

I S S N 0 3 8 6 - 5 8 7 8

土木研究所資料 第4211号

# 土木研究所資料

平成22年度交流研究員報告書概要版

平成23年11月

独立行政法人土木研究所

Copyright © (2011) by P.W.R.I.

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

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

# 平成22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22年度に受け入れた交流研究員52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、22年度

## まえがき

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

平成22年度は、年間を通じて、地方自治体、独立行政法人、公益法人及び民間企業から52名の研究者を受け入れました。受入れ期間中において、研究成果発表における入賞や技術士等の資格を取得する方々がおられましたことを考えますと、技術力向上という目的がある程度達成できたのではないかと思います。

また、交流研究員からは「指導担当者による指導等により自身の技術力が向上した」、「研究者としてのスキルを見につける機会を与えてもらった」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22年度に受け入れた交流研究員52名の研究成果を概要版として作成したものです。

皆様方の業務のご参考となれば幸いです。

独立行政法人土木研究所  
理事長 魚本 健人

# 目 次

1. 盛土工事における締固め機械の土の締固め特性について.....1	先端技術チーム 岩谷 隆文
2. 浸水および排水の作用を受ける地盤内に設置した補強材の引抜き特性.....7	施工技術チーム 林 豪人
3. 舗装材料の評価法に関する研究.....13	新材料チーム 藤田 浩成
4. 下水汚泥等の効率的資源利用プロセスに関する研究.....17	リサイクルチーム 佐藤 一行
5. サイト概念モデルによる土壌・地下水汚染の管理・制御技術.....21	土質・振動チーム 塚本 将康
6. 液状化対策がなされた堤防の耐震性再評価に関する動的遠心模型実験.....25	土質・振動チーム 中田 芳貴
7. 河川堤防の質的整備に関する研究.....29	土質・振動チーム 増山 博之
8. 地盤情報（道路斜面災害事例）を用いた地質リスクの調査・分析手法に関する研究.....35	地質チーム 林 浩幸
9. 地盤情報（山岳トンネル事例）を用いた地質リスクの調査・分析手法に関する研究.....39	地質チーム 金沢 淳
10. 河川堤防の基盤漏水に寄与する地形地質に関する研究.....43	地質チーム 中川 清森
11. 岩石ズリから溶出する自然由来重金属等の溶出機構に関する研究.....47	地質チーム 安元 和己
12. 非定常法による急速塩分浸透性試験に関する実験的研究.....53	基礎材料チーム 天谷 公彦
13. 収縮補償用膨張コンクリートの性能に及ぼす養生条件の影響.....57	基礎材料チーム 松本 健一

14. 骨材の乾燥収縮率の算定方法に関する検討	61
	基礎材料チーム 山田 宏
15. アレチウリ埋土種子の発芽抑制手法の開発に関する基礎的研究	65
	河川生態チーム 黒川 貴弘
16. ヤナギ科植物の河川縦断分布及び生育場特性に関する考察	69
	河川生態チーム 佐貫 方城
17. 生理活性物質の下水処理での挙動に関する研究	73
	水質チーム 森田 匡一
18. 景観と生物に配慮した護岸に関する研究	79
	自然共生研究センター 上野 公彦
19. 河岸における湿潤度及び温度変動の違いが生物の多様性に与える影響	83
	自然共生研究センター 尾崎 正樹
20. 修正震度法によるロックフィルダム設計合理化に関する研究	87
	ダム構造物チーム 大川 孝士
21. ダム基礎となる不連続岩盤の大規模地震における引張力学特性に関する研究	91
	ダム構造物チーム 村山 邦彦
22. 大規模地震時におけるフィルダムの沈下量の評価方法に関する研究	97
	ダム構造物チーム 下山 顕治
23. ダムの長寿命化のためのダム本体維持管理技術に関する研究	101
	ダム構造物チーム 大舘 渉
24. コンクリートダムの地震時終局耐力評価に関する研究	105
	ダム構造物チーム 小島 裕之
25. レーザー測量データを用いた岩盤クリーブ斜面の表面形状把握	109
	火山・土石流チーム 横山 修
26. 深層崩壊に起因する土石流の数値シミュレーションに関する研究	113
	火山・土石流チーム 西口 幸希
27. 天然ダム越流侵食による水みちの形成過程	117
	火山・土石流チーム 吉野 弘祐

28. 表層崩壊危険度評価手法を用いた流域スケール生産土砂量の推定	121
	火山・土石流チーム 秋山 浩一
29. 火山噴火緊急減災の為に衛星及び航空機を用いた DEM データの作成技術とその特性	125
	火山・土石流チーム 中野 陽子
30. 簡易な降灰分布推定手法による 2011 年 1 月霧島山(新燃岳)噴火に伴う降灰範囲の推定	131
	火山・土石流チーム 木佐 洋志
31. すべり面の 3 次元構造の把握と地すべり土塊特性に関する研究	135
	地すべりチーム 本間 宏樹
32. 世界の地すべり災害特性と災害対応手法に関する研究	139
	地すべりチーム 宇都 忠和
33. グラウンドアンカー初期緊張力の適正な導入方法に関する研究	145
	地すべりチーム 田端 裕司
34. アンカー残存緊張力による斜面の健全性評価に関する研究	149
	地すべりチーム 中野 亮
35. 対策施工後の地すべり地における地震による変動状況と既往対策工効果の関係	153
	雪崩・地すべり研究センター 中村 明
36. 舗装構造の理論設計の高度化に関する研究	159
	舗装チーム 畠山 慶吾
37. 水文情報の乏しい地域における総合洪水解析システム (IFAS) の現地利活用に関する取り組み	163
	水文チーム 川上 貴宏
38. 衛星観測雨量の世界各国での精度・不確実性評価および地上雨量データを用いた衛星雨量補正手法の開発	167
	水文チーム 小澤 剛
39. 道路標識等の基礎及び柱の性能評価技術に関する研究	173
	橋梁構造研究グループ 桐越 拓也
40. 岩盤を支持層とする深い基礎の鉛直支持に対する安定照査法に関する研究	177
	橋梁構造研究グループ 木村 真也
41. プレボーリング杭工法における支持力推定式・杭軸方向バネ定数推定式とその検証	181
	橋梁構造研究グループ 樺澤 和宏

42. アーチカルバートにおける構造形式の違いが地盤変状時の挙動に及ぼす影響	185
	橋梁構造研究グループ 谷口 哲 憲
43. 梁バネ要素モデルによる地盤を含めた橋台部の地震応答に関する一検討	189
	橋梁構造研究グループ 植田 健 介
44. RC 橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究	193
	橋梁構造研究グループ 小森 暢 行
45. フーチング補強方法に関する実験的研究	197
	橋梁構造研究グループ 豊島 孝 之
46. 腐食劣化したコンクリート部材における健全度評価に関する研究	203
	橋梁構造研究グループ 早川 智 浩
47. ナレッジデータベースを利用した道路橋の技術相談内容の分析に関する研究	207
	橋梁構造研究グループ 塚田 高 則
48. 補修・補強を施し再劣化した RCT 桁橋の臨床研究	213
	橋梁構造研究グループ 中島 道 浩
49. 厚板を有する高力ボルト摩擦接合継手の適用に関する研究	219
	橋梁構造研究グループ 大嶽 敦 郎
50. 鋼道路橋の疲労損傷の調査・診断・対策技術に関する研究	223
	橋梁構造研究グループ 小菅 匠
51. 塩害を受けた RC 床版橋の臨床研究	227
	橋梁構造研究グループ 岡 智 彦
52. 致命的損傷を防ぐための状態評価技術	233
	橋梁構造研究グループ 有村 健 太 郎



# 盛土工事における締固め機械の土の締固め特性について

チーム名等 先端技術チーム  
氏 名 岩谷 隆文

## 1. まえがき

近年、未曾有の豪雨・地震による盛土の崩壊が世間の注目を浴びる中、その調査結果や模型実験によれば、締固め不良が被災の主要因であることがわかってきた。さらに、現行の方法では設計時に与えられた土に対する所要の締固め度を規定しているが、盛土に求められる品質の要求（豪雨・地震に対する耐災害性）は従前より増してきている。そのため、現場施工としては締固め度の設定だけでなく、それを確実に達成するための適切な締固め機械の選定法、施工手法および品質管理手法を高度化し、設計要求を十分に満足する盛土（土構造物）を構築する必要がある。

そこで、本研究では、選定された締固め機械が土の締固めに与える締固め特性について計測を行うとともに、土の締固め品質管理試験の検証のために、代表的な土質（砂質土、礫質土、粘性土）において含水比（最適含水比、乾燥側含水比、湿潤側含水比）を固定した締固め回数試験を行うこととした。本報告書では、現場の盛土にも利用されている砂質土に関して最適含水比時の締固め回数試験結果について述べる。

## 2. 研究目的

本研究では、盛土施工時の盛土品質を確保するために、最適な施工機械の選定及び最適な締固め施工手法・品質管理手法の選定を目的とし、以下の検証を進める。

施工・土質条件に応じた最適な締固め機械の選定に関する検証

機種や施工・土質条件による施工手法（施工厚さ）の検証

締固め品質における品質管理手法の検証

土の突き固め試験との比較

上記の目的を達成するために本研究では、実験場内に盛土工事と同等の実験フィールドを作成し、3種類の土質（砂質土、礫質土、粘性土）および3種類の含水比（最適含水比、乾燥側含水比、湿潤側含水比）を用い、様々な機種・重量の機械における締固め特性の検証を行うこととした。

## 3. 実験方法

### 3.1 締固め回数試験概要

#### 3.1.1 実験条件

実験で使用する土質条件として、現場の盛土にも利用されている砂質土（山砂）を使用した（表1）。但し、 $\rho_{\max}$ 、 $W_{\text{opt}}$  は突き固め試験（JIS A 1210）のc-A法で算出したものである。また、実験は土木研究所構内の土工実験棟実

験ピットを使用した(図 1)。実験ピットは幅 5m、長さ 44.8m、深さ 5m のコンクリートピットである。このピット底面より高さ 2.8m まで試験土を十分締固め盛り立てた地盤 (今後単に基礎地盤と呼ぶ) 上を用いて締固め回数試験を行った。

表 1 土質材料の物理特性

試験項目	試験結果
土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.675
細流分含有率 $F_c$ (%)	10
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.674
最適含水比 $W_{opt}$ (%)	16.0

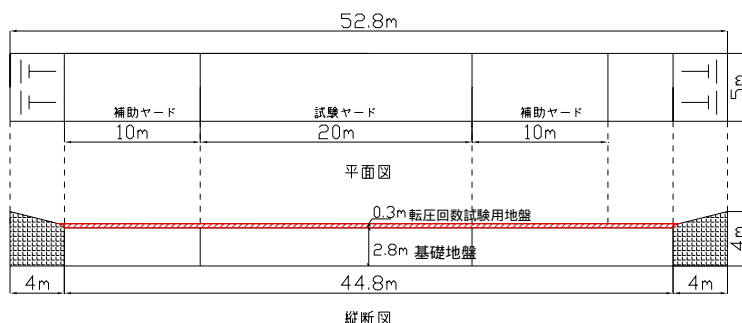


図 1 実験ピット詳細図

### 3.1.2 締固め機械の選定

盛土締固めの実験に使用する機種としては、道路土工施工指針に基づいて盛土工事に広く利用されているものを選定した。使用する機械の規格については各機種の機械重量が同程度であるものとした(表 2)。

表 2 使用締固め機械仕様

仕様機械	規格
タイヤローラ	11t 級 (CP210)
ブルドーザ	11t 級 (D5k 湿地タイプ)
振動ローラ	11t 級 (SV512D)

### 3.1.3 締固め回数試験及び品質管理試験

締固め機械における土の締固め能力を検証するために締固め回数試験を行った。締固め回数試験は、図 1 のハッチングエリアで示すように基礎地盤上に仕上がり厚 300mm となるように試験土を敷均し、各締固め機械の前後進により締固めを行った。試験ケースとしては、タイヤローラ、ブルドーザ、振動ローラ(振動なし)、振動ローラ(振動あり)の計 4 パターンについて行った。また、締固め特性を検証するための各計測項目及び計測する締固め回数については表 3 に示す。密度・含水比計測のためのコアサンプラーは、内径 100mm、高さ 100mm の円筒形のものを使用した(写真 2)。測定は、 $h=0\sim 100\text{mm}$ 、 $100\sim 200\text{mm}$ 、 $200\sim 300\text{mm}$  の 3 サンプルを各 3 測点にて行った。また、図 3 に実験ピット内の計測平面図を示す。土の締固めにおいては初期締固め条件(締固め 0 回)は人力敷均し後、 $0.1\text{m}^3$  級の油圧ショベルのクロー

表 3 計測項目一覧

計測項目	測点数	計測回数
密度・含水比 (コアサンプル)	3	0,2,4,6,8,12,16 回後
沈下量 (レベル測量)	3	0,2,4,6,8,12,16 回後
地盤反力係数 (小型 FWD 試験)	3	0,2,4,6,8,12,16 回後

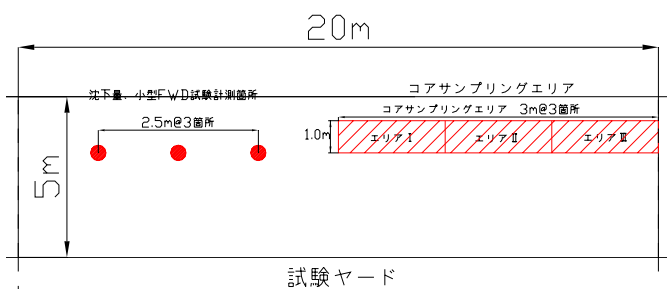


図 3 締固め回数試験計測平面図

ラにて2回締固めた状態を初期締固め条件とした。使用土の含水比は、最適含水比領域内で調整を行った。また、締固め機械の運転速度も締固めに影響を及ぼすことから、本試験では各機械の走行速度については概ね 3~4km/h に固定し試験を行った。



写真1 締固め回数試験状況



写真2 コアサンプリング状況

#### 4. 試験結果

##### 4.1 密度計測結果

本実験では、含水比を  $W$ =最適含水比領域の約 15% に調整を行った（以後  $W$ =最適含水比領域を単に  $W$ =最適と呼ぶ）。 $W$ =最適含水比時のコアサンプリングによって得られた乾燥密度 - 締固め回数の結果を深さ  $h=0 \sim 100\text{mm}$ 、 $100 \sim 200\text{mm}$ 、 $200 \sim 300\text{mm}$  ごとに図 4、5、6 に示す。各グラフに示されている締固め度  $D_c=90\%$ 、 $95\%$  とは、「道路土工 - 盛土工指針」に記載されている現場盛土工事の路体、路床工事における日常管理基準値である。以下、コアサンプリングによって得られた結果を記す。但し、計測結果はいずれも図 3 に示す計測点で計測された 3 測点の平均値である。

- (1) すべての締固め機械において締固め回数の増加とともに密度の増加し、締固め初期 (2~4 回) で急速に密度増加が起こり、その後概ね 8 回で密度増加の収束を向かえている。
- (2) 振動ローラ (振動あり) ではすべての深さにおいて締固め回数 4 回で  $D_c=95\%$  を達成することができた。
- (3) タイヤローラ、振動ローラ (振動なし) は  $h=0 \sim 200\text{mm}$  で優に  $D_c=95\%$  を達成することができたが  $h=200 \sim 300\text{mm}$  ではかろうじて達成できただけで

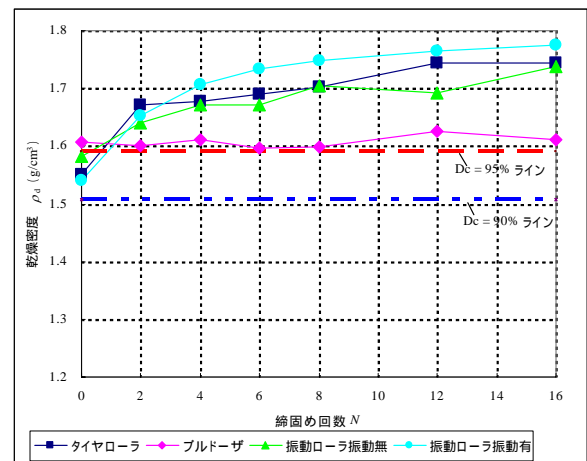


図4 乾燥密度 - 締固め回数 ( $h=0-100\text{mm}$ )

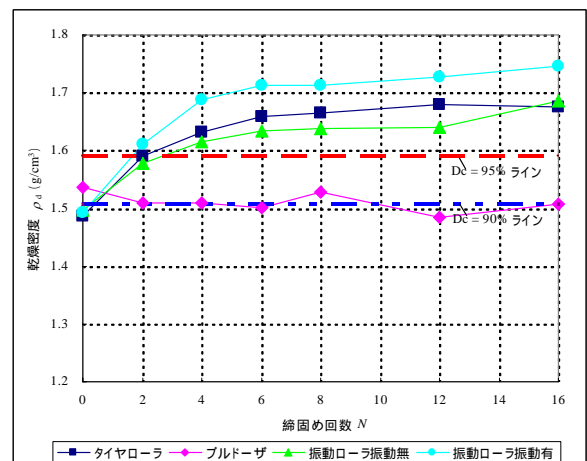


図5 乾燥密度 - 締固め回数 ( $h=100-200\text{mm}$ )

あった。

- (4) ブルドーザについては、締固め回数の増加による密度増加が若干見て取れる程度であり、初期締固め状態以上の乾燥密度を達成できなかった。
- (5) 締固め回数試験により得られた最大乾燥密度と深さの関係を図7に示す。振動ローラ（振動有り）は、他の締固め機械、試験条件に比べると、深さ方向の密度減少が小さいことがわかった。
- (6) 16回の締固めまでに計測された最大乾燥密度は、振動ローラ（振動あり）>タイヤローラ 振動ローラ（振動なし）>ブルドーザの順となった。

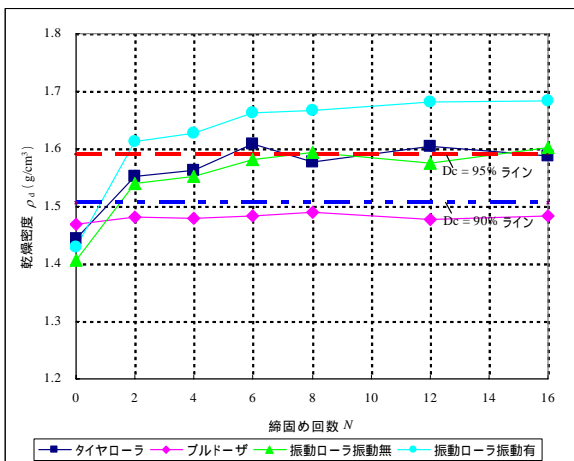


図6 乾燥密度 - 締固め回数 (h=200-300mm)

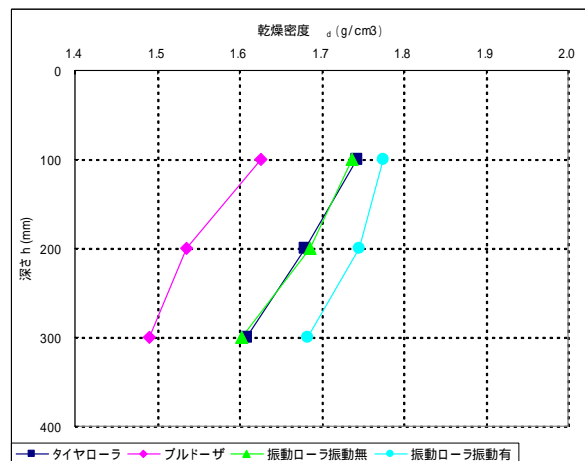


図7 測定深さ - 乾燥密度

#### 4.2 沈下量計測結果

次に、締固め機械の締固め回数の沈下量計測結果を図8、9に示す。グラフの沈下量は、いずれも図3に示す計測点で計測された3測点の平均値である。

全ての締固め機械について締固め回数の増加に伴い沈下量も増加していることがわかった。また、締固め回数の初期段階（締固め回数2~4回）で急激に沈下量が増大し、その後は収束に向かっており、乾燥密度 - 締固め回数の関係と同様な傾向が見られた。そこで、各締固め回数時の乾燥密度と沈下量の関係について図示してみると、1次関数にて近似することがわかった。さらに、乾燥密度

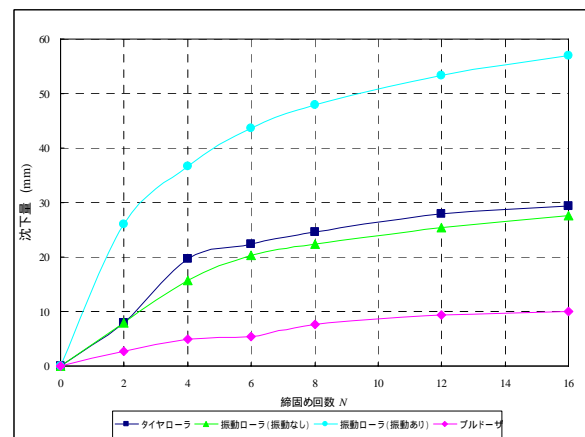


図8 沈下量 - 締固め回数

と沈下量について相関係数を算出した結果を表4に示す。結果より、ブルドーザについては相関係数0.129と非常に低い値となった。しかし、その他締固め機械については相関係数0.9以上と強い1次の正の相関があるといえる。

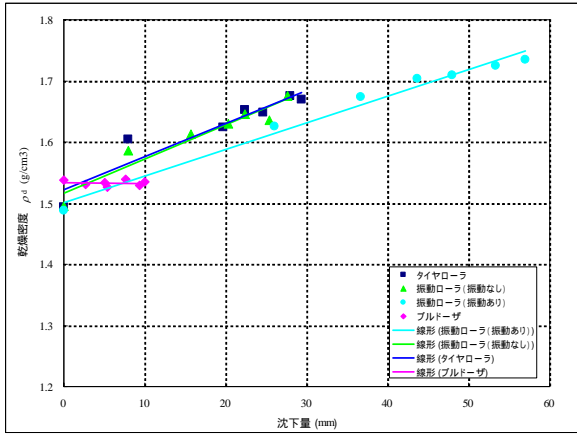


図9 乾燥密度 - 沈下量

表4 乾燥密度 - 沈下量 相関係数

	相関係数
タイヤローラ	0.942
ブルドーザ	0.129
振動ローラ (振動なし)	0.957
振動ローラ (振動あり)	0.990

#### 4.3 小型 FWD 試験結果

小型 FWD によって得られた各含水比における地盤反力係数  $K_{30}$  と締固め回数の計測結果を図 10 に示す。図に示す地盤反力係数値は小型 FWD 値を平板載荷試験 (JIS A 1215) によって得られる地盤反力係数  $K_{30}$  に換算した値である。また計測された値はいずれも図 3 に示す 3 測点で計測した平均値である。

計測された地盤反力係数は締固め回数の増加に伴い増加していることがわかった。締固め回数 16 回の間には得られた最大地盤反力係数値は、タイヤローラ > 振動ローラ (振動なし) > 振動ローラ (振動あり) の順となった。

次に、乾燥密度と地盤反力係数  $K_{30}$  の関係を図 11 に示す。図から、すべての締固め機械において、乾燥密度と地盤反力係数  $K_{30}$  の値は、正の相関を表しているおり、さらに 2 次の近似式がより近似を表しているといえる。

#### 4. 結論

本実験によって得られた密度計測データより、各締固め機械が実験地盤に与える締固め特性の確認を行った。締固め機械については、振動ローラ (振動あり) が最大乾燥密度を達成しており、深さ方向の密度に関して他の締固め条件より減少傾向が小さいことから、他の締固め機械、試験条件に比べ土の締固めに優れている可能性がある。また、ブルドーザに関しては締固め用機械として用いることは困難であると考えられる。実験結果に基づき締固め機械ごとの土の締固め特性評価 (案) を表 5 にまとめた。

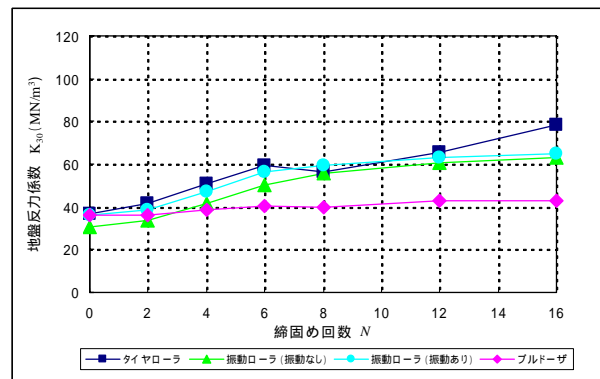


図10 地盤反力係数 - 締固め回数

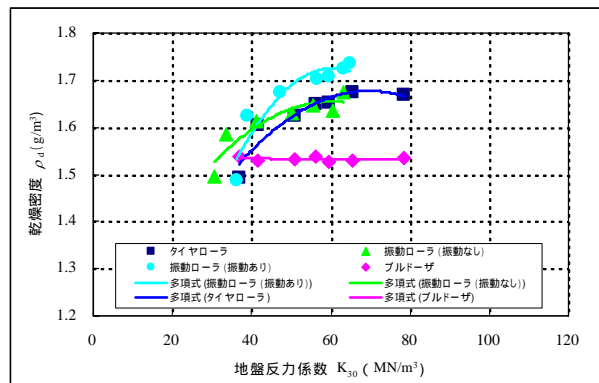


図11 乾燥密度 - 地盤反力係数

表5 各締固め機械による土の締固め特性評価（案）

		タイヤローラ	ブルドーザ	振動ローラ (振動なし)	振動ローラ (振動あり)
深 さ h	0～100mm				
	100～200mm		-		
	200～300mm		-		
締固め回数 (Dc=95%達成時)		6	-	6	4

: 有効なもの  
 : 使用できるもの  
 - : 使用困難なもの

実施工の品質管理手法としては本試験では、密度計測の他に沈下量計測及び小型 FWD 試験による地盤反力係数  $K_{30}$  の計測を行った。

(1) 沈下量計測については、測密度結果と非常に相関の強い結果を示していることから現場工事における品質管理方法としては有効である可能性が考えられる。しかし、沈下量自体は初期締固め条件に強く依存するため沈下量を絶対値で管理するのではなく、その収束性に着目し品質管理手法に組み込む方が有効である可能性が考えられる。

(2) 地盤反力係数計測(地盤支持力)については、小型 FWD 試験によって得られた地盤反力係数  $K_{30}$  値は密度と正の相関があるため、品質管理指標として使用できる可能性があるといえる。しかし、多項式の関係が強いと見られるため品質管理指標に使用する際は多点で校正するなどの注意が必要であると考えられる。

本試験では、土質、締固め機械の走行速度を固定した実験データをもとに土の締固め特性について整理を行った。しかし、土の締固めには様々な要因がありその要因を抽出するうえで、できるだけ多くの土質条件、実施工機械条件について土の締固め特性の試験を今後行う必要がある。また、現在多くの盛土工事では、品質管理において突き固め試験の結果が反映されている。しかし、実施工機械による土の締固めと突き固め試験には一致しない箇所があることも指摘されている。そのため、その一致しない箇所を関連付けるために締固め回数試験等によるデータ収集・分析を行い、高い品質が確保された盛土をつくることが今後の課題となった。

## 6. 謝辞

本研究を行うにあたり、先端技術チームの藤野首席研究員、茂木主任研究員をはじめとする先端チームの皆様、及び施工技術チームの小橋上席研究員、藪総括主任研究員、土質振動チームの佐々木上席研究員、森主任研究員から多大なるご指導、ご助言を賜りました。ここに厚く感謝の意を表します。

所属：西松建設株式会社

## <参考文献>

- 1) 土の締固めと管理, 土質工学会編, 土質工学会
- 2) 道路土工施工指針, 社団法人日本道路協会
- 3) 「土と基礎」Vol.3, No.8, pp20-26, 1955

## 浸水および排水の作用を受ける地盤内に設置した補強材の引抜き特性

チーム名 施工技術チーム

氏名 林 豪 人

### 1. まえがき

1970年代より我が国で適用され始め、今日まで普及し続けている補強土壁工法は、従来では地形などの自然条件の制約のために高盛土、大規模切土、橋梁あるいはトンネル等に対応せざるを得ない箇所へ適用されることにより、工費の節減や発生土量の大幅な削減、自然景観の改変の最小化を可能にし、我が国の社会資本整備のコスト縮減や環境負荷の低減に少なからぬ貢献をしてきた。しかし近年、補強土壁の健全性に関する評価手法が確立されていないために次のような問題を引き起こしている。そもそも補強土壁は力学的メカニズムが従来のコンクリート擁壁とは違って柔な構造物であり、その変形に伴って補強材の抵抗力を発揮するという機構を持つため多少の変形を許容することとしている。ところが健全度の評価手法が確立されていないため、たとえば健全な補強土壁に少しでも変形が生じた場合でも更新投資がなされてしまうか、逆に不健全なために変形を生じた補強土壁に対して有効な対策が講じられなくなる可能性がある。したがって補強土壁に対して有効な更新投資がなされるためには、発生した変状が健全性の高い状態で生じたものなのか、あるいは不健全なために生じたものなのかを判別する手法の確立が必要となる。

補強土壁が変形を生じた際の健全性の判定手法には次の2つのアプローチが考えられる。ひとつは発生した変状の大きさ、形状および位置などから直接的に補強土壁の健全性を推定するアプローチであり、もうひとつは補強土壁あるいはその周辺から健全性の低下を引き起こす要因を推定する間接的なアプローチである。両方のアプローチを効果的に組み合わせることで変状した補強土壁の健全性を評価することが望ましいが、現時点では変状と健全性との関係が不明確であり後者のアプローチに頼らざるを得ない。

補強土壁の健全性の低下を引き起こす大きな要因は、補強領域への水の浸入である。特に設計時の想定を超えた降水量や排水工の劣化・損傷によって表面水や地下水の一部が適切に排水されずに補強領域内に水が浸入すると、構造物としての健全性が低下することが知られている<sup>1)</sup>。具体的には、補強領域への水の浸入は、補強材の地盤に対する摩擦力（あるいは支圧力）が低下することによる引抜き強度の低下、盛土材の密度の増大による土圧の増加や水圧の付加により壁面への作用力の増加、地盤のせん断抵抗の低下、壁面からの盛土材のこぼれ出し、などを生じさせるおそれがある。このうち および に関しては、単位体積重量の増加や水圧の付加を想定したり、飽和した盛土材の三軸圧縮試験結果などを用いて定量的な把握がある程度可能である。また に関しては補強土壁の外観から判別可能である。ところが に関しては、地盤への水の浸入が補強材の引抜き強度を低下させることは知られているものの定量的評価はなされていない。

そこで本年度は、土槽内に設置し鉛直方向に拘束圧を作用させた補強材の周辺地盤に水の浸入履歴を与え、その過程において補強材の繰返し引抜き試験を実施することにより、補強領域への水の浸入による補強材の引抜き強度の低下、および水の浸入が終了した後の引抜き強度の回復について検証を行った。

## 2. 研究目的

本研究では以下の項目を目的とし、浸水および排水の作用を受ける地盤内に設置した各種の補強材の繰返し引抜き試験を実施した。

- 1) 引抜き変位量と引抜き荷重の関係の把握
- 2) 補強材に作用する拘束圧と土と補強材の引抜き強度の関係の把握
- 3) 飽和状態から排水作用を受けた地盤における補強材の引抜き強度の回復率の把握

## 3. 実験方法

図1および図2に本実験で用いた引抜き試験装置を示す。引抜き試験装置は土槽および引抜き載荷装置であるスクリージャッキから構成されている。上蓋とラバーメンブレンとの間に空気圧を導入することにより地盤に鉛直荷重を載荷することができる。土槽の内寸は幅600mm、長さ1200mm、高さ600mmである。補強材の引抜きに伴って土槽前壁に作用するアーチ効果を軽減するため、土槽前方の引抜き口には鉄製のスリーブが附属されている。補強材は補強土壁の材料として一般に用いられているジオグリッド、ストリップおよびアンカープレートの3種類を用いた。ジオグリッドおよびストリップは実物を、アンカープレートは土槽寸法の制約上、受圧面積が実物の1/9の模型(プレート寸法100×100mm)を用いた。

地盤材料には細粒分含有率 $F_c$ が約10%の銚田産山砂、および山砂に粘性土を配合し $F_c$ を約30%に調整した混合土を用いた。これらは補強土壁の盛土材として一般に用いられるものである。表1に地盤材料の特性を示す。

引抜き試験は次のような手順で実施した。まず引抜き試験装置の土槽底面にマンメーターおよび不織布で包んだ碎石層を設置した。この碎石層はホースを通じて外部から給排水できる構造となっている。その上に所定の自然含水比 $\omega_n$ で締固め度 $D_c$ が90%、仕上がり厚さが50mmとなるように管理しながらタンパーで締固めて地盤を作製した。地盤作製中に補強材、スリーブおよび土壌水分計を所定の位置に設置し、補強材と引抜き載荷装置を連結した。補強材がジオグリッドまたはストリップの場合は、補強材の所定の領域以外に上載圧を作用させない目的でカバーを所定の位置に設置した。作製した地盤の上に不織布で包んだ碎石層およびベニヤ板を設置した後、ラバーメンブレンと上蓋を設置し所定の空気圧によって試験終了

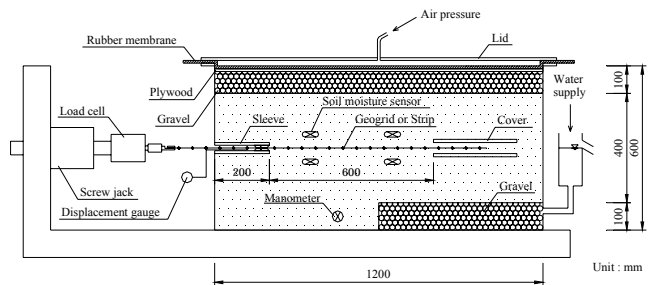


図1 引抜き試験装置(ジオグリッドおよびストリップ)

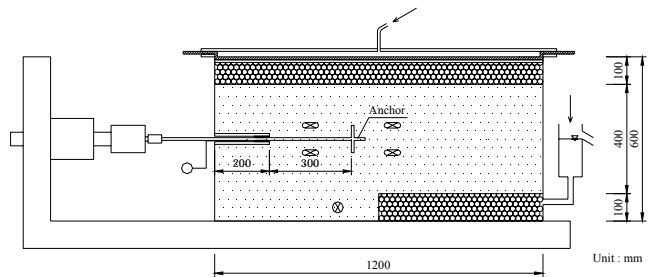


図2 引抜き試験装置(アンカープレート)

表1 地盤特性

地盤材料	山砂	混合土
土粒子密度 $\rho_s$	2.689 g/cm <sup>3</sup>	2.698 g/cm <sup>3</sup>
細粒分含有率 $F_c$	9.5 %	33.5 %
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$	1.685 g/cm <sup>3</sup>	1.640 g/cm <sup>3</sup>
最適含水比 $\omega_{opt}$	18.6 %	20.2 %
自然含水比 $\omega_n$	15.1 %	20.1 %



まで鉛直荷重を載荷した。引抜きの変位速度は 1mm/min である。引抜きの繰返し載荷は次の 4 段階で実施した。まず引抜き変位量  $\delta$  が 10mm に到達するまで引抜き載荷を行った後、荷重  $P$  がゼロになるまで除荷を行う。この過程を 3 回繰り返した (Step 1)。その後、土槽下部の砕石層に水を浸入させ、土槽内に設置した 4 つの土壌水分計の値を参考にして補強材の周辺地盤の飽和度  $S_r$  が 75%以上に至り、かつ飽和度  $S_r$  の上昇が収束したと判断した時点で、引抜き載荷および除荷を 1 回行った (Step 2)。さらに砕石層に供給する水の水頭を上昇させ、マンオメーターが示す地盤内の水頭が補強材の位置より高くなり、かつ土槽の引抜き口から水が排出された時点で引抜き載荷および除荷を 1 回行った (Step 3)。その後、土槽下部の砕石層から水を排出させ、14 時間経過した時点で引抜き載荷および除荷を 1 回行った (Step 4)。実施した実験ケースを表 2 に示す。

表 2 実験ケース

Case	補強材	地盤材料	空気圧 (kPa)
1	ジオグリッド	山砂	10
2			20
3			40
4			60
5			80
6	ジオグリッド	混合土	20
7			40
8			80
9	ストリップ	山砂	20
10			40
11			80
12	アンカープレート	山砂	20
13			40
14			80

#### 4. 実験結果

##### (1) 引抜き変位量と荷重の関係

空気圧 20kPa および 80kPa におけるジオグリッドの引抜き変位量  $\delta$  と荷重  $P$  の関係をそれぞれ図 3 および図 4 に示す。いずれのケースにおいても、Step 1 における 3 回の載荷で  $P$  はピーク近くに達したものと考えられる。その後、Step 2 で  $P$  は大幅に低下し、Step 3 では Step 2 とほぼ同程度となった。このことから、細粒分を含む砂地盤に設置したジオグリッドは、補強領域への水の浸入によって周辺の地盤の飽和度  $S_r$  が一定以上に高まれば、それ自体が地下水位より上に位置し周辺の地盤に水圧が作用していなくても、引抜き強度が低下することが分かる。一方で、Step 4 での  $P$  は Step 3 から増加する。ただし、このときの土壌水分計の値は Step 2 とほぼ同程度であり、砕石層から水を排出した後もジオグリッドの周辺地盤の飽和度  $S_r$  の低下はほとんど認められなかった。その他の空気圧のケースにおいても同様の傾向が認められた。なお地盤材料によって上記の傾向に違いは認められなかったが、細粒分を

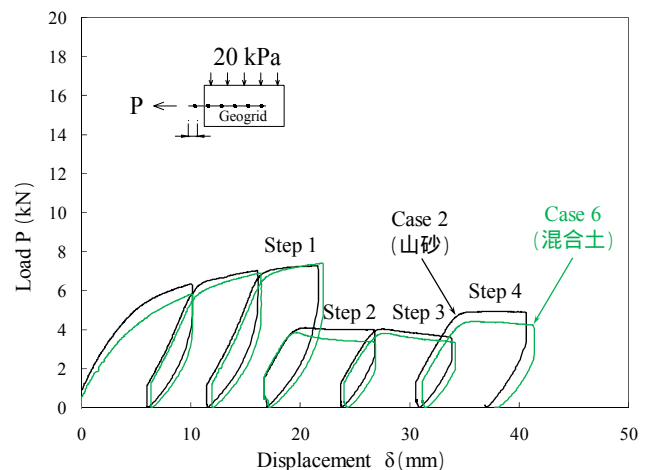


図 3  $\delta$  と  $P$  の関係 (ジオグリッド, 空気圧 20kPa)

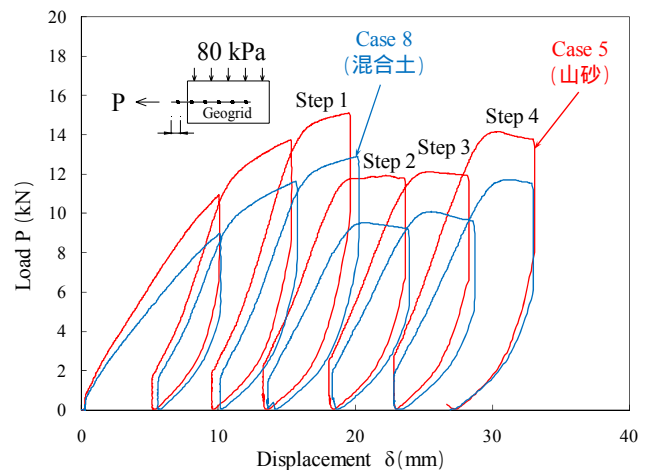


図 4  $\delta$  と  $P$  の関係 (ジオグリッド, 空気圧 80kPa)

多く含む地盤では総じて P が小さくなる結果となった。

空気圧 20kPa および 80kPa におけるストリップの引抜き変位量  $\delta$  と荷重 P の関係を図5に示す。ジオグリッドの場合と同様、Step 1 における3回の载荷で P はほぼピークに達し、注水後の Step 2 で低下する。Step 3 ではさらに P が低下し、Step 4 でジオグリッドでのケースと同様に P は Step 3 から増加する。Step 2 でひずみ軟化の挙動を示すことが、ストリップを用いたケースの特徴である。

空気圧 20kPa および 80kPa におけるアンカープレート  
の引抜き変位量  $\delta$  と荷重 P の関係を図6に示す。他の補強材とは異なり引抜き抵抗として地盤との摩擦抵抗ではなく支圧抵抗を期待するため、Step 1 における3回の载荷の変位量では P はピークには至らない。注水後の Step 2 で他の補強材のケースと同様に P が低下し、Step 3 では Step 2 とほぼ同程度になる。排水後の Step 4 では、他の補強材の場合と同様に Step 3 と比較して P が増加する。

(2) 拘束圧と引抜き強度の関係

山砂および混合土における各 Step での拘束圧  $\sigma_v$  と、ジオグリッドと地盤のせん断強度  $\tau_f$  の関係を、それぞれ図7と図8に示す。ここでは  $\sigma_v$  をジオグリッド直上の地盤の土被り圧と作用させた空気圧の和として、 $\tau_f$  を各 Step での最大引抜きせん断力とした。これらより、細粒分含有率 Fc に関わらず、Step 1 から Step 2 に移行する過程で、見かけのせん断抵抗角  $\phi'$  はほとんど変化しないが見かけの粘着力  $c'$  が大きく低下しゼロに近づくことが分

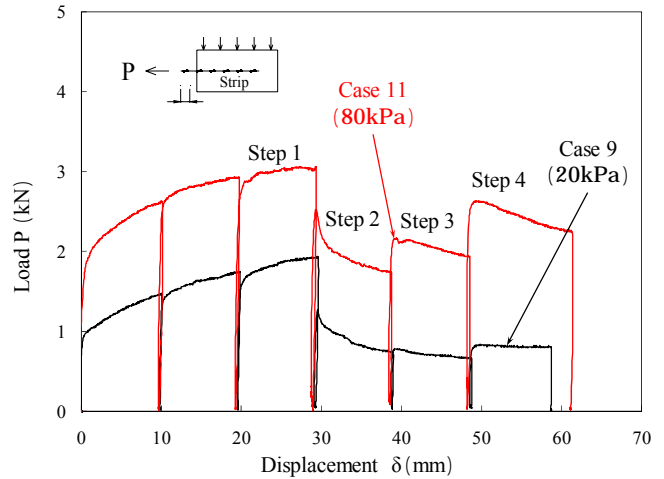


図5  $\delta$  と P の関係 (ストリップ)

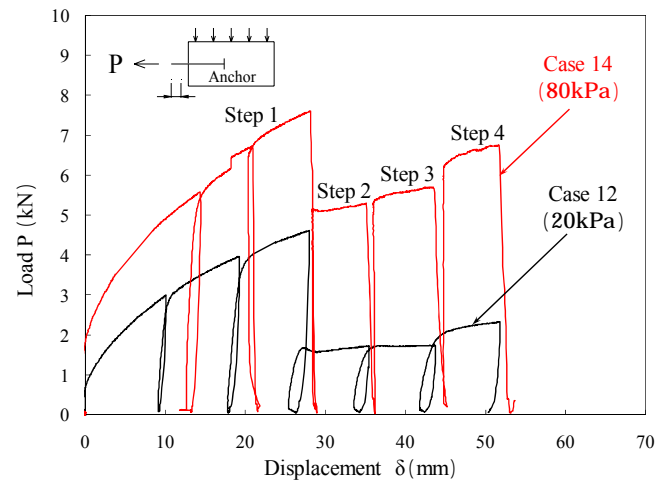


図6  $\delta$  と P の関係 (アンカープレート)

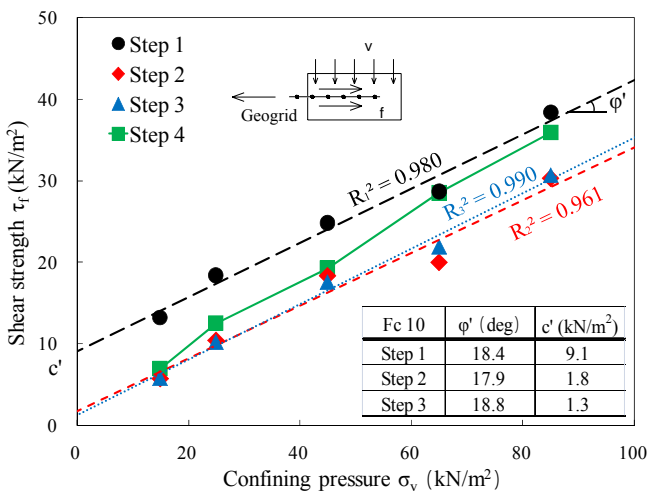


図7  $\sigma_v$  と  $\tau_f$  の関係 (ジオグリッド, 山砂)

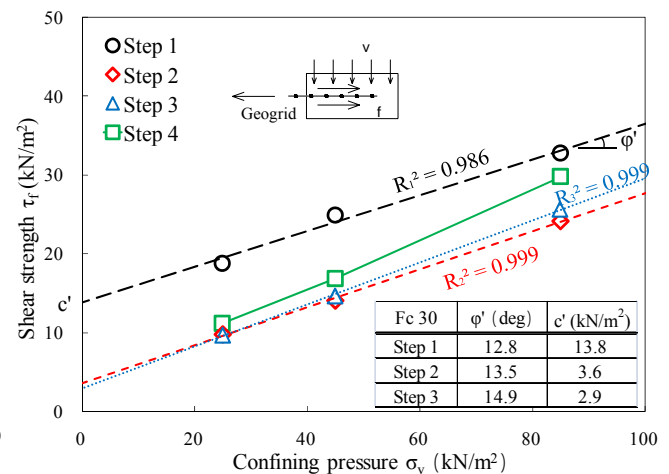


図8  $\sigma_v$  と  $\tau_f$  の関係 (ジオグリッド, 混合土)

かる。これは地盤の飽和度の上昇によって土粒子間に働くサクシオンが消失したためと考えられる。

また、Step 3 での  $\tau_f$  は Step 2 とほぼ変わらない。一方、Step 4 における  $\tau_f$  は、 $\sigma_v$  が高いケースでは Step 1 での  $\tau_f$  付近へ回復しているものの、 $\sigma_v$  が低いケースでは  $\tau_f$  の回復がほとんど認められない。このことから、作用する拘束圧が低いジオグリッドほど水の浸入によってせん断強度が低下する割合が大きく、かつ水の浸入が終了した後のせん断強度の回復が小さいことが分かる。

各 Step での拘束圧  $\sigma_v$  と、ストリップと地盤のせん断強度  $\tau_f$  の関係を図 9 に示す。Step 2 で  $\tau_f$  が低下するものの、ジオグリッドの場合と異なり見かけの粘着力  $c'$  の低下は著しくなく、Step 3 に移行した段階でゼロ近くに低下する。またジオグリッドの場合と同様、 $\sigma_v$  が大きいほど水の浸入が終了した後のせん断強度の回復が大きいことが分かる。

拘束圧  $\sigma_v$  とアンカープレートと地盤の引抜き強度  $P_f$  の関係を図 10 に示す。アンカープレートは他の補強材と違い、摩擦ではなく支圧によって抵抗力を發揮するためせん断強度による評価はできない。従ってここでは、各ステップでの荷重の最大値を引抜き強度  $P_f$  として評価した。ジオグリッドの場合と同様に、Step 2 で  $P_f$  の見かけの粘着項  $b$  がゼロに近づくことが分かる。また他の補強材のケースと同様に、 $\sigma_v$  が大きいほど水の浸入が終了した後の  $P_f$  の回復が大きいことが分かる。

### (3) 拘束圧 $\sigma_v$ と引抜き強度の回復率 RPS の関係

拘束圧  $\sigma_v$  と引抜き強度の回復率 RPS の関係を、ジオグリッドでのケースに関しては図 11 に、山砂でのケースに関しては図 12 に示す。ここでジオグリッドおよびストリップの RPS を式 1 のように、アンカープレートの RPS を式 2 のように定義した。

$$RPS = \frac{(c'_1 + \sigma_v \cdot \tan\phi'_1) - \tau_{f4}}{(c'_1 + \sigma_v \cdot \tan\phi'_1) - (c'_3 + \sigma_v \cdot \tan\phi'_3)} \times 100 \quad \dots (\text{式 1, ジオグリッドおよびストリップの場合})$$

$$RPS = \frac{(b_1 + \sigma_v \cdot a_1) - P_{f4}}{(b_1 + \sigma_v \cdot a_1) - (b_3 + \sigma_v \cdot a_3)} \times 100 \quad \dots (\text{式 2, アンカープレートの場合})$$

ここで  $c'$ 、 $\phi'$ 、 $a$ 、 $b$ 、 $\tau_f$  および  $P_f$  の添字は Step 番号である。RPS は Step 3 から Step 4 に移行した際の引抜き強度の回復率を意味している。

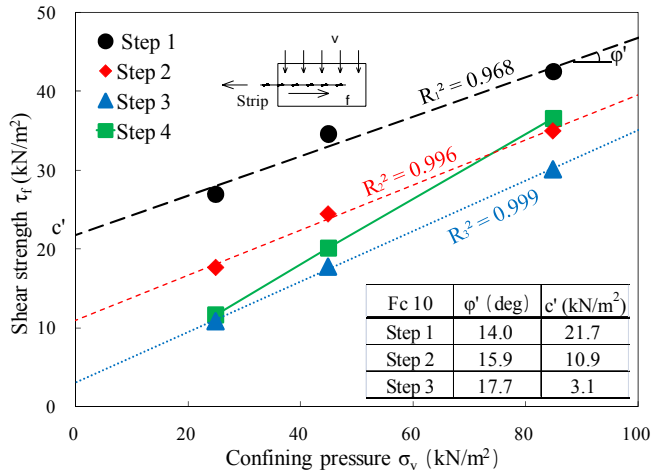


図 9  $\sigma_v$  と  $\tau_f$  の関係 (ストリップ)

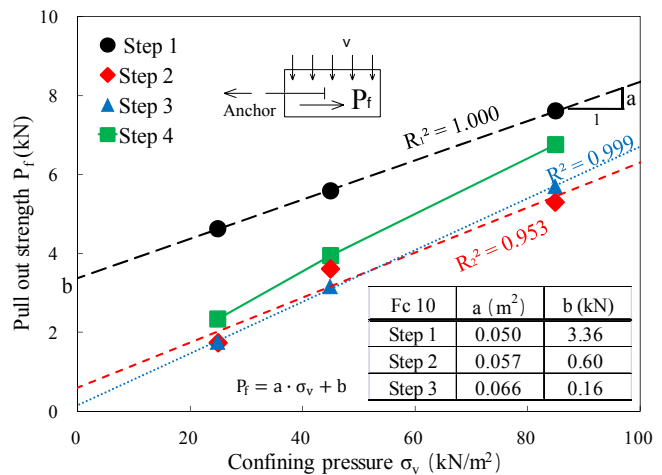


図 10  $\sigma_v$  と  $P_f$  の関係 (アンカープレート)

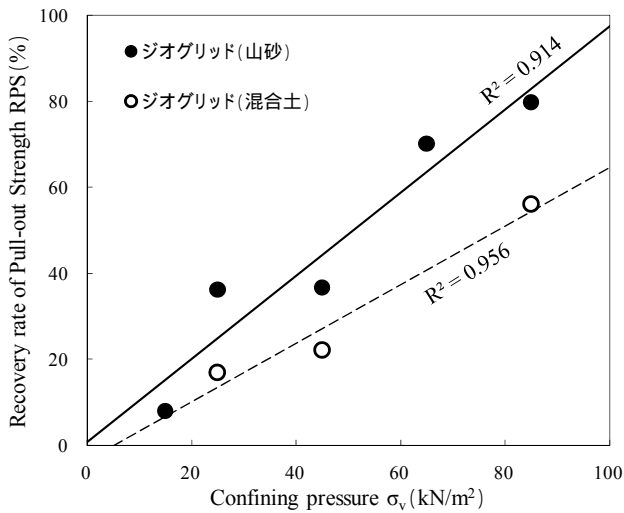


図 11  $\sigma_v$  と RPS の関係 (ジオグリッド)

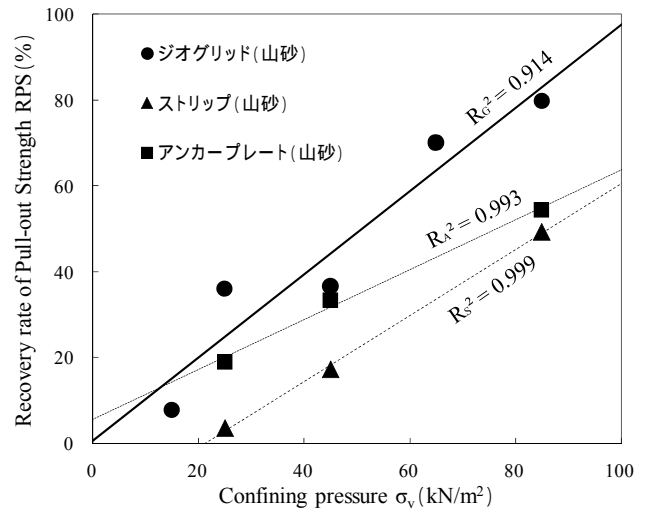


図 12  $\sigma_v$  と RPS の関係 (山砂)

これらの結果より、全てのケースにおいて拘束圧  $\sigma_v$  の上昇に伴い RPS が增大することが分かる。すなわち、作用する拘束圧  $\sigma_v$  の小さな補強土壁の上部に設置した補強材は、水の浸入によって低下した引抜き強度の回復が小さく、健全度の低い状態が比較的長時間にわたり続くものと推測される。

なお図 11 より、拘束圧  $\sigma_v$  によらず細粒分の多い地盤内におけるジオグリッドの RPS は低く、補強領域への水の浸入によるせん断強度の低下に対し、浸入終了後の  $\tau_f$  の回復が小さいことが分かる。また図 12 より、せん断強度の回復に関して補強材の種類によって若干の傾向の違いが認められる。ジオグリッドでは、データにバラツキが大きいものの総じて引抜き強度の回復率 RPS は高い結果となった。ストリップでは、拘束圧  $\sigma_v$  が低い場合は回復率 RPS が低く、拘束圧  $\sigma_v$  が高くなるに従い増加する。アンカープレートでは、拘束圧  $\sigma_v$  が小さい場合の RPS は比較的大きな値を示すものの、拘束圧  $\sigma_v$  が高い場合の RPS はストリップのケースと同程度になる。

## 5. 結論

本研究で得られた知見を以下に示す。

- ・ 細粒分を含む砂地盤に水が浸入し飽和度が一定以上に高まると、補強材の引抜き強度は低下する。
- ・ 水の浸入によって地盤と補強材との見かけの粘着力がほぼゼロになる。すなわち補強材への拘束圧が低い箇所ほど、水の浸入によって補強材の引抜き強度が低下する割合が大きい。
- ・ 補強材への拘束圧が低いほど、また細粒分の多い地盤ほど、水の浸入が終了した後の補強材の引抜き強度の回復が小さい。

## 6. 謝辞

本研究において、小橋主席研究員、藪総括主任研究員には貴重なご意見とご指導を頂きました。また、藤田研究員には大変お世話になりました。ここに、感謝の意を表します。

所属 岡三リビック株式会社

<参考文献>

- 1) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，2000.2

## 舗装材料の評価法に関する研究

チーム名 新材料 チーム  
氏 名 藤 田 浩 成

### 1. まえがき

近年、地球環境への負荷軽減が求められており、舗装分野においても、環境に配慮した混合物や工法の開発が活発となっている。アスファルト舗装の代表的な関連技術としては、中温化技術が挙げられる。中温化技術とは、アスファルト混合物製造時の温度を特殊な添加剤を用いて低下させることにより、燃料消費を抑制し、これにより二酸化炭素（CO<sub>2</sub>）排出量を削減する技術であり、低炭素舗装とも呼ばれている。

現在中温化技術で用いる添加剤の効果を評価する方法として、多くの場合マーシャル供試体による締固め度や、ホイールトラッキング試験による動的安定度により行われているものの、定まった方法がなく、中温化舗装に使用する材料の評価法についても規格が十分に整っていない。また、中温化技術では、混合物製造時の温度を下げるほどCO<sub>2</sub>排出削減効果が得られるが、加熱温度を下げると骨材に水分が残留する可能性があり、このようなアスファルト混合物では、はく離抵抗性の低下などが懸念される。

そこで本研究では、中温化に用いる添加剤の効果を評価する方法としてプラントの試験室レベルで評価する方法の検討、また、中温化アスファルト混合物の残留水分の実態把握とはく離抵抗性への影響の把握を行った。

### 2. 研究目的

本研究は、アスファルト混合物製造温度の中温化に用いる添加剤の効果を評価する方法を開発するとともに、骨材中の残留水分がアスファルト混合物にどのような影響を与えているかを把握することを目的とした。

### 3. 研究方法

中温化技術には大きく分けて2つの方法がある。1つ目は発泡系で、アスファルトモルタル内に微細な泡を発生させ、その働きによって製造時の混合性と舗設時の締固めを向上させるものである。2つ目は粘弾性調整系で、高温域でのアスファルト混合物の粘弾性を調整し、混合物の製造及び施工温度を低下させるものである。

本研究では、これら添加剤を用いて作製した中温化アスファルト混合物のはく離抵抗性の検討、及び混合物中の残留水分に関する検討を行った。

#### 3.1 はく離抵抗性の検討（圧裂・水浸圧裂試験）

中温化アスファルト混合物作製時に懸念されるはく離抵抗性への影響を検討するため、水浸圧裂試験を行った。ここで、水浸圧裂試験とは、供試体が水分の影響を十分受けるようにあらかじめ強制水浸させ、その後圧裂試験を行う試験のことである。評価方法のフローを図-1に示す。水浸条件は、60℃で48時間とし、評価は圧裂強度、圧裂係数、圧裂強度比（水浸圧裂強度/圧裂強度）で行った。圧裂試験の載荷治具および載荷速度は、「舗装調査・試験法便覧 B006 圧裂試験方法」に準拠した。

本研究で用いた中温化剤を表-1 に示す。本検討は、水分がアスファルト混合物にどのような影響を与えているかを見ることを目的としているので、一般に流通している中温化剤を用いて比較を行った。

表-1 圧裂・水浸圧裂試験使用中温化剤

	添加量
発泡剤 A (流通品)	2.5%
粘弾性調整剤 A (流通品)	3.0%

### 3.2 混合物中の残留水分の検討

中温化混合物の残留水分を評価するためには、アスファルト混合物内の水分量が明らかな供試体を作製する必要がある。そこで、本検討では予め完全乾燥させ計量した骨材を用意し、細骨材である砕砂と細目砂に一定量の水分を含ませてから供試体を作製することにした。マーシャル供試体作製方法のフローを図-2 に示す。加熱時間により水分量が変化するため、作製時に骨材の加熱時間を変えて供試体を作製した。細骨材は湿潤状態を保つため常温から、その他の骨材は通常と同様に予め加熱しておき、両方を混合開始時に混ぜ合わせて供試体を作製した。

なお、この検討には表-1 の粘弾性調整剤 A を用いた。発泡系の中温化剤は、混合後の養生を行うことにより効果を発揮するが、本検討では、養生中に水分量が変化し適用できないため、そのようにした。

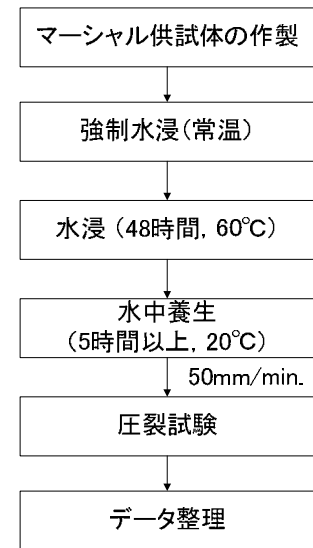


図-1 水浸圧裂試験フロー

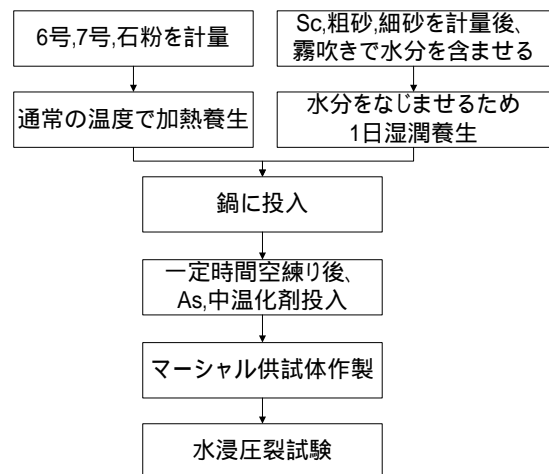


図-2 供試体作製フロー

## 4. 研究結果

### 4.1 はく離抵抗性の評価 (圧裂・水浸圧裂試験)

圧裂および水浸圧裂試験を行った結果を表-2 に、圧裂強度比で比較した結果を図-3 に示す。各図表より、通常の方法で温度だけを 30 低減して作製した供試体の圧裂強度比

表-2 圧裂・水浸圧裂試験結果

	無添加・通常温度	無添加・30 低減	発泡剤 A	粘弾性調整剤 A
圧裂強度(Mpa)	1.53	1.31	1.38	1.38
水浸圧裂強度(Mpa)	1.58	0.69	1.21	1.38

は、1.0 から 0.5 へ約半減しているが、中温化剤を入れて作製した供試体の圧裂強度比は、0.9~1.0 と通常の結果とほぼ同等の値を示していることがわかる。このことから、圧裂及び水浸圧裂試験を行うことにより、中

温化剤のはく離抵抗性の評価を行うことができると推測される。

#### 4.2 プラントにおける骨材の水分量測定結果

供試体の水分に関する検討を行うにあたり、実際のアスファルトプラントに貯蔵されている骨材は、どの位水分が含まれているのか把握する必要がある。そこで、アスファルトプラントのストックヤードに貯蔵されている骨材の含水比測定を行った。測定結果の一例を表-3 に示す。

表-3 スtockヤードの骨材含水比(平成 22 年 10 月計測)

碎石種類	6号碎石	7号碎石	砕砂	細目砂	石粉	含水比(%)
骨材含水比(%)	1.00	1.65	2.05	9.10	0.15	2.16

このプラントではストックヤードに屋根がかかっており、骨材は、到着時からアスファルト混合物製造時まで雨に濡れない設備が整っている。表-2 より、雨対策を行っているプラントでも、骨材には約 2%の水分が含まれていることが分かる。また、各骨材の含水比を見ると、粒径が小さくなるほど含水比が高くなり、細目砂では約 9%であった。このように、プラントではストックヤードの雨対策を行っていても、骨材は多少の水分を含んでおり、粒径が小さい骨材ほど含水比が高いことが確認された。したがって、中温化混合物製造時には、特に細骨材の水分には注意が必要であると考えられた。

#### 4.3 供試体中の残留水分量

水分を含有させた供試体を作製する前に、加熱時間により骨材中の含水比がどのように変化するのかを把握した。試験結果を図-4 に示す。加熱時間が長くなるほど骨材中の含水比が低くなり、2 分加熱するとほとんど水分が無くなり、完全乾燥に近い状態になることが分かる。

骨材の加熱温度と骨材温度の関係を図-5 に示す。水分を含んだ骨材を投入し加熱すると、一度 100 付近で停滞し、その後温度が上昇した。これは、骨材中に水分が残っている間はエネルギーが気化に消費され、骨材温度が上がることができないためと考えられる。このことから、骨材中に水

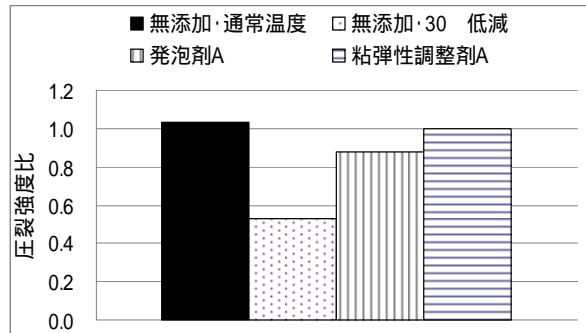


図-3 水浸圧裂試験結果(圧裂強度比)

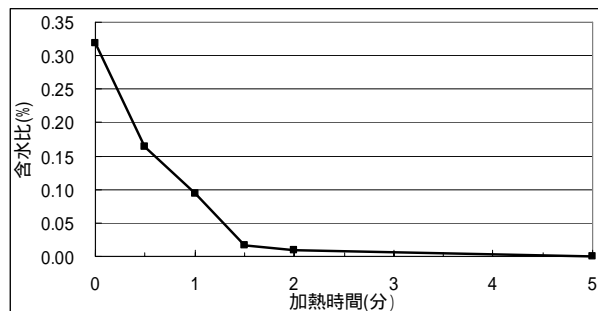


図-4 骨材の加熱時間と含水比の関係

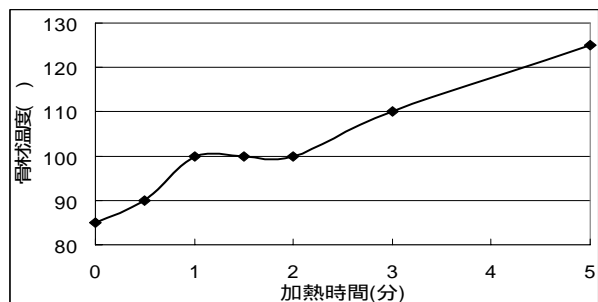


図-5 骨材の加熱時間と骨材温度の関係

分が残っていると、温度上昇が妨げられ温度のむら  
がでやすく、混合物の品質低下を引き起こす要因  
となると考えられた。

#### 4.4 水浸圧裂試験結果

図-2 に示した方法でマーシャル供試体を作製し、  
残留水分の混合物性状への影響を検討した。加熱時  
間と圧裂強度の関係を図-6 に、加熱時間と圧裂係数  
の関係を図-7 に示す。図-6, 7 より、骨材の加熱時  
間が長くなるにしたがって、圧裂強度と係数ともに  
大きくなっていることが分かる。また、骨材が完全  
乾燥状態で作製した供試体の圧裂強度と係数に比べ、  
中に水分が残っている供試体の圧裂強度と係数がす  
べて小さいことが分かる。

このことから、骨材中の残留水分がアスファルト  
混合物性状に影響を与えることが分かった。

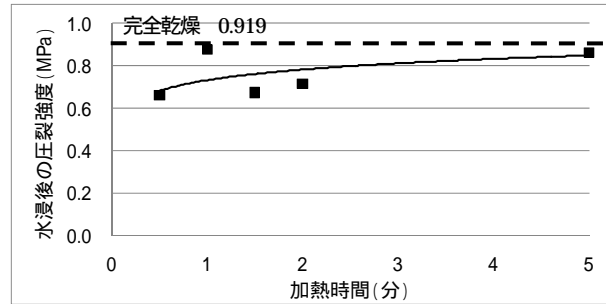


図-6 骨材の加熱時間と圧裂強度の関係

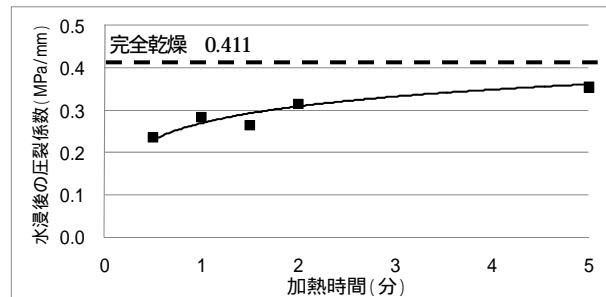


図-7 骨材の加熱時間と圧裂係数の関係

#### 5. おわりに

本研究では、骨材の残留水分が中温化混合物にどのような影響を与えるのかについて水浸圧裂試験を行い、混合物中の残留水分の耐水性への影響について明らかにした。今後は、さらに試験条件などについて検討し、残留水分による影響を適切に評価できる試験方法を確立したい。

#### 6. 謝辞

本研究を行うにあたり西崎上席研究員始め、ご自身の研究にお忙しい合間を縫って、私に直接ご指導下さった新田主任研究員、並びに新材料チームの皆様方には一方ならぬご指導、ご鞭撻を賜り誠にありがとうございます。今後とも皆様の変わらぬ暖かなご指導の程、宜しくお願ひ申し上げます。

所属 世紀東急工業株式会社

#### <参考文献>

- 1) (社)日本道路建設業協会 技術及び施工管理部会：「中温化技術の適用事例」、アスファルト、第52巻、第225号、2009年10月
- 2) 平戸利明，新田弘之：珪砂を用いたポリマー改質アスファルトのはく離抵抗性に関する評価方法の検討、土木学会第65回年次学術講演会、2010年9月



# 下水汚泥等の効率的資源利用プロセスに関する研究

リサイクルチーム

佐藤一行

## 1. まえがき

下水処理場において水処理の過程で発生する汚泥は有用な資源である。汚泥中には有機物が多く含まれ、これをエネルギーとして利用することにより、化石燃料の依存量を減らすことが可能となり、地球温暖化ガスの抑制、エネルギー自給率の向上につながる。また、汚泥中には窒素、リン等の栄養塩が豊富に含まれており、リンなどの貴重な資源を汚泥から分離回収し再利用することができれば肥料資源の多くを輸入に頼っている我が国において資源自給率の向上につながる。これら汚泥中から資源を効率的に回収するための研究を行った。

## 2. 研究目的

本研究では上記課題を解決するため要素技術の向上を目的とし、土木研究所で開発された「みずみち棒」<sup>1)</sup>は汚泥処理プロセス全体の効率化に寄与する技術である<sup>2)</sup>。さらなる効果向上に資するため重力濃縮槽の濃度向上の機構を明確にする。畜産廃水処理液から電解法によってリン等有用資源を回収する方法が研究されており<sup>3)</sup>、昨年度は電解法を下水道へ適用する可能性が研究され液相からリンを除去することが確認された<sup>4)</sup>。今年度は回収物の成分を分析しその回収率を調べることにした。

## 3. 研究内容

### 3.1 沈降速度向上によって汚泥濃度が向上する機構の解明

#### (1) 実験方法

実験は平成 22 年 7～8 月にかけて土木研究所内の水質実験施設で行った。24hr の回分試験で所定の濃度に調整した汚泥を十分に攪拌した後、沈降の様子を 30 分毎にデジタルカメラの自動撮影により記録した。供試汚泥は OD 法の余剰汚泥 (TS 20g/L) を実際の処理場から採取し水道水で希釈して所定の濃度に調整して使用した。底部の汚泥濃度計測は水槽側面の引き抜き栓から汚泥を引き抜き、下水試験方法に基づいて TS を計測した。装置の概要を図 1 に示す。



図 1 . 600mm 実験水槽

#### (2) 結果

実験は初期設定汚泥濃度が 0.4、0.7、1.0%、みずみち棒の径が 18、32mm、みずみち棒の回転速度を  $0.05 \sim 1 \text{min}^{-1}$  の間で行った。各条件における界面高さの時間変化を沈降曲線に表し、汚泥界面が等速沈降している区間の初期沈降速度を算出した。実験結果の一例として沈降曲線とその時の底部汚泥濃度の時間変化を図 2、図 3 に示す。図 2 は初期設定汚泥濃度が 0.4% での結果であり、実験開始直後から汚泥界面高さの低下速度が速く、みずみち棒有りの方が棒なしに比べてわずかに沈降速度が早く、底部汚泥も濃くなっ

ていた。図3は初期設定汚泥濃度が1.0%の結果であり、汚泥界面高さの低下速度が遅く、棒なしの場合は界面低下がごくわずかで、底部汚泥濃度もあまり濃くならないのに対し、みずみち棒有りの場合は界面低下、底部汚泥濃度の上昇が進み濃縮されているのが確認された。

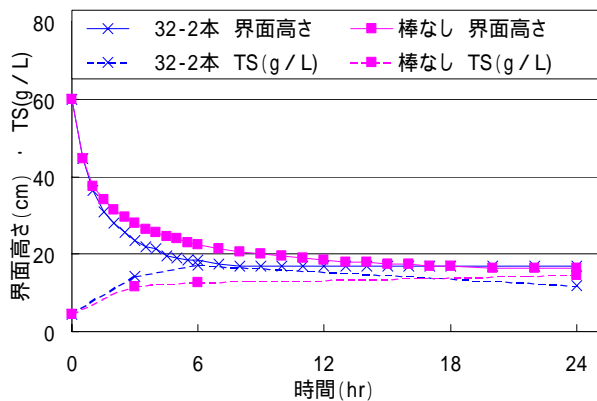


図2. 沈降曲線と底部濃度 (汚泥濃度 0.4%)

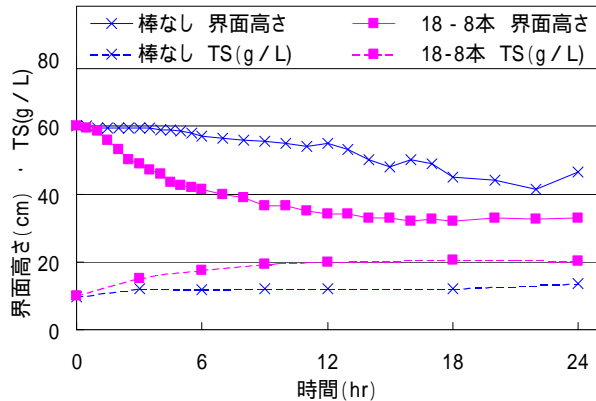


図3. 沈降曲線と底部濃度 (汚泥濃度 1.0%)

(3) 考察

重力濃縮槽における濃縮の概念は Coe-Cleverger の計算方法によって示されている<sup>5)</sup>。実験結果から算出した固形物負荷を図4に示した。ここで、Coe-Cleverger の計算方法における固形物負荷とは、重力濃縮槽の水平断面を単位時間、単位面積における固形物流量のことを表し、固形物負荷が高いほど多くの固形物を下方へ移動できることを示す。棒無しの場合に比べてみずみち棒ありの場合の方の固形物負荷が高くなっており、汚泥濃度が濃いほどみずみち棒によって沈降負荷を高める効果が大きいことが分かった。

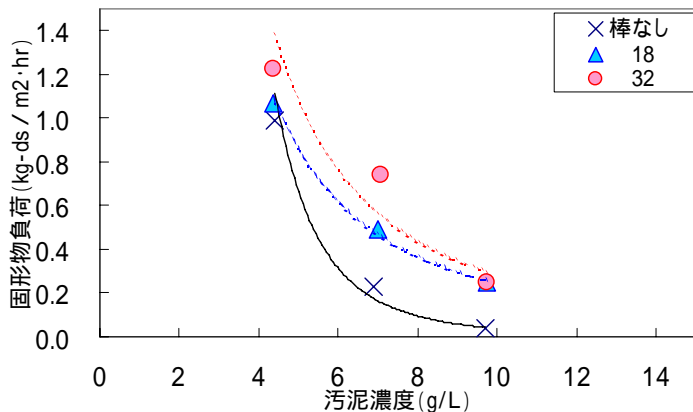


図4. みずみち棒による固形物負荷の改善効果

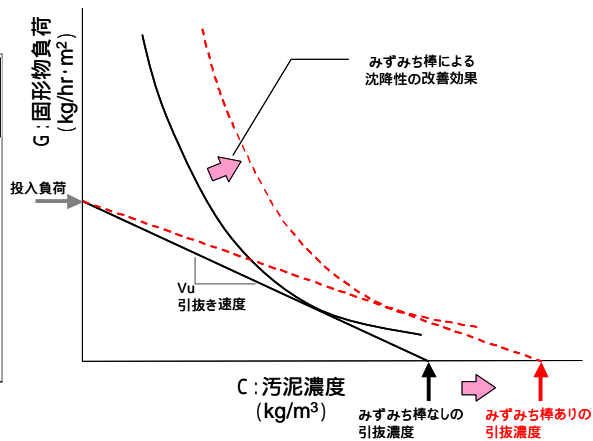


図5. みずみち棒による濃縮汚泥濃度向上の機構

図5は実験結果を実施設に適用した場合に考えられるみずみち棒による濃縮汚泥濃度向上の機構を示した固形物負荷の概念図である。固形物負荷線図では、濃縮汚泥の引抜濃度は固形物負荷曲線と引抜線から推定できることが報告されている<sup>6), 7)</sup>。図5から投入負荷が一定で変化せず、界面高さが一定になるよう引抜量を制御している重力濃縮槽を想定した場合、みずみち棒を導入することにより、固形物負荷を高められると考えられること及び引抜速度を遅くできる(すなわち図中の点線のように直線の傾きがなだらかにすることによって、引抜濃度を高めることが表現できると考えられた。

### 3.2 消化汚泥脱水分離液を電解した時に得られる回収物の性状調査

#### (1) 実験方法

処理場内で発生する汚泥には初沈汚泥、余剰汚泥、消化汚泥がある。実験ではリンの含有量が多い消化汚泥とその脱水分離液を対象として何種類かの実験を行った。ここでは比較的良好な形態で回収物の分析をできた脱水分離液の実験結果について述べる。脱水分離液は守谷処理場にある消化汚泥の遠心脱水機から採取した。

実験装置の電極はチタン母材に白金メッキを施したメッシュ状の電極を陰極 4 枚、陽極 4 枚を交互に 1cm 間隔で配置した。電極一枚あたりの接水部面積は幅 8cm × 水深 33.5cm で陰極、陽極とも有効面積は 268cm<sup>2</sup> である。実験は容量 8L の角型水槽に試液を投入し定容量直流電源装置(菊水電子工業 PAS40-27)にて直流電源を流し、24hr 回分試験を行った。

実験中のサンプルの採取はピペットで水面下 2cm 付近の液を採取した。実験終了後、電解によって発生する細かい気泡によって水槽上部に浮上した泡状の物質を浮上物として回収した。沈殿物は水槽内の上部の液を捨てた後、底部に沈澱している残水とともに回収した。析出物は電極を取り出し、実験に使用した液を捨てた後、水槽内にイオン水を満たし、逆電圧(リバース)をかけて電極に析出している物質を電極からはがした。その後、底部に沈んでいる析出物を沈殿物と同様の方法で回収した。

#### (2) 結果

4.5V の定電圧、電流は 5.5 ~ 6.1A で 24hr の回分試験の結果について、電解前後で液相に含まれる金属類の変化は T-P が実験開始時 65mg/L だったものが実験終了後 55mg/L に減少し除去率は 15% であった。一方、マグネシウムは 7.2mg/L から 1.4mg/L まで減少し除去率は 81%、Ca は 28.5mg/L から 7.8mg/L まで減少し除去率は 73% であった。

実験時の状況と電極に付着した回収物の写真を図 6 に、電解後の回収物を分析した結果を図 7 に示す。沈殿物、析出物ともにリンの含有量 16 ~ 18% と高品位のリン鉱石(リン含有量約 18%)<sup>8)</sup>と同程度の物質を回収することができた。また、沈殿物はマグネシウムとカルシウムが同程度なのに対し、析出物はカルシウムの割合が高くなっていた。このことから沈殿物は Mg が多いことから MAP(リン酸マグネシウムアンモニウム)主体、リバースによって回収した析出物は Ca が多いことから HAp(ヒドロキシアパタイト)主体と想定され、畜産排水処理水での研究結果と同様<sup>3)</sup>の結果となった。

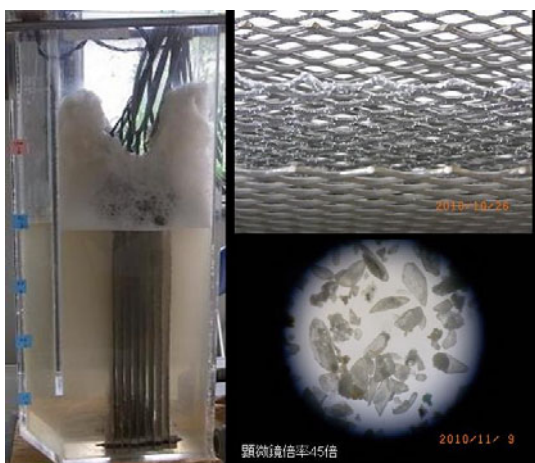


図 6 . 電解の状況と回収物

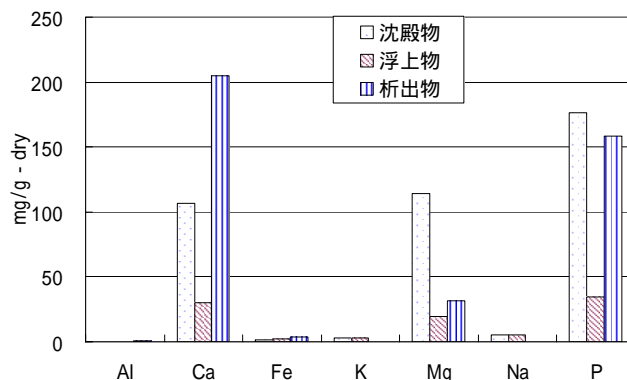


図 7 . 電解後の回収物組成

回収物は沈殿物が 177mg、析出物が 115mg 得られた。8L の液中に 520mg あったリンから沈殿物に 31mg、析出物に 18mg、合計 49mg のリンを回収し、回収率は 9.4% (=49/520) だった。栄養塩類の収支を図 7 に示す。合計の収支で未回収となっているものは浮上物中へ移行したものの、析出物を回収した際のリバー溶液中に残ったもの、リバーで落としきれずに電極に残ったものが考えられた。

#### 4. 結論

(1)みずみち棒による初期沈降速度の向上と界面高さを目標にした引抜量の制御によって濃縮汚泥濃度を向上することが可能になると考えられた。今後、汚泥濃縮の連続試験により実機に近い条件での検証が可能になると考えられる。

(2)下水処理場においてリン資源等を回収する方法として消化汚泥の脱水分離液を電解することによってリン含有量 16～18%とリン鉱石と同程度のリン化合物を回収できた。ただし、その回収率は 9.4%とまだ低いため、今後は回収率の向上が必要であると考えられる。

#### 5. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導を頂いたリサイクルチームの皆様、元リサイクルチームの宮本研究官をはじめ多くの方々に深く感謝の意を表します。

所属：株式会社大原鉄工所

#### <参考文献>

- 1) 土木研究所リサイクルチーム HP：<http://www.pwri.go.jp/jpn/seika/pdf/newtech/noushuku.pdf>
- 2) 佐藤一行，堀尾重人，宮本豊尚，桜井健介，岡本誠一郎：「重力濃縮槽の機能改善による汚泥処理の定量評価」，第 47 回環境工学フォーラム講演集，pp.10-12，2010。
- 3) 田中恒夫，小池範幸，佐藤孝志，新井忠男，平靖之：「電解法による畜産排水からのリン酸塩の回収」水環境学会誌，Vol.32，No.2，pp.79-85，2009。
- 4) 宮本豊尚，岡本誠一郎，桜井健介，田中恒夫：「下水道施設への電解結晶法の適用可能性検討」，EICA15(2・3)，pp.213-216，2010。
- 5) 土木学会：水理公式集，pp419-420，(平成 11 年度版)。
- 6) 永持雅之，森孝志，清水一弥，西崎柱造：「重力濃縮槽の機能調査」，大阪市下水道局業務研究論文集 15 周年記念，pp.365-375，1987。
- 7) 佐藤一行，宮本豊尚，桜井健介，浅井圭介，岡本誠一郎：「重力濃縮槽の汚泥濃度を向上させる手法」，第 48 回下水道研究発表会，2011。
- 8) 宮本豊尚，岡本誠一郎，落修一：「安定的リン資源確保のための下水道における資源化モデル」，EICA 13(2)，pp.199-202，2008。

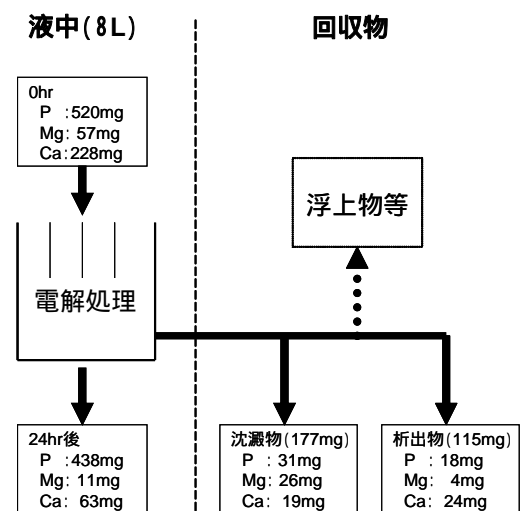


図 7. 電解による栄養塩の収支

# サイト概念モデルによる土壌・地下水汚染の管理・制御技術

チーム名 土質・振動チーム  
氏名 塚本 将康

## 1. まえがき

平成3年8月の土壌環境基準の設定、平成15年2月の土壌汚染対策法(以下、「土対法」)の施行を経て、平成22年4月には改正土対法が施行された。また、東京都や大阪府、千葉県などの地方自治体においても、土壌汚染に関する条例が数多く制定されてきている。

このような中、図-1に示すように平成3年にはわずか40件だった土壌汚染の調査は、土対法施行直後の平成15年度にはおよそ20倍の762件、平成20年度にはさら

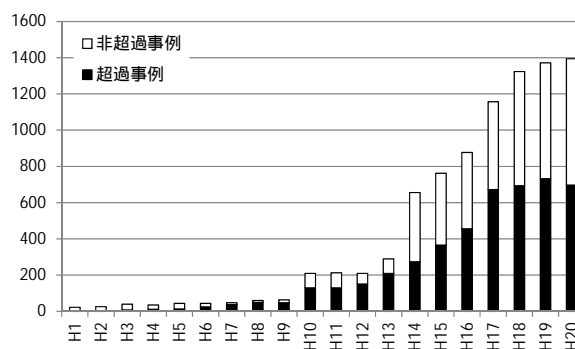


図-1 土壌汚染の調査件数と超過事例件数<sup>1)</sup>

にその倍の1,365件が実施され、世の中の土壌汚染に対する関心の高まりが伺える<sup>1)</sup>。実際に、これらの土壌汚染の調査が実施されたもののうち、平成20年度は約半数の697件で基準を超過する土壌汚染が顕在化している<sup>1)</sup>。

公共事業においても例外ではなく、鶴見川多目的遊水地整備<sup>2)</sup>や圏央道八王子北IC建設予定地<sup>2)</sup>における廃棄物混じり土、仙台市東西線地下鉄建設工事<sup>3)</sup>や東北新幹線八甲田トンネル建設工事<sup>4)</sup>における自然由来の重金属等を含む岩石・土壌などに遭遇する場合が発生している。

公共事業における土壌汚染については、用地買収前に土壌汚染が顕在化する場合、「公共用地の取得における土壌汚染への対応に係る取扱指針」(国土交通省、平成15年4月30日)に従い対応することとなる。一方、用地取得後や工事開始後に土壌汚染に遭遇する場合、土対法や「建設工事で遭遇する地盤汚染対応マニュアル(改訂版)」<sup>5)</sup>、「建設工事で遭遇するダイオキシン類汚染土壌対策マニュアル(暫定版)」<sup>2)</sup>、「建設工事で遭遇する廃棄物混じり土対応マニュアル」<sup>6)</sup>などを参考に、公共工事の事業者自らが対応するケースが多い。しかし、大量の汚染土壌への対応、複数の利害関係者の存在によるリスクコミュニケーションの困難さ、遭遇形態の多様性、多数の関係法令の存在による対応の繁雑さなど、課題は様々で、新たな土壌・地下水の管理・制御技術が求められている。

## 2. 研究目的

このような中、土木研究所では公共工事を円滑に進めることを目的として、土壌・地下水汚染の影響を定量的に予測、評価し、対策の合理化を目指す新たな影響予測手法の構築を検討してきた。本報告では、従来、個々に実施されていた調査、影響予測、対策、モニタリングを統合し、一連の流れ、目的を持って影響予測を実施する手法である「サイト概念モデルによる土壌・地下水汚染の管理・制御技術」について紹介する。

### 3. 影響予測と評価の手法

#### (1) 土壌・地下水汚染への対応の流れ

建設工事開始後に土壌汚染に遭遇した場合、一般には調査、影響予測、対策、モニタリングの順で実施する。土木研究所では、従来、個々に実施されてきたこれらを統合し、さらに発生源での有害物質の含有量、溶出量で評価してきた土壌・地下水汚染の影響を、周辺への影響により評価する合理的かつ定量的なサイト概念モデルに基づく影響予測手法を検討している。図-2 に影響予測と評価の流れを示す。

#### (2) サイト概念モデルの構築

サイト概念モデルに基づく影響予測は、建設工事において現場毎に想定される土壌・地下水汚染の影響を明確にし、対応方針、現地調査計画の立案、影響評価の実施、対策の選定・設計などを効率的かつ効果的に実施するための手法である。

サイト概念モデルには、対応方針、現地調査計画の立案に活用することを目的に構築する「初期サイト概念モデル(図-3)」と、影響評価の実施、対策の選定・設計、戦略的モニタリングの立案に活用することを目的に構築する「サイト概念モデル(図-4)」の二段階があり、対応の進捗状況に応じてそれらを活用することが必要である。

「初期サイト概念モデル」は既存資料調査などによる対象地域の地形・地質、水理特性・水質、土地利用履歴や発生源の有害物質の含有量・溶出試験結果等の情報をもとに、周辺環境への影響を想定し、現地調査計画の立案に活用するものである。「サイト概念モデル」は、さらに現地調査などによる発生源および摂取経路における有害物質の土壌への吸着特性、表流水や地下水の詳細な情報を加え、想定される周辺環境への影響を明確にし、影響評価の実施、対策の選定・設計に活用するものである。

### 4. 影響予測の実施

#### (1) 影響評価とは

構築したサイト概念モデルを用いて、有害物質が敷地境界や保全対象近傍に達する場合の地下水の有害物質濃度

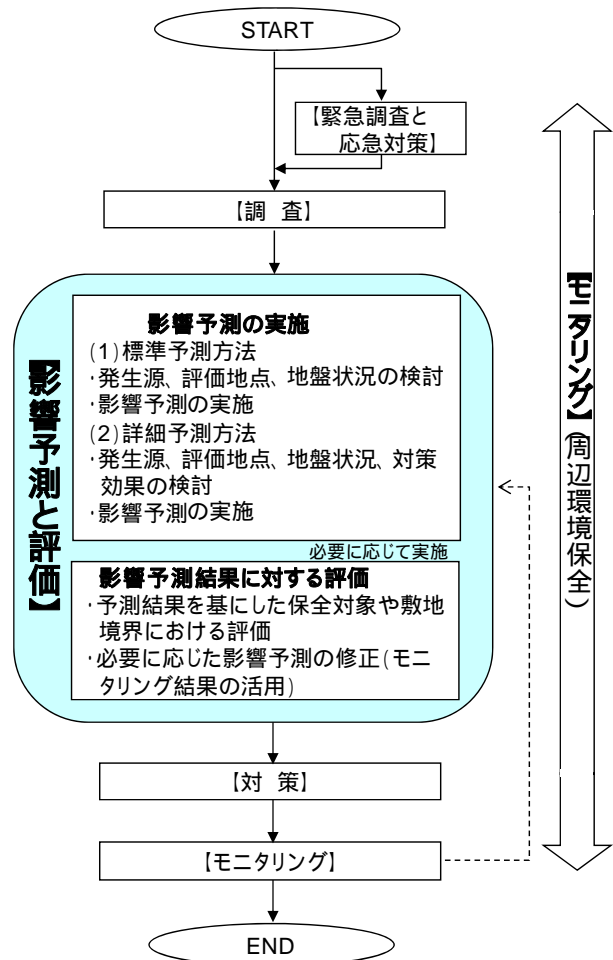


図-2 影響予測と評価の流れ<sup>5)</sup>

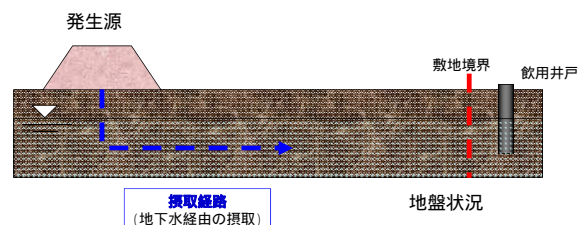


図-3 初期サイト概念モデル

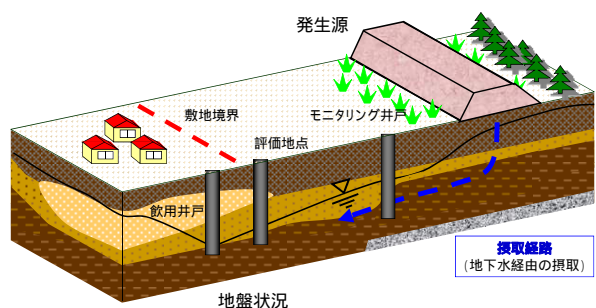


図-4 サイト概念モデル

を移流分散解析等により求め、判定基準と比較することで、定量的な影響評価を実施する。この際、評価期間は100年間を目安とする。なお、この定量的な影響評価の実施は、リスクコミュニケーションの際に活用するツールとしても期待される。

影響予測には比較的簡易なサイト概念モデルを活用し一次元解析等を実施する「標準予測方法」と、詳細なサイト概念モデルを活用し対策工の効果が考慮可能な多次元解析等を実施する「詳細予測方法」がある。これらの影響予測と評価に基づき対策の設計を行う。

## (2) 標準予測方法による影響評価

標準予測方法による影響評価は、現地調査によって取得した現地のパラメータを利用し、一次元の移流分散解析等を用い影響予測および影響評価を実施する。解析を実施する測線の選定にあたっては現場毎の地下水流況、保全対象位置、想定される影響等を考慮することが必要となる。

そのため土木研究所では、西垣ら<sup>7)</sup>が提案した手法に基づき、現場でも使用できることを前提とした簡易な移流分散解析ソフトウェア1DTRANSUを整備した。入力するデータは、発生源における有害物質の種類、帯水層のパラメータ（透水係数、間隙率、遅延係数等）地下水位、年間降水量等である。出力として発生源直下の帯水層における有害物質濃度と時間の関係、発生源と評価地点間のある時間における有害物質濃度、評価地点直下の帯水層における有害物質濃度と時間の関係が得られる。図-5に1DTRANSUの計算結果例を示す。1DTRANSUの特徴としては、表計算ソフトExcelが使用できれば利用可能で、影響予測を行う際に必要となる地盤のパラメータが参考値として設定されており、直ちに概略計算が可能という簡便さが挙げられる。

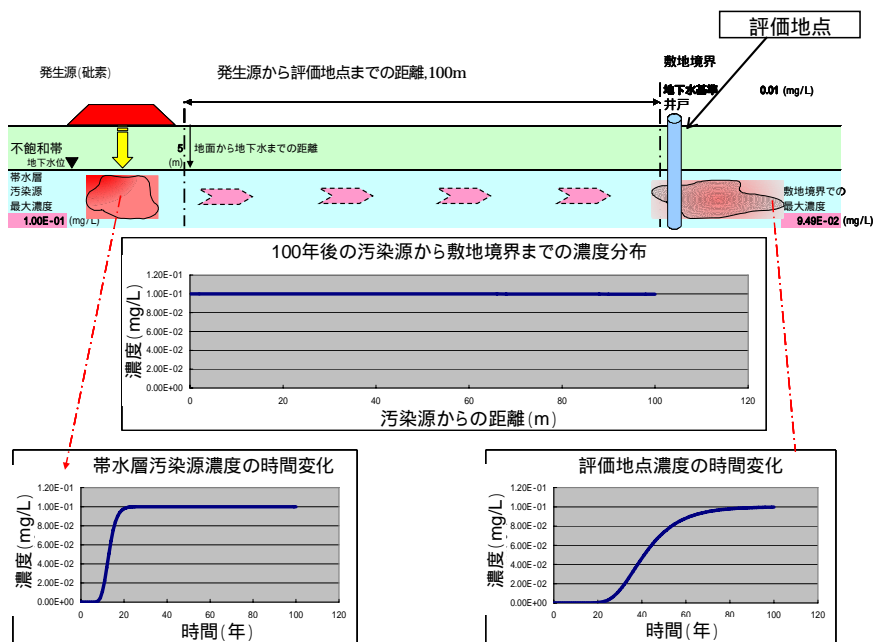


図-5 1DTRANSUの計算結果例

## (3) 詳細予測方法による影響評価

詳細予測方法による影響評価は、標準予測方法に基づいて設計した対策が現場条件に適合しない時などに、より詳細な現地調査によって取得した現地パラメータを使用し、多次元の移流分散解析等<sup>7)</sup>(図-6参照)を実施する。

#### (4) 留意事項

サイト概念モデルに基づく影響予測を実施する際は、モニタリングを併用し、不確実性を担保することが必須となる。また、モニタリングの結果に応じて追加調査やパラメータの再設定を含むサイト概念モデルの修正等を適宜行い、影響予測の精度を可能な限り向上させる。その結果、新たな対策の必要性が生じた場合は適切な対応を検討する。

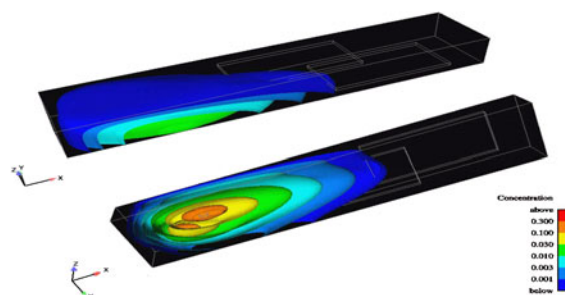


図-6 Dtransu-3D・ELの計算例

#### 5.まとめ

環境問題への関心が高まる昨今においては、有害物質の影響予測を行う場合には、科学的根拠に基づいた定量的な予測が重要である。本検討により得られた主たる成果は以下の通りである。

- ・新たな影響予測の考え方として、サイト概念モデルに基づく影響予測手法の提案を行った。
- ・サイト概念モデルに基づく影響評価に適用する簡易な移流分散解析ソフトウェア 1DTRANSU を整備した。

なお今後は、模型実験や現場の観測データをもとにパラメータの設定方法の検討を行い、手法の検証を実施し影響予測の精度を高めていく。

#### 6. 謝辞

本研究を行うにあたり、丁寧なご指導をいただいた佐々木上席研究員をはじめ、森主任研究員、山木研究員、稲垣研究員ならびに土質・振動チームの皆様方に深く感謝の意を表します。

所属：川崎地質株式会社

#### <参考文献>

- 1) 環境省水・大気局環境局：「平成 20 年度土壌汚染対策法の施行状況及び土壌汚染調査・対策事例等に関する調査結果」, 環境省 HP, 2010.3 .
- 2) 土木研究所編：「建設工事で遭遇するダイオキシン類汚染土壌対応マニュアル [ 暫定版 ]」, 鹿島出版会, 2005.12.
- 3) 森研一郎, 門間聖子：「仙台市地下鉄東西線建設工事における自然由来の重金属を含む建設発生土処理に関する取り組み」, 資源・素材 2009 ( 札幌 ) C3-7 , pp.173-176 , 2009.9.
- 4) 太田岳洋：「鉄道建設における自然由来重金属等含有土砂対策の事例と今後のあり方」, 資源・素材 2009 ( 札幌 ) C3-6 , pp.169-172 , 2009.9.
- 5) 独立行政法人土木研究所編：「建設工事で遭遇する地盤汚染対応マニュアル [ 改訂版 ]」, 2011.3.
- 6) 土木研究所監修、土木研究センター編著：「建設工事で遭遇する廃棄物混じり土対応マニュアル」, 鹿島出版会, 2009.10.
- 7) 西垣誠, 菱谷智幸, 橋本学, 河野伊一郎：「飽和・不飽和領域における物質移動を伴う密度依存地下水流の数値解析手法に関する研究」, 土木学会論文集, No.511/ -30, pp.135-144 , 1995.



# 液状化対策がなされた堤防の耐震性再評価に関する動的遠心模型実験

チーム名等 土質・振動チーム  
氏 名 中田 芳貴

## 1. まえがき

平成7年兵庫県南部地震を受けて、河川堤防の耐震点検及び対策が緊急的に進められたが、当時の設計において考慮されていた地震動は、今日的に見れば中規模であり概ねレベル1地震動（以下、L1）に相当する。一方で、今日ではレベル2地震動（以下、L2）を対象とした堤防の耐震性評価が求められる<sup>1)</sup>。しかし、L1に対して設計された耐震対策工はL2に対して外的安定・内的安定等を満足せず、地震時挙動が不安定となることが考えられ、耐震性の評価が困難となることも考えられる。

## 2. 研究目的

本研究では、L1に対して設計・対策された堤防のL2に対する耐震性の評価法を確立することを目的に、L1に対して耐震対策がなされた堤防の耐震性を再評価するにあたっての課題を整理し、耐震対策がなされた堤防を想定した動的遠心模型実験を行い、実験における堤防と対策工の変形量及び対策効果について検討した。

## 3. 既設耐震対策の再評価に対する課題の整理

### 3.1 従来の耐震対策工法の種類と設計法

これまでの既設の河川堤防に対する液状化対策では、適用実績が多いものとして図-1に示すような堤防ののり尻付近での対策がなされてきた。これらは、液状化が生じない土層に着底あるいは根入れさせ、対策工に

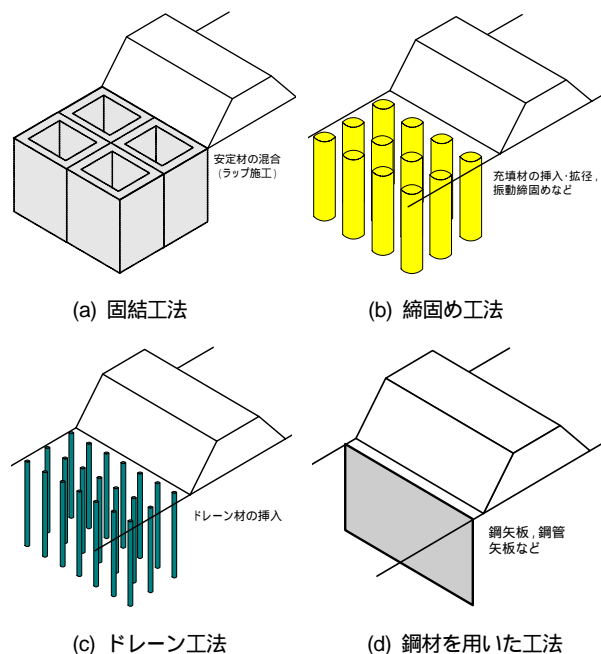


図-1 堤防の液状化対策工法

過大な変位が生じないことを前提に、対策工によって堤防の側方変形を抑制し、堤防の沈下量を低減する効果を期待するものである。従来の設計法<sup>2)</sup>の詳細は工法ごとに異なるが、概略すると、円弧すべり計算による対策後の全体安定照査とともに、工法に応じて対策工の滑動・転倒・支持等の外的安定照査、対策工に生じる応力度に関する内的安定照査（許容応力度照査）が行われていた。また、液状化の発生を抑制する工法である固結工法、締固め工法及びドレーン工法については、対策範囲内の地盤に液状化を生じさせないことが求められていた。

### 3.2 レベル2地震動に対する再評価における技術課題

L2時の堤防の耐震性を評価する際、全く新たに対策工の設計を行う場合と、L1に対して対策された堤防の再評価する場合では、後者の方が難しい。特に評価が難しいと考えられる3つのパターンを図-2及び以下に示す。

**パターン1**：対策工を着底あるいは支持させている土層以深において、当時はL1に対して液状化判定を行った結果として非液状化層と判定されたものの、L2に対する判定を改めて行うことで液状化層と判定されるもの。中

密な砂質土が該当すると考えられるが、安定計算では外的安定を喪失するものと評価される一方、液状化が生じたとしても変形が進展にくく、一定の変形抑制効果を発揮することが考えられる。

**パターン2**：対策工に内部破壊が生じると評価されるもの。固化改良体の内部破壊と鋼材の塑性変形がこれに該当する。対策効果を見込むためには、対策工の強度や損傷後の評価もさることながら、対策工に作用する荷重の合理的な評価が必要である。

**パターン3**：ドレーン工法あるいは排水機能付き矢板

工法において、過剰間隙水圧の上昇に対して排水が

追い付かないもの。対策領域の過剰間隙水圧が完全に上昇すれば対策効果が急激に低下するものと考えられるが、無対策の場合に比べると幾分かの違いがある可能性も考えられる。

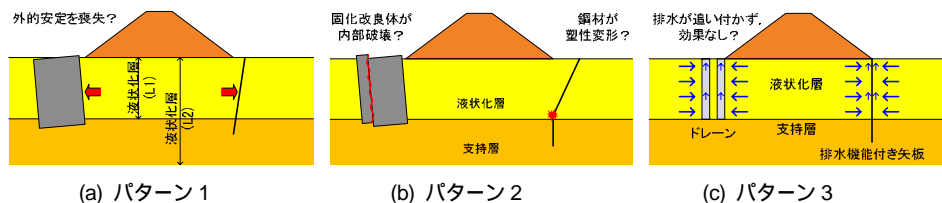


図-2 耐震性の評価が困難となることが想定されるパターン

#### 4. 動的遠心模型実験の概要

実験には幅 1500mm × 奥行き 300mm × 高さ 500mm の剛土槽を用い、50G の遠心力場にて行った。以下に示す数値は、全て実物スケールに換算している。実験ケースを表-1、実験模型の概要を図-3 に示す。実験ケースは前述の課題認識に基づいて設定しており、特に評価が難しいと考えられるパターンとの対応関係を表中に示している。図-3

では、紙面の都合から断面の一部のみを示しているが、模型は全て図中の中心線 (CL) で左右対称であり、センサー数が断面の左半分で少なくなっている点のみが異なる。全ケースについて、堤防及び基礎地盤の条件は同一である。堤防は高さ 6m、天端幅 5m、2 割勾配とし、締固め度  $D_c=90\%$  の江戸崎砂により模擬した。基礎地盤は上から層厚 8m、相対密度  $Dr=60\%$  の層 1、層厚 8m、 $Dr=85\%$  あるいは  $95\%$  の層 2 の 2 層から構成し、いずれも東北硅砂 7 号により模擬した。また、基礎地盤の相対密度と地震動の規模に応じた液状化判定結果を表-2 に示す。ここで、水平震度は L1 については文献 2) に、L2 については文献 1) により行った。地下水位は層 1 上面に設定し、以深は粘性を 50 倍に調整したメチルセルローズ水溶液により飽和させた。盛土がサクシオンにより地下水を吸い上げ、遠心力上昇中に崩壊するのを防ぐため、盛土のうち下部 1m を粒径 1mm 程度の粗砂 (いわき硅砂 3 号) により作製した。

**Case 1, 2** の固化改良体は重量を調整したアクリル箱により模擬し、L1 に対

表-1 実験ケース

Case	対策工法	層 2	備考
0	無対策	$Dr=95\%$	-
1 (S-95)	固結工法	$Dr=95\%$	-
2 (S-85)	固結工法	$Dr=85\%$	パターン 1
3 (C-95)	締固め工法	$Dr=95\%$	-
4 (SP w-95)	矢板工法 (w 型)	$Dr=95\%$	パターン 2
5 (SP w-85)	矢板工法 (w 型)	$Dr=85\%$	パターン 1
6 (SP -95)	矢板工法 (型)	$Dr=95\%$	パターン 2
7 (D-95)	ドレーン工法	$Dr=95\%$	パターン 3
8 (DSP w-95)	排水機能付矢板工法 (w 型)	$Dr=95\%$	パターン 3

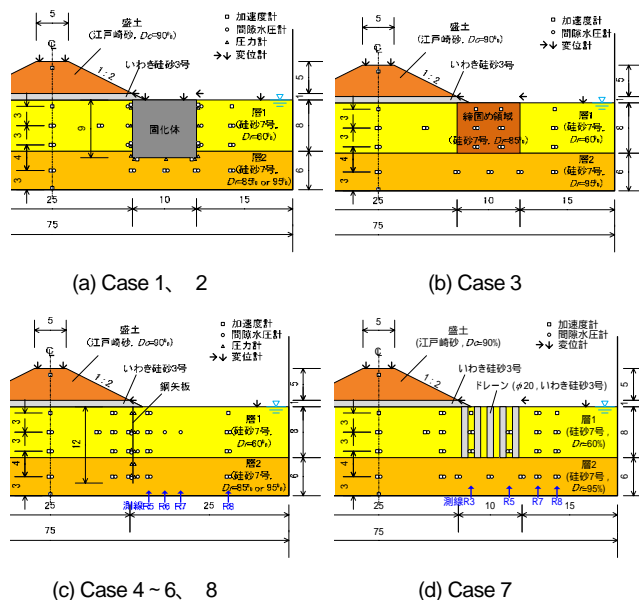


図-3 実験模型の概要 (単位: m)

表-2 基礎地盤の平均  $F_L$

	相対密度	L1 地震動	L2 地震動
層 1	$Dr=60\%$	0.65	0.19
	$Dr=95\%$	4.35	1.96
層 2	$Dr=85\%$	1.01	0.35

して外的安定を満足するように改良幅を 10m、改良深度を 9m とした。層 2 に 1m の根入れをしつつ、層 2 の相対密度としては  $Dr=95\%$  (Case 1)、 $85\%$  (Case 2) の 2 とおりを設定した。Case 3 の締固め工法は東北珪砂 7 号を用いて締固め領域を一様に  $Dr=85\%$  として作製することで模擬した。そのため、改良域は L1 では液状化しないが、L2 では液状化が生じる条件である。改良幅は 10m であり、層 2 上面に着底させた。Case 4~6、8 の矢板工法については、曲げ剛性、強度及び重量を実物と概ね一致させるため、図-4 のように波型に加工したステンレス板により模擬し、深さ方向に 12 点のひずみゲージを設置した。Case4 では L1 時に十分となるように根入れ長を設定し、発生断面力が L1 時に許容応力度以下、L2 時に許容応力度を超過する鋼矢板 w 型と同等になるように断面寸法を設定した。Case5 では Case4 に加えて層 2 が液状化するように相対密度を  $Dr=85\%$  とし、Case6 では Case4 よりもさらに内部破壊を顕著にすることを意図して、L1 時においても応力度照査を満足しない ~ w 型相当となるように矢板模型の断面を設定した。

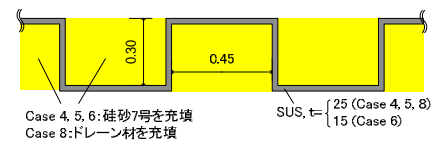


図-4 鋼矢板模型の断面図 (単位 : m)

Case 8 の排水機能付矢板は、w 型相当の矢板模型の凹部にドレーン材 (いわき珪砂 3 号、透水係数  $k=35\text{cm/s}$ ) を充填することで模擬した。Case 7 のドレーン工法については、いわき珪砂 3 号を  $5 \times 7$  列の円柱状に配置することで模擬し、図-5 のようにドレーン径 1.0m、ドレーン間隔 2.0m とした。なお、模型設計時において、改良率は既往の実績を参考としつつ、模型製作が可能な範囲で密にドレーンを設置したが、L1 に対しても改良範囲が液状化する結果となっており、実際に現場に設置されているものと比較すると、対策効果が低い条件となった。

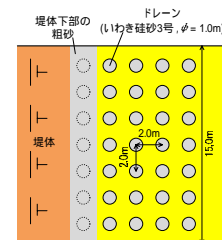


図-5 ドレーンの平面配置 (単位 : m)

入力地震動は L2 のうち継続時間の長いタイプ I 地震動とし、道路橋示方書の標準波形のうち I 種地盤の波形 (七峰橋) を解放基盤面の地震動波形とみなして入力した。Case1 における土槽底面での加速度計測値を例として図-6 に示す。

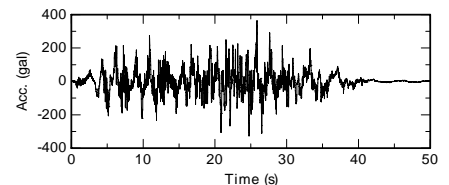


図-6 入力地震動波形 (Case 1 土槽底面計測値)

## 5. 対策効果の比較

各実験ケースについて、実験における対策効果の比較を堤防天端の沈下量とのり尻の水平変位量の関係として図-7 に示す。沈下量、水平変位は図-3 に示した変位計のうち、堤防天端及び堤防のり尻における計測値の平均値である。また、図中には同一の基礎地盤条件、加振条件のもとで実施した無対策の堤防に関する結果 (Case0)<sup>3)</sup> も併せて示した。堤防の沈下量に着目すると、対策工の種類やパターン 1~3 に応じて対策効果に差異はあるものの、全てのケースにおいて無対策の Case0 と比較して沈下量は減少しており、L1 を想定した耐震対策が L2 に対しても一定の効果を発揮している。

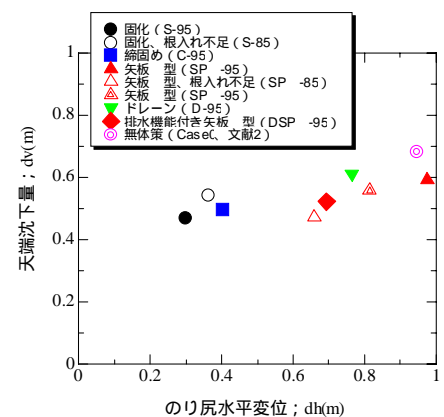


図-7 天端の沈下量とのり尻水平変位の比較

L1 に対する耐震対策の L2 時の挙動を評価するという観点から、パターンごとに対策効果を比較する。支持層に液状化が生じることを想定したパターン 1 については、固結工法の S-95、S-85 で比較すると、堤防天端の沈下量及びのり尻の水平変位ともに S-85 の方が若干大きいものの、今回の実験では対策効果の低下度合いは軽微だった。

図-8 に示す加振終了時での過剰間隙水圧比の震度分布より、L2 時に液状化が生じると想定されていた SP -85 において、層 2 (G.L.-8m 以深) の過剰間隙水圧比が完全に上昇せず、液状化に至っていないことが分かる。ここに、同図中の凡例は図-3 に示す計測線に対応している。これは、層 1 (G.L.-8m

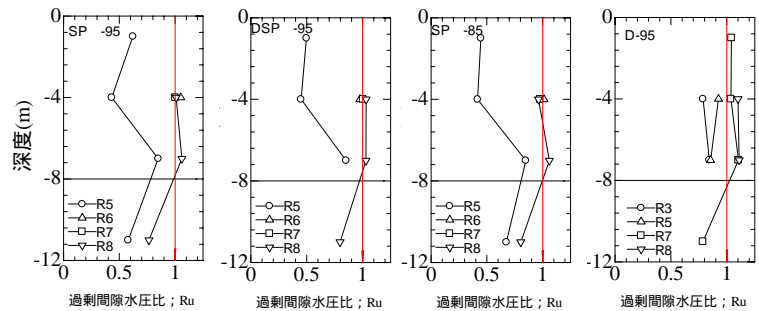


図-8 過剰間隙水圧比の深度分布の比較

以浅) が液状化した結果として層 2 に大きなせん断応力が作用しにくくなったためと考えられ、このような挙動を考慮することができれば、対策効果をより合理的に評価できる可能性が考えられる。矢板工法の SP -95 と SP -85 を比較すると、根入れ不足の SP -85 の方が堤防の沈下量、のり尻の水平変位ともに小さかった。ただし、SP -85 では振動台により再現された地震動波形の振幅が小さめであったことを付記しておく。

次に、対策工に内部破壊が生じるパターン 2 として SP -95 と SP -95 を比較すると、沈下量はほぼ同程度であるものの、のり尻の水平変位については SP -95 の方が小さかった。この原因については今後の検討が必要である。また、矢板に生じたひずみは SP -95 においても降伏ひずみにちょうど達した程度であり、模型地盤解体時の目視観察からは塑性変形が認められなかった。前述のとおり、SP -95 の矢板模型では L1 時においても許容応力度を上回ると想定されていたことから、等方応力時の静止土圧と液状化土による地震時動水圧の和として与える設計地震力が過大であり、合理化の余地があると考えられる。

## 6. まとめ

本研究では、L1 を想定して耐震対策がなされた河川堤防について、L2 に対する耐震性を再評価することを目的として、その技術課題を 3 パターンに分類した上で、各パターンについてその地震時挙動を把握するための動的遠心模型実験を行った。その結果、今回の実験条件の範囲では、外的安定が確保できない(パターン 1)としても、対策効果の低下はさほど顕著ではなかった。これに対して、排水効果が不足する場合(パターン 3)には、パターン 1 に比して対策効果が低下した。対策工に内部破壊が生じる場合(パターン 2)については、今回の実験条件では矢板に顕著な塑性変形が残留しなかったため、今後更なる検討が必要である。

## 7. 謝辞

動的遠心模型実験の結果は、国土交通省河川局治水課ならびに関東地方整備局よりご提供いただいた。記して謝意を表します。また、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土質・振動チームの佐々木上席研究員、谷本研究員、中島専門研究員ならびに土質・振動チームの皆様へ深謝の意を表します。

所属：中電技術コンサルタント株式会社

## <参考文献>

- 1) 国土交通省河川局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説、2007.3
- 2) 建設省土木研究所：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案) 土木研究所資料、No.3513、1997.10
- 3) 中島進、谷本俊輔、中田芳貴、佐々木哲也：河川堤防の液状化対策に用いる格子状地盤改良工法に関する動的遠心模型実験-限界水平震度を用いた固結工法の耐震設計手法に関する検討-、第 13 回日本地震工学シンポジウム、pp.3210-3217、2010.11

# 河川堤防の質的整備に関する研究

チーム名等 土質・振動チーム  
氏 名 増山 博之

## 1. まえがき

河川堤防には、耐浸透機能、耐侵食機能、耐震機能、耐越水機能が求められている。

実務レベルでは、耐浸透機能は『河川堤防の構造検討の手引き』<sup>1)</sup>、耐侵食機能は『護岸の力学設計法』<sup>2)</sup>、耐震機能は『河川構造物の耐震性能照査指針』<sup>3)</sup>により、設計・検討が行われているところである。

ここで、耐越水機能については、高規格堤防以外の堤防には要求性能はないものの社会的要請の高いものである。

また、耐浸透機能は『河川堤防の構造検討の手引き』により対策が行われるが、裏のり尻近傍の揚圧力に対する安全性が不足した際の対策に課題があり、現場において問題となることが多い。さらに、『河川堤防の構造検討の手引き』に示される耐浸透対策工法の効果は、実験室において確認はできているものの、実現場において検証されている事例が殆どないため、整備を進めていく上での課題となっている。

## 2. 研究目的

本研究は、河川堤防に求められる機能に応じて次の3つを目的とした。

耐越水機能の向上：短繊維混合補強土による耐越水堤防の整備技術の向上を目的に、高速水路実験と行うとともに、既往の研究成果も含めて試験施工マニュアルとしてとりまとめる。

耐浸透機能（新工法）の向上：盤膨れ対策技術の向上を目的に、中型模型実験を行うとともに、2次元浸透流解析により、設計定数の確認を行う。

耐浸透機能（従来工法）の確認：対策箇所の内側および外側に観測孔を設けて実施する現地モニタリングにより、洪水時における堤体内水位の低減効果を確認するとともに、3次元浸透流解析により、縦断方向も含めた詳細な浸透流の流況を把握する。

## 3. 研究方法

### 3.1 耐越水機能の向上

越水による侵食対策工法は、堤防天端および裏のり面を被覆する「被覆型」、堤体中心部に粘性土のコア等を設けて堤体の全面的な決壊を抑える「自立型」に大きく分けられるが、いずれの工法も、具体的な設計・施工技術の検討はほとんど実施されていない。本研究では、「被覆型」の侵食対策工法の一つとして、短繊維混合補強土（以下、「短繊維混合土」という）を用いた被覆工について、耐侵食機能向上効果を把握することを目的に、高速水路実験を行うとともに、検討結果は、これまでの検討成果と合わせて、現場における試験施工を対象とする設計・施工技術マニュアルとしてとりまとめた。

短繊維混合土の耐侵食性を検討するため、図-1に示す二次元の管流水路を用いて小型水路模型実験を実施した。水路の通水断面は、0.3m×0.3mの矩形で、平均流速7m/sまでの流水を供試体に作用させることができる。供試体は、長さ3m、幅0.3m、高さ0.3mの鋼製土槽内に作製した（写真-1）。供試体の条件は、土質、セメント、短繊維混合量の条件を変えて5ケースとした。侵食実験は、1時間毎に平均流速を2m/sから6m/sまで段階的に上げて実施した。一方、研究成果の試験施工マニュアルのとりまとめについては、西松建設(株)、太平洋ソイル(株)、日特建設(株)、日本国土開発(株)とのワーキング、意見交換により実施した。

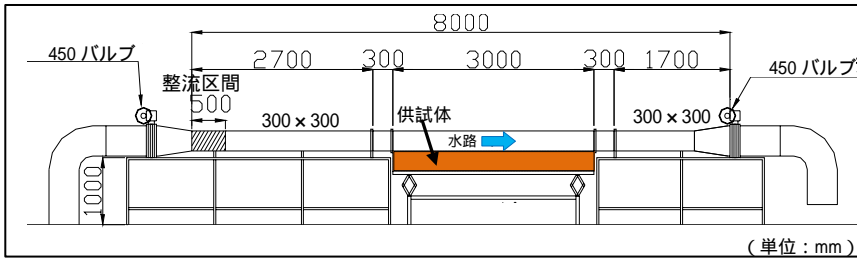


図-1 小型水理模型実験に用いた管流水路



写真-1 小型水理模型実験の供試体

### 3.2 耐浸透機能（新工法）の向上

堤防基礎地盤の揚圧力対策として、遮水矢板等を川表側に施工する川表遮水工法や難透水性材料を高水敷に施工するブランケット工法が用いられる。しかし、川表遮水工法は透水層が深い場合や転石・巨礫が含まれる場合はコストや施工性に、ブランケット工法は幅を十分に取ることのできる高水敷が必要であり設置性に課題が残る。

