ＩＳＳＮ　０３８６－５８７８
土木研究所資料　第４１９２号

土 木 研 究 所 資 料

平成 21 年度交流研究員報告書概要版

平成 22 年 12 月

独立行政法人土木研究所

Copyright © (2010) by P.W.R.I.

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

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

土 木 研 究 所 資 料
第 4192 号 2010 年 12 月

平成 21 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 21 年度に受け入れた交流研究員 47 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、21 年度

まえがき

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

平成２１年度は、年間を通じて、地方自治体、公益法人及び民間企業から４７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、研究者からは、「様々な専門技術を持ったエキスパートが集まっており、物の見方や考え方など得るものが多かった」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２１年度に受け入れた交流研究員４７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あります。

独立行政法人土木研究所
理事長　魚本　健人

目　次

1．盛土水平パイプの集水性能に関する実験的評価……1
施工技術チーム　林　豪人

2．舗装材料の評価法に関する研究……5
新材料チーム　藤田浩成

3．樋管周辺堤防のゆるみによる浸透特性への影響に関する研究……9
土質・振動チーム　荒金　聡

4．微生物代謝を利用した低環境負荷地盤改良技術の開発……13
土質・振動チーム　塚本将康

5．河川堤防の液状化対策に用いる格子状地盤改良工法に関する内的安定照査法の検討……17
土質・振動チーム　田中芳貴

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……21
地質チーム　林　浩幸

7．地盤情報（山岳トンネル事例）を用いた地質リスクの調査・分析手法に関する研究……25
地質チーム　金沢　淳

8．河川堤防の基盤漏水に寄与する地形地質に関する研究……29
地質チーム　中川清森

9．膨張材を使用したコンクリートの耐久性に関する実験的研究……33
基礎材料チーム　天谷公彦

10. 外来塩分の作用に伴うアルカリシリカ反応リスクに関する検討……37
基礎材料チーム　松本健一

11. 特定外来種アレチウリの埋土種子に関する基礎的研究……41
河川生態チーム　黒川貴弘

12. 河道内樹林化と樹林管理の現状に関する考察……45
河川生態チーム　佐貫方城

13. 形式が異なる河岸の物理特性と生物との関係……49
自然共生研究センター　宮 下 哲 也

14. 材料粒径と勾配を要因とした異なる斜面におけるﾇﾏｶﾞｴﾙ、ｸｻｶﾞﾒおよびｻﾜｶﾞﾆの登坂実験……55
自然共生研究センター　上 野 公 彦

15. コンクリートダムの地震時終局耐力評価に関する研究……61
ダム構造物チーム　藤 塚 佳 晃

16. ダム基礎のグラウチングの効率的注入に関する研究……65
ダム構造物チーム　塚 越 雅 之

17. 大規模地震時におけるフィルダムの沈下量の評価方法に関する研究……69
ダム構造物チーム　下 山 顕 治

18. 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……73
ダム構造物チーム　大 川 孝 士

19. ダム基礎となる不連続岩盤の大規模地震における引張時力学特性に関する研究……77
ダム構造物チーム　村 山 邦 彦

20. 物理モデルに基づく表層崩壊発生危険度評価に及ぼす地質の影響……81
火山・土石流チーム　秋 山 浩 一

21. 山間流域での大規模地震がその後の土砂生産および流出に与える影響……85
火山・土石流チーム　松 岡 暁

22. レーザープロファイラ及び空中電磁探査を用いた急勾配斜面……89
における岩盤クリープの実態把握　火山・土石流チーム　横 山 修

23. 深層崩壊に起因する土石流の流下過程の推定……93
火山・土石流チーム　西 口 幸 希

24. 天然ダム越流決壊時の流量推定計算におけるレーザープロファイラデータの活用……97
火山・土石流チーム　吉 野 弘 祐

25. 火山噴火時の緊急減災に資する監視観測技術の検討……101
火山・土石流チーム　中 野 陽 子

26. 開発技術の現場適用性の検証及びその普及に関する研究……105
地すべりチーム　坂本孝之

27. 数値解析による地すべりとトンネルの相互影響評価……109
地すべりチーム　奥田慎吾

28. 地すべり土塊内部の変形計測結果の評価手法に関する研究（その２）……113
地すべりチーム　千葉伸一

29. 併用する地すべり抑止工の設計手法に関する研究……117
地すべりチーム　窪塚大輔

30. レーザー計測を用いた雪崩発生要因に関する研究……121
雪崩・地すべり研究センター　冨樫香流

31. 地震時に滑動した地すべり地の微地形解析に関する研究……125
雪崩・地すべり研究センター　中村明

32. 舗装構造の理論設計の高度化に関する研究……129
舗装チーム　清水泰成

33. 既設トンネルの変状の発生状況に関する一考察……133
トンネルチーム　松岡誠二

34. 水文情報の乏しい地域における総合洪水解析システム（IFAS）……137
の現地利活用に関する取り組み
水文チーム　川上貴宏

35. 人口衛星雨量データ補正方法の適用性……141
水文チーム　小澤剛

36. 固化体上の橋梁の直接基礎に関する遠心力模型実験……145
橋梁構造研究グループ　原田健二

37. 既設鋼橋の致命的損傷を防ぐための状態評価技術に関する研究……149
橋梁構造研究グループ　前田和裕

38. 鋼橋の疲労耐久性向上に関する研究……153
橋梁構造研究グループ　石澤俊希

39. 支承部の設計法の合理化に関する研究……157
橋梁構造研究グループ　植田健介

40. 道路標識等の基礎及び柱の性能評価技術に関する研究……161
橋梁構造研究グループ　桐越拓也

41. 軸方向鉄筋のはらみ出しに着目した RC 橋脚の限界状態の推定に関する研究……165
橋梁構造研究グループ　小森暢行

42. 既設ケーソン基礎の耐震性評価に関する実験的研究……169
橋梁構造研究グループ　豊島孝之

43. アルカリシリカ反応により劣化したコンクリート構造物の膨張拘束に関する基礎的検討……173
橋梁構造研究グループ　塚田高則

44. 腐食劣化したコンクリート部材における健全度評価に関する研究……177
橋梁構造研究グループ　早川智浩

45. 性能規定化における直接基礎やケーソン基礎の安定照査に関する研究……181
橋梁構造研究グループ　木村真也

46. 杭の鉛直支持力推定式の変更に伴う精度の検証と押込み時の抵抗係数の試算……185
橋梁構造研究グループ　樺澤和宏

47. アーチカルバートの剛性・たわみ性に関する一考察……189
橋梁構造研究グループ　谷口哲憲

盛土水平パイプの集水性能に関する実験的評価

チーム名　施工技術チーム
氏　　名　林　　豪　人

１．まえがき

道路盛土の崩壊は、降雨による浸透水や地山湧水の排水不良が誘因となり発生する場合が多い。したがって安全性向上の観点から、排水ブランケットや水平排水パイプ等の排水工を適切に設置・維持管理することにより盛土内部の水位を効果的に低下させ、崩壊リスクの低下を図ることが重要となる。砕石等から構成され盛土底部に面的に設置する排水ブランケットは、盛土内の水位低下に対して非常に効果的であることが分かっている[1)]。しかし既設盛土への排水ブランケットの適用は、土留めや掘削が必要となるなど施工が大規模となり、さらに供用中の道路を通行止めにしなければならないため現実的ではない。したがって既設の道路盛土に対しては、水平排水パイプを打設することにより盛土内の水位の低下を図ることが一般的である。

水平排水パイプの長さや配置は経験的な設計によるか，浸透流解析によって決定される[2)]。しかし一般的に，これらの設計においては水平排水パイプ単体の性能を考慮しない。現在のところ様々な水平排水パイプが提案されており，より合理的な設計を行うためには，その開口率や表面形状に応じた集水性能の把握が必要である。そこで水平排水パイプの集水性能に応じた適切な仕様や配置を示すための基礎研究として、種々の水平排水パイプを用いた模型実験を行った。

２．研究目的

本研究では以下の項目を目的とし，土層を用いた模型実験および有限要素法による浸透流解析を実施した。

１）孔数の違いによる水平排水パイプの集水性能の把握
２）表面形状および材質の違いによる水平排水パイプの集水性能の把握
３）有限要素法を用いた浸透流解析による土槽実験の妥当性の確認

３．実験および解析方法

（１）　実験方法

土槽実験の概要を図１に示す。内寸 500×400×800㎜ の土層の底面に長さ 400㎜ の水平排水パイプを設置し，土層内に所定の締固め度で地盤を作製後，土層の四隅に設置したストレーナー管へ水道水を注水し定水位で保持した。水平排水パイプに接続した排水口からの水の流出量を水平排水パイプの集水量とみなし，注水開始から約 14 時間後に集水量の計測

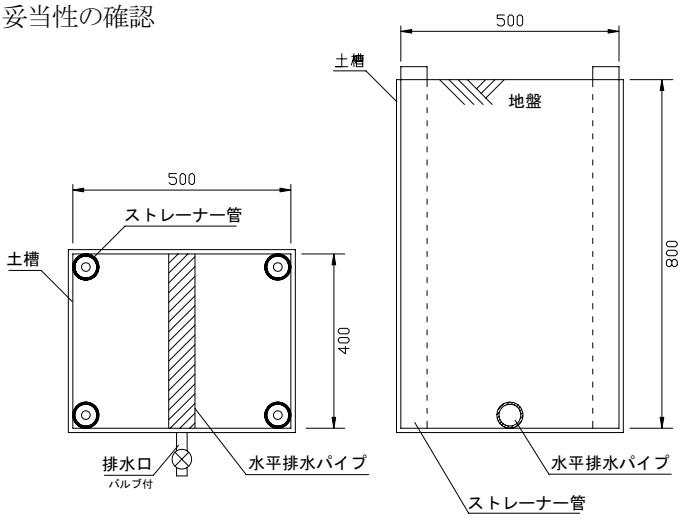


図１　土槽概要図（単位：㎜）

を開始した。設定した水位は土槽底面から 25，50，75cm の 3 種類である。本実験に用いた水平排水パイプは塩化ビニル製（VP 50）であり，表面は滑らかである。地盤に接する集水用の孔（円形）の直径はφ7㎜である。なお本実験では土層内の土粒子の流出が水平排水パイプの集水性能に影響を及ぼすことを防止するため，全てのケースにおいて図２に示すように，孔にはパイプの内側に不織布，孔の内側にはスポンジを設け，パイプ内への土粒子の流出を防止した。計測は各ケース，各水頭で２回行い，これらの計測値の差が５％以内に納まった段階で定常状態に至ったとみなし，それらの平均値を水平排水パイプの集水量として採用した。土槽内の地盤条件を表１に，各実験ケースにおける水平排水パイプの形状を図３に示す。

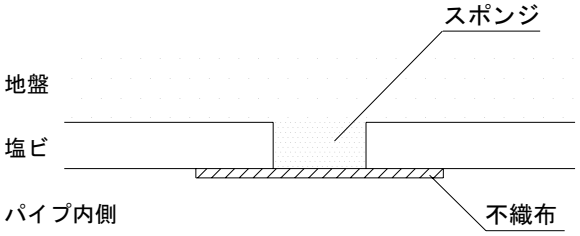


図２　孔における土粒子の流出防止方法

表１　地盤条件

種類		山砂（鉾田砂）	
乾燥密度	γ_d	15.56	(kN/m^3)
締固め度	Dc	95	(%)
透水係数	k	1.12×10^{-5}	(m/s)

なおリブ付きのケースにおける円周状の突起物の高さは約 3㎜である。また山砂を付着させたケースは接着剤を用いてパイプ表面に山砂を付着させて粗となるように加工した水平排水パイプを用いた。参考として上記とは別に，実現場への適用例がある塩化ビニル製以外の代表的な水平排水パイプとして，スリット加工された鋼管およびジオテキスタイル製の水平排水パイプを実験に用いた。

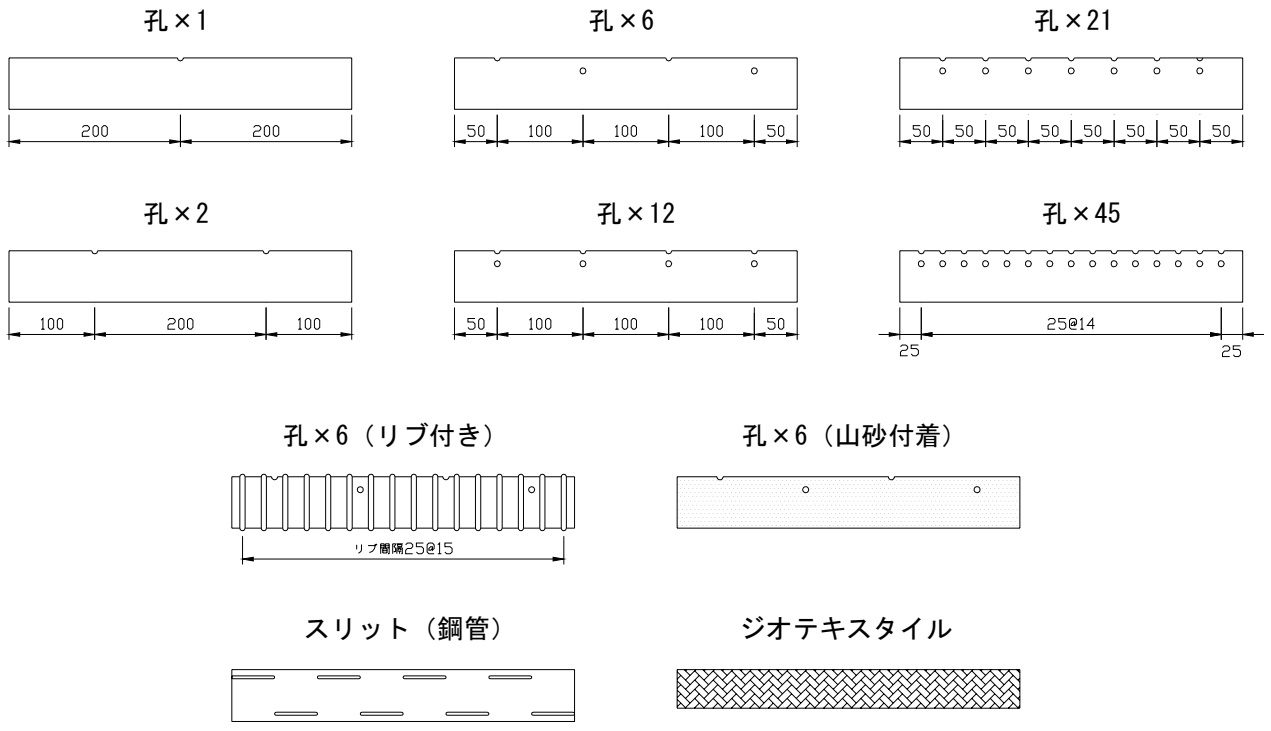


図３　孔の配置およびパイプの表面形状

（2） 有限要素法による浸透流解析

土槽実験の妥当性を確認するため，有限要素法による 3 次元飽和－不飽和浸透流解析を実施した。解析モデルの概要図を図４に示す。メッシュ数は 94046 個，節点数は 79590 個である。単純化のため，水平排水パイプのモデルは図５に示すとおり，実験と同等の直径および間隔の孔を設けた平面要素とし，それぞれの孔の中心および外周の 16 個の節点に浸出点境界を設定したものとした。孔のモデルの概略図を図６に示す。土槽のストレーナー管に相当する節点には実験時と同等の定水頭境界を設定した。浸透流が定常状態に至った時点での浸出点境界からの流出量を，水平排水パイプの集水量とした。

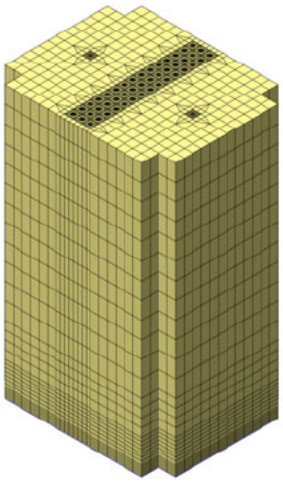


図４ モデルの概要図

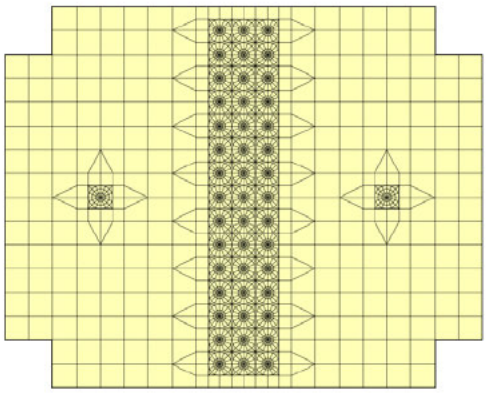


図５ 底面図（水平排水パイプのモデル）

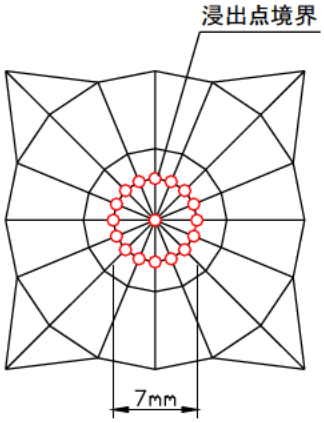


図６ 孔のモデル

４． 実験および解析結果

（1） 水頭と集水量

ストレーナー管内の水頭と水平排水パイプの集水量の関係を図７に示す。グラフから明らかなように，実施した全てのケースにおいて水頭と集水量は比例関係にあることが分かる。このことから，実験に用いた水平排水パイプの集水量は，Darcy 則によりパイプ近傍における全水頭に比例することが言える。リブ付きや山砂付着のケースにおける集水量は表面が滑らかなものより大きい。これは①リブ付きや山砂付着のケースにおいて高い集水性能を示した，あるいは②表面が滑らかなケースに置いて目詰まり等の原因により集水量が減少した，もしくは①と②の両方が同時に生じたものと考えられるが，本実験の結果は原因②の可能性が高い。このことに関しては解析結果と併せて後述する。なおスリット加工された鋼管およびジオテキスタイル製の水平排水パイプは，円形の孔を 45 個設けた水平排水パイプと比較して集水量が約 1.8～2.5 倍となった。

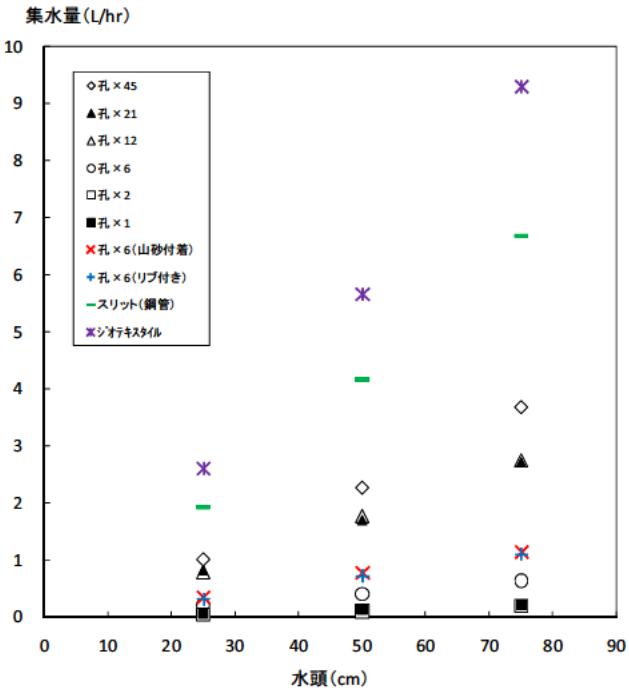


図７ 水頭と集水量の関係

(2)　孔数と集水量

ストレーナー管の水頭が 75cm の場合での孔数と集水量比の関係を図８に示す。ここで示した集水量比とは，各ケースでの水平排水パイプの集水量を孔 1 個のケースにおける集水量で除した値である。グラフより孔数が増加するに従い集水量が増加する傾向にあることが分かる。ただし孔数が 12 個以上の場合においては，集水量が増加する割合が減少している。これは孔数の増加による孔と孔との距離の減少に伴い群効果が発生したためと考えられる。図８には有限要素法による 3 次元飽和－不飽和浸透流解析の結果も示した。グラフから明らかなように，解析値は実験値と概ね一致する。なお孔 6 個のケースに関しては，パイプ表面が滑らかなケースにおいて実験値は解析値を下回るが，リブ付きや山砂付着のケースでは解析値とほぼ一致する。このことから，パイプ表面が粗であるか高さ 3mm 程度の突起物が存在していても，水平排水パイプの集水性能は低下しないと言える。以上の結果より，水平排水パイプの集水性能を検証する際に，孔を図６のように浸出点境界でモデル化した有限要素法による浸透流解析によって集水量を再現できることが分かる。ただしその場合は孔 1 個での実験値と解析解とのキャリブレーションが必要である。

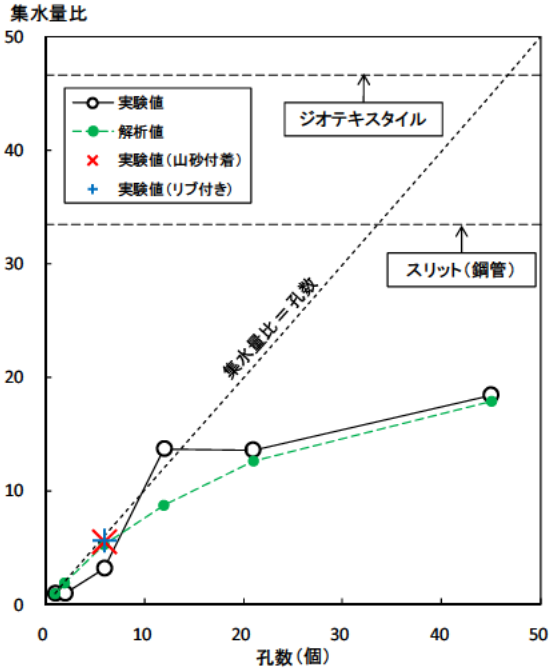


図８　孔数と集水量の関係

５．結論

本研究で得られた知見を以下に示す。

- 水平排水パイプの孔数が集水量に大きな影響を与えることから，盛土内の水位上昇の抑制には水平排水パイプ自体の性能の把握が必要である。
- 有限要素法による浸透流解析において，孔の中心と周面に浸出点境界を設定したモデルを用いることにより，水平排水パイプの集水量をある程度再現できる。
- 水平排水パイプの表面が粗であるか突起物が存在していても，集水能力の低下は認められない。

ただし本実験は地下水の流れの場で実施していないこと，水頭が 75cm 以下であり実大と比較して低いこと，土粒子の流出を考慮していないことに留意が必要である。

６．謝辞

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

所属　　岡三リビック株式会社

＜参考文献＞

1)　地盤工学会，「盛土の調査・設計から施工まで（第 1 回改訂版）」，1990

2)　徐，澤松，林，藪，小橋：浸透流解析における盛土排水パイプのモデル化，第 44 回地盤工学研究発表会，2009

舗装材料の評価法に関する研究

チーム名　新材料　チーム
氏　　名　藤　田　浩　成

１．　まえがき

近年、地球環境への負荷軽減が求められており、舗装分野においても、環境に配慮した混合物や工法の開発が活発となっている。アスファルト舗装の代表的な関連技術としては、中温化技術が挙げられる。中温化技術とは、アスファルト混合物製造時の温度を特殊な添加剤を用いて低下させることにより、燃料消費を抑制し、これにより二酸化炭素（CO_2）排出量を削減する技術であり、低炭素舗装とも呼ばれている。

現在中温化技術で用いる添加剤の効果を評価する方法として、多くの場合マーシャル供試体による締固め度や、ホイールトラッキング試験による動的安定度により行われているものの、定まった方法がない。また、中温化舗装に使用する材料の評価法についても規格が十分に整っていない。

そこで本研究は、中温化に用いる添加剤の効果をプラントの試験室レベルで評価できるかどうかに着目して研究を行った。

２．　研究目的

本研究は、アスファルト混合物製造温度の中温化に用いる添加剤の効果を簡便に評価する方法を開発するとともに、試験室レベルの機材で効果を簡便に把握する方法についても開発することを目的とした。

３．　研究方法

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

本研究では、発泡系と粘弾性調整系を用い、それぞれの材料特性に合わせた評価法の検討を行うとともに、材料種類にとらわれない簡便な評価法の検討を行った。

3.1　発泡系（膨張率試験）

発泡系中温化剤はアスファルト内で微細な泡を発生させる方法であるため、中温化混合物に適用できるかどうかは、アスファルト内で泡が発生するかどうかが重要となってくる。そこで、アスファルト内に材料を添加した時の発泡状態を簡便に測定することができる膨張率で評価することにした。

膨張率の測定は、アスファルトに各種添加剤(発泡剤等の素材、発泡系中温化剤等)を添加した時の発泡による膨張を測定することで行った。試験方法を以下に示す。

① 所定の温度にアスファルトを入れたスチール缶、混合用の羽根、金属棒を恒温槽で養生する。
② アスファルトを入れたスチール缶に金属棒を垂直に差し込み、金属棒に付着したアスファルトの長さを定規で測定する。(写真-1)
③ スチール缶をマントルヒータ内に入れ、所定量の材料を添加する。
④ ハンドミキサを用いてアスファルトを混合する。
⑤ スチール缶及び金属棒を所定の温度の恒温槽で養生する。
⑥ 所定時間経過後、金属棒でアスファルトの深さを測定する。
⑦ アスファルトの膨張率は以下の式により算出する。



写真-1 膨張率測定状況

$$\text{膨張率(\%)} = \frac{\text{測定時のアスファルトの高さ}}{\text{測定前のアスファルトの高さ}} \times 100$$

本研究は、材料の評価を目的としているので、一般に流通している発泡剤 A の他に、本来アスファルトに使用していない発泡剤B,C も使用し比較を行った。使用材料を表-1、試験条件を表-2 に示す。

表-1 膨張率試験使用発泡剤

	材料	添加量
発泡剤A (流通品)	発泡剤+分解助剤等	2.5%
発泡剤B	新発泡剤+分解助剤	3.0%
発泡剤C	新発泡剤	1.25%

表-2 試験条件

アスファルトの種類	StAs60/80
混合温度	150℃
試験温度	130℃
測定時間	15, 30, 60, 90, 120, 150 分後

3.2 粘弾性調整系（粘度試験）

粘弾性調整系中温化剤は、高温域でのアスファルト混合物の粘弾性を調整するもので、アスファルトの粘度が施工性に大きく関わってくる。そこで、二重円筒回転粘度計による粘度試験でアスファルトの粘度を測定し、材料を比較することとした。

今回対象とした粘弾性調整系は、世界的に使われている粘弾性調整剤 A である。また、アスファルトに使用していない粘弾性調整剤B,C も試験を行い比較した。使用材料を表-3、試験条件を表-4 に示す。

表-3 粘度試験使用粘弾性調整剤

	添加量
粘弾性調整剤A （流通品）	3.0%
粘弾性調整剤B	2.0%
粘弾性調整剤C	2.0%

表-4 試験条件

アスファルトの種類	ストレートアスファルト 60/80
試験温度	110～160℃

3.3 マーシャル供試体締固め度

発泡系及び粘弾性調整系それぞれ固有の特徴については、先に示した膨張率試験及び粘度試験によって知ることができるが、あくまで素材の比較であり、同種の材料の選定などに用いる評価法である。アスファルト

プラントでどのような条件で製造可能であるかは、アスファルト混合物の状態で評価する必要があり、また添加剤の種類によらない方法が必要である。本研究では中温化の効果をプラントの試験室で実施可能なマーシャル供試体の締固め度で簡便に比較することとした。方法としては、突固めエネルギーが混合物にどのような影響を与えているかをみるため、通常 50 回のマーシャル供試体突固め回数を、20 から 50 回まで変化させ供試体を作製した。作製した混合物の温度条件について表-5 に示す。

表-5　マーシャル供試体作製温度条件

項　目	通常混合物	中温化(30℃低減)
アスファルト温度	155℃	155℃
骨材加熱温度	165℃	135℃
混合温度	155℃	125℃
突固め温度	145℃	115℃

4.　研究結果

4.1　発泡系（膨張率試験）

膨張率試験結果を図-1 に示す。

図-1 より、流通品である発泡剤 A は試験直後から急激な発泡を開始し、60 分後には約 3 倍にまで膨張している。その後も膨張が持続し、試験終了後まで膨張を維持していることが分かる。発泡剤 B は、試験直後より発泡が始まり 2 倍弱まで膨張したが、その後徐々に収縮し、試験終了時には試験前とほとんど変わらない値となった。発泡剤 C は、ほとんど発泡せず、30 分後には泡が無くなってしまった。

このことから、発泡剤 A は、中温化剤に適した発泡剤で、発泡剤 B と C は適していないことが推測される。

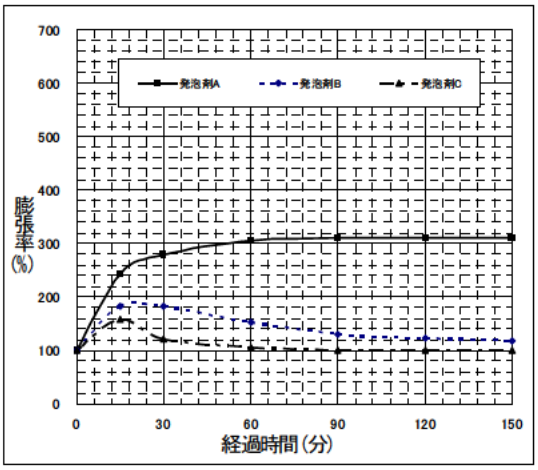


図-1　膨張率試験結果

4.2　粘弾性調整系（粘度試験）

粘度試験結果を図-2 に示す。

図-2 より、流通品である粘弾性調整剤 A と B は今回測定した全ての温度域において、ストレートアスファルト 60/80 より粘度が低下していることが確認できた。粘弾性調整剤 C は、高温域で若干粘度が低下しているが、全体的にストレートアスファルト 60/80 と似た軌跡を示している。

なお、粘度-温度曲線からは、粘弾性調整剤 A と B は、10℃の低減が可能と推測されるが、実際には流通品（粘弾性調整剤A）では30℃程度の低減実績があり、大きな隔たりがある。

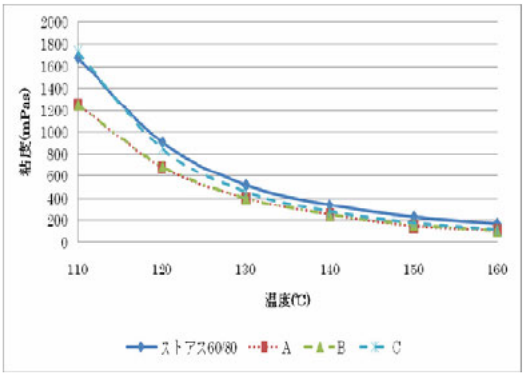


図-2　粘度測定結果

これは、アスファルトと添加剤の混合状態の影響と考えられる。

4.3　マーシャル供試体締固め度

マーシャル供試体の突固め回数と締固め度の関係を図-3 に示す。

突固め回数 30 回で比較すると、通常温度で作製した締固め度が 98.5%、無添加で 30℃低減した締固め度が 97.1%であるのに対し、膨張率試験で効果があった発泡剤 A を添加したものは 99.4%、粘度試験で効果があった粘弾性調整剤 A を添加したものは 99.7%と、通常温度と比較し同等若しくはそれ以上の結果であった。

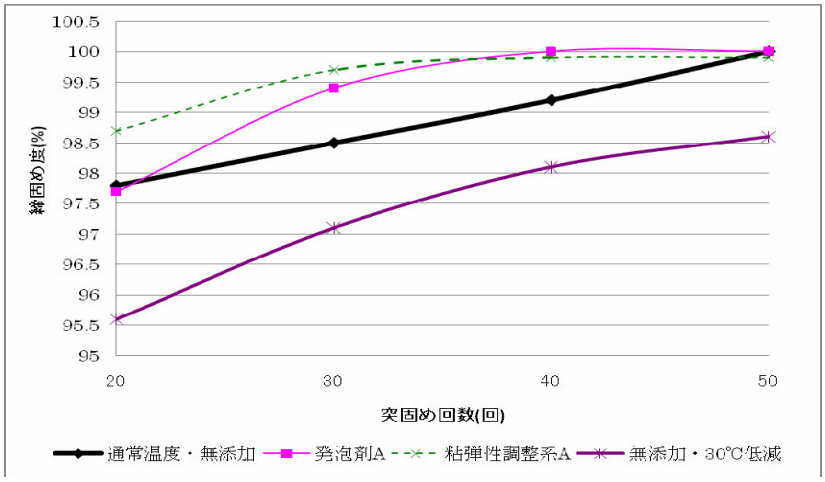


図-3　突固め回数と締固め度の関係

このことから、発泡剤 A 及び粘弾性調整剤 A は中温化剤として効果があることが分かった。

5.　結論

本研究では、中温化舗装の効果を簡便に評価できるかどうか、及び中温化舗装に適用できる材料の評価方法に関する調査を行った。その実験調査結果は以下の様にまとめられる。

（1）発泡系の中温化剤は、膨張率試験により比較できた。

（2）粘弾性調整系の中温化剤は、回転粘度計を用いることにより比較できた。

（3）(1), (2) で効果があった中温化剤については、マーシャル供試体作製時に突固め回数を変化させることにより、中温化効果がより明確に判定できた。

今回は、アスファルト混合物の混合性、施工性についての評価法の検討であったが、供用性状、特に劣化の影響、残留水分の影響などの評価法について検討が必要である。

6.　謝辞

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

所属　世紀東急工業株式会社

＜参考文献＞

1) （社）日本道路建設業協会　技術及び施工管理部会：「中温化技術の適用事例」、アスファルト、第 52 巻、第 225 号、2009 年 10 月

樋管周辺堤防のゆるみによる浸透特性への影響に関する研究

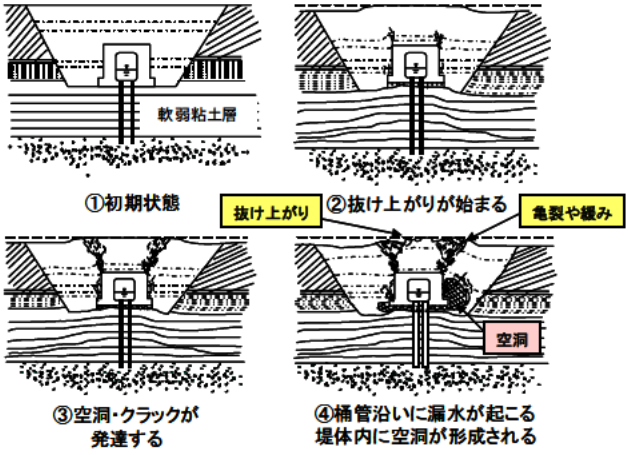
チーム名　土質・振動チーム
氏　　名　荒金　聡

１．まえがき

樋管は河川堤防を横断する構造物であり浸透に対する弱点箇所となりやすいため、堤防管理上の留意が必要な箇所としてその適切な評価の確立が求められている。しかしながら、樋管上部周辺堤防のゆるみが堤体内水位に与える影響は不明であるため、本研究では樋管上部のゆるみに着目した研究を行った。

２．研究目的

図－１に樋管周辺堤防の空洞・ゆるみ発生メカニズムを示す。樋管直下の空洞は、堤防の浸透安全性に対して重大な影響を及ぼすことから、主にグラウト注入による空洞充填が施されている。一方、周辺に発生するゆるみに対しては、基礎地盤の沈下に伴い発生するため樋管下の空洞に対して対策を施しても現存する状態にある。本研究では、樋管上部周辺堤防に発生するゆるみの分布状況の整理し、そのゆるみが堤体内水位に与える影響について検討することを目的とする。



図－１　樋管周辺堤防の空洞・ゆるみ発生メカニズム

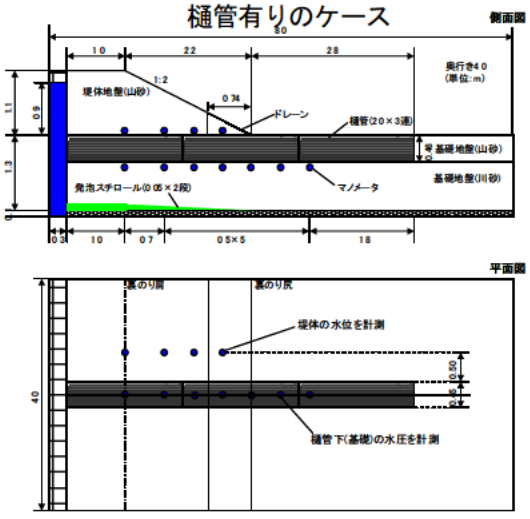
（出典：中島秀雄著、「河川堤防」より）

３．研究方法

ゆるみの発生実験は、中型土層の堤防模型において基礎地盤を沈下させ、樋管上部周辺堤防にゆるみを発生させた。堤体内水位実験は、中型土層の堤防模型を作製し、樋管が存在しない場合・樋管が存在する場合・樋管上部周辺堤防にゆるみが存在する場合について堤防模型を湛水させることで実施した。

