

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

土木研究所資料 第4248号

# 土木研究所資料

平成23年度交流研究員報告書概要版

平成24年12月

独立行政法人土木研究所

Copyright © (2012) 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23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23年度に受け入れた交流研究員48名の研究成果を概要版としてとりまとめたものである。

キーワード：交流研究員、受入れ、平成23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23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48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「民間では実施できない実験や調査など貴重な経験ができた」、「専門外の知識が身につき視野が広がった」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23年度に受け入れた交流研究員48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. 下水汚泥からの電解によるリン回収とみずみち棒による汚泥濃縮についての研究……………7  
リサイクルチーム 浅 井 圭 介
3. ブリーディングによる各種イオンの移動・集積……………13  
基礎材料チーム 山 田 宏
4. 各種モルタル供試体を用いた非定常・電気泳動試験に関する実験的研究……………17  
基礎材料チーム 鈴 木 聡
5. 曝露試験に基づいた岩石からの重金属等の溶出特性に関する研究……………21  
地質チーム 安 元 和 己
6. 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……………27  
地質チーム 林 浩 幸
7. ゆるみ岩盤における安定性に係わる調査・評価手法および地質リスク低減についての研究……………31  
地質チーム 江 口 貴 弘
8. 微生物代謝によって改良された砂供試体の透水性と力学特性……………37  
土質・振動チーム 塚 本 将 康
9. 河川堤防の質的整備に関する研究（その2）……………43  
土質・振動チーム 増 山 博 之
10. 液状化判定法の高精度化に向けた研究……………49  
土質・振動チーム 鷺 見 浩 司
11. 河道内樹林における萌芽再生抑制方法に関する研究……………53  
河川生態チーム 田 屋 祐 樹
12. 中小河川における護岸ブロックの表面テクスチャーの感覚的評価と物理的評価……………59  
自然共生研究センター 尾 崎 正 樹
13. 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……………65  
土工構築物チーム 大 舘 渉

14. コンクリートダムの地震時終局耐力評価に関する研究	69
水工構造物チーム	小島裕之
15. フィルダムの設計・耐震性能照査の合理化・高度化に関する研究	73
水工構造物チーム	青井克志
16. ロックフィルダムの設計・耐震性能照査の合理化・高度化に関する研究	79
水工構造物チーム	吉田諭司
17. 2011年霧島山（新燃岳）噴火による火山灰等堆積斜面の降雨表面流出特性に関する研究	83
火山・土石流チーム	木佐洋志
18. 2011年霧島山（新燃岳）噴火を対象とした火山噴火時の変化計測手法の検討	87
火山・土石流チーム	中野陽子
19. 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	91
火山・土石流チーム	西口幸希
20. レーザー測量データを用いた岩盤クリープ斜面の抽出手法の検討	95
火山・土石流チーム	横山修
21. 2011年台風12号により紀伊半島で発生した天然ダムの形状及び湛水位変化	99
火山・土石流チーム	吉野弘祐
22. 土石流へと発達した崩壊の土質特性	103
火山・土石流チーム	梶昭仁
23. 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	107
地すべりチーム	中野亮
24. 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	111
地すべりチーム	本間宏樹
25. 世界の地すべり災害特性と災害対応手法に関する研究	117
地すべりチーム	宇都忠和
26. 道路の崩落危険斜面における危機管理手法の研究	123
地すべりチーム	坂野弘太郎
27. 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	127
地すべりチーム	濱浦尚生

28. 平成 16 年中越地震によって発生した地すべりの移動距離と斜面形状の関係……………	131
	雪崩・地すべり研究センター 中 村 明
29. 既設舗装の長寿命化手法に関する研究……………	137
	舗装チーム 野 口 純 也
30. 短時間急激増水に対応できる洪水予測に関する研究……………	141
	水災害研究グループ 建 部 祐 哉
31. 洪水予測の観点から求められる降雨観測・予測精度に関する研究……………	147
	水災害研究グループ 藤 岡 奨
32. 岩盤上の基礎の鉛直方向の安定照査法のための地盤反力度の評価に関する研究……………	151
	橋梁構造研究グループ 木 村 真 也
33. 鋼道路橋の疲労損傷の調査・診断・対策技術に関する研究……………	155
	橋梁構造研究グループ 小 菅 匠
34. 地震波の違いがアーチカルバートの地震時応答に及ぼす影響……………	159
	橋梁構造研究グループ 谷 口 哲 憲
35. 鋼箱形断面圧縮部材の耐荷力に関する検討……………	163
	橋梁構造研究グループ 有 村 健 太 郎
36. 橋台支承部に作用する地震力に関する一検討……………	167
	橋梁構造研究グループ 植 田 健 介
37. 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……………	171
	橋梁構造研究グループ 大 嶽 敦 郎
38. 塩害橋の予防保全に向けた診断手法の高度化に関する研究……………	175
	橋梁構造研究グループ 岡 智 彦
39. フーチング補強方法に関する実験的研究……………	181
	橋梁構造研究グループ 豊 島 孝 之
40. 軸方向ひび割れが発生した P C 橋の振動試験……………	183
	橋梁構造研究グループ 中 島 道 浩
41. 動的解析を用いた既設道路橋の既製コンクリート杭基礎に対する耐震性評価……………	187
	橋梁構造研究グループ 安 藤 滋 芳

42. 接合面にエポキシ樹脂を塗布したボルト継手に関する研究……………193  
橋梁構造研究グループ 飯塚拓英
43. プレボーリング杭工法における大変形挙動後の支持力特性に関する研究……………197  
橋梁構造研究グループ 北浦光章
44. 東北地方太平洋沖地震による地震動が構造物の非線形応答特性に及ぼす……………201  
影響に関する研究 橋梁構造研究グループ 坂柳皓文
45. 橋梁のリスク評価手法に関する研究……………207  
橋梁構造研究グループ 関慎一郎
46. コンクリート道路橋の部分係数設計法における応力度制限値に関する研究……………211  
橋梁構造研究グループ 高橋敏樹
47. 塩害を受けたポストテンションPCT桁に関する臨床研究……………215  
橋梁構造研究グループ 松沢政和
48. 入力地震動の特性と積層ゴム系支承の地震応答の繰返し回数に関する研究……………221  
橋梁構造研究グループ 横川英彰

# 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

締固めは盛土の品質を大きく支配する重要な工法である。近年、豪雨・地震による盛土の崩壊は、その被災事例調査結果や模型実験によれば、締固め不足が要因の一つであることが明らかになってきた<sup>1)</sup>。盛土の品質については、現在設計において与えられた土に対して所要の締固め度を達成することで品質を規定しているが、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）が従前より増してきた現在、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、施工手法、および品質管理手法を高度化する必要がある。

そこで、本研究では、盛土締固め施工時において、品質の均一性確保のための施工手法、そのための施工機械の最適な選定手法、盛土の品質をより総合的に判断するための品質管理手法を提案することを目的として、盛土工事現場を模擬した実験フィールド（砂質系土質を対象）において、盛土施工に一般的に使用される大型締固め機械を用いた締固め回数実験を実施し、大型締固め機械の性能と品質（締固め状況）の実態が明らかとなり、施工条件に応じた適切な施工手法（施工厚さ・締固め回数）および機種を選択を行うための基礎資料が整理できた。また、動的平板載荷試験手法および加速度応答法と、従来の品質管理指標である密度について相関性を検証した結果、砂質系土質に関して、最適含水比より乾燥側では両者に良好な相関性があることがわかった。

## 2. 研究目的

本研究では、盛土締固め施工時において品質の均一性確保のための施工手法、そのための施工機械の最適な選定手法、盛土の品質をより総合的に判断するための品質管理手法を提案することを目的とした。

- ① 土質条件（含水比等）の違いによる締固め機械の締固め特性を実験により検証
- ② 各種品質管理に用いられる計測方法の盛土の品質管理への適用性の検討

上記①、②の検討を進めるために、本年度は実験場内に盛土工事現場を模擬した実験フィールド（対象：砂質系土質）を作成し、選定した締固め機械を使用した実験を行った。また、砂質系土質において含水比を3種類分け実験を行った。

## 3. 実験方法

本実験は土木研究所構内の土工実験施設内の実験ピットを使用した。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。実験に用いる盛土材料としては、砂質系の土質材料を使用し、その粒土特性は $F_c15.3\%$ 相当（以下、「 $F_c10\%$ 」という）のものを使用した（表-1）。なお、最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ 、最適含水比 $w_{opt}$ は突き固めによる土の突き固め試験（JISA 1210）のA-c法による結果である。実験は実験ピット底面より高さ2.8mまで盛土材料を十分に締固めた基礎地盤を作成し、この基礎地盤上で実験を行った。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（表-2）。

表-1 盛土材料の物性

	土質材料
土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.675
細粒分含有率 $F_c$ (%)	15.3
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.674
最適含水比 $w_{opt}$ (%)	16.3
実験含水比 $w_i$ (%)	10,15,16

表-2 使用締固め機械の仕様

使用機械	車両質量
振動ローラ	11t級 (土工用)
タイヤローラ	11t級
ブルドーザ	11t級 (湿地タイプ)

#### 4. 実験内容

表-2 に示す締固め機械に関す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。作成した基礎地盤上に仕上がり厚 30cm となるように試験土を敷均し後、初期締固め条件 (締固め 0 回、 $N=0$ ) として 0.1m<sup>3</sup> 級の油圧ショベルのクローラにて 2 回締固めた状態を初期締固め条件とした。初期締固めが終了したのち、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 ケースについて締固め回数試験を行った。実験土質の含水比については、乾燥・最適・湿潤相当の含水比  $w=10\%$ 、 $15\%$ 、 $16\%$  の 3 ケースとした (表-1)。次に、実験の計測項目については、以下に示す。

##### ①密度・含水比計測

密度計測では、各締固め回数 ( $N=0, 2, 4, 6, 8, 12, 16$ ) 時に、試験地盤表面から深さ毎の締固め効果を計測できるように、コアサンプラー (内径  $\phi=10$ cm、高さ  $h=10$ cm) を用いて、試験地盤表面からの深さ  $h=0\sim 10$ cm、 $10\sim 20$ cm、 $20\sim 30$ cm の 3 サンプルを 3 測点から採取した (写真-1、図-1)。

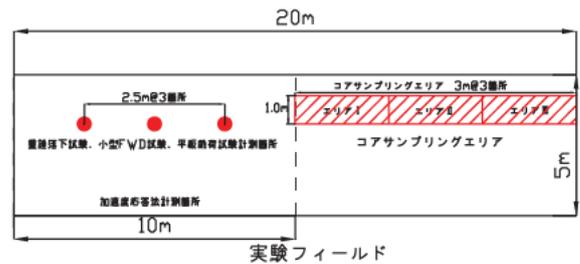


図-1 使用締固め機械の仕様

##### ②地盤反力係数計測

地盤反力係数の計測については、土木研究所で開発された超小型動的平板載荷試験装置<sup>2)</sup> (写真-2、図-1、以下重錘落下試験) による計測を各 3 測点にて行った。なお、重錘落下試験は本実験で行った平板載荷試験 (JIS A 1215) による地盤剛性値とはほぼ整合していたことを確認している。

##### ③加速度応答値計測

本実験では、振動ローラ (振動あり) による締固め回数実験時においては、各締固め回数 ( $N=1\sim 16$ ) 時の加速度応答値の計測を行った。加速度応答値としては、国内で開発された  $\alpha$  システム<sup>2)</sup>、CCV<sup>3)</sup> を使用し、その加速度応答値である乱れ率、CCV 値の計測を行った (写真-3、図-1)。

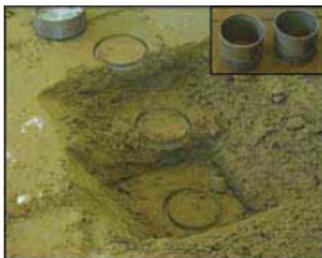


写真-1 コアサンプリング状況



写真-2 超小型動的平板載荷試験装置



写真-3 加速度応答法

## 5. 実験結果・まとめ

### 5.1 密度計測

#### 5.1.1 密度計測結果

Fc10%の $w=10\%$ 、 $15\%$ 、 $16\%$ におけるコアサンプリングにより得られた結果として、地盤表層からの深さ $h=0\sim 10\text{cm}$ 、 $10\sim 20\text{cm}$ 、 $20\sim 30\text{cm}$ で計測された密度の平均値を図-2、3、4に示す。図-2に示す締固め回数—乾燥密度について、 $w=10\%$ 、 $15\%$ 、 $16\%$ において達成密度に違いはあるがほぼ同様な傾向を示しているため本稿では代表して $w=15\%$ 時の結果を示す。なお、図-2、3、4に示す締固め度 $D_c=90\%$ 、 $95\%$ の破線は、それぞれ盛土工指針に記載されている現場盛土工事の路体、路床・構造物接続部における日常管理の基準値の目安を示している。

実験により得られた各含水比における締固め回数—乾燥密度の結果および含水比—乾燥密度結果を以下に述べる。

- 1) 振動ローラ（振動あり）、振動ローラ（振動なし）、タイヤローラについては、締固め回数が増えるにしたがって、乾燥密度が増加する傾向を示した。
- 2) 振動ローラ（振動あり）、振動ローラ（振動なし）、タイヤローラについては、密度の増加が概ね締固め $N=6\sim 8$ で密度の増加が収束した。
- 3) 振動ローラ（振動あり）は、いずれの含水比においても乾燥密度が高く、特に締固め試験 A-c 法に含水比が乾燥側に関しては、他の締固め機械との差が著しいものとなっている。
- 4) ブルドーザについては、初期条件 ( $N=0$ ) と比較すると締固め回数に関係なく、乾燥密度は増加しないもしくは増加してもその変化量は他の施工機械に比べて小さい。

次に、Fc10%の $w=10\%$ 、 $15\%$ 、 $16\%$ について各使用機械の $N=16$ 時の乾燥密度—試験地盤表面からの深さの関係を図-8に示す。これらの乾燥密度の値はいずれも3箇所の平均値である。なお、コアサンプリングの $h=0\sim 10\text{cm}$ 、 $10\text{cm}\sim 20\text{cm}$ 、 $20\text{cm}\sim 30\text{cm}$ での計測値は、それぞれの平均深さ $5\text{cm}$ 、 $15\text{cm}$ 、 $25\text{cm}$ の位置にプロットしている。

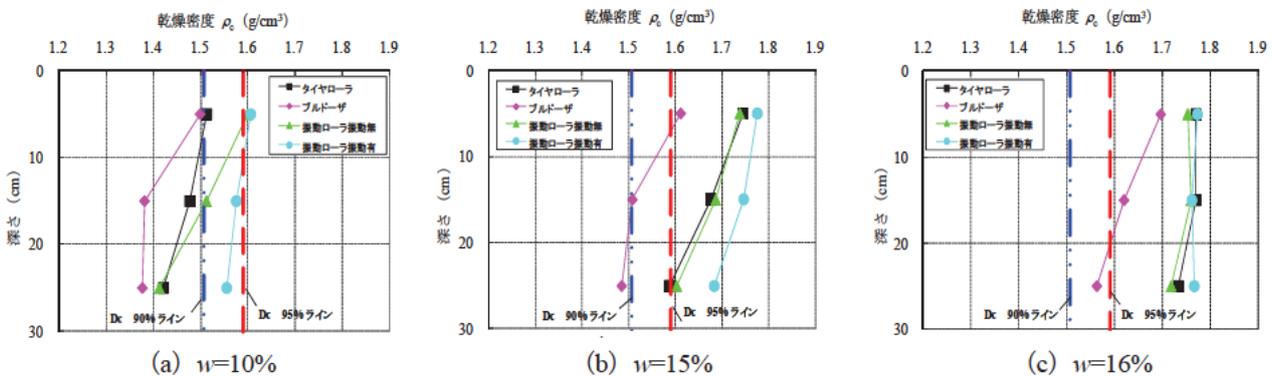


図-4 地表面からの深さ—乾燥密度 ( $N=16$ )

実験により得られた各含水比における乾燥密度—試験地盤表面からの深さの結果を以下に述べる。

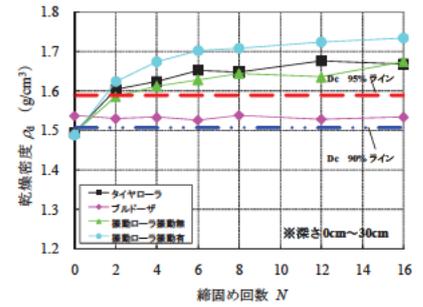


図-2 締固め回数—乾燥密度 ( $w=15\%$ 、 $h=0\sim 30\text{cm}$ の平均値)

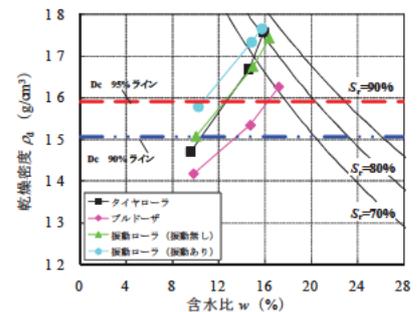


図-3 含水比—乾燥密度 ( $N=16$ 、深さ $h=0\sim 30\text{cm}$ の平均値)

- 1) すべての締固め機械について深さ方向に対して密度の減衰が起こっている。
- 2) 振動ローラ（振動あり）については、いずれの含水比においても、深さによる密度の違いが他の機械に比べて小さい結果となった。
- 3) ブルドーザについては、試験地盤表面からの  $h=0\sim 10\text{cm}$  と  $h=10\text{cm}\sim 20\text{cm}$ 、 $20\text{cm}\sim 30\text{cm}$  での値の差は、いずれの含水比においても最も大きい結果となった。

### 5.1.2 密度計測結果の考察

今回得られた密度計測結果より、各機械の締固め特性を表-3 に示す。表-3 に表記した実験結果の考察を行った。

- 1) 含水比条件に依らず振動ローラ（振動あり）は締固め地盤表面からの深さによる密度変化も小さく、現在ある締固め機械としては最も有用な締固め機械であると考えられる。
- 2) 含水比や締固め機械の種類によっては締固め後の密度分布が深さ方向に大きく変化し、特にブルドーザにおいては、その差が大きい傾向があり、ブルドーザを使用した締固めについては、10cm もしくは 20cm 程度までの施工管理プロセスが重要となることが考えられる。
- 3) 締固め機械が締固め効果を発揮する最適な締固め回数は、最大でも 6~8 回程度であり、それ以上の締固め効果が必要となる場合、機体重量、機種選択等の締固め機構等の検討が課題として考えられる。

道路盛土の施工管理における密度試験においては、一般的に砂置換法やR I法が用いられるが、その計測の対象となるのは、転圧面から深さ 10cm もしくは 20cm 程度までの範囲である。締固め機械によっては、こうした密度試験では管理基準値を達成していても、より深い層では、基準値を下回る可能性があるため、要求性能に応じた盛土の品質を確保していくには、施工管理に用いられる密度試験の結果とともに、締固めに用いる施工機械の締固め特性を考慮しておく必要があると考えられる。

## 5.2 地盤反力係数計測

### 5.2.1 地盤反力係数計測結果（重錘落下試験）

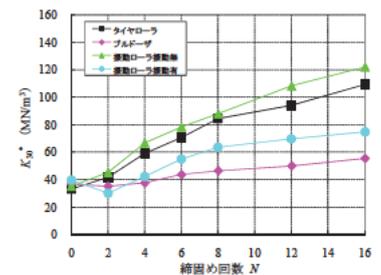
重錘落下試験によって得られた各含水比における  $K_{30}^*$  と締固め回数試験によって得られた結果を図-5 に示す。なお、動的平板載荷試験によって得られた地盤反力係数は平板載荷試験により実際に得られたものではないため、本稿では  $K_{30}^*$  と記載し区別して使用することとした。

$w=10\%$ 、 $15\%$ については  $K_{30}^*$  に違いはあるがほぼ同様な傾向を示したため本稿では  $w=15\%$  を代表として示す。各使用機械締固め回数の増加とともに  $K_{30}^*$  が上昇することがわかる。しかし、 $w=16\%$  では締固め回数の増加により初期値と同等もしくは低下している。さらに、図-6 に各含水比- $K_{30}^*$  の関係を示す。図より、 $w=10\%$  から  $w=15\%$  間より  $w=15\%$  から  $w=16\%$  間で急激な  $K_{30}^*$  の低下を示した。最後に、各含水比における各締固め機械によって得られた全  $K_{30}^*$  計測データを図-7 に示す。図中の  $K_{30}^*$  については平方を取った値となっている。

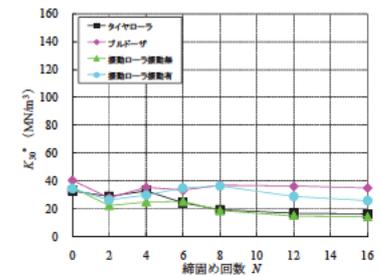
表-3 締固め機械の締固め特性

締固め機械	タイヤローラ			ブルドーザ			振動ローラ（振動無）			振動ローラ（振動有）		
	11	15	16	11	15	16	11	15	16	11	15	16
含水比(%)	11	15	16	11	15	16	11	15	16	11	15	16
深さ (cm)	0-10	-	◎	◎	-	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	10-20	-	◎	◎	-	○	○	○	◎	◎	◎	◎
	20-30	-	○	◎	-	-	○	-	○	◎	◎	◎
最適締固め回数	6~8			-			6~8			4~6		

◎:  $D_c=95$  達成 ◎:  $D_c=90\%$ 以上 95%未満 -:  $D_c=90\%$ 未満



(a)  $w=15\%$



(b)  $w=16\%$

図-5 締固め回数- $K_{30}^*$  ( $N=16$ )

$w=10\%$ では乾燥密度と  $K_{30}^*$ との間には比較的良好な相関関係があることがわかった。しかし、 $w=15\%$ 、 $16\%$ と含水比が推移するにつれて乾燥密度と  $K_{30}^*$ のバラつきは大きくなる。さらに、乾燥密度と  $K_{30}^*$ の関係は各含水比で独立した相関関係を示しており、すべての含水比において一様な相関性を示すには至らなかった。

### 5.2.2 地盤反力係数計測結果の考察

本実験で計測した  $K_{30}^*$ は、本実験で得られた乾燥密度の傾向と違い、含水比が最適含水比に向かうにつれて低下した。この現象は、締固めた土の含水比が上昇し土の飽和度が高くなることにより、土粒子間に形成されていたメニスカスが消滅し、土の粒子間結合力が低下した<sup>4)</sup>ために生じたものと推察される。また、乾燥密度との相関については、最適含水比よりも乾燥側であれば  $K_{30}^*$ は比較的良好な相関を示すため、重錘落下試験などは通常道路盛土で行われる RI 法などの密度管理手法のよりも簡易な品質管理手法として使用できると考えられる。また、図-7 に示したように、密度測定だけではわからない不均質部位 ( $K_{30}^*$ が低下している部位) を計測することが可能なため、より盛土を均質に管理するための手法としても有用であることが考えられる。

### 5.3 乱れ率、CCV 値計測について

#### 5.3.1 乱れ率、CCV 値計測結果

本実験で計測された乱れ率、CCV 値について結果を図-8、9、10 に示す。図-8 では、 $w=10\%$ 、 $15\%$ についてはほぼ同様の傾向を示したため代表として  $w=10\%$ の結果を示す。図より乱れ率も CCV 値も締固め回数の増加とともに多少のバラつきはあるが増加している。しかし、 $w=16\%$ では乱れ率、CCV 値ともに締固め回数の増加とともに明確に増加しているとは言い難い結果となった。次に、乱れ率、CCV 値と  $K_{30}^*$ の関係を図-9 に、乱れ率、CCV 値と乾燥密度の関係を図-10 に示す。 $K_{30}^*$ との相関関係については  $w=10\%$ では比較的良好な相関関係を示している。しかし、 $w=15\%$ 、 $w=16\%$ になるにつれて弱くなる傾向を示した。また、乱れ率と CCV 値では値自体に違いはあるものの近似線の傾きは非常に似た傾向を示した。さらに、乾燥密度と乱れ率、CCV 値では重錘落下試験結果と同様に、 $w=10\%$ 、 $15\%$ では比較的良好な相関関係が得られたが  $w=16\%$ では明確な相関性は得られなかった。

#### 5.3.2 乱れ率、CCV 値計測結果の考察

実験結果より、乱れ率、CCV 値といった加速度応答法によって得られた値は、最適含水比より乾燥側であれば重錘落下試験といった動的平板载荷試験と良好な相関関係にあり、また乾燥密度とも相関があることがわかった。

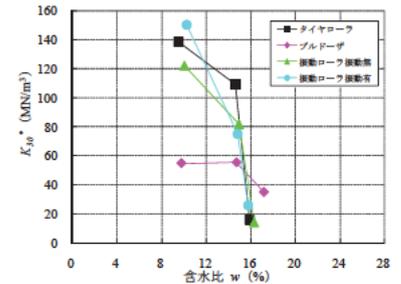


図-6 含水比 -  $K_{30}^*$  ( $N=16$ )

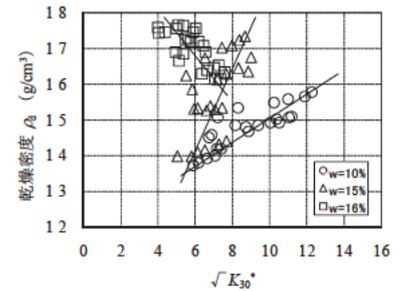
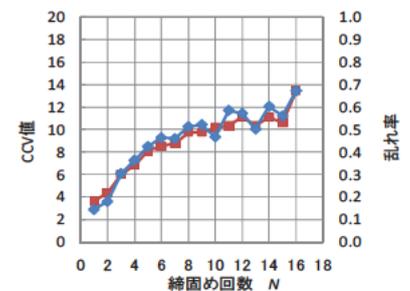
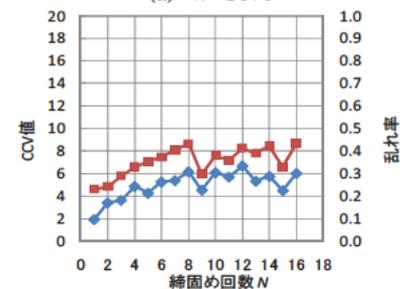


図-7 含水比 -  $K_{30}^*$  ( $N=16$ )



(a)  $w=10\%$



(b)  $w=16\%$

図-8 締固め回数 - 乱れ率、CCV 値

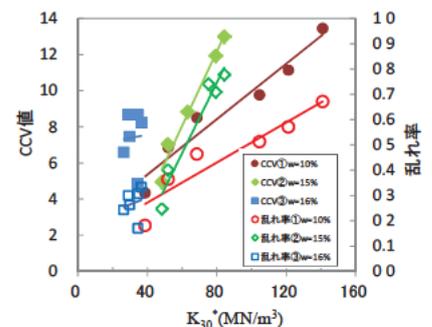


図-9  $K_{30}^*$  - 乱れ率、CCV 値

よって、最適含水比よりも乾燥側であれば、密度を推定する代替指標として使用できる可能性が考えられる。さらに、密度測定だけではわからない不均質部位 ( $K_{30}$  が低下している部位) を計測する可能性も示した。特に、加速度応答法は国土交通省などが推進している情報化施工などと複合し施工管理を行うことで、RI や砂置換など施工面を点で管理していたものを面で管理できるという利点があり、使用土質の含水比を管理することが可能であれば今後の盛土を均質に管理するための手法として有用であると考えられる。

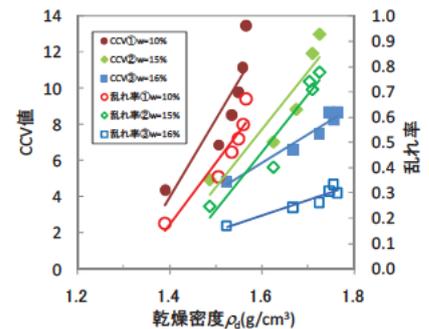


図-10 乾燥密度-乱れ率、CCV 値

## 6. 今後の課題

盛土には、河川盛土、道路盛土など用途により様々な盛土が存在する。また、道路盛土においても、路体、路床、路盤でまたその要求品質は異なる。本実験のように土質条件 (含水比、土質材料) に応じた機械の締固め能力特性、動的平板載荷試験の特性を明らかにすることで、現場に適した施工管理を行う必要がある。例えば、振動ローラが本

実験では最も優れた締固め能力を示したが、トラフィカビリティーの悪い土ではブルドーザを用いざるを得ない。このような土で締固め機械を使用する際に、まきだし厚や密度以外の品質指標を組み込むことなど盛土の要求品質に応じた施工ガイドラインとなるようなものを確立していくこと (表-5) が今後必要となる。

品質管理手法については、本実験では動的平板載荷試験、加速度応答法の特性を明らかにし、現場への適用についてその有用性を示した。しかし、これらの手法は含水比に非常に影響を受けるために、現場での使用については含水比の日常管理が重要な要因となることも示された。現場での含水比の調整、管理は非常に難しい面があるため、これらの品質管理手法についても今後さらに検討が必要となる。

さらに、実施工現場では多種多様の土質、現場環境、施工機械によって施工されているため、今後も砂質系土質以外の土質 (砂礫質土、碎石など) について実験を行い、施工対象に応じた適切な施工機械の選定、効果・効率的な品質管理手法について基礎データを収集することも今後の課題となる。

## 7. 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、山木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) 境ら、「重錘落下による地盤反力係数の測定」,第 41 回地盤工学会研究発表会,2006 年
- 2) 古屋弘ら、「振動ローラ加速度法による路床プルーフローリング装置の開発」,第 39 回地盤工学会研究発表会,2004 年
- 3) 高倉敏ら、「盛土地盤における締固め品質管理手法の開発」,土木学会土木施工シンポジウム,2003 年
- 4) 建山和由,「締固め」,地盤工学会誌,2006 年 6 月号

表-5 締固め機械による施工ガイドライン (例)

	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)
土質材料	砂質系土質			
機械質量	11ton			
最適施工層厚 (cm)	20-30	5-10	20-30	20-30
最適施工含水比 (%)	$w_1 < w_{opt}$	—	$w_1 < w_{opt}$	$w_1 < w_{opt}$
最適締固め回数	6-8	—	6-8	4-6

$w_1$ : 現場施工含水比

# 下水汚泥からの電解によるリン回収とみずみち棒による汚泥濃縮についての研究

チーム名等    リサイクルチーム  
氏        名    浅井 圭介

## 1. まえがき

世界的な食料増産・バイオマス生産のため、肥料用鉱石が戦略物資と産出国で位置づけられ、安定的な肥料の確保が食料安全保障と関連して国家的な課題となってきた<sup>1)</sup>。下水汚泥中には食品残渣並びにその代謝物として高濃度の栄養塩が存在しており、これらを回収して資源利用する手法を検討する必要がある。また下水処理水中の低濃度の栄養塩についても、閉鎖性水域など高濃度の栄養塩が問題となっている地域においては、除去することで放流先の水質改善につながることから、極力有効利用することが望ましいと考えられる。

また、現在の下水道事業は人口減少に伴う料金収入の減少や改築更新費用の増大などにより、厳しい財政運営を余儀なくされており、汚泥処理においても性能を確保しつつコスト低減を図ることが重要である。土木研究所リサイクルチームでは機械濃縮に比べ消費電力が小さくランニングコストの少ない重力濃縮の性能を改善する装置として「みずみち棒」を開発している。

## 2. 研究目的

電解によるリン回収については、下水処理場に集約されている栄養塩類を可能な限り多量で、かつ、資源として利用しやすい形で回収することを目的としている。処理場のマテリアルフロー中で比較的高濃度にリンを含有している消化汚泥や消化汚泥の脱水分離液から電解処理によってリン等の回収物の組成と量を調べる。そこで、回分実験によりリン回収率向上のための条件の検討をし、他バイオマスとの混合による回収率の検討を行った。また元素の収支の確認を行った。

みずみち棒による汚泥濃縮については、苫小牧などの10処理場12槽で導入されているみずみち棒について、導入した処理場で効果に差がでていないため、導入済みの処理場をできる限り多く訪問し、現在の運転状況の把握を行った。また、思うように効果が発揮できていない処理場ではどういったことが問題となっているのかを検討し、それにちなんだ実験を行った。

## 3. 研究方法

### 3.1 電解におけるリン回収

#### 3.1.1 電解法によるリン回収について

これまでのリン回収技術としてMAP法やHap法があるが、下水からのリン回収を目的とする場合、MAP法ではアルカリ剤の添加とマグネシウムの添加をすることで、MAP（リン酸マグネシウムアンモニウム）として結晶物を取り出すことができ、Hap法ではpHの制御と種結晶の添加をすることで、Hap（ヒドロキシアパタイト）として結晶物を取り出すことができる。

電解法を用いた場合、水の電気分解により陽極側より酸素、陰極側より水素が発生すると同時に、陽極近傍の pH は酸性側に、陰極近傍の pH はアルカリ側に変化する。よって陰極側においてはアルカリ剤の添加が無くとも MAP や Hap などのような結晶性の物質を生成することができ、陰極への析出物や、陰極近傍で生成された結晶物を取り出すことができる。

### 3.1.2 電解法実験方法

図 1 に実験装置概要、図 2 に電極板外形図を示す。実験には 5000mL ビーカーを用い、電極板 10 枚を陽極と陰極を交互に配列することで行った。電源には直流安定化電源（菊水電子工学株、PCM 18-5A）を用いた。

表 1 に電解実験条件、表 2 に試料分析結果を示す。実処理場より採取した消化後の脱水分離液を試料とし上澄を使用した。条件は表 1 に示すように脱離液のみの条件、スターラやエアストーンを用いて流速を与えた条件、硫酸マグネシウムを 1g 投入した条件、蒸留水に貝殻などの他バイオマスを溶出させた溶出液を 100g 投入した条件の 10 条件とした。実験時間は 24 時間とし、電流密度  $40\text{A}/\text{m}^2$  となるよう電流を 50.4A に設定し電流一定で実験を行った。電極に析出した結晶物の回収はビーカーより電極を取り出し、イオン交換水で満たしたビーカーに浸漬させ、逆電圧（陽極と陰極を逆に接続）することで剥離させた。逆電圧の時間は約 3 時間とした。

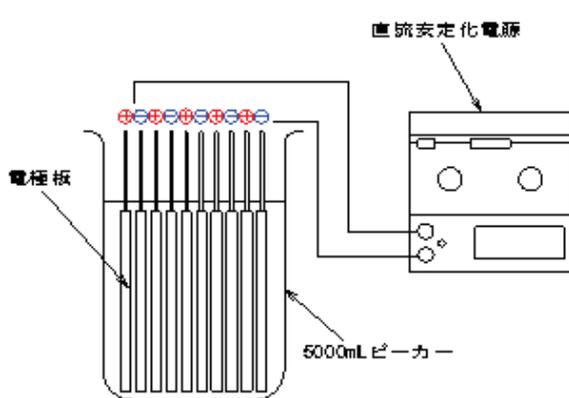


図 1 実験装置概要

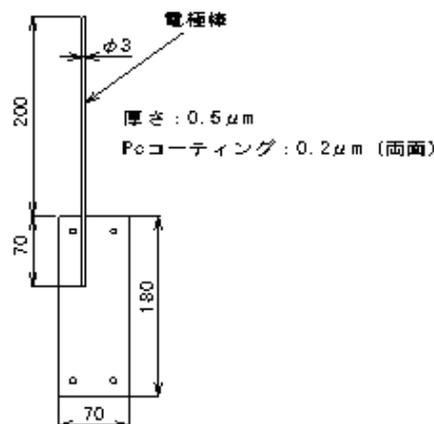


図 2 電極板外形図

表 1 電解実験条件

No.	試料	条件	電極枚数	電極割合 ( $\text{m}^2/\text{m}^3$ )	時間	電流密度 ( $\text{A}/\text{m}^2$ )	電流 (A)	備考
No.1	脱離液 上澄み	-	10	25.2	24	40	5.04	
No.2		スターラ		25.2	24	40	5.04	ダイヤルを2/5回した位置で回転
No.3		バブリング		25.2	24	40	5.04	0.5L/minのエアを送る
No.4	脱離液 上澄み + Mg添加	-		25.2	24	40	5.04	脱離液4999gに対して硫酸マグネシウムを1g投入
No.5	脱離液 上澄み + 貝殻	-		25.2	24	40	5.04	脱離液4900gに対して貝殻の溶出液を100g投入
No.6	脱離液 上澄み + 落葉	-		25.2	24	40	5.04	脱離液4900gに対して落葉の溶出液を100g投入
No.7	脱離液 上澄み + 茶かす	-		25.2	24	40	5.04	脱離液4900gに対して茶かすの溶出液を100g投入
No.8	脱離液 上澄み + コーヒーかす	-		25.2	24	40	5.04	脱離液4900gに対してコーヒーかすの溶出液を100g投入
No.9	畜産排水	-		25.2	4	40	5.04	泡が大量に発生し、溢れ出してしまったため4時間で終了
No.10	脱離液 上澄み + 畜産排水	-		25.2	24	40	5.04	脱離液4900gに対して畜産排水を100g投入 pHの測定はなし

表 2 試料測定結果

(mg/L)

	pH	TS	VS	SS	VSS	T-P	T-N	PO <sub>4</sub> -P	NH <sub>4</sub> -N
No.1	7.97	1199	464	156.8	186.7	81.6	653.2	75.7	605.1
No.2	7.96								
No.3	7.90								
No.4	8.04	1186	400	125.0	136.4	60.4	666.4	46.5	604.9
No.5	8.00	1100	383	125.1	166.4	77.3	618.0	73.6	610.5
No.6	8.04	1388	588	118.1	138.8	74.1	736.4	70.1	578.9
No.7	8.03	1256	541	163.5	172.3	73.1	622.4	70.7	573.6
No.8	7.92	1205	460	122.9	151.2	79.4	672.8	77.3	596.9
No.9	7.96	23076	14202			249.4	2800.8	47.5	1638.2
No.10		1569	697	324.6	369.9	82.5	696.4	75.8	586.3

### 3.2 みずみち棒による汚泥濃縮

#### 3.2.1 みずみち棒による汚泥濃縮について

みずみち棒を重力濃縮槽内に鉛直方向に設置し横移動させることで、みずみちが形成されて汚泥粒子の沈降速度が高まり、濃縮効率の改善効果につながる<sup>2)</sup>。現在では、この技術を導入した重力濃縮槽が全国 10 処理場、12 槽で稼働している。

#### 3.2.2 みずみち棒実験方法

図 3 に実験装置、表 3 にみずみち棒実験条件を示す。直径 167mm 高さ 300mm の円柱型の水槽を用いて、20℃の恒温室で回分試験を行った。供試汚泥は実際の下水処理場から採取してきた OD 法の余剰汚泥 (TS≒20g/L) を水道水で希釈して投入汚泥濃度に調整して使用した。みずみち棒なしの条件で投入汚泥濃度 13g/L、10g/L、7g/L、4g/L、1g/L、みずみち棒ありの条件で投入汚泥濃度 13g/L、10g/L、7g/L、4g/L とし、汚泥を深さ 200mm まで投入した。みずみち棒はφ18×1 本、0.42min<sup>-1</sup> という条件で運転し、沈降の様子を 10 分毎にデジタルカメラの自動撮影により記録した。汚泥濃度は、ピペットを使用して汚泥を採取し、下水試験法に基づいて蒸発残留物(TS)を測定した。



図 3 実験装置

表 3 みずみち棒実験条件

	みずみち棒	投入汚泥濃度 (g/L)
Case1	みずみち棒なし	13
Case2		10
Case3		7
Case4		4
Case5		1
Case6	みずみち棒あり	13
Case7		10
Case8		7
Case9		4

表 4 みずみち棒条件

棒径 (mm)	ピッチ (mm)	回転速度 (min <sup>-1</sup> )
φ18	45	0.42

#### 4. 研究結果

##### 4.1 電解におけるリン回収

表5に結晶物の重量測定結果、表6にリン回収率を示す。浮上物については電解によって発生する気泡と一緒に浮上してきたゴミなどが多くみられたので、電解によって移動するイオンの影響を受けたものではないと考える。析出物は電極でやり取りされるイオンの影響を受け、電極に析出しているが、沈降物については析出したものが剥れて沈降したものと、電解により陰極付近でアルカリとなることでできた結晶物が沈降した場合が考えられる。沈降物についてはNo.4 (Mg添加) の条件で37.8%と最も回収率が高く、析出物についてはNo.7 (茶かす混合) の条件で7.3%と最も回収率が高い値を示した。一方、No.10 (畜産排水混合) の条件で1.5%と最も回収率が低く、析出物についてはNo.8 (コーヒーかす混合) の条件で0.1%と最も回収率が低い値を示した。

表5 結晶物重量測定結果

		(g)			
		浮上物	沈降物	析出物	沈降物+析出物
No.1	脱離液 上澄み	0.1244	0.1982	0.0002	0.1984
No.2		0.0208	0.0611	0.1397	0.2008
No.3		0.0537	0.1238	0.1043	0.2281
No.4	脱離液 上澄み+Mg添加	0.0654	0.5123	0.0679	0.5802
No.5	脱離液 上澄み+貝殻	0.0071	0.1152	0.0409	0.1561
No.6	脱離液 上澄み+落葉	0.0199	0.1842	0.0470	0.2312
No.7	脱離液 上澄み+茶かす	0.0373	0.0729	0.2055	0.2784
No.8	脱離液 上澄み+コーヒーかす	0.0379	0.1213	0.0130	0.1343
No.9	畜産排水				
No.10	脱離液 上澄み+畜産排水	0.2221	0.0696	0.0696	0.1392

表6 リン回収率

		リン含有量 (mg)				リン回収率 (%)		
		試料	沈降物	析出物	沈+析	沈降物	析出物	沈+析
No.1	脱離液 上澄み	300.0	22.8	0.0	22.8	7.6	0.0	7.6
No.2		300.0	3.5	16.5	20.1	1.2	5.5	6.7
No.3		300.0	13.8	14.8	28.6	4.6	4.9	9.5
No.4	脱離液 上澄み+Mg添加	209.0	78.9	9.4	88.3	37.8	4.5	42.3
No.5	脱離液 上澄み+貝殻	377.0	11.7	4.9	16.6	3.1	1.3	4.4
No.6	脱離液 上澄み+落葉	370.5	21.1	2.8	23.9	5.7	0.7	6.4
No.7	脱離液 上澄み+茶かす	340.0	10.7	24.8	35.6	3.2	7.3	10.5
No.8	脱離液 上澄み+コーヒーかす	332.0	9.1	0.4	9.5	2.7	0.1	2.8
No.10	脱離液 上澄み+畜産排水	321.0	4.8	12.3	17.1	1.5	3.8	5.3

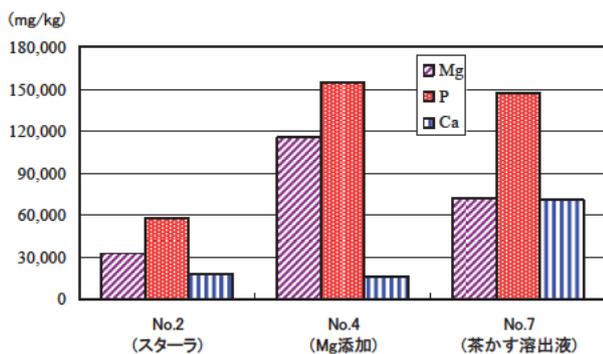


図4 沈降物金属含有量

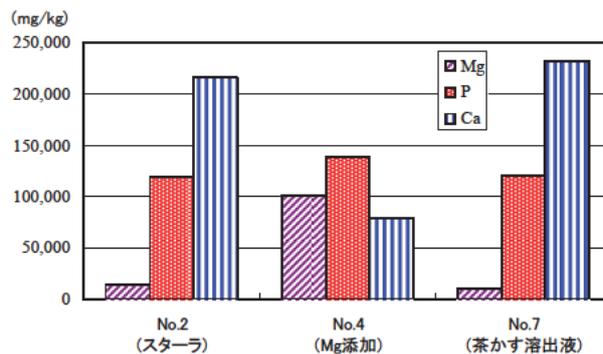


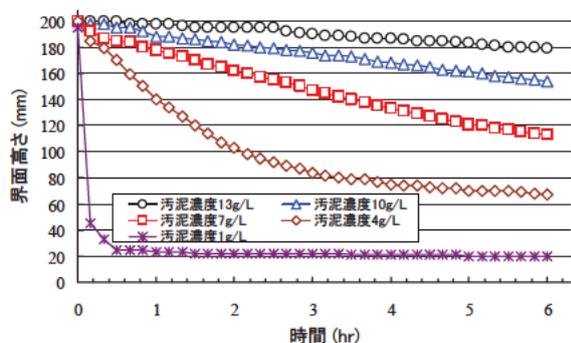
図5 析出物金属含有量

図4に沈降物金属含有量、図5に析出物含有量を示す。沈降物で最も回収率の高かったNo.4 (Mg 添加) の条件と、析出物で最も回収率の高かったNo.7 (茶かす混合) の条件についてのMg、P、Caの含有量を示したものであるが、どの条件においても沈降物にはMgが多く含まれていることからHap主体の結晶物が生成されていることがいえ、析出物にはCaが多く含まれていることからMAP主体の結晶物が生成されていることがいえるものとする。

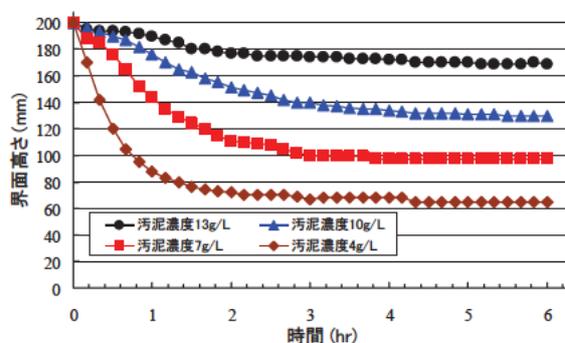
#### 4.2 みずみち棒による汚泥濃縮

図6に投入汚泥濃度の違いによる界面高さとの関係を示す。界面高さは汚泥の沈降により変動する水と汚泥の界面のことで、(a)のみずみち棒なしの条件、(b)のみずみち棒ありの条件ともに、投入汚泥濃度が高い条件に比べて投入汚泥濃度が低い条件の方が、界面の高さの減少速度が速い傾向にあった。この時、界面高さとの時間の関係に見られる曲線を沈降曲線と呼び、沈降曲線の初期に見られる減少する速度が等速となっている部分を初期沈降速度と呼ぶ。

図7に初期沈降速度と投入汚泥濃度の関係、図8に固形物負荷と投入汚泥濃度の関係を示す。各条件の初期沈降速度を算出すると、Case1が3.5 (mm/h)、Case2が7.7 (mm/h)、Case3が16.8 (mm/h)、Case4が60 (mm/h)、Case5が900 (mm/h)、Case6が11.3 (mm/h)、Case7が21.2 (mm/h)、Case8が39 (mm/h)、Case9が112 (mm/h)であった。



(a)みずみち棒なし



(b)みずみち棒あり

図6 投入汚泥濃度の違いによる界面高さとの関係

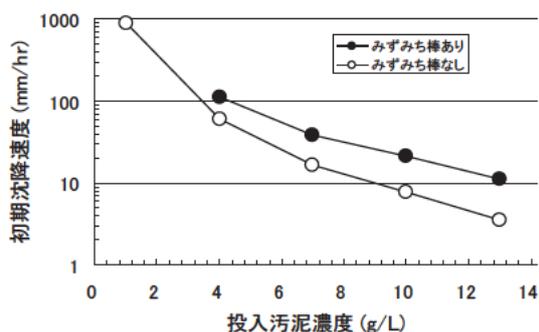


図7 初期沈降速度と投入汚泥濃度の関係

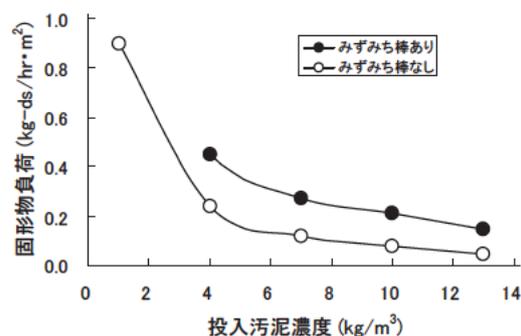


図8 固形物負荷と投入汚泥濃度の関係

初期沈降速度と投入汚泥濃度の関係を方対数グラフで表すと図7となり、みずみち棒なしの条件よりみずみち棒ありの条件の方が、どの投入汚泥濃度の条件においても初期沈降速度が速い結果となった。さらにこの初期沈降速度から固形物負荷を算出し固形物負荷と汚泥濃度の関係を表すと図8となり、図7の初期沈降速度と投入汚泥濃度の関係と同じような傾向がみられた。実験から得られた結果を固形物負荷より引抜き速度を算出する手法の1つである Coe-Clevenger の計算方法に準用させると、みずみち棒導入によって汚泥の沈降速度が高まっているため、界面の高さを一定に保ち投入固形物負荷と引抜き固形物負荷を等しい関係とするためには、引抜き速度を遅くしなければならないことがわかった<sup>3)</sup>。また、みずみち棒ありの条件の方がより濃度が高くなるといえ、みずみち棒によって汚泥の沈降速度が速くなった場合、より濃度の濃い汚泥を引抜くことができるといえる。

## 5. 謝辞

1年間交流研究員として土木研究所でお世話になり、リサイクルチームのみなさまをはじめ、水質チームのみなさま、国土技術政策総合研究所下水道部のみなさまには、多方面にわたりご指導いただきましたことを感謝しております。また、実験をすすめるうえで、実験棟の方々には大変お世話になりましたありがとうございました。その他1年間お世話になりました土木研究所のみなさまにお礼申し上げます。

所属：株式会社大原鉄工所

## <参考文献>

- 1) 黒田章夫、滝口昇、加藤純一、大竹久夫、「リン資源枯渇の危機予測とそれに対応したリン有効利用技術開発」、環境バイオテクノロジー学会誌、Vol. 4, No. 2, pp87-94, 2005
- 2) 北村友一、落修一、渡部春樹、「下水汚泥の重力濃縮におけるピケットフェンスの効果」、土木学会第50回年次学術講演会、pp1234-1235、平成7年
- 3) 土木学会、水理公式集、pp419-420、(平成11年度版)

# ブリーディングによる各種イオンの移動・集積

チーム名 基礎材料チーム  
氏名 山田 宏

## 1. まえがき

従来、一般的な土木構造物ではスランブ 8cm のコンクリートが用いられてきた。しかし近年、施工性を考慮し打込み時点での最小スランブを柔軟に設定することが提案されている。コンクリートのスランブを増大させると、既往の研究<sup>1)</sup>からブリーディング量がやや大きくなるおそれがある。

ブリーディング量が大きくなることによる影響の一つとして、骨材や鋼材下面に空隙が生じたり、ブリーディング水の移動に伴って、コンクリート中のナトリウムイオンおよび塩化物イオンが移動・集積したりする<sup>(例えば<sup>2)</sup>)</sup>ことが指摘されている。これらのイオンの移動・集積は、鋼材腐食を助長やASRの促進など、コンクリート構造物の耐久性低下に繋がる<sup>3)</sup>ことが懸念されるが、イオンの移動・集積の定量的な情報は得られていないのが現状である。

## 2. 研究目的

本研究では、ブリーディング水の移動に伴うナトリウムイオンおよび塩化物イオンの移動・集積の程度について検討を行った。

## 3. 実験概要

### 3.1 配合

配合を、表1に示す。ブリーディング量に着目した実験であるため、配合1~3、5に用いた細骨材はブリーディングが生じやすいように粒径0.15mm以下の微粒分をふるい分けて除去した。配合6は、ブリーディングが生じない高流動コンクリートとした。配合7は、粗骨材の有無の影響を把握する目的で、配合4のモルタル部分のみを取り出した配合とした。なお、各種イオンの移動・集積の傾向をとらえやすくするため、練混ぜ水にNaClを混入した。

表1 配合

	成形条件 (表2)	W/C (%)	単位置 (kg/m <sup>3</sup> )				添加量 (Cx%)			NaCl量 (Cx%)	
			W	C	S		G	Ad1	Ad2		AE
					全粒度	微粒分除去					
配合1	通常	55	175	318	—	803	980	0.00	—	0.0030	
0.25											
配合2			150	273	—	903		—	4.00	0.0045	
配合3								803	—		
配合4	通常	175	318	—	803	0.25	—	—			
配合5	過振動	—	—	—	803	—	—	—			
配合6	流込み	35	175	500	654	—	—	1.00	0.0030		
配合7	通常	55	284	516	1303	—	—	0.25	—		

粗骨材最大寸法：20mm  
C：普通ポルトランドセメント（密度3.16g/cm<sup>3</sup>）  
S：静岡県掛川産山砂（配合1~3：密度2.57g/cm<sup>3</sup>・吸水率1.87%、配合4~7：密度2.56g/cm<sup>3</sup>・吸水率2.23%）  
G：茨城県笠間産砕石（密度2.67g/cm<sup>3</sup>・吸水率0.46%）  
Ad1：リグニスルホン酸系AE減水剤  
Ad2：ポリカルボン酸系高性能AE減水剤  
AE：変性ロジン酸化合物系空気運送剤  
※配合7は、上表以外にブリーディングを制御する目的で、メチルセルロース系増粘剤を水に対して0.075%用いた。

### 3.2 供試体

供試体は、表2に示す成形条件で図1に示す形状とした。図中の水色は異形棒鋼、赤色は切断位置を表す。供試体aは、無筋の供試体であり鉄筋が関与しない状況での高さ方向における各種イオン分布を把握するものとした。供試体b、

表2 成形条件

成形条件	打込み	締固め		
		使用機器	加振面	時間
通常	2層	型枠バイブレータ	両側面	15秒/1側面・1層
過振動	2層	テーブルバイブレータ	底面	120秒/1底面・1層
流込み	1層	なし	なし	なし

cは、異なる高さにおける鋼材下面での各種イオンの移動・集積の程度を把握するものとした。供試体dは、一部に重ね継手を模擬し、ブリーディング水が捕集される面積が大きい部位の影響を把握するものとした。なお、配合5は、成形条件の影響を把握するため、過剰な振動縮固めを行って供試体を作製した。20℃試験室内で養生を行い、打設後14日目まで型枠内で封緘養生した。その後は、図1に示す箇所を供試体から切り出して、材齢28日まで気中養生した。

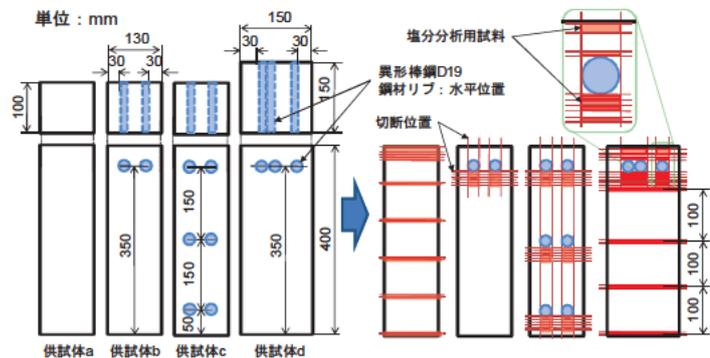


図1 供試体概要

### 3.3 試験方法

コンクリート中のナトリウムイオン量は、供試体a~cを対象に、総プロ法<sup>3)</sup>に準じてナトリウムイオンを抽出した後、原子吸光光度計で分析した。コンクリート中の塩化物イオン量は、全供試体を対象に、全塩分を電位差滴定法 (JIS A 1154) で分析した。また別途、ブリーディング試験 (JIS A 1123) も実施した。なお、ブリーディング試験は、過振動条件 (配合5)のみ、供試体と同様の縮固め方法とした。

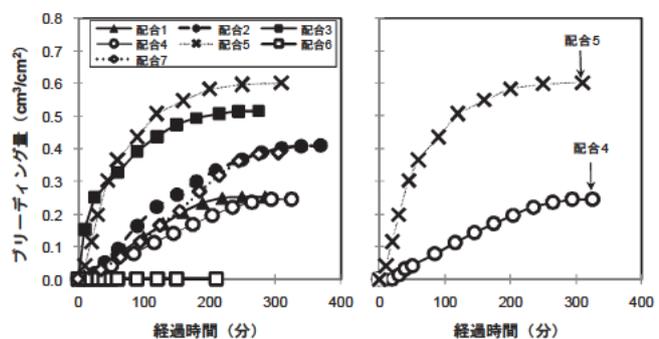


図2 ブリーディング試験結果

## 4. 実験結果および考察

### 4.1 ブリーディング試験結果

ブリーディング試験結果を図2に示す。まず、全ての配合の結果 (図2左) に着目すると、ブリーディングが生じない高流動コンクリート (配合6) から大幅にブリーディングが生じるコンクリート (配合3) まで、幅広いブリーディング量の範囲となり、意図的にブリーディング量を調整したモルタル (配合7) を除いて、細骨材の微粒分を除去した配合でブリーディング量が大きくなった。次に、供試体の成形条件が異なる配合4、5 (図2右) に着目すると、過剰に振動をかけた配合5はブリーディング量がかなり大きくなった。

### 4.2 高さ方向の各種イオン分布

ナトリウムイオンの移動・集積は、分析で得られたナトリウムイオン量を練混ぜ時に混入したナトリウムイオン量で除した値 (ナトリウムイオン量比) で評価した。塩化物イオンの移動・集積は、分析で得られた全塩分量を練混ぜ時に混入した塩化物イオン量で除した値 (塩化物イオン量比) で評価した。なお、塩化物イオンおよびナトリウムイオンの分析値の平均値は、必ずしも混入したNaCl量から算出される値とは一致しない。その理由として、採取した試料が高さ方向で断続的であることや試料中の粗骨材量が部位によって一定でないこと等が考えられる。また、ナトリウムイオン量比は全体に1.0以上であるが、この原因として、粉碎された骨材から溶け出すイオンの影響が考えられる。

### ①ナトリウムイオン

ナトリウムイオンの測定結果を図3に示す。ブリーディング量が $0.25\text{cm}^3/\text{cm}^2$ 程度の配合1の結果(図3左)に着目する。無筋の供試体aの結果から、高さ方向でナトリウムイオン量比に顕著な違いが見られなかった。また、配筋した供試体b、cでは、鋼材の影響を受けてナトリウムイオン量比に若干変化があるものの明確な傾向は見られなかった。その他の配合2、3についても、ナトリウムイオンの移動・集積に関して明確な傾向は見られなかった。

### ②塩化物イオン

塩化物イオンの測定結果の一例を図4に示す。まず、ブリーディング量が $0.50\text{cm}^3/\text{cm}^2$ 程度の配合3の結果(図4左)に着目する。無筋の供試体aの結果から、上部で塩化物イオン量比が大きくなる傾向が見られた。また、配筋した供試体b、cでは、鋼材直下の塩化物イオン量比が急激に大きくなった。なお、供試体b、cの鋼材位置 $350\text{mm}$ では、鋼材直下の塩化物イオン量比は、同程度であった。練混ぜ時に混入した塩化物イオン量を超える箇所は、最上部から $50\text{mm}$ 程度(供試体a)の場所で、また、鋼材下面から数十 $\text{mm}$ 程度(供試体b、c)が顕著であった。

次に、配合4、5の結果(図4右)に着目する。供試体の成形条件の異なる配合4、5では、高さ方向の分布傾向が少し異なり、通常の成形条件の配合4に比べ、過剰に振動をかけた配合5が上部で塩化物イオン量比が大きくなる傾向がより顕著となった。また、どちらの配合も配筋条件が異なっても、鋼材直下の塩化物イオン量比は、大きくなった。

塩化物イオン量比が最も大きくなった部分は、ほぼ全ての配合で最上部であり、その大きさは最大2.2倍となった。

### 4.3 鋼材直下の塩化物イオンの集積

鋼材直下の塩化物イオン量比を図5に示す。まず、供試体cの結果(図5左)に着目すると、ばらつきはあるが、上部の鋼材ほど、その直下の塩化物イオン量比が増加する傾向にあった。

次に、供試体d(図5右)に着目すると、ほぼ全ての配合でダブル配筋の方がシングル配筋に比べ、鋼材直下に位置する塩化物イオン量比がやや大きい傾向にあった。

本検討に用いた配合の範囲では、鋼材直下の塩化物イオン量は、シングル配筋で練り混ぜ時に混入した塩化物イオン量の最大1.4倍程度であり、ダブル配筋では、最大1.5倍程度であった。

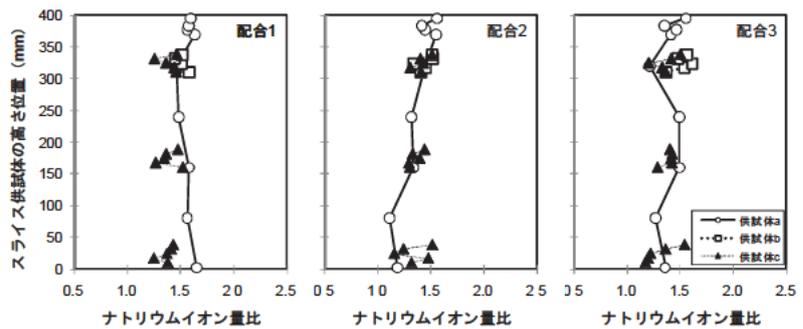


図3 ナトリウムイオンの測定結果

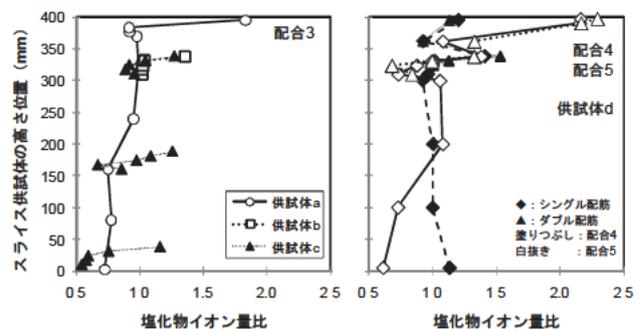


図4 塩化物イオンの測定結果の一例

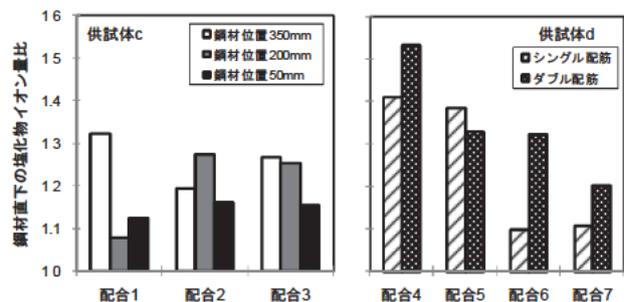


図5 鋼材直下の塩化物イオン量比

#### 4.4 塩化物イオンの集積とブリーディングの関係

シングル配筋で鋼材位置 350mm の鋼材直下の塩化物イオン量比とブリーディングの関係を図6に示す。ブリーディングが生じない高流動コンクリート（配合6）で鋼材直下の塩化物イオン量比が1.1倍程度であった。ブリーディング量（または、率）が大きい配合では、鋼材直下の塩化物イオン量比が大きい傾向にあるようにも見受けられたが、その違いは顕著ではなかった。また、分析試料中に粗骨材が存在しないモルタル（配合7）では、あまり顕著な集積程度にならなかった。

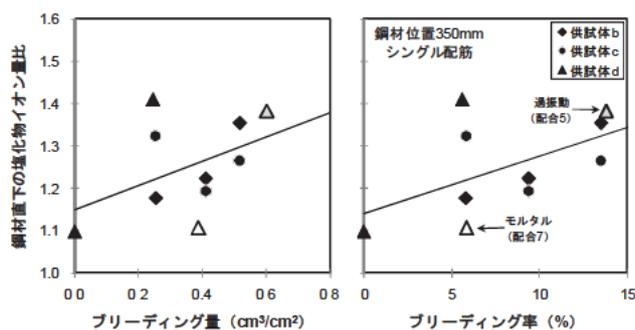


図6 鋼材直下の塩分集積とブリーディングの関係

#### 5. まとめ

本研究で得られた結果を以下にまとめる。

- (1) ブリーディングにより鋼材下面に、ナトリウムイオンが移動・集積する現象は明確ではなかった。その原因として、ナトリウムイオンは練り混ぜ水に混入させた NaCl だけではなく、セメント由来の Na が相対的に多かったことが考えられる。
- (2) ブリーディングにより鋼材下面に、塩化物イオンが移動・集積する。
- (3) 異形鋼材 D19・1本の鋼材直下の塩化物イオン量は、練混ぜ時に混入した塩化物イオン量の最大1.4倍程度となった。重ね継手を模擬して異形鋼材 D19・2本を並べた場合、鋼材直下の塩化物イオン量は、練混ぜ時に混入した塩化物イオン量の最大1.5倍程度となった。現在、コンクリート中に含まれる初期塩化物イオン量の規制値は、コンクリート中に均一に塩化物イオンが存在するとの前提に立って設定されている。したがって、過大なブリーディングが発生するコンクリートの塩化物イオンの規制値の在り方について、再検討の余地があると考えられる。

#### 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、古賀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) 山田宏、松本健一、古賀裕久、渡辺博志：配合の異なるコンクリートにおけるフレッシュ時の品質と材料分離性状、第65回セメント技術大会講演要旨、pp.252-253、2011.5
- 2) 小林一輔、西内達雄：打設条件に起因する異方性とコンクリート中の腐食因子の移動に関する研究、コンクリート工学論文集、Vol.1、No.2、pp.83-90、1990
- 3) 建設省：総合技術開発プロジェクト コンクリートの耐久性向上技術の開発報告書<第二編>、pp.141-142、1988

# 各種モルタル供試体を用いた非定常・電気泳動試験に関する実験的研究

チーム名 基礎材料チーム

氏名 鈴木 聡

## 1. まえがき

コンクリート構造物の建設に伴って排出される CO<sub>2</sub> 削減対策の 1 つとして、セメントの一部を高炉スラグ微粉末やフライアッシュなどの混和材で置換したコンクリートの使用が注目されている。混和材を使用したコンクリートは、適切な養生を行うことでセメント単味のコンクリートと比較して組織が緻密となるため、塩化物イオンの浸透を抑制することができると考えられる。コンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性を評価する試験方法として、供試体を塩水に浸せきして内部の塩化物イオンの分布から見掛けの拡散係数を算出する方法 (JSCE-G 572) が規準化されている。しかし、混和材を用いたコンクリートの見掛けの拡散係数を塩水浸せき試験で得る際、試験に要する期間が極端に長くなることなどの問題点がある。このため、見掛けの拡散係数を迅速に得るための試験方法として、非定常・電気泳動試験が提案されている<sup>1)</sup>。

## 2. 研究目的

本研究では、養生期間の異なる普通セメント、高炉スラグ微粉末、フライアッシュを使用したモルタル供試体を用い、混和材を用いたコンクリートへの非定常・電気泳動試験の適用可能性と適切な試験方法について検討することを目的とした。

## 3. 研究方法

### 3.1 非定常・電気泳動試験の実施手順

非定常・電気泳動試験の概要図を図-1 に示す。非定常・電気泳動試験では、φ100×50mm の供試体を使用する。今回の実験では、φ100×100 の供試体を製作し、所定的水中養生後 (28 日間, 91 日間) に厚さ 50mm に切断した。切断後、供試体側面にエポキシ樹脂を塗布して真空飽水処理を行い、供試体を電気泳動セル容器内に設置した。セル容器の陽極側に NaOH 水溶液 (0.3mol/l)、陰極側に NaCl 水溶液 (10%) を充填し、供試体に直流電流を通电した。通电直後の供試体を割裂し、割裂面に硝酸銀水溶液 (0.1mol/l) を噴霧して塩化物イオンの浸透深さを測定した。同様の手順で複数の供試体に異なる通电時間で通电を行い、通电時間と塩化物イオン浸透深さの関係から塩化物イオン浸透速度  $k$  (図-2) を算出し、これを式(1)に入力して見掛けの拡散係数 ( $D$ ) を算出した。

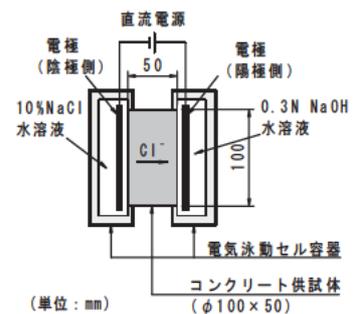


図-1 非定常・電気泳動試験の概略図

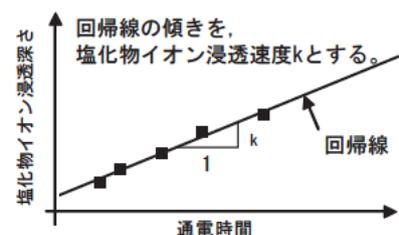


図-2 塩化物イオン浸透速度  $k$  の算出

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

ここに、R：気体定数(=8.31J/mol/K)，T：絶対温度(K)，z：塩化物イオンの電荷の絶対値(=1)，F：ファラデー定数(96485.3 C/mol)，L：円盤状供試体の厚さ(=5cm)， $\Delta\phi$ ：供試体表面間の測定電位(V)とする。

このように、非定常・電気泳動試験では式(1)を用いて見掛けの拡散係数を算出する。塩化物イオンの浸透が通電時間に応じて比例的に増加しない場合には、式(1)のkの値が通電条件によって変化してしまい、得られる見掛けの拡散係数も変動することとなる。この非定常・電気泳動法を、コンクリートの耐久性試験方法の一つとして規準化することを目的とした場合、試験条件の違いが試験結果に与える影響を把握しておくことが非常に重要となる。このため、本研究では、印加電圧や通電時間を様々に変化させて通電を行い、これらが試験結果に与える影響について検討した。

### 3.2 モルタルの配合および養生条件

実験に使用したモルタルの配合と基本物性の結果を表-1に示す。セメントは普通ポルトランドセメントを使用し、混和材は高炉スラグ微粉末（比表面積：4210cm<sup>2</sup>/g，密度：2.88g/cm<sup>3</sup>）とフライアッシュ（比表面積：4140cm<sup>2</sup>/g，密度：2.35g/cm<sup>3</sup>）を使用した。水結合材比は40%，砂結合材比は1:2.5とした。高炉スラグ微粉末を用いた配合ではセメント質量の50%を、フライアッシュを用いた配合ではセメント質量の20%を各混和材で置換した。

表-1 モルタル配合と基本物性

記号	配合	水結合材比	混和材置換率	砂結合材比	フロー(mm)	空気量(%)	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	
							材齢28日	材齢91日
N40	普通セメント単味	40%	-	1:2.5	109×110	7.2	76.0	87.2
N40BS50	高炉スラグ微粉末		50%		112×112	7.7	59.4	81.3
N40FA20	フライアッシュ		20%		119×120	6.7	67.0	80.0

供試体は、室温約20℃の室内で製作した後、20℃の水で材齢28日あるいは91日まで養生を行った。

### 3.3 実験パラメータ

本研究の実験パラメータを表-2に示す。水中養生期間を材齢28日と91日までの2期間としたモルタル供試体を用いて、非定常・電気泳動試験を行った。通電時間は塩化物イオンが供試体を貫通しないように、各7水準（水中養生28日後）、各5水準（水中養生91日後）で設定した。なお、試験は、水中養生終了直後の供試体を用いて、室温が約20℃に管理された実験室内で実施した。

表-2 実験パラメータ

水中養生期間	印加電圧	通電時間
28日	30V	7水準
	45V	
91日	15V	5水準
	30V	
	45V	

## 4. 実験結果

### 4.1 見掛けの拡散係数の算出結果

非定常・電気泳動試験を行って算出した見掛けの拡散係数を図-3に示す。いずれの材齢でも、混和材を用いたモルタルの見掛けの拡散係数は、普通セメント単味の見掛けの拡散係数と比較して小さくなった。また、水中養生91日後の見掛けの拡散係数は、いずれの配合でも、印加電圧が等しければ、水中養生28日後の見掛けの拡散係数より小さくなった。特に、N40FA20は、水中養生91日後の見掛けの拡散係数は水中養生28日後の見掛けの拡散係数の半分以下となり、塩化物イオン浸透抵抗性が大きく向上した。

今回の実験では、既往の知見と同様に、水中養生期間を長くすると、混和材を用いた場合の見掛けの拡散

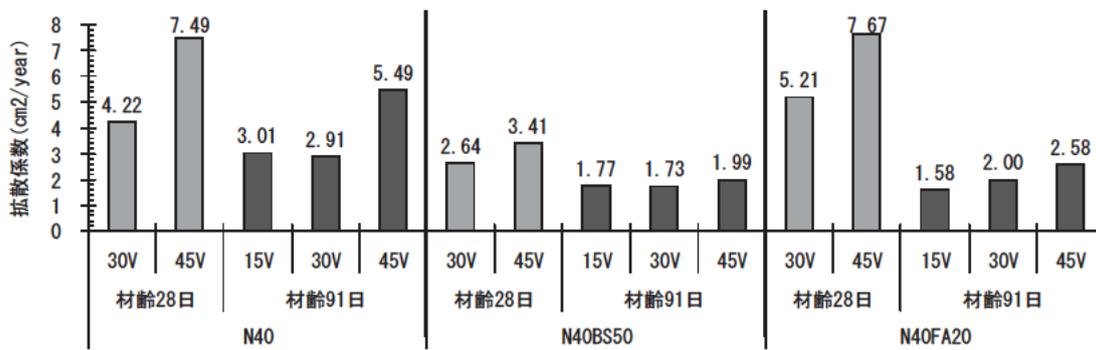


図-3 非定常・電気泳動試験による見掛けの拡散係数

係数がセメント単味の場合よりも小さくなることを確認できた。また、混和材を用いたモルタルでは水中養生期間を長くすることで、塩化物イオン浸透抵抗性を大きく向上できることを確認した。実験結果にもとづくと、少なくとも試験条件を一定とすれば、非定常・電気泳動試験により、塩化物イオンの浸透抵抗性を相対的に比較できると考えられる。また、非定常・電気泳動試験では養生条件の違いを反映することができるため、養生条件の影響を受け易い混和材を用いたコンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性を評価するのにも適していると考えられる。

#### 4.2 試験条件が非定常・電気泳動試験の結果に及ぼす影響

次に、非定常・電気泳動試験法の適切な試験条件を明らかにするため、印加電圧を変えた場合の結果について検討を行った。図-3より、印加電圧30Vと45Vの見掛けの拡散係数を比較すると、いずれの配合でも印加電圧45Vの方が大きくなった。また、印加電圧15Vと30Vの見掛けの拡散係数は同程度であった。このことから、印加電圧をある一定以上に大きく設定すると、得られる見掛けの拡散係数に影響が生じると考えられる。

水中養生91日後に試験を行ったN40の通電時間と塩化物イオン浸透深さの関係を図-4に示す。印加電圧を変えても、回帰線から大きく乖離するデータは無く、概ね通電中の塩化物イオンの泳動は一定であったと思われる。図-4には若干のばらつきが認められるが、この原因は、試験後の供試体の割裂面を観察した結果、供試体内部の気泡の影響を受けて塩化物イオンの浸透が不均一になる場合があったためと考えられた。また、各電圧の通電時間15時間後の塩化物イオン浸透深さに着目すると、印加電圧15Vの場合の塩化物イオン浸透深さ(10mm)と比較

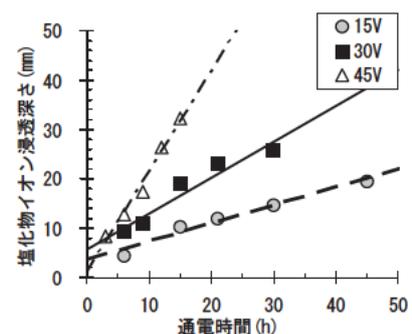
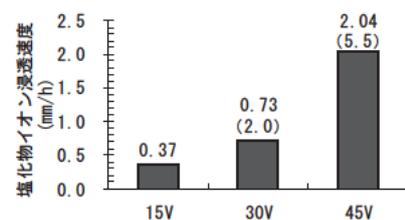


図-4 N40の通电時間と塩化物イオン浸透深さの関係(水中養生後91日)



( )内は、印加電圧15Vに対する割合

図-5 N40の塩化物イオン浸透速度(水中養生91日後)

して、印加電圧30Vの場合は塩化物イオン浸透深さが1.9倍(19mm)、印加電圧45Vの場合は塩化物イオン浸透深さが3.2倍(32mm)となった。印加電圧30Vの場合、印加電圧15Vの場合と比較して塩化物イオン浸透深さの増加量と印加電圧の増加量が同程度であったが、印加電圧45Vの場合、印加電圧の増加量以上に塩化物イオン浸透深さが大きくなった。この傾向は、図-5の塩化物イオン浸透速度でも確認できる。すなわ

ち、印加電圧 45V の場合、電圧の増加量よりも塩化物イオン浸透速度の増加量が大きく、式 1 で算出した見掛けの拡散係数が他の印加電圧よりも大きくなったと考えられる。

水中養生後 91 日で試験を行った N40 の電流の推移を図-6 に示す。通電時間全体の電流の推移に着目すると、印加電圧 15V と 30V の場合、電流と溶液温度は概ね一定であった。ところが、印加電圧 45V の場合、試験期間中に電流が大幅に上昇した。また、陰極側セルの溶液の温度も図-6 と同様に、印加電圧 45V の場合に大幅に上昇した。このように、印加電圧が高く、通電中の電流と溶液温度に大幅な上昇が見られる場合には、得られる見掛けの拡散係数にも影響が生じると考えられる。印加電圧 15V と 30V の場合、算出した見掛けの拡散係数も同程度だったことから、今回の実験結果の範囲内では、印加電圧を 30V 以下とすることで適切な見掛けの拡散係数を得ることができると判断される。

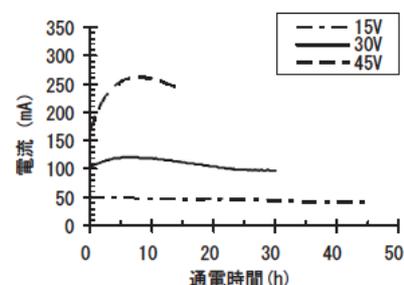


図-6 N40 の電流の推移 (水中養生 91 日)

試験中の電流を積算して求めた通過電荷量と塩化物イオン浸透深さの関係を図-7 に示す。通過電荷量が多いほど塩化物イオンの浸透深さも大きくなる傾向にあるが、厳密には配合によって塩化物イオン浸透深さが異なった。このため、米国規準 ASTM C 1202 では通過電荷量から塩化物イオン浸透抵抗性を評価する方法が規定されているが、通過電荷量だけでは塩化物イオン浸透抵抗性を適切に評価できないのではないかと考えられる。

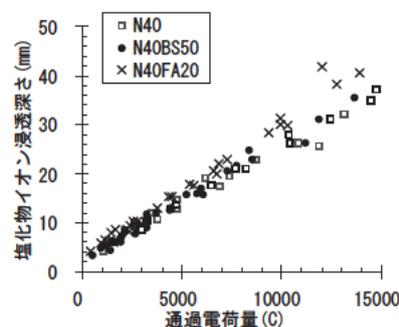


図-7 通過電荷量と塩化物イオン浸透深さの関係

## 5. まとめ

本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 非常・電気泳動試験により、結合材の種類や養生条件の異なるコンクリートの見掛けの拡散係数を適切に評価できると考えられる。
- 2) 試験中に大幅に電流が上昇しない程度の印加電圧とすることで、適切な見掛けの拡散係数が得られた。今回実験の範囲内では、30V 以下とすることで適切な見掛けの拡散係数を得られるものと思われる。

## 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と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：川田建設株式会社

## <参考文献>

- 1) 渡辺豊 河野広隆 渡辺博志, 「コンクリートの急速塩分浸透性試験による塩化物イオン拡散係数の算定について」, コンクリート工学年次論文集, Vol. 24, No. 1, 2002

## 曝露試験に基づいた岩石からの重金属等の溶出特性に関する研究

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、自然由来の岩石に含まれる重金属等については法の対象外となっている。しかしながら、土木工事等で岩石から浸出する水に重金属等が含まれることがあり、必要に応じて周辺環境に与える影響を考慮して対策が行われている。

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。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等の研究を行い、研究成果を基に岩石を対象とした評価方法をマニュアル<sup>1)</sup>にまとめた。しかしながら評価方法には依然として課題が残っている。たとえば長期的な溶出特性評価方法についていくつかの試験方法が提案されているが、それぞれの試験方法に関する試験結果の蓄積は少なく、それぞれの手法の特徴、データの取り扱い方法に関する考察が必要である。そこで溶出特性評価の有力な方法の一つである、土研式雨水曝露試験に基づいた岩石からの重金属等の溶出特性についての研究を行った。

### 2. 研究目的

土研式雨水曝露試験<sup>1)</sup>（以下、曝露試験という）は岩石試料からの重金属等の長期溶出特性を把握する試験として考案されたものであるが、その手法の特徴等については十分に明らかにされていない。

そこで本報告では、曝露試験結果に基づいて岩石からの重金属等の溶出傾向の把握、試験条件等の詳細な検討を行い、重金属等の溶出特性評価における、曝露試験方法の特徴やデータ評価の留意点等を述べる。

### 3. 研究方法

試験の概要を以下に示す。

(1) 試験方法：土研式雨水曝露試験(図-1)

(2) 試料数：30 試料(表-1)

(3) 検討に用いたデータ

- ・曝露試験による EC、pH、重金属等濃度、各種イオン濃度の分析結果
- ・浸出水量 28 日毎の計量値

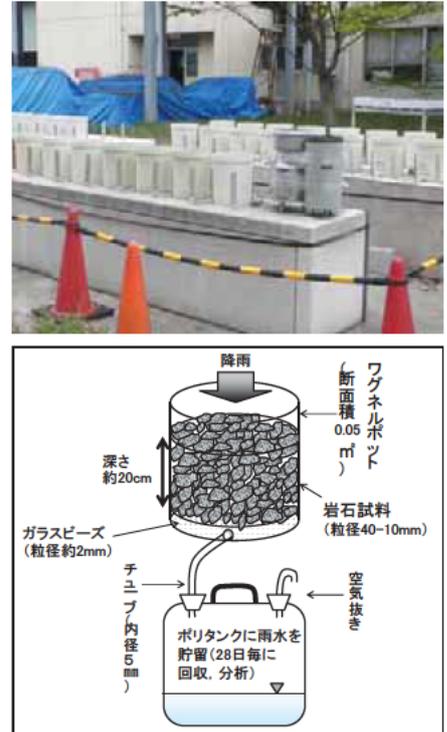


図-1 曝露試験状況(上図)と曝露試験の概要(下図)

- ・気候データ 外気温、降雨
- ・他試験結果 短期溶出試験

また、試験結果の検討に併せて、偏光顕微鏡観察、粉末X線回折分析(XRD)、蛍光X線分析(XRF)、X線分析顕微鏡による分析を実施して岩石学的特徴の把握を行った。

表-1 曝露試験試料一覧

試料名	岩石種	曝露日数 <sup>※1</sup>	浸透率 (%)	濃度変化パターン <sup>※2</sup>						スレーキング <sup>※3</sup>
				Cd	Pb	As	Se	F	B	
SK2	硫砒鉄鉱含有鉱脈	2,191	87	IV	II	II	/	/	/	
SK2+Ls	SK2+石灰岩	2,191	86			III	/	/	/	
YN	安山岩	2,191	62			IV	/	/	/	
DM	火山礫凝灰岩	2,191	61			IV	/	/	/	
NK	泥岩	2,191	79			IV	/	/	/	△
SP	砂岩	2,191	87			II	/	/	/	△
TK	泥質片岩	1,344	71	II		IV	II	IV	III	
KS	砂質泥岩	1,344	50			IV	III	II		○
MB1	泥岩	1,344	65			II	IV	II	II	○
MB2	泥質細粒砂岩	1,344	71			II	IV	I	II	○
MB3	泥岩	1,344	73			II	IV	I	II	○
MB4	凝灰岩	1,344	64			II	III			○
MB5	泥質砂岩	1,344	59			II	III	I		○
SE	凝灰岩	1,316	89			IV	III			△
AI	凝灰角礫岩(変質岩)	1,260	70			IV	IV		III	
US	安山岩(変質岩)	1,260	69			I	II		I	
TU	凝灰角礫岩(変質岩)	1,260	70	I		IV	II	I	III	
MR	安山岩(変質岩)	1,260	69	I		IV	III	IV	II	
KB1	泥岩	559	85		II		III	IV		△
KB2	泥岩	559	91			I				△
KB3	泥岩	559	85			I				△
KB4	砂岩・泥岩	559	81			I				△
KR	泥岩	559	92				IV			△
KB5	泥岩	364	89			II	II			△
AB	(変質岩)	364	65	I	III	II	II		I	
TT	極細粒砂岩	364	57	III		II	II	III		○
RY1	片麻岩	308	93							
RY2	片麻岩	308	78			III				
YZ1	泥岩	280	89			I	I	I	I	○
YZ2	泥岩	280	80			I	I	I	I	○

※1 曝露日数は2011.12.28時点

※2 SK2,SK2+Ls,YN,DM,NK,SP試料のSe,F,Bについては曝露840日以降で分析しているためパターン区分を行わない。

※3 スレーキングしやすさ区分:砂質岩、泥質岩および凝灰岩において、曝露半年後にスレーキング区分<sup>2)</sup>の区分2以上の進行がみられたものを「○」、区分1および区分0のものを「△」とした。

○濃度変化パターン一覧

区分No.	特徴
I	初回採水時に濃度最大
II	2回目～数回目(半年程度)で濃度最大
III	半年～1年で濃度最大
IV	一年以上の曝露で濃度最大

- ・パターンの抽出は濃度最大値が土壤溶出量基準を超過している重金属等の種類に対して実施
- ・採水量が少ない都合で初回採水が56日後とすることがある
- ・「数回目(半年程度)」は196日目の採水までを含む
- ・「1年」は364日までの採水を含む

## 4. 研究結果

### 4.1 曝露試験における重金属等の長期溶出特性

曝露試験において、浸出水の EC の長期的な変化は、一部の試料を除いて時間の経過にもともなって減少する傾向にある(図-2)。これら EC の変化は、浸出水中に高い濃度で溶存する  $\text{SO}_4^{2-}$  イオン、 $\text{Ca}^{2+}$  イオン濃度変化と非常によく相関となっている(図-3)。また、EC が曝露数年を経過した後に上昇する傾向にある YN、DM 試料(図-2)は硫黄やカルシウムを多く含み、変質していない特徴がある。

一方、浸出水の pH の長期的な変化は、曝露開始時の pH に近い値で推移する試料と、途中で変化する試料に大別される(図-3)。前者は、中性から弱アルカリ領域のものと酸性領域のものに細別される(図-4)。これらのタイプの違いは岩種の性質と密接な関係があり、泥岩のような粘土鉱物を含む試料は弱アルカリ領域となり、硫黄含有量が多くカルシウムが比較的少ない試料は酸性領域となる。ここで、pH が途中で変化する試料(YN、DM)は、pH が急低下する時に浸出水の  $\text{SO}_4^{2-}$  イオンと陽イオン(主に  $\text{Ca}^{2+}$  イオン)が増加している。このことは  $\text{Ca}^{2+}$  イオン、 $\text{SO}_4^{2-}$  イオン濃度が石膏の溶解度積に到達して石膏が生成すると方解石の溶解反応が抑制され、pH 緩衝能が作用しなくなることで説明されている<sup>3)</sup>。

次に曝露試験における浸出水の重金属等の濃度変化は、初回採水時に高い試料(12 試料で確認される)、2 回目～数回目(半年程度)で最大となる試料(同 15 試料)、半年～一年程度で最大(同 13 試料)、一年以上の曝露で最大(同 15 試料)となるものがあり、試料や重金属等の種類ごとにその濃度変化傾向が異なっている(表-1)。ここで、泥質岩は特徴的に初回採水時の As 濃度が高く、曝露経過とともに濃度が低下する傾向にある(図-5)。また、浸出水の As 濃度が長期曝露で変化する岩種として、変質岩が挙げられ(AI、TU、MR、AB)、軟質化・細片化する時期に As 濃度が上昇する。泥質岩や変質岩において曝露途中で As 濃度が上昇する試料について、As 濃度の上昇に先だって F や B の濃度が高くなる傾向がみられる。

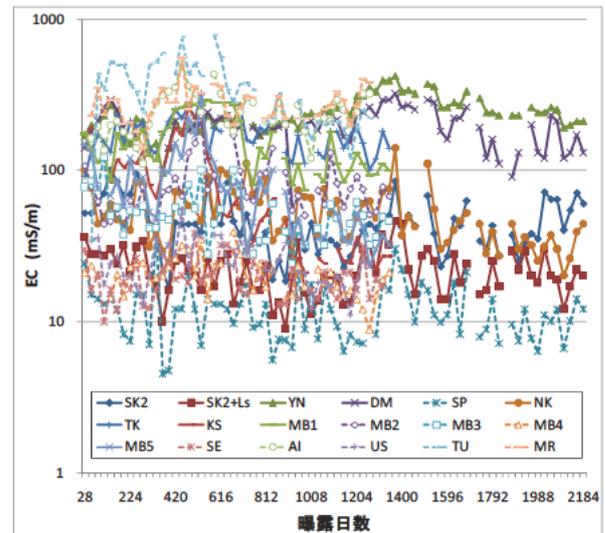


図-2 曝露による EC の長期的な変化  
(曝露 1000 日以上経過試料)

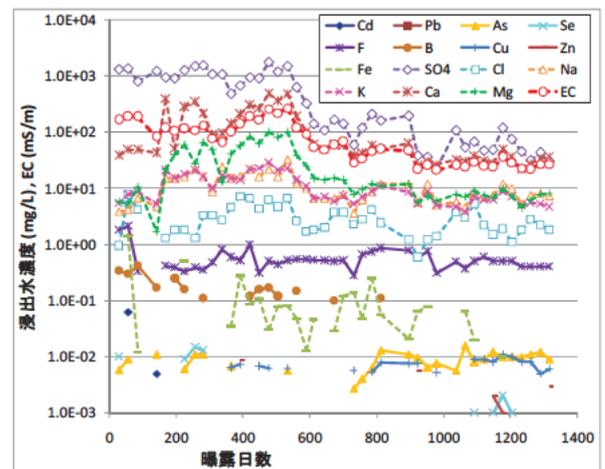


図-3 KS 試料における浸出水の長期的な変化

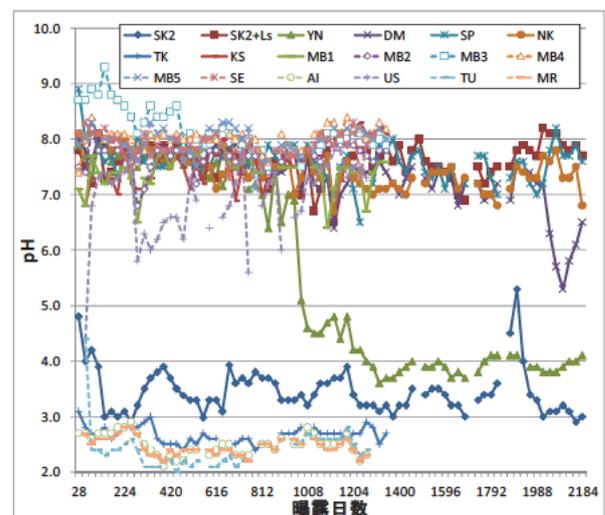


図-4 曝露による pH の長期的な変化  
(曝露 1000 日以上経過試料)

As 以外の重金属等濃度の長期変化傾向として、Cd については浸出水が酸性化する試料において確認され、SK2 試料を除いて長期的に濃度が減少する傾向がみられる。Pb については、SK2 や KB 1 試料にみられるように、Cu や Zn の濃度変化と調和的な変化を呈する。Se の濃度変化については、他の元素の挙動や浸出水の pH に関係がみられない。

また、これらの物理的变化による濃度変化のほか、試料全般に共通することは、大局的な濃度変化の中にも採水回ごとに濃度が高低している(図-6)。

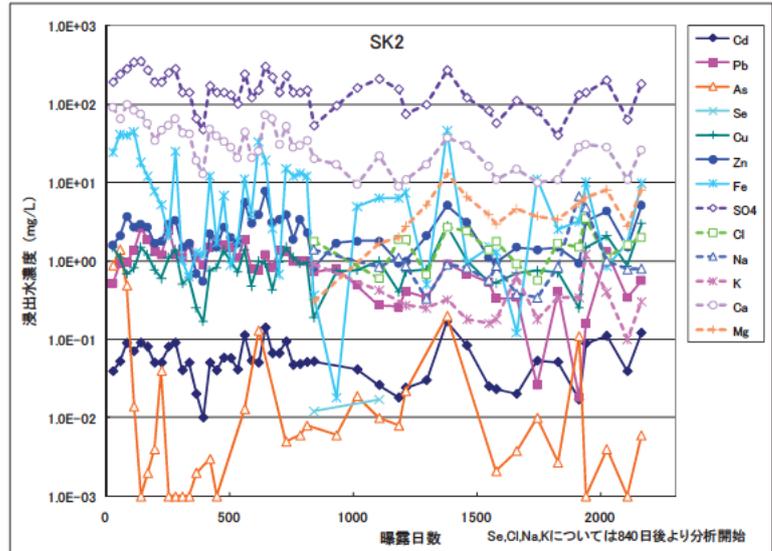


図-6 曝露による浸出水の長期濃度変化 (SK2 試料)

#### 4.2 試料条件の変化による重金属等の溶出特性について

泥質岩試料において、As の溶出濃度が最大となる時期は曝露初期と曝露途中のものに2分できる。これらは、試料の特徴であるスレーキングしやすさ(表-1)に関係があり、スレーキング時期と浸出水の As 濃度の増加に関係が確認された<sup>4)</sup>。したがって、スレーキングしにくい試料は、曝露初期に浸出水の重金属等濃度が最大となり、スレーキングしやすい試料はスレーキングによる細粒化にともなって濃度が最大となるものと考えられる(図-7)。

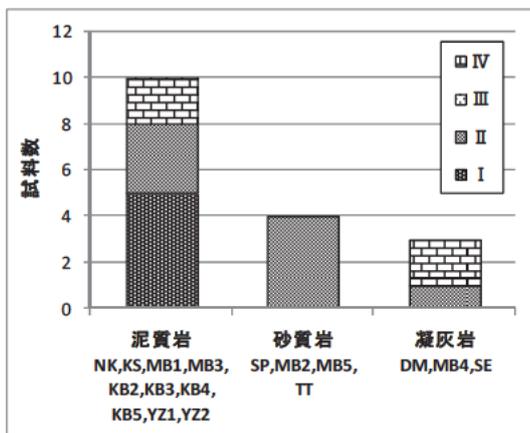


図-5 岩石種の違いによる浸出水の As 濃度変化パターンの比較

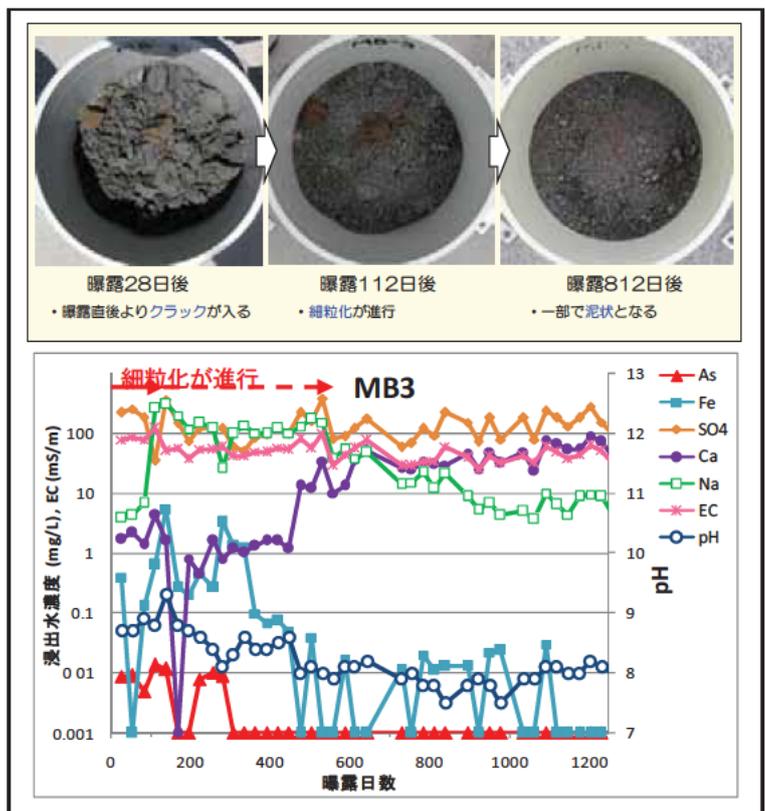


図-7 MB3 試料におけるスレーキング進行状況(右上図)と浸出水の濃度変化(右下図)

#### 4.3 気象条件による重金属等の溶出特性について

曝露試験における浸出水の重金属等濃度の変化に関与する要因を把握するため、曝露期間中の気候条件と浸出水の重金属等濃度の関係について整理を行った。その結果、期間降雨量が比較的多い夏期では浸出水の濃度が低く、降雨量が少ない冬季に濃度が高い傾向がみられた。そこで、気候要素ごとの影響をみるため、降雨および気温の要因それぞれに整理を行った。

#### 4.2.1 降雨条件の違いによる重金属等の溶出傾向

図-8 に採水日が異なる2つの期間における降雨強度(時間雨量)の違いを示す。これらの2つの期間は累積雨量や試料を通過した浸出水量がほぼ等しいものの、降雨強度が大きい降雨を含む期間の方がAsの濃度が有意に低くなった。このように比較が可能なケースは他に1ケースあり、上記と同様の傾向が得られている<sup>4)</sup>。

次に平均降雨強度(期間中の総降雨量を0.5mm/h以上の降雨があった時間数で割ったもの;以下、降雨強度という)による整理を試みた。代表的な2ケースを図-9に示す。これらの例では降雨強度が大きい時に相対的に低い濃度となる一

方、1~2mm/hの降雨強度の時に濃度が最大となることが多く、低濃度~高濃度の幅広い値となっている。このような降雨条件の違いに対する浸出水の重金属等濃度の変化は27試料で確認され、全試料中で重金属等(Cd, Pb, As, Se, F, B)の濃度が検出下限値以上となる79ケースのうち54ケースが該当した。なお、この傾向は岩種や重金属等の種類を問わず認められた。

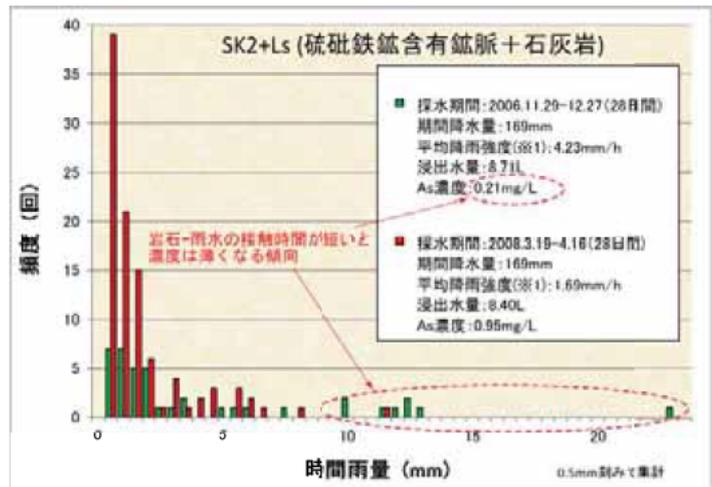


図-8 浸出水のAs濃度が異なる2期間における降雨強度の比較

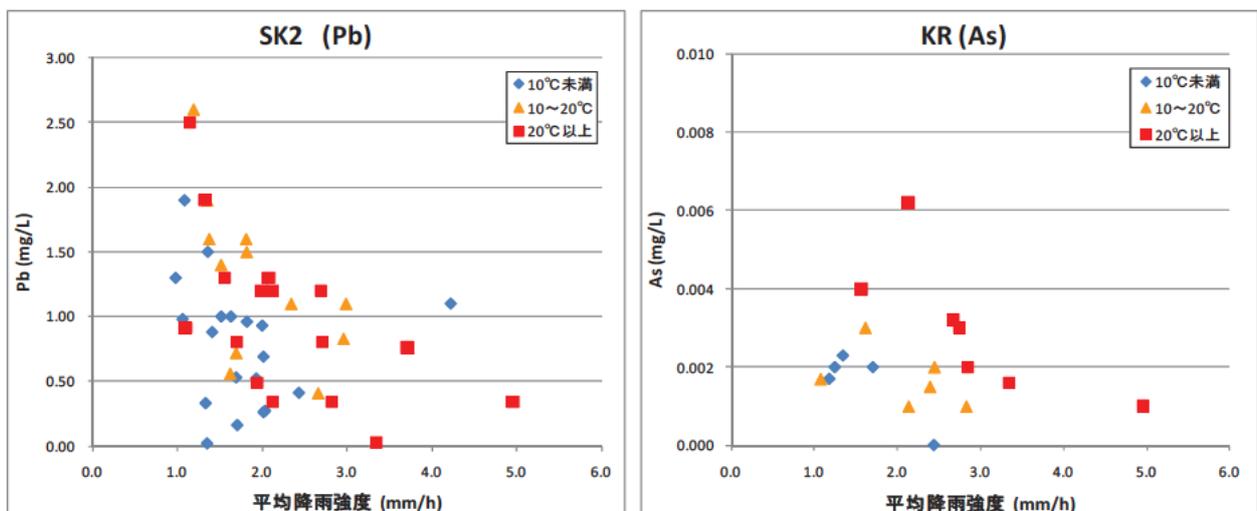


図-9 降雨強度、気温条件の違いにおける浸出水の重金属等濃度(左:SK2試料, 右:KR試料)

#### 4.2.2 温度条件の違いによる重金属等の溶出傾向

図-9には曝露期間中の平均気温による分類もあわせて示した。採水期間における平均気温（日平均気温の平均）によって、10℃未満（図-9中の◆）、10℃以上20℃未満（同▲）、20℃以上（同■）に分類し、浸出水の濃度変化との関係について整理を行った。その結果、曝露条件が高温の時には、低温時に比べ浸出水の重金属等濃度が高くなる傾向が得られた。降雨条件の違いによる傾向と同様に、温度条件の違いに対する重金属等濃度変化の傾向は24試料で確認され、前述の79ケースのうち43ケースが該当した。また、この傾向も岩種や重金属等の種類を問わず認められた。

### 5. 結論

- ・ 岩石からの重金属等の長期溶出特性について、浸出水の重金属等の最大濃度となる時期が元素毎に異なる。
- ・ 曝露試験において、泥岩は曝露後早期に浸出水のAs濃度が最大となり、時間の経過に伴って減少傾向となる。ただし、スレーキングによる試料の変化する期間はAsの濃度が高くなる。
- ・ 屋外曝露における岩石からの重金属等の溶出は、岩石固有の特徴のほかに、気温や降雨の外的要因によっても浸出水の濃度が増加する。浸出水等の濃度は、温度と正の相関が、平均降雨強度と負の相関が見られる。
- ・ 曝露試験には、岩石固有の溶出特性のほかに気象条件等の曝露環境の影響が付加されている。そのため、曝露試験は原位置の環境で行うことが望ましい。また、試験結果の評価には、岩石の化学的性質の変化傾向や気象条件の違いが把握できる程度の長期的なトレンドをみる必要がある。

### 6. 謝辞

本稿をまとめるにあたり、品川主任研究員、阿南上席研究員、佐々木上席研究員をはじめ地質チームの方々には有益なご助言をいただいた。また降雨量データの確認に際し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) 建設工事における自然由来重金属等含有土砂への対応マニュアル委員会(2010)：建設工事における自然由来重金属等含有岩石・土壌への対応マニュアル（暫定版）。
- 2) 社団法人地盤工学会(2009)：岩石のスレーキング試験，地盤材料試験の方法と解説，pp. 285-308.
- 3) 五十嵐敏文，丸山悠，朝倉國臣，服部修一(2003)：黄鉄鉱起因酸性水の抑制のための方解石含有岩石の利用に関する実験的研究，応用地質，Vol. 44，No. 4，pp. 234-242.
- 4) 安元和己，品川俊介，佐々木靖人(2011)：岩石の長期曝露試験による重金属等の溶出特性，日本応用地質学会平成23年度研究発表会講演論文集，pp. 161-162.