本研究では、それらの課題を解決するため川裏側に排水機能付き遮水矢板や透水トレンチを設置し、堤防のり尻部の揚圧力を解放する技術の適用性を確認するために、中型模型実験を実施し、その結果の浸透流解析による再現を行った。図-2,3に排水機能付き矢板ケースおよび透水トレンチケースの模型横断面図、図-4に排水機能付き矢板ケースの模型平面図、図-5に実験時の外力条件をそれぞれ示す。

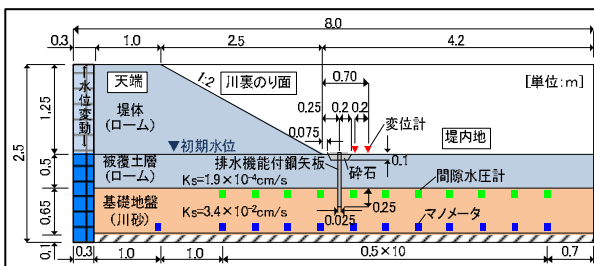


図-2 排水機能付き矢板ケースの模型横断面図

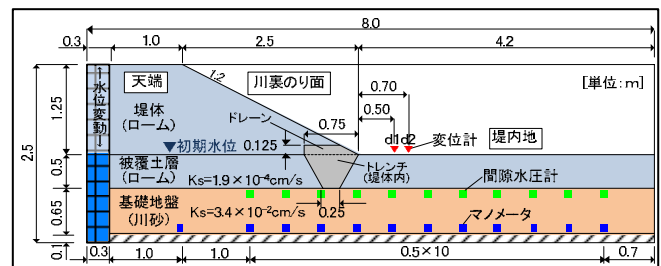


図-3 透水トレンチケースの模型横断面図

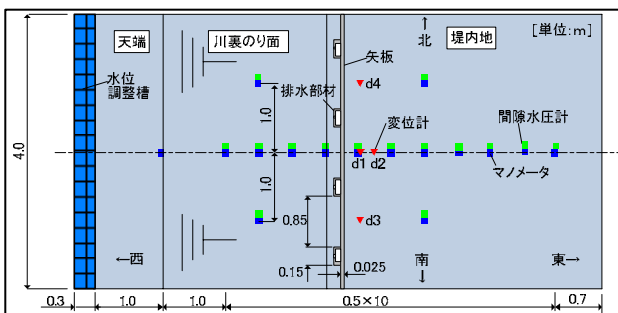


図-4 排水機能付き矢板ケースの模型平面図

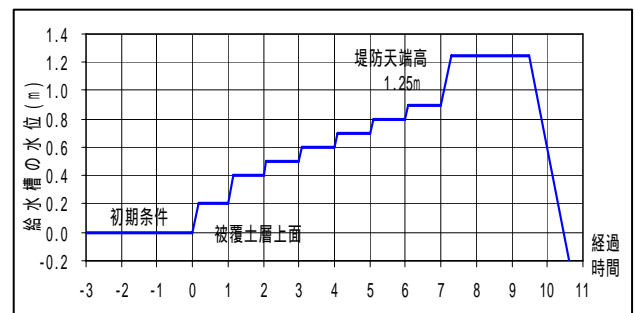


図-5 外力条件

### 3.3 耐浸透機能（従来工法）の確認

河川堤防の浸透安全性の確保は、安全性照査による要対策区間の抽出、浸透対策工法の選定及び実施の流れで進められている。そのような中、浸透対策の効果を検証し、効率的な設計方法や維持管理計画を検討することで、河川堤防の信頼性を向上していく必要がある。本研究では、現場の浸透対策の効果を検証することを目的に、川表対策および川裏対策について現地モニタリング及び三次元浸透流解析を実施した。

現地モニタリングは、九州地方整備局管内の筑後川水系城原川左岸 6.4k 付近において川表対策として実施されている川表遮水工法と表のり面被覆工法、肝属川水系始良川左岸 5.4k 付近において川裏対策として実施されているドレーン工法を対象として行った。図-6、7 に城原川および始良川の現地モニタリングを実施した箇所をそれぞれ示す。

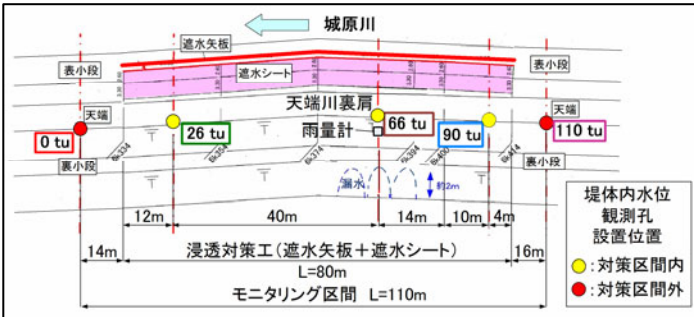


図-6 城原川モニタリング箇所平面図

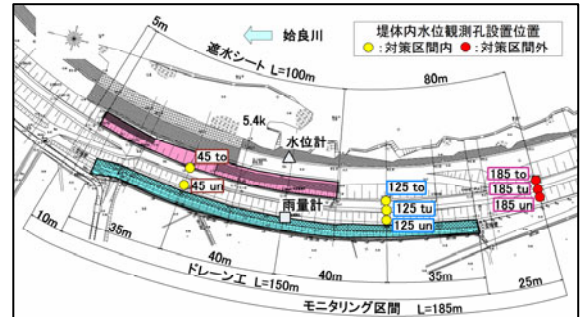


図-7 始良川モニタリング箇所平面図

一方、三次元浸透流解析は、現地モニタリングを行った箇所を対象にモデル化を行い、モニタリング結果との比較を行った。図-8、9 に川表対策工の効果検証を目的にモデル化を行った城原川のモデル図を示す。

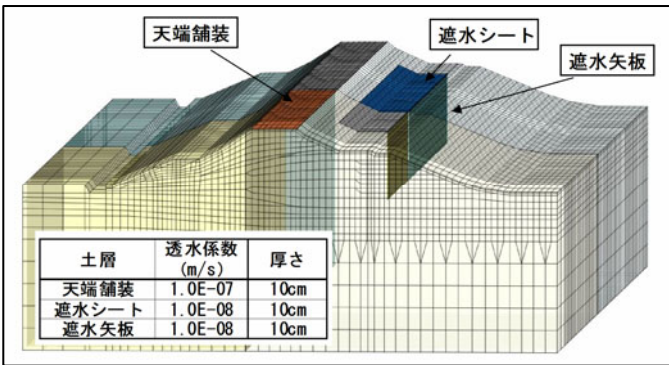


図-8 川表対策工部分の解析モデル

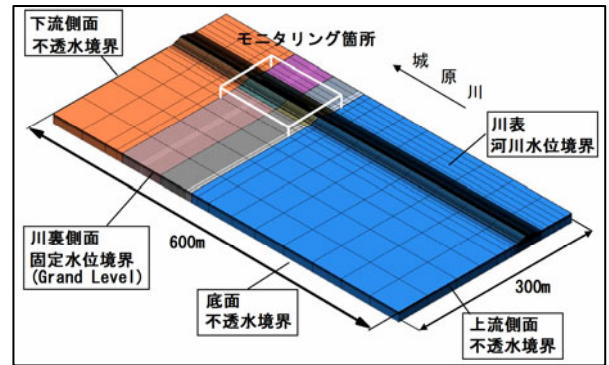


図-9 川表対策効果解析モデルの境界条件

#### 4. 研究結果

##### 4.1 耐越水機能の向上

実験条件を表-1 に、検討結果を図-10 にそれぞれ示す。図より、セメント混合量 2% に対して短繊維を混合していないケース 1 では、平均流速 4m/s までの耐侵食性は確認できるものの、平均流速 5m/s の通水 10 分後に最大侵食量が 30cm (供試体底面の鋼製土槽が露出) に達している。一方、ケース 2 ~ 5 については、目標とする平均流速 5m/s の通水に対して最大侵食量が 5 cm 未満であり、供試体に大きな侵食は確認できなかった。このため、所要の耐侵食性を満足する配合条件として、細粒分含有率 FC10 ~ 30% の土質材料を用いた場合の、セメント混合量 2% に短繊維混合量 0.2% を加えた配合条件、もしくは、セメント混合量 5% の配合条件が確認できた。

表-1 小型水理模型実験の条件

ケース	使用土質	セメント混合量	短繊維混合量
1	Fc=10%	2%	0%
2	Fc=10%	2%	0.2%
3	Fc=10%	5%	0%
4	Fc=30%	2%	0.2%
5	Fc=30%	5%	0%

土に対する質量比

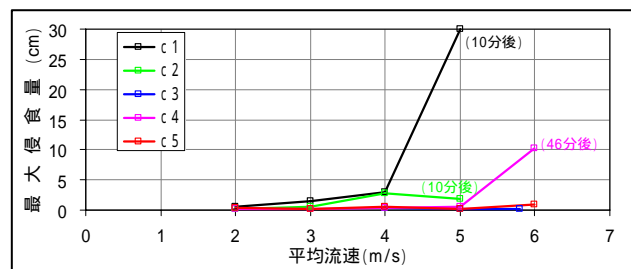


図-10 流速と最大侵食量の関係

一方、本研究および既往検討の成果については、「HGS 短繊維混合補強土のり面保護への適用に関する技術マニュアル」としてとりまとめた。表-2 に目次構成、図-11 にマニュアルに記載した標準断面図を示す。

表-2 マニュアルの目次構成

1. 総説
2. 事前調査
3. 設計
4. 配合設計
5. 施工
6. モニタリング

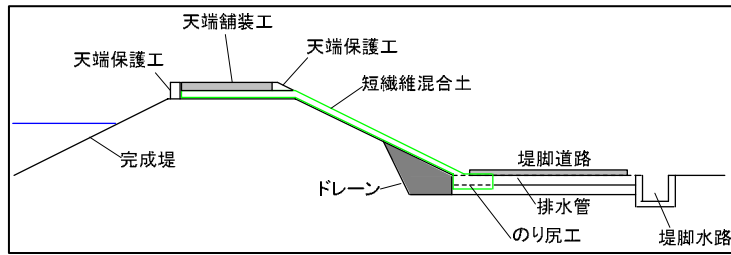


図-11 標準横断面図

#### 4.2 耐浸透機能（新工法）の向上

図-12 にのり尻から堤内地側に 50cm と 70cm 離れた位置の鉛直変位量を示す。無対策のケースでは、2 回、模型地盤の写真-2 および写真-3 の×に示す位置から漏水が発生し、揚圧力の解放が生じた。一方、排水機能付き矢板および透水トレンチケースについては、排水部材が揚圧力を解放しているため、鉛直変位量が最大 1mm 程度と小さく、無対策で見られたような地盤の急激な圧力解放は発生しなかった。

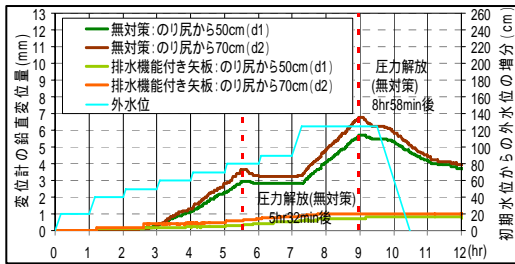


図-12 変位量の時間変化

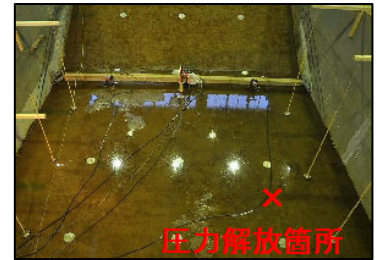
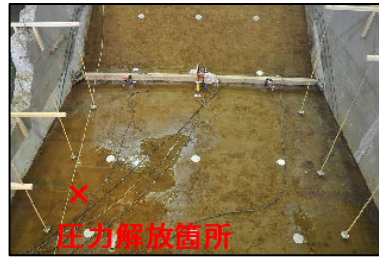


写真-2,3 盤膨れの状況(無対策: 左 5hr32min 後、右 8hr58min 後)

図-13 に 5 時間 32 分後（無対策時の初期圧力解放時）の圧力水頭増分の平面分布を示す。図より、初期値からの圧力水頭の増分（川裏のり尻位置）は無対策時に 45cm 程度であるのに対して、排水機能付き矢板ケースでは 10cm 以下、堤体直下のトレンチでは 15cm 以下、堤体外のトレンチでは 10cm 以下となっており、揚圧力を大きく低減していることが分かる。

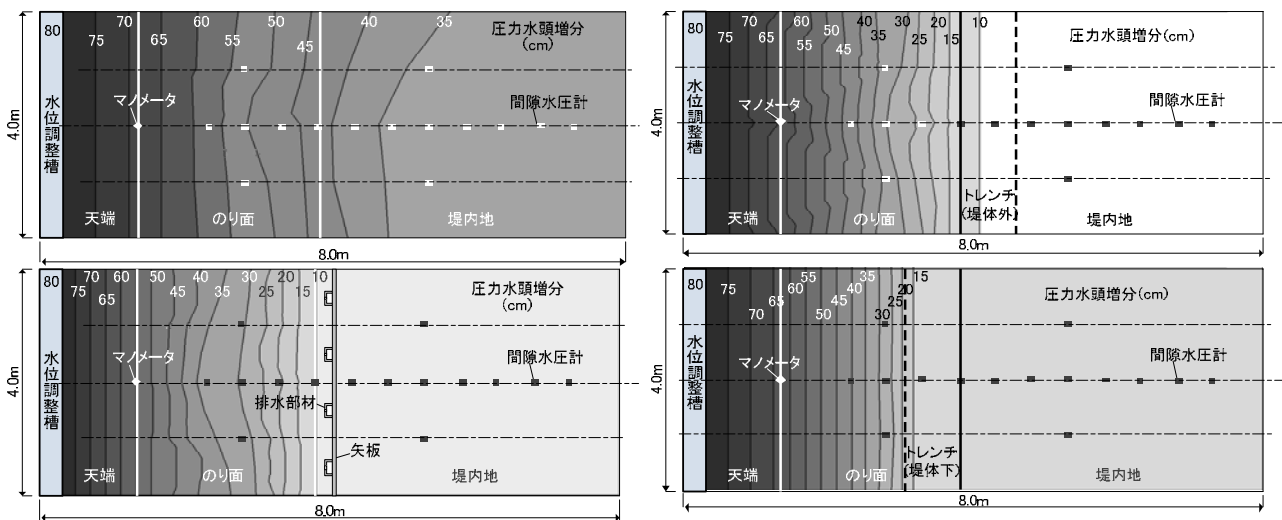


図-13 5 時間 32 分後の被覆土層下面の圧力水頭増分

（左上：無対策、左下：排水機能付き矢板、右上：透水トレンチ・堤体外、右下：透水トレンチ・堤体直下）



更に、実験における透水トレンチの透水係数を推定するために、実験時と同様の初期条件・境界条件・外力条件を用いて二次元の飽和・不飽和非定常浸透流解析を行った結果を図-14に示す。図より、解析値が実験値と概ね一致するのは、排水機能付き矢板の排水部材(二次元換算)の透水係数が $ks=1.0 \times 10^0 \text{cm/sec}$ 程度、透水トレンチの透水係数が $ks=1.0 \times 10^{-1} \text{cm/sec}$ 程度であることが推定された。

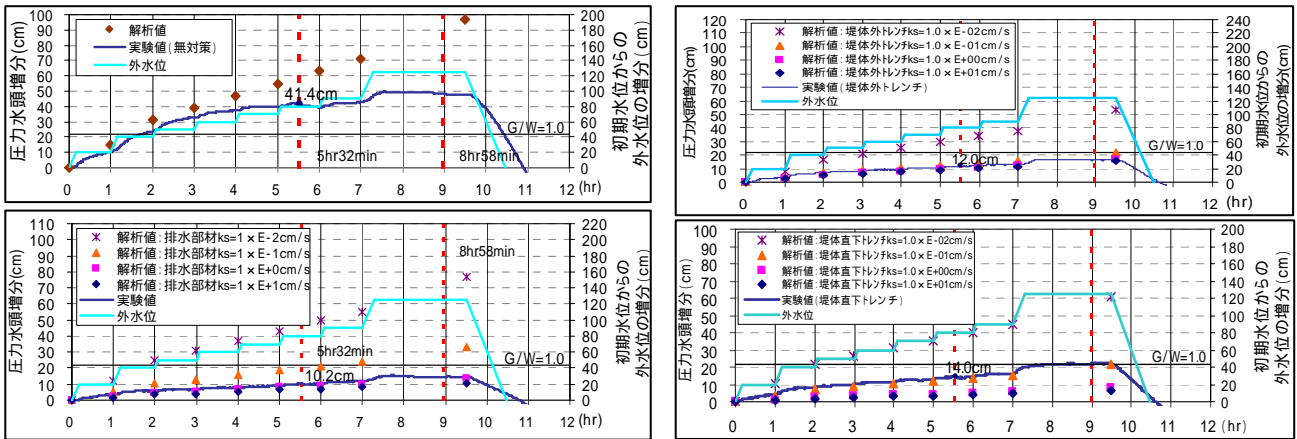


図-14 のり尻部・被覆土層下面の圧力水頭増分の時間変化

(左上：無対策、左下：排水機能付き矢板、右上：透水トレンチ・堤体外、右下：透水トレンチ・堤体直下)

#### 4.3 耐浸透機能(従来工法)の確認

図-16、17に城原川の現地モニタリング結果を示す。図-17より、遮水矢板および遮水シートによる対策工を実施した区間の堤体内水位は、無対策区間より1m以上低く、対策工の効果が確認された。また、対策区間内の上流端付近では堤体内水位が低下しなかったことから、浸透水の三次元的な回り込みにより対策効果が低減する区間があることも確認された(図-15)。一方、始良川においては、現地モニタリングで堤体内水位に影響を及ぼすような洪水は発生しなかった。

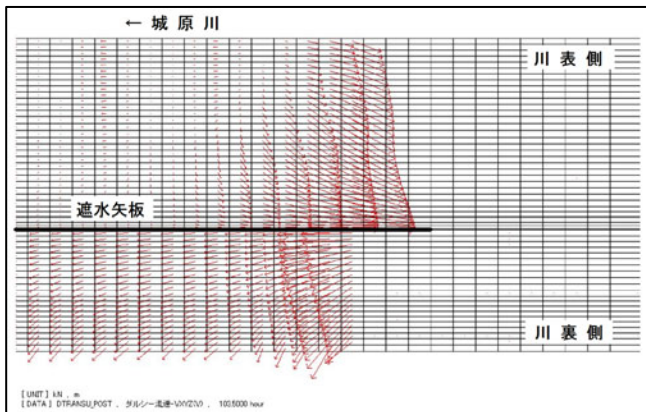
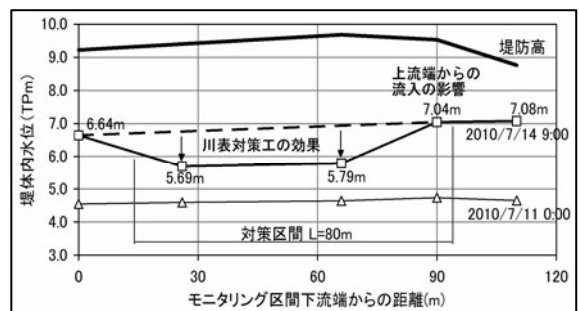
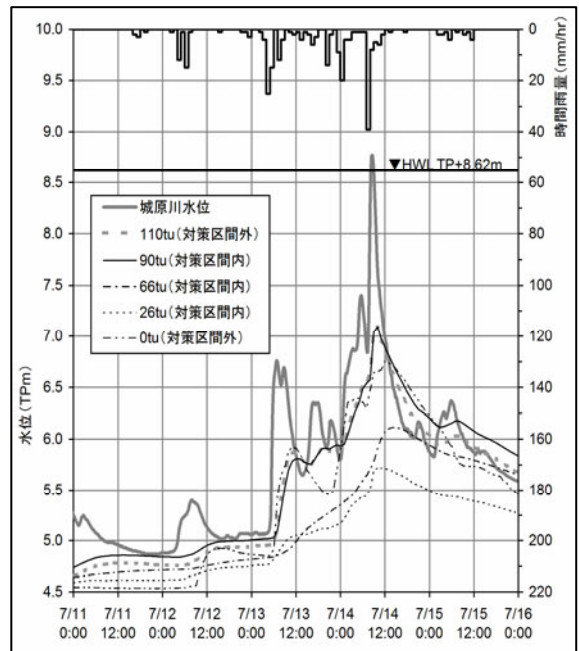


図-15 端部の流況(三次元解析結果)

図-16(右上) 平成22年7月11日~15日の観測結果

図-17(右下) 出水ピーク時の堤体内水位の縦断分布



## 5. 結論

### 5.1 耐越水機能の向上

河川堤防の侵食対策工法の一つとして、短繊維混合土を用いた被覆工について、耐侵食機能向上効果を調査した。その結果、短繊維混合土の配合条件として、細粒分含有率 FC10～30%の土質材料を用いた場合の、セメント混合量2%に短繊維混合量0.2%を加えた配合条件、もしくはセメント混合量5%の配合条件であることが確認できた。

本研究の検討結果と既往検討成果に基づいて、試験施工を対象とする短繊維混合土被覆工の設計・施工技術マニュアルを作成した。今後は、試験施工等により技術的知見を集積し、実用化を図っていきたい。

### 5.2 耐浸透機能（新工法）の向上

堤防高さ約1.3mの模型実験の結果、のり尻部の揚圧力は排水機能付き矢板により無対策時の7割以上、透水トレンチにより無対策時の6割以上低減した。また、実験結果を飽和・不飽和非定常浸透流解析により再現し、実験で使用した排水機能付き矢板の排水部材の透水係数を二次元換算で $ks=1.0 \times 10^0 \text{cm/sec}$ 程度、透水トレンチの透水係数を二次元換算で $ks=1.0 \times 10^{-1} \text{cm/sec}$ 程度と推定した。これらの結果から、排水機能付き矢板および透水トレンチが揚圧力対策として利用可能であることが示唆された。今後は、実規模堤防への適用性、設計方法の検討等を実施していきたい。

### 5.3 耐浸透機能（従来工法）の確認

河川堤防の浸透対策の効果を検証することを目的に、現地モニタリングおよび三次元浸透流解析を実施した。その結果、川表対策として遮水矢板と遮水シートを併用している箇所については現地モニタリングおよび解析のいずれにおいても、堤体内水位低下効果が得られた。また、対策区間の端部において、三次元的な浸透流が生じている状況が確認された。一方、川裏対策としてドレーンを設置している箇所については、解析によって、堤体内水位低下効果が確認された。今後も継続的に現地モニタリングを実施し、その結果をもとに長期的な浸透対策の効果を確認するとともに設計方法や維持管理方法に活かしていきたい。

## 6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、土質・振動チームの 佐々木哲也上席、森啓年主任研究員、齋藤由紀子研究員には格別なるご指導・ご鞭撻を賜りました。併せて、土質・振動チームの 加藤俊二主任研究員、谷本俊輔研究員、稲垣由紀子研究員、榎本忠夫研究員、山木正彦研究員からも多くのご指導を頂きました。加えて、水工研究グループ河川・ダム水理チームの坂野章総括主任研究員からは耐越水の研究の中で水理学に関する多くのことを学ばせて頂きました。また、筑後川河川事務所および大隅河川国道事務所からは現地モニタリングにあたりご協力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

所属：パシフィックコンサルタンツ株式会社

### <参考文献>

- 1) (財)国土開発技術研究センター：「河川堤防の構造検討の手引き」、平成14年7月
- 2) (財)国土開発技術研究センター編：「護岸の力学設計法」、平成10年12月
- 3) 国土交通省河川局治水課：「河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説」、平成19年3月

## 地盤情報（道路斜面災害事例）を用いた地質リスクの調査・分析手法に関する研究

チーム名 地質チーム  
氏名 林 浩幸

### 1. まえがき

限られた予算の中で公共事業を安全かつ経済的に行うため、道路防災事業においては「防災対策の実施」と「維持管理コストの縮減」を両立する方策が重要である。しかし現状では異常気象や大規模地震等により毎年少なからず斜面災害が発生している。したがって近年の災害要因等を分析し、斜面を構成する地盤条件の不確実性〔地質リスク<sup>1)</sup>〕を減じていく取り組みが必要である。地質チームの既往研究ではマクロ的な分析として平成2年～平成16年の直轄国道斜面災害計1,310箇所<sup>2)</sup>の分析、個々の災害を詳細に分析するための様式作成、分析スキームの検討<sup>3)</sup>、平成20年度災害分(平成20年度直轄国道斜面災害16事例、平成20年6月岩手・宮城内陸地震47事例)から詳細な災害事例の収集・分析等を実施している。

### 2. 研究目的

本研究は上記背景のもと、地質リスクの中で「道路斜面災害」に着目し、平成20年度に引き続き平成21年度に発生した道路斜面災害について地盤情報等の収集・分析を行い、得られた「教訓」に対する実務的かつ効果的・効率的な維持管理手法、対策方法等を検討することを目的とした。

### 3. 研究方法

事例収集の対象は、「通行止を伴う程度の道路斜面災害」とした。収集した事例数は、災害報告がなされた直轄国道の14事例、また平成21年7月中国・九州北部豪雨に斜面災害が多発した広島県・山口県・福岡県の補助国道・県道の災害査定箇所86事例である。上記に従って個々の災害ごとに詳細な調査・設計等資料を収集した。また収集後に改めて現地調査を実施し、「全体的特徴」「得られる教訓」などを考察した。

### 4. 研究結果(1) 直轄国道斜面災害の特徴

#### 4.1 過去2年間の直轄国道災害 全体的特徴（平成20年度～平成21年度）

直轄国道における災害件数は、平成8年度点検以降減少傾向であり（図1）、防災対策等が進んだ効果と想定される。また規制区間内の対策等が進んだ影響で、規制区間外の災害割合が相対的に増加している（図2）。

平成20年度～平成21年度2カ年の直轄国道災害は、厚さ1～3m程度の表層崩壊（切土のり面・自然斜

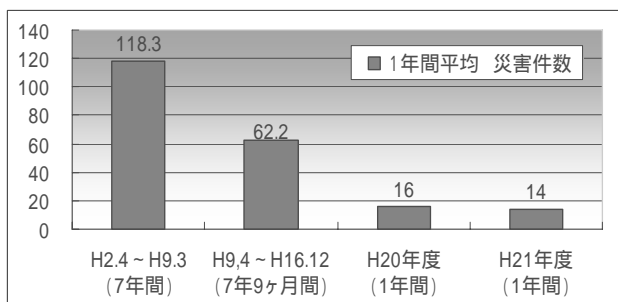


図1 直轄国道 災害件数の推移

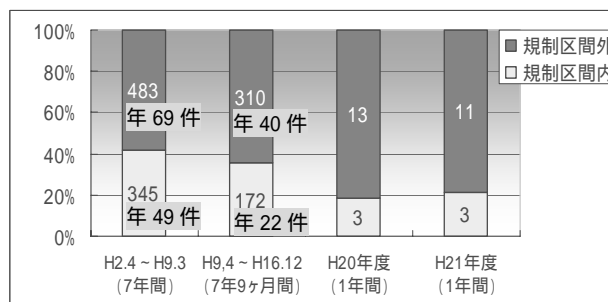


図2 規制区間内外の災害件数

面崩壊)が多い(図4、図5)。過去の災害(図3)と比較すると、路肩崩壊(路面異常)の割合が増加傾向にある(図4)。中国・九州北部豪雨における直轄国道災害は「路肩崩壊」が主体となっており、路肩崩壊の増加は近年の災害の特徴と考えられる。

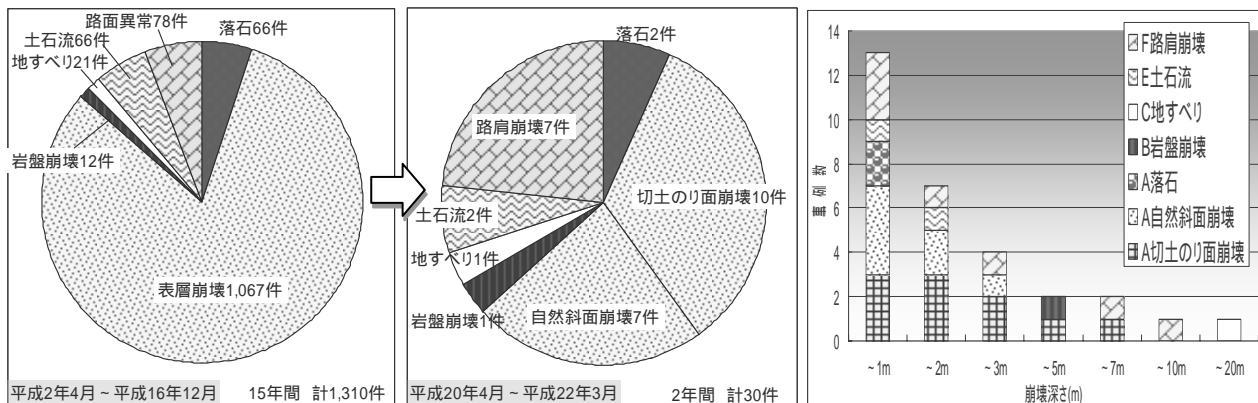


図3 災害形態 (H2~H16)

図4 災害形態 (H20~H21)

図5 崩壊深さ(実層厚,H20~H21)

災害時の降雨量は、概して「豪雨」「多雨」「少雨」に分けられる(表1)。近年増加が懸念されている時間雨量50~100mmの「短時間豪雨」による災害は特に多くない。「少雨」による災害は「路肩崩壊」および「融雪期に落石、切土のり面崩壊」などが多くなっている。したがって「災害形態ごとの点検時期の工夫」、「少雨で発生しやすい路肩崩壊などを対策の優先箇所とする」などの方策が考えられる。

表1 災害時の降雨量 (H20~H21; 計30事例)

平成20年度 ~21年度	豪雨 時間雨量50~100mm 連続雨量250~400mm	多雨 時間雨量30~50mm 連続雨量100~200mm	少雨 時間雨量~10mm 連続雨量~50mm	融雪期の少雨 時間雨量0~10mm 連続雨量0~50mm
切土のり面崩壊		6事例	1事例	3事例
自然斜面崩壊	1事例	5事例	1事例(強風)	
地すべり	1事例			
土石流	1事例	1事例(被災履歴)		
路肩崩壊	1事例	2事例	3事例	1事例
落石				2事例
岩盤崩壊				1事例

#### 4.2 平成21年7月中国・九州北部豪雨 道路斜面災害 全体的特徴

広島県・山口県・福岡県の県管理道路86箇所、直轄国道5箇所における災害形態(図6)は、切土のり面崩壊が半数以上を占め、次いで路肩崩壊が多い。豪雨の中心であった山口県防府市周辺などで土石流が多く発生したが、それ以外の地域では切土のり面崩壊、路肩崩壊が主体である。崩壊深さ(図7)も2m以下が多く、直轄国道災害の特徴と概ね同様の傾向である。

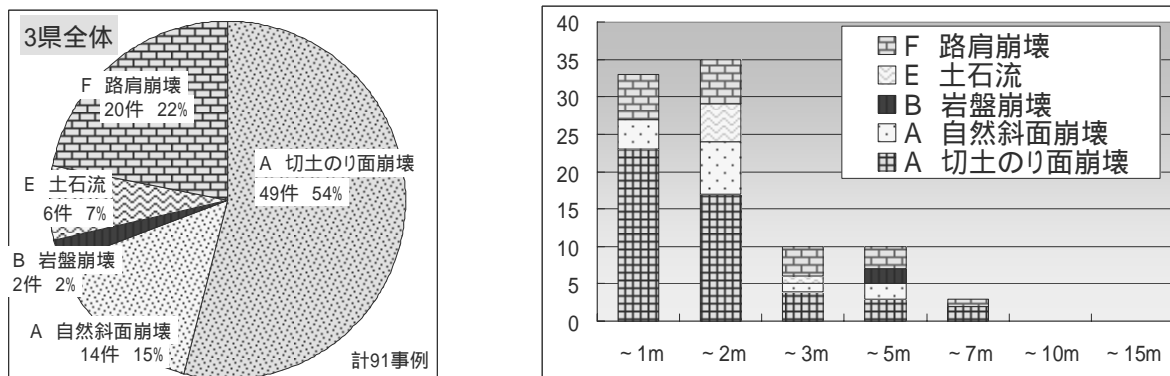


図6 災害形態 (H21 中国・九州北部豪雨)

図7 崩壊深さ(中国・九州北部豪雨)

災害時の降雨量（図8）は、「自然斜面崩壊、土石流」で時間雨量50～100mm、連続雨量200～300mm/6時間程度の豪雨で発生している場合が多い。一方「切土のり面崩壊」は豪雨～少雨と幅広く分布している。また「路肩崩壊」は連続雨量が50～100mm程度の少雨で発生している場合が多く、直轄国道における降雨量（表1）と概ね同様の傾向となっている。

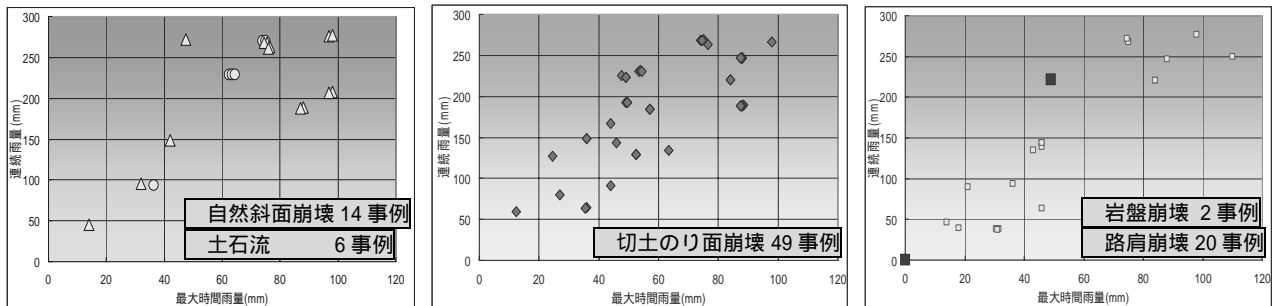


図8 災害形態ごとの降雨量（中国・九州北部豪雨）

### 4.3 集水条件

災害発生箇所を集水条件ごとに分類すると、概ね 尾根切土など「集水地形でない」箇所、谷などの「集水地形」、道路が集水など「人工的集水」がほぼ同数を占める（図9、図10、および表2）。

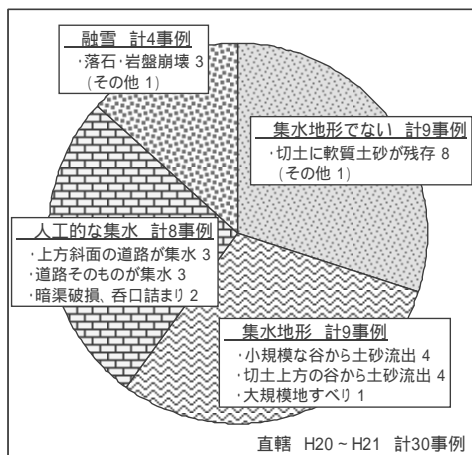


図9 直轄国道災害の「集水条件」H20～H21

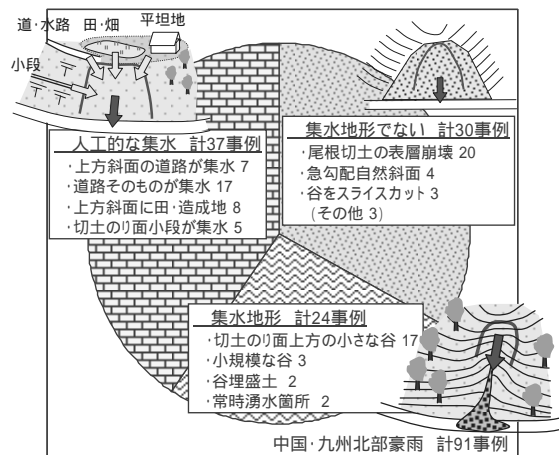


図10 H21 中国・九州北部豪雨の「集水条件」

表2 災害の特徴（図9、図10のまとめ）

集水地形でない尾根切土など：「切土のり面に一部残存する軟質土砂の崩壊」「表層風化層の崩壊」
集水地形：「小規模な谷(斜長数10m～100m程度)から土砂流出」「切土のり面上方の谷から土砂流出」
人工的集水：「上方斜面の林道・市町村道、平坦地等が集水し斜面崩壊」「対象道路が集水し路肩崩壊」

### 4.4 代表的な教訓

直轄国道災害、中国・九州北部豪雨災害で得られた特徴・教訓などは概ね同様である。以下に表2を踏まえ、得られた教訓のうち代表的なものを記載した。

(1)代表的教訓1：「小さな集水地形」から土砂流出が多く発生している

道路防災点検で「土石流」の抽出基準として0.01km<sup>2</sup>（100m×100m）以上となっている。しかし土砂流出等は概ね0.01km<sup>2</sup>より小さい集水域で発生している場合が多い（図11、図12）。切土のり面上方・トンネル坑口上方の小さな谷が見逃され、いずれも土砂流出対策が特にない場合が多い。また小規模集水地形では晴天

時は特に表流水が認められない場合が多い。今後の方策として「詳細地形図（LPなど）の有効利用」「土砂流出対策の有無」「降雨直後の異常流水」などに着目し、防災点検・パトロール等を実施することが望まれる。

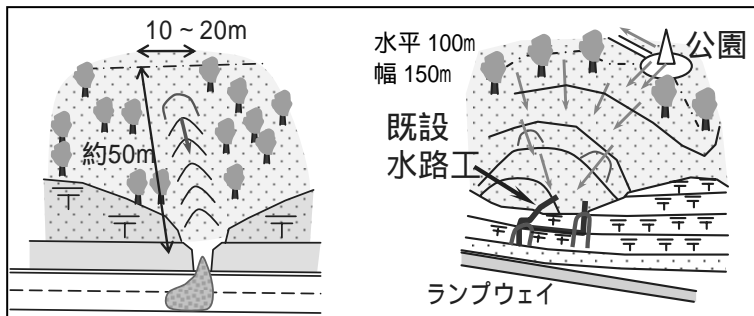


図 1 1 集水地形における直轄国道災害 代表例

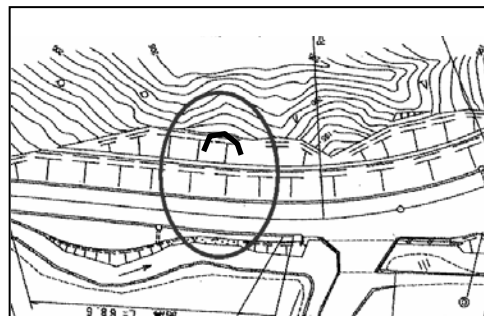


図 1 2 谷のスライスカット箇所が崩壊

(2)代表的教訓 2：道路などの人工構造物が集水

道路や水路は「複数の流域」にまたがっているため、適切に流末処理されていない場合、表流水を 1 箇所集中させるリスクがあり（図 13、図 14）、少雨で被災しているケースも多い。以上は従来の防災点検などで見過ごされている重要な項目と考えられる。今後の方策として「降雨直後の道路表流水、異常流水」「水路詰まり」などに留意し、流末を多く設けるなど集水リスクの分散（図 15）等が重要と考えられる。

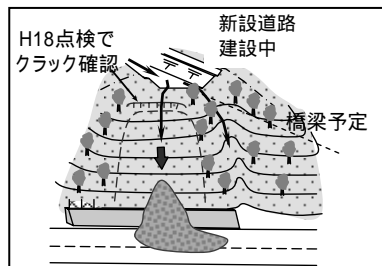


図 1 3 新設道路から多量表流水

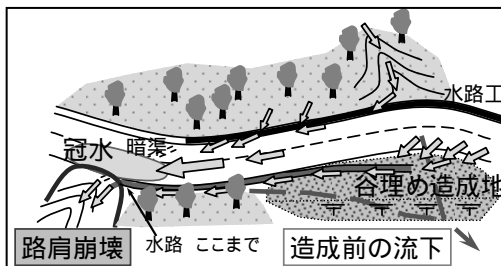


図 1 4 道路・水路が集水した事例

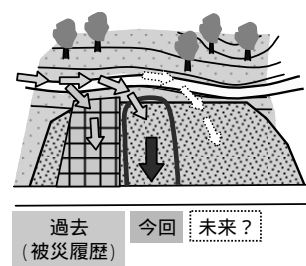


図 1 5 表流水分散が必要なケース

5．結論

平成 21 年度の道路斜面災害等から得られた教訓から、「災害リスク要因・今後の方策」は概ね次のとおりである。「LP 等詳細地形図の取得」「小規模集水地形の抽出（特に切土のり面・トンネル坑口上方）」「土砂流出対策の有無把握」「切土のり面に残存する軟質土砂の分布調査」「降雨後点検」「道路・水路の集水状況」等である。なお「被災履歴調査」「融雪期など点検時期の工夫」も併せて実施することが望まれる。

詳細様式による災害事例の収集・分析は平成 20 年度分から始まったばかりである。今後も事例の収集・蓄積、教訓を学ぶことが重要であり、地質リスク軽減等に対する取り組みを継続していく所存である。

6．謝辞

本研究を行うにあたり、材料地盤研究グループ地質チーム佐々木靖人上席研究員、浅井健一総括主任研究員をはじめ多くの方々にご指導いただいた。ここに記して深く感謝いたします。

所属 応用地質株式会社

<参考文献>

- 1) 脇坂安彦：地質のリスクマネジメント,地盤工学会誌,第 57 巻,第 2 号,pp.10-13,2009.
- 2) 佐々木靖人,矢島良紀,倉橋稔幸：全国国道斜面災害データベースの構築と過去 15 年間の災害分布特性,日本応用地質学会平成 18 年度研究発表会講演論文集,pp.377-38,2006.
- 3) 佐々木靖人,浅井健一,矢島良紀：道路斜面災害等による通行止め時間の縮減手法に関する調査(1),独立行政法人土木研究所,平成 20 年度重点プロジェクト研究報告書 4.1 ,2009.

# 地盤情報（山岳トンネル事例）を用いた地質リスクの調査・分析手法に関する研究

チーム名 地質チーム

氏名 金沢 淳

## 1. まえがき

山岳トンネル工事においては、地質調査結果に基づき予測した地山性状と施工段階での地山性状との乖離が大きいことが知られている。このような地質調査結果の不確実性とそれに起因する事業コスト損失は、近年では「地質リスク」として認識されるようになってきている<sup>1)</sup>。地質リスクとなる事象(地山の押し出しや集中湧水等)と地質・地下水との関係やリスクの低減方法については、トンネル標準示方書<sup>2)</sup>や道路トンネル観察・計測指針<sup>3)</sup>、既往の事例研究(例えば、竹林ほか2005<sup>4)</sup>)により示されている。しかし、事前に先進ボーリング等によるリスク対策を実施してもその効果が低いことがあり、その原因の分析については個別報告に留まっていた。

そこで、平成21年度においては、地質リスクとなる事象のうち「集中湧水」を対象に、リスク対策として先進ボーリング工を実施したにもかかわらず、切羽での集中湧水量が多かった事例について原因を分析した。その結果、地山の透水性状が複雑なために、事前に水抜き工を実施しても排水量が少量となり地下水が残存した場合が比較的多かったことが判明した。このことから、リスクの適切な評価と低減のためには、先進ボーリングのコア観察および孔壁画像観察等により水理地質構造を詳細に把握した上で水抜き工の数量を増やすべきことを今後の教訓とした<sup>5)</sup>。

平成22年度においては、地質リスクとなる事象のうち「断層破砕帯における押し出し」を対象に、リスク対策として断層の位置情報を事前に取得したが坑内変位量が大きかった事例の原因を分析した。その結果について以下に報告する。

## 2. 研究目的

本研究では、断層破砕帯における押し出しリスクの評価をより適切に行うために、断層の位置情報を事前に取得したが坑内変位量が大きかった事例を対象にその原因を分析した。

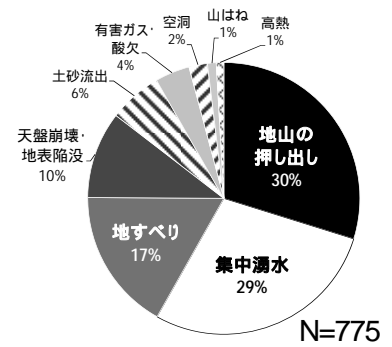
## 3. 研究方法

まず、地質リスクとなる事象のうち、地山の押し出しリスクの占める割合を示すために文献調査を行い、505トンネルにおける775事例を対象に事象の内訳を分析した。次に、押し出しのリスクのあった231事例のうち、断層破砕帯の占める割合を示すために地質構造との関係について頻度分布図を作成した。

断層破砕帯における押し出しリスクのあった60事例を対象として、坑内変位量データの記載があった34事例における43箇所の断層破砕帯について、坑内変位量の頻度分布図を断層の位置情報の取得の有無別に作成した。坑内変位量と断層の位置情報の両方を含む断層破砕帯は31箇所であったため、それらを対象として地質学的素因となる、(1)断層直上の土被り厚、(2)断層破砕帯の区間長、(3)トンネル線形と断層の走向との交差角度と坑内変位量との関係から、(1)～(3)について坑内変位量が大きかった割合の高い範囲を明らかにするとともにその発生確率を求めた。一方、坑内変位量が大きかった原因は、施工時の判断が誘因となった場合も考えられることから、工法選択の問題点について考察を加えた。

#### 4. 研究結果

4.1 地質リスクの中で断層破碎帯での押し出しリスクの占める割合について  
 今回収集した775事例中の地質リスクの事象の内訳を図-1に示す。このうち、「押し出しリスク」の事例は231件あり割合として30%を占め、最も多い結果となった。



次に、押し出しのリスクのあった231事例のうち、199事例を対象にリスクのあった区間長とリスクの素因となり得る地質構造との関係を図-2に示した。

区間長については、坑内変位量の分布や支保パターン区分の区間長に基づき、  
 (1)500m以上、(2)100~500m、(3)100m未満の3つに分類した。また、地質構造については、(1)断層破碎帯、(2)蛇紋岩体の貫入、(3)新第三紀層の褶曲構造、(4)付加体堆積物中の破碎構造、(5)変成岩中の片理構造、(6)熱水変質、(7)風化、(8)その他・不明の8つに分類した。

その結果、500m以上の区間長となる事例は26事例あった。地質構造との関係は、「新第三紀層の褶曲構造」の9事例(35%)、「熱水変質」の6事例(23%)に集中する傾向を示した。次に、100~500mの区間長となる事例は72事例あった。地質構造との関係は、「断層破碎帯」の21事例(29%)、「蛇紋岩体の貫入」の16事例(22%)に集中する傾向を示した。さらに、100m未満の区間長となる事例は101事例あった。地質構造との関係は、「断層破碎帯」の39事例(39%)に集中する傾向を示した。

以上の結果から、地質構造との関係は、500m以上の区間長では新第三紀層の褶曲構造が35%と卓越するが、100~500mと100m未満の区間長では、「断層破碎帯」がそれぞれ29%、39%と卓越する傾向が明らかとなった。

#### 4.2 断層破碎帯における押し出しリスクの原因の分析

断層破碎帯において押し出し現象のあった60事例のうち、内空変位量の記載のあった33事例における43箇所の断層破碎帯を対象とした内空変位量の頻度分布図を図-3に示した。その結果、本坑掘削前に断層位置の情報を得ていた事例の内空変位量は150mm以下に集中する一方、本坑掘削前に断層位置の情報がなかった事例の内空変位量は50~600mmの範囲に分散する傾向となり、事前および施工中における地質調査の重要性が明らかとなった。

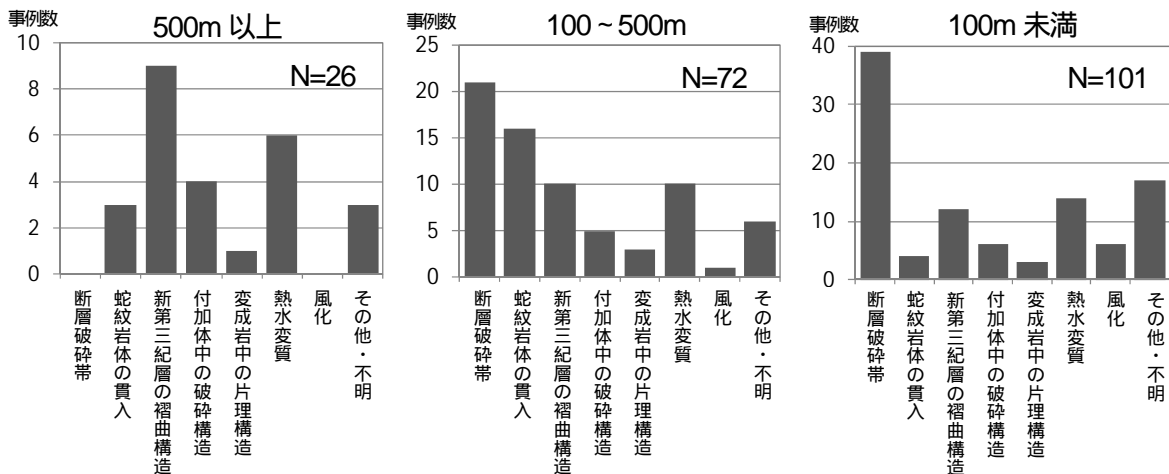


図-2 区間長毎の押し出しリスク事例頻度分布図 (地質構造別)



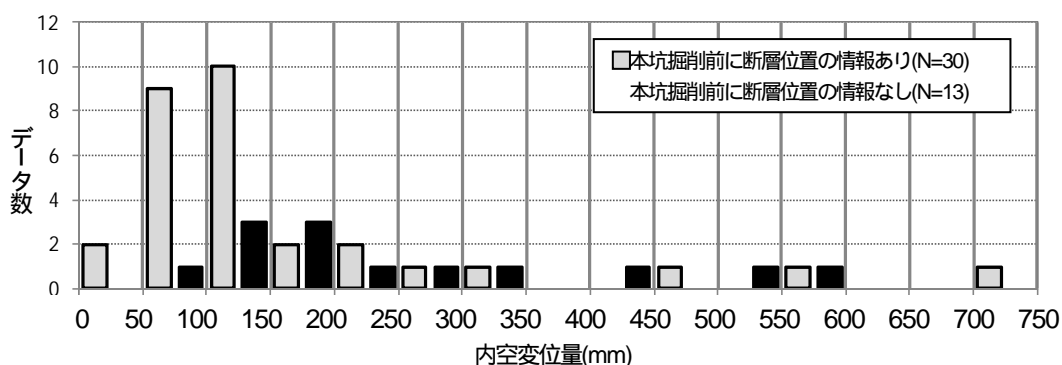


図 - 3 断層破砕帯における内空変位量頻度分布図

しかしながら、断層位置の情報があった事例についても内空変位量が 150mm を超えた断層破砕帯が 9 箇所あった (図-3) また、この 9 箇所の他に、二古トンネルの断層破砕帯では内空変位量が 150mm を超えており (最大値は不明)、脚部沈下量が 460mm に達したこと、大夕張トンネルの断層破砕帯では内空変位量は 80mm 程度であったが沈下量が 220mm に達していた。これにより、内空変位量あるいは沈下量が 150mm を超えた 11 箇所の断層破砕帯と内空変位量が 150mm 以下であった 20 箇所の断層破砕帯とを、(1)断層破砕帯直上の土被り厚、(2)断層破砕帯の区間長について比較するために頻度を分析した (図-4、図-5)。

その結果、断層直上の土被り厚が 200m を超えると、内空変位量あるいは沈下量が 150mm を超えた箇所の割合が 54%となり土被り厚 200m 以下の 22%に比べて約 2.5 倍高くなる傾向となった (図-4)。また、断層破砕帯の区間長が 100m を超えると、内空変位量あるいは沈下量が 150mm を超えた箇所の割合が 50%となり 150mm 以下の 28%に比べて約 2 倍高くなる傾向となった (図-5)。

断層破砕帯の区間長が大きくなる要因の一つとして、トンネル線形と断層の走向との交差角度が小さいことが考えられるため、トンネル線形と断層の走向との交差角度との関係を分析した (図-6)。図-6 では、交差角度を 30 度毎に 3 つに分け、各角度の範囲内の箇所数の頻度は、区間長 100m 以下と区間長が 100m を超えたものの 2 つに分けて表示した。その結果、区間長 100m を超えた箇所数の頻度は、30 度以下が 3 箇所、30~60 度が 2 箇所、60 度を超えたのが 3 箇所と角度による差がほとんどなかったことから、交差角度が 30 度以下と小さいことが区間長 100m を超えた主な要因とは考えにくい。一方、内空変位量あるいは沈下量が 150mm を超えた箇所の割合は、交差角度 30 度以下において 57%となり 30 度を超えた箇所の 13%に比べて約 4 倍高くなる傾向となった。これにより、押し出しリスクを評価する観点では、断層との交差角度が小さいことは変形を受けやすい素因として含めるべきと考えられる。

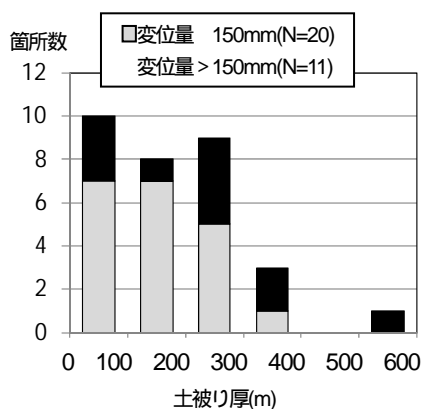


図 - 4 土被り厚の頻度分布

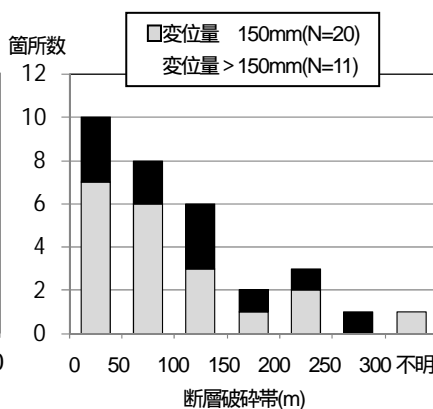


図 - 5 断層破砕帯の区間長の頻度分布

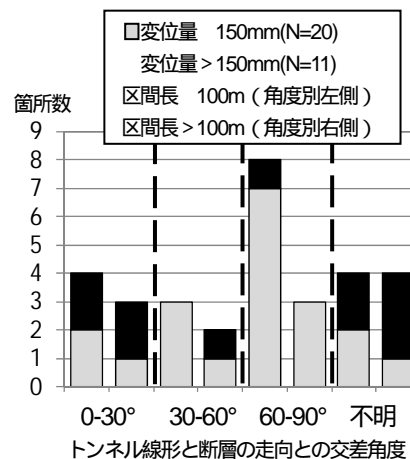


図 - 6 トンネル線形と断層の走向との交差角度の頻度分布

変形を受けやすい理由の一つとして、断層破砕帯は層状構造を有するため破砕面に直交する方向に応力解放による変形が加わることが考えられるが、今後詳細に検討する必要がある。

以上から、断層破砕帯による変形を受けやすい素因として、(1)断層直上の土被り厚が200mを超えること、(2)断層破砕帯の区間長が100mを超えること、(3)トンネル線形と断層の走向との交差角度が30度以下が抽出されたため、これらの素因が重複する場合としない場合とに分けて、内空変位量あるいは沈下量が150mmを超えた箇所の発生確率を図-7に示した。

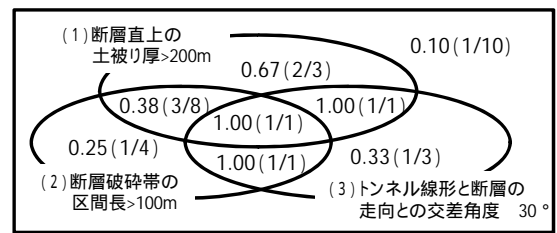


図-7 素因の重複の有無別による150mmを超えた変位量の発生確率分布 N=31

図-7では、素因の(1)と(2)が重複する範囲のうち(3)も重複する範囲を除く8箇所の方が、(1)が単独である3箇所に比べて発生確率が低い結果となった。その理由としては、素因の(1)と(2)が重複することにより、脆弱化した地山に土被り厚による地圧が大きく作用する区間が長いことが事前に想定されたため、変形のしやすさを考慮した対策がなされたことが推定される。しかしながら、そのうちの3箇所では変位量が150mmを超えた結果となった。これは、当初の支保構造で変位が発生した場合は施工中の変位速度の観測結果に基づいて追加対策をすべきと判断したことが誘因として考えられる(ただし、支保の破壊等を防ぐためにある程度の変位を許容する設計とした飛騨トンネル<sup>6)</sup>は除く)。しかし、この方法では、許容変位量を超えた場合は縫い返し等が必要となり、断層破砕帯周辺の地山も緩めることになる。それに対し、近年では当初は変位が発生しない支保構造とし、その後初期変位速度の観測結果に基づき徐々に支保を軽くすることでコスト対策をも実施する工法<sup>7)</sup>もあることから、今後は、断層破砕帯の変形特性に合わせた工法を適切に選択すべきである。

## 5. 結論

本報告では、断層破砕帯における押し出しリスクに対する事前調査・対策の効果について公開文献に基づき分析した。その結果、本坑掘削前に断層の位置情報を得ることによる押し出しリスクの低減効果は大きいことが判明し、事前および施工中における地質調査の重要性を明らかにした。その一方で、断層破砕帯の位置情報を得ていたにもかかわらず押し出しリスクの低減効果が小さかった事例の原因を分析した結果、断層破砕帯による変形を受けやすい素因として、断層直上の土被り厚が200mを超えること、断層破砕帯の区間長が100mを超えること、トンネル線形と断層の走向との交差角度が30度以下であることが判明した。また、これらの素因を有する施工状況からは、誘因として施工時に断層破砕帯の変形特性に合った支保構造の選択が必ずしもなされていないことが示唆された。

## 6. 謝辞

本研究を行うにあたり、材料地盤研究グループ地質チーム佐々木上席研究員、倉橋主任研究員をはじめ多くの方々にご指導頂きましたことに末筆ながら謝意を表します。

所属 川崎地質株式会社

### <参考文献>

- (社)全国地質調査業協会連合会：「地質リスクに関する調査・研究，企業間連携等の推進に関する調査・研究委員会報告書」，2007.4
- 土木学会：「2006年制定 トンネル標準示方書 山岳工法・同解説」，2006.7
- (社)日本道路協会：「道路トンネル観察・計測指針 平成21年改訂版」，2009.2
- 竹林亜夫，滝沢文教，上野将司，奥村興平：「山岳トンネルにおける不良地山に関する地質工学的考察」，応用地質技術年報 25, 61-93, 2005
- 金沢享，倉橋稔幸，佐々木靖人：「山岳トンネルの施工中における集中湧水リスク評価のための事例分析」，第40回岩盤力学に関するシンポジウム講演集 406-409, 2011.1
- 寺田光太郎，川北真嗣，小林伸次，松原利之：「不良地山・高圧大量湧水との闘い(不良地山編) - 東海北陸自動車道 飛騨トンネル - 」，トンネルと地下, 35, 8, 17-25, 2004.
- 田島基彦，宮本健太郎：「押し出し性蛇紋岩における二重支保(地芳トンネル第2工事)」，第25回日本道路会議 講演番号 08021, 2003.

# 河川堤防の基盤漏水に寄与する地形地質に関する研究

チーム名 地質チーム

氏名 中川清森

## 1.はじめに

近年、河川堤防の破堤による甚大な被害が生じていることから、国管理区間の既設堤防を対象に浸透に対する安全性の照査が実施されている。その結果、照査基準を満たさない区間が、対象区間長の4割程度にも及ぶ結果となっており、これらの区間については、何らかの対策(質的整備)を行う必要がある。しかし、これらの区間全てで対策を行うことは財政的にも非常に困難であるため、弱点箇所の絞り込みなどにより効率的かつ経済的に対策を行う必要がある。そのためには、河川堤防基礎地盤の透水特性を適切に把握することが重要となる。

河川堤防の破堤要因の一つに基礎地盤のパイピングが挙げられる。パイピングにより基礎地盤に空洞等が生じ、それが要因となって堤防に変状が発生し、破堤に至ると考えられることから、基礎地盤のパイピングが発生した場合やその発生が懸念される場合には、何らかの対策の必要がある一方、パイピング抵抗性が高い基礎地盤であれば、早急な対策実施の必要性は低いものと考えられる。しかし、河川堤防基礎地盤の透水特性のひとつであるパイピング抵抗性を現地地盤において直接把握する方法は確立されていないのが現状である。

## 2.研究目的

本研究では、パイピング抵抗性を現地で確認する原位置調査手法の確立を目指した。

本年度は、昨年度実施した室内実験の結果から、水平方向の局所動水勾配の変化に着目して、パイピング抵抗性を評価できる指標を検討するとともにパイピング抵抗性を確認する原位置試験機を開発することを目的とした。

## 3.研究方法

### 3.1 室内実験試料

室内実験に用いた試料の物性を表-1 に示す。地盤の物理特性の違いによるパイピング抵抗性の差異を把握するため、実験試料については以下のような粒度調整を行った上で、締固め度(Dc)を85%、90%、95%に違えた、計16ケースの室内実験を行った。

Case1 ~ Case9・・・霞ヶ浦産の川砂を最大粒径が 850 μm、細粒分含有率(Fc) が約 5% になるように粒度調整した砂質土 (Case1 ~ Case3)と、これに粘土(トチクレー)を加えて細粒分含有率を約 10% (Case4 ~ Case6)、約 30% (Case7 ~ Case9)に粒度調整した砂質土。

Case10 ~ Case15・・・霞ヶ浦産の川砂を最大粒径が 4.75mm になるように粒度調整をおこなった砂質土 (Case10 ~ Case12)と、これに礫含有率が約 20%になるように粒度調整した砂質土 (Case13 ~ Case15)。

Case16・・・豊浦砂。締固め度は90%のみ。

### 3.2 室内実験方法

実験装置の概要を図-1 に示す。測定計器は流量を把握する電磁流量計、土層内の間隙水圧分布を把握する間

表-1 実験に用いた試料の物性

Case	細粒分含有率 (%)	細砂分 (%)	粗砂分 (%)	細礫分 (%)	締固め度 (%)	透水係数 (m/sec)	コーン貫入抵抗 qc (kN/m <sup>2</sup> )
Case1	5.7	83.5	10.8	0.0	85	2.81E-04	143.3
90					1.87E-04	285.3	
95					6.94E-05	338.5	
Case4	9.1	56.5	33.0	0.0	85	1.28E-04	245.5
90					6.40E-05	305.8	
95					2.26E-05	390.8	
Case7	30.9	44.2	24.9	0.0	85	8.71E-05	273.2
90					2.62E-05	345.5	
95					5.95E-06	432.5	
Case10	4.3	55.1	39.6	1.4	85	7.42E-04	179.0
90					3.83E-04	238.1	
95					1.24E-04	342.5	
Case13	4.6	35.7	38.5	21.2	85	9.40E-04	144.9
90					7.25E-04	280.8	
95					3.26E-04	410.7	
Case16	0.0	100.0	0.0	0.0	90	2.32E-04	264.2

隙水圧計、排水のにごりを検出するレーザーセンサー、流出土砂量の経時的な変化を把握するロードセルを設置した。実験は、ストレーナーと受水孔間(50cm)の平均動水勾配が0.1(水位差5cm)ずつ増加するように給水装置を上昇させ、段階毎に受水孔内の状況、流入水量、間隙水圧、流出土砂量、透過量(にごり)、排出水量を測定した。水位上昇間隔は5分間を基本とした。なお、詳細な実験装置の仕様および実験方法については前年度の交流研究員報告書を参照されたい。

## 4. 研究結果

### 4.1 検討した局所動水勾配とパイピング破壊の形態

パイピング抵抗性を評価するための測定値として、受水孔に近い箇所の局所動水勾配に着目し、図-1 に示す間隙水

圧計 No.10 と No.9 の 2 点間の圧力水頭の差を水平距離の差(15cm)で除して算出した値について検討した。

パイピング破壊の形態は、局所動水勾配の変動パターンから大きく2つに分類することができる。

各実験ケースの変動パターンを表-2 に示し、経過時間と局所動水勾配の関係と流出土砂量の結果と併せて図-2 および図-3 に示す。図に示されている土砂流出 は最初に噴砂を確認した時点、土砂流出 は流量および流出土砂量が急増しストレーナーと受水孔区間が繋がったと思われる時点である。

A パターン(図-2)・・・土砂流出 時点まで局所動水勾配の変動に比較的大きなピークが数点認められるパターンで、流出土砂量も徐々に増加する傾向にある。このパターンを示す実験ケースは局部的な破壊を繰り返しながらパイピング破壊が進行すると推定される。細粒分を比較的多く含むか、締固め度が低い実験ケースに比較的多い。

B パターン(図-3)・・・土砂流出 時点までに局所動水勾配の変動に比較的大きなピークが認められず、大きなピークは土砂流出 時点と一致するパターンで、流出土砂量もこの時点から急激に増加する。このパターンを示す実験ケースはパイピング破壊が急速に進行すると推定される。細粒分が比較的小さいか、締固め度が高い実験ケースに比較的多い。

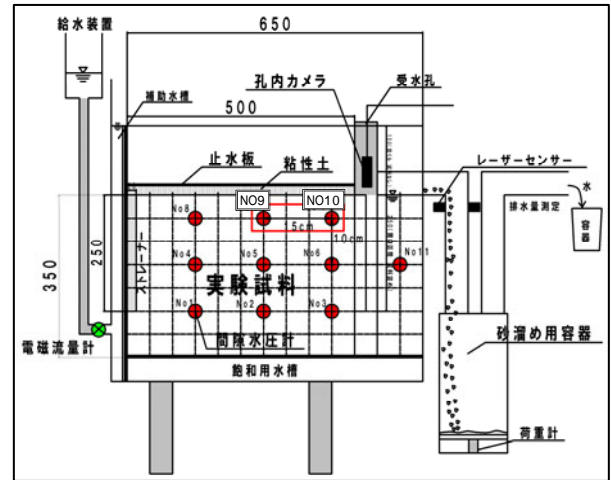


図-1 実験装置の概略図

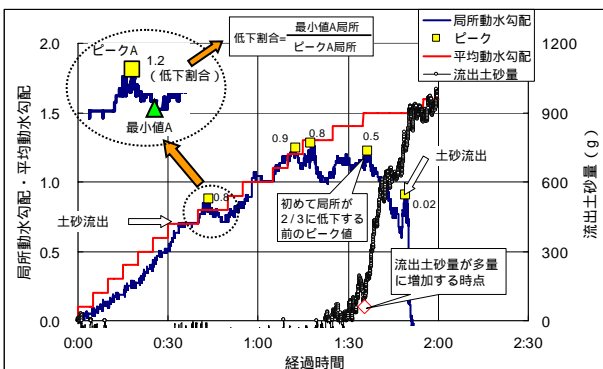


図-2 経過時間と局所・流出土砂量との関係(Aパターン)

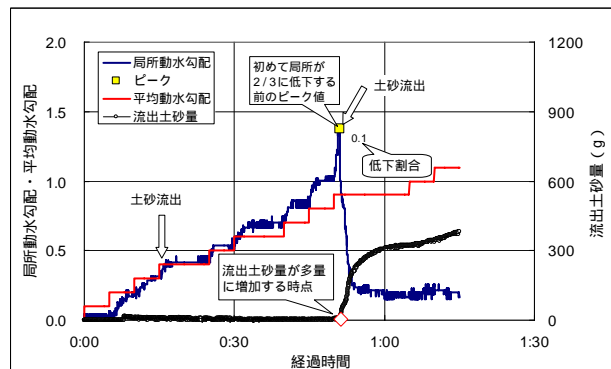


図-3 経過時間と局所・流出土砂量との関係(Bパターン)

### 4.2 パイピング抵抗性を評価する指標

実験ケース毎に局所動水勾配の変動でピークが認められる時点とその直近の最低値を示す時点を抽出して低下割合を算出した。表-2 に各実験ケースで初めて局所動水勾配が2/3以下に低下する前のピーク時点と流出土砂量

表-2 パイピング抵抗値一覧

Case	パイピング破壊パターン	初めて局所が2/3に低下する前のピーク時点	流出土砂量増加時点	パイピング抵抗値
Case1	A	0:42:11	0:43:41	0.46
Case2	B	0:42:14	0:44:29	1.00
Case3	B	1:42:15	1:43:39	1.29
Case4	A	1:36:22	1:35:32	1.22
Case5	B	1:08:12	1:08:23	1.30
Case6	A	1:31:49	1:31:49	1.72
Case7	A	1:07:40	1:08:08	1.12
Case8	A	2:21:08	2:22:50	3.51
Case9	-	-	-	-
Case10	A	1:51:53	1:23:02	1.16
Case11	A	2:25:53	1:35:03	1.75
Case12	B	1:02:46	1:03:03	1.62
Case13	B	0:51:05	0:51:15	1.37
Case14	B	1:11:33	1:11:38	2.12
Case15	B	1:08:55	1:10:31	2.09
Case16	A	0:34:47	0:31:22	0.30
パイピング抵抗値平均				1.47

case9は土砂流出 時点を確認することが出来なかった  
着色箇所はパイピング抵抗値が平均より小さい値を示すケース

が急速に増加し始める時点(図-2、図-3 の 時点)との関係を示す。  
の時点は、河川堤防の安全上問題となるパイピング破壊が発現する時点とみなすことができると考えられる。

ここで、局所動水勾配の変動と流出土砂量との関係を見ると、ほとんどのケースで初めて局所動水勾配が 2/3 以下に低下する直前のピーク時点と流出土砂量が増加し始める時点がほぼ一致する。これは、局所動水勾配が 2/3 以下に低下する前のピーク時点で河川堤防の安全上問題となるパイピング破壊が発現するとみなすことができると考えられる。

よって、初めて局所動水勾配が 2/3 以下に低下する直前のピーク値をパイピング抵抗性の評価指標とすることができると考えられる。

### 4.3 原位置試験機の開発

#### (1)原位置試験の概念

室内実験から得られた結果を参考にして原位置試験機を開発した。概念図を図-4 に示す。

原位置試験は、注入孔と弱点箇所となる受水孔を設ける。注入孔は、試験対象地盤まで 100 ~ 116mm 程度のケーシングパイプを設置する。ケーシングパイプからの水漏れを防止するために外部

パッカーを設置し、その内に水位センサーが先端に内蔵されている注水試験機を挿入する。受水孔は、試験対象地盤まで 50mm 程度の塩ビ管を設置し、水位を一定に保つために吸水装置を設置する。

試験は、注水試験機から注水孔の水位が段階的に上昇するように低量で注水量を制御できるフローコントロール装置で管理しながら注水する。受水孔付近および注水孔と受水孔の中間付近に打込み式の間隙水圧計を設置し、地盤内の間隙水圧の変化をモニターする。

#### (2)原位置試験の実施例

土木研究所土工実験施設の実験ピットでモデル地盤を製作し、原位置試験を実施した。

##### 1)試験条件

試験条件図を図-5 に示す。試験対象地盤は室内実験の Case2 と同じ地盤条件である。

試験は注水孔の水位を 10cm ずつ上昇するように注水試験機への注水量を調整しながら行った。水位を上昇させる間隔は 2 分間とした。また、流量、水位、間隙水圧を 1 秒毎に記録制御装置で自動計測を行った。

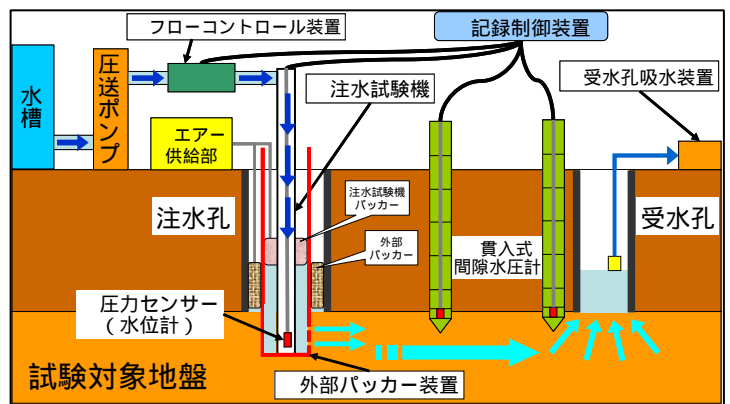


図-4 原位置試験概念図

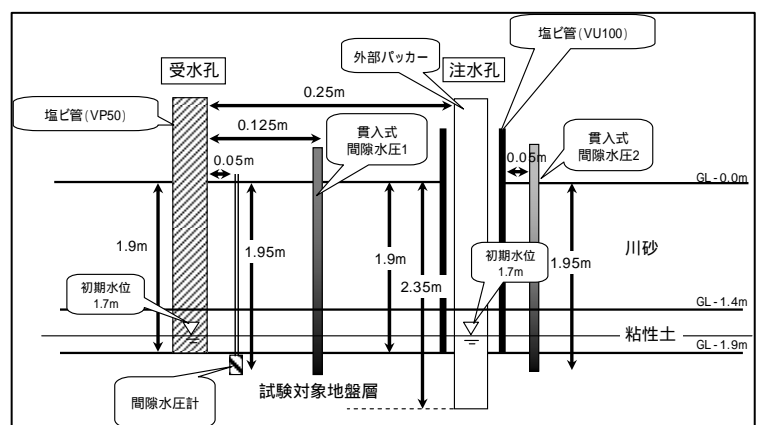


図-5 試験条件図

## 2) 試験結果

### 流量と注水孔水位

経過時間と流量および注水孔上昇水位の関係を図-6に示す。

経過時間 0:23:18 付近(上昇水位 90cm)から所定の水位で一定に保持することが容易になる。これは、注水孔と受水孔間の通水環境がスムーズになったと推定される。

経過時間 1:16:43 付近(上昇水位 360cm)で流量が急激に増加する。この時点で注水孔と受水孔間の空洞が繋がり、パイピング破壊が完了したと推定される。

### 局所動水勾配

経過時間と局所動水勾配の関係を図-7に示す。局所動水勾配は、受水孔付近と中間付近の2点で測定した間隙水圧値から求められる圧力水頭差を2点間の水平距離(12.0cm)で除して算出した。図-7には低下割合の値も併せて示す。

経過時間 0:18:41 付近で局所動水勾配が増加し、その直後に概ね平衡状態になる。この時点付近で局所的な破壊が発現した可能性がある。これ以降は、注水孔の水位上昇に追隨して局所動水勾配も増加する。

経過時間 1:06:36 付近から局所動水勾配にピークが確認できる。この時点付近からパイピングの進行が活発になったことが示唆される。

経過時間 1:15:56 で局所動水勾配(1.04)が大きく低下する。この時点が、初めて局所動水勾配が 2/3 以下になる直前のピーク時点であり、河川堤防の安全上問題となるパイピング破壊が発現したと考えられる。

室内実験(Case2)と概ね類似した局所動水勾配の変動傾向を示し、初めて局所動水勾配が 2/3 以下に低下する直前のピーク値も概ね一致する。

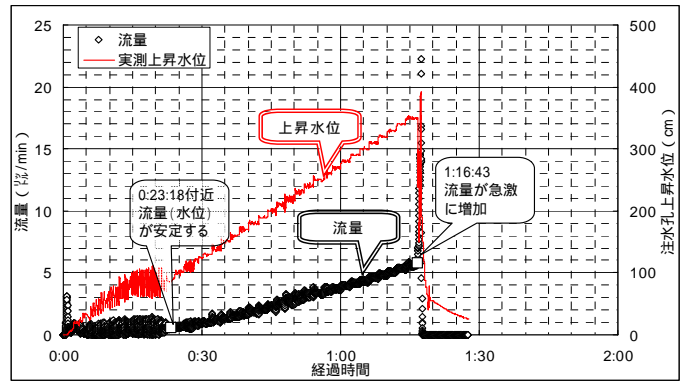


図-6 経過時間と流量および上昇水位の関係

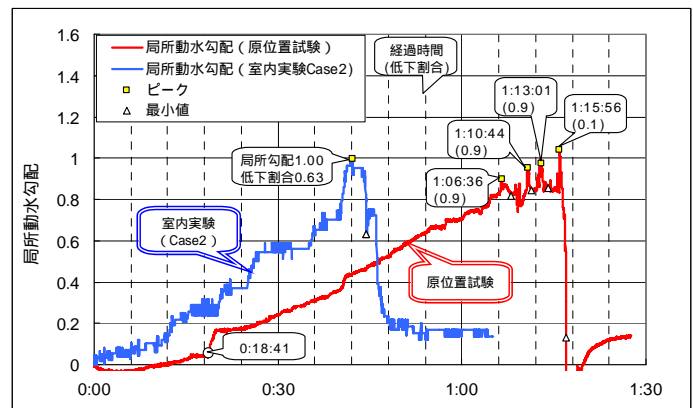


図-7 経過時間と局所動水勾配の関係

## 5. 結論

- 1) 水平方向の局所動水勾配に着目することでパイピング抵抗性を評価できる可能性があることが判った。
- 2) 室内実験結果を基にパイピングの発生状況を捕捉できる原位置試験装置を開発した。
- 3) 原位置試験でもパイピング破壊を発生させることができ、室内実験と類似した測定結果を得ることができた。
- 4) 今後は、現地で原位置試験を数多く実施して、試験が適用できる土質条件や試験方法等を詳細に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佐々木上席研究員、品川主任研究員、日外研究員、並びに地質チームの皆様へ深く感謝の意を表します。

所属 株式会社地圏総合コンサルタント

### 参考文献

- 1) 中川・吉田・品川・佐々木: 河川堤防基礎地盤のパイピング進行に対する抵抗性に関する室内実験, 第45回地盤工学会研究発表会

# 岩石ズリから溶出する自然由来重金属等の溶出機構に関する研究

チーム名等 地質チーム  
氏 名 安元 和己

## 1. まえがき

平成 22 年に施行された改正土壌汚染対策法では、平成 15 年施行の土壌汚染対策法において適用外であった、自然的原因による重金属等についても一部（土壌）で法の適用対象となっている。今後、岩石に含まれる自然由来の重金属等についてより一層の対応が迫られることが想定される。

岩石は土壌と形状・成因・成分等が異なることから土壌と異なる評価方法が必要である。しかしながらその方法は確立されていない。そこで地質チームでは、平成 14 年度より岩石に含まれる自然由来重金属の研究を行っている。その中で、評価が問題となっている岩石ズリからの重金属等の長期溶出特性についての研究を行った。

## 2. 研究目的

重金属等の溶出は、黄鉄鉱等の岩石に含まれている硫化鉱物の酸化に伴うことが知られている。ただし、試料の酸性化は環告 18 号試験では評価が困難な場合がある<sup>1)</sup>。一方で、低含有量の岩石でも溶出試験では土壌溶出量基準程度の溶出が見られるものが多い。にもかかわらず、日本のほとんどの地域で地下水水質問題が発生していないことから、長期的には重金属等の溶出が問題とならない場合も多いものと考えられる。

そこで、土木研究所では長期間において岩石ズリの曝露を行い、長期における重金属等の溶出挙動の把握を目的として曝露試験を実施している。本研究は、試験データの整理ならびに曝露試料を観察し、重金属等の溶出機構の解明にむけたデータを取得することを目的とする。

## 3. 調査方法

研究は以下の順序で行った。

場事例を整理および現状の把握

岩石の重金属の長期的な溶出の評価を行うための岩石試料の収集、および以下の試験の実施

- ・短期溶出試験(岩石試料を粉碎した試料を用いて行う環告 18 号試験)
- ・長期溶出試験(土研式雨水曝露試験)

短期溶出試験と長期溶出試験の比較

曝露試料観察(薄片観察)・分析(XRD、XRF、X線分析顕微鏡)結果を考慮した、溶出メカニズムの推定

## 4. 調査結果

### 4.1 事例調査結果

土木研究所に技術相談、情報提供があった 36 現場の事例を基に整理を行った。その結果を以下に示す。

- ・現場における問題は、重金属等の溶出および酸性化の複合(18 事例)、重金属のみ(15 事例)、酸性化のみ(2

事例)、その他(1事例)となっている(図-1)。

- ・ 対応が必要な元素をみるとほとんどの現場でAsが対象となっており、次いでPb、Se、Cd、F、Hg、Bの順となっている(図-2)。

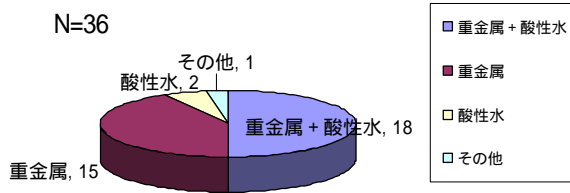


図-1 現場における問題の割合

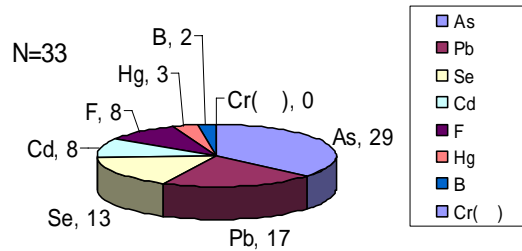


図-2 重金属が問題となっている現場内の重金属等の種類 (1現場複数元素の場合あり)

重金属等の問題がある現場(33事例)のうち、その大半(29事例)においてAsの溶出が問題となっている。よって、Asの溶出に着目して、データの整理検討を行うこととした。

#### 4.2 長期溶出傾向の把握

##### (1) 曝露試験データ整理

曝露後半年以上が経過している23試料について、水質分析結果の整理を行った。Asの溶出傾向について以下にまとめる。表-1に長期曝露試料におけるAsの溶出傾向を整理して示す。

表-1 曝露試験試料を用いた短期溶出試験ならびに長期溶出試験におけるAsの溶出量

試料名	岩種	短期溶出試験結果			長期溶出試験結果						タイプ
		As溶出量: mg/L	pH	評価	曝露日数	As最大溶出量: mg/L	pH	最大溶出量時の曝露日数	溶出傾向	評価	
SK2	硫酸鉄錳含有鉱脈	2.1	7.1	x	1826	1.4	4.0	56	112日以降0.01mg/L以下で推移	x	4
SK2+Ls	SK2 + 石灰岩	-	-	-	1826	1.1	7.7	308	概ね0.1 ~ 1mg/L程度で推移	x	-
YN	安山岩	0.005	9.8		1826	0.012	4.6	1015	断続的。概ね0.01mg/L以下。		1
DM	火山礫凝灰岩	0.005	8.7		1826	0.014	7.7	1015	1104日まで断続的。ほぼ0.01mg/L以下。以降溶出なし(下限値未達)		1
NK	泥岩	0.009	9.8		1826	0.016	7.8	1015	1104日まで断続的。ほぼ0.01mg/L以下。以降概ね溶出なし(下限値未達)		1
SP	砂岩	0.084	10.1	x	1826	0.058	8.3	84	252日以降概ね0.01mg/L未満。728日以降まで概ね低下傾向。以降断続的	x	4
TK	泥質片岩	< 0.005	3.4		979	0.087	2.5	420	400 ~ 500日まで徐々に増加し、それ以降は減少傾向。812日以降概ね0.01mg/L未満	x	4
KS	砂質泥岩	0.024	6.9	x	979	0.013	7	812	730日まで断続的。800日以降、0.01mg/L程度で推移		2
MB1	泥岩	0.03	8.7	x	979	0.011	7.2	140	280日まで断続的。以降概ね溶出なし(下限値未達)		2
MB2	泥質細粒砂岩	0.018	9.4	x	979	0.01	7.8	140	280日まで断続的。以降概ね溶出なし(下限値未達)		2
MB3	泥岩	0.037	9.9	x	979	0.014	8.8	112	280日まで断続的。以降溶出なし(下限値未達)		2
MB4	凝灰岩	0.003	8.5		979	0.012	8	140	280日まで0.01mg/Lで推移。280 ~ 730日溶出なし(下限値未達)		1
MB5	泥質砂岩	0.027	9.4	x	979	0.014	8	140	448日 ~ 730日まで溶出なし。全体的に断続的。概ね0.01mg/L以下		2
SE	凝灰岩	0.017	7.7	x	951	0.024	7.9	504	504日まで概ね0.01mg/Lを超えて推移。以降大局的に減少傾向	x	4
AI	安山岩質凝灰角礫岩	< 0.005	3.0		895	0.022	2.2	448	308日まで0.01mg/Lだったものが以降増加。	x	3
US	安山岩溶岩	< 0.001	5.5		895	0.015	4.4	56	196日まで0.01mg/Lに断続的に溶出。以降概ね溶出なし(下限値未達)	x	4
TU	安山岩質凝灰角礫岩	< 0.001	4.2		895	0.42	2	448	280日まで0.01 ~ 0.03mg/Lであったものが増加傾向	x	3
MR	安山岩溶岩	< 0.001	3.0		895	0.31	2.3	448	196日まで0.01mg/Lで推移。308日まで溶出なし。以降増加し448日をピークとして減少傾向	x	4
KB1	泥岩	0.005	8.9		195	< 0.001	< 4.3	-	溶出なし(検出下限値未達)		-
KB2	泥岩	0.01	9.2		195	0.11	7.2	27	減少傾向	x	-
KB3	泥岩	0.025	11.0	x	195	0.16	7.4	27	減少傾向	x	-
KB4	砂岩・泥岩	0.033	8.8	x	195	0.07	7.5	27	減少傾向	x	-
KR	泥岩	0.008	9.3		195	0.006	7.8	27	減少傾向		-

評価:  
 x 基準値を下回る  
 x 基準値を超過する  
 x 基準値を下回っていたものが、後で超過する  
 x 基準値を超過していたものが、後で下回る



- As について曝露初期に基準値 (0.01mg/L) を超過している試料の中には、日数の経過とともに浸出水濃度が低下し、基準値未滿となる試料がある。これらの試料は、112 日～812 日で概ね基準値を下回る (SK2、SP、TK、SE、US、MR) (図-3)。ただし SK2 試料は、突発的に 0.1mg/L 程度の溶出が認められたことから他の試料と性状が異なるかもしれない。

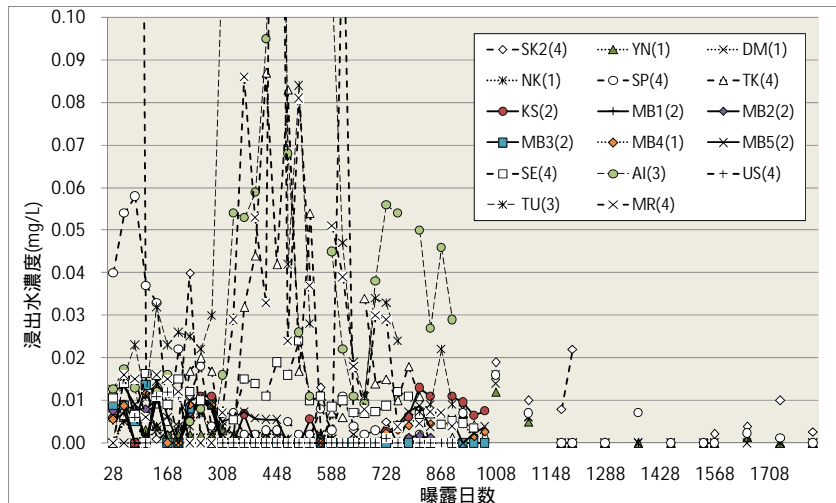


図-3 長期溶出試験における As の浸出水濃度変化 (凡例中の括弧内の数字は後述するタイプ区分)

- 長期溶出試験の浸出水濃度が土壌溶出量基準 (As:0.01mg/L) を超過している試料には、浸出水の pH が 4 以下と低いものおよび 8～9 程度のものがある。
- KB2、KB3、KB4 試料については、現状 (曝露 195 日) で土壌溶出量基準を超過しているものの、浸出水濃度は減少傾向にある。よって、更に時間が経過すれば基準値を下回る可能性がある。
- 泥質岩や凝灰岩においては、土壌溶出量基準程度の浸出水濃度を示すものが多く (DM、NK、KS、MB1、MB2、MB3、MB4、MB5)、曝露日数の経過とともに減少傾向となる。

## (2) 曝露試料の観察・分析

岩石における As 等の重金属等の含有状態把握を目的として、X線分析顕微鏡による表面マッピングを行った。

- SK2 および SK2+Ls 試料について容器底に敷設しているガラスビーズ表面の晶出物の分析を行った。その結果、SK2 試料は多量の Ca、Fe、As、Sr が確認され、Fe と As の分布は非常によく対応がみられる。一方の SK2+Ls 試料においては、一部の褐色を呈するビーズは SK2 と同様であるが、ほとんどのビーズは透明であり、表面には多量の Ca が認められる一方、Fe や As はほとんど含まれていない。
- X線分析顕微鏡による SK2 試料表面の分析を行った結果、Pb については特定の箇所の濃集が確認される一方で As、Cd については明瞭な分布は確認できなかった (図-4)。SK2+Ls 試料の表面についても As の濃集は確認できるものの、Cd の明瞭な分布は確認できなかった (図-5)。

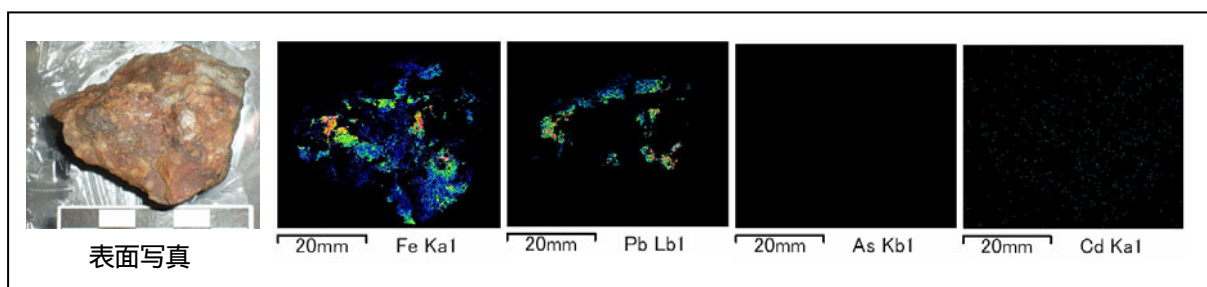


図-4 SK2 試料における表面マッピング分析結果 (X線分析顕微鏡)

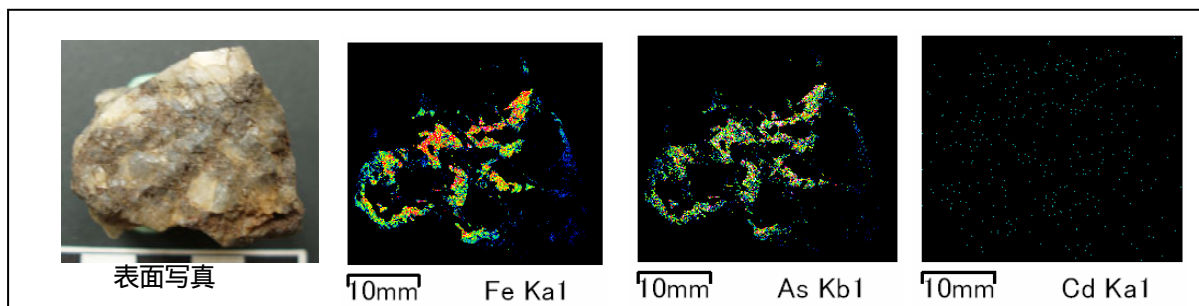


図-5 SK2+Ls 試料における表面マッピング分析結果(X線分析顕微鏡)

#### 4.3 短期溶出試験結果と長期溶出試験結果の比較

曝露試験実施試料において、短期溶出試験結果と長期溶出試験結果の比較を行った結果、As の溶出量の土壌溶出量基準に対する比較に基づき以下のタイプに区分できた(表-1)。ただし、曝露1年未満の試料についてはタイプ区分を行わない。

タイプ1：両試験結果がともに土壌溶出量基準を下回るもの(YN、DM、NK など)

タイプ2：短期溶出試験で基準値超過であるが長期溶出試験で基準値を下回るもの(KS、MB1、MB2、MB3、MB5)

タイプ3：短期溶出試験で基準値を下回っているが長期溶出試験で基準値を超過するもの(AI、TU)

タイプ4：長期溶出試験でAsの浸出水濃度が減少傾向もしくは大きく変化するもの(SK2、SP、TK、SE、US、MR)

SK2については両試験結果ともに土壌溶出基準を超過しているが、その値が大きく(10倍以上)異なるためタイプ4に含めた

### 5. 考察

#### 5.1 長期溶出試料における各タイプの溶出挙動の推定

タイプ1については短期溶出試験においてpHが9~10程度の環境下においてAsの溶出は基準値を下回る。曝露試験においては、断続的な溶出傾向となり、浸出水濃度も概ね基準値以下である。

Asの溶出については、酸化による黄鉄鉱の分解の際に、鉱物内に取り込まれていたAsと一緒に溶出してきた可能性が挙げられる。YN、DM試料においては1.5%以上のSを含有しており、Asを5.5~12ppm程度含んでいる。また、硫黄形態別分析から、Sの多くが黄鉄鉱態である。しかしながら、3試料ともに浸出水中のSO<sub>4</sub>濃度が高く、曝露前後試料における蛍光X線分析結果をみるとSO<sub>3</sub>量で0.5~1.7wt%減少している。それに対し浸出水中のAs濃度が低い。これらの試料に共通することは、Feの浸出水濃度が0.01mg/L程度と低い。すなわち、Feの溶出が抑えられていることによって、Asの浸出水濃度が低いことが示唆される。

タイプ2は、全て泥質岩であることが特徴である。このタイプの試料の溶出機構として、Asを電気的に吸着している水酸化鉄や粘土鉱物がpHの上昇によって表面電荷が正負に変化することでAsを放出するメカニズムが考えられている<sup>2)</sup>。pHが上昇するメカニズムについては、Na-スメクタイトのNaイオンとHイオンが入れ替わるイオン交換反応により、溶液中のpHが上昇する<sup>3)4)</sup>。MB1、MB2、MB3、MB5試料においても、Asの溶出が確認される時にはアルカリ性の環境でNaイオンの溶出が上昇もしくは高いことから上記のメカニズム<sup>3)4)</sup>が生じている可能性を示唆する。

タイプ3については、2試料とも変質岩である。このタイプは長期溶出試験における浸出水のpHが低く、S、Fe

の濃度が高い傾向にある。また、浸出水中のSとFeの濃度変化に正の相関がみられる。このことは、pHの低下によって黄鉄鉱や鉄明礬石等の硫化鉱物が分解し、硫化鉱物に含まれていたAsが溶出する、もしくは水酸化鉄等の鉄酸化鉱物が分解によって吸着していたAsが水中へとリリースするメカニズムが考えられる。

タイプ4の試料については、112日～812日で概ね基準値を下回っていることが確認された(図-3)。この結果から、長期における浸出水濃度の変化傾向をみるには半年程度は最低限必要であることが考えられる。また、タイプ4はSK2、TK、MR試料のようにpHが酸性のものと、SP、SE、USのようにpHが中性に近いものに細分される。pHが酸性を示す前者はタイプ3同様にSイオンの溶出に伴いAsが溶出する。ただし、Sの溶出量が減少する傾向にあるため、Asの溶出量も減少傾向にあるものと考えられる。後者については、pHが中性でAsの溶解度が低い領域に相当し、pHが安定的な環境が保持されることによりAsが溶出しにくいものと考えられる。

## 5.2 中和処理における重金属溶出挙動の把握

SK2試料は硫砒鉄鉱を含み、酸性化を生じさせる鉱山ズリである。そこで、中和対策を意図して石灰岩をSK2に対して等量混合した試料(SK2+Ls)を作成した。ここで、長期溶出試験において、SK2試料からの浸出水にはPb、Cdが継続して認められ、Asの濃度は急激に減少する特徴がある。一方でSK2+Ls試料からの浸出水にはPb、Cdが認められず、Asが多量に含まれている特徴を示している。そこでSK2試料ならびにSK2+Ls試料について、重金属等の溶出挙動を把握することを目的として、長期溶出試験におけるCd、Asの溶出に関して比較検討を行った。

まず、両試料ともに浸出量-電気伝導率(EC)、浸出量-重金属溶出濃度の傾向について浸出水量とEC、重金属の溶出量との関係を調べた(図-6)。その結果、主要イオン濃度の指標となるECは、浸出水量が増加すると低くなる逆相関の傾向がある。一方、浸出水量の重金属等濃度については浸出水量との明瞭な関連性がみられない。このことは、

- ・ 主要元素の水への溶出は固液接触時間と共に増加すると考えられ、降雨強度が強い(浸出水量が増える)と濃度は低く、ECは低くなる
- ・ 重金属等の溶出は、固液の接触時間と濃度との関係がない

ことを示唆している。

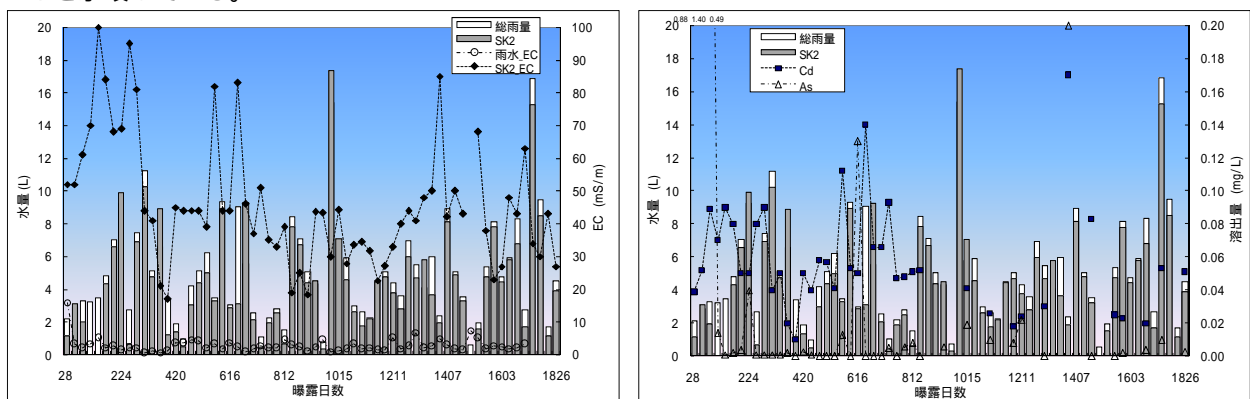


図-6 降水量、SK2試料における浸出水量、浸出水中のECならびに重金属等の濃度の変動傾向

また、SK2試料におけるCd、SK2+Ls試料におけるAsの溶出総量は、Ca、Sの溶出量と非常に高い相関がみられる(図-7、8)。このことは、Ca、Sの溶出に伴い、CdやAsが溶出していることを示唆している。

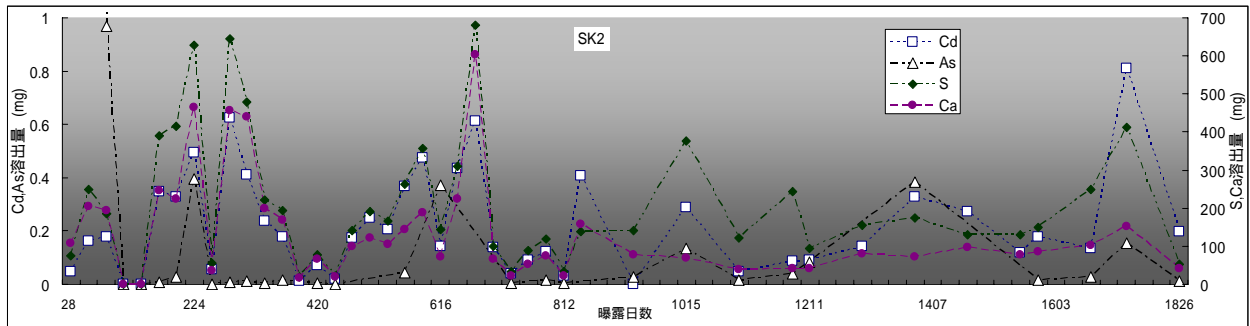


図-7 SK2 試料における Cd、As、S、Ca の溶出総量の変動傾向

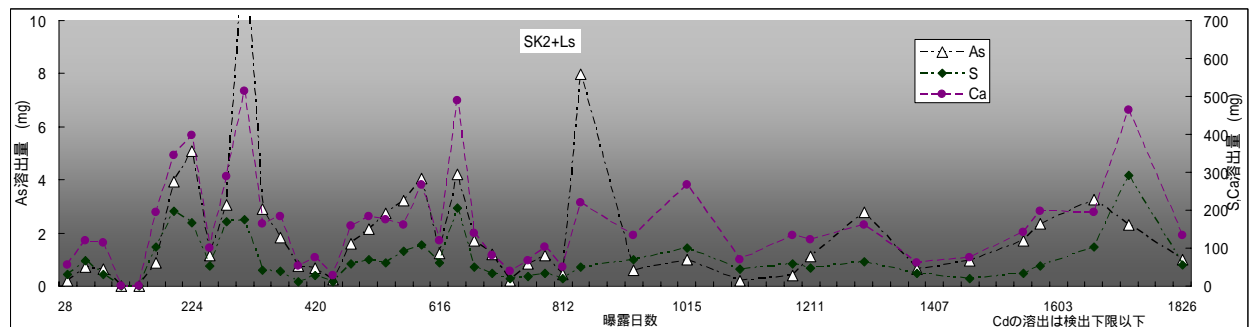


図-8 SK2+Ls 試料における Cd、As、S、Ca の溶出総量の変動傾向

## 6. あとがき

曝露試験データ整理の結果、曝露試験データを半年以上蓄積すると、岩石からの重金属等の長期溶出特性を概ね適切に把握できることが明らかとなった。今後、重金属等の溶出機構を明らかにし、過酸化水素水等による促進溶出試験等の有効性も確認しつつ、長期溶出特性を把握出来るよう、より現実的な評価方法の提案を行っていきたい。

具体的な方法として、SEM-EDS 等の分析機器を活用して、岩石や残渣等の沈殿物の分析を行うとともに、鉱物分離等により鉱物ごとの重金属等の含有量分析を実施し、岩石-水反応系における重金属等の存在状況の確認を行う。

## 7. 謝辞

本稿をまとめるにあたり、地質チームの品川主任研究員、佐々木上席研究員には有益なご助言をいただいた。また、降雨量データの一部については新材料チームの佐々木巖主任研究員に便宜を図っていただいた。以上の方々にここに記して謝意を表します。

所属：株式会社ドーコン

## <参考文献>

- 1) 宮口新治, 岩石由来の環境汚染対策研究グループ (2006): 溶出条件の違いによる岩石からの重金属溶出特性について, 地質と調査, 108, pp.14-19.
- 2) 島田允堯 (2009): 自然由来重金属等による地下水・土壌汚染対策問題の本質: ヒ素, 応用地質技術年報, 29, pp.31-59.
- 3) 小野雅弘, 棚瀬充史, 水落幸広, 品川俊介 (2010): 泥岩を対象としたヒ素溶出試験と問題点, 応用地質学会予稿集.
- 4) 石井英一, 濱克宏, 國丸貴紀, 佐藤治夫 (2007): 海成堆積物の地下浅部における天水の浸透に伴う地下水の pH の変化, 地質学雑誌, 113, 2, pp41-52.