3.1　ゆるみの発生実験

基礎地盤の沈下に伴う樋管上部周辺堤体におけるゆるみの発生状況を把握するため中型土層（幅 4.0m×奥行き 8.0m×深さ 2.6m）を用いて模型を作製した。実験模型の断面図及び平面図を図－２に示す。基礎地盤は厚さ 1.4m として川砂により作製した。基礎地盤の上には、高さ 1.1m、のり勾配 1:2 の半断面の堤体を山砂を用いて作製した。模型の作製にあたっては、締固め度 90%程度になるように一層厚 20cm の巻出しでタンパ 2 往復として、樋管周辺部については特に入念な締固めを行った。使用材料の土質特性を表－1 に示す。基礎地盤内に樋管を模擬



図－２　実験模型断面（樋管有りのケース）

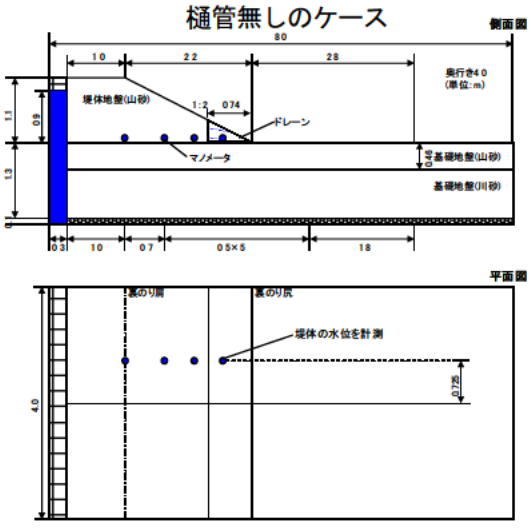
したプレキャストボックスカルバート（幅 0.45×高さ 0.46×長さ 2.00m、3 連、以下樋管という）を設置し、杭により剛支持させた。また、同ケースの模型は、樋管上部周辺堤防にゆるみを設けるため、樋管下を除いて堤防に沈下を発生させた。具体的には、樋管下を除く基礎地盤縦断方向の底部には、発泡スチロール（1 段あたり最大厚さ 5cm を 2 段、のり尻にかけて厚さを減少）を敷設した。発砲スチロールは、リモネン溶液により溶ける性質があり、この性質を利用し基礎地盤を沈下させることで、健全な模型堤防にゆるみを発生させた。基礎地盤底部の発泡スチロールは、リモネン液を発泡スチロール 1 段あたり 15 リットルをあらかじめ設置した注入孔を通じて注入することで溶かし、2 回に分けて 5cm ごと沈下させた。堤防天端では基礎地盤を沈下させるごとに沈下量の測定を実施した。天端での沈下量の測定は、3.2 で詳細を述べる湛水実験の前後(沈下 0cm の湛水後，沈下 5cm の湛水前後，沈下 10cm の湛水前後)で計 5 回実施した。

表－１　土質特性

土質材料			山砂	川砂
土粒子の密度		(g/cm^3)	2.725	2.706
粒度構成	礫分	(%)	0.0	11.4
	砂分	(%)	95.9	87.3
	細粒分	(%)	4.1	1.3
締固め特性	ρ_{dmax}	(g/cm^3)	1.685	1.681
	W_{opt}	(%)	17.6	18.6
透水係数		(m/s)	2.65E 05	5.51E 04

3.2　堤体内水位実験

樋管の有無による堤体内水位への影響を検討するため中型土層を用いて模型を樋管有りのケース、樋管無しのケースの 2 種類作製した。樋管有りのケースにおける実験模型の断面図及び平面図は図－２として、樋管無しのケースにおける実験模型の断面図及び平面図は図－３に示す。基礎地盤および堤体の使用材料は表－１と同様とした。樋管無しのケースは、樋管を設置せず厚さ 1.4m 全てを基礎地盤として作製した。樋管有りのケース、樋管無しのケースともに堤体のり尻部には、湛水による堤体の崩壊を避ける目的で、砕石と吸い出し防止シートによるドレーンを敷幅 0.74m で設置した。



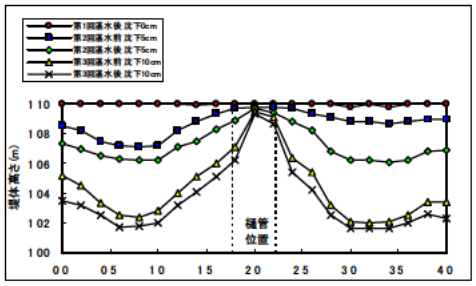
図－３　模型実験断面(樋管無しのケース)

湛水実験は、樋管有りのケース(基礎地盤の強制沈下 0cm、5cm、10cm)、樋管無しのケース各々に対して実施した。初期条件として 72 時間かけて樋管下面（基礎地盤下面+0.94m）までを飽和させ、1 時間かけて河川水を模した給水槽の水位を 2.30m（基礎地盤上面+0.90m）まで上昇させた。実験中は、マノメータを用いて堤体内水位を計測しており、堤体内水位の上昇が 1 時間で 1cm 以内となった時点で定常状態とした。

４．研究結果

4.1　ゆるみの発生実験

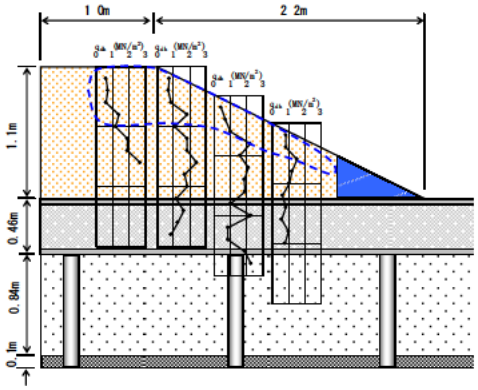
図－４に天端での沈下量を示す。5 回目の計測となる沈下 10cm に対する湛水後の沈下量は、樋管の真上に位置する天端でほとんど認められない状態にあった。一方、樋管の真上を除く周辺堤防では全体的に不同沈下が発生していた。また、湛水実験を一回実施することで樋管周辺堤防において最大 3.0cm 程度、沈下が進行する傾向にあった。さらに、堤体には沈下に伴うクラックが確認でき、その幅は天端で最



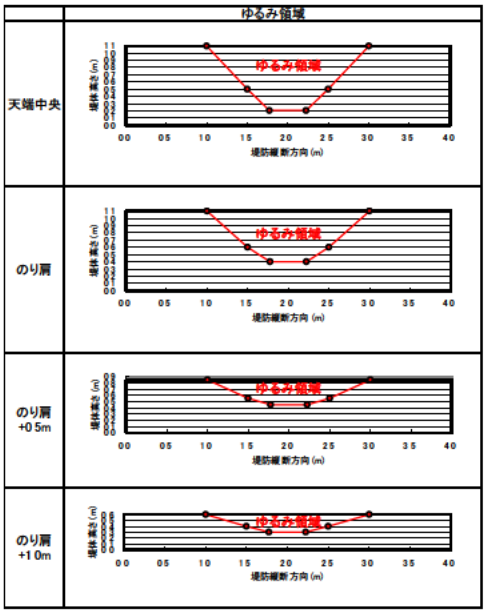
図－４　天端での沈下量

大 2～3cm 程度であった。これらから、基礎地盤の沈下に伴う樋管上部周辺堤防の抜け上がりを実験により再現できたと考える。

ゆるみ領域は、基礎地盤の強制沈下 10cm 時における湛水実験終了後、土層強度検査棒[1)]（以下、「土検棒」）による静的貫入試験より定めた。図－５に樋管側方部より堤防縦断方向に 0.5m 離れた位置での水位低下後の貫入抵抗を示す。湛水実験前の健全な堤体に対する土検棒調査結果では、3.0MN/m^{2}近い値を確認している。そこで、ゆるみ領域の定義は、土検棒による貫入抵抗値が概ね半分以下に著しく低下した範囲とした。土検棒調査結果は、表層より深度方向に 30～50cm 程度までは貫入抵抗が小さく、それ以深では徐々に大きくなりゆるみが観測されなかった。つまり、ゆるみ領域の深さ方向は、樋管上面より浅い領域で観測された。図中には、ゆるみ領域として考えられる範囲を囲んだ破線を併記してある。樋管直上部では、樋管が杭支持され沈下を許さない状態にあることからも、沈下に伴う土塊の移動量が少ないと考える。



図－５　水位低下後の貫入抵抗



図－６　堤防縦断面ごとの貫入抵抗

図－６に同様の調査により判明した堤防縦断面毎のゆるみ領域を示す。ゆるみ領域の深さは、土被りが厚いほど深くなる傾向にある。ゆるみ領域の幅は、土被り厚さに関わらず樋管側方部より 1.0m 程度離れた位置まで分布する傾向にある。樋管直上部では、樋管が杭支持されていることから貫入抵抗も大きくゆるみをほぼ生じていない健全な状態を保持すると推察できる。一方、樋管の真上に位置する堤体表層付近では、樋管直上部と同様に直接的に沈下を受けるわけではないが、その周辺部が沈下に伴いゆるみを生じる状態にある。そのため、樋管の真上に位置する堤体表層付近では、横方向の土圧が減少しゆるみを誘発することで、貫入抵抗値を小さくする傾向にあると考える。

4.2　樋管上のゆるみに関する解析的検討

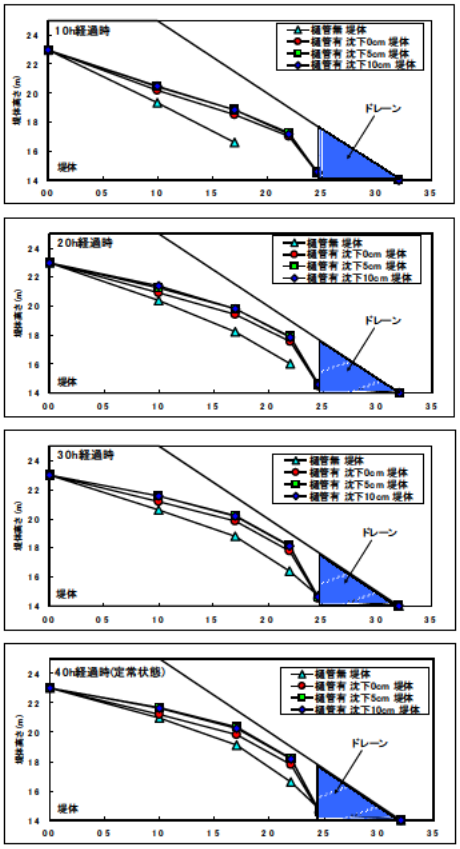
図－７に給水槽水位を 2.30m(基礎地盤上面+0.90m)まで上昇した後の堤体内水位状況を示す。非定常および定常状態における堤体内水位の高さは、樋管無しのケース、樋管有り沈下 0cm のケース、樋管有り沈下 5cm・10cm のケースの順に高くなる傾向が確認できた。非定常状態の堤体内水位形状は、給水槽水位上昇開始後 1,2 時間の段階では、のり肩～のり面中腹にかけて直線的な傾向を示しており、上昇過程にあることがうかがえる。一方で給水槽水位上昇後 3 時間の堤体内水位形状は、定常状態における堤体内水位形状と類似している。

また、樋管有りのケースが給水槽水位上昇後 1 時間でのり尻まで堤体内水位が到達しているのに対して、樋管無しのケースでは給水槽水位上昇後 3 時間を必要としている。

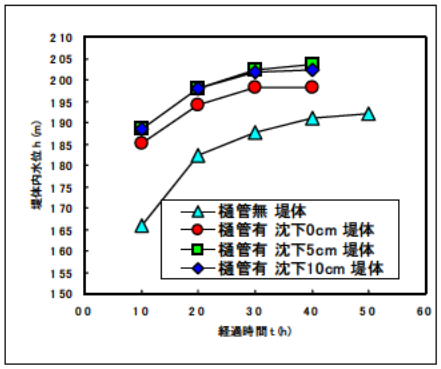
図－８に樋管の有無による堤体内水位の差が最も顕在化した給水槽から 1.7m 離れた位置における堤体内水位の高さの経時変化を示す。樋管有り沈下 0cm のケースにおける堤体内水位の高さは、樋管無しのケースと比較して経過時間にかかわらず高い位置にあることが確認できた。両ケースにおける堤体内水位の高さの差は、給水槽水位上

昇後 1 時間が最も顕著であった。両ケースで得られた堤体内水位は、水位上昇後 1 時間の状態で 15cm 以上の開きがあったものの、定常状態では半分以下の 7.0cm 程度に縮小した。これは樋管無しのケースと比較して、水位上昇後 1 時間の状態で 6～7 割程度、定常状態となる水位上昇後 4 時間の状態で 1 割強程度、樋管有りのケースの堤体内水位が高くなることを意味する。

樋管有り沈下 5cm・10cm のケースにおける堤体内水位の高さは、樋管有り沈下 0cm のケースと比較して、給水槽水位上昇後 1 時間の段階から僅かではあるが差が現れており、定常状態に向かうにつれてその差が拡大する傾向にあった。樋管有り沈下 0cm のケースに対して樋管有り沈下 5cm・10cm のケースにおける堤体内水位の上昇は、1，2 時間経過時で 3.0cm 程度、定常状態となる 4 時間経過時には 5.0cm 程度高くなることが確認された。これは樋管有り沈下 0cm のケースと比較して、定常状態となる水位上昇後 4 時間の状態で 1 割程度、樋管有り沈下 5cm・10cm のケースの堤体内水位が高くなることを意味する。さらに、樋管有り沈下 5cm・10cm のケースにおける堤体内水位の高さは、先に述べた樋管無しのケースと比較すると、定常状態において 2 割強程度上昇することとなる。ただし、樋管有り沈下 5cm および 10cm のケースの定常状態における堤体内水位を比較すると、同程度の高さを有する結果となっており著しい差異は確認できていない。



図－７　堤体内水位状況



図－８　堤体内水位の経時変化

５．結　論

今回実施した一連の研究を通じて、以下の結論が得られた。

- ゆるみ領域の深さは土被りが厚いほど深くなる傾向にあるが、樋管上面位置までゆるみ領域が達することはなかった。ゆるみ領域の幅は土被り厚にかかわらず樋管側方部より 1.0m 程度離れた位置まで分布する傾向にあった。
- 樋管が存在することで構造物と地盤の境界部分に水みちやゆるみが顕在化し、堤体内水位の浸透速度を速め、堤体内水位の高さを上昇させたと考えられる。さらに、基礎地盤等の沈下に伴い樋管上部周辺堤防にゆるみが発生すると、そのゆるみの影響により堤体内水位の高さをさらに上昇させることが推察できる。

６．謝　辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた土質・振動チームの佐々木上席研究員、森主任研究員、齋藤研究員、並びに土質・振動チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所　属　サンコーコンサルタント株式会社

〈参考文献〉

1)佐々木ら：「斜面の土層深さとせん断強度の簡易試験法の開発」、平成 14 年度応用地質学会論文講演集、pp359-362, 2002

微生物代謝を利用した低環境負荷地盤改良技術の開発

チーム名　土質・振動チーム
氏名　塚本将康

1．まえがき

地盤改良方法の１つとして、微生物代謝によ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て土を固化させる方法（炭酸カルシウム法）の実用化が期待されている[1]。セメント系の改良材では製造過程で二酸化炭素を多く排出してしまうが、炭酸カルシウム法では土中での固化の過程で二酸化炭素を利用することから、実用化に至れば環境負荷の少ない地盤改良技術としても期待できる。

本研究では、以下の化学反応式に示すような、微生物の尿素（$CO(NH_2)_2$）分解による二酸化炭素（CO_2）と間隙中のカルシウムイオン（Ca^{2+}）の反応により地盤中に炭酸カルシウム（$CaCO_3$）を析出させて地盤改良を行う技術について検討した。

（尿素分解）

$$CO(NH_2)_2 + 3H_2O \rightarrow 2NH_4^+ + 2OH^- + CO_2$$

（炭酸カルシウム析出）

$$CO_2 + H_2O \rightarrow HCO_3^- + H^+$$

$$HCO_3^- + Ca^{2+} + OH^- \rightarrow CaCO_3 + H_2O$$

微生物は、既往の研究より尿素分解作用により炭酸カルシウムを析出させるのに有効という知見[2]が得られている“*Bacillus Pasteurii*”（ATCC11859）を用いて実施した。

2．研究目的

炭酸カルシウム法では、現地地盤への微生物源やそれを活性化させる栄養塩等の添加が必要となるが、これらの添加条件、現地地盤の土質条件等によって地盤改良効果が異なることが予想されるため、現地の土質条件に応じた方法を見出す必要がある。

そこで、本研究では、シリンジ内へ詰めた試料土へ栄養塩等を注入して炭酸カルシウム析出量を計測する実験を行い、栄養塩等の添加条件や土質条件が炭酸カルシウム析出量にどのような影響を与えるのか把握することを目的とした。

3．実験方法

3.1　実験手順

基本的な実験手順は図-1 に示すとおりである。

容量 60ml のシリンジに 25ml の蒸留水を入れ、所定量の試料土を投入し、体積が 40ml になるように作成した。試料土の投入後、微生物培養液を注入した。これらの操作後、栄養塩を試料土の上から毎回 25ml ずつ注入した。供試体の作成は、以上の手順を基本としている。

栄養塩の注入は１日１回または２回ずつ行い、栄養塩の注入を継続した期間（以下、通水日数と記す）は 1～14 日とした。試料土は飽和状態を保

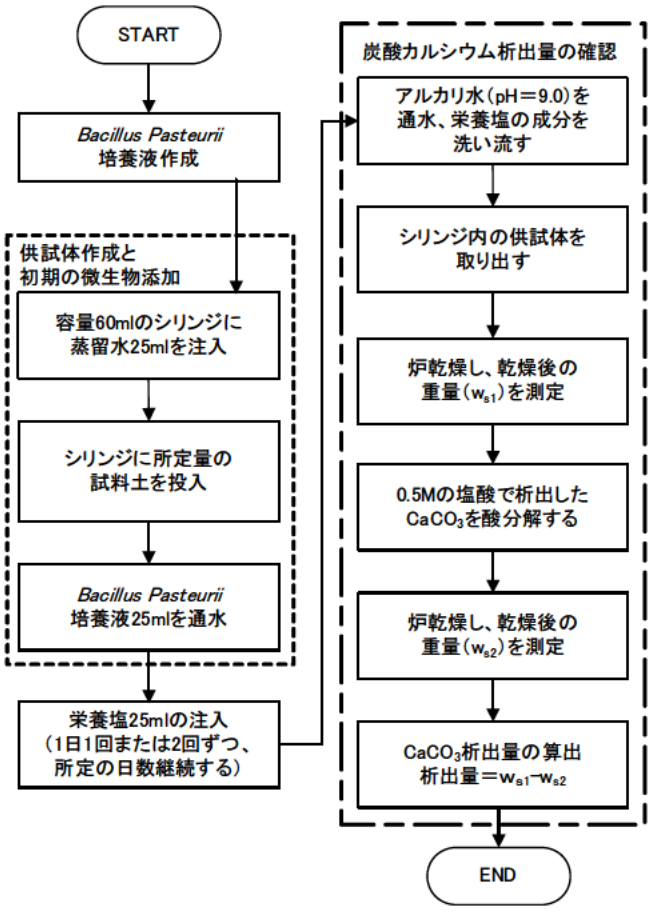


図-1　基本的な実験手順

つようにするため、試料土の表面と排水側で水頭が等しくなるように設置して、新しい栄養塩が注入されると、前回注入されて間隙中に存在していた栄養塩が押し出され、排水されるしくみとした（図-2）。

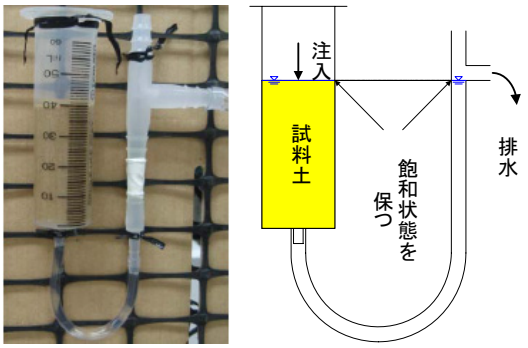


図-2　シリンジを用いた実験のしくみ

栄養塩の通水期間終了後、シリンジ内の試料土を取り出し、試料土の間隙中に析出した炭酸カルシウム（$CaCO_3$）の量を調べた。その方法は、0.5mol の塩酸での酸分解を基本とした。

実験結果は、炭酸カルシウム析出量または炭酸カルシウム析出効率で整理し、地盤固化の効果を評価することとした。ここで、炭酸カルシウム析出効率とは、栄養塩とともに注入する尿素と塩化カルシウム 1mol ずつから炭酸カルシウム 1mol が析出されるため、注入された尿素と塩化カルシウムのモル数に対する析出した炭酸カルシウムのモル数の百分率とした。炭酸カルシウム析出効率が高いほど、注入された尿素やカルシウム源が炭酸カルシウムの析出に有効利用されたことになる。

1つの実験ケースと栄養塩注入条件の組合せにつき、供試体は3本ずつ実施し、炭酸カルシウムの析出量等は、3本の供試体の平均値で評価することを基本とした。

また、同じ実験ケースでも微生物培養液の状態によって実験結果に違いが出ることが予想されるため、実験結果の比較は、同時期に作成した微生物培養液を用いたもの同士で行うことを基本とした。

3.2　実験ケース

実験ケースは、微生物の添加量、栄養塩に添加するカルシウム源や尿素の濃度、注入条件（1日当りの注入回数および通水日数）、土質条件の違いに着目して設定し実施した。なお、本報告では紙面の都合上、微生物の添加量と栄養塩に添加するカルシウム源と尿素の濃度の違いが、炭酸カルシウム析出量に及ぼす影響についてのみ報告する。

着目した項目毎の詳細な試験ケースは、実験結果と併せ、以下に示す。

4．実験結果

4.1　微生物の添加量による違い

現地地盤の間隙中に微生物を添加する場合を想定し、添加する微生物量の違いが炭酸カルシウムの析出に与える影響を把握するために実験を行った。

図-1 に示す手順により、容量 60ml のシリンジに蒸留水 25ml と豊浦砂 60g を投入した後、栄養塩の注入開始前に微生物培養液を注入した。この微生物培養液の量を 5ml、10ml、20ml、40ml、80ml と変えることにより、添加する微生物量を変えた。

栄養塩の注入は、微生物培養液の注入量を変えた条件毎に、1日2回ずつを1日、2日、4日の繰返しの3条件で行った。なお、注入した栄養塩の組成は、表-1 に示すものとした。

表-1　栄養塩の組成

ニュートリエントブロス	3g
NH_4Cl（塩化アンモニウム）	10g
$NaHCO_3$（炭酸水素ナトリウム）	2.12g
$CO(NH_2)_2$（尿素）	0.5mol＝30.03g
$CaCl_2$（塩化カルシウム）	0.5mol＝55.49g

微生物培養液の量と $CaCO_3$ 析出量、$CaCO_3$ 析出効率の関係をそれぞれ、図-3、図-4 に示す。

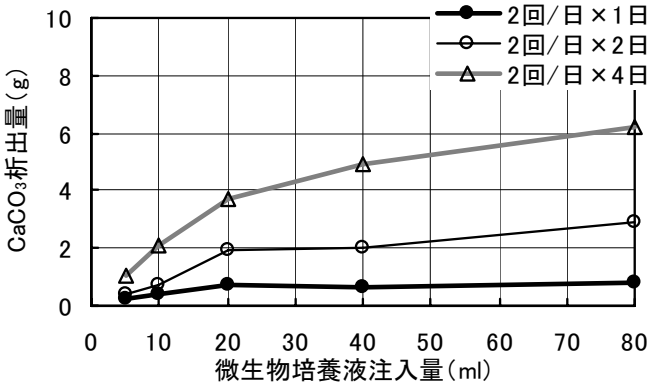


図-3　微生物培養液の注入量と $CaCO_3$ 析出量の関係

全ての実験ケースにおいて、$CaCO_3$ 析出量は通水日数とほぼ比例関係であった（図-3）。$CaCO_3$ 析出効率は、通水日数1日の場合に比べ、通水日数2日や4日の方が高くなった（図-4）。栄養塩の注入開始から2日目以降が微生物の活動が活発に

なったことが考えられる。

いずれの通水日数でも、微生物培養液の注入量が 20ml までは $CaCO_3$ 析出量、$CaCO_3$ 析出効率ともに、微生物培養液の注入量とほぼ比例関係であった。微生物培養液の注入量を 20ml 以上とした場合でも、微生物培養液の注入量の増加に伴い $CaCO_3$ 析出量や $CaCO_3$ 析出効率も増えたが、微生物培養液の注入量の増加に対する $CaCO_3$ 析出量や $CaCO_3$ 析出効率の増加割合は 20ml までと比べて低かった。(図-3, 4)

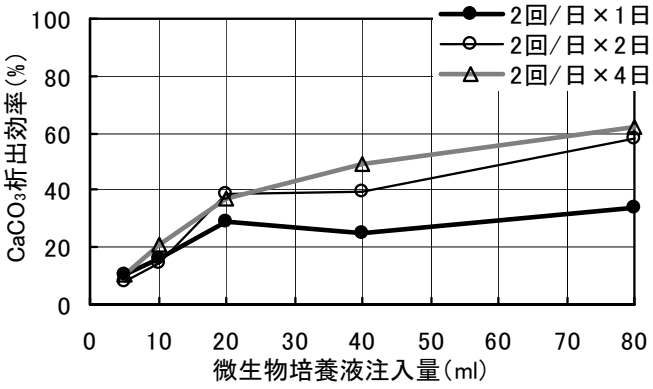


図-4　微生物培養液の注入量と $CaCO_3$ 析出効率の関係

今回の場合、シリンジ内の試料土の間隙は 25ml 程度であり、微生物培養液の注入量が間隙の体積より少ない 20ml までは、微生物培養液が間隙中の蒸留水と置き換わって微生物がほぼ全て間隙中にとどまり、$CaCO_3$ 析出に寄与したと考えられる。一方、40ml や 80ml では、間隙中の体積より過剰な量の微生物培養液がすぐに流出し、注入した微生物のうち一部は間隙中にとどまらなかったことが考えられる。このことから、微生物培養液の注入量が間隙の体積以下になる範囲で注入量を増やすことが、効率良く $CaCO_3$ 析出させることにつながると考えられる。

4.2　栄養塩に添加するカルシウム源と尿素の濃度による違い

微生物の尿素分解により $CaCO_3$ を析出させる際に用いられるカルシウム源や尿素の濃度の違いに着目して実験を行った。

試料土は豊浦砂 60g とし、図-1 と同様の方法で供試体を作成した。注入する栄養塩に添加するカルシウム源（塩化カルシウム）と尿素の濃度を変えて実施し、それらの栄養塩の組成は表-2 に示すとおりである。栄養塩の組成（塩化カルシウム（$CaCl_2$）および尿素の濃度）毎にそれぞれ、1 日 1 回ずつを 7 日間、14 日間の繰返し、1 日 2 回ずつを 4 日間、7 日間の繰返しという 4 つの注入条件で栄養塩を注入した。

表-2　尿素およびカルシウム源の濃度と栄養塩の組成（蒸留水 1L 当り）

$CaCl_2$・尿素濃度	0.25mol/L	0.5mol/L	0.75mol/L	1.0mol/L	1.5mol/L
ニュートリエントブロス	3g				
NH_4Cl(塩化アンモニウム)	10g				
$NaHCO_3$(炭酸水素ナトリウム)	2.12g				
$CaCl_2$(塩化カルシウム)	27.745g	55.49g	83.235g	110.98g	166.47g
$CO(NH_2)_2$(尿素)	15.015g	30.03g	45.045g	60.06g	90.09g
蒸留水1L中の成分総重量	57.88g	100.64g	143.40g	186.16g	271.68g
塩類濃度(%)	5.788%	10.064%	14.340%	18.616%	27.168%

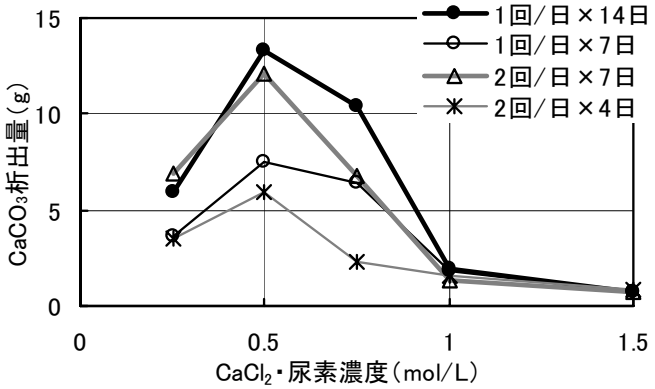


図-5　塩化カルシウム、尿素濃度と $CaCO_3$ 析出量の関係

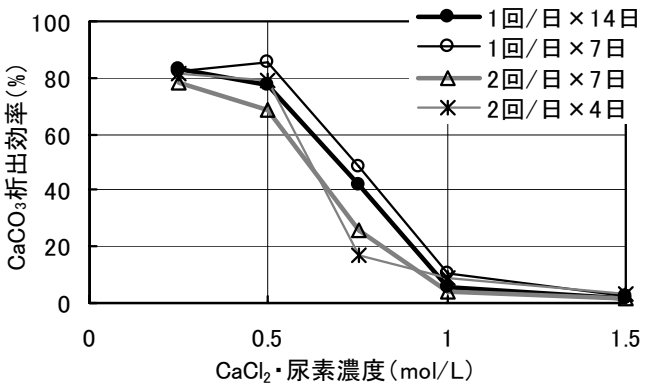


図-6　塩化カルシウム、尿素濃度と $CaCO_3$ 析出効率の関係

$CaCl_2$ と尿素の濃度（以下、注入濃度と記す）と $CaCO_3$ 析出量、$CaCO_3$ 析出効率の関係を、それぞれ、図-5、図-6 に示す。実験結果は、栄養塩の注入条件毎に整理している。

いずれの注入条件でも、注入濃度を 0.5mol/L とした場合に $CaCO_3$ 析出量が最も多くなり、1.0mol/L や 1.5mol/L にすると $CaCO_3$ の析出がほとんど見られなかった。また、注入条件別に比較すると、注入濃度が 0.25mol/L、0.5mol/L では、CaCO3 析出量が注入回数や通水日数とほぼ比例関係となった。0.75mol/L における $CaCO_3$ 析出量は通水日数とほぼ比例関係であったが、1.0mol/L、1.5mol/L では析出量そのものが少なく、注入条件による析出量の違いもほとんど見られなかった。（図-5）

$CaCO_3$ 析出効率は、いずれの注入条件においても、注入濃度が 0.25mol/L や 0.5mol/L の場合が特に高く、注入濃度が 0.5mol/L 以上になると、注入濃度の増加に伴い $CaCO_3$ 析出効率が下がり、1.5mol/L ではほぼ 0 になった。全体的に注入条件による $CaCO_3$ 析出効率の違いは、あまり顕著ではなかった。（図-6）

以上のような結果から、$CaCl_2$ や尿素の濃度を多くすることが必ずしも $CaCO_3$ 析出量の増加にはつながらなかったといえる。微生物の代謝による $CaCO_3$ 析出の反応の進み具合に限界があり、$CaCO_3$ 析出量を増やすのに最適な濃度があると考えられる。

最適な濃度を決める要素の 1 つとして、微生物の塩類への耐性が考えられる。塩類濃度を、蒸留水に溶かした栄養塩の成分総重量の蒸留水重量に対する比率と仮定すると、注入濃度を 1.0mol/L や 1.5mol/L とした場合、塩類濃度が 20%前後にもなり（表-2 参照）、微生物がほとんど活動できず、$CaCO_3$ 析出の反応が進まなかったことが考えられる。

５．まとめと今後の課題

本研究では、試料土に微生物（*B. Pasteurii* 培養液）を添加し、その尿素分解作用を利用して炭酸カルシウムを析出させて地盤を固化する方法（炭酸カルシウム法）において、微生物の添加量、栄養塩に添加するカルシウム源と尿素の濃度の違いが炭酸カルシウムの析出に与える影響を把握するために実験を行った。

その結果、炭酸カルシウム法により地盤を固化させる場合には、地盤の固化に寄与する微生物を土の間隙全体に行き渡る程度に存在させた上で、カルシウム源や尿素等を微生物が活性化しやすい濃度に調整した栄養塩を注入する必要があることが示唆された。

その他、炭酸カルシウムの析出や地盤固化の効果には、栄養塩の注入条件（注入回数、通水日数）や土質条件の影響も受けるため、栄養塩の注入は、土質条件毎に効率的な注入条件を設定して行う必要があるとも考えられた。

平成 21 年度の実験では、地盤固化の効果については炭酸カルシウム析出量で評価してきたが、今後は炭酸カルシウム析出量と強度などとの相関を調べ、より定量的な評価を行っていきたい。さらに、土槽を用いた実験等を実施し、より広い範囲における多量の土を固化させる方法についても検討していきたい。

６．謝辞

本研究を行うにあたり、丁寧なご指導をいただいた佐々木上席研究員をはじめ、森主任研究員、稲垣研究員ならびに土質・振動チームの皆様方と、実験手順全般の基礎資料をご提供頂いた英ケンブリッジ大学の曽我教授、Ahmed Al Qabany 氏、それに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）

＜参考文献＞

1）Victoria S. Wiffen, Leon A. van Paassen and Marien P. Harkes：Microbial Carbonate Precipitation as a Soil Improvement Technique, Geomicrobiology Journal, 24, pp.417-423,2007

2）Sébastien Dupraz , Marc Parmentier,Bénédicte Ménez, François Guyot：Strain-specific ureolytic microbial calcium carbonate precipitation, Applied And Environmental Microbiology, Vol 69, Issue 8,　pp.4901-4909, 2003

河川堤防の液状化対策に用いる格子状地盤改良工法に関する内的安定照査法の検討

チーム名　土質・振動チーム
氏　　名　中　田　芳　貴

1.　まえがき

河川堤防ののり尻部にセメント改良土を格子状に施工する固結工法（図-1 参照）は、液状化に伴う堤防基礎地盤の側方変形を抑制することによって、堤防の沈下量の低減を図る対策工法である。この工法の設計に当たっては、従来の耐震設計では中規模地震動（現在のいわゆるレベル 1 地震動相当）を想定して、震度法による検討が行われてきた[1)]。しかし、河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説[2)]に規定されるレベル 2 地震動は従来の設計震度を大きく上回っている。このようにレベル 2 地震動を想定した場合、地震後の河川堤防の変形を許容しているため、対策工の地震時挙動をより精緻に評価する必要があるが、基礎地盤条件や改良体の諸元が対策効果に及ぼす影響や、改良体の損傷メカニズム等に関する知見は必ずしも十分でなく、レベル 2 地震動に対する固結工法の設計手法も現時点では示されていない。

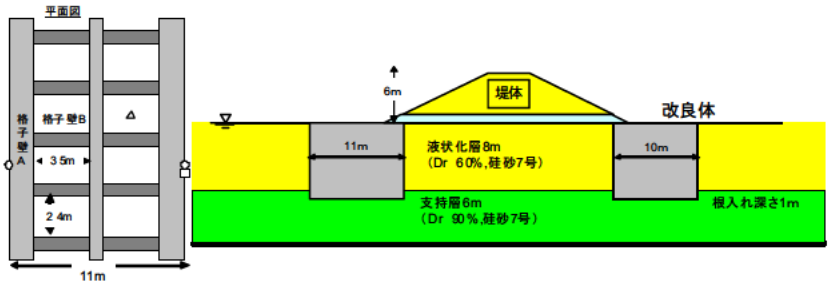


図-1　実験模型の概要（Case5 の場合、寸法は実物大換算値で単位は m）

2.　研究目的

本研究では、河川堤防の液状化対策に用いる格子状地盤改良工法の大地震時の挙動を調べるために動的遠心模型実験を実施し、基礎地盤条件、改良体の諸元が対策効果に及ぼす影響に着目した改良体の損傷状況を把握するとともに、その損傷形態に対する従来の内的安定に関する照査法の適用性について検討を行ったものである。

3.　動的遠心模型実験

3.1 実験条件・実験方法

実験は 50G の遠心力場の下に行った。図-1 に実験模型の概要を示す。図中の寸法は実物大に換算した値であり、8m の液状化対象層の上に高さ 6m の堤防が築堤されている状況に相当する。なお、特に断りがない限り、以下で記載する物理量は実寸換算した値とする。支持層、液状化層は東北硅砂 7 号で作製し、それぞれ相対密度 Dr は約 90、60%である。また、堤防は締固め度 Dc=90%の江戸崎砂で作

