杭と杭径や剛性が異なるため、同種・同径の杭で補強した場合とは荷重分担率が異なる可能性があり、現行の設計法[5),6)]をそのまま使用できるか検討が必要である（図-1）。そこで、既設杭とMPの水平荷重に対する分担率（昨年度の確認）、MPの配置間隔や配置位置、およびMPの斜杭の効果を明らかにすることを目的として、遠心載荷装置を用

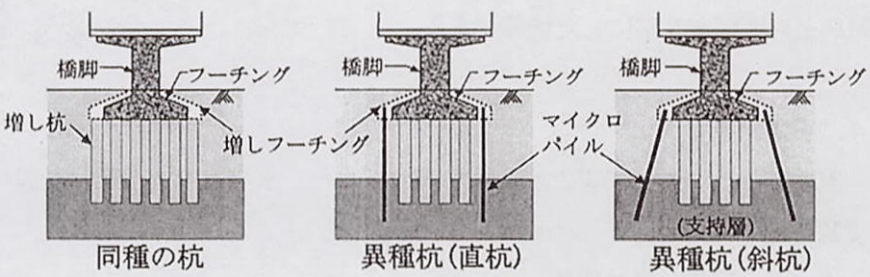


図-1　MPによる既設基礎の補強イメージ

いて水平載荷実験を実施した。

3．実験方法

3．1　実験概要

実験供試体および模型の概要を図-2 に示す。実験に用いた模型杭は、実物の 1/20 とし、表-1に示すように既設杭として鋼管杭を想定したもの、および補強杭として MP を想定したものの２種類とした。模型杭の杭体には、曲げひずみを求めるために対角２方向にひずみゲージを貼付した。各杭の頭部はフーチングにより剛結し、杭先端も土槽に固定した。模型地盤は、あらかじめ試験杭をセットした後気乾状態の珪砂７号を空中落下法により土槽に投入し、相対密度が 85％程度（土質試験結果より γ_t=16.8kN/m³、ϕ=42.5°、c=0kN/m²）となるように作成した。実験は、遠心加速度 20G の条件下でフーチングの側面から変位制御（1.0mm/min）にて水平力を一方向に静的載荷し、荷重－変位関係および杭体各部のひずみを計測した。

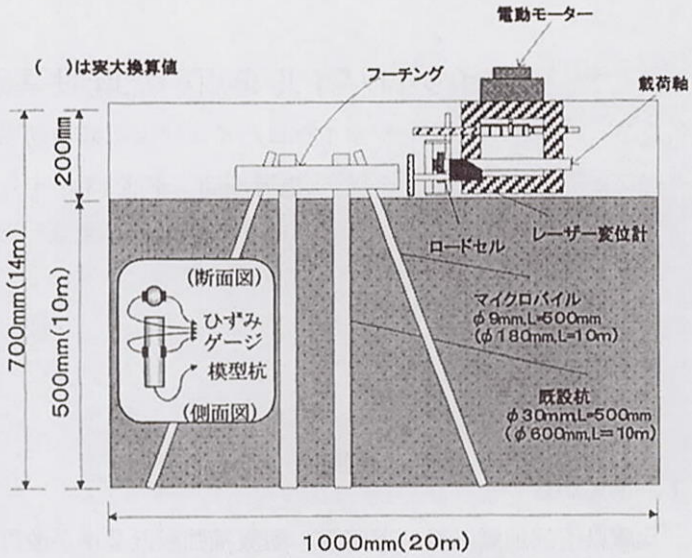


図-2　実験供試体および模型概略図

表-1　模型杭諸元

		杭径 D(mm)	肉厚 t(mm)	ヤング率 E(kN/m2)	曲げ剛性 EI(N·m2)
1G場	既設杭	30	1	1.93E+08	1.85E+03
	MP	9	0.5	1.93E+08	2.33E+01
プロトコル換算(20G)	既設杭	600	20	1.93E+08	2.96E+08
	MP	180	10	1.93E+08	3.74E+06

3．2　実験パターン

実験パターンは図 - 3 に示すような 9 パターンとした。なお、Case1～9 はすべて直杭であり、Case1,2 は既設杭･MP が単杭、Case3 は Case4 にて MP が配置されていない状態、Case5 は MP の杭本数を増やした状態、Case6,7 は Case4,5 の載荷方向を 90° 回転させた状態、Case8,9 は Case4,5 の既設杭と MP との間隔を２倍にした状態である。

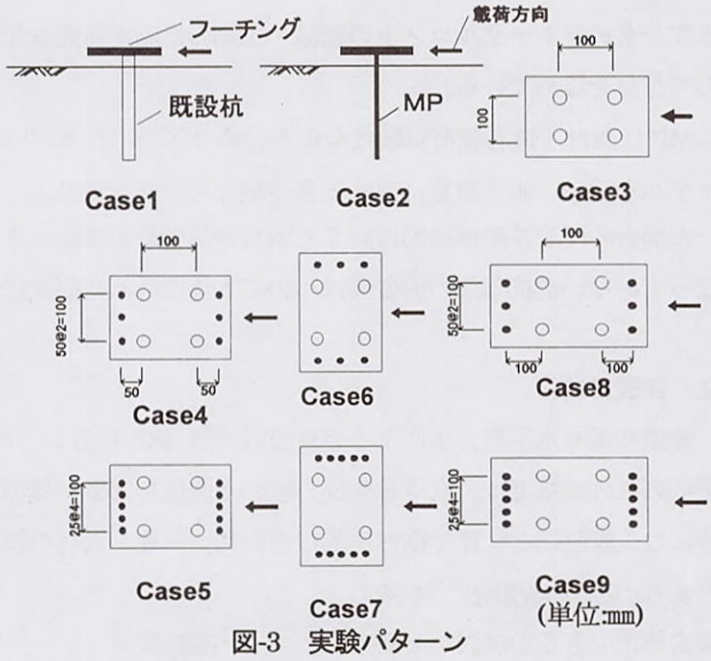


図-3　実験パターン

4．実験結果

実験結果は、すべて実大換算して示す。また、水平変位は全杭（既設杭・MP）において既設杭の杭径 D で基準化している。

4．1　荷重－変位関係

図-4～6 に Case3～9 の荷重 - 変位曲線を示す。

MP を補強杭として既設杭の前後に配置した場合の比較を図-4 に示す。MP を配置することにより荷重強度が大きくなり、MP による補強効果が確認された。また MP 本数を増加した場合の比較（Case4,5）をすると、MP を多く配置した Case5 が MP 本数に比例して荷重強度は大きくなる。よって、Case5 での MP の配置間隔(実大値 500 ㎜=MP 径 180 ㎜×2.7 倍)程度では載荷軸直角方向に配置された MP どうしの群杭効果による補強効果への影響は見られない。

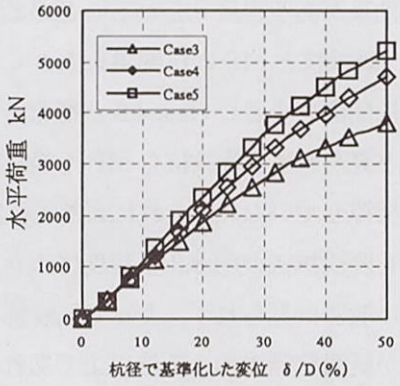


図-4 荷重 - 変位曲線

載荷軸方向に MP を配置した場合の MP 本数による比較（Case6,7）を図-5 に示す。載荷軸直角方向に MP を配置した場合と同様に、MP の本数を多く配置した方が荷重強度は大きい。しかし、MP を多数配置したことによる荷重の増加する割合は、載荷軸直角方向に MP を配置する場合よりも小さい。また、Case4,5 と Case6,7 を比較してみても、MP 本数の少ない Case4,6 では、載荷軸方向に MP を配置した Case6 の方が荷重強度は大きい。しかし、MP 本数が増えた Case5,7 では、荷重強度にあまり違いは見ることができない。

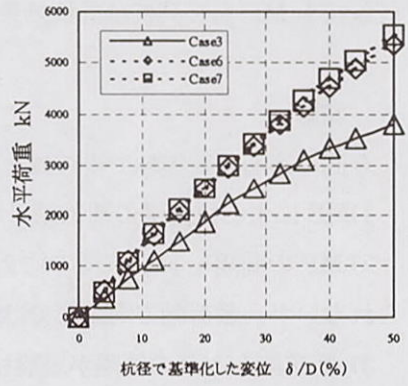


図-5 荷重 - 変位曲線

図-6 は載荷軸直角方向に MP を配置した場合において、既設杭と MP の間隔の違いによる比較を示したものである。Case4,5 は既設杭と MP の間隔を既設杭径の約 1.7 倍離したものであり、Case8,9 では約 3.3 倍離したものである。既設杭と MP の間隔を離したことによる荷重強度への影響は少なく、荷重-変位曲線に違いはほとんど見られなかった。

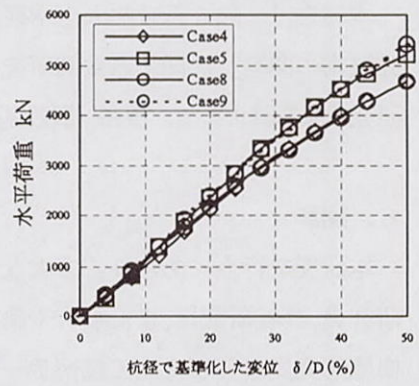


図-6 荷重 - 変位曲線

4．2 MP の配置間隔・配置位置関係

Case3～9 について杭体の降伏点直前のフーチング下端部（杭頭部）における杭のせん断力の分担率を図-7 に示す。

載荷軸直角方向に MP を配置した Case4,5 と載荷軸方向に MP を配置した Case6,7 を比較する。Case4 の後列 MP は荷重分担率が前列 MP の約 1/2 となり、効果が十分に発揮されていない。それに比べ、Case6 では前後列 MP の荷重分担率はほぼ同程度を示した。配置する MP 本数が少ない場合、載荷軸方向に MP を配置したパターンは MP 各杭均一に荷重を分担し、これにより載荷軸方向に MP を配置したパターン（Case6）は載荷軸直角方向に MP を配置したパターン（Case4）よりも荷重強度が大きくなったと考える。しかし、載荷軸方向に MP 本数を増加した Case7 では、後列 MP の荷重分担率が前列 MP に比べて若干低下し、後列 MP の効果が小さくなっている。このため、載荷軸直角方向に MP 本数を増加させたパターン（Case5）に比べて、MP 本数の増加による荷重強度増加の割合が小さくなったと考えられる。これらのことから、MP の間隔を MP 杭径の約 2.7 倍程度に小さくした場合には、載荷軸直角方向配置では群杭効果は見られないが、載荷軸方向配置では群杭

効果がある程度見られることがわかる。

既設杭とMPの杭間隔を大きくしたCase8,9では、杭間隔の小さいCase4,5と荷重分担率に差はほとんど見られず、既設杭もMPも後列杭は効果を十分に発揮していない。これにより、既設杭とMPの間隔を既設杭径の約3.3倍程度に大きくしても群杭効果に改善は見られず、よって既設杭とMPの配置間隔が既設杭径の約1.7倍以上であれば、前列既設杭は前列MPがあることによる群杭効果は考慮しないが、既設杭もMPも後列杭は群杭効果の影響を見込む必要があると考えられる。

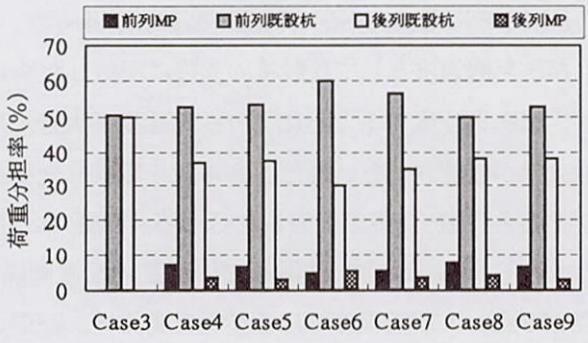


図-7　荷重分担率

5．結論

今回の遠心載荷実験で得られた結果をまとめると、以下のとおりとなる。

1)MPによる杭基礎の補強効果が確認された。

2) MPの間隔をMP杭径の約2.7倍程度で配置した場合、載荷軸直角方向配置では群杭効果への影響は見られないが、載荷軸方向配置では群杭効果の影響がある程度見られた。

3) 既設杭とMPの間隔が既設杭径の約1.7倍以上であれば、前列既設杭は群杭効果を考慮しないが、後列杭（既設杭・MP）は群杭効果の影響を考慮する必要がある。

本報告は、独立行政法人土木研究所・(財) 先端建設技術センター・民間12社により「既設基礎の耐震補強技術の開発」に関する共同研究のうち、施工技術チームが実施した成果を記載したものであり、これらの研究成果を踏まえて、現在、既設基礎の耐震補強に関する設計・施工マニュアルを作成しているところである。

6．謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた施工技術チームの大下主席研究員、小野寺主任研究員、井谷研究員、また解析や論文作成に助言を頂いた構造物研究グループ基礎チームの西谷主任研究員、梅原研究員ならびに施工技術チームの皆様に深謝の意を表します。

所属　　(株) フジタ

<参考文献>

1)建設省土木研究所：既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書(その1)　平成12年8月

2)独立行政法人土木研究所：既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書(その2)　平成13年12月

3)森脇ほか：マイクロパイルで補強した既設基礎の水平載荷模型実験、第55回土木学会年次学術講演会

4)井谷ほか：斜杭を用いたマイクロパイルで補強した既設基礎の水平載荷模型実験、第56回土木学会年次学術講演会

5)日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編、Ⅴ耐震設計編　平成8年12月

6)日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料　平成12年2月

結合材種類を変えた高強度コンクリートの初期温度ひび割れ評価法に関する検討

(指導期間　平成13年4月～平成14年3月)

研究室名　構造物ﾏﾈｼﾞﾒﾝﾄ技術ﾁｰﾑ
氏　名　葛　西　康　幸

1. まえがき

高強度コンクリートは力学的特性に優れ、また、組織の緻密化により高い耐久性を有する高性能材料である。しかし、コンクリート中の単位結合材量が多く、結合材の水和熱に起因する温度ひずみおよび自己収縮ひずみが大きくなるため、使用にあたっては、初期温度ひび割れに対する配慮が必要となる。初期温度ひび割れの検討においては、実際に使用するコンクリートの物性値を用いて有限要素法による温度応力解析を行うのが一般的であるが、マスコンクリート部材のような高温履歴を受けるコンクリートの若材齢時の性状については十分に把握されていない。また、室内での材料試験レベルで初期温度ひび割れの評価ができるような、簡易な試験法の確立が望まれている。

2. 研究目的

本研究では、簡易な室内試験による高強度コンクリートの初期温度ひび割れ評価法について検討することを目的に、3 種類の結合材を用いた高強度コンクリートについて拘束試験等を実施し、初期温度ひび割れに及ぼす結合材種類の影響について評価した。さらに、簡易拘束試験等による評価の妥当性について検討するため、実物大の大型供試体による温度応力確認試験を実施した。

3. 試験方法

3.1　コンクリートの配合

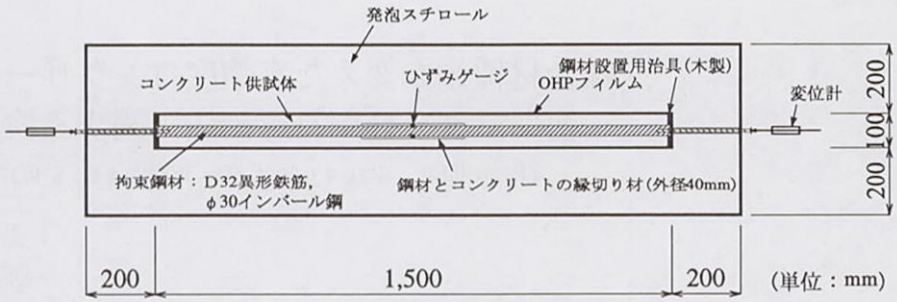
試験に用いたコンクリートの配合を**表－1** に示す。室内試験、大型供試体試験ともに同一の材料および配合(フレッシュ性状が同等となるよう混和剤量のみ変更した)とし、水結合材比を25%、結合材種類

表－1　コンクリートの配合

供試体記号	結合材の種類	水結合材比 W/(C+BFS) (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m³) 水 W	セメント C	高炉スラグ BFS	細骨材 S	粗骨材 G	高性能AE減水剤 ((C+BFS)×%) 室内	大型
H	早強	25.0	45.0	160	640	0	721	895	1.80	1.20
B	早強＋高炉	25.0	45.0	160	320	320	710	881	1.60	0.75
L	高ﾋﾞｰﾗｲﾄ系	25.0	45.0	160	640	0	725	900	1.25	0.80/1.55

※大型供試体は供試体1体につき2バッチで練混ぜを実施したが、供試体Lについては練り性状のばらつきにより、1バッチ目と2バッチ目で混和剤量を変更した。

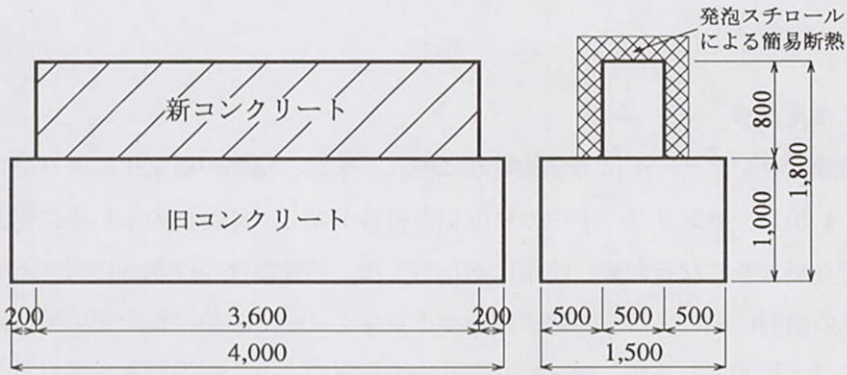
を早強ポルトランドセメント(以下、早強)、早強ポルトランドセメント＋高炉スラグ微粉末6000(置換率50%)(以下、高炉)、高ビーライト系セメント(以下、高ビーライト)の3種類とした。



図－1　拘束試験概要図

3.2　室内試験

室内試験として、凝結試験、圧縮強度・ヤング係数試験、割裂引張強度試験、拘束試験、自由ひずみ試験、線膨張係数試験、断熱温度上昇試験を実施した。拘束試験は、日本コンクリート工学協会自己収縮研究委員会が提案しているコンクリートの自己収縮応力試験方法(案)[1]に準拠した。拘束試験概要図を図－1に示す。100×100×1,500mm角柱供試体内に拘束鋼材を埋め込み、鋼材に貼り付けたひずみゲージの測定値から拘束応力を求めた。また、拘束鋼材に異形鉄筋を用いた場合、コンクリートの温度変化に伴う温度ひずみに起因する拘束応力を捉えられない問題があるため、拘束鋼材として異形鉄筋に加え線膨張係数が小さいインバール鋼も用いた。自由ひずみ試験は、100×100×400mm角柱供試体の自由ひずみを埋込型ひずみ計(弾性係数：40N/mm^2)により測定した。なお、拘束試験、自由ひずみ試験ともに、マスコンクリート部材に想定される温度履歴を再現するため、型枠には厚さ200mmの発泡スチロールを用いた[2]。室内試験はいずれも20℃の恒温室内で実施した。



図－2　大型供試体概要図

3.3　大型供試体による温度応力確認試験

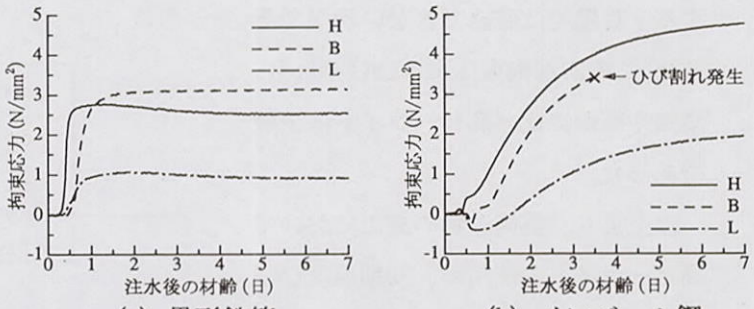
大型供試体による温度応力確認試験の供試体概要図を図－2に示す。拘束体となる旧コンクリート上に被拘束体となる壁状の新コンクリートを打ち込み、コンクリートの温度およびひずみ履歴を測定した。また、供試体に初期温度ひび割れが発生しやすいよう、室内試験同様、木製型枠内に厚さ200mmの発泡スチロールを設置することで熱の逸散を防ぎ、供試体温度が最大に達した時点で型枠を取り外した。なお、供試体のL/H(長さ高さ比)は4.5である[2]。

4.　試験結果および考察

4.1　室内試験

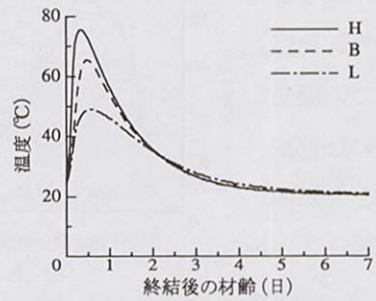
図－3に拘束鋼材として異形鉄筋およびインバール鋼を用いた拘束試験より得られる拘束応力の履歴を示す。異形鉄筋による拘束応力は主に自己収縮ひずみによる応力が捉えられており、インバール鋼に

よる拘束応力は自己収縮ひずみに加え温度ひずみによる拘束応力が加算されたものと考えることができる。**図−3** より、異形鉄筋による拘束応力は高炉が最も大きく、それに比べて高ビーライトでは 1/3 程度であった。一方、インバール鋼による拘束応力は、**図−4** に示した自由ひずみ供試体の温度履歴からわかるように、早強の発熱量が高炉に比べ大きいため、自己収縮ひずみに温度ひずみを加算した拘束応力としては最も大きい履歴を示し、それに比べて高ビーライトでは 1/2 程度であった。また、インバール鋼を用いた拘束試験では高炉供試体に注水後材齢約 3.5 日の時点でひび割れが発生した。拘束応力としては早強の方が大きいものの、早強に比べ高炉の強度発現は遅いため、ひび割れが発生したものと考えられる。また、**図−5** に自由ひずみ試験の測定値から**図−4** に示した温度履歴分のひずみを差し引くことにより得られる自己収縮ひずみの推定値を示す。高炉の自己収縮ひずみが最も大きく、**図−3**(a)で示した拘束応力の傾向とよく一致した。

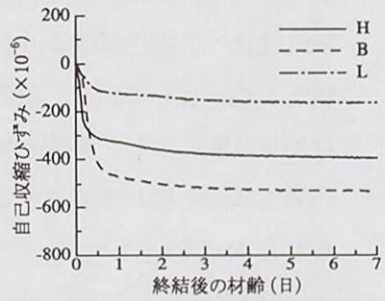


(a) 異形鉄筋　(b) インバール鋼

図−3　拘束応力の履歴



図−4　自由ひずみ供試体の温度履歴



図−5　自己収縮ひずみの履歴(推定値)

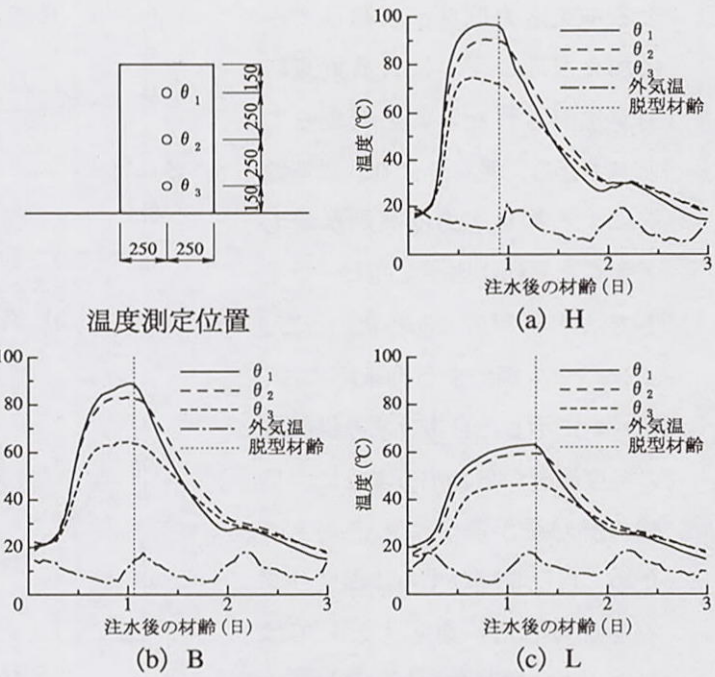
以上より、高炉スラグ微粉末を用いた場合、早強と比較するとコンクリート温度上昇量は低減できるものの、自己収縮ひずみが大きくなり、強度発現が遅れるため、ひび割れはむしろ発生しやすくなる傾向がある。一方、高ビーライトは発熱量、自己収縮ひずみともに小さく、初期温度ひび割れ対策として有効であることが明らかとなった。

4.2　大型供試体による温度応力確認試験

大型供試体による温度応力確認試験における供試体の温度履歴を**図−6** に示す。各供試体とも、最も温度が高くなったθ_1 に着目すると、早強が 100℃近くにまで達しているのに対し、高炉が約 90℃、高ビーライトが約 60℃であった。早強や高炉に比べ高ビーライトの発熱量は小さいことが確認できた。大型供試体のひび割れ図を**図−7** に示す。本試験で対象とした外部拘束によるひび割れは、早強および高炉供試体において発生した。早強は注水後材齢約 2 日時点でひび割れを確認し、その最大ひび割れ幅は約 0.5mm であった。一方、高炉では材齢約 1.5 日に 2 本のひび割れを確認し、その後材齢約 2 日の時点でさらにもう 1 本のひび割れを確認した。3 本のひび割れのうち、中央のひび割れ幅が最も大きく、最大で約 1.1mm であった。ただし、残り 2 本のひび割れの最大ひび割れ幅は 0.1mm 程度であった。また、図中の細い線で示した多数のひび割れは内部拘束が原因と思われるひび割れで、脱型直後から数時間程度までに多く発生したが、いずれのひび割れもひび割れ幅が 0.1mm 以下のもので、材齢が 1 日程度経過

すると目視では確認できない状況であった。この内部拘束によるひび割れも、早強や高炉に比べ高ビーライトは少数であった。

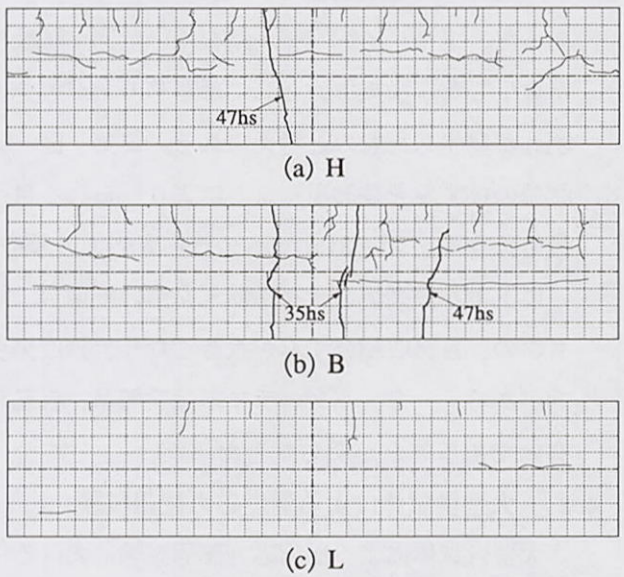
以上より、実構造物の施工において高ビーライトの使用が、初期温度ひび割れ対策として有効であることが明らかとなった。また、大型供試体のひび割れ性状は、室内試験より得られた性状とよく一致しており、室内での簡易な拘束試験により、実構造物のひび割れ発生傾向を概ね予測できることが明らかとなった。



図－6　大型供試体の温度履歴

5. 結　論

本研究では、結合材種類を変えた高強度コンクリートの初期温度ひび割れ評価法について検討した。その結果、本研究で実施した簡易な拘束試験により、初期温度ひび割れの発生傾向を概ね予測することが可能であり、配合選定において有効であることが明らかとなった。また、単位セメント量が 600kg/m^3 を超える富配合高強度コンクリートであっても、高ビーライト系セメントを使用することにより、初期温度ひび割れの発生確率を低くして施工できることが明らかとなった。



※図中の数字はひび割れ発生時の注水後材齢(時間)

図－7　大型供試体のひび割れ図

6. 謝　辞

本研究を遂行するにあたり、多大なるご指導ご協力を頂きました構造物マネジメント技術チーム河野主席研究員、渡辺主任研究員ならびに同チームの皆様に感謝の意を表します。

所属　㈱安部工業所

＜参考文献＞

1) (社) 日本コンクリート工学協会：自己収縮研究委員会報告書，pp.199-201，1996.11.
2) 国土交通省土木研究所材料施工部コンクリート研究室，(社) プレストレスト・コンクリート建設業協会：現場打ち高強度コンクリート部材の設計施工法の開発に関する共同研究報告書，共同研究報告書第 266 号，pp.117-187，2001.3.

ダム建設工事で発生する砕石スラッジ有効利用の研究

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　構造物ﾏﾈｼﾞﾒﾝﾄ技術ﾁｰﾑ
氏　名　土　田　克　美

1. まえがき

ダム建設工事では骨材製造に伴って大量に発生する砕石スラッジは産業廃棄物として廃棄処分されることが多い。この砕石スラッジを有効利用することは廃棄物量を削減することになり，省資源，省エネルギー，環境保全の観点からも望ましいとされる。

これまでに砕石スラッジをコンクリート材料として細骨材の一部に置換した利用法の可能性を探ってきたが，単位水量を一定とした場合，砕石スラッジ置換率を多くすることによりモルタル，コンクリートともにワーカビリティーが低下することを確認している[1)]。

そこで所要のワーカビリティーを確保することを目的として，砕石スラッジ置換率を多くしたときに，混和剤使用量を変えることによってワーカビリティーの改善効果がどの程度あるのか，さらに強度への影響があるのか否か試験を実施し，大量に発生する砕石スラッジをダム用コンクリート材料の一部として有効利用するための検討を行った。

2. 基本配合

ダム建設現場のコンクリートは，粗骨材最大寸法 150mm の配合（フルミックス配合）である。しかし，実験室では40mm以上の粗骨材を取り除いたときの試験練りを行い，砕石スラッジなしの配合（基本配合）を決定した（**表－1**[1)]）。

表－1　コンクリートの基本配合

配　合	粗骨材の最大寸法 (mm)	ｺﾝｼｽﾃﾝｼｰの目標	空気量の目標 (%)	水結合材比 W/(C+F) (%)	ﾌﾗｲｱｯｼｭ置換率 F/(C+F) (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量(kg/m³) 水 W	ｾﾒﾝﾄ C	ﾌﾗｲｱｯｼｭ F	細骨材 S	粗骨材 G 40mm～20mm	粗骨材 G 20mm～5mm	混和剤 AD_I (kg)	AE剤 AD_{II} (kg)
RCD	40	20*1	—	94.0	30.0	47.4	133.0	99.0	42.4	1005.4	564.9	564.9	0.35*4	
ELCM	40	5*2	4.5	73.6	30.0	40.0	154.0	146.5	62.8	769.0	584.2	584.2	0.52*4	0.031*6
外　部	40	5*2	4.5	50.0	30.0	37.4	146.0	204.4	87.6	698.5	590.9	590.9	0.73*4	0.029*6
高流動	20	62.5*3	4.5	33.1	60.0	49.1	155.0	187.2	280.8	834.0	0.0	875.0	8.66*5	

*1:ＶＣ値(秒)，*2:スランプ(cm)，*3:スランプフロー(cm)

*4:AE減水剤･遅延形(Ｉ種)，*5:高性能AE減水剤･標準形(Ｉ種)，*6:AE剤

3. ワーカビリティー改善試験

3.1 試験方法

(1) 試験手順

単位水量を一定としスラッジを細骨材に対し置換したとき，混和剤の種類と使用量を変えることによりワーカビリティーを改善することを検討した。

ここでは細骨材質量に対する砕石スラッジ質量の割合を「スラッジ置換率」として定義する。また対象とする配合はＲＣＤ用コンクリート，混和剤は AD1，AD2 の 2 種類とした。混和剤使用量の選定とワーカビリティー（ＲＣＤ用コンクリートではＶＣ値）改善の確認は次の手順 1)～ 3)に従い，混和剤を多く使用することの影響については強度試験により確認することとした。

1) スラッジ置換率毎に混和剤使用量を変化させて，練混ぜ直後のＶＣ値を測定。
2) ＲＣＤ用コンクリートの目標ＶＣ値を満足する混和剤使用量を選定。
3) 選定された混和剤使用量により練混ぜを行い，強度試験用供試体を作成するとともにＶＣ値の経時変化を測定。

(2) 使用材料

材料の砕石スラッジと骨材はダム建設現場から採取し，中庸熱ポルトランドセメント，フライアッシュは現場で使用しているものと同一品を使用した。砕石スラッジは含水率 30 %程度まで脱水されたケーキ状態のまま使用する。粒度は 1 μmから 100 μmの間に分布し，平均粒径は 9.1 μmでセメント（10.7 μm），フライアッシュ（12.5 μm）とほぼ同じあるが，比表面積は 9,050cm^2/g でありセメント（3,210cm^2/g）やフライアッシュ（2,950cm^2/g）と比べてかなり大きいこと，粒子形状が角ばっていることなどが特徴となっている。

混和剤 AD1 は基本配合に用いた混和剤と同じものでＮ社製のＡＥ減水剤（遅延形，主成分：リグニンスルホン酸化合物）である。標準使用量は単位結合材質量（C+F）に対して 0.2 ～ 0.5 %とされているが，0.25，0.50，1.00，1.50 %の 4 水準について実施した。混和剤 AD2 はＮ社製の超硬練りコンクリート用混和剤（主成分：変性リグニンスルホン酸カルシウムとアルキエーテルポリマーの複合物）である。標準使用量は(C+F)に対して 0.7 ～ 1.0 %とされているが，1.00，2.00，3.00，4.00 %の 4 水準について実施した。

(3) 練混ぜ方法

コンクリートの練混ぜは容量 100 リットルの強制 2 軸型ミキサを使用して，材料は粗骨材，細骨材，砕石スラッジ，セメント，フライアッシュをミキサに投入し 60 秒間空練りをした後，あらかじめ混和剤を溶解させた水を加え 120 秒間練混ぜた。ただし，手順 1)の練混ぜには容量 55 リットルのパン型ミキサを使用した。

(4) 試験方法

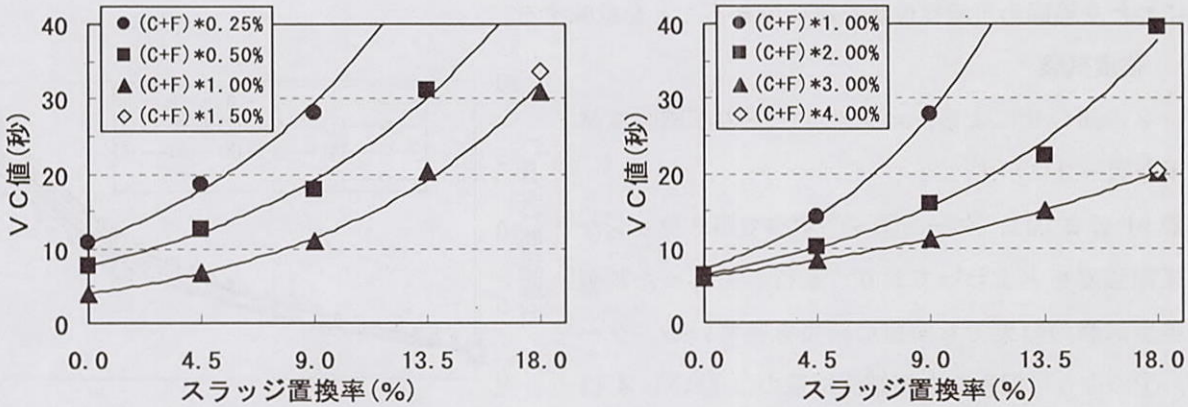
ＶＣ値は JSCE-F 507 に準拠して測定した。

圧縮強度試験，割裂引張強度試験は JIS A 1108，JIS A 1113 に準拠して行った。圧縮強度試験用供試体はφ 15×30cm，割裂引張強度試験用供試体はφ 15×20cm とし，その作製はＲＣＤ工法技術指針(案)付録-2 により振動ランマを使用し，モルタルが表面に浮き上がるまで締固めた。材齢は 1，7，28，91 日とした。

3.2 試験結果

(1) 練混ぜ直後のＶＣ値

砕石スラッジ置換率毎に混和剤とその使用量を変化させて，練混ぜ直後のＶＣ値を測定した結果を**図－１**(a) (b)に示す。図中の曲線は，測定値を指数関数で近似したものである。



(a) 混和剤 AD1 の場合　　(b) 混和剤 AD2 の場合

図－１　練混ぜ直後のＶＣ値

(2) 混和剤使用量選定

図－１より，混和剤 AD1，AD2 ともに使用量が一定のときには，スラッジ置換率が大きくなるに従いＶＣ値が大きくなるが，スラッジ置換率を一定とした場合には，混和剤使用量を増加させることによりＶＣ値を小さくすることが可能であることを示している。ただしスラッジ置換率 18.0 %の場合，混和剤 AD1 では使用量 1.50 %，AD2 では使用量 4.00 %まで増加させても，各々の使用量 1.00 %，3.00 %としたＶＣ値とほとんど変わらない結果となった。

ＶＣ値 15 秒程度を満足するスラッジ置換率と混和剤使用量の組合せは，ＶＣ値判定の際の試験誤差も加味して**表－２**に示す①～⑦の７ケースを選定した。

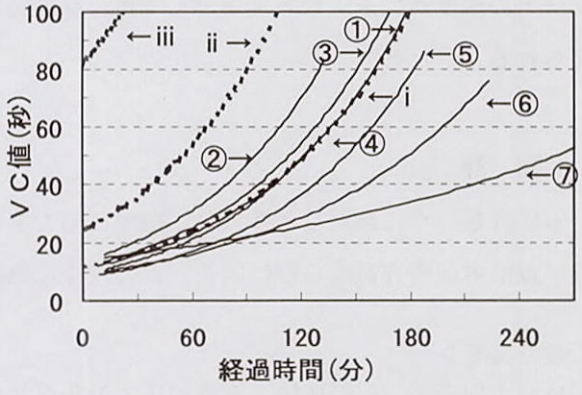
表－２　スラッジ置換率と混和剤使用量

ケース	スラッジ置換率(%)	混和剤	使用量(x) (C+F)*x(%)	備考
①	4.5	AD1	0.50	
②	9.0		0.75	
③	13.5		1.00	
④	4.5	AD2	1.00	
⑤	9.0		2.00	
⑥	13.5		3.00	
⑦	16.0		4.00	
i	0.0	AD1	0.25	参考文献 1)の結果
ii	9.0		0.25	
iii	18.0		0.25	

(3) ＶＣ値経時変化

スラッジ置換率に合わせて混和剤使用量を多くしたケース①～⑦，ならびに混和剤使用量を一定としたケースｉ～iiiのＶＣ値経時変化（いずれも測定値を指数関数で近似した曲線で表示。）を**図－２**に示す。

ケース①～⑦では，練混ぜ直後のＶＣ値は何れも 15 秒前後となっている。また混和剤 AD1 を用いたときの



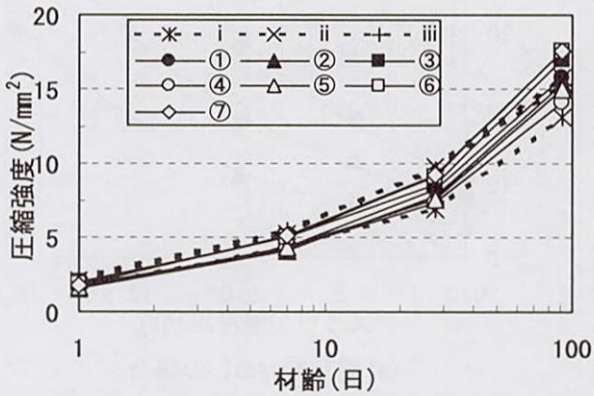
図－２　ＶＣ値経時変化

経時変化については，ケース①がケースｉ（スラッジなし）にほぼ近似した結果が得られ，ケース②と③の結果には差異が見られるものの，混和剤使用量を増加させることでスラッジなしの曲線に近づけることが可能であると考えられる。一方，混和剤 AD2 を用いたときの経時変化はスラッジなしと同程度，もしくはそれより緩い傾きを示し，ケース⑥，⑦ではＶＣ値の経時変化を大きく改善する効果がみられる。これは，長時間にわたり締固め可能な性状を維持できることを意味する。

(4) 強度試験

表－２の組合せによる，コンクリートの圧縮強度試験結果を**図－３**に示す。

材齢 91 日までは，ケース①～⑦すべてがスラッジなしの圧縮強度を上まわっており，並行して行った割裂引張強度試験の結果でも同様な結果を得ている。ケース⑥，⑦のように混和剤を標準使用量の 3 ないし 4 倍まで使用しても，混和剤の遅延効果による初期材齢での強度低下はみられず，むしろ大きくなる傾向を示している。



図－３ 圧縮強度

別途実施した，**表－１**の外部コンクリートを対象とする細孔径分布試験の結果では，スラッジ置換率０％よりも，スラッジを置換（置換率 4.5 ％，9.0 ％）したコンクリートの方が組織が緻密化していることを確認している。同様な傾向がＲＣＤ用コンクリートについても適用できると推測され，この組織の緻密化が強度増加の要因と考えられる。

4. まとめ

ＲＣＤコンクリートに砕石スラッジを用いるとき，単位水量を一定としても，スラッジ置換率に応じて混和剤使用量を調整することによりワーカビリティーの改善が可能である。スラッジ置換率 16 ％までの範囲であれば，混和剤 AD2 を 4.00 ％まで使用することにより，スラッジなしのときのワーカビリティー経時変化と比べ，同程度もしくは変化の割合を小さく抑えることができる。そして強度低下への影響はなく，スラッジなしのコンクリートよりも圧縮強度，割裂引張強度が大きくなることを確認した。スラッジ混入コンクリートの強度が大きくなる理由としては，微粒分混入によりコンクリート組織が緻密になっているからと考えられる。

5. 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，森濱主任研究員ならびに同チームの皆様に感謝の意を表します。

所 属 戸田建設㈱

＜参考文献＞

1） 土田克美，河野広隆，森濱和正：モルタル・コンクリートのワーカビリティーに及ぼす砕石スラッジの影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.23，No.1，pp.193-198，2001.7

コンクリートの塩分浸透に及ぼす塩水浸漬開始材齢の影響

(指導期間　平成13年4月～平成14年3月)

研究室名　構造物マネジメント技術チーム
氏　名　野　田　一　弘

1. まえがき

塩害地域では，台風や季節風などのため塩分環境が季節により大きく異なり，施工時期によっては，コンクリートの脱型直後から過酷な塩分環境下に曝される場合がある。コンクリートの脱型時期あるいはプレキャスト部材の搬入時期が，その後の塩分浸透性に影響を及ぼす可能性が考えられる。実環境下での暴露とやや条件は異なるが，海水への浸漬開始材齢を4から72時間まで変化させたモルタルの浸漬試験によると，開始材齢が塩分浸透性に及ぼす影響は認められなかった[1)]。しかし，気中での乾燥の影響は不明確であることなど，上記の影響は必ずしも十分に明らかであるとはいえず，これに関する検討が必要であると考えられる。

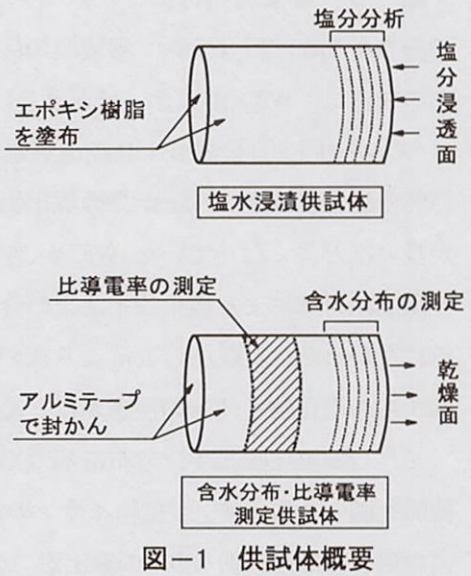
2. 研究目的

本研究は，水セメント比(以下W/C)を25～55%としたコンクリートを対象とし，室内での気中養生の後，浸漬開始材齢を3，7および28日と変化させた塩水浸漬試験を行い，塩水浸漬開始材齢がコンクリートの塩分浸透性に及ぼす影響を把握することを目的とした。

3. 研究方法

3.1 塩水浸漬試験

供試体はφ10cm×20cmの円柱体である。3日間の湿潤養生の後、塩化物イオンの浸透と気中養生時の乾燥を一方向，同一面とするため，打込み底面以外にエポキシ樹脂を塗布した。その後，気中養生し，所定の浸漬開始材齢に達した供試体から順次，NaCl 5%の塩水に浸漬した。浸漬開始材齢は，3，7および28日とした。塩水浸漬後3ヶ月目（91日目）において，浸透面から深さ方向に1cmごとの全塩化物イオン量をJCI－SC4に基づき測定した（図－1）。



図－1　供試体概要

3.2 含水分布の測定

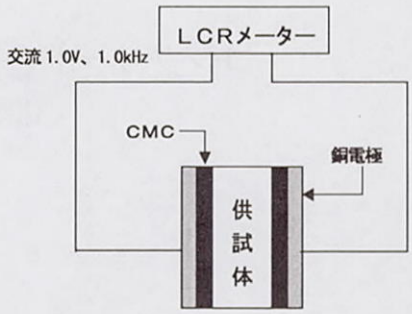
材齢7日，28日の浸漬開始時にコンクリートの含水分布を測定した。供試体はφ10×20cmの円柱体である。3日間の湿潤養生の後，あらかじめ乾燥面から深さ方向に約1cmごとに5cm程度まで切断し，元の形状に戻して乾燥面（打込み底面）以外をアルミテープで覆った（図－1）。所定の試験開始材齢に達した後，各スライスの質量Wiを測定した。その後、105℃で質量が一定値となるまで炉乾燥を行い，絶乾状態

にしたスライスの質量 Wd を測定した。含水率は，(1)式により算出した。また，浸漬開始直前の自然状態での測定の後，一度，炉乾燥により絶乾状態とし，その後，真空飽水処理により飽水状態としたときの含水分布も測定した。

$$含水率(\%) = (Wi - Wd) / Wd \times 100 \qquad (1)$$

3.3 比導電率の測定

浸漬開始時にコンクリートの比導電率も測定した。コンクリートの比導電率は，コンクリートの含水状態を示す指標であり，飽水状態での測定値は，コンクリートの緻密さを示す指標のひとつとなる[2)]。比導電率の測定に用いた供試体は，塩水浸漬供試体から切り出した約 5cm の幅の円柱体（表層から 10～15cm の範囲），および含水分布の測定に用いた約 1cm 幅のものである。比導電率の測定方法を図－２に示す。比導電率は，(2)式により算定し，気温 20℃相当の値に換算した。比導電率の測定は，自然状態および飽水状態について行った。測定の際の電圧は 1.0V，周波数は 1.0kHz とした。



CMC：カルボキシ・メチル・セルロースを 5% の塩水と混ぜたもの

図－２　比導電率の測定方法

$$\kappa = L / RA \qquad (2)$$

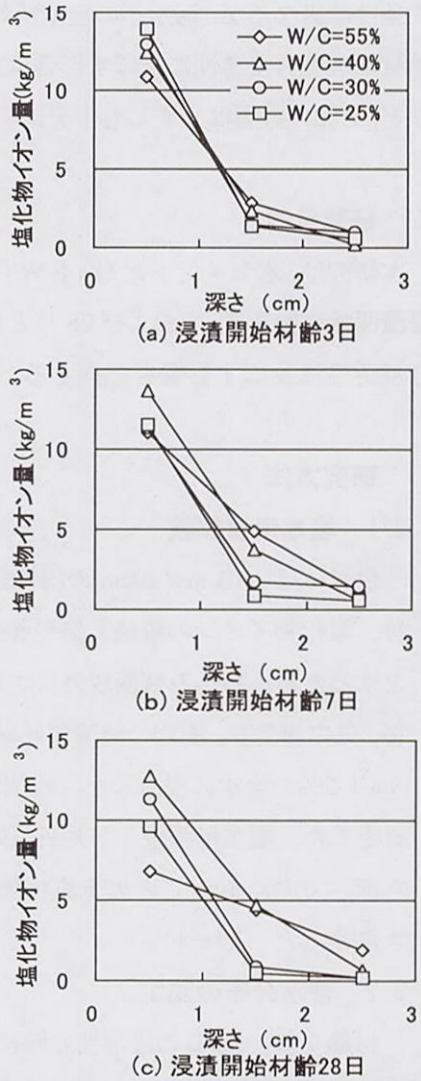
ここに，κ：比導電率　(1/(Ω・cm))，R：抵抗値　(Ω)

L：供試体の長さ　(cm)，A：供試体の断面積　(cm^2)

4. 研究結果

4.1 塩化物イオン浸透性状

図－３に浸漬開始材齢ごとのコンクリート中の塩化物イオンの分布を W/C ごとに示す。浸漬開始材齢による塩化物イオンの分布の相違は，W/C が大きいほど顕著に現れており，開始材齢 28 日の方が，同 3 日の場合より浸透が速かった。W/C が 40%および 55%の場合、深さ 1～2cm での塩化物イオン量は，浸漬開始材齢が長いほど多くなっていた。W/C が 25%および 30%の場合には，浸漬開始材齢による塩化物イオンの分布の違いは，ほとんど認められなかった。表層から 1cm より深い範囲は，浸漬 3 ヶ月では外部からの塩化物イオンの浸透がほとんどなかったと判断できる。



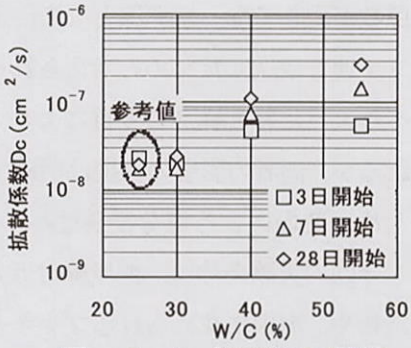
図－３　塩化物イオンの浸透分布
（3 ヶ月塩水浸漬試験結果）

これらの塩化物イオン分布に基づく拡散係数（Dc）と W/C の関係を図－４に示す。塩化物イオンの浸透深さが 1cm に満たない様な場合には，適切な Dc の算出ができないため，W/C が 25%の結果は参考値として示した。浸漬開始材齢によらず，W/C が大きいほど Dc も大きくなる傾向が認められた。また，浸漬開始材齢が 3 日～28 日の範囲において W/C 40%および 55%では，開始材

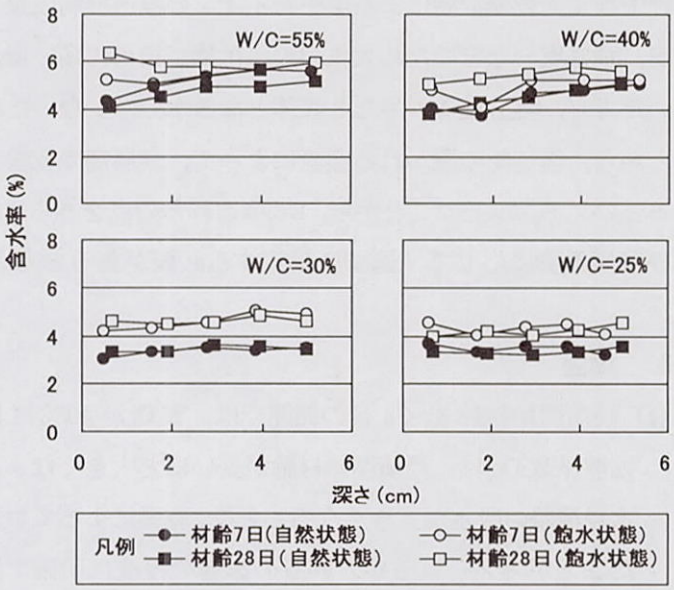
齢が長いほどDcは大きくなる傾向が認められた。W/Cが30%と低い場合には，浸漬開始材齢の影響がほとんど認められなかった。

4.2 含水分布

図－５に自然状態および飽水状態における供試体の表層部の含水分布を示す。W/Cが55%では，浸漬までの材齢が長い方が表面付近で含水率低下が大きく，より深い位置まで乾燥が進行していた。一方，W/Cが25～40%では開始材齢による差は，ほとんど認められなかった。なお，W/Cが25%および30%の結果では，飽水状態の方が自然状態よりも大きくなっているが，これは真空飽水処理により空隙部にまで水が浸透したためと推測され，含水分布の形状から乾燥の影響は，ほとんどなかったと考えられる。



図－４　DcとW/Cの関係
（3ヶ月塩水浸漬試験結果）

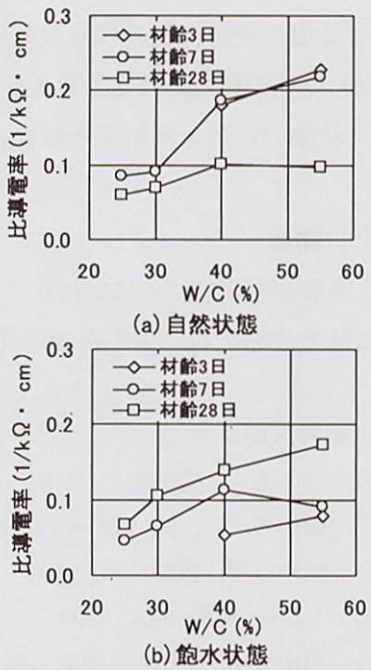


図－５　含水分布

4.3 比導電率

図－６に表層部の比導電率（深さ 0～2cmの平均）とW/Cの関係を材齢ごとに示す。自然状態では，材齢によらずW/Cが小さいほど比導電率も小さく，また，材齢が長いほど比導電率は小さくなる傾向にあった。これは，水和に伴う細孔構造の変化と，気中養生期間増加に伴う乾燥の影響と考えられる。

一方，浸漬開始直前の供試体表層部の緻密さを把握するため，真空飽水処理により飽水状態としたときの比導電率は，自然状態の結果と異なり，材齢が長いほど比導電率が大きい傾向が見られた。また，飽水状態での比導電率は，材齢28日の場合は自然状態よりも増加していたが，同3日，7日の場合には逆に自然状態よりも低下していた。図－５に示したように，真空飽水処理によって，供試体内部の含水率は確実に増加していた。それにもかかわらず，比導電率が減少していた供試体は，炉乾燥によるセメントゲルや鉱物の変質，細孔溶液の濃度変化などが原因と考えられる。しかし，気中養生期間が長く乾燥の度合いが大きいものでは，飽水後に比導電率が増加していたことから，炉乾燥による影響以外に乾燥が細孔構造に何らかの変質を生じさせていた可能性があると考えられる。



図－６　比導電率とW/Cの関係

5. 考察

W/Cが40%および55%の場合で，暴露開始材齢が長いほど拡散

係数が大きくなった原因として，まず表層部の乾燥により，塩水に浸漬した際の吸水量が多く，塩化物イオンが速く浸透したためと考えられる。これに加え，再吸水の時点で既に乾燥期間が長い場合には，4.3 で述べたように細孔構造の変質により，塩化物イオンの浸透を早める細孔構造が形成されていた可能性が考えられるが，両者の影響の程度は明確ではない。一方，W/C が 25～30%の場合，表層部においても乾燥しにくいため，乾燥による塩分浸透性への影響は比較的小さいといえる。

今回の実験条件は，海岸線付近の構造物で，季節や天候によっては直接波がかかるような環境における構造物や，海中に沈められるプレキャスト部材を模擬した環境である。この場合，W/C の低減による塩分浸透抵抗性向上は，細孔空隙を小さくすることによるコンクリートがもつ本来の塩化物イオンの拡散係数低減だけでなく，乾燥抑制による塩化物イオンの浸透抑制効果もあると考えられる。ただし，直接波がかからないが，飛来塩分などのため大気中の塩化物が相当に多い場合は，適切な養生の後，表層部がある程度乾燥していた方が，塩分浸透の主たる媒体となる水分が少ないために塩化物の浸透を抑制する場合もある [3]。このことから，構造物の置かれる環境によって，表層部の乾燥が塩分浸透を抑制する場合と逆に促進する場合があるといえる。以上のことから，Dc はこれらの点をさらに明確にした上で，対象とする構造物の塩分環境および湿潤環境に応じて，適切に設定する必要があると考えられる。

6. 結論

(1) 浸漬開始材齢 3～28 日の範囲では，W/C が 40%および 55%の場合，塩分浸透抵抗性を表す指標である拡散係数 Dc は，浸漬開始材齢が長いほど大きくなった。この原因として，乾燥の度合いが大きい程，塩水浸漬時の吸水が大きくなることや，乾燥によってコンクリート中の細孔構造に何らかの変質が生じていたことが考えられるが，両者の影響の程度は明確ではない。

(2) 今回の試験条件の下では，W/C が低いコンクリートでは，組織の緻密化に加え，乾燥しにくいことによる塩分浸透抑制の効果もあると考えられる。

(3) 既往の結果と併せて考えると，コンクリート構造物の置かれる環境によって，コンクリートの乾燥が塩化物の浸透を抑制する場合と促進する場合があることがわかった。

7. 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構造物マネジメント技術チームの河野広隆主席研究員，田中良樹研究員ならびに同チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所　属　　八千代エンジニヤリング㈱

＜参考文献＞

1) 笠井芳夫，柴田修身：早期に海水に接するモルタル・コンクリートの塩分浸透性状に関する実験，セメント技術年報，51，pp. 274－277，1971

2) 田中良樹，河野広隆，丁海文，鹿島孝之：硬化コンクリートの比抵抗と含水率の関係，土木学会年講概要集，V，pp. 535－533，2000

3) 田中良樹，藤田学，河野広隆，渡辺博志：高強度コンクリートの塩分浸透抵抗性，コンクリート工学年次論文集，23－2，pp. 517－522，2001

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評価について

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　構造物マネジメント技術チーム
氏　　名　渡　辺　　豊

1.　まえがき

コンクリート構造物の塩害耐久性を照査するためには，コンクリート中への塩化物イオンの浸透を予測する必要がある。この予測に当たっては，コンクリートの塩化物イオン拡散係数を把握しなければならない。しかし，塩化物イオン拡散係数を通常の塩水浸漬試験で求めると，長時間の試験期間を要し，この短縮が課題となっている。

この解決策の一つとして電気的泳動を用いた急速塩分浸透性試験（以下RCPT）が，ASTM C 1202やAASHTO T 277で規定されている。これは通過電流量により塩化物イオン浸透性を定性的に評価するものである。ところが，通過電流量には塩化物イオン以外のイオンの移動も反映されることから，塩化物イオンのみの浸透性を評価したものではなく，塩化物イオン拡散係数を定量的に評価することは難しいと考える。以上については，これまでの研究[1)]より既に明らかにされている。

一方，塩化物イオン拡散係数を直接求めるためには，同様の促進試験において定常状態における塩化物イオンのフラックスを測定する方法も試みられている。しかし，この方法では塩化物イオンのフラックスを求めるために陽極側の溶液中の塩化物イオン量の経時的変化を化学分析により把握する必要があることや，試験に要する日数も長くなるなどから試験方法のさらなる簡素化が望まれている。

2.　研究目的

RCPTにおいて所定の時間通電した供試体を割裂し，割裂面に硝酸銀溶液を噴霧して供試体の塩化物イオン浸透深さを測定し，この測定値から塩化物イオン拡散係数を求める方法を試みた。この方法では，塩化物イオンの化学分析が不要なため試験方法が簡易になると共に，着目している塩化物イオンの移動を直接捉えられる長所を有している。本研究では，このような簡易な促進試験方法で妥当な塩化物イオン拡散係数が得られるかどうか検証することを目的とした。

3.　実験概要

3.1　供試体の製作

コンクリートの配合は表－1に示す通り単位水量を一定に保ち，水セメント比を25％から55％に変化させた。使用したセメントは早強ポルトランドセメントとしたが，一部の供試体は高炉スラグ微粉末（ブ

表－１　コンクリートの配合

記号	水セメント比 (%)	高炉スラグ微粉末置換率(%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m³)				
				水 W	セメント C	高炉スラグ微粉末ＢＦ	細骨材 S	粗骨材 G
H25	25	－	45	160	640	－	694	865
H30	30	－	45	160	533	－	734	915
H40	40	－	45	160	400	－	784	977
H55	55	－	45	160	291	－	825	1028
BF50	40	50	45	160	200	200	777	968
BF70	40	70	45	160	120	280	775	965

表－２　フレッシュコンクリートの性状及び硬化コンクリート（材齢28日）の強度試験結果

記号	スランプ (cm)	スランプフロー(cm)	空気量 (%)	圧縮強度 (N/mm²)	弾性係数 (kN/mm²)
H25	22	39/35	1.4	91.5	41.1
H30	21	40/36	3.7	82.1	40.9
H40	11	－	3.8	65.6	39.2
H55	5	－	2.9	44.8	35.2
BF50	14	－	2.4	71.5	39.5
BF70	11	－	2.0	63.8	39.2

レーン値 6000cm²/g) を混和材として用いた。高炉スラグ微粉末の置換率は 50 %と 70 %の２水準とした。コンクリートの基本性状を表－２に示す。塩水浸漬試験用供試体は，φ 10cm×10cm で打設を行い，RCPT 供試体用は，φ 10cm×6cm で打設して試験時に打設面から 1cm を除去してφ 10cm×5cm とした。

3.2　試験方法

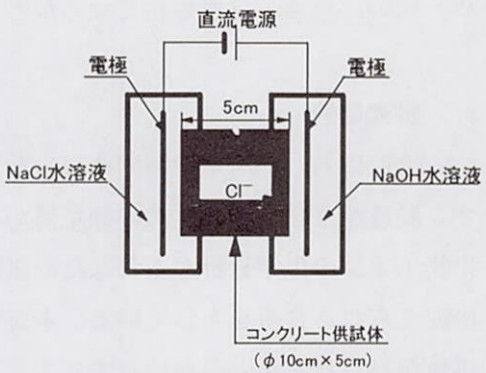
3.2.1　塩水浸漬試験

供試体は，２８日間水中養生の後，塩水中に浸漬した。塩水の浸漬を１方向からとするために打設面及び側面をエポキシ樹脂でコーティングした。浸漬１３週後に浸漬面から 1cm 毎にスライスして全塩化物量を JCI-SC4 に基づいて測定した。

3.2.2　急速塩分浸透性試験

打設後８週間及び１７週間 20 ℃の水中で養生した後，厚さ 5cm の円盤状に切断し，ASTM 及び AASHTO に準じて真空飽水処理を行った。実験装置の概略を図－１に示す。陰極側を NaCl 溶液とし陽極側は 0.3N-NaOH 溶液とした。

なお，通電時間については，6，15，30 時間の３水準で行い，通電後にコンクリート供試体を割裂して割裂面に硝酸銀溶液を噴霧し，塩化物イオン浸透深さを測定した。



図－１　急速塩分浸透性試験の概略

4.　実験結果と考察

4.1　通電による塩化物イオンの浸透

電位勾配の存在下での塩化物イオンの移動が Nernst-Einstein の式に従うと仮定し，電気泳動項が卓越していると考え移流項及び拡散項を無視すると，イオンの電気泳動が卓越する場合ではある濃度の場所は，

時間と共に速さｋで移動することを意味している。

$$k=\mathrm{Dc}\frac{z\mathrm{F}}{\mathrm{RT}}\frac{\partial \phi}{\partial x} \qquad \cdots\cdots (1)$$

ここで，Dc：拡散係数，φ：電位，ｚ：価数，F：ファラデー定数，R：気体常数，T：絶対温度

式(1)を元にDcを評価する場合，通電による塩化物イオンの浸透速度が一定であることが前提となる。すなわち，硝酸銀溶液を噴霧して測定される塩化物イオン浸透深さは，通電時間と比例していなければならない。

図－２は１７週材齢における通電時間と塩化物イオン浸透深さの関係を示したものである。図からわかる通り通電時間と塩化物イオンの浸透深さの間には線形性が認められるものの原点を通る直線とはなっておらず，配合条件によって切片の値が異なる結果となった。原点を通る直線とならなかった理由は，明確には出来なかった。

ここでは，塩化物イオン浸透深さの移動速度については切片の値を無視し，異なる３つの通電時間で測定した塩化物イオン浸透深さと通電時間の関係を線形回帰した。その結果得られた回帰直線の傾きを塩化物イオン浸透の移動速度ｋとし(1)式に代入して，Dc の算定に用いることとした。

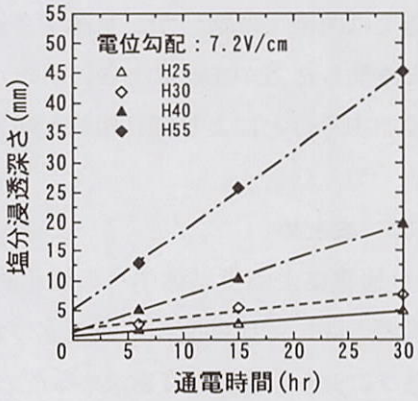


図-２　RCPTで得られた通電時の塩分浸透深さの関係

4.2　Dcへ及ぼすW/C及び高炉スラグ微粉末の影響について

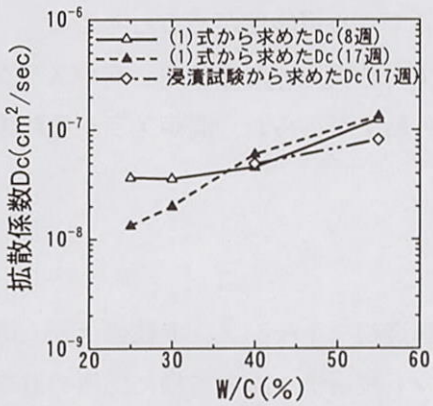


図-３　本手法で求めたDc(17週)と浸漬試験(17週)で求めたDcとの比較

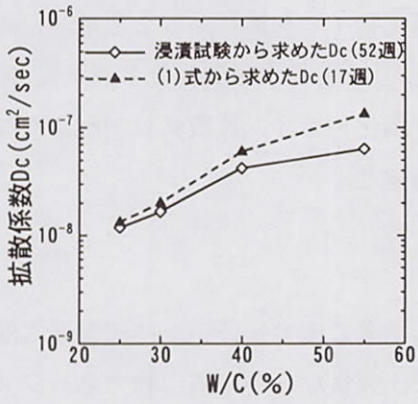


図-４　本手法で求めたDc(17週)と浸漬試験(52週)で求めたDcとの比較

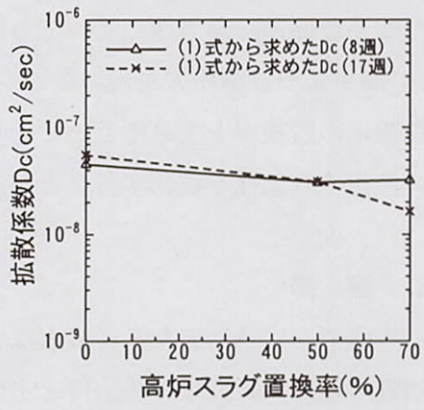


図-５　高炉スラグ置換率と(1)式で求めたDcとの関係

図－３に早強セメントを用いた供試体について，材齢８週及び１７週での Dc を求めた結果を示す。図－３に示す通り W/C の低下に伴って，得られる Dc の値は小さくなっていて，定性的には W/C の影響を正しく表現していると考えられる。W/C が 40 %及び 55 %の場合，水中養生期間の増加による Dc の低下はほとんどなかったが，W/C が 30 %，25 %の場合は Dc の値が１７週の方が低下していた。これは養生期間中に水和が進行したことが原因の一つと思われる。

また，図－３には１７週材齢における塩水浸漬試験結果から Fick の拡散式より求めた Dc も載せた。今

回の塩水浸漬試験では浸漬時間が短く低水セメント比の供試体では塩分浸透が少なかった。このため W/C が 40 %と 55 %でしか Dc が得られなかったが，この範囲では比較的両者の値は一致している。なお，参考までに同一の W/C 及び単位水量で，使用した骨材の産地のみ異なるコンクリートで 52 週間塩水浸漬試験を行って得られた Dc [3] を図－4 に示す。両者の間では使用骨材が違うと共に Dc を求めた材齢が異なっているので，厳密には同一の条件ではない。しかし，W/C の低下に伴う Dc の減少程度は比較的良く一致している。W/C が 40 %以下の低水セメント比の領域でも適切な Dc が得られる可能性があると考えられる。

図－5 では高炉スラグ微粉末の置換率を変えたときの Dc を表したものである。結果を見ると，材齢 8 週では明確ではないが，材齢１７週では早強ポルトランドセメントのみの配合に対して高炉スラグ微粉末を置換した方が Dc は小さい値を示している。これは既研究 [3] より明らかなように，高炉スラグ微粉末を添加することにより細孔組織が緻密化し，塩化物イオンの浸透性を小さくするためであると考えられる。

5. まとめ

(1) 通電による供試体中への塩化物イオンの浸透深さと通電時間の間には直線関係が見られた。ただし，両者の間には比例関係が成り立つわけではなく，切片の値は 0 とはならない。従って，塩化物イオンの浸透フロントの移動速度を求めるためには，通電時間を変えた少なくとも 2 点での測定値を用いる必要がある。

(2) W/C を変化させたコンクリート供試体を用いて今回の促進方法で求められる塩化物イオン拡散係数と塩水中の浸漬試験によって求めた塩化物イオン拡散係数は比較的近い値を示した。これより，今回実施した簡易な促進試験方法によっても塩化物イオン拡散係数を定量的に評価できる可能性があると考える。

(3) 高炉スラグ微粉末を用いたコンクリートを水中養生１７週後に RCPT を実施したところ，高炉スラグ微粉末の置換率を上げることにより塩化物イオン拡散係数が小さくなる結果が得られ，高炉スラグ微粉末の使用の有効性を確認することが出来た。

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技術推進本部構造物マネー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ならびに構造物マネージメント技術チームの皆様に感謝の意を表します。

所　属　　日本ヒューム㈱

＜参考文献＞

1) 杉山隆文ほか：コンクリート中の電気伝導現象における塩化物イオンの役割，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.2，pp.511-516，2001

2) 国土交通省土木研究所，(社) プレストレスト・コンクリート建設業協会：現場打ち高強度コンクリート部材の設計施工法に関する共同研究報告書，第 266 号，2001.3

3) 久田　真ほか：通電によるモルタル中のイオンの移動に及ぼす諸要因の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.1，pp.907-912，1995

金属被覆による耐食性向上に関する試験調査

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　新材料チーム
氏　　名　高　橋　定　明

1．まえがき

鋼橋の防食方法には塗装、金属の溶融めっき及び金属溶射などがある。塗装は、環境に応じた塗装系や施工しやすさなどから最も広く適用されている。しかし、部材端部や添接部ボルト周囲などの規定の膜厚が確保しにくい部材は、厳しい腐食環境で比較的短期間に劣化することがある。

近年、海洋鋼構造物の耐久性を向上させることを目的として、ステンレス、チタン箔などの高耐食性金属被膜や亜鉛箔などの犠牲防食金属被膜及びふっ素樹脂系高分子複層フィルムが開発されている。これらの金属箔や高分子複層フィルムを鋼橋塗装の弱点となりやすい部材端部や添接部ボルト周囲などに適用すれば、鋼橋の耐久性向上を図ることが可能である。

2．研究の目的

金属箔や高分子複層フィルムを用いた防食被膜の耐久性の現地調査方法及び耐食性を検証する。

3．研究方法

3．1　接着方法

鋼橋の添接部ボルト周囲などは複雑な構造をしているため耐食金属箔などを接着させる接着剤の選定を行った。

一般にエポキシ樹脂系接着剤が良く使われている。エポキシ樹脂系接着剤は、鋼材との付着力に優れている。しかし、化学反応型液状接着剤であるため施工時間に制限を受ける。また、硬化過程において気温（低温）や湿度（水分）などの影響を受けると硬化不良や付着不良を起こす恐れがある。そのため短期間に施工ができ、安定した付着力あり、気象条件にも左右されにくい両面粘着テープを用いた。粘着テープの特徴を表1に示す。また、粘着テープに用いられる粘着剤には、耐熱性や付着低下が少ないアクリル系粘着剤、柔軟性に優れている合成ゴム系粘着剤や導電性粘着剤などがある。

表1　粘着テープの特徴

長　　所	短　　所
1）接着作業が簡単で熟練がいらず、仕上がりにバラツキがな 2）乾燥時間が不要のため作業時間が短い。 3）毒性・引火性の心配がない。 4）はがすとき比較的簡単である。 5）接着作業が大幅に自動化できる。 6）初期接着力が大きい 7）被着体の種類を比較的に選ばない。	1）接着強さが比較的小さい。 2）特にクリープ強さが小さい。 3）接着の感温性が大きい。

3．2　防食仕様

防食仕様は、次の無処理及び３種類の組み合わせを行った。

1）下地処理のみを行った無処理試験体。

2）高耐食性（鉄に対して電位的に貴な金属）を有すステンレス、チタン箔とアクリル系両面粘着テープ。

3）犠牲防食性（鉄に対して電位的に卑な金属）を有す亜鉛箔と導電性両面粘着テープ。

4）ふっ素樹脂系高分子複層フィルムと合成ゴム系両面粘着テープ。

ただし、亜鉛箔は亜鉛の消耗を防止するため塗装（タールエポキシ樹脂塗料、塩化ゴム系塗料）又はフッ化ビニルフィルムの保護膜を付けた。また、金属の膜厚や粘着テープの柔軟性や耐久性を向上させる基材（支持体）の有無が耐食性に影響を及ぼすかをステンレス箔で行った。

3．3　暴露試験の条件

暴露試験の条件は、次の通りである。

（1）暴露地

親不知及びつくばの２箇所で行った。

（2）試験体の寸法

寸法が縦 600mm、横 300mm、厚さ 6mm の平板鋼板及び図１に示す形状のH形鋼を用いた。

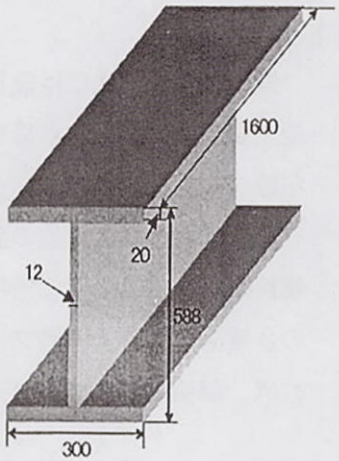


図１　H形鋼の形状

（3）試験体の下地処理方法

平板鋼板やつくばのH形鋼には、ブラスト処理を行った。腐食環境の厳しい親不知のH形鋼には、ブラスト処理及びブラスト処理＋無機ジンクリッチペイント塗装を行った。

（4）防食仕様

平板鋼板とH形鋼に施工した防食仕様表２及び表３に示す。

（5）暴露試験前の処理

物理的なダメージを想定して平板鋼板の片面の下方に長さ 80mmのクロスカットを鋼素地に達するまでを入れた。

（6）暴露試験方法

平板鋼板及びH形鋼の暴露傾斜は、４５°及び０°（水平）で行った。

表２　防食仕様（平板）

仕様No.	防食被膜			
	防食仕様	膜厚（μm）	両面粘着テープ	
			基材（支持体）	粘着剤
1	ステンレス箔	70	なし	アクリル系
2	ステンレス箔	70	ブチルゴム系	アクリル系
3	ステンレス箔	100	なし	アクリル系
4	ステンレス箔	100	ブチルゴム系	アクリル系
5	亜鉛箔＋ｴﾎﾟｷｼ（120g/m2）＋ﾀｰﾙｴﾎﾟｷｼ（200μm）	100	なし	導電性
6	チタン箔　A	100	アクリルゴム系	アクリル系
7	チタン箔（補修用）	100	アクリルゴム系	アクリル系
8	チタン箔（補修用）	100	ブチルゴム系	アクリル系
9	亜鉛箔+フッ化ビニルフィルム（補修用）	80	なし	導電性
10	チタン箔　B	100	アクリルゴム系	アクリル系
11	亜鉛箔	100	なし	導電性
12	亜鉛箔＋塩化ゴム系塗料	100	なし	導電性
13	ふっ素樹脂系高分子　A	370	なし	合成ゴム系
14	ふっ素樹脂系高分子　B	370	なし	合成ゴム系
15	無処理	なし	なし	なし