# 非定常法による急速塩分浸透性試験に関する実験的研究

チーム名 基礎材料チーム  
氏名 天谷 公彦

## 1. まえがき

近年、性能照査型の設計法への移行により、コンクリート構造物の耐久性を評価する方法の確立が望まれている。コンクリートの耐久性のうち、塩化物イオン浸透抵抗性を評価する方法の一つとして、非定常法による急速塩分浸透性試験(Rapid Chloride Permeability Test, 以下, RCPT 試験)が提案されている。この RCPT 試験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であるとともに、塩化物イオンの移動を直接捉える促進試験方法である。しかし、RCPT 試験を規準化するためには、明らかにすべき課題が残されている。

## 2. 研究目的

RCPT 試験を規準化するにあたり明らかにしておく必要のある課題として、以下のものが考えられる。

RCPT 法および塩水浸せき試験によって得られる見掛けの拡散係数の関係

硝酸銀 (AgNO<sub>3</sub>) 噴霧時の変色境界の塩化物イオン濃度とその状態

RCPT 試験が試料の細孔構造に与える影響

ここでは、RCPT 試験の規準化を目指して、上記の課題の解明について実験的に検討した。

## 3. 実験方法

### 3.1 RCPT 法の概要

RCPT 法の概要を図-1 に示す。100 × 50mm の円盤状供試体を拡散セル容器内に設置した後、陽極に 0.3N NaOH 溶液、陰極に 10% NaCl 溶液を充填して、直流電流 (30V) を一定時間 (6, 15, 30 時間) 通電する。その後、円盤状供試体を割裂し、割裂面に硝酸銀溶液を噴霧する。噴霧後、一定時間 (2 時間程度)

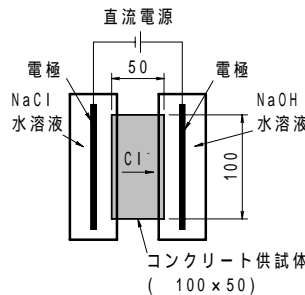


図-1 RCPT 法の概要

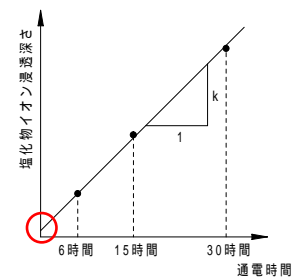


図-2 塩分浸透速度 k の概要

経過すると、塩分が浸透した領域が変色する。このときの変色部までの深さ (塩分浸透深さ) と通电時間の関係から塩分浸透速度 k (図-2 参照) を算出し、式(1)を用いて塩化物イオンの拡散係数を算出する。

$$D = k \cdot \frac{RT}{zF} \cdot \frac{L}{\Delta\phi} \quad (1)$$

ここに、R: 気体定数 (= 8.31J/mol/K), T: 絶対温度 (K, = 実測温度 + 273.15), z: 塩化物イオンの電荷 (= -1), F: ファラデー定数 (96485.3 C/mol), L: 円盤状供試体の厚さ (= 5cm), Δφ: 負荷電圧 (V)

### 3.2 実験方法

本研究では、RCPT 試験を実施して見掛けの拡散係数、変色境界の塩化物イオン濃度の分析、細孔径分布

の測定を行った。また、電気泳動試験（定常法）、塩水浸せき試験を実施して拡散係数を求め、RCPT 試験によって得られた結果と比較した。

#### (1) 塩化物イオンの拡散係数の算出

RCPT 試験および塩水浸せき試験により見掛けの拡散係数を算出した。併せて、電気泳動試験（定常法）により実効拡散係数を算出し、見掛けの拡散係数との関係と比較した。電気泳動試験（定常法）および塩水浸せき試験は、土木学会規準「JSCE-G571」

および「JSCE-G572」に準じて行った。ただし、B50-70のみ電気泳動試験（定常法）を行っていない。

供試体の一覧および試験項目を表-1に示す。供試体はモルタル供試体とし、W/C、高炉スラグの有無、置換率をパラメータとした。供試体は100mmの円柱供試体とし、打設翌日に脱型して材齢28日まで水中養生を行った。その後、塩水浸せき試験用の供試体は浸透面以外をエポキシ樹脂でコーティングし、10%NaCl溶液に浸せきした。その他の供試体は材齢14ヶ月まで水中養生を継続し、試験実施時に100×50mmの円盤状供試体（図-1参照）に成形した。

#### (2) 変色境界の塩化物イオン濃度の分析

RCPT 試験、塩水浸せき試験を実施した供試体を用いて、変色境界部の塩化物イオン濃度を分析した。試料は変色境界部が中心となるように厚さ5mm程度でスライスし、149μm以下に粉砕したものをを用いた。全塩化物イオンの分析は「JIS A 1154」、可溶性塩化物イオンの分析は「JCI-SC4」に準じて行った。

#### (3) 細孔径分布の測定

RCPT 試験が試料の細孔構造に与える影響を検討するため、負荷電圧をパラメータとしてRCPT試験を行った。試験条件を表-2に示す。負荷電圧は15V～60Vまで15V刻みで変化させ、通電時間は30時間とした。比較のため、試験実施まで水中養生を継続した供試体と塩水浸せき試験を実施した供試体も併せて計測した。細孔径分布は、陰極側の浸透面（RCPT試験）および塩水浸透面（塩水浸せき試験）より厚さ5mm程度の試料を採取し、水銀圧入法にて測定した。

表-2 RCPT試験の試験条件

供試体記号	W/C %	負荷電圧	通電時間
		V	hr
N40	40	-	-
N40A	40	15	30
N40B	40	30	30
N40C	40	45	30
N40D	40	60	30
N40浸	40	-	-

### 4. 実験結果

#### 4.1 各試験によって得られる拡散係数の比較

RCPT試験、電気泳動試験（JSCE-G571）、塩水浸せき試験（JSCE-G572）によって得られた拡散係数を図-3に示す。

RCPT試験と塩水浸せき試験によって得られた見掛けの拡散係数を比較すると、いずれの供試体でもRCPT試験の値の方が大きくなったが、塩分浸透抵抗性の高いN40や高炉モルタルは比較的近い値となった。また、RCPT試験と電気泳動試験（定常法）

表-1 実験供試体および実施試験の一覧

供試体記号	W/C %	高炉スラグ置換率 %	砂セメント比	単位量				実施試験		
				W	C	BF	細骨材	RCPT試験	JSCE-G571	JSCE-G572
				kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>			
N40	40	-	1:2.5	238.2	595.5	-	1488.8			
N50	50	-	1:2.5	281.0	562.0	-	1405.0			
N60	60	-	1:2.5	319.2	532.0	-	1330.0			
B50-30	50	30	1:2.5	279.6	391.4	167.8	1398.0			
B50-50	50	50	1:2.5	278.8	278.8	278.8	1394.0			
B50-70	50	70	1:2.5	278.0	166.8	389.2	1390.0		-	

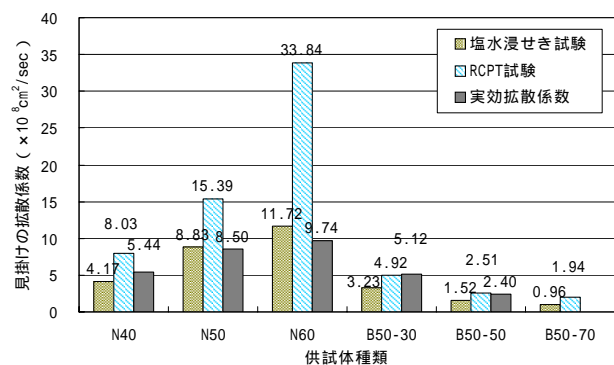


図-3 各種試験での拡散係数の比較

によって得られた拡散係数を比較すると、B50-30、B50-50 はほぼ同等の値となったが、その他の供試体は RCPT 試験の値の方が大きくなった。一般に電気泳動試験（定常法）によって得られる実効拡散係数は、塩分の固定化が完了した状態での、電位勾配による塩化物イオンの拡散係数であるため、見掛けの拡散係数よりも大きくなる傾向にあるが本研究では逆の傾向が見られた。

#### 4.2 変色境界の塩化物イオン濃度について

変色境界での全塩化物イオン濃度の分析結果を図-4 に示す。塩水浸せき試験と RCPT 試験の変色境界での全塩化物イオン濃度を比較すると、N50 以外の供試体で値に若干の差が見られたが、大小関係に一定の傾向は見られなかった。一方、普通モルタルと高炉モルタルの変色境界での全塩化物イオン濃度には差が見られ、普通モルタルは W/C が大きくなるほど、高炉モルタルは置換率が大きくなるほど、変色境界の全塩化物イオン濃度が小さくなる傾向であった。

変色境界での可溶性塩化物イオン濃度の分析結果を図-5 に示す。普通モルタルでは、全塩化物イオンと同様に W/C が大きくなるほど変色境界の可溶性塩化物イオン濃度が小さくなる傾向にあった。一方、高炉モルタルでは、各配合ともに変色境界での可溶性塩化物イオン濃度に一定の傾向が見られなかった。

既往の研究によると<sup>1)</sup>、硝酸銀溶液噴霧時の変色境界の可溶性塩化物イオン濃度（塩水浸せき試験実施時）は、結合材重量あたり 0.15% 程度という報告がある。本実験の結果はこれらの報告と異なり、一定の閾値は見出せなかった。

#### 4.3 RCPT 試験が細孔構造に与える影響について

N40、N40B および N40 浸の細孔径分布を図-6 に示す。N40 では細孔径 22.5nm 付近に細孔容積のピークが見られるのに対し、N40 浸では 17.9nm 付近、N40B では 14.2nm 付近にピークが見られ、共に細孔容積のピーク値が減少した。また、N40B は 50nm ~ 300nm 付近で細孔容積が増加する結果となった。

既往の研究<sup>2),3)</sup>では、コンクリートの細孔径分布は拡散係数や塩化物イオンの存在形態に影響を与えることが報告されている。文献 2) では、可溶性塩分は細孔径が比較的大きい 100nm ~ 5 $\mu$ m の範囲の細孔容積と、固定（吸着）塩分量は 3 ~ 100nm の範囲の細孔容積と比較的高い相関関係があることが、文献 3) では、細孔径 100nm ~ 5 $\mu$ m の細孔容積が少ないほど拡散係数が小さくなる傾向があることが報告されている。これらの知見を受けて、各供試体の 7nm ~ 100nm、100nm ~ 5 $\mu$ m の細孔容積量の比較を行った。比較図を図-7 に示す。7nm ~ 100nm の細孔容積は通電により減少する傾向が見られ、特に 45V 以上の電圧を負荷することで減

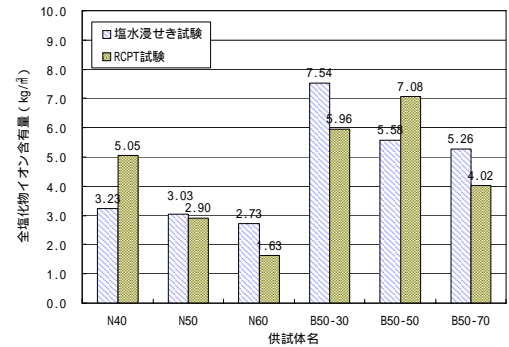


図-4 変色境界での全塩化物イオン濃度

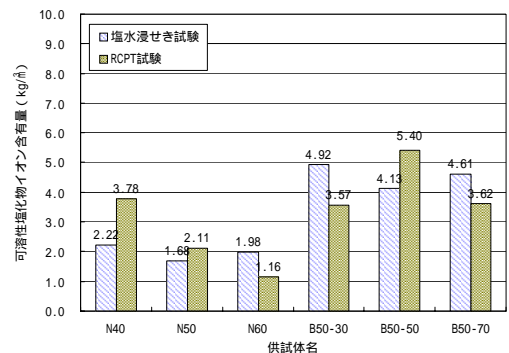


図-5 変色境界での可溶性塩化物イオン濃度

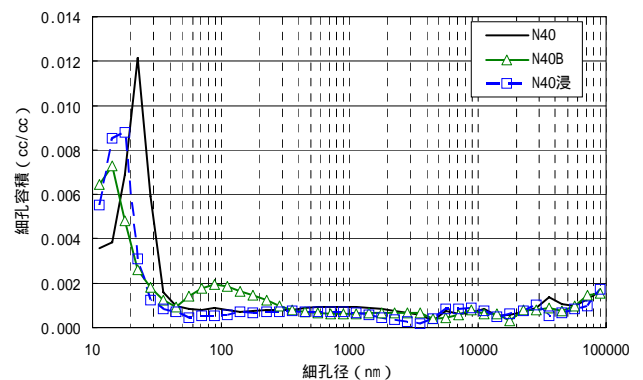


図-6 RCPT 試験および浸せき試験後の細孔径分布

少量が大きくなった。一方，100nm～5 $\mu$ m の比較的大径の細孔容積は，通電により増加する傾向にあり，30V 以上の電圧を付加した場合にその傾向が顕著であった。

各電圧値での 30 時間経過時の塩分浸透深さと，「4.1」で見掛けの拡散係数算出の際に求めた N40 の塩分浸透速度の切片の値（参考：図-2 の丸囲み部）を用いて，見掛けの拡散係数を推定した。推定値を図-8 に示す。負荷電圧が大きくなるほど得られる見掛けの拡散係数が大きくなり，両者は非線形の関係を示した。これは，負荷電圧が大きいくほど細孔構造の変化程度が大きくなっているためと考えられる。

これらの結果より，通電による細孔構造の変化が，RCPT 試験で得られる見掛けの拡散係数値が大きくなる要因の一つであると考えられる。

## 5. まとめ

本研究で得られた結果を以下に示す。

RCPT 試験によって得られる見掛けの拡散係数の推定値は，塩水浸せき試験で得られる値より若干大きめの値となる傾向にあった。また，塩分浸透抵抗性が高い配合では，両者の差は小さくなった。

変色境界での塩化物イオン濃度は，普通モルタルと高炉モルタルで異なる傾向が得られた。変色条件は，普通モルタルは W/C，高炉モルタルは置換率の影響を受けると考えられるが，明確な閾値は不明である。通電によってモルタルの細孔構造が変化し，7nm～100nm の小径の空隙は 45V 以上の電圧を負荷することで減少し，100nm～5 $\mu$ m の比較的大径の空隙は 30V 以上の電圧を負荷することで増加する。また，この細孔構造の変化が，RCPT 試験による見掛けの拡散係数の推定値が大きくなる要因の一つであると考えられる。

## 6. 謝辞

本研究を進めるに当たり，渡辺博志上席研究員並びに基礎材料チームの皆様には色々のご指導ご鞭撻を頂きました。紙面を拝借いたしまして，ここに感謝の意を表します。

所属 株式会社日本ピーエス

## <参考文献>

- 1) Nobuaki Otsuki, Shigeyoshi Nagataki, Kenji Nakashita: Evaluation of AgNO<sub>3</sub> Solution Spray Method for Measurement of Chloride Penetration into Hardened Cementitious Matrix Materials, ACI Materials Journal, pp.587-592, 1992
- 2) 吉田行・田口史雄・渡辺宏：高炉スラグ微粉末を用いた改質ピーライト系セメントコンクリートの塩分浸透性，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.1，pp.639-644，2002
- 3) 吉田行・田口史雄・名和豊春・渡辺宏：高炉スラグ微粉末を用いた改質ピーライト系セメントコンクリートの塩分浸透性及ばす諸要因の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.1，pp.777-782，2004

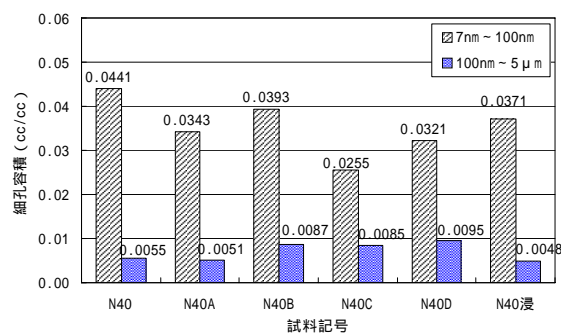


図-7 細孔径毎の細孔容積量

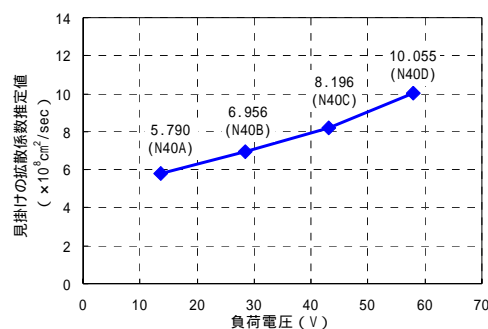


図-8 各電圧値での見掛けの拡散係数推定値



## 収縮補償用膨張コンクリートの性能に及ぼす養生条件の影響

チーム名 基礎材料チーム

氏名 松本 健一

### 1. まえがき

コンクリート構造物の耐久性に対する信頼性を確保するには、乾燥収縮の抑制が課題の一つになっている。コンクリートの乾燥収縮には粗骨材種類が影響する<sup>1)</sup>とも言われ、レディーミクストコンクリートの発注時に収縮量の小さい骨材が指定されるケースが増えている。しかし、これは資源の有効利用や CO<sub>2</sub> 排出の観点からは必ずしも好ましいとは言えない。

一方、収縮を抑制する混和材料等の利用も注目されている。コンクリートの収縮抑制材料には膨張材や収縮低減剤などが開発、実用化されている。中でもコンクリート用膨張材は開発、実用化されて約 40 年が経過しており、使用実績が多い材料である。土木学会コンクリート標準示方書 2007 年版[施工編] (以下、示方書) では、収縮補償用膨張コンクリートの性能が定められている。示方書では、膨張コンクリートの膨張性能を、JIS A 6202 付属書 2「膨張コンクリートの拘束膨張及び収縮試験方法」によって得られる膨張量で定義している。しかし、実施工で想定され得る条件の多様性、すなわち配合や養生条件の影響までは補完されているわけではない。

### 2. 研究目的

本研究ではまず、配合の異なる収縮補償用膨張コンクリートの収縮低減効果の検証を行った。次に、収縮補償用膨張コンクリートの配合や養生温度、養生条件が一軸拘束状態における膨張量に与える影響について検討した。

### 3. 実験概要

コンクリートの配合および養生温度条件を表 1 および図 1 に示す。膨張材は低添加型の石灰系膨張材を使用した。実験パラメータは、水結合材比 (55%、40%、30%)、養生温度 (10、20、50)、養生方法 (封かんおよび水中養生) とした。膨張量の測定は JIS A 6202 付属書 2「膨張コンクリートの拘束膨張及び収縮試験方法」に準拠した。供試体形状を図 2 に示す。拘束鋼材 (有効径 11mm) は、中央部分 40mm 区間のねじ山を円断面に切削加工し、

表 1 コンクリートの配合・養生条件

	W/(C+Ex) (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )					混和剤 <sup>1)</sup>		
		W	C	Ex	S	G	Ad1 (%)	Ad2 (%)	
55N	55	172	313	0	809	976	0.31	0	・養生温度: ( )内は打ち込み温度 case1: 10 (10 ) case2: 20 (20 ) case3: 50 (20 ) ・終結以後に恒温槽に移動 ・養生方法: 材齢7日まで水中または封かん養生
40N	40	172	430	0	732	956	0.31	0	
30N	30	172	573	0	649	1000	0	1.0	
55NE	55	172	293	20	809	976	0.31	0	
40NE	40	172	410	20	732	956	0.31	0	
30NE	30	172	553	20	649	1000	0	1.0	

N: 普通コンクリート(セメントは普通ポルトランドセメント)

W/(C+Ex): 水結合材比

Ad1: リグニンスルホン酸系AE減水剤

NE: 膨張コンクリート(セメントは普通ポルトランドセメント)

S: 静岡県掛川産山砂(密度: 2.57g/cm<sup>3</sup>, 吸水率1.87%)

Ad2: ポリカルボン酸エーテル系高性能AE減水剤

Ex: 低添加型石灰系膨張材

G: 茨城県笠間産砕石(密度: 2.67g/cm<sup>3</sup>, 吸水率0.46%)

1: 混和剤使用量は(C+Ex)に対する質量(%)

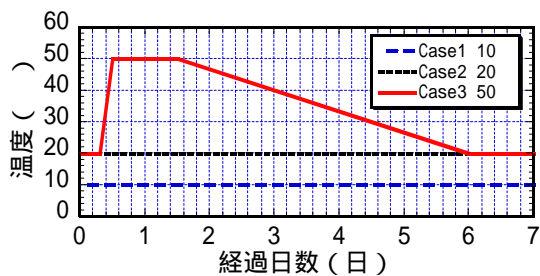


図1 打設および養生温度条件

鋼材中央部に自己温度補償型ひずみゲージを貼り付けて、ひずみを測定した。別途、JIS A 1147、JIS A 1108 および JIS A 1129 に準拠してコンクリートの凝結試験、圧縮強度試験、および長さ変化試験を行った。

#### 4 実験結果および考察

##### 4.1 コンクリートの長さ変化特性

55N、40N、30N の材齢 7 日を起点とした乾燥収縮ひずみを図 3 に示す。乾燥材齢 182 日の時点では、乾燥収縮ひずみはほぼ収束しており、55N および 40N では  $-600 \times 10^{-6}$  程度、30N では  $-450 \times 10^{-6}$  程度であった。30N は水結合材比が小さいために、乾燥期間における水分の逸散量が少なく、乾燥収縮ひずみが 55N や 40N よりも小さかった。

図 4 に 20 水中養生を行った膨張コンクリートの拘束膨張ひずみを示す。拘束膨張ひずみは概ねコンクリートが終結に達した時点から発現し始め、材齢 7 日までにほぼ終了した。55NE と 40NE は拘束膨張ひずみの発現形態がほぼ同等であった。30NE は一旦収縮した後で膨張側に転じたために膨張ひずみの発現時期が遅く、7 日経過時点の拘束膨張ひずみが小さかった。これは、コンクリートの膨張が自己収縮によって相殺されたことや、コンクリート自体が高強度であるために、膨張の発現が抑制されたためと考えられる。

##### 4.1 膨張コンクリートの収縮低減効果

膨張コンクリートは、予めコンクリートを膨張させることにより、その膨張量によって将来の収縮量を補償するものである。膨張コンクリートによる収縮補償の概念を図 5 に示す。膨張コンクリートの乾燥収縮ひずみ ( $\epsilon_3$ ) は、JIS A 1102 の長さ変化試験の自由収縮ひずみ ( $\epsilon_2$ ) から、JIS A 6202 の材齢 7 日における一軸拘束膨張ひずみ ( $\epsilon_1$ ) を差し引くことで求めてよいとされている。図 5 の概念に基づいて、図 3 の乾燥収縮ひずみに、図 4 の材齢 7 日拘束膨張ひずみを加えることによって乾燥収縮ひずみを算出して図 6 に示した。本研究では、いずれの水結合材比でも乾燥収縮ひずみが  $-300 \sim -400 \times 10^{-6}$  程度に低減される結果となった。

##### 4.2 養生条件と拘束膨張・収縮特性

実構造物におけるコンクリートの養生を想定した時、膨張コンクリートの膨張特性を養生方法の観点から検討することは重要である。一例として、55N および 55NE (いずれも 20 ) の拘束膨張ひずみについて、封かん養生と

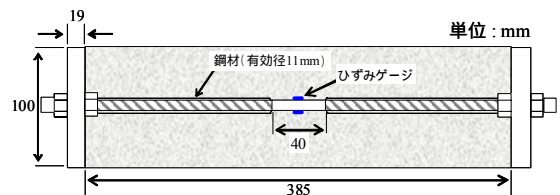


図2 供試体および拘束鋼材の形状、寸法

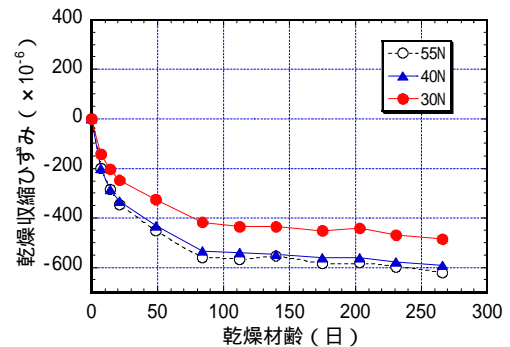


図3 55N、40N、30N の乾燥収縮ひずみ

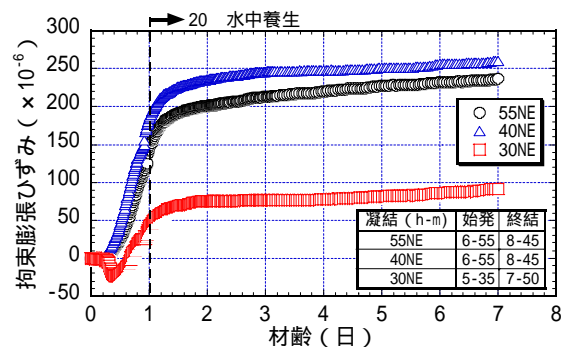


図4 拘束膨張ひずみ (20 水中養生)

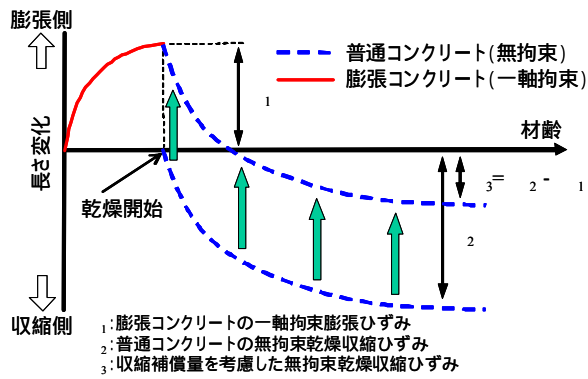


図5 収縮補償の概念図

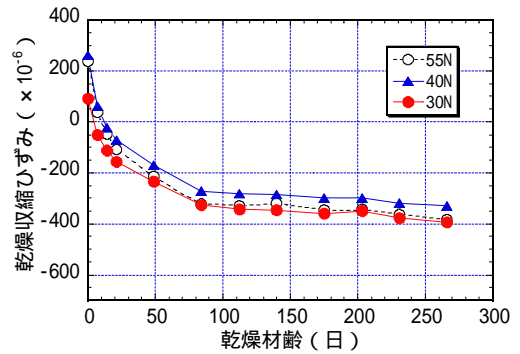


図6 乾燥収縮ひずみ (収縮補償量考慮)

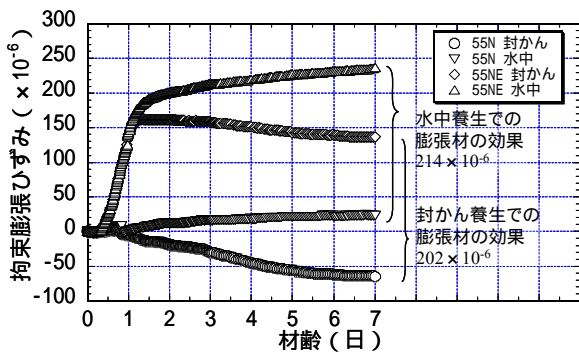


図7 養生方法と拘束膨張ひずみ

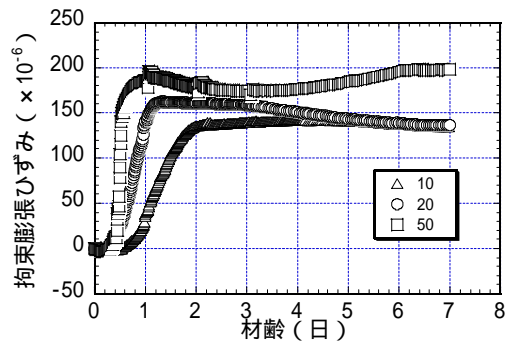


図8 養生温度と拘束膨張ひずみ

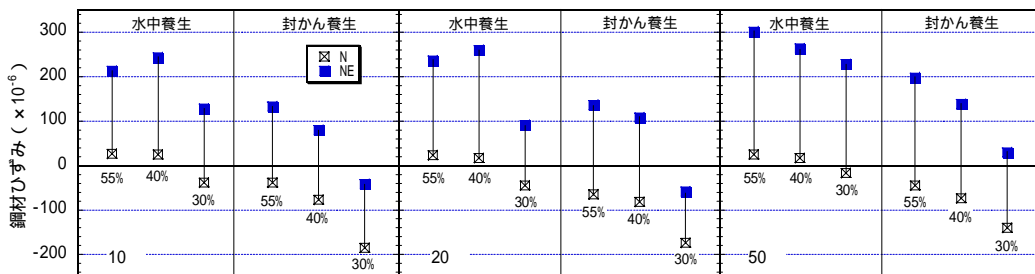


図9 養生条件と7日経過時点での拘束膨張・収縮ひずみ

水中養生を比較して図7に示す。水中養生と比べて封かん養生は膨張ひずみの増加が早く終了し、7日拘束膨張ひずみが小さい傾向を示した。また、NとNEの拘束膨張(収縮)ひずみの差は封かん養生の方がやや小さかった。

膨張材はセメントと同様に水和反応に伴って膨張力を発現するため、その進行は養生温度の影響を受けると考えられる。図8に養生温度と拘束膨張ひずみの一例を示す。養生温度が高いほど膨張ひずみの発現時期が早く、膨張速度が大きい。7日経過時点での拘束膨張ひずみは50でやや大きい傾向を示した。

7日経過時点での拘束膨張・収縮ひずみを、配合や養生条件で整理して図9に示す。NEの拘束膨張ひずみは、水結合材比が30%の場合で小さく、自己収縮が影響しているものと考えられた。また、同一の配合や養生方法では、養生温度が高いほど拘束膨張ひずみが大きい傾向を示した。

#### 4.3 膨張材の効果

膨張コンクリートの膨張性は通常、JIS A 6202の一軸拘束膨張ひずみ(20 水中養生、材齢7日)で評価される

が、4.2のように配合や養生条件が異なる場合は一軸拘束膨張ひずみも変化する。そこで、膨張材の効果をNとNEの一軸拘束膨張・収縮ひずみの差で捉え、配合や養生条件の影響について図10に整理した。図より、養生温度が低いほど、水結合材比が小さいほど、また、水中養生よりも封かん養生の方が鋼材ひずみの差が小さくなる傾向を示したが、いずれのケースにおいても膨張材の有効性は確認された。

なお、単位膨張材量を調整することによって所要の膨張効果を得ることは可能であると考えられる。

#### 4.4 膨張コンクリートの圧縮強度

コンクリートの圧縮強度を図10および図11に示す。本研究の範囲では、膨張コンクリートの圧縮強度は、配合や養生条件によらず、普通コンクリートと同等であることが確認された。

#### 5. まとめ

本研究では、収縮補償用膨張コンクリートの収縮低減効果について検証した。また、拘束膨張特性や強度特性に及ぼす配合や養生条件の影響について検討した結果、以下の点が明らかとなった。

- 1) 膨張コンクリートの一軸拘束膨張ひずみを普通コンクリートの自由収縮ひずみに置き換える手法により、膨張コンクリートによる収縮低減効果を確認した。
- 2) 収縮補償用膨張コンクリートは、配合や養生条件によっては、膨張材の効果がやや小さくなるケースも認められたものの、その有効性や、普通コンクリートと同等の圧縮強度特性を有していることが確認された。

#### 6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、多大なるご指導を賜りました基礎材料チーム渡辺上席研究員、片平主任研究員ならびに基礎材料チームの皆様へ深く感謝の意を表します。

所属：太平洋セメント株式会社

#### <参考文献>

- 1) 山田宏、片平博、渡辺博志：コンクリートの乾燥収縮率と骨材の乾燥収縮率の関係、JCI-C77「コンクリートの収縮特性評価およびひび割れへの影響」に関するシンポジウム論文集、pp.13-16、2010.12

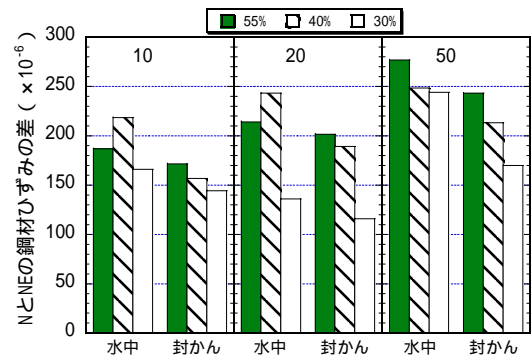


図10 鋼材ひずみの差

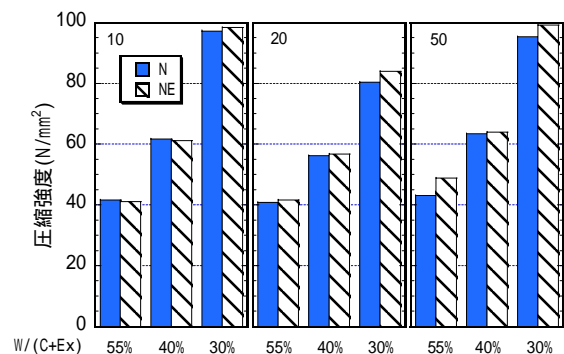


図11 28日圧縮強度（7日まで各温度下で水中養生、以降は20、60%R.H.で気中養生）

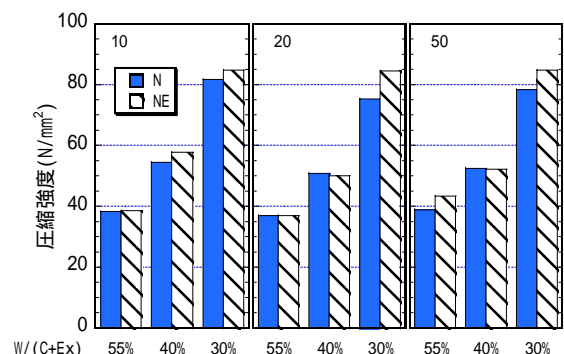


図12 28日圧縮強度（7日まで各温度下で封かん養生、以降は20、60%R.H.で気中養生）

## 骨材の乾燥収縮率の算定方法に関する検討

チーム名 基礎材料チーム  
氏名 山田 宏

### 1. まえがき

収縮ひび割れ制御に対する関心の高まりから、各団体でコンクリートの乾燥収縮に関する規定の見直しが実施されている。一般的に、コンクリートの乾燥収縮率は、20、60%RHの乾燥条件で乾燥期間6ヶ月経過時点の乾燥収縮率をJIS A 1129「コンクリートの長さ変化試験」による計測方法によって評価されている。しかし、コンクリートの乾燥収縮率の測定には長期間を必要とすることから、その実施は容易ではない。このため、容易にコンクリートの乾燥収縮率を推定できる手法が確立されれば、実施者の負担軽減を期待できる。

一方、コンクリートの乾燥収縮に影響を与える要因は、コンクリート構造物の置かれる環境条件、材料物性や施工条件等多岐にわたる。近年実施されたレディーミクストコンクリートの乾燥収縮に関する調査結果によれば、乾燥収縮率に対する影響因子として、粗骨材種類が最も支配的であることが報告<sup>1)</sup>されている。従って、コンクリートの乾燥収縮率を推定する上で、各種粗骨材の収縮特性を試験によって把握することは重要であると考えられる。

### 2. 研究目的

粗骨材の乾燥収縮率の測定は、これまでに種々の方法<sup>2)</sup>によって検討されているが、試験方法の詳細について具体的な内容が検討されていないのが現状である。本研究では、ひずみゲージを用いた粗骨材の乾燥収縮試験法の確立を目指し、粗骨材の乾燥収縮率のばらつきの実態を把握した後に、骨材の平均的な値を得るために必要な試験片数について検討した。

### 3. 実験概要

#### 3.1 使用した骨材の種類

使用した粗骨材は、表1に示すそれぞれ産地および品質の異なるG1～G19の19種類を用いた。骨材物性の影響を広い範囲で捉えるために、規格を満足する骨材から規格を大きく外れる骨材まで様々な品質の粗骨材を選定した。なお、骨材の最大寸法は、G6が15mm、G12、G13、G15、G18およびG19が20mm、その他の骨材は25mmである。

#### 3.2 骨材の長さ変化試験

粗骨材粒の吸水・乾燥に伴う長さ変化の測定は、

表1 骨材の種類と品質

分類	No.	絶乾密度 (g/cm <sup>3</sup> )	吸水率 (%)	安定性 (%)
火山岩	G1	2.25	6.43	27.5
	G2	2.63	1.66	3.8
	G3	2.29	5.58	52.7
	G4	2.47	2.74	72.9
	G5	2.44	3.91	54.2
	G6	2.65	2.67	14.8
	G7	2.29	6.53	56.5
深成岩	G8	2.53	1.47	22.3
砕屑岩	G9	2.37	4.96	89.7
	G10	2.45	3.33	56.4
	G11	2.65	0.50	3.3
	G12	2.64	0.69	11.4
	G13	2.57	1.56	34.8
	G14	2.59	1.54	27.9
	G15	2.64	0.99	17.3
火砕岩	G16	2.48	4.38	45.3
	G17	2.28	7.17	70.2
生物岩	G18	2.71	0.26	1.5
	G19	2.70	0.29	0.7

これまでいくつかの方法<sup>2)</sup>が試みられているが、本研究ではそれらの中で簡易に実施可能なひずみゲージを用いる方法を選択した。

最大寸法付近の骨材を加工して試験片とした。試験片の加工手順は、まず、骨材を切断し、平滑面を作製した。次に、平滑面に対して、ひずみゲージを貼付ける部分よりも若干大きめの面をポリエステル系接着剤で防水処理した。さらに、防水処理面にシアノアクリレート系接着剤で防水型ひずみゲージ（検長 3mm）を貼付けた後、ポリエステル系接着剤でひずみゲージ全体を防水処理した。なお、1 骨材当たりの計測数 N は 7~43 とした。

骨材の長さ変化試験は、20%、60%RH の環境で十分に安定したひずみになったことを確認した後、開始した。骨材の長さ変化は、20% 水中に浸漬する吸水過程と、20%、60%RH の環境に静置する乾燥過程のそれぞれで安定したひずみになるまで測定した。

試験開始時点点を基準として、吸水過程および乾燥過程にある十分安定した長さ変化率をそれぞれ吸水膨張率および乾燥収縮率とした。

#### 4. 実験結果および考察

##### 4.1 骨材の長さ変化特性

骨材の長さ変化試験の結果の一例を図 1 に示す。粗骨材 G9 の長さ変化の挙動は、セメントペースト等と同様に、吸水すると膨張し、乾燥すると収縮した。長さ変化率は、吸水膨張率と乾燥収縮率とにもほぼ等しい値となった。他の骨材についても同様であった。長さ変化率に関して、吸水膨張率と乾燥収縮率はほぼ等しいので、これ以降の検討では、乾燥収縮率に関する結果を中心に示した。

骨材の乾燥収縮率に関する度数分布の結果の一例を図 2 に示す。粗骨材 G9 の乾燥収縮率が従う確率分布は、正規分布にみなせると考えられる。他の骨材でも正規分布とみなせる分布が得られた。

骨材の乾燥収縮率の結果一覧を表 2 に示す。骨材の乾燥収縮率の平均値は、大きい値から小さい値まで幅広く分布する結果となり、それぞれの骨材の乾燥収縮率の範囲も、大小様々な結果となった。標準偏差と乾燥収縮率の平均値の関係を図 3 に示す。標準偏差は、乾燥収縮率の平均値が大きくなると、大きくなる傾向となり、乾燥収縮率の平均値のおおよそ 40%となった。

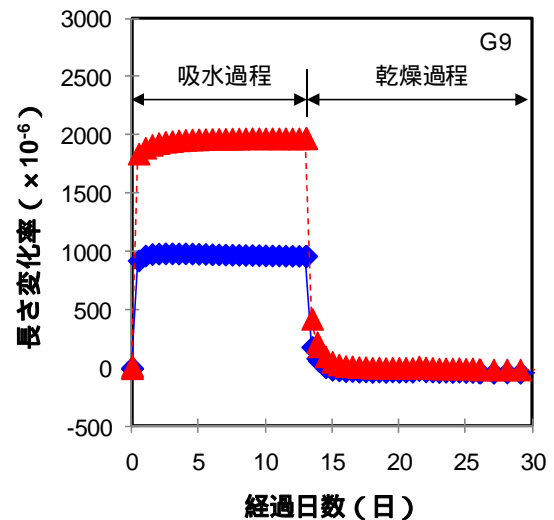


図 1 粗骨材 G9 の長さ変化試験の結果

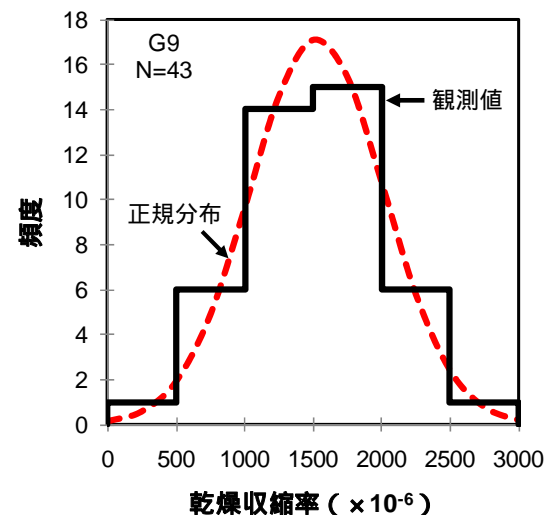


図 2 粗骨材 G9 の度数分布

表2 骨材の乾燥収縮率の結果一覧

No.	N	乾燥収縮率 ( $\times 10^{-6}$ )			
		平均	標準偏差	最小	最大
G1	7	383	155	198	611
G2	19	126	46	50	228
G3	7	334	170	167	613
G4	7	348	51	288	446
G5	8	646	328	248	1296
G6	10	416	129	210	628
G7	7	550	494	130	1583
G8	16	180	89	33	348
G9	43	1529	496	486	2753
G10	10	620	138	408	828
G11	30	86	30	29	147
G12	13	139	31	78	198
G13	15	459	62	357	561
G14	22	935	413	267	1719
G15	15	528	117	233	686
G16	15	255	109	59	532
G17	11	907	445	245	1766
G18	15	21	6	10	31
G19	15	26	4	18	31

#### 4.2 コンクリートの乾燥収縮率と骨材の乾燥収縮率の関係

W=165kg/m<sup>3</sup>、W/C=55%、s/a=46%、目標空気量4.5%の配合条件で、細骨材に川砂を使用し、本検討と同じ粗骨材をそれぞれ使用して作製したコンクリートの乾燥収縮率<sup>3)</sup>と骨材の乾燥収縮率の平均値の関係を図4に示す。コンクリートの乾燥収縮率と骨材の乾燥収縮率の平均値の関係は、高い相関関係が認められ、

骨材の乾燥収縮率の平均値が $177 \times 10^{-6}$ 変動すると、コンクリートの乾燥収縮率が $100 \times 10^{-6}$ 変動する結果となった。また、図中のプロットは、一部を除き、近似直線の $\pm 100 \times 10^{-6}$ の範囲に入った。

#### 4.3 試験片数に関する検討

表2に示した骨材の乾燥収縮率の平均値を真値と仮定し、それぞれの標準偏差を持つ正規分布に従う乱数を発生させ、そこから試験片数nを3、5、10、15および20個抜き取った場合の平均値の計算を1000回行い、これらの値が真値の $\pm 10$ 、20および30%の範囲に入る確率を計算した。なお、正規乱数は、正の値のみ採用した。真値の $\pm A\%$ の範囲に入る確率と変動係数(標準偏差を平均値で除した値)の関係を図5に示す。平均する試験片数が多くなるほど、変動係数が小さくなるほど、また、許容範囲を大きくとるほど、その許容範囲に入る確率は高くなった。

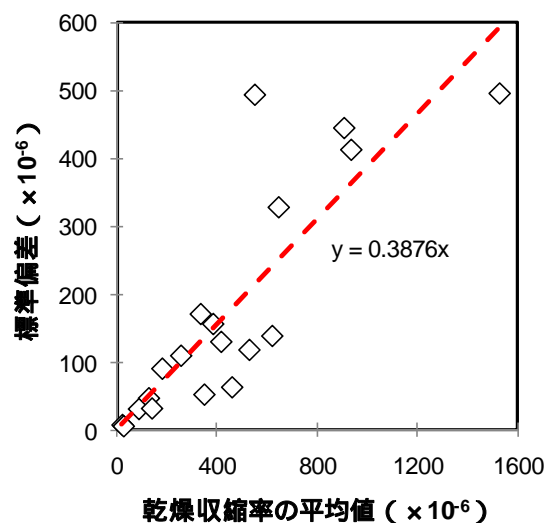


図3 標準偏差と乾燥収縮率の平均値の関係

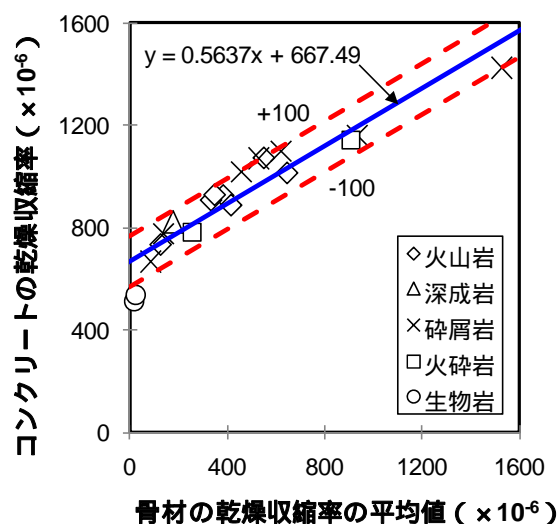


図4 コンクリートの乾燥収縮率と骨材の乾燥収縮率の平均値の関係

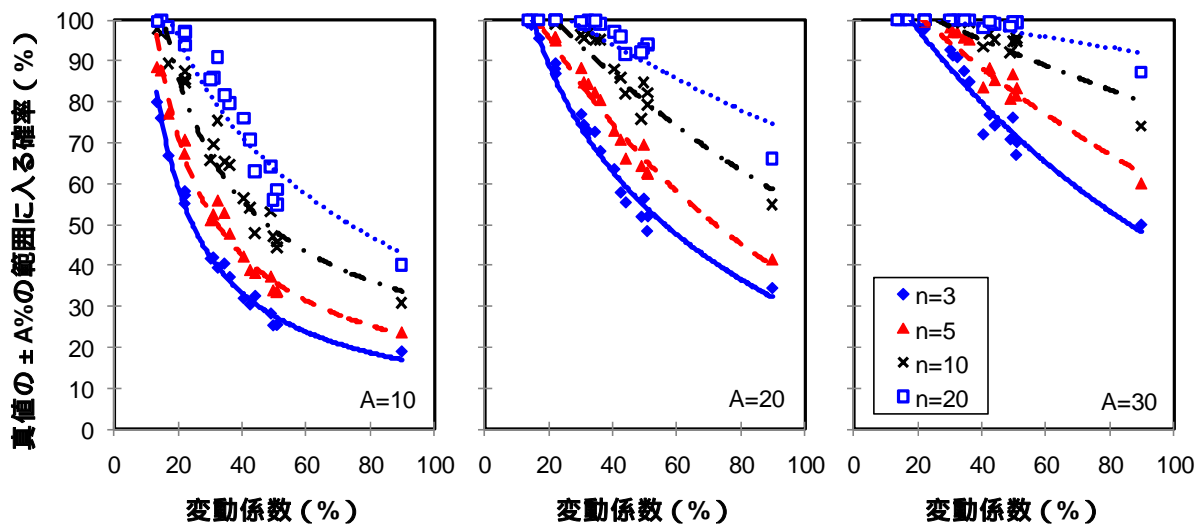


図5 真値の±A%の範囲に入る確率と変動係数の関係

例えば、真値の±20%の範囲に入る確率が70%以上となる変動係数および試験片数nの組み合わせは、変動係数が40%程度の場合、試験片数nが5個以上、変動係数が60%程度の場合、試験片数nが10個以上となる。骨材によって変動係数が異なることから、予め、多めの試験片数nで変動係数を確認した後に、許容範囲と試験片数を確認することが望ましく、実用上は、試験片数nを10個程度の実施が望ましいと考えられる。

## 5. まとめ

- ・粗骨材の乾燥収縮率の平均値および標準偏差は、大きい値から小さい値まで幅広く分布する結果となった。
- ・コンクリートの乾燥収縮率と粗骨材の乾燥収縮率の平均値の関係は、高い相関性を示した。
- ・骨材の乾燥収縮率の測定では、変動係数に応じて試験片数を定めることが望ましい。

## 6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、多大なるご指導を賜りました基礎材料チーム渡辺上席研究員、片平主任研究員ならびに基礎材料チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属：住友大阪セメント株式会社

## <参考文献>

- 1) 関田徹志、百瀬晴基、今本啓一、三橋博三：レディーミクストコンクリートを対象とした乾燥収縮の調査研究およびその統計分析、日本建築学会構造系論文集、Vol.73、No.629、pp.1019-1026、2008.7
- 2) 後藤幸正、藤原忠司：乾湿に伴う骨材の体積変化、土木学会論文報告集、第247号、pp.97-108、1976.3
- 3) 片平博、渡辺博志：コンクリートの乾燥収縮率を推定するための簡易評価指標に関する実験的検討、コンクリート工学年次論文集、Vol.32、No.1、pp.467-472、2010.7



# アレチウリ埋土種子の発芽抑制手法の開発に関する基礎的研究

チーム名 河川生態チーム  
氏名 黒川貴弘

## 1. まえがき

アレチウリは「特定外来生物による生態系等に係る被害の防止に関する法律」の特定外来生物に指定されている。アレチウリはウリ科のツル性植物であり、10m以上に成長し他の植物に覆い被さる生態がある<sup>1)</sup>。また、アレチウリは埋土種子(シードバンク)を形成し、春～秋の長期間発芽可能なため個体群の再生産能力が高い。これらの生態は、在来植物の生育を脅かしている事例が報告されている。アレチウリは河川水辺の国勢調査対象河川123河川中80河川で確認されており<sup>2)</sup>、河川管理の現場では、高水敷植物群落の多様性維持を目的として、アレチウリの抜き取り等の管理が実施されている<sup>3)4)</sup>。



写真-1 アレチウリの生育状況

## 2. 研究目的

筆者らの研究によれば、高水敷中の一部の埋土種子は分解され、発芽率が減少したものがある<sup>5)</sup>。筆者らは、現地の状況から、これらの埋土種子は土壌中の分解者による作用が関係していると推定している。

土壌中の分解者としては、細菌類、菌類等が存在する。筆者らの現地観察では、分解された埋土種子周辺には、菌糸がないことから細菌類の分解作用による影響が強いと考えている。もし、細菌類が埋土種子を分解する状況を意図的に作りだすことが出来れば、個体群の再生産を抑制することが出来ると考えられる。また、アレチウリの抜き取りに加え、埋土種子発芽抑制が可能となれば、より効果的なアレチウリ防除が可能になると考えられる。このような背景から、本研究では、現地状況、特に細菌類の存在状況を室内実験で模倣し、細菌類の種類と埋土種子の分解の因果関係について明らかにすることを目的とする。

## 3. 研究方法

### 3.1 対象地の概要

実験に用いたアレチウリの埋土種子は、信濃川水系千曲川において採取した。千曲川は、流域面積7163km<sup>2</sup>、流路延長214kmの一級河川である。採取は千曲川中流部に位置する鼠橋付近(長野県埴科郡坂城町)で行った。対象地概要を図-1に示す。対象地内は、アレチウリが繁茂し、アレチウリ個体群が優占する景観、ハリエンジュにアレチウリが絡みつく景観や、オギにアレチウリが覆い被さる景観が占めている。埋土種子はアレチウリ個体群が

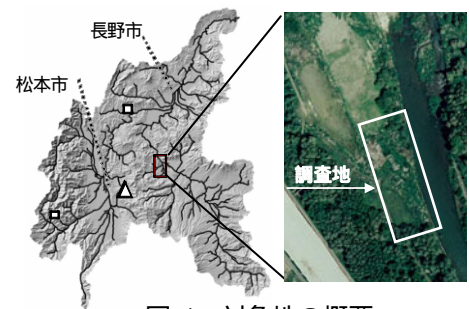


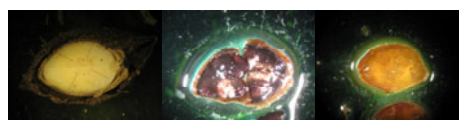
図-1 対象地の概要

優占する景観から採取した。

### 3.2 筆者らの既往研究

既往研究において、筆者らは、埋土種子の発芽実験を行った。発芽実験では、埋土種子の発芽率が高い条件（以下、最適発芽条件と記述する）の探索を行った。インキュベータ（トミー精工社、CF305）を用い、温度（30、15）及び照度（有：10000ルクス、無）の条件と、土壌水分（15、30、45、60%）の条件を組み合わせ、合計16ケースの実験を行い、発芽率が最も高かったケース、温度30、照度有り及び土壌水分15%の条件を最適発芽条件として選定した。

埋土種子の発芽実験の結果、発芽能力は種子の状態により異なり、種子内が完全なもの(T1と記述する)、種子内が一部分解されているもの(T2と記述する)、種子内が完全に分解されているもの(T3と記述する)に分類される。埋土種子の分解状況を写真-2に示す。T1の発芽率は0.77、T2の発芽率は0.158であり、T3については発芽能力を有していない結果を得た<sup>5)</sup>。



T1：胚芽・胚乳完全 T2：胚芽・胚乳が溶解 T3：胚芽・胚乳が溶出

写真-2 種子特性の分解状況

### 3.3 埋土種子分解特性の把握

実験は、細菌類による埋土種子分解特性の把握、分解と細菌量の関係性把握の2つの段階で行った。河川水入りサンプル瓶に、好気性細菌の分解が期待できる土壌や草類を入れた実験ケース(ケース1~3)、嫌気性細菌の分解が期待できる底泥を入れた実験ケース(ケース4,5)を作成した。ケース1~5は、埋土種子が分解された際に発生するガス量計測のため、窒素を100%充填した。ケース6は、河川水のみを入れ対照区とした。実験ケースを表-1に示す。実験には、種皮が硬く破損もないT1に相当する種子(以下、供試種子と記述する)を使用した。分解特性は、実験開始から70日後及び158日後に供試種子10個体を取り出し、最適発芽条件下での発芽個体数から発芽率を求め評価した。

### 3.4 分解と細菌量の関係性把握

分解と細菌量の関係性把握のため、サンプル瓶中の水の細菌量を測定した。細菌量の測定は、寒天培地に植菌し培養後、細菌を測定する寒天培地法を用いた。寒天培地法は、細菌が形成した集落(以下、コロニーと記述する)を計数する方法である。コロニーを写真-3に示す。コロニーの計数方法は、河川水質試験方法(案)に従い、36度に設定したインキュベータに寒天培地を入れ細菌を培養し、24時間後の細菌コロニー数を計測した<sup>6)</sup>。コロニー数計測後、コロニー数と発芽率の相関関係の有意性を検定した(Pearson積率相関関係の優位性検定、 $p=0.05$ )。

表-1 各ケース材料の組合せ

ケース	河川水	窒素 充填	土壌	草	底泥
好気性細菌の分解を期待	1				
	2				
	3				
嫌気性細菌の分解を期待	4				
	5				
対照ケース	6				

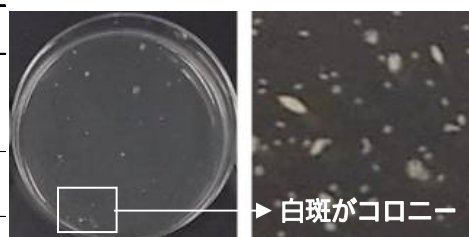


写真-3 細菌のコロニー

## 4. 研究結果

### 4.1 埋土種子分解特性の把握

写真-4 に供試種子を示す．分解された供試種子は，種皮が肥大し，指で押さえると柔らかく内部から胚芽や胚乳が出てくる状況であった．供試種子の発芽実験の結果は，全てのケースでT1の発芽率0.77を下回り，どのケースとも供試種子の分解が確認できた．各ケースの発芽率を図-2 に示す．各ケースの発芽率については，ケース2，4，5と比較し，ケース1，3，6が顕著に減少する傾向を示した．

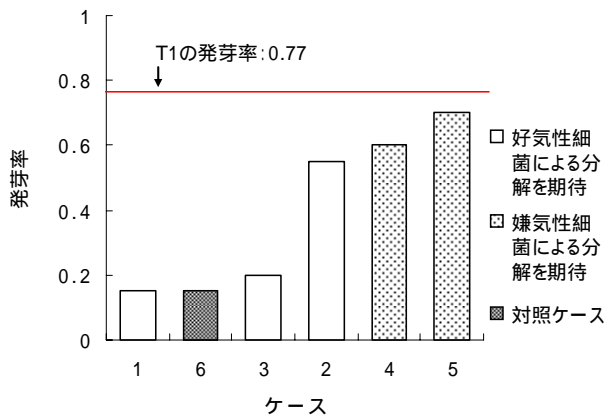


図-2 各ケースの発芽率

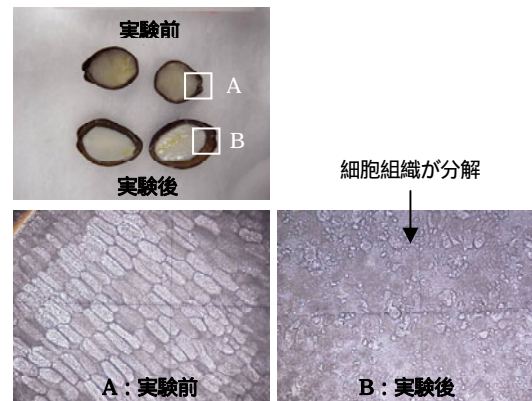


写真-4 供試種子

### 4.2 分解と細菌量の関係性把握

細菌量測定の結果，各実験ケースのコロニー数は大きく異なった．各ケースのコロニー数を図-3 に示す．ケース4，5は，コロニーが少なかった．このことから底泥中では細菌が増殖しにくいと考えられる．一方，コロニーが多かったのは，ケース3，6の河川水のみであり，底泥を含まない方が，好気性細菌が増殖し易かった．なお，好気性細菌による分解が期待されたケース2については，細菌量が増加しなかった．これは河川等における底質が水中の溶存酸素を消費することが一般的に知られており7)，ケース2においても溶存酸素量が減少し，細菌の増殖が抑えられ分解が進まない状況が生じていたと推測される．

図-4 にコロニー数と発芽率の相関図を示す．コロニーが増加すると発芽率が低下する傾向を示し，発芽率が有意に低下した(Pearson 積率相関関係の優位性検定， $p=0.043$ )．

これらの結果から，埋土種子が水中に存在し，水中の好気性細菌が増加すると分解作用により埋土種子の胚芽が分解され，埋土種子の発芽率が低下すると考えられる．実際の河川でアレチウリの発芽抑制を行う場合には，アレチウリの発芽期前に，実験期間と同程度生育地を湛水させる方法が考えられる．これは，本研究で示したように好気性細菌の増殖を促進させ，埋土種子の発芽率を抑制することを期待できる．

しかし，実際のアレチウリ生息域を湛水させる場合，湛水域の水底は土壌になると考えられる．この場合，土壌は水中の溶存酸素量を減少させ，好気性細菌の活動を抑制することも考えられる．また，好気性細菌の増加に伴い発芽率抑制が期待されたとしても，発芽率が0.1以下に減少しない(図-4)．これは，アレチウリ生育地に多数ある埋土種子の一部は発芽する可能性が高く好気性細菌による埋土種子の発芽抑制に限界があることも示している．より効果的な発芽抑制のためには，何らかの方法で埋土種子を土壌中から除去する方法との併用が必要と考えられる．

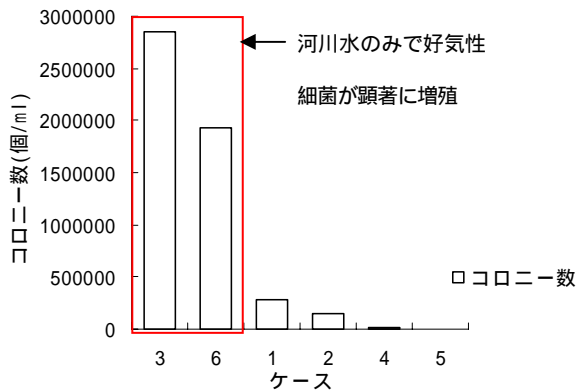


図-3 各ケースのコロニー数

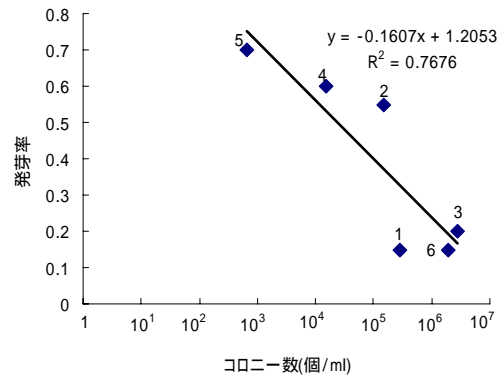


図-4 コロニー数と発芽率の関係

## 5. 結論

本研究では、細菌類の埋土種子分解作用明らかにするために、細菌類による埋土種子分解特性の把握、分解と細菌量の関係性把握を室内実験で確認した。その結果、以下を明らかにした。

河川水中に埋土種子を長期間沈めると発芽率が減少することを明らかにした。

細菌類の培養実験結果と発芽率減少の関係性から、この現象は好気性細菌が埋土種子（胚芽等）を分解するためと考えられた。ただし、嫌気性土壌等を河川水中に入れた場合、好気性細菌の分解作用が低減し、発芽抑制効果が減少した。

実際の河川管理で応用できるアレチウリ埋土種子の発芽抑制手法としては、アレチウリ生育地を湛水させ埋土種子の発芽率を低下させることが有効と考えられるが、発芽率 0.1 以下にまでは減少しないため、他の方法との併用が必要であると考えられた。

その他、実際の河川管理に向け、他河川水の発芽抑制効果についての検証も必要であると考えられた。

## 6. 謝辞

本研究を行うにあたり、適切にご指導を戴きました河川生態チームの三輪上席研究員、傳田主任研究員をはじめ、河川生態チームの皆様には深く感謝し、ここに謝意を表します。

所属 株式会社 国土開発センター

### <参考文献>

- 1) 千曲川・犀川のアレチウリ-河川の自然を保全するための外来植物対策-, 千曲川河川事務所編 2003年 pp. 3-7.
- 2) 河川における外来種対策の考え方とその事例, 財団法人リバーフロント整備センター, 2003年, pp.27.
- 3) 杉原直樹: より効率的な駆除方法を模索, 河川レビュー, Vol. 125, 2004年, pp. 56-60.
- 4) 五十嵐祥二: 天竜川水系三峰川における地域住民と連携した帰化植物対策, 河川, 2003年12月号, pp. 37-42.
- 5) 傳田正利・黒川貴弘・三輪準二: 千曲川高水敷におけるアレチウリ埋土種子の分布特性とその形成要因に関する研究, 土木学会環境工学委員会第47回環境工学論文集, 2010年11月, pp. 34-47.
- 6) 河川水質試験方法(案) - 試験方法編 -, 技堂出版株式会社, 1997年12月, pp. 929-954.
- 7) 東野誠・神田徹・上枝千夏: 底泥の物性が静水中の溶存酸素消費に及ぼす影響について, 土木学会年次学術講演会講演概要集第2部, Vol. 51, 1996年, pp. 162-163.

# ヤナギ科植物の河川縦断分布及び生育場特性に関する考察

チーム名 河川生態チーム

氏名 佐貫 方城

## 1. はじめに

近年、河道内の樹林規模の拡大（以下、樹林化）が、洪水疎通能力の低下や河積阻害率によっては河岸侵食を引き起こすなど、治水上の課題となっている。また、形成された樹林帯は河道内の視認性を低下させ、ゴミの不法投棄など河川管理上の支障にもなっている。河道内の樹林化は、1990年代以降から増加傾向にある<sup>1)</sup>。近年、河道内で優占的な樹木はヤナギ類、ハリエンジュ、タケ・ササ類である<sup>2)</sup>。ヤナギ類は全国的に多く、ハリエンジュは中部以東、タケ・ササ類は九州及び四国に多く分布している。

樹林化は、ダム等の建設による土砂供給量の減少や洪水流量の変化、砂利採取に起因する河床低下など、人為的な影響に伴う河川営力の変化がきっかけとなっている<sup>3)</sup>。樹林化に至る機構の解明は、主に生態学と河川工学の学際的なアプローチによって行われている<sup>4)</sup>。たとえば、多摩川において、細粒土砂の堆積によって礫床裸地から植生安定域へ至る過程を明らかにし<sup>5)</sup>、また洪水時の流れや河床変動解析を併せた植生動態の予測を行うなど<sup>6)</sup>、河道内における植生の消長過程が相当に理解されている。

しかし、これらの機構解明は個々の現場における植生を対象にしており、その理解を他の現場に適応してよいものかどうか、与えられた現場では樹林化の支配的要因が実際には異なるのではないかなど、再考を要する場合も少なくない。たとえば、前述した機構解明は、扇状地礫床河道での植生の消長であり、対象としている主要な樹木はハリエンジュである。特に全国的に多く分布しているヤナギ類など、河道内に優占的な樹種によっては、生育する場の河道特性が異なることが考えられる。

河畔林を構成するヤナギ科植物は、4属17種である<sup>7)</sup>。これまでの研究によって、北海道や東北地方における河畔林を構成するヤナギ科植物の縦断的な分布傾向や土壌要因等の生育場特性との関係が明らかにされている<sup>8)</sup>。しかし、関東以西の河川におけるヤナギ科植物の縦断分布や生育場特性の研究は、揖斐川<sup>9)</sup>や鬼怒川<sup>10)</sup>など限られており、それら特性は十分に把握されていない。

そこで本研究は、ヤナギ科植物のうち関東以西の河川において優占的なジャヤナギ - アカメヤナギ群集を対象とした平面・河川縦断的な分布傾向と、ジャヤナギ及びアカメヤナギの生育基盤特性を明らかにすることを目的とした。なお、ジャヤナギ-アカメヤナギ群集は、ジャヤナギやアカメヤナギ等を標徴種とする群集である。ヤナギ科植生の分布や生育基盤特性は、今後の樹木管理対策を検討する際の重要な知見になると考えられる。

## 2. 利用データと調査方法

### 2.1 ジャヤナギ - アカメヤナギ群集の平面分布

ジャヤナギ - アカメヤナギ群集の分布状況を把握するため、河川水辺の国勢調査の植物調査(以下、水国

調査)結果を使用した。対象河川は1999年から2008年度に調査が実施された109水系117河川とした。まず、ヤナギ科植物全体及びジャヤナギ - アカメヤナギ群集の面積は、各河川で取得されたデータのうち最新のデータを用いて整理した。次に、地方別に面積を集計し、河道内におけるヤナギ科植生の面積と、河道内のヤナギ科植生面積に対するジャヤナギ - アカメヤナギ群集の割合を整理した。

### 2.2 ジャヤナギ - アカメヤナギ群集の縦断分布

まず、水国調査結果で得られたジャヤナギ - アカメヤナギ群集のデータは、縦断距離1km間隔で分割されたデータを1地点として、各地点のジャヤナギ - アカメヤナギ群集の面積と縦断河床勾配との対応関係を整理した。河川縦断河床勾配は、各河川において河川整備基本方針策定時に計測されたデータを使用した。次に、ジャヤナギ - アカメヤナギ群集の繁茂程度を表すため、全地点の面積を25%分位点未満、25%～50%分位点、50～75%分位点、75%分位点以上に区分し、4つの分位点間ごとに地点数を集計した。

### 2.3 ジャヤナギとアカメヤナギの生育基盤

現地調査は、東北、中部、近畿、中国、四国、九州地方の計8河川を対象とした(表-1)。各河川では1～3箇所の調査地点を設定した。各調査地点では、ベルトトランセクト(2m幅の調査測線)を設定し、ベルトトランセクト内にジャヤナギもしくはアカメヤナギが分布する場合、位置及び樹木生育場の表層粒径を記録した。樹木の位置座標は、VRS-GPS(Nikon-Trimble社製、5800GPS)で計測した。樹木生育場の標高は、地下水面(平水時の水面)との標高差(以下、水面比高)を整理した。

表 1 現地調査河

地方名	水系名	河川名	調査箇所数	調査対象樹種 ジャヤナギ アカメヤナギ
中部	矢作川	矢作川	3	
近畿	九頭竜川	九頭竜川	2	
		加古川	3	
中国	高梁川	高梁川	1	
四国	那賀川	那賀川	1	
九州	筑後川	筑後川	1	

## 3. 結果

### 3.1 ジャヤナギ - アカメヤナギ群集の分布

図 1は、河道内のヤナギ科植生の面積に占めるジャヤナギ - アカメヤナギ群集の割合を示す。関東以西では30%以上と高い割合であった。特に、近畿及び四国地方では、ジャヤナギ - アカメヤナギ群集が70%以上を優占していた。一方、北海道、東北、北陸の比較的寒い地方では、3%以下と低い割合であった。

図 2は、ジャヤナギ - アカメヤナギ群集の縦断分布状況を示す。ジャヤナギ - アカメヤナギ群集の縦断的な地点数の分布は、1/200から下流にいくに従い増加し、1/1,000～1/2,000の河床勾配でピークとなる傾向が確認された。1/2,000より勾配が緩くなると、地点数が減少していた。1/1,000～1/2,000のピークの地

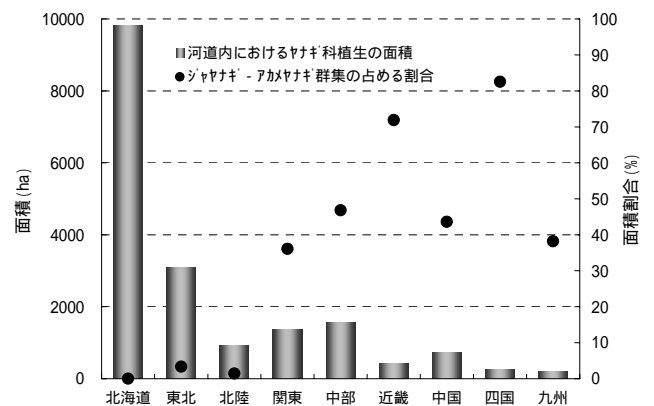


図 1 地方別のジャヤナギ - アカメヤナギ群集の割合

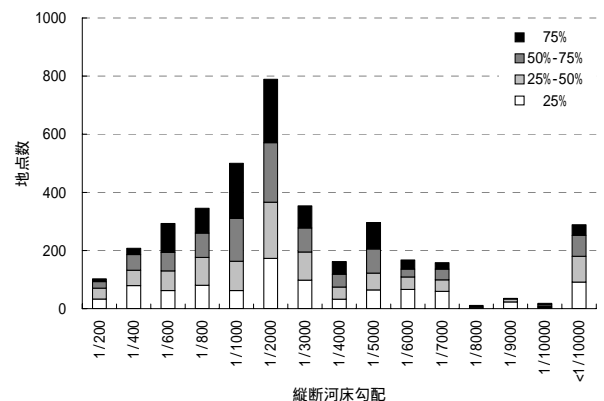


図 2 ジャヤナギ - アカメヤナギ群集の縦断分布

点数は795地点であった。ジャヤナギ - アカメヤナギ群集の繁茂状況は、75%分位点以上の地点数でみると、1/1,000 ~ 1/2,000で218地点、次いで1/800 ~ 1/1,000で190地点と多い地点数であった。

### 3.2 ジャヤナギとアカメヤナギの生育基盤

図 3は、ジャヤナギとアカメヤナギの生育場における河床材料の構成割合を示す。アカメヤナギはシルトから大礫まで幅広い河床場に生育していた。礫質の河床では礫間に砂質のマトリックス材が存在していた。一方、ジャヤナギは礫質の場にも生育しているが、多くは微細砂から中砂の砂河床に生育していた。

図 4はジャヤナギとアカメヤナギの水面比高を示す。図中の箱ひげ図は、両端が10%と90%の分位点を示し、箱内の上・下辺が四分位点、箱内の横線は中央値を示している。中央値の水面比高でみてみると、ジャヤナギとアカメヤナギはともに1m程度の場所に生育していた。第1四分位では両種ともに0.7mであったが、第3四分位では、ジャヤナギが約1.5mであるのに対し、アカメヤナギは約2mと少し高い比高であった。

## 4. 考察

ジャヤナギ - アカメヤナギ群集は、関東以西の比較的温暖な河川において、ヤナギ科植物の中で優占的な群集であった。ジャヤナギ - アカメヤナギ群集は、河川沖積地の後背湿地や旧河道沿いにみられ、ローム質土壌の堆積した低湿地に特に生育地が多いとされている<sup>11)</sup>。低湿地の中でも、ジャヤナギは水面比高が約1mの低地でかつ砂質が多い河床に多く生育していることが確認された。一方、アカメヤナギはジャヤナギよりもやや高い比高にも分布し、河床材料は砂から礫質まで幅広く生育していた。アカメヤナギの生育基盤となる河床材料が幅広い理由は、ジャヤナギと比較して粗粒な河床材料の場に定着しやすく、アカメヤナギ林の成長とともに細粒な砂分が林内へ堆積したためと考えられる<sup>11)</sup>。局所的スケールでは、ジャヤナギとアカメヤナギの生育立地は少し異なっていると考えられる。

また、河川縦断的な空間分布を捉えた地域的スケールでは、ジャヤナギ - アカメヤナギ群集は、河川の中・下流域に一様に多いのではなく、河床勾配が1/800 ~ 1/2,000で著しい繁茂がみられた。アカメヤナギやジャヤナギの生育にとって、好適な河床材料や地下水位などの環境が形成されやすい場は限られていると考えられる。

ヤナギ科植物は、種子や枝が風や流水によって散布され、特に下流域へ分布域を拡大する。そのため、ジャヤナギやアカメヤナギの樹木管理は、まず繁茂が著しい場から上流側の種子等の供給源を断つことが必要であると考えられる。また、両種とも水面比高が小さい箇所に多く定着しているため、特に繁茂

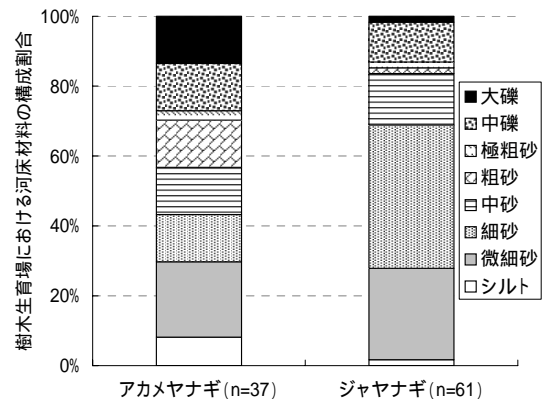


図 3 ジャヤナギとアカメヤナギの生育場の河床材料

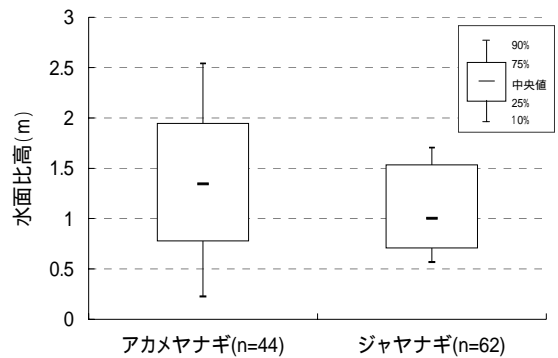


図 4 ジャヤナギとアカメヤナギの水面比高

が著しい場では、洪水など河川の営力を利用して水際に定着しにくい場の形成が求められる。今後の樹木管理では、河川の上流から下流まで画一的な管理方法ではなく、樹林化として課題となる樹木の分布や生育特性に合わせた管理を行う必要があると考えられる。

## 5. まとめ

ジャヤナギ - アカメヤナギ群集は、関東以西の比較的温暖な河川において、ヤナギ科植物の中で優占的な群集であった。ジャヤナギは水面比高が約1mの低地でかつ砂質が多い河床、アカメヤナギはジャヤナギよりもやや高い比高にも分布し、河床材料は砂から礫質まで幅広く生育するなど、局所的スケールでは、両種の生育立地は少し異なっていた。また、河川縦断的な空間分布を捉えた地域的スケールでは、ジャヤナギ - アカメヤナギ群集は、河川の中・下流域に一樣に多いのではなく、河床勾配が1/800 ~ 1/2,000で著しく繁茂していた。ジャヤナギ - アカメヤナギ群集は、この区間で生育に好適な環境が形成されやすいと考えられる。今後の樹木管理では、河川の上流から下流まで画一的な管理方法ではなく、樹林化として課題となる樹木の分布や生育場特性に合わせた管理を行う必要があると考えられる。

## 6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、国土交通省河川局治水課、河川環境課、各地方整備局並びに関係事務所の管理課、河川管理課、河川管理第一課の各担当者の方々には、現地調査や資料提供等においてご協力を頂いた。また、河川生態チームの三輪準二上席研究員、矢島良紀研究員、自然共生研究センターの大石哲也研究員には多大なご指導を頂いた。ここに謹んで感謝の意を表し、厚く御礼を申し上げます。

所属 株式会社ウエスコ

### <参考文献>

- 1) 慎一郎, 小林稔:「物理環境からみた全国河川の状況」, リバーフロント研究所報告, 第19号, 2008.
- 2) 佐貫方城, 大石哲也, 三輪準二:「全国一級河川における河道内樹林化と樹木管理の現状に関する考察」, 河川技術論文集, 第16巻, pp.241-246, 2010.
- 3) 末次忠司:「河川技術ハンドブック 総合河川学から見た治水・環境」, 鹿島出版会, 2010.
- 4) 河川生態学術研究会多摩川研究グループ:「多摩川の総合研究 - 永田地区を中心として」, 2000.
- 5) 李参照, 藤田光一, 塚原隆夫, 渡辺 敏, 山本晃一, 望月達也:「礫床河川の樹林化に果たす洪水と細粒土砂流送の役割」, 水工学論文集, 第42巻, pp.433-438, 1998.
- 6) 藤田光一, 李参照, 渡辺 敏, 塚原隆夫, 山本晃一, 望月達也:「扇状地礫床河道における安定植生域消長の機構とシミュレーション」, 土木学会論文集, 第747巻, pp.41-60, 2003.
- 7) 崎尾 均, 山本福壽 編:「水辺林の生態学」, 東京大学出版, 2002.
- 8) たとえば Shingo Ishikawa: “ Ecological studies on the floodplain vegetation in the Tohoku and Hokkaido districts, Japan ” , Ecological Review, vol.20 No.2, 1983.
- 9) 石川慎吾:「揖斐川の川辺植生 . 扇状地の河床に生育する主な種の分布と立地環境」, 日本生態学会誌, 第38巻, pp73-84, 1988.
- 10) 吉川正人, 福嶋 司:「鬼怒川河辺におけるヤナギ群落の分布と形成様式」, 植生学会誌, 第16巻, pp25-37, 1999.
- 11) 宮脇昭 編著:「日本植生誌 中部」, 至文堂, 1985.



# 生理活性物質の下水処理での挙動に関する研究

チーム名 水質チーム  
氏名 森田 匡一

## 1. まえがき

河川や下水道などの公共用水域において、Pharmaceuticals and Personal Care Products(PPCPs)といわれる医薬品等生活関連化学物質による潜在的な水質汚染の問題が指摘されている。日本国内においては2000年以降から調査・研究の報告<sup>1,2)</sup>が増加している。PPCPsの中でも医薬品は、生体に対して何らかの生理作用をもたらすようにデザインされた化学物質であるため、人や環境への影響に関心もたれている。下水中においては $\mu\text{g/L}$ のオーダーで存在する医薬品も報告<sup>3,4)</sup>されており、その除去に関する調査・研究<sup>5,6)</sup>が進められている。一方、医薬品の環境への影響を確認するために、各種生物を用いたバイオアッセイによる研究も進められている。

こうした PPCPs の調査・研究より、日本国内においては、抗生物質や抗菌剤に該当する医薬品による環境への影響に注意するべきと考えられる。抗生物質や抗菌剤は「細菌などの微生物の生育を阻害もしくは殺すための化学物質」であるため、環境への影響がみられても不思議ではない。抗生物質や抗菌剤は、人に投与された場合、その一部は代謝されて最終的に尿中に排出<sup>7)</sup>されるため、多くは下水道を通じて処理場に集まってくることになる。そのため、下水処理プロセスにおいて、その除去の程度の確認<sup>3-6)</sup>が進められている。しかしながら、除去の評価は抗生物質や抗菌剤の存在量の変化を基に行われており、下水処理により生じた分解物は考慮されていない。よって、分解物に関する調査・研究も進めていく必要があると考えられる。

## 2. 目的

本研究では、代表的下水処理法である活性汚泥処理を実験室内で再現し、代謝物の探索を行った。探索方法として質量分析(MS)法を用い、代謝物の同定を試みた。検討対象物質には、売上高<sup>7)</sup>、下水中存在量<sup>3-6)</sup>が多く、生態毒性に注意するべきと考えられる抗生物質であるクラリスロマイシン(以下、CAMと記す)を選定した。CAMの化学構造を図1に示す。

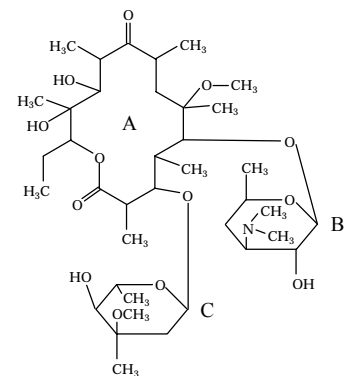


図1 Clarithromycin(CAM)の化学構造  
monoisotopic mass : 747.48,  
A : erythronolide aglycone,  
B : desosamine,  
C : cladinose(3-O-methylmycarose)

## 3. 方法

### 3.1 活性汚泥処理実験

湖北下水処理実験プラントより採取した活性汚泥を処理実験に使用した。活性汚泥は人工下水を用いて馴致培養を行い(100L 培養槽, 馴致期間: 2 ヶ月), 質の安定化と量の確保を行った(表 1, 2)。本研究では、馴致培養条件と同様の培養条件で実験を行った(表 3)。

実験は下記の3区で並行実施した。

対照区(活性汚泥

表1 人工下水の組成<sup>8)</sup>

表2 馴致培養条件<sup>10)</sup>

+ 培養液), 処理区  
(活性汚泥 + 培養液 +  
検討物質), 無生物  
区(培養液 + 検討物  
質)

基質	mg/L	基質	mg/L
デキストリン	61	肉エキス	131
酵母エキス	149	ペプトン	131
NaCl	13	MgSO <sub>4</sub>	8
KH <sub>2</sub> PO <sub>4</sub>	37	KCl	27
NaHCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	50	CaCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	100
脱気水道水	1000 mL		

BOD値が400mg/Lに相当

\* : pH調整のため追加<sup>9)</sup>

方式	回分式活性汚泥法
流入水	高濃度人工下水(BOD : 200g/L) × 120mL + 脱気水道水60L
流入水量	60L/回
容量	100L
水温	15 ~ 16
pH	6.6 ~ 7.0
MLSS	3,000mg/L(300g/培養槽)
F/M	0.08kgBOD/(kgSS · day)
HRT	23hr
ASRT	8day

培養液には多様な

物質が存在するため, 培養液中の成分により検討物質が生物の関与によらない化学変化を生じる可能性がある。そのため, 無生物区での実験を追加して行った。検討物質の添加濃度は 20µg/L とした。実験開始時と終了時に温度, pH, DOC, NH<sub>4</sub>-N, NO<sub>3</sub>-N, NO<sub>2</sub>-N, PO<sub>4</sub>-P を測定し, 培養状況を確認した。

### 3.2 前処理

分析対象は溶解態とした。固相カラムには OASIS<sup>R</sup> MCX, MAX(Waters, Inc.)を用いて並行的に前処理を行った。対照区の試料を 500mL の三角フラスコ 4 本に, 処理区および無生物区の試料をそれぞれ 500mL の三角フラスコ 2 本に, GF/F(Whatman International, Inc.)を用いてろ過を行い, 分取した。対照区に分取試料 2 本はそのままの状態にし, 残り 2 本には検討物質の濃度が 20µg/L となるように標準添加を行った。対照区に分取試料に標準添加を行ったのは, マトリックス存在下での検討物質のシグナル発生状況の確認を行うためである。これらの試料を用い, 図 2 に示す前処理操作を行った。

### 3.3 スクリーニング

代謝物の探索は Scan 分析によるディファレンシャル(差分)スクリーニング法により行った。イオン化は, ElectroSpray Ionization(ESI)法による, Positive および Negative Mode で行った。使用装置として高速液体クロマトグラフ(HPLC, 1100 Series; Agilent Technologies, Inc.)とタンデム四重極型質量分析装置(MS/MS, API4000; AB SCIEX, Inc.)を連結して使用した。カラムには Atlantis T3 C18(2.1mm × 100mm, 3µm + 10mm ガードカラム; Waters, Inc., Positive Mode)および Hypersil Gold C18(2.1mm × 100mm, 3µm + 10mm ガードカラム; Thermo Fisher Scientific, Inc., Negative Mode)を用いた。移動相の条件を図 3 に示した。検出されたピークには, Product Ion Scan を行い, プロダクトイオンパターンの解析に用いた。

表3 培養条件

方式	回分式活性汚泥法
基質	高濃度人工下水(BOD : 200g/L) × 4.8mL + 蒸留水2.4L
容量	4L
水温	20
pH	6.6 ~ 7.0
送気量	0.8L/min
MLSS	3,000mg/L(12g/実験区)
F/M	0.08kgBOD/(kgSS · day)
HRT	23hr

MCXカラム

MAXカラム

試料のpHを確認

pH7

pH7

カートリッジコンディショニング

MeOH 15mL, 蒸留水 15mL

通水速度: 1mL/min

試料の負荷

通水速度: 10mL/min

カラム洗浄

HCOOH-aq(pH4)

10mL

NH<sub>4</sub>OH(pH10)

10mL

通水速度: 1mL/min

カラム脱水

遠心分離: 900g × 5min

窒素パージ

溶離

Fr.1: MeOH 6mL

Fr.1: MeOH 6mL

Fr.2: MeOH/H<sub>2</sub>O = 98/2(v/v)

Fr.2: MeOH/H<sub>2</sub>O = 98/2(v/v)

(pH10) 6mL

(pH4) 6mL

Fr.3: NH<sub>4</sub>OH/MeOH =

5/95(v/v) 6mL

重力滴下

濃縮

窒素パージ

再溶解(定容)

AcCN/H<sub>2</sub>O = 5/95(v/v) + 0.1vol% HCOOH 1mL

精製

遠心分離: 100g × 1min

上清を質量分析へ

図2 前処理操作の概要

## 4. 結果および考察

### 4.1 活性汚泥処理

対照区および処理区の実験開始, 終了時の温度, pH に大きな変化はなく, DOC は低下していた(表 4)。好気的エネルギー代謝に伴う基質(BOD 成分)消費が生じたと考えられる。実験終了時の窒素化合物の多くは,  $\text{NO}_3\text{-N}$  の化学形態を示していた。好気的代謝による酸化が生じたと考えられる。一方, 無生物区では, 実験開始, 終了時の温度, pH, DOC,  $\text{NH}_4\text{-N}$ ,  $\text{NO}_3\text{-N}$ ,  $\text{NO}_2\text{-N}$ ,  $\text{PO}_4\text{-P}$  に大きな変化はなく, 基質間での化学反応を考慮する必要はないと思われる(表 4)。しかし, この結果から, 検討物質の存在量の変化はわからないため, 検討物質と基質との間での化学反応の可否は判断できない。無生物区の pH は対照区および処理区と比べ少し高かった。活性汚泥が存在しないことによる培養反応液の状態の違いが原因と考えられる。無生物区では送気による泡立ちがみられ, 培養反応液の状態の違いを反映していると考えられる。

### 4.2 活性汚泥処理代謝物の探索

未変化体, 代謝物候補は共に MCX, MAX カラム溶離画分に検出された(表 5)。代謝物候補が検出された MCX Fr.1 での結果を以下に示す。

Positive Mode での未変化体の分子イオンとして, Retention Time(min, 以下 R.T.と記す)15.35 に  $m/z$  748 が検出された(図 4(b))。

代謝物候補の分子イオンとして  $m/z$  828(R.T.15.70)が検出された(図 4(b))。

未変化体の分子イオン  $m/z$  748(ノミナル質量, 以下 P748 と記す)はモノアイソトピック質量 747.48 に比べ  $m/z$  1 大きいことから, プロトン付加分子であると考えられる(図 5(a))。

CAM は, 大環状ラクトン(erythronolide aglycone)と 2 つの糖(desosamine, cladinose(3-*O*-methylmycarose))から

構成されている(図 1)。これら大環状ラクトンと 2 つの糖は *O*-グリコシド結合で繋がり, 1 つの構造体をなしている。プロダクトイオンパターンの解析より, P748 のプロダクトイオンである  $m/z$  590 は, 分子イオンより cladinose が脱離して生じたプロダクトイオンと考えられる(図 5(a))。  $m/z$  158, 116 は, 脱離した desosamine 由来のプロダクトイオンであると考えられる。  $m/z$  127, 83 は, 脱離した cladinose 由来のプロダクトイオンであると考えられる。  $m/z$  365 は, erythronolide aglycone 由来のプロダクトイオンであると考えられる。

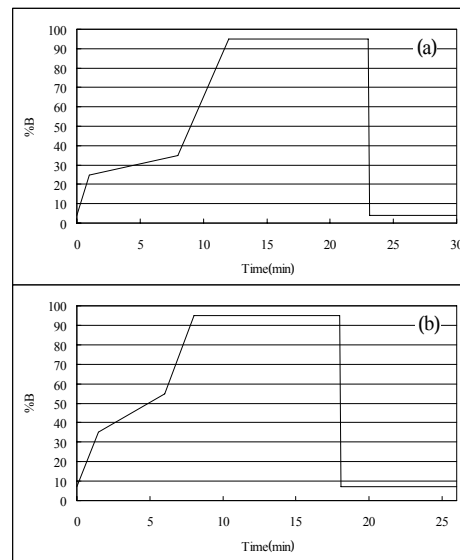


図3 LCグラジエント条件

(a)Positive Mode : 0.1vol.%ギ酸水溶液(A); 0.1vol.%ギ酸アセトニトリル(B),

(b)Negative Mode : 1mM酢酸アンモニウム水溶液(A); アセトニトリル(B),

送液量は(a), (b)共に0.2mL/min(40 )

表4 活性汚泥処理実験の状況

項目	開始時			終了時		
	対照区	処理区	無生物区	対照区	処理区	無生物区
温度( )	18	18	18	19	19	19
pH	6.9	6.9	7.4	6.9	6.9	7.6
DOC(mg/L)	59.1	67.0	122.6	3.5	3.5	120.5
$\text{NH}_4\text{-N}$ (mg/L)	9.8	10.3	0.6	0.1	0.1	4.3
$\text{NO}_3\text{-N}$ (mg/L)	2.0	0.8	< 0.1	37.0	38.2	< 0.1
$\text{NO}_2\text{-N}$ (mg/L)	12.9	13.6	< 0.1	< 0.1	< 0.1	0.1
$\text{PO}_4\text{-P}$ (mg/L)	9.5	9.8	5.9	7.9	7.7	5.1

表5 前処理での溶離画分と検出イオンの関係

検出ピーク	固相カートリッジ					
	R.T. min	$m/z$	Fr.1 <sup>a)</sup>	MCX Fr.2 <sup>b)</sup>	Fr.3 <sup>c)</sup>	MAX Fr.1 Fr.2 <sup>d)</sup>
未変化体	15.35	748	w.d. <sup>f)</sup>	d. <sup>e)</sup>	w.d.	d. w.d.
代謝物候補	15.70	828	w.d.	n.d. <sup>g)</sup>	n.d.	n.d. w.d.

a)MeOH, b)MeOH/H<sub>2</sub>O = 98/2(v/v) (pH10), c)NH<sub>4</sub>OH/MeOH = 5/95(v/v),

d)MeOH/H<sub>2</sub>O = 98/2(v/v) (pH4),

e)detected, f)weak detected, g)not detected

代謝物候補の分子イオンである  $m/z$  828(以下 M828 と記す)は P748 に比べ  $m/z$  80 大きい値を示した(図 5(b))。P748 では cladinose の脱離に着目した選択的検出法である Constant Neutral Loss Scan(-158)においても M828 は検出されていることから、cladinose において代謝による化学構造の変化は生じていないと考えられる。M828 のプロダクトイオンとして、 $m/z$  670, 238 が検出された(図 5(b))。これらは P748 の主要プロダクトイオン  $m/z$  590, 158 が  $m/z$  80 シフトしたイオンと考えられる。しかし、cladinose 由来と考えられる  $m/z$  127, 83 は検出されなかった(図 5(b))。

M828 のプロダクトイオン  $m/z$  670 は P748 のプロダクトイオン  $m/z$  590 に対応し、分子イオンとの差  $m/z$  158 は cladinose の脱離によりもたらされていると考えられる。P748 のプロダクトイオン  $m/z$  590 は、 $\text{CH}_3\text{OH}$  の脱離により  $m/z$  558、さらに  $\text{H}_2\text{O}$  の脱離により  $m/z$  540 を生成すると考えられる(図 5(a))。一方 M828 のプロダクトイオン  $m/z$  670 は、 $m/z$  652  $m/z$  634  $m/z$  602 若しくは、 $m/z$  652  $m/z$  620  $m/z$  602 と変化すると考えられる。前者は  $\text{H}_2\text{O}$  脱離  $\text{H}_2\text{O}$  脱離  $\text{CH}_3\text{OH}$  脱離、後者は  $\text{H}_2\text{O}$  脱離  $\text{CH}_3\text{OH}$  脱離  $\text{H}_2\text{O}$  脱離により  $m/z$  602 を生成すると推測される(図 5(b))。経路が 2 つ存在するのは、 $\text{H}_2\text{O}$  脱離と  $\text{CH}_3\text{OH}$  脱離は競争的な分解反応の経路であるためと考えられる。結合の切れやすさは分子(イオン)の化学構造によって決まるので、フラグメンテーションは分子の化学構造を反映したものであり、シグナル強度は、個々の競争的な分解経路の反応速度定数を反映したものと考えられる。P748 のプロダクトイオン  $m/z$  590 では  $\text{CH}_3\text{OH}$  の脱離が優先して生じているが、M828 のプロダクトイオン  $m/z$  670 では  $\text{H}_2\text{O}$  の脱離が優先して生じている。また、P748 のプロダクトイオン  $m/z$  590 では  $\text{H}_2\text{O}$  の脱離は 1 回しかみられないが、M828 のプロダクトイオン  $m/z$  670 では  $\text{H}_2\text{O}$  の脱離は 2 回みられる。これらの事より、M828 は P748 では生じない分解反応の経路を持っていると考えられる。

Product Ion Scan の Collision Energy(eV)値を増加させていくと、P748 のプロダクトイオン  $m/z$  158, 116, 98, 72 と同じ  $m/z$  値のシグナルが、M828 のプロダクトイオンにもみられる。 $m/z$  98 は、P748, M828 両プロダクトイオンとしてシグナル強度が高い。一方、 $m/z$  87 は P748 のプロダクトイオン、 $m/z$  123 は M828 のプロダクトイオンとしてのみ検出されている。P748 と M828 の同じ  $m/z$  値のプロダクトイオンの化学構造が等しいと仮定すると、フラグメンテーションの過程に共通性があると考えられ、M828 は CAM の代謝物の分子イオンである可能性がある。

以上において、プロダクトイオンパターンについて述べてきたが、M828 が CAM の代謝物の分子イオンと仮定

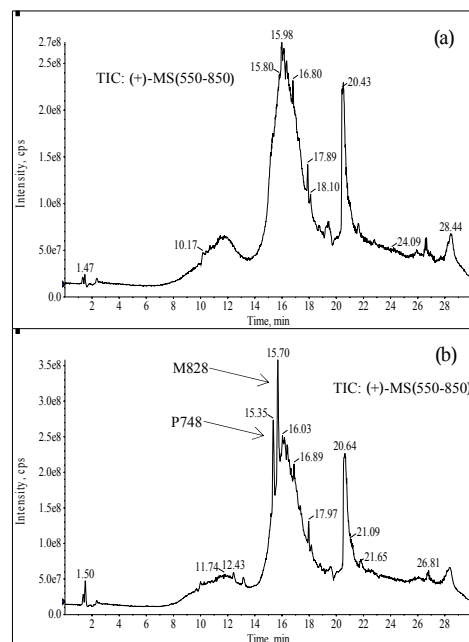


図4 CAMの活性汚泥処理におけるLC/ESI-MSのクロマトグラム(TIC) (a)対照区、(b)処理区

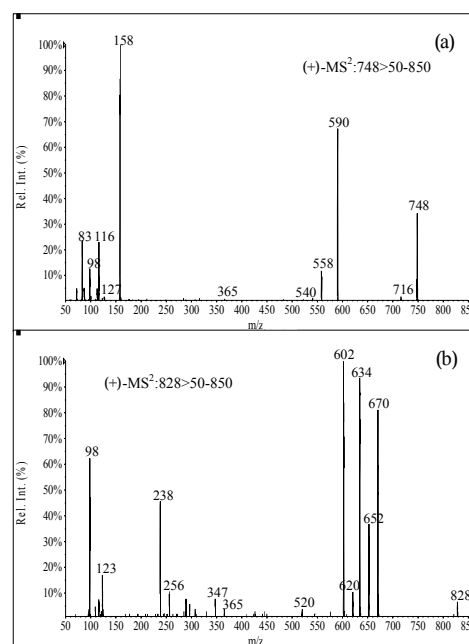


図5 CAMの活性汚泥処理におけるLC/ESI-MS²のマススペクトル (a)P748、(b)M828

すると、P748 との差  $m/z$  80 は何を意味するのかが問題となる。M828 のプロダクトイオンの中で、P748 のプロダクトイオンに比べ  $m/z$  80 シフトした最小のプロダクトイオンは  $m/z$  238 である(図 5(b))。これは P748 のプロダクトイオン  $m/z$  158 に対応すると考えられる。 $m/z$  158 は desosamine に由来するプロダクトイオンと考えられるため、M828 での  $m/z$  80 のシフトは desosamine で生じている可能性がある(図 1)。 $m/z$  80 の増加をもたらす代謝反応による化学変化としては 5 酸化(5 つのヒドロキシル基の導入)と硫酸抱合が考えられる。仮に 5 酸化が生じたとすると、desosamine には新たに 5 つのヒドロキシル基が導入されたことになる。一方、硫酸抱合が生じたとすると、desosamine のヒドロキシル基において代謝反応が生じたことになる。どちらの代謝反応が生じた(これらと異なる代謝反応が生じているかもしれない)かを推測するために、Negative Mode での質量分析を試みた。その結果、処理区において  $m/z$  826 が検出された。ESI においては、プロトンが脱離することによりネガティブイオン化が生じると考えられているため、 $m/z$  826 は M828 と同一分子である可能性がある。そこで、 $m/z$  826 のプロダクトイオンパターンを取得すると、 $m/z$  650, 254, 236 が検出された。 $m/z$  826 は代謝物がネガティブイオン化して生じたと仮定すると、これらのプロダクトイオンは、M828 のプロダクトイオン  $m/z$  652, 256, 238 に対応すると考えられる。プロダクトイオンパターンを参考に Selected Reaction Monitoring(SRM)による高感度分析を行うと、処理区においてのみピークが確認された(図 6,  $m/z$ 668 は  $m/z$ 826 の加水分解物に由来すると考えられる)。ネガティブイオン化は酸性基(カルボキシル基 etc.)におけるプロトン脱離によって生じるため、硫酸抱合による硫酸エステル部位におけるイオン化の可能性がある。これらより推測される代謝物の化学構造を図 7 に示す。

硫酸抱合は哺乳類の抱合代謝物(phase 反応)として知られているが、微生物における知見は少ない。Da-Fang et al.<sup>11)</sup> は、クスダマカピ(*Cunninghamella blakesleana*)を用いて、naproxen(解熱鎮痛剤)の代謝物の同定を試みている。その結果、硫酸抱合が生じたと考えられる代謝物(Desmethylnaproxen-6-O-sulfate)を検出したと報告している。活性汚泥においても phase 反応に該当する硫酸抱合が生じる可能性は否めない。

M828 に対する定量は行えなかった。なぜなら、標準物質が存在しないため、定量分析におけるレスポンスが不明であるからである。仮に M828 は検討物質(CAM)の代謝物の分子イオンであり、P748 と同等のレスポンスを示すとすると、添加した CAM の約 1%が代謝されて M828 として検出されたと考えられる。

5. 結論

CAM の代謝物候補の分子イオンとして  $m/z$ 828(M828)が検出された。

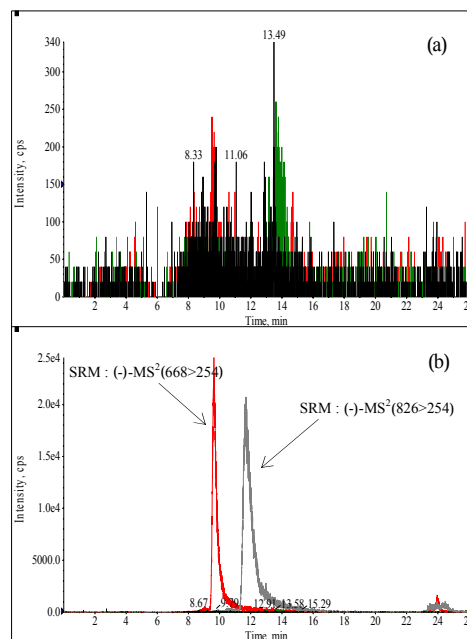


図6 CAMの活性汚泥処理におけるLC/(-)ESI-SRM-MS<sup>2</sup>のクロマトグラム(XIC) (a)対照区、(b)処理区

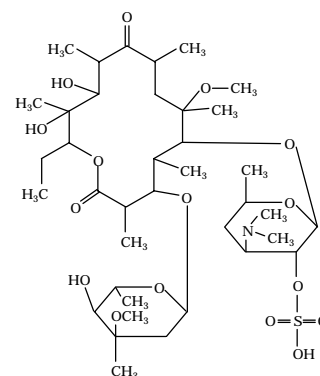


図7 CAMの活性汚泥処理における代謝物の推定化学構造

ESI でのイオン化において、代謝物候補はポジティブ(M828)、ネガティブ( $m/z$ 826)の両イオン化が可能である (CAM はポジティブイオン化しか生じない)。

プロダクトイオンパターンは、P 748(未変化体の分子イオン)と M828 で共通する部分が見られた。

再現性確認実験においても、処理区においてのみ M828 が検出された。

M828 が CAM の代謝物の分子イオンと仮定すると、硫酸抱合が生じている可能性が示唆される。

定量分析において、M828 は P748 と同等のレスポンスを示すと仮定すると、添加した CAM の約 1%が代謝されて M828 として検出されたと考えられる。

## 6. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導いただいた独立行政法人土木研究所 水環境研究グループ 水質チーム 南山瑞彦 上席研究員、小森行也総括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：エヌエス環境株式会社 計量本部 中央技術研究所

### <参考文献>

- 1) 清野敦子, 古荘早苗, 益永茂樹「わが国の水環境における人用・動物用医薬品の存在」水環境学会誌, 27, 685-691. 2004.
- 2) Nakada, N., Tanishima, T., Shinohara, H., Kiri, K. and Takada, H. " Pharmaceutical chemicals and endocrine disrupters in municipal wastewater in Tokyo and their removal during activated sludge treatment " *Water Research*, 40, 3297-3303. 2006.
- 3) 八十島誠, 小林義和, 中田典秀, 小森行也, 鈴木穰, 田中宏明「下水処理場における人用抗生物質の挙動」環境工学研究論文集, 42, 357-368, 2005.
- 4) 成宮正倫, 奥田隆, 中田典秀, 山下尚之, 田中宏明, 佐藤和志, 末岡峯数, 大岩俊雄「下水処理過程における医薬品の存在実態と挙動」環境工学研究論文集, 46, 175-185, 2009.
- 5) Nakada, N., Shinohara, H., Murata, A., Kiri, K., Managaki, S., Sato, N. and Takada, H. " Removal of selected pharmaceuticals and personal care products( PPCPs )and endocrine-disrupting chemicals( EDCs )during sand filtration and ozonation at a municipal sewage treatment " *Water Research*, 41, 4373-4382, 2007.
- 6) Okuda, T., Kobayashi, Y., Nagao, R., Yamashita, N., Tanaka, H., Tanaka, S., Fujii, S., Konishi, C. and Houwa, I. " Removal efficiency of 66 pharmaceuticals during wastewater treatment process in Japan " *Water Science and Technology*, 57, 65-71, 2008.
- 7) 平田睦子, 齋藤充生, 三宅真二, 長谷川隆一「医薬品の環境リスク評価に関する研究：環境中への排泄形態」国立医薬品食品衛生研究所報告書, 124, 83-86, 2006.
- 8) 建設省 土木研究所 下水道部 下水道研究室「生物学的硝化脱窒処理による窒素の除去」土木研究所資料, 1664, 1981.
- 9) 中村栄一, 小森行也「下水処理施設における有機塩素化合物の影響に関する調査」建設省 土木研究所 平成 3 年度下水道関係調査研究年次報告書集, 237-244, 1992.
- 10) (社)日本下水道協会「下水道維持管理指針 後編」2003.
- 11) Da-Fang, Z., Lu, S., Lei, L. and Hai-Hua, H. "Microbial transformation of naproxen by *Cunninghamella* species" *Acta Pharmacol Sinica*, 24, 442-447. 2003.

# 景観と生物に配慮した護岸に関する研究

チーム名 自然共生研究センター

氏 名 上野 公彦

## 1 まえがき

平成 22 年 8 月に、「中小河川に関する河道計画の技術基準について」の改訂版が通達された<sup>1)</sup>。この通達では、護岸を設置する場合の設計上の留意点が記されており、周囲の景観との調和や生物の生息・生育空間・移動経路としての機能を確保することが強調されている。つまり、景観に配慮し、かつ生物にも配慮した護岸が求められている<sup>2)3)</sup>。にもかかわらず、護岸の景観や生態的機能に関する知見は少ない<sup>4)</sup>。そこで、「中小河川に関する河道計画の技術基準について」<sup>1)</sup>で求められている護岸の機能および形状に関する知見を提供するために、護岸の景観に着目したアンケート調査や生態的機能に着目した野外調査を行ったので、その結果について報告する。

## 2 研究目的

人工構造物である護岸に対し、「人の感じ方や評価は千差万別である」という認識が広く常識的になっており、景観(見た目)については、これまであまり考えられてこなかった<sup>5)</sup>。そこで、人が護岸の景観をどのように評価するかを明らかにするために、アンケート調査を行った。また、水際域には昆虫類をはじめとする様々な分類群の生物が生息しており、重要なハビタットとして機能している<sup>4)</sup>。しかし、近年の河川整備事業によって、護岸は河川内のいたるところで見られるようになり、天然の水際域は失われる傾向にある。そのため、護岸を設計・設置する際は、生物の生育・生息・繁殖環境の保全・創出に配慮しなければならない<sup>6)</sup>。そこで、護岸の色の違いによって、生息する昆虫類の違いがあるのかを調べるために、昆虫類の生息調査を行った。

## 3 研究方法

### 3.1 調査施設

独立行政法人土木研究所自然共生研究センターの実験河川にて、色が異なる3種類の護岸(A:茶・緑・紺の三色が混在, B:黒, C:白)を設置した(図-1)。本研究では、表面に往復玉石積を模したコンクリートブロック積を用いた。



A 護岸:茶・緑・紺が混在



B 護岸:黒



C 護岸:白

図 - 1 色が異なる3種類の護岸

本調査では、一般的に使われている JIS Z 8721 の三属性(色相, 明度, 彩度)による色の表示方法を用いて<sup>7)</sup>、三色の設定を行った。各コンクリートブロック積みの大きさは、延長 7.5m であり、法長 1.9m である。また、勾配は 5 分(約 36.4 度)であり、模倣玉石の大きさは長径約 18cm, 短径約 9cm の楕円形であり、凸の高さは、約 8cm であった。

A 護岸の色相は茶・緑・紺(明度はそれぞれ 5.0, 4.0, 2.0, 彩度はそれぞれ 4.0, 2.0, 0)であり, これらをランダムに配置した。B 護岸の色相は黒(明度 5.5, 彩度 0), C 護岸の色相は白(明度 8.0, 彩度 0)となる模倣玉石を用いた。

### 3.2 景観評価(アンケート調査)

実験河川の見学者を対象に, 2010 年 6 月 16 日から 10 月 15 日の期間に, 実際に現場で護岸を見てもらい, アンケートを実施した。アンケートでは, 「それぞれの護岸は, 周辺の景観に馴染んでいるか?」という質問をした。なお, 回答は 5 段階評価(1. よく馴染んでいる, 2. まあまあ馴染んでいる, 3. どちらとも言えない, 4. あまり馴染んでいない, 5. 全く馴染んでいない)とした。

### 3.3 土壌生物の生息調査

各護岸につき 2 方形区(2.0×1.25m)を設定した。方形区の位置は, 周辺の植物からの土壌生物の移動・分散の影響をできる限り排除するために, 各護岸の上下左右端から 0.25m 以上の間隔をあけた。また, 護岸目地部から生えた植物, 護岸上方から垂下したクズ類の蔓, 護岸法尻付近の植物は調査 3 日前までに除去した。また, 湿潤度は河岸における土壌生物の群集構造に影響を与えることが示唆されているため<sup>4)</sup>, 降雨による湿潤度の影響を避けるために, 調査は晴天が 3 日以上続いた後に 3 回行った(2010 年 5 月 28 日, 7 月 21 日, 8 月 25 日)。調査は, すべて午後 4 時頃(15:43-16:58)に行った。

採集は, 見つけ採りにより行った。見つけ採りは, 吸虫管あるいは手で土壌生物を直接採集するもので, 方形区毎に 1 回 5 分行った。採集したサンプルは, 目まで分類し<sup>5)</sup>, 個体数を記録した。各護岸および調査月を要因とした反復測定分散分析により, 土壌生物の生息量を比較した。なお, 生息量の値は常用対数に変換して用いた。反復測定分散分析で有意差が認められた場合には, Shaffer の多重比較検定を行った。

## 4 結果と考察

### 4.1 景観評価(アンケート)

#### 4.1.1 結果

アンケート調査は 90 名に実施した。アンケートの結果, 色の違いによって, 護岸における景観評価に違いが見出された(図 2)。「1. よく馴染んでいる, 2. まあまあ馴染んでいる」の肯定的な意見の合計は, A および B 護岸では, それぞれ 58.8%と 63.4%であったが, C 護岸では 8.9%であり, A および B 護岸より評価は低かった。一方, 「4. あまり馴染んでいない, 5. 全く馴染んでいない」の否定的な意見の合計は, A および B 護岸では, それぞれ 23.3%と 13.3%であったのに対し, C 護岸では 74.5%であった。

#### 4.1.2 考察

C 護岸は A や B 護岸に比べ周辺環境に馴染みにくく, 人にとって違和感があることが分かる。「中小河川に関する河道計画の技術基準に

ついて<sup>1)</sup>では, 周囲の景観と調和するためには, 「護岸の素材が周囲と調和した明度, 彩度, テクスチャーを有すること」とされている。護岸の素材が周囲と調和するためには, 明度は 6 以下程度が目安とされている<sup>3)</sup>。A 護岸(三色)と

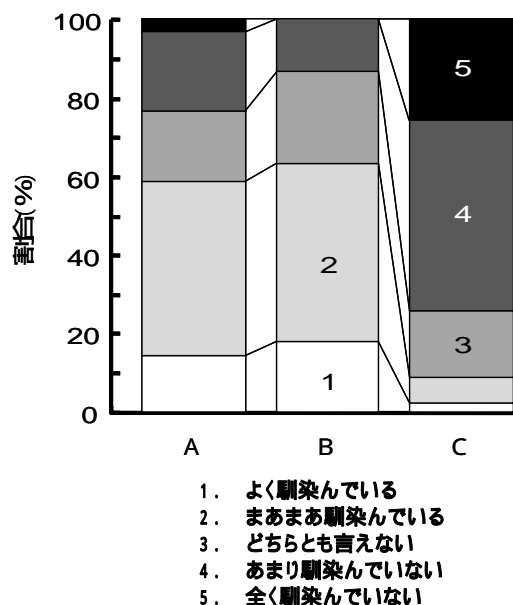


図 - 2 アンケート結果



B 護岸(黒)では、自然素材の明度および彩度の数値に近く、C 護岸(白)は、自然素材よりも明度が高い(図3)。アンケート結果からも、C 護岸(明度 8)は、周辺の景観に馴染まないのに対し、A 護岸と B 護岸の明度(それぞれ 3.7 と 5.5)はともに 6 以下であり、アンケートでも評価が高かった(図2)。これらのことから、護岸を明度 6 以下にすることが設置時の目安となると判断される。なお、彩度は色を塗らないかぎり特に問題とはならない<sup>3)</sup>。テクスチャー(表面のざらつき、素材感)は表面に凹凸をつけることが基本であり<sup>3)</sup>、人工の素材であっても自然物に近い(肌理の粗い)テクスチャーにすることで、自然素材の質感に近づき人工感が緩和される<sup>9)</sup>。さらには、凹凸によって陰影がつくことで目立ちにくくなり、より自然の景観に馴染みやすくなる<sup>9)</sup>と考えられる。

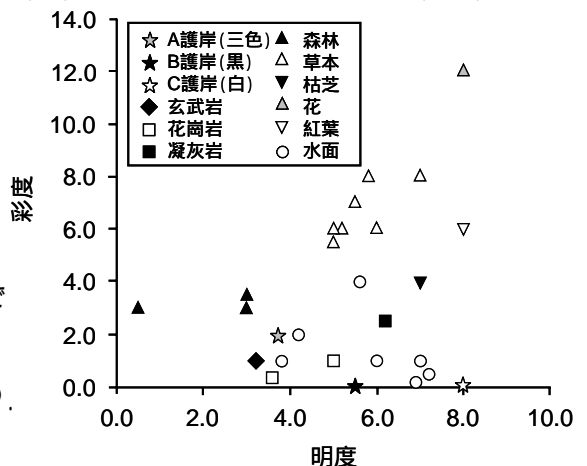


図 - 3 明度と彩度の数値

## 4.2 土壤生物の生息調査

### 4.2.1 結果

調査の結果、10 目 223 個体の土壤生物が採集された(表1)。その種組成は、いずれの時期も主にハチ目(Hymenoptera)、クモ目(Araneae)、カメムシ目(Hemiptera)で構成されており、5 月にのみダニ目(Acari)が多く採集された。

### 4.2.2 考察

土壤生物の生息量を護岸タイプ間で比較した結果、有意差が認められ(反復測定分散分析,  $p = 0.0369$ )、A 護岸では C 護岸よりも多くの土壤生物が生息していた(Shaffer の多重比較検定,  $p = 0.0493$ )。一方、調査月間では土壤生物の生息量に違いは認められなかった( $p = 0.0591$ )。つまり、土壤生物の生息量は、護岸の色の違いによって異なっていたが、調査月による差異は認められなかった。また、本研究で採集された土壤生物の構成に着目すると、5 月にのみダニ目が多かった(表1)。このことは、護岸における土壤生物の生息量を評価する場合は、出現時期の違いを考慮する必要があることを示唆している。また、ダニ目を除くと、いずれの時期においてもハチ目、クモ目、カメムシ目が数多く採集された(表1)。前二者は環境変化への適応能力が高い土壤生物であり、後者も比較的環境変化の耐性が高い土壤生物とされていることから<sup>10)</sup>、コンクリート護岸でも生残が可能であったと考えられる。一方、その他の土壤生物については、コンクリート護岸には、土壌がなく、生息に不適であるため、本研究ではほとんど採集されなかったと考えられる。

また、護岸の明度や彩度も土壤生物の生息量と関連があるのかもしれない。河川の中に見られる自然素材の明度および彩度は、それぞれ 5 以下のものが多い<sup>9)</sup>。本研究で用いた三種類の護岸と比べると、三色である A 護岸は明度と彩度ともにこの数値を満たしているが、黒色の B 護岸と白色の C 護岸は、いずれも明度でこの数値を満たしていない(図3)。また、自然素材は多少とも色みを持つ色(有彩色)である一方、黒色と白色は、彩度が 0 であり、色みを持たない色(無彩色)であることから(図3)、彩度も異質である。このように明度や彩度の差が、土壤生物の生息量が異なる要因となっているのかもしれない。しかしながら、本研究では、コンクリート護岸における物理環境要因と土壤生

表 - 1 護岸で採集された土壤生物

	A			B			C			合計
	5月	7月	8月	5月	7月	8月	5月	7月	8月	
ハチ目	10	17	5	9	1	10	3	5	6	66
コウチュウ目			2							2
カメムシ目		3	1			1		2	2	9
トビムシ目				1						1
バッタ目					1	3		1		5
イシムカデ目	1									1
コムカデ目				1						1
ワラジムシ目							1			1
クモ目		2	3	4	2	1	3	3	1	19
ダニ目	51			38			27			116
不明							1	1		2
合計	65	19	11	53	4	15	35	11	10	223

物の生息量との関連性については明らかにできなかった。既往研究によると、土壌材料の有無や湿潤度が河岸における生物の群集構造に影響を与えることが示唆されている<sup>4)</sup>。このため、物理環境要因と土壌生物の生息量との関連性については、今後更なる検証が必要である。

## 5 結論

本研究の結果、三色と黒色の護岸は、白色の護岸に比べて景観的に評価が高く、好ましいことが示された。一方、生態的機能に関する評価においては、三色の護岸は、白色と黒色の護岸より好ましいことが示された。以上により、景観要素と生態的要素の両面から勘案すると、護岸を設計・設置する際は、周囲の景観と調和した明度と彩度を有する素材を利用する必要があり、白色の護岸はできるだけ設置しないようにすべきである。加えて、テクスチャーにも留意し、護岸を周囲の景観と調和させるために、護岸表面に凹凸をつける必要があると考えられる<sup>3)</sup>。また、今回は各護岸の条件を同一にするために植物を除去したが、法肩や法尻等の植生は、護岸の輪郭線を不明瞭とし護岸の人工感を緩和する効果もあることから、護岸の明度、彩度、テクスチャーとともに植生によって工夫していく必要がある。

## 6 謝辞

本研究の実施に際し、萱場上席研究員、佐川研究員をはじめ、自然共生研究センターの皆様にご多大な御指導、御協力をいただきました。自然共生研究センターの久米学氏には、本研究のデザイン立案から取りまとめまで有益な助言を頂きました。久米学氏、小野田幸生氏、相川隆生氏、尾崎正樹氏には、昆虫類の調査に御協力いただきました。森照貴氏には、昆虫類の同定を御指導いただきました。水野伴子氏、深尾敦子氏、川島亜紀子氏、小椋祥子氏には、実験河川見学者へのアンケート実施に御協力いただきました。また、アンケートに快く回答して下さった方々に感謝の意を表します。

所 属 岐 阜 県

### <参考文献>

- 1) 国土交通省河川局：「中小河川に関する河道計画の技術基準について」，2010
- 2) 萱場祐一：「多自然川づくりにおける河岸処理手法の考え方と工夫」，河川，66巻 第7号，pp.27-30，2010
- 3) 島谷幸宏：「中小河川の技術基準 解題 多自然川づくりのすすめ」，pp.3-31，2010
- 4) 宮下哲也・萱場祐一・佐川志朗：「形式が異なる河岸の物理特性と生物との関係」，土木学会河川技術論文集，第16巻，pp.197-200，2010。
- 5) 島谷幸宏(編)：「河川風景デザイン」，pp.2・174-176，1994
- 6) 国土交通省河川局：「多自然川づくり基本指針」，2006
- 7) 篠原修：「新体系土木工学 59 土木景観計画」，pp.83，1982
- 8) 日本土壌生物学会(編)：「土壌動物学への招待 採集からデータ解析まで」，pp. - ・12 - 21，2007
- 9) 国土交通省河川局：「(参考)中小河川に関する河道計画の技術基準について」，2010
- 10) 青木淳一：「環境指標としての土壌動物」，地球環境調査計測辞典，第1巻 陸域編 ，pp.1120-1122，2002

# 河岸における湿潤度及び温度変動の違いが生物の多様性に与える影響

チーム名 自然共生研究センター  
氏名 尾崎 正樹

## 1. まえがき

河岸は水域と陸域の遷移領域であり、河川風景や生物の生息場所として極めて重要な場所と考えられる<sup>1)</sup>。しかし、河川改修や災害復旧などでは、河岸が本来有する環境上の機能が理解されないまま護岸工法が用いられ、施工後には環境上の機能が劣化している例も散見される。したがって、河岸の環境上の機能を保全するためには、自然河岸が有する環境特性とそれらの機能について理解する必要がある。過去の研究では、河岸における湿潤度や表面温度など、多岐にわたる要因が生物群集に影響を与えていることが示唆されている<sup>2)</sup>。しかしながら、それらの物理環境要因の因果関係や生物の定着に關係する各要因の寄与度については解明に至っていない<sup>2)</sup>。

## 2. 研究目的

本研究では、寄与要因のさらなる絞込みのため、過去の研究で生物の生息密度と關係が認められた湿潤度、温度変動、緑被率のうち、緑被率(植物)を除いた状態で湿潤度と温度変動を操作した野外実験を行い、河岸における湿潤度と温度変動の違いが生物の多様性にどのように寄与しているかを明らかにすることを目的とした。

## 3. 研究方法

### 3.1 調査地及び調査区

調査地は、自然共生研究センター内の実験河川Aの下流直線区間である。河川の右岸側に法面勾配1:0.5(約63.4°)、高さ2.0mのコンクリート護岸を延長55m設置し、その表面に長方体のコンクリート部材を用いて横幅5m、縦幅3cm、深さ15cmの空隙を8段造成した。空隙には、土壌を充填し、散水装置により土壌の単位体積当たりの水分率(以下、体積含水率)を0~10%(湿潤度小)、10~20%(湿潤度中)、20~30%(湿潤度大)の3段階に調整した。また、遮光ネット(遮光率90%)と透光性ネット(遮光率10%)により日照を制御して温度変動が小さい調査区(温度変動係数0.08~0.25:以下、温度変動小)と温度変動が大きい調査区(温度変動係数0.19~0.42:以下、温度変動大)を設けた。以上の処理を組み合わせると全6調査区を設定

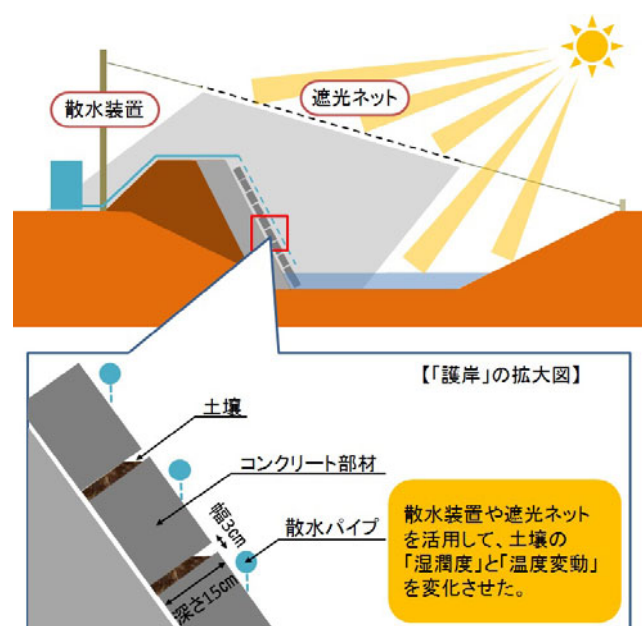


図-1 調査区の造成

した(図-1、2、写真-1)。



写真-1 調査区近景

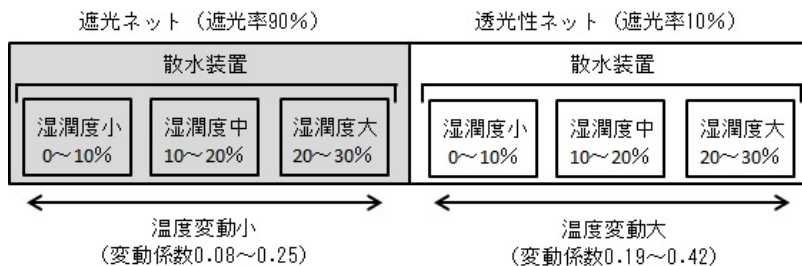


図-2 6調査区の設定

### 3.2 生物調査

調査は、9月21日から散水装置を稼働させ、10月7、19日、11月4、16、30日の5回、生物調査を実施した。調査日は、各調査区の湿度度の違いを明確にするために調査前の2、3日間は降雨がないことを条件とした。各調査区に1.35m×1.35mの方形区を3箇所設定し、1方形区当り1人1分のスウィーピング(捕虫網による採集)を行った後、1方形区当り1人15分の任意採集(見つけ採り及び吸虫管による採集)を行った。採集した生物は、可能な限り種まで同定・分類して、飛んで移動する飛翔性生物(ハエ目、カメムシ目、トビケラ目ほか)と地表を徘徊して移動する非飛翔性生物(クモ目、ハチ目、コウチュウ目ほか)を対象とし、方形区ごとに個体数を計数した。

### 3.3 解析方法

解析は、飛翔性及び非飛翔性生物の個体数、多様度指数、分類群数、均等度の4ケースに対して、湿度度及び温度変動(固定効果) 調査日(変量効果)の3要因の混合要因計画(3×2×5)の分散分析を行い、有意差が確認された場合には shaffer の方法にて多重比較検定を行った。なお、本研究デザインでは、調査日についてはあくまでランダム効果(時間的な反復要因)とし、調査日間の分析結果については着目しなかった。個体数については、正規性を保つため対数変換を行い、すべての解析の有意水準を5%とした。

## 4. 研究結果

分散分析の結果を表-1に示す。

表-1 3要因の混合要因計画の分散分析結果による有意確率(P値)一覧

要因	飛翔性生物				非飛翔性生物			
	個体数	多様度指数	分類群数	均等度	個体数	多様度指数	分類群数	均等度
(湿度度)	<b>0.0000</b>	<b>0.0070</b>	<b>0.0006</b>	0.8400	0.1723	0.2466	0.1918	0.2310
(温度変動)	0.1352	<b>0.0001</b>	<b>0.0001</b>	<b>0.0236</b>	<b>0.0064</b>	0.4326	0.0985	0.8212
:	0.1075	<b>0.0003</b>	<b>0.0015</b>	<b>0.0421</b>	0.6793	0.3871	0.4589	0.4297

太文字はP<0.05を示す。

飛翔性生物については、2固定要因について多くのケースで有意差が認められた(表-1)。個体数については湿

潤度で有意差が認められ、体積含水率 20～30%が他に比べて有意に多かった(図 3(a))。多様度指数、分類群数、均等度については、湿潤度と温度変動の間に交互作用がみられた。多重比較検定の結果、多様度指数については、温度変動小において体積含水率 20～30%が他に比べて高い傾向がみられ、温度変動小の体積含水率 20～30%が温度変動大の体積含水率 20～30%よりも有意に高かった(図-3(b))。分類群数については、温度変動小において体積含水率 20～30%が他に比べ有意に高く、温度変動大において体積含水率 10～20%よりも体積含水率 0～10%の方が有意に高かった(図-3(c))。均等度については、温度変動小の体積含水率 20～30%が温度変動大の体積含水率 20～30%よりも有意に高かった(図-3(d))。一方、非飛翔性生物については、個体数について温度変動に有意差が認められたものの、温度変動小の方が温度変動大より有意に多く(図-3(e))。多様度指数、分類群数、均等度については、有意差は確認されなかった(表-1)。

## 5. 考察

飛翔性生物については、温度変動が小さく、湿潤度が高い(体積含水率 20～30%)場合において生物の個体数、多様度指数、分類群数、均等度が高い傾向がみられた。これを特徴づけているのは、ハエ目(主にユスリカ科)であり、温度変動が小さく、湿潤度が高い調査区ではハモンユスリカ属、ユスリカ亜科、ユスリカ族等平均 3.1 分類群のハエ目が確認されたのに対して、その他の調査区では平均 1.3～2.3 分類群と貧弱であった。ユスリカの成虫は、昼間は草木や雑木の陰にとどまっておリ、またその卵塊は垂直で湿った暗色の壁面によく見られる<sup>3)</sup>ことより、遮光された湿潤度の高い調査区を選択した可能性が考えられる。一方、非飛翔性生物については、温度変動が小さい場合に個体数が多い傾向がみられた。この傾向を特徴づけているのは、クモ目であり、温度変動小の方は平均 2.1 個体、温度変動大の方は平均 1.8 個体が確認された。クモの採餌前選択に関する環境要素として、

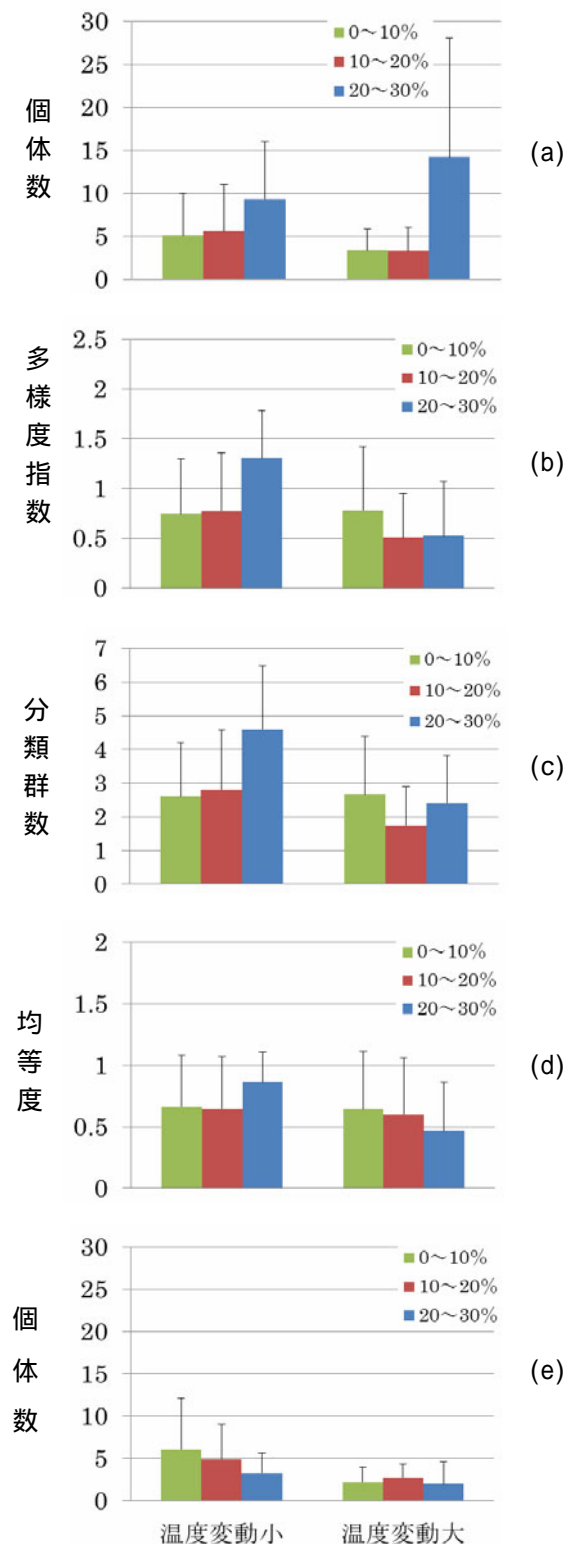


図 3 温度変動および湿潤度の違いによる各ケースの平均値と標準偏差、(a)個体数、(b)多様度指数、(c)分類群数、(d)均等度、(e)個体数 (a)～(d)は飛翔性生物、(e)は非飛翔性生物の結果である。

植生、岩や草や落葉層の有無、気候条件（温度、湿度、風、光など）があげられており<sup>4)</sup>、高温をもたらす光を避ける場合がある<sup>5)</sup>ことより、日射がクモ目の個体数を抑制した可能性がある。また、非飛翔性生物においては、飛翔性生物で確認された多様性指数や分類群数、均等度に寄与する要因は確認されなかった。本実験で採集された昆虫類やクモ類の群集は、生態系において食物連鎖の中間に位置し、栄養レベルにおいて、1次消費者としての食植性、分解者としての腐食性、さらに高次の消費者として寄生、捕食性の種から成り立っている<sup>6)</sup>。その中で有機物を生産する緑色植物は、生態系の中で唯一の生産者であり、食植性昆虫や生物遺体を分解する分解者の餌資源として非常に重要な役割を担っており、非飛翔性生物の多様性に与える影響も大きいと考えられる。以上より、非飛翔性生物の多様性は、湿潤度および温度変動よりむしろ、昨年度の現地調査でスクリーニングされた因果要因であり本実験の操作要因から除いた緑被率（植物）に寄与している可能性がある。

## 6. 結論

本研究の要点を以下に示す。

- ・飛翔性生物の多様性は、温度変動が小さく湿潤度が高い河岸で高かった。
- ・非飛翔性生物の多様性は、湿潤度および温度変動には影響されなかった。
- ・昨年度の結果も踏まえると、非飛翔性生物の多様性には緑被率（植物）が寄与している可能性が考えられた。

本研究により、河岸に生息する生物を保全するには、温度変動の抑制や植物が良好に生育できるレベルまで河岸の湿潤度を保持する必要性が示唆された。今後は、護岸法面において植物が繁茂するために必要な湿潤状態を明確にし、具体的な護岸工法の開発に関する研究を行いたいと考えている。

## 7. 謝辞

本研究の実施に際し、萱場上席研究員、佐川研究員をはじめ、自然共生研究センターの皆様、並びに中部地方整備局中部技術事務所環境共生課の園田課長、相川係長には多大なご指導、ご協力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

所属：共和コンクリート工業株式会社

## <参考文献>

- 1) （独）土木研究所自然共生研究センター「多自然川づくりにおける河岸・水際部の捉え方」土木研究所資料第4159号、2010
- 2) 宮下哲也・萱場祐一・佐川志朗「形式が異なる河岸の物理特性と生物との関係」河川技術論文集、第16巻、p197-200、2008
- 3) 近藤繁生・平林公男・岩熊敏夫・上野隆平「ユスリカの世界」培風館、p66、p101、2001
- 4) Riechert, S.E. and R.G. Gillespie: Habitat choice and utilization in web-building spiders, IN "Spiders: Webs, Behavior and Evolution" W.A. Shear ed., Stanford University Press, Stanford, 23-48, 1986
- 5) 宮下直：クモの生物学、東京大学出版会、267pp.、2000.
- 6) 木本新作・武田博清「日本の昆虫群集 すみわけと多様性をめぐって」東海大学出版会、p9、1999

# 修正震度法によるロックフィルダム設計合理化に関する研究

チーム名 ダム構造物チーム  
氏名 大川 孝士

## 1. まえがき

ロックフィルダムの建設について、設計施工の合理化やコスト削減が強く求められている。しかし、現行のロックフィルダムの設計においては、ロック材料の設計強度は三軸圧縮試験結果をモール・クーロンの破壊基準により整理したうえで粘着力をゼロとして内部摩擦角のみを用い、地震力は堤高方向に一定の慣性力として与える（震度法）ため、実物性、実挙動を忠実に反映しておらず、適切な設計合理化が図りづらい状況にある。ロック材料の強度については、拘束圧依存性を考慮したロック材料の強度を求めたうえで、従来の材料安全率、応力-ひずみ関係等を踏まえて適切な設計強度を設定する必要がある。また、地震力については、地震時の応答を踏まえて適切に設定した修正震度法として与える必要がある。最終的には、これらを併せて修正震度法によるロックフィルダムの堤体設計の合理化を図る必要がある。

## 2. 研究目的

指針（案）<sup>1)</sup>における震力係数は、1980年代以前の実地震波を用いた検討に基づいて定められているが、定められているが、指針（案）制定後にも、1995年の兵庫県南部地震をはじめとする大規模な地震が頻発し、ダムサイトにおいて多くの加速度の大きい地震データが収集されている。また、指針（案）では「高さが100m以上となると堤体の固有周期が長くなり、岩盤における地震動の周波数特性を考慮すると本指針（案）で示した地震力を減ずることができる可能性がある」<sup>2)</sup>と記述されているものの、堤高100mを超えるフィルダムを対象とした震力係数の提示までには至っておらず、研究委員会の成果<sup>3)</sup>として堤高110mのフィルダムを対象とした震力係数の例示にとどまっている。このような状況に鑑み、新設計法で用いる震力係数を新たに定めるため、近年のダムサイトの地震データを用いた修正震度法における震力係数の見直し検討が必要である。そこで、平成21年度に近年の地震データから選定した48地震動<sup>4)</sup>を用いた上で、堤高50m、75m、100m、125m、150mのロックフィルダムモデルについて震力係数の検討を行う。また、これらの結果を用いて、堤高100mを超えるフィルダムを含めた堤高と震力係数の関係について考察する。

## 3. 研究方法

### 3.1 解析方法

ロックフィルダムモデルに対して複素応答法による等価線形解析を行い地震時の堤体応答を求め、図-1に示す上流側<sup>4)</sup>の20円弧を対象とし、それぞれの円弧土塊の平均応答加速度を入力地震動の最大加速度で除することにより震力係数  $k/k_F$  を求めた。ここで、 $k$ ：堤体震力係数、 $k_F$ ：設計地盤震度であり<sup>1)</sup>、本検討では  $k/k_F$  を震力係数と称す。

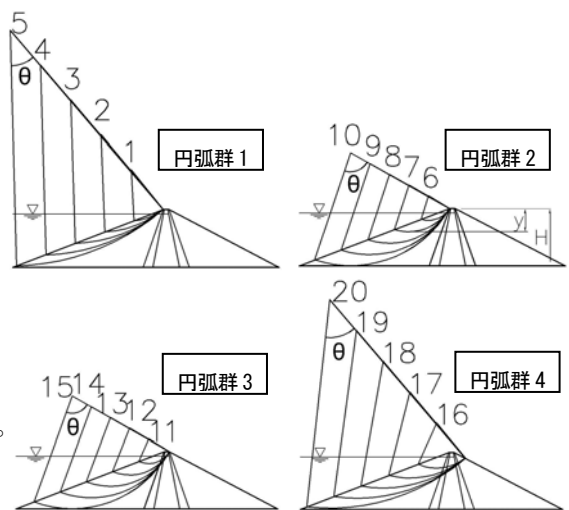


図-1 解析の対象とした想定すべり円弧（20円弧）

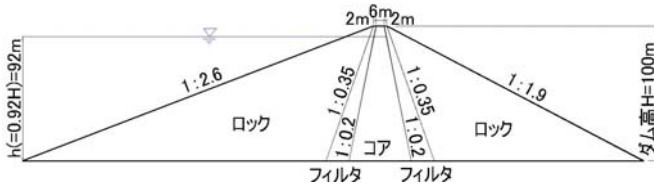


図-2 解析モデル (堤高 H=100m の場合)