# 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①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、②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>、③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～平成22年度の3年間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。収集した事例数は直轄国道では73事例(3年間)、補助国道・県道では平成20年岩手・宮城内陸地震47事例、平成21年7月中国・九州北部豪雨86事例、および平成22年奄美豪雨75事例の計281事例である。上記②に従って個々の災害ごとに詳細な資料を収集した。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。本報告は平成22年度の災害事例を主体に概要をとりまとめた。

## 4. 研究結果(1) 直轄国道斜面災害の特徴

### 4.1 直轄国道災害 全体的特徴（平成20年度～平成22年度3年間）

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)。

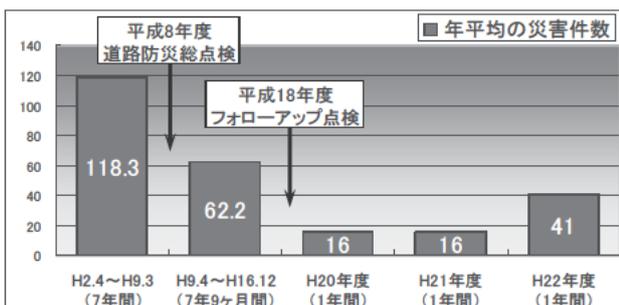


図1 直轄国道 災害件数の変遷

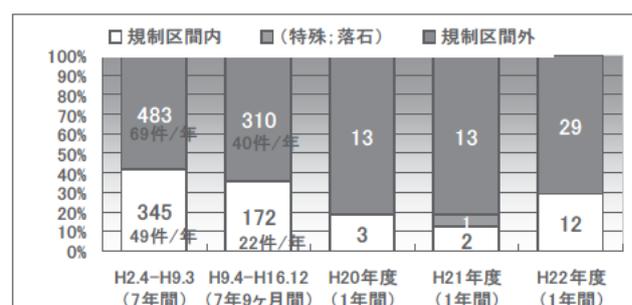


図2 規制区間内外の災害件数

平成20年度～平成22年度3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。

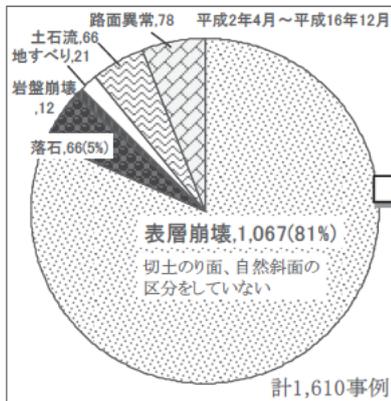


図3 災害形態 (H2～H16<sup>2)</sup>)

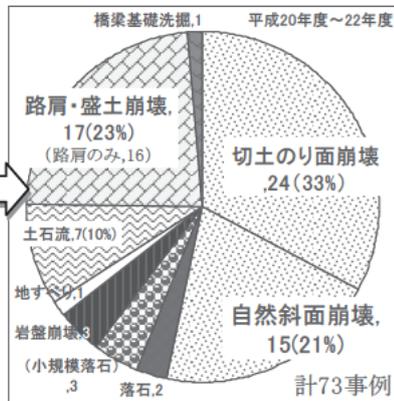


図4 災害形態 (H20～H22)

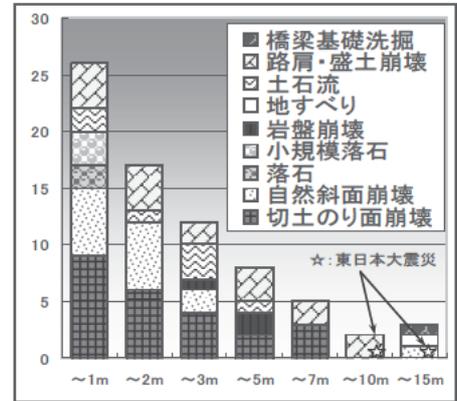


図5 崩壊深さ（実層厚, H20～H22）

災害時の降雨量は概して「豪雨」「多雨」「少雨」に分けられる（図6）。連続雨量50mm程度以下の「少雨」災害は「融雪期の落石、岩盤崩壊」、「人工斜面である切土のり面崩壊、路肩崩壊」で多くなっている。また少雨災害は1月～5月の冬季（融雪期）に発生している傾向がある（図7）。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災害形態の対策の優先箇所とする」などの方策が考えられる。

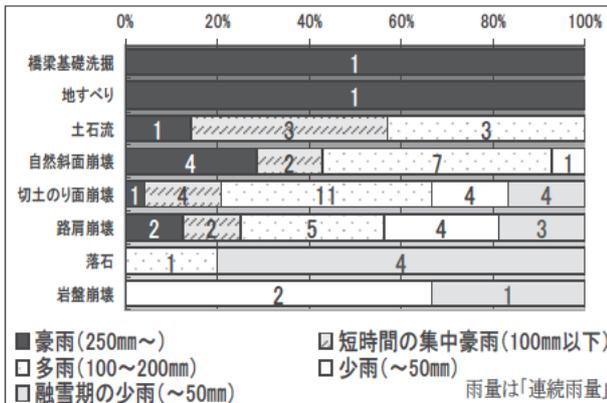


図6 災害時の降雨量 (H20～H22)

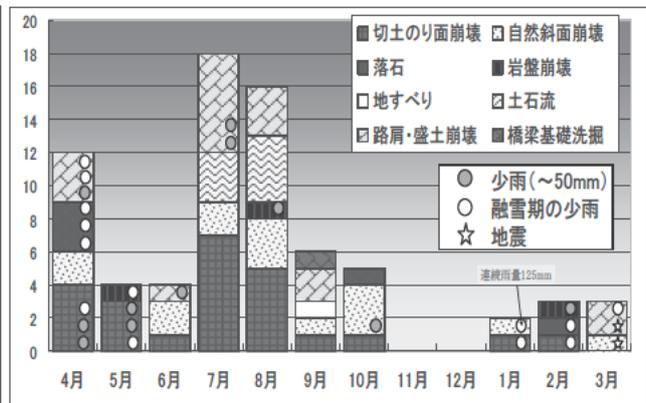


図7 少雨災害の発生時期 (H20～H22)

#### 4.2 直轄国道災害 代表的事例と教訓（平成20年度～平成22年度3年間）

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8、図9）。また切土のり面上方・トンネル坑口上方の小さな谷が見逃され（図9）、いずれも落石防護柵程度の場合が多い。小規模な集水地形では晴天時は湧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。

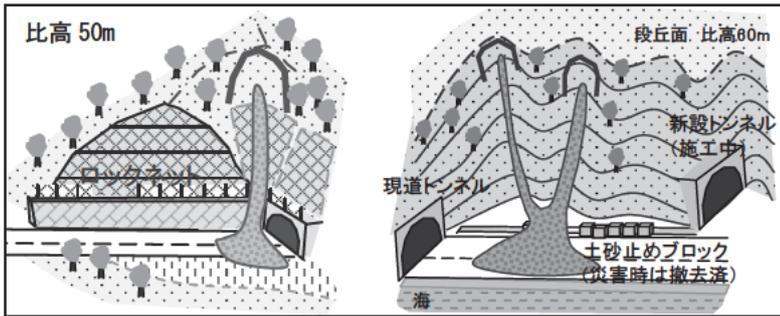


図8 集水地形からの土砂流出事例（平成 22 年度）

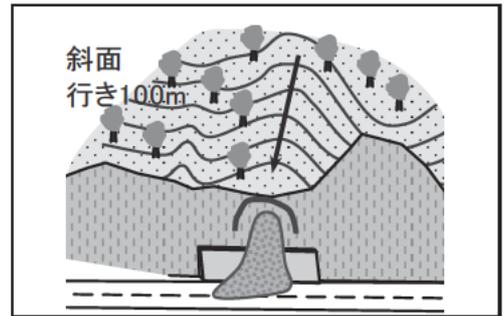


図9 切土上方から多量流水（平成 22 年度）

## (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、適切に排水処理されていない場合、表流水を集中させるリスクがある（図 10）。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 11）等が重要と考えられる。

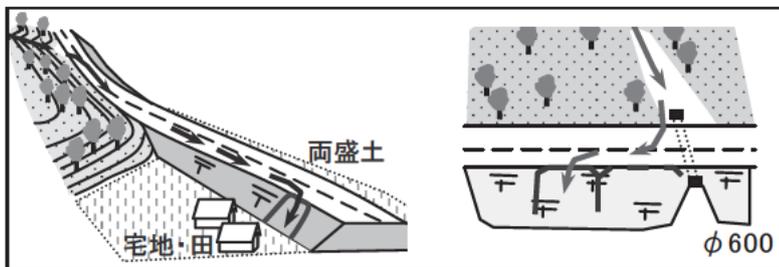


図 10 道路・水路が集水した事例（平成 22 年度）

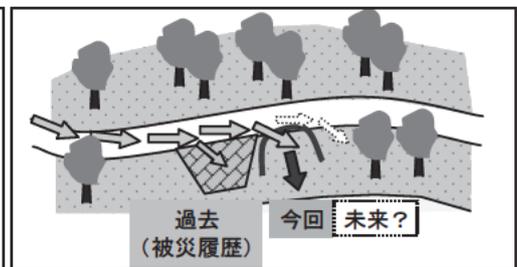


図 11 表流水の分散が必要なケース

## (3) 代表的教訓 3：東日本大震災における大規模崩壊

平成 23 年 3 月 11 日に東日本大震災が発生した。全体的な特徴として盛土変状や路面段差、および津波による浸水等は多数発生しているが、直轄国道では大規模な斜面災害は 2 事例のみ発生している（図 12）。1 つ目の事例は周辺が浸食された緩やかな尾根地形で、災害後のボーリング調査では深度 12m まで流入粘土が認められる緩んだ岩盤状況であった。2 つ目の事例は国道上方の谷埋め宅地造成盛土の崩壊であり、造成時期は昭和 40 年代中頃である。災害後のボーリング調査では背後の変状範囲で N 値=2~5 程度である。阪神大震災においても宅地盛土の崩壊が多数発生しており、国道上方の盛土についても注意を払う必要がある。

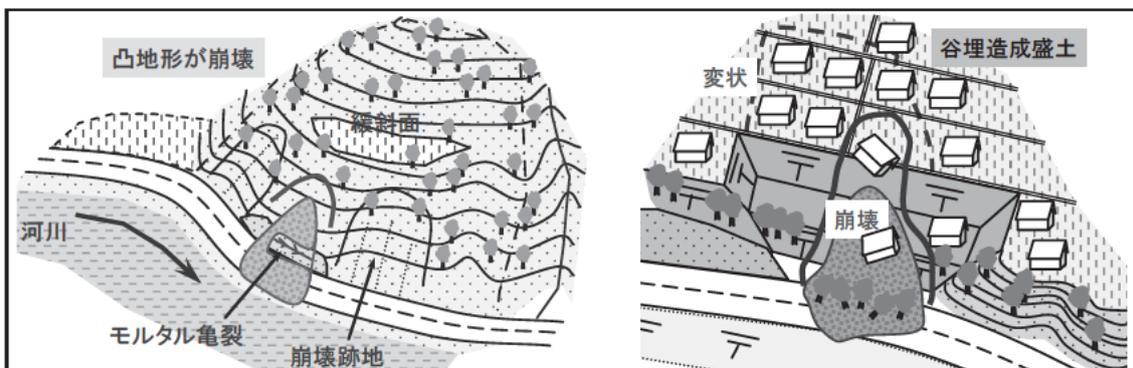


図 12 東日本大震災における直轄国道の大規模斜面災害 2 事例

## 5. 研究結果 (2) 平成 22 年 10 月奄美豪雨 道路斜面災害の特徴

奄美豪雨における道路斜面災害は、強風化した切土のり面の表層崩壊が半数を占める（図 13）。また本災害の特徴的な事例である、尾根地形の末端を切土していた大規模崩壊 8 事例、自然斜面の大規模崩壊 5 事例

が発生している（図8）。切土のり面表層崩壊や大規模崩壊は粘板岩地域で多く発生しており（図14）、粘板岩の強風化が切土や尾根深部まで進んでいたと想定される。

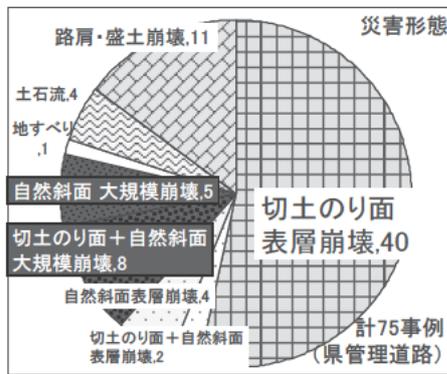


図13 災害形態（H22 奄美豪雨）

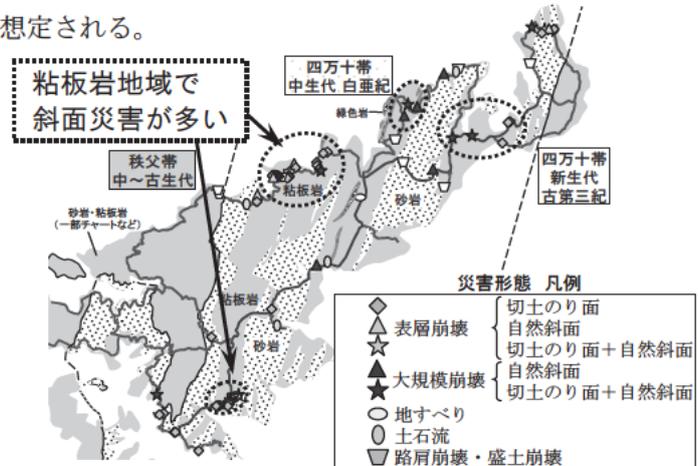


図14 災害位置

図15は代表的な尾根崩壊の事例である。昭和50年頃に側部を切土し、今回の崩壊箇所が凸状に残存していた箇所である。当箇所では崩壊時刻が判明しており、2回目の降雨ピーク時、累積雨量700mm時に崩壊している。図13の切土のり面+自然斜面大規模崩壊8事例のうち7事例は斜面末端から側部を大規模に切土しており、尾根深部まで強風化した状況とあいまって大規模崩壊が発生した可能性がある。

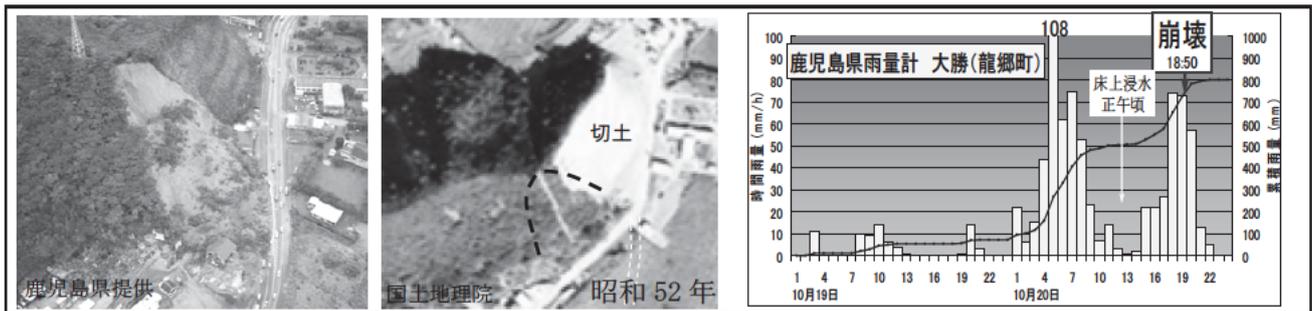


図15 尾根地形の大規模崩壊事例（平成22年豪雨豪雨）

## 5. 結論

平成20年度～平成22年度の道路斜面災害等から得られた教訓の概要は、「LP等詳細地形図による地形判読（小規模集水地形から土砂流出、谷頭斜面の崩壊、想定を越える大規模な地すべり地形など）」「降雨後の点検による暗渠閉塞、道路・水路の集水状況の把握」「融雪期など点検時期の工夫」などである。また近年の異常気象を踏まえ、「大規模崩壊に対する尾根の風化・ゆるみ」などに留意が必要である。今後も事例の収集・蓄積、教訓を得ることが重要であり、地質リスク軽減等に対する取り組みを継続する必要がある。

## 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.

# ゆるみ岩盤における安定性に係わる調査・評価手法および地質リスク低減についての研究

チーム名等 地質チーム  
氏 名 江口 貴弘

## 1. まえがき

昨今のダム建設現場では、地質条件の良好な現場が減ってきている。そのため、ダムの基礎岩盤として適した岩盤を探すための調査や適した岩盤を出現させるための掘削量などが増加している例が増えてきている。

このようなダムの基礎に適さない岩盤の一つとして、「ゆるみ岩盤」が挙げられる。ゆるみ岩盤は、風化や応力解放などの影響で、岩盤の亀裂の開口や亀裂に流入粘土が充填する現象等が発生し、岩盤としての状態は保っているものの変形しやすい状態となったものである（佐々木ほか(2005) <sup>1)</sup>）。このゆるみ岩盤は、そのままでは基礎岩盤としての耐荷性が低くダムの安定性に影響するほか、高透水性を示すことが多い。さらに、掘削や湛水時における斜面の安定性においても懸念材料として挙げられ、ダム建設における地質リスクとしては規模が大きい。

そのため、ゆるみ岩盤が存在するダムの建設現場では、ゆるみの性状や範囲を正確に把握する必要があり、このための入念な調査が実施されている。また必要に応じて、ゆるみ岩盤を避けるためダムの座取りを移動する、ゆるみ岩盤を掘削除去する、ある程度のゆるみを残置させるものの特殊基礎処理工の実施や止水対策を入念に行う、斜面安定のための対策工を実施するといった対策工が実施されている。

ゆるみ岩盤はその現場固有の地形地質条件によりゆるみの程度や分布する範囲が異なるため、一般の基礎岩盤調査と比較してボーリングや横坑などの調査量が増加する傾向にある。また、対策工を実施することでさらに調査や施工数量が増加することになる。そのため、ダム建設においてゆるみ岩盤の存在は、調査・建設コストが増加する要因となっている。

## 2. 研究目的

岩盤のゆるみ性状は多岐にわたっているが、これまでは各現場で調査され、個別に評価が行われてきた。しかし、これまでの調査事例を確認すると、特に最近調査量が多い現場でのゆるみ岩盤の調査・評価は、概ね共通した手順で実施されていることがうかがえる。その手順とは次のとおりである。

- ①横坑やボーリング調査等を広範囲に行い、ゆるんだ岩の性状を記載するとともに、そのゆるみ岩盤の分布を確認する。
- ②地形地質条件やゆるみ岩盤の分布から、現場におけるゆるみ全体の範囲を推定する。
- ③ゆるみ岩盤の範囲の中から、ゆるみ性状が共通の領域をゾーンとして区分し、設定されたゾーン区分でその性状に応じた構造物設計における対策方法を決定する。

この調査・評価の流れの中で、ゆるみの範囲とゆるみゾーン区分は、ゆるみの調査量や対策工に影響を及ぼす項目である。これらは広がりを持った概念であるため、横坑やボーリングの調査結果を反映させるためには、ゆるみのメカニズム（岩盤のゆるみの現象を模式的かつ時系列的に示したもの）を考慮してゆるみの範囲を推定する必要

がある。またゆるみの区分については、ゆるみの進行を時系列的、範囲的に考える必要があり、ゆるみのメカニズムの考え方に基づいた設定が不可欠である。これらをふまえ、ゆるみの性状を区分し、ダム掘削量に反映させた事例の模式図を図-1に示す。

本研究では、これまでのゆるみ岩盤の事例を分析し、特にゆるみのメカニズムとゆるみゾーン区分を整理・分析することで、今後のゆるみ岩盤についての、より適切かつ効率的な調査・評価および地質リスク低減に資する基礎資料を取りまとめることを目的とする。

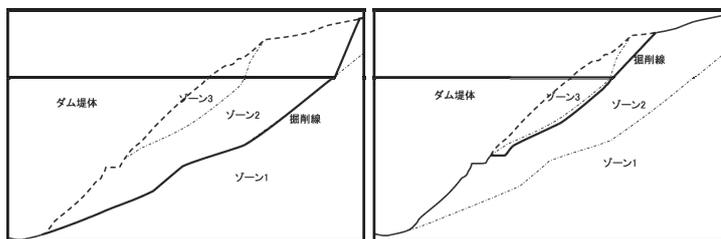


図-1 ゆるみ岩盤区分と対策設定による掘削形状の変化概念図  
(左:ゾーン2以上のゆるみを除去 右:ゾーン3以上のゆるみを除去)

### 3. 研究方法

#### 3.1 事例収集

ダムにおけるゆるみ岩盤の調査事例を収集し、それぞれの地質、地質構造、ゆるみの特徴要素を抽出した。収集した事例は、直轄・水資源機構におけるダム76事例で、主に基本設計会議資料におけるゆるみ岩盤についての記載やゆるみ岩盤に関する打合せ資料を基に抽出した。

#### 3.2 岩盤のゆるみパターンの整理

今年度は収集した76事例の内、最も事例数の多い中生層の堆積岩で、かつゆるみの性状やメカニズムについて十分な考察が可能な資料（各種図面やボーリング・横坑写真等）が収集できた22事例において、ゆるみパターンの整理を行った。ここでのゆるみパターンとは、各現場でのゆるみの誘因と最初に起こるゆるみ現象に着目して区分を行ったものである。本研究では、各事例で最初のゆるみ現象からその後のゆるみの進行をフロー図で整理した。さらに、フロー図ではゆるみの進行が枝分かれする場合における枝分かれの条件（地形、地質、地質構造等）や、メカニズムの推定によって導き出されるゆるみ範囲の境界を示す現象を推定して記載した。

#### 3.3 ゆるみゾーン区分の整理

ゆるみゾーン区分を行うために着目するポイントとしては、①各区分の区切りとなる物性の選定とその性状、②区分ごとの設計施工における対策方針、③各区分の範囲の決め方、④これらを確認・評価するための調査法が挙げられる。今年度はこの中で、設計や施工時に経済的な観点で大きな影響があり地質リスク低減において具体性の高い、「②区分ごとの設計施工における対策方針」についての整理を行うこととした。具体的な方法として、ダム基礎にゆるみ岩盤が存在し、ゆるみ性状に応じた対策を決定するためにゆるみを詳細に区分した7事例について、その区分内容とゆるみ性状との比較を行った。

### 4. 研究結果

#### 4.1 岩盤のゆるみパターンの分類

ゆるみの成因としては、佐々木ほか(2005)<sup>1)</sup>に、①浸食に伴う応力解放、②重力変形作用、③風化による作用、④人工的な掘削による応力解放の4つを挙げている。特に浸食に伴う応力解放では、亀裂の開口による一般的なゆるみ、シーティングジョイント、バレーバルジングなどが、重力変形作用によるゆるみではトップリング、岩盤クリープ、局所すべりなどが挙げられている。また、風化による作用としては、風化に弱い特定層の劣化作用に伴うもの、マサなどの深層風化によるものが考えられる。

これらの成因をゆるみの誘因としてそれぞれのゆるみ現象を分類し、その後のゆるみの進行（現象の発現）をフローで整理し、分岐の理由を考察したものをゆるみパターンとして整理した。

今回分析した22事例では、河川浸食以前に複雑な地質形成がうかがえる事例が2例あった。これらは特殊な事例として扱い、残りの20事例を成因ごとに分類した。

浸食に伴う応力解放によるゆるみでは、亀裂の開口によるゆるみが10例確認された。このパターンでは表層で流入粘土を伴うゆるみが進展する流れと、断層沿いに風化が進行する流れに分けられ、その後のゆるみの進行は地質状況や場の条件によってまちまちである。シーティングジョイントやバレーバルジングの例は確認されなかった。

重力変形作用によるゆるみでは、岩盤クリープ（本研究では、岩盤クリープおよびトップリングを岩盤クリープとして一括で定義した）が7例あった。このパターンでは、亀裂の開口の後に流入粘土が充填する流れが多く、特殊な地質や特殊な場の条件でない限り、この流れでゆるみが進行する可能性があると思われる。また、局所すべりの例はなかったものの、重力変形によって特定の層の亀裂沿いにズレを生じるパターンが2例あった。

風化作用によるゆるみでは、特定層の劣化によるパターンが1例あった。

結果として、現時点ではゆるみパターンを下記の4パターン整理した。

#### A. 「表層亀裂開口パターン」（応力解放パターン①）

このパターンは、河川浸食による応力解放の影響で表層の亀裂に開口が起これ、その後ゆるみが進展するものである。図-2左に代表的な例を示す。まず表層の高角度亀裂が開口することで高角度亀裂沿いに風化が進行した（A1、A2）。風化が粘板岩に到達したときに粘板岩が著しく劣化し、局所的な移動を発生した（A3）。その影響で粘板岩上位の砂岩層が移動した結果亀裂が発達し、石積み構造を呈するようになった（A4）と推定されている。

このパターンではほかの事例も含めてゆるみの進行をフロー図に整理したものを図-3に示す。地表の亀裂の開口から流入粘土の充填という流れで地表から深部に向けてゆるみが進む流れと、断層

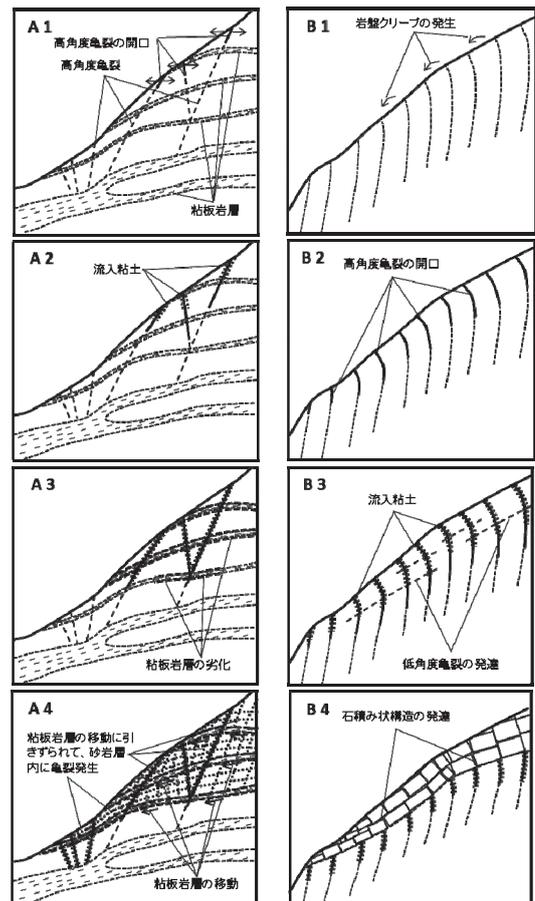


図-2 ゆるみメカニズム例  
（左：表層亀裂開口パターン  
右：岩盤クリープパターン）

沿いに風化が進む流れが考えられる。地表から深部に向けてゆるみが進む流れでは、地質構造や劣化しやすい地質の分布などによってゆるみのメカニズムが異なるため、ゆるみの進行や範囲はメカニズムに応じて考慮する必要がある。断層沿いに風化が進む流れは、基本的には断層が何らかのゆるみ範囲を規制しているものと考えられる。

#### B. 「岩盤クリープパターン」(重力変形パターン①)

このパターンは、河川浸食による応力解放後の重力変形からその後ゆるみが進展するものである。図-2 右に代表的な例を示す。まず岩盤クリープにより砂岩層の表層部が倒れ込み (B1)、高角度亀裂が開口した (B2)。さらに倒れこみが進み流入粘土が充填するとともに低角度亀裂が発達した (B3)。これらの風化、変形が進展し最終的に石積み状構造を呈するようになった (B4) ものと推定されている。

このパターンでほかの事例も含めてゆるみの進行をフロー図に整理したものを図-4 に示す。ゆるみの流れとしては、基本的には流入粘土の充填へと進行する流れが考えられる。ゆるみの範囲としてはクリープを規制する層や断層があればその層や断層までの範囲が想定されるし、特にそのような層がない場合は、ある程度地形に沿った分布で開口や流入粘土充填の程度が低い箇所がゆるみ範囲の下限として考えられる。

#### C. 「特定層移動パターン」(重力変形パターン②)

河川浸食による応力解放後の重力変形から特定層や流れ盤方向の亀裂沿いにズレ (小さな移動) が発生し、その後ゆるみが進展する。

#### D. 「特定層風化パターン」(風化パターン①)

河川浸食により風化しやすい層が露出することでその層の劣化が進み、その後ゆるみが進展する。

C. D. パターンについては、事例が少ないため現時点では分析が困難である。

### 4.2 岩盤のゆるみゾーン区分

ダム基礎から除去するゆるみ岩盤とダム基礎として残置するゆるみ岩盤における着目点や基準を確認するため、ゆるみを詳細に区分した 7 事例において除去するゆるみ区分と残置するゆるみ区分の岩盤性状を横並びで比較したものを表-1 に示す。

残置するゆるみ区分においては、半分以上で亀裂の開口量の基準が示されており、その値は、開口量が 2mm 以下、最大 2.6mm、1m 当り累積開口量 2~5mm/m といったものであった。また、亀裂の開口量が示されていない基準については、それよりゆるみの程度が大きい掘削対象となるゆるみ基準において、「亀裂が開口」や「細かな亀裂が開口」と表現されていることから、残置対象のゆるみ区分では、開口量はさほど大きくない岩盤性状であることが伺える。なお、流入粘土やコア形状などの他の区分要素では共通点は見いだせない。

以上より、亀裂の開口量が比較的小さなゾーンについては、ダム基礎として残置できるゾーンとして設定できる可能性があると考えられる。ただし、開口量のみで一律に判断するのではなく岩盤の一体性が保たれていることや連結する弱層がないことなどを確認したうえで判断する必要がある。

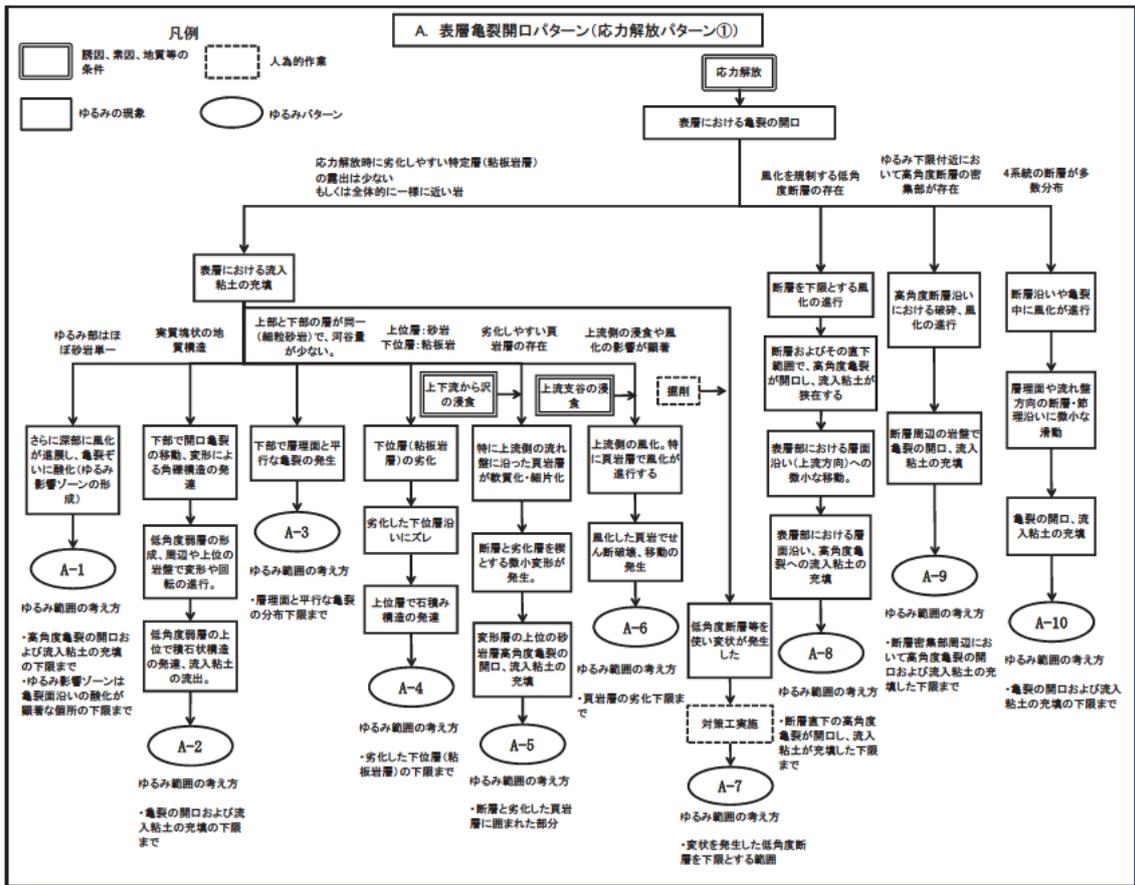


図-2 表層亀裂開口パターンのメカニズムフロー

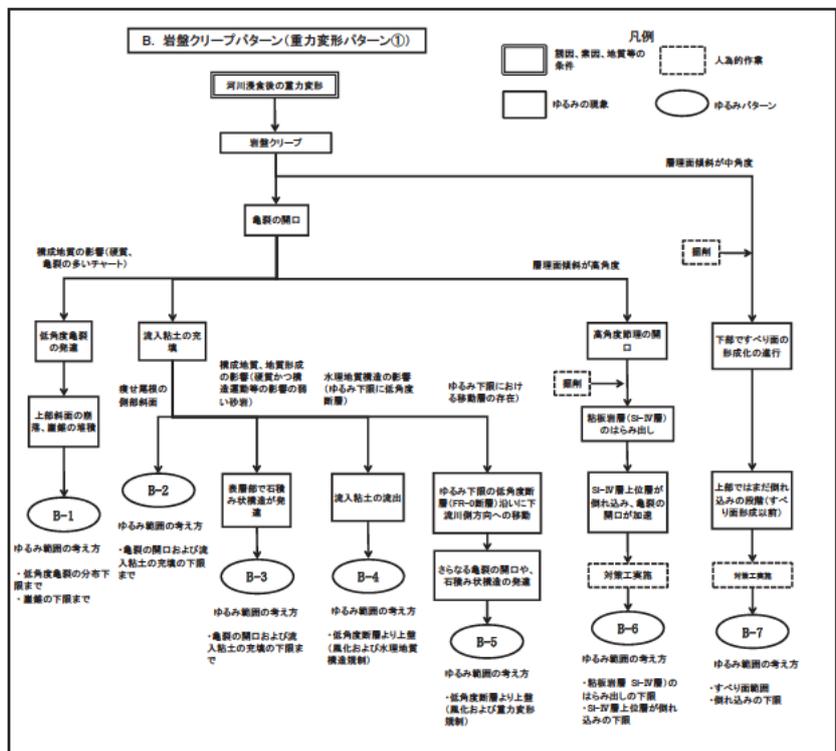


図-3 岩盤クリープパターンのメカニズムフロー

表-1 ダム基礎におけるゆるみ区分事例（表中空欄は記載のなかった項目）

ダム名	区分数	除去対象ゆるみ区分		残置対象ゆるみ区分		備考
A	5区分 (除去対象3区分)	区分名	<b>ゾーン</b>	区分名	<b>ゾーン</b>	ダム敷きではゾーンを掘削予定としてあるが、ゾーンの中で残存部分の岩盤を採存できるが採削中、掘削後もゾーンの中に設定。
		記事	多くの割れ目に流入粘土が認められ、幅0.5mm程度の厚い流入粘土がしばしばみられる。	記事	流入粘土を挟在する割れ目と、褐色割れ目が混在する。流入粘土はフィルム状で割れ目の一部に点在する。	
		割れ目開口量	開口幅は1mm以下を主体とし、2～5mmが一部認められる。1m当たり累積開口量は横坑では5～15mm/m、ボーリングでは2～5mm/m。	割れ目開口量	開口幅は概ね1mm以下。1m当たり累積開口量は横坑では2～5mm/m、ボーリングでは1～2mm/m。	
		流入粘土	横坑では、最大幅0.5mm以上、層状。ボーリングコアでは、流入粘土を伴う割れ目があり、フィルム状流入粘土を伴う割れ目が多い。	流入粘土	横坑では最大幅0.5mm未満、フィルム状。割れ目の一部のみみられる。ボーリングコアでは、フィルム状流入粘土を伴う割れ目一部みられる。	
		割れ目の酸化	岩盤は概ね新鮮。割れ目は褐色に変色。コア形状 長さ10cm前後の柱状コア。ルジオン値 50Lu以上の高透水性を示すことが多い。	割れ目の酸化	岩盤は新鮮。割れ目は褐色に変色。コア形状 長さ10cm前後の柱状コア。ルジオン値 10～40Lu程度の高透水性を示す。一部2Lu以下の不透水性部も認められる。	
B	3区分 (除去対象1区分)	区分名	<b>ゆるみゾーン</b>	区分名	<b>ゆるみ影響ゾーン</b>	
		記事	以下の判定内容が認められる範囲。掘削面における割れ目開口量が一般に2mm以上。割れ目面の酸化が著しい。割れ目面沿いの岩片が風化している。ルジオン値50以下。	記事	ゆるみゾーンの深部に連続する範囲のうち、割れ目面沿いの岩片が新鮮もしくはルジオン値が50Lu以下のもの。	
		割れ目開口量	掘削面では一般に2mm以上。	割れ目開口量	概ね2mm以下	
		流入粘土	最大10数mm程度挟在ことがある(必要条件ではない)。	流入粘土		
		割れ目の酸化	面全体の酸化が顕著であり、割れ目面から数mm程度～岩芯近(まで)風化・変色する。割れ目面以外の新鮮な部分を含むことがある。	割れ目の酸化	割れ目面の酸化が著しい。割れ目面沿いの岩片が風化していない。	
C	4区分 (除去対象2区分)	区分名	<b>Cゾーン</b>	区分名	<b>Bゾーン</b>	
		記事	岩石は弱(風化している)が概ね硬質で、ボーリングコアでは短柱状～分離コアを主とする。流入粘土も認められるが、空荷などの顕著な開口部はほとんどない。掘削横坑でははかなる割れ目が密に発達するもの、比較的詰まっており、部分的に細かな開口割れ目みられる。P-Q曲線は立ち上がりせず。ルジオン値は算出不可。	記事	岩石は顕著な割れ目付近を除いて新鮮。割れ目は少なく、棒状コアを主体とし、硬質～分離コアは少ない。ルジオン値は50以上。P-Q曲線は立ち上がりを示す。	
		割れ目開口量	部分的に細かな開口割れ目みられる。	割れ目開口量		
		流入粘土	流入粘土を挟む開口割れ目が発達する。	流入粘土		
		割れ目の酸化	岩石は弱(風化している)が概ね硬質。ボーリングコアでは短柱状～分離コアを主とする。P-Q曲線は立ち上がりせず。ルジオン値は算出不可。	割れ目の酸化	岩石は顕著な割れ目付近を除いて新鮮。棒状コアを主体とし、硬質～分離コアは少ない。ルジオン値は50以上。P-Q曲線は立ち上がりを示す。	
D	3区分 (除去対象1区分)	区分名	<b>ゆるみ領域</b>	区分名	<b>グレーゾーン</b>	グレーゾーンはゆるみでないとしているものの、掘削時における岩盤状況で残置か除去か判断する。
		記事	重力性の変形作用を受け、割れ目の多くが開口して連続的な分離面が形成され、割れ目沿い(に)わずかな移動を伴う岩盤。中には、重力性の変形作用により流れ層を形成する低角度の不連続面を規定してわずかな移動を伴う岩盤。	記事	開口2～5mm程度の開口割れ目が比較的多くみられるが、開口割れ目の連続は断続的であり、岩盤状況は比較的良好である。	
		割れ目開口量	低角度の節理が発達し、これらの多くが開口。	割れ目開口量	開口2～5mm程度の開口割れ目が比較的多くみられるが、開口割れ目の連続は断続的	
		流入粘土	多くの割れ目に流入粘土がみられる。	流入粘土		
		割れ目の酸化	割れ目沿いに褐色風化が認められるものが多い。	割れ目の酸化		
E	5区分 (除去対象3区分)	区分名	<b>Bゾーン</b>	区分名	<b>Zゾーン</b>	
		記事	一部に粘土を挟在するコア(一部棒状コア)を主体に構成される。また、最下部に粘土を伴うことが多い。	記事	棒状コア(一部変状コア)から構成される。割れ目は酸化を受け褐色化しているところが多い。また、流入・風化粘土を挟在するところも存在する。	
		割れ目開口量	一部に粘土を挟在する	流入粘土	流入・風化粘土を挟在するところも存在する。	
		割れ目の酸化	割れ目面は風化・酸化により褐色化が認められるものほぼ新鮮である。方解石脈は剥離している。	割れ目の酸化	割れ目面は風化・酸化により褐色化(あるいはわずかな褐色化)が認められるものほぼ新鮮である。方解石脈は剥離(あるいは赤色方解石の一部剥離)している。	
		コア形状	5cm以下の片状コアで、コアの組み合わせが可能なもの、不可能なものがある。	コア形状	5cm以上の棒状コアが、5cm以下の片状コアでコアの組み合わせが可能なもの	
F	5区分 (除去対象3区分)	区分名	<b>割ゆるみ</b>	区分名	<b>一体化割ゆるみ</b>	端部で造成アバウトメントの基礎として使用。
		記事	開口割れ目がみられ、割れ目沿いに流入粘土を挟在する。最大割れ目幅3.7mm。	記事	開口割れ目がみられ、割れ目沿いに流入粘土を挟在する。最大割れ目幅2.6mm。	
		割れ目開口量	最大割れ目幅3.7mm。	割れ目開口量	最大割れ目幅2.6mm。	
		流入粘土	ほとんどの割れ目に流入粘土を挟在する。	流入粘土	ほとんどの割れ目に流入粘土を挟在する。	
		割れ目の酸化		割れ目の酸化		
G	2区分 (除去対象1区分)	区分名	<b>ゆるみ岩盤 (CLL層に対応)</b>	区分名	<b>ゆるみ岩盤 (CLH層に対応)</b>	
		記事	岩質はやや硬質。層面及び高角度節理が開口し、流入粘土を挟在。その節理間隔は数10cm、10cm。	記事	岩質はより硬質。高角度節理は流入粘土を挟在。節理間隔は数m。	
		割れ目開口量	層面及び高角度節理が開口。	割れ目開口量		
		流入粘土	流入粘土を挟在	流入粘土	流入粘土を挟在	
		割れ目の酸化		割れ目の酸化		

## 5. 今後の検討内容

今年度は中古生層のゆるみ 22 事例でゆるみパターンの整理を行った。今後は残りの事例やさらなる事例の追加分析を行うことでパターンの追加・整理を行うことを目指す。また、ゆるみパターンによるゾーン設定の考え方についての整理も併せて行うことを目指す。

また、ゆるみゾーン区分については、「②区分ごとの設計施工における対策方針」以外の着目するポイントについても検討を行い、より適切な区分の方法や考え方を整理することを目指す。

## 6. 謝辞

本研究を行うにあたり、地質・地盤研究グループ地質チーム佐々木上席研究員、浅井総括主任研究員、日外研究員および阿南特命上席研究員をはじめ多くの方々にご指導頂きました。ここに末筆ながら謝意を表します。

所属：独立行政法人 水資源機構

<参考文献>

- 1) 佐々木靖人・片山弘憲・倉橋稔幸：ダムにおけるゆるみ岩盤の実態と分類試案，ダム技術，No. 228，pp. 1-13, 2005.

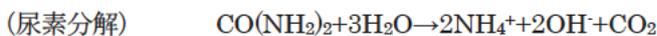
# 微生物代謝によって改良された砂供試体の透水性と力学特性

チーム名等 土質・振動チーム  
氏 名 塚本 将康

## 1. はじめに

既設構造物を効率的に補強し、健全性を保ち続けることが課題となる中、地盤改良技術も既設構造物の補修や補強に適用可能な技術が求められている。現状の地盤改良技術うち特に既設構造物の直下の改良には、セメントや水ガラスなどの固化材を用いた固結工法が適用されることが多いが、特殊な施工法が必要になるなど技術的な難易度が高い。一方で、近年研究が進められている地盤改良技術として微生物代謝を利用したものがある。この技術は、主に微生物代謝で発生する二酸化炭素と土の間隙中のカルシウム源から炭酸カルシウムを析出させ地盤を改良するものであるが、注入するグラウトの粘性が低いことおよび反応が緩やかに進むという特徴から、既設構造物直下の地盤に適用可能な技術として期待されている<sup>1)</sup>。本手法を用いて改良した地盤の力学特性は炭酸カルシウムの析出量と相関があることが知られているが<sup>2)</sup>、炭酸カルシウム析出量と力学特性及び透水性との関係については未解明な点が多い。

そこで本研究では、微生物代謝により固化した豊浦砂を対象に、炭酸カルシウム析出量と力学特性及び透水性との関係を調べるために、微生物として”*Sporosarcina Pasteurii*”(ATCC11859)を用い、その尿素分解作用による以下の反応を利用して実験を行った。



実験では、豊浦砂の供試体に対して微生物の培養液、栄養塩を注入し固化を促進するとともに、その栄養塩等の注入スピードから透水係数を推定した。その上で、固化した供試体を用いて三軸圧縮試験（圧密排水条件）を実施し力学特性の評価を行い、炭酸カルシウム析出量と透水性及び力学特性との関係を調べた。

## 2. 実験方法

### (1) 供試体作製方法

図1に示す高さ  $H=15\text{cm}$ 、直径  $\phi=50\text{mm}$  の塩化ビニル製の半割モールドを用いて供試体を作製した。まず、モールド内壁面部等にシリコングリースを薄く塗布し、壁面部が水みちにならないよう処置を行った上で、豊浦砂を試料土として、空中落下法により相対密度  $D_r=60\%$  ( $\rho_a=1.504\text{g/cm}^3$ ) となるように作製した。作製後、供試体の重量を測定し、所定の密度が得られていることを確認した上で、上部にカラーを設置し、モールド下部から蒸留水で飽和させた。

### (2) 養生方法（栄養塩注入固化過程）および透水試験方法

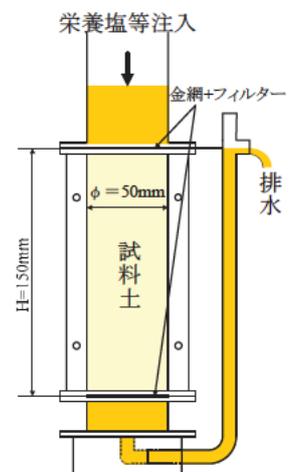


図1 モールド模式図

供試体の初期の透水性を把握するために、モールド上部から蒸留水を注入し、変水位透水試験に則った方法により、注入時の水位差とその時間差から透水係数を推定した。その後、微生物を培養した培養液 250ml を注入した。培養液は表 1 に示す組成の培養基中に *Sporosarcina Pasteurii* を植え付けた溶液型のものである。

培養液が全て浸透したことを確認したのち、表 2 に示す組成の栄養塩 200ml を約 12 時間おきに所定の回数を注入した。なお、これらの培養液、栄養塩の注入時にも水位差とその時間差から透水係数を推定した。

栄養塩等の注入期間中は、22°C の恒温室にて養生し、モールド内の供試体は飽和状態を維持するために、新しい栄養塩が注入されると前回までに注入され、間隙に存在していた栄養塩が押し出されて排水される仕組みとしている。

所定の回数の栄養塩の注入が終了して約 12 時間後に、蒸留水 300ml を注入して間隙に残っている栄養塩を洗い流したあと、さらに蒸留水を注入して固化後の透水係数を推定した。

実験ケースは表 3 に示すように、炭酸カルシウム（以下、CaCO<sub>3</sub> と示す）の析出量を変化させることを目的に栄養塩の注入回数を変えた 4 ケース（ケース P1～P4）と、豊浦砂単体の透水性と強度を把握するために、培養液・栄養塩を注入せず、豊浦砂を蒸留水で飽和させたのみのケース N の計 5 ケースを作製した。なお、各ケースともに 3 供試体ずつ作製している。

### (3) 三軸試験方法および CaCO<sub>3</sub> 析出量の測定方法

(1) で作製した供試体を用いて三軸圧縮試験（CD 条件）を実施した。供試体をモールドから脱型・整形する際の乱れを少なくするために、自由水を脱水し湿潤状態でモールドごと凍結させた。なお、実験条件を統一する目的で、CaCO<sub>3</sub> 析出量の多いケース P3、P4 についても供試体を凍結させている。供試体は凍結後、モールドから脱型し、高さ H=10cm、直径 φ=5cm に整形した。整形後、供試体の直径、高さを測定したうえで、三軸セル内に設置し、背圧・30kPa の負圧を与えた状態で解凍させた。解凍時間は、解凍に伴う収縮による軸変位が収まる時間を目安に約 1 時間半とした。解凍後、供試体の直径、高さを計測し、セルカバーを被せて二重負圧法により脱気蒸留水を通し飽和させた。その後、背圧を 200kPa まで上昇させて、有効圧密応力  $\sigma'_c=50\text{kPa}$ , 100kPa, 200kPa で等方圧密した。圧密後、飽和状態を確認するために B 値を測定し、いずれの供試体も 0.95 以上であることを確認している。B 値の確認後、ひずみ速度 0.5%/min で軸圧縮をおこなった。なお、軸力をセル内部のロードセル、軸ひずみをセル外部の変位計、セル圧・背圧を水圧計、体積変化を低容量差圧計により測定した。

三軸試験の終了後、供試体を炉乾燥させ乾燥重量を測定したのち、供試体に含まれる CaCO<sub>3</sub> 析出量を、塩酸での CaCO<sub>3</sub> 分解による質量減少量により求めた。

表 1 培養基の組成

試薬名	添加量
0.13M Tris(pH=9)	0.13mol=15.75g
Yeast extract	20g
(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	10g
Distilled Water	1L

表 2 栄養塩の組成

試薬名	添加量
Nutrient broth	3g
NH <sub>4</sub> Cl	10g
NaHCO <sub>3</sub>	2.12g
Urea	0.5mol=30.03g
CaCl <sub>2</sub>	0.5mol=55.49g
Distilled Water	1L

表 3 実験ケース

Case	栄養塩の注入回数 (総注入量 ml)	養生 時間	初期乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	初期相対密度 Dr (%)	CaCO <sub>3</sub> 析出量 (kg/m <sup>3</sup> )
N	—	—	1.504	59.9	—
			1.513	62.6	—
			1.504	60.0	—
P1	2(400)	24	1.504	59.9	27.7
			1.504	59.9	28.1
			1.504	59.9	28.9
P2	4(800)	48	1.505	60.1	58.3
			1.504	60.0	51.8
			1.505	60.1	59.7
P3	8(1600)	96	1.507	60.9	135.2
			1.504	59.9	130.6
			1.504	60.0	124.8
P4	12(2400)	144	1.504	60.0	214.4
			1.504	60.0	215.8
			1.504	59.9	214.7

### 3. 実験結果

#### (1) 栄養塩注入量と CaCO<sub>3</sub>析出量

図2に栄養塩の注入量とCaCO<sub>3</sub>析出量の関係を示す。なお、ここでのCaCO<sub>3</sub>析出量とは、供試体の単位体積当たりのCaCO<sub>3</sub>析出量(三軸試験終了後の塩酸でのCaCO<sub>3</sub>分解による質量減少量から求めたCaCO<sub>3</sub>析出質量)を表している。

栄養塩の注入量の増加に伴い、CaCO<sub>3</sub>析出量が増加する傾向が確認でき、また、その増加幅が大きくなる傾向も確認できる。ケースP1ではCaCO<sub>3</sub>析出量約28kg/m<sup>3</sup>程度であるが、ケースP4では約7倍の215kg/m<sup>3</sup>程度のCaCO<sub>3</sub>析出量が得られた。

各ケースにおける供試体間のばらつきについて見ると、ケースP2、P3においては、比較的ばらつきが大きくなったものの、その他のケースでは供試体間のばらつきはCaCO<sub>3</sub>析出量で2kg/m<sup>3</sup>以内に留まっている。

#### (2) 栄養塩注入期間中(養生中)の透水係数の変化

図3に各ケースの栄養塩の注入期間(養生時間)中の透水係数の変化を示す。図中には、各ケースで作製した3供試体の平均値を示しており、プロットのある位置(時間)で、栄養塩等を注入している。微生物代謝によりCaCO<sub>3</sub>を析出させたケースP1～P4では、注入回数に応じて、透水係数が漸減していく傾向が確認できる。ただし、その変化の程度は、本実験期間中においては比較的小さく、最も低下したケースP4で1桁程度の低下に留まった。

#### (3) 供試体の各実験段階での乾燥密度の変化

供試体の初期、凍結時、解凍時などの各実験段階における乾燥密度の変化について、豊浦砂とCaCO<sub>3</sub>析出量の合計値を図4(a)に示し、豊浦砂のみの値を図4(b)に示す。ここで、図中の初期とは養生前(CaCO<sub>3</sub>析出前)の供試体作製時に計測した値を示し、凍結時は凍結状態で整形後の段階での値を、解凍時、飽和時は供試体を三軸セルに設置して解凍した後、および飽和後の軸変位等から測定した値である。

各供試体ともに初期には相対密度 $D_r=60\%$ ( $\rho_a=1.504\text{g/cm}^3$ )程度であったが、図4(a)に示すように特に微生物代謝によりCaCO<sub>3</sub>を析出させたケースでは、固化させた後の凍結時以降において、乾燥密度が増加しているのが確認できる。

実験ケースごとに見ると、ケースNは、凍結時に一旦乾燥密度が低下したものの、解凍後には凍結前の乾燥密度に近い値まで戻っているのが確認できる。CaCO<sub>3</sub>により固化させたケースP1～P4では、まず豊浦砂とCaCO<sub>3</sub>析出量の合計値を見ると、ケースP1は全ての実験段階においてほぼ一定の乾燥密度となっているが、ケースP2～P4では、固化させた後の凍結時以降、CaCO<sub>3</sub>析出によって乾燥密度が増加し、解凍後もほとんど変わらない乾

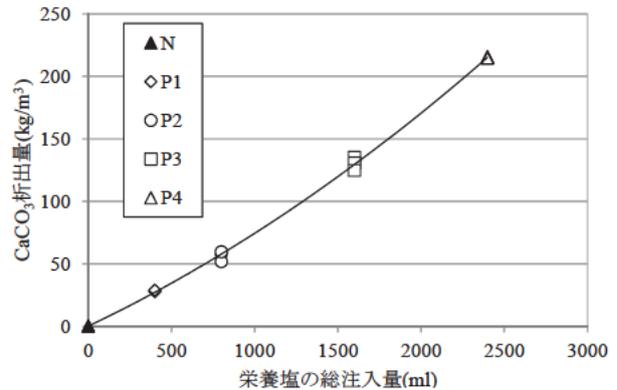


図2 栄養塩の注入量とCaCO<sub>3</sub>析出量の関係

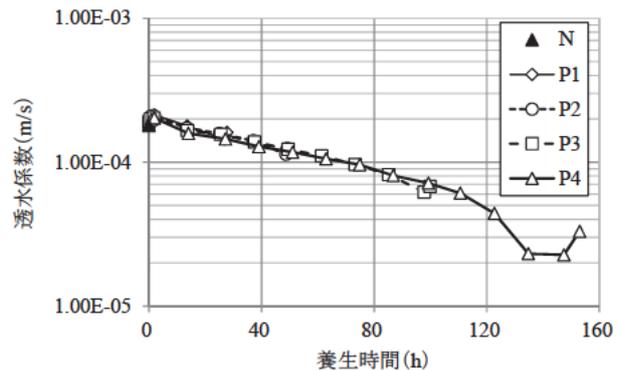


図3 栄養塩注入期間中の透水係数の変化

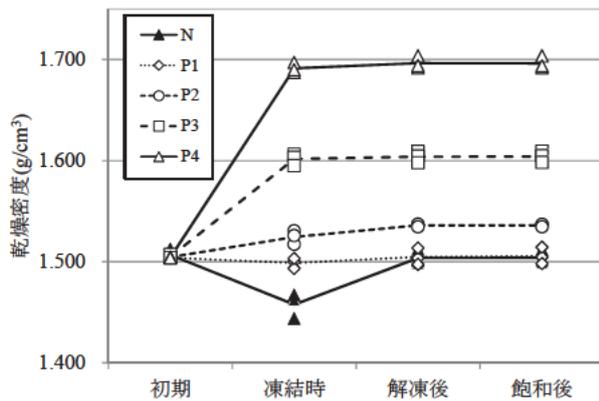


図 4 (a) 各実験段階における供試体の乾燥密度の変化 (豊浦砂+CaCO<sub>3</sub>)

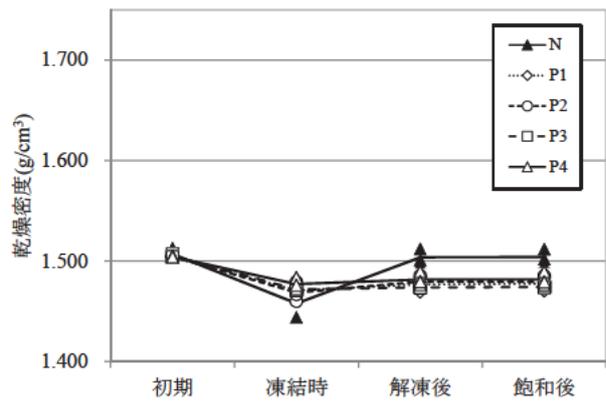


図 4 (b) 各実験段階における供試体の乾燥密度の変化 (豊浦砂のみ)

乾燥密度であることが確認できる。また、供試体間のばらつきについて見ると、ケース N、P2 については凍結時に他のケースと比較してばらつきが大きくなったものの、それ以外の実験段階では各ケースともにばらつきが小さくなっている。次に、CaCO<sub>3</sub>析出量を除いた豊浦砂のみの乾燥密度の変化を見ると、固化させたケース P1~P4 ともに、供試体作成時の初期から固化後の凍結時にかけては乾燥密度が低下傾向を示し、解凍に伴う乾燥密度の上昇が非常に小さく、解凍後も凍結時とほとんど変わらない乾燥密度であった。この密度の低下が凍結させたことによるものなのか、CaCO<sub>3</sub>析出による固化に伴うものなのかについては、本実験での計測データからは解らないため、今後の検討課題である。また、この乾燥密度の低下が、後述する強度特性にどのような影響を与えたのかについても今後の検討課題である。

#### (4) 三軸試験による軸ひずみと主応力差、体積ひずみ関係

図 5 (a), (b), (c) に有効拘束圧ごとの主応力差-軸ひずみ曲線と体積ひずみ-軸ひずみ曲線を示す。

最大主応力差の値に着目すると、各有効拘束圧ともにケース P1 では、CaCO<sub>3</sub>を析出させていないケース N に比べて最大主応力差の値は若干高いかほとんど同じであったものの、その他のケースでは CaCO<sub>3</sub>析出量が高くなるに伴い最大主応力差が著しく増加していることが確認できる。なお、CaCO<sub>3</sub>を析出させた P1~P4 については (3) で示したように、仮に凍結させたことによって土のみの乾燥密度が低下しているとすれば、実際の強度はここに示したものより高い傾向にあることが考えられる。

また、軸ひずみ 0.5%程度までの主応力差-軸ひずみ曲線の傾きに着目すると、ケース P1 を含めて CaCO<sub>3</sub>析出量が多くなるほど、傾きが大きくなることを確認できる。

有効拘束圧の違いに着目すると、同じケースでも有効拘束圧が高いものほど最大主応力差が大きな値を示す傾

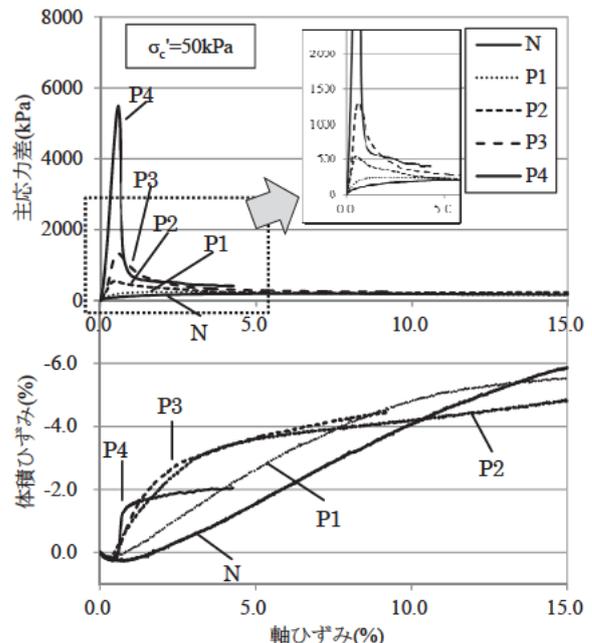


図 5 (a) 軸ひずみと主応力差、体積ひずみの関係 ( $\sigma'_c=50\text{kPa}$ )

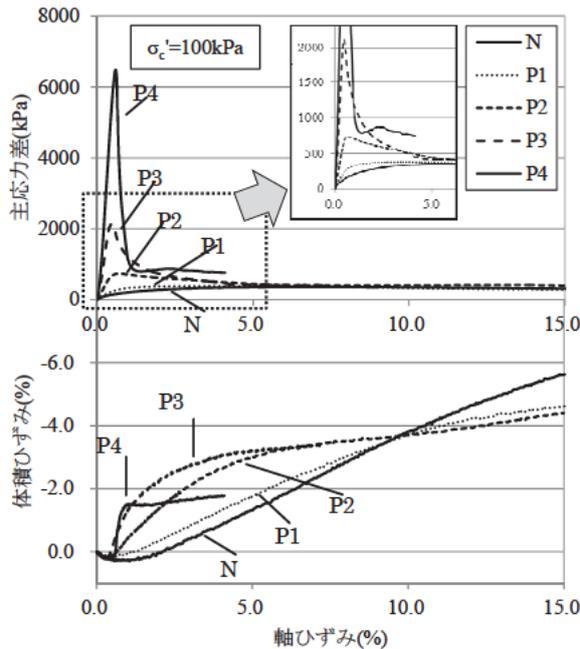


図5 (b) 軸ひずみと主応力差、体積ひずみの関係 ( $\sigma'_c = 100\text{kPa}$ )

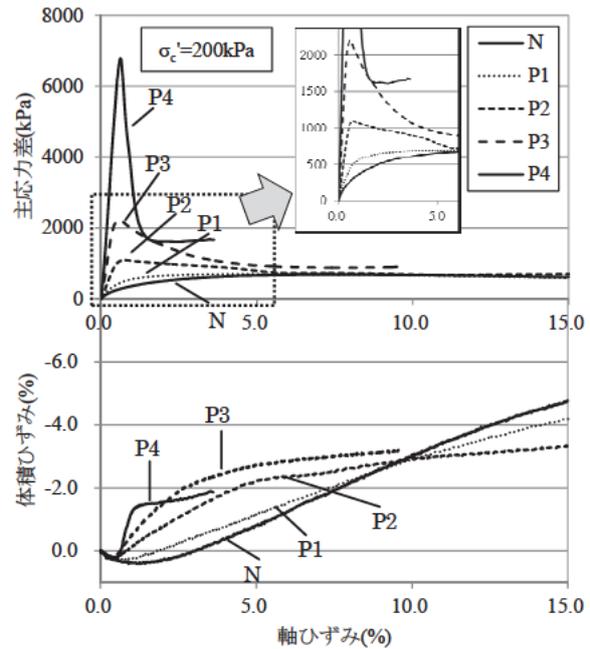


図5 (c) 軸ひずみと主応力差、体積ひずみの関係 ( $\sigma'_c = 200\text{kPa}$ )

向にあることが確認できる。

体積ひずみの変化に着目すると、いずれの有効拘束圧でも  $\text{CaCO}_3$  析出量が多いほどせん断初期における圧縮側の体積ひずみが小さくなり、さらに小さい軸ひずみで膨張側の体積ひずみが生じているのが確認できる。

#### (5) $\text{CaCO}_3$ 析出量と最大主応力差・固化後の透水係数の関係

図6には、 $\text{CaCO}_3$  析出量と各有効拘束圧における最大主応力差、固化後の透水係数（3供試体の平均値）の関係を示したものである。最大主応力差は  $\text{CaCO}_3$  析出比に応じて増加傾向を示し、最も高いケース P4 はケース N に比べて 10~25 倍に増加した。それに対して、透水係数の低下は最も低下したケース P4 で 1桁未満であった。

このことから本実験条件においては、透水性をほとんど低下させずに力学特性を著しく改善していることが確認できる。

#### (6) $\text{CaCO}_3$ 析出量と粘着力、内部摩擦角の関係

図7には、 $\text{CaCO}_3$  析出量と粘着力  $c_a$ 、内部摩擦角  $\phi_a$  の関係を示したものである。なお、粘着力、内部摩擦角は、主応力差の最大時における最大・最小主応力をもとにモールの応力円を描いて、その包絡線から求めたものである。

粘着力について見ると、 $\text{CaCO}_3$  析出量の増加に応じて増加傾向を示し、特に  $\text{CaCO}_3$  析出量  $130\text{kg/m}^3$

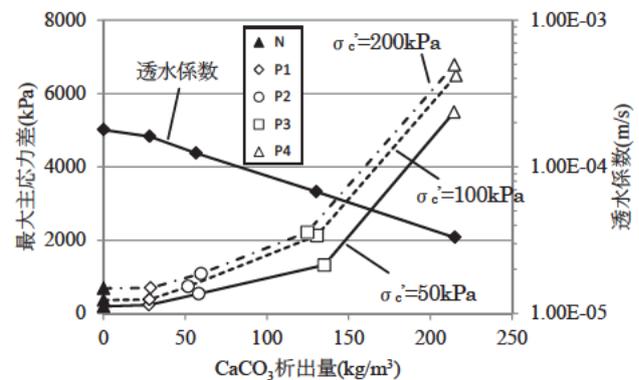


図6  $\text{CaCO}_3$  析出量と最大主応力差、透水係数の関係

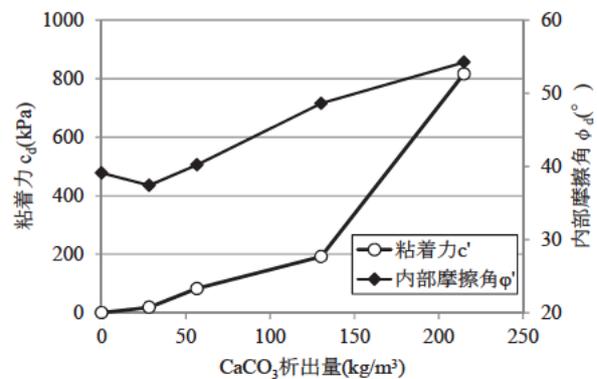


図7  $\text{CaCO}_3$  析出量と粘着力、内部摩擦角の関係

を超えた付近から増加の程度が大きくなっている。内部摩擦角は、CaCO<sub>3</sub>析出量 50kg/m<sup>3</sup>付近までは 2~3°の変化に留まるものの、それ以上の CaCO<sub>3</sub>析出量では増加する傾向にあるのが確認できる。

#### 4. まとめ

微生物代謝により CaCO<sub>3</sub>を析出させて固化した豊浦砂の透水性と力学特性の関係を実験により検討した。その結果、以下の知見が得られた。

- ・ CaCO<sub>3</sub>析出量は、栄養塩の注入量に応じて増加する。
- ・ CaCO<sub>3</sub>の析出によって透水係数が漸減する。ただし、本実験期間中においては、その低下の程度は 1 桁未満であった。
- ・ 初期（供試体作製時）、凍結時、解凍時などの各実験段階での供試体の乾燥密度の変化から、固化した供試体の CaCO<sub>3</sub>析出量を除く土のみの乾燥密度が低下する傾向が確認された。この密度の低下が凍結させたことによるものなのか、CaCO<sub>3</sub>析出による固化に伴うものなのかについては今後の検討課題である。
- ・ 力学特性は、CaCO<sub>3</sub>析出量が多くなるにつれて、軸ひずみ 0.5%以内の小さな領域での主応力差一軸ひずみ曲線の傾きが増加し、最大主応力差も増加した。
- ・ 粘着力、内部摩擦角も CaCO<sub>3</sub>析出によって、増加する傾向を示した。

これらの結果から、微生物代謝によって CaCO<sub>3</sub>を析出させ土を固化する本技術は、強度改善とともに透水性を低下させる既存の地盤改良技術に比べ、地下水流動をほとんど阻害することなく地盤の強度改善が可能な技術として期待できることが示唆された。

#### 5. 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、石原主任研究員、稲垣研究員ならびに土質・振動チームの皆様方と、微生物の培養方法など微生物実験全般をご教示頂いた長野高専の畠准教授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) Victoria S. Wiffen, Leon A. van Paassen and Marien P. Harkes(2007): Microbial Carbonate Precipitation as a Soil Improvement Technique, Geomicrobiology Journal, 24, pp.417-423.
- 2) 稲垣 由紀子, 塚本 将康, 森 啓年, 中島 進, 佐々木 哲也, 川崎 了, “微生物代謝による液状化対策に関する動的遠心模型実験”, 地盤工学ジャーナル, Vol. 6, No. 2, pp.157-167 (2011).

## 河川堤防の質的整備に関する研究（その2）

チーム名等 土質・振動チーム

氏 名 増山 博之

### 1. まえがき

河川堤防は住民の生命と資産を洪水から防御する極めて重要な防災構造物であり、『河川管理施設等構造令』<sup>1)</sup>（政令）では「計画高水位以下の水位の流水の通常的作用に対して安全な構造とする」ことを構造の原則としている。堤防は洪水が氾濫区域に溢水することを防止するための施設であり、『河川堤防設計指針』<sup>2)</sup>（治水課長通達）には、堤防に求められる機能として、①耐浸透機能（浸透に耐える機能）、②耐侵食機能（侵食に耐える機能）、③耐震機能（地震に耐える機能）が位置付けられている。現状で、堤防の耐浸透機能は『河川堤防の構造検討の手引き』<sup>3)</sup>により対策が行われるが、盤膨れに対する安全性が不足した際の対策に課題のある場合がある。加えて、我が国は、水害に脆弱な国土条件下にあり、将来に向けて、洪水が河川堤防を越水してもすぐには決壊しないよう、堤防の裏のり面の侵食を少しでも抑制する対策についての研究が必要と考えられる。

### 2. 研究目的

本研究では、上記の背景を踏まえて、河川堤防の構造について次の2点を目的とした。

- ①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、高速水路実験を行うとともに、既往の実験成果、昨年度作成したマニュアルと併せて土研資料としてとりまとめる。
- ②耐浸透機能の向上：盤膨れ対策技術の向上を目的に、大型遠心模型実験を行い、水圧低減効果を確認するとともに、現場で使用できるマニュアルを作成し、既往の実験成果とともに土研資料としてとりまとめる。

### 3. 研究方法

#### 3.1 耐越水機能の向上

越水による侵食機能は、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。本研究では「被覆型」の侵食対策工法としての短繊維混合補強土を用いた被覆工について、耐侵食機能の向上効果を高速水路実験により確認した。耐侵食性①と植生への適用性②は図-1に示すように定性的にトレードオフの関係にあると考えられる。このため、本研究では、双方のバランスを保つ性能を有するのり面被覆材の開発を目標とした。昨年度の検討によって、既に短繊維混合補強土の耐侵食性が確認できているため、今年度は、短繊維混合補強土の長期的安定性として、冬期の凍結融解や降雨時の乾湿繰返し等の影響について検討した。細粒分含有率 $F_c=10\%$ の材料（以下、砂質土1と称す）に短繊維を0.2%、セメントを2.0%混合した短繊維混合土（ケース1）、および砂質土1の土質材料にセメントを5.0%混合

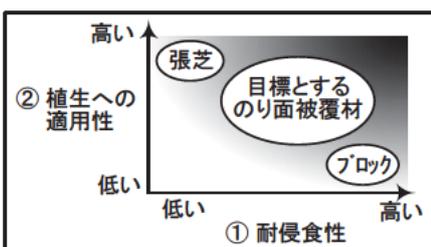


図-1 目標とするのり面被覆材の性能

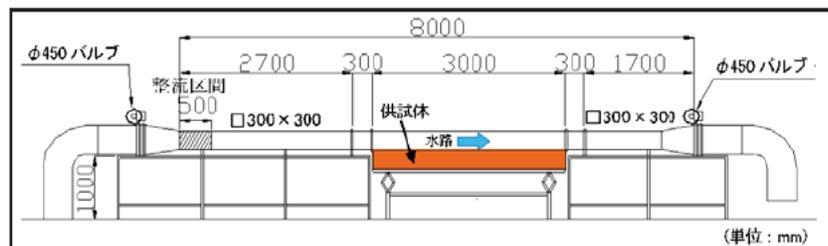


図-2 高速水路実験に使用した管流水路

したセメント改良土（ケース2）の2種類の材料を対象とし、供試体を屋外に1年間曝露させ、曝露前後の高速流に対する耐侵食性を図-2に示す管流水路（0.3m×0.3mの矩形通水断面）を用いた通水実験で確認した（ケース1の1年後はケース3、ケース2の1年後はケース4と称す）。植生への適用性については、別途、屋外での曝露による植生の生育・繁殖実験を行い、経年的な植生の生育・繁殖状況を確認した。

### 3.2 耐浸透機能の向上

盤膨れに対する堤防強化対策として、これまでに川表側から堤体直下の基礎地盤への浸透水を遮る対策<sup>3)</sup>が実施されている。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のコストや施工性に、ブランク工法は幅を十分に取ることでできる高水敷が必要であり適用性に課題があることもあった。また、河川堤防の盤膨れ対策を川裏側で行った既往の研究事例は少ない。このため、本研究では、洪水時に川裏側に生じる揚圧力を緩やかに抜くことをテーマとして実験を行った。

実験は土木研究所の大型動的遠心力載荷試験装置により行った。模型スケールで幅1,500mm、奥行き300mm、高さ500mmの大型土槽の中に図-3、4に示す基礎地盤および堤防、図-5、6に示す対策工等の模型を作製し、50Gの遠心加速度を与えた状態で洪水時の盤膨れに関する浸透現象を模擬した。なお、以降に示す数値は実物スケールに換算した数値として表すこととする。なお、間隙流体には水を使用した。

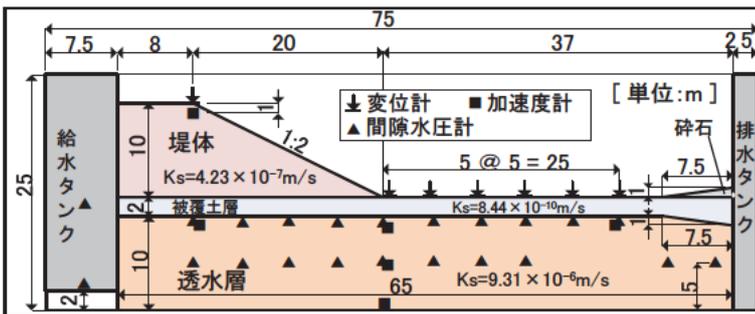


図-3 遠心模型実験の横断形状

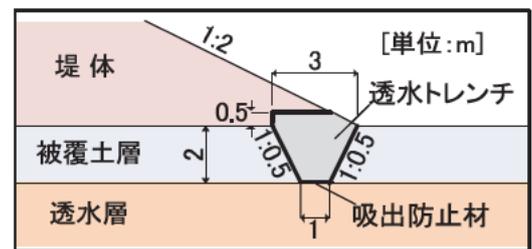


図-5 透水トレンチの横断形状

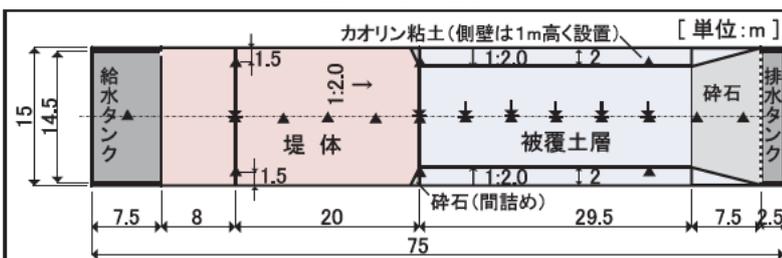


図-4 遠心模型実験の平面形状

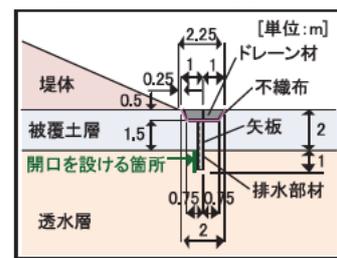


図-6 排水機能付き矢板の横断形状

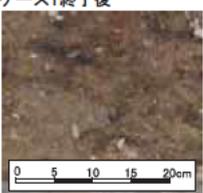
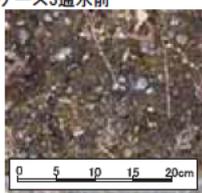
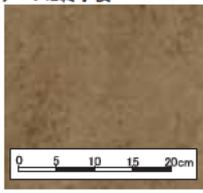
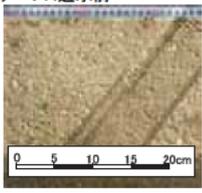
## 4. 研究結果

### 4.1 耐越水機能の向上

1年間にわたり屋外で曝露させた前後の供試体表面の状況を表-1に示す。短繊維を混合しているケース1は表面の細粒分が飛散しているものの概ね状況変化が少ない。一方、短繊維を混合していないケース2は初期に平滑だった表面が1年後には細かい砂状の凹凸の多い表面に一変している状況が把握できる。次に、ケース1と2の1年間の曝露の前後において実施した通水試験結果より、平均・最大侵食深を図-7に示す。図より、凍結融解等によ

ってゆるんだ範囲（ゆるみ域）と曝露してから1年後の初期通水時（ケース3、4の流速 $v=2\text{m/s}$ ）に侵食された範囲は概ね一致すると考えられる。1年後の初期通水によって生じた最大侵食深は、ケース3が45mm、ケース4が40mmと同程度である。一方、平均侵食深はケース3が7mm、ケース4が19mmと短繊維を混合している供試体の侵食深の方が明らかに小さくなっている。この結果は、短繊維混合補強土が凍結融解等に対する影響を軽減する可能性を示唆するものと考えられる。通水実験では、短繊維混合補強土、セメント改良土ともに、1年後のケースにおいて流速 $5\text{m/s}$ に対する耐侵食性が確認できた。

表-1 曝露前後の供試体表面の状況

配合条件	曝露前	暴露日数	暴露後（約1年後）
土質材料 砂質土1 短繊維混合比 0.2% セメント混合比 2.0% ※短繊維攪拌用に少量の砂利を混入	ケース1終了後 	360	ケース3通水前 
土質材料 砂質土1 短繊維混合なし セメント混合比 5.0%	ケース2終了後 	398	ケース4通水前 

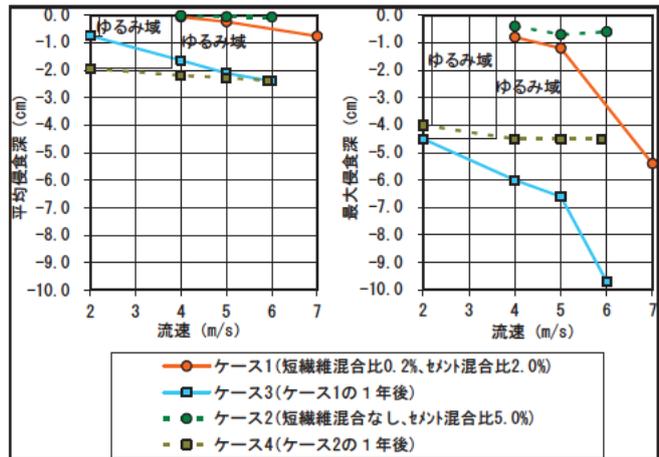


図-7 ケース2～5の流速段階による平均・最大侵食深

植生への適用性は、流速 $v=5\text{m/s}$ 程度の耐侵食性が認められた短繊維混合補強土（砂質土1の土質材料：細粒含有率 $F_c=10\%$ 、短繊維混合比 $0.2\%$ 、セメント混合比 $2.0\%$ ）を対象とした生育・繁殖実験によって確認した。なお、砂質土1とセメント混合比 $5.0\%$ のセメント改良土については、検討対象としなかった。これは、高速水路実験において使用したケース2、4のセメント改良土の供試体の実験前後の土壤硬度を計測したところ（表-2）、平均で $35\text{mm}$ 程度と土壤の硬さの基本的な目安として考えられる $30\text{mm}^{\text{①}}$ を $5\text{mm}$ 程も上回る結果であったとともに、供試体の表面がかなり強固かつ密実な状態であったことから、植生への適用性に課題があることが明らかであったためである。張芝を行った植生の生育状況を表-4、種子散布（野芝）を行った植生の生育状況を表-5にそれぞれ示す。1年後には張芝が供試体と一体化しており、種子散布において植生の密度は低いものの全面に根付きのある状態が確認できた。2年後には種子散布において、野芝の生育の進展に加えて、野芝以外の種による根の入り込みも見られ、全体の植生密度が限界密度に近い状態にまで高まった状態が確認できた。双方ともにセメント混合による影響は殆ど確認できなかった。表-3に計測した平均土壤硬度を示す。セメント混合比 $2.0\%$ およびセメント混合なしの土壤硬度指数は、平均で $31.9\text{mm}$ 、 $30.9\text{mm}$ と目安である $30\text{mm}$ を少し上回る程度であった。セメント混合比 $2.0\%$ においても植生の生育・繁殖状況の確認ができるものの、高速水路実験の供試体において、セメント混合比 $5.0\%$ の改良土の土壤硬度指数が約 $35\text{mm}$ と指標の上限値を $5\text{mm}$ 程も上回っており、セメント混合比 $2.0\%$ から $5.0\%$ への増加による土壤硬度指数の増加分が $9\text{mm}$ 程度（表-2）と大きい点に鑑みると、セメント混合比は $2.0\%$ が概ね上限程度である可能性が示唆される。また、土壤酸度からは、野芝に必要な土壤の保肥力と陽イオン交換容量が概ね適切に保たれていることが把握された。

表-2 曝露前後の土壌硬度指数(mm)の変化

曝露前		曝露後			
ケース名	通水実験前	通水実験後	ケース名	通水実験前	通水実験後
ケース1	27.2	25.4	ケース3	14.7 (※)	26.5
ケース2	34.7	34.2	ケース4	20.0 (※)	35.1

※凍結融解等の影響

表-3 短繊維混合補強土の土壌硬度指数

短繊維 混合比 (%)	セメント 混合比 (%)	土壌硬度指数 (mm)
0.2	2.0	31.9
0.2	0.0	30.9

表-4 張芝の植生の生育状況

短繊維 混合比	セメント 混合比	初期 (H20. 10. 21)	1年後 (H21. 10. 23)	2年後 (H22. 11. 30)
0.2%	2.0%			
0.2%	0.0%			

表-5 種子散布 (野芝) の植生の生育状況

短繊維 混合比	セメント 混合比	初期 (H20. 10. 21)	1年後 (H21. 10. 23)	2年後 (H22. 11. 30)
0.2%	2.0%			
0.2%	0.0%			

#### 4.2 耐浸透機能の向上

大型遠心模型実験の結果から、外水位 7m に対するのり尻からの距離と水圧・変位の関係を図-8 に示す。変位量は、無対策では 16.6cm に到達するとともに、排水機能付き矢板ケースにおいても 7.5cm に達している。透水トレンチケースでも変位量は 1.8cm であり、膨らみつつある状況が確認できる。透水トレンチのケースでは、のり尻から 10m 離れた範囲では無対策よりも水圧が軽減されているものの、のり尻から 10m 以上離れた箇所では、概ね回復している。のり尻から 0m, 5m, 10m, 25m 離れた位置の水圧はそれぞれ 19.5kPa, 20.6kPa, 20.7kPa, 20.2kPa (無対策の 80.1%, 94.3%, 96.7%, 97.5% の値) である。これは、外水位 7m に対して、透水トレンチの排水能力が限界に近づいていることを示している。一方、この段階では、無対策と排水機能付き矢板のケースはほぼ同様の水圧分布となっており、のり尻から 0m, 5m, 10m, 25m 離れた位置の水圧はそれぞれ 23.7kPa, 22.0kPa, 21.6kPa, 21.4kPa (無対策の 97.2%, 100%, 101%, 103% の値) である。これは、外水位 7m に対して、排水部材の排水能力が限界に達しているためと考えられる。

これらの検討結果より得られる各ケースの外水位と水圧の関係を図-9 に整理する。外水位は給水タンクの水位

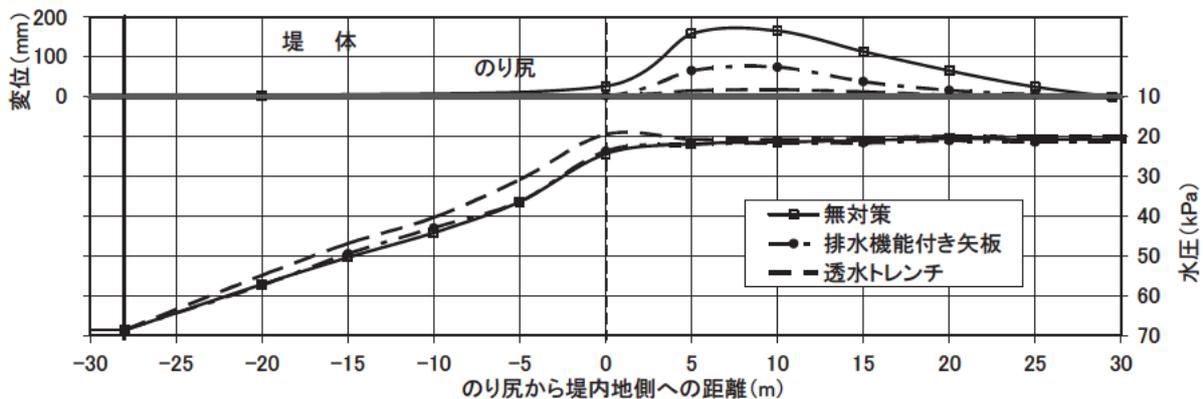


図-8 河川水位と被覆土層表面との内外水位差が 7m の時点でののり尻からの距離と水圧・変位の関係

であり、水圧は各ケースで最も被覆土層の変位が大きくなったのり尻から 10m 離れた位置における被覆土層下面の水圧である。図内の補助線は水圧と水位が同一の関係および  $G/W=1.0$  を示している。勾配は透水トレンチが最も緩く、無対策が最も急である。対策工を施した場合に勾配が緩くなる要因は、対策工自体から水が抜けることで、水圧が上がりにくくなるためと考えられる。ここで、排水能力が大きく、基礎地盤から地上へ抜ける水の量が多い対策工ほど、水圧を軽減していると考えられる。どのケースも水圧が 19kPa を下回る段階では、外水位に対して比例している。一方、水圧が 19kPa を上回るとどのケースも折れ点が生じ、その後、勾配が緩やかになっている。この折れ点は被覆土層が膨らみ出す水圧と対応している。図-10 に各ケースの水圧と変位の関係を示す。水圧はのり尻から 10m 離れた位置における被覆土層下面の水圧、変位はのり尻から 10m 離れた位置における被覆土層表面の変位である。どのケースも水圧が 19kPa を下回る範囲では変位が小さいが、19kPa を上回ると変位が急上昇している。これは、図-9 の勾配の折れ点と同様の傾向である。被覆土層であるカオリン粘土の自重は概ね  $13\text{kN/m}^2$  である。本実験では、自重の約 1.5 倍の 19kPa の水圧が被覆土層に作用し始めてから被覆土層が降伏し、地表面に膨らみが生じている。このため、自重に他要素を加えた 19kPa が本実験における被覆土層の耐揚圧力であったと推察される。

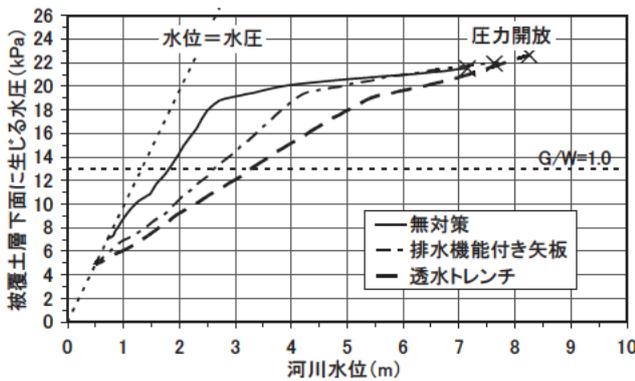


図-9 各ケースの外水位と水圧の関係

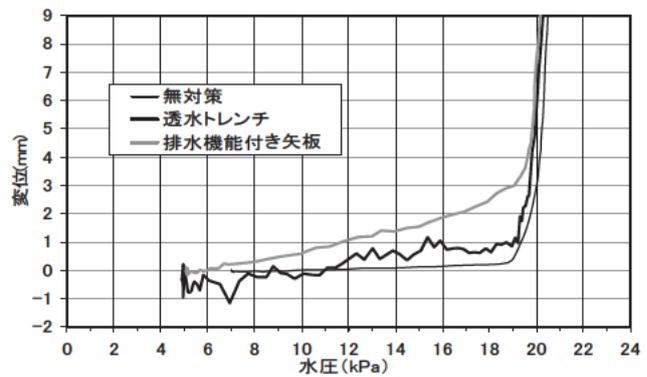


図-10 各ケースの水圧と変位の関係

## 5. 結論

### 5.1 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、供試体を屋外に 1 年間曝露させ、のり面被覆材としての短繊維混合補強土の耐侵食性、植生への適用性について実験的に検討を行なった結果、細粒分含有率  $F_c=10\%$  の土質材料に短繊維 0.2%、セメント 2.0% を混合した短繊維混合補強土は、トレードオフであることが想定される耐侵食性と植生への適用性を満足することが確認された。この成果は既往の実験成果や、昨年度作成した『短繊維混合補強土ののり面保護工への適用に関する試験施工マニュアル (案)』とともに土研資料『河川堤防の耐侵食機能向上技術の研究』としてとりまとめた。

### 5.2 耐浸透機能の向上

盤膨れ対策技術の向上を目的に、洪水時の浸透現象を模擬する大型遠心模型実験を行い、透水トレンチ、排水機能付き矢板等の対策工について水圧低減効果を確認するとともに、対策工の排水能力に応じて効果を発揮可能な最大水位差が異なることが確認された。また、実験結果を踏まえて、盤膨れ対策として、これらの対策が現場で使用できるよう『河川堤防の盤膨れ対策に関する設計・施工マニュアル (案)』を作成した。これらの成果は、昨年度の既往の実験成果とともに土研資料『河川堤防の盤膨れ対策技術—対策工の水圧低減効果と設計・施工の考え方—』

としてとりまとめた。

## 6. その他の研究

上記以外の研究として、耐浸透面対策を実施した箇所において、効果が定量的に検証された事例が少ない状況を踏まえて、河川堤防の浸透対策箇所において堤体内水位観測が実施されている事例を全国的に収集・整理するとともに、モニタリングで浸透対策効果が得られた淀川水系の瀬田川、藻川について飽和・不飽和非定常の浸透流解析を実施して、観測結果の妥当性を検証し、論文の作成・発表により、広く浸透対策効果の周知を図った。

また、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災では関東地方の広範囲に液状化被害が生じたため、従来の道路橋示方書に示される判定法の妥当性を判断するために、関東地方の 100 箇所以上の広範囲の箇所について液状化判定を行い、従来の判定法に見落としはなかったものの、安全側の評価となった箇所も多く確認された。これらは液状化対策技術検討委員会の成果としてとりまとめられた。

さらに、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災では、従来の耐震対策において、あまり想定されてこなかった堤体内での液状化の発生によって多くの堤防が被災したため、飽和・不飽和非定常の浸透流解析および  $\Delta u$  法による円弧すべり計算により、堤体液状化によって堤防が大きく崩壊するのり面勾配や、堤体液状化による変状を抑制する対策工として必要なドレーン工や押え盛土の規格を検討した。その結果、のり面勾配が 4 割未満の場合には堤体液状化被害が生じる可能性が高く、耐震対策工としてドレーン工は高さ 50cm 以上、ドレーンの堤体への貫入量は堤防高さの約 0.2 倍の規格が概ね適切との知見が得られた。これらは、耐震対策マニュアルに反映された。

また、研究活動の一環で国交大での河川構造物設計演習に関する課題作成、演習実演などを行うことにより、現場で課題となる問題を再整理するとともに、河川管理者の基礎的な技術レベルの向上に寄与した。

## 7. 謝辞

本研究を実施にあたり、土質・振動チームの皆様大変お世話になりました。佐々木哲也上席からは、論文添削や毎週の勉強会、日々の技術議論などで数多くの貴重なご指導を賜りました。石原雅規主任研究員は、柔軟な発想で課題を解決する方法により、私の主体性を伸ばして下さいました。齋藤由紀子主任研究員は、遠心実験の実行をはじめ、私の研究活動のほぼ全般についてご鞭撻を下さりました。谷本俊輔研究員は、耐震対策についての幅広いご経験に基づく貴重なご知見を日々ご教示して下さいました。稲垣由紀子研究員は、いつも研究に前向きに取り組む姿勢を見せて下さり、みなさまを励まして下さりました。山木正彦研究員は、私の研究等が行き詰ると色々な面でいつも助けて下さりました。そして、加藤俊二主任研究員は、土質・振動チームの最年長として、いつもチームを明るく盛り上げて下さりました。さらに、寒地土研の林宏親主任研究員は、土質・振動チームに在籍中、要素々々で適切なアドバイスを下さりました。同じく、寒地土研の江川拓也研究員は、研究への取り組み姿勢の重要性について身を呈して示して下さいました。また、地質チームの品川俊介主任研究員は、堤防基礎地盤のパイピングが進行するメカニズムを実験で得られた知見を基に分かりやすく教えて下さりました。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) (社)日本河川協会：『解説・河川管理施設等構造令（改定版）』、平成 12 年 1 月
- 2) 国土交通省河川局治水課：『河川堤防設計指針』、平成 19 年 3 月
- 3) (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（改定版）』、平成 24 年 2 月
- 4) (社)日本道路協会：道路土工一切土工・斜面安定工指針（平成 21 年度版）、pp. 207-210、2009.

# 液状化判定法の高精度化に向けた研究

チーム名等 土質・振動チーム  
氏 名 鷺見 浩司

## 1. まえがき

2011年東北地方太平洋沖地震により広域的かつ甚大な液状化被害が発生し社会に大きな影響を与えた。今後発生が予想される東海・東南海・南海地震等の大規模地震を考慮に入れ液状化被害を防除していくためには、液状化発生に対するリスクの高い箇所を的確に抽出し、その抽出結果に基づいた液状化対策を推進していく必要がある。

平成24年度より、地質・地盤研究グループ等では、液状化判定法の高精度化に向けた研究を開始した。本研究は、多様な土質・地質構造を踏まえた上で精度の高い液状化判定法を構築することに主眼を置いており、研究成果を各種土木構造物の耐震設計基準に反映することを目指している。

この研究に先立ち、関東地方の液状化被災箇所において現地地盤調査や室内土質試験を実施し、被災箇所の地盤構造や地盤の物性について検討した。ここでは、その検討成果を報告する。

## 2. 研究目的

種々の構造物から構成される道路・河川のシステムとしての地震時における機能を確保することを目的として、液状化の発生に及ぼす各種影響要因を解明し、液状化判定法を高精度化する。

## 3. 研究方法

### 3.1 地盤調査および室内土質試験

関東地方整備局管内の被災堤防11地点、東京湾岸埋め立て地の被災箇所2地点および無被災箇所1地点で地盤調査を実施した。

表-1 調査項目

地盤調査	室内土質試験	詳細観察・分析
機械ボーリング および標準貫入試験	物理試験： 粒度、含水比、液性・塑性 限界、土粒子密度	ボーリングコアを半割した面の 詳細観察および剥ぎ取り保存
電気式静的コーン貫入試験	液状化試験： 繰返し非排水三軸試験 初期剛性測定を併用	ハンディジオスライサー試料の 詳細観察および剥ぎ取り保存
PS 検層 サスペンション式		詳細粒度分析 (サンプリング間隔は2.5cm～5.0cm)
シンウォールサンプリング トリプルサンプリング		軟X線写真観察 (H24.5 実施予定)

このうち被災堤防では、被災後にボーリング調査により地盤情報が多く得られている箇所（ただしコア試料はいずれも残存していなかったため見直し観察不可）や、大規模被災箇所において調査を実施した。東京湾岸埋め立て地では、調査立ち入りが可能である箇所のうち、埋め立て方法や埋め立て時期（江戸時代初期、昭和40年代、昭和50年代）の異なる地点を選定し調査を実施した。これらの地盤調査とあわせて、各地点において原位置サンプリングを行い、物理試験および液状化試験を実施した。

調査結果をとりまとめる際の留意点として、地質断面図作成の際には、周辺の既往調査柱状図・土質試験結果をもとに堆積環境や地層の三次元的な分布を可能な限り考察した上で、既往断面図を修正する方法をとった。また、PS 検層結果や室内土質試験結果から地盤のせん断剛性率を算出する際には、この値が液状化試験結果の詳細評価をする上で重要な意味を持つことから、全てのオリジナル測定波形を解析処理し、測定精度の低いものはその後の評価対象から除外した。

### 3.2 詳細観察・分析

被災堤防4地点および東京湾岸埋め立て地3地点において採取したオールコアボーリング試料や、東京湾岸埋め立て地のうち幕張海浜公園において採取したハンディジオスライサー試料を用いて、詳細観察および剥ぎ取り保存を行った（図-1、図-2 参照）。また、一般的に行われるような標準貫入試験試料を用いた粒度試験では把握しきれない、詳細な地層の粒度構成を把握するために、上記試料から2.5cm～5.0cmの間隔でサンプリングし、粒度分析を行った。なお、今後は、内部堆積構造の乱れや液状化層に特徴的な構造を検出することを目的として、軟X線写真観察を実施する予定である。

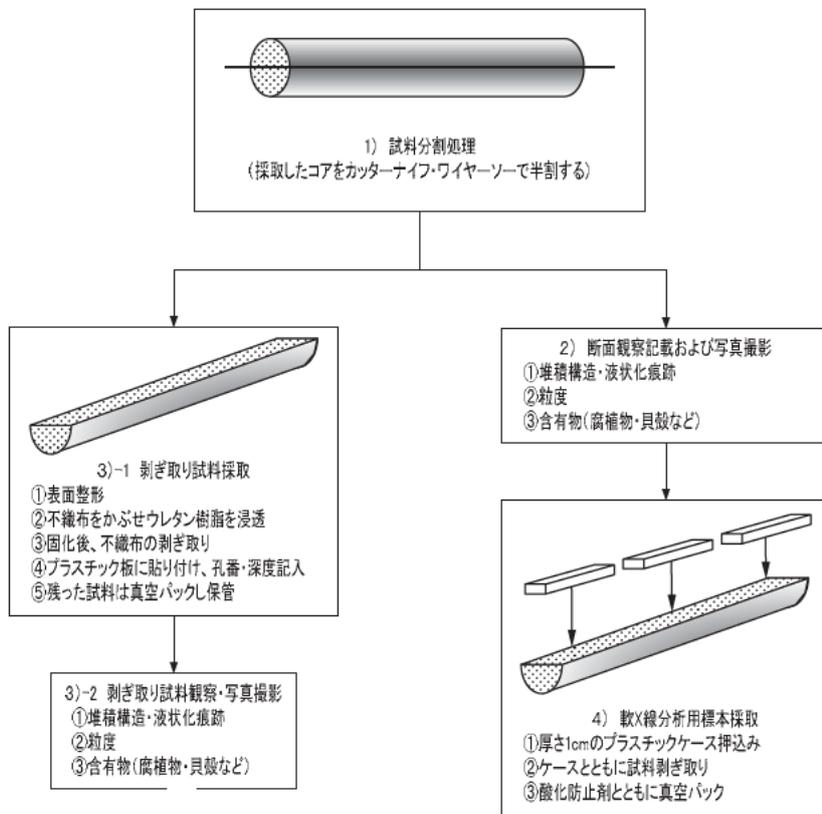


図-1 オールコアボーリング採取試料の処理手順

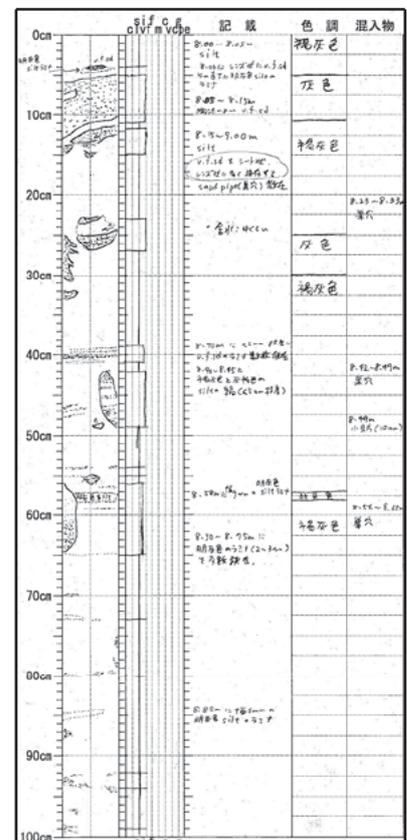


図-2 観察・記載例

#### 4. 研究結果・考察

得られた知見のうち、今後の研究を進める上で注目している点を以下にあげる。

##### 4.1 細粒土の液状化強度評価

液状化試験により得られた液状化強度比  $R_L$  と換算  $N$  値  $N_1$  の関係を図-3 に示す。細粒分含有率  $FC$  の増加に伴い液状化強度比  $R_L$  も増加する傾向が明瞭に表れている。また、細粒分を含むものについて、従来の液状化判定法 ( $FL$  法) による  $R_L$  の推定曲線よりも上側にある (推定値より試験結果に基づいた液状化強度比のほうが大きい) ことから、現行の  $R_L$  推定式には合理化の余地があると考えられる。なお、今後の研究の中で、今回液状化試験を実施した地層の粒度構成、堆積構造を詳細に把握し、実現象の想定・把握をあわせて試みていく。

図-4 に示す液状化試験結果では、応力がゼロ付近のときに応力がほとんど変動することなくひずみが大きく増加している領域が見られ、この部分の傾き (割線勾配) が非常に小さいものはせん断剛性が非常に小さく、流体的な挙動を示していることを意味する。ただし、液状化が生じるとは考えにくい砂混じりシルトの場合、割線勾配がそれほど小さくなく、かつひずみが加速度的に増大しておらず、流体的な挙動とはなっていない。

以上の結果、著しい剛性低下を生じることのない細粒土に対しては、 $FL$  法によって過度に安全側の評価結果を与えているものと考えられる。 今後、細粒土を対象とした液状化判定法を合理化していくためには、繰返しせん断によって生じるひずみのみならず、応力・ひずみ関係のループ形状や、粒度や堆積構造に起因するような剛性低下挙動に着目していくことが必要であり、これは液状化判定の高精度化に向けた一つの方向性と考えられる。

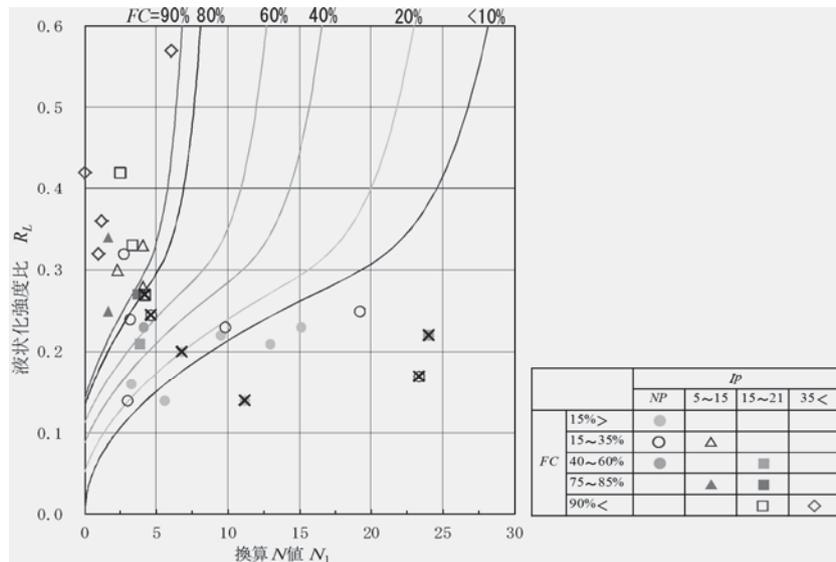
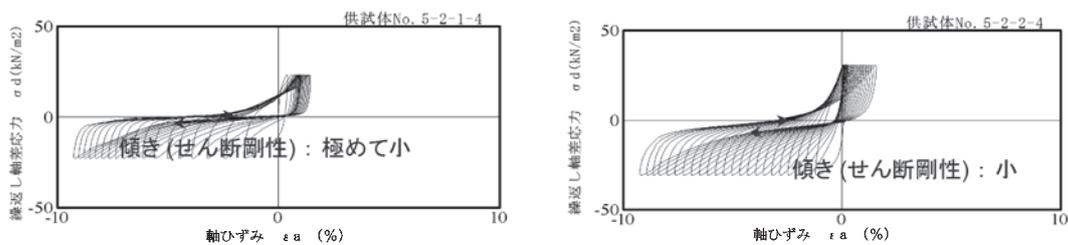


図-3 液状化強度比  $R_L$  と換算  $N$  値  $N_1$ 、細粒分含有率  $FC$  の関係順



(a) No.5-2-1 (シルト質砂)

(b) No.5-2-2 (砂混じりシルト)

図-4 土質による応力・ひずみ関係の違い (利根川横瀬地先)

## 4.2 液状化層の粒度分布

被災堤防1地点におけるオールコア試料を用いて、液状化の発生が認められた砂層を対象に詳細粒度分析を実施したところ、ほとんど細粒分を含まない特異な粒度分布特性を呈することが明らかとなり、液状化による分級作用が起こったものと推測された。

また、東京湾岸埋め立て地において、地表に噴砂を堆積させた砂脈の内部構造の観察とその粒度特性を分析したところ、以下の特徴が明らかとなった。

対象とした試料は、幕張海浜公園内でハンディジオスラサーを用いて採取した。図-5に示すように、砂脈中の液状化した砂層は、 $1.0\phi$  (約 $0.5\text{mm}$ )付近に鋭いピークを有しており、細粒分の含有率は著しく低い。この特徴は、上記の被災堤防における分析結果とよく似ており、液状化による分級作用を示していると判断できる。

ただし、深さ $40\text{cm}\sim 45\text{cm}$ のコア試料は細粒分を $40\%$ 以上含んでおり、詳細に試料観察を行った結果、砂脈中にマッドクラスト（地表をキャップする形で分布する粘性土盛土が破片となったものと推定）が取り込まれており、そのうちのいくつかは、ほぼ解体していた。つまり、このような細粒の含有物が混ざった状態で粒度分析をしたことにより、本来の液状化砂層の粒度分布とは異なる結果が得られたと考えられる。このことは、液状化想定層の内部不均質性を考慮せずに標準貫入試験試料などを用いた一般的な粒度試験を行った場合、見かけ上細粒分が多くなるケースがあることを示唆している。

以上のように、液状化層の粒度組成を的確に把握することにより、内部不均質構造がどの程度あるか評価することが可能である。この手法は液状化判定指標のばらつきを除去することにつながり、液状化判定を高精度化する本研究を進めるなかで、有効な手法であると考えられる。

## 5. 謝辞

本研究にあたり、土質・振動チームの佐々木哲也上席研究員、石原主任研究員、谷本研究員、ならびに地質・地盤グループの稲崎特命上席研究員にご指導頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

所属：八千代エンジニアリング株式会社

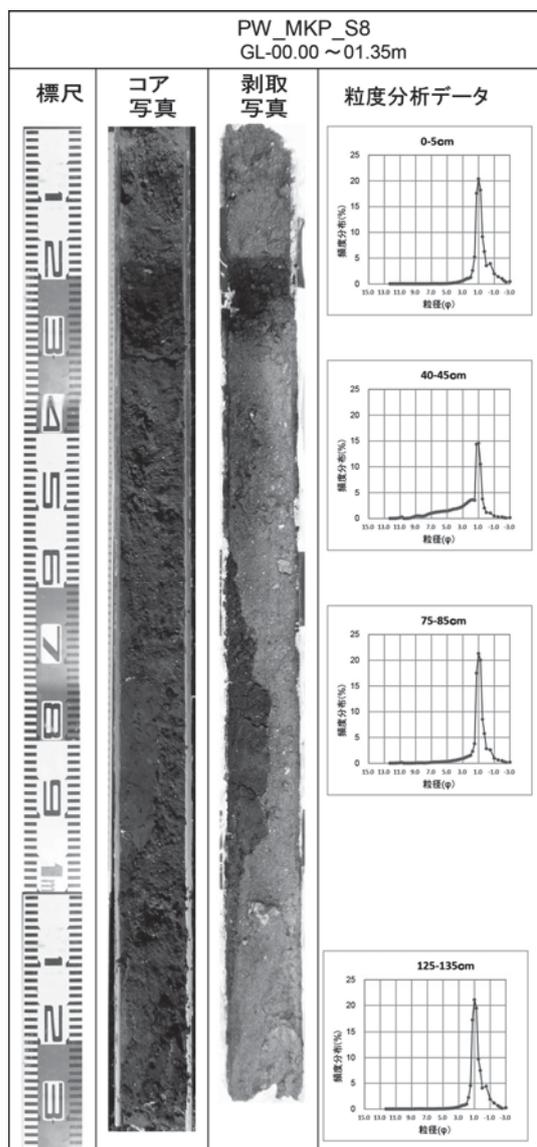


図-5 地層抜き取り試料の写真と代表深度の粒度分布特性（幕張海浜公園）

# 河道内樹林における萌芽再生抑制方法に関する研究

チーム名 河川生態チーム  
氏名 田屋 祐樹

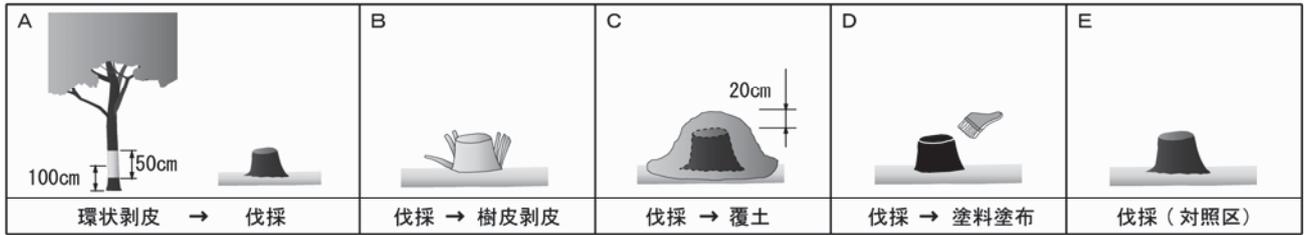
## 1. はじめに

近年、日本の多くの河川において、河床の安定化が進み、河道内で樹林化が進行している<sup>1),2),3),4)</sup>。河道内樹林は、河積を減少させ出水時の流下能力の低下をもたらすなど、治水上の問題となっている<sup>5)</sup>。樹林化した河川では、礫河原の減少や、出水攪乱に適応した河川環境に固有の生物種が減少するなど、治水安全上の問題だけではなく、生物相や景観の変化ももたらしている<sup>1),2),3),4)</sup>。河川管理の現場では、限られた予算の中で伐採などによる樹林化対策が実施されているが、萌芽再生により短期間で樹林が回復してしまうなど十分な効果が得られているとはいえない<sup>6)</sup>。このため、現在実施されている伐採の効果を持続させる方法の開発や、より効率的な河道内樹林の管理方法の確立が求められている。

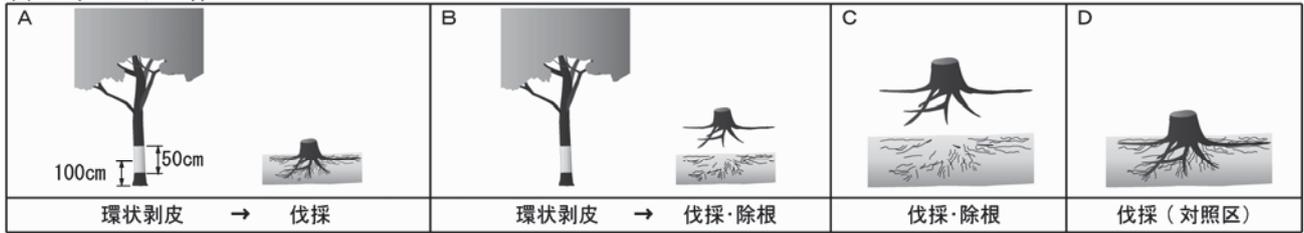
これまでに、河川水辺の国勢調査による全国一級河川の植生調査と、国土交通省の各地方整備局への樹林管理の実態聞き取り調査から、ヤナギ類、ハリエンジュ、タケ・ササ類の3樹種が、河道内樹林の主要な管理対象樹種として示されている<sup>6)</sup>。これらの樹種の共通点は、根や茎から栄養繁殖を行って樹林面積を拡大していることにある<sup>6),7),8)</sup>。このため、伐採後に残された根や茎から萌芽再生させないことが伐採の効果を持続させることにつながると思われる。伐採後の萌芽再生抑制方法として、主に以下の5つの方法が提案されている。「環状剥皮」は、立木状態で樹皮を環状に剥ぎ取って師部を破壊する方法(巻き枯らし)である<sup>9)</sup>。師部を破壊することによって葉から根への栄養供給を断たせ、生命を維持するための養分を消費させる。加えて、環状剥皮した箇所よりも下部から萌芽を発生させることにより、剥皮から伐採までの期間に地下部に残された養分を効率よく消費させ、伐採後の萌芽発生数を減少させることを目的としている。「樹皮剥皮」は、伐採株の状態で樹皮を剥ぎ取る方法で、萌芽の発生源である休眠芽を取り除くことを目的としている<sup>10)</sup>。「土砂掘削」は、土壌中に存在する根系を土壌ごと掘削除去する方法である<sup>13)</sup>。「覆土」は、伐採後の株や根系に土をかぶせる方法である<sup>12)</sup>。「天地返し」は、根系を含む表層土と下層土を入れ替える方法である<sup>12)</sup>。覆土と天地返しは、萌芽する際やその後の成長に必要な光の供給を遮断することを目的としている。これらの方法を用いて、河道内樹林の伐採後の萌芽状況を調査した報告例は少なく、萌芽再生抑制方法の効果の定量的検証が必要である。

そこで本研究は、ヤナギ林、ハリエンジュ林、マダケ林を対象にし、樹種に応じて、環状剥皮などの萌芽再生抑制処理を組み合わせ伐採を行い、各処理方法の萌芽再生抑制効果を検証した。伐採株からの萌芽が主体であるヤナギ林に対しては、立木への環状剥皮の処理と、伐採株への樹皮剥皮、覆土、塗料塗布の各処理を実施した。伐採株と根系から萌芽するハリエンジュ林に対しては、それらを同時に抑制させるために立木への環状剥皮と除根を実施した。根系から萌芽するマダケ林に対しては、天地返し、掘削、除根の各処理を実施した。なお、本研究では、対象樹種ごとに既往知見のない処理方法を中心として実施した。現地実験で得られた情報から、萌芽再生抑制方法の効果と河川管理の現場への適用に向けた今後の検討課題などについて考察した。

(a) ヤナギ林



(b) ハリエンジュ林



(c) マダケ林

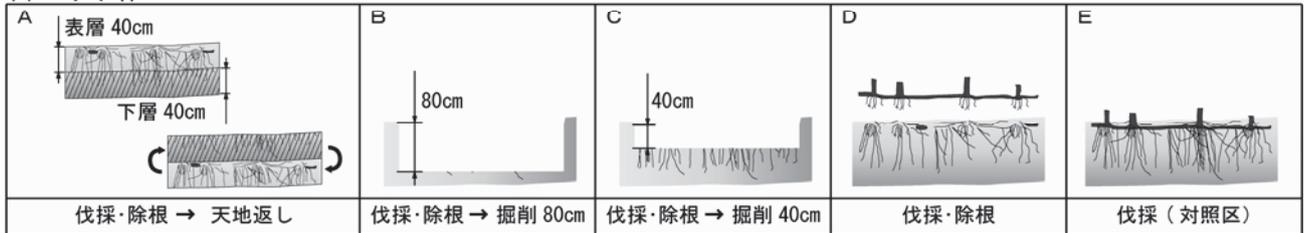


図-1 萌芽再生抑制実験の概要

2. 方法

2.1 ヤナギ林

九頭竜川の河口から約21km(福井県福井市)に位置するヤナギ林を対象に、現地実験を実施した。実験区は、伐採に環状剥皮を組み合わせた処理区A(240 m<sup>2</sup>×4区)、伐採に樹皮剥皮、覆土、塗料塗布を組み合わせた処理区B~D(それぞれ108 m<sup>2</sup>×4区)、伐採のみを実施した対照区E(108 m<sup>2</sup>×4区)を設置した(図-1a)。塗料塗布は伐採株における地上部の呼吸阻害を目的とした。

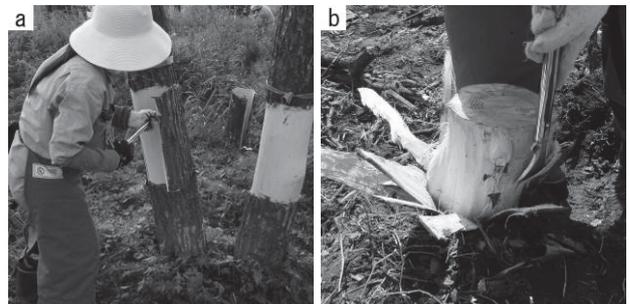


図-2 環状剥皮(a)と樹皮剥皮(b)の作業状況

環状剥皮の処理は2010年9月に実施した。伐採は2011年5月に実施し、伐採直後に樹皮剥皮、覆土、塗料塗布の処理を実施した。環状剥皮は、地際から1mの高さで、剥皮幅50cm程度の上下に鉋で深さ1cm程度の切り込みを入れ、バールを用いて樹皮を剥ぎ取った(図-2a)。樹皮剥皮は、伐採株の樹皮の内側にバールを差し込み、地下部10cmを目安にできる限りの樹皮を剥ぎ取った(図-2b)。覆土は、油圧ショベルを用いて樹林内の表層土砂(微細砂)を伐採株にかぶせ、その後、出水や降雨などで土砂が容易に流出しないようにバケツで簡易に締め固めた。塗料塗布は、刷毛を用いて伐採面及び株周囲に油性多目的塗料(ESCO社製、EA942EC-51A)を塗布した。伐採後2ヶ月経過した2011年7月に、伐採株から発生した萌芽(以下、「株萌芽」という)について、萌芽数を測定した。

2.2 ハリエンジュ林

天竜川の河口から約182km(長野県駒ヶ根市)に位置するハリエンジュ林を対象に、現地実験を実施した。実験区は、伐採に、環状剥皮、環状剥皮と除根、除根を組み合わせた処理区A~C(それぞれ56.25 m<sup>2</sup>×4区)と、伐採の

みを実施した対照区D(56.25 m<sup>2</sup>×4区)を設置した(図-1b)。環状剥皮の処理はヤナギ林と同様の方法(図-2a)で2010年7月に実施した。伐採と除根は2011年2月に実施した。伐採後4ヶ月経過した2011年6月に、株萌芽と、根系から発生した萌芽(以下、「根萌芽」という)に区分して、萌芽数を測定した。

### 2.3 マダケ林

那珂川の河口から約35km(茨城県城里町)に位置するマダケ林を対象に、現地実験を実施した。実験区は、伐採に、除根と天地返し、除根と掘削80cm、除根と掘削40cm、除根を組み合わせた処理区A~D(それぞれ225 m<sup>2</sup>)と、伐採のみを実施した対照区E(225 m<sup>2</sup>)を設置した(図-1c)。

伐採及び除根、天地返し、掘削は、2011年2月に実施した。天地返しは、根系を含む表層土(0~40cm)を下層土(40~80cm)と入れ替えた。掘削は、根系を含む表層土の除去(0~40cm)と下層土までの除去(0~80cm)を実施した。伐採後4ヶ月経過した2011年6月に、実験区内に発生した根萌芽について、萌芽数を測定した。

## 3. 結果

### 3.1 ヤナギ林

萌芽株率(萌芽した株の伐採株数に対する百分率)は各実験区間に有意差があり(ANOVA,  $P<0.001$ ,  $F=24.79$ )、伐採後の処理群に抑制効果が認められた。伐採のみを実施した対照区では79±6%の株で萌芽が発生したのに対し、伐採後に樹皮剥皮の処理をしたB区、伐採後に覆土の処理をしたC区では全く萌芽しなかった(図-3)。一方で、伐採前に環状剥皮の処理をしたA区と伐採後に塗料塗布の処理をしたD区では処理効果は検出されなかった。

萌芽数は、伐採後の処理群に抑制効果が認められた(ANOVA,  $P<0.001$ ,  $F=19.79$ )。対照区では萌芽株あたり6.7±2.8本の萌芽が発生したのに対し、樹皮剥皮の処理をしたB区、覆土の処理をしたC区では全く萌芽しなかった(図-3)。一方で、環状剥皮の処理をしたA区では2.5±0.5本の萌芽が観察されたものの対照区よりも有意に減少していた。塗料塗布の処理をしたD区は対照区と有意差はなく、塗料塗布の効果は検出されなかった。

### 3.2 ハリエンジュ林

萌芽株率は、伐採前に環状剥皮の処理をしたA区の方が対照区よりも低くなる傾向を示したが(図-4)、それぞれの実験区間に有意差はなかった。

萌芽株あたりの萌芽数は、環状剥皮の処理をしたA区では6.2±1.2本と、対照区の9.4±1.8本よりも有意に少な

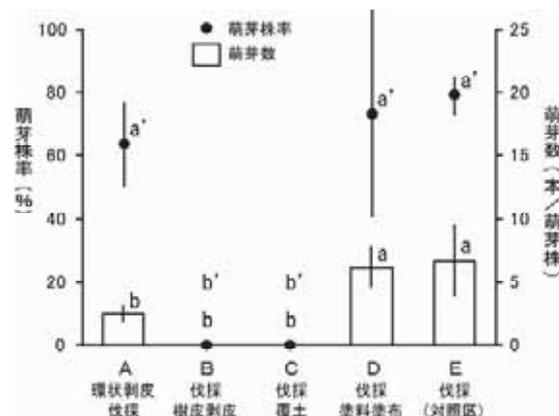


図-3 ヤナギ林伐採後の萌芽株率と株萌芽数(値は平均値, エラーバーは標準偏差, 異なる英数字はグループ間で有意差があることを示す(Tukey,  $P<0.05$ ))

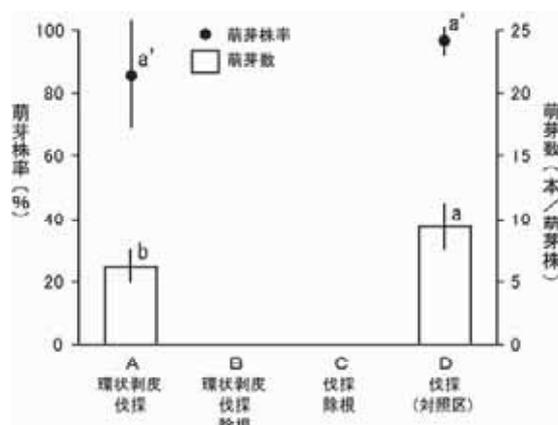


図-4 ハリエンジュ林伐採後の萌芽株率と株萌芽数(値は平均値, エラーバーは標準偏差, 異なる英数字はグループ間で有意差があることを示す(Tukey,  $P<0.05$ ))

く(図-4), 環状剥皮の効果が認められた。

株以外から萌芽した数は, 対照区では  $1.0 \pm 0.7$  本/m<sup>2</sup>であったのに対し, 伐採前に環状剥皮の処理をしたA区では  $0.3 \pm 0.2$  本/m<sup>2</sup>, 伐採前に環状剥皮の処理と伐採後に除根をしたB区では  $0.3 \pm 0.3$  本/m<sup>2</sup>と, 環状剥皮をした処理区(A区とB区)の方が低くなる傾向を示したが(図-5), 各実験区間に有意差はなく処理効果は検出されなかった(ANOVA,  $P=0.129$ ,  $F=2.31$ ).