表３　防食仕様（H形鋼）

仕様No.	防食被膜			
	防食仕様	膜厚（μm）	両面粘着テープ	
			基材（支持体）	粘着剤
A	ふっ素樹脂系高分子　B	370	なし	合成ゴム系
B	チタン箔　A	100	アクリルゴム系	アクリルゴム系
C	チタン箔　A	100	ブチルゴム系	アクリルゴム系
D	ステンレス箔	70	なし	アクリルゴム系
E	ステンレス箔	100	なし	アクリルゴム系
F	亜鉛箔＋ｴﾎﾟｷｼ（120g/m2）＋ﾀｰﾙｴﾎﾟｷｼ（200μm）	100	なし	導電性
G	無処理	なし	なし	なし
H	チタン箔（補修用）	100	アクリルゴム系	アクリルゴム系
I	チタン箔（補修用）	100	ブチルゴム系	アクリルゴム系
J	亜鉛箔+フッ化ビニルフィルム（補修用）	80	なし	導電性

3．4　調査方法

3．4．1　外観調査

防食テープのわれ、はがれ、浮きなどの変状を調査し、写真記録した。

3．4．2　付着性試験

防食被膜と鋼素地との破断箇所が明確に判断できる碁盤目試験と垂直の最大引張力荷重が求められる付着性又は付着強さ試験を行った。それぞれの試験方法は次の通りである。

（1）碁盤目試験（JIS K 5600-5-6(JIS K 5400 8.5.2)）

鋼素地に達する碁盤目状（5mm×5目）切り傷を付ける。この上に粘着テープを貼り、強制的にはがした。次に防食被膜の付着状態を目視観察する。

（2）付着性（JIS K 5600-5-7）又は付着強さ（JIS K 5400 8.7）

無溶剤形エポキシ樹脂系接着剤を用いて引張用冶具又はスペーシメンを接着させる。十分に硬化後、その周囲に電動カッターを用いて鋼素地までの切込みを入れる。その後、試験器を取り付け、垂直に引張り最大引張力荷重を求める。

それぞれの試験体の面積を考慮して試験器には、平板鋼板とH形鋼にアドヒージョンテスター（引張用スペーシメン：約2cm²の円）（付着強さ試験）及び建研式接着力試験機（引張用冶具：40×40mm）（付着性試験）を用いた。

4．調査結果

屋外暴露試験8年経過した防食被膜調査結果は、以下の通りである。

4．1　外観調査

全ての無処理試験体は、両地域に関らず全面に赤錆が生じていた。

ステンレス、チタン箔の平板鋼板は、両地域ともカット部周辺や端部などに浮きやはがれが生じていた。特に親不知のステンレス箔の基材（支持体）なしはほぼ全面に浮きが生じていた。親不知のH形鋼は、端部に若干浮き生じていた。つくばでは概ね良好であった。

亜鉛箔仕様の平板鋼板は、両地域ともほぼ全面白錆が生じていた。H形鋼は、端部に若干浮き生じていた。

高分子複層フィルムの平板鋼板は、両地域ともカット部周辺や端部の浮きやはがれ及び表層の膜の剥離が生じていた。親不知のH形鋼は、端部に若干浮き生じていた。つくばでは良好であった。

4．2　付着性試験

碁盤目試験では、亜鉛箔仕様が暴露地に関わらず亜鉛箔と両面粘着テープの層間剥離又は白錆の凝集破壊であった。その他仕様については良好であった。

付着性又は付着強さ試験の暴露地と初期値平均の関係を図2～3に示す。初期は付着力にバラツキがあったが、暴露後は概ね1MPa前後になった。親不知の仕様7は、外観上良好であるが鋼素地にさびが発生しているためほとんど付着力がなかった。

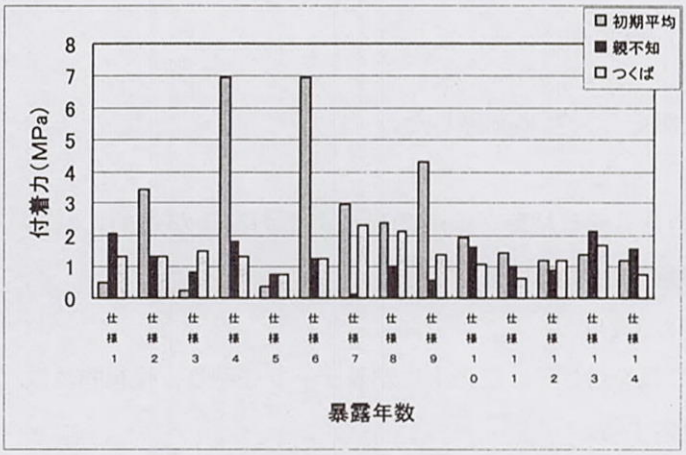


図２　初期値と暴露地との関係（平板試験体）

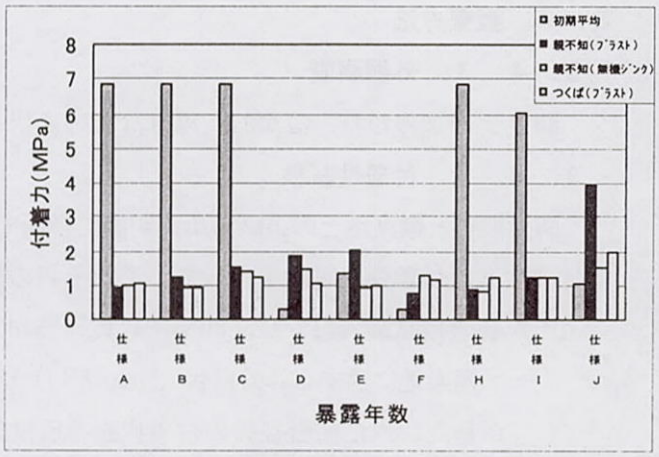


図３　初期値と暴露地との関係（H形鋼試験体）

５．まとめ

外観上、亜鉛箔や高分子複層フィルムよりも比較的にチタンやステンレス箔などの高耐食性金属が良好であった。また、ステンレス箔に傷を入れた場合、金属の膜厚差のよる耐食性の違いは認められなかった。しかし、基材（支持体）の有無と暴露環境によっては大きな違いがあった。厳しい環境下では、基材がないとほぼ全面に浮きなどが生じたのに対し、基材があるとカット部周辺や端部であった。一般環境下ではこれらの差が認められず、厳しい環境下の基材があるのとほぼ同等であった。

これら両面粘着テープと組み合わせた防食被膜では傷が生じた場合、浮きなどの欠陥が発生しやすいことや端部などの張り合わせ部分がはがれやすいことが明らかになった。

今後、これらの防食被膜を鋼橋の部材端部や添接部などに活用するには、張り合わせや傷の補修技術の向上が必要である。

また、防食被膜の調査には外観調査が最も重要である。しかし、外観上良好であっても付着力が低下している場合があるため、付着性試験や碁盤目試験を行い、総合的に付着性を確認することは必要であると考えられる。

６．謝辞

本研究を行うにあたり、多大なる指導、ご協力を頂いた新材料チームの明嵐上席研究員、守屋主任研究員ならびに新材料チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属　中国塗料（株）

＜参考文献＞

１）鋼橋塗装便覧　平成２年６月，社団法人　日本道路協会
２）防食技術便覧　昭和５６年１１月，社団法人　腐食防食協会
３）接着ハンドブック　昭和５５年１１月，日本接着協会
４）接着便覧　昭和５３年２月，株式会社　高分子刊行会
５）防錆・防食技術総覧，平成１２年５月，防錆・防食技術総覧編集委員会

舗装の機能的破損に関する試験調査

～カーボンブラック添加によるアスファルトの劣化防止に関する検討～

（指導期間　平成13年12月～平成14年3月）

研究室名　新材料チーム
氏　　名　山口勝之

1．まえがき

舗装の耐久性向上を目的とした各種改質バインダーの開発競争が熾烈な中、平成12年度までの調査でストレートアスファルト（以下StAsと略称）にカーボンブラック（以下CBと略称）を添加する事により劣化挙動に特異性[1)]が認められたとの事から、今年度よりCBメーカーが参入し、粒子径、ストラクチャー及び表面性状の異なる各種CBを用いて詳細検討を継続する事になった。

2．研究目的

舗装の耐久性向上に繋がるStAs性状改善（耐轍掘れ、耐低温ひび割れ、供用中の劣化抑制等）を目的に、各種CB添加の影響確認及びその原因究明を試みた。

3．研究方法

試験手順はFig.1の通り、StAsにCBを0～20pha（外割wt%）添加混合後、室内促進劣化試験として、まず薄膜加熱試験（以下、TFOと略称）、更に加圧劣化試験（以下、PAVと略称）を順次行い、各段階における性状評価試験を実施した。

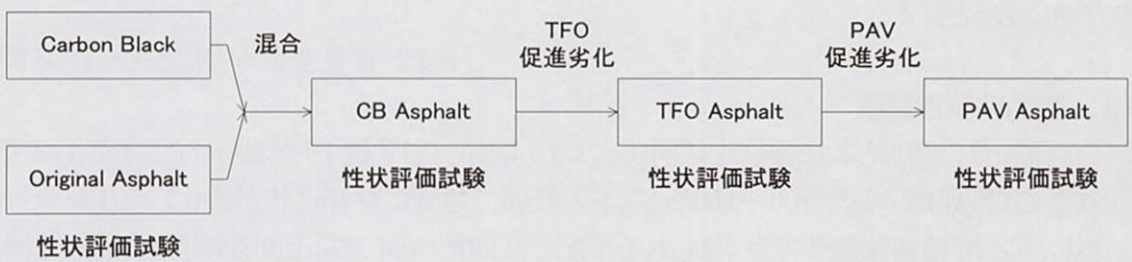


Fig.1　試験手順

3－1．CB添加試料の作製

3－1－1．調査対象

1）StAs 3種　StAs-1（針入度60/80），StAs-2（同80/100），StAs-3（同60/80，PDA入り）

2）CB　東海カーボン㈱製　#7350F（N_2SA=80m^2/g、DBP吸収量=100cm^3/g）

3－1－2．混合操作

㈱ダルトン製万能混合撹拌機（2XDMV-Qr）を用い、150℃24hr 乾燥処理したCBと100℃に予熱したStAsを同時投入後、計45min（内、15min 真空脱気）の混練りを行い、均一分散した。

3－2．促進劣化試験

1) 薄膜加熱試験（TFO：Thin Film Oven） …JIS-K2007 準拠
I.D.140mm φ 専用皿に 50±0.5g 秤量、空気中で 163℃×5hr 処理

2) 加圧劣化試験（PAV：Pressure Aging Vessel） …SHRP[2] -B005
TFO 試料を 2.05±0.1MPa（300psi）空気中で 100℃×20hr 処理

3－3．性状評価試験

1) 動的粘弾性試験 DSR（Dynamic Shear Rheometer） …SHRP-B002
測定条件：50～70（0～40）℃、25（8）mm φ Parallel Plate×1（2）mmGap

2) 組成分析試験 [3] 薄層クロマト分離と水素炎イオン化検出器を組み合わせた分析装置 TLC/FID（Thin Layer Chromatography / Flame Ionization Detector）を使用した。

4．研究結果

4－1．重量変化率

CB 添加量と、未劣化から PAV 劣化間の重量変化率の関係を Fig.2 に示した。予め乾燥処理により CB 吸着水分の影響を排除したにも拘わらず、重量変化が抑えられる現象が見られた。予備実験的に実施した試料膜厚を薄くした試料で、より重量増加率が大きかった結果と考え合わせると、CB 添加は劣化抑制の方向にあると言える。

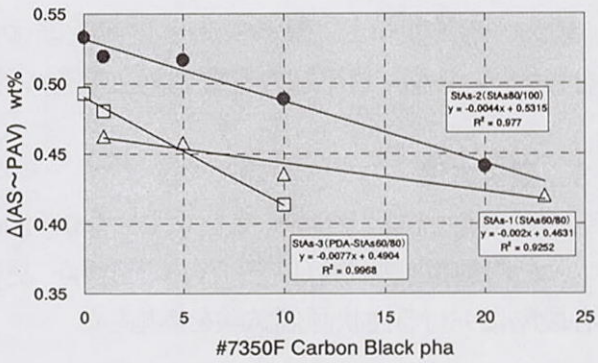


Fig.2 重量変化率（未劣化～PAV 間）

4－2．動的粘弾性試験

1) CB 添加量の増加と共に弾性化傾向（G*/sin δ 増加、tan δ 低下）が見られた。また①式で表されるCB 間距離 δ aa[4]=100～150nm 以下の範囲で急激に粘弾性状が変化した（Fig.3～6）。但し、CB 容積補強論 [5] で良く知られる下記② Guth-Gold 式を上回る弾性化挙動は、同式で考慮されていない、CB による低分子量成分の吸着作用の影響を示唆するものと言える。

$$\delta aa = f \cdot Dst\left[\frac{0.86}{(\varphi\cdot\beta)^{1/3}} - 1\right] \quad f = \exp\left[\frac{\Delta D_{50}}{2Dst}\right]^2 \quad \beta = \frac{1 + 0.0181\,(24M4DBP)}{1.59} \quad \cdots ①$$

$$G^* = G^*_0\,(1 + 2.5\varphi + 14.5\varphi^2) \quad \cdots ② \qquad \varphi : \text{Volume fraction}$$

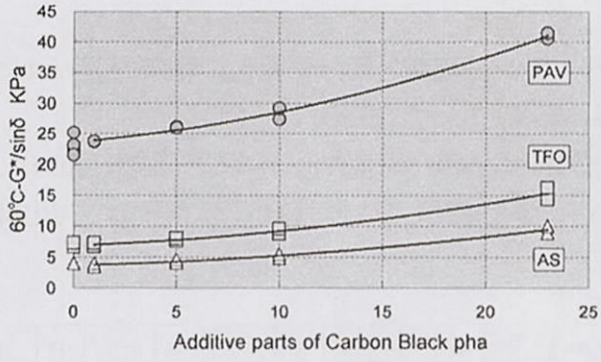


Fig.3 CB pha vs. G*/sin δ (StAs-1)

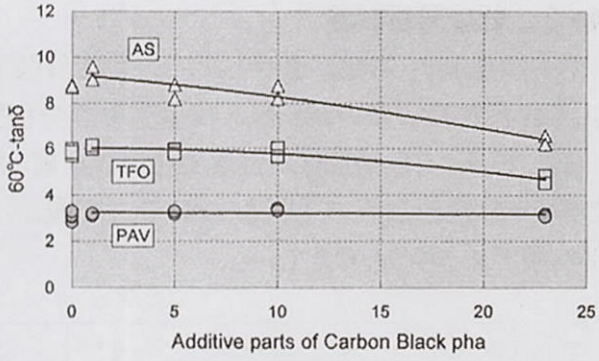


Fig.4 CB pha vs. tan δ (StAs-1)

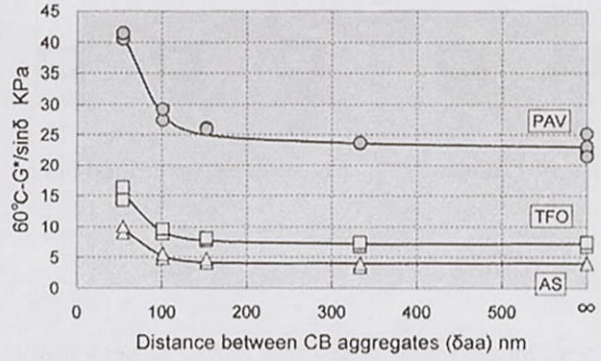


Fig.5 δ aa vs. G*/sin δ (StAs-1)

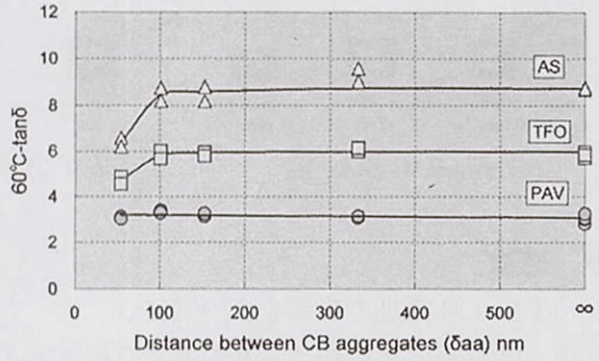


Fig.6 δ aa vs. tan δ (StAs-1)

2) 一方、粘性／弾性比を表す tan δ は、粘度を指標とした過去の調査報告[6]と同様の傾向を示した。特に 50℃以上の温度域、未劣化試料において温度依存性低減傾向が顕著に認められた(Fig.7)。

但し、劣化の進行に伴い CB 未添加 StAs の値に収斂(Fig.8)し、昨年度見られた、劣化後の tan δ が CB 未添加 StAs より有意に大きいといった現象は再現できなかった。

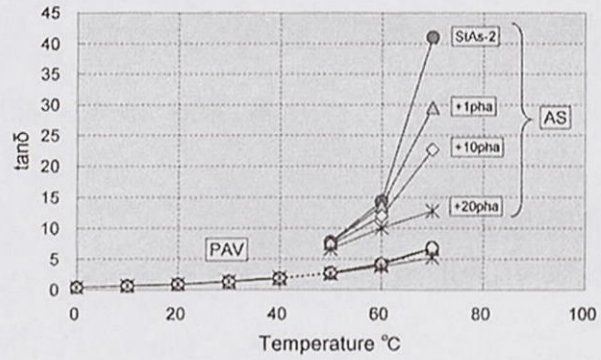


Fig.7 Temp. vs. tan δ (StAs-2)

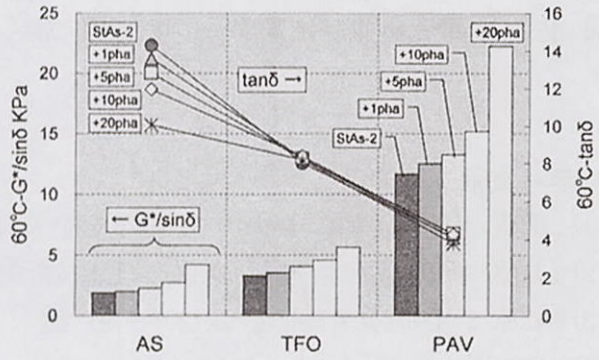


Fig.8 G*/sin δ and tan δ (StAs-2)

4－3．組成分析試験

従来知見通り、劣化の進行と共に芳香族分低下、レジン分増加と高分子量化の現象が見られたが、CB 添加量の多い試料ほど残留芳香族分も多い結果となった(Fig.9-1)～3))。

また 10pha-CB 添加後に促進劣化試験を施した試料は、StAs 促進劣化後に CB 添加(10pha)したダミー試料と比較しても、明らかに組成変動が小さい事を確認しており、CB には何らかの劣化抑制作用があるものと考えている。

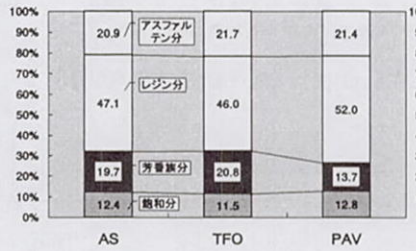


Fig.9-1) StAs-1

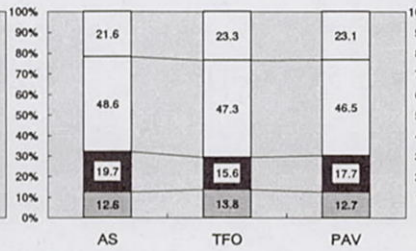


Fig.9-2) StAs-1+CB1pha

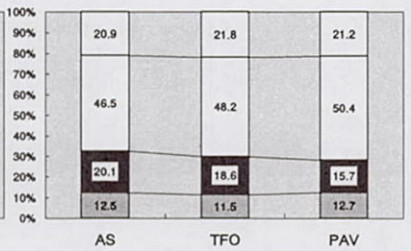


Fig.9-3) StAs-1+CB10pha

5．結論

以上、CB 添加の影響をまとめると、

① 重量変化率や組成分析結果からは某かの劣化抑制の兆候が窺えるものの、粘弾性状的には、少なくとも SHRP 促進劣化試料において、弾性化以外に差異は検出されなかった。

② 但し、弾性化(G*/sin δ 増加)と特に高温域における tan δ の温度依存性低減傾向は、母材アスファルトの低温性状を損なう事無く、舗装施工初期の轍掘れ対策に有効と考えられる。

③ 継続して、来年度は紫外線劣化に関わる調査を予定している。

6．謝辞

本研究を実施するに当たり、多大なる御指導、御助言を頂きました新材料チームの明嵐上席研究員、佐々木研究員並びに同チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属　東海カーボン(株)

＜参考文献＞

1) 明嵐, 佐々木, 寺田, 焼山 ： 第 31 回石油・石油化学討論会 F07(2001)

2) 片脇, 新田, 佐々木, 中村, 久保 ： 土木技術資料, 35-9(1993) 他

3) 松原 ： *ASPHALT*, vol.22, No.120(1979) 他

4) N.Tokita et al ： *Kautsch. Gummi Kunstst.*, 47, 416 (1994)

5) カーボンブラック便覧＜第三版＞ (カーボンブラック協会)

6) B.A.Vallerga et al ： *ASTM Special Technical Publication*, No.724(1980)

以上

下水汚泥保有エネルギーの高度利用に関する調査

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　リサイクルチーム
氏　　名　越　智　　崇

1．まえがき

下水汚泥は、潜在的なエネルギー資源であるにもかかわらず、その処理には大量の化石燃料を必要とし、自身が保有しているエネルギーの約3割程度しか利用されて来なかったのが実状である。維持管理費の大部分を占めるエネルギー経費の削減のためにも、下水汚泥が保有するエネルギーを高度に利用し、下水道施設の省エネルギー、省コスト化を促進するシステムの構築が必要である。

また、緑地管理や産業活動に伴い多量の草木系廃材が発生している。これらはバイオマス資源としての活用が期待されているものの、大部分が有効利用されることなく処分されているのが実状であり、廃棄物の低減や資源化、リサイクル推進の観点から効果的な利用技術の開発が望まれている。

2．研究目的

本調査は、現在の汚泥処理プロセスをエネルギー生産プロセスに改変すべく、下水汚泥が持つ保有エネルギーを高度に開発、利用するシステムの構築を目的とする。このために、下水処理プロセスのエネルギー高度利用評価モデルを作成し、実際の下水処理場の消費電力量把握及びその評価を行った。また、下水汚泥を草木系廃材の資源化・有効利用に生かす手法を検討した。下水汚泥は、ミネラル分を豊富に含むため、草木系廃材の発酵に大いに寄与することができる。そこで、下水汚泥と草木系廃材との混合メタン発酵実験を行い、その適用性を評価した。

3．研究方法

3.1 エネルギー高度利用評価モデルの作成及びその評価

下水汚泥保有エネルギーの高度利用システムを開発するためには、下水処理場全体のエネルギー効率を容易に把握、評価できるモデルが必要である。構築したモデルは、水処理が標準活性汚泥法、汚泥処理が濃縮、消化、脱水プロセスで、流入水量を数パターン設定し、下水処理場を構成する主要な機器について、性能、寸法、定格動力等の仕様を決定した。モデルの概要を表－1に示す。

表－1　エネルギー高度利用評価モデルの概要

流入水量 (m³/日)	水処理	汚泥処理		
		濃縮	消化	脱水
100,000	標準活性汚泥法	生：重力 余剰：遠心	1段 中温消化	遠心 ベルトプレス
50,000				
20,000		①生：重力 余剰：遠心、 常圧浮上 ②生、余剰：重力（混合）	消化日数 ：20日	遠心 ベルトプレス スクリュープレス
5,000				
1,000		初沈無し、汚泥：重力	なし	

次に、モデル適用性評価及びエネルギーの高度利用形態の検討を行うための基礎資料を得ることを目的とし、下水処理場における電力を主体としたエネルギー消費の実態を調査した。対象とした処理場は、

他の下水処理場と汚水・汚泥の受け渡しがない独立した処理場であることを第1条件に、水処理は高度処理まで、汚泥処理は嫌気性消化を有し、かつ溶融処理までを有する下水処理場1カ所を選定した。

調査方法は、処理場に設置済の電力計データに加え、クランプ電力計を主要機器類に設置し、消費電力を長期に渡り連続測定する方法を取った。また、調査期間は平成13年12月～平成15年3月とした。

3.2 下水汚泥と草木系廃材との混合メタン発酵

未利用バイオマス資源である草木系廃材から効果的にエネルギーを回収するために、下水汚泥との混合メタン発酵を検討した。

3.2.1 爆砕及びその効果の検討

草木系廃材は、何らかの方法で前処理を施さない限り効果的なメタン発酵は期待できないため、蒸気加圧爆砕による前処理を検討した。蒸気加圧爆砕とは、試料を圧力容器中で高温高圧の水蒸気で短時間蒸煮後、瞬時に減圧し凝縮水の気化に伴う爆発的な体積膨張によって試料を軟化・粉砕する方法である。検討では、広葉樹チップ（ブナ、ナラ）、針葉樹チップ（スギ）、雑草の3種類を原料とし、圧力、蒸煮時間（以下爆砕強度という）をそれぞれ1～3MPa、1～30分に変化させて爆砕処理を行った。

また、爆砕の効果を把握するため、爆砕物を水抽出し成分分析を行った。抽出は、イオン交換蒸留水500mLに爆砕物25g(wet)を混合し、室温（約20℃）で1時間振とうした。抽出液の分析は、pH、EC、TS、VS、1μmのろ液についてTOC、NH_4-N、NO_2-N、NO_3-N、PO_4-P、0.2μmのろ液について分子量分画試験（GPC）を行った。

3.2.2 メタン発酵実験

メタン発酵実験は、まずメタン発酵に対する爆砕物の基質としての適用性を検討するために回分式で行い、次いで適用限界を把握するために連続実験を行った。

表－2　回分式メタン発酵実験条件

系列	混合比（TS比）			爆砕強度
	生汚泥	消化汚泥	爆砕物	
①コントロール	0.5	1	なし	－
②B-1			0.5	強
③B-2			0.25（負荷低）	中
④B-3			0.5（負荷中）	
⑤B-4			0.75（負荷高）	
⑥B-5			0.5	弱
⑦N-1				強
⑧N-2				中
⑨N-3				弱
⑩G-1				強
⑪G-2				中
⑫G-3				弱

回分式メタン発酵実験は、35℃恒温室に設置した5Lガラス瓶に、消化汚泥：生汚泥：爆砕物をTS比で1：0.5：0.5、容量4Lとなるよう投入し、間欠的に撹拌した。実験条件を**表－2**に示す。爆砕物添加系は、(爆砕物3種類)×(爆砕強度：強、中、弱)の計9系列、広葉樹チップ爆砕物（爆砕強度：中）について爆砕物負荷の違いを見るため爆砕物投入比を0.25、0.75とした2系列、コントロールとして爆砕物無添加1系列の計12系列とした。

連続式メタン発酵実験は、35℃恒温室に設置した10Lガラス瓶に消化汚泥を6L投入し、300mL/日（休日を除く）で基質の投入・引抜を行った。基質は、広葉樹チップ爆砕物（爆砕強度：中）をTS比で生汚泥1に対し、0、0.25、0.5、0.75、1.0、1.25と混合した6系列（それぞれコントロール、連続1～5とする）とした。なお、回分、連続式実験ともにpHの調整は行わなかった。

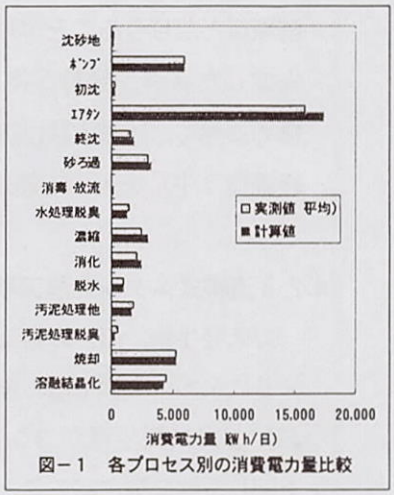
また、両実験において定期的にサンプリングを行い、消化液、発生ガスの分析を行った。消化液は、pH、TS、VS、SS、VSS、1μmのろ液についてTOC 、NH_4-N、PO_4-P、0.2μmのろ液について分

子量分画試験（GPC）を行った。ガスは、発生量、ガス組成（CH_4、CO_2、N_2、O_2）を測定した。

4．研究結果

4.1 エネルギー高度利用評価モデルの作成及びその評価

図－1にモデルを適用した計算値と平成14年2月までの各プロセス別の電力量の平均値との比較を示す。計算値と実測値はほぼ等しく、モデルの信頼性が高いと言える。また、1m³の下水を処理するための各プロセスの単位消費電力量は、水処理系で0.29kWh/m³、汚泥処理系で0.17kWh/m³、合計0.46kWh/m³であった。なお、調査は現在も継続中であり、今回の調査範囲である冬期以外のデータも補完し、季節変動について考察を加えていく予定である。

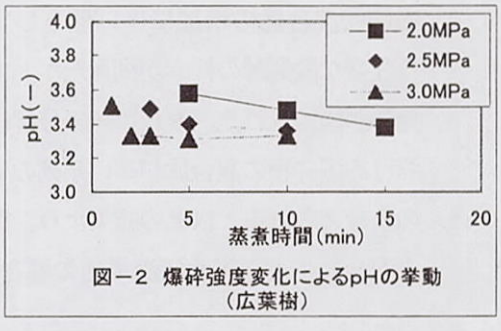


図－1　各プロセス別の消費電力量比較

4.2 下水汚泥と草木系廃材との混合メタン発酵

4.2.1 爆砕及びその効果の検討

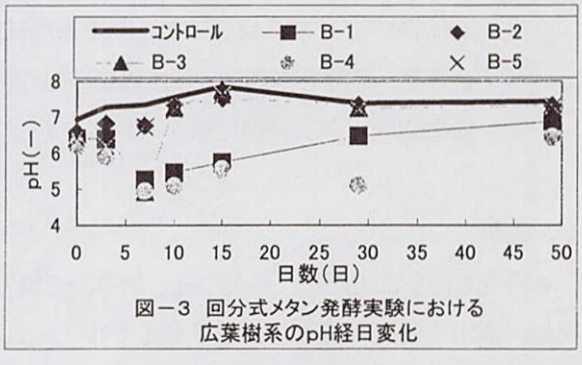
爆砕物を水抽出物した試料のpH測定結果の一例を図－2に示す。爆砕強度の増加に伴い、抽出液のpH低下が見られた。これは、木質を構成する高分子成分が爆砕により低分子化し、有機酸にまで分解されたためと考えられた。またTOCは、爆砕強度の低い領域で増加し、高い領域で減少する傾向が見られた。これには爆砕強度が関係し、爆砕強度が高くなると高分子成分が糖や有機酸を経て炭酸ガスにまで分解されるためと考えられた。併せて、分子量分画試験から成分の低分子化が進むことを確認した。



図－2　爆砕強度変化によるpHの挙動
（広葉樹）

4.2.2 回分式メタン発酵実験

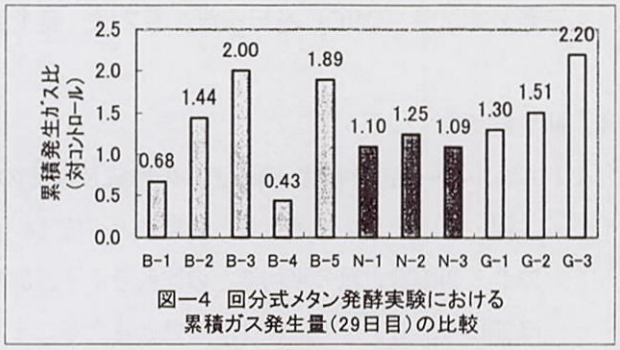
広葉樹系のpHの経日変化を図－3、各系列の累積ガス発生量比を図－4に示す。針葉樹、雑草系のpHはコントロール系と同様の挙動を示したが、B－1、3、4は実験開始7日後にpHの低下が見られた。これは、広葉樹が針葉樹、雑草と比較して分解性が高く、酸発酵し易いためと考えられる。B－3のpHは数日後に回復したが、B－1、4のpHは回復せず、ガス発生量もコントロール系を下回った。他系列及び回復したB－3は良好なメタン発酵が確認された。



図－3　回分式メタン発酵実験における
広葉樹系のpH経日変化

以上の結果から、草木は爆砕処理により有用なメタン発酵基質となりうること、またそれが効果的にメタン発酵に繋がり容易にバイオガス生産が可能であることが分かった。また、広葉樹は針葉樹や

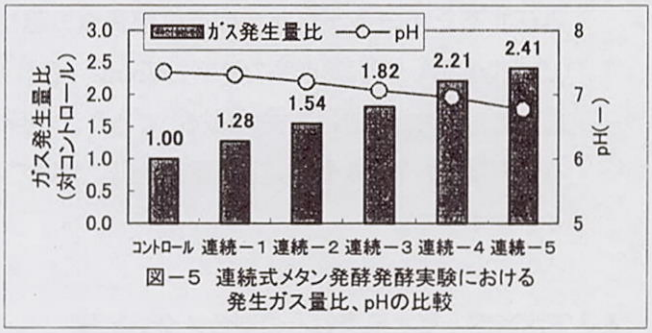
雑草と比較して、分解性が高く酸発酵が卓越しやすかったことから、良好なメタン発酵原料となりうることが示された。よって、安定したメタン発酵が得られる条件を見極めるべく、連続実験は広葉樹爆砕物（爆砕強度：中）を用いて連続実験を行った。



図－4　回分式メタン発酵実験における
累積ガス発生量（29日目）の比較

4. 2. 3 連続式メタン発酵実験

ガス発生量、pH の結果をそれぞれ図－5に示す。実験では、全ての実験系においてガス発生量がコントロール系を上回り、酸発酵に陥ることなく良好なメタン発酵が確認された。各系列の pH は、爆砕物混合比の増加に伴い低下しており旺盛な酸発酵の傾向が伺えたが、本実験条件の範囲では酸発酵が卓越することなく、良好なメタン発酵が維持された。セルロース分解における消化液の至適 pH は 6.5～7.0 とされており[1)]、本実験における爆砕物の混合比が高い系列の pH と近く、これが消化率を高め、良好なガス発生に繋がったものと考えられる。以上の結果より、広葉樹爆砕物のメタン発酵への適用性は高く、下水汚泥の２倍以上混合しても、下水汚泥単独の場合と同等以上の安定したメタン発酵が確認された。



図－5　連続式メタン発酵発酵実験における
発生ガス量比、pHの比較

5．結論

1）　下水汚泥が持つ保有エネルギーを高度に開発、利用するシステムを構築するため、下水処理プロセスのエネルギー高度利用評価モデルを作成した。実際の下水処理場の消費電力量と比較し、モデルの信頼性が高いことが確認された。

2）　未利用バイオマス資源である草木系廃材から効果的にエネルギーを回収するため、下水汚泥との混合メタン発酵を検討し、草木は爆砕処理により有用なメタン発酵基質となりうること、またそれが効果的にメタン発酵に繋がり容易にバイオガス生産が可能であることが分かった。

6．謝辞

本研究を行うに当たり、多大なるご指導、ご協力を頂いたリサイクルチームの鈴木上席研究員、落主任研究員、南山主任研究員なら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）

＜参考文献＞

1）渡辺春樹、落修一、北村友一：発生汚泥の分別処理による有効利用の促進に関する調査、平成７年度下水道関係調査研究年次報告書集、p201～213、1995

光ファイバセンサによる斜面表層崩壊モニタリングに関する研究

～斜面表層崩壊予測に向けた取り組み～

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　土質チーム
氏　　名　小川鉄平

1.　まえがき

降雨に起因する土砂系の斜面表層崩壊は、地形・地質条件や植生条件等により崩壊形態が多様であり、また発生箇所の予測が困難である。伸縮計等のセンサによって斜面崩壊のモニタリングはなされているものの、その多くは範囲が特定されている地すべりのモニタリングであることから、点あるいは線的な計測で観測域の連続性が低く、表層崩壊のモニタリングを目的としていないのが現状である。そこで、表層崩壊のモニタリングを目的として、線・面的な計測が可能な光ファイバセンサの計測技術が注目されている。

独立行政法人土木研究所は、平成11年度末から民間14社との共同研究「光ファイバセンサを活用した道路斜面モニタリングに関する研究」を開始し、全国6箇所においてフィールド試験方式で、光ファイバセンサの道路斜面モニタリングに対する施工性や適応性について検討を行っている。

2.　研究目的

これまでの研究によって、光ファイバセンサは、斜面の状況や気象条件に対し柔軟な施工が可能であることが明らかとされていたが、道路斜面モニタリングに対する適応性および表層崩壊計測データによる予知・予測方法の確立については今後の検討課題とされていた。

そのため本文では、フィールド試験において、光ファイバセンサの道路斜面モニタリングに対する適応性について検証し、6箇所の内2箇所で発生した表層崩壊を光ファイバセンサによって検知した計測データについて検討を行った。

3.　研究方法

3.1　フィールド試験斜面および光ファイバセンサの概要

光ファイバセンサを設置した斜面は、全国の国土交通省6工事事務所の協力により現地調査を行い、降雨浸透により変状発生の可能性があると考えられる6箇所を選定した。

各斜面に設置した光ファイバセンサの計測方式は、代表的なものと考えられるBOTDR(Brillouin Optical Time Domain Reflectometer) 方式、FBG(Fiber Bragg Grating)方式、MDM(Macro Distortion Monitor)方式とした。光ファイバセンサの設置は1斜面に1方式とし、現地調査の結果をもとにセンサの設置位置を設定した。表－1にフィールド試験斜面の概要を、表－2に設置した光ファイバセンサ3方式の計測原理の概要について示す。

表－1　フィールド試験斜面の概要

箇所名		計測方式	斜面概要
一般国道49号	福島県いわき市	FBG	緩いマサ土からなる崩壊性の斜面。複数の崩壊面が想定される。 FBGセンサにより、地表面変位などを計測している。
一般国道19号	長野県上水内郡信州新町	BOTDR	崖錐表土により構成される斜面。傾斜が下部で緩く、上部で急になる。トンネル坑口付近擁壁にも若干の変状がみられる。 BOTDRセンサにより地表面変位などを計測している。
一般国道52号	山梨県南巨摩郡身延町	FBG	風化泥岩の崩積土斜面。急崖部の崩壊、崩積土の再移動が想定される。近傍にて、H10 9の豪雨による災害履歴がある。 FBGセンサにより地表面変位などを計測している。
一般国道42号	和歌山県西牟婁郡すさみ町	BOTDR	泥岩・砂岩互層流れ盤へのモルタル吹付斜面（老朽化）。水平クラック、側溝の変状が見られる。 BOTDRセンサにより地表面変位などを計測している。
一般国道28号	兵庫県津名郡津名町	BOTDR	下方に厚い崖錐堆積物をともなう、風化花崗岩からなる崩壊性の急崖斜面。H9以降２度の崩壊履歴があり、待ち受け擁壁、ロックネット施工済み。 BOTDRセンサにより地表面変位を計測している。
一般国道220号	宮崎県日南市	MDM	泥岩・砂岩互層の見かけ上の水平盤斜面。崖錐堆積物の表層崩壊と上部砂岩の落石が想定される。その他連続する区間に崩壊履歴が多数みられる。 MDMセンサにより地表面変位（表層崩壊部・岩石崩壊部）を計測している。

表－2　光ファイバセンサの計測原理の概要

計測方式	計測原理の概要
BOTDR方式	ブリルアン後方散乱光の周波数の変化を計測することによって、光ファイバの任意の場所に作用するひずみ位置とひずみ量を計測する。
FBG方式	光ファイバに加わる変状により、FBGセンサ部での反射波の波長の変化を検出し変位を計測する。
MDM方式	光ファイバの屈曲率と透過光強度に一定の関係があることを利用し、光ファイバの湾曲の透過光強度を検出し変位を計測する。

4.　研究結果および考察

4.1　光ファイバセンサの道路斜面モニタリングに対する適応性

光ファイバセンサの道路斜面モニタリングに対する適応性について検証する場合、光ファイバセンサの計測範囲、変状（変位）検出の分解能、計測所要時間などについて明らかにする必要がある。本年度までに明らかとなった光ファイバセンサ各計測方式の道路斜面への適応性について表－3に示す。

光ファイバセンサを実現場に導入する場合、モニタリングエリアは路線に沿った大きな地域となり、その地域内には概略計測および詳細計測対象斜面が混在すると考えられるため、下表の各センサ方式の特徴を生かした複合的な光ファイバセンサモニタリングシステムの構築が必要になる。

表－3　光ファイバセンサの道路斜面モニタリングに対する適応性

計測方式	計測範囲	変状検出の分解能 (※1	計測所要時間	遠隔モニター	温度補正	電磁誘導の影響
BOTDR	広範囲なエリアの線または面的計測に優れる。	0.01mm	5～10分	可能	必要	受けない
FBG	小～中規模エリアの線または面的計測に優れる。	0.004mm	1秒	可能	必要	受けない
MDM	小～中規模エリアの線または面的計測に優れる。	1mm (※2	1秒	可能	不必要 (※3	受けない

(※1　地表面変状計測における

(※2　0.2mmのセンサを開発中

(※3　僅かではあるが、温度の影響を受ける

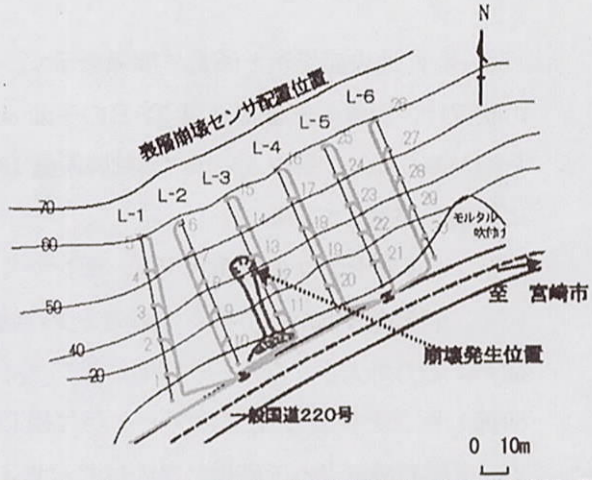
4.2　光ファイバセンサによる表層崩壊検知事例

4.2.1　一般国道220号－宮崎－

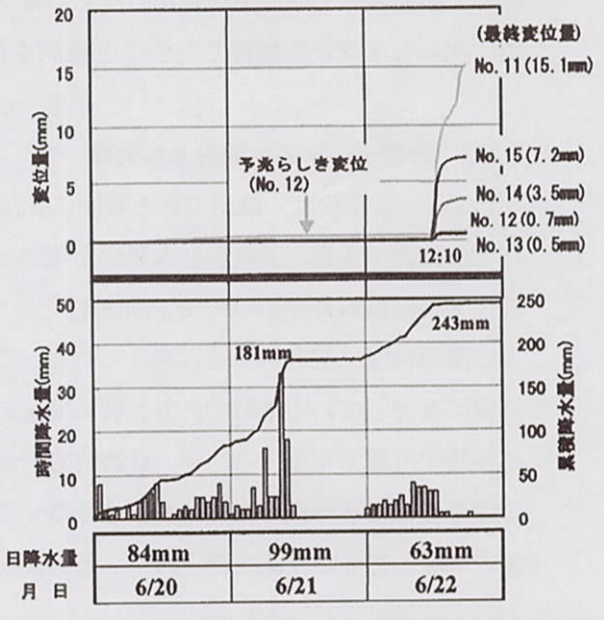
図－1 に光ファイバセンサ配置図を示す。現場は幅 100m×斜面高さ 50m 程度の斜面で、緩い尾根と谷が連続しており、表層の崖錐堆積物を竹藪が覆っている。地形・地質条件や周辺の崩壊履歴等から崖錐堆積物が谷に沿って直線的に崩壊すると考えられたため、光ファイバセンサを谷に沿って 6 測線配置している。また、計測間隔を 10m とし、1 測線あたり光ファイバセンサを 5 個配置している。崩壊は図－1 に示すように、第 3 測線の中央付近で発生した。

図－2 に地表面変位と雨量の関係を示す。当時の状況は、6 月 20 日未明から雨が降り始め、6 月 21 日の正午過ぎ（累積降雨量 181mm）で一旦雨が止み、21 日の深夜から再度雨が降り始め、22 日昼過ぎに（累積降雨量 240mm）崩壊が発生した。

光ファイバセンサでの地表面変状の計測状況は、3 測線目の斜面下方センサ No 12 で、20 日の昼頃から崩壊の兆候らしき微少な変位を検知し、22 日の昼過ぎにライン上の全ての計測位置で変位の異常を計測している。



図－1　光ファイバセンサ配置図（一般国道 220 号）

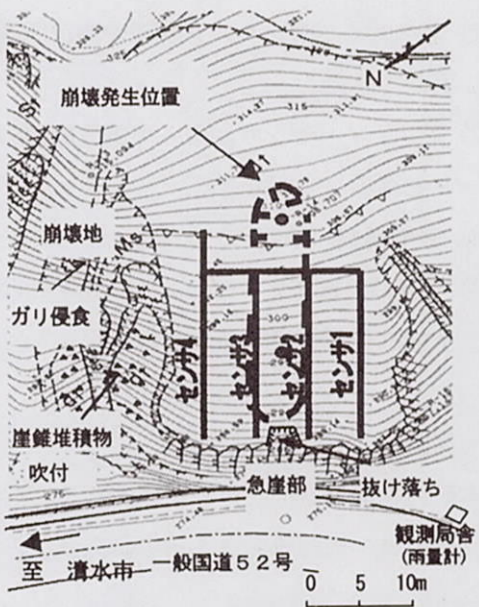


図－2　地表面変位と雨量の関係（一般国道 220 号）

4.2.2　一般国道52号－甲府－

図－3 に光ファイバセンサ配置図を示す。幅 50m×斜面高さ 60m程度の斜面で、泥岩を主体としており、風化が著しい急崖部と一部抜け落ちが見られる崩壊地に分類できる。植生は生育の十分でない杉の植林で、大雪によって全体の 1/3 が倒れたり、折れたりしている。

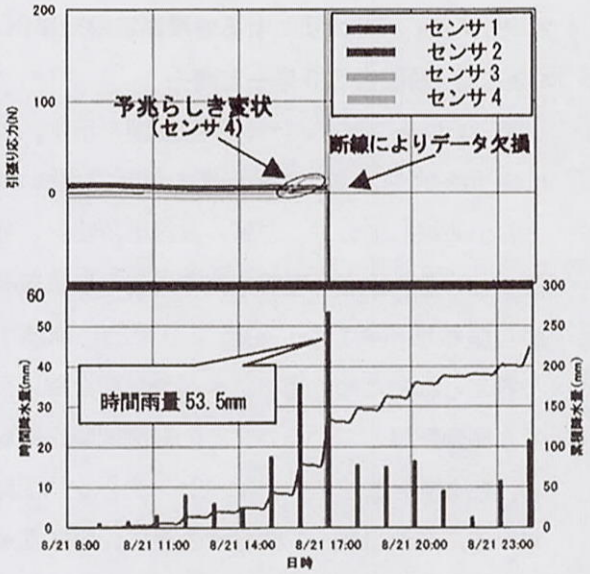
光ファイバセンサは急崖部の変状を計測できるように設置している。崩壊は図－3 に示すように、光ファイバセンサを設置している 3～12m 上方で発生し、光ファイバセンサを破壊または断線して流下し斜面内で停止した。



図－3　光ファイバセンサ配置図（一般国道 52 号）

図－4 に地表面変状と雨量の関係を示す。当時の状況は、台風の影響で 8 月 21 日の午前 8 時から雨が降り始め、午後 5 時頃（累積降雨量 131mm）に崩壊が発生している。

光ファイバセンサの計測状況は、センサ 4 において、15時30分頃から引張りの応力を受け始め、徐々に応力が大きくなり、17 時頃に光ファイバが断線したことにより全てのデータが欠損している。表層崩壊によって破損したのはセンサ 3 であるが、崩壊前に土砂流出等があったためセンサ 4 で予兆らしき変状を捕捉したものと推測される。



図－4　地表面変状と雨量の関係（一般国道 52 号）

4.2.3　計測データの比較および考察

予兆らしき変状は、確認できる時間に差はあるものの、どちらの事例においてもクリープ曲線を描くことが確認できる。予兆らしき変状を確認してから崩壊に至るまでの時間は、いずれの斜面も土質が粘性土で斜面傾斜角が約 40° と斜面特性として似た特徴項目があることを考慮すれば、植生や基盤地形および降雨強度に左右されると考えられる。ここで挙げた 2 つの崩壊事例では、一方が竹の群生地で根茎が密に発達している地域であり、特に植生の影響が大きくでていることが想定される。また、表層崩壊は不特定位置で発生するため、崩壊位置とセンサの位置関係によって変状検出の程度が異なることから、ひずみ量による予測方法では崩壊を予測することは困難である。そのため、ひずみ速度変化や地盤内情報を加味した崩壊予測方法を確立する必要がある。

5.　結論

(1) 光ファイバセンサの分解能や測定所要時間など、道路斜面モニタリングに対する適応性について把握することができた。

(2) 光ファイバセンサによって表層崩壊の予兆らしき変状を捉えることでき、表層崩壊予測に向けた貴重なデータを得ることができた。

(3) 表層崩壊の予兆らしき変状は、クリープ曲線を描く。

(4) 今後は、光ファイバセンサの効率的な設置方法や運用方法を検討するとともに、さらにデータの集積行い、土壌水分量や根茎等の情報を取り入れた崩壊予測方法を検討していく予定である。

6.　謝辞

本研究を進めるにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた土質チームの恒岡上席研究員をはじめ、桑野主任研究員、加藤研究員、田中研究員ならびに土質チームの皆様には深謝の意を表します。

所属　　川崎地質（株）

表層安定処理を併用したフローティング式深層混合処理工法に関する調査

～カオリン粘土を用いたフローティング式深層混合処理工法模型実験～

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　土質チーム
氏　　名　宮野一賢

1．まえがき

本研究は、平成10年度より継続して行われているものである。現在、様々な工法が軟弱地盤上に施工される盛土等の沈下低減対策として実施されている。過年度研究では、深層混合処理工法，ＥＰＳ工法，サンドドレーン工法等にてコスト低減化の比較を行い深層混合処理工法による施工が場合によっては有利であるとの知見を得た。そこで、深層混合処理工法での更なるコスト低減化が可能であると考えられるフローティング式深層混合処理工法に着目した。本研究は過年度に引き続き低改良率でのフローティング式深層混合処理工法の改良効果，沈下量の検討を行うものである。

2．研究目的

昨年度は霞ヶ浦浚渫粘土による実験および設計法確立のための二次元数値解析による実験結果の同定を行った。今年度は、霞ヶ浦浚渫粘土とは物性の異なるカオリン粘土を使用し、同様な沈下実験を行い、改良効果や沈下量に与える地盤の物性の影響および現在用いられている一次圧密理論による理論解（以下「慣用法」と称す）との比較検討を行うものとする。

3．研究方法

3.1 実験概要

実験に用いたカオリン粘土の物性値を表－1に記す。また、実験ケースおよび実験モデルを表－2，図－1に記す。

模型地盤は、含水比調整を行ったカオリン粘土を気泡の混入や変位測線の乱れがないように注意し土槽に投入し作成した。粘土投入後は地盤をなじませるため、砂鉄を用いて地盤上面に$q=2.0kN/m^2$の等分布荷重をかけて7日間放置し

表―1　カオリン粘土物性値

名称		記号	数値
一般	比重	Gs	2.6
	含水比	W	50%
	初期間隙比	e_0	1.353
	粘着力	C	$1.2kN/m^2$
コンシステンシー	液性限界	W_L	49.4%
	塑性限界	W_P	34.4%
	塑性指数	I_P	15.0
圧密	圧縮指数	Cc	0.27
粒度	砂分　75μm～	－	－
	シルト分　5～75μm	－	34.6%
	粘土分　5μm未満	－	65.2%

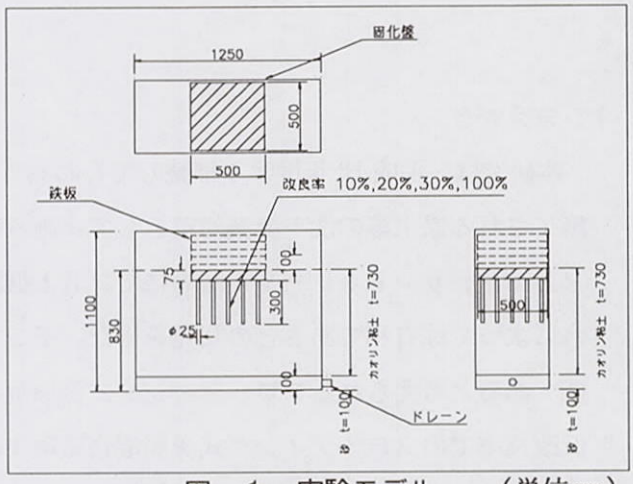
た。改良柱体は、塩化ビニル管を正方配置しスラリーを流し込む方法にて作製した。配合量は、材令７日での改良柱体の一軸圧縮強度が q_u=200kN/m² となるように配合試験結果より設定した。表層固化盤は、設置後の固化盤の天端が地盤と同レベルになるよう固化盤設置部分の地盤を掘削、整形を行った。また、地盤とのなじみを良くするため設置後１日間放置した。

実験は、改良率が 10%,20%,30%および100%の４ケースにて行った。ケースＤは、改良率が 100%であるため固化盤と改良柱体とを一体化し固化盤の総厚を t=37.5cm にして実験を実施した。

載荷は７枚の鉄板を用いて合計荷重が 15.4kN/m² となるよう行い、地盤の沈下変形を計測した。

表－２　実験ケース

実験ケース	改良柱体		固化盤寸法 B×t (cm)	載荷荷重 (kN/m²)
	改良率 As (%)	寸法 φ×L (cm)		
A	10	2.5×30	50×7.5	15.4
B	20			
C	30			
D	100	－	50×37.5	

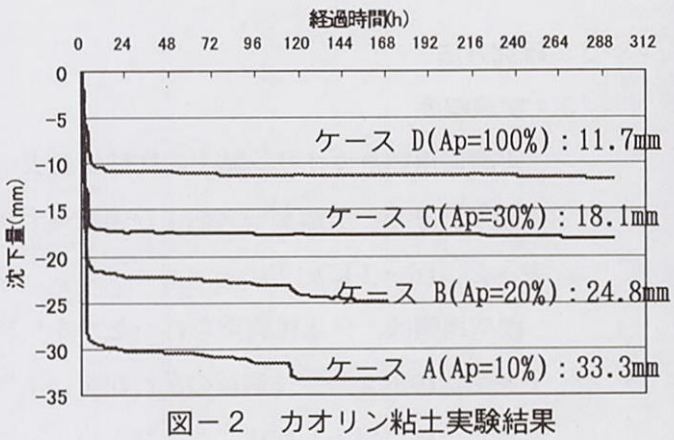


図－１　実験モデル　　（単位 mm）

４．研究結果

4.1 実験結果

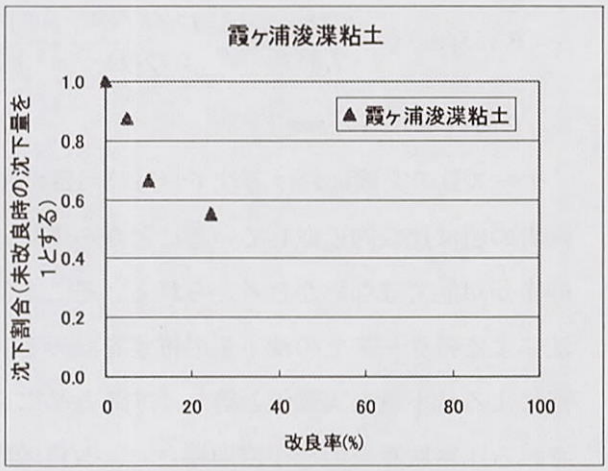
実験結果を図－２に記す。模型地盤の沈下量は改良率が高くなるほど低減されていた。また、霞ヶ浦粘土での実験では荷重載荷直後より沈下に伴う周辺地盤の隆起が見られた。しかし、カオリン粘土による実験では沈下時の周辺地盤の隆起は見られなかった。これは、模型地盤の強度が大きかったためと考えられる。(ケースＡ,Ｂにおいて経過時間が 120 時間付近で沈下量が増加している。これはケースＣ，Ｄと異なり、最終の載荷を 120 時間付近に実施したためである。)



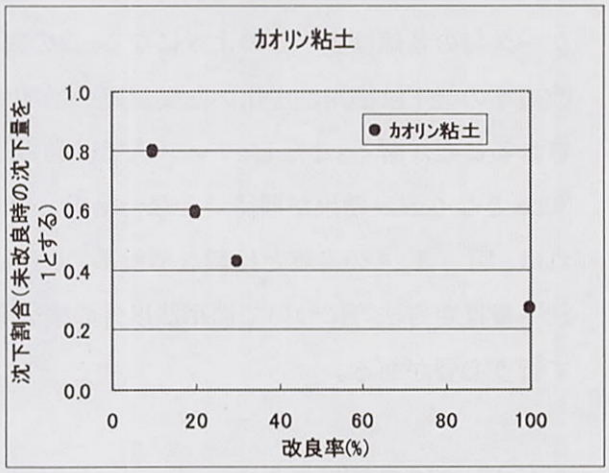
図－２　カオリン粘土実験結果

4.2 改良効果及び昨年度実験結果との比較

図－３に霞ヶ浦浚渫粘土での改良効果を示す。図－３は未改良時の沈下量を１としたときの各改良率での沈下量を割合で示している。この図より、改良効果（沈下量低減効果）は少なくとも改良率が 30%程度付近までは改良率に比例すると推測される。そこで、カオリン粘土での実験結果も同様に改良率が 30%程度までは改良効果が比例関係にあると推測した場合の図を図－４に示す。図－３と図－４を比較すると、両実験とも改良率に伴う改良効果は概ね同様の値が得られていると判断される。つまり、物性の違いによる改良効果の影響は小さいと考えられる。また、カオリン粘土の改良率 100%の実験データから内挿すると、改良率が概ね 30～40%程度になると同深度まで 100%改良した場合と同様の改良効果が得られると推測される。



図－３　霞ヶ浦浚渫粘土実験データ



図－４　カオリン粘土実験データ

4.3 慣用法による沈下量の推定

フローティング式深層改良を行った場合の沈下量推定方法について検討を行うため、まずカオリン粘土でのケースＤの沈下量と慣用法（式－１）による計算値を比較検証してみる。

$$S = H\frac{Cc}{1+e}\log_{10}\frac{p+\Delta p}{p} \quad \cdots \text{式－1}$$

式－１において、先行圧密荷重ｐは有効土被り荷重に地盤をなじませるのに用いた q=2.0kN/m² の等分布荷重を加算して求める。また、載荷後の地盤にかかる荷重ｐ＋Δｐは、載荷重量に土塊重量を加算したものから周面摩擦力を減じたものを重量とし、改良下端より 30° の荷重分散を考慮して計算を実施する。

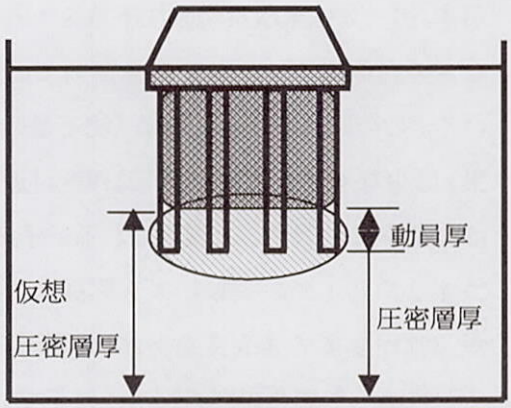
以上の方法より算出した数値を用いて式－１より求めた推定沈下量を下記に示す。

$$S' = H\frac{Cc}{1+e}log_{10}\frac{p+\Delta p}{p}$$

$$= 0.355(m) \times \frac{0.27}{1+1.353} \log_{10} \frac{12.56(kN/m^2)}{5.72(kN/m^2)}$$

$$= 0.014(m) = 14(mm)$$

ケースＤの実験における沈下量は S=12㎜ であり両者の値は比較的近似していることから慣用法での同定が可能ではないかと考えられる。そこで、慣用法による各ケースでの沈下量の推定を試みる。慣用法による沈下量を実験値と等しくするために必要とされる圧密層厚を仮想圧密層厚とし、改良域内に想定される圧密層厚を動員厚（図－５参照）とするとケース毎の各値は表－３のようになる。この表より、改良率の低下は慣用法を用いた動員厚の増加で表現されることが解る。ただし、ケースＡでは動員厚が、30cm となり改良効果が期待できない結果となる。これは、図－３，４の考察とは異なるため、改良域内の沈下量推定方法等について慣用法以外の検討も併せて行う必要がある。



図－５　動員厚モデル図

表－３　圧密層動員厚

ケース	改良率	実験沈下量	仮想圧密層厚	動員厚
A	10%	33mm	66cm	30cm
B	20%	25mm	60cm	24cm
C	30%	18mm	45cm	9cm

５．まとめと今後の展開

低改良率でのフローティング式深層混合処理の改良効果は、改良地盤の物性値による影響を受けないことが判明した。また、慣用法のみによる沈下量の同定は行えなかった。

今後はケースＤの結果を基本とした２次元数値解析を実施し、実験結果との同定を行っていく必要があると考える。ただし、２次元数値解析を実施するにあたり改良柱体の表現方法について、検討を行う必要がある。解析を実施する際は、改良域内を複合地盤の弾性域とし、未改良部分は慣用法による計算を行う方法や、改良柱体の剛性を改良率に伴い低減する方法等を試し、最終的には実際の設計等にて使い易い式を提案出来ればと考える。

６．謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた材料地盤研究グループ土質チームの恒岡上席、古本研究員、大野技官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　小野田ケミコ（株）

堤防強化対策の選定手法に関する研究

～河川堤防の土質特性と浸透安定性～

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　土質チーム
氏　名　若狭　聡

1．まえがき

近年の異常気象と土地利用の高度化によって、河川堤防の防災構造物としての重要性が一層高まってきている。従来の河川堤防は、断面形状を定め、適切な堤体材料を選定すれば、特別な場合を除いて安全性は確保できるという経験的な判断に依拠して整備されてきたことから、河川堤防の被災危険箇所を工学的な手法を用いて明確にし、堤防に求められる機能毎に適切に設定した安全性照査基準を満足するように堤防を質的に強化することによって、所定の機能を確保し、所要の安全性を保持する信頼性の高い河川堤防の整備を行うことが求められている。

2．研究目的

国土交通省では、直轄堤防の被災危険個所あるいは安全性の低い堤防を抽出するための「河川堤防総点検」を平成8年度より実施している。その内の、堤防の浸透に対する詳細点検[1]（以下堤防点検と称す）結果においても、区間毎の堤防の浸透に対する安全性が4段階で評価されている。この中で、安全性が低いと評価された堤防に対しては、その安全度を検証するとともに、効果的かつ経済的な強化対策工法を早急に検討していく必要がある。本研究では、堤防点検結果を整理して、被災危険箇所の傾向を把握するとともに、当該箇所の安定性に関する実験的、解析的検討さらには対策工法の検討を行うことによって、堤防強化対策工法の選定手法を提案するための基礎資料とすることを目的とするものである。

3．研究方法

3.1 堤防点検結果の整理

平成10年度までの浸透に対する点検の結果（全国135箇所）を対象に、河川堤防の土質特性を整理するとともに、安定性に問題があると評価された堤防被災危険箇所を抽出し、堤防構造をモデル化した。

3.2 堤防被災危険箇所のモデル断面に対する数値解析

堤防点検結果を整理して抽出された被災危険箇所の堤防構造モデルに対し、堤防の不安定化の要因となる堤体内の浸潤線上昇に着目して、浸透流解析によって、堤体土質の影響や堤防点検結果の妥当性に関する検討を行った。解析断面は堤防点検での標準的な規模（比高5.0m、2割勾配、裏小段有り）とし、平均的な外力条件（事前総降雨量215mm、洪水時総降雨量358mm、高水位継続時間91hr）を与えた場合の非定常解析を実施した。解析ケースは、堤体と基礎地盤の透水係数を $k=1.0\times10^{-2}$～10^{-5}cm/sに変えた合計7ケースである（図-1参照）。

3.3 堤防被災危険箇所に対する強化対策の効果に関する

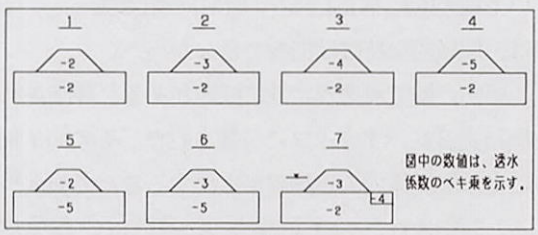


図-1　解析ケース

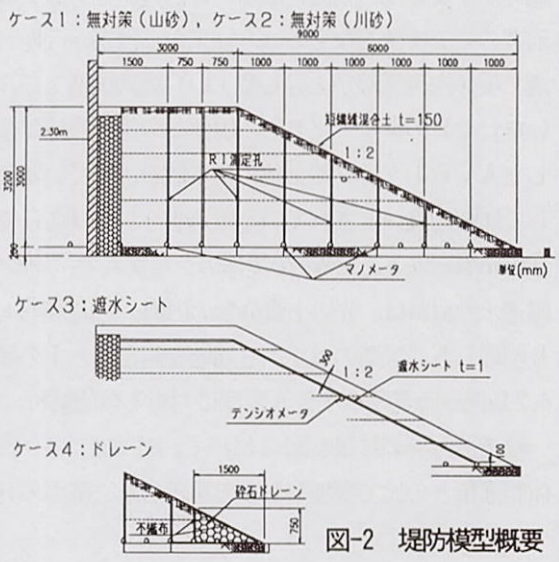


図-2　堤防模型概要

大型模型実験

堤防総点検結果を整理して抽出された災害危険箇所の浸透に対する安定性を評価し、それに対する対策工を検討するために大型模型実験を行った。実験は、図-2に示す高さ3.0m、天端幅3.0m、のり面勾配1:2の半断面堤防を用いて行った。堤体材料には図-3に粒度分布を示す山砂と川砂を用い、平均締固め度が90%以上になるように締固めを行って築堤した。堤体には、水圧を測定するためのマノメータを堤体底面に12個、ＲＩで堤体内の含水比（飽和度）を測定するための観測孔を7孔、のり面での飽和度を測定するためのテンシオメータを1個配置した。実験ケースは、表-1に示す4ケースとした。浸透対策工は、遮水シートによるのり面被覆工と、砕石を用いたのり尻ドレーン工を選定し、無対策の場合との比較を行った。遮水シートは、旧建設省規格の塩化ビニル製のシートを堤防表面から30cm内側に敷設した。なお、のり尻から10cm程度はシートを敷設せず、のり尻からの排水が可能となるようにした。一方ドレーンは、周囲を不織布で覆うことで、その目詰まりを防止した。実験で与えた外力は降雨と堤防外水位である。降雨強度は当該堤体材料において表面流出することなく、確実に堤体内に浸透する10mm/hr程度に設定した。一方、外水位は実験開始1.0時間後に計画高水位相当の2.3mに上昇させ、以降一定水位になるように設定した。

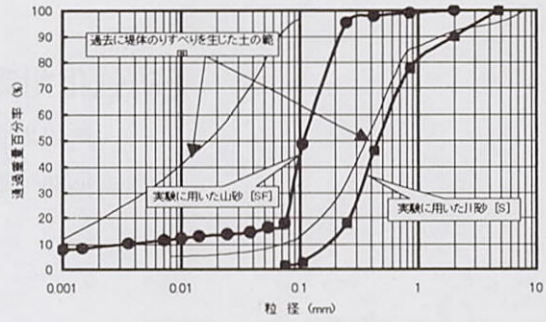


図-3　実験に用いた堤体材の粒度分布

表-1　模型実験ケース

ケース	堤防材料	対策工
1	山砂	無対策
2	川砂	
3	山砂	のり面被覆（遮水シート）
4		のり尻ドレーン（砕石）

山砂：Gs=2.691，$k=6.4\times10^{-4}$cm/s
川砂：Gs=2.696，$k=9.0\times10^{-3}$cm/s

4．研究結果および考察

4.1 堤防点検結果の整理

堤体の土質分類は細粒分を含む砂[SF]が全体の30%と最も多く、次いで粘土[C]、砂[S]、シルト[M]の順であった。今回のデータの範疇では、地域的な特徴は把握できなかった。

堤防点検で浸透安定性に問題があると評価された堤防構造モデルは概ね表-2に示すタイプに分類された。その約7割は、堤防の土質条件によって堤体内の浸潤線が上昇することで漏水やすべり破壊が発生すると評価されたもの（タイプA～D）で、堤体材料の強度、のり面勾配等が不安定化の要因となったもの（タイプE）は3割弱であった。前者の中で特徴的なものは、従来から浸透が問題となる（河川水の浸透で堤体内浸潤線が上昇しやすい）堤防構造モデルとして挙げられていたCやDのタイプよりも、堤体への降雨浸透によって浸潤線が上昇したAやBのタイプが全体の約半数を占めていたことと、堤体材料として比較的良いとされている難透水性材料（ここでは$k=1.0\times10^{-4}$cm/sec以下と定義）の堤体のタイプAで、堤体内浸潤線が非常に高くなり、全体の約3割を占めていたことである。難透水性材料は、先の土質分類の[SF]、[S]に相当し、堤体材料として実績が多いが、一方で久楽らが過去の破堤実績より整理した「堤防のりすべり崩壊を起こした土の範囲」[2]にも該当している（図-3参照）。

表-2　浸透安定性に問題がある堤防モデル

タイプ	モデル	特徴	比率(%)
A	透水性／難透水性	・難透水性土質の堤体（基盤は特定しない）。 ・降雨浸透により、堤体内浸潤線が非常に高くなる。	32
B		・難透水性基盤と透水性土質の堤体の組み合わせ。 ・降雨浸透或いは基盤への排水不良により、堤体内浸潤線が高くなる。	23
C		・堤体全体は透水性土質からなるが、中央部あるいはのり尻部に難透水性の土質が分布する（基盤は特定しない）。 ・堤体内の難透水性の土質が浸潤線を押上げる。	10
D		・透水性基盤において裏のり尻下に難透水層が分布する、行止り地盤を形成。 ・基盤の浸透水が堤体内に上昇して浸潤面を押上げる。	8
E	――	・堤体材の強度、のり勾配が不安定化の要因。	27

※1．ここでは、透水係数$k=1.0\times10^{-4}$cm/s以下の土質を難透水性と定義した。
※2．全標本数は60断面である。

4.2 堤防弱点箇所のモデル断面に対する数値解析

浸透流解析の結果を図-4に示す。図には、各ケースで堤体内浸潤線が最も上昇した時点での堤体内浸潤部の面積を堤体断面積との比で整理したものを示した。降雨の有無で面積比の差が大きいものが、河川水の浸透よりも降雨浸透によ

る影響の大きいものであり、ケース３、６で顕著であった。また、前述したタイプA、Bに該当するケース３，５，６で浸潤線が非常に高くなることが確認された。一方、ケース４は降雨の有無によらずに浸潤線の上昇が低く、難透水性材料でも k=1.0×10^{-5}cm/sec 程度以下の堤体であれば、計画規模の外力による浸透に対して問題の無いことが分かった。

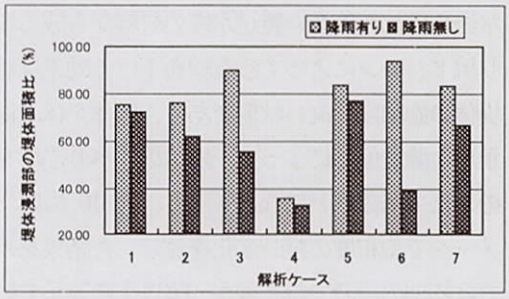


図-4　モデル解析結果

4.3 堤防弱点箇所に対する強化対策の効果に関する大型模型実験

難透水性である山砂のケース１と透水性の川砂のケース２のマノメータで測定された堤体内の浸潤線（堤体内部の水位）の上昇過程を図-5 に示す。ケース１では定常状態に達するのに実験開始後 67 時間要するのに対し、堤体の透水性の高いケース２では 10 時間程度で定常状態に達した。しかしながら、定常状態での両者の浸潤線はほぼ同じ高さであった。一方、両ケースの飽和度の経時変化を図-6，7 に示す。ケース１では降雨浸透によって堤防表面から飽和度が上昇して行く過程が観測されている。さらに、実験開始後 43 時間で不飽和部分の飽和度は 90%以上に達し、以降実験終了まで変化は見られなかった。ケース２では堤体の透水性が高く降雨がスムーズに重力方向に浸透することから、浸潤線の近傍で飽和度が高い程度で、ケース１のように飽和度の高い箇所が全体に広がる現象は顕著には見られなかった。また、浸潤線の定常段階で 50～60%の飽和度に達した以降は、それ以上の上昇は見られなかった。なお、実験ではマノメータで測定された堤体内浸潤線が定常になるまで実験を継続した(約 60 時間)が、のり面の表層すべり以外、顕著な堤防崩壊は生じなかった。

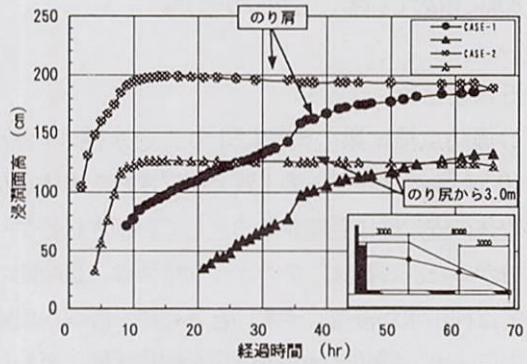


図-5　堤体内浸潤線上昇過程

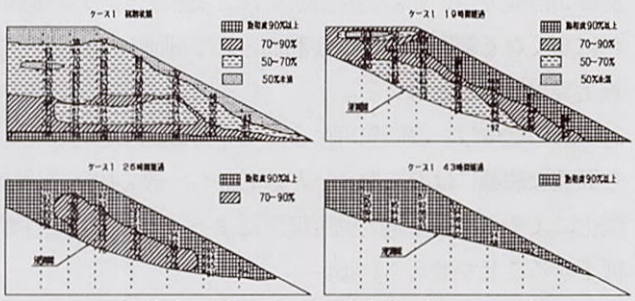


図-6　堤体内の飽和度の経時変化（ケース１）

山砂を用いたケースの定常状態の浸潤線を図-8 に示す。無対策のケース１に対して、ケース３の遮水シート及びケース４のドレーンで浸潤線を下げる効果が確認できた。ケース３、４共に堤防中央部からのり尻に行くにしたがって水位低減効果が大きく現われているが、ケース４ではドレーン端部でほぼ底盤まで水位を大きく低減させているのが特徴的である。図中には、予備実験で堤体材料の細粒分がドレーンのり面部から流入してドレーン内で目詰まりの発生したケースの結果も併記したが、目詰まりを起こしたドレーンはその効果が殆ど消失することが分かった。

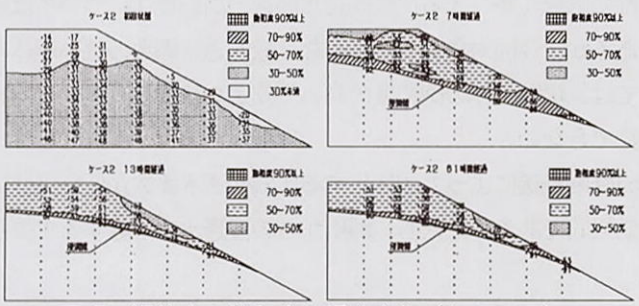


図-7　堤体内の飽和度の経時変化（ケース２）

次に、定常に至る中間段階と定常状態でのケース４の浸潤線上部の飽和度分布を図-9 に示す。初期飽和度は堤体中央部から上で 50～60%であったが、中間段階では降雨浸透により堤防表面及び浸潤線直上で飽和度が 90%以上に発達していることが分かる。さらに、定常状態では浸潤線上部の堤体全体で完全飽和に近づた状態になることが観測された。これは、前述したように、堤防表面から流入した降雨が堤体内に残留する現象が発生したものである。以上のことから、透

水係数の比較的低い難透水性の材料から成る堤体に対しては、のり尻ドレーンによって浸潤線を下げる効果は認められるものの、堤体の飽和度は高い状態であり、堤体全体の湿潤化による土の重量増と強度低下によって、堤体のすべり崩壊を起こしやすい状態のままであることになる。一方、図-10 には、のり面のテンシオメータで飽和度の経時変化を測定した結果を示す。ケース１，４では初期の段階で飽和度が 90%以上に達しているのに対し、遮水シートを敷設したケース３では、シート下部の飽和度を最大でも80%に留めていることが分かった。

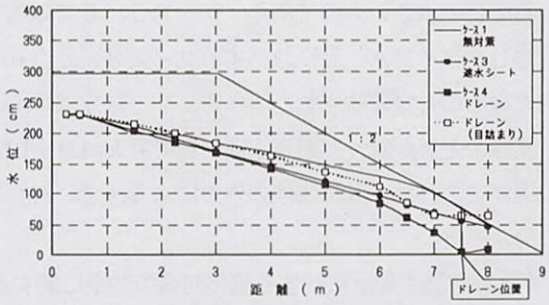


図-8　対策工による堤体内浸潤線低減効果

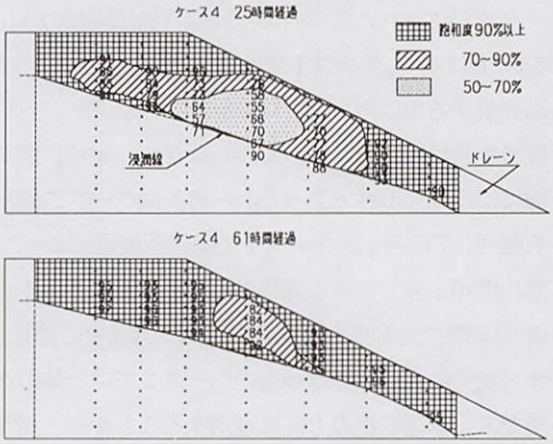


図-9　ドレーンを設けた場合の飽和度の経時変化

５．まとめ

1)堤防点検結果の整理により、透水性が比較的低い k=1.0×10^{-4}cm/sec オーダーの土質で築堤された堤体を有する堤防区間で、堤体の安定性に問題があるとして評価されるケースが多いことが分かった。これは、そのような堤体は、長時間の外力作用条件下では河川水が浸透しやすいとともに、降雨が堤体内に残留することにより、堤防全体がほぼ完全飽和状態に至り、すべり破壊に対する安全率が低下するためである。

2)堤防点検で用いる浸透流解析では、実験で見られた飽和度の非常に高くなる範囲を含めて浸潤面として評価していると推察できる。これは、点検の観点では安全側の評価であり、実務上妥当であると考える。

3)実験の堤体は、締固管理によって十分な強度を有していたことから顕著な破壊には至らなかった。しかし一般の堤防では堤体の湿潤化による土の重量増と強度低下によって堤体の安定性が著しく低下することが考えられる。

4) 堤体内の水位を低下させるのり尻ドレーン工法は、河川水が安定性に大きく寄与する比較的透水係数の高い堤体については効果的であるが、今回対象としたような比較的透水係数の低い堤体に対しては、堤防全体の飽和度の高い不安定な状態を改善する効果は期待できない。

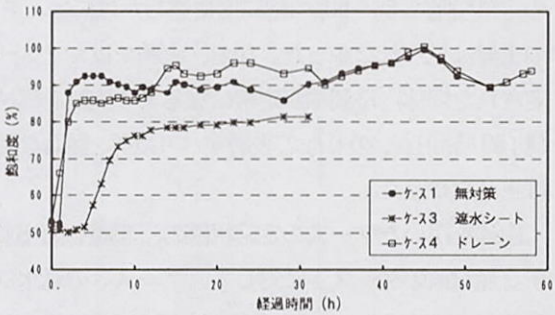


図-10　のり面部のﾃﾝｼｵﾒｰﾀによる飽和度経時変化

5)降雨浸透によって弱体化する比較的透水係数が低い堤体に対する対策は、降雨浸透を抑制する遮水シート被覆工法が効果的である。ただし、河川からの浸透水を排除する工夫が併せて必要となる。

６．謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた土質チームの恒岡上席研究員、古本研究員、小畑研究員、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　（株）パシフィックコンサルタンツインターナショナル

参考文献

1.　河川局治水課：河川堤防の浸透に対する調査要領，平成９年10月.