表-1 堤体形状と貯水位条件

堤高 (m)	天端幅			法面勾配		ゾーン断面		貯水位 (m)
	全幅 (m)	コア (m)	フィルタ (m)	上流	下流	コア勾配 上下流	フィルタ勾配 上下流	
50	5.0	3.0	1.0	1 : 2.6	1 : 1.9	1 : 0.2	1 : 0.35	46
75	7.5	4.5	1.5					69
100	10.0	6.0	2.0					92
125	12.5	7.5	2.5					115
150	15.0	9.0	3.0					138

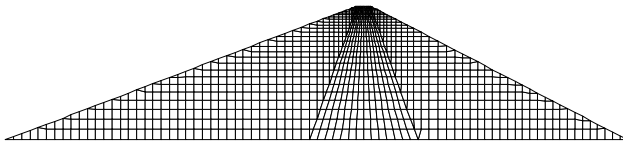


図-3 解析モデルの有限要素分割 (相似形モデルのため堤高によらず同形状)

#### 4.2.2 解析モデルと物性値

解析モデルは、堤高 50m、75m、100m、125m、150m の 5つの中央土質遮水壁型ロックフィルダムモデルで、堤体のみをモデル化した。断面勾配であるロックゾーンの上下流斜面勾配は、現行の設計法である震度法<sup>4)</sup>によるすべり安定解析で、強震帯における設計震度  $k=0.15$  を与え、貯水位を堤高  $H$  の 92% ( $0.92H$ ) (常時満水位相当) という条件で、最小すべり安全率がほぼ 1.2 (ただし 1.2 以上) になる勾配として、図-2 の堤高 100m モデルを決定した。他の堤高モデルについては 100m モデルの堤高比率の相似形モデルとした。堤体形状と貯水位条件を表-1 に、モデルの有限要素分割を図-3 に示す。

等価線形解析に用いた物性値のうち湿潤および飽和密度、初期せん断剛性を表-2 に示す。また、図-4 に等価線形解析に用いた堤体材料のせん断剛性および減衰率とせん断ひずみとの関係 (動的変形特性) を示す。これらの物性は、我が国の内部土質遮水壁型ロックフィルダムの標準的な堤体材料と判断した設計値ないしは試験値を基本として設定<sup>4)</sup>した。また、本研究の等価線形解析は堤体のみをモデル化しているため、基礎地盤でのエネルギー逸散は等価逸散減衰率として材料減衰率に一律 15% を上乘せして考慮した。

#### 4.2.3 入力地震動

平成 21 年度に選定した 48 地震動<sup>3)</sup>を入力地震動として用いた。選定された地震動は、1966 年から 2008 年にダムサイト岩盤またはダム堤体監査廊で記録された上下流方向の水平地震動で、最大加速度が 100gal 以上を記録した 48 地震動である。なお、解析では同時に観測された鉛直地震動も考慮した。

表-2 等価線形解析に用いた物性値 (一部)

材料	湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	飽和密度 $\rho_{sat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	初期せん断剛性 $G_0$ (MPa) <sup>*</sup>
コア	2.22	2.23	$\{60(2.17-e)^2/(1+e)\} \sigma_m^{0.7}$
フィルタ	2.13	2.24	
ロック	1.94	2.15	$\{93(2.17-e)^2/(1+e)\} \sigma_m^{0.6}$

<sup>\*</sup> e: 間隙比,  $\sigma_m$ : 平均有効主応力  $\sigma_m = \{(1+2k)v\} / 3$   
k: 主応力比 (0.5),  $v$ : ポアソン比 (0.35)

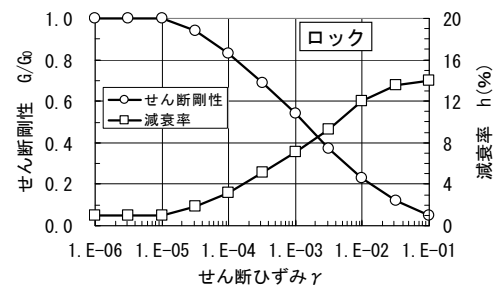
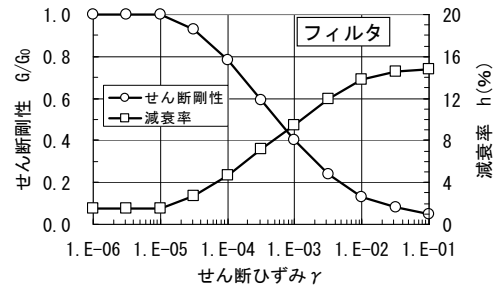
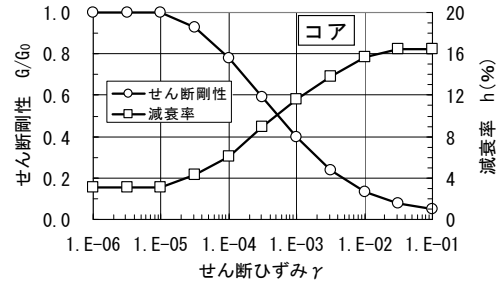


図-4 せん断剛性および減衰率とせん断ひずみの関係



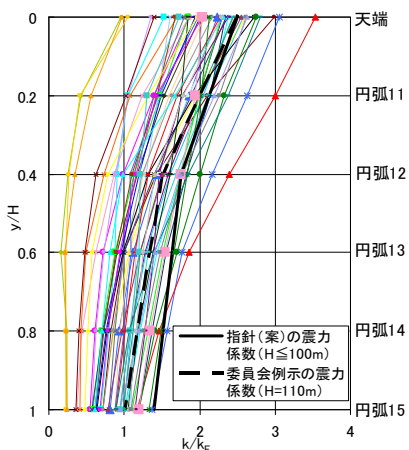


図-5  $y/H$  と  $k/k_F$  の関係 ( $H=50m$ )  
(全解析結果, 円弧群 3)

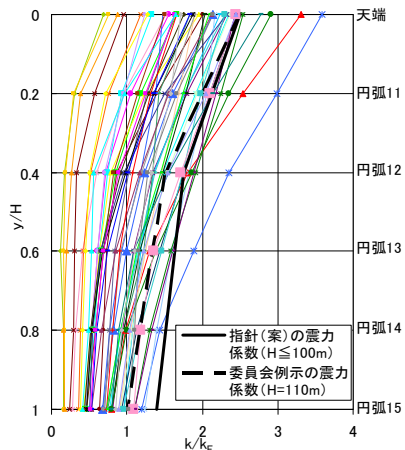


図-6  $y/H$  と  $k/k_F$  の関係 ( $H=75m$ )  
(全解析結果, 円弧群 3)

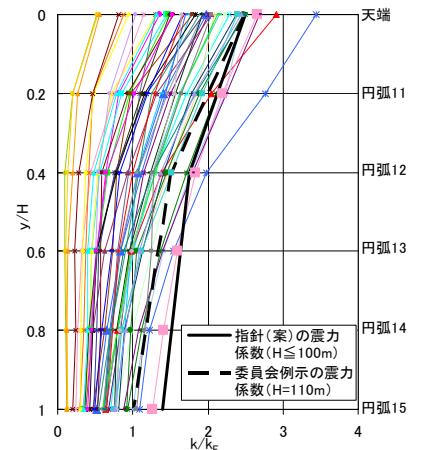


図-7  $y/H$  と  $k/k_F$  の関係 ( $H=100m$ )  
(全解析結果, 円弧群 3)

選定した 48 地震動の水平地震動の最大加速度が 196gal (0.2G) となるように一様に振幅を増幅ないしは減衰した。鉛直地震動については、水平地震動と同じ増幅(減衰)比率を乗じた。

#### 4. 研究結果

堤高  $H=50m, 75m, 100m, 125m, 150m$  モデルの解析結果をそれぞれ図-5~図-9 に示す。これらの図は、ダム天端からすべり円弧の堤体内最下点までの鉛直距離を円弧高さ  $y$

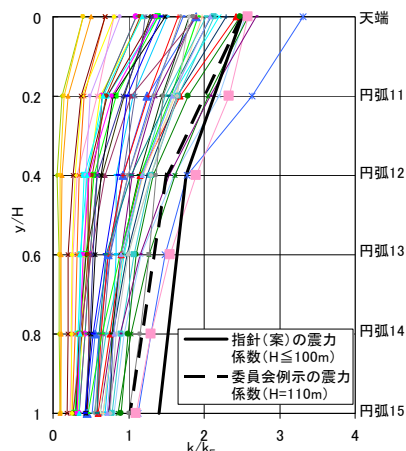


図-8  $y/H$  と  $k/k_F$  の関係 ( $H=125m$ )  
(全解析結果, 円弧群 3)

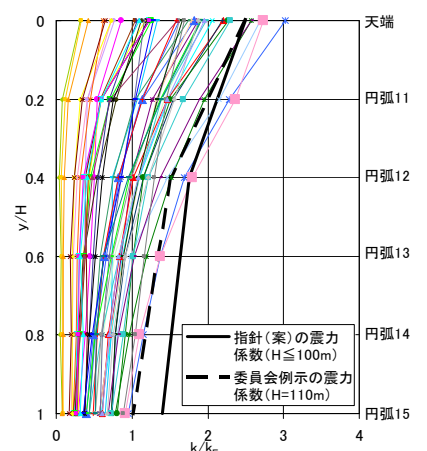


図-9  $y/H$  と  $k/k_F$  の関係 ( $H=150m$ )  
(全解析結果, 円弧群 3)

とし、堤高  $H$  で無次元化した  $y/H$  と  $k/k_F$  の関係を示している。また、すべり円弧の始点上端の異なる 4 円弧群 20 円弧について検討を行っているが、4 円弧群の解析結果に大きな差異はなかったため、ここでは 4 円弧群のうちほぼ最大の震力係数を示した円弧群 3 の結果を例示している。すべての堤高ケースの解析結果と堤高 100m 以下に適用する指針(案)の震力係数を比較すると、いくつかの地震動で天端から高標高部の領域で指針(案)の震力係数を上回る箇所がわずかに見られ、特に、堤高 50m、75m の比較的低い堤高でその傾向が多くみられる。しかしながら、その他の領域ではいずれの堤高ケースでも解析結果が概ね指針(案)の震力係数を下回る結果である。

また、4 円弧群 20 円弧の結果として得られた震力係数を、 $y/H$  ごとに統計処理した堤高モデルのケースごとの結果を図-10~図-14 に示す。この結果と指針(案)の震力係数を比較すると、堤高 50m のケースで天端付近の平均値 ( $\mu$ ) + 標準偏差 ( $\sigma$ ) がわずかに指針(案)を上回る震力係数を示しているものの、他の堤高ケースでは  $\mu$  および  $\mu + \sigma$  は  $y/H$  の全範囲で指針(案)を下回っている。分布形状については、指針(案)の震力係数と非常に類似している。また、 $\mu + 2\sigma$  は最大値包絡線に近接しているが、 $y/H$  が 0.4 より小さい高標高部において、指針(案)の震力係数を上回っている。

これらの結果を踏まえ、 $y/H$  ごとに堤高  $H$  と  $\mu + \sigma$  で統計処理を行った  $k/k_F$  の関係を図-15 に示すが、いずれの  $y/H$  でも高い相関が得られており、堤高が高くなるにつれ震力係数は直線的に低下している。したがって、堤高が高くなるにつれ震力係数を低減できる可能性が高く、 $y/H$  ごとに堤高の関数で震力係数を導くことが可能であ

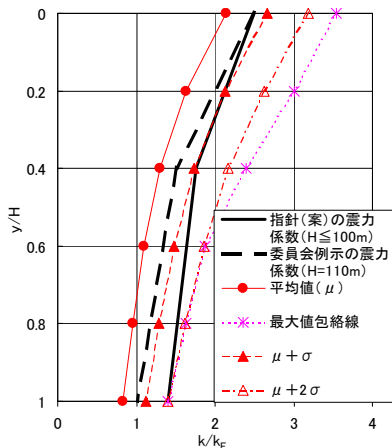


図-10 y/H と  $k/k_F$  の関係 (H=50m)  
(統計処理結果)

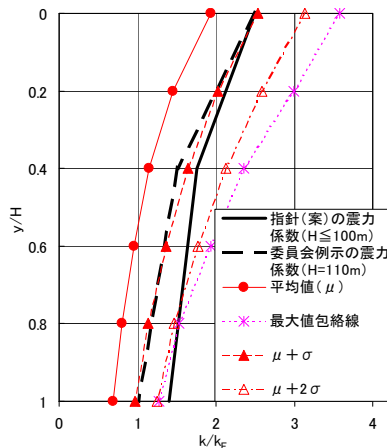


図-11 y/H と  $k/k_F$  の関係 (H=75m)  
(統計処理結果)

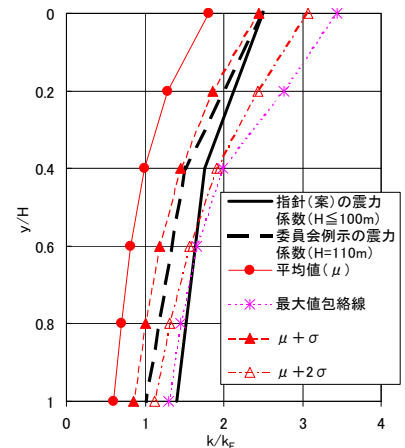


図-12 y/H と  $k/k_F$  の関係 (H=100m)  
(統計処理結果)

ると言える。参考として、本結果から得られた堤高と震力係数の相関から堤高をパラメータとする震力係数の近似式を図-15 に示す。

## 5. 結論

近年の大規模地震動を用いた修正震度法における震力係数は、堤高 50m、75m、100m、125m、150m モデルにおける解析結果を統計処理した  $\mu + \sigma$  の結果は指針(案)の震力係数とほぼ同等、または下回る結果であった。

また、堤高 50m から 150m の範囲で震力係数と堤高との間に高い相関があり、いずれの y/H でも堤高が高くなるにつれ震力係数は直線的に低下する結果が得られたことにより、堤高 100m 以下などの制約のない震力係数の提案が可能である。

## 6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なご指導をいただいた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。

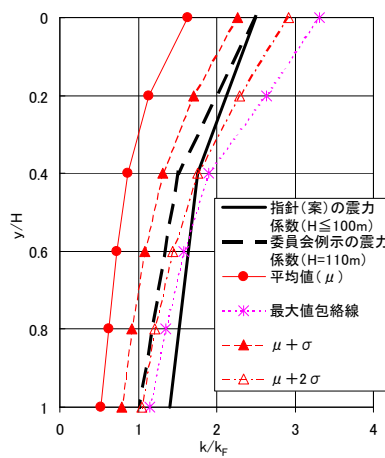


図-13 y/H と  $k/k_F$  の関係 (H=125m)  
(統計処理結果)

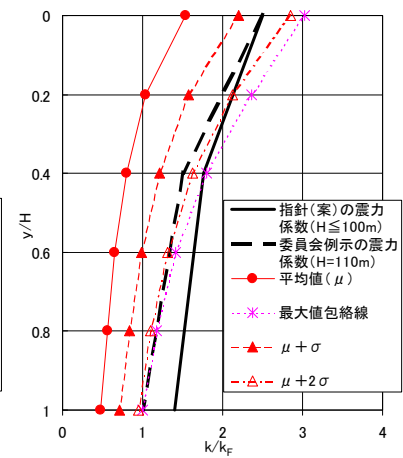


図-14 y/H と  $k/k_F$  の関係 (H=150m)  
(統計処理結果)

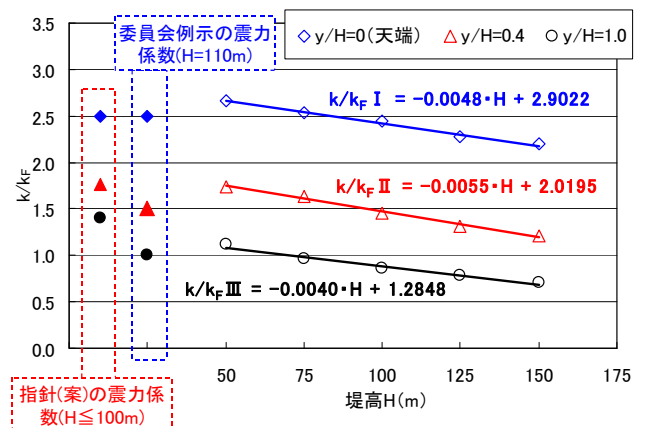


図-15 堤高と  $k/k_F$  の関係 ( $\mu + \sigma$ )

所属 西技測量設計(株)

## <参考文献>

- 1) 建設省河川局開発課監修：「フィルダムの耐震設計指針(案)」, (財)国土開発技術研究センター, 1991年6月。
- 2) (財)ダム技術センター：「ダム構造・設計等検討委員会 フィルダム設計合理化検討分科会 報告書」, 2001年3月。
- 3) 山口嘉一,佐藤弘行,林 直良：「修正震度法によるロックフィルダムの設計合理化に関する研究」, 平成21年度土木研究所年次報告書, 2010年4月。
- 4) 山口嘉一,富田尚樹,水原道法：「ロックフィルダムの地震時すべり変形量の影響分析と簡易推定方法」, 土木研究所報告No.212, 2009年3月。
- 5) 河川管理施設等構造令研究会編集：「解説・河川管理施設等構造令」, (社)日本河川協会, 1978年3月。

# ダム基礎となる不連続岩盤の大規模地震における引張力学特性に関する研究

チーム名 ダム構造物チーム  
氏名 村山 邦彦

## 1. まえがき

現在試行中の「大規模地震に対するダム耐震性能調査指針(案)」<sup>1)</sup>では、ダム本体においてレベル2地震動に対して貯水機能の維持並びに修復可能性の確保を求めている。この指針(案)では、ダム本体の損傷過程を考慮した地震応答解析により、生じる損傷が限定的な範囲に留まることを確認する必要があるとしている。現在、重力式コンクリートダム堤体の損傷を考慮した解析では、コンクリートの引張破壊をモデル化した手法が用いられるが、岩盤の損傷は考慮されていない。このため、岩盤の損傷を考慮した、堤体と岩盤を一体とした照査手法を構築する必要がある。

## 2. 研究目的

本研究は、堤体と岩盤を一体とした重力式コンクリートダムの大規模地震時の安全性を照査する手法を提案するための基礎研究である。堤体と岩盤の損傷を考慮した地震時の安全性を評価するためには、堤体-岩盤-貯水池を連成したモデルによって大規模地震時の応答を再現し、堤体と岩盤の引張破壊や滑動の有無について考慮する必要がある。平成22年度は、引張破壊によって堤体と岩盤に発生する亀裂の進展状態について検討し、さらに岩盤の破壊に対する安全性の評価について検討を行った。

## 3. 亀裂進展状態の検討

### 3.1 目的と検討方法

大規模地震時における亀裂の発生位置と進展状況について検討を行うことを目的として、堤体と岩盤の引張破壊モデルとしてスミアドクラックモデルを用いた解析を行った。

### 3.2 解析条件

#### (1) 解析モデル

解析モデルは、堤体-岩盤-貯水池連成系での応力状態を再現するため、図-1に示すダム堤体と岩盤を連続体と仮定した二次元FEMモデルを用いた。堤高は、国内の既設ダムの実績と、堤高が高いほど安全性が低下することを考慮し

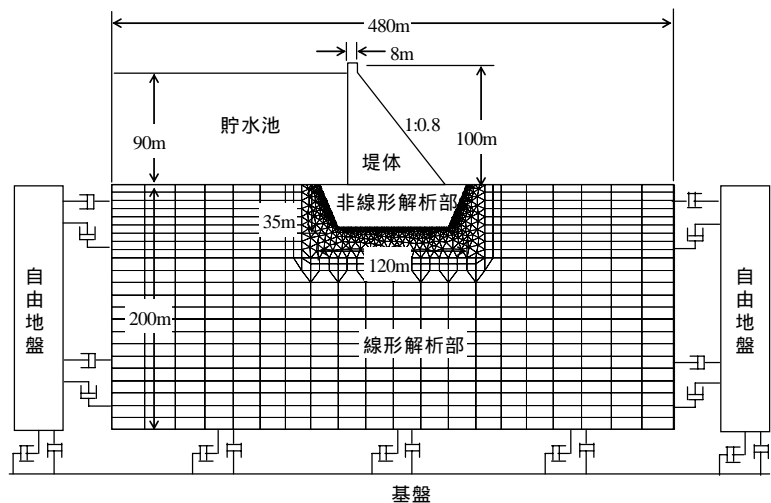


図-1 亀裂進展解析モデルの概略図

表-1 解析に用いた物性値

項目	堤体	岩盤	
動弾性係数E(N/mm <sup>2</sup> )	29,000	10,000	40,000
ポアソン比	0.2	0.3	
単位体積質量(kg/m <sup>3</sup> )	2,300	2,300	
減衰型	レイリー型	レイリー型	
減衰定数h(%)	10	5	
引張強度ft(N/mm <sup>2</sup> )	2.8	1.5	3
破壊エネルギー-Gf(N/m)	400	120	400

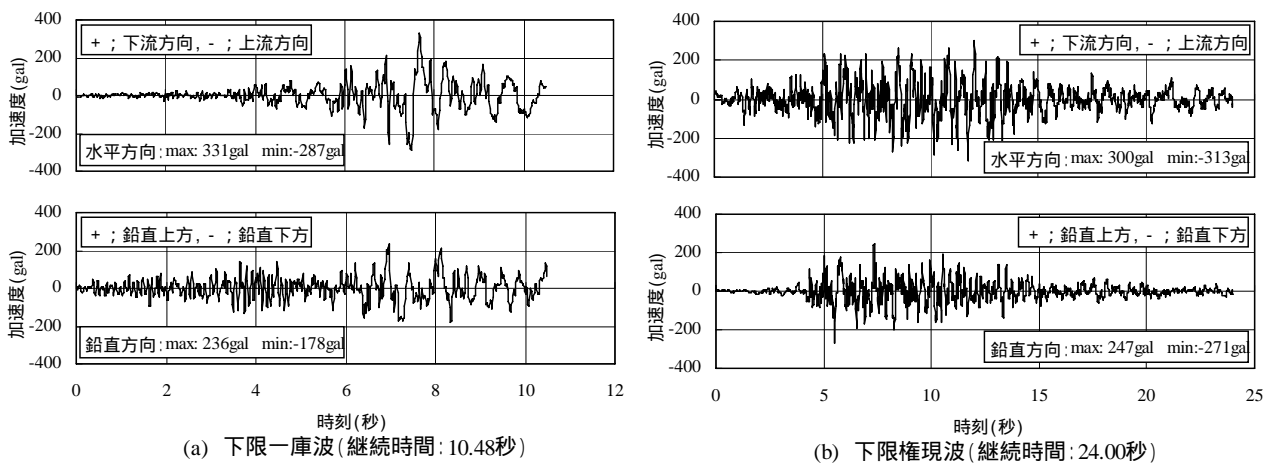


図-2 入力地震動の基本加速度波形

て100mとした。貯水位は通常時に想定される水位の中で地震が発生した際にダムの安全性に影響が大きくなる常時満水位を考慮して堤高の90%とし、動水圧は付加質量により堤体上流面に作用させた。岩盤の側面には、領域外へのエネルギーの逸散を考慮して自由地盤を設け、岩盤と自由地盤の境界には三浦・沖中が提案する仮想仕事の原理に基づく粘性境界<sup>2)</sup>を設けた。

(2)要素分割条件

堤体の要素は三角形要素とした。岩盤の要素は四角形要素を基本とし、堤敷から深さ35mの範囲の台形状の領域にスミアドクラックモデルを用い、亀裂進展の要素形状依存性を排除するためにデローニ要素分割とした。

(3)モデルの物性値

解析に用いた物性値を表-1に示す。堤体の物性値は、土木研究所で行った解析事例<sup>3)</sup>を参考とした。岩盤の動弾性係数は、100m級の重力式コンクリートダムの基礎となるCM級以上の岩盤の弾性波速度から設定した。岩盤の物性値はばらつきが大きいと考え、引張強度と破壊エネルギーは動弾性係数に対応させて、堤体コンクリートより小さい値と、やや大きな値となるように設定した。引張軟化曲線は、スナップバック現象が生じ難い条件を考慮して単直線型を用いた。

(4)入力地震動

入力地震動の基本加速度波形を図-2に示す。これらの地震動は、1995年兵庫県南部地震の時に一庫ダムと権現ダムで観測された地震動の加速度振幅スペクトルをダムの照査用下限加速度応答スペクトル<sup>1)</sup>に合わせ、再度フーリエ変換により求めたものである(以下、「下限一庫波」、「下限権現波」と呼ぶ)。両波は、位相と継続時間が異なる

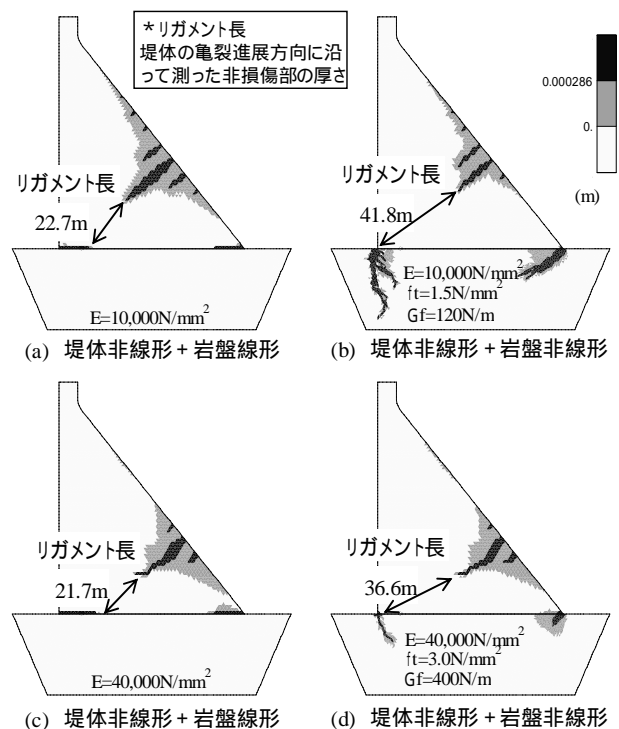


図-3 全解析時間における各要素の亀裂の最大開口幅の分布状況(下限一庫波:2.0倍)

る。下限一庫波は主要動が短く大きな振幅が一つであり、下限権現波は主要動が長く同規模の振幅が連続している。なお、本研究ではこれらの波形の振幅を解析条件に応じて1.2~2.0倍の範囲で変化させた。

### 3.3 解析結果

#### (1) 岩盤の線形/非線形条件の影響

図-3は堤体は引張破壊を考慮した非線形条件とし、岩盤は引張破壊を考慮しない線形条件と引張破壊を考慮した非線形条件とした場合の、全解析時間における各要素の亀裂の最大開口幅の分布を示す。入力地震動は下限一庫波の波形振幅倍率2.0倍である。岩盤を線形条件とした場合は(a)、(c)のように堤体下流面および上下流面の堤体と岩盤の接合部で亀裂が進展する。岩盤を非線形条件とした場合は(b)、(d)のように岩盤の上下流側に亀裂が進展し、堤体と岩盤の接合部の亀裂はほとんど認められなくなる。岩盤の亀裂は、上流側では鉛直方向からやや下流方向に、下流側では上流方向に進展する傾向となる。

図-4は波形振幅倍率と図-3のように求めた堤体のリガメント長の関係である。凡例中の線形/非線形条件は、岩盤の解析条件を示している。波形振幅倍率の増加に伴い、リガメント長はほぼ直線的に減少する。本解析条件では、岩盤を非線形とする場合は線形とする場合よりもリガメント長は10m程度大きな値となり、この傾向は岩盤の動弾性係数の依存性は少ない結果が得られた。以上のように、岩盤の破壊を考慮することで、堤体に進展する亀裂が低減する結果が得られた。

#### (2) 地震動の影響

次に、岩盤を非線形とした条件で図-5に示すように堤体のリガメント残存率と岩盤の亀裂進展の範囲を求め、それらと波形振幅倍率(最大水平加速度)との関係を図-6のように求めた。

下限一庫波では、最大水平加速度が500gal以下でリガメント残存率はほぼ100%であるが、500gal以上で急激に低下する。岩盤の亀裂は、堤踵部では深さ方向への進展が顕著であり、堤趾部では幅方向への進展が顕著である。下限権

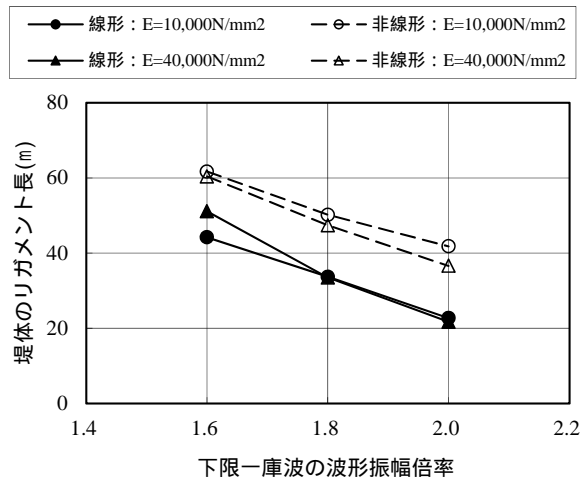


図-4 波形振幅倍率とリガメント長の関係

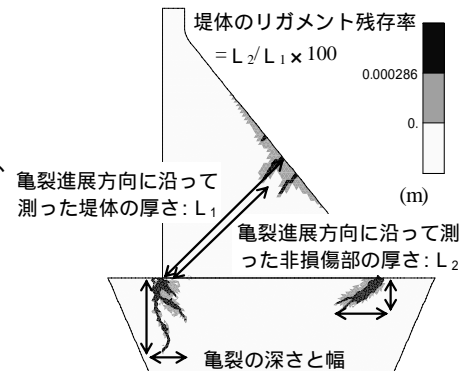


図-5 堤体のリガメント残存率と岩盤の亀裂進展範囲

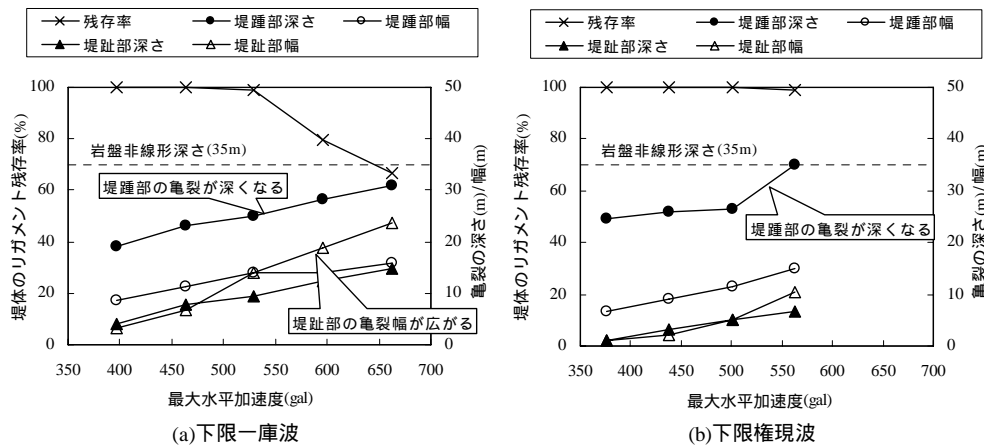


図-6 最大水平加速度と堤体のリガメント残存率および岩盤の亀裂範囲の関係

現波では、本解析条件の範囲ではリガメント残存率の急激な低下は起こっていない。岩盤の亀裂は堤踵部の深さ方向への亀裂進展が顕著であり、波形振幅倍率 1.8 倍（最大水平加速度約 560gal）で岩盤の亀裂深さが非線形解析部（深さ 35m）を超えたため、波形振幅倍率 2.0 倍の解析は実施していない。なお、継続時間の長い下限権現波と比べて下限一庫波による亀裂が進展しやすいのは、時刻約 7.5 秒からの水平加速度の大きな反転により、瞬間的に大きな変位が発生するためと考えられる。

#### 4. 安全性の検討

##### 4.1 目的と検討方法

大規模地震時における岩盤の破壊に対する安全性について検討を行うことを目的として、岩盤の引張破壊モデルとしてジョイント要素を用いた解析を行った。

##### 4.2 解析条件

###### (1) 解析モデルと要素分割条件

岩盤の寸法や境界条件は亀裂進展解析モデルと同一とし、亀裂進展解析で堤体を貫通する亀裂は認められなかったことから、堤体の破壊は考慮しないこととした。なお、岩盤内の弱層等によりせん断強度が小さい場合に、せん断に対する安全率を満足させるため、フィレットを有する堤体形状とした。図-7 にモデルの概略図を示す。亀裂進展解析結果を考慮して、岩盤の上流側（堤踵部）には下流下がりになり 60° の亀裂面を設定し、下流側（堤趾部）には上流下がりになり 10°、20°、30° の 3 条件の亀裂面を設定した。亀裂面周囲以外の岩盤と堤体の要素分割条件は、亀裂進展解析モデルと同一とした。

###### (2) モデルの物性値と入力地震動

解析に用いた物性値を表-2 に示す。堤体と岩盤の基本的な物性値は、亀裂進展解析と同一とした。亀裂面に対しては、せん断モデルは残留強度を考慮し、軸方向モデルは初期引張強度を考慮した。また、解析条件に応じて通常の岩盤の強度を想定した物性値と、弱層を想定した物性値を設定した。入力地震動は、主要動が明確で上下流側の岩盤に引張破壊が生じることを考慮して下限一庫波を用いた。波形振幅倍率は、亀裂進展解析結果を考慮して 1.0、1.4、1.8 倍の 3 条件とした。

##### 4.3 通常の岩盤の強度を考慮した場合の解析結果

###### (1) 亀裂面の破壊と局所安全率

図-8 は下流側亀裂面の角度が 20° の時の下流側亀裂面の局所安全率の最小値である。図中のジョイント要素番号 1 は上流側亀裂面との接合部にあたり、ジョイント要素番号 66 は堤趾部にあたる。なお、上流側亀裂面は波形

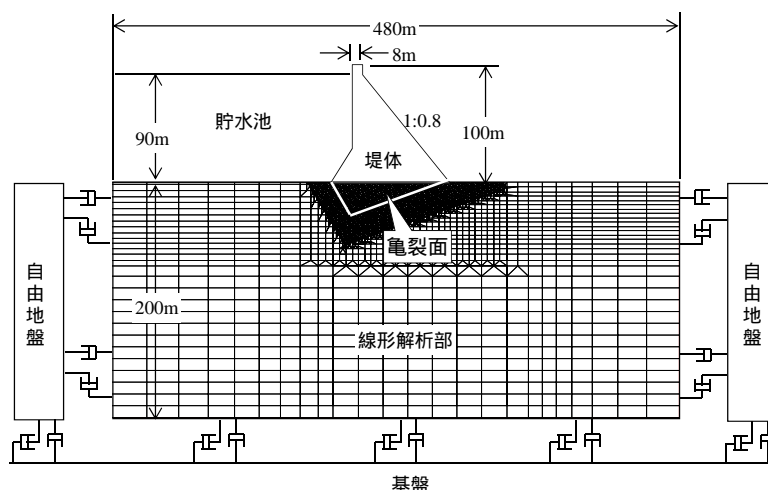


図-7 安全性解析モデルの概略図  
(下流側亀裂面の角度：20 度)

表-2 解析に用いた物性値

項目	堤体	岩盤		
動弾性係数 $E(N/mm^2)$	29,000	10,000		
ポアソン比	0.2	0.3		
単位体積質量 $(kg/m^3)$	2,300	2,300		
減衰型	レイリー型	レイリー型		
減衰定数 $h(\%)$	10	5		
軸剛性率 $K_n(N/mm^2)$	---	1,000,000		
せん断剛性率 $K_s(N/mm^2)$	---	100,000		
亀裂面の位置	---	上流側	下流側	
亀裂面の条件	---	通常	通常	弱層
引張強度 $f_t(N/mm^2)$	---	1.0	0.03	
内部摩擦角 (度)	---	45	30	
粘着力 $C(N/mm^2)$	---	3.0	0.3	
残留内部摩擦角 $r$ (度)	---	45	30	
残留粘着力 $C_r(N/mm^2)$	---	0.0	0.0	

振幅倍率が 1.0 倍の条件で、ほぼ全面で引張破壊を起こしている。局所安全率は、地震動の全継続時間について次式により求めている。

局所安全率=各ジョイント要素のせん断強度 ÷

各ジョイント要素のせん断応力

波形振幅倍率の増加により、特に堤趾部の局所安全率の低下が著しくなる。波形振幅倍率が 1.8 倍の時には、堤趾部付近で引張破壊を起こすために局所安全率が 0 となるが、深部では局所安全率が 2 以上であり岩盤の破壊は起こっていないと判断できる。

(2) 亀裂面の残存長と残存率

図-9 は上流側と下流側の亀裂面で破壊が生じていない部分の長さを残存長として求め、さらに残存長と全亀裂面の長さの比を残存率として求め、最大水平加速度との関係性を求めたものである。図から、残存率は下流側亀裂面の角度に対する依存性は小さいことが解る。また、最大水平加速度が 600gal 程度でも残存率は 30 ~ 40%であり、岩盤の分断は生じないと判断できる。

(3) 堤体の滑動

図-10 は下流側亀裂面の角度が 10° で波形振幅倍率が 1.8 倍の時に、堤体の下流側への変位が最大となる 7.55 秒と上流側への変位が最大となる 7.74 秒および解析終了時( 10.48 秒)の、下流側亀裂面の水平変位量である。水平変位量は、ジョイント要素の二重節点の水平変位の差を、下流向きを正として求めた。上流側では 7.55 秒時の変位が残留し、下流側では解析終了時に約 0.2cm の残留変位がある。なお、節点番号 10~35 では解析終了時に水平変位は認められないことから、堤体の滑動は発生せず安全性は保たれていると判断できる。

4.4 弱層面を考慮した場合の解析結果

下流側亀裂面を弱層と想定して安全性について検討を行った。解析モデルは、安全性が最も低いと考えられる下流側亀裂面の角度が 10 度のモデルを用いた。下流側亀裂面の物性値は既往の調査事例<sup>4)</sup>を考慮して粘着力を岩盤の粘着力の 1/10 とし、引張強度は期待できないと考えて粘着力の 1/10 とした。さらに内部摩擦角を 30° とした。

上流側亀裂面は波形振幅倍率が 1.0 倍の条件で、ほぼ全面で引張破壊を起こした。図-11 は下流側亀裂面における局所安全率の最小値である。なお、ジョイント要素番号 は図-8 と同一である。波形倍率の増加により堤趾部で引張破壊範囲が広がり、亀裂面全体で局所安全率が低下する。また、局所安全率が 1 の範囲ではせん断強度とせん

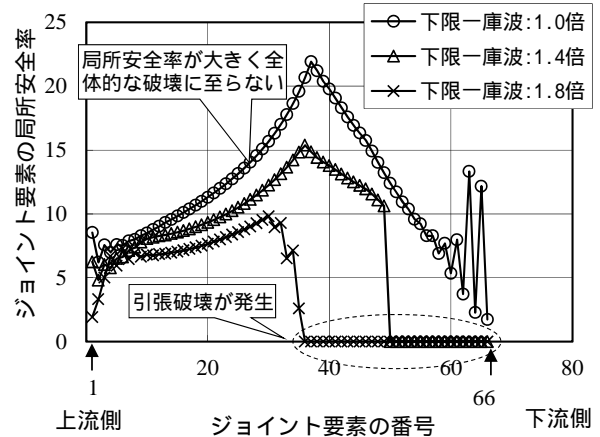


図-8 全継続時間の局所安全率の最小値 (下流側の亀裂面の角度：20°)

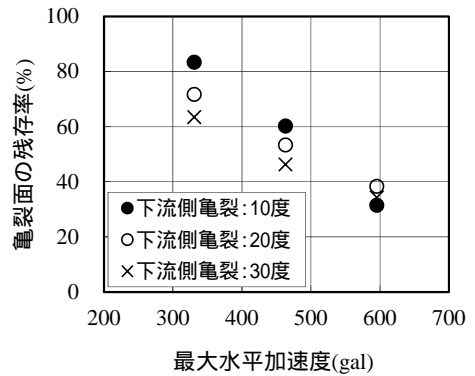


図-9 最大水平加速度と上下流の亀裂面の残存率の関係

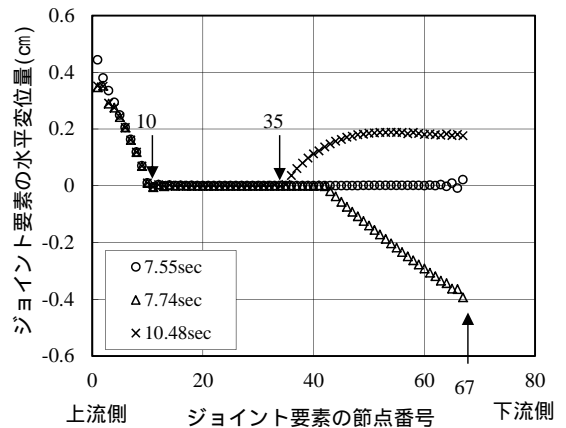


図-10 下流側亀裂面の水平変位量 (下流側の亀裂面の角度：10度)

断応力等しい状態であることから、せん断破壊が発生している。図-12は解析終了時(10.48秒)の下流側亀裂面における水平変位量である。波形振幅倍率が1.0、1.4倍の時には、堤趾部と上流側で残留変位が認められるが、節点番号17~37では水平変位は発生していない。波形振幅倍率が1.8倍の時には、亀裂面全面で上流側へ0.2~0.5cm程度の残留変位が認められる。よって、図-11の結果と合わせ、上流側と下流側の亀裂面が全面破壊して滑動が起きていると判断できる。

## 5. 結論

本研究では、重力式コンクリートダム堤体と岩盤を一体とした大規模地震時の安全性を照査する評価手法について検討を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

- ・はじめに、岩盤の引張破壊をスミアドクラックモデルにより考慮した亀裂進展解析を行った。解析の結果、岩盤の引張破壊を考慮しない条件よりも堤体の損傷が減少した。岩盤の亀裂の発生位置は、堤踵部と堤趾部で卓越することを確認した。
- ・次に、亀裂進展解析結果から亀裂の発生位置や進展方向を特定し、ジョイント要素により亀裂面を想定したモデルで解析を行った。解析では亀裂面の破壊の範囲や分断の有無、局所安全率、滑動変位などについて評価を行い、堤体と基礎岩盤の安全性の検討を行った。

以上の検討結果をもとに、不連続性岩盤の引張破壊を考慮した重力式コンクリートダムの耐震性能の評価手法として、スミアドクラックモデルとジョイント要素を用いた二次元有限要素モデルによる手法を提案した。

## 6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、ダム構造物チームの山口上席研究員、岩下総括主任研究員ならびにダム構造物チームの皆様方に多大なる御指導、御助力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

所属：株式会社水計画研究所

### <参考文献>

- 1) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)・同解説，2005.3.
- 2) 三浦房紀，沖中宏志：仮想仕事の原理に基づく粘性境界を用いた三次元構造物-地盤系の動的解析手法，土木学会論文集，第404号/1-11，1989.4.
- 3) 岩下友也，原 基樹，吉永寿幸，山口嘉一：短周期成分が卓越する地震動のダムに及ぼす影響，地震工学論文集，Vol.66，No.1，115-134，2010.
- 4) 佐々木靖人，竇谷周，矢島良紀：ダム基礎の弱層分類と強度評価手法，ダム技術，No.256，2008.1.

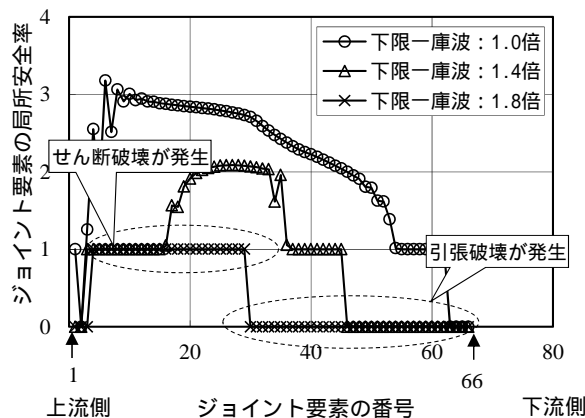


図-11 全継続時間の局所安全率の最小値

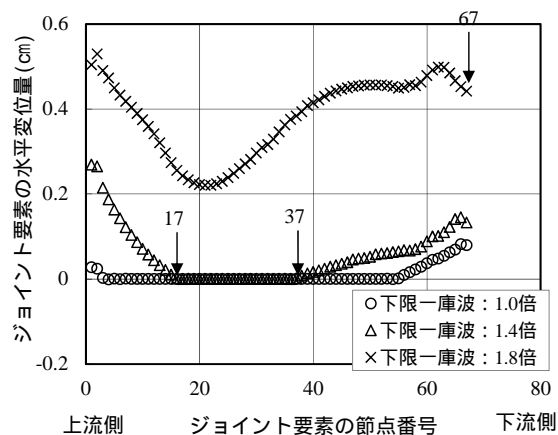


図-12 下流側亀裂面の水平変位量  
(解析終了時：10.48sec)



# 大規模地震時におけるフィルダムの沈下量の評価方法に関する研究

チーム名 ダム構造物チーム  
氏名 下山 顕治

## 1. まえがき

「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)(2005年3月、国土交通省河川局)<sup>1)</sup>」(以下、指針(案)と呼ぶ)では、フィルダムの耐震性能はすべり変形量をもとに評価することを基本としている。これは、揺すり込み沈下量は圧密沈下量の先取り程度<sup>2)</sup>であり、すべり変形量に対して小さく問題とならないとの判断に基づいている。しかし、2004年の新潟県中越地震時に被害を受けたロックフィルダムの事後調査により、すべりを伴わない大きな沈下の発生した事例が明らかとなった<sup>3)</sup>。そのため、現在指針(案)で基本としているすべり変形解析以外の揺すり込み沈下解析などについても、その入力物性の設定や解析方法について検討を行い、より精度の高いフィルダムの耐震性能照査手法を確立する必要がある。

## 2. 研究目的

本研究の目的は、フィルダム堤体材料を用いて締固め度や飽和・不飽和条件等を変化させた動的強度試験を行い、それら諸条件が動的強度特性に与える影響を明らかにすること、また、それらの結果を踏まえ、フィルダムのすべり変形解析や累積損傷解析を実施するとともに、実際のダムの大規模地震時における沈下挙動を再現することで、大規模地震時におけるフィルダムの沈下量の評価方法について提案を行うことである。

## 3. 研究方法

平成22年度は、堤高100mの中央土質遮水壁型ロックフィルダムモデル(以下、ECRDと呼ぶ)を対象に静的、動的解析を行い、地震時の堤体内部の応力状態を推定し、得られた応力から累積損傷解析に用いる繰返しせん断応力比 $SR_d$ を適切に算出する方法を検討した。

### 3.1 検討手法の概要

本研究では、築堤解析および湛水解析により堤体内の静的応力分布を算出し、これを初期応力とした動的解析を行い、地震時の堤体応答を求めた<sup>4)</sup>。築堤解析は、Duncan-Changモデルによる盛立過程を考慮した非線形弾性解析とした。湛水解析は、コアゾーンのみを対象とした浸透流解析を行い、その結果と築堤解析の結果を組み合わせることで湛水時の応力を求める方法とした。動的解析には等価線形化法による複素応答解析を用いており、堤体のみをモデル化し底面境界を固定境界としている。

累積損傷解析は、地震による永久変位が繰返し応力の作用により発生する残留ひずみに起因するという考え方に基づいている<sup>5)</sup>。ここで、繰返しせん断応力比 $SR_d$ は、動的解析により得られる動的せん断応力 $\sigma_d$ と、静的解析により得られる平均有効応力 $\sigma'_m$ との比として定義される。本検討では、動的せん断応力比 $SR_d$ は、以下に示す2通りの考え方にに基づき算出し、残留変形量の実測値に対する再現性を比較する。

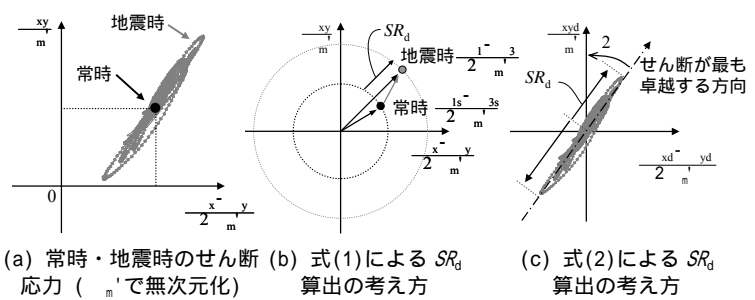
#### (1) 地震時のせん断応力の常時からの増減により定義する方法<sup>6)</sup>(式1)

地震時のせん断応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ の $\sigma'_m$ の、常時のせん断応力 $(\sigma_{1s} - \sigma_{3s})/2$ の $\sigma'_m$ からの増減を動的せん断応力比

SR<sub>d</sub>と定義する(図-1(b)参照)

$$SR_d = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2\sigma_m' - (\sigma_{1s} - \sigma_{3s}) / 2\sigma_m' \quad (1)$$

ここに、SR<sub>d</sub>: 繰返しせん断応力比、  
 $\sigma_1$ : 地震時の主応力(静的+動的)  
 $\sigma_{1s}$ : 常時の主応力、 $\sigma_{3s}$ : 常時の平均有効  
 応力である。



(a) 常時・地震時のせん断 (b) 式(1)による SR<sub>d</sub> 算出の考え方 (c) 式(2)による SR<sub>d</sub> 算出の考え方

(2) せん断応力が卓越する軸沿いのせん断  
 応力を採用する方法(式2)

図-1 式(1),(2)による SR<sub>d</sub>算出の考え方

後述するとおり、地震時の増分応力においては、 $x_{yd} / m'$ と $(x_d - y_d) / 2m'$ の比がある程度一定に保たれている。このことに着目し、せん断応力が最も卓越する軸を要素ごとに設定する(図-1(c)参照)

$$SR_d = \left\{ \frac{x_d - y_d}{2m'} \right\} \cdot \sin 2\alpha + \left\{ \frac{x_{yd}}{2m'} \right\} \cdot \cos 2\alpha \quad (2)$$

ここに、 $x_d$ ,  $y_d$ ,  $x_{yd}$ : 動的増分応力、 $\alpha$ : せん断が最も卓越する軸と鉛直方向(y軸)のなす角である。

### 3.2 解析条件

#### 3.2.1 解析モデル

解析モデルを図-2 に示す。モデルダムは堤高 100m の ECRD とした。貯水位は、一般的なロックフィルダムの常時満水位を想定し、92m とした。

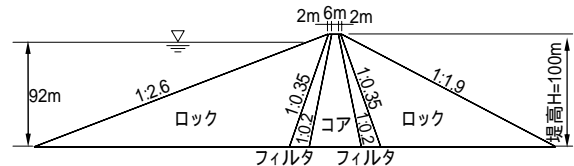


図-2 解析モデル

#### 3.2.2 解析物性値

解析に用いる物性値は、建設中の ECRD である A ダムの堤体材料に対する試験結果を基本として設定した。表-1 に等価線形化法による動的解析および累積損傷解析に用いる物性値を示す。なお、本研究では、動的解析は堤体のみをモデル化しているため、基礎地盤でのエネルギー逸散を等価逸散減衰率として、材料減衰率に一律 10% を上乘せした。

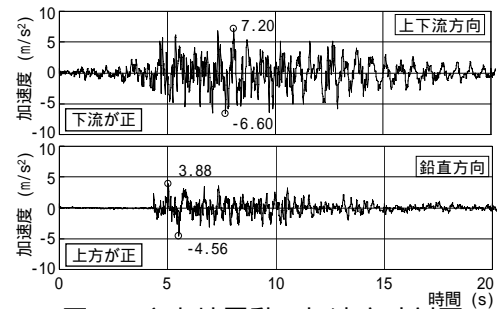


図-3 入力地震動の加速度時刻歴

入力地震動は、兵庫県南部地震時に観測された権現波を、最大上下流方向加速度が 720gal になるように引き伸ばしたものとし、鉛直方向も上下流方向と同じ倍率で引き伸ばしたものをを用いた。図-3 に入力地震動の加速度時刻歴を示す。

累積損傷解析に用いる累積ひずみ特性は、A ダムの堤体材料に対して実施した繰返し三軸試験結果より作成した。ただし、A ダムのフィルタ材料に対しては、不飽和条件での繰返し三軸試験を実施していないため、

表-1 等価線形解析、累積損傷解析に用いた物性値

ゾーン	飽和条件	密度 (g/cm <sup>3</sup> )		初期せん断剛性 G <sub>0</sub> (MPa) <sup>(1)</sup>	ひずみ依存特性 <sup>(2)</sup>		ポアソン比 <sup>(3)</sup>	累積ひずみ特性 <sup>(4)</sup> SR <sub>d</sub> ~ N <sub>c</sub> 関係式
		湿潤 <sub>t</sub>	飽和 <sub>sat</sub>		$\epsilon$	$h_{max}$ (%)		
コア	不飽和	1.99	2.06	294.879 <sub>m</sub> <sup>+0.444</sup>	1.06 × 10 <sup>-3</sup>	18.0	沢田式	SR <sub>d</sub> =2.15 <sup>0.90</sup> · N <sub>c</sub> <sup>-0.51</sup> · (-0.08 <sup>0.08</sup> ) + 0.19 <sup>0.25</sup>
	飽和			334.891 <sub>m</sub> <sup>+0.496</sup>	6.52 × 10 <sup>-4</sup>	15.6		SR <sub>d</sub> =0.23 <sup>0.60</sup> · N <sub>c</sub> <sup>-0.40</sup> · (-0.33 <sup>0.33</sup> ) + 0.19 <sup>0.21</sup>
フィルタ	不飽和	2.06	2.23	628.347 <sub>m</sub> <sup>+0.665</sup>	4.74 × 10 <sup>-4</sup>	15.6		SR <sub>d</sub> =0.44 <sup>0.07</sup> · N <sub>c</sub> <sup>-0.17</sup> + 0.06 <sup>1.46</sup>
	飽和			523.434 <sub>m</sub> <sup>+0.580</sup>	4.20 × 10 <sup>-4</sup>	16.4		SR <sub>d</sub> =0.22 <sup>0.87</sup> · N <sub>c</sub> <sup>-0.45</sup> · (-0.09 <sup>0.09</sup> ) + 0.21 <sup>0.15</sup>
ロック	不飽和	2.07	2.36	737.070 <sub>m</sub> <sup>+0.680</sup>	4.80 × 10 <sup>-4</sup>	14.0		SR <sub>d</sub> =0.47 <sup>0.07</sup> · N <sub>c</sub> <sup>-0.17</sup> + 0.37 <sup>1.46</sup>
	飽和			474.474 <sub>m</sub> <sup>+0.479</sup>	4.45 × 10 <sup>-4</sup>	13.9		SR <sub>d</sub> =0.57 <sup>2.01</sup> · N <sub>c</sub> <sup>-0.96</sup> · (-0.17 <sup>0.17</sup> ) + 0.38 <sup>0.03</sup>

\*1)  $m'$ : 湛水時の平均有効応力  $m' = (1 + \nu) \cdot (\sigma_1 + \sigma_3) / 3$   
 \*2)  $G/G_0 = 1 / (1 + \epsilon / \epsilon_{max})$ ,  $\epsilon_{max} = h_{max} \cdot (1 - G/G_0)$   
 \*3)  $\nu = 0.450 - 0.006Z^{0.60}$ : コア材料、 $\nu = 0.375 - 0.006Z^{0.58}$ : フィルタ、ロック材料(浸潤面以浅)、 $\nu = 0.490 - 0.001Z^{0.95}$ : フィルタ、ロック材料(浸潤面以深)、Z: 堤体表面からの深度(m)  
 \*4) SR<sub>d</sub>: 繰返しせん断応力比、N<sub>c</sub>: 繰返し回数、 $\nu$ : 累積軸ひずみ(%)

フィルタ材料の不飽和条件での累積ひずみ特性は、飽和条件でのロック材料とフィルタ材料の累積ひずみの比を、不飽和ロック材料の累積ひずみに乗じることにより推定した。

#### 4. 研究結果

##### 4.1 ECRD の地震時の応力状態の検討

図-4 に堤体内各箇所における、常時の平均有効応力  $\sigma'_m$  で正規化したせん断応力  $\tau_{xy}/\sigma'_m$  と偏差応力  $(\sigma'_x - \sigma'_y)/2\sigma'_m$  の関係の時刻歴を示す。図中の円は、常時のせん断応力比  $(\tau_{1s} - \tau_{3s})/2\sigma'_m$  が一定となる円である。地震による増分応力  $\tau_{xyd}/\sigma'_m$ 、 $(\sigma'_{xd} - \sigma'_{yd})/2\sigma'_m$  は、常時の応力を原点とした相対位置で表される。

地震による増分応力に着目すると、 $\tau_{xyd}/\sigma'_m$  と  $(\sigma'_{xd} - \sigma'_{yd})/2\sigma'_m$  は、時々刻々でばらつきはあるが、地震中においてある程度一定の比を保って変動しており、地震時にせん断の卓越する軸が存在することがわかる。これは、石原ら<sup>7)</sup>によるアースダムを対象とした動的解析においても同様の傾向が得られている。ただし、要素 a のように、 $\tau_{xyd}/\sigma'_m$  と  $(\sigma'_{xd} - \sigma'_{yd})/2\sigma'_m$  の比が時々刻々で変化し、せん断の卓越する軸が明確でない要素もある。また、常時における  $\tau_{xys}/\sigma'_m$  と  $(\sigma'_{xs} - \sigma'_{ys})/2\sigma'_m$  の比を見ると、常時の最大せん断応力が作用する方向は要素毎に異なっており、常時と地震時増分応力それぞれにおけるせん断が卓越する軸の方向は必ずしも一致しないことがわかる。

##### 4.2 累積損傷解析結果

上述の応力の時刻歴を用いて累積損傷解析を実施した。図-5 に、代表的な要素について、各式により算出した  $SR_d$  の時刻歴を示す。式(2)を用いて算出した  $SR_d$  は、常時の応力に関わらず地震時の卓越したせん断応力の変動を再現している。ただし、せん断の作用方向がばらついている要素 a では、設定した  $\tau_{xyd}/\sigma'_m$  と異なる方向に作用するせん断応力成分を適切に評価できない場合がある。式(1)を用いて算出した  $SR_d$  は、常時と地震時の主応力軸がほぼ一致する要素 d では、式(2)による  $SR_d$  にほぼ一致する。常時と地震時の主応力軸が異なる要素 g では、式(2)による  $SR_d$  に対してかなり小さくなる。常時にせん断応力がほとんど発生していない要素 b では、地震時のせん断応力が常時よりも小さくなる状態がほとんど生じず、式(2)では負のピークとなる状態でも、式(1)では常に正のピークとなる。このため、式(1)を用いると、 $SR_d$  の負のピーク値が小さくなり、また、 $SR_d$  のパルスの判定基準となるゼロクロッシングの発生回数も少ない。せん断の作用方向がばらついている要素 a については、正の値は式(2)による  $SR_d$  と同等以上の値となるが、常時のせん断応力が小さいため、要素 b と同様に、 $SR_d$  の負の値が小さくなる課題が生じている。

図-6 に各式による  $SR_d$  パルスの最大値を示す。また、各要素における両式による  $SR_d$  パルス最大値の比を図-7 に示す。式(2)によ

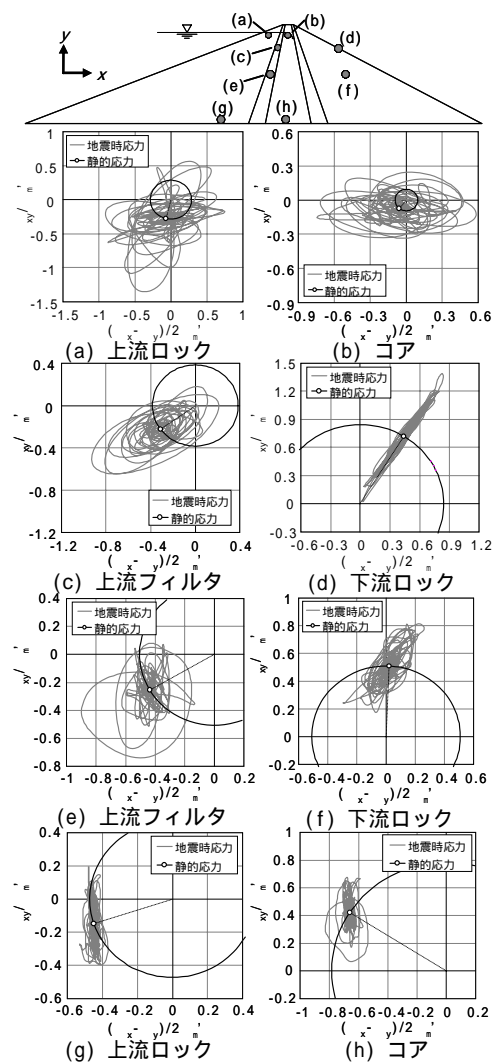


図-4 要素毎のせん断応力の履歴

る  $SR_d$  パルスは、常時の応力状態や地震時に作用する応力によって式(1)に対して同等～2倍以上となる。特に、上流ロックゾーンとコアゾーンにおいて式間の差が大きく、式(1)では、上述の課題が生じていると思われる。

図-8 に累積損傷解析による残留変位を示す。式(2)による沈下量および水平変位量は、式(1)による変位よりも大きい。特に、 $SR_d$  パルスの最大値の比が大きくなるコア部と上流ロックゾーンの表層においてその差が顕著である。

### 5. まとめ

以上の検討より、ロックフィルダムに累積損傷解析を適用する場合、せん断応力の大きさのみに着目した式(1)では、必ずしも  $SR_d$  の大きさやゼロクロッシングを適切に評価できない可能性があることがわかった。一方、式(2)は、せん断応力の方向にばらつきがある場合には  $SR_d$  を適切に評価できない可能性があるが、地震時に卓越するせん断応力を概ね再現できることがわかった。

### 6. 謝辞

本研究を遂行するにあたり、ダム構造物チーム山口上席研究員ならびに研究チームの皆様にご多大なるご指導を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

所属：株式会社エヌイーエス

### <参考文献>

- 1) 国土交通省河川局：「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）」，2005.
- 2) (財)ダム技術センター：「フィルダム設計合理化検討分科会報告書」，ダム構造・設計等検討委員会，2001.
- 3) 東日本旅客鉄道株式会社：「信濃川発電所復旧工事技術専門委員会，委員会報告書」，pp.69-101，2006.
- 4) 猪股、永山ら：「大規模地震に対するダムの耐震性能照査に関する資料」，国土技術政策総合研究所資料 No.244 / 土木研究所資料第 3965 号，2005.
- 5) 島本和仁，山口嘉一，佐藤弘行，安田成夫，佐野貴之：「フィルダムの累積損傷に伴う変形予測手法」，ダム技術，No.244，pp.15-31，2007.
- 6) 山田勝彦，真鍋 進，羽守紀幸，龍岡文夫：「大型不攪乱砂礫試料の非排水繰返し三軸試験結果の解析，土の非排水繰返し試験 - 室内試験」，原位置試験および試験結果の利用 - に関するシンポジウム論文集，pp.175-184，1988 .
- 7) Jiro Kuwano and Kenji Ishihara: " Analysis of Permanent Deformation of Earth Dams Due to Earthquakes " , Soils and Foundations, Vol. 28, No. 1, pp.41-55, 1988.

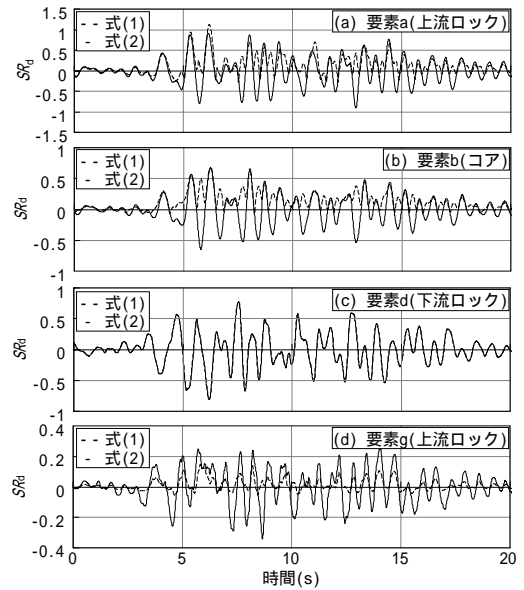


図-5 せん断応力比  $SR_d$  の時刻歴

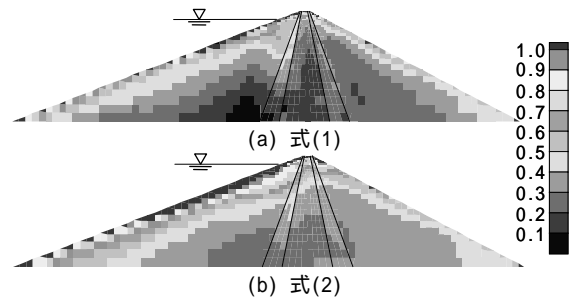


図-6  $SR_d$  パルスの最大値

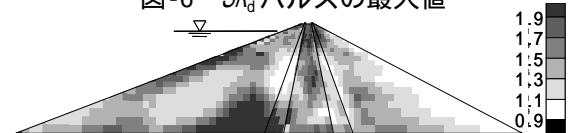


図-7  $SR_d$  パルスの最大値の比(式(2)/式(1))

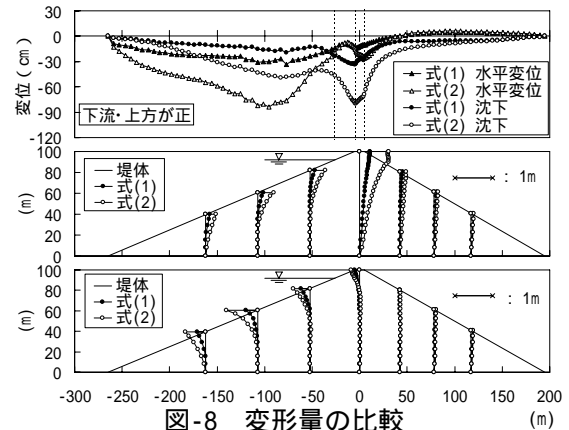


図-8 変形量の比較  
(上段：堤体表面の変位，中段：沈下量の鉛直分布，  
下段：水平変位の鉛直分布)

# ダムの長寿命化のためのダム本体維持管理技術に関する研究

チーム名 ダム構造物チーム  
氏名 大館 渉

## 1. まえがき

わが国のダム建設は 1960 年代から 1970 年代にピークを迎えており、これらのダムが今後完成後 50 年を迎え、老朽化に伴う機能の低下等の問題の発生が予想される。そんな中、ダム本体における各種劣化・損傷の将来的な進行度予測に関しては、研究段階にあるのが現状である。これより、劣化・損傷の状態、分布のダム機能や安全性への影響度合い等を総合的に調査・点検し、適切な段階で、適切な補修を実施することによって、安全性の確保を前提としたライフサイクルコストの縮減を達成できる維持管理が必要となっている。

## 2. 研究目的

本研究では、コンクリートダム本体の劣化・損傷事例について、国内ダムの定期点検結果及び海外ダムの劣化・損傷事例に関する文献等により調査分析し、ダム本体の健全性に影響を及ぼす各種劣化・損傷の抽出を実施する。抽出された劣化・損傷事象がダム本体の安全性に及ぼす影響について、劣化・損傷を有するダムの数値解析により影響度分析を行う。

表-1 総合点検の評価指標<sup>1)</sup>

## 3. 研究方法

### 3.1 ダム本体の劣化・損傷事象の抽出

#### (1) 劣化事象の抽出資料

国土交通省が所管するダムでは、施工後 10～20 年、または前回実施後の 10～20 年を目安に総合的な安全性を確認する「総合点検」<sup>1)</sup>を実施している。本研究では延べ 128 基(昭和 59 年度～平成 22 年度)のコンクリートダムの総合点検結果よりダム本体の劣化事象を抽出する。また、国内ダムの竣工から総合点検実施までの経過年数は 40 年未満が全体の約 90%を占めることから、これ以上の長期間経過した海外ダムの事例に特に着目し、経過年数 40 年未満のダムも含め、文献調査を行う。

#### (2) 劣化事象の抽出

近年の総合点検で使用されている評価指標(表-1)に基づき、延べ 128 基のコンクリートダムの劣化事象を劣化の進行程度別に整理する。総合点検の評価指標は劣化事象を A,B,C の 3 段階に分け、評価 A は劣化が進み緊急の対応が必要なもの、評価 C は早急な対応が不要なもの、評価 B はそれらの間としている。評価区分毎にダム本体に生じた劣化事象を抽出し、内訳を図-1 に示す。同図より、評価 A では「漏水」、評価 B および評価 C では「クラック」、「漏水」による劣化事例が多い結果となる。なお、堤頂部(天端道路構造物)等は堤体の安全性に直接的影響が少ないことから、本検討の対象外とした。

また、ICOLD(International Commission On Large Dams)等の文献 2),3),4),5)より、海外ダムの劣化事象・規

A	現在支障が生じており、緊急に対策を講じないと、ダム本体やゲート等の安全性、機能が確保できないもの。
B	現状では支障は生じていないが、早急に対策を講じないと数年の内にダム本体やゲートなどの安全性や機能に支障が生じるおそれがあるもの。
C	現状では支障は生じていないが、このまま放置すると将来、ダム本体やゲート等の安全性や機能および日常管理業務に直接または間接的に影響を及ぼすと思われるもの。

模について国内ダムとの比較を行った結果、限定された情報から抽出した劣化事象ではあるものの、国内ダムの劣化事象及び劣化規模と異なる結果は認められなかった。したがって、国内ダムにより得られた事例がコンクリートダムに生じる劣化事象を概ね網羅していると考えても問題はないと言える。

### 3.2 劣化がダムの安全性に与える影響の解析的検討

#### (1) 劣化事象の選定

前述した調査結果より、漏水及びクラック（水平打継目の劣化も含む）の頻度が最も多い傾向である。なお、これらの劣化事象のうち、「漏水」は主に十分な打継目処理を実施しなかった水平打継目や堤体の上下流に連続するクラックが原因となり発生すると考え、本研究で対象とする劣化事象から除外する。これより、安全性の解析的検討に用いる劣化事象は施工不良や経年的な劣化による打継ぎ目に沿ったクラックを想定した、“水平クラック”を選定する。

#### (2) 解析基本条件

クラックを考慮した安定解析は、「河川管理施設等構造令」の規定に準じ、(1)せん断に対する安全性、(2)上流面における鉛直応力によることとし、さらに(2)は引張応力の発生を把握するための強度に対する条件で安全率としては表されないため、(3)堤体の転倒に対する安全性として、堤趾部における転倒モーメントと抵抗モーメントの比による“転倒安全率”<sup>6)</sup>を加える。

安全性検討に用いる堤体モデル形状は堤高100m、上流面勾配鉛直、下流面勾配は滑動安全率4程度（ただし、4以上）かつ上流端鉛直応力が圧縮側となるように1:0.8に設定する（図-2）。この際、同規模の既往ダムの試験値を参考に、基礎岩盤のせん断強度は2.16MPa、内部摩擦係数は1.0とする。主な解析条件を表-2に示す。

#### (3) クラック条件の設定

クラックの配置条件は“堤体上流面”と“堤体下流面”とし、高さ方向では着岩付近（コンクリートと基礎岩盤の境界ではない）、着岩から20m,40m,60m,80mの5ケース、クラック深さは0mから最大で堤敷幅

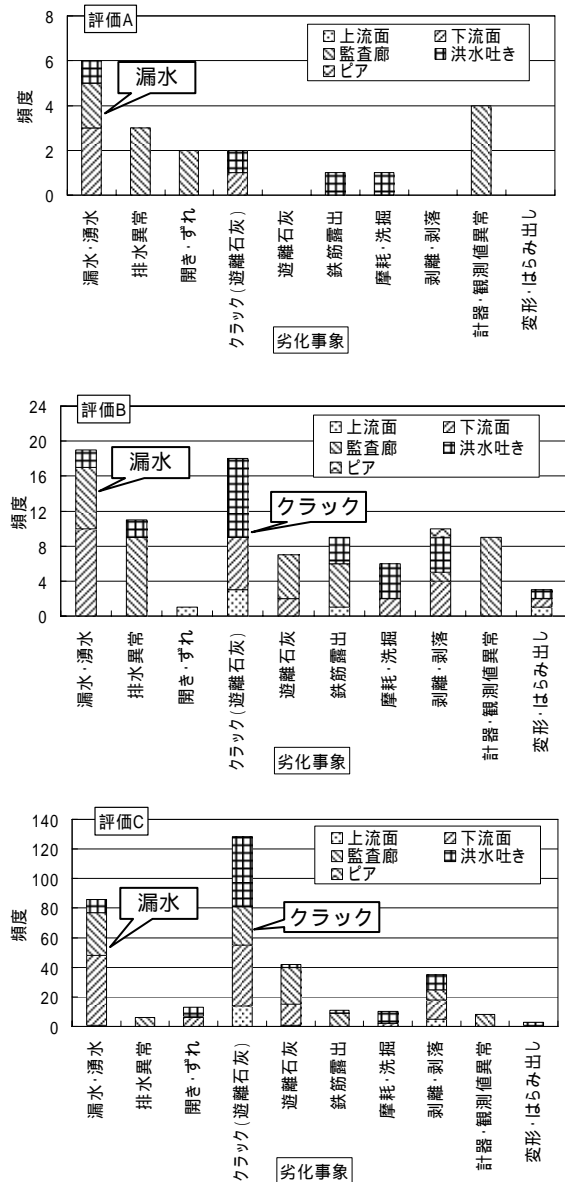


図-1 評価別の劣化事象発生頻度

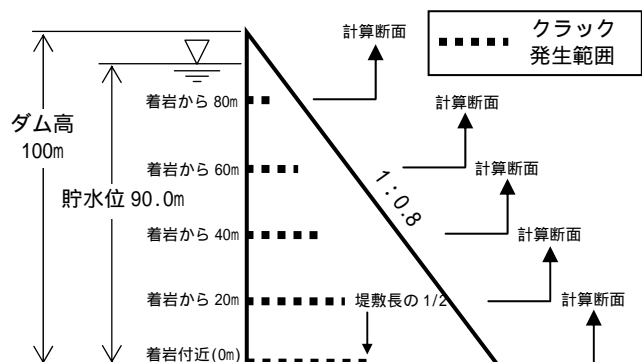


図-2 クラックの配置モデル（クラック深は一例）

の 1/2 の範囲で設定する( 図-2 は堤体上流面クラックを表示 )

クラック面のコンクリートのせん断強度は、土木研究所で実施した予め亀裂面を設けたコンクリート供試体 ( 20cm × 20cm × 20cm ) による一面せん断試験結果<sup>7),8)</sup>の最小値と最大値を参考に、0.10MPa、1.15MPa ( 内部摩擦係数 1.0 ) の 2 ケースを設定する。未亀裂部分のコンクリートのせん断強度は既往ダムの事例を参考に 2.45MPa ( 内部摩擦係数 1.0 ) とする。また、堤敷きの揚圧力は図-3 に示すとおり作用させる。

#### 4. 研究結果

図-4 にクラック深さ ( 上流面 ) と正規化した滑動安全率の関係を示す。同図より、以下に示す傾向が認められた。

- ・正規化した滑動安全率は、同一クラック深では、クラックの発生標高が高いほど大きく、低いほど小さいことから、クラックの発生標高が低標高ほど、堤体の安全性に与える影響は大きい。
- ・クラック発生標高が低いほど、クラック面におけるコンクリートのせん断強度低下による滑動安全率への影響は小さい。
- ・本解析モデル及び解析条件において、クラック標高が着岩付近(0m)のケースでは、クラック深が堤敷長の 1/2 ( 約 40m ) に達すると、滑動安全率が 50%程度まで低下する。

なお、下流面クラックの計算結果 ( 図省略 ) は上流面クラックと同様の傾向となり、滑動安全率は揚圧力の分布形状の違いにより若干上回る程度である。

図-5 にクラック深さ ( 上流面 ) と上流端鉛直応力の関係を示す。同図より、以下に示す傾向が認められた。なお、上流端鉛直応力は“ 正 ” を圧縮応力、“ 負 ” を引張応力とする。

- ・クラック発生標高とクラック深さの関係について比較すると、“ 着岩から 80m ” のクラック無し(0m)、最大クラック深さ ( 堤敷長の 1/2=16.0m ) の上流端鉛直応力はそれぞれ 0.29MPa , 0.20MPa、同様に“ 着岩付近 ” ではそれぞれ 0.32MPa , -0.49MPa となり、クラック発生標高が低いほど、上流端鉛直応力は圧縮応力でも引張側に近づくか引張側の値となり、安全性に及ぼす影響が大きくなる。

なお、下流側クラックの計算結果 ( 図省略 ) はクラック深さが大きくなるほど、揚圧力の作用幅が狭くなり、いずれのケースも 0.3 ~ 0.4MPa 程度の圧縮側の値となる。

表-2 解析条件

項目	設定値
堤高	100m
設計震度	0.12 ( 強震帯 )
対象水位	常時満水位 NWL90.0m
波浪高	考慮しない
下流水位	地表面に一致 ( WL0m )
堆砂	考慮しない

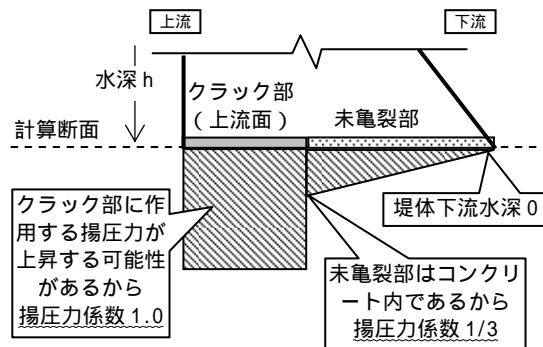


図-3 揚圧力の作用モデル(上流面クラック)

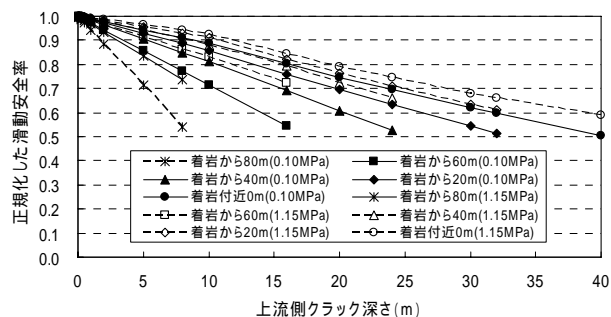


図-4 クラック深さと正規化した滑動安全率の関係

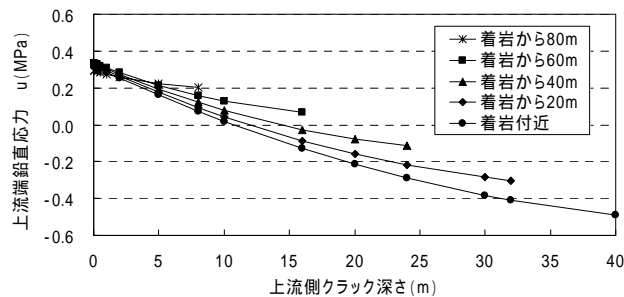


図-5 クラック深さと上流端鉛直応力の関係

図-6 にクラック深さ（上流面）と正規化した転倒安全率の関係を示す。同図より、以下に示す傾向が認められた。

- ・同一クラック深では、クラックの発生標高が高いほど転倒安全率は大きく、低いほど転倒安全率は小さくなることから、クラックの発生標高が低標高ほど、堤体の安全性に与える影響は大きい。
  - ・本解析モデル及び解析条件において、クラック標高が着岩付近(0m)のケースでは、クラック深が約 25m に達すると、転倒安全率が 70%程度まで低下する。
- なお、下流面クラックの計算結果（図省略）は上流端鉛直応力と同様の理由より、安定側の値となる。

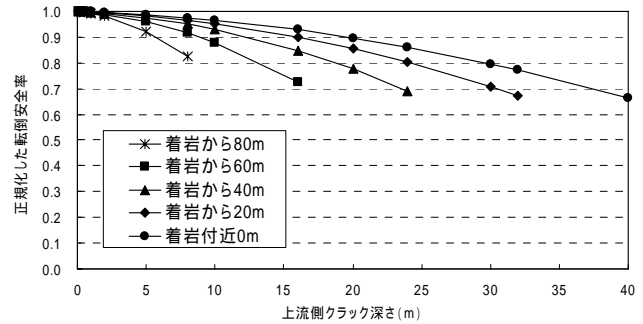


図-6 クラック深さと正規化した転倒安全率の関係

## 5. 結 論

本研究では、国内外ダムの劣化事象を整理した結果、クラックの発生事例が多いことがわかった。これより、ダム本体に発生した上下流面の水平方向のクラックを設定して、ダムの安全性に及ぼす影響について解析的検討を行った。水平クラックはその発生位置が低いほど堤体の安全性に与える影響が大きく、またクラックの発生位置が低いとクラック面のせん断強度の低下による安全性への影響が小さいことがわかった。

これまでの検討結果を踏まえ、今後、クラック等の劣化事象の劣化進行度とそれに要する時間（竣工からの経過年数）の関係を分析し、劣化予測手法を検討すること、非線形動的解析手法を用いた大規模地震発生時のクラック進展に関する検討等の研究課題に取り組む。

## 6. 謝 辞

本研究に際し、多大なご指導をいただいたダム構造物チーム山口上席研究員、岩下前総括主任研究員、ならびにダム構造物チームの皆様へ感謝の意を表します。

所 属 株式会社ドーコン

## <参考文献>

- 1) 財団法人ダム技術センター：「ダム総合点検検討業務報告書」、1993.3.
- 2) International Commission On Large Dams：Ageing of Dams and Appurtenant Works Bulletin93，1994.
- 3) International Commission On Large Dams：Rehabilitation of Dams and Appurtenant Works Bulletin119，2000.
- 4) United States Committee On Large Dams：Nineteenth Annual USCOLD Lecture Series Dealing with Aging Dams，Atlanta，Georgia，May，1999.
- 5) International Commission On Large Dams：QUESTION82 Ageing and Rehabilitation of Concrete and Masonry Dams and Appurtenant Works，June 2003.
- 6) (財)ダム技術センター編：平成17年版 多目的ダムの建設 第4巻 設計 編，pp.73-76
- 7) 岩下友也、倉橋宏、佐々木晋、山口嘉一、佐々木隆：コンクリートダムの亀裂分離ブロックにおける地震時挙動の個別要素解析、土木学会地震工学論文報告集 vol.29、2007年8月 他
- 8) 山口嘉一、岩下友也、小堀俊秀、佐々木晋：コンクリートダムの地震時終局耐力評価に関する研究、平成19年度土木研究所重点プロジェクト研究報告書、2008.5.



# コンクリートダム地震時終局耐力評価に関する研究

チーム名：ダム構造物チーム

氏名：小島 裕之

## 1. まえがき

2005年より試行されている「大規模地震に対するダムの耐震性能照査指針(案)」<sup>1)</sup>(以下、指針(案))では、照査上安全側の観点から、コンクリートダムについては、亀裂が堤体を上下流に貫通し分断しないことをもって、ダムの耐震性能を評価することとしている。亀裂が貫通した後のダムの挙動には未解明な点が多く、指針(案)策定時、「より詳細な検討が必要な項目」であると位置付けられた。そのため、本研究における亀裂貫通後のコンクリートブロックの挙動形態を考慮した、コンクリートダム地震時における終局的安定性を評価する方法の提案が指針(案)の本格運用には必要となる。

## 2. 研究目的

本研究では、ダム形状の分離堤体模型を用いた振動実験結果についての再現解析を個別要素解析モデルにより行い、堤体分離ブロックの地震時挙動の再現方法を提案する。また、提案した解析手法を用い、L2地震動に相当する実地震波等を入力地震動として、亀裂貫通した実ダムモデル解析を実施することにより、堤体分離ブロックの大地震時における変位挙動を把握する。さらに、解析により得られた変位量を基に終局状態におけるダムの耐力評価指標を提案する。

## 3. 研究方法

図-1に検討フローを示す。

## 4. 研究結果

### 4.1 模型振動実験再現解析

#### (1) 振動実験の概要

過年度に実施されたダム形状の分離堤体模型を用いた振動実験<sup>2)</sup>の概要図は図-2に示すとおりで、加振は振動数50Hzの正弦波を入力した。継続時間は0.5秒間で目標振幅にまで直線的に増幅させ、5秒間の一定振幅の振動で加振した。加振はステップ加振とし、加振ステップ毎に入力波の正弦波振幅をほぼ100galずつ段階的に増加させていった。

実験から、上部ブロックは上下流に傾くサイクルの挙動を繰り返しながら、加振継続中は徐々に下流方向に滑動変位していることが把握された。

なお、実験は、試験体分断面への貯水の浸水を許容した条件と、貯水の浸水を防いだ揚圧力を作用させない条件で実施された。

#### (2) 解析方法

振動実験における上部ブロックの挙動について、個別要素法(DEM)を

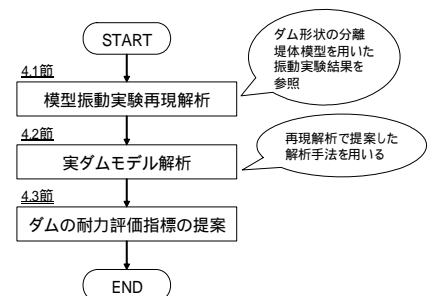


図-1 検討フロー

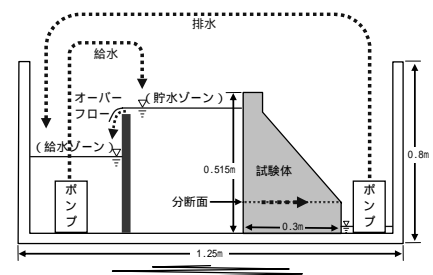


図-2 試験装置

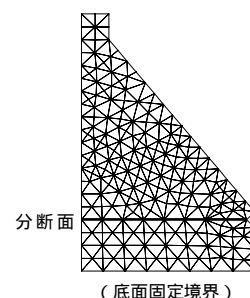


図-3 再現解析モデルのメッシュ図

用いた再現解析を行った。解析コードは UDEC<sup>3)</sup> を用いた。解析モデルを図-3 に示し、材料物性値を表-1 に示す。解析モデルにおける分断面には、垂直方向と接線方向に仮想のばねを設定している。上下ブロックが接している時、上下ブロック間に作用する垂直方向の応力は垂直方向ばね定数  $k_n$  を介して伝達し、上下ブロックが接触していない時には垂直方向の応力は作用しない。一方、接線方向の応力に関しては、接線方向ばね定数  $k_s$  と上下ブロックの水平相対変位量の関係から求められる。解析に用いる減衰は、レイリー減衰、および分断面におけるロッキング挙動の調整に効果のある剛性減衰力とした。

加振入力波は、振動実験と同様、振動数 50Hz の正弦波とし、300gal からのステップ加振とした。上部ブロック上流面に作用する動水圧は、Westergaard 式に基づく付加質量を与えた。

解析を実施するケースは、揚圧力を作用させない条件下のケースとした。

### (3) 再現解析結果

再現解析では、振動実験で把握された以下に示す上部ブロック挙動に着目し、妥当な解析パラメータを選定するものとした。

- ・ 上部ブロックの残留水平変位
- ・ 上部ブロックのロッキング挙動

再現解析の結果、パラメータを表-2 のように設定することにより、振動実験における上部ブロック挙動の再現が概ね可能となった。

図-4 には、異なる減衰の設定条件で実施した再現解析結果より、各加振ステップの残留水平滑動変位について示した。入力加速度レベルが小さいと Case N-1~3 で再現性がみられるが、入力加速度レベルが大きくなるとレイリー減衰を 20% まで大きくし、さらに剛性減衰力を付加した Case N-3 で再現性がみられるようになった。

Case N-1~3 では、上部ブロックの水平振幅およびロッキング挙動についても再現性がみられた。図-5 には振動実験結果、および Case N-3 の上部ブロックの水平振幅およびロッキング挙動を示した。解析結果の更なる精度向上を図るためには、現状では水平としている分断面形状を実験でみられた凹凸形状とする等の改善が必要になるものと考えられる。

表-1 再現解析モデルの材料物性値

物性		値	設定法
上部ブロック 下部ブロック	密度	2,090 kg/m <sup>3</sup>	試験値
	動弾性係数 E	6,700 N/mm <sup>2</sup>	試験値
	ポアソン比	0.2	

表-2 再現解析モデルの設定パラメータ

物性		値	設定法
分断面	純せん断強度 $\sigma_c$	0.012 N/mm <sup>2</sup>	一面せん断試験値
	せん断摩擦角	41.3°	一面せん断試験値
	垂直方向ばね定数 $k_n$	67,00 N/mm <sup>3</sup>	弾性係数を参考に設定
	接線方向ばね定数 $k_s$	67,00 N/mm <sup>3</sup>	弾性係数を参考に設定
減衰	レイリー減衰	10% ~ 20%	再現解析より把握
	剛性減衰力	0 ~ 2.0 × 10 <sup>-4</sup>	再現解析より把握

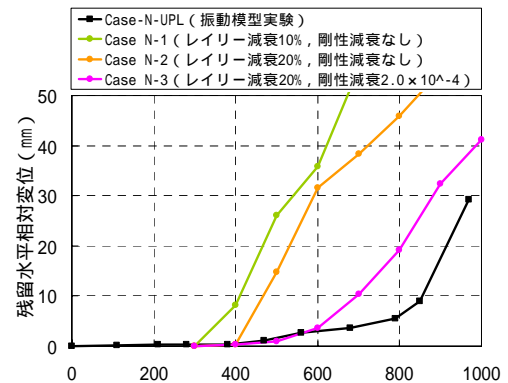
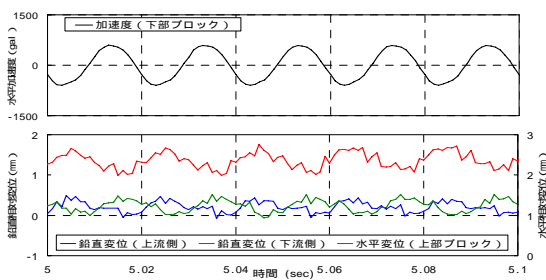
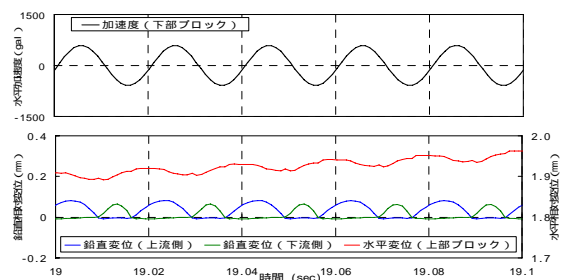


図-4 再現解析結果  
(各加振ステップの残留水平滑動変位)



(1) 模型振動実験結果 600gal 加振時



(2) 再現解析結果 (Case-N-3) 600gal 加振時

図-5 再現解析結果 (上部ブロックの水平振幅およびロッキング挙動)

## 4.2 実ダムモデル解析

### (1) 解析方法

再現解析で提案した物性値等を用いて、実ダムモデル形状での亀裂貫通後の上部ブロックの大地震時における変位挙動を把握することとした。解析モデルを図-6に示し、物性値等を表-3に示す。

入力地震動は2000年鳥取県西部地震で賀祥ダムの監査廊で観測された加速度時刻歴をダム方向に修正したものをもとに、その振幅特性をダムの照査用下限加速度応答スペクトルに適合するように調整を行ったものを用いた(以下、「下限賀祥」と表記)。本解析では、これらの波形の振幅倍率を1.0~1.7倍に変化させた。上部ブロック上流面に作用する動水圧は、Westergaard式に基づく付加質量を与えた。なお、本解析では、分断面に揚圧力を作用させないものとした。

### (2) 解析結果

レイリー減衰を10%としたときの解析結果(図-7)よりみると、入力加速度振幅が概ね200gal程度となると、上部ブロックのロッキング挙動、および水平滑動変位が発生した。また、入力加速度振幅が大きくなると、上部ブロックの鉛直開口量、および水平滑動変位量が大きくなった。

レイリー減衰を20%としたときの解析結果(図-8)よりみると、減衰を10%から20%と大きくしたことにより、上部ブロックの鉛直開口量、および水平滑動変位量が小さくなった。また、上部ブロック天端の加速度応答倍率についても小さくなることを確認した。

ここで、減衰定数については、模型振動実験再現解析の結果、h=20%程度が概ね妥当と考えられた。ただ、模型振動実験時の上部ブロックはロッキング挙動が卓越していたため、再現解析で同定されたh=20%程度を実ダムモデル解析で用いることは、過大な減衰を考慮していることも考えられた。

表-3 実ダムモデル解析の設定物性値等

物性	値	設定法	
上部ブロック 下部ブロック	密度	2,300 kg/m <sup>3</sup>	一般的な値
	弾性係数 E	25,000 N/mm <sup>2</sup>	一般的な値
	ポアソン比	0.2	一般的な値
分断面	純せん断強度 $\sigma_c$	0.439 N/mm <sup>2</sup>	一面せん断試験値
	せん断摩擦角	57.8°	一面せん断試験値
	垂直方向ばね定数 kn	25,000 N/mm <sup>3</sup>	弾性係数を参考に設定
	接線方向ばね定数 ks	25,000 N/mm <sup>3</sup>	弾性係数を参考に設定
減衰	レイリー減衰	10% ~ 20%	再現解析より把握
	剛性減衰力	0 ~ 2.0 × 10 <sup>-4</sup>	再現解析より把握

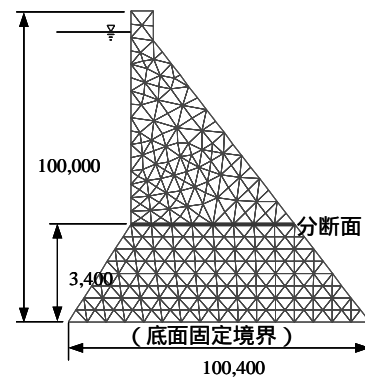
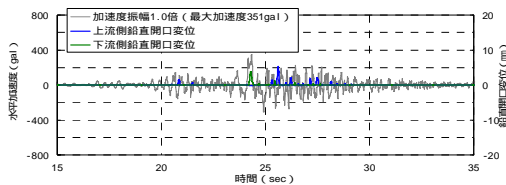
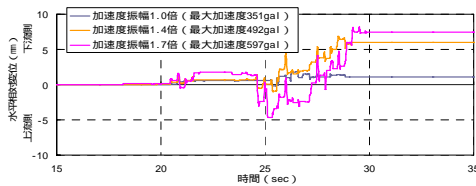


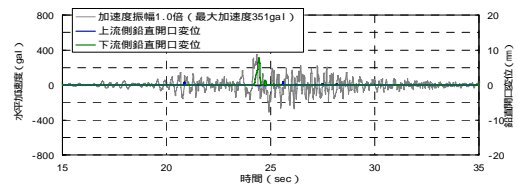
図-6 実ダムモデルのメッシュ図



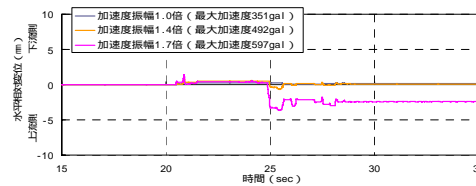
(1)入力波形(振幅1.0倍)および上部ブロック鉛直開口変位



(2)上部ブロック残留水平変位



(3)入力波形(振幅1.0倍)および上部ブロック鉛直開口変位



(4)上部ブロック残留水平変位

図-7 実ダムモデル解析結果(レイリー減衰h=10%)

図-8 実ダムモデル解析結果(レイリー減衰h=20%)

### 4.3 ダムの耐力評価指標の提案

実ダムモデル解析より、亀裂貫通したダムにL2地震動に相当する地震波を入力した場合には、分離堤体ブロックが下流方向へ徐々に滑動することが把握された。

滑動変位量を評価指標として、終局時のダムの限界状態の区分けを行った(表-4)。また、終局時のダムの限界状態と滑動変位量の関係について図-8に示す。

### 5. 結論

大規模地震により、重力式コンクリートダムの水平打継面に亀裂が貫通し、分断したことを想定し、分断後のダムの終局的な地震時安定性評価手法を提案するため、まず、ダム形状の分離堤体模型を用いた振動実験結果についての再現解析を通して再現方法を提案した。次に、提案した解析手法を用い、亀裂貫通した実ダムモデル解析を実施し、堤体分離ブロックの大地震時における変位挙動を把握した。さらに、解析により得られた変位量を基に終局状態におけるダムの耐力評価指標を提案した。

- ・ 再現解析結果から、一面せん断試験等に基づく、分断面物性の設定法を把握した。また、減衰の設定幅を把握した。解析の解析結果の更なる精度向上を図るためには、現状では水平としている分断面形状を実験でみられた凹凸形状とする等の改善が必要になるものと考えられた。
- ・ 実ダム解析結果から、大地震時において、堤体分離ブロックはロッキング挙動を伴いながら徐々に下流側に滑動するものと考えられた。なお、減衰については、再現解析結果よりレイリー減衰 10%~20%、さらに剛性減衰力  $0 \sim 2.0 \times 10^{-4}$  が同定されたが、模型実験の特殊性(ロッキング挙動が卓越)を考慮すると、若干の幅を持って選定する必要があるものと考えられた。
- ・ 実亀裂貫通したダムモデルの地震時挙動解析を踏まえ、地震時終局耐力の評価指標として、3つの限界状態(修復可能性限界、止水機能維持限界、堤体の安定性限界(貯水機能維持限界))を提案した。

### 6. 謝辞

本研究を進めるに当たり、多大なるご指導とご助力を頂きましたダム構造物チーム山口嘉一上席研究員ならびに岩下友也前総括主任研究員(現福井河川国道事務所長)に深謝を申し上げます。更には、ダム構造物チームの皆様には公私にわたり格別のご指導、ご協力を頂きました。ここに記して感謝申し上げます。

表-4 終局時のダムの限界状態

限界状態	評価指標	設定理由
修復可能性限界	堤体分断ブロックの残留変位がほぼゼロである	亀裂面に相対変位がなければ補修可能であるとの判断
止水機能維持限界	堤体分断ブロックの最大変位(水平変位)が止水板(伸び能力)の許容変位量以内である	堤体ブロックが相対的に変位したとしても止水板が機能を保つ範囲内ならば止水機能は維持されとの判断
堤体の安定性限界(貯水機能維持限界)	堤体分断ブロックの許容変位量(地震後の安定性を確保)以内である	堤体ブロックの不安定化、下流への制御不能な貯水流出は生じないものとの判断

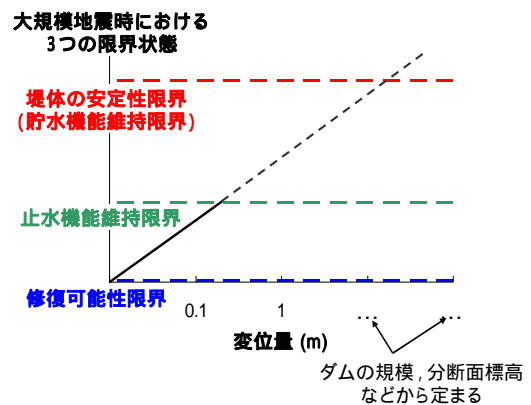


図-8 終局時のダムの限界状態と滑動変位量の関係

所属 (株)シーティーアイランドプランニング

#### <参考文献>

- 1) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)・同解説、2005.3.
- 2) 岩下友也，藤塚佳晃，切無沢徹，小島裕之，山口嘉一：亀裂が貫通した重力式コンクリートダムの模型振動実験と個別要素法による再現解析，第13回日本地震工学シンポジウム論文集，2010.11
- 3) Itasca Consulting Group, Inc.: UDEC Theory and Background, 2004.

# レーザー測量データを用いた岩盤クリープ斜面の表面形状把握

チーム名 火山・土石流チーム  
氏名 横山 修

## 1. まえがき

崩壊面が岩盤にまでおよぶ深層崩壊は、大規模な土石流の発生や天然ダム形成により、周辺地域に甚大な被害を及ぼすことがある。このような深層崩壊の発生箇所を事前に予測することは、防災の観点から極めて重要である。

重力による岩盤クリープにより斜面の変形が進んだ斜面が、豪雨や地震による外力により急激な移動を開始するというプロセスが深層崩壊の代表的な発生機構であると考えられている（例えば千木良、2007<sup>1)</sup>）。したがって、岩盤クリープ斜面を抽出、発見すること、及び斜面の変形程度を定量化することは深層崩壊の発生場所の予測精度を向上させる上で有効なアプローチになるものと考えられる。

従来、岩盤クリープした（している）斜面（以下、単に「岩盤クリープ斜面」）は、斜面内に谷がない、斜面内に遷緩線、遷急線があらわれる、両側の境界は小さな谷が存在する、上部の境界付近に谷向きの急崖が見られるといった特徴が報告されてきた（例えば千木良、2007<sup>1)</sup>、神原、2008<sup>2)</sup>）。しかし、これらの特徴は必ずしも明瞭でない場合が多く、発見が困難な場合が少なくない。一方、近年、レーザプロファイラ（以下、LP）による計測により、従来以上に地表面の詳細な地形の把握が可能となっている。このことは、LPデータを用いることにより、岩盤クリープ斜面の表面構造を、定量的かつ精度良く把握できる可能性が考えられる。

## 2. 研究目的

LPデータを基に、岩盤クリープ斜面の表面構造を明らかにする。

岩盤クリープ斜面を定量的に特徴づける手法を検討する。

## 3. 研究方法

### 3.1 研究地域

研究地域は、九州南部の鰐塚山地である。鰐塚山地には四万十帯の砂岩、泥岩が分布する。鰐塚山地では2005年9月の豪雨により12カ所の深層崩壊が発生した。空中写真（2003年）を用いて微地形判読を行った結果、12箇所の深層崩壊のうち、7箇所は岩盤クリープ斜面であった可能性が高い。本研究では、鰐塚山山頂から北西に延びる尻無川沿いの3つの岩盤クリープ斜面を対象とした。ここでは、空中写真判読により稜線直下の谷向きの急崖と谷線直上の谷向きの急崖に挟まれた、丸みのある膨らんだ谷のない斜面を岩盤クリープの可

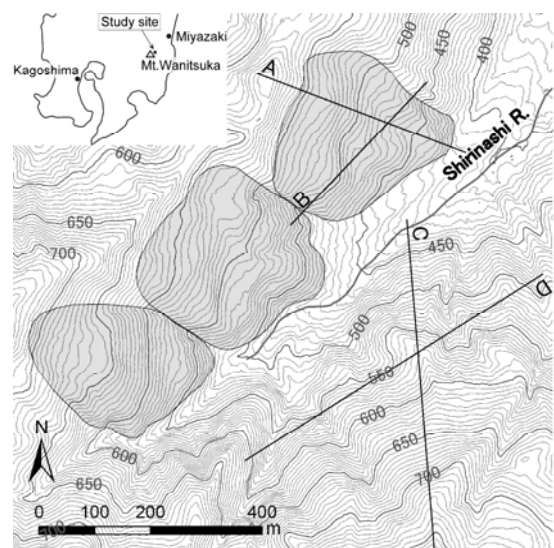


図-1 検討対象地域の岩盤クリープ斜面

能性の高い斜面として抽出した。また、現地において地層の走向傾斜変化、岩盤の変形等の調査を行い、それらの斜面が岩盤クリープしていることを確認した。同様に、空中写真判読で岩盤クリープ斜面ではない(非岩盤クリープ斜面)と考えられた斜面についても、現地調査により、非岩盤クリープ斜面であることを確認した。

### 3.2 方法

LP データより 2m メッシュの DEM を作成し、斜面勾配と固有値比を算出した。固有値比は、斜面に立てた垂線ベクトルの乱れを地表面の乱れとして評価するもので、固有値比の値が大きいと平坦で滑らか、小さいと表面形状の変化が大きいことを表現できる。また、スケールの大小による地形の特徴を把握するために、空間分解能の異なる 6 種の計算サイズ(4m、10m、20m、30m、50m、100m)についても同様に、斜面勾配と固有値比を算出した。これは、地形量算出地点に対して、計算に用いる 9 点のメッシュ位置を空間スケール毎に変化させたものである。図-2 は、ある地点の地形量算出に用いる 2mDEM の配置をイメージした。

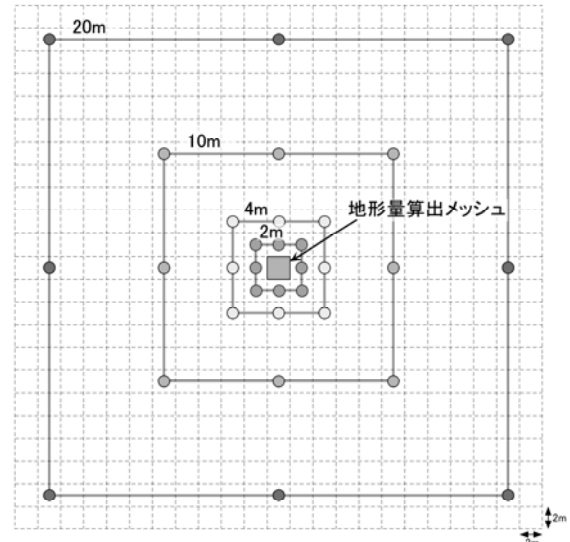


図-2 空間スケール毎の地形量の算出イメージ

## 4. 結果および考察

### 4.1 現地調査で確認できた微地形

岩盤クリープ斜面の境界付近には連続して急勾配な斜面が存在した。また、3つの岩盤クリープの横の境界では比較的深い谷と接していた。岩盤クリープ斜面の縦断(等高線に直交する方向)形状を見ると、明瞭な遷急線、遷緩線が見られ、緩勾配と急勾配な斜面が交互に表れた(図-3)。また、岩盤クリープ斜面内の横断形状を見た場合、尾根と谷が交互にあらわれたものの、尾根と谷の比高は小さく、深い谷はなかった(写真-1)。

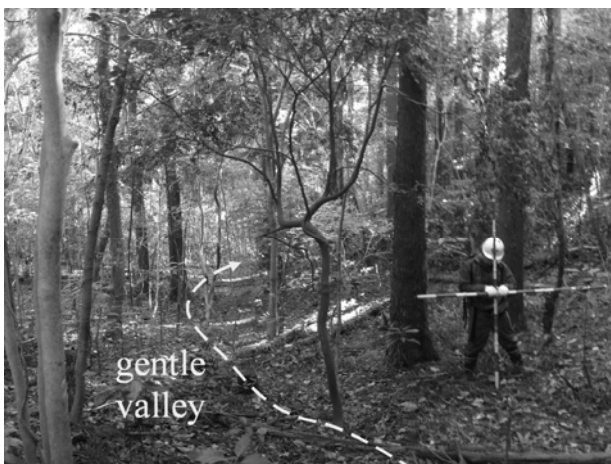


写真-1 岩盤クリープ斜面内の谷



写真-2 非岩盤クリープ斜面の谷

一方、非岩盤クリープ斜面の縦断形状を見た場合、ほぼ一様な急傾斜斜面で、明瞭な遷急線、遷緩線はなかった。横断形状で見た場合、岩盤クリープ斜面とほぼ同様の間隔で尾根と谷が交互にあらわれ、尾根と谷の比高は比較的大きく、5~10m程度深い谷が見られた(写真-2)。

以上の結果は、定性的には 谷がない、斜面内に遷緩線、遷急線があらわれる、両側の境界は小さな谷が存在する、上部の境界付近に谷向きの急崖が見られるといった特徴と一致した。すなわち、LPデータを用いることにより、岩盤クリープ斜面の特徴を明確に把握できた。

#### 4.2 斜面勾配

岩盤クリープ斜面の平均勾配は、すべてのメッシュサイズにおいて20~30°とほぼ一定であった(図-4)。一方、非岩盤クリープ斜面の平均勾配は30~40°で岩盤クリープ斜面よりも急であり、メッシュサイズが大きいほど緩やかになった。このことは、非岩盤クリープ斜面内の比較的比高のある谷が、小さいスケールの場合、平均勾配を大きくするのに寄与していたものの、メッシュサイズを広げていくと谷地形が表現されず、平均の斜面勾配が小さくなっていくと考えられる。一方、岩盤クリープ斜面の勾配は、小さな谷には支配されていないと考えられる。

#### 4.3 固有値比

2mメッシュサイズでは、岩盤クリープ斜面および非岩盤クリープ斜面で値にばらつきがあるものの平均は両者で差はなく6前後であった(図-4)。しかし、20mメッシュサイズでは、両斜面とも横断方向に低固有値比を示す箇所が50~100m毎に現れた(図-3)。この低固有値比の箇所は断面形状の谷部、尾根部とほぼ一致していた。ま

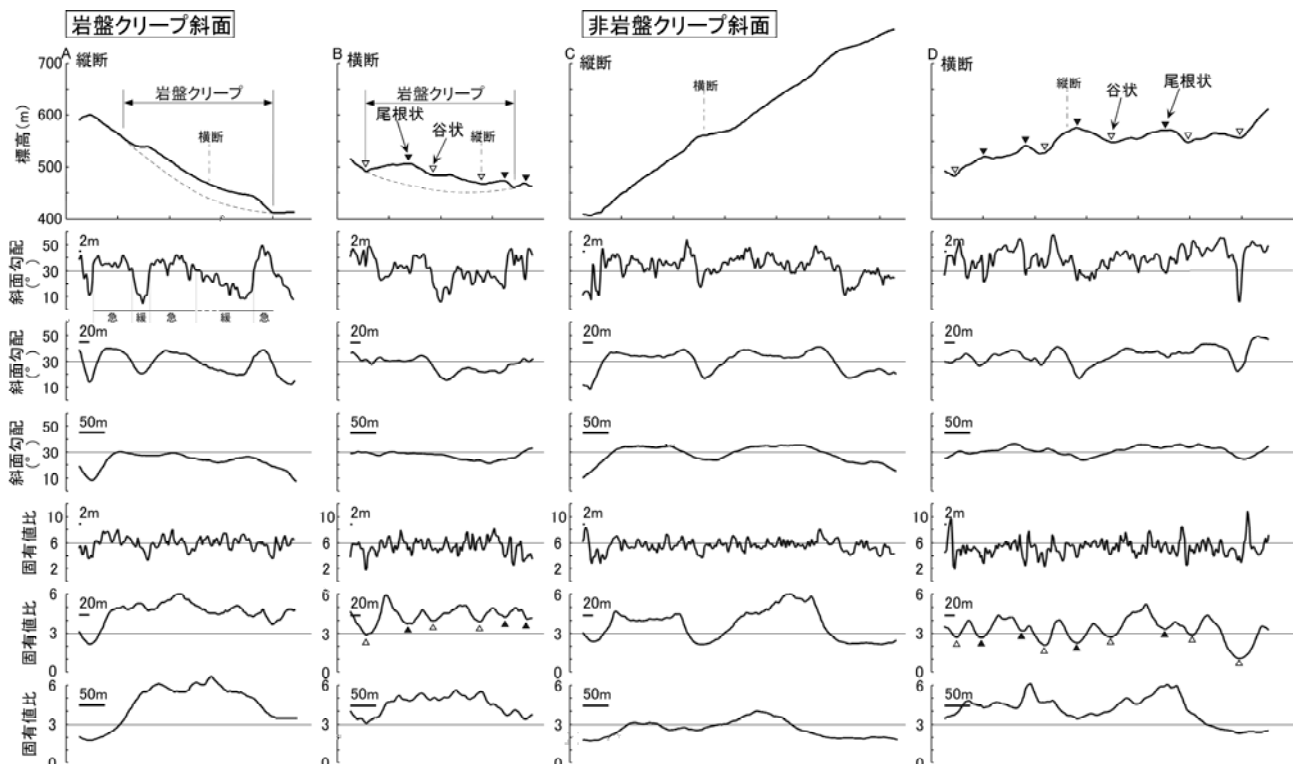


図-3 岩盤クリープ斜面と非岩盤クリープ斜面における断面形状と斜面勾配、固有値比分布

た、この低固有値比の値は、岩盤クリーブ斜面では4程度であるのに対し、非岩盤クリーブ斜面では2~3であり、岩盤クリーブ斜面よりも低かった。50m メッシュサイズでは、低い値が消失する傾向にあった。岩盤クリーブ斜面と非岩盤クリーブ斜面の固有値比の違いがメッシュサイズ20m および30m で特に大きくなる傾向から、このスケールにおいて特に谷および尾根の形状の違いがよく表現されたものと考えられる。一方で、メッシュサイズを50m 以上にした場合、再び岩盤クリーブ斜面と非岩盤クリーブ斜面の固有値比の差は小さくなる。このことは、メッシュサイズを広げていくと、尾根谷の間隔を上回ってしまい谷の形状の違いを明瞭に表現できなくなる可能性が指摘できる。

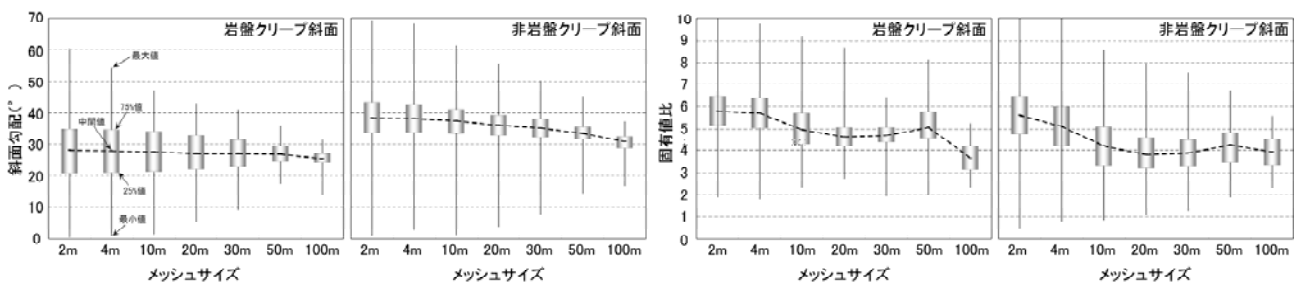


図-4 斜面勾配、固有値比のボックスプロット図

## 5. まとめ

以上、LP データを用いることにより、詳細に岩盤クリーブ斜面表面の特徴を把握することができた。また、地形量を算出するメッシュサイズを変化させて、固有値比、勾配を算出した結果(図-4)から、岩盤クリーブ斜面、非岩盤クリーブ斜面の表面構造の違いを定量的に表すことが可能であると考えられた。

## 6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、土砂管理研究グループ原義文グループ長をはじめ、火山・土石流チーム石塚忠範上席研究員、山越隆雄主任研究員、内田太郎主任研究員(現国土技術政策総合研究所)にご指導頂いた。また、田村圭司前上席研究員(現雲仙復興事務所)にご意見頂いた。当チームの方々には内容に関して議論して頂いた。ここに記して感謝致します。

所属：サンスイエンジニアリング株式会社

## <参考文献>

- 1) 千木良雅弘、「崩壊の場所 大規模崩壊の発生場所予測」、近未来社、pp.256、2007.
- 2) 神原規也、「岩盤クリーブ斜面の地形的特性に関する一考察」、第47回日本地すべり学会研究発表会講演集、p.83-86、2008.