表-1　実験条件のまとめ

	改良幅		のり肩沈下量	のり尻水平変位	改良強度	根入れ深さ	液状化層厚	表層非液状化層厚	支持層	中間非液状化層厚
Case1	無対策		0.70 m	0.18 m			6m	2m	6m（硅砂D=90%）	
Case2	無対策		0.45 m	0.10 m			6m	2m	6m（硅砂D=90%）	
Case3	無対策		0.59 m	0.16 m			6m	2m	6m（硅砂D=90%）	
Case4*	L	8m	0.53 m	0.52 m	1100kPa	1m	8m	0m	6m（硅砂D=90%）	
	R	9m	0.52 m	0.77 m						
Case5	L	11m	0.52 m	0.48 m	1100 1342kPa	1m	8m	0m	6m（硅砂D=90%）	
	R	10m	0.51 m	0.54 m						
Case6	L	9m	0.62 m	0.59 m	553 612kPa	1m	8m	0m	6m（硅砂D=90%）	
	R	8m	0.59 m	0.89 m						
Case7	無対策		0.69 m	1.075 m		1m	8m	0m	6m（硅砂D=90%）	
Case8	L	11m	0.53 m	0.44 m	850 956kPa	0m	8m	0m	6m（硅砂D=90%）	
	R**	8m	0.50 m	0.54 m						
Case9	L	11m	0.38 m	0.23 m	841 902kPa	1m	6m	2m	6m（硅砂D=90%）	
	R	8m	0.38 m	0.23 m						
Case10	L	9m	0.10 m	0.07 m	1100kPa	1m	8m（上4m、下4m）	0m	6m（硅砂D=90%）	2m(粘土)
	R	6m	0.17 m	0.16 m						
Case11	L	11m	0.19 m	0.11 m	1100kPa	1m	8m	0m	6m（カオリン粘土）	
	R	8m	0.20 m	0.31 m						

＊：脱枠時に改良体が損傷
＊＊：内部の格子壁において、天端から改良体の中腹付近までクラックが発生
：改良体が顕著に損傷

製した。なお、室内土質試験から求めた液状化層の繰返し三軸強度比 R_L は 0.14 程度であった。本研究では、改良幅が対策効果に及ぼす影響について系統的に検討することを意図して、堤防の左右のり尻に幅の異なる改良体を配置した。表-1 に実験条件と加振後の堤防の残留変形量についてまとめる。基礎地盤条件として、液状化層厚、非液状化層厚、支持層の土質、中間非液状化層や表層非液状化層の有無などに、対策工の諸元として改良幅、改良強度に着目して、一連の実験を行った。Case3 以降の入力地震動波形としては、I 種地盤の地盤面における標準的な直下型、プレート境界型の地震動波形[3]をそれぞれ用いた Case1、2 の予備実験結果より、堤防の沈下量がより大きかったプレート境界型の地震動（図-3）を用いた。改良体には一軸圧縮強度が 1100kPa (Case6 以外)、600kPa (Case6) 程度になるように配合調整したセメント改良砂（東北硅砂 7 号 100g、水 10g、普通ポルトランドセメント 25.3g）を用いた。なお、改良体の一軸圧縮強度 1100kPa はレベル 1 地震動を想定して設計計算を行った場合に内的安定がほぼ満足される改良強度に相当する。なお、Case4 では改良体模型作成時に改良体にクラックが発生したことを付記しておく。

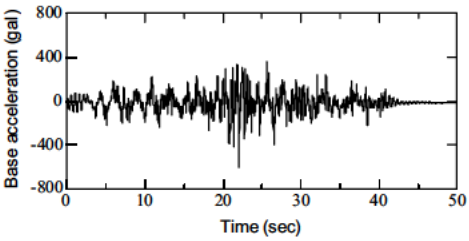


図-3　Case3 以降の加振に用いた地震動

3.2 実験結果

ここでは、加振時に改良体に損傷が生じた Case6、Case8 の損傷状況を図-4、5 に示す。ここで、改良体天端の損傷状況は堤防を撤去した後に撮影したものであるのに対して、格子壁内部の損傷状況は土槽外に取り出した後に、各格子を慎重に切断してから撮影したものであり、切断過程において損傷が進展した可能性もあることを付記しておく。Case6、8 共に改良体の天端でクラックが発生していた。クラックはいずれの場合も図-1 に示す格子壁 A と格子壁 B の境界部で生じており、Case8R を除き、天端から下端まで貫通していた。この傾向は、参考文献 4）の遠心模型実験で確認された改良体の損傷状況と類似している。これに対して、Case8R では改良深さが 8m であるのに対して、天端から 3m 程度の位置までしかクラックは進展していなかった。

格子内部の損傷状況に着目すると、格子壁 B にはいずれのケースでも底面付近で斜め方向のクラックが発

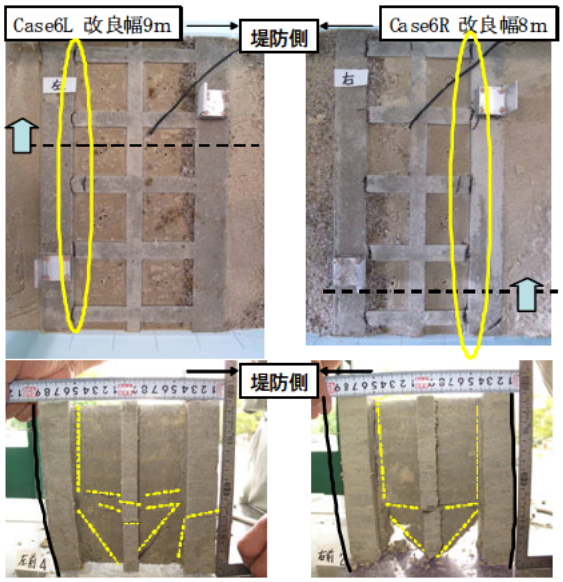


図-4　改良体の損傷状況 (Case6、上：天端、下：格子壁)

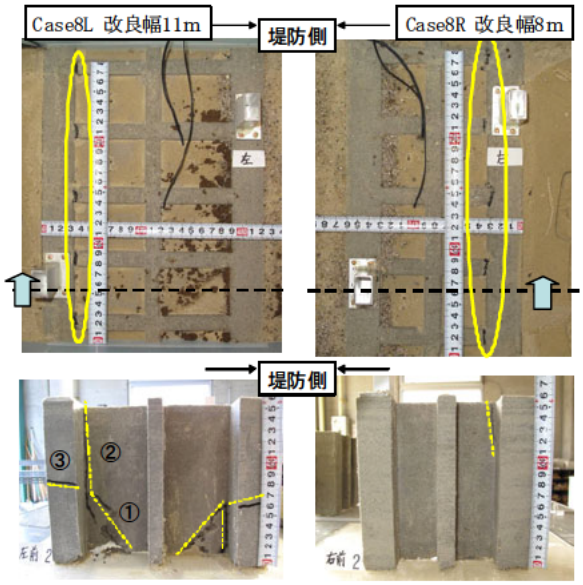


図-5　改良体の損傷状況（Case8、上：天端、下：格子壁）

生していた。Case8L では格子壁 B に生じたクラック①は自由地盤側の格子壁 A まで達した後に、天端方向に向きを変えており、格子壁 A 沿いに天端までクラック②が貫通していた。また、格子壁 A にはクラック①が達した付近より水平方向のクラック③が発生しており、このクラック③は格子壁 A を貫通していた。改良強度が小さい Case6 では格子壁 B に水平方向のクラックが多数生じている様に、Case8 よりも全体的に損傷が顕著で、Case8L ではさほど顕著ではない水平方向のクラックが格子壁 B に多数発生していた。また、図-3 中に示している様に、改良強度を減じた Case6 においては改良体自体にも顕著な変形が生じたことが確認できる。

4. 内定安定照査に関する検討

4.1 従来の内的安定に関する照査手法

従来設計における改良体の内的安定照査は、震度法に基づく簡易な安定計算モデルの下で改良体に作用する力を算定し、図-2 に示す①から④の破壊形態について内的安定に関する検討がなされていた。

① 底面つま先部での地盤反力 q_1 が改良体の一軸圧縮強度 q_u を上回らないこと（端趾圧）

② 改良体が水平方向へのせん断力 τ_{h1} に対して安定であること（(全体水平せん断）

③ 改良体が鉛直方向へのせん断力 τ_v に対して安定であること（鉛直せん断）

④ 側方からの土圧により改良体を構成する格子壁の抜出しに対して安定であること（抜出しせん断）

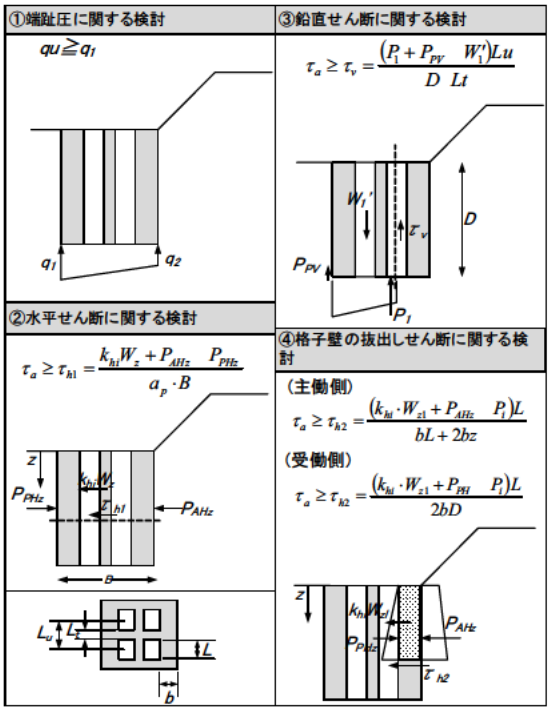


図-2　内的安定に関する検討項目

4.2 実験計測データの整理

検討に用いた改良体の一軸圧縮強度は、改良体作製時に併せて作製した供試体を用いて、加振日に一軸圧縮試験を行うことで求めた値である。荷重については図-2 に示す配置で改良体に取り付けた加速度計と圧力計の計測値をもとに算定した。端趾圧の検討においては、図-6 に模式的に示すように、改良体つま先、中央底面に設置した圧力計の計測値よりつま先部の端趾圧 q_1 を外挿して求めた。鉛直せん断の検討では、改良体中央部よりもつま先側には、中央部とつま先部の圧力計による計測値の平均値を、中央部よりもかかと側には中央部とかかと部の計測値の平均値として考慮し、それぞれ改良体と格子内部の未改良地盤が均一に負担すると仮定して作用させた。

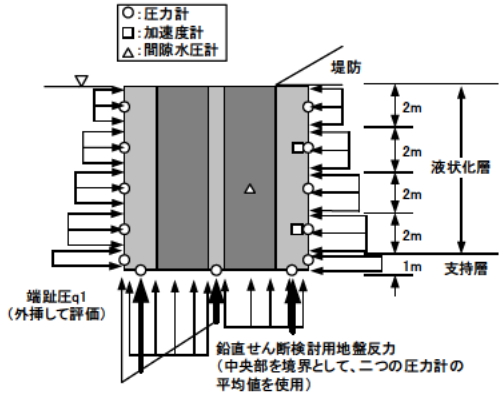


図-6　作用力の評価法のまとめ

4.3 従来の内的安定照査法の検証

本検討では、表-1 に示す Case4 から Case11 について、各荷重を計測値に基づいて評価して、内的安定に関する検討を行った。図-7 に内的安定に対する検討結果をまとめる。縦軸は計測値から求めた各破壊形態に関

する内部応力を、横軸は改良体の一軸圧縮強度 q_u またはせん断強度 τ (=q_u/2)を示している。また、図中の実線は内部応力が q_u または τ と等しいことを示しており、計算により求めた点がこの直線よりも上方に位置する場合には、計算上、内的安定が損なわれることを示している。

端趾圧および抜出しせん断に関する検討については、発生する内部応力は改良体の強度の半分以下と小さく、模型実験においてもこれらの破壊モードが確認できなかったことと対応している。水平せん断については改良強度が小さい Case6R についてのみ、内部応力がせん断強度と同等になった。Case6 では左右両方の改良体において内部の格子壁に水平方向のクラックが多数発生したが、本検討では Case6L で発生する水平せん断応力 τ_{h1} はせん断強度の 3 割程度となった。鉛直せん断については、Case6L と Case9R で τ_v がせん断強度とほぼ同等となったが、実験で鉛直方向のクラックが天端から下端まで貫通していた Case6R や Case8L については、τ_v はせん断強度よりも小さかった。本検討では改良体底面の鉛直反力を改良部と格子内未改良部が均等に分担すると仮定したが、実際には改良部にある程度反力が集中すると想定される。本研究で用いた改良体の面積改良率は概ね 50 から 60%程度であり、仮に未改良部が全く荷重を負担しないと仮定すると、τ_v の値は図-6 に示した値の概ね 1.7 倍から 2 倍程度になる。仮に τ_v が二倍になるとすると、Case6 については左右で $\tau_v > \tau$ となり、損傷の有無について評価することができるが、Case8L は $\tau_v < \tau$ のままであり、このケースについては設計上危険側の評価となる。

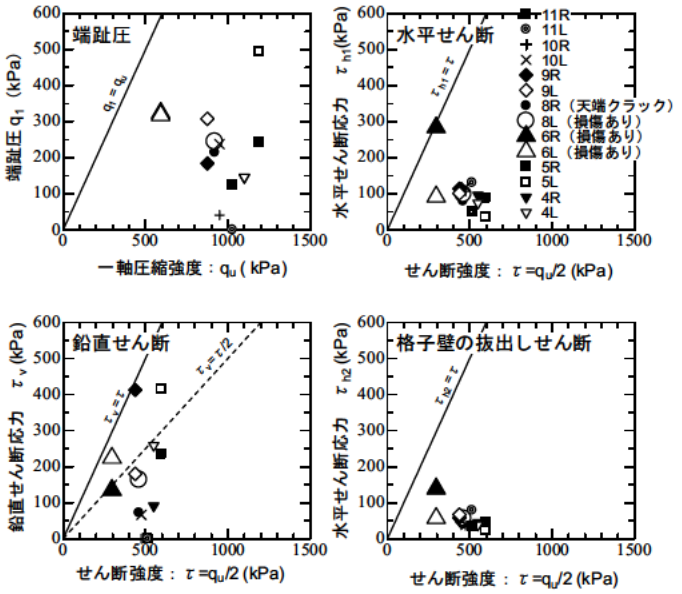


図-7　内的安定に関する検討結果のまとめ

5.　結論

現在の内的安定に関する検討では、本研究の実験条件の範囲では安全側と危険側の評価をしているものがあり、実際の損傷の有無を再現するには見直しの余地がある。また、内部の格子壁に生じた斜め方向のクラックなどの現象については、現在の内的安定に関する検討項目のみだけでは説明しきれない破壊モードもあることが分かった。

6.　謝辞

本研究を実施するにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂きました土質・振動チームの佐々木上席研究員、谷本研究員、中島専門研究員ならびに土質・振動チームの皆様に深謝の意を表します。

所　属　　中電技術コンサルタント株式会社

＜参考文献＞

1）松尾ら「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）」土木研究所資料，No.3513，1997

2）国土交通省河川局治水課「河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説」2007.3

3）（社）日本道路協会「道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説」2002.3

4）谷本ら「格子状固化改良された河川堤防の動的遠心模型実験」第 42 回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1729 1730，2007

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」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[1)]〕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 箇所の分析[2)]、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[3)]などが実施されている。

２．研究目的

本研究は上記背景のもと、地質リスクの中で「道路斜面災害」に着目し、平成 20 年度に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。収集した事例は、災害報告がなされた直轄国道の 16 事例、また平成 20 年 6 月 14 日に斜面災害が多発した岩手・宮城内陸地震の補助国道・県道 5 路線の災害査定箇所 47 事例である。様式は上記②に従って個々の災害ごとに詳細な調査・設計等資料を収集した。また収集後に改めて現地調査を実施し、「全体的特徴」「得られる教訓」などを考察した。

４．研究結果

4.1　全体的特徴

直轄国道では降雨による災害が主体であり、表層崩壊（切土のり面・自然斜面崩壊）が多い（図 1-1）。一方、岩手・宮城内陸地震では直前 7 日間の降雨が無かったこともあり土石流等による道路被災は無く、岩盤崩壊、路肩崩壊が多い（図 1-2）。岩盤崩壊などは地震時に特徴的に発生しやすい形態と考えられる。

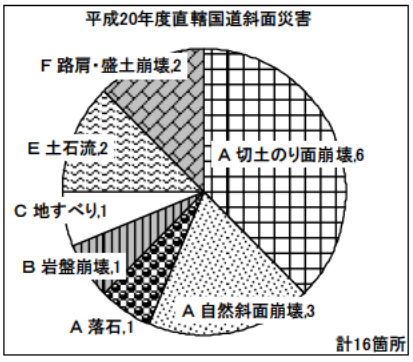


図 1-1　災害形態（直轄国道斜面災害）

降雨では表層崩壊（切土のり面, 自然斜面崩壊）が多い

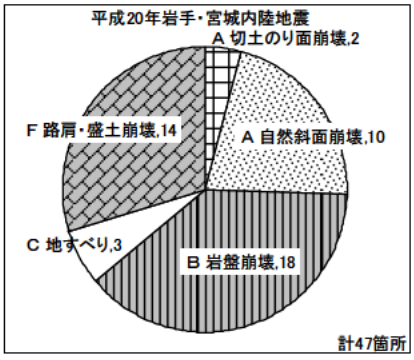


図 1-2　災害形態（岩手・宮城内陸地震）

地震では岩盤崩壊、路肩崩壊が多い

4.2　平成 20 年度 直轄国道斜面災害（主に降雨による災害）から得られた教訓

(1) 代表的教訓１：切土のり面はさまざまな気象条件で崩壊している

自然斜面崩壊、土石流などは時間雨量 50～100mm 程度の短時間豪雨で発生している（表 1）。これに対し切土のり面崩壊は短時間豪雨のほか、融雪期の少雨などさまざまな気象条件で発生している（表 1）。積雪地域、冬季に凍結融解が発生する地域などでは、切土のり面の点検時期を工夫する等が考えられる。

表 1　直轄国道斜面災害　気象状況

形態＼気象	短時間豪雨（時間雨量50～100mm）	融雪期の少雨（連続雨量10～50mm）	高温による融雪（雨量0mm）	少 雨（時間10mm、連続50mm程度）
切土のり面 崩壊	2事例	2事例	1事例	1事例
路肩崩壊				2事例
自然斜面 崩壊	3事例			
土石流	2事例			
地すべり	1事例			
落石、岩盤崩壊		2事例		

切土のり面　さまざまな気象で崩壊

自然斜面　短時間豪雨で崩壊

(2) 代表的教訓２：切土のり面では「軟質土砂が残存　6 事例」「被災履歴が多い　4 事例」

切土のり面崩壊 6 事例はいずれも緩勾配 1:1.2 程度であったが、のり面に残存する軟質土砂が崩壊している（図 2）。このうち 4 事例は被災履歴があり再度崩壊している。のり面に厚層基材吹付（植生）等が実施され、目視点検で土砂分布が十分把握されず、のり高が最も高い位置で貫入試験等が実施されるなど、点検方法に課題がある。今後は旧地形図の活用、掘削時の地山確認、場合によりボーリング等の調査が望まれる。

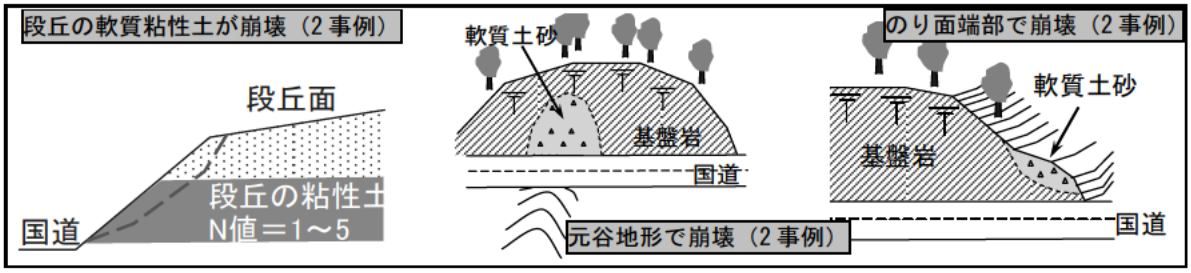


図 2　切土のり面に残存する軟質土砂（各 2 事例ずつ発生）

(3) 代表的教訓３：小規模な集水地形から土砂流出　4 事例

土砂流出は「切土のり面上方の小規模な谷」「流域面積が小さく土石流の対象として抽出されない谷」などから発生している（図 3）。いずれも時間雨量 50mm 以上の短時間豪雨が誘因であり、特に土砂流出対策が無かった箇所である。晴天時には湧水が無い場合が多く、また既往の点検で集水地形が重要視されていない傾向がある。今後はＬＰ詳細地形図等による集水地形の抽出、土砂流出対策有無の把握、降雨直後の点検、集水地形箇所の詳細踏査などが重要と考えられる。

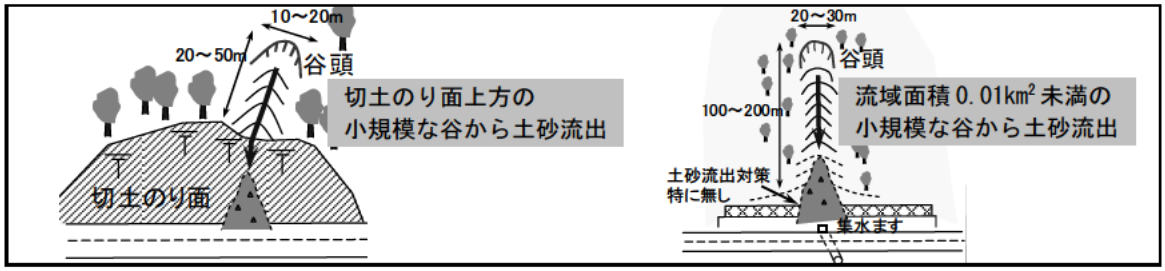


図 3　自然斜面の「小規模な集水地形」から土砂流出（各 2 事例ずつ発生）

(4) 代表的教訓４：新設道路「供用１～２年で被災」多い　5 事例

新設道路において供用 1～2 年での災害が多い。内訳は切土のり面崩壊 3 事例、自然斜面崩壊 2 事例であ

る。供用開始後の数年間は点検頻度を多くするなどの方策が考えられる。

(5) 代表的教訓５：上方斜面の「旧道」「私道」が集水　2 事例

国道上方斜面の旧道・私道上を流れた表流水が 1 箇所に集中し、斜面崩壊、路肩崩壊が発生している（図 4）。今後は斜面上方の道路・水路整備状況、造成地などの存在に留意し、降雨直後の表流水状況の把握、他集水域からの流入有無、人工改変等を的確に調査していく必要がある。

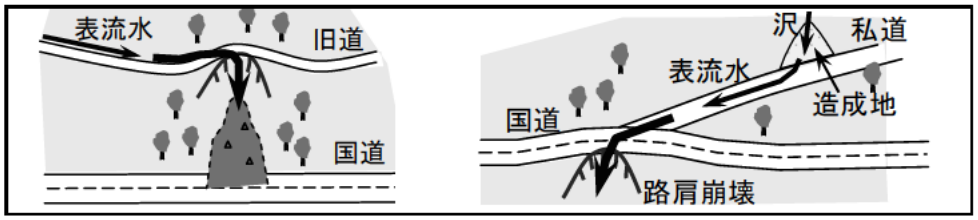


図 4　上方の旧道、私道が集水し、1 箇所に多量流入した事例（各 1 事例）

4.3　平成 20 年岩手・宮城内陸地震　道路斜面災害から得られた教訓

岩手・宮城内陸地震の道路斜面災害 47 事例について、災害の特徴、得られた教訓等を(1)～(3)に示した。

(1) 岩盤崩壊の特徴

岩盤崩壊は計 18 事例発生している。いずれも急斜面で発生している特徴があり、また局所的凸部、やせ尾根といった凸地形のほか、谷頭斜面においても多くの岩盤崩壊が発生している（図 5）。数事例はキャップロック構造（下方が軟質地山）となっており、当該地域の地質的脆弱性も一因になっていると考えられる。

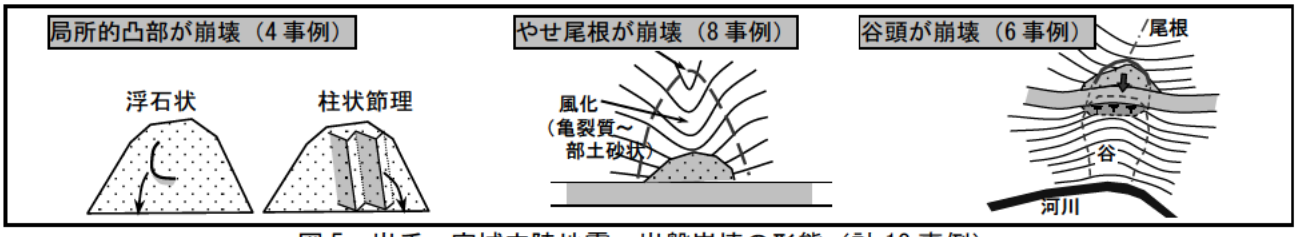


図 5　岩手・宮城内陸地震　岩盤崩壊の形態（計 18 事例）

(2) 路肩崩壊、盛土崩壊の特徴

路肩崩壊、盛土崩壊は計 14 事例発生している。谷頭斜面における片盛土、および尾根沿いの鞍部で発生している場合が多い（図 6）。谷頭部はもともと崩壊しやすい地山状況と想定される。また盛土材として軟質な現地発生土を使用していたことなども災害数が多い原因と推定される。

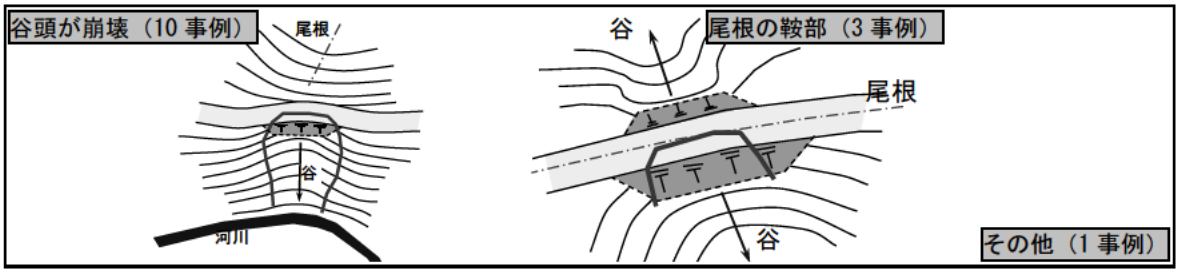


図 6　岩手・宮城内陸地震　路肩崩壊・盛土崩壊の形態（計 14 事例）

(3) のり面保護工ごとの被災率・平成 8 年度点検との比較

現地調査の結果、収集した 47 事例以外にもモルタル吹付工の変状が多数認められた。このため全線で切土のり面状況を詳細に調査したほか、平成 8 年度道路防災点検がほぼ全線で実施されている一般国道 397 号（岩手県）[4]において、「地震前の状況」との比較を実施した。地震によるモルタル吹付工の被災率はおよそ 1/4

強である（図 7-1）。また地震前に「はらみだし」「亀裂多数」「剥離顕著で露岩」等の変状箇所、および「局所的凸部」などでは被災率が高く、「平滑」「表面剥離=ラス(金網)露出程度」では被災率は低い（図 7-2）。今後は地山のゆるみに起因すると想定される変状箇所の抽出、重点的対策が重要と考えられる。

一方、のり枠工の崩壊事例は少ない（図 8）。被災を受けた 6 箇所はいずれも深さ 3～15m 程度の比較的大きな崩壊によるものであり、のり枠工は表層 1～2m 程度の崩壊をおおむね抑止していたと想定される。

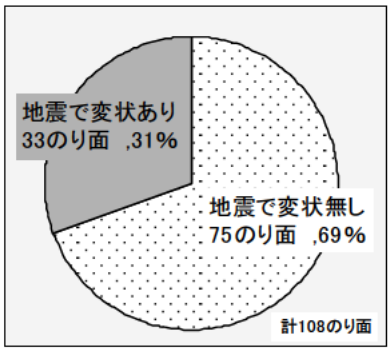


図 7-1 モルタル被災率（全 5 路線）

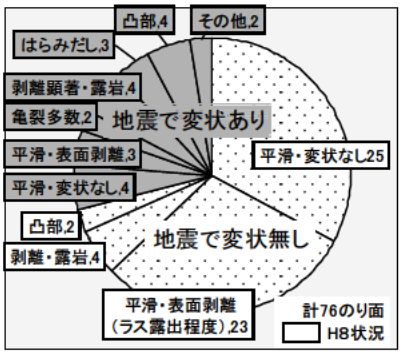


図 7-2 モルタル被災率（397 号）

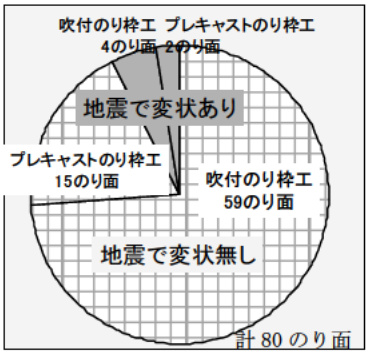


図 8 のり枠工被災率（全 5 路線）

５．結論

平成 20 年度道路斜面災害から得られた教訓から、「災害リスク要因」および「留意点」を簡潔に記す。

(1) 直轄国道　降雨災害に対する留意点

表層土砂崩壊が多く、今後重点的な対策が必要である。切土のり面における方策として「のり面に残存する軟質土砂の分布調査」「被災履歴調査」「融雪期など点検時期の工夫」等が挙げられる。自然斜面崩壊では「小規模な集水地形の抽出」「土砂流出対策の有無」「降雨後点検」「道路・水路の集水状況」等である。

(2) 大規模地震に対する留意点

切土のり面では「局所的凸部を極力作らない」「モルタル吹付工のはらみだし・顕著な剥離等の変状箇所の重点的な補修、対策」などが重要と考えられる。「やせ尾根」「谷頭斜面」等の大きな地形に対しては、対策工費が増大するなどの観点から、極力事前に回避する等の方策が重要と考えられる。今後は谷埋め盛土崩壊が多かった兵庫県南部地震、地すべりが多発した新潟県中越地震等との関連性を検討する必要がある。

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

６．謝辞

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

所属　応用地質株式会社

＜参考文献＞

1) 脇坂安彦：地質のリスクマネジメント,地盤工学会誌,第 57 巻,第 2 号,pp.10-13,2009.
2) 佐々木靖人,矢島良紀,倉橋稔幸：全国国道斜面災害データベースの構築と過去 15 年間の災害分布特性,日本応用地質学会平成 18 年度研究発表会講演論文集,pp.377-38,2006.
3) 佐々木靖人,浅井健一,矢島良紀：道路斜面災害等による通行止め時間の縮減手法に関する調査(1),独立行政法人土木研究所,平成 20 年度重点プロジェクト研究報告書 4.1 ,2009.
4) 岩手県県南広域振興局：平成 8 年度国道 397 号谷小沢地区他点検業務委託報告書,1997, 平成 8 年度道路防災総点検業務総括報告書,1998.

地盤情報（山岳トンネル事例）を用いた地質リスクの調査・分析手法に関する研究

チーム名　地質
氏名　金沢　淳

１．まえがき

山岳トンネル工事の事前調査においては，調査結果の不確実性に伴う設計と施工での乖離が大きいことが知られている．このような地質調査結果の不確実性とそれに起因する事業コスト損失は，近年では「地質リスク」として認識されるようになっている[1]．山岳トンネル掘削中の集中湧水の発生可能性も地質リスクの一つであり（以後，集中湧水リスクとする），リスクとなる地質条件として断層破砕帯の背後に帯水部が存在することなどが知られている[2]．また，事前調査段階において集中湧水量の予測を行い，掘削中は切羽前方弾性波探査を実施し水抜き工（ボーリング孔や導坑等）を先行させることがリスクの回避・低減に有効であるとトンネル標準示方書[3]や道路トンネル観察・計測指針[4]において述べられている．

先進ボーリング工は切羽前方探査としての役割と水抜き孔としての役割を併せ持つことから集中湧水リスクの回避・低減策として比較的多く用いられる方法である．しかしながら，集中湧水量の予測と実際とが大きく異なる事例や水抜き工を先行させても排水が不十分であった事例が少なくない．

２．研究目的

本研究では，集中湧水量予測のための先進ボーリング工による調査・対策における留意点をとりまとめることを目的として，先進ボーリング工を実施したが排水が不十分であった事例から問題点を抽出し，今後の教訓として整理した．

３．研究方法

まず，地質リスクの中で集中湧水リスクの占める割合や地質との関係を示すために文献調査を行い425トンネルにおける567事例を収集し，地質リスクとなる事象の内訳および事象と岩石の種類との関係を分析した．次に，集中湧水リスクのあった159事例のうち，水抜き工を先行させた記載のあった61事例を対象に水抜き工の内容とリスクの回避・低減効果との関係を分析した．さらに，先進ボーリング工を実施しても排水効果が低かった14事例について，事前調査・対策の結果と実際の地質状況とを比較することにより問題点を抽出し，今後の教訓として整理した．

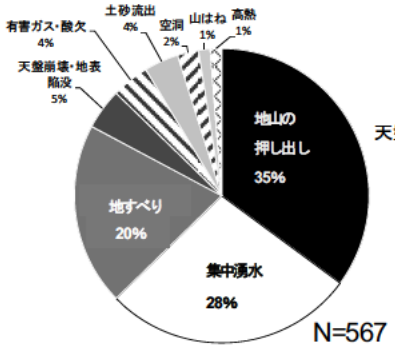
４．研究結果

４．１　地質リスクの中で集中湧水リスクの占める割合について

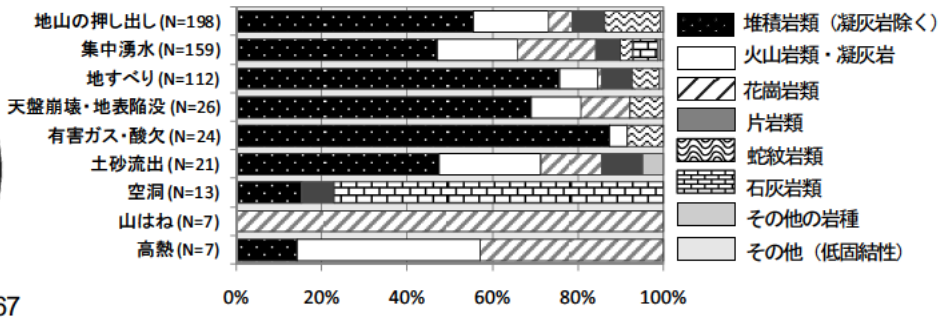
今回収集した567事例中の地質リスクの事象の内訳を図-1に示す．このうち，集中湧水リスクの事例は159件あり割合として28%を占め，地山の押し出しの198件（35%）に次いで多い結果となった．これらの事象を岩石の種類毎に分析したのが図-2である．このうち「地すべり」，「天盤崩壊・地表陥没」，「有害ガス・酸欠」の3事象は堆積岩類，「空洞」は石灰岩類，「山はね」は花崗岩類，「高熱」は火山岩類・凝灰岩および花崗岩類に集中する傾向を示

し，これらの事象との関係性が強い岩石の種類は限られていることが判明した．一方，「地山の押し出し」，「集中湧水」，「土砂流出」との関係性が認められる岩石の種類は多く，その内訳は堆積岩類が多くを占めることが共通し，それ以外の岩石の種類では「地山の押し出し」では火山岩類・凝灰岩と蛇紋岩類，「集中湧水」では火山岩類・凝灰岩，花崗岩類，石灰岩類，「土砂流出」では火山岩類・凝灰岩，花崗岩類が比較的多い傾向を示した．

特に「集中湧水」では，断層破砕帯の背後の帯水部や割れ目の他には，堆積岩類や火山岩類・凝灰岩における軟質な岩石の基質部[5,6]，石灰岩中の空洞[7]において特徴的に認められた．