2.　久楽勝行：盛土構造物の崩壊と対策に関する研究，土木研究所資料No2017，1983.6.

ゆるみ岩盤の調査と評価に関する研究

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　地質チーム
氏　　名　片山弘憲

1．まえがき

最近、ダムサイトにおいて、岩盤のゆるみの問題が多く発生している。岩盤のゆるみは、地すべりとは異なり、その調査法・評価法・対策方法が確立されていない。ゆるみに対する調査技術者や工事技術者の認識の違いはことのほか大きく、ゆるみ岩盤の取り扱いが各現場で多種多様であるのが現状である。そこで、ダム基礎や貯水池としての適切な調査･評価方法を確立することを目的とし、ゆるみ岩盤の実態調査を行った。

2．研究目的

本研究の最終目的は、ゆるみ岩盤の安定度評価を合理的に行う手順を開発することである。安定度評価には、1)ゆるみのメカニズムの評価、2)ゆるみのレベルの評価、3)ゆるみ岩盤の物性評価（安全率、すべり面強度など）、の段階が必要であり、このような段階を合理的に行えるような具体的な手法や手順を検討するため、本研究でダムにみられるゆるみの実態調査によってゆるみ岩盤の特徴を整理し、ゆるみの形態分類を行った。

3．研究方法

ダムサイトの建設において、岩盤のゆるみが問題となっている事例を抽出し、ゆるみの実態調査を行った。今回、38事例について、既往調査資料を参考に、1)地質、2)形状、3)地形、4)変形モード、5)ゆるみ域と非ゆるみ域の地質性状のコントラスト、についてとりまとめた。

また、ゆるみ領域の地質区分は、ゆるみを分類する上で基本となり、かつ非常に重要な要素と考えられるため、地質とそれぞれの項目の関係について集計・検討し、その結果に基づいてゆるみの分類を行った。

4．研究結果

4.1　ゆるみ域の地質

地質区分は、堆積岩類、深成岩類、火山岩類、変成岩類の４区分として、ゆるみ域が分布する地質の統計を行った（表－１）。ゆるみ域の地質は堆積岩類が最も多く、全体の55.23%を占めている。また、我が国における各種岩石の分布面積の構成率[1)]を表－１に示した。これによると、深成岩類は、全体に対する分布面積（11.60%）に対し、ゆるみ事例では占める割合（21.05%）が高く、火山岩類については深成岩類と逆の傾向を示している。

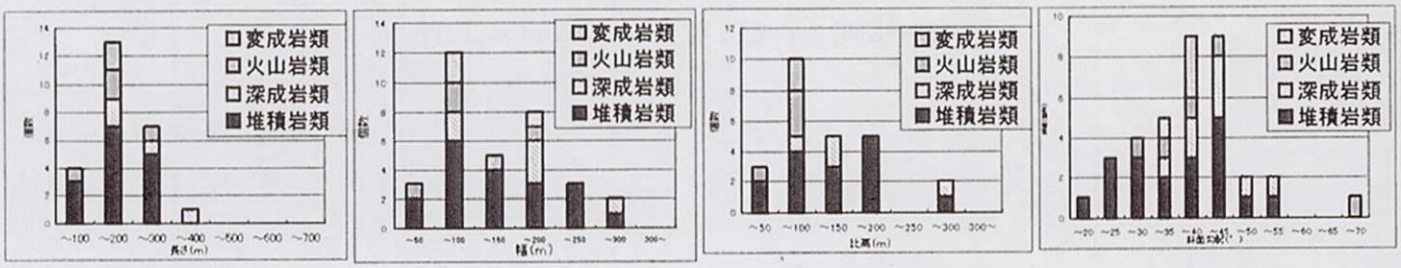
表－１　地質別ゆるみ頻度分布

地質区分	個数	ゆるみ事例調査による地質構成率(%)	我が国における岩石分布面積の構成率(%)
堆積岩類	21	55.23	58.25
深成岩類	8	21.05	11.60
火山岩類	5	13.16	26.02
変成岩類	4	10.53	4.13
計	38	100.00	100.00

4.2　ゆるみ域の形状

ゆるみ域の形状については、幅、長さ、比高および斜面勾配の４種の項目について統計を行った（図－１）。ゆるみ域幅は、50m以下から300mまで広範囲に分布するが、概ね50～100mにピークが認められる。また、ゆるみ域長さ、ゆるみ域比高については、それぞれ、100～200m、50～100mにピークがみられる。ゆるみ域の斜面勾配は35～45度にピークが認められるが、堆積岩類の斜面勾配は、20度以下～55度まで

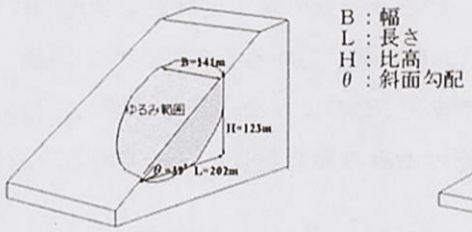
の広範囲で分布するのに対し、それ以外の岩種の斜面勾配は、一定の範囲に集中する傾向がみられる。



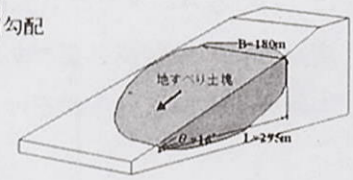
図－１　ゆるみ形状頻度分布

以上の統計結果より、ゆるみ岩盤の平均的な形状を概観すると、ゆるみ域の幅は平均 141m、長さは平均 202m、比高は平均 123m、勾配は平均 39.0 度である（図－２）。ここで、地すべりの平均的な型は、幅 180m、長さ 295m、勾配 16 度（比高のデータは不明だが、上記より 84.6m と算出される）という統計結果がある [2]（図－３）。ゆるみ岩盤の平均的な形状は地すべりの 70～80%と比較的小規模であり、平均勾配は、地すべり斜面の 16 度に対し、ゆるみ岩盤斜面は 39 度と非常に急峻である。

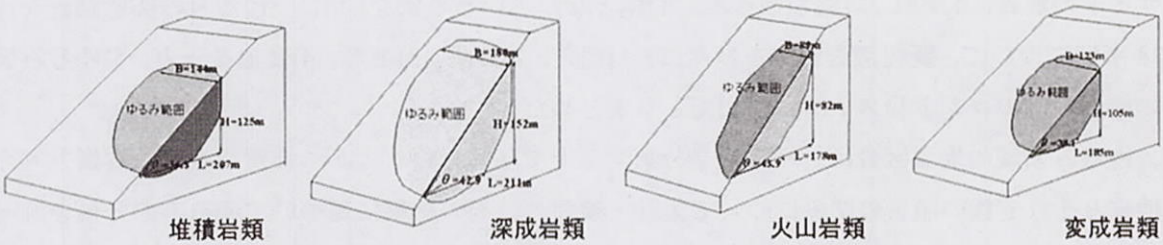
ゆるみ形状を地質別にみると、堆積岩類、変成岩類についてはほぼ平均的かやや小さめの形状を示すが、深成岩類、火山岩類については、平均より勾配が急で、特に火山岩類は幅が狭い特徴がみられる（図－４）。



図－２　平均的なゆるみ形状



図－３　平均的な地すべり形状 [2]



図－４　地質別ゆるみ形状模式図

4.3　ゆるみ域の地形

ゆるみ域の地形については、凸型地形が 78%と非常に多く、そのうち尾根型が 53%、台地型が 25%である。残りの約 20%は凹型～平滑型に分類される（図－５①，②）。凹型地形と凸型地形との比率が７：３である地すべり発生域の事例 [2]とは全く逆の傾向を示す。

4.4　ゆるみ域の変形モード

ゆるみ域の変形モードを分類すると、クリープが最も多く全体の 34%を占め、続いて複合すべり（主に連続する低角度割れ目＋高角度弱線の組合わせによる）、トップリングが多い（図－５③）。ここで、変形モードを以下に示す３種に大区分して、地質別のゆるみ形態の傾向について検討した（図－５④）。

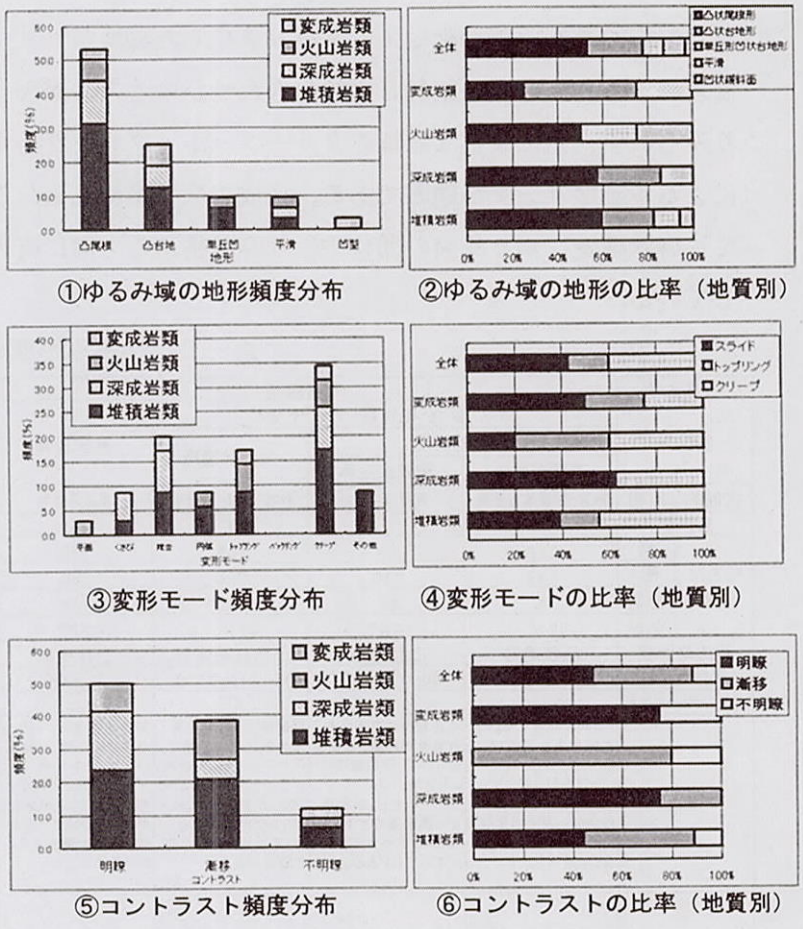
①スライド系・・・平面、複合、くさび、円弧すべり

②トップリング系・・・トップリング、バックリング

③クリープ系・・・岩盤クリープ、膨隆、伸展、（風化岩、はらみだし）

ここで特徴的なのは、深成岩類ではスライド・クリープ系が多くトップリング系が少ないことで、火山岩類では逆に、トップリング系が多くみられる。これは、ゆるみ事例の深成岩類はほとんどが花崗岩で、低角度割れ目の発達により、すべり・流動面的な弱線を形成しやすいため、一方、火山岩類は、一般に高角度をなす冷却節理の開口が発達するため、転倒型のゆるみが進行することが多いためと考えられる。

ここで、変形モードがスライド形態を主とする堆積岩類のゆるみ形状は、一般に斜面勾配がやや緩く、長さと幅の比が地すべり形状と類似している。また変形モードがトップリング形態を主とする火山岩類は、ゆるみ幅が狭く急勾配を呈する特徴がある。このように変形モードはゆるみ形状と相関関係があると思われる。



図－５　ゆるみ域の地形・変形モード・コントラスト頻度分布

4.5　ゆるみ域と非ゆるみ域の地質性状のコントラスト

ゆるみ域と非ゆるみ域の地質性状のコントラストは、明瞭、漸移、不明瞭の３区分とする。ここで、コントラストは、ゆるみ部と非ゆるみ部の境界の判定のしやすさ示しており、判定基準となるものは、各ダムサイトにおいて違いはあるが、概ね、コア状況、岩級区分、開口亀裂数、弾性波速度、ルジオン値などを総合的に判断してゆるみ域を決定している。統計の結果、コントラストが明瞭なものは全体の 50.0%、漸移的なものが 38.2%、不明瞭なものが 11.8%となる（図－５⑤）。地質別の傾向は、深成岩類では明瞭なものが多く、火山岩類では漸移～不明瞭なものが主体で明瞭なものがみられないことが特徴的である（図－５⑥）。深成岩類（主に花崗岩）については、先述の通り、低角度割れ目が流動面を形成する場合が多く、比較的ゆるみ部と非ゆるみ部の境界がわかりやすい。一方、火山岩類は、トップリング形態を呈し深度的に徐々に開口亀裂が増加し、ゆるみが漸移的に変化していることが多い。

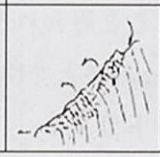
4.6　考察

これまでの統計・検討結果等に基づき、ゆるみ形態の分類を行った。分類は、地質区分を基本として、更に、岩相や、層理面の傾斜方向などの地質構造の細区分により行った（表－２）。

堆積岩類では、斜面に対する層理面の傾斜方向の違いによりゆるみ形態が異なる。堆積岩類は一般的に層理面方向に分離面や断層などの弱線が発達するため、このような弱線が素因となり、流れ盤方向ではすべりもしくはクリープ、受け盤方向ではトップリング形態を示す。岩相による違いをみると、硬質岩である砂岩は、節理の組み合わせによるブロック化、軟質岩である泥質岩や凝灰岩は分離面からの弱線形成による地すべり的な変動形態のゆるみが発生する。深成岩類ではほとんどが花崗岩類の事例であるが、花崗岩類の特徴は、表層はまさ化が著しく全体に低角度と高角度の２方向の割れ目が共存することが多く、割

れ目沿いの著しい土砂化によりブロック化した岩塊がクリープを起こす。花崗岩以外の深成岩類でも、花崗岩のように２方向の割れ目の組み合わせがゆるみの素因となることが多いが、風化による土砂化はあまりみられず、主に硬質な岩塊のクリープ、トップリングが発生する。火山岩類は高角度の冷却節理の開口によるトップリングが顕著である。変成岩類で多く見られるゆるみのパターンは、片麻岩分布斜面において片麻状構造に沿う亀裂の開口や、片麻状構造の方向に貫入する岩脈の層境界が弱線となりゆるみが発生している。

表－２　ゆるみ形態の分類

地質区分		堆積岩類				深成岩類		火山岩類	変成岩類
細区分		砂岩・頁岩・粘板岩・チャートなど			凝灰岩類	花崗岩	花崗岩以外		
		流れ盤層理		受け盤層理					
		砂質岩主体	泥質岩主体						
代表的な岩相		砂岩・砂岩頁岩互層	頁岩・粘板岩	砂岩・頁岩・粘板岩	凝灰角礫岩	花崗岩・花崗閃緑岩	石英閃緑岩	安山岩・かんらん岩	片麻岩、結晶片岩
事例数		6	3	6	6	5	3	3	4
ゆるみ形状	幅	158	60	185	186	197	200	42.5	140
	長さ	192	113	238	288	218	288	170	157
	比高	90	83	165	141	145	215	72	102
	勾配	32.5°	39.0°	42.5°	22.8°	38.0°	44.0°	56.5°	38.3°
平面地形状		凸状地形	凸状地形	凸状尾根地形	凸状地形	凸状地形	凸状尾根地形	凹状地形	凸状台地地形
変形モード		ｸﾘｰﾌﾟorｽﾗｲﾄﾞ	ｸﾘｰﾌﾟorｽﾗｲﾄﾞ	ｸﾘｰﾌﾟ+ﾄｯﾌﾟﾘﾝｸﾞ	ｽﾗｲﾄﾞ	ｸﾘｰﾌﾟ+ﾄｯﾌﾟﾘﾝｸﾞ	ｸﾘｰﾌﾟ+ﾄｯﾌﾟﾘﾝｸﾞ	ｸﾘｰﾌﾟ+ﾄｯﾌﾟﾘﾝｸﾞ	ｸﾘｰﾌﾟ+くさびすべり
ゆるみコントラスト		△～○	△	○	△	○～△	○	△	○
特徴		2方向に発達する節理の組み合わせによりブロック化した岩塊がクリープを引き起こす。新第三紀以降のものは地すべり性の変形（すべり面が存在）を生じ、規模も大きい。	泥質岩中に存在する剥離面が弱線となる場合が多く、開口節理により岩塊のブロック化がみられたり、亀裂面から風化進行すると粘土化し、すべり面を形成することがある。	層理面に沿って高角度の割れ目が発達し、浮き石状となった岩塊がクリープあるいはトップリングを起こす。トップリングが進行すると、すべり面を形成する場合がある。	凝灰岩類はスレーキングや風化を起こしやすいため、それに伴ってすべり面的な弱線が形成されることがある。その結果、地すべり性のゆるみが発生することが多い。	表層部はまさ化が著しい。全体的に発達している低角度と高角度の2方向の節理および断層の組み合わせによりブロック化し、低角度割れ目に沿って岩塊がクリープ（一部トップリング）を起こす。	花崗岩類同様、高角度と低角度の2方向の割れ目の組み合わせがゆるみの素因となること多い。全体的に浮き石状となった硬質な岩塊が、トップリングまたはクリープを起こすことが多い。	冷却節理（高角度をなす節理）の開口が著しく、トップリングが多くみられる。また、トップリングが進行すると、破砕面がすべり面となることがある。	片理面に沿う断層や、貫入岩との層境界が弱線となり、そこから開口亀裂が発達し浮き石状となった岩塊がクリープを起こす。また、層理が高角度の場合はトップリングもみられる。
ゆるみモデル図									

５．まとめおよび今後の課題

①ゆるみ発生場は主に凸状地形を呈し、ゆるみの形状は地すべりの形状と比較すると、全体的に小規模かつ急勾配である。

②ゆるみはあらゆる地質で発生するが、卓越する変形モードは地質別に特徴があり、例えば火山岩類であればトップリングが、堆積岩類（特に凝灰岩類）ではスライドが主体となる。

③ゆるみを認識させている開口亀裂は、大半が、層理や片理方向に発達する節理や断層に起因するものである。このような基本的な地質構造はゆるみ形態を強く支配しており、地質構造を充分に把握することは、ゆるみモデルを特定するための重要な指標となる。

④今回の事例調査は、ダム毎の独自の評価により得られたデータを基に検討しているため、今後は、ダム毎のゆるみを、同一基準をもって再評価し、統計・解析結果を見直す必要がある。

⑤調査事例数が少ないため、上記分類以外のゆるみパターンが存在することが考えられる。よって、ゆるみ事例の追加調査を行い、分類を再検討する必要がある。

６．謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた地質チームの脇坂上席研究員、佐々木主任研究員、阿南主任研究員、並びに地質チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属　（株）荒谷建設コンサルタント

＜参考文献＞

1)　文部科学省国立天文台編；理科年表,p.684,2002

2)　建設省土木研究所砂防部地すべり研究室；地すべり実態統計（その２）　土木研究所資料 1121 号, pp.8-39, 1976

ＧＩＳによる道路斜面崩壊のリスク推定技術に関する研究

（指導期間　平成13年12月～平成14年3月）

研究室名　地質チーム
氏　　名　福田徹也

１．まえがき

多くの急斜面が発達するわが国では豪雨や地震動により斜面崩壊が多発し、時として大規模な災害が発生している。特に、道路斜面での崩壊は道路の通行止めなど社会活動に多大なリスクを伴うことが多い。このようなリスクを低減するためには、道路斜面災害に対するリスク評価を適切に行うことが必要不可欠である。しかしながら、斜面崩壊予測の困難さや道路周辺の地形情報の少なさなどから必ずしも適切なリスク評価が行われていないのが現状である。

斜面崩壊予測には、“いつ（誘因条件）”“どこで（素因条件）”“どのぐらい（崩壊規模）”の予測が必要となり、さらに斜面崩壊発生の結果に伴う現象（崩壊土砂の到達範囲）の予測も必要となる。これらの一連の予測が可能となって初めて斜面崩壊の予測が確立され、さらに、地域の社会経済的状況（社会環境）を重ね合わせることによりリスクの推定が可能となる。このようなハザード解析では空間情報を複合的に取り扱うため、DEM（Digital Elevation Model）や地理情報システムGIS（Geographic Information Systems）を用いることが最も有効であり、かつ解析結果の表示に適している。

２．研究目的

本研究は、道路斜面のハザード推定の技術を確立するとともに、GIS等によるハザード解析技術を確立することを目的とする。

本研究では研究内容をハザード推定技術の初期段階と位置付け、斜面崩壊の発生予測と崩壊により生産された崩土の到達範囲の予測手法について検討・解析を試みることとし、平成13年度は特に崩土到達範囲の予測について検討を行った。

３．研究方法

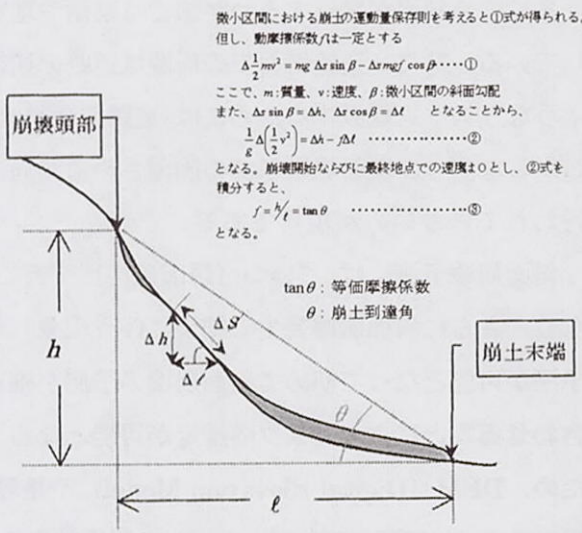
リスク推定ならびにGIS等によるハザード解析に関する文献の中から、①斜面崩壊危険度、②崩壊規模、③崩土の到達範囲、④対策工の効果、に着目し文献調査を行うとともに過去の崩壊事例の解析を行い、崩土到達範囲の予測手法について考察を行った。

4．研究結果および考察

本研究では、崩土到達範囲を Random Walk Model と崩土の到達距離を組み合わせることにより、確率的に導く手法を考案した。

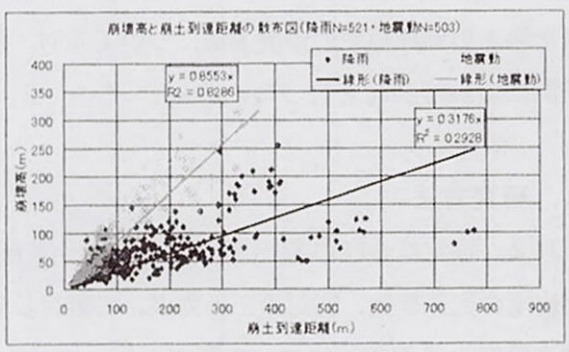
Random Walk Model は、地形情報を DEM で求め、グリッド間での点の遷移確率を与えることにより、崩土の移動過程を単純な運動モデルとして取り扱う手法である。点の遷移確率は、質点の運動モデルによる流速に比例する考え方[1]や単純に地形勾配に比例する考え方[2]などが報告されている。しかし、質点の運動モデルによる考え方では、内部摩擦係数など複数の定数を設定しなければならない欠点がある。一方、地形勾配に比例するモデルでは点の停止条件の設定が難しい欠点がある。しかし、Random Walk Model における点の停止条件は、崩土の到達距離が求まれば設定可能となる。このため、本研究では、Random Walk Model における点の停止条件を崩壊高から確率的に求めることを考案した。

一般的に、崩土の到達距離を予測する有効な指標として、図－1に示すように崩壊頭部から崩土末端までの崩壊高（h）と崩土の到達距離（ℓ）との関係が挙げられる[3) 4) 5)]。Scheidegger[6]は、このような崩壊高／到達距離（図－1の $\tan\theta$ に相当）は、動摩擦係数（一定とみなす）に等しくなることを物理的に説明し（図－1参照）、この係数を平均摩擦係数（Average coefficient of fraction）と呼んでいる。また、HSÜ[7]は同様の係数を等価摩擦係数（Equivalent coefficient of friction）と呼んでいる。いずれの論文でも崩壊高と到達距離の関係は直線式で近似できることを示している。$\tan\theta$ は等価摩擦係数と呼ばれており、θ は崩土到達角と呼ばれている。



図－1 崩壊高(h)と崩土到達距離(ℓ)の関係

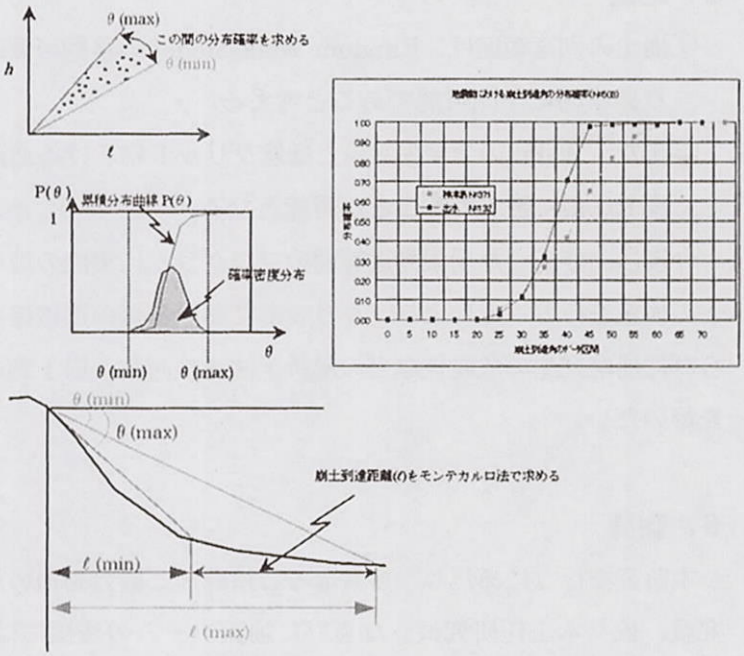
上記のことから、崩壊頭部ならびに崩土到達角が既知である場合には、崩土の到達距離をある程度予測することは可能である。つまり、崩壊頭部と地形線を結ぶ直線の角度が崩土到達角と等しくなる点を探せばよいこととなる。しかしながら、崩壊高／到達距離の関係は直線式で強い相関を示すものの多少のばらつきも見られ、さらに、奥田[8]も指摘するように下流緩勾配斜面では崩土到達角に対する崩土到達距離が大きくなる。このため、両者が相まって崩壊高から得られる崩土到達距離には、誤差を伴いやすい問題がある。また、土木研究所報告書[9) 10)]によると、崩土到達角の値は、崩壊の誘因によって大きく異なることを明らかにしている。図－2は、降雨ならびに地震動による斜面崩壊の崩壊高と崩土到達距離の関係を示したものである。崩壊高と崩土到達距離には前述したように直線関係が存在するものの、ばらつきも認められる。特に降雨による斜面崩壊ではそ



図－2 斜面崩壊の崩壊高と崩土到達距離の散布図
降雨（N=521）・地震動（N=503）

のばらつきが大きい。土木研究所報告書[9]によると、降雨による崩壊高と崩土到達距離の相関が低い要因として、地域性ならびに堆積域の地形状況を挙げており、それらを考慮した区分で両者の相関は高くなると結論付けている。

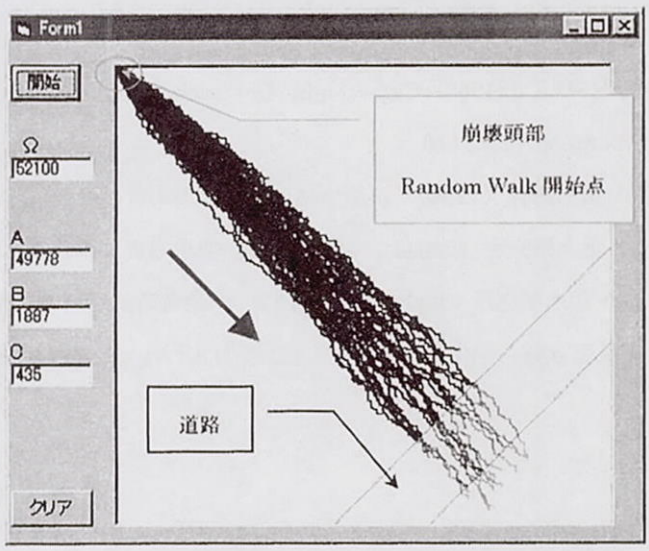
図－3 に示した地震動による崩壊のように、崩土到達角のばらつきを確率的に考慮するため、崩壊高と到達距離の関係から、崩土到達角の確率密度分布ならびにその累積分布曲線の算出を行った。この算出により崩土の到達距離は、崩土到達角の確率関数として導かれる。この結果を前述した Random Walk Model の移動可能条件として設定することにより、点の移動距離つまり停止条件が確率的に求まる。



図－3 崩土到達距離の導き方と崩土到達角の分布例

具体的には、グリッド間における点の遷移確率を設定し、図－3 に示す累積分布曲線に乱数を与えて得られた（モンテカルロ法[11]）崩土到達角から崩土の到達距離を求める。乱数によって得られた崩土の到達距離だけ Random Walk を繰り返す処理を行う。崩土到達距離は、崩土到達角の最大値と最小値の間で確率関数で与えられた値で変動するため、この一連の処理を十分に繰り返すことにより崩土到達距離のばらつきを確率的に考慮することが可能となる。なお、最も遠くまで移動する点（Walk の最大回数）は、崩壊頭部から最急勾配に沿う移動と仮定する。一連の作業によって得られる点の軌跡が崩土の堆積状況を示すと考えられるため、Walk の全発生回数|Ω|ならびに任意グリッドにおける Walk の通過回数|A|から、崩土の通過確率の算出も可能となる。

図－4 に、Visual Basic により作成した崩土到達範囲シミュレーションプログラムの結果例を示す。このシミュレーションは、画面左上端を崩壊頭部とし、矢印の方向に最大傾斜を持つ同一地形勾配を初期設定として簡易的に与えている。なお、点の遷移確率は地形勾配に単純に比例すると仮定する。また、画面右下には仮想の道路を設定し道路内を通過する点ならびにそれを超える点の軌跡の色を変えている。さらに Walk の全発回数をΩ、道路にまで達しない Walk 回数を A、道路に達する Walk 回数を B、道路を越える Walk 回数を C として表示している。図－4 に示すシミュレーション結果例では、道路に達する崩土の確率 P(Ω／(B+C))は、4.4%と算出される。



図－4 崩土到達範囲のシミュレーション結果例

5．結論

①崩土の到達範囲は、Random Walk Model の移動可能距離を崩土到達角の分布確率から求めることにより確率的に予測可能であると考える。

②また、Walk の全発生数Ωと任意グリッドにおける通過回数Aから、任意グリッドにおける崩土通過確率P(*pass*)を求めることが可能となる。

今後は、作成した崩壊到達範囲のプログラムに実際の地形情報を DEM で与え、実際に起こった崩壊事例との検証を行うことにより、グリッドにおける点の遷移確率などの検討を行いたい。さらには、崩壊規模ならびに崩壊発生の危険性などの解析手法を検討し、崩土到達範囲の予測と組み合わせハザードマップの作成を行いたい。

6．謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導・ご協力を頂いた材料地盤研究グループ地質チームの脇坂上席研究員、佐々木主任研究員、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。

（株）関西総合環境センター

参考文献

1) 今村遼平・杉田昌美（1980）：Random Walk model による土砂堆積シミュレーションについて，新砂防，114 号，pp. 17～26.

2) 芦田和男編（1985）：扇状地の土砂災害、株式会社古今書院，pp.220.

3) 森脇　寛（1987）：崩土の到達距離予測，地すべり，Vol24, No.2,pp.10～16.

4) 反町雄二（1977）：崩壊土砂の流下距離，土木技術資料，19-10，pp. 37～42.

5) 釜井俊孝・野呂春文(1988)：1987 年千葉県東方沖地震による上総丘陵の斜面崩壊－分布と形態について－，応用地質,Vol.29,No.4,pp.1～10.

6) SCHEIDEGGER,A,E.(1973)：On the Prediction of the Reach and Velocity of Catastrophic Landslides,Rock Mech.,pp.231～236.

7) HSÜ,K.J.(1957)：Catastrophic Debris Streams(Sturzstroms) Generated by the Rockfalls, Geol. Soc. Am. Bulletin, Vol.86,pp.129～140.

8) 奥田節夫（1986）：斜面崩壊にともなう物質の移動過程，地質学論集，No.28，pp.97～106.

9) 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.

10) 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.

11) 宮武修・中山隆（1960）：モンテカルロ法，日刊工業新聞社，pp.198.

液状化を考慮した合理的な橋梁の耐震設計に関する研究

～液状化地盤における地盤変形を考慮した模型振動実験～

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　振動チーム

氏　　名　小野和行

1．まえがき

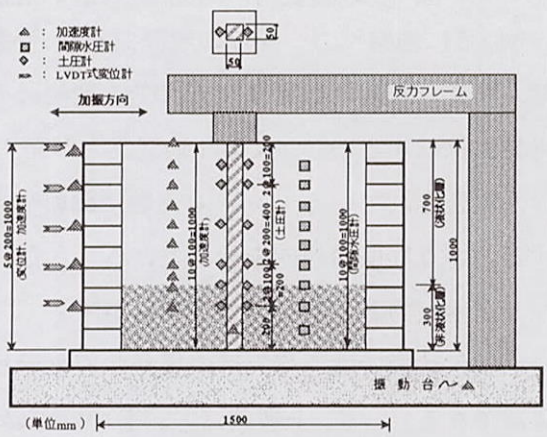
過去に経験した多くの震災事例から液状化地盤における杭基礎の被害が報告されているが、近年その中で、杭頭部以外の杭中間部・深部（液状化層と非液状化層との境界付近）においても被害が確認されている。これらの原因が、上部構造物の慣性力以外に地盤の液状化に伴う地盤変形によるものであることが種々の研究[1)]で報告されている。しかし、その影響は未解明な点が多く定量的に評価するまでは至っておらず、液状化地盤における地盤変形が杭基礎に及ぼす影響を把握することは重要であると考えられる。

2．研究目的

液状化の影響を考慮した橋梁基礎のより合理的な耐震設計手法を確立することを目的とした基礎研究の一環として、液状化地盤における地盤変形を考慮した振動実験を行い、液状化時に杭基礎に作用する地盤反力に関する検討を行った。

3．実験概要

図－1に実験模型の概要及び計測器配置を示す。実験は、独立行政法人土木研究所の大型振動台（長さ8m×幅6m）の上に内寸長さ1.5m×幅0.75m×高さ1.0mのアルミ製せん断土槽を設置し実施した。土槽内には地盤変形による土圧を精度良く計測するために、振動台上に設置した反力フレームに杭頭を固定、杭先端も土槽底面に固定した中実角鋼（□50mm）を剛体杭模型として配置した。

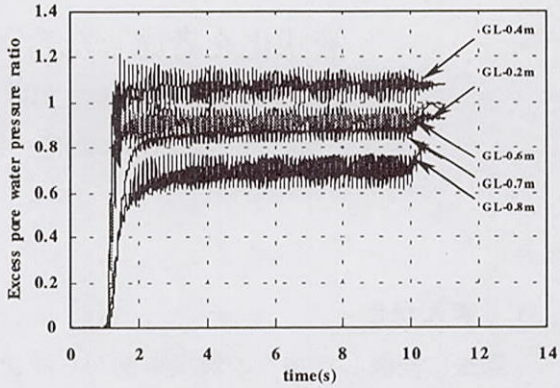


図－1　実験模型の概要及び計測器配置

計測項目は、せん断土槽のフレーム及び地盤の加速度、杭に作用する土圧、地盤の間隙水圧、せん断フレームの水平変位とした。地盤材料には豊浦砂を用い、上層地盤（液状化層）及び下層地盤（非液状化層）の2層地盤とし、相対密度は各々約40,80%に設定した。実験毎に土槽底面から30cmの位置に配置したパイプにより水を供給し、ボイリングを行い所定の相対密度になるように飽和地盤を作成した。また、加振波形は正弦波8Hz・200gal（目標）とし、加振時間は10秒で前後1秒のテーパを設けた。

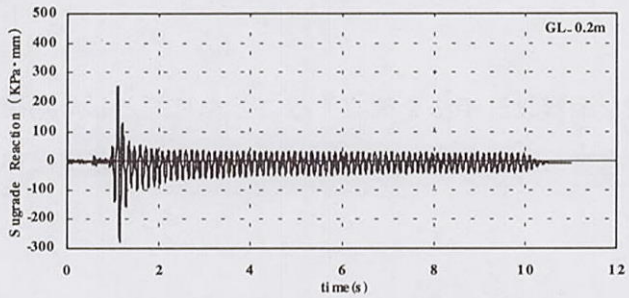
4．実験結果

図－2 に過剰間隙水圧比 Lu の時刻歴を示す。これより過剰間隙水圧比は加振開始直後、一気に上昇し上層地盤 GL－0.2,0.4,0.6m では液状化していることが分かる。下層地盤 GL－0.7,0.8m では、同様に Lu（Lu_{max}≒0.85 程度）の上昇が確認されるものの液状化までは至っていない。

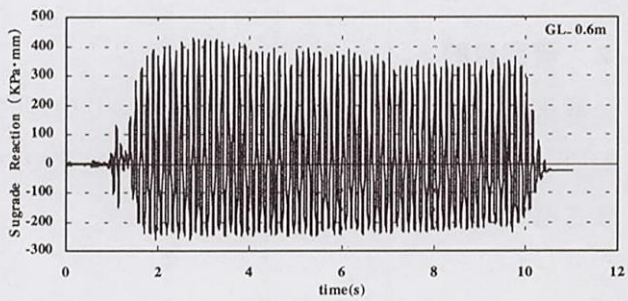


図－2　過剰間隙水圧比の時刻歴

図－3,4 に上層部 GL－0.2m、及び下層部 GL－0.6m における地盤反力の時刻歴を示す。ここで杭模型に作用する地盤反力は、杭の両面で計測した土圧の差である相対土圧に杭幅を乗じたものとした。GL－0.2m においては、加振開始直後では地盤反力は増加するが、その後 Lu 上昇とともに減少し概ね一定振幅となる。これに対し GL－0.6m での地盤反力は Lu 上昇時に若干の減少が見られるものの、その後は増加し概ね一定振幅となる。その値は GL－0.2m に比べ約 8 倍程度と大きく、有効上載圧の影響を受けているものと考えられる。

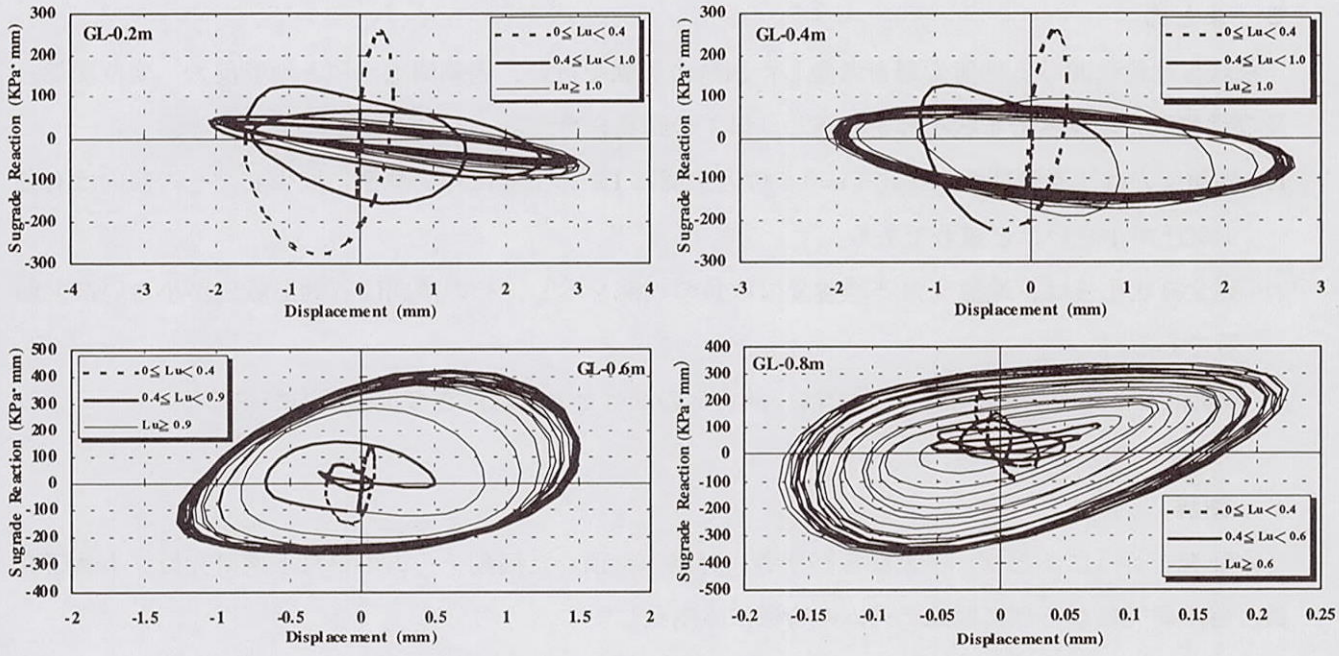


図－3 地盤反力の時刻歴（GL－0.2m）



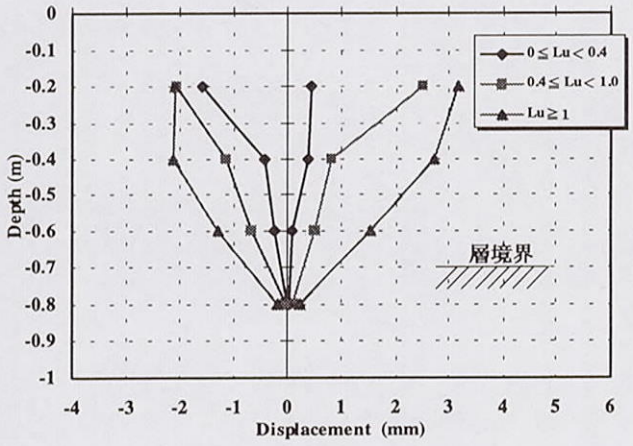
図－4 地盤反力の時刻歴（GL－0.6m）

図－5 に地盤反力－変位の履歴曲線を、過剰間隙水圧比 Lu の上昇過程毎に示す。ここで地盤変位は、せん断フレームに設置した LVDT 式変位計の計測値とした。GL－0.2,0.4m においては、0≦Lu＜0.4 で地盤変位は小さいが、大きな地盤反力が発生している。地盤の剛性は Lu=0.4 を境に急激に減少することが報告されている[2)]が、本実験においても Lu≧0.4 では地盤変位は増加する一方、地盤反力は減少するという同様の傾向を示している。さらに Lu が大きくなる過程で、履歴曲線は楕円形のループとなり地盤反力と地盤変位で位相差が生じていることが分かる。GL－0.2,0.4m においては、Lu≧１の完全液状化状態では、楕円形の履歴曲線を示しているものの、地盤反力と地盤変位の間には負の相関が確認できる。一方、上層部ほど顕著ではないが、GL－0.6m においてもほぼ同様の傾向が確認できる。非液状化層である GL-0.8m においては、Lu の上昇とともに履歴ループは広がり地盤反力と地盤変位に位相差が生じる傾向にある。しかし、Lu_{max} 後は概ね一定形状を示し、地盤反力と地盤変位は相関性が良い。これらの結果より、地盤反力は、完全液状化状態では地盤変位と負の相関を示し、その傾向は有効上載圧が小さいほど顕著となる。

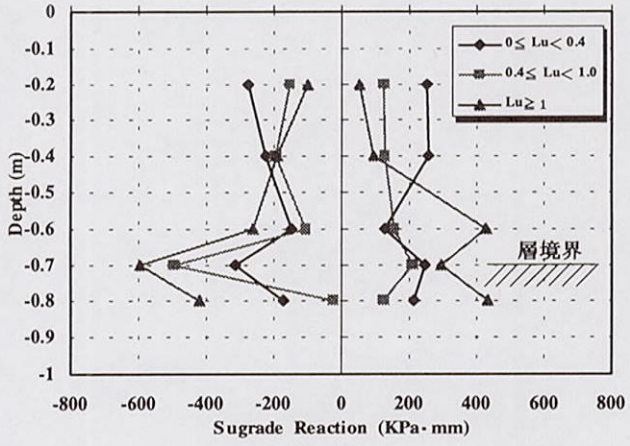


図－5　地盤反力 - 変位の履歴曲線（GL - 0.2,0.4,0.6,0.8m）

図 - 6, 7 のそれぞれに最大・最小地盤変位、及び地盤反力の深度分布を示す。地盤変位は、液状化進行とともに増加することが確認できる。一方、地盤反力については液状化層と非液状化層で顕著な違いが確認できる。0≦Lu＜0.4 においては、全深度概ね同程度の地盤反力が生じているが、Lu≧0.4 の場合は GL - 0.6m 付近を境に液状化層の地盤反力は減少する一方、非液状化層は増加する傾向が見られる。特に液状化層と非液状化層の境界 GL - 0.7m 付近では、液状化の進行に伴い杭模型に作用する地盤反力は増加し、上層部が完全液状化状態になった場合に最大値となることが確認できる。



図－6　最大･最小地盤変位分布図



図－7　最大･最小地盤反力分布図

５．まとめ

液状化地盤における地盤変形を考慮した振動台実験を行い、過剰間隙水圧と地盤反力－変位関係、及び地盤反力の深度分布状況等を確認し、以下の知見を得た。

1) 地盤反力は、過剰間隙水圧比 Lu=0.4 付近を境に Lu の上昇に伴い急激に減少し、その傾向は有効上載圧が小さいほど顕著である。

2) 完全液状化後は、地盤反力と地盤変位は負の相関を示し、その傾向は有効上載圧が小さいほど顕著である。

3) 液状化層と非液状化層境界付近では、液状化の進行とともに大きな地盤反力が生じる。

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、小林研究員、谷本研究員ならびに振動チームの皆様に感謝致します。

所　属　（株）共立エンジニヤ

【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) 田村,東,小林,森光,佐藤：液状化による水平地盤反力の低減に関する実験的研究，土木研究所資料第 3697 号，2000 年 2 月

液状化を考慮した合理的な橋梁の耐震設計に関する研究

～液状化地盤における模型振動実験～

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　振動チーム
氏　名　鈴木貴喜

1．まえがき

平成7年兵庫県南部地震を含む近年の地震では、落橋につながるような液状化（およびそれに伴う流動化）による橋台の被災は確認されていないものの、橋台やパラペット、支承、躯体等が損傷した事例や橋台躯体が傾斜した事例が報告されている。また、近年では、平成12年鳥取県西部地震において地盤の液状化・流動化の影響により橋台躯体が傾斜するとともに橋台取付け部に段差が生じるような被害が報告されている[1)]。

一般に、背面に常に土圧を受ける橋台の液状化時の挙動は一般の橋脚とは異なり、耐震設計の合理化のためには、液状化地盤における橋台の地震時挙動（振動特性）を適切に評価することが必要であると考えられる。

2．研究目的

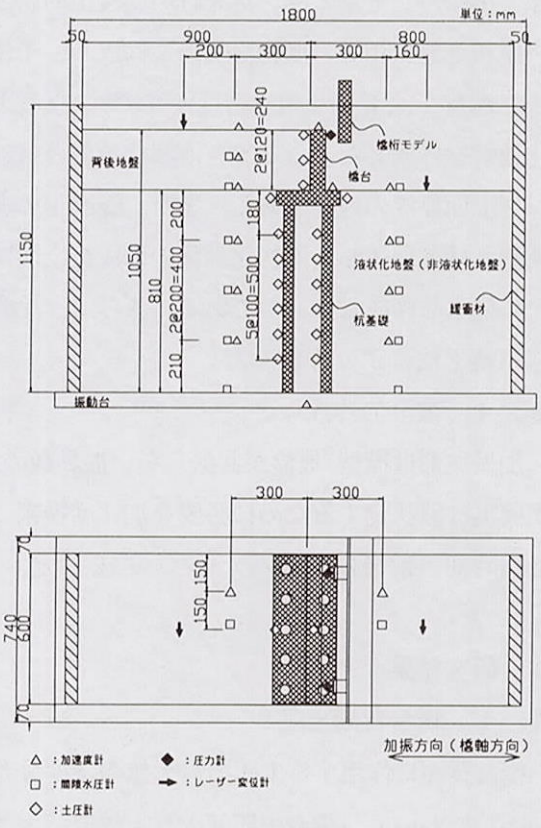
液状化が生じた場合の橋台の地震時挙動については、橋台が背面に土圧を受ける構造物であることもあり、未解明な点も多く残されている。また、既往の研究において、液状化地盤上の橋台に着目した振動実験は少ない[2) 3)]。

そこで本研究では、液状化地盤における橋台の地震時挙動の把握を図るため、橋台模型および杭基礎模型を使用した、1G場における模型振動実験を行った。本稿では、橋台および杭基礎に作用する土圧に着目した結果について報告する。

3．実験方法

3．1　概　要

本実験では、独立行政法人土木研究所所有の中型振動台（長さ3.0m×幅2.0m）に実験土槽（内寸 長さ1.80m×幅0.60m×高さ1.15m）を据付け、図－1に示すように土槽内に地盤・橋台・杭基礎模型を設置し、橋軸方向に振動台を加振することで模型振動実験を行った。実験ケースは、表－1のように設定した。



図－1　模型概要および計測器の配置

3．2　実験模型および計測項目

実験土槽には、実験状況を観測できるように透明アクリル版を側面に施し、土槽の加振方向には、地盤の反射の影響を抑えるため、厚さ50mmの緩衝材を取り付けた。実験模型の諸元を表－2に示す。橋台模型は、ＲＣ構造物の単位体積重量（24.5kN/m^3）に合うように、厚さを調整した鋼板製とした。杭模型は、曲げ剛性を考慮し[4]、アクリル製とした。

計測項目は、橋台・地盤内の加速度、橋台・杭基礎に作用する土圧、前面地盤・背後地盤の間隙水圧、背後地盤の沈下量、前面地盤の隆起量および橋桁モデルからの水平方向荷重である。ここで、橋桁モデルは、橋台上端部の前面側への変位を拘束するために設けたものである。

表－1　実験ケース

実験ケース	入力波形	地盤条件	橋台上端の拘束
Case 1	5 Hz 400gal 15sec	非液状化	あり
Case 2		液状化	
Case 3			なし

表－2　実験模型の諸元

模　型	諸　元	
橋台	形式	逆Ｔ式橋台
	材質	鋼製
杭基礎	材質	アクリル
	杭径	２５mm
	本数（軸×角）	２×５
	長さ	７５０mm
	拘束条件	上下端固定

3．3　地盤作成方法

地盤材料には豊浦砂（表－3）を使用した。試験ごとに土槽底面に設置したパイプから水を注入（ポンプにて供給）してボイリングを行い、目標の密度より緩い飽和地盤（相対密度約 40%）を作成し、予備加振により地盤を沈下させ相対密度が 60%になるよう液状化地盤を作成した。ここで、液状化地盤とは、フーチング上面以深の地盤である。また、Case 1の非液状化地盤とは、前述した液状化地盤の作成後、間隙水を完全に排水し作成したものである。さらに、背後地盤については、相対密度が85%になるよう乾燥砂を用いて空中落下法により作成した。

表－3　地盤材料の物性値

地　盤	諸　元	
土粒子の比重Gs	2.635	
最大間隙比e_{max}	0.925	
最小間隙比e_{min}	0.604	
相対密度(%)	背後地盤	85
	非液状化地盤	60
	液状化地盤	

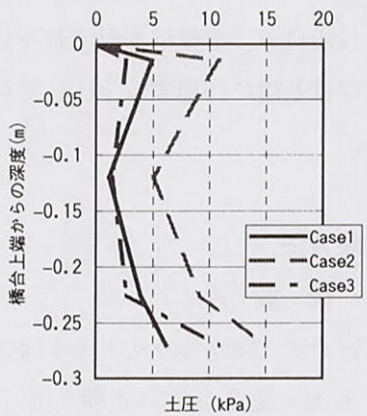
3．4　波形の作成

加振波形は模型-地盤が共振しない振動数の正弦波とし、地盤が確実に液状化するために必要な加速度振幅（目標 400gal）・加振時間（前後に１秒のテーパー）を設定した。

4．研究結果

4．1　橋台背面土圧

橋台背面に作用する土圧の最大値の深度分布を図－2に示す。Case1 において、橋台中間部より上端部で大きな土圧が発生していることが確認できる。同様にCase2においても、中間部よ

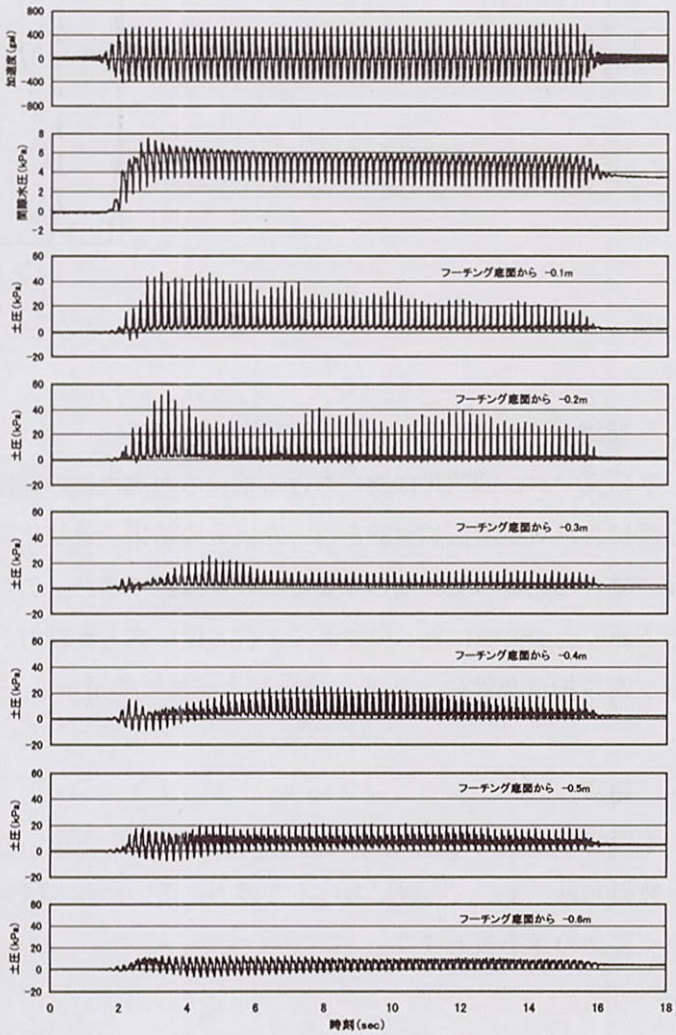


図－2 橋台に作用する土圧の最大値分布

り上端部で土圧が大きくなっていることが分かる。しかし、Case3 においては、上端部と中間部の土圧の大きさに差は見られない。Case1,2 と Case3 の違いは、橋桁モデルの有無であるため、橋桁モデルの橋台上端部への拘束の影響により、橋台上端部の土圧が大きくなったものと推定される。背後地盤の慣性力による水平力が、橋台上端部に発生した土圧の主たる原因と考えられるが、今回の実験結果からは、原因の特定には至らなかった。今後、橋台上端部土圧が大きく発生した原因を、背後地盤下面の液状化（側方流動）の影響も含めて、明らかにしていく必要がある。

4．3　杭に作用する土圧

Case2 における入力加速度、背後地盤のフーチング上面からの深度-0.2m での間隙水圧および後列杭に作用する土圧の時刻歴を図－3 に示す。杭全体の土圧の発生状況を見ると、加振開始と同時に土圧が増加し、加振終了と同時に土圧は収まる。つまり、今回の実験では、被災事例で報告されている、地震後に流動現象が起こるという時間的なずれは確認できなかった。また、フーチング底面から-0.1m,-0.2m の土圧に着目すると、間隙水圧の上昇に伴い土圧の増加が確認できる。これは、液状化の進行に伴い、杭に作用する土圧が増加することを意味する。

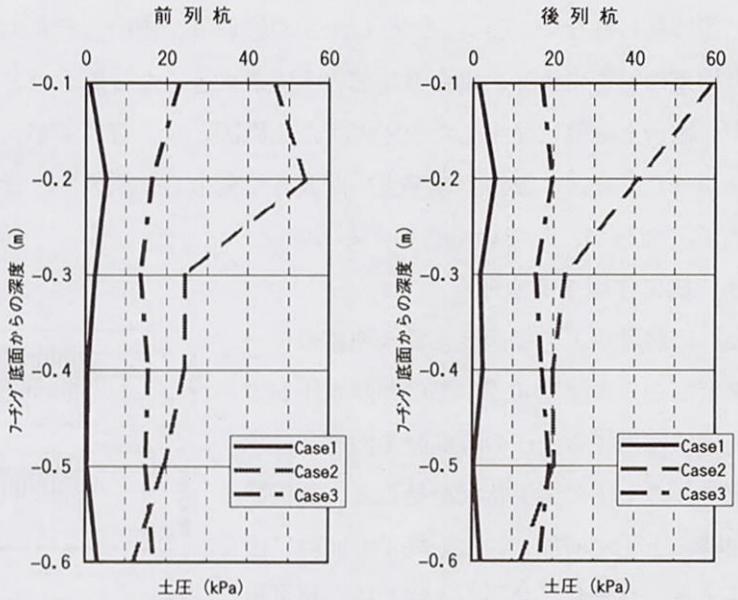


図－3　杭に作用する土圧の時刻歴（Case 2）

次に、杭に作用する土圧の最大値の深度分布を図－4 に示す。Case1 より Case2,3 の土圧の方が大きくなっている（Case2 の深度-0.1m、-0.2m で約 20 倍、その他の深度で約 10 倍）。この理由は次のように考えられる。常時においては、背後地盤と前面地盤に土圧差が生じているが、地盤の液状化に伴い背後地盤が沈下し、その橋台下面の土が橋台前面に押し出され、前面地盤が隆起する現象が起こる。そのときの橋台前面地盤への土の移動分が、側方流動力として杭基礎に作用したものと考えられる。次に表－4 から、Case2 より Case3 の方が沈下量・隆起量とも大きく、土圧が大きく発生することが考えられるが、実験結果からは Case2 の最大土圧が、深度-0.6m を除き Case3 より大きいことが確認された。これは、Case2 では橋台上端部を拘束していることから、側方流動力に対して杭基礎が抵抗し Case3 より大きな土圧が発生したものと考えられる。なお、Case3 では、土圧が杭に作用するのと同時に、橋台が前面側へ変形することから、Case2 と比較して土圧が小さいことが考えられる。また、Case2 の杭頭部付近に発生した大きな土圧は、橋台上端部の拘束の影響によるものと推定される。

表－4 背後地盤の平均沈下量および前面地盤の平均隆起量

実験ケース	背後地盤の沈下量(mm)	前面地盤の隆起量(mm)
Case 1	0	0
Case 2	30	40
Case 3	90	80



図－4 杭基礎に作用する土圧の最大値分布

5．結論

本研究では、液状化地盤における橋台の耐震性能の把握を目的に、橋台や杭に作用する土圧に着目し、1G場における模型振動実験を行った。その結果、液状化時において杭基礎に作用する最大土圧は、液状化しない場合と比較して、大きくなることが確認できた。これは、地盤の液状化により、背後地盤が沈下し、その下面の土が前面に押し出されて、杭基礎に側方流動力として作用したことが原因と考えられる。また、橋台上端の拘束条件によって、橋台および杭に作用する土圧の性状の違いを確認することができた。

6．謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた耐震研究グループ振動チームの田村上席研究員、小林研究員、また、実験におけるご協力を頂いた谷本研究員、礒部実務訓練生、並びに振動チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所 属　(株) ヒロコン

【参考文献】

1)例えば、佐々木他：2000 年鳥取県西部地震において橋台基礎に作用した流動力に関する検討，第 56 回土木学会年次学術講演会，2001

2)佐々木他:偏荷重が作用する地盤の液状化による地盤流動特性に関する研究,土木研究所資料 第 3000 号，1991

3)（社）地盤工学会：地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム，1998

4)澤田：液状化地盤における抗土圧構造物の挙動に関する実験的研究，第 26 回地震工学研究発表会，2001

集合住宅団地における居住者参加型の屋外環境管理に関する実態と考察

（指導期間　平成１３年 ４ 月～平成１４年 ３ 月）

独立行政法人土木研究所　水循環研究グループ
河川生態チーム　玉木　貴明

1. まえがき

近年、地球環境問題は深刻な状況にあり、住宅政策に目を向けると、建設省（現・国土交通省）では、平成５年度より「環境共生住宅市街地モデル事業」といわれる環境共生住宅の建設の推進を目的とした補助金制度が始まっており、住宅そのものの機能だけでなく周辺の屋外空間に関しても充分に環境へ配慮することを必要としている。また、「環境共生住宅市街地ガイドライン」によると、住民参加による緑地等共同施設の維持・管理等を積極的に計画することが謳われており、これらをコンセプトとした集合住宅はこの制度上の環境共生住宅に限らず増加している。

人々の環境への意識や、生活にゆとりを求める気運が現在もなお高まりをみせる中で、身近な屋外環境が果たす役割は大きく、例えば花壇などに見られる居住者の共同作業は、屋外環境への意識をさらに高め、自主的な屋外環境整備への参加や維持・管理を促す可能性があり、さらには居住者間のコミュニティ形成にも役立つと考えられる。

今後、集合住宅団地（以下団地）においては、居住者の利活用を考慮した屋外環境の整備が必要であり、居住者による維持・管理を考えた場合、事業者や計画者等の支援が求められる。

本研究では、団地における居住者と屋外環境との係わりに着目し、各団地で行なわれている居住者の維持・管理活動の実態より、現在の問題点を明らかにすると共に、活動成立のポイントと活動に対しての事業者及び計画者等の支援のあり方について考察することを目的とする。

なお、本研究でとりあげる屋外環境とは、主に緑環境とする。

2. 調査研究方法

団地居住者と屋外環境との係わりの実態を明らかにするために、居住者の活動が行なわれている団地の中で、活動年数の浅い三団地（サンヴァリエ桜堤、深沢環境共生住宅、三芳北永井森の里団地）と活動年数の長い一団地（サンシティ）を選定し、実際に活動に参加している居住者数名にグループヒアリングを行なった。ヒアリング内容については、①活動発足のきっかけ、②活動主体、③活動内容、④活動資金、⑤活動に対する支援、⑥活動経緯、⑦課題に重点を置いた。ヒアリングで得られたデータは、それぞれの団地ごとに整理し、団地間で比較を行ない共通点と相違点を明らかにした。最後に、一般的な活動の経過を想定し、活動成立のポイントと事業者や計画者等による支援のあり方と課題について考察した。

調査対象団地の概要については表－１に示す。

表－１　調査対象団地概要

団地名	サンヴァリエ桜堤	深沢環境共生住宅	三芳北永井森の里団地	サンシティ
所在地	東京都武蔵野市	東京都世田谷区	埼玉県入間郡	東京都板橋区
概　要	都市基盤整備公団 （賃貸住宅） ・建替え ・927 戸	世田谷区営住宅 （賃貸住宅） ・都営住宅団地を世田谷区に移管し、建替え ・70 戸	埼玉県営住宅 （賃貸住宅） ・75 戸	民間分譲住宅 ・約 1700 戸
入　居	平成 11 年 10 月～ （一期建替え完了部）	平成 9 年 4 月～	平成 11 年 4 月～	昭和 52 年～ （第一期入居）
活動資源	・共同花壇 ・ビオトープ（敷地内）	・共同花壇 ・屋外緑化部	・共同花壇、菜園	・共同花壇 ・植栽

3.　調査研究結果、考察

ヒアリング調査結果の全容は、表－２に示すとおりである。ヒアリングデータより、各団地の活動状況を①団地の自治組織・管理組織の立ち上げと屋外環境管理・運営状況、②屋外環境の管理内容、③居住者の自然環境への意識、④外部からの支援、の四点に整理し、考察を行った。

3．１　団地の自治組織、管理組織の立ち上げと屋外環境管理・運営状況

サンヴァリエ桜堤（以下桜堤）では、事業者である都市基盤整備公団（以下公団）と設計コンサルタントで「わかばの会」という居住者の活動団体を立ち上げ、花壇の運営を始めているものの、イベント等については、公団が主導で行われている。

深沢環境共生住宅（以下深沢）では、居住者による屋外管理が約束されていたため、自治会による管理・運営が行われている。戻り入居者でもある自治会長が植栽に関する、ある程度の知識があるため、当初から大木が多くあっても比較的良好に保たれている。

三芳北永井森の里団地（以下三芳）では、雑木林の落葉清掃が自治会で行われている。中低木の剪定、高木の管理（県との折衝事項となる）については、まだ方策がとられていない。

サンシティでは、入居が始まった当時は、管理組合から造園業者へ委託する形で植栽管理が行われていたが、高木が大きくなった頃、日照や管理費の問題が生じ、「サンシティグリーンボランティア（以下ＳＧＶ)」が発足した。ＳＧＶの前進である「みどりの会」の発足までに入居後１９年を経ている。

以上より、屋外管理は居住者個人の判断で行うことは出来ず、他の団地居住者の合意の下に行われるため、合意形成の場として自治組織・管理組織の立ち上げが重要である。また、それら組織による団地運営が安定するには時間を要することや、建設当時に植えられた若木の管理は、始めは簡易なもので良いが、５年～１０年を経ると大規模な管理が必要となるため、団地の運営組織の立ち上げから成熟プロセスの中に、植栽管理の長期スケジュールを適切にあてはめることが可能であると考えられる。

3．２　屋外環境の管理内容

屋外環境の管理内容については、除草、落葉落枝の管理、中低木の剪定と消毒、高木の大規模剪定と伐採、花壇・菜園の管理と運営が考えられる。

これらのうち、桜堤では、基本的に花壇の運営は居住者によって行われ、それ以外は公団によって実施されている。仙川公園のビオトープの除草については、イベントとして実施したことがある。

深沢、三芳では、高木以外は居住者が実施することになっている。ただし、樹木に関するある程度の知識を持つ居住者がいる深沢と、あまり知識のない三芳では、対応が異なっている。高木については、両団地とも事業者の担当となるが、居住者側と事業者側との間に充分なコミュニケーションが取れていないと居住者は認識しているようである。

サンシティでは、専門家を招き、植栽管理の計画・仕様を決めた上で、委託業者と居住者の管理区分を明確にしている。次第に居住者が行う部分が、居住者の意向により増加しているのが特徴である。

以上より、植栽管理に求める内容・レベルは、個人の趣向や、住宅への樹木の影響の度合いによって居住者間に差があり、これらを客観的に判断し、管理計画を立て、周知させることが重要である。また、居住者の知識にも差があることから、居住者間で知識の継承を行う必要があり、さらには管理について居住者に問題が生じた時に備え、専門家を交えた計画作りや、イベントによる知識の習得が求められる。

3．3　居住者の自然環境への意識

桜堤では、公団・設計コンサルタントを中心に野鳥や生き物観察会による体験学習が実施され、学校のＰＴＡや青少年協会の協力もあり、周辺の子供の参加も始まっている。

深沢では、月一回の清掃に子供たちも参加するなど、大人と一緒に管理することで体験を重ねている。

三芳では、深沢より自然に恵まれているが、実際には、雑木林を大人と子供が共に楽しむような状況には至っていない。交流会も開かれているが、これは自然に親しむことが目的ではない。

サンシティでは、積極的にイベントが開催され、多くの人の参加の機会を創出している。また、ＳＧＶの活動により都市の中での森の機能などを学習し、体験ばかりでなく、シンポジウムを開くなど、居住者の共通認識を育もうと努力している。周辺の中学校とも交流が始まっており、単に団地の環境を守る活動から、地域の都市林、現代の里山管理に類似した活動が行なわれるようになっている。

以上より、知識・体験が欠けているために、豊かな緑に関する価値観が育たず、設計者の意図が伝わっていない点もあり、それを補うために体験学習を行ったり、自然と触れ合うことの出来るイベントを開催したりすることが望まれる。

3．4　外部からの支援

桜堤では、わかばの会等の活動やイベント等で、公団や設計コンサルタントのサポートを受けている。また、イベントでは、専門家の協力、広報活動では、近隣小学校や青少年協会の協力を受けている。

深沢住宅では、入居当初、樹木のネームプレート取り付け会が計画者である設計コンサルタントにより開催されたことがある。その後の植栽管理についての学習会は、知識を持つ居住者がいることから開催されていない。