# 深層崩壊に起因する土石流の数値シミュレーションに関する研究

チーム名等 火山・土石流チーム  
氏名 西口 幸希

## 1. まえがき

深層崩壊は大規模な土石流となることがあり、1997年の鹿児島県出水市、2003年の熊本県水俣市の土石流のように、甚大な被害を及ぼす場合がある。深層崩壊に起因する土石流のように、流速、流動深が大きくなると土石流は、土石が層流状態に流れ、流れの骨格を形成する一般的な石礫型の土石流の状態(図-1a))から、土石と水が一体となった乱流状態に移行すると考えられている<sup>1)</sup>。また、一般的な石礫型土石流の層流状態と乱流状態は連続的な現象であり、土石のうち、細粒土砂(以下、細砂と呼ぶ)は間隙水と一体となって乱流状態で流れ、粗礫は層流状態で流れる中間的な状態が存在すると考えられてきた<sup>2)</sup>(図-1b)。

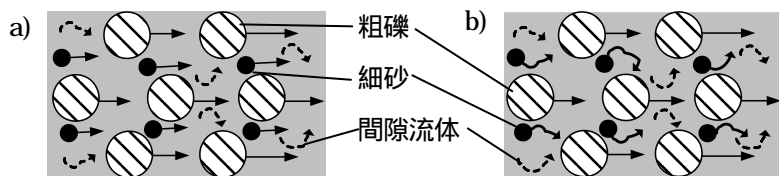


図-1 石礫型土石流の概念図

a) 土石は層流状態で移動    b) 細砂は間隙水と一体となって移動

## 2. 研究目的

西口ら(2010)<sup>3)</sup>は、大規模な土石流中では、細砂は間隙水と一体となって挙動するとし、土石流の土砂濃度、流体密度、平均粒径の算定式および侵食・堆積に関わる土石の連続式を新たに提示したうえで、水俣市集川の事例に適用した結果、上述した細砂の挙動を考慮することにより、土石流の侵食・堆積傾向が高い精度で再現できることを示した。しかし、新たに提示した手法がほかの深層崩壊に起因する土石流に対しても有効であるか、など不明な点は少なくなかった。そこで本研究では、集川を含む3つの深層崩壊に起因する土石流に対しても同じ手法(西口ら(2010)の手法)を用いて土石流の到達範囲を再現することを試みた。

## 3. 研究方法

西口ら(2010)では、土石流の土砂濃度  $C_d$ 、間隙流体の密度  $\rho_d$ 、平均粒径  $D$  は、それぞれ式1~3のように表されるとした。

$$C_d = (1 - w_d)(1 - P(D_c)) \dots \dots \dots (1)$$

$$\rho_d = \frac{w_d w_s + (1 - w_d) \rho_s P(D_c)}{w_d + (1 - w_d) P(D_c)} \dots \dots \dots (2)$$

$$D = d(D_c) \dots \dots \dots (3)$$

ここで  $D_c$  は細砂と粗礫の境界の粒径、 $P(D_c)$  は  $D_c$  以下の土石の全土石に対して占める割合、 $w_d$  は土石流中の清水の割合、 $\rho_s$ 、 $\rho_w$  はそれぞれ土石、清水の密度、 $d(D_c)$  は粒径  $D_c$  以上の土石の平均粒径である。さらに西口ら (2010) は侵食および堆積に関する土石の連続式は式 4 のように表すことができるとした。

$$\frac{\partial C_* h}{\partial t} + \frac{\partial C_* u h}{\partial x} = i C_* (1 - P(D_c)) \dots \dots \dots (4)$$

ここで、 $C_*$  は河床の移動可能層の全ての土石の容積濃度、 $u$  は  $x$  方向の流速、 $h$  は水深、 $i$  は侵食速度である。

#### 4. 研究結果

##### 4.1 対象とした土石流

本研究では、表-1 に示す深層崩壊に起因する土石流の 3 事例を対象とした。崩壊地からの流出土砂量は、集川では崩壊斜面の測量、大用知および片井野川では土石流発生前後の崩壊地の数値標高モデルの差分により求めた (表-1)。土石流の粒度分布は、土石流発生後の巨礫調査結果、土石流堆積物の断面写真および粒度試験結果を合成することにより推定した (図-2)。

表-1 対象とした土石流

溪流名	発生年月	地質	崩壊地からの流出土砂量
集川	2003/7	安山岩 凝灰角礫岩	30,500m <sup>3</sup>
大用知	2004/8	緑色岩、石灰岩、チャート、砂泥質千枚岩	622,071m <sup>3</sup>
片井野川	2005/9	砂岩真岩互層	272,020m <sup>3</sup>

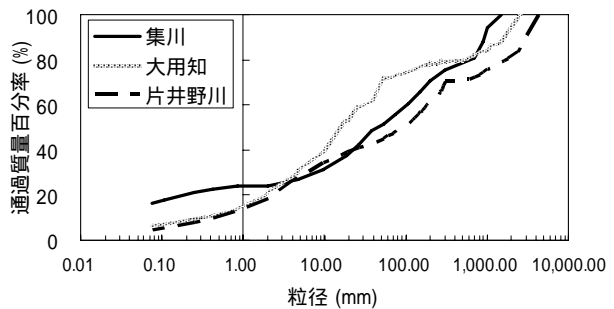


図-2 土石流の粒度分布

##### 4.2 数値シミュレーション

###### 4.2.1 計算プログラム

計算プログラムは土石流シミュレータ「kanako」に式 4 を導入した「Kanako-LS」を用いた。

###### 4.2.2 計算手法

$D_c$  は時空間的に一定と仮定し、 $D_c = 1, 10, 100\text{mm}$  の 3 通りの計算を行ったうえで、再現性の高い  $D_c$  を探索した。

###### 4.2.3 計算条件の設定

数値計算に用いる標高は土石流発生前の地形データを用い、流下幅は土石流の最大流下幅 (航空レーザー計測や空中写真から得られた地形データを用いて推定) と発生前の渓床幅の平均とした。初期河床の移動層厚は侵食域の土石流による河床変動より集川で 5m、他の 2 事例で 0m とした。土砂濃度、間隙流体密度、代表粒径はそれ

ぞれ式 1~3 により設定した。ここで土石流中の清水の割合は、溪床の土砂を巻き込み流下した集川では崩壊土砂の清水の割合と河床堆積物の清水の割合の平均とし、崩壊地直下から堆積が生じた他の 2 事例では崩壊土砂の清水の割合とした。また土石流の粒度分布は図-2 を用いた。上流端のハイドログラフは崩壊長の長さの土塊が上流端に流入すると仮定し、上流端の水深、流速は高橋の抵抗則を満たすものとした。ハイドログラフの総量は総土砂量（水を含む）と等しくなるよう、三角形形状に設定した。ここで崩壊土砂の清水の割合は、地盤の間隙が水で飽和していたと仮定し、集川の間隙率の測定値（0.34）を用いた。

#### 4.2.4 計算結果

$D_c=1\text{mm}$  として計算した土石流は、実際の土石流の半分程度の距離までしか到達しなかった。一方  $D_c=100\text{mm}$  とすると実際の土石流よりも下流まで到達する結果となった（図-3）。このように計算結果の到達距離は  $D_c$  の値を大きくするに従い、長くなった。集川、大用知、片井野川では  $D_c$  が各々 15mm、10mm、50mm のときに計算の到達距離が実績と概ね一致した（図-3）。また、河床の侵食・堆積の計算結果についても集川および大用知では実績と概ね等しかった。

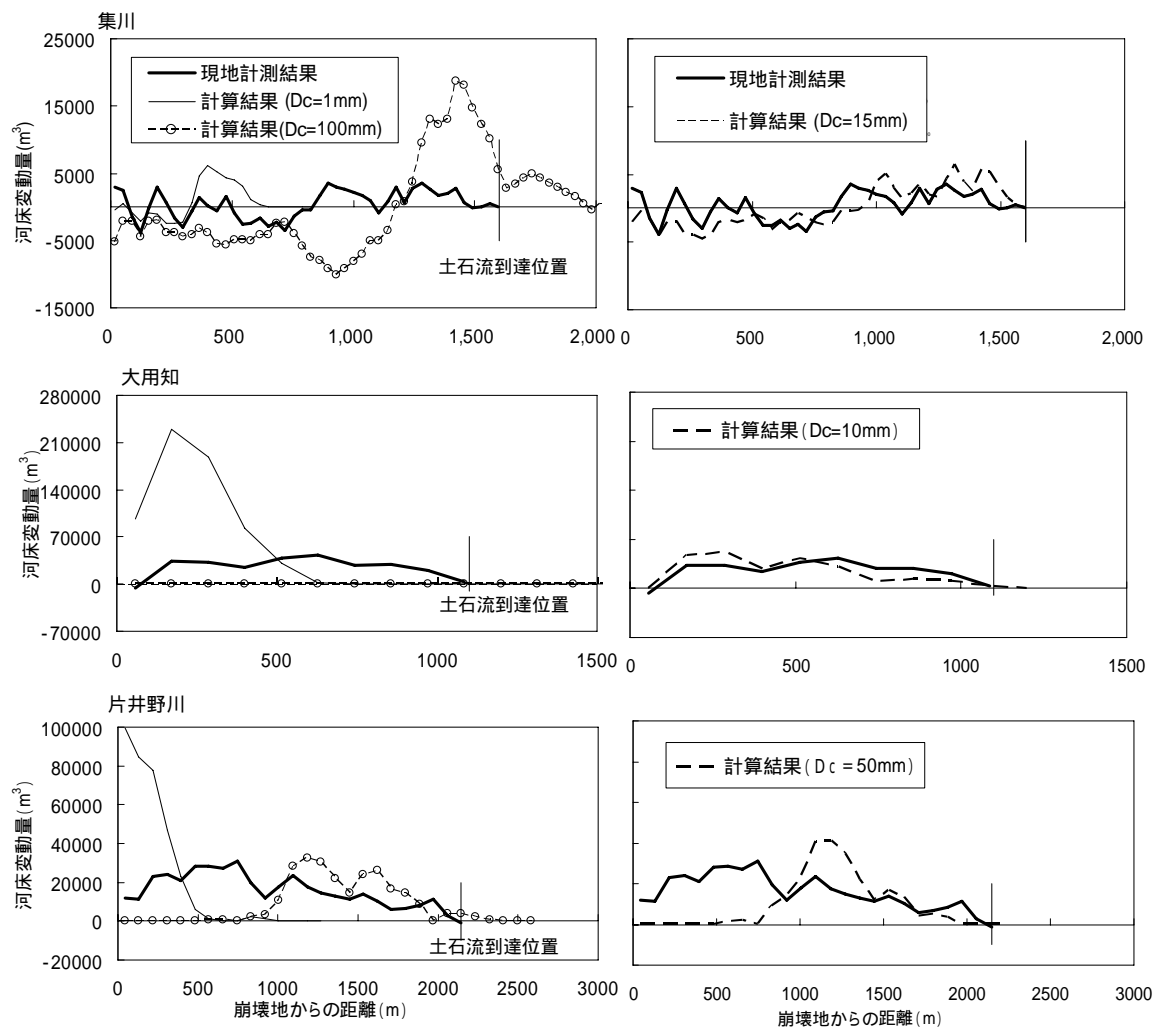


図-3 計算結果と現地観測結果の河床変動量

#### 4.2.4 計算結果の考察

集川、大用知、片井野川で再現性の高かった  $D_c$  の沈降速度は、Rubey<sup>4)</sup>により示された式により、それぞれ、24.2 cm/s、18.7 cm/s、40.3 cm/s と算定された。一方、土石流の摩擦速度、間隙流体の乱れ速度を、計算結果の水深、流速、土砂濃度を用い、水深や流速の最大値をとる地点が下流に伝播する区間および時間において求めた結果、各々の事例において、土石流の摩擦速度は  $D_c$  の沈降速度の 1/30 ~ 1/5 倍、間隙流体の乱れ速度は  $D_c$  の沈降速度の 1/10 ~ 1/4 倍の範囲内であった。 $D_c$  の沈降速度が土石流の摩擦速度および間隙流体の乱れ速度より大きいことは、それぞれの粒径が乱流状態で移動していた可能性を示している。

#### 5. 結論

本研究では、深層崩壊に起因する土石流中の細粒土砂は、間隙流体と一体となって挙動すると仮定した数値シミュレーション手法（西口ら（2010））を、崩壊規模や土石流の流下過程の異なる3つの土石流事例に適用した。その結果、間隙流体と一体となって流下する土石の最大径（ $D_c$ ）を同じオーダー（10～50mm）に設定することで、いずれの事例も土石流の到達距離を良好に再現でき、そのうち集川、大用知の2事例は侵食・堆積傾向も概ね再現できることが示された。さらに、各事例で再現性の高い  $D_c$  の沈降速度と土石流の摩擦速度、間隙流体の乱れ速度の比較から、設定した  $D_c$  以下の粒径の土石は間隙流体に取り込まれうることが示された。

#### 6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、土砂管理研究グループ 原義文グループ長、火山・土石流チーム 石塚忠範 首席研究員、田村圭司（現雲仙復興事務所） 内田太郎 主任研究員（現国土技術政策総合研究所） 武澤永純 研究員はじめ、土砂管理研究グループ 火山・土石流チームの皆様にご多大なご指導やご協力をいただいた。また、立命館大学工学部 里深好文教授にも貴重なご助言を賜った。ここに感謝の意を表する。

所属 株式会社 新土木開発

#### <参考文献>

- 1) 高橋・里深「石礫型及び乱流型土石流の一般理論とその実用化モデル」, 砂防学会誌, Vol.55, No.3, pp.33-42, 2002
- 2) 芦田・江頭「長野県西部地震による御岳くずれの挙動」, 京都大学防災研究所年報, 第28号, pp.263-281, 1985
- 3) 西口・内田・田村・里深「深層崩壊に起因する土石流の数値シミュレーション手法」, 土木技術資料, Vol.52, No.11, pp.24-27, 2010
- 4) Rubey W.W. “ Settling velocities of gravel, sand and silt particles, American Journal of Science ”, Vol.25, pp. 325 - 338, 1933
- 5) 堀田紀文・宮本邦明・鈴木雅一・太田猛彦「回転円筒水路を用いた高濃度固液混相流における間隙水圧分布の測定」, 砂防学会誌, Vol.50, No.6, pp.11 - 16, 1998

# 天然ダム越流侵食による水みちの形成過程

チーム名 火山・土石流チーム  
氏名 吉野 弘祐

## 1. まえがき

天然ダムの決壊は下流に甚大な被害を及ぼすことがある。天然ダムの決壊はそのほとんどが越流侵食によるもの<sup>(例えば1)2)</sup>である。天然ダム決壊による洪水被害の予測や適切な対策施設配置の検討を行う際には、数値シミュレーションによる流量及び侵食形態の予測が重要であり、そのためには越流侵食による水みちの発達過程の実態を把握し、数値シミュレーションの更なる精度向上を図る必要がある。これまでも越流侵食による水みちの発達過程の解明に向けて、水路実験、レーザプロファイラ(LP)計測データによる地形解析等が行われてきた。しかし、既往の検討では、実際の天然ダムの流量については再現性が確認されているものの、越流侵食前後の詳細な地形変化および侵食後の地形を検討したものは少なく、越流侵食プロセス、特に側岸侵食過程が十分に理解されているとは言い難い。

## 2. 研究目的

本検討では、LP計測データのある天然ダムを対象に、越流侵食後に形成した水みちの形状について詳細に把握し、越流侵食による水みちの発達過程について考察した。その上で、数値シミュレーション技術の高度化のため、側岸侵食過程の定式化についての検討を行った。

## 3. 研究方法

本検討では、表1に示す5地区を対象とした。これらの5地区は、天然ダム越流侵食後の詳細な地形データがある、明瞭に越流侵食痕跡が確認できる、天然ダム形成から地形計測までに工事など人工改変の影響がない、といった3つの条件を満たしている。なお、本研究における天然ダムの決壊とは、急激に越流侵食が進行し流量が急増した状態を指すこととし、天端を越流していても越流侵食が進行せずに流量が大きくなる場合を決壊と呼ばないものとした。

まず、天然ダムの形状を評価するために、まず天然ダム越流侵食後の地形から、水みちの範囲を計測した。その上で、LPデ

表1 検討対象地区

形成した渓流等	形成地区	形成時期	形成理由	決壊条件	形成から決壊までの時間
塩谷川	新潟県 芋川流域	平成16年 10月24日	新潟県 中越地震	不明	不明
冷子沢川				不明	不明
沼倉裏沢	宮城県 三迫川流域	平成20年 6月14日	岩手・宮城 内陸地震	無降雨時	7日
川原小屋沢				小規模降雨時	28日
赤砂川	山形県 銅山川流域	昭和51年 5月9, 10日	不明	不明	1日以内

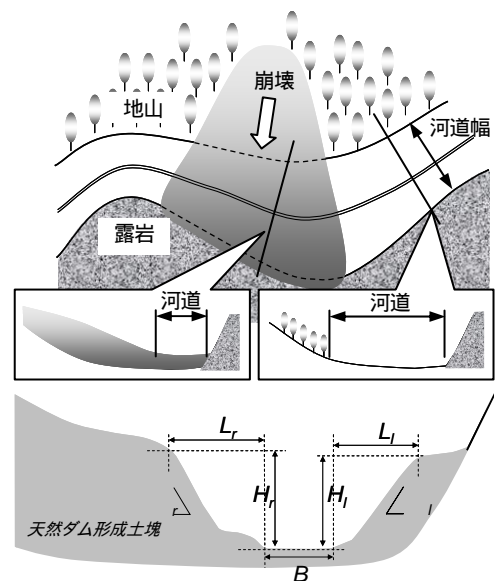


図1 越流侵食により生じた天然ダムの水みちの模式図

ータより天然ダム及びその下流の河道の中心に沿って縦断測線を引き水みちの縦断形を計測した。さらに、20m 間隔で縦断測線に直交する横断測線を設定し、天然ダム及び水みちの横断形を把握した( 図 1 )。

次に、これまでの実験から、天然ダムの越流侵食時には、まず縦侵食が生じ(水みちが深くなり)、その後、側岸が崩落し、水みち幅が広がることが報告された<sup>3)</sup>。その後、縦侵食の継続にあわせて、断続的に側岸崩壊が生じることが報告された。そこで、

本研究では、はじめに縦侵食のみが生じ( 図 1 中の  $B, L$  は変化せず)、水みちの比高( 図 1 中の  $H$ ) が増大し側岸が不安定になった場合( 式 2 の  $F_s$  が 1 を下回った場合) に側岸が崩落し、水みち側岸の幅(  $L$ ) が広がると仮定した。なお、この際、水みち底部の幅(  $B$ ) は変化しないと仮定した。この仮定に従うと、最初の側岸の崩落がおきるまでは、側岸の勾配(  $H$ ) と水みちの比高(  $H$ ) の関係は式 1 で表すことができる。

$$\theta(H) = \text{atan}(H/L_0) \quad \text{(式 1)}$$

ここで、 $L_0$  は初期の側岸の幅である。次に、側岸の崩落は水みち底部から上部まで同時に生じ、形状は図 2 左図に示すように、楔形( 幅  $D_i$ 、すべり面の勾配  $i$ ) を仮定すると、斜面の安定解析の式に従い、側岸の安全率は

$$F_s = \frac{C_i + (W_i \cos \beta_i - U_i) \tan \phi}{W_i \sin \beta_i} \quad \text{(式 2)}$$

で表される。ここに  $W_i = H_i D_i \gamma / 2$ 、 $C_i = c \sqrt{(L_i + D_i)^2 + H_i^2}$ 、 $U_i = u \sqrt{(L_i + D_i)^2 + H_i^2}$ 、 $\beta_i = \text{atan}\{H_i / (L_i + D_i)\}$ 、 $c$ 、 $\phi$ 、 $\gamma$ 、 $u$  はそれぞれ土の粘着力、内部摩擦角、単位堆積重量、間隙水圧、添え字の  $i$  は崩落の回数である。ここで、 $F_s=1$  となる最小の水みちの比高(  $H_{c0}(L_0)$ ) は、Culmann<sup>4)</sup> による限界の斜面の比高と勾配の関係式より、式 3 のように表すことができる。また、その時の厚さ  $D_0$  は式 4 で表すことができる。

$$H_{c0}(L_0) = \frac{(4c + \gamma \cdot L_0) \sin \phi + \sqrt{16c^2 + 8c \cdot \gamma \cdot L_0}}{\gamma \cdot \cos \phi} \quad \text{(式 3)}$$

$$D_0 = \frac{\gamma \cdot H_{c0}^2 - \gamma \cdot H_{c0} L_0 \tan \phi - 4c L_0 + H_{c0} \sqrt{A_0}}{4c + 2\gamma \cdot H_{c0} \cdot \tan \phi} \quad \text{(式 4)}$$

ここに、 $A_0 = \gamma \cdot H_{c0}^2 - 2 \cdot \gamma \tan \phi (\gamma \cdot L_0 + 4c) H_{c0} - 8c (\gamma \cdot L_0 + 2c)$  である。その結果、1 回崩落をした後の形状は図 2 右図で示す通りとなり、 $L_1$  は以下の式で表すことができる。

$$L_1 = L_0 + D_0 \quad \text{(式 5)}$$

その後も、側岸が式 2 で表す安定条件を満たす限り、 $L_i$  は変化せず、 $H$  だけが增大すると仮定した。以上より、 $L_0, c, \phi, \gamma$  が決まると、 $H$  と  $\theta(H)$  の関係が順次計算可能となる。

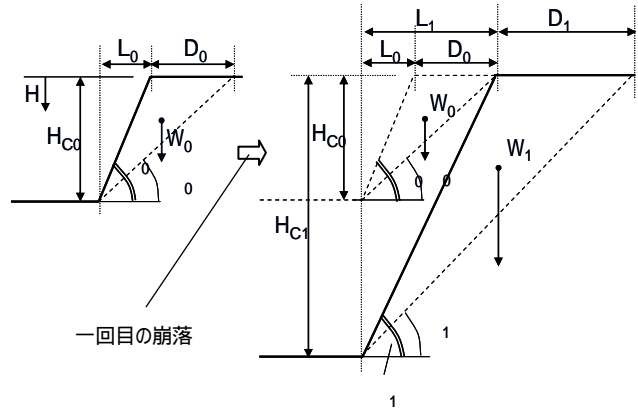


図 2 斜面崩落の模式図

#### 4. 研究結果

#### 4.1 天然ダムの諸元

ここで、本検討に用いた天然ダムの諸元及び縦横断形状を図3, 図4に示す。縦断図については、天然ダム形成土塊の下流末端の位置および標高を0とし、横断図については右岸側の下端の位置および標高を0とした。

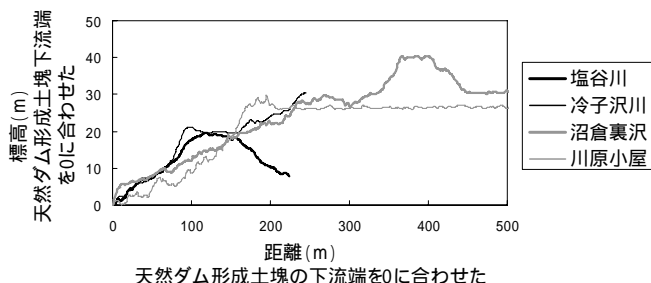


図4 天然ダムの縦断形状

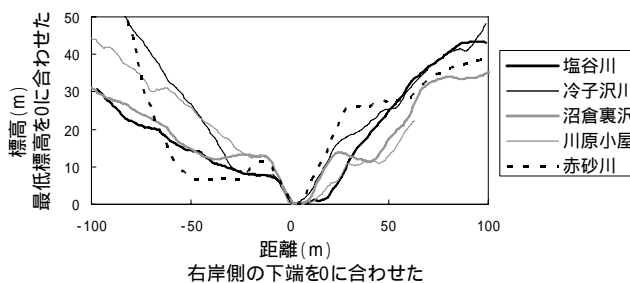


図3 天然ダムの天端付近の横断形状

#### 4.2 越流侵食による水みちの形状の比較

水みちの側岸勾配と比高の関係の一例(塩谷川及び冷子沢川)を図5に示す。図の実線は  $L_0 = \text{約 } 7\text{m}$  の際の式1~5に基づく側岸勾配と比高の計算結果であり、図中のプロットはLPデータによる測定結果である。実際の水みちでは、水みちの比高( $H$ )が大きくなるに従い、側岸勾配は  $L_0 = 7\text{m}$  のときの式1の関係に沿って大きくなる傾向が確認された。さらに、比高が式3で算出される  $H_{C0} = \text{約 } 7.2\text{m}$  に到達すると、式1, 3~5で求まる勾配と比高の関係とほぼ一致する関係を示した。

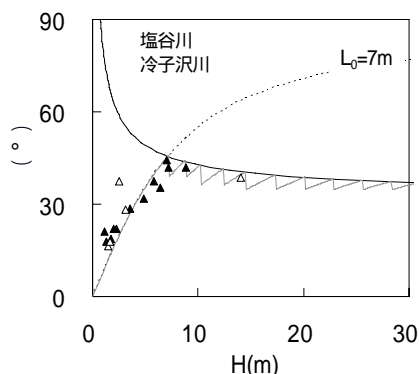


図5 水みちの比高と側岸勾配の関係

#### 4.3 水みち形状の縦断的な把握

次に沼倉裏沢地区についてLP計測データを使用して水みちの縦断方向の変化を詳細に把握した。図6の上流側の区間では、鉛直方向の変動高(c)と河床変動量(d)の傾向が対応しているのに対して、下流側の区間では河床変動量(d)の傾向に比べて鉛直方向の河床変動高(c)は小さい。これは、全侵食土砂量の内、天然ダム上流側の区間では鉛直方向の侵食量、下流側の区間では水平方向の侵食量が占める割合が多いことを意味している。すなわち、下流側では初期河幅(b)が大きいため、横断方向の広い範囲で河床侵食が生じたことによるも

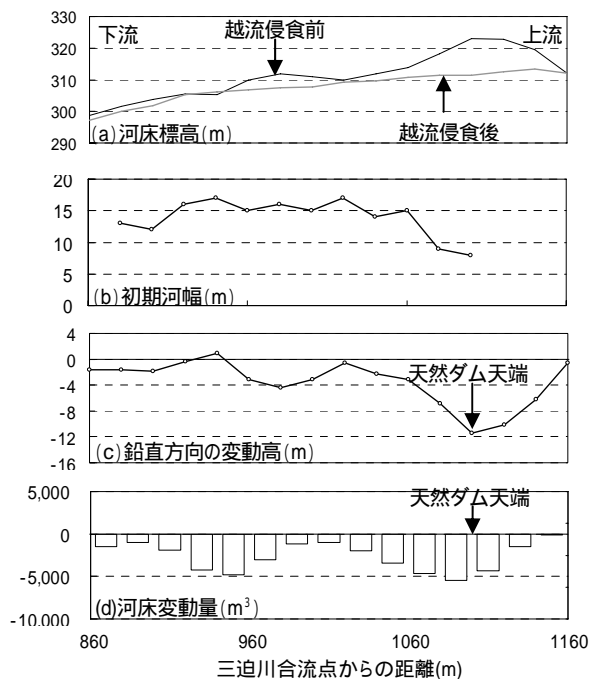


図6 天然ダムの越流侵食状況

のであると考えられる。

また、各地区における水みちの比高と幅との関係を図 7 に示した。図の横軸は水みちの比高(H),縦軸は水みちの幅(B)を表しており、白色のプロットは天然ダム天端から下流 100m 未満, 黒色のプロットは 100m 以上の地点の断面で計測した値を表している。中越地震及び岩手・宮城内陸地震とも水みちの比高が大きいほど水みちの幅が小さい傾向が確認された。さらに,天然ダム形成土塊上流側では水みちの比高が大きく,水みちの幅が小さい傾向が確認された。

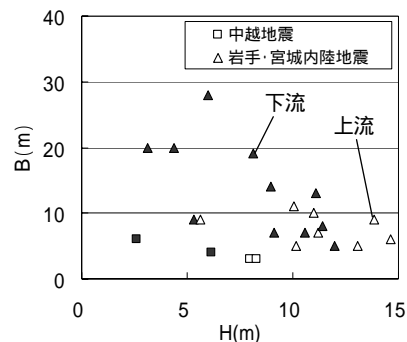


図 7 水みちの比高と幅の関係

## 5. 結論

ここで得られたデータは、数値シミュレーションの更なる精度向上のための検討データとして活用できると考えられる。また、現段階では土質パラメータの設定方法に課題があるものの、水みちの比高の変化が大きい上流側の領域から変化の小さい下流側の領域まで天然ダムの越流侵食形状を一連で定式化し、侵食プロセスを正確に予測できる可能性がある。そのためには、今後さらにデータを蓄積し、妥当性の検証していく必要がある。

## 6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、原土砂管理研究グループ長、石塚上席研究員、田村前上席研究員（現雲仙復興事務所）、内田前主任研究員（現国土技術政策総合研究所）、山越主任研究員、水野主任研究員、武澤研究員、清水研究員をはじめ、土砂管理研究グループの皆様方には多大なるご指導、ご助力を賜りました。ここに厚く感謝の意を表します。

所 属 株式会社 プライムプラン

## <参考文献>

- 1) Costa, J.E. and Schuster, R.L. : The formation and failure of natural dams, Geological Society of America Bulletin, Vol. 100, p. 1054-1068, 1988
- 2) 田畑茂清・水山高久・井上公夫：天然ダムと災害，古今書院，pp205，2002．
- 3) 小田 晃・水山高久・長谷川祐治：天然ダム決壊の模型実験，砂防学会誌，Vol. 60, No. 2, p. 33-38, 2007．
- 4) C.Culmann: Die Graphische Statik, Meyer and Zeller, Zurich, Switzerland, 1875.



# 表層崩壊危険度評価手法を用いた流域スケール生産土砂量の推定

チーム名 火山・土石流チーム  
氏名 秋山 浩一

## 1. まえがき

土砂生産過程のうち、斜面崩壊が果たす役割は大きい。これまで、斜面崩壊に関する数値モデルが構築され、斜面崩壊の危険度評価が行われてきた。しかし、これまでの物理モデルを用いた研究の大半は、斜面崩壊の危険度を評価したもので、生産土砂量の推定に活用した事例は少ない。

また、物理モデルは、対象領域の降雨条件、地形情報、土層厚、土質強度などの多数の入力条件の設定が必要となる。降雨条件や地形情報は比較的容易に入手できるが、土層厚、土質強度や土の水利特性に関する入力データを広域で面的に入手することは困難である。

これに対し、内田ら（2009）は、実測結果に基づき、対象地域の土層厚、土質強度、土の水利特性を確率的に評価することで、地下情報のある程度取り入れた崩壊発生確率を推定できることを示した。そこで、本研究では、表層崩壊危険度評価モデルと土層厚の確率分布データを用いて、流域スケールの生産土砂量の推定を行った。

## 2. 研究目的

本研究の研究目的は、表層崩壊危険度評価モデルと土層厚の確率分布データを用いて、土層厚空間分布の不確実性を考慮した生産土砂量の算出方法の確立するものとする。

## 3. 研究方法

### 3.1 モデルの概要

表層崩壊危険度評価モデルは、内田ら（2009）に示す C-SLIDER 法とした。斜面安全率の算出は、土層内の間隙水圧は定常状態に達した状態を仮定した式 1 で算出した。

$$F_s(t) = \frac{c + \left( \gamma h(I) \cos^2 I - \frac{rA\gamma_w}{K_s \tan I} \right) \tan \phi}{\gamma h(I) \cos I \cdot \sin I} \quad \text{式 1}$$

ここで、 $c$  は粘着力 [ $kN/m^2$ ]、 $\gamma$  は土の単位体積重量 [ $kN/m^3$ ]、 $\gamma_w$  は水の単位体積重量 [ $kN/m^3$ ]、 $h$  は土層厚 [ $m$ ]、 $r$  は降雨強度 [ $mm/h$ ]、 $I$  は基岩面勾配 [ $^\circ$ ]、 $\phi$  は内部摩擦角 [ $^\circ$ ]、 $A$  は単位等高線長さあたりの集水面積 [ $m^2/m$ ]、 $K_s$  は透水係数である。また、土層厚に関しては、測量データをもとに、勾配と土層厚の平均値、90% 値をそれぞれ線形近似し、斜面勾配から式 2 より確率的に土層厚を与えた。

$$h(I) = hm(I) + hstdev(I) \times rd \quad \text{式 2}$$

$hm(I)$ 、 $hstdev(I)$  は斜面勾配  $I$  の土層厚の平均値及び標準偏差、 $rd$  は正規乱数である。正規乱数の発生に

は、*Box-Muller* 法を用いた。確率計算の回数は100回とし、土層厚以外の入力条件は降雨強度も含めて固定した。

### 3.2 対象流域

検討対象地域は図-1に示す北海道沙流川水系の支川宿主別川、総主別川および貫気別川の支溪（貫気別川、三の沢、シカルスナイ沢、右支川、ペンケルナイ沢）を含む近傍の5地区とした。同地域の地質は、堆積岩類、付加体からなる。5地区の検討対象面積は貫気別川で4.85、三の沢で

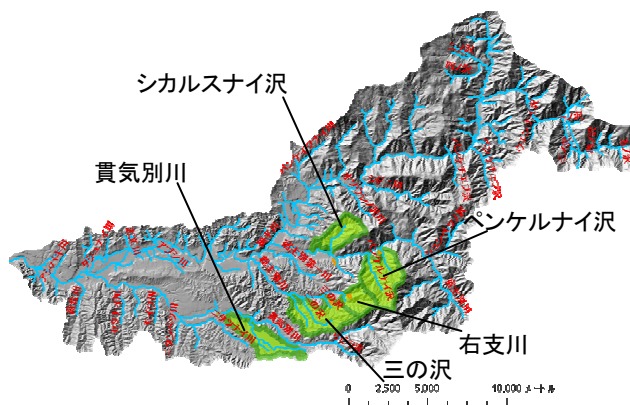


図-1 検討対象地域

5.93、シカルスナイ沢で2.19、右支川で2.40、ペンケルナイ沢で6.75km<sup>2</sup>である。2003年8月台風10号（最大日雨量358mm、1時間最大雨量76mm 旭観測所）では、表層崩壊が貫気別川で39、三の沢で153、シカルスナイ沢で99、右支川で80、ペンケルナイ沢で143箇所発生した。

### 3.3 パラメータの設定

土層厚は、SH貫入試験を計1,810点実施し設定した。また、内田ら（2009）に従い、各計測点のNd値が20より上部の厚さを土層厚と設定した。ある勾配における土層厚の確率分布は、対数正規分布で近似した。

土質強度は、秋山ら（2010）で示した地形及び土層厚から粘着力を逆推定する手法を併用した。本研究では、内部摩擦角を35°と仮定し、少なくとも、不飽和時には、安全率が1以下になることはないと考え、全ての地点で地下水位が0cmの状態で安全率が1を切らない範囲の最小の粘着力を算出し用いた（図-2）。用いた粘着力は、貫気別川8.5kN/m<sup>2</sup>、三の沢9.4kN/m<sup>2</sup>、シカルスナイ沢9.4kN/m<sup>2</sup>、右支川11.5kN/m<sup>2</sup>、ペンケルナイ沢13.0kN/m<sup>2</sup>である。

### 3.4 崩壊確率・崩壊面積率の算定

設定した土層厚や土質定数をもとに式1、式2より土層厚を確率的に与えて安全率を算定した。計算は10×10mのメッシュを用いて、メッシュ単

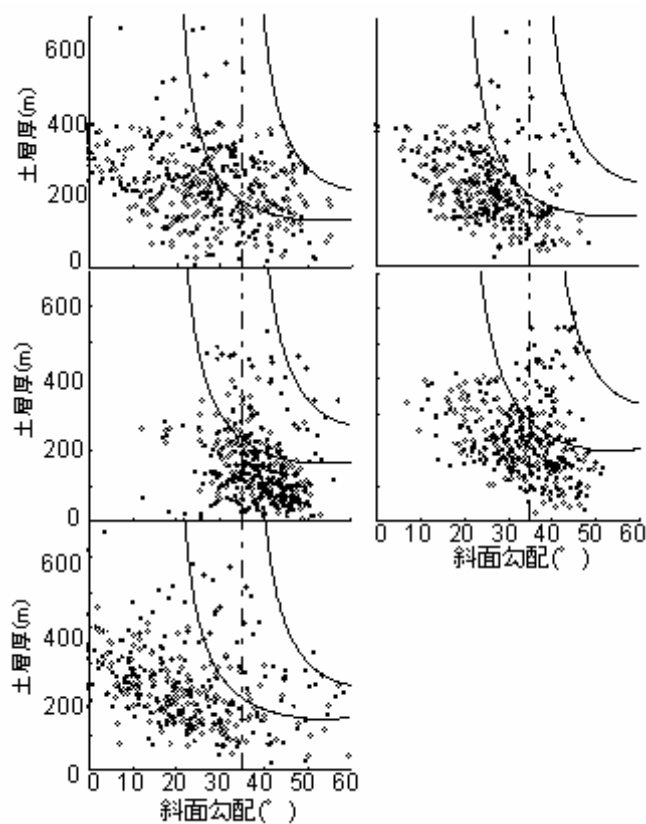


図-2 粘着力の設定

位で安全率を算出した。計算に用いた降雨強度は、2003年8月豪雨で崩壊が発生したと考えられる時間30mm/h（長谷川ら，2004）とした。また，計算結果のうち，安全率が1以下になる確率を各メッシュの崩壊確率として算出した。

各メッシュの崩壊確率を用いて，溪流単位で崩壊危険面積率の算出を行った。ここで，溪流は概ね集水面積5ha程度の溪流とし，検討対象地域を溪流に分割した。溪流数は，貫気別川で47，三の沢で59，シカルスナイ沢で36，右支川で25，ペンケルナイ沢で75となった。溪流ごとの危険度を表す指標として，崩壊危険面積（ $\alpha$ ）及び崩壊危険面積率（ $\alpha/A$ ）を式3，式4でそれぞれ算出した。

$$\alpha = \sum_{i=1}^n ap_i \quad \text{式3}$$

$$\alpha/A = \sum_{i=1}^n ap_i/A \quad \text{式4}$$

ここで，aはメッシュの面積（=100m<sup>2</sup>），pはメッシュiの崩壊確率，nは溪流内のメッシュ数，Aは溪流の面積である。

### 3.5 生産土砂量の推定

各メッシュの崩壊危険面積に平均土層厚を乗じて生産土砂量を推定した。一方，2003年8月豪雨における実績の崩壊土砂量を長谷川ら（2004）が現場で計測した各地質の崩壊深に写真判読から求めた崩壊地面積を乗じて算出した。なお，長谷川ら（2004）が計測した崩壊深は堆積岩類の崩壊深は1.93m，付加帯の崩壊深は2.41mである。

## 4. 研究結果

### 4.1 崩壊危険面積および崩壊危険面積率

崩壊確率が0より大きく崩壊のおそれのあるメッシュの割合は，貫気別川0.5%，三の沢10.8%，シカルスナイ沢34.3%，右支川54.8%，ペンケルナイ沢45.9%となった。

算出した崩壊危険面積率と実績の崩壊面積率との関係を図-3に示した。また，算出した崩壊危険面積率と実績の崩壊面積率の順位相関係数を算出した。順位相関係数は，貫気別川0.47，三の沢0.50，シカルスナイ沢0.31，右支川0.32，ペンケルナイ沢0.11となり，ペンケルナイ沢を除き，順位相関係数は比較的高く，ある程度，溪流単位の相対的な崩壊面積の大小を予測でき

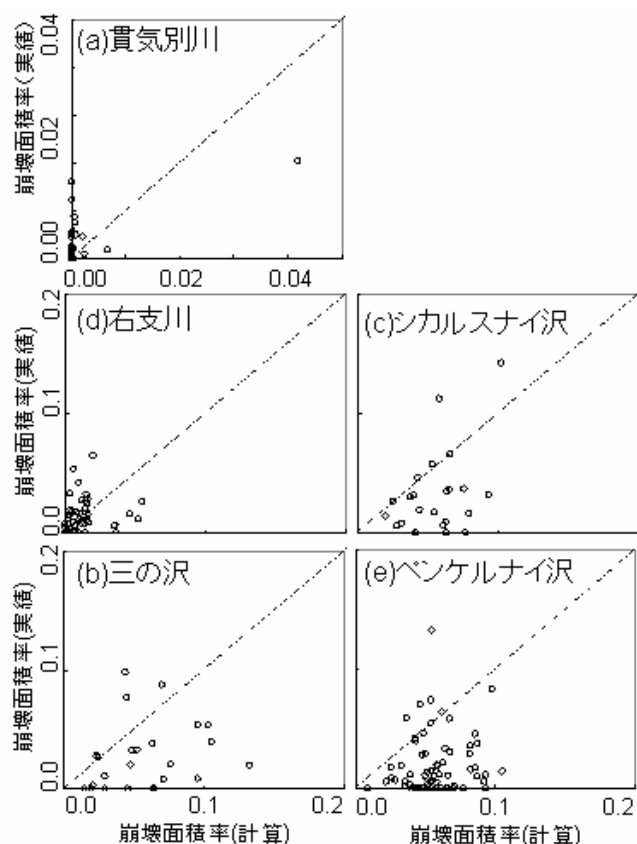


図-3 崩壊面積率の比較

たと言えよう。図-4より、計算で求めた崩壊危険面積率は実績の崩壊面積率と同オーダーであり、崩壊面積の絶対値もある程度、予測できることがわかった。

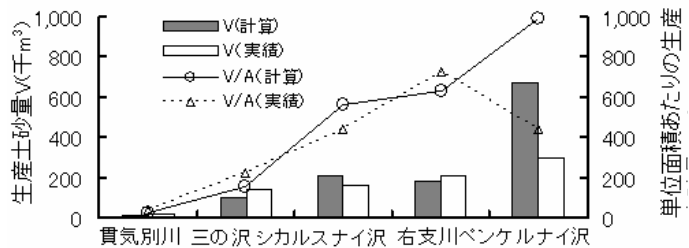


図-4 生産土砂量の比較

#### 4.2 生産土砂量

計算で求めた単位面積あたりの生産土砂量は、貫気別川で24.7、三の沢で154.8、シカルスナイ沢で564.6、右支川で635.2、ペンケルナイ沢で996.4m<sup>3</sup>/haとなった。ペンケルナイ沢においては、計算値が実績値を大きく回ってはいるが、他の地域では実績値と非常に近い値であった。

### 5. 結論

本研究では、広域に適用可能な溪流単位の危険度評価手法であるC-SLIDER法を北海道沙流川水系の5地域に適用した。入力データには、実測に基づき推定した土層厚の確率分布を与えた。

各溪流の崩壊危険面積率を算定した結果、溪流間の相対的な崩壊発生危険度および崩壊面積をある程度、推定できることがわかった。さらに、崩壊危険面積に平均土層厚を乗じて生産土砂量を算出した結果、計算結果は実績の崩壊土量を概ね再現していた。すなわち、土層厚空間分布の不確実性を考慮した生産土砂量の算出方法が有効であると言える。

### 6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、土砂管理研究グループ原グループ長、火山・土石流チームの皆様には多大なるご指導、ご助力を賜りました。また、表層土層厚データ等の取得にあたり、国土交通省北海道開発局室蘭開発建設部の方々にご協力を頂きました。ここに厚く感謝の意を表します。

所 属 株式会社 東建エンジニアリング

#### <参考文献>

- 1) 内田ら、場の条件の設定手法が表層崩壊発生箇所の予測に及ぼす影響、砂防学会誌, Vol. 61, No. 1, 23-31, 2009.
- 2) 田村ら、精度空間情報を用いた表層崩壊発生危険度評価手法に関する研究、土研所報, 47-61, 2010.
- 3) 秋山ら、物理モデルに基づく表層崩壊発生危険度評価に及ぼす地質の影響、平成22年度砂防学会研究発表会概要集
- 4) 長谷川ら、平成15年台風10号北海道豪雨災害調査報告書, 2004

# 火山噴火緊急減災の為に衛星及び航空機を用いた DEM データの作成技術とその特性

チーム名 火山・土石流チーム  
氏名 中野 陽子

## 1. まえがき

平成 19 年 4 月に火山噴火緊急減災対策砂防計画策定ガイドラインが発表され、火山活動が活発で火山活動による社会的影響が大きい 29 火山に対して、火山噴火に伴い発生する土砂災害に対して被害を可能な限り減災するための計画策定の手引きが示された。しかしながら、その運用に関しては不明な点も多く、検討が必要である。昨年度の検討<sup>1)</sup>では、火山が噴火した場合に早急に必要な監視手法の検討ならびに変化量計測に資する計測機器の性能に関する現地試験結果を示した。今年度は、火山噴火時に大規模な地形改変が生じた際、衛星及び航空機を用いて即時的に DEM データを作成する技術と得られた DEM データの特性に関する検討を行うものとした。

## 2. 研究目的

火山噴火時には、その火山活動に起因した大規模な地形改変が起こりうる。例えば、2000 年の有珠山噴火の際には、噴火活動に伴う地殻変動により地形が変化し、隆起の最高値が 65m で北東から南西方向に約 1km、幅約 500m の範囲で隆起した。最も地形変化の大きいエリアを流域に含む板谷川においては、流域面積が 2.5 平方キロから 1.35 平方キロに縦断勾配が 2.4° から 6.7° に変化した<sup>2)</sup>。このような大規模な地形変化が生じると、火山灰等の火砕物の影響を受け発生する泥流の流下氾濫範囲は噴火前と異なってくるため、地形データを更新した上で、流下氾濫範囲の再検討が必要となる。また、噴火中の火山は噴火活動の影響により山体に近傍での調査は困難となるため、遠隔から観測可能なことが重要である。本研究では、航空機合成開口レーダ・衛星合成開口レーダ並びに衛星光学ステレオ視センサを用いた即時的な DEM データ作成技術および得られた DEM データの特性を検討・整理し、火山噴火時に大規模な地形改変が生じた際の即時的な地形データの更新手法について検討することを目的とした。

## 3. 研究方法

各手法により作成された DEM データの精度検証は既往研究成果が多々存在する。このため、まずこれらの既往研究成果を整理すると共に、本検討の対象とした桜島の黒神川流域に対して各センサで作成された DEM の精度検証を行った。本検討に用いたセンサは、X バンド航空機合成開口レーダである Pi-SAR X、衛星合成開口レーダのうち X バンドの TerraSAR-X 及び日本の陸域観測衛星 ALOS に搭載されている L バンド合成開口レーダである PALSAR、同じく ALOS に搭載されている衛星光学ステレオ視センサ PRISM とした。これらのセンサを用いて作成された DEM データの標高精度のほかに、シミュレーションに用いる際の適合性を評価するため各 DEM データから水文解析により算出した河道網等の情報からシミュレーションへの適合性の評価を行った。

## 4. 研究結果

### 4.1 既往研究成果の整理

#### 4.1.1 航空機合成開口レーダ

今回用いた航空機合成開口レーダ (Pi-SAR) は、高度 12000m から地上水平距離約 10km 以上の観測幅で観測可能である。合成開口レーダの特徴上、計測対象から高度と同程度水平方向にも離れた計測が可能であり、火山噴火時の飛行制限等に関らず観測できる可能性が高い。現在日本国内で運用されている DEM 作成可能な航空機合成開口レーダは、独立行政法人情報通信機構の Pi-SAR2、国土地理院のくにかぜ 号等が存在する。航空機合成開口レーダによって取得された DEM の精度評価は、岡谷ら (2001)<sup>3)</sup>等が存在し、標準偏差で 10m 程度の誤差値が報告されている。

#### 4.1.2 衛星合成開口レーダ

衛星合成開口レーダを用いて作成された DEM の精度の検証例をまとめて、表 1 に示す。衛星合成開口レーダにおいては、現在 DEM データを作成できるペアを取得するには、1 回帰分の期間をにおいて 2 回観測する必要がある。

表 1 衛星合成開口レーダ DEM 精度検証例

衛星名	波長	精度	備考
TerraSAR-X <sup>4)</sup>	X	8.25m	
JERS-1 <sup>5)</sup>	L	24.23m	運用終了
ERS-1/2 <sup>6)</sup>	C	4.085m	
SRTM C <sup>7)</sup>	C	11.1m(1 )	運用終了
SRTM X <sup>7)</sup>	X	6.74m(1 )	運用終了

#### 4.1.3 衛星光学ステレオ視センサ

光学ステレオ視センサを搭載した衛星により取得されたステレオペアを用いて DEM を作成することができる。1 回の撮影でステレオペアを取得可能なステレオ衛星を用いるほか、衛星の姿勢制御によりポイント観測を行い、ステレオペアを取得する方法、異なる衛星で撮像された同一地域の画像を用いる方法がある。表 2 に主なステレオ衛星と撮影されたステレオペアを用いて作成された DEM の精度検証例の一覧を示す。

表 2 ステレオ衛星 DEM 精度検証の例

	空間分解能	DEM 精度(検証例)
ALOS <sup>8)</sup>	2.5m	5.8m
SPOT-5 <sup>9)</sup>	5m	2.2m(1 )
IKONOS <sup>9)</sup>	1m	1.5m(1 )
Quick Bird <sup>9)</sup>	0.61m	1.2m(1 )

### 4.2 DEM データの精度検証

#### 4.2.1 検討対象及び用いたデータ

現在活発に活動している桜島の東側に位置する黒神川流域を精度検証の対象とした。同河川流域は、源頭部が昭和火口であり下流には黒神堆砂地を持つ。黒神川流域を図 1 に示す。

航空機合成開口レーダは、2000 年に Pi-SAR の X バンドにより作成された DEM データを用いた。また衛星合成開口レーダは、ドイツの X バンド合成開口レーダである TerraSAR-X 及び日本の L バンド合成開口レーダである ALOS の PALSAR センサを用いて DEM を作成した。

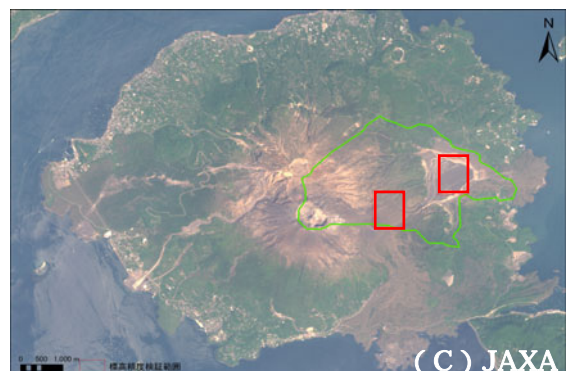


図 1 黒神川流域

また、ALOS の光学ステレオ視センサである PRISM センサを用い DEM を作成した。

DEM 作成に用いたデータ等の一覧を表 3 に示す。作成された DEM データの解析処理には、ArcGIS9.3.1 を用いた。

表 3 DEM 作成に用いた衛星データ等一覧

衛星・センサ名	画像取得日	モード	入射角(°)	軌道	レーダ照射方向	シーンサイズ (km)	空間分解能 (m)
TerraSAR-X 157m	2008/2/7	SL	52.91	DS	東から西	10×10	1.47
	2008/4/24	SL	52.90			10×10	1.47
ALOS・PALSAR 641m	2008/11/14	FBS	37.8	AS	西から東	70×70	6.25
	2009/2/14	FBS	37.8			70×70	6.25
ALOS・PRISM	2007/5/11	1B1	-	DS		35×35	2.5
Pi-SAR	2004/2/7	4Ch	35.6 <sup>1</sup>	北東	南東から北西	53.5×17.8	2.5

1：対象範囲中心付近

#### 4.2.2 DEM の作成状況

PRISM のような光学センサは、植生を含めた地表面の標高を表現しているため、植生繁茂域では地表面標高を表すことが不可能であることを考慮し、DEM の標高精度の評価対象には裸地部及び疎林部を対象として検討を行った。裸地及び疎林の分類は、「環境省生物多様性センター」運営の「生物多様性情報システム」から基礎調査結果データ(平成 17 年 7 月)を用いた。DEM の精度検証に用いた範囲は、図 1 の四角枠内である。各 DEM データは、世界測地系平面直角座標の 2 系にすべて変換すると共に、参照点を用いて水平位置を補正した上で比較した。作成された DEM の諸元を表 4 に示す。各 DEM データの誤差の範囲は、傾斜 10 度内に関しては、表 1,2 に示す既報告程度もしくはそれを上回る精度であったが、傾斜 10 度以上の傾斜地では、著しい精度の低下がみられた。これは、傾斜地では干渉 SAR で使用できる共通帯域幅が平地に比べて狭くなる為に、干渉度が下がり、結果として高さ精度が悪くなったと考えられる。一方、TerraSAR-X で精度の低下が小さく、同じ X バンドを使っている Pi-SAR で顕著な低下がみられているが、これは TerraSAR-X では入射角が 52.9 度と大きく、干渉性が確保できたために低下の程度が抑えられたことが原因として想定される。また、作成可能性に関して、TerraSAR-X で火口付近及び植生域で干渉性が低く DEM データを作成できない範囲が生じた<sup>10)</sup>。Pi-SAR データは軌道により DEM データの標高値に差が見られることが報告されているため<sup>11)</sup>、今後前後する 2 時期の軌道方向の異なる DEM データを重ね合わせての評価が必要と考えられる。

表 4 作成された DEM の標高誤差等

項目	ALOS		TerraSAR-X	Pi-SAR	LiDAR(比較検証用)
	PALSAR	PRISM			
DEM メッシュサイズ (m)	42 × 46	2.5	10	2.5	1
標高誤差 (1 )					
傾斜 10 度内	3.3	2.5	6.33	5.32	-
傾斜 10 ~ 45 度	12.1	8.8	6.48	17.52	

植生繁茂域・火口周辺を除く各 0.67 k m<sup>2</sup>

#### 4.2.3 DEM のシミュレーションへの適応性評価

評価を行うに際し、各 DEM ラスタデータのメッシュサイズが異なるため、最もメッシュ間隔の広い ALOS の PALSAR センサで作成された DEM からポイントデータを作成し、ポイントデータの位置で各 DEM ラスタデータから標高値を抽出し、50m メッシュの DEM データを作成した。座標系は世界測地系平面直角座標の 2 系を用い、内挿手法には Natural Neighbor をもちいた。

各 DEM データを用いて算出した第一黒神川主流路勾配及び流域面積を算出し、表 5 に示した。算出にあたっては ArcGIS の水文解析機能を用いた。LiDAR データと比較すると、TerraSAR-X、ALOS の PALSAR の DEM では、流域面積・勾配共に遜色のない結果が得られた。しかしながら PRISM の DEM では、流域上部で他の流域への流れ込みが発生し、最長流路延長が半分以下に算出される大幅なずれが発生した。

また、Pi-SAR の DEM では、最長流路延長が長く算出され、流路の勾配が緩く算出されている。航空機合成開口レーダでは、飛行方向により、DEM データの標高値に差が見られることが報告されているため<sup>11)</sup>、今後飛行方向の異なる DEM データを重ね合わせての運用が必要と考えられる。

表 5 各 DEM における黒神川流域面積、主流路及び主流路勾配

項目	ALOS		TerraSAR-X	Pi-SAR	LiDAR (比較検証用)
	PALSAR	PRISM			
流域面積(km <sup>2</sup> )	1.85	0.56	1.75	1.61	1.64
流路勾配(度)	10.34	9.88	10.05	8.70	10.20
最長流路延長(m)	2282	865	2320	2589	2240

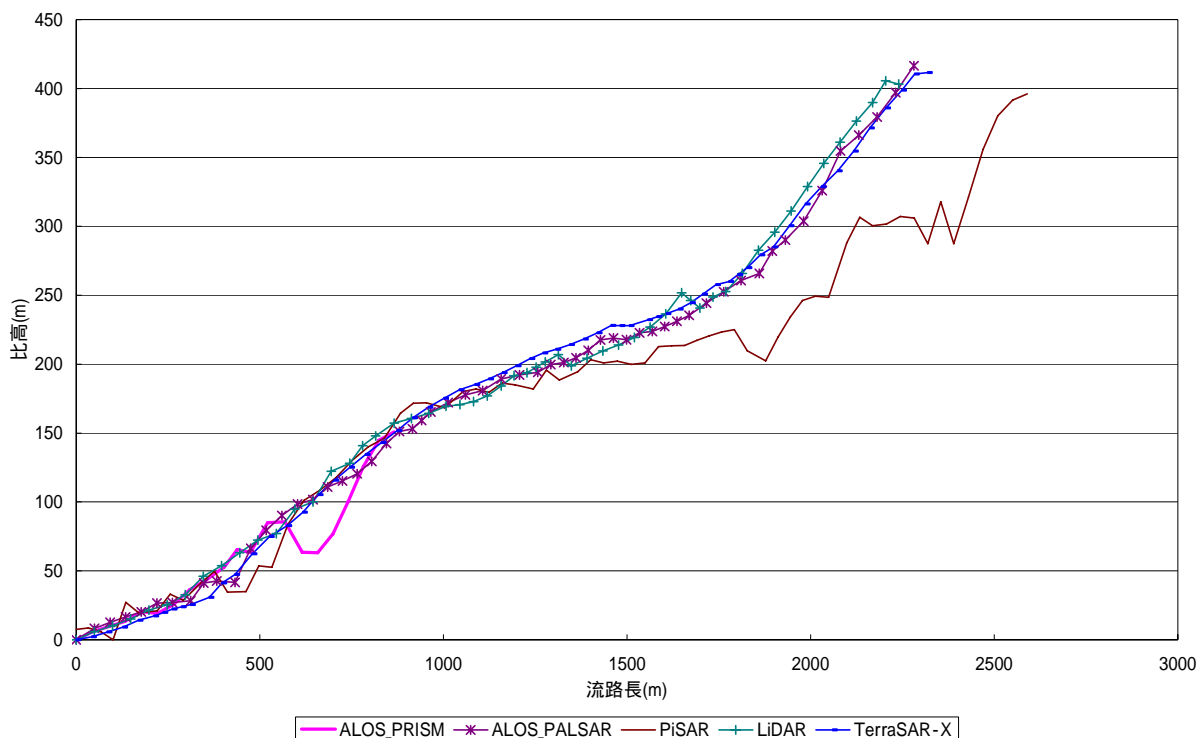


図 2 各 DEM における黒神川流域下流端から上流方向の最長流路



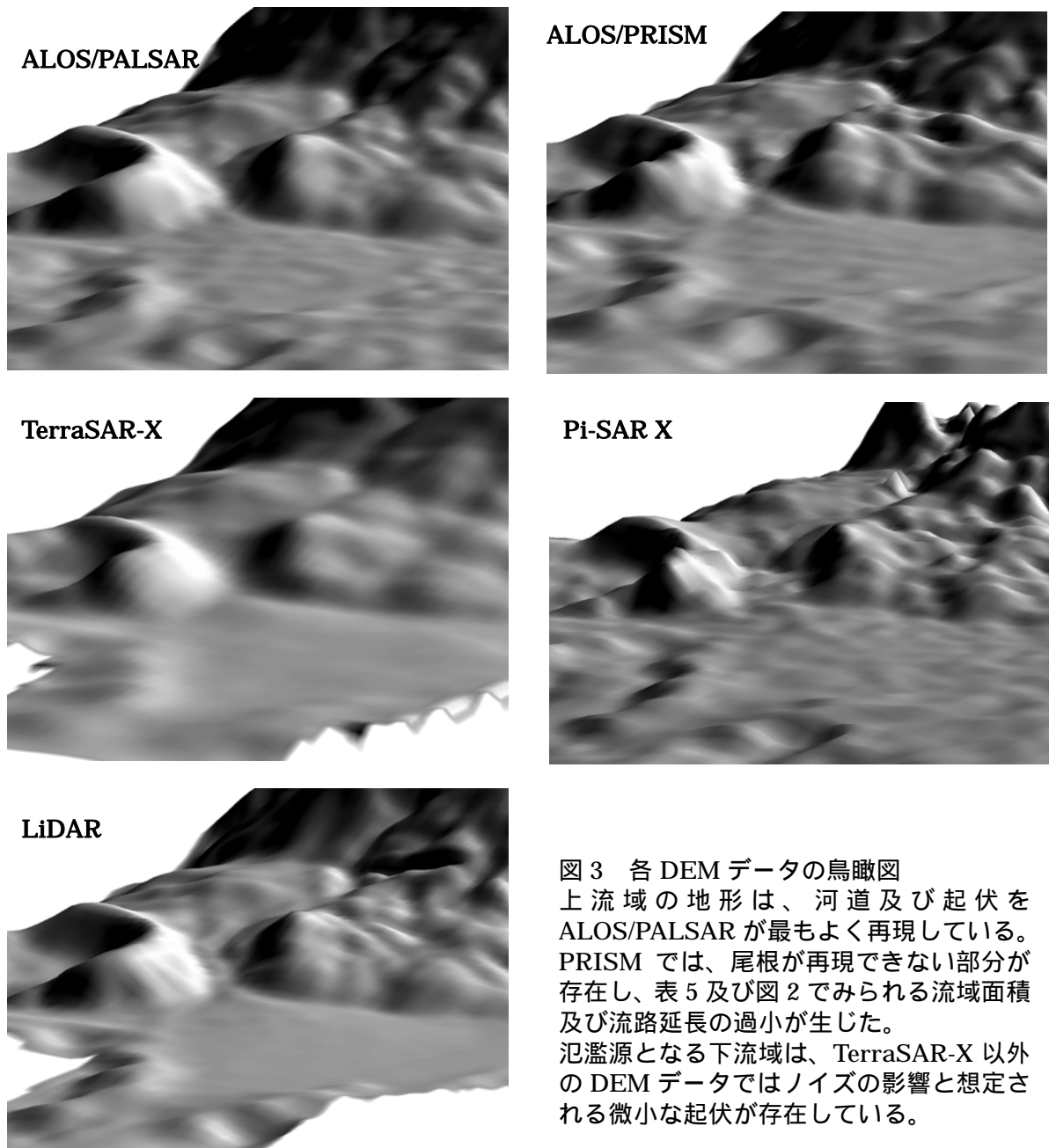


図3 各DEMデータの鳥瞰図  
 上流域の地形は、河道及び起伏をALOS/PALSARが最もよく再現している。PRISMでは、尾根が再現できない部分が存在し、表5及び図2でみられる流域面積及び流路延長の過小が生じた。氾濫源となる下流域は、TerraSAR-X以外のDEMデータではノイズの影響と想定される微小な起伏が存在している。

## 5. おわりに

今回、標高誤差に関しては、傾斜10度以内のPRISMのDEMデータが最も良好な結果が得られた。しかしながら、傾斜10度を超える範囲では、TerraSAR-XのDEMデータで最も良好な結果が得られており、流域面積や最長流路延長及びその勾配を勘案すると、今回の検討では、TerraSAR-Xのデータが最もシミュレーションに適していると考えられる。合成開口レーダは、取得データの良否が気象条件や噴煙等に左右されないためその点でも緊急減災に対する優位性は高いものと考えられる。今後、これらの結果を元に緊急時に作成されたDEMデータのシミュレーションへの適応可否の簡易的な判定手法等の検討を行いたい。

## 6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、原土砂管理研究グループ長、石塚上席研究員、山越主任研究員、内田主任研究

員、武澤研究員、清水研究員をはじめ、土砂管理研究グループの皆様方には多大なるご指導、ご助力を賜りました。また、田村前上席（現雲仙復興事務所）には、ご指導を賜りました。また、使用データ、検証試験地等、国土交通省九州地方整備局大隅河川国道事務所、独立行政法人宇宙開発機構（JAXA）、独立行政法人情報通信研究機構（NICT）ならびに株式会社パスコにご協力頂きました。ここに厚く感謝の意を表します。

所 属 株式会社 朝日航洋株式会社

#### 参考文献

- 1)中野陽子ほか：火山噴火に伴う土砂災害の緊急減災のための新しい監視技術，平成 22 年度砂防学会研究発表会概要集，57，332 - 333，2010
- 2)仲野公章ほか：噴火に伴う有珠山土砂災害緊急対応について，土木技術資料，43-2，34 - 39，2001
- 3)岡谷隆基ほか：航空機 SAR を用いた急峻地形地における DEM の抽出とその応用，写真測量とリモートセンシング，40-4，4-13，2001
- 4) U. Sefercik, U. Sörgelb: TOPOGRAPHIC ESTIMATION BY TERRASAR-X ,IAPRS ,Vol. XXXVIII, Part 7B ,504-510, 2010
- 5) 竹内章司：干渉 SAR による DEM 作成における最適ベースライン条件の検討，(社)リモートセンシング学会 第 30 回学術講演会論文集，161 - 162，2001
- 6)Zhengxiao Li, James Bethel：DEM REGISTRATION, ALIGNMENT AND EVALUATION FOR SAR INTERFEROMETRY，IAPRS，Vol. XXXVII. Part B1.，111-115, 2008
- 7) K. Becek：INVESTIGATION OF ELEVATION BIAS OF THE SRTM C- AND X-BAND DIGITAL ELEVATION MODELS，IAPRS，Vol. XXXVII. Part B1.，105-110, 2008
- 8) 田殿武雄ほか：PRISM,AVNIR-2 の校正と PRISM/DSM の初期検証について,写真測量とリモートセンシング,VOL.46, NO.1, 2007
- 9)Terry Toutin: Comparison of stereo-extracted DTM from different high-resolution sensors : SPOT-5, EROS-A, IKONOS- , and QuickBird, IEEE transactions on geoscience and remote sensing, 42, 10, 2004
- 10) 柴山卓史ほか：桜島における衛星 SAR から作成した DEM の精度検証，平成 22 年度砂防学会研究発表会概要集，57，314 - 315，2010
- 11) 大村 誠ほか：Pi-SAR による桜島火山の地形変化の観測，Pi-SAR 研究公募成果集，2007

# 簡易な降灰分布推定手法による 2011 年 1 月霧島山(新燃岳) 噴火に伴う降灰範囲の推定

チーム名 火山・土石流チーム  
氏 名 木佐 洋志

## 1. まえがき

火山噴火により火山灰や火山礫等(以下、火山灰等)が山地斜面に堆積すると、山地斜面の浸透能が著しく低下し、小規模な降雨でも土石流が発生する危険性が高まることが一般的に知られている<sup>1)</sup>。

## 2. 研究目的

本稿の研究目的は、噴火後の火山周辺の溪流における降灰後の土石流発生の危険性を判断するための降灰範囲を簡易に推定する手法について、その適用性、推定の精度などを検証し、その利活用について検討することである。

## 3. 研究方法

一般的に、降灰範囲は現地踏査を主体とした網羅的な降灰量計測調査(すなわち、火山灰等の現地計測とその結果のとりまとめ、等層厚線図の作成)により把握される。

しかし、網羅的に降灰範囲を調査することは時間を要するため、土石流発生の危険性の高い溪流の調査を逐次進めることが難しい。実際には、降灰が広範囲に及ぶ場合や火山活動の激化により火口近傍の調査ができない場合、噴火後に降雨が間近に予想される場合など、目標とする層厚以上の降灰量計測データが十分に得られない状況においても、一定の精度で降灰範囲を推定することが求められる。

当手法は、「ある層厚以上の降灰のある地域の面積」とその層厚は、概ね反比例の関係にある(以下、面積 - 層厚の反比例関係)との仮定に基づき、現地調査データから、調査実施範囲より火口近傍の未調査範囲の降灰分布を推定する手法である。本稿では、現地調査データの一部を用いて、火口近傍の未調査範囲の降灰分布をどの程度の再現できるかを 2011 年 1 月 19 日に始まった霧島山(新燃岳) 噴火事例において検証した。

## 4. 簡易な降灰分布推定手法

### 4.1 手法の概要

当手法は火山灰等の等層厚線が全て相似形にあると仮定し、現地調査等により得られている等層厚線をひとつ以上把握し、面積 - 層厚の反比例関係に基づき、求めたい層厚の等層厚線を推定する作業から成る。

面積 - 層厚の反比例関係とは、ある層厚以上の降灰のある地域の面積とその層厚は、概ね反比例の関係にあるとする考えで、Hayakawa(1985)による簡便式<sup>2),3)</sup>

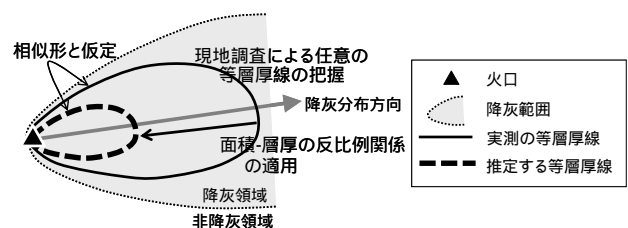


図 1 簡易な降灰分布推定手法のイメージ

$$V = 12.2TS \dots\dots\dots(1)$$

(V:降下テフラの体積, T:降下テフラの層厚, S:面積)

に基づいている。図2にその関係のイメージを示す。

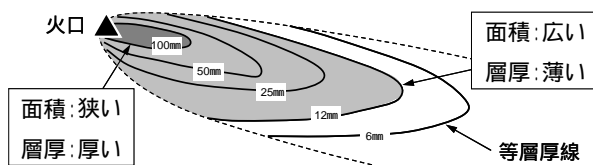


図2 面積 - 層厚の反比例関係のイメージ

#### 4.2 簡易な降灰分布推定手法の適用

##### 4.2.1 霧島山(新燃岳)1月噴火の降灰分布特性

1月28、29日に実施された降灰量調査データをもとに1月26-27日噴火における降灰分布図を作成した(図3)。1月26-27日噴火の降灰は概ね南東方向に分布する。ある層厚以上の降灰のある地域の面積とその層厚の関係を両対数グラフ上にプロットした結果を図4に示す。

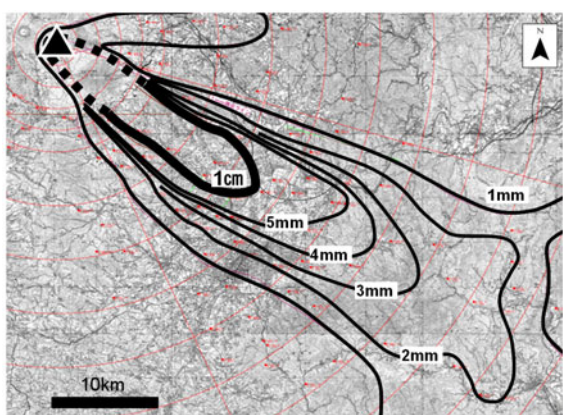


図3 1月26-27日噴火降灰分布図(実測)

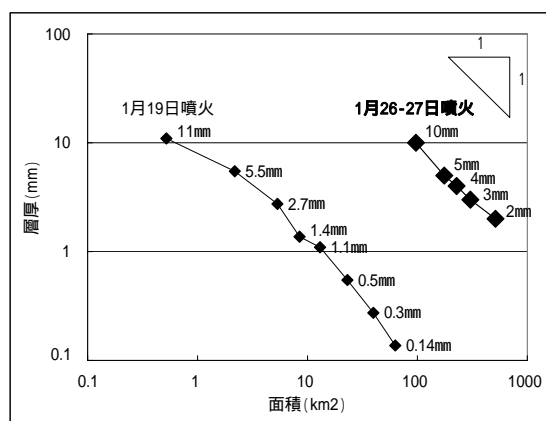


図4 面積 - 層厚の反比例関係

(霧島山(新燃岳)2011年1月噴火)

図4から、面積と層厚が概ね反比例の関係にあることが分かる。また、噴火の規模はかなり小さいが1月19日噴火の降灰分布から同様に図4にプロットすると、やはり同様の関係があることが分かる。

##### 4.2.2 推定手法の適用

1月28日、29日に実施した調査では、実際に120点以上の地点で火山灰等の堆積厚を計測し、等層厚線図が作成された。しかし、ここでは敢えて、目標とする堆積厚の範囲の調査データが得られなかったと仮定し、当手法によりどのように目標の層厚の等層厚線を得られるのかを示す。検証条件として、目標の堆積厚が1cmとし、図5に示すような観測データが得られているとする。調査データからは2mmの等層厚線(縁辺部のみ)が描ける。また、調査範囲より火口寄りの降灰分布は不明なので、2mmの等層厚線(実測)の端点から火口の外形への接線を引き、2mmの等層厚線とした。

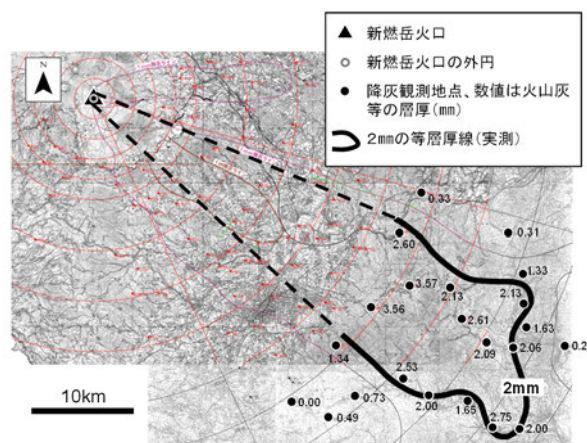


図5 適用事例の調査データ

面積 - 層厚の反比例関係が成立すると仮定し、

$$2\text{mm} \cdot S_{2\text{mm}} = 1\text{cm} \cdot S_{1\text{cm}} \quad (S: \text{面積})$$

$$S_{1\text{cm}} = \frac{1}{5} S_{2\text{mm}}$$

から、火口の中心を相似の中心として、2 mm以上の層厚の降灰範囲をその面積が5分の1となるように相似縮小させた範囲が推定1 cm等層厚線となる(図6)

実測の1 cm等層厚線と比較すると、降灰分布の幅、先端部の位置等、分布の形状が概ね表現できている。

なお、推定1 cm等層厚線の範囲は、実測の1 cm等層

厚線の範囲の79%をカバーしている(100%に近い程、抽出漏れが少なく、推定の精度が高い)。一方で、実測の1 cm等層厚線の範囲を超過した範囲は推定した面積全体の22%にあたる(0%に近い程、無駄な抽出が少なく、推定の精度が高い)。

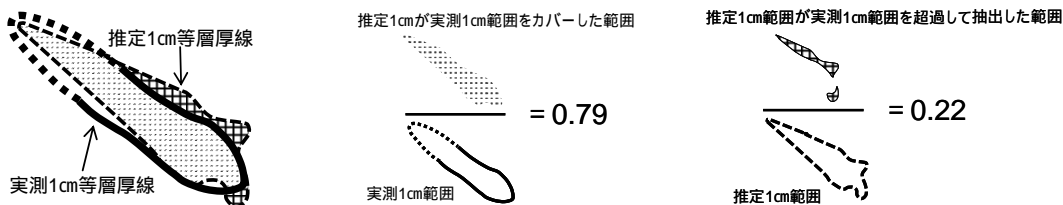
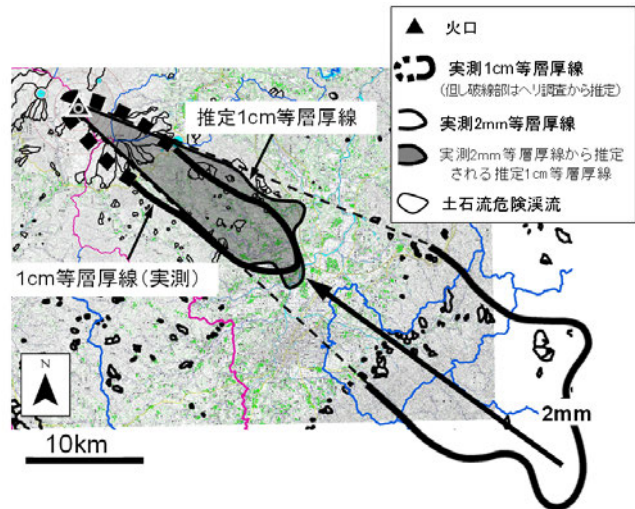


図7 推定1 cm降灰範囲の推定精度

他の等層厚線(3 mm、4 mm、5 mm)により推定と概ね同程度の推定結果が得られた(図8、表1参照)。

以上より、2011年1月26-27日噴火において、目標となる層厚の降灰量計測データが全く得られない状況においても、当手法により目標とする等層厚線がある程度の精度で表現できることが示された。

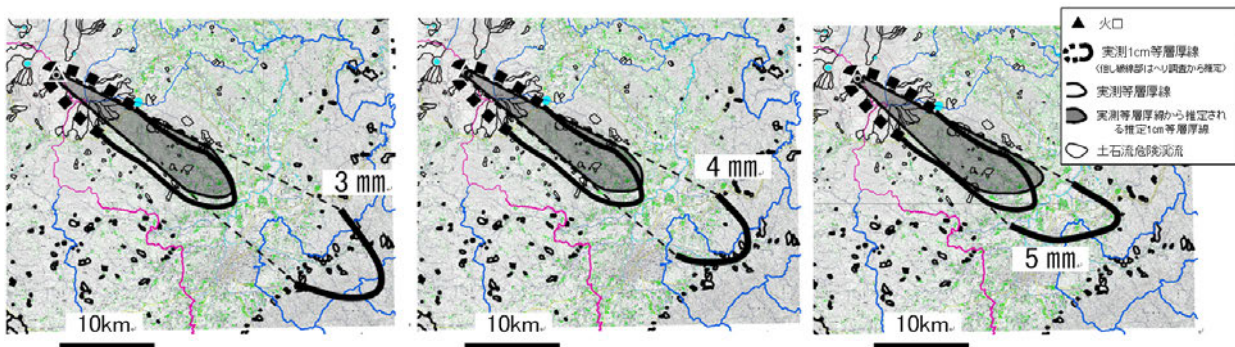


図8 推定1 cm降灰範囲の推定結果(左から3mm、4mm、5mmの場合)

表1 推定1 cm降灰範囲の推定精度

等層厚線	2 mm	3 mm	4 mm	5 mm
推定1 cm降灰範囲が実測1 cm降灰範囲をカバーする割合	0.79	0.61	0.55	0.59
推定1 cm降灰範囲のうち実測1 cm降灰範囲を超過して抽出された範囲の割合	0.22	0.09	0.13	0.11

## 5. まとめ

### 5.1 簡易な降灰分布推定手法の利活用の提案

現地調査データから「面積 - 層厚の反比例関係」を適用する簡易な降灰分布推定手法により、火口近傍の未調査範囲におけるある層厚（ここでは1 cm）以上の降灰範囲を推定した事例を示した。

今後、新たに火山噴火が発生した場合に、当手法を利活用するイメージを図9に示す。目標とする層厚の降灰量計測データが十分に得られない状況においても、簡易に降灰分布を推定するための推定降灰分布図を作成（あるいは更新）するサイクルを繰り返し、推定降灰分布図を作成（あるいは更新）するたびに、土石流発生の危険性の高い溪流の判断（見直し）およびそれらの溪流の対策の検討等に逐次着手することが可能となる。目標とする層厚以上の降灰範囲を精度良く把握できた時点で降灰分布調査を終了する。

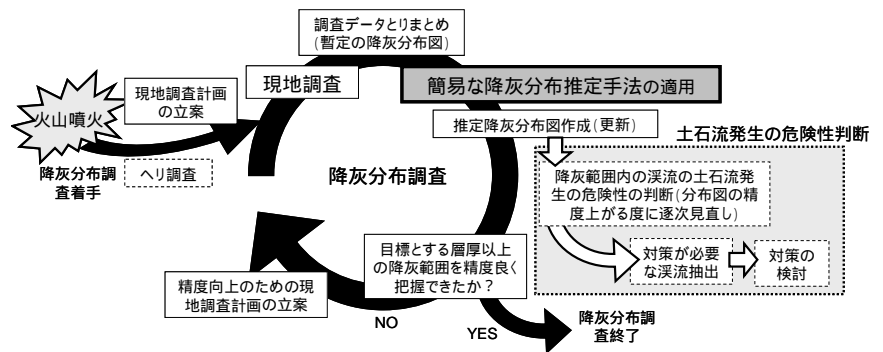


図9 当手法の活用のイメージ

### 5.2 今後の課題

当手法は火山噴火後の降灰調査において、あくまで簡易にかつ逐次、降灰分布を推定する手法であり、適宜、追加の現地調査等によりその精度を向上させる必要がある。今後の課題としては、火口近傍の降灰分布形状の推定精度の向上（例えば衛星画像等を活用する）や、複数の噴火が累積する場合への当手法の適用性についての検証等がある。

## 6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、原土砂管理研究グループ長、田村前上席研究員、石塚上席研究員、水野主任研究員、内田前主任研究員、武澤研究員、清水研究員をはじめ、土砂管理研究グループの皆様方にはご指導、ご助力を賜りました。特に山越主任研究員には、本検討を進める上で多大なるご指導を賜りました。また、使用データ等の取得にあたり、国土交通省九州地方整備局の方々、日本工営株式会社の田島氏にご協力を頂きました。ここに厚く感謝の意を表します。

所 属 株式会社 エル・コーエイ

### <参考文献>

- 1) 田方ら(2007)：砂防学会研究発表会概要集，p.300-301
- 2) Hayakawa(1985)：Pyroclastic geology of Towada volcano.,Bull.Earthq.Res.Inst.,Univ.Tokyo.60 p.507-592
- 3) 早川(1991)：テフラとレスからみた火山の噴火と噴火史，第四期研究(The Quaternary Research) 30 (5)p.391 - 398
- 4) Tajima et al(投稿中)：Ellipse approximation isopach method for prompt recognition of ash fall distribution: A case study at Sakurajima volcano

# すべり面の3次元構造の把握と地すべり土塊特性に関する研究

チーム名 地すべり

氏名 本間 宏樹

## 1. まえがき

すべり面位置の特定や地すべり土塊の特性等の調査においては、ボーリングコアの観察や分析から得られる情報は重要な手がかりとなる。従来はボーリングによりすべり面粘土や破碎された地すべり土塊を乱さずにコア採取することは難しかったが、近年の技術の進歩によってほぼ乱すことなく採取することが可能になり、コアからすべり面や土塊内部の変形に関わるより多くの情報が得られるようになってきている。また、X線CTが地質系試料の内部構造を調査する手法として近年使用されつつあり<sup>1,2,3)</sup>、地すべり分野においてもすべり面を含むボーリングコアを非破壊でその内部構造・立体構造を把握するための手法として応用できるものと期待される。

## 2. 研究目的

本研究は、品質の良いボーリングコアから作成した研磨片試料を肉眼、顕微鏡、X線CT等により微細な破碎構造を観察・分析ことによって、すべり面や地すべり土塊の構造や特徴を明らかにし、すべり面の調査技術や特定精度を高める方法を検討することを目的とする。

## 3. 研究方法

### 3.1 研磨片試料の作成

研磨片試料を作成する際には、ボーリングコアを切断する必要があるが、すべり面や地すべり土塊のボーリングコアは一般に軟質で変形しやすく、岩石カッターで切断すると摩擦、振動、水の浸透により崩壊しやすい。このため、研磨片試料の作成工程は、図-1に示すとおり、断層ガウジ等の軟らかく脆い試料に一般的に用いられる樹脂浸透による固化処理<sup>4)</sup>を切断前の乾燥したコアに施した。

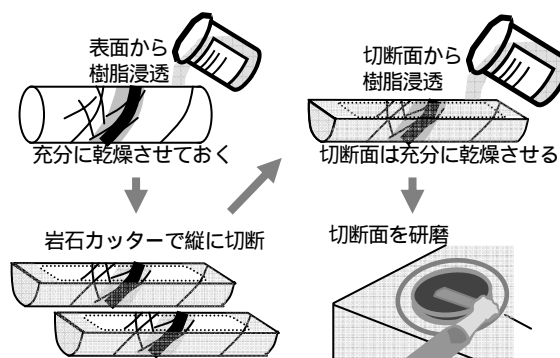


図-1 研磨片試料の作成工程の概要

一般的に地すべりの変形構造やせん断組織は、地すべりの移動方向を含む鉛直面に明瞭に現れるものと考えられる。このため動態観測機器により地すべりの移動方向とコアの向きに対応が明確な試料については上記の面で切断し、それ以外の試料については卓越する綫状構造の最大傾斜方向を含む鉛直面で切断した。

### 3.2 研磨片の観察

ボーリングコアの外周部は、ビットの影響で構造が乱れている可能性があり、循環水の影響や採取後のコア表面の洗浄等で細粒分の流失も発生しやすいことから、コア内部を対象として切断研磨面のスキャナによる高解像度画像のトレースと検鏡試片の観察から岩種、剪断構造、破碎礫の特徴、基盤の構造の記載を行った。

### 3.3 X線CT

X線CT (Computed Tomography)は試料内部のX線吸収係数の三次元分布を可視化するものであり、スキャナは、主に医療用と産業用とに分けられる。産業用は大きな試料の撮影に適したミニフォーカス型と小さな試料の微細な構造の撮影に適したマイクロフォーカス型がある。本研究では島津製作所(株)製のマイクロフォーカスCTスキャナを用いて試料を撮影し、図-2に示すようにX,Y,Z方向の白黒の連続二次元画像のデータセットとして整理

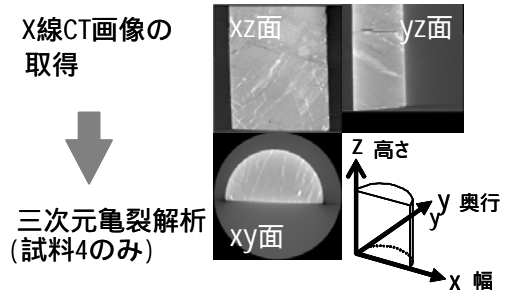


図-2 X線CTの流れ

した。また、試料の一つについては、このデータセットから三次元のイメージを作成し、NVS社製の亀裂解析ソフト(NVS社製VGStudioMAX2.0, Defect Analysis)を用いて亀裂の抽出解析を行った。

### 3.4 観察対象

本研究に用いた試料は下記に示す試料1~4である。このうち研磨片観察は試料1~3、X線CTは試料2と4について実施した。

#### 試料1：中生代白亜紀の堆積岩(砂岩・泥岩・礫岩)分布域における流れ盤すべり面(研磨片観察)

粘土分の多い礫混じり土砂部と基盤岩の最上部と考えられる破碎されて割れ目沿いに粘土化した堆積岩の境界部を採取し試料とした。近隣の孔内傾斜計観測による想定すべり面深度及び本ボーリングコアの観察から、この境界部分がすべり面である可能性が高いものと考えている。幅69mm、奥行33mm、高さ200mmである。

#### 試料2：中生代白亜紀の堆積岩(砂岩・泥岩・礫岩)分布域における受け盤すべり面(研磨片観察・X線CT)

粘土分の多い礫混じり土砂部と基盤岩の最上部と考えられる破碎された堆積岩の境界部を採取し試料とした。試料1と同様にすべり面である可能性が高いものと考えている。幅69mm、奥行36mm、高さ95mmである。

#### 試料3：新第三紀鮮新世の堆積岩(砂岩・泥岩・礫岩)分布域における流れ盤すべり面(研磨片観察)

最も破碎しており、すべり面であるものと推定されている礫混じり土砂部を採取して試料とした。幅67mm、奥行31mm、高さは93mmである。

#### 試料4：美濃帯の緑色岩分布域における流れ盤すべり面(X線CT)

地すべり地における径86mmのボーリングコアのすべり面付近の礫混じり土砂層から、粘土の薄層を挟む亀裂を含む部分を採取して試料とした。動態観測の資料が残存しないため、この亀裂は主すべり面とは断定できないものの連続性は良い。幅70mm、奥行35mm、高さ130mmである。

## 4. 観察結果

### 4.1 研磨片および検鏡試片観察の結果

#### 4.1.1 すべり面と基盤

基盤を含むコア試料の研磨片の観察結果を図-3、図-4に示す。どちらも地すべりの変位の向きは、写真の右から左である。

図-3に示す試料-1では、すべり面は礫混じり粘土状の移動体と基盤との境界に位置し、流れ盤で傾斜は約25°で凹凸が小さく連続性が良い。基盤をなす砂岩には、幅約8cmに渡りすべり面とほぼ平行な破碎帯が形成されて



いる。この破砕帯の内部には微細な剪断面が発達し、互いに連結して粘土を伴い、すべり面と平行または低角度に斜交する剪断帯を形成している。

図-4 に示す試料2のすべり面は、礫混じり粘土状の土塊と基盤との境界に位置している。受け盤で傾斜は約20°であり、凸凹しているが連続性は良い。すべり面近傍の基盤をなす砂岩泥岩互層は、すべり面と斜交した微細な剪断面が発達し、それらが連結してすべり面と平行または低角度で斜交する剪断帯を形成している。この剪断帯の変位の向きは、層理面のズレから上盤側が右から左へ向かう方向である。また、すべり面付近の層理面が屈曲しており、地すべりの移動による引きずりによって基盤が変形したことが示唆される。

#### 4.1.2 移動体

すべり面付近の土塊部分の観察結果を図-3、図-4、図-5 に示す。これらの試料の移動体に含まれる礫はいずれも垂角～円礫が主体をなし、角礫は稀である。粒径は、図-3 及び図-4 では、すべり面に隣接した最下部が1cm 程度の幅で細粒となっており、この領域で下底面と低角度で斜交する剪断面が観察される。また、図-3 及び図-4 では、比較的大きな礫の周囲にその礫と同じ岩種の細粒な粒子が剪断方向と平行にたなびくような構造が見うけられる。

#### 4.2 X線 CT による分析

##### 4.2.1 割れ目

図-6 に試料2のX線CT断面画像を示す。画像の1pixelは0.18mmであり、暗色は低密度、明色は高密度を示す。これらの画像では、すべり面とみられる礫混じり土砂部と基盤の境界や基盤の割れ目が鮮明であり、基盤の砂岩と泥岩の層構造も捉えられている。特に割れ目についてはCT画像のコントラストが大きいことから、1pixel程度の幅の小さなものも連続性を識別することが可能である。

図-6の左は地すべりの変位方向と平行なxz面の5mmオフセット画像、右は地すべりの変位方向に直交するyz面の10mmオフセット画像である。これらから割れ目を観察すると、主すべり面が単一の連続した面だけではなく低角度に分離した剪断面を伴う不連続的な面も含むなどの微細な構造が見られる。

##### 4.2.2 土塊の礫

図-6の試料-2で土塊をなす礫混じり土砂部に着目すると、最小で2pixel(0.36mm)程度の大きさの礫までは存在が確認できる。しかし、

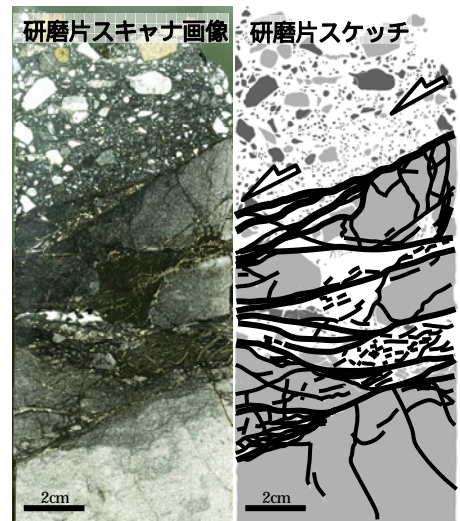


図-3 試料1のすべり面付近のコア断面

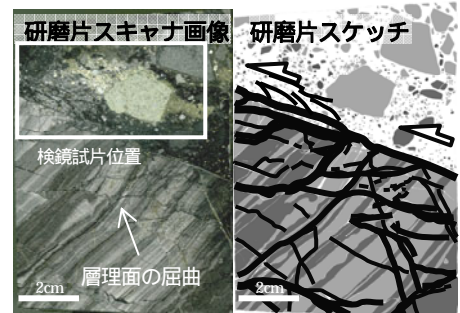


図-4 試料2のすべり面付近のコア断面

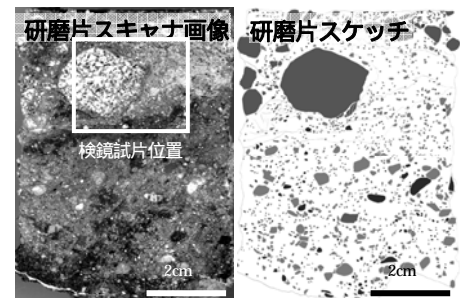


図-5 試料3のすべり面付近のコア断面

礫の形状まで分析しようとすると、形状にもよるが、5~10pixel (0.9~1.8mm)以上の大きさでなければ、礫形状や長軸・短軸の方向まで判断することは困難である。

#### 4.3.3 亀裂の連続性の解析について

連続性の良い亀裂を持つ

試料Bについて、一連の亀裂を着色して抽出した結果を図-7、図-8に示す。このような連続性の良い亀裂であれば、X線CTによって亀裂面の立体形状を非破壊で捉えることが可能である。亀裂面のうねりの様子や凹凸のある形状を明瞭に捉えることができている。

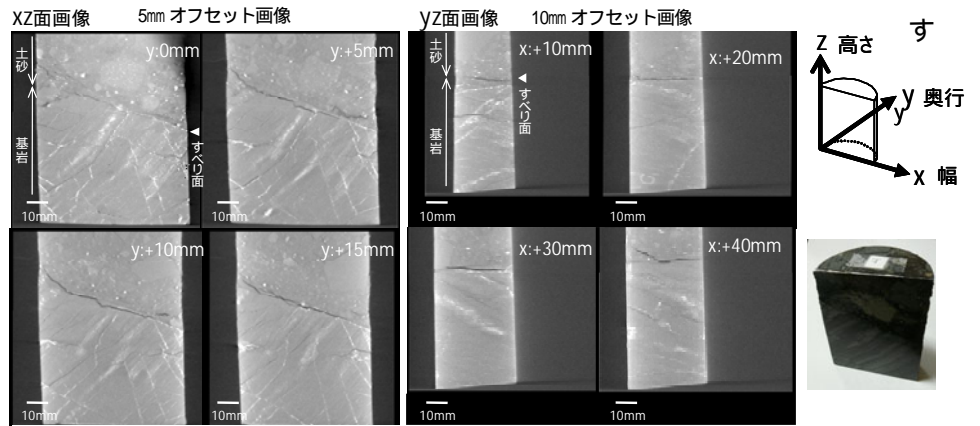


図-6 試料2のX線CT画像

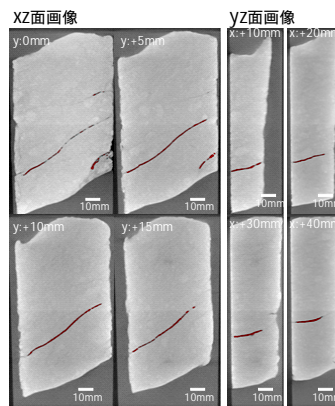


図-7 試料4のX線CT画像

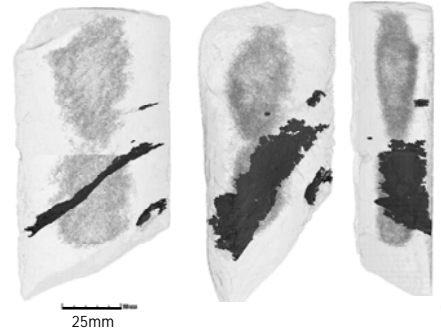


図-8 試料4の立体画像(回転画像)

## 5. 結論

コアの研磨片や検鏡試片を用いた詳細な観察により微細な変形構造の性状の分析が可能であること、およびX線CT画像の分析により非破壊ですべり面等の詳細な内部構造を立体的に捉えることが可能であることが明らかとなった。今後は、より多くの観察・分析を行いすべり面の判定につながる解析手法について検討を進めたい。

## 6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導を賜りました武士上席研究員、杉本主任研究員、藤澤前上席研究員、土砂管理研究グループ地すべりチームの皆様、ならびに試料採取及び分析にご協力いただきました関係各位に深く感謝申し上げます。

所属 東北ボーリング株式会社

### 参考文献

- 1) 土山明・上杉健太郎・中野司(2000):高分解能X線CT法による岩石・鉱物の3次元構造の研究 太陽系初期物質とコンドリュール地学雑誌, 109, pp845-858.
- 2) 中島善人(2005): X線CTで岩石中の空隙をイメージングする. 地学雑誌, 114, pp1032-1043.
- 3) 西澤修・中野司・野呂春文・稲崎富士(1995):X線CTによる地球科学試料の内部構造分析技術の最近の進歩について. 地質調査所月報, 46, pp565-571.
- 4) 大橋ほか(2008) 膨潤性粘土鉱物を含む未固結断層岩の薄片・研磨片作製法, 地質学雑誌, 114, 8, pp426-431.

# 世界の地すべり災害特性と災害対応手法に関する研究

地すべりチーム

宇都 忠和

## 1. はじめに

世界各地では、地震や豪雨に伴い大規模な地すべり災害が発生し、甚大な被害が発生している。地域により地すべり特性や災害に対する対応が異なることが考えられる。そこで、土砂管理研究グループ地すべりチームでは、これまでも世界各地の地すべり災害について、造山運動や気候的特性と地すべり特性の関係をレビューし（藤澤, 2008<sup>1)</sup>など）、また、世界数カ国との研究協力を通じ、社会的背景や地すべり災害特性に応じた調査手法や災害対応に関する知見を得ている。本研究は、その成果を踏まえ、さらに知見を加えることを目指すものである。

## 2. 研究目的

日本の地すべり調査・対策技術は、世界的に見ても第一級の水準にあると考えられる。今後、技術的な面での国際貢献やを考えていく上で、積極的にこの技術を生かしていく必要性が認められる。しかし、世界各地の地すべり発生要因・発生機構、あるいは、地すべりを取り巻く社会的状況は、必ずしも日本の地すべりと一致するものではなく、世界の地すべり特性を見極めた上で、日本の地すべり技術を応用・適応させていくことが求められる。

また一方では、例えば大規模かつ急速な変位を示す地すべりのように、比較的まれな事例については、日本国内だけでなく、海外も含めた事例収集・分析が必要となる。本研究では、上記の状況を踏まえて、世界の地すべり特性についてレビューを行うと共に、特に今後重要性の増大が予測され、日本と地すべり特性が比較的オーバーラップする部分の多いアジア湿潤変動帯の中から、インドでの現地調査について報告する。

## 3. 世界の地すべりデータベースの試作および地すべり特性の比較

本研究では、大規模かつ急速な変位を示す地すべり事例について、表1に示す国際誌から、表2の検索キーワードを用いて文献検索を実施し、延べ160事例を収集した。

表1 検索・収集対象海外誌一覧

雑誌名	対象発行時期
Landslides	2004年（創刊）以降
Geomorphology	1987年（創刊）以降
Engineering Geology	1985年以降
Natural Hazards	1988年（創刊）以降
Natural Hazards and Earth System Sciences	2001年（創刊）以降

表2 文献検索キーワード

a. 現象を示すもの		
	英語	(日本語訳)
1	landslide	地すべり
b. 規模を表すもの		
	英語	(日本語訳)
1	large-scale	大規模
2	giant	巨大な
3	deep-seated	根深い
c. 移動速度に関するもの		
	英語	(日本語訳)
1	rapid	急速

上記の文献・事例について、対象国、災害発生日月、規模（奥行・幅・深さのうち判明しているもの）、発生地名、緯度経度、著者名、発行年、文献名、雑誌名、巻、号、頁、要旨（英文可）を一覧表にとりまとめるとともに、Google maps上で閲覧可能な簡易GISデータベースを作成した。

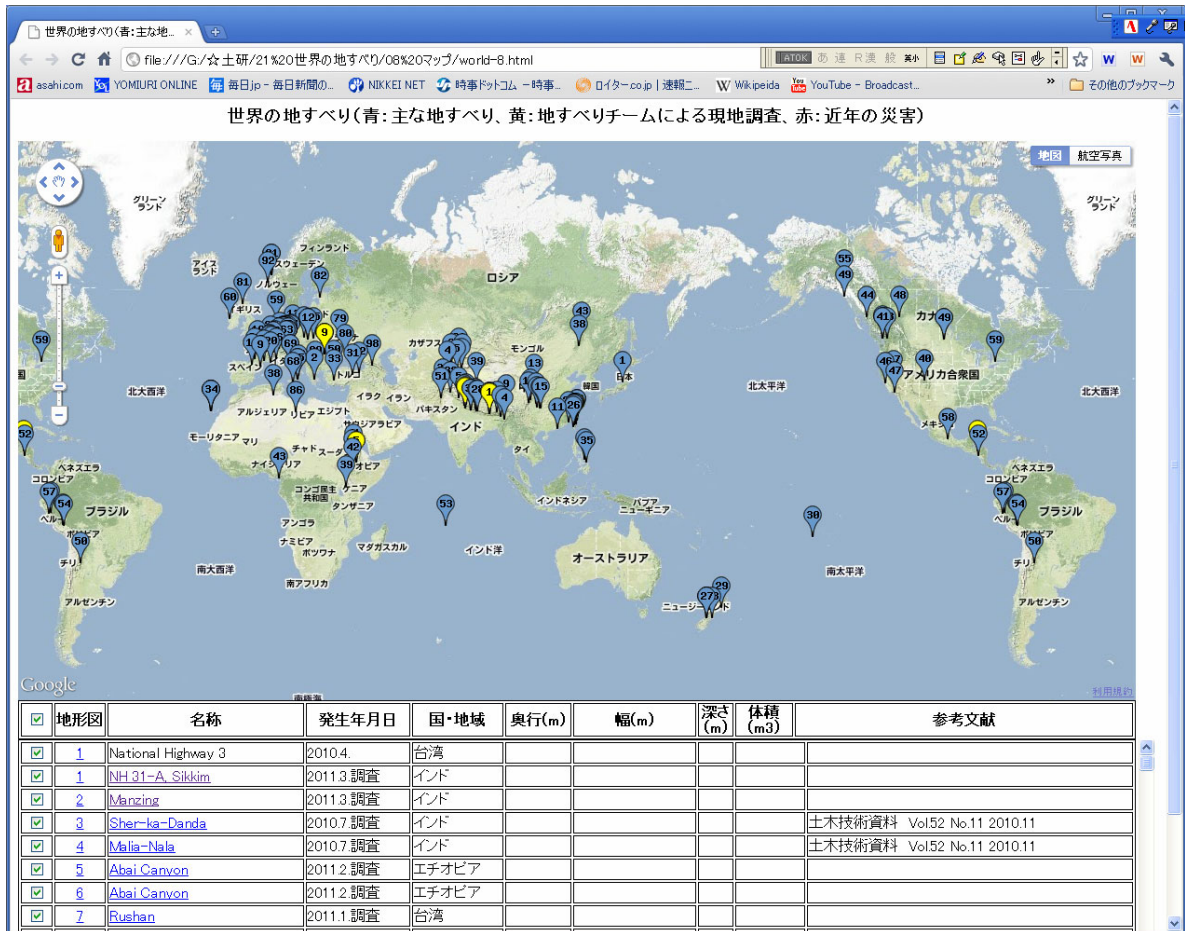


図1 世界の大規模かつ急速な変位を示す地すべり文献のデータベースを作成し、Google mapsによる簡易的なGIS表示を行った表示例。

図1から、今回收集整理した事例は、既往例と同様に新期造山帯（環太平洋造山帯およびアルプス・ヒマラヤ造山帯）に集中して分布している。これらの奥行き・幅・深さの関係を図2に示す。世界全体としては、日本の一般的な地すべりと類似した傾向を示していると言える。また、世界の地すべりカタログを作成する努力は、近年様々な機関によって行われてきている（Kirschbaum et al. (2010)など）。表3に、代表的な地すべりカタログを示す。

上記等のレビューから、世界の地すべり多発地帯の中で、1) 日本と同緯度にあり気象条件や地質の脆弱性等の地すべり発生要因が類似している、2) 地すべり防止技術が比較的未発達で技術の必要度が高い、3) 人口が高密度であり今後も高い増加率が見込まれている、いわゆる「アジア湿潤変動帯」の重要性を改めて確認した。今後は、地すべり事例の収集範囲を広げるとともに、流動特性等のパラメータについても整理を実施していく予定である。

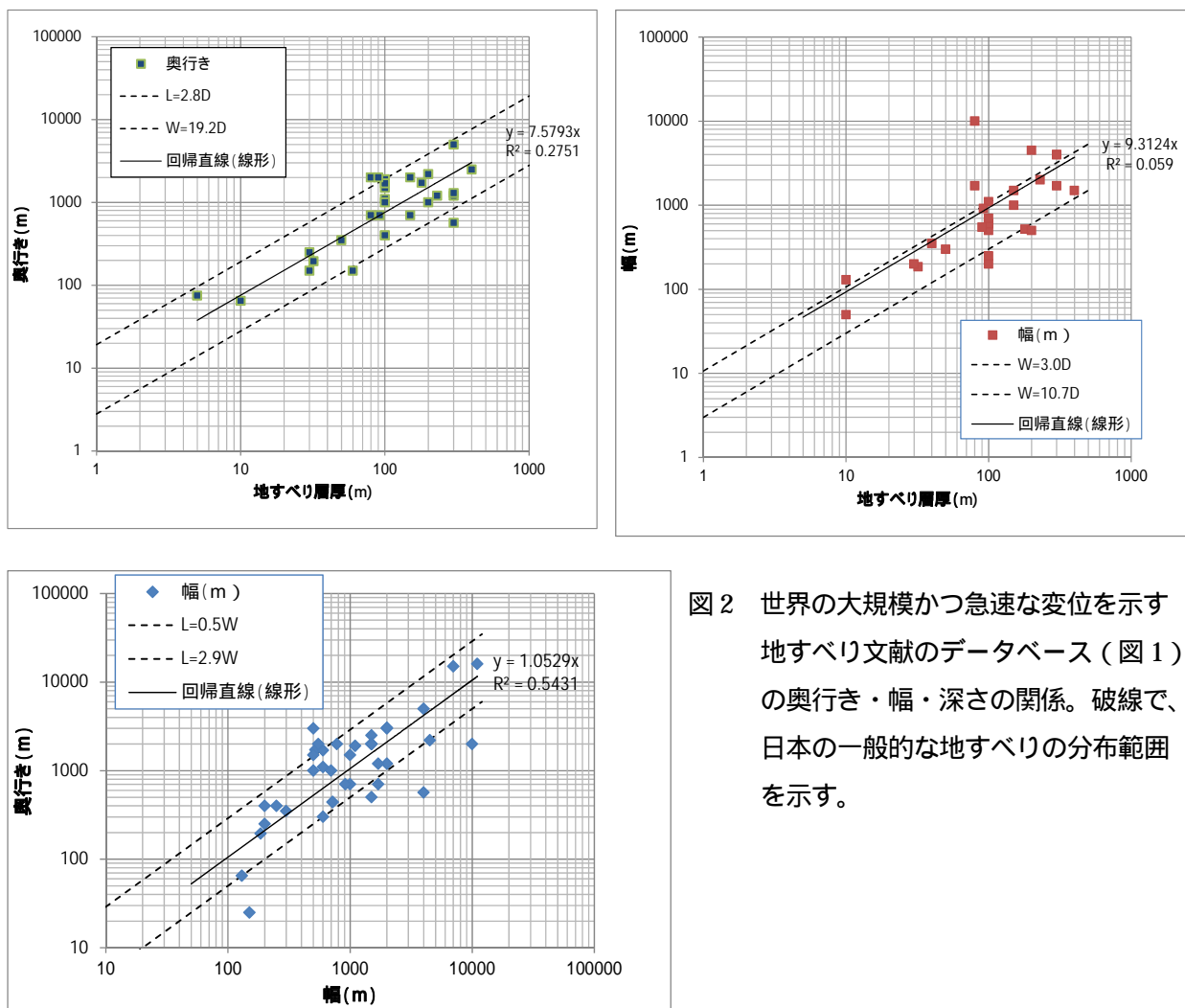


図2 世界の大規模かつ急速な変位を示す地すべり文献のデータベース (図1)の奥行き・幅・深さの関係。破線で、日本の一般的な地すべりの分布範囲を示す。

表3 世界の代表的な地すべりカタログ

Database Name	Institute	URL	Period	Coverage
Landslide Events	the U.S. Geological Survey (USGS)	<a href="http://landslides.usgs.gov/recent/">http://landslides.usgs.gov/recent/</a>		Worldwide
Landslides Recent Events Worldwide	Geological Survey of Canada (Natural Resources Canada)	<a href="http://gsc.nrcan.gc.ca/landslides/in_the_news_e.php">http://gsc.nrcan.gc.ca/landslides/in_the_news_e.php</a>		Worldwide
GLIDE	Asian Disaster Reduction Centre (ADRC)	<a href="http://www.glidenummer.net/glide/public/search/search.jsp">http://www.glidenummer.net/glide/public/search/search.jsp</a>		Asia
Natural Disasters Data Book	Asian Disaster Reduction Centre (ADRC)	<a href="http://www.adrc.asia/publications/databook/DB2000_j.html">http://www.adrc.asia/publications/databook/DB2000_j.html</a>	1901-	Asia
Disaster Charter - Recent Activations	The International Charter	<a href="http://www.disasterscharter.org/web/charter/activations">http://www.disasterscharter.org/web/charter/activations</a>		Worldwide
Sentinel Asia	Asia-Pacific Regional Space Agency Forum	<a href="https://sentinel.tkcsc.jaxa.jp/sentinel2/topControl.action">https://sentinel.tkcsc.jaxa.jp/sentinel2/topControl.action</a>	2000-	Asia
Landslide Inventory Pilot Project	the U.S. Geological Survey (USGS)	<a href="http://landslides.usgs.gov/regional/inventory/">http://landslides.usgs.gov/regional/inventory/</a>	?	United States
Recent Landslides	International Consortium on Landslides	<a href="http://iclhq.org/Landslides%20Alert.htm">http://iclhq.org/Landslides%20Alert.htm</a>	?	Worldwide
The International Landslide Centre landslide fatality database	International Landslide Centre, University of Durham	<a href="http://www.landslidecentre.org/database.htm">http://www.landslidecentre.org/database.htm</a>	?	Worldwide
The EM-DAT International Disaster Database	OFDA/CRED	<a href="http://www.emdat.be/database">http://www.emdat.be/database</a>	1900-	Worldwide
World Disasters Report	International Federation of Red Cross and Red Crescent Societies field reports	<a href="http://www.ifrc.org/publicat/wdr2010/index.asp?navid=09_03">http://www.ifrc.org/publicat/wdr2010/index.asp?navid=09_03</a>	2010	Worldwide
Latest Natural Disasters	ReliefWeb	<a href="http://reliefweb.int/rw/rwb.nsf/doc110?OpenForm">http://reliefweb.int/rw/rwb.nsf/doc110?OpenForm</a>	1989-	
India Environmental Portal	Centre for Science and Environment	<a href="http://www.indiaenvironmentportal.org.in/category/thesaurus/climate-change/natural-disasters/landslides">http://www.indiaenvironmentportal.org.in/category/thesaurus/climate-change/natural-disasters/landslides</a>		India
humanitarian disaster information	United Nations Office for the Coordination of Humanitarian Affairs			

### 3. インド国シッキム州における地すべり状況と現地調査（予察）

インド国立災害管理研究所と土木研究所による日印研究協力の取組み(藤澤ほか, 2010)<sup>2)</sup>の一環として、2回のインド現地調査等が実施されている。2011年3月には、国土交通省国土技術政策総合研究所と合同でシッキム州を訪問し、ワークショップや現地調査を通じて情報を得た。これらの結果を予察として報告する。

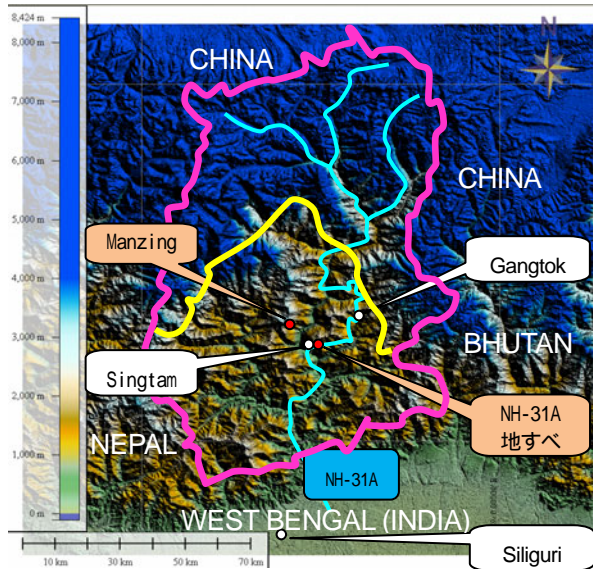


図3 調査位置図

(基図は ASTER GDEM<sup>5)</sup> から作成した段彩図。ヒマラヤ前縁帯と高ヒマラヤ帯の地質境界である Main Central Thrust を黄線で、州境を桃線で、文献<sup>5)</sup>に基づき記載)

### 3.1 調査地概要

#### 3.1.1 地すべりの概況

インドでの地すべり災害の特性を概括すると、表4、表5のようにまとめることができる。死者100名を越す大規模な災害はヒマラヤ山脈西部に集中しているが、シッキム州をはじめとするヒマラヤ山脈東部でも深刻な災害がしばしば生じていることがわかる。

表4 インドの地すべり多発地域(文献<sup>2)</sup>等による)

	主な州	地形	地質
ヒマラヤ山脈西部	ウッタラカンド、ヒマールチャルプラデシュ、ジャム&カシミール	山地 20-30°	中生層
ヒマラヤ山脈東部	シッキム、西ベンガル	山地 20-30°	広域変成岩等
西ガーツ山脈	マハラシュトラ、ゴア、カルナータカ	台地縁辺部	洪水玄武岩
パトカイ山脈周辺	ナガランド、マニプル、ミゾラム、アッサム	山地	古第三系

表5 インドでの死者が出た地すべり(1990~2000)

(文献<sup>4)</sup>から抜粋・一部加筆。表1とは着色が対応する。

GLIDE No.	Year	Killed	Location
SL-1990-0408-IND	1990	30	Sikkim
SL-1992-0211-IND	1992	60	Kerala, Gujarat, Orissa states
SL-1992-0332-IND	1992	60	Aizawl (Mizoram state)
SL-1993-0208-IND	1993	20	Bombay
SL-1995-0006-IND	1995	250	Kashmir province
SL-1995-0118-IND	1995	40	Mizoram State
SL-1995-0202-IND	1995	400	Kulla (Himachal Pradesh)
SL-1997-0075-IND	1996	48	Karnataka, Andhra Pradesh, Maharashtra
SL-1997-0124-IND	1997	28	Gangtok (city) Level 1 = Sikkim
SL-1997-0165-IND		23	Darjeeling Hills Level 1 = West Bengal
SL-1998-0061-IND	1998	26	Himachal Pradesh
SL-1998-0178-IND	1998	48	Assam
SL-1998-0253-IND	1998	239	Malpa village (Pithoragrah district, Uttar Pradesh state)
SL-1998-0262-IND	1998	37	Mansuna village (Uttar Pradesh state)
SL-1998-0438-IND	1998	24	Sikkim
SL-2000-0358-IND	2000	43	Moradabad, Binjore districts (Uttar Pradesh),
SL-2000-0415-IND	2000	98	Ghatkopar (Bombay)
SL-2000-0498-IND	2000	86	Himalayan foothills

シッキム州はインド北東部に位置し、西側をネパール、北側を中国、東側を中国・ブータンに囲まれている。ASTER GDEM<sup>5)</sup>による約 30m 間隔グリッドから Global Mapper12 を用いて作成した段彩図を図 3 に示す。NH-31A は、州都のガントクと南側の西ベンガル州とを結んでティーズ川沿いに走る主要幹線道路であり、Border Road Organization が管理しているが、地すべり等の斜面災害に悩まされている。

### 3.1.2 地形・地質概要

大規模な地質境界である Main Central Thrust (MCT) より南側は結晶片岩、北側は片麻岩を主体とする地域である。図 4 に、30m メッシュ DEM<sup>5)</sup> から作成した地形傾斜区分図を示す。結晶片岩地域では 25 ~ 35 ° の地形傾斜を示すのに対し、片麻岩地域では 35 ° 以上の急傾斜地を多く含む。地すべりの多くは結晶片岩地域で発生しており、地形との関連性も想定される。

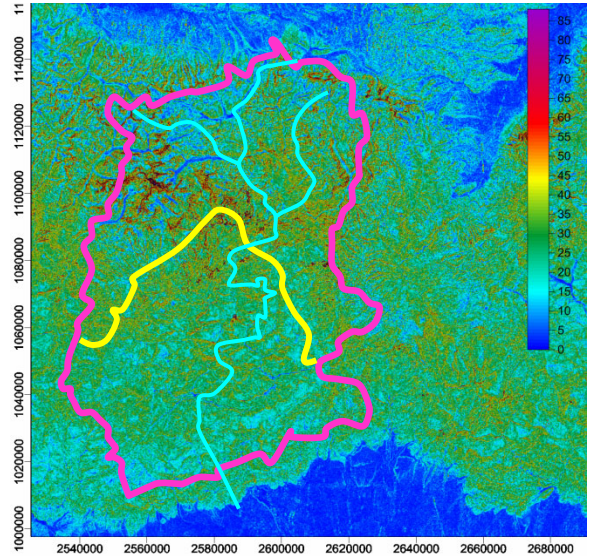


図 4 シッキム州の地形傾斜区分図(ASTER GDEM<sup>5)</sup> 30m メッシュから抜粋・一部加筆。

## 3.2 NH-31A (Singtam の上流 2km)の地すべり調査 (予察)

### 3.2.1 地形解析および地すべり地形判読(予察)

上述のように、地すべりの全容が得られる資料がなく、行程的にも全体の地表踏査は不可能であったことから、図 5 のように鳥瞰図から地形判読を試みた。Singtam の市街地周辺にもいくつか地すべりブロックが判読されるが、今回被害を生じた崩壊地の周辺は、幅 850m、斜面長 1,200m の大規模な地すべりが存在する可能性が推定される。このうち、現在活動的と想定されるのは幅が最大で 300m、斜面長約 300m 程度である。

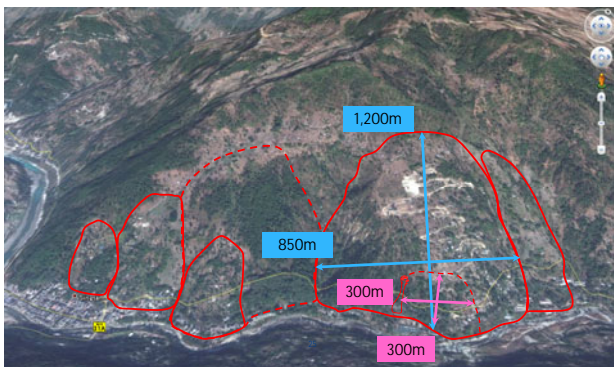


図 5 筆者らによる概略の地すべり地形判読例 (基図は Google Earth による鳥瞰図)

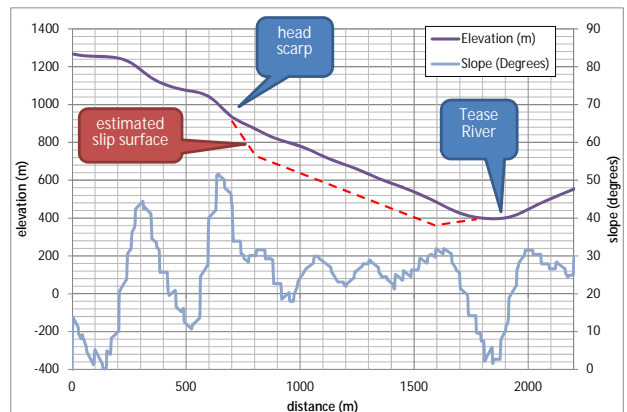


図 6 30m メッシュ DEM から作成した地すべり予察断面図

また、ASTER GDEM<sup>5)</sup>による30mグリッドから作成した地すべり予察断面図を図6に示す。地すべり地内の地表面勾配は26°前後であり、頭部滑落崖では50°前後、河川の側方侵食を受ける斜面は30°前後となっている。日本と類似した条件であれば、地すべり層厚は80m前後に達すると想定される。

### 3.3 今後の課題

インド側との合同現地調査の際は、日本ではごく基本的な情報である変状マッピングや、想定断面図の作成等も全くなされていない状況であった。日本側からは、上記の基本的な情報に加えて、警戒システムの設置だけでなく、地表踏査による主測線でのボーリングによる調査・孔内傾斜計設置についても推奨されている。

ただし、現在活動的なブロックだけでも、比較的大きな地すべりであり、測量・地質調査や、対策工立案に当たってもインドの現状に適した方法について、様々な工夫が必要となってくることが予想される。

## 4. おわりに

シッキム州では、建設技術や技術者の意欲には今後の大きな発展の可能性を感じさせた。文化も成長の経緯も異なる中、日本の地すべり管理手法がそのまま移植されることは困難であるし、筆者らも望んでいない。今後の研究協力を通じて、日本とはまた違った新しい地すべり管理文化が、インド国において形成されていく一助となることが望まれる。

### <参考文献>

- 1) 藤澤和範: 世界の地すべり現象とその対策, 土木技術資料, Vol.51 No.1 2009.1
- 2) 藤澤和範, 小原嬢子, 宇都忠和: インド国立災害管理研究所との協力による地すべり現地調査. 土木技術資料, Vol.52 No.11 2010.11
- 3) K. Anbarasu . A. Sengupta . S. Gupta . S. P. Sharma (2010): Mechanism of activation of the Lanta Khola landslide in Sikkim Himalayas. Landslides 7:135-147.
- 4) Asian Disaster Reduction Center (2002): 20th Century [1901 ~ 2000] Asian Natural Disasters Data Book.
- 5) ASTER GDEM is a product of METI and NASA.