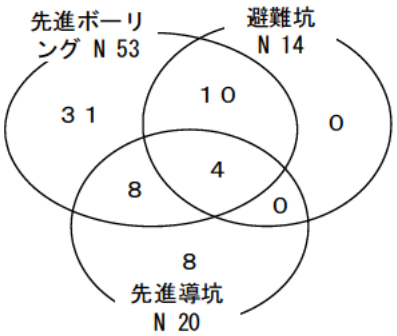
図－１　地質リスク事象別の割合



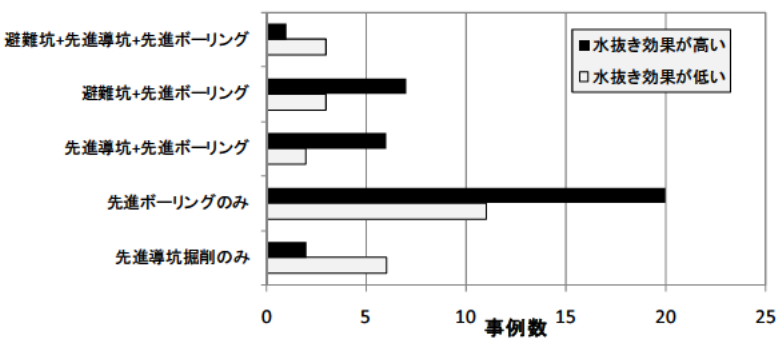
図－２　地質リスク別の岩石の種類別割合

４．２　水抜き工の内容とリスクの回避・低減効果

集中湧水リスクを回避・低減させるために事前に水抜き工を実施した記載のある 61 事例を対象に工法の内訳とその効果を分析した．水抜き工には避難坑の先行掘削，先進導坑掘削，先進ボーリング掘削が知られており，その内訳を図-3 に整理した．その結果，「先進ボーリング」が 53 件と最も多用されており，単独で用いられたことが 31 件，避難坑や先進導坑との組合せが 22 件であった（図-3）．次に，各方法の水抜き効果を検討するために，効果が高い場合と低い場合の頻度分布を図-4 に示す．なお，効果の判断の目安として，本坑において切羽崩壊等の変状が発生しなかった場合を「高い」とし，切羽崩壊等の変状の発生や水抜き坑の掘削の追加が必要になった場合を「低い」とした．図-4 からは，先進導坑のみの対策では水抜き効果が低い事例数が高い事例数を上回るため水抜き効果の対策として不十分であるが，先進導坑と先進ボーリングとを組合せた場合には水抜き効果が高い事例数が多いことがわかる．このことから，先進ボーリングの実施は水抜き工として有用であったことが示唆される．一方，先進ボーリング工を実施した場合でも排水が不十分なために，土砂流出等の変状を併発し効果の低い事例が 53 件中 19 件見受けられた（図-4）．これは先進ボーリングを実施した事例のうち約 4 割にあたる．そこで，次節では，事前調査・対策の結果と実際の地質状況とを比較することにより問題点を抽出し，今後の教訓として整理した（表-1）．



図－３　水抜き工の内容別の実施状況



図－４　水抜き工内容別の水抜き効果の頻度分布

表－１　先進ボーリングを実施したが排水量が少なかった事例

トンネル名	岩石の種類及び地質時代	施工中における事前調査・対策項目	事前調査等での状況　前方予測	最大湧水量	併発した現象	実際の地質状況	問題点	今後の教訓
南予用水吉田導水路	石灰岩（古～中生代）	先進調査ボーリング（40-50m　コア/ノンコア）先行ボーリンググラウト工	調査時の湧水量は 150ℓ/分程度であった	2.6m³/分	周辺の湧水の水位低下	掘削後 3～4 日を経て亀裂が緩み亀裂に挟在する粘土が一挙に押し出された	排水量に基づき追加の対策は不要と判断した	亀裂に粘土を挟む場合は亀裂が緩む可能性についても考慮すべきである
新親不知（西工区）（北陸新幹線）	凝灰角礫岩（古第三紀）	水抜きボーリング（基本的に約 9m 毎に実施）	不明	1 m³/分	地山の押し出しが先行（200mm）	断層破砕帯の幅が 150m と大きい　また　断層破砕帯の背面の岩盤中の割れ目内に多量の水が胚胎している	ボーリングの位置のずれや数量不足の可能性がある	規則的な先進ボーリングとは別に断層の出現位置を想定した先進ボーリングの計画を立てるべきである
岡谷（中央道）	安山岩　凝灰角礫岩（新第三紀鮮新世～第四紀更新世）	導坑掘削　水抜きボーリング	水抜きボーリング 40m×4 本を実施したが効果がなかった	不明	土砂流出（490m³）	細粒分の多い凝灰角礫岩で難透水性であった	水抜きボーリングでは排水の効果がなかった	難透水性岩盤の場合は導坑掘削長を長くとる方が適切である判断をすべきである
湖北（岡谷側工区）（国道142号）	火砕岩　安山岩（新第三紀鮮新世～第四紀更新世）	水抜きボーリング	2 つの断層破砕帯のうち一つ（透水性断層）は把握していた　また　水抜きボーリングでは湧水がほとんどなかった	90m³/分	土砂流出（700m³）　地表面陥没（直径 25m 深さ 30m）	断層破砕帯の交差部（遮水性断層が透水性断層を切断し 遮水性断層の背面に位置していた）	調査不足による遮水性断層の見逃し 排水量より少量の湧水と誤認	複数の断層が交差する可能性も踏まえて詳細なコア観察をすることで　透水性の分布を検討すべきである
日暮山（Ⅰ期）（上信越道）	泥岩　安山岩（新第三紀）	水平ボーリング調査（コアリング）	断層を確認し　90ℓ/分の湧水が確認された	0.8 m³/分	切羽上部より崩壊　土砂流出	二つの断層の交差部であり 泥岩は粘土化していた	排水量より少量の湧水と誤認	複数の断層が交差する可能性も踏まえて詳細なコア観察をすることで　透水性の分布を検討すべきである
日暮山（Ⅱ期）（上信越道）	泥岩 崖錐堆積物（新第三紀）	中央導坑掘削　水平ボーリング調査（コアリング）	断層破砕帯は切羽には出現せず突発湧水のリスクは少ないと判断した	20 m³/分	土砂流出（8000m³）　地表面陥没（直径 30m 深さ 18m）	過去の地すべりによって形成された凹地に崖錐堆積物が充填していた	過去の地すべり地形分布の把握困難　ボーリングコアの誤認	詳細なコア観察をすることで地質構造や透水性の分布を検討すべきである
飯山（上倉工区）（北陸新幹線）	砂岩　泥岩（新第三紀鮮新世後期～第四紀更新世前期）	水抜きボーリング	水抜きボーリングでは少量の湧水しか観測されなかった	1.5m³/分	土砂流出（26000m³） 地表面陥没（直径 50m 深さ 29m）	未固結状の砂岩が比較的固結した泥岩に挟在されていた	排水量より少量の湧水と誤認	低固結状の砂岩中に地下水が偏在している可能性を考慮すべきである
日足（日足道路）	花崗斑岩（中生代白亜紀）	先進ボーリング（コアリング）	コア採取率は良くなかったが掘削可能と判断した	3.2m³/分	土砂流出（2600m³）	断層破砕帯（30m）	ボーリングコアの誤認	断層粘土のコア取得ができなかった可能性を考慮すべきである
蘇武（国道 482 号）	ひん岩（新第三紀）	ドリルジャンボによる先進ボーリング	詳細不明	8m³/分	土砂流出（600m³）	粘土質頁岩とひん岩とは断層破砕帯により接し ひん岩中の割れ目内に多量の水が胚胎している	調査不足による粘土質頁岩とひん岩とが断層破砕帯により接ししていることの見逃し 排水量より少量の湧水と誤認	規則的な先進ボーリングとは別に断層の出現位置を想定した先進ボーリングの計画を立てるべきである 粘土化した破砕帯では孔壁崩壊による目詰まりにより排水されにくい可能性を考慮すべきである
第三柴尾山（九州新幹線）	風化変質岩　強風化岩　風化砂岩（古第三紀）	水抜きボーリング	ボーリング孔からの排水はなされた	7m³/分	切羽の抜け落ち（3 回）	断層部	排水量より少量の湧水と誤認	断層周辺の透水性状は複雑であり　地下水が残存している可能性について考慮すべきである
新佐敷（その 1 工区）（日奈久芦北道路）	粘板岩優勢層（古～中生代）	ドリルジャンボによる先進ボーリング（25m 前後　左右 2 箇所）	ボーリング孔からの排水はなされた	不明	切羽の抜け落ち（2 回）	破砕され細粒化している	排水量より少量の湧水と誤認	岩盤が破砕されて細粒化したために排水されにくい可能性を考慮すべきである
新親不知（東工区）（北陸新幹線）	蛇紋岩（古生代）砂岩礫岩互層（中生代白亜紀）	水平調査ボーリング 2 本（断層の確認用）	蛇紋岩と砂岩・礫岩互層との地質境界をなす断層破砕帯の幅は 10m 程度と想定された 極少量の湧水があった	29m³/分	土砂流出（2400m³）	断層破砕帯周辺に安山岩が貫入しており 安山岩中の割れ目に多量の水が胚胎していた	断層を確認した時点では安山岩脈を捉えていなかったため湧水量が多いことは想定できなかった	断層の位置確認のみではなく断層の周辺や内部構造についても観察することで　透水性の分布を検討すべきである
		水抜きボーリング（10 本）	最初の 2 本は 100ℓ/分　700ℓ/分　追加の 8 本で水圧 0.8MPa が測定された					
子不知（北陸道）	粘板岩　蛇紋岩（古生代）花崗岩（中生代）	作業坑掘削　水抜きボーリング	作業坑掘削時に断層破砕帯を確認し　1 m³/分の集中湧水があった 水抜きボーリング掘削時に断層粘土らしきものを確認し地質境界面付近で 20～25ℓ/分の湧水があった　作業坑による水抜き効果と合わせ　当初予想した湧水量はないものと予測した	不明（崩落の進行とともに増加）	土砂崩落（110m³）	断層面には層厚約 30m の断層粘土が存在し遮水層となっていた	作業坑掘削による水抜き効果と水抜きボーリングの排水量により湧水は少ないと判断した	断層周辺の透水性状は複雑であり　地下水が残存している可能性について考慮すべきである
甲子（国道 289 号）	ホルンフェルス（中生代ジュラ紀）	先進ボーリング	調査時の湧水量は 340ℓ/分であった	5.3m³/分	土砂流出(50m²)	白色粘土が挟在する火山岩類の境界に近い	排水量より少量の湧水と誤認	周囲の火山岩類中の割れ目に胚胎している地下水の存在についても考慮すべきである
		ドリルジャンボでの穿孔	穿孔開始とともに鏡右側から出水開始した					

４．３　水抜き効果が低い事例における先進ボーリング工についての分析

水抜き工先行の効果が低かった 14 事例を対象に，事前調査等での状況，前方予測結果と実際の地質状況とを比較した（表-1）．実際の地質状況が断層破砕帯であった８事例（新親不知（西工区），湖北，日暮山（Ⅰ期），日足，蘇武，第三紫尾山，新親不知（東工区），子不知）のうち断層を確認できたものは湖北，日暮山（Ⅰ期），新親不知（東工区），子不知の 4 事例であった．

このうち，先進ボーリングのみを実施した湖北や日暮山（Ⅰ期）では実際は二つの断層破砕帯の交差部だったが，コアの状態から判定できたのは片方の断層のみであった．また，新親不知（東工区）では実際は断層破砕帯中に安山岩脈が貫入していたが，先進ボーリングのコアではその構造が確認されなかったことが報告されている．これらの事例からは，切羽前方探査として先進ボーリングのみを実施した場合はコアの採取状況や観察時における断層の内部構造等の地質情報の取得不足に伴う解釈の不確実性が大きいと考えられる．

また，表-1 において，先進ボーリング孔からの湧水量は集中湧水発生時における湧水量に比べて 10 分の１程度またはそれ以下しか排水されていない場合が 10 事例あり，そのうち集中湧水量は少ないと誤認していた場合は８事例と最も多かった．この原因として，地質構造および透水性状に合わせたあるいは透水性状の不均質性を考慮した先進ボーリング孔の配置をしていないために，排水が局所的なものに留まったことが推定される．

以上から，先進ボーリングのコア観察や配置計画において，地質情報の取得不足に伴う解釈の不確実性や地山の透水性状の不均質性等により，排水が局所的なものに留まる可能性をリスクとして想定すべきであることが教訓として得られた．

５．結論

山岳トンネルの施工中における集中湧水リスクの占める割合は全体の 28%を占める．その低減策として先進ボーリング工が多く用いられているが，約４割において効果が低いことが見受けられた．それらの事例から教訓として，先進ボーリングのコア観察や配置計画において，地質情報の取得不足に伴う解釈の不確実性や地山の透水性状の不均質性等により，排水が局所的なものに留まる可能性をリスクとして想定すべきであることが得られた．今後は，切羽観察記録や先進ボーリングのコアの観察結果を詳細に分析し，地質条件に応じた留意すべき観察項目をとりまとめる予定である．

６．謝辞

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

所属　川崎地質株式会社

＜参考文献＞

1) (社)全国地質調査業協会連合会：「地質リスクに関する調査・研究，企業間連携等の推進に関する調査・研究委員会報告書」，2007.4
2) 竹林亜夫，滝沢文教，木村正樹：「湧水によるトンネル切羽の不安定化に関する地質工学的研究」，応用地質技術年報，23，19-54，2003
3) 土木学会：「2006 年制定 トンネル標準示方書　山岳工法・同解説」，2006.7
4) (社)日本道路協会：「道路トンネル観察・計測指針　平成 21 年改訂版」，2009.2
5) 高原英彰，依田淳一，川原一則：「偏在する高圧帯水層の地山における湧水圧管理を用いたトンネル掘削」，トンネル工学報告集，15，101-105，2005
6) 依田淳一，越川俊幸：「火砕岩類の高圧湧水帯を水抜きボーリングで突破　北陸新幹線　高社山トンネル北工区　」，トンネルと地下，35，95-100，2004.2
7) 朽網新，満枝春櫻，田中秀和：「25tf/min に及ぶ多量湧水と闘う　九州縦貫自動車道　肥後トンネル　」，トンネルと地下，18，45-52，1987.7

河川堤防の基盤漏水に寄与する地形地質に関する研究

チーム名　地質チーム
氏名　　中川清森

1.はじめに

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

河川堤防の破堤要因の一つに基礎地盤のパイピングが挙げられる。パイピングにより基礎地盤に空洞等が生じ、それが要因となって堤防に変状が発生し、破堤に至ると考えられることから、基礎地盤のパイピングが発生した場合やその発生が懸念される場合は、何らかの対策を行う必要がある。一方、パイピング抵抗性が高い基礎地盤であれば、早急に対策を実施する必要性は低いと考えられる。しかし、河川堤防基礎地盤の透水特性のひとつであるパイピング抵抗性を把握する方法は確立されていない。

2.研究目的

本研究では、パイピング抵抗性を現地で確認する調査手法の確立を目指した。

本年度は、室内実験を実施して原位置試験を検討するにあたっての基礎資料を得ることと、粒度構成および締固め（強度）が異なる複数の地盤材料で室内実験を行い、地盤材料の性状の違いによるパイピング進行性の違いを確認することを目的とした。

3.研究方法

3.1　実験装置の仕様および実験試料

実験装置は図-1 に示すように、幅 650mm、高さ 500mm、奥行き 500mm のアクリル製水槽及び給水装置、補助水槽、飽和用水槽、砂溜め用容器からなる。ストレーナー区間は幅 50mm、高さ 250mm とし、パイピングを発生させる弱点箇所として φ50mm の受水孔を設置した。ストレーナーの区間と受水孔の間隔は 500mm である。受水孔の水位を常に一定に保つために排水口を設け、流出した土砂は砂溜め用容器に、排出水は砂溜め用容器からオーバーフローしたものを容器で採水できるようにした。

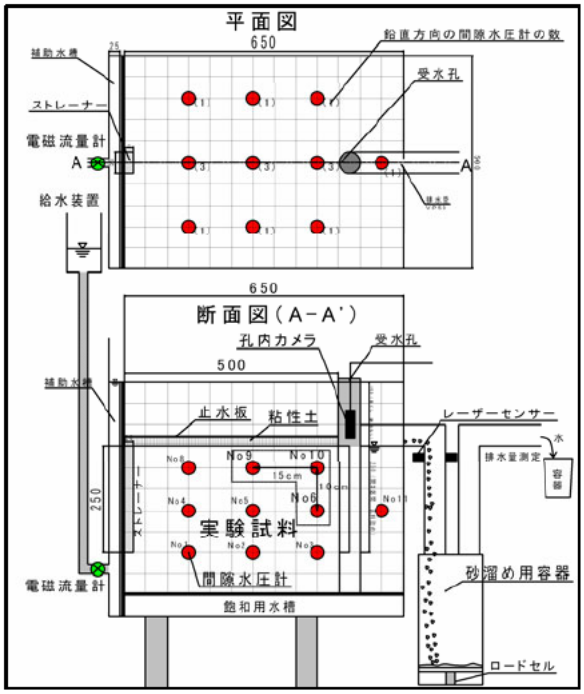
測定計器としては電磁流量計、間隙水圧計（16 個）、にごりを測定するために排水口付近にレーザーセンサー、流出土砂量の経時的な変化を把握するために砂溜め用容器に

表-1　実験に用いた試料の物性

case	細粒分含有率 (%)	締固め度 (%)	土粒子の密度 (g/cm^3)	最大乾燥密度 (g/cm^3)	透水係数 (m/sec)
case1	5	85	2.69	1.65	2.81×10^{-4}
case2	5	90			1.87×10^{-4}
case3	5	95			6.94×10^{-5}
case4	10	85	2.72	1.81	1.18×10^{-4}
case5	10	90			5.50×10^{-5}
case6	10	95			1.80×10^{-5}
case7	30	85	2.71	1.94	8.71×10^{-5}
case8	30	90			2.62×10^{-5}
case9	30	95			5.95×10^{-6}

ロードセル（3 個）を設置した。

実験に用いた試料（表-1 に示す）は、粒度構成の違いよるパイピング進行性を把握するために最大粒径が 850μm、細粒分含有率(Fc) が 5%の砂質土と、これに粘土(トチクレー)を加えて細粒分含有率を 10%､30%に粒度調整した計 3 種類の砂質土を利用した。また、強度の違いによるパイピング進行性も把握するために実験ではそれぞれの試料について締固め度(Dc)が 85%、90%、95%の 3 ケースで行った。



3.2　実験方法

実験地盤の製作にあたっては、実験試料を層厚 5cm ずつ 7 層に分けて必要な締固め度になるように管理しながら段階的に製作した。実験試料の上位には粘性土を層厚 2cm 程度で敷き均し、その上にアクリル製の止水板を設置した。

実験地盤製作後は飽和用水槽を利用して、実験地盤の下面よりゆっくり水を供給し、実験地盤を 2 日以上水浸させ、十分に飽和させた。

実験は、ストレーナー区間と受水孔間の平均動水勾配が 0.1（水位差 5cm）ずつ増加するように給水装置を上昇させ、段階毎に受水孔内の状況、流入水量、間隙水圧、流出土砂量、透過量（にごり）、排出水量を測定した。受水孔内の状況は孔内カメラ撮影により観察した。排水量は 1 分間に容器に採水した量をデジタル秤で測定を行った。その他の測定項目については 1 秒毎にデータロガーによる自動計測で行った。なお、水位上昇間隔は 5 分間を基本としたが、流入水量が増加または受水孔内の土砂に動きが生じた場合には、流入水量および土砂状態が定常状態になったことを確認した後に次の水位に上昇させた。

4.研究結果

4.1　受水孔内の土砂状況変化とパイピングの進行

受水孔内の土砂状況は case9（Fc=30%、Dc=95%）を除き、以下に示す 2 つの土砂状況の変化（土砂流出①および②）を各実験ケースに共通して確認することができた。case9 は平均動水勾配 2.9 で補助水槽から漏水したため、土砂流出②を確認することが出来なかった。

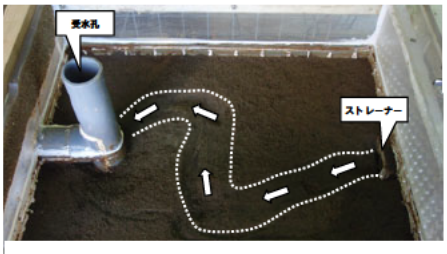


写真-1 Case2 の実験終了後の状況

○土砂流出①

最初に噴砂した時点。これ以後、継続的な噴砂が続く。

○土砂流出②

写真-1 に示すようにストレーナー区間と受水孔間の空洞が繋がった時点。大量の土砂流出と排水が発生。

土砂流出②になった時点が、連続するパイプが形成された時点である。ここでは、土砂流出①が生じた時点から、土砂流出②に至るまでの過程を“パイピングの進行”と定義する。土砂流出②時点の平均動水勾配が

高い、または、土砂流出①と土砂流出②時点の平均動水勾配の差が大きいほど、パイピングの進行に対する抵抗性が高い、つまりパイピング抵抗性が高いといえる。

よって、土砂流出①および土砂流出②の時点を把握することができれば、原位置でもパイピングの進行に対する抵抗性が確認でき、パイピング抵抗性を評価できる可能性がある。

4.2　流量と土砂状況変化との関係

図-2 に細粒分含有率 Fc=10%（case4～case6）における経過時間と流量の関係を示す。各 case とも土砂流出②が発生した時点で流量が急激に増加する。一方、土砂流出①が発生した時点と流量には明瞭な関係が認められなかった。細粒分含有率5%および30%のケースについても同じような傾向を示した。

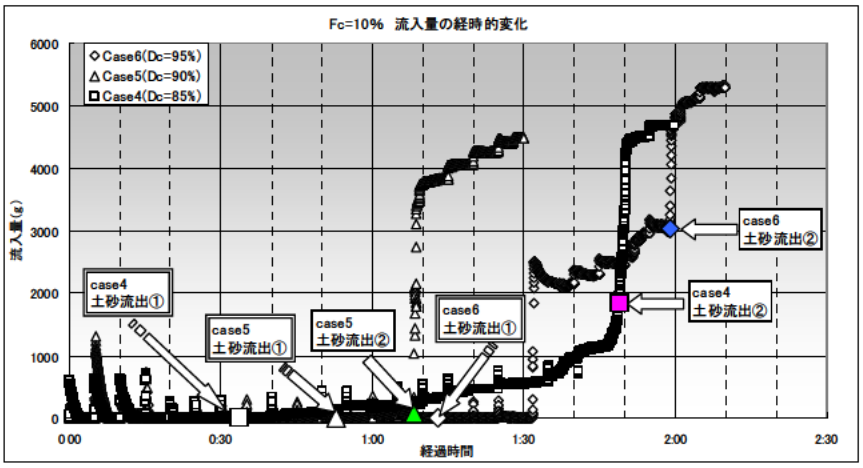


図-2　経過時間と流量の関係（Fc=10%）

以上より、流量の変化を確認することで、土砂流出②の発生時点を確認できる可能性があることが判った。

4.3　間隙水圧と土砂状況変化との関係

図-3 に細粒分含有率 Fc=10％（case4～case6）における間隙水圧計（NO9）と経過時間の関係を示す。各 case とも土砂流出②が発生した時点で間隙水圧が大きく低下し、ほぼ初期の間隙水圧まで戻る。一方、土砂流出①が発生した時点付近から間隙水圧の上昇勾配が緩やかになる傾向が伺える。細粒分含有率 5%および 30%のケースについても同じような傾向を示した。

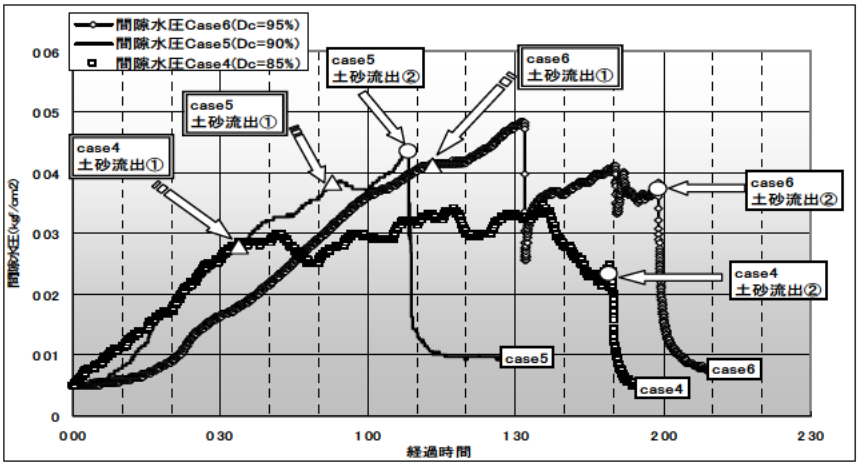


図-3　経過時間と間隙水圧計 NO9 の関係（Fc=10%）

以上より、間隙水圧の変化を確認することで、土砂流出①と土砂流出②の発生時点を確認できる可能性があることが判った。

4.4　粒度構成、締固め度によるパイピングの進行に対する抵抗性の違い

図-4 に土砂流出①、図-5 に土砂流出②を確認した時点の平均動水勾配と細粒分含有率、締固め度との関係を示す。

図-4 に示すように、土砂流出①に関しては、ほぼ細粒分含有率および締固め度が小さいほど、土砂流出①が発生した時点の平均動水勾配は小さくなる。このことは、細粒分含有率および締固め度（強度）が小さい

ほどパイピングの進行が始まりやすいことを示唆している。

図-5 に示すように、土砂流出②に関しては、細粒分含有率が小さいほど、土砂流出②が発生した時点の平均動水勾配は小さくなるが、締固め度については、細粒分含有率が 10%以下の場合、締固め度 90%が、土砂流出②が発生した時点の平均動水勾配の最低値を示す。このことは、細粒分含有率が小さいほど、パイピングの進行に対する抵抗性は小さくなるが、細粒分含有率が 10%以下の粒度構成では、締固め度（強度）が小さいほど、パイピングの進行に対する抵抗性が小さくなるとは限らないことを示唆している。この原因については、今後、検討を行う。

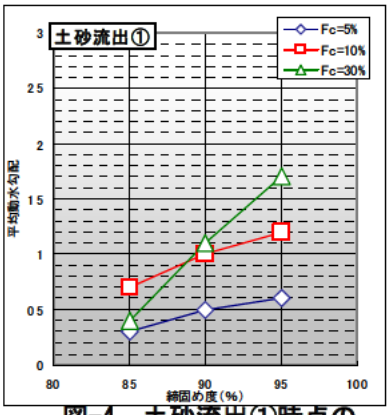


図-4　土砂流出①時点の平均動水勾配と締固め度の関係

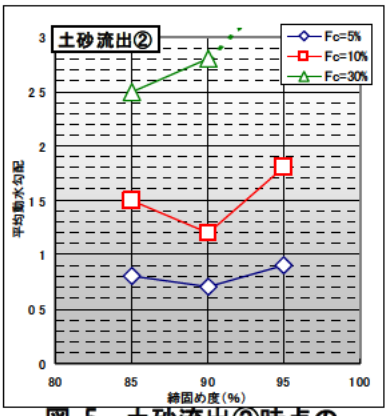


図-5　土砂流出②時点の平均動水勾配と締固め度の関係

5.結論

1）受水孔内の土砂状況に関して、各実験ケースに共通して、最初に噴砂した時点（土砂流出①）と大量の土砂流出と排水が発生する時点（土砂流出②）を確認することができた。

2）土砂流出①から土砂流出②になるまでの過程をパイピングの進行と定義した。土砂流出②時点の平均動水勾配が高い、または、土砂流出①と土砂流出②時点の平均動水勾配の差が大きいほどパイピングの進行に対する抵抗性が高い、つまりパイピング抵抗性が高いといえる。

3）パイピングの進行に対する抵抗性を把握できれば、パイピング抵抗性を評価できる可能性がある。

4）室内実験結果より流量および間隙水圧の変化を確認することで、土砂流出①および土砂流出②時点を確認することができ、これを原位置で確認することができればパイピングの進行に対する抵抗を評価することができる可能性があることが判った。

5）室内実験結果より粒度構成、締固め（強度）の違いによりパイピングの進行に対する抵抗性が異なることが判った。これらの原因については、今後、詳細に検討を行う。

これらの結果を踏まえて、来年度はパイピングの進行に対する抵抗性を現地で確認できる調査手法を検討する。

6.謝辞

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

所属　住鉱コンサルタント株式会社

〈参考文献〉

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

膨張材を使用したコンクリートの耐久性に関する実験的研究

チーム名　　基礎材料チーム
氏　　名　　天 谷 公 彦

１．まえがき

近年，乾燥収縮によるひび割れを低減するために，膨張材の使用が提案されている。膨張材の収縮特性は普通コンクリートと同程度であるが，初期膨張を与えることで間接的に収縮を低減する。

膨張材を使用したコンクリートは，拘束条件によって品質が変化することが知られており，適切な拘束を施した場合にのみ，優れた強度と耐久性を発揮する。一方で，鉄筋による拘束の影響範囲などは明確になっておらず，コンクリート表層での品質は必ずしも明らかとなっていない。

２．研究目的

本研究では，膨張材を使用したコンクリートについて， W/C，膨張材の添加量，内部鉄筋の拘束度をパラメータとし，これらの条件が膨張特性や耐凍害性に与える影響について実験的検討を行った。また，かぶりコンクリートを想定して自由膨張させたコンクリート供試体を用いて，非定常法による急速塩分浸透性試験（Rapid Chloride Permeability Test，以下，ＲＣＰＴ法）を行い，膨張材の使用が塩分浸透抵抗性に与える影響について実験的に検討した。

３．実験方法

３．１　試験の方法

本研究では，膨張特性，凍結融解抵抗性，塩分浸透抵抗性に関する実験的検討を行った。

膨張特性に関する検討では，コンクリートを打設してから硬化するまでの自由膨張ひずみ，拘束膨張ひずみを測定した。自由膨張ひずみは，10×10×40cm の角柱供試体の断面中心に配置した埋設ゲージにて計測した。拘束膨張ひずみは JIS A 6202 付属書 2「 膨張コンクリートの拘束膨張及び収縮試験方法Ｂ法」に準じ，断面中心にφ11mm（拘束Ａ）のねじ切りＰＣ鋼棒を配置した 10×10×38.5cm の角柱供試体を作製し，ダイヤルゲージ法にて計測した。また，拘束度の影響をみるために，φ17mm（拘束Ｂ）のねじ切りＰＣ鋼棒を配置した供試体も作製した。

凍結融解試験は，膨張特性の検討に用いた供試体と同条件（拘束無，拘束Ａ，拘束Ｂ）のものを用い，JIS A 1148 A 法（水中凍結融解試験）に準じて行った。ただし，凍結融解の繰り返し回数は 600 サイクルとした。測定項目は，一次共鳴振動数および質量減少率とした。

塩分浸透抵抗性は，ＲＣＰＴ法により比較を行った。図-1 に実験装置の概略を示す。ＲＣＰＴ法では，φ100×50 の供試体の両端面にセル容器を取付け，陽極側に NaOH 溶液，陰極側に NaCl 溶液を充填し電圧を負荷することで電気的に塩化物イオンを浸透させる。今回の試験では電圧

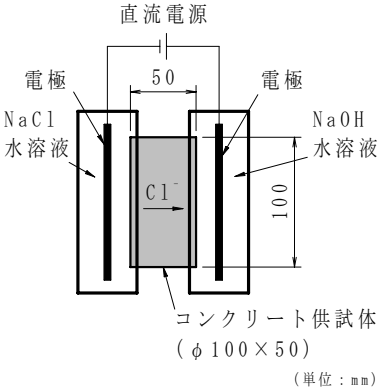


図-1　実験装置の概略

を 30V とし，通電時間を 6 時間，15 時間，30 時間とした。通電終了後，供試体を割裂し，供試体の割裂面に 0.1mol 硝酸銀溶液を噴霧して，塩分浸透深さを測定した。

３．２　供試体作製条件

表-1 に，実験に用いたコンクリートの配合およびコンクリート性状を示す。

凍結融解試験の供試体は，水セメント比（W/C），膨張材（以下，EXP）の種類および添加量をパラメータとした。W/C は単位水量を 172kg/m^3 で固定し，セメント量を変えて調整した。2 種類の EXP（EXP-1：ｴﾄﾘﾝｶﾞｲﾄ系，EXP-2：石灰系）は低添加型（標準添加量 20kg/ m^3）とし，添加量を 20kg/m^3，30kg/m^3 とした。拘束 A の供試体は膨張材を添加した全配合に適用し，拘束 B の供試体は添加量を 30kg/m^3 とした配合にのみ適用した。

表-1　コンクリートの配合およびコンクリートの性状

	記号	W/C	膨張材 種類	膨張材 添加量	養生条件	フレッシュ性状 スランプ	フレッシュ性状 空気量	フレッシュ性状 練上り温度	硬化性状 自由膨張ひずみ材齢7日	硬化性状 拘束膨張ひずみ材齢7日 拘束A	硬化性状 拘束膨張ひずみ材齢7日 拘束B	硬化性状 圧縮強度材齢28日
		%		kg/m^3		cm	%	℃	μ	μ	μ	N/mm2
凍結融解試験	WC40 PL	40			養生条件①※1)	8 2	5 1	21 5				54 6
	WC55 PL	55				16 8	5 5	21 3				40 7
	WC40 E1 20	40	EXP 1（ｴﾄﾘﾝｶﾞｲﾄ系）	20		10 7	5 6	21 5	178 2	110 0		53 2
	WC40 E1 30	40		30		11 0	5 8	22 1	504 7	302 0	268 0	47 7
	WC55 E1 30	55		30		19 1	5 7	21 0	1335 4	414 0	305 0	31 4
	WC40 E2 20	40	EXP 2 石灰系	20		14 5	5 8	22 0	143 9	163 0		50 3
	WC40 E2 30	40		30		15 4	5 9	22 1	426 5	341 0	268 0	45 2
RCPT法	WC40 PL'	40	EXP 1（ｴﾄﾘﾝｶﾞｲﾄ系）		養生条件②※2)	10 0	5 0	20 9				56 2
	WC40 E1 20'	40		20		9 7	4 7	21 1	215 8			60 4
	WC40 E1 30'	40		30		10 5	4 8	21 3	541 0			60 4

※1) コンクリート打設翌日に脱型し，材齢28日まで水中養生
※2) コンクリート打設翌日に脱型し，材齢7日まで水中養生し，その後材齢28日まで気温20℃，湿度60%の恒温恒湿槽にて気中養生

ＲＣＰＴ法の供試体は，膨張材の添加量のみをパラメータとした。使用する膨張材は EXP-1 のみとし，添加量を 0kg/m^3，20kg/m^3，30kg/m^3 と変化させた。W/C は 40%（単位水量 172kg/m^3）で固定し，かぶりコンクリートを想定しているため拘束力は与えなかった。

凍結融解試験の供試体は，打設翌日に脱型し，材齢 28 日まで 20℃で水中養生を行った（養生方法①）。一方，ＲＣＰＴ法の供試体は，打設翌日に脱型し，材齢 7 日まで 20℃で水中養生を行った後，材齢 28 日まで気温 20℃，湿度 60%の恒温恒湿槽に静置した（養生方法②）。

４．膨張ひずみと強度試験結果

表-1 中に，各配合の材齢 7 日での自由膨張ひずみおよび拘束膨張ひずみを示す。各膨張ひずみは，打設完了時を初期値とした。表-1 に示すように，膨張ひずみは W/C の影響を大きく受け，W/C40%の配合よりも W/C55%の配合で大きくなった。

図-2 に，自由膨張ひずみと圧縮強度の関係を示す。膨張材を添加していない配合の膨張ひずみは 0 としてプロットした。養生方法①では，W/C=40%，W/C=55%の供試体共に，自由膨張ひずみが大きいほど圧縮強度が低下する傾向がみられた。これに対し，養生方法②では，膨張材を添加した供試体（WC40-E1-20’，WC40-E1-30’）の方が，WC40-PL’よりも圧縮強度が大きくなった。ただし，添加量の違いによる差はみられなかった。

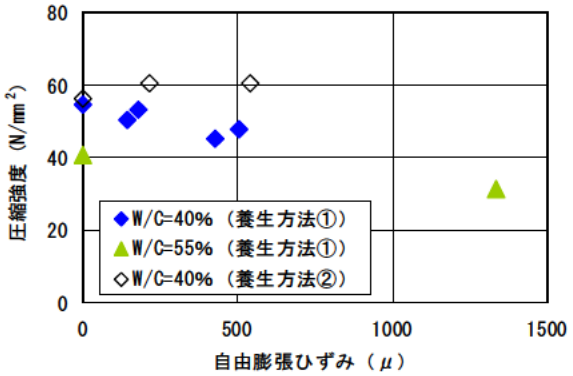


図-2　自由膨張ひずみと圧縮強度の関係

この傾向の違いが，膨張材を添加したコンクリートの品質のばらつきによるものなのか，養生条件などのその他の要因によるものかは，今回の実験の範囲では不明であり，今後の課題である。

５．凍結融解試験結果

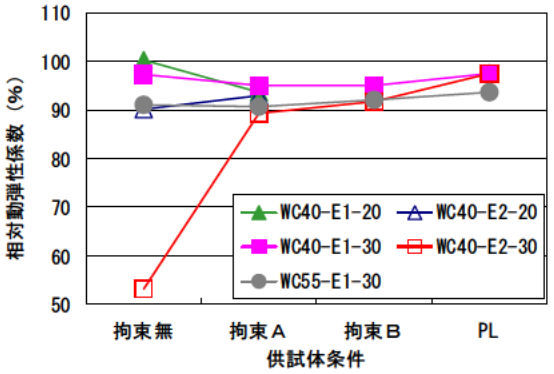
図-3 に，300 サイクルおよび 600 サイクルでの相対動弾性係数を示す。

300 サイクルでは，WC40-E2-30（拘束無）以外の全ての供試体で相対動弾性係数が 85%以上となっており，コンクリート標準示方書［設計編］に定められている最小限界値を満足する結果となった。600 サイクルでは，EXP を添加したコンクリートの相対動弾性係数は，WC40-E1-20（拘束無）および WC55-E1-30（拘束Ｂ）を除いて，PL よりも小さい値となった。また，傾向に多少のばらつきはあるものの，同一配合の供試体では，拘束無の供試体の相対動弾性係数が最も低く，拘束Ｂの相対動弾性係数が最も大きくなった。