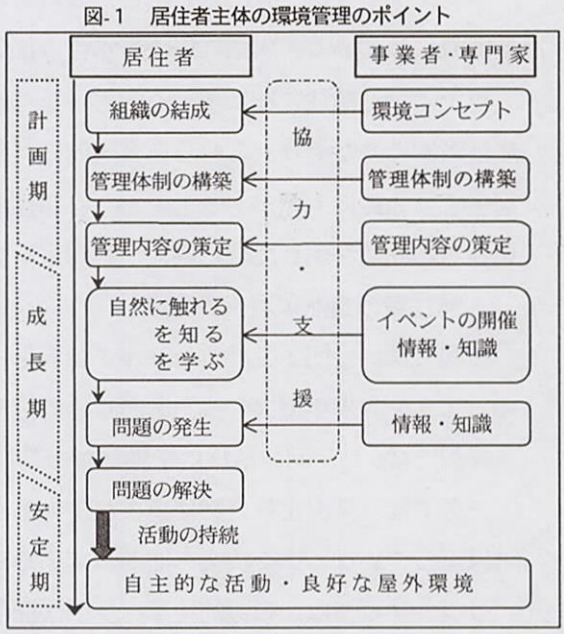
三芳では、外部からの支援を受けていないのが現状である。植栽管理についての知識が無いことから戸惑いがあり、勉強会などを開いて欲しいとの要望もある。

サンシティでは、植栽管理や農作業等の知識を得るために専門家の協力を受けたり、(社) 国土緑化推進機構から「緑の募金事業」の認定をうけるなど、外部からの資金援助もあり、植栽管理が活発化して

いる。また、地域に向けての広報活動により、周辺の学生の参加も始まり、管理する人々に広がりが見られ、学校の授業で団地内の緑を利用して体験学習が開かれる予定もある。

以上より、居住者の知識・体験不足である場合には、事業者や計画者及び専門家の適切な支援が必要であると考えられる。また、活動が未成熟である場合は、戸惑いが生じた際に方策が見つからないことがあるため、さらなる情報の提供等の支援が必要である。活動を継続するための運営資金には、補助金制度等を有効に利用することも居住者に知ってもらうことも重要である。

図-1　居住者主体の環境管理のポイント



4. 結論

集合住宅団地における屋外環境を創出する上で重要である居住者主体の環境管理を実践する場合、

- 団地そのものの運営組織．自治組織・管理組織等の基盤を整備することが大切である。
- その上で、それらの組織をベースに、環境管理の実行体制を構築する必要がある。
- ただし、自治組織が安定するためには、一定の時間が必要であり、組織の成熟度も考慮しながら管理内容を定める必要がある。
- 一方、居住者の団地内の自然環境への意識はその後の活動の成否に強く関わるため、徐々にでも環境管理や、環境との触れ合いを体験する機会を、継続的に持つことが大切である。
- さらに個人の価値観が入り、共通認識を得にくい環境管理については、専門家等の第三者を交えながら計画を策定し、そのもとに管理を実行していくことが必要である。
- 特に、環境管理技術や知識を適切な段階で、適切な情報提供が重要である。

5. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた河川生態チームの尾澤上席研究員、島谷前上席研究員、ならびに研究室の皆様に深く感謝の意を表します。また、ヒアリング調査にご協力頂いた団地居住者の方々、および調査作業に協力して下さった（株）岩村アトリエの皆様には、ここに記して感謝致します。

所属　都市基盤整備公団

＜参考文献＞

1）環境共生住宅推進協議会ほか（1998）：環境共生住宅Ａ－Ｚ：信山社出版

2）日本造園学会（1998）：特集・コミュニティ・ランドスケープと緑の住まい：日本造園学会

表－2　ヒアリング調査結果

	サンヴァリエ桜堤	深沢環境共生住宅	三芳北永井森の里団地	サンシティ
活動主体	共同花壇運営　わかばの会（約30名） 一般部：公団が管理 河川部・コンポスト：武蔵野市が管理 イベント：わかばの会・自治会・公団・ｺﾝｻﾙ	自治会（各棟周りは各棟居住者） 屋根緑化部・高木類等：世田谷区（都市整備公社）	自治会その他有志 高木類：埼玉県	サンシティグリーンボランティア（SGV：会員約100名） 理事会の外構管理実行部隊としての位置付け（各棟周りは各棟居住者）
活動期間	平成12年1月～	平成9年7月（自治会発足）～	自治会発足以降～	趣味サークルとしてのみどりの会が前身 平成9年（SGV発足）～
活動内容 管理方法	共同花壇運営（わかばの会） イベント共催	月1回の全体清掃（草刈等植栽手入れ含む） 各棟周りの植栽（主に園芸）は棟毎に随時	月1回の全体清掃（除草含む） 菜園は希望者が実施（希望者が少数）	週1回の植栽等管理作業（20～30人の参加） 季節ごとのイベント
きっかけ 経　過	共同花壇（コミュニティガーデン）活動等 H12.01 第1回植付け作業 H12.03 第2回植付け作業 H12.04 ガーデニング講座 H12.10 ミニミニガーデニング講座 H12.11 わかばの会「リース作りと球根植え」 H13.01 野鳥観察会 H13.06 チューリップ球根掘り上げと夏花壇作り H13.07 雑草とりしませんか H13.08 生きもの観察会 ○イベントに関しては、公団及びｺﾝｻﾙが企画開催はわかばの会、自治会等と共催	・建替えに際して、従前居住者が計画に参加。戻り入居者を中心に管理をしていく前提で多くの樹木を保存 H09.07 自治会発足 H09.08 納涼会開催(設計事務所・自治会共催) H09.11 樹木のネームプレート取り付け会(設計事務所・自治会共催) ・随時、潅木類・中木類の手入れ（中低木剪定・消毒・除草）を実施。 ・当初は屋根緑化についても除草を実施 ・ビオトープのガマ刈等の手入れを実施 ・イベントは希望する居住者が企画し、自治会が補助をする形で実施→子供会等	H11.04～　自治会の組織作り H13.11　交流会開催 ・当初花壇に野菜類を植えた人もいたが、ｴﾝﾄﾗﾝｽ、中庭部分については花壇使用とした ・ｴﾝﾄﾗﾝｽ・中庭花壇は自治会が管理、それ以外の花壇は近くに住む有志による ・費用は自治会もちとしているが、有志の方から請求されることは少ない。 ・南庭部分に菜園があるが、日当り、水の便が悪く、使用希望者が殺到することはない。→広いバルコニーで園芸が可能	・当初は管理組合から業者にほぼ全委託 ・入居18年目で中央林の大規模管理が発生。 ・それまでの管理費ではまかなえず、居住者参加で350本の伐採を実施。 ・以降、外構管理の居住者による実行部隊としてSGVを発足。 ・活動に対する外部評価多数。 ・活動を定着させるため、炭焼き、草刈、焼き芋大会などイベントを織り交ぜ、会員以外の居住者の参加を促す ・植栽管理に関しては、SGV設立に先立ち、理事会からｺﾝｻﾙに委託し、基本計画を策定
特　徴	○建替えに際して、従前居住者が植えた樹木は、幾つかがメモリアルツリーとして移植 ○外構部の管理は基本的に公団 ○コミュニティガーデンはわかばの会が運営わかばの会の活動は基本的に平日 ○共同花壇以外の部分にも居住者が植え込んでいる場所もある ○自然観察会などは、「青少協桜野地区委員会」と連携をとるなど、周辺居住者へと活動の輪が広がる気配が見える。	○随時、潅木類・中木類の手入れ（剪定・消毒・除草）を実施。 ○自治会長が植栽管理の知識を持っており、中心となって実行 ○当初は屋根緑化についても除草を実施 ○ビオトープのガマ刈等の手入れを実施 ○計画としては、根菜類の栽培が可能な菜園も用意してあるが（団地中庭部分）、トラブルが起きることを危惧し、今のところ花壇として使用。 ○敷地の色々な場所で園芸が展開	○自治会として、光熱費等の管理も行うため、自治会の負担が大きく、これまで外構管理はあまりやられていなかった。 ○隣接地も含め、雑木林の中にたつため、落葉落枝の清掃が大変。膨大な落ち葉は堆肥になりきれず、1年目は農家に引き取ってもらったが、現在では堆肥場をあふれる分はごみとして排出。 ○植栽管理について、県はあまりタッチせず、居住者が試行錯誤しながら実施（剪定、落ち葉処理等）	○SGV発足後、年毎に管理作業項目を拡大し、逆に業者委託項目を縮小 ○雑木林内での資源循環の試みを実践。取り組み項目を年毎に拡大。まずは専門化に手法を教えてもらい、後は自分たちで工夫しながら実践 ○次の月の管理スケジュールなどを伝達しながら参加しやすい活動を心がける。 ○SGVの活動を意識的に対外的に発表し、外部からの評価を受け、自らの位置付けを確認しながら活動を展開。
課　題	○基本的な管理は居住者から切り離されているため、コミュニティガーデンの運営や観察会などのイベントに居住者の参加の場面が限定される。 ○外構要素が多岐にわたるが、管理運営について居住者には情報が明らかになっていない。 ○イベント企画も現時点ではまだ公団が主体であり、居住者独自の展開には至らず。ただし、企画に関するアイデアは居住者からも出るようになってきている。	○新しい人間関係のなか、自治会が落ち着いてきた段階。 ○移植樹木が多く、そろそろ大規模な植栽の手入れが必要な時期に入っている。 ○植栽管理の考え方は、植物にも詳しい主に自治会長（戻り入居）によっている。植物に関する知識差が大きく、植栽管理について全体で議論をする状況にはない。 ○今年から、造園業者を入れながら、樹木管理を行う（自治会長が調整、公社が発注）	○H13夏に植栽部に虫が大量に発生（居住者の認識）。県及び業者の認識ではそれほどではないということで処置されず。 ○一部常緑樹による日照障害のクレーム ○県は「環境共生」という趣旨から現状維持を薦め、居住者との認識の差が見られる。 ○自治会の運営、外構部の管理方策について、知識を求めている。外部との交流の必要性を認識。	○樹木、植栽、園芸については色々な趣味や価値観が有るため、居住者間で意見が分かれ、その調整が必要。特に低層階居住者と高層階居住者とで意見がわかれやすい。 ○新しい入会者が少なく、今後会員の高齢化が懸念される。周辺の小中学校とも接触を持ちながら青少年ボランティアの受け入れなどの工夫をしている。 ○雑木林が健康に保たれるためのサイクル・管理内容などに関する知識が共有されることが必要

中小河川における天然河岸の保全手法に関する研究

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　河川生態チーム
氏　　名　千葉武生

1.　まえがき

近年、都市化が進行している地域では、中小河川の改修が平野部のみならず台地部の掘り込み河川や山地に隣接した山付き河川においても進捗している。このような河川では、土や岩石などの天然材料で構成された河岸やそれに付随する河畔林が形成されている場合が多い。このような天然河岸は、河川における重要な景観要素となっているだけでなく、カワセミの営巣場、日射の抑制、餌資源の供給等、当該河川に対して独特の生態的な機能を有していると考えられ、特に、都市近郊部においてその保全が急務となってきている。中小河川の改修は一般に河道の直線化、川幅拡幅、護岸の設置等が行われ、景観が一変し、河川及びその周辺に生息する生物にとって重要な環境が失われる場合が少なくない。本研究は、中小河川における自然環境及び河川生態系の保持を目的に、天然河岸を保全する手法及び技術の確立を目指すものである。

2．研究方法

本研究は、天然河岸の実態把握、強度の定量化手法の検討、保全手法の検討の３構成で検討を進めており、本報告では天然河岸の実態把握、強度の定量化手法の検討について、特に強度の定量化手法の検討について報告するものである。具体的な研究方法を以下に示す。

①天然河岸の実態把握：近年都市化の著しい神奈川県において天然河岸の分布状況を既存の資料や空中写真等を利用して把握するとともに、神奈川県境川をケーススタディ河川として天然河岸の形態、地形、材質、植生等の景観生態学的な実態を調査した。

②強度の定量化手法の検討：天然河岸を保全する際に必要となる河岸強度、浸食速度の定量化手法についての検討を行った。検討ではまず既存の河岸強度に関する研究等のレビューを行い、境川における河岸の地質等から力学的に浸食速度や強度の推定を行った。また、明治時代に作成された字限図等を用いて歴史的な変遷についても調査した。

3．天然河岸の実態把握

3．1　天然河岸の分布状況

神奈川県内の中小河川を対象として、空中写真の判読により天然河岸が存在する区間を抽出した。空中写真は過去及び現在の２時点における天然河岸の分布状況を把握するために、1960年代と現在の２時点の空中写真を収集・整理した。判読の結果、神奈川県では1960年代には多くの天然河岸が分布していたが、河川改修等が進行し、1990年代には著しく天然河岸が減少していることが明らかになった。天

然河岸が最も多く分布していた相模野台地における分布状況を図－１に示す。

３．２　境川における天然河岸の実態調査結果の概要

３．２．１　境川の概要

津久井郡城山町付近を源とする境川は、水源に山地を持たず、そのほとんどが相模野台地を刻む谷の中を流れて相模湾に注ぐ流路延長約50km の二級河川である。流路は大きく曲がりくねっている。また、境川の河岸は、台地が流水で掘られてできた河岸ではなく、まわりの台地がテフラの堆積で高まっていったために取り残された流路跡だと考えられている[1)]。

３．２．２　形態・材質・植生の調査結果の概要

河岸は一部に礫が混じるが土主体であり、岩盤は見られない。土壌の粘性が高いため河岸の傾斜は急であり、上部に樹木の根が存在して浸食が押さえられている部分ではオーバーハングの形状となっており、この河川の河岸形状の大きな特徴となっている。

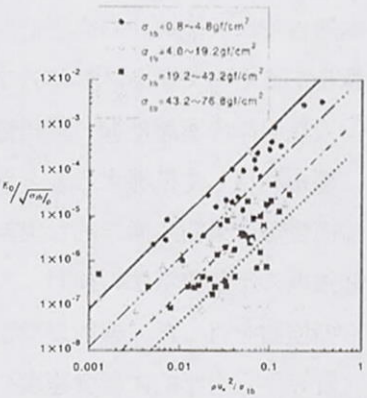
境川における河岸浸食は、上層が樹林になっている箇所と上層が竹林になっている箇所とで見られ、前者は主に蛇行部の外岸側等の水衝部、後者は主に直線部や蛇行部の内岸等に分布し、特に後者では河岸材料が比較的下層まで砂礫混じりの土壌になっているという特徴があった。

河道内には瀬と淵が交互に存在し、湾曲部の内岸側には州が、外岸側には淵が形成され、河道の蛇行により水域の多様性が創出されている。

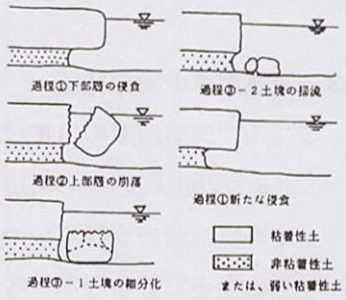
植生は常緑または夏緑広葉樹林で、河畔林下はニリンソウ等の貴重な春植物の重要な生育場となっている。河岸の樹木の樹齢は大きいもので 50～60 年と推定され、樹木の根張りは河岸の土壌流出を防ぐ役割を果たしている。



図－１　相模野台地における天然河岸の分布状況



図－２　浸食速度と摩擦速度の関係



図－３　自然堆積河岸の浸食過程

４．強度の定量化の検討

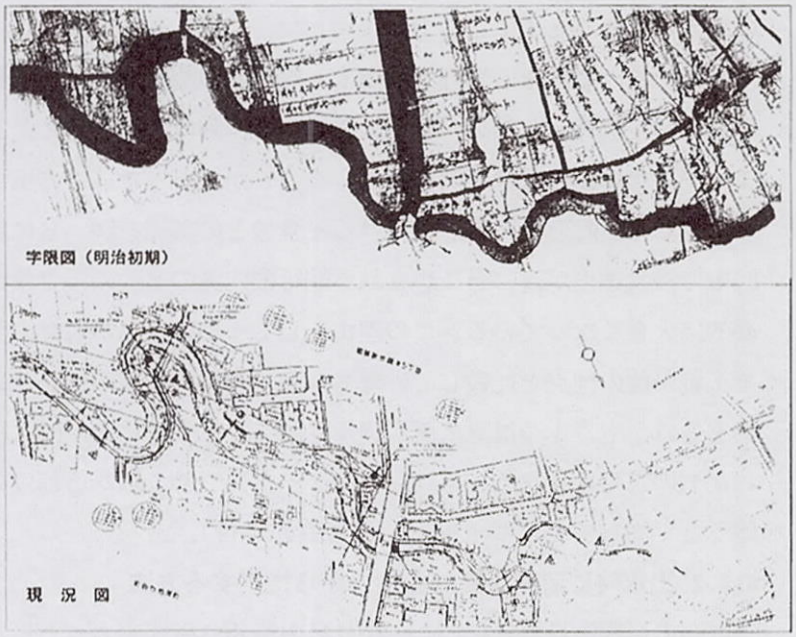
４．１　河岸の浸食・強度に関する文献レビュー

我が国における河岸浸食に関する研究はそれほど多くはなされておらず、そのいずれもが１級河川の低水路際に形成された粘性土等で構成される自然河岸の浸食に関する研究である。土木研究所河川研究室[2)]では、浸食実験等を通じて河岸浸食がある流速（浸食限界流速Ｖｃと定義）以上になると急速に進行すること、それが引張り破壊応力σで定量化できること、さらにその引張り破壊応力を測定することにより浸食外力として摩擦速度の大きさとその作用時間を設計外力として定めれば

浸食量が計算できることを示した(図－２参照)。福岡・小暮ら[3]は荒川高水敷上での河岸浸食実験から、層構造を持つ自然堆積河岸での浸食過程は図－３のように下部非粘着層の浸食（過程①)、オーバーハングした上部粘着層の崩落（過程②)、崩落土塊の細分化、掃流（過程③）とい三段階の過程を繰り返しながら河岸全体の浸食が進んでいくことを示した。

４．２　境川の歴史的変遷

境川の河岸浸食の歴史的スピードを把握することを目的として、境川周辺の字限(あざかぎり)図を収集し、現況地形との比較を試みた。字限図とは、明治６年の地租改正条例の施行により作成された「野取絵図」及び明治 18 年に行われた地押調査により作成された「地押調査図」の別名である。当時の測量は税収目的であり、実測には水縄が使われているため現在の測量ほどの精度は持たないが、ここで目的とする歴史的な観点からの河岸浸食速度を把握するのには活用できるものと考えられる。



図－４　字限図と現況図との比較

収集した字限図を現況図と合わせて図－４に示す。図－４を見ると、図中左側大きな蛇行箇所で蛇行形状が異なっている。この箇所は河川改修が行われており、そのために地形変化が生じたものと考えられる。その他の箇所については字限図の境川の平面形状と現況の平面形状にほとんど違いはなく、境川の河道はほとんど変化していないことが伺える。

また、同じく境川の変遷を把握することを目的として、当該地区に古くから住んでいる古老の方へのヒアリングを行った結果、境川の河道については昔から大きくは変わっていない、年に１回くらいの出水では河道の半分くらいまでくる、河岸は崩れやすいところは既に護岸になっており、現在残っている自然の河岸は崩れることはほとんどない等の情報が得られている。

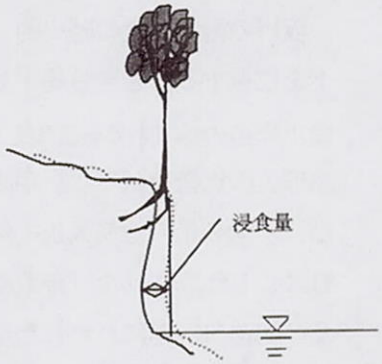
これらの知見をまとめると、境川の河道は昔から大きくは変化しておらず、水衝部等の河岸浸食されやすい箇所のみ古くから護岸等が設置されている。直線部等のようにほとんど河岸が浸食されない箇所や背後地に余裕があり崩れても許容できる箇所等は天然河岸をそのまま残してきているようである。

４．３　境川における浸食量の推定

境川における浸食量の推定は現地データより推定する方法と外力から推定する方法の２通りの手法で行った。以下、各方法ごとに検討を行う。

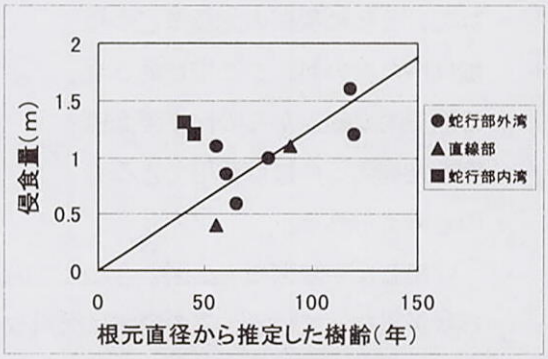
4.3.1 樹木位置、樹齢等の現地データより推定する方法

河岸上部に生育している樹木は河岸材料の流出を押さえ、河岸肩部の位置を固定しているものと考えられる。河岸肩部の位置を固定と考え、図―５に示すように現況の河岸がどの程度浸食されているのかを算定する。また、浸食量を樹齢で割ることにより概略の浸食速度を算定する。境川のように河岸に樹木があるような河川でしかできない方法であり汎用性は低いが、後述する外力から算定する方法の結果の妥当性をみるためにここでは採用した。



図－５　浸食量の定義

境川において河岸に生育する樹木と樹齢との関係について成長錘等を用いて調査した結果、おおよそ樹木の年齢は胸高直径に対し、１cmで１年の割合とほぼ前後していることが分かった。この関係より推定した樹齢とその地点における浸食量との関係を図－６に示す。図中で浸食速度が遅いと予想される蛇行部内湾の２つの浸食量が特異的に大きくなっている。この理由として１つは上層が竹林の箇所で土質が他の地点と比較して砂礫分が多く河岸の強度が低いためと考えられ、もう１つは直上流が護岸されているために局所的に削られたものと考えられる。それ以外のデータについてはある程度の相関が見られ、蛇行部内湾のデータを除くと平均して１年に 1.3cm 程度浸食が進行している。



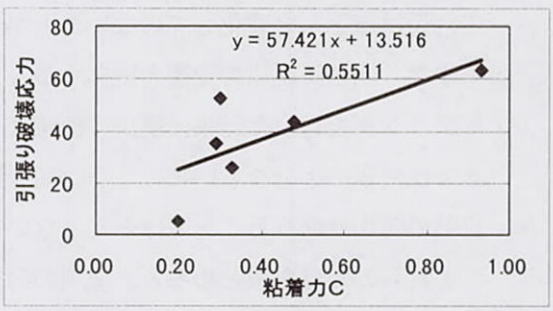
図－６　浸食量と推定樹齢との関係

4.3.2 出水時に河岸が受ける外力から推定する方法

既存の研究資料[2]をもとに粘着力Ｃと引張り破壊応力 σ_{tb} との相関をとり、境川の河岸の引張り破壊応力を推定し、河岸浸食量を推定する。

①境川河岸の引張り破壊応力の推定

既存研究資料[2]で研究対象としている自然堆積河岸のうち、粘性土試料の粘着力Ｃと引張り破壊応力との相関をとると、図－７に示す通りであり、粘着力Ｃと引張り破壊応力との間にはある程度の相関が見られている。この粘着力Ｃと引張り破壊応力との間の回帰式を利用して、境川の土質調査データ[4]から引張り破壊応力を推定した結果を表－１に示した。上層で 33.6～38.2 g/cm^2、下層で 50.8～111.1 g/cm^2　という値を示している。河岸浸食量の推定については、この推定値のうち低い値、すなわち上層 33.6 g/cm^2、下層 50.8g/cm^2 として計算する。



図－７　土研資料における粘着力Ｃと引張り破壊応力との関係

②境川河岸の河岸浸食量の推定

浸食量の推定は、図－２に示す浸食速度と摩擦速度の関係より行った。不等流計算により掃流力 τ、摩擦速度 u_* の計算を行った結果、調査地域の河床に働く

表－１　境川の河岸の引張り破壊応力の推定結果

項目		推定値
上層	粘着力　C	0.35～0.43kgf/cm^2
	引張り破壊応力	33.6～38.2g/cm^2
下層	粘着力　C	0.65～1.70kgf/cm^2
	引張り破壊応力	50.8～111.1g/cm^2

摩擦速度u_*は 0.31、上層の河床より２ｍの高さでは 0.17 であった。この値をもとに図－２より浸食速度を推定した結果を表－２に示す。

表－２　浸食速度の推定結果

位　置	摩擦速度 U_*	引張り破壊応力 σ_{tb}	浸食速度E
河床	0.31	50.8	3.4×10^{-7}m/s
河床上２ｍ	0.17	33.6	2.7×10^{-7}m/s

境川には水位観測資料がなく（今年度設置）平均的な出水の継続時間等は不明であるが、仮に１年に１回上記の摩擦速度が生じるような出水が 24 時間継続して起るとして浸食量を試算すると、河床（下層）で2.9cm／年、河床上２ｍ（上層）で2.3cm／年の浸食が生じることになる。

この値は先述した樹木位置、樹齢より推定する方法により算定した値よりも大きな値となっている。これはパラメータの設定や出水の継続時間等を安全側に見ているためと考えられ、今後この計算精度を高めていくことが課題となる。

５．まとめ

本研究は、天然河岸の保全・復元手法確立のため、既往文献や境川におけるケーススタディをもとに強度の定量化手法の検討を行った。境川において現地データより推定する方法と外力から推定する方法の２通りの手法で行った河岸の浸食速度を推定した結果、河岸の浸食速度は非常に遅く、また歴史的に見ても河道はほとんど変化していないことが明らかになった。このような結果は、生物の生息環境として重要な天然河岸を保全するために重要な知見であると考えられ、今後、他河川においても同様の検討を重ねることで強度の定量化手法の確立が可能であると考えられる。

６．謝　辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた水循環研究グループ河川生態チームの尾澤上席研究員、萱場主任研究員、皆川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　シーティーアイ調査設計（株）

＜参考文献＞

１）　町田洋：相模原の地形・地質　調査報告書　第２報、相模原市地形・地質調査会、1985.3

２）　土木研究所河川研究室：洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動、土木研究所資料第 3489 号、1997

３）　福岡捷二・小暮陽一・佐藤健二・大東道郎：自然堆積河岸の侵食過程、水工学論文集第 37 巻、pp643-648、1993

４）　神奈川県相模原土木事務所・アジア航測株式会社：平成 10 年度住宅宅地関連河川整備促進工事（その 15）二級河川境川報告書、1999.7

実験河川とワンドにおける魚類の生息状況に関する研究

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　河川生態チーム
氏　　名　力山　　基

1.　まえがき

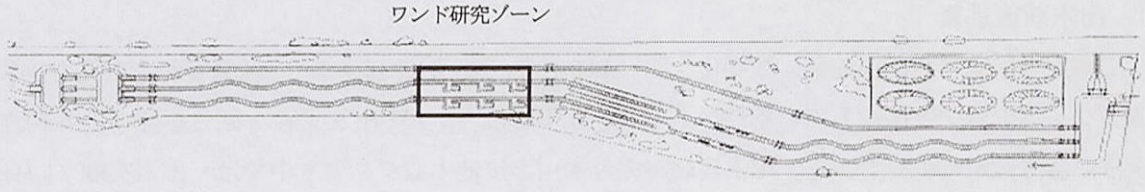
ワンド・タマリとは、河道内の湾状あるいは池状の水域で、砂州や澪筋の移動などの自然要因で形されるもの、水制や砂利採取など人為的要因で形成されるものがある[1]。ワンド・タマリの定義は諸説あるが、河道内に存在する止水域のうち、平水時において流水域に開口部を有するものをワンド、平水時において流水域に開口部のないものをタマリと呼ぶ[2]のが一般的である。本研究においては、本流から独立して池状になっているものでもワンドと呼ぶ場合があるため、本川との接続状況に関わりなくワンドと呼ぶ。

ワンドの機能としては、以下のようなものが考えられる。流れの速い本流には棲めない生物たちの生息場や、産卵・繁殖の場になる 3) とともに、仔稚魚の生育場としての機能がある。また、水質汚濁時や洪水時の避難場所としての機能もある4)と言われている。本川とは異なる環境は生物多様性に寄与している5)6)。このように、ワンドの機能は広く認知され、その役割の重要性からワンドの保全・復元等の事業が全国において多く行われている。しかし、ワンドの物理環境と生物の関係に関する知見はまだ十分得られてはいない。

2.　研究目的

本研究では、自然共生研究センター内のワンド研究ゾーンを使用し、①出水時に魚類はどのようにワンドを利用しているのか、②ワンドと本川の接続状況の違いが、魚類生息量にどのような影響を及ぼすのか、について調査し、ワンドの保全・復元を行うための知見を得ることを目的とする。

3.　研究方法



図－1　実験河川全体平図

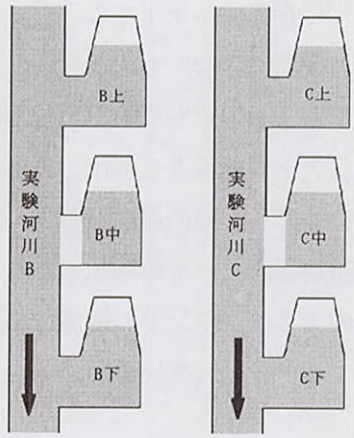
調査は自然共生研究センター内実験河川B,Cおよびワンド研究ゾーンの、大きさ・形状の同じ6個のワンドを使用して行った。図－1に実験河川全体平面図およびワンド研究ゾーンの位置を示す。

図－2 にワンドの配置図を示す。それぞれのワンドの名称は、上流から下流に向かって実験河川Bのワンドは、B上・B中・B下、実験河川Cは、C上、C中、C下とした。本川との接続状況を変化させる目的で、B中、C中については、平水時は本川と接続しない構造とした。図－3にワンド開口部の横断図を示す。B中、C中は、開口部が河床から30ｃｍ高い構造となっている。残りのワンドについては、開口部の高さを本川河床と同一とした。加えて、実験河川Bに合計4回の流量変動を与え、実験河川Cは一定流量とした。以上の条件についての概略を、表－1 に示す。魚類生息量調査は、出水実験前後に6個のワンドのみで行う出水前後調査と実験河川全体で毎月行う定期調査の2系統で実施した。定期調査は9月から約1ヶ月間隔で実施した。調査区間の上下流をブロックネット（目合 5mm）で仕切った後に、電気ショッカーで下流から上流に向かって行った。電気ショッカーのオペレータは1名、たも網による採捕者は3名である。1区間の採捕回数は3回であり、1 回当たりの採捕時間は幅2.5m、延長15mの標準的な区間で60秒を基本とし、調査区間面積に比例して変化させた。ワンドについては、水深を考慮し1回当たり180秒とし、電気ショッカーによる3回の採捕が終了した後、ワンドの周囲から魚を追い込み投網を打つという方法を3回繰り返し、採捕した。採捕した魚類はその場で種の同定、体長及び湿重量の測定を行い、3 回の採捕が終了した後に当該区間に再度放流した。ワンドの出水前後調査も同様に実施したが、投網による採捕は、第2回出水実験時調査から行った。

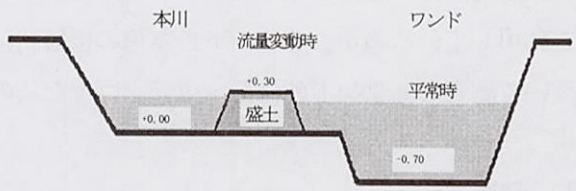
表－1　ワンドの概要

河川名	ワンド名	流量変動		本川との接続状況	
		有り	なし	接続型	孤立型
実験河川B	ワンドB下	○	－	○	－
	ワンドB中	○	－	－	○※
	ワンドB上	○	－	○	－
実験河川C	ワンドC下	－	○	○	－
	ワンドC中	－	○	－	○
	ワンドC上	－	○	○	－

＊　出水時のみ本川と接続



図－2　ワンドの配置図



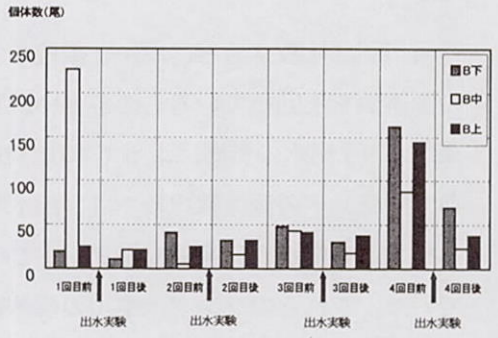
図－3　ワンド開口部横断図

4.　結果および考察

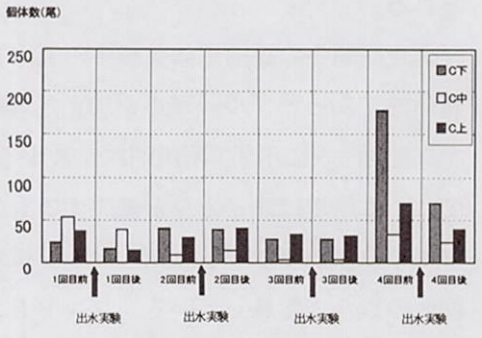
4.1　出水前後調査

出水実験前後の魚類採捕個体数変化を図－4 に示す。図－4(a)によると、流量変動を与えた実験河川B側のワンドの本川と接続しているワンドB上、B下では、B上の出水実験2回目を除き、各調査とも出水後に個体数が減少している。出水実験時のみ本川と接続するワンドB中では、出水実験2回目を除き出水実験後に個体数が減少するという結果となった。図－4(b)によると、比較の対象とするために行った流量変動のない実験河川C側のワンドでも、出水前後の採捕個体数増減が、実験河川Bの変化とほぼ同じであった。出水時のみ本川と連結するB中と、孤立型のC中について比較すると、B中は出水前後で個体数が明らかに増減しているものが見受けられるが、C 中ではその様な変化は見られなかった。ワンドは魚類にとって、洪水時の避難場所としての機能もあると言われることから、出水実験後に個体数

が増加する結果を予測していた。今回の出水前後調査の結果からは、平水時は本川から独立し、増水時のみ本川と接続するワンドでは、出水前後で個体数に変化があることから、ワンドへ移入または本川へ移動していることが考えられる。平水時も本川と接続しているワンドが、出水時に魚類の避難場所となっているという結果は、今回の調査からは得ることはできなかった。その原因として、出水実験時の流量、流速が小さく継続時間が短時間だったため、出水の影響が大きく現れなかったのではないかと考えられる。今後も、出水規模を大きくしより大きなインパクトを与えた場合の調査を実施し、ワンドの出水時の機能を調査する必要がある。



図－4(a)

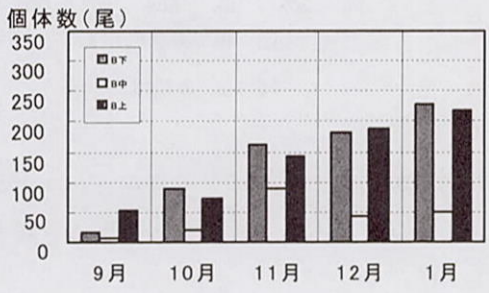


図－4(b)

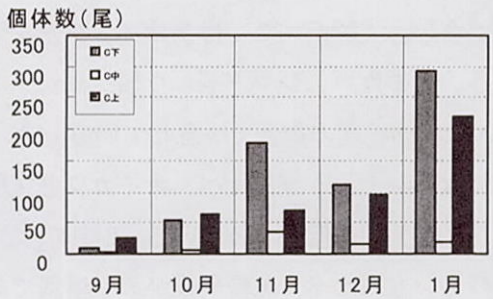
図－4　出水実験前後採捕個体数変化

4.2　定期魚類調査

定期魚類調査の結果から、全体では5目8科26種が確認され、その内、本川では5目8科24種が確認された。ワンドにおいては3目5科20種が確認され、アブラハヤ、ヤリタナゴの2種はワンドのみで確認された。



図－5(a)

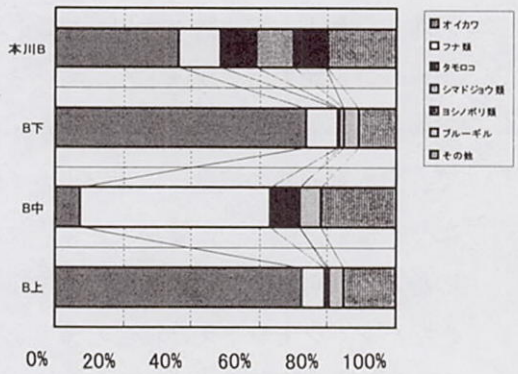


図－5(b)

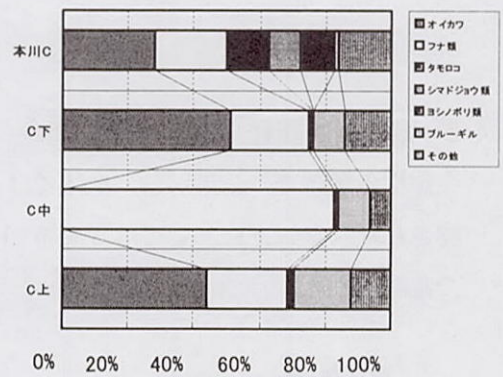
図－5　調査月別ワンド採捕個体数変化

図－5にワンド調査月別個体数変化を示す。図－5(a)によると、実験河川B側のワンドでは、全ての月で閉鎖型のワンドB中を本川接続型のワンドB上、B下が上回っている。季節別の変化では、B上、B下は冬季に向かって徐々に増加している。B中は11月までは増加傾向だったが、12月には減少し、1月に若干増加している。図－5(b)では、実験河川C側のワンドでも同様にワンドC中をC上、C下が上回っている。季節別変化では、C上は12月までは徐々に増加し、1月には倍増している。C下も11月まで急激に増加し、12月に一度減少するが、1月にはまた倍増した。C中はあまり変化は見られなかった。

河川別に比較すると、本川と接続しているワンドでは流量変動のあるB河川側の個体数が、C河川側の個体数を上回っているものが多い。しかし、本川での個体数比較でもB河川の個体数が多いという結果があり、出水の影響によって本川と接続しているワンドの個体数に差が出たのかは不明である。一方、孤立型ワンドの個体数比較では、出水時本川と接続するワンドB中が、完全孤立型ワンドC中を常に上回っていた。これらのワンドは本川の個体数差の影響を受けないため、ワンド間の個体数に差があるものと考えられる。



図－6(a)実験河川B



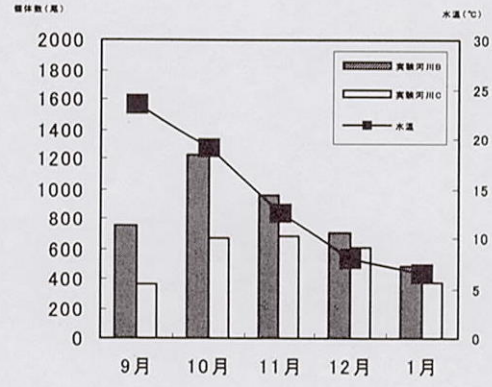
図－6(b)実験河川C

図－6　魚種構成割合

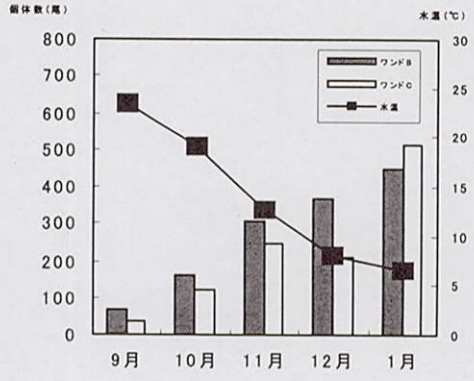
調査期間中の採捕個体数が多い上位5種とその他に、特徴的であったブルーギルを加えた魚種構成割合のグラフを図－6に示す。河川別に比較すると、実験河川Bでは、本川ではオイカワが優先するものの、フナ類、タモロコ、シマドジョウ類、ヨシノボリ類などもある程度の割合で生息している。ワンドB上、B下では、オイカワの割合が本川に比べ非常に高く、70%以上となっている。フナ類、タモロコ、シマドジョウ類、ヨシノボリ類などは本川に比べ少ない。ブルーギルは本川に比べ多い。B中では、フナ類が最も優先し、オイカワは本川に比べても非常に少ない。タモロコはB上、B下に比べ多い。ブルーギルは他のワンドと同様に割合が多い。実験河川Cでは、オイカワとフナ類が優先する。タモロコ、シマドジョウ類、ヨシノボリ類などは、ほぼ同程度の割合で生息している。ワンドC上、C下では、B上、B下に比べ、オイカワとブルーギルの割合が高く、反対にタモロコ、シマドジョウ類、ヨシノボリ類は低くなっている。C中では、フナ類が80%以上を占め、次にブルーギルと続き、本川や他のワンドに比べ、魚種構成が最も単調であった。

これらより、ワンドは、本川とは異なる魚種構成であるという結果が得られた。また、孤立型ワンドは本川、本川接続型ワンド、一時的に本川と接続するワンドに比べ、魚類相が単調になるという結果が得られた。

本川およびワンドの個体数と実験河川中流部の水温を月別に表したグラフを図－7 に示す。図－7(a)によると、本川部では、水温の低下とともに個体数が減少している。一方図－7(b)によると、ワンドでは本川とは反対に、水温の低下とともに個体数が増加するという結果となった。一般に魚類は、冬季に淵などの水深の大きい場所に多く生息していることが知られている。今回の結果からも、魚類は水温の低下する冬季の生息場として、本川に比べ流速が小さく、水深の大きいワンドを利用することが示された。



図－7(a)　本川



図－7(b)　ワンド

図－7　月別採捕個体数・水温変化

5. 結論

本研究で得られた結果を以下に示す。

(1)　増水時にのみ本川と接続するワンドでは、出水中において、魚類がワンドへ移入または、本川へ移動している。

(2)　ワンドの魚種構成は本川と異なるとともに、本川との接続頻度や、ワンドのタイプごとにも異なり、長期にわたって孤立するワンドは、その他のワンドや本川に比べ魚類相が単調である。

(3)　魚類は、水温の低下とともに本川からワンドに移入し、冬季の生息場として機能している。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた河川生態研究室の尾澤上席研究員、萱場主任研究員、皆川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（株）

＜参考文献＞

1)　傳田正利：ワンド・タマリの分布とその成因、千曲川の総合研究―鼠橋地区を中心として―、
河川生態学術研究会　千曲川グループ（平成 13 年 12 月）

2)　（財）河川環境管理財団　大阪研究所：わんどの機能と保全・創造～豊かな河川環境を目指して～、
（平成 11 年 3 月）

3)　山根哲郎：平成のワンドづくり、多自然型川づくりシンポジウム講演論文集、(1991 年 11 月 21 日)

4)　島谷幸宏：河川環境の保全と復元、鹿島出版（2000 年）p.15-29

5)　山根哲郎：平成のワンドづくり、建設月報、(1992 年 3 月)

6)　建設省近畿地方建設局淀川工事事務所河川環境課：平成のワンドづくり、
人と自然にやさしい川づくりセミナー論文集（1992 年 12 月 1 日）

下水・環境水のバイオアッセイ法に関する研究

(指導期間　平成13年4月～平成14年3月)

研究室名　水質チーム
氏　　名　宮本宣博

1.　まえがき

近年、内分泌攪乱化学物質による人や生態系への影響が懸念されており、下水道においても多くの内分泌攪乱化学物質について実態調査[1)]が行われてきた。下水や環境水中ではこれらの実態調査の対象物質に加えて、分解生成物などの非意図生成物の存在についても考慮する必要があり、土木研究所ではこれらの包括的な試験法として遺伝子組み換え酵母法（以後、組み換え酵母法）を導入し、多くの下水中にエストロゲン様活性が存在していることを明らかにしてきた[2)]。しかしこれらのエストロゲン様活性の由来についてはいまだ不明な点も多く、下水中のエストロゲン様活性が、エストロゲンやノニルフェノールによる活性で表現できているのか、まだ充分な情報は得られていない。そこでエストロゲン様活性の由来の把握を行なうため、化学分析と組み換え酵母法によって下水中のエストロゲン様活性の由来を整理した。また、極性の違いを利用した分画方法についても検討を行い、下水中に含まれるエストロゲン様活性の性状について検討を行なった。

2．調査地点

調査の対象とした下水処理場の概要を表1に示す。A処理場，B処理場は1日8回の採水によるコンポジットサンプルであるが、C処理場はスポットサンプルである。

表1　　調査対象とした下水処理場の概要

処理場	処　理　方　式	計画処理水量	採水日
A処理場	標準活性汚泥法	152,500　m^3／日	平成13年7月
B処理場	標準活性汚泥法	327,000　m^3／日	平成13年7月
C処理場	凝集剤併用型 循環式硝化脱窒法	250,000　m^3／日	平成14年1月
	標準活性汚泥法		平成14年4月

3．試験方法

3.1 組み換え酵母法

遺伝子組み換え酵母は、イギリス Brunel 大学の Sumpter 教授より譲渡された株を用いた。試験方法

はRoutledge[3]らの方法を改変した矢古宇らの方法[4]に従って行った。

3.2 化学分析

エストロゲン様物質の分析項目は全国実態調査の結果[1]と、各物質のエストロゲン様活性のポテンシャルを考慮して、エストロン(Ｅ１)，17β-エストロジオール（Ｅ２)，ノニルフェノール（ＮＰ）を対象とした。Ｅ１及びＥ２については、ＬＣ/ＭＳ/ＭＳによって[5]、ＮＰについてはＨＰＬＣによって[6]分析を行なった。

3.3 理論活性値

上記３物質のエストロゲン様活性への寄与を算出するため各物質の理論活性値を算出した。理論活性値は各物質濃度に比活性値を乗じることによって算出した。比活性値については矢古宇らの文献に従いＥ１=0.3，Ｅ２=1.0，ＮＰ=0.001とした。

４．結果および考察

4.1 下水処理工程におけるエストロゲン様活性と各物質の寄与

化学分析から得られたＥ１，Ｅ２，ＮＰの濃度から理論活性値を算出し、これらの物質が組み換え酵母法で得られたエストロゲン様活性にどの程度寄与しているか検討した。なお事前に行なった、Ｅ１，Ｅ２，ＮＰの標準物質を組み合わせた試験では、明瞭な相乗もしくは拮抗作用が確認できなかったため、ここではこれらの物質の相互作用は相加的であるとし、各物質の理論活性値を積み上げることによって示した。

各処理場におけるエストロゲン様活性とＥ１，Ｅ２，ＮＰの理論活性値を図１に示す。これらの３物質によって説明できない不明なエストロゲン様活性の割合は、処理場によって異なっていたが、Ｃ処理場４月調査時のようにＥ１，Ｅ２，ＮＰ３物質の理論活性値によってほぼ説明できるケースも確認された。また、処理工程が進むにつれて、エストロゲン様活性は低減し、最終沈殿池流出水では、Ｅ１のみが検出された。しかしＥ１のエストロゲン様活性への寄与は処理場によって大きく異なり、Ａ，Ｂ処理場ではＥ１の理論活性値では殆ど説明できなかった。

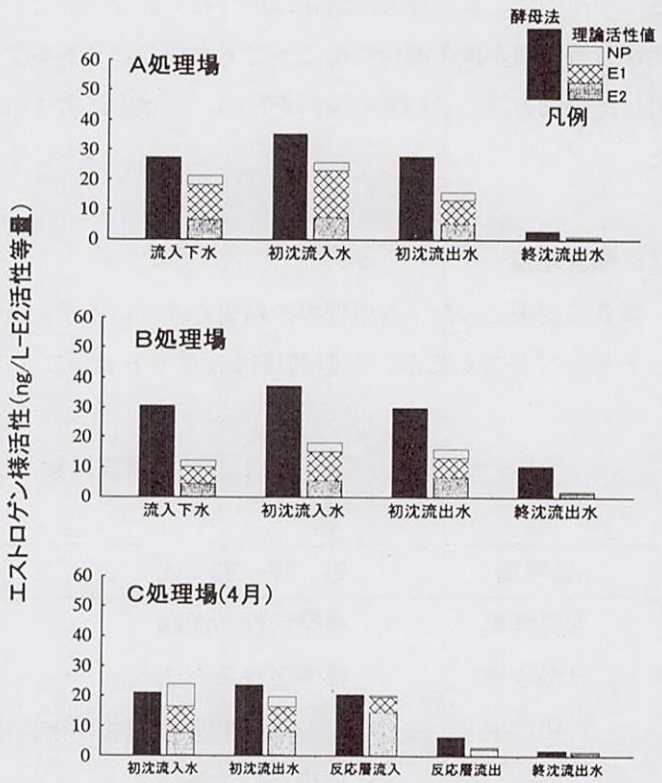


図1　下水処理工程におけるエストロゲン様活性の変化

4.2 極性分画によるエストロゲン様活性の性状把握

Ｅ１，Ｅ２，ＮＰの理論活性値によってエストロゲン様活性が説明できるケースとできないケースを示したが、これらの３物質では説明できないエストロゲン様活性の性状把握を目的として、極性の違いを利用した分画を行い、下水中に含まれるエストロゲン様活性の性状について検討を行なった。

1) 極性分画方法

試料は組み換え酵母法の濃縮方法に従って固相抽出を行なった試料を、窒素気流下で乾固した後ヘキサン：ジクロロメタン=1：1 溶液 1000μL に転溶した。極性分画操作については図２に示すようにアセトン 10ml/min、ヘキサン(Hex)：ジクロロメタン(DCM)=1：1 溶液 10mL/min でコンディショニングを行なったシリカゲル固相カートリッジ（Seppack-silica）に、濃縮試料を保持させた。これをヘキサン、ジクロロメタン、アセトン(Ace)、メタノール(MeOH)の混和液各 10ml によって順次溶出させ、溶出液 9 分画を得た。これらの試料を窒素気流下で乾固した後、MeOH に転溶し、化学分析及び酵母法の試料とした。

Ｅ１、Ｅ２についてはクリーンアップを行なった後、ＬＣ/ＭＳ/ＭＳを用いて[5]分析を行った、またにＮＰについては分画試料を、ＨＰＬＣを用いて[6]分析した。

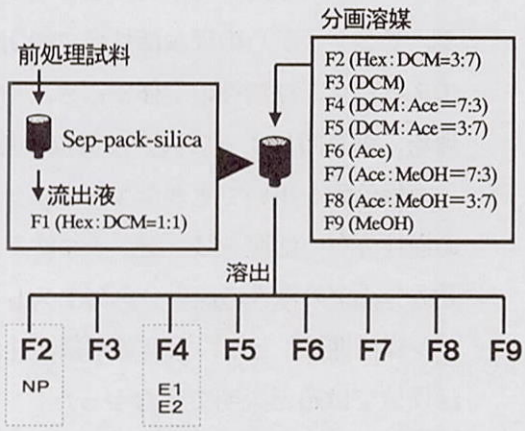


図2　極性分画操作と化学物質の分画結果

2) エストロゲン様活性の極性分布

Ｃ処理場におけるエストロゲン様活性の極性分布を図３に示す。流入下水及び放流水におけるエストロゲン様活性はＦ２～Ｆ４分画でその殆どが占められおり、Ｆ５分画より極性の高い分画のエストロゲン様活性は殆ど確認できなかった。しかし過去に同処理場の実験プラントで行なった結果を図４に示すが、Ｆ８～Ｆ９分画でもエストロゲン様活性が確認されたケースも見られた。このような結果は、前日の降雨の影響により、１月調査のエストロゲン様活性の極性分布が、晴天時と異なったことが要因として考えられた。このため今後は、晴天時や降雨時についてのデータの蓄積を行い、エストロゲン様活性の極性分布の特性把握を進める必要がある。また１月調査時の各分画におけるエストロゲン様活性とＥ１，Ｅ２，ＮＰの理論活性値について比較を行なった結果、最も高い活性が確認されたＦ４分画は、流入下水についてはＥ２、処理水についてはＥ１の寄与が大きかった。しかしＮＰが分画されているＦ２分画については、ＮＰの理論活性値ではほとんど説明できなかった。このような傾向は同処理場の実験プラントの結果（８月）について

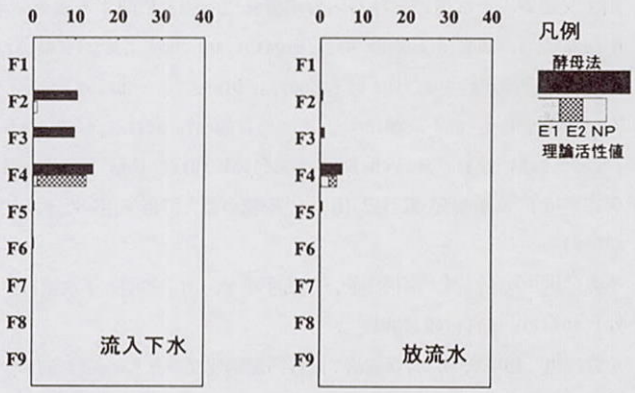


図3　エストロゲン様活性の極性分布
（C処理場：1月）

も同様の傾向であった。またＥ１，Ｅ２，ＮＰ３物質の理論活性値で説明できないエストロゲン様活性はＦ２～Ｆ４分画で大半を占めていることが確認された。

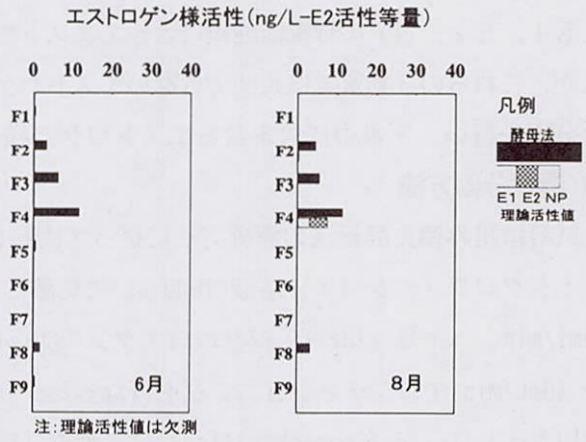


図4　エストロゲン様活性の極性分布
（実験プラント　流入下水）

5．まとめ

・　水及び処理水中のエストロゲン様活性の由来について検討した。今回対象とした３物質（Ｅ１，Ｅ２，ＮＰ）の理論活性値で説明できないエストロゲン様活性の全体に占める割合は、処理場、調査時によって大きく異なった。

・　極性分画を用いて主要なエストロゲン様活性の極性分布の把握を試みた。その結果、エストロゲン様活性はＦ２～Ｆ４分画でその殆どが占められ、Ｆ５分画より極性の高い分画のエストロゲン様活性は調査毎に異なっていた。またＦ４分画のエストロゲン様活性は、Ｅ１，Ｅ２の理論活性値でその大半が説明できたが、Ｆ２分画については、ＮＰの理論活性値では殆ど説明できなかった。

・　今後は多くの処理場で実態把握を行なうとともに、晴天時や降雨時についてのデータの蓄積を行い、エストロゲン様活性の由来把握を進める必要がある。

6．謝辞

本研究を行なうに当たり，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，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。

所属　(株)環境科学コーポレーション

〈参考文献〉

1)　国土交通省，下水道における内分泌攪乱化学物質に関する調査結果（2001）

2)　H.Tanaka, Y.Yakou, A.Takahashi, T.Higashitani and K.Komori ; Comparison Between Estrogenicities Estimated from DNA Recombinant Yeast and from Chemical Analyses of Endocrine Disruptors during Sewage Treatment, Water Science & Technology, Vol.43(2), pp125-132(2001)

3)　Routledge, E.J. and Sumpter, J.P. ; Estrogenic activity of surfactants and some of their degradation products assessed using a recombinant yeast screen, Environmental Toxicology and Chemistry, Vol.15(3), pp241-248 (1996)

4)　矢古宇靖子, 高橋明宏, 東谷忠, 田中宏明:組み換え酵母を用いた下水中のエストロゲン活性の測定, 環境工学研究論文集, Vol.36, pp199-204, (1999)

5)　小森行也，八十島誠，高橋明宏，矢古宇靖子，田中宏明；下水試料中のエストロゲン及びノニルフェノキシ酢酸類の分析，土木技術資料，Vol.43(11)，pp44-49(2001)

6)　小森行也　田中宏明，竹歳健治；活性汚泥処理プロセスにおける非イオン界面活性剤の挙動，下水道研究発表会講演集，pp.700-702(1999)

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

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　水質チーム
氏　　名　八十島　誠

1.　まえがき

内分泌攪乱化学物質（環境ホルモン物質）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．

ノニルフェノールエトキシレート（以下，NPnEO）は，非イオン界面活性剤の1種であり，工業用の洗浄剤などに幅広く使用されている[3]．NPnEOは，好気条件下での微生物分解により，そのEO鎖長を短くするほかノニルフェノキシ酢酸（以下，NPnEC）を生成する．その後，嫌気条件下での微生物分解により内分泌攪乱作用を有する[2]と疑われているノニルフェノール（以下，NP）を生成することが報告されている[4]．これらの状況よりNPの挙動を解明する上では，NPnECの定量は必要不可欠であるが，現状では下水中のNPnEC分析法の報告は極めて少ない．そこで，本研究では，下水中のNPnEC分析法の確立および下水処理過程でのNP関連物質の濃度を把握することを目的とした．

2．分析方法

2.1 標準物質を用いた検討

NPnEC（n=1～10）の MeOH 標準液を用いて，1～100μg/L の範囲で直線性を確認した．なお，本研究でのLC/MS/MS 測定条件は，表－1 に示すとおりである．

2.2 下水試料を用いた検討

下水試料（流入水，処理水）を用いて，NPnEC の添加回収試験を行った．試料水の前処理は，次のとおり行った．まず，試料 100mL を 1mol/L 塩酸により pH3 に調整し，GF/B ろ紙にてろ過した．残渣は，アセトン約10mL に浸して超音波抽出した．アセトン抽出液は，エバポレータで約 5mL まで濃縮した後，ろ液にあわせた．ろ液とアセトン抽出液の混合液は，10mL/min の速度で GCB カートリッジに通水後，アセトニトリル：水=6：4 溶液10mL でカートリッジを洗浄した．次に，25mM ギ酸を含むジクロロメタン：メタノール＝9：1 溶液 7mL で溶出し，

溶出液は窒素気流により乾固した．乾固した試料は，アセトニトリル：水＝6：4 溶液で 1mL に定容（100 倍濃縮）し，測定試料とした．

表-1 測定条件

測定装置	HPLC：Agilent1100 MS/MS：Thermo Quest TSQ
カラム	Agilent Zorbax Eclipse XDB-C18 2.1mm φ×150mm
溶離液	アセトニトリル：水 ＝ 60：40
試料注入量	10μL
カラム温度	40℃
イオン化	negative-ESI
モニターイオン（parent/product）	NP(1)EC：227.2/219.1 ，NP(2)EC：321.3/219.1 NP(3)EC：365.4/219.1 ，NP(4)EC：409.6/219.1 NP(5)EC：453.5/219.1 ，NP(6)EC：497.6/219.1 NP(7)EC：541.7/219.1 ，NP(8)EC：585.7/219.1 NP(9)EC：629.8/219.1 ，NP(10)EC：673.8/219.1

3．結果

3.1 標準物質を用いた検討結果

NPnEC（n=1～10）の MeOH 標準液における試験では，1～100μg/L の範囲で良好な直線関係（r^2>0.999）が得られた．また，1μg/L の標準試料における 5 回繰り返し測定の NPnEC（n=1～10）の標準偏差（S）は 0.02～0.07μg/L，変動係数は 1.6～6.7%の範囲であった．10S を定量下限値と定義すると，定量下限値は，1μg/L であった．本法では試料を 100 倍濃縮することから，下水試料における定量下限値は，0.01μg/L となる．

3.2 下水試料を用いた添加回収試験結果

下水試料（流入水，処理水）に NPnEC（n=1～10）の 0.5μg/L の MeOH 標準液を添加した試料と，無添加試料の差から求めた回収率（n=5）は，流入水では約 70%，処理水では約 90%であった．これらの結果から，本法では，NPnEC（n=1～10）の良好な分離・定量性が確認された．したがって本法は，下水試料中の NPnEC 測定に適用可能と考えられる．添加回収試験結果は，表-2 に示すとおりである．

表-2 添加回収試験結果

単位：%

		NP1EC	NP2EC	NP3EC	NP4EC	NP5EC	NP6EC	NP7EC	NP8EC	NP9EC	NP10EC
流入水	平均回収率	71	66	67	73	77	76	74	76	74	75
	CV	4.9	7.5	12	8.7	8.3	11	11	9.1	8.6	6.6
処理水	平均回収率	97	100	108	101	98	93	92	91	88	87
	CV	2.0	6.1	4.5	8.4	8.7	11	12	14	15	15

注）表中の数値はn=5の試験結果より算出

4．下水処理過程におけるノニルフェノール関連物質濃度

凝集剤併用型循環式硝化脱窒法による運転を行っている A 下水処理場の各処理過程において採水した下水試

料に本法を適用した結果は，表-3 に示すとおりであった．また，流入水において検出された濃度を1とした場合の相対濃度を図-1，図-2，図-3 に示した．この結果より，NPnEO は下水処理過程においてその多くは，そのままの形ではなく，EO 鎖の末端がカルボン化された NPnEC へと形態を変えて分解されている可能性が示唆された．

表-3　下水処理過程における NP 関連物質の存在状態

単位：μg/L

		流入水	初沈流出水	ｴｱﾚｰｼｮﾝﾀﾝｸ		処理水
				嫌気	好気	
NP		2.6	1.8	0.39	0.40	0.37
NPnEO	n=1～4	17	11	1.3	1.4	1.6
	n≧5	66	44	2.1	0.79	0.64
NPnEC	n=1	0.26	0.08	0.89	0.92	0.51
	n=2	0.36	0.18	1.6	1.3	0.68
	n=3	0.25	0.11	0.88	0.72	0.44
	n=4	0.17	0.07	0.34	0.28	0.19
	n=5	0.13	0.07	0.14	0.09	0.06
	n=6	0.14	0.07	0.04	N.D.	0.01
	n=7	0.13	0.07	0.04	N.D.	N.D.
	n=8	0.14	0.07	0.06	N.D.	N.D.
	n=9	0.12	0.07	0.05	N.D.	N.D.
	n=10	0.11	0.07	0.04	N.D.	N.D.

備考1) ｴｱﾚｰｼｮﾝﾀﾝｸは、MLSSを沈殿させた上澄みでの測定結果
備考2) NP,NPEOについてはHPLCにより測定した結果

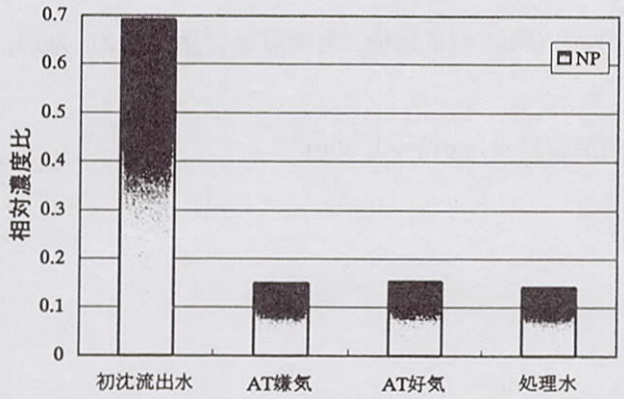


図-1　NP の濃度変化

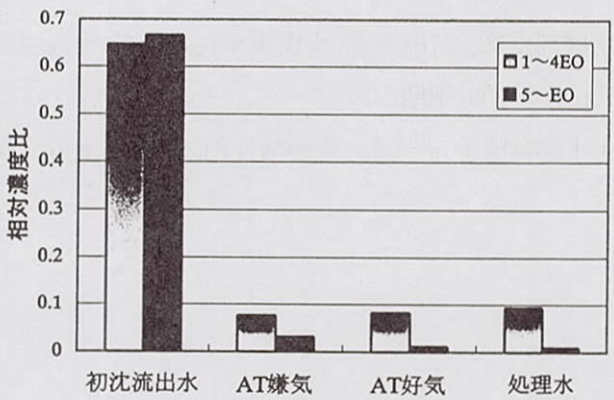


図-2　NPnEO の濃度変化

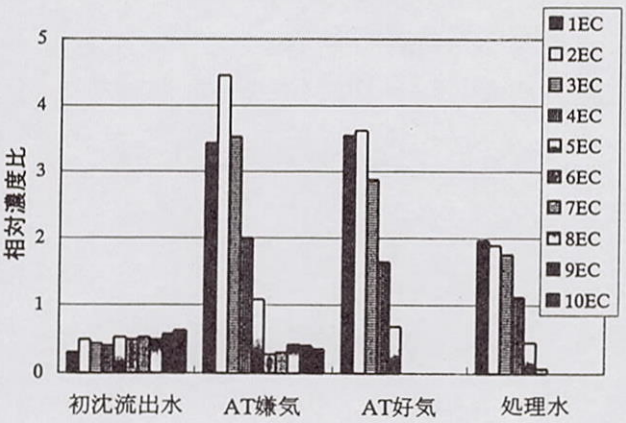


図-3　NPnEC の濃度変化

5．結論

①LC/MS/MS によるNPnEC の分析法を検討し，確立した

②NPnEC 分析時の定量下限値は，0.01μg/L であり，1～100μg/L の範囲で直線性が確認された

③本法を下水試料に適用し，NP 関連物質の存在状態を調査したところ，NPnEO の多くは，そのままの形ではなく，EO 鎖の末端がカルボン化されたNPnEC に形態を変えて分解されている可能性が示唆された

6．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．

所属　東和科学(株)

〈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にへの環境庁の対応方針について－環境ホルモン戦略計画SPEED'98－，1998

3)磯部友彦，高田秀重：水環境中におけるノニルフェノールの挙動と環境影響，水環境学会誌 Vol.21，No.4，pp203-208，1998

4)宇都宮暁子：非イオン界面活性剤に関する最近の動向講演資料集，pp15-23，2001

先端技術を活用した水防災・河川管理技術に関する研究

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　水理水文チーム
氏　　名　岡田拓也

1．まえがき

流域や河川区域等の広範囲にわたる面的情報を把握する上で、リモートセンシングは非常に有効であり、これまでも多くの研究、発表が行われている[1)]。水防災という観点から洪水防止、渇水緩和の役割を果たす森林の流況平準化機能は重要であると言われているが、流域全体にわたる定量的な評価はこれまであまり行われていない。河川管理分野では、人工衛星画像の利用はもちろん衛星画像を相互補完する技術として従来から利用されている航空写真に加え、最近では航空機//ヘリコプタ搭載レーザプロファイラ、光学センサやカイト気球からの低高度空中写真撮影が行われている[2)]。

2．研究目的

本研究は、水防災や河川管理におけるリモートセンシングの有効活用を目的とし、人工衛星画像と地理情報を用いた森林土層厚の推定およびヘリコプタ搭載スリーランセンサ（以下、TLSと呼ぶ）の河川管理への利活用手法の検討を行ったものである。

3．研究方法

3．1　山地流域土層厚の推定

これまで流域全体の土層厚を推定する手法として相対的土層厚評価表[3)]を用いる方法や衛星データから算出した植生指標から推定する方法[4)]が紹介されている。本研究はこれらの推定手法を参考に新たなアルゴリズムを加えた推定手法の検討を行った。

研究対象域は、群馬県と栃木県に跨る草木ダム上流域（254km^2）とした。草木ダム流域は、上流部に足尾銅山跡地があり、現在砂防事業により植林が進められている。流域内には未立木域、人工林、天然林等様々な植被状況を有し、本研究対象域として適していると判断した。



写真-1　現地土層厚試験状況

利用したデータは、人工衛星画像（LANDSAT-7 ETM 2001/7/11撮像）、数値地図（50mメッシュ標高）、環境省自然環境保全基礎調査データ、国有林森林調査簿、群馬県および栃木県の該当区域森林簿、現地調査結果である。

現地の20地点において長谷川式土壌貫入計を用いて土層厚調査を行った（写真-1）。貫入試験器による土層厚調査はこれまで主に簡易貫入試験器によって行われ、土層厚をNc値を用いて評価している。Nc値とは、簡易貫入試験器の先端コーンを10cm貫入させるのに要する打撃回数で表したものである。太田はNc値=20に相当する面を“水文学的基盤”と定義しており、その上に直接流出に寄与する飽和側方流が発生するとしている[5)]。本研究では、その定義を採用し、本対象流域における簡易貫入試験器と長谷川式土壌貫入計によ

る測定値の関係からNc値=20に当る土層厚を測定した。

各調査地点ではあわせて斜面方位、斜面傾斜角、主な植生、土層状況、微地形構造を調査した。

3．2　河川管理へのTLSの利活用手法検討

本研究では、ヘリコプタに搭載したTLSを用いて河川区域内の撮影を行った。図-1にTLSによる撮影イメージを示す。TLSは3本のCCDラインセンサがそれぞれ前方視、直下視、後方視に対応し、飛行しながら地上対象物を3回異なる方向から撮影でき、道路、河川、鉄道等の線状地形や構造物に対して、追随性よくかつ最小限の地上基準点で、高解像度・高精度の空間情報データを作成することが可能である[6]。

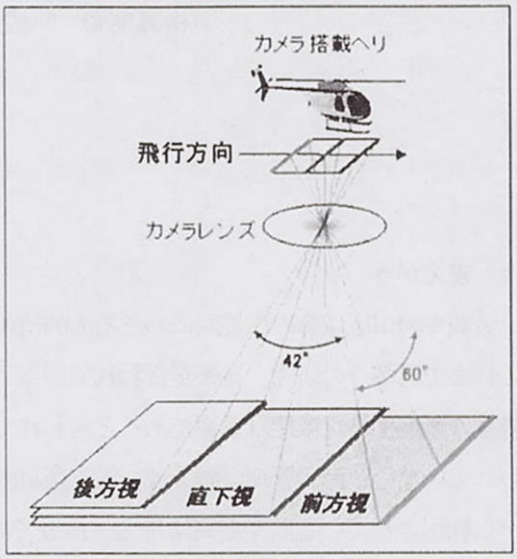


図-1　TLSによる撮影イメージ

研究対象地域は埼玉県寄居町の荒川（寄居公園～八高線鉄橋までの1.0km区間）とした。2002年1月30日～2月1日にかけて、対地高度300、500、700mから撮影を行った。地上解像度は対地高度300mで3.5cm、撮影幅は360mである。

4．研究結果

4．1　山地流域土層厚の推定

図-2に草木ダム流域のNDVI（正規化植生指標）分布図を示す。NDVIは以下の式で算出した。

$$NDVI=(NIR-red)/(NIR+red)$$

尚、NIRは近赤外バンド、redは可視赤バンドである。

NDVIと現地土層厚の関係を図-3に示す。両者の関係は2つの線形回帰式で表現され、現地土層厚と負の相関が見られた数値地図から算出した斜面傾斜角を加えて区分線形重回帰分析を行った。その結果を次式に示す。

$$Z=56.17+69.28X-1.03Y \quad (Z<89.95)$$

$$Z=116.99+32.46X-0.32Y \quad (Z\geqq 89.95)$$

尚、Zは推定土層厚(cm)、XはNDVI、Yは斜面傾斜角(度)である。上記2式の区分を現地調査結果、地理情報、既存資料を用いて統計解析した結果、国有林森林調査簿、県管理森林簿に記載されている林種に有意差($P<0.05$)が見られた。つまり、上段の式は未立木地、ヒノキ林における関係を示しており、下段の式は広葉樹、ヒノキ林以外の針葉樹林に当てはまる関係式であることが明らかとなった。

そこで、衛星画像を用いて土地被覆分類を行い、分類結

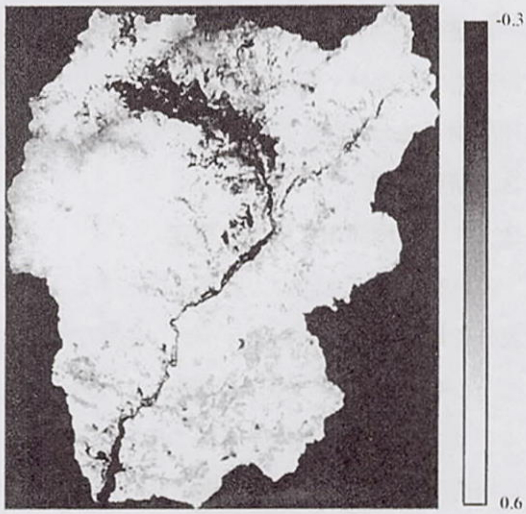


図-2　NDVI分布図(草木ダム流域)

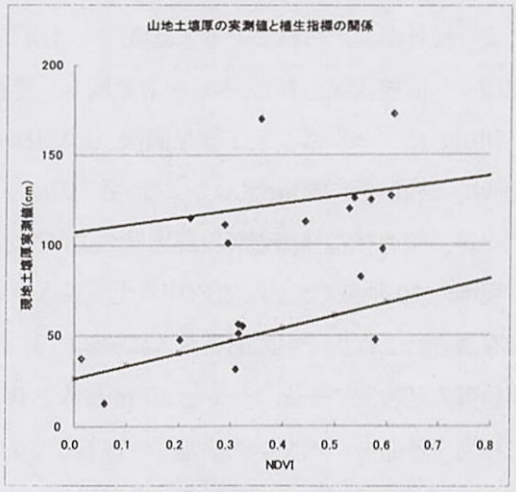
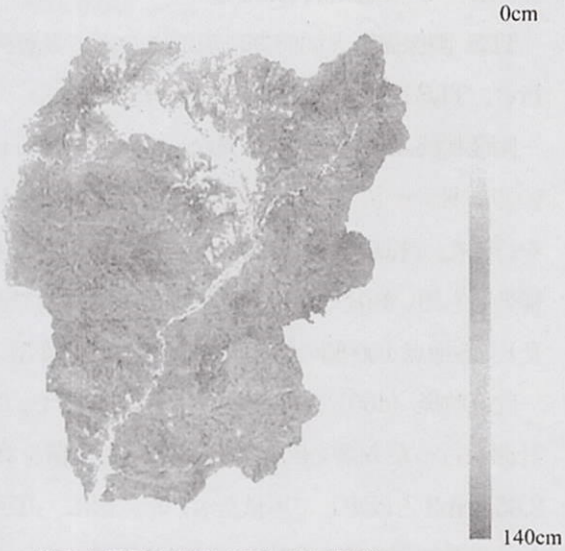


図-3　現地土層厚とNDVIの関係

果に上記2式を適用して流域全体の土層厚分布図を作成した（図-4）。ただし、針葉樹林からヒノキ林を分類することは不可能である為、ヒノキ林は他の針葉樹林と同様に取り扱った。図-4では、足尾銅山跡地やその周辺の土層厚が浅く、森林域の土層厚が深く表現されており、概ね現地土層厚を再現できていると判断した。

以下に研究結果を整理した。

- 植生指標と土層厚は正の相関が見られる
- 斜面傾斜角と土層厚は負の相関が見られる
- 植生指標と斜面傾斜角を組み合わせると土層厚推定精度が上がる
- 土層厚推定式は2つに分けられ、林種が影響している