### 3.3 マダケ林

伐採のみを実施した対照区では  $15.04$  本/m<sup>2</sup>の萌芽が発生したのに対し, 伐採と除根をしたD区では  $1.04$  本/m<sup>2</sup>と, 萌芽数は除根の処理を加えることによって93%減少した(図-6). 伐採と除根後にさらに天地返しの処理をしたA区では萌芽数は  $0.02$  本/m<sup>2</sup>, 伐採と除根後に40cmの掘削処理をしたC区では萌芽数は  $0.05$  本/m<sup>2</sup>と, 対照区に対して99%以上減少した. 伐採と除根後に80cmの掘削処理をしたB区では全く萌芽が発生しなかった。

## 4. 考察

### 4.1 ヤナギ林

伐採後に樹皮剥皮の処理をすることにより, 完全に萌芽抑制することに成功した. 地上部の樹皮を完全に取り除いても地下部の樹皮を取り除かず残った樹皮に休眠芽があれば萌芽してしまうことが報告されている<sup>10)</sup>. 本研究では, 樹皮を地下10cmまでを目安にできる限り除去した. 萌芽の発生源である休眠芽を取り除くことによって萌芽が抑制できたものと考えられる。

伐採後に覆土の処理をすることにより, 完全に萌芽抑制することに成功した. 植物は生存や成長するために光を必要とする. 覆土厚を20cmにすることにより萌芽する際やその後の成長に必要な光の供給を阻害でき, 萌芽した場合でも地上まで伸長できなかったものと推察される。

伐採前に環状剥皮の処理をすることにより, 伐採のみを実施した対照区に対して, 萌芽した株あたりの萌芽の発生数を63%減少でき, 伐採後の萌芽数の抑制に効果が認められた. しかしながら, 萌芽した株数自体は, 環状剥皮処理によって減らすことができなかった. この要因として, 環状剥皮の実施時期の不適切さ(9月), 剥皮から伐採までの期間の短さ(8ヵ月), 剥皮の不十分さが考えられる. 一般に樹木は, 秋の落葉期までに養分を蓄積し, 翌春, 蓄積した養分を使って葉の展開や開花, 枝葉の伸長などを行う<sup>13)</sup>. 展開した葉でつくられる養分も蓄積せずすぐに成長に使うため, 展葉期~開花期は, 樹体内の養分量は極めて少ない状態となっている<sup>13)</sup>. 本研究では, 秋に剥皮作業を実施したため, 剥皮した時点ですでに地下部には多くの養分が蓄積されていた可能性が高い. 展葉し開花する4~5月に剥皮することにより効果が高くなるかもしれない. 剥皮から伐採までの期間と枯死の関係を検

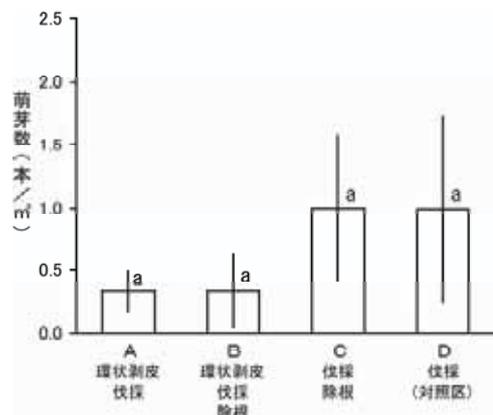


図-5 ハリエンジュ林伐採後の根萌芽数(値は平均値, エラーバーは標準偏差, 異なる英数字はグループ間で有意差があることを示す(Tukey,  $P<0.05$ ))

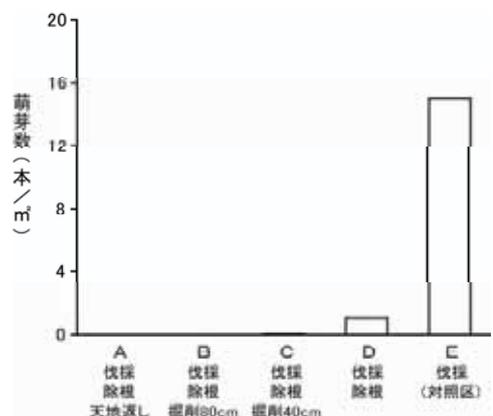


図-6 マダケ林伐採後の根萌芽数

証するため、剥皮した樹木を伐採せずに樹勢の経過観察をした結果、全ての葉が落ち枯死した樹木は、剥皮から8ヶ月経過した時点では10%であったが、13ヶ月経過した時点では79%に増加していた。枯死していない残り21%のほとんどは剥皮した樹皮が再生していた(図-7)。これらの結果から、ヤナギは、剥皮から伐採までに1年以上の期間を置くことにより地下部も枯死するものと推察される。一方で、樹皮が再生した樹木は、剥皮が不十分なために新たな樹皮が再生し、葉から根へ養分供給が再開していた可能性が高い<sup>13)</sup>。剥皮作業の際には、樹皮が残らないように剥ぎ取る必要がある。

ヤナギは、伐採作業時の樹木が倒れる衝撃などにより折れて現場に残された枝からも萌芽再生してしまう<sup>6)</sup>。このため、ヤナギの萌芽抑制対策は、伐採株への処理だけでは不十分であり、枝の処理も視野に入れておく必要がある。その点、環状剥皮処理によって立木状態で枯死できれば、伐採作業時に折れた枝が現場に残っても、枝からの萌芽再生を抑制できる可能性がある。

#### 4.2 ハリエンジュ林

伐採前に環状剥皮の処理をすることにより、伐採のみを実施した対照区に対して、萌芽した株あたりの萌芽の発生数を34%減少でき、伐採後の萌芽数の抑制に効果が認められた。しかしながら、萌芽した株数自体は、環状剥皮処理によって減らすことができなかった。本研究では剥皮から伐採までの期間が短かったため(7ヵ月)、環状剥皮の効果が十分でなかった可能性がある。このため、剥皮から伐採までにどの程度の期間を要すれば枯死に至るかを明らかにしておく必要があるだろう。

ヤナギの萌芽は伐採株からが主体であるのに対して、ハリエンジュは伐採株以外の小さな根からも萌芽し再生する。伐採と除根をした処理区では、対照区と同程度の根萌芽が発生し、除根による根萌芽数の抑制効果はみられなかった。これは、除去できずに残った小さな根から再生したものと考えられる。現場で通常行われている除根作業は伐採株や太くて目立つ水平根を対象に行われており、小さな根に対してはそれほど注意が払われていない。小さな根も同時に取り除かないとハリエンジュの萌芽再生を抑制できないことが本研究結果から示唆された。

ハリエンジュの根を完全に取り除くためには、土壌ごと掘削除去する方法が考えられる。しかし、根や土砂の処分費用がかさむため、多くの面積を対象にするには現実的ではない。このため、地下部を完全に枯死させる方法などを検討していく必要があるだろう。

#### 4.3 マダケ林

伐採と除根後に80cmの掘削処理をすることにより、完全に萌芽抑制することに成功した。那珂川のマダケの地下茎は地上から40cmまでの深さに分布することが報告されている<sup>8)</sup>。80cmまで掘削することにより、萌芽の発生源である根系を取り除けた可能性は極めて高い。

伐採と除根後に天地返し処理及び40cmの掘削処理を加えることにより、伐採のみを実施した対照区の萌芽数に対してそれぞれ99%以上の大幅な減少を実現し、伐採後の萌芽数の抑制に大きな効果が認められた。萌芽した数は0.05本/m<sup>2</sup>と少なく除去できなかった根系はわずかであると推察される。この程度の萌芽数であれば、容易に全

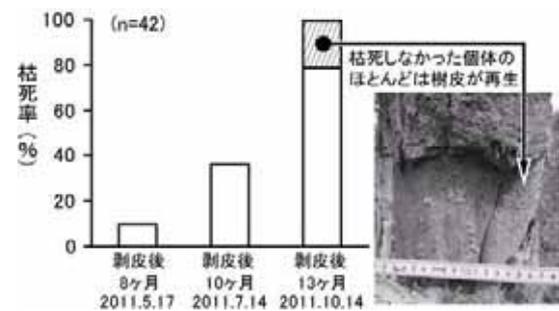


図-7 環状剥皮後における樹勢の経過と樹皮の再生状況

ての萌芽個体を抜き取り去ることができるであろう。

伐採後に除根を実施することにより、対照区に対して萌芽の発生数を93%減少でき、伐採後の萌芽数の抑制に効果が認められた。しかしながら、除去できずに残った小さな根系から多数(1.04本/m<sup>2</sup>)の萌芽が発生した。通常行われる除根の作業では、萌芽の発生源となる根系を完全に除去することが困難であることが示唆された。

天地返しの処理は、土砂掘削の処理に比べて、土砂の処分費が発生しない分、コストの縮減を図ることができる。しかしながら、天地返しや土砂掘削の処理は、大がかりな作業を要するため、多くの面積を対象とするのは難しい場合が多い。このため、萌芽個体の定期的な伐採により根系の養分を消費させるなど、除根や掘削せずに萌芽抑制できる方法についても検討する必要がある。

## 5. 結論

本研究は、ヤナギに対しては、樹皮剥皮及び覆土が、マダケに対しては、除根後の天地返し及び土砂掘削が、萌芽再生を抑制できることを実験的に示した。ハリエンジュに対しては、環状剥皮処理が伐採株からの萌芽数を抑制する効果が認められたものの、完全抑制するには至らなかった。また、除根を行っても残った細かい根から再生するなど、一度だけの伐採、除根処理では萌芽抑制が困難であることが示唆された。複数回の伐採の実施や、剥皮作業の実施時期や剥皮から伐採までの期間を長くするなどの工夫が必要である。今後も調査を継続し、効率的な河道内樹林の管理方法の提案に向けて研究を進めていきたい。

## 6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、福井河川国道事務所、天竜川上流河川事務所、常陸河川国道事務所の各担当者の方々には、多大なご協力を頂いた。また、適切にご指導を頂きました河川生態チームの三輪上席研究員、増本研究員、赤松研究員、中西研究員ならびに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) 玉井信行：河川計画論，東京大学出版会，2004.
- 2) 藤田光一 他：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，No. 747 II-65，pp. 41-60，2003.
- 3) 大石哲也 他：全国7河川の河道特性及び地被の長期変動の実態とその関連性，河川技術論文集，第11巻，pp. 357-362，2005.
- 4) 末次忠司：河川技術ハンドブック，鹿島出版会，2010.
- 5) 財団法人リバーフロント整備センター編集：河川における樹木管理の手引き，1999.
- 6) 佐貫方城 他：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.
- 7) 坂本健太郎 他：樹林化が進行中の砂州内における樹木の生長特性に関する研究，河川技術論文集，第13巻，pp. 207-212，2007.
- 8) 藤原正季 他：地下茎の伸長と周辺環境の変化に着目したマダケ林の拡大機構，河川技術論文集，第15巻，pp. 141-146，2009.
- 9) 倉石晉 他：植物生理学入門上，東京大学出版会，1972.
- 10) 伊木千絵美 他：樹皮剥皮による河道内樹林管理手法の提案，北海道開発土木研究所月報，No. 622号，pp. 39-44，2005.
- 11) 海野修司 他：多摩川永田地区における河道修復事業実施後の生物群集と物理基盤，応用生態工学，9(1)，pp. 47-62，2006.
- 12) 丹野幸太 他：ハリエンジュの萌芽抑制の試験施工とその効果分析，リバーフロント研究所報告，第19号，pp. 104-111，2008.
- 13) 堀大才：樹木医完全マニュアル，牧野出版，1999.

## 中小河川における護岸ブロックの表面テクスチャーの感覚的評価と物理的評価

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

都道府県等が管理する比較的川幅の狭い中小河川では、河岸は人目に触れる面積が大きく、水域と陸域の遷移領域であり、河川風景、生物の生息場所にとって重要な場所と考えられている<sup>1)</sup>。しかし、河川改修や災害復旧などにおいては、河岸が本来有する環境上の機能が理解されないまま河岸前面に護岸が設置されることが多く、河岸の環境上の機能が劣化する例が散見される。平成22年8月に改定された「中小河川に関する河道計画の技術基準」<sup>2)</sup>およびその解説書となる「多自然川づくりポイントブックⅢ」では<sup>3)</sup>、河岸・護岸・水際部の計画・設計に関する考え方が盛り込まれた。すなわち、護岸が河岸の前面に露出する場合（以下、露出護岸と呼ぶ）には、護岸などのコンクリート構造物は、明度が高く、表面がつるつるしていて護岸全体が無機質で、のっぺりとした1枚の板のような印象を与えるため、露出護岸に対する景観上の条件として低明度、低彩度であること、適度に粗く、凹凸（陰影）のあるテクスチャーを付加することを求められている。しかし、具体的な目標が設定されている明度・彩度に対して、テクスチャーは概念的な内容の記載にとどまっておき、露出を前提とした護岸ブロックの評価や新しい護岸ブロックの開発に支障をきたしている。

### 2. 研究目的

本研究では、テクスチャーの異なる既存の護岸ブロックに使用されている代表的な8種のテクスチャーの印象の把握と詳細な表面形状の測定を行い、両者の関連性を評価することにより、①粗い、凹凸等の有無といったテクスチャーの特性を分析し、さらに、②テクスチャーを具体的に評価するための方法を提案する。

### 3. 研究方法

#### 3.1 テクスチャーの印象調査及び解析

印象調査では、まず、既存の護岸ブロックに主に用いられているテクスチャー8種（滑面、擬石小、擬石大、砂面、小ハツリ、洗出し、半割、ポーラス）について、供試体（縦10cm×横10cm×高さ5cm）を各種3個作成した（写真-1）。次に、人が感覚的にテクスチャーをどう捉えているのかを調べるために、被験者を対象に“触った感じ”

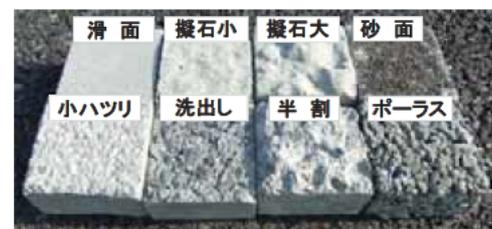


写真-1 調査に用いる供試体

と“見た感じ”についてSD法（Semantic differential法）<sup>4)</sup>、<sup>5)</sup>による5段階尺度の印象調査を行った。なお、被験者は、河川環境楽園内にある自然発見館に立ち寄られた10～60代の男女計65名とした。SD法に用いる評価尺度は、既往研究<sup>6)</sup>、<sup>7)</sup>及び「多自然川づくりポイントブックⅢ」<sup>3)</sup>に掲載されているテクスチャーの表現を参考に設定した。ここで、予備調査を実施して表現が分かりにくい評価尺度を除外し、「ざらつき」、「凹凸」、「粗さ」の3

つに設定した。得られた回答について、5段階尺度を1～5点に点数付けし、SDプロフィール<sup>5)</sup>を作成した。また、3つの評価尺度の間にもどのような傾向があるか、テクスチャーの間で回答の傾向に違いがあるかを明らかにするために主成分分析 (Principle component analysis) を行った。なお、主成分分析には統計解析ソフト R を用いた。

### 3.2 表面形状の測定及び解析

印象調査で用いた供試体の表面形状を約 8cm×3 測線 (計 251 測点/個) の測定幅で表面形状測定装置 (Model No. NKA-305A、ニッケン (株)) にて 1mm ピッチで測定した。凹凸評価の解析には、路面やほ場の凹凸の程度を知る方法としてパワースペクトル密度 (Power spectral density、以下 PSD と呼ぶ) を求める方法がよく適用されており<sup>8)、9)</sup>、本研究においても PSD による定量的な評価を試みた。測定データより、最大エントロピー法 (Maximum entropy method) によって PSD を求め、テクスチャーの凹凸波形及び凹凸量の最大高さ (最大値と最小値の差) と PSD との関係性を調べた。なお、PSD の算出にはスペクトル解析ソフト SPCANA ver. 4.9 を用いた。

## 4. 研究結果

### 4.1 SD 法によるテクスチャーの印象調査

各テクスチャーの SD プロフィールの形を見ると、相対的に点数の低い「滑面・擬石小」、「凹凸」の点数は高いがその他は相対的に点数の低い「擬石大」、「ざらつき」の点数は高いが他の評価尺度の点数は 2～3 程度の「砂面・小ハツリ」、相対的に点数の高い「洗出し・半割・ポーラス」の 4 つのグループに分類される傾向にあった (図-1)。次に、評価尺度別に見ると「ざらつき」に対する評価は、点数が 4.2～4.6 と高い「小ハツリ・砂面・洗出し・ポーラス・半割」と、点数が 1.1～1.9 と低い「滑面・擬石大・擬石小」の 2 つのグループに明確に分かれた。「凹凸」に対する評価は、点数が 4.6 と一番高い「半割」と、点数が 3.5～3.9 と高い「擬石大・洗出し・ポーラス」と、点数が 2.5～3.0 と低い「擬石小・小ハツリ・砂面」と、点数が 1.4 と一番低いグループ「滑面」とに分かれた。「粗さ」に対する評価は、点数が 3.7～4.3 と高い「洗出し・ポーラス・半割」と、点数が 2.1～2.6 と低い「擬石小・小ハツリ・擬石大・砂面」と、点数が 1.3 と一番低い「滑面」とに分かれた。

主成分分析の結果、第 1 主成分及び第 2 主成分による累積寄与率は 85%であった (表-1)。第 1 主成分に対しては、「ざらつき」・「凹凸」・「粗さ」ともに負荷量が大きかったが (0.55～0.59)、「ざらつき」は第 2 主成分での負荷量がマイナスとなり、他の 2 つの要因とは異なる傾向を示した。主成分分析結果は、テクスチャーの種類によって第 1・2 主成分の得点が大きい「洗出し・

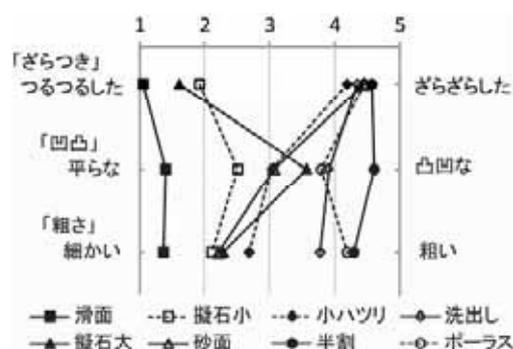


図-1 各テクスチャーの SD プロフィール

表-1 主成分負荷量と寄与率

評価尺度	主成分 1	主成分 2
ざらつき	0.5534	-0.8040
凹凸	0.5789	0.5588
粗さ	0.5987	0.2029
累積寄与率	0.6612	0.8528

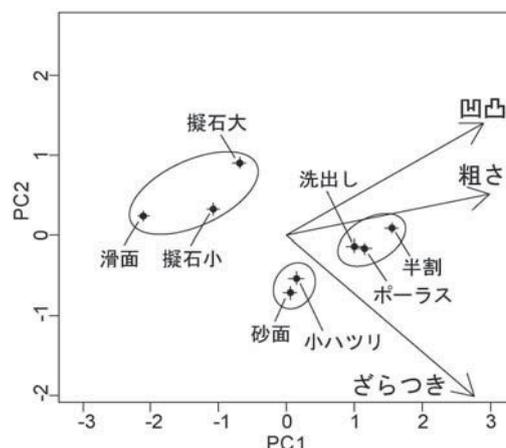


図-2 主成分分析結果の平均値及び標準誤差

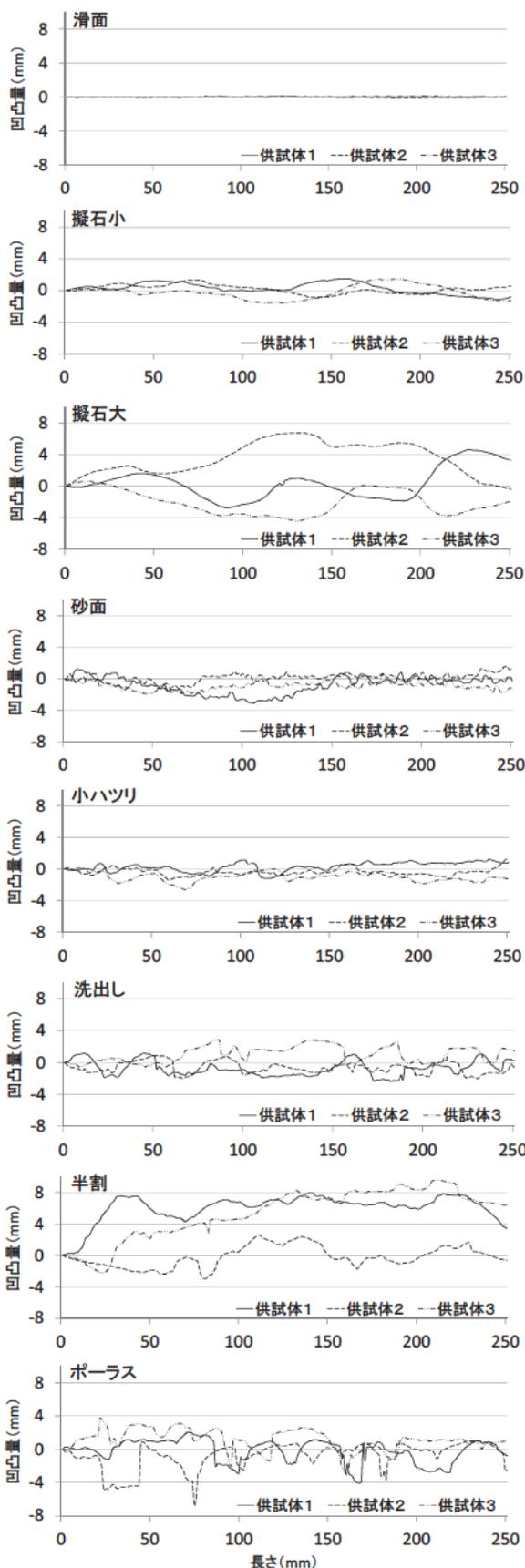


図-3 各テクスチャーの凹凸波形

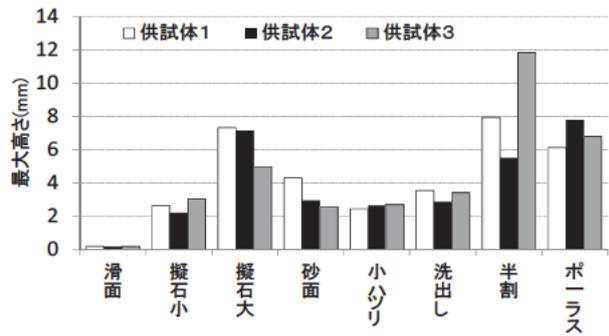


図-4 各テクスチャーの凹凸量の最大高さ

ポーラス・半割)、第1主成分の得点が大きく、第2主成分の得点が小さい「砂面・小ハツリ」、第1主成分の得点が小さい「滑面・擬石小・擬石大」の3つのグループに分かれた(図-2)。

#### 4.2 テクスチャーの凹凸波形及び凹凸量の最大高さとパワースペクトル密度

テクスチャーの凹凸波形を示す(図-3)。凹凸波形は、「滑面」がほぼ平ら、「擬石小」・「擬石大」が滑らかな曲線であったのに対して、他の5種類はギザギザとした鋭角的な波形であった。テクスチャーの凹凸量の最大高さは、「ポーラス」・「擬石大」・「半割」において5.0~11.8mmと大きく、「擬石小」・「小ハツリ」・「洗出し」・「砂面」が2.2~4.3mmと小さく、「滑面」についてはほぼ0であった(図-4)。

次に各テクスチャーのPSDを供試体ごとに示す(図-5~8)。なお、図内の斜線は図を比較しやすくするために便宜的に引いた線であり、グラフはPSDの値が左下ほど平らで滑らかな表面であり、右上ほど凹凸が大きく粗い表面となる。全周波数において「滑面」のPSDの値が他に比べて極めて小さかった。次いで「擬石小」のPSDの値が他に比べて相対的に小さかった。また、「擬石大」のPSDについては、周波数が1以下の範囲において値が大きく、周波数が1以上の範囲において供試体3の値が小さかった。「砂面」・「小ハツリ」・「洗出し」のPSDは、周波数が1以下の範囲において値が小さく、周波数が1以上の範囲において値が大きかった。「半割」・「ポーラス」のPSDは、全周波数において値が大きく、周波数が1以上の範囲において「ポーラス」の値が他に比べて若干大きい傾向を示した。

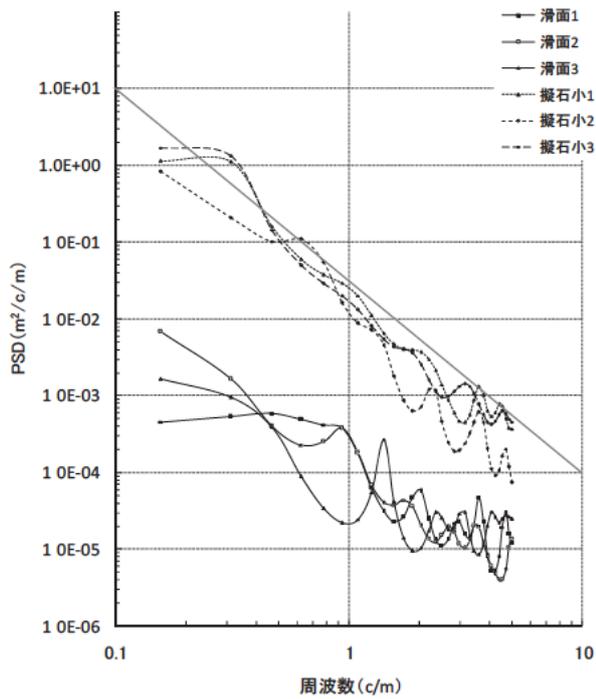


図-5 「滑面」、「擬石小」のPSDと周波数成分

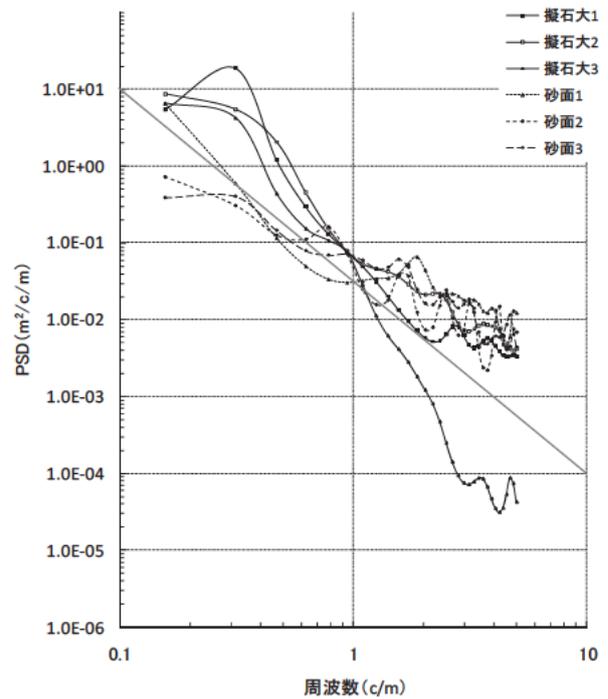


図-6 「擬石大」、「砂面」のPSDと周波数成分

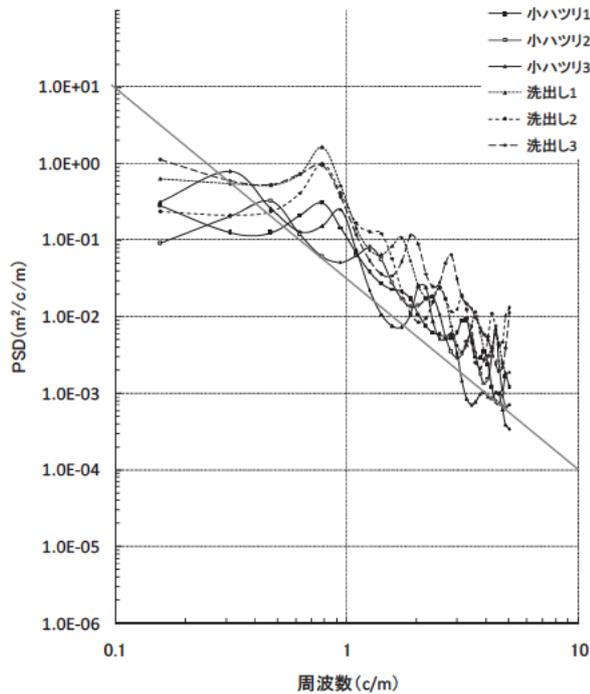


図-7 「小ハツリ」、「洗出し」のPSDと周波数成分

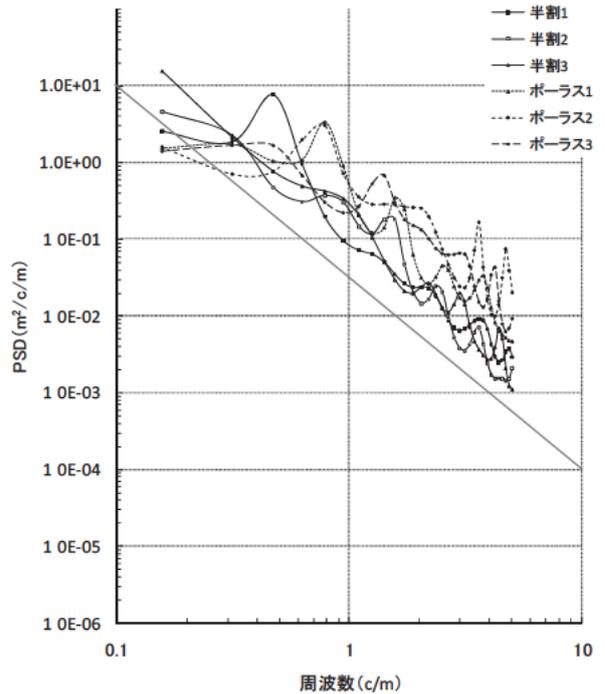


図-8 「半割」、「ポーラス」のPSDと周波数成分

## 5. 考察

### 5.1 テクスチャーの印象と物理特性

主成分分析の結果（表-1、図-2）、第1主成分への負荷量が高く、テクスチャーの種類が第1主成分による違いに基づいて分類される傾向が見られた。ただし、「凹凸」・「粗さ」は第2主成分の負荷量がプラスだったのに対して、「ざらつき」はマイナスを示し、テクスチャーを評価する際の評価軸として異なる特性を示した。第2主成分

において「擬石小」・「擬石大」がプラスに、「砂面」・「小ハツリ」がマイナスになっていること、前者2つの凹凸波形が滑らかな曲線で、後者2つが、ギザギザした鋭角的な波形だったことより（図-3）、「凹凸」・「粗さ」と「ざらつき」は、異なるテクスチャーの物理特性と関連していると考えられる。

PSDの結果より（図-5～8）、「滑面」と「擬石小」は他に比べ明らかにPSDの値が小さく、他の種類のテクスチャーと分類できることが示唆された。「擬石大」については、凹凸量の最大高さが小さかった供試体3以外は（図-4）、高いPSDの値を示した（図-6）。「砂面」・「小ハツリ」・「洗出し」のように凹凸量の最大高さが小さい種類でも、鋭角的な波形であれば（図-3）、PSDが高い値を示し（図-6、7）、「半割」・「ポーラス」のように鋭角的な波形で、凹凸量の最大高さも大きければ（図-3、4）、PSDがさらに高い値を示した（図-8）。これらの結果より、テクスチャーの持つ鋭角的な波形と凹凸量の最大高さがPSDの値に寄与していることが示唆された。

テクスチャーの印象と物理特性の関係を見てみると、まず、「ざらつき」については、「滑面」・「擬石小」・「擬石大」で評価が低く、「砂面」・「小ハツリ」・「洗出し」・「半割」・「ポーラス」で評価が高かった（図-1）。これは、鋭角的な波形をした5種類のテクスチャーと一致している（図-3）。「ざらつき」という感覚的な評価尺度は、鋭角的な波形によって説明できると考えられる。

次に、「凹凸」の評価については、「凹凸」の最大高さと概ね一致していた（図-1、4）。しかし、「洗出し」については、凹凸量の最大高さが比較的小さいにもかかわらず、印象調査の結果が高かった。これは、「洗出し」の凹凸波形が「砂面」や「小ハツリ」のように緩やかに最大値から最小値まで変化する凹凸波形ではなく、最大値から最小値まで一気に変化する凹凸波形であり、触覚的に感じ取りやすかったと考えられる。また、凹凸による陰影が、物に立体感を与えることより<sup>10)</sup>、視覚的な誤差も影響している可能性がある。

最後に、SDプロフィールにおける「粗さ」の結果は、鋭角的な波形で凹凸量の最大高さが大きく、PSDの値が大きいテクスチャーと対応している傾向が見られた（図-1、3～8）。ただし、「洗出し」の評価については、前述したように「凹凸」の評価と同様のズレがあるものと考えられる。

ところで、景観の保全に必要なテクスチャーの条件として、1) 光を乱反射させることにより明度を低下させる<sup>10)</sup>、2) のり面に陰影を形成し、立体的な印象をつくり、更に、見かけの明度を低下させる、ことが挙げられる。上記の3つの評価尺度とこの考え方との対応を見ると、「ざらつき」は光の乱反射に効果があり、「粗さ」は光の乱反射、陰影の形成に効果があると考えられる。一方、「凹凸」については、陰影の形成に効果があると考えられ、印象調査では、「ざらつき」、「粗さ」で評価が低かった「擬石大」の評価が高い結果となった。

以上から、印象調査で用いた3つの評価尺度は、それぞれ異なるテクスチャーの物理特性と関連していることが分かった。「ざらつき」は、周波数が大きく（波長が短い）、鋭角的な凹凸の有無が評価対象となり、「粗さ」は、周波数に関係なく高いPSDを有すること、すなわち、鋭角的な凹凸の有無と凹凸量の最大高さが大きいことが評価対象となり、「凹凸」は、周波数が小さく（波長が長い）、凹凸量の最大高さが大きいことが評価対象となることが示唆された。

## 5.2 現場への適用

印象調査で用いた「ざらつき」、「凹凸」、「粗さ」の3つの評価尺度は、それぞれ異なる物理特性と関連していることより、その物理特性を用いてテクスチャーの評価手法を提案する。景観の保全に必要な条件を満たすためには、テクスチャーに関連する物理特性として、ギザギザした鋭角的な凹凸を有していること、凹凸量の最大高さが高い

こと、周波数に関係なく PSD が高いこと、が必要である。ただし、PSD は、測定装置が必要となること、凹凸波形と最大高さに対応していることより、前者の 2 つの物理特性を用いる。テクスチャーの具体的な評価方法としては、鋭角的な凹凸と凹凸量の最大高さについて、「半割」・「ポーラス」を参考に基準となる模型（ベンチマーク）を作製し、現場にて実際に比較することで、テクスチャーの良否を評価することができると考えられる。

## 6. 結論

本研究よりテクスチャーの評価尺度について以下のことが示唆された。

- ① 「ざらつき」は、周波数が大きく（波長が短い）、鋭角的な凹凸の有無が評価対象となる。
- ② 「粗さ」は、周波数に関係なく高い PSD を有すること、すなわち、鋭角的な凹凸の有無と凹凸量の最大高さが大きいことが評価対象となる。
- ③ 「凹凸」は、周波数が小さく（波長が長い）、凹凸量の最大高さが大きいことが評価対象となる。

以上を踏まえ、鋭角的な凹凸と凹凸量の最大高さについて、基準となる模型（ベンチマーク）を作製し、現場にて実際に比較することで、テクスチャーの良否を評価することができると考えられる。

## 7. 謝辞

本研究の実施に際し、萱場上席研究員、佐川研究員、大石研究員をはじめ、自然共生研究センターの皆様、並びに舗装チームの寺田研究員には多大なご指導、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) 土木研究所水環境研究グループ、「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、Vol. 4159、100pp.、2010.
- 2) 「中小河川に関する河道計画の技術基準について」、国土交通省河川局 河川環境課・治水課・防災課、10pp.、2010.
- 3) 財団法人リバーフロント整備センター編、「多自然川づくりポイントブックⅢ」、公益社団法人日本河川協会、260pp.、2011.
- 4) 長沢伸也、神田太樹共編、「数理的感性工学の基礎」、海文堂、2010.
- 5) 市原茂、「セマンティック・ディファレンシャル法 (SD法) の可能性と今後の課題」、人間工学 Vol. 45、No. 5、pp. 263-269、2009.
- 6) 村田茂樹、岡本享久、鳥居南康一、仕入豊和、「コンクリート系製品を用いた河川護岸構造物の景観設計に関する基礎的研究」、コンクリート工学論文集、Vol. 7、No. 1、1996.
- 7) 長町三生、竹林征三、伝田正利、松原行宏、「感性工学の河川景観評価への応用」、土木計画学研究・講演集、No. 19 (1)、1996.
- 8) 井原務、井上武美、「路面テクスチャとタイヤ/路面騒音に関する検討」、土木学会舗装工学論文集、Vol. 6、pp. 225-230、2001.
- 9) 近江谷和彦、「牧草地の凹凸に関する研究」、北海道大学農学部邦文紀要、vil. 17 (2)、pp. 151-209. 1990.
- 10) 近藤恒夫、「色彩学」、理工図書、154pp.、1995.

# 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 水工構造物チーム

氏 名 大舘 渉

## 1. まえがき

わが国のコンクリートダムは 1950 年代以降にその多くが建設されており、今後完成後数十年を迎えるダムが急増する。既に完成後長期間経過した一部のダムでは、すぐに安全性をおびやかすものではないものの、堤体表面の劣化や下流面からの漏水等の事例も見られる。土木構造物の中でも極めて長期の供用を期待されているダムにおいて、長期的な劣化の進行が将来的にダムの安定性に及ぼす影響を把握する必要がある。

しかし、ダムの各種劣化・損傷事象の発生状況やその経年的な傾向に関する情報は必ずしも蓄積されていないのが現状である。このため、本研究ではコンクリートダムを中心に、完成後長期間経過したダムの各種劣化・損傷事象等の発生状況を調査・分析してきた<sup>1)</sup>。その結果、水平打継ぎ目沿い等に見られ、地震等により深部に進展する可能性のあるひび割れ、凍結融解作用等により生じる表面劣化（表面スケーリングやポップアウト等）等の事例が比較的多いことが分かってきた。このうち、水平打継ぎ面のひび割れが堤体の安定性に及ぼす影響については、地震動による引張ひび割れの進展を考慮した解析的検討<sup>2)</sup>を行った結果、地震時にさらにひび割れが進展し、ダムの安定性に影響を及ぼす可能性があることが分かった。本報では表面劣化がダムの安定性に及ぼす影響について、地震による影響に着目して検討した結果を報告する。

## 2. 表面劣化がダムの安定性に及ぼす影響の解析的検討

本検討は、表面劣化を生じたダムが地震を受けた場合の影響について、①表面劣化による堤体の断面減少を考慮した梁理論による安定計算、②表面劣化による表面亀裂をジョイント要素として考慮した有限要素法モデルによる動的解析（ひび割れ進展解析）の 2 つの方法により行った。なお、①の検討では設計地震相当の地震荷重を考慮し、②の検討では設計地震力より大きな地震動を入力地震動とした。

### 2.1 梁理論による検討

#### (1) 計算方法

梁理論による安定計算は、ダムの構造設計基準である河川管理施設等構造令に定められた安定計算法（震度法）に従い、設計荷重レベルの地震が作用した場合の堤体の滑動に対する安定性をせん断摩

擦安全率（堤敷面に作用する水平力とせん断摩擦抵抗力の比）により評価した。また、転倒に対する安定性を堤趾部における転倒安全率（転倒モーメントと抵抗モーメントの比）によって評価した。

安定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、下流面勾配は上流端鉛直応力が圧縮側となるように 1 : 0.8 に設定した。主な計算条件を図-1 及び表-1 に示す。

表面劣化による断面減少は乾湿繰り返しや凍結融解作用を受けやすい下流面全面において考慮した。最大劣化深さ（=断面減少厚）は、ダムの長期的な耐久性等を確保するため富配合コンクリートで施工される外部コンクリートの一般的な厚さである 3m とした。

表-1 計算条件

項目	設定値
堤高	100m
設計震度	0.12（中震帯）
貯水位	90m
単位体積質量	2,300kg/m <sup>3</sup>
揚圧力	上流端で貯水深の 1/3 相当の三角形分布
堆砂	考慮しない
基礎岩盤	純せん断強度 2.16N/mm <sup>2</sup> 、 内部摩擦係数 1.0 (同規模の既設ダムを参考に設定)

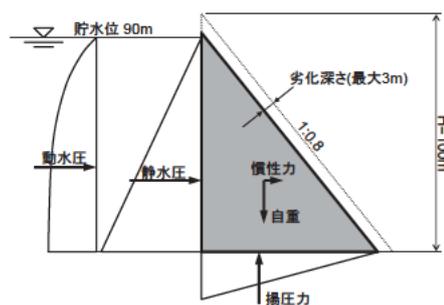


図-1 計算モデルと荷重条件

## (2) 計算結果

図-2 に表面劣化深さと滑動安全率、転倒安全率の関係を示す。同図より、劣化深さが外部コンクリート厚さ程度では設計地震力相当の地震荷重に対して、滑動は安全率に及ぼす影響は

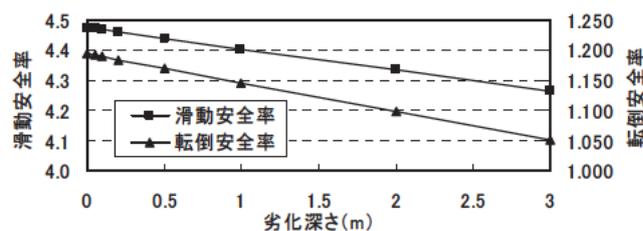


図-2 ひび割れ深さと滑動・転倒安全率の関係

大きくないが、転倒は滑動に比べて安全率が低下する程度が大きくなる結果となった。しかしながら、滑動・転倒ともに、ダムの安定性に影響を及ぼす可能性は低いことが分かった。

## 2.2 動的解析による検討

### (1) 解析方法

動的解析による検討は図-1 と同形状（ただし、断面減少は考慮しない）の堤体、貯水池、及び基礎岩盤からなる二次元有限要素モデルにより行った（図-3）。表面劣化はジョイント要素を用いて、下流面からの表面亀裂をモデル化することにより考慮した（図-4）。表面亀裂の間隔は 50cm とした。亀裂の深さは、凍害によるコンクリートダムの表面劣化の既往調査報告<sup>3) 4)</sup>を参考に面直方向 1m、外部コンクリート厚さを考慮した 3m の 2 ケースとした。地震動作用による亀裂の進展が再現できるよう、動的解析はコンクリートの引張軟化を考慮できる分布ひび割れモデルを適用した。

なお、地震時動水圧は付加質量を用いて堤体上流面に作用するよう考慮した。また、モデル境界での反射波の影響を除くため、基礎岩盤の側面には自由地盤を設け、境界条件は仮想仕事の原理に基づ

く粘性境界<sup>5)</sup>とした。堤体及び岩盤の物性値は表-2、表面亀裂部（ジョイント要素）の物性値は表-3に示すとおり設定した。入力地震動(水平方向)の加速度波形を図-6に示す。この波形は、1995年兵庫県南部地震時に震源近傍のダム底部で観測された加速度波形を大規模地震によるダムの耐震性能照査<sup>6)</sup>に用いられる照査用下限加速度応答スペクトル(最大加速度 300gal)に適合するよう振幅調整したものである。

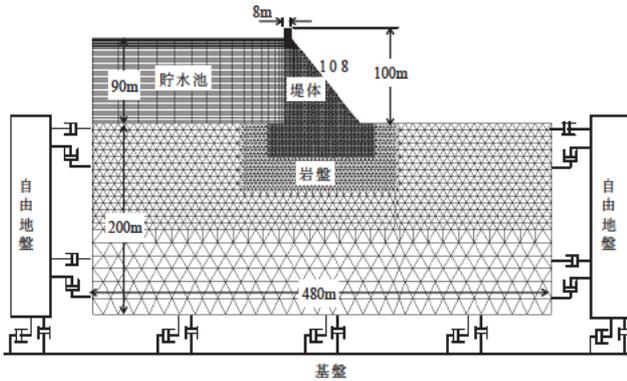


図-3 解析モデル

表-2 堤体・岩盤の物性値

項目	堤体	岩盤
弾性係数 E(N/mm <sup>2</sup> )	29,000	40,000
ポアソン比 $\nu$	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 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.8	-
破壊エネルギー-Gf (N/m)	400	-
引張軟化モデル	単直線型 (図-5)	-

表-3 表面亀裂部（ジョイント要素）の物性値

項目	亀裂面	備考
軸剛性 kn(N/mm <sup>2</sup> )	290,000	表-2 E の 10 倍
せん断剛性 ks (N/mm <sup>2</sup> )	110,000	表-2 E と $\nu$ より算出
引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	0	
変位条件	亀裂面直角方向のみ許容	

## (2) 解析結果

劣化深さ 1m と 3m の両ケースにおいて、全解析時間内に計算された堤体コンクリートの引張軟化によるひび割れ変位の分布を図-7

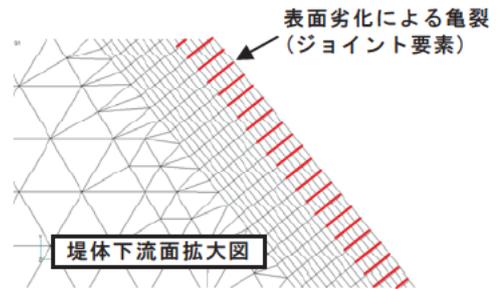


図-4 表面劣化のモデル化

(劣化深さ 1m, 亀裂間隔 50cm の例)

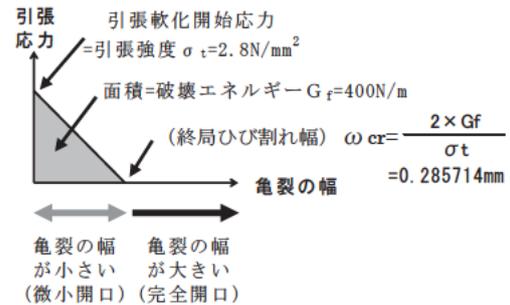


図-5 コンクリートの引張軟化曲線（単直線型）

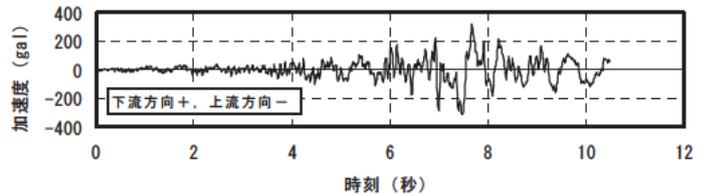


図-6 入力地震動(水平方向)の加速度波形

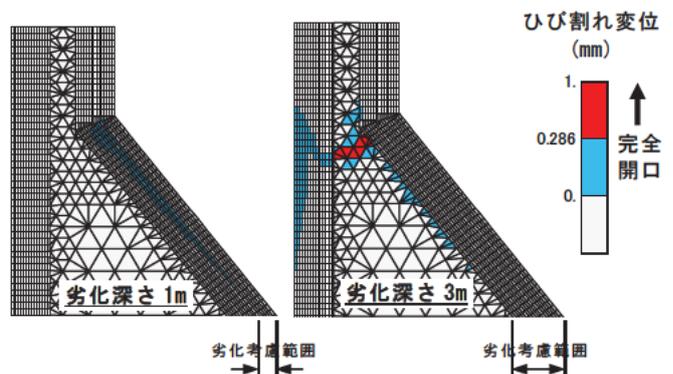


図-7 最大ひび割れ変位 (全解析時間内における最大値)

に示す。応力が集中する堤頂部の勾配変化点付近に表面劣化を考慮した下流側からひび割れが進展する結果となった。なお、劣化深さ 3m のケースではひび割れは上下流に連続し、未劣化部の堤体幅の約 50%まで応力伝達が生じない完全に開口したひび割れが発生する結果となった。

#### 4. 結 論

本報では、堤体下流面の表面劣化がダムの安定性に及ぼす影響について検討した。これより、設計荷重レベルの地震力を考慮した安定計算では、表面劣化が堤体の安定性に与える影響は小さく、表面劣化の進行が直ちにダムの安定性に影響を及ぼす可能性は低いことが分かった。ただし、外部コンクリートに比べ相対的に耐久性の低い内部コンクリートに劣化が及ぶと劣化の進行速度が速まる可能性があることに考慮する必要がある。また、ある程度大きな地震動を想定した有限要素法モデルによる解析では、堤頂部付近の勾配変化点において劣化部から連続するクラックが進展し、劣化深さを 3m と極端に大きく仮定した場合には、開口クラックが深部まで進展する可能性があることが分かった。

なお、本検討は劣化深さを与条件とした検討である。今後多数のダムの点検データの分析、及び継続的な蓄積により、経年的な劣化進展傾向を明らかにすることで長期的なダムの安定性の変化を考慮した合理的なダムの維持管理計画を立案する必要があると考える。

#### 5. 謝 辞

本研究に際し、多大なご指導をいただいた水工構造物チーム山口前上席研究員、金銅総括主任研究員、ならびに水工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) 山口嘉一, 金銅将史, 小堀俊秀, 大館渉: コンクリートダムの劣化・損傷事象の調査・分析, ダム技術, No. 304, pp. 31-44, 2012. 1.
- 2) 岩下友也, 大館渉: コンクリートダムにおけるクラック等の劣化が堤体の安定性に与える影響, 第 66 回年次学術講演会講演概要集, 2011 年 9 月
- 3) 国分正胤, 大橋康次, 武居省之, 金岩 明, 村田清逸: コンクリートダム表面部の凍害による劣化の数例, 大ダム, No. 36, pp. 31-39, 1966. 8.
- 4) 小田島公一, 及川 薫, 伊藤 博, 竹内幸紘: 遠野ダムの堤体老朽化対策について, 大ダム, No. 191, pp. 27-35, 2005. 4.
- 5) 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.
- 6) 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, pp. 54-64, 2005. 3.

# 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：水工構造物チーム

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、重力式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ければ、ダムの耐震性能は確保されるとしてよいとしている。しかし、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）策定時も、「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の解明、およびそれを考慮した、コンクリートダムの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

ここでは、分断ブロックの挙動を推定する手法として想定される剛体計算や個別要素モデル解析において、適切な考慮が必要となる、コンクリートブロック間のせん断摩擦抵抗特性についての実験的検討結果を報告する。また、コンクリートブロック間に発生する揚圧力について、ダム形状の分離堤体模型を用いた振動実験結果と剛体計算結果の比較結果を報告する。

## 3. 研究方法と結果

### 3.1 コンクリートブロック間のせん断摩擦抵抗特性

#### 3.1.1 分断コンクリートブロックの一面せん断試験

一面せん断試験の概要を図-1に示す。コンクリート供試体は、寸法200mm×200mm×200mmで、分断面性状、粗骨材最大寸法、目標圧縮強度、垂直応力（＝垂直荷重/供試体断面積）の組合せを変えて試験を行った。供試体はあらかじめ高さ100mmの位置から供試体を水平方向に割裂分断させてせん断面を形成した。分断面の性状は以下の3ケースとした。

- (A) 地震動により任意箇所から亀裂が発生し貫通したと想定した供試体（以下、割裂供試体と呼ぶ）：作製した一体のコンクリート供試体を材齢28日で分断させたもの。
- (B) 堤体コンクリートの水平打継目に沿って亀裂が発生し貫通したと想定した供試体（以下、打継+モルタル供試体と呼ぶ）：1層目打設後、ワイヤーブラシにより打継目の表面に浮いたレイタンスを除去して表面を粗にした上でモルタルを10mm敷き、1層目打設から3日後に表面に剥離剤を塗布した後に2層目を打設し、2層目打設から28日後に供試体を分断させたもの。
- (C) 堤体コンクリートの施工不良の水平打継目に沿って亀裂が発生し貫通したと想定した供試体（以下、打継供試体と呼ぶ）：打継+モルタル供試体と同様の作製方法であるが、打継目はモルタル打設を行わなかった。

試験ケースを表-1に示す。試験は、せん断応力（＝水平荷重/供試体断面積）がピーク強度を越え、せん断面において一定の摩擦抵抗（残留強度）を示すようになるまでせん断荷重を載荷した。

#### 3.1.2 コンクリートブロック間のせん断摩擦抵抗特性

- (1) ブロック間相対変位の増加に伴う分断コンクリートブロックのせん断摩擦抵抗の変化

図-2、図-3に、3.1で述べた分断面性状（A～C）毎に、みかけの摩擦係数（＝せん断応力/垂直応力）の結果を示す。図-2より、分断面

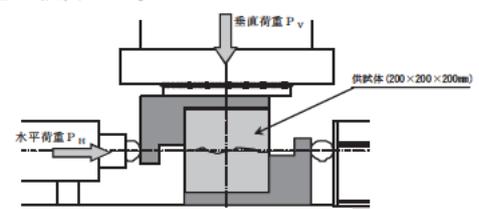


図-1 一面せん断試験概要

性状がいずれの供試体においても、分断コンクリートブロックのせん断摩擦抵抗特性は、ブロック間の相対変位の増加に伴って以下のように変化することがわかった。

- I. プレピーク強度領域: 相対変位の増加に伴いせん断摩擦抵抗(みかけの摩擦係数)が増大する。分断面の凹凸を乗り越える前の、分断面の凹凸のかみ合わせ内で相対変位している過程と考えられる。
- II. ピーク強度: せん断摩擦抵抗が最大となる。分断面の凹凸を乗り越え始める時点と考えられる。
- III. 残留強度領域: 相対変位の増加に伴いせん断摩擦抵抗が減少し一定値に近づく。相対変位の増加によって分断面の凹凸が削られていく過程と考えられる。

(2) 分断面性状の違いが分断面のせん断摩擦抵抗に与える影響

図-2、図-3より、割裂供試体 (A-1) のせん断摩擦抵抗は、他の供試体のそれに比べピーク強度時 (5mm 変位時) および残留強度時 (15mm 変位時) において大きい。これは、割裂供試体では他の供試体に比べ分断面の凹凸が大きく、凹凸を乗り越えるのに必要なせん断力が大きいためと考えられる。ただし、打継+モルタル供試体 (B-1) では、ピーク強度時のせん断摩擦抵抗は割裂供試体よりやや小さい程度であるが、残留強度時のそれは打継供試体 (C-1) と同程度まで小さくなる。これは打継+モルタル供試体の分断面におけるモルタルに由来する局所的な凹凸部の影響によるものと考えられる。

(3) 粗骨材最大寸法の違いが分断面のせん断摩擦抵抗に与える影響

割裂供試体の中で、粗骨材最大寸法が異なる供試体 (A-1、A-2) についての試験結果の比較を図-4、図-5 に示すが、粗骨材最大寸法の違いによるピーク強度時および残留強度時のせん断摩擦抵抗の相違は顕著にはみられない。これは、粗骨材寸法が分断面の凹凸に比べ相対的に大きいためと考えられる。

(4) 目標圧縮強度の違いが分断面のせん断摩擦抵抗に与える影響

割裂供試体の中で、目標圧縮強度が異なる供試体 (A-1、A-3) についての試験結果の比較を図-6、図-5 に示すが、目標圧縮強度が  $30\text{N/mm}^2$  の供試体 (A-3) のせん断摩擦抵抗は、 $20\text{N/mm}^2$  の供試体 (A-1) に比べピーク強度時および残留強度時において大きい。これは、圧縮強度が大きいコンクリートの方が、相対変位が生じるための凹凸部の局所的破壊に要する荷重が大きいためと考えられる。

(5) 垂直応力の違いが分断面のせん断摩擦抵抗に与える影響

割裂供試体の中で、垂直応力が異なる供試体 (A-1、A-4) についての試験結果の比較を図-7、図-5 に示すが、垂直応力が小さい供試体ほどピーク強度時のせん断摩擦抵抗が大きくなる傾向がある。これは、分断コンクリートブロック間には、わずかに初期せん断剛性があるた

表-1 試験ケース

供試体名	分断面性状	粗骨材最大寸法 (mm)	目標圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	垂直圧縮応力 ( $\text{N/mm}^2$ )	数量
A-1	割裂	40	20	1	4
A-2		20	20	1	3
A-3		40	30	1	3
A-4		40	20	0.5	2
B-1	打継+モルタル	40	20	1	2
C-1	打継	40	20	1	8

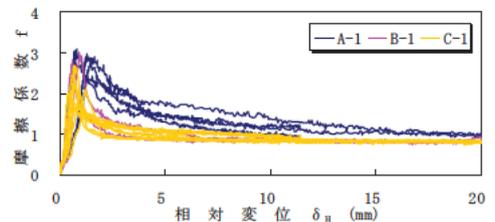


図-2 分断面性状毎の相対変位と摩擦係数

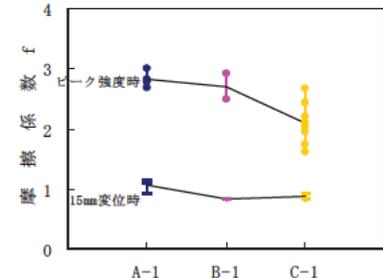


図-3 分断面性状毎の摩擦係数の比較

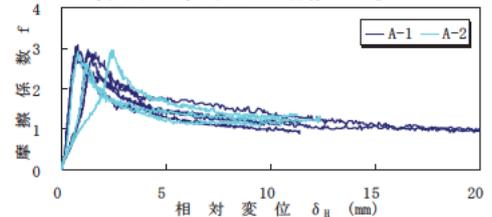


図-4 粗骨材最大寸法毎の相対変位と摩擦係数

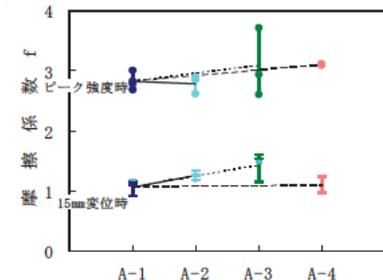


図-5 試験条件毎の摩擦係数の比較 (割裂供試体)

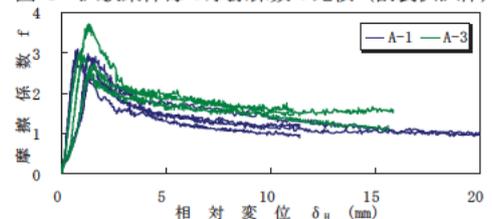


図-6 目標圧縮強度毎の相対変位と摩擦係数

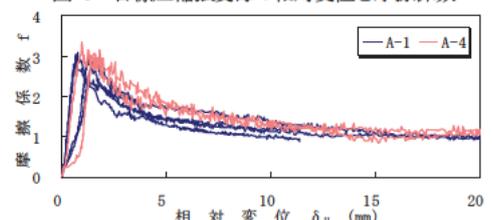


図-7 垂直圧縮応力毎の相対変位と摩擦係数

めと考えられる。残留強度時のせん断摩擦抵抗は両供試体間で同程度であった。

### 3.2 コンクリートブロック間の揚圧力挙動

#### 3.2.1 ダム形状の分離堤体模型を用いた振動実験

過年度に実施された振動実験<sup>2)</sup>の概要を図-8に示す。加振は振動数 5Hz の正弦波を入力し、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、下部ブロック（固定）に対する上部ブロックの水平鉛直相対変位、および分断面内の揚圧力を計測している。

実験から、上部ブロックは上下流に傾くサイクルのロッキングを繰り返しながら、加振継続中は徐々に下流方向に滑動変位し、また、コンクリートブロック間にロッキングに伴う動的揚圧力が発生することが把握された。このときの振動実験の結果（加振周波数 5Hz、入力正弦波振幅 900gal）を図-9に示す。

#### 3.2.2 模型振動実験の条件による剛体計算

模型振動実験の条件（加振周波数 5Hz、入力正弦波振幅 900gal）で、上部ブロックのロッキング時の運動方程式、滑動時の力の釣り合い式をそれぞれ数値積分により解いた剛体計算<sup>3)</sup>の結果を図-10に示す。ここで、剛体計算ではブロック間に発生する揚圧力を、平行平板間の層流に関する抵抗則を表した下式をもとに考慮している。

$$\frac{dp(x,t)}{dt} = 12\rho v \{1 + 8.8(\kappa/D)^{1.5}\} \frac{q(x,t)}{\delta(x,t)^3}$$

ここに、 $p(x,t)$ ：時刻  $t$  における分断面内の位置  $x$  における圧力、 $v$ ：水の動粘性係数、 $\kappa$ ：分断面の粗度(=0.5)

$D$ ：水理的開口幅(=2 $\delta(x,t)$ )、 $q(x,t)$ ：時刻  $t$  における分断面内の位置  $x$  における分断面内の空隙から外部に押し出される水の単位幅流量、 $\delta(x,t)$ ：時刻  $t$  における分断面内の位置  $x$  における開口幅

なお、境界条件として、上流側開口時に上流端で静水圧、下流側開口時に下流端で水圧ゼロを仮定した。

#### 3.2.3 コンクリートブロック間の揚圧力挙動

模型振動実験により計測された揚圧力分布（以下、実測揚圧力分布）、および剛体計算により算出されたブロック間の揚圧力分布（以下、剛体計算揚圧力分布）を図-11に示す。図-11の実測揚圧力分布は図-9の(a)、剛体計算揚圧力分布は図-10の(a)の時間帯のものであり、図-9、図-10の鉛直相対変位から判別した上部ブロックのロッキング状態①下流端支点-上流側開口時、②下流端支点-上流側閉口時、③上流端支点-上流側開口時、④上流端支点-上流側閉口時）ごとに示している。

ここで、剛体計算揚圧力分布をみると、上部ブロックの開口過程で上流端もしくは下流端（ロッキングの支点）近傍で大きな負圧となり、また、上部ブロックの閉口過程で上流端もしくは下流端（ロッキングの支点）近傍で大きな正圧となる。以下に、実測揚圧力分布と、剛体計算揚圧力分布の比較について述べる。

##### ①下流端支点-上流側開口時、②下流端支点-上流側閉口時

実測揚圧力分布は、上部ブロックの開口過程で負圧、閉口過程で正圧となり、剛体計算揚圧力分布との類似性がみられる。しかし、剛体計算揚圧力分布は、下流端（ロッキングの支点）近傍で揚圧力の大きな変動がみられるのに対し、実測揚圧力分布では下流端（ロッキングの支点）近傍よりも分断面中央部において相対的に大きな揚圧力の変動がみられる。

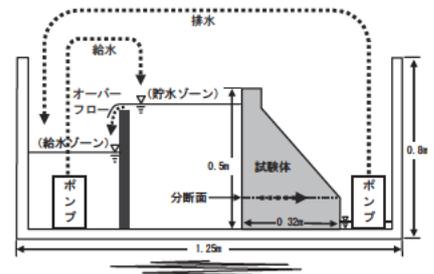


図-8 試験装置

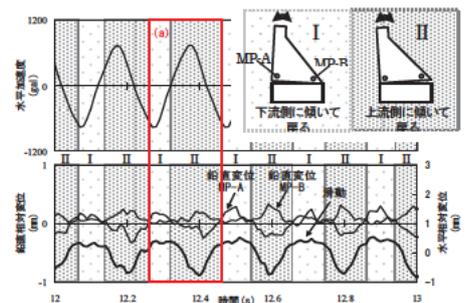


図-9 模型振動実験結果

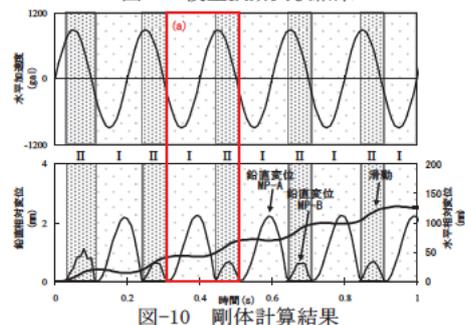


図-10 剛体計算結果

③上流端支点-上流側開口時、④上流端支点-上流側閉口時

実測揚圧力分布は、上流端（ロッキングの支点）近傍において、上部ブロックの開口過程では負圧のみならず正圧も発生し、閉口過程では正圧のみならず負圧も発生し、剛体計算揚圧力分布と異なる傾向がみられる。また、剛体計算揚圧力分布は、下流端（ロッキングの先端部）近傍において揚圧力の変動がみられないのに対し、実測揚圧力分布では下流端（ロッキングの先端部）近傍において揚圧力の変動がみられる。

以上のような実測揚圧力分布と剛体計算揚圧力分布の差異が生じる一因として、剛体計算ではロッキングの支点を固定と仮定しているのに対し、模型振動実験ではロッキングの支点が移動していることの影響が考えられる。これは、分断面には微小な凹凸があり、上部ブロックがロッキングするとき支点に荷重が集中することによりその微小な凹凸の隙間に上部ブロックの支点が入り込む現象、および、上部ブロックがロッキングを伴った滑動をするときその微小な凹凸に上部ブロックの支点が入り込むまたは乗上げる現象により生じるものと考えられる。

このため、実測揚圧力分布では、剛体計算揚圧力分布ではみられなかった、ロッキング支点近傍外での揚圧力の変動、ロッキング支点近傍での正負揚圧力の発生、ロッキング先端部での揚圧力の変動がみられた可能性がある。

4. まとめ

- ・分断コンクリートブロック間のせん断摩擦抵抗（摩擦係数）

は、ブロック間の相対変位の増加に伴い一旦増加し、ピーク値に達した後、次第に減少し一定値に近づく。また、分断面の凹凸の状態、コンクリートの圧縮強度、分断面に作用する垂直応力の大きさにより変化する。

- ・実測揚圧力分布と剛体計算揚圧力分布の差異が生じる一因として、ロッキングの支点移動が考えられる。なお、本報の剛体計算で設定した境界条件を改良した場合の揚圧力分布についても検討を行う必要がある。

今後大規模地震に対するコンクリートダムの耐震性能照査において、亀裂による堤体分断まで想定して分断ブロック安定性の評価を数値解析等により行う際には、以上のような諸特性を適切に考慮する必要がある。

5. 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水工構造物チーム山口嘉一前上席研究員ならびに金銅将史総括主任研究員さらには水工構造物チームの皆様へ深謝申し上げます。

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，佐々木晋，山口嘉一：亀裂分断を想定した重力式コンクリートダムの模型振動実験，土木学会地震工学論文集，第30巻，2009. 12.
- 3) M. Kondo, T. Kirinashizawa, H. Kojima & Y. Yamaguchi : Seismic Performance Evaluation of Concrete Dams Considering Ultimate Stability of Detached Upper Block, ICOLD International Symposium, 2012. 6. (投稿中)

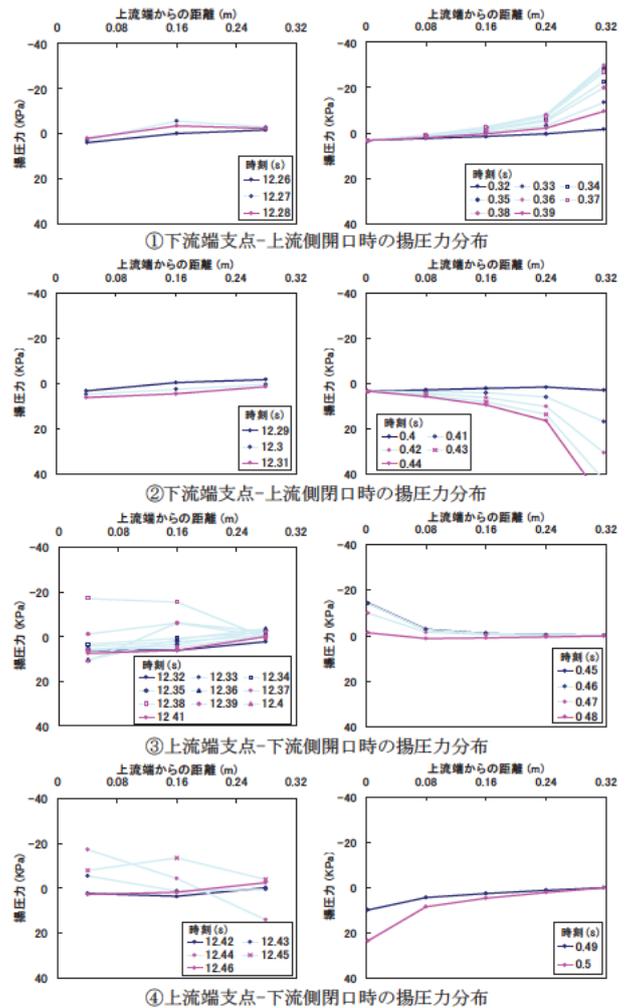


図-11 実測揚圧力分布および剛体計算揚圧力分布 (左列：実測揚圧力分布、右列：剛体計算揚圧力分布)

# フィルダムの設計・耐震性能照査の合理化・高度化に関する研究

チーム名等 水工構造物チーム  
氏名 青井 克志

## 1. まえがき

近年、ロックフィルダムの建設において、設計施工の合理化やコスト削減が強く求められている。ロックフィルダムの断面設計法の合理化においては、拘束圧依存性を考慮したロック材料の強度評価と修正震度法に用いる震力係数の設定および信頼性設計に基づく設計の合理化等が必要となる。

本研究においては、ロックフィルダムの合理的設計法に関する検討として、近年の地震動記録を用いて下流側の震力係数および震力係数に対する上下流面勾配の影響についての検討を行った。その内容を以下に示す。

## 2. 研究目的

1991年6月に発刊した「フィルダムの耐震設計指針(案)」<sup>1)</sup>(以下、「指針(案)」という)における震力係数は、日本のダムサイトにおける、1980年代以前の実測地震動記録を用いた検討の結果等に基づいて定められている。しかし、指針(案)制定後も、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動記録が観測されている。

また、指針(案)において設定された震力係数は堤高100m以下のフィルダムを対象としており、堤高100m以上のフィルダムについては「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」と記述されている<sup>2)</sup>。

このような状況に鑑み、近年のダムサイトにおいて観測された地震動記録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。昨年度までの当チームの研究<sup>3)</sup>においては、近年の地震動記録を含めた地震動記録の収集・分析を行い、選定した地震動を用いて、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った。その結果、図-1に示すように、震力係数と堤高との間に高い相関があり、また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。また、これら

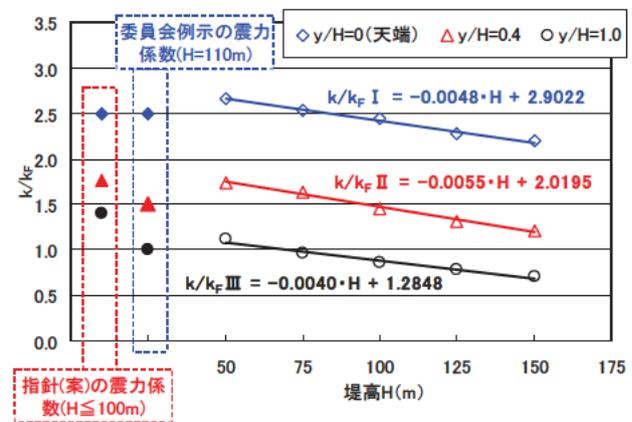
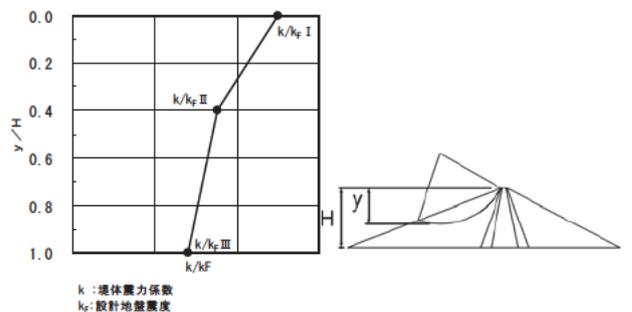


図-1 堤高と震力係数  $k/k_F$  ( $\mu+\sigma$ ) の関係

の結果を用いて、表-1 に示すように、堤高と震力係数との関係式を求め、堤高 100m 以上のダムにも適用でき、かつ堤高に応じた震力係数を提案している。

これらの震力係数の検討においては、想定すべり円弧の位置について、ロックフィルダムのすべり安定性に相対的に大きな影響があると考えられる上流側のすべり円弧を用いてきた。また、ダムモデルの斜面勾配について、現行の設計法である震度法により、すべり安定解析の最小すべり安全率が 1.2 以上となる斜面勾配として上流側 1 : 2.6、下流側 1 : 1.9 のみに<sup>4)</sup>設定し、検討を行ってきた。

本年度の研究においては、想定すべり円弧について下流側のすべり円弧も設定し、上下流すべり面の違いについて検討する。また、異なる斜面勾配のダムモデルを設定し、上下流斜面勾配が、ロックフィルダムの震力係数に与える影響について検討する。

### 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、入力地震動に対する堤体の応答加速度の時刻歴を求めた。そのうえで、図-2 に示すように設定した上流側の 20 円弧と図-3 に示す下流側の 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時刻歴で求め、その最大値から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、 $k_F$  : 設計地盤震度である。

設定したそれぞれの円弧群においては、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  $y$  とし、堤高  $H$  で無次元化した  $y/H$  が 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 および 1.0 となるように 5 円弧設定した。

#### 3.2 基本解析モデルと物性値

解析モデルは、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。ロックゾーンの上流斜面勾配は、我が国の中央土質遮水壁型ロックフィルダムにおいて標準的と考えられる堤体材料の設計値を用い、現行の設計法である震度法によるすべり安定解析により決定した。すなわち、強震帯における

表-1 堤高と震力係数の相関近似式

$y/H$	震力係数の近似式
0.0 (天端)	$k/k_F \text{ I} = -0.0048 \cdot H + 2.9022$
0.4	$k/k_F \text{ II} = -0.0055 \cdot H + 2.0195$
1.0	$k/k_F \text{ III} = -0.0040 \cdot H + 1.2848$

ここで、 $k$  : 堤体震力係数  
 $k_F$  : 設計地盤震度  
 $H$  : 堤高 (m)

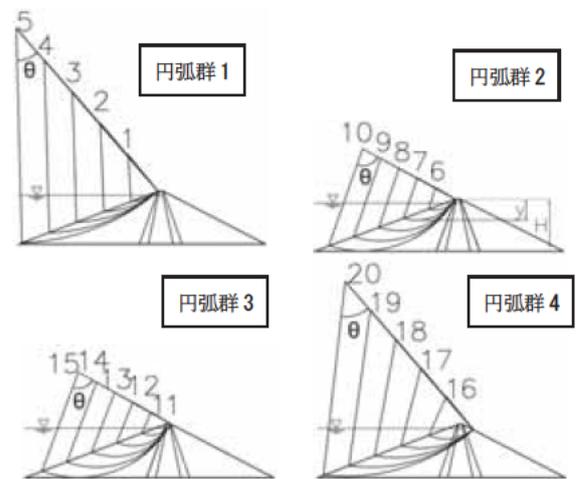


図-2 解析の対象とした上流側想定すべり円弧

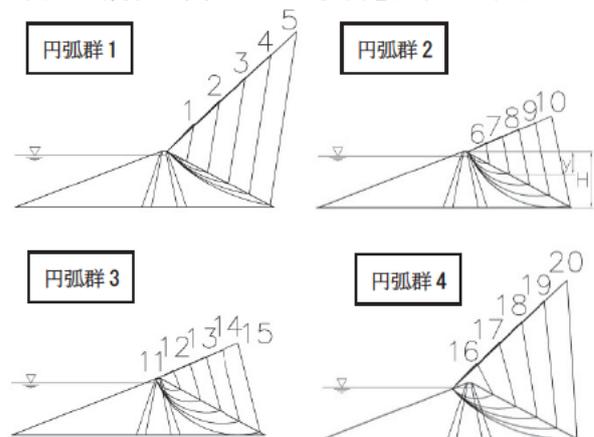


図-3 解析の対象とした下流側想定すべり円弧

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 1.2 (ただし 1.2 以上) になる勾配として、図-4 の上流側 1 : 2.6、下流側 1 : 1.9 からなる堤高 100 m の基本解析モデルを決定した。モデルの要素分割を図-5 に示す。

等価線形解析に用いた物性値のうち湿潤密度、飽和密度及び初期せん断剛性を表-2 に示す。また図-6 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、前述の上下流斜面勾配を決定するために用いた物性値と同様に、我が国の内部土質遮水壁型ロックフィルダムの標準的と考えられる堤体材料の設計値ないし試験値を基本として設定した<sup>4)</sup>。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% 上乘せして考慮した。

### 3.3 入力地震動

入力地震動の候補として、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観測された 1,883 の地震動記録から、上下流方向の最大水平加速

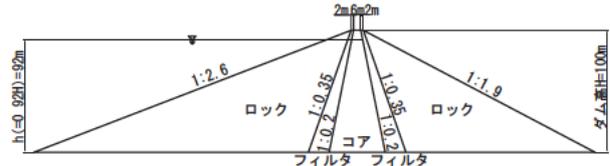


図-4 解析モデル (上流面 1 : 2.6, 下流面 1 : 1.9)

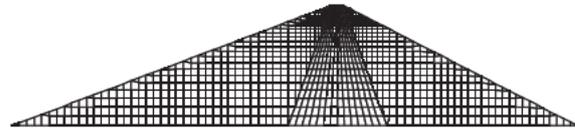


図-5 解析モデルの有限要素分割

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  $\sigma_m = \{(1+2k)/3\} \cdot \gamma' \cdot D$   
 $k$ : 主応力比 (0.5),  $\gamma'$ : 単位堆積重量,  $D$ : 地表からの深さ

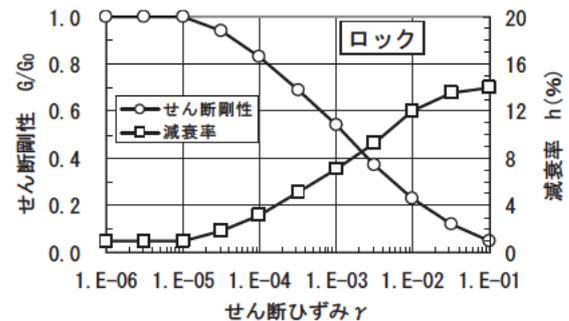
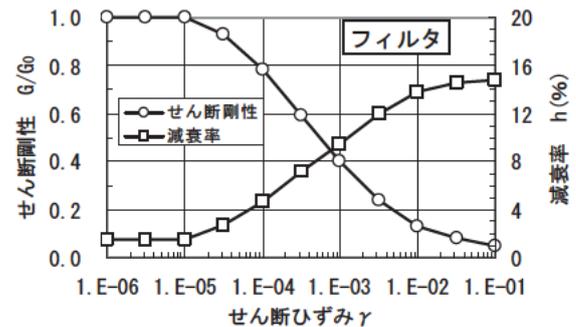
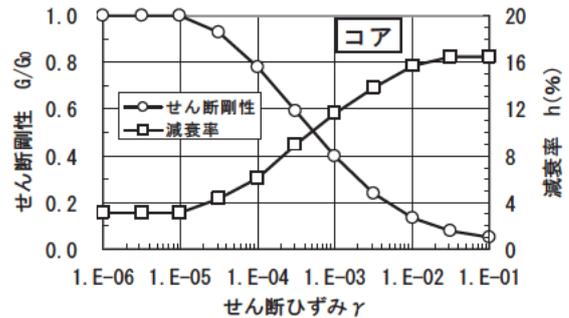


図-6 せん断剛性および減衰率とせん断ひずみの関係

表-3 解析ケース

検討ケース	斜面勾配	対象すべり面	堤高
ケース1 上流側すべりと下流側すべりの比較	上流面1:2.6 下流面1:1.9	上流側 下流側	100m
ケース2 斜面勾配の影響	上流面1:2.4 下流面1:1.8 上流面1:2.6 下流面1:1.9 上流面1:3.0 下流面1:2.2	上流側 下流側	100m

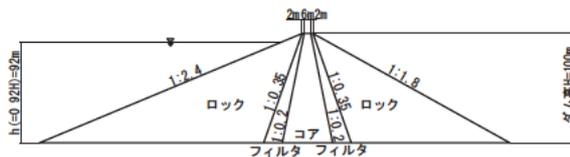


図-7 解析モデル  
(上流面 1 : 2.4, 下流面 1 : 1.8)



図-8 解析モデル  
(上流面 1 : 3.0, 下流面 1 : 2.2)

度 100gal 以上を記録した 48 地震動を選定した<sup>9)</sup>。

入力地震動は、選定した 48 地震動の水平地震動の最大加速度が 196gal (0.2G) となるように基準化して、使用した。

### 3.4 解析ケース

解析ケースは表-3 のとおりである。

ケース 1 では、当チームでの昨年度の研究<sup>3)</sup>で上流側の想定すべり円弧について検討されていることから、堤高 100m ダムモデルを用い、下流側の想定すべり円弧の震力係数を求め、上下流の震力係数の差異について検討する。

ケース 2 では、当チームでの昨年度の研究<sup>3)</sup>における上流面 1:2.6、下流面 1:1.9 のダムモデルに加え、斜面勾配が異なるダムモデルを設定し、斜面勾配が異なる場合の震力係数への影響について検討する。異なる斜面勾配としては、既設ロックフィルダムにおける上下流面勾配の調査結果に基づき<sup>6)</sup>、ほとんどの既設ダムが含まれる勾配として、急勾配側が上流面 1:2.4、下流面 1:1.8 (図-7) と、緩勾配側が上流面 1:3.0、下流面 1:2.2 (図-8) を設定した。

## 4. 研究結果

### 4.1 上下流すべり面の影響 (ケース 1)

震力係数  $k/k_F$  の解析結果は、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  $y$  とし、堤高  $H$  で無次元化した  $y/H$  との関係により整理する。また、すべり円弧の始点上端と半径が異なる 4 円弧群 20 円弧について検討を行っているが、これら 4 円弧群それぞれのケースにおいて、解析結果に大きな差異がないため、円弧群 3 について結果を示す。図-9 は、全 48 地震動の解析結果の一例として、震力係数  $k/k_F$  の分布域が異なる 6 地震動 (黒線以外) を抽出し、上流側すべり (実線)、下流側すべり (破線) をそれぞれ示している。

この解析結果から、各地震動の上流側すべりと下流側すべりの震力係数を個別で比較すると、わずかに差異が

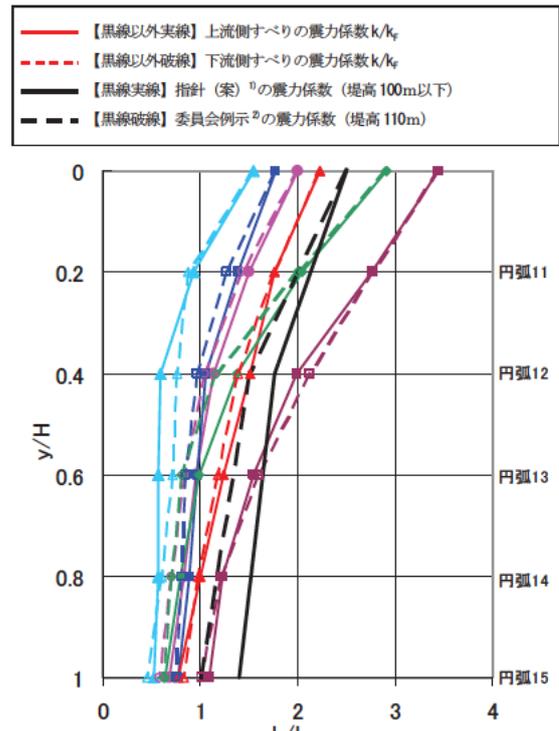


図-9  $y/H$  と  $k/k_F$  の関係の一例 (6 地震動の解析結果, 円弧群 3)

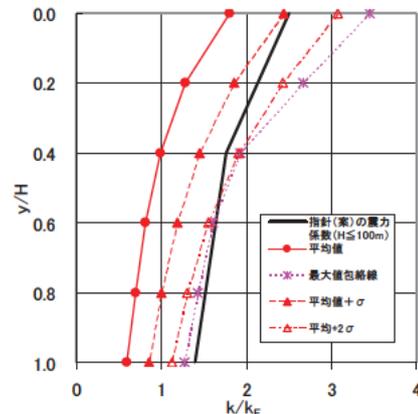


図-10  $y/H$  と  $k/k_F$  の関係 (全 48 地震動の統計処理結果 (上流側すべり))

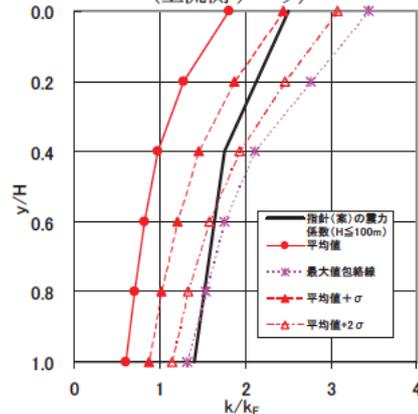


図-11  $y/H$  と  $k/k_F$  の関係 (全 48 地震動の統計処理結果 (下流側すべり))

見られるものがあるものの、両者はほぼ同等の震力係数であることがわかる。また、上流側すべりと下流側すべりの間に大小関係の規則性は認められず、その大小関係は地震動によって異なっている。

さらに、全 48 地震動の解析結果を統計処理した図-10、図-11 では、平均値 ( $\mu$ ) と平均値+標準偏差 ( $\mu + \sigma$ ) として得られた上流側すべりと下流側すべりの震力係数にほとんど差がないことがわかる。

#### 4.2 斜面勾配の影響 (ケース 2)

図-12、13 は、上流面 1:2.4、下流面 1:1.8 モデル、図-14、15 は、上流面 1:3.0、下流面 1:2.2 モデルにおける上流側すべり、下流側すべりそれぞれの 48 地震動の解析結果を統計処理したものである。

上流側すべりで勾配の異なる図-12 と図-14 を比較すると、平均値 ( $\mu$ )、平均値+標準偏差 ( $\mu + \sigma$ ) とともに非常に類似した結果が得られた。また、下流側すべりで勾配の異なる図-13 と図-15 の比較からも、上流側すべりと同様に類似した結果が得られた。

次に勾配と震力係数  $k/k_F$  ( $\mu + \sigma$ ) の関係について、図-12~図-14 の結果と、前ケースで実施した上流側 1:2.6、下流側 1:1.9 モデルにおける図-10、図-11 の結果をあわせ、上流側すべりについては図-16 に、下流側すべりについては図-17 に示す。なお、指針(案)においては、図-1 のように震力係数  $k/k_F$  の分布を  $y/H=0.0, 0.4, 1.0$  における折れ線で示しており、本研究の結果も同様な折れ線で示すことができることから、 $y/H=0.0, 0.4, 1.0$  に着目した。各震力係数  $k/k_F$  は、異なる勾配でわずかに差が見られるものの、上流側すべり、下流側すべり共に、いずれの  $y/H$  においてもほぼ同等の値であることがわかる。

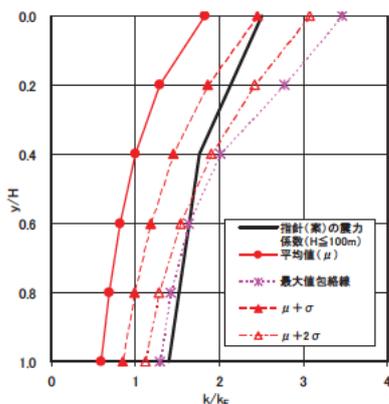


図-12  $y/H$  と  $k/k_F$  の関係 (上流面 1:2.4, 下流面 1:1.8) (上流側すべり)

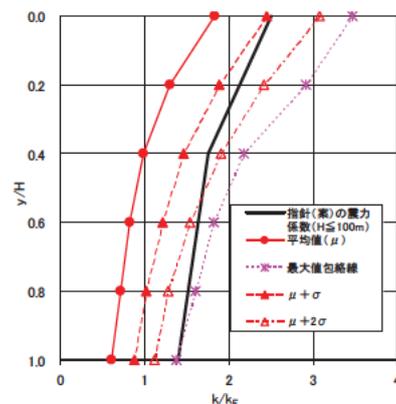


図-13  $y/H$  と  $k/k_F$  の関係 (上流面 1:2.4, 下流面 1:1.8) (下流側すべり)

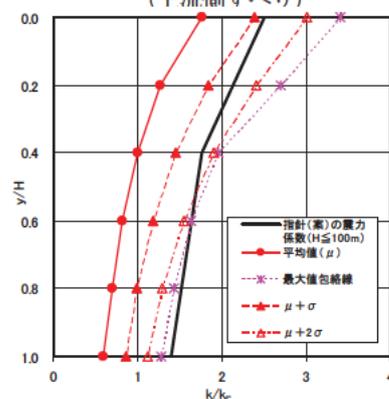


図-14  $y/H$  と  $k/k_F$  の関係 (上流面 1:3.0, 下流面 1:2.2) (上流側すべり)

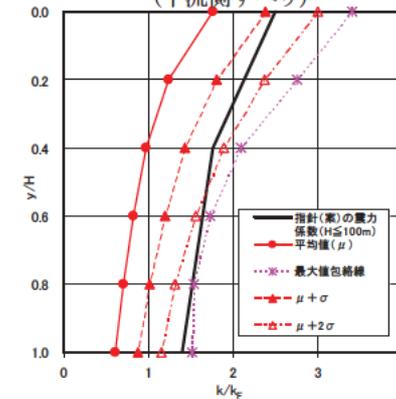


図-15  $y/H$  と  $k/k_F$  の関係 (上流面 1:3.0, 下流面 1:2.2) (下流側すべり)

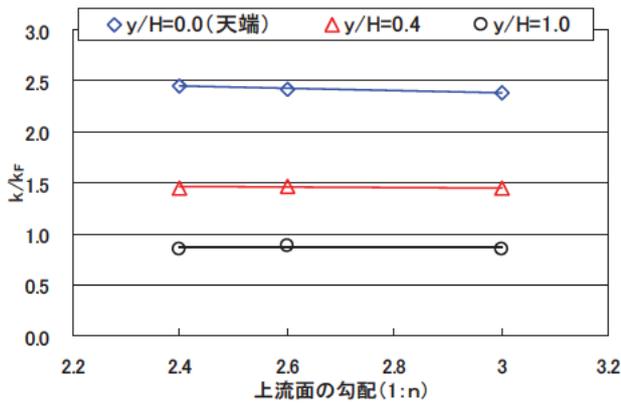


図-16 勾配と  $k/k_F$  の関係 ( $\mu+\sigma$ )  
(上流側すべり)

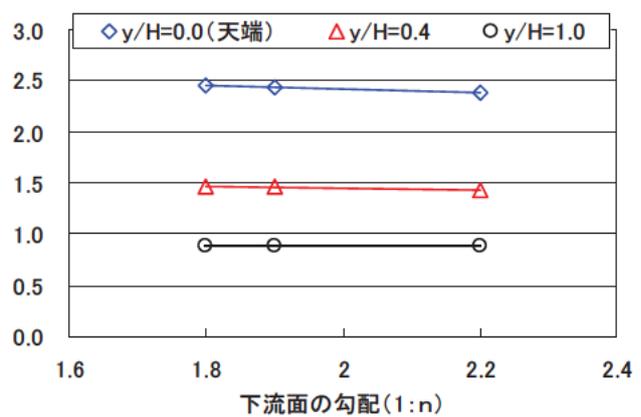


図-17 勾配と  $k/k_F$  の関係 ( $\mu+\sigma$ )  
(下流側すべり)

## 5. 研究成果

近年の地震動記録を用いて下流側の震力係数および震力係数に対する上下流面勾配の影響について検討を行った。研究成果は、以下の通りである。

- (1) ロックフィルダムにおける上流側すべりと下流側すべりの違いによる震力係数への影響はほとんどない。また、通常考えられるロックフィルダムの上下流面勾配の範囲においては、斜面勾配の違いによる震力係数への影響もほとんどない。
- (2) 従って、当チームの既往研究で提案している堤高と震力係数との関係式<sup>3)</sup>を用いることにより、下流側すべりや異なる斜面勾配にも適用可能であることがいえる。

## 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水工構造物チーム佐々木上席研究員ならびに水工構造物チームの皆様へ感謝の意を表します。

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,坂本博紀：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22年度土木研究所年次報告書,2011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,pp.1~31,2009年3月。
- 5) 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。
- 6) 山口嘉一,佐藤弘行,澤田 尚：既設ロックフィルダムの設計地震係数と上下流面勾配の調査,第37回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1281~1282, 2002年2月。

# ロックフィルダム設計・耐震性能照査の合理化・高度化に関する研究

チーム名 水工構造物チーム  
氏名 吉田 諭司

## 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、大規模地震時の揺すり込み沈下量は圧密沈下量の先取り程度であり<sup>2)</sup>、すべり変形量よりも小さいという判断に基づいている。しかし、2008年6月14日に発生した岩手・宮城内陸地震では、地震発生時に盛立段階であった中央土質遮水壁型ロックフィル型式のAダムでは、すべりを伴わない比較的大きな沈下が発生した事例が明らかになった。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

本研究目的は、盛立途中であった堤高132m、堤頂長723mのAダムを対象とし、同ダムの堤体材料を用いた動的変形試験結果を用いて、動的強度特性を飽和・不飽和条件を変化させた累積損傷解析を実施し、将来的に実際の他のダムの大規模地震時における沈下挙動再現への適用性を評価することで、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

すべりを伴わない沈下解析については、当チームにおいて、昨年度からモデルダムにおいて累積損傷解析の適用性について検討されているが、本年度では実在するAダムの岩手・宮城内陸地震における沈下挙動の再現解析を行い、累積ひずみ特性のパラメータを飽和・不飽和条件で変化させ、再現解析を行うことにより、累積ひずみ特性の違いにおける沈下挙動の変化を考察し、実測沈下量と対比することにより妥当性を評価した。

### 3.1 解析方法

解析方法は、築堤解析により堤体内の静的応力分布を求め、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。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。動的解析には複素応答法による等価線形解析を用いた。累積損傷解析は、地震によるフィルダムの永久変位が、繰返し応力により発生する築堤材料の残留ひずみに起因するという考えに基づいている<sup>3)</sup>。図-1に累積損傷解析の流れを示す。なお、累積損傷解析における繰返しせん断応力比 $SR_d$ の算出方法は、動的解析による応力増分を用いた

(1)式により算出するものとした。

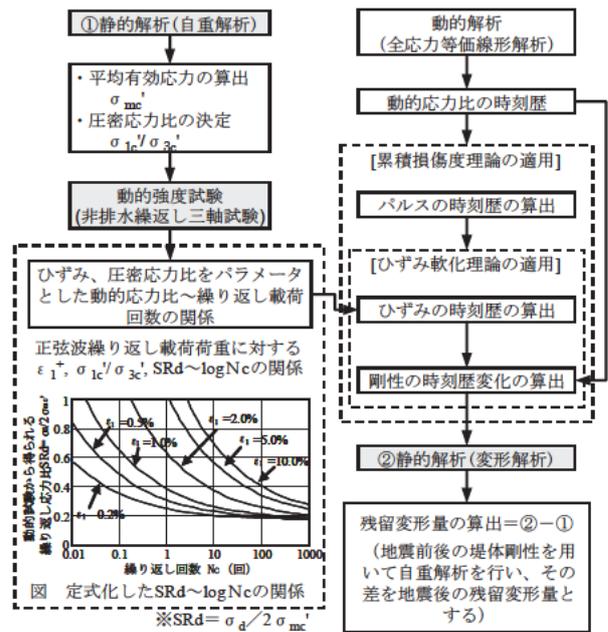


図-1 累積損傷解析の流れ<sup>3)</sup>

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 ν <sup>*3)</sup>	累積ひずみ特性 <sup>*4)</sup> SR <sub>d</sub> ~N 関係式
		湿潤 ρ <sub>w</sub>	飽和 ρ <sub>sat</sub>		γ <sub>z</sub>	h <sub>max</sub> (%)		
コア	不飽和	1.99	2.06	294 879 σ <sub>m</sub> <sup>10.444</sup>	1.06 × 10 <sup>-3</sup>	18.0	沢田式	SR <sub>d</sub> =2.15 ε <sup>0.90</sup> · N <sup>ε</sup> · (-0.51 ε <sup>0.06</sup> + 0.19 ε <sup>0.25</sup> )
	飽和			334 891 σ <sub>m</sub> <sup>10.496</sup>	6.52 × 10 <sup>-4</sup>	15.6		SR <sub>d</sub> =0.23 ε <sup>0.60</sup> · N <sup>ε</sup> · (-0.40 ε <sup>0.33</sup> + 0.19 ε <sup>0.21</sup> )
フィルタ	不飽和	2.06	2.23	628 347 σ <sub>m</sub> <sup>10.666</sup>	4.74 × 10 <sup>-4</sup>	15.6		SR <sub>d</sub> =0.44 ε <sup>0.07</sup> · N <sup>ε</sup> · (-0.17 ε <sup>0.06</sup> + 0.14 ε <sup>1.46</sup> )
	飽和			523 434 σ <sub>m</sub> <sup>10.680</sup>	4.20 × 10 <sup>-4</sup>	16.4		SR <sub>d</sub> =0.22 ε <sup>0.87</sup> · N <sup>ε</sup> · (-0.45 ε <sup>0.09</sup> + 0.21 ε <sup>0.15</sup> )
ロック	不飽和	2.07	2.36	737 070 σ <sub>m</sub> <sup>10.680</sup>	4.80 × 10 <sup>-4</sup>	14.0		SR <sub>d</sub> =0.47 ε <sup>0.07</sup> · N <sup>ε</sup> · (-0.17 ε <sup>0.06</sup> + 0.37 ε <sup>1.46</sup> )
	飽和			474 474 σ <sub>m</sub> <sup>10.479</sup>	4.45 × 10 <sup>-4</sup>	13.9		SR <sub>d</sub> =0.57 ε <sup>2.01</sup> · N <sup>ε</sup> · (-0.96 ε <sup>0.17</sup> + 0.38 ε <sup>0.05</sup> )

\*1) σ<sub>m</sub><sup>'</sup>: 築堤時の平均有効応力 σ<sub>m</sub><sup>'</sup>=(1+ν)·(σ<sub>1</sub>+σ<sub>3</sub>)/3

\*2) G/G<sub>0</sub>=1/(1+γ/γ<sub>z</sub>), h=h<sub>max</sub>(1-G/G<sub>0</sub>)

\*3) ν=0.450-0.006Z<sup>0.60</sup>: コア材料、ν=0.375-0.006Z<sup>0.58</sup>: フィルタ,ロック材料(浸潤面以浅)、ν=0.490-0.001Z<sup>0.56</sup>: 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: 繰返し回数, ε: 累積軸ひずみ(%)

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

ここに、σ<sub>1d</sub>およびσ<sub>3d</sub>: 動的解析による増分応力、σ<sub>m</sub><sup>'</sup>:

静的解析の平均有効応力である。

### 3.1.2 解析モデルおよび物性値

#### (1)解析モデル

解析モデルは地震発生時における最大断面の形状を再現した2次元断面とした。築堤解析では、堤体および基礎をモデル化し、動的解析では堤体のみをモデル化し底面を固定境界とした。図-2に解析モデルを示す。

#### (2)解析物性値

解析に用いる物性値は、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%を上乗せした。

累積ひずみ特性については、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、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。図-4に物性Aの累積ひずみ特性を示す。

#### (3)入力地震動

入力地震動は、岩手・宮城内陸地震時に胆沢ダムには地震計が設置されておらず、胆沢ダム基礎部の地震記録が得られていないため、Aダム近傍の既設ロックフィルダムにおいて推定された基礎部の加速度時刻歴<sup>4)</sup>を用いるものとした。図-3に入力地震動を示す。

### 3.2 解析ケース

解析ケースは累積ひずみ特性の飽和・不飽和条件による変形挙動の違いをみるため、飽和・不飽和条件を変化させた表-2に示すとおりで設定した。なお、地震時に胆沢ダムのコアゾーンにおいて間隙水圧の上昇が見られた<sup>5)</sup>ため、全て不飽和条件、全て飽和条件に加え、コアのみを飽和条件としたケースも採用した。

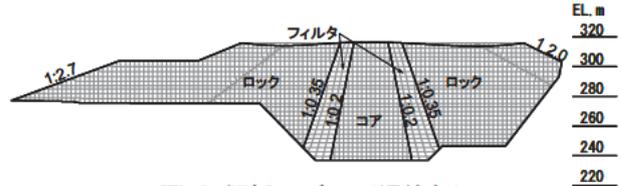


図-2 解析モデル (堤体部)

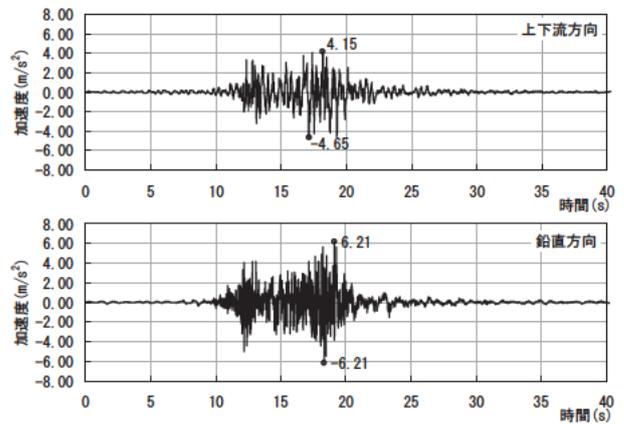


図-3 入力地震動(下流, 上方が正)<sup>2)</sup>

表-2 解析ケース

	累積ひずみ特性条件		
	コア	フィルタ	ロック
ケース1	不飽和	不飽和	不飽和
ケース2	飽和	飽和	飽和
ケース3	飽和	不飽和	不飽和

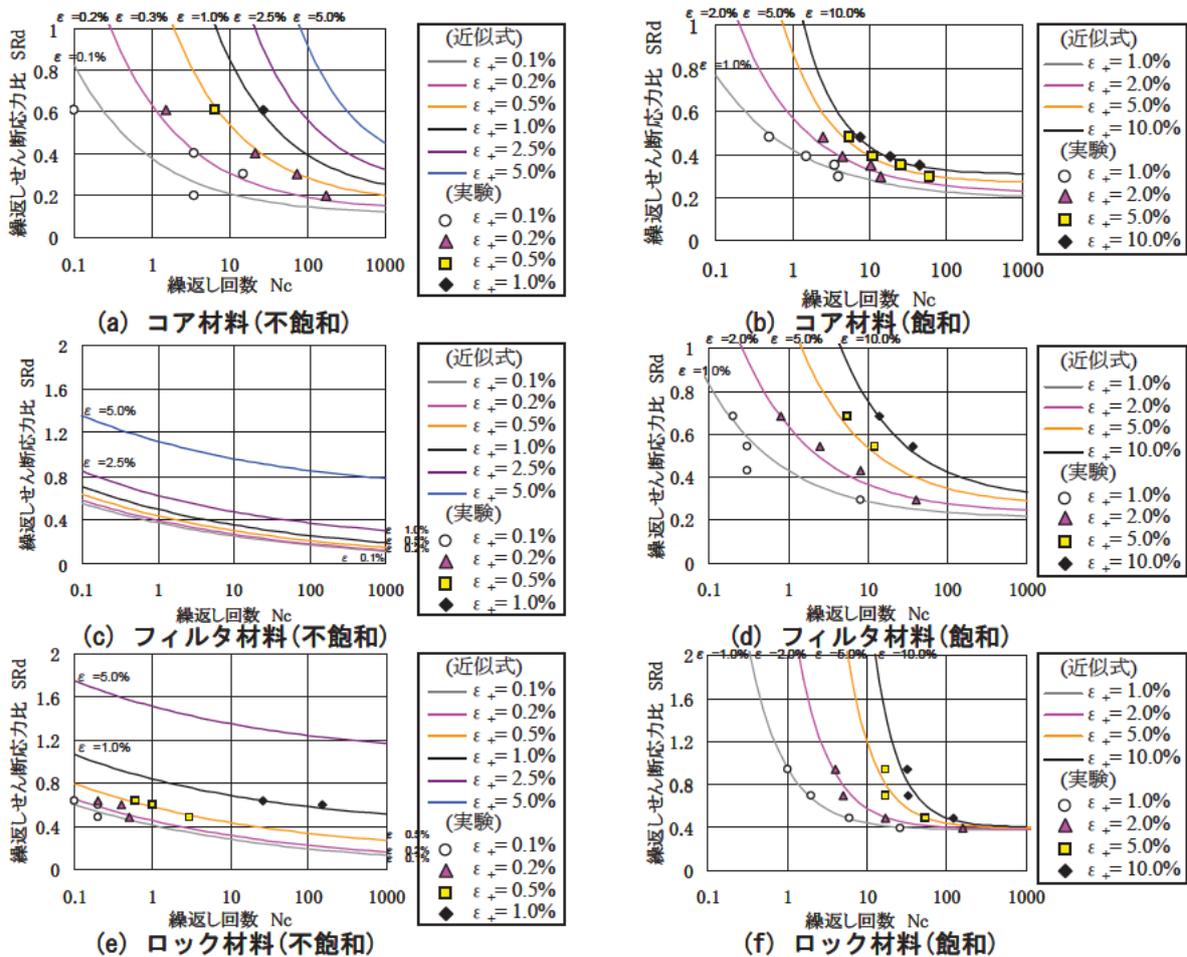


図-4 累積ひずみ特性

## 4. 研究結果

### 4.1 動的解析結果

図-5 に初期せん断剛性  $G_0$  を示す。 $G_0$  は堤体表面からの深度に応じて大きく、コアゾーンでは他のゾーンに比べ小さい。図-6 に上下流方向最大加速度の鉛直分布を示す。 $G_0$  が小さい堤体表面付近で応答加速度が大きくなり、入力の最大値加速度  $4.65\text{m/s}^2$  に対して、天端では  $4.66\sim 5.92\text{m/s}^2$  となっており、応答倍率は  $1.0\sim 1.3$  倍程度となった。

### 4.2 累積損傷解析結果

図-7 に沈下量の鉛直分布を示す。また、図-8 に地震後のせん断剛性残存値を示す。すべて不飽和条件としたケース 1 ではロックゾーンでは層別沈下計実測値と一致するが、コアゾーンでの剛性低下が小さいため、層別沈下計実測値と一致しない。逆にすべて飽和条件としたケース 2 ではすべてのゾーン剛性が大きく低下しており、ロック、コアのどちらも実測値より沈下量が大きくなる結果となった。コアのみを飽和条件としたケース 3 ではロックゾーンの剛性低下および沈下量はケース 1 とほぼ同じとなり層別沈下計実測値と同じとなる。コアゾーンについては、すべて飽和条件としたケース 2 よりも剛性低下が小さくなった。これは、ロックゾーンの剛性低下が小さくなったため、必然的にロックゾーンの沈下が小さくなったためと思われる。つまり、ロックゾーンおよびフィルターゾーンで大きな沈下が生じると、同じ累積ひずみ特性を用いたコアゾーンもこれに追従し沈下量が大きくなることがわかる。したがって、ゾーン型フィルダムにおける沈下量の推定においては、各ゾーンの累積ひずみ特性の他に隣接するゾーンの累積ひずみ特性の影響も受けると考えられる。最後に、ケース 3 で最も再現性が良くなった要因は、

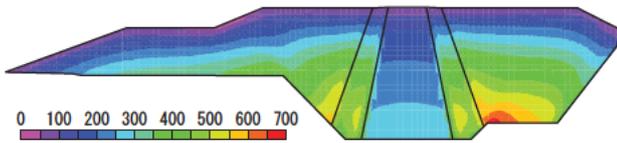


図-5 初期せん断剛性の分布  $G_0$  (単位: MPa)

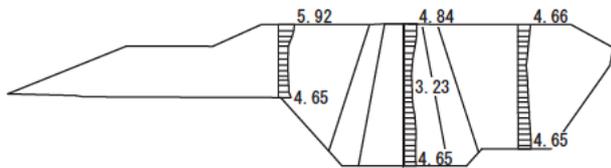
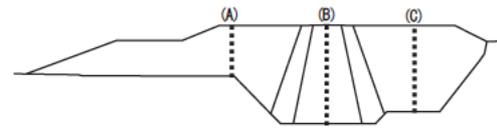


図-6 最大上下流方向加速度 (単位:  $m/s^2$ )



実測 —■— ケース1 —●— ケース2 —×— ケース3 —□—

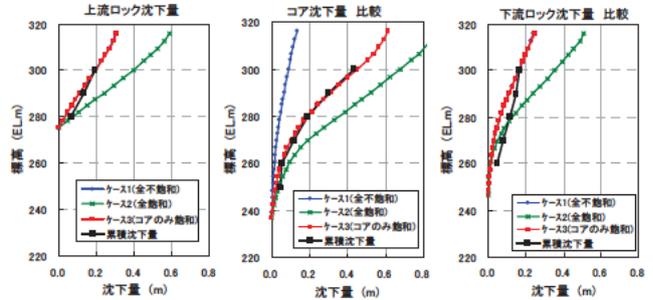


図-7 層別沈下計測値と解析値の比較

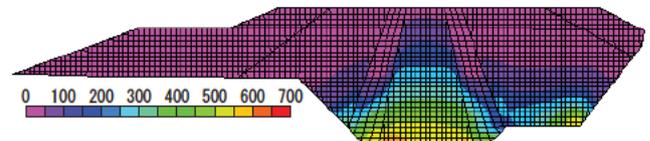
地震時に一時的にコア内の間隙水圧が上昇したことが確認されており<sup>5)</sup>、それを反映したかたちとなるケース3が最も実現象と近くなったためと考えられる。

## 5. まとめ

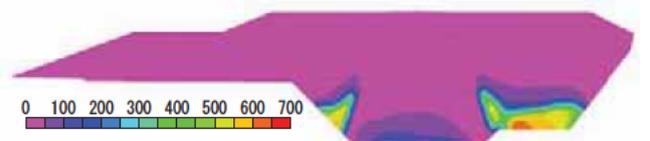
岩手・宮城内陸地震におけるロックフィルダムの沈下挙動の再現解析を行った。結果、飽和・不飽和の違いによる累積ひずみ特性と沈下量の関係がわかった。再現解析ではコア材料のみ累積ひずみ特性を飽和条件としたものが最も高い再現性が得られた。残留沈下量は各ゾーンの累積ひずみ特性の他に隣接するゾーンの累積ひずみ特性の影響を受けることが明らかとなった。

## 6. 謝辞

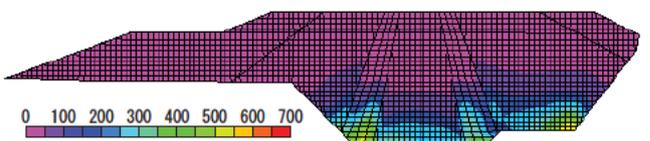
研究を遂行するにあたり、水工構造物チーム、山口前首席研究員ならびに研究チームの皆様にも多大なるご指導を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。



(a) ケース2 (全不飽和)



(b) ケース2 (全飽和)



(c) ケース3(コアのみ飽和)

図-8 せん断剛性残存値

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），2005.3.
- 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.
- 3) 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.15-31，2007.1.
- 4) 三石真也，大谷知樹，末久正樹，山口嘉一，岩下友也，林直良，佐々木晋：平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震被害調査報告，土木研究所資料，第4120号，pp.90-137，2008.12.
- 5) 渡邊重広，榊原純：「岩手・宮城内陸地震による胆沢ダム堤体コアのクラック発生について」，ダム技術，No.292，pp.54-63，2011.1.