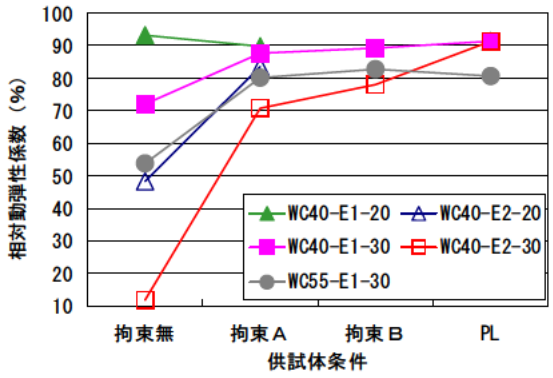
図-4 に膨張ひずみ（材齢 7 日）と 600 サイクルでの相対動弾性係数の関係を示す。EXP-1 では，膨張ひずみと相対動弾性係数に相関関係が認められた。一方，EXP-2 では，拘束無の相対動弾性係数の低下量が大きく，拘束の有無によるばらつきが大きい結果であった。

図-5 に 600 サイクルでの質量減少率を示す。WC40-E2-30 では，拘束度が大きくなるほど質量減率が小さくなる結果となり，拘束の効果がみられた。一方，その他の供試体では，拘束による有意な差は認められなかった。

これらの結果より，内部鋼材による拘束が作用していても，過大に膨張材を添加すると，コンクリートの耐凍害性にやや懸念が出る可能性がある。



（a）300 サイクル経過時



（b）600 サイクル経過時

図-3　各サイクルでの相対動弾性係数

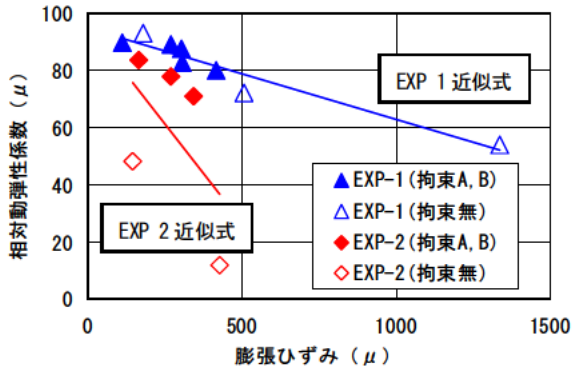


図-4　膨張ひずみと相対動弾性係数の関係

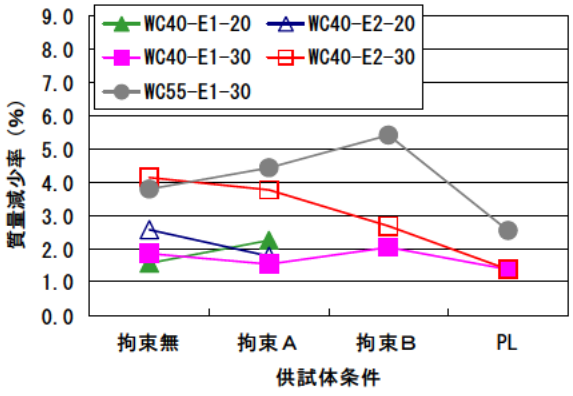


図-5　600 サイクルでの質量減少率

６．塩分浸透抵抗性試験結果

図-6 に各供試体の塩化物イオンの浸透深さおよび見掛けの拡散係数を示す。見掛けの拡散係数 D_{ns} は式（1）を用いて算出した。

$$D_{ns} = k \cdot \frac{RT}{zF} \cdot \frac{L}{\Delta\phi} \qquad (1)$$

ここに，k：塩分浸透速度（cm/h），R：気体定数（= 8.31 J/mol/K），T：絶対温度（K = 実測温度 +273.15℃）

z：塩化物イオンの電荷（= 1），F：ファラデー定数（96485.3 C/mol），L：円盤供試体の厚さ（cm）

Δφ：円盤状供試体にかけた電圧（V）

塩分浸透深さおよび塩化物イオンの見掛けの拡散係数 D_{ns} 共に，WC40-PL’が最も大きく，WC40-E1-20’，WC40-E1-30’がほぼ同値となり，膨張材を使用し自由膨張させたコンクリートが，普通コンクリートと同等以上の塩分浸透抵抗性を有する結果となった。一般には，無拘束の状態で自由膨張させたコンクリートは，概ね耐久性が低下するとされているが，今回の試験条件（W/C=40%で，添加量 20～30kg/m^3）程度では，膨張材を使用しても塩分浸透抵抗性は低下しない可能性がある。

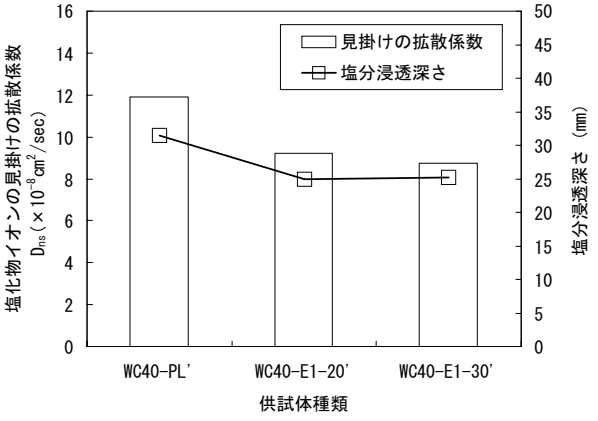


図-6　ＲＣＰＴ法による見掛けの拡散係数

７．まとめ

本研究で得られた所見は次のとおりである。

・膨張特性は W/C によって大きく異なり，W/C が大きくなるほど膨張量も大きくなる傾向にあった。

・圧縮強度の傾向は，養生条件によって異なる結果となった。養生条件①では，自由膨張させた供試体の圧縮強度は低下したが，養生条件②では，自由膨張させた供試体の圧縮強度はわずかに向上した。

・凍結融解試験における相対動弾性係数は，膨張材を添加することで PL よりも低下する傾向にあるが，内部鋼材により変形を拘束することで，品質は向上すると考えられる。

・凍結融解試験における質量減少率は，内部鋼材による拘束の効果が認められないケースがあった。

・今回の試験条件（W/C=40%で，添加量 20～30kg/m^3）では，自由膨張させたコンクリートが，普通コンクリートと同等以上の塩分浸透抵抗性を有していた。

凍結融解試験においては，膨張材を使用したコンクリートであっても，膨張を拘束することで，内部劣化（相対動弾性係数）に対する抵抗性を普通コンクリートと同等程度にできると考えられる。一方，膨張を拘束しても，表層劣化（質量減少率）に対する抵抗性は，普通コンクリートよりも低下する可能性があり，特に W/C が大きく膨張量の大きなコンクリートでは，表面劣化が大きくなる可能性がある。

ＲＣＰＴ法にて塩分浸透抵抗性を比較した結果，コンクリートの W/C や膨張材の添加量によっては，自由膨張させたコンクリートでも普通コンクリートと同等程度の塩分浸透抵抗性を有する可能性がある。ただし，この結果については，品質のばらつきによる可能性もあり，今後より詳細な検討が必要である。

８．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　株式会社日本ピーエス

外来塩分の作用に伴うアルカリシリカ反応リスクに関する検討

チーム名　　基礎材料チーム
氏名　　松本　健一

1. まえがき

コンクリートの劣化現象の一つであるアルカリシリカ反応（Alkali-Silica-Reaction、以下 ASR）は、アルカリとの反応性を有する骨材と、コンクリート中のアルカリとが反応することによって生じる。JIS A 5308「レディーミクストコンクリート」では、ASR 反応性の判定が“無害でない”とされる骨材をコンクリート用骨材として使用する場合の ASR 抑制対策の一つとして、コンクリート中のアルカリ総量を 3kg/m^3 以下とすることが規定されている。しかし、海からの飛来塩分の影響を受けるコンクリートでは、内部にナトリウムイオンが侵入し、コンクリートのアルカリ総量が 3kg/m^3 を超え、ASR が促進されるおそれがある。一般的にはナトリウムイオンの拡散係数は塩化物イオンのそれよりも小さい[1)]と言われているが、外来塩分作用下におけるコンクリートへのアルカリ侵入についての研究例は少なく、その影響は十分に明確でない。

2. 研究目的

本研究ではセメントペースト供試体を塩水に浸せきする実験を行い、セメントペースト内部のイオン分布や細孔溶液組成等から、外来塩分の作用下にあるセメント硬化体へのアルカリイオンの侵入特性を把握し、ASR リスクについて検討することを目的とした。

3. 研究の方法

3.1 塩水浸せき試験用供試体の作製および養生方法

セメントは普通ポルトランドセメント（OPC）ならびにアルカリ含有量の少ない白色セメント（WC）を用いた。両セメントの化学成分を**表1**に示す。水セメント比を 0.45 としたセメントペースト供試体（φ50×100mm）を作製し、20℃で 4 日間の封かん養生を行った後、以下の 2 種類の供試体を用いて塩水浸せき試験（3%、10%および 26.4%飽和塩化ナトリウム溶液、いずれも 20℃）を実施した。本報では浸せき 91 日までの結果を報告する。

3.2 外来アルカリによる細孔溶液組成の変化

3.1 にて作製した供試体を脱型し、材齢 7 日から塩水に浸せきして供試体の全面からイオンを侵入させた。所定の材齢に達した供試体はエタノールで洗浄した後に、**写真 1** ならびに**図 1** に示す高圧抽出装置を用いて細孔溶液を抽出した。抽出した細孔溶液を適当な倍率で希釈して、ナトリウムイオンをイオンクロマトグラフィーで、塩化物イオンを電位差滴定法によって定量した。

3.3 塩化物イオン、ナトリウムイオンの侵入深さ

3.1 にて作製した供試体の端面を研磨し、一方の端面側からのみイオンを侵入させるために他面をエポキシ系樹脂でシールした。塩水への浸せき開始時期は、樹脂の硬化時間を考慮して材齢 7 日とした。

表 1　セメントの化学成分　　（単位：mass%）

	Ig.loss	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	Na_2O	K_2O	Cl
OPC	2.01	20.9	5.24	3.05	64.2	0.92	1.93	0.30	0.34	0.021
WC	2.73	23.0	4.83	0.19	65.1	1.07	2.64	0.06	0.07	0.001

所定の材齢に達した供試体の表面をエタノールで洗浄し、イオン浸透面から厚さ 2mm 程度のスライス試料を採取した。各スライス試料はアセトンを用いて水和停止させた後で適宜粉砕調製した。ナトリウムイオンを総プロ法[2]に、塩化物イオンを JIS A1154:2003「硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法」に準拠してそれぞれ抽出した。溶液中のナトリウムイオンはイオンクロマトグラフィーで、塩化物イオンは電位差滴定法によって定量した。



写真 1 細孔溶液抽出装置

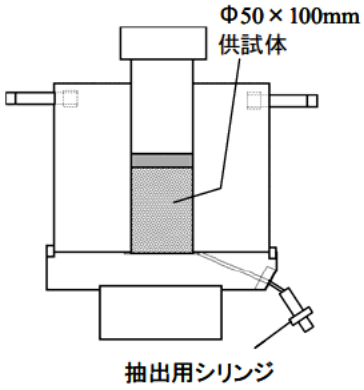


図 1　抽出装置概略図

4. 研究結果および考察

4.1 細孔溶液の塩化物イオン、ナトリウムイオン濃度

細孔溶液中の塩化物イオンおよびナトリウムイオン濃度を図 2 および図 3 に示す。両イオンの経時的な濃度変化は、浸せき溶液の塩化ナトリウム濃度によって傾向が異なっていた。飽和溶液下では OPC、WC 共に両イオン濃度が浸せき 91 日でも上昇し続けているが、10%溶液では浸せき 91 日で濃度が頭打ちとなり、3%溶液では浸せき期間を通じてほとんど上昇しなかった。また、WC において 3%や 10%溶液では両イオン濃度が OPC とほぼ同じであるのに対し、飽和溶液下では WC における両イオン濃度が OPC よりも高くなった。

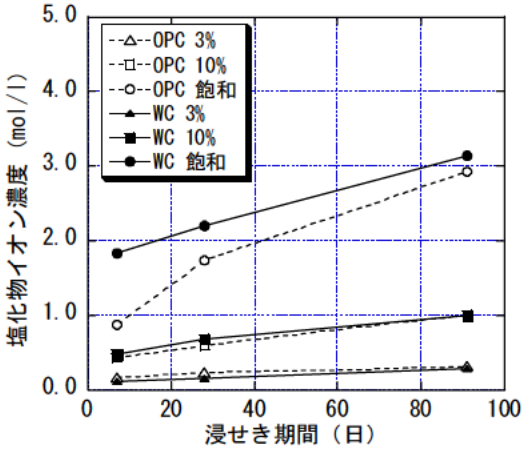


図 2　細孔溶液中の塩化物イオン濃度

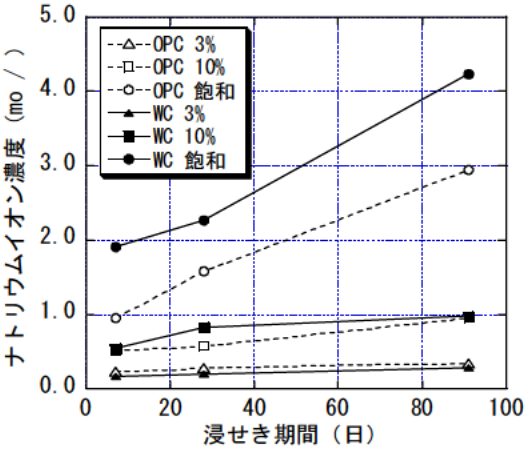


図 3　細孔溶液中のナトリウムイオン濃度

4.2 塩化物イオン、ナトリウムイオンの分布

塩化物イオンの分布を試料に対する量として図 4 および図 5 に示す。OPC、WC 共にいずれの濃度下においても表面側の塩化物イオン量は経時的に増加し、内部へと拡散している。WC の飽和溶液下での塩化物イオン侵入量は OPC よりも多かった。

ナトリウムイオンの分布を図 6 および図 7 に示す。浸せき溶液の塩化ナトリウム濃度が高いほど、ナトリウムイオンは内部へ多く侵入する傾向にあるが、3%溶液への浸せきでは、OPC の表面付近と深さ 15mm 程度までの間のナトリウムイオン量にほとんど相異は無く、ナトリウムイオンの侵入深さが明確ではなかった。一方で WC では表面側のナトリウムイオン量がOPC と同程度まで増加していたものの、経時的な内部への拡散は明確ではなかった。

浸せき 91 日における各イオン量と、フィックの第２法則に基づく拡散方程式の解を用いて算出した表面塩化物イオン量と見掛けの拡散係数をそれぞれ表 2 と表 3 に示す。OPC、WC 共にナトリウムイオンの見掛けの拡散係数は塩化物イオンのそれよりも小さく、表面イオン量も少なかった。今後はイオンの侵入量の比較を行い、両イオンの拡散特性について詳細な検討を実施する必要がある。

4.3 イオン侵入特性と ASR リスクについての考察

(1) 3%塩化ナトリウム溶液(海水)の作用による ASR リスク

4.1 および 4.2 の結果より、塩水が作用するセメント硬化体へのイオン侵入特性とそれに伴う ASR のリスクは、作用する溶液の濃度によって異なると考えられる。3%塩水の作用下では、ナトリウムイオンはOPC 硬化体内部へほとんど侵入せず、アルカリ含有量の少ない WC であっても僅かに侵入はするが拡散はしていないことなどから、常時海水が作用する環境ではコンクリート内部のアルカリは増加しない可能性がある。この点は更に長期的な検討も必要である。このことは、人工海水に浸せきしたコンクリート内部にナトリウムイオンが浸透しない可能性について述べた山口ら[3)] の結果とも一致している。

(2) 高濃度の塩化ナトリウム溶液の作用による ASR リスク

一方、10%や飽和塩水の作用下では、ナトリウムイオンが硬化体内部へ多く侵入している。このことは、海洋飛沫帯や干満帯、凍結防止剤が散布される環境のように比較的高濃度の塩化ナトリウムが作用しうる環境におい

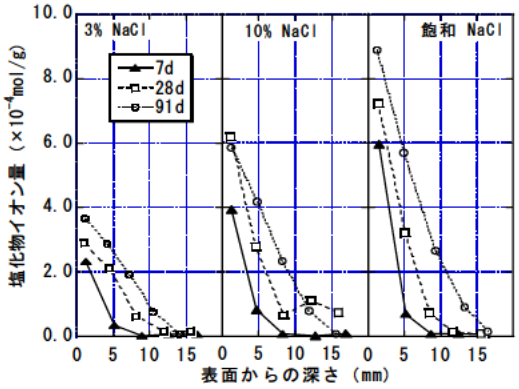


図 4 塩化物イオン量(OPC)

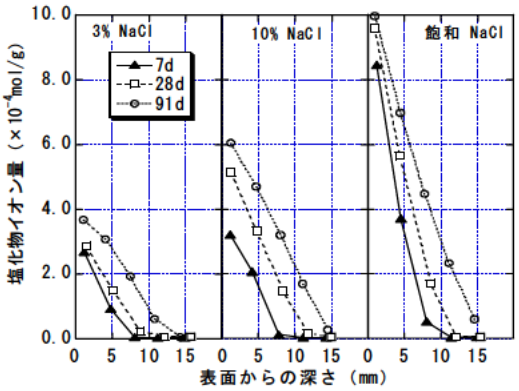


図 5 塩化物イオン量(WC)

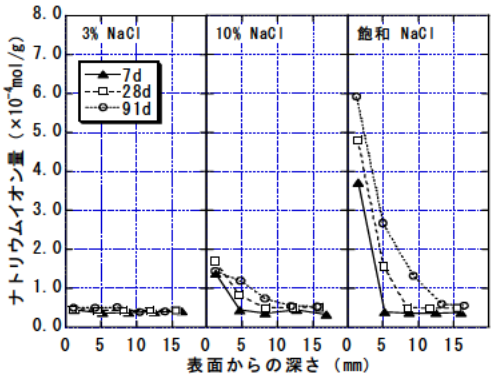


図 6 ナトリウムイオン量(OPC)

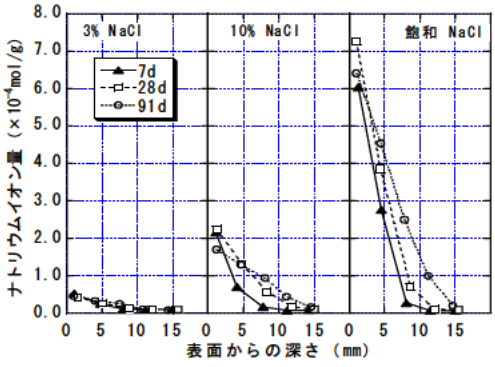


図 7 ナトリウムイオン量(WC)

ては、ナトリウムイオンが内部へと侵入して細孔溶液中に存在するために、ASR リスクは高くなることが予想される。

(3) セメントのアルカリ量低減による効果

セメントのアルカリ含有量が少ないWCにおいて、10%や飽和塩化ナトリウム溶液への浸せきによってOPCと同程度あるいはそれ以上にナトリウムイオンが侵入していることが 4.1 および 4.2 の結果より明らかである。また、3%塩化ナトリウム溶液への浸せき試験においても、細孔溶液中のナトリウムイオン濃度や硬化体の表面近傍のナトリウムイオン量は増加して OPC と同程度となった。これらの結果はセメントの Na_2O 量を少なくしても、外来塩からのナトリウムイオンの侵入に対しては、その効果をあまり期待できないことを示唆している。

表 2 表面イオン量 （$\times 10^{-4}$mol/g）

		3%	10%	飽和
Na^+	OPC	−	1.15	6.40
	WC	−	2.00	7.40
Cl	OPC	4.00	7.00	10.40
	WC	4.00	6.40	11.30

表 3 見掛けの拡散係数 （mm^2/day）

		3%	10%	飽和
Na^+	OPC	−	0.20	0.20
	WC	−	0.35	0.35
Cl	OPC	0.30	0.35	0.35
	WC	0.30	0.40	0.40

5. 結論

本研究で得られた結論を以下に示す。

①ナトリウムイオンの侵入と ASR リスクについて

・3%（海水）程度の塩化ナトリウムが常時作用する場合は、ナトリウムイオンはセメント硬化体内部へはほとんど侵入せず、ASR リスクは比較的低いと考えられるが、更に長期的な検討も必要である。

・海洋飛沫帯や干満帯、凍結防止剤が散布される環境のように比較的高濃度の塩化ナトリウムが作用しうる環境では、セメント硬化体内部にアルカリが侵入するおそれがある。

②セメントのアルカリ量低減による効果について

・外来塩分の作用に対しては、セメントのアルカリ量が少なくても、ASR リスクを軽減する効果はほとんどない。

6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、多大なるご指導を賜りました基礎材料チーム渡辺上席研究員、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　太平洋セメント株式会社

＜参考文献＞

1）後藤ほか：「セメント硬化体の細孔径分布とイオンの拡散」、セメント技術年報、第 36 巻、pp.49 52、1982

2）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

3）山口ほか：「コンクリート中のナトリウムイオンの移動と ASR 膨張への影響」、コンクリート構造物の補修・補強・アップグレード論文報告集、第 5 巻、pp.175 178、2005

特定外来種アレチウリの埋土種子に関する基礎的研究

チーム名　河川生態チーム
氏　　名　黒川貴弘

1．まえがき

特定外来種アレチウリは，ウリ科の一年生草本で生育速度が非常に速いつる性植物であり，長いもので十数mまで成長する．筆者らの研究では成長量は日平均 0.005m，日最大 0.031m の成長速度であることを明らかにした[1)]．日本各地の河川管理の現場では，アレチウリの拡大を防ぐため，抜き取りによる防除活動の取り組みを実施している[2)]．これらは一定の効果を持つことが確認されているが，アレチウリの種子には休眠性があり土壌シードバンクを形成する．この土壌シードバンクから新規個体が発芽し続け，数年間は抜き取りを繰り返す必要が生じ[3)]，外来種防除の効果・効率を低減させる．

2．研究目的

筆者らは，抜き取りによるアレチウリの防除に加え，アレチウリの埋土種子（以下，埋土種子と記述する）の発芽抑制に成功すれば，アレチウリ個体群の再生産を防除することが可能になると考えている．平成 21 年度は埋土種子の実態把握のために現地調査を行い，埋土種子の採取・観察[4)]を行った．その結果，現地で採取した一部の埋土種子は，種子が割れ胚・胚乳が分解された種子であった．

本研究では，埋土種子の一部に見られる水や土壌等の作用により分解された埋土種子の発芽能力を検証し，筆者らが目的にする埋土種子の発芽抑制の可能性，発芽抑制に重要な物理環境を室内実験により明らかにすることを目的とする．

3．研究方法

3.1　調査地の概要

調査地は長野県埴科郡坂城町を流れる千曲川鼠橋付近で行った．図-1 に調査地の概要を示す．千曲川は流域面積 7163km²，流路延長 214km で甲武信ヶ岳（標高 2475m）から長野盆地をとおり新潟県に流下する一級河川である．調査地内のアレチウリは高水敷に生育する個体が多く，アレチウリが優占する個体群，ハリエンジュが優占するがアレチウリが共存する個体群，オギ・ヤナギにアレチウリが覆い被さる個体群を形成している．埋土種子の採取・観察はアレチウリ個体群を対象に行った．

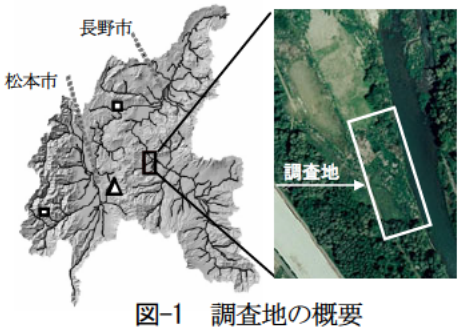


図-1　調査地の概要

3.2　発芽能力の検証実験

アレチウリは，「特定外来生物による生態系等に係る被害の防止に関する法律」により飼養等（飼養・栽培・保管・運搬）が原則禁止されている[5)]．本研究は環境省関東地方環境事務所へ飼養等許可に関する申請及び許

可を受け，発芽能力の検証実験を実施した．実験は独立行政法人土木研究所(以下，土研と記述する)実験室で行った．

一般的に種子発芽にかかわる環境要因で重要なのは，水・温度・光・酸素といわれている[6]．本実験では，水・温度・光の 3 因子に着目し，インキュベーター（トミー精工社，CF305）を使って，アレチウリ種子の発芽能力の検証を行った．条件設定は温度・光・水の 3 因子が野外環境に近い条件[7]となるよう設定した．

表-1 に処理区の組合せを示す．温度条件は 30℃, 15℃固定の 2 処理区, 光条件はインキュベーターで 10000lux に設定した明条件，アルミホイルで遮蔽し光の透過を極力抑えた暗条件 2 処理区，水条件(以下，土壌水分と記述する)は 60%, 45%, 30%, 15%の 4 処理区を組み合わせた計 16 処理区を設定した．さらにアレチウリ種子は結実時，外皮に覆われているが，自然下では外皮が剥離した種子や種皮に外傷が見られた．このため種子の状態による発芽能力の差異も考え，外皮有無の 2 処理区，種皮外傷有無の 2 処理区の計 4 処理区を環境要因の 16 処理区に組み合わせ，合計 64 処理区とした．

表-1　処理区の条件と供試種子数

温度(℃)	光	土壌水分(%)	種子数(個体) 外皮有 種皮傷有	外皮有 種皮傷無	外皮無 種皮傷有	外皮無 種皮傷無
30	明(10000 lux)	60	10	10	10	10
		45	10	10	10	10
		30	10	10	10	10
		15	10	10	10	10
	暗	60	10	10	10	10
		45	10	10	10	10
		30	10	10	10	10
		15	10	10	10	10
15	明(10000 lux)	60	10	10	10	10
		45	10	10	10	10
		30	10	10	10	10
		15	10	10	10	10
	暗	60	10	10	10	10
		45	10	10	10	10
		30	10	10	10	10
		15	10	10	10	10



アレチウリ種子（左：外皮に包まれた種子，中央：外皮剥離種子，右：外傷がある種子）

処理区は，寸法 120×180×35mm 型のスチロール樹脂性トレーを使用し，アレチウリ種子播種の基盤土壌には，落ち葉等が分解され有機物が多く含まれている土研内の土壌を用いた．各トレーの種子数は 10 個体とした．種子の観察は 1 日 1 回を基本とし，発芽した個体の実験開始からの日数, 発芽個体数を記録した．

3.3　データ解析の方法

3.3.1　アレチウリ種子の発芽と環境要因の関係性評価

アレチウリ種子の発芽に影響が強い環境要因を調べるために，環境要因(土壌水分，温度，光)と発芽率の散布図を作成した．ここでは 4.研究結果で記述するが発芽の基本条件であった種皮外傷有りのケースを対象に解析を行った．発芽率への影響が強かった土壌水分と発芽率の関係性を温度が異なるケース毎に評価した．

3.3.2　アレチウリ種子の発芽の経過日数と発芽率の評価

アレチウリ種子の発芽率が高かった条件上位 5 つのケースを抽出し，発芽初確認日，発芽期間を表に整理すると共に経過日数と発芽率の時系列図を作成した．ここに発芽初確認日とは最初に発芽した個体の実験開始からの日数とし，発芽期間とは発芽初確認日から最後に発芽した個体の発芽確認日までの期間とした．

4．研究結果

4.1　アレチウリ種子の発芽と環境要因の関係性評価

図-2 に環境要因別の発芽率を示す．種子の外皮有無による明確な差はないが，種皮外傷有りの種子は，発

芽に適した土壌水分を満たした場合，全て発芽した．種皮外傷無しの種子は，全 32 ケースすべてにおいて発芽しなかった．アレチウリの種子は，種皮に傷が付くことにより発芽可能となることから種皮が傷付き吸水させることが発芽の基本条件であると考えられる．

アレチウリの種子は，土壌水分が 15%でよく発芽し 30%では発芽率が低下した．45%，60%の処理区は，すべてのケースにおいて発芽個体は観察されなかった．

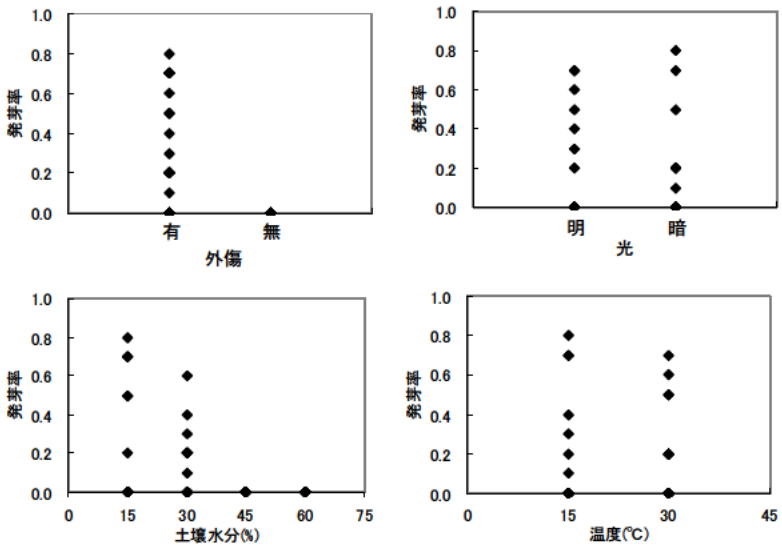
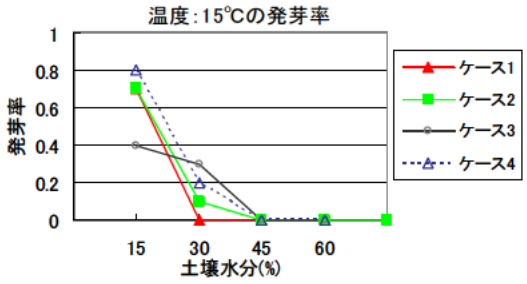
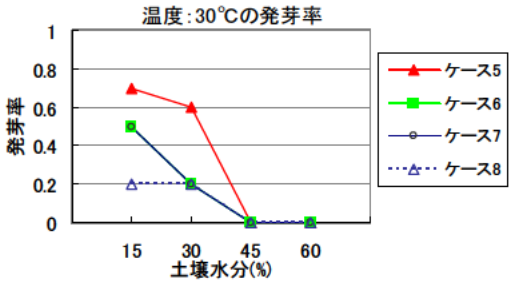


図-2　環境要因別の発芽率

アレチウリ種子の発芽率は，土壌水分増加に伴い発芽率が低下する負の相関を示した．一方，温度及び光の条件が異なっても発芽率に大きな違いが見られなかった．このことからアレチウリ種子の発芽に与える影響は，土壌水分の変化によるものが強いと考えられる．

次に種皮に外傷有で温度が異なるケースにおける土壌水分と発芽率の相関図を図-3 に示す．土壌水分が 15%の時は，温度 15℃, 30℃いずれも発芽率が高く，土壌水分が 30%の時は，温度 30℃で発芽率が高いのに対して 15℃では低いことから，土壌水分が 15%の時は温度の差異が発芽率に与える影響は少ないと考えられる．





温度(℃)	ケース	光	外皮
15	ケース1	明	無
	ケース2	暗	無
	ケース3	明	有
	ケース4	暗	有
30	ケース5	明	無
	ケース6	暗	無
	ケース7	明	有
	ケース8	暗	有

図-3　土壌水分条件と発芽率

4.1　アレチウリ種子の発芽の経過日数と発芽率の評価

発芽率が高かった条件上位 5 ケースの経過日数と発芽率の関係を表-2，図-4 に示す．温度別の平均発芽率はケース A～C でケース D，E より，わずかながら高い傾向が見られた．発芽初確認はケース A～C で 11 日，ケース D，E で 4～5 日であり，約 2 倍以上遅かった．発芽期間についても，ケース A～C では実験開始後 5～9 日，ケース D，E では実験開始後 3～4 日であり，より長い期間を要した．

これらの結果から，15℃では発芽開始が遅れ，

表-2　処理区の条件と供試種子数

温度(℃)	ケース	照度	土壌水分(%)	外皮	外傷	発芽初確認日(日)	発芽期間(日)	発芽率	温度別平均発芽率
15	A	明	15	無	有	11	5	0.7	
	B	暗	15	有	有	11	7	0.8	0.73
	C	暗	15	無	有	11	9	0.7	
30	D	明	30	無	有	4	3	0.6	0.65
	E	明	15	無	有	5	4	0.7	

発芽期間にバラつきが生じ，30℃では発芽開始が早く，発芽期間が集中する傾向があると考えられる.

一般的に植物の種子が発芽に至るには一定の積算温度が必要になる事と実験結果を合わせて考慮すると，気温が高い年は，発芽時期が早くなり個体の発芽が集中すると考えられる.

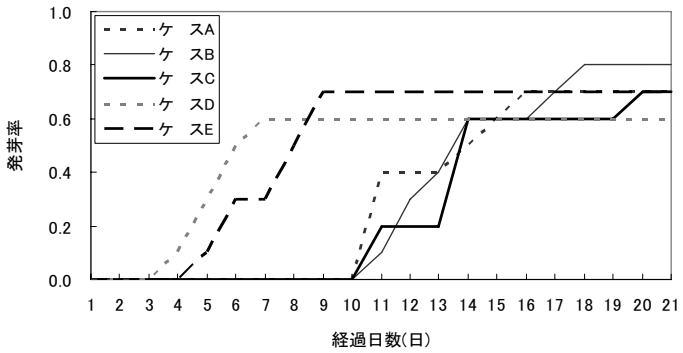


図-2 環境要因別の発芽率

５．結論

埋土種子の発芽抑制の可能性，発芽抑制に重要な物理環境を室内実験により明らかにすることを目的にアレチウリ種子の発芽と環境要因の関係性評価，アレチウリ種子の発芽の経過日数と発芽率の評価を行った.

発芽と環境要因の関係性としては，種皮の外傷有無が吸水に深く関わり影響が最も大きかった．次に土壌水分が大きな影響を与え発芽率は負の相関を示した.

発芽の経過日数と発芽率については，発芽に要する日数は温度 30℃で短く発芽期間が集中したのに対し，温度 15℃では発芽が遅れ発芽期間にバラつきが生じた. 種子の発芽には一定の積算温度が必要な事と実験結果を考慮すると，気温が高い年は，発芽時期が早くなり発芽個体が集中すると考えられた.

本研究により土壌水分が高いと発芽を抑制する効果があると考えられ，アレチウリ再生産の防除につながる可能性が示唆された.

６．謝辞

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

所属　株式会社　国土開発センター

＜参考文献＞

1) 黒川貴弘・傳田正利・三輪準二：個体レベルでのアレチウリの成長観察とそのモデル化に関する基礎的研究，土木学会関東支部第 37 回技術発表会講演集（CD-ROM），Ⅱ　5,2010

2) 河川管理における外来種対策について，河川，2004 年 7 月号，pp.6 10，2004.

3) 千曲川河川事務所編：千曲川・犀川のアレチウリ　河川の自然を保全するための外来植物対策　，2003.

4) 傳田正利・黒川貴弘・三輪準二：アレチウリの種子生産とその浮遊・沈降特性に関する基礎的研究，土木学会関東支部第 37 回技術発表会講演集（CD-ROM），Ⅱ　6,2010

5) 環境法令研究会：環境六法，中央法規出版，pp.7397 7400，2009

6) 種生物学会編：発芽生物学　種子発芽の生理・生態・分子機構　，文一総合出版，pp.49，2009.