推定土層厚分布図（草木ダム流域）

図-4 推定土層厚分布図（草木ダム流域）

4．2 河川管理へのTLSの利活用手法検討

4．2．1 地物判読の可能性

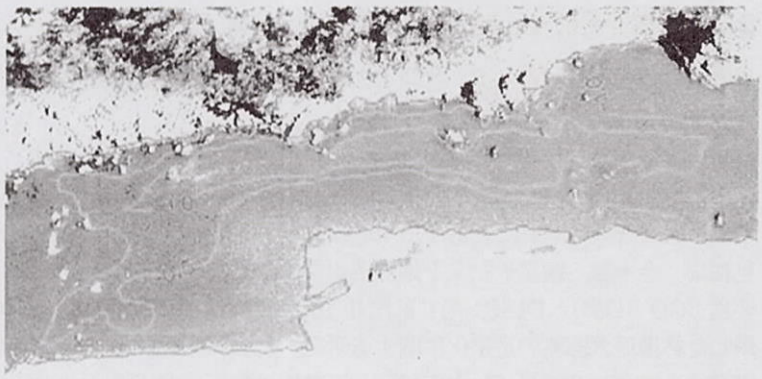
写真-2にTLS画像と現地踏査時に撮影した同じ対象物として倒伏したハリエンジュを示す。TLS画像から直接、樹種を判別することは困難であったが、倒伏した樹木の本数、洪水時に引っ掛かったゴミや草は確認できた。また、剥離した護岸ブロックや車のわだちがTLS画像上で確認できた。これらの結果は、緊急時の河川構造物の被災状況やゴミや不法係留船の監視といったような主に河川パトロールに対応した調査にも適用可能であると考えられる。


写真-2 倒伏したハリエンジュ
（上）現地踏査時撮影（下）TLS画像

4．2．2 水面下の計測

対象区域は比較的透明度が高かった為、実体視による水面下の3次元計測を行い、等高線図を作成した。図-4にその結果を示す。等高線は-0.5mおよび-1.0mの2本を表示したが、判読では-2m近くまで確認できた。水面境界で光の屈折が生じる為、水の屈折率を1.3334として水面下の深さを算出した。

図-4には流心付近や淵に当る部分の水深が深く表現されており、概ね現地の河床形状を表していると思われる。


図-4 水面下の等高線図

4．2．3　河床材料の把握

TLS 画像撮影と同時期に現地において表層河床材料調査を行い、TLS 画像判読結果と比較した。

画像判読は、河床状況が異なっていると判断した 4 地点においてコドラード（2×2m）を設定し、表層河床材料の粒径計測を行った。計測は、粒径の長い方を長径、短い方を中径とし（粒径の最も短い短径は上空からの画像では計測できないと仮定した）、各地点 100 個の粒径計測を行った（図-5）。

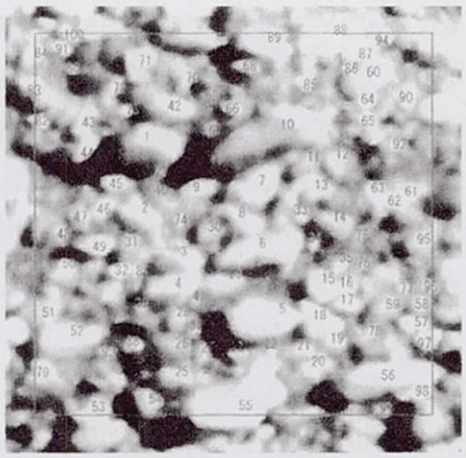


図-5　TLS 画像粒径計測（調査地点 NO.1）

代表粒径（d60）の算出は以下の方法で行った。ます、粒径計測を行った各礫を回転楕円体として体積を算出し、比重を 2.65g/cm3 と仮定して重量を求めた。次に、JIS-A-1204「土の粒度試験」に基づくふるい分析の実施を想定し、重量加積曲線を作成して求めた。

表-1 に両手法により得られた結果を示す。その結果、調査地点 NO.1、No.2 では、いずれも TLS 画像判読により得られた粒径のほうが現地調査で計測した結果より大きな値を示した。調査地点 NO.3、NO.4 については TLS 画像を用いて粒径判読は不可能であった。粒径として判読可能な大きさは最低 2～3 ピクセル必要であり、本研究の場合、約 7cm 以上の河床材料が判読可能であった。ただし、TLS 画像から判読できる幾何学的あるいはテクスチャの特徴から数 10cm 単位の粒径区分による分布図の作成は可能であった。

表-1　TLS 画像判読と現地河床材料調査の比較結果(NO.1.2 のみ)

平均粒径	調査地点 NO.1		調査地点 NO.2	
(cm)	TLS 判読	現地調査	TLS 判読	現地調査
長径	26.65	15.58	14.19	5.18
中径	14.82	11.07	9.99	3.80
短径	－	5.70	－	2.13
d60	9.38	7.37	6.66	5.85

5．結論

第一に人工衛星画像等を用いて山地流域における土層厚の推定方法を検討し、実流域に適用した。今後は流出モデルでの活用、山地の流況平準化機能の評価を行う予定である。第二にヘリコプタ搭載 TLS を用いて河川区域内情報の抽出および応用例の検討を行った。今後は、現場のニーズを取り入れ、活用できる項目、利用形態を検討したい。

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純一上席研究員、深見和彦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　アジア航測（株）

＜参考文献＞

1)例えば 廣瀬葉子、深見和彦、金木誠：リモートセンシングを活用した河川流域情報収集、土木技術資料、土木技術資料第 43 巻 1 号、pp.14-19、2001.1，93-98，2) 大野博之、萱場裕一、林貴宏、傳田正利、浅見和弘、島谷幸宏：低高度空中写真による河川環境調査法、河川技術に関する論文集、第 5 巻、1999 年 6 月，3) 廣瀬葉子、深見和彦、金木誠：衛星データと地理情報を併用した土壌厚さ推定の試み、土木学会第 55 回年次学術講演会講演概要集（CD-ROM）、DISC1 第Ⅱ部門Ⅱ-100、2000，4) 岩川昌広、山本義幸、藤井寿生、西川肇：衛星データを利用した林地保水機能の定量化に関する研究、土木学会第 56 回年次学術講演概要集（CD-ROM）、DISCⅡ第Ⅳ部門Ⅳ-201、2001，2001，5) 太田猛彦、森林山地斜面における雨水の流出について、水文・水資源学会誌、1（1）P75-82、1988，6) 船瀬優：スリーライン（TLS）画像、写真とリモートセンシング、Vol.40、No.2、pp.2-3、2001

都市域における水循環に関する研究

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　水理水文チーム
氏　　名　戸嶋光映

1．まえがき

人口及び資産の集中が進んだ都市河川流域において、近年多発している都市型水害、河川水質・生態系の悪化、平常時における河川流量の減少などの様々な問題は、流域の急激な変化が水循環系にもたらした影響が反映されている。個々の問題は水循環系をとおして密接に関連しているため、問題を解決するためには、問題を個別に取り扱った対策を考えるだけでなく、流域の水循環系全体で定量的に考える必要がある。そのためには、水循環のモニタリングによる分析で実態を捉えることと、モデリングによる解析で流域の全体像をみえるようにすることが大変重要である。

谷田川流域では上水や農業用水として地下水に依存している量がかなりあることから、我々は沿線開発開始前の1999年より、河川内の流量、水質の動態のみならず地下水の実態調査[1),2),3)]を実施している。また、研究学園都市が建設された直後の1975年前後に筑波大学によって同様の調査[4)]が行われている。そこで本研究では、①この両時点の調査結果の比較を行い、過去25年間の地下水位の変化と流域の土地利用との関係を分析し、②沿線開発が流域の水循環に及ぼす影響についてWEPモデル（分布型物理モデル）を用いて解析した。

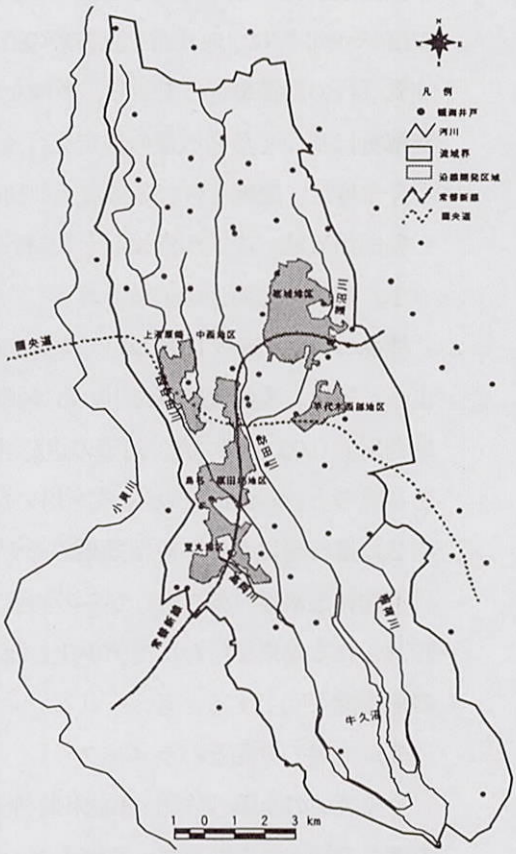


図-1　流域概要及び観測井戸

2．研究目的

本研究で対象とした谷田川は茨城県つくば市等を流れる一級河川利根川の支川である。谷田川流域では上水や農業用水として地下水に依存している量が多く、流域環境の変化が地下水に及ぼす影響を明らかにすることは重要な研究課題である。本研究の目的は、谷田川流域の地下水の実態を把握し、流域開発が地下水に及ぼす影響を明らかにするものである。

3．研究方法

3．1　地下水位調査

調査は、井戸ごとに水位計を用い、井戸枠から水面までの深さを計測した。また、地下水位を求めるため、初回の調査時に地盤から井戸枠の高さを計るとともに、地盤高を数cmの誤差で決定できるGPS（RTK-GPS）

により測量した。測定対象とした井戸は、1970年代に筑波大学が調査[4]を実施した井戸を基本として、1999年、2000年において合計で5回実施した。なお、2000年調査では、流域全体の地下水の実態を把握するため下流の牛久沼まで網羅できるよう新たに井戸を追加選定した。調査対象井戸64地点の内、浅層地下水から取水する浅井戸は59箇所、深層地下水から取水する深井戸は5箇所である。井戸の種別に関しては、深井戸はボーリング井戸で、浅井戸は主に丸井戸である。

3．2　WEPモデルを用いた水循環解析

WEPモデルは、流域の地形、地質、気象等の条件を入力として、浸透、蒸発散、河川への表面流出、地下水流出、地下水の流動などの時空間分布を流域スケールでシミュレートする分布物理型モデルである。WEPモデルでは、地表面を正方形の計算格子に分割し、各格子内の土地利用分類ごとの面積率を考慮した水文素過程の計算を行っており、多様な土地利用が混在する流域へ適用することができる。また、地表面熱収支解析に基づく蒸発散量の推定を行っており、大気モデルとの結合もし易い利点がある。

今年度は、農地も含む多様な土地利用の流域におけるモデルの再現精度向上を図るために、モデルの改良と谷田川流域への適用性検討[5),6)]を行ったので、以下にその内容を記す。

（1）表面流と河道の追跡計算

標高の数値データに基づいて4方向の落水線を作成し、kinematic wave式による表面流の追跡を計算できるようにした。表面流計算に用いる等価粗度は土地利用別に割り当てることもできるが、本研究では全ての土地利用で0.05を用いた。河道の追跡計算には不定流式とkinematic wave式が適用できるが、今回は河道特性を考慮の上、kinematic wave式を用いた。

（2）遷移層における貯留効果のモデル化

不飽和透水層（第3層）からの涵養量が不圧帯水層に到達する際、遷移層内の飽和度に応じて遷移層内に貯留される効果を新たにモデル化した。これにより、浅層地下水位が低い場合や土壌が乾燥化している場合の信頼性が向上すると考えられる。

（3）土壌の分類とパラメータ

対象流域の土壌の飽和・不飽和特性を反映させるため、流域の上流、中流、下流の3箇所で地表面から1mの深さで採取した関東ローム層土壌のΨ—θ関係、飽和含水率θ_{sat}、鉛直、水平双方の飽和透水係数を実験により算出した。また、その結果に基づき、圃場容量θ_f、残留含水率θ_rやHavercamp式のパラメータを設定した。また、河川沿いの沖積土や常総粘土層の物性値には既往文献の報告値を用いた。

地質構造については、収集した流域内及び周辺部の地質データのうち、面的なバランスを考えて選定した119地点のボーリングデータから、100mメッシュに対応する3次元地質データを作成した。本解析においては、沖積低地（沖積砂層・砂礫層）、台地表層部（ローム層）、常総層中の砂層（T.P.+20～+10m）の3つの帯水層は不圧帯水層とみなし、下総層群下部の砂・砂礫層（T.P.-20～-40m）と下総層群最下部～上総層群の砂礫層（T.P.-70m以深）はそれぞれ第1被圧帯水層と第2被圧帯水層とした。計算メッシュ毎の各帯水層の層厚は、作成した3次元地質データより算出した。

（4）農地と灌漑のモデル化

谷田川流域においては灌漑用水が複雑に入り組んでいるため、その実態を把握した上でモデル化を行った。

水田への灌漑用水量については、水利権申請ベースにおける地区別の用水量を地区別の給水面積で割った値の流域平均値から、単位水田面積あたりの灌漑用水量原単位を設定した。地区ごとの実績給水量は不明なため、この原単位に対して、申請ベースの取水量に対する実績の取水量の割合を掛け合わせることにより、水田の単位面積あたり灌漑量とした。畑地への灌漑は行わないものと仮定した。

水田では灌漑量—（浸透量＋蒸発散量）により湛水深を求める。また、湛水深が所定の高さを超えた場合、余剰水は河川に還元されるとした。本モデルでは湛水深の上限を60mmに設定した。水田土壌の不飽和透水層も他の土地利用と同様に3層に分割する。そのうち、第1層と第2層は粘土層、第3層は沖積層と仮定した。一方、畑地では3層ともにロームとするが、谷底平野に位置する場合には3層とも沖積土と設定した。畑地の窪地貯留量は5mmとした。

（5）その他の設定条件

不浸透面積率は基本的には既報[7]に基づき細密数値情報の土地利用分類毎の値を与えたが、流域内の公共公益施設用地には国立試験研究機関が含まれ、また、商業業務用地には民間研究所が含まれている状況を考慮し、不浸透面積率の値に修正を加え、公共公益施設30%、工業用地、住宅用地、商業用地、造成中地でそれぞれ60%、公園・緑地10%、空地25%とした。

4．研究結果

4．1　地下水位の調査結果

浅層地下水位の経年変化について、人為的な影響が比較的少ないと考えられる非灌漑期を対象に地下水位の比較を行った。図-2に、1999年12月地下水位から筑波大学の測定[4]による1976年2月地下水位を差し引いた水位変化図を示す。比較したデータは、測定前1週間程度無降雨で地下水位が安定していると考えられるものを採用した。図-2より、地下水位が全体的に下がっていると共にところによっては1m以上低下している領域も見られる。地下水位の低下量は、平均して0.4m程度である。浅層地下水位は元来降雨等の気象条件によって変動するものであるが、このような低下量の面的な違いが生じた要因として、都市化による浸透域の減少・不浸透域の拡大と研究学園都市建設関連による河川･排水路整備が進んだことなどが挙げられる。

地下水位の低下量と土地利用変化の関係をみるため

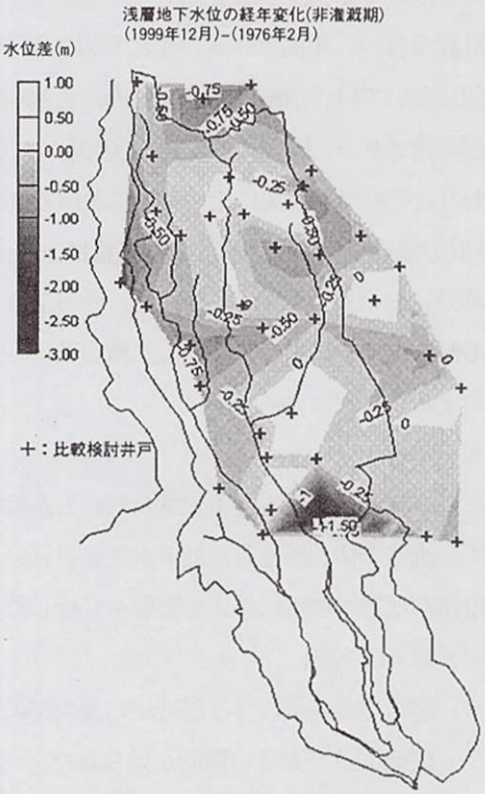


図-2 1999年12月と1976年2月の浅層地下水位の差

表-1 土地利用面積割合の変化

低下量(m)	0未満			0～0.75m			0.75m以上		
検討範囲に占める割合	10%			81%			9%		
土地利用区分	76年	94年	変化量	76年	94年	変化量	76年	94年	変化量
田	9%	9	0	13	11	-2	11	8	-3
畑	42%	37	-5	39	35	-4	39	35	-4
森林・荒地	13%	10	-3	15	12	-3	13	12	-1
空地・造成中地	10%	2	-8	12	2	-10	16	2	-14
都市域	25%	41	+16	20	39	+19	20	42	+22
河川・湖沼	1%	1	0	1	1	0	1	1	0
浸透域（田+畑+森林・荒地+空地・造成中地）	74%	58	-16	79	60	-19	79	57	-22

に、図-2 の地下水位変化図の範囲で地下水位低下量が、0m未満、0～0.75m、0.75m以上の 3 つの領域に区分し、領域毎に 1976 年（国土数値情報）と 1994 年（細密数値情報）の土地利用を算出した（表-1）。表-1 から、地下水位の低下量が大きい領域ほど、田、畑、森林・荒地及び空地・造成中地を合わせた浸透域の面積割合の減少が大きく、都市域の面積割合の増加も大きいことが判明した。

4．2　水循環解析結果

谷田川流域では、2005 年開通予定である常磐新線の沿線約 13km^2 の区域が都市化され、水循環に影響を及ぼすと予測される。ここでは、谷田川支川蓮沼川流域（CA=21.19km^2）を対象に、1999 年の気象条件を用いて、現状と常磐新線沿線開発後の計算を行い、年間水収支の変化を図-3 に整理した。 蓮沼川流域においては、沿線開発区域の内、葛城地区と手代木地区の一部が含まれる。開発により、当該流域の約 10%が不浸透域に変わり、そのため現況に比べ将来においては、表面流出が 25%増加し、浸透量や不圧透水層の涵養量は 10%以上減少する。また、将来において、流域外（霞ヶ浦）から配水される上水道の占める割合が非常に大きくなり、水循環系に与える人為的影響が増大することがわかる。

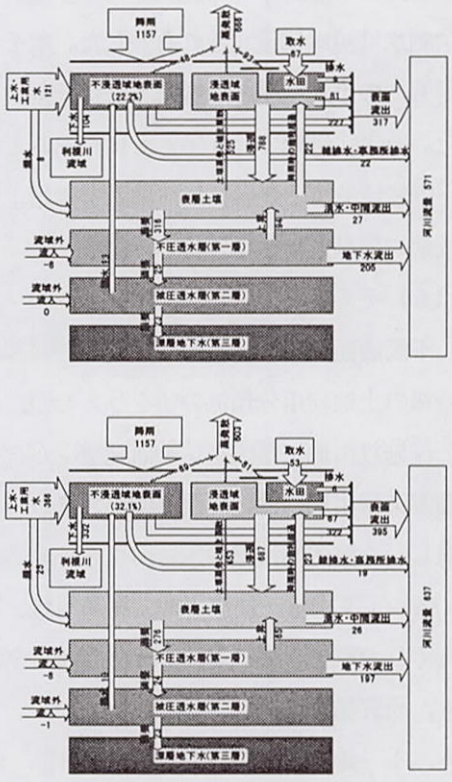


図-3　蓮沼川流域の年間水収支

5．結論

都市化が進展すると予想されている茨城県谷田川流域において、流域全体を網羅した地下水調査を行い、地下水の実態と都市化が地下水環境に与える影響を分析した。主要な結論は以下のとおりである。

1）都市化の進展に伴う浸透域の減少率の大きい区域ほど 1976 年 2 月に対する 1999 年 12 月の浅層地下水位低下量が大きい傾向が見られた。

2）谷田川流域の水循環解析を実施して、常磐新線沿線開発が流域水循環に及ぼす影響について、年間水収支の変化を定量化した。

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、木内主任研究員、賈特別研究員並びに水理水文チームの皆様に深謝致します。

所属　（株）ドーコン

<参考文献>1)吉谷純一、木内豪、賈仰文、倪広恒、戸嶋光映: 谷田川流域における水循環に関する研究(1)、 土木研究所資料第3782 号、2001, 2) 戸嶋光映、木内豪、賈仰文、吉谷純一、倪広恒：谷田川流域における水循環の実態調査―都市化が地下水位及び水質に与える影響について、2001 年水文・水資源学会研究発表要旨集、2001.,3) 吉谷純一、木内豪、戸嶋光映、賈仰文、倪広恒、河原能久：茨城県谷田川流域における地下水位と地下水水質の実態調査、土木技術資料、Vol.43、No.10、pp.50-55、2001.,4) 筑波大学地球科学系水文学分野：筑波研究学園都市付近の水文資料集 No1~3、1976~1978 , 5) 賈仰文、木内豪、戸嶋光映、吉谷純一:分布型物理水循環モデル WEP MODEL を用いた茨城県谷田川流域の水収支の定量化、土木技術資料、Vol.44、No.2、pp.62-67、2002. ,6) 木内豪、賈仰文、戸嶋光映、吉谷純一、倪広恒：農地と都市が混在する流域における WEP MODEL を用いた水循環解析、水工学論文集、第 46 巻、pp283-288、2002.,7) 河原能久、末次忠司、賈仰文、倪広恒：都市河川流域の水循環解析―モデルの開発と海老川流域への適用―、土木技術資料、Vol.41、No.12、pp.38-43、1999.

ダム基礎軟岩の非線形変形性を考慮した合理的設計に関する研究

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　ダム構造物チーム
氏　　名　赤　松　利　之

1. まえがき

近年、軟岩を基礎とするフィルダムの事例が多くなってきているが、フィルダムの基礎に過大な変形が生じると、監査廊の構造的な安定性を脅かすだけでなく、監査廊周辺の基礎岩盤や堤体遮水部内の応力分布が変化することにより破壊領域が発生し、遮水機能に支障をきたす可能性がある。したがって、監査廊の設計や基礎変形に伴う堤体遮水部の安全性検討のために、設計段階において基礎の変形量やひずみを精度良く予測することが重要となる。基礎の変形性を評価するうえで、非線形変形特性を考慮する場合、決定論的対応における設計値決定の際には、試験結果として得られる非線形パラメータのばらつき分布を考慮した工学的判断が求められている。

2. 研究目的

現在の試験方法では、軟岩の変形係数におけるひずみレベル依存性や拘束圧依存性等の非線形性を、高精度な室内三軸圧縮試験（ＬＤＴ）によりかなり精度良く評価できるようになっている。しかし、試験結果として得られる非線形パラメータにはばらつきが生じ、パラメータ設定の際には、所定の信頼性を確保した値を定める方法を確立することが重要であり、これを本研究の目的とする。

3. 研究方法

本検討に用いた解析モデルを図-1に、解析条件を表-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とした[1)]。また、解析モデルは、左右岸対称の谷形状を想定したうえで、ダム縦断面の半分を対象とした。

本研究においては、軟岩を非線形弾性体とみなし、解析には2次元FEM非線形変形解析コードを用いた。軟岩の非線形変形特性については、既往の研究成果[2)]から、圧力レベル依存性を(1)式で、偏差応力レベル依存性については、応力～ひずみ曲線の接線弾性係数E_{tan}と偏差応力レベルq/q_{max}を関係付けた(2)式で表現した。

$$E_{max} = a \cdot p'^{b} \quad \cdots\cdots(1) \qquad \frac{E_{tan}}{E_{max}} = 1 - \left(\frac{q}{q_{max}} \right)^{\beta} \quad \cdots\cdots(2)$$

$$q_{max} = 2\left(\frac{c \cdot \cos\phi + \sigma_3 \cdot \sin\phi}{1 - \sin\phi} \right) \quad \cdots\cdots(3)$$

ここに、a, b, βは定数、E_{max}は初期接線弾性係数、E_{tan}は接線弾性係数、p'は平均主応力、q/q_{max}は偏差応力レベル、σ_3は最小主応力、cは粘着力、ϕは内部摩擦角、qは偏差応力、q_{max}は最大偏差応力。

本解析では、堤体築造による基礎岩盤表面の沈下量や伸び方向のひずみの評価を行ううえで、感度の高いパラメー

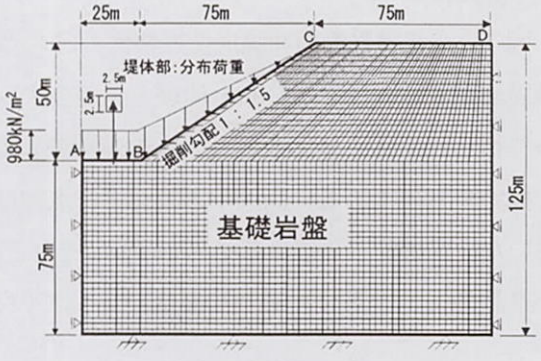


図-1 解析モデル

タ[3]a、βを確率変数とし、非線形パラメータのばらつきを模擬するのに乱数を用いた。それぞれのパラメータの平均値、ばらつきの程度を示す変動係数（標準偏差σ/平均値μ）、確率密度関数を表-2に示す。各パラメータの平均値は、人工および自然の軟岩の三軸試験結果[2]から整理した値の平均的な値とし、変動係数については、現時点で統計処理を行える程の試験データ数が十分でないため、線形弾性解析に用いた同様な研究を実施した際に、変形係数の変動係数の一般的な値として採用した0.3[4]を用いた。また、確率密度関数についても前述と同様な理由から、aについては正規分布、βについては正規分布に加え、一様分布についても採用した。各ケースにおける1 real（乱数により発生させた非線形パラメータ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）での非線形パラメータの頻度分布を図-2に示す。また、確率密度関数に基づく乱数により発生させたa、βが0以下になる場合には、それぞれ、1 MPa、0.001とした。なお、CASE 4については、a、βの2パラメータを確率変数としているが、既往の試験結果から、有意な相関性が認められないため[2]、両係数の相関性は考慮しないこととした。

表-1 解析条件

ポアソン比	強度定数（排水条件）		引張強度	初期応力の
ν	c(MPa)	φ(°)	σ_t(MPa)	状態
0.3	0.5	35	0.1	等方

表-2 解析ケース

解析ケース	非線形パラメータ				
	a		b	β	
	平均値(MPa)	変動係数		平均値	変動係数
CASE 1	1000	0.3(正)	0.4	0.4	0.0
CASE 2	1000	0.0	0.4	0.4	0.3(正)
CASE 3	1000	0.0	0.4	0.4	0.3(一)
CASE 4	1000	0.3(正)	0.4	0.4	0.3(正)

※変動係数( ):正＝正規分布、一＝一様分布。

次に、乱数により発生させたパラメータ、つまり非線形変形特性をモデルの各要素に割り付け、堤体荷重を基礎岩盤表面に作用させて解析し、基礎岩盤表面の沈下量および伸び方向ひずみを抽出した。また、解析結果について統計処理ができるように、非線形変形特性の割り付け作業を各ケース100 reals実施し、100 realsの解析から得た沈下量およびひずみを統計処理した。このようにして得られた確率論的手法による結果と、ばらつきを考慮せず、非線形パラメータとしてμ-ασ（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どのような相互関係にあるかの検討を行い、その検討結果を基に、所定の信頼性を確保したうえで、決定論的手法により設計を行う際の適切な係数αの算出を行った。

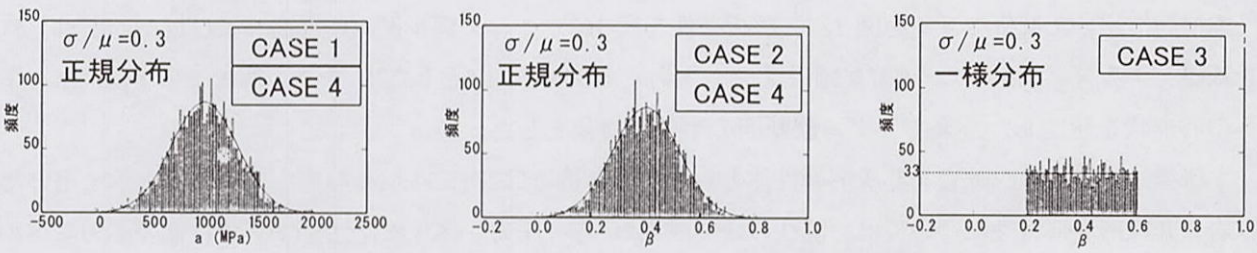


図-2 各ケースにおける1 realの確率変数の頻度分布

4. 研究結果

図-3は、基礎岩盤の非線形変形特性のばらつきを考慮した非線形変形解析から得られた、堤体築造による基礎岩盤表面の沈下量分布と伸び方向のひずみ分布を示したものである。また、図-4は、確率論的手法によって得られた沈下量およびひずみの値を確率変数aの平均値μを与えた決定論的手法の結果で正規化した値を描いたものである。両図中の実および点線は、それぞれ確率変数aのμおよびμ-0.3σないしはμ-1.5σを用いた決定論的手法による結果を示し、それぞれの係数0.3と1.5は、後で示す非超過率95%を対象とした全データ評価におけるαの範囲の最大値としている。なお、結果については、CASE 1のみを示している。

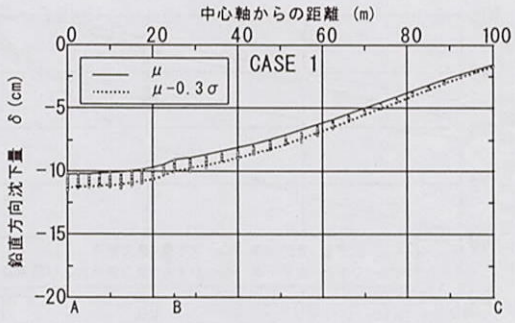


図-3(a) 沈下量分布 (CASE 1)

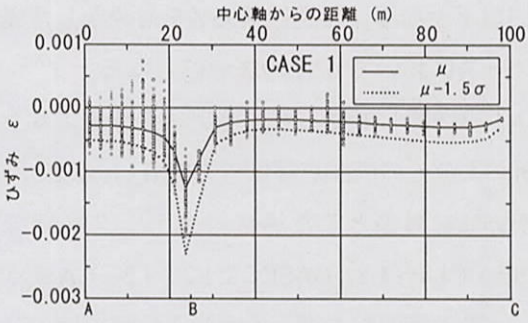


図-3(b) ひずみ分布 (CASE 1)

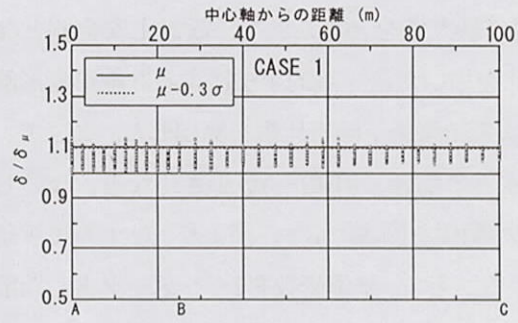


図-4(a) δ / δ_μ 分布 (CASE 1)

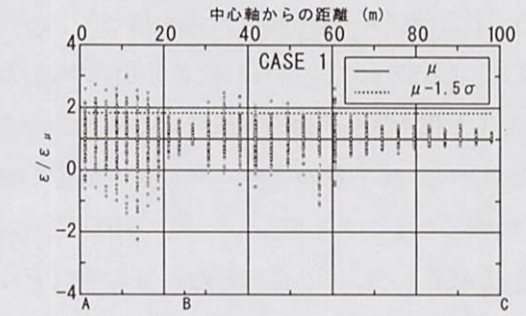


図-4(b) $\varepsilon / \varepsilon_\mu$ 分布 (CASE 1)

次に、確率変数を1パラメータとしたCASE 1～3を対象に、確率変数a、βの平均値を用いた決定論的手法の結果で正規化したδ / δ_μ、$\varepsilon / \varepsilon_\mu$の値を基準に非超過率を求め、式(4)、(5)により各非超過率における決定論的手法に用いる$\mu - \alpha\sigma$の係数αを算出した。非超過率とαの関係を図-5に示す。

$$\alpha_\delta = (1 - \frac{\delta_\mu}{\delta}) \times \frac{\mu}{\sigma} \quad \cdots\cdots(4) \qquad \alpha_\varepsilon = (1 - \frac{\varepsilon_\mu}{\varepsilon}) \times \frac{\mu}{\sigma} \quad \cdots\cdots(5)$$

ここに、沈下量より算出した係数αをα_δ、ひずみより算出した係数αをα_εとする。

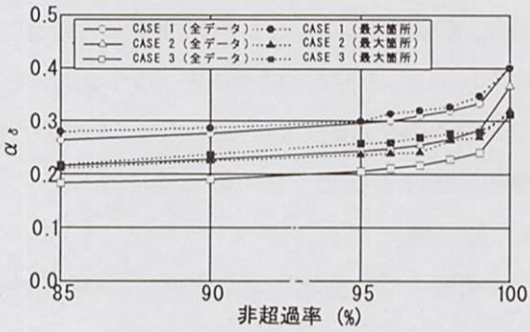


図-5(a) 非超過率とα_δの関係 (沈下量)

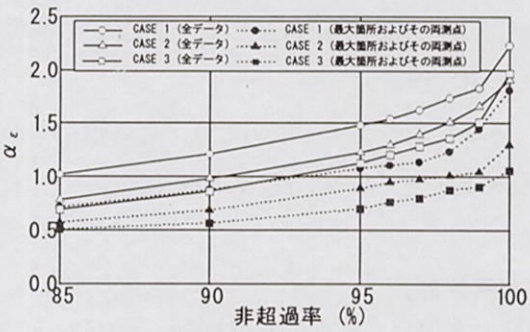


図-5(b) 非超過率とα_εの関係 (ひずみ)

図には、全データに着目した結果と、設計上問題となる絶対値の大きい箇所に着目した結果を示している。沈下量については河床部中央にあたるモデル左端、ひずみについては最大箇所（偶角部）およびその両測点のデータを抽出し整理したものである。

確率変数を係数aあるいはべき乗のβとした両者の結果を直接比較できるかどうかの判断は難しいが、同じ変動係数を与えた場合の結果として比較すると、図-5より、全体的な傾向として、aを確率変数としたCASE 1のα値が最も大きく、その傾向はひずみにおいて顕著である。また、確率変数をβ、確率密度関数を一様分布としたCASE 3は、正規分布としたCASE 2と比較して、α値は若干小さくなる傾向にある。沈下量に関して見ると、全データ評価、最大値評価ともに、CASE 1の非超過率96 %以上、CASE 2、CASE 3の非超過率100 %を除き、α_δ

は0.3以下となる。非超過率95%を対象とした場合、全ケースにおいてα_{δ}は0.2～0.3となる。

ひずみに関して見ると、全データ評価よりも最大箇所およびその両測点評価の方がα_{ε}は小さく、非超過率95%を対象とした場合、全データ評価では、CASE 1で1.4～1.5、CASE 2で1.2～1.3、CASE 3で1.1～1.2、最大箇所およびその両測点評価では、CASE 1で1.0～1.1、CASE 2で0.8～0.9、CASE 3で0.6～0.7となる。沈下量から算出した結果も併せて、示したαの範囲の最大値をとることで、設計上安全側となる。

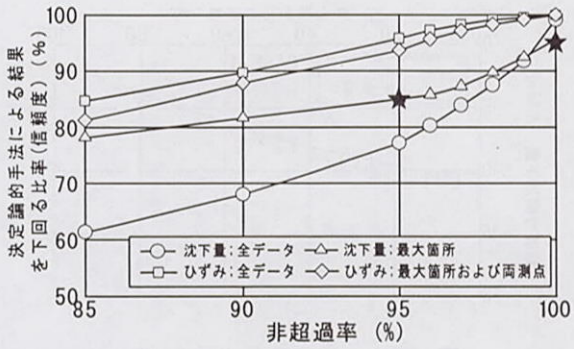


図-6 決定論的手法による結果を下回る比率(CASE 4)

次に、CASE 1、2で得られた各非超過率におけるα_{δ}、α_{ε}を用いた決定論的手法による非線形変形解析を行い、CASE 4の確率論的手法による結果が決定論的手法による結果を下回る比率を算出した。ここで、下回る比率とは、沈下量の場合、絶対値が小さくなること、ひずみの場合、引張(－)が小さくなる、ないしは圧縮(＋)側になることを指している。算出した比率と非超過率の関係を図-5に示す。図より、ひずみで評価する場合、CASE 1、2により得られたa、βのそれぞれのα_{ε}を用いることで、確率変数を2パラメータとした解析、つまりCASE 4では、ほぼ同様な信頼性を確保すると考えられる。一方、沈下量で評価する場合、ひずみで評価する場合よりも全体的に比率は小さい、つまり信頼性は低い結果となる。沈下量の最大箇所を対象とした場合、CASE 4について、信頼性を85%あるいは95%確保するためには、CASE 1、2により得られたa、βのそれぞれのα_{δ}を非超過率95%あるいは100%を対象（図-5中の★）に設定する必要がある。しかし、それぞれの非超過率を対象とした場合のα_{δ}を用いた決定論的手法による沈下量の最大値は、平均値μを用いた決定論的手法による沈下量の最大値に対して、それぞれ16%あるいは20%程度大きい結果である。

5. 結　論

本研究では、基礎岩盤の非線形変形特性を考慮した確率論的手法を用いた検討により、決定論的手法により設計する場合の適切な非線形パラメータの設計値の決定方法について検討した。その結果、決定論的手法でばらつきを考慮した設計を、所定の信頼性を確保したうえで評価を行うために、入力物性値となる非線形パラメータを$\mu-\alpha\sigma$として、係数αを各パラメータおよび評価項目に応じて決定した。

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いただいた高須水工研究グループ長、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。

所 属　（株）ニュージェック

〈参考文献〉

1) 土木学会：ダムの岩盤掘削，pp.118-122，1992.
2) 山口嘉一，川崎将生，岡部　登：フィルダム軟岩基礎の変形性評価法の高精度化，建設省土木研究所資料，No.3750，2000.
3) 山口嘉一，赤松利之：フィルダム軟岩基礎の非線形変形特性のばらつきを考慮したダム基礎設計，第11回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，2002.
4) 山口嘉一，赤松利之：変形性のばらつきを考慮したダム基礎設計，第31回岩盤力学シンポジウム講演論文集，pp.72-76，2001.

フィルダムの嵩上げ技術に関する研究

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　ダム構造物チーム
氏　　名　澤　田　　尚

1．まえがき

社会資本ストックの有効利用の観点から、既設構造物の機能維持だけでなく、積極的に強化すること（再開発）が重要な課題となっている。ダム事業においても、経済性や自然環境保全に配慮したうえで効率的に機能の増強を図る再開発事業が増加しつつある。このような社会的背景よりダム嵩上げ技術の確立が強く求められている。

2．研究目的

本研究では、既設フィルダム貯水池の有効利用方法として、最も事例の多いアースダムの嵩上げを採り上げ、嵩上げ規模、既設ダムと嵩上げ部の透水性、ドレーンの構造などを変化させた浸透流解析を行い、すべり安定性に大きな影響を与える浸潤線の形状のほか、最大流速、漏水量などについて分析し、アースダムの嵩上げ設計上の留意点について考察した。さらに、浸透流解析から求めたそれぞれの浸潤線を用いて、堤体の断面形状を決定するためのすべり安定解析を実施し、最小すべり安全率やこれを与える円弧位置の変化なども併せて比較・検討した。

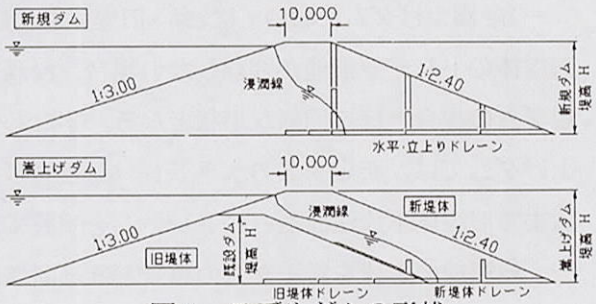


図-1　モデルダムの形状

3．研究方法

解析モデルは、図-1に示す新規および嵩上げダムの２次元横断面とし、上下流面勾配は、既設アースダムの調査結果や参考文献1）に示される堤高と法面勾配の関係などから標準的な値を採用した。また、表-1に解析条件と諸物性を示す。表中の値は、参考文献1）～3）などから標準的な値を採用した。

なお、ダムの嵩上げ方法は、既設堤体の上流側に新設堤体を配置する場合と下流側に配置する場合があるが、下流側に新設堤体を置く場合について検討した。

解析ケースは、堤高15～30mの5m間隔で設定し、ドレーンの配置を水平3パターンと立上り3パターンの組合せとした（図-1参照）。また、透水係数は、新堤体1.0×

表-1　　基本断面形状と諸物性

項　目			モデル条件	
堤高	新規ダム		15、20、25、30 m	
	嵩上げダム	旧堤体	15、20、25 m	
		嵩上げ高	5、10、15 m	
勾配	上流面		1：3.00	
	下流面		1：2.40	
堤頂幅			10 m	
貯水池水位			ダム高の96％	
浸潤線形状			浸透流解析結果を適用	
計画すべり安全率			1.20	
設計地震係数			0.15（現行基準の地震帯区分：強震帯）	
密度	湿潤密度		1.80 t/m³	
	飽和密度		1.90 t/m³	
間隙率			0.30	
強度	粘着力		27.6 kN/m²（2.81 tf/m²）	
	内部摩擦角		25.0 °	
透水係数	新堤体（新規ダム、嵩上げ部）		1.0×10^{-5} cm/s	
	旧堤体（既設ダム）		1.0×10^{-3}、1.0×10^{-4}、1.0×10^{-5} cm/s	
	ドレーン		1.0×10^{-2}、1.0×10^{-3} cm/s	
ドレーンの配置	種類		水平	立上り
	新規ダム		下流法面敷の1/3, 2/3と全面	配置断面の5m, 1/2と全面
	嵩上げダム	旧堤体		
		新堤体		

注）強度は、不透水ゾーンとドレーンで同じ値とした。

10^{-5}cm/s、旧堤体1.0×10^{-3}、1.0×10^{-4}、1.0×10^{-5}cm/s、ドレーン1.0×10^{-2}、1.0×10^{-3}cm/sの組合せとした。

4．研究結果

ここでは、主に、新規ダムの堤高20mと嵩上げダムの堤高20m（旧堤高15m、嵩上げ高5m）の場合の結果について比較・考察する

4.1 浸透流解析

(1) 浸潤面の形状

新規ダムにおいて、ドレーンの透水係数を1.0×10^{-3}cm/sとした場合、ドレーンの形状・配置による浸潤線の形状は、図-2に示すとおり、ほぼ水平ドレーンの下流法面敷に対する長さにより決まる。つまり浸潤線の形状は、水平ドレーンの配置に主に支配され、これに立上りドレーンを接続しても、ドレーン周辺の形状が若干変わるだけで、全体としてはほとんど変化しない。なお、この傾向は堤高によらない。

また、水平ドレーンの上流端が下流法面敷の全面よりさらに上流側に伸ばした場合の解析も実施した。図-2に示すとおり、下流法面敷全面の場合と浸潤線形状はほぼ同じであることがわかる。

次に、堤体の不透水ゾーンの透水係数は前述のケースと同様とし、ドレーンの透水係数を1.0×10^{-2}cm/sとした場合の浸潤線形状を図-3に示す。図-2と比較して、ドレーン上流端付近の浸潤面が低下することと、水平ドレーン設置部の水位がドレーン内におさまっている。特に、後者については、ドレーンの排水能力にかかわる問題である。ただし、全体的な浸潤線形状には大きな差はないと考える。

一方、嵩上げダムにおいては、新・旧堤体およびドレーンの透水係数を新規ダムの場合と同じ組合せとし、旧堤体のドレーン機能が残存しない場合、浸潤線は新規ダムの場合とほぼ同様な形状となる。すなわち、嵩上げダムでは、新規ダムの水平ドレーンと同じ投影位置まで旧堤体下流法面沿いにドレーンを配置することで、浸潤線の形状を新規ダムの場合とほぼ同様にすることができる（図-2、図-4参照）。

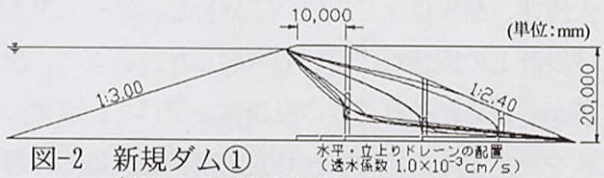


図-2　新規ダム①
（ドレーン透水係数1.0×10^{-3}cm/s）

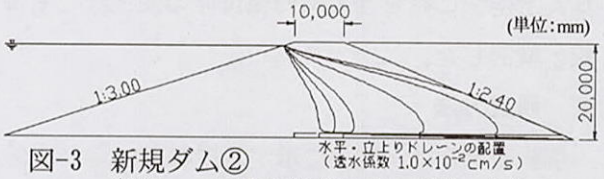


図-3　新規ダム②
（ドレーン透水係数1.0×10^{-2}cm/s）

また、旧堤体にドレーンが配置され、その機能が残存する場合、浸潤線の形状は、新・旧堤体のドレーンが接続する場合と接続しない場合で大きく異なる。新・旧堤体のドレーンが接続する場合は、水平ドレーンの長さが長くなることで、かなり浸潤線を低下させることができる（図-5参照）。

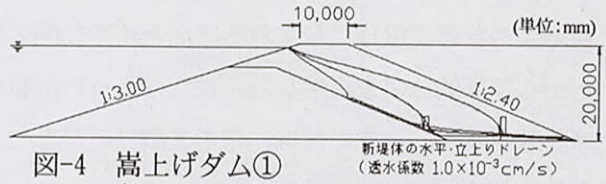


図-4　嵩上げダム①
（ドレーン透水係数1.0×10^{-3}cm/s）

逆に、新・旧堤体のドレーンが接続しない場合、旧堤体に配置されたドレーンの影響でその付近の浸潤線は低下するが、下流法面付近では上昇する結果となった。この傾向は、旧堤体のドレーン配置が長いほど顕著である（図-6参照）。すなわち、旧堤体のドレーン機能が残存する場合、これと新堤体に配置するドレー

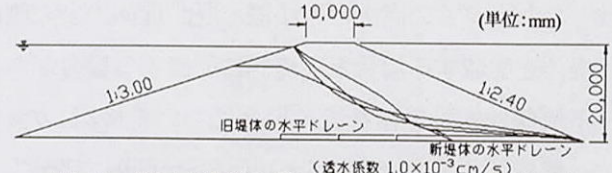


図-5　嵩上げダム②：新旧ドレーンが接続
（ドレーン透水係数1.0×10^{-3}cm/s）

ンを接続させ、下流への排水ルートを確保しなければ、下流法面のすべり安定性を損なうことが予測される。

さらに、旧堤体の透水係数を新堤体より大きくした場合、浸潤線がかなり高くなる。この場合は、たとえ、ドレーンを新堤体の下流法面始点から配置し、旧堤体と接続させても下流法面付近の浸潤線が低下しない（図-7参照）。すなわち、下流側に新堤体を設けるアースダムの嵩上げでは、新・旧堤体の透水係数が異なり、かつ、旧堤体の透水係数の方が大きい場合、この差が1オーダ程度であっても、下流法面付近の浸潤線が低下せず、下流法面のすべり安定性を損なう可能性がある。このような場合は、下流側に新堤体を設けるよりも上流側に設ける方が有効であると考えられる。

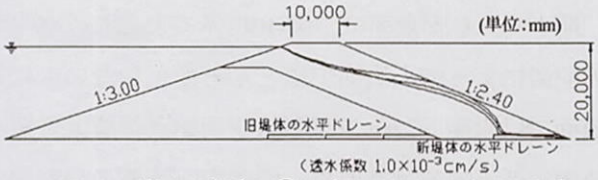


図-6　嵩上げダム③：新旧ドレーンが独立
（ドレーン透水係数1.0×10⁻³cm/s）

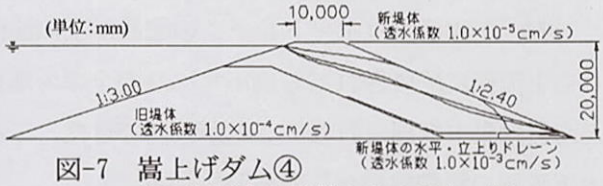


図-7　嵩上げダム④
（旧堤体透水係数1.0×10⁻⁴cm/s）
（ドレーン透水係数1.0×10⁻³cm/s）

(2) 最大流速と堤内浸透流量

新規ダムにおける最大流速と水平ドレーンの配置の関係は、図-8に示すとおり、水平ドレーンが配置される場合、その配置長さが長くなると若干最大流速が大きくなるものの、大きな変化ではない。さらに、図-8に示す見かけの最大流速$V_a \fallingdotseq 2.0\times10^{-7}$m/sから最大実流速は、$V_r = V_a/n = 6.7\times10^{-7}$m/sとなるが、全く粘着性がない砂の最小粒径0.074mmの土粒子に対する限界実流速（$=1.0\times10^{-4}$m/s程度）[4]と比較して、十分に小さい値であり、パイピングに対して十分な安全性がある。

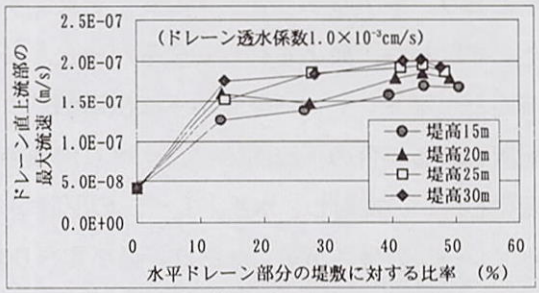


図-8　最大流速と水平ドレーンの配置

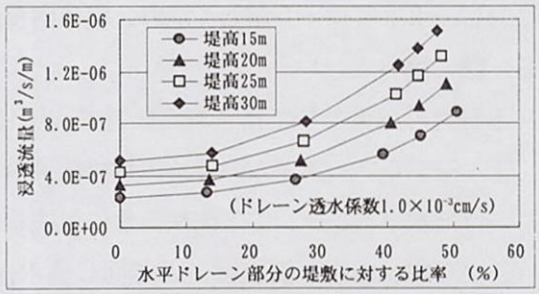


図-9　浸透流量と水平ドレーンの配置

一方、新規ダムにおける浸透流量と水平ドレーンの配置の関係は、図-9に示すとおり、堤高によらず、水平ドレーンが長くなると浸透流量が大きくなる傾向がある。この傾向は、ドレーンと浸潤線の関係のそれに対応している。また、既往のフィルダム嵩上げ事例によると、堤内浸透流量は最大でも10㍑/min程度であった。これに対し解析結果の浸透流量は54㍑/min程度となる（既往事例から堤頂長を600mと仮定）。この値は既往実績より大きいが、実ダムの透水係数が解析の入力物性値より小さいと考えられることから、概ね両者は整合がとれているものと考える。

なお、嵩上げダムにおける最大流速、堤内浸透流量は、新規ダムと同様、ドレーンと浸潤線の関係に対応し、ドレーンの堤敷投影長さが長くなると浸透流量が大きくなるが、立上りドレーンが配置されてもその変化は小さい傾向を示した。

4.2 すべり安定解析

浸透流解析から求めた堤内浸潤線を用いて上下流法面に対し円弧すべり解析を実施し、最小すべり安全率とその安全率を与えるすべり円弧半径について整理するとそれぞれ図-10、図-11のとおりとなった。

最小すべり安全率は、図-10に示すとおり、水平ドレーンの配置によって上流面でほとんど変化しないのに対し、下流面では水平ドレーンが下流法面始点位置より短くなると、急激に低下する。これは、堤体内下流側の浸潤線が高くなることが原因である。

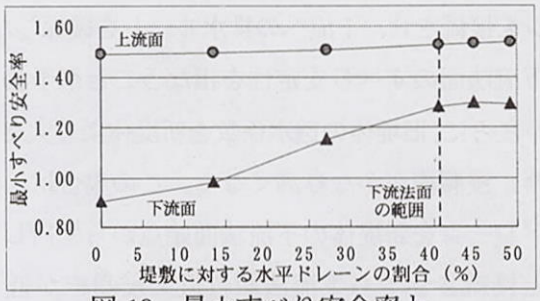


図-10　最小すべり安全率と
水平ドレーンの配置

一方、下流面では水平ドレーンの配置が下流法面始点よりも上流側に配置されても最小すべり安全率の増加にはほとんど効果が発揮されないことが確認できた。これも堤体内下流側の浸潤線形状に対応している。

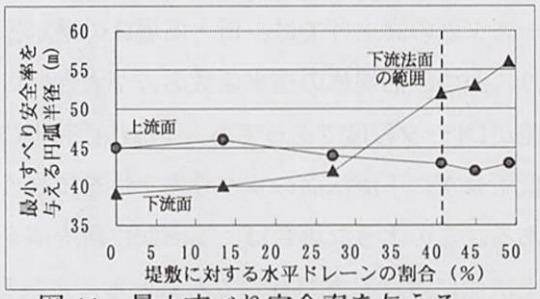


図-11　最小すべり安全率を与える
円弧半径と水平ドレーンの配置

また、最小すべり安全率を与える円弧半径は、図-11に示すとおり、最小すべり安全率の変化を反映する結果となった。すなわち、最小すべり安全率がほとんど変化しない上流面と水平ドレーンの配置が下流法面始点よりも上流側に配置される場合の下流面では、すべり円弧半径もほとんど変化しないのに対し、水平ドレーンの配置が下流法面始点よりも下流側に配置される場合の下流面では、水平ドレーンの長さが短くなるほど最小すべり安全率が小さくなり、すべり円弧半径が短くなる。これは、水平ドレーンが下流法面始点まで設置されている場合、最小すべり安全率を与える円弧が上流側法面を切るのに対し、水平ドレーンが短くなり、堤体内浸潤線が上昇すると、この円弧が天端中心部を切ることによる。

5．結　論

本研究の成果として得られた結論を以下に示す。

① モデルアースダムの浸透流解析結果から、堤体のすべり安定性に大きな影響を与える浸潤線の形状は、ほぼ水平ドレーンの下流法面敷に対する長さにより決まることが確認された。なお、この傾向は堤高によらず、新規・嵩上げダムで同じ透水性の場合、結果も同様であった。

② 下流側に新堤体を設けるアースダムの嵩上げでは、新・旧堤体の透水係数が異なり、かつ、旧堤体の透水係数の方が大きい場合、この差が1オーダ程度であっても、下流法面付近の浸潤線が低下せず、下流法面のすべり安定性を損なう可能性がある。

③ すべり安定解析を行った結果、浸潤線の形状がすべり安全率に与える影響を定量的に把握した。

6．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高須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感謝の意を表します。

所 属　西日本技術開発（株）

＜参考文献＞

1) (社)地盤工学会：フィルダムの調査・設計から施工まで、1988年4月.
2) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設、第３巻 設計Ⅰ編、1987年9月.
3) 松本徳久、山口嘉一、弘末文紀：ルジオンテストの各種境界条件下での制度と結果の解釈、建設省土木研究所資料、第2518号、1987年11月.
4) (社)日本河川協会：改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[Ⅰ]、1997年10月.

ダム基礎岩盤の力学的設計の合理化に関する調査

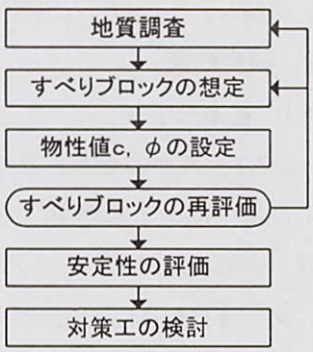
（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　ダム構造物チーム
氏　　名　畠　　康　之

1. まえがき

近年、良好な地質条件を有するダムサイトが減少し、これに伴って基礎掘削が深くなり、掘削法面が長大化する傾向にある。しかし、現状ではこのような長大掘削法面に対して、その安定性の評価法及び設計手法の体系化がなされていないため、個別ダムごとに対応している。全国51ダムを対象に実施した法面設計の実体調査の結果、掘削法面の変状の多くは岩盤内の不連続面および、降雨による間隙水圧の上昇や掘削によるゆるみが原因であることがわかった。また、法面安定解析手法としては、平面すべり法に代表される極限平衡法（以降LEMとする）が多く用いられていることがわかった[1)]。

一般に平面すべり法を用いた斜面の安定解析は、地質調査結果からすべりブロック形状を特定し、現状地形のつり合い条件からすべり面の強度定数を逆算し、これらを用いて斜面の安定性を評価している。しかし地質情報の少ない調査段階では、すべりブロック形状を正確に把握することは困難である。このため、図－１に示すように、当初想定したすべりブロックの形状とすべり面の強度定数に対し、想定したすべり面と異なる傾斜を有する不連続面が存在した場合に、新たに形成されるすべりブロックを考慮して斜面の安定性を再評価する手法を用いる必要がある。



図－１　法面安定検討フロー

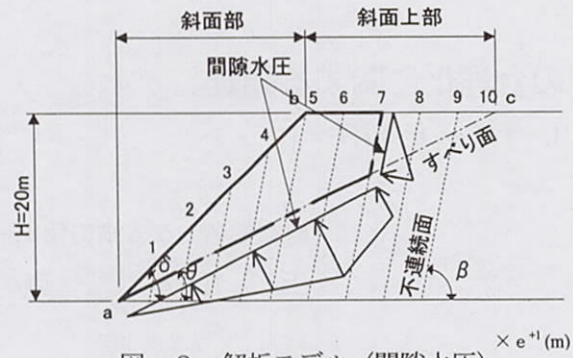
2. 研究目的

本研究では、平面すべり法と個別要素法（以降DEMとする）を用いた法面モデルの安定解析により、当初想定されるすべり面以外に不連続面が存在した場合の各解析手法の計算特性を明らかにし、平面すべり法の特性を生かした法面設計の合理化と精度の向上を図ることを目的とした。

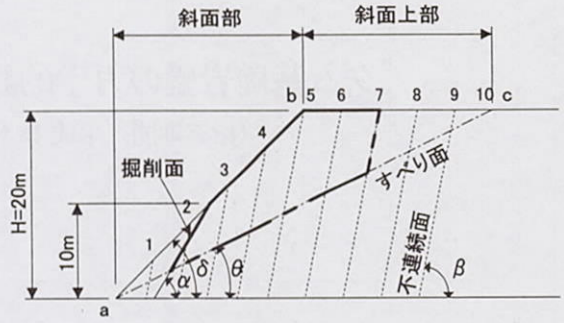
3. 研究方法

不連続面を有する法面モデルを用いて、LEMおよびDEMによる安定解析を実施した。解析条件として、すべり面・不連続面に作用する間隙水圧と、法面掘削による影響をそれぞれ個別に考慮するものとした。基本モデルは斜面内部に当初想定される任意のすべり面を設定し、また斜面下端をａ点、斜面肩をｂ点、斜面上端をｃ点とし、ａｂ（斜面部）、ｂｃ（斜面上部）をそれぞれ５等分する点を通る不連続面を設定した。斜面勾配をδ、すべり面の傾斜角をθ、不連続面の傾斜角をβとし、すべりブロックはすべり面と１～９の不連続面によって形成されるものとした。また、掘削面の傾斜角をαとした。間隙水圧を考慮する解析モデルを図－２に、掘削を考慮する解析モデルを図－３に示す。

解析ケースを表－１に示す。各ケースについて、すべりブロックの安定性が極限平衡状態（LEMにおいて



図－２　解析モデル（間隙水圧）



図－３　解析モデル（掘削）

※　不連続面７を通るすべりブロックを太線で表示

はR/D比[2] =1.0である状態、DEMにおいてはぎりぎり変位等が生じていない、または生じていても増減がなく安定しており、その値自体もわずかである状態）になるために必要な粘着力（所要粘着力）を求めた。すべり面にはMohr-Coulombの破壊基準を適用し、不連続面は強度を有さないものとした。

表－１　解析ケース

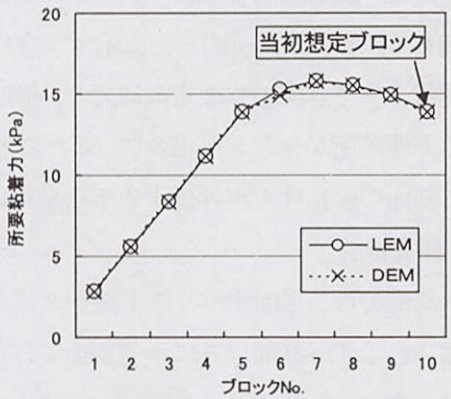
項目		単位	解析ケース
岩盤密度	ρ	t/m^3	2.0
斜面高さ	H	m	20
斜面勾配	δ	°	35，45，55，65，75
不連続面傾斜角	β	°	60，80，90，120，150
すべり面傾斜角	θ	°	ϕ～δで1°間隔
すべり面内部摩擦角	ϕ	°	20
掘削角	α	°	50，60，70，80
間隙水圧率	k	%	0，50，100

4.　研究結果

4.1　基本モデル

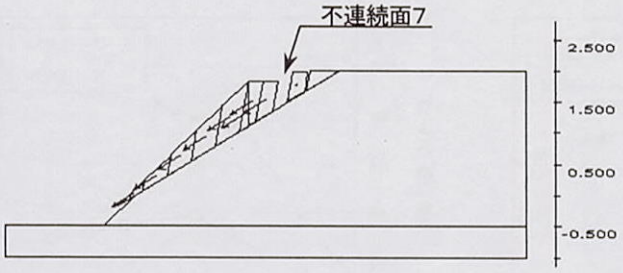
LEMとDEMの基本的な計算特性を把握するため、間隙水圧および掘削による影響を作用させない条件での解析を実施した。以下に解析結果について示す。

図－４にLEMとDEMで求めたすべりブロックと所要粘着力の関係を示す。ブロックNo.は、例えば不連続面７を通るすべりブロックをブロックNo.７とした。当初想定したすべりブロックはブロックNo.10で表されている。図より、No.６～９のすべりブロックについては、当初想定したすべりブロックより所要粘着力が大きくなることがわかる。また、LEMとDEMの解析結果がよく一致しており、すべりブロックが特定できたときの条件下においては解析手法の相違による解析結果への大きな影響はないことがわかる。

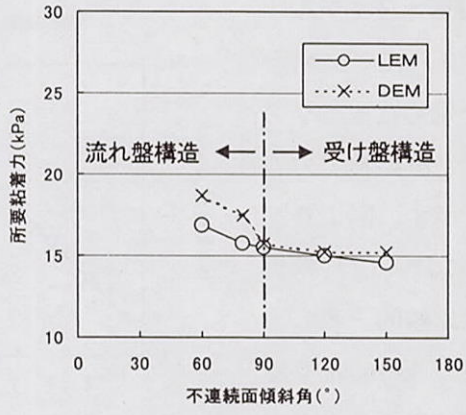


図－４　LEMとDEMによる解析結果比較
（δ=45°，β=80°）

次に、当初想定したすべり面以外に不連続面が存在した場合を想定し、すべりブロックを特定しないで、不連続面1～9をすべて考慮したモデルを用いてDEMによる安定解析を実施した。すべり面の粘着力は当初想定したブロックの所要粘着力とした。このときの斜面の崩壊状況を図－５に示す。図中の矢印はブロックの速度ベクトルを表しており、すべり面に沿って不連続面7から崩壊が生じていることがわかる。これは、図－４に示したように、当初想定していたすべり面以外に強度が期待できない不連続面が存在した場合、斜面の



図－５　DEMによる不連続面を考慮した法面の安定解析結果（δ=45°，β=80°）



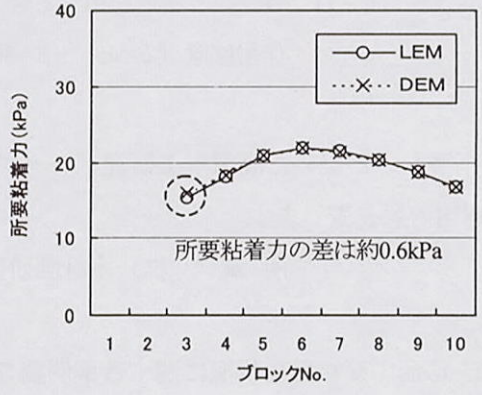
図－６　LEMとDEMによる不連続面を考慮した法面の解析結果比較（δ=45°）

安定性は不連続面がない状態よりも低下することを示している。また、このとき斜面の安定性を支配する不連続面７は、図－４の各不連続面を個別でモデル化した場合の安定解析結果において、最も所要粘着力が大きくなるケース（ブロックNo.７）の不連続面と一致している。

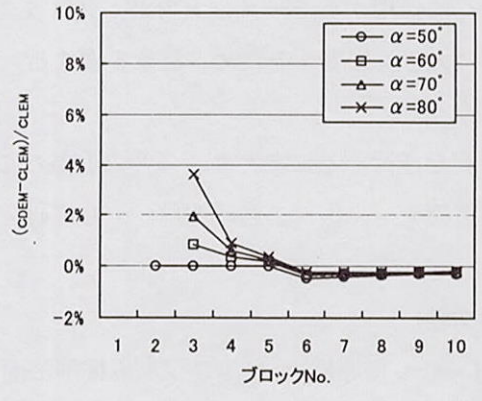
図－６に不連続面を全て考慮したモデルを用いて、DEMによって所要粘着力を求めた結果を示す。LEMについては各すべりブロックの所要粘着力のうち最も大きな値を図中にプロットしている。受け盤構造となるβ≧90°ではLEMとDEMの結果は概ね一致するが、流れ盤構造となるβ＜90°ではLEMによる所要粘着力の値はDEMを下回る傾向が見られる。

4.2　掘削モデル

図－７にLEMとDEMで求めたすべりブロックと所要粘着力の関係を示す。また、図－８に、DEMとLEMによる所要粘着力の差をLEMによる所要粘着力で正規化して示す。図より、ブロックNo.６～10（斜面上部）までは解析結果の差はほとんどないが、ブロックNo.２～５（斜面部）では、末端部のブロックほど解析結果の差が大きくなる傾向が見られる。ただし、解析結果の差は最も大きくなるα＝80°の場合のすべりブロックNo.３で0.6kPa程度であり、今回の解析およびモデルの精度を考慮すると有意な差ではない。



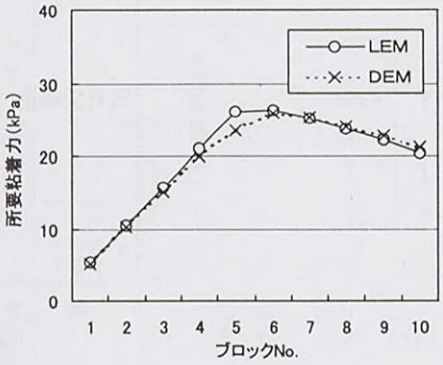
図－７　LEMとDEMによる解析結果比較（δ=45°，α＝80°，β=80°）



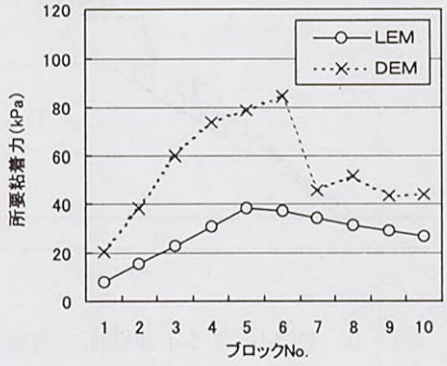
図－８　LEMとDEMによる解析結果比較（δ=45°，α＝80°，β=80°）

4.3 間隙水圧モデル

図－９，10にLEMとDEMで求めたすべりブロックと所要粘着力の関係を示す。図より、k=50%においては、解析結果は比較的一致しているが、k=100%ではDEMによる所要粘着力はLEMの約２倍と、大きくかけ離れた値になっている。

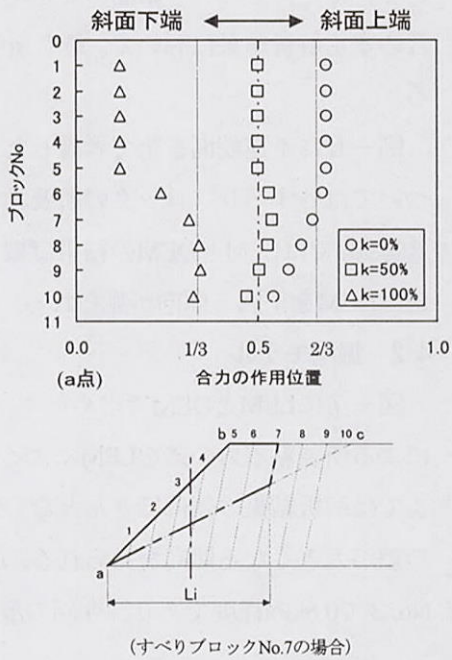


図－９　LEMとDEMによる解析結果比較
（δ=45°，β=80°，k=50%）



図－10　LEMとDEMによる解析結果比較
（δ=45°，β=80°，k=100%）

ここで、LEMにおいて各ブロックに作用する合力の作用位置を図－11に示す。図は各ブロックの合力の作用位置をａ点（斜面下端）からの距離で算出し、底面幅Liで正規化して示している。また、参考までに図中に底面幅の中心軸から１/３の範囲を示した。この図から、間隙水圧率ｋが高くなるにつれて合力の作用位置は斜面上端から斜面下端へ向けて移動していることがわかる。すべりブロックの底面は斜面下端へ向けて傾斜しているため、ｋが高くなるにつれてすべりブロックが不安定化すると考えられる。



図－11　各ブロックに作用する合力の作用位置（δ=45°，β=80°）

5. 結論

当初想定していたすべり面以外に傾斜角の異なる不連続面が存在する場合、斜面の安定性が低下することを示した。また、不連続面が発達した斜面では、LEMはDEMに比較して所要粘着力を小さく算定する場合があることを示した。特に間隙水圧を考慮する場合には、ブロックに作用するモーメント力が、ブロックが安定するための必要強度に大きく影響するため、注意を要する。

6. 謝辞

本研究を遂行するにあたり、多くの有益なご助言、並びにご指導をいただいた高須水工研究グループ長、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。

所 属　（株）水計画研究所

〈参考文献〉

1) 山口嘉一，市原裕之，畠康之：ダム掘削法面の設計・観測手法と法面の変状発生状況に関する事例調査，土木研究所資料，第3863号，2002.

2) 国土開発技術研究センター編：貯水池周辺の地すべり調査と対策，山海堂，p. 129，1995.