# 2011年霧島山(新燃岳)噴火による火山灰等堆積斜面の降雨表面流出特性に関する研究

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等が流域斜面に堆積すると、斜面の浸透能が著しく低下し、表面流量が増大することで、小規模な降雨でも土石流が発生する危険性が高まると言われている<sup>1)</sup>。霧島山(新燃岳)は、2011年1月26日に噴火活動が活発化し、大量の火山灰や軽石が新燃岳の概ね東～南東方向に堆積した。火山灰等が堆積した溪流において、2012年3月時点で、その後の降雨による土石流の被害は発生していないが、2011年6月の梅雨期には、一部の流域において、降雨時に土砂を多量に含む出水が確認されている<sup>2)</sup>。

## 2. 研究目的

本研究では、霧島山(新燃岳)2011年1月噴火に伴う火山灰等の堆積後に、複数の降雨イベントを経験した2011年5月16日～6月14日に火山灰等堆積斜面の現地調査を行った。本研究の目的は、調査時点における霧島山(新燃岳)2011年1月噴火の火山灰等堆積厚および表面流発生状況の実態把握と、そこから推察される表面流の発生場の条件について、特に火山灰等の堆積状況に関して明らかにすることを目的とした。

## 3. 研究方法

現地調査は、表面流発生痕跡の有無の調査、火山灰等堆積厚の計測、斜面勾配、植生等の把握のほか、火山灰等の堆積表面・断面の観察、写真撮影等を行なった。調査結果をもとに、表面流発生痕跡の分布および火山灰等の堆積厚分布等を地形図上に整理して把握するとともに、火山灰等堆積状況と表面流発生の関係について考察した。

## 4. 研究結果

### 4.1 火山灰等の土質特性

新燃岳2011年1月噴火により堆積した火山灰および軽石の粒度分布を図1に示す。火山灰は、細粒分を多く含み、軽石は粗砂・細礫が主体であった。同採取試料(攪乱試料)を用いた飽和透水試験(JIS A1218)を行った。透水円筒への試料の充填密度は、火山灰は $1.50\text{g/cm}^3$ 、軽石は現地計測した堆積密度をもとに、 $0.85\text{g/cm}^3$ とした。火山灰の飽和透水係数は $4.1 \times 10^{-4}\text{cm/sec}$ 、軽石は $1.21 \times 10^{-2}\text{cm/sec}$ と、火山灰は軽石より2オーダー小さく、浸透能も相対的

に火山灰で小さく、軽石で大きいものと推察された。

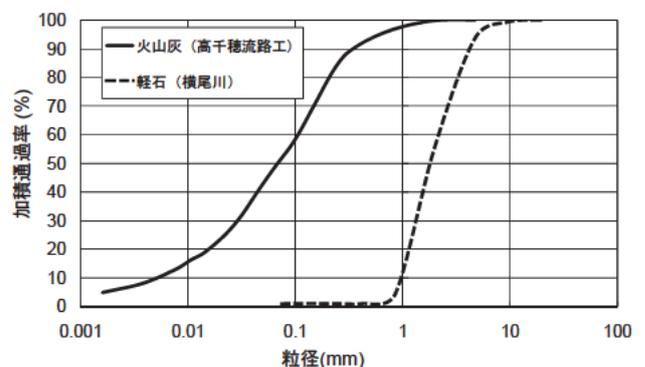


図1 火山灰および軽石の粒度分布

#### 4.2 表面流発生痕跡および火山灰等堆積厚の分布

2011年1月26日の噴火以降から、現地調査を行った同年5月16日までの間に、a)矢岳雨量計（国）で最大時間雨量21mm/hr、累積雨量559mm、b)荒川内雨量計（県）で最大時間雨量18mm/hr、累積雨量405mmが観測されている（雨量計の位置は図2中のa、b）。

図2に、現地調査により認められた土砂流出や表面流発生痕跡の分布（●：痕跡有り、○：痕跡無し）と、火山灰等の堆積厚の分布を示す。土砂流出や表面流の痕跡としては、写真1に示すような、ガリー侵食、リル侵食、布状侵食等の痕跡が現地で認められた。

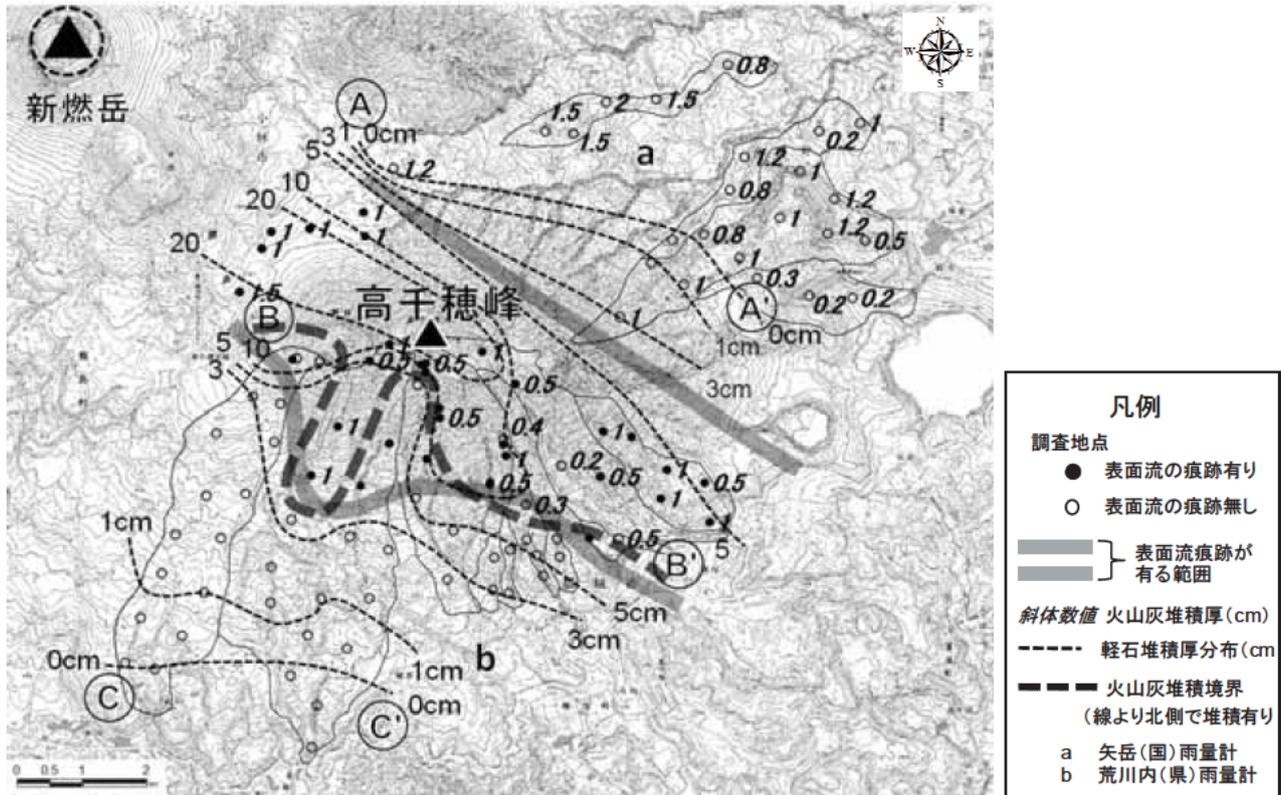


図2 土砂流出および表面流発生痕跡と火山灰等堆積厚の分布図

図2に示す調査範囲において、火山灰は新燃岳の概ね東～南東方向（図2中の破線(太)B-B'より北側）に分布し、最大で層厚2cmの地点があった。一方、軽石は新燃岳から高千穂峰のある南東方向（破線A-A'とC-C'の間）に分布し、最大で層厚29cmの地点があった。また、両者が重なって分布する新燃岳から南東方向の範囲（破線A-A'と破線(太)B-B'の間）では、いずれの地点においても、下層に軽石、表層に火山灰が堆積する層構造が確認された。

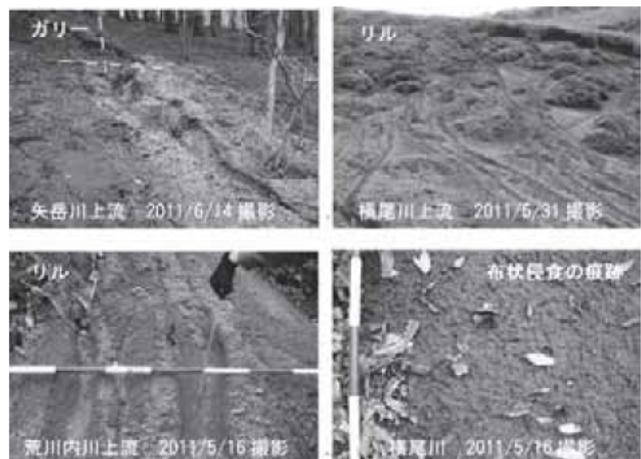


写真1 土砂流出および表面流発生痕跡の例

土砂流出や表面流発生の際の痕跡の分布と、火山灰等の堆積厚分布を比較すると、今回の調査範囲においては、以下のことが言える。

- 1) 表面流の痕跡が認められたほとんどの斜面において、火山灰が堆積していた。軽石のみが堆積している斜面では、ほとんどの地点で表面流発生の際の痕跡は認められなかった。
- 2) 火山灰のみが 2cm 以下で堆積した斜面では、表面流発生の際の痕跡が認められなかった。

#### 4.3 火山灰等堆積状況と表面流発生との関係

前述の 1) から、表面流の発生には、火山灰の堆積が必要条件で、相対的に透水性が高い軽石単独の堆積では、表面流は発生しなかったものと考えられる。また、2) に述べたように、火山灰が堆積しているにも関わらず、表面流発生の際の痕跡が無い箇所が多くあった。それらの箇所は、図 2 中の破線 A-A' より北側の元々落葉等が斜面の大半を覆っていた林地で多かった。地頭菌ら (1989) は、噴火中の桜島における火山灰に被覆された林地斜面では、降灰量、雨量のほかに、落葉による表層部の構造が、表面流出特性に影響することを報告している<sup>3)</sup>。今回調査した範囲のうち、林地においては、現地観察から、図 3 の例に示すように、表面流発生の際の痕跡有無は、火山灰による表層の被覆状況の違いが関係しているものと考えられた。1~2cm 程度の火山灰が堆積しても、表面流の際の痕跡が無かった箇所は、火山灰が落葉と地表面との透き間を緻密に埋めることができず、雨水はその透き間を通過し、地山へと浸透した可能性が考えられた。一方、表面流の際の痕跡が認められた箇所では、火山灰より先に厚く堆積した軽石層により、落葉等による表層部に透き間を有する立体的な構造が平準化されていた。そのため、1~2cm 程度の火山灰層であっても、地表面を覆いつくすようになり、表面流が発生しやすい状態になったと推察された。

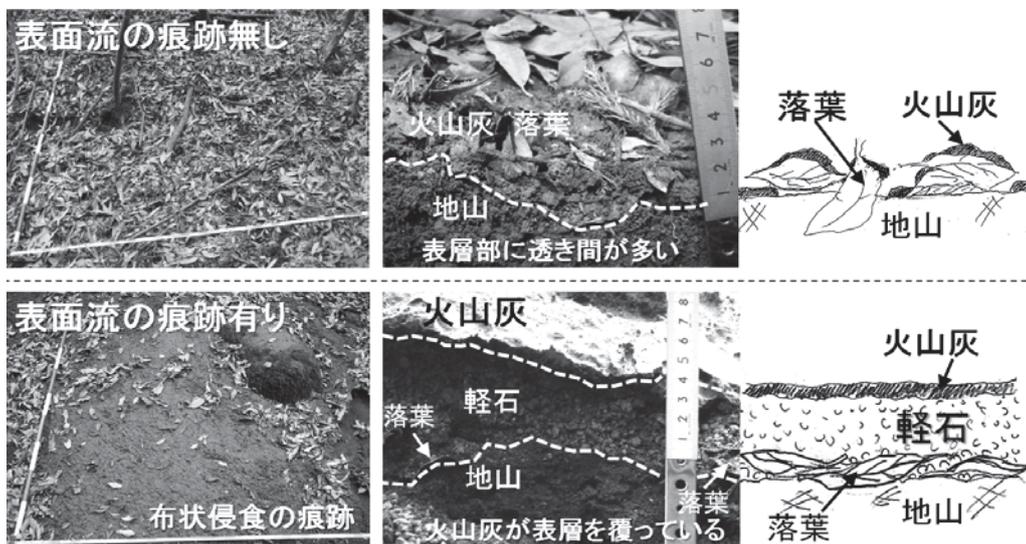


図 3 火山灰等堆積状況の例と堆積断面のイメージ

図 4 に、林地における、軽石を含めた火山灰等の堆積厚さと表面流発生の際の痕跡有無の関係を示す。火山灰等堆積厚さ 4cm 程度が、表面流発生の際の痕跡有無の境界となっている。林地における表面流の発生には、ある程度の層厚の火山灰等の堆積が必要と推察された。また、図 5 は林地における表面流の発生を斜面勾配に着目して整理した結果であるが、今回調査した範囲では、勾配による表面流の発生有無に顕著な違いは認められなかった。

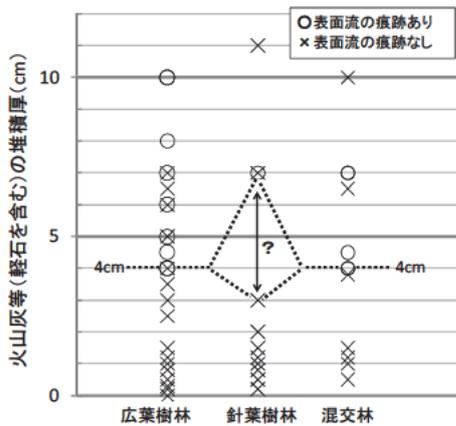


図4 落葉等が多く分布する林地斜面における火山灰等堆積厚と表面流発生の際の有無の関係

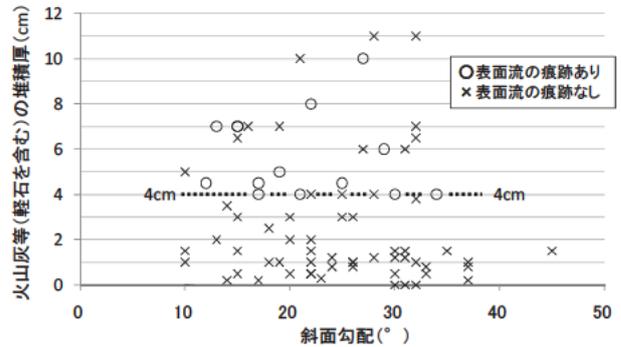


図5 林地斜面の斜面勾配と火山灰等堆積厚と表面流発生の際の有無の関係

### 5. 結論

火山灰等堆積斜面における表面流の発生には、火山灰は勿論のこと、火山灰が堆積する前の落葉等の存在や軽石の堆積による表層の構造の違いも、表面流の発生に影響していると考えられた。今回調査した範囲における新燃岳2011年噴火による火山灰等の堆積状況と、表面流発生との関係のイメージを図6にまとめる。

今後の課題としては、火山灰のみが厚く堆積する斜面の調査や、林地、裸地など植生別の表面流出特性、雨量と表面流出特性の関係、斜面単位の降雨表面流出特性と流域単位の降雨流出特性の関係の把握などがある。

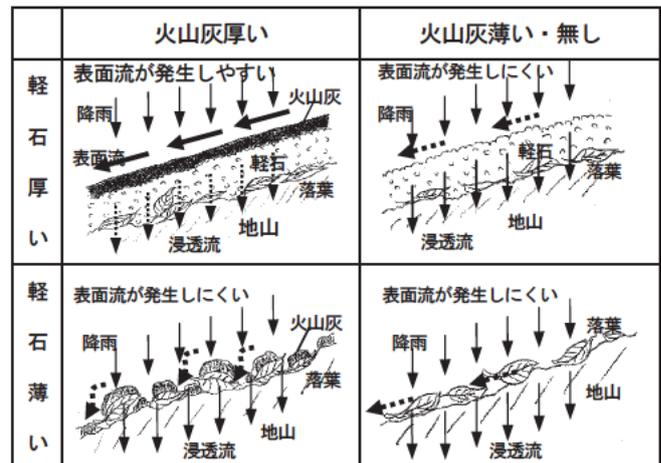


図6 火山灰等の堆積状況と表面流発生との関係

### 6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、小山内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。また、本研究に使用した現地調査データの多くは、国土交通省九州地方整備局よりご提供頂きました。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) 田村ほか (2010) : 火山噴火後に土石流が発生した事例, 土木技術資料, 第52巻, 第3号, pp. 34-39
- 2) 清水ほか (2011) : 霧島山(新燃岳)の2011年噴火による降灰とその後の土砂移動, 砂防学会誌, Vol. 64, No. 3, pp. 46-56
- 3) 地頭菌, 下川 (1989) : 火山灰に覆われた桜島山腹斜面における表面流出, 砂防学会誌, Vol. 42, No. 3, pp. 18-23

# 2011年霧島山(新燃岳)噴火を対象とした火山噴火時の変化計測手法の検討

チーム名 火山・土石流チーム

氏名 中野 陽子

## 1. まえがき

霧島山(新燃岳) (図 1)は、2011年1月19日に発生した小規模な噴火を皮切りとして噴火活動が活発化し、1月26日から27日にかけての爆発的噴火では、多量の火山灰を都城市などに降らせた<sup>1)</sup>。その後も活発な噴火活動が続き3月1日までに13回程度の爆発的噴火が観測されている<sup>2)</sup>。火山噴火時には、その火山活動の影響による被害を防ぐため、立ち入り禁止区域が設定されることがあるが、2011年霧島山(新燃岳)噴火においても最大で火口から4km以内の立ち入りが規制された<sup>1)</sup>。

平成19年4月に発表された火山噴火緊急減災対策砂防計画策定ガイドラインの運用に資するため、平成21年度には火山が噴火した場合に早急に実施すべき監視手法の検討および変化量計測に資する計測機器の性能に関する現地試験、平成22年度には、火山噴火時の大規模な地形改変を想定し、衛星およ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ってきた。

本報においては、降灰深および降灰範囲の迅速な推定に資するため、衛星搭載型合成開口レーダ(SAR)の差分干渉処理技術(DInSAR)の適用可能性および精度の検討を行ったのでその結果を報告するものとした。

## 2. 研究目的

これまで、火山噴火時における降灰範囲の抽出の検討については、光学画像の近赤外領域と赤色領域を用いて算出した正規化差分植生指標(NDVI)の低下の程度を用いた降灰深の推定<sup>3)</sup>及び合成開口レーダの強度画像の変化を用いた降灰範囲の推定<sup>4)</sup>等の検討が進められてきたが、霧島山(新燃岳)噴火において、小澤(2011)<sup>5)</sup>によってLバンドの合成開口レーダであるALOS/PALSAR センサを用いた噴火前後のDInSARにより降灰深が推定可能であることが報告されている。DinSARは、手法自体は確立されており、地震・火山に関連した地殻変動の検出及び地盤沈下において研究例が多数存在する(例えば出口ら(2009)<sup>6)</sup>)。しかしながら火山噴火時は降灰等の火砕物の影響により地表面の状況が変化し、干渉性が低下する等の理由から降灰深の推定に用いられた例はこれまで小澤(2011)を除いて他に無い。

本研究では同じ手法を小澤(2011)が報告した以外の画像ペアにも適用し、同様の結果が得られるかの確認を行った。また、その他の既往研究では、火山噴火後に干渉性の低い領域を抽出し、火砕流堆積範囲を推定する手法<sup>7,8)</sup>



図1 位置図

が報告されているが、この手法を 2011 年霧島噴火に伴う降灰範囲抽出に適用し、得られた結果と降灰範囲との対応性及び手法の適応性の検討を行った。また、対象とした噴火は、多量の降灰が報告されている 1 月 26 日から 27 日の前後及びそれと比較して降灰量の少ない 1 月 27 日以降の二つの期間とした。

### 3. 研究方法

2011 年 5 月 12 日に運用を停止した日本の陸域観測衛星 ALOS に搭載された L バンド合成開口レーダセンサ (PALSAR) のデータを用いて検討を行った。霧島山(新燃岳)噴火に際しては、2011/1/27 以降 4/22 に ALOS の観測が終了するまで PALSAR センサにより述べ 33 回のデータ取得がなされた。干渉処理の概要及び用いたパラメータは、図 2 に示す。干渉可能ペアの検討においては、

PALSAR 軌道間距離計算ツール Ver.

2.1(<http://www.eorc.jaxa.jp/ALOS/doc/jtool.htm>)を用いて算出した軌道間距離を用い、干渉ペアの選定を行った。合成開口レーダは、斜めから電波を照射するため、傾斜地では倒れこみ等の影響で電波の照射方向により結果が異なることが想定されるため、各期間において新燃岳南東側から電波を照射する下降軌道 (DS)、南西側から電波を照射する上昇軌道

(AS) の双方のペアを設定した。用いたペアの一覧を表 1 に示す。干渉ペアのうち、case01~04 は、1 月 26 日から 27 日の噴火をはさむペアであり、case05、06 は、1 月 27 日以降のペアである。また、干渉処理には、JAXA/SIGMA-SAR<sup>9)</sup>を用い、画像の解析には、@ArcGIS9.3.1を用いた。

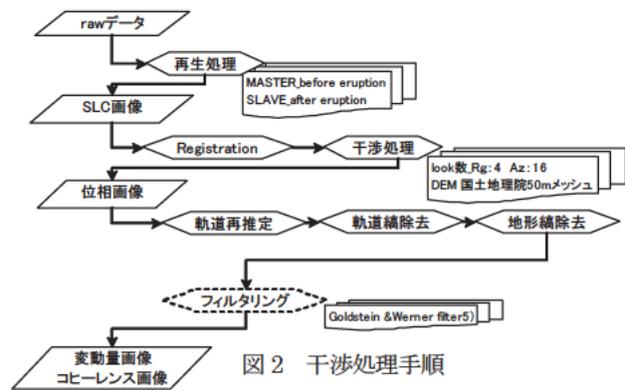


図 2 干渉処理手順

表 1 干渉ペア一覧

case	Path	Frame	A/D	Observation_Time	Mode	Pol	Nadir	Bperp
case_01	424	620	A	20/11/2010_13:45:43.172	FBD	HH+HV	34.3	1130.61
				20/02/2011_13:43:53.592	FBS	HH	34.3	
case_02	424	620	A	20/08/2010_13:47:04.478	FBS	HH	34.3	905.15
				20/02/2011_13:43:53.592	FBS	HH	34.3	
case_03	424	620	A	05/07/2010_13:47:35.737	FBD	HH	34.3	928.86
				20/02/2011_13:43:53.592	FBS	HH	34.3	
case_04	73	2980	D	18/01/2011_01:43:39.784	FBS	HH	34.3	491.62
				05/03/2011_01:42:38.819	FBS	HH	34.3	
case_05	428	620	A	27/01/2011_13:53:00.968	FBS	HH	43.4	695.56
				14/03/2011_13:51:57.139	FBS	HH	43.4	
case_06	71	2980	D	30/01/2011_01:39:07.062	FBS	HH	38.8	116.86
				17/03/2011_01:38:02.700	FBS	HH	38.8	

### 4. 研究結果

#### 4. 1 干渉性

1 月 26 日から 27 日の噴火をはさむペアの上昇軌道(case\_01)及び下降軌道(case\_04)の干渉性を 0~1 の間の値で示したコヒーレンス値から、それぞれの平均値(上昇軌道 ; 0.25、下降軌道 ; 0.39) を共に下回る範囲を 20 万分の 1 の地形図に表示した(図 3)。この範囲は、産総研・東大地震研・防災科研・アジア航測(株)によって報告されている「降下火砕物噴出量(再考)」の 20kg/m<sup>3</sup>の範囲(20mm 程度相当の厚さ)とほぼ同様の範囲を示している。しかしながら、1 月 27 日以降のペアである case05 および 06 では、中岳及び御鉢の間(図 1)において 1 月 28 日から 2 月 9 日の間にかけて 30mm 程度の降灰が報告されている<sup>10)</sup>が、新燃岳火口周辺及び中岳山頂、高千穂峰等の高標高域での干渉性の低下が認められるものの、降灰範囲との相関は認められなかった。それぞれコヒーレンス

値の平均は、上昇軌道で0.39、下降軌道で0.35であった。また、30mm程度の降灰が報告されている範囲は、1月26日から27日の噴火にかけて厚く降灰した範囲が含まれ、その範囲内において、各caseにおけるコヒーレンスの平均値よりも良好な値を示す傾向が見られている。

#### 4.2 地表面変位位相

1月26日から27日の噴火をはさむペアでは、いずれのペアにおいても衛星の視線方向への変位を示す干渉縞が見られた。Case\_01の例を図4に示す。衛星視線方向に約12cm相当の変位を示す干渉縞が2本みられ、衛星方向へ変位し、中岳と御鉢の中間地点、標高1050m付近を境界にして、遠ざかる方向へ変位している。これは、地表面に降灰が堆積したことにより生じた高さ変化を示しているものと想定され、狭い干渉縞が見られたラインは、いずれにおいても10cm程度の降灰等厚線との対応が見られた。

また、1月27日以降で設定したペアでは、降灰と対応するような干渉縞は得られなかった(図5)。

#### 5. 結論

本検討では、1月26日から27日の噴火をはさむペアでは干渉性及び地表面変位位相いずれにおいても降灰と関連する変化が見られた。一方、3cm程度の降灰に対しては、本手法では降灰と関連するような変化を抽出することはできなかったことから、抽出が可能なのは、Lバンド合成開口レーダの半波長(12cm)相当程度の変化と考えられる。また、全ての干渉ペアにおいて、斜面傾斜が緩い範囲で干渉性が高い傾向にあることが言える。

衛星搭載合成開口レーダデータを用いたDInSARにより、霧島山(新燃岳)における降灰深把握の可能性について検討を行った。1月26日から27日の噴火の前後における干渉解析で降灰と相似の範囲の抽出が可能であったこと、及び狭い間隔の干渉縞のラインが10cmの降灰深との対応が見られたことから、Lバンド合成開口レーダにより降灰深及び降灰範囲の参考となりうる情報を得ることができたといえる。干渉縞

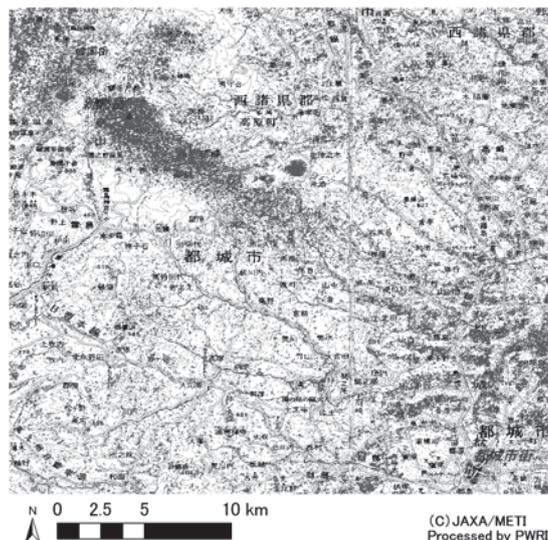


図3 1月26日～27日をはさむペア (case\_01および04) から算出した干渉性の低い範囲

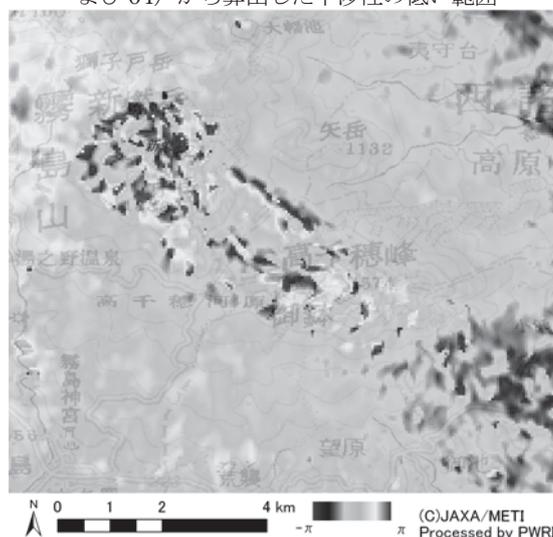


図4 1月26日～27日をはさむペアで見られた干渉縞(case\_01)

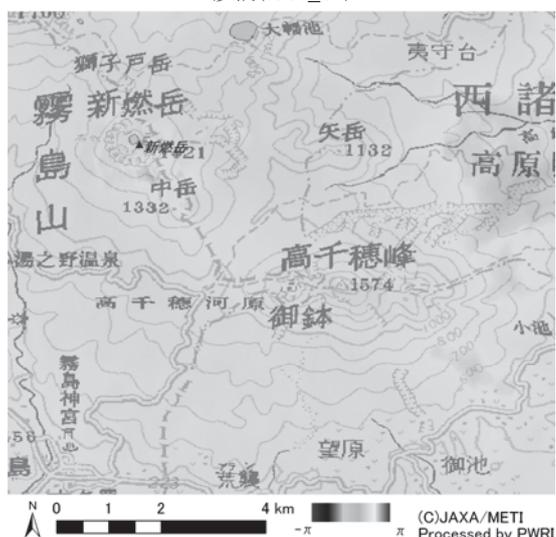


図5 1月27日以降のペアの地表面変位位相  
背景図には、数値地図200000(地図画像)「宮崎」「鹿児島」図  
郭(国土地理院平成20年4月1日発行)を用いた。

を得られた範囲は、比較的干渉性のよい範囲であり、今後干渉性の良好な範囲のみを抽出する等、確からしい値を得る手法を検討し実利用への適応可能性を模索する必要があるものと考えられる。

## 6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、小山内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、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。また、原前土砂管理研究グループ長（現（社）全国治水砂防協会）には、ご指導を賜りました。また、気象庁地震火山部及び宇宙航空研究開発機構の共同研究によって得られた成果であり、解析に用いた ALOS データは、JAXA により無償で提供を受けたものです。ここに厚く感謝の意を表します。

所 属 朝日航洋株式会社

### <参考文献>

- 1)清水収ほか、「霧島山新燃岳の 2011 年 1 月噴火による降灰とその後の土砂移動」、砂防学会誌、vol.64、46-59、2011
- 2)気象庁、第 119 回火山噴火予知連絡会資料より抜粋
- 3)山越隆雄ほか、「火山における土砂災害防止を目的としたリモートセンシングによる降灰状況把握手法について」、第 53 回平成 16 年度砂防学会研究発表会概要集、20-21、2004
- 4)土志田正二ほか、「ALOS データを用いた火山灰堆積把握手法の検討」、日本地球惑星科学連合 2009 年大会、V159-P019、2009
- 5)小澤拓、「霧島山(新燃岳)2011 年噴火に関する合成開口レーダー解析」、日本地球惑星科学連合 2011 年大会、SVC070-P28、2011
- 6)出口知敬ほか、「干渉 SAR の時系列解析による長期地盤変動計測」、日本リモートセンシング学会誌、第 29 巻、第 2 号、pp. 418-427、2009
- 7)照沼利浩ほか、「合成開口レーダーを用いた火砕流・ラハールの流下範囲抽出法に関する研究」、第 50 回平成 13 年度砂防学会研究発表会概要集、p 376-377、2001
- 8) Koike, K.ほか、Detection of Distribution of the 1998 Pyroclastic Flow at Merapi Volcano, Central Java, Indonesia Using RADARSAT Images, Asian Journal of Geoinformatics、vol. 2、no. 4、p. 9-18、2002
- 9)M. Shimada、Verification processor for SAR calibration and interferometry、adv. Space Res.、Vol. 23、No.8、pp.1477-1486、1999
- 10) 気象庁、第 120 回火山噴火予知連絡会資料、p 66

# 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

深層崩壊に起因する土石流は、2003年の熊本県水俣市の土石流のように、下流の人命・家屋に甚大な被害を招く恐れがある。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。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、細砂より大きい粗粒土砂(以下、粗礫と呼ぶ)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>1)</sup>(図-1b)。

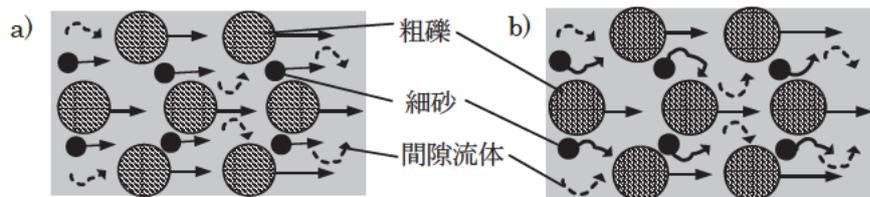


図-1 石礫型土石流の概念図

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

深層崩壊に起因する土石流の数値計算については、上述したような細砂の挙動に着目する等の数値計算手法や考え方が多く提示されてきたものの(例えば中川ら<sup>1)</sup>、芦田ら<sup>2)</sup>、西口ら<sup>3)</sup>)、これらの研究の多くは、実際に発生した土石流の再現計算によりその手法の妥当性を評価することを重視したもので、将来生じうる現象の予測手法を検討したものは少ない。さらに、再現計算に用いる入力条件には、土石流流下幅、総流出土砂量など、発生後の実績より推定可能な条件が含まれている場合が多い。すなわち、今後発生しうる深層崩壊に起因する土石流の流下過程を推定することを目的として土石流の数値計算を実施する際には、これらの条件を事前に推定しなければならない。しかしながら、これらの設定手法は確立されていないのが現状である。そこで本研究では、これらの入力条件が計算結果に及ぼす影響を分析し、重要な入力条件を把握することを目的とした。

## 3. 研究方法

### 3.1 数値シミュレーション

西口ら<sup>3)</sup>は、深層崩壊に起因する土石流中の細砂は間隙流体の一部とみなせると仮定し、その最大粒径を定義

したうえで、土石流の土砂濃度は粗礫の土砂濃度、土石流の代表粒径は粗礫の平均粒径、間隙流体密度は細砂の体積・密度を考慮したものと考え、さらに粗礫の連続式（(1)式）を提示した。本研究では、将来発生しうる深層崩壊に起因する土石流において、崩壊土砂の容積濃度と河床の容積濃度の差が大きい場合には、河床の侵食・堆積に伴う細砂の濃度や流体密度の時間変化を考慮すべきであることに留意し、西口ら<sup>3)</sup>の手法に、細砂の連続式（(2)式）の新たな導入および流体密度算定式（(3)式）の更新を行った数値シミュレーションを用いた。

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

$$\frac{\partial C_f h (1 - C_d)}{\partial t} + \frac{\partial C_f u h (1 - C_d)}{\partial x} = i C_* P(D_c) \dots \dots \dots (2)$$

$$\rho_m = \sigma C_f + \rho (1 - C_f) \dots \dots \dots (3)$$

ここで、 $C_*$ は河床の移動可能層の全ての土石の容積濃度、 $C_d$ は粗礫の土砂濃度、 $C_f$ は流体相中の細砂の土砂濃度、 $h$ は水深、 $u$ は流速、 $i$ は侵食速度、 $\sigma$ は砂礫の密度、 $\rho$ は水の密度、 $P(D_c)$ は全土石に占める粒径が $D_c$ 以下の土石の割合、 $C_*$ は河床の移動可能層の全ての土石の容積濃度である。

### 3.2 対象とした条件

本手法における主な入力条件は、西口ら<sup>3)</sup>が再現計算時に用いた条件の種類により、「発生前の計測結果にも基づく条件」、「発生後の実績に基づく条件」、「再現できるように同定した条件」、「一般値を入力した条件」の4つに分類できる（表-1）。本研究では、将来予測の計算においては、再現計算と同様には設定することが困難な、「発生後の実績に基づく条件」の流下幅、総流量（崩壊規模）、代表粒径、侵食可能深を対象とした。

### 3.3 感度分析

数値計算の入力条件（総流量（崩壊規模）、流下幅、侵食可能深、代表粒径）を実績の取り得た範囲で変化させた場合に、計算結果（ピーク流量、総流出量、土石流の到達距離）に及ぼす影響を、感度分析により検討した。数値計算は集川の事例を対象とし、各入力条件の最大値、最小値、集川の諸元の3ケースずつ行った。また計算結果の総流出量およびピーク流量は、実績の侵食区間から堆積区間に変化する地点で評価した。

表-1 入力条件の分類

主な入力条件	発生前計測	発生後実績	同定	一般値
地形条件 縦断形 流下幅				
供給条件 総流量(崩壊規模) 清水量 代表粒径				
河床条件 細砂の最大粒径 侵食可能深 河床の容積濃度 粗度係数				

各入力条件の最大値、最小値は、近年の深層崩壊に起因する土石流の実績の範囲より求めた（表-2）。溪流 No. 1-10 の崩壊規模の実績は、発生後の現地調査または発生前後の数値標高モデルの差分より算定した結果、2万 -150万 m<sup>3</sup> の範囲であった<sup>4)</sup>。溪流 No. 1-4 の流下幅の実績は、発生後の航空写真判読または、発生後の数値標高モデルおよび数値表層モデルのデータの重ね合わせによる裸地部分の幅を算定した結果、10-120mの範囲であった<sup>4)</sup>。溪流 No. 1-5 の侵食深の実績は、発生前後の数値標高モデルの差分により求めた結果、0-10m の範囲であった<sup>4)</sup>。また、土石流の粒度分布を溪流 No. 1-4 および 6 について、巨礫調査結果、土石流堆積物の粒径の写真判読および土砂のふるい分け試験結果を合成して求めた結果、土石流の代表粒径は 0.39-1.17m の範囲にあった。

表-2 近年の深層崩壊に起因する土石流発生事例

No	溪流名	発成年月
1	集川（熊本県）	2003年7月
2	船石川（鹿児島県）	2007年7月
3	片井野川（宮崎県）	2005年9月
4	七瀬谷（宮崎県）	2005年9月
5	大用知（徳島県）	2004年8月
6	針原川（鹿児島県）	1997年7月
7	春日谷（三重県）	2004年9月
8	別当谷（石川県）	2004年5月
9	宇原川（長野県）	1981年8月
10	ドソウ沢（宮城県）	2008年6月

#### 4. 研究結果

計算結果のピーク流量、総流出量、土石流の到達距離に対する感度分析結果をそれぞれ図2（a）,（b）,（c）に示す。図の横軸は、入力条件の実績の範囲を、集川の入力値を1とした場合の倍数表示とし、縦軸は、計算結果のピーク流量、総流出量、土石流の到達範囲を、集川の結果を1とした場合の倍数表示とした。なお、図中の（1.1）で交差する破線は、入力条件の倍数と計算結果の倍数が等しい関係を示す。これらの線で区切られる領域の上側と下側は、入力条件の変化よりも計算結果の変化が大きい範囲、これらの線で区切られる領域の左側や右側は入力条件よりも計算結果の変化が小さい範囲を表す。

入力条件の変化に対して計算結果の変化が大きい条件は、ピーク流量の結果に対しては、代表粒径および流下幅の条件、総流出量の結果に対しては代表粒径の条件が該当し、土石流の到達距離に対する該当条件はなかった。また、入力条件の実績の幅が広いために、計算結果（縦軸）の取り得た範囲の幅が大きい条件は、ピーク流量の結果に対する、代表粒径および総流出量（崩壊規模）の条件、総流出量の結果に対する侵食可能深であった。

#### 5. 結論

本手法による深層崩壊に起因する土石流のピーク流量の推定では、流下幅設定のための対象溪流の河道横断形状の調査、代表粒径設定のための対象溪流周辺の既往深層崩壊による土石流堆積物の粒径調査、崩壊規模の想定が重要であることが示された。深層崩壊に起因する土石流の総流出量の推定にあたっては、代表粒径設定のための対象溪流周辺の既往深層崩壊による土石流堆積物の粒径調査および、侵食可能深の調査が重要であることが示された。また、深層崩壊に起因する土石流の到達距離の推定に当たっては、計算結果に大きく影響を与える入力条件は確認できなかった。

ただし粒径調査に関して、土石流堆積物の粒度分布は空間的なばらつきが大きいことが推定されることから、粒径の調査手法の確立が必要と考えられる。

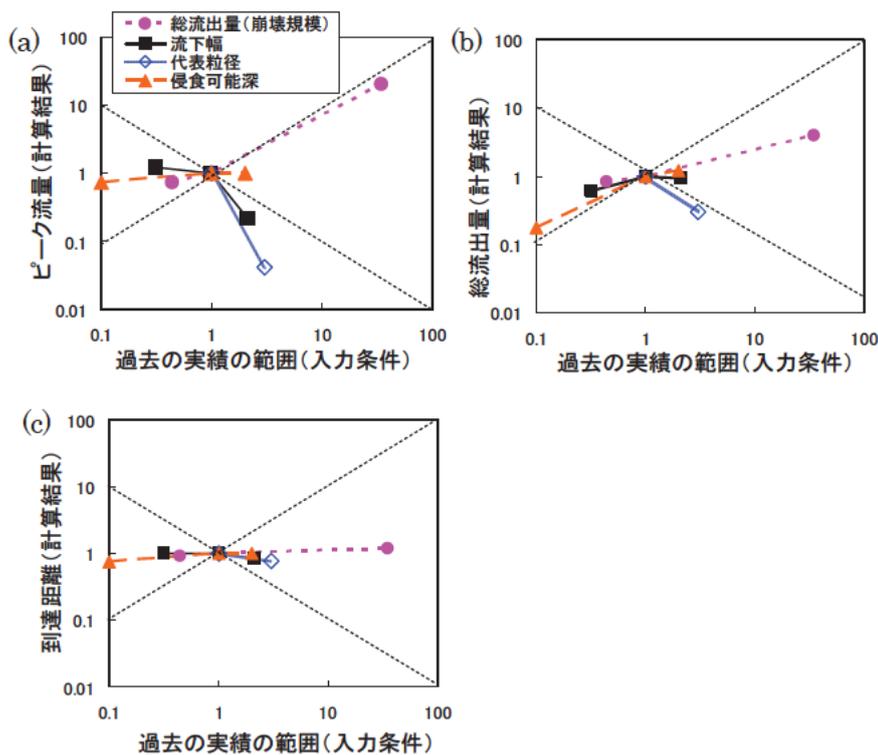


図-2 感度分析結果

((a) ピーク流量に対する結果 (b) 総流出量に対する結果 (c) 土石流到達距離に対する結果)

## 6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、土砂管理研究グループ 小山内信智グループ長、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、武澤永純研究員、国土技術政策総合研究所 危機管理技術研究センター砂防研究室 内田太郎主任研究官はじめ、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 里深好文先生、京都大学農学研究科 中谷加奈先生にも貴重なご助言を賜った。ここに感謝の意を表す。

所属 株式会社 新土木開発

## <参考文献>

- 1) 中川一・高橋保・里深好文・立川康人・市川温・吉田義則・中村行雄, 「平成 9 年鹿児島県出水市針原川で発生した土石流災害について」, 京都大学防災研究所年報, Vol. 41, B-2, pp. 287-298, 1998
- 2) 芦田和男・江頭進治「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) 西口幸希・内田太郎・石塚忠範・里深好文・伊藤達平・田村尚「深層崩壊に起因する土石流の数値シミュレーション」, 平成 23 年度 砂防学会研究発表会概要集, pp290-291, 2011
- 4) Yuki NISHIGUCHI, Taro UCHIDA, Nagazumi TAKEZAWA, Tadanori ISHIZUKA, Takahisa MIZUYAMA “Runout Characteristics and Grain Size Distribution of Large-scale Debris Flows Triggered by Deep Catastrophic Landslides”, Special Issue on International Journal of Erosion Control Engineering (in press)

# レーザー測量データを用いた岩盤クリープ斜面の抽出手法の検討

チーム名 火山・土石流チーム  
氏名 横山 修

## 1. まえがき

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<sup>1),2)</sup>。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、減災の観点から極めて重要である。深層崩壊が発生しやすい箇所のひとつに、長期的な重力の作用を受け岩盤の変形の進んだ斜面（以下、岩盤クリープ斜面）があり<sup>3)</sup>、深層崩壊発生箇所の予測には岩盤クリープ斜面の抽出が有効であると考えられる。しかし、岩盤クリープ斜面は地すべりと比べて変動量が微小であり、地形的特徴が地表面に顕著に現れないこともある。従来行われてきた空中写真判読では、植生の影響も大きく、岩盤クリープ斜面の微小な地形的特徴を見つけることは容易ではなかった。また、広域を同一の精度・基準で評価することは困難であった。

一方、近年、航空レーザーを用いた地形計測（以下、LiDAR）により、従来以上に地表面の詳細な地形情報が得られるようになった<sup>4)~6)</sup>。これにより、岩盤クリープ斜面のような微小な地形的特徴を定量的に評価することが可能となった（例えば、横山ら、2012<sup>7)</sup>）。地形的特徴を一定の精度で抽出することができれば、判読ミスや見落としを減らすことができ、精度良く岩盤クリープ斜面を抽出することが可能と考えられる。そこで本研究では、LiDAR データを用いて、岩盤クリープ斜面を抽出する手法について検討した。

## 2. 研究目的

LiDAR データを用いて、岩盤クリープ斜面を抽出する手法について検討する。

## 3. 検討方法

### 3.1 岩盤クリープ斜面の地形的特徴と斜面抽出の可能性

岩盤クリープ斜面は、一般的には、①斜面内に深い谷や沢がない、②斜面内に対をなす遷緩線、遷急線が分布する、③両側の境界に小さな谷や小崩壊が形成されている、④上部の境界付近に谷向きの急崖が存在するといった地形的特徴を有している<sup>8),9)</sup>（図1）。横山ら（2012）<sup>7)</sup>は、これらの岩盤クリープ斜面の地形的特徴について、LiDAR データを用いて、斜面勾配や固有値比<sup>10)</sup>等による表面地形の定量手法の検討を行った。固有値比は、斜面に立てた垂線

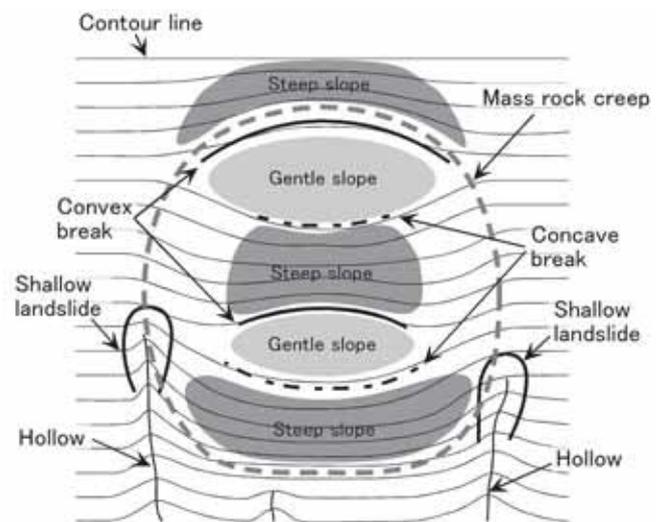


図1 岩盤クリープ斜面周辺の地形的特徴

ベクトルの乱れを地表面の乱れとして評価するもので、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、凹凸の程度現している(図2)。岩盤クリープ斜面は上記の②の特徴を有するため、解析ウィンドウサイズ遷急線の出現周期(80m程度)の2分の1から4分の1のとき、斜面の凹凸の度合いを示す固有値比が最も小さくなることを示した(図3)。また、谷が深い、遷急(緩)線による勾配変化が大きいほど、固有値比が小さくなることを明らかにした。その結果、岩盤クリープ以外の斜面(以下、非岩盤クリープ斜面)では、遷急線・遷緩線がなく、深い谷が発達するため、ウィンドウサイズ20~30mの固有値比は、岩盤クリープ斜面よりも小さな値となった。このことは、固有値比が最小となるウィンドウサイズを用いることで、岩盤クリープ斜面と非岩盤クリープ斜面とを分離できる可能性が考えられる。本研究では、岩盤クリープ斜面を抽出する手法として、まず、地形的特徴を抽出した上で、地形的特徴と岩盤クリープ斜面との関係を検討することとした。

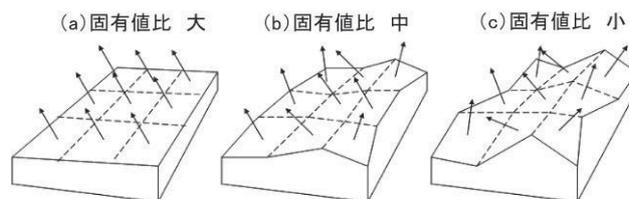


図2 固有値比の概念図(内田ら(2010)<sup>6)</sup>による)

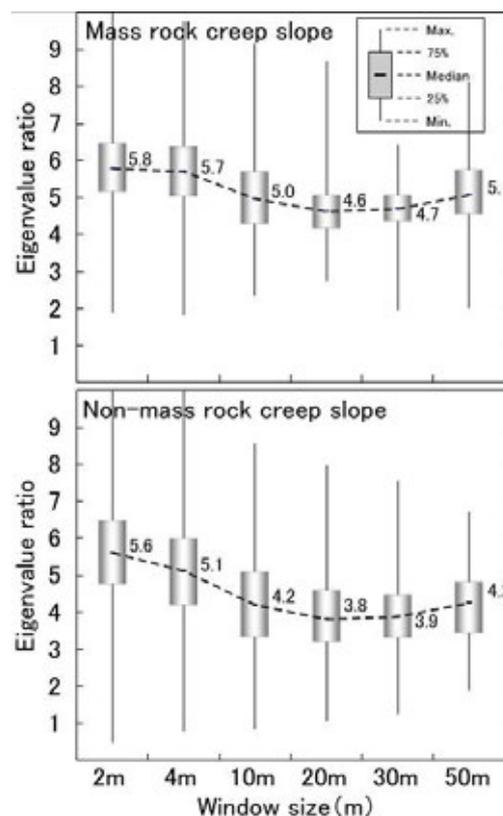


図3 ウィンドウサイズ毎の固有値比

### 3.2 検討方法

2, 4, 10, 20, 30, 50, 100mの7種のウィンドウサイズで固有値比を算出した。固有値比の算出方法は横山ら(2012)<sup>7)</sup>に従った。各ウィンドウサイズの固有値比を2mウィンドウサイズで除した値のヒストグラムを、岩盤クリープ斜面と非岩盤クリープ斜面について作成したところ、20mおよび30mウィンドウサイズで頻度分布の大きな相違がみられた(図4)。ウィンドウサイズ30m/2mでは、0.7より大きい場合で岩盤クリープ斜面の特徴の含有率が高いと考えられ、0.9以上ではさらに高くなると考えられる。今回は、ウィンドウサイズ30m/2m固有値比(以下、変化率)を用いて、変化率の分布と岩盤クリープ斜面の地形的特徴とを比較した。

### 3.3 検討対象

検討対象地域は、鰐塚山である(図5)。尻無川の左岸側に分布する3つの岩盤クリープ斜面(A, B, C)を対象とした。また、右岸側の非岩盤クリープ斜面との比較も行った。

#### 4. 結果

変化率の分布を図 5 に示す。なお、変化率は、各グリッドセルについて 20m 四方の平均値を示した。岩盤クリープ斜面をみると、いずれの斜面でも遷急線・遷緩線、浅い谷が多く分布する斜面中央付近で、変化率は 0.9 以上であった。一方、非岩盤クリープ斜面を見ると、深い谷の周辺では変化率は 0.7 未満であった。これらのことから、固有値比の変化率は、岩盤クリープの地形的特徴をよく表現しているものと考えられる。また、非岩盤クリープ斜面内に存在する浅い谷や遷急線・遷緩線でも変化率 0.7 以上となっていた。このことは、浅い谷や遷急線・遷緩線を確実に抽出していることを意味しているが、岩盤クリープ斜面のみの抽出とはならないことも示している。また、岩盤クリープ斜面が接する境界や、非岩盤クリープ斜面の狭く深い谷、やせ尾根で、変化率 0.7 以上となっていたことは、地形的特徴①、②以外の地形が変化率 0.7 以上に多く含まれる可能性が高い。幅の狭い谷ややせ尾根では、ウィンドウサイズ 30m よりも小さいサイズで固有値比が最小となる可能性があり、今回用いたウィンドウサイズ 30m では、変化率に差が現れなかったことが考えられる。

#### 5. 結論

固有値比が最小となるウィンドウサイズに着目した変化率を用いると、浅い谷や遷急線・遷緩線といった岩盤クリープ斜面に特徴的な地形を抽出することが可能である。しかし、変化率 0.7 以上には狭く深い谷ややせ尾根も抽出されることから、他のウィンドウサイズでの検討やいくつかの組合せを実施し、これらを除外するなどの検討が必要である。また、岩盤クリープ斜面の抽出を行うに当たっては、広域、および他地域における検証など、さらに検討を行う必要がある。

#### 6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、土砂管理研究グループ小山内信智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、国土技術政策総合研究所内田太郎主任研究員にご指導頂いた。中野交流研究員には、固有値比の算出についてお世話になった。GIS 作業については非常勤職員川上愛生さんにご教示頂いた。火山・土石流チーム水野主任研究員（現筑波大学）をはじめ、武澤永純研究員、清水武志研究員、地すべりチーム、雪崩・地すべり研究センター、国総研砂防研究室、ICHARM の方々には本内容に関して勉強会等で議論して頂い

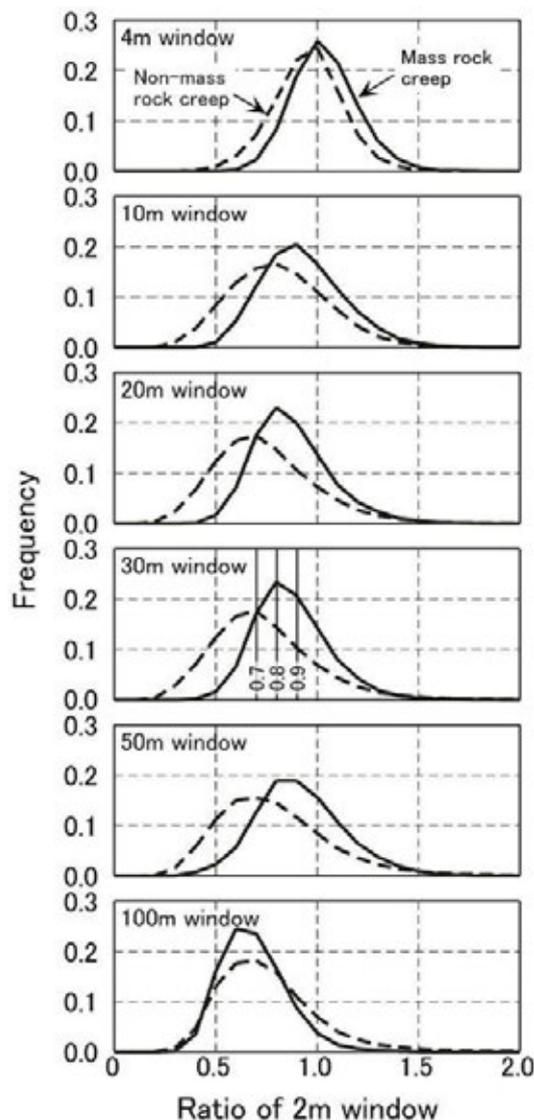


図 4 固有値比のヒストグラム

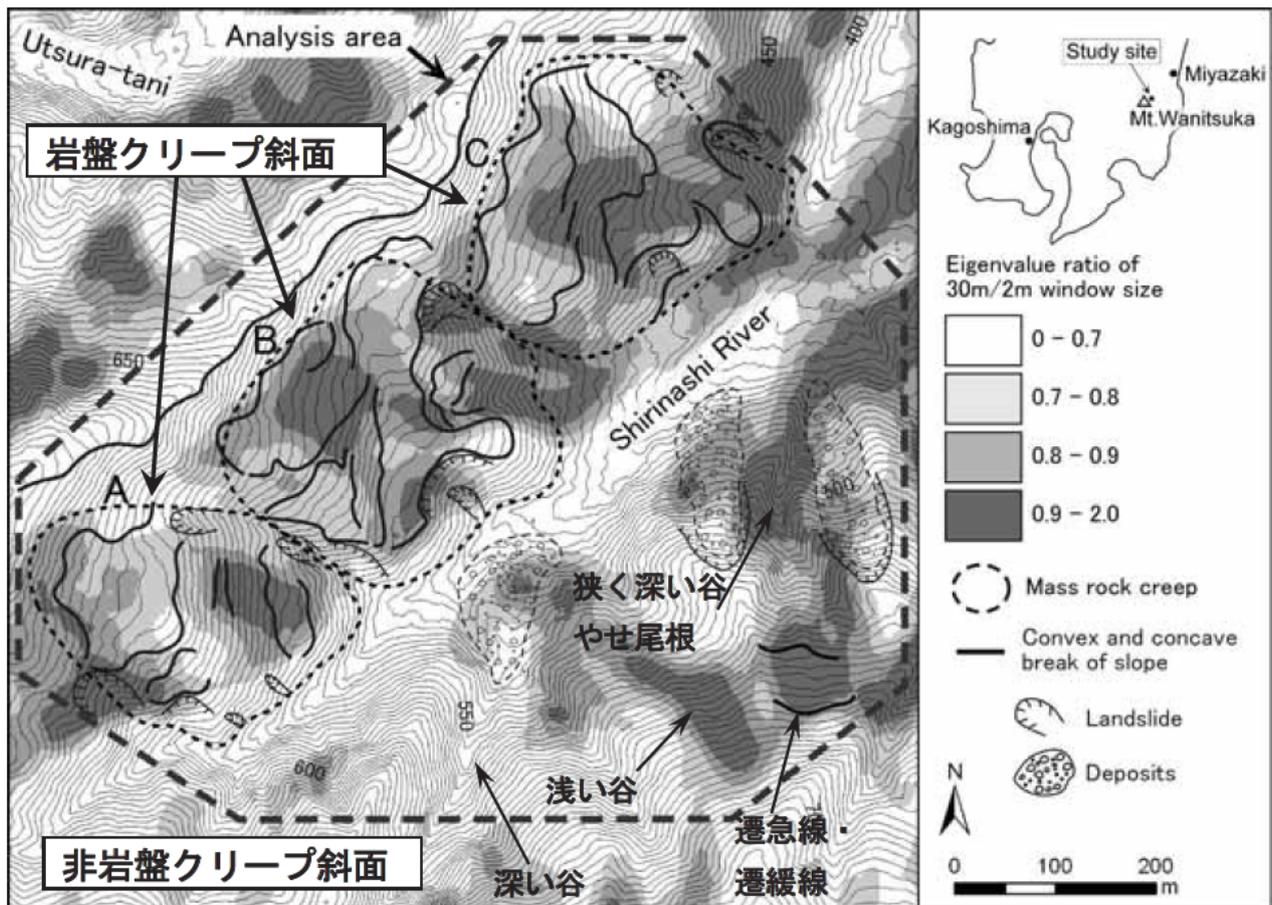


図5 ウィンドウサイズ 30m/2m 固有値比 (変化率) の分布

た。ここに記して感謝申し上げます。

7. 所属：サンスイエンジニアリング株式会社

## 8. 参考文献

- 1) 田畑茂清・水山高久・井上公夫：天然ダムと災害，古今書院，205pp，2002.
- 2) 岩松 暉：1997年7月鹿児島県出水市針原川土石流災害，自然災害科学，Vol. 16，No. 2，p. 107-111，1997.
- 3) Chigira, M. and Kiho, K.: Deep-seated rockslide-avalanches preceded by mass rock creep of sedimentary rocks in the Akaishi Mountains, central Japan, Engineering Geology, Vol. 38, p. 221-230, 1994.
- 4) McKean, J. and Roering, J.J.: Landslide detection and surface morphology mapping with airborne laser altimetry, Geomorphology, Vol. 57, p. 331-351, 2004
- 5) 笠井美青・池田 学・藤澤和範・松田昌之・鈴木雄介：航空レーザー測量データから作成された DEM の解析に基づく地すべり地形発達プロセスの推定，日本地すべり学会誌，Vol. 45，No. 2，p. 118-124，2008
- 6) 内田太郎・中野陽子・秋山浩一・田村圭司・笠井美青・鈴木隆司：レーザー測量データが表層崩壊発生斜面予測及び岩盤クリープ斜面抽出に及ぼす効果に関する検討，地形，Vol. 31，No. 4，p. 383-402，2010.
- 7) 横山 修・内田太郎・中野陽子・石塚忠範・笠井美青・鈴木隆司：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，砂防学会誌，64-4，p.13-24，2012
- 8) 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，256pp，2007.
- 9) 神原規也：岩盤クリープ斜面の地形的特性に関する1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.
- 10) Woodcock, N.H.: Specification of fabric shapes using an eigenvalue method, Geological Society of America Bulletin, Vol. 88, p. 1231-1236, 1977.

# 2011 年台風 12 号により紀伊半島で発生した天然ダムの形状及び湛水位変化

チーム名 火山・土石流チーム  
氏名 吉野 弘祐

## 1. まえがき

2011 年の台風 12 号により奈良県、和歌山県において大規模な天然ダムが複数発生した。そのうちいくつかの天然ダムは同出水中に越流侵食等により解消されたが、残りの 5 箇所については台風 12 号通過後も残存し、急激な越流侵食による下流への氾濫被害の危険性が残された。このような被害を事前に把握し、避難情報等をすみやかに住民に提供するためには、洪水氾濫による影響範囲を予測するとともに、越流開始までの時期についても予測する必要がある。前者についてはこれまでに検討<sup>1)</sup>がすすめられており、後者については、流出解析等により湛水池への流入流量を算出し湛水位変化を予測することが考えられる。

## 2. 研究目的

一般的に湛水池の水は天然ダム堤体内部に浸透するため、湛水池への流入流量の全てが湛水位の増加につながらないと考えられる。しかしながら、過去に水位観測が実施された天然ダムの事例では、無降雨時にも湛水位は上昇を続けていることが多く(図 1 上図)、浸透量は流入流量に対して小さいと考えられてきた。一方、台風 12 号により形成した天然ダムは、一箇所(栗平)を除きいずれも無降雨時には湛水位が低下傾向(図 1 下図)であり、流入流量に対して天然ダム形成土塊内部への浸透量が多いと考えられる。そのため、流出解析等により湛水位を予測する際には、天然ダム堤体内部への浸透量に留意しなければならないと考えられる。本検討では、湛水位予測手法に資するデータを得ることを目的としており、今回は特に湛水位変化の実態の把握を行った。

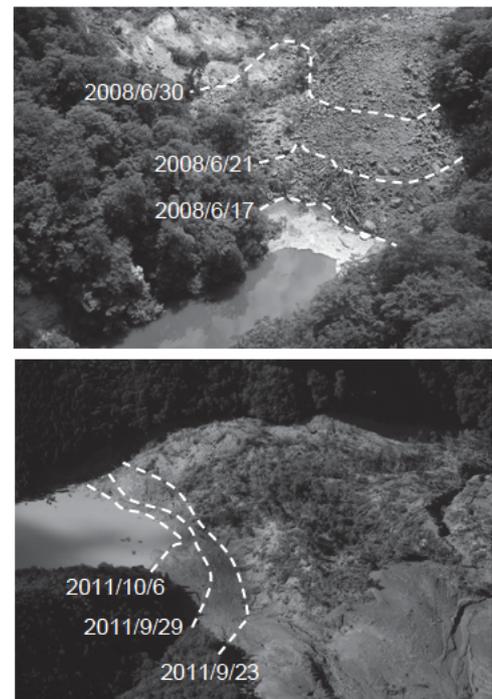


図 1 天然ダムの湛水位の変化

上図:湯浜(岩手・宮城内陸地震により形成した天然ダム), 下図:長殿

## 3. 研究方法

### 3.1 研究対象

図 2 に示す通り、台風 12 号により奈良県 4 箇所(赤谷, 長殿, 栗平, 北股), 和歌山県 1 箇所(熊野)に形成した天然ダムを検討対象とした。また、水位変化の比較として 2008 年岩手・宮城内陸地震により形成した湯浜, 湯ノ倉の天然ダムについても検討対象とした。

### 3.2 研究内容

各天然ダムに設置された投下型水位観測ブイから取得された水位データと降雨の関係を時系列に整理した。また、深淺測量により取得されたH-V曲線を用いて湛水量を算出し、湛水位と単位時間当たりの湛水量の変化との関係を調べた。単位時間当たりの湛水量の変化は、台風12号の事例では、6時間前の湛水量との差を1秒あたりに平均化して求め、岩手・宮城内陸地震の事例では、水位観測実施後については同様としたが、実施前については、空中写真から水位を判読し、2時期の湛水量の差を1秒あたりに平均化して求めた。なお、ポンプ等による排水は厳密な量を求めるのが困難であるため、使用した水位データは人工的な排水が行われる前までの期間とした。

さらに、赤谷に形成した天然ダムについては、約2週間後に発生した台風15号により越流し天然ダム堤体が侵食された。これにより、天然ダムの直下に多量の土砂が堆積し天然ダム全体の形状が大きく変化した。赤谷では自然越流前に人工的な排水は行われておらず、越流侵食前後により大きく地形が変化している。このようなケースにおいて、継続的に水位観測されている事例はこれまでに無く、地形変化と水位観測結果とを併せて考察した。



図2 検討対象

## 4. 研究結果

### 4.1 水位変化

降雨と湛水位の時系列変化の事例を図3に示す。9月中旬から下旬及び10月中旬の比較的大規模な降雨時には、湛水位も追隨して上昇し、降雨終了後まもなく湛水位は低下に転じている。本報告では長殿のみを図示したが、ほかの天然ダムについても同様であった。

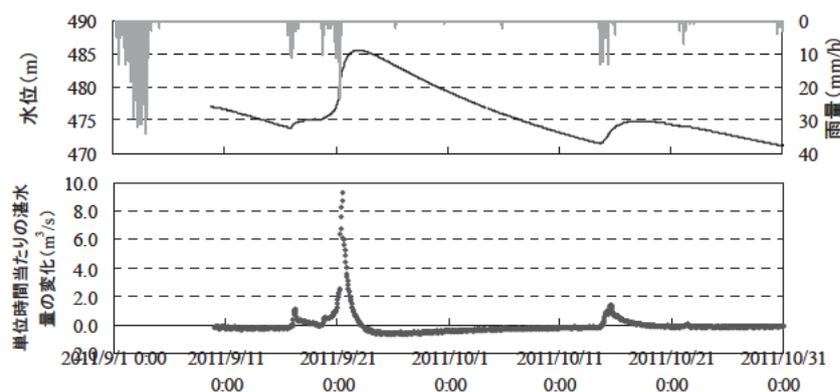


図3 天然ダムの水位変化及び単位時間当たりの  
湛水量の変化(長殿の例) 提供:国土交通省近畿地方整備局

また、各天然ダムにおける湛水位と、単位時間当たりの湛水量の変化を図4に整理した。ここでは降雨の影響を除くため、24時間無降雨(上記の大規模な降雨時は72時間無降雨)以降のデータのみを用いている。台風12号により形成した天然ダムのうち栗平については、全体的に縦軸の値が0よりも大きく、無降雨時においても湛水位は上昇傾向を示したが、それ以外では、縦軸が0よりも小さく無降雨時には湛水位は低下傾向を示した。また、北股については不明瞭であるが、それ以外ではいずれも湛水位が大きいほど単位時間当たりの湛水量の変化の値が小さく、浸透量が多いことが示された。一方、

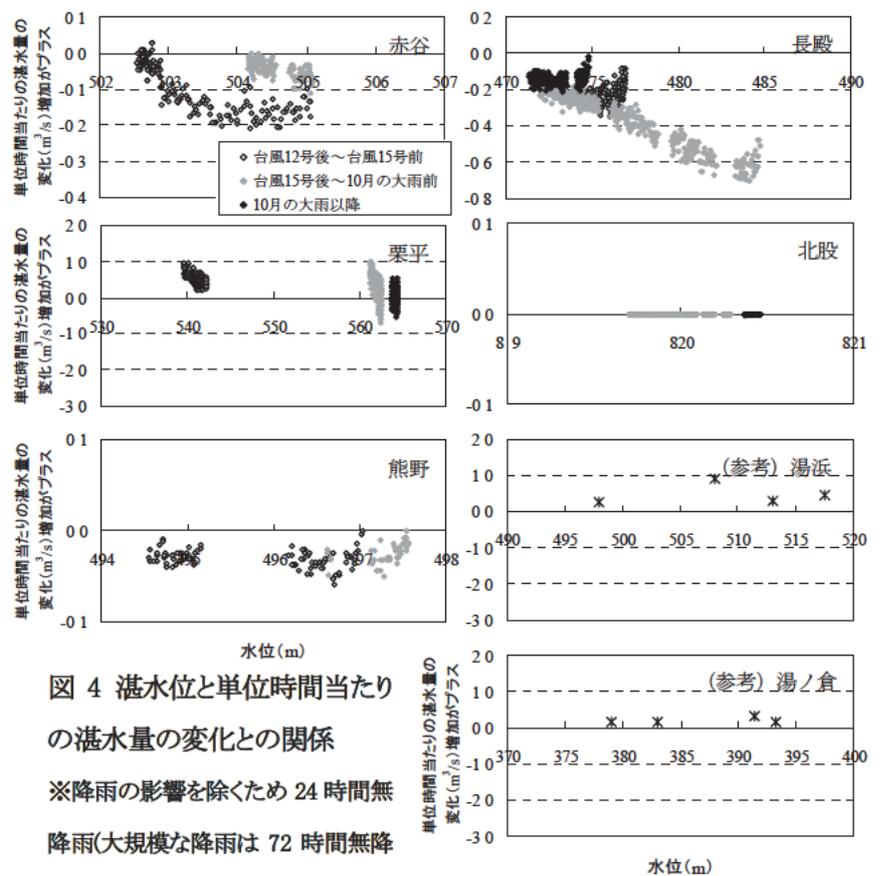


図4 湛水位と単位時間当たりの湛水量の変化との関係  
 ※降雨の影響を除くため24時間無降雨(大規模な降雨は72時間無降雨)以降のデータのみを用いている

岩手・宮城内陸地震により形成した2つの天然ダムは湛水位と湛水量の変化に明瞭な関係は見られなかった。

さらに、赤谷については台風15号前よりも台風15号後の方が湛水位に対する単位時間当たりの湛水量の変化の値は大きかった。すなわち、同じ水面標高の場合、台風15号後の方が湛水位の低下の進行が遅い傾向が示された。

#### 4.2 地形変化による影響

図5左図は、台風12号直後に撮影された赤谷の天然ダムであり、図5右図は台風15号後の状況である。台風15号前の河道における下流法勾配は、大きい所で17°程度の箇所もあるが、台風15号時に発生した越流侵食及び侵食された土砂の堆積により台風15号後は全体的に概ね一定の勾配(6°程度)となっていた。台風15号前(9月8日)には図5左図中の枠内の2箇所から多量の水が流出していたが、台風15号後にはその量は急激に減っていた。

#### 4.3 考察

以上の点から、同一の天然ダムであっても湛水位によっては天然ダムの浸透量に影響しているものと思われる。また天然ダムの形状についても天然ダム内部の透水性に何らかの影響を与えている可能性が示された。なお、赤谷では水位観測開始直後(約505m)は湛水位によらず湛水量はほぼ一定の割合で減少し、湛水位504mを下回ると湛水位が小さくなるほど単位時間当たりの湛水量の変化の値も小さくなっている。これは、水位観測直後には台風12号の影響で流入流量が多かった可能性もあり、今後流出解析などにより検証する必要がある。

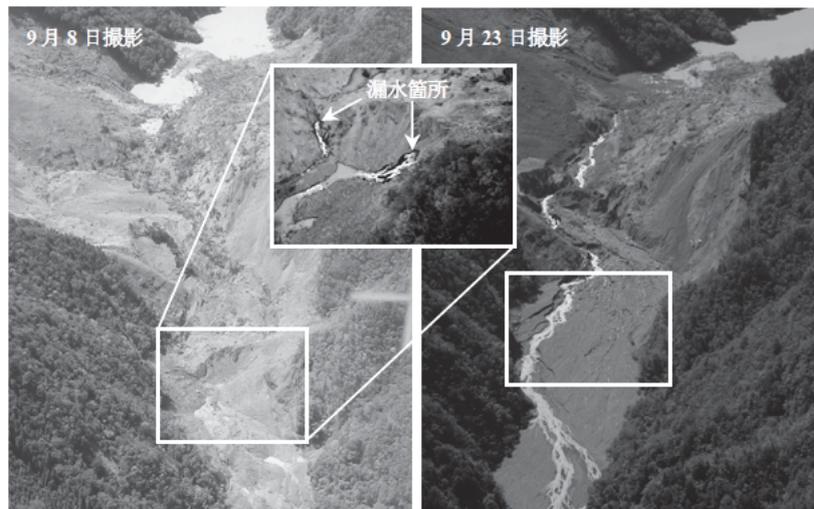


図5 赤谷の地形変化及び漏水状況

## 5. 結論

ここで得られたデータは、湛水位の予測手法の開発のための基礎データとして活用できると考えられ、今後浸透量の予測手法を確立できれば、雨量及び水位データをリアルタイムに取得し、従来の流出解析手法と組み合わせることで、湛水位の予測がリアルタイムで実施できる可能性がある。しかしながら今回、水位観測と同時期に流量観測を実施していなかったため、現段階では天然ダム堤体の透水性について十分に考察ができていない。今後土質試験や、天然ダム堤体下流及び天然ダム湛水域上流端での流量観測を行い天然ダムの透水性についてさらに考察する必要がある。

## 6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、小山内土砂管理研究グループ長、石塚上席研究員、水野主任研究員、山越主任研究員、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、国土交通省国土技術政策総合研究所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。

また検討にあたり、国土交通省近畿地方整備局には各天然ダムのLP計測データ、H-V曲線データ、湛水位データ、雨量データを快く提供していただいた。ここに記して謝意を表します。

所 属 株式会社 プライムプラン

## <参考文献>

- 1) 内田ら：河道閉塞（天然ダム）及び火山の噴火を原因とする土石流による被害範囲を速やかに推定する手法，土木技術資料，53 - 7，pp. 18-23，2011

# 土石流へと発達した崩壊の土質特性

チーム名 火山・土石流チーム

氏名 梶 昭仁

## 1. まえがき

2011年は地震、豪雨、融雪を起因として大規模な斜面崩壊が多数発生した。9月の台風12号による豪雨では紀伊半島で多数の大規模な崩壊が発生した。様々な要因により、崩壊は流動化することで土石流となり、下流の広範囲に被害を及ぼす。一方で崩壊が流動化せずに斜面下部に留まり堆積することで河道閉塞し被害を発生させる場合もある。

崩壊の流動化について、水野ら(2011)<sup>1)</sup>はシラス地帯である鹿児島県船石川で2007年7月と2010年7月に2回発生した深層崩壊に起因する土石流の流下実態より報告している。報告では船石川で発生した土石流は流域面積が小さく水の量が少ない条件であるが、高い流動性を有したことが特徴であり、2010年の災害後に採取した土砂の土質試験結果と土石流の流下状況から、粒度の構成で細粒分の割合が高かったことが崩壊の流動特性に影響したと推測している。

また、山下ら(1992)<sup>2)</sup>は1990年7月に発生した熊本県一の宮災害を事例として調査を行い、土石流発生源の崩壊地の土質特性について、火山灰質粘性土の場合、未崩壊地の土に比べて崩壊地内の土の間隙比が大きい結果を得ており、間隙比が崩壊発生の一つの指標になり得ると報告している。笹原ら(2000)<sup>3)</sup>は1999年6月に広島市及び呉市で発生した表層崩壊の調査を行い、広島市の事例で間隙比が崩壊地内の土より崩壊地外の土の方が小さく、崩壊地内の土の方がゆるい状態であったが、呉市の事例ではこれらの関係は不明瞭であり、結果の一般性を検証するために同様の土の力学特性の検討を行う必要があると報告している。

## 2. 研究目的

本研究の研究目的は以下のとおりである。

①複数の崩壊地で土を採取し、その土質特性を整理、比較し、以下を検証する。

- ・ 粒度構成で細粒分の割合が多い場合、流動化しやすくなるかどうか
- ・ 空隙率が高い場合、水を多く含み流動化しやすくなるかどうか

②様々な要因のうち、土質特性(粒度構成、空隙率)から流動化しやすさの目安を検討する。

## 3. 研究方法

### 3.1 調査対象地区

表一1に調査対象地区の一覧表を示す。本調査では2011年に発生した主な土石流災害を対象として9地区の土砂サンプルを採取した。新潟県津南町、長野県栄村、奈良県五條市、奈良県十津川村、奈良県野迫川村、和歌山県田辺市、高知県北川村の8地区のサンプルは深層崩壊を起因とするもので、山形県庄内町のサン

ルは地すべりを起因とする土石流である。

なお、比較対象として、既往の研究データ<sup>1)</sup>からシラス地帯の船石川の土砂サンプルを含めた。

表一 検討対象地区の概要

地区	災害形態	発生要因	災害規模			備考
			幅(m)	斜面長(m)	流下長(m)	
新潟県津南町辰口	深層崩壊	2011年3月長野県北部地震	100	130	760	
長野県栄村北信	深層崩壊	2011年3月長野県北部地震	240	360	1,200	河道閉塞形成
山形県庄内町立谷沢	地すべり	融雪(2011年5月発生)	340	470	1,300	一時的に河道閉塞、上流湛水なし
高知県北川村平鍋	深層崩壊	2011年7月台風6号	120	290	1,500	土石流は平鍋ダム貯水湖に突入
奈良県五條市赤谷	深層崩壊	2011年9月台風12号	350	1,100	900	河道閉塞形成
奈良県十津川村長殿	深層崩壊	2011年9月台風12号	300	710	1,200	河道閉塞形成
奈良県十津川村栗平	深層崩壊	2011年9月台風12号	580	850	300	河道閉塞形成
奈良県野迫川村北股	深層崩壊	2011年9月台風12号	180	380	200	河道閉塞形成
和歌山県田辺市熊野	深層崩壊	2011年9月台風12号	390	660	1,500	河道閉塞形成
鹿児島県南大隅町船石川	深層崩壊	2010年10月豪雨	40	165	700	既往報告(水野ら、2011)

### 3.2 調査方法

各地区で土のサンプルを採取した位置は崩壊地斜面内の地山、崩壊残土、下流の堆積土砂の3地点とした。また、採取サンプルの状態は攪乱状態と不攪乱状態の2種類を採取した。攪乱状態のサンプルはスコップ等を用いて1~5kg程度を採取した。不攪乱状態のサンプルは採取場所の表土を5センチ程度剥いだ後、100mlステンレス円筒を用いて採取した。採取した攪乱、不攪乱状態のサンプルに土質試験を行い、攪乱サンプルからは粒度構成、不攪乱サンプルからは粒度構成、空隙率の2項目を計測した。

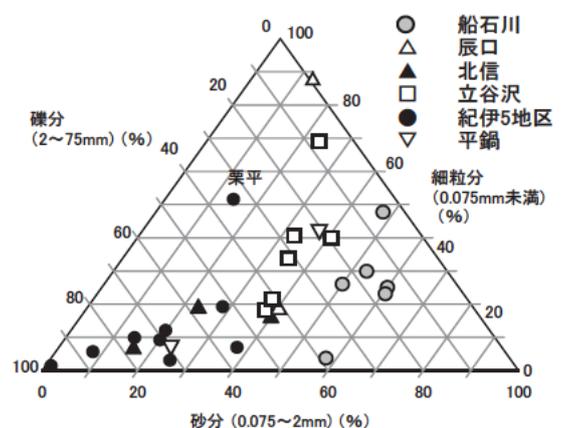


図一 検討対象地区位置図

## 4. 研究結果

### 4.1 粒度構成

図-2は粒度を細粒分(0.075mm未満)、砂分(0.075mm以上2mm未満)、礫分(2mm以上)で示したものである。舟石川の粒度構成の分布と比べて、立谷沢の粒度構成の分布は砂分が少なく、細粒分がやや多い範囲となった。河道閉塞を形成した北信、紀伊半島の5地区は栗平を除き、細粒分が20%より少なく、礫分の割合が多かった。栗平のサンプルは2次崩壊した崩壊地頂部の表層の崩落土を採取したため礫分が少なかったと推測する。既往研究<sup>1)</sup>より、粒度構成で細粒分の割合が多い場合、流動化しやすくなることが推測されており、今回のサンプルでも河道閉塞を形成せず、流動化した地区は細粒分、砂分が多く、河道閉塞を形成した地区は細粒分、砂分が少ない傾向であった。



図二 粒度構成

また、採取位置(地山、崩壊残土、堆積土砂)の違いによる分布の傾向は特に見られなかった。

## 4.2 空隙率

空隙率は土に含まれる土砂、水、空気のうち、水と空気が占める体積の割合である。土によって異なった数値となり、砂の場合で0.30~0.45程度で山地流域の一般的な数値としては0.4とすることが多い。<sup>4)</sup> 崩壊地における過去の研究事例では、シラス地帯で約0.6~0.7<sup>1)</sup>、熊本県の火山灰質粘性土で約0.7~0.8<sup>2)</sup>、広島県のまさ土で約0.45<sup>3)</sup>等の数値が報告されている。

本研究では、空隙率は採取した不攪乱サンプルの土質試験結果より乾燥試料質量と土粒子の密度を用いて100m<sup>3</sup>あたりの土粒子容積を算出し、空隙率を算定した。なお、土粒子の密度試験結果は約2.5~2.7の範囲であり、対象地点毎で特に傾向は見られなかった。

図-3に採取した地山の不攪乱サンプルの空隙率を示す。辰口で0.45、立谷沢で0.47、河道閉塞が発生した奈良県の北股で0.60、平鍋で0.35の値となり、今回採取したサンプルの中では北股が高い数値となった。

図-4に粒径加積曲線を示す。一般的に粒径が小さくなると空隙率が高くなるが、今回採取したサンプルでは平均粒径が0.1mm以下の辰口地区と約0.25mmの立谷沢で空隙率はほとんど変わらなかった。

紀伊半島で発生した河道閉塞5地区のうち、地山の不攪乱サンプルを今回採取したのは北股地区のみで他4地区の地山の空隙率が不明であること、北股の崩壊土量が他4地区より小さかったことの2点から明確には言えないが、他4地区に比べると北股の河道閉塞部下流側法勾配が緩勾配だったこと（北股14°、赤谷19°、長殿22°、栗平34°、熊野22°；資料<sup>5)</sup>中の縦断図より計測）は、空隙率が高く、水を多く含みやすかったことで、河道閉塞は発生しているものの崩壊の多くの部分が流動化したと推測する。一方、辰口、立谷沢、平鍋は北股に比べて空隙率が小さく、空隙率だけをみると北股と比べて流動化しにくいと想定されるが、大規模な河道閉塞を形成しておらず、大部分が流動化している。このことから、流動化しやすさは空隙率だけでなく、地質や地形特性等の他の影響も及んでいると推測する。

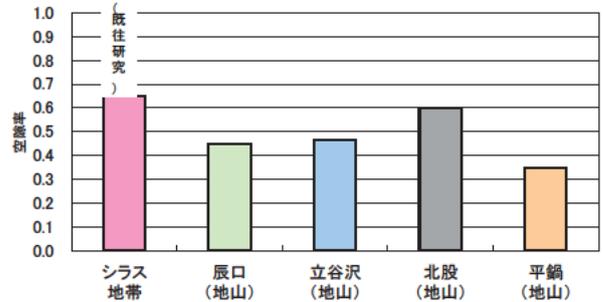


図-3 空隙率

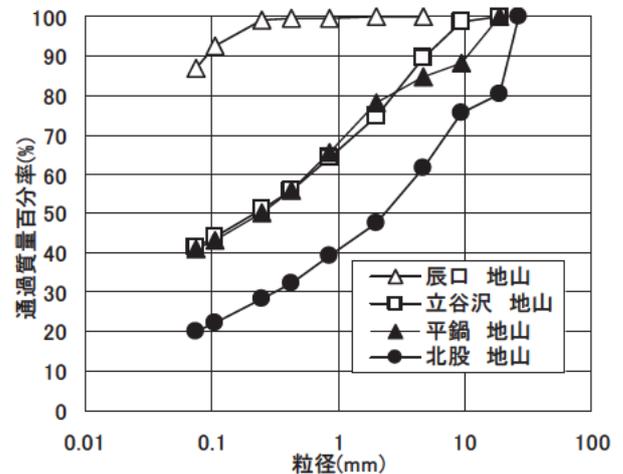


図-4 粒径加積曲線

表-2 空隙率、細粒分と流動化の関係

## 4.3 土質特性と流動化しやすさの関係

表-2は今回対象とした地区の空隙率、細粒分の割合の関係と地区の災害状況から流動化しやすさを整理したものである。空隙率は0.4、細粒分は20%を大小の区分の目安に、流動化しやすさは河道閉塞形成の有無とした。この結

	細粒分	
	少	多
高 空隙率	流動化しにくい ・北股 (河道閉塞形成)	流動化しやすい ・辰口 ・立谷沢 ・船石川
低	(今回対象地区では該当なし)	流動化しやすい ・平鍋

果、空隙率が高くとも細粒分の割合が少ない場合は河道閉塞が形成されており、流動化が抑制されることがあると推測する。

また、空隙率が低くとも細粒分が多い場合は流動化しやすいことがあると推測する。

## 5. 結論

様々な要因のうち、土質特性に着目して流動化しやすさの検討を行った。その結果、粒度構成で細粒分の割合が多い場合、流動化しやすくなるかどうかについては、細粒分の割合が多い場合、流動化しやすい結果であった。空隙率が高い場合、水を多く含み流動化しやすくなるかどうかについては、北股地区、立谷沢地区、辰口地区のように空隙率が高くとも、細粒分の割合が少ない場合は流動化しにくい結果であった。逆に、平鍋地区のように、空隙率が低くとも、細粒分の割合が多い場合は流動化しやすい結果であった。

ただし、今回の検討では以下との関係については考慮していない。

- ①斜面の崩壊方向、勾配等の地形特性
- ②地質、土の構成材料のうち礫～巨石の大粒径分の占める割合、含水比、浸透力等の土質特性
- ③崩壊発生の誘因
- ④崩壊の規模

また、今回は 1 地区での採取数が少なかった。土石流は流下形態により、層状構造となる場合があり、採取地点による土質特性の偏りを排除するために採取地点周辺で複数採取する必要があった。

このため、今後は土質特性のデータを蓄積していきながら、今回考慮しなかった要素と崩壊の流動化しやすさとの関係を検討していく必要がある。

## 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、土砂サンプル等の取得にあたり、国土交通省東北地方整備局新庄河川事務所、国土交通省近畿地方整備局、国土交通省四国地方整備局四国山地砂防事務所、高知県防災砂防課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) 水野秀明、小山内信智、「2010年7月鹿児島県船石川土石流災害の流化実態」、土木技術資料、Vol. 53-7、2011
- 2) 山下祐一、石川芳治、草野慎一、「土石流発生源の崩壊地の土質特性」、新砂防、Vol. 44-5、1992
- 3) 笹原克夫、南哲行、「6.29 広島県呉土砂災害における山腹崩壊発生に関する土質力学的検討」、土木技術資料、Vol. 42-6、2000
- 4) 土木用語解説、土木技術資料、Vol. 53-7、2011
- 5) 国土交通省近畿地方整備局、「土砂災害防止法に基づく土砂災害緊急情報について(第2号)(2011/9/12)」

# 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

地すべり対策の抑止工として代表的な工法であるグラウンドアンカー（以下、「アンカー」という）は、地すべり移動体の滑動を止めることを目的として、斜面の健全化を図るために施工される。しかしながら、施工後も地すべりの滑動が継続する事例が散見され、そこではアンカーの機能が適切に発揮されているかが問題になる。

そこで、本研究では、地すべりの滑動とアンカーの残存緊張力との関係性に着目し、アンカー自体を巨大なセンサー群として活用することを考えた。すなわち、アンカーの残存緊張力の変動傾向から、アンカーが有効に機能しているか否かを判断し、斜面全体の健全性を評価するための手法について検討した。

## 2. 研究目的

地すべり対策のアンカーが施工された斜面について、施工後に計測した残存緊張力を用いて、斜面全体の健全性を評価するための手法を確立することを研究目的とした。

## 3. 研究方法

### 3.1 事例分析の概要

一般に、地すべり移動体の変位とアンカーの残存緊張力には相関があることが知られている<sup>1)</sup>。そこで、計測事例を収集して両者の関係性について検討を行った。なお、アンカーの残存緊張力は、直接的に計測することが難しく、通常はアンカー頭部に設置された荷重計の値で代替されることか

表 1 分析事例の現場概要

番号	現場名	対策後の地すべり運動	斜面種別	地質	荷重計 / アンカー
1	H地区	滑動無し	自然斜面	火砕流堆積物	5 ( 5 ) / 66
2	Y地区	滑動無し	切土法面	結晶変岩類	12 ( 21 ) / 440
3	N地区	滑動有り 停止	自然斜面	凝灰岩	12 ( 12 ) / 256
4	I地区	滑動有り	切土法面	泥岩	27 ( 27 ) / 517
5	M地区	滑動有り	切土法面	泥岩	25 ( 31 ) / 712
6	K地区	滑動有り	切土法面	泥岩	16 ( 21 ) / 908
7	Z地区	滑動有り	自然斜面	結晶変岩類	16 ( 23 ) / 417
8	D地区	滑動有り	自然斜面	結晶変岩類	8 ( 8 ) / 310
9	Tダム	滑動有り	ダム貯水池	粘板岩	17 ( 20 ) / 371
10	OダムM地区	滑動有り	ダム貯水池	粘板岩・輝緑凝灰岩	18 ( 24 ) / 560
11	OダムT地区	滑動有り	ダム貯水池	粘板岩・輝緑凝灰岩	5 ( 5 ) / 95

ら、本研究においては「荷重」を同等のものとして取り扱う。アンカー荷重の計測データを、経時的にグラフ化したものを荷重変動図、荷重計の配置を考慮して平面的な荷重の分布を調べたものを荷重分布図と称する。

分析に用いた事例は、表 1 に示す 11 事例である。それぞれ平面的な荷重分布が把握できるように荷重計が 5 箇所以上設置され、動態観測により地すべりの滑動状況が把握されている現場である。また、事例番号の 1~3 番は、アンカーの施工後に地すべりの滑動が停止した状態、4~11 番は施工後も地すべりが継続している状態である。これらの現場について、荷重変動図と荷重分布図にどのような差異が見られるかを分析した。

### 3.2 荷重の変動傾向

アンカー荷重が長期的に増加するのは、地すべりの滑動に伴う地盤の変位が主たる要因と考えられる。したがって、荷重変動図において、荷重の増加傾向が継続する場合には、地すべりの滑動も継続していると見なすことがで

きる。

この点を踏まえて、対象事例の荷重変動図を見ると、図1に示す3事例は変動傾向が特徴的である。H地区は、計測初期に地盤のクリープや鋼線のリラクゼーションなどが要因と考えられる荷重の減少が認められ、長期的には概ね一定の荷重で推移している。地すべりの滑動が停止した状態の典型的な例といえる。反対に、I地区は、荷重が全体的に増加する傾向が継続していることから、地すべり移動体の滑動も継続していると推察される。ほぼ全てのアンカーで荷重が増加しているのは、地すべり移動体が一体的に滑動し、アンカーの抑止力が不足した状態にあると判断される。

Z地区は、荷重が増加するアンカーと若干の減少はあるが安定しているアンカーに二分される。この理由の一つは、当初の設定と異なるすべり面で地すべりが滑動しており、実際の滑動範囲とアンカーの配置が合致していない可能性がある。なぜなら、仮に、当初設計で設定した通りの地すべりブロックが滑動すれば、そこに配置されたアンカーはI地区と同様に全体の荷重が増加すると考えられるからである。このように、上記3事例を比較すると、荷重計が示す長期的な傾向には明確な違いがあり、地すべり滑動との関係性を整理すると類型化が可能になると見込まれた。

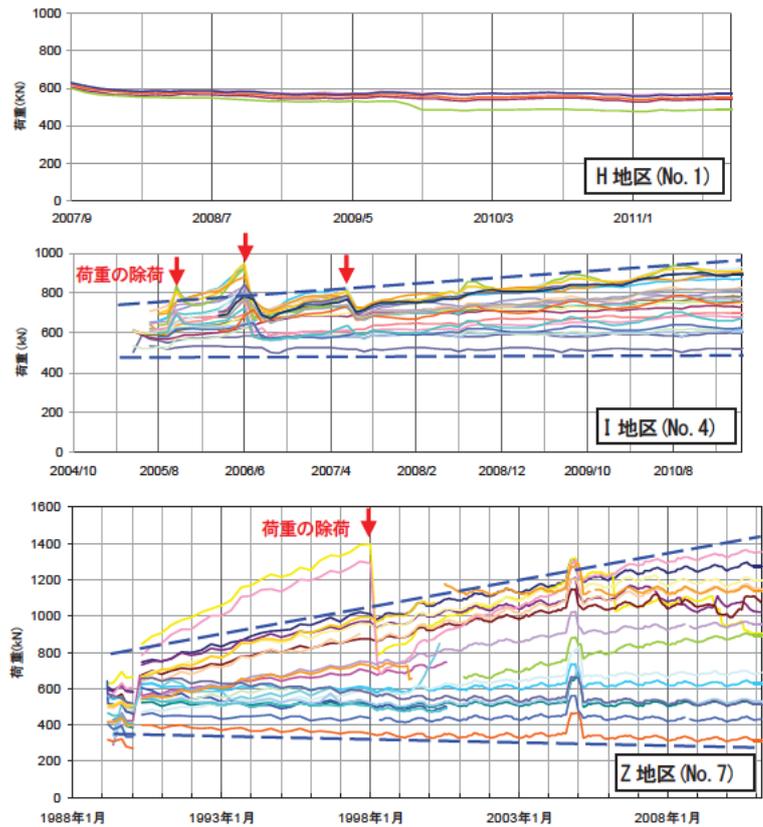


図1 荷重変動図 (H地区, I地区, Z地区)

## 4. 研究結果

### 4.1 荷重の変動速度

荷重変動図に見られる長期的な傾向を定量化し、現場毎の特徴を抽出できるか分析を行った。分析は、荷重計毎に変動速度  $a$  (kN/月) を算出し、全荷重計に占める変動速度  $a$  がマイナスを示す荷重計数の割合  $\alpha$  (%) を求めた (図2, 式1)。

$$a = \Delta P / \Delta T \quad \dots (式1)$$

$a$ : 変動速度 (kN/月),  $\Delta P$ : 分析期間中の荷重変動量 (kN),

$\Delta T$ : 分析期間中の月数

変動速度の分析結果を表2に示す。これを見ると、地すべりの滑動が停止しているN地区、Y地区、H地区については、割合  $\alpha$  が100%であり、全ての荷重計が減少傾向を示している。また、後述する地すべり機構解析に基づく、地すべりブロックの設定は概ね妥当であるがアンカーの抑止力が不足していると考えられるI地区、M地区、

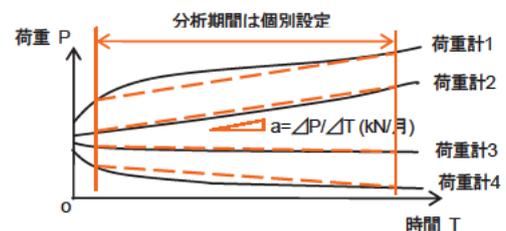


図2 荷重の変動速度分析の模式図

K 地区については割合  $\alpha$  が 0.0~7.4%と低くなっている。

#### 4.2 荷重の平面的分布

次に、各事例について荷重の平面的な分布を分析するために、荷重計毎に算出した変動速度  $a$  を用いて荷重等値線を表した。図 3 に I 地区、図 4 に Z 地区の荷重分布図を示す。I 地区は、地すべりブロックの移動方向が概ね主測線と並行でありアンカーの

打設方向と合致している。荷重等値線の傾斜方向を見ると、地すべりの移動方向に対して、変動速度が低い部分から高い部分へ遷移する方向も調和的である。また、地すべりブロック中央付近の変動速度が大きいことは、アンカー施工範囲が地すべり移動体の主要な滑動部分と整合していると言える。

Z 地区は、当初想定していた地すべりブロック (Z2-1(B)) とは異なる隣接ブロック (Z2-1(F)) の滑動が動態観測により確認されている。そのため、Z2-1(F)ブロックに含まれるアンカーの荷重が増加し、反対にそこから外れたアンカーについては減少している。このように、一部のアンカーに過度な荷重が偏って作用する状態は、アンカーの設計思想から外れることから、斜面の安定度を確保する観点からは健全とは言えない。

表 2 荷重の変動速度分析結果

地区名	分析期間		地すべりの滑動	アンカー設定の妥当性	割合 $\alpha$ (%)	平均速度 $a$ (kN/月)
	開始	終了				
N地区	2004/7/20	2004/11/9	停止	適切	100.0	-6.1
Y地区	2002/6/8	2006/6/8	停止	適切	100.0	-1.3
H地区	2007/12/14	2010/12/14	停止	適切	100.0	-1.0
0ダムM地区	2008/2/28	2009/10/31	有り	不明確	94.4	-3.1
D地区	2007/8/4	2010/8/23	有り	不適切	75.0	-1.0
Z地区	1990/5/1	1997/5/1	有り	不適切	37.5	1.8
Tダム	2005/10/31	2005/11/30	有り	不適切	29.4	58.9
I地区	2007/9/17	2010/9/17	有り	適切	7.4	2.2
M地区	2010/10/28	2011/2/28	有り	適切	5.9	46.8
K地区	2010/1/1	2010/5/29	有り	適切	0.0	35.5
0ダムT地区	2002/4/1	2010/3/5	有り	不明確	0.0	0.8

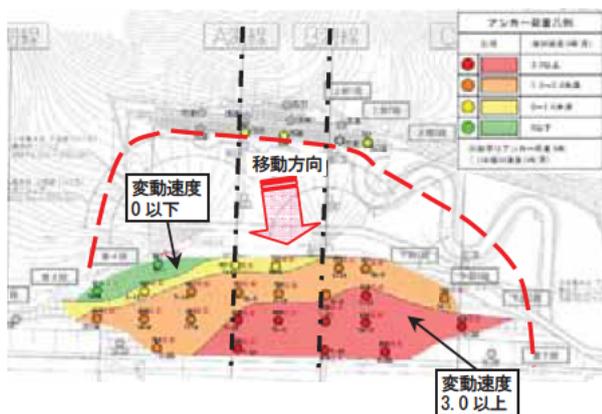


図3 I地区 荷重分布図

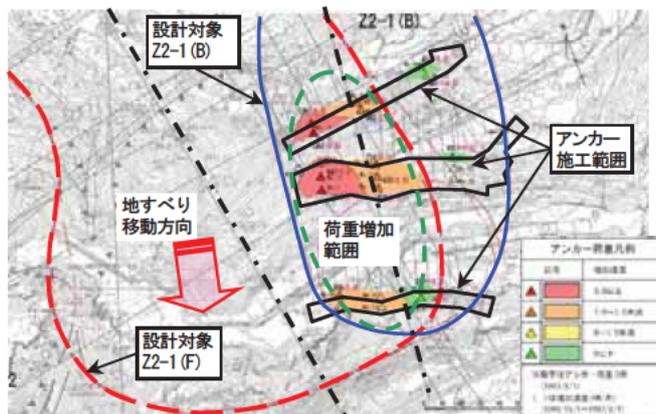


図4 Z地区 荷重分布図

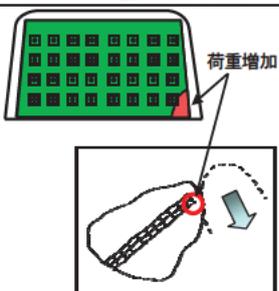
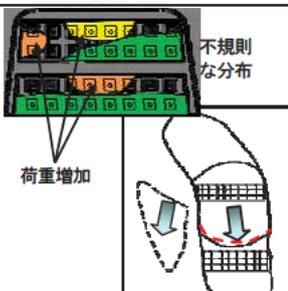
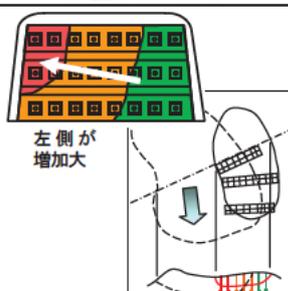
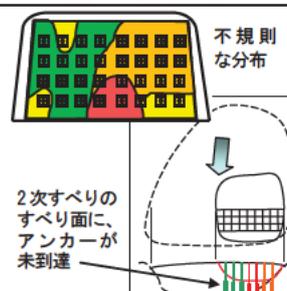
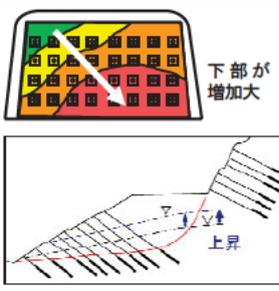
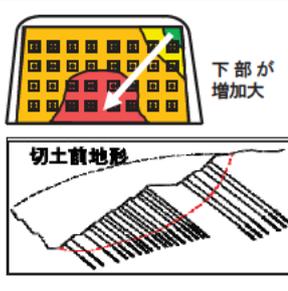
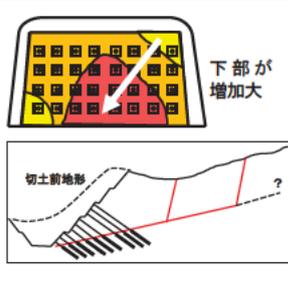
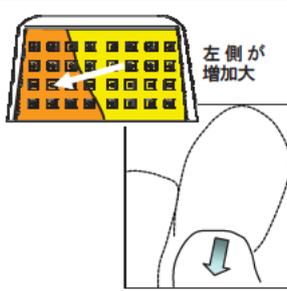
#### 4.3 総合分析

アンカー施工範囲の荷重分布図を、全 11 事例について模式的に示したものを表 3 に示す。また、地すべり機構との関係性が分かるように、現場毎の特徴についても併せて記載した。ただし、全ての荷重計が減少傾向で概ね一様な荷重分布を示す N 地区、Y 地区、H 地区については、特筆するものがないため省略した。

I 地区、M 地区、K 地区の 3 地区は、全体的に荷重が増加し、荷重等値線の区分が斜面の上下方向に変化している。一方、D 地区、Z 地区、T ダムは、荷重の平面分布に規則性が無いか、もしくは荷重等値線の区分が水平方向に変化している。荷重の分布傾向が、地すべりブロックの移動方向と調和するとすれば、両グループの対比で見られるのは、地すべりブロックの設定とアンカーの施工範囲との整合性を表現しているものと言える。なお、0 ダム T 地区は、荷重等値線の区分変化は水平方向であるが、隣接ブロックから斜面変動の影響を受けているか不明確である。

今回収集した事例の中で、最も健全性が低いと考えられたのはTダムであり、試験湛水時にアンカー施工範囲を大きく超える二次すべりが発生し、すべり面に到達していないアンカー（表3, 図の左側）は荷重が減少する現象が見られた。反対に、二次すべりのすべり面を貫いているアンカー（表3, 図の右側）は荷重が増加していた。

表3 総合分析の結果

0ダムM地区 ( $\alpha=94.4$ )	D地区 ( $\alpha=75.0$ )	Z地区 ( $\alpha=37.5$ )	Tダム ( $\alpha=29.4$ )
 <p>荷重増加</p>	 <p>不規則な分布 荷重増加</p>	 <p>左側が増加大</p>	 <p>不規則な分布 2次すべりのすべり面に、アンカーが未到達</p>
I地区 ( $\alpha=7.4$ )	M地区 ( $\alpha=5.9$ )	K地区 ( $\alpha=0.0$ )	0ダムT地区 ( $\alpha=0.0$ )
 <p>下部が増加大</p>	 <p>下部が増加大 切土前地形</p>	 <p>下部が増加大 切土前地形</p>	 <p>左側が増加大</p>

※荷重分布図（模式図）の矢印は荷重の増加方向を示す

## 5. 結論

アンカーで対策された斜面に対する健全性の評価手法について検討を行った。アンカーの機能は、工法の特徴から地すべりブロックに対して適切な配置とアンカー長が確保され、かつ地すべりの移動方向とアンカーの打設方向が一致することが必要である。したがって、地すべりブロックの規模や移動方向を見誤るとアンカーの機能が十分に発揮されないため斜面の健全性は低くなる。本研究においては、アンカーが適正に機能した健全な状態と、アンカーの抑止力が不足するか、もしくは本来対象としていない別ブロックの影響を受けている不健全な状態を区別することを試みた。荷重の変動傾向を類型化することで、斜面の健全性を評価できる可能性が見出された。

## 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士上席研究員、石田主任研究員、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の意を表します。

所属：日特建設株式会社

## <参考文献>

- 1) 藤澤和範ほか(2010)：地すべり土塊変位量とアンカー緊張力変動量の相関性に関する検討，第49回日本地すべり学会研究発表会公演集，p107-108

# 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

地すべりの機構解析や対策工の計画において、すべり面位置の特定は重要であり、ボーリング調査や機器による変位観測等の結果を基にして総合的に判断されている。

ボーリング調査では、採取されたボーリングコアの表面において色調、亀裂、風化状況、粘土層等が観察されている。地すべり地においては、土塊が強く破碎を受けていることや、すべり面粘土等の軟弱層が存在しているため、切れ目のない高品質なボーリングコアを採取することが難しかったが、近年は採取技術が向上し、すべり面や地すべり土塊でも高品質なコアが採取されるようになってきている。

一方、コアの観察は、従来からボーリングコア表面を見て破碎状況を記載するか、鏡肌や条線のコアを折ることで確認する手法がとられている。しかし、コア表面は曲面であり乱されていることもあることや、一度折ったコアはバラバラになってしまうことなどから、コアの品質にみあった情報を引き出せていないのではないかとと思われる。

## 2. 研究目的

本研究は、コアの高い品質を十分生かした新たな観察手法を提案し、すべり層の構造に基づくすべり面の判定方法を提示することを目的とする。

## 3. 研究方法

地すべりの変形構造を最も明瞭に現れるのは、地すべりの移動方向を含む断面であると考えられる。しかし、従来は、方向がわからずコア採取時に乱れやすいコアの表面を主に観察していた。また、地すべりのコアは脆弱であり、時間とともに劣化し詳細な観察が困難になる。これらのことから、本研究では、透明な樹脂でコアを固化させて加工する手法（以下、「樹脂固定法」と呼ぶ）により、地すべりの移動方向を含む断面をもつ標本作製し観察することとした。

### 3.1 樹脂固定法による標本の作製手順

樹脂固定法による標本には、研磨標本、切断標本、薄片の3種類がある。研磨標本は、微細な構造の詳細観察に適するが、研磨に時間を要し、特に膨潤性粘土鉱物が含まれる場合は、高度な技術を要する。一方、切断標本は迅速に作製することができ、切断標本に及ばないものの従来のコア表面の観察と比較すれば得られる情報量は多く、後日研磨標本作製することも可能である。薄片は、広範囲の記載には向かないが、微細なせん断構造や粒子の種類の同定等が可能である。

これらの標本の作製手順の概要を図-1のフロー図に示す。まず初めに、コア箱に収納されている状態でコアを十分に乾燥させ、表面（上面）に樹脂を浸透させ固化させる。上面が固化したらコア箱から取り出して回転させ、

下面にも樹脂を浸透させてコアの全周を樹脂浸透させる。樹脂が固化したら 20～25cm 以下の長さに切断し、切断面にも樹脂を浸透させる。固化したら地すべりの移動方向を含む鉛直面で極力乱さないように注意しながら岩石カッターでコアを切断する。ここまでの工程は、3種の標本で共通である。

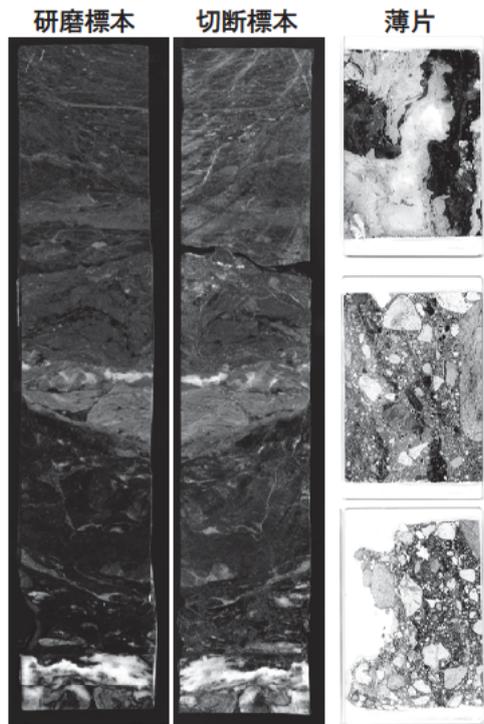


図-1 各標本のスキャン画像

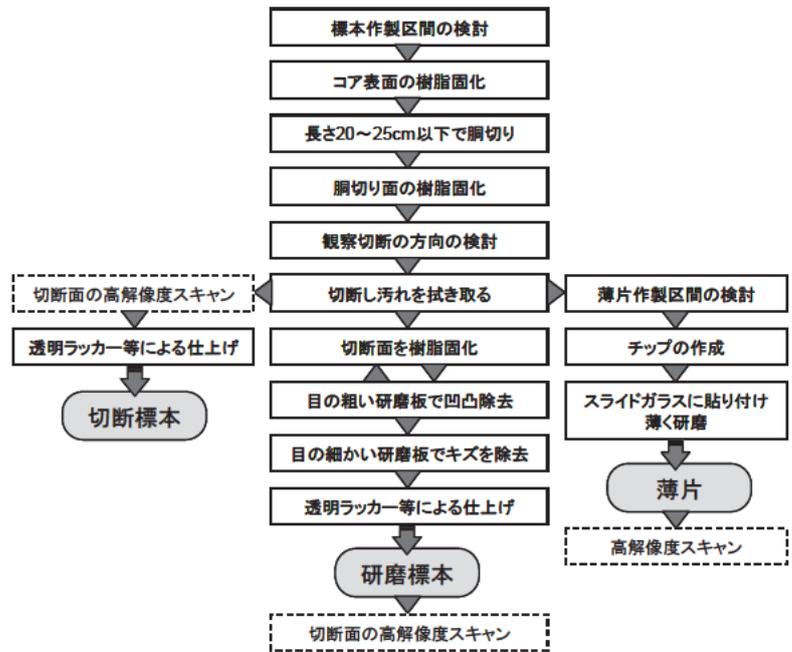


図-2 樹脂固定法による標本の作製フロー

研磨標本として仕上げる場合は、切断面が凹凸のない平滑面となるまで研磨作業を行う。切断面を樹脂で固化させた後、目の粗い研磨材で凹凸を除去する。研磨面に樹脂が浸透していない部分が露出すると、そこから崩れだすので、研磨作業を中断し露出部を乾燥させ樹脂で固化させてからあらためて研磨する。凹凸がなくなったら目の細かい研磨材で研磨して細かなキズを除去し、最後にラッカースプレー等で透明な樹脂を均等に吹付けて表面を保護し、高解像度スキャナで研磨面を撮像する。

切断標本として仕上げる場合は、切断後すぐに切断面をスキャンしてから乾燥させ、最後にラッカースプレー等で透明な樹脂を均等に吹付けて表面を保護する。

薄片を作製する場合は、切断面を観察して作製区間を決めたいうでチップを切り出し、スライドガラスに貼り付けて0.03mmの薄さまで研磨し、ガラスや樹脂で表面を保護する。

### 3.2 すべり面の観察事例の紹介

樹脂固定法による標本試料を用いた観察事例として、石川県南部の甚之助谷地すべりの中間尾根ブロック末端部で採取したコアのすべり面近傍の基盤の剪断構造の観察結果を紹介する。

#### 3.2.1 地形地質概説

対象地周辺は、御前峰(標高2,702m)を頂点とする急峻な山地で、V字型の深い溪谷が刻まれている。甚之助谷

はこのような溪谷の一つで、石川県手取川の最上流部、標高 1,400~2,000m に位置する全長約 2km、流域面積約 0.7km<sup>2</sup> の荒廃溪流である (図-3)。

甚之助谷地すべりにおいて最大の地すべり地形をなす中間尾根ブロックは、別当谷、甚之助谷に挟まれた幅約 300m、延長 1km 以上の尾根地形をなす。

基盤岩は砂岩および砂岩頁岩互層からなる白亜紀の手取層群で、層理面は南~南東傾斜である。

### 3.2.2 対象地の地表変位とすべり面形状

地表の GPS 観測では、図-4 に矢印で示すように、全ての観測地点で中間尾根ブロックの長軸方向にほぼ平行な水平変位が観測されている。一方、鉛直変位は多くの地点で沈下が観測されているが、甚之助谷の地すべり末端部では隆起が観測されている。

また、対象地周辺はボーリングや孔内傾斜計観測および地表踏査等の調査が多数実施されている。これらにより確認されたすべり面位置をもとに作成した 2 孔のボーリング孔付近の断面図を図-5 に示す。これらの断面図から AA' 断面においては BV-90 の位置でのすべり面の傾斜は順傾斜、BB' 断面においては BV-91 の位置では逆傾斜となることが推定された。

### 3.2.3 観察方法

観察の対象は、BV-90 および BV-91 のすべり面付近のコアで、直径はどちらも 69mm である。

これらについて、すべり面付近の構造を詳細に観察するため、コアの研磨片を作成した。コアの切断面は、地すべり変位による剪断構造が観察しやすいように、地すべりの移動方向を含む鉛直面とし、切断面を研磨して半円筒形の研磨片を観察用試料とした。また、すべり面周辺コアは脆くそのまま切断すると崩れてしまうため、透明樹脂で固化してから研磨片を作成した。

また、剪断構造等の記載は、切断面研磨面を高解像度スキャナに取り込み、その画像の上に破断面、礫、岩種を肉眼判定したものをトレースする方法とした。

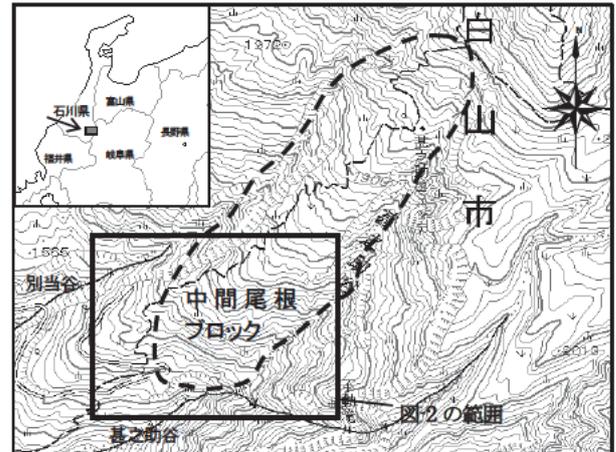


図-3 対象地の地形

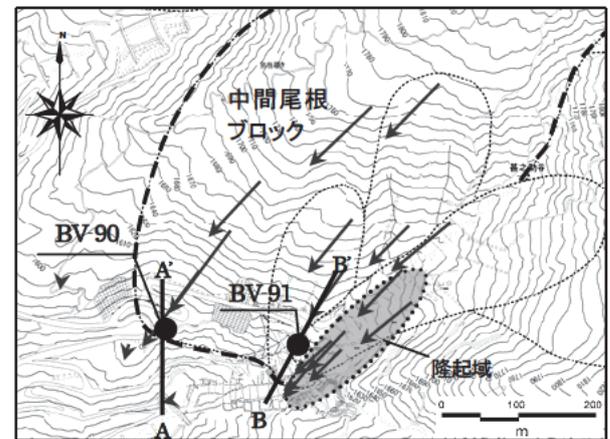


図-4 対象地の地すべり変位

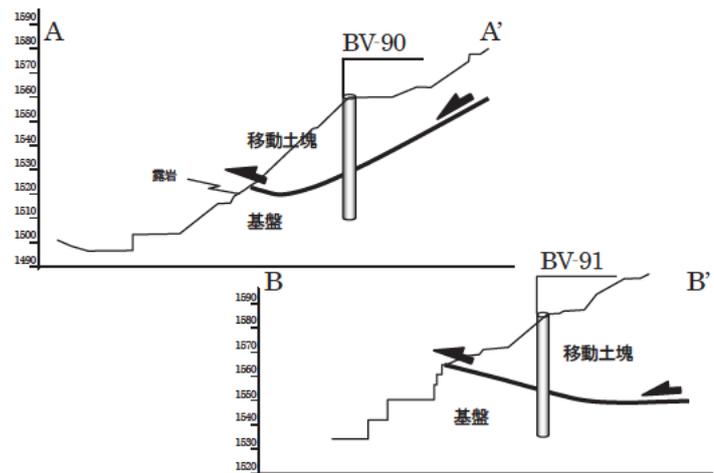


図-5 ボーリング孔付近の断面図

### 3.2.4 すべり面近傍の基盤の観察結果

BV-90 のコアの研磨片の観察結果を図-6 に、BV-91 は図-5 に示す。図中において太線は剪断面、細線は変位を伴わない (判定不能を含む) 割れ目を示す。どちらも地すべり土塊が右から左へ移動するように表示している。

図-4 に示す BV-90 では、主すべり面は礫混じり粘土状の移動体と基盤の境界と考えられ、傾斜約 25° で連続性が良い。基盤の細粒砂岩には、主すべり面とほぼ平行な厚さ約 8cm の粘土を伴った破碎帯が形成されている。この破碎帯には主すべり面と平行または低角度に斜交する剪断面がみられ、このうち主すべり面よりも右側 (山側) に傾斜した剪断面が最もよく発達している。

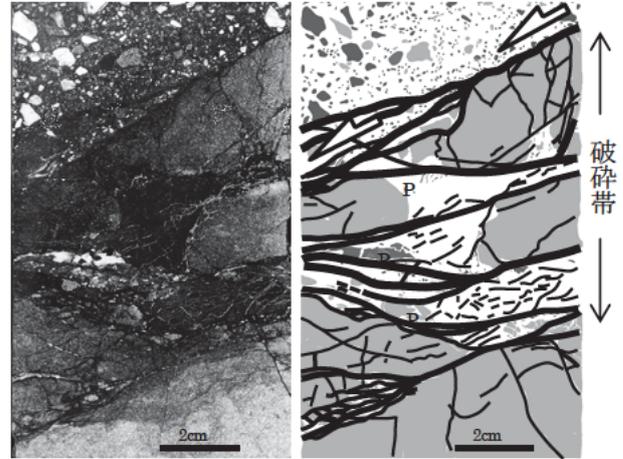


図-6 BV-90 のすべり面付近の観察結果

次に、図-7 に示す BV-91 では、主すべり面は礫混じり粘土状の移動体と基盤との境界と考えられ、連続性は良いが約 20° の逆傾斜であり、粘土を伴う破碎帯は形成されていない。基盤の砂岩泥岩互層には主すべり面に斜交した剪断面がみられ、葉理に沿うものや白色鉍物脈に沿うもの、やや左側 (谷側) に傾斜したものがある。これらは、葉理のずれから上盤側が左方へ変位していると判断され、左側 (谷側) へ傾斜した剪断面が最も大きなズレがみられる。

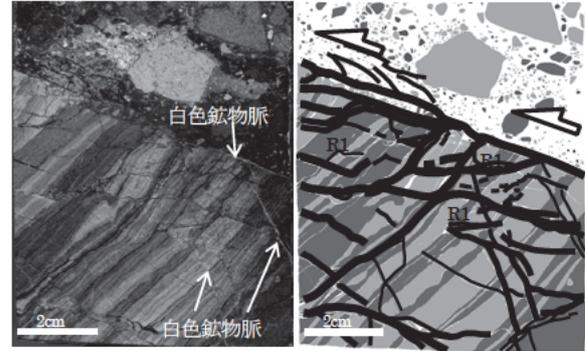


図-7 BV-91 のすべり面付近の観察結果

### 3.2.5 すべり面構造についての考察

図-6、7 で観察された剪断構造を断層の発達過程 3) として見ると、図-8 に示すように、主すべり面が順傾斜の BV-90 では P 面、逆傾斜の BV-91 では R1 面が最も発達している。

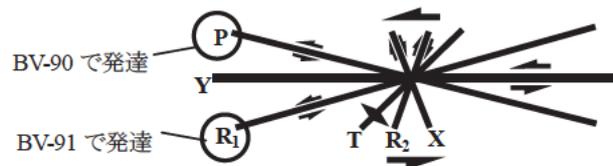


図-8 左横ずれ断層に伴う剪断構造の模式図<sup>3)</sup>を編集

断層発達過程においては、これらの剪断構造のう

ち横ずれ成分と多少の開口成分をもつ R1 面が最初に形成されるとされる 3)。このため、BV-91 の剪断構造は形成の比較的初期の段階であると推定され、破碎帯が薄いことと調和的である。一方、BV-90 は P 面が発達していることから破碎が進行していると考えられ、粘土を伴う破碎帯が比較的厚いことと調和的である。

## 4. すべり面の三次元構造と認定方法

### 4.1 観察対象と記載項目

観察対象とするボーリングコアは、中生代白亜紀の砂岩・泥岩・礫岩からなる手取層群を基盤とする石川県南部の甚之助谷地すべりの中間尾根ブロック末端部、三波川帯の結晶片岩を基盤とする群馬県の譲原地区および長

野県の入谷地区の地すべりの小ブロック頭部付近、新第三紀の泥岩・砂岩からなる島尻層群を基盤とする沖縄県南部の当間地区の地すべりの頭部拡大ブロックの頭部の計4か所から採取し、標本を作製して観察を行った。観察の結果は、多数の記載項目のうち、すべり面の特徴がよく現れていた以下に示す地質区分、細粒分率、円磨度、縞状構造の4項目について、深さ方向への変化を整理した。

- ・地質区分：土砂状部の構成物や岩盤の破碎状況の違いによるゾーニングを行う。
- ・細粒分率：図-9 に示す田中ほか(1966)の色指数図において、非着色部を粘土やシルトからなる細粒分とみなし、その比率の判定と深さ方向のゾーニングを行う。
- ・円磨度：図-10 に示す Krumbein(1941)の円磨度印象図による、肉眼で判定可能な大きさの礫の円磨度の判定と深さ方向のゾーニングを行う。
- ・縞状構造：堆積物または破碎により土砂化した区間において、礫の岩種・粒径・長軸の向き、色等で深さ方向にゾーニングした際に縞模様に見えるものを縞状構造し、明瞭さについて記載する。

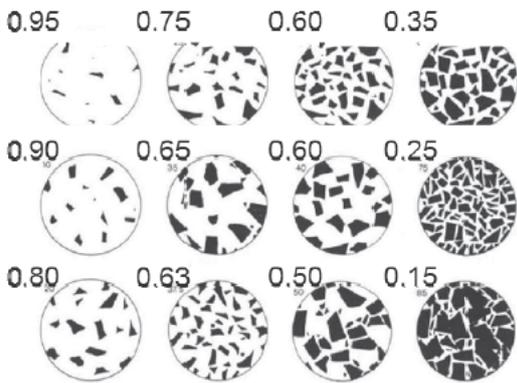


図-9 色指数図 (田中ほか(1966)<sup>1)</sup>に加筆)

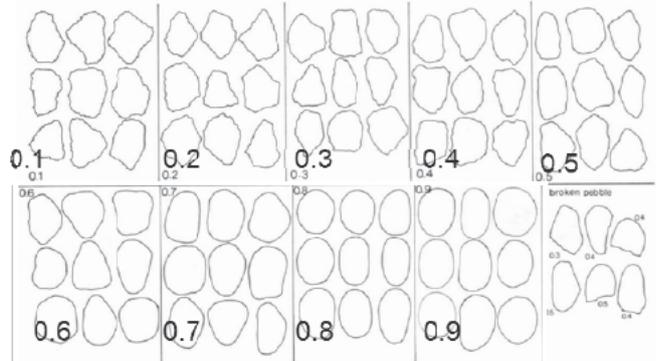


図-10 円磨度印象図 (Krumbein(1941)<sup>2)</sup>に加筆)

#### 4. 2 観察結果

観察対象とした4箇所地のすべり地区うち、研磨標本を作製した甚之助谷地すべりの観察結果を図-11 に示す。その他3地区の観察結果については、まとめのみを4.2において紹介する。

甚之助谷地すべりの中間尾根ブロックは、孔内傾斜計計測において、明瞭な地すべり変位が捉えられており、標本作製区間においては浅部から深部へ向かって変位量が大きくなり、深度31.0mから31.1mの区間が最も大きく、すべり面をなしている。

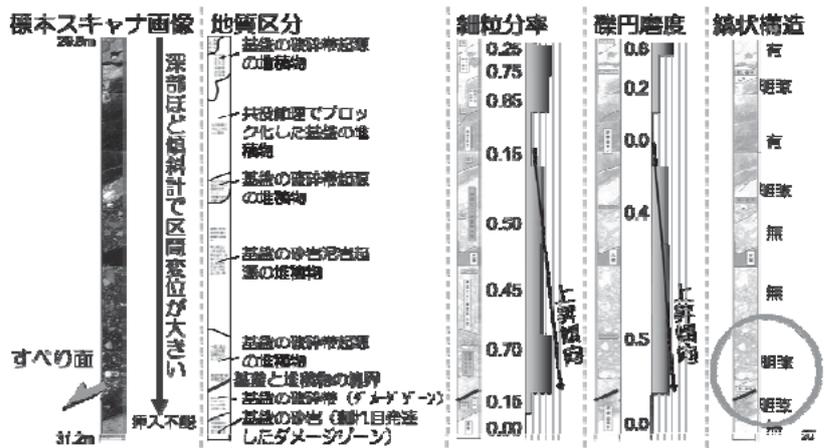


図-11 甚之助谷地すべりの研磨標本の観察結果

地質区分においてすべり面よりも浅い部分は土砂状をなす堆積物から構成され、すべり面直下の基盤は割れ目が発達しておりダメージゾーンを形成している。細粒分率と礫円磨度は、浅部で一部大きな値を示すものの、それよ

り深部はすべり面へ向かって上昇傾向を示す。縞状構造は、細粒分率と礫円磨度が高い部分が明瞭である。

研究対象とした4地区の地すべりの標本の観察結果を図-12に示す。細粒分率と円磨度は、4地区いずれも浅部からすべり面へ向かって上昇する傾向がみられる。また、すべり面の位置の縞状構造は、4地区のうち当

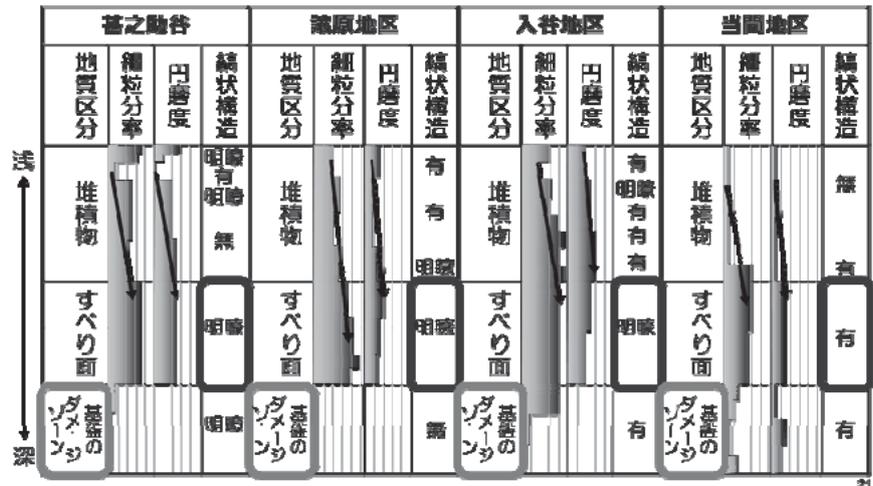


図-12 4地区の観察結果のまとめ

地区を除く3地区で明瞭となっている。地質区分では、4地区いずれもすべり面直下の基盤に割れ目の密集や破碎帯（ダメージゾーン）が形成されている。

## 5. 結論

樹脂固定法によるコアの標本を用いた観察手法は、従来のコア表面を主体にみる観察方法と比べて破砕物や変形に係わる情報をより多く得られることから、すべり面に対する理解がより深まると考えられる。また、すべり面の存在を伝えやすく長期間の保管も可能なことから、地域住民への説明、関係機関への説明等に活用できる副次的なメリットもある。

4地区の地すべりのすべり面付近の標本の観察から、浅部からすべり面へ向かって細粒分率と含まれる礫の円磨度が上昇し、縞状構造が明瞭となることが確認された。また、すべり面直下の基盤にはダメージゾーンが存在することが確認された。地すべりのコア観察においては、これらの特徴を踏まえて総合判定することで、すべり面の認定精度が向上すると考えられる。

今後は、多くのタイプの地すべりについて樹脂固定法による標本を用いたコアの観察や分析を行い、すべり面の特徴をより詳細に整理し、さらなるすべり面の認定精度向上が望まれる。

## 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) 田中・片田(1966) : カラーインデックス. 地調月報, 17, pp.300.
- 2) Krumbein, W. C. (1941) : Measurement and geological significance of shape and roundness of sedimentary particles. Journal of Sedimentary Petrology, 11, pp.64-72.