## 5. 謝辞

本研究を行うにあたり、武土上席研究員、藤澤前上席研究員をはじめ、土砂管理研究グループの皆様には多大なご指導を賜りました。また、シッキム州での合同で現地調査を実施するにあたって、国土技術政策総合研究所の寺川陽氏・寺元博明氏・水野正樹氏、インド国立災害管理研究所のDr. Surya Parkashに多くのご支援・ご助言をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

所 属 株式会社 エイト日本技術開発



# グラウンドアンカー初期緊張力の適正な導入方法に関する研究

チーム名 地すべりチーム  
氏 名 田端 裕司

## 1. まえがき

一般にグラウンドアンカー工（以下、アンカー工）の抑止効果は、引止め効果と締付け効果の2種類があり、すべり面形状や地盤状況等に応じて期待される効果を設定し、その効果に応じて緊張力を導入することが必要とされている。しかし、現状の技術指針では初期緊張力導入方法に関する基準が明確に示されていない。

## 2. 研究目的

本研究では、初期緊張力の適正な導入方法を検討するにあたり、アンカー工の緊張力に関する文献調査と、現場での緊張力設定に関する実態調査を行い、アンカー効果および緊張力設定に関して各技術指針と現状との関連性を確認し、緊張力の適正な導入方法に関する課題を抽出することを目的とする。

## 3. 研究方法

### 3.1 文献調査

アンカー工に期待する効果および緊張力に関する文献を収集し整理する。対象とする文献は、技術指針、土木研究所資料、学会誌および論文集等とし、対象とする期間はアンカー工が普及した1960年以降とした。

### 3.2 緊張力設定に関する実態調査

アンカー工の調査設計および施工に携わった経験を有する技術者を対象に、緊張力設定に関するアンケート調査を実施する。アンケート内容は、最近担当した代表的なアンカーの設計・施工現場1事例について、アンカー効果の設定、緊張力の設定、緊張力導入後の斜面の安全率などについて確認し実態の分析を行った。

## 4. 研究結果

### 4.1 文献調査

#### 4.1.1 各技術指針におけるアンカー締付け効果に対する見解

表-1は、各技術指針におけるアンカー工の「締付け効果」について記述内容を整理したものである。締付け効果の特徴は、せん断抵抗力を増大させるものであり、緊張力が作用して初めて効果を発揮する。各技術指針では、この特徴を考慮し、「十分に期待できる」と評価するものと、移動土塊の地質条件や層厚の厚さによっては、「期待するのは難しい」と評価するものがあり、技術指針によって評価に対する相異が確認される。また、アンカー定着後の緊張力は、クリープなどによって減少していくことから、締付け効果を考慮しないとする指針も確認される。このように、締付け効果については、理論的根拠が必ずしも明確に示されていないため、評価について統一化されていない現状が確認される。

表 - 1 各技術指針におけるアンカー工の締付け効果

技術指針	締付け効果	評価
〔社〕日本道路協会 道路土工 切土工・斜面安定工指針	アンカーをすべり面に垂直に近い角度で打設する場合は、引止め効果は小さくなり、安全側に考慮して締付け効果のみで設計されることもある。 2つの機能(引止め+締付け)が同時に発揮されると考えた式を一般的に用いる。	期待できる(角度により設定が異なる)
〔社〕全国治水砂防協会 新・斜面崩壊防止工の設計と実例 本編	すべり面勾配が急でかつすべり面の位置が比較的浅い場合は、引止め効果は小さくなり、安全側を考慮し締付け効果のみで設計される場合が多い。 アンカー定着部の岩のクリープ等によって、長時間では緊張力が減少すると考えられるため永久構造物の場合は見込まない場合がある。 ただし、すべり面の末端部などの土塊の体積が増加し、緊張力が減少しない場合は、見込んででも差し支えないであろう。	緊張力の減少を考慮し見込まない場合がある(永久構造物の場合)
〔社〕全国治水砂防協会 地すべり防止技術指針及び同解説	移動土塊が粘性土や崩積土あるいは亀裂に富んだ風化岩盤で構成される場合は、締付け効果を期待することは困難である。 すべり深度が深い場合にも効果を期待することは難しい。	期待するのは難しい
〔NEXCO〕 グラウンドアンカー設計・施工要領	アンカーに緊張力をかけたことによって地盤内に生じる応力のうちすべり面までに伝達するものが微量であるとして無視されることもある。しかし、すべり面に伝達した微量な応力を積分するとアンカーの緊張力となるはずであり、締付け効果は、抑止効果として十分に期待できると考えられる。	期待できる
〔社〕日本治山治水協会 治山技術基準 解説 地すべり防止編 (林野庁監修)	移動層厚が厚い場合は移動層厚のアーチ効果などによって十分な効果を発揮できないことがある。 設計荷重の100%が常に必要であるため維持管理上の問題があることなどから、通常は考慮しないことが多い。移動層厚が薄く、斜面傾斜が急勾配である場合に限り締付け効果を考慮する。	期待するのは難しい 緊張力の減少を考慮し見込まないことが多い

#### 4.1.2 各技術指針における緊張力の設定方法

各技術指針における緊張力設定についての記述内容を表 - 2 に示す。これは、大きく分けて地すべり対策と地すべり以外の斜面对策の2つに分けられ、アンカー工の効果毎に緊張力が示されている。ここでの緊張力とは、計画安全率から算出された設計アンカー力の割合である。各技術指針では、締付けを見込んだ場合は緊張力は大きく、引止めの場合は緊張力は小さい傾向にあるが、明確に示しているものは少ない。

表 - 2 各技術指針における定着時緊張力の設定方法

技術指針	地すべり対策				地すべり以外の斜面对策			備考
	一般的	引止めを重点	締付けを重点	締付け+引止め	引止めを重点	締付けを重点	締付け+引止め	
〔社〕日本道路協会 道路土工 切土工・斜面安定工指針	40～80%の場合が多い	20～30%に作用させることがある	-	-	-	100%の場合が多い	-	
〔社〕地盤工学会 グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説	40～80%の場合が多い	20～30%に作用させることもある	-	-	-	-	-	
〔社〕全国治水砂防協会 新・斜面崩壊防止工の設計と実例 本編	-	-	-	-	-	100%の場合が多い	-	
〔NEXCO〕 グラウンドアンカー設計・施工要領	40～80%の事例もある	20～30%の事例もある	-	-	-	100%が常時作用している必要がある	100%の場合が一般的	安全率を考慮し、2ケースで条件を提示 100%のケース 安全率Fs 1.1以上のケース
〔社〕日本治山治水協会 治山技術基準 解説 地すべり防止編 (林野庁監修)	-	50%の場合が一般的(Fs > 1.0)	100%にしなければならぬ	100%にしなければならぬ	-	-	-	設計上可能であれば、定着時緊張力は小さく設定することが望ましい

#### 4.1.3 各文献における緊張力設定

緊張力に関する文献調査から、直接的に関連する文献内容を以下に示す。

##### 土塊の変動に伴う緊張力の挙動

土塊の変動が発生した場合は、図 - 1 に示すように各段の緊張力にバラツキが生じ、下段側に大きな緊張力が作用する<sup>1) 2)</sup>。

したがって、定着時緊張力を低く設定した場合は、地山の変動に伴い下段側のアンカーが許容荷重を超える危険性がある。

##### 緊張力導入に関する留意事項

アンカー定着後の緊張力は、一般的には、テンダンのリラクゼーション、地盤のクリープ、自由長シースとテンダンの摩擦、粘性土層の圧密などがあり、また、不飽和地盤のコラプス沈下による荷重減少<sup>3)</sup>、膨張性粘土鉱物における吸水膨張による荷重増加<sup>3)</sup>、凍上による荷重増加<sup>4)</sup>についての検証もなされている。

緊張力を導入する場合は、これらを考慮することが重要であると考えられる。

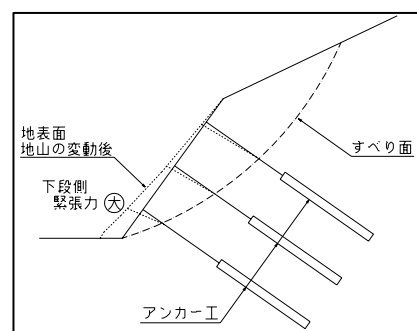


図 - 1 土塊変動に伴う緊張力の挙動

#### 4.2 緊張力設定に関する実態調査

実態調査として行ったアンケートの集計結果から、対象者の「担当職種」と、対象現場の「発注者」および「施工対象」を、図-2,3,4に示す。回答総数は100件である。「担当職種」は調査設計会社が約9割、対象現場の「発注者」は地方自治体が約8割、「施工対象」は地すべりが約5割を締めている。

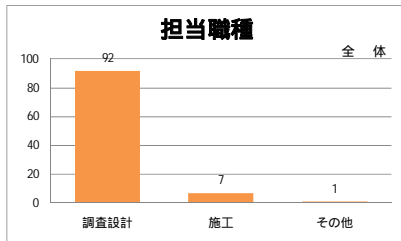


図-2 担当職種

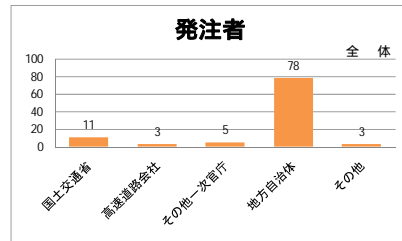


図-3 発注者

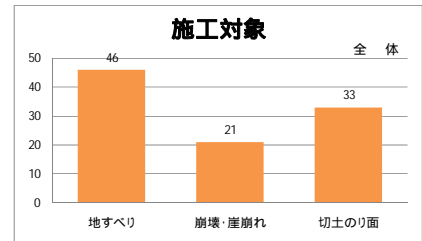


図-4 施工対象

##### 4.2.1 施工対象毎のアンカーに期待する効果

施工対象毎のアンカーに期待する効果を図-5に示す。全ての施工対象において、「締付け+引止め」の両効果を期待する回答が多い。ただし、地すべりの場合は、「引止めのみ」が約4割と比較的多く、その理由は、「すべり面とアンカーの交わる角度が小さいため」、または「層厚が厚く締め付け効果を期待できないと判断した」が多い。しかし、同様な角度や層厚であっても「締付け+引止め」の両効果を期待し設定している回答もあり、技術者によってアンカー効果に関する認識に相異が確認される。

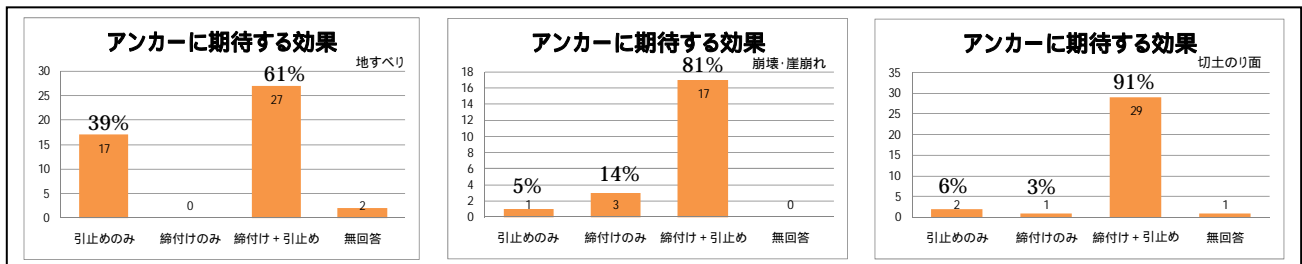


図-5 施工対象毎のアンカーに期待する効果の割合

##### 4.2.2 アンカーに期待する効果毎の定着時緊張力（設計アンカー力に対する割合）

アンカーに期待する効果毎の定着時緊張力を図-6に示す。「引止め効果のみ」を期待する場合は、全て設計アンカー力の100%未満で定着時緊張力が設定され、「締付け効果のみ」の場合は、反対に全て100%で設定されている。それに対し「引止め+締付け効果」の場合は、100%が約6割、100%未満が約4割であった。これは、両効果を見込んでいる場合は、引止め効果も考慮するため100%未満で設定している回答者と、両効果を見込んだ場合は、100%で設定する回答者に分かれるためである。以上の通り、特に両効果を見込んだ場合に、定着時緊張力の認識に相異が確認される。

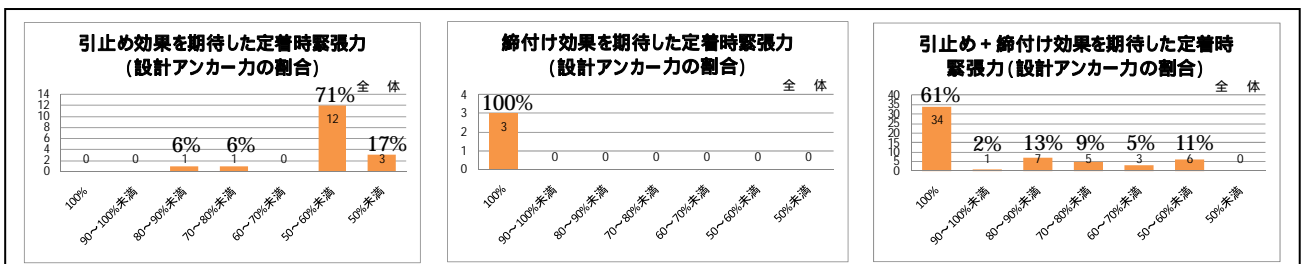


図-6 アンカーに期待する効果毎の定着時緊張力の割合

#### 4.2.4 定着時緊張力導入後の斜面の安全率

定着時緊張力を設計アンカー力の100%未満に抑えた回答者を対象に、定着後の安全率を考慮して定着時緊張力を設定しているのかを確認した(図-7)。その結果、「考慮した」の回答は全体の約6割を締める。その際の安全率の値も確認(図-8)し、安全率を考慮した場合は、全て1.0以上で設定されている実態が確認される。

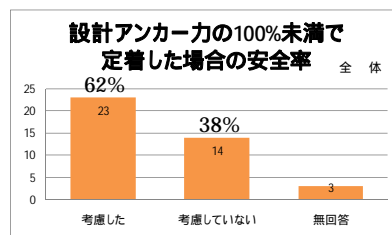


図-7 定着後の安全率

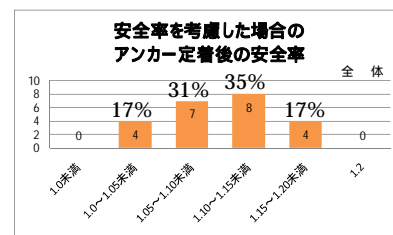


図-8 安全率の設定

## 5. 結論

### 5.1 アンカー工に期待する効果についての実態と課題

技術指針により締付け効果に関する評価が異なるが、実態調査から「引止め+締付け」の採用ケースが多く、現状は締付け効果を期待し設定されていることが確認された。

同様な現場条件であっても、技術者によって期待する効果の設定が異なる場合が確認されるため、締付け効果を定量的に評価できるように各条件に対して検証していく必要がある。

### 5.2 アンカー工の緊張力の設定についての実態と課題

技術指針で締付け効果を見込んでいる場合は、緊張力を大きく設定しているが、実態調査から、「引止め+締付け」の場合の定着時緊張力は、約4割が設計アンカー力の100%未満で設定されていることが確認された。しかし、100%未満でも緊張力導入後の安全率が1.0以上で設定されていることが重要であると考えられる。技術指針で引止め効果を期待した場合は、緊張力を小さく設定する傾向にあるが、実態調査でも同様な結果が得られている。しかし、文献調査より、緊張力が小さい場合は地山が変動することで各段の緊張力にバラツキが生じ、下段側に大きな緊張力が作用することから、この緊張力のバラツキを定量的に評価していくことが必要である。

アンカーの供用時に作用している残存緊張力に影響を与える要因を整理し、それぞれの影響度を分析していくことが必要である。

## 6. 謝辞

本研究を行うにあたり多大なるご指導を賜りました土砂管理研究グループ地すべりチームの武土上席研究員、阿部研究員、ならびに同チームの皆様にご記して深く感謝いたします。

所属：ライト工業株式会社

### <参考文献>

- 1) 斜面安定工法に於けるアンカー工法の一考察：川崎ら 第21回土質工学会研究発表 1986.6
- 2) 地すべり滑動に伴うアンカー緊張力の変化等に関する3次元FEM解析業務報告書：土木研究所地すべりチーム資料 2006.2
- 3) 土の凍上試験と凍上を考慮したグラウンドアンカーの設計：桑島ら 開発土木研究所 1998.6
- 4) 斜面内グラウンドアンカーの緊張力および変位に与える浸水の影響：河内ら 土木学会論文集 2005.6

# アンカー残存緊張力による斜面の健全性評価に関する研究

チーム名等 地すべりチーム  
氏 名 中野 亮

## 1. まえがき

斜面对策や地すべり対策に用いられる代表的な抑止工にグラウンドアンカー（以下、「アンカー」という）がある。アンカーは、予め斜面にプレストレスを導入することですべり面のせん断強度を増加させ、移動土塊の変位に抵抗することを目的とした工法である。したがって、供用中はアンカーテンドン（PC鋼より線に代表される引張り材）に発生する引張り力（以下、「残存緊張力」という）を計測して、アンカーの状態を把握することが極めて重要である。

維持管理に関して、アンカー単体の老朽化診断手法は、現場で実用され健全度評価のノウハウが蓄積されつつある。これに対し、アンカーが抑止対象とする斜面全体の健全性を評価するための手法については、ほとんど研究されていないのが実情である。アンカー残存緊張力を計測して、斜面の健全性を適正に分析・評価することはリスク低減の観点から非常に有意であり、その体系的な評価手法の確立が望まれている。

## 2. 研究目的

本研究では斜面健全性の概念を構築し、主としてアンカーの残存緊張力を計測した現場の事例分析から得られる知見を基に、健全性を評価するための指標を設けることを目的とする。

## 3. 研究方法

### 3.1 斜面健全性の概念

一般に、アンカーの設計は、主測線における二次元安定解析の結果に基づいて行われ、代表的に決定された仕様を他の測線に展開する手法が採られる。必要な抑止力に対しては、それぞれのアンカーが荷重を均等に負担することになるため、供用期間中の残存緊張力はなるべく一様に分布することが望ましい。

その一方で、地すべりの運動は、移動土塊の形状、すべり面の勾配や強度、地下水位分布等の条件が一様ではないことから、一つの地すべりブロックであっても移動速度や移動方向に差が現れると考えられる。そのため、移動土塊の挙動に乱れが生じれば、アンカーの反力構造物にかかる外力も不均一なものとなり、それが残存緊張力に反映されるものと想定される。

自然を相手にする土木構造物の設計は、地盤の不均一性等に起因して設計思想と実際の現象に違いが生じる。問題はその乖離の程度であり、アンカーの場合は、設計アンカー力に対して個々のアンカーがバランス良く緊張力を発揮する状態は健全であると考えられる。逆に、そのバランスが崩れて緊張力の分布に偏りが出れば、設計の範疇を超えるものになる可能性があり、斜面の健全性が低下していると言える。つまり、アンカー個々の設計に対する残存緊張力の面的な偏りを分析すれば、斜面の健全性を評価する指標となり得るのではないかと考えた。

### 3.2 事例分析の方法

#### 3.2.1 分析対象とする事例

分析する事例は、複数のアンカー荷重計が斜面に設置されていて、5年以上の観測期間を有することを条件として選定した。分析事例の施工条件を表-1に、特徴および現場状況から定性的に判断した斜面評価について表-2に示した。さらに、荷重計測データの一例として、C地区の荷重変動図を図-1に示した。

表-1 分析事例の現場条件

地区名	アンカー本数/段数	設計アンカー力	定着時緊張力	観測期間	荷重計
Aダム	90本 / 4段	1,162kN	70%	2001.4 ~ 2010.3	5基
Bダム	371本 / 13段	1,049kN	34%	2002.2 ~ 2010.12	20基
C地区	336本 / 9段	1,025 ~ 1,213kN	60%	1989.1 ~ 2010.3	23基
D地区	517本 / 9段	567 ~ 666kN	100%	2005.5 ~ 2011.3	24基

Aダムの定着時緊張力は詳細不明につき推定値

表-2 分析事例の特徴と定性的評価

地区名	斜面種別	荷重変動の傾向	供用後の変状・対策	定性的な斜面評価
Aダム	ダム貯水池斜面	概ね横ばい	問題なし	
Bダム	ダム貯水池斜面	初期：漸減傾向 中期：上昇下降混在 現在：横ばい	試験湛水で地すべり発生 恒久対策工として押え盛土 (アンカー施工箇所の下半が埋没)	
C地区	自然斜面	上昇傾向	一部アンカーで緊張力除荷	
D地区	切土法面	上昇傾向	アンカー緊張力除荷および増し打ち	×

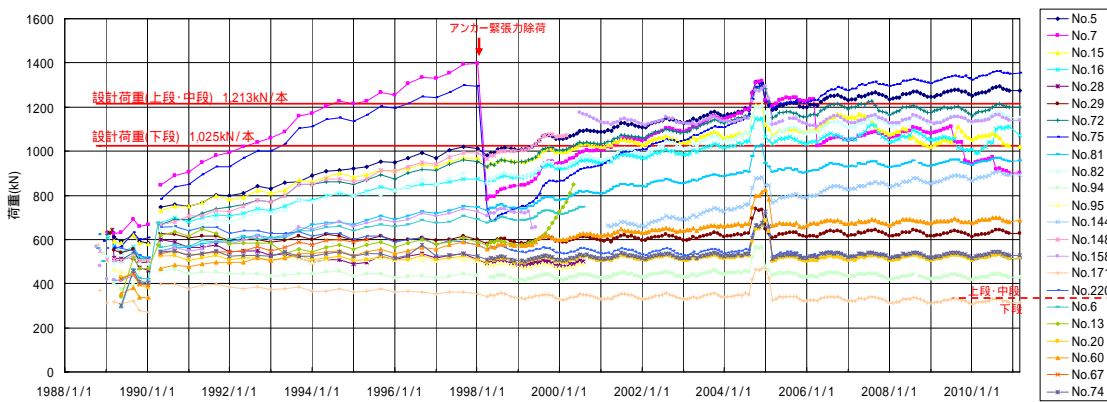


図-1 荷重変動図 (C地区)

#### 3.2.2 荷重計測データの統計処理

荷重計測データを統計的処理し、異なる現場を同列に比較できるように検討する。処理するデータの母集団は、設置した全ての荷重計が計測した月次データを対象とする。

##### (1) アンカー健全度の構成比

個々のアンカー残存緊張力が、設計に対してどのレベルに分布しているかを把握するため、荷重データの個数による構成比を作成する。構成比を区分する階級は、表-3に示すアンカー健全度<sup>1)</sup>を適用し、年次で整理して時系列的な推移を見る。

表-3 残存引張り力とアンカー健全度の目安

残存引張り力の範囲	健全度	状態	対処例
0.9Tys	E	破断の恐れあり	緊急対策を実施
	D	危険な状態になる恐れあり	対策を実施
1.1Td	B~C		経過観察により対策の必要性を検討
	A	健全	
設計アンカー力(Td)	A	健全	
	A	健全	
定着時緊張力(Pt)	A	健全	
	B		
0.8Pt	B		
0.5Pt	C	機能が大きく低下している	対策を実施
	C		
0.1Pt	D	機能していない	
	D		

※参考文献1)に準拠(一部加筆修正)

(2) 平均値と標準偏差

アンカー残存緊張力の面的な偏りについて、現場毎の特徴を端的に表現する手法として、統計上一般的に用いられる平均値と標準偏差を算出する。ここでは、数値の絶対量ではなく、時系列データの変動傾向を回帰分析から定量的に示し、現場を相対的に順位付けすることを目指した。ただし、年周変動や個々の荷重計のバラツキを平滑化して全体の趨勢を見極めるため、計算期間を1年とする移動平均および標準偏差としてとりまとめた。

4. 研究結果

4.1 アンカー健全度の構成比

図-2.1～図-2.4には、アンカー個別の健全度構成比を示している。C地区では全体的に荷重が上昇する傾向にあるものの大部分は設計以下であり、全体としては健全性を維持している。D地区では、通常設計アンカー力以下で推移するべき荷重が、設計アンカー力の1.1倍を超える割合が顕著で健全性が損なわれているのが分かる。

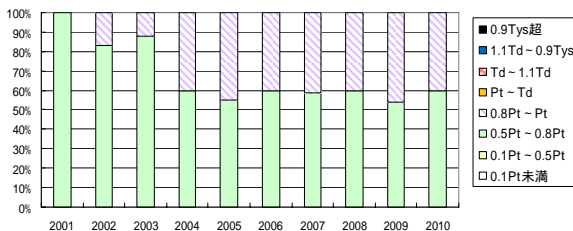


図-2.1 健全度別の構成比(Aダム)

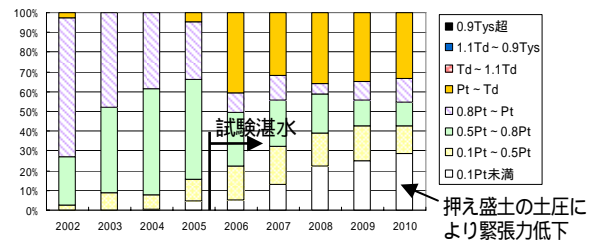


図-2.2 健全度別の構成比(Bダム)

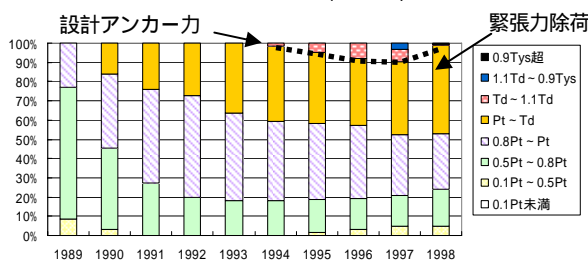


図-2.3 健全度別の構成比(C地区)

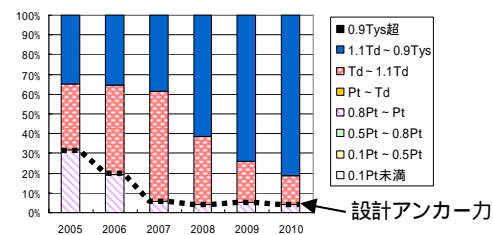


図-2.4 健全度別の構成比(D地区)

4.2 平均値と標準偏差

4事例の荷重変動図から導かれた平均値と標準偏差の推移を図-3.1および図-3.2に示す。

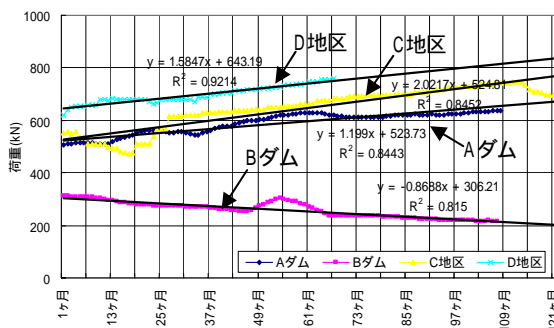


図-3.1 荷重変動の平均値推移

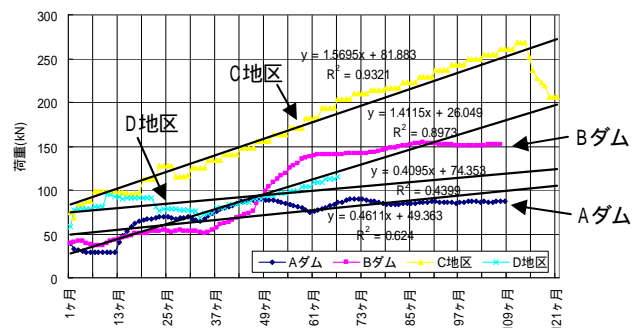


図-3.2 荷重変動の標準偏差推移

平均値の回帰直線の傾きは、荷重の変動速度を表し、健全性が低いものほど大きくなると想定している。Aダム、C地区、D地区が上向きとなっているが、最も健全性が低いと考えられるD地区の傾きがC地区を下回っている。

次に、残存緊張力に面的な分布に偏りが生じ、それが荷重データのバラツキとして現れるとすれば、分布範囲が広がり標準偏差を大きくするものと想定される。C地区は明らかな分散傾向にあり実態と整合しているが、D地区についてはあまり顕著な動きになっていない。Bダムについては、急激な上昇区間があったものの、現在の水準は回帰直線を下回っていて収束しつつあることが読み取れる。

#### 4.3 総括表

4事例の分析結果を表-3の総括表にまとめた。アンカー個別の健全度構成比を見ると、D地区で設計アンカー力を超える割合の増加が顕著で、健全性が大きく損なわれた状態にあると考えられる。その一方で、健全性が高いとしているA地区と低いとしているD地区が、平均値・標準偏差ともに同レベルの結果となり、有意な差を示せなかった。

表-3 分析結果総括表

地区名	健全度別の構成比 (設計アンカー力超の割合)	荷重の平均値 (回帰直線傾き)	荷重の標準偏差 (回帰直線傾き)
A ダム	0%	1.1990	0.4611
B ダム	0%	-0.8688	1.4115
C 地区	1～6%	2.0217	1.5695
D 地区	68～92%	1.5847	0.4095

#### 5. 結論

今回、斜面の健全性をアンカー残存緊張力の面的な偏りに着目して評価することを試みた。残存緊張力の時系列的な変動傾向を分析した結果、アンカー健全度レベルの構成比により、設計に対して実現象がどの程度乖離しているかを示すことができた。しかしながら、平均値や標準偏差による統計処理では、健全性の高い事例と低い事例をうまく整理することができなかった。

この原因について考察すると、アンカーの定着時緊張力の違いが大きく係っていると考えられる。仮に、同一の現場で定着時緊張力を100%にした場合と50%の場合を比べると、移動土塊を変位させるための仕事量は2倍異なる。つまり、定着時緊張力が小さいほど残存緊張力が変化し易いことになり、それが分散する程度も大きくなると想定される。したがって、今回用いた手法を発展させるには、定着時緊張力はもとより、アンカー自由長やテンドンの断面積等の諸条件を加味して補正する必要がある。

今後の課題としては、アンカー残存緊張力の面的な偏りについて、より直接的に評価できるように検討する。これには、アンカーの配置を考慮した空間的分布の観点から分析するのが良いと思われる。これにより、同一斜面の中でも健全性の高いエリアと低いエリアを区別できるようになると考えている。

#### 6. 謝辞

本研究を行うにあたり多大なるご指導を賜りました土砂管理研究グループ地すべりチームの武土上席研究員、石田主任研究員、ならびに同チームの皆様にご記して深く感謝の意を表します。

所属：日特建設株式会社

#### <参考文献>

- 1) (独)土木研究所, (社)日本アンカー協会：グラウンドアンカー維持管理マニュアル，2008年



# 対策施工後の地すべり地における地震による変動状況と 既往対策工効果の関係

チーム名：雪崩・地すべり研究センター  
氏名：中村 明

## 1. まえがき

2004 年中越地震や 2008 年岩手・宮城内陸地震など、近年の東日本を中心にした推計震度 5 強以上の内陸型逆断層地震において、多くの地すべりが発生したという報告がなされている<sup>1-3)</sup>。また、地震調査研究推進本部地震調査委員会の報告<sup>4,5)</sup>によると、今後も大きな揺れを伴う地震の発生が予想されており、地震による地すべりの発生が危惧される。

一方、わが国ではこれまでに数多くの地すべり対策が実施されているが、地すべり防止施設が施工された地すべり斜面に及ぼす地震動の影響は必ずしも明らかになっていない。そこで本研究では、地すべり防止施設の設置により斜面に変位の発生が認められなくなり、対策が概成したと判断された地すべりブロック（以下、地すべり対策概成ブロックという）における地すべり防止施設による地下水位の低下量や対策後の斜面の安全率などと地震による地すべりの変動発生状況との関係を調査した。

## 2. 研究目的

本研究では、地震動が地すべり対策概成ブロックに及ぼす影響を明らかにすることを目的として、平成 16 年新潟県中越地震（以後、中越地震とする）、平成 19 年新潟県中越沖地震（以後、中越沖地震とする）、平成 20 年岩手・宮城内陸地震（以後、岩手・宮城内陸地震とする）を対象に、地すべり防止工事实施前後の地下水位の低下量や地すべり防止工事实施後の斜面の安全率などを調査し、それらと地震による地すべりの変動発生状況との関係を検討した。

## 3. 研究方法

調査は、中越地震（M6.8）、中越沖地震（M6.8）及び岩手・宮城内陸地震（M7.2）を対象とした。図 - 1～3 に、各地震の震度分布図を示す。これらの M7.0 前後の逆断層地震では、推計震度 5 強以上の区域で地すべりが発生していることが示されている<sup>9)</sup>。そこで、調査対象範囲は推計震度 5 強以上の範囲とし、地すべり防止施設の設置により斜面に変位の発生が認められなくなり、対策が概成したと判断された地すべりブロックを対象とした。

ハスパートルほか（2010）<sup>9)</sup>は、中越地震と岩手・宮城内陸地震において地震時の地すべり発生の分布と震央、震源断層から

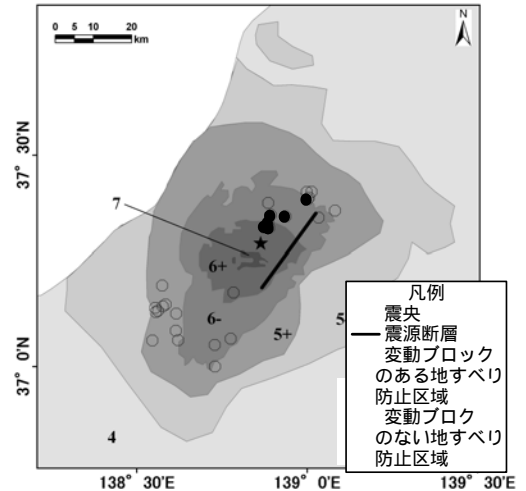


図 - 1 中越地震震度分布図  
（気象庁 2004）<sup>6)</sup> に加筆

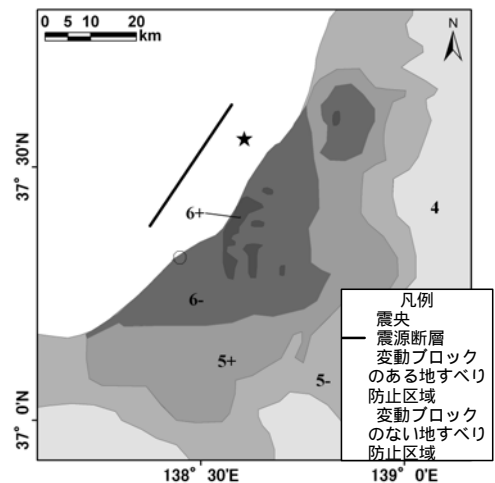


図 - 2 中越沖地震震度分布図  
（気象庁 2007）<sup>7)</sup> に加筆

の各距離との関係について検討しており、地震時の地すべり多発範囲は、震源断層からの距離と関係性が高いとしている。本報告でも対象とした地すべりについて、震央や震源断層からの距離を測定し、それらの関係を調べた。

また、既往の調査報告書<sup>10)~15)</sup>をもとに、施工された地すべり防止施設の工種、地すべり防止施設施工前後の地下水位や斜面の安全率を調査し、これらと地すべり斜面の変動発生状況との関係を調べた。地すべり対策概成ブロックの地震による亀裂など変動発生状況は、地すべり斜面の被災状況調査報告書などの資料<sup>10),11),14)</sup>をもとに整理した。

#### 4. 研究結果

##### 4.1 地震による地すべり地の変動発生状況

調査対象範囲内の地すべり対策概成ブロックは、388ブロックであった。

全388ブロック中、変動が認められたブロック(以下、変動発生ブロックとする)は17ブロックと全体の約4%の発生率(17ブロック/388ブロック)であった。中越地震における調査対象は300ブロックであり、その内、変動発生ブロックは15ブロックであった。中越沖地震では、調査対象は9ブロックであったが、変動発生ブロックはなかった。岩手・宮城内陸地震では調査対象は79ブロックで、その内、変動発生ブロックは2ブロックであった。

##### 4.2 変動発生状況の区分

変動発生ブロックは、表-1に示すとおり、全体変動、上部変動、末端変動、一部変動の4つに区分した。「全体変動」は、地震前に設定された地すべりブロックが概ねその範囲で変動(崩落を含む)したものとした。「上部変動」は、地震前に設定されたブロックの上部のみに地震によって亀裂などの変動が認められたもの及び地震前に設定されたブロックに近い位置の上部斜面に新たに連続した亀裂や段差の発生が認められたものとした。「末端変動」は、地震前に設定されたブロックの末端部が地すべり幅とほぼ同規模で変動(崩落も含む)したものとした。「一部変動」は、地震前に設定されたブロックの側部などの一部が変動したもの、または設定されたブロック外の範囲と一体となって変位したと考えられたものとした。

変動区分毎のブロック数とその割合は、図-4に示すとおりである。上部変動と末端変動がそれぞれ5ブロックで全体の29%、全体変動は4ブロックで24%、一部変動が3ブロックで18%を占めた。

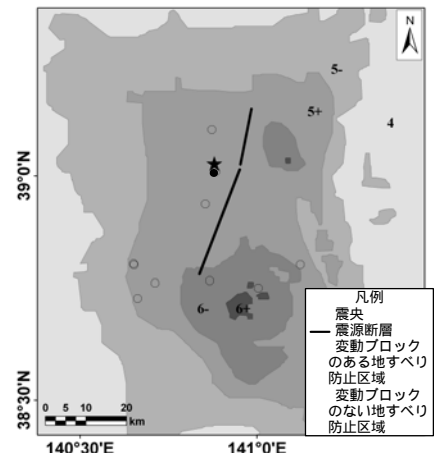


図-3 岩手・宮城内陸地震震度分布図(気象庁2008)<sup>8)</sup>に加筆

表-1 地すべり地内で発生した変動状況の区分

変動無し	
全体変動	
上部変動	
末端変動	
一部変動	

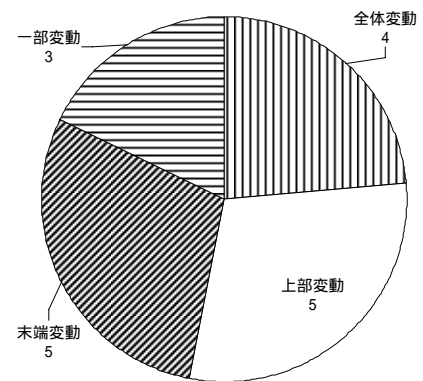


図-4 地すべり地内で発生した変動状況の区分

#### 4.3 地下水位低下量と地すべり地の変動発生との関係

図-5には、防止施設による地下水位低下量と地すべり変動区分との関係を示した。防止施設による地下水位低下量は、防止施設施工前後の最高水位の差をとした。また、地下水位観測孔が複数ある場合は、各孔の地下水位低下量の平均値とした。

全体変動が認められた4ブロック、上部変動が認められた3ブロック、末端変動が認められた3ブロックの計10ブロックは、地下水位低下量が1.8m以下となっている。しかし、末端変動の認められた1ブロックと一部変動が認められた1ブロックでは、地下水位低下量が10m以上であったが変動の発生が認められた。

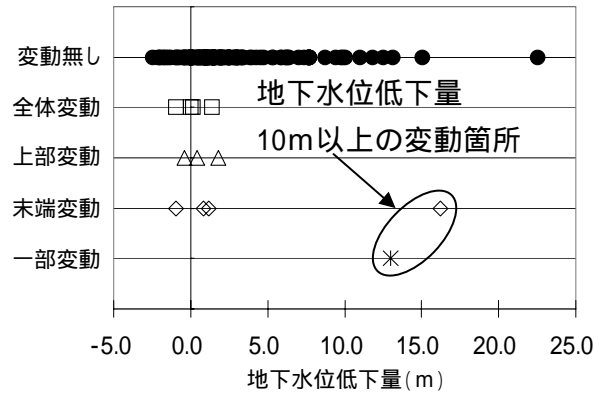


図-5 地下水位低下量と変動区分の関係

図-6には、地下水位低下量と震央からブロックまでの距離との関係を示した。また、図-7には、地下水位低下量と震源断層からブロックまでの距離との関係を示した。地すべりブロックの変動は、震央及び震源断層から地すべりブロックまでの距離に関係なく、概ね地下水位低下量1.8m以下で発生している。また、地下水位低下量が10m以上で変動した2ブロックについては、他のものに比べて特に震央及び震源ダイク層に近いということはいえない。

図-8に変動区分と地震前の地すべり面積、地下水位低下量との関係を示す。同じ地下水位低下量であっても、地すべりの規模により安定度の向上に寄与する度合いが違う。規模の大きな地すべりが安定するには、地下水位低下量も大きくなると思われる。しかし、変動が認められたブロックには、地下水位低下量と地すべり面積との間に相関は認められなかった。地下水位低下量が10m以上を記録し変動した2ブロックの規模とその他の変動発生ブロックの規模に違いは見られなかった。

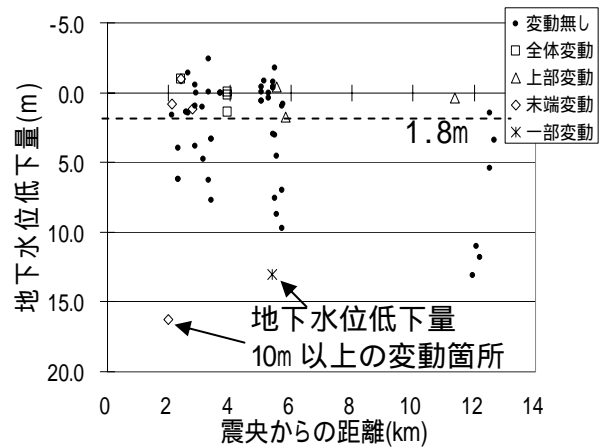


図-6 地下水位低下量と震央からブロックまでの距離の関係

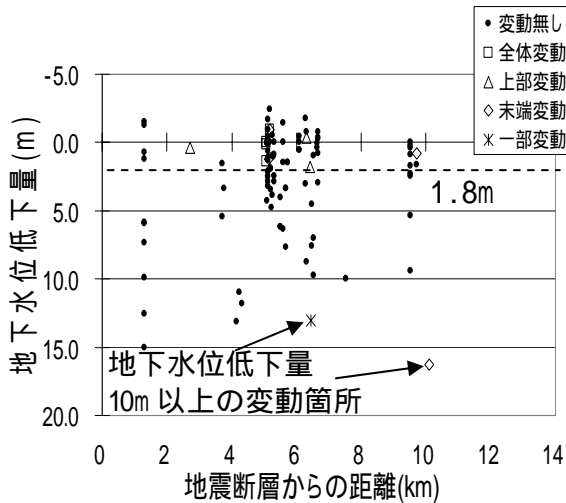


図-7 地下水位低下量と震源断層からブロックまでの距離の関係

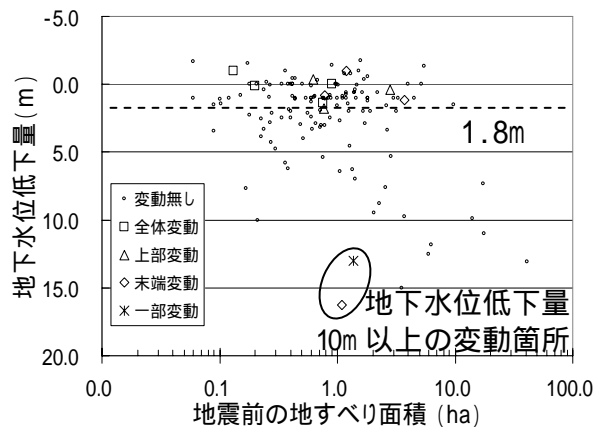


図-8 地下水位低下量と地すべり面積の関係

地すべり調査における地下水位観測孔は主に主測線上に設けており<sup>16)</sup>、地下水位低下量が10m以上を記録し変動した2ブロックでも、主測線上のみに設けられていた。また、この2ブロックの変動区分は、末端変動と一部変動であり、部分的な不安定化により変動した可能性がある。この2ブロックの平面図を確認すると変動した部分は、横ボーリングや集水井から離れていた。推論ではあるが、変動した部分は地下水排除などの防止施設の効果及び難い部分であったと考えることもできる。しかしながら、このことを根拠付けるデータはなく、ここで結論付けることは不可能である。

#### 4.4 地すべり防止施設完成後の安全率と地すべり変動発生との関係

図-9は、地すべり防止施設完成後の安全率と変動区分の関係を示したものである。ここで用いる地すべり防止施設完成後の安全率は、既往の報告書の記載の中で地すべり防止施設完成後から地すべり防止施設の設置により斜面に変位の発生が認められなくなり、対策が概成したと判断されるまでの間の最小安全率とした。地すべりの安全率は、地すべり防止施設着工前の状態を0.95~1.10と設定して求められており、斜面安定度を相対的にどの程度上昇させるかを決定するために用いられることが多い<sup>17)</sup>。したがって、この安全率は絶対値ではなく、相対的なものであり、比較する各地すべりブロックの安全率の精度と算定時期は異なっている。そのため、変動の認められた全てのブロックで得られていた安全率をもって絶対的な斜面安定度とし比較評価することは出来ないものとする。本報告では、地すべり防止施設着工前の状態を0.98~1.10とした場合、地すべり防止施設が地すべり安定度の向上に寄与した度合いを示す概略の値として用いることとした。なお、変動の認められた17ブロックの内、3ブロックの斜面の安全率は、十分な資料収集が出来なかったため、検討には残りの14ブロックのデータを用いた。

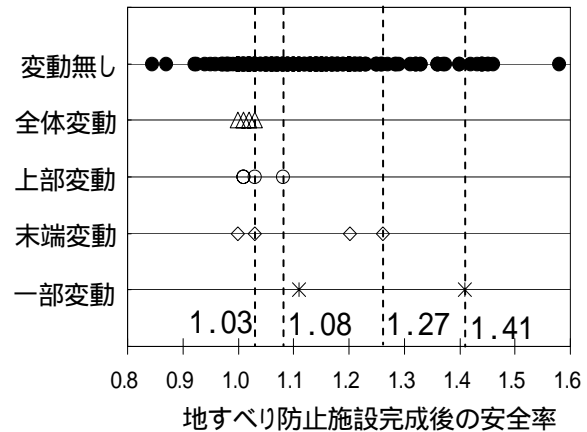


図-9 概成時の斜面安全率と変動区分の関係

斜面の安全率は、全体変動の認められた4ブロックが1.03以下、上部変動の認められた4ブロックが1.08以下、末端変動の認められた4ブロックが1.27以下、一部変動の認められた2ブロックが1.41以下であった。地すべり防止施設完成後の斜面の安全率が1.10以下の値を示した変動発生ブロックは10ブロックあり、変動したブロックの約70%を占めている。

以上のことから、末端変動と一部変動の認められた各2ブロックを除くと、概略的ではあるが、地すべり防止施設完成後の地すべりの安全率が1.10以下のブロックで変動の発生が多く認められる傾向が見られる。すなわち、地すべり防止施設の効果が見られないブロックで変動の発生が多く認められる傾向が見られるということになる。また、末端変動と一部変動については、地すべり防止施設完成後の安全率が1.20以上でも、地すべり防止施設の効果及び難い地すべりブロックの末端部分や側部に変動が生じる可能性がある。

5. 結論

地震の規模がM7.0前後であった中越地震、中越沖地震、岩手・宮城内陸地震を事例として、推計震度5強以上の範囲の地すべり対策概成ブロックを対象とし、地下水位低下量、斜面の安全率などと地震による変動の発生状況の関係を調査した。調査の結果、以下のことが明らかとなった。

#### 5. 結論

地震の規模がM7.0前後であった中越地震、中越沖地震、岩手・宮城内陸地震を事例として、推計震度5強以上の範囲の地すべり対策概成ブロックを対象とし、地下水位低下量、斜面の安全率などと地震による変動の発生状況の関係を調査した。調査の結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) 調査した388の地すべりブロックの内、地震により変動が生じたものは17ブロックであり、全体に占める割合は約4%であった。

- (2) 地震により変動が認められた地すべりブロックは、震央及び震源断層からの距離や地すべりの規模に関係なく、地下水位低下量が概ね 1.8m 以下であった。
- (3) 概略的ではあるが地震により変動が認められた地すべりブロックの対策施設完成時の安全率は、概ね 1.10 以下であった。
- (4) 地すべりブロックの対策施設完成時の安全率が 1.20 以上であっても、地すべり防止施設の効果が及ばない地すべりブロックの末端部分や側部に変動が生じる可能性がある。

今回の調査は限られた事例の整理分析による結果ではあるが、調査対象地区では同程度の規模の地震が発生しても、地すべり防止施設の効果が当初の設定目標どおりに機能していれば、地震によって変動が発生しない地すべりが多いことが推定される。一方で、安全率が相当程度高くても変動が認められた例もあることから、安全率の評価方法も含めて今後さらに調査を行っていく必要がある。また、地すべり防止施設が施工された斜面において、地下水位や地すべりの変位量の計測を継続することで、今後、地震による変動発生の事例がさらに蓄積されていくと、地すべり防止施設が施工された地すべり斜面に及ぼす地震動の影響をさらに明らかにしていくことが可能になると考えられる。

## 6. 謝辞

今回の調査の実施に当たり、新潟県土木部砂防課、岩手県土木整備部砂防災害課、宮城県土木部防災砂防課の方々には資料の提供など多大なる御協力を頂いた。また、雪崩・地すべり研究センター - 石井靖雄前所長（現筑波大学大学院）、野呂智之所長、丸山清輝総括主任研究員、ハスパートル元専門研究員（現 アジア航測株式会社）にご指導頂いた。ここに記して感謝の意を示す。

所属 (株)エル・コーエイ

### <参考文献>

- 1) 社団法人日本地すべり学会 新潟県中越地震特別研究委員会(2007)：「中山間地における地震斜面災害 - 2004 年新潟県中越地震報告( ) - 地形・地質編」,2004 新潟県中越地震による地すべり・崩壊分布図,85p.
- 2) ハスパートル,石井靖雄,丸山清輝,鈴木聡樹,寺田秀樹(2009)：震源断層と地震により発生した地すべりの分布 - 新潟県中越地震、中越沖地震を事例として - ,第 48 回日本地すべり学会研究発表会講演集,pp199-200.
- 3) 国土地理院 (2009)：国土地理院技術資料 D・1 - No.541 平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震 1：25,000詳細活断層図(活断層・地形分類及び地形変状)。
- 4) 地震調査研究推進本部地震調査委員会(2009)：全国地震予測地図,  
[http://www.jishin.go.jp/main/chousa/09\\_yosokuchizu/index.htm](http://www.jishin.go.jp/main/chousa/09_yosokuchizu/index.htm)(参照日2011年11月1日)。
- 5) 地震調査研究推進本部地震調査委員会(2010)：全国地震予測地図 地図編2010年版,  
[http://www.jishin.go.jp/main/chousa/10\\_yosokuchizu/index.htm](http://www.jishin.go.jp/main/chousa/10_yosokuchizu/index.htm)(参照日2011年11月1日)。
- 6) 気象庁 (2004)：気象庁 災害時自然現象報告書2004年第7号 災害時地震速報 平成16年(2004年)新潟県中越地震,3p.
- 7) 気象庁 (2007)：気象庁 災害時自然現象報告書2007 年第3号 災害時地震・津波速報 平成19年(2007年)新潟県中越沖地震,10p.
- 8) 気象庁 (2008)：気象庁 災害時自然現象報告書 2008 年第1号 災害時地震速報 平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震,10p.
- 9) ハスパートル,丸山清輝,中村明,原義文,石井靖雄 (2010)：中越地震と岩手・宮城内陸地震による地すべり分布の特徴,平成 22 年度 砂防学会研究発表会概要集,pp48 - 49.

- 10) (独)土木研究所 雪崩・地すべり研究センター(2009)：新潟県中越地震による地すべり対策工の変状に関する資料整理業務 報告書,38p.
- 11) (独)土木研究所 雪崩・地すべり研究センター(2010)：地すべり規模資料整理作業 報告書,14p
- 12)新潟県十日町地域振興局(2003)：野中地区 県単地すべり防止工事委託 報告書,21p.
- 13)宮城県大崎土木事務所(1997)：平成9年度 見手の原地すべり観測委託 報告書,21p.
- 14)宮城県北部土木事務所栗原地域事務所(2009)：平成20年度 地すべり5-201 号宿地すべり調査解析業務委託 報告書,58p.
- 15)宮城県(1997)：平成9年地すべり危険箇所調査調査表,118p.
- 16) (社)日本河川協会(1997)：河川砂防技術基準(案) 同解説 調査編,山海堂,pp205-206.
- 17) (社)日本河川協会(2005)：河川砂防技術基準 同解説 計画編,技報堂出版,189p.

# 舗装構造の理論設計の高度化に関する研究

- コンクリート舗装に関する検討 -

チーム名 舗装チーム

氏名 島山 慶吾

## 1. まえがき

コンクリート(以下、Co)舗装は実道でのデータ蓄積がアスファルト舗装に比べて不十分であるため、耐久性の検証や供用性の予測手法の確立などが遅れている。このため、実際の破損形態や実供用寿命のデータ収集を行い、Co舗装の供用性能や耐久性を明らかにした上で、信頼性を考慮しつつ現況に見合うように高度化されることが求められている。

## 2. 研究目的

本研究はCo舗装の理論的設計法の高度化を目的とし、温度応力や輪荷重応力がCo舗装に与える影響、およびアスファルト中間層(以下、中間層)や鉄網の有効性を把握するため、平成19年度より土木研究所構内舗装走行実験場に施工したCo舗装について、Co版のひずみや温度測定等を実施してきた。さらに本年度は、昨年度に全国に設置したCo供試体の温度差発生頻度の測定により温度応力の検証を行った。また、Co舗装の供用データを解析しCo舗装の信頼性について検証を行った。本報はこれらの検討結果について取りまとめたものである。

## 3. 研究方法

### 3-1 舗装走行実験場の舗装構成と計器の埋設位置

舗装走行実験場に施工されたCo舗装の舗装構成、および計器埋設位置を図-1に示す。

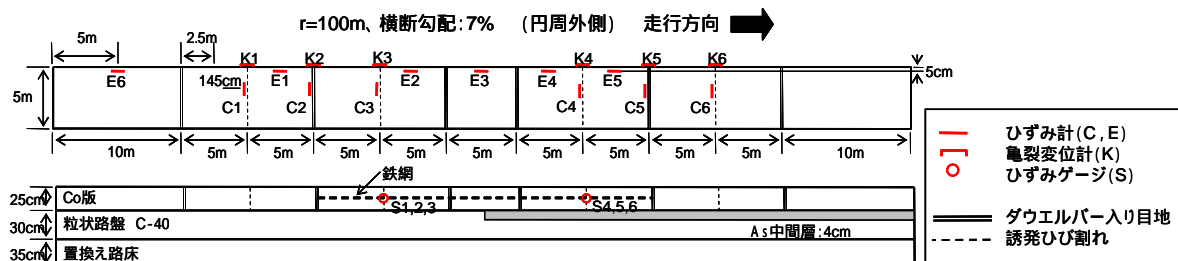


図-1 Co舗装平面図、断面図および計器の埋設位置

### 3-2 検討内容

本研究では、以下のような検討を実施した。

1. 中間層および鉄網の有効性
2. 地域性を考慮した温度応力の検証
3. Co舗装の信頼度

## 4. 研究結果

### 4-1 中間層および鉄網の有効性

#### (1) Co版温度

2008年1月1日～2010年12月31日の1時間毎に測定したCo版上方、中央、下方の温度より、Co版表面および底面の温度を推定し、工区毎に温度差の発生頻度を算出した。

中間層の有無で比較すると、昨年度までの結果と同様に中間層を有する方が、温度差が大きい方の発生頻度が小さくなり、Co版に発生する温度応力が小さくなる結果となった。

(2) ひずみの経時変化

目地および誘発ひび割れ部、縦自由縁部のひずみ測定を連続的に行った。現在、荷重車走行が49kN換算輪数で130万輪まで走行しているが、中間層や鉄網の有無によるひずみの差異はほとんど見られなかった。

また、鉄網については、一昨年度測定されたように、ひび割れの発生とともにひずみが10,000 $\mu$ m以上となっており、ひび割れ幅の制御に対する有効性は低いものと考えられる。

(3) 段差測定（散水試験）

表-1 段差量測定結果

Co版の誘発ひび割れ部のC1(中間層有),C6(中間層無)の2箇所に水が浸透するような加工を施し、荷重車走行時に降雨を模擬した散水を実施し、強制的に段差の発生を促進させた。散水量は、H21年度は年間降雨量1,500mm相当量を、H22年度は倍の3,000mm相当の散水を実施した。散水を行った2箇所について、荷重車の通過輪数10万輪(49kN換算)ごとに段差量の測定を行った結果を表-1に示す。

通過輪数 (万輪) (散水開始以降)	測定日	段差量			
		C1:ひび割れ部 (中間層有,鉄網無)		C6:ひび割れ部 (中間層有,鉄網無)	
		平均値(mm)	最大値(mm)	平均値(mm)	最大値(mm)
0	'09/7/14	0.2	2.0	0.1	1.0
20	'09/10/22	0.9	2.0	0.1	1.0
30	'09/12/24	1.3	3.0	0.2	1.0
40	'10/2/25	1.3	3.5	0.4	1.0
50	'10/9/29	1.3	2.5	0.8	1.5
60	'10/11/4	1.3	3.0	0.7	1.5
70	'10/12/24	1.3	3.0	0.6	1.0
80	'11/2/24	1.2	3.0	0.7	1.5

段差の測定は、舗装調査試験法便覧S031(スケールによる方法)により実施した。段差量は、横断方向に50cmピッチで9点測定した。

中間層無のひび割れ部は中間層有に比べてわずかではあるが段差量が多い結果となっている。そのため、中間層を有することで段差量の進行を抑制できることがわかる。

(4) 荷重車走行前後での舗装体変化の確認（静的載荷試験，FWD測定）

荷重車走行に伴う舗装体の変化を確認するため、荷重車10万輪走行毎に静的載荷試験として、荷重10tを載荷した時のCo版のひずみを測定した。版の噛み合わせが影響しているためか、試験時期によりひずみの値が上下していたが、130万輪走行時点で、中間層、鉄網の有無による差異はほとんど見られなかった。

FWDの測定は、静的載荷試験と同様に荷重車10万輪走行後に実施した。FWDにより測定された誘発ひび割れ部のたわみ量(D<sub>0</sub>)を図-2に示す。中間層の有無を比較すると、中間層を有する方が誘発ひび割れ部のたわみ量が小さくなる結果が得られた。また、誘発ひび割れ部の荷重伝達率については、鉄網の有無にかかわらず30%程度まで低下しており、鉄網を有していてもひび割れ後は、荷重伝達の効果期待できないことがわかった。

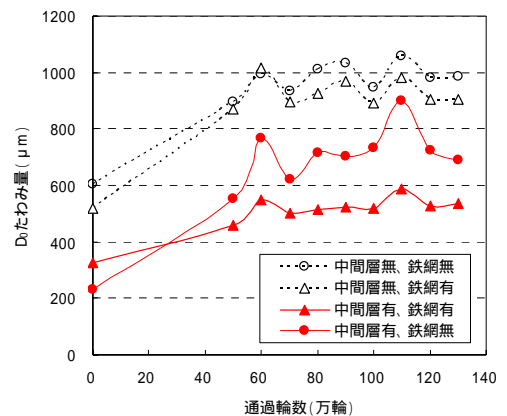


図-2 FWD測定結果(誘発ひび割れ部: D<sub>0</sub>たわみ量)

4-2 地域性を考慮した温度応力の検証（全国9箇所のCo供試体温度の測定）

異なる地域でのCo版に発生する温度応力について検証するため、表-2に示す条件でCo供試体を設置し温度データを収集し、温度差とその発生頻度を計算した。表-3に結果の一例として版厚23cmのCo供試体の温度差とそ



の発生頻度表を示す。発生頻度表を見ると、石川、鹿児島、沖縄は温度差の大きい頻度が高く、便覧値の温度差大に示される頻度よりも高い。北海道、仙台は比較的溫度差の小さい頻度が高いように見られ、便覧値の温度差小の頻度に似ていることがわかる。この傾向は他の版厚でも見られた。

地域毎に得られた発生頻度が、Co版に及ぼす影響を把握するため、表-4に示す条件で各温度差の温度応力を算出し、発生頻度と各々掛け合わせる方法により、発生頻度を考慮した温度応力を試算した(式-1)。表-5に版厚23cmの計算結果を示す。

結果を見ると、温度差発生頻度表の傾向と同様の傾向が見られ、温度応力が便覧値よりも大きな地域が多数見られる。これは、これまで温度応力が過小に評価されていた地域が多かったことを示しており、地域性を考慮して温度応力を見直す必要があると言える。そのため地域毎に分けられた温度差発生頻度表を適用することで、適材適所に合わせた設計が可能になると考えられる。

#### 4-3Co 舗装の信頼度の算出

舗装が設計期間を通して破壊しない確からしさを信頼性といい、その破壊しない確率を信頼度という。Co舗装の信頼度は70%とされ、これを基準にCo舗装の安全係数は決定されている。そのため、信頼性設計を適切に行うにはCo舗装の信頼度を正しく把握することが重要となる。

舗装設計便覧においてCo舗装の信頼度は $N_3 \sim N_5$ 交通のデータをもとに算出されているため、重交通路線( $N_6, N_7$ 交通)におけるCo舗装の信頼度は不明である。本検討では、重交通路線のデータが多い舗装管理支援システムのデータを使用しCo舗装の信頼度の確認を行った。表-6に算出条件を示す。なお、本検討においては、舗装の破壊を表-6に示すの状態と仮定し、それぞれで信頼度の計算を行った。

(1)舗装が打換えられた時を破壊とした場合

#### (1)舗装が打換えられた時を破壊とした場合

データの抽出フローを表-7に示す。なお、補修延長の違い等による影響を無くすため、現場単位毎にデータを統合した。解析結果を表-8に示す。

表-2 供試体の設置およびデータ収集条件

設置箇所	北海道,仙台,つくば,石川,名古屋,広島,福岡,鹿児島,沖縄
供試体サイズ	版厚: 15,20,23,25,28,30cm 面積: 30 × 30cm
温度センサー設置位置	上方(表面から0.5cm),中央,下方(底面から0.5cm)
サンプリング間隔	1回/時間

表-3 Co 供試体の温度差と発生頻度 (版厚 23cm)

温度差 (°C)	発生頻度										
	北海道	仙台	つくば	石川	名古屋	広島	福岡	鹿児島	沖縄	便覧値(小)	便覧値(大)
19	0.000	0.000	0.000	0.003	0.000	0.000	0.000	0.002	0.002	0.000	0.002
17	0.001	0.000	0.001	0.022	0.012	0.007	0.013	0.029	0.018	0.000	0.015
15	0.007	0.010	0.021	0.033	0.046	0.038	0.041	0.057	0.059	0.001	0.028
13	0.030	0.031	0.043	0.036	0.063	0.060	0.059	0.067	0.070	0.012	0.040
11	0.060	0.057	0.085	0.043	0.088	0.090	0.085	0.087	0.084	0.032	0.050
9	0.081	0.074	0.092	0.119	0.103	0.098	0.103	0.088	0.107	0.075	0.075
7	0.109	0.121	0.132	0.131	0.136	0.131	0.123	0.107	0.122	0.110	0.100
5	0.138	0.161	0.173	0.111	0.150	0.149	0.144	0.124	0.136	0.150	0.125
3	0.206	0.206	0.193	0.226	0.164	0.171	0.160	0.164	0.164	0.200	0.190
1	0.368	0.340	0.261	0.276	0.239	0.255	0.271	0.274	0.238	0.420	0.375
-1	0.447	0.514	0.261	0.500	0.313	0.269	0.269	0.322	0.377	0.610	0.420
-3	0.344	0.420	0.450	0.389	0.472	0.393	0.407	0.429	0.499	0.345	0.330
-5	0.138	0.066	0.259	0.075	0.205	0.289	0.263	0.228	0.119	0.044	0.220
-7	0.037	0.000	0.028	0.019	0.009	0.050	0.061	0.021	0.004	0.001	0.030
-9	0.001	0.000	0.002	0.015	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-11	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

表-4 温度応力の算出条件

項目	条件	
応力算出位置	縦自由縁部	
Co版の条件	弾性係数 (MPa)	30,000
	温度膨張係数 (1/°C)	1.0E-05
	横収縮目地間隔 (m)	10m

$$\sigma_t = \left( \frac{\text{温度差}k \text{の温度応力}}{\text{温度差}} \right) \times \left( \frac{\text{温度差}k \text{時の発生頻度}}{\text{温度差}} \right)$$

式-1 発生頻度を考慮した温度応力計算式

表-5 発生頻度を考慮した温度応力の試算結果

版厚 23cm	北海道	仙台	つくば	石川	名古屋	広島	福岡	鹿児島	沖縄	温度差 (小)	温度差 (大)
温度応力 (MPa)	0.19	0.25	0.24	0.32	0.34	0.28	0.28	0.35	0.40	0.20	0.22

表-6 信頼度の算出条件

項目	内容
使用データ	舗装管理支援システム
解析年度	H11,H14,H17,H20年度データ
舗装の破壊の定義	舗装が打換えられた時
	ひび割れ度が10(cm/m <sup>2</sup> )以上となった時

表-7 データの抽出フロー

1	新設のCo舗装データの抽出(トンネルは除く)
2	1回目の補修が打ち換えのものを抽出
3	データの統合(同一路線の同時期の補修データを1つに統合)
4	破壊までに経過した年数の整理、および信頼度の算出

表-8 信頼度算出結果

交通量区分	$N_6$	$N_7$	$N_6+N_7$
データの数	30	35	65
破壊までの平均年数	28.3	35.1	31.9
標準偏差	8.8	11.3	10.7
20年以上である確率	0.83	0.91	0.87

$N_6, N_7$ 交通の信頼度は、表-8の20年以上である確率より、それぞれ83%、91%であり、ともに舗装設計便覧に示される $C_0$ 舗装の信頼度70%を大きく上回る結果が得られた。

(2)ひび割れ度が $10(\text{cm}/\text{m}^2)$ の時を破壊とした場合

データの抽出フローを表-9に示す。新設の $C_0$ 舗装のデータのうち、補修履歴がなく、過去3年の間にひび割れ度が $10(\text{cm}/\text{m}^2)$ を超えたものを抜き出し、過去と最新のひび割れ度のデータよりひび割れ度が $10(\text{cm}/\text{m}^2)$ となる時の年数を求めた。なお、舗装管理支援システムではひび割れ率で管理しているため、式-2の換算式を用いてひび割れ度に換算し解析を行った。

解析結果を表-10に示す。 $N_6, N_7$ 交通ともに舗装設計便覧に示される $C_0$ 舗装の信頼度70%と同程度の結果が得られた。

、の解析による信頼度の違いは、連続鉄筋 $C_0$ 舗装のように構造上問題ないとされる微細なひび割れもの方法ではカウントされている可能性があるためと考えられる。そのため、現場調査を行い、その結果とあわせて結論づける必要がある。

5. まとめ

(1)中間層の有効性について

- ・ 温度差の発生頻度は昨年までの傾向と同様に、中間層を設けることで温度差が大きい方の発生頻度が小さくなり、その結果疲労度も小さくなる。
- ・ 荷重車走行時の降雨を模擬した散水試験では、わずかではあるが中間層を有することで段差の進行が抑制される結果が得られた。FWD測定結果より、ひび割れ部について、中間層を有することで $C_0$ 版のたわみ量を抑制できることが確認された。
- ・ 現時点では $C_0$ 舗装の全工区が構造的な破壊に到っていないため、今後の追加検討が必要である。

(2)鉄網の有効性について

- ・ 鉄網ひずみの連続測定結果より鉄網は降伏状態にある。また、FWDの荷重伝達率の測定結果より、ひび割れ箇所では、鉄網の荷重伝達効果は期待できないことが確認された。

(3)温度差の発生頻度について

- ・ 各地域の温度差発生頻度には地域性が見られ、便覧に示される温度差大よりも、温度差大の発生頻度の高い地域もある。地域毎に温度差発生頻度表を適用することで適材適所に合わせた設計が可能になると考えられる。

(4) $C_0$ 舗装の信頼性について

- ・ 重交通路線における $C_0$ 舗装の信頼度は少なくとも70%程度以上といえる。現場調査を行うことで、より正確な値が算出できると考えられる。

5. 謝辞

本研究を行うにあたり多大な御指導、御協力を頂きました舗装チーム久保上席研究員、寺田主任研究員、井谷研究員、堀内研究員、ならびに舗装チームの皆様に対し深謝の意を表します。

所属 前田道路(株)技術研究所

表-9 データの抽出フロー

1	新設の $C_0$ 舗装データの抽出(トンネルは除く)
2	補修履歴の無いものを抽出
3	前回および最新路面調査時のひび割れ率をひび割れ度に換算
4	前回ひび割れ度 $< 10(\text{cm}/\text{m}^2) <$ 最新ひび割れ度 となるものを抽出
5	ひび割れ度= $10(\text{cm}/\text{m}^2)$ となるとき年数を算出

$$C = C_0 (C_0 \leq 5\%)$$

$$C = -25 + (625 + 120C_0) (5\% < C_0)$$

$C$ : ひび割れ度( $\text{cm}/\text{m}^2$ )  
 $C_0$ : ひび割れ率(%)

式-2 ひび割れ度換算式

表-10 信頼度算出結果

交通量区分	$N_6$	$N_7$	$N_6+N_7$
データの数	154	159	313
破壊までの平均年数	24.4	27.8	26.1
標準偏差	10.0	11.5	10.9
20年以上である確率	0.67	0.75	0.71

# 水文情報の乏しい地域における総合洪水解析システム ( IFAS ) の現地利活用に関する取り組み

水文チーム

川上 貴宏

## 1 まえがき

ICHARM では、民間企業との共同研究により開発を行った総合洪水解析システム <sup>1)</sup>(Integrated Flood Analysis System、IFAS)を海外の現地流域に導入するため、人工衛星観測雨量の補正手法の開発 <sup>2)</sup>や現地技術者向けのトレーニング等を実施してきた。本年度は、人工衛星観測雨量の補正手法および IFAS を用いた流出計算の検証を世界の複数流域で行ったほか、IFAS を洪水予警報システムとして現地導入するためのシステム改良を行った。

## 2 研究目的

本研究では、IFAS の実流域への導入に向け、世界数ヶ国の異なる降雨形態を対象とした衛星観測雨量の精度・不確実性評価と合わせて、それらを用いて IFAS にて流出計算を行い適用性を検討する。また、実際に IFAS を現地に導入するため、現地状況に合わせたシステム改良を行う。

## 3 研究方法

小澤交流研究員が改良した人工衛星観測雨量データの改良版補正手法によって得られた雨データを入力データとして IFAS にて流出計算を行い、実績流量と比較を行い問題点・原因を探った。対象流域はインドネシア国・ソロ川、台湾・卑南(Peinan)川およびパキスタン・カブール川(インダス川支川)である。また、昨年度に現地調査等を基にして抽出した改良点を緊急度・必要度を検討し IFAS に実装を行った。

## 4 世界各国での適用性検討

### 4.1 ケーススタディ 1 : インドネシア・ソロ川

ソロ川はインドネシア・ジャワ島中部に位置し、流路長 540km、流域面積 16,100km<sup>2</sup> のジャワ島最大の河川である ( 図 - 1 )。衛星雨量データは GSMaP\_NRT を使用し、検証に使用した地上観測雨量は 126 箇所で計測されている日雨量データである。ただし、地上雨量観測点は Madiun 流域及び下流域に多く分布している。

図 - 2 に降雨イベント期間におけるハイドログラフを示す。入力データとなる降雨は、地上観測雨量 ( 黒線 )、GSMaP\_NRT の観測値 ( 青線 )、GSMaP\_NRT の自己補正值 ( 緑線 )、補正式をベースに地上日雨量が 20mm/day 以上の日のみ GSMaP\_NRT の雨量補正を実施した雨量 ( 赤線 ) の 4 種類の流域平均雨量である。GSMaP\_NRT の観測値以外は日ベースの雨量を 24 等分して時間雨量に換算した。一連の降雨のピークである 12 月 25 日はどの降雨プロダクトも最大値を示し、雨量も 72mm ~ 95mm とばらつきが小さい。一方、その他の日はばらつきが大きく、それが流量計算結果にも顕著に表れている。しかし、いずれも実績流量 ( 破線 ) を大きく下回り、流出波形を見ても 12 月 26 日以外はほとんど反応していない。しかも、地上雨量を考慮した補正雨量を用いた

場合の計算流量が最も少なくなった。このことから、流域全体におよぶような大雨時は雨の分布を概ね再現できるが、スコールなどの局地的・短時間の対流性降雨は、人工衛星でとらえきれず、それが流出計算でも過小評価となる原因となっている。



図 - 1 ソロ川流域

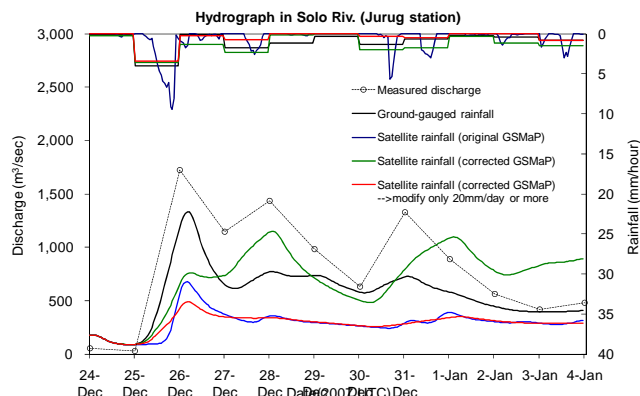


図 - 2 Jurug 地点におけるハイドログラフ

#### 4.2 ケーススタディ 2：台湾・卑南川

卑南川は台湾の南東部に位置し、流路長 84km、流域面積 1,603km<sup>2</sup> の河川である（図 - 3）。衛星雨量データは 3B42RT(V6)および GSMaP\_NRT を使用し、検証に使用した地上観測雨量は 9 箇所で計測されている時間雨量を使用した。検証期間は、台風 Morakott が台湾を襲った 2009 年 8 月 6 日から 10 日である。

図 - 4 に降雨イベント期間におけるハイドログラフを示す。入力データとなる降雨は、地上観測雨量（灰色棒グラフ）、3B42RT(V6)（青線）、GSMaP\_NRT の観測値（緑線）、GSMaP\_NRT の自己補正值（赤線）の 4 種類の流域平均雨量である。

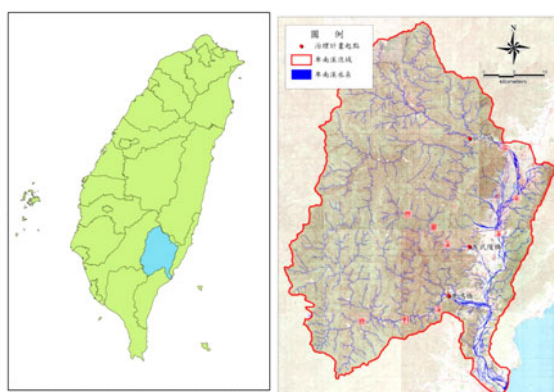


図 - 3 卑南川流域

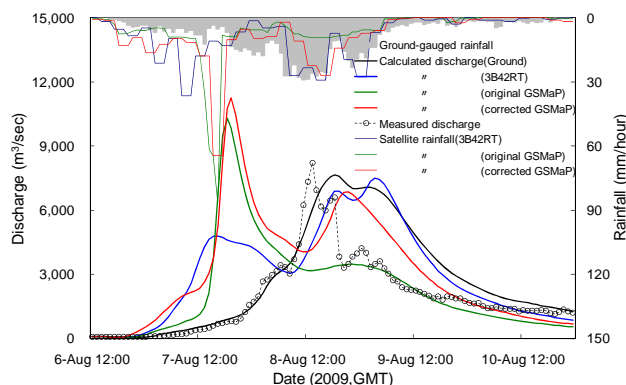


図 - 4 台東大橋地点におけるハイドログラフ

期間中、地上雨量の流域平均雨量 870mm に対し、3B42RT は 893mm、GSMaP\_NRT の観測値は 657mm、GSMaP\_NRT の自己補正值 887mm と、各衛星プロダクトとも地上雨量と非常に近い値であった。しかし、降雨を時系列で見ると、衛星降雨は実際の雨量ピークの 1 日前にピーク雨量を観測するなど乖離が大きい。特に、8 月 7 日 16 時から 1 時間雨量は、地上雨量の 5.5mm/h に対し、GSMaP\_NRT 観測値は 87mm/h であった。

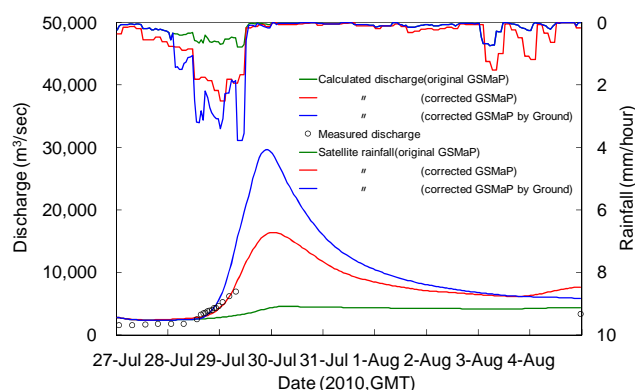
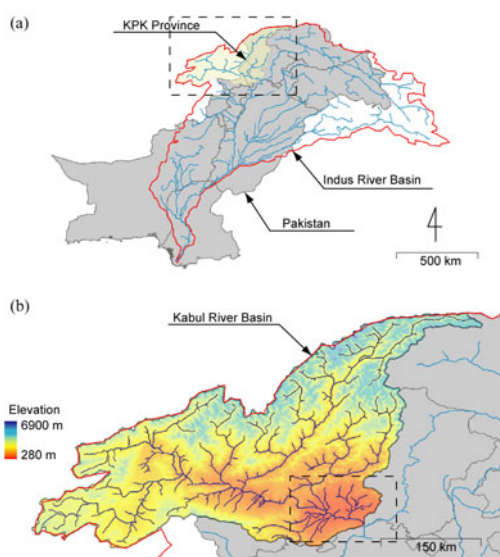
これはマイクロ波放射計による観測が行なわれない期間において、赤外放射計の観測により得られる雲移動ベクトルを用いて降雨分布を移流させる補間方法を採用しているため、8/7 5:00~17:00 までマイクロ波が観測されずに誤差が大きくなったものと思われる。

#### 4.3 ケーススタディ3：パキスタン：カブール川

カブール川はインダス川の支川であり、流域はパキスタン北西部からアフガニスタン東部にまたがる流域面積 92,605km<sup>2</sup>の河川である（図 - 5）。衛星雨量データは GSMaP\_NRT を使用し、GSMaP の補正に使用した地上観測雨量は 7 箇所で計測されている日雨量を使用した。検証期間は、モンスーンによる大雨でパキスタン全土、特にカイバル・パクトゥンクワ州に甚大な被害を及ぼした 2010 年 7 月 27 日から 8 月 4 日である。

図 - 6 に降雨イベント期間におけるハイドログラフを示す。入力データとなる降雨は、GSMaP\_NRT の観測値（緑線）、GSMaP\_NRT の自己補正值（赤線）GSMaP\_NRT の観測値とティーセン分割した地上日雨量を比較し、GSMaP\_NRT の観測値に比率をかけて補正した雨量の 3 種類の流域平均雨量である。

GSMaP\_NRT の観測値を用いて計算した流量はわずかにピークが認められるが、実績流量（黒丸）と比較して過小評価となっている。一方、自己補正值を用いた流量は立ち上がり時刻・量とも概ね実績流量と一致していた。流量観測がピークを迎える前に途絶えているため実際のピーク流量はわからないものの、ピーク時間や大まかな出水規模が予測可能であることを示している。



左：図 - 5 カブール川流域

上：図 - 6 Nowshera におけるハイドログラフ

#### 5 現地適用に向けたシステムの改良

システムを実際の現地で適用するにあたり、雨量の観測から取り込み、流出計算、アラート発出、住民の避難までを洪水が起こる前に完了しなければいけない。前年度に現地調査およびワークショップを通して抽出した IFAS の改良点に基づき、現地でのリアルタイム洪水予測に適應できるようシステムの改良を行った。以下にその一部を掲載する。

- 1) 自動で衛星観測雨量データを取り込み、衛星雨量データの自己補正、自動計算、アラート発出までを行う

モジュールを追加した。洪水監視を行う地点において流量の基準値を設定し、計算結果がその基準を超える場合には、ブザーで知らせたり、事前に設定したアラートが画面上に表示されるほか、設定したメールアドレス宛に計算結果が基準値を超えたことを知らせるメールが自動配信される。

- 2) 本業務で改良を行った衛星観測雨量補正手法について、関数の係数を入力可能にして、各国・地域の特性に合わせた補正が可能となるように機能を拡張した。また、自己補正手法を日雨量データにも適用できるようにした。
- 3) 現在時刻の実績流量と計算流量に乖離が起こった場合、この誤差割合を未来時刻の計算結果に乗じて、流量の値を補正する機能を搭載した。これにより、実績流量との誤差が蓄積して予測を大きく外すリスクを抑えられる。
- 4) 計算エンジンに用いられている2段タンクの土研分布型モデルに加え、不飽和帯タンクを備えた3段タンクのモデルを搭載し、モデル作成時にどちらを用いるか選択可能にした。ユーザーは計算時間や求める結果の精度を勘案しながらどちらを使うか選択できる。また、地下水タンクに鉛直下方に浸透する穴を設け、地下浸透によって損失する水量を考慮できるようにした。

## 6 まとめ

ケーススタディ 1~3 より、実際のリアルタイム洪水予警報システムでは、衛星観測雨量を用いて精度の高い流出予測を行うことは困難である。しかし、地域や雨の降り方によって衛星雨量補正手法の精度も大きく変わるため、現地の河川状況やニーズを踏まえたカスタマイズを行うことにより精度を高めていくことが必要である。また、現地技術者が自らこのシステムを用いて予警報を行うことが今後の河川計画や管理に重要である。

平成 23 年 9 月末を目処に、インドネシア・ソロ川で IFAS の実運用が始まる。実導入を通じて得られた課題や新たな知見を基に、IFAS の改良・改善を進め、より多くの国での IFAS の導入を目指していく。

## 7 謝辞

本研究を行うにあたり、深見和彦 上席研究員、鍋坂誠志 研究員をはじめとして、ICHARM の方々には多大なるご指導、ご支援をいただきました。厚く御礼申し上げます。

所属 独立行政法人 水資源機構

### <参考文献>

- 1) Experimental application of flood forecasting system (IFAS) using satellite-based rainfall. Tomonobu Sugiura, Takahiro Kawakami, Go Ozawa, Jun Magome and Kazuhiko Fukami, 9th International Conference on Hydroinformatics 2010.
- 2) 白石芳樹、深見和彦、猪股広典「雨域移動情報を活用した衛星雨量データ補正方法の提案 - 吉野川流域の事例解析 - 」水工学論文集、第 53 巻、pp.385-390、2009.2.
- 3) APPLICABILITY OF GSMAP CORRECTION METHOD TO TYPHOON "MORAKOT" IN TAIWAN. Go Ozawa, Yoshiki Shiraishi, Hironori Inomata and Kazuhiko Fukami. S445-450, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol.55, 2011, February

# 衛星観測雨量の世界各国での精度・不確実性評価および 地上雨量データを用いた衛星雨量補正手法の開発

水文チーム

小澤 剛

## 1. まえがき

近年増加傾向にある発展途上国における洪水被害拡大の一因として、雨量観測施設の不足や未整備に伴う降雨量推定の不確実性に起因した洪水予警報体制の不備が挙げられる。このような地域では地上観測網の拡充が望まれているものの、早急に対応するのは容易ではない。一方、GSMaP (Global Satellite Mapping of Precipitation)<sup>1)</sup> など、リアルタイムの衛星降雨プロダクトはその高い時空間分解能(時間1時間,空間0.1度)から洪水予測への適用が期待されている。しかしながら、その精度については、瀬戸ら<sup>2)</sup>が日本全域での衛星降雨プロダクトとアメダス雨量計との精度検証を実施し、衛星降雨プロダクトが過小評価であると示しているなど、実用に向けた精度を得るためには課題が残っている。ICHARM 水文チームでは、衛星降雨データの補正手法を開発し<sup>3)</sup>、その精度向上効果を国内外の河川流域において確認していた<sup>4)</sup>。しかしながら精度向上が確認できなかった地域、降雨イベントもあり、その原因は明らかになっておらず衛星雨量データの洪水予測への適用に向けた課題となっていた。

## 2. 研究目的

本研究では「衛星観測雨量データを用いた洪水予警報システムの実運用」へ向け、世界各国の異なる降雨タイプを対象とした衛星観測雨量の精度・不確実性を明らかにすることを目的とする。さらに、その結果を踏まえ、改良版衛星雨量補正手法の開発およびその検証を実施する。

## 3. 研究内容

### 3.1 衛星観測雨量の世界各国での精度・不確実性評価

#### 3.1.1 対流性降雨を対象とした精度評価：インドネシア

##### 1) 対象流域と検証期間

ここでは、日本のような台風性降雨や前線性降雨とは異なる降雨特性を持つ地域として、対流性降雨によって洪水被害が頻発しているインドネシア国ソロ川流域を選定した。本対象流域は雨季に発生する対流性の集中豪雨により毎年のように洪水被害が発生している。対象流域は、インドネシアのジャワ島中央部に位置しており、約16,000km<sup>2</sup>の流域面積をもつ。対象降雨は地上観測時間雨量データが観測されている2009年11月～2010年1月および、地上観測日雨量データが観測されている2007年12月～2008年12月のデータとした。

##### 2) 検証結果

時間雨量観測所が設置されている上流域における流域平均雨量値について衛星雨量と地上観測雨量を比較すると、GSMaPは地上雨量を適切に再現できていないことが分かった。これは、降雨分布状況を瞬時値で表現しているGSMaPでは、時空間的に短く局所的に

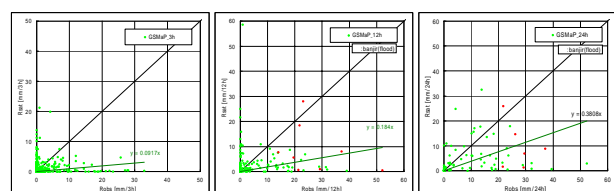


図1.1 累加した地上雨量とGSMaPの関係  
(左図：3時間、中央：12時間、右図：24時間)

発生する対流性降雨を再現することが難しいことに起因する。次に1時間スケールの精度検証から時間解像度を下げる(粗くする)ことにより地上雨量と衛星雨量の相関関係を見たものが図 1.1 である。これより、1時間雨量スケールでは対流性降雨を表現することはできなかったが、日雨量スケールという時間的にマクロナ雨量分布を見ればある程度の再現性が得られていることがわかる。そこで次に、

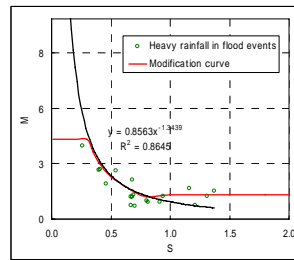


図 1.2 流域移動指標 "S" と補正係数 "M" の関係

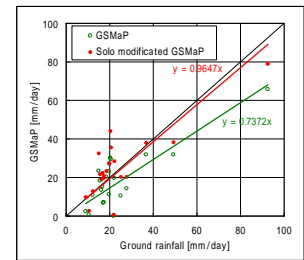


図 1.3 地上雨量と GSMaP [mm/day] の関係 (流域平均雨量) (洪水イベントのみ)

流域内に合計 129 箇所設置されている日雨量観測データを用いて、2007 年 12 月～2009 年 12 月の約 2 年間の衛星雨量と地上観測雨量を流域平均雨量について比較した。その結果、洪水を引き起こすような 20mm/day 以上の強雨については過小評価傾向にあるが、20mm/day 以下の弱雨については適切に再現できているものと過大、過小評価されたものが混在していた。本研究は洪水を対象としていることから、20mm/day 以上の強雨イベントを対象に作成した GSmaP 補正式が図 1.2 であり、補正前後の GSmaP と地上雨量との関係を示したものが図 1.3 である。これよりほとんどの洪水イベントについて適切に補正できたことがわかる。しかし、この補正手法は本来、地形性降雨を対象とした補正手法であり、それをここでは対象流域全体に対して適用しているため、地形性降雨が発生しない地域についても補正を行なっている状態である。そのため流域平均雨量で見れば補正が機能しているといえるが、数百 km<sup>2</sup> スケールで見ると誤った補正がされている地域も想定されることに留意する必要がある。

### 3.1.2 台風性降雨を対象とした精度評価：台湾<sup>5)</sup>

#### 1) 対象流域と検証期間

ここでは、海外の大陸河川流域における IFAS 導入(衛星観測雨量を用いた洪水予警報システムの実運用)を鑑み、数万 km<sup>2</sup> スケールの領域を対象とした精度評価を実施する。対象域は台湾全土(流域面積：36,180km<sup>2</sup>)とし、対象降雨イベントは 2009 年 8 月に台湾で 700 名以上の死者・行方不明者を出した台風「Morakot」とし、時間雨量データを用いて本補正手法の時系列的な適用性の検討を行なう。

#### 2) 検証結果

図 1.4 に地上観測雨量、GSMaP\_NRT、日本の吉野川流域の降雨イベントデータを用いて作成した補正式(以下、日本式)による補正雨量および台湾の降雨イベントデータを用いて作成した補正式(以下、台湾式)による補正雨量のハイトグラフを示す。雨量値はすべて台湾全土について空間平均化した雨量を示している。また図中には、マイクロ波放射計による観測がされた時刻(図中黄色)およびマイクロ波放射計による観測からの経過時間(図中緑、緑が長く連なればその時間数分マイクロ波放射計による観測が行なわれていないことを示す。)を併記している。図中より、地上雨量に対して

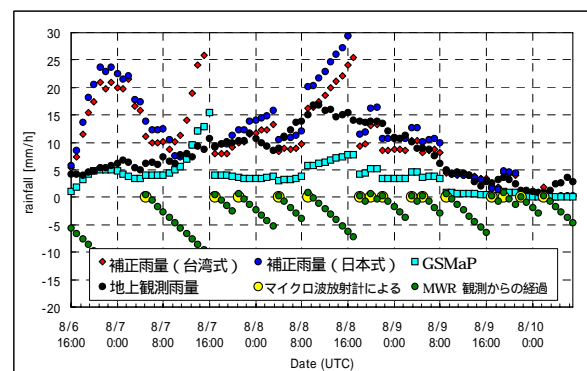


図 1.4 地上雨量、GSMaP、補正雨量ハイトグラフおよびマイクロ波放射計による観測状況



GSMaP\_NRT は基本的に過小評価傾向にあることがわかる。また、日本式および台湾式の補正雨量は、マイクロ波放射計による観測がある程度の頻度で行なわれている期間については良好に補正されている。しかし、8月7日12時～16時頃のように、マイクロ波放射計による観測が長時間されていない時間帯では、補正雨量値が過大に補正されているのがわかる。その原因を把握するため、当該時間帯(8月7日14:00～16:00(UTC))の3時間累加雨量を対象としたGSMaPと地上観測雨量の降水量分布図を図1.5に示す。これより、GSMaPの降水量分布が実際の降水量分布と異

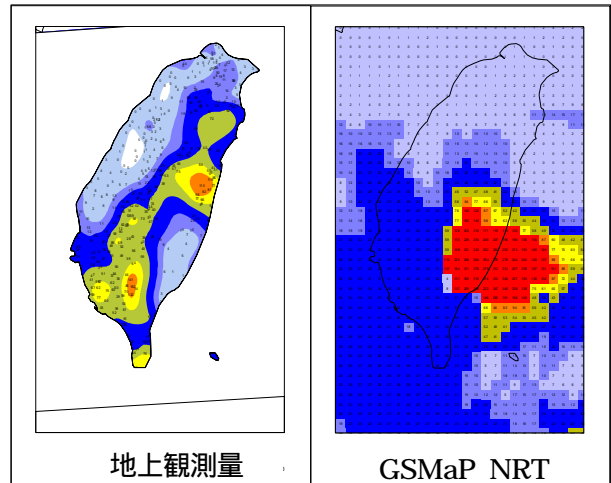


図 1.5 地上雨量(左図)およびGSMaP(右図)の3時間累加雨量分布図(8月7日14:00～16:00(UTC))

なっていることがわかる。以上より、当該時間帯では実際と異なる3時間の降水量分布(つまりは雨域の移動量)に基づいて補正したことにより、雨量値が過大に補正されたことがわかる。GSMaP\_NRTは、マイクロ波放射計による観測が行なわれない期間において、赤外放射計の観測により得られる雲移動ベクトルを用いて降雨分布を移流させる補間方法をとっている。そのため、マイクロ波放射計による観測が長時間(例えば10時間以上)行なわれない場合、それだけ実際の雨域分布状況とGSMaPの雨域分布状況が大きく異なる可能性がある。その場合、図1.5のように実際の雨域分布状況を全く反映していない雨域分布について補正を実施することで、過大な補正雨量を算定してしまう。実際の洪水予警報システムに本補正手法を導入した場合、このような異常値が算出されることが考えられる。実運用のためには、マイクロ波放射計による観測が長期間ない場合のGSMaP雨量値および補正手法の取り扱いについて、別途検討する必要があるといえる。

### 3.1.3 モンスーンを対象とした精度評価：パキスタン

#### 1) 対象流域と検証期間

ここでは、モンスーン特有の豪雨を対象としてGSMaPの精度評価およびGSMaP補正手法の適用性について検証する。対象とした流域はパキスタン国カブール川流域(流域面積:92,605km<sup>2</sup>)であり、当該流域では2010年7月末から8月にかけて1,100人以上の死者数をもたらした甚大な洪水被害が発生している。対象降雨はこの洪水期間中で最も降雨量が多かった7月27日から31日の5日間の日雨量とした。地上観測雨量はPakistan Meteorological Department(PMD)が公開している地上雨量計7箇所を利用し、地点ごとおよび流域平均雨量値について精度検証した。

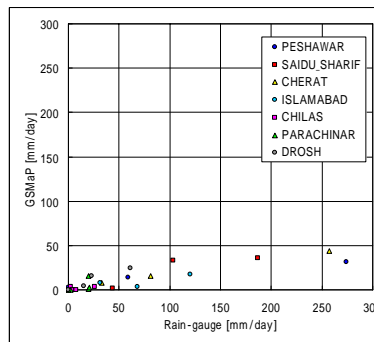


図 1.6 地上雨量(7観測所)とGSMaP[mm/day](雨量観測所地点ごと)

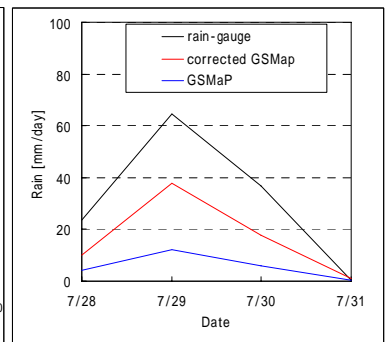


図 1.7 地上雨量、GSMaP、補正GSMaP[mm/day](流域平均雨量)

#### 2) 検証結果

図1.6に流域内に設置されている地上雨量観測所7箇所すべてについてのGSMaP

と地上雨量との関係を示している。いずれの観測所においても大幅な過小評価傾向であることがわかる。また、

流域平均雨量で比較したものを図 1.7 に示しているが、ここでも過小評価傾向に変わりない。この降雨に対して GSMaP 補正手法を適用した結果も同図に示されているが、ある程度補正は機能しているが、地上雨量と比較した場合には過小傾向にある。しかし、この検討では 92,605km<sup>2</sup> に地上雨量観測所が 7 箇所のみであるため、地上雨量値にも多くの誤差があることに留意する必要がある。

### 3.2 地上雨量データを用いた衛星雨量補正手法の開発<sup>6)</sup>

上述のとおり、衛星雨量の精度はマイクロ波放射計による観測頻度に大きく依存し、その頻度向上のためには衛星が数多く打ち上げられるのを待つほかない。また、過小評価する衛星雨量を補正するための補正手法も現段階では地形性降雨に限定されており、全球レベルの補正手法は確立されていない。一方で、途上国においてはわずかではあるが地上雨量観測を開始した地域は少なくない。このような地上観測データを用いれば、過小評価傾向である衛星雨量を補正可能である。そこで、地上雨量データを用いた衛星雨量データの補正（以下、地上雨量補正）を実施する。途上国では時間雨量データもしくは日雨量データが整備されているが、日雨量データが主である。しかし、日雨量ごとに地上雨量を用いて衛星雨量を補正する場合、マイクロ波放射計による観測頻度に伴う誤差が大きくなることが想定される。そのため、本研究では不確実性を出来る限り少なくするという考えの下、衛星雨量データがマイクロ波放射計により観測された時刻を対象に、時間雨量データを用いた補正手法について検討する。また、地上雨量データを用いて衛星雨量を補正する場合、補正の精度は地上雨量観測所の設置密度に大きく依存する。そのため、補正手法を選定した後、地上雨量観測所の設置密度と補正後衛星雨量の精度について検証する。なお、地上雨量補正手法としては距離重み付け法（IDW 法）を適用する。IDW 法は Cokriging のような空間相関性を利用しないため一般的には精度は劣ると言われているが、雨量観測所数に依存せずに補正が常に実施できる点、補正の際の制限がない。以上の理由から、IDW 法を用いて補正後衛星雨量の精度と地上観測施設の密度との関係性について検証する。

#### 3.2.1 使用したデータおよび地上雨量補正手順と検証方法

検証は時間雨量データが高密度に整備され、面積も大きい領域として台湾全土（面積：16,180km<sup>2</sup>）を対象とした。対象とした時刻は台風 Morakot のピーク雨量前、ピーク雨量時、ピーク雨量後、無降雨域を含む後期降雨時の 4 時刻分（4 時間）で、いずれの時刻も衛星雨量データはマイクロ波放射計を用いて推定された雨量データを採用している。これら雨量データについて、地上雨量観測所密度をある一定の密度（1/167km<sup>2</sup>～1/36,180km<sup>2</sup>）に間引いたものを用意し、この地上雨量データと衛星雨量を合成させた。なお、多く地上観測所が間引かれた場合には観測所の雨量値に精度が大きく依存することが想定されるため、ここでは 1/5143km<sup>2</sup> 以上に間引いたものについては 3 ケースの配置について準備し、合計 22 ケースについて検討した。

本研究において採用した地上雨量補正手法の手順を以下に示す。

- 1) 全ての地上雨量観測所地点において、補正倍率（地上雨量 / 衛星雨量）を算定する。… A とする。
- 2) A について IDW 法を適用し、対象域全域の補正倍率分布を算定する。補正倍率分布は GSMaP のメッシュサイズである 0.1 度格子ごとに算定する。… B とする。
- 3) 上で求められた補正倍率分布：B を衛星雨量生値に乗じることで、補正後衛星雨量（補正雨量）を算定する。

地上雨量補正は GSMaP、3B42RT、CMORPH の 3 つの衛星雨量プロダクトを対象に、3 つの観点（衛星雨量生値との比較、衛星雨量プロダクト間の比較、地上雨量コンターとの比較）から比較検討することで地上雨量観測所密度と補正雨量の精度の関係について考察する。

1)において、衛星雨量生値と比較し地上雨量補正の精度向上効果を確認する。2)において、地上雨量を用いた地上雨量コンターと合成雨量を比較し、衛星雨量を利用した効果について確認する。また、3)に示すとおり、3 つの衛星雨量プロダクトを対象に 1)および 2)の検討を実施することで、地上雨量補正に影響を与える誤差特性について考察する。

なお、精度検証に置いて用いた指標は表 3.1 の 4 つである。

### 3.2.2 検証結果

図 3.1 に GSMaP を用いた地上雨量補正による精度向上効果（全時刻分データを含む）を示す。他のプロダクトについても同様の結果が得られたが、時刻によらず、1/5000km<sup>2</sup> 以上密に地上雨量が整備されている場合には衛星雨量生値よりも補正雨量の精度が高いことがわかる。しかし、1 箇所/10,000km<sup>2</sup> 以上に疎である場合には補正雨量が衛星雨量生値より精度が低下したケースが多くなる。また、疎の場合に見られる精度低下は、衛星雨量が極小である場合に生じており、これは地上雨量に対する衛星雨量の比（補正倍率）が数百倍等になり、それを周辺の衛星雨量グリッドへ乗じることで生じている場合であることがわかった。そのため、「無降雨域を含む後期降雨時」などの降雨強度が小さい時に多く見られる。これより、補正倍率の上限値（閾値）については別途検討する必要があるといえる。

次に、衛星雨量プロダクト間での比較を行う。衛星雨量生値の降雨強度で見れば 3B42RT が最も精度が高かったが、補正雨量となると 3B42RT よりも降雨強度の低い GSMaP と合成したものの精度が高いことになる。これは降雨強度の絶対量が地上雨量を再現することよりも、地上雨量との比率（補正倍率）が面的に一定である（衛星雨量が地上雨量を一律に過小評価している）ことが補正には重要であるといえる。これは本補正手法が補正倍率を地上雨量に対する衛星雨量の比で表していることに起因する。

地上雨量と衛星雨量を合成した補正雨量が地上雨量のみによって推定された降雨分布よりも精度が低い場合、合成する利点がない。そこで、次に、地上雨量データのみから推定される雨量（地上雨量コンター）と補正雨量の精度を比較する。GSMaP を用いた補正雨量の精度について、精度指標：CE の数値と地上雨量観測密度の関係性を 4 時刻

1) Error rate ( 相対誤差 ) [%] :	3) RMSE ( 平均二乗誤差 ) :
$(R_{sat} - R_{obs}) / R_{obs} \times 100$	$\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (R_{sat} - R_{obs})^2}{N}}$
2) MAE(平均絶対誤差) :	4) CE ( 効率化係数 ) :
$\frac{\sum_{i=1}^N  R_{sat} - R_{obs} }{N}$	$1 - \frac{\sum_{i=1}^N (R_{sat} - R_{obs})^2}{\sum_{i=1}^N (\bar{R}_{obs} - R_{obs})^2}$
ここに、 $R_{sat}$ : 衛星雨量、 $R_{obs}$ : 地上雨量、	
$N$ : 地上雨量観測所数、 $\bar{R}_{obs}$ : 地上雨量の平均値	

表 3.1 精度指標

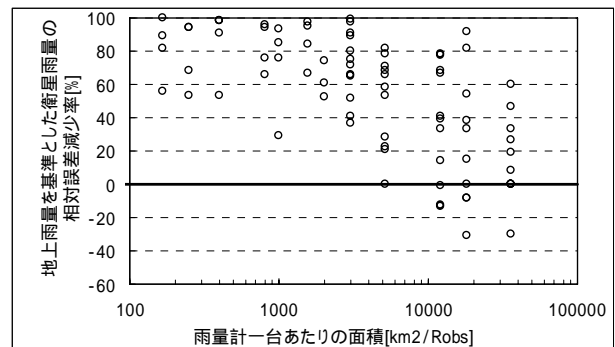


図 3.1 地上雨量補正による精度向上効果

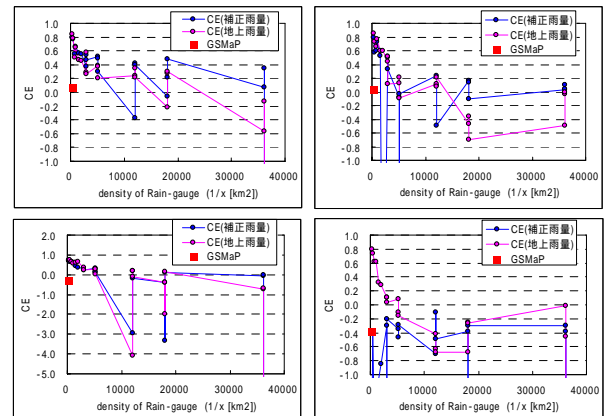


図 3.2 GSMaP を用いた補正雨量の各時刻の精度  
（左上：ピーク雨量前、左下：ピーク雨量時、右上：ピーク雨量後、右下：後期降雨時の精度）

それぞれ示したものを図 3.2 に示す。後半の 2 時刻においては特に前述した過大な補正によって補正雨量の精度が著しく低下している場合があるが、1/10,000km<sup>2</sup> より密な場合まではほとんど両者の精度に差がないことが分かった。しかし、それ以上間引いた疎の場合、いずれの時刻においても補正雨量の精度が高い傾向にあった。これは、今回対象とした降雨が雨域スケール数万 km<sup>2</sup> という台風性降雨であるため、衛星雨量が再現するマクロ的な降雨分布情報が活かされるのが 1/10,000 ~ 20,000km<sup>2</sup> 以上に間引いた疎の場合になってくるためといえる。以上より、地上雨量コンターよりも衛星雨量と地上雨量を合成した補正雨量の精度が高くなる場合は 1/10,000 ~ 20,000km<sup>2</sup> 以上に間引いた疎の場合であるといえる。また、ここでは台風性降雨を対象とし、3つの雨量観測所の配置についても 3 ケースのみ対象とした結果であるため、他の降雨タイプの場合の精度検証や地上雨量観測所の配置についての検討ケース数の増加等を今後実施する必要がある。

#### 4. 結論

- 1) 衛星雨量プロダクト GSMaP についての精度検証を世界各国で実施した結果、その精度は時間空間的に短く局所的な対流性降雨への適用性が低いことや、マイクロ波放射計による観測頻度に大きく依存する
- 2) 既往の補正手法を適用することで、地形性降雨が生じる地域において台風性降雨を対象とした場合は補正が効果的に機能するが、全球での適用は不可能である。

以上より、全球で適用できる補正手法として地上雨量データを用いた地上雨量補正手法の精度向上効果を検証した。そこで得られた成果を以下に示す。

- 3) 衛星雨量生値と補正雨量の精度を比較すると、プロダクト・時刻によらず、1/5,000km<sup>2</sup> 以上密に地上雨量が整備されている場合には衛星雨量生値よりも補正雨量の精度が高くなる。
- 4) 降雨強度が小さい時においても適切に補正を機能させるには、補正倍率の上限値（閾値）について検討する必要がある。
- 5) 地上雨量補正を効果的に機能させるには、用いる衛星雨量の降雨強度の再現性よりも、地上雨量との比率（補正倍率）が面的に一定である（衛星雨量が地上雨量を一律に過小評価している）ことが重要であることがわかった。これは本補正手法が補正倍率を地上雨量に対する衛星雨量の比で表していることに起因する。
- 6) 台風性降雨を対象とした場合、地上雨量コンターよりも衛星雨量と地上雨量を合成した補正雨量の精度が高くなる場合は 1/10,000 ~ 20,000km<sup>2</sup> 以上に間引いた疎の地上雨量を用いた場合であることがわかった。

#### 5. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なる指導を頂きました深見首席研究員、猪股研究員ならびに ICHARM 職員の方々に深く感謝の意を表します。

所 属 株式会社 シーティーアイランドプランニング

#### 6. 参考文献

- 1) Okamoto K., T. Iguchi, N. Takahashi, T. Ushio, J. Awaka, S. Shige and T. Kubota, 2007: "High precision and high resolution global precipitation map from satellite data", ISAP 2007 Proceedings, 506-509.
- 2) Seto S., K. Yoshimura and T. Oki, 2008: "Simulations of Flood All over Japan by using High-Resolution Satellite Precipitation Maps." Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE Vol. 52, 355-366
- 3) 白石芳樹、深見和彦、猪股広典、「雨域移動情報を活用した衛星雨量データ補正方法の提案-吉野川流域の事例解析-」、水工学論文集、第 53 巻、pp. 385-390、2009 年 2 月
- 4) 小澤剛、猪股広典、深見和彦、白石芳樹、「GSMaP 雨量データ補正式の国外流域への適用に関する研究」、水文・水資源学会 2009 年度研究発表会要旨集、pp. 196-197、2009 年 8 月
- 5) Go Ozawa et. al., APPLICABILITY OF GSMAP CORRECTION METHOD TO TYPHOON "MORAKOT" IN TAIWAN, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE Vol. 55 S. 445, 2011.
- 6) Ozawa et. al., MERGING GSMAP WITH GROUND RAINGAUGE DATA AND EFFECT OF DENSITY OF RAIN-GAUGE STATIONS ON THE ACCURACY OF MERGED GSMAP-CASE STUDY OF TYPHOON MORAKOT IN TAIWAN IN 2009-, 5th International Conference on Flood Management (ICFM5), Sep., 2011 (Submitted)

## 道路標識等の基礎及び柱の性能評価技術に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ

氏名 桐越 拓也

### 1. まえがき

道路標識等の基礎の設計は、「道路附属物の基礎について(昭和50年7月15日付け道路局企画課長通達)」により実施している。本通達では、当時主として用いていたコンクリート基礎のみを対象としたケーソン式を仕様としているが、この基礎形式では近年の道路附属物の大型化及び都市道路環境下(狭隘、地下埋設)等への対応ができなくなっている。このため、民間において新しい基礎形式が開発され用いられているが、その性能評価法は確立されておらず、基準化が必要となっている。

### 2. 研究目的

道路橋の杭は4本以上の群杭を想定しており、杭基礎の安定照査項目は鉛直及び水平変位となっている。一方、道路標識等の新しい基礎形式は、単杭の採用が増加しており、道路橋の杭とは異なっている。また、道路標識は正面より風を受けると、その形状から支柱を中心にねじりモーメントが生じることが考えられ、道路標識の単杭は鉛直、水平に加え新たに回転に対しても検討する必要があるものと考えられる。そこで、本研究は道路標識等の基礎の性能評価法を確立することを目的とし、その一環として、単杭のねじり抵抗モーメントと回転角の関係を確認するための回転載荷試験を、また、回転履歴が杭の鉛直支持力に及ぼす影響を確認する押込み試験を実施した。本稿では、砂地盤における回転履歴が杭の鉛直支持力に及ぼす影響を確認する押込み試験についての結果を報告する。

### 3. 研究方法

#### 3.1 試験概要

試験地は千葉県君津市内のN値3~4程度の自然砂質地盤(以下、A地盤という)と、これをN値10~14程度に造成した地盤(以下、B地盤という)にて実施した。造成は、自然地盤をバックホウにて深度3m掘削後、掘削した土を0.2~0.3m程度撒き出し、ローラー転圧機により締め固めた。試験地の土質及び土の圧密排水(CD)三軸圧縮試験結果を表-1に示す。

表-1 試験地の土質及び三軸圧縮試験結果

試験地	地盤呼称	N値	三軸圧縮試験(CD)結果			
			作業条件	湿潤密度 $\rho_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	粘着力 $c_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	せん断抵抗角 $\phi_d$ ( $^\circ$ )
千葉県君津市箕輪	A地盤	3~4	85% $d_{\max}$	16.3	4.1	30.4
	B地盤	10~14	90% $d_{\max}$	16.5	1.9	33.9

回転履歴が杭の鉛直支持力に及ぼす影響は、押し込み試験のみ実施したもの、回転載荷試験を弾性限界内の荷重で終了し、その後速やかに押し込み試験を実施したもの(以下、「弾性回転後押し込み試験」と示す)、回転載荷試験を終局荷重まで実施し、その後速やかに押し込み試験を実施したもの(以下、「終局回転後押し込み試験」と示す)を比較することにより把握する。図-1(a)に回転載荷試験の概要を、図-1(b)に押し込み試験の概要を、図-1(c)に杭体の変位の測定位置の概要を示す。押し込み試験は資料<sup>1)</sup>に示す方法に従って、一方向荷重型の4サイクル以上の段階方式とした。押し込み試験の計測項目は、荷重・杭頭変位量・杭体変位である。回転載荷試験は試験法として基準化されていないことから、資料<sup>1)</sup>に示す方法を参考とし、正負交番荷重型の4サイクル以上の段階方式とした。回転載荷試験の計測項目は、荷重・杭頭変位量である。試験は、A地盤において押し込み試験2体、弾性回転後押し込み試験2体、終局回転後押し込み試験2体実施した。また、B地盤において押し込み試験2体、弾性回転後押し込み試験3体、終局回転後押し込み試験2体実施した。なお、試験体はすべてH200×2700(杭長2400mm)であり、パイプロハンマ工法により打ち込みを行った。

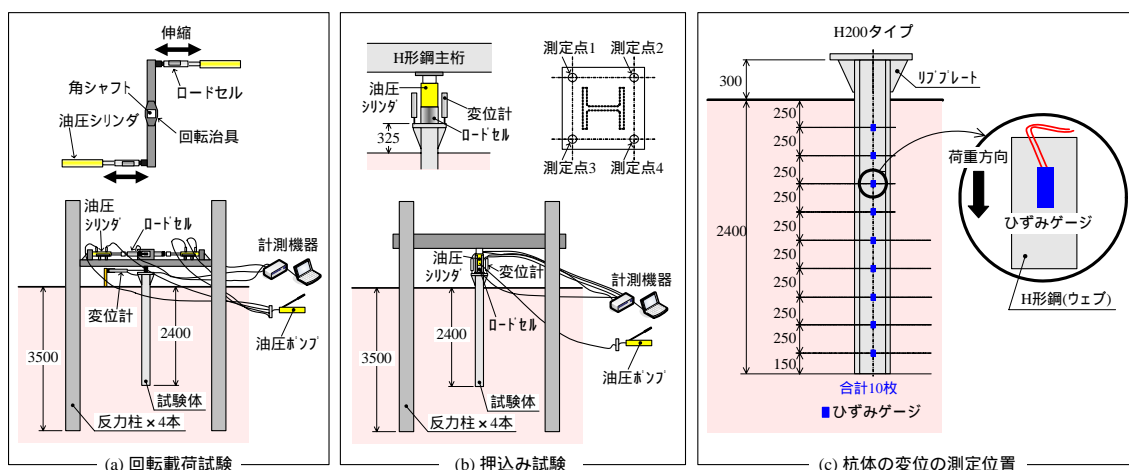


図-1 載荷試験の概要及び杭体変位の測定位置

### 3.2 試験結果

表-2に押し込み試験により得られた第2限界抵抗力を示す。ここに、第2限界抵抗力は、資料<sup>1)</sup>により杭頭変位量が杭径の10%以下の範囲における押し込み抵抗が最大となったときの荷重とした。また、図-2に押し込み試験結果の荷重・杭頭変位量の関係を示す。なお、押し込み試験は4サイクル以上の段階方式としたが、図-2は1サイクルの連続載荷方式として示している。また、図-3に第2限界抵抗力時における軸方向力分布を示す。

表-2 第2限界抵抗力

地盤	試験詳細	ID	ひずみゲージ	平均N値	第2限界抵抗力(kN)
A	押し込み試験	AOPH2001		3	80.900
		AOPH2002		3	80.600
	弾性回転後押し込み試験	AEPH2001		4	68.800
		AEPH2002		4	98.100
	終局回転後押し込み試験	ATPH2001		3	49.700
		ATPH2002		3	56.200
B	押し込み試験	BOPH2001		11	212.300
		BOPH2002		11	201.100
	弾性回転後押し込み試験	BEPH2001	-	13	228.850
		BEPH2002	-	10	161.465
		BEPH2003		13	232.600
	終局回転後押し込み試験	BTPH2001	-	14	248.136
		BTPH2002	-	11	165.346

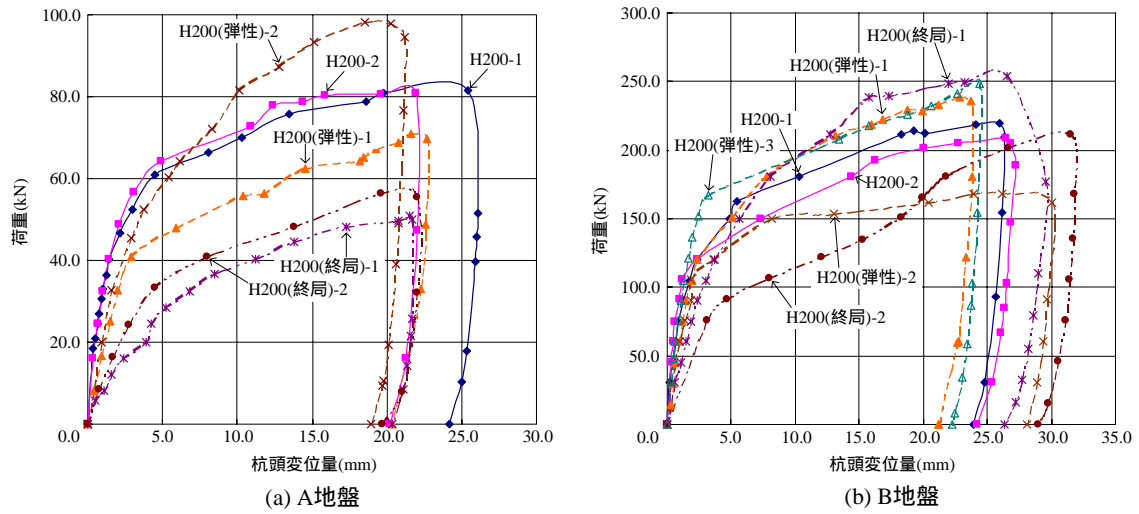


図-2 荷重・杭頭変位量の関係

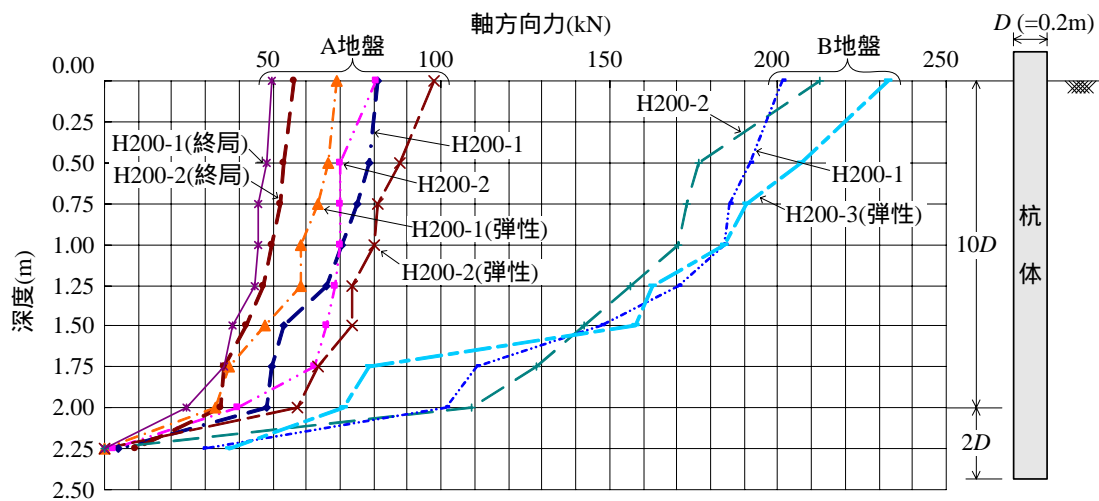


図-3 第2限界抵抗力時の軸方向力分布

#### 4. 研究結果

道路橋の設計では、良質な支持地盤(砂質土は  $N$  値 30 程度以上) へ貫入していない杭は摩擦杭としてみなし 杭先端の支持力は無視している。ここで、試験地盤は両地盤とも杭全長にわたり、A 地盤では  $N$  値が 5 程度、B 地盤では  $N$  値が 15 程度である。道路橋の設計に準じるといずれの杭も摩擦杭となり、杭先端支持力を考慮できないこととなるが、図-3 をみても、すべての試験体の深度 2.0m において軸方向力が急激に変化していることがわかる。A 地盤における第 2 限界抵抗力時の深度 0 ~ 1.0m, 1.0 ~ 1.5m, 1.5 ~ 2.0m, 2.0 ~ 2.4m の各載荷試験の平均周面抵抗力度  $f_i/N$  値と低減率を表-3 に示す。ここに、周面抵抗力度  $f_i/N$  値は「杭体の区間軸力/[2(H 形鋼幅 + H 形鋼長) × 区間長 × 区間平均  $N$  値]」により算出する。

表-3 A 地盤における深度別の平均周面抵抗力度  $f_i/N$  値と低減率

深度 (m)	押込み 試験	弾性回転後 押込み試験		終局回転後 押込み試験	
	$f_i/N$	$f_i/N$	/ 低減率	$f_i/N$	/ 低減率
0.0 ~ 1.0	4.9	4.0	83%	2.9	59%
1.0 ~ 1.5	9.9	7.1	72%	6.4	64%
1.5 ~ 2.0	10.7	7.4	69%	7.7	72%
2.0 ~ 2.4	33.8	35.2	104%	32.8	97%

表-3 をみてもと、周面抵抗力度  $f_i/N$  値の低減率は、弾性回転後押込み試験の深度 0 ~ 2.0m の場合 70% ~ 80% 程度、終局回転後押込み試験の深度 0 ~ 2.0m においては 60 ~ 70% 程度であることが確認された。また、深度 2.0m (= 10D) 以上においては、-3% ~ +4% の低減であり、ほぼ低減しないことが確認された(図-4 参照)。

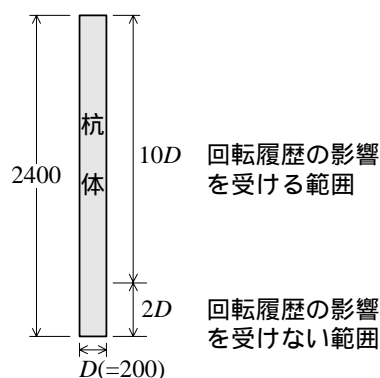


図-4 回転履歴の影響

## 5. 結論

杭の回転履歴による周面抵抗力度の低減率は、深度 0 ~ 2.0m で弾性回転後押込み試験の場合、70 ~ 80% 程度、終局回転後押込み試験の場合、60 ~ 70% 程度となっており、回転履歴の影響が確認された。一方、杭先端付近である深度 2.0 ~ 2.4m (杭先端 ~ 杭先端上方 2D) の低減率は、弾性回転後押込み試験の場合、+4%、終局回転後押込み試験の場合、-3% であり、回転履歴の影響はほとんど確認されなかった。また、杭頭 ~ 2.0m の周面抵抗力度  $f_i/N$  値は 3 ~ 10 程度であるのに対し、杭先端 ~ 杭先端上方 2D の周面抵抗力度  $f_i/N$  値は 30 以上であることから、周面抵抗力度として評価する場合、一様でないことが確認された。そのため、砂質地盤においてパイプロンマ工法により施工した場合、道路橋の設計で目安としている良質な支持地盤に根入れされていなくても、杭長が杭径の 10 倍以上であれば先端抵抗力度を期待できるといえる。

## 6. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂きました木村上席研究員、中谷上席研究員、村越上席研究員、星隈上席研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様に謝意を表します。

所属 社団法人 全国道路標識・標示業協会

## <参考文献>

- 1) 地盤工学会: 杭の押込み試験方法・同解説(第一回改訂版), 2002
- 2) 日本道路協会: 道路標識設置基準・同解説, 1987



# 岩盤を支持層とする深い基礎の鉛直支持に対する安定照査法に関する研究

チーム名等：橋梁構造研究グループ

氏 名：木村 真也

## 1. まえがき

H14 道路橋示方書(以下、H14 道示)では、岩盤を支持層とする深い基礎の鉛直支持力照査について明確な規定が示されていない。一方で、土木研究所で実施された橋梁基礎形式の選定調査によると、場所打ち杭やケーソン基礎の実績のうち約 30%が軟岩や硬岩を支持層としているのが実態であり、良質な岩盤に支持させる深礎基礎の使用実績も増えてきている。

## 2. 研究目的

本研究は、深礎基礎を含む深い基礎を対象として、岩盤を支持層とするときの鉛直支持力の照査法を提案するとともに、その結果を踏まえて、大口径深礎基礎を一例として提案値が既存の基礎に与える影響を確認することを目的とするものである。

## 3. 研究内容

### 3.1 H14 道示における鉛直支持に対する照査の現状と課題の整理

基礎の限界状態は、上部構造をどのような状態・反力特性で支持するのかという条件の中で、極限に対して大きな余裕があること、弾性限界に達しないこと、そして基礎の変位が上部構造に悪影響を与えないことが照査できるように定義されている。ここで、鉛直支持の照査に着目すると、照査の意図は、支持に対して十分に安全であること、過大な沈下が生じないことにある。表-1 に H14 道示における岩盤を支持層とする基礎の鉛直支持の照査方法を示す。浅い基礎である直接基礎の設計では、静力学公式により得られる極限支持力に対して必要な安全率を得ることに加えて、最大地盤反力度の上限值を定め、基礎底面に分布する地盤反力度がこれを超えないことも確認している。これは、岩盤を支持層とする基礎の場合、目安とする極限支持力は、亀裂・割れ目等により大きく左右されるため、特に地盤定数の評価には不確定な要素が多く、静力学公式により精度良く求めることが現状では困難であると考えられるためである。一方で、深い基礎では岩盤を支持層としたときの照査手法が明確に規定されていない。その中で、現行設計において、深礎基礎の場合は、「設計要領 第二集 橋梁建設編<sup>1)</sup>(以下、設計要領)」を参考に静力学公式より求めた極限支持力に対して所定の安全余裕が確保されることを照査している。また、場所打ち杭の場合は、「設計要領」や「鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物<sup>2)</sup>(以下、鉄道標準)」を参考に、上限値を  $9,000\text{kN/m}^2$  として一軸圧縮強度  $q_u$  に 3 を乗じて求めた先端の極限支持力度に対して所定の安全余裕が確保されることを照査している。このため、運用上は、各種設計基準を参考に極限支持力や極限支持力度の上限值を求めて照査をしていることが実情であり、基礎形式によって照査方法や照査値の求め方が異なっているものと考えられる。このため、同じ深い基礎として、一定の信頼性を考慮し、統一的な照査指標を定めることが必要である。

表 - 1 H14 道示における岩盤を支持層とする場合の鉛直支持力照査方法

浅い基礎	直接基礎	照査 : 基礎底面の鉛直反力 許容鉛直支持力 (静力学公式による理論値*1 に所定の安全余裕を確保して求める。)																							
		*1 : $Q_u = (\alpha_k c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + 0.5 \gamma \beta B N_\gamma S_\gamma) \times A$ (H14 道示)																							
		照査 : 基礎底面の地盤反力度 地盤反力度の上限値 (平板載荷試験より求めた経験値*2)																							
		*2 : 常時における岩盤の最大地盤反力度の上限値(地震時は、常時の 1.5 倍)																							
		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2"></th> <th>最大地盤反力度</th> <th colspan="2">目安とする値</th> </tr> <tr> <th colspan="2">岩盤の種類</th> <th>常時</th> <th>一軸圧縮強度 (MN/m<sup>2</sup>)</th> <th>孔内水平載荷試験による変形係数 (MN/m<sup>2</sup>)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">硬岩</td> <td>亀裂が少ない</td> <td>2,500 (kN/m<sup>2</sup>)</td> <td rowspan="2">10 以上</td> <td>500 以上</td> </tr> <tr> <td>亀裂が多い</td> <td>1,000 (kN/m<sup>2</sup>)</td> <td>500 未満</td> </tr> <tr> <td colspan="2">軟岩・土丹</td> <td>600 (kN/m<sup>2</sup>)</td> <td>1 以上</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>			最大地盤反力度	目安とする値		岩盤の種類		常時	一軸圧縮強度 (MN/m <sup>2</sup> )	孔内水平載荷試験による変形係数 (MN/m <sup>2</sup> )	硬岩	亀裂が少ない	2,500 (kN/m <sup>2</sup> )	10 以上	500 以上	亀裂が多い	1,000 (kN/m <sup>2</sup> )	500 未満	軟岩・土丹		600 (kN/m <sup>2</sup> )	1 以上	
		最大地盤反力度	目安とする値																						
岩盤の種類		常時	一軸圧縮強度 (MN/m <sup>2</sup> )	孔内水平載荷試験による変形係数 (MN/m <sup>2</sup> )																					
硬岩	亀裂が少ない	2,500 (kN/m <sup>2</sup> )	10 以上	500 以上																					
	亀裂が多い	1,000 (kN/m <sup>2</sup> )		500 未満																					
軟岩・土丹		600 (kN/m <sup>2</sup> )	1 以上																						
深い基礎	深礎基礎	規定なし (深礎基礎自体の規定がない)																							
	ケーソン基礎	規定なし (既往実績のうち約 30%が岩盤を支持層としている。)																							
	地中連続壁基礎	規定なし																							
	場所打ち杭基礎	規定なし (既往実績のうち約 30%が岩盤を支持層としている。)																							

### 3.2 岩盤の支持力特性に関する既往研究成果の整理

前述したように岩盤の極限支持力は、亀裂・割れ目等により大きく左右され静力学公式により極限支持力を推定することは困難であることを考慮すると、直接基礎で規定されているように、基礎底面に生じる鉛直荷重を一軸圧縮強度・変形係数を目安とした地盤反力度の上限値程度に抑えるような照査手法とするのが望ましい。そこで、深い基礎に適用する照査値を提案するにあたり、岩盤の支持力特性を文献 3)をもとに整理した。岩盤の支持力特性は、多数の地盤調査や平板載荷試験、室内実験の分析より、各物理定数間および載荷試験結果の力学的性質の間には、 $q_u$ (一軸圧縮強度)  $E_b$ (孔内水平載荷による変形係数)  $E_d$ (平板載荷による変形係数)  $P_v$ (平板載荷による降伏支持力)  $P_u$ (平板載荷による極限支持力)の相関関係が認められている。図-1 に一軸圧縮強度  $q_u$  と極限支持力  $P_u$  の関係を示す。これは、上述した各相関を最小二乗法により式化し、その回帰式の棄却水準を定めて極限推定までに介在する中間変数を順次推定して行き、一軸圧縮強度  $q_u$  から最終的に極限荷重  $P_u$  を求めたものである。参考までに、表-2 に極限支持力を推定するための回帰式を示す。また、図-1 には、信頼区間を正規分布の片側 5%有意水準より上限値 95%、下限値 5%を定め誤差の評価を行ったものを示す。これをみるとばらつきが非常に大きくどれほどの信頼性を確保するかによって極限支持

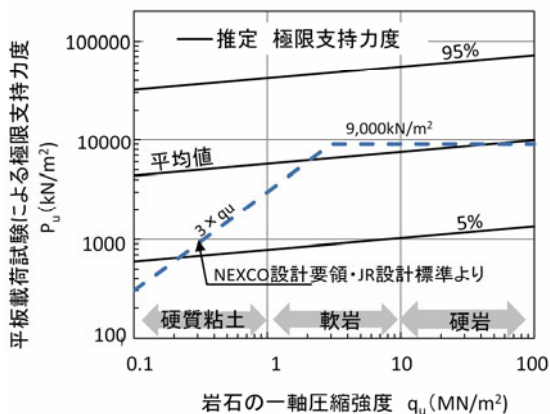


図-1 一軸圧縮強度  $q_u$  と極限支持力  $P_u$  の関係

表-2 極限支持力  $P_u$  の推定に用いる  
回帰式の係数と標準偏差

Y	X	A	B	$\sigma$
$E_b$	$Q_u$	3.189	0.323	0.279
$E_d$	$E_b$	0.520	0.912	0.242
$P_v$	$E_d$	0.021	0.423	0.256
$P_u$	$P_v$	0.257	0.941	0.087

$$\text{Log} Y = A + B \cdot \text{Log} X \pm Z \cdot \sigma$$

$Z = +1.645$  (95%信頼区間 (上限値))

$Z = 0$  (平均値)

$Z = -1.645$  (5%信頼区間 (下限値))

力が大きく異なるといえる。このばらつきの要因は、整理に用いた岩盤のデータが亀裂や岩種の違いによる様々な物性の違いや、試験深度や岩盤の堆積状況の違いによる影響を区分することが困難であり、これらの様々な不確実性を含んだものであることによる。また、図-1には、参考までに設計要領や鉄道標準で示されている場所打ち杭の先端支持力度の関係を示す。これと極限支持力度の推定平均値と比べると現行設計で用いられている値は、一軸圧縮強度が $2\sim 30\text{MN/m}^2$ の範囲では、岩の地盤定数の信頼性を考慮するとやや大きい可能性があることがわかる。

### 3.3 岩盤を支持層とする深い基礎の鉛直支持に対する照査値の提案および影響度試算

載荷試験等による経験的な評価も踏まえ、岩盤に支持力推定式を適用することの不確実性に対して適切な安全余裕を担保できるように照査値を提案することを試みた。深い基礎の場合、支持地盤は、比較的大きな土被りによる鉛直荷重により拘束され、応力開放されない状態にあるため、潜在的なきれつ、節理の影響を受けにくい状況にある。このため、図-1に示した極限支持力度の平均値を用い、一軸圧縮強度を区分とした極限支持力度を定めることとした。常時は、基礎底面に生じる鉛直反力度を極限支持力度の $1/3$ 程度に抑えておけば長期荷重に対して地盤の弾性範囲内を保障できると考えられることから、極限支持力度(平均値)の $1/3$ を地盤反力度の上限値とした。また、レベル1地震時は、多数の平板載荷試験を数学的にモデル化した結果から極限支持力 $P_u$ と降伏支持力 $P_y$ の関係が $P_y=0.6P_u$ であることを踏まえて、この方法により極限支持力度(平均値)から降伏支持力度を求めて、この値を弾性限界点の目安として上限値とした。表-3に常時およびレベル1地震時における地盤反力度の上限値の提案値を、図-2に目安とした極限支持力度を示す。表中には参考に、一軸圧縮強度 $q_u$ と本研究で想定した岩種の関係も示す。これにより、岩を支持層とする深い基礎について、地質調査や載荷試験より得られたデータに基づき岩級や岩種によらず一定の信頼性を考慮し、統一的な照査指標が提案できた。

次に、提案値が現行設計へ与える影響を確認するために、大口径深礎基礎を一例として、地盤反力度の上限値の提案値を適用した場合の試算を既往の設計事例に基づき行った。図-3は、レベル1地震時の基礎底面に分布する最大地盤反力度 $q_{\max}$ と提案値の関係を示したものである。図中に示す実線は、深い基礎として提案した上限値であり、この値を基礎底面に分布する地盤反力度 $q_{\max}$ が超える基礎については、基礎寸法の見直しが必要となる。また、図中のプロットのうち、●点は基礎長 $L$ と基礎径 $B$ の関係が $L/B > 1$ 、○点は $1/2 < L/B < 1$ となる基礎である。ここで、表-3で示した提案値は、 $L/B > 1$ となるような深い基礎に適用することが前提であり、 $1/2 < L/B < 1$ となるような浅い基礎については、図中の破線で示した直接基礎で用いる上限値を適用することになる。これより、既往設計にて最大地盤反力度 $q_{\max}$ が提案値を超えている基礎は、 $1/2 < L/B < 1$ となる基礎が大半を占めており、基礎寸法の見直しが必要となる。このような基礎は橋脚高や基礎径に比べ著しく基礎長が短いものや橋脚幅と基礎幅が同程度の細い基礎で、一見すると構造的なバランスが悪いと思われるようなものであった。また、このような基礎が提案値を適用することによってどの程度基礎諸元の見直しが必要となるかを試算した結果を表-4に示す。試算基礎は、図-3に示した、提案値に対する最大地盤反力度 $q_{\max}$ の超過率が平均的なA橋を対象とした。なお、基礎諸元の見直しは、基礎径 $B$ を固定し基礎長 $L$ を長くする仮定で行った。これより、仮に、支持層となる岩盤の亀裂が多い場合は、基礎長 $L$ が7.0mから10.5m、岩盤の亀裂が少ない場合でも、7.0mから8.0mへの見直しが必要となる。このため、結果とし

て、基礎径 B に対して、ほぼ同等あるいは大きい基礎長 L が必要となり、提案値を適用することで、亀裂の少ない均質な硬岩を除いては、 $L/B > 1$  となるような基礎寸法への見直しが図られる。

表 - 3 岩盤を支持層とする場合の地盤反力度の上限値の提案値

岩級区分	一軸圧縮強度 $q_u$ (MN/m <sup>2</sup> )	極限支持力度 $P_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	地盤反力度の上限値(kN/m <sup>2</sup> )		参考
			常時= $P_u/3$	レベル 1 地震時= $0.6P_u$	
硬岩	30 ~	9,000	3,000	5,400	B
	10 ~ 30	7,500	2,500	4,500	CH
軟岩	5 ~ 10	6,000	2,000	3,600	CM
	1 ~ 5				CL
					D

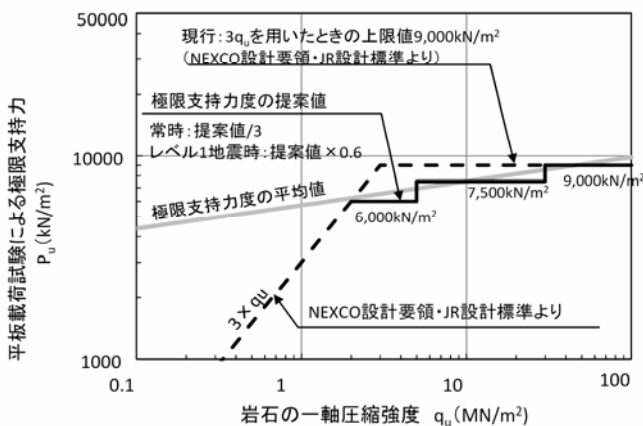


図-2 一軸圧縮強度  $q_u$  と極限支持力  $P_u$  の関係

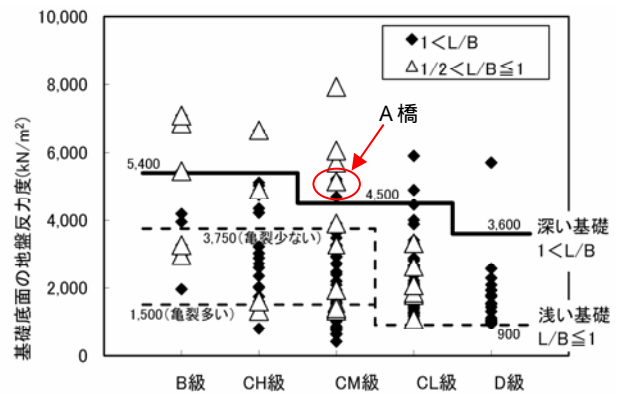


図-3 一軸圧縮強度  $q_u$  と極限支持力  $P_u$  の関係

表 - 4 岩盤を支持層とする場合の地盤反力度の上限値の提案値

	既存基礎		諸元見直し後	
	現行設計	提案値適用	提案値適用(亀裂少)	提案値適用(亀裂多)
基礎長 L/基礎径 B	7.0m/8.5m	7.0m/8.5m	8.0m/8.5m	10.5m/8.5m
L/B	0.824	0.824	0.941	1.235
レベル 1 地震時の地盤反力度照査(kN/m <sup>2</sup> )	5,154 9,750 OK	4,022 > 3,750 or 1,500 NG	3,111 3,750 OK	1,277 1,500 OK

現行設計における地盤反力度の上限値は、コンクリートの圧縮強度から決まる値

#### 4. まとめ

岩を支持層とする深い基礎について、地質調査や載荷試験より得られたデータに基づき一定の信頼性を考慮し、統一的な照査指標を提案した。また、その提案値が現行設計へ与える影響を確認した。

#### 5. 謝辞

本研究の実施にあたり、ご指導頂いた中谷上席研究員、七澤総括主任研究員、西田主任研究員、河野研究員、ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様へ感謝の意を表します。

所属：日本インフラマネジメント株式会社

【参考文献】 1) 日本高速道路株式会社：設計要領第二集橋梁建設編，H18.7

2) 鉄道構造物等設計標準・同解説基礎構造物・抗土圧構造物，H12.6

3) 岡原美知夫，小幡宏，森浩樹，津川優司：岩盤上の直接基礎の鉛直支持力推定法に関する研究，土木研究所資料第 2512 号，S62.11.