7) 傳田正利・黒川貴弘・島野光司・三輪準二：水工学河川高水敷掘削による物理環境変化がアレチウリの初期生育に与える影響に関する研究，水工学論文集,Vol.54，pp.1237 1242,2010

河道内樹林化と樹木管理の現状に関する考察

チーム名　河川生態チーム
氏　　名　佐貫 方城

1. はじめに

近年，河道内において洪水による植物群落の破壊機会の減少に伴い，安定的に植物が群落を形成する領域が拡大し，樹林域の繁茂(以下，樹林化という)が著しい．樹林化に伴い，治水面では河積阻害や粗度の増大など流下能力の低下，環境面では河原固有の環境に依存する植物の減少が問題となっている．樹林化に至る機構の研究は，細粒土砂堆積と植生動態の関係より，礫床裸地から樹林化への形成過程が明らかにされるなど，一部では相当に深まっている[1)]．しかし，樹林化は1990年代以降増加傾向にあり[2)]，実際に増えている樹種や地域によって分布が異なるのかなど，樹林化の現状はよくわかっていない．また，川を管理する現場では，増えすぎた樹林域に対し，維持管理による定期的な樹木伐採等の措置(以下，樹木管理という)が実施されてきた．しかし，樹木管理後，再び樹林化に至る場合もあり，なぜ再樹林化しているのか，特に樹木管理後のレスポンスに着目し，現場の実態から樹林化に至る要因を明らかにした研究例は見当たらない．

上記背景から本報では，全国一級水系の河川における樹林化の現状と，伐採と除根による樹木管理後のレスポンスから樹林化の抑制や再生に繋がる要因を明らかにすることを目的とした．得られた結果と現地の状況をもとに，樹木管理による樹林化の抑制効果と課題に関する考察を行った．

2. 利用データと調査方法

2.1 河道内樹林化の現状把握

全国河川における河道内樹木群(以下，樹林という)の分布状況を把握するため，河川水辺の国勢調査の植物調査(以下，水国調査という) 結果を使用した．対象河川は1999年から2008年度に調査が実施された109水系117河川とした．まず，水国調査結果のうち，果樹園等の耕作地を除く，木本類10基本分類を対象として，各河川で取得されたデータのうち最新のデータを用いて樹林面積を整理した．次に，地方別に樹林面積を集計し，河道内に優占的な樹林の面積割合を把握した．この際，水国調査結果は類似した特徴を有する群落を一括りとした．例えば，タチヤナギ群集とアカメヤナギ群集はヤナギ高木林としてまとめた．また，低木林とされているクズ群落は，多年生草本のため，本検討から除外した．

2.2 樹木管理後の現地調査

現地調査は，水国調査結果のうち優占的な3種類の樹種に関して，平成12年～21年度の間に比較的大規模な伐採と除根が行われた河川区間でおこなった．調査地は，東北，関東，中部，近畿，九州地方の計13水系17河川から51箇所を選定した．調査は秋季から冬季にかけて実施した．調査箇所では，繁茂状況等を考慮して伐採・除根後のレスポンスが典型的な場所を選定した後に，ベルトトランセクト法を実施した．同調査法では，ベルトトランセクト(2m幅の調査測線)を設定し，ベルトトランセクト上の1～5m間隔

で河床高の計測を行った．ベルトトランセクト内に樹木が分布する場合は位置，樹種，樹高，樹齢を記録した．なお樹齢は計測が可能な樹種について行い，調査箇所の樹木を任意で選択して計測した．河床高と樹木の位置座標は，VRS-GPS(Nikon-Trimble社5800GPS)で計測した．

データとりまとめに際しては，樹木生育場と平水時の水面との標高差（以下，水面比高という）と現況河床勾配との関係から，各樹種がどのような立地環境に位置しているのかを整理した．また，伐採と除根後の樹木の成長予測を行い，樹高成長の抑制効果について検証を行った．成長予測には，Richards成長曲線モデルを用いた．Richards成長曲線モデルは，次式で表される．

$$H = A\{1 \quad \exp(\ \ kt)\}^{\frac{1}{1\ m}} \qquad (1)$$

ここに，H:樹齢tにおける樹高(m)，A:平均樹高の最終到達量のパラメーター(m)，k:成長速度のパラメーター，t:樹齢(年)，m:成長曲線の型のパラメーター．なお，タケ類等，樹齢の計測ができない場合，管理後の経過年数を樹齢として稈長の関係を整理した．

3. 結果

3.1 河道内樹林化の現状

図-1に，地域別の河道内樹林面積の構成割合を示す．ヤナギ類(ヤナギ高木林とヤナギ低木林)，ハリエンジュ，タケ・ササ類(マダケ林とメダケ林)の3種類(以下，優占樹種という)が，河道内樹林面積の約60%を占めていた．優占樹種別の地域的な分布傾向は，ヤナギ類は全国的に分布するが，北海道の分布が際立っていた．ハリエンジュは中部以東から東北にかけて多く分布し，タケ・ササ類は九州と四国で多く，東北以北ではほとんど分布していなかった．

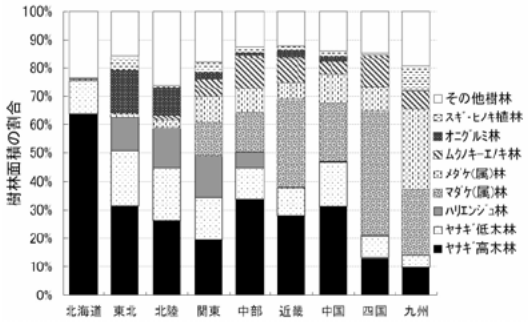


図-1　河道内樹林面積の構成割合

3.2 優占樹種の立地環境

現地調査は，ヤナギ類，ハリエンジュ，タケ・ササ類における伐採・除根後の状況について行った．ただし，ヤナギ類は高木になる樹種，タケ類はマダケ，ササ類はメダケを調査対象とした．以下では現地調査結果を示す．

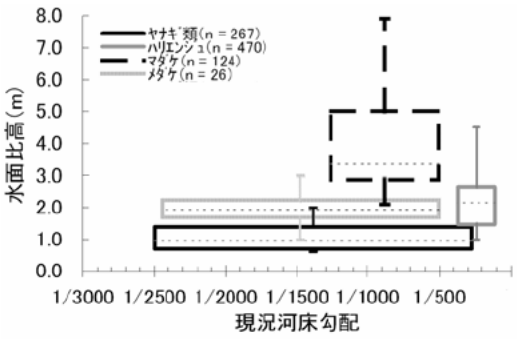


図-2　優占樹種の立地環境

図-2は優占樹種別の現況河床勾配と水面比高との関係である．タケ類とササ類は立地環境が異なっていたためここでは区分した．まず，水面比高から各樹種の分布を比較すると，25%～75%分位点間でヤナギ類は0.7～1.4mと水際に近い場所，ハリエンジュが1.5～2.5m，メダケが1.7～2.2mとヤナギ類より少し高く，マダケは2.9～5.0mと最も高い立地に生育していた．次に河床勾配をみると，ヤナギ類は約1/280～1/2,500，メダケは1/500～1/2,400と，縦断的に幅広く生育していた．ハリエンジュは約1/120～1/370と急勾配区間，マダケは約1/500～1/1,300の区間に生育していた．

3.3 伐採・除根後の成長状況

図-3にヤナギ類とハリエンジュにおける成長曲線を示す．なお，式(1)の成長曲線で，平均樹高の最終到達量のパラメーター(A)は，現地での生育状況から，ヤナギ類で15m，ハリエンジュで20mとした．ヤナギ類とハリエンジュの成長曲線について，例えば，水国調査で高木林の基準としている樹高4mまでの到達年数で比較すると，ヤナギ類は伐採で2.2年，除根で2.8年と約半年，ハリエンジュも伐採で3.0年，除根で3.7年と約半年の差であった．除根では，伐採と比較して抑制効果がやや高いが，大きな差は認められなかった．

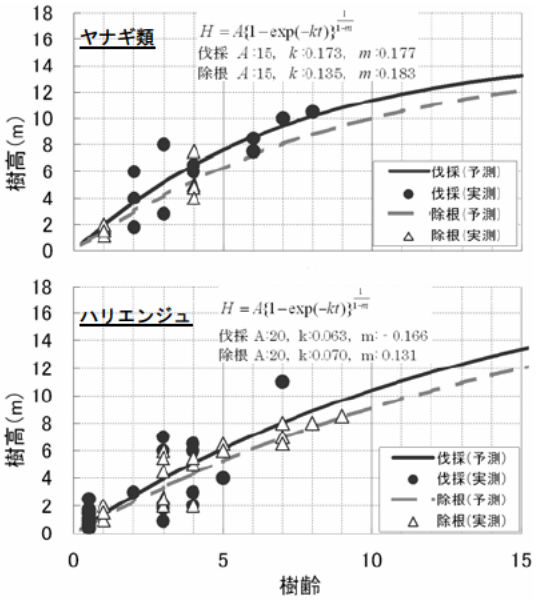


図-3　ﾔﾅｷﾞ類，ﾊﾘｴﾝｼﾞｭの管理方法別の成長状況

図-4にタケ・ササ類の管理方法別の成長状況を示す．なお，メダケでは伐採後のモニタリング結果が得られなかったため，除根の結果のみ示す．また，マダケでは参考として未管理箇所の稈長を示す．マダケは伐採後，1年で未管理箇所と同程度まで再生している個体もみられた．除根では1年目の箇所で稈長約0.3m，3年目の箇所で約2mとなっており，伐採と比較して除根による抑制効果が示された．メダケは，稈長約6mまで成長するが，除根後3年目の箇所で約3mと低い成長であったことから除根による抑制効果が伺えた．

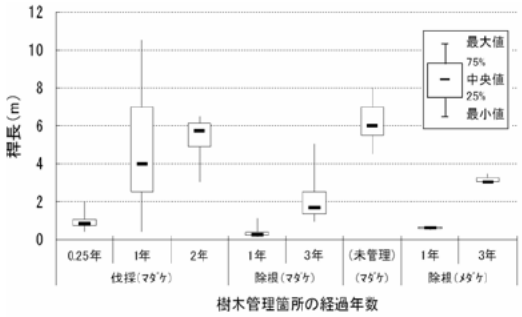


図-4　タケ・ササ類の管理方法別の成長状況

4. 考察

4.1 河道内樹林化の現状

河道内樹林の分布状況から，現状の樹林化において課題とされる樹種は，ヤナギ類，ハリエンジュ，タケ・ササ類の3種類であるといえる．優占樹種の分布傾向や立地環境から(図-1，図-2)，ヤナギ類は全国的に多く，縦断的にも幅広く生育していることがわかる．一方，ハリエンジュは，本研究結果から分布をみる限り，特に中部以東の比較的寒い地域の河川で，急勾配の河道において繁茂が著しい可能性がある．また，タケ・ササ類は関東以西の比較的温暖な地域に多く，縦断的には幅広く生育している．さらに，横断的な立地環境も各優占樹種で異なっている．このように，優占樹種だけでも地域性や立地環境に違いがみられる．したがって，樹木管理は，対象樹種の生理・生態的特徴を踏まえた実施が重要である．以下では現場状況を踏まえ，優占樹種別に伐採と除根による効果と課題について考察を行った．

4.2 ヤナギ類

伐採では伐採株から萌芽再生し，約2年で高木(4m)に成長しており(図-3)，樹高再生の抑制効果は小さい．除根では抑制効果が高いが，現地では，作業後に残存した枝(以下，残枝という)による再生がみられ

た．除根後，裸地化した土壌に分散した枝から萌芽再生した可能性が高いと考えられる．残枝からの再生は，伐採株からの再生と同程度に成長が速い(図-3)．ヤナギ類では，残枝の除去が課題である．また，残枝以外に，流水によって散布される枝や種子によっても定着するが，河床の過湿化もしくは乾燥化による抑制の有効性が報告されており[3-4]，除根後の再定着防止を併せて検討する必要がある．

4.3 ハリエンジュ

ヤナギ類と同様，伐採では元株から萌芽再生し，約3年で高木に成長しており(図-3)，樹高再生の抑制効果は小さい．ハリエンジュは，伐採により水平に伸びている根から芽を発生させるため[5]，伐採に伴い樹林域を拡大している可能性もある．除根では，ヤナギ類と異なり，作業後に残存した根(以下，残根という)からの萌芽再生が各現場で多数みられ，僅か20cmの根でも再生していた．ハリエンジュの抑制には，残根の除去方法や薬剤による根系の処理等，対策を検討する必要がある．

4.4 タケ・ササ類

タケ類は，伐採では1年で元通りまで再生しており(図-4)，伐採による稈長の抑制効果がみられない．除根では，ハリエンジュと同様に残根からの再生がみられたが，稈長は低く抑えられ，抑制効果がみられた．残根が残った後に根系が発達した場合，細粒土砂層へ樹林域を拡大していく可能性もあるため，根系の対策が重要となる．

5. まとめ

河川水辺の国勢調査結果から現在，樹林化として課題である樹種はヤナギ類，ハリエンジュ，タケ・ササ類の3樹種であった．各樹種において，伐採では3樹種共通して速やかに樹高は再生し抑制効果は小さかった．ヤナギ類では除根によって抑制効果がみられるが，残枝からの再生があるため対策を図る必要がある．ハリエンジュとタケ・ササ類は，除根作業時に発生する残根から再生しており，ハリエンジュとタケ・ササ類では除根による抑制効果を高めるため，残根の除去対策の検討が重要である．

6. 謝　辞

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

所属　株式会社ウエスコ

＜参考文献＞

1）藤田光一，李参熙，渡辺 敏，塚原隆夫，山本晃一，望月達也：「扇状地礫床河道における安定植生域消長の機構とシミュレーション」，土木学会論文集，第747巻，pp. 41 60，2003.　2）楯慎一郎，小林稔：「物理環境からみた全国河川の状況」，リバーフロント研究所報告，第19号，2008.　3）渡辺 敏，前野詩朗，渡辺秀之，志々田武幸：「旭川におけるヤナギ林の拡大機構とその抑制管理手法に関する検討」，河川技術論文集，第11巻，pp. 77～82，2005.　4）伊木千絵美，矢部浩規，中津川誠：「河川の水理条件による河道内樹木の稚樹定着抑制」，河川技術論文集，第11巻，pp. 505～510，2005.
5）崎尾 均 編：「ニセアカシアは渓畔林から除去可能か」，日林誌，第83巻4号，pp. 355～358，2003.

形式が異なる河岸の物理特性と生物との関係

チーム名　自然共生研究センター
氏　　名　宮下　哲也

１．まえがき

河川の水域と陸域との境界を形成する河岸域は、出水による撹乱等の影響を受け，河岸域の環境に応じた多様な生物相が育まれていると考えられている．特に河岸（水面より上の河岸域）は水中と陸上にまたがり生活する生物の生息場所や移動経路等として機能していることが知られている．このため平成２年の「多自然型川づくり」の通達以降，河川改修や災害復旧による河岸の人為的改変には環境に配慮したコンクリートブロック等が用いられてきた．しかしながら，河岸の機能と物理環境との関連性についての知見が乏しいため，自然河岸の有する機能を吟味せずに「空隙の確保」といった単純化した機能のみに着目した護岸ブロックが用いられ，河川環境の劣化が懸念されるようなケースもみられる．[1)]本研究では，河岸処理手法に関する基礎的知見を得るため，異なる形式の河岸を対象として，物理環境特性と生物の生息状況との関連性の把握を目的とした調査を行ったのでこれを報告する．

２．研究方法

2.1　調査地および調査区概要

本研究で調査対象とした注連小路川は，三重県中南部の大紀町を西へ流れ大内山川に合流する１級河川宮川水系の２次支川である．流域面積は 8.2km^2，流路延長は 5.6km である．調査は，空積ブロック護岸（ブロック内部に栗石等を中込め材として充填した構造）と練積ブロック護岸（ブロック相互を胴込めコンクリートで一体化した構造）の２タイプのコンクリート護岸と自然河岸の形式が異なる計３タイプを調査対象区とした．各調査区は大内山川合流部から約 1.0km 以内に設けられており，この区間に落差のある横断工作物は整備されていない．また、調査地周辺は水田地帯であり，全調査区の背後地は現在も使用されている水田である．



写真-1　調査区状況および調査区概要

調査区には，１調査区につき任意に５本設定したトランセクト上に，50cm×50cm の方形区を河岸上部と河岸下部の区分に分けて設定した.各トランセクト間は互いに影響が及ばないよう 2.0m 以上の間隔を設けることを基本条件とした．また、河岸上部と河岸下部との方形区は，上端と下端間に鉛直高さ 50cm の間隔を設けている.

2.2　調査方法

１回の調査は２日間かけて、2009 年 5 月 1 日，2 日と 10 月 22 日，23 日の２回行った．物理環境特性として河岸表面の湿潤度を計測するため，調査日前の２４時間以内に降雨がないことを基本条件とした.

2.2.1　生物調査

生物調査では，設定した方形区ごとに，害虫駆除用の粘着トラップ（ごきぶりホイホイ，アース社）の粘着基盤を調査１日目の夕方に設置し，翌朝に回収するとともに，方形区１箇所あたり５分間の見つけ採りおよび石起こし採集を併用した．採集した生物は，調査区ごとに飛行により移動する飛翔性(ハエ目，ハチ目ほか)と陸上を歩行により移動する非飛翔性(クモ目，コウチュウ目，ハチ目，トビムシ目ほか)に目区分ごとに同定分類し，分類ごとの個体数を計数した.

2.2.2　物理環境調査

方形区を縦横 5 等分した 25 点において、土壌材料の直径区分を記録し（直径区分：1.巨礫－大礫：65 ㎜<，2.中礫－細礫：64-3 ㎜，3.砂：2-0.063㎜，4.シルト・粘土：<0.062 ㎜，5.岩盤，6.コンクリート），25 点における各土壌材料の構成割合(%)を算出した．土壌硬度（㎜）は，山中式硬度計(藤原製作所)を用いて自然河岸 AB のみ計測をした。本硬度計は，底面の直径 1.8cm、長さ 4cm のコーン（円錐 25° 20′ ）を土中に押し込んだときの抵抗をバネの縮みから読み取るものであり，コンクリートや岩盤上では使用することができない．したがって、空積および練積ブロックでは，土壌硬度を極密（指標硬度：≧29㎜）とした．有機物量は，植物枯死体を対象として，コドラート内を半分以上被覆している（1.多い），所々に被覆しているが半分に満たない（2.少ない），ほとんど被覆していない（3.なし）の 3 段階に区分した．緑被率（%）は方形区毎の写真を撮り返り，コドラート内の植物の割合を面積算出した。湿潤度は方形区内を無作為に数箇所指で接触し 5 段階(評価区分:1.過湿(触手した指に水が滴る），2.多湿(指が水で濡れる），3.湿(指に湿りを感じる),4.半乾(指に湿りを少し感じる),5.乾(湿りを全く感じない)）で評価した．法面勾配（° ）は傾斜計で方形区毎に計測した．表面温度は，調査開始から 24 時間，自己記録水温計（TidbiT、Onset Computer 社）を用いて 5 分毎の測定を行い，計測データから変動係数を算出した．開空率（%）は，各トランセクト上の水際において水面からの高さ 50cm の位置で画角 180° の魚眼レンズを用いて全天空写真を撮影し，撮影した写真をコンピュータに取り込み，解析ソフト（CanopOn2、竹中明夫氏）を用い開放する面積比率を求めた.

2.2.3　解析方法

各方法にて採集した生物については，分類した生物構成と個体数から季節，河岸形式（調査区）および方形区設置位置（河岸上部・下部）間それぞれの構造的類似性を検討し、群集型分析を行った.

データ解析には解析プログラム PRIMER5.0 を用いて,Bray-Curtis　類似度指数行列に基づく非加重群平均方式のクラスター解析を行った．生物構成については，２回の調査にて採集した生物のうち，優占度が１％以上となる目のみを解析に用いた．また，個体数のデータは，正規性を確保するため，ln(x＋1)変換を行った．各調査区の物理環境因子については，調査時期ごとに，河岸形式と方形区設置位置を要因とした二元配置分散分析を行い、有意差が確認された場合には多重比較検定（Schffe's F test）により各群間の差を検出した．この解析の有意水準は 5%とした．ただし，土壌割合はコンクリート護岸において 25 点のほとんどでコンクリートが確認され，土壌硬度は自然河岸のみ計測が可能であった．したがって，土壌割合および硬度に関するデータについて、統計解析によって違いを説明する必要はないと判断し，計測した値の平均値を示すこととした．

３．結果および考察

3.1　生物調査

群集構造の特性を季節，形式，方形区設置位置間の構造類似度からクラスター解析をした結果，群集構造は季節，方形区設置位置の違いではなく，河岸形式の違いにより自然河岸とコンクリート護岸との群集型が認められた(**図-1**)．

２回の調査において，優占度が１％以上となる非飛翔性生物は６目であった（**表-1**）．確認された生物のうち、トビムシ目はコンクリート護岸に比べ，自然河岸の上部と下部の両方で多数確認された．エビ目は５月に１個体，10 月に５個体と少数であるが自然河岸のみで確認された．

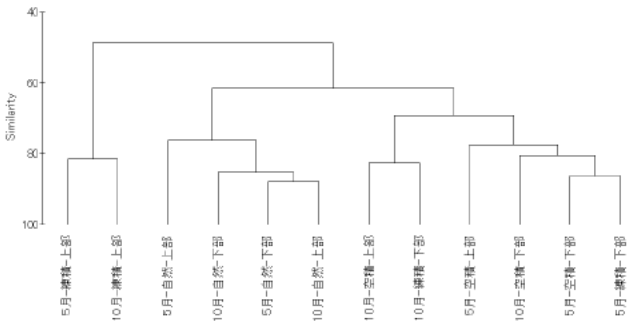


図-1　各調査区間における生物の類似度

表-1　各調査区間における生物の個体数

目　名	５月						１０月					
	空積		練積		自然		空積		練積		自然	
	下部	上部	下部	上部	下部	上部	下部	上部	下部	上部	下部	上部
トビムシ目	0	0	0	0	51	25	1	2	5	0	88	44
エビ目	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	4	1
クモ目	11	6	10	0	12	11	18	12	17	2	5	6
カメムシ目	0	0	2	0	0	4	1	0	1	0	0	0
コウチュウ目	2	1	2	0	2	1	4	0	0	0	0	0
ハチ目	16	5	8	10	7	6	6	5	3	10	6	12

3.2　物理環境調査

3.2.1　物理環境特性

各物理環境特性のうち土壌割合は５月，10 月ともに，自然河岸の方形区下部では，優占材料として岩盤が６割以上確認された．方形区下部では，次いで砂，中礫－細礫，巨礫－大礫の順で多く確認された．一方，方形区上部では，シルト・粘土が６割以上確認され，次いで 10 月の調査とも方形区上部では砂が確認されず，砂以外の材料の割合については，同様の傾向が見られた．コンクリート護岸は，空積ブロック護岸において，ブロックの中込め材料である中礫－

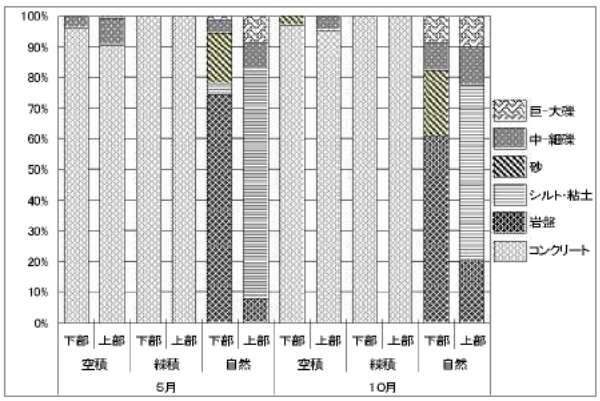


図-2　各調査区間における土壌構成材料割合

細礫が１割に満たない程度確認された以外は，５月，10 月ともにコンクリートが構成材料として確認された（図-2）．

土壌割合および開空率以外の物理環境因子について行った分散分析および多重比較検定の結果は，５月の湿潤度および５月，１０月の温度変動に河岸形式による有意な差が確認された．湿潤度，温度変動ともに自然河岸と空積および練積コンクリート護岸とに差があることが確認された。各河岸形式の物理環境因子の平均値を表-2 に示した．有機物量および緑被率は，河岸形式および方形区設置位置による有意な差は見られなかったが，５月，10 月ともに，自然河岸は空積ブロックに比べ高いことが見られた．ただし、10 月の練積ブロックは方形区上部における緑被率と方形区上下部の有機物量は自然河岸に比べ高かった．湿潤度は，５月，10 月ともに，自然河岸がコンクリート護岸に比べ有意に高かった．

表-2　各調査区間における物理環境因子

物理環境	５月						１０月					
	空積		練積		自然		空積		練積		自然	
	下部	上部	下部	上部	下部	上部	下部	上部	下部	上部	下部	上部
有機物量	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	1.2	0.2	0.0	0.8	1.0	0.2	0.2
緑被率(%)	0.0	1.4	1.3	14.2	45.2	27.9	0.5	1.6	6.9	80.3	51.4	29.6
湿潤度	0.0	0.0	0.0	0.0	2.9	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	2.9	1.1
硬度(mm)	29.0	29.0	29.0	29.0	25.5	13.6	29.0	29.0	29.0	29.0	25.3	20.1
勾配(°)	67.2	70.8	50.0	50.6	39.0	64.6	68.0	69.2	50.4	52.8	36.2	53.2
温度変動(係数)	0.47	0.48	0.44	0.47	0.26	0.28	0.30	0.31	0.25	0.30	0.15	0.15
開空率(%)	50.9		33.0		11.9		47.1		33.9		11.9	

有機物量は、なし:0、少ない:1、多い:2とした順位変数の平均値を示す。
湿潤度は、乾:0、半乾:1、湿:2、多湿:3、過湿:4とした順位変数の平均値を示す。
開空率は、方形区設置位置ごとの計測は行っていない。

方形区設置位置による有意な差は見られなかったが，方形区下部における湿潤度が高いことが確認された．法面勾配は、河岸形式および方形区設置位置による有意な差は確認されなかったが，自然河岸は，方形区下部の勾配が上部に比べ，緩い傾向であった．法面の表面温度は，河岸形式についてのみ有意な差が５月，10 月ともに確認された．土壌硬度は方形区下部で高かった．また，開空率は，自然河岸，練積ブロック護岸，空積ブロック護岸の順で小さかった．

４．考察

4.1　群集構造の類似性と物理環境因子との関係

季節，河岸形式，方形区設置位置といった異なるスケールの条件において，河岸部の非飛翔性生物の群集構造の類似性には，河岸形式の違いが最も影響していると考えられた．また，類似性に影響を及ぼしている生物を考えてみると，自然河岸とコンクリート護岸との非類似性については，自然河岸の方形区上部・下部で多数確認されたトビムシ目と自然河岸のみで確認されたエビ目が影響していることが考えられる．トビムシ目は，幅広い土壌タイプに出現する節足動物であり，陸のプランクトンともいわれており，腐植，細菌，カビ，藻類を主に食べる．また，他の土壌動物や地上部の動物の餌として重要である．トビムシ目の生活型は，土壌表層やリター層に分布し，餌を求めて移動力に富む表層性種と土壌中の孔隙に住み，まわりにある餌を食べる地中性種に分けられる．[2)]物理環境として，湿潤度，緑被率が高く，シルト・粘土や砂が土壌構成材料として確認された自然河岸が，トビムシ目の食性および生活型に適していたことが理解できる．続いて，エビ目は，確認されたすべてがサワガニであり，水際部の礫の下の空隙や河岸の空隙または隙間に，身をひそめ生活することが知られている．また，越冬場所として，湧水などにより湿潤度の高い隙間まで移動する．物理環境として，河岸下部における法面勾配が緩く，巨礫－大礫および中礫－細礫が確認された自然河岸がサワガニの生息場，移動経路として利用されたものと考えられる．以上より，湿潤度や土壌材料の有無が河岸における生物の群集構造に影響を与

えていることが示唆された．しかしながら，湿潤度と緑被率といった相互に因果関係が強いと考えられる物理環境因子があり，その因果関係が生物にあたえる影響については，解明に至っていない．

4.2 方形区設置位置の違いによる生物および物理環境

方形区設置位置の違いによる有意な差は，群集構造および物理環境特性には確認されなかったが，河岸形式の違いを特徴づけていると考えられるトビムシ目，エビ目は自然河岸において方形区下部でより多く確認されている．また，自然河岸の物理環境特性については，方形区下部では上部に比べ，湿潤度，緑被率が高く，法面勾配が緩かった．土壌構成材料については，岩盤が割合として多く見られたが砂や中礫－細礫，巨礫－大礫といった空隙のある材料が見られた．このような物理環境特性は改変されたコンクリート護岸では見られないが，コンクリート護岸の水際に礫材や砂などを用いた寄土・寄石を設置することにより，自然河岸の方形区下部の物理環境を特徴づけた法面勾配や構成材料を再現できる可能性がある．硬度がコンクリートと同程度と考えられる岩盤が優占していた点については，単純に硬度だけではなく，岩盤表面の基質がコンクリート護岸との湿潤度や緑被率の違いに影響を与えていることも考えられるが，今回の調査ではこの点については計測できていない．

一方，方形区上部においては，河岸形式による違いを特徴づけていると考えられるトビムシ目以外の生物には傾向が見られなかった．物理環境特性としては，下部同様，湿潤度が高く確認されたほか，構成材料として，シルト・粘土が多く確認された．洪水時に河岸上部に堆積したシルト・粘土が保水性を有し，また，自然河岸の開空率がコンクリート護岸に比べ低く，温度変動が抑えられたことが自然河岸特有の物理環境特性を形成したものと考えられた．一方，コンクリート護岸設置は，法面に急勾配なコンクリート面が露出し，シルト・粘土の堆積が見られないこと，また，河岸法肩部の河畔林は護岸設置時に伐採されるため日照の影響を直接受ける．このため，土壌を生息場所とするトビムシ目の生息は困難であると考えられる．クモ目やハチ目は，環境変化に対応できる土壌動物として分類されている[3]ことから，コンクリート護岸においても確認されたことは理解できる．特にクモ目は１０月の調査においてコンクリート護岸で多くの個体数が確認されている．クモは，通常，活動限界温度はクモが正常に歩けなくなる温度により判定するが，歩行活動に比べ捕食活動ができなくなる温度は高い．低温下で歩いたり捕食したりするには，なんらかのかたちで体温を多構えなければならないが，これには日光浴などの行動的な適応が必要になる．[4]このことから１０月の調査において，クモ目が体温調節などの代謝調整を行うためにコンクリート護岸で確認された可能性が考えられる．

５．まとめ

本研究の結果について以下に示す。

・河岸における生物の群集構造は，自然河岸（未改修）とコンクリート護岸（改修済）とで異なっており，トビムシ目，エビ目が群集構造の違いを示す生物種として確認された．

・形式が異なる河岸の物理環境特性は，自然河岸（未改修）において，湿潤度が高く，温度変動が小さかった．しかしながら，各物理環境因子間にある因果関係については，解明できていない．

今後は，形式の違いとともに物理環境因子間に存在する因果関係を明らかにして，河岸を利用する生物の生

息に影響を与えている因子の抽出を行い，自然河岸が有する機能を評価するための手法を構築していく必要がある

６．謝辞

本研究の実施に際し、萱場上席研究員、佐川研究員をはじめ、自然共生研究センターの皆様に多大な御指導、御協力を頂きました。ここに記して深く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) 萱場祐一：土木研究所資料「多自然川作りにおける河岸・水際部の捉え方」，独立行政法人土木研究所，2010

2) 金子信博：土壌生態学入門－土壌生物の多様性と機能，東海大学出版会，2007.

3) 青木淳一：環境指標としての土壌動物，地球環境調査計測事典　第１巻　陸域編①，フジ・テクノシステム，2002.

4) 宮下　直：クモの生物学，東京大学出版会，2000.

材料粒径と勾配を要因とした異なる斜面におけるﾇﾏｶﾞｴﾙ、ｸｻｶﾞﾒおよびｻﾜｶﾞﾆの登坂実験

チーム名　自然共生研究センター
氏　　名　上野　公彦

1. まえがき

両生類、爬虫類および甲殻類には、その生活史の中で水域および陸域の両生息場所を必要とする種が多く存在する。さらに、両域を行き来するため、その移行帯は移動経路としての機能を満たしていなくてはならない。

近年、生物に配慮した河岸整備が進められてはいるものの、前述した視点への配慮は十分ではなく、小動物が利用し易い河岸法面の指標づくりが必要である。これまで、小動物の登坂に関する既存研究では、両生・爬虫類において勾配 30 度以下のコンクリート斜路での登坂可能性を考察した報告があるのみで[1)]、斜面の構成材料や勾配等、具体的な登坂条件に関する知見は不足している。

そこで本研究では、これらの条件を明らかにすることを目的とし、ヌマガエル（*Rana limnocharis*）、クサガメ（*Chinemys reevesii*）およびサワガニ（*Geothelphusa dehaani*）を用いた登坂実験を行った。

2 研究方法

2.1 本実験で用いた生物の生態

2.2.1 ヌマガエル

ヌマガエルは、カエル目アカガエル科に属し、本州中部以西、四国、九州、先島諸島を除く南西諸島に分布し、水田付近に生息する[2)]。成体の体長は、雄で 29-45(平均 36)mm、雌で 32-54(平均 42)mm で、雌は雄よりも大型である。繁殖期は南西諸島では 4 月から、本州では 5 月から 8 月で、水田のほか、降雨の後の一時的な水溜まりなどの浅い止水に産卵する。変態期は 6 月下旬以降で、変態した個体のうち、雄の多くは秋のうちに、雌も多くが翌年の 6 月頃には性的成熟に達し繁殖に参加する。比較的小さな餌を好み、クモ、ダンゴムシ、アリ、鞘翅類、直翅類などをよく食べる。カエル目は一般的に夜行性であり、冬眠場所は土の中[3)]や石および朽ち木の下など[4)]である。

2.1.2 クサガメ

クサガメは、カメ目イシガメ科クサガメ属で、本州、四国、九州とそれらの属島に分布し、平地の河川、池沼、水田、湿地に生息し、陽当たりのよい浅い止水域や緩流域を好む[5)]。早春から晩秋にかけて、岸辺の倒木や石の上などでよく日光浴をする。晩秋には水底に移動して冬眠状態に入り、翌春 3 月頃まで水底で越冬する。越冬するときは、喉の内面の粘膜や総排出腔内部の袋状器官内の毛細血管から酸素を吸収したり、皮膚呼吸したりするため、静止した状態では肺呼吸の必要がない。交尾は、秋から翌春にかけて行なわれ、雄の精子は雌の体内に蓄えられる。雌はこの精子を使って6～7月頃、受精卵を産む。産卵場所は水辺の土であり、後肢を使ってトックリ型の穴(産卵巣)を堀って産卵する。通常生活している河川、水田、池などからやや離れた場所に産卵することが多い。クサガメは、産卵のために道路を横断することがあり、実際山口県のある場所では、クサガメの交通

事故死は産卵のための移動のときに最も頻繁に起こることが分かっている [6)7)]。また、雌のクサガメの産卵場所に向かう意志は大変強く、広島県では高速道路を横断することも確認されている [7)]。クサガメの足先に注目すると、水かきは小さく、水中だけでなく陸上でも移動しやすい構造になっている [8)]。食性は、ザリガニ、魚の死体、水生昆虫、水草等の雑食性で、前足を上手に使って引きちぎるようにして食べる [4)]。

2.1.3 サワガニ

サワガニは、サワガニ科サワガニ属で、本州、四国、九州に分布し、水のきれいな沢などに生息している [9)]。活動が活発になる初夏などには、雨の後に沢から離れた山の中などを歩いている場合も多い。繁殖期は 6 月から 10 月までであり [5)]、雄は、岸辺近くの石の下や草の株もとに小さな窪みのような巣穴をつくり、雌を迎え入れる。交尾が済んだ雌はなおも盛んに餌をとるが、水を離れて、岸辺近くの石の下や倒木の下などで産卵する [10)]。秋が深まって水温が低くなると、翌年の 3 月頃まで、岩の隙間あるいは大きな石の下に掘った穴に潜り込んで越冬する。食性は雑食であり、ミミズ、ヨコエビ類、貝類などのほか、水生昆虫や蛾の幼虫、魚の死体、落葉なども摂餌する [5)]。サワガニは、昼間の強い日差しによる乾燥を避け、早朝と夕暮れ時によく活動する [11)]。

2.2 実験に用いたパネル

本実験で用いたパネルは、図1の５種類である。斜面構成材料として、河川で採取した河岸材料をコンクリート



コンクリート滑面	砂面 （礫径 75μm～2mm）	細礫面 （礫径 2～4.75mm）	中礫面 （礫径 4.75～53mm）	大礫面 （礫径 53mm～256mm）

図１　実験に用いた５種類のパネル

骨材用のふるいにかけ、粒径 75μm～2mm(砂)、2～4.75mm(細礫)、4.75～53mm(中礫)、53～256mm(大礫)に選別し、用いた。砂面はコンクリート滑面にモルタルを塗り、砂を振りかけて付着させた。細礫面、中礫面および大礫面は、練ったコンクリートをパネルに流し込んだのち、コンクリートが硬化する前に、それぞれの河岸材料を礫径の約半分が出るように埋め込んだ。これら 4 面にコンクリート滑面を加えた 5 種類のパネルを本実験に用いた。なお、パネルの大きさは約 50cm 四方とした。