## 世界の地すべり災害特性と災害対応手法に関する研究

土砂管理研究グループ地すべりチーム

交流研究員 宇都 忠和

### 1. はじめに

世界各地で地震や豪雨に伴い大規模な地すべり災害が発生し、甚大な被害をもたらしている。昨年度（平成 22 年度）は、造山運動や気候特性と地すべり特性の関係に関するレビューを行った結果、大規模かつ急速に変動する地すべりは、アジア湿潤変動帯に多くが分布することが明確になると共に、その形状比は、幅が比較的大きい傾向が認められた<sup>1)</sup>。また、地すべり災害が集中し、かつ人口密度の増加等により社会的要請も大きいアジア湿潤変動帯の中から、山岳地域での居住人口の多いインドに焦点を当て、北西部のウッタラカンド州と北東部のシッキム州での地すべり現地調査を行い、予察を行った<sup>2)</sup>。それらの成果は報告書にとりまとめるとともに、検討を付け加え、第 50 回地すべり学会研究発表会において発表した<sup>1) 2)</sup>。

平成 23 年度は、上記の結果を受け、日本と地すべり特性が類似するシッキム州を中心とし、平成 24 年 3 月に新たに現地調査および検討を実施したので、その結果を報告する。

### 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、技術的な面での国際貢献や海外での企業活動において、積極的に活用する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の、日本の地すべり技術の応用と適応が求められる。

本研究では、上記の状況を踏まえ、世界の地すべり特性についてレビューを行うと共に、各国の地すべり対応の状況のうち、特に災害対応手法についてのとりまとめを行った。

### 3. 研究方法

#### 3. 1 調査対象となる地すべりサイト

シッキム州はインド北東部に位置し、ネパール・中国・ブータンに囲まれている。図-1 に、主な調査対象とした NH-31A 地すべりの位置図を示す。ヒマラヤ前縁帯と高ヒマラヤ帯の間の大規模な地質境界である Main Central

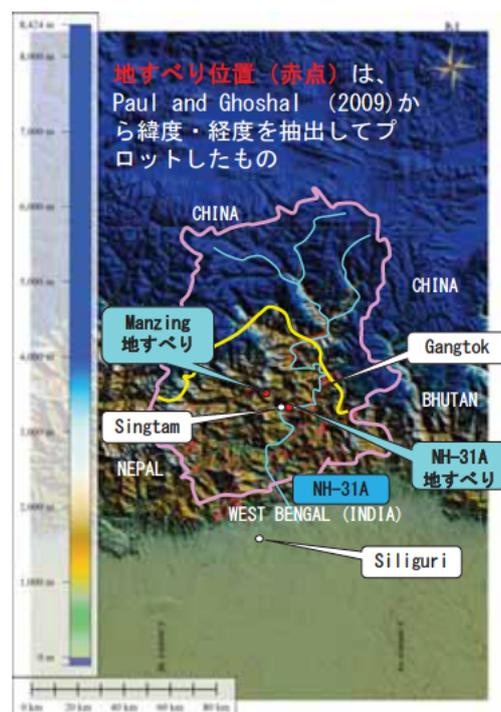


図-1 調査対象位置図。

基図は ASTER GDEM<sup>3)</sup> の 30m メッシュの数値標高データに基づき、文献<sup>2)</sup>に加筆。Sikkim 州における地すべりの分布と地質構造を併せて示す。Main Central Thrust (MCT) を黄線で、州境を桃線で示す。地すべりは、MCT より南の結晶片岩地域に多く分布する。

Thrust より南側は、結晶片岩(主に泥質岩起源)を主体とし、標高 1000m 前後~3000m の地域、北側は片麻岩を主体とし、標高 3000m を超える地域である。図-1 には、文献<sup>4)</sup>に基づき赤点で地すべり位置をプロットしているが、結晶片岩地域で多く判読される傾向が明瞭に読み取れる<sup>2)</sup>。また、地すべりの形状のうち、文献<sup>4)</sup>で明らかになっている地すべり幅と奥行の関係は、地すべりの定義の違いや、データの計測の仕方の違いによると思われるバラツキはあると推定されるものの、回帰直線は日本と概ね同等のものが得られている。

NH-31A は、州都のガントクと南側の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る(図-1)。このうち、Singtam の町から上流へ約 2km の地点の、現地での重要な施設である果物加工工場に面した地すべり斜面において、表層崩壊やクラックなど多くの変状が生じている。道路管理者である BRO (Border Road Organization) では、地すべり末端部での擁壁やふとん箆の設置を活発に行って対応すると共に、現地産の竹材を活用したネイリング(写真-1)など、新たな試みも行っているが、必ずしも地すべりへの本質的な効果とはなっていない。

上記の地すべり特性および社会的背景等と、平成 22 年度に現地調査やインド側との打合せを行った結果<sup>5) 6)</sup>を踏まえ、調査計画から対策の実施(implementation)までを一貫して実施できる研究フィールドとして、NH-31A の地すべりが適すると判断された。

### 3. 2 調査対象の特性

平成 22 年度に合同の現地調査を行った結果、表層崩壊に起因する土石流や、クラックによる家屋の損壊などの被害が生じており(写真-2)これらは 1 つの地すべり地内において関連して

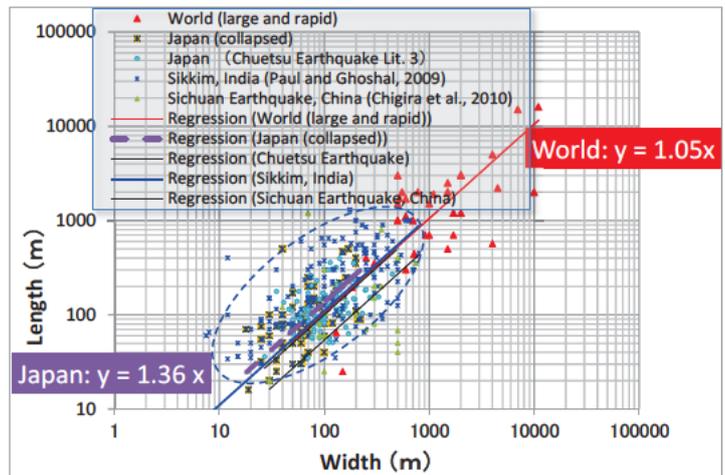


図-2 様々な地域の地すべり幅と奥行の関係。Sikkim 州の主な地すべりについては、文献<sup>4)</sup>に基づき青点でプロットしている。



写真-1 BRO による bioengineering 的手法の活用(竹材によるネイリング)。平成 24 年 3 月の日印合同調査時の状況。無降雨時であるが、斜面からは湧水が認められた。写真外の斜面上方にも顕著な変状が生じている。

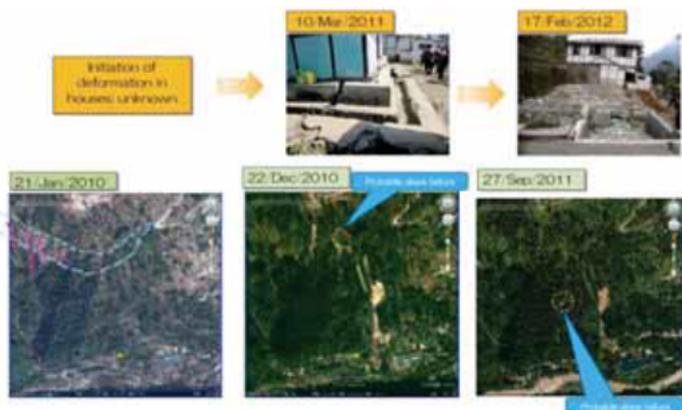


写真-2 現地踏査写真(上段)および Google Earth(下段)に見られる地すべり内外の変状発生の変遷

いるものと推定した<sup>2)</sup>。しかしながら、BR0 および州政府の側では、個別の変状に焦点が置かれており、地すべり全体としての概査（基本的な変状マッピングや、想定断面図の作成等）がなされていない状況であった。そこで、平成 22 年度においては、日本側からは、上記の基本的な情報の取得に加えて、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た<sup>2)</sup>。しかしながら、(独)土木研究所との国際研究協力上のカウンターパートである、インド国立災害管理研究所 (NIDM) の関与下においても、社会的状況等から入手できるリソースが限定される（例えば、日本では最もポピュラーでごく一般的に用いられる地盤伸縮計に相当する機器が、インド国内では入手・設置困難であるなど）ことが、平成 23 年度の活動を通じて次第に明らかとなってきた。上記のような、日本においてはベーシックな地すべり調査結果を、シッキム州政府が得るまでには、時間を要すると考えられた。

### 3. 3 調査方法

前項を踏まえ、地すべり予備調査・地すべり概査・地すべり精査のベーシックな手法を、現地状況に適応させる方法を検討した。

第一に、これまで紹介してきた日本の新しい観測・計測技術に加えて、例えば抜き板による観測のように、簡易に実施できる技術も積極的に紹介し(図-3)、研究協力サイトにおいても活用することとした。

ただし、インド側の研究者は、当然のことながら最新の技術を獲得したいと意欲も高く、日本の民間企業等との共同研究の成果である最新の計測・観測技術も含めて、幅広いバリエーションの技術を含んだ内容の紹介が行われた。

また、ベーシックな地すべり調査技術のうち、日本での地すべり予備調査ないしは概査段階で用いられるブロック区分や主測線設定等の活用概念については、積極的に日本側から提示することとした。

さらに、国境地帯にあることから安全保障面等の理由もあり、必要な精度の地形図等が容易に得られない状況にある中、限られた時間内で効率的な調査を実施することが求められる。日本の経済産業省とアメリカの NASA が作成している、人工衛星による全球 3 次元地形データ等の公表資料を積極的に紹介し、活用した。

また、現地調査時に GIS、ハンディ GPS・GPS 付カメラ等を現地調査に積極的に導入した。GIS 上に GPS トラックをプロットすることによって、現地でのインド側とのディスカッションに用いた。

## 4. 調査結果

### 4. 1 地すべり予備調査

現地でごく短時間で作成した、地すべり予備調査資料の一部を図-4 に示す。市販のハンディ GPS と、Web 上で公開されている全球 3 次元地形データを用いたものであり、それぞれのデータの精度は高いとは言えないものの、調査地のように基本データが容易に得られない地域において、迅速に現地踏査による予備調査を行う必要がある場合、

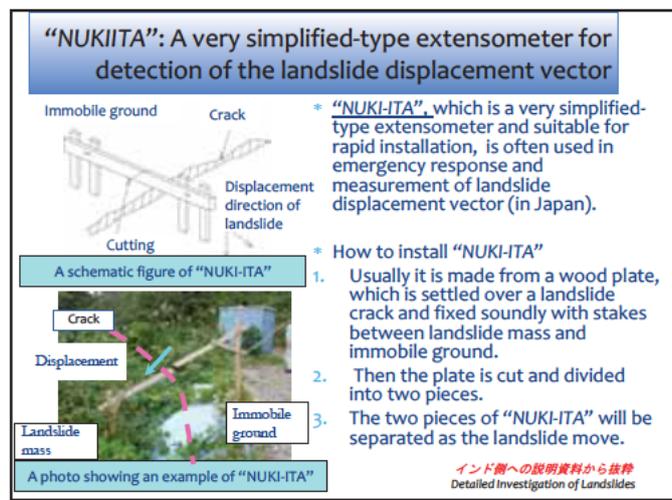


図-3 インド側への「抜き板」説明資料からの抜粋。

有効であることが確認できた。

#### 4. 2 地すべり概査

地形判読結果と、2回の日印の合同現地調査結果に基づき、概査段階でのブロック区分(案)を、下の表-1のように整理した。家屋やNH31-Aなど、保全対象への影響が大きく、優先度が高いブロック(A-1、A-2、B)と、その背後にあって地すべり地形は明瞭であるが、変状の分布から活動度が低いと考えられるC、D、Eの各ブロックに区分し、それぞれの地すべりブロックの特性を区分した。ただし、海外の大規模な地すべりが対象であり、短時間では十分な踏査が行えていないブロックが多い(表-1)ことから、今後はインド側の技術者

により、さらなる現地踏査と、抜き板やピン計測等の簡易計測が並行して行われる予定となっている。

また、次ページの図-5には、日本における地すべり予備調査の観点に沿って実施した現地踏査結果の取りまとめ例を示す。取り上げた例は、家屋に明瞭な地すべり性の変状が表れているA-2ブロックと、NH-31Aに面したのり面で、崩壊や段差等の変状が表れているBブロックである。

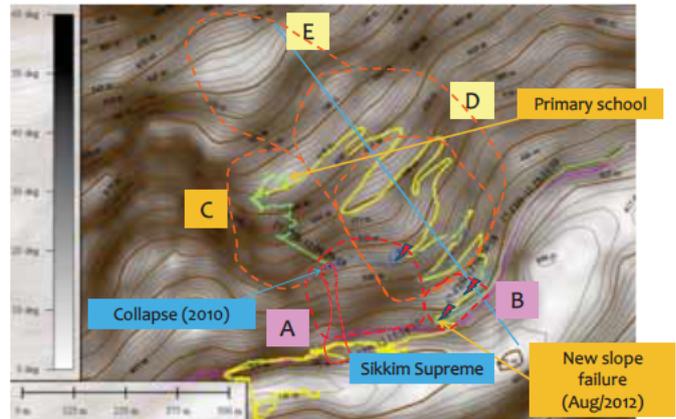


図-4 人工衛星による数値地形標高 (ASTER GDEM 30m メッシュ) や、GPSによる踏査トラックを活用した地すべり概査資料の作成例。平成23年度の現地調査期間中に、現地でのディスカッションに活用した。

表-1 平成23年度までの調査結果により作成した地すべりブロック区分(案)と各地すべりブロックの特性

地区	ブロック	地質地質調査の状況 (地すべりの種類・形態)	保全対象		想定される 災害形態	Measurement Investigation	対策	コメント
			ブロック内	ブロック外				
NH-31A, 2km upstream of Shigang	A-1	・幅 70m, 斜面長 230m 程度の、凹状地形を呈するブロック。 ・ブロック中では、2010年8月編年の崩壊が生じ、工事に土砂が流入した。同時期に複数の家屋崩壊が生じた模様。	Houses : 3 to 4 Water Pipeline	ブロック下 Fruit processing factory NH-31A : 70m River : 200m	崩壊背後への拡大崩壊 ブロック上部での表層崩壊 崩壊跡からの土石流	Rain gauge Extensometer and/or Nivita and/or cross measurement (recommended) Boring (recommended)	アンカー付収収計測または断面挿入付収収計測 排水路工 床面工なしの砂防堰堤	2010年8月崩壊後復旧に要費が膨大あり、拡大崩壊に注意が必要である。雨量と併せて変位計測監視が望ましい。 土石流の発生に対しては、持ち受け対策(床面工なしは砂防堰堤)が有効と考えられる。対策の必要性は高いブロックである。
	A-2	・幅 200m, 斜面長 230m 程度の地すべりブロックで、複数の小ブロックに分かれると想定される。 ・凹状地形を呈する	Houses : 7 to 10	ブロック下 NH-31A : 200m River : 200m	Deep seated landslide Shallow landslide in outcrops	Creek measurement C1, C2 Nivita N-1 to N-3 Extensometer S-1, S-2 IT ground tiltmeter (Japan side) GPS and/or moving stake Boring borehole inclinometer	傾斜ボーリング工 集水井工 排水路工	地すべり地形が明瞭で、民家等の変状も明確に認められる。 地すべりブロックは、複数の小ブロックに分かれて活動していると考えられるため、より詳細な調査により地すべりの現状を明らかにしていく必要が認められる。 対策の必要性は比較的高いブロックである。
	B	・幅 200m, 斜面長 180m 程度の凸状地形地形を示す地すべりブロックで、複数の小ブロックに分かれると想定される。 ・ブロック下では、変形跡水が見られ、複数箇所で見られる。BBOによって道路前面の保全対策が施工中。	Houses : 8 State road : 500m	ブロック下 River : 200m	Shallow landslide in outcrops Deep seated landslide	Elastic wave exploration and/or sounding and/or boring (recommended)	断面挿入工付振動計測工 or ふとん工 (舗装工の併用) 傾斜ボーリング工	湧水が豊富であり、地下水排水工が有効と考えられる。 対策の必要性は比較的高いブロックである。
	C	・幅 220m, 斜面長 320m 程度の凸状地形地形を示すブロック。 ・変状は比較的少ないと想定されるが、より詳細な地質調査が必要。	Primary school Houses : 8 State road : 400m Water Pipeline	ブロック下 NH-31A River : 100m	Deep seated landslide	Further detailed field research is needed	排水路工 (斜面下方のブロックへの地下水流入を防ぐため)	新しい変状の有無は明らかとなっていない。
	D	・幅 200m, 斜面長 320m 程度の、凸状地形地形を示す地すべりブロック。	Houses : 5-8 State road : 1200m	ブロック下 Houses : 8	Deep seated landslide	Further detailed field research is needed	(斜面下方のブロックへの地下水流入となっており、排水路工が考えられる)	新しい変状は比較的少ないと想定される。
	E	・幅 370m, 斜面長 240m 程度の、凸状地形地形を示す地すべりブロック。 ・地すべり地形は比較的明瞭である。	Houses : 16 State road : 1000m	ブロック下 Houses : 20	Deep seated landslide	Further detailed field research is needed	(斜面下方のブロックへの地下水流入となっており、排水路工が考えられる)	地すべり地形は比較的明瞭である。 (中長、短期観測が必要)

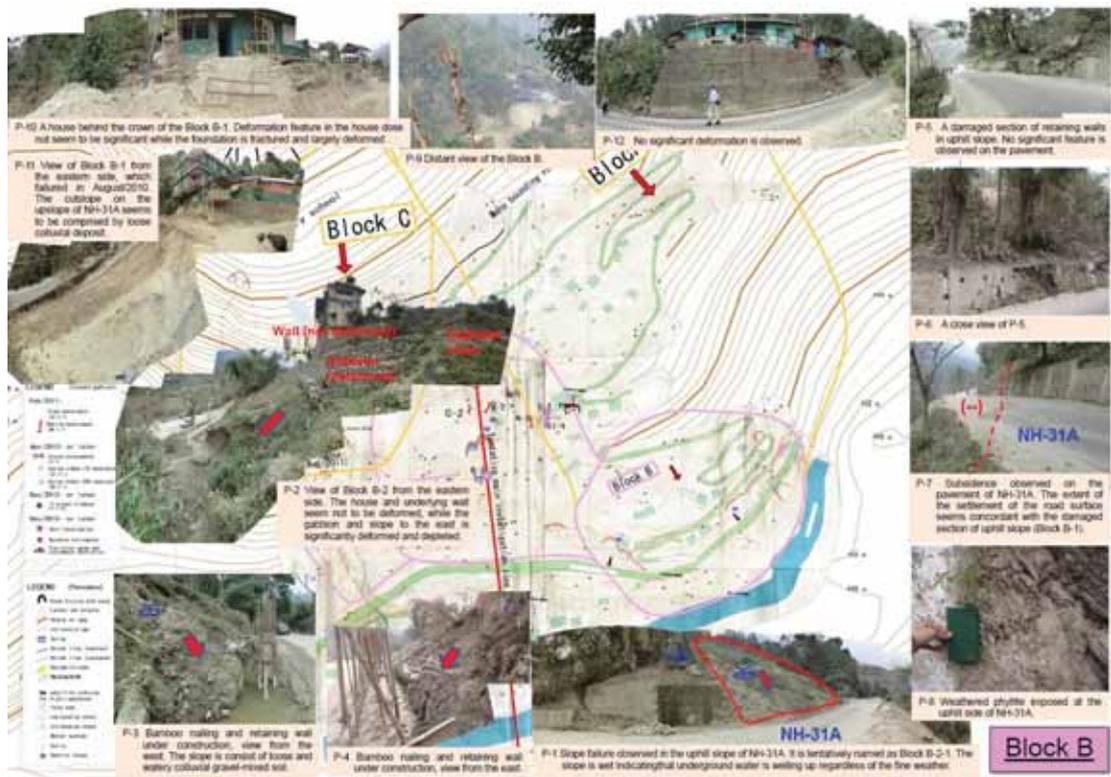
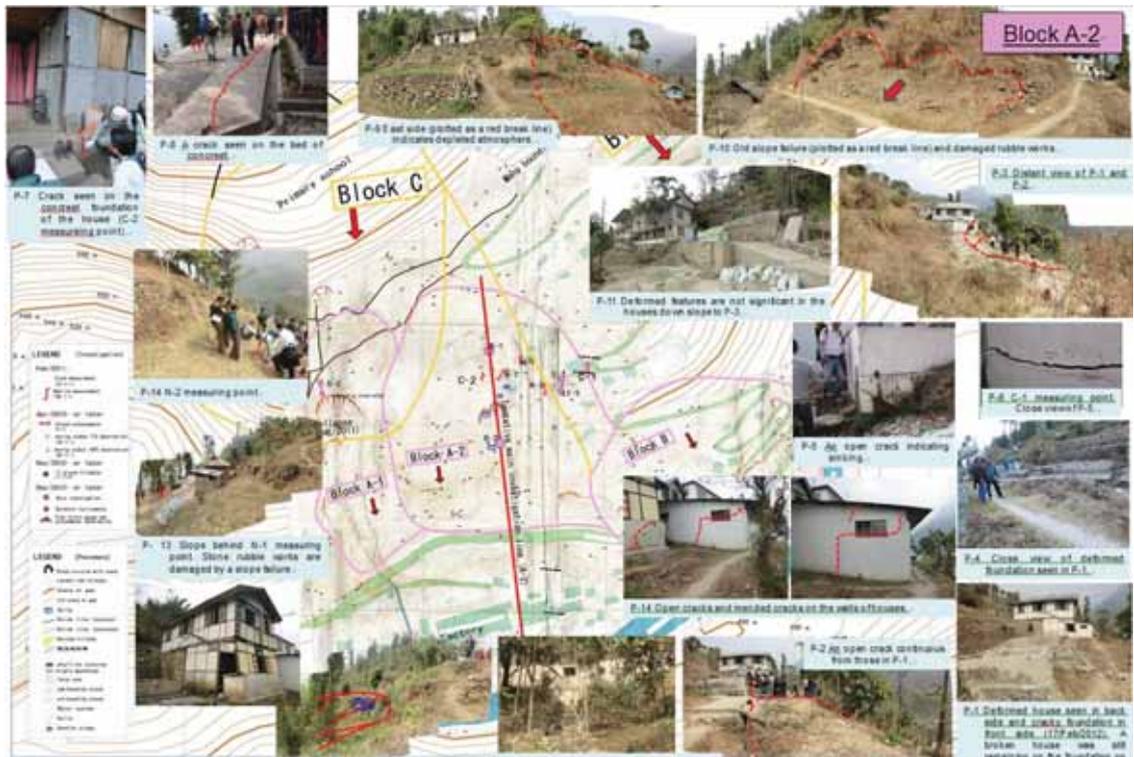


図-5 平成 24 年 3 月の日印現地調査時のデータから作成した地すべり踏査平面図の例。地形図は、シッキム州政府が作成した実測平面図をベースに、ASTER GDEM の 30m グリッド標高データによって周辺斜面の必要部分を補っている。上図： 家屋にクラック等の変状が生じているブロック (A-2) の例；下図： NH-31A に面して小規模な崩壊が複数生じているブロック (B) の例。

#### 4. 3 今後の課題

平成 22 年度・平成 23 年度の現地での日印の合同調査を通じ、上述したように、ベーシックな手法としての地すべり概査の概念の不足、基本となる地形図等のデータの入手の難しさ等が明らかになっており、平成 23 年度の現地調査では、これらへのいくつかの対処法を試み、いくつかの点では期待した成果が得られた。しかしながら、今後も研究協力の場を通じて、粘り強いコミュニケーションと、細かな工夫・イノベーションによって、インド側のニーズに即した成果を継続していくことが望ましいと考えられる。

さらには、これまでのワークショップ等を通じて、実際に現地で適用できる対策工メニューについては、現時点では日本と比較してもごく限られている状況が明らかになっている。この点はインド側も十分意識しており、ニーズが大きいと感じられた。今後、インドの現状に適した対策工法について、様々な工夫が必要となってくることが予想される。また、地すべりを含む斜面防災全般に携わる、調査・設計の民間も含めた人材の層の薄さも、現地では感じられた。こういった課題に対しては、現在の日印両国の状況からは即効性のある手だては容易には得られないことも考えられると感じたが、長いスパンでの視野に立った、地道な活動の必要性が感じられた。

#### 5. 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と考えられる。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。

#### 6. 謝 辞

本研究を行うにあたり、武士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る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。

##### <参考文献>

- 1) 宇都忠和, 杉本宏之, 石田孝司, 武士俊也 (2011): 世界の大規模かつ急速な地すべり事例収集について, 第 50 回 (平成 23 年度) 地すべり学会研究発表会.
- 2) 武士俊也, 石田孝司, 阿部大志, 宇都忠和 (2011): インド国シッキム州における国際研究協力による地すべり現地調査 (予察), 第 50 回 (平成 23 年度) 地すべり学会研究発表会.
- 3) ASTER GDEM is a product of METI and NASA.
- 4) Paul and Ghashal (2009): An Inventory of Major Landslides in Sikkim-Darjeeling Himalaya, Geological Survey of India Special Publication No.94.
- 5) 藤澤和範, 小原嬢子, 宇都忠和 (2010): 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 .
- 6) 水野正樹, 武士俊也, 石田孝司, 阿部大志, 宇都忠和 (2011): インド共和国内務省災害管理研究所(NIDM)とのワークショップ開催される. 土木技術資料, Vol.53 No.7 2011.7 .

所 属 株式会社 エイト日本技術開発

# 道路の崩落危険斜面における危機管理手法の研究

チーム名 地すべりチーム  
氏名 坂野 弘太郎

## 1. はじめに

日本の国土は大部分が山地であるため道路斜面が数多く存在する。このような斜面は、崩落の危険から道路利用者を守るための防災工事、利便性を向上させるための道路拡幅工事、崩落などの災害に対する災害復旧工事などが実施され安定化が図られている。施工ヤードが限られている等の条件のため、こういった工事の際は道路利用者の安全確保を目的として、多くの現場で仮設防護柵が設置されている。



図1.仮設防護柵被災事例

しかし、この仮設防護柵には幾つかの問題がある。一般的には大規模な斜面変動の前兆現象として、落石・小崩落が発生することがあるとされているが、仮設防護柵は構造上、前兆現象が発生したとしても道路利用者は仮設防護柵の裏側で発生したそれらの状況を確認することができない。また、仮設防護柵はあくまでも「仮設」であることや任意仮設として発注される場合もあることから、設置する斜面の状況を考慮せず発注機関の標準図を適用していることも多い。そのため、仮設防護柵で対応不可能な規模の災害が発生した場合、結果として大規模な斜面変動の発生により道路利用者が仮設防護柵もろとも被災するといった事例も報告されている。(図1)

そこで本研究は、前兆現象と考えられる落石・小崩落の発生を基にその後の大規模斜面崩落の発生を予測することで被災者を無くすことを目標に、まずは落石・崩落の発生頻度を精度よく観測するシステム(以下、崩落検知システム(図2)と呼ぶ)の開発を実施し、土木研究所構内の基礎実験では落石の衝突により仮設防護柵が発する振動がどのようなものか等の基礎データを収集しており、また、実際に設置されている仮設防護柵を利用した現地基礎実験では、構内基礎実験結果との比較を行うと共に、交通などの周辺環境による影響についても調査を行ってきた。(図3)



図2.開発した加速度型崩落検知システム



図3.システム開発のフロー

## 2. 実験目的

崩落検知システムの現地適用性を確認することを目的に、現地にて約4カ月間の観測を実施した。

### 3. 検証実験

実験は場所の選定を行った後に仮設防護柵の設置を行い、予備実験、本実験の2種類を実施した。

#### 3.1 実験場所

実験場所は実験期間中にある程度の落石・崩落の発生が期待でき、かつ大規模な斜面崩落が発生した際には第三者に被害が及ばない場所として、栃木県日光市足尾町内の南西向き斜面を選定した。(図4)



図4.位置図

#### 3.2 仮設防護柵の設置

過年度に実施したアンケート結果により、最も設置事例の多い形状を採用した。(写真1、図5)



写真1.仮設防護柵設置状況

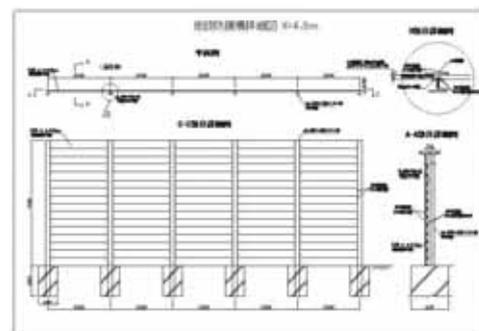


図5.仮設防護柵詳細

#### 3.3 予備実験

予備実験は、本実験で使用する仮設防護柵を用いて、衝撃の加わる部材・部位の違い、衝撃エネルギーの大きさの違い等による仮設防護柵の振動特性を事前に把握すること、および本実験にて使用するセンサーしきい値(検知する全ての振動の中から落石・小崩落が原因と考えられる振動をフィルタリングにより抽出するための周波数や振幅)を決定することを目的として、図6に示す装置で実施した。以下、実験結果をまとめる。

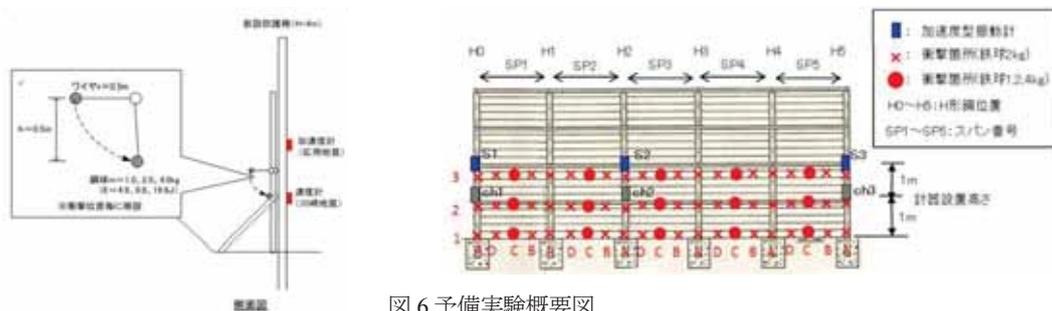


図6.予備実験概要図

(周波数について)

図7は衝撃を与える部材(縦材・横材)を変えながら3箇所センサーで周波数を観測した結果である。衝撃を与える部材に関わらず、加速度応答レベルのピークは概ね180Hz~500Hzで現れている。その他、①鉄球質量(衝撃エネルギー)の違い、②衝撃位置(水平方向・鉛直方向)の違い、③衝撃を与えるスパンの違い、④衝撃を与える部位(横材の凹凸)の違いについても実験を行ったが同様の結果が得られたことから、本実験では180~

500Hz の周波数帯でフィルタリングを実施することとした。

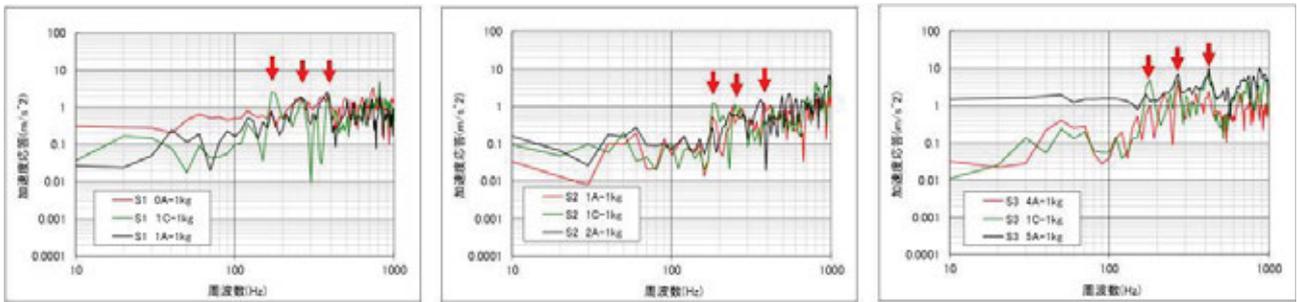


図7.衝撃を与える部材を変えた時の加速度応答の状況

(振幅について)

図8は鉄球質量と衝撃を与える位置を変化させながら衝撃を与え、3箇所のセンサーで加速度最大振幅を測定した結果である。衝撃位置が測定位置から離れ、鉄球質量が小さくなるほど最大振幅は小さくなる傾向が見られる。また、測定位置から3スパン離れると、鉄球質量や衝撃高さによる最大振幅の差は殆ど見られないことがわかった。

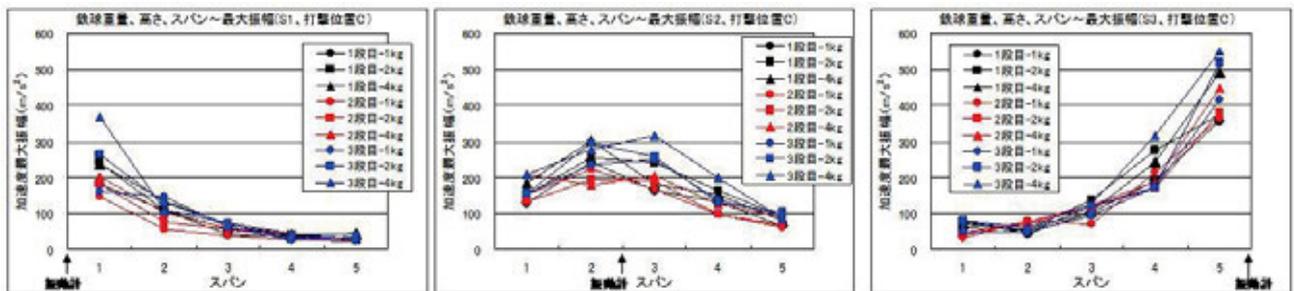


図8.加速度最大振幅の距離減衰状況

### 3.4 本実験

本実験は予備実験の結果に基づいたセンサーしきい値を設定し、約4カ月間現場での適用性（耐久性や信頼性）の確認を行った。センサーに使用されている振動計とは別に、検証用として振動波形を記録することができる振動計と監視カメラシステムを設置した。

観測の結果、図9の通り期間中の検知回数が6000回を超えた。振動波形及び動画による映像と音声を用いて検証を行ったところ、この検知回数の中には仮設防護柵周辺での法面対策工事の建設機械の振動及び雨だれ等のノイズについても検知していることが分かった。

観測結果の中から落石以外（ノイズ）を検

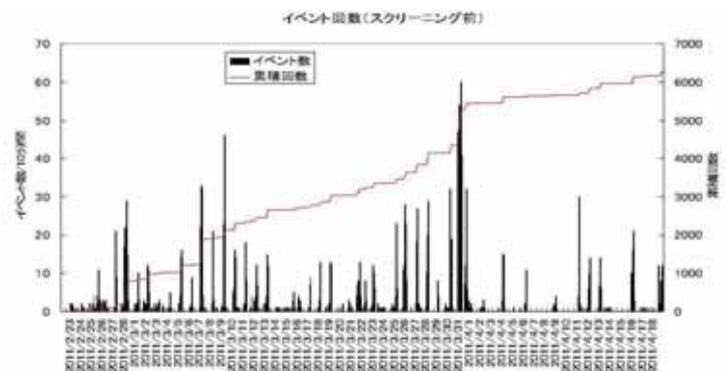


図9.観測結果

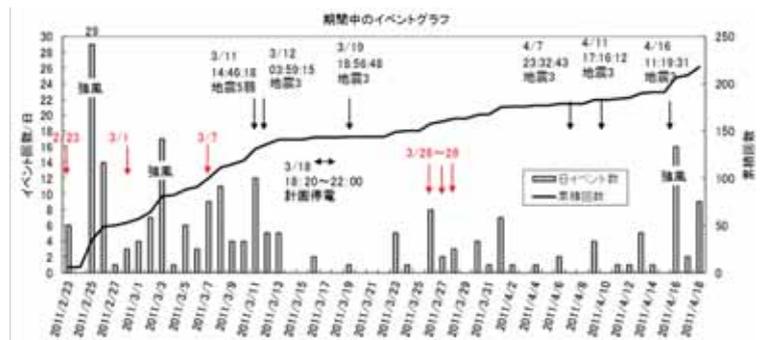


図10.観測結果（ノイズ除去後）

知していると考えられるものを除去した結果を図 10 に示す。期間中の検知回数は 220 回程度となった。2 月 25 日に 1 日あたり検知回数が最も多く観測されている。強風もしくは 2 月としては日最高気温が高いことによる凍結融解で落石が多く発生したものと考えられる。3 月 7 日には期間を通じて最大の落石が観測された。検証結果から大きさは 20~30cm 程度と推測される。(図 11)



図 11.最大振幅観測時の状況

以下、検証実験により得られた結果をまとめる。

- ・小さいものは  $\phi 5\text{cm}$  以下、大きいものは  $\phi 20\sim 30\text{cm}$  程度の落石の検知が確認できた。
- ・センサー設置位置から 3 スパン離れた箇所の落石について検知が確認できた。
- ・約 4 カ月間の検証中に機械的な故障は確認されず、バッテリーについても問題無く稼働した。
- ・検知漏れを防ぐために検出する振幅レベル小さく設定した結果、雨だれを検知した。
- ・建設機械の中には落石・崩落と同様の周波数特性を持つものがあり、それらを検知した。

#### 4. 結論

開発したシステムはセンサーから 3 スパン以内の範囲であれば 5cm 程度の落石について検知が可能であった。しかし、検知漏れを防ぐために振幅レベルのしきい値を小さく設定し過ぎると雨だれ等のノイズまで検知してしまうことや、落石の振動と同様の振幅特性を持つ建設機械が存在し、これらの振動は現段階のシステムではノイズとして適切に除去できないことが明らかとなった。ノイズの除去は機械的に観測を行うために必要不可欠である。しかし、現場が無人的となる夜間や休工作中的の現場に適用範囲を限定することで現段階のシステムでも十分現場適用性があると考えられる。

今後の課題としては、崩落検知システムを多くの現場に普及させ観測データを蓄積し、斜面の異常を検知するだけでなく、将来的には落石や小崩落の発生を用いた大規模な斜面崩落の発生予測を行いたいと考える。

#### 6. 謝辞

今回試験地を提供下さいました国土交通省関東地方整備局渡良瀬川河川事務所の皆様、また、試験地の選定において情報や資料提供下さった関係者の皆様、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士上席研究員、石田主任研究員、ならびに同チームの皆様に記して深く感謝の意を表します。

所属：奈良県

#### <参考文献>

- 1) 河合成司, 岡田藤博, 吉田宇男, 木下慎逸 : 2006 年(平成 18 年)5 月 13 日岐阜県揖斐川町で発生した東横山地すべり, 日本地すべり学会誌, vol. 43, NO. 3, pp. 35-38, 2006
- 2) 北海道日本海沿岸における大規模岩盤崩落検討委員会 : 北海道日本海沿岸における大規模岩盤崩落検討報告書資料集, 2000

# 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 濱浦 尚生

## 1. まえがき

地すべり対策工として用いられるグラウンドアンカー（以下、アンカー）は、一般には設計荷重よりも低減した初期緊張力が導入される。それは、移動土塊に大きな外力を加えないため、また、アンカー緊張力が上昇した時の時間的猶予のためなどの理由が言われている。その初期緊張力は、同一の設計計算断面（主測線や副測線）で求められたアンカーについては全て同じであることが多い。

初期緊張力を設計荷重よりも低減した場合、アンカーは地すべり滑動に伴って徐々に緊張力が上昇し、効果を発揮することが期待されているが、実際に地すべりが移動した現場では移動土塊の移動量は均一ではない。それに伴いアンカー緊張力も不均一な上昇を示しているのが現状である。

アンカーの緊張力の上昇が極端に進行した場合、一部のアンカーが早期に破断したり、アンカー体が破壊し引き抜けるなどの恐れがある。この様なアンカーの破壊は局部的な抑止力不足となるため、逐次的なアンカーの破壊へとつながり、アンカーで対策された斜面の安定性を著しく損なうことが懸念される。

## 2. 研究目的

研究目的は次の2つである。①全てのアンカーに同一の初期緊張力を導入することで、上昇後のアンカー緊張力が不均一となるか実験により確認する。②初期緊張力を調整することにより、上昇後の緊張力が均一化されるか否かを実験により確認する。

## 3. 研究方法

基礎的な知見を得るため、バラツキ具合が既知であれば初期緊張力を調整することにより上昇後のアンカーの緊張力が均一化されるのかどうかを確認するため、傾斜台を使った簡易な模型を用いて傾斜実験を行った。

### 3.1 実験装置

実験装置のイメージを図1に示す。装置は土槽の片側を吊り上げて傾斜させることにより強制的に移動土塊を滑動させるものとした。また、土槽は人力により可動が出来るよう、チェーンブロックにより傾斜可能な程度の大きさである。

### 3.2 実験方法

実験は主に以下の手順により行った。

#### ①予備検討および予備実験

- ・土槽の形状、移動土塊の物性値の事前検討

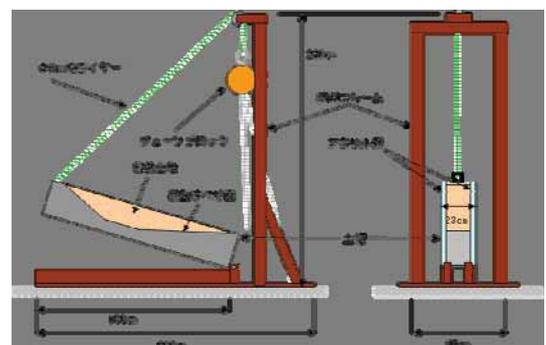


図1．実験装置イメージ

- ・土槽の作成および移動土塊の調整による滑動状態の確認

## ②本実験

- ・模擬アンカーを配した傾斜実験の実施
  - 本実験1・・・初期緊張力を均等に与え、緊張力が不均一となるかを確認
  - 本実験2・・・初期緊張力を調整し、緊張力が均等化させるのかを確認

## 4. 実験条件および結果

### 4.1 予備検討および予備実験

予備検討および予備実験により得られた実験装置や、実験材料の諸元、移動土塊の滑動状態を以下に示す。

#### 4.1.1 実験装置および実験材料

作成した土槽を写真1に、移動土塊、模擬すべり面、模擬アンカーの諸元を表1～3に示す。

移動土塊には人力で容易に調整が可能な江戸崎砂を使用した。移動土塊は、含水比を調整し部分的に崩れることなく一体となって滑動する性状とした。移動土塊の諸元を表1に示す。

模擬すべり面にはテフロンシートを敷設した。また、模擬アンカーには、ワイヤー7素線を1本のより線とし、さらに7本のより線をまとめてロープとした7×7ステンレス製より線を使用した。すべり面の諸元を表2に、模擬アンカーの諸元を表3に示す。

#### 4.1.2 移動土塊の滑動状態

予備実験においては移動土塊の滑動状態を把握するため、模擬アンカーを配しない状態で傾斜実験を行った。その結果、移動土塊が滑動に至るまでは、土槽から土塊の一部が流出することは無かった。また、土塊の変形や亀裂も目視で確認することが出来ず、土塊の一体性は確保されていた。

### 4.2 本実験

模擬アンカーを配置した本実験の条件を表4に、本実験の模式図を図2に示す。

#### 4.2.1 本実験1

本実験1は3段の模擬アンカー全てに同じ初期緊張力とした時に、傾斜終了時の緊張力が不均一となるかを確認したものである。結果を図3および表5に示す。本実験条件

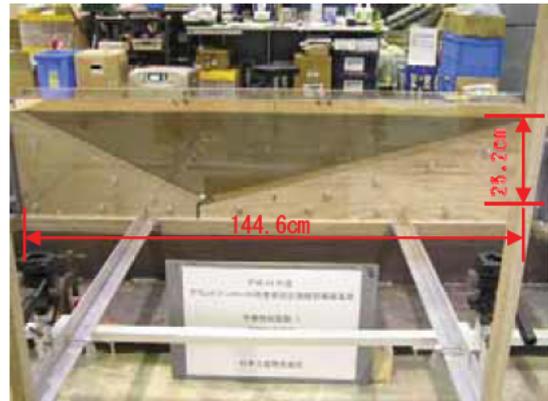


写真1. 土槽と移動土塊

表1. 移動土塊諸元

名称	単位	規格・寸法
材料名		江戸崎砂
土粒子の密度	g/cm <sup>3</sup>	2.707
礫分	%	0.5
砂分	%	89.8
細粒分含有率	%	9.7
湿潤密度	g/cm <sup>3</sup>	1.556
乾燥密度	g/cm <sup>3</sup>	1.419
含水比	%	9.6
粘着力	kN/m <sup>2</sup>	7.8
内部摩擦角	度	33.9

表2. 模擬すべり面諸元

名称	単位	規格・寸法
材料名		テフロンシート
粘着力	kN/m <sup>2</sup>	0.0
内部摩擦角	度	20.3

表3. 模擬アンカー諸元

名称	単位	規格・寸法
材質		SUS304
径	mm	1.5
破断荷重	kN	1.67
弾性係数	kN/m <sup>2</sup>	1.93E+08

表4. 本実験の条件

名称	条件
アンカー配置	1列3段
すべり面とのなす角度	30°
初期緊張力導入時の装置の傾斜角度	35°
終了時の装置の傾斜角度	53°

では、上段模擬アンカーの緊張力上昇量が最も大きく、次いで中段、下段の順であった。上段と中段模擬アンカーおよび中段と下段模擬アンカーの緊張力の差はそれぞれ 0.9kgf、0.7kgf であった。

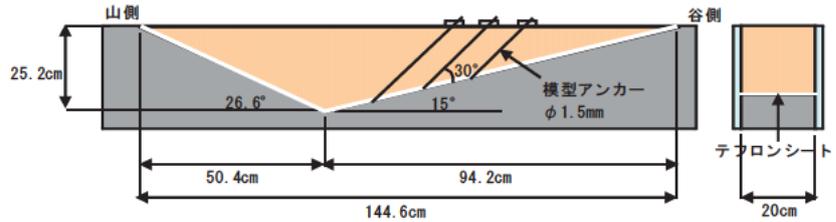


図 2. 本実験模式図

#### 4.2.2 本実験 2

本実験 2 は初期緊張力を調整した時の、模擬アンカーの緊張力上昇量の差を検証したものである。初期緊張力の設定方法として、本実験 1 の結果、緊張力が大きく上昇した上段模擬アンカーを低く、下段を高く導入する[本実験 2-1]と、逆に大きく上昇した上段模擬アンカーの初期緊張力を高く導入する[本実験 2-2]を行った。本実験 2-1 の結果を図 4 および表 6 に、本実験 2-2 の結果を図 5 および表 7 に示す。

本実験 2-1 によると、低い初期緊張力を与えた上段模擬アンカーの緊張力上昇量が大きく、逆に初期緊張力を高くした下段模擬アンカーの上昇量は小さくなり、終了時の緊張力の不均一性が緩和される結果が得られた。上段と中段模擬アンカーの差および中段と下段模擬アンカーの差はそれぞれ 0.2kgf、0.1kgf であった(図 4 および表 6)。

次に、本実験 2-2 によると、終了時の緊張力の差は上段と中段模擬アンカーが 1.6kgf、中段と下段模擬アンカーが 1.5kgf であり、不均一性が促進される結果となった(図 5 および表 7)。上段模擬アンカーの初期緊張力を高くすることで移動土塊の変位の抑制を図ることが期待されたが、その効果は認められなかった。

本実験の結果から、初期緊張力の導入量に寄らず、緊張力の上昇量は上段>中段>下段の順で大きいことが分かる(表 5~7)。その結果、本条件においては緊張力上昇量の大きな上段模擬アンカーの初期緊張力を低くすることで、終了時の緊張力は均一化された。

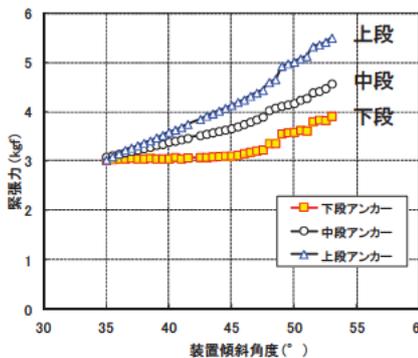


図 3. 傾斜角度とアンカー緊張力の関係 (本実験 1)

表 5. 緊張力上昇量(本実験 1)

アンカー位置	本実験1 (kgf)			
	初期	上昇量	終了時	差
上段	3.0	+2.5	5.5	0.9
中段	3.1	+1.5	4.6	
下段	3.0	+0.9	3.9	0.7
平均	3.0	—	4.7	—
計	9.1	—	14.0	1.6

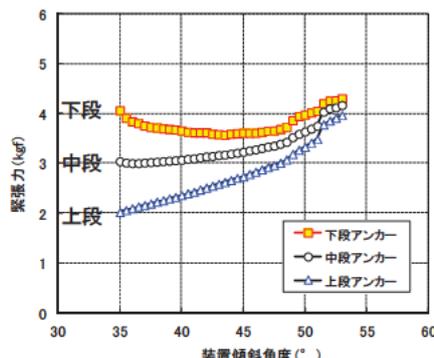


図 4. 傾斜角度とアンカー緊張力の関係 (本実験 2-1)

表 6. 緊張力上昇量(本実験 2-1)

アンカー位置	本実験2-1 (kgf)			
	初期	上昇量	終了時	差
上段	2.0	+2.0	4.0	0.2
中段	3.0	+1.2	4.2	
下段	4.1	+0.2	4.3	0.1
平均	3.0	—	4.2	—
計	9.1	—	12.5	0.3

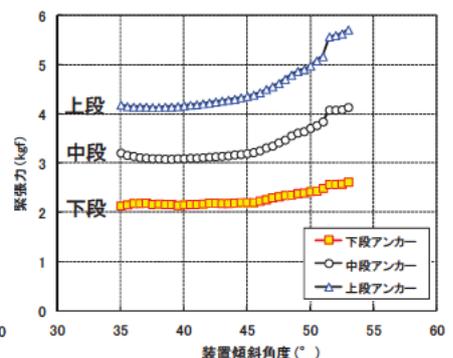


図 5. 傾斜角度とアンカー緊張力の関係 (本実験 2-2)

表 7. 緊張力上昇量(本実験 2-2)

アンカー位置	本実験2-2 (kgf)			
	初期	上昇量	終了時	差
上段	4.2	+1.5	5.7	1.6
中段	3.2	+0.9	4.1	
下段	2.1	+0.5	2.6	1.5
平均	3.2	—	4.1	—
計	9.5	—	12.4	3.1

また、初期緊張力の導入量と緊張力の上昇量の関係を見ると、例えば上段模擬アンカーの初期緊張力は[本実験 2-2] > [本実験 1] > [本実験 2-1]の順で大きかったが、緊張力の上昇量は[本実験 1] > [本実験 2-1] > [本実験 2-2]の順であり、関係性は見いだせなかった。また、終了時の各模擬アンカーの緊張力合計値は同程度になると考えたが、本実験 1 が 14.0kgf、本実験 2-1 が 12.5kgf、本実験 2-2 が 12.4kgf であった。

## 5. 結論と課題

### (1) 結論

- ① 3段の模擬アンカーに均等に初期緊張力を与えた本実験 1 の結果によると、緊張力上昇量は上段 > 中段 > 下段の順で大きくなり、上段と下段の差は 1.6kgf であった。初期緊張力を均等とした場合、終了時の緊張力は不均一となった。
- ② 初期緊張力を下段 > 中段 > 上段の順で調整した本実験 2-1 の結果によると、緊張力上昇量は上段 > 中段 > 下段の順で大きくなり、上段模擬アンカーと下段模擬アンカーの緊張力の差は 0.3kgf であった。本実験 1 の緊張力の差 (1.6kgf) と比較して明らかに緊張力の均等化が図られる結果が得られた。
- ③ 初期緊張力を上段 > 中段 > 下段の順で調整した本実験 2-2 の結果によると、緊張力上昇量は上段 > 中段 > 下段の順で大きくなり、終了時の上段模擬アンカーと下段模擬アンカーの緊張力の差は 3.1kgf であった。本実験 1 の緊張力の差 (1.6kgf) と比較して明らかに不均一である。
- ④ ①～③より、この実験条件においては初期緊張力に寄らず緊張力上昇量が上段 > 中段 > 下段の順で大きくなった。つまり、緊張力の上昇量の差を考慮して初期緊張力を導入することにより、緊張力が上昇した時の均等化が図られる可能性があることが分かった。
- ⑤ 今回の実験では各模擬アンカーの初期緊張力の大きさと緊張力上昇量には関係は認められず、緊張力の均等化についての定量的な評価には至らなかった。

### (2) 課題

- ① 今回の結果はあくまで一つの実験条件によるものである。船底型モデルやアンカー配置の変更など、他の条件でも検討を行う必要がある。
- ② 今回の実験は模擬アンカーの緊張力にのみ着目している。模擬アンカーの変位量や模擬アンカー設置位置の地盤変位量の計測も併せて行うことで、地盤変位量と緊張力上昇量の関係についてなど、定量的な評価を行うことが出来る可能性がある。
- ③ 今回の実験では本実験 1 により、事前に終了時のアンカー緊張力の不均一さを把握することが可能であった。実現場で初期緊張力を調整するには、アンカーを設置する斜面の面的な緊張力上昇量の差や地盤変位量を事前に捉える手法を並行して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士上席研究員、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

# 平成16年中越地震によって発生した地すべりの移動距離と斜面形状の関係

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

地震により発生した地すべり（以下、地震地すべりという）は、人命だけでなく道路の破壊・河川の閉塞など多くの被害をもたらす。地震地すべりによる被災要因の1つとして、地すべり崩落土砂によるものがあり、土砂災害防止に関する基盤調査の手引き<sup>1)</sup>や地すべり危険箇所調査要領<sup>2)</sup>では、地すべり移動土塊の到達範囲を地すべりの長さ（L）、最長250mや地すべりの長さの2倍（2L）としている。しかしながら、実際に発生した地すべりの中には前述の到達範囲を超える地すべりが存在する<sup>3)</sup>。したがって、移動土塊の到達範囲を予測することは、地震地すべりの被害を軽減する為に非常に重要である。

そこで、地震地すべり移動距離予測手法提案の先行研究として、地震地すべり発生箇所の地震前の地形と発生した地震地すべりの末端移動距離の関係について調査を行った。

## 2. 研究目的

地震地すべり斜面の地震発生前の地形等の要因と地震後の移動距離との関係を調査し、地震や降雨、融雪を誘因とした地すべりの移動距離予測手法を確立するための基盤資料とする。

## 3. 研究方法

### 3. 1 調査対象箇所

調査対象箇所の位置を図-1に示す。平成16年中越地震により発生した多くの地すべりのうち、新潟県や国土交通省による現地での調査が行われ、地震地すべり発生斜面における地震発生前後の詳細な平面・断面の測量データが存在する36箇所の地すべりを対象に調査を行った。

### 3. 2 要因の抽出

図-2に発生した地すべりにおける抽出要因、表-1に発生した地すべりの周辺地形やその他の条件の抽出要因を挙げた。

新潟県や国土交通省により行われた調査<sup>4~21)</sup>の結果を基に末端部移動距離を抽出し、地すべりの形状や位置エネルギーの大きさ、集水地形であるか否か、流下のしやすさ、下方溪流との位置関係を把握するために、移動ブロックの長さ、移動ブロックの幅、移動ブロックの比高、地震発生前の斜面勾配、下方斜面勾配、下方斜面の長さ、地震地すべりの移動方向と下方溪流流下方向の成す角（図-2参照）、上方斜面形状、下方



図-1 調査対象箇所位置図

この背景地図等データは、国土地理院の電子国土 Web システムから配信されたものである。

斜面形状（表-1 参照）を抽出した。更に、中越地震により発生した地すべりの実態調査<sup>22)</sup>の結果を基に地震動の強さや地質条件を把握するために、震央・震源断層からの距離、初生・再滑動の区別、基盤構造（いわゆる受け盤、流れ盤）を抽出した（表-1 参照）。抽出した地形などの要因を用いて、末端移動距離と各要因との関係の検討を行った。

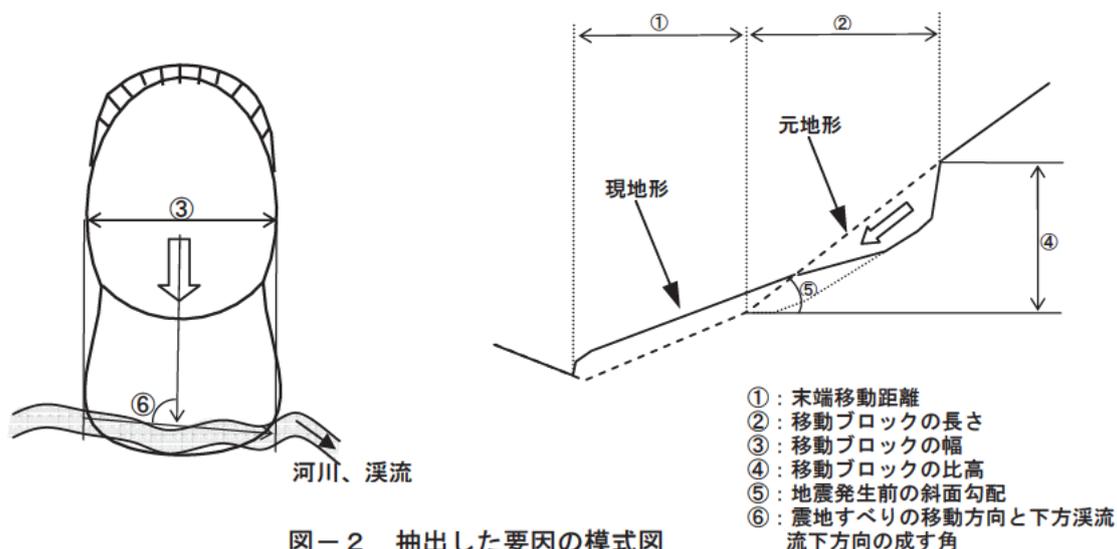


図-2 抽出した要因の模式図

表-1 要因一覧表

地形要因		分類
上方斜面地形	凹状	上方斜面の面積が、地すべりブロックの面積以上あり、斜面形状は凹状。
	凸状	上方斜面の面積が、地すべりブロックの面積以上あり、斜面形状は凸状。
	狭い	上方斜面の面積が、地すべりブロックの面積よりも狭い。
	平坦	上方斜面の面積が、地すべりブロックの面積以上あり、斜面形状は平滑・平坦。
下方斜面地形	流水あり	地すべりの末端が流水のある河川・溪流に面する。
	流水なし	地すべりの末端が流水のない河川・溪流に面する。
	均一	地すべりの末端が斜面の途中に位置しており、下方の斜面勾配が均一。
	勾配変化	地すべりの末端が斜面の途中に位置しており、下方の斜面勾配に変化がある。
	平坦	地すべりの末端が平坦面に面する。
震央・震源断層からの距離	GIS ソフト (ArcGIS) により、地すべり地の平面上の重心と震央及び震源断層との距離を測定した。震源断層から地すべりまでの距離は、地すべりの平面上の重心と震源断層モデル上端の地表投影線との最短距離とした。	
初生・再滑動の区別	初生	地震地すべり発生箇所が地すべり地形分布図 <sup>23)</sup> の地すべり地形内で発生
	再滑動	地震地すべり発生箇所が地すべり地形分布図 <sup>23)</sup> の地すべり地形外で発生
基盤構造 移動方向と地層傾斜方向の成す角度(θ)	流れ盤	$0^{\circ} \leq \theta < 45^{\circ}$
	中間	$45^{\circ} \leq \theta < 135^{\circ}$
	受け盤	$135^{\circ} \leq \theta < 180^{\circ}$

## 4. 研究結果

### 4. 1 震央からの距離、震源断層からの距離と末端移動距離の関係

図-3, 4に末端移動距離と震央からの距離及び震源断層からの距離の関係を示す。地震動の強さは、震源や震源断層の距離と共に地盤の強度や地形にも大きく影響され、地すべり地での地震の大きさを推定することは困難である。しかしながら、簡易的には距離減衰式により求められているように、震源や震央からの距離と地震動の強さを推定している。また、近年発生した M7.0 前後の内陸型逆断層地震において、震源断層から上盤側 15 km の範囲に地震地すべりの約 93% が分布していたことが報告されている<sup>24)</sup>。本調査では、地震動の強さを表す指標として、震央及び震源断層からの距離を採用し地震動の強さと地震地すべりの末端移動距離との関係を検討するために、末端移動距離と震央及び震源断層からの距離の関係を調査した。

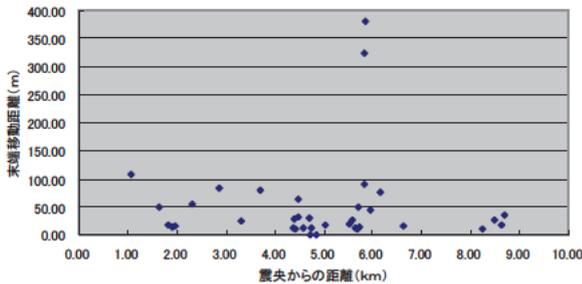


図-3 末端移動距離と震央からの距離の関係

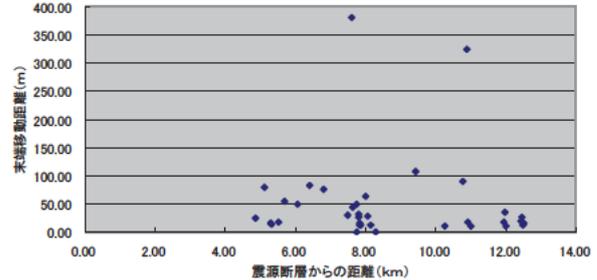


図-4 末端移動距離と震源断層からの距離の関係

図-3, 4が示すように、末端移動距離と震央からの距離及び震源断層からの距離との相関は認められなかった。地震による外力は、地すべり発生の誘引として作用しているが、地すべり発生後の挙動にはあまり影響しない様である。

### 4. 2 地震地すべり形状と末端移動距離の関係

図-5, 6, 7, 8に末端移動量と地震地すべりのブロックの長さ(地震発生前)、幅(地震発生前)、比高(地震発生前の頭部と末端の標高差)、地すべり発生前の斜面勾配との関係を示す。

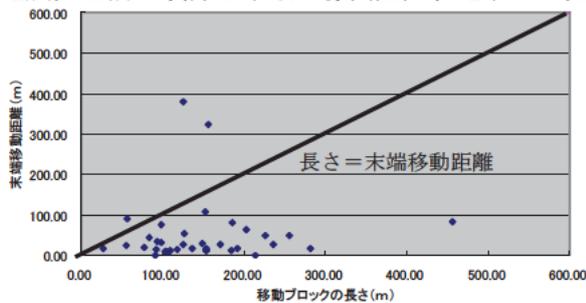


図-5 末端移動距離と長さの関係

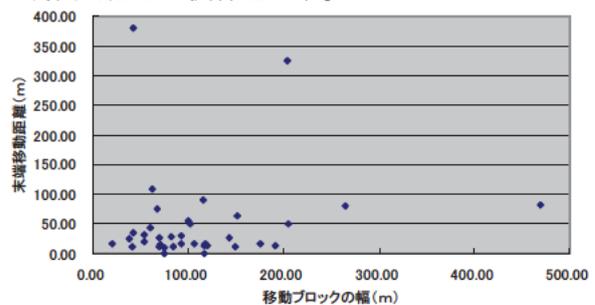


図-6 末端移動距離と幅の関係

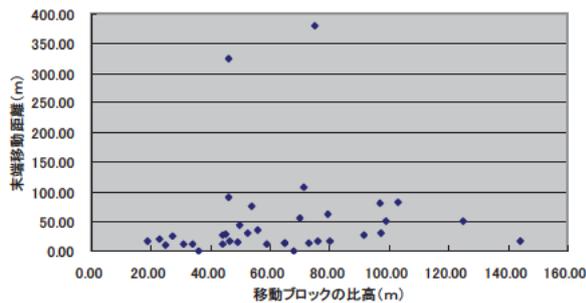


図-7 末端移動距離と比高の関係

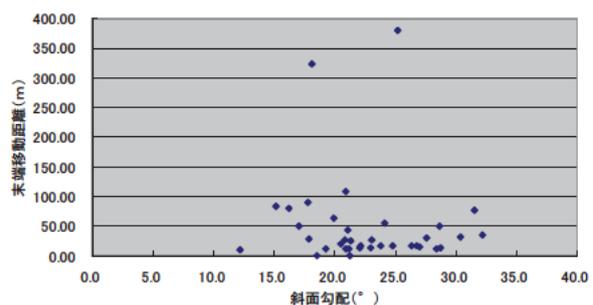


図-8 末端移動距離と斜面勾配の関係

末端移動距離と地震地すべりのブロックの長さ（地震発生前）、幅（地震発生前）、比高（地震発生前の頭部と末端の標高差）及び地すべり発生前の斜面勾配との明瞭な相対関係は、認められなかった。この結果より、地震地すべりの長さ、幅、勾配や比高など地すべり土塊の移動エネルギーに関わる地形要因と末端移動量とは関係がないことが確認されたことになる。

また、今回の調査対象箇所の内、末端移動距離と長さの関係からを見ると地すべりの長さを超えた地すべりは、3箇所のみであった。

#### 4. 3 地震地すべりの周辺地形と末端移動距離の関係

図-9, 10, 11に末端移動距離と地すべりの上方地形、下方地形及び地震地すべり移動方向と下方溪流流下方向の成す角との関係を示す。

地すべり上方斜面の形状では、凹状地形や上部斜面が狭い（無い）箇所で末端移動距離が長くなる傾向が確認される。地すべり下方斜面の地形では、流水のある河川に面している地すべりや末端が斜面の途中にあり下方斜面が均一斜面である地すべりで末端移動距離が長くなる傾向が認められる。

地すべり移動方向と下方溪流流下方向の成す角と末端移動距離の関係では明瞭な相関が認められない。

#### 4. 4 初生・再活動区分、基盤構造と末端移動距離の関係

図-12, 13に末端移動距離と初生・再活動区分、基盤構造との関係を示す。

初生・再活動区分では、最も末端移動距離が長いものは初生地すべりであったが、全体的には地震前より地すべり地形を呈していた再滑動地すべりのほうが末端移動距離が長い傾向が認められる。ただし、中越地震で発生した地震地すべりの約73%が再滑動地すべりである<sup>25)</sup>ので、明瞭な傾向として扱うことはできない。

基盤構造でも流れ盤で発生した地すべりが多く（51

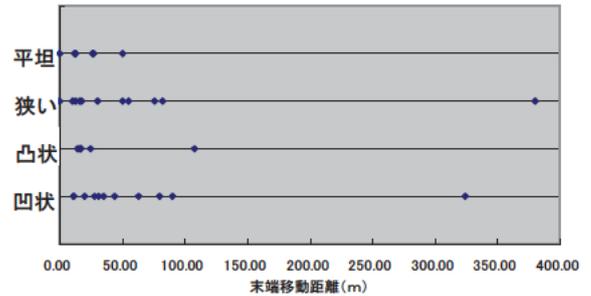


図-9 上方地形と末端移動距離の関係

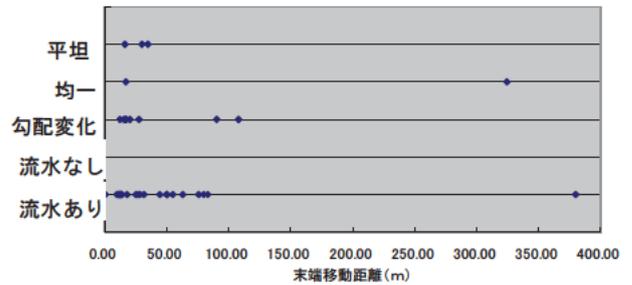


図-10 下方地形と末端移動距離の関係

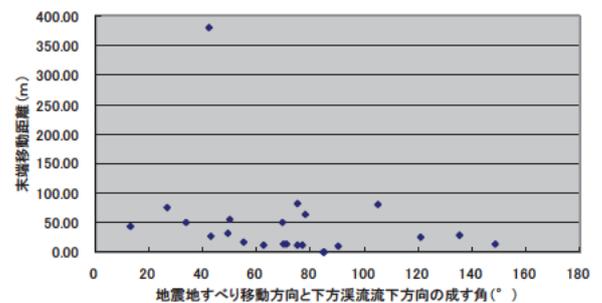


図-11 地すべり移動方向と下方溪流流下方向の成す角と末端移動距離の関係

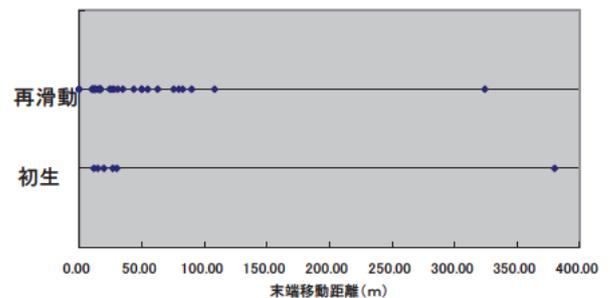


図-12 初生・再滑動区分と末端移動距離の関係

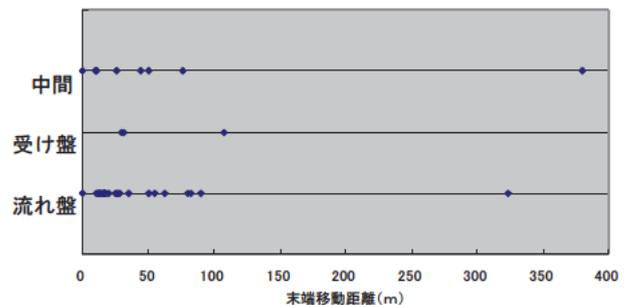


図-13 基盤構造と末端移動距離の関係

%)、受け盤が少ない(7%)ので(中間は42%)<sup>25)</sup>、単純に比較はできないが、概ね流れ盤及び中間は末端移動距離が長く、受け盤は移動距離が比較的短い。

## 5. 結論

末端移動距離の長い地すべりはどのような箇所かを確認するために、調査対象の中で最も末端移動距離の長い箇所の地震前の平面図を図-14に示す。

図-14のごとく地すべりは、溪流上部の1次谷と0次谷の接点付近で発生したものであった。また、他の移動ブロックの長さより長く末端が移動した地すべり箇所も1次谷と0次谷の接点付近で発生したものである。1次谷と0次谷の接点

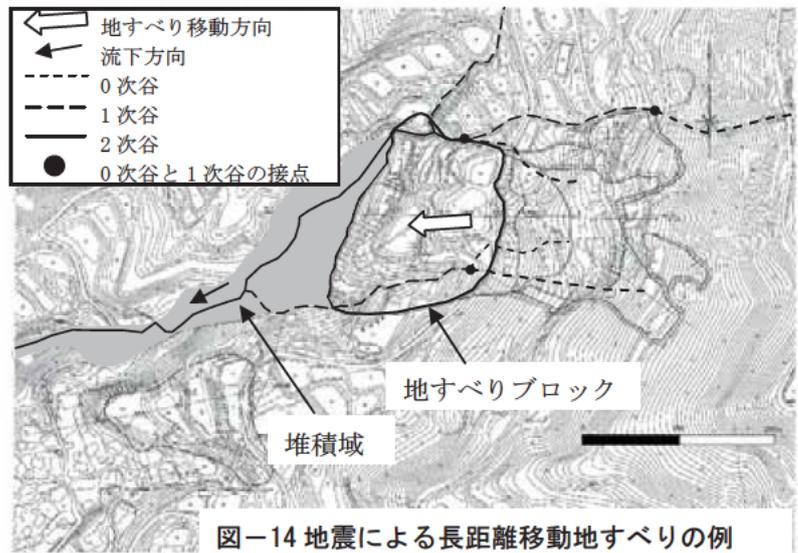


図-14 地震による長距離移動地すべりの例

付近の斜面は、湧水地点が多く斜面内に地下水が比較的豊富であると考えられる。また、移動ブロックの長さより長く末端が移動した地すべり箇所は、いずれの箇所も移動土塊は流動化したものである。調査の結果得られた長距離移動する地すべりの地形条件である上方が凹状地形や上部斜面が狭い(無い)斜面で下方は流水のある河川や溪流まで均一斜面である箇所は、1次谷と0次谷の接点付近の斜面を示しており、今回の調査範囲では、地震地すべりの発生後の挙動に地下水が関係することを示唆している。

今回の調査結果より、以下のことが判明した。

- ・ 末端移動距離と震央からの距離及び震源断層からの距離との相関は認められなかった。
- ・ 地震前の地すべり地の形状と末端移動距離の間に関係はなかった。
- ・ 上方斜面は、凹状地形や上部斜面が狭い(無い)箇所。下方斜面は、流水のある河川に面している箇所や末端が斜面の途中にあり下方斜面が均一斜面である箇所に末端移動距離が長くなる傾向が認められる。
- ・ 地すべり移動方向と下方溪流流下方向の成す角と末端移動距離の関係では明瞭な相関が認められない。
- ・ 不明瞭ながら再滑動、流れ盤・中間の基盤構造の地すべりでは末端移動距離が長くなる傾向がある。
- ・ 末端移動距離が長い地すべりは、1次谷と0次谷の接点付近に位置していた。

今後、地すべりの上方・下方の地形や1次谷と0次谷の接点付近といった項目をGIS技術などにより定量的なデータとすることにより、汎用性のある評価手法の提案が可能になるものと思われる。

## 6. 謝辞

今回の調査の実施に当たり、新潟県土木部砂防課から資料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の野呂智之所長、丸山清輝総括主任研究員、木村誇専門研究員にご指導頂いた。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) (財) 砂防フロンティア整備推進機構, 「土砂災害防止に関する基盤調査の手引き(地すべり編)」, 36p, 2001
- 2) (社) 全国治水砂防協会, 「地すべり対策事業の手引き」, pp91-113, 2000
- 3) 白井伸浩・田中義成・水山高久, 「新潟県中越地震における地滑り土塊の移動距離に関する考察」, 平成17年度砂防学会研究発表会概要集, pp140-141, 2005
- 4) 新潟県長岡地域振興局, 「災関地溪 第 53-00-00-91 号 朝日地区災害関連地すべり対策事業調査委託(新潟県小千谷市大字朝日地内)」, 120p, 2005
- 5) 新潟県長岡地域振興局, 「災関地溪 第 38-00-00-90 号 池谷地区災害関連緊急地すべり地質調査委託」, 114p, 2004
- 6) 新潟県長岡地域振興局, 「災関地溪 第 19-00-00-90 号 濁沢地区災害関連緊急地すべり地質調査(治水)委託」, 88p, 2006
- 7) 新潟県長岡地域振興局, 「災関地溪第32-00-00-90号 細声地区災害関連緊急地すべり(治水)地質調査委託」, 34p, 2005
- 8) 新潟県長岡地域振興局, 「災関地溪 第 0048-00-00-91 号 小栗山地区災害関連緊急地すべり対策事業調査委託」, 58p, 2005
- 9) 新潟県長岡地域振興局, 「災関地溪 第 0036-00-00-90 号 朝日川三石川地区災害関連緊急地すべり地質調査委託」, 88p, 2006
- 10) 新潟県長岡地域振興局, 「災関地溪 第 51-00-00-91 号 横渡地区災害関連緊急地すべり(治水)委託」, 31p, 2005
- 11) 新潟県長岡地域振興局, 「災関地溪 第 54-00-00-91 号 浦柄地区災害関連緊急地すべり対策事業調査委託」, 70p, 2005
- 12) 新潟県長岡地域振興局, 「災関地溪 第 0055-00-00-91 号 中山地区災害関連緊急地すべり対策事業調査委託業務」, 108p, 2005
- 13) 新潟県長岡地域振興局, 「更紗橋岩間木地区地すべり対策事業災害関連緊急調査委託」, 64p, 2005
- 14) 新潟県長岡地域振興局, 「災関地溪 第 0042-00-00-90 号 山古志中学校地区災害関連緊急地すべり地質調査」, 68p, 2006
- 15) 新潟県長岡地域振興局, 「災関地溪 第 0034-00-00-90 号 油夫川油夫地区災害関連緊急地すべり地質調査委託」, 148p, 2006
- 16) 新潟県長岡地域振興局, 「災関地溪 第 0033-00-00-90 号 油夫川竹沢地区災害関連緊急地すべり地質調査委託」, 34p, 2005
- 17) 新潟県長岡地域振興局, 「災関地溪 第 0044-00-00-90 号 油夫川羽黒口地区災害関連緊急地すべり地質調査(治水)委託」, 92p, 2005
- 18) 新潟県長岡地域振興局, 「尼谷地地区 第 1 次地質調査作業委託 災害関連緊急地すべり対策事業(防止工事・1号)」, 75p, 2006
- 19) 新潟県長岡地域振興局, 「災関地溪 第 56-00-00-91 号 塩谷神沢川地区災害関連緊急地すべり対策事業調査委託」, 159p, 2005
- 20) 新潟県長岡地域振興局, 「災関地溪 第 57-00-00-91 号 十二平南地区災害関連緊急地すべり対策業務調査委託」, 74p, 2004
- 21) 新潟県長岡地域振興局災関地溪 第 63-00-00-91 号 峠塩谷川地区災害関連緊急地すべり対策事業地質調査業務, 68p, 2005
- 22) ハスパートル・石井靖雄・野呂智之・丸山清輝・中村明, 「平成 16 年新潟中越地震により発生した地すべりの実態調査」, 土木研究所資料, 第 4187 号, 238p, 2010
- 23) 防災科学技術研究所「地すべり地形分布図データベース」, <http://lswb1.ess.bosai.go.jp/index.html> (2010年10月28日参照), 2010
- 24) ハスパートル・石井靖雄・丸山清輝・寺田秀樹・鈴木聡樹・中村明, 「最近の逆断層地震により発生した地すべりの分布と規模の特徴」, 地すべり, Vol148, No. 1, pp23-38, 2011

# 既設舗装の長寿命化手法に関する研究

チーム名 舗装チーム  
氏名 野口 純也

## 1. まえがき

国内の道路延長は120万kmを超えるに至り、ストックとして蓄積された舗装面積も膨大なものとなっている。また、生活道路から幹線道路に至るまで、道路の性格・特性も様々である。一方で、人口・社会構造の変化に伴う予算的制約も顕在化し、舗装も新設から維持修繕の時代へととなっている。このような中、既設舗装を効率的に調査し、その構造的健全度を適切に評価し、ライフサイクルを見据えた修繕を実施することが求められている。

## 2. 研究目的

本研究は、土圧計、ひずみ計等の各種計測機器を埋設した舗装の実大供試体を作製し、繰り返し载荷試験を行い、荷重载荷過程で得られるデータから舗装の構造的健全度の評価方法を提案することを目的とする。

## 3. 研究方法

土圧計、ひずみ計等の各種計測機器を埋設した舗装の実大供試体を作製し、繰り返し载荷試験に伴う舗装内の荷重伝達状況の変化等を確認し、各载荷段階でFWDたわみ量測定を行い、舗装各層の弾性係数や散逸仕事量等から舗装の構造的健全度について検討する。

### 3.1 作製供試体（舗装構成）

既往の研究より舗装の構造的健全度との関連が高い指標はひび割れ率であることが認められている<sup>1)</sup>。そこで実大供試体を作製するにあたり、わだち掘れ卓越の破損形態にならないよう、舗装設計において以下の点に留意した。

- 設計CBRを4%として、室内試験においてCBR確認後、路床材料（粘性土）を選定。
- 表層材については、ポリマー改質アスファルトII型を用いた密粒度アスファルト混合物を使用。

舗装断面については、図-1、2に示すように、交通区分N5【舗装計画交通量（台/日・方向）：250以上1000未満】相当と交通区分N6【舗装計画交通量（台/日・方向）：1000以上3000未満】相当の2断面を選定した。また、図-2に示すとおり、各断面4工区ずつ設定し、それぞれの工区で繰り返し载荷試験を行うものである。

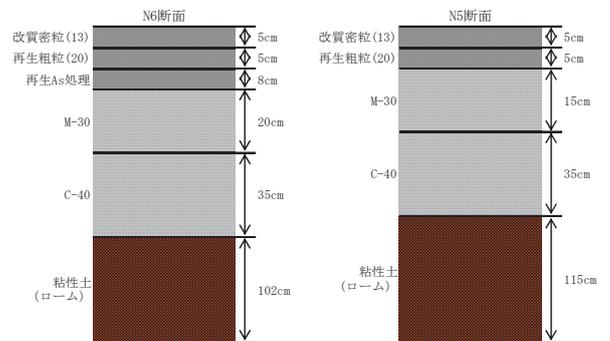


図-1 実大供試体舗装断面図

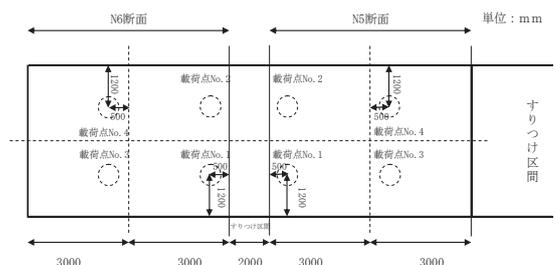


図-2 実大供試体舗装平面図

### 3.2 繰り返し載荷試験条件

繰り返し載荷試験を実施するにあたり、「技術基準」に示されている 49kN 輪荷重相当の載荷条件とするために、載荷板接地圧を 0.59MPa<sup>2)</sup> とした。表-1 に載荷条件を示す。また、繰り返し載荷により受けた舗装各層の疲労（ダメージ）の状態を把握するため、表-2 に示すとおり、各載荷回数毎（5 万、10 万回毎）に各計測項目の測定を実施した。その他、熱電対による温度測定は、載荷試験中 10 分間隔で測定し、土壤水分計による体積含水比測定は、2 時間間隔で行った。

表-1 繰り返し載荷試験載荷条件

項目	設定値	備考
載荷板φ	30cm	ゴム載荷板(厚さ10mm)
載荷荷重	42kN	接地圧および載荷板直径より算出
載荷板接地圧	0.59MPa	49kN輪荷重相当の接地圧
載荷波形	正弦波	—
載荷周波数	2Hz	—

表-2 繰り返し載荷試験計測項目

測定項目	測定内容	測定頻度
土圧	上層路盤上面土圧	5万回毎
	下層路盤上面土圧	
	路床上面土圧	
ひずみ	アスコン層下面(水平)	5万回毎
	上層路盤上面(鉛直)	
	路床上面(鉛直)	
FWD測定	舗装表面のたわみ量	10万回毎
	各時系列データ	

## 4. 試験結果

繰り返し載荷試験は現在継続中であるが、本報告では N5 断面の載荷点 (No. 1) の 200 万回載荷までの試験結果について報告する。

### 4.1 初期載荷時の土圧分布について

表-3 に示すように、無載荷時の土圧分布は、上の層の質量を支持するための圧力【無載荷時土圧（推定）】とほぼ同等であると思われる。また、初期の静的載荷時 (42kN) の土圧分布は、無載荷時と比較して値が変化しているのは載荷点真下の土圧計である。図-3 に示すように、載荷点からの荷重影響線を 45 度と仮定すると、他工区の土圧計は載荷点より 1m 以上離れており、荷重影響線の外側に位置していると考えられるため、載荷による影響を受けないものと思われる。よって、N5 断面の載荷点 (No. 1) においては、土圧計を避けるためにアスコン層下面の載荷点より 10cm 離れた位置のひずみ計、上層路盤、路床上面の載荷点の真下の土圧計について経過観察を行った。

表-3 無載荷-初期静的載荷時(42kN)の土圧分布

層別	管渠番号	載荷点からの距離 (cm)	土圧 (MPa)					
			(1)1MPa	(2)1MPa	(3)1MPa	(4)1MPa	(5)1MPa	(6)1MPa
上層路盤 (表層天端より10cm)	管渠番号	0	0.000	0.000	0.000	0.004	0.066	0.001
	無載荷時土圧(推定)	(MPa)	0.000	0.000	0.000	0.004	0.066	0.001
	42kN静的載荷時	(MPa)	0.299	0.000	0.000	0.003	0.066	0.000
下層路盤 (表層天端より25cm)	管渠番号	160	—	—	—	—	—	—
	無載荷時土圧(推定)	(kPa)	6	—	—	—	—	—
	42kN静的載荷時	(kPa)	6	—	—	—	—	—
路床 (表層天端より60cm)	管渠番号	0	4200kPa	13500kPa	28500kPa	48000kPa	38000kPa	78000kPa
	無載荷時土圧(推定)	(kPa)	20	65	0	6	28	66
	42kN静的載荷時	(kPa)	49	67	1	6	28	66

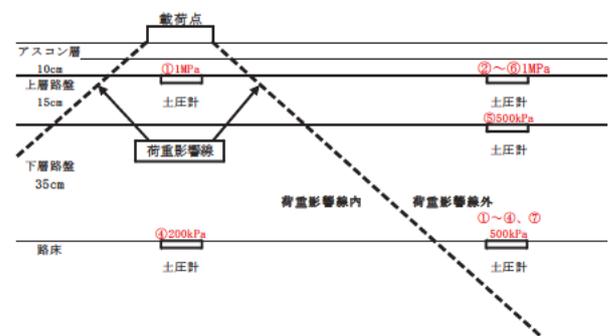


図-3 荷重影響線イメージ

### 4.2 アスコン層下面ひずみと上層路盤および路床上面の土圧について

アスコン層下面ひずみについては、繰り返し載荷試験前の初期値をゼロとした計測値を累積値とするとともに、繰り返し載荷による載荷・除荷によるひずみの最大値と最小値を抽出する事により、載荷・除荷サイクルによるひずみ幅を求めた。また、上層路盤、路床上面の土圧については、無負荷時をゼロとした計測値を累積値とするとともに、載荷・除荷サイクルによる土圧の幅をひ

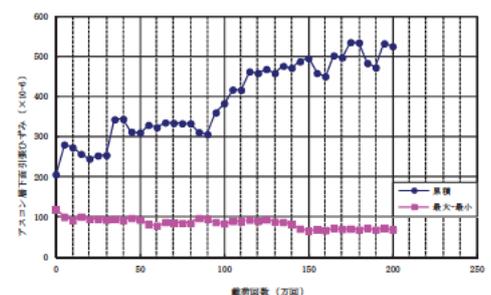


図-4 アスコン層下面ひずみの変化

ずみと同様に求めることにした。

図-4 より、アスコン層下面ひずみの累積値については、舗装体温度によるものと思われる変動が観察されるが、荷重回数の増加に伴い、値が大きくなる傾向がある。一方、荷重・除荷サイクルによるひずみ幅については小さくなる傾向が認められる。

図-5、6 より、累積土圧（上層路盤、路床上面）については、荷重回数の増加に伴い、値が大きくなる傾向が認められ、荷重・除荷サイクルによる土圧の幅（上層路盤、路床上面）についても大きくなる傾向が認められる。

上記の傾向から、舗装体に繰り返し荷重が載せられることにより、アスコン層には疲労ダメージが蓄積され、荷重を分散させて下層に伝播させる機能が低下し、アスコン層の下にある路盤、路床にかかる土圧が増加していく過程が読み取れる。

### 4.3 FWD たわみ量を用いた逆解析による舗装各層の弾性係数の推定

繰り返し荷重 10 万回毎に FWD によるたわみ量測定を実施した。測定したデータを用いて、多層弾性理論に基づく静的逆解析プログラム (BALM) により、舗装各層の弾性係数を求め、荷重による舗装各層の弾性係数の推移を観察した。なお、アスコン層の弾性係数については、舗装体内温度 20℃時の弾性係数に補正している。

図-7、8 より、アスコン層の弾性係数は荷重回数の増加に伴い、小さくなる傾向が確認できる。また、路盤層の弾性係数については、僅かではあるが小さくなる傾向があり、前節で考察に述べたような舗装体がダメージを受けていく過程が弾性係数の推移からも読み取れる。路床層の弾性係数については、僅かではあるが大きくなる傾向が認められるものの大きな変動は認められない。

### 4.4 FWD 時系列データを用いた散逸仕事量

FWD 測定データを用いた解析手法には、逆解析による弾性係数の推定やたわみ量を用いた解析手法のほかに、FWD の時系列データを用いた散逸仕事量 (Dissipated Work) が提案されている。FWD 測定データについて、同一時点における荷重荷重と荷重点直下のたわみ量 (D0) を荷重が正の値の間、縦軸に荷重、横軸にたわみ量 (D0) を取り、時系列順にプロットしていくと、図-9 のような軌跡となる。この軌跡で囲まれた部分の面積が散逸仕事量と定義される<sup>3)</sup>。FWD 散逸仕事量は、既往の文献において、舗装の損傷や疲労によるダメージと密接な関係がある<sup>3),4),5)</sup>と言われ、アスファルト舗装の疲労ひび割れの発生に前後して増加する傾向がある<sup>5)</sup>とさ

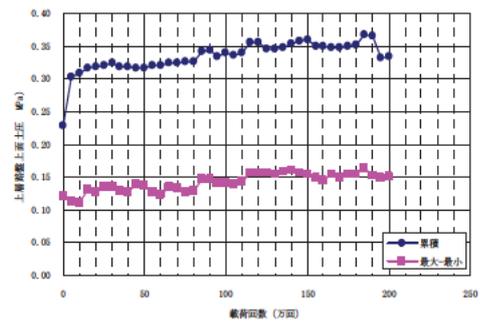


図-5 上層路盤上面の土圧(鉛直方向)変化

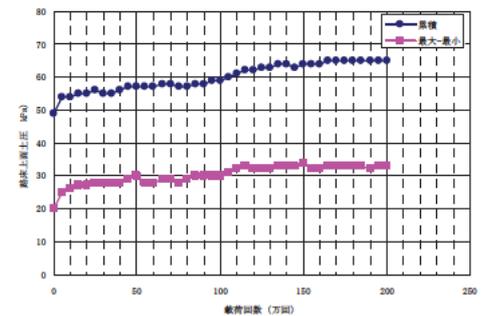


図-6 路床上面の土圧(鉛直方向)変化

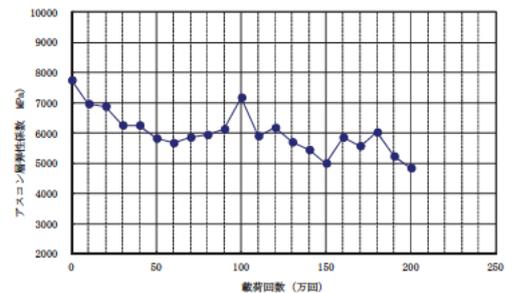


図-7 アスコン層弾性係数の変化

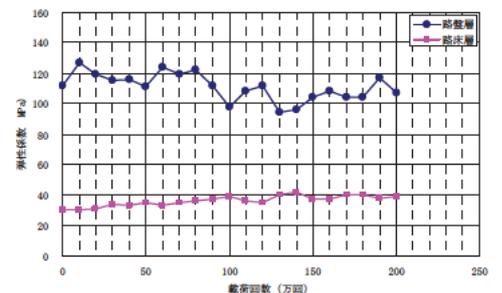


図-8 弾性係数の変化(路盤層-路床層)

れている。そこで、本研究においても FWD 測定時に時系列データを採取し、散逸仕事量について検討を行うことにした。FWD による散逸仕事量は舗装体温度によって変化することから、载荷回数と散逸仕事量の関係を探るには舗装体温度をある程度統一して検討する必要がある。今回の試験期間が 2012 年 2 月から 3 月であったことから、舗装体温度を推定した結果、8°C から 16°C 程度であった。よって、舗装体温度が  $10 \pm 2^\circ\text{C}$  のデータを抽出し、該当しないデータについては除外した。

図-10 に散逸仕事量の変化を示す。大きな変化は認められないものの、载荷回数の増加に伴い僅かではあるが散逸仕事量が大きくなる傾向が認められたため、今後も注意して観察する必要があると考えられる。また、先に述べたように、FWD による散逸仕事量は舗装体温度に影響を受けることから、違う温度域についてもデータを採取して検討を行う必要がある。

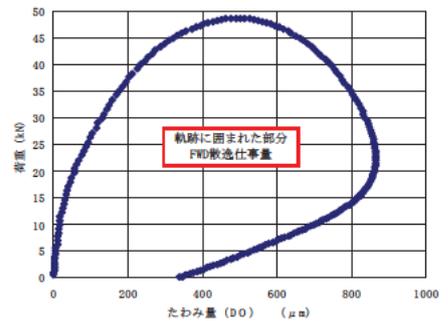


図-9 荷重とたわみ量(D0)の軌跡の例

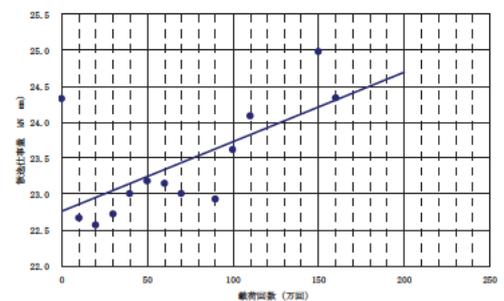


図-10 散逸仕事量の変化  
(舗装体温度  $10 \pm 2^\circ\text{C}$ )

## 5. 結論

アスコン層下面ひずみおよび上層路盤、路床上面の土圧測定結果より、舗装体に繰り返し荷重が载荷されることにより、アスコン層には疲労ダメージが蓄積され、荷重を分散させて下層に伝播させる機能が低下し、アスコン層の下にある路盤、路床にかかる土圧が増加していく過程が読み取れる。また、舗装各層の弾性係数の推移からも同様な過程を確認することができた。よって、FWD たわみ量を用いた逆解析により得られる舗装各層の弾性係数は、舗装の構造的健全度を評価する一手法になり得ると考えられる。しかしながら、現時点で舗装は疲労ダメージを蓄積している段階で、破壊には至っていない。今後も試験を継続し、破壊に至る経緯を観察していく必要がある。

## 6. 謝辞

本研究を行うにあたり終始多大な御指導、御協力を頂きました、舗装チーム久保上席研究員、渡邊主任研究員、堀内研究員ならびに舗装チームの皆様に対して深謝の意を表します。

所属：株式会社佐藤渡辺

### <参考文献>

- 1) 渡邊、久保：アスファルト舗装のひび割れに関する新たな評価指標の提案、土木技術資料、Vol152、No. 11、pp32-35、2010. 11
- 2) (社) 日本道路協会：舗装性能評価法、2006. 1
- 3) Harold von Quintus and Brian Killingsworth. : Analysis Relating to Pavement Material Characterizations and their Effects on Pavement Performance, FHWA-RD-97-085, 1998. 1.
- 4) 東、金井ほか：FWD による時系列データの舗装構造評価への適用、土木学会舗装工学論文集、第 3 巻、pp. 31-38、1998.
- 5) 丸山、熊谷：FWD 散逸仕事量によるアスファルト舗装の疲労ダメージ評価、土木学会舗装工学論文集、第 16 巻、I\_27-I\_34、2011.