# プレボーリング杭工法における支持力推定式・杭軸方向バネ定数推定式とその検証

チーム名等 橋梁構造研究グループ

氏名 樺澤和宏

## 1. まえがき

現行の道路橋示方書<sup>1)</sup>では、杭の鉛直方向に関する安定性の担保は、許容支持力もしくは極限支持力に対して照査し、所定の条件を満たすことを確認することによって行われている。しかし、性能規定型の設計基準への移行に伴い、安全率の根拠や設計性の透明性の向上がますます重要になってきている。このことから、荷重や抵抗特性の確率的評価に基づく照査体系の構築や部分係数の設定が、今後の道路橋示方書の改訂における課題の一つとして挙げられている。

## 2. 研究目的

近年開発された杭工法は、杭先端支持力に依存するものが多く従来の工法とは性質が異なる可能性がある。そのため、最近の載荷試験データを追加し、載荷試験結果の合理的な評価に基づいた杭工法の支持力推定式および杭の軸方向バネ定数の推定式が提案されており、土研資料 4139 号<sup>2)</sup>に成果が取り纏められている。しかし、プレボーリング杭工法については収集した試験データから杭周面のソイルセメントの強度や掘削径を読み取れなかった為に検討されていない。また一方で、プレボーリング杭工法について杭周面のソイルセメント強度や根固め部の形状、施工管理方法など改善し、数多くあるプレボーリング杭工法を統一化する作業が行われている。そこで本研究では、プレボーリング杭工法について再度データを整理して支持力推定式と杭軸方向のバネ定数推定式で用いる係数を提案し、これらの推定式の妥当性を検証することを目的とする。

## 3. 研究方法

土木研究所が保有する鉛直載荷試験結果とコンクリートパイル建設技術協会から提供された鉛直載荷試験結果を基にして、土研資料 4139 号<sup>2)</sup>と同様の方法でプレボーリング杭工法における推定式を提案し、その推定式の妥当性を検証した。具体的には、載荷試験から得られた杭先端および杭周面の抵抗力度と土質定数 ( $N$  値または  $C$  値) の関係から、抵抗力度が土質定数の増加に伴い増加する領域と抵抗力度が土質定数の増加にも関わらず一定となる領域で表されるようなバイリニアモデルとして支持力推定式を作成した。ここで提案式を用いるプレボーリング杭工法の場合、杭の先端  $N$  値の評価範囲は、杭先端から  $3D_p$  ( $D_p$ : 杭先端の設計径) 下方までの範囲とし、杭の周面摩擦抵抗力を考慮する範囲は設計地表面から支持層上端までの範囲とした。また現行の道路橋示方書では、プレボーリング杭工法の設計径を既製杭径としているが、本工法は既製杭体の周囲にソイルセメントを有する工法であり、その構成は鋼管ソイルセメント杭と近い。そこで本研究では、現行どおり設計径を既製杭径とした場合 (杭径評価) と鋼管ソイルセメント杭の考え方と同様に設計径をソイルセメント径とした場合 (ソイル径評価) の 2 通りについて整理した。なお整理に用いたデータは、杭基礎施工便覧<sup>3)</sup>に記載されている 3 工法を対象とした。

#### 4. 研究結果

##### 4.1 支持力推定式とその推定精度について

収集した載荷試験のデータから支持力推定式を作成するに当たって、次の2つ条件に合致するものをデータとして採用した。1つ目の条件は、載荷荷重、変位、杭寸法および地盤条件等の基本的な情報が整っているもの、2つ目の条件は杭頭における実測最大荷重がWeibull分布関数に当てはめるときに得られる杭の特性値（杭頭における極限支持力の0.63倍の値）の1.2倍以上あるものである。前者の条件は採用する試験結果の不確定要因を除くための条件であり、後者の条件は載荷荷重が不十分であるために近似精度が低くなるデータを排除するための条件である。支持力推定式の書式は(式-1)に示すとおりとする。

$$R_{ud} = q_d \cdot A + U \sum (f_i \cdot L_i) \quad (\text{式-1})$$

ここで、 $R_{ud}$  は地盤から決まる極限支持力 [kN]、 $q_d$  は杭先端の有効断面あたり先端抵抗度 [kN/m<sup>2</sup>]、 $A$  は杭先端の有効断面 (=  $D_p^2 / 4$ ) [m<sup>2</sup>]、 $U$  は杭の有効周長 (=  $D$ ) [m]、 $f_i$  は周面抵抗力を期待する土層の周面抵抗度 [kN/m<sup>2</sup>]、 $L_i$  は周面抵抗力を期待する土層の層厚 [m]、 $D_p$  は杭先端の設計径 [m]、 $D$  は杭の設計径 [m] を表す。先端支持力度ならびに周面抵抗度と土質定数の関係を図-1, 2 に示す。

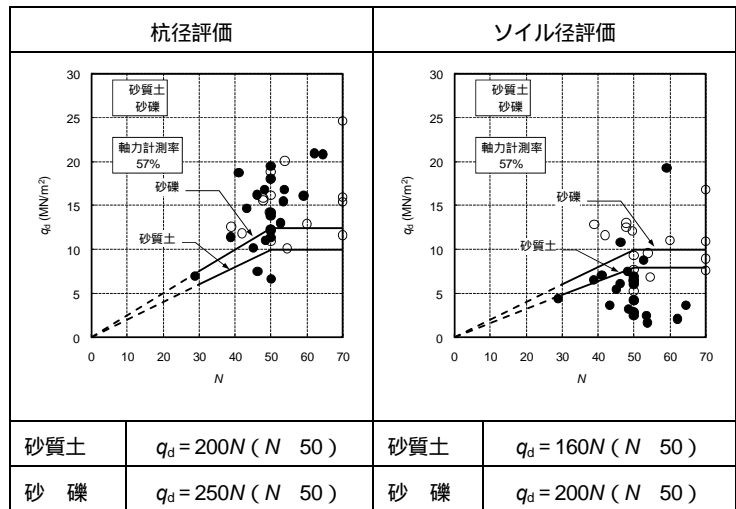


図-1 先端抵抗度  $q_d$  と土質定数 ( $N$  値) の関係

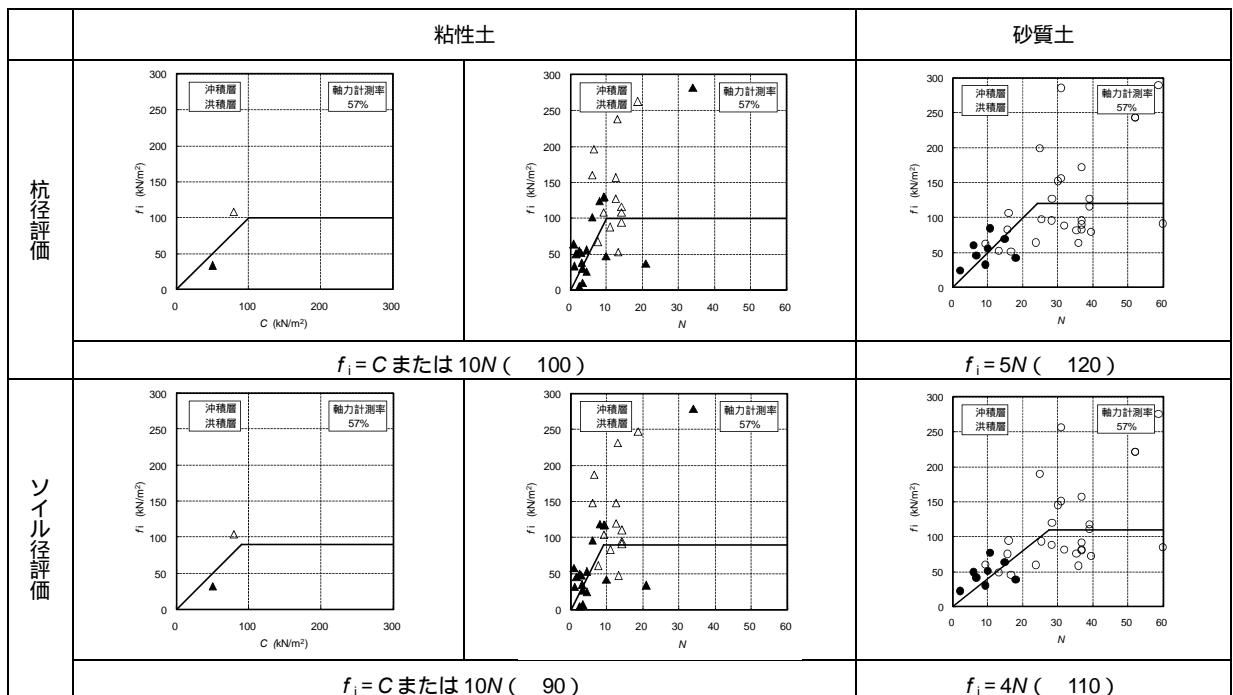


図-2 周面摩擦力度  $f_i$  と土質定数 ( $C$  値または  $N$  値) の関係

表-1 各工法における支持力の推定比（実測値 / 計算値）の統計量

工法	現行式	提案式 (C値)	提案式 (N値)
	バイアス (COV)	バイアス (COV)	バイアス (COV)
打撃杭 (開端)	1.19 (0.66)	0.97 (0.40)	1.15 (0.63)
打撃杭 (閉端)	1.74 (0.65)	0.97 (0.40)	1.09 (0.43)
パイプロハンマ	0.82 (0.44)	1.00 (0.38)	1.15 (0.39)
場所打ち杭	0.93 (0.36)	1.05 (0.39)	1.06 (0.40)
中掘り杭	1.15 (0.36)	0.97 (0.34)	1.05 (0.32)
鋼管ソイルセメント杭	1.17 (0.25)	1.00 (0.31)	1.05 (0.25)
回転杭	1.10 (0.28)	1.03 (0.21)	1.06 (0.20)
プレボーリング杭 (杭径評価)	1.23 (0.26)	1.14 (0.24)	1.20 (0.25)
プレボーリング杭 (ソイル径評価)	—	0.95 (0.23)	0.98 (0.23)

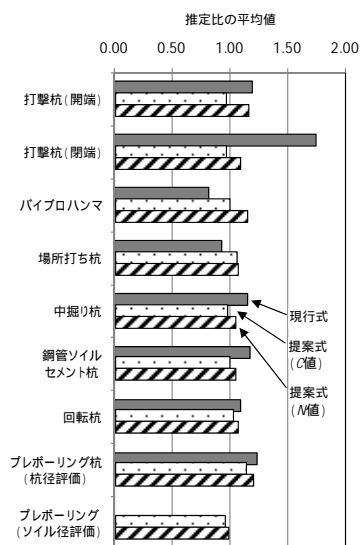


図-3 各工法における推定比の平均値(支持力)

実際の載荷試験で得られた極限支持力(実測値)と推定式によって得られる極限支持力(推定値)の推定比(実測値 / 推定値)の統計量を他の杭工法のデータの結果とともに表-1, 図-3 に示す. なお, ここでは粘性土地盤における杭の周面抵抗をC値から推定した場合とN値から推定した場合の2通りの結果を表した. ここで 載荷試験データではC値を測定しているデータが少ないために  $N$  の時は  $C = q_u / 2 = 12.5N$ ,  $N < 5$  の時は  $C = 0.5(40 + 5N)^{1.15}$  としてCの値を推定した<sup>4)</sup>. これらの図表より, 他工法と同様に提案式を用いた場合の方が現行式を用いた場合に比べ, 推定比の値は1に近い結果となっており, 推定精度が改善していることが分かる. また, 杭径評価に比べてソイル径評価の方が推定比の値が1に近い結果となった.

#### 4.2 杭軸方向のバネ定数推定式とその推定精度について

杭軸方向バネ定数  $K_v$  を求める推定式は, 前述したように土研資料4139号<sup>2)</sup>に倣って, 以下のとおりとする.

$$K_v = \frac{1}{\frac{L}{2EA}(1 + \gamma_y) + \zeta \frac{4\gamma_y}{\pi D_p^2 K_v}} \quad (\text{式-2})$$

ここで,  $L$  は杭長 [m],  $E$  は杭体の弾性係数 [ $\text{kN/m}^2$ ],  $A$  は杭体の設計断面積 [ $\text{m}^2$ ],  $\gamma_y$  は杭頭降伏時の先端伝達率の推定値 ( $\gamma_y = X \cdot \gamma_{10} + Y$ ),  $\gamma_{10}$  は杭頭変位レベル  $S_o / D$  ( $S_o$ : 杭頭変位,  $D$ : 設計径) が10%に達する時の先端伝達率の推定値 ( $\gamma_{10} = R_{pd} / R_{ud}$ ),  $R_{pd}$  は支持力推定式により求めた杭先端抵抗力の推定値,  $R_{ud}$  は支持力推定式により求めた極限支持力の推定値,  $X, Y$  は施工法毎の極限支持力時における先端伝達率から杭頭降伏時の先端伝達率を推定するための補正係数,  $\zeta$  は杭軸方向バネを算出するための補正係数,  $D_p$  は先端の設計杭径 [m],  $k_v$  は鉛直方向の地盤反力係数 [ $\text{kN/m}^3$ ] を表す.

表-2 に極限時における先端伝達率から杭頭降伏時の先端伝達率を推定するための補正係数 ( $X, Y$ ) と杭軸方向バネ算出のための補正係数  $\zeta$  を設計径毎に分けて示す. なお  $X, Y$  の値は  $\gamma_y$  の実測の値と  $\gamma_{10}$  の推定値の関係から近似直線の傾き  $X$  と切片  $Y$  の値として求め, 杭の軸方向バネ算出のための補正係数  $\zeta$  の算出については, 杭先端変位  $S_{py}$  を  $D_p$  (杭先端の設計径) で除した値の推定比 (実測値 / 計算値) の幾何平均が1.0になるように求めた.

表-2 杭頭降伏時の先端伝達率を推定するための補正係数 (X, Y) および杭軸方向バネ算出のための補正係数  $\xi$

	杭頭降伏時の先端伝達率を推定するための補正係数 (X, Y)			杭軸方向バネ算出のための補正係数 $\xi$	
	X	Y	$R^2$ (説明係数)	$\xi$ (砂質土)	$\xi$ (砂礫)
杭径評価	0.491	0.168	0.310	0.17	0.24
設計径評価	0.547	0.090	0.272	0.25	0.33

表-3 各工法における支持力の推定比 (実測値 / 計算値) の統計量

工法	現行式	提案式
	バイアス (COV)	バイアス (COV)
打撃杭	0.98 (0.39)	1.21 (0.41)
パイプロハンマ	1.24 (0.32)	1.07 (0.14)
場所打ち杭	0.88 (0.61)	1.16 (0.66)
中掘り杭	0.95 (0.41)	1.11 (0.36)
鋼管ソイルセメント杭	0.93 (0.46)	1.14 (0.29)
回転杭	0.77 (0.33)	1.22 (0.34)
プレボーリング杭 (杭径評価)	0.72 (0.29)	0.93 (0.23)
プレボーリング杭 (ソイル径評価)	—	0.92 (0.23)

現行式と提案式を用いた場合の杭軸方向バネ定数  $K_v$  の推定比 (実測値 / 計算値) の統計量を表-3, 図-4 に示す。プレボーリング杭の場合, 現行式に比べて提案式を用いることで推定比の値が1に近づくとともに, 変動係数も若干小さくなる。また設計径の違いによる推定比に大きな差はなかった。

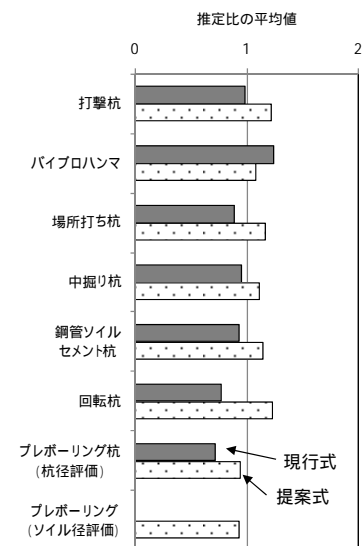


図-4 各工法における推定比の平均値 (杭軸方向バネ定数)

## 5. 結論

- 1) プレボーリング杭工法についても, 他の杭工法と同様の方法で求めた支持力提案式を用いることで, 現行の道路橋示方書の式に比べて, 推定精度が改善される結果となった。また, ソイル径評価とした場合の方が杭径評価とした場合に比べて精度が良い結果となった。
- 2) 現行の道路橋示方書の式に比べ, 提案式を用いた場合の方が杭軸方向のバネ定数の推定比の平均値が1に近づき, 変動係数も小さくなり推定精度が向上した。また設計径による推定比の差は見られなかった。以上より, プレボーリング杭工法の支持力推定式ならびに杭軸方向バネ定数の推定式について, 本研究で提案した推定式を用いた方が現行の道路橋示方書の式よりも精度良く求められ, その妥当性が示された。

## 6. 謝辞

本研究を進めるに当たり, ご指導を頂いた中谷上席研究員, 七澤総括主任研究員, 西田主任研究員, 河野研究員, 並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様へ感謝の意を表します。

所属 社団法人 コンクリートパイル建設技術協会

### <参考文献>

- 1) (社)日本道路協会:「道路橋示方書・同解説 下部構造編」, 2002.3.
- 2) 中谷ら:「杭の軸方向の変形特性に関する研究」, 土木研究所資料, 第4139号, 2009.3
- 3) (社)日本道路協会:「杭基礎施工便覧」, 2007.1.
- 4) 中谷ら:「レベル2地震時における杭基礎の設計に用いる部分係数の検討」, 土木研究所資料, 第4102号, 2008.3



## アーチカルバートにおける構造形式の違いが地盤変状時の挙動に及ぼす影響

チーム名等 橋梁構造研究グループ

氏名 谷口哲憲

### 1. まえがき

盛土部横断道路において、景観性への配慮からアーチカルバートが使用されているが、近年ではこの構造を大型化し、さらに連続化させて使用をする構造が出現し始めている。大型化されたアーチカルバートを構築する場合、施工性向上や工期短縮の観点から現場打ちよりもプレキャストコンクリート部材をヒンジ継手で組み合わせるヒンジ式アーチ工法が採用されることが多く、施工実績も多数確認されている。この工法の設計法はカルバート工指針<sup>1)</sup>の設計法とは異なり、別途の技術マニュアル<sup>2)</sup>により設計されている。設計法の主な違いは ヒンジの有無、地盤拘束力（水平土圧、側壁及び底板地盤反力）の評価方法、設計で用いるコンクリートヤング係数、であり同じ内空断面であっても設計法の違いによりアーチカルバートの構造形式が大きく異なってくる。

本検討においては、このような設計法の違いが構造物の性能に与える影響を検証するため、両設計法による試設計を行い、各部材の諸元に与える影響を検討するとともに、アーチカルバートの周辺地盤に変状が発生した場合の抵抗性能について比較検証を行うものである。なお、ここで示す抵抗性能とは、許容応力度設計法での許容値に対する安全余裕を指すものとする。

### 2. 試設計

#### (1) 設計条件

両設計法を用いて試設計を行うにあたり、ヒンジ式アーチ工法の中でも最も施工実績が多い、断面に2箇所のヒンジを有する構造（以下、2ヒンジアーチ）の調査を行い、内空断面と土かぶりりを決定した。

内空断面については、2ヒンジアーチ技術マニュアルの規格値より選定する。技術マニュアルでは内空幅5～16m、内空高4～10mまで規格化されており、内空断面が大型化している。試設計断面として、規格化されている範囲から施工実績の多い内空幅10.8m、内空高6.73mを選定した(図1)。土かぶりについては、技術マニュアルの中で0.6～20mまで規定されているが、施工実績は図2に示すように0～4mの土かぶりが半数以上となっている。アーチカルバートは本来、高土かぶり状況下において部材に生じる曲げ応力が小さく軸力が卓越するといった特徴をもつ構造であるが、図2からは大型化された2ヒンジアーチが比較的

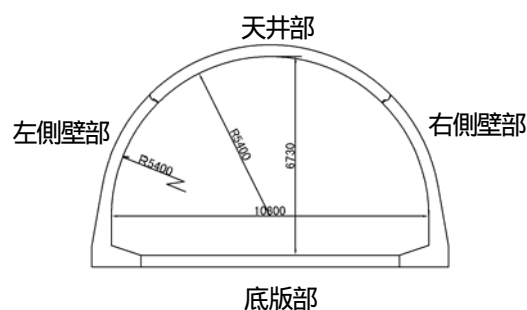


図1 内空断面寸法

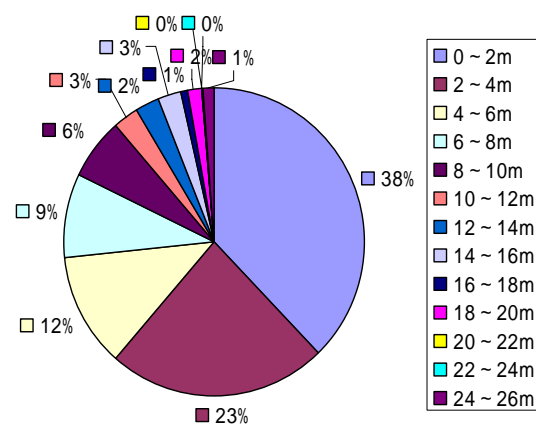


図2 2ヒンジアーチ施工実績の土かぶり分布

表1 設計条件

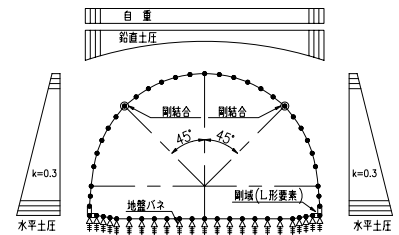
		ケース1	ケース2
設計法		カルバート工指針	ヒンジ式アーチ設計法
構造		鉄筋コンクリート構造	
形状		アーチカルバート内空幅: 10.8m, 内空高: 6.73m	
		ヒンジ無	ヒンジ有
		剛域(L形要素)	剛域(三角形要素)
材料	コンクリート	設計基準強度: 40N/mm <sup>2</sup> 許容曲げ圧縮応力度: 14N/mm <sup>2</sup> 許容せん断応力度: 0.55 N/mm <sup>2</sup>	
		ヤング係数: 31kN/mm <sup>2</sup>	死荷重時のヤング係数: 15 kN/mm <sup>2</sup> 活荷重時のヤング係数: 31kN/mm <sup>2</sup>
鉄筋		SD345 許容引張応力度: 180N/mm <sup>2</sup> 鉄筋の最小かぶり: 25mm	
	地盤	埋戻土: E <sub>0</sub> = 28MPa (側壁地盤バネ考慮しない) 基礎地盤: E <sub>0</sub> = 42MPa k <sub>v</sub> = 8,680kN/m <sup>3</sup>	埋戻土: E <sub>0</sub> = 28MPa k <sub>H</sub> = 8,320kN/m <sup>2</sup> (側壁地盤バネ考慮する) 基礎地盤: E <sub>0</sub> = 42MPa k <sub>v</sub> = 14,870kN/m <sup>3</sup>
荷重	鉛直方向	躯体自重: 24.5kN/m <sup>2</sup> 埋戻土: 19.0kN/m <sup>2</sup> (土被り2.0m) 活荷重: T-25, q = 10kN/m <sup>2</sup> の2ケース	
	水平方向	水平土圧係数: kh = 0.3	水平土圧係数: kh = 0.3, 0.5

かぶりで使用されていることが分かる。したがって本検討では、土かぶりは2mと設定した。表1に設計条件の差異を示す(ケース1:カルバート工指針による設計法, ケース2:ヒンジ式アーチ設計法)。

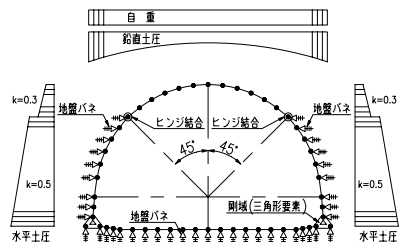
試設計は許容応力度設計法で行い、部材の諸元を決定した図3に示す2次元骨組モデルを用いて解析を行い、両ケースとも側壁と底版の隅角部に剛域を設定し、外力は活荷重を踏まえた設計上最も不利となる常時荷重を考慮した。地盤バネは、両ケースにおいて鉛直方向の底版地盤バネとせん断バネを考慮した。また、水平方向の側壁地盤バネはケース2のみで考慮し、せん断バネは両ケースとも考慮を行っていない。底版及び側壁地盤バネは、引張力が作用しないように設定を行った。

(2) 試設計結果

試設計結果を図4, 図5に示す。水平土圧と側壁地盤反力を大きく見込むケース2では、アーチ部の曲げ応力が小さく軸力が大きくなることにより、アーチ部材厚が300mmとなりケース1のアーチ部材厚450mmに対して33%薄くなる。底版部においても、地盤バネ値はケース1のkv = 8,680kN/m<sup>3</sup>に対してケース2はkv = 14,870kN/m<sup>3</sup>と1.7倍大きく評価することで底版部の曲げ応力が小さくなり、底版部材厚が500mmとケース1の600mmに対して17%薄くなる。また、設計に用いるコンクリートヤング係数はケース1で31kN/mm<sup>2</sup>に対し、ケース2は死荷重時に15kN/mm<sup>2</sup>と評価しているため、ケース2はケース1に比べて構造物の変形が大きくなる。ケース2は常時荷重による構造物の変形が大きくなることで、側壁のアーチ部及び底版端部が地盤側にはらみだし、地盤反力による拘束力を受ける。そのため、側壁のアーチ部では曲げ応力が低減され軸力が増加し、底版部では曲げ応力が低減されることで部材が薄肉化されていると考えられる。なお、鉄筋比は両ケースともほぼ同じで、引張鉄筋比1.8%、圧縮鉄筋比1.0%程度となる。



(a) ケース1



(b) ケース2

図3 解析モデル

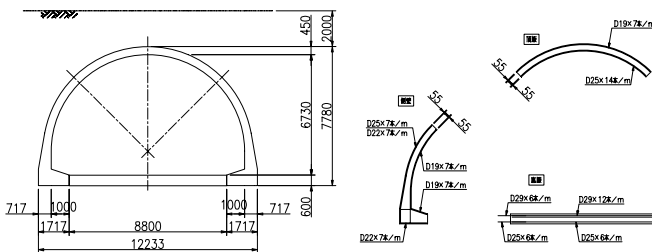


図4 ケース1の部材諸元(単位: mm)

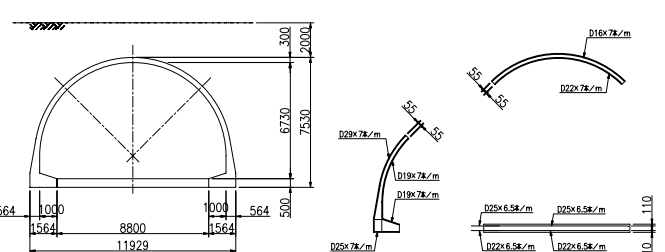


図5 ケース2の部材諸元(単位: mm)

### 3. 地盤変状時のアーチカルバートの挙動

#### (1) 本検討で想定した地盤変状

常時における地盤内のアーチ部材は、曲げ応力が小さく軸力が卓越しているが、水平力と鉛直力のバランスが崩れると軸力が抜け曲げ応力が大きくなる。そのため、地盤変状が生じると、アーチカルバートのバランスが崩れ抵抗性能が低くなる可能性がある。このため、カルバート工指針ではこのような状況を避けるため、支持地盤の傾斜による不同沈下やアーチカルバートを囲む埋め戻し地盤材料の不均一性や施工精度の不均一性に対して、十分に留意することを示している。

本検討では、地盤変状として構築時における基礎地盤の不同沈下、供用時における盛土の側方移動を取りあげ、以下に示す想定条件により抵抗性能の検討を行った。図6に示すように基礎地盤の不同沈下については、アーチカルバート直下の地盤が左側に向かって支持力不足となることを想定して、左側底板地盤バネ値を右側の地盤バネ値の10分の1とし、その間の地盤バネ値は2次関数曲線補間を行い常時荷重を作用させた。盛土の側方移動については、盛土により右側壁部が内空側に押し出されることを想定して、常時荷重を作用させた後、さらに三角形分布荷重（盛土が右側壁部の上端で0m、下端で0.1m変位する荷重）を与えた。

#### (2) 解析モデル

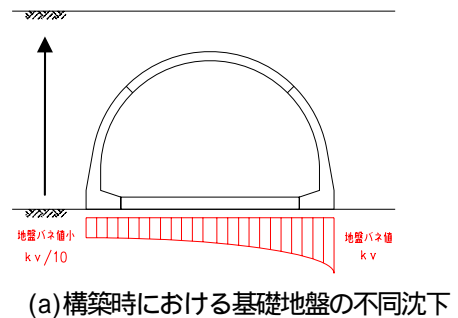
部材の非線形特性は道路橋示方書 編<sup>3)</sup>に基づきトリリニア型のM-モデルを使用し、軸力変動の影響を考慮した。ケース2のヒンジ結合の構造は図7のように部材厚の中央部のみで接しており、部材厚の端部には遊間が存在する。ヒンジの回転により遊間が閉じて部材厚端部が接するまでの角度を可動回転角と設定し、今回の解析モデルでは±8度以上回転しないM-モデルとした(図8)。

#### (3) 解析結果

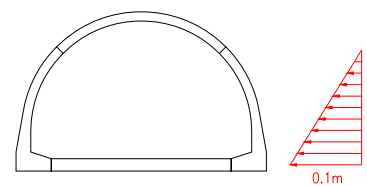
図9に各部位の許容応力度による抵抗モーメント $M_r$ と軸力 $N$ の相関曲線(図中の実線)、発生する最大曲げモーメント $M$ と軸力 $N$ を示す。

ケース1とケース2では前述したような部材厚の違いの影響により抵抗モーメントと軸力相関曲線が異なり、ケース2の相関曲線内の領域はケース1よりも小さくなっていることが確認できる。

基礎地盤の不同沈下時、天井部は両ケースとも死荷重時に対して1.3倍の負曲げモーメントが発生し、軸力はケース1で0.64倍となるのに対し、ケース2では0.93倍であり軸力変動が小さい(a表示)。これは、天井部と側壁部が剛結合のケース1は側壁が不同沈下するとそれに追従して天井部の軸力が抜けるのに対して、天井部と側壁部がピン結合のケース2はその影響が小さいためと考えられる。左側壁部はケース1で1.4倍の正曲げモー



(a) 構築時における基礎地盤の不同沈下



(b) 供用時における盛土の側方移動

図6 地盤変状の想定条件

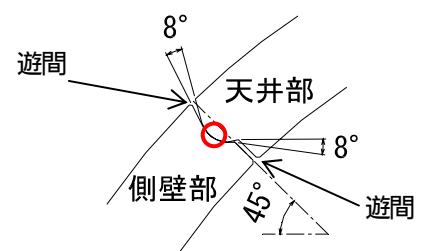


図7 ヒンジ結合の構造図

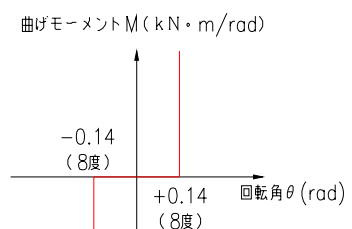


図8 M-モデル

メントが発生するのに対し、ケース2はヒンジの影響により1.9倍の正曲げモーメントが発生し許容値以上となり抵抗モーメントと軸力相関曲線を超えている(b表示)。底板部は両ケースとも1.6倍の正曲げモーメント、1.4倍程度の軸力が発生するが、ケース2のみ許容値以上となり抵抗モーメントと軸力相関曲線を超える(c表示)。

側方移動時、両ケースとも死荷重時の曲げモーメントから反対側の曲げモーメントへ変動する傾向にある。死荷重時発生曲げモーメントの反対側は通常圧縮側で鉄筋量も少ないため、抵抗モーメントと軸力相関曲線の範囲は狭い。よって、大きな負曲げモーメントが発生している右側壁部と底板部においてケース2のみ許容値以上となり、抵抗モーメントと軸力相関曲線内の領域を超えている(d表示)。

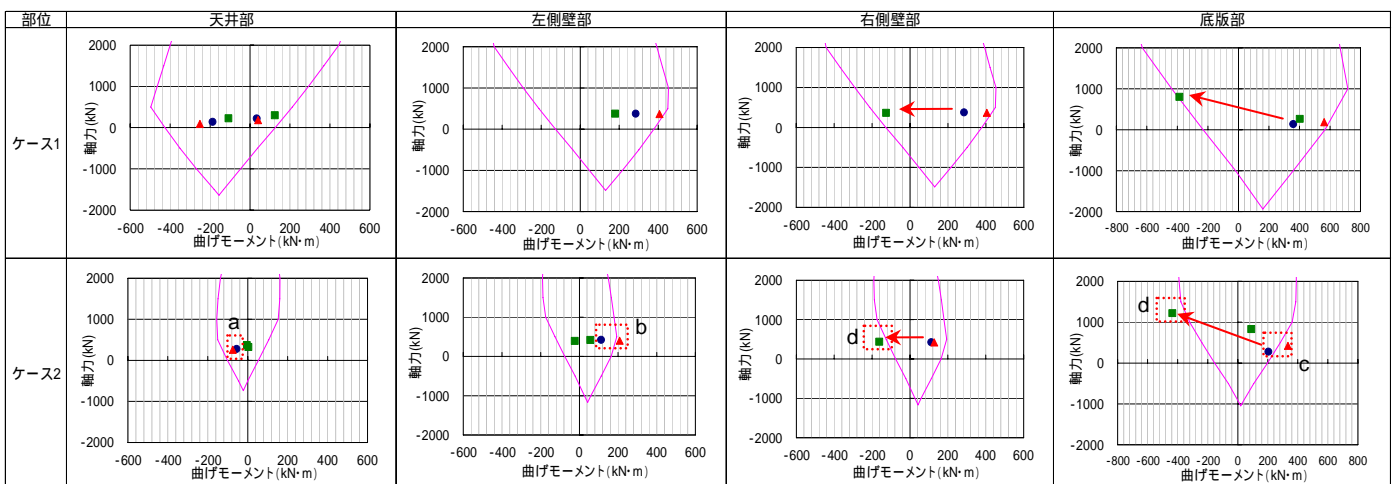


図9 各部位のMr-N相関曲線(実線)と最大M,N図( :死荷重時, :不同沈下時, :側方移動時)

#### 4. 結論

本検討では2つの設計法によるアーチカルバートの試設計を行い、地盤変状時における許容値に対する安全余裕である抵抗性能の検証を行った。ヒンジ式アーチ設計法で決まる部材の諸元は、カルバート工指針に比べ地盤拘束力を大きく見込むことで薄肉化されているため、地盤の変状に対する抵抗性能は低く、構造の余裕度が比較的少ない。ヒンジ式アーチは、ヒンジを有することにより地盤変状時でも天井部の断面力変動は小さくなり抵抗性能を確保できるが、その一方で側壁部は曲げモーメントの変動が大きくなり抵抗性能を確保できない。

このようにヒンジ式アーチ設計法においては、地盤からの拘束力の設計上の取扱い方やヒンジ部の有無がアーチカルバート構造の設計断面に与える影響が大きいことが分かった。このことから、実構造における地盤拘束力の評価やヒンジがあるアーチカルバートにおけるヒンジ部の挙動の評価については、設計の前提条件との乖離を小さくすることが重要である。

#### 5. 謝辞

本研究を進めるに当たり、星隈順一上席研究員、七澤利明主任研究員、八ツ元仁研究員並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様にはご指導を頂きました。紙面を拝借いたしまして、ここに感謝の意を表します。

所属 ジオスター株式会社

#### <参考文献>

- 1) 日本道路協会：道路土工カルバート工指針，平成22年3月。
- 2) (財)地域地盤環境研究所，モジュラーチ工法協会：Modularch 技術マニュアル，2008。
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 コンクリート橋編，2002。

# 梁バネ要素モデルによる地盤を含めた橋台部の地震応答に関する一検討

橋梁構造研究グループ

植田 健介

## 1. はじめに

道路橋の耐震設計では、液状化が生じる地盤上の場合やレベル 2 地震動に対する橋台の慣性力の分担比率がレベル 1 地震動の時よりも大きくなる場合を除けば、レベル 2 地震動に対する照査は一般には省略されている<sup>1)</sup>。このため一般には、レベル 2 地震動により橋台に作用する地震力を設計プロセスの中で求めることはないが、橋台に設置される支承はレベル 2 地震動に対して設計する必要があるため、その設計のための簡便法として、支承条件が固定の場合には、慣性力の低減係数（構造物特性補正係数）を算出するときの許容塑性率を 3 と仮定して求められる水平力を支承の設計地震力として用いている。橋台の支承の設計を合理化するためには、橋台上の支承に実際に作用する地震力を考慮した設計法を構築する必要があるが、背面土による地震時土圧の影響を受ける橋台の地震時挙動に関しては未解明な点が多く、近年では実験的な研究が行われた事例<sup>2)</sup>もあるが、まだ技術的知見は限られている。そこで、本研究では、橋台の地震時挙動をふまえた橋台上の支承部の設計地震力について検討するために、橋台と橋台背面地盤および基礎地盤との動的相互作用を考慮した動的解析手法に関する検討を行った。本報は、その結果を報告するものである。

## 2. 解析の対象と解析条件

検討対象としたのは図-1 に示すような橋台およびその周辺地盤である。橋台は支間が 45m 程度の鋼鈹桁を固定支持する逆 T 式橋台で、橋軸直角方向の幅は 11.8m、基礎としては 1.2m×37m の場所打ち杭を橋軸方向に 3 列、橋軸直角方向に 4 列の合計 12 本が配置されている。地盤は、粘性土と砂質土からなる成層地盤であり、これを道路橋示方書の地盤種別として分類すると 種地盤に相当する。地盤の土層構成と地盤定数を表-1 に示す。

解析モデルの概要を図-2 に示す。背面土および基礎地盤を質点と非線形のバネ要素により土柱としてモデル化し、この土柱と橋台を水平地盤バネを介して連結して、背面土および基礎地盤と橋台を一体にした解析モデルとした。なお、土柱としてモデル化した地盤の範囲は、対象とする橋台を中心にして基礎地盤については橋台フーチング面積の 100 倍となるように設定した。このため背面土については基礎地盤の半分の 50 倍となる。杭基礎のモデル化において、橋軸方向の同じ列に配置された 4 本の杭はまとめて表現し、群杭効果の影響は本検討では考慮していない。また、橋台堅壁および胸壁と背面土の間を結ぶ水平地盤バネは、地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数を初期剛性とし、水平地盤反力度の上限値を上限とするバイリニア型でモデル化し、橋台が背面側に押し込むときのみ抵抗するように設定した。橋台の胸壁および堅壁、杭基礎は曲げモーメント-曲率の関係をトリリニアモデルで表し、フーチングについては剛な梁要素としてモデル化した。背面土および基礎地盤の非線形特性は Ramberg-Osgood モデルで表し、既往の研究成果<sup>例えは 3) 4)</sup>を用いてパラメータの設定をした。なお、底面の地震動入力位置には粘性要素を設定して反射

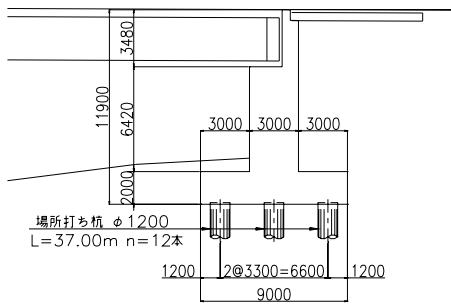


図-1 解析対象とした橋台

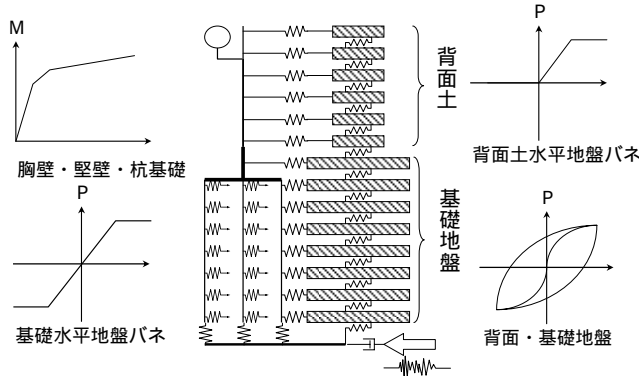


図-2 解析モデルの概要

表 - 1 土層構成と地盤定数

地盤の種類	層厚 (m)	平均N値	せん断波速度 Vs (m/s)	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	せん断抵抗角 (度)	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	
背面盛土	11.9	5	197	0	30	19	
基礎地盤	第1層 粘性土	1.44	2	126	23.0	0	15
	第2層 粘性土	4.60	2	126	27.0	0	15
	第3層 砂質土	0.65	5	137	0.0	25	17
	第4層 粘性土	2.50	2	126	35.0	0	15
	第5層 砂質土	1.00	7	153	0.0	25	17
	第6層 粘性土	3.75	3	144	42.0	0	15
	第7層 砂質土	0.40	4	127	0.0	25	17
	第8層 粘性土	4.95	5	171	50.0	0	15
	第9層 砂質土	1.45	7	153	0.0	25	17
	第10層 粘性土	3.45	7	191	60.0	0	17
	第11層 砂質土	4.15	25	234	0.0	25	17
	第12層 砂質土	7.10	36	264	0.0	40	21
第13層 軟岩	1.46	50	370	225.4	15	21	

表 - 2 固有値解析結果

モード	固有周期 T (sec)	振動数 f (Hz)	減衰定数 hi	有効質量	
				比率	累積
1	0.916	1.092	0.05	58%	58%
2	0.365	2.742	0.05	14%	72%
3	0.310	3.225	0.05	0%	72%
4	0.307	3.258	0.05	0%	72%
5	0.307	3.258	0.05	0%	72%
6	0.300	3.337	0.05	0%	72%
7	0.233	4.299	0.05	1%	73%
8	0.228	4.387	0.05	0%	73%
9	0.228	4.387	0.05	0%	73%
10	0.227	4.409	0.05	8%	80%

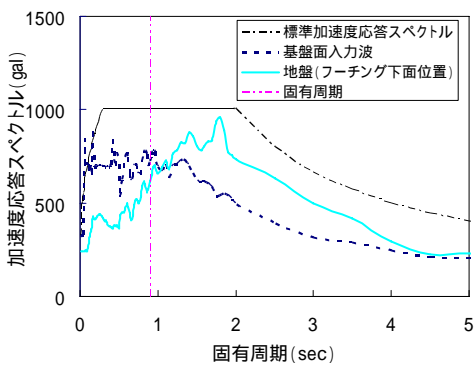
波を吸収させている。各要素の減衰は、剛体としてモデル化した以外の要素に対して一律 5%の減衰を与えた。

固有値解析の結果を表-2 に示す。水平方向に有効質量比率のあるのは、1次と2次、7次および10次のモードで、このうち、比率の高い1次と2次のモードを選択して Rayleigh 減衰の設定を行った。

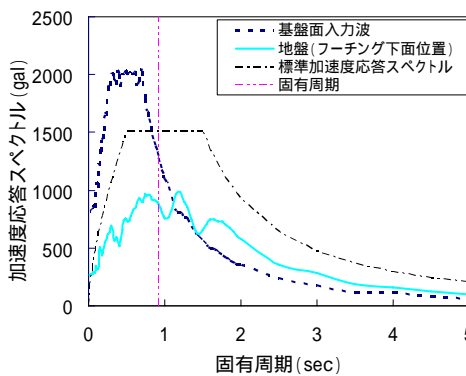
地震動は、道路橋示方書 耐震設計編に示されている 種地盤におけるレベル2地震動のタイプ およびタイプ の地震動の振幅調整波を用いることとし、これを基盤波として基盤面より入力した。地震波の入力は橋軸方向のみとし、橋台背面方向を+側として扱うこととした。解析は、Newmark-β法により積分間隔を0.002秒として行った。

### 3. 橋台および地盤の応答特性

本検討におけるフーチング下面位置の地盤（以後地盤面と呼ぶ）の加速度応答スペクトルと道示 編の種地盤の標準加速度応答スペクトルの比較を図-4 に示す。地盤面の応答スペクトルは、標準加速度応答スペクトルに対し、解析モデルの固有周期である 0.9 秒付近で比較すると、タイプ、タイプ とともに約 2/3 の応答となっている。すなわち地盤面に入力される地震動が、タイプ、タイプ とともに 種地盤の設計地震動よりも小さいことになる。橋台支点位置で応答加速度が最大となった時刻における地盤面の応答加速度に対する比を表-3 に、橋台支点位置と地盤面の時刻歴応答加速度を図-5 に示す。橋台の地盤面の応答に対する橋台の応答の比は、背面地盤よりも大きく、支点位置でみるとタイプ の-側で 2.64 倍、+側で



タイプ



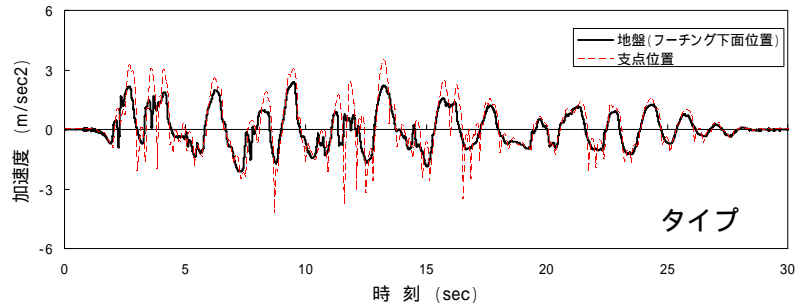
タイプ

図-4 加速度応答スペクトル

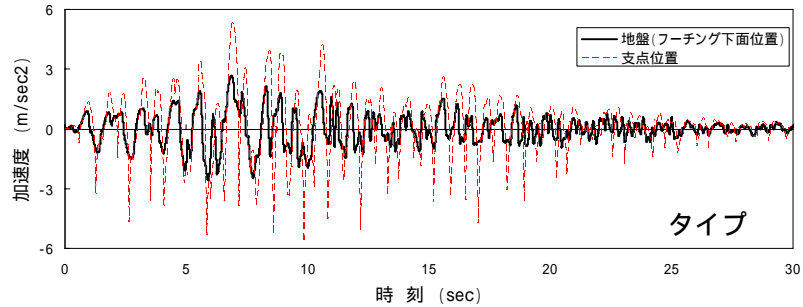
表-3 最大応答加速度

		(m/sec <sup>2</sup> )			
		-側		+側	
タイプ	位置	構造体	地盤	構造体	地盤
		タイプ	支点位置	4.2326 (2.6429)	1.6269 (1.0159)
フーチング 上面位置	3.5997 (2.2477)		1.7400 (1.0865)	3.1879 (1.4388)	2.3509 (1.0611)
フーチング 下面位置	3.4046 (2.1259)		1.6015	3.0879 (1.3937)	2.2156
タイプ	支点位置	5.6685 (5.1857)	2.2940 (2.0986)	5.3479 (2.1066)	2.9451 (1.1601)
	フーチング 上面位置	5.5025 (5.0338)	1.2045 (1.1019)	4.8532 (1.9117)	2.8578 (1.1257)
	フーチング 下面位置	5.4525 (4.9881)	1.0931	4.7055 (1.8535)	2.5387

括弧内は、地盤(フーチング下面位置)の応答加速度に対する比を表す。

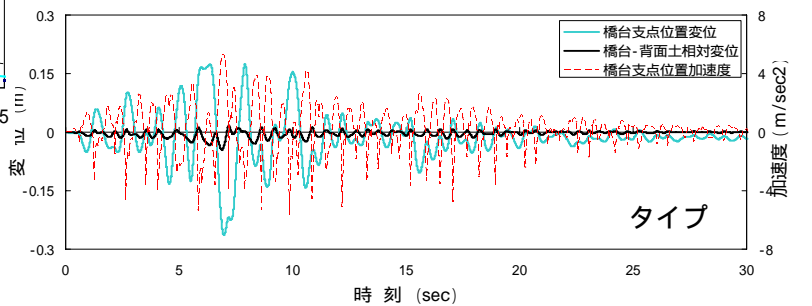


タイプ

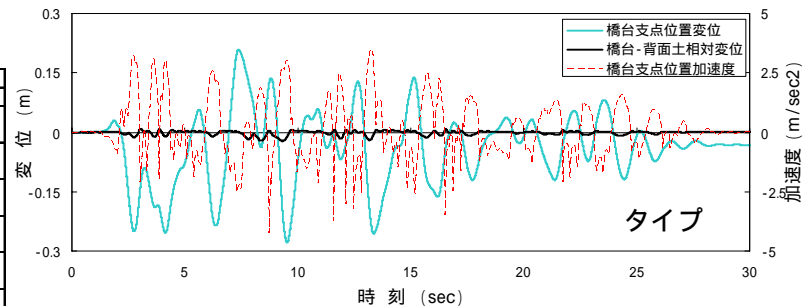


タイプ

図-5 支点位置と地盤面の時刻歴応答加速度



タイプ



タイプ

図-6 支点位置の変位と橋台 - 地盤の相対変位および  
支点位置の加速度

1.59 倍，タイプ の - 側で 5.19 倍，+ 側で 2.11 倍となっている。時刻歴応答波形をみると，支点位置には - 側に，地盤面の応答にはないスパイク状の応答がみられ，+ 側では地盤の応答に対してピークが増幅するような応答となっている。図-6 は，橋台の支点位置の変位と支点位置の高さにおける橋台と背面土の相対変位に橋台支点位置の応答加速度を重ねたものである。先述の - 側に生じたスパイク状の応答加速度は，相対変位が + 側となるときに生じているが，これは，背面土と橋台胸壁および縦壁の間に設置された水平地盤バネが圧縮方向でのみ抵抗するようモデル化しているため，力の作用していない状態から急激に力が作用することによる影響であると考えられる。また，支点位置において + 側に大きな応答加速度が生じるのは，橋

台支点位置が - 側方向に変位しているときであり、このときほとんどのピークで橋台と背面土は離れた状態にあることが確認できる。よって、橋台が - 側方向へ変位する場合には橋台背面土の拘束を受けずに橋台自身が応答しており、その結果として応答加速度が増幅しているものと考えられる。

ここで、設計で考慮している地震力と本解析で生じた支点位置の応答加速度から、簡便法の妥当性について検討する。まず、簡便法では、弾性応答として生じる地震力を、許容塑性率を3とする場合の低減係数を用いて低減させて求める。ここで、弾性応答として生じる地震力は、本解析モデルの基本固有周期が0.92秒であることから、この周期付近の加速度応答スペクトルの最大値であると仮定すると、図-4より、タイプ及びタイプの地震動に対してそれぞれ654 gal, 967galとなる。これらに対して、許容塑性率を3として水平震度を求めると、それぞれ0.29及び0.43となる。一方、表-3に示した支点位置の最大応答加速度を震度として表すと、橋台と背面土の衝突の影響がある - 側ではタイプ及びタイプの地震動に対してそれぞれ0.43及び0.58となり、橋台自身が応答する + 側ではそれぞれ0.36, 0.55となる。これらはいずれも、簡便法で求めた地震力よりも大きくなっている。ただし、本解析による応答値は、橋台と背面土の間に設定した水平バネの特性や背面土への逸散減衰等の影響を受けると考えられるため、これらの影響に関して今後、さらなる検討が必要である。

## 5.まとめ

橋台躯体および杭基礎と周辺地盤の動的相互作用を考慮した簡易的な梁バネ要素によりモデル化した時刻歴応答解析を実施し、橋台支点部の応答特性に関する一検討を行った。本検討の結果は以下のとおりである。

- ・ 橋台支点位置の応答加速度は、地盤面の加速度に対し橋台が背面土側に押し込む方向でタイプが2.6倍、タイプが5.2倍、背面土より離れる方向でタイプが1.6倍、タイプが2.1倍に増幅した。
- ・ 支点位置の加速度の増幅は、+側方向への拳動では橋台が背面土を押し込むことでスパイク状の応答となって生じ、-側方向へは橋台が背面土の拘束を受けない状態で拳動することにより生じている。

なお、本検討では、橋台と背面土を連結する水平地盤バネの特性が橋台の支承部に生じる地震力に及ぼす影響が大きいと考えられることから、その特性のばらつきが支承部に生じる地震力に及ぼす影響についても今後さらに精緻な検討が必要である。

## 6.謝辞

本報告書作成にあたっては、星隈順一上席研究員、堺淳一主任研究員に御意見と御指導を賜りました。ここに記して厚く御礼申し上げます。

所属：株式会社ビービーエム 技術本部

### <参考文献>

- 1) (社)日本道路協会：「道路橋示方書・同解説 耐震設計編」2002.3
- 2) 西岡，渡辺，篠田，澤田，神田：橋台の地震時応答特性に関する実験，第13回日本地震工学シンポジウム，2010.11
- 3) 岩崎，常田，吉田：土研資料第1504号「沖積粘性土の動的変形特性」1979.8
- 4) 緒方，安田，(財)電力中央研究所：礫を含んだ不攪乱土の動的変形特性，第17回土質工学研究発表会，1982.6



## RC 橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ  
氏 名 小 森 暢 行

### 1. まえがき

鉄筋コンクリート橋脚（RC 橋脚）が地震力により繰返しの水平力を受けると、ある段階で軸方向鉄筋が降伏し、さらに水平変位が大きくなるにつれ、かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋のはらみ出しなどの損傷が進展し、その結果 RC 橋脚の水平耐力が低下していく。道路橋示方書 耐震設計編<sup>1)</sup>（以下、道示）では、水平耐力が低下し始める変位を終局変位と定義し、その終局変位を求めるために様々な模型供試体に対する正負交番載荷実験の結果に基づいて評価式が構築されている。しかしながら本手法による終局変位の推定精度は、変動係数が 40%程度とばらつきが大きく<sup>2)</sup>、信頼性の高い設計手法としていくためには、その推定精度の向上が必要とされている。

道示の手法によれば RC 橋脚の塑性変形は、橋脚基部の曲率に塑性ヒンジ長を乗じることによって求められることから RC 橋脚の限界状態時の変位を推定するうえで、塑性ヒンジ長を適切に与えることが重要となる。その研究の一つとして土木研究所橋梁構造研究グループでは、有限変形理論による FEM 解析を用いた塑性座屈解析手法により、実験結果との比較解析を通じて合理的な塑性ヒンジ長の算定式の検討が行われている。

こうした背景を踏まえ本研究では、RC 橋脚の限界状態の評価手法の推定精度向上を図るために、橋脚に求められる性能と損傷度の観点から基部で曲げ破壊する橋脚の限界状態を新たに設定し、その限界状態時の変位の推定手法の検討を行った。本研究では、軸方向鉄筋のひずみに着目し、合理的な塑性ヒンジ長を用いて RC 橋脚の限界状態時のひずみを算出し、限界状態時の変位を求めることとした。

ここで RC 橋脚の塑性変形には、塑性ヒンジとなる断面領域の塑性回転以外に、軸方向鉄筋がフーチング上面から伸び出すことによる回転成分もあることが明らかとなっており、RC 橋脚の限界状態の変位をより精度よく推定するためには、軸方向鉄筋の伸び出し変位を適切に評価する必要がある。昨年度までの研究<sup>2)</sup>では、それらを考慮していなかったため本研究では、RC 橋脚の限界状態時の変位の評価において、より実際の挙動に近い現象となるようにフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しによる変位を取り入れることとした。

### 2. 限界状態の評価手法の検討に用いた正負交番載荷実験と限界状態の定義

本研究では、過去に実施された柱基部で曲げ破壊した RC 橋脚模型 34 体に対し、橋脚に求められる性能と損傷度の観点から限界状態を定義するとともに、その限界状態に達する変位を推定する手法の検討を行った。表-1 に解析対象とする供試体の諸元を示す。供試体の断面形状は、矩形（正方形）断面が 23 体、矩形（長方形）断面が 5 体、円形断面が 5 体、インターロッキング断面が 1 体である。ここでは、繰返し回数の影響を除くため全て繰返し載荷数 3 回の実験のみを対象とした。また、対象供試体のうち No.17~28 は、軸方向鉄筋として SD490 を使用した供試体であり従来強度の鉄筋よりも強度が高い鉄筋に対する適用性も検討する

ものとした。

道示での RC 橋脚の終局変位は、軸方向鉄筋のはらみ出しが生じ、水平耐力が低下しはじめる状態に概ね該当しているものとしているが、終局変位に安全率を考慮した許容変位はその損傷状態が明確となっていない。図-1 は、道示に規定される耐震性能 2 および 3 に対して、本研究において提案する RC 橋脚の限界状態を橋脚の水平力 - 水平変位関係として示したものである。ここで曲げひび割れが進展している状態では、コンクリートにひび割れは生じているものの補修が容易であると考えられ、損傷の修復を容易に行い得ることを規定した耐震性能 2 と合致する。その際の履歴特性としては、RC 橋脚の水平力 - 水平変位関係において、エネルギー吸収能が低下しない限界の状態、つまり繰返し正負交番荷重を受けても耐力の低下が見られず履歴ループが安定した状態(ループ安定時)となっている。また、軸方向鉄筋のはらみ出しに伴いかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋がはらみ出している状態(鉄筋はらみ出し時)は、RC 橋脚の水平力 - 水平変位関係において、耐力を維持できる限界の状態、つまり耐力に顕著な低下が始まる点であり、耐震性能 3 を満足する。したがって本研究では、RC 橋脚の限界状態としては、ループ安定時と鉄筋はらみ出し時の 2 つの限界状態を定義した。

### 3. 伸び出しの影響と限界状態時の鉄筋ひずみの算定

限界状態時の変位を推定するうえで本研究では、フォーミングからの軸方向鉄筋の伸び出し(以下、伸び出し)による RC 橋脚の回転変位を下式で考慮するものとし、伸び出し長は近藤ら<sup>3)</sup>の実験的検討による推定式を参考とした。

$$\delta = \delta_u + \delta_{sp} \quad (1)$$

ここに、 $\delta$  は RC 橋脚の限界状態時の変位 (mm)、 $\delta_u$  は弾性変位および塑性ヒンジによる橋脚基部の塑性変位 (mm)、 $\delta_{sp}$  は伸び出し変位 (mm) である。また RC 橋脚の限界状態は、軸方向鉄筋のはらみ出しに着目し、引張鉄筋ひずみにより評価するものとした。なお実験の終局段階において鉄筋に生じたひずみは、大ひずみ領域のひずみとなりその計測が困難であることから実験ではデータとして得られていないケースが多い。そこでここでは、当グループで検討中の手法で求めた塑性ヒンジ長を橋脚基部の要素長とし、ファイバー要素を用いた再現解析により実験における鉄筋のひずみを推定することとした。限界状態時の引張鉄筋ひずみの値は、軸方向鉄筋のはらみ出しに対して、軸方向鉄筋自体の抵抗パラメータを  $L_p$ 、帯鉄筋の拘束パラメータを  $\beta_s/E$ 、かぶりコンクリートの拘束パラメータを  $\beta_c/E$  とした重回帰分析を行い、回帰式として求めるものと

表 1 対象供試体

No.	形状	せん断支間比	軸方向鉄筋				横拘束筋		
			径	鉄筋比 (%)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	径	間隔 (mm)	体積比 (%)	
1	矩形	5.02	D10	0.95	365.0	D6	75.0	0.32	
2	矩形	5.02	D13	0.99	370.0	D6	75.0	0.32	
3	矩形	5.02	D13	0.99	370.0	D6	150.0	0.16	
4	矩形	3.00	D10	0.95	372.0	D6	75.0	0.32	
5	矩形	4.00	D13	0.77	374.0	D6	120.0	0.09	
6	矩形	4.00	D13	0.77	374.0	D10	75.0	1.01	
7	矩形	4.00	D16	1.21	375.0	D10	75.0	1.01	
8	矩形	4.00	D19	1.75	328.0	D10	75.0	1.00	
9	矩形	4.00	D35	1.20	424.0	D19	300.0	0.17	
10	矩形	4.00	D35	1.20	424.0	D19	150.0	0.89	
11	矩形	4.00	D10	1.19	400.0	D6	45.0	1.01	
12	矩形	5.02	D10	0.95	397.0	D6	75.0	0.62	
13	矩形	5.40	D13	2.03	314.4	D9	250.0	0.24	
14	矩形	3.80	D13	2.03	314.4	D9	250.0	0.24	
15	矩形	3.50	D13	1.58	363.0	D6	70.0	0.57	
16	矩形	5.00	D13	1.83	356.0	D6	40.0	1.22	
17	矩形	5.76	D10	1.67	560.0	D6	38.0	1.49	
18	矩形	5.76	D10	0.80	560.0	D6	38.0	1.33	
19	矩形	5.76	D10	2.46	560.0	D6	38.0	1.49	
20	矩形	5.00	D13	2.00	563.0	D6	40.0	1.20	
21	矩形	5.00	D13	1.10	563.0	D6	40.0	1.20	
22	矩形	5.00	D13	2.00	563.0	D6	40.0	1.60	
23	矩形	5.00	D13	2.00	563.0	D6	40.0	1.20	
24	矩形	5.76	D10	1.79	566.0	D6	31.0	1.82	
25	矩形	5.33	D16	3.09	577.0	D13	80.0	1.75	
26	矩形	5.33	D16	3.09	577.0	D13	80.0	1.75	
27	矩形	5.33	D16	3.09	577.0	D10	67.0	1.18	
28	矩形	5.00	D13	1.13	582.0	D6	40.0	1.22	
29	円形	5.02	D10	1.01	397.0	D6	75.0	0.32	
30	円形	5.02	D13	0.99	361.0	D6	75.0	0.32	
31	円形	5.02	D10	1.03	397.0	D6	75.0	0.37	
32	円形	5.00	D10	1.01	397.0	D6(S)	75.0	0.33	
33	円形	4.14	D16	1.89	374.0	D6	150.0	0.26	
34	円形	4.14	D16	1.89	374.0	D6	300.0	0.13	

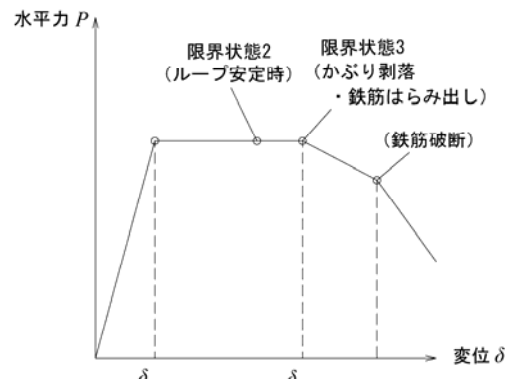


図-1 RC 橋脚の限界状態

した．ここに， $\phi$  は軸方向鉄筋径， $L_p$  は塑性ヒンジ長， $\beta_s$  は軸方向鉄筋の伸び出しに対する帯鉄筋の拘束バネ， $\beta_c$  は軸方向鉄筋の伸び出しに対するかぶりコンクリートの拘束バネ， $E$  は鉄筋のヤング係数である．なお， $\beta_s, \beta_c$  については昨年度の報告書<sup>2)</sup>を参照されたい．簡単のため，重回帰分析で求められた回帰式に鉄筋のヤング係数  $E=2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$  を代入すると下式が得られる．

$$\varepsilon_{su} = C \cdot L_p^{0.18} \cdot \phi^{-0.18} \cdot \beta_s^{0.20} \cdot \beta_c^{0.22} \quad (2)$$

ここに  $C$  は，係数でループ安定時 0.023，鉄筋はらみ出し時 0.031 である．図-2 は，再現解析で求めた実験の限界状態時の引張鉄筋ひずみの値と式(2)で求めた引張鉄筋ひずみの計算値との関係を示したものである．ループ安定時，鉄筋はらみ出し時ともに相関係数が 0.8 程度となり，良く推定できていることが分かる．

#### 4．限界状態時の変位の推定精度

RC 橋脚の限界状態時における引張鉄筋ひずみの回帰式により求めた鉄筋ひずみを基に，RC 橋脚の限界状態における変位を算出し，実験結果との比較を行った．図-3 は，限界状態時の RC 橋脚の変位の計算値と実験値との関係を示したものである．ばらつきを示す変動係数は，ループ安定時および鉄筋はらみ出し時に対してそれぞれ 16%，18%程度となり現行道示による 40%程度と比べると推定精度が向上しているのが分かる．提案式による推定において，軸方向鉄筋の種類の違いによる変位の推定結果に顕著な違いは見られないことから，本手法は軸方向鉄筋に SD490 を用いた RC 橋脚に対しても適用可能であると考えられる．

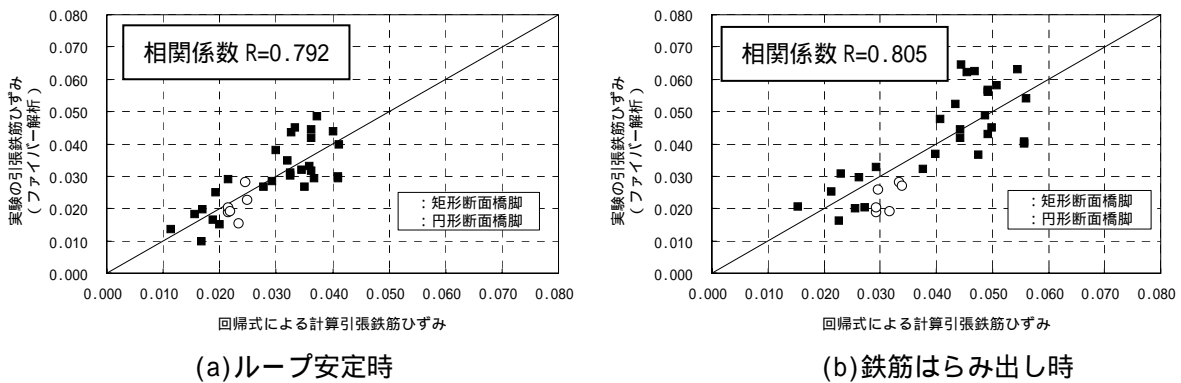


図-2 引張鉄筋ひずみの推定精度

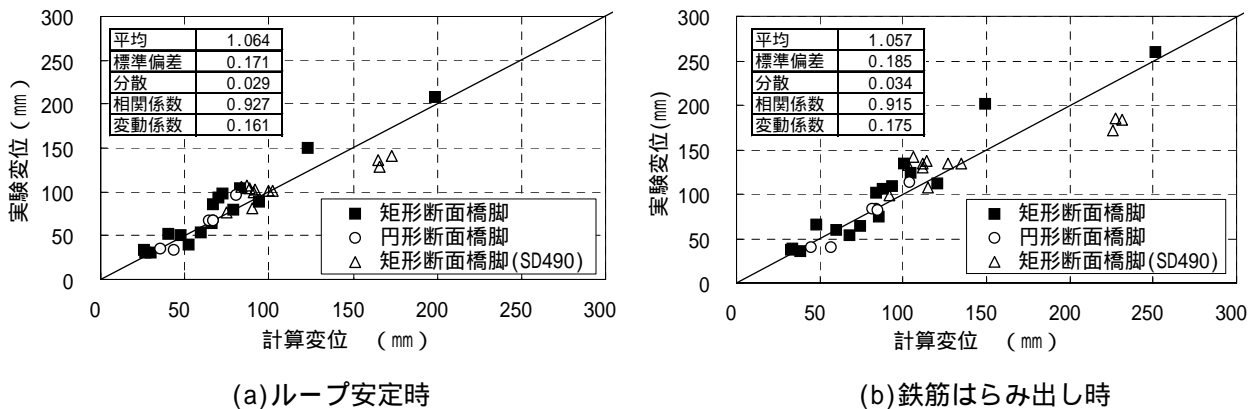


図-3 限界状態時変位の推定精度

## 5. 鉄筋の配筋条件が限界状態時の変位評価結果に及ぼす影響の検証

図-4 は、正方形断面 (2m×2m) を有する高さ 10m の RC 橋脚を想定し、横拘束筋間隔および軸方向鉄筋径を変えた場合の本提案手法によるループ安定時と道示手法の耐震性能 2 (安全率 =1.5) における許容変位の変化を比較して示したものである。基本断面は一般的と考えられる断面を想定し、軸方向鉄筋径 D32、軸方向鉄筋比 1.1%程度、横拘束筋径 D19、横拘束筋体積比 0.9%程度とした。道示の規定による手法では、横拘束筋間隔を小さくすると、RC 橋脚の変形能の評価値が増加していくが、軸方向鉄筋径を変化させても変形能の評価値には大きな変化は生じない。一方、本提案手法では、横拘束筋間隔を変化させても RC 橋脚の変形能の評価値の変化は小さいが、軸方向鉄筋径により大きく変化することになる。実験では例えば供試体 No.33 および No.34 は、横拘束筋間隔だけが異なる供試体であり、限界状態時の変位は両供試体でほとんど同等である。また、供試体 No.1 および No.2 は軸方向鉄筋比が同等で軸方向鉄筋径のみが異なる供試体であり、軸方向鉄筋径が太い供試体 No.2 の限界状態時の変位が供試体 No.1 に比べ大きく増加する結果となっている。これは、本研究で提案する RC 橋脚に対する地震時限界状態の評価手法が、実験結果の傾向を適切に表すことができていることを示している。

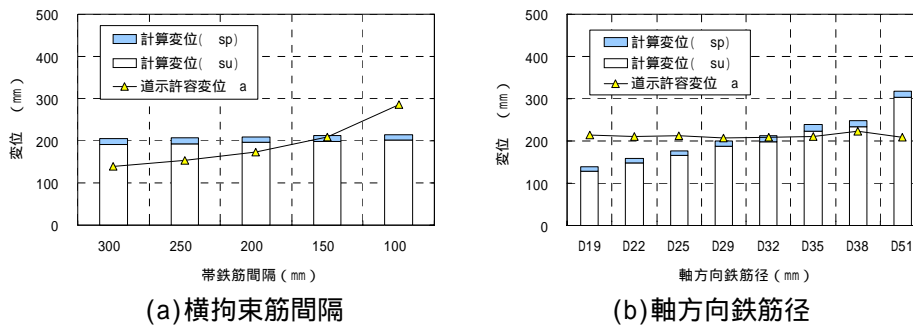


図-4 変形能の変化

## 6. 結論

本提案手法による RC 橋脚の限界状態の推定精度は、道示の手法に比べ変動係数が小さく精度が向上している。また、高強度鉄筋 SD490 を用いた場合も従来の鉄筋を用いた場合の推定精度と相違が見られず、本提案手法の適用は可能であると考えられる。さらに本提案手法は、横拘束筋径や軸方向鉄筋径の配筋条件の違いによる変形能の変化の傾向を適切に表すことができていると考えられる。

## 7. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂きました星隈上席研究員、堺主任研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様には謝意を表します。

所属 株式会社エール・コーエイ

## <参考文献>

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編 (平成 14 年版), 2002.3
- 2) 小森暢行：軸方向鉄筋のはらみ出しに着目した RC 橋脚の限界状態の推定に関する研究, 平成 21 年度交流研究員報告書概要版, 土木研究所資料, 第 4192 号, pp.165-168, 2010.12
- 3) 近藤益央, 運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の伸び出し量に関する研究, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.825-828, 1999.7

## フーチング補強方法に関する実験的研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ

氏 名 豊 島 孝 之

### 1. まえがき

現行設計法より前の設計法で設計された構造物は、一般に設計地震動の大きさ、鉄筋量の違いなどにより耐震性に劣ると想定される。このため、特に落橋のような致命的な損傷が生じる恐れが高いものについては順次耐震補強が行われている。その1つとして、平成17年度から19年度にかけて「緊急輸送道路の3箇年プログラム」が実施され、落橋防止構造の設置、RC橋脚柱の段落し部等の補強が行われてきたところである。しかし、基礎についてはまだ補強していないところが多いため、今後、道路橋の耐震補強の展開として基礎の補強も議論されることになると考えられる。

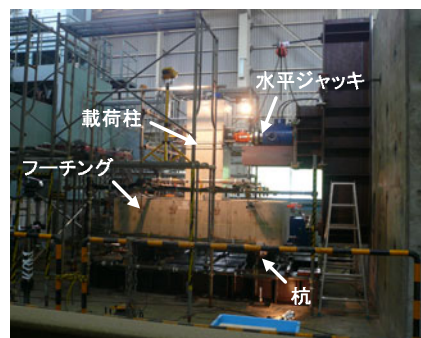


写真-1 実験状況

このような議論の対象の一つとして、橋脚からの荷重を基礎に伝達する重要な部材であるフーチングがある。一般に、設計年代の古い既設フーチングは、現行道示の耐震設計法では配置鉄筋量不足のため、曲げモーメントやせん断力に対し、要求する強度を満足していないことが想定されることから、強度が不足する場合には耐震補強が必要になると考えられる。

以上から、フーチングに対する耐震補強について、今年度は、既設フーチングを対象とし、その耐力評価および補強効果の確認のための検討を行った。そこで、本研究ではこれらの性能を評価するとともに、現行設計法で要求するレベルまで向上させるための耐震補強法の確立に向け、載荷実験を実施した（写真-1参照）。

### 2. 研究目的

フーチングの補強対策工としては、フーチング上面増厚や増し杭補強時の断面拡幅補強が採用されることが多い。しかし、河川内や市街地の高架橋など用地の制約上、フーチングの拡大が出来ない施工状況下での補強対策工も求められる。このような状況における補強法として、例えば、表-1の3つの工法が期待される。

### 3. 研究方法

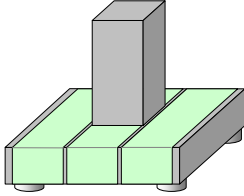
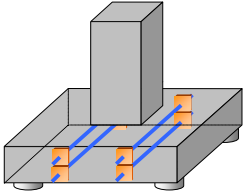
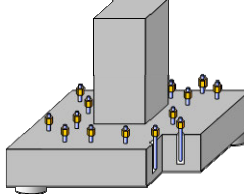
#### 3.1 補強工法の現状

フーチングの補強対策工の補強効果については、比較の実績があるものと、殆ど実績がないものの補強効果があるのではないかと期待されるものに分かれる。例えば、増厚工法や鉄筋の後挿入は、新旧コンクリートとの一体化が図れば、一定の補強効果が見込めることが分かっている。一方、表-1に示す連続繊維による補強やプレストレス導入については施工の確実性および効果がほとんど調べられておらず、採用にあたって明らかにすべき課題もある。

#### a) RC 増厚工法

増厚工法は、フーチング上面をチップングして水平補強鉄筋を配置し、ずれ止め鉄筋を既設コンクリートに差し込んで新旧コンクリートを一体化する工法である。新旧RC断面を1つの断面と見なし、補強後の曲げおよびせん

表-1 フーチング耐震補強工法の概要

工法	連続繊維シート接着工法	水平プレストレス導入工法	鉛直プレストレス導入工法
補強目的	上面引張の曲げ補強	曲げ補強及びせん断補強	せん断補強
概略図			
補強概要	フーチング上面に連続繊維シートを接着し、曲げ耐力の向上を図る。	フーチングを水平方向に削孔し、PC鋼材と定着具を配置してプレストレスを導入することで、曲げ及びせん断耐力の向上を図る。	PC鋼材等の先端をフーチングに内部定着させ、鉛直方向にプレストレスを導入し、せん断耐力の向上を図る。
特性	1) 層数が増加すると不経済となる 2) 断面幅は発生しない	1) PC鋼材を配置するため、仮設の掘削範囲が大きい 2) 断面幅は定着部の防護コンクリート程度	1) 削孔数が多くなると不経済となる 2) 断面幅は定着部の防護コンクリート程度

断強度の評価が可能であることが分かっている<sup>1)2)</sup>。

b) せん断補強鉄筋の後挿入

フーチング上面を削孔してせん断補強鉄筋を挿入することで、コンクリートとの付着力を確保し、せん断耐力の向上を図る工法である。後挿入した鉄筋の有効性については、比較的多数の実験が行われており、トラス理論を用いて補強効果を計算した値に対して6割の効果しか見込めないことが報告されている<sup>3)4)</sup>。

c) 連続繊維シート接着工法

フーチング上面に連続繊維シートを接着し、フーチング上面の曲げ耐力を向上させる工法である。本工法は、橋脚柱部材における段落し部の曲げ補強やじん性向上策に採用される。採用時の課題は、フーチングに接着したシートを柱に定着する方法であり、例えば、隅角部では連続繊維シートを複数回巻立てる方法とアンカーボルトと定着鋼板による機械的な定着法が示されている<sup>5)</sup>が、その有効性については、柱基部を曲げ補強する場合と同様、いずれも試験による確認が必要である。

d) 水平プレストレス導入工法

フーチングを水平方向に削孔し、PC鋼材と定着具を配置してプレストレスを導入する工法である。プレストレスにより、コンクリートに圧縮力が導入し、部材中に発生する引張応力を打ち消すことで、フーチング上面だけでなく下面の曲げ耐力向上も期待できる。しかし、ラーメン橋脚や杭基礎の場合には、柱や杭からの定着鉄筋による拘束効果によって、プレストレスの導入ロスが生じ各断面に導入されたプレストレス量が不明である。さらに、フーチングは剛性が高いため非常に大きなプレストレス量が必要となるが、その場合、所定のプレストレスが導入されるか不明など課題がある。

e) 鉛直プレストレス導入工法

フーチング下面主鉄筋の上側でPC鋼材等の先端を内部定着させ、鉛直方向にプレストレスを導入する工法である。プレストレスを導入することでフーチング内部に発生する斜引張応力度が減少し、コンクリートの負担分を小さくすることが期待できる。フーチングは梁・柱と比べせん断スパン比 (a/d) の小さい部材となるため、コンクリートのアーチ効果によりせん断耐力が向上するが、せん断スパン比 (a/d) が小さい部材に対し、鉛直プレストレスの導入効果を検証した実験はなく、せん断補強効果は明らかになっていない。

### 3.2 実験方法

実験供試体は、フーチング上面鉄筋が先行して曲げ降伏するもの (TypeA) と、せん断破壊が先行するもの (TypeB) の2種類を作製した。実験は、曲げ補強効果を確認するため、無補強のもの (TypeA0)、連続繊維シートを接着し補強したもの (TypeA1)、水平方向にプレストレスを導入し補強したもの (TypeA2) の3ケース、そして、せん断補強効果を確認するため、無補強のもの (TypeB0)、鉛直方向にプレストレスを導入し補強したもの (TypeB1) の2ケースの全5ケースを行った。

載荷実験は写真-1に示すように、土木研究所基礎特殊実験施設内で行った。実験供試体は、実橋の1/3スケール程度とし、柱・フーチング・場所打ち杭からなる。反力床にPC鋼棒で緊張し固定された架台上に杭下端を固定し、フーチング上面から1mの位置に油圧ジャッキを設置し橋軸方向に一方向水平載荷を行った。鉛直荷重は、柱上端に定着させたPC鋼棒を介してセンターホールジャッキにより死荷重相当 (柱下端での軸応力が $1.6\text{N/mm}^2$ ) の鉛直力 (600kN) を導入した。なお、鉛直荷重を導入した後、PC鋼棒と柱空隙部にはPCグラウトを充填した。

## 4. 研究結果

### 4.1 曲げ補強効果に対する載荷実験結果

水平荷重載荷点位置における水平荷重 - 変位関係を図-1に示す。そして、実験後の損傷状況を写真-2~4に、ひび割れ展開図を図-3~5に示す。フーチング上面鉄筋が初降伏したときの荷重は、TypeA0で1109kN、TypeA1が1047kN、TypeA2が1153kNであり、鉄筋が初めて降伏した水平荷重に大きな差は確認されなかった。そして、フーチング上面鉄筋が全て降伏したときの荷重は、TypeA0で1288kN、TypeA1が1135kN、TypeA2が1323kNであった。その後も荷重は増加し続け、TypeA1は1543kNで繊維シートが剥離して荷重が低下した。TypeA2はPC鋼材が降伏する前に杭を固定した外装管からの杭体コンクリートの拔出しにより荷重が低下したため載荷を中止した。フーチングの損傷状況は、いずれも引抜き力によってフーチング上面が曲げ引張となる柱前面位置で損傷した。

### 4.2 せん断補強効果に対する載荷実験結果

水平荷重載荷点位置における水平荷重 - 変位関係を図-2に示す。そして、実験後の損傷状況を写真-5,6に、ひび割れ展開図を図-6,7に示す。押し込み力が作用するフーチング側面に斜めせん断ひび割れが発生したときの荷重は、TypeB0で1649kN、TypeB1が1400kNであった。その後も荷重は増加し続け、TypeB0は斜めせん断ひび割れが進展し、2本形成された時点 (H=2015kN) で荷重が低下し始めせん断破壊に至った。TypeB1はTypeB0とは異なり、初めに確認された斜めせん断ひび割れが荷重の増加に伴い進展するのではなく、分散する傾向を示し、最終的にフーチング下面鉄筋の曲げ降伏により載荷を中止した。

### 4.3 実験結果と設計値との比較

表-2にフーチング部材に着目した設計値と実験値の比較を示す。TypeA フーチングの上面鉄筋が降伏曲げモー

メントに達したときの水平荷重は、TypeA0 で実験結果は設計値の 1.3 倍の余剰耐力を有していた。本実験でも、フーチングのような 2 方向に配筋された版に対し、1 方向の配筋のみで計算される曲げ耐力は、実際の耐力と比べ安全側の評価をしていることが確認できた。TypeA1 は炭素繊維シートが剥離した時点での水平荷重を比較しているが、実験結果と設計値に大きな差はない。しかしながら、載荷実験ではフーチング端部から繊維シートが持ち上がる形で剥離したことから、設計計算上、安全率の見込まれた保証引張強度 (=設計強度の 60%) 以下のひずみ量で炭素繊維シートが剥離したことから、フーチングに対しては定着方法、または設計強度に対する低減率の見直しが必要と考えられる。TypeA2 で鉄筋が降伏する水平荷重は実験結果と設計値で差は確認されなかったが、TypeA0 と比較した場合、補強効果としての差は確認されなかった。TypeB フーチングがせん断耐力に達したときの水平荷重は、TypeB0 で実験結果は設計値の 1.2 倍の耐力を有することが確認された。鉛直プレストレスを導入した TypeB1 は下面鉄筋の曲げ降伏で実験を終了し、せん断破壊型から曲げ破壊型への破壊形態の変化が確認された。斜めせん断ひび割れが発生したときの水平荷重は、TypeB1 が先行して確認され、工法採用時に期待した鉛直プレストレスを導入することによる斜め引張応力を低減する効果は今回の実験で確認されなかった。

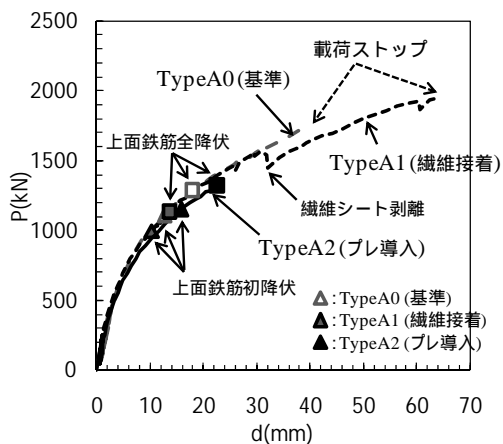


図-1 載荷点での水平力 - 水平変位関係 (Type A)

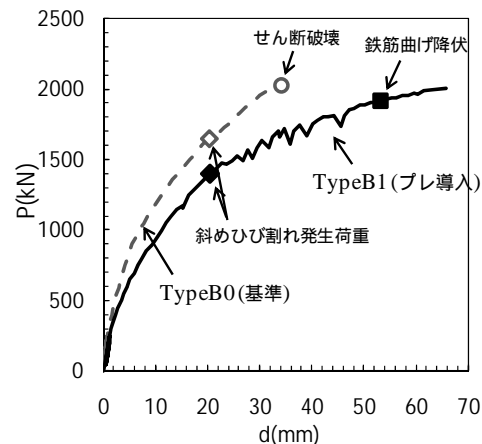


図-2 載荷点での水平力 - 水平変位関係 (Type B)

## 5. まとめ

表-1 に示す各種補強工法を適用した載荷実験の結果から、以下のような知見が得られた。

- 1) 連続繊維シート接着工法では、上面鉄筋が降伏した後も繊維シートのひずみは、繊維シートが剥離するまで増加しており、引張力に抵抗すると考えられる。
- 2) 水平プレストレス導入工法は、導入したプレストレスによりひび割れ発生荷重および曲げ耐力の向上を期待したが、TypeA0 と比較して差は確認されなかった。この理由は、PC 鋼材が鉄筋より

内側に配置されるため、引張力に対し大きく抵抗しないためと考えられる。また、曲げひび割れ発生後には有効プレストレスが減少するため、再度の地震に対し同程度の補強効果を期待することは難しいと考えられる。

表-2 実験結果と試験値の比較

		設計値	実験値	実設計
フーチング上面	Type A0	1000 kN	1288 kN	1.3
	Type A1	1550 kN	1544 kN	1.0
	Type A2	1300 kN	1323 kN	1.0
せん断耐力	Type B0	1750 kN	2026 kN	1.2
	Type B1	1950 kN	---	---
斜めせん断ひび割れ発生荷重	Type B0	---	1649 kN	---
	Type B1	---	1400 kN	---



3) 鉛直プレストレス導入工法は、斜めせん断ひび割れ発生荷重が基準供試体よりも小さい結果となり、採用時に期待したプレストレスによる斜め引張応力度の低減効果は発揮されなかった。最終的に破壊形態の変化が確認され、鉛直 PC 鋼材がせん断補強筋としてせん断耐力の向上に寄与したと考えられる。

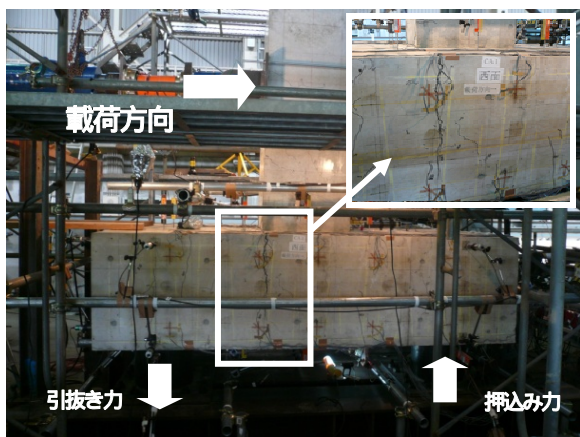


写真-2 実験後の損傷状況 (TypeA0)

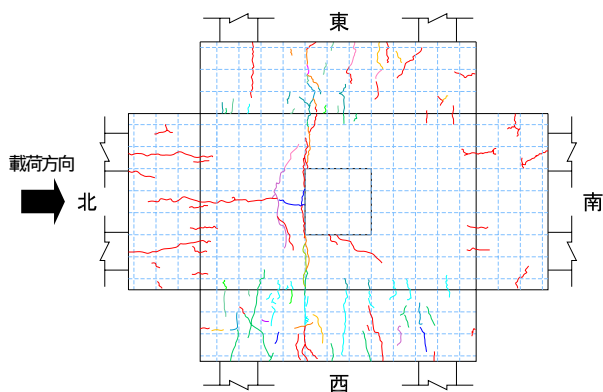


図-3 ひび割れ展開図 (TypeA0) P=1748 kN

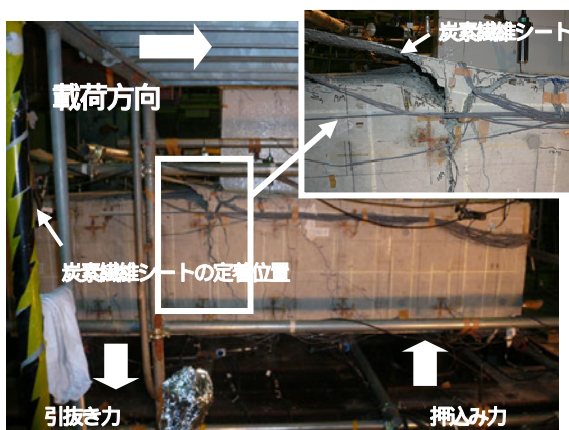


写真-3 実験後の損傷状況 (TypeA1)

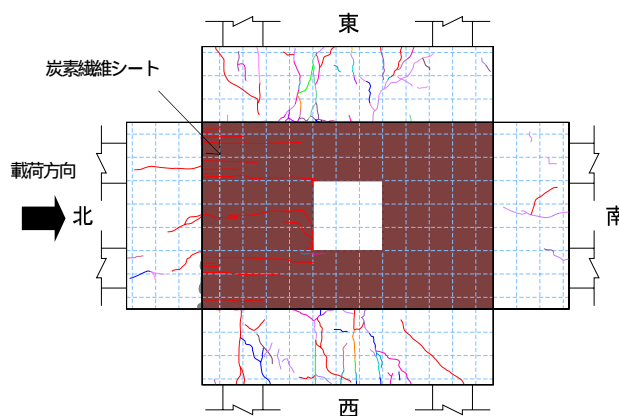


図-4 ひび割れ展開図 (TypeA1) P=1948 kN

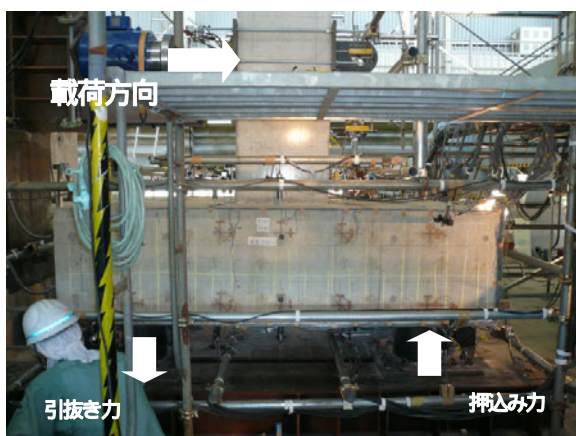


写真-4 実験後の損傷状況 (TypeA2)

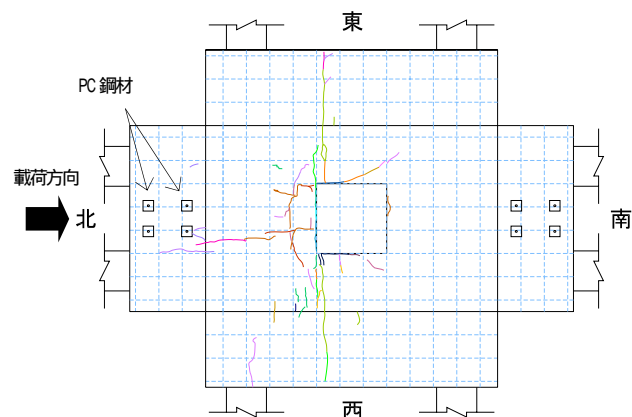


図-5 ひび割れ展開図 (TypeA2) P=1337 kN

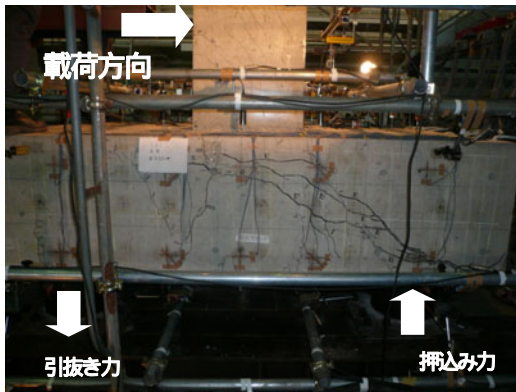


写真-5 実験後の損傷状況 (TypeB0)

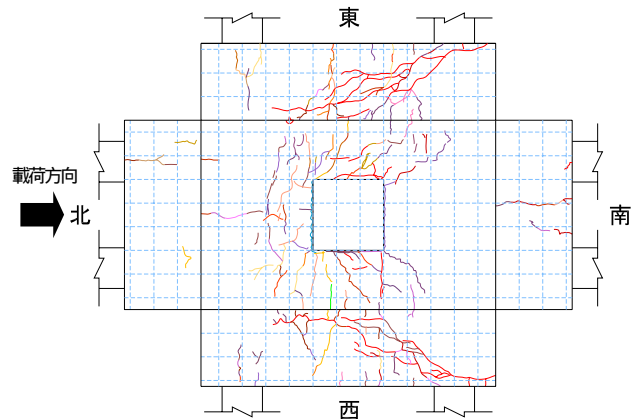


図-6 ひび割れ展開図 (TypeB0) P=2026 kN

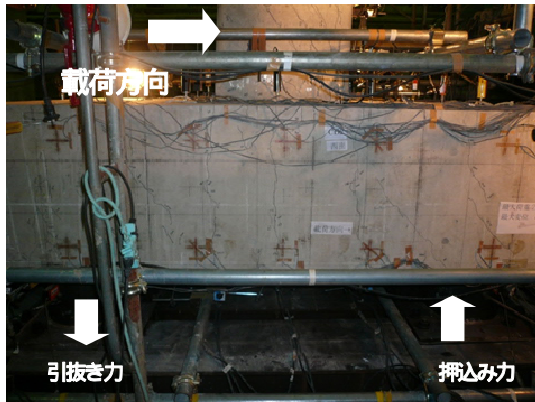


写真-6 実験後の損傷状況 (TypeB1)

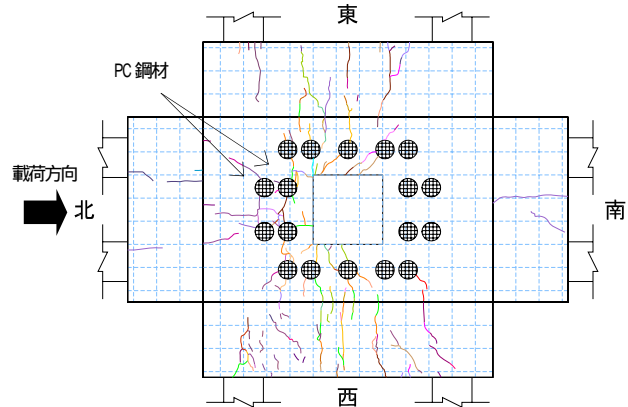


図-7 ひび割れ展開図 (TypeB1) P=2005 kN

## 6. 謝辞

本研究を進めるに当たり、中谷上席研究員、七澤総括主任研究員、西田主任研究員、河野研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様には謝意を表します。

所属 株式会社耐震解析研究所

## <参考文献>

- 1) Xiao, Y., Priestly, M. J. N., and Seible F.: Seismic assessment and retrofit of bridge column footings, ACI Structural Journal, Vol. 93, No. 1, pp. 79-94, 1996.
- 2) David I. McLean: SEISMIC PERFORMANCE AND RETROFIT OF BRIDGE FOOTINGS
- 3) 山村ら: 開削トンネル擁壁部のせん断力に対する鉄筋差込による耐震補強方法, 土木学会論文集, No. 777/VI-65, pp. 37-51, 2004.
- 4) 半井ら: 離散配置補強筋による既設 RC 部材のせん断補強効果, 土木学会論文集 E, Vol. 63, pp. 116-126, 2007.
- 5) 社) 土木学会: 連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針, 2000.