2.3 実験方法

5 種類のパネルの勾配をそれぞれ 1 割(約 26.6 度)、1 割 5 分(約 33.7 度)、1 割(45 度)、5 分(約 63.4 度)の 4 ケースに変化させ、計 20 パターンについて登坂実験を行った。実験は、1 パターンにつき 5 個体ずつ行った。登坂開始位置は、パネル下端中央部とし、各パターンについて登坂成功率(%:100×成功個体数／5)を求めた。登坂成功の定義は、実験開始後 2 分以内に、体の一部が法長 40cmに達した場合とし、パネル外へ出たり落下した場合には、その時点と同じ高さのパネル中央部に個体を置き直した。また、実験開始後に1分経っても動きがない場合、あるいは実験途中に1分間静止していた場合は、後ろから木の棒で刺激を与えた。ただし、クサガメは刺激を与えると、頭や肢を甲羅に引っ込めてしまい逆効果であるため、刺激を与えなかった。なお、登坂実

験の様子は全て録画し、画像を再観察することにより各個体の登坂特性を抽出した。

2.4 本実験で用いた生物の個体数と体サイズ

本実験で用いたヌマガエルの個体数は 50 個体であり、体長は 16mm から 24mmであった。クサガメの個体数は 10 個体であり、甲長は、87mm から 111mm であった。サワガニの個体数は 20 個体であり、甲幅は、16mm から 27mm であった。以上の個体を 5 個体ずつのグループに分けて実験に用いた。グループ分けの際は、グループ間で体サイズが偏らないようにした。

2.5 実験日

登坂実験は、秋季に実施した。ヌマガエルでは 2009 年10 月 9 日と 10 月 13 日、サワガニでは同年 10 月 27 日、11 月 2 日、4 日、6 日、9 日、クサガメでは、2009 年 11 月 9 日から 13 日に実施した。

2.6 分析方法

材料粒径および勾配を二元に配置した分散分析を行った。各要因間に有意差が確認された場合は、Tukey-Kramer 法の多重比較検定を行った。水準間の有意差は、表中にアルファベットの違いにより表示した。すべての解析の有意水準は 5%とした。

3. 結果および考察

3.1 ヌマガエル

実験結果は、表1のとおりであった。分散分析の結果、材料粒径により有意な差が確認され、多重比較により、砂面・細礫面および中礫面はそれ以外より成功率が高かった。勾配には有意差は確認されなかった。従って、ヌマガエルの登坂条件としては、河岸表面の性状が重要であり、河岸勾配は制御要因とはならないことが示唆される。登坂状況の映像を再見した結果、本種は跳躍により直線的に登坂することが確認された。また、コンクリート面では、跳躍行動は行うものの、次の跳躍で蹴り足が滑って次の跳躍に移行できない傾向にあった。一方、大礫面では礫下の影に留まり跳躍行動さえ行わない個体や、横に移動する個体が確認された。本種は直線的に跳躍登坂するために、着地点（目標点）が定まって目に見えていることが重要であり、オーバーハングする大礫下では着地点が確認し辛く、そもそも登坂経路として認識されない可能性がある。また、コンクリート面では着地点が定まり跳躍はするものの、着地点の滑性状と本種の指吸盤の欠如（形態特性）によりコンクリート斜面からの跳躍が困難なことが考えられる。我が国に広く分布するアマガエル類は指に吸盤を持つため，本種よりは登坂能力が高いのかもしれない。他種の登坂能力も明らかにすることが望ましい。

表 1 ヌマガエルの登坂成功率（%）

	2割	1割5分	1割	5分
コンクリート[b]	0	20	0	0
砂[a]	80	100	80	80
細礫[a]	80	100	100	100
中礫[a]	100	80	60	100
大礫[b]	20	0	40	40

3.2 クサガメ

実験結果は、表 2 のとおりであった。分散分析の結果、材料粒径および勾配とも有意な差が確認された。多重比較により、材料粒径では、細礫面がコンクリート滑面と大礫面より成功率が高く、勾配では、2 割と 1 割 5 分は 5 分より成功率が高かった。従って、クサガメの登坂条件として

表 2 クサガメの登坂成功率（%）

	2割[A]	1割5分[A]	1割[AB]	5分[B]
コンクリート[b]	20	40	0	0
砂[ab]	80	40	40	0
細礫[a]	60	80	40	20
中礫[ab]	60	40	40	20
大礫[b]	20	20	20	0

は、細礫による小起伏と緩勾配が必要であることが示唆される。登坂状況の映像を再見した結果、本種は爪を使い匍匐により直線的に登坂することが確認された。登坂できなかった主な理由は、コンクリートや大礫面では爪がかからなかったこ と、1 割勾配や 5 分勾配では転倒や落下により匍匐体勢を維持できなかったことがあげられる。実験に用いたクサガメの爪の長さは 4～5mm であった。また、細礫のサイズは 2-4.75mm であり、爪を掛けるサイズとして適当と考えられる。また河川では本種の産卵は水辺の土にトックリ型の穴を堀って行う [5]。従って，河岸は本種にとって移動経路と産卵場所としての機能を有しており，河岸に手を加える場合には、緩勾配や細礫に併せて土砂の存在も考慮する必要がある。

3.3 サワガニ

実験結果は、表 3 のとおりであった。分散分析の結果、材料粒径および勾配とも有意な差が確認された。多重比較により、材料粒径では、中礫がコンクリート滑面より成功率が高く、河岸勾配では、2 割は 5 分より成功率が高かった。従って、クサガメの登坂条件としては、中礫による中起伏と緩勾配が必要であることが示唆される。登坂状況の映像を再見した結果、本種は、コンクリート面・砂面・細礫面・中礫面では直線的、大礫面では礫間を縫うように進んだが、コンクリート面および砂面では爪が掛かり難く、横に移出した。また、大礫の 5 分勾配では多くの個体が被覆した礫下に留まった。本種は石の下を主な生息・退避場所とすることから [12]、オーバーハングした大礫実験下では、身を隠すための習性が出たものと考えられる。中礫（4.75-53mm）が本種の好適な登坂条件となり，そのサイズと供試個体の甲幅（16-27mm）は概ね一致している。以上の因果関係は定かではないが、本種の登坂形態（横向きにある一定の開口率（= 中礫のサイズ）での移動）に起因しているのかもしれない。

表 3　サワガニの登坂成功率（%）

	2割[A]	1割5分[AB]	1割[AB]	5分[B]
コンクリート[b]	60	20	0	0
砂[ab]	80	80	20	0
細礫[ab]	80	80	60	40
中礫[a]	80	60	100	80
大礫[ab]	100	100	80	0

4. 結論

登坂条件としては、ヌマガエルは砂から中礫による起伏が必要であり河岸勾配は制御要因とならないことが示された。また、クサガメは細礫による小起伏と緩勾配が、サワガニでは中起伏と緩勾配がそれぞれ重要であることが示された。このように種ごとに異なる登坂条件は、登坂の仕方や外部形態の特異性が寄与していると考えられた。以上より供試種に配慮した河岸を設計する際は、礫により起伏を設けるとともに勾配を小さくすることが望ましい。しかし、後者は河岸勾配が大きい場合と比較すると、人工面が広くなり河川景観を損なったり、設置用地が大きくなるために、低水路が固定され河川自体の自由度が小さくなる等の弊害も考えられる。従って、河岸設計の際には対象河川における生息生物相および土地条件等を勘案し検討する必要がある。

5. 謝辞

本研究の実施に際し、萱場上席研究員、佐川研究員をはじめ、自然共生研究センターの皆様に多大な御指導、御協力を頂きました。ここに記して深く感謝の意を表します。

所 属　岐 阜 県

＜参考文献＞

1) 建設省土木研究所・㈱応用生物:「小動物に配慮した側溝に関する調査業務報告書」, p47, 1995.2

2) 前田憲男・松井正文:「改訂版日本カエル図鑑」, p110, 1989.12

3) 種村ひろし:「科学のアルバム　カエルのたんじょう」, p41・46, 2005.4

4) 関慎太郎:「身近な両生類・はちゅう類観察ガイド」, p46・80　81, 2008.10

5) (財)リバーフロント整備センター:「川の生物図典」, pp576　577・596　597, 1996.4

6) 矢部隆:「道路の敷設がカメに及ぼす影響(淡水生物の保全生態学、森誠一編)」, pp21　22, 1999.11

7) 内山りゅう　市川憲平ほか:「今、絶滅の恐れがある水辺の生き物たち」, p127, 2007.6

8) 矢部隆:「育てて、しらべる日本の生きものずかん6カメ」, p25, 2005.2

9) 山崎浩二:「淡水エビ・カニハンドブック」, pp42　43, 2008.4

10) 小野勇一:「干潟のカニの自然日誌」, p231, 1995.10

11) 小田英智:「自然の観察辞典9カニ観察辞典」, p26, 1996.7

12) 小林哲:「河川環境におけるカニ類の分布様式と生態　生態系における役割と現状 」応用生態工学 No.3. pp.113　130, 2000.

コンクリートダムの地震時終局耐力評価に関する研究

チーム名：ダム構造物チーム
氏　　名：藤塚　佳晃

1. まえがき

2005 年から試行されている「大規模地震に対するダムの耐震性能照査指針（案）」の解説 [1]において、照査上安全側の観点から、コンクリートダムについては、亀裂が堤体を上下流に貫通し分断しないことをもって、ダムの耐震性能を評価することとしている。それは、分断しても上部ブロック全体が不安定化しなければダムの貯水機能は維持されると考えられるが、安全側の判断として設定されているものである。そのため、終局耐力評価としては、その評価方法に未解明な点が多く、「より詳細な検討事項」への対応と位置づけられた。したがって、本研究における亀裂貫通後のコンクリートブロックの挙動形態を考慮した、コンクリートダム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コンクリートダムのより詳細な照査には必要となる。

2. 研究の目的

本研究は、地震動によるコンクリートダム堤体の亀裂貫通により堤体が分断したことを想定して、分断後の堤体の上部ブロックの地震時挙動を把握することを目的として、あらかじめ 2 つに分断させたダム形状の模型試験体に対して、堤体模型上流側に貯水を考慮した状態で振動実験を実施した。上部ブロックの動的挙動を把握するとともに、分断面に作用する揚圧力の有無の荷重条件での比較振動実験を実施し、上部ブロックの挙動に及ぼす揚圧力の影響を分析した。さらに、模型振動実験の再現シミュレーションを個別要素解析により実施した。

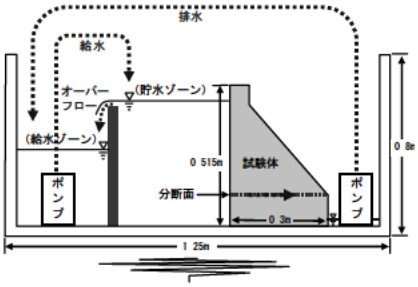


図-1 試験装置

3. 研究方法

3.1 模型振動実験

振動台の上に水槽を設置し、その中にあらかじめ分断させたダム形状のモルタル模型試験体（堤高 515mm）を分断面の凹凸が重なるように設置した。試験体の上流側に貯水した状態で（水深 465mm）、ポンプ注水により水位を試験中一定に保持し、正弦波を入力して振動加振した（図-1）。試験体の作製方法に関しては、文献 2)を参照されたい。

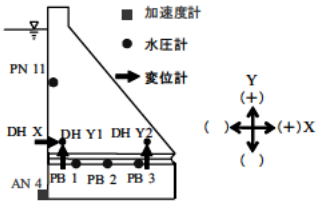


図-2 計測センサー配置図

加振は振動数 50Hz の正弦波を入力した。継続時間は 0.5 秒間で目標振幅にまで直線的に増幅させ、5 秒間の一定振幅の振動で加振した。加振はステップ加振とし、加振ステップ毎に入力波の正弦波振幅をほぼ 100gal ずつ段階的に増加させていった。実験は、試験体分断面への貯水の浸水を許容した条件で 2 ケース（Case-UPL-a 及び b）と、貯水の浸水を防いだ条件で 1 ケース（Case-N-UPL）実施した。計測センサー配置図を図-2 に示す。

3.2 再現解析

振動実験における上部ブロックの挙動について、個別要素法（DEM）を用いた再現解析を行った。解析コードは UDEC[3] を用いた。解析モデルを図-3 に示

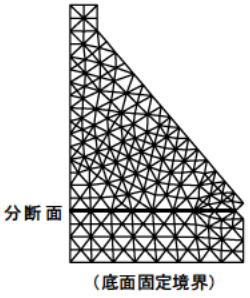


図-3 再現解析モデルのメッシュ図

し、入力物性値を表-1 に示す。解析モデルにおける分断面には、垂直方向と接線方向に仮想のばねを設定している。上下ブロックが接している時、上下ブロック間に作用する垂直方向の応力は垂直方向ばね定数 kn を介して伝達し、上下ブロックが接触していない時には垂直方向の応力は作用しない。一方、接線方向の応力に関しては、接線方向ばね定数 ks と上下ブロックの水平相対変位量の関係から求められる。解析に用いる減衰は、グローバル減衰[3] で 5%とした。

表-1 再現解析モデルの物性値

物性		値	備考
上部ブロック 下部ブロック	密度 ρ	2,090 kg/m^3	試験値
	動弾性係数 E	6,700 N/mm^2	試験値
	ポアソン比 ν	0.2	
	減衰定数 R	5 %	ｸﾞﾛｰﾊﾞﾙ減衰[3]
分断面	純せん断強度 τ_0	0.0053 N/mm^2	一面せん断試験値
	摩擦係数 tanϕ	1.163	一面せん断試験値
	垂直方向ばね定数 kn	67～67,000 MPa/m	表-2
	接線方向ばね定数 ks	67～67,000 MPa/m	表-2

表-2 解析ケース

Case	揚圧力の条件	垂直方向ばね定数 kn (MPa/m)	接線方向ばね定数 ks (MPa/m)	備考
1	揚圧力なし	67	67	E/100
2		670	670	E/10
3		6,700	6,700	E
4		67,000	67,000	E×10
5	揚圧力あり	67,000	67,000	E×10

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

解析を実施するケースは、分断面のばね定数 kn と ks の値の妥当性を確認するために、揚圧力を作用させない条件下で 4 ケース実施した（表-2）。Case5 は分断面に揚圧力が作用する条件で実施したケースであり、模型実験において無振動状態における実測揚圧力分布を与えた。

4. 研究結果

4.1 模型振動実験

(1) 各加振ステップの滑動変位

上部ブロックの滑動前と滑動後における高速度カメラの映像写真を図-4 に示す。各実験ケースにおける加振ステップ毎の試験体下部ブロックの入力正弦波加速度振幅(AN-4)と下部ブロックに対する上部ブロックの残留水平相対変位(DH-X)の関係を図-5 に示す。Case-UPL-a と Case-UPL-b は、下部ブロック加速度振幅が 700gal～800gal 程度で、上部ブロックが下流側に大きく滑動変位している。一方、分断面への貯水の浸水を極力防いだ Case-N-UPL は、上部ブロックが滑動する際の下部ブロック加速度は 900gal 程度と若干大きい。これは、後述するが、Case-N-UPL では上部ブロックが下流に滑動する際に、分断面に作用する貯水からの揚圧力が小さいため、上部ブロックが滑動しにくいことを示している。

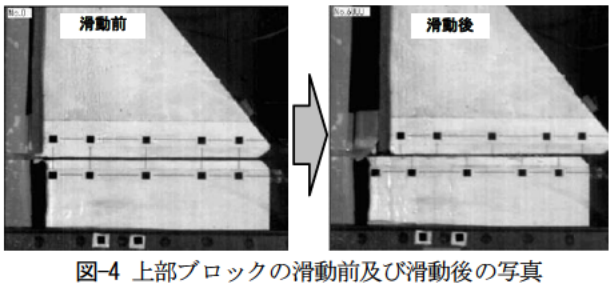


図-4 上部ブロックの滑動前及び滑動後の写真

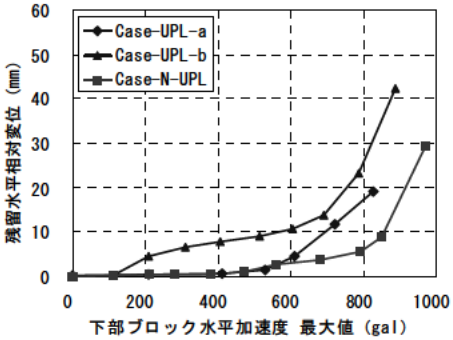


図-5 各加振ステップの残留水平相対変位

(2) 上部ブロック挙動のメカニズム

上部ブロックの挙動は、Case-UPL-b（入力加速度最大振幅約 970gal の加振ステップ）の挙動について分析した。図-6 に、Case-UPL-b の下部ブロック水平加速度時刻歴（AN-4）と、上部ブロックの下部ブロックに対する水平相対変位時刻歴（DH-X）を示す。AN-4 の加速度時刻歴が一定振幅振動時に上部ブロックが徐々に下流方向に滑動している。

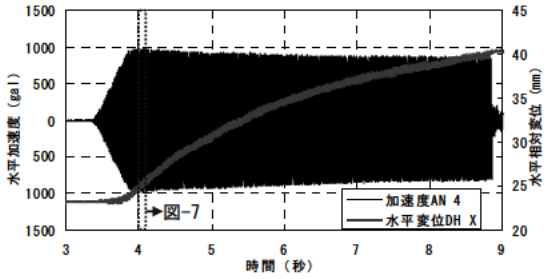


図-6 下部ブロック水平加速度時刻歴
(Case UPL b 第 8 加振ステップ時)

図-6 のうち、4.0～4.1sec（0.1 秒間）の区間を抽出したもの

を図-7 に示す。図-7 において試験体上流側の鉛直相対変位 DH-Y1 と試験体下流側の鉛直相対変位 DH-Y2 の大小関係から、上部ブロックが下流側に傾いたあと元に戻るまでの動きを挙動「Ⅰ」、上部ブロックが上流側に傾いたあと元に戻るまでの動きを挙動「Ⅱ」とした。

上部ブロックの鉛直相対変位をみると、DH-Y1 と DH-Y2 は位相が逆転している。このことから、上部ブロックが上下流に傾くロッキング挙動を起こしながら、DH-X の挙動からも明らかなように少しずつ下流方向に滑動することが分かる。上流面に作用する動水圧が正に増加しているときに、上部ブロックの下流側分断面が閉じて上部ブロックが下流側に傾きながら下流方向に滑動する。

分断面に作用する揚圧力について、分断面に貯水を浸水させる条件（Case-UPL-b）では、上部ブロックが上流側に傾いた状態（挙動「Ⅱ」）から元に戻る際、分断面が閉じられることにより、分断面の PB-1、PB-2 で瞬間的に 8～10kPa 程度の揚圧力が作用する。この揚圧力の作用により、分断面の摩擦抵抗が小さくなることから、上部ブロックが下流方向へ滑動しやすくなると考えられる。一方で、分断面に貯水を浸水させない条件（Case-N-UPL）では、上流側に傾いていた上部ブロックが元に戻る際、貯水圧の影響を受けないため、大きな揚圧力が作用せず、下流方向への滑動変位量は揚圧力が作用する場合に比べて小さい。

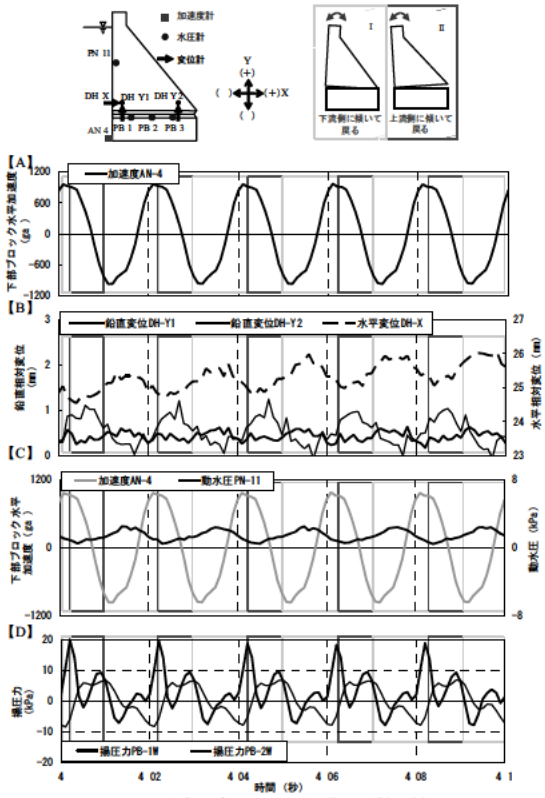


図-7 上部ブロック挙動の計測値の時刻歴（Case UPL b 最終加振ステップ）

4.2 再現解析

(1) ロッキング挙動

図-8 は、揚圧力を作用させない条件下で行った実験結果と解析結果の比較である。実験では、下部ブロックに作用する加速度と同じ周期で上部ブロックがロッキングすることが確認されたが（図-8 左）、分断面のばね定数 kn、ks を模型の弾性係数の 1/100 倍とした Case1 では、下部ブロックの加速度周期よりも長周期で上部ブロックがロッキングしている（図-8 (1)）。これは、ばね定数を小さく設定したことにより、上下ブロックの接触部の貫入量が大きくなり、ロッキングの周期が長くなったためと考えられる。

一方、kn、ks を弾性係数の値の 10 倍にした Case4 については、下部ブロック加速度と同じ周期で上部ブロックがロッキングしており（図-8 (2)）、上部ブロックの挙動と下部ブロック加速度との位相関係についても振動実験と同様の挙動であり、再現性が高いことを示している。なお、Case2, 3 の解析結果図については紙面の都合上記載

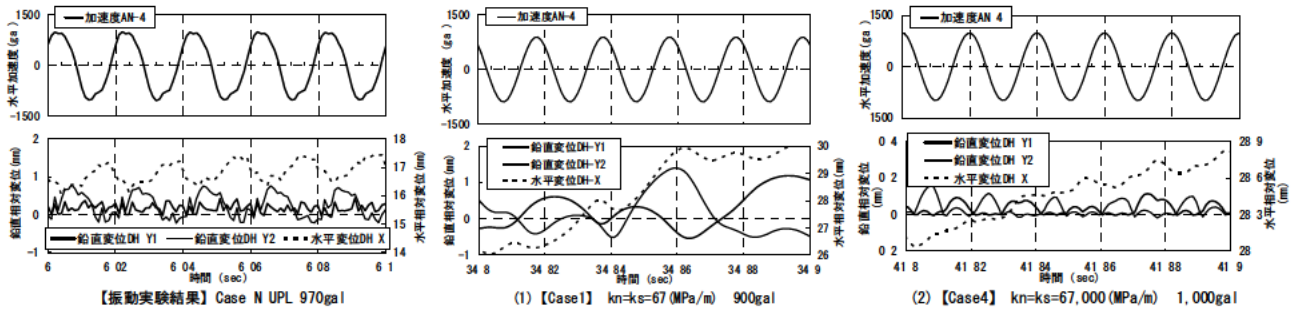


図-8 再現解析モデルのメッシュ図

していないが、同様の挙動であることを確認している。

(2) 水平変位

Case2～4 について、各加振ステップの残留水平滑動変位を図-9 に示す。実験結果（Case-N-UPL）が加速度振幅 970gal で 30mm 程度水平変位を生じるのに対し、Case2、3 はそれよりも低加速度加振で大きな水平変位となった。ばね定数が弾性係数の値の 10 倍である Case4 の各加振ステップの水平変位は、実験 Case-N-UPL とほぼ一致した。

次に、Case4 とばね定数 kn、ks を同条件として、分断面に揚圧力を作用させた Case5 の解析結果と分断面に浸水させた Case-UPL の実験結果を図-10 に示す。Case5 は、揚圧力が作用するため、分断面のせん断抵抗による影響が小さくなることから、900gal 入力加振ステップ以降では、Case4（図-9）より大きい滑動変位が生じる。しかし、Case5 の解析結果は、揚圧力作用ありの振動実験結果より水平変位量は小さい。これは、解析上は無加振状態の揚圧力を静的に作用させていることも要因と考えられ、今後、解析における揚圧力の作用方法について工夫していく必要がある。

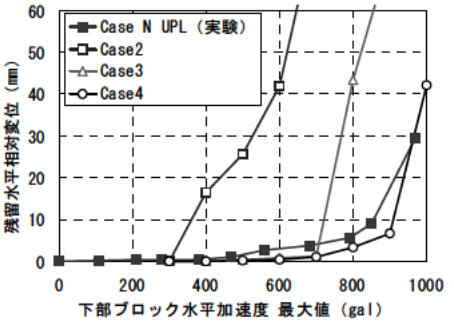


図-9 a 各加振ステップの残留水平相対変位（揚圧力なし）

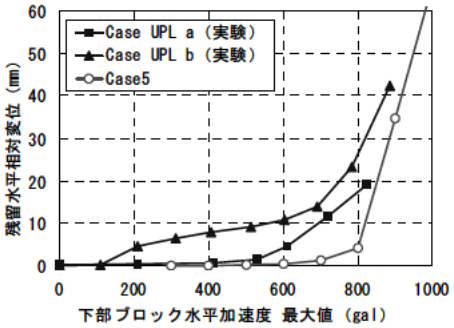


図-10 各加振ステップの残留水平相対変位（揚圧力あり）

5. 結 論

大規模地震により、重力式コンクリートダムの水平打継面に亀裂が貫通し、分断したことを想定し、分断後のダムの終局的な地震時安定性を評価するため、ダム形状の小型モルタル試験体模型を用いた振動実験を行った。さらに、個別要素解析により実験の再現解析を行った。

- 振動実験から、上部ブロックは上下流に傾くサイクルの挙動を繰返しながら、加振継続中は徐々に下流方向に滑動変位している。
- 分断面に作用する揚圧力の有無の条件での比較実験において、揚圧力が作用する条件では、下流側の分断面が閉じる瞬間の揚圧力の作用により、分断面のせん断抵抗が一時的に小さくなるため、上部ブロックの下流方向への滑動が生じやすい。
- 個別要素法による振動実験の再現解析では、分断面のモデル化や、動水圧、揚圧力の荷重作用などを簡便な手法を用いて解析したにもかかわらず、振動実験の上部ブロックのロッキング挙動や、残留水平変位について良好に再現できた。

6. 謝 辞

本研究を進めるに当たり、多大なるご指導とご助力を頂きましたダム構造物チーム山口嘉一上席研究員ならびに岩下友也総括主任研究員に深謝を申し上げます。更には、ダム構造物チームの皆様には公私にわたり格別のご指導、ご協力を頂きました。ここに記して感謝申し上げます。　　所属　（株）シーティーアイグ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, pp.507 520, 2009.12.

3） Itasca Consulting Group, Inc.: UDEC Theory and Background, 2004.

ダム基礎グラウチングの効率的注入に関する研究

チーム名　ダム構造物チーム
氏　　名　塚越　雅之

1. まえがき

ダム基礎グラウチングの基準である「グラウチング技術指針・同解説」[1]（以下、「改訂指針」という）は、近年のダム基礎地盤の多様化に適切に対応するために、平成 15 年（2003 年）に抜本的に改訂された。改訂指針の適用により、グラウチングの施工数量が減少し、結果として大きなコスト縮減効果をあげている[2]が、現在のわが国における逼迫した財政事情を考慮すると、さらなる合理化の検討が望まれている。

2. 研究目的

本研究では、これらの状況を踏まえて、グラウチングの合理化策として、施工深度の長いカーテングラウチングを対象として、通常 5m とするステージ長を 2 倍の 10m にして注入の効率化を図る、いわゆる「2 ステージ一括注入」を取り上げ、今後 2 ステージ一括注入の導入を検討する際に留意すべき点をとりまとめた。

3. 研究方法

改定指針や海外の文献からステージ長に関する規定や長いステージ長を採用する際の留意点をとりまとめた。また、改定指針発刊後に我が国のダムのカーテングラウチングにおいて採用された 2 ステージ一括注入の施工事例について考察を行った。これらをふまえて、具体的な技術的課題の抽出、整理し、課題解決に向けた検討の方向性、あるいは適用条件を明確にして適用する場合の具体的条件などについて検討を行った。

4. 結果

4.1　改訂指針におけるステージ長に関する記述

改訂指針におけるステージ長に関する解説文から、①透水性が小さくセメント注入量が比較的少ないと予想される場合やカーテングラウチングの深部のステージにおいては、10m 程度の長いステージ長を採用することが可能であること、②しかしその際でも、透水試験（ルジオンテストないしは水押し試験）はステージ長 5m で実施すべきであること、が読みとれる。

4.2　注入ステージ長に関する海外文献

ダム基礎グラウチングを取り扱った海外の著書として有名なものに、A. C. Houlsby の“Construction and Design of Cement Grouting”[3]や K. Weaver の“Dam Foundation Grouting”[4]がある。彼らの著書によると、長いステージ長の採用に際しての留意点として以下の事項があげられている。

1） 最大のステージ長は 10m 程度である。
2） ステージ長は、表層近くの浅部で短く、深くなると長くすることが考えられる。
3） ステージ長が長いほど、セメントグラウトの品質が相対的に低下することが懸念される。
4） ステージ長が長いほど、注入圧力の制御精度の低下や深度方向の地質変化に適切に対応できない可能性が高まるなど、グラウチングの施工精度が低下することが懸念される。

4.3　我が国における 2 ステージ一括注入の事例

改訂指針が発刊された後、我が国のダムのカーテングラウチングにおいて採用された2ステージ一括注入の2事例について、ダムの諸元、2ステージ一括注入の適用範囲や適用条件、および2ステージ一括注入と標準の5m区間の1ステージ注入（以下、「1ステージ注入」という）との注入仕様比較を**表－1**にまとめて示す。この表から、以下のことが考察できる。

1） 2 事例は、型式の異なるダムの事例であることから改良目標値が異なるが、浸透流制御上重要度の高い基礎地盤浅部（A ダムで 4 ステージ 20m まで、B ダムで 2 ステージ 10m まで）には 2 ステージ一括注入を

採用していない。

2) また、A ダムではチェック孔にも 2 ステージ一括注入を適用しているものの、両ダムとも、追加孔の判断を伴わない、規定最終次数を除く規定孔に適用している。

3) A ダムでは、2 ステージ連続で改良目標値（5 あるいは 7Lu）以下である箇所に適用しているが、B ダムでは、透水性による適用制限は設けていない。なお、A ダムでは、比較的抵透水性の領域が広く分布していたため、透水性に基づく適用制限を設けたにもかかわらず、最終的な適用率は、例えば 1 次孔で 86%とかなり高かった。

4) 注入仕様のうち注入圧力については、両ダムとも一括注入する 2 ステージの上部ステージを単独で注入する場合の注入圧力としている。これは、1 ステージ注入よりも大きな注入圧力を載荷して過度な注入を引き起こすことを避けるための対応と考えらえる。

5) 配合切替基準における各配合の設定量は、A ダムで 1 ステージ注入の 1.5 倍、B ダムで 2 倍となっている。単純に考えると、2 ステージ一括注入では 1 ステージ注入の 2 倍になると考えられるが、A ダムでは 1.5 倍としている。2 ステージ一括注入を適用する改良目標値以下の箇所では規定量注入に至ることがないとの判断があったものと考えられる。一方、B ダムにおいて、単純に 2 ステージ一括注入では 1 ステージ注入の 2 倍と割り切れる理由として、透水性の評価を 10m ステージで実施していることがあげられる。仮に、透水試験を 5m ステージで実施し、2 ステージ一括注入する 2 つのステージで配合切替基準の異なる透水性であった場合に、どちらの配合切替基準を採用するかが議論になる。

6) 最大注入速度については、A ダムでは 1 ステージ注入と 2 ステージ一括注入でおなじ 4ℓ/min/m、B ダムでは 2 ステージ一括注入において 2ℓ/min/m と 1 ステージ注入における 4ℓ/min/m の半分としている。また、注入完了の基準注入速度についても、A ダムでは 1 ステージ注入と 2 ステージ一括注入でおなじ 0.2ℓ/min/m、B ダムでは 2 ステージ一括注入において 0.1ℓ/min/m と 1 ステージ注入の半分としている。

表-1　我が国における２ステージ一括注入の事例

ダム名		Aダム		Bダム	
共通事項	型式	ロックフィル		重力式コンクリ　ト	
	堤高(H)	89.9m		125.5m	
	カ　テングラウチングの改良目標値	0～H/2相当(0～40mまで)：5Lu H/2～H相当(40～85m)　：7Lu		0～H/2(0～63mまで)　：2Lu H/2～(63m～)　：5Lu	
2ステ　ジ　括注入の適用範囲・条件等	2ステ　ジ　括注入対象次数	1次孔の5St～(最終 1)St 及び チェック孔の5St以深 (該当エリアは規定3次孔、ただし3次孔は削減検討次数孔)		(0～H/2)　1,2次孔の3St以深 (H/2～)　1次孔	
	対象ステ　ジ	改良目標値境界の上部側ステージと最終Stは5mステージの注入とする。		(該当エリアは0～H/2：規定3次孔、H/2～：規定2次孔)	
	水押し・透水試験	水押し・透水試験は5mステ　ジで行う。		水押し試験は10mステ　ジで行う。	
	2ステ　ジ　括注入適用条件	上部側ステ　ジ・下部側ステ　ジの試験結果がいずれも改良目標値以下の場合は、2ステ　ジ　括注入を行う。		試験結果に関わらず10mステ　ジで注入(2ステ　ジ　括注入)を行う。	
1ステ　ジ注入と2ステ　ジ括注入の比較		1ステ　ジ(5m)注入の場合	2ステ　ジ　括(10m)注入の場合	1ステ　ジ(5m)注入の場合	2ステ　ジ　括(10m)注入の場合
	注入圧力	※1	※2	※3	※4
	配合切替基準	※5	※6	※7	※8
	最大注入速度	4ℓ/min/m	4ℓ/min/m	4ℓ/min/m	2ℓ/min/m
	注入完了基準	注入圧力が規定圧力に達し、注入速度が0.2ℓ/min/m(1.0ℓ/min)以下の状態を30分間維持した場合、注入完了とする。	注入圧力が規定圧力に達し、注入速度が0.2ℓ/min/m(2.0ℓ/min)以下の状態を30分間維持した場合、注入完了とする。	注入圧力が規定圧力に達し、注入速度が0.2ℓ/min/m(1.0ℓ/min)以下の状態を30分間維持した場合、注入完了とする。	注入圧力が規定圧力に達し、注入速度が0.1ℓ/min/m(1.0ℓ/min)以下の状態を30分間維持した場合、注入完了とする。

注入圧力(※1)

標準ステ　ジ	ステ　ジ	1	2	3	4	5	6	7	8以降
	注入圧力(MPa)	0.3	0.5	0.7	0.8	0.9	1.0	1.0	1.0

注入圧力(※2)

2ステ　ジ括注入	ステ　ジ	1～4	5・6	6・7	7・8以降
	注入圧力(MPa)	適用しない	0.9	1.0	1.0

水押し・透水試験にて降伏圧力(PQ曲線の折角45°以上)が確認された場合は、注入圧力を降伏圧力+0.1MPaとする。ただし、降伏圧力+0.1MPa≦0.3MPaの場合は、最低注入圧力0.3MPaとする。

注入圧力(※3)

標準ステ　ジ	ステ　ジ	1	2	3	4	5	6	7以降
	注入圧力(MPa)	0.5	0.7	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0

注入圧力(※4)

2ステ　ジ括注入	ステ　ジ	1～2	3 4	5 6	7 8以降
	注入圧力(MPa)	適用しない	1.0	2.0	3.0

水押し 透水試験にて限界圧力が確認された場合は、注入圧力を限界圧力+0.1MPaとする。

配合切替基準(※5)
(標準ステ　ジ)

配合	ルジオン値			
	Lu＜10	10≦Lu＜20	20≦Lu	リ　ク発生時
1:8	400ℓ			
1:6	400ℓ	400ℓ		
1:4	400ℓ	400ℓ	400ℓ	
1:2	600ℓ	600ℓ	400ℓ	
1:1.5	600ℓ	600ℓ	600ℓ	400ℓ
1:1	1600ℓ	2000ℓ	2600ℓ	800ℓ
1:0.8				2800ℓ
計	4000ℓ	4000ℓ	4000ℓ	4000ℓ

規定量中断後は硬化待ち後、再度水押し試験から実施

配合切替基準(※6)
(2ステ　ジ　括注入)

配合	ルジオン値
	Lu＜10
1:8	600ℓ
1:6	600ℓ
1:4	600ℓ
1:2	900ℓ
1:1.5	900ℓ
1:1	2400ℓ
1:0.8	
計	6000ℓ

配合切替基準(※7)
(標準ステ　ジ)

配合	ルジオン値		
	Lu≦10	10＜Lu≦20	20≦Lu
1:10	600L		
1:6	600L	600L	
1:4	600L	600L	600L
1:2	600L	600L	600L
1:1.5	400L	600L	600L
1:1	400L	600L	600L
1:0.75	400L	600L	1200L
計	3600L	3600L	3600L

配合切替基準(※8)
(2ステ　ジ　括注入)

配合	ルジオン値		
	Lu≦10	10＜Lu≦20	20≦Lu
1:10	1200L		
1:6	1200L	1200L	
1:4	1200L	1200L	1200L
1:2	1200L	1200L	1200L
1:1.5	800L	1200L	1200L
1:1	800L	1200L	1200L
1:0.75	800L	1200L	2400L
計	7200L	7200L	7200L