# 短時間急激増水に対応できる洪水予測に関する研究

チーム名等 水災害研究グループ  
氏 名 建部 祐哉

## 1. はじめに

近年、局地的豪雨の発生に伴う洪水被害が国内外で頻発している。2010年に発生したパキスタン洪水のように、気象水文情報の乏しい地域において、短時間急激増水が発生すると多数の死者を伴う甚大な被害が発生する。発展途上国における短時間急激増水に対応する住民避難や河川施設の運用を通じた洪水被害の軽減を実現するために、限られた時間で降雨の時空間分布を予測・把握し、その情報をもとに河川の流出や氾濫形態までを一体的に予測することが求められている。

ICHARM では、Weather Research and Forecasting (WRF Model、以下 WRF モデル)を用いた全球数値予報の物理的ダウンスケーリングに関する研究を進めている。さらに、流出氾濫の一体解析手法として、降雨を入力条件とする降雨流出氾濫モデル (Rainfall-Runoff-Inundation Model、以下 RRI モデル) を開発している。

平成 23 年度は、熱帯性の気候帯における WRF モデルの適用性を把握することを目的として、インドネシア・ソロ川を対象に物理的ダウンスケーリングを実施した。また、2011 年タイ・チャオプラヤ流域における大洪水を受けて、RRI モデルを用いた洪水再現を実施し、さらに洪水対策実施後における洪水対策効果を検討した。

本稿では、ソロ川における物理的ダウンスケーリングによる降雨推定とチャオプラヤ川における RRI モデルによる降雨流出氾濫解析の内容について報告する。

## 2. インドネシア・ソロ川を対象とした WRF モデルの物理的ダウンスケーリングによる降雨推定

### 2.1 物理的ダウンスケーリングの方法

インドネシア・ソロ川を対象として、WRF モデルの物理的ダウンスケーリングを実施する。WRF モデルにより推定される雨量分布と、地上雨量や衛星雨量による雨量分布を比較することで、WRF モデルの再現性を検討する。

WRF モデルの計算条件を表 1 に示す。初期条件、境界条件は米国 NOAA が提供する 6 時間毎の再解析データである NCEP GFS-FNL を用いた。計算スキームやパラメタリゼーションなどの設定条件は WRF の初期設定とした。計算期間は

表 1 WRF モデル計算条件

No.	1	2
格子間隔	10km	2km
格子数	90×50×27	141×101×27
初期・境界条件	NCEP GFS-FNL (6 時間毎)	
計算期間 (UTC)	2007 年 12 月降雨 12 月 24 日 0 時 ~ 1 月 8 日 0 時 2009 年 1 月降雨 1 月 28 日 0 時 ~ 2 月 10 日 0 時 2010 年 1 月降雨 1 月 10 日 18 時 ~ 1 月 21 日 0 時	

2007 年、2009 年、2010 年の 3 ケースとした。2007 年と 2009 年はそれぞれ 1,200 km<sup>2</sup>、790 km<sup>2</sup> もの洪水氾濫を起こした降雨イベントである。2010 年降雨は、2 つのイベントに比べると降雨量は少ないが、ソロ川流域の時間雨量データが 2010 年から存在するため、インドネシアにおける典型的な雨季の降雨分布として検討の対象に加えた。

## 2.2. 物理的ダウンスケールの結果

### (1) 流域平均時間雨量の比較

雨季の一般的な降雨イベントとした2010年1月の検証計算結果を示す。GSMaP、WRF、地上観測それぞれによる流域平均時間雨量の時系列変化を示したものが図1である。また、GSMaPにおけるマイクロ放射計の観測時間をグレーで着色している。同図から、WRF雨量は地上観測雨量で見られる周期性と同様の時間帯に降雨が発生している。しかし、その雨量は14日や17日においては過小評価である。GSMaP雨量は地上観測雨量に比べ、降雨継続時間が長くなり、そのピーク雨量は過小評価傾向である。また、地上観測では雨が観測されていない14日朝、17日朝において、GSMaPで雨が発生している。この理由としては、マイクロ波放射計が長時間にわたり計測されていないためと考えられる。

次に、地上観測雨量に対するGSMaP雨量ならびにWRF雨量のスレットスコア、バイアスコアを算出した。ここで、スレットスコアは1に近いほど予報の正確性を示し、バイアスコアは1に近いほど予報に偏りが少ないことを示す気象学の指標である。これらは、以下の計算式で算出される。

$$S_s = A / (A + B + C) \quad (\text{ここで、} S_s: \text{スレットスコア、} B_s: \text{バイアスコア、式中の} A, B, C, D \text{は右表にて分類したもの})$$

$$B_s = (A + C) / (A + B)$$

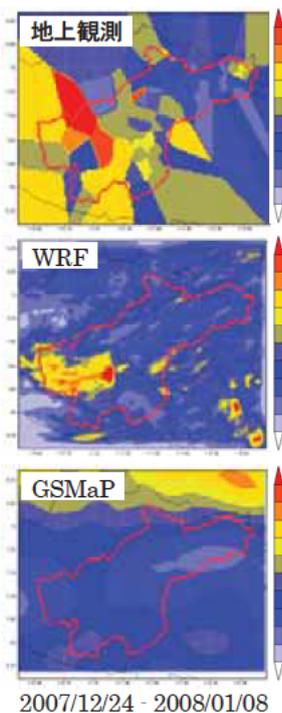


図3 総降雨量コンター

図2より、5mm/hr以上の場合にはどちらもスコアが0となり評価できないが、5mm/hr未満であればWRF雨量はGSMaP雨量よりも全ての降雨強度についてスコアが高いことが分かる。すなわち、雨季に毎日降るような比較的降雨強度の弱い雨について流域平均で推定する上ではWRFを利用した全球気象モデルの利用も十分可能であるといえる。

### (2) 洪水イベントの総降雨量、流域平均日雨量

次に大規模な洪水をもたらした2007年12月の降雨イベントについて論ずる。図3に対象地域の総降雨量コンター図を示す。同図の南西に位置するソロ川上流域で地上観測とWRFともに300mmを超える総降雨量が発生しており、地上降雨とよい対応を示す。これは、2kmのメソスケールモデルを用いることによって、地形性の降雨を再現できているためだと考えられる。一方、GSMaPの総降雨量はソロ川上流域と下流域であまり変化しないことが分かる。さらに、流域平均をとった場合、

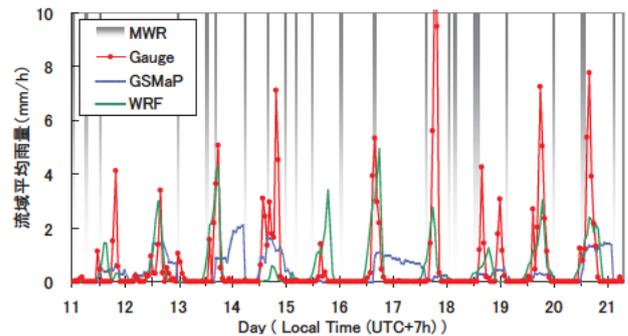


図1 流域平均時間雨量の時系列変化

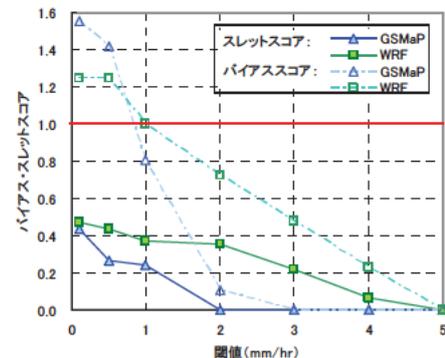


図2 スレットスコア、バイアスコア結果

表2 分類表

		WRF 降雨 GSMaP 降雨	
		有	無
地上 降雨	有	A	B
	無	C	D

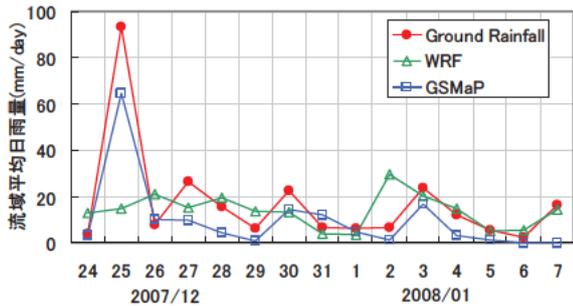


図 4 2007 年降雨の流域平均日雨量比較

地上観測降雨、WRF 降雨、GSMaP 降雨はそれぞれ 2007 年が 255 mm、208mm、143mm であり WRF 降雨の方が高い再現性を示した。紙面の都合上省略するが、2009 年降雨についても同様のことがいえる。

次に、ソロ川流域全体でそれぞれにおける流域平均日雨量を算出した (図 4 参照)。同図より、GSMaP と WRF の流域平均日雨量は、地上観測降雨の流域平均日雨量と大きな乖離はない。

地上観測降雨における流域平均日雨量のピークは 12 月 25 日であり、そのピークは GSMaP においても同様となっている。しかし、WRF 降雨ではそのピークが見られず、洪水イベントにおける降雨のピークを再現できていないことが分かる。降雨強度が強い雨をあまり再現できないことは 2009 年洪水においても同様の結果であった。

以上より、対象としたインドネシアのソロ川流域のような対流性の降雨が卓越する地域の降水分布は、短時間で強い雨が降ることから、現状の WRF モデルでは降雨の推定が難しい領域といえる。本報告では省略したが、降雨推定が難しい要因の一つとして、海上風速場の違いの大きさが挙げられる。全球気象モデルによるソロ川北部の海上風速場が 8m/s である一方、QuickSCAT の観測海上風速データが 15m/s と倍程度異なる。また、それぞれの降水量分布を RRI モデルに入力して流出計算を行った結果、WRF による流出量は洪水流量をかなり過小評価するのに対し、GSMaP による計算結果は地上雨量による結果や観測流量の結果と比較的よく整合することが分かった。

### 3. タイ・チャオプラヤ川を対象とした降雨流出氾濫 (RRI) モデルによる洪水再現と洪水対策効果の分析

#### 3.1 RRI モデルの計算概要

2011 年に大規模な洪水氾濫が発生したタイ・チャオプラヤ川洪水は、死者・行方不明者は 678 名、経済被害は約 3.5 兆円と観測史上最大であり、バンコク北部・西部の都市域でも長期にわたる浸水被害が発生した。ICHARM では、洪水氾濫がピークとなる 10 月末に、RRI モデルを用いた洪水予測を実施・公表している。その結果は、下流部の氾濫が 11 月末まで長期化する可能性を示していた。この予測内容は実態と照らし合わせて概ね妥当であった一方、洪水ピーク時の河川流量や浸水位はナコンサワン地点で約 40%、2m 程度過大評価していた。当時の計算は、地上観測データを利用できなかったことに加え、緊急を要したため蒸発散量、下流端水位条件、分派条件などを考慮していなかった。そこで、洪水収束後において、各地上観測データを収集し、それらの観測データを RRI モデルに組み込み、各種条件を考慮することで 2011 年の洪水がどれほど再現できるかを確認する。

計算対象流域は、ナコンサワン下流域 (図 5 参照) とする。ナコンサワン下流域を対象



図 5 計算領域図

表 3 RRI モデル計算条件

計算期間	2011 年 7 月 1 日～11 月 30 日
格子間隔	30s メッシュ (約 1km×1km)
地形データ	SRTM データ
降雨条件	地上観測雨量 (NCDC データ: 29 地点)
境界条件	上流端: ナコンサワン観測流量 バサックダム観測放流量 下流端: 補正文天潮位
蒸発散条件	5mm/day
河道横断	1999 年 M/P データ、 2004 年測量データ

とした理由は、全流域では計算資源の観点から計算が困難である格子間隔が可能であること、ピン川、ワン川、ヨン川、ナン川がナコンサワンで合流していること、山付きであることから氾濫原が寸断されることが挙げられる。

RRI モデルの計算条件を表 3 に示す。これらの条件による RRI モデルの計算結果と、Chainat、Ayutthaya、BangSai 地点などの観測水位・流量データを比較し、洪水氾濫の再現性を確認する。さらに、洪水氾濫域については衛星画像によって推定された氾濫域と比較する。

図 6 には、タイ国 RID (Royal Irrigation Department) が計画する洪水対策案を示す。洪水対策案は、Chainat 上流で  $1,000\text{m}^3/\text{s}$  対応の放水路を 2 本、BangSai 上流で  $500\text{m}^3/\text{s}$  対応の放水路を 1 本建設するという内容である。さらに、Ayutthaya 左岸側に堤防を築くことで、資産集中する工場地帯への氾濫水の流入を防ぐものである。これらの対策案を考慮して計算した場合、氾濫原への影響あるいは河道内水位がどのように変化するか検討する。ここで、RRI モデルの計算上では、放水路河道を設定せず、分派地点で放流量分を本川流量から差し引く簡易な手法を用いた。また、その放流量は必ず本川流量より少なくなるよう設定した。

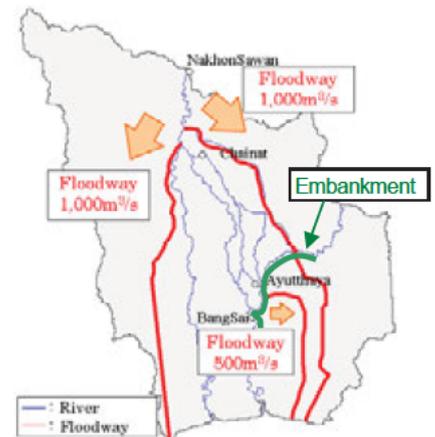


図 6 RID による洪水対策案

### 3.2 RRI モデルによる洪水再現と対策効果の結果

#### (1) 洪水再現計算

洪水再現計算結果と衛星画像(UNOSAT)による氾濫エリアを図 7 に示す。氾濫エリアとしては若干の過小評価であるものの概ね再現できていると考えられる。

次に、水位・流量観測所での観測データと計算結果を比較したものが図 8 である。同図より、Chainat 地点

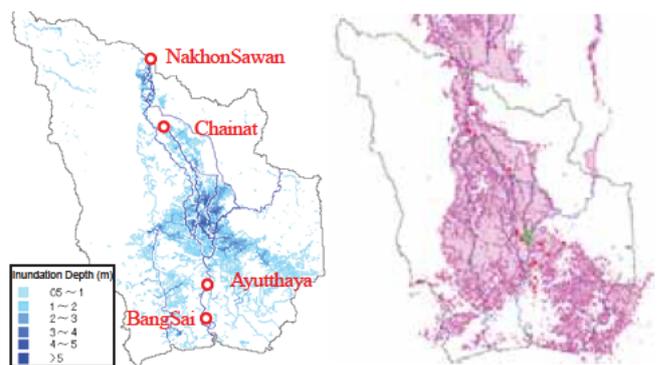


図 7 氾濫エリアの比較 (左: 計算結果、右: UNOSAT)

は水位が 2m 程度の過小評価、流量が  $500\text{m}^3/\text{s}$  の過大評価となっている。この理由としては、Chainat 地点は直前に堰が存在し、その影響が大きいものと推察される。一方、Ayutthaya、BangSai 地点は、水位・流量ともに精度よく表せている。RRI モデルで利用している地形データは SRTM データであり、その鉛直分解能が 1m であることを勘案すれば、十分な洪水再現ができたといえる。

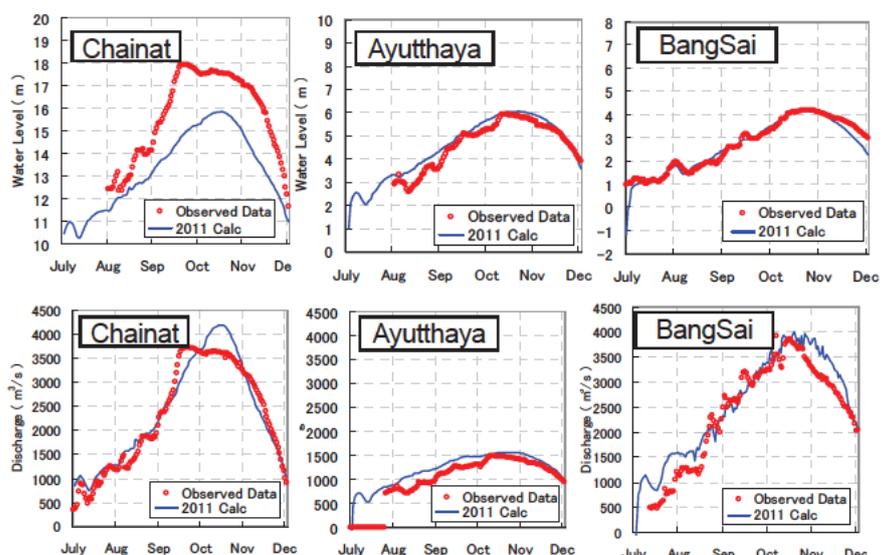


図 8 水位・流量比較図 (上: 流量、下: 水位)

## (2) 洪水対策効果の検討

洪水対策案の効果を把握するため、放水路を建設した場合、放水路と堤防を建設した場合の2ケースについて、再現計算と同様の外力条件で計算し、比較する。2011年洪水再現計算と放水路案におけるピーク時の水位縦断面を図9に示す。放水路を建設することにより、チャオプラヤ川の河道水位は全川の的に低下している。また、その水位低下量はChainatで2.0m、Ayutthayaで1.1m、BangSaiで1.3mであった。ナコンサワン下流部で堤防が破堤し、大きな被害を出したタイ洪水において、水位が1m以上下がる効果は大きいといえる。

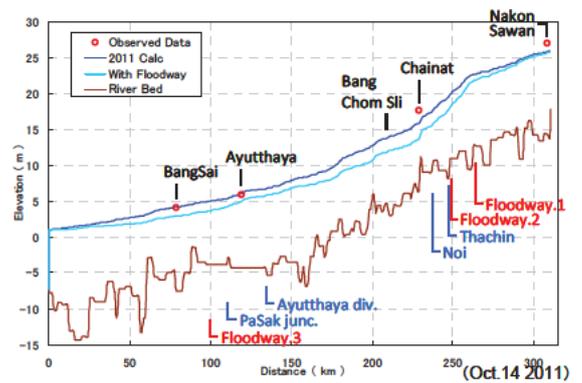


図9 水位縦断面図

次に、各条件における氾濫浸水深図を図10に示す。また、各エリアでの氾濫量を比較するため、主要な氾濫エリアをArea A ~ Area Dに分割する。同図より、放水路を建設することで全体的な氾濫量が減少していることがわかる。その氾濫量は、ナコンサワン下流域全域で2011年再現、放水路、放水路+堤防の順に、99.4億 $m^3$ 、55.8億 $m^3$ 、55.3億 $m^3$ となる。つまり、放水路を建設することで氾濫量はおよそ半分となる。さらに、堤防を築くことによって、資産が集中するArea Bへの氾濫量が減少する。ただし、Area Bの氾濫域と平均水深を示した図12からもわかるように、氾濫量を0にすることはできず、Area Bへの直接的な降雨によって内水氾濫が発生するという結果であった。

また、各エリア毎の氾濫量を図11に示す。同図より、Area AとArea Cにおける氾濫量は、上記と同様の順に、

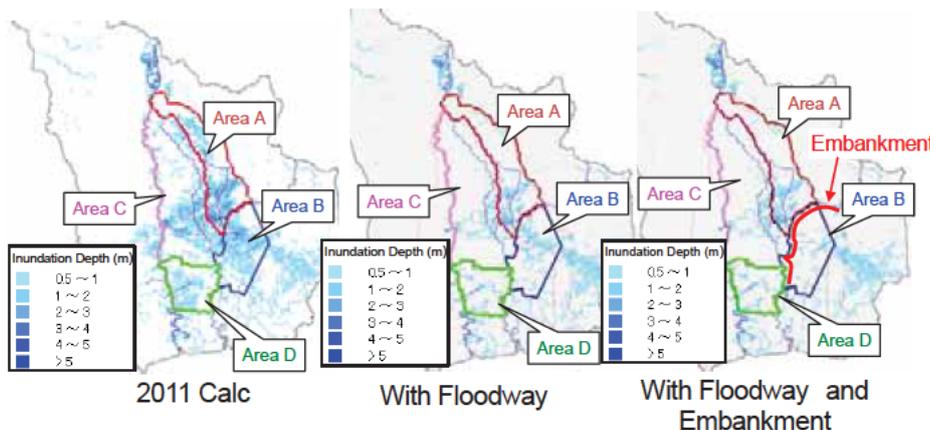


図10 各条件における最大氾濫浸水深図

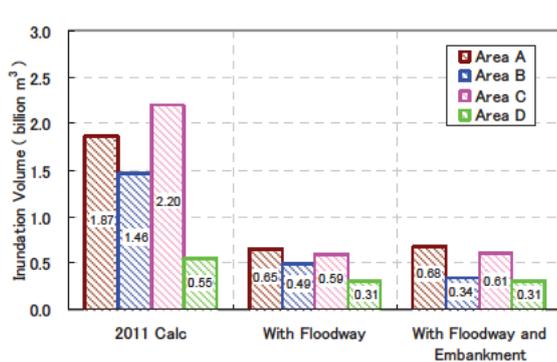


図11 各エリア毎の氾濫量

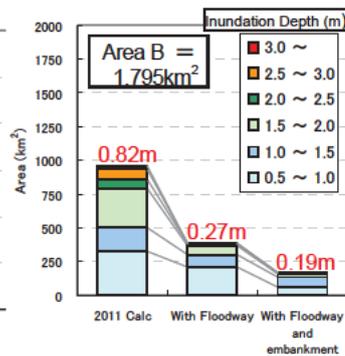


図12 エリアBの氾濫域と平均水深

40.7億 $m^3$ 、12.4億 $m^3$ 、12.9億 $m^3$ となる。ちなみに、2011年12月時点でタイ国RIDが検討した資料<sup>9)</sup>によれば、Area AとArea Cで19億 $m^3$ のモンキーチーク(遊水地)が計画されており、放水路建設後の氾濫量は制御可能であると考えられる。

築堤の有無の効果については、Area Bへの氾濫量が1.5億 $m^3$ の減少となる一方で、Area AとArea Cの氾濫量が0.5億 $m^3$ 増加してしまうということがわかる。よって、堤防の築堤は、Area B以外の洪水負荷を大き

くするため、十分な検討が必要であると考えられる。

#### 4. まとめ

ソロ川における検証では、WRF はモンスーン性の気象パターンや地形性の気象パターンを概ね再現可能であり、その流域平均雨量の時系列パターンも概ね妥当に再現できることを確認した。その一方で、積乱対流に伴う豪雨イベントについては、高強度の降雨分布を正しく再現できないことがあった。その理由の一つとして、全球気象モデルによる海上風速場が現実よりも小さいことが考えられる。また、WRF・GSMaP・地上観測それぞれの降雨分布を RRI モデルに組み込んで計算した場合、WRF による流出量は洪水流量を大きく過小評価するのに対し、GSMaP による計算結果は地上雨量による結果や観測流量の結果と比較的よく整合する。

RRI モデルを用いたチャオプラヤ川における洪水再現では、観測データを十分に利用した結果、河道水位・河道流量・氾濫量などの結果は十分な精度を有していた。また、タイ国 RID が検討中の放水路案、放水路と堤防を建設した 2 ケースの検討を行った。その結果、放水路を建設することで、2011 年洪水の氾濫量が半減することが明らかとなった。さらに、タイ国 RID が検討した資料には、Area A と Area C で 19 億 m<sup>3</sup> のモンキーチーク（遊水地）が計画されており、放水路建設後の氾濫量は制御可能であると判断できる。今後、より細かい地上観測降雨や河道条件、地形条件などが分かれば、さらに精度の高い解析が可能であると考えられる。

上記のことを踏まえ、物理的ダウンスケーリングの課題としては、降雨の再現性を向上することはもちろん、ここでは取り上げていないアンサンブル予測を取り入れ信頼性情報を含めた予測をすることが重要である。RRI モデルについては、様々な河川流域における洪水再現・洪水予測を行うことで知見を集めるとともに、世界各地で発生する大規模洪水の予測技術を向上させ、防災・減災に役立つ情報を提供したい。

#### 5. 謝辞

本研究を進めるにあたり、多くの助言や示唆を与えて頂くだけでなく、RRI モデルの内容説明や研究の方向性など親身に相談に乗っていただいた佐山研究員に深謝致します。また、WRF モデルを始めとする気象モデルやプログラミング等について解説して頂きました牛山研究員、藤岡交流研究員に感謝いたします。さらに、日常の議論を通じて多くの知識や示唆を頂いた田中グループ長、深見上席研究員をはじめとする水災害研究グループの皆様へ感謝いたします。

所属: (株) CTI グランドプランニング

#### <参考文献>

- 1) Wu, P., Hara, M., Fudeyasu, T., Yamanaka, M., et al. : The Impact of Trans-equatorial Monsoon Flow on the Formation of Repeated Torretial Rains over Java Island, SOLA, 2007, Vol. 3, pp.093-096
- 2) Hayashi, S., Aranami, K., and Saito, K. : Statistical Verification of Short Term NWP by NHM and WRF-ARW with 20 km Horizontal Resolution around Japan and Southeast Asia, SOLA, 2008, Vol. 4, pp.133-136
- 3) 国際協力事業団：タイ国チャオプラヤ流域洪水対策総合計画調査最終報告書
- 4) Sayama, T., Ozawa, G., Kawakami, T., Nabesaka, S. and Fukami, K. : Rainfall-runoff-inundation analysis of Pakistan Flood 2010 a the Kabul River Basin, Hydrol. Sci. j., 2012.
- 5) Royal Irrigation Department 資料：Future Plan for Flood Management (ppt file、土木学会調査団収集 2011/12/23)

# 洪水予測の観点から求められる降雨観測・予測精度に関する研究

チーム名等 水災害研究グループ  
氏名 藤岡 奨

## 1. まえがき

観測・予測降雨の不確実性が流出解析の結果に及ぼす影響を把握しておくことは、流出解析の結果を避難予警報発令などの実務に応用するうえで不可欠である。また流出解析に必要とされる観測雨量、予測雨量の精度を把握し、発信することにより、雨量観測および気象予測に対して目標精度の目安を与えることが期待される。このため、観測雨量の精度が流出解析へ与える影響を定量的に評価する手法を検討する必要がある。本研究では、雨量データとしてXバンドレーダおよびCバンドレーダ（以下、レーダ雨量）を用い、観測雨量に含まれる測定誤差が流出計算の不確実性に及ぼす影響を定量的に評価する。そのためにレーダ雨量に含まれる測定誤差を統計的に分析したうえで、推定される測定誤差を考慮した推定降雨場を生成する方法を検討する。

## 2. 解析方法の理論的背景

### 2.1 レーダ雨量に含まれる誤差成分の統計解析

地上雨量を真値としてレーダ雨量と比較することにより、レーダ雨量の誤差成分を統計的に解析する。誤差成分の統計指標として、誤差の平均（バイアス）・分散・空間相関に着目する。ただし、降雨の推定誤差は降雨強度に依存しており、かつ、決定論的成分とランダム誤差成分とに分けて取り扱うことが望ましいので、その傾向を反映した誤差モデル(Ciach *et al.*, 2007)をもとに、同モデルのパラメータを決定する。

真値である地上雨量はレーダ雨量の関数である決

定論的成分とランダム誤差成分との積で表現できるものとし、 $R_g = h(R_r) \cdot e(R_r)$ のようにモデル化する。ここに、 $R_g$ ：地上雨量、 $R_r$ ：地上雨量に対応する地点・時刻のレーダ雨量、 $h(R_r)$ ：レーダ雨量の決定論的成分、 $e(R_r)$ ：ランダム誤差成分である。このうち、決定論的成分 $h(R_r)$ は、式(1)によってモデル化する。

$$h(R_r) = a_h (B_0 \cdot R_r)^{b_h} \quad (1)$$

ここに、 $B_0$ ：全体的なバイアス誤差（ $= \sum_i R_{g,i} / \sum_i R_{r,i}$ ）、 $a_h$ 、 $b_h$ ：決定論的成分のパラメータであり、地上雨量とレーダ雨量との比較によってこれらのパラメータを決定する。

誤差のランダム誤差成分 $e(R_r)$ の分布は、 $e(R_r) = N(1, \sigma_e [R_r])$ のように平均1の正規分布を仮定する。ここに、 $\sigma_e$ はランダム誤差成分 $e$ の標準偏差であり、式(2)に示されるとおりレーダ雨量 $R_r$ の関数でモデル化する。また、 $a_e$ 、 $b_e$ 、 $c_e$ ：パラメータである。

$$\sigma_e [R_r] = c_e + \frac{a_e}{(B_0 \cdot R_r)^{b_e}} \quad (2)$$

Ciach *et al.* (2007)においては、ランダム誤差成分は局所的にはランダムであっても、時空間的には互いに相関を持っていると考えられており、後述のランダム誤差成分の生成においては、ランダム誤差成分の空間相関を反映させる。

$$\rho_s(\Delta s) = \exp \left[ - \left( \frac{\Delta s}{a_s} \right)^{b_s} \right] \quad (3)$$

ここでは、ランダム誤差成分の空間相関を観測点間距離の関数として式(3)による指数分布関数でモデル化した。ここに、 $\rho_s(\Delta s)$ は観測点間距離 $\Delta s$ によって決まる空間相関係数である。また、 $a_s, b_s$ はパラメータである。

## 2.2 誤差を考慮した降雨確率場の生成

2.1にて記述した誤差モデルに基づき、誤差を考慮した降雨場を生成する。具体的には、観測レーダ雨量 $R_{r,j}$ を用いて式(1)から決定論的成分 $h(R_r)$ を求めた上で、式(2)に従う標準偏差を持ちながら式(3)で与えられる空間相関を保持したランダム誤差成分を生成し、これらの積によって $j$ 地点( $j=1, \dots, n$ )の推定降雨量 $R_{a,j}$ を式(4)を用いて求める。ここに、 $n$ はレーダ雨量の1時刻あたりの雨量データの個数を示す。

$$R_{a,j} = h(R_{r,j}) \cdot e(R_{r,j}) \quad (4)$$

ランダム誤差成分は、空間相関を保持した確率変数である。空間特性を保持した確率場の生成法については多数の提案があるが、本課題ではVillarini et al. (2009)に従って行列分解法を基に空間相関を保持した正規確率場を生成する。なお、本来ならば自己相関の特性も保持した正規確率場の生成が望ましいが、計算負荷が大きいため今年度は空間相関の保持にのみ着目する。

空間相関行列 $Z_s$ は式(5)によって与えられる。なお、ランダム誤差成分の標準偏差 $\sigma_e$ は式(2)により、空間相関係数 $\rho_s$ は式(3)により計算する。

$$Z_s = \begin{bmatrix} \sigma_1^2 & \sigma_1 \sigma_2 \rho_s(|s_{1,2}|) & \dots & \sigma_1 \sigma_n \rho_s(|s_{1,n}|) \\ \sigma_2 \sigma_1 \rho_s(|s_{2,1}|) & \sigma_2^2 & \dots & \sigma_2 \sigma_n \rho_s(|s_{2,n}|) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \sigma_n \sigma_1 \rho_s(|s_{n,1}|) & \sigma_n \sigma_2 \rho_s(|s_{n,2}|) & \dots & \sigma_n^2 \end{bmatrix} \quad (5)$$

ここで求めた $Z_s$ をコレスキー分解する。コレスキー分解により得られた下三角行列 $L$ を用いて空間相関を保持したランダム誤差成分 $e$ は以下のよう

$$e = \mu_e + L\eta \quad (6)$$

ここに、 $\mu_e$ は平均値を示すベクトルであり、ここでは全ての要素が1の $n$ 次元ベクトルである。また、 $\eta$ は標準正規分布からランダムに発生した値を各要素にもつ $n$ 次元ベクトルである。式(6)を利用して得られたランダム誤差成分と決定論的成分から推定降雨を求める。

## 3. 雨量データの予備検討

2010年7月から2011年9月までを対象に、XバンドMPレーダ雨量データおよびCバンドレーダ雨量データを収集した。地上雨量として扱うアメダス観測雨量については、現時点で入手可能な気象庁の気象観測月報およびインターネットから入手した。収集したデータの概要を表3.1に示す。

表 3.1 収集対象データ

データ種別	種別	備考
XバンドMPレーダデータ	合成データ (直交座標) (1分、250m)	近畿地方合成雨量強度データ
Cバンドレーダデータ	合成データ (直交座標) (5分、1000m)	全国合成雨量強度データ
地上雨量データ	アメダス10分雨量 アメダス60分雨量	気象観測月報・インターネットから収集

## 4. 誤差モデルの構築

誤差の分析にあたっては、まず決定論的成分を評価する。同一地点、同時刻に観測された地上雨量とレーダ雨量を一組とするデータセットを用意し、ある雨量 $\pm \alpha$ の範囲内にレーダ雨量が入るデータセットの地上

雨量を重み付き平均することで当該レーダ雨量に対する地上雨量の代表値を求めた。その上で、代表値に最もよくフィッティングする式(1)のパラメータを求めた。ただし、全体的なバイアス誤差の影響は係数 $a_h$ に含めて取り扱うことが可能と考え、バイアス誤差 $B_0$ は1とした。一例として、全期間の10分積算雨量のデータセットを用いて得られた結果を図4.1に示す。Xバンドレーダについては、最も近いレーダからの距離に応じてデータセットをグループ分けして分析している。Zone 1は0~20 km、Zone 2は20~40 km、Zone 3は40~60 km、Zone 4は60~80 kmの範囲となっている。

レーダ雨量が10 mm/h以下の範囲では、Xバンドの結果はゾーンに関わらずバイアスが小さいことが分かる。Cバンドの結果も顕著なバイアスは見られないが、レーダの方が地上雨量に比べてやや過大評価傾向にある。降雨強度が10 mm/hより大きい範囲では、いずれもプロットが1対1の直線よりも下側にあるのでレーダが地上雨量に比べて過大評価して

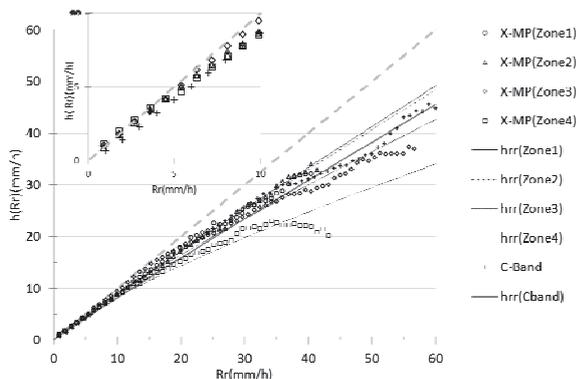


図 4.1 決定論的成分の分析結果  
(10分積算、全期間)

いることを示唆している。ただしレーダ雨量が30 mm/h以上となるような高降雨強度の範囲ではサンプル数が少ないこと、レーダ雨量に対する地上雨量の代表値の算出方法の影響も考えられるためこの図を解釈には注意が必要である。次に、誤差成分の特性

を調べる。地上雨量を対応するレーダ雨量から求められる決定論的成分( $h(R_r)$ )で除してランダム誤差成分 $e(R_r)$ を求め、その標準偏差 $\sigma_e(R_r)$ を計算した。図4.5は $R_r$ を横軸に、 $e(R_r)$ の標準偏差を縦軸にプロットした結果を示している。縦軸の値 $e(R_r)$ が小さいほど観測のばらつきが小さいことを意味する。

図4.2の分析結果から、Xバンドはゾーン毎に大きく結果が異なることが分かる。Zone 1、2ではCバンドに比べて $\sigma_e(R_r)$ が小さくなっている( $R_r$ が10 mm/h以内では概ね同じ値となる)。 $R_r$ が10 mm/h以上の高降雨強度の範囲では、Cバンドは概ね $\sigma_e(R_r)$ が0.4程度で推移するのに対し、XバンドはCバンドに比べて0.2から0.3程度にまで低減する。つまり、XバンドのZone 1やZone 2の範囲では20 mm/h以上の高降雨強度をCバンドよりも高精度で捉えることができる。またZone 3のXバンドでCバンド相当になり、Zone 4ではCバンドの方が $\sigma_e(R_r)$ が小さくなる事が分かる。

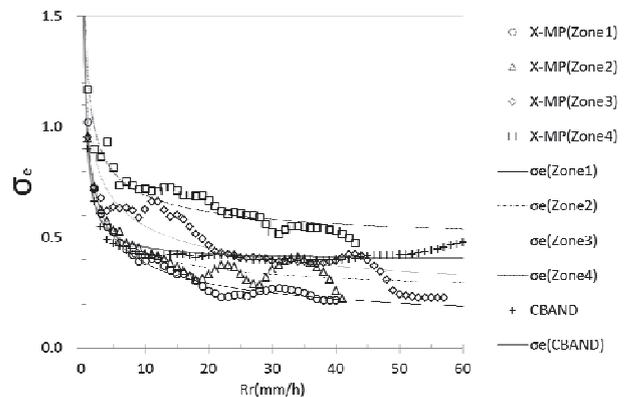


図 4.2 ランダム誤差成分の分析結果  
(10分積算、全期間)

次に、誤差成分の空間相関の特性を調べる。地上雨量の観測点間距離とそれらの観測点間での誤差成分の相関係数の関係を図4.3にプロットした上で式(3)に最も良くフィッティングするパラメータを求めた。

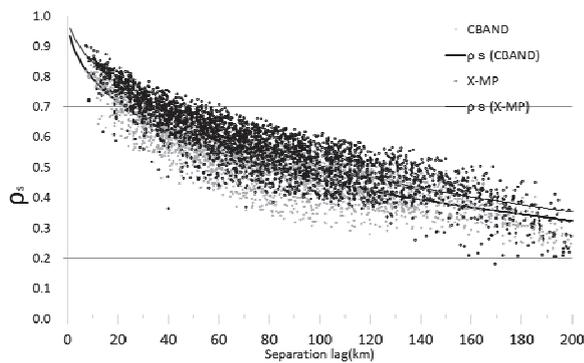


図 4.3 ランダム誤差成分( $e(R_r)$ )の空間相関係数  
(10分積算、全期間)

図 4.3 によると観測点間距離が近いほど相関係数が高く 40 km 以内で概ね 0.6 以上の空間相関係数を示すことが分かる。また X バンドの方が C バンドに比べて誤差の空間相関が高いことも確認できる。

## 5. 誤差の統計的特性を反映した降雨場の生成

前章で同定した誤差の統計モデルを用いて、誤差を考慮した降雨確率場の生成を行う。本研究では 2011 年の台風 12 号と台風 15 号時の日吉ダム流域を対象に誤差を考慮した 100 通りの降雨場の生成を行う。それぞれ 8/3 10:00 から 9/9 0:00、9/16 0:00 から 9/24 0:00 を対象期間とした。図 5.1 には C バンドレーダ雨量を基に誤差を考慮して生成し 100 通りの雨量データのうち、各時刻の平均値および  $\pm \sigma$  値を示している。本研究で検討した手法により、レーダ雨量に対して誤差を考慮した推定平均値と平均値からのずれ幅が推定可能であることが示された。また、生成した降雨場の雨データを統計解析し、決定論的成分が式 (1) に、誤差成分の分散値が式 (2) に従う分布を再現することをそれぞれ確認した。

このような不確実性を考慮した多数の降雨場を入力とする流出解析を行うことにより、観測雨量の不確実性が流出予測に及ぼす影響を定量的に把握できるようになることが期待される。

今後の課題として、モデルパラメーターの決定手

法に関する検討や、本研究では無視された誤差の自己相関を考慮した降雨場生成手法の検討、相対誤差のばらつきが比較的大きく評価されるが、実際の流出解析には大きく影響しないであろうと予想される降雨強度の弱い雨データの取り扱いに関する検討などが挙げられる。

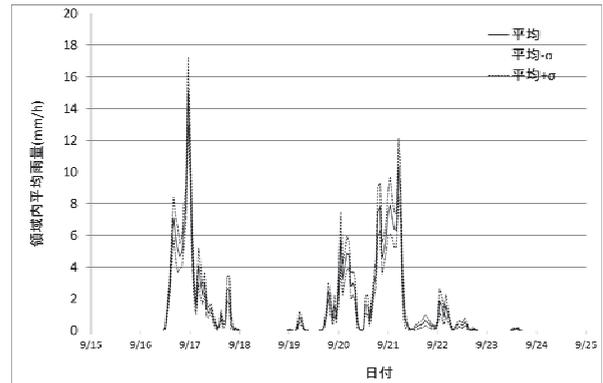


図 5.1 生成された流域平均雨量(台風 15 号)  
(C バンド : 60 分雨量)

## 6. 謝辞

本研究遂行に当たり、ご指導頂きました佐山敬洋研究員様、データ整理等にご協力頂きました(株)いであ三浦裕司様にこの場をお借りいたしまして深くお礼申し上げます。

所属：独立行政法人水資源機構

## <参考文献>

- 1) Ciach et, al. Product-Error-Driven Uncertainty Model for Probabilistic Quantitative Precipitation Estimation with NEXRAD Data J. Hydrom et., 2007, pp.1325-1347
- 2) Villarini et, al. Product-error-driven generator of probable rainfall conditioned on WSR-88D precipitation estimates WATER RESOURNCES RESEARCH, VOL. 45, W01404 2009

# 岩盤上の基礎の鉛直方向の安定照査法のための地盤反力度の評価に関する研究

チーム名等：橋梁構造研究グループ

氏名：木村 真也

## 1. まえがき

山岳部における道路建設の増加や施工技術の進歩に伴い、岩盤上に建設される基礎が増加しており、岩で支持される割合は基礎全体の40%に及んでいる<sup>1)</sup>。平成14年道路橋示方書・同解説IV下部構造編(以下、「H14道示」という。)において、岩盤を支持層とする直接基礎の鉛直支持力照査は、最大地盤反力度の上限値の目安が示されている一方で、深礎基礎やケーソン基礎のように深い基礎を岩盤に支持させた場合の鉛直支持力照査については、具体的に照査に関する規定は示されていないため、個別に検討しているのが実状である。

## 2. 研究目的

本研究では、岩盤上に設置される基礎の鉛直支持力の統一的な照査方法および照査値の提案を行うことを目的とするものである。

## 3. 研究内容

### 3.1 岩盤上の基礎の安定照査法の現状と問題点

表-1にH14道示に規定されている岩盤に支持された基礎の鉛直支持力に対する照査手法を示す。岩の場合、極限支持力は亀裂・割れ目等により左右され、剛塑性理論を用いて極限支持力を計算するためには、理論式に入力する地盤定数の評価に亀裂や割れ目等の影響を考慮する必要がある一方で、そのような照査式や対応する亀裂

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

基礎形式	照査方法			
直接基礎	基礎底面の地盤反力度 ≤ 最大地盤反力度の上限値* * 常時における岩盤の最大地盤反力度の上限値			
	岩盤の種類	最大地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )	目安とする値	
			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：少 2,500	10以上	500以上
		亀裂：多 1,000		500未満
	軟岩・土丹	600	1以上	
ケーソン基礎	規定なし			
深礎基礎	- (H14道示では体系的な深礎基礎の設計法の規定がない。)			

等の地盤調査法は必ずしも確立されていない。このため、直接基礎の設計では、経験的に求められた最大地盤反力度の上限値を定め、基礎底面に分布する地盤反力度がこれを超えないことを確認している。ケーソン基礎については、岩盤上に構築する事例も多い一方で明確な規定が示されていない。さらに、一般に岩盤中に設置される深礎基礎については、H14道示では体系的な設計手法が規定されていない。このため、このような岩盤を支持層とする深い基礎の設計は、各機関の基準を準用しながら支持力照査を実施しているのが実状であり、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可能性がある。

### 3.2 H14 道示における直接基礎の設計で用いる岩盤の最大地盤反力度の上限値の設定経緯

文献2)では、設計時の支持力評価にあたって、試験設備が大掛かりになること等の理由により平板载荷試験やブロックせん断試験が殆ど実施されていないという設計の実態を踏まえて、比較的容易にできる試験との対応で判定できるように最大地盤反力度の上限値の検討を行っている。図-1は、原位置試験や岩石試験が実施された橋梁を対象として、各種試験より得られた物理定数及び载荷試験結果を全国から収集し、各種試験値の関係性を分析・整理した結果である。この分析結果を踏まえて、一軸圧縮試験から得られる一軸圧縮強度  $q_u$  や孔内水平载荷試験から得られる変形係数  $E_b$  から、平板载荷試験により得られる極限支持力度  $p_u$  を間接的に推定する方法が提案されている(図-2)。図-3は、各種試験値の関係を両対数1次式に回帰した推定式(図-2)を用いて、一軸圧縮強度  $q_u$  と平板载荷試験による降伏支持力度  $p_y$  (破線)・極限支持力度  $p_u$  (実線)の関係を整理したものである。図中には、正規分布の片側5%を有意水準として上限値95%・下限値5%と定め、誤差の評価を行ったものをあわせて示す。ここで、直接基礎は一般に地表面付近の平地や斜面等に計画され、地下水等の影響による風化層を含む岩盤が対象になることが多いことから、風化や亀裂の影響を受けやすい環境にある。そこで、“亀裂の多い硬岩”や風化の影響を受けやすい“軟岩・土丹”については、長期荷重に対して地盤を弾性範囲内にとどめることが設計上支配的な要素になると考えられるため降伏支持力度の下限側5%を、“亀裂の少ない硬岩”については、平均値に安全率を考慮すれば十分安全側であると考えられるため極限支持力度の平均値の1/3を最大地盤反力度

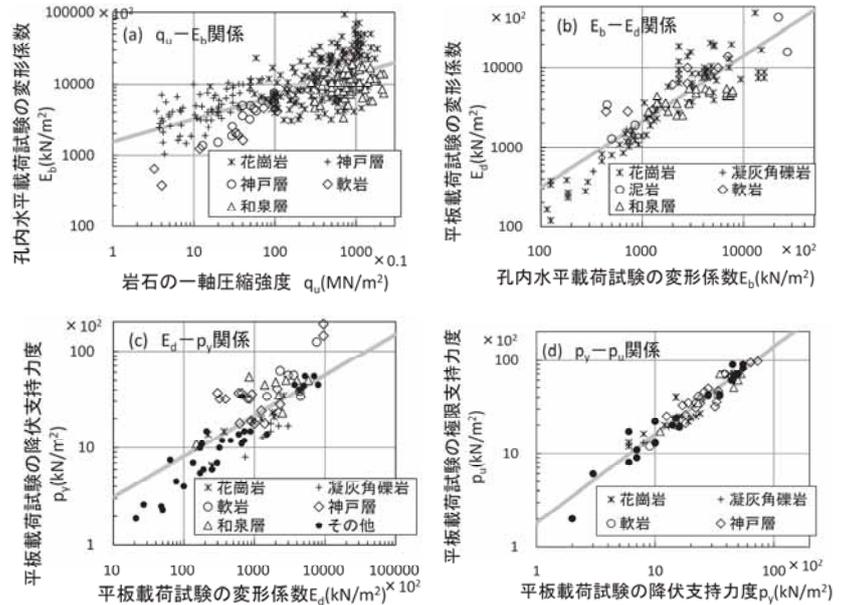


図-1 各種試験値の相関関係図

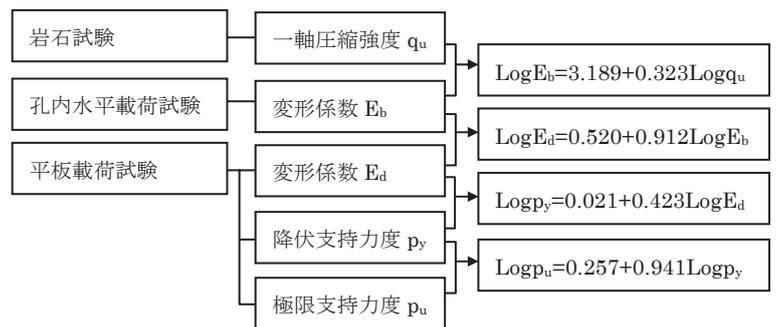


図-2 各種試験値の関連性と回帰式

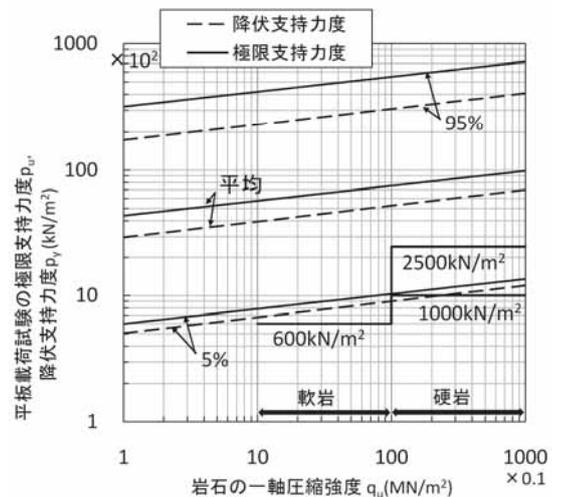


図-3 一軸圧縮強度と支持力度の関係

度の上限值(表 - 1)として提案されている。

### 3.3 深度に応じた岩盤の極限支持力の評価

深礎基礎やケーソン基礎など深い支持層に設置する基礎の底面地盤は、大きな拘束力により亀裂の影響等を受けにくい状況にあることを踏まえると、深い基礎での最大地盤反力度の上限値は、直接基礎に適用している値よりも大きくできる可能性がある。3.2 で示した結果は、試験深度に関わらず全ての試験データに対して整理されたものである。そこで、図 - 1 に示したデータを浅い位置と深い位置とで試験したもので区分し、各相関関係を整理することにより、深度の違いが支持力に及ぼす影響を評価する。なお、深度は既往の実績<sup>1)</sup>より、深い基礎が5m以深で採用されることが多いことから5mを区分の目安とした。図 - 4 に深度の区分を行い求めた各種試験値の関連性を示す。

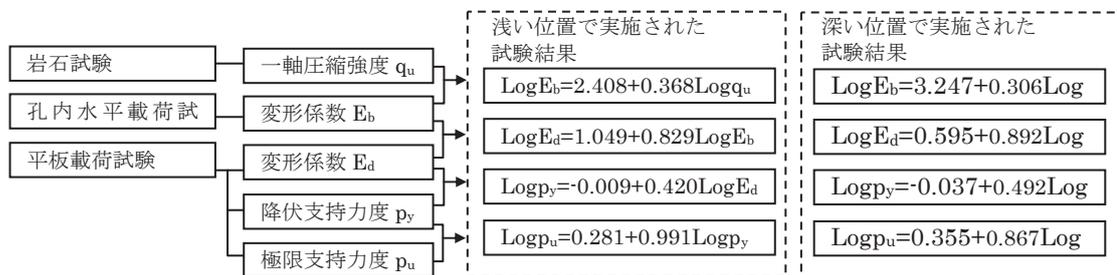


図 - 4 各種試験値の関連性と回帰式

図 - 5 に、図 - 4 に示した相関式を用いて一軸圧縮強度  $q_u$  と極限支持力度  $p_u$  の関係を推定した結果を示す。実線 (B) は深い位置、破線 (C) は浅い位置における試験値を用いて求めた平均値である。また、全てのデータを用いた相関関係により推定した平均値 (実線 (A)) と、正規分布の片側 5% を有意水準とした上限値 95%・下限値 5% のラインを併せて示している。また、図中には、限られたデータ数ではあるが、载荷実験により直接に  $q_u \cdot p_u$  関係が得られている試験値をプロットした。図より、推定線もプロットも深い試験値は、浅い試験値と比べると全体的に極限支持力度が大きい傾向にある。すなわち、深い基礎については、直接基礎のような浅い基礎に比べて極限支持力を大きく評価することが可能であると考えられる。また、深い位置の試験値は、亀裂の多(◇)少(○)による硬岩の極限支持力度  $p_u$  の差は少ない一方で、浅い位置の試験値は、亀裂の多い場合(◇)と少ない場合(●)による差が大きく表れている。この結果から、深い位置では大きな土被り荷重により拘束され、亀裂の影響等を受けにくい状況にあることが推察される。また、亀裂の少ない硬岩(○と●)の極限支持力度  $p_u$  については、数は少ないものの、深い位置の試験値と浅い位置の試験値で有意な差は認められない。

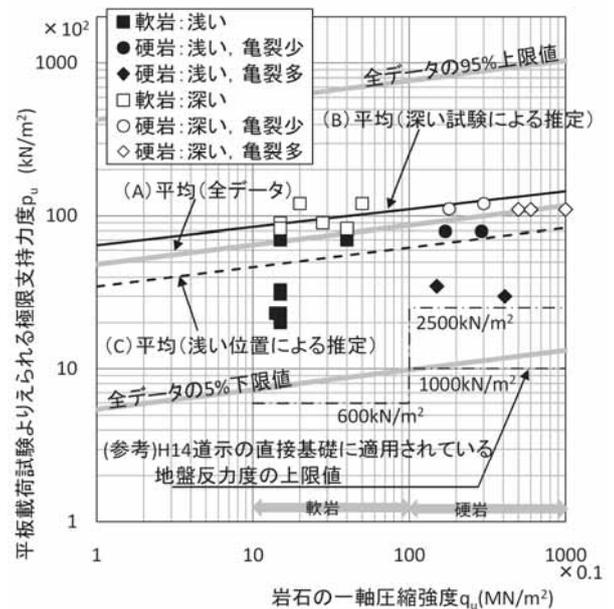


図 - 5 一軸圧縮強度と極限支持力度の関係

### 3.4 最大地盤反力度の上限値の提案

3.3 の結果を踏まえて、浅い基礎と深い基礎に適用する最大地盤反力度の上限値をそれぞれ設定する。最大地盤反力度の上限値は、長期荷重に対して極限支持力度から十分な安全余裕が担保されるように、極限支持力度に安全率3を担保した値として設定する。このとき、岩盤は非常にばらつきが大きいため、極限支持

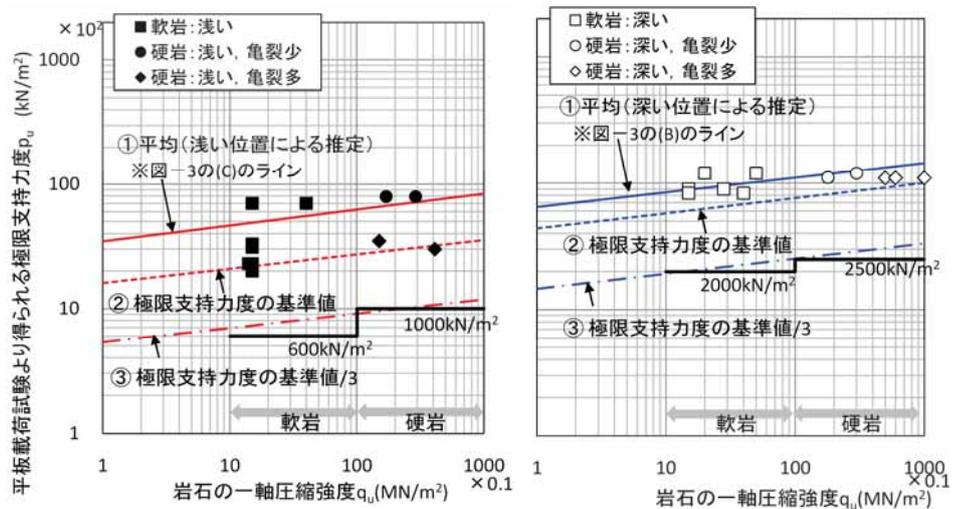


図 - 6 最大地盤反力度の上限値の設定方法

力度の平均値(図 - 6 の①)に安全率3を確保した場合でも必ずしも弾性範囲内に収まらないことも想定される。したがって、ここでは安全側を考慮して、直接的に  $q_u \cdot p_u$  関係が得られている深い浅いそれぞれの試験値(□と○と◇, ■と●と◆)の下限値を極限支持力度の基準値(図 - 6 の②)として位置づけ、そこから安全率3を確保した値(図 - 6 の③)を最大地盤反力度の上限値として設定した。表 - 2 に最大地盤反力度の上限値の提案値を示す。浅い基礎については、結果的に H14 道示の値と同値となった。一方、深い基礎に用いる上限値は、直接基礎よりも3倍程度大きく評価できることとなる。なお、亀裂の少ない硬岩は、深度に関わらず極限支持力度に大きな差がなかったことを踏まえて、深度による区分は行なっていない。

表 - 2 最大地盤反力度の上限値の提案値

岩種		浅い基礎	深い基礎	$q_u$ (MN/m <sup>2</sup> )	E (MN/m <sup>2</sup> )
		$p_s = p_u/3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_s = p_u/3$ (kN/m <sup>2</sup> )		
硬岩	亀裂少	2,500	2,500	10 以上	500 以上
	亀裂多	1,000			500 未満
軟岩		600	2,000	1・10	

$p_u$  : 極限支持力度,  $p_s$  : 最大地盤反力度の上限値  
 $q_u$  : 一軸圧縮強度, E : 孔内水平載荷試験による変形係数

### 4. まとめ

既往の載荷試験や岩石試験を収集・分析して、統一的な設定の考え方にに基づき、岩盤上に設置された基礎の鉛直支持力の照査手法を提案した。

### 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に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) 中谷昌一, 石田雅博, 白戸真大, 井落久貴：構造物基礎形式の選定手法調査, 土木研究所資料 4037 号, 2007.2. 2) 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 2512 号, 1987.11.

# 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 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）としてまとめている。

一方、既設鋼床版のデッキプレートと U リブとの溶接部に、ルート部から溶接ビード内に進展するき裂とデッキプレート内に進展するき裂が報告されている。これらのき裂に対し、き裂先端に孔（観察孔）加工処理を施した上で、応力軽減を図るための対策工法として SFRC 舗装が適用されている。しかしながら、観察孔部分の応力性状については不明な点も多く、観察孔を設けることにより表面に露出したルート部からのき裂の発生が懸念される。本研究では、実大鋼床版試験体を用いた静的載荷試験、定点疲労試験および FEM 解析により、SFRC 舗装とき裂先端の観察孔によるき裂進展抑制効果の検討を行った。特に、観察孔部分の応力性状と疲労耐久性について検証し、き裂長や溶接溶込み量などの各種パラメータが観察孔の疲労耐久性に与える影響を明らかにした。

## 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、解析的に検討を行った。前年度は、実大鋼床版供試体を用いた定点疲労載荷試験について報告したが、今年度は FEM 解析を用いたパラメトリック解析を実施した。静的載荷試験、定点疲労試験をもとに、観察孔部分の応力性状、疲労性状を検討するとともに、疲労試験結果と FEM 解析を踏まえて、ビード進展き裂長、ビード進展き裂位置、溶接溶込み量、鋼床版の構造諸元などのパラメータが観察孔部分の疲労耐久性に与える影響について検討を行った。

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 解析モデル

試験体の観察孔部分の応力性状を把握するために FEM 解析を行った。図-1 に試験体の解析モデルの全体図を、図-2 に溶接部形状と観察孔部分の解析モデルを示す。溶接部の形状は、ビード切削後の試験体の溶接形状と同じとした。スリットについては、デッキプレート下面と U リブウェブ上面の節点を共有させないことでモデル化した。着目観察孔の最小要素寸法は 0.5mm×0.5mm×0.5mm 程度とした。SFRC 舗装及び鋼部材の弾性係数  $E$  とポアソン比  $\nu$  はそれぞれ、 $E=40,000\text{N/mm}^2$  ( $\nu=0.167$ )、 $E=200,000\text{N/mm}^2$  ( $\nu=0.3$ ) とした。SFRC 舗装とデッキ間の接合は完全合成と仮定した。荷重は、静的載荷試験の載荷条件と同じとし、輪荷重（150kN）を模擬して載荷した。なお、本解析モデルの節点数は、117,200 節点、要素数は 113,200 要素である。解析には汎用有限要素法解析プログラム COSMOS/M ver.2.9 を使用した。

また、試験体の荷重試験結果との比較により精度の確認された解析モデルを用いて、実鋼床版に SFRC 舗装と観察孔を施工した場合を対象とした実橋モデルで FEM 解析を行い、スリットや各種構造パラメータが疲労耐久性に与える影響について検討を行った。実鋼床版を対象とした解析モデルは、溶接部の形状以外は図-1 に示した試験体モデルを基本として、溶接部形状および観察孔は図-3 に示すように溶け込み 50%、溶接脚長 6mm の実橋溶接部を再現した。基本ケースの溶け込み量と脚長は、き裂の発生している既設鋼床版橋では溶け込み量 75% を満たしていない事例が多いことを踏まえ設定した。解析結果については、輪荷重の影響線載荷により、着目部位に発生する応力範囲として整理を行った。なお、実橋モデルの解析では、スリット長、スリット位置、溶接溶け込み量、溶接脚長、舗装剛性、縦リブ支間をパラメータとした。

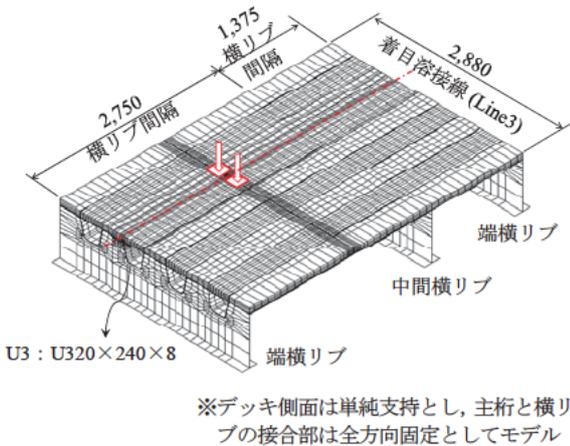


図-1 試験体モデル全体図

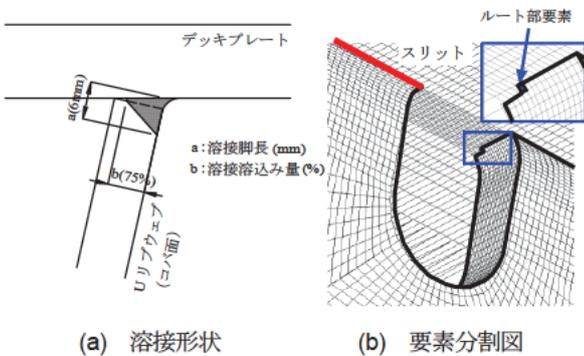


図-2 試験体モデルの溶接形状と観察孔部分の解析モデル

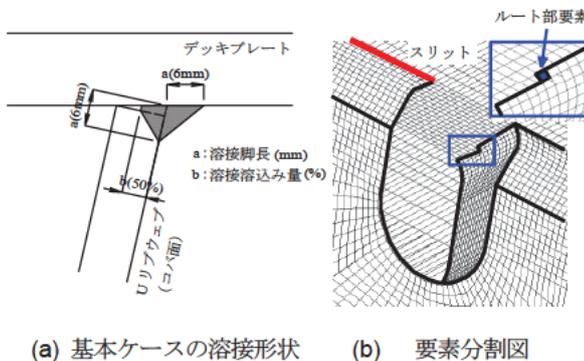


図-3 実橋モデルの溶接形状と観察孔の解析モデル

### 3. 2 解析方法

き裂の起点である解析モデルのルート部応力 (図-3 (b) 参照) を用いて、実橋で想定される溶接条件、き裂状態及び構造諸元の影響について検討を行うこととした。ルート部応力の解析値については、要素寸法の影響を受けるが、解析値の相対比較<sup>1),2)</sup>は可能と考えられる。

### 3. 3 解析パラメータと解析ケース

表-1 に検討した解析パラメータと解析ケースを、図-4 に、スリット長 400mm の場合の支間部、交差部及び 1/4 支間部の解析モデルを示す。スリット位置の影響を検討

表-1 実橋モデルの解析パラメータと解析ケース

解析パラメータ	解析ケース	
	基本ケース	変化ケース
スリット長(mm)	400	200, 300, 500, 600
スリット位置	交差部, 支間部	1/4支間部
溶接溶け込み量(%)	50	0, 25, 75
溶接脚長(mm)	6	4
縦リブ支間(mm)	2750	2000, 3500, 4000

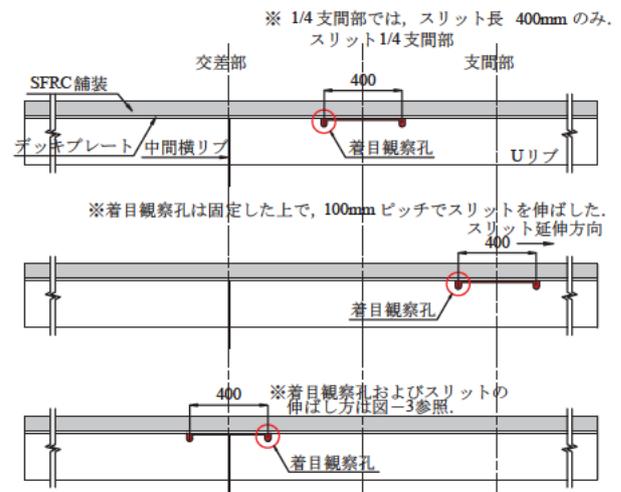


図-4 支間部、交差部および 1/4 支間部の解析モデル (スリット長 400mm の場合)

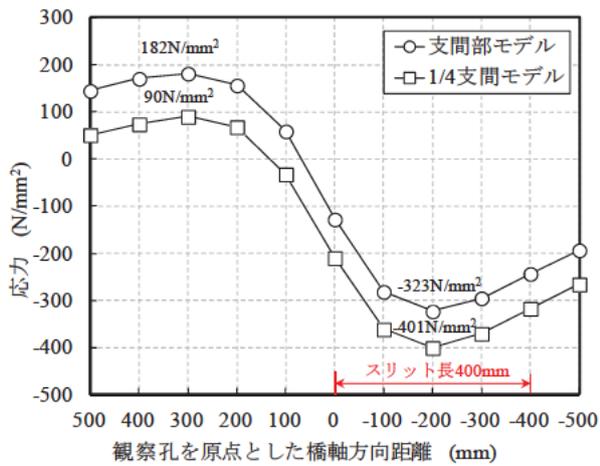


図-5 スリット位置を変化させた場合のルート部要素部応力の影響線 (スリット長 400mm の場合)

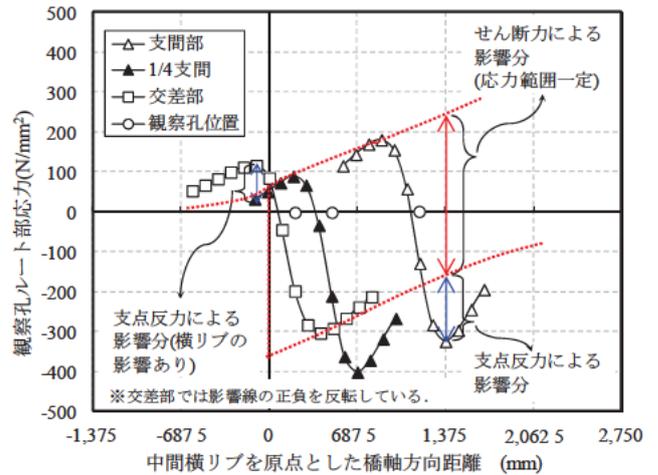


図-6 支間部, 交差部および 1/4 支間部の着目観察孔のルート部要素応力の影響線

するため、支間部、1/4 支間部にスリットを設け、それぞれ支間中央、1/4 支間を対称に片側 200mm (全長 400mm) のスリット長とした。スリット長をパラメータとした解析の支間部モデルについては、着目する観察孔に対して、スリット長を 100mm ずつ、中間横リブとは反対方向に伸ばしていった。また、交差部モデルについては、実験供試体のスリットの伸ばし方と同様である。基本ケースでは、スリット長を 400mm とし、実橋で想定される溶接条件として、すみ肉溶接脚長を 6mm、溶込み量を板厚の 50%、その他諸元は試験体モデルと同じとした。また、表中のケースとは別に、SFRC 舗装による応力軽減効果を把握するために、基本ケースに対してアスファルト舗装を適用した場合の解析ケースも比較した。解析モデルとしては舗装厚を 75mm、舗装の弾性係数  $E$  とポアソン比  $\nu$  として、既往の文献 3)~5) を参考に、夏季を対象として  $E=1,000\text{N/mm}^2$  ( $\nu=0.35$ ) と仮定した。載荷荷重は静的載荷試験と同様に、150kN としている。

#### 4. 解析結果と考察

##### 4. 1 観察孔こば面ルート部の応力性状

図-5 に、スリット位置を変化させた場合のこば面ルート部応力の影響線を示す。横軸は観察孔位置を原点としている。支間部と 1/4 支間部におけるこば面ルート部応力について、最大・最小値は異なるが、応力範囲はそれぞれ  $505\text{N/mm}^2$ 、 $491\text{N/mm}^2$  (比率 1.03) と同程度の値であり、せん断力の影響線と類似の挙動を示している。

図-6 に支間部、交差部及び 1/4 支間部の各着目観察孔ルート部の応力の影響線を示す。また、図中には観察孔ルート部応力の影響線の包絡線を模式的に示す。観察孔のルート部には荷重の移動に伴い、せん断力による引張応力が作用する。これに加えて、荷重がスリット上に載荷された場合に観察孔位置は、スリット部の SFRC 舗装とデッキを両端固定梁と仮定した場合の支間部にあたり、ルート部には支点反力に相当する圧縮応力が作用すると考えられる。なお、交差部の横リブ位置では、横リブが輪荷重を直接支持するため、支間部と比較して、支点反力に相当する圧縮応力が減少する。また、せん断力の影響から応力範囲に占める引張応力の割合が大きくなる傾向にある。

##### 4. 2 スリット長の影響

図-7 に、基本ケースに対してスリット長のみを変化させた場合の観察孔におけるルート部の応力範囲を示す。交差部と比較して支間部の方がスリット長によらず、応力範囲が大きい。また、支間部、交差部ともに、スリットが長くなるにつれて応力範囲の増加割合が減少する傾向にある。

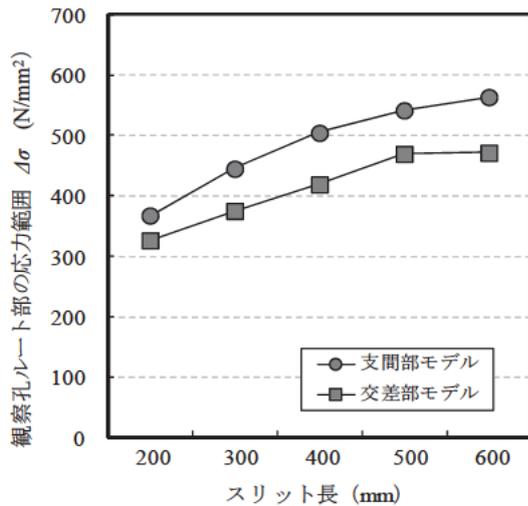


図-7 スリット長と観察孔ルート部応力の関係

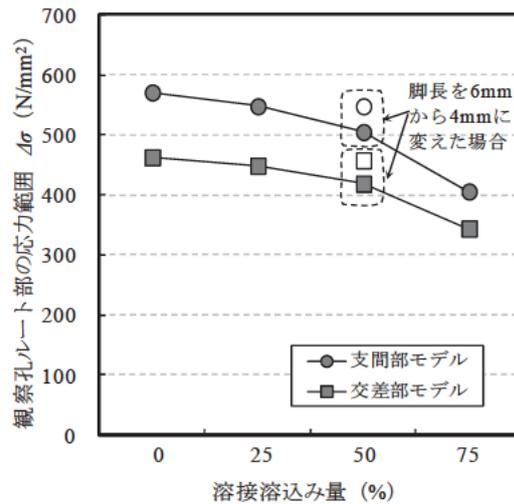


図-8 溶込み量と観察孔ルート部応力の関係

また、基本ケースに対して、縦リブ支間長を 2,000～4,000mm に変化させた場合、応力範囲の違いは交差部で 0.99～1.01 倍、支間部で 0.96～1.03 倍であり、ほとんど差はみられなかった。これは前述したように、観察孔におけるルート部の応力性状として、観察孔近傍に荷重が載荷された時の影響が支配的であり、直上載荷時の支点反力に相当する圧縮力と、Uリブに作用するせん断力の影響が大きいため、縦リブ支間の変化がルート部の応力範囲に与える影響は小さいためと考えられる。

#### 4. 3 溶接溶込み量と溶接脚長の影響

図-8 に、基本ケースに対して溶接溶込み量のみを変化させた時の観察孔こば面ルート部の応力範囲を示す。図中にはさらに溶接脚長を変化させた場合の結果を示す。同一の溶接脚長 6mm の場合には、溶込み量が多いほど、応力範囲が小さくなり、基本ケース (50%) に対し、溶込み量 25,75%では応力範囲で、それぞれ約 1.08, 0.81 倍に変化する。また、溶込み量を同一 (50%) として溶接脚長を 4mm とした場合には、基本ケースに対して応力範囲が約 1.09 倍に大きくなる傾向にある。

#### 4. 4 舗装剛性の影響

SFRC 舗装施工前に観察孔を設置し、き裂先端処理を先行して実施した場合を想定し、観察孔におけるルート部の応力範囲を求めた。SFRC 舗装の基本ケースに対して、アスファルト舗装の場合のこば面ルート部の応力範囲は、支間部で約 4.7 倍、交差部で約 3.7 倍となっており厳しい応力状態となっている。観察孔ルート部からのき裂発生を防ぐためには、観察孔施工後、SFRC 舗装等による応力軽減対策を早い時期に実施する必要がある。

### 5. 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) 井口進, 内田大介, 川畑篤敬: 鋼床版のデッキとUリブ溶接部の疲労寿命評価法に関する検討, 土木学会論文集A, Vol. 67, No.3, 2011.
- 2) 森猛, 鴨原志保, 中村宏: 溶接溶込み深さを考慮した鋼床版デッキプレート・トラフリブ溶接部の疲労試験, 土木学会論文集A, Vol. 62, No.3, 2006.7.
- 3) (社)土木学会: 道路橋床版の要求性能と維持管理技術, 2008.6.
- 4) 井口進, 内田大介, 川畑篤敬, 玉越隆史: アスファルト舗装が鋼床版の局部応力性状に与える影響, 鋼構造論文集第15巻第59号, 2008.9.
- 5) 久利良夫, 鎌田修, 丹波寛夫, 佐藤章紀: アスファルト混合物の材料特性と鋼床版に与える影響, 舗装, Vol.45, No.3, 2010.3.

# 地震波の違いがアーチカルバートの地震時応答に及ぼす影響

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

近年、内空断面が大型化傾向の道路カルバートにおいては、図-1 に示すようにカルバート内空部ならびに上部を道路として用いる例が増加している。耐震性能を評価する場合は、このような構造物の使われ方や構造特性についても十分に考慮することが重要である。大型化されたカルバートの事例としてはボックスカルバートの他にアーチカルバートも存在しており、アーチカルバートについてはヒンジを有する構造形式と有さない構造形式とで



図-1 道路カルバート

地震時の塑性箇所や変形モードが異なることが判明している<sup>1)</sup>。地震時の応答特性に影響する要因としては、地盤特性やヒンジの有無のほかには地震波の違いによる影響が考えられる。そこで本研究では、同一の加速度応答スペクトルとなる複数の地震波を用いて、構造形式の異なるアーチカルバートの地震時応答について比較検証を行った。

## 2. 構造形式の異なるアーチカルバートの部材諸元

アーチカルバートの構造形式には大きく分けて、カルバート工指針<sup>2)</sup>に規定されている一体構造で分割接合部自体がない構造とプレキャスト部材で見られる分割接合部がヒンジとなる構造が存在する。本検討では施工実績の最も多い2箇所<sup>3)</sup>の分割接合部がヒンジとなる構造（以降、2ヒンジアーチ）と、これと同じ内空断面でカルバート工指針に規定されている構造（以降、指針アーチ）を対象とした。部材諸元は表-1 に示す条件で常時設計を行い、図-2、図-3 のように決定した。2ヒンジアーチは、指針アーチに比べ地盤抵抗を多く見込んでいるため、アーチ部材厚で33%、底版部材厚で17%薄くなっている。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。

表-1 常時の設計条件

		指針アーチ	2ヒンジアーチ
設計法		カルバート工指針	2ヒンジアーチ技術マニュアル
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
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>	
	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	変形係数	盛土： $\alpha E_s = 28\text{MPa}$	盛土： $\alpha E_s = 28\text{MPa}$
		基礎地盤： $\alpha E_s = 42\text{MPa}$	基礎地盤： $\alpha E_s = 42\text{MPa}$
荷重	鉛直方向	地盤反力係数 $k_v = 8, 680\text{kN/m}^3$	地盤反力係数 $k_v = 14, 870\text{kN/m}^3$
		せん断地盤反力係数 $k_s = k_v/3 = 2, 893\text{ kN/m}^3$	せん断地盤反力係数 $k_s = k_v/3 = 4, 957\text{ kN/m}^3$
水平方向	側壁部の水平土圧係数： $K_h = 0.3$	側壁部の水平土圧係数： $K_h = 0.3$	
	天井部の水平土圧係数： $K_h = 0.3$	天井部の水平土圧係数： $K_h = 0.3$	

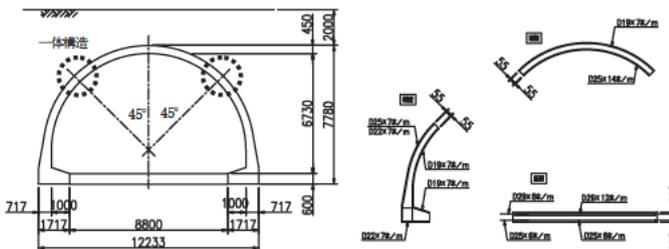


図-2 指針アーチの部材諸元 (単位：mm)

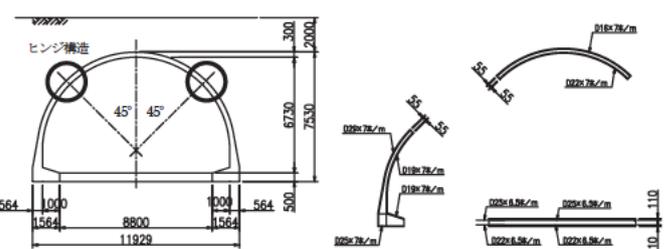


図-3 2ヒンジアーチの部材諸元 (単位：mm)

### 3. 解析条件

地盤内アーチカルバートの地震時応答は、地盤と構造物の全体系を考慮する応答震度法により検証した。図-4に、地震時応答の解析検討フローを示す。

#### 3.1 地盤応答解析

一次元地盤応答解析 (shake) では表-2に示す地盤条件において、道路橋示方書V編のI種地盤のタイプIIの3波<sup>3)</sup>を入力波として基盤面に与え、応答加速度分布を求めた。なお、表-1の設計条件と同様にアーチカルバートの底面は盛土層と基礎地盤層の境界面上とし、基盤面までの層厚は、構造物底面から構造物の高さ以上の距離とした。

#### 3.2 応答震度法

一次元地盤応答解析で求めた応答加速度を節点荷重に換算し、地盤と構造物の全体系へ静的に载荷させることでアーチカルバートの地震時応答を求めた。構造部材はファイバーモデル、地盤は収束地盤剛性を用いた弾性要素、構造部材と地盤の境界部にはジョイント要素を用いた。境界条件については、側方境界はローラー支持、底部境界を固定とした。なお、カルバートのコンクリート構成則は横拘束筋の効果について不明な点が多いため、本検討では図-5に示すように、終局ひずみ  $\epsilon_{cu}=0.0035$  までは道路橋示方書III編の構成則<sup>4)</sup>とし、終局後は剛性低下を考慮し  $\epsilon_{cu}=0.0050$  で最大強度の80%と仮定したモデル、鉄筋はバイリニアモデルを用いた。

ヒンジ接合の構造は図-6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実際のヒンジ構造に近似させ、 $\pm 8$ 度以上回転しないM- $\theta$ モデルとした(図-7)。



図-6 ヒンジ接合の構造図

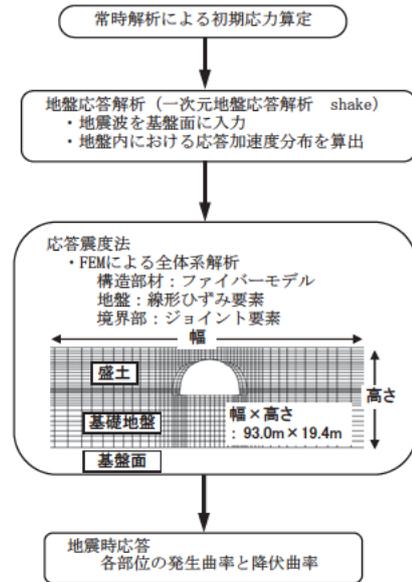


図-4 解析検討フロー

表-2 地盤条件

地層名称	標高 (T.P.m)	層厚 (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	N値	Vs (m/s)	Go (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$
盛土	7.7	9.2	19.0	10	172	57,593	0.450
	-1.5						
基礎地盤	-	10.2	20.0	30	249	126,102	
	-11.7						
基盤面	-	-	19.0	50	300	174,490	

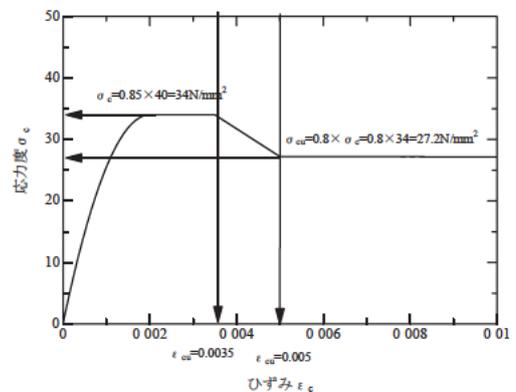


図-5 コンクリート構成則

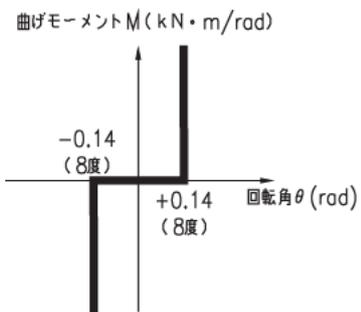


図-7 M- $\theta$ モデル

## 4. 解析結果

### 4.1 地盤の加速度とせん断ひずみの分布

一次元地盤応答解析結果より求めた構造物頂版軸心と底版軸心の相対変位が最大となる時刻のせん断ひずみの分布を図-8、加速度の分布を図-9示す。地震波の違いにより地盤のせん断ひずみは最も差の大きい深度2m付近でも平均値2.1%に対して-0.1%~+0.2%の差しがなく、ほぼ同じ結果となった。しかし、地盤の加速度分布では差が生じており、II-I-2の加速度は深度4m付近で平均値に対して+23%大きく、深度-2m付近で平均値に対して+51%大きくっており、加速度波形II-I-2が全深度にわたり他の2波と異なっている。

### 4.2 アーチカルバートの鉄筋降伏部位と発生曲率

応答震度法による解析においてL2地震時に鉄筋降伏する部位に着目し、地震波の違いによる発生曲率 $\phi$ と降伏曲率 $\phi_y$ を表-3、表-4に、鉄筋降伏部位と発生曲率 $\phi$ のばらつきを図-10、図-11に示す。ここで、降伏曲率 $\phi_y$ はL2地震時での鉄筋降伏部位の軸力より求めた値である。

図-10に示すように、指針アーチでは、左アーチ部内側（以降、部位A）、右アーチ部外側（部位B）、左側壁下端部外側（部位C）、底版右端部内側（部位D）の4箇所鉄筋降伏が発生している。発生曲率 $\phi$ は部位Aで平均値 $2.14 \times 10^{-2}$ (1/m)に対して-8%~+8%、Bで平均値 $1.62 \times 10^{-2}$ (1/m)に対して-11%~+19%、Cで平均値 $3.01 \times 10^{-2}$ (1/m)に対して-5%~+9%、Dで平均値 $1.75 \times 10^{-2}$ (1/m)に対して-19%~+26%の差が生じている。

図-11に示すように、2ヒンジアーチでは左側壁下端部外側（部位C）、右側壁下端部内側（部位E）の2箇所鉄筋降伏が発生している。発生曲率 $\phi$ は部位Cで平均値 $9.24 \times 10^{-2}$ (1/m)に対して-9%~+10%、Eで平均値 $9.49 \times 10^{-3}$ (1/m)に対して-20%~+17%の差が生じている。

両構造形式の最も損傷の進む部位Cを比較すると、指針アーチの発生曲率 $\phi$ で平均値 $3.01 \times 10^{-2}$ (1/m)に対して-5%~+9%、2ヒンジアーチの発生曲率 $\phi$ で平均値 $9.24 \times 10^{-2}$ (1/m)に対して-9%~+10%と2ヒンジアーチの発生曲率 $\phi$ のばらつきが若干大きいことが分かる。この理由は、指針アーチに比べて2ヒンジアーチはアーチ部材厚で33%、底版部材厚で17%薄くなっており、鉄筋降伏後の断面力の再分配に与える感度が大きいためと考えられる。

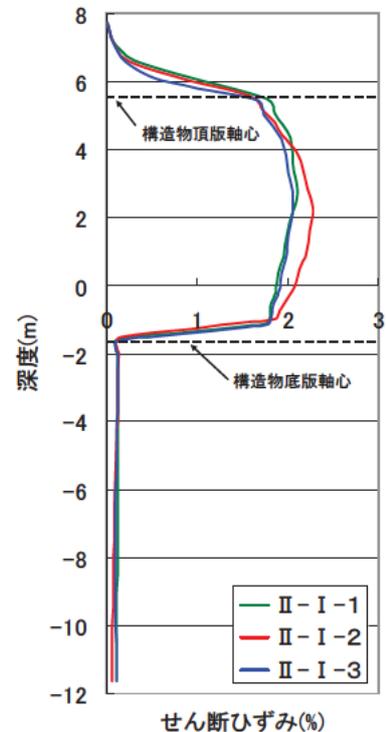


図-8 地盤のせん断ひずみ分布

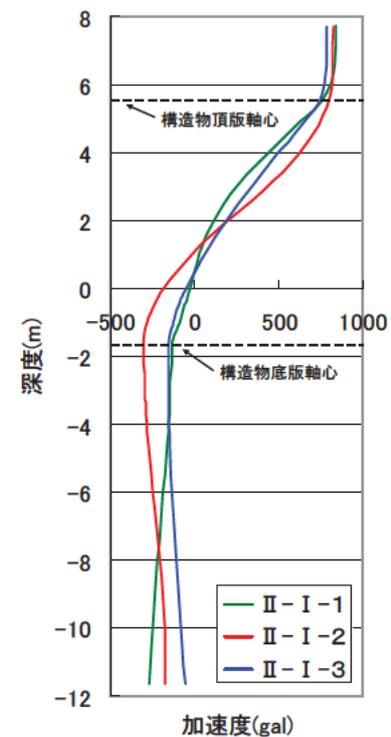


図-9 地盤の加速度分布

表-3 指針アーチの発生曲率 $\phi$ と降伏曲率 $\phi_y$

指針アーチ 部位	地震波	発生曲率 $\phi$	軸力N	降伏曲率 $\phi_y$
		(1/m)	(kN)	(1/m)
A	II-I-1	1.97E-02	802	6.03E-03
	II-I-2	2.31E-02	841	6.06E-03
	II-I-3	2.13E-02	770	6.01E-03
B	II-I-1	1.43E-02	1776	6.61E-03
	II-I-2	1.93E-02	1783	6.62E-03
	II-I-3	1.49E-02	1814	6.64E-03
C	II-I-1	2.90E-02	948	4.10E-03
	II-I-2	2.85E-02	927	4.09E-03
	II-I-3	3.29E-02	978	4.11E-03
D	II-I-1	1.41E-02	1391	4.04E-03
	II-I-2	2.21E-02	1617	4.12E-03
	II-I-3	1.63E-02	1434	4.06E-03

表-4 2ヒンジアーチの発生曲率 $\phi$ と降伏曲率 $\phi_y$

2ヒンジアーチ 部位	地震波	発生曲率 $\phi$	軸力N	降伏曲率 $\phi_y$
		(1/m)	(kN)	(1/m)
C	II-I-1	8.38E-02	818	5.37E-03
	II-I-2	1.01E-01	801	5.36E-03
	II-I-3	9.21E-02	792	5.35E-03
E	II-I-1	7.55E-03	986	7.10E-03
	II-I-2	1.11E-02	1007	7.12E-03
	II-I-3	9.86E-03	1019	7.13E-03

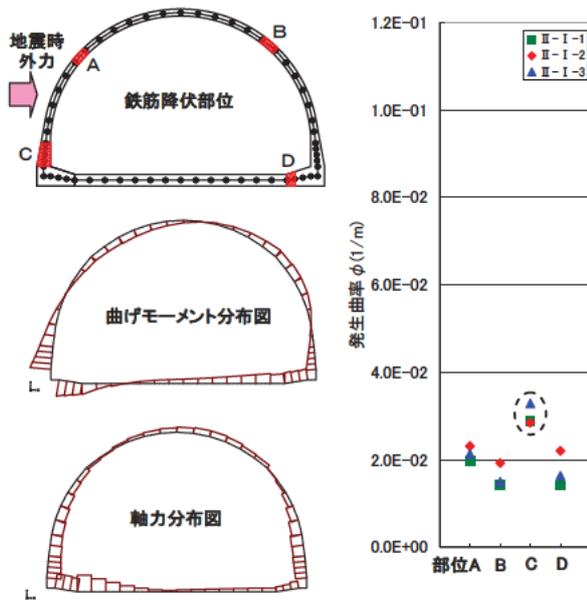


図-10 指針アーチの鉄筋降伏部位と発生曲率 $\phi$ のばらつき

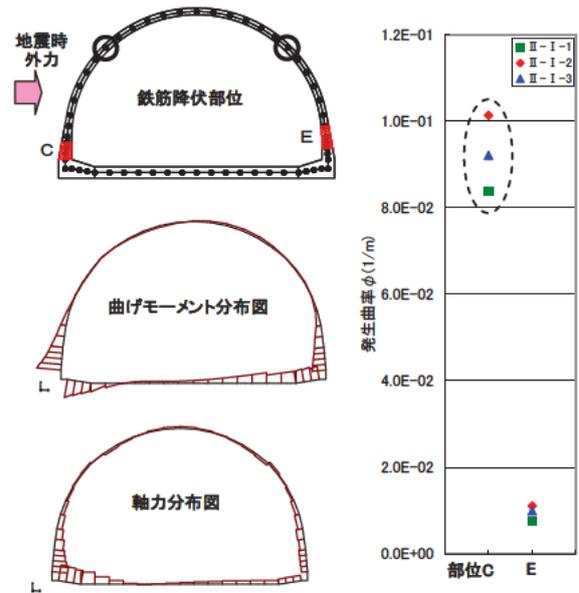


図-11 2ヒンジアーチの鉄筋降伏部位と発生曲率 $\phi$ のばらつき

## 5. まとめ

本検討では、地震時の加速度分布が異なる複数の地震波を設定し、構造形式の異なるアーチカルバートの地震時応答を比較検証した。いずれの構造形式においても、最も損傷する部位で応答にばらつきが生じるが、比較の結果、2ヒンジアーチが若干ではあるがばらつきが大きい。アーチカルバートの耐震設計では、このような応答のばらつきに対する検討が重要と考える。

## 6. 謝辞

本研究を進めるに当たり、星隈順一上席研究員、石田雅博上席研究員、西田秀明主任研究員、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) 谷口、八ツ元ほか：アーチカルバートにおける構造形式の違いが地震時の挙動に及ぼす影響、第14回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、平成23年7月
- 2) (社)日本道路協会：道路土工カルバート工指針、平成22年3月
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、平成14年3月
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IIIコンクリート橋編、平成14年3月

## 鋼箱形断面圧縮部材の耐荷力に関する検討

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

鋼橋の圧縮部材の耐荷力に関しては、海外の設計基準等では初期不整や断面形状等の条件に応じて区分された複数の耐荷力曲線が与えられている。一方、旧道路橋示方書（以下、H14 道示）における基準耐荷力曲線は、設計の煩雑さの回避から、各種条件下の耐荷力曲線に対する下限値（圧縮側の残留応力（以下、残留応力）を  $0.4\sigma_y$ （ $\sigma_y$ ：鋼材の降伏点）、初期たわみを  $L/1000$ （ $L$ ：部材長）と仮定した I 形鋼の弱軸に関する耐荷力曲線）を基本に設定されたものであり、既往の研究成果や複数耐荷力曲線が採用されている海外基準を踏まえると、耐荷力に影響を与える断面形状や初期不整に応じて強度分類することにより、耐荷力曲線を合理的に設定できる余地がある。

### 2. 研究目的

本研究は、設計の合理化の観点から、圧縮部材として適用頻度の高い溶接箱形断面部材を対象として、初期不整や断面形状等が耐荷力に与える影響を解析的に検討するとともに、既往の実験結果を含む研究成果の分析を行い、溶接箱形断面部材の設計に適用するための基準耐荷力曲線を提案するものである。

### 3. 研究方法および研究結果

#### 3.1 弾塑性有限変位解析による溶接箱形断面部材の耐荷力に関する検討

##### 3.1.1 検討概要

H8 道示または H14 道示で設計された鋼アーチ橋のうち、アーチリブに溶接箱形断面部材を用いた鋼アーチ橋を想定して、溶接箱形断面部材の柱としての耐荷力を弾塑性有限変位解析により求め、残留応力や初期不整などを变化させた場合の解析結果を用いて、各種のパラメータが耐荷力に与える影響について検討した。具体的には、鋼アーチ橋の実績に基づいて溶接箱形断面として 4 断面を設定し、鋼材の材質や初期たわみ等をパラメータ（表-1）とした弾塑性有限変位解析を行い、それらの因子が耐荷力に与える影響を解析的に検討した。解析モデルはシェル要素とし、対象部材および解析条件の対称性から 1/2 モデルとした（図-1）。

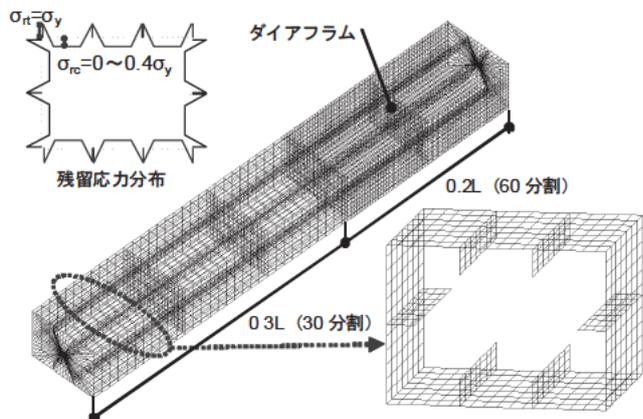
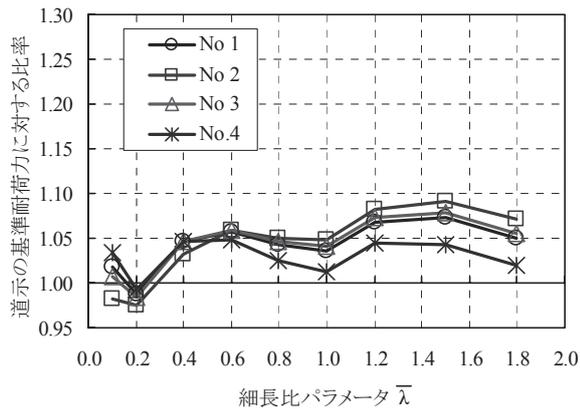


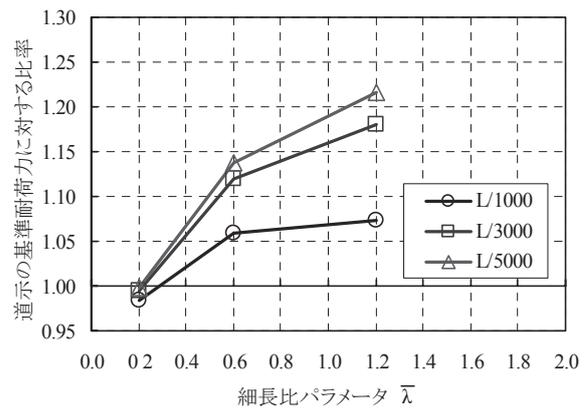
図-1 解析モデル

表-1 解析パラメータ

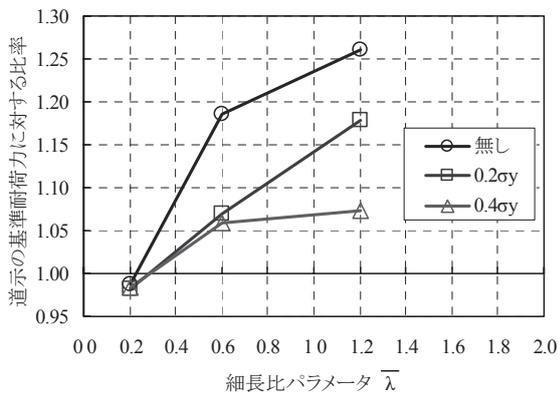
因子	解析パラメータ			
	No.1	No.2	No.3	No.4
断面形状 (mm)	$R_R=0.44$	$R_R=0.47$	$R_R=0.49$	$R_R=0.24$
	800x1100	1800x2400	1100x1500	1100x1500
鋼材の材質	SM400、SM490Y			
初期たわみ	L/1000、L/3000、L/5000			
残留応力	無し、 $0.2\sigma_y$ 、 $0.4\sigma_y$			



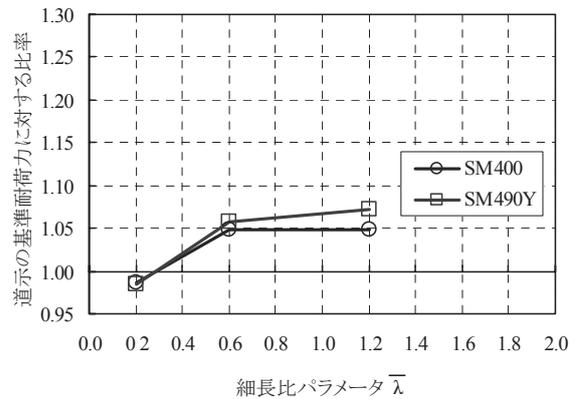
(a) 断面寸法別の H14 道示の基準耐力に対する比率



(b) 初期たわみ別の H14 道示の基準耐力に対する比率



(c) 残留応力別の H14 道示の基準耐力に対する比率



(d) 鋼種別の H14 道示の基準耐力に対する比率

図-2 各種パラメータの解析結果

### 3.1.2 解析結果

図-2 に解析結果を示す。図は H14 道示における基準耐力に対する比率として整理している。断面寸法の違いについて、幅厚比パラメータ  $R_R$  をほぼ一定とした断面 No.1~No.3 までは差異が 1%程度、 $R_R$  を変化させた No.3 および No.4 を比較するとその差異は 3%程度であり、いずれも有意な差は見られない。鋼種の違いについても、その差異は 1~2%程度である。初期不整（残留応力および初期たわみ）については、残留応力の場合、細長比パラメータ  $\bar{\lambda}$  が 0.6 の場合に最大で 13%程度、 $\bar{\lambda}$  が 1.2 の場合は最大で 18%程度の差が生じ、耐力に及ぼす影響が大きい。初期たわみについても同様に最大で 14%程度の差が生じ、耐力に及ぼす影響が大きい。これらの初期不整の影響が大きいことは、既往の研究成果と同様の結果である。

## 3.2 溶接箱形断面部材の耐力曲線に関する検討

### 3.2.1 検討概要

既往の研究成果や前節で示した解析結果を参考に、溶接箱形断面部材の設計に適用する耐力曲線について検討した。具体的には、既往の研究成果で示されている部材形状および初期不整をパラメータとした耐力曲線の推定式に関して、既往の耐力実験結果と前節の解析結果を用いて、耐力曲線式の妥当性を確認した。さらに、初期不整に関して、残留応力の大きさに関する既往の研究成果の整理を行い、溶接箱形断面部材に生じる残留応力の大きさを把握するとともに、耐力曲線の推定式を用いて、溶接箱形断面部材固有の耐力曲線について検討した。

### 3.2.2 既往の研究成果の分析

耐荷力に与える影響が大きい初期不整を考慮した耐荷力推定式に関する研究成果<sup>1)</sup>による耐荷力曲線と前節の解析結果を比較した結果を図-3に示す。これらのうち、曲線A<sup>2)</sup>および曲線Bは、残留応力および初期たわみをパラメータとした耐荷力推定式によるものであるが、解析結果と比較的良く一致していることがわかる。また、残留応力は、様々な材質を用いた矩形断面の4隅を溶接接合した溶接箱形断面材の残留応力を計測したものを対象とした研究成果によると、概ね $0.25\sigma_y$ 以下である<sup>1)</sup>。

### 3.2.3 耐荷力推定式による耐荷力曲線の提案

図-4に文献2)の耐荷力推定式による耐荷力の算定結果と解析結果の関係を示す。初期たわみが $L/5000$ または $L/3000$ と小さい場合、耐荷力推定式の算定値は解析結果に比べ若干の安全側の評価を与えるものの、 $L/1000$ においては、残留応力の大きさに関わらず、両者は良く一致している。また、図-5に、既往の実験結果のうち、残留応力の大きさが明らかな結果を抽出し、残留応力および初期たわみの実測値を代入した耐荷力推定式の算定値と実験結果の関係を示すが、両者は良く一致していることがわかる。以上の比較結果から、文献2)における耐荷力推定式は、溶接箱形断面材の耐荷力を精度良く推定しているものと考えられる。

文献2)の耐荷力推定式の残留応力を既往の計測結果を踏まえて $0.25\sigma_y$ とし、初期たわみをH14道示の規定値である $L/1000$ とした場合の耐荷力曲線とH14道示における基準耐荷力曲線を図-6に示す。併せて、初期たわみが $L/1000$ 以下で、局部座屈が生じない溶接箱形断面を対象とした既往の耐荷力の実験データを示す。この図から、推定式による耐荷力曲線は、概ね既往の実験値の下限側に対応していることがわかる。また、図-7には既往の研究成果<sup>1)</sup>で整理された既往の実験データと耐荷力曲線を比較して示す。実験データ数は、溶接箱形断面31体を含む圧延H形断面を中心とした958体である。この図から、推定式による耐荷力曲線は、既往の溶接箱形断面材の概ね下限値を示していることがわかる。

以上の検討結果を踏まえて、溶接箱形断面材の設計に用い

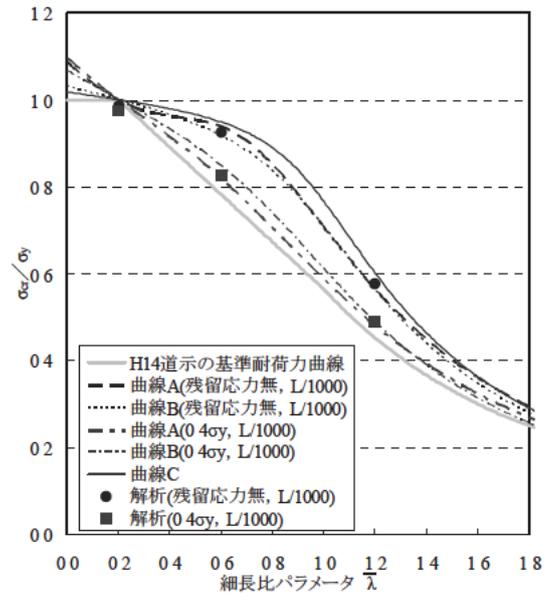


図-3 耐荷力曲線の比較

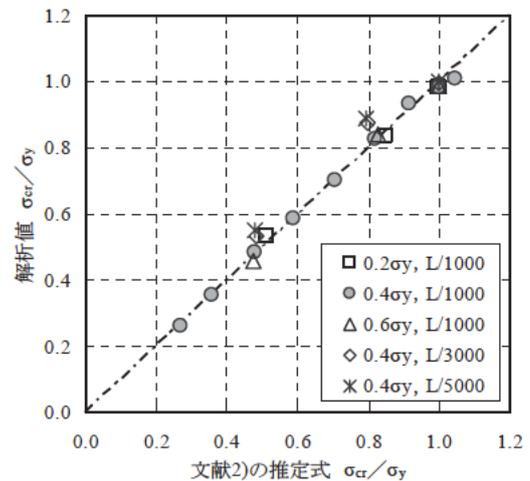


図-4 既往の推定式と解析値の相関図

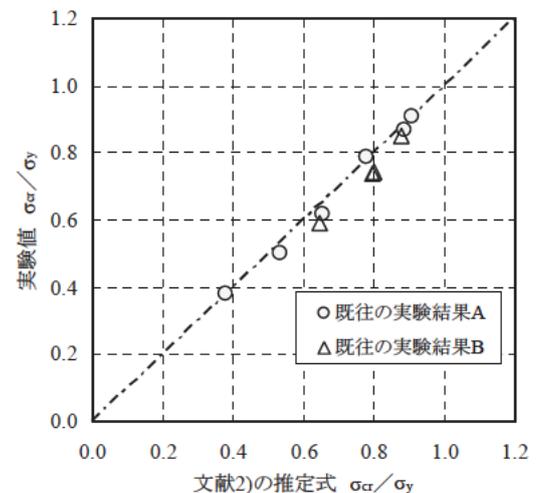


図-5 既往の推定式と実験値の相関図

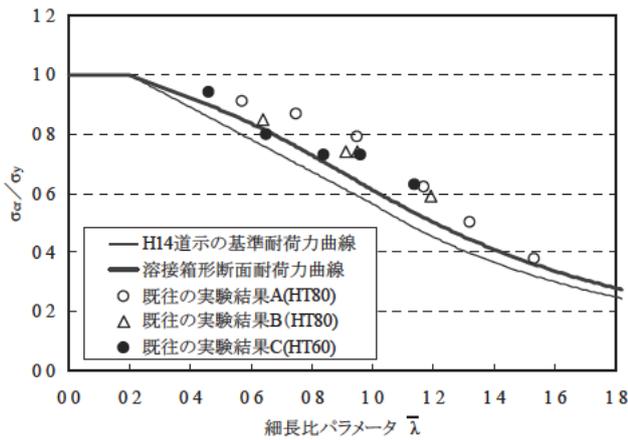


図-6 溶接箱形断面耐荷力曲線と実験値との比較(1)

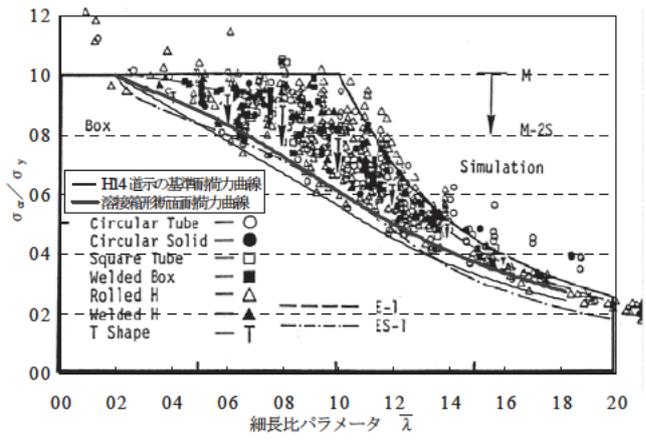


図-7 溶接箱形断面耐荷力曲線と実験値との比較(2)

る耐荷力曲線として、残留応力を  $0.25\sigma_y$ 、初期たわみを  $L/1000$  とした場合の文献 2) の推定式による耐荷力曲線を、簡易な 2 次式で近似的に表現し、基準耐荷力曲線として提案する (図-8)。

#### 4. 結論

溶接箱形断面を対象とした種々のパラメータを用いた FEM 解析により、耐荷力に与える影響が最も大きい因子としては、初期たわみや残留応力といった初期不整であることを確認した。また、既往の実験結果を整理するとともに、耐荷力に影響をおよぼす因子である初期不整を変数とした信頼性の高い耐荷力の推定式を用いて、既往の残留応力の計測結果を参考にして、溶接箱形断面部材(残留応力: $0.25\sigma_y$ 、初期たわみ: $L/1000$ ) の設計に用いる基準耐荷力曲線式を提案した。

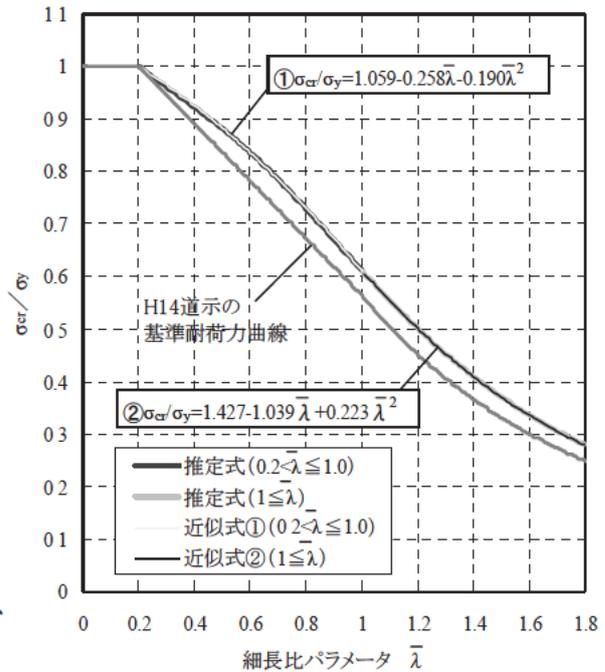


図-8 耐荷力曲線と推定式の関係

#### 5. 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：株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング

#### <参考文献>

- 1) 独立行政法人土木研究所：鋼箱形断面圧縮部材の耐荷力に関する検討、土木研究所資料第 4221 号、2012.3.
- 2) 西村宣男、青木徹彦、西井学、福本嘯士：鋼柱部材の基本強度の統一評価、土木学会論文集、第 410 号/I-12、pp.325-333、1989.10.

# 橋台支承部に作用する地震力に関する一検討

橋梁構造研究グループ

植田 健介

## 1. はじめに

道路橋の橋台部の耐震設計では、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>。しかし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、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、これまで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に基づく検討を行ってきた。解析では、橋台が背面土を押し込む時にはスパイク状の応答が生じることで、また背面土から離れる時には橋台が背面土の拘束を受けない状態で挙動することにより支承部の加速度は地盤面の加速度に対して増幅する結果となった<sup>3)</sup>。この結果より橋台上の支承部に生じる地震力には、背面土と橋台を連結する水平地盤バネの特性による影響が大きいことが明らかとなった。本研究では、参考文献 3) の検討モデルに対して背面土と橋台を連結する水平地盤バネの初期剛性をパラメータとして変化させ、支承部に作用する地震力について検討した。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  $\phi 1.2\text{m} \times 37\text{m}$  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 III 種地盤に相当する。

解析は図-2 に示すように、背面土および基礎地盤を質点と非線形のパ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を基本モデルとした。ここで、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ている。この基本モデルに対して橋台堅壁および胸壁と背面土の間を結ぶ水平地盤バネの初期剛性を変化させて応答に及ぼす影響を検討した。比較ケースを表-1 に示す。基本モデルを Case-1 とし、初期剛性を Case-1 の初期剛性の 0.5 倍、0.25 倍、

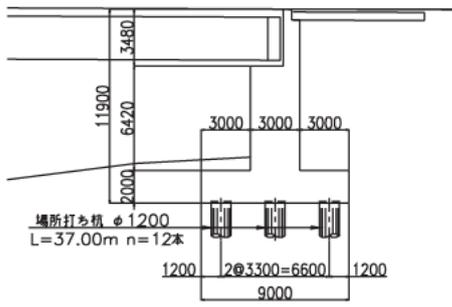


図-1 解析対象とした橋台

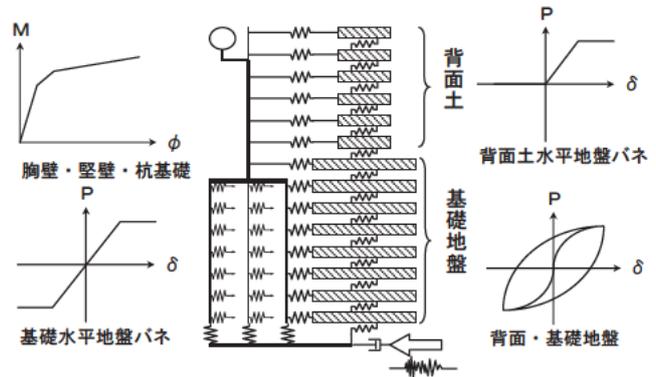


図-2 解析モデルの概要

表-1 比較ケースの水平地盤バネ初期剛性

	水平地盤バネ初期剛性
Case-1	水平方向地盤反力係数
Case-2	水平方向地盤反力係数の0.5倍
Case-3	水平方向地盤反力係数の0.25倍
Case-4	水平方向地盤反力係数の1.5倍
Case-5	水平方向地盤反力係数の2.0倍

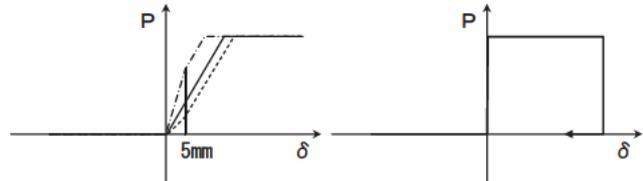


図-3 履歴を描かない

トリリニア型モデル

図-4 履歴を描くバイ

リニア型モデル

1.5 倍および 2.0 倍としたケースをそれぞれ Case-2, Case-3, Case-4, Case-5 とした。Case-2～Case-5 の水平地盤バネは図-3 に示すように変位 5mm までの剛性を変化させ、変位 5mm から水平地盤反力度の上限値までの剛性を Case-1 の初期剛性とする履歴を描かないトリリニア型のバネ要素に、水平地盤反力度の上限値で剛塑性する履歴を描く図-4 に示すバイリニア型のバネ要素を直列に連結してモデル化している。なお、Case-4 および Case-5 では、橋台胸壁上端付近の背後の水平地盤バネが変位 5mm までに水平地盤反力度の上限値に至るため、初期剛性と水平地盤反力度を上限値としたバイリニア型のバネ要素でモデル化を行った。

地震動は、道路橋示方書V耐震設計編に示されている I 種地盤におけるレベル 2 地震動のタイプ I およびタイプ II の地震動の振幅調整波のうちそれぞれ 1 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. 水平地盤バネの影響

タイプ I, タイプ II の地震動に対する解析対象の応答特性は同様の傾向であったことから、ここではタイプ II の地震動の結果を示す。橋台堅壁および胸壁背面の水平地盤バネの影響を比較した Case-1～Case-5 の 1～20 秒の支点位置の高さにおける橋台と背面土の時刻歴の相対変位を図-5 に、相対変位の最大値の比較を表-3 に示す。応答は、橋台が背面土側に押し込む側が+側、離れる側が-側である。水平地盤バネの初期剛性が小さいほど相対変位の最大値は+側-側ともに大きくなっており、特に Case-1 に対して初期剛性を小さくした場合の-側の相対変位の増大が顕著である。次に支承部の時刻歴応答加速度を図-6 に、最大応答加速度の比較を表-4 に示す。なお、相対変位と符号の向きを合わせるために解析結果の正負を入れ

表-3 橋台-背面土間の最大相対変位

解析ケース	初期剛性倍率	橋台-背面土間相対変位 (mm)	
		十側	一側
Case-3	0.25	35.51	124.82
Case-2	0.50	25.37	71.24
Case-1	1.00	16.25	45.33
Case-4	1.50	11.74	41.74
Case-5	2.00	9.16	39.19

表-4 最大応答加速度の比較

解析ケース	初期剛性倍率	最大応答加速度 (m/sec <sup>2</sup> )	
		十側	一側
Case-3	0.25	14.31	5.79
Case-2	0.50	11.95	5.50
Case-1	1.00	5.67	5.34
Case-4	1.50	6.56	5.03
Case-5	2.00	7.04	4.73

替えている。橋台支承部の一側の最大応答加速度は初期剛性を基本モデルに対して小さくすると応答加速度は大きく、大きくすると応答加速度は小さくなる結果となった。Case-1 に対する最大応答加速度の比は、0.89 倍~1.08 倍であった。一方、十側への応答は Case-1 に対して初期剛性を大きくした場合は、初期剛性が大きいほど最大応答加速度は大きく、Case-1 に対して初期剛性を小さくした場合は、初期剛性が小さいほど最大応答加速度は大きい結果となった。また Case-1 に対する応答の比は、初期剛性が大きい場合には Case-4 が 1.16 倍、Case-5 が 1.24 倍であるのに対して、初期剛性が小さい場合には Case-2 が 2.11 倍、Case-3 が 2.52 倍と初期剛性が大きい場合に比べて大きな増幅となった。図-6 の時刻歴応答加速度を見ると、背面土と橋台胸壁および堅壁の間に設置された水平地盤バネが圧縮方向で作用する際に生じるスパイク状の応答が Case-1 に対して初期剛性を小さくするほど大きくなっていることがわかる。これは、図-5 の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をみるとわかるように、初期剛性を小さくすることで橋台と背面土が離れる方向である一側の相対変位が大きくなり、橋台と背面土が接触する際の速度が大きくなったことでスパイク状の応答も大きくなったと考えられる。一方初期剛性が大きい場合は、橋台と背面土の相対変位のケース間の差は初期剛性を小さくした場合ほど大きくはなく、一側の加速度応答が大きくなったのは橋台と背面土が接触する際の剛性そのものが大きくなったことに起因するものと思われる。

橋台部の解析において橋台と背面土の間に設置される水平地盤バネの初期剛性を小さくすると橋台と背

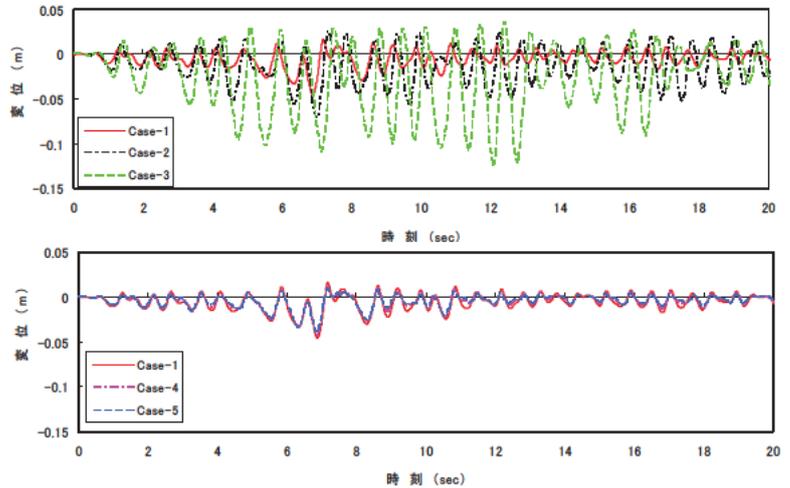


図-5 支点位置橋台-背面土間相対変位

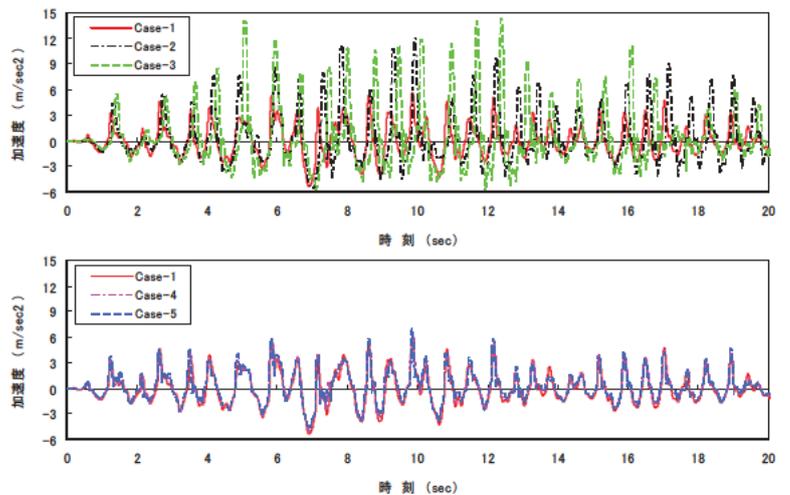


図-6 時刻歴応答加速度

面土が離れる側への相対変位が大きくなり、橋台が背面土を押し込む際に支承部に生じるスパイク状の応答加速度が大きくなることが分かった。また、橋台が背面土から離れる方向の支承部の応答加速度に対して水平地盤バネの初期剛性が与える影響は、橋台が背面土を押し込む場合に比べて小さいことも分かった。このように水平地盤バネのモデル化は支承部の応答に影響があり、特に橋台が背面土を押し込むときの水平地盤バネが作用し始める際の境界条件が応答に与える影響が大きいことが分かった。しかし、今回の検討モデルでは橋台と背面土が離れる際に背面土が崩れることなく自立するモデルとしているため橋台が背面土と離れる方向に変位するほど相対変位は大きくなり、その結果支承部の応答加速度が大きくなっている。背面土が橋台側へ崩れるような挙動を考慮することで水平地盤バネの剛性低下や地盤反力定数の上限値の低下に伴う減衰の増加等が考えられることから、水平地盤バネのモデル化には更なる検討が必要である。

#### 4.まとめ

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において橋台と橋台背面地盤を結ぶ水平地盤バネの初期剛性を基本とするモデルの0.25倍～2.0倍に変化させて支承部の応答特性についての一検討を行なった。本検討の結果は以下のとおりである。

- ・ 橋台と橋台背面地盤が離れる場合は、水平地盤バネの初期剛性が小さいと支承部の応答は大きく、大きいと支承部の応答は小さくなる傾向があり、基本モデルの0.89倍～1.08倍の間で変化した。
- ・ 橋台が橋台背面地盤を押し込む場合は、水平地盤バネの初期剛性を小さくすると橋台と橋台背面地盤が離れる側への相対変位が大きくなることで橋台が橋台背面地盤に接触する際の速度が大きくなり支承部の応答加速度も大きくなった。基本モデルに対する応答加速度の比は、初期剛性が0.25倍の場合で2.52倍であった。一方、初期剛性を大きくした場合には、剛性を大きくしたことで橋台と橋台背面地盤が接触した時の支承部の応答加速度が増幅している。基本モデルに対する応答加速度の比は、初期剛性を2.0倍とした時で1.24倍であった。

なお、地震時の橋台背面地盤の挙動についてはまだ未解明な点が多く、橋台と橋台背面地盤と結ぶ水平地盤バネのモデル化については実験に基づいた精緻な検討が必要である。

#### 5.謝 辞

本報告書作成にあたっては、星隈順一上席研究員、塚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 V 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) 植田，塚，星隈：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，日本地震工学会大会—2011梗概集，2011.11

# 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 橋梁構造研究グループ  
氏名 大嶽 敦郎

## 1. 研究目的

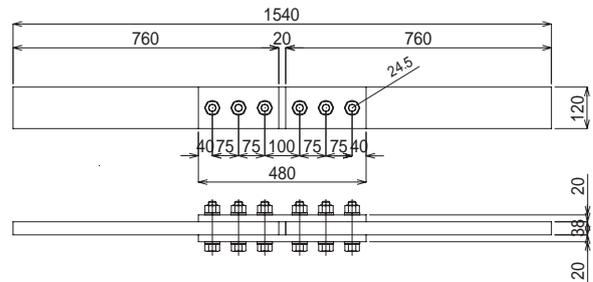
鋼板の接合方法には、主に溶接継手と高力ボルト摩擦接合継手の2種類が用いられているが、施工性・経済性の面から、高力ボルト摩擦接合が採用される場合が多い。道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編（以下、道示）<sup>1)</sup>では、高力ボルト摩擦接合の設計すべり係数について、従来まで接合面の処理条件によらず一律0.4としていたが、H24年の改定では、接合面に無機ジंकリッチペイントを塗装した場合の設計すべり係数を0.45としている<sup>1,2)</sup>。

本研究では、国内の塗料メーカーの無機ジंकリッチペイント（6種類）に対するすべり耐力（長期、短期）やボルト軸力の経時変化について検討した。ここでは主に短期試験（試験体組立後、7日間後にすべり耐力試験を実施）や30日間の軸力変動の計測の結果について報告する。塗料組成の違いがすべり耐力に与える影響については、土木研究所が1989年に実施した実験（以下、[土研, 1989]）<sup>3)</sup>と比較している。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」を実施している。

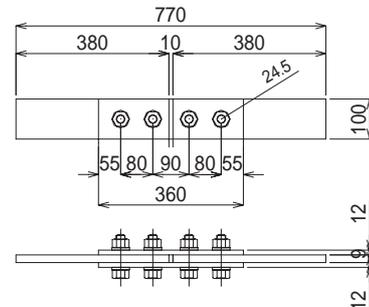
## 2. 試験体および計測内容

軸力計測用試験体（図-1 (a)、全6体）は、試験体組立後に屋内で30日間放置し、その間のボルト軸力変動を計測した。すべり耐力試験用試験体（図-1 (b)、全60体）は、試験体組立後に屋内で7日間放置し、その間のボルト軸力変動を計測した後、すべり耐力試験を実施した。

軸力計測用試験体には、6本のボルト全てに軸ひずみゲージを貼り付け、すべり耐力試験用試験体には、すべり側のボルトに軸ひずみゲージを貼り付けた。すべり耐力試験時にはクリップゲージを設置し、母板間距離の変化量を計測した。母板と連結板の接触面には、無機ジंकリッチペイントを塗布した。塗膜厚は表-1に示す道示の規定値を参考に、軸力計測用試験体では75 $\mu\text{m}$ とした。すべり耐力試験用試験体では塗膜厚の影響について検討するため50、150 $\mu\text{m}$ の2種類とした。無機ジंकリッチペイントは、塗料組成の異なる6種類を用いることとし軸力計測用試験体は各1体ずつ、すべり耐力試験用試験体は各10体ずつ（片面塗膜厚50 $\mu\text{m}$  : 5体、合計塗膜厚150 $\mu\text{m}$  : 5体）とした。表-2に、これらの塗料の加熱残分中の金属亜鉛(%)と亜鉛末の平均粒径（50%平均粒径）を示す。いずれの塗料においても道



(a) 軸力の経時変化計測用試験体



(b) すべり耐力試験用試験体<sup>4)</sup>

図-1 試験体の寸法形状

示の規定を満たしており、塗料Ⅳと塗料Ⅴの乾燥塗膜中の亜鉛含有量と亜鉛末の粒径（50%平均粒径）が他よりも若干大きい傾向がみられた。

### 3. 計測結果

#### 3.1 ボルト軸力の経時変化

図-2、図-3 に、今回の実験及び〔土研，1989〕における軸力残存率の経時変化を、それぞれ示す。軸力残存率とは、今回の実験では、初期軸力を導入した際のボルトの軸ひずみと、各計測時の軸ひずみの比率である。〔土研，1989〕では初期軸力を導入した際のひずみが計測されていないため、設計軸力に対する比率としている。なお、ここでは軸力残存率はそれぞれの塗料ごとに、全てのボルトの平均値を示している。

今回の実験では、ボルトの軸力残存率は、軸力導入後6時間程度までに、約4~5%程度低下し、その後緩やかに低下する傾向がみられる。軸力残存率が大きい塗料と小さい塗料の間には2%程度の差しかなく、時間経過に伴う変化量はほぼ同じである。また、720時間（30日）経過時点においても、低下傾向が続いているものもある。〔土研，1989〕では、初期の低下量が7~8%程度と今回の実験よりも僅かに大きく、720時間時点の軸力残存率は今回の実験よりも小さい。

#### 3.2 すべり係数

表-3、表-4 に、塗料毎のすべり係数及び軸力残存率の平均値を示す。すべり係数は、 $\mu_0 = P / (n \cdot m \cdot N_0)$ 、 $\mu_2 = P / (n \cdot m \cdot N_2)$  として算出した。軸力残存率は  $N = N_2 / N_0$  として算出した。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、 $N_2$ ：試験前軸力である。

すべり係数 $\mu_0$ は、いずれの塗料においても設計すべり係数0.45を上回っている。すべり係数 $\mu_2$ は、試験前軸力（実測値）に対するすべり係数であり、経時変化によりボルト軸力が低下しているため、 $\mu_0$ よりも大きくなる傾向がみられる。図-4 に、片面塗膜厚とすべり係数の関係を示す。塗料Ⅵを除いて、片面塗膜厚が大きいほど、すべり係数が大きくなる傾向にある。また、塗料Ⅱのように片面塗膜厚が小さい方がすべり係数のばらつきが大きいものもあれば、塗料Ⅳのように片面塗膜厚が大きい方がすべり係数のばらつきが大きいものもある。図-5、図-6 は、〔土研，1989〕や最近の研究成果における塗膜厚（片面塗膜厚、合計塗膜厚）とすべり係数の関係<sup>4)</sup>に今回の実

表-1 すべり係数0.45を確保するための塗装条件<sup>1)</sup>

項目	条件
接触面片面あたりの最小乾燥塗膜厚	50 $\mu$ m以上
接触面の合計乾燥塗膜厚	100~200 $\mu$ m
乾燥塗膜中の亜鉛含有量	80%以上
亜鉛末の粒径（50%平均粒径）	10 $\mu$ m程度以上

表-2 無機ジンクリッチペイントの塗料組成

塗料の種類	乾燥塗膜中の亜鉛含有量(%)	亜鉛末の粒径(50%平均粒径, $\mu$ m)
塗料Ⅰ	82	14
塗料Ⅱ	81	13
塗料Ⅲ	82	13
塗料Ⅳ	85	18
塗料Ⅴ	83	16
塗料Ⅵ	80	13

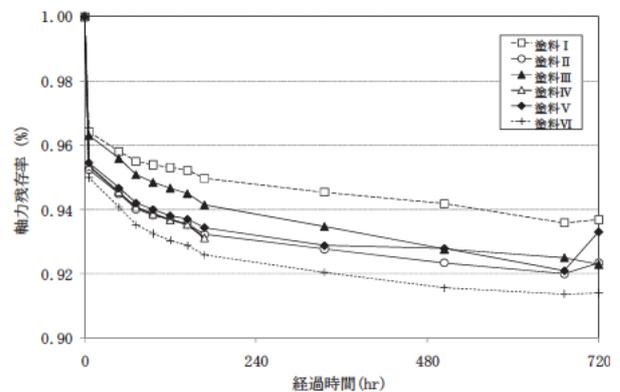


図-2 ボルト軸力残存率の変化（今回の実験）

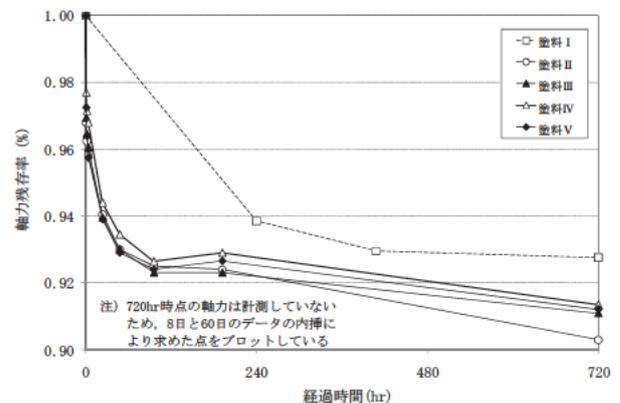


図-3 ボルト軸力残存率の変化（〔土研，1989〕）

表-3 すべり係数 (片面塗膜厚 50 $\mu\text{m}$ )

塗料の種類	すべり係数		軸力残存率 (%)
	$\mu_0$	$\mu_2$	
塗料 I	0.55	0.61	93.8
塗料 II	0.64	0.60	94.6
塗料 III	0.57	0.67	93.5
塗料 IV	0.57	0.57	93.8
塗料 V	0.69	0.64	91.5
塗料 VI	0.59	0.72	91.5

表-4 すべり係数 (片面塗膜厚 150 $\mu\text{m}$ )

塗料の種類	すべり係数		軸力残存率 (%)
	$\mu_0$	$\mu_2$	
塗料 I	0.58	0.73	88.1
塗料 II	0.68	0.70	87.9
塗料 III	0.62	0.76	88.6
塗料 IV	0.66	0.65	89.2
塗料 V	0.70	0.63	89.1
塗料 VI	0.57	0.78	87.1

験結果をプロットしたものである。道示では設計すべり係数 0.45 と、それを確保するための塗装条件 (片面塗膜厚 50 $\mu\text{m}$  以上, 合計塗膜厚 100~200 $\mu\text{m}$ ) を規定しているが, 今回の実験結果においても片面塗膜厚を 50 $\mu\text{m}$  以上とすれば, すべり係数が 0.45 よりも十分大きいことが確認された。また, [土研, 1989] では, 合計塗膜厚を 300 $\mu\text{m}$  とした場合のすべり係数が合計塗膜厚 200 $\mu\text{m}$  のものに比べて低下する傾向が示されており, これを踏まえて道示では合計塗膜厚の上限値を 200 $\mu\text{m}$  と規定している。今回の実験では, 合計塗膜厚を 300 $\mu\text{m}$  とした場合のすべり係数は合計塗膜厚を 100 $\mu\text{m}$  とほぼ同じ値であるが, 一部の塗料においては低下する傾向がみられることから, 現行の上限値を踏襲するのが望ましいと考えられる。ただし, すべり係数 0.45 よりも十分大きく, 仮に 200 $\mu\text{m}$  を越えたとしても継手性能を満たさなくなるとは考えにくい。

図-7 に, 軸力残存率とすべり係数  $\mu_0$  の関係を, 図-8 に, 軸力残存率とすべり係数  $\mu_2$  の関係を示す。すべり係数  $\mu_0$

で整理した図-7 でみると, 片面塗膜厚 150 $\mu\text{m}$  の方が軸力残存率が低く, 導入軸力が減少しているが, すべり係数  $\mu_0$  に大差はみられない。すべり係数  $\mu_2$  で整理した図-8 でみると, 片面塗膜厚 150 $\mu\text{m}$  の方が  $\mu_2$  が高くなる傾向がみられた。これは塗膜のなじみ等の影響と推察される。図-9 は, 今回の実験結果と [土研, 1989] の実験結果について, 塗料組成とすべり係数  $\mu_0$  の関係を示したものである。[土研, 1989] の実験結果については, 片面塗膜厚 75 $\mu\text{m}$ , 100 $\mu\text{m}$ , 150 $\mu\text{m}$  のものを示し, 片面塗膜厚 30 $\mu\text{m}$  の結果は除いている。道示では, 設計すべり係数 0.45 を確保する

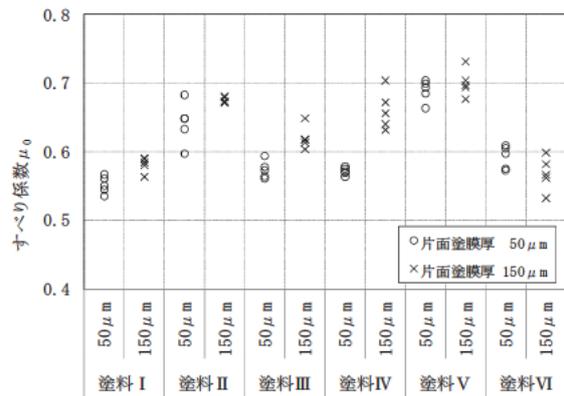


図-4 片面塗膜厚とすべり係数  $\mu_0$  の関係

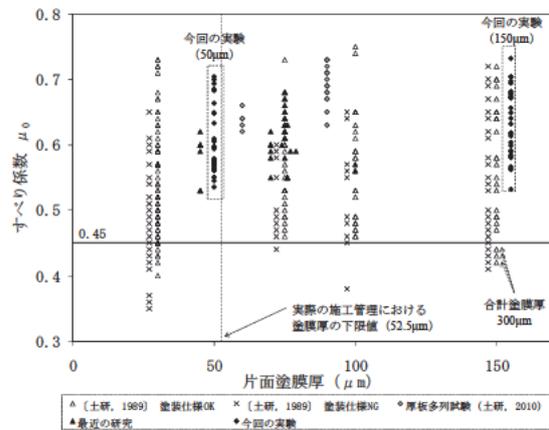


図-5 片面塗膜厚とすべり係数  $\mu_0$  の関係

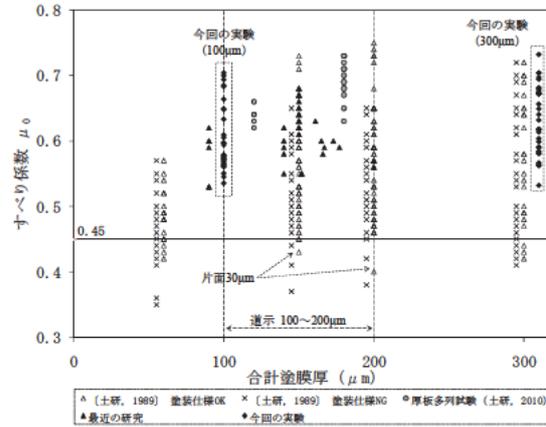


図-6 合計塗膜厚とすべり係数  $\mu_0$  の関係

ための接合面の処理条件として、乾燥塗膜中の亜鉛含有量を 80%以上確保すること、亜鉛末の粒径（50%平均粒径）を 10 $\mu\text{m}$  程度以上確保することとしている。今回の実験で用いた無機ジンクリッチペイントは、いずれもこれらの規定を満たしており、すべり係数 $\mu_0$ も 0.45 を十分上回っている。〔土研, 1989〕と今回の実験のすべり係数を比較すると、今回の実験結果は全体的に〔土研, 1989〕よりも大きくなっている。試験体形状や試験条件など同一条件下での比較ではないため、厳密な比較は困難であるが、乾燥塗膜中の亜鉛含有量や亜鉛末の粒径などの塗料組成に大きな差異はないと考えられることから、〔土研, 1989〕で用いた無機ジンクリッチペイントと、今回の実験で用いた無機ジンクリッチペイントの間に、乾燥塗膜中の亜鉛含有量や亜鉛末の粒径（50%平均粒径）以外の要因が影響した可能性が考えられる。

#### 4. まとめ

高力ボルト摩擦接合継手に関して、塗膜厚や塗料組成が継手性能に与える影響について検討を行った。短期試験では、いずれの試験体においても、設計すべり係数以上の値を十分確保できることを確認した。

#### 5. 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。

#### <参考文献>

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，2002.3.
- 2) (独) 土木研究所，大阪市立大学：高力ボルト摩擦接合継手の設計法の合理化に関する共同研究報告書，2012.1.
- 3) (独) 土木研究所：高力ボルト摩擦接合継手に関する試験調査，土木研究所資料第 2796 号,1989.8.
- 4) (社) 土木学会 鋼構造委員会：高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針（案），丸善，2006.12.