ジェットフローゲート放流水脈の整流方法と給気量

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　ダム水理チーム
氏　　名　大澤信哉

1. まえがき

ジェットフローゲート（以後JFG）の放流は、減勢池への空中放流、減勢工への水中放流、トンネル内への放流など放流規模などの使用条件により様々である。減勢工への水中放流の場合、ゲートのすぐ下流側が水中となり整流管は設けられていないが、それ以外の場合、通常ゲート直後に整流管がもうけられている。JFGからの放流水脈は、全開時をのぞき、ゲートの開口部が円弧と直線の交わる部分での水脈変形の影響により、複雑な形状を示す。そのため水中放流以外は、吐き口からのある程度まとまった水脈とするために整流管が必要となる。また、トンネル内放流の場合、放流管なしで放流することは、放流水脈のもつ下向き角、放出角度そのままでトンネル壁面に衝突し、トンネル壁面を損傷するおそれがあるため、放流水脈の整流は重大な問題の一つである。

2. 研究目的

ダム・堰施設技術基準（案）の解説では、JFG整流管の規模は、管径は放流管出口径の1.2倍以上、長さは5～10倍とされているが、水理量との関係が明らかでない問題がある。また、JFG整流管に設けられる給気管の需要給気量放流量の0.8程度[1]とされているが、整流管の形状などは考慮に入っていないため、現実の需要給気量と開きがある場合もみられている[2]。そこで、本研究では、作用水頭に応じた整流管規模の設定方法を決めるとともに、適当な整流管を設けた場合の給気特性について調査した。また、給気量に関して相似則について研究された例は少なく、これについても調査した。これは実験室で得られた給気量を実機に適用した場合を想定するのに有用なはずである。

3. 研究方法

3.1　実験模型

JFG模型は、口径φ140mmのものを用い、JFGは水平に設置し、JFG下流の整流管は、1：100の傾斜とした。整流管は、円形断面であり、実験ケースを表1に示す。給気管は、給気抵抗を極力減らすため呑み口形状をベルマウス型とし、給気管径が給気量に及ぼす影響を調べるため、給気管と整流管の接続部にフランジを設け、ここで内径を調整した（φ25mm、φ50mm、φ75mm、φ100mm）。給気量の測定は、給気管と整流管の接続部に断面積比64%のベンチュリ管を設け、断面収縮部との差圧を利

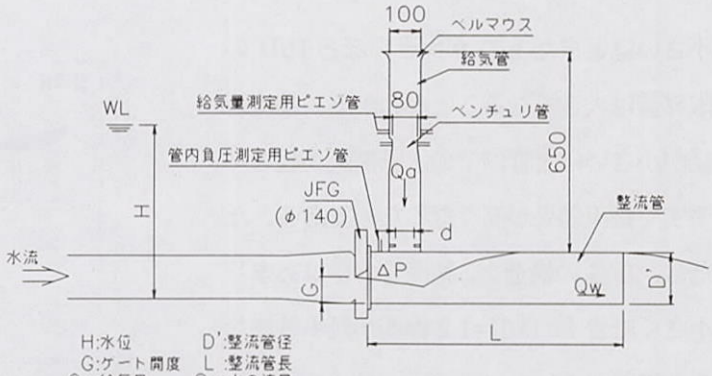


図1　実験模型

用することにした。いくつかのケースについてベンチュリ管の差圧測定による給気量と風速測定による給気量との比較を行ったところ、両者がよく一致することを確認している。なお、整流管始端上部にピエゾ管を設け、ゲート直下の空気圧（差圧）を測定した。水脈形状を観察するため、模型は全て透明のアクリル製模型とした。また、元の模型の１形状(A1)に対し、相似比２の相似模型(A1')を作成し、同じく給気量測定し、相似則について調べることにした。

表１　模型寸法

模型	整流管径	整流管長	給気管径
A1	1.2D	5D'	25,50,75,100
A2		7.5D'	25,50,75,100
A3		10D'	25,50,75,100
A4	1.57D	5D'	25,50,75,100
A5		7.5D'	25,50,75,100
A6		10D'	25,50,75,100
A7	2.0D	5D'	25,50,75,100
A8		7.5D'	25,50,75,100
A9		10D'	25,50,75,100
A1'	1.2D	5D'	200

単位 mm

実験条件の一覧を表１に示し、図１に模式図を示す。

3.2　流況と整流効果の判定基準

整流管の整流効果の判定は、放流管規模などの使用条件により異なることが考えられるが、流況観察の結果、①整流管内を這い上がって両側の水脈が上方で互いに衝突する場合で、この衝突が整流管下流で生じている場合、②整流管を這い上がった両側の水脈が衝突しない場合で、這い上がり水脈の飛散成分が整流管上方に向かって放出される場合に、整流管下流での飛散水脈の領域が大きくなることが明らかになった。そこで、本実験ではこれら流況の生じない整流管規模を求め、これを必要規模とした。上記流況は、ある整流管規模に対し水位を大きくすることで生じるものである。

4. 研究結果および考察

4.1 水理条件による適切な整流管規模

上記判定基準に基づいた実験の結果、整流管規模に対する水理量の限界値は、図２のようになった。実験の都合上、H/D のピッチは５刻みで行ったため、整流管規模が異なっていても限界となる H/D が等しくなっているものがあるが、実験の設定を細かくすればさらに適当な実験結果が得られるはずである。図より、D'/D が小さいほどまた L/D が大きいほど H/D の限界値は大きくなることがわかる。整流管径が小さいほど管内での水脈衝突が起こりやすく整流効果が高くなるためである。ただし、JFG の構造上、整流管の径はあまり小さくできず、D'/D=1.2 程度が最小値になると思われる。

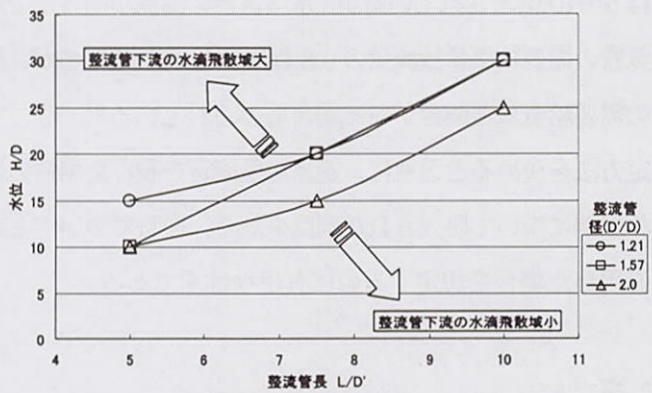


図２　整流管規模と H/D

図３は放流水脈の形状を放物運動に準ずるものとして計算し、その結果を用いて図

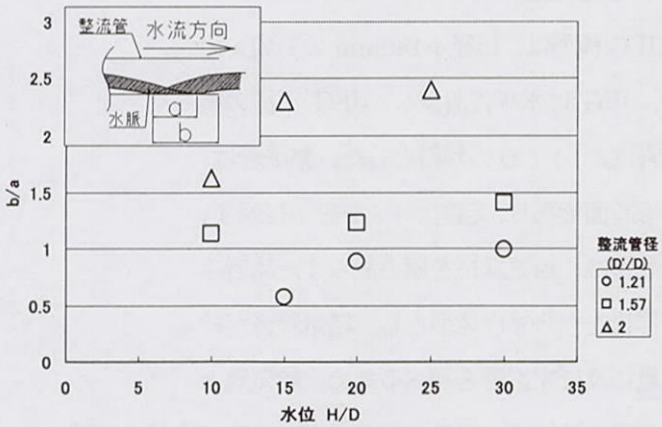


図３　整流管への落水位置

2 の境界状態における整流管内への水脈の衝突の状態を整理したものである。この図からも、整流管径が小さいほど管内へ落水する量が小さくとも整流できていることがわかり、水脈衝突による整流効果が高いことがわかる。なお、D'/D=1.21 の場合 b/a<1 であり一部水脈が整流管を飛び越えているが、整流管内へ落水し跳ね返った水脈が整流管を飛び越えた水脈と相互に干渉し整流されることで、整流管吐口からほぼ水平に放出されることを確認している。

以上のことから、整流管の径が小さく、管長が長いほど整流効果が高いことがわかった。

4.2 適切な整流管規模を選択した場合の給気量と管内負圧の関係

図４に給気量と管内負圧の関係を給気口径及び H をパラメータにして示す。なお、①図５に示したとおりゲート全開時が最も給気量が大きいため全開時のデータを、②図６に示したとおり整流管長の給気量への影響は小さいため、全整流管長の実験データを区別せずプロットした。図から、D'/D が 1.57,2.0 の場合、H/D が同じであれば、D'/D が大きいほど給気量・管内負圧ともに小さくなっており、整流管吐口からの吸気量の増大によるものと思われる。D'/D=1.21 の場合で、d/D が小さい場合には同様の傾向がみられているが、d/D が大きい場合には、むしろ小さい結果となっている。この理由は明らかではないが、整流管口径が小さいことにより連行空気量そのものが小さくなっている可能性がある。D'/D=1.21 では d/D による圧力変化が大きく d/D が小さい場合には、給気量や管内負圧がかなり大きくなっている。図中の給気量０のデータは、給気孔を閉じた場合の管内負圧であるが、給気孔がある場合に発生する管内負圧よりかなり大きな値を発生しており、給気管による管内負圧の抑制力が大きいことがわかる。

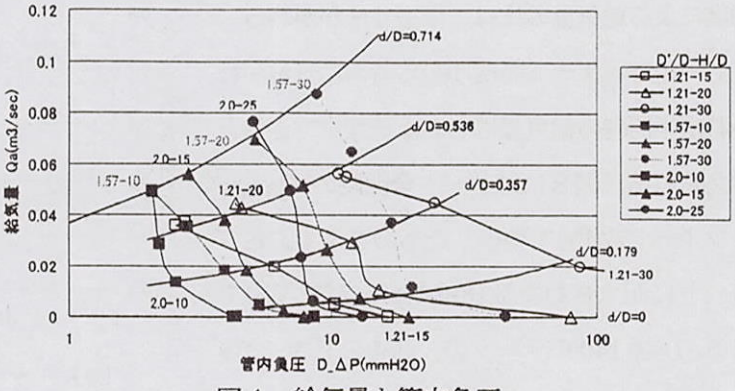


図４　給気量と管内負圧

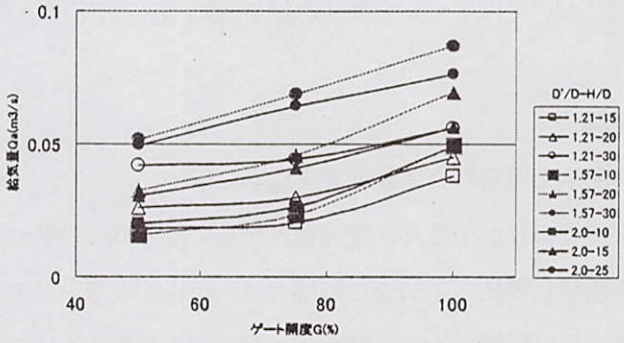


図５　ゲート開度と給気量

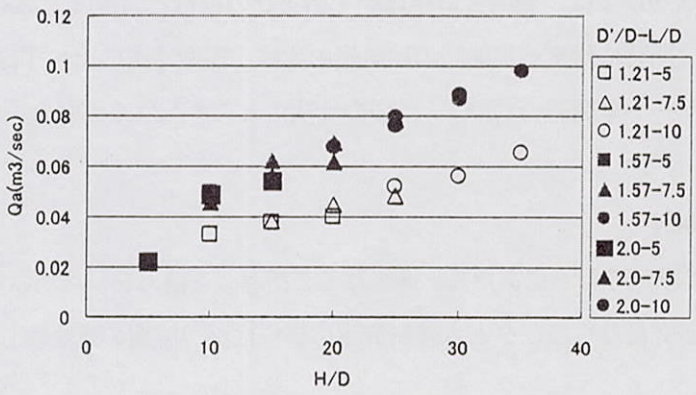


図６　整流管長と給気量

4.3　相似模型と給気量

相似模型（表１中の A1 と A1'）を用いた実験結果を、ゲート開度が給気量に及ぼす影響について整理したものを図７に示す。横軸のゲート開度に対し、縦軸はゲート全開時に対するゲート半開時の給気量の比を

示す。図は D'/D=1.21 のものだが、D'/D=1.57,2.0 でもほぼ同様の結果が得られている。これにより、ゲート開度 75%時の給気量の比は若干ばらついているものの、模型寸法が変わってもその分布範囲はせまく、H/D や模型寸法によらずゲート開度にほぼ比例して増えると考えてよい。つまりゲート開度による給気量の比は、模型寸法がかわっても一定で、ゲート開度 100%時の給気量がわかれば半開時の給気量はおおよそ想定できると考えられる。図 8 にはゲート全開時の Qa/Qw をフルード数(Fr)で整理したものを示す。各プロットに記入された数値はウェーバ数(We)である。D=φ140 のデータの一部をのぞき、全体的な傾向を見ると、今回行った実験の We の範囲内においてはゲート全開時の給気量は We と Fr により整理することができることがわかった。

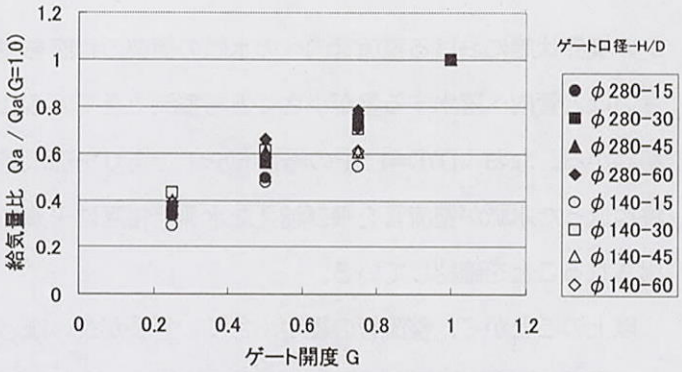


図 7　相似模型のゲート開度と給気量

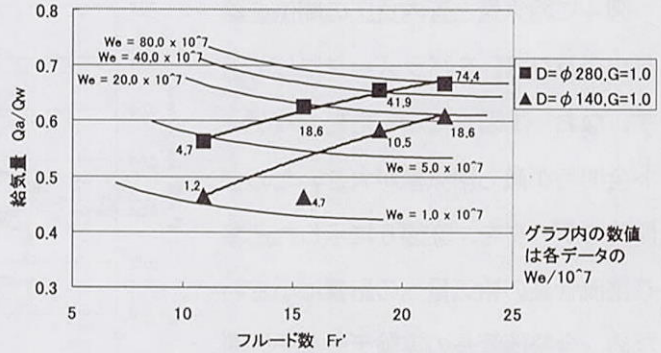


図 8　ゲート全開時のフルード数と給気量[3)]

5. 結論

本実験で得られた実験結果を以下に示す。

①整流管口径が小さく、整流管長が長いほど整流効果は高い。

②整流管口径比が 1.57,2.0 の場合は、口径が大きいほど管内負圧は低下する。

③整流管口径比が 1.21 の場合は、d/D による変化が大きく d/D が小さいと大きな負圧が発生する。また、大きな d/D では、整流管口径比が 1.57,2.0 の場合と同程度である。

④全開時に対する半開時の給気量の比は、模型寸法によらずほぼ一定である。

⑤ゲート全開時の Qa/Qw は模型寸法によらず、フルード数とウェーバ数で整理することができる。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力をいただいたダム水理研究室の柏井上席研究員、田村交流研究員ならびにダム水理研究室の皆様に深く感謝の意を表します。

所属　(株)栗本鉄工所

参考文献

1)高須修二ら：ダム放流管における空気連行流の発達過程、土木技術資料 29-8、1987

2)ダム水理研究室：放水管給気口の設計法、ダム水理関係論文集 1、昭和 48 年 12 月

3)宮脇千春ら：水路トンネルへの空気供給システムの特性、土木学会第 54 回年次学術講演会、平成 11 年 9 月

4)中沢顕司ら：ジェットフローゲートの水理特性に関する試験報告、ダム水理関係発表論文集 4、昭和 54 年 12 月

減勢工側方から空中放流される水脈の側壁沿いの這い上がり位置と高さ

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　ダム水理チーム
氏　　名　田村洋満

1. まえがき

既設ダムに新たに設置する放流設備では，河道上に設けた既設ダム洪水吐き減勢工を利用して減勢させるのが効率的である。このような減勢方式は，利水放流設備で多く採用されてきているが，洪水処理のための放流設備を設置する場合には，利水放流設備と比較してかなり大きな流量を放流することが想定される。

洪水吐き減勢工を利水放流設備減勢工として利用する場合の着水位置の設定方法，常時の水深のあり方については，特に決まった方法はないようである。両者の対象流量の違いから，減勢池にさえ放流してしまえば安全であろうとの考えのもとに放流位置が配慮されている程度である。

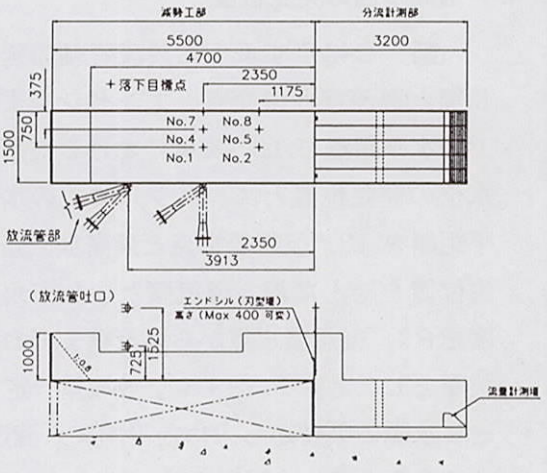
2. 研究目的

今後，既設ダムの再開発等である程度の洪水処理能力を有した放流設備増設の検討が増加すると考えられる。本実験では，既設ダムに設置するある程度の洪水処理機能を持たせた放流設備を念頭に，減勢池側方から空中放流する場合の減勢池内の状況を整理し，必要な減勢工規模の検討資料となることを目的とする。

3. 研究方法

3.1 実験模型の概要

実験模型は，図－1に示すように，減勢工部，分流計測部，放流管部の3つから構成される。減勢工部の下流側には副ダムを模した高さを40cmまで変化させることができるエンドシルを設置する。分流計測部は水路を5等分し，各水路に流量計測用の堰を設け，越流水深を計測することにより流量を測定することができる。放流管部は放流管先端を交換することにより，吐口管径を変化させるこ



図－1　実験概要図

とができる。また，放流管の設置角度は水平とした。

3.2 実験条件

実験はまず表－１に示す各放流管位置において，図－１に示す落下目標位置（減勢池に水がない状態）に，放流水脈の上端が着水するように放流量を決定し，つぎに放流量は固定したまま，エンドシルの高さを変化させて最高水位等を計測した。なお，放流水脈の軌跡は自由落下の式に準じるものとして放流量を設定した。

表－1　実験ケース

放流管			エンドシル
平面位置（ｴﾝﾄﾞｼﾙから）	高さ（放流管中心）	管径 D	高さ
2.35m	1.525m	φ150mm	0.1～0.4m
3.91m	0.725m	φ100mm	(0.1mﾋﾟｯﾁ)

3.3 計測項目

各ケースにおいて，以下の項目を計測および観察した。

① 放流管を設置した対岸（左岸側）の導流壁部の最高水深

水面が最高になる点の上下流方向の位置および最高水面高さを物差しにて計測した。

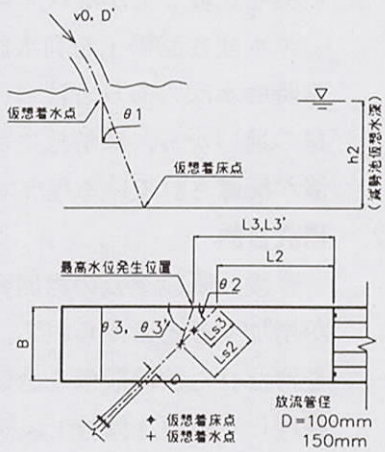
② 分流計測部の各水路の流量

越流水深計測用水位管の水位をポイントゲージ，サーボ式水位計で計測した。

③ 流況の写真およびビデオ撮影

減勢池内，エンドシルの越流状況などを写真およびビデオカメラにて撮影した。

なお，導流壁を越波する場合やエンドシルを超える流況の激しい場合など，計測および記録が不可能なケースは省略した。

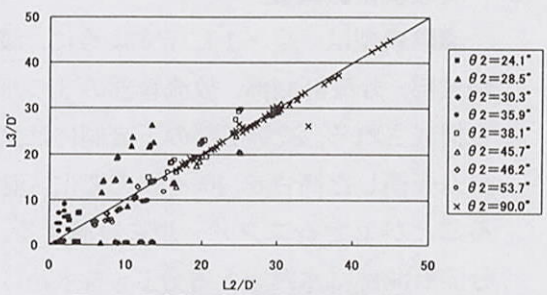


図－２　記号説明図

4. 研究結果および考察

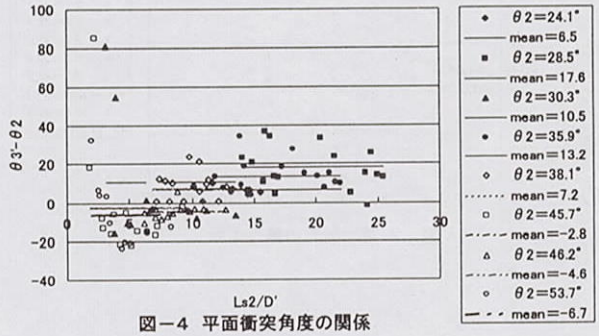
4.1 最高水面の発生位置

図－２に示すように放流管軸の延長線と導流壁との交点とエンドシルまでの水平距離を L2，実験における最高水位の発生位置とエンドシルまでの水平距離を L3，仮想着水点と最高水位発生位置を結んだ線と導流壁とのなす角度を$\theta 3$，仮想着水点から導流壁までの距離を Ls2 とする。さらに，放流量一定とし水脈の軌跡から求めた平均突入流速（ｖ0）より求まる換算断面を円形と仮定し，その直径を突入水脈径 D'とすると，L2 と L3 との関係は図－３のとおりとなり，$\theta 2$＝90°の場合は，およそ想定位置と実験値はほぼ一致する。また，L2/D'＜15 では L3/D'

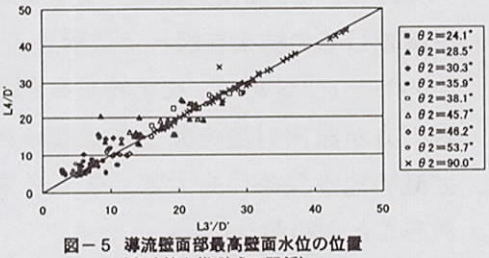


図－３ 最高壁面水位の発生位置の関係

≒0 が発生する。この部分は，最高水位がエンドシル部で発生していることを意味しているが，これは水脈が着水および導流壁衝突点とエンドシル間の距離が短いため，流れが十分減勢されないままエンドシル部に到達し，再度エンドシル部で盛り上りが発生していると考えられる。次に導流壁面部のみに注目してみる。エンドシル部で最高水位が発生している場合において，導流壁面部でも水面の盛り上りがある場合，その最高位置を導流壁面部の最高水位とし，全データを再整理した諸量を L3’，θ3’とし，（θ3’－θ2）と Ls2/D’との関係を図－４に示す。（θ3’－θ2）は Ls2/D’によって多少のバラツキはあるがθ2 ごとに一定と考えて平均値をとり，この（θ3’-θ2）の平均値を用いた最高水深が発生する推測位置とエンドシルまでの水平距離を L4 として，実験値 L3’との関係を比較すると図－５のとおり，ほぼ一致する結果となった。



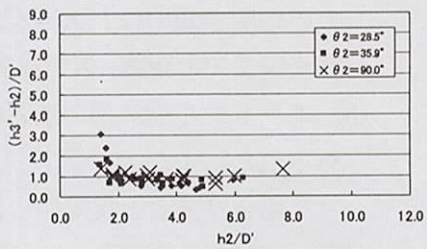
図－4 平面衝突角度の関係



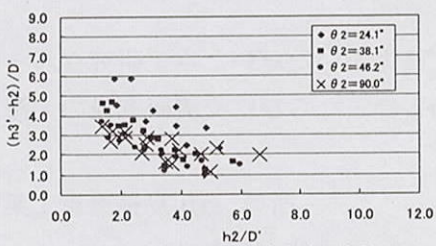
図－５ 導流壁面部最高壁面水位の位置
（実験値と推測式の関係）

4.2 最高水位について

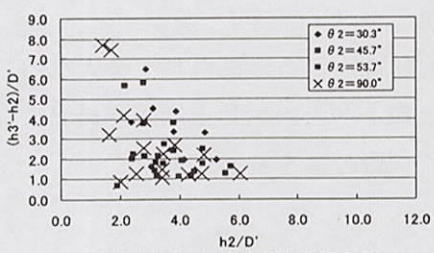
最高水位は仮想着床点から導流壁までの距離 Ls3 を３つに分類し，(h3’-h2)/D’と h2/D’の関係を図－6(a)～(c)に示す。ここで，h3’は導流壁面部での最高水深，h2 は放流水脈がエンドシルの越流特性から求められる仮想減勢池水深である。θ2＝90°の場合，仮想着床点が導流壁から遠いと（h3’-h2）/D’は水深条件によらず一定となる傾向を示し，Ls3/D’が小さくなるにしたがい，水深条件 h2/D’による（h3’-h2）/D’の変化が大きくなる。一方，θ2≦53.7°の場合，Ls3/D’が大きい場合でも h2/D’が小さいケースで（h3’-h2）/D’が大きくなる傾向がみられた。また，Ls3/D’が小さくなるにしたがいθ2＝90°の場合と同様に（h3’-h2）/D’は h2/D’に



図－６(a) 最高水位と水深条件
(Ls3/D’＝9.5～22.0)



図－６(b) 最高水位と水深条件
(Ls3/D’＝3.6～11.0)



図－６(c) 最高水位と水深条件
(Ls3/D’≒0)

より変化するが，その傾きは大きいようである。

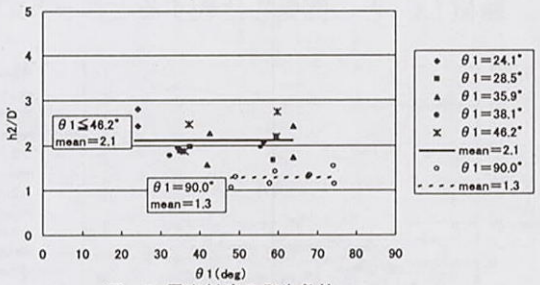
4.3　エンドシル越流部の流量配分について

エンドシル下流の水路を５等分し，それぞれに分流した流量を計測した。

全体の傾向として，減勢池内の流況が穏やかなケースでは水脈が衝突する左岸側の流量配分が多いケースが多く，また減勢池仮想水深（h2）が大きくなるにしたがい，平均化する方向に向かうことが確認された。一方，減勢池の流況が「エンドシル部のみで大きく跳ね上がる場合」と「減勢池に高速の平面渦が発生する場合」は右岸側の流量が大きくなる傾向が認められたが，いずれも減勢池の流況としては好ましくない状態である。

4.4　露出射流の発生条件について

落下目標点 No.1,2 および 4，5 のケースについて，露出射流の発生する条件を調査しその結果を図－７に示す。θ2＝90°とθ2≦46.2°を比較すると，後者の方が露出射流を発生させないために減勢池水深条件を大きくする必要があることがわかった。



図－7 露出射流の発生条件

5.　結論

本実験条件下で得られた結果を以下に示す。

(1) 導流壁面上の最高水位の発生位置は，θ2＝90°の場合おおよそ放流管軸延長線上と導流壁の交点付近となる。また，その他のθ2 において，（θ3’－θ2）と Ls2/D’の関係からおおよその位置の推定が可能である。

(2) 導流壁面の最高水深は，鉛直突入角度が小さいほど，また着水点から導流壁までの距離が短いほど大きくなる。また，その大きさは平面衝突角度，着床点から導流壁までの距離，仮想減勢池水深，および突入水脈径から推定が可能と考える。

(3) エンドシル越流部の流量配分は，一般に放流水脈が衝突する側に偏る傾向が認められた。また，エンドシル部で最高水位が発生する場合や平面渦が発生するような場合は前者と反対側に偏る傾向がある。

(4) θ2≦46.2°の場合，h2/D’＝2.1 程度以下，θ2＝90°では h2/D’＝1.3 程度以下になると減勢池に露出射流が発生すると考えられる。

6.　謝辞

本研究を行うにあたり，多大なるご指導，ご協力をいただいた水工研究グループダム水理チームの柏井上席研究員およびチームの皆様，ならびに交流研究員の大澤氏に深く感謝の意を表します。

所属 石川島播磨重工業(株)

早明浦ダム上流域における微細土砂流出に関する研究

（指導期間　平成13年5月～平成14年3月）

研究室名　火山・土石流チーム
氏　　名　福　田　克　之

1．まえがき

荒廃山地からの微細土砂流出は、ダム貯水池や河川生態系に影響を与えることがある。ダム貯水池の濁水発生に伴う利水への悪影響や、濁水が長期間にわたり放流されることによる魚類等への悪影響は社会問題にまで発展している地域もある。

濁水発生問題を根本的に解決するには、ダム貯水池上流域での対策が不可欠であり、ダム貯水池への微細土砂流出防止・抑制に有効な対策の立案が望まれている。しかしながら、ダム貯水池内の濁水解析技術はかなり進歩しているものの、上流域に関する微細土砂の生産・流出に関する調査・研究はほとんど進んでいないのが現状である。微細土砂の流出防止・抑制対策を検討するうえでは、上流域における微細土砂の生産・流出メカニズムを解明し、その予測手法を構築することが重要となっている。

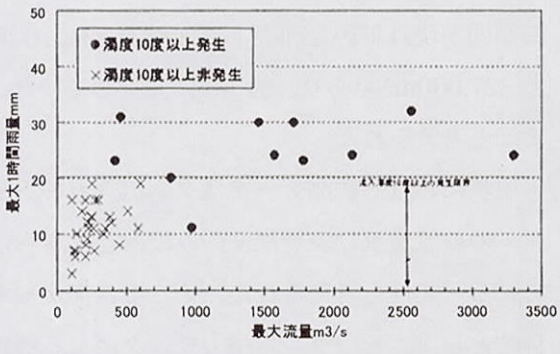
2．研究目的

本研究の最終目的は、ダム貯水池上流における微細土砂の生産・流出メカニズムを解明し、微細土砂の生産・流出を防止抑制する対策手法の立案を行うこと、さらにその対策工の効果評価が可能となる「降雨～微細土砂の生産～微細土砂の流下～ダム貯水池への微細土砂流入～ダム貯水池からの微細土砂放流」という一連の移動形態を予測できる数値シミュレーションモデルを構築することにある。そこで、本報では第一段階として、昭和51年に濁水発生が社会問題化し現在でも濁水が発生している高知県の早明浦ダム流域を対象とし、微細土砂流出に関する実態分析を行い、土地利用状況の違いによる微細土砂生産量が評価できる微細土砂流出解析モデルを作成した。

3．微細土砂流出の実態分析

3．1濁水発生履歴

昭和57年から平成9年までの早明浦ダム流入量と放流濁度10度以上の関係を調べると、濁水（放流濁度10度以上）の発生はピーク流量約800m^3／s以上でほとんど生じていた。一方、図－1は平成10年から12年のピーク流量100m^3／s以上の洪水を抽出し、時間雨量とピーク流入

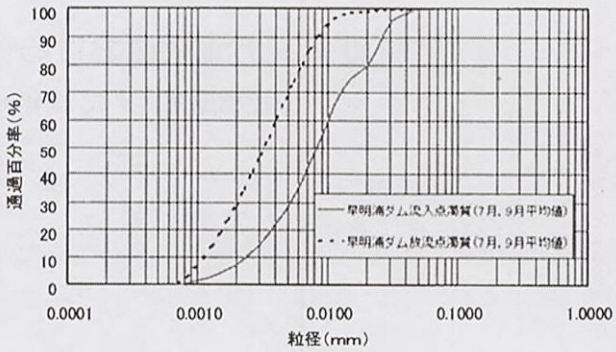


図－1　流入濁度10度以上の発生条件

量の関係をプロットしたものである。これから、早明浦ダム流入濁度が 10 度以上となる発生条件は上流域の降雨観測所における最大1時間雨量が20mm以上であると推定された。

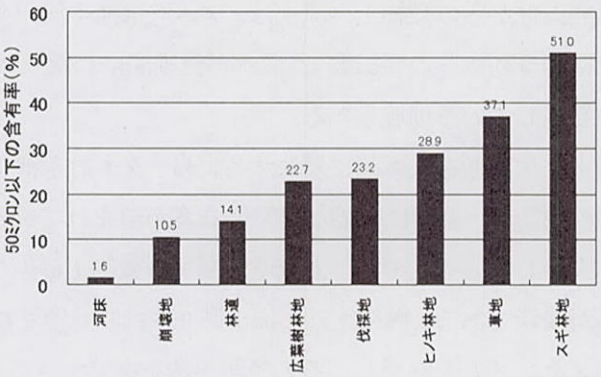
3．2濁質及び生産源の粒度構成

昭和 52 年に早明浦ダム貯水池内に浮遊していた濁質粒径と平成 10 年の放流濁水に含まれていた濁質の粒径は、概ね 10 ミクロン（0.01mm）以下であった。また、図－2は平成 10 年の出水時にダム流入地点と放流地点で採水した濁水の粒度分析結果を示したものである。昭和 52 年時と変化はなく、最大粒径は流入濁水が 59 ミクロン(0.059mm)、放流濁水が 44 ミクロン（0.044mm）であった。このことから、微細土砂は約 50 ミクロン（0.05mm）以下でそのほとんどは 10 ミクロン（0.01mm）以下であると推定された。



図－2 濁水の粒度構成(平成 10 年)

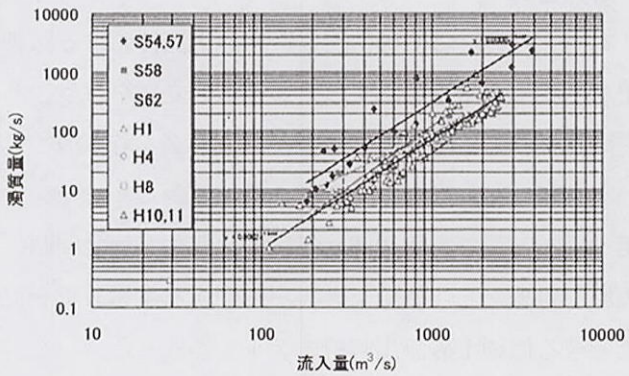
一方、山腹等の微細土砂発生源の粒度分布を調査したところ、図－3に示すように河床堆積土砂は 50 ミクロン（0.05mm）以下の粒径割合が 1.1～2.2%と極めて小さな値を示し、山腹及び林道に較べて河道からの微細土砂発生量は少ないであろうと推定された。



図－3 50ミクロン以下の含有率

3．3微細土砂の流出実態

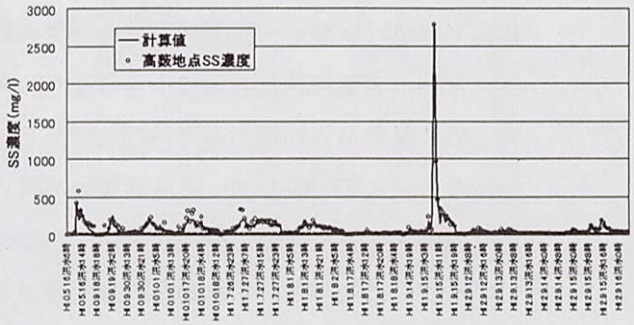
昭和 54 年から平成 11 年における洪水時の流量と濁質量の関係を図－4に示す。同一流量に対し昭和 54 年、57 年時の濁質量が最も多く、年の経過とともに濁質量が減少している傾向が現れていた。昭和 53 年時と平成 10 年時における早明浦ダム上流域の崩壊面積は、2,632,000m^2 と 327,000m^2 であり、約 1/8 に減少していた。これが同一流量時の濁質量を減少させている最も大きな要因と考えられた。



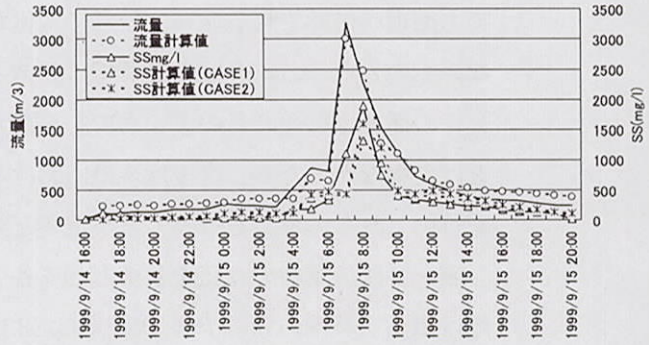
図－4 流入流量と濁質量の経年変化

現状における観測データはダム流入点の SS 濃度及び流量、上流域の時間雨量、支川に位置する大橋ダムの放流量及び表層濁度のみである。さらに、流入点の SS 濃度は大橋ダムからの濁水放流が影響している可能性も考えられた。そこで、何がダム流入点の SS 濃度上昇に影響しているか分析することを目的とし、ニューラルネットワークによる解析を行った。出力層にはダム流入点の SS 濃度観測値を教

師値として与え、上流域の降雨パターンと大橋ダム放流量、大橋ダム表層濁度を入力層として与えた。既往出水のデータを学習させた結果を図－５に示す。この学習済みモデルを用いて、各入力層の値を変化させ認識（予測）を行う感度分析を実施した結果、大橋ダムの影響はほとんどないこと、降雨については2～3時間前の１時間雨量がダム流入点のSS濃度を支配していることが推定された。



図－５ NNによる学習結果



図－６ SS濃度の再現計算事例

４．微細土砂流出解析シミュレーションモデル

４．１シミュレーションモデルの概要

シミュレーションは雨水の流出解析サブモデルと微細土砂生産サブモデル、微細土砂流出計算サブモデルで構成される。流出解析は流域内の小さな単位からの流出を表現でき、土地利用の種類に対応して降雨流出や微細土砂生産量が変化することを表現できるキネマティックウェーブ法を用いた。

微細土砂の生産量は流域内の土地利用を①崩壊地，②伐開地，③スギ林地，④ヒノキ林地，⑤広葉樹林地，⑥草地に区分し、ウォッシュロード量の推定によく用いられる次式を用いた。すなわち、流出解析で得られる斜面下端の流量に、(1)式を適用することで土地利用別の微細土砂生産量が求められる。

$$S = \alpha \times Q^{\beta} \quad \cdots\cdots(1)$$

ここに、S：微細土砂量（m3／s）、Q：斜面下端の流量（m3／s）、α・β：係数

微細土砂の流出計算は１次元河床変動計算を基本とし、掃流砂量式は芦田道上式[1]、浮遊砂量式は芦田道上式[2]を用い粒径別に算出した。なお、任意の河道計算断面における微細土砂濃度SS（mg/l）は、下式により算定される。

$$SS = (Qsa \times \sigma \times 10^{9}) \ / \ ((Q + Qsa) \times 10^{3}) \quad \cdots\cdots(2)$$

ここに、Q：河道の流量（m^3／s）、Qsa：0.05mm以下の流砂量（m^3／s）、σ：土砂の単位堆積重量（2.65t／m^3）である

４．２再現計算結果

計算対象範囲は本川ダム流入部のSS濃度観測地点より上流とした。再現計算では土地利用別の流出率（有効降雨）と(1)式のα、βを試行錯誤的に変化させた。トライアル計算の結果、複数の既往洪水時におけるSS濃度観測値を図－６のように良好に再現できたのは、表－１に示した２ケースの組み合わせであった。

CASE1 と CASE2 の違いはα値に関して前者が「崩壊地→伐開地→草地→ヒノキ林→スギ林→広葉樹

林」、後者が「崩壊地→伐開地→草地→スギ林→ヒノキ林→広葉樹林」の順で小さくなり、スギ林とヒノキ林が入れ替わっている点である。

2つのケースで同様のSS濃度計算値が得られた原因はスギとヒノキの分布状況が概ね類似していることにあった。すなわち、降雨量がスギ林地もヒノキ林地も同じ値となり、両者のα値の大小を微調整することでどちらの値が大きくても河道へ供給される微細土砂量に変化が生じないものとなった。今回の計算では、スギとヒノキの微細土砂生産量の違いまでを推測することはできなかったが、今後は現地における観測を行いこれらの検証を行うことが重要と考える。

表－1　採用した各係数

土地利用種別	CASE1			CASE2		
	流出率	α	β	流出率	α	β
崩壊地	－	0.10000	1.2	－	0.10000	1.2
伐開地	0.90	0.05000	1.2	0.90	0.05000	1.2
草　地	0.80	0.00600	1.2	0.80	0.00600	1.2
ヒノキ	0.75	0.00350	1.2	0.75	0.00200	1.2
ス　ギ	0.70	0.00050	1.2	0.70	0.00350	1.2
広葉樹	0.60	0.00015	1.2	0.60	0.00015	1.2

表－2　広葉樹に対するα値の比率

土地利用種別	α値		広葉樹を1.0とした場合の比率	
	CASE1	CASE2	CASE1	CASE2
崩壊地	0.10000	0.10000	666.7	666.7
伐開地	0.05000	0.05000	333.3	333.3
草　地	0.00600	0.00600	40.0	40.0
ヒノキ	0.00350	0.00200	23.3	13.3
ス　ギ	0.00050	0.00350	3.3	23.3
広葉樹	0.00015	0.00015	1.0	1.0

表－2は広葉樹のα値を基準として各土地利用の相対的な微細土砂流出量を表したものである。崩壊地は広葉樹林地の666.7倍、伐開地は333.3倍と非常に大きな値を示した。草地に関しては広葉樹の23.3倍で崩壊地の約1／17という結果が得られた。

5．まとめ

本研究では、ピーク流量800m^3／s以上の洪水で放流濁度10度以上が発生していること、ダム流入濁度10度以上の発生条件は時間雨量20mm以上であること、微細土砂の粒径は50ミクロン以下、微細土砂は河床以外の場所で多く生産されていること、2～3時間前の時間雨量がSS濃度を支配していること、崩壊地は広葉樹林の数百倍の単位面積あたり微細土砂生産量があるなどの知見が得られた。しかし、現地観測データが乏しく、早明浦ダム流入支川における微細土砂の流出実態や山腹斜面等からの微細土砂生産メカニズムは依然として不明である。今後は現地における観測を充実させ、土地利用別及びダム流入支川を含めた流域全体の微細土砂生産・流出の実態を解明し、シミュレーションモデルの改良や精度向上を行うことが望まれる。

6．謝　辞

本研究を行うにあたり、火山・土石流チームの渡上席研究員をはじめ、同チームの皆様方には多大なご指導を頂き、1年間の部外研究員を無事修了することができました。ここに厚く感謝の意を表します。

所属　国際航業（株）

＜参考文献＞

1）芦田和男・道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究　土木学会論文報告集第206号1972年10月

2）芦田和男,道上正規（1970）：浮遊砂に関する研究(1) 京都大学防災研究所年報,第13号B,p.233-242

土石流危険渓流における情報伝送システムの検討

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　火山・土石流チーム
氏　　名　山本東明

1. まえがき

土砂災害監視システムにおける雨量計等のセンサ情報の伝送には、テレメータ無線回線やＮＴＴ専用回線が多く用いられている。しかし、設置期間やコスト等の面での利点から近年、携帯電話や小電力無線など様々な通信手法を検討・利用する事例が見られるようになった。これらの通信手法は、小型・軽量で無線免許不要であるなど利便性に優れ価格も安い反面、電波の届く範囲が限られている面もあり、センサの設置が望まれる山間部での利用に、ある程度の制約があると考えられる。

一方、衛星通信は、1995年1月17日の阪神・淡路大震災時の運用実績等により、災害に強い通信インフラとして再認識され整備されつつある。衛星通信は、地上の中継設備等を必要としないため、山間部の通信環境の整備に対し、設置期間やコスト等の面でも有効であると考えられる。そこで今回は周回衛星による衛星通信に着目し、その適用性を調査したので、ここに報告する。

2．周回衛星に着目した理由

衛星通信システムは、静止衛星通信システムと周回衛星通信システムの２種類がある。現在の主流は、画像伝送が可能な高速回線、同時に大量の情報を取扱うことのできる大容量回線を有している静止衛星通信システムである。しかし、衛星通信を利用して山間部のセンサ情報を伝送する通信環境を整備する場合、以下の点で周回衛星通信システムが静止衛星通信システムに比べて優れていると考えられる。

(1) 静止衛星（高度；約36000km）に比べて周回衛星（高度；約800km）の飛行高度は低いので通信端末の送信出力が低く、また、消費電力も小さい。
(2) 通信端末が小型で軽い。
(3) 静止衛星に比べて周回衛星の電波は低周波数帯（VHF；150MHz帯もしくはUHF；400MHz帯）なので、降雨による通信障害の影響が小さい。
(4) 無線免許不要・無線従事者不要である。
(5) 棒状のアンテナ（長さ１m程度）を上方向に立てるだけなので、アンテナの設置が容易である。

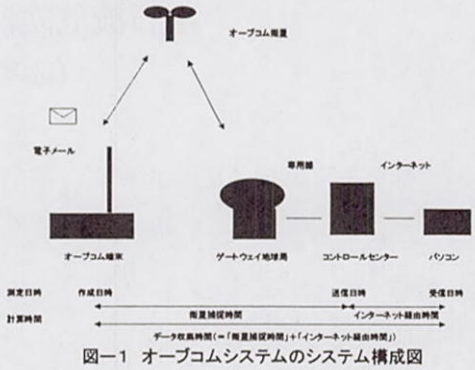
周回衛星通信システムとしては、リモートセンシングの分野で知られているＮＯＡＡ衛星によるアルゴスシステムが運用実績の面で優れているが、日本上空を飛来する回数が１日 10 回程度のため、連続的な情報

収集を行うのは難しいと考えられる。そこで今回は、現在最も多い通信衛星数で運用されているオーブコムシステムを利用し、通信試験を行った。

3．試験内容

3.1 データ収集時間の測定

センサ情報を収集するのに要する時間（以下、「データ収集時間」という）がどの程度になるかは、土砂災害監視システムを考える上で重要と思われる。



図－1 オーブコムシステムのシステム構成図

オーブコムシステムのシステム構成図を図－１に示す。コントロールセンターとパソコン間の回線は、専用回線とインターネット回線の選択が可能であり、専用回線を使用すれば、データ収集時間の短縮が可能である。しかし、今回は実験環境の整備しやすさを考慮してインターネット回線を使用した。

オーブコムシステムは、データ伝送に電子メールを使用している。このシステムの特徴を踏まえ、データ収集時間を以下の方法で測定した。

(1) オーブコム端末側は正 10 分もしくは正 20 分ごとに、パソコン宛の電子メールを作成し送信する。電子メールには作成日時を書き込む。

(2) パソコン側は受信した電子メールの作成日時、送信日時（コントロールセンターから電子メールが送信される日時）、受信日時を確認する。

(3) 電子メールの作成日時と受信日時の差を計算し、この差をデータ収集時間とする。また、データ収集時間の内訳として作成日時と送信日時の差（以下、「衛星捕捉時間」という）と送信日時と受信日時の差（以下、「インターネット経由時間」という）を計算する。

3.2 地形・樹林の影響

データ収集時間は、測定場所の地形・樹林の影響を受けると考えられる（例えば、山の稜線が送信場所と通信衛星を結ぶ見通し線より高いと電波が遮断され通信できない、樹林により電波が弱くなったり不安定になるため通信に支障を来すなど）。今回は地形障害、樹林障害を次の通りとした。地形障害は、４方位（N、E、S、W）ごとに４段階（０；仰角 15 度以下、１；仰角 15 ～ 30 度、２；仰角 30 ～ 45 度、３；仰角 45 度以上）の分類とした。樹林障害は、地形障害を除いた上空について、空の見通しの割合ごとに４段階（０；100 %、１；70 %程度、２；30 %程度、３；10 %以下）の分類とした。

3.3 試験結果

3.3.1 測定場所

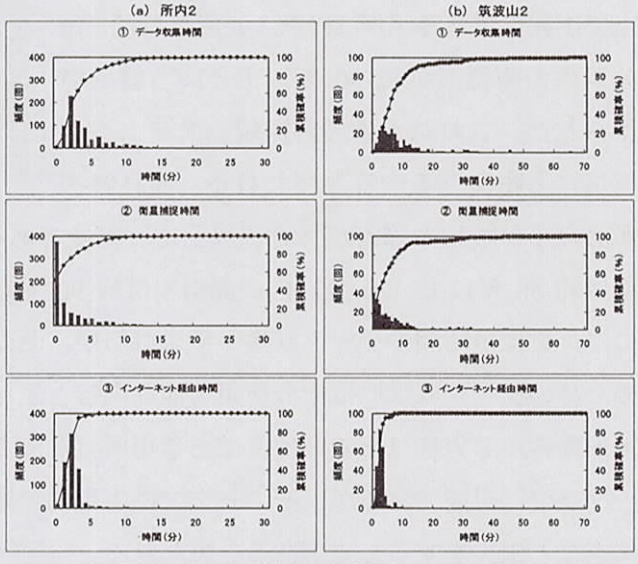
データ収集時間の測定は、土木研究所内（以下、「所内」という）７カ所、筑波山２カ所、伊豆２カ所、丹沢２カ所で行った。所内では、建築物や雑木林を利用して地形障害・樹林障害の条件を設定し測定を行った。筑波山、伊豆、丹沢では、携帯電話の通話可能範囲外の条件で、地形障害・樹林障害の少ない場所、多

い場所で１カ所ずつ測定を行った。

3.3.2 データ収集時間の度数分布

各測定場所ごとのデータ収集時間（＝「衛星捕捉時間」＋「インターネット経由時間」）、衛星捕捉時間、インターネット経由時間の度数分布を整理した。分布の特徴は、地形障害・樹林障害の少ない場所と多い場所とに分けることができた。例として地形障害・樹林障害の少ない測定場所（所内２）、地形障害・樹林障害が多い場所（筑波山２）のそれぞれの３つの計算時間の度数分布を示す（図－２）。

データ収集時間を見ると、所内２では、0 ～ 10 分に全体の 80 ％程度の頻度が分布し、1 ～ 3 分にピークを持つ。他の地形障害・樹林障害の少ない測定場所でも同様の傾向が見られた。筑波山２では、ばらつきが広がり、0 ～ 20 分あたりに全体の 80 ％程度の頻度が分布し、明確なピークを持たない。他の地形障害・樹林障害の多い場所でも同様の傾向が見られた。また、20 分を大きく超えるデータも若干数存在するようになる。



図－２ 所内2、筑波山2におけるデータ収集時間、衛星捕捉時間、インターネット経由時間の度数分布

衛星捕捉時間を見ると、所内２では、0 ～ 5 分に全体の 80 ％程度の頻度が分布し、0 分にピークを持つ。他の地形障害・樹林障害の少ない場所でも同様の傾向が見られた。筑波山２では、ばらつきが広がり、1 ～ 15 分あたりに全体の 80 ％程度の頻度が分布し、0 分にピークを持つ。他の地形障害・樹林障害の多い場所でも同様の傾向が見られた。

インターネット経由時間を見ると、所内２、筑波山２ともに、0 ～ 5 分に全体の 80 ％程度の頻度が分布し、1 ～ 3 分にピークを持ち、平均値は約 2 分である。地形障害・樹林障害の多い少ないに関係なく、どの測定場所においても同様の傾向が見られた。

以上のまとめとして、①データ収集時間は、インターネット経由時間の影響が大きいと考えられる。全体的なデータ収集時間の短縮方法として、インターネット回線の代わりに専用回線を使用することが考えられる。②地形障害・樹林障害の影響は、衛星捕捉時間に大きく現れると考えられる。この対策としては、機器の設置場所・設置方法を工夫することが考えられる。③地形障害・樹林障害の少ない場所において 10 分以上のデータも若干存在するが、このように時間がかかる原因として回線容量の問題がある。すなわち、オーブコムシステムには１日に数回扱う情報量が非常に多くなり、回線が混み合い遅れが発生しやすくなる時間帯が存在する。この改善方法としては、通信事業者側による衛星数の増加等による回線の大容量化やデータの優先度による配信などのシステム強化が考えられる。

3.3.3 データ収集時間の評価

土砂災害監視システムでは、イベント方式による１分間隔処理が主流であるが、イベント方式の採用ができないシステムでは、許容可能な最大処理間隔として 10 分間隔処理が行われている。ある正 10 分における観測データを考えたとき、データが検知される都度送信されるようなデータ収集時間がほぼ存在しない方式（イベント方式）であれば時差なくデータが処理されるが、収集装置からデータを呼び出すようなデータ収

集時間が数分程度存在する方式（ポーリング方式）であればデータ収集時間後や次の正 10 分にデータが処理される。このような状況では、データ収集時間 10 分以内が土砂災害監視システムへの適用性の目安になると考えられる。そこで今回は、測定場所ごとのデータ収集時間について、全データ数に占める 5 分以内、10 分以内、20 分以内のデータ数の割合（以下、「データ測得率」という）を計算し、測定場所の地形障害、樹林障害の状況とともに表－１にまとめた。

表－1 各測定場所のデータ測得率・地形障害・樹林障害

測定場所	全データ数	データ測得率 (5分以内)	データ測得率 (10分以内)	データ測得率 (20分以内)	地形障害N	地形障害E	地形障害S	地形障害W	樹林障害
所内1	1348	87.1%	97.3%	99.6%	0	0	0	0	0
所内2	717	79.2%	95.4%	99.7%	0	0	0	0	1
所内3	710	71.7%	93.9%	98.7%	0	0	0	0	2
所内4	298	79.5%	95.3%	99.3%	0	0	1	0	1
所内5	247	82.6%	93.1%	98.8%	0	0	2	0	1
所内6	487	75.2%	92.8%	99.4%	0	0	3	0	1
所内7	445	70.6%	89.0%	99.1%	0	0	0	0	2
筑波山1	219	57.5%	79.0%	94.1%	2	2	1	0	0
筑波山2	216	44.4%	78.2%	93.1%	0	0	2	1	3
伊豆1	89	24.7%	53.9%	74.2%	1	1	1	2	3
伊豆2	82	61.0%	81.7%	98.8%	2	1	2	2	0
丹沢1	134	73.1%	94.0%	99.3%	0	0	1	2	1
丹沢2	71	29.6%	50.7%	73.2%	3	2	1	3	1

※ 所内は土木研究所内をさす

樹林障害が２以下かつ地形障害が２方位以上で１程度である場所（丹沢１）であれば、10 分以内の測得率が約 90 ％以上という結果が得られた。これは土砂災害監視システムへの実用にも耐えうる内容と思われる。樹林障害が２以下かつ地形障害が２方位以上で２程度である場所（筑波山１、伊豆２）であれば、10 分以内の測得率は約 80 ％以上、20 分以内の測得率は約 90 ％以上という結果が得られた。これは警戒避難の判断を行うには、更に短時間のデータ収集が望まれるが、センサ情報の空白域において補完的に運用したり、事業計画のためのデータ収集には十分使用可能な内容と思われる。樹林障害が３である場所（筑波山２、伊豆１）や地形障害が２方位以上で３程度である場所（丹沢２）では、センサ情報を伝送する場合、時間をかければデータ送信は可能であるが、そのままでは実用的ではない。アンテナの位置を見晴らしのよい場所や木の上に移すなど工夫をする必要があると思われる。

４．まとめ

周回衛星通信システムは、山間部で使用する場合、地形や樹林の条件に応じて用途の使い分けや通信状態を良くするため、機器設置の工夫が必要であるが、降雨による通信障害が小さい点や設置が容易な点などの利点を考慮すると、土砂災害監視システムや各種のデータ収集の目的で使用するための適用性は十分にあると思われる。今後、通信衛星数の増加やデータ優先度に応じた配信等が行われればデータ収集時間が短縮され、より有効性が高まるものと期待される。

５．謝　辞

本研究を行うにあたり、ご指導・ご協力を頂いた火山・土石流チームの渡上席研究員、桜井主任研究員、石田研究員ならびに火山・土石流チームの皆様に感謝の意を表します。

所属：日本無線（株）

＜参考文献＞

1) 小川　滋、広瀬茂樹、北岡直樹：土砂災害警戒避難システムのソフト化について，平成 13 年度砂防学会研究発表会概要集，pp180-181，2001
2) 飯田尚志　編著：ウェーブサミット講座　衛星通信，オーム社，1997
3) 伊藤泰彦　監修：低軌道衛星通信システム，社団法人　電子情報通信学会，1999

三次元安定解析の運用に関する研究

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　地すべりチーム
氏　　名　西岡靖浩

1．まえがき

地すべりや崩壊等の安定解析には、二次元的に行う方法と三次元的に行う方法とがある。しかし、二次元的な方法は主に対象範囲の主測線で解析を行うため、計算される対策工量は過大となる場合のあることが知られている。そこで近年、現場によっては三次元的に行う安定解析手法が用いられるようになってきている。この手法はすべり面や地下水位等の地すべり形状を三次元的に把握して計算されるので、二次元に比べ解析精度が良く、対策工量も低減されるが、地すべり形状を精度良く推定する必要がある。地すべり形状は、主に調査ボーリングの情報より推定され、その推定の精度は与えられた情報の多少に大きく左右されると考えられる。しかし、その調査量について、二次元安定解析を行う場合では参考となる基準はあるが、三次元安定解析を行う場合では参考となるものはほとんどない。そこで三次元安定解析における適切な調査量を検討するため、調査量（調査点数）の違いが、安定解析結果に及ぼす影響の検討を行った。

2．研究目的

本研究では、三次元安定解析を用いた場合、すべり面や地下水位等の調査点数の違いにより、安全率や必要抑止力（以下、計算値と呼ぶ）がどのような傾向を示すのか整理することで、三次元安定解析を運用する場合の調査量の設定に関する基礎資料を得ることを目的とした。

3．研究方法

3．1　研究項目

本研究では７つの事例（モデル斜面①～③、地すべり事例Ａ～Ｄ）を用いて、対象範囲を鉛直柱体（以下コラムと呼ぶ）に区分する際のコラム分割数、調査点の縦断（移動方向）間隔、横断（移動方向に直交）間隔、異なる土質定数を用いた時の計算値の傾向、すべり面や地下水位（以下、不確定要素と呼ぶ）の推定誤差が計算値に与える影響の５つの項目について検討を行った。図３－１に主に用いた事例の平面形状を示す。

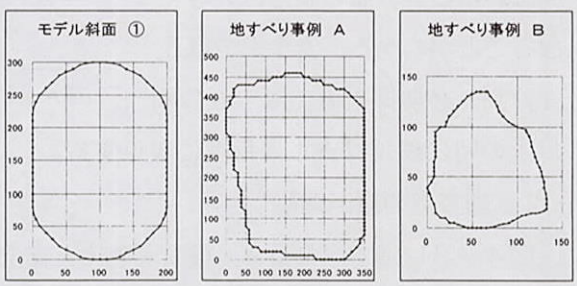


図３－１　使用事例平面形状一覧図

3．2　比較方法

3．2．1　コラム分割数

地すべり幅を８，１６，３２，６４，１２８分割にしたときの計算値を比較した。図３－２にコラム分割数の比較例を示す。

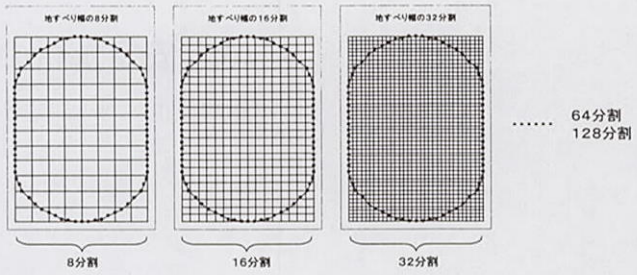


図３－２　コラム分割数の比較例

３．２．２　調査点の縦横断間隔

調査点の縦横断間隔を最小５m、最大１００mの間で５～９通りに設定し、計算値の比較および、同じ縦断間隔での異なる調査位置での計算値を比較した。図３－３に事例Ｂにおける縦断間隔の比較例を示す。

３．２．３　異なる土質定数の計算値

モデル斜面①と地すべり事例Ｂを用いて縦断間隔の比較ケースについて土質定数の違いによる計算値を比較した。

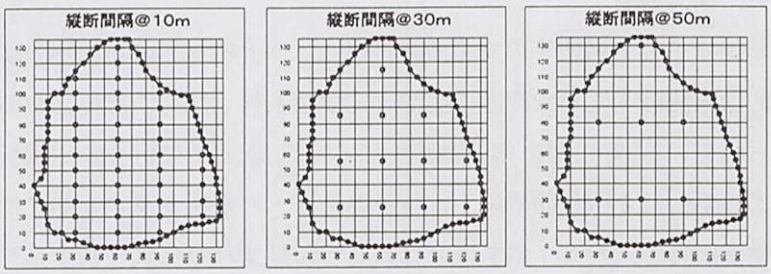


図３－３　縦断間隔の比較例

３．２．４　不確定要素の影響

地すべり事例Ｂを用いて縦断間隔の比較ケースについて不確定要素を推定した場合と一定にした場合とで計算値を比較した。

３．３　計算方法

コラム交点の座標値は、クリギング法によって補間して、データを作成した。また、安定計算式は三次元簡易 Janbu 法[2] と Hovland 法[1] を用いた。安全率の算出に関しては、各事例について、各々の式で同じ土質定数を用いた。必要抑止力の算出は、比較ケース毎に逆算よりもとめた異なる土質定数を用いて、計画安全率を達成するために必要な抑止力を求めた。

４．研究結果

４．１　コラム分割数

図４－１はコラム分割数と安全率、図４－２はコラム分割数と必要抑止力比を示したものである。これらの図より、コラム分割数が少ないほど計算値の誤差は大きくなることがわかる。安全率では６４分割、必要抑止力では１６分割以上の時に誤差は±１％程度に収束する。

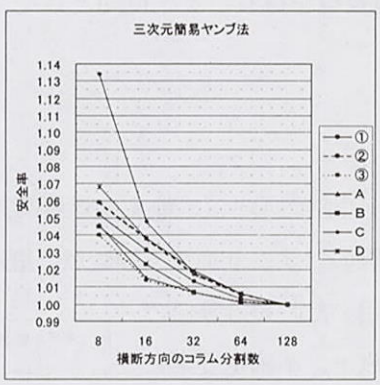


図４－１　コラム分割数と安全率

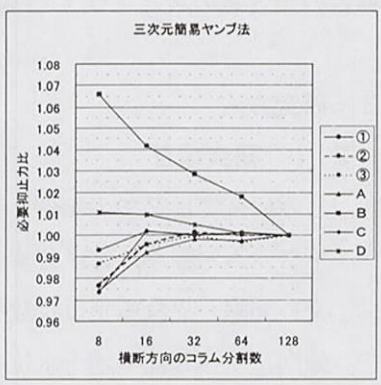


図４－２　コラム分割数と必要抑止力比

４．２　調査点の縦断間隔

図４－３は地すべり長さ／縦断間隔比と安全率、図４－４は地すべり長さ／縦断間隔比と必要抑止力比を示したものである。これらの図より、縦断間隔が大きいほど、安全率は大きく、必要抑止力は小さ

くなることの多いことがわかる。また、地すべり長さ／縦断間隔の比が１０より大きい場合の計算値は概ね１～２％程度に収束する。

４．３　調査点の横断間隔

図４―５は地すべり幅／横断間隔比と安全率、図４－６は地すべり幅／横断間隔比と必要抑止力比を示したものである。これらの図より、横断間隔が大きいほど、安全率は大きく、必要抑止力は小さくなることの多いことがわかる。また、地すべり幅／横断間隔の比が１０より大きい場合の計算値は概ね１～２％程度に収束する。

４．４　異なる土質定数の計算値

図４－７は地すべり長さ／縦断間隔比と異なる土質定数による安全率、図４－８は地すべり長さ／縦断間隔比と異なる土質定数による必要抑止力比を示したものである。これらの図より、土質定数の違いによって、縦断間隔による計算値の傾向は変わらないことがわかる。また、安全率の誤差はｃが大きくφの小さいほうが大きく、土質定数の違いによる必要抑止力の誤差は比較的小さい

４．５　不確定要素の影響

図４－９は地すべり長さ／縦断間隔比と不確定要素の推定形状の違いによる安全率、図４－１０は地すべり長さ／縦断間隔比と不確定要素の推定形状の違いによる必要抑止力比を示したものであるこ

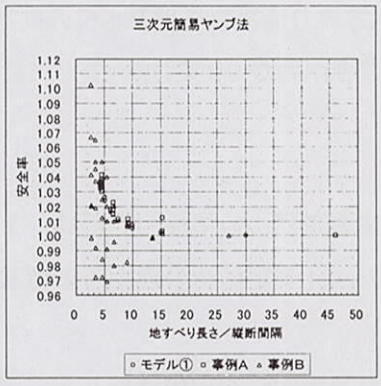


図４－３　縦断間隔と安全率

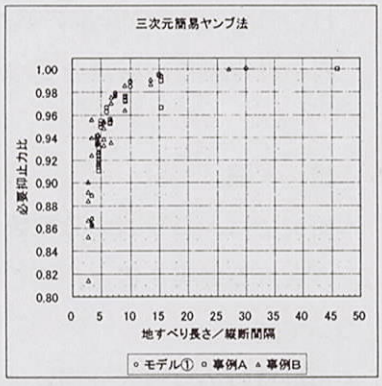


図４－４　縦断間隔と必要抑止力比

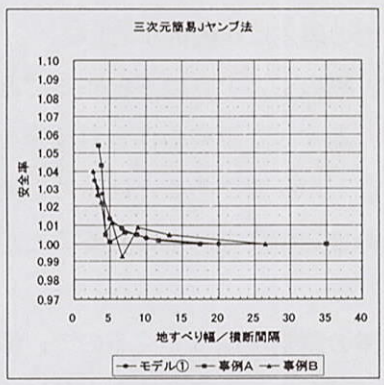


図４－５　横断間隔と安全率

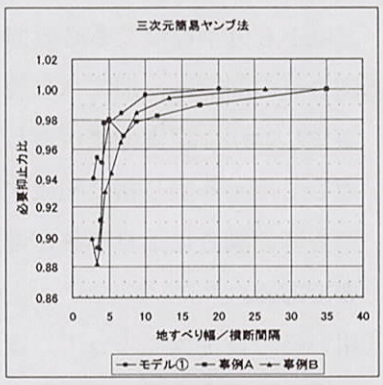


図４－６　横断間隔と必要抑止力比

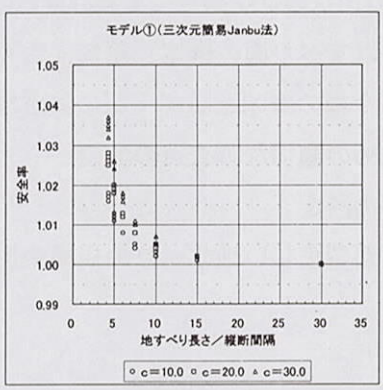


図４－７　異なる土質定数と安全率

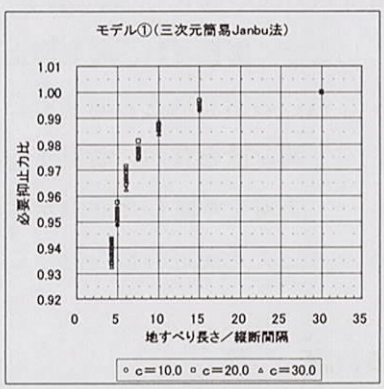


図４－８　異なる土質定数と必要抑止力比

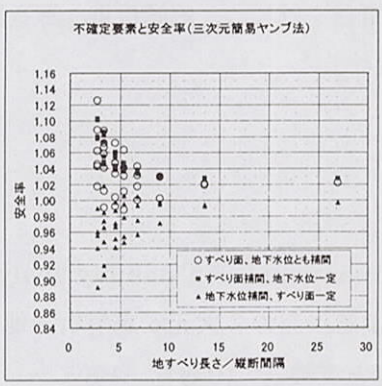


図４－９　不確定要素と安全率

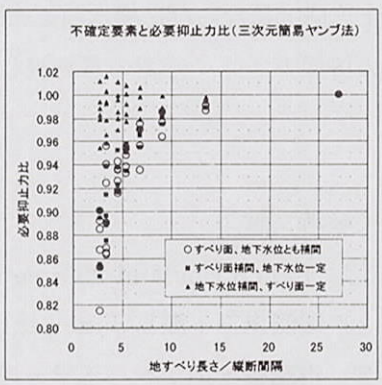


図４－１０　不確定要素と必要抑止力比

れらの図より、安全率の誤差はすべり面よりも地下水位の推定誤差に影響を受け、必要抑止力はすべり面の推定誤差に影響を受けることがわかる。図４－１１に計算結果の傾向概要図を示す。

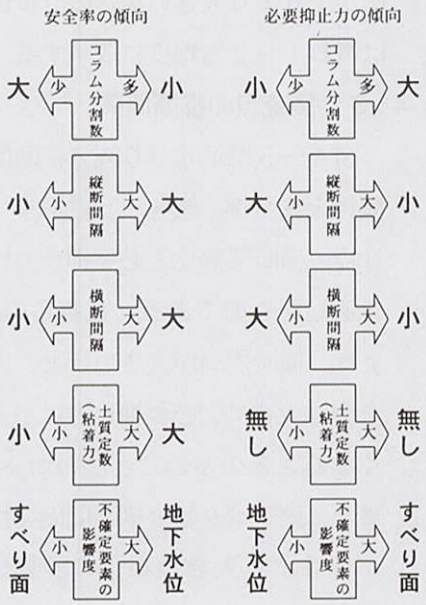


図４－１１　計算結果傾向概要図

５．結　　論

本研究では、コラムの分割数や調査量について検討を行い、上記のような計算結果を得た。そこで三次元安定解析の運用時の留意点について述べる。

①安定計算時のコラム分割数は、計算値の誤差が小さい６４分割以上に分割することが望ましいが、抑止工のみで対策を行う場合などは１６分割程度でも必要抑止力の誤差は比較的小さい。

②調査点の間隔は、地すべり長さ、幅の１／１０以下とすることが望ましいが、現実的には難しく、地すべり規模や保全対象等を考慮して出来る限り密に配置することが肝要であると同時に、地表踏査等の調査により不確定要素の推定精度を向上させることが重要である。

③用いる土質定数によって、安全率の誤差が違ってくるので、抑制工等の効果を見込んで設計を行う場合等は土質定数を十分に吟味して設定することが肝要である。

④すべり面や地下水位等の地すべり形状の推定誤差による計算値の誤差は、安全率では地下水位の推定誤差に大きく影響され、必要抑止力はすべり面の推定誤差に大きく影響される。

これらの留意点を考慮すると、今後の課題として下記のようなものが挙げられる。

・調査量を有効に活用するための適切な調査点の配置
・誤差を考慮した計画安全率の設定
・三次元安定解析を行うことが望ましい地すべりの規模や形状

６．謝　　辞

本研究を行うに当たり、多大なる御指導、御助言を賜った土砂管理研究グループ地すべりチームの小山内上席研究員ならびに綱木前上席研究員をはじめ、終始貴重な御意見、御助力を賜った土砂管理研究グループの皆様方に厚く感謝の意を表します。

所属　日特建設（株）

＜参考文献＞

１）H.Jhon Hovland：Three-Dimensional slop stability analysis method,GT9.ASCE,September 1977
２）鵜飼恵三：簡易 Janbu 法による斜面の３次元安定解析　地すべり　第 24 巻　第３号　1987
３）申潤植：地すべり工学－理論と実践－　山海堂　1995
４）Golden Software,Inc.：Surfer 7 User's Guide

岩盤崩壊モニタリング及び調査方法の研究

～岩盤崩壊モニタリング「赤沢地区」における安定性評価の試み～

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　地すべりチーム
氏　名　山田達彦

1. まえがき

平成8年度から建設省（現国土交通省）により開始された岩盤崩壊モニタリングも5年が経過し、多くの成果を上げている。しかし、その中で崩壊までの挙動を捉えられたものは1ケースに限られ、また、有効な累積変位が捉えられなかったケースも散見された。これは、岩盤の安定性を事前に評価することがいかに困難であるかを物語っており、安定性の評価について検討を進める必要があることを示している。

2. 研究目的

岩盤崩壊のメカニズムは未解明な点が多く、有効な解析方法が確立されているとは言い難い。従って、開発されている解析技術の範疇で、未知な点は未知であると明示した上で、一定の精度を保証した評価が与えられる手法が必要と考えられる。本研究は、このような評価手法について検討を行ったものであり、その事例として、岩盤モニタリングを実施している静岡県伊東市赤沢地区の岩盤斜面を対象として安定性評価を試みたものである。

3. 研究方法

①本研究で行う安定性評価手法の概念

岩盤斜面の安定性を定量的に評価することが難しい要因として、その安定計算に用いるパラメータの決定が困難であることが挙げられる。そこで、本研究では、調査で得られる情報から、分離面全体を代表するであろう性状を上限値・下限値で挟まれた「幅を持った数値」として評価し、その値を用いて上限安全率と下限安全率で挟まれた「幅を持った安全率」を算出し、それを利用して安定性を評価する手法を検討した。

②安定計算

安定計算には、極限状態の力の釣り合いを考えた「くさび破壊解析」の手法を用いた。

③パラメータの測定

赤沢地区岩盤斜面のすべり面は岩石面どうしが直接接触摩擦する状態にあり、そのせん断抵抗力の算出には、Barton(1990)[1]のモデルを採用した。必要なパラメータは、残留摩擦角（ϕr），壁面強度(JCS)，粗さ指数(JRC)である。それぞれ、Barton(1977)[2]の示す方法に基づき、シュミットハンマー試験，自重傾斜試験を実施し算出した。

④バラツキの評価

せん断強度を算出するための主要なパラメータについては、真値の存在するであろう範囲の上下限値を評価した。真値に測定値の母平均値が相当すると考えられるものについては、試験結果の平均値の95%信頼区間をt値推定より求め、これを真値の存在範囲と見なした。しかし、粗さ指標(JRC)に関しては、何が真値であるか不明であるため、母集団に含まれる値が、平均値（μ）$\pm 3\times$標準偏差（σ）から外れる確率は11．11%以下（チェビシェフの

不等式)となるので、これを真値の存在範囲と見なすこととした。

⑤比較検討

得られたパラメータから、以下の計算を行い、赤沢地区岩盤斜面の安定性評価を行った。

(ア) 安全率を算出する条件として、①調査レベル，②亀裂間水圧の考慮・非考慮，③地震力の考慮・非考慮(地震力による加速度が最悪の方向に掛かる静的な力として評価)と変え、上下限安全率を算出した。

(イ) 安全率の存在範囲が、目標安全率をまたいだ場合は、安全率の範囲が目標安全率以上あるいは以下のどちらかの範囲に収まるような各パラメータの値を逆算で求め、その可能性により安定性を評価した。

(ウ) 上下限安全率を利用し、追加調査による工事費縮減額の期待値を算出し、適正な調査量を評価した。

⑥適正な調査量の評価

一般に対策工を設計する上で、現況安全率としては安全側の値、つまり本研究で言う、下限の安全率を採用する場合が多い。追加調査により下限安全率は上昇し、それに伴い対策工費用も縮減するが、追加調査費用が、この縮減額を上回るようでは意味がない。この縮減額を期待値として評価することにより、追加調査費用の上限を評価する方法を考えた。縮減額の期待値(E(Cc))は、現況の下限安全率を元に設計された対策工費(CFsmin)，追加調査によりある安全率が下限安全率(Fsmin)と上限安全率(Fsmax)の間で判明する確率を P(x)，ある安全率での対策工費を C(x)とした場合、式1で表される。

$$E(Cc) = CFsmin - \sum_{x=Fsmin}^{Fsmax} C(x) * P(x) \qquad \cdots\cdots 式1$$

しかし、P(x)は、一般に不明であり、C(x)は、複雑な式となる。そこでいくつかの仮定を交えて、この式を展開する。計算式は、判明している条件、用いる仮定により変わるが、以下の条件・仮定のとき、式2となる。

- 目標安全率(PFs)が上限安全率(Fsmax)以下である。
- 真の安全率は、上限安全率と下限安全率(Fsmin)間にあり、その間で等確率分布で存在すると仮定。
- 追加調査で判明する安全率が、下限安全率と真の安全率間にあり、その間で等確率分布で発生すると仮定。
- 任意安全率時の対策工費用が下限安全率の時ある金額(CFsmin)，目標安全率(PFs)の時0として一次線形。

$$E(Cc)=CFsmin\times\frac{Fsmin^2+4Fsmax^2+3PFs^2-2FsminFsmax-6FsmaxPFs}{4(Fsmax-Fsmin)^2} \qquad \cdots\cdots 式2$$

4. 検討結果

①赤沢地区岩盤斜面の概要

赤沢地区の岩盤斜面は伊豆半島東海岸に位置し、比高 20m 程の切立った海蝕崖である(図 1)。上部は風化・変質するが、大部分は新鮮かつ硬質で亀裂も少ない。モニタリング対象はくさび崩壊形態を示す岩

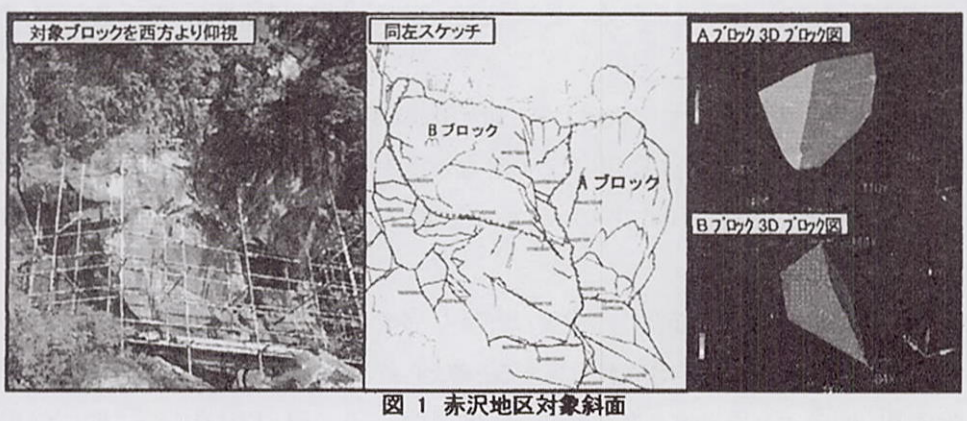


図 1 赤沢地区対象斜面

塊である(A ブロック)。すべり面は、緩く波打つ比較的滑らかな節理であり、強い風化や挟在物は認められない。過去に数cm変位した痕跡があり、平成9年から実施しているモニタリングでは、平時に変位はないが、地震時とその後数日に渡って 10^{-1}mm オーダーの変位が累積することが観測されている。また、この対象岩塊のすぐ横にも移動可能岩塊が存在し、こちらは変位の痕跡は無く、モニタリングでも変位は確認されていない(B ブロック)。

②安定計算に用いるパラメータ

a.踏査結果を元に文献等から推定した値

現地調査による岩盤状態の目視観察により、一般的な岩石圧縮強度(岩の力学委員会(1974))[3]や Barton(1977)[2]を参考にして表 1 のような値を推定した。

表1 地表踏査と文献等から評価したパラメータ

	φr (°)	JCS (MN/m²)	JRC	備考
下限	21.0	-	0.0	アスペリティ抵抗見込まない
上限	38.0	300.00	20.0	摩擦角80°を上限

b.試験結果から求めたパラメータ

試験結果から評価されるそれぞれのパラメータの上限値・下限値は表2(左)のとおりである。下限値については、Barton(1990)[1]が提案するスケール効果の修正式により補正して安定計算に用いた(表 2(右))。

表2 試験結果の上下限(左)と、スケール効果により修正した上下限(右)