注入量が規定量を超えた場合でも注入圧力が規定圧力に達し注入速度が減少傾向にあり注入の完了が見込める場合は継続して注入を実施する。配合切替は規定量で切替えることを原則とするが、注入圧力の上昇、注入速度の低減が明瞭な場合は、亀裂内のグラウトの閉塞現象を防止する為配合は切替えず、同　配合で注入を継続する。

4.4　2 ステージ一括注入に関する課題と対応方針に関する検討

4.4.1　検討の前提条件

2 ステージ一括注入の技術的課題を検討するに際し、以下の前提条件を設定する。

① 2 ステージ（10m 区間）一括注入する場合でも、水押し・透水試験は区間長 5m で行うものとする。

② 透水試験において限界圧力が発生した場合は、2 ステージ一括注入の技術的課題検討の対象外とする。

③ 検討を単純化するためカーテングラウチングの改良目標値は、深度や諸条件に関わらず 2Lu とする。また、改良目標値以下の改良度合は議論の対象外とする。

④　地盤の透水性が同じであれば、水みちの状況や注入特性も同等であるとする。

4.4.2　注入圧力

①　基礎地盤浅部においては、表－１の注入仕様の事例からも明らかなように、1 ステージ注入の上部側ステージと下部側ステージで規定注入圧力が異なるため、2 ステージ一括注入の場合どのような注入圧力設定をするかが課題となる。

上部側ステージの規定圧力を採用した場合、2 ステージ一括注入の下部側ステージでは、1 ステージ注入に比べて注入圧力が低くなることからセメントミルクの到達距離が低減し改良範囲が相対的に狭くなる。

一方、下部側ステージの規定圧力を採用した場合、上部側ステージでは 1 ステージ注入に比べて注入圧力が高いことからリークや基礎地盤に有害な変形や破壊が生じる可能性が相対的に高くなる。また、セメントミルクが必要以上に遠方まで逸散し非効率となる可能性がある。

②　2 ステージ一括注入を採用することで注入区間長が長くなることにより、セメントミルクの比重による注入区間上端と下端での注入圧力の差が 1 ステージ注入に比べ大きくなる。しかし、カーテングラウチング全般を考えるとこの影響はかなり小さいのではないかと考える。

4.4.3　注入速度

1 ステージ注入の場合、最大注入速度を 4ℓ/min/m としている事例が多い。この値を単純に 2 ステージ一括注入にあてはめると、1 ステージ注入の 1 孔あたりの最大注入速度 20ℓ/min に対し 2 ステージ一括注入では 2 倍の 40ℓ/min となる。このように注入流量が大きくなる場合には以下の課題が考えられる。

①　一括注入する 2 ステージの一方のステージの透水性が他方より極端に大きい場合、透水性の大きいステージに注入が集中し、1 ステージ注入の場合よりも大きい注入速度が地盤変位の原因となる可能性がある。

②　一般的には 1 ステージ注入における 1 孔あたりの最大注入速度を基にグラウト製造設備および注入設備が選定される場合が多い。そのため、2 ステージ一括注入を採用する場合には両設備の能力の確認が必要となる。

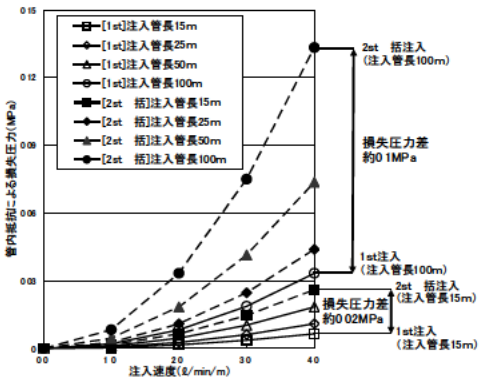
③　1 孔あたりの最大注入速度が大きくなることで注入管の管内抵抗による損失水頭が大きくなり、結果的に有効注入圧力が低下する。この影響度合を概略検討するために、1 ステージ注入時（5m 区間）と 2 ステージ一括注入時（10m 区間）それぞれについて、注入速度と損失水頭（圧力換算）の試算値を注入管長ごとに整理した結果を図－１に示す。図中の値は、あくまで最大注入速度での結果であり、その影響度合については、実施工における注入速度、注入圧力の組合せによって異なる。

一方、2 ステージ一括注入において最大注入速度を 4ℓ/min/m とせずに、1 ステージ注入の 1 孔あたりの最大注入速度である 20ℓ/min を採用した場合には、1m あたりの最大注入速度が半減することから透水性の高い基礎地盤に対しては注入時間の増大につながる可能性がある。

4.4.4　透水性に応じた配合切替基準

2 ステージ一括注入の対象となる 2 つのステージにおいて、配合切替基準の区分が異なる程度に地盤の透水性が異なる場合、一つの配合切替基準を採用することによる注入効果への影響が考えられる。そのため、2 ステージ一括注入の上部側ステージのルジオン値 LuX と下部側ステージのルジオン値 LuY の組合せを表－２に示すように区分し、配合切替基準が 2 ステージ一括注入の注入効果に与える影響を考察する。

考察にあたって、表－２の透水性区分の境界値を、改良目標値の 2Lu と、配合切替基準の透水性区分境界として事例の多い、10Lu, 20Lu とした。



図－１　注入速度と管内抵抗による損失圧力の関係

配合切替基準による影響についての考察結果を以下に示す。

① a1～a4，b1 については対象となる 2 つのステージの配合切替基準の区分が同じであるため、開始配合については 1 ステージ注入と同じにしても注入効果に差が無いものと考える。

② a1～a4，b1 については対象となる 2 つのステージの配合切替基準の区分が同じであるため、配合切替基準における配合ごとの注入規定量・総注入量を単純に 2 倍とした場合でも 1 ステージ注入との注入効果に大きな差は無いものと考える。

③ b2，b3，c1～c3 については対象となる 2 つのステージの配合切替基準の区分が異なるため､開始配合の設定は重要な課題となる。

表－２　上下ステージの透水性の組合せに基づく区分

Lu **Y** / Lu **X**	Ⅰ i **Y**≦2	Ⅰ ii 2＜**Y**≦10	Ⅱ 10＜**Y**≦20	Ⅲ 20＜**Y**
Ⅰ i **X**≦2	a1	b1	b2	b3
Ⅰ ii 2＜**X**≦10	b1	a2	c1	c2
Ⅱ 10＜**X**≦20	b2	c1	a3	c3
Ⅲ 20＜**X**	b3	c2	c3	a4

対象となる2つのステ　ジの上部側ステ　ジルジオン値を Lu **X** ，下部側ステ　ジルジオン値を　Lu **Y** として表示.

a1～a4　：対象となる2つのステ　ジが同じ配合切替基準の区分となるケ　ス

b1　：対象となる2つのステ　ジが同じ配合切替基準の区分となるが､片方のステ　ジのルジオン値が改良目標値以下で､もう　方が改良目標値より大きいケ　ス

b2, b3　：対象となる2つのステ　ジが異なる配合切替基準の区分となり､片方のステ　ジのルジオン値が改良目標値以下で､もう　方が改良目標値より大きいケ　ス

c1～c3　：対象となる2つのステ　ジが異なる配合切替基準の区分となり､ともにルジオン値が改良目標値より大きいケ　ス

2 ステージ一括注入の対象となる 2 つのステージで 1 つのステージごとに注入する際の開始配合が異なる。仮に 2 つのステージの内の小さいルジオン値のステージの開始配合を採用した場合には、大きいルジオン値のステージに注入が集中し 1 ステージ注入の配合切替基準設定時に想定したセメントミルク量が小さいルジオン値のステージに注入されない可能性がある。逆に大きいルジオン値のステージの開始配合を採用した場合には、小さいルジオン値のステージの透水性に対して開始配合が濃すぎて目詰まりが発生し十分な改良ができない可能性がある。

④ b2，b3，c1～c3 については対象となる 2 つのステージの配合切替基準の区分が異なるため、配合ごとの注入規定量・総注入量の設定は重要な課題となる。

単純に、配合ごとの注入規定量を 2 つのステージの配合ごとの規定量の和とし、総注入量を 2 倍としたときには、ルジオン値の大きいステージに配合の薄いセメントミルクが 1 ステージ注入を想定した規定量より多く注入される可能性がある。これは、地盤の透水性に対して配合が薄いセメントミルクを注入してしまう問題とルジオン値の小さいステージに 1 ステージ注入の配合切替基準設定時に想定した量が注入されないという問題を引き起こすことが考えられる。さらに、透水性に対して配合が濃いセメントミルクは必要な範囲まで到達しない可能性があり、配合が薄いセメントミルクはブリージングが大きくなり硬化後の品質が問題となるとともに注入時間が増える可能性があることを考えると、2 つのステージで透水性に差があるこのケースでは、ダムごとに注入初期の段階で注入データを含めて詳細に分析して適切な配合切替基準を検討する必要がある。

5.　おわりに

本研究では、改訂指針発刊以降のグラウチングの合理化の課題の一つである「2 ステージ一括注入」を取り上げ、国内外の実施例に基づいて整理した技術的課題を注入圧力、注入速度、配合切替基準という観点から抽出、整理し、課題解決に向けた検討の方向性、あるいは適用条件（制約条件）を明確にして適用する場合の具体的条件などについて考察した。その結果を受けて、今後 2 ステージ一括注入の導入を検討する際に留意すべき点をとりまとめた。

6.　謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご支援を頂いたダム構造物チーム山口上席研究員、ならびにダム構造物チームの皆様に感謝の意を表します。

所属　日特建設株式会社

参考文献

1) (財)国土技術研究センター編集：グラウチング技術指針・同解説，(株)大成出版社発行，2003 年 7 月.
2) (独)土木研究所水工研究グループ:グラウチング技術指針の改訂によるコスト削減効果, ダム技術, No.241, pp.90 92, 2006 年 10 月.
3) Houlsby, A. C.: Construction and Design of Cement Grouting　A Guide to Grouting in Rock Foundations , John Wiley & Sons, Inc., pp.125 126, 1990.
4) Weaver, K.: Dam Foundation Grouting, ASCE, p.51, 1991.

大規模地震時におけるフィルダムの沈下量の評価方法に関する研究

チーム名　　ダム構造物チーム
氏　　名　　下山　顕治

1. まえがき

「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）（2005 年 3 月、国土交通省河川局）[1)]」（以下、指針（案）と呼ぶ）では、フィルダムの耐震性能はすべり変形量をもとに評価することを基本としている。これは、揺すり込み沈下量は圧密沈下量の先取り程度 [2)]であり、すべり変形量に対して小さく問題とならないとの判断に基づいている。しかし、2004 年の新潟県中越地震時に被害を受けたロックフィルダムの事後調査により、すべりを伴わない大きな沈下の発生した事例が明らかとなった [3),4)]。そのため、現在指針（案）で基本としているすべり変形解析以外の揺すり込み沈下解析などについても、その入力物性の設定や解析方法について検討を行い、より精度の高いフィルダムの耐震性能照査手法を確立する必要がある。

2. 研究目的

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

3. 研究方法

平成 21 年度は、ロックフィルダムの堤体材料に対して飽和・不飽和条件や有効拘束圧を変化させて実施された動的強度試験結果を整理し、それらの条件が動的強度特性に与える影響を評価する。さらに、試験結果から得られた動的強度特性を用いて揺すり込み沈下量を算出し、各条件が揺すり込み沈下量に与える影響について考察する。

4. 研究結果

4.1　種々の条件が動的強度特性に与える影響

4.1.1　拘束圧の影響

松本ら [5)]は、三国川ダムのロック材料を対象に、数種の平均有効主応力 σ'_m に対して繰返し三軸試験を実施した。図-1 に σ'_m ごとの累積ひずみ特性を示す。σ'_m が小さいほど、同一繰返し回数において同じひずみを発生させるためのせん断応力比は大きくなる。これより、動的強度は拘束圧が小さいほど大きくなることがわかる。

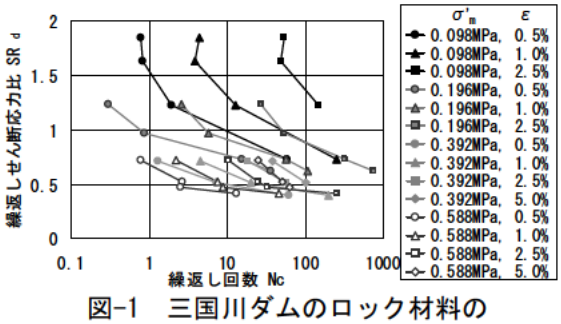


図-1　三国川ダムのロック材料の累積ひずみ特性

4.1.2　飽和・不飽和条件の影響

佐藤・山口 [6)]は、現在建設中の X ダム（中央コア型ロ

ックフィルダム）のコア材料を対象に飽和・不飽和条件で繰返し三軸試験を実施した。図-2 に飽和・不飽和それぞれの累積ひずみ特性を示す。不飽和条件で発生するひずみは、飽和条件で発生するひずみよりもかなり小さいことがわかる。

今回、X ダムのロック材料を対象に、飽和・不飽和条件で繰返し三軸試験を実施した。図-3 に飽和・不飽和それぞれの累積ひずみ特性を示す。不飽和条件でのひずみは飽和条件のひずみよりも小さく、繰返し載荷に伴うひずみの累積もあまり見られない。

4.2　累積損傷解析

上記の検討結果を基に、拘束圧や飽和・不飽和条件を考慮した堤体材料の動的強度特性を設定し、累積損傷解析を実施することで、それらの条件が揺すり込み沈下量に与える影響について検討する。解析モデルは図-4 に示す堤高 H=100m、上下流勾配がそれぞれ 1:2.6、1:1.9 の中央コア型ロックフィルダムとし、解析方法は土木研究所における既往の研究[7),8)]と同様の手法を用いている。

4.2.1　解析物性値

本研究では、既往の研究[8)]において最も揺すり込み沈下量が大きかった物性の組合せ 2、権現波の動的解析結果を用い、得られた動的応力に対して動的強度特性を種々に変化させた累積損傷解析を実施し、揺すり込み沈下量に与える影響を調べた。

動的強度特性は、4.1 節の結果を元に、拘束圧の影響を調べるための物性を A、飽和・不飽和条件の影響を調べるための物性を B としてそれぞれ整理した。物性 A は、拘束圧を変化させて行った三国川ダムロック材料の繰返し三軸試験結果の内、平均有効主応力 σ'_m= 0.098, 0.196, 0.588 MPa の試験結果を用いて作成した。コア材料、フィルタ材料は既往の研究[8)]の物性 T を用いた。

物性 B は、X ダムの堤体材料について実施した繰返し三軸試験結果より作成した。ただし、X 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。表-1 に動的強度特性の一覧を示す。

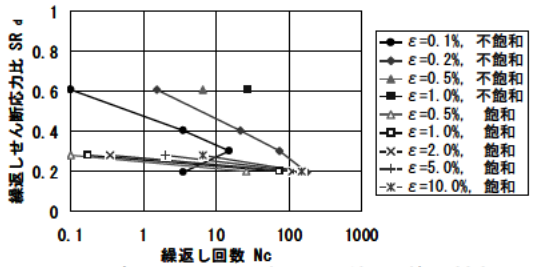


図-2　X ダムのコア材料の累積ひずみ特性

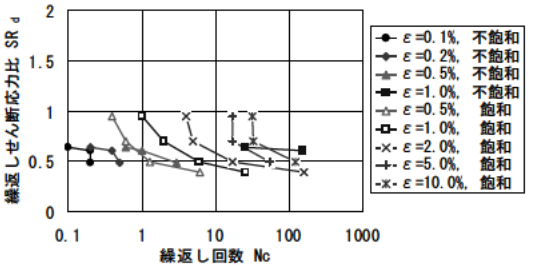


図-3　X ダムのロック材料の累積ひずみ特性

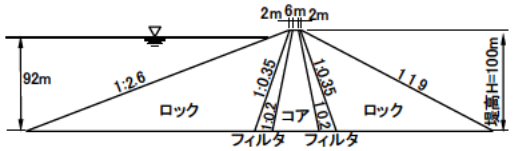


図-4　解析モデル

表-1　累積ひずみ特性

物性	ゾーン		近似式
A	コア		$SR_d = 0.43\varepsilon^{0.50} \cdot Nc^{0.33} + 0.16$
	フィルタ		$SR_d = 0.59\varepsilon^{0.47} \cdot Nc^{0.33} + 0.16$
	ロック①	$\sigma_m' > 0.196$MPa	$SR_d = 0.65\varepsilon^{0.50} \cdot Nc^{0.34\varepsilon^{0.01}} + 0.20$
	ロック②	$0.098 < \sigma_m' \leqq 0.196$MPa	$SR_d = 1.05\varepsilon^{0.70} \cdot Nc^{0.25\varepsilon^{0.01}} + 0.25$
	ロック③	$\sigma_m' \leqq 0.098$MPa	$SR_d = 2.00\varepsilon^{0.80} \cdot Nc^{0.28\varepsilon^{0.01}} + 0.26$
B	コア	飽和	$SR_d = 0.23\varepsilon^{0.60} \cdot Nc^{0.40\varepsilon^{0.33}} + 0.19\varepsilon^{0.21}$
		不飽和	$SR_d = 2.15\varepsilon^{0.90} \cdot Nc^{0.51\varepsilon^{0.08}} + 0.19\varepsilon^{0.25}$
	フィルタ	飽和	$SR_d = 0.22\varepsilon^{0.87} \cdot Nc^{0.45\varepsilon^{0.09}} + 0.21\varepsilon^{0.15}$
		不飽和	$SR_d = 0.44\varepsilon^{0.07} \cdot Nc^{0.17} + 0.06\varepsilon^{1.46}$
	ロック	飽和	$SR_d = 0.57\varepsilon^{2.01} \cdot Nc^{0.96\varepsilon^{0.17}} + 0.38\varepsilon^{0.03}$
		不飽和	$SR_d = 0.47\varepsilon^{0.07} \cdot Nc^{0.17} + 0.37\varepsilon^{1.46}$

4.2.3　解析ケース

解析ケースを表-2 に示す。解析ケースは、拘束圧の影響を検討するケースとして、物性 A の σ'_m= 0.588MPa の物性をロックゾーン全領域に適用したケース 1 と、図-5 に示す初期平均有効応力に応じてロックゾーンの動的強度特性を割り付けるケース 2 を設定した。さらに、飽和・不飽和条件の影響を検討するケースとして、物性 B の飽和物性値のみを用いたケース 3 と、飽和・不飽和それぞれに対応する物性を割り当てたケース 4 を設定した。

4.2.4　解析結果

解析結果の一覧を表-3 に示す。拘束圧の影響を考慮したケース 2 は、拘束圧の影響を考慮しないケース 1 に比べて沈下量、水平変位ともに小さくなった。また、飽和・不飽和を考慮したケース 4 は、ケース 3 に比べて沈下量は小さくなったが、水平変位はケース 3 よりも大きくなった。以下に、拘束圧および飽和・不飽和条件の影響を詳細に検討する。

表-2　解析ケース

ケース	動的強度特性	入力波形	最大水平加速度 (gal)	動的強度特性の与え方			備考
				コア	フィルタ	ロック	
1	A	権現	720	物性A		全てロック①	拘束圧の影響
2	〃	〃	〃	物性A		拘束圧に応じて設定	
3	B	〃	〃	全領域に飽和物性値を適用			飽和・不飽和の影響
4	〃	〃	〃	飽和・不飽和を区別して設定			

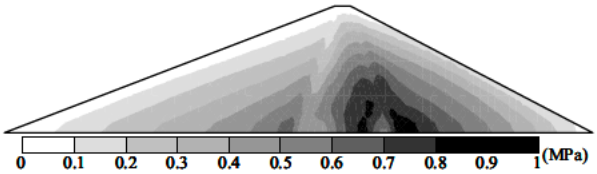


図-5　初期平均有効応力分布

表-3　解析結果一覧

ケース	固有周期 (秒)		天端最大加速度 (gal)		累積損傷解析結果*1)					
					最大沈下量			最大水平変位*2)		
	初期剛性	収束剛性	上下流方向	鉛直方向	上流 (cm)	天端 (cm)	下流 (cm)	上流 (cm)	天端 (cm)	下流 (cm)
1	0.572	0.851	1057	636	226.7	212.8	123.4	-275.4	-101.1	-49.9
2	〃	〃	〃	〃	157.6	161.7	105.4	-76.9	-31.3	-24.4
3	〃	〃	〃	〃	368.3	377.5	243.4	-169.8	-120.5	-107.7
4	〃	〃	〃	〃	295.0	273.2	190.4	-173.0	-148.7	-142.2

*1) 天端:天端幅10m区間,上流:天端を除く上流面,下流:天端を除く下流面
*2) 水平変位は下流方向を正とする

(1)　拘束圧の影響（図-6）

堤体表面の水平変位量および沈下量は、拘束圧を考慮した物性を与えることで全体的に小さくなる。特に上流面における変形量の減少の度合いが大きい（図-6 上段）。

図-6 中段の沈下量の鉛直分布より、Case1 と Case2 の沈下量は、拘束圧の大きな深部ではほぼ同じであるが、拘束圧の小さな表層付近では、沈下量の差が大きくなっている。特に、湛水による有効応力の低下により、拘束圧が相対的に小さな上流ロックゾーンにおける表層付近の沈下量の差が大きい。

図-6 下段の水平変位の鉛直分布についても、沈下量と同様に、拘束圧の大きな深部では両ケースの水平変位はほぼ同一であり、表層の拘束圧の小さな領域で水平変位の差が大きい。

(2)　飽和・不飽和の影響（図-7）

堤体表面の水平変位量および沈下

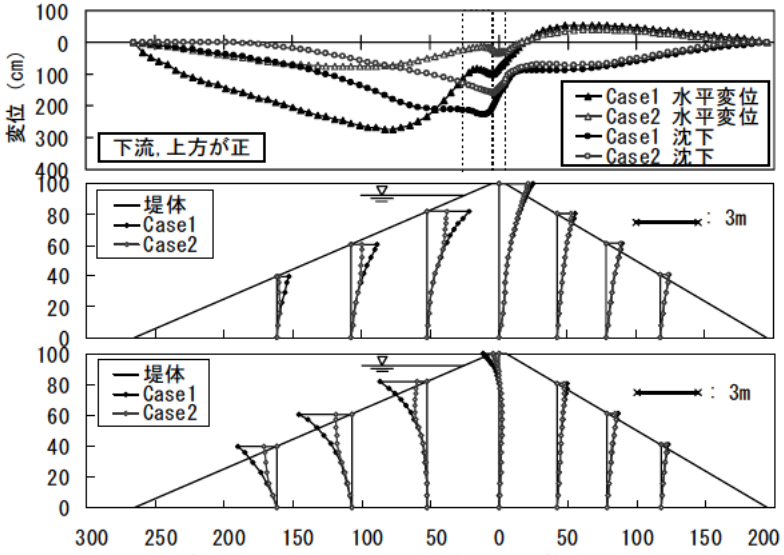


図-6　変形量に与える平均有効応力（拘束圧）の影響
（上段：堤体表面の変位、中段：沈下量の鉛直分布、
下段、水平変位の鉛直分布）

量は、貯水位以下の領域では Case3 と Case4 の差はほとんどない。貯水位よりも上方の不飽和となる領域では、不飽和条件を考慮した Case4 の水平変位量の分布には、図-7 下段に示す水平変位の鉛直分布からもわかるように、Case3 に比べて下流ロックの下流側へのはらみ出しが小さいことの影響が見られる。また、この部分の沈下量は Case3 に比べて小さくなっている（図-7 上段）。

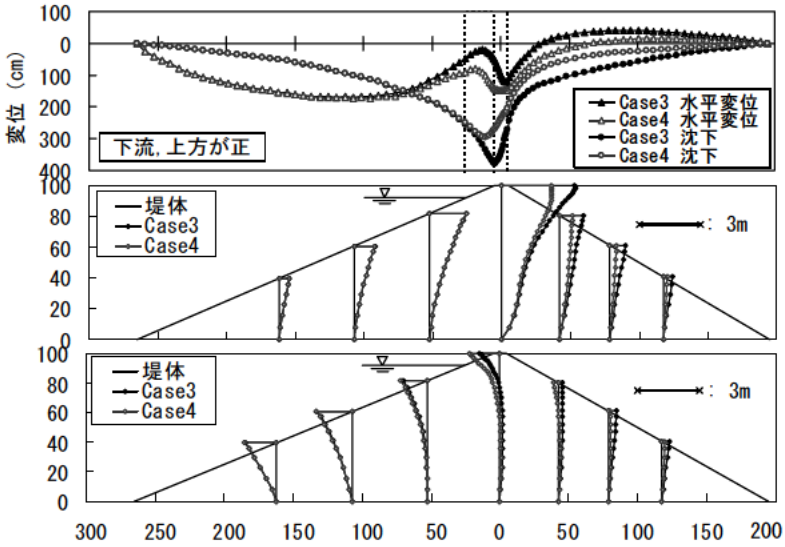


図-7　変形量に与える飽和・不飽和条件の影響
（上段：堤体表面の変位、中段：沈下量の鉛直分布、
下段、水平変位の鉛直分布）

図-7 中段より、Case3 と Case4 を比較した結果、飽和領域の沈下量はほぼ同一であるが、不飽和となる水位（EL.92m）以上および下流ゾーンでは、不飽和条件を考慮した Case4 の沈下量が Case3 に比べてかなり小さいことがわかる。

5. 結論

種々の条件による繰返し三軸試験結果を整理した結果、拘束圧や飽和・不飽和条件が動的強度特性に与える影響は大きなことがわかった。拘束圧が小さいほど動的強度は大きくなり、また、不飽和状態での動的強度は飽和状態に比べて大きいことがわかった。さらに、この結果を用いて、堤高 100m の中央土質遮水壁型ロックフィルダムモデルに対して累積損傷解析を実施した結果、拘束圧や飽和・不飽和の条件が揺すり込み沈下量に与える影響は大きいことがわかった。

6. 謝辞

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

所属　株式会社エヌイーエス

＜参考文献＞

1) 国土交通省河川局：「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）」，2005.3.
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) 東日本旅客鉄道株式会社：「信濃川発電所復旧工事技術専門委員会」，委員会報告書，pp.69 101，2006.5.
4) Yoshikazu Yamaguchi, Tomoya Iwashita and Shinya Mitsuishi: “Preliminary Investigation of Dams Stricken By The Iwate Miyagi Nairiku Earthquake in 2008”, Proc. The 5th EADC International Symposium on Co existence of Environment and Dams, 2008.10.
5) 松本徳久，安田成夫，大久保雅彦，芳岡良一：「ロック材料の単調載荷試験と繰返し載荷試験」，建設省土木研究所資料，第 2996 号，1991.3.
6) 佐藤弘行，山口嘉一：「コア材料の締固め度と動的強度」，ダム技術，No.252，pp.42 53，2007.9.
7) 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.
8) 山口嘉一，佐藤弘行，林　直良，下山顕治，吉永寿幸：「大規模地震時によるロックフィルダムの沈下量解析」，第 42 回ダム技術講演討論会テキスト，pp.84 96，2010.3.

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

チーム名　ダム構造物チーム
氏　　名　大川　孝士

1．まえがき

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

2．研究目的

1991 年に「フィルダムの耐震設計指針（案）」[1]（以下，指針（案）という）が発刊され，堤高 100m 以下のフィルダムを対象に修正震度法による耐震設計方法が提案された．その後，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記録が収集されている．

本研究では，修正震度法に基づくフィルダムの合理的設計法の提案を目的とし，近年のダムサイトの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を行った．また，指針（案）では「高さが 100m 以上となると堤体の固有周期が長くなり，岩盤における地震動の周波数特性を考慮すると本指針（案）で示した地震力を減ずることができる可能性がある」[1]と記述されているものの，堤高 100m を超えるフィルダムを対象とした震力係数の提示までには至っておらず，研究委員会の成果[2]として堤高 110m のフィルダムを対象とした震力係数の例示にとどまっている．そこで，100m よりも高い堤高のフィルダムについて修正震度法の適用を拡張するための震力係数の検討も行った．

3．研究方法

3.1 解析方法

ロックフィルダムモデルに対して複素応答法による等価線形解析を行い地震時の堤体応答を求め，図-1 に示す上流側[2]の 20 円弧を対象とし，それぞれの円弧土塊の平均応答加速度を入力地

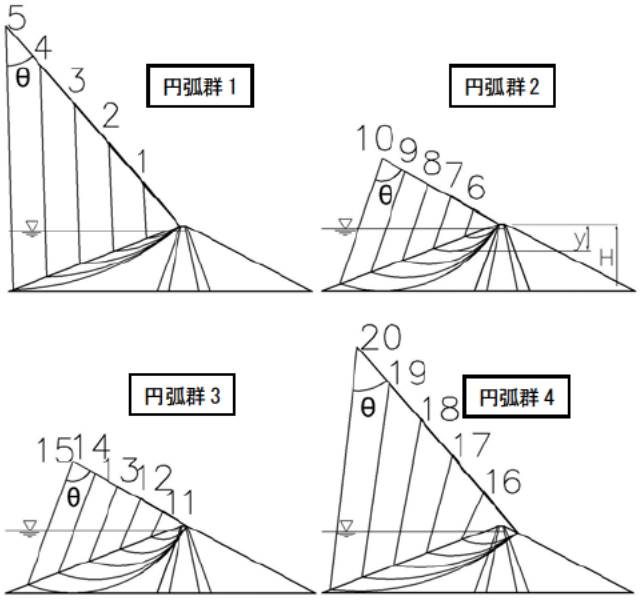


図-1　解析の対象とした想定すべり円弧（20 円弧）

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[1)]．

3.2 解析モデルと物性値

解析モデルは，堤高 100m と 150m の 2 つの中央土質遮水壁型ロックフィルダムモデルで，堤体のみをモデル化した．**図-2** に堤高 100m モデルを示す．堤高 150m モデルは 100m モデルの堤高比率の相似形モデルとした．堤体形状と貯水位条件を**表-1** に，モデルの有限要素分割を**図-3** に示す．

等価線形化法による地震応答解析に用いた物性値のうち湿潤および飽和密度，初期せん断剛性を**表-2** に示す．また，**図-4** に等価線形化法による地震応答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．こちらの物性は，我が国の内部土質遮水壁型ロックフィルダムの標準的な堤体材料と判断した設計値ないしは試験値を基本として設定した．また，本研究の等価線形化法による地震応答解析は堤体のみをモデル化しているため，基礎地盤でのエネルギー逸散は等価逸散減衰率として材料減衰率に一律 15%を上乗せして考慮した．

3.3 入力地震動

入力地震動は，1966 年から 2008 年にダムサイト岩盤またはダム堤体監査廊で観測された 1,883 の地震動記録を対象とし，上下流方向の最大水平加速度が 100gal 以上を記録したものについて選定した．また，ダムサイトの地山岩盤に

表-1　堤体形状と貯水位条件

堤高 (m)	天端幅			法面勾配		ゾーン断面		貯水位 (m)
	全幅 (m)	コア (m)	フィルタ (m)	上流	下流	コア勾配 上下流	フィルタ勾配 上下流	
100	10.0	6.0	2.0	1：2.6	1：1.9	1：0.2	1：0.35	92
150	15.0	9.0	3.0					138

表-2　等価線形化法による地震応答解析に用いた物性値（一部）

材料	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	飽和密度 ρ_{sat} (g/cm^3)	初期せん断剛性 G_0 (MPa)※
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	$\{93(2.17-e)^2/(1+e)\}\sigma_m^{0.6}$

※ e：間隙比，σ_m：平均有効主応力 $\sigma_m\{(1+2k)\nu\}/3$
k：主応力比(0.5)，ν：ポアソン比(0.35)

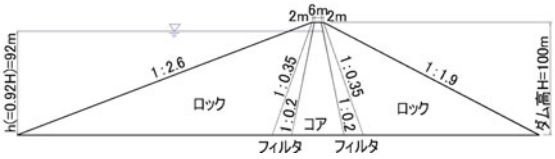


図-2　解析モデル（堤高 H=100m の場合）

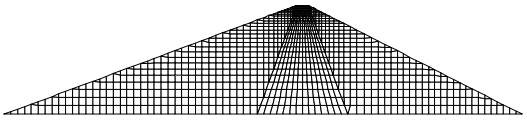
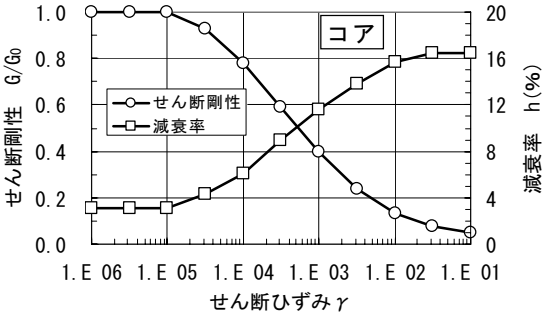
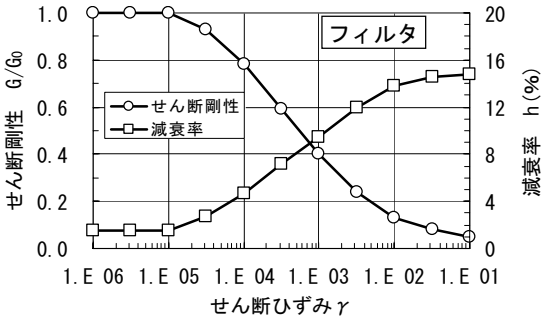


図-3　解析モデルの有限要素分割
（相似形モデルのため堤高によらず同形状）





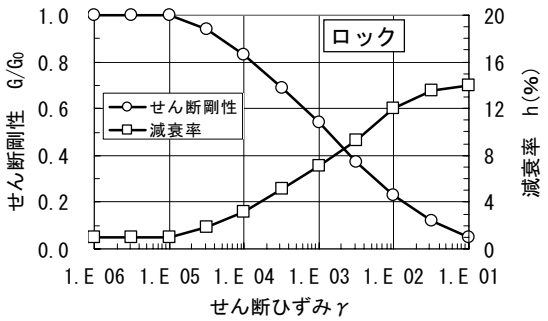


図-4　せん断剛性および減衰率とせん断ひずみの関係

地震計が設置された地震動記録については，ダムサイトからの離隔距離の大きい地震動記録とダムサイト基礎地盤とでは地震動特性が異なることが懸念されるため，既往資料 [3]により地震計設置箇所の詳細を調査し，ダムサイト近傍の地震動記録のみを選定した．なお，解析では同時に観測された鉛直地震動も考慮した．これらの結果，入力地震動として 48 地震動を選定し，その最大水平加速度と最大鉛直加速度の関係を図−5 に示す．

また，入力に際して，選定した 48 地震動の水平地震動の最大加速度が 196gal（0.2G）となるように一様に引き伸ばした [1]．鉛直地震動については，水平地震動の引き伸し比率と同じ比率で引き伸ばした．

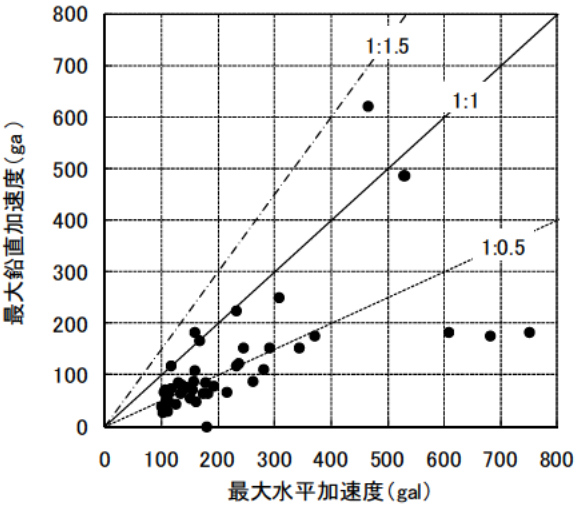


図-5　入力地震動の最大水平加速度と最大鉛直加速度の関係

4．研究結果

堤高 H=100m モデルの円弧群 3 に対する解析結果を，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 と震力係数 k/k_F の関係として整理したものを図-6 に示す．また，すべり円弧の始点上端の異なる 4 円弧群 20 円弧について検討を行っているが，4 円弧群の解析結果に大きな差異はなかった．ここでは，4 円弧群のうちほぼ最大の震力係数を示した円弧群 3 の結果を例示している．堤高 100m 以下に適用する指針（案）の震力係数は，全 48 地震動の結果を概ね上回っている．また，4 円弧群 20 円弧の結果として得られた震力係数を y/H ごとに統計処理した結果を図-7 に示す．この結果と指針（案）の震力係数を比較すると，平均値（μ）およびμ＋標準偏差（σ）は y/H の全範囲で指針（案）を下回っている．分布形状については，指針（案）の震力係数と非常に類似している．また，$\mu+2\sigma$ は最大値包絡線に近接しているが，y/H が 0.4 より小さい高標高部において，指針（案）の震力係数をやや上回っている．