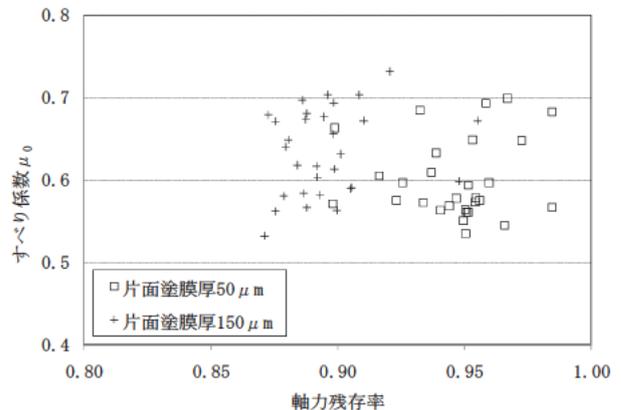


図-7 軸力残存率とすべり係数 $\mu_0$ の関係

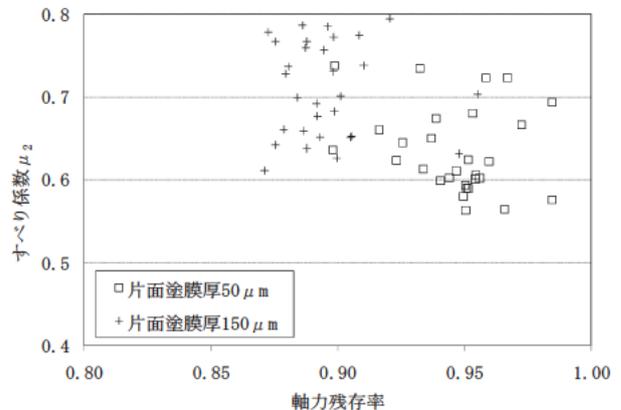


図-8 軸力残存率とすべり係数 $\mu_2$ の関係

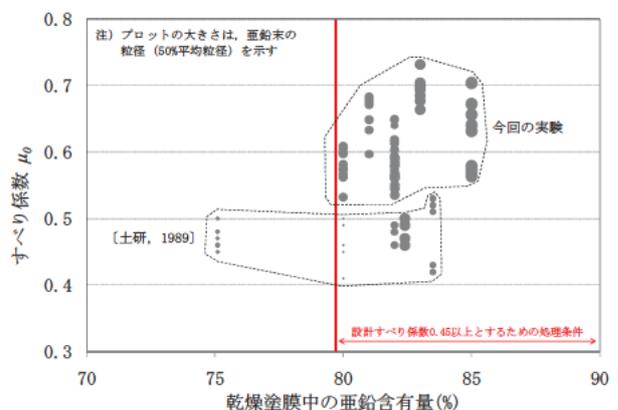


図-9 亜鉛含有量とすべり係数 $\mu_0$ の関係

所属：日鉄トピーブリッジ株式会社

# 塩害橋の予防保全に向けた診断手法の高度化に関する研究

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

塩害環境下にある橋梁の鋼材腐食に起因する損傷については、従来の研究により一定の劣化予測手法が提案されているが、実橋梁の損傷実態によって予測精度が十分に検証されたという状況にはなく、技術的な判断を行う上で信頼性に欠けるところがある。塩害環境下にある多数の個別橋梁に対して予防保全に向けた的確な診断を行うためには一定の信頼性を有する予測手法の確立が急務である。このためには、個別の橋梁に関して、劣化に関与する初期の品質・現地の環境条件はもとより長期にわたる状態観測結果が不可欠となるが、そのような一貫したデータ蓄積はほとんどなされていない。この実情を踏まえ、CAESAR では沖縄県の厳しい塩害環境で供用中のコンクリート橋脚を対象として調査を継続的に行なっている。本稿では、海底地形と架設位置の影響を考慮して選定した2橋の塩害損傷状況について報告する。

## 2. 研究目的

塩害環境の最も厳しい離島架橋（海上橋）に着目し、劣化予測手法の検証とさらなる高度化を行うため、沖縄県の沿岸および海上で供用中の2橋の橋脚を対象として、塩害因子である塩化物イオンの表面付着量とコンクリートの内在量の分析を行い、これらの傾向および関係を検討した。

### 3. 対象橋梁の概要

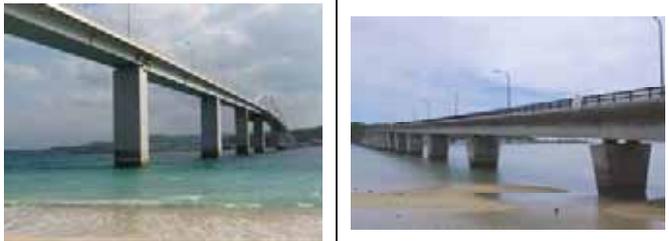
#### 3.1 橋梁諸元

沖縄県で調査した橋梁について、諸元を表-1に示す。

#### 3.2 瀬底大橋の状況

瀬底大橋は沖縄本島と瀬底島を結ぶ海上橋である。漁港が近接しているため船舶の往来が多く、フェリー等の大型船の往来が比較的多い。調査対象のP8橋脚は直接航路に面するもので

表-1 調査橋梁の諸元

橋梁名	瀬底大橋	浜比嘉大橋
橋長	762m	900m
竣工	昭和60年(1985年)2月	平成9年(1997年)2月
上部工形式	PC箱桁橋 ニールセンローゼ橋 単純ポステンT桁橋	PC箱桁橋 PCラーメン箱桁橋
下部工形式	壁式橋脚, 張出式橋脚	壁式橋脚, ラーメン橋脚
下部工竣工	昭和55年頃(1980年)	平成6年頃(1997年)
位置図		
写真		

はないが、定期船が通過する際に曳き波が橋脚にぶつかり飛沫を発生させることがある。本橋は東西方向に架橋されており、南北方向の風が通り抜けやすい環境である。

沖縄県が耐震補強工事の際に調査した資料によると、橋脚の水面付近では全周に浮きがあり、瀬底島側および南面では天端付近でも確認されていた。浮きの範囲は瀬底島側の面が最も大きく、次いで南側の面であった。本島側と北側でも水面から3~5m程度の範囲で浮きが確認されていた。また、表面性状は南北面が粗かった。

### 3.3 浜比嘉大橋の状況

浜比嘉大橋は沖縄県東部の勝連半島の東で南北方向に架橋されており、平安座島と浜比嘉島を結ぶ海上橋である。本橋の北東から南西には、平安座島・海中道路・勝連半島が迫っており、それらが風を遮るため比較的穏やかな環境にあるものと考えられる。

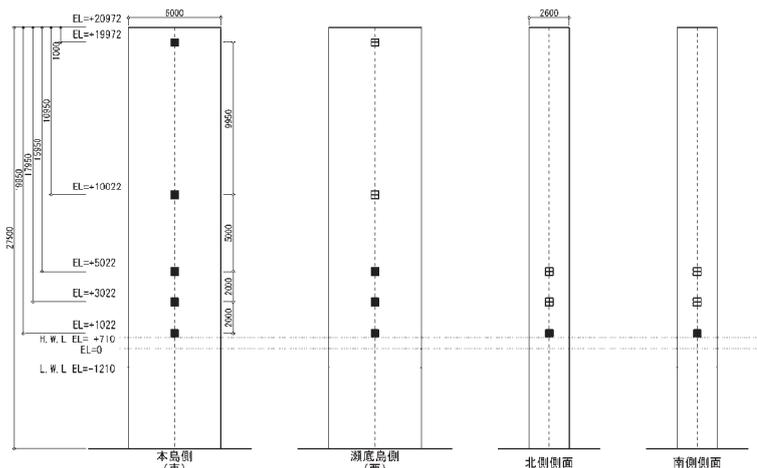
試料採取前の調査では、P5 橋脚において後埋めモルタルからの錆汁や補修コ

ンクリートの剥離、局所的なひび割れが見られたが概ね良好な状態であった。P11 橋脚においては広範囲で浮きと局所的なひび割れが見られた。浮きは西面では確認されず、その他の面では水面から1~2m程度の高さで面的に確認された。ひび割れは主に浮きが見られた範囲で生じており、ひび割れ幅が0.2mm以上のものは橋脚隅角部で鉛直方向に進展していた。

## 4. 調査橋梁からの試料採取概要と分析方法

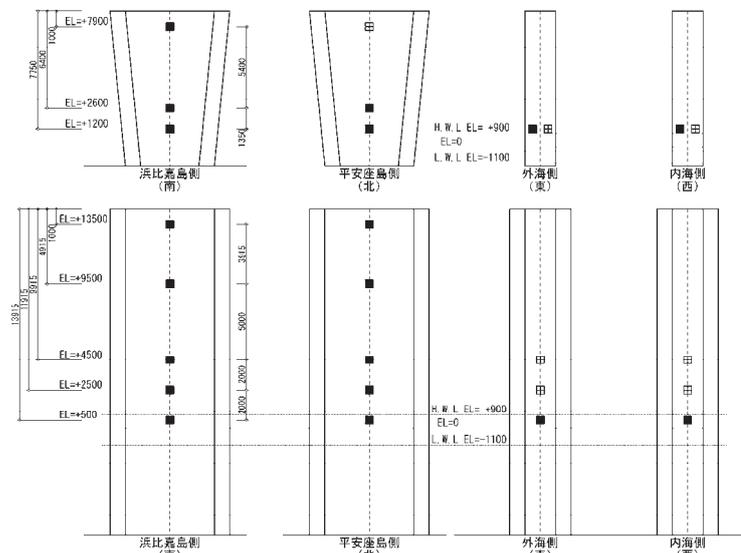
### 4.1 試料採取

各橋脚の試料採取箇所を図-1, 2に示す。図は表面塩分の拭き取りを行った概略的な位置を示しており、採取時は水平方向へずれている場合がある。また、コアの採取は拭き取り箇所とほぼ同じ高さ(±50cm程度)で拭き取り箇所外で行った。試料採取は干満の影響を受ける箇所を最下段部として、その箇所から鉛直方向に採取高さを設定した。最上部は天端から1m下がりの箇所とした。橋脚表面の付着塩分の採取は、50cm角の区画を、蒸留水で湿らせたガーゼを用いて拭き取った。コア採取は径45mmで鉄筋のかぶり程度の深さ(100mm程度)とした。



黒塗り部：表面拭き取り + コア採取  
白抜き部：表面拭き取りのみ

図-1 瀬底大橋 P8 の試料採取箇所



黒塗り部：表面拭き取り + コア採取  
白抜き部：表面拭き取りのみ

図-2 浜比嘉大橋の試料採取箇所 (上:P5 下:P11)

## 4.2 分析方法

### 4.2.1 表面付着塩分量（塩化物イオン量）の分析

ガーゼと水溶液がポリ容器に収納されている表面付着塩分の拭き取り試料については、ガーゼに付着した塩分を揉み出して、ポリ容器内の水溶液と共に濾過した。この濾液に対して硝酸銀水溶液で滴定試験を行った。

### 4.2.2 コア内在塩分量（塩化物イオン量）の分析

コア表面から40mmまでは10mm間隔でスライスし、以降は20mm間隔のスライスとした（図-3）。スライスした試料は粉碎後、JCI-SC4に準拠した塩分分析を行った。

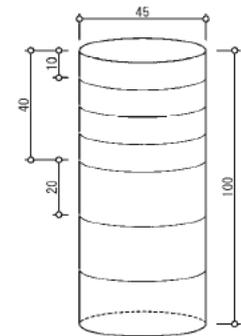


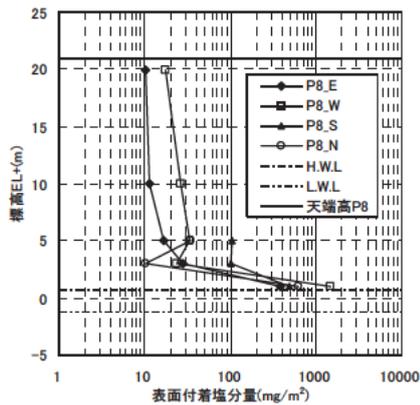
図-3 コア分割イメージ

## 5. 分析結果

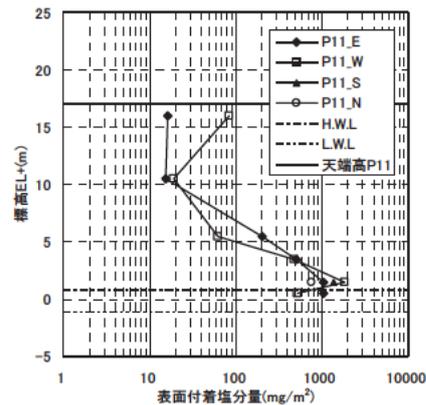
### 5.1 瀬底大橋採取試料の塩分分析結果

#### 5.1.1 表面付着塩分量

瀬底大橋の表面付着塩分量の鉛直方向分布を図-4, 5に示す。なお、図-5は過年度に同様の調査をしたP11の調査結果である。P8、P11共にH.W.Lより少し上の付着塩分量はどの方向の面も最大であった。また、P11は5～10mの範囲ではP8橋脚より相対的に付着塩分量が高い傾向であった。



※H23年度実施のP8橋脚調査分  
図-4 表面付着塩分量の鉛直方向分布

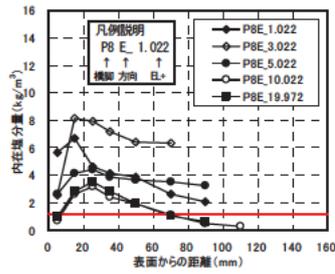


※H21年度実施のP11橋脚調査分  
図-5 表面付着塩分量の鉛直方向分布

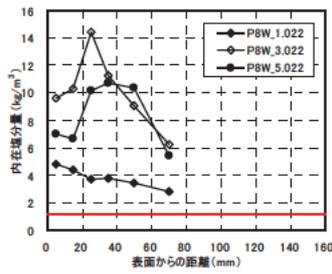
#### 5.1.2 内在塩分量分布

瀬底大橋の各面から採取したコアの内在塩分量分布を図-6～8に示す。東面の内在塩分はP8、P11ともに表面から30mm程度の深さでピークが見られた（P11E\_3.469は異なる）。また、表面付近の内在塩分量は相対的にP11が多いがピーク後の降下が著しく、鉄筋付近はどの高さのコアもP8よりも少なかった。西面ではP8の表面から30mm程度の深さでピークが見られたが、P11にはピークが見られず終始右下がりの傾向となった。

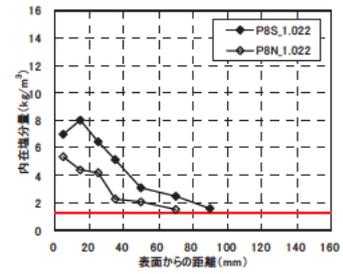
南北面ではP11の北面コアが表面から50mm程度まで塩分量が横ばいである。このため、鉄筋付近（100mm程度）でも腐食発生限界濃度の3倍程度の塩分量があった。一方、P8の北面コアはP11に比べると全体的に塩分量が少ない。EL+3.5以下のコアに注目した場合、採取位置がより高いコアで表面付近の内在塩分量が多い傾向が見られた（P11の西側は例外）。



※上:P8 下:P11  
※H. W. L=EL+0.710  
図-6 東側内在塩分量分布

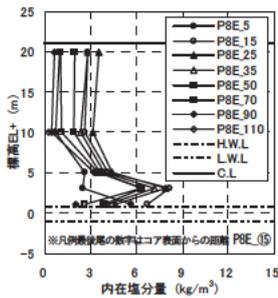


※上:P8 下:P11  
※H. W. L=EL+0.710  
図-7 西側内在塩分量分布

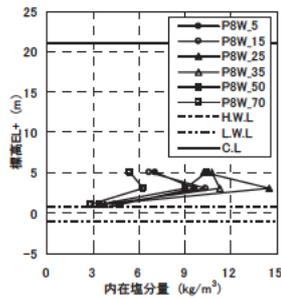


※上:P8 下:P11  
※H. W. L=EL+0.710  
図-8 南・北側内在塩分量分布

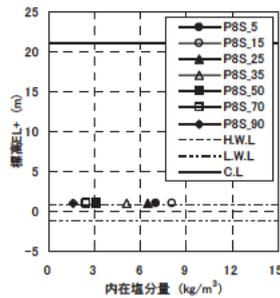
### 5.1.3 表面付着塩分量と内在塩分量の関係



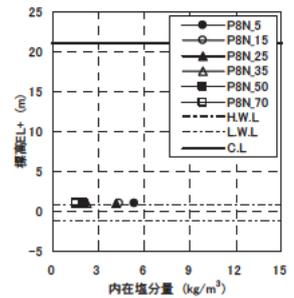
※上:P8 下:P11  
※H. W. L=EL+0.710  
図-9 東側内在塩分量分布



※上:P8 下:P11  
※H. W. L=EL+0.710  
図-10 西側内在塩分量分布



※上:P8 下:P11  
※H. W. L=EL+0.710  
図-11 南側内在塩分量分布



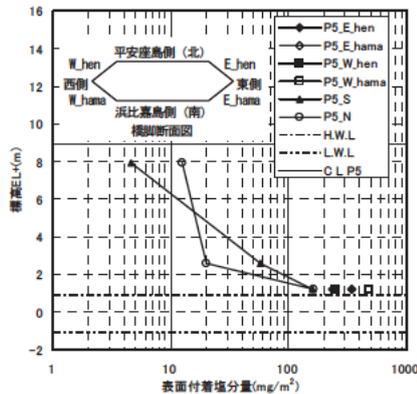
※上:P8 下:P11  
※H. W. L=EL+0.710  
図-12 北側内在塩分量分布

図-9~12は採取コアの同一表面距離における内在塩分量の鉛直方向分布である。これらの図と図-4,5の比較を行った。P8では付着塩分量はH.W.L直近でピークとなっているが、内在塩分量はこれより高い箇所では傾向が正反対である。一方、P11では付着塩分量、内在塩分量ともにH.W.L直上でピークが見られた。2基ともにH.W.Lより上で付着塩分量と内在塩分量が多いが、付着塩分量が多い箇所と内在塩分量が多い箇所は必ずしも同じではない。

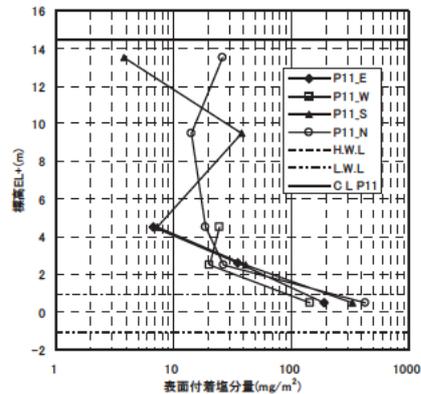
## 5.2 浜比嘉大橋採取試料の塩分分析結果

### 5.2.1 表面附着塩分量

浜比嘉大橋の表面附着塩分量の鉛直方向分布を図-13, 14 に示す。なお、P5 橋脚の断面は矩形ではないため、P11 よりも試料数が多い。瀬底大橋の傾向と同様に H. W. L 付近の附着塩分量が各面の最大値であった。北面では EL+8m 付近までの高さで 2 基ともに鉛直方向分布に類似性が見られた。また、天端付近の塩分量も北面で多かった。

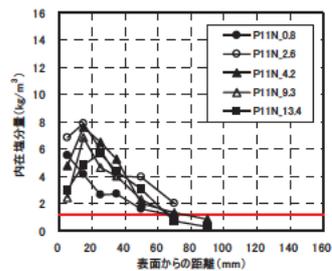
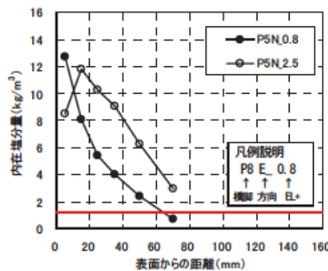


※P5 橋脚調査分  
図-13 表面附着塩分量の鉛直方向分布

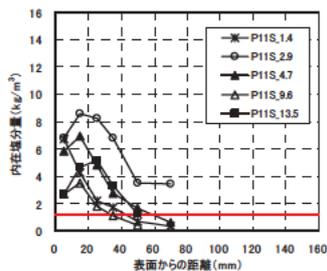
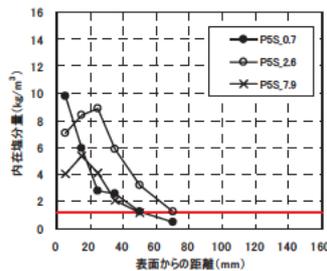


※P11 橋脚調査分  
図-14 表面附着塩分量の鉛直方向分布

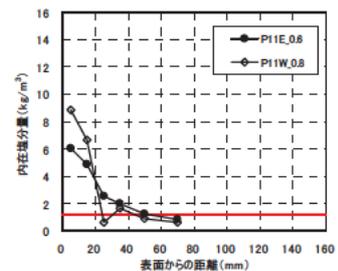
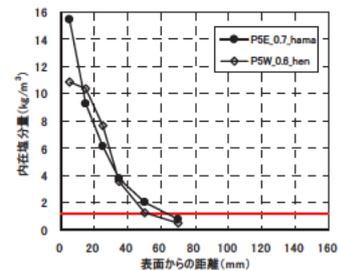
### 5.2.2 内在塩分量分布



※上:P5 下:P11  
※H. W. L=EL+0.90  
図-15 北側コア内在塩分量分布



※上:P5 下:P11  
※H. W. L=EL+0.90  
図-16 南側コア内在塩分量分布



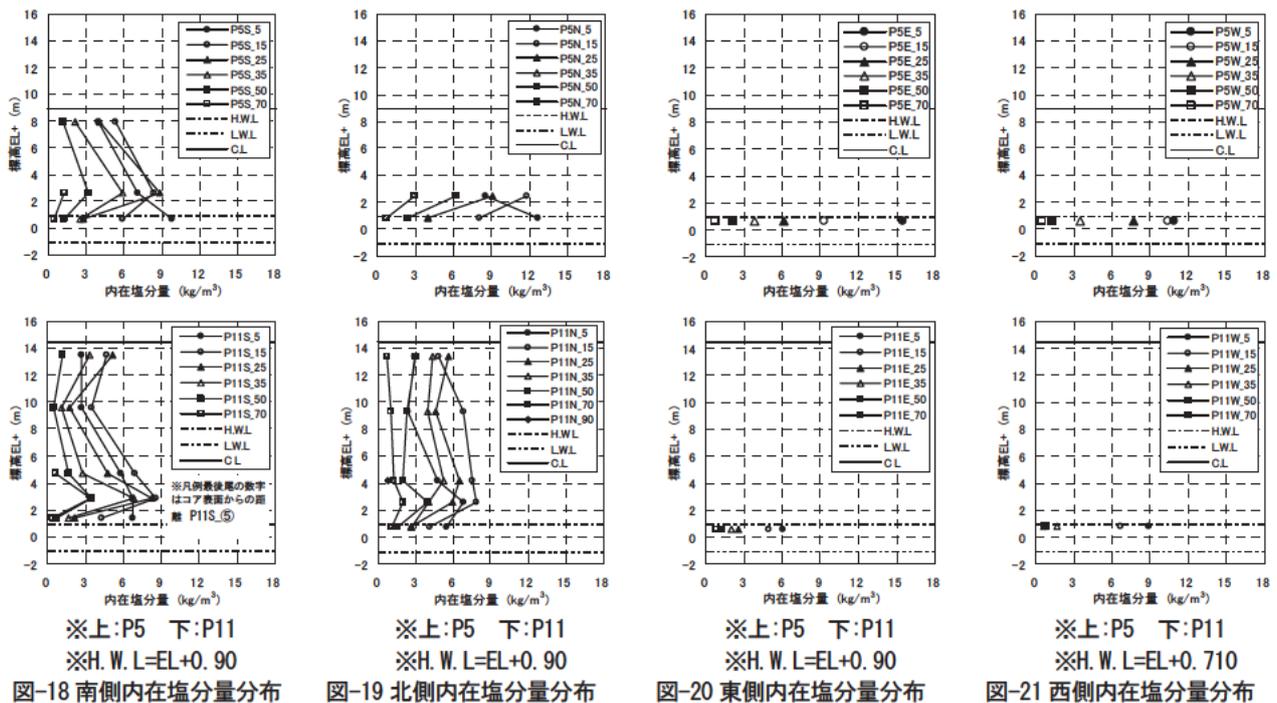
※上:P5 下:P11  
※H. W. L=EL+0.90  
図-17 東・西側コア内在塩分量分布

浜比嘉大橋の各面から採取したコアの内在塩分量分布を図-15~17 に示す。全体的に表面付近の内在塩分量は P5 の方が多い傾向である。また、H. W. L 以下 (EL+0.9m 以下) のコアでは内部 (表面から 30mm 程度) に塩分量のピークが見られない。ただし、H. W. L+50cm (P11S\_1.4) でも内部に塩分量のピークが見られないため、H. W. L よりある程度高い箇所でもこの特徴が見られることが推察される。一方、内部に明らかな塩分量のピークが見られる高さは H. W. L+1.6m (P5N\_2.5) 以上であり、これらに関しては中性化による内部への塩分濃縮や乾湿繰り返しの影響が推察

される。橋脚間の比較では各面ともに表面付近の塩分量はP5が多く、特にH.W.L付近(P5E\_0.7\_hama等)は2倍程度の差異が見られた。鉄筋付近(90mm程度)の塩分量は概ね腐食発生限界濃度以下であると推測される。

### 5.2.3 表面付着塩分量と内在塩分量の関係

図-18~21は採取コアの同一表面距離における内在塩分量の鉛直方向分布である。これらの図と図-13, 14の比較を行った。内在塩分量がピークとなる高さは2基ともほぼ同じである。一方、付着塩分量のピークはH.W.L付近であり、瀬底大橋の傾向と同様にEL+3.0m以下の鉛直方向分布は内在塩分量と付着塩分量は正反対の傾向であった。



## 6. まとめ

表面付着塩分量はH.W.L直上が最も多く、この箇所が最も飛沫塩分を受けやすい環境であると言える。一方、内在塩分はH.W.L+2.0~3.0m程度の箇所が多かった。コンクリートは乾湿の繰り返しにより表層部への塩分浸透が促進される<sup>1)</sup>ため、この高さは飛沫の量や頻度の影響を受けやすい箇所であり、コンクリートへの塩分浸透環境としては注意を要する高さと言える。また、内在塩分量が多い箇所とコンクリートの浮きが確認された箇所は概ね一致した。同一橋梁の橋脚比較では、付着塩分量の鉛直方向分布が異なっており、橋脚設置箇所の海底地形(水深)が波の性状に影響を与えていると予想されるため、設置箇所の海底地形を踏まえた研究を今後進めていく予定である。

## 7. 謝辞

本研究を行うにあたり、試料採取にご協力いただいた沖縄県土木建築部北部土木事務所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首席研究員、花井拓主任研究員、田中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謝意を表します。

所属：滋賀県

## <参考文献>

- 1) 高橋正行、外門正直、志賀野吉雄：乾・湿繰返し作用がコンクリートの耐久性におよぼす影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.11、No.1、pp529-532、1989

## フーチング補強方法に関する実験的研究

チーム名 橋梁構造研究グループ

氏名 豊島孝之

### 1. まえがき

設計年代の古い既設フーチングは、鉄筋量が少ないため、現行道示の耐震設計法に基づいて照査を行った場合、曲げモーメントやせん断力に対して強度不足となり耐震補強が必要になる可能性がある。既設フーチングの補強対策工としては、強度増加を図ることができる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事例が多い。しかし、河川内や市街地の高架橋などでは、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が求められることが多いことから、フーチングの拡大を必要としない耐震補強法の確立に向け、基礎的な資料を得るため载荷実験を行ってきた。ここでは、実験結果をもとに、①工法選定時における課題、②補強実験時に確認された剛性低下要因 について報告する。

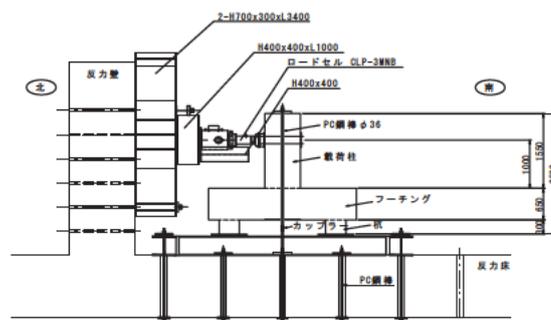
### 2. 実験概要

実験概要を図-1 に示す。フーチング補強実験は、曲げ破壊供試体3体 (Type A0～A2)、せん断破壊供試体2体 (Type B0, B1) の全5体に対し行った。载荷方法は、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水平载荷を行った。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 $1.6\text{N}/\text{mm}^2$ ) の鉛直力 (600kN) を導入した。計測項目は、①载荷実験中の载荷点における水平荷重、②载荷柱の水平変位の高さ方向分布、③フーチングの水平および鉛直変位、④载荷柱、フーチング上面および下面、スターラップの鉄筋ひずみ、⑤コンクリートの表面ひずみである。

炭素繊維シートには、実験供試体との一体性 (平面保持) を確認する目的で、柱およびフーチングの鉄筋に設置したひずみゲージと同じ位置にひずみゲージを設置した。

### 3. 実験結果と考察

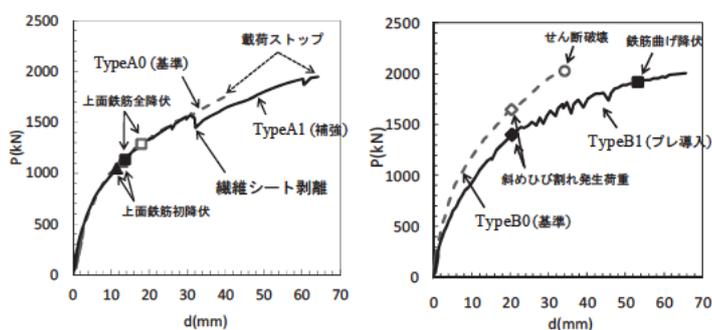
载荷点位置での水平荷重-水平変位関係を図-2 に、実験結果と設計値を比較した結果を表-1 に示す。表-1 の曲げ破壊は、TypeA0 がフーチング上面鉄筋の降伏する荷重、TypeA1 が繊維シートの剥離または破断する荷重である。図-2 および表-1 から補強によ



実験ケース一覧

曲げ破壊 先行型	Type A0	無補強 (基準)
	Type A1	連続繊維シート接着工法
	Type A2	水平プレストレス導入工法
せん断破壊 先行型	Type B0	無補強 (基準)
	Type B1	鉛直プレストレス導入工法

図-1 実験概要



(a) 曲げ破壊

(b) せん断破壊

図-2 载荷点位置での水平荷重-水平変位関係

て耐力向上や破壊形態の変化がみられた。また、基準供試体 (TypeA0, B0) の実験結果は設計値を上回る結果となり余剰耐力が確認されたが、補強供試体 (TypeA1) に関しては実験結果と設計値が概ね一致していた。そのため、設計計算が実耐力に対し危険側に評価することも考えられる。そこで、ここでは、連続繊維シートを巻立て橋脚柱基部を曲げ補強する場合と同様、フーチングに接着した繊維シートを柱フーチング接合部に定着する場合の定着方法の有効性および、図-2 (b) で確認された Type B1 の剛性低下要因について、実験供試体に設置した計測器から分析する。

### 3.1 連続繊維シートを隅角部曲げ補強に使用する場合の定着効果について

フーチング張出し部と接合部の同一断面上にある炭素繊維シートと上面鉄筋に着目した荷重-ひずみ関係を図-3 に示す。図-3 でフーチング張出し部に接着した炭素繊維シート (□) は、フーチング上面鉄筋 (■) と一体で挙動しているのが確認された。その後も繊維シートのひずみは剥離する (水平荷重  $P=1544\text{kN}$ ) まで増加しており、上面鉄筋が降伏 ( $=2051\mu$ ) した後も急変することなく、引張力に抵抗しているのが確認された。しかし、フーチング上面に接着した繊維シートを柱部で曲げ上げ、柱基部で繊維シートを巻立てる今回採用した定着方法では、柱フーチング接合部に接着した繊維シート (○) と、上面鉄筋 (●) は同一荷重レベルでひずみ応答に差がみられ、接合部ではフーチングと一体で挙動しないことが確認された。したがって、接合部への定着に関しては、補強効果として接合部に接着したシートは補強材として無視する方法や、無視しなくてすむような定着方法について検討が必要であると考えられる。また、接合部への定着方法の他、繊維シートの定着長不足も設計値が実験結果と一致した要因とも考えられる。

### 3.2 せん断破壊が先行する Type B 供試体に関する実験結果について

図-2 (a) に示すように、基準供試体 (Type B0) と鉛直プレストレス導入工法 (Type B1) において、補強した Type B1 の剛性が Type B0 に比べて低下しているのが確認された。そのため、図-4 に示すように実験供試体に設置した変位計から柱および杭の変形をそれぞれ算出し、実験結果を検証した。図-4 (a) から、剛性の違いは柱の曲げ変形が大きく影響していることが確認できた。このため、荷重点位置での変形から柱及び杭体等の変形を控除した変形に着目した図-4 (b) では TypeB0, B1 ともに同じような剛性を示しており、フーチングを削孔して補強したことによって断面剛性が低下したのではないことが確認できた。

表-1 実験結果と設計値の比較

		設計値	実験値	実験/設計
曲げ破壊	TypeA0	1000kN	1288kN	1.3
	TypeA1	1550kN	1544kN	1.0
せん断破壊	TypeB0	1750kN	2026kN	1.2
	TypeB1	1950kN	---	---

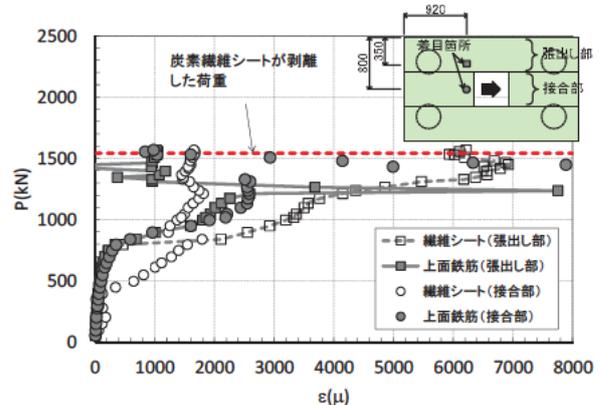
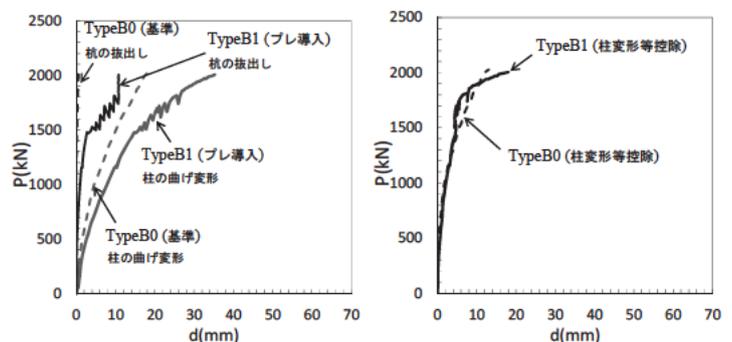


図-3 炭素繊維シートと上面鉄筋の荷重-ひずみ関係



(a) 各部分の変形

(b) 躯体の変形 (補正後)

図-4 水平荷重-水平変位関係

# 軸方向ひび割れが発生したPC橋の振動試験

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

劣化ひび割れを生じた橋梁の構造性能を評価するにあたっては、そのひび割れが発生した要因・発生状況を分析し、構造性能への影響をコンクリート部材に反映しなくてはならない。しかし、ひび割れによる構造性能への影響が明確にされていない。また、ひび割れの影響の把握手法についても、トラック等の荷重車とひずみゲージや変位計等のセンサを用いた計測装置によって橋梁を計測することなどが行われるが大掛かりとなる。本研究では、PC橋のひび割れ等の劣化の状態を把握する手法として橋梁の振動に着目し、簡易的に計測可能な加速度計を用いた振動計測を実施し、劣化状態の把握を試みた。

## 2. 研究目的

橋梁の振動計測による健全度の評価手法の検討は従来から行われおり、健全時の振動性状の同定に関しては概ね可能であることを確認しているが<sup>1)</sup>、劣化損傷による振動性状の変化をコンクリート橋において把握できている例は少ない<sup>2)</sup>。これは既往の解析において、鋼材の腐食やコンクリートの部分的な断面欠損程度では、振動性状の大きな変化は得られないことを確認しており、その傾向と合致している。そこで本研究では、振動性状に特に大きな影響を与えたと考えられる、ASRを発症しコンクリートの弾性係数の低下が見られ、かつ橋梁の軸方向にひび割れが生じたPC橋（写真-1）に着目した。そのPC橋の振動性状の変化を把握することを目的に、加速度計測および振動解析を行った。



写真-1 主桁側面

## 3. 対象橋梁

### 3.1 明橋

明橋は、茨城県常総市に架橋されている常総市管理の単純PCプレテン中空床版橋(2連)の道路橋である。1983年施工で供用29年経っており、橋梁点検時に異常なひび割れが多数発見された。主桁側面のひび割れ位置では、

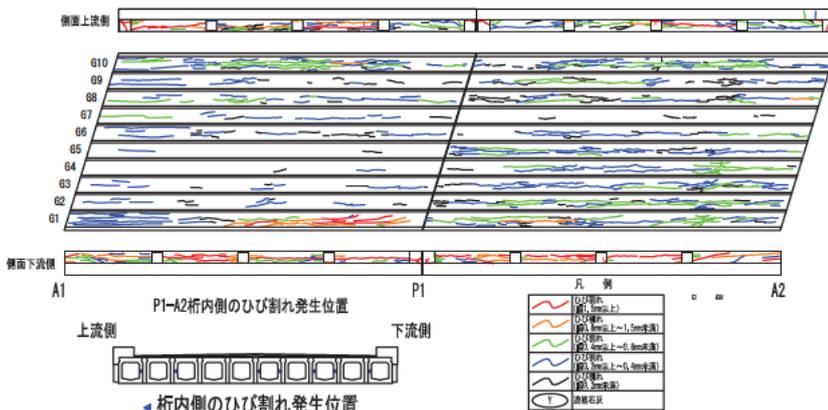


図-1 損傷図

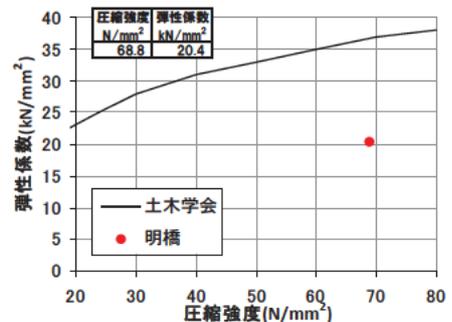


図-2 圧縮強度-弾性係数

コンクリート面が目視できるほど膨張しており、ASRが疑われたため、SEM・EDSの分析を実施しASRであることを確認した。本橋のひび割れの特徴は、主に軸方向であること、主桁全面に発生していること、外桁の劣化度合いが大きいことが挙げられる(図-1)。表面ひび割れ幅は最大2.0mmを超えており、主桁を貫通していることも懸念されたが、コア削孔によるひび割れ深さ調査により、調査範囲においてはひび割れがウェブを貫通していないことは確認した。また、コア供試体による圧縮強度試験で圧縮強度および弾性係数を確認したところ、一般的な値から弾性係数が低下していることを確認した(図-2)。

### 3.2 T橋

T橋は、1980年施工で供用32年経過した2径間連続PCポステン中空床版橋の自転車・歩行者専用の跨道橋である。橋面のレンガ舗装は中心付近が浮いており、主桁にも橋軸方向のひび割れが多数みられた。本橋のひび割れの特徴としては、桁下面と比べて側面ハンチ部に最大幅3mmを超す大きなひび割れが全長にみられた(図-3)。本橋もひび割れがボイドまで貫通している懸念があったが、コア削孔によるひび割れ深さ調査により、調査範囲においてはひび割れがせん断補強筋まで到達していないことを確認した。また、コア供試体による圧縮強度試験で圧縮強度および弾性係数を確認したところ、一般的な値から弾性係数が低下していることを確認した(図-4)。

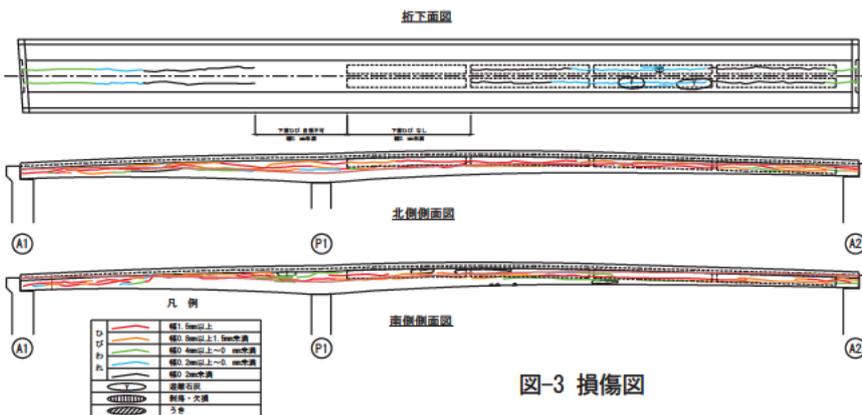


図-3 損傷図

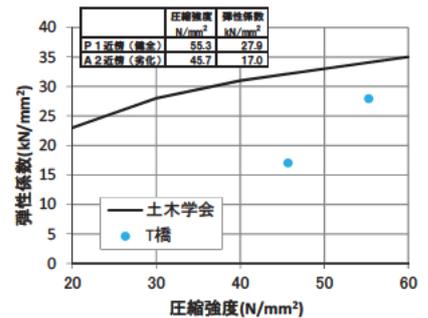


図-4 圧縮強度-弾性係数

## 4. 振動試験

### 4.1 試験方法

サーボ型加速度計(写真-2: JA-40GA)を使用し、衝撃加振法(写真-3)および常時微動により加速度を計測し、NI製の計測ソフトSignalExpressを用いて橋梁の固有値および振動モードの特定を試みた。

衝撃加振法はFWD(重錘落下式たわみ測定装置)を利用し、モードの腹となる位置に衝撃を与え、鉛直1次～



写真-2 加速度計



写真-3 加振状況 (T橋)

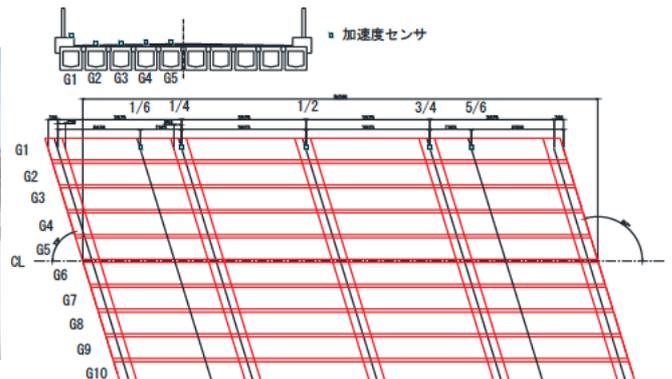


図-5 計測位置配置図(明橋)



図-6 計測位置配置図(T橋)

3次モード以上の固有値を確認することとした。加速度計は写真-2のように橋面に固定せずに設置した。また、5台のセンサを設置し、多点同時計測によるモード形状の特定を行っている。計測位置は、明橋は図-5のように支間の1/6~5/6位置の5点に加速度計を設置しG1~G5桁を計測、T橋は事前の解析によって腹の位置を推定し図-6のようにA1端部から5.0m、9.5m、27.0m、38.5m、47.5mの位置にセンサを設置し計測を行った。

## 4.2 試験結果

### 4.2.1 明橋

表-1に加振と常時微動による計測結果の一覧と図-9に加振によるスペクトル、図-10に常時微動によるスペクトルの一例を示す。加振と常時微動ではほぼ同等の固有値が得られたが、高次のモードでは加振によらないと判別が困難な周波数も出ており、加振することで計測可能な範囲が広がることが確認できた。またモード形状は、図-11のように同時刻の振幅をプロットすることで特定できた。

表-1 明橋計測結果(Hz)

次数	モード形状	加振	常時微動
M1	鉛直1次	7.22	7.34
M2	ねじり1次	11.88	12.00
M3	鉛直2次	25.78-26.34	25.97-26.97
M4	ねじり2次	32.06	32.34
M5	判別不可	44.88	44.97
M6	鉛直3次?	53.00-54.72	-

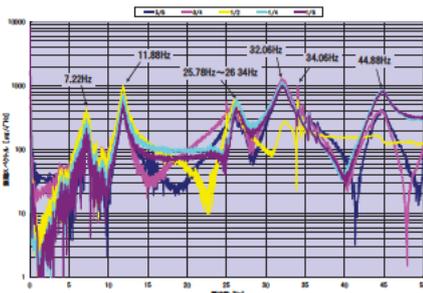


図-9 3/4点加振による  
振動スペクトル(G1桁)

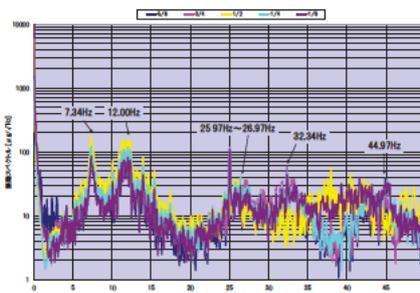


図-10 常時微動による  
振動スペクトル(G1桁)

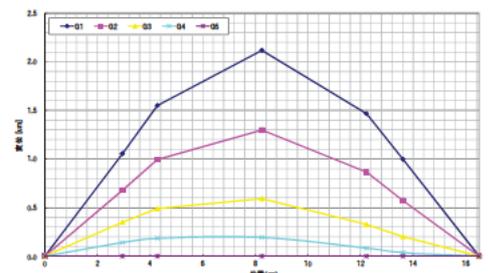


図-11 M2のモード形状(ねじり1次)

### 4.2.2 T橋

表-2に加振と常時微動による計測結果の一覧と図-12に加振によるスペクトル、図-13に常時微動によるスペクトルの一例を示す。加振と常時微動ではほぼ同等の固有値が得られた。またモード形状は、図-14のように同時刻の振幅をプロットすることで特定できた。

表-2 T橋計測結果(Hz)

次数	モード形状	加振	常時微動
M1	鉛直1次	2.58	2.67
M2	鉛直2次	7.01	7.48
M3	鉛直3次	9.34	9.28
M4	ねじれ1次	12.09	12.16
M5	鉛直4次	18.34	18.69
M6	鉛直5次	23.51	23.69

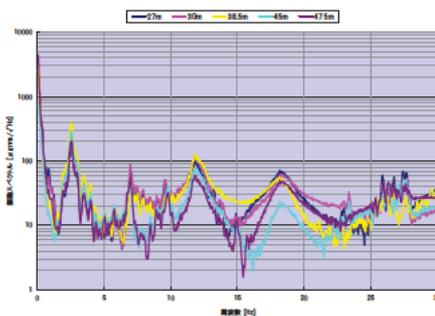


図-12 38.5m加振時の振動スペクトル

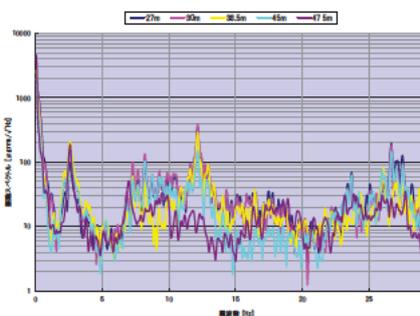


図-13 常時微動の振動スペクトル

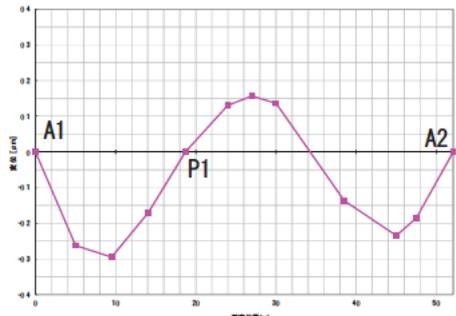


図-14 M2モードの形状(鉛直2次)

## 5. 考察

加速度計測によって得られた固有値および振動モードが、劣化により変化しているのか確認するため、健全時の振動性状を解析により算出し、計測値と比較することとした。解析に使用したソフトは、3次元FEM (SolidWorks Simulation) と3次元骨組み (DYNA2E) である。

### 5.1 明橋

表-3 に示す条件を変更し、各ケースで固有値解析を実施した (表-4)。表以外の条件は同様となっている。骨組みモデルに関しては、条件に関わらず計測値に対して高い値となり、劣化という結果となるが、FEM においては、概ね低い値となるため健全という結果となる。骨組みモデルでは斜角の影響と、横桁の効果が大きく反映され、高い固有値が得られているものと考えられる。

### 5.2 T橋

表-5 に示す条件を変更し、各ケースで固有値解析を実施した (表-6)。表以外の条件は同様となっている。骨組み・FEM モデル共に概ね低い値となり健全という結果となる。ただ、桁の弾性係数を変化させた場合の振動数への影響が異なっており、支承をソリッド化することによって解析値に大きな変動があるため、支承のモデル化について検証する必要がある。

### 5.3 まとめ

2橋で検討を行ったが、解析手法と条件によりまったく異なる結果となるため、その適用方法や条件を検討し、固有値算出における健全時のモデル化手法を確立しなければ、既設橋の固有値による劣化の把握は困難である。今回の計測値は今後の劣化進展の指標となる可能性はあるため、継続的に注視する必要があると考える。

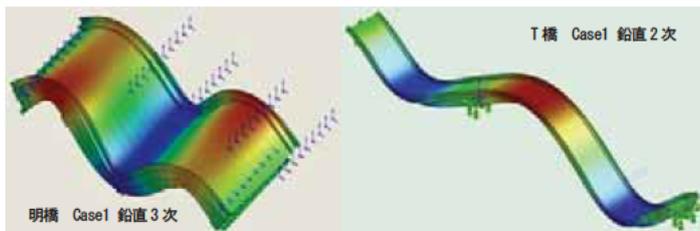


図-15 3次元FEMモデルモード図

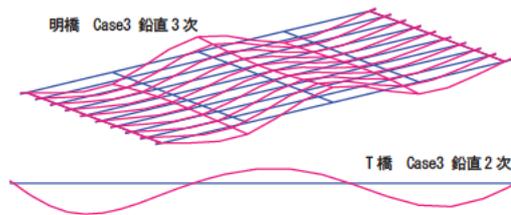


図-16 3次元骨組みモデルモード図

## 6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力頂きました木村上席研究員、花井主任研究員、崔専門研究員、岡交流研究員、関交流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深く感謝の意を表します。また、加速度計測・解析等につきましてご協力いただきました日本航空電子工業 (株) 富岡様、市川様、計測橋梁として場を提供していただきました茨城県常総市等の関係各位にも深く感謝いたします。 所属：株式会社ワイ・テック

### <参考文献>

- 1) 長谷川ら 橋梁健全度評価のための橋梁振動経年計測 土木学会第 65 回年次学術講演会
- 2) 前田ら 簡易振動調査による新旧ポステン T 桁橋の健全度比較 土木学会第 64 回年次学術講演会
- 3) 小林ら プレストレストコンクリート T 桁橋の振動計測 (計測手法に関する検討) PC 技術協会第 20 回シンポジウム論文集

表-3 明橋 条件

	FEM		骨組み	
	Case1	Case2	Case3	Case4
桁・弾性係数	設計値	コア弾性係数	設計値	
横げた・剛性	設計値		剛部材 主桁の1/10	
高欄・舗装・地覆	重量・剛性考慮		重量のみ考慮	
支承条件	ゴム支承をモデル化し、ゴム支承下面を3軸固定		支承位置に境界条件を与える(F,M)	

表-4 明橋 解析値との比較

次数	モード形状	計測値	FEM解析値		骨組み解析値	
		加算	Case1	Case2	Case3	Case4
M1	鉛直1次	7.22	7.31	6.39	10.85	8.13
M2	ねじり1次	11.88	12.95	10.69	20.64	10.57
M3	鉛直2次	25.78-26.34	22.99	20.67	28.57	22.97
M4	ねじり2次	32.06	30.75	25.92	38.12	25.97
M5	判別不可	44.88	39.06	36.54	44.80	36.92
M6	鉛直3次?	53.00-54.72	52.18	43.54	46.67	42.11

表-5 T橋 条件

	FEM		骨組み	
	Case1	Case2	Case3	Case4
桁・弾性係数	設計値	コア弾性係数	設計値	設計値の3/4
高欄・舗装・地覆	重量・剛性考慮		重量のみ考慮	
支承条件	ゴム支承をモデル化し、ゴム支承下面を3軸固定		支承位置に境界条件を与える(F,M)	

表-6 T橋 解析値との比較

次数	モード形状	計測値	FEM解析値		骨組み解析値	
		加算	Case1	Case2	Case3	Case4
M1	鉛直1次	2.58	2.38	2.28	2.15	1.87
M2	鉛直2次	7.01	6.08	5.83	5.87	5.08
M3	鉛直3次	9.34	8.92	8.64	8.76	7.59
M4	ねじり1次	12.09	10.60	10.30	-	-
M5	鉛直4次	18.34	15.71	15.03	16.45	14.25
M6	鉛直5次	23.51	21.31	20.45	22.45	19.44

# 動的解析を用いた既設道路橋の既製コンクリート杭基礎に対する耐震性評価

チーム名等 橋梁構造研究グループ  
氏 名 安藤 滋芳

## 1. まえがき

既設道路橋の耐震補強対策は、兵庫県南部地震による被害事例等を踏まえ、より緊急性の高いとされる橋脚の耐震補強や落橋防止対策が優先されてきた。しかし、現行基準で求められている性能を満足していない基礎も多数存在し、地震時にこれらの基礎が損傷して橋に致命的な被害が生じる可能性もある。また、基礎の耐震性は、基礎形式が多様であることに加え、基礎本体だけでなく地盤条件にも依存するため、精度よく評価することは容易ではない。これらのことから、既設道路橋基礎における耐震性の評価手法及び耐震補強の優先度を判定する手法や、耐震性が低い基礎に対して、より合理的かつ効率的な補強を行うことができる設計法が必要とされている。

## 2. 研究目的

様々ある基礎形式のうち、既製コンクリート杭は、古くから橋梁基礎に採用され、既設基数も多いため、全てについて耐震補強を行うことは容易でない。そこで本研究では、耐震性が低いとされている基礎形式の一つりである既製コンクリート杭基礎を対象とし、RC杭・PC杭・PHC杭の効率的な耐震補強を行う際の目安とするべく、当該杭基礎の中でも相対的に耐震性がより低くなる条件を、適切に抽出することを目的として検討を行った。

## 3. 研究方法

文献1)による耐震性評価は、比較的簡易に行える静的なプッシュオーバー解析に基づき行われている。本研究では、地震時における実挙動をより反映した解析に基づいて耐震性評価を行うものとし、周辺地盤の振動変位や基礎との動的相互作用、上部構造や橋脚の慣性力による作用を同時に考慮できる手法を用いることとした。具体的には、杭種や地盤条件、橋脚高等をパラメータとして試設計した下部構造及び既製コンクリート杭を対象に、基礎-地盤系を含めた動的解析を行い、これらパラメータが耐震性に与える影響について評価することとした。

### 3.1 検討ケース

動的解析の検討ケースを表-1に示す。対象は、液状化しない地盤に建設された支持杭を有する道路橋であり、試設計を行って設定したものである。試設計では、その杭種に応じて採用実績の多い年代の条件を想定し、例え

表-1 検討ケースの概要

Case	杭種	杭工法	適用基準	杭頭部平均N値	支持層N値	橋脚高(m)	設計水平震度	杭本数(本)	杭径(mm)
A	PHC	中掘り杭	H2道示	2	30	10	0.25	20	600
B				15	30	10	0.25	18	600
C				2	30	20	0.25	36	600
D	RC	打込み杭	S39指針	2	25	10	0.20	20	600
E				15	25	10	0.20	16	600

ば設計水平震度は、それぞれの杭種で最も採用実績が多い年代の基準の値を用いている。上部構造反力は、当時の設計資料等を参考に PC 単純ポステン T 桁橋を想定して設定した。下部構造は、左右同一の単純桁を可動支承と固定支承でそれぞれ支持するかけ違い橋脚とした。橋脚及び杭の諸元については、想定した年代の設計基準の許容値を満足するよう設定した。ここで、対象とした杭種は、採用年代が比較的新しい PHC 杭と、採用年代の古い RC 杭である。なお、PC 杭は試設計の結果、PHC 杭と傾向が大きく変わらない結果であったため省略した。杭径及び杭長は、基礎形式の選定手法調査<sup>2)</sup>において PHC 杭での採用実績が最も多い範囲から設定することとし、杭径 600mm、杭長 15m とした。地盤条件は、設定した杭長から判断し、道示 V における II 種地盤となるような土層構成とし、杭頭部の地盤が極めて弱いもの ( $N$  値=2) と、やや硬いもの ( $N$  値=15) の 2 つを設定した。支持層は砂れき層とし、その  $N$  値はそれぞれ想定した年代の設計基準で支持層となり得る目安の下限値とした。橋脚高は、高いもの (20m) と低いもの (10m) を設定した。

試設計により決定された下部構造の一例を図-1 に示す。

### 3.2 動的解析モデルの概要

本研究で用いた動的解析モデルは、図-2 に示すように、上部構造-橋脚-杭基礎-地盤抵抗-周辺地盤から構成される。ここでの動的解析モデルは、群杭基礎-地盤系の動的挙動に関する実験に対して検証された杭-地盤間の動的な水平抵抗特性<sup>3)</sup>や、地盤の動的挙動に関する動的遠心実験に対して検証

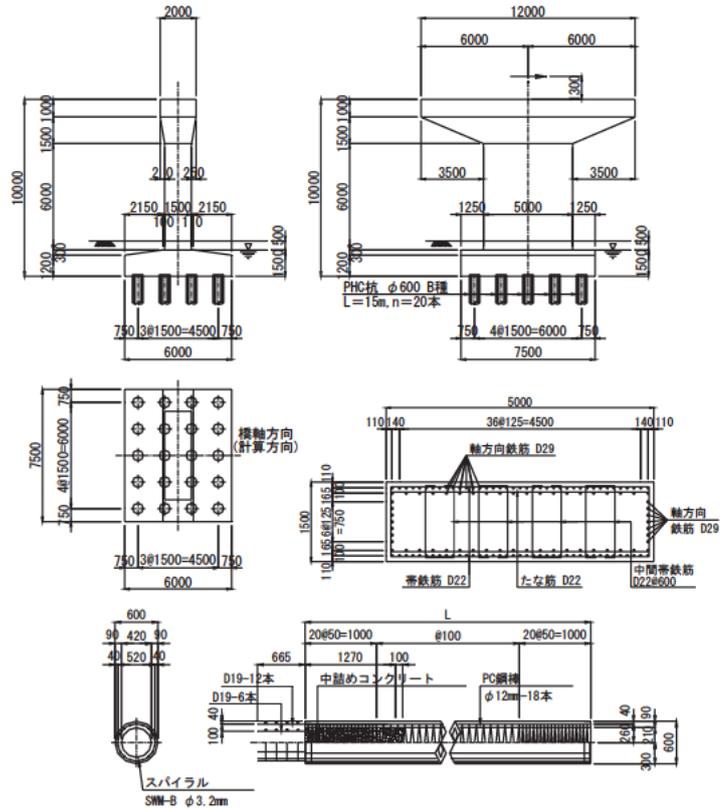


図-1 対象下部構造の概要図 (Case A)

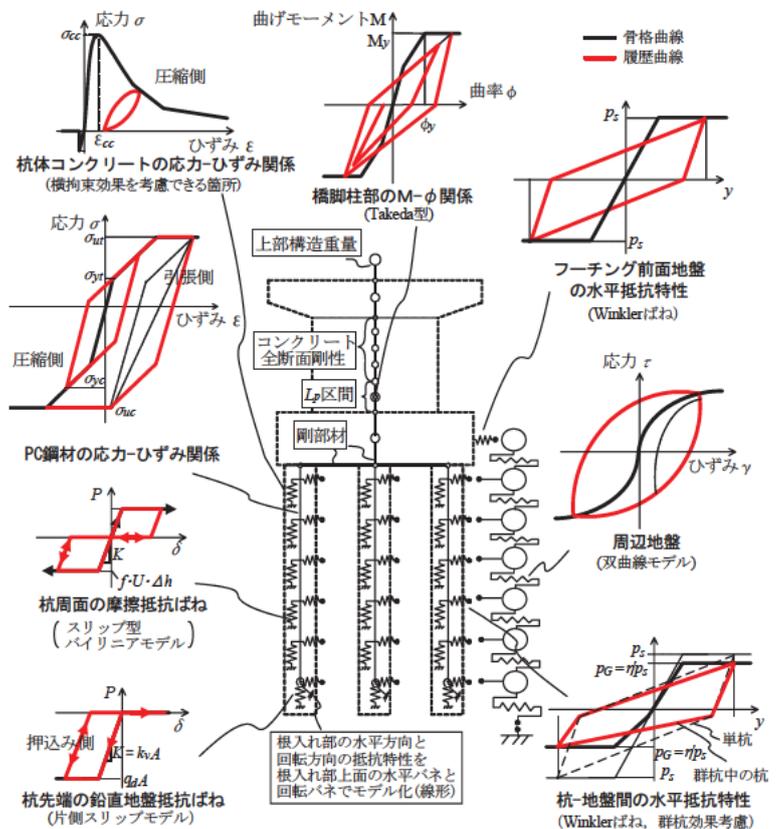


図-2 動的解析モデル

された自由地盤モデル<sup>4)</sup>等、過去に土木研究所にて行われた研究に基づいたものを使用した。

### 3.2.1 橋脚，フーチング及び杭体のモデル化

RC 橋脚の非線形性は  $M-\phi$  関係でモデル化し、骨格曲線はトリリニア型、その履歴則は **Takeda** モデルとした。フーチングは剛体とし回転慣性を考慮した。杭体は軸力変動による剛性変化が適切に考慮できるようファイバー要素によりモデル化した。杭体のコンクリートは **H14** 道示に準じた  $\sigma-\varepsilon$  関係とし、履歴側には修正六車モデルを用いた。杭体の鉄筋は降伏応力度を上限とするバイリニアモデルとし、**PHC** 杭における **PC** 鋼材は、初期プレストレスによる応力を考慮した非対称型のトリリニアモデルとした。

### 3.2.2 杭-地盤間のモデル化

杭-地盤間の水平抵抗は、**Winkler** 型  $p-y$  曲線の履歴則を与えたバネ<sup>2)</sup>を用い、その上限値は道示IVの杭基礎における水平地盤反力度の上限値に準じて算出した。また、本研究では基礎の実挙動を極力厳密に再現するため、フーチング前面-地盤間の水平抵抗も同様のバネでモデル化し、その上限値は道示IVのケーソン基礎に準じて算出した。杭-地盤間の鉛直抵抗は、杭周面の摩擦抵抗と杭先端の地盤抵抗をそれぞれモデル化し、周面のすべりや押し込みによる沈下を考慮できるようにスリップ型の履歴モデルとした。その上限値は杭基礎の施工方法に応じて、道示IVの杭の最大周面摩擦力度と杭先端地盤の極限支持力度に基づき算出した。

### 3.2.3 周辺地盤のモデル化

周辺地盤は、多層系のせん断土柱モデルとし、 $\tau-\gamma$  関係の骨格曲線には双曲線モデル、履歴則には **Masing** 則を用いた。土層境界において、ひずみの変化が局所化する影響を少なくするため、土のせん断剛性は同一土層内であっても拘束圧に応じて算出している。周辺地盤の質量としては、構造物の影響を受けないようフーチング平面積の **100** 倍の平面積に相当する質量を与えた。

なお、過年度までの研究から、杭基礎の動的解析において基礎の挙動を精度よく推定するためには、自由地盤の動的挙動を再現することが必要不可欠であり、その地盤物性の評価、特に地盤の最大せん断応力  $\tau_f$  が自由地盤の挙動に大きく影響することが分かっている。本研究では仮想のモデル地盤を対象としており、試験結果から最大せん断応力  $\tau_f$  を設定することはできない。そこで、地盤の最大せん断応力  $\tau_f$  は、せん断剛性比  $G/G_0$  に対する規準ひずみ  $\gamma_r$  により設定し、周辺地盤のみの動的解析を行った上、各層のひずみ分布や応答加速度を基に判断して設定した。また、その地表面で得られた加速度について応答スペクトルを求め、道示標準波の加速度応答スペクトルと大きく乖離しないことを確認することとした。

## 3.3 解析条件

粘性減衰は、全体系に対する **Rayleigh** 型減衰マトリックスで考慮した。ここで、各ケースで与える減衰の違いが解析結果に与える影響を小さくするため、固有周期で **0.2** 秒付近から構造物主体の振動モードまでの減衰定数  $h$  が **5%** 程度となるように統一して設定した。また、動的解析の積分時間間隔は **0.001** 秒とした。

## 3.4 入力地震動

入力地震動は、レベル **2** 地震動(タイプII)相当となるよう調整した基盤面の加速度波形(図-3)とした。前述した自由地盤地表面における加速度応答スペクトルと、道示標準波(II種地盤)の加速度応答スペクトルについて比較したものを図-4に示す。**Case A** は杭頭部の地盤が極めて弱いケース、**Case B** は杭頭部の地盤がやや硬いケースを示している。**0.3** 秒以下の短周期領域で **Case A** が道示の応答スペクトルを下回る結果となっ

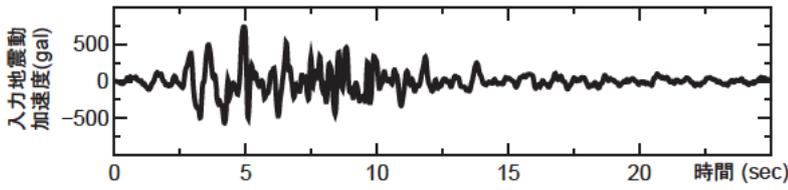


図-3 入力地震動

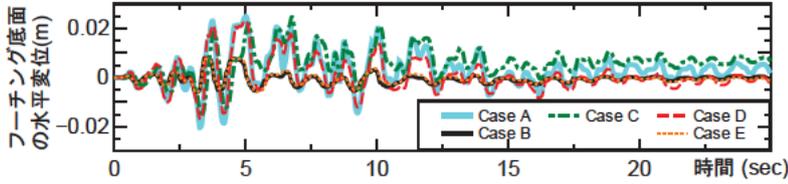


図-5 フーチング底面位置での相対水平変位

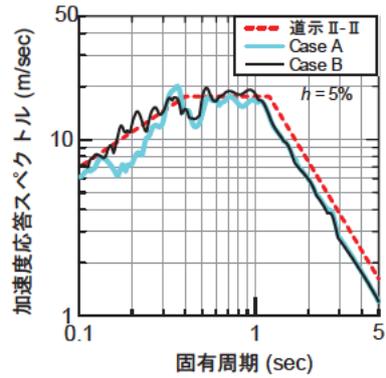


図-4 地表面の加速度応答スペクトル

ているが、対象とした下部構造の固有周期は0.6~0.8秒程度であり、この領域では概ね道示(II種地盤)と同等となっている。

## 4. 解析結果

### 4.1 フーチング底面位置の変位

図-5に、入力地震動と各ケースのフーチング底面位置での水平変位の時刻歴を示す。まず、杭種の違いが基礎の応答に与える影響についてみると、杭頭付近の $N$ 値が小さいCase A(PHC杭)とD(RC杭)の両ケースには同程度の水平変位が生じている。杭頭付近の $N$ 値が大きいCase B(PHC杭)とE(RC杭)の水平変位にも明確な差は生じていない。このことから、杭種の違いはフーチング底面位置での水平変位に有意な影響を与えないことが分かる。橋脚高の異なるCase A(PHC杭、橋脚高10m)とC(PHC杭、橋脚高20m)の比較についても、最大応答水平変位は殆ど変わらない。これは、橋脚高が高くなることで慣性力やモーメントが増加する一方で、これに対応して杭本数が多くなることで抵抗も増しているためと考えられる。次に、杭頭付近の $N$ 値の違いが基礎の応答に与える影響についてみると、杭種が同じPHC杭では、 $N$ 値の小さいCase Aの方が、 $N$ 値が大きいCase Bよりも2.5倍程度大きな変位が生じている。RC杭同士のCase DとEの比較についても同様である。以上より、杭基礎の最大応答水平変位に対しては、杭種や橋脚高よりも、杭頭付近の地盤条件が大きく影響することが分かる。

図-6は、横軸にフーチング底面位置での最大応答水平変位、縦軸にフーチングの最大応答回転角を示したものである。回転角に着目すると、橋脚高が同じCase A, B, D, Eでは、杭頭付近の $N$ 値や杭種による違

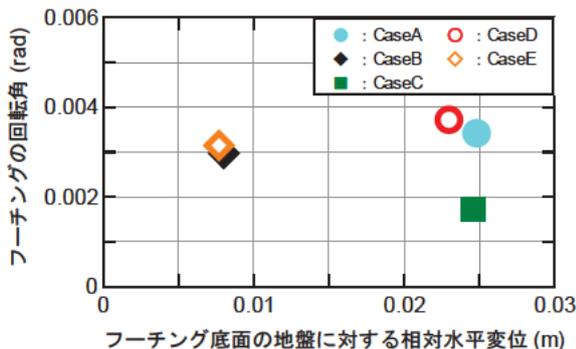


図-6 フーチング回転角と水平変位の関係

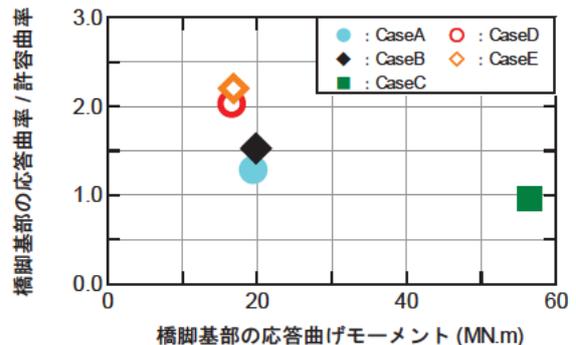


図-7 橋脚基部の曲げモーメントと応答/許容曲率比の関係

いは殆どない。しかし水平変位は、前述のとおり杭頭付近の  $N$  値によって大きな違いが生じている。一方、橋脚高の高い **Case C** は、同じく杭頭付近の  $N$  値が小さい **Case A, D** よりフーチングの応答回転角が小さい結果となっている。これは **Case C** では配置された杭本数が多くフーチング幅も広いことにより、基礎の回転抵抗が大きくなっていることが影響していると考えられる。いずれも結果としては、杭種や橋脚高に関わらず、杭頭付近の地盤の  $N$  値が小さいと基礎の回転よりも水平変形の挙動が卓越する傾向を示している。この影響は、後述する杭頭部の発生曲げモーメントが、その直下の地層よりも大きくなることにも表れていると考えられる。

#### 4.2 橋脚基部に生じた曲げモーメント及び曲率

図-7は、横軸に橋脚基部に生じた曲げモーメント、縦軸に橋脚基部の応答曲率を許容曲率で除し、許容曲率に対する安全余裕を示したものである。ここで許容曲率は、H14道示Vに示されるタイプII地震動に対する安全係数を考慮して算出した。

橋脚基部に生じた曲げモーメントは、PHC杭で橋脚高の低い**Case A, B**は2.0 MN.m程度であり、橋脚高の高い**Case C**はその約3倍の5.7 MN.m程度生じている。RC杭で橋脚高の低い**Case D, E**は1.7 MN.m程度である。いずれのケースも橋脚は塑性化しているが、橋脚に生じた曲げモーメントの違いは、試設計で想定した設計年代や橋脚高の違いにより橋脚耐力が異なることによる。なお、基部の応答曲率が許容曲率を下回ったのは、試設計において柱断面が大きくなり、許容曲率が大きく設定されていた橋脚高の高い**Case C**のみであった。

#### 4.3 杭体に生じた断面力

図-8に、動的解析で杭体に生じた曲げモーメントと降伏曲げモーメント、発生せん断力とせん断耐力の深度方向分布を示す。杭種や橋脚高に関わらず、杭頭付近の  $N$  値が小さい**Case A, C, D**では、地中部で杭体に生じた曲げモーメントが杭体の降伏曲げモーメントを超えている。また、発生せん断力についても、**Case**

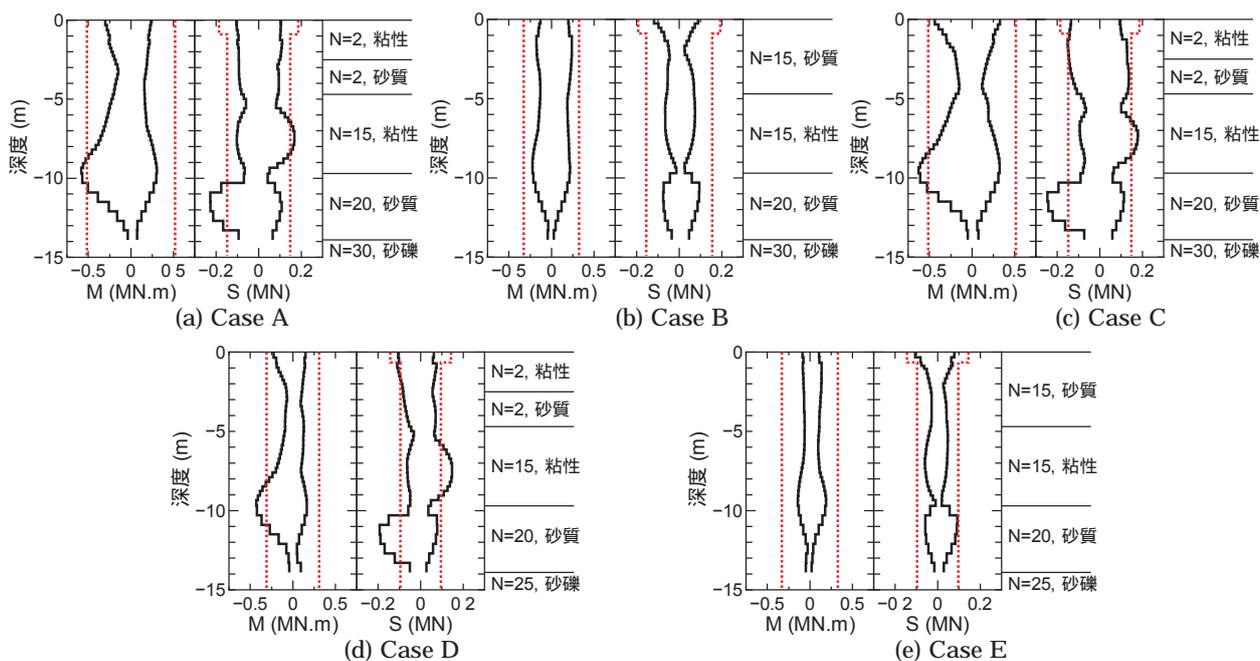


図-8 杭体に生じた断面力と耐力の深度方向分布

A, C, D で降伏曲げモーメントを超過した付近の深度において、せん断耐力を超過した結果となっている。

杭体の最大発生曲げモーメント  $M_{max}$  と降伏曲げモーメント  $M_y$  及びその比率について表-2に示す。杭頭付近の  $N$  値が大きい場合、

Case E (RC 杭)は Case B(PHC 杭 A 種)よりも比率が小さい。これは、前述したように、ケース毎に橋脚柱の断面寸法や配筋が異なっており、より年代の古い Case E の橋脚耐力が小さく、結果として基礎に伝わる断面力が小さくなったことが影響していると考えられる。ただし、どちらも杭体の降伏に対して余裕がある。一方、杭頭付近の  $N$  値が小さい場合、Case A と C(PHC 杭 B 種)の  $M_{max}/M_y$  は 1.1~1.2 倍程度であるが、Case D(RC 杭)では 1.4 倍程度の比率を示している。これは、この様な条件下で設計された RC 杭の降伏曲げモーメントが、PHC 杭に比べて小さい事が影響している。

以上より、杭に生じる曲げモーメントの値に対しても、杭頭付近の地盤条件が支配的な要因となることが分かる。加えて、杭種の違いも耐震性に影響を及ぼす要因となり、中でも杭頭付近の地盤が軟弱な RC 杭の場合には、降伏曲げモーメントに対する最大発生曲げモーメントの比率が最も大きくなる。

表-2 最大発生及び降伏曲げモーメント

Case	① 最大発生 M(kN・m)	② 降伏 M(kN・m)	比率 /
A	581	518	1.12
B	239	325	0.74
C	628	514	1.22
D	429	309	1.39
E	191	328	0.58

## 5. まとめ

既製コンクリート杭を有する既設道路橋基礎の耐震性評価を動的解析を用いて行った結果、既製コンクリート杭基礎の地震時における挙動は、杭種や橋脚高の条件よりも、杭頭付近の地盤条件に強く依存することが明らかになった。更に、杭頭付近の地盤が緩い条件では杭が降伏曲げモーメントに達しており、杭頭付近の地盤がやや硬い条件下のものに比べて、相対的に耐震性が低いと判断される。中でも、採用年代が古い RC 杭は、他の既製コンクリート杭に比べ、杭頭付近の地盤条件により耐震性の評価が大きく変わる傾向があることが分かった。

なお、本研究で用いた動的解析モデルについては、自由地盤の動的挙動や杭-地盤間の水平抵抗など、個別に検証されてきたモデルを組合せたものであり、下部構造全体としてモデル化した際の精度や適用範囲について十分な検証がなされているとはまだ言い難い。今後、これらの検証も含め、動的解析を用いた場合の基礎の照査指標や耐震性の評価方法について、更に研究していく必要がある。

## 6. 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、西田主任研究員、河野研究員、谷本研究員、並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝致します。

所属：株式会社 耐震解析研究所

## <参考文献>

- 1) 中谷ら：既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法に関する研究，土木研究所資料第 4168 号，2010.
- 2) 福井ら：橋梁基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料第 3500 号，1997.
- 3) 白戸ら：動的解析における群杭のモデル化に関する検討，地震工学論文集，vol.28，2005.
- 4) 谷本ら：大地震時の地盤の動的挙動に関する動的遠心模型実験とその動的解析，第 13 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp275-282，2010.

## 接合面にエポキシ樹脂を塗布したボルト継手に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ  
氏 名 飯 塚 拓 英

### 1. まえがき

劣化した鉄筋コンクリート桁(以下, RC 桁)に対して, 鋼板接着補強を施す場合, 鋼板とコンクリートを一体化させるため, その空隙に注入する接着剤としてエポキシ樹脂系接着剤(以下, 樹脂)が用いられている<sup>1)</sup>。しかしながら, 鋼板接着補強された RC 桁(撤去部材)の曲げ載荷試験において, 損傷の差によらず, 同程度の荷重で主桁下面の補強鋼板の接着継手部で剥離が発生し, 曲げ耐力の補強効果を失うことが確認された<sup>2)</sup>。図-1 に, その継手部の模式図を示す。このことから, RC 桁の鋼板接着補強における補強鋼板間の接着継手の性能を改善するため, 片側施工の可能な高力ワンサイドボルト(以下, ワンサイドボルト)を既存の接着継手に付加する方法を考案した。

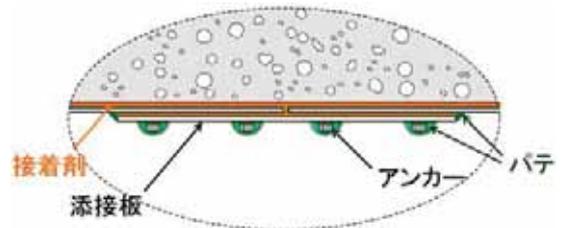


図-1 接着鋼板継手部の模式図

### 2. 研究目的

摩擦接合継手におけるワンサイドボルトに関しては, 既に, 高力ボルトと同等以上の疲労耐久性や繰り返し荷重による強度低下がないことが報告されている<sup>3)</sup>が, 樹脂と併用した場合における継手の性能は必ずしも明確ではない。本研究では, ワンサイドボルトを付加した, 補強鋼板の接着継手部における性能を確認するために, 接合面にエポキシ樹脂を塗布したボルト継手の引張試験を行い, ワンサイドボルトの適用可能性について検討を行った。

### 3. 研究方法

#### 3.1 供試体

図-2 に, 供試体の形状寸法と使用した鋼材, 表-1 に, 供試体の一覧を示す。ボルト種別, 樹脂の有無をパラメータとし, 5 種類各 3 体で計 15 体の供試体を用意した。供試体の形状寸法は, 前述した曲げ載荷試験の RC 桁鋼板接着補強継手部の形状を基に決定し, 片面接合継手で, 母材, 添接板とも腐食していない平滑材とした。母材及び添接板の降伏点は, それぞれ 430MPa, 420MPa

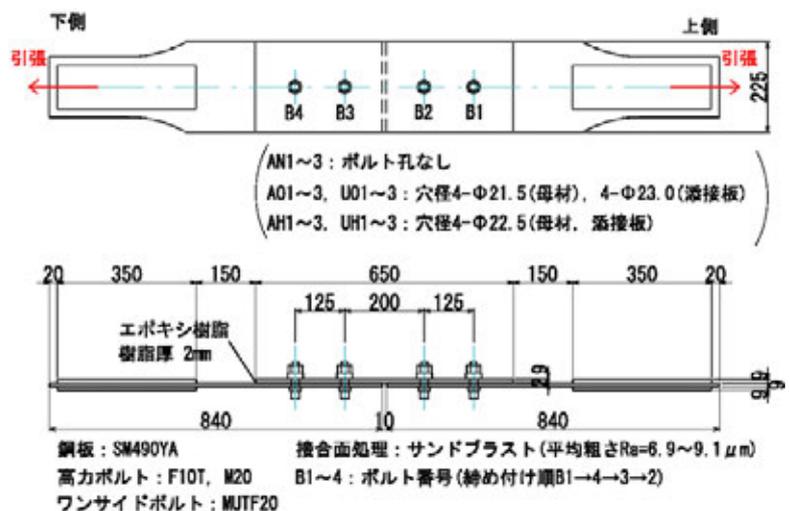


図-2 供試体の形状寸法と荷重方法

であった。樹脂は, パテにも用いられるもので, 引張せん断接着強度(JIS K6850)は 17.0MPa(20°C, 7 日養生, 規

格値 11.0MPa 以上)であった。母材と添接板の間に、部材幅 225mm のうち両側から 2mm の範囲に目標樹脂厚と同じ厚さ 2mm のアルミ板を挟むことにより、所要の樹脂厚を確保した。1 日養生後(推奨養生時間は 5°C で 24 時間)、アルミ板を取り外し、高力ボルトはレンチ、ワンサイドボルトは専用のシャーレンチを用いてボルト軸力を導入した。高力ボルトは、設計軸力 165kN を目標導入軸力とした。ワンサイドボルトの導入軸力は、ピンテールの切断によって決まるため、特に定めなかった。(設計軸力はカタログ値で 131kN, F8T 相当)。軸力導入後から引張試験実施までの約 7 日間、ボルト軸力の経時変化を測定した。なお、一旦締め付け後は再締め付けを行わなかった。

表-1 供試体一覧

供試体 No.	ボルト種別	目標樹脂厚
AN1~3	ボルトなし	2mm
AO1~3	ワンサイドボルト	2mm
AH1~3	高力ボルト	2mm
UO1~3	ワンサイドボルト	樹脂なし
UH1~3	高力ボルト	樹脂なし

### 3.2 ボルト軸力の管理

高力ボルトのボルト軸力の実測値は、個々のボルトにおける事前に較正した軸力とボルト頭部の実測ひずみの比例関係(図-3)から算定した。一方、ワンサイドボルトは、締め付け時にバルブ頭の形成及びピンテールの切断を行う構造であり、再締め付けが共回りして困難であったため、ワンサイドボルトのボルト軸力の実測値は、試験で使用しない予備ボルト 12 本を用いて、軸力計への締め付け時の軸力とボルト頭部を形成する軸端部の実測ひずみの比例関係(図-4)から算定した。なお、ワンサイドボルトの予備ボルトで再締め付けを行ったが、12 本のうち 8 本が共回りして 1 回目の導入軸力まで導入できなかった。

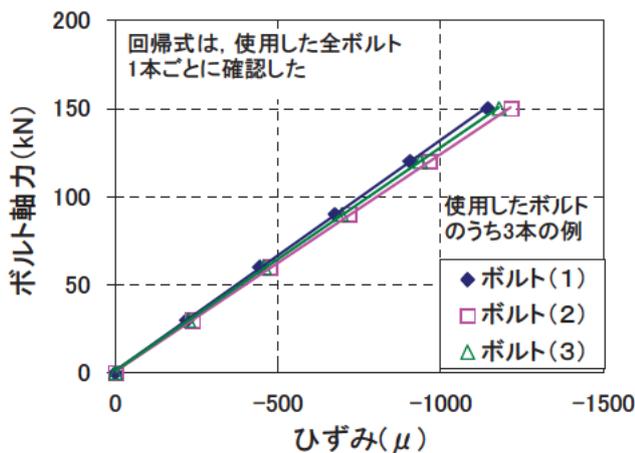


図-3 高力ボルトの軸力較正

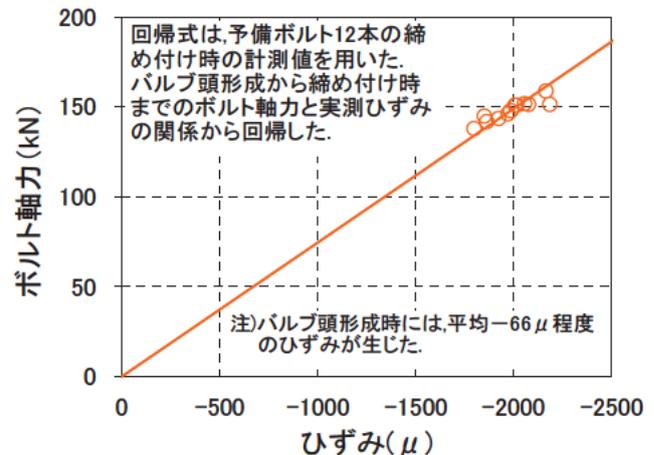


図-4 ワンサイドボルトの軸力較正

### 3.3 試験方法

静的引張試験の荷重方法は、図-2 に示した。写真-1 に、その試験における供試体の設置状況を示す。ボルト軸力の経時変化の測定後、油圧式引張・圧縮試験機(能力 2000kN)により、継手の接着破壊またはすべりを確認するまで単調荷重した。供試体 AN, AO 及び AH は、接着剤の破壊音、母材と当て板の剥離、供試体側面の罫書き線のずれにより、供試体 UO, UH は、すべり音、供試体側面の罫書き線のずれにより確認した。



写真-1 供試体の設置状況(静的引張試験)

## 4. 試験結果

### 4.1 ボルトの軸力低下

表-2 に、ボルト軸力の経時変化を示す。表-2 に示すボルト軸力は、同種類の供試体 3 体、計 12 本のボルト軸力実測値の平均値とした。接合面に樹脂を塗布した供試体 AO, AH は、1 日目までの軸力低下が著しく、その後の低下は軽微であった。供試体 AH の高力ボルトの軸力低下は、ワンサイドボルトより大きくなる傾向となった。これは、導入軸力の違いにより、樹脂のクリープ変形量の差が生じたことによると考えられる。なお、樹脂のない供試体 UO, UH は、ともにボルト軸力の低下がほとんど見られなかった。

表-2 ボルト軸力の経時変化

供試体 No.	導入軸力 (kN) <sup>※1</sup>	経過時間		
		1時間後	1日後	7日後
AO	117	110	109	109
AH	170	152	147	146
UO	122	122	121	121 <sup>※2</sup>
UH	172	172	171	171

※1:4本目のボルトを締め付けた直後に測定。※2:6日後

### 4.2 破壊形態と最大荷重

写真-2 に、樹脂が剥離した状況を示す。接合面に樹脂を塗布した供試体 AN, AO, AH は、いずれも樹脂が部分的にひび割れた後に、全面剥離が発生した。表-3 に、各供試体の剥離破壊荷重またはすべりによる最大荷重を示す。供試体 AN では、母材と添接板の全面剥離時の荷重を、供試体 AO, AH, UO 及び UH では、ボルト支圧による負担分を除く最大荷重を示した。表中の樹脂厚は、引張試験直前の実測値(ノギスによる)を示した。供試体 AN の最大荷重は、100kN 程度であったが、ボルトを併用することで、供試体 AO, AH とともに約 3 倍の 300kN 程度まで耐力が向上した。これは、ボルトの締付けにより接着剤のせん断強度が高められたことが考えられる。なお、供試体 UO, UH の最大荷重の平均値は、それぞれ 205kN, 約 296kN であった。



(a) 母材間の剥離状況 (AO2)



(b) 添接板端部の剥離状況 (AO3)

写真-2 樹脂の剥離状況

表-3 最大荷重

供試体 No.	実測樹脂厚 (mm)	試験前軸力 (kN) <sup>※1</sup>	最大荷重 Pu (kN) <sup>※2</sup>	平均最大荷重 $\bar{P}_u$ (kN)
AN1	2.2	—	108	104
AN2	2.2	—	96 <sup>※3</sup>	
AN3	2.4	—	109	
AO1	2.3	103	295	302
AO2	2.4	111	320	
AO3	2.6	127	290 <sup>※4</sup>	
AH1	2.5	150	284	303
AH2	2.5	138	294	
AH3	2.3	145	331	
UO1	—	121	215	205
UO2	—	112	211	
UO3	—	125	190	
UH1	—	170	300	296
UH2	—	170	295	
UH3	—	170	294	

※1 破壊側平均ボルト軸力

※2 最大荷重は、ボルトの支圧による負担分を除く。

※3 試験機セット中に母材片側と添接板が完全に分離したため、再接着した。

※4 接着剤塗布約1日後に母材片側と添接板が完全に分離したため、再接着した。

## 5. 考察 (せん断強度と支圧応力度の関係)

図-5 に、各供試体のせん断強度  $v_u (=P_u/A_c)$  ( $A_c$ :接合面積) と試験前ボルト軸力による接合面の支圧応力度  $\sigma_n$  の

関係を示す。図中の実線は、応力集中の影響を考慮して添接板のボルト孔周りで降伏が始まる荷重から算出したせん断強度(4.0MPa)を示す。樹脂のみの供試体ANのせん断強度は1.4~1.5MPaに対して、ボルトを併用した供試体AO, AHは両方とも、ボルト軸力の大小に関係なく、平均せん断強度が4.3MPaとなった。その理由としては、鋼材の降伏が接着剤のせん断破壊に影響した可能性がある<sup>4)</sup>。

図中の破線は、供試体UO, UHにおける回帰式を示す。それぞれのすべり係数 $\mu$ ( $=P_v/\Sigma N_r$ ,  $\Sigma N_r$ :破壊側試験前ボルト軸力の合計)の平均値が0.86, 0.87でほぼ等しいことから、軸端部のひずみ計測によるワンサイドボルトの軸力測定は概ね妥当であったと考えられる。

また、前述したRC桁曲げ載荷試験による補強鋼板継手部のせん断強度は2.5~3.2MPa<sup>2)</sup>で、同じ接着継手の供試体ANのせん断強度を上回っていた。これらの差は、接着剤の強度差による影響のほか、ANの引張試験に比べてコンクリートの拘束により偏心が抑えられたことによる影響があった可能性が考えられる。

## 6. まとめ

樹脂のみの供試体の最大荷重は100kN程度であったが、ボルトを併用することで約3倍の300kN程度まで耐力が向上した。鋼板接着補強継手部にワンサイドボルトを適切に付加することによって、その継手強度を向上させることができると考えられる。また、ボルトを併用した供試体は両方とも、ボルト軸力の大小に関係なく、平均せん断強度が同程度となった理由として、鋼材の降伏が接着剤のせん断破壊に影響を及ぼしたことが考えられる。

## 7. 謝辞

本研究の実施にあたり、ご指導頂きました村越上席研究員、田中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深く感謝致します。

所属：島根県

### 〈参考文献〉

- 1)コンクリートのひび割れ調査, 補修・補強指針—2009—, (社)日本コンクリート工学協会, pp148-149, 2009.3
- 2)吉田英二, 村越潤, 木村嘉富, 田中良樹:劣化した鋼板接着補強RC桁の耐荷力試験, 土木学会第66回年次学術講演会, 2011.9.
- 3)鈴木博之, 川辺裕一, 藤永政司, 中島一浩:高力ワンサイドボルト摩擦接着継手の基礎的特性, 鋼構造年次論文報告集, 第15巻, pp401-408, 2007.11.
- 4)Albrecht, P. and Sahli, A.H., Static strength of bolted and adhesively bonded joints for steel structures, Adhesively Bonded Joints-Testing, Analysis and Design-, ASTM STP981, pp229-251, 1988.

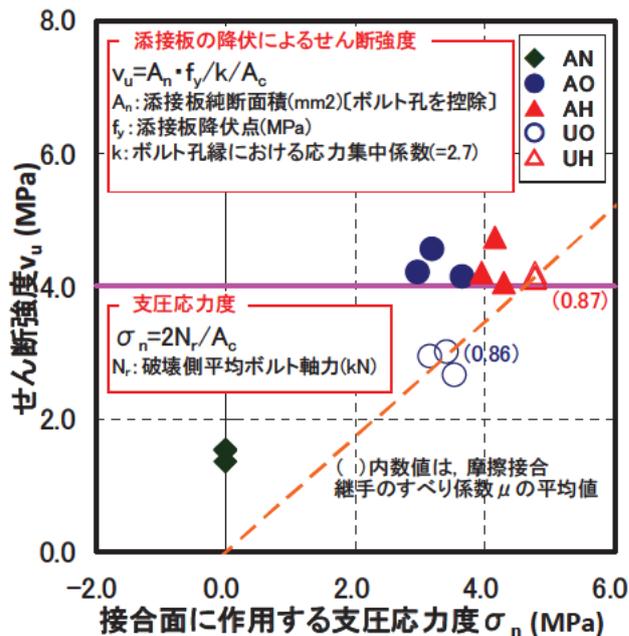


図-5 継手のせん断強度  $v_u$  とボルトの締め付けによる支圧応力度  $\sigma_n$  の関係

# プレボーリング杭工法における大変形挙動後の支持力特性に関する研究 ～ 極限支持力推定値・杭軸方向バネ定数推定値への影響～

チーム名 橋梁構造研究グループ

氏名 北浦光章

## 1. まえがき

H14年度版の道路橋示方書では、杭の鉛直方向に関する安定性の担保は許容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法の合理化がますます重要になってきていることから、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、今後の課題として挙げられている。プレボーリング杭工法についても、抵抗特性を踏まえた確率的評価に基づく照査体系の構築が課題とされている。

## 2. 研究目的

プレボーリング杭工法は、既製コンクリート杭とその周囲の地盤との間にソイルセメント状の地盤改良体部を有する工法である。この工法では、大地震により水平方向に大変形を受けることによって、杭頭近くの浅い領域は杭体と地盤改良体部が分離し、支持力機構が変化することが明らかになっている<sup>1)</sup>。

このような大地震による支持力機構の変化が避けられない場合には、変化後の支持力機構を考慮した設計を行うなどの対処が必要である。そこで、レベル2地震時に基礎の塑性化を考慮する橋にプレボーリング杭工法を用いる場合には、あらかじめレベル2地震後に地盤改良体部が有効でなくなった場合も想定し、常時、暴風時及びレベル1地震時において、杭頭から $1/\beta$ 区間の周面摩擦力及び水平抵抗力を考慮しない照査法が検討されている。

プレボーリング杭工法の極限支持力及び杭軸方向バネ定数の推定式について、既往の研究<sup>2)</sup>で載荷試験結果の合理的な評価に基づいて提案されているが、それらの推定式は杭頭から $1/\beta$ 区間の周面摩擦力が見込まれている載荷試験結果から検証されたものである。そこで本研究は、 $1/\beta$ 区間の周面摩擦力を考慮しない場合の極限支持力及び杭軸方向バネ定数へ与える影響と、提案されたそれぞれの推定式が $1/\beta$ 区間の周面摩擦力を考慮しない場合に適用が可能かどうかを検証することを目的とする。なお、水平抵抗力への影響の検証は本研究の対象外とする。

## 3. 研究方法

### 3.1 本研究で対象とした載荷試験結果

既往の研究<sup>2)</sup>では、次の3つの条件に合致する載荷試験結果を用いて極限支持力及び杭軸方向バネ定数の推定式が提案されている。1つ目は杭基礎施工便覧(H18年度版)で紹介されている3種類の工法であること、2つ目の条件は、載荷荷重、変位、杭寸法及び地盤条件等の基本的な情報が整っているもの、3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降伏支持力の1.2倍以上あるものである。本研究ではこれらの中からさらに、杭頭から $1/\beta$ 区間の周面摩擦力を載荷試験の測定値から明確に求められるものを用いた。

### 3.2 極限支持力推定式と杭軸方向バネ定数推定式

極限支持力推定式は表-1に、杭軸方向バネ定数推定式は表-2によるものとした。

表-1 極限支持力推定式

【極限支持力推定式】

$$\text{推定}R_u = q_d A + U \sum f_i L_i \quad \text{推定}R_u' = R_u - U \sum f_i L_{i/\beta}$$

ここで、

推定  $R_u$  : 1/β 区間の周面摩擦力を考慮する場合の地盤から決まる極限支持力 (kN)

推定  $R_u'$  : 1/β 区間の周面摩擦力を考慮しない場合の地盤から決まる極限支持力 (kN)

$q_d$  : 杭先端の単位面積あたりの極限支持力度<sup>2)</sup> (kN/m<sup>2</sup>)  
 砂質土  $q_d = 200N$  ( $N \leq 50$ )  
 砂れき  $q_d = 250N$  ( $N \leq 50$ )

$A$  : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)。ただし、杭体の面積とする。

$U$  : 杭の周長 (m)。ただし、杭体の周長とする。

$f_i$  : 土層の周面摩擦力度<sup>2)</sup> (kN/m<sup>2</sup>)  
 粘性土  $f_i = c$  または  $10N$  ( $\leq 100$ )  
 砂質土  $f_i = 5N$  ( $\leq 120$ )

$L_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

$L_{i/\beta}$  : 周面摩擦力を考慮しない層の層厚 (m)

表-2 杭軸方向バネ定数推定式

【杭軸方向バネ定数推定式】

$$\text{推定}K_v = \frac{1}{\frac{L}{2E_p A_p} (1 + \gamma_y) + \xi \frac{4\gamma_y}{\pi D_p^2 k_v}} \quad \text{推定}K_v' = \frac{1}{\frac{L}{2E_p A_p} (1 + \gamma_y') + \xi \frac{4\gamma_y'}{\pi D_p^2 k_v}}$$

ここで、

推定  $K_v$  : 1/β 区間の周面摩擦力を考慮する場合の杭軸方向バネ定数 (kN)

推定  $K_v'$  : 1/β 区間の周面摩擦力を考慮しない場合の杭軸方向バネ定数 (kN)

$L$  : 杭長 (m)

$E_p$  : 杭体のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$A_p$  : 杭体の純断面積 (m<sup>2</sup>)

【1/β 区間の周面摩擦力を考慮する場合】

$\gamma_y$  : 降伏支持力時の杭頭に作用する荷重の杭先端への伝達率の推定値  $\gamma_y = x \gamma_{10-y}$

$\gamma_{10}$  : 極限支持力時の杭頭に作用する荷重の杭先端への伝達率の推定値  $\gamma_{10} = q_d A / R_u$

【1/β 区間の周面摩擦力を考慮しない場合】

$\gamma_y'$  : 降伏支持力時の杭頭に作用する荷重の杭先端への伝達率の推定値  $\gamma_y' = x' \gamma_{10-y'}$

$\gamma_{10}'$  : 極限支持力時の杭頭に作用する荷重の杭先端への伝達率の推定値  $\gamma_{10}' = q_d A / R_u'$

$x, y$  : 極限支持力時における先端伝達率から降伏支持力時の先端伝達率を推定するための補正係数<sup>2)</sup>  
 $x = 0.49, y = 0.17$

$\xi$  : 杭軸方向バネを算出するための補正係数<sup>2)</sup>  
 $\xi = 0.17$  (砂質土) ,  $\xi = 0.24$  (砂れき)

$D_p$  : 杭先端の径 (m)

$k_v$  : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

## 4. 研究結果

### 4.1 杭頭から 1/β 区間の周面摩擦力の実測値

表-3に、道路橋示方書 (H14 年度版) の式により算定した杭頭から 1/β 区間の長さを示す。表中では、1/β 区間の平均  $N$  値が 3 を超えるグループ、平均  $N$  値が 3 以下のグループ (ほぼ周面摩擦力が作用しないと考えられるフリクションカット処理杭の試験結果を含む) の 2 つに区分している。平均  $N$  値が 3 を超えるグループの 1/β 区間の長さは、平均  $N$  値が 3 以下のグループと比べ短い、杭長に対する割合は両者とも 10% 程度となっていることが分かった。

表-4に、極限支持力及び降伏支持力の実測値と 1/β 区間の周面摩擦力の実測値を示す。ここで、「Weibull 実測値」は Weibull 分布関数から求められた極限支持力及び降伏支持力の採用値であることを示している。1/β 区間の周面摩擦力の実測値は、載荷試験の測定値から載荷荷重時における 1/β 区間の周面摩擦力を求め、載荷荷重実測値が Weibull 実測値 (極限支持力及び降伏支持力) になるときの 1/β 区間の周面摩擦力とした。

この結果は、極限支持力及び降伏支持力の実測値に対する 1/β 区間の周面摩擦力の実測値の割合は 2% 程度であり、1/β 区間の周面摩擦力を考慮しないことによる支持力の変動は小さいことが分かった。

表-3 杭頭から 1/β 区間の長さ

ID	先端土質	杭長 (m)	杭径 (m)	1/β 区間			平均 $N$ 値
				土質	区間長 (m)	杭長に対する割合 (%)	
5106	砂質土	40.0	0.50	粘性土	3.67	9	2
5107	砂質土	24.0	0.50	砂質土	2.61	11	5
5462	砂れき	41.0	0.60	粘性土	4.59	11	*
5465	砂れき	29.0	0.60	砂質土	3.03	10	*
5466	砂質土	36.0	0.60	粘性土	3.15	9	5
5468	砂質土	24.0	0.50	砂質土	2.32	10	8
5487	砂れき	23.0	0.80	粘性土	6.13	27	1
5489	砂れき	45.0	0.80	砂質土	4.45	10	*
5497	砂れき	52.0	0.60	粘性土	3.34	6	*
5498	砂質土	51.0	0.80	粘性土	10.82	21	*
5499	砂質土	46.0	0.50	粘性土	3.53	8	*
6030	砂質土	21.0	0.50	砂質土	2.23	11	20
6039	砂質土	18.0	0.35	砂質土	1.46	8	*
6040	砂れき	53.0	0.80	粘性土	4.64	9	*
6041	砂質土	19.0	0.60	粘性土	3.47	18	3
6043	砂れき	37.0	0.60	粘性土	3.36	9	*
6050	砂質土	54.0	0.60	砂質土	2.88	5	*
6052	砂質土	51.0	1.00	砂質土	4.28	8	*
				平均値 (全体)	3.89	11.1	6.2
				平均値 ( $N$ 値 > 3)	2.58	10.0	9.3
				平均値 ( $N$ 値 ≤ 3)	4.26	11.5	2.0

■ 1/β 区間平均  $N$  値が 3 を超える載荷試験  
 \* : フリクションカット処理杭

表-4 極限支持力及び降伏支持力の実測値と1/β区間の周面摩擦力の実測値

ID	1/β区間の長さ (m)	極限支持力			降伏支持力			載荷試験の測定値			
		Weibull 実測値 (MN)	1/β区間摩擦力 (MN)	実測値に対する 1/β区間摩擦力 の割合(%)	Weibull 実測値 (MN)	1/β区間摩擦力 (MN)	実測値に対する 1/β区間摩擦力 の割合(%)	載荷重量 実測値 (MN)	杭頭部の ゲージ間隔 (m)	ゲージ間の 摩擦力 (MN)	載荷重量実測値にお ける1/β区間摩擦力
5106	3.67	4.86	0.12	2.48	3.19	0.08	2.48	4.90	26.0	0.86	0.12
5107	2.61	7.11	0.09	1.27	4.96	0.06	1.27	6.86	12.0	0.40	0.09
5462	4.59	6.20	0.00	0.00	5.54	0.00	0.00	5.88	4.0	0.00	0.00
5465	3.03	6.39	0.13	2.02	4.56	0.09	2.02	5.88	13.0	0.51	0.12
5466	3.15	7.21	0.28	3.85	5.61	0.22	3.85	7.06	7.5	0.65	0.27
5468	2.32	7.09	0.08	1.13	4.90	0.06	1.13	6.86	12.0	0.40	0.08
5487	6.13	8.41	0.68	8.11	6.61	0.54	8.11	7.94	7.0	0.74	0.64
5489	4.45	11.19	0.05	0.43	8.40	0.04	0.43	10.79	9.5	0.10	0.05
5497	3.34	6.21	0.07	1.13	5.86	0.07	1.13	6.13	9.0	0.19	0.07
5498	10.82	11.62	0.09	0.74	8.27	0.06	0.74	10.79	20.0	0.15	0.08
5499	3.53	4.10	0.01	0.31	3.94	0.01	0.31	3.97	31.0	0.11	0.01
6030	2.23	4.85	0.01	0.30	3.34	0.01	0.30	4.41	5.0	0.03	0.01
6039	1.46	2.15	0.03	1.48	1.47	0.02	1.48	2.06	15.0	0.31	0.03
6040	4.64	10.97	0.28	2.53	8.99	0.23	2.53	10.79	2.5	0.15	0.27
6041	3.47	6.16	0.41	6.61	3.90	0.26	6.61	6.18	3.5	0.41	0.41
6043	3.36	7.15	0.00	0.00	4.88	0.00	0.00	7.06	14.5	0.00	0.00
6050	2.88	6.47	0.09	1.39	6.11	0.08	1.39	6.28	24.6	0.75	0.09
6052	4.28	14.90	0.13	0.87	10.82	0.09	0.87	14.71	24.6	0.74	0.13
		平均値(全体)			平均値(全体)						
		平均値(N値>3)			平均値(N値>3)						
		平均値(N値≤3)			平均値(N値≤3)						

■ : 1/β区間平均N値が3を超える載荷試験

4.2 極限支持力の実測値と推定値の関係及び推定比の統計量について

表-5に極限支持力の実測値と推定値を示す。ここで、実測 $R_u$ は表-4に示すWeibull実測値であり、実測 $R_u'$ は実測 $R_u$ から表-4に示す1/β区間摩擦力を減じたものである。この結果は、実測 $R_u'/$ 実測 $R_u$ の平均値が0.98、推定 $R_u'/$ 推定 $R_u$ の平均値が0.97となり、高い精度で1/β区間の周面摩擦力を推定できていることが分かった。その一方で、1/β区間の平均N値が3を超えるグループは、実測 $R_u'/$ 実測 $R_u$ の平均値が0.98であるのに対し推定 $R_u'/$ 推定 $R_u$ の平均値が0.95となっており、推定精度が下がることが分かった。この理由として、表-4の右側に示すゲージの1つの区間において、このグループの杭頭付近の地層構成が硬質層と軟弱層の多層構成となっている影響で、載荷試験の測定値が平均化されているためと考えられる。平均N値が3以下のグループは単一な地盤構成であることが多かったため、実測 $R_u'/$ 実測 $R_u$ と推定 $R_u'/$ 推定 $R_u$ との差が生じにくかったものと考えられる。

表-6に極限支持力の実測値と推定値の関係及び推定比の統計量を示す。1/β区間の周面摩擦力を考慮しない場合であっても、1/β区間の周面摩擦力を考慮する場合と比べて統計量に大きな変動は認められず、既往の研究で提案された推定式は適用可能である

ことが分かった。

表-6 極限支持力の実測値と推定値の関係及び推定比の統計量

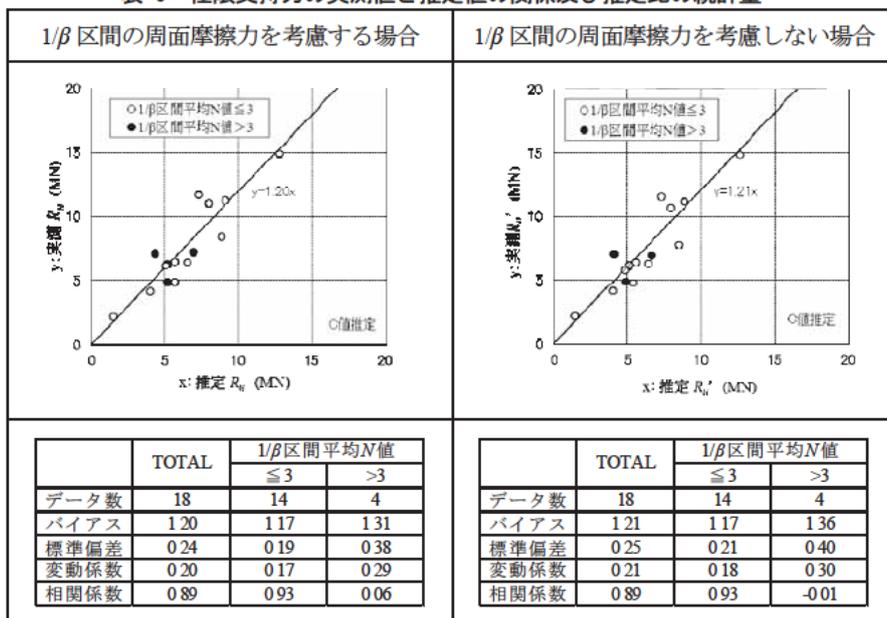


表-5 極限支持力の実測値と推定値

ID	実測 $R_u$ (MN)	実測 $R_u'$ (MN)	実測 $R_u'/$ 実測 $R_u$	推定 $R_u$ (MN)	推定 $R_u'$ (MN)	推定 $R_u'/$ 推定 $R_u$
5106	4.86	4.74	0.98	5.70	5.43	0.95
5107	7.11	7.02	0.99	4.35	4.10	0.94
5462	6.20	6.20	1.00	5.06	5.06	1.00
5465	6.39	6.27	0.98	6.57	6.46	0.98
5466	7.21	6.94	0.96	6.99	6.69	0.96
5468	7.09	7.01	0.99	4.37	4.14	0.95
5487	8.41	7.73	0.92	8.90	8.53	0.96
5489	11.19	11.14	1.00	9.13	8.91	0.98
5497	6.21	6.14	0.99	5.23	5.18	0.99
5498	11.62	11.53	0.99	7.36	7.34	1.00
5499	4.10	4.09	1.00	4.05	4.03	1.00
6030	4.85	4.84	1.00	5.21	4.93	0.94
6039	2.15	2.12	0.99	1.53	1.48	0.97
6040	10.97	10.69	0.97	8.04	7.97	0.99
6041	6.16	5.75	0.93	5.14	4.90	0.95
6043	7.15	7.15	1.00	6.65	6.65	1.00
6050	6.47	6.38	0.99	5.69	5.61	0.99
6052	14.90	14.77	0.99	12.77	12.65	0.99
平均値(全体)		0.98		平均値(全体)		0.97
平均値(N値>3)		0.98		平均値(N値>3)		0.95
平均値(N値≤3)		0.98		平均値(N値≤3)		0.98

■ : 1/β区間平均N値が3を超える載荷試験

### 4.3 杭軸方向バネ定数の実測値と推定値の関係及び推定比の統計量について

表-7に杭軸方向バネ定数の実測値と推定値を示す。ここで、実測  $K_V$  は表-4に示す降伏支持力の Weibull 実測値から、実測  $K_V'$  は実測  $K_V$  から表-4に示す  $1/\beta$  区間摩擦力を減じた降伏支持力から求めている。なお、実測  $K_V'$  の杭頭沈下量は実測  $K_V$  のときと同じ値としている。これは、 $1/\beta$  区間の周面摩擦力を考慮しない場合における降伏支持力時の杭頭沈下量を、 $1/\beta$  の周面摩擦力を考慮している載荷試験結果から想定することが困難であるからである。この結果は、実測  $K_V'/$  実測  $K_V$  の平均値が 0.98、推定  $K_V'/$  推定  $K_V$  の平均値が 0.99 となり、 $1/\beta$  区間の周面摩擦力を考慮しないことによる杭軸方向バネ定数の変動は非常に小さいことが分かった。

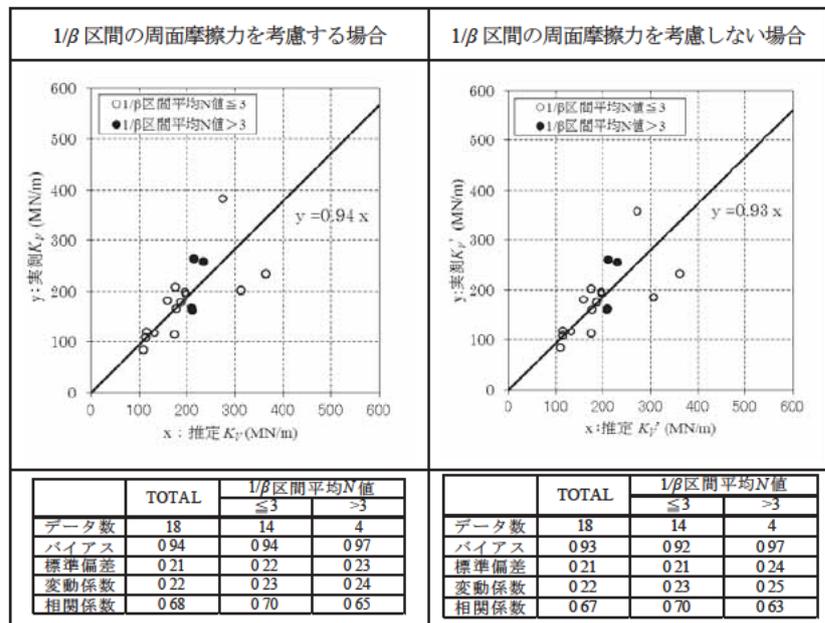
表-8に軸方向バネ定数の実測値と推定値の関係及び推定比の統計量を示す。 $1/\beta$  区間の周面摩擦力を考慮しない場合であっても、 $1/\beta$  区間の周面摩擦力を考慮する場合と比べて統計量に大きな変動は認められず、既往の研究で提案された推定式は適用可能であることが分かった。

表-7 杭軸方向バネ定数の実測値と推定値

ID	実測 $K_V$ (MN/m)	実測 $K_V'$ (MN/m)	実測 $K_V'$ / 実測 $K_V$	推定 $K_V$ (MN/m)	推定 $K_V'$ (MN/m)	推定 $K_V'$ / 推定 $K_V$
5106	206.8	201.7	0.98	175.9	174.0	0.99
5107	258.4	255.1	0.99	234.4	230.1	0.98
5462	116.2	116.2	1.00	132.7	132.7	1.00
5465	177.8	174.2	0.98	186.4	185.3	0.99
5466	166.1	159.7	0.96	211.3	209.0	0.99
5468	263.3	260.4	0.99	214.9	211.6	0.98
5487	201.0	184.7	0.92	312.9	306.9	0.98
5489	193.6	192.8	1.00	197.8	196.0	0.99
5497	107.7	106.5	0.99	113.5	113.1	1.00
5498	198.4	197.0	0.99	196.7	196.5	1.00
5499	84.1	83.8	1.00	108.9	108.9	1.00
6030	161.1	160.6	1.00	212.6	209.6	0.99
6039	119.7	117.9	0.99	115.1	113.8	0.99
6040	164.4	160.2	0.97	176.8	176.2	1.00
6041	382.3	357.1	0.93	276.3	272.2	0.98
6043	180.9	180.9	1.00	159.5	159.4	1.00
6050	113.3	111.7	0.99	174.7	174.0	1.00
6052	233.2	231.2	0.99	364.3	363.1	1.00
平均値(全体)			0.98			0.99
平均値(N値>3)			0.98			0.99
平均値(N値≤3)			0.98			0.99

:  $1/\beta$  区間平均N値が3を超える載荷試験

表-8 杭軸方向バネ定数の実測値と推定値の関係及び推定比の統計量



## 5. 結論

- $1/\beta$  区間の長さは杭長に対し 10%程度に及ぶものの  $1/\beta$  区間の周面摩擦力は極限支持力に対し 2%程度であり、 $1/\beta$  区間の周面摩擦力を考慮しないことによる極限支持力及び杭軸方向バネ定数の変動は小さいことが分かった。
- $1/\beta$  区間の周面摩擦力を考慮しない場合であっても、考慮する場合と比べて極限支持力及び杭軸方向バネ定数の推定比の統計量に大きな変動は認められず、既往の研究で提案された推定式は適用可能であることが分かった。

## 6. 謝辞

本研究を進めるに当たり、ご指導を頂いた中谷グループ長、石田上席研究員、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にご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>

- 独立行政法人土木研究所、(社) コンクリートパイル建設技術協会、(社) 鋼管杭・鋼管矢板技術協会：「杭基礎の大変形挙動後における支持力特性に関する共同研究報告書」、共同研究報告書、第 418 号、2011. 4.
- 樺澤和宏：「プレボーリング杭工法における支持力推定式・軸方向バネ定数推定式とその検証」、平成 22 年度交流研究員報告書概要版、土木研究所資料、第 4211 号、2011. 11.