	φr (°)	JCS (MN/m²)	JRC
下限	31.3	108.50	0.7
上限	35.6	146.07	9.1

	φr (°)	JCS (MN/m²)	JRC	備考
下限	31.3	98.97	0.7	スケール効果により修正
上限	35.6	146.07	9.1	スケール効果考慮せず

c.その他のパラメータ

最大亀裂間水圧は引張り亀裂の高さ相当の値とした。地震時の計算に用いる加速度は、モニタリング実測最大加速度と、震度6相当の加速度とした。

表3 その他のパラメータ

最大亀裂間水圧	20.5kN/m²
実測最大地震力	76gal
震度6相当地震力	400gal

③安定性評価

評価したパラメータから、計算の前提にする条件を組合わせ、上下限安全率を算出し、図2に示す。なお、条件中の「試験」とは、前出 3.③の項で述べた試験を表す。また、ここでの目標安全率は 1.00 とした。

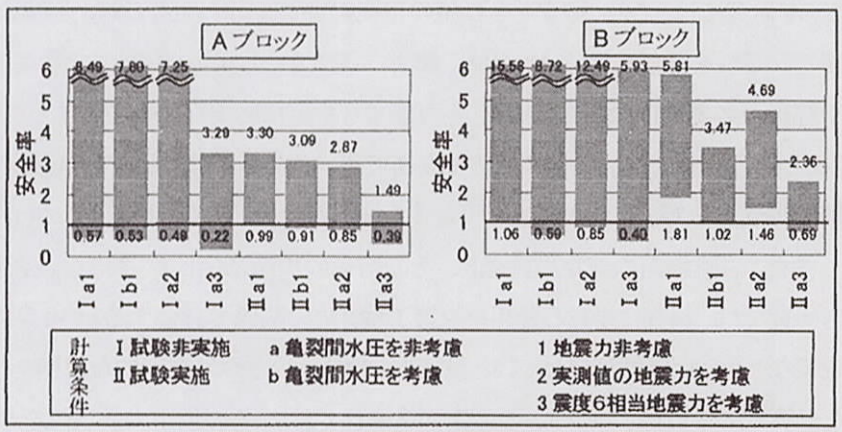


図2 安定計算結果

(ア) 各条件での安全率の評価

Aブロックは、全ての条件において、安定・不安定を断定できない。ただし、後述するパラメータ値の逆算により、安定である可能性の高さを評価できる。また、亀裂間水圧を考慮しても安全率の範囲が大きく変わることはないが、地震力を考慮したケースでは大きく低下する。従ってAブロックでは、今後、亀裂間水圧より地震の影響について調査を実施する方が効率が良いと考えられる。一方、見かけ安定していると思われる B ブロックは、地震力・亀裂間水圧を考慮しない条件で、試験非実施で安定を断定できている。つまり、この条件では、以降の試験は必要ないと言える。また、Aブロックと異なり、亀裂間水圧を考慮することにより、大きく安全率が変わり、この場合、亀裂間水圧の調査は有効であると考えられる。

(イ) 安定・不安定を断定するためのパラメータの逆算

逆算を行ったケースは図2の、AブロックIIb1, IIa3, BブロックIIa3の3ケースである。逆算したパラメータはφr, JCS, JRC で、逆算した値が評価した範囲内にあるものついて、表4に示した。

表4 安定・不安定を断定するための逆算結果

ケース	下限安全率が1以上となるような値	上限安全率が1以下となるような値
AブロックⅡb1	下限φr31.3→33.8 下限JRC0.7→1.5	—
AブロックⅡa3	下限JRC0.7→8.4	上限JRC9.1→6.7
BブロックⅡa3	下限JRC0.7→3.9	上限JRC9.1→2.4

Aブロックの Ⅱb1 では、JRC下限が 1.5 以上あると証明できる場合に安定であることを断定できる。JRC 下限が 1.5 以上であるということは、Barton(1977)[2]の示す粗さ指数のプロファイルと現地を見比べた場合、定量的に断定できないまでも、極めて可能性が高いと判断できる。つまり、この条件下でAブロックは安定である可能性が極めて高いと考えられる。同様に、AブロックⅡa3 において、上限JRCが 6.7 以下である可能性は前述の例ほどではないが、高いものと判断されるので、不安定である可能性が高いと評価できる。一方、BブロックⅡa3 では、下限 JRC が 3.9 以上で安定と断定でき、同様にそのパラメータの可能性より、この条件下で安定である可能性が高いと評価できる。以上の評価は、モニタリング結果に矛盾しない。

(ウ) 安全率の上下限での対策工費用の比較による適正な調査解析量の評価

A ブロックにて、試験非実施・亀裂間水圧非考慮で、震度6の地震を想定したケース(Ⅰa3)での縮減工事費の期待値は、11,367 千円と算出された。これより、この額以上の調査費用をかけても採算が取れない可能性が高いことが示された。一方、同条件で試験を実施したケース(Ⅱa3)の場合、期待値は、5,114 千円と減少し、Ia3 より少額の調査でしか採算がとれない可能性が高いことが示された。

5. 結論

従来、パラメータのバラツキは、確率分布を用いた信頼性設計や、感度分析による影響評価等により考慮されてきた。本研究では、このバラツキを真値の存在範囲として評価し、これから幅を持った安全率を算出することにより、斜面の安定性を評価した。これにより、簡単な調査からも安定・不安定を断定可能な場合があり、必ずしも高度な調査や解析が必要ではないこと、断定不可能でも断定に必要な値を逆算することにより、その可能性の目安を付けられることが示された。ただし、本手法を実務で用いるためにはパラメータ真値の存在範囲の評価方法, 安定計算式の精度評価方法等、安全率の幅を限定する技術が今後、確立され広く認められる必要がある。

また、岩盤斜面の安定性評価は、その斜面の規模に比して、大きな調査費用が必要とされる場合が多い。そこで本研究では、調査に掛ける費用を対策工費用との関係で評価するという手法を提案した。これにより、従来、斜面の規模などから目算で算定していた調査量に対し、ひとつの合理的な根拠を与えることができる。ただし、今回提案した計算式の中には、いくつかの仮定が含まれており、その仮定の妥当性を今後、検証していく必要がある。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導を頂いた土砂管理研究グループの仲野グループ長, 地すべりチームの小山内上席研究員,綱木前上席研究員,浅井主任研究員、並びに、土砂管理研究グループの皆様に感謝いたします。

所属 日本基礎技術(株)

＜参考文献＞

1) N.Barton and S.C.Barton : Review of predictiv capabilities of JRC ～ JCS model in engineering practice,Proc.Int.Conf.Rock Joints,Loen Norway,pp603-610,1990
2) N.Barton and V.Chanbey : The shear strength of rock joints in theory and practice,Rock Mechanics,Vol.10,pp1-54,1977
3) 岩の力学委員会編:岩の工学的性質と設計・施工への応用,(社)地盤工学会,1974

低騒音舗装の機能性向上に関する研究

（指導期間　平成13年10月～平成14年3月）

研究室名　舗装チーム
氏　　名　橋本喜正

1. まえがき

近年、道路交通による騒音が大きな社会的問題となり、これを受けて騒音低減性能を意識した舗装工事が多く施工されるようになっている。低騒音舗装は主にタイヤ／路面間の発生音を低減させているため、低騒音舗装の機能性向上にはタイヤ／路面騒音の発生メカニズムを把握した、効果的な技術開発が求められる。

タイヤ／路面騒音における舗装側の要因としては、路面のテクスチャ，平坦性，空隙，弾性等様々な要因があげられるが、騒音発生のメカニズムは複雑なため、これらの要因の関係や寄与率等は依然として明らかになっていない面が多い。

そこで今回の研究において、特に路面の表面のタイヤ／路面騒音発生部分に着目し、路面評価値と発生騒音の関係についての考察を行った。

2. 研究目的

タイヤ／路面騒音が路面性状から予測できれば路面性状の改善の方向性が明確になり有効である。様々な路面性状の中でも路面テクスチャが最も有効と考えられている[1)]。しかし、路面テクスチャの評価として従来使用されてきたＭＰＤ（Mean Profile Depth）[2)]やサンドパッチング試験によるキメ深さ等の評価値は、タイヤ路面騒音には相関性が認められないという報告もあり[3)]、現在タイヤ／路面騒音との関係を視野に入れた路面評価法が確立していないという課題がある。しかしながら、路面と騒音の関係を検討するにあたり、実道において路面騒音測定車を用いてタイヤ／路面騒音の評価を行うと、舗装の施工ヤードの確保が困難、費用が高いなどの問題で舗装種類が限定され、路面と騒音の関係の傾向をつかむにはややデータ不足になっている状況が存在している。そのため、以下を目的に研究を行った。

① タイヤ／路面騒音の発生メカニズムが実車における場合と同様である、簡易な騒音評価室内試験方法の確立。

② タイヤ／路面騒音と相関の高い路面評価値の検討と路面評価法の提案。

表－1　検討供試体

粗骨材最大粒径	全空隙率（%）	区分
5～2.5	20,25,30	排水性
8～5	20,25	排水性
10～5	23	排水性
13～5	16,20,24,28	排水性
13～8	23	排水性
20～13	30	排水性
13～5	20	PRMS*
13～5	－	密粒13
13～5	－	SMA*

＊PRMS：透水性レジンモルタルシステム
SMA：砕石マスチックアスファルト

表－2　検討舗装体

粗骨材粒径(mm)	空隙率	区分
13～5	－	密粒
13～5	17%	排水性
13～5	20%	排水性
10～5	20%	排水性
5～2.5	23%	排水性

3. 研究方法

3．1　試験概要

室内試験において検討した15種類の供試体を表－1に、現道において舗設した舗装体を表―2に示す。

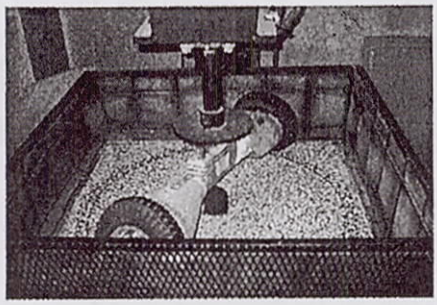
路面テクスチャの測定は、回転式テクスチャメータ（ＣＴメータ）によって行った。

タイヤ／路面騒音特性の評価は、供試体では写真－1のような「騒音シミュレータ」を用いて室内において行った。この試験は、供試体上において小型ラグタイヤを半径40cmの円軌跡上に回転走行させ、そこから発生するタイヤ／路面騒音を供試体中央に設置した騒音計によって測定するものである。

現道においては50km/h定常走行の普通乗用車の左後輪におけるタイヤ近接音を測定し、等価騒音レベルＬeq（dB(A)）によって評価を行った。

舗装の透水能の評価は現場透水量試験器による透水量（ml/s）で行った。

それぞれの試験条件概要を表―3に示す。



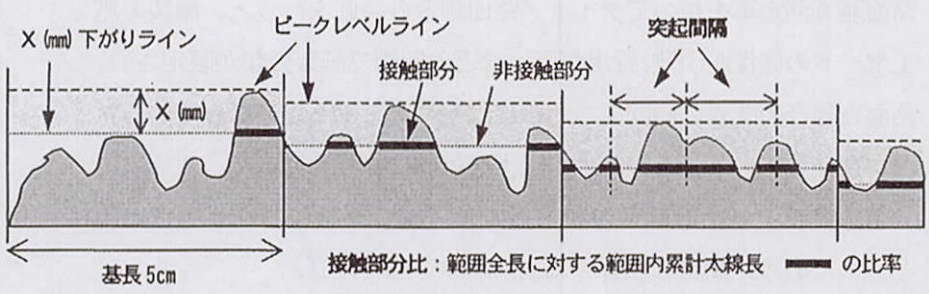
写真－1　騒音シミュレータ外観

表－3　試験条件概要

測定機器と内容	項　目	条　件
CTメータ テクスチャ測定	測定距離／1路面	5m
	サンプリング間隔	0.22mm
	スポット径	0.07mm
	測定範囲	±15mm
	分解能	3μm
騒音シミュレータ 騒音測定	タイヤ種類	小型ラグ
	タイヤ外径	223mm
	タイヤ空気圧	100kPa
	回転半径	40cm
	回転周速度(km/h)	40,50,60
	載荷荷重(N)	12.0, 8.4, 5.8
	騒音評価値(dB(A))	速度,荷重の9種平均値 Leq
普通乗用車 騒音測定	車種	ﾄﾖﾀｸﾗｳﾝﾊﾞﾝ
	タイヤ種類	185-R14 ﾗｼﾞｱﾙ
	速度(km/h)	50
	騒音評価値(dB(A))	Leq
	マイク設置位置	ﾀｲﾔ中心より36cm 地上高18.5cm
現場透水量試験器 現場透水量測定	止水材幅	40mm
	有効径	150mm

3．2　路面評価方法

タイヤ／路面騒音の主因子としてタイヤ加振音，エアポンピング音等があるといわれている[1)]。タイヤ／路面騒音を考慮した路面評価法を検討するにあたり、まず路面をタイヤと路面の接触部分と非接触部分に分けて考えることとした。タイヤと路面の接触部分におけるテクスチャはタイヤ加振音に関連性があると考え、“①路面全体に対するタイヤ接触部分の比率”と、“②接触部分の中心から次の接触部分の中心までの間隔”を評価値とした。ここで、①，②の2つの評価値の求め方は、図―1に示すように舗装表面からＸmm下がった部分までを接触部分と仮定する方法をとることにした。従って、この接触部分は実際に接触する部分というわけではない。この下がりは実車



図―1　テクスチャ評価値の求め方とピークレベル補正方法

による目視によって最大3mm程度であったため0.25～3mmまでの間で7点検討を行うこととした。

この方法によって得られた接触部分の全長に対する比率を接触部分比とした。

また、図—1 のように仮定した接触部分の中心から隣り合う接触部分の中心までの距離を突起間隔とした。本研究においてはテクスチャ測定時の機械の設置不良や路面のマクロの凹凸などによる影響を排するため、基長5cmにおける最大値をピークレベルとし、この値からの下がりを測定プロファイル値とする補正を行った。

非接触部分はタイヤ路面騒音のエアポンピング音や吸音効果に関連性があると考え、これらの特性を評価する指標として、装置が簡易であり現場に適応しやすいという観点から現場透水量試験による透水量を評価値とした。

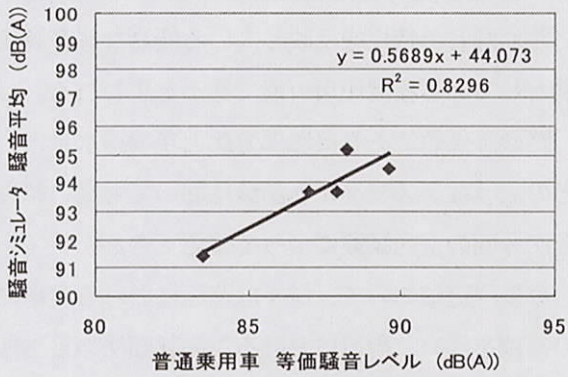
今回の研究においては、比較のために上記の路面評価値である接触部分比，突起間隔，現場透水量以外に、ＭＰＤ、キメ深さ、凹凸の標準偏差も検討した。

4. 研究結果および考察

4. 1　騒音シミュレータの有用性の確認

本検討に用いた騒音シミュレータはタイヤ径など実際の道路条件と異なる部分があるため、まず、現道での騒音測定結果との関係を調査した。

表—2 で示した、現道で舗設した混合物を用いて作製した供試体を騒音シミュレータで測定した騒音値と実道における普通乗用車による測定による騒音値との散布図を図—2 に示す。



図—2　騒音シミュレータ騒音－普通乗用車騒音

データ数が5個と少ないため信頼性は劣るものの、騒音シミュレータによる騒音値と現場において測定された普通乗用車の騒音値にはある程度の正の相関関係が見られており、少なくとも、騒音シミュレータと現道におけるタイヤ／路面騒音の特性には関連性があるものと考えられる。

従って、以後この騒音シミュレータを用いて検討を進めた。

4. 2　騒音と路面評価値の関係

従属変数を騒音値に、独立変数を路面評価値とし、回帰分析を行った。表－4 に突起間隔，接触部分比，現場透水量と騒音値の相関(r^2)を、表－5 に MPD，キメ深さ，凹凸の標準偏差，現場透水量と騒音値の相関(r^2)を示す。

これらの結果から、ここで検討した6つの路面評価値単独での騒音値との相関はどれも低い相関であるが、現場透水量を変数に加え

表—4　路面評価値と騒音との相関 (r^2)　その1

独立変数 ＼ 下がり X (mm)	・突起	・接触	・接触 ・突起	・突起 ・現透	・接触 ・現透	・接触 ・突起 ・現透
0.25	0.189	0.040	0.574	0.708	0.231	0.715
0.50	0.299	0.070	0.527	0.694	0.498	0.729
0.75	0.475	0.000	0.585	0.712	0.767	0.828
1.00	0.588	0.019	0.604	0.688	0.892	0.902
1.25	0.578	0.050	0.616	0.583	0.917	0.921
2.00	0.163	0.126	0.511	0.182	**0.940**	**0.942**
3.00	0.013	0.185	0.206	0.276	0.906	0.907

突起：平均突起間隔(mm)，　接触：接触部分比(%)，　現透：現場透水量(ml/s)

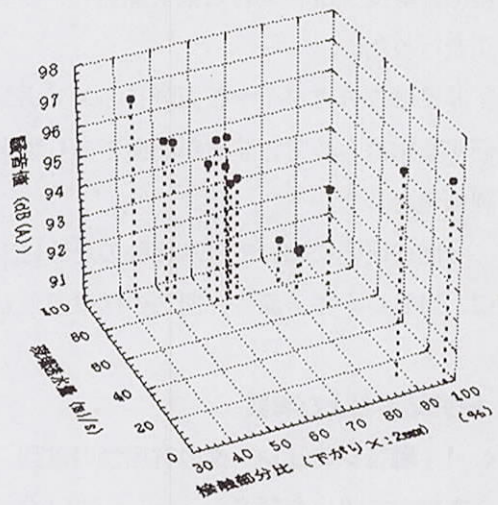
ることにより、どの評価値においても大幅に相関が高くなることがわかる。特にピークレベルからの下がりXが 2mm の場合における接触部分比と現場透水量の2変数における評価は非常に高い相関が得られた。図—3 にこの条件における関係のグラフを示す。このグラフから、接触部分比が高いほど、透水量が多いほど騒音値が低くなっていくものと予想される。

一方、テクスチャの評価値に突起間隔を加えて3変数にした場合は相関は高くなるものの、2 変数との大きな違いは見られなかった。

表—5　路面評価値と騒音との相関 (r^2)　その2

独立変数	・MPD	・キメ	・標準	・MPD ・現透	・キメ ・現透	・標準 ・現透	・現透
相関係数 (r^2)	0.194	0.199	0.211	0.805	0.789	0.773	0.159

キメ:キメ深さ，　標準:凹凸の標準偏差，　現透:現場透水量(ml/s)



図—3　接触部分比及び現場透水量と騒音との関係

5. 結論

本研究に使用した騒音シミュレータは現道のタイヤ／路面騒音の特性を反映している簡易な騒音評価室内試験としてある程度使用可能であると思われる。

路面評価値である接触部分比と現場透水量という 2 つの評価値による路面評価法を用いることによって、どのようなアスファルト舗装においても高い精度でタイヤ／路面騒音の推定が行える可能性があるということが今回の室内試験によって確認できた。

今後現道において、様々な路面における実車によるタイヤ／路面騒音，現場透水量，接触部分比のデータの蓄積を行い、現道におけるこの評価法の妥当性を検証していく予定である。

今後の課題としては、コンクリート舗装や多孔質弾性舗装といった弾性の異なるものへの適用性の確認や、空隙つまりを起こした舗装への適用性の確認、現場透水量のかわりに舗装体の吸音率を用いる方法等の検討が考えられる。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり，多大なるご指導，ご協力を頂いた基礎道路技術研究グループ舗装チームの吉田上席研究員，新田主任研究員，寺田主任研究員，城戸研究員，谷口研究員，梁研究員，坂元さんに深く感謝の意を表します。

所属　㈱ガイアートクマガイ

＜参考文献＞

1）（財）建設物価調査会　低騒音舗装研究会：改訂低騒音舗装の概説，2001.12

2）ISO/DIS　13473-1：1997,Characterization of Pavement Texture by Use Of surface profiles

3）井原務ら：路面テクスチャとタイヤ／路面騒音に関する検討，土木学会舗装工学論文集　第6巻,2001.12

都市トンネルの設計構造に関する研究

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　トンネル研究室
氏　　名　長谷川　哲　也

1．　まえがき

近年の社会資本整備にあたり、環境問題や経済性の点から、山岳トンネル工法として開発されたＮＡＴＭは、これまでのような立地や地形・地質等の好条件下におけるルート選定が困難な状況となってきており、都市部における未固結地山、低土被り地山でも採用されることが多くなってきた。このような条件下においてＮＡＴＭによる山岳トンネル工事を行ううえで、地盤変状防止は今後とも避けて通ることのできない重要課題であり、地盤変状現象を把握し、その程度を予測すること及び最も効果的な補助工法を選定することは工事を進めるうえで極めて重要である。

2．研究目的

現場における地盤変状計測データの整理により、トンネル掘削に伴い生じる周辺地山の挙動と、採用された補助工法の違いによる変状発生の傾向を検証し、またこれら現場計測結果を対象とした３次元有限差分法による数値解析を行い、補助工法の効果を定量的に評価する方法を検討する。

3．　研究方法

3．1　現場計測データの整理

低土被り箇所におけるトンネル掘削によって生じる地盤変状の程度を先受け工法および土被りの違いにより比較するための参考資料として、これまでのトンネル施工時に実施された地盤変状計測結果のうち、地表面沈下測定、坑外地中沈下測定結果について整理し、分析を行った。各計測実施トンネルの特徴を表－１に示す。

3．2　数値解析

表－１の各トンネルから地山の変形係数が試験により求められているものについて、現場計測結果を対象とした数値解析を行い、補助工法の効果を定量的に評価する方法を検討した。なお、解析は支保部材のモデル化が容易で、解析における収束の確実性が高い３次元有限差分法による弾性解析とし、吹付けコンクリートおよび鋼アーチ支保工のみを施工した場合の解析結果に対して、地表面沈下の実測値に近似するよう補助工法により改良された地山部分の変形係数を一般的に用いられている値に設定して行った。使用したソフトはFLAC-3Dである。

表－１　計測トンネル一覧表

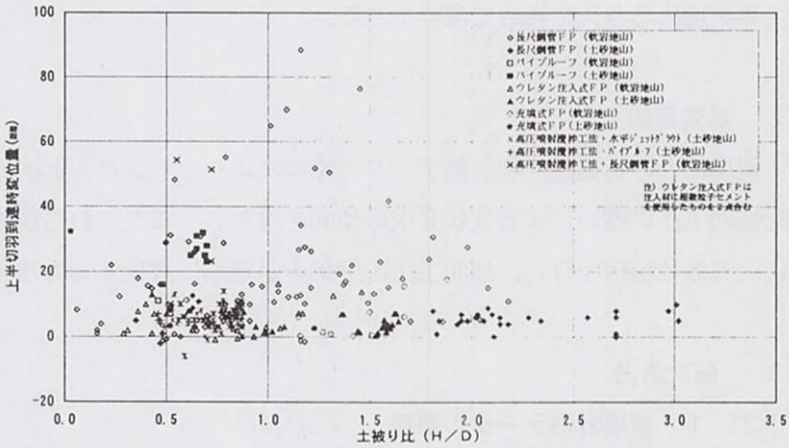
トンネル名	ﾄﾝﾈﾙ掘削幅 D（m）	土被り H（m）	土被り比 H/D	主な地質	先受け工法	特記事項
A	14.8～15.1	10～30	0.6～2.0	風化花崗岩	短尺鋼管 FP、長尺鋼管 FP	
B	12.9	5～8	0.4～0.6	鮮新世 砂層、ｼﾙﾄ～粘土層	注入式 FP、長尺鋼管 FP	双設
C	13.5～13.8	6～12	0.5～0.9	洪積世　粘土層～礫層	ﾊﾟｲﾌﾟﾙｰﾌ、 高圧噴射撹拌工法＋水平ｼﾞｪｯﾄｸﾞﾗｳﾄ、 高圧噴射撹拌工法＋ﾊﾟｲﾌﾟﾙｰﾌ	道路直下掘削
D	12.9	8～21	0.6～1.6	礫混りｼﾙﾄ、ｼﾙﾄ混り砂礫	長尺鋼管 FP、注入式 FP、充填式 FP	
E	14.9	5～24	0.4～1.6	風化花崗岩、花崗閃緑岩	長尺鋼管 FP、注入式 FP、充填式 FP	
F	13.6	2～16	0.2～1.2	風化凝灰質砂岩	長尺鋼管 FP、注入式 FP、充填式 FP	
G	13.0	1～28	0.1～2.2	風化頁岩	長尺鋼管 FP、充填式 FP	
H	12.2	4～6	0.3～0.5	風化砂岩	ﾊﾟｲﾌﾟﾙｰﾌ、注入式 FP	
I	14.0	0.4～7	0.0～0.5	洪積世　粘性土、砂質土	充填式 FP	
J	13.9	9～26	0.6～1.9	破砕泥岩、破砕蛇紋岩	長尺鋼管 FP、注入式 FP、充填式 FP 高圧噴射撹拌工法＋長尺鋼管 FP	
K	13.1～14.9	27～36	2.3～2.7	鮮新世 砂層、ｼﾙﾄ～粘土層	長尺鋼管ＦＰ	双設
L	12.9～13.1	24～40	1.9～3.0	鮮新世 砂層、ｼﾙﾄ～粘土層	長尺鋼管ＦＰ＋脚部補強工	双設

４．　研究結果

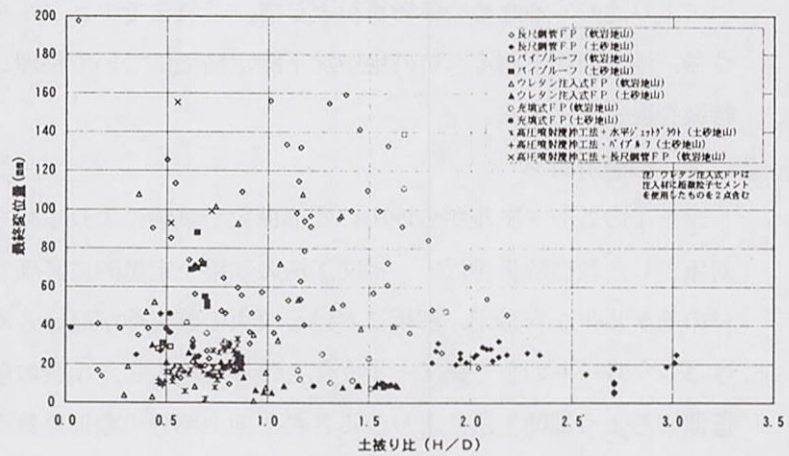
４．１　現場計測データの整理

表－１のトンネルにおける地表面沈下測定結果を上半切羽到達時、最終値、及び上半切羽到達時の変位量を上半掘削時の収束値で除し先行変位率として表し、各々土被り比との関係でまとめた散布図をそれぞれ図－１(a)～(c)に示す。

上半切羽到達時、最終時いずれの場合もパイプルーフや長尺鋼管フォアパイリングといった長尺先受工を実施した場合の沈下量が他の工法に比べ大きな沈下量を示す。トンネルの両坑口部や中央部で沢部直下を通過する場合等土被りが極端に小さくなる場合、地質的な悪条件も伴い、トンネル掘削の影響による地表面沈下は他の箇所より大きく生じることが一般的で、今回の現場計測データでもこのこ

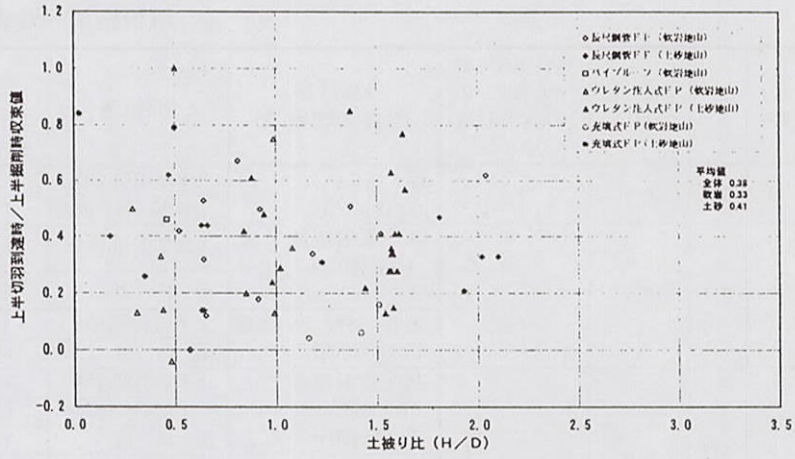


図－１(a)　土被り比－上半切羽到達時地表面沈下量



図－１(b)　土被り比－最終地表面沈下量

とが立証されている。充填式フォアポーリングは現在、坑口部における標準パターンとなっていることからも、地質的に問題の少ない箇所で施工されるのに対し、パイプルーフや長尺鋼管フォアパイリングは上記のような悪条件の箇所において切羽や地表面沈下対策として施工される場合が多いが、これらの補助工法を採用した場合においても、施工条件は異なるものの他の補助工法と比較して大きな沈下が生じている。



図－1(c)　土被り比－先行変位率

4．2　数値解析

解析結果を表－2に一覧する。長尺鋼管ﾌｫｱﾊﾟｲﾘﾝｸﾞや水平ｼﾞｪｯﾄｸﾞﾗｳﾄなど長尺先受工は、上半切羽到達時にはいずれのケースも地表面の変位抑制率が天端より大きく、これ以外では天端の抑制率が大きくなる。また、地表面の変位抑制率は上半切羽到達時に最大値を示し、切羽進行とともに減少する。しかし、土被り比が2より大きくなると、地表面の変位抑制率は極端に小さくなる。以上より、長尺先受工は先行変位抑制に効果があるが、土被りが大きくなるとその効果は著しく減少するといえる。

側壁あるいは脚部補強の場合の変位抑制率は、上半切羽到達時が最も小さく、切羽の進行とともに増加する。また、地表面に対する抑制率は切羽位置によらず天端よりも大きいものとなっている。これらから、側壁あるいは脚部補強工は長期的な変位抑制に効果的であると考えられる。

また、長尺先受工と側壁あるいは脚部補強工とを併用しているC、J、L（長尺鋼管フォアパイリング；E＝2.0×10^5MN/m^2のケースは除く）の各トンネルにおいて、長尺先受け工による変位抑制率と比較すると、側壁・脚部補強工の抑制率は非常に大きい。C、Jトンネルについては高価な工法ではあるが、側壁あるいは脚部補強工は地表面沈下の抑制には非常に効果的であるといえる。

5．結　論

5．1　現場計測データの整理

長尺先受工を採用した場合においても周辺地山が極度に改良されるわけではなく、また非常に大きな沈下が生じることも計測データから明らかなため、過度の依存は避ける必要がある。

5．2　数値解析

補助工法の効果を定量的に示すなどの結論付けには至らなかったが、長尺先受け工は先行変位の抑制に効果的であり、土被りが大きくなるとその効果は著しく減少すること、側壁部や脚部の補強は切羽の進行とともに変位抑制効果も向上し、長期的な変位抑制に効果的であることが確認された。これらの結果から、地表面沈下の抑制には長尺先受け工と側壁部あるいは脚部補強工とを組合わせ採用することが最も効果的であると考えられる。

表－２　解析結果一覧表

トンネル名	TD	土被り比 H/D	地表面から掘削天端までの平均変形係数 (MN/m³)	補助工法 (改良部変形係数)	切羽位置	変位量（解析値）(mm) 補助工法なし (支保材のみ)① 地表面	補助工法なし (支保材のみ)① 天端	補助工法あり② 地表面	補助工法あり② 天端	抑制率 (%) (①-②)/①*100 地表面	抑制率 (%) (①-②)/①*100 天端
B	336	0.6	32	注入式ＦＰ (E=450MN/m²)	上半切羽到達時	5.7	－	5.2	－	8.8	－
					下半掘削移行直前	18.9	－	17.3	－	8.5	－
C	344	0.7	12	高圧噴射撹拌工法 (側壁部) (E=1000MN/m²)	上半切羽到達時	17.9	－	4.4	－	75.4	－
					最　終　値	60.4	－	10.8	－	82.1	－
				水平ジェットグラウト(天端) (E=1000MN/m²)	上半切羽到達時	17.9	－	16.3	－	8.9	－
					最　終　値	60.4	－	47.1	－	22.0	－
J	323	0.5	14	高圧噴射撹拌工法 (上半脚部) (E=1000MN/m²)	上半切羽到達時	18.3	16.3	13.6	12.8	25.7	21.5
					下半切羽到達時	61.2	76.4	37.2	49.9	39.2	34.7
					最　終　値	74.1	89.3	41.3	54.0	44.3	39.5
				長尺鋼管ＦＰ (E=1000MN/m²)	上半切羽到達時	18.3	16.3	15.3	15.5	16.4	4.9
					下半切羽到達時	61.2	76.4	52.3	60.6	14.5	20.7
					最　終　値	74.1	89.3	65.6	74.1	11.5	17.0
K	38	2.3	38	長尺鋼管ＦＰ (E=2000MN/m²)	上半切羽到達時	10.1	17.0	9.4	16.2	6.9	4.7
					下半切羽到達時	27.7	64.1	27.0	59.3	2.5	7.5
					最　終　値	31.2	68.7	30.5	63.9	2.2	7.0
L	290	2.0	30	長尺鋼管ＦＰ (E=1000MN/m²)	上半切羽到達時	12.8	19.5	12.8	20.8	0.0	−6.7
					最　終　値	30.5	70.2	30.3	63.5	0.7	9.5
				長尺鋼管ＦＰ (E=2.0*10⁵MN/m²)	上半切羽到達時	12.8	19.5	10.6	16.4	17.2	15.9
					最　終　値	30.5	70.2	24.7	42.2	19.0	39.9
				上半脚部補強工 (E=1000MN/m²)	上半切羽到達時	12.8	19.5	12.2	19.1	4.7	2.1
					最　終　値	30.5	70.2	28.7	66.9	5.9	4.7

６．　今後の課題

６．１　現場計測データの整理

現場計測データには、補助工法別データ数に偏りがあり、地中沈下測定データも少ないため、今後もデータの収集が必要である。解析に関しては、先受工のモデル化や地山定数、特に変形係数の設定について検証すると共にさらに解析ケース数を蓄積する必要がある。

６．２　数値解析

さらに解析ケース数を増やし、これまで行ってきた補助工法による改良部分の変形係数をパラメータとした３次元解析により、実測値と解析値とを一致させ、その時の変形係数を用い応力解放率をパラメータした２次元解析により、補助工法の効果を応力解放率で表すことが可能か否かの検証が望まれる。

７．謝　辞

本研究を遂行するに当り、多大なる御指導と御協力を頂きました基礎道路技術研究グループ（トンネル）の真下上席研究員、石村主任研究員、森本研究員ならびにトンネル研究室の皆様、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　サンコーコンサルタント㈱

＜参考文献＞

1) 猪熊、角湯「トンネル掘削時地盤変状の予測・対策マニュアル（案）」、土木研究所資料第 3232 号、1994 年２月　建設省土木研究所トンネル研究室

既設トンネルの変状対策に関する研究

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　トンネル研究室
氏　　名原　　雅秀

1. まえがき

既設トンネルにおいて，何らかの変状によりその健全性が損なわれ，対策工や補修・補強が実施されている事例が報告されている[1]．一般に変状のメカニズムについては地質構造や施工条件に起因する部分が大きく，多種多様な変状ケースがあり，正確に把握することは困難と思われるが，変状形態から変状メカニズムが明らかになれば，定期点検の内容や頻度の設定，あるいは類似変状が起こった場合には，より適切な対策工の設計が可能になると思われる．したがって，既設トンネルの合理的な維持管理を行うためには，変状メカニズムの解明が必要である．

2. 研究目的

既設トンネルの変状事例としては，地質・地形的な影響等外力作用によるもの，構造物の経年的な材質劣化によるものに大別することができる．特に前者に対して合理的な補強工を設計するためには，その外力を明らかにすることが必要であり，本研究では，変状事例について整理・分析し，トンネルに作用していた外力の算定を目的とした．

3. 研究方法

外力として区分される中には，塑性土圧，緩み土圧，偏土圧，水圧，凍上圧等が挙げられる．今回は，既往の変状事例から塑性土圧による変状と考えられる事例および緩み土圧によると考えられる事例を研究対象とし，比較検討することにより各変状の特徴を明らかにした．また，クラック変状が著しいトンネルに関しては，ひび割れ進展を考慮できる有限要素法による解析を実施し，実際の変状と比較することで土圧の算定を行った．

4. 研究結果

4．1 対象トンネルの変状概要および変状原因の推定

3本のトンネル(4断面)について，変状概要を表－1にまとめ，それぞれの変状原因について簡単に述べる．

【事例①】トンネル側部～下部にはモンモリロナイトを含み，細片状に破砕，粘土化した泥岩類が分布しており，この泥岩類の塑性土圧が原因となり，盤膨れ，段差，監査廊変状が発生したと考えられる．

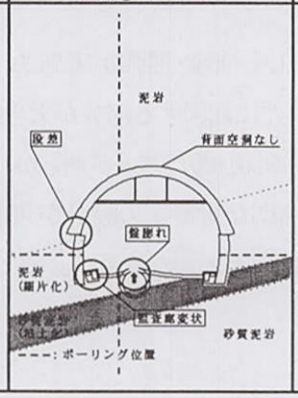
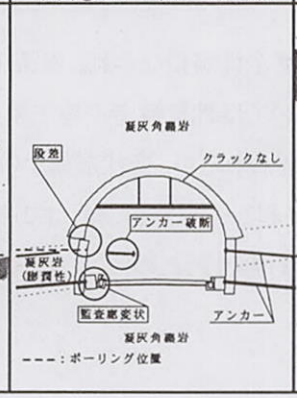
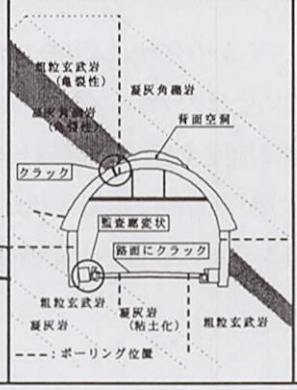
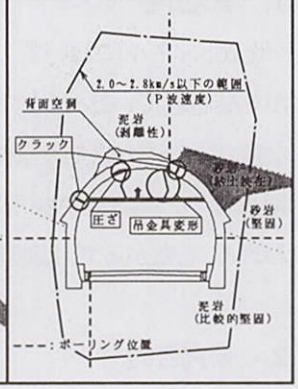
【事例②】建設時に側壁押出しがみられ，その対策としてアンカーが打設されている．トンネル側部には，モンモリロナイトを含有し膨潤性を顕著に示す凝灰岩が分布している．この凝灰岩の塑性土圧が側壁に作用し，アンカー破断，段差，監査廊変状が発生したと考えられる．Bトンネルではアンカー破断後に応急対策としてロックボルトが打設され，恒久対策施工までの約1.5年間その軸力が計測されている．この計測データより6kN/年程度の軸力増加が確認されたことから，建設以降塑性土圧が経年的に増大しアンカ

一破断に至ったものと推定できる．また，アンカー１本当たりの受圧面積および破断強度から破断時に側壁に作用していた塑性土圧を算定すると，86kPa となった．

【事例③】トンネル天端には背面空洞があり，その上には亀裂性の凝灰角礫岩，粗粒玄武岩が分布している．この凝灰角礫岩，粗粒玄武岩の緩み土圧がアーチ部に作用し，クラックが発生したと考えられる．

【事例④】トンネル天端には背面空洞があり，その上方地山は剥離性の泥岩が分布している．この泥岩の土圧がアーチ部に作用し，クラック変状が発生したと考えられるが，この土圧が塑性土圧であるのか，緩み土圧であるのかは特定できなかった．

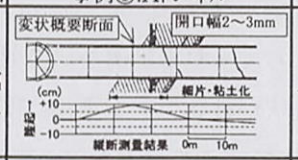
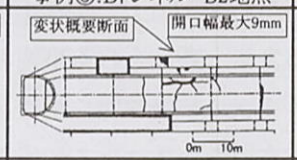
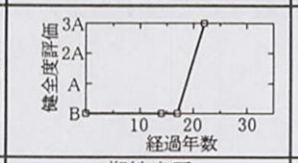
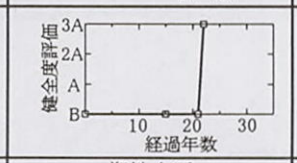
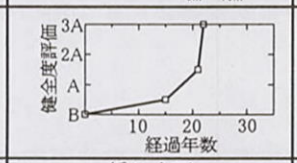
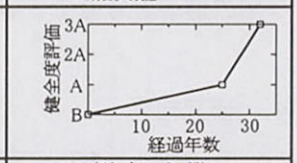
表－1 変状概要

トンネル名	事例①:Aトンネル	事例②:Bトンネル B1地点	事例③:Bトンネル B2地点	事例④:Cトンネル
変状概要図				

4．2 変状原因別特徴

各事例のクラック展開図と変状経過を表－２にまとめ，塑性土圧による変状と緩み土圧による変状の特徴を比較検討した．

表－2 変状原因別特徴

トンネル名	事例①:Aトンネル	事例②:Bトンネル B1地点	事例③:Bトンネル B2地点	事例④:Cトンネル
クラック展開図 ※開口幅2mm以上を表示				
変状経過模式図				
変状原因	塑性土圧	塑性土圧	緩み土圧	(特定できず)

クラック展開図をみると，塑性土圧と考えられる事例①，②ではクラックがほとんどみられないが，緩み土圧と考えられる事例③および原因を特定できなかった事例④ではクラックの発生数が多く，開口幅も大きい．事例③，④より，覆工背面に空洞があり，緩み土圧を含め何らかの土圧が作用している場合，クラック変状が発生しやすい特徴があると思われる．

変状経過についてみると，事例①，②では変状前兆が確認されていないが，事例③，④では変状進行が確認されていることから，覆工背面に空洞があり，何らかの土圧が作用している場合は変状が表れやすい

特徴があると思われる．また，事例①では段差(25mm)や盤膨れ(95mm)が確認されているが，これらの変状が建設20数年後に突然発生したとは考えにくいことから，過去の調査では見落とされていた可能性があると思われる．事例②は，アンカーが塑性土圧に対して有効に機能している間は目立った変状が発生せず，その耐力を超過した時に突然変状が発生したと思われる．

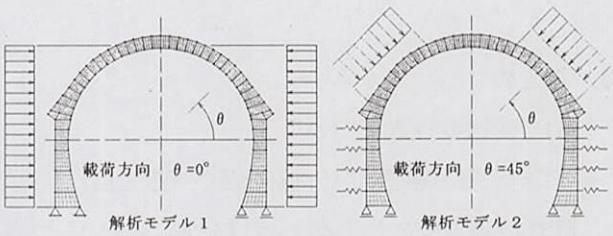
事例①，②においてクラック変状が少なかったことについて考える．両事例とも側壁部付近のみに塑性化しやすい地質が分布しており，塑性土圧は主として側壁部に作用していたと考えられる．しかも，アーチ部と側壁部が分離した構造であることから，側方からの土圧に対して構造的弱部である打継目に段差が起こり，それにより土圧はアーチ部へ伝達されにくくなったと考えられる．したがって，アーチ部には大きな土圧が作用せず，クラックが発生しにくい状況であったと考えられる．また，側壁部にクラックが発生しにくい要因としては，段差発生により側壁が受けていた土圧が低減したことが考えられる．

4．3 数値解析を用いた土圧の算定

クラック変状が顕著であったためNATMによる打替工が実施された事例④を用いて，ひび割れ進展を考慮した二次元有限要素法による解析を行い，解析結果と実際の変状を比較することにより土圧の算定を行った．（実際の変状およびトンネル周辺の地質状況は表－1を参照）

4．3．1 解析方法

既設覆工取壊し時の地山観察結果をもとに解析モデルを設定した．解析モデルとしては，天端に背面空洞がある状態で側壁部から土圧を作用させる解析モデル1，側壁部には背面空洞はなく新鮮な岩盤であるため，地盤バネ(圧縮には効くが引張には効かない)を配置し，アーチ上部に緩み層が確認されているため，これを土圧として空洞範囲を除く部分に作用させた解析モデル2を考えた．各モデル図を図－1に示す．なお，解析モデル2では，土圧の作用方向θにより変状，最大土圧等が変わるかを確認するためにθ=45°と75°のケースについて計算を行った．また，地盤バネ値は，孔内水平載荷試験結果より算出した．

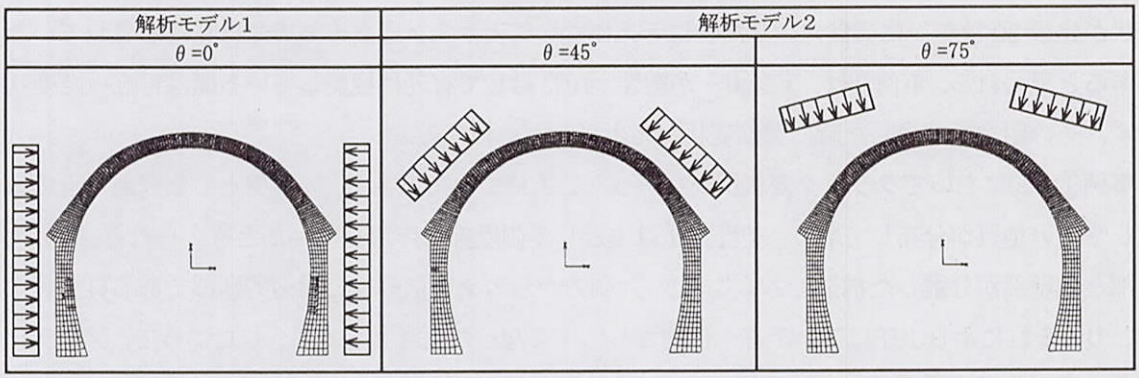


図－1 解析モデル

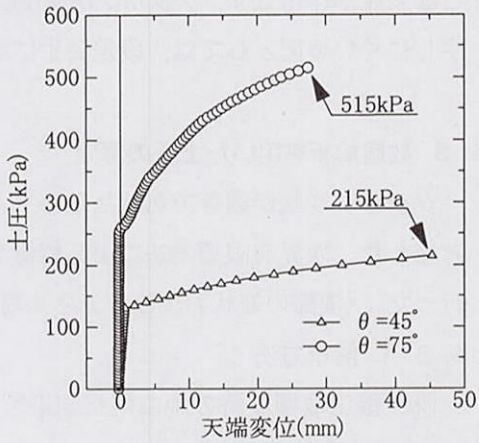
4．3．2 解析結果

表－2に各解析のクラック発生状況を示す．解析モデル1では，クラックが側壁部内側と天端部外側に発生したのに対して，解析モデル2では土圧の作用方向が45°の場合も75°の場合も，両肩部内側および天端部外側に発生した．なお，どちらのモデルとも天端部内側(クラックの反対側)の圧縮ひずみが増大して，最終的には圧ざに至った．解析結果を実際のクラック発生位置と比較すると解析モデル2の方が近い結果となっていることがわかる．つまり，実際の変状を説明するためには，解析モデル2のようにアーチ部に荷重が作用したと考えるのが妥当であると言える．次に，作用土圧をみてみる．図－2は解析モデル2における天端変位と土圧の関係を示したもので，天端部内側には圧ざが確認されていることより，天端部内側のひずみが3000μになるまで解析した結果である．θ=45°のケースは約130kPa，75°のケースは約250kPaで両肩部内側にクラックが発生し，両ケースともその後直ちに天端部外側にクラックが

表－3 クラック発生状況



発生した．そして，以降は図にみられるように天端変位が急激に増加した．この図より天端部内側に圧ざが発生したと考えられる土圧は，θ=45°の場合で 215kPa，75°の場合で 515kPa と推定され，単位体積重量を 25kN/m³ とすると，それぞれ高さ約 9m と約 20m 程度の土荷重に相当する．なお，45°の場合，P 波速度 3km/s 以下の領域と同程度の高さであった．



図－2 荷重変位曲線

5. まとめ

(1) 変状の特徴について

アーチ部・側壁部が分離構造で，塑性土圧が主として側壁部に作用する場合は，段差を伴う側壁押出しや盤膨れが発生しやすく，クラックは発生しにくいことがわかった．この場合，健全度調査で変状を見落とす可能性があるので注意を要する．さらに，事例②のようにアンカーが側壁押出しに対して効果を発揮している場合，変状前兆を把握しにくいことも今後の課題であると思われる．また，背面空洞があり，緩み土圧を含め何らかの土圧が作用する場合は，クラックによる変状が発生しやすいことがわかった．

(2) 土圧の算定について

事例④を用いて数値解析によりトンネルに作用していた土圧を算定した結果，9～20m 程度の高さに相当する土荷重がトンネル肩部から斜め方向に作用していたことが推定できた．

6. 謝辞

本研究を遂行するにあたり，終始御指導，御助言を頂きましたトンネルチームの真下上席研究員，蒲田主任研究員，ならびにトンネルチームの皆様に深く感謝いたします．また，研究対象事例を整理・分析するにあたり，御協力頂きました各関係機関に御礼申しあげます．

所属 日本国土開発㈱

＜参考文献＞

1) 例えば，(財)鉄道総合技術研究所，「変状トンネル対策工設計マニュアル」，1998.

トンネル覆工の設計合理化に関する研究

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　トンネル研究室
氏　　名　義永茂司

1．まえがき

近年、都市部では地下空間の利用が増加しており、その施工方法は都市 NATM やシールド工法が多く採用されている。現在、これらのトンネル覆工は過去の施工実績や構造解析に基づき設計が行われているが、より地山条件に適した経済的で合理的な覆工設計の確立が必要となっている。特にシールド工法で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、このコストダウンが課題となっており、トンネル覆工の合理的な設計を行うためには、シールドトンネルに作用する土水圧およびセグメントの発生応力等を把握し、設計に用いる外荷重を十分な精度で設定することが必要である。

2．研究の目的

本研究は、硬質な洪積粘性土地盤中の単設のシールドトンネル施工時に実施された現場計測結果の取りまとめと骨組解析を行い、洪積粘性土地盤中のシールドトンネルに作用する荷重について検討することを目的とした。

3．計測トンネルの概要

現場計測を行ったトンネルは外径 5600 ㎜、土被り約 22m の中口径トンネルである。セグメントはＲＣ平板型ほぞ付きセグメントで、リング間はピン方式で組立を行い、リング間のせん断力はシェアストリップによりほぞ部に伝達される特殊な構造となっている。計測項目は土圧、水圧、円周方向・軸方向鉄筋応力で、計測は土圧計測を591R(R:リング)、水圧計測を590Rの各1リング、鉄筋応力計測を590R、591Rの2リングで行った。表-1に計測トンネルの諸元を、図-1にセグメントの概要図を示す。また、土圧計はセグメント組立直前、水圧計は計器設置直前の大気中でフリーの状態を初期値とした。鉄筋計は自重の影響にも着目し、セグメントに地山からの荷重が作用する以前のセグメント組立前を初期値とした。

表-1　計測トンネルの諸元

トンネル名	天白共同溝
地盤条件	洪積粘性土層
外径　(㎜)	5,600
内径　(㎜)	5,100
中心径　(㎜)	5,350
厚さ　h (㎜)	250
幅　(㎜)	1200
単位長重量(kN/m)	6.5
分割数	6
組み方	2リング千鳥組

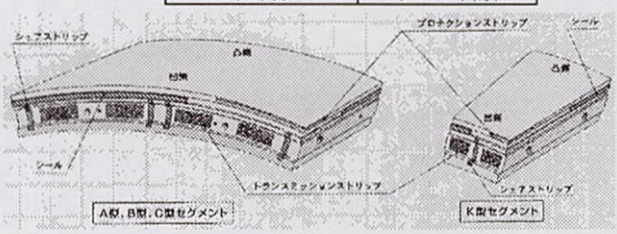


図-1　セグメントの概要図

4．土圧計および水圧計による計測結果

図-2、図-3、図-4に土圧計の経時変化を示す。図-2より、マシンテール部との接触時には非常に大きな土圧計測値が測定されている。また、図-3より、計測リング(591R)がテールを脱出した直後の土圧計測値は約50kN/m²まで低下しており、外荷重があまり作用していないことが分かった。これは地山が自立しており、裏込め注入はセグメントのテール脱出が完了した後、その次リング(592R)の掘進時に行われるため、テールボイド部には回り込んできた泥水が存在する程度であり、土圧は作用していないためと考えられる。裏込め注入時(注入圧 450kN/m²)には、土圧計測値が 350kN/m² まで上昇し、裏込め注入の影響が現れている。これは過

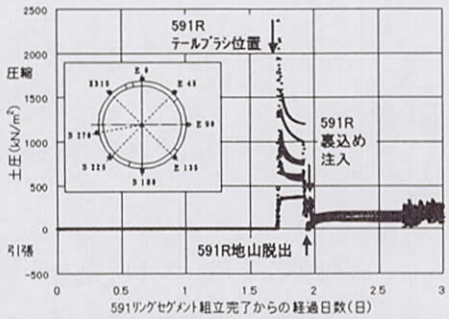


図-2 土圧計測経時変化図(組立後3日間)

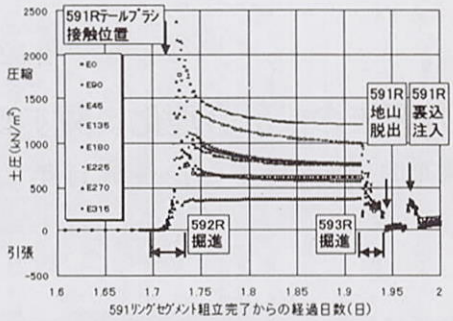


図-3 土圧計測経時変化図(組立後1.6～2日間)

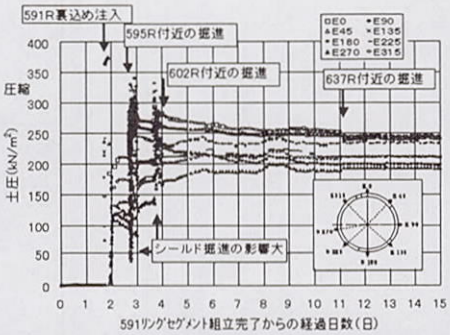


図-4 土圧計測経時変化図(組立後15日間)

去に実施された粘性土地盤中での現場計測結果[1]と同様の現象を確認することができた。また、計測リングがテール位置にくる592R掘進完了から地山に脱出する593R掘進の開始までの間は、計測値の変動は見られない。図-4より、裏込め注入後の595R掘進～602R掘進までの間は、シールド掘進作業毎に土圧計測値が上昇していることから、掘進の影響が蓄積されている傾向が見られ、その後は大きな変動は見られない。

トンネル天端の水圧計測値は約180kN/m²であり、図-5に示すように各水圧計測値はトンネル天端から上約18mの地下水位から求められる静水圧値とよく一致していることから、トンネルにはほぼ静水圧分布が作用することが分かった。また、約4.5ヶ月後の土圧計測値と水圧計測値との差は天端部で約50kN/m²となっており、全土被り土圧(約260kN/m²)の約2割程度に相当する荷重が天端に作用していることになるが、この荷重は掘進等による影響も含んでいると考えられる。一方、シールド側部から下半部にかけては、水圧と同程度の荷重しか作用しないことが分かった。

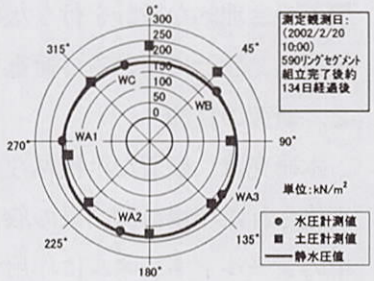


図-5 土水圧断面分布図

5．鉄筋応力計による計測結果

円周方向鉄筋応力の経時変化を図-6、図-7、図-8に示す。図-6より計測リング(590R)を組立完了後、次リング(591R)掘進時の影響が大きく現れており、次リング(591R)の組立の影響は比較的小さいことが分かった。また、図-7より591Rの鉄筋計測値は601リング掘進時にも変動しており、掘進リングから約11リング後方(約13m)までシールドの掘進が影響することが分かった。これはセグメントのリング継手の構造によっては、掘進時にセグメントリングにひずみが発生しやすくなる可能性があるためと考えられる。図-8では土圧計測値が安定した組立後約11日以降も鉄筋

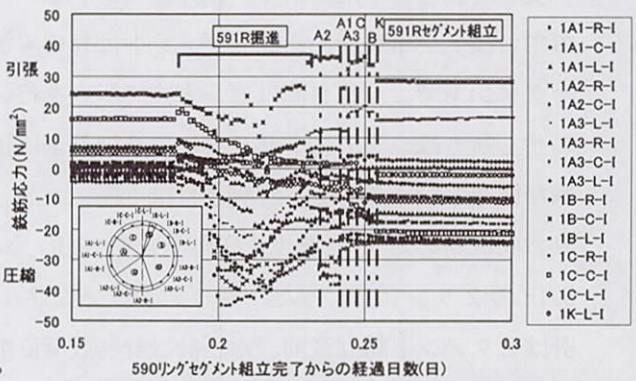


図-6 590R周方向鉄筋応力(内側)経時変化図

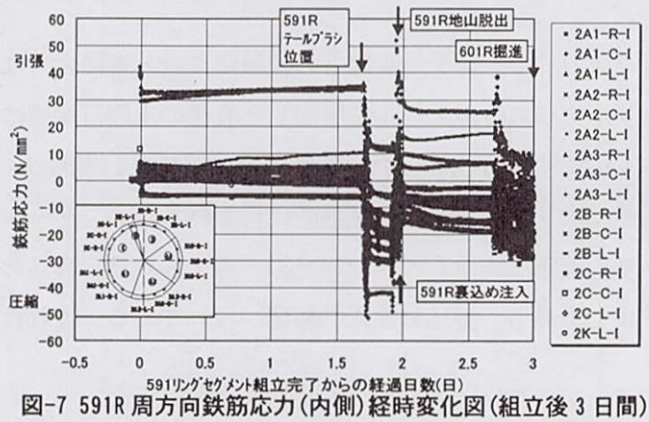


図-7 591R周方向鉄筋応力(内側)経時変化図(組立後3日間)

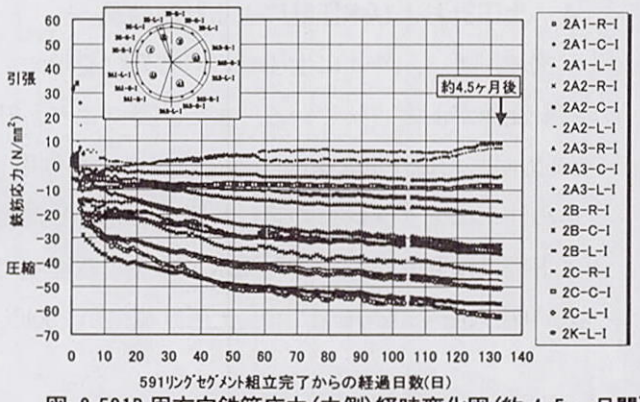


図-8 591R周方向鉄筋応力(内側)経時変化図(約4.5ヶ月間)

応力は増加していることが分かる。一方、軸方向鉄筋応力計測では計測セグメント組立後約4.5ヶ月経過後も当初作用した軸方向力がそのままセグメントに作用しており、これは過去に実施された礫質地盤における計測においても同様の傾向を示している[1]ことから、硬質な地盤では当初作用した軸方向力がそのままセグメントに作用しているものと考えられる。

6．覆工断面力から推定される作用土圧

計測開始後約4.5ヶ月後時点における鉄筋計の計測値から求めた断面力と土水圧などの荷重等をパラメータとした解析より算定した断面力との比較を行い、シールドトンネルに作用する土水圧を検討した。

6.1　解析方法

断面力の算定にあたっては、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、リング間をシェアストリップ位置でのせん断ばねでモデル化した2リング梁ばねモデルによる骨組解析を使用した。リングの支持は自重を仮想の地盤ばねで支持させるものとし、地盤反力をトンネル半径方向の変位に応じて生じる地盤ばねの反力として評価した。また、地盤反力はセグメントリングが地盤方向へ変位(圧縮側)する場合のみ生じるものとし、セグメント内方への変位(引張側)によっては生じないものとする部分地盤ばねモデルを基本とした。解析モデル図を図-9に、解析に用いたパラメータを表-2に示す。

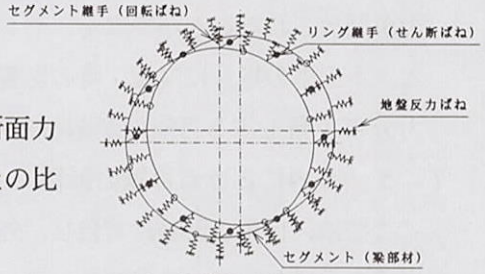


図-9　解析モデル図

表-2　解析に用いたパラメータ

側方土圧係数　λ	0.35	
地盤反力係数　k　(MN/m³)	50	
土水圧作用時のｾｸﾞﾒﾝﾄ継手の回転ばね定数* kθ　(MN·m/rad)	m≦0.24	2700
	0.24＜m≦0.34	1400
	0.34＜m	0
自重作用時のｾｸﾞﾒﾝﾄ継手の回転ばね定数　kθ　(MN·m/rad)	0.943(設計値)	
リング継手のせん断ばね定数　ks　(kN/m)	33.8(実験値)	
ｾｸﾞﾒﾝﾄの弾性係数　E　(kN/mm²)	33(設計値)	

*土水圧作用時の回転ばね定数は荷重偏心率mに応じて3段階にモデル化(設計値)
m=M/(N·a)　M:曲げモーメント、N:軸力、a:ほぞ幅0.098

6.2　鉄筋計測値から算出した断面力と解析結果

図-10(1)～(2)に示す約4.5ヶ月後の鉄筋計測値から算出した断面力は、天端付近に約70kN/m²程度の負の曲げモーメントが発生し、断面力分布は解析によるものとは異なった縦長のモードを示している。これは鉛直方向荷重が支配的な荷重状態ではなく、施工時のひずみが残留している可能性があると考えられる。なお、計測値から算出した曲げモーメントの最大値は、全土圧での解析の最大値に近い値となっている。また、初期の施工時の影響を除くために、計測値の差分から曲げモーメントの増分値について検討した。4.5ヶ月後とどこの時点との差分で検討するかの議論はあるが、ここでは、約4.5ヶ月後の計測値と経時変化より安定したと考えられる時点(組立後11日後)との差分について検討した。図-11(1)～(2)に、計測値からの曲げモーメントの増分値と自重を除いた外荷重を載荷した場合の解析による曲げモーメントの分布図を示す。図より、曲げモーメントの増分値も縦長の分布となっているこ

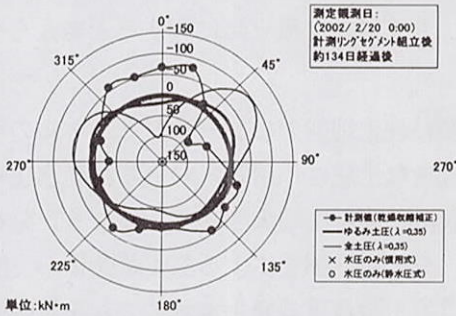


図-10(1)　4.5ヶ月後のM図(590R)

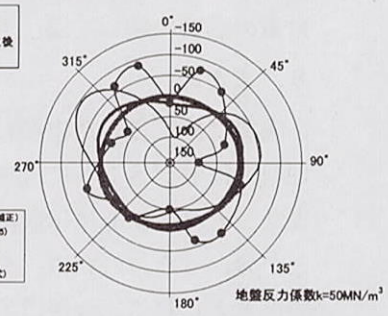


図-10(2)　4.5ヶ月後のM図(591R)

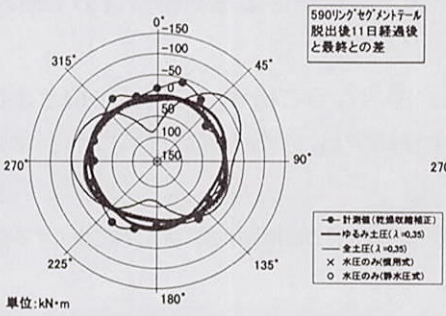


図-11(1)　曲げﾓｰﾒﾝﾄの増分値(590R)

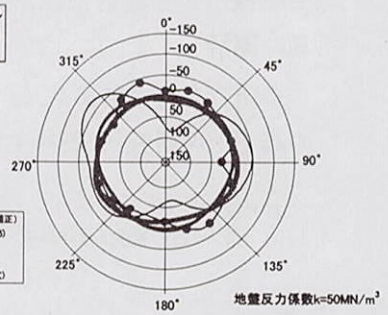


図-11(2)　曲げﾓｰﾒﾝﾄの増分値(591R)

とから、計測値が安定した後も鉛直方向荷重が支配的ではないと考えられる。なお、増分の最大値は、ゆるみ土圧での解析値の最大値よりも大きな値となっている。また、①土圧が経時的に増加傾向にある時点でも、その増加量は全土圧の約 8%と小さい②シェアストリップによりリング間が通常以上に密着し、応力が開放されることが少なく、セグメントのひずみが蓄積されていった可能性がある等の点から判断すると、本工事の場合には施工時の影響が支配的であると考えられ、施工条件によっては設計とは異なる断面力分布が発生する可能性があると考えられる。

7．テール内における自重の影響

ここでは、自重の影響に着目し、外荷重や周辺地山の影響を受けないシールドマシンテール内で計測された鉄筋応力から発生断面力を求め、骨組み構造解析から得られた発生断面力との比較検討を行うことによりセグメント自重の取扱い方法について検討した。解析モデルは前述した 2 リング梁ばねモデルを用い、地盤反力係数 k は 1MN/m³、10MN/m³、100MN/m³ にて解析を行った。セグメント組立時の k セグメント組立前後の曲げモーメントの変化を図-12(1)～(2)に示す。また、マシンテール内でのセグメント組立直後の鉄筋計の計測値から求めた曲げモーメントと骨組解析により得られた曲げモーメントの分布図を図-13(1)～(2)に示す。セグメント組立時には、設置ピースに隣接するピースに曲げモーメントが発生しており、特に最終ピースの k セグメントを設置時に隣接するピースに比較的大きな曲げモーメントが発生し、その影響がその後も残ることが分かった。自重解析では、k=1MN/m³ とした地盤ばねをほぼ考慮していない場合も、地盤ばねを考慮した場合も解析と計測とでは異なった断面力分布となり、自重の影響に関しては、セグメント組立時に関すると考えられる影響が大きく、今回は把握できなかった。

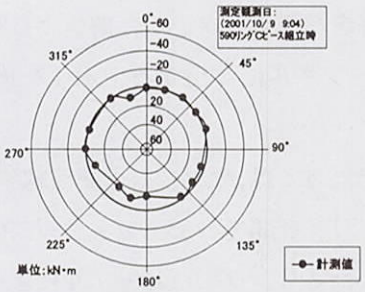


図-12(1) 590R k ｾｸﾞﾒﾝﾄ組立前のM図

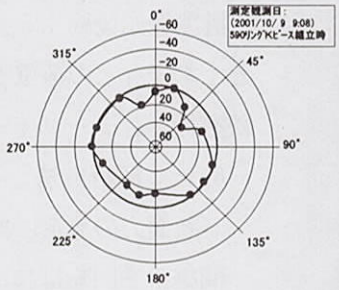


図-12(2) 590R k ｾｸﾞﾒﾝﾄ組立後のM図

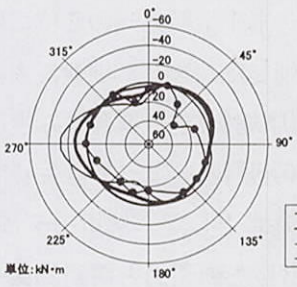


図-13(1) 590R 組立直後のM図

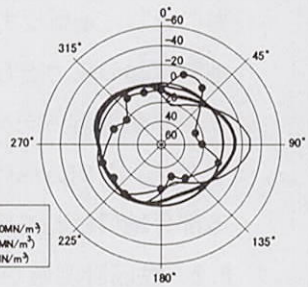


図-13(2) 591R 組立直後のM図

8．まとめ

実際に施工された洪積粘性土地盤でのシールドトンネルの現場計測および骨組構造解析から、洪積粘性土地盤ではセグメントに大きな土圧は作用しておらず、静水圧程度の外荷重が作用していることが分かった。また、セグメントには設計と同程度の大きさで、異なった分布形状を示す曲げモーメントが発生していることが分かった。これは、シールド掘進による施工時荷重が支配的となり、後方のリングまで影響しているためと考えられる。今後は施工時荷重の発生メカニズムを解明するとともに、特殊な継手構造をもつセグメントを採用する場合には、施工時荷重による影響も含めて検討する必要があると考えられる。

9．謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご助言を頂きました基礎道路技術研究グループトンネルチームの真下上席研究員、石村主任研究員、砂金研究員ならびトンネルチームの皆様に心からお礼を申し上げます。

所属　㈱エヌイーエス

＜参考文献＞
1）真下英人・石村利明・藤井邦夫・真弓英大:「砂礫地盤中のｼｰﾙﾄﾞﾄﾝﾈﾙに作用する荷重に関する研究報告書」、土木研究所資料第 3725 号　2000.11

設計ツールの高度化に対応した道路橋の設計に関する研究

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　橋梁構造チーム
氏　　名　徳　橋　亮　治

1．まえがき

初等はり理論に基づいた格子解析など従来の設計手法は、計算機が普及していなかった時代に開発された手法であり、現在でも用いられている。この手法は、橋梁の設計が手計算を中心に行わざるを得なかった時代に、複雑な構造をいかにして簡単に解くかに力点がおかれていたためで、長い経験と知的努力の結果から数々の数式、補正係数、図表が築き上げられてきた。

その一方、最近のコンピュータを中心とした設計ツールの進歩は目覚ましいものがある。1980年代に一ヶ月以上かかっていた計算が、1994年には1日、1996年には1時間、2000年に入ると1分単位で計算できるようになったと言われ、かつての構造解析の最大の敵であった記憶容量、計算時間といった問題が解消されたといっても過言ではない。

今後、ほぼ制限のないハードに加え、橋梁設計にカスタマイズされた次世代の設計ツールが整備されれば、構造物を簡易的にモデル化する必要もなくなり、あるがままに計算して実際に近い現象を再現することができるようになる。また将来、より高度な電子情報化が可能となれば、図-1に示すような、計画から維持管理に至る一連の作業の統合化により、作用効率の大幅な改善によるコスト縮減を図ることも不可能ではなくなる。

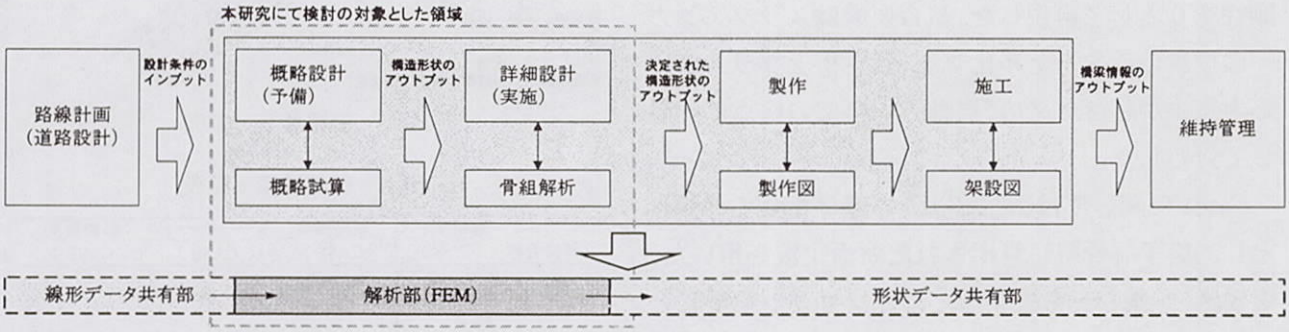


図-1　電子情報の共有化

2．研究目的

このような背景のもと、これまでも様々な方面での研究が報告[1)~5)]されてきたが、橋梁設計の標準的な設計手法として用いられるには至っていない。

そこで本研究では、まず鋼上部工に着目し、現時点で近い将来最も有望な解析手法であると考えられる立体FEM解析を用いた試設計を行い、設計段階での問題点を整理することを目的とした。

3．研究方法

3．1　対象橋梁

図-2 に対象とした橋梁一般図を示す。橋種は、橋長 102.5m、幅員 11.6m の 3 径間連続非合成鈑桁橋（桁高 1.9m、間隔 2.4m、床版厚 230mm）で、支間中央に荷重分配横桁、橋軸方向に 5.7m 間隔で中間対傾構、下横構が配置された基本的な補剛システムを擁する鋼橋である。橋梁諸元は同図中を使用したが、道路線形に関しては、平面線形 R=∞、縦横断勾配 i=0%と簡便化した。

3．2　解析手法

図-2 に有限要素分割図を、表-1 に各解析ケース（Case1,2,3）で使用した要素を示す。モデルに汎用性をもたせるため、特殊な要素の使用は避け、4 節点シェル要素と梁要素のみとした。

各部材のモデル化に関しては、床版は、全てのケースにおいて中立軸位置にシェル要素として配置し、地覆は床版端にオフセットビーム要素として配置した。床版格点は橋軸方向は主桁に整合させ、橋軸直角方向では主桁間を 3 分割、張出部を 2 分割で計 16 分割とした。

床版と主桁の結合は梁要素を使用した。非合成桁であることを考慮し、床版側の端点をピン結合とし、剛性を 0 として再現した。結合要素はスラブアンカーの位置のみをモデル化すると、主桁上フランジに応力集中が起きたため、橋軸方向全ての格点に配置して対処した。

Case1 に関しては、上記以外の部材を全て梁要素とし、格子解析時に算出された断面定数を用いた。梁要素は、偏心を考慮するためオフセット梁要素とした。

Case2 に関しては、主桁と横桁のフランジを梁要素とし、ウェブをシェル要素とした。主桁は鉛直方向に 4 分割、長さ方向は概ね垂直補剛材の間隔（1425mm）と同程度としているが、支点位置付近は 100mm 程度に密に分割した。分配横桁および端対傾構は鉛直方向に 2 分割、主桁間を 5 分割とし、実構造に従い、フランジは主桁側には結合させてい