# 腐食劣化したコンクリート部材における健全度評価に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ

氏 名 早川 智浩

## 1. まえがき

今後、高度経済成長期に建設された多くの道路橋が急速に高齢化していくこととなるが、これらの中には塩害やアルカリ骨材反応などにより既に劣化損傷の顕在化したコンクリート道路橋も多くみられる。こうした道路橋を効率的に維持管理していくためには、供用可能性や補修・補強の要否に対して耐荷性能に基づいた合理的な判断を下すことが必要であるが、コンクリート道路橋の耐荷性能を評価する手法は確立されておらず、早急な対応が必要とされている。本稿では、平成 20 年度に実施した腐食劣化させたプレストレストコンクリート(以下、PC)はり供試体で確認されたかぶりの剥離現象が耐荷性能を判断する上で重要であると考えられたため、平成 21 年度<sup>1)</sup>に引き続き、非破壊検査手法を用いて詳細調査を行った。

## 2. 研究目的

平成 21 年度<sup>1)</sup>に実施した PC 供試体を基準として、プレストレス力を約 2 倍に高めた PC 供試体(H22-No.1)とかぶり厚さを 2 倍とした PC 供試体(H22-No.2)を用いて、腐食ひび割れ進展や腐食ひび割れ幅を把握するとともに、実現場でも採用可能な非破壊検査手法である超音波透過法を採用し、その結果から腐食によって生じる剥離有無の指標の精度や適用性を検討することとした。

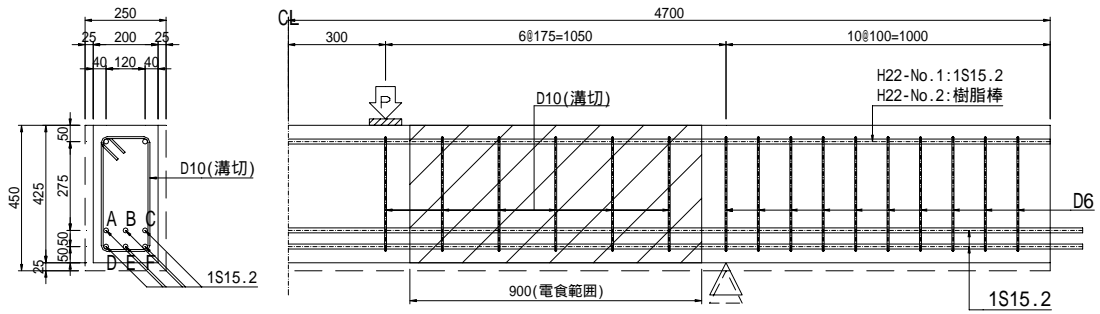
## 3. 研究方法

### 3.1 供試体概要

図-1 に PC はり供試体(H22-No.1,H22-No.2)の形状及び諸元を示す。供試体は、支点から載荷点までのせん断スパンの PC 鋼線とせん断補強鉄筋を電食で人工的に腐食させている。H22-No.1 は H21-No.1<sup>1)</sup>を基準として初期緊張力を約 2 倍とし、上縁側のひび割れ発生が懸念されたため、圧縮側も PC 鋼材を配置した。なお、圧縮側鋼材の腐食による圧縮側コンクリートの損傷の影響を低減するため、PC 鋼線とせん断補強鉄筋は絶縁している。H22-No.2 は H21-No.1<sup>1)</sup>を基準としてかぶり厚さを 2 倍としたものである。いずれの試験体も各パラメータの相違が鋼材腐食によって生じる影響を確認する。

### 3.2 電食方法

両側のせん断スパンの PC 鋼線とせん断補強鉄筋の質量減少率が概ね 20%程度となるように、既往の提案式<sup>2)</sup>を参考にして、材齢 28 日から 5A の電流を 30 日間通電した。図-1 の電食の対象範囲の PC 鋼線(B を除く 5 本)とせん断補強鉄筋(5 本)の腐食を促進させるため、ステンレス板を用いて供試体の側面と下面を囲んだ水槽を設置し、これを濃度 3%の塩化ナトリウム水溶液で満たして通電を行った。この際、両側のせん断スパンに設置した水槽に用いたステンレス板を直流電源のマイナス極、供試体端部の PC 鋼線を直流電源のプラス極に、いずれも並列に接続した。また、通電前に非破壊検査を実施する目的で、塩化ナトリウム水溶液の水槽への注水は材齢 25 日から行った。実際の通電は通算 30 日間であるが、その間の腐食ひび割れ



項目	材齢	圧縮強度	引張強度	ヤング係数	ポアソン比
	日	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>	-
電食開始	28	51.0	4.2	32.3	0.21
電食終了	51	53.0	3.8	31.7	0.20

項目	降伏強度	引張強度	ヤング係数
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>
Dm10	346	489	195
1S15.2	1820	1940	228

図中の破線は H22-No.2 の形状を示す  
 図-1 供試体形状および諸元 (H22-No.1,2)

調査および各非破壊検査を実施するために、その都度通電を停止し水槽内の塩化ナトリウム水溶液の排水・再注水を行った。

### 3.3 外観の腐食ひび割れ調査

腐食ひび割れの調査は、目視による腐食ひび割れの進展状況の確認およびクラックスケールによる腐食ひび割れ幅の測定とし、ひび割れ幅の測定は、ひび割れ発生を確認後に位置を特定し、クラックスケールを用いた。なお、調査は腐食材齢 7,14,21,30 日に行っている。

### 3.4 超音波透過法

超音波透過法の測定は、探触子には直径が 20mm で共振周波数が 28kHz のものを使用した。測定項目は、伝播時間および超音波の入出力波形とし、図-2 に示す測定位置 (入出力波形は電食範囲のみ) で実施した。なお、測定は電食開始前および腐食材齢 7,14,21,30 日で実施した。

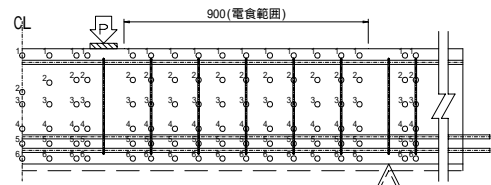


図-2 超音波透過法測定位置

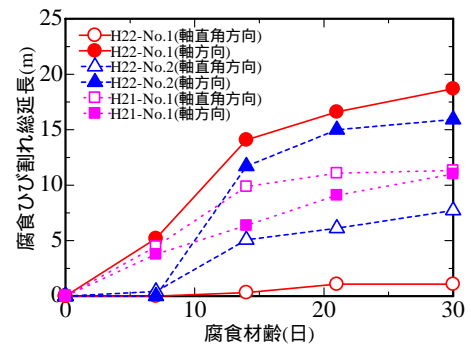


図-3 腐食ひび割れ総延長の経時変化

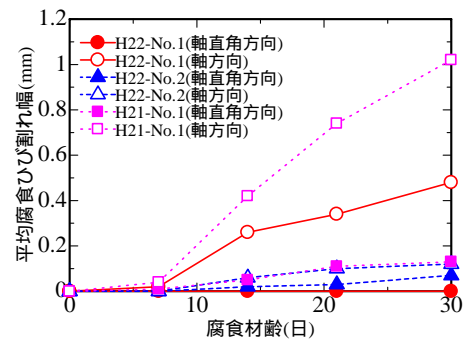


図-4 平均腐食ひび割れ幅の経時変化

### 3.5 解体調査

載荷試験後に電食範囲のかぶりコンクリートを撤去した後に、内部の腐食状態や鉄筋腐食による錆汁の広がりを目視観察した。

## 4. 研究結果

### 4.1 ひび割れ総延長およびひび割れ幅

腐食ひび割れの総延長および平均腐食ひび割れ幅の経時変化をそれぞれ図-3,4 に示す。参考に H21-No.1 も併記した。H22-No.1 の腐食ひび割れ総延長では、軸方向ひび割れは電食開始から発生し、H21-No.1 と比較すると 1.5 倍程度大きくなったが、軸直角方向ひび割れはほとんど発生しなかった。これは、H21-No.1 の約 2 倍のプレストレスの影響によるものと考えられる。一方、H22-No.2 の腐食ひび割れ総延長では、軸直角

および軸方向のひび割れは 腐食材齢 14 日より発生している。これは、かぶり厚を厚くすることにより、鉄筋が腐食膨張する際に発生する引張力に対する抵抗力が増したためである。しかし、一度ひび割れが発生すると H21-No.1 と同程度の総延長となった。H22-No.1 の平均腐食ひび割れ幅は 腐食ひび割れ総延長と逆に、軸方向では H21-No.1 の 0.5 倍程度と小さかった。H22-No.2 の平均腐食ひび割れ幅は、軸直角、軸方向ともに小さかった。一般的に、鉄筋が同様に腐食してひび割れ場合、かぶり厚が厚い方が腐食ひび割れ幅は大きくなると言われているが逆の実験結果となった。この原因は不明である。

#### 4.2 超音波透過法の伝播速度

載荷試験終了後に腐食範囲のかぶりコンクリートを撤去し、錆汁の広がりを観察した状況の一例 (H22-No.1)を図-5 に示す。PC 鋼線およびせん断補強鉄筋に沿って生じた錆汁が周辺に広がっている様子が分かる。H22-No.2 の結果も同様の傾向であった。ここで、文献<sup>1)</sup>と同様にその錆汁の広がりを剥離と考え、腐食材齢 30 日における超音波透過法の結果と剥離の進展範囲についての相関性について分析を行った。かぶりコンクリート撤去後の面において、透過法を実施した計測位置と対応する位置での錆汁の広がり具合を、錆汁なし:0点,全面錆汁あり:2点,その中間:1点として評価し、透過法は両面からの計測であるため、A面, B面の和とした。測定結果は健全時に得られた伝播速度に対する低下率で整理し、その結果を図-6 に示す。なお、H22-No.1 と H22-No.2 で相違は見られなかったためまとめて表記した。これから、低下率が2.5%以下であれば、3点以上は約5%で、剥離はあまりないと言え、低下率が7.5%を超えると、0点の割合は10%以下となり、文献<sup>1)</sup>とほぼ同様の結果となった。したがって、プレストレスやかぶり量が多少変化してもこの指標として使用できることがわかった。

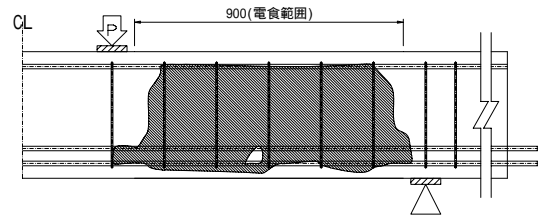


図-5 H22-No.1 の錆汁観察結果 (斜線部が錆汁)

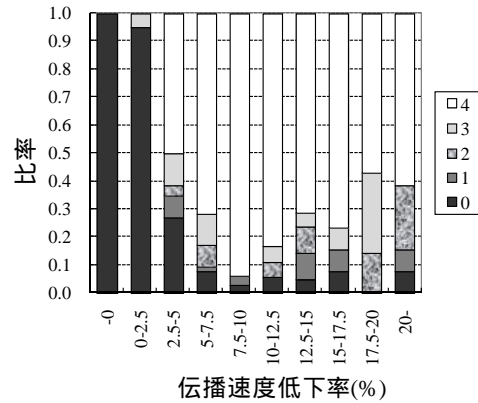


図-6 錆汁の発生状況と伝播速度低下率の関係

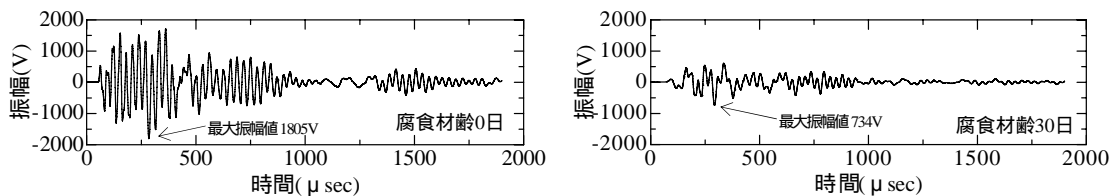


図-7 出力波形の一例

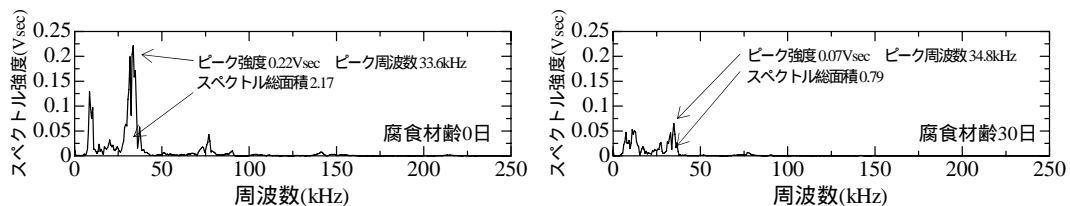


図-8 出力波形のスペクトル解析結果

#### 4.3 超音波透過法の出力波形とスペクトル解析結果

図-7に錆汁の広がりを確認した箇所(剥離を想定)における腐食材齢0.30日の出力波形の一例を示す。両者を比較すると、出力波形時に振幅値に大きな相違が確認できる。これは、腐食材齢30日では、剥離やひび割れの影響によって弾性波が散乱することにより、振幅値が小さくなったものと思われる。また、図-7に示した出力波形(腐食材齢0.30日)のFFT(高速フーリエ変換)解析を行った結果を図-8に示す。両者を比較すると、卓越周波数は10kHz前後および30~40kHz付近にありほぼ同様であるが、スペクトル強度の最大値(ピーク強度)やスペクトル総面積に大きな相違が確認できる。これは波形の振幅値と同様に弾性波の散乱が影響していると思われる。ここで、剥離の指標となりえる波形の最大振幅値とスペクトル総面積に着目して、超音波伝播速度と同様の方法により整理した結果を図-9,10に示す。最大振幅値の低下率およびスペクトル総面積低下率は、図-6と比較すると必ずしも高精度といえる指標とはならなかった。この理由は、超音波の入出力波形は電食範囲のみで計測しているため、低い低下率のデータ数が少なく誤差が大きく表現されてしまっていることや、波形の計測には探触子の当て方による人為的な変動を拾いやすいことなどが挙げられる。この点については今後の課題である。

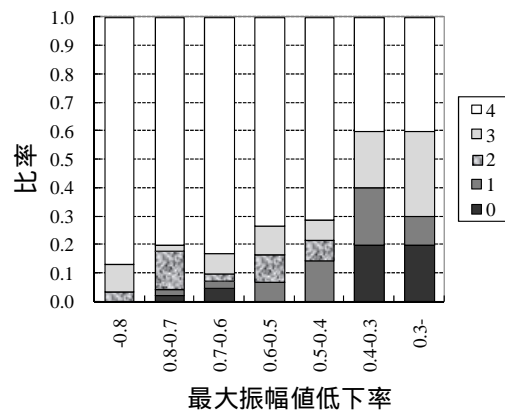


図-9 錆汁発生状況と最大振幅低下率

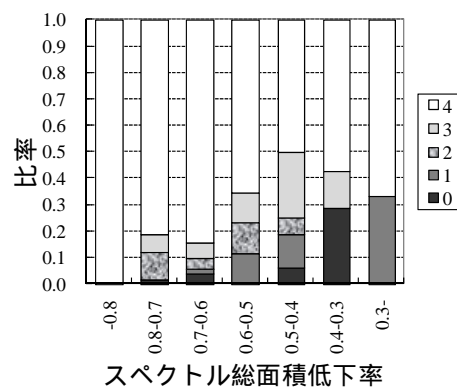


図-10 錆汁の発生状況とスペクトル総面積

#### 5. 結論

- 1) 腐食によるひび割れは、高プレストレス力やかぶり厚の影響を受けることが確認された。
- 2) 超音波透過法と剥離(錆汁の広がり)の相関性は高く、伝播速度の低下率を評価できれば、文献<sup>1)</sup>と同様に剥離の指標となりうる。出力波形に関する指標は高精度の指標とはならず、データ数や測定方法に課題を残した。

#### 6. 謝辞

本研究を進めるに当たり、木村嘉富上席研究員、村越上席研究員並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様には色々ご指導ご鞭撻を頂きました。紙面を拝借いたしまして、ここに感謝の意を表します。

所属 株式会社大林組

#### <参考文献>

- 1) 早川智浩：腐食劣化したコンクリート部材の健全度評価に関する研究，土木研究所資料第4192号平成21年度交流研究員報告書概要版，pp.177-180,2010.12
- 2) 田森清美ほか：鉄筋の発錆によるコンクリートのひびわれ性状に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.10, No.2, pp.505-510, 1988

# ナレッジデータベースを利用した道路橋の技術相談内容の分析に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ

氏名 塚田 高則

## 1. まえがき

我が国の道路橋は、高度成長期と前後して1950年～1970年代に大量に建設されており、建設後50年以上を経過した道路橋が今後急激に増加することになる。近年まで、劣化進行に関する知見がほとんどなかったことから計画的・戦略的に道路橋の維持管理がなされてきたとは言えず、今後は、急速に劣化損傷が供用上の問題となる道路橋が増加することが見込まれる。

土木研究所構造物メンテナンス研究センター（以下、「CAESAR」という）では、これまで道路橋の劣化損傷などに対して数多くの技術指導を行ってきた。これらのデータはナレッジデータベースとして診断や対策例を蓄積し、今後の道路橋の維持管理に有効活用されることが期待されている。

## 2. 研究目的

本研究では、ナレッジデータベースに蓄積された道路橋の劣化損傷事例を対象とし、道路橋の劣化状況の傾向及び外的要因との関係などについて分析し、今後の道路橋の維持管理に有効活用することを目的とする。

## 3. 研究方法

道路橋の劣化状況の傾向分析のために、技術指導件数の経年的な推移を分析する。分析にあたっては、技術指導件数のデータが残存する平成18年度～平成22年度の5年間のデータを用いることとした。また、劣化損傷内容の分析にあたっては、詳細なデータが残存しているCAESAR設立以降の平成20年度から平成22年度の3年間のデータを用いることとした。

## 4. 研究結果

### 4.1. 道路橋の劣化状況の傾向分析

道路橋に関する技術指導を対象として、技術指導を実施した時期別（設計時、施工時、供用後）に分類するとともに、推移を整理したものを図-1に示す。

過去5年間に実施した技術指導件数は199件で、このうち道路橋に関する件数は187件となっている。また延べ技術指導回数は333回で、このうち道路橋に関する回数は310回の対応を実施している。件数と回数異なる理由は、相談内容の難易度により1件の相談が複数回にわたるものがあるためである。複数回におよぶ理由としては、車線規制を伴うような重大な損傷の場合には、緊急的に実施する応急措置と恒久的な措置に対して相談が必要とされるものや、1橋であっても複合的な損傷の原因究明について、調査・対策が必要とされるもの、および1件であっても鋼橋の疲労亀裂など同様の損傷で複数の道路橋を同時に実施する場合などがある。

#### 4.1.1. 設計時

新技術・新工法など新設道路橋の設計に関する技術指導件数は、10件前後とほぼ一定で推移している。

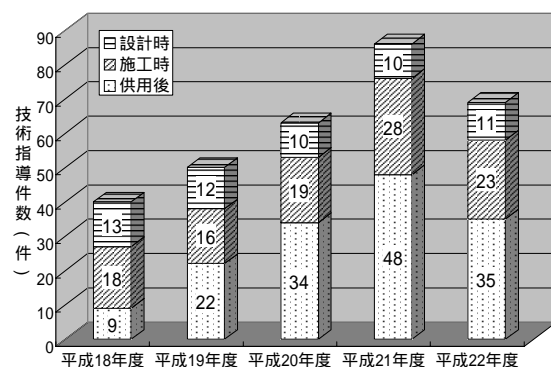


図-1 橋梁に関する技術指導件数の推移

#### 4.1.2. 施工時

施工時に発生した不具合に関する技術指導件数は、平成21年度が他年度と比較し若干多いものの増加傾向にある。相談内容としては、基礎工の施工不具合が多く、その原因としては、事前の調査不足や単純な施工不良もみられる。

#### 4.1.3. 供用後

供用後の既設道路橋に発生した不具合に関する技術指導件数は、平成21年度が他年度と比較し突出しているものの、増加傾向にある。相談内容としては、経年劣化による損傷や耐震補強対策の考え方などに関するものがある。

#### 4.1.4. まとめ

技術指導件数の経年的な推移より、既設の道路橋に関する相談が、今後も増加することが想定される。既設の道路橋に関しては、近年、橋梁長寿命化修繕計画の策定に伴い、橋梁点検が実施されるようになったことや、耐震補強工事のために詳細な調査が実施されることなどより、不具合が発見される場合が多くなったものと推測される。

なお、平成21年度の技術指導件数については、他年度と異なり、非常に多い結果となっているが、その理由は定かではない。

#### 4.2. 道路橋に関する技術指導内容の分析

CAESAR 設立の平成20年度から平成22年度の3年間に実施された道路橋に関する技術指導件数の内訳を図2に示す。

##### 4.2.1. 新設道路橋と既設道路橋の割合

供用後の既設道路橋の相談が52%と半数以上を占め、このうち上部工に関する相談が69%と最も多く、下部工に関する相談は28%であった。内容としては、構造物の経年劣化に伴う亀裂や腐食、ASR、洗掘、側方流動、塩害などに関する相談であった。

供用前の新設道路橋では、下部工に関する相談が最も多く、内容としては施工時の不具合や設計に関する考え方の相談が多く寄せられた。

##### 4.2.2. 既設道路橋における相談内容

供用後の既設道路橋において最も多い相談内容は構造物の劣化に伴う腐食や亀裂などの損傷等が58%を占める。次いで耐震対策が34%となっている。

平成20年度～平成22年度 道路橋に関する技術指導件数の内訳

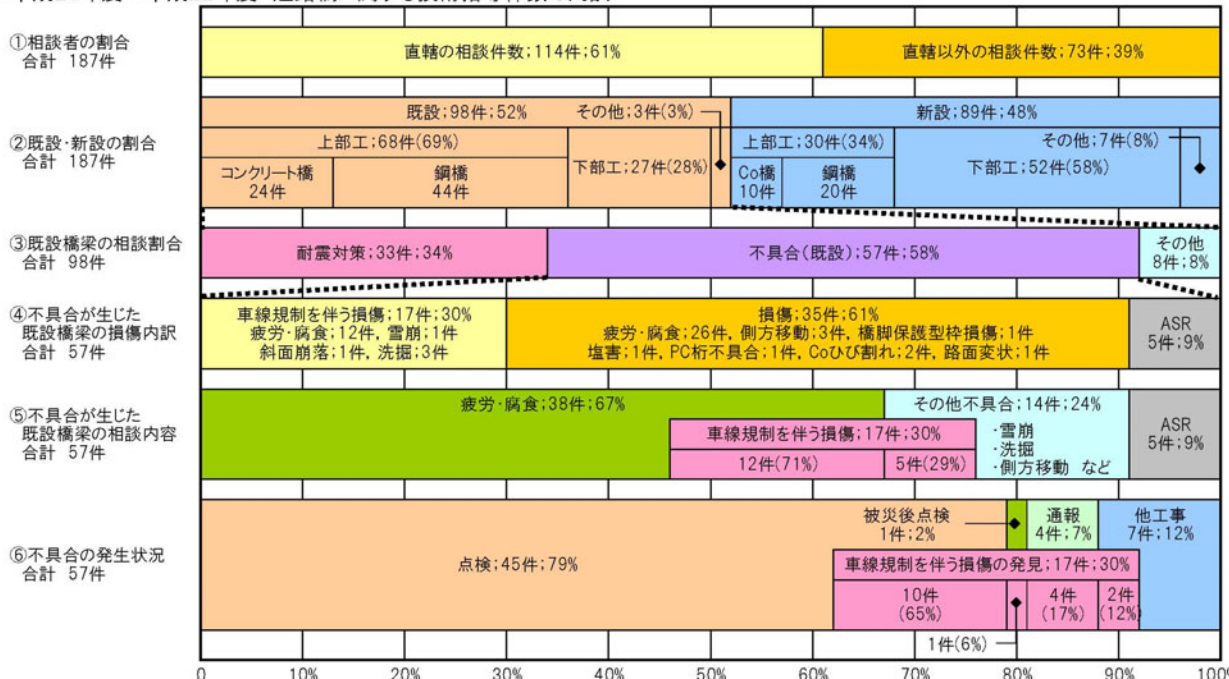


図-2 CAESAR 設立からの道路橋に関する相談内容分析



構造物の劣化に伴う不具合としては、3 大損傷と言われている鋼橋の疲労に関する相談が 12 件 塩害に関する相談が 1 件、ASR に関する相談が 5 件あり、その他、腐食、洗掘、側方流動などの相談が寄せられた。

#### 4.2.3 . 車線規制を伴う損傷

車線規制を伴うような重大な損傷に関する相談は 17 件あり、既設道路橋における相談の 17% を占める。既設道路橋の不具合 57 件に絞ると 30% に及び、既設道路橋の不具合の 3 割は重大な損傷の相談であることがわかる。

これらの重大な損傷が発見されたときの状況を見ると、点検によるものが 71% を占め、点検の重要性が高いことがわかる。しかし、損傷の状況・箇所をみると、コンクリートに埋め込まれた鋼材の腐食や水中部の基礎の洗掘、コンクリート内部の PC 鋼材の腐食など、通常の目視点検では発見が困難なものも多くみられた。

#### 4.2.4 . 既設道路橋の不具合に関する発生箇所

既設道路橋に発生した不具合について 構造物別(上部工・下部工)に分類したものを図-3 に示す。

既設道路橋に発生した不具合は、鋼橋の上部工が 49% を占め最も多く、次いでコンクリート橋の上部工が 30%、下部工が 21% となっている。

鋼橋の上部工については、局所的な腐食欠損や著しい亀裂の進展により、耐力や供用性が懸念される事例や、亀裂のような対処方法に関する相談事例が相

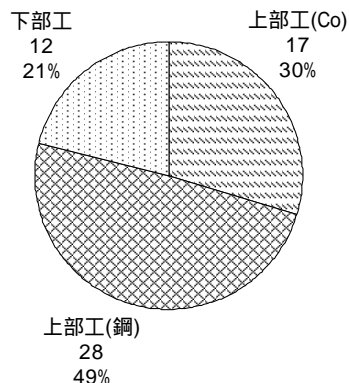


図-3 既設道路橋の不具合発生構造物

対的に多かったものと思われる。

#### 4.3 . コンクリート橋の不具合に関する分析

既設道路橋の不具合に関する相談の内、コンクリート橋の上部工に関するものは 17 件であった。上部工形式をとりまとめたものを図-4 および相談内容の内訳を図-5 に示す。

上部工形式の分類をみると、最も多い相談が PC 橋の 10 件で 58% を占め、次いで RC 橋の 5 件で 30% となっており PC 橋における不具合が多いことがわかる。

相談内容をみると、ASR のように使用材料(骨材)に起因するもの以外は、そのほとんどが経年劣化による腐食が原因と推定される。コンクリート橋の場合は、表面にクラック等が発見された時には、既に内部の鋼材腐食が進行している場合が多くみられる。相談が寄せられたコンクリート橋の上部工においても、17 件中 5 件が車線規制を伴う重大な損傷であった。

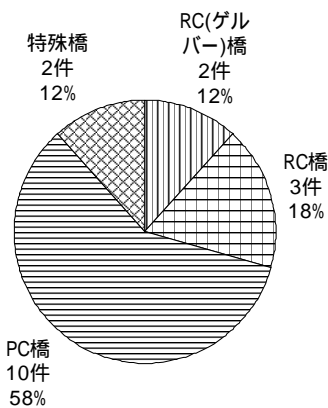


図-4 上部工形式の分類

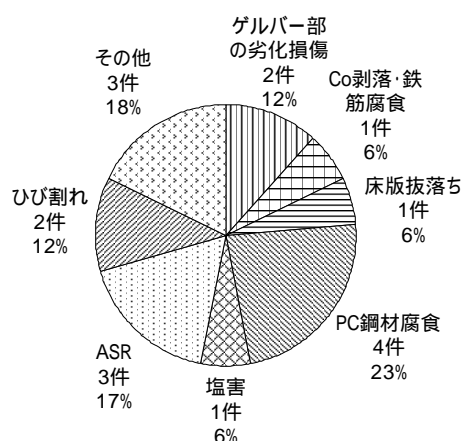


図-5 相談内容の分類

#### 4.3.1. ゲルバー部の劣化損傷

ゲルバー部を有するコンクリート橋の上部工は、海外では供用中に落橋した事例もあり、今後の維持管理においては、特に注意が必要である。我が国では、ゲルバー部を鋼板で補強したり、鋼製吊り材によって補強された事例があるが、鋼板で補強した場合には、鋼板によりコンクリート表面が確認できず、目視点検では損傷が確認できないという問題もある。また、鋼製吊り材による補強においても、吊り材自体が損傷する事例も報告されている。

#### 4.3.2. RC 床版の抜け落ち

相談案件は、RC 床版下面を鋼板接着によって補強された箇所での損傷であった。そのため床版下面から確認ができない状況であり、通報によって抜け落ちが確認された。床版下面からの確認が困難な場合には、舗装面の異常や床板下面からの漏水、遊離石灰の析出、鋼板の変状などから推定することが必要である。

#### 4.3.3. PC 鋼材の腐食

ポストテンション方式プレストレストコンクリート橋において、コンクリート内部に配置された PC 鋼材が腐食・破断している損傷が 3 件発生した。これらは、通常の点検では見つかっておらず、いずれも耐震補強・補修工事などの他工事に先立って実施された詳細調査により発見された。損傷がコンクリート内部で発生していることから、今回発見された箇所以外にも同様の損傷が発生している可能性が高いが、コンクリート内部を調査する手法が確立されていないため、調査・補修が困難な場合が多い。

#### 4.3.4. 塩害

相談のあった案件は海岸線近くの道路橋であるが、過去に塩害対策の補修を行った経緯があり、その補修箇所の再劣化であった。

また、塩害の影響地域外に架けられた道路橋において、冬季に散布される凍結防止剤の影響と思われる PC 鋼材の腐食が発見され、塩害による損傷が疑われる相

談もあった。

この結果より、塩害の影響地域外であっても、供用環境によっては、塩害に対する検討を行う必要があると考えられる。

#### 4.3.5. ASR (アルカリシリカ反応)

ASR は損傷が発現するまでに長い年月を必要とし、そのメカニズムは、様々な考え方があり明確にはなっていない。また、各種補修工法の研究も進められているものの、抜本的な対策は確立されていない状況である。一方ですぐさま安全性に影響しないレベルの進行度合いのものもあり、このような場合には、モニタリングによって ASR の進行状況を確認するとともに、進行を抑える対策を実施することが考えられる。

#### 4.3.6. まとめ

コンクリート橋の上部工の損傷に対しては、水が大きく影響している。コンクリートの内部に水が浸入することにより鉄筋や PC 鋼材が腐食・膨張し、コンクリートのひび割れを拡大させ、そのひび割れからさらに水が浸入することによって、損傷が拡大するものと想定される。また、ASR についても、反応性骨材が水と反応することによって膨張が進行することが確認されており、路面からの漏水や流下を改善することで進行抑制に有効となる場合がある。

#### 4.4. 鋼橋の不具合に関する分析

既設道路橋の不具合に関する相談の内、鋼橋の上部工に関するものは 28 件であった。上部工形式をとりまとめたものを図-6 および相談内容の内訳を図-7 に示す。

鋼橋においては、上部工形式の違いによる特徴は見られなかった。相談内容を見ると、経年劣化による腐食や疲労による亀裂に関する相談が約 9 割を占める。

不具合が発見された状況を見ると、28 件の内 27 件が点検によって発見されている。

##### 4.4.1. 亀裂

亀裂の発生箇所としては、鋼床版、アーチ吊り材およびトラス斜材などであった。

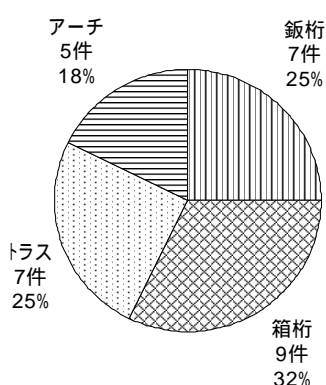


図-6 上部工形式の分類

鋼床版の疲労亀裂については、デッキプレートを通しているものも見られ、部分的に当て板等で補強・補強が行われるなど、緊急的に応急処置を講じているものもある。具体の相談内容としては、詳細な調査方法および恒久的な対策に関するものであった。恒久的な対策としては、SFRC 舗装が考えられるが、疲労亀裂が生じる道路橋は交通量が多く、その交通量の多い箇所において規制を実施した上での対策が困難であるという問題もある。

#### 4.4.2. 腐食破断（コンクリート埋め込み部）

木曾川大橋のコンクリート埋め込み部のトラス斜材において、破断が発見された。コンクリート部に埋め込まれた箇所であったため、破断に至るまで見過ごされてきたものである。木曾川大橋の不具合発見後に全国調査を実施した結果、破断までは至らないものの腐食等が発見されることとなった。

#### 4.4.3. 劣化・腐食

主桁端部における腐食が発見された以外に、耐候性鋼材を使用した道路橋の腐食に関する相談が寄せられた。耐候性鋼材は、保護性さびを発生させることによって腐食を抑えるものであるが、使用条件・周辺環境などによっては保護性さびが発生せず、腐食する場合がある。現在の知見に照らしてみれば明らかに適用外であるような塩害の影響地域に架設された耐候性鋼材を使用した道路橋が、著しい腐食により通行止めされた後に落橋した事例も報告されている。

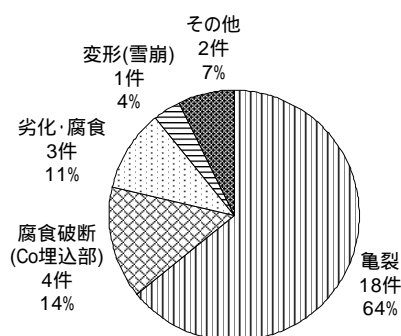


図-7 相談内容の分類

今回相談があった道路橋は、塩害の影響地域ではない内陸部に架設されたものであったが、保護性さびが均一に発生せず、下フランジにおいて腐食による減肉が確認された。

#### 4.4.4. 変形（雪崩）

冬季において積雪のために通行止めとなる路線上の道路橋であったが、通行止め解除のための点検において、雪崩による主桁等の変形が発見された。原因としては、雪崩の発生する可能性が高い位置に架橋されたためと推測されることから、架橋位置の選定について注意が必要と思われる。

#### 4.4.5. まとめ

鋼橋の上部工における不具合としては、亀裂や腐食がほとんどである。大きな亀裂や腐食といった不具合は、構造物の外面に現れるため目視点検によって発見できる可能性が高いが、目視困難な部位や、微細な疲労亀裂のような場合は、詳細な調査を行わない限り、発見が困難な場合がある。また、腐食に対しては支承周辺など湿潤環境での発生が多いため、水回りの処理等、腐食環境の改善対策が重要と思われる。

#### 4.5. 下部工の不具合に関する分析

既設道路橋の不具合に関する相談の内、下部工に関するものは12件であった。上部工の45件と比較すると少ないことがわかる。形式をとりまとめたものを図-8および相談内容の内訳を図-9に示す。

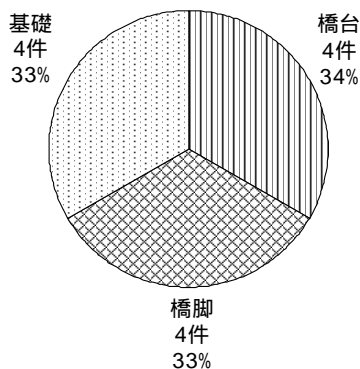


図-8 形式の分類

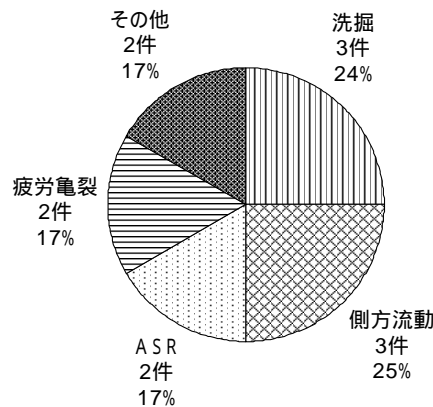


図-9 相談内容の分類

相談内容を見ると、基礎の洗掘、側方流動、ASR、鋼製橋脚の疲労亀裂など多岐にわたる相談が寄せられている。

#### 4.5.1. 洗掘

今回相談のあった道路橋は、全て通行止めを行った重大な不具合であった。発見された状況を見ると、橋台背面の路面陥没による通報より、詳細調査の結果、橋台下面の洗掘が発見されたもの、耐震補強工事の詳細調査の結果、橋脚下面の洗掘が発見されたもの、台風後の道路パトロールによって橋脚基礎前面の洗掘が確認されたものであった。この結果から、通常の点検では発見されにくい不具合であることが推定される。

#### 4.5.2. 側方流動

下部工の側方流動は、施工時に発生することが一般的である。しかし、側方流動については過去に知見も少なかったことから、既設の道路橋において側方流動が生じ、上部工に損傷を与えるものがあつた。また、杭基礎の場合には、杭基礎にどの程度の損傷が発生しているかの調査・検討は非常に困難である。側方流動は、発生した後の対応は困難であり、発生する可能性がある場合には、対策を十分に行ない、側方流動させないことが重要である。

#### 4.5.3. ASR (アルカリシリカ反応)

既設道路橋の下部工においては、フーチングや橋台背面が土中にあることから、外部からの水の供給を抑制することは非常に困難である。既設下部工のフーチ

ングにおいて、ASRによって鉄筋の破断を伴う損傷事例もあり、今後の課題の一つである。

#### 4.5.4. まとめ

下部工については、その不具合が水中や土中といった目視困難な箇所に発生する場合があるため、点検時において、直接目視による確認が困難な場合は、周辺状況などから総合的に推定することも必要である。

## 5. 結論

既設道路橋の不具合については、今後も増加傾向にあるものと推測される。不具合の原因については、経年劣化によるものが多くを占めており、その主要因については水が大きく影響している。橋面および伸縮装置からの水の浸入を防ぎ、排水装置の機能保全などを確実に実施することによって、道路橋の寿命は延伸できるものと推測される。また、コンクリート橋にみられるように構造物の内部で発生している不具合に対しては、今後の維持管理における調査手法および対策工法の確立が望まれる。

## 6. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂きました木村嘉富 上席研究員、中谷昌一 上席研究員、七澤利明 総括主任研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様には誠にありがとうございました。

所属 公益財団法人 三重県建設技術センター

# 補修・補強を施し再劣化した RCT 桁橋の臨床研究

チーム名等：橋梁構造研究グループ

氏名：中島 道浩

## 1. まえがき

高度経済成長期に建設され高齢化を迎える道路橋に、様々な劣化要因による損傷事例が報告されている。その事例の中で塩害による著しい劣化損傷が見られるコンクリート道路橋が確認されている。損傷したコンクリート道路橋の供用可否や通行規制等の判断、さらに補修・補強・更新の計画は、劣化・損傷した部材の性能に基づいて評価を行わなくてはならない。評価手法の概念は、模擬試験体等で提案されているが、実橋においては橋梁毎に異なる複合的な現象となり、損傷を受けたコンクリート道路橋の性能を評価する手法は確立されていない。

そのため、全国で撤去される実橋（撤去橋梁）から部材を採取し、解体調査、載荷試験、非破壊検査等を行い、損傷程度に応じた材料の力学特性の確認、破壊形態・進行過程の把握、耐荷力評価法の提案、非破壊検査技術の調査・開発を目指した臨床研究を行っている。本稿は、補修・補強を施し再劣化した RCT 桁橋について報告する。

## 2. 研究目的

塩害による鋼材腐食により、腐食膨張によるコンクリートのひび割れ・欠損など耐久性への影響や、鋼材の腐食・破断による耐荷性能の低下が懸念され、ひいては落橋に至る事例(写真-1)も報告されている。このような橋の供用性の判断や、致命的な事故を防ぐための手段として、鋼材が腐食した道路橋の耐荷力評価手法が求められている。本研究では、塩害により撤去された道路橋の解体調査、載荷試験により耐荷力評価に必要な情報の確認や、損傷状況・補修補強状況に応じた耐荷力の評価法について検討を行った。



写真-1 落橋事例

## 3. 撤去橋梁概要

### 3.1. 橋梁諸元

本橋は、日本海沿岸部から約 90m の位置に架橋されていた新潟県管理の RCT 桁の道路橋であった。新潟県による橋梁諸元は表-1 に示す通りであり、塩害による損傷を受け、過去に断面修復・表面被覆・鋼板補強を施していたが、再劣化している状況であった。そのため、LCC の比較により新設橋への架け替えが決定され、供用から 45 年で撤去された。撤去前に確認された損傷は、ひび割れ幅が 10mm に達する主桁のひび割れおよび補強鋼板の腐食であり、塩害対策として施されていた塗膜も大部分に浮きが確認された(写真-2)。

表-1 橋梁概要(新潟県提供)

橋梁名	長橋(おさばし)
路線名	国道352号(管理者:新潟県)
架橋位置	新潟県柏崎市宮川
橋長	8.56m(支間長8.1m)
橋梁形式	単純RCT桁橋
竣工年	昭和40年(1965年) 45年経過
適用示方書	昭和39年鉄筋コンクリート道路橋設計示方書



写真-2 撤去前の状況

### 3.2. 採取桁（試験体）概要

塩害を受けたRCT桁橋の耐荷力評価および補修・補強対策の効果を確認する目的で、No.1試験体として鋼板補強を施した劣化試験体(G3桁)、No.2試験体として無補強の劣化試験体(G2桁)を搬入した(図-1)。

採取形状は、No.1はT型(写真-3)、No.2はI型(写真-4)であったため、比較のためNo.1をI型に整形した。また、撤去時の支承固定アンカー切断時のコアリングにより、主鉄筋の端部定着部を切断したため、定着部を鋼板および無収縮モルタルで修復し、定着を確保した上で、載荷試験を行うこととした。

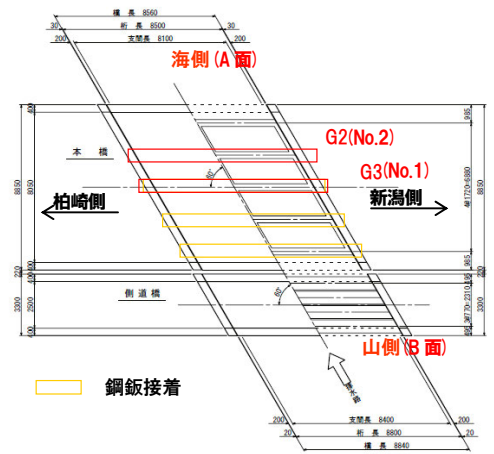


図-1 橋梁平面図



写真-3 No.1試験体(鋼板補強桁)B面



写真-4 No.2試験体(無補強桁)B面

### 4. 実験内容

表-2に示す11項目の試験を行った。外観目視を除く試験は、載荷試験後に行っている。

#### 4.1. 外観調査

損傷状態の確認のため、塗膜除去前、塗膜除去後、載荷試験後の3回、外観調査を行った。浮き・剥離は点検用ハンマーでの確認とした。

#### 4.2. コンクリート

圧縮強度、割裂引張強度は、主桁を対象に健全と考えられる箇所(補修等は行われていない)を選定し、側面からコアを採取した。ただし、試験体は全体に渡りせん断補強筋の位置で浮いている状況であり、採取する際にかぶり部分が割れてしまったため、試験用に調整したコア(100×200)は、せん断補強筋のかぶり部分より内側となった。中性化深さ試験は、採取コアの表面で行っている。

偏光顕微鏡観察に関しては、No.1を対象にひび割れ近傍のコアを採取した。塩化物イオン測定は、主桁側面から2cmピッチで10cmの深さまで5測点の計測を行った。

#### 4.3. 鋼材

鋼材の引張強度は、健全と考えられる箇所を選定し行った。

質量減少率および断面減少率は、試験体中央部1.0mの範囲の鉄筋をJCI-SC1に準拠した除錆処理後に、引張強度試験に使用した鋼材の断面積(初期断面と想定)に対する減少率として計測を行った。計測方法は、質量減少

表-2 実験内容一覧

実験項目	対象材料	試験体	箇所数
外観目視	全体	No.1, No.2	2体
コンクリート	圧縮強度試験(静弾性係数)	No.1, No.2	各3箇所
	割裂引張強度試験	No.1, No.2	各3箇所
	塩化物イオン測定	No.1, No.2	各2箇所
	中性化深さ試験	No.1, No.2	各3箇所
	偏光顕微鏡観察(ASR)	No.1	1箇所
鋼材	引張強度試験(弾性係数)	主鉄筋・せん断補強筋	No.1, No.2 各3箇所
		鋼板	No.1 3箇所
	質量減少率	主鉄筋(中央部1.0m)	No.1, No.2 各5本
	断面減少率	主鉄筋(中央部1.0m, 2段)	No.1, No.2 各10本
解体調査(配筋調査)	主筋(せん断補強筋)	No.1, No.2	2体
載荷試験	全体	No.1, No.2	2体

率は1.0mを3等分した0.33mの重量、断面減少率は、0.33m間隔の内、最小直径<sup>1)</sup>から算出した断面積とした。

#### 4.4. 載荷試験

図-2 に載荷試験概要(No.1)を示す。端部の断面修復箇所を避け、撤去前の支承部より内側に支点を設置し、支間を7,400mm、a/dが3.5程度となるように等曲げ区間2,000mmとし、静的2点曲げ載荷試験を行った。計測項目は、No.1、No.2ともに荷重、たわみ、ひずみ（コンクリート表面、鉄筋）とし、No.1に関しては、鋼板ひずみ、鋼板の剥がれ（鋼板と接着面との開き）、鋼板継目部のひび割れ幅も計測することとした。

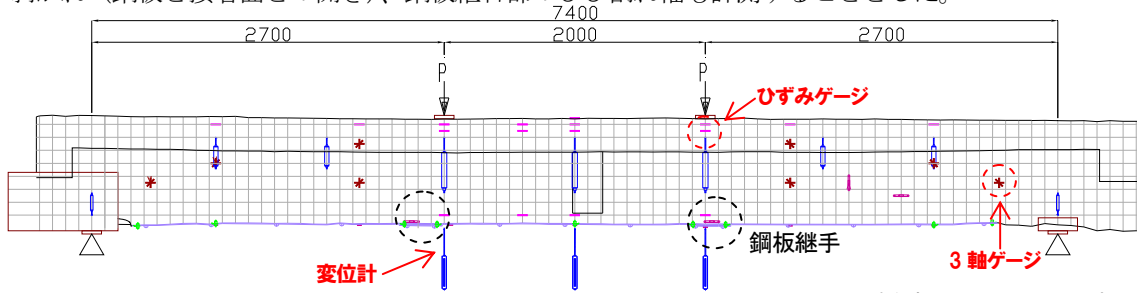


図-2 載荷試験概要 (No.1 試験体)

No.2も鋼板以外は同じ配置である

### 5. 実験結果

#### 5.1. 外観調査

塗膜除去後の外観調査結果を図-3,4に示す。塗膜除去により過去の補修としてプレパックドコンクリート（樹脂コンクリート）による断面補修が行われていたことが確認された。また、コンクリート表面には、ひび割れ、浮きが多数確認された。

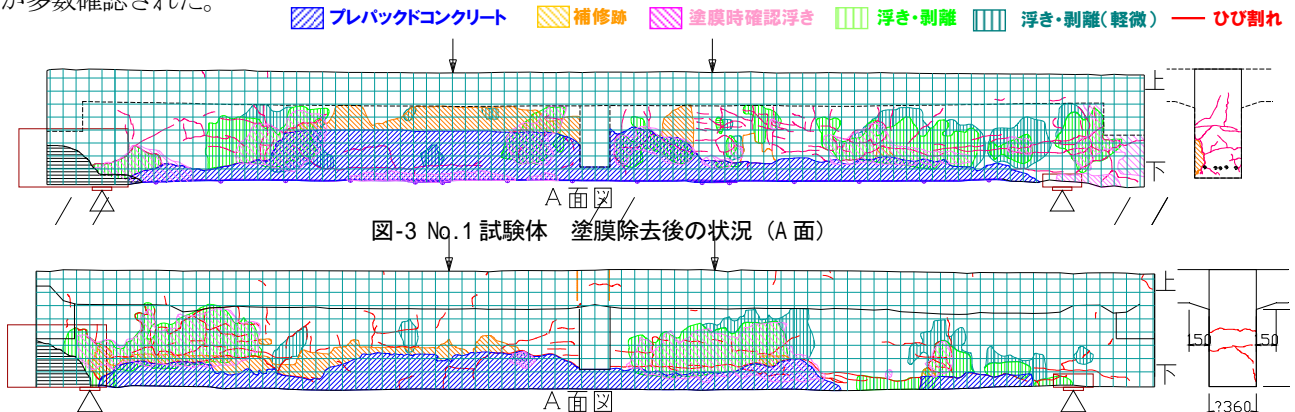


図-3 No.1 試験体 塗膜除去後の状況 (A面)

図-4 No.2 試験体 塗膜除去後の状況 (A面)

#### 5.2. 材料試験結果

##### (1) コンクリート

表-3に主桁コンクリートの試験結果を示す。バラつきが大きく、強度に比して弾性係数の低下が顕著な結果となった。以降に示すが、アルカシリカ反応の影響であると考えられる。

##### (2) 主鉄筋

表-4に主鉄筋 25の試験結果を示す。降伏強度、弾性係数ともにSR235の一般的な値と大きく変わらない。No.1③が標点外破断したが、これは解体時の傷があったためである。

表-3 コンクリート試験結果

供試体	番号	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
No.1	①	33.2	34.9	2.43
	②	44.9	24.6	3.08
	③	31.3	13.6	2.03
	平均	36.5	24.4	2.51
No.2	①	31.5	17.2	2.26
	②	40.0	26.3	2.97
	③	34.6	13.3	2.25
	平均	35.4	19.0	2.49

表-4 主鉄筋試験結果

供試体	番号	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
No.1	①	338.7	207.7	23.07
	②	340.7	209.5	27.22
	③	329.4	204.4	14.83
	平均	339.7	208.6	25.15
No.2	①	327.5	206.5	26.62
	②	329.2	213.0	26.48
	③	329.6	206.5	26.18
	平均	328.8	208.7	26.43

No.1 標点外破断のため、除外

(3)せん断補強筋

表-5 にせん断補強筋 8 の試験結果を示す。降伏強度は、当時の使用材料として考えられる SR235 の一般的な値より高い結果となった。健全部であり断面減少はないため、材質が異なると考えられるが原因は不明である。

表-5 せん断補強筋試験結果

供試体	番号	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
No.1	①	525.6	213.7	20.09
	②	508.6	199.8	19.07
	③	359.2	209.2	29.49
	平均	464.5	207.6	22.88
No.2	①	386.9	213.7	28.20
	②	336.7	199.8	26.53
	③	380.7	209.2	26.26
	平均	368.1	207.6	27.00

(4)鋼板

表-6 に鋼板 t=6mm の試験結果を示す。降伏強度は、当時の使用材料として考えられる SS400 (SS41) としては、低い傾向となった。

表-6 鋼板試験結果

供試体	番号	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)	破断強度 (N/mm <sup>2</sup> )
No.1	①	255.4	209.5	28.22	342.8
	②	247.1	209.5	30.08	332.2
	③	244.5	210.4	29.85	339.1
	平均	249.0	209.8	29.38	338.0

5.3. 中性化深さ、塩化物イオン量、偏光顕微鏡観察

表-7 に中性化深さ測定結果を示す。表面から 10mm 程度に収まっており中性化は特に進行しておらず、損傷によって促進している傾向は見られない。

表-7 中性化深さ試験

供試体	番号	最小値 (mm)	最大値 (mm)	平均値 (mm)
No.1	①	7	11	8
	②	10	11	11
	③	5	8	6
No.2	①	0	1	0
	②	1	4	3
	③	0	6	2

図-5 に塩化物イオン量の測定結果を示す。表面が内側に比べ少なく、せん断補強筋位置で最も多くなっている。これは、中性化による表面部の塩分濃縮やせん断補強筋位置にあった薄層の浮きの影響があったと考えられる。

表-8 に偏光顕微鏡による岩種の構成割合および反応の程度、写真-5 に偏光顕微鏡による観察写真を示す。破断面では海側と山側ともに骨材破断面と周囲のセメントペーストに ASR ゲルが載っているのが確認された。また、ひび割れはコア試料の海側と山側の両端から 100mm 前後の範囲に集中し、特に海側に分布するもののほうが大きいこと、コアの長さ方向に対して垂直な面にひび割れが卓越していることなどが確認された。これらは、ASR の発症と ASR による弾性係数の低下の要因であると考えられる。なお、遅延膨張性のチャートの反応が軽微であるため、今後も促進する可能性も考えられた。

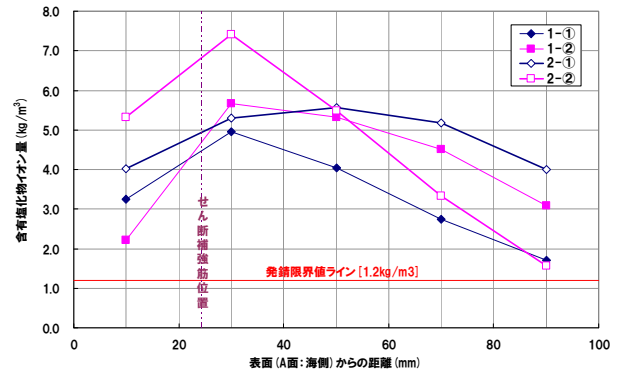


図-5 塩化物イオン量測定結果

表-8 偏光顕微鏡による観察結果

岩石名	構成割合 (vol.%)	反応の程度			
		潜在的 反応リム ゲル/ソル滲出	軽微 骨材粒子内のゲル に充填されたひ び割れ形成	中程度 セメントペーストへの ゲルに充填された ひび割れ進展	顕著 ゲルのセメント ペースト中の 気泡充填
チャート	21	*****	*****	**	
砂質/泥質ホルンフェルス	17	*****	*****	*	
流紋岩	15	*****	*****	*****	**
流紋岩質溶結凝灰岩	9	*****	*****	*****	**
珪質ホルンフェルス	6	*****	*****	*	
安山岩	4	*****	*****	*****	**
玄武岩	tr (微量)	*****	*****	*****	**

※\*が多いほど ASR 反応が起きている

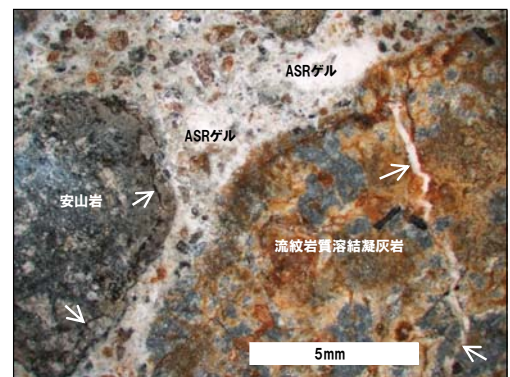


写真-5 観察写真

5.4. 質量減少率、断面減少率

図-6 に主鉄筋のはつり後の状況を示す。ほぼ一様に腐食している状況が確認できる。これらの鉄筋を除錆後、健全とみなせる鉄筋に対する質量減少率お

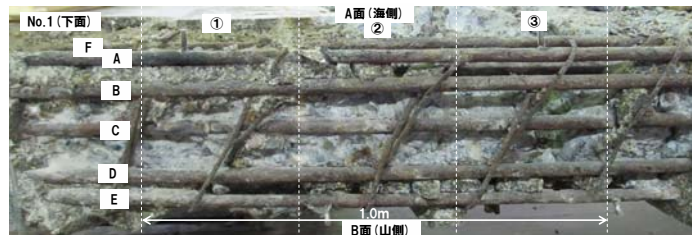


図-6 主鉄筋状態 (No.1 試験体)



よび断面減少率を計測した結果を表-9～表12に示す。A～Eが1段目、F～Iが2段目となっている。どちらの計測でも、側面側の腐食が大きい傾向となる。また、断面減少率では、2段目より1段目の腐食が大きい傾向となった。

図-7に質量減少率と3つの断面計測法（最小断面・最小断面平均・平均断面）で断面減少率を評価し比較した。本試験における断面減少率の計測方法（最小断面）は質量減少率に対して過大評価傾向となっていることが確認できる。これは、写真-6に示すような孔食の影響であると考えられる。

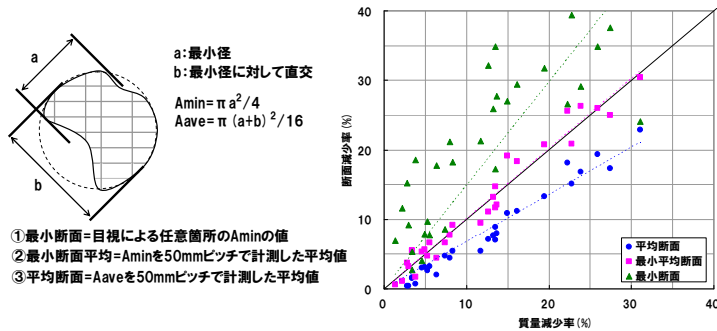


図-7 質量減少率と断面減少率の比較

### 5.5. 解体調査

配筋調査の結果を図-8,9に示す。主筋 25×9本、せん断補強筋 8は両試験体共通であったが、主筋の継手位置、せん断補強筋の組み方が異なっていた。明確な理由は不明であるが、No.1, No.2が違う時期の施工（例えば幅など）の可能性を示唆している。

また、No.1(B面)の斜めひび割れ発生位置を解体すると、せん断補強筋位置で浮いていることは確認されたが、幅10mmに達するひび割れは貫通してはいなかった(写真-7,8)。

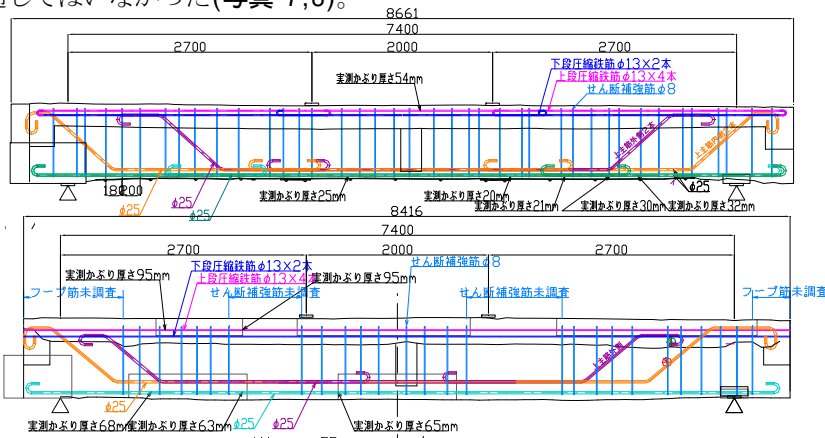


図-8 側面配筋図(上: No.1, 下: No.2)

	範囲 (CLから0.5mづつ)			鉄筋平均	
	1	2	3		
鉄筋	A	27.46	31.12	25.93	28.17
	B	14.91	13.47	12.68	13.69
	C	2.94	5.29	8.02	5.42
	D	2.82	6.40	8.31	5.84
	E	19.42	22.27	22.72	21.47
範囲平均	13.51	15.71	15.53	14.92	

	範囲 (CLから0.5mづつ)			鉄筋平均	
	1	2	3		
鉄筋	A	13.25	16.15	23.84	17.75
	B	4.92	4.63	7.42	5.66
	C	3.39	3.42	5.52	4.11
	D	1.33	2.22	3.82	2.46
	E	13.54	11.69	13.68	12.97
範囲平均	7.29	7.62	10.86	8.59	

	範囲 (CLから0.5mづつ)			鉄筋平均	
	1	2	3		
鉄筋	A	37.62	24.04	34.84	32.16
	B	26.98	17.24	32.13	25.45
	C	9.21	9.68	21.20	13.36
	D	15.19	17.77	18.22	17.06
	E	31.79	26.62	39.44	32.62
範囲平均	24.16	19.07	29.16	24.13	

	範囲 (CLから0.5mづつ)			鉄筋平均	
	1	2	3		
鉄筋	A	25.89	29.38	29.11	28.13
	B	7.86	4.03	8.55	6.81
	C	5.36	2.68	7.78	5.28
	D	6.93	11.60	18.58	12.37
	E	34.82	21.24	27.75	27.94
範囲平均	16.17	13.79	18.35	16.10	

	範囲 (CLから0.5mづつ)			鉄筋平均	
	1	2	3		
鉄筋	F	27.68	36.30	19.79	27.92
	G	16.87	6.42	7.38	10.22
	H	11.02	4.73	2.28	6.01
	I	16.49	24.04	33.42	24.65
	範囲平均	18.01	17.87	15.72	17.20

	範囲 (CLから0.5mづつ)			鉄筋平均	
	1	2	3		
鉄筋	F	12.36	12.66	25.27	16.76
	G	2.05	3.48	6.15	3.89
	H	2.84	6.85	3.48	4.39
	I	14.53	10.01	19.01	14.52
	範囲平均	7.94	8.25	13.48	9.89



写真-6 除錆後主鉄筋状態(No.1試験体 鉄筋A)

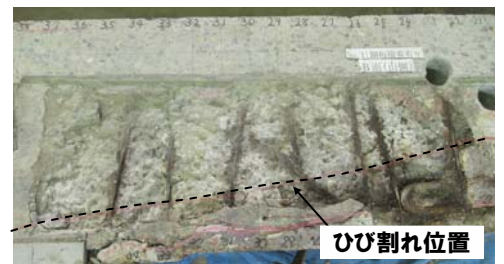


写真-7 斜めひび割れ発生位置(No.1試験体)



写真-8 解体途中・浮き確認

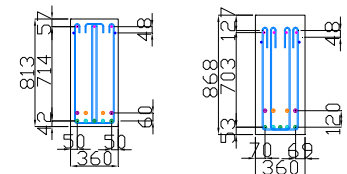


図-9 断面配筋図(左: No.1, 右: No.2)

### 5.6. 荷重試験結果

図-10に荷重と中央変位のグラフを示す。No.1は630kN付近において鉄筋が降伏し、Pmax=717kNを計測したのち、圧縮鉄筋が座屈したことにより終局した(写真-9)。No.2は730kN付近において鉄筋が降伏し、Pmax=788kNを計測したのち、コンクリート上縁の圧壊により終局した。



# 厚板を有する高力ボルト摩擦接合継手の適用に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ  
氏 名 大嶽 敦郎

## 1. まえがき

鋼板の接合方法には、主に溶接継手と高力ボルト摩擦接合継手の2種類が用いられているが、施工性・経済性の面から、高力ボルト摩擦接合が採用される場合が多い。道路橋示方書・同解説 鋼橋編（以下、道示）<sup>1)</sup>では、高力ボルト摩擦接合の場合「高力ボルト摩擦接合では12本程度まではすべり耐力が低下しないという実験例もあるが無理のない範囲ということであるべく8本程度以下とするのがよい」と8列にボルト列数が制限されている。

近年、部材の簡素化、構造の合理化を図った鋼橋の普及により、板厚50mmを超える厚板鋼板を使用する事例が増えているが、高力ボルト摩擦接合の適用にあたっては道示における列数制限が合理化の妨げとなっており、継手が多列化・大型化する事例や溶接接合を採用する事例が見られる。一方では、厚板鋼板に高力ボルト摩擦接合を適用した場合のボルト列数、初期不整等が継手性能に与える影響について明らかにすべき点が残されている。

## 2. 研究目的

本研究では、厚板鋼板に高力ボルト摩擦接合を適用した場合を対象に、実物大継手部の引張載荷実験を実施し、板厚、ボルト列数、フィラープレート厚、肌すき等がすべり挙動に及ぼす影響について検討を行った。本報告では、一連の実験結果に加えて、現行規定や他の研究成果と比較・考察した結果を報告する。

なお、本研究では、大阪市立大学 山口隆司教授と共同研究「高力ボルト摩擦接合継手設計法の合理化に関する研究」（平成21年度～23年度）を実施している。

## 3. 研究方法

### 3.1 試験体

本実験では、文献2)に示される標準すべり試験を参考に、試験体を製作して引張載荷実験を実施した。図-1に試験体形状の代表例を示す。試験体は、表-1に示すように板厚、ボルト列数、フィラー厚および肌すきの有無をパラメータとした。No.1～7は、板厚およびボルト列数の影響を検討する基本ケースであり、板厚は38、50、75mmとし、ボルト列数は3、8、12列とした。No.8～10はフィラーの影響を検討するケースであり、ボルト3列を対象に、母材の薄板側を38mmと一定にし、厚板側を50、60、75mmと変化させた。

No.11、12は肌すきの影響を検討するケースであり、ボルト8列を対象に、母材板厚50mmと75mmに対して肌すきが1mmになるように試験体を製作した。

No.13、14は塗膜厚の影響を検討するケースであり、No.1の塗膜厚180 $\mu$ mに対して、それぞれ120、250 $\mu$ mと変化させた。何れの試験体も、ボルト導入軸力は設計軸力とし、非すべり側のボルトは10%増して締め付けた。

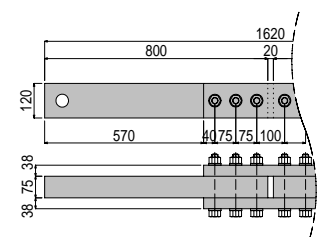


図-1 試験体形状（No.5）

表-1 試験体パラメータ

試験ケース	基本ケース							フィラーケース			肌隙1mmケース		塗膜厚ケース	
	母材 38		母材 50		母材 75			母材 38			母材50	母材75	母材38	
試験体 No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
ボルト列数 M22(F10T)	3	3	8	12	3	8	12	3			8		3	
母材板厚(mm) SM490Y	38-38		50-50			75-75		50-38	60-38	75-38	50-49	75-74	38-38	38-38
連結板板厚(mm) SM490Y	2×20	2×26	2×26	2×26	2×38	2×38	2×38	2×20	2×20	2×20	2×26	2×38	2×20	2×20
フィラー板厚(mm) SS400	-	-	-	-	-	-	-	12	22	37	-	-	-	-
試験体幅(mm)	120	120	190	270	120	130	190	120	120	120	190	130	120	120
接合面の合計膜厚(μm)	180	180			180			180			180		120	250
すべり耐力 <sub>0.4</sub> (kN)	492	492	1312	1968	492	1312	1968	492	492	492	1312	1312	492	492
母材降伏耐力(kN)	1,288	1,600	2,772	4,112	2,399	2,651	4,158	1,288	1,288	1,288	2,717	2,615	1,288	1,288
連結板降伏耐力(kN)	1,356	1,763	3,055	4,532	2,577	2,846	4,465	1,356	1,356	1,356	3,055	2,846	1,356	1,356
すべり降伏比	0.38	0.31	0.47	0.48	0.21	0.49	0.47	0.38	0.38	0.38	0.48	0.50	0.38	0.38
比較対象	母板厚の影響													
	ボルト列数の影響													
	フィラーの影響													
	肌隙の影響													
	接合面の影響													

注) すべり降伏比 = すべり耐力<sub>0.4</sub> / 母材降伏耐力

### 3.2 試験方法

すべり耐力試験は、ボルト締付け作業から7日以上経過してから実施した。試験機は各試験体の設計すべり耐力にあわせて、30MN 大型構造部材万能試験機あるいは2000kN 疲労試験機を用いた。試験時には、ボルト軸力、継手部両側面のひずみを計測するとともに、クリップ変位計により、母材間の相対変位および母材と連結板の相対変位を計測した。30MN 大型構造部材万能試験機を用いた試験時の様子を写真-1 に示す。



写真-1 試験状況(No.1)

### 4. 実験結果

各試験体の実験結果について、表-2 にすべり係数の平均値および組立~7日経過後のボルト軸力残存率の平均値を示す。すべり係数と軸力残存率は下式により算出するものとした。ここで、 $P$ :すべり耐力、 $n$ :ボルト本数、 $m$ :接触面数、 $N_0$ :設計軸力、 $N_1$ :締付軸力、 $N_2$ :試験前軸力である。

$$\text{すべり係数} : \mu_0 = P/n/m/N_0 \quad \dots \text{式(1)}$$

$$\text{すべり係数} : \mu_2 = P/n/m/N_2 \quad \dots \text{式(2)}$$

$$\text{軸力残存率} : N_2/N_1 \quad \dots \text{式(3)}$$

いずれの試験体においても、すべり係数 $\mu_0$ は道示の設計すべり係数0.4を大きく上回ることが確認された。また、軸力残存率は92~96%程度で、接触面数の多いフィラーケース(No.8, 9, 10)で92~94%程度と比較的小さい傾向となるものの、ほぼ同程度の値を示した。

表-2 実験結果

		すべり係数 $\mu_0$	すべり係数 $\mu_2$	軸力残存率
基本	No.1	0.68	0.71	0.94
	No.2	0.70	0.73	0.95
	No.3	0.71	0.74	0.95
	No.4	0.70	0.73	0.95
	No.5	0.68	0.71	0.96
	No.6	0.71	0.75	0.94
	No.7	0.69	0.70	0.95
フィラー	No.8	0.72	0.77	0.92
	No.9	0.61	0.64	0.94
	No.10	0.57	0.62	0.92
肌隙	No.11	0.66	0.69	0.95
	No.12	0.63	0.67	0.94
塗膜厚	No.13	0.64	0.67	0.93
	No.14	0.68	0.73	0.92

## 5. 研究成果

### 5.1 板厚の影響

図-2 に板厚とすべり係数  $\mu_2$  の関係を示す。板厚が厚くなるとすべり係数は僅かに大きくなる傾向にある。ただし、母板厚 75mm・ボルト 3 列の場合、一部すべり係数の小さいものがあり、これはエッジの凹凸や部材のそりなどの初期不整の影響によるものと考えられる。初期不整を有する継手では、連結板が厚くかつボルト列数が少ないほど接合面が密着しにくいいため、その結果、接触圧が低下し、すべり耐力が低下したものと考えられる。

### 5.2 ボルト列数の影響

図-3 に、ボルト列数とすべり耐力比の関係を示す。すべり耐力比とは、各試験体のすべり係数  $\mu_2$  と 3 列試験体のすべり係数  $\mu_2$  (平均値) の比を示したものである。既往の研究成果<sup>3,4)</sup>では、ボルト列数が 5 列を超えるとすべり耐力比が低下し始め、4 列増える度にすべり耐力比が 5~8%程度低下する傾向が示されている。本実験ではボルト列数が 8 列から 12 列へ増えるとすべり耐力比が板厚 50mm で 1%、板厚 75mm で 7%程度低下しており、板厚 75mm の場合に既往の研究成果と近い傾向が得られた。ただし、ボルト 3 列と 8 列を比較すると明確なすべり耐力の低下は認められなかった。道示では設計すべり係数 0.4 を適用する場合のボルト列数の上限値について、なるべく 8 列とするのが良いとしているが、本実験の結果から判断すると、8 列以降についても 12 列程度まではすべり係数への影響を考慮した上で適用範囲を拡大できる余地があると考えられる。

### 5.3 断面変化率(フィラー厚さ)の影響

図-4 に断面変化率とすべり耐力比の関係を示す。ここで、断面変化率とはフィラー厚さを厚い方の母板厚で除したものである。既往の研究成果<sup>2)</sup>では、断面変化率が 25~30%を超えるとすべり耐力が大きく低下するとされているが、本実験の結果では断面変化率が 30%を超えると、すべり耐力がより大きく低下する結果となった。また、断面変化率 50%の場合には、非すべり側ですべりが生じてすべり耐力比が 80%を下回る事例も見られた。これらはフィラーが厚いほど母板中心軸のズレによる偏心曲げモーメントが大きくなり、継手部のすべり耐力に影響を及ぼしたためと考えられる。以上の傾向を踏まえ 75mm という厚板の継手に対しては、断面変化率やフィラー厚さの上限値を検討する必要があると考えられる。

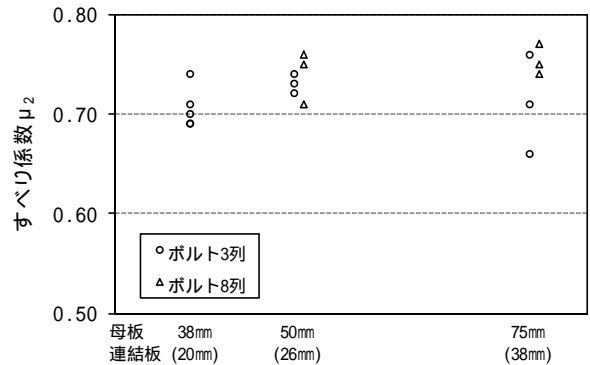


図-2 板厚とすべり係数  $\mu_2$

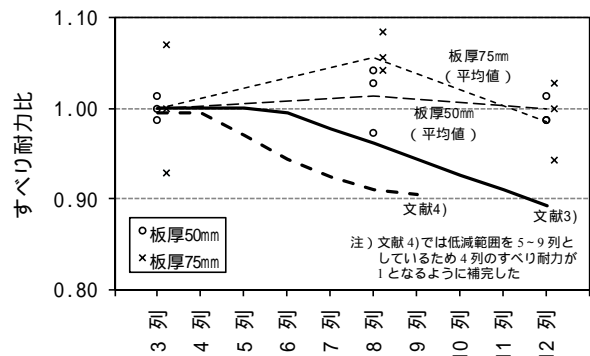


図-3 ボルト列数とすべり耐力比

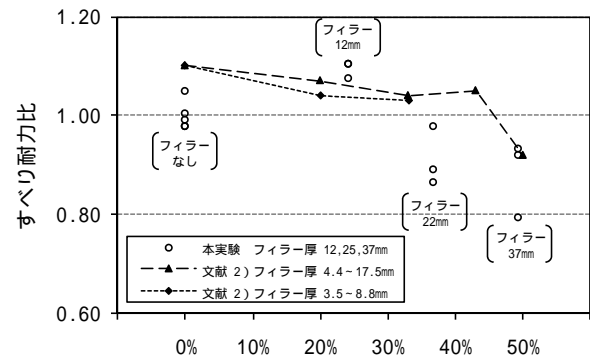


図-4 断面変化率とすべり耐力比

## 5.4 肌すきの影響

図-5 に肌すきとすべり耐力比の関係を示す。既往の研究成果<sup>2)</sup>では肌すき 1mm の場合に、すべり耐力比は 90%程度であるとされているが、本実験の結果では板厚 50mm で 89%、板厚 75mm で 85%まで低下する結果となった。これは連結板の曲げ剛性が大きく、接合面が密着しにくいためにすべり耐力が低下したものと考えられるが、ボルト列数や縁端距離との関係によっては、この低下率も変化する可能性がある。道示では接合面に肌すきが生じないこととしているが、厚板においては特に注意を有すると考えられる。

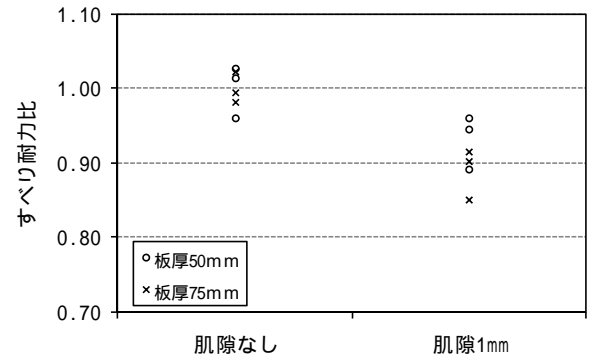


図-5 肌すきとすべり耐力比

## 5.5 塗膜厚の影響

図-6 に、合計塗膜厚とすべり係数  $\mu_0$  の関係を示す。道示では、すべり係数 0.4 を得るための無機ジンクリッチペイントの塗装条件として合計塗膜厚を 90~200 $\mu\text{m}$  と規定しているが、本試験においてもすべり係数 0.4 以上が確保できることが確認された。また、塗膜厚の増加とともにすべり係数が大きくなる傾向が見られた。

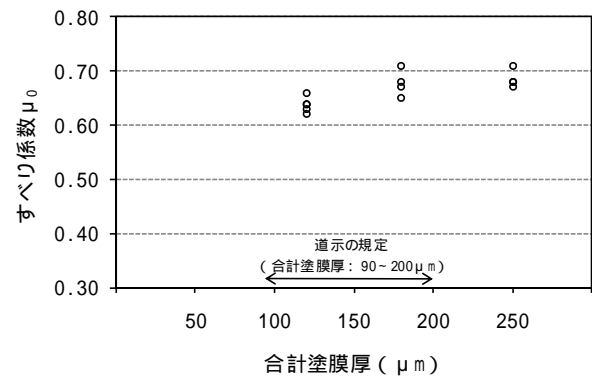


図-6 合計塗膜厚とすべり係数  $\mu_0$

## 6. まとめ

厚板鋼板を用いた高力ボルト摩擦接合継手試験体の引張載荷実験を実施し、板厚、ボルト列数、フィラープレート厚、肌すき、塗膜厚がすべり耐力に与える影響を把握するとともに、現行規定や他の研究成果との比較・考察を行った。今後は数値解析により、実験では十分にとらえることのできなかつた多列継手におけるすべり係数の低下に関するメカニズムを、母板および連結板の断面構成にも着目して検討する予定である。

## 7. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂きました村越上席研究員、遠山主任研究員、澤田研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆さまに深く感謝致します。

所属：日鉄トピーブリッジ株式会社

### <参考文献>

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 鋼橋編，2002
- 2) 土木学会：高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針案，2006
- 3) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2006
- 4) 亀井ら：多列高力ボルト摩擦接合引張継ぎ手のすべり強度に関する解析的研究，土木学会論文集，2000.1

# 鋼道路橋の疲労損傷の調査・診断・対策技術に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ

氏 名 小菅 匠

## 1. まえがき

鋼床版橋では、デッキプレートと U リブの溶接部において溶接ルートから発生し、デッキプレートを貫通する疲労き裂（以下、デッキ貫通き裂）が確認されている。主な対策方法の一つに SFRC 舗装による補強が挙げられるが、土木研究所では、これまでに SFRC 舗装による既設鋼床版の補強効果について実験的・解析的検討を実施しており、その成果を設計・施工マニュアル（案）<sup>1)</sup>としてまとめている。

一方、鋼床版橋では、デッキ貫通き裂とともに、溶接ルートからビードを貫通する疲労き裂（以下、ビード貫通き裂）が発生している事例が多い。SFRC 舗装ではデッキプレート溶接部周辺の局部応力軽減効果が得られるのでビード貫通き裂の発生・進展に対しても十分な抑制効果が期待できるものと考えられる。これまでに実施されている補強事例では、ビード貫通き裂の長さに応じて、SFRC 舗装に加えて当て板による断面補強を併用する対策が行われているが、目視では確認困難なビード内在き裂の進展や、観察孔に露出したルートからの新たなき裂の発生が懸念されるところである。

## 2. 研究目的

本研究では、ビード貫通き裂を残置した場合の SFRC 舗装によるき裂進展抑制効果について実験的に検討を行った。本年度は、過年度までに SFRC 舗装の補強効果を検討していた実大鋼床版供試体を用いて、デッキプレートと U リブの溶接部にスリットを導入することによりビード貫通き裂を模擬して、定点疲労載荷試験を実施し、FEM 解析を用いたパラメトリック解析を併せて実施した。定点疲労試験では、スリット長を変化させ、観察孔コバ面ルート部から発生するき裂について着目した。また、FEM 解析は継続中であるため、定点疲労載荷試験の結果のみを報告する。

なお、本研究は、(株)横河ブリッジホールディングスとの共同研究「鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究（その 2）」（平成 16～21 年度）の一環として実施している。

## 3. 研究方法

### 3.1 供試体

図 - 1 に、本試験で用いた供試体を示す。U リブ支間は、1,375mm と 2,750mm の 2 径間とし、デッキプレート厚は 12mm である。供試体には 8mm と 6mm のリブ厚の U リブが設置されているが、本試験では 8mm 厚 U リブに着目して検討を行った。使用鋼材は SM490Y である。デッキプレート上面には 75mm 厚の SFRC 舗装が設置されている。デッキプレートと SFRC の接着には、エポキシ系高耐久性接着材を用い、SFRC 端部や横リブ位置にはスタッドが配置されている。なお、本供試体では、SFRC 舗装の施工前に隣接の 8mm 厚 U リブを対象とした輪荷重走行試験（図 - 1 の Line5 に載荷）が実施されており、ダブルタイヤによって挟まれるデッキプレートと U リブ（Line4 側ウェブ）との溶接部にデッキ貫通き裂が生じている<sup>2)</sup>。また、SFRC 舗装の施工後にダブルタイヤが主桁ウェブ（張り出し部側）を挟み込む位置で輪荷重走行試験を実施しており、主桁ウェブ直上や

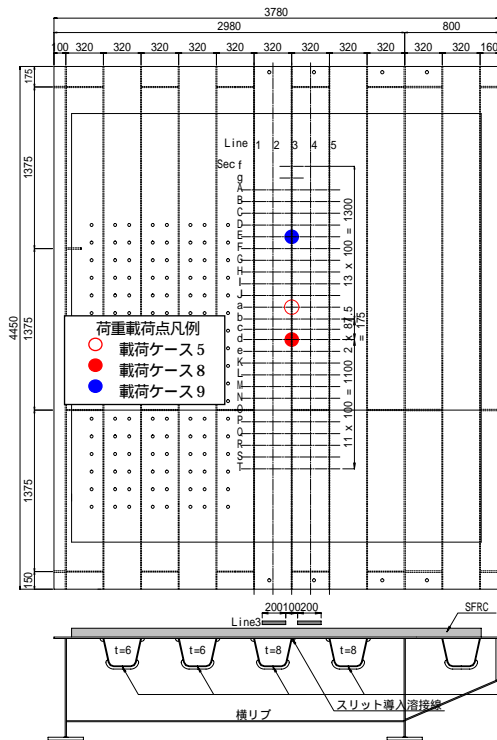


図 - 1 定点疲労载荷試験での供試体状況

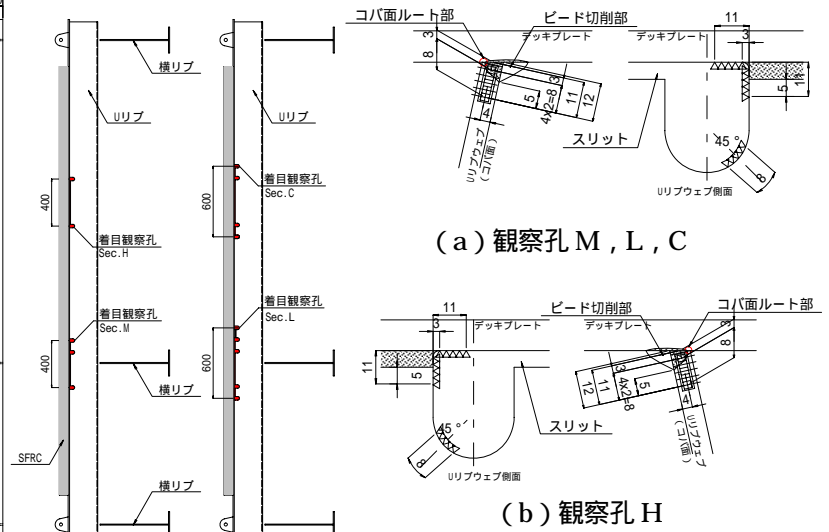


図 - 2 観察孔でのゲージ計測箇所

表 - 1 各ケースの疲労試験荷重

载荷ケース	スリット長 (mm)	着目観察孔	荷重载荷		最大荷重 (kN)	最小荷重 (kN)	荷重振幅値	载荷回数 (万回)
			Line	断面				
ケース5	400	M, H	3	a	380	10	370	400
ケース8	600	L		d	310	10	300	200
ケース9		C		E	230	10	220	200

横リブウェブ直上のSFRCには、ひび割れが発生している<sup>1)</sup>。

### 3.2 試験方法

定点疲労载荷試験では、ビード貫通き裂を模擬したスリットを供試体に導入し、スリット先端に設けた観察孔のこば面ルート部から発生するき裂について着目して試験を実施した。载荷ケースは、図 - 1 に示すように、スリット長毎に3ケースに分けた。载荷荷重、载荷位置、载荷回数は、それぞれ表 - 1 に示す値で载荷した。なお、载荷位置は、スリットを導入する着目溶接線をダブルタイヤが挟み込む位置 (Line3) を基本としている。ひずみゲージは、図 - 2 に示すように、観察孔の周辺を中心に貼付しており、こば面には局部のひずみ分布を検討するため、5連ゲージを用いた (ゲージ長は全て2mm、全長10mm)。なお、動的ひずみ (変位) の計測ch.数が制限されていたため、試験では最もルート部に近い5連ゲージの第1ゲージに着目した。

## 4. 研究結果

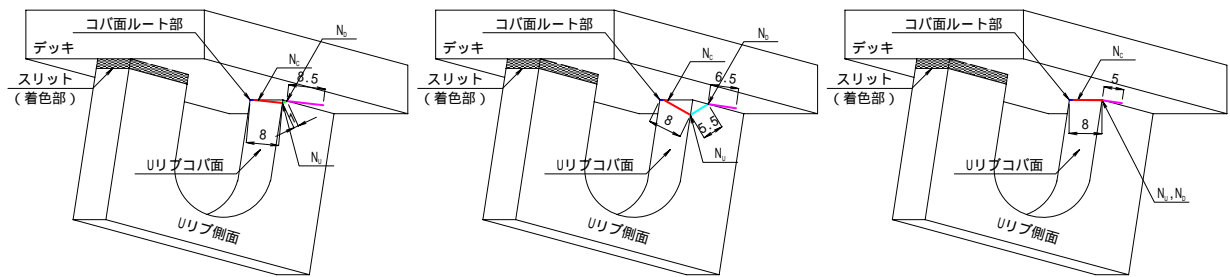
### 4.1 き裂進展状況と破面観察

図 - 3 に载荷ケース5,8における試験終了時 (400万回 or 200万回) の観察孔に発生した表面き裂の進展概略図を、写真 - 1 に、载荷ケース5,8における観察孔のMT試験結果を示す。なお、载荷ケース9 (着目観察孔C) では、試験終了時において疲労き裂の発生が確認されなかったため、観察孔コバ面のき裂進展状況および破面観察の結果を記載しなかった。

図に示すように、载荷ケース5,8における観察孔の表面き裂進展状況 (経路) は、载荷ケース (スリット長、交差部、一般部) に依存せず、同様のき裂進展傾向が確認できた。初期き裂 ( $N_C$ ) は、観察孔コバ面ルート部から発生し、Uリブウェブの板厚方向に進展してUリブウェブを貫通後 ( $N_U$ )、Uリブ側面からデッキ下面方向へ斜めに進展し、デッキ下面にき裂が進展 ( $N_D$ ) して、そのまま斜め方向に進展して試験を終了した。写真 - 2

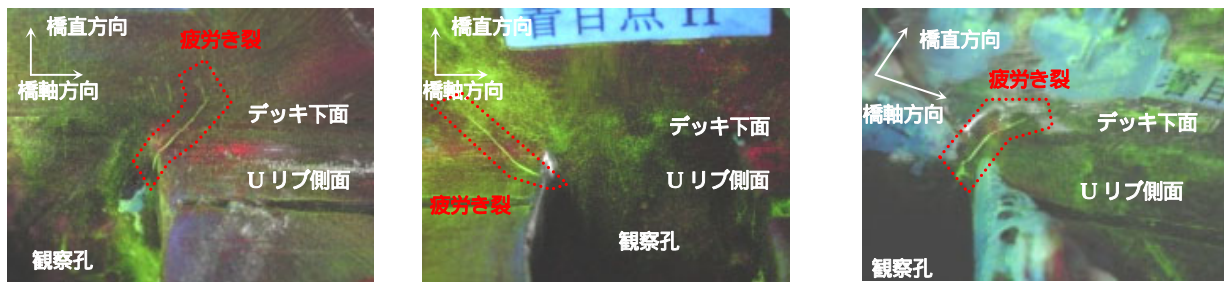


～4に、荷重ケース5,8における観察孔の破面観察結果を示す。定常疲労荷重試験終了後に、実物大供試体からき裂の発生が確認された観察孔周辺のUリブウェブとデッキプレートを切り出し、液体窒素を用いた低温脆性破壊を実施して、定常疲労試験により発生した疲労き裂の破面の抽出と確認を実施した。写真に示す様に、各観察孔でのデッキ板厚方向の疲労域の進展状況としては、試験中に確認された表面き裂の進展とともに、デッキ板厚方向に疲労域が進展していることがわかる。



(a) 観察孔 M (荷重ケース 5)      (b) 観察孔 H (荷重ケース 5)      (c) 観察孔 L (荷重ケース 8)

図 - 3 試験終了時 (400 万回 or 200 万回) の観察孔に発生した表面き裂の進展概略図



(a) 観察孔 M (荷重ケース 5)      (b) 観察孔 H (荷重ケース 5)      (c) 観察孔 L (荷重ケース 8)

写真 - 1 試験終了時 (400 万回 or 200 万回) の MT 試験結果

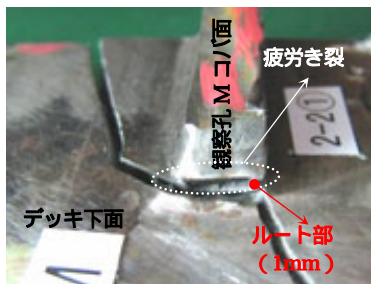


写真 - 2 観察孔 M の破面観察

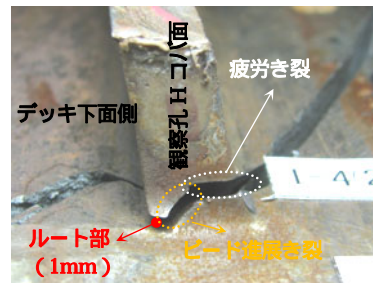


写真 - 3 観察孔 H の破面観察

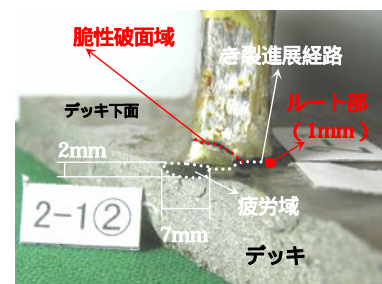
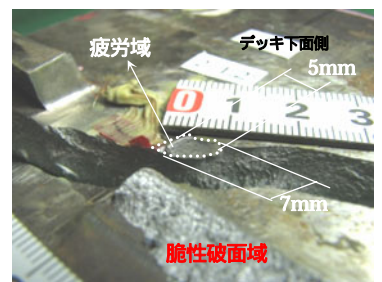
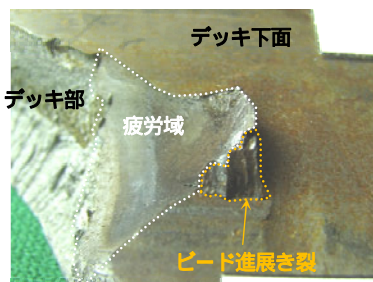


写真 - 4 観察孔 L の破面観察



## 4.2 き裂長さとの繰返し回数の関係

図-4に各観察孔でのき裂長さとの繰返し回数(a-N関係)を示す。各観察孔のa-N関係より、き裂発生から試験終了時点までの表面き裂の進展速度は観察孔の違いによらず、同様の傾向にあると考えられる。また、き裂進展速度も試験終了時点まで一定速度で進展していることがわかる。そのため、き裂発生に伴い、すぐに脆性的な破壊に移行するとは考えにくい。また、観察孔Hでは250万回以前のき裂長さの計測が、諸事情により、0万回時のみでしか出来なかったため、き裂発生・進展イベント時(N<sub>C</sub>, N<sub>U</sub>, N<sub>D</sub>)を概略推定した。

## 4.3 観察孔の疲労寿命(S-N線の推定)

図-5に各観察孔のN<sub>C</sub> N<sub>U</sub> N<sub>D</sub>におけるS-N曲線を示す。定点疲労試験の結果から、各繰返し回数(N<sub>C</sub>, N<sub>U</sub>, N<sub>D</sub>)におけるS-N曲線を求めた。またS-N曲線は、各観察孔の中でも最も下限側となる曲線とした。コバ面に表面き裂が発生するまでは、比較的早い段階でき裂が生じるが、その後に表面き裂がUリブウェブを貫通するまでの寿命が若干長くなっていることがわかる。また、どの観察孔においても、表面き裂がUリブウェブを貫通してから、デッキ下面に進展するまでの寿命は、ほぼ変わらないことがわかる。

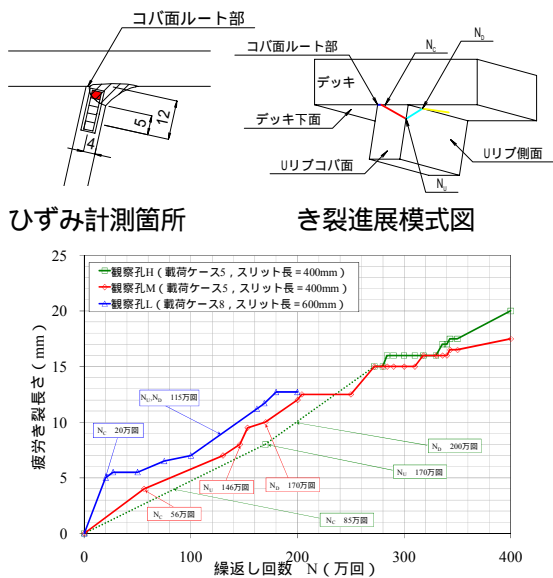


図-4 き裂長さとの繰返し回数の関係

表-2 各観察孔における第1ゲージの発生応力と繰返し回数

着目箇所	着目観察孔	初期ひずみ振幅(μ)	繰返し回数(回)			応力比R
			NC	NU	ND	
交差部	M	399	560,000	1,460,000	1,700,000	0 < R < 1
	L	400	200,000	1,150,000	1,150,000	0 < R < 1
一般部	H	416	850,000	1,700,000	2,000,000	0 < R < 1
	C	751	き裂未発生			R > 1

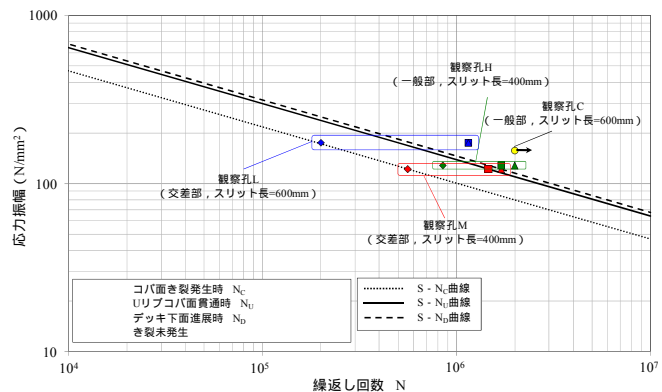


図-5 各観察孔のN<sub>C</sub>、N<sub>U</sub>、N<sub>D</sub>におけるS-N曲線

## 5. 結論

定点疲労載荷試験を行った結果、観察孔コバ面ルート部からのき裂進展性状と疲労寿命を確認することが出来た。今後は、FEM解析によるコバ面ルート部の局所応力を用いた疲労耐久性の検討と、実橋で想定し得る構造諸元を考慮したパラメトリック解析を行い、実験モデルとの疲労耐久性の比較を行う予定である。

## 6. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導、ご協力を頂いた村越上席研究員、遠山主任研究員に深く感謝致します。

所属 新日本技研株式会社

## <参考文献>

- 1) 独立行政法人 土木研究所：鋼床版橋梁の疲労耐久性技術に関する共同研究(その2・3・4)報告書 - SFRC 舗装による既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル(案) - , 共同研究報告書No.395, 2009.10.
- 2) 有馬ら：輪荷重走行試験による鋼床版デッキプレート進展き裂の再現, 土木学会第61回年次学術講演会講演概要集, 2006.9.
- 3) (社)日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針, 2002.3.

# 塩害を受けたRC床版橋の臨床研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ  
氏名 岡 智彦

## 1. まえがき

高度経済成長期に建設された相当数の道路橋がまもなく供用から 50 年を迎える中、様々な劣化要因による損傷事例が報告されている。その損傷事例の中で沿岸部に位置するコンクリート橋には塩害による著しい損傷が見られる。損傷が確認された際には、管理者は安全性を考慮した供用可否や通行制限等の判断、さらに補修・補強・更新の計画を行うこととなる。これらは損傷したコンクリート橋の耐荷性能に基づいて行われるべきであるが、現時点では塩害損傷を受けたコンクリート橋の耐荷性能を評価する手法は確立されていない。このため、緊急対応や補修計画等の根拠として評価手法の提案が望まれている。

## 2. 研究目的

耐荷性能評価手法の提案に向けて、全国で撤去されるコンクリート橋部材を採取し、劣化調査・非破壊検査・載荷試験等の臨床研究を行っている。このうち、塩害により劣化した RC 床版橋の撤去床版について劣化調査および載荷試験を実施し、これらの調査・試験結果に基づき、耐力に大きく影響すると考えられる鉄筋の断面積に着目した耐荷力評価を行うものである。

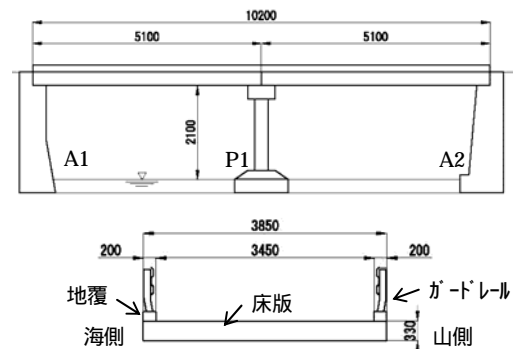


図-1 側面図と横断面図

## 3. 橋梁概要

### 3.1 橋梁諸元

倉谷橋は島根県江津市が管理していた橋梁で海岸線から約 150m の距離に位置していた。本橋は昭和 34 年に竣工し、平成 22 年に塩害による外観変状が著しかったため撤去された。橋梁形式は 2 径間の鉄筋コンクリート床版橋（以下 RC 床版橋）であった。（図-1、写真-1）



写真-1 撤去前の状況

### 3.2 供用中の環境と損傷

供用中は冬季の凍結防止剤散布を行っていなかったが、風浪時には波の影響を受けており、飛来塩分以外に直接塩分に晒される環境にあった。橋梁の状態としては、床版上面にひび割れ等の変状は無かったが、床版下面で損傷が著しく浮きや剥離が見られ、一部露出した鉄筋は腐食膨張していた。（写真-2）



写真-2 撤去前の床版下面状況

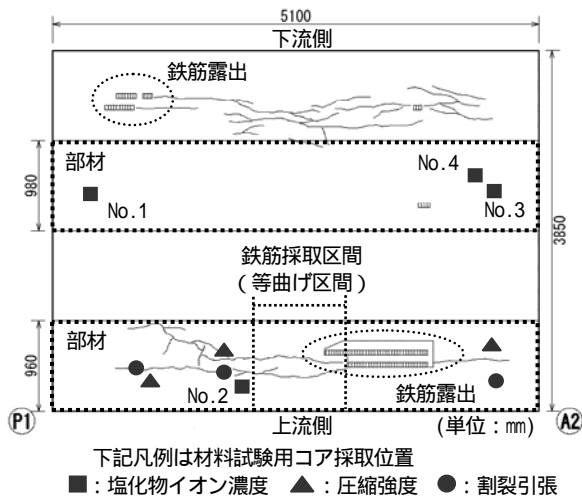


図-2 撤去前の床版下面状況

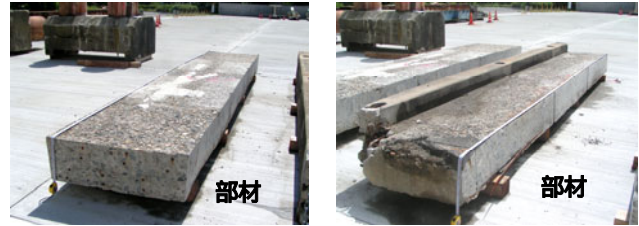
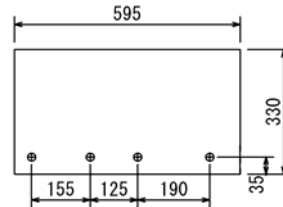


写真-3 採取試験体



(単位: mm)  
支間中央断面  
引張鉄筋 4 本  
鉄筋径 19 程度

図-3 載荷試験体断面図

#### 4. 試験方法

##### 4.1 試験体準備

塩害を受けた RC 床版の耐荷性能を確認するため、P1-A2 径間より図-2 に示す 2 体分の試験体を切り出し、土木研究所に搬入した(写真-3)。このうち、床版下面の損傷が著しい部材 について載荷試験を実施した。なお、試験体採取時に A2 側で鉄筋定着部が切断されていたため、載荷試験に先立って端部の引張鉄筋をはつり出して鋼板 (t=9mm) を溶接し、端部定着を確保した。はつり部分は無収縮モルタルで修復した。載荷試験体の断面図を図-3 に示す。

##### 4.2 劣化調査および載荷試験の概要

###### 4.2.1 外観調査

載荷試験体の下面の状況を確認した。浮きの確認は点検用ハンマーによる打音検査である。

###### 4.2.2 材料試験

コンクリートと鉄筋それぞれについて表-1の材料試験を実施した。なお、載荷試験体からの試料採取は載荷試験後に行った。

コンクリートの試料採取位置を図-2に示す。採取したコアの内部にはひび割れが無いことを確認した。

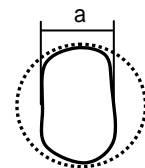
鉄筋は載荷試験体の等曲げ区間と比較的健全な箇所から採取し、JCI-SC1に準拠した除錆を行った。質量減少率は等曲げ区間の鉄筋を3分割して計測した。断面積は50mm間隔でノギスにより計測した最小径から算出した(図-4参照)。各減少率の算出は健全部鉄筋を基準とした。

###### 4.2.3 載荷試験

図-5 に載荷試験方法を示す。支間 4,300mm、等曲げ区間 1,000mm とし a/d が 5.5 の静的 2 点曲げ載荷試験を行った。端部の断面修復箇所を避け撤去前の支承部より内側に支点を設定した。等曲げ区間には試験体下縁部にひび割れ計測の ゲージ、試験体上縁付近にひずみゲージを設置した。たわみは変位計で計測した。

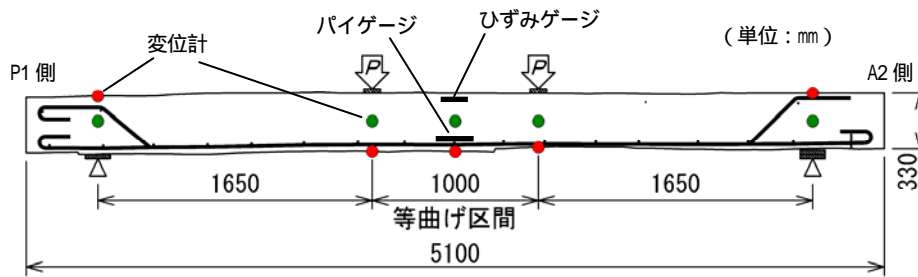
表-1 材料試験一覧表

材料	測定項目
コンクリート	塩化物イオン測定
	圧縮強度試験 (静弾性係数測定)
	割裂引張強度試験 (中性化測定)
鉄筋 (主筋)	質量減少率
	断面減少率
	引張強度試験



a: 最小径 断面積 =  $a^2/4$

図-4 鉄筋断面積の計測



配筋は載荷試験後の解体調査で確認した。

図-5 載荷試験方法

## 5. 試験結果

### 5.1 外観調査の結果

載荷試験体下面のほぼ全面で浮きが確認された。写真-4 は載荷試験前の下面の状況であるが、図-2 の撤去前下面状況とは異なり運搬等の影響で剥離面積が大きくなっていた。撤去前から露出していた鉄筋 B,C は腐食膨張していた。

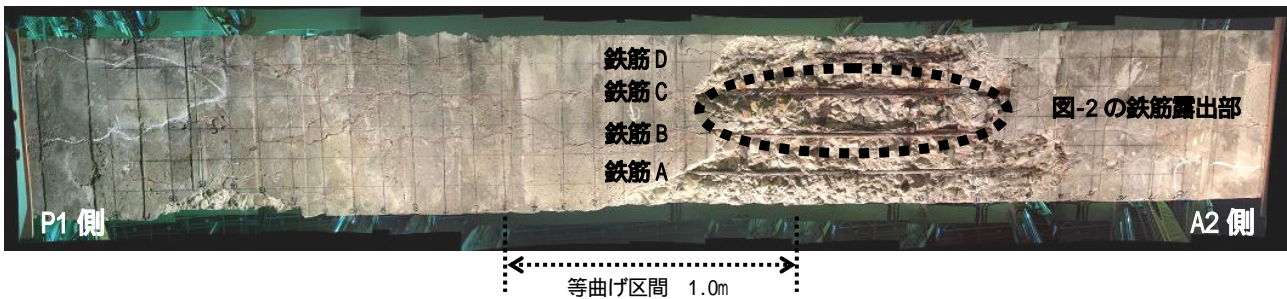


写真-4 載荷試験前の床版下面状況

### 5.2 コンクリート試験の結果

強度試験の結果を表-2 に示す。A2 側端部が比較的低い数値となった。

塩化物イオン濃度測定の結果を図-6 に示す。鉄筋純かぶり厚は約 30mm であり、鉄筋位置における塩化物イオン濃度はコア No.1 が腐食発生限界濃度の最低値とされる  $1.2\text{kg/m}^3$  を大きく上回っていた。採取箇所が近接したコア No.3 と No.4 は塩化物イオン濃度の分布が対照的であり、No.4 は内部の浮いた面からの塩化物イオンの浸透で内部濃度が上昇したと考えられる。桁端から採取したコア (No.1,3,4) の塩化物イオン濃度は下面から約 150mm で  $0.3\text{kg/m}^3$  程度に収束しているが、支間中央付近で採取したコア No.2 は  $1.0\text{kg/m}^3$  程度あり、桁端よりも深部まで塩化物イオンが浸透していたと考えられる。また、床版上面からの塩分浸透はほとんど無かったと思われる。

表-2 コンクリート試験の結果

試験体	圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	弾性係数 ( $\text{kN/mm}^2$ )	引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )
端部(A2側)	18.4	20.3	1.8
中央(曲げ区間近傍)	27.8	29.5	2.3
端部(P1側)	24.3	30.5	2.1
平均	23.5	26.8	2.1

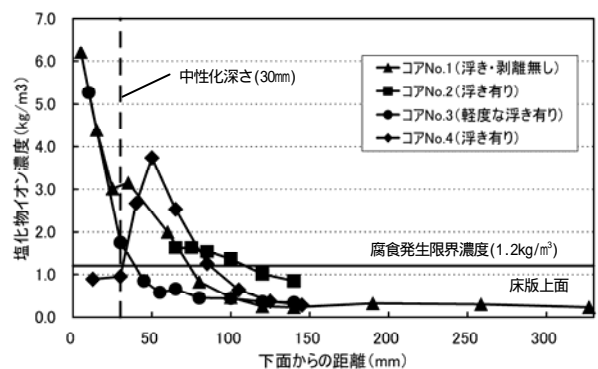


図-6 塩化物イオン濃度の分布

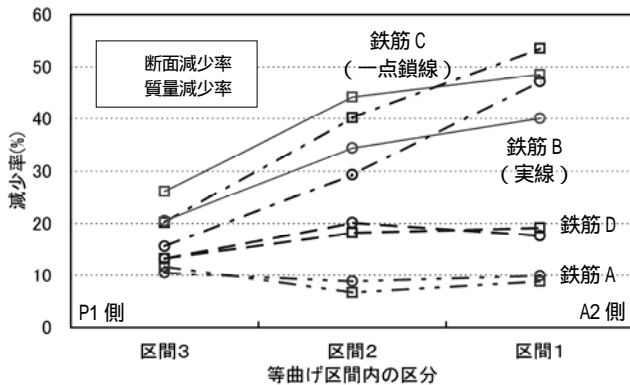


図-7 等曲げ区間内の質量減少率および断面減少率

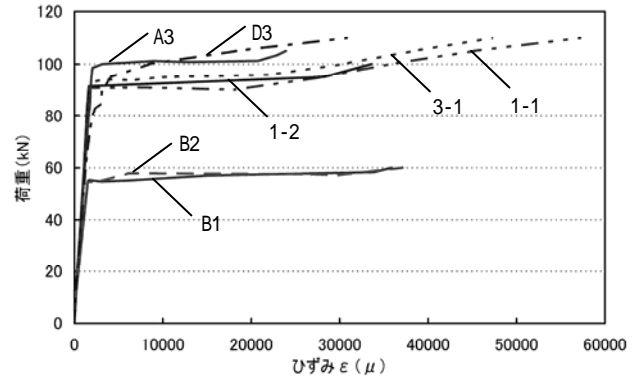


図-8 鉄筋の引張荷重とひずみ

表-3 鉄筋の引張強度試験の結果

損傷程度	番号	断面積 mm <sup>2</sup>	降伏点 強度 N/mm <sup>2</sup>	引張 強さ N/mm <sup>2</sup>	弾性 係数 kN/mm <sup>2</sup>	伸び %	断面積 比率
健全	1-1	267.1	341.5	472.2	201.3	24.7	0.98
	1-2	272.7	337.0	468.9	203.8	26.0	-
	3-1	270.0	347.8	476.0	206.3	27.8	0.99
腐食	A3	245.9	386.3	491.2	189.6	12.1	0.90
	B1	166.3	333.8	452.3	196.9	19.0	0.61
	B2	182.1	297.2	412.5	188.4	16.0	0.67
	D3	245.1	234.8	452.5	180.7	9.8	0.90

断面積はひずみゲージ貼付箇所の数値である。  
断面積比率は健全部鉄筋 1-2 の断面積に対する比率である。

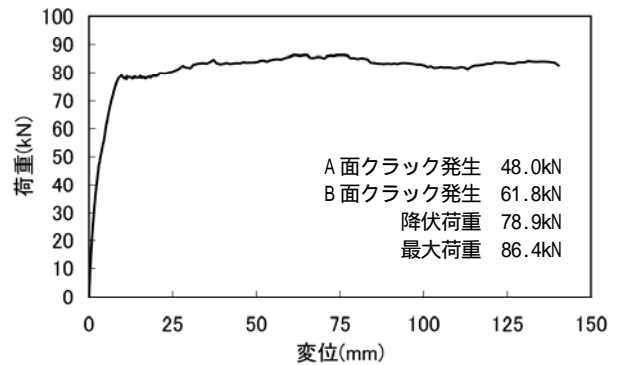


図-9 荷重と中央変位の関係

## 5.3 鉄筋試験の結果

### 5.3.1 断面減少率と質量減少率

鉄筋の断面減少率および質量減少率を図-7 に示す。断面減少率は 50mm 間隔の計測値を区間 (約 330mm) ごとに平均化した。両減少率とも鉄筋 A,D は低く、供用中に露出していた鉄筋 B,C が高い結果となった。鉄筋 B,C は A2 側から P1 側へ向けて減少率が大幅に低下している。これは P1 側でコンクリートが剥離していなかったことにより、腐食が抑制されたことが原因と考えられる。また、鉄筋 A,D は両減少率ともに概ね等しい値となっているが、鉄筋 B,C は断面減少率が高い傾向にあり、鉄筋が露出した部分があったことなどから一様な腐食でなかったことが原因と考えられる。

### 5.3.2 強度

図-8 に示すように断面減少が著しかった鉄筋 B1,B2 は降伏荷重が大幅に低下していた。このような鉄筋が応力的に厳しい箇所に見られる場合には、鉄筋の断面減少分布をより詳細に計測する必要があると考えられる。また、表-3 に示すように弾性係数と伸びの低下は腐食鉄筋の全てに見られたが、その他の物性にはばらつきがある。これらのばらつきは、実橋から採取した腐食鉄筋が均等な断面減少ではないため、物性の算出に用いた断面積の計測値に誤差を含んでいることが原因と考えられる。

## 5.4 荷重試験の結果

図-9 に荷重試験中の荷重と変位の関係を示す。ひび割れ発生は 48kN で A 面の支間中央からであった (図-10 参照)。ひび割れの進展および変位は荷重前から床版下面が剥落していた箇所と比較的顕著に現れた。最大荷重 86.4kN が計測された後に圧壊の兆候が現れ始めた。



写真-5 載荷試験終了後の状況

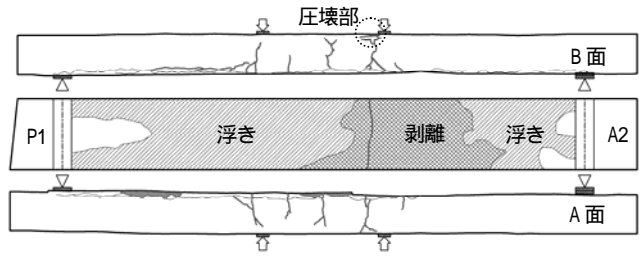


図-10 ひび割れの状況

表-4 終局曲げモーメント (Mu) 算出の設定一覧

	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5
鉄筋断面積	試料1-2の最大断面	鉄筋Bの最小断面積	主筋4本の最小断面積合計	腐食鉄筋の平均断面積	主筋4本の最小断面積合計
弾性係数(鉄筋)	試料1-2の値	試料B2の値	腐食鉄筋の平均値	腐食鉄筋の平均値	200kN/mm <sup>2</sup>
引張降伏強度	試料1-2の値	試料B2の値	腐食鉄筋の平均値	腐食鉄筋の平均値	295kN/mm <sup>2</sup>
弾性係数(コンクリート)	平均値	平均値	平均値	平均値	平均値
圧縮強度(コンクリート)	平均値	平均値	平均値	平均値	平均値
引張強度(コンクリート)	平均値	平均値	平均値	平均値	平均値

表-5 Mu算出に用いる主筋断面積

	(mm <sup>2</sup> )	
	最小断面積	平均断面積
鉄筋A	209.4	246.9
鉄筋B	122.9	162.6
鉄筋C	111.2	165.6
鉄筋D	197.8	225.6
鉄筋断面合計	641.3	799.6

Case2 : 122.9mm<sup>2</sup> × 4  
 Case3,5 : 641.3mm<sup>2</sup>  
 Case4 : 799.6mm<sup>2</sup>

Case1: 載荷試験体の比較的健全な箇所から採取した鉄筋1-2の物性値。(表-3参照)  
 Case2: 最小断面は鉄筋Cであるが物性値が異常値であったため採用せず。次の最小断面積である鉄筋Bを採用。物性値は鉄筋B2を採用。(表-3,5参照)  
 Case3: 引張鉄筋の断面積は各引張鉄筋の最小断面を合計した値。(表-5参照)  
 弾性係数および降伏強度は腐食鉄筋の平均値。  
 Case4: 引張鉄筋の断面積は腐食鉄筋の平均断面積を用いた。  
 弾性係数および降伏強度はCase3と同様。  
 Case5: Case3をベースにして、実橋梁では計測し難い物性値に一般的な数値を採用。

最小断面積: 50mmピッチの断面積の最小値  
 平均断面積: 50mmピッチの断面積の平均値

写真-5に載荷試験後の状況を示す。載荷点付近の上縁が圧壊したため、引張鉄筋の破断には至らなかった。載荷後のひび割れ状況については、図-10に示すとおりひび割れ本数は少なかった。これは試験体下面がほぼ全面的に浮いていた状況から、コンクリートと鉄筋の付着劣化により曲げひび割れの分散性が低下したと考えられる。

### 5.5 耐荷性能の評価と考察

載荷試験の変位計測値から求めたM-曲線と材料試験の結果(表-2,3)から算出した終局曲げモーメント(Mu)を比較することにより曲げ耐力の評価を行うため、表-4に示すCaseを設定した。なお各Caseは耐力に影響が大きいと考えられる鉄筋の物性に注目しており、表-5に算出に用いた腐食鉄筋の断面積を示した。

図-11に終局曲げモーメントと曲率の関係を示している。また、表-6は各Caseに

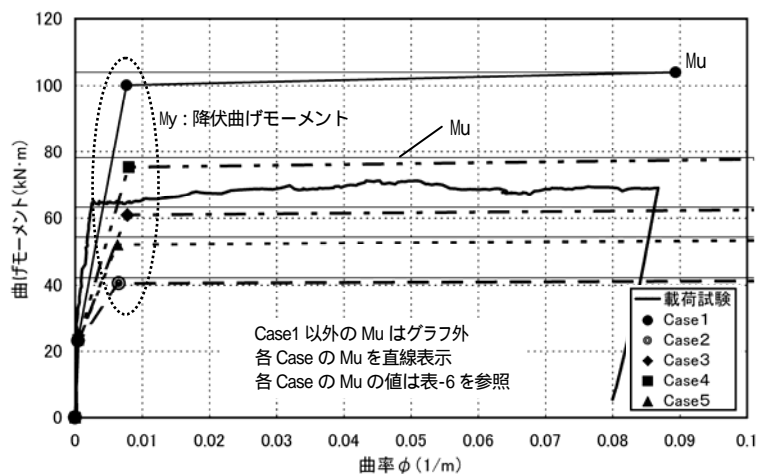


図-11 終局曲げモーメントと曲率の関係

より算出した Mu と載荷試験体の終局曲げモーメントとの比率である。Case1 による Mu を倉谷橋が健全体であった時の耐力とほぼ同等と想定した場合、試験体の耐力は 32%程度低下している。腐食鉄筋の物性を用いている Case の中では平均断面積を用いている Case4 が唯一過大評価となっている。一方、Case2 のように断面減少が著しい鉄筋の物性を採用した場合は設定した Case の中で最も過小評価となっている。腐食鉄筋の物性を用いた耐力評価としては、Case3 のように断面減少している各主筋の残存断面積や物性を精度良く調査することで実橋の耐力を安全側で評価できると考えられる。しかし、供用中の実橋では弾性係数や引張強度は計測し難い。このため Case5 のように鉄筋の物性に関して一般的な数値を用いた検討を行ったところ、試験体の耐力との比率は 0.76 であった。25%程度の過小評価となっているが、供用中の橋梁を想定した耐力評価としては今後の臨床研究でも考慮すべき方法と考えられる。

表-6 終局曲げモーメントと比率

	Mu	比率
Case1	104.06	1.46
Case2	42.20	0.59
Case3	63.26	0.89
Case4	78.23	1.10
Case5	54.31	0.76

## 6. 結論

実橋部材を用いた耐荷性能に関する研究では、本稿のように劣化調査や載荷試験により評価が行われている。しかし、供用中の橋梁から鉄筋等の試料採取を行うことは構造上の安全性の観点から困難であるため、可能な限り破壊を伴わない耐荷力評価手法が必要である。今後は、本稿で紹介しているような耐荷力に関する試験と併せて、外観目視（点検）や非破壊検査を行い、これらの結果を突き合わせて、破壊せずに内部の状況が推定できる評価手法の提案に向けて研究を進めていく方針である。

## 7. 謝辞

本研究を行うにあたり、試験体の提供にご協力いただいた島根県江津市の関係各位に深く感謝致します。また、ご指導いただきました木村嘉富上席研究員、田中良樹主任研究員、花井拓主任研究員ならびに構造物メンテナンスセンターの皆様に謝意を表します。

所属：滋賀県

## <参考文献>

- 1) 横沢篤、加藤絵万、横田弘、下村匠：「供用 40 年が経過した RC 栈橋上部工の劣化と構造性能」、コンクリート工学年次論文集、Vol.27、No.2、pp1591-1596、2005
- 2) 佐々木淳、中田泰広、丸山久一、清水敬二：「鉄筋腐食を伴う RC 供試体の付着性状と耐荷性状」、土木学会年次学術講演会講演概要集第 5 部、pp542-543、1990
- 3) 山住克巳、宮本征夫、佐藤勉：「鉄筋を腐食させた RC はりの劣化状態と体力について」、コンクリート工学年次論文集、Vol.12、No.1、pp557-562、1990
- 4) 土木学会：コンクリート技術シリーズ No.85 続・材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能、2009



# 致命的損傷を防ぐための状態評価技術

チーム名等 橋梁構造研究グループ  
氏 名 有村 健太郎

## 1. まえがき

高度経済成長期に建設された膨大な道路橋ストックの高齢化が急速に進む中で、近年、鋼トラス橋において主構部材の重大損傷が報告されている。平成 19 年には直轄の鋼トラス橋において、コンクリート部材に埋込まれた鋼製の斜材が腐食により破断する事故が相次いで発生している。このようなトラスやアーチのような橋梁形式の場合、主構部材の損傷が橋全体系の安全性に与える影響は大きく、一部材の破断が落橋等の致命的な損傷につながるおそれがある。このため、このような損傷を有する橋梁の安全性を確保し、橋全体系の耐荷性能を適切に評価するための調査・診断技術が求められている。一方では、鋼橋に限らず、著しい劣化の生じた部材の残存耐荷性能やそれらを含む橋全体系の耐荷性能に関する調査研究事例は少ないのが実状である。

## 2. 研究目的

本研究の目的は、鋼トラス橋を主な対象として、腐食等の損傷を受けた鋼製部材の耐荷性能評価手法および腐食部材を含む橋全体系の耐荷性能評価手法の提案を行うものである。腐食部材の耐荷性能評価手法の検討は、トラス格点部や主構部材を対象として、腐食状況が部材の終局耐力に与える影響を検討し、耐荷力評価手法の提案するものである。一方、橋全体系の耐荷性能評価手法の検討では、対象とする部材の耐力喪失前（腐食損傷が生じているが破断には至っていない弾性挙動に近い状態）と耐力喪失後（部材破断に至った荷重条件によっては非線形挙動に近い状態）に区分して検討を行い、実務的な解を得られるモデル化の方法を提案するものである。本文では、これらのうち、橋全体系の耐荷性能評価手法の検討について述べる。

## 3. 研究方法

本研究では、腐食劣化の著しい鋼トラス橋を対象として、荷重車を用いた現地載荷試験を行うとともに、構造解析による耐荷性能評価手法の検討を行った。対象とした橋梁は、昭和 37 年に建設されたゲルバー径間を有する鋼 5 径間連続下路式トラス橋である（図-1、図-3）。厳しい塩害環境に位置しており、床組、上下横構、トラス格点部周辺（図-2）に著しい腐食欠損が生じ、過去に部材



図-1 撤去前の対象橋梁（手前）と新橋（奥）



a) 上弦材格点部      b) 下弦材格点部

図-2 トラス格点部

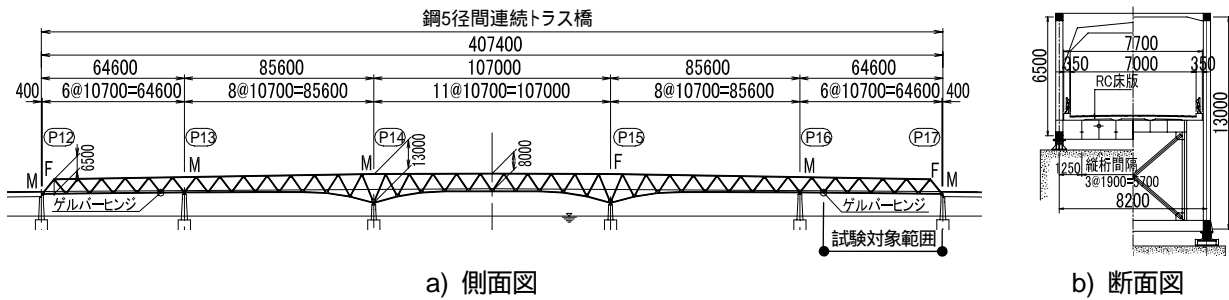


図-3 全体一般図

補強や横構の部材取替が行われたが、平成 21 年度に新橋の供用開始に合わせて撤去された。

载荷試験は撤去前に実施し、主に P16～P17 径間（ゲルバー径間）において、荷重車（20tonf）を用いて着目主構格点位置に直列 2 台、並列 2 台载荷する格点载荷（図-4）と、各車線上に 1m ピッチで荷重車 1 台を移動させながら载荷する影響線载荷を実施した。载荷試験に併せて、弾性 3 次元 FEM 解析による再現解析を行い、計測値と比較することによって解析手法の精度を確認した。解析は弾性微小変形解析とし、解析モデルは鋼部材にはり要素を、床版にシェル要素を用いた立体解析モデルとした。トラス格点部については主構面内・面外ともに剛結合とした。なお、部材の補修履歴は解析モデルに反映したが、腐食欠損の影響は考慮していない。さらに、主構部材に著しい断面欠損及び破断が生じた状態を想定し、それらの事象が構造全体の耐荷性能に与える影響について同様の FEM 解析により検討した。

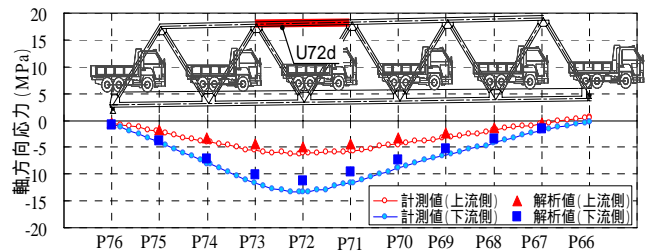
#### 4. 研究結果

##### 4.1 载荷試験結果

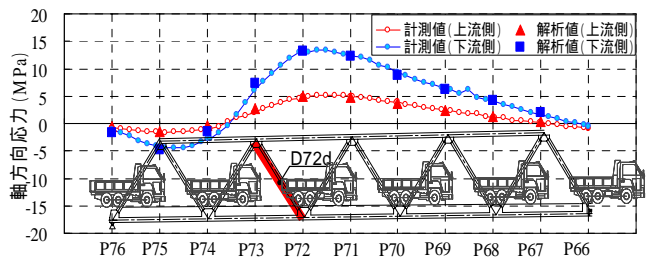
図-5 に下り車線の影響線载荷時における 3 主構部材（上弦材、斜材、下弦材）の軸方向応力について、計測値と解析値の比較結果を示す。計測値と解析値は比較的良く一致している。また、図-6 に格点载荷ケースに対する主構部材の軸方向応力の計測値と解析値の関係を示すが、概ね一致しており、トラス主構部材の主たる断面力である軸方向力に対しては、



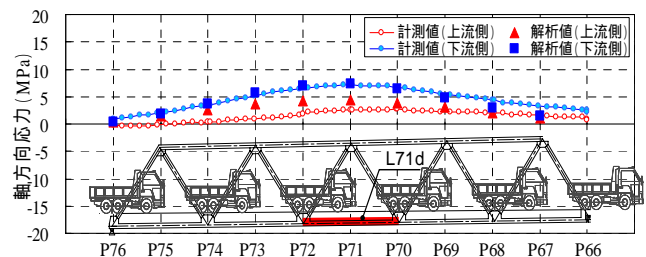
図-4 荷重車载荷の状況



a) 上弦材 U72d (箱断面)



b) 斜材 D72d (H 断面)



c) 下弦材 L71d (箱断面)

図-5 影響線载荷時の主構部材の応力

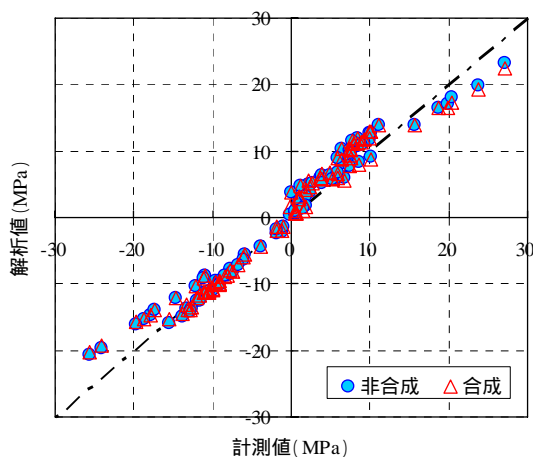


図-6 軸方向応力の解析値と実測値の関係

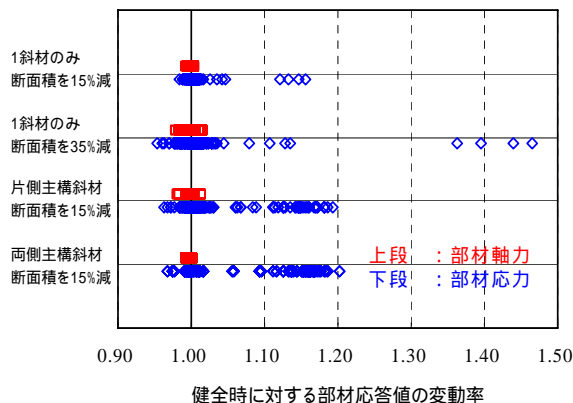
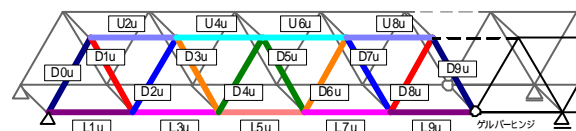
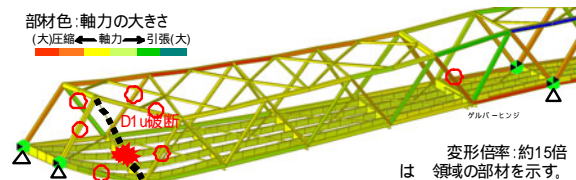


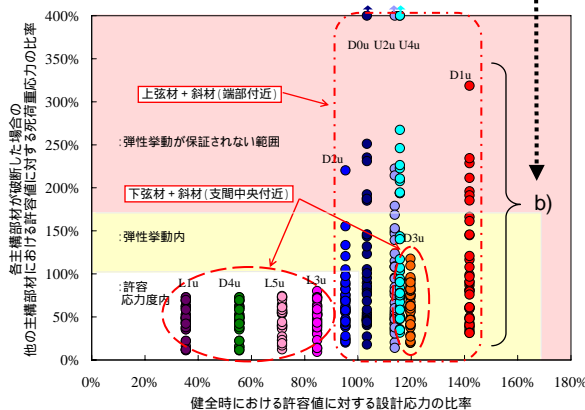
図-7 主構部材の腐食の影響



a) 破断させる部材



b) D1u 破断時の変形状況の例



c) 主構部材破断時の応力状態の評価結果

図-8 各主構部材の状態の評価例

前述の解析モデルにより活荷重載荷時の応答を適切に再現できることがわかる。図-6には、解析値として、床版と縦桁の結合条件を合成または非合成と仮定した場合を併記しているが、両者の差は小さく、床版と縦桁の結合条件が全体挙動に与える影響が小さいことがわかる。なお、斜材については、軸方向応力の他にトラス格点部取付け部の面内・面外曲げ応力の計測を行っており、軸方向応力に対して面内で約10%、面外で約30%の曲げ応力が発生している。

## 4.2 橋全体系のモデル化手法に関する検討結果

### 4.2.1 主構部材の断面欠損が耐荷性能に与える影響

主鋼部材に著しい断面欠損が生じた場合を想定し、構造全体系の耐荷性能に与える影響について前章で示した弾性3次元FEM解析により検討した。解析ケースは、健全時、1斜材のみ腐食した場合（腐食大、腐食小の2ケース）、斜材の片側主構が全て腐食した場合、斜材の両側主構が全て腐食した場合の5ケースとし、腐食は着目斜材が全長にわたり一様に断面減少するものと仮定した。図-7に健全時に対する部材の応答値を示す。いずれの腐食パターンについても軸方向力の変化は小さく、腐食による断面欠損が各主構部材の断面力分担に与える影響は小さいと言える。一方、応力については当然ながら断面積の減少に応じた増加が生じており、不均一な腐食による応力集中の影響を含め、格点部及びその周辺の限界状態、残存耐荷性能を検討していく必要がある。

#### 4.2.2 主構部材の破断が耐荷性能に与える影響

鋼トラス橋の斜材破断を例に、死荷重時を想定して、一主構部材が破断した場合のその他の主構部材の状態について同様のFEM解析により検討した。弾性解析を適用しているため、塑性後の剛性変化による断面力再分配や、他部材の連鎖的な破壊などの挙動は評価困難であるが、各部の状態の相対的な厳しさは表現できるものと考えた。図-8に解析結果を示す。横軸は、色分けした各主構部材の健全時における許容値に対する設計応力の比率を示している。縦軸は、各主構部材が破断した場合の、他の主構部材における許容値に対する作用応力の比率を示している。例えば、本橋の場合、支間中央付近の斜材では健全時に負担している断面力が小さく、下弦材では床版・縦桁が断面力を負担するため、仮に破断しても他部材が断面力を負担しつつ不安定な状態には至らないことを示している。一方、上弦材や支点付近の斜材が破断した場合には、近接する他部材の断面力が著しく増加し、構造として成立しない状態になることを表している。なお、健全時に許容値を超過し、その度合いにもばらつきが生じることは、建設当時に比べ設計活荷重が増大している一方で、部材毎に断面力の負担が異なるためである。

#### 5. 結論

主構部材の軸方向応力による挙動に関しては、はり要素を主体とした弾性3次元FEM解析により概ね再現できること、主構部材が破断していない状況では、腐食欠損の状況が各主構部材の断面力分担に及ぼす影響が小さいことがわかった。また、トラス格点部斜材取付け部では、設計では想定していない面内・面外曲げ応力が発生しており、かつ腐食劣化の厳しい状況であることから、これらの部位の残存耐荷性能の評価にあたっては、二次応力や腐食損傷の影響を適切に評価することが重要と考えられる。

主構部材が破断した状況においては、破断部材によって致命的損傷に対する影響が異なり、部材の重要度や橋梁の構造的特徴を考慮できれば、より合理的な維持管理体系を構築できる余地があることがわかった。

#### 6. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂きました村越上席研究員、遠山主任研究員、澤田研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様に謝意を表します。

所属：大成基礎設計株式会社

#### <参考文献>

- 1) 有村健太郎、村越潤、梁取直樹、澤田守、前田和裕、依田照彦、笠野英行、野上邦栄：腐食損傷の著しい鋼トラス橋における活荷重載荷時の挙動計測、第65回年次学術講演会講演概要集、I-534、pp.1067-1068、2010.9.
- 2) 村越潤、遠山直樹、澤田守、有村健太郎：腐食劣化の生じた鋼トラス橋の現地載荷試験と耐荷性能評価、土木技術資料、Vo.1.53-2、2011.2.
- 3) 有村健太郎、村越潤、遠山直樹、澤田守、郭路、依田照彦、笠野英行、野上邦栄：腐食損傷の著しい鋼トラス橋の現地載荷試験と耐荷性能評価、第38回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集、2011.3.

---

土木研究所資料  
TECHNICAL NOTE of PWRI  
No.4211 November 2011

編集・発行 ©独立行政法人土木研究所

---

本資料の転載・複写の問い合わせは

独立行政法人土木研究所 企画部 業務課  
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754