# 東北地方太平洋沖地震による地震動が構造物の非線形応答特性に及ぼす影響に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ  
氏 名 坂柳 皓文

## 1. まえがき

平成23年3月11日14時46分頃に、三陸沖を震源とするモーメントマグニチュード9.0の巨大地震が発生した。この地震により宮城県栗原市で震度7を観測するなど広い範囲で強い揺れを観測した。今回の地震では、太平洋沿岸を中心に非常に高い津波を観測し、東北地方から関東地方の太平洋沿岸では激甚な被害が生じた。

今回の地震により観測された地震動については、水平方向の地表面の加速度が最大で27m/s<sup>2</sup>を記録したものをはじめ、道路橋示方書<sup>1)</sup>で規定される設計地震動のスペクトルを上回る記録がいくつかの観測点で記録されている。これらの記録は継続時間が長く、震源域に近い東北地方で観測された地震動の中には2つの主要波群が連続して発生した波形となっているものがある。

そこで、本研究ではこうした地震動の特性が構造物の非線形応答特性に及ぼす影響に着目し、非線形時刻歴応答解析を行い、最大応答塑性率、履歴吸収エネルギーの観点から非線形スペクトルの考察を行った。

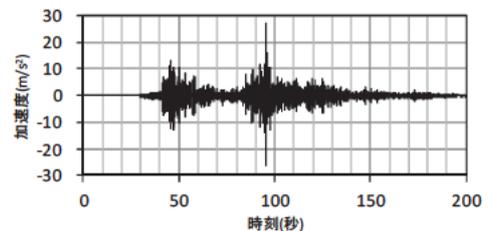
## 2. 線形スペクトルによる地震動特性の検討

本研究では、防災科学技術研究所の強震ネットワーク<sup>1)</sup>(以下、K-NETとよぶ)、基盤強震観測網<sup>2)</sup>(以下、KiK-netとよぶ)、国土交通省地震計ネットワーク<sup>3)</sup>(以下、国交省記録と呼ぶ)で観測された記録のうち、地表面の加速度または線形加速度応答スペクトルが相対的に大きな値を示す記録を用いることとした。

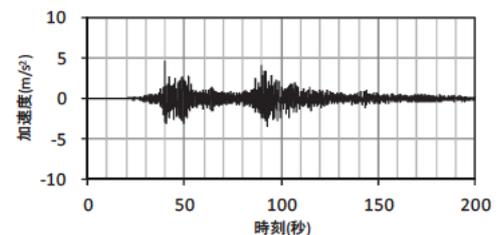
図-1に解析対象とした記録のうち、K-NET 築館記録、K-NET 石巻記録のNS成分の時刻歴加速度波形を例として示す。

図-1に示す加速度波形より、東北地方太平洋沖地震の地震動には振幅が大きい波群が2つ含まれていることが分かる。本研究ではこのように特に振幅が大きい波群を主要波群と呼称する。複数の主要波群が含まれる地震記録は2008年の四川大地震や2010年のチリ地震でも観測されているが、日本国内のこれまでの地震記録ではあまり見られなかった特性を有している。

これらの加速度波形について、減衰定数5%とした線形加速度応答スペクトルを示した結果が図-2である。図中には道路橋示方書のレベル2地震動タイプIおよびタイプIIの標準加速度応答スペクトルも比較のために示している。また、図-2には2つの主要波群を分割した場合のスペクトルを示しているが、これについては後述する。さらにK-NET 築館記録については応答加速度の最大値が大きいため、縦軸を対数としたグラフも示している。



K-NET 築館(NS成分)



K-NET 石巻(NS成分)

図-1 東北地方太平洋沖地震の加速度波形

図-2のうち波形全体の線形加速度応答スペクトルに着目すると、東北地方太平洋沖地震はプレート境界で発生した海洋型の地震であり、道路橋示方書の分類ではレベル2地震動タイプIとなるが、1秒程度までの領域では大きな応答加速度を示すこと、長周期側にはそれほど大きな成分が含まれていないことから、レベル2地震動タイプIIの傾向に近いスペクトル特性を示していることが分かる。

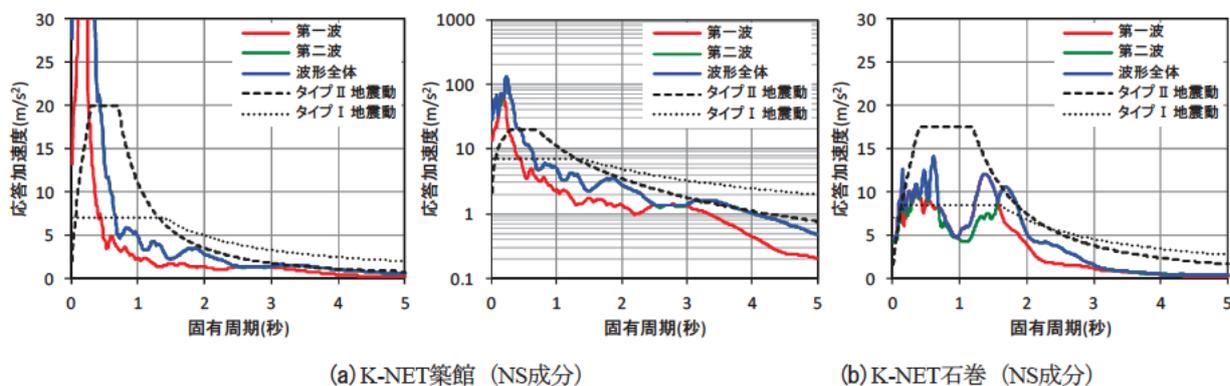


図-2 線形加速度応答スペクトル

また、東北地方太平洋沖地震では、2つの主要波群が短い時間の間に連続して発生したと考えられており、このような地震動の特性が構造物の応答特性に及ぼす影響を検討するため、波形を2つに分割し、2つの主要波群それぞれを単独で解析した場合と、連続したままの波形全体で解析した場合と結果も比較している。図-2より第2波を単独で解析した場合の線形加速度応答スペクトルが、波形全体で解析した場合の線形加速度応答スペクトルとほぼ一致していることが分かる。これより、線形加速度応答スペクトル解析を行った場合、東北地方太平洋沖地震の2つの主要波群のうち、第2波による応答が支配的となることが分かる。すなわち、第1波で構造物に損傷を生じさせ、第2波によりさらなる損傷の進展を生じさせる可能性のある地震動であると言える。

### 3. 非線形スペクトルによる地震動特性の検討

#### (1) 解析条件と比較に用いた地震動

本研究では塑性応答の影響を含めた地震動特性の検討を行うため、非線形スペクトル解析を行った。非線形スペクトル解析の条件として復元力モデルとしてバイリニアモデルおよびクラフモデルを用い、1次剛性（降伏剛性）に対する2次剛性（降伏後剛性）の比を0.001とした。また、振動系の降伏震度として0.4および0.6を仮定し、固有周期は0.1秒から3.0秒の範囲で、0.1秒ごとに計算を行った。

非線形スペクトル解析の比較対象とした地震動は東北地方太平洋沖地震の地震動の他、道路橋示方書に示される「動的解析に用いる地震動」（以下、道示標準波と呼称する）および過去の大規模な地震の代表として、1995年の兵庫県南部地震の地震動とした。なお、道示標準波は道路橋示方書に示される順にA波、B波、C波と呼称する。

#### (2) 非線形地震応答の特性

本研究では東北地方太平洋沖地震の地震動に対して降伏震度、復元力モデル、固有周期、入力地震動をパラメータとした応答解析を行った。このうち特徴的な応答を示した結果の例を図-3、図-4に示す。ここで図-3はK-NET石巻記録NS成分を入力した固有周期0.5秒、降伏震度0.4の系に対して、バイリニアモデルで解析した場合、図

-4 は K-NET 仙台記録 EW 成分を入力した固有周期 0.8 秒, 降伏震度 0.4 の系に対して, パイリニアモデルで解析した場合である。

図-3, 図-4 より降伏震度に達すると塑性化し, 最終的に残留変位が発生していることが分かる。また, 図-3 では1回目の応答の後, 2回目の主要波群で応答変位が増加している。また, 1回目の主要波群で発生した応答変位と2回目の主要波群で発生した応答変位を比較すると, 2回目の主要波群で発生した応答変位の方が大きくなっている。一方, 図-4 に示す例でもそれぞれの主要波群に対して大きな応答は2回発生しているが, 図-3 の例とは異なり, 1回目の変位と2回目の変位が逆方向であり, 2回目の応答で残留変位が揺り戻される応答となっている。

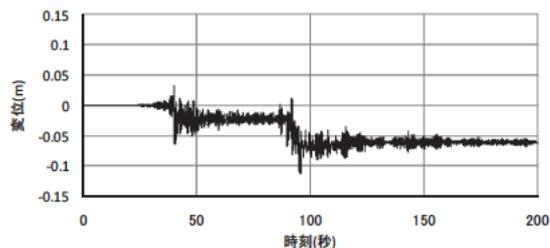


図-3 K-NET石巻記録を入力した場合の応答

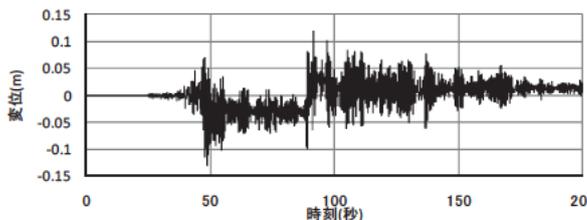


図-4 K-NET仙台記録を入力した場合の応答

### (3) 波形分割した場合の非線形スペクトル

ここでは上述した応答結果を最大応答塑性率スペクトルとして示し, 本地震の地震動特性を分析することとし, 図-5 に結果を示す。また, 線形スペクトルと同様に2つの主要波群の影響に着目し, 2つの主要波群を分割し, それぞれを単独で解析した場合と波形全体で解析を行った場合の比較も行っている。

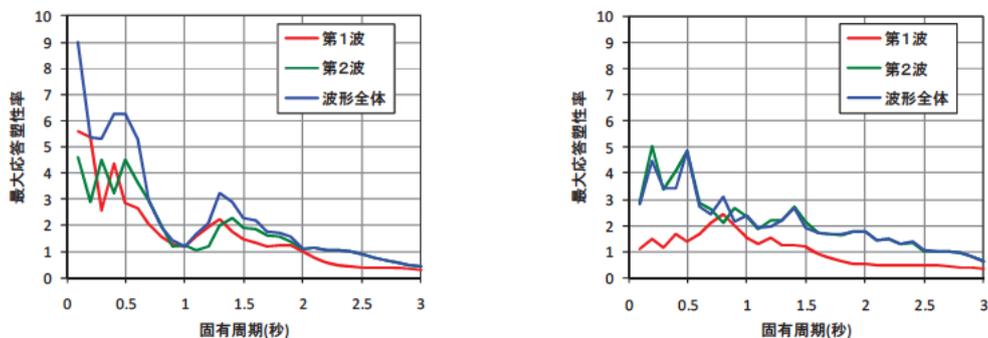


図-5 最大応答塑性率スペクトルの例 (左 K-NET 石巻記録 NS 成分, 右 国交省大崎記録 NS 成分)

図-5 に示す K-NET 石巻記録では, 波形全体で非線形解析を行った場合には固有周期 0.5 秒付近に応答塑性率のピークがあり, 応答塑性率は 6 程度となる。このピーク付近では波形全体で非線形解析を行った場合と, 第 1 波, 第 2 波のみで解析を行った場合とで差異が現れた。これは図-3 の時刻歴応答変位から分かるように, 第 1 波で一定の残留変位が生じ, 第 2 波でさらに残留変位が増大したため, それぞれ単独で解析を行った場合よりも応答塑性率が大きくなったものと考えられる。その他の周期帯では波形全体と第 2 波単独での最大応答塑性率スペクトルが一致するため, 第 2 波が支配的であると考えられる。国交省大崎記録では, 波形全体で非線形解析を行った場合には固有周期 0.5 秒付近に応答塑性率のピークがあり, 応答塑性率は 5 程度である。また, 固有周期 0.5 秒以下と固有周期 0.9 秒付近では第 2 波単独での応答塑性率が, 波形全体での応答塑性率よりも大きくなった。これは図-4 で分かるように第 1 波目で残留変位が発生するが, 第 2 波目で逆方向に揺り戻されるために最大変位が小さくなり,

結果として最大応答塑性率が小さくなったためである。その他の周期帯では波形全体と第2波単独での最大応答塑性率スペクトルが一致するため、第2波が支配的であると考えられる。

図-5の結果から、特にK-NET石巻記録のように波形全体での応答塑性率が、波形分割した場合の応答塑性率を上回るような場合では、構造物において、2つの主要波群が連続したことにより、第1波目に生じた損傷が第2波目の主要波群により、より大きな損傷へ進展する可能性が考えられる。

#### (4) 過去の大規模な地震による地震動との比較

ここでは降伏震度0.4としたバイリニアモデルを基本に道示標準波および兵庫県南部地震との比較を示す。比較した記録はK-NET 築館記録および国交省大崎記録である。

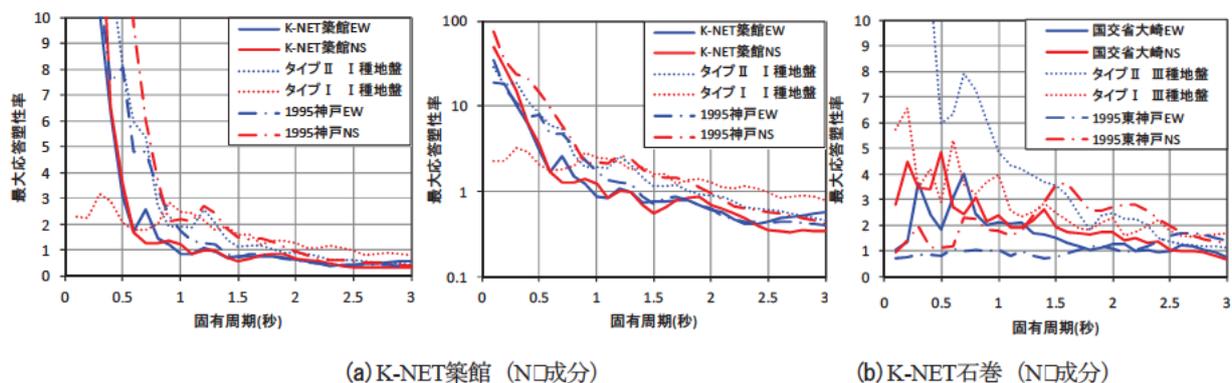


図-6 道示標準波および兵庫県南部地震との最大応答塑性率スペクトルの比較

図-6(a)はK-NET 築館記録の地震動と道示標準波(Ⅰ種地盤)および兵庫県南部地震(Ⅰ種地盤である神戸海洋気象台の記録)の最大応答塑性率スペクトルを比較したものである。なお、0.2秒程度の短周期では非常に大きな応答塑性率となるため、縦軸を対数としたグラフも示している。これによれば、図-2(a)に示す線形スペクトルで100m/s<sup>2</sup>を超える応答加速度のピークを示した0.2秒から0.3秒において、応答塑性率は約28にも達し、これは道示標準波の応答塑性率19の約1.5倍に相当する。0.3秒を超える固有周期帯ではタイプⅡ標準波よりも小さな応答となっており、固有周期0.8秒を超えるとタイプⅠ標準波よりも小さな応答となる。また、兵庫県南部地震との比較ではほとんどの固有周期帯で兵庫県南部地震の方が大きな応答となった。

図-6(b)は国交省大崎記録の地震動と道示標準波(Ⅲ種地盤)および兵庫県南部地震(Ⅲ種地盤である東神戸大橋の記録)の最大応答塑性率スペクトルを比較したものである。比較の結果、解析を実施した0.1秒から3.0秒の固有周期で、国交省大崎記録の応答はタイプⅡ標準波よりも小さな応答となった。また、タイプⅠ標準波と比較しても一部の固有周期を除き、概ね小さな応答となった。兵庫県南部地震との比較では1秒以下の固有周期帯で相対的に大きな応答を示すが、これは東神戸大橋の記録による応答塑性率が他記録と比べ小さいためである。

比較の結果、東北地方太平洋沖地震の最大応答塑性率スペクトルはタイプⅡ標準波と同程度かそれ以下の結果となった。また、タイプⅠ標準波との比較では、1秒以下の固有周期帯で東北地方太平洋沖地震の地震動の方が大きな応答を示す場合があった。兵庫県南部地震との比較では概ね、東北地方太平洋沖地震の地震動の方が小さな応答となることが分かった。

#### 4. 履歴吸収エネルギーの観点から見た継続時間の長い地震動の評価

既往の研究では構造物が塑性応答を繰り返すことにより累積される履歴吸収エネルギーが増加し、その値が構造物の損傷とも関係していることが検討されており<sup>5)</sup>、本研究においても履歴吸収エネルギーによりこの特性を評価することとした。評価においては、既往の大規模地震の地震動や道示標準波を用いた場合の履歴吸収エネルギーと比較した。また、鉄筋コンクリート橋脚等の地震時保有水平耐力や変形性能を評価する際には、正負交番繰り返し載荷実験が行われるが、その実験の各載荷振幅における繰り返し回数は3回とすることが一つの目安となっているため、一定振幅の繰り返し回数を3回とする場合のエネルギー吸収量とも比較した。解析は降伏震度を0.4、復元力モデルはクラフモデル、1次剛性（降伏剛性）に対する2次剛性（降伏後剛性）の比を0.001とした。

図-7にK-NET 仙台記録NS成分による応答の履歴吸収エネルギーの時刻歴グラフを示す。図中には、兵庫県南部地震のJR 鷹取駅記録による応答の履歴吸収エネルギーも比較のために示している。また、図中の点線は、正負交番繰り返し載荷実験における各載荷段階の履歴吸収エネルギーを示している。これよりK-NET 仙台記録では1回目の主要波群において、正負交番載荷実験での $\mu=3$ までの載荷に相当する以上の吸収エネルギー量になり、さらに2回目の主要波群において $\mu=5$ までの載荷に相当するエネルギー吸収量に達している。JR 鷹取駅記録による応答の履歴吸収エネルギーでは、 $\mu=4\sim 5$ までの載荷に相当するエネルギー吸収量である。ここで2つの主要波群単独でのエネルギー吸収量ではJR 鷹取駅記録による応答の方が大きいが、東北地方太平洋沖地震の地震動は継続時間が長いために、全体の累積エネルギー吸収量は大きくなっていることが分かる。

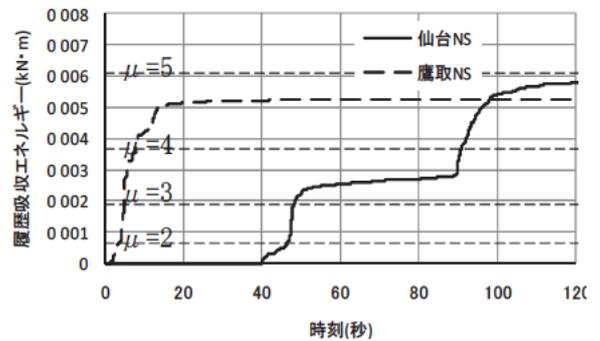


図-7 履歴吸収エネルギーの時刻歴比較

こうした解析を上述の固有周期と地震動に対して行った結果を図-8に示す。図-8には正負交番繰り返し載荷実験での各応答塑性率に応じた履歴吸収エネルギーも点線で示す。各地震動による応答の履歴吸収エネルギーを比較すると、東北地方太平洋沖地震の地震動による応答の履歴吸収エネルギーは、道示標準波や兵庫県南部地震の地震動による応答に比べ、やや大きいか同程度であり、継続時間が長い特性があるが、構造物の耐震性能への影響の観点では道路橋示方書の設計で考慮しているレベル2地震動タイプIIと同程度であることが分かった。

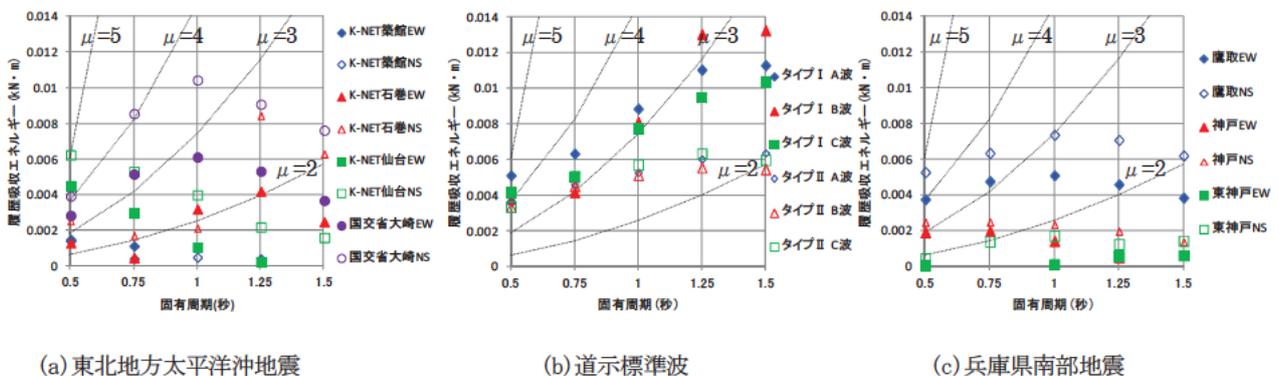


図-8 履歴吸収エネルギー

## 6. 結論

本研究では1質点・1自由度の振動系を対象とした線形加速度応答スペクトルおよび非線形スペクトルにより、東北地方太平洋沖地震の地震動が構造物の地震応答特性に及ぼす影響に関する検討を行った。本研究から得られた知見をまとめると以下の通りである。

1) 東北地方太平洋沖地震の地震動のうち、東北地方で観測された地震動には2つの主要波群が含まれているものがあるが、構造物に与える影響が支配的であるのは多くの観測点において2つ目の主要波群であった。また、2つの主要波群が連続して起きたことによる影響としては、変位の増加もしくは揺り戻しの応答が一部の地震動、降伏震度の組み合わせで見られた。

2) 非線形スペクトルで評価すると、最大応答塑性率は一般的な橋梁の固有周期帯において道示標準波レベル2地震と同程度もしくは道示標準波レベル2地震以下であった。また兵庫県南部地震との比較では東北地方太平洋沖地震における3地点の応答は兵庫県南部地震の応答より小さくなった。

3) RC橋脚の耐震性を検証するための試験方法として一般的となっている一定振幅の繰返し回数を3回とした正負交番載荷実験での履歴吸収エネルギーと比較すると、東北地方太平洋沖地震の地震動による応答におけるエネルギー吸収量は、多くの固有周期帯で載荷実験における塑性率 $\mu=3$ 以下の載荷、最大でも載荷実験における塑性率 $\mu=5$ 程度までの載荷における履歴吸収エネルギーに相当するものであった。

4) 地震動を2つの主要波群に分け、個々の主要波群による応答における履歴吸収エネルギーを評価すると、兵庫県南部地震の地震動による応答における履歴吸収エネルギーよりも小さい。また、2つの主要波群を合わせても、道示標準波や兵庫県南部地震の地震動による応答における履歴吸収エネルギーと比較して、固有周期0.5秒でやや大きくなるものの、それ以外の周期帯では同程度であった。

謝辞：本研究に際し、防災科学技術研究所の強震ネットワーク、基盤強震観測網および国土交通省国土技術政策総合研究所 地震防災研究室の国土交通省地震計ネットワークの観測データを利用させていただきました。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V，日本道路協会，2002.
- 2) 防災科学技術研究所：強震ネットワーク，<http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>，2011.10.3 参照
- 3) 防災科学技術研究所：基盤強震観測網，<http://www.kik.bosai.go.jp/kik/>，2011.10.3 参照
- 4) 国土技術政策総合研究所 地震防災研究室：東日本大震災関連情報，<http://www.nilim.go.jp/lab/rdg/>，2011.10.3 参照
- 5) 滝本和志，川島一彦：基部で曲げ破壊するRC橋脚のエネルギー吸収容量の定式化，土木学会論文集，532/V-30号，pp.5-13，1996.

# 橋梁のリスク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 関 慎一郎

## 1. まえがき

近年、諸外国で橋梁の老朽化を原因とする重大な損傷発生が問題となっているが、日本の橋梁においても高度成長期に建設された多数の橋梁が供用50年を迎える老朽化の領域に入ってくる(図-1)。国及び地方自治体において、道路橋の計画的な維持管理により、長寿命化、トータルコスト縮減・平準化、および、道路の安全性とネットワークの確保を目的とした、道路橋のアセットマネジメントが作成されている。しかし、ここで活用されている劣化予測は平均的なものであり、例えば、大型車の混入率が低く、供用年数が少ない橋梁においても交通規制を生じる重大な損傷が発生している事例が少なくない(図-2)。よって、橋梁の維持管理については、劣化予測等によるものの他、様々なリスクにも対応する必要がある。



図-1 架設年度別の橋梁架設数の推移

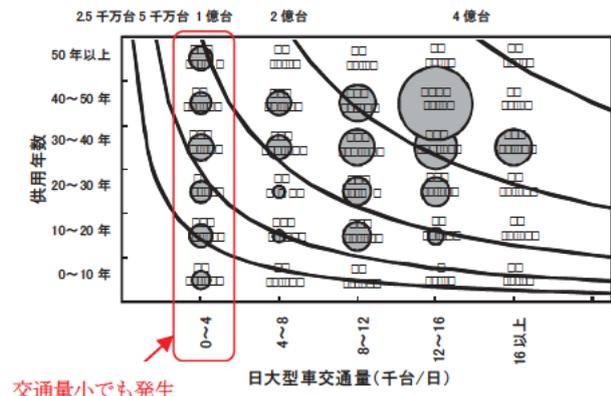


図-2 大型車交通量・供用年数別 き裂発生確率

## 2. 調査目的

我が国におけるリスクを考慮した橋梁管理体系の構築に資するため、先進事例である国外の道路橋リスク評価手法、国内の道路橋以外のリスク評価手法についての情報収集を行い、橋梁のリスク評価手法に関する研究の基礎資料とする。

## 3. 調査方法

### 3.1 国外の道路橋を対象としたリスク評価事例の収集

先進事例であるイギリス政府の交通省 Department for Transport の高速道路管理局 Highways Agency (以下、HA) 及びロンドン市の公共交通機関の大半の管理を行う行政機関であるロンドン交通局 Transport for London (以下、TFL) に、以下の聞き取り調査を行った。

- ・リスク評価の運用目的
- ・リスク評価手法

- ・リスクの要素
- ・優先順位の区分け

### 3.2 国内の道路橋以外の構造物に対するリスク評価事例の収集

国内の道路橋以外の構造物、プラント、ダム洪水吐ゲート、鉄道施設、船舶、ガス導管に対するリスク評価の研究を行っているところにて、以下の聞き取り調査を行った。

- ・リスク評価の運用目的
- ・実用化の程度
- ・実用化における課題
- ・評価手法

## 4. 調査結果

### 4.1 先進事例である HA ヒアリング結果

本報告書においては、HA についてのみ報告する。

リスク評価の目的は、対策（補修・補強）の優先順位づけである。

リスクは、発生確率 (Likelihood) × 影響の重大さ (Consequence) である。影響の重大さは、安全性 (Safety) ・機能性 (Functionality) ・持続性 (Sustainability) ・環境 (Environment) の4つの要素についてそれぞれ重大さを導き出し、このことと発生確率と組み合わせた結果をリスク全体レベルの評価マトリックス (図-3) で評価する。評価したそれぞれのリスクについて優先順位づけのマトリックス (図-4) に照らし合わせ、優先順位が最も高いリスクが主スコア (Baseline Score) となり、その他のリスクが補足スコア (Supplementary Score) となり、これらを足し合わせたものが、トータルスコアとなる。優先順位づけのマトリックス (図-4) の H safety\* のスコアは100であり、このことについては対策の優先順位が最も高く、緊急に措置をしなければならない。

表-5 に鉄筋の腐食の例を示す。リスクイベントの種類・発生確率・影響について、表 B.3 (表-1) を参照する。リスクイベントが鉄筋の腐食であることから、発生確率は表 B.6a (表-2)、影響については表 B.33 (表-3) を参照することになる。鉄筋腐食の例として示されている事象は、検査報告から錆が確認されており、この原因は凍結防止剤の散布によるもので、今後も継続しておこるものであるから、発生確率は確実 (Certain) となる (表-2)。この事象の影響の重大さについて、安全性と機能性については影響がないと評価をしておき、持続性については劣化の進行が早いことから3~4年のうちに対策をしなければ、その後の作業が大変になると中間 (Medium) の評価 (表-3)、環境については外観に悪影響が生じる低い (Low) 評価としている (表-3)。結果、リスクレベルの評価の対象が、持続性と環境についてのみとなる。リスク全体レベルの評価マトリックス (図-3) において、持続性 (Sustainability) は発生確率が確実 (Certain) と影響の重大さが中間 (Medium) の組み合わせで C Likelihood M Consequence となることからリスクは High Risk、環境 (Environment) は発生確率が確実 (Certain) と影響の重大さが低い (Low) の組み合わせで C Likelihood L Consequence となることからリスクは Medium Risk となる。優先順位づけのマトリックス (図-4) において、持続性は High Risk であることから優先順位は H Sustainability、環境は Medium Risk であることから優先順位は M Environment となり、持続性が環境よりも優先順位が高くなる。スコア一覧表 E-2 (表-4) で、優先順位が高い持続性が主スコア (Baseline Score) となり High Sustainability の61点、環境が補足スコア (Supplementary Score) となり Medium Environment の2点、合計63点となる。

HA の例

表-1 リスクの種類

表 B.3 登録されているリスク

リスクイベント	発生確率	影響
被覆塗装の劣化	表 B.5 参照	表 B.32 参照
鉄筋の腐食	表 B.6a 参照	表 B.33 参照
鋼部材の腐食	表 B.6b 参照	
アルカリシリカ反応	表 B.7 参照	
トーマス石の表面接触	表 B.8 参照	
...	...	

表-2 リスクの発生確率

表 B.6a 腐食の起きやすさ (補強箇所の腐食)

起きやすさ	例
確実 (Certain)	表面の腐食が明確。
高い (High)	腐食の危険性が高いエリア: 厳しい暴露環境にあるエリア
中間 (Medium)	腐食の危険性が中間エリア: 保護された暴露環境にあるエリア
低い (Low)	腐食の危険性が低いエリア: 保護された暴露環境にあるエリア

表-3 影響の重大さ

表 B.33 劣化の重大さ

タイプ	重大さ	例
安全性 (Safety)	高い (High)	旅客鉄道の上にある橋が落橋する。
	中間 (Medium)	貨物鉄道の上にある橋が落橋する。
	低い (Low)	壊れた橋台や橋脚が歩道等から十分な離隔がある。
機能性 (Functionality)	高い (High)	戦略的ルートの閉鎖 (落橋を防ぐため)
	中間 (Medium)	地域ルートの閉鎖 (落橋を防ぐため) 戦略ルートの規制 (落橋を防ぐため)
	低い (Low)	地域ルートの規制 (落橋を防ぐため) 地方ルートの閉鎖 (落橋を防ぐため)
持続性 (Sustainability)	高い (High)	なし
	中間 (Medium)	劣化範囲が拡大し、3-4年以内に安全上の問題が生じる。 補修の範囲や期間が非常に拡大している
	低い (Low)	劣化範囲が拡大し、3-4年以内に対応は必要ないが、補修の範囲や期間は拡大している
環境 (Environment)	高い (High)	なし
	中間 (Medium)	外観の悪影響 (限定的部材) 落下したコンクリートが管理区域に損傷を与える
	低い (Low)	外観の悪影響 (限定的部材以外)

表-4 スコア一覧表

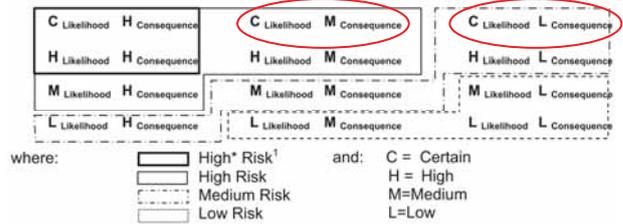
Table E.2 - Baseline & Supplementary Scores

Risk Level & Type	Baseline Score	Supplementary Score
High Safety	87	N/A
High Functionality	74	5
High Sustainability	61	4
Medium Safety	56	5
Low Safety	39	4
Medium Functionality	32	4
Medium Sustainability	25	3
High Environment	19	3
Low Functionality	14	3
Low Sustainability	11	2
Medium Environment	10	2
Low Environment	5	1

持続性 (Sustainability)

環境 (Environment)

章 B.8



- ・安全性は4区分 (H\*, H, M, L)、機能性、持続性、環境は3区分 (H, M, L)

図-3 リスクの全体レベルの評価マトリックス

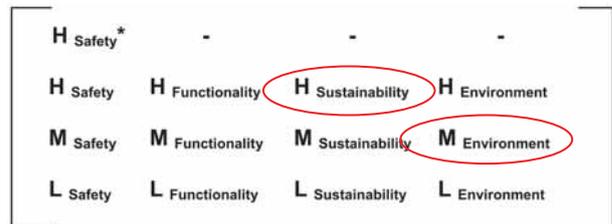


図-4 優先順位づけのマトリックス

表-5 鉄筋腐食の例

トータルスコアの算出

表 B.3	リスクイベント 構造物の劣化は進行するであろう。劣化は、塩化物による腐食が原因である。
表 B.6a	発生確率 (Likelihood) 検査報告では、錆と3つの構造すべて表面の損傷が挙げられている。このうち2つの損傷はひどく、もう1つの損傷は中間レベルである。劣化の原因は、交通解放のための凍結防止剤の散布である。 劣化の継続性がある (Certain)
表 B.33	影響 (Consequence) 安全性 (Safety) 損傷は栈橋の一部であることが明白であり、車道から離れており、歩道もない。3-4年のうちに構造に影響する問題はないとの評価。 安全性の影響=なし (None) 機能性 (Functionality) 地方をまたぐ道路であるが、この箇所では損傷・劣化をしても交通を妨げることはないであろう。 機能性の影響なし (None) 持続性 (Sustainability) 最近の報告書と比較してみると、損傷の範囲と劣化が急速に増加している。3-4年のうちに取組をしなければ、修理に要する範囲と期間が急激に増えるであろう。 持続性の影響=中間 (Medium) 環境 (Environment) 劣化は、外観に影響を及ぼす。限定的部材以外。 環境への影響=低い (Low)
章 B.8	リスクの全体レベルの評価 安全性: None 機能性: None 持続性: High 環境: Medium 優先順位づけ 高い持続性のリスク (High Sustainability Risk)
表 E.2	スコア 主リスク (Baseline Score) = High Sustainability = 61 補足リスク (Supplementary Score) = Medium Environment = 2 トータルスコア = 61 + 2 = 63

#### 4.2 プラント、ダム洪水吐ゲート、鉄道施設、船舶、ガス導管のヒアリング結果

リスク評価手法が運用されているのは、聞き取りを行ったなかではプラントと船舶、ガス導管であった。プラントでは高経年設備についてリスク評価を用いるが、劣化速度が分かる設備は確定論で検査・補修をしている。ガス導管は導管のなかの白管・黒管等についてリスク評価を行っている。プラントとガス導管とも、リスク評価の対象範囲が比較的狭い。船舶においては10年後のLNG船の航行についてリスク評価を行っているが、ハザードが非常に多いことなどから簡便なものとなっている。

リスク評価が運用されていない鉄道施設では、リスク評価の対象が運行系施設全般（軌道・信号・踏切等）と幅広く、施設管理が各部門に分かれ、それぞれの部門のリスクに対する感覚が異なることにより、リスク評価結果を社内的にオーソライズできていないこと、また、研究途中であることが運用されていない理由とされている。同様のことが洪水吐ゲートでも挙げられている。

リスク評価手法活用の目的は、プラントが対策の仕様（検査周期、検査の詳細さ）決定であり、その他の4事例が対策の優先順位付けである。

評価手法は、プラント・ガス導管・船舶がリスクマトリックス（図-5）、鉄道施設は原因が異なる事故（例えば、列車が停止信号を超えて他の列車と衝突、降雨災害による脱線転覆）のリスクを同じ土俵で評価するために定量評価、洪水吐ゲートは定性的な数値評価（表-6）である

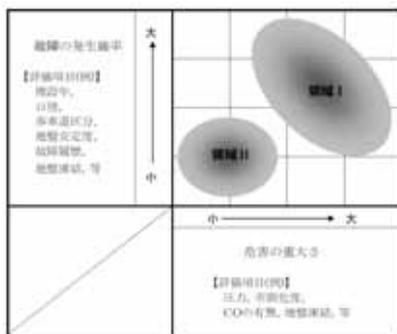


図-5 リスクマトリックスの例

表-6 定性的な数値評価の例

ゲート種類	システム名	点検項目 (不具合モード)	点検結果による評価				「不具合モードの重要度」の評価		「不具合モードがゲート機能に及ぼす影響の大きさ」の評価		定性リスク指標 (状態点D×モード重要度係数Mc×状態度係数R) モード重要度係数R×状態度係数R				
			空確	0	1	2	4	モード重要度係数 Mc	状態度係数 (上下階)	システム機能喪失モード 影響度係数		状態度係数 (上下階)			
ラジアル	船体	船体の片乗り	評価対象外	なし			ある	0 or 4	2.0	3	閉鎖不可	4.0	21	図. 4) × 1.0 × 4.0	
		船体の真横	評価対象外	なし			ある	0 or 4	2.0	3				図. 4) × 1.0 × 4.0	
		船体と沖合たりの狭い	評価対象外	なし			ある	0 or 4	3.0	2				図. 4) × 3.0 × 4.0	
		障害物の存在	評価対象外	なし			ある	0 or 4	5.0	1				図. 4) × 5.0 × 4.0	
		気象条件の悪化	評価対象外	なし			ある	0 or 4	5.0	1				図. 4) × 5.0 × 4.0	
		船体の揺動	評価対象外	なし			発生すれば特定の解度で止まる	発生に生じる	0~4	3.0	2				図. 1, 2, 4) × 3.0 × 5.0
		船体重量の急激な変化	評価対象外	なし			ほとんどない	あり	0~4	5.0	1	水圧荷重保持不可	5.0	11	図. 1, 2, 4) × 5.0 × 5.0
		船体重量の急激な変化	評価対象外	なし			ほとんどない	あり	0~4	5.0	1				図. 1, 2, 4) × 5.0 × 5.0
		船体のたわみ	評価対象外	なし			あり	あり	0 or 2	3.0	2				図. 2) × 3.0 × 1.0
				船体からの漏水	評価対象外	なし									

#### 5. 結論

リスク評価手法の活用目的は、ほとんどの分野において対策の優先順位づけであり、このことは、本研究目的と同様であった。HA においては、リスクイベントごとに評価の表が作成済みであり、運用しやすいものとなっていた。国内においては、過去からの点検結果の蓄積により劣化予測できるもの以外についてリスクを活用している事例が多い。また、リスクの評価手法を開発しても現時点で社内のオーソライズがされないために活用されていないものもあった。今後、道路橋のリスク評価手法の開発を行うにあたり、運用しやすいシステムにする必要がある。

#### 6. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導いただきました石田雅博首席研究員、七澤利明総括主任研究員、加藤隆雄主任研究員、松井謙二招へい研究員ならびに構造物メンテナンスセンター研究センターの皆様に謝意を表します。

所属：茨城県庁

#### <参考文献>

- 1) Highways Agency (NDD) Value Management Requirements

# コンクリート道路橋の部分係数設計法における応力度制限値に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ  
氏名 高橋 敏樹

## 1. まえがき

道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編では、許容応力度設計法に基づき、活荷重や温度荷重を含む設計荷重時に応力度の照査を行うことにより、ひび割れを抑制し、耐久性を担保している。道路橋示方書の次期改定で導入が予定されている部分係数設計法においては、耐力に関する照査が進められてきたが、現行道路橋示方書と同等の耐久性を確保するための、応力度制限値の設定に関する検討を行った。

## 2. 研究目的

部分係数設計法においては、変動作用が支配的な設計状況（以下「変動作用時」と略記）において、終局限界に対して十分な安全余裕度を有することを照査し、永続作用が支配的な設計状況（以下「永続作用時」と略記）において、強度とともに耐久性を有することを確認する体系となっている（図-1）。また、部分係数設計

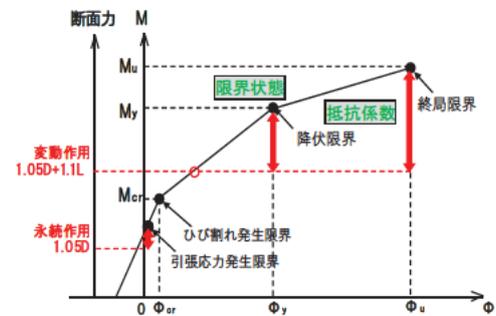


図-1 部分係数設計法の照査体系

法においては、永続作用時や変動作用時の荷重組合せおよび荷重係数（以下「仮荷重組合せ」と略記）は、道路橋示方書Ⅰ共通編により統一的に与えられることになっている。部分係数法にて設計される構造が、現行の道路橋示方書（以下「現行道示」と略記）に基づいて設計された構造と同等の耐久性を有するように、活荷重や温度荷重も含む仮荷重組合せによる発生応力度に対して、応力度制限値を設けることを本研究の目的とする。

表-1 検討に用いた荷重組合せ

## 3. 研究方法

### 3.1 検討の概要

まず、RC 構造およびPC 構造の複数の橋種に関し

仮荷重組合せ			現行道示荷重組合せ	
①死荷重時	1.05D	⇔	①死荷重時	1.0D
②設計荷重時	1.05D+1.1L	⇔	②設計荷重時	1.0D+1.0L
③温度時1	1.05D+0.75T	⇔	③温度時	1.0D+1.0L+1.0T
④温度時2	1.05D+1.1L+0.55T	⇔	③温度時	1.0D+1.0L+1.0T

て、現行道示に基づいて、断面や配置鋼材の余裕量を極力少なくした断面設計を行い、発生応力度と材料強度を比較して、現行道示で設計された構造が有する応力度に関する信頼性指標を算出した。ここで、断面決定の際に構造細目等から生じてしまう余裕量を排除するために、発生応力度分布の中央値は現行道示に示される許容応力度とした。つまり、ここで用いた信頼性指標は、材料強度と現行道示許容応力度との離れを表わしているが、これは耐久性等を満足するために応力度制限値がどの程度のレベルであるべきかを設定するための指標であり、この信頼性指標の値をもって破壊等の限界状態に対する信頼性を示すものではない。次に、表-1 に示す部分係数設計法における仮荷重組合せを用いて、これらの構造に生じる応力度を施工や材料のばらつきを考慮して算出する。ここで、仮荷重組合せの各荷重状態における信頼性指標が、表-1 に示す対応した現行道示の荷重状態の信頼性指標と同一となるように、仮荷重組合せでの抵抗係数を算出し、材料強度の特性値に抵抗係数を乗じて応力度制限値を算定した。

### 3.2 試算の条件

曲げに関する応力度制限値は、RC 構造および PC 構造の圧縮と引張それぞれ算出した。せん断に関しては、PC 構造の斜引張応力度の制限値を算出した。

応力度制限値算出に用いた橋種の一覧を表-2 に示す。純粋な RC 構造は中空床版橋の a20 のみであるが、3 径間連続ポステン T 桁橋の e20 および e40 の中間支点連結部は RC 構造であることから、これを RC 構造に含めて整理した。また、PRC 構造の b20 は試算に含めたが、PRC 構造が 1 橋のみのため、応力度制限値の算出は行っていない。

信頼性指標は荷重側および抵抗側のばらつきの影響を受けるため、表-3 および表-4 に示す応力度の変動要因と強度のばらつきを考慮した。各項目の平均値および変動係数は、既往の実験結果や調査結果を基に決定した。

## 4. 研究結果

### 4.1 曲げに関する信頼性指標、抵抗係数および応力度制限値

曲げ圧縮に関する信頼性指標、抵抗係数および応力度制限値を表-5 に示す。RC 構造に関しては、中空床版橋の a20 とポステン T 桁橋連結部の e20 および e40 でコンクリート設計基準強度が異なるため、それぞれの結果を示した。また、表中の現行道示許容応力度は、表-1 に示した、対応する荷重状態の現行道示の制限値を示す。

RC 構造の曲げ圧縮においては、死荷重時および設計荷重時の仮荷重組合せにおける制限値は、現行道示と同程度となった。温度時に関しては、荷重係数が小さくなる影響により、制限値が現行道示よりも若干小さくなった。

PC 構造の曲げ圧縮においては、死荷重時および設計荷重時の仮荷重組合せにおける制限値は、現行道示よりも若干大きい値となった。温度時に関しては、④温度時 2 においては、現行道示よりも若干大きい値となったが、③温度時 1 には活荷重が含まれていないため、発生応力度が小さくなり、現行道示よりも小さい制限値が算出された。

曲げ引張に関する信頼性指標、抵抗係数および応力度制限値を表-6 に示す。PC 構造の死荷重時は現行許容応力度がゼロであり、信頼性指標算出の過程でゼロ割りが生じ計算不能のため、応力度制限値の算出は行っていない。

表-2 検討に用いた橋種

構造形式		RC	PRC	PC				
		中空床版橋			単純	連結	連続	
					ポステン T 桁橋		箱桁橋	ラーメン箱桁橋
支間長	20m	a20	b20	c20	-	e20 <sup>注1)</sup>	-	-
	40m	-	-	-	-	e40 <sup>注1)</sup>	-	-
	80m	-	-	-	-	-	f80 <sup>注2)</sup>	g80 <sup>注2)</sup>
	120m	-	-	-	-	-	f120 <sup>注2)</sup>	g120 <sup>注2)</sup>
曲げ 照査位置	支間中央	支間中央	支間中央	支間中央	側径間 中間支点 中央径間	側径間 中間支点 中央径間	側径間 中間支点 中央径間	側径間 中間支点 中央径間
せん断 照査位置	端支点	端支点	端支点	端支点	端支点 中間支点	端支点 側 1/4 <sup>注3)</sup> 中間支点	端支点 側 1/4 <sup>注3)</sup> 中間支点	端支点 側 1/4 <sup>注3)</sup> 中間支点

注 1) e20 の支間割は 3@20m, e40 の支間割は 3@40m とした。

注 2) f80 および g80 の支間割は 40m+80m+40m, f120 および g120 の支間割は 80m+120m+80m とした。

注 3) “側 1/4”は側径間 1/4 点を表す。

表-3 応力算定における変動要因

項目	平均値	変動係数
ヤング係数	道示の通り	10%
乾燥収縮・クリープ	道示の通り	17%
有効高	設計値	10mm/d × 100%

表-4 各強度のばらつき

対応する強度	平均値	変動係数
コンクリートの圧縮強度	設計基準強度の 1.2 倍	15%
コンクリートの割裂引張強度	3.54N/mm <sup>2</sup> ( $\alpha_c=40N/mm^2$ の場合)	12.2%
コンクリートの割裂引張強度		
鉄筋の降伏強度	規格値の 1.14 倍	4%

RC 構造の曲げ引張うち、a20 に関しては、死荷重および活荷重の荷重係数が増加することにより、発生応力度が大きくなり、算出される制限値は死荷重時、活荷重時ともに現行道示よりも 5%程度大きな値となる。e20、e40 に関しては、中央径間部での死荷重、活荷重の増加が、中間支点部の負曲げ方向に働くため、中間支点部に生じる正曲げモーメントが小さくなり、発生応力度が現行道示よりも小さくなっている。そのため算出される仮荷重での制限値は、現行道示よりも 3%~7%程度小さい値となっている。③温度時 1 に関しては、活荷重が含まれていないため、発生応力度が小さくなり、現行道示の温度時よりも大幅に小さい制限値が算出される。

PC 構造の曲げ引張に関しては、設計荷重時においては、荷重増加の影響が大きく、発生応力度が増加するので、現行道示と同程度の信頼性指標を得ようとする仮荷重における制限値は 2.05N/mm<sup>2</sup> となり、現行道示よりも 37%大きくなっている。ただし、現行道示による断面設計において、設計荷重時は決定ケースとなっておらず、余裕があるために、現行道示と同じ制限値を採用しても仮荷重組合せでこの制限値を超えるケースは表-7 に示すとおりで、制限値を満たすための断面変更も大きくはない。温度時に関しては、温度の荷重係数が小さくなるものの、死

表-5 曲げ圧縮応力度の信頼性指標、抵抗係数および応力度制限値

構造	仮荷重組合せ		$\beta_T$ 注1)	抵抗係数	コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 $\sigma_{re} = \phi \cdot \sigma_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	現行道示許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
RC 構造 (a)注2)	死荷重時	1.05D	4.80	0.332	24.0	7.97	8.0
	設計荷重時	1.05D+1.1L	4.79	0.337	24.0	8.09	8.0
	温度時1	1.05D+0.75T	4.53	0.354	24.0	8.50	9.2
	温度時2	1.05D+1.1L+0.55T	4.53	0.377	24.0	9.05	9.2
RC 構造 (e)注2)	死荷重時	1.05D	4.80	0.332	30.0	9.96	10.0
	設計荷重時	1.05D+1.1L	4.79	0.337	30.0	10.11	10.0
	温度時1	1.05D+0.75T	4.53	0.354	30.0	10.62	11.5
	温度時2	1.05D+1.1L+0.55T	4.53	0.377	30.0	11.31	11.5
PC 構造	死荷重時	1.05D	4.72	0.356	40.0	14.24	14.0
	設計荷重時	1.05D+1.1L	4.72	0.361	40.0	14.44	14.0
	温度時1	1.05D+0.75T	4.43	0.356	40.0	14.24	16.1
	温度時2	1.05D+1.1L+0.55T	4.43	0.406	40.0	16.24	16.1

注1) 現行道示における余裕量を排除した場合の信頼性指標の平均値を目標信頼性指標  $\beta_T$  とした。

注2) RC 構造に関しては、以下の2種類について示している。

(a) : コンクリート設計基準強度 24N/mm<sup>2</sup> の場合 (a20 の場合)

(e) : コンクリート設計基準強度 30N/mm<sup>2</sup> の場合 (e20 および e40 の場合)

表-6 曲げ引張応力度の信頼性指標、抵抗係数および応力度制限値

構造	仮荷重組合せ		$\beta_T$ 注1)	抵抗係数	設計強度注2) $\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	制限値注3) $\sigma_{re} = \phi \cdot \sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	現行道示許容応力度注3) (N/mm <sup>2</sup> )
RC 構造 (a)注4)	死荷重時	1.05D	18.39	0.304	345	105.0	100
	設計荷重時	1.05D+1.1L	13.15	0.551	345	190.0	180
	温度時1	1.05D+0.75T	-	-	-	-	-
	温度時2	1.05D+1.1L+0.55T	-	-	-	-	-
RC 構造 (e)注4)	死荷重時	1.05D	15.15	0.268	345	92.6	100
	設計荷重時	1.05D+1.1L	12.08	0.448	345	154.5	160
	温度時1	1.05D+0.75T	10.83	0.456	345	157.2	184
	温度時2	1.05D+1.1L+0.55T	10.83	0.508	345	175.4	184
PC 構造	死荷重時	1.05D	-	-	-	-	0.0
	設計荷重時	1.05D+1.1L	2.87	0.580	3.54	2.05	1.5
	温度時1	1.05D+0.75T	2.07	-0.245	3.54	-0.87	2.0
	温度時2	1.05D+1.1L+0.55T	2.07	0.628	3.54	2.22	2.0

注1) 現行道示における余裕量を排除した場合の信頼性指標の平均値を目標信頼性指標  $\beta_T$  とした。

注2) RC 構造は鉄筋降伏点、PC 構造はコンクリート引張強度を表す。

注3) RC 構造は鉄筋の引張応力度、PC 構造はコンクリートの引張応力度を表す。

注4) RC 構造は、(a) : a20 より算出、(e) : e20 および e40 より算出した結果を示す。

表-7 曲げ引張応力度と断面変更例

橋梁	橋種, 部位	荷重条件	現行道示 制限値 (N/mm <sup>2</sup> )	現行道示 決定ケース		仮荷重組合せでの 発生応力度		現行道示制限値を満たすための断面変更	
				荷重組合せ	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	荷重組合せ	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	変更内容	変更後 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
a20	a20(支間中央-下縁)	死荷重時	100	1.0D	98.8	1.05D	103.8	鉄筋本数 144本 148本	92.0
e40	e40(中央径間-下縁)	設計荷重時	1.5	1.0D+1.0L	0.99	1.05D+1.1L	1.57	ケーブル12S12.7B 6本 7本	-0.31
		温度時	2.0	1.0D+1.0L+1.0T	1.96	1.05D+1.1L+0.55T	2.11	ケーブル12S12.7B 6本 7本	0.22
f120	f120(側径間-下縁)	設計荷重時	1.5	1.0D+1.0L	1.37	1.05D+1.1L	2.05	連結ケーブル12S15.2 6本 7本	1.36
		温度時	2.0	1.0D+1.0L+1.0T	1.62	1.05D+1.1L+0.55T	2.19	連結ケーブル12S15.2 6本 7本	1.49

注) RC 構造の a20 は鉄筋の引張応力度を, PC 構造の e40 中央径間および f120 はコンクリートの引張応力度を照査対象とする。

表-8 斜引張応力度の信頼性指標, 抵抗係数および応力度制限値

構造	仮荷重組合せ		$\beta_T$ 注1)	抵抗係数	コンクリート 引張強度 $\sigma_{ctk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	制限値 $\sigma_{re} = \phi \cdot \sigma_{ctk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	現行道示の 許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
PC 構造	死荷重時	1.05D	5.90	0.299	3.54	1.06	1.0
	設計荷重時	1.05D+1.1L	3.57	0.610	3.54	2.16	2.0
	温度時1	1.05D+0.75T	3.55	0.435	3.54	1.54	2.0
	温度時2	1.05D+1.1L+0.55T	3.55	0.584	3.54	2.07	2.0

注1) 現行道示における余裕量を排除した場合の信頼性指標の平均値を目標信頼性指標  $\beta_T$  とした。

活荷重増により, 発生応力度は増加傾向になり, 現行道示よりも10%程度大きな制限値が算出される。なお, ③温度時1に関しては, 曲げ圧縮と同様に, 活荷重が含まれていないために小さな制限値が算出される。

#### 4.2 せん断に関する信頼性指標, 抵抗係数および応力度制限値

PC 構造の斜引張応力度に関する信頼性指標, 抵抗係数および応力度制限値を表-8 に示す。

③温度時1を除く荷重条件では, 仮荷重組合せにおける発生応力度が大きくなることから, 制限値は, 現行道示よりも若干大きい値となっている。③温度時1に関しては, 活荷重が含まれていないため, 発生応力度が小さくなり, 現行道示よりも小さい制限値が算出される。

#### 5. 結論

部分係数設計法における, 応力度制限値の検討を行った。道路橋示方書 I 共通編に示される現時点での変動作用時の荷重組合せは, 現行道示に比べて死荷重, 活荷重が大きくなるが, 発生応力度の増加量はそれほど大きくはなく, 算出される制限値は現行道示の許容応力度と大きくは異なる。また, 現行道示に基づく設計では, 構造細目等により生じる構造の余裕量があることから, 仮荷重組合せに対しても現行道示の許容値を満足するように構造変更を行ったとしても, それほど大幅な変更にはならない。

#### 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, 花井主任研究員, 宮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: 株式会社大林組

#### <参考文献>

- 1) 村越潤, 梁取直樹 他: 鋼道路橋の部分係数設計法に関する検討, 土木研究所資料第 4141 号, 2009.3
- 2) 星谷勝, 石井清: 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, 1986

# 塩害を受けたポストテンション PCT 桁に関する臨床研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ  
氏 名 松沢 政和

## 1. まえがき

高度経済成長期に建設された膨大な道路橋の高齢化が急速に進行していく中、コンクリート橋において、多種多様な劣化要因による損傷事例が報告されている。中でも、沿岸地域における飛来塩分や寒冷地における凍結防止剤の散布等の影響により、塩害にて鋼材腐食や破断等の著しい劣化損傷を受けた事例が確認されている。このような劣化損傷が生じた場合、落橋に至るような致命的な損傷につながるおそれがあるため、損傷部材の性能を適切に評価するとともに、供用可否や通行規制の判断、補修・補強の要否を判断する必要があるが、損傷を受けたコンクリート橋における耐荷性能を評価する手法が確立されていないのが実状である。そこで、耐荷力評価手法の提案や非破壊検査手法の調査・開発を目的とした臨床研究を行っている。

## 2. 研究目的

鋼材腐食の生じた PC 橋の曲げ耐荷性状は、PC 鋼材の残存率を用いて概ね推定できることが明らかになっているが、鋼材腐食により劣化した PC 橋のせん断耐荷力評価手法についてはまだ十分な知見が得られていない。その研究の一環として、本研究では、塩害により撤去されたポストテンション PCT 桁の載荷試験および振動試験を実施し、非破壊検査手法の適用性やせん断耐荷力評価に関する検討を行った。

## 3. 試験体概要

### 3.1 橋梁概要

試験に用いた撤去桁の橋梁概要を表-1 に示す。本橋は能登有料道路の本線に隣接して日本海沿岸から 90m の位置に架橋された自転車道橋である (写真-1)。橋梁形式はポストテンション方式の 2 径間単純 PCT 橋であり、昭和 47 年に竣工されて以来、供用中に 2 度の詳細調査が行われ、コンクリートの剥落や鋼材破断等の塩害による損傷が



写真-1 撤去前の状況  
(手前：対象橋梁、奥：本線)

表-1 橋梁概要

橋梁名	相見川海浜自転車道橋
架橋位置	石川県宝達志水町 (海岸線より 90m)
路線名	主要地方道 金沢田鶴浜線 (管理：石川県)
橋長・支間長	44.0m (支間長 19.2m+23.24m)
橋梁形式	単純ポストテンション PCT 桁橋×2 連
竣工年	昭和 47 年(1972 年) 38 年経過後撤去
適用示方書	昭和 43 年プレストレストコンクリート道路橋示方書



写真-2 損傷状況

著しく（写真-2）、LCCにより架替えが優位と判断されたため、供用後38年経過したのち撤去された。

### 3.2 試験体概要

臨床研究に用いた試験体は、第一径間の支間長19.2mのG1桁を用いて実施した。本研究に用いた試験体の概略形状を図-1に示す。

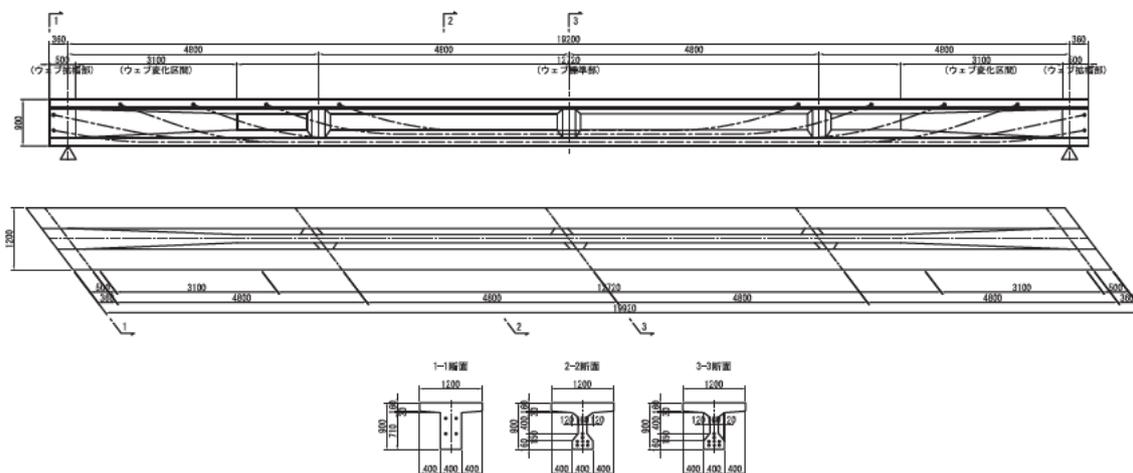


図-1 試験体の概略形状図

## 4. 臨床研究概要

表-2に本研究にて実施した調査および試験項目を示す。

### 4.1 損傷状況調査

載荷試験前に目視にて外観損傷状況の調査を実施した。なお、浮きや剥離については点検用ハンマーによる打音検査にて確認を行った。

### 4.2 グラウト充填状況調査

X線透過法によりグラウト充填状況の調査を

実施した。また、供用中の調査により破断が確認された箇所や外観目視により鉄筋腐食が確認された箇所についてもX線透過法による撮影を行い、鋼材の破断や腐食に対する適用性について確認を行った。

### 4.3 材料試験

コンクリートおよび鋼材（鉄筋、PC鋼材）の材料強度試験は、健全と思われる箇所から試験体を採取し実施した。中性化深さ測定は強度試験用の試験体（圧縮強度試験：3体、割裂引張強度試験：3体）を用いて行った。塩化物イオン測定は、比較的健全な起点側と損傷が顕著な終点側からそれぞれウェブ側面および桁下面から試験体を採取し、ウェブ側面の試験体は貫通させてコアを採取した。鋼材の断面減少率および質量減少率は、鋼材が破断した箇所や腐食が著しい箇所から採取した試験体を用いて、JCI-SC1に準拠した除錆処理後に計測した。断面減少率における断面積は、50mmピッチにて計測した断面にて最小径とそれに直行する径の平均値から算出した。なお、減少率算出における基準値は健全部から採取した試験体を用いることとした。

表-2 調査および試験項目

損傷状況調査	外観目視	
グラウト充填度調査	X線透過法	
材料試験	コンクリート	圧縮強度試験
		割裂引張強度試験
		中性化深さ測定
		塩化物イオン測定
	鋼材	引張強度試験
	断面減少率	
	質量減少率	
載荷試験	中央：曲げ載荷、桁端：せん断載荷	
振動試験	固有振動数（常時微動・衝撃加振）	

#### 4.4 載荷試験

載荷方法は図-2 に示すとおり、支間中央にて曲げ載荷及び各桁端にて1回ずつのせん断載荷（以降、左側桁端部：せん断載荷試験-1、右側桁端部：せん断載荷試験-2）の計3

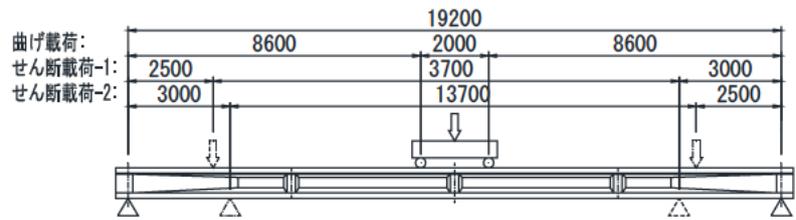


図-2 載荷試験方法

回の載荷試験を行った。曲げ載荷試験は支間中央の残存プレストレス量の確認を目的としてひび割れ発生荷重までとし、せん断載荷試験は、せん断スパン比を斜めひび割れが確認されるように設定するとともに、人工的に鋼材を腐食劣化させた供試体を用いた既往の研究<sup>1)</sup>と同程度 ( $a/d \approx 3.0$ ) とした。

#### 4.5 振動試験

せん断載荷試験-1の実施前および載荷試験後に、常時微動および衝撃加振により振動特性の確認を行った。衝撃による加振方法は砂袋 (10kg) による加振とし、計測点8箇所に加速度計 (サーボ型) を設置して計測を行い、1~3次モードの固有振動数を把握し、載荷による供試体の損傷状態と固有振動数の変化の関係を確認した。

### 5. 試験結果

#### 5.1 損傷状況調査結果

図-3 に載荷試験前の損傷図を示す。桁全体に損傷が確認できるものの、桁の両側面及び起終点にて損傷の程度が異なり、山側及び終点 (橋台側) の損傷が顕著であった。

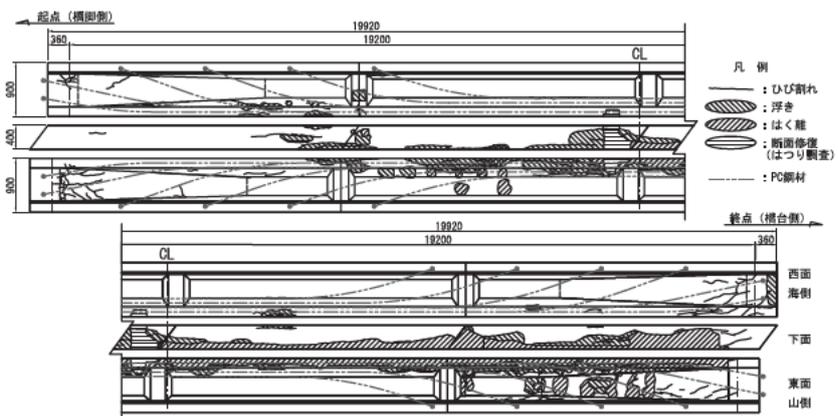
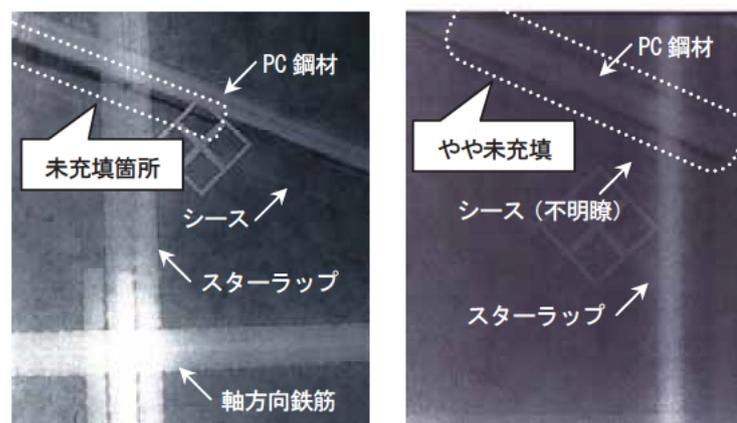


図-3 載荷試験前の損傷図

#### 5.2 グラウト充填状況調査結果

X線透過法によるグラウト充填状況の確認を行った結果を図-4 に示す。一部グラウトの先流れと思われる未充填が確認されたが、比較的充填状況は良好であった。なお、部材厚が160mm程度であれば、X線の照射時間は3分程度で鮮明なX線画像が撮影できたものの、部材厚400mmの桁端部においては、1時間程度照射しても鮮明な画像が得ることができなかった。また、鋼材の破断や腐食が確認されている箇所にX線透過法による撮影を試みたが、有意な結果は得られなかった。



(a) 標準部 (部材厚: 160mm、照射時間: 3min) (b) 桁端部 (部材厚: 400mm、照射時間: 60min)

図-4 X線透過法によるグラウト充填状況

### 5.3 材料試験結果

載荷試験後に実施したコンクリートおよび鋼材の材料強度試験結果を表-3に示す。当時の設計資料によるコンクリートの設計基準強度  $40\text{N/mm}^2$  に対し、圧縮強度試験の平均値は  $58.9\text{N/mm}^2$  であった反面、静弾性係数は道路橋示方書に示されている値に対し低い値となった。鋼材の材料強度および静弾性係数については、全て規格値以上であった。

中性化深さは表-4に示すとおり、海側では中性化は確認されず、山側は部分的に  $26\text{mm}$  まで進行している箇所もあるが、平均値は  $10\text{mm}$  程度であった。

図-5に塩化物イオン濃度分布を示す。PC鋼材位置における塩化物イオン濃度は、損傷の顕著な終点側の下面が最も高く、 $2.5\text{kg/m}^3$

であった。比較的健全な起点側では、PC鋼材位置では最大でも  $0.3\text{kg/m}^3$  程度（山側の側面）であった。特に山側や終点側では表面付近の濃度が小さい傾向にあり、中性化による塩分濃縮が生じたと考えられる。

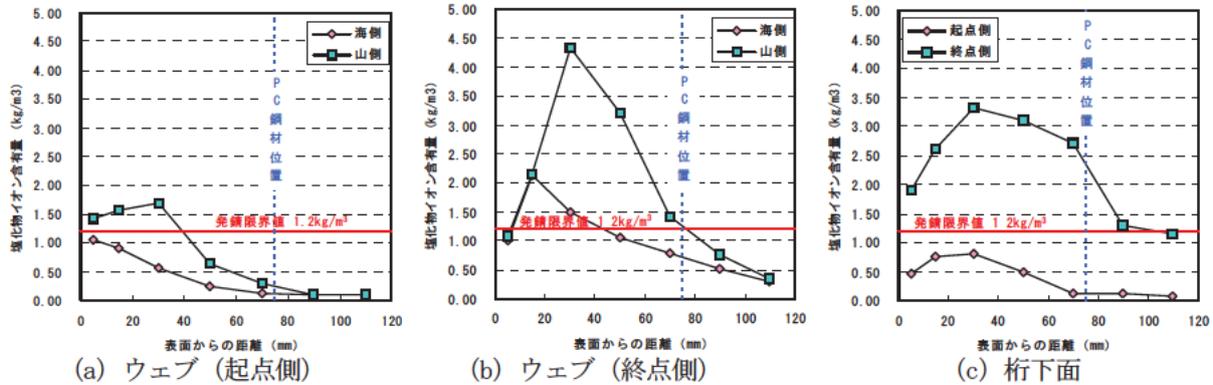


図-5 塩化物イオン濃度分布

図-6にPC鋼材にて破断が確認された箇所における各鋼材の素線12本の断面減少率および質量減少率を示す。ここで、断面減少率は  $50\text{mm}$  ピッチにて計測した各試験体全長の平均値である。破断が確認された箇所は全て終点側の桁端であり、破断した鋼材の配置位置は最下段 (PC6、PC8) および下段より2段目の山側 (PC5) のPC鋼材であった。シーラが腐食損失しPC鋼材が断続的に破断していたPC8の減少率が  $40\% \sim 70\%$  と最も大きく、PC5にて破断が確認された素線を除いて、PC5とPC6は概ね  $10\%$  前後の減少率であった。

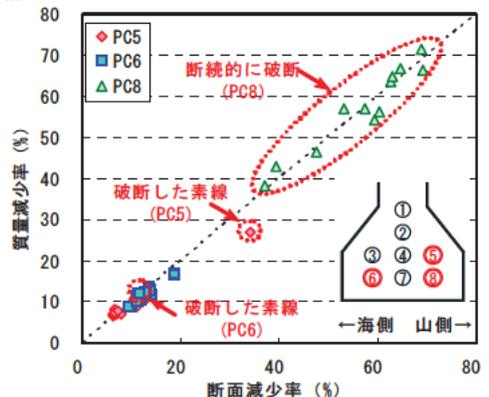


図-6 断面減少率と質量減少率の関係

表-3 材料強度試験結果

(a) コンクリート				
	試験値		標準値 (道示)	
圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	58.9		40	
引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	3.16		2.69	
静弾性係数 ( $\text{kN/mm}^2$ )	21.6		31.0	
(b) 鋼材				
	鉄筋		PC鋼材	
	試験値	規格値	試験値	規格値
降伏強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	373	295	1675	1400
引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	553	440	1806	1600
静弾性係数 ( $\text{kN/mm}^2$ )	213	200	203	200

表-4 中性化深さ測定結果 (mm)

	圧① (海側)	圧② (山側)	圧③ (海側)	割① (海側)	割② (山側)	割③ (海側)
最大	0	26	0	0	13	0
最小	0	6	0	0	4	0
平均値	0	11	0	0	8	0

## 5.4 載荷試験結果

図-7 にせん断載荷試験における荷重－変位曲線を示す。せん断載荷試験-1 は、後述するせん断ひび割れが確認された後、荷重－変位曲線にて PC 鋼材の降伏の予兆が確認されたため、せん断載荷試験-2 への影響を勘案し、500kN で除荷している。せん断載荷試験-2 は、曲げひび割れ発生荷重まではせん断載荷試験-1 と概ね同様の挙動を示したが、それ以降はせん断載荷試験-1 より大きな変形を呈しながら、最大荷重 575kN を計測した。

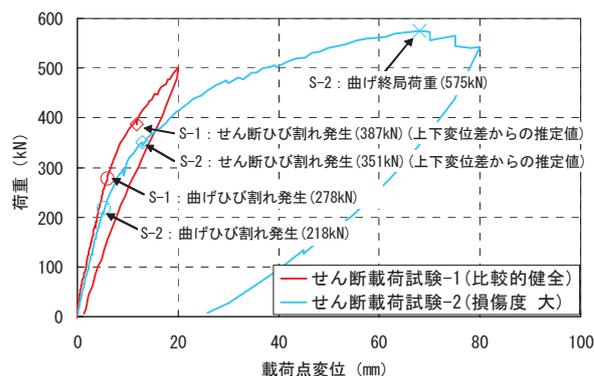


図-7 荷重－変位曲線（せん断載荷試験）

## 5.5 振動試験結果

表-5 にせん断載荷試験-1 の前後に実施した固有振動数計測結果を示す。常時微動についても計測したが、高次モードでは検出できなかった。衝撃加振による振動数は、1 次及び 2 次モードではほとんど変化がなかったが、3 次モードにて 8%程度の低下が確認され、ひび割れ等による剛性低下の影響と考えられる。

表-5 固有振動数計測結果

モード 次数	載荷試験	固有振動数 (Hz)	
		常時微動	衝撃加振
1	前	6.694	6.378
	後	6.458	6.353
	比率	0.95	1.00
2	前	21.301	21.276
	後	21.130	21.047
	比率	0.99	0.99
3	前	判定不能	57.363
	後	判定不能	52.953
	比率	—	0.92

## 6. 考察

各載荷試験の曲げひび割れ発生荷重から推定した残存プレストレスと表面損傷度（後述）を表-6 に示す。健全時の計算は、導入緊張力を当時の適用示方書の導入時における許容引張応力度相当（1260N/mm<sup>2</sup>）として有効プレストレスを算出し、コンクリートの

表-6 曲げひび割れ発生荷重による残存プレストレスの推定値と表面損傷度

	プレストレス力 (kN) ※			表面 損傷度
	健全 (計算値)	実験値	減少率	
曲げ載荷試験	1568	1188	24%	27%
せん断載荷試験-1	958	906	5%	0%
せん断載荷試験-2	970	738	24%	22%

※プレストレス力は各曲げひび割れ発生位置での推定値

圧縮強度及び引張強度は材料試験結果を用いた。また、表面損傷度は各載荷区間（曲げ：等曲げ区間、せん断：せん断スパン内）における上フランジを除いた桁の表面積に対する損傷面積（浮き・剥離のみ）の比率とした。プレストレス減少率は部位により異なり、PC 鋼材の破断が確認されていない起点側の桁端ではプレストレス減少率は比較的小さく、良好なグラウトの充填によりコンクリートと PC 鋼線との付着が確保されていたためと考えられる。また、プレストレス減少率とコンクリート表面の損傷度との関係にある程度相関が確認された。

図-8 に各せん断載荷試験時のひび割れ図を示す。両せん断試験ともに明確なせん断ひび割れが目視にて確認できなかったため、既往の研究<sup>1)</sup>にて概ねせん断ひび割れ発生荷重を抽出できた一手法として、試験体上下に設置した変位計の差が増大する荷重より、せん断ひび割れ発生時のせん断力 ( $V_{exp}$ ) を推定した。せん断ひび割れ発生時のせん断耐力について、実験値と計算値の比較を行った結果を表-7 に示す。なお、計算値は曲げひび割れ発生荷重より推定したプレストレス減少率を用い、せん断補強鉄筋を用いていない RC はりのせん断強度<sup>2)</sup> ( $V_c$ )、デコン

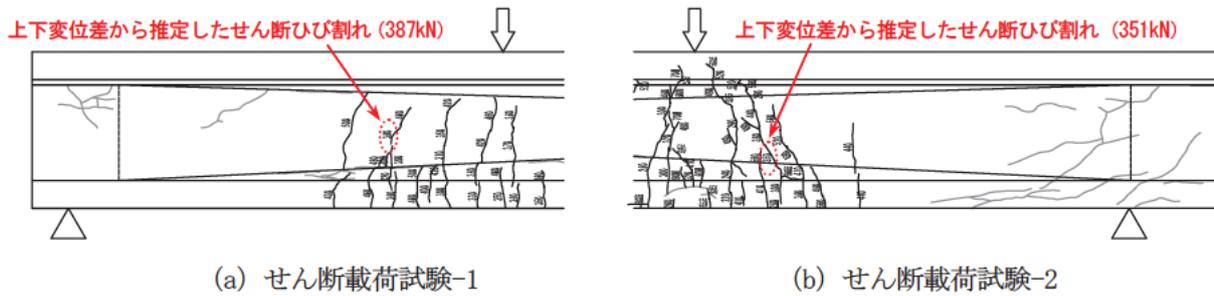


図-8 ひび割れ図（せん断載荷試験）

表-7 せん断ひび割れ発生時のせん断耐力の比較

プレッションモーメントをせん断スパンで除したプレストレスによるせん断耐力増加分

	計算値 (kN)				実験値 (kN) <sup>※1</sup>			比率 (実験値/計算値)
	$V_c$	$V_{pd}$	$V_{pv}$	合計	$V_{exp}$	$V_d$	合計	
せん断載荷試験-1	209	168	115	492 (377) <sup>※2</sup>	327	58	385	0.78 (1.02) <sup>※2</sup>
せん断載荷試験-2	193	137	90	420 (330) <sup>※2</sup>	297	56	353	0.84 (1.07) <sup>※2</sup>

※1 実験値は載荷荷重から算出した  $V_{exp}$  と自重によるせん断力  $V_d$  (解析値) の和

※2 ( )内は  $V_{pv}$  を考慮しない場合の値

<sup>3)</sup> ( $V_{pd}$ ) 及びプレストレスの鉛直分力 ( $V_{pv}$ ) の和としたが、実験値が計算値の 8 割程度となった。この結果に対して明確な理由の解明には至っていないが、曲げひび割れ発生荷重から推定した値以上にプレストレスが減少していた可能性のほかに、本来対象とすべきせん断ひび割れより小さい荷重値をせん断ひび割れ発生荷重として抽出した可能性や、せん断スパン内にてウェブ厚が変化していることなどが要因として考えられる。また、海外における曲げせん断ひび割れ発生時のせん断耐力評価式<sup>4)</sup>には  $V_{pv}$  を考慮していないものもあり、これに準じた場合には概ね実験値と計算値が一致するが、海外の評価式や  $V_{pv}$  の取扱いに関する検証が十分ではないため、今後の課題である。

## 7. 結論

本試験体において残存プレストレスは各部位により異なり、外観の損傷度と残存プレストレスとの関係にある程度相関が確認された。本載荷試験にて実施したせん断ひび割れに着目した検討においては、プレストレスの推定誤差や抽出したせん断ひび割れ荷重の過小評価、せん断スパン内の断面変化等により、実験値と計算値に乖離が生じたと考えられる。さらに、曲げせん断ひび割れ発生時の  $V_{pv}$  の取扱い等についても検証を行う必要がある。振動特性については、衝撃加振による振動計測において高次モードにて損傷を検出できる可能性が確認された。

## 8. 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、花井拓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へ深く感謝の意を表します。また、本試験体の提供に際し、石川県の関係各位にご協力頂きましたことに深く感謝致します。

所属：株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング

## <参考文献>

- 1) (独) 土木研究所：既設コンクリート道路橋の健全性評価に関する研究、重点プロジェクト研究報告書、2010
- 2) 二羽淳一郎、山田一字、横沢和夫、岡村 甫：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価、土木学会論文集、Vol. 372/V-5、pp. 167-176、1986
- 3) 建設省土木研究所、プレストレスコンクリート建設業協会：高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書、共同研究報告書第 138 号、1995
- 4) F・ソーコ：プレストレスコンクリート-1. 基礎編、鹿島出版社、1982

# 入力地震動の特性と積層ゴム系支承の地震応答の繰返し回数に関する研究

橋梁構造研究グループ

氏 名 横川 英彰

## 1. まえがき

支承部は、地震時に上部構造の慣性力を下部構造に伝達する非常に重要な部位であり、橋の耐震性能を確保するためには、地震による繰返し作用に対して安定した挙動を示すことが求められる。従って、支承の性能検証実験においては、安定した挙動を評価する上で考慮すべき繰返し回数を適切に設定する必要がある。道路橋示方書では、従来から免震支承に対してこれを求めており、考慮すべき繰返し回数はタイプⅠの地震動に対しては50回、タイプⅡの地震動に対しては15回とされていた<sup>1)</sup>。これは、地震動の主要動の繰返し回数をもとに設定されたものである<sup>2)</sup>が、地震応答時に実際に支承に作用する力は橋の地震応答によるため、橋の地震応答の繰返し回数から設定の方が合理的と考えられる。一方、平成23年東北地方太平洋沖地震では、従来に比べて継続時間が非常に長い地震動が観測されており、こうした地震動の場合における支承に生じる応答の繰返し回数についても検討しておく必要がある。以上のことから、本研究では、免震支承又は弾性支承で支持された橋を対象として、橋の地震応答時における積層ゴム支承の繰返し回数に着目した解析的な検討を行った。

## 2. 解析方法と結果の評価方法

### 2.1 解析条件

本研究では、その目的と照らし、解析モデルは図-1に示すような上部構造-支承-橋脚を模した2質点系モデルとし、基礎は固定条件とした。また、都市高架橋を想定し、支承を固定条件とした場合の下部構造の降伏剛性に基づく周期が0.33秒となるような系とし、下部構造の非線形性は武田型バイリニアモデルによりモデル化した。また、一般的な橋梁を考慮

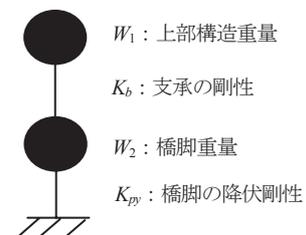


図-1 解析モデル

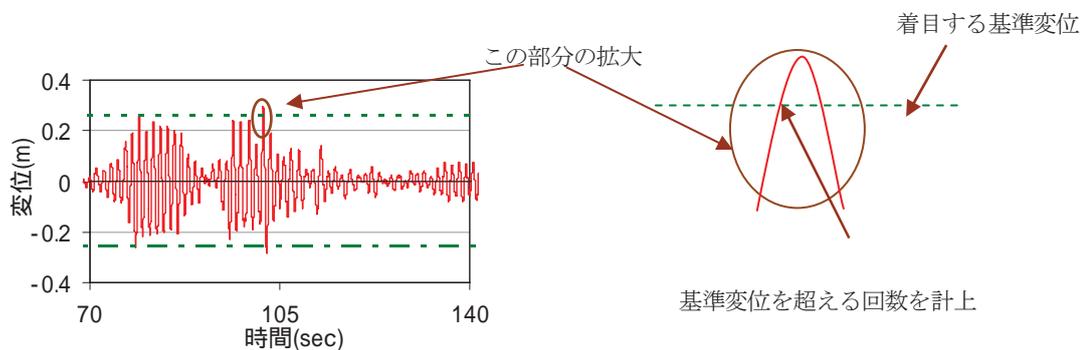
し、下部構造の降伏震度は支承を固定条件としたときの設計震度として0.58程度となるように設定した。弾性支承は線形モデルとし、免震支承はバイリニアモデルとした。免震支承のモデル化は設計式<sup>1)</sup>に基づいて切片荷重、1次剛性、2次剛性を設定した。なお、免震支承のモデル化を行う際のせん断ひずみは250%としている。支承の形状寸法は、レベル2地震動のタイプⅠ、タイプⅡを入力した時刻歴応答解析によって支承に生じる、せん断ひずみが220%~250%程度となるように地盤種別ごと3種類設定した。このとき、支承の2次形状係数は、一般に用いられる支承を考慮し5程度としている。時刻歴応答解析に用いる粘性減衰には、基本的にRayleigh型減衰モデルを用いたが、免震支承については当該部分の減衰マトリックスの値を0とした。ここで、Rayleigh型減衰モデルを設定する際には、橋脚に5%、弾性支承には3%の減衰定数を考慮している。このように設定した解析モデルでは、支承の変形が卓越する1次モードの周期は、弾性支承では1.2秒~1.3秒であり、免震支承ではせん断ひずみ250%

に相当する等価剛性に基づく設定した場合で1.3秒～1.5秒となる。本解析では、平成24年に改定された道路橋示方書・同解説に示される標準加速度応答スペクトルにスペクトル特性が合うように振幅調整された地震動を入力地震動として用いた。レベル2地震動（タイプⅠ）には、継続時間が非常に長い東北地方太平洋沖地震において観測された地震動をもとに作成された地震波<sup>3)</sup>も含まれている。地震波の数は、タイプⅠ、タイプⅡともに、全ての地盤種別でそれぞれ3波とした。

さらに、様々な地震動の特性下における積層ゴム系支承の応答特性を検討する事を目的とし、我が国において、過去に実際に観測された強震記録456成分を用いて解析を行い、積層ゴム系支承の繰返し回数の計数を行った。ここで用いた強震記録は1995年1月～2012年4月までに観測され、計測震度が5以上となった地点の地震動を選択した<sup>4)</sup>。これらの強震記録の中には兵庫県南部地震や東北地方太平洋沖地震で観測された地震動も含まれている。これらの地震動の基になった地震は、マグニチュードが9から3.9までの範囲にあり、震源の深さは4kmから108km、地震のタイプとしてはプレート境界型地震と直下型地震の双方が含まれている。また、456成分の地震動におけるそれぞれの最大水平加速度はおおよそ170～2700gal程度である。これらの地震動による時刻歴応答解析では、先だって設定した支承の3種類のモデルのうち、Ⅰ種地盤の地震動に対して設定したモデルを用いて解析を行った。これは、これらの3種類の支承の中では一般に、Ⅰ種地盤の地震動に対して設計された支承の形状が比較的小さく、耐力も小さいためである。なお、これらの456成分の地震動を用いた解析では、実際の地表による様々な地震動の特性が支承に生じる応答の繰返し回数に及ぼす影響の検討を行うために、支承に生じる最大せん断ひずみが250%程度になるように地震動の振幅倍率を設定した。

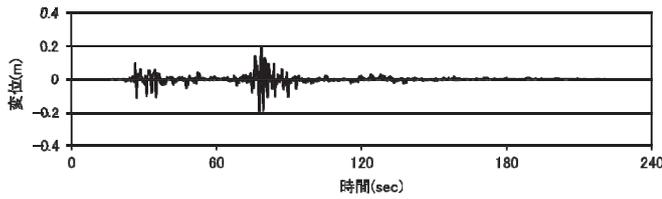
## 2.2 時刻歴応答解析結果に基づく応答の繰返し回数の計上方法

図-2は、時刻歴応答解析によって得られた支承の応答変位をもとに、応答の繰返し回数を計上する方法を示したものである。すなわち、正側、負側それぞれである基準変位を設定し、その基準変位以上の応答が生じた回数を正側と負側で、それぞれで計上し、その平均値に対して小数点以下1桁を切り上げて回数を計上することにした。この計上方法によれば、一般的な支承のせん断変形性能実験において、正負交番に1回載荷することは繰返し回数が1回と計上することになる。

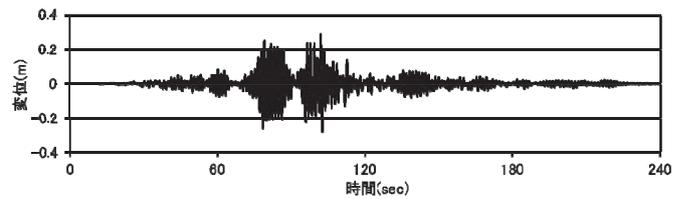


正側の最大応答値、負側の最小値応答値に対して、ある変位（基準応答）を超過する応答の回数に着目

図-2 繰返し回数を計上する方法

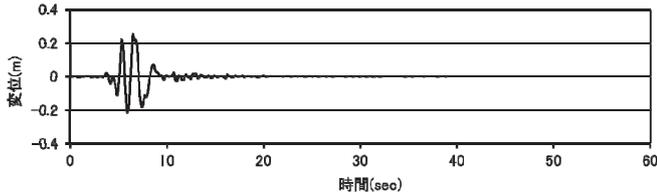


(a) 免震支承

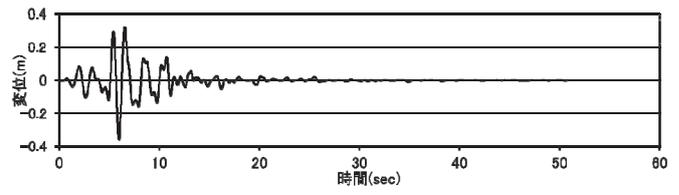


(b) 弾性支承

図-3 タイプ I の地震動 (I 種地盤 2 波目) に対する積層ゴム系支承の応答変位



(a) 免震支承



(b) 弾性支承

図-4 タイプ II の地震動 (I 種地盤 2 波目) に対する積層ゴム系支承の応答変位

表-1 最大応答の 90% に相当する変位を超える繰返し回数

(a) 最大応答の 90% に相当する変位を超えた場合

地震動タイプ	地盤種別	1波目		2波目		3波目	
		免震	弾性	免震	弾性	免震	弾性
タイプ	種	1	2	2	1	1	2
	種	1	1	2	2	1	3
	種	2	2	1	2	2	1
タイプ	種	1	1	2	1	1	2
	種	1	1	2	1	1	1
	種	1	1	1	2	1	1

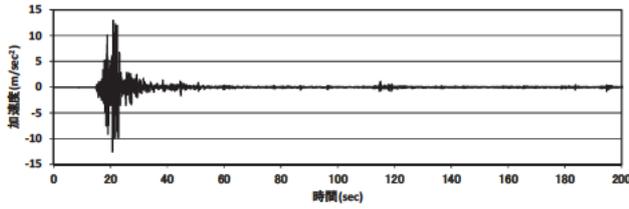
(b) 最大応答の 70% に相当する変位を超えた場合

地震動タイプ	地盤種別	1波目		2波目		3波目	
		免震	弾性	免震	弾性	免震	弾性
タイプ	種	2	3	2	2	2	8
	種	2	3	4	7	2	6
	種	2	4	2	2	3	3
タイプ	種	2	3	5	2	2	2
	種	1	2	2	3	1	2
	種	1	1	2	2	1	2

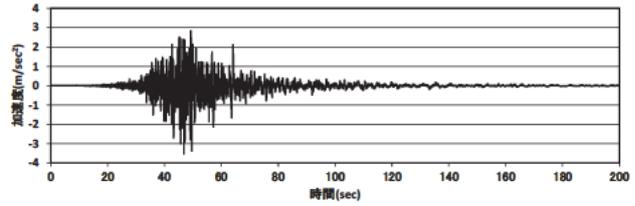
### 3. 解析結果

#### 3.1 レベル 2 地震動を用いた解析結果

図-3, 4にタイプ I の地震動 (I 種地盤 2 波目) とタイプ II の地震動 (I 種地盤 2 波目) に対する支承の応答変位の例をそれぞれ示す. タイプ I の地震動は地震動の継続時間が長く, 弾性支承では最大応答変位レベルの応答振幅が生じている時間も長い, 免震支承は弾性支承と比較して大きな振幅が短い時間で減衰している. 一方, タイプ II の地震動では, そのような弾性支承と免震支承の違いによる応答特性の差は顕著ではない. これは, タイプ II 地震動の主要動はパルス的な地震動で, 継続時間が短いためと考えられる. 本研究で対象とした検討ケースに対する解析結果を図-2 に基づいて支承に生じた応答の繰返し回数を計数した結果を表-1 に示す. 本来, 地震応答における支承の安定した挙動という観点から, 支承の形状寸法を決定した時のせん断ひずみ相当の変位 (最大応答) を基準変位として回数を計上するのがよいが, その変位に達するのは一般には 1 回だけとなるため, ここでは最大応答の 90% に相当する変位を基準変位として着目して回数を計上することにした. このように計数すると, 最大応答の 90% に相当する変位を超える繰返し回数としては, タイプ I の地震動が, 継続時間が長いため, タイプ II の地震動を入力する場合よりも繰返し回数は多い傾向にあるが, いずれのタイプの地震動であっても最大で 3 回であった. また, 免震支承と弾性支承の最大応答の 90% に相当する変位を超える繰返し回数を比較すると, 弾性支承の方がタ

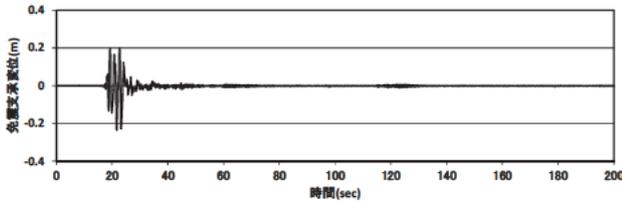


(a) K-NET 小千谷観測点 EW 記録 (2004 年新潟県中越地震)

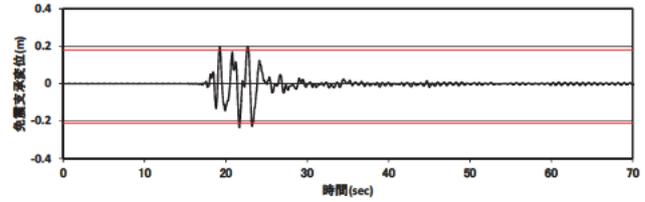


(b) K-NET 阿寒観測点 NS 記録(2003 年十勝沖地震)

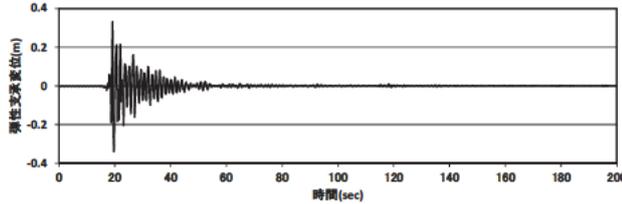
図5 解析で用いた地震動の代表例



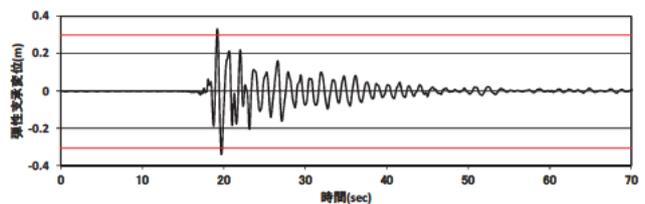
(a) 免震支承・地震動全体



(b) 免震支承・最大応答部分拡大

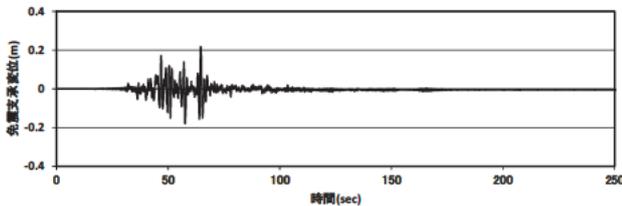


(c) 弾性支承・地震動全体

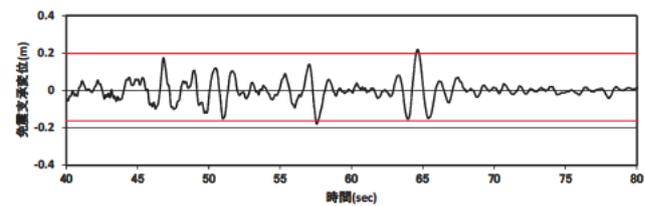


(d) 弾性支承・最大応答部分拡大

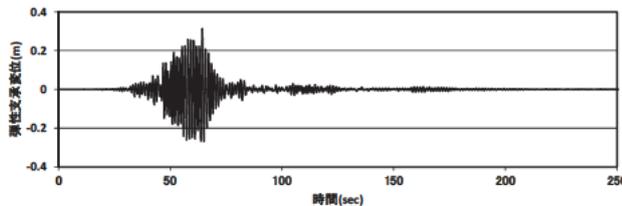
図6 直下型地震動に対する積層ゴム系支承の応答変位の一例  
(K-NET 小千谷観測点 EW 記録 2004 年新潟県中越地震)



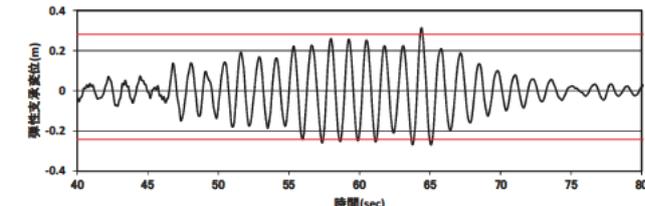
(a) 免震支承・地震動全体



(b) 免震支承・最大応答部分拡大



(c) 弾性支承・地震動全体



(d) 弾性支承・最大応答部分拡大

図7 プレート境界型地震動に対する積層ゴム系支承の応答変位の一例  
(K-NET 阿寒観測点 NS 記録・2003 年十勝沖地震)

タイプ I の地震動の場合において、わずかに回数が多い場合もあるが顕著な差ではない。すなわち、支承の性能に影響する最大せん断ひずみレベルでの応答の繰返し回数は、弾性支承と免震支承では顕著な差が無いと考えられる。一方、最大応答の 70% を基準変位として着目し、支承に生じる応答の繰返し回数を見ると、タイプ I の地震動においては弾性支承と免震支承での繰返し回数の違いが明確となり、弾性支承の方が、繰返し回数が多く最大で 8 回となっていることがわかる。着目する基準変位を最大応答の 70% に設定すると、弾性支承と免震支承の履歴減衰の有無による応答の繰返し特性の違いが分かる。

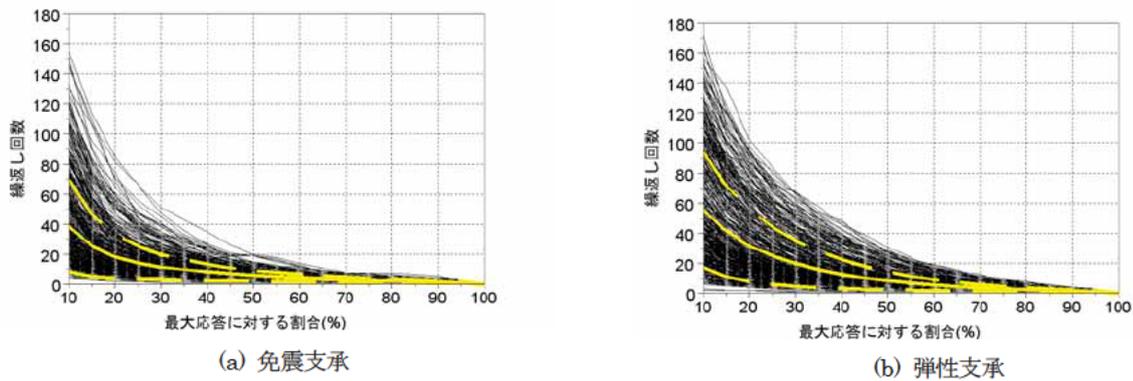


図-8 地震動における繰返し回数の分布と平均値と平均値±1σの幅

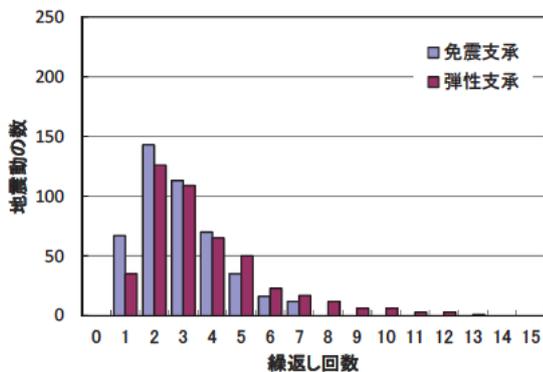


図-9 最大応答の70%に相当する変位を超える繰返し回数を計数した値ごとの地震動の数の度数分布

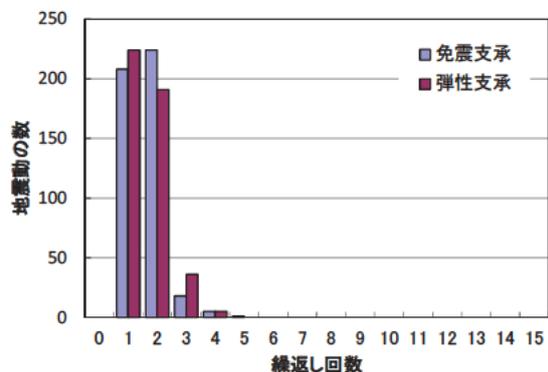


図-10 最大応答の90%に相当する変位を超える繰返し回数を計数した値ごとの地震動の数の度数分布

### 3.2 実際に観測された地震動（456成分）による解析結果

図-5(a)は解析で用いた内陸直下型地震の例として2004年新潟県中越地震のK-NET小千谷観測点EW記録、図-5(b)はプレート境界型地震の例として2003年十勝沖地震のK-NET阿寒観測点NS記録を示したものである。また、図-6に内陸直下型地震である2004年新潟県中越地震で、K-NET小千谷観測点で観測された地震動の振幅倍率を調整した入力地震動に対して解析を行った結果を示す。図-6(a)、(c)に示す地震動全体の時刻歴応答から、弾性支承と免震支承を比較すると、免震支承は履歴減衰の効果により繰返し回数は少ないが、弾性支承は振動している時間が長く繰返し回数が多い挙動となっていることが分かる。図-6(b)、(d)に最大応答が生じる時刻付近の拡大図を示す。この中で赤線は、繰返し回数の形状のために設定した基準変位を示す。ここでは、基準変位を最大応答の90%としている。ここから、基準変位を越える回数は弾性支承では正負とも1回、免震支承では正負ともに2回であり、最大応答レベルの応答の繰返し回数については弾性支承と免震支承では顕著な差が生じていない。図-7にプレート境界型地震である2003年十勝沖地震で、K-NET阿寒観測点で観測された地震動の振幅倍率を調整した入力に対して解析を行った結果を示す。図-7(a)、(c)を見ると免震支承では、弾性支承よりも繰返し回数は少なくなっている。図-7(b)、(d)に示す拡大図から、免震支承では基準変位を越えるのは正負で1回であるが、弾性支承では基準変位を超えるのは負側の振幅で7回、正側の振幅で1回である。この正負の回数を本研究での方法で計数すると繰返し回数は4回となる。この結果から、K-NET阿寒観測点での地震動を入力地震動とした場合には、免震支承と弾性支承の繰返し回数の差は3回となることがわかる。これらの結果を含めて、図-8に456成分の地震動を解析した結果から得た支承の繰返し回数の度数分布と、繰返し回数の平均値と分散(平均値±1σ)を示す。ここで、黄色

の実線は平均値を示し、その上下に配置されている黄色の破線は平均値 $\pm 1\sigma$ を示している。なお、図-8(a)では解析の結果で、入力地震動の振幅倍率が1000倍以上と非常に大きくなった結果は除外している。図-8(a), (b)を比較すると、全体の分布状況から、免震支承は弾性支承と比較して繰返し回数のばらつきの幅は小さい。しかし、基準変位を最大応答の80%以上とした場合の繰返し回数は弾性支承も免震支承もほぼ同じ分布となり、また、繰返し回数の分散は、免震支承も弾性支承もほぼ同じとなっている。図-9に最大応答の70%に相当する変位を超える繰返し回数の値ごとの地震動の数の度数分布として示した結果を、図-10に最大応答の90%に相当する変位を超える繰返し回数の値ごとの地震動の数の度数分布を示す。最大応答の70%に相当する変位を超える応答に着目し、免震支承の分布と弾性支承の分布と比較すると、免震支承は最大で8回程度の繰返し、弾性支承は最大で13回の繰返しとなり、弾性支承は分布の幅が大きいことが分かる。一方、免震支承では最大で5回の繰返し、弾性支承でも最大4回の繰返しであり、両者ともほぼ同じような分布であることが分かる。これより、様々な地震動に対して検討した結果、最大応答の90%に相当する変位を超える応答に着目すると、免震支承、弾性支承ともに繰返し回数が1回もしくは2回となるケースが多く、それ以上の回数となる地震動の数の割合は456成分中、免震支承で5.3%、弾性支承では9.0%であった。

#### 4. まとめ

本研究では、まず、レベル2地震動に対して積層ゴム支承に生じる応答の繰返し回数を検討した。最大応答に達する繰返し回数は、タイプIの地震動で弾性支承の方が免震支承と比較して多くなる傾向があるが、その差は顕著ではなく、1~2回程度であることが示された。次に、これまで実際に観測された地震動(456成分)を用いて支承の応答せん断ひずみが250%程度になるように振幅倍率を調整して解析を行った結果、最大応答の70%に相当する変位を超える繰返し回数の値ごとの地震動の数の度数分布は、弾性支承では幅が大きく、免震支承では幅が小さい結果となった。一方、弾性支承と免震支承の最大応答の90%に相当する変位を超える繰返し回数の値ごとの地震動の数の度数分布を比較すると、両者ともほぼ同じであり地震動の数の最頻値は繰返し回数にして1~2回であった。

#### 5. 謝辞

星隈上席研究員と堺主任研究員のご指導により本報告が完成したことを記します。本報告で用いた456成分の地震動のうち444成分は、独立行政法人防災科学技術研究所の強震観測網(K-NET)で観測された波形を用いました。

所属：オイレス工業株式会社

#### <参考文献>

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説，2002. 3.
- 2) (財) 土木研究センター：道路橋の免震設計法マニュアル（案），1992. 12.
- 3) (社) 日本道路協会ホームページ：<http://www.road.or.jp/dl/waveform.html>.
- 4) 防災科学技術研究所強震観測網ホームページ：<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/quake/>.

---

土木研究所資料  
TECHNICAL NOTE of PWRI  
No.4248 December 2012

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