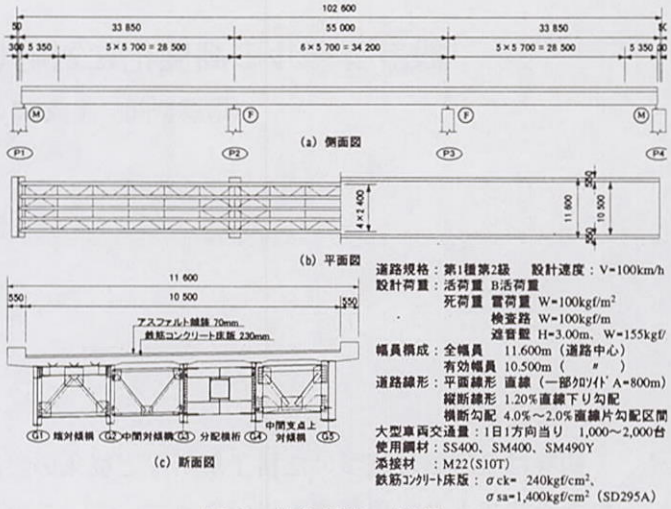


図-2　対象橋梁一般図

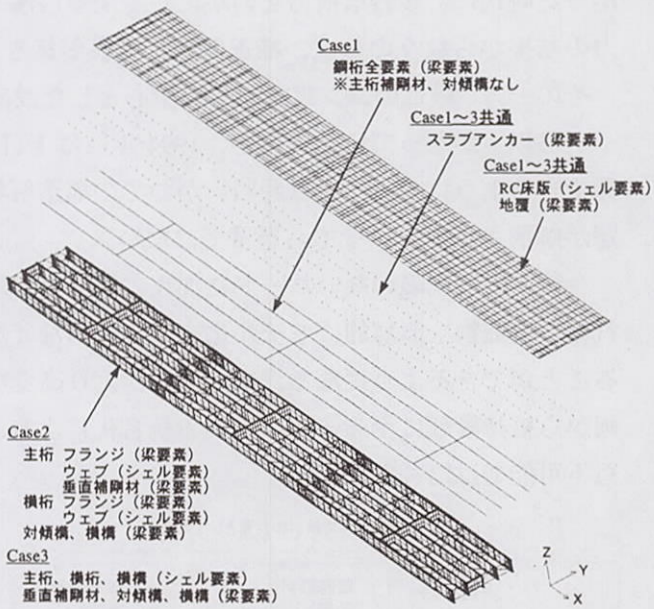


図-3　有限要素分割図

表-1　使用要素一覧表

解析ケース ＼ 部材名称		簡易要素 CASE 1	←→ CASE 2	詳細要素 CASE 3
床版	床版	□	□	□
	地覆	―	―	―
主桁	ウェブ	⌐	□	□
	フランジ		―	□
	垂直補剛材		―	―
	水平補剛材		―	―
横桁	ウェブ	―	□	□
	フランジ		―	□
対傾構	端支材		―	―
	端対傾構		―	―
	中間支材		―	―
	中間対傾構		―	―
下横構			―	―
スラブアンカー(結合要素)		―	―	―
節点数		2332	5186	10652
要素数 （主桁のみ）		4369 (660)	10491 (6774)	14475 (10758)

凡例）□：シェル要素　　―：梁要素（全剛性考慮）
⌐：オフセット梁要素　―：梁要素（軸力のみ考慮）
※空欄はモデル化していない要素を示す

ない。対傾構および横構は、オフセットのずれは考慮していないが、実剛度を考慮し曲げモーメントも伝達させるものとした。補剛材は、主桁と横桁の垂直補剛材を軸力のみ伝達するものとしてモデル化した。水平補剛材は梁要素とした。

Case3 に関しては、基本的には Case2 を踏襲したが、主桁と横桁のフランジは橋軸直角方向を 4 分割とするシェル要素とした。

図-4 に荷重載荷パターンを示す。活荷重は道路橋示方書の B 活荷重とした。P_1, P_2 荷重が共に着目部材に最も不利となる位置（ここでは TYPE-A, TYPE-B, TYPE-C の 3 箇所）を影響線解析より決定して載荷した。なお、格子解析との比較を想定したため、荷重抵抗係数設計法などの概念は今回は導入していない。汎用解析コードは MSC/NASTRAN を使用した。

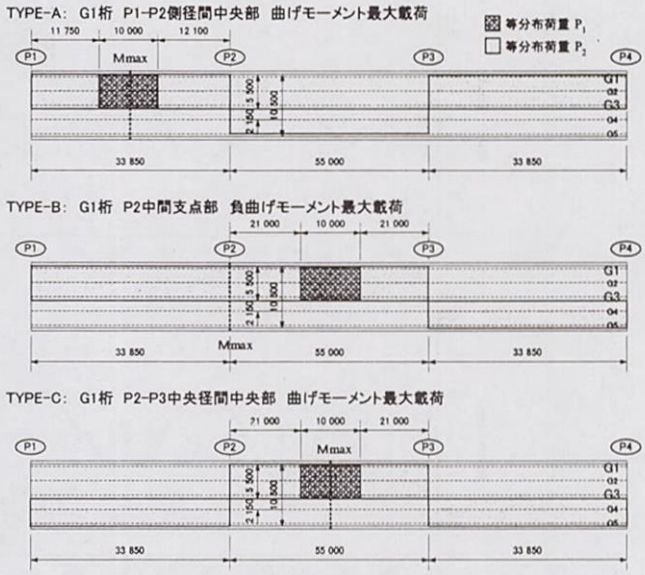


図-4　荷重載荷パターン図

4．研究結果

評価の対象は主桁のみとした。応力の算出に際しては、可能な要素に関しては応力成分の組合せ結果である Von Mises の相当応力を用いたが、断面力として解を得る要素では、従来同様に応力換算する手法を用いた。表-2 に各桁に着目した解析結果の数値比較を、図-5 に G1 桁（外桁）と G3 桁（内桁）に着目した各モデルの応力分布図を示す。

表-2　解析結果　着目最大応力比較表（単位：MPa）

載荷タイプ / 解析ケース	G1桁 上フランジ TYPE-A	TYPE-B	TYPE-C
格子解析	-204	203	-202
CASE 1	-152 75%	168 83%	-135 67%
CASE 2	-133 65%	143 70%	-124 61%
CASE 3	-121 60%	144 71%	-119 59%

載荷タイプ / 解析ケース	G2桁 上フランジ TYPE-A	TYPE-B	TYPE-C
格子解析	-203	203	-198
CASE 1	-135 67%	150 74%	-115 58%
CASE 2	-133 66%	146 72%	-121 61%
CASE 3	-97 48%	139 68%	-135 68%

載荷タイプ / 解析ケース	G3桁 上フランジ TYPE-A	TYPE-B	TYPE-C
格子解析	-203	204	-176
CASE 1	-135 67%	163 80%	-114 65%
CASE 2	-132 65%	149 73%	-123 70%
CASE 3	-114 56%	170 83%	-67 38%

載荷タイプ / 解析ケース	G1桁 下フランジ TYPE-A	TYPE-B	TYPE-C
格子解析	200	-149	167
CASE 1	152 76%	-140 94%	135 81%
CASE 2	132 66%	-144 97%	97 58%
CASE 3	122 61%	-112 75%	98 59%

載荷タイプ / 解析ケース	G2桁 下フランジ TYPE-A	TYPE-B	TYPE-C
格子解析	185	-131	131
CASE 1	135 73%	-120 92%	115 87%
CASE 2	125 68%	-127 97%	99 76%
CASE 3	120 65%	-107 81%	100 77%

載荷タイプ / 解析ケース	G3桁 下フランジ TYPE-A	TYPE-B	TYPE-C
格子解析	179	-137	137
CASE 1	135 76%	-131 96%	114 83%
CASE 2	128 72%	-134 98%	109 79%
CASE 3	121 68%	-109 80%	101 74%

注）表中の百分率は格子解析との比較を示す

格子解析との比較では、最も簡易な有限要素（主桁断面が一つの梁要素）を用いた Case1 においても、応力においては概ね 30%程度の低減効果が得られ、変形量においても同様の傾向となった。さらに、Case2 から Case3 へと要素を高次化するに従い、減少傾向がみられた。各ケースを比較すると、Case1 に対してウェブをシェル要素とした Case2 は、6%程度の応力低下が見られたが、Case2 に対してフランジをシェル要素とした Case3 は変形量に影響は見られるものの、応力に関しては、ほとんど低下は見られなかった。

なお、最も詳細な有限要素を使用した Case3 は、現状ではモデル作成段階における解析者の自由裁量に依存するところが多く、またその違いが解析結果に及ぼす影響も無視できないため、今後さらなる検討が必要である。

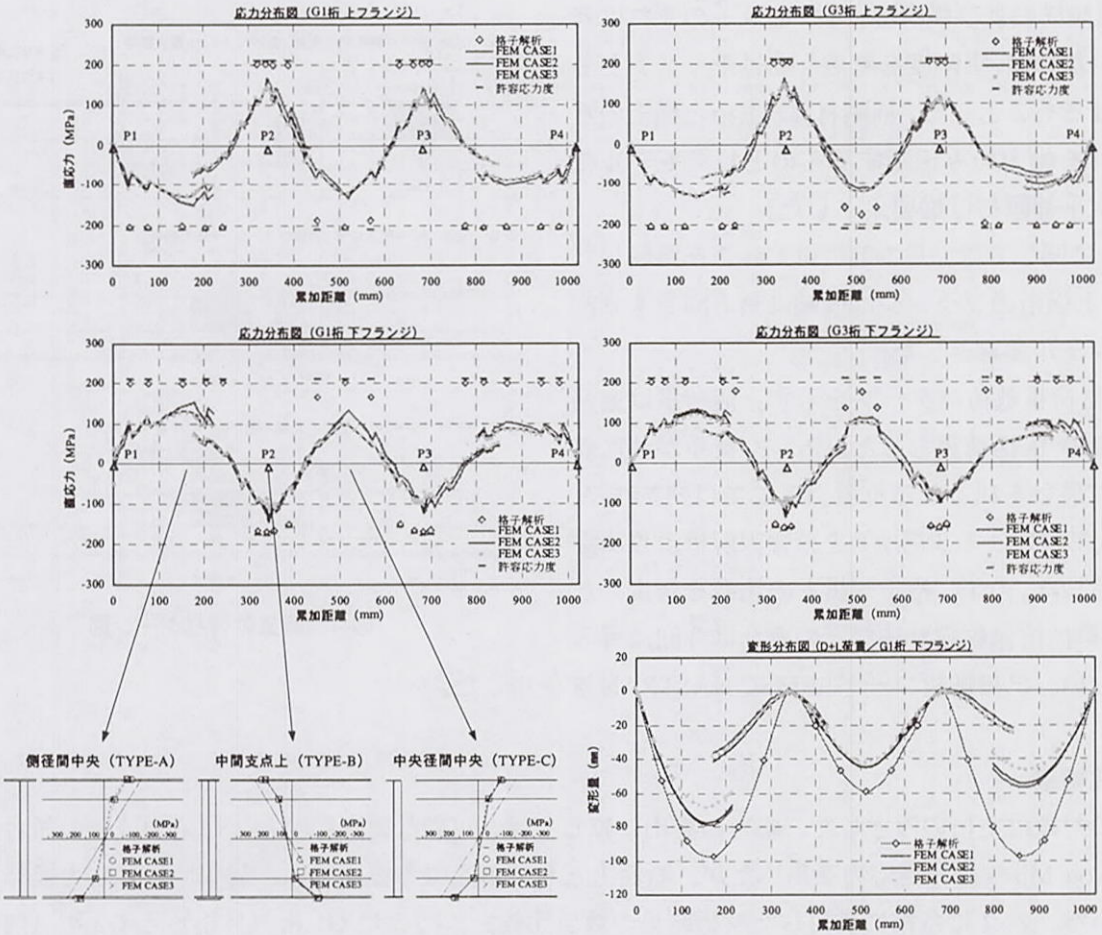


図-4　主桁応力分布図と着目断面応力図

図-5　G1 桁変形図

5．結　　論

以上より、鋼上部工全体系に立体 FEM 解析を用いることで、より合理的な設計が可能であることがわかった。また、本研究で対象とした橋梁は、10%程度の鋼重減少が可能となることが明らかとなり、その結果、コストの縮減が期待できる。一方で、従来手法では起こらない立体 FEM 解析特有の問題点が生じることも確認できた。今後は、本解析モデルを基にさらなる検討を行い、設計ツールの高度化に対応した設計手法の確立に結び付けたい。

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平原上席研究員、森山主任研究員、高橋研究員、山森交流研究員、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　大日本コンサルタント㈱

＜参考文献＞

1）西川・中谷・小野・中洲：超高性能ゲーム機時代の橋梁設計，土木技術資料，43-1，pp.50-55，2001
2）菅沼・小西・三木：FEM と最適化ソフトの組合せによる鋼橋最小重量化設計の試み，応用力学論文集，Vol.3，pp.225-233
3）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），本州四国道路橋公団，1993
4）鋼構造新技術小委員会：ロングライフブリッジへの道，橋梁と基礎，1997.7～10
5）鋼構造新技術小委員会：最終報告書（設計法研究），土木学会，平成 8 年

浮体橋設計技術の開発に関する研究（その１）

（指導期間　平成13年7月～平成14年3月）

研究室名　橋梁構造チーム
氏　　名　山森誠史

１．まえがき

海に囲まれ多数の島嶼部を有する我が国は、海により隔てられた地域が多く存在しており、これらの地域の連携と交流を促進するために橋梁等の地域間を連絡する手段の整備が必要である。この海上を横断する手段(構造物)の実現には大幅なコスト縮減を可能とする新たな技術開発が必要であることから、新道路技術五ヵ年計画の中で「地域の連携と交流を促進する新交通軸形成技術」の開発を実施し、新たな海峡横断構造物として浮体橋やトンネル等を対象にした技術調査[1]が行われている。

２．研究目的

新たな海峡横断構造物として取り上げられている浮体橋は、水の浮力を利用することにより下部構造を省略できることから大幅な経済化が期待できる構造であり、諸外国の比較的静穏な地域では既に実績のある構造である。しかし、国内では大阪において１橋の建設が進められた以外に実績はなく、浮体橋の設計方法は現時点において整備されていない状況である。このような背景のもと本研究では、浮体橋の設計方法を開発することを最終目的に、事例調査や動揺特性の把握等を通して、浮体橋の実現可能性に関する検討および技術的課題の整理を行う。図-1に本研究の実施フローを示すが、今年度(H13年度)は“②動揺量推定方法の検討･開発”までの基本検討を主に実施し、次年度(H14年度)に③以降の検討を実施することとした。

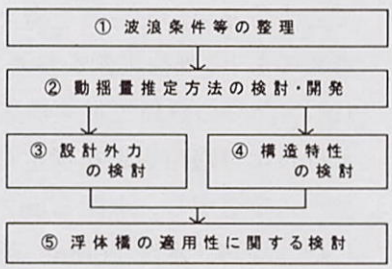


図-1 研究の実施フロー

３．研究方法

３．１　文献調査による基本検討

浮体橋の設計法および適用の可能性等を検討する上で、波浪条件等に関する文献や浮体構造物に関する事例等を調査する。また、その内容を受けて基本検討との位置付けで、①浮体橋の経済性、②波浪条件の整理、③係留方法についての検討を行う。

３．２　動揺量推定手法の開発

浮体橋の安定において重要な設計項目である動揺量について、その推定手法である周波数応答解析プログラムの開発を図-2の開発フローに沿って行う。なお、係留系の非線形性等を考慮した非線形時刻歴応答解析プログラムの開発は次年度に実施した。

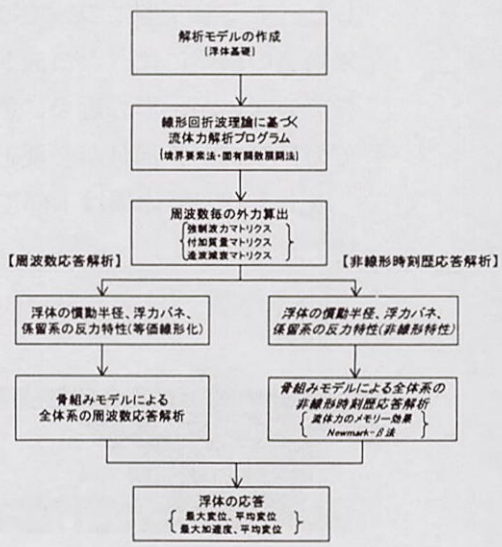


図-2 動揺量推定手法の開発フロー

4．研究結果

4．1 文献調査による基本検討

4．1．1 浮体橋の経済性検討

まずここでは、国内外における海上構造物の実例や構想について文献等を調査し、浮体橋の経済性に着目した検討を行う。主要な海上構造物の事例としては、表-1 に示すような構造形式が得られたが、今後、新たな海上横断構造物として体系的な検討を進めるにあたり、我が国において実績が無く、設計手法が確立されていない構造を選定する必要がある。これらのうち、浮体橋は図-3 に示すように浮力を利用した構造であり、下部工が省略可能な費用対効果の高い構造である。また、諸外国の比較的静穏な水域(湖やフィヨルド等)において既に実績のある構造であり、国内においても十分適用ができると考えられる。このような考えのもと、既往実例を参考に工費の試算を行い、1m 当たりの費用で従来構造と浮体橋を比較した結果を表-2 に示す。既往構造の実例としては水深と延長より適用構造を選定した。例えば、水深 15m では比較的軟弱で 30m 程度の鋼管杭が必要なケースを選定し、水深 30m では橋脚の設置が困難であるため、多柱基礎を有する PC 斜張橋を選定した。なお、水深 200m、延長 12km というのは従来構造物では適用が困難なことから山岳トンネルとの比較とした。一方、浮体橋はポンツーンの諸元を設計波高 1m であるノルウェーの Bergsoysund 橋を参考にし、費用はコンクリートケーソン製作の実績など既往のものを用いて算出した。セミサブ型については、有義波高 $H_{1/3}$=4.2m で検討された例を参考に求めた。この表から従来構造の橋梁に比べ、コスト縮減の可能性があることがわかる。なお、トンネルとの差があまり現れていないが、岸の近くに急深部があるなどの条件下では、トンネルの場合は必要な深さに至るまでのアプローチ部分が必要となり、浮体橋の方が経済的になると考えられる。

以上より、浮体橋は下部工の省略等により従来構造に対してコスト縮減の可能性が高いことを確認できた。

表-1 海上構造物の主な事例

形式	構造物名	延長	備考
吊橋	明石海峡大橋 (兵庫)	2.0km	1998完成
	海峡横断道路プロジェクト	-	構想
	メッシナ海峡 (イタリア)	3.3km	構想
浮体橋	ベルグソイスンド橋 (ノルウェー)	0.8km	1992完成
	ノルトホルトランド橋 (ノルウェー)	1.2km	1994完成
	第1ワシントン湖橋 (アメリカ)	2.0km	1992改築
	第1ワシントン湖橋 (〃)	2.3km	1963完成
	第1ワシントン湖橋 (〃)	1.8km	1989完成
	夢舞大橋 (大阪)	0.4km	2001完成
トンネル	東京湾アクアライン (東京)	15.1km	1997完成(水底)
	多摩川トンネル (東京)	1.5km	1994完成(沈埋)
	室蘭噴火湾トンネル (北海道)	22km	構想(水中)
	ジブラルタル海峡	50～70km	構想(水中)

表-2 浮体橋と従来構造の工費試算例

ケース	水深	延長	単価比	浮体構造	従来構造
①	15m	600m	0.5	連続ポンツーン	連続鋼床版桁橋
②	30m	600m	0.5	分離ポンツーン	PC斜張橋
③	50m	1,400m	1.1	セミサブ型	沈埋トンネル
④	200m	12,000m	0.9	セミサブ型	山岳トンネル

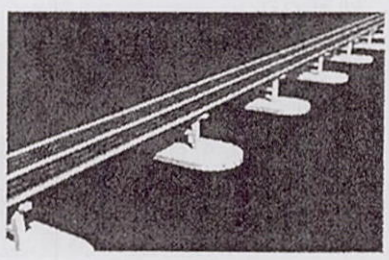
単価比は一番右の比較構造と適用構造の1m当たりの比



(a) 連続ポンツーン
第一ワシントン湖橋（アメリカ）



(b) 分離ポンツーン
ノルトホルトランド橋（ノルウェー）



(c) セミサブ型

図-3 浮体橋の事例

4．1．2 日本沿岸部における波浪条件等の整理

次に、日本沿岸部(図-4)における波浪条件等をこれまで公表されている資料[2]をもとに整理する。ここでは、特に浮体橋への動揺影響が大きいとされる有義波高[3](ある時間内の波のうち、波高の大きな方から 1/3 を抽出し平均した波高で、目視で観測される波高はほぼ有義波高に等しいとされている)の整理結果を図-5 に示す。図-5 によると、観測地点により多少の例外はあるものの、これまでの実績から標準的な浮体橋に対して適度な有義波高と推定される波高($H_{1/3}$=0~2m)の出現確率は、概ね太平洋側で約 95%程度、また日本海側では約 85%程度であることが確認できた。

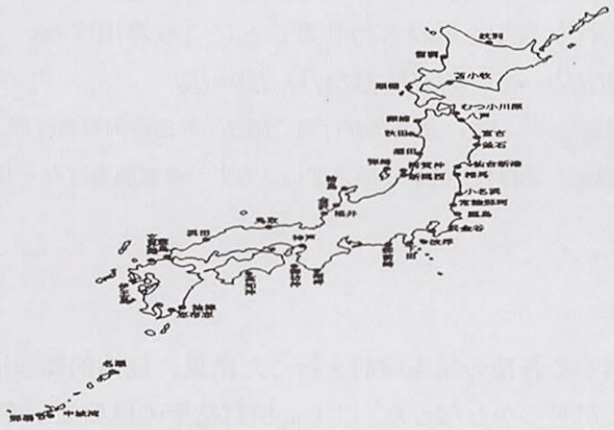


図-4 日本沿岸部の波浪観測地点

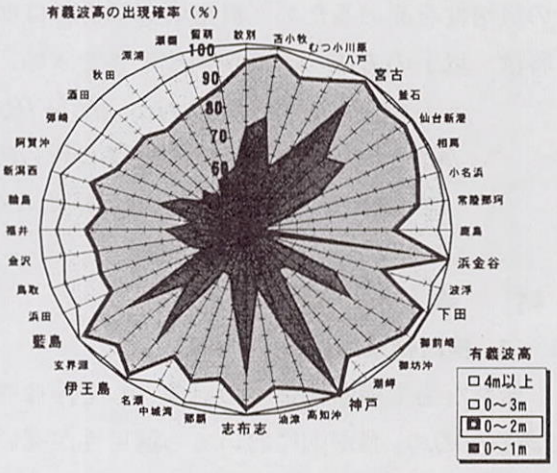
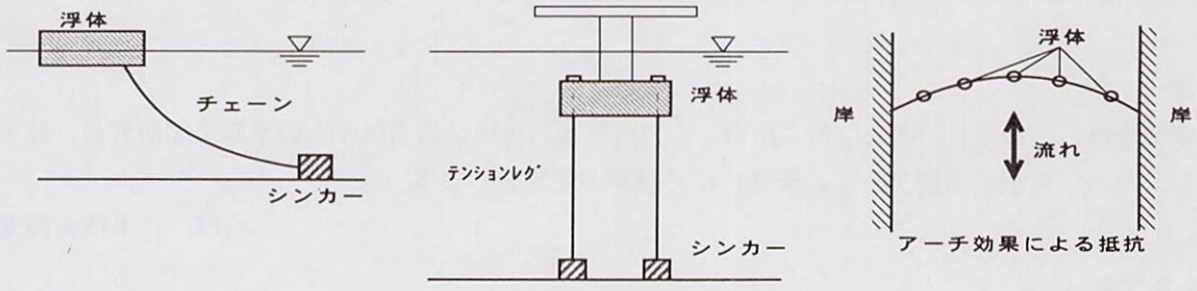


図-5 有義波高の出現確率

4．1．3 係留方法に関する検討

最後に、係留方法に関する検討を行う。浮体橋は鉛直方向の荷重には浮力で抵抗するのに対して、水平方向の荷重(風力、潮流力等)には係留による何らかの抵抗手段を使用する必要があり、一般的に図-6 に示す 3 種類のものが考えられる。このうち、チェーン係留は、チェーンが描くカテナリー曲線(ケーブル構造の自重による自然な曲線)の復元力を期待した構造であるため、水深が深くなると非常に長いチェーンが必要となり不経済となる傾向にある。逆に、テンションレグ係留は、浮体を支えるテンションレグの反力を地盤に伝達するための基礎が必要となることから、水深が浅い場合には不経済となる傾向がある。また、上部工による抵抗は、水平力をアーチ効果により軸力に変換するため必要な曲線(放物線)にそった桁形状とする必要があり、長支間長支間への対応が困難な構造であると考えられる。これらの特性を踏まえた上で水平力に対する抵抗力は一般に、小さい方から整理すると(a)チェーン係留、(b)テンションレグ係留、(c)上部工による抵抗、の順であると考えられるが、係留方法は現地条件に大きく左右されるため、各係留方法の単純な経済比較は困難である。



(a) チェーン係留　(b) テンションレグ係留　(c) 上部工による抵抗

図-6 浮体の係留方法

3．2 動揺量推定手法の開発

浮体橋等の弾性構造体を対象とした波浪応答(動揺量)を求めるため、波浪力等の外力に対して周波数領域での応答を算出する周波数応答解析プログラムを京都大学等との共同により開発した。当プログラムは、一般的な橋梁解析へ用いる3次元弾性骨組モデルに流体力を付加質量および造波減衰として考慮し、下記に示す線形運動方程式の解から規則波応答を算出する。この浮体基礎に作用する流体力(強制波力、付加質量、造波減衰等)は、ディフラクション・ラディエーション流体力を線形回折波理論に基づいた境界要素法(3次元特異点分布法)[4]により算出する。なお、当手法は取り扱いの汎用性を高めるため、汎用構造解析プログラムANSYSを採用している。また、不規則波中の応答は、以上の方法により規則波応答を求め、波スペクトルを重ね合わせることにより算出する。

$$([S]+[SA]+[SB]+i\omega\ ([B]+[BA]+[BD])+\omega^2\ ([M]+[MA]))\ \{D\}=\{E\}$$

[M]：質量行列、*[MA]*：付加質量行列、*[B]*：減衰行列、*[BA]*：造波減衰行列、*[BD]*：等価造渦減衰行列、
[S]：剛性行列、*[SA]*：浮力復元行列、*[SB]*：線形バネ行列、*{D}*：節点変位、*{E}*：波強制力ベクトル

5．結　論

5．1 検討結果の概要

新たな海上横断構造物の対象として浮体橋に関する各種の基本検討を行った結果、技術的課題はあるものの、我が国においても適用性が高いことが明らかとなった。以下に検討結果の概要を示す。

(1)経済性検討から、浮体橋は従来構造に対してコスト縮減の可能性が高いことを確認した。

(2)日本沿岸部における波浪条件を整理することで、浮体橋に対して適度な有義波高である$H_{1/3}$=0~2mの出現確率は、太平洋側：約95%、日本海側：約85%であることを確認した。

(3)係留方法は、小さい方から(a)チェーン係留、(b)テンションレグ係留、(c)上部工による抵抗の順であることを確認した。

(4)浮体橋の動揺量推定手法として、周波数領域の波浪応答を算出する周波数応答解析プログラムを開発した。

5．2 次年度での検討課題

これまでの検討の結果を受けて、次年度(H14年度)では以下に示す検討を実施する予定である。

(1)係留系の非線形特性および流体力のメモリー効果を考慮した非線形時刻歴応答解析プログラムの開発

(2)浮体橋に適用できる波浪条件(有義波)の把握

(3)適切な係留方法の把握

(4)日本沿岸部における浮体橋の適用可能地域の把握

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平原上席研究員、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　日本技術開発㈱

＜参考文献＞

1) 建設省：次世代海上横断構造物の建設技術の開発　報告書 平成12年3月
2) 永井紀彦,菅原一晃,橋本典明:全国港湾海洋波浪観測20か年統計(1970-1989),港湾技研資料　NO.744　Mar.1993
3) 合田良實 鹿島出版会：港湾構造物の耐波設計 1977
4) (社)国際海洋科学技術協会：海洋構造物の振動問題 1988

橋の動的解析に用いるための基礎のモデルに関する試験調査

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　基礎チーム
氏　　名　岡本真次

1.　まえがき

阪神・淡路大震災以降，土木構造物の耐震設計において，いわゆるレベル２地震動の影響を考慮する必要性が指摘されており，橋梁等の構造物基礎を対象とした設計手法が既に提示されている．しかし，地盤と構造物の相互作用は未だ十分に解明されておらず，これらを考慮した外力の評価手法の確立が望まれている．

2.　研究目的

大地震時における基礎の挙動を把握するためには，動的解析は有力な手法であるが，新たに解析モデルを提案する場合や，また既往の解析モデルを検証する場合に必要となる，基礎と地盤の動的相互作用に関する現地観測データや大型実験のデータは多くない．そこで，単柱式の基礎の振動台実験を行った．ここでは，基礎が受ける地盤抵抗や地盤反力度、基礎と地盤の相対変位等の関係についてデータを分析した結果を示す．

3.　研究方法

図-1に加振直交方向から見た実験装置の概要を，また図-2に加振方向から見た模型を示す．構造物模型は橋脚・基礎系を模したもので，基礎部分，柱部分，そして上部構造部分からなる．

地盤作成終了後の相対密度，加振条件，また上部構造条件をまとめたものを表-1に示す．

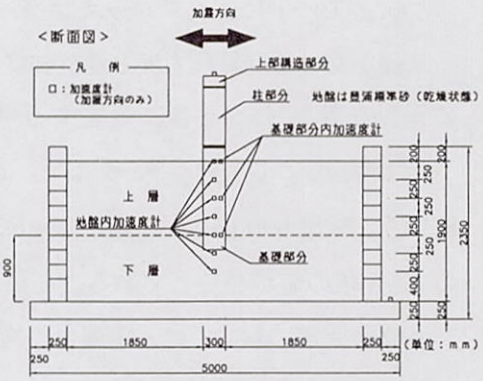


図-1　実験装置の概要

4.　研究結果および考察

4.1 基礎が受ける水平方向の地盤反力度分布

水平方向の地盤反力度分布に関して，横軸に基礎幅により無次元化した変位をとり，縦軸に基礎前面の中央部の地盤反力度に対する端部の地盤反力度の比を取ったものを図-3に示す．

図-3より，水平方向の地盤反力度分布は一様ではなく，基礎と地盤に生じる相

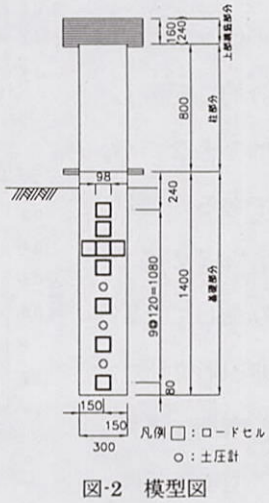


図-2　模型図

表-1　実験ケース

試験ケース		入力波	入力加速度	地盤の相対密度Dr 下層	地盤の相対密度Dr 上層	上部構造重量
Case1	(1)	正弦波	100gal	80%	80%	272kg
	(2)		200gal			
	(3)		300gal			
	(4)		500gal			
	(5)	神戸波	100gal			
	(6)		300gal			
	(7)		500gal			
	(8)		800gal			
Case2	(1)	正弦波	100gal	80%	60%	
	(2)		200gal			
	(3)		300gal			
	(4)		500gal			
	(5)		600gal			
	(6)	神戸波	100gal			
	(7)		300gal			
	(8)		500gal			
	(9)		800gal			
Case3	(1)	正弦波	100gal	80%	60%	408kg
	(2)		200gal			
	(3)		300gal			
	(4)		500gal			
	(5)		600gal			
	(6)	神戸波	800gal			

（注）地盤の相対密度は目標値

対変位が 2 %以下では凸型の分布を，それ以上では凹型の分布をしており，基礎が受ける地盤抵抗は 3 次元的なものであることがわかる．文献 [1] の直接基礎の載荷試験では，基礎幅方向の地盤反力度分布は，押込み載荷荷重・変位が大きくなるほど凸型になるものであったが，それとは反する傾向にある．直接基礎では，端部で塑性化した地盤は側方から地表面方向へ変形できるが，地中部での水平方向への載荷では，周辺地盤の拘束が大きいために基礎底部の地盤は，基礎側方への変形が拘束されるために端部での応力が大きくなっていくと考えられる．

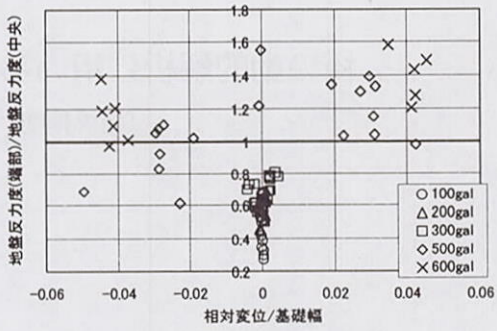


図-3　水平方向地盤反力度

以下の考察では全て基礎中心線上のロードセルの計測値を用いるが，大地震時の地盤抵抗を考察する上で，基礎と地盤の相対変位が大きいときには地盤反力度を小さく評価することは注意を払うべき点である．

4.2　基礎が受ける鉛直方向の地盤反力度分布

図-4 には，Case 1-1～1-4，Case 2-1～2-9，Case 3-1～3-5 の加振中に計測された各深度の地盤反力度の最大値・最小値を示す．地盤反力度の最大値は，入力加速度が小さいときには深度方向に単調に増加する傾向を示すが，正弦波 500 gal や神戸波 800 gal が入力されると，地表面から G.L-0.60m 程度までは地表面から深度が深くなるにしたがい増加していき，それより深くなると深度の増加に伴い低下し，さらに最深部においては再び増加する傾向を示す．これは，入力加速度が増加するにつれて，基礎の振動モードは，スウェイモードに加えてロッキングモードが卓越してくるためである．

基礎が受ける地盤反力度と地盤強度の関係を考察する．現在の道路橋基礎の深い基礎の設計では，基礎の挙動を算定するときに考慮する水平地盤反力度の上限値 p_{Hu} を，受働土圧強度 p_u と関連付け，$p_{HU}=\alpha_p p_u$ としている [2]．そこで，α_p に 1，3，4，5 の各値を与えたものを図-4 に点線で示した．その結果，正弦波 500 gal, 600 gal，神戸波 800 gal のように大きな加速度が働いた場合に地盤反力度の上限値の 3～5 倍の値が発生していることがわかった．

基礎研究室においては，本報告の実験同様に，別な基礎模型を用いて単柱式の剛体基礎の振動台実験を行っている [4]．そこでも，受働土圧強度の 4 倍～5 倍の地盤反力が生じていた．ロードセルは，ここで用いた模型と同様に基礎中心線上に部分的に配置しているために本実験結果と単純に比較はできないが，基礎幅がここで用いた実験模型の 2 倍であるのに対して，受圧版の幅は 140 mm で，これもほぼ 2 倍であることから，両者はほぼ同じ結果とみなしてよいと考えられる．すなわち，地盤抵抗は非線形性化するものの基礎と地盤の相対変位に応じて増加する傾向にあると考えられ，これをバイリニア型でモデル

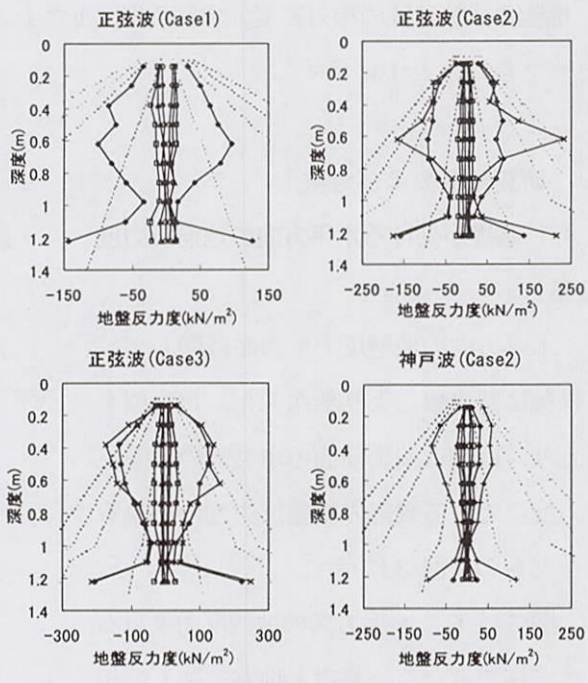


図-4　地盤反力度の和の最大値最小値

化する場合において，より大きな地盤反力度の上限値を期待できる可能性がある．

4.3　地盤反力度と基礎・地盤間の相対変位の関係

ここでは，地震時のいわゆる地盤と基礎の相互作用バネを，正弦波 2 Hz 加振の実験結果から考察する．

図-5 に示したのは，Case 3 の GL-0.38 m の地盤反力度 p と基礎幅 B で無次元化した基礎と地盤の相対変位 δ/B の履歴ループである．ループの小さい順に，正弦波 100 gal，300 gal，500 gal 加振の結果である．

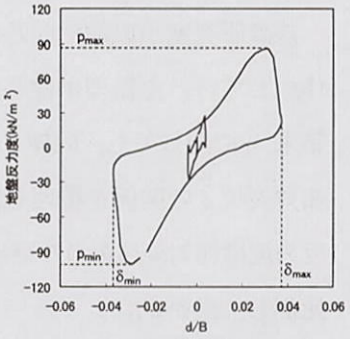
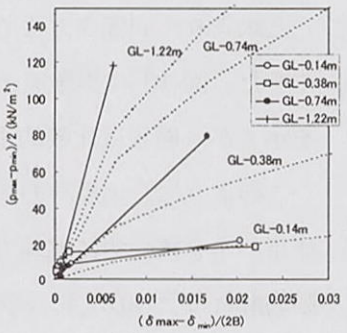
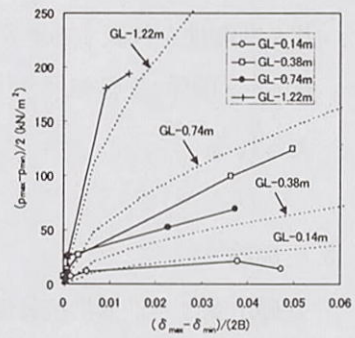


図-5　履歴ループ

次に，地盤反力度 p と相対変位 δ 関係の骨格曲線に着目することにし，15 波目から 20 波目の各ループの平均的な振幅 $(p_{max}-p_{min})/2$，$(\delta_{max}-\delta_{min})/(2B)$ を求め，さらに同一の加振ステップごとにそれらをそれぞれ平均した値から地盤反力度 p と相対変位 δ 関係を整理することを試みた．図-6 に Case 1, 3 の結果を示す．浅い位置では相対変位が増加するほど地盤反力度の増加が小さくなること，また，深い位置ほど，同一の変位レベルで発揮される地盤反力度が大きい傾向がある．



(a)　CASE1



(b)　CASE3

図-6　p－δ 関係

全ケースの正弦波加振の結果に関して，ロードセル中心位置の各深度で生じていた地盤反力度 p と相対変位 δ の関係を両対数で整理した結果が図-7 である．最小自乗法を用いて勾配を求めたところ 0.56 kN/m になった．静的な基礎頂部への載荷実験では，地盤反力度は基礎に生じる変位の 0.5 乗程度に比例すると言われているが，地盤からの地震入力に対する挙動に対しても地盤反力度は相対変位の 0.5 乗程度に比例するという結果になった．そこで，両者の関係を整理するために地盤反力度 p (kN/m²) と相対変位 δ (m) の関係を $p=k\delta^{0.56}$ と仮定する．

$k=p/\delta^{0.56}$ と δ の関係を求めた結果を図-8 に示す．k は，δ が基礎幅 B の 0.5 %より小さい範囲では非常にばらつきが大きいが，それより大きい範囲では変位に関わらずほぼ一定値である傾向を示す．これは，相対変位が小さいところでは，地盤反力度も小さく計測精度が相対的に良くないこと，また基礎周辺の土要素に生じるひずみが小さいことから，ひずみの増加に応じて剛性が低下する非線形化だけではなく，土要素が受ける応力レベルの増加に応じて剛性が増加する非線形化の影響が表れたと考えられる．しかし，k は地盤の剛性や強度が反映される値であると考えられることから，$\delta/B>0.5$ %の範囲にある k を抽出し，これと各ケースの実験開始前，終了後に実施したコーン貫入試験より得られたコーン貫入強度 q_c (kN/m²) との関係を調べた．結果を図-9 に示す．ここに，r は相関係数である．

以上より，実験開始前のコーン貫入強度を用いると，基礎と地盤の相互作用バネは，

$$p=(0.33q_c\delta^{-0.44})\delta \qquad (1)$$

と整理できた．実験値との比較のため，この式で計算した値を図-10 に点線で示した．計算値は，地盤の相対密度によらず，実験値を比較的よくシミュレートする．

基礎研究室が以前に同じ豊浦砂で地盤を作成して行った模型単柱基礎の振動台実験結果[4]に関しても，同様に地盤反力度pと相対変位δの関係を整理したところ，地盤反力度は相対変位の0.5乗に近い0.64乗に比例し，最終的に，

$$p = (0.49 q_c \delta^{-0.36})\delta \qquad (2)$$

と求まり，同様の方法で整理することができた．図-10 に実験値と計算値の比較例を示すが，両者は比較的よく一致した．

このように，地震時の基礎と地盤の相互作用バネを統一的に整理できた．しかし，動的解析モデルなどに反映させるためには，より土質工学的な意味を明確にし，地盤のせん断剛性を代表するせん断弾性波速度やG/G_0-γ関係，地盤強度を代表するせん断強度または受働土圧強度などと関係づけて整理するのがよいと考えられる．

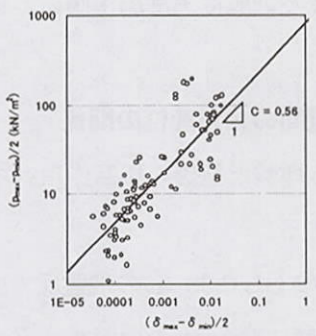


図-7　p－δ 関係（両対数）

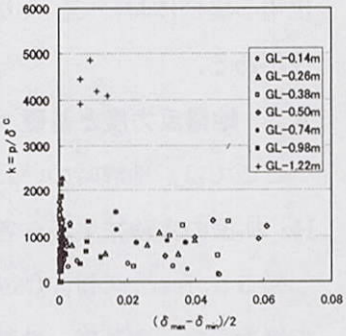


図-8　k－δ 関係

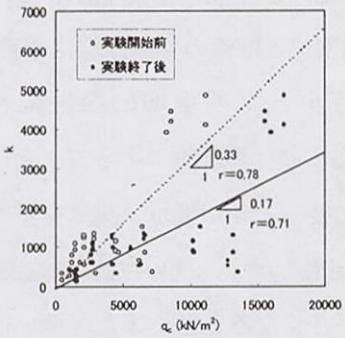


図-9　k－q_c関係

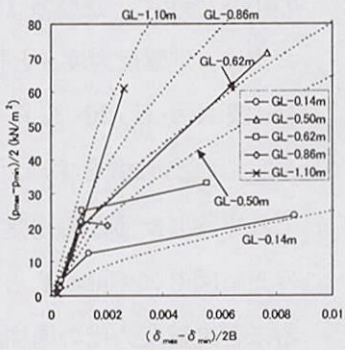


図-10　p－δ 関

5.　結論

基礎が受ける地盤抵抗特性を振動台実験により把握した．その結果，基礎が受ける地盤抵抗は受働土圧強度の3倍～5倍であることが分かった．また、地盤と基礎の相互作用バネに関して，データを整理した．

6.　謝辞

本研究を行うにあたり，多大なるご指導，ご協力を頂いた構造物研究グループ基礎チームの福井上席研究員，白戸研究員，秋田研究員，並びに基礎チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属　飛島建設（株）

参考文献

1) 岡原美知夫他：剛体基礎の支持力に関する実験的研究，土木研究所資料，第3087号，1992.

2) （社）日本道路協会：道路橋示方書 IV 下部構造編，丸善，1996

3) 青木一二三：砂の内部摩擦角の新算定式，構造物設計資料，日本鉄道施設協会，No. 82, 1985.

4) 白戸真大，秋田直樹，福井次郎：基礎の地盤反力度特性に関する振動台実験，第26回地震工学研究発表会講演論文集，土木学会，2000.

杭基礎の地震時鉛直支持力特性に関する研究

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　基礎チーム
氏　名　喜多直之

1. まえがき

杭の鉛直載荷試験方法の多様化が進み，動的な載荷試験の実施例が増えている。試験方法に応じた支持力特性の解釈法に関する研究成果も蓄積されてきており，基礎設計技術の高度化につながるものと期待される。しかし，地震時における杭の動的な挙動についてはまだ十分には解明されておらず，動的な載荷試験を行ってもその結果から静的な特性を導いて耐震設計に用いているのが実状である。

2. 研究目的

本研究は，動的な軸方向繰返し荷重を受ける杭の支持力特性を明らかにして地震時挙動を精度よく推定できるモデルを開発すること，および各種の載荷試験方法から得られる結果を用いて精度よく地震時の動的挙動を推定する方法を開発することを目的とする。

3. 実験方法

幅3.5m，奥行き3.5m，深さ3.0mの土槽に模型杭16本を建て込み，各種載荷方法により単杭の鉛直載荷実験を行った。模型杭の諸元，地盤条件等を図－1 に示す。地盤材料には湿潤鹿島砂を使用した。地盤は，土槽内に杭を保持材で固定した後，相対密度を管理して層厚300mm毎にタンパで突き固めて作成した。

実験ケースを表－1 に示す。載荷の種類は，単調・多サイクル押込み，単調引抜き，静的と考えられる低速度(一定速度)の正負繰返し載荷(以下，静的交番載荷と呼ぶ)，地震時を想定して周波数を一定とした正負繰返し載荷(以下，動的交番載荷と呼ぶ)，および急速載荷の5種類とした。載荷方法は，変位制御の連続載荷方式とした。計測項目は，杭頭の荷重，変位，杭体ひずみ，杭頭および杭先端の加速度の他，ケース3～ケース5の杭周辺地盤の鉛直方向土圧である(図－1 参照)。

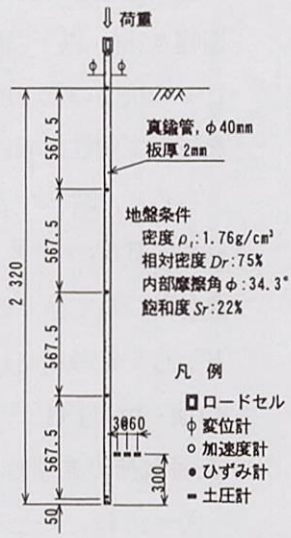
4. 実験結果と考察

4.1 一方向載荷

ケース1および2の荷重－変位曲線を図－2, 3に示す。極限荷重(変位量が杭径の10%に達した時の荷重)はそれぞれ4.0kN，-3.7kNで

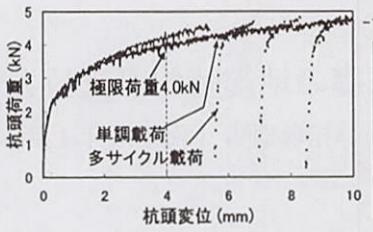
表－1　実験ケース

ケース	種　類	制御方法
1	単調,多サイクル押込み	載荷速度 0.05mm/s
2	単調引抜き	載荷速度 0.05mm/s
3	静的交番載荷	載荷速度 0.05mm/s, 6 ステップ(±0.5, 1, 2, 3, 4, 8mm), 各ステップ 3 サイクル
3'	静的交番載荷	載荷速度 0.05mm/s, 10 ステップ(±0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1, 15, 2, 3, 4, 5mm), 各ステップ 5 サイクル
4	動的交番載荷	周波数 1Hz　(2～32mm/s) その他はケース 3 と同じ
4'	動的交番載荷	周波数 1Hz,その他はケース 3'と同じ
5	急速載荷	載荷速度 150mm/s, 5 ステップ(4, 8, 12, 16, 20mm)

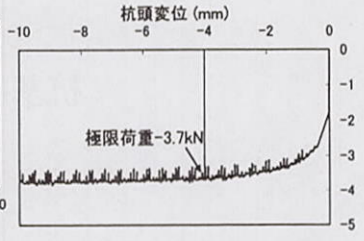


図－1 実験の概要

ある。図−2 には，単調および多サイクル載荷の曲線を示している。両載荷方法による特性に顕著な差がないため，以降の検討では単調載荷の結果を用いる。



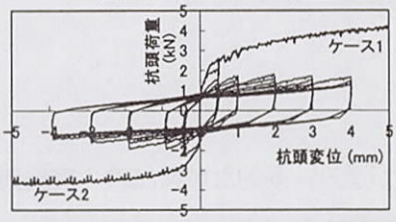
図−2 ケース 1 の荷重−変位関係



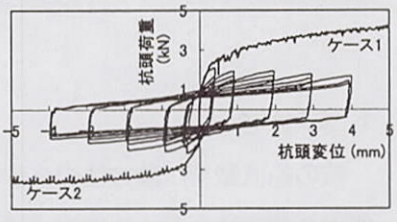
図−3 ケース 2 の荷重−変位関係

4.2 交番載荷

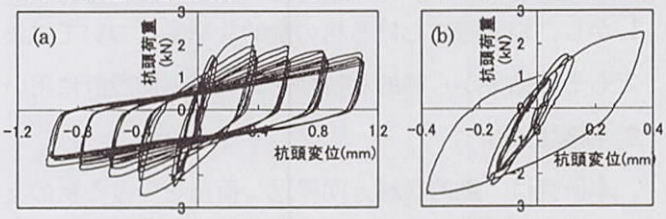
ケース 3 および 4 の荷重−変位曲線を図−4, 5 に示す。これらの図には，ケース 1 および 2 の結果も示している。両ケースとも，サイクル数が増えるにつれて押込み側および引抜き側の抵抗力がそれぞれケース 1，2 に比べて大きく低下しており，変位量が杭径の 10%のときの荷重は，ケース 1,2 の極限荷重の 5 割以下に低下している。両ケースの載荷速度は 2 オーダー程度異なるが，荷重−変位曲線にはほとんど差がない。砂質地盤では載荷速度に依存する抵抗が小さいことが両載荷方法に差が表れなかった原因の 1 つと考えられる。



図−4 ケース 3 の荷重−変位関係

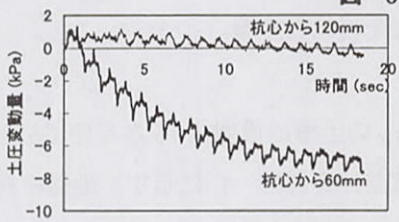


図−5 ケース 4 の荷重−変位関係

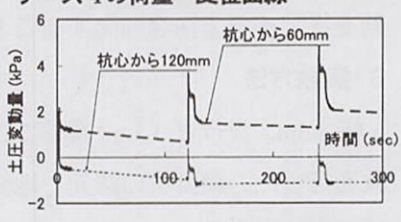


図−6 ケース 4'の荷重−変位曲線

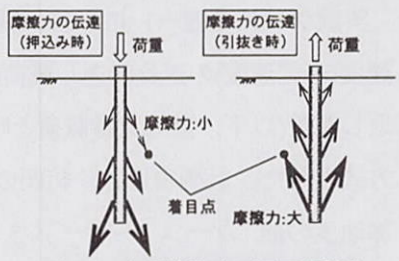
ここで，交番載荷時の抵抗の低下について考える。図−6 にケース 4'の荷重−変位曲線を示す。このケースは微小領域の変位制御を行っている。ケース 1，2 の降伏荷重(logP-logS 曲線の折れ点)は変位 0.1〜0.2mm で現れることから，振幅 0.2mm 以下の履歴は弾性域にあると考えられ，繰返し荷重に対して抵抗力の低下はほとんど見られない((b)図参照)。振幅が 0.2mm を越えて塑性領域に入ると，ケース 3，4 と同様に一方向載荷の曲線から大きく離れている。



図−7 ケース 4 の土圧変動量



図−8 ケース 5 の土圧変動量



図−9 交番載荷時の周面摩擦力

さらに，図−7, 8 に示すケース 4 および 5 の地盤内土圧変動に着目すると，杭に近い計測点の土圧は，一方向載荷(ケース 5)の場合，載荷とともに増加しているが，交番載荷(ケース 4)の場合は，サイクルが進むにつれて徐々に低下している。後者の現象のメカニズムとして，拘束圧が深さに応じて増大することから交番載荷時にある深度の地盤に伝達される周面摩擦力は押込み時に比べ引抜き時のほうが大きく(図−9)，正負で差を有する力の繰返し作用が地盤内土圧の低下につながっていることが予想される。

4.3 交番載荷の先端および周面抵抗特性

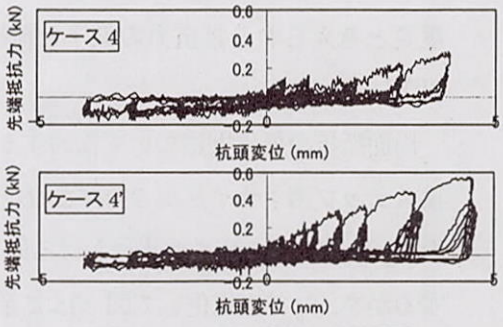
図−10 に，ケース 4, 4'における先端抵抗力−変位関係を示す。両ケースとも先端抵抗力は各ステップの第 2 サイクル以降(履歴内変位)ではほとんど発揮されていない。これは，杭先端地盤の弾性変形が小

さいために，履歴内変位において杭と地盤の間に隙間ができたことによると考えられる。

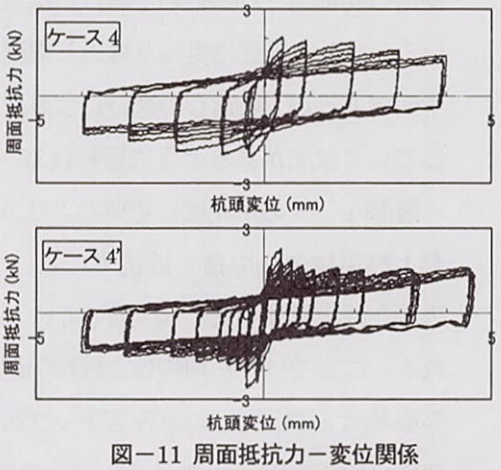
図－11 はケース 4, 4'の周面抵抗力－変位関係を示している。各ステップの最大周面抵抗力は，繰返しとともに低下する傾向がある。図－12 には，両ケースの押込み側および引抜き側それぞれについて，各ステップの最大周面抵抗力を比較して示す。ケース 4'の最初のステップ(制御変位 0.2mm)ではまだ降伏に至っていないために周面抵抗力が増加している。このケースは繰返し回数が多いため，その後は比較的小さな変位で急激に低下し，変位 1.0mm(総サイクル数=15)付近で収束している。これはケース 4 が変位 4.0mm(総サイクル数=15)で周面抵抗力がほぼ同じレベルまで低下していることに対応しているように思われる。

図－13 はケース 4' におけるひずみ計測区間ごとの周面抵抗力が変位の増加に伴ってどのように変化するかを，各ステップ第 1 サイクルについて，第 1 ステップを基準として示したものである。区間番号は杭頭側から順にとっている。押込み側の上部および引抜き側では周面抵抗が低下しているが，押込み側の最深区間では変位が大きくなると増加する傾向があり，押込み側の周面抵抗力の増加傾向が先端抵抗の影響であることを確認できる。

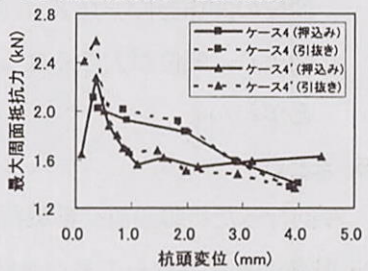
次に，動的交番載荷(ケース 3, 4, 4')の各ステップ第 1 サイクルにおける周面抵抗の履歴ループから，等価線形化法によって算出した減衰定数と杭頭変位の関係を図－14 に示す。減衰定数の値は 30%程度であり，杭変位の増大とともに増加する傾向がある。これは既往の実験結果とも概ね対応している。



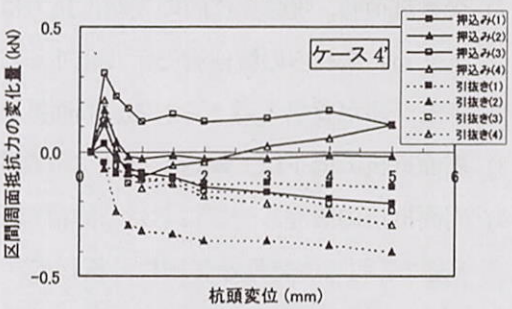
図－10 先端抵抗力－変位関係



図－11 周面抵抗力－変位関係



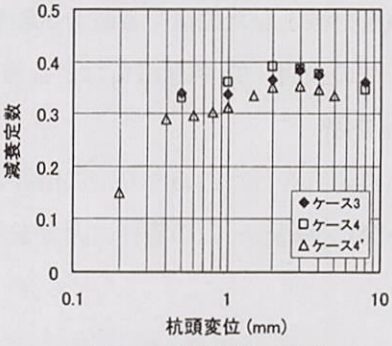
図－12 各ステップの最大周面抵抗



図－13 区間周面抵抗力の変化量

4.4 モデル化の検討

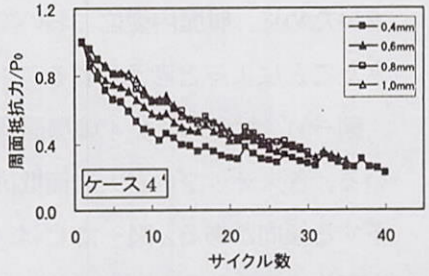
動的解析における杭－地盤系の鉛直支持特性を表すモデルとしては，通常，バイリニアモデル，スリップモデルなどが用いられる。周面抵抗と先端抵抗の特性を分離してモデル化する場合，図－10 の結果から，交番載荷時における先端抵抗はスリップモデルで表現することが妥当であろう。一方，図－11 の結果から，今回のような砂地盤における周面抵抗の履歴ループはバイリニアモデルに近いが，現在一般的に用いられているモデルでは，図－11 や図－12 で説明した抵抗力の低下などを表現できない。したがって周面抵抗に対しては新たなモデルの構築が必要であり，



図－14 減衰定数の推移

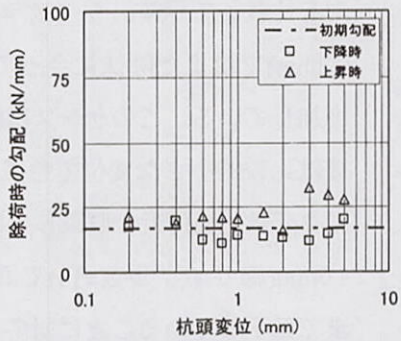
重要と考えられる抵抗力の低下と荷重反転時の勾配に関して以下に述べる。

周面抵抗の低下則について検討するため，ケース 4’ の各荷重ステップ第 1 サイクルで発揮された押込み側の最大周面抵抗力(P_0)が，後続のサイクルにおける同一変位時でどの程度低下するかを，P_0 で正規化して図－15 に示す。変位が小さい場合は繰返し初期(2～5 回程度)における抵抗力の低下が大きくなっている。また，過去に受けた繰返し履歴による影響は今のところ不明であるが，繰返しの進行により最終的にはある状態に収束していく傾向があるように思われる。



図－15 繰返しによる周面抵抗力の低下

履歴ループの形状は，初期および二次剛性のほか，押込み側および引抜き側の最大抵抗力において載荷方向が反転して下降または上昇するときの勾配(以下，除荷勾配と呼ぶ)に影響される。ここでは，初期剛性と除荷勾配の関係に着目し，動的交番載荷(ケース 3, 4, 4’)の各ステップ第 1 サイクルにおける周面の履歴ループを対象に，除荷勾配と杭頭変位の関係を図－16 に示す。図には初期載荷時(制御変位 0.2mm)の割線勾配も併せて示している。この図より，変位が大きくなっても除荷時の勾配はほぼ一定に保たれ，その値は初期勾配と同程度であることがわかる。



図－16 除荷勾配と初期勾配の比較

5. まとめ

今回行った杭の鉛直交番載荷実験から得られた主な結果を整理すると以下のとおりである。

1) 載荷速度が異なっても交番載荷の結果にほとんど差がない。
2) 交番載荷時，履歴変位内の先端抵抗力はほとんど発揮されない。また繰返しの進行とともに周面抵抗は低下する。これらの特性をモデル化するには，先端抵抗に対してはスリップモデル，周面抵抗にはバイリニアモデルが妥当と考えられる。周面抵抗のモデル化には，以下の 2), 3) に示す特性も考慮する必要がある。
3) 周面抵抗の低下は，繰返し回数に依存すると考えられ，特に繰返し初期の低下量が大きい。
4) 周面抵抗の履歴ループにおける除荷勾配はほぼ一定であり，初期勾配と同程度の値である。

今後はこれらの特性を詳細に分析して，動的解析に用いる鉛直支持ばねのモデル提案を行う予定である。提案するモデルは減衰特性なども適切に表現するものでなくてはならない。また，全般的な課題として，1) 実杭を対象とした鉛直交番載荷試験データの蓄積，2) 地震時における杭の挙動を精度よく再現できる交番載荷方法の検討，3) 急速載荷など各種載荷方法から地震時挙動を推定する方法の確立などが挙げられる。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり，ご指導いただいた基礎チームの福井上席研究員，大塚主任研究員，秋田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　㈱大林組

既設基礎の耐震補強技術の開発に関する研究

（指導期間　平成13年4月～平成14年3月）

研究室名　基礎チーム
氏　　名　渡辺達哉

1.　まえがき

橋梁基礎の耐震補強として、マイクロパイル（以下ＭＰと略す）を用いた補強工法が期待されている。この工法では、多数のＭＰが既設杭の周囲に配置され群杭基礎として挙動する。群杭基礎に水平力が作用し、杭が大きく変形したとき、地盤内応力を介して各杭が相互に干渉しあう、いわゆる群杭効果が生じることが知られているが、これまで群杭に関する実験のほとんどは同種同径の杭で実施されており、比較的大口径の既設杭と小口径のＭＰのように異種群杭となった場合の各杭の挙動についてはまだ解明されていないのが現状である。

そこで、異種群杭となるときの群杭効果を把握するとともに、ＭＰの補強効果を適切に反映した補強設計法を検討するために、実物大基礎を 1/5 に縮小した静的模型水平載荷試験を実施した。本報は、試験の結果およびそのシミュレーション解析結果についてとりまとめたものである。

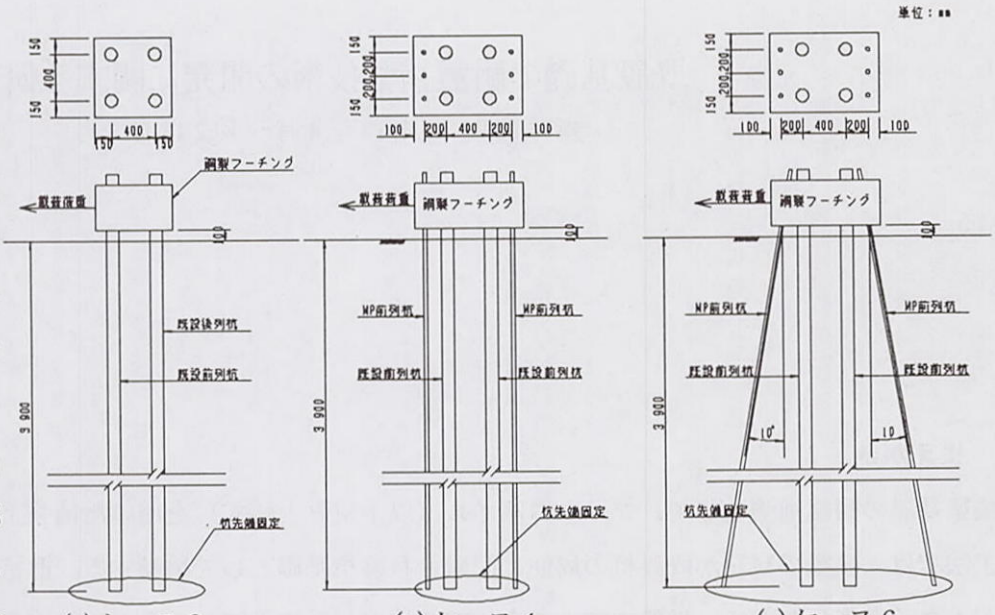
2．静的水平載荷試験の概要

試験は表－１に示す７ケースで行った。ケース１,２は、それぞれ単杭のケースである。ケース３は既設杭４本で、補強前を想定したケースである。ケース４,５はケース３を基本として、荷重載荷方向の前後に、ＭＰを３本ずつ設置し、ＭＰにより補強したケースである。ケース４と５では、既設杭とＭＰの間隔が異なる。ここで、両ケースとも、ＭＰを斜杭として配置したケースで、ケース６と７では角度が異なる。図－１にケース３,４,６の試験概要図を示す。既設杭には、外径 114.3mm,肉厚 3.5mm、MP には外径 34.0mm,肉厚 2.3mm の鋼管を用いた。なお、模型杭に用いた鋼管は、実物大の既設杭とＭＰの曲げ剛性比（1:0.015）に近くなる様に選定した。各杭には試験中の杭体ひずみを測定するためにひずみゲージを貼付した。貼付間隔

表－１　水平載荷試験ケース

ケース	杭の構成	既設杭とＭＰの間隔(㎜)	ＭＰの角度(度)
1	単杭（既設杭）	―――	0
2	単杭（ＭＰ）	―――	0
3	群杭（既設杭４本）	―――	0
4	群杭（既設杭４本＋ＭＰ６本(直杭)）	200	0
5	群杭（既設杭４本＋ＭＰ６本(直杭)）	400	0
6	群杭（既設杭４本＋ＭＰ６本(斜杭)）	200	10
7	群杭（既設杭４本＋ＭＰ６本(斜杭)）	200	20

については既設杭の $1/\beta$ を 73.2cm と設定し、地盤面から 0.9m 以浅に対して 150mm、それ以深に対しては 300 ～ 600mm 間隔とした。各杭の頭部は鋼製フーチングに剛結する構造とし、フーチングの回転は自由とした。また、杭先端部は試験土槽下端に固定した。地盤材料として、鹿島砂（比重 G_s=2.73,最大粒径 4.75mm,細粒分 1.2%,均等係数 2.71）を用い、相対密度 Dr=70%程度を目安とし、タンパによって均一に締め固めた。試験においては、載荷荷重・フーチングの水平・鉛直変位・杭体ひずみを計測した。



(a)ケース３　(b)ケース４　(c)ケース６

図－１　水平載荷試験概要図

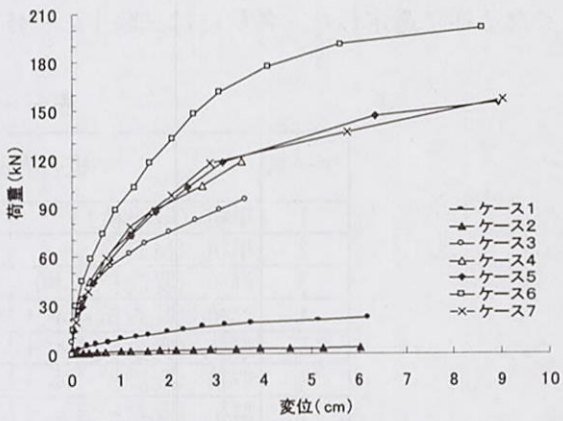


写真－１　水平載荷試験状況（ケース４）

試験は、独立行政法人土木研究所内にある大型実験土槽にて行い、杭の水平載荷試験方法・同解説 [1]に準拠し、載荷サイクル、ステップ、保持時間等を設定した。載荷試験の状況を写真－１に示す。

３．水平載荷試験の結果の考察

図－２に、各ケースの処女載荷時における荷重～変位曲線を示す。ケース４～７の荷重～変位曲線は、ＭＰのないケース３よりも上回っており、ＭＰによる補強効果が現れている。既設杭とＭＰの間隔が異なるケース４とケース５を比較すると、補強効果の差は顕著には現れていない。ケース６は、ＭＰを斜杭としたケースであるが、ケース４あるいはケース５に比較して、ＭＰによる補強効果がさらに顕著に現れている。これは、参考文献 [2]に示される斜杭による補強効果に相当するものと思われる。しかし、より大きな補強効果が期待されたケース７では、試験中にフーチングと杭の結合部に不具合が生じたため、ケース４とほぼ同等の補強効果しか現れなかった。このため、ケース７は以降の考察の対象から除外した。

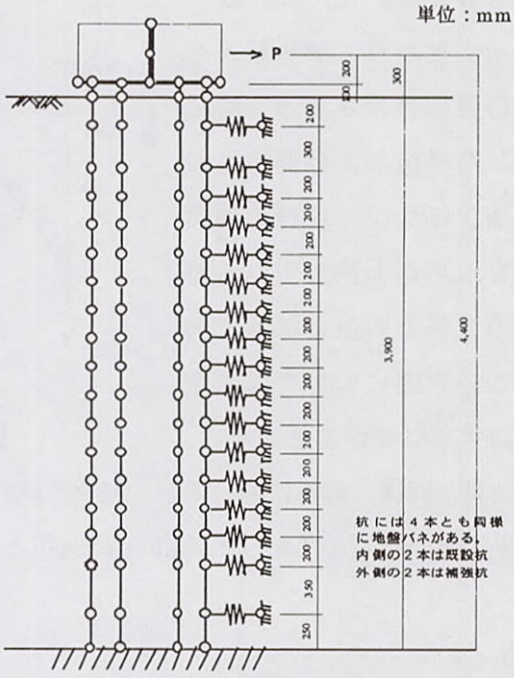


図－２　荷重～変位曲線

4．地震時保有水平耐力法に基づくシミュレーション解析

4．1解析方法の概要

ＭＰによって既設杭基礎を耐震補強する場合、その設計には、道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編[3)]（以下、道示と略す）に示される杭基礎の地震時保有水平耐力法を準用することが考えられる。地震時保有水平耐力法では、杭軸直角方向の地盤の抵抗特性は、水平方向地盤反力係数k_{IIE}を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値p_{IIU}を有する弾塑性型にモデル化されるが、群杭効果の影響は、このk_{IIE}およびp_{IIU}を補正することにより考慮される。地震時保有水平耐力法では、異種群杭基礎に考慮する群杭効果が不明であるため、ここでは、次の手順で実験結果のシミュレーション検討を行った。



図－３　解析モデル（ケース４）

①ケース１の実験結果に整合（荷重～変位関係に着目）するように、単杭に対するk_{IIE}およびp_{IIU}の補正係数（α_kおよびα_p）を検討する。

②①の結果を用いて、同種群杭のケース３の実験結果に整合（荷重～変位関係に着目）するように、同種群杭に対するk_{IIE}およびp_{IIU}の補正係数（η_kおよびη_p）を検討する。

③これらの補正係数により、異種群杭のケース４～６の解析を行い、異種群杭に同種群杭と同じ補正係数が適用できるか検討する。

なお、解析において、フーチングは剛体として扱い、杭の非線形モデルは、地震時保有水平耐力法の考え方を準用して設定した。また、実験地盤の特性は、実験時に行われたオートマチックラムサウンディング試験の結果を基に設定した。ケース４の解析モデルを図－３に示す。

4．2解析結果

表－２に、上記①、②の検討によって設定した補正係数の一覧を示す。図－４に、ケース３～６の実験結果と解析結果の荷重～変位曲線を示す。なお、図では各ケースの変位の原点をずらして表示している。

図－４に示すとおり、ケース３については、補正係数を適切に設定することによって、比較的精度よく荷重～変位関係が再現されている。また、ケース４～６についても、ある程度の再現性が確認できるが、ケース３ほど近似できていない。しかし、いずれのケースにおいても、解析は実験結果を安全側に評価しており、

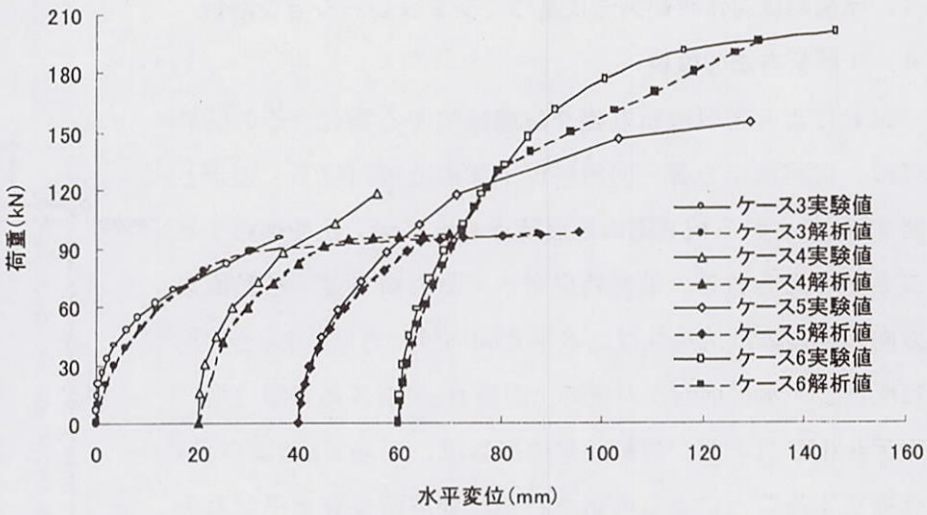
表－２　補正係数の一覧

ケース	現行基準の補正係数				解析に用いた補正係数			
	α_k	η_k	α_p	$\eta_p \cdot \alpha_p$	α_k	η_k	α_p	$\eta_p \cdot \alpha_p$
1,2	1.5	－	3.0	－	3.0	－	6	－
3	1.5	2/3	－	＊1	3	4/3	－	＊2

＊1；荷重載荷直角方向の杭の中心間隔／杭径【ただし、≦αp】

＊2；荷重載荷直角方向の杭の中心間隔／杭径【上限値なし】

全体の挙動に対しては同種群杭と同じ補正係数を用いてもよいと言える。ただし、表－２に示すとおり、解析結果を実験結果に整合させるために逆算した単杭および群杭に対する補正係数は、現行の地震時保有水平耐力法で用いられる値の２倍もの値となっており、この原因についてはさらに検討する必要がある。なお、実験結果と同様、解析においても、ＭＰと既設杭との間隔を変えたケース４とケース５との間には大きな補強効果の違いは生じておらず、ＭＰと既設杭との間隔の違いによる補強効果への影響は小さいと考えられる。



図－４　荷重～変位曲線(実験値と解析値の比較)

５．まとめ

①水平載荷試験の結果、荷重～変位関係において、ＭＰによる補強効果が確認できた。また、既設杭とＭＰの間隔の違いが補強効果におよぼす影響は小さいが、ＭＰを斜杭にすることによって鉛直杭として用いる場合よりも補強効果が期待できることが確認できた。

②現行の地震時保有水平耐力法を修正して試験結果のシミュレーション解析を行った結果、水平載荷試験の結果をある程度再現することができ、ＭＰによって既設基礎を補強する場合でも、現行の設計法の適用が可能であることが確認できた。

６．おわりに

今回行った異径群杭基礎の水平載荷試験結果を参考にして、地震時保有水平耐力法をベースとした設計法の検討を行い、今年度の成果として、設計マニュアルを作成した。なお、本実験は官民共同研究「既設基礎の耐震補強技術の開発」の一環として行われたものである。

７．謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導、ご協力を頂いた基礎チームの福井上席研究員、西谷主任研究員、梅原研究員ならびに基礎チームの皆様に感謝の意を表します。

所属　東洋建設(株)

＜参考文献＞

1)（社）地盤工学会：杭の水平載荷試験方法・同解説、昭和 58 年 10 月

2)建設省土木研究所他：「既設基礎の耐震補強技術の開発」に関する共同研究報告書(その１)、2000.5

3)(社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編 1996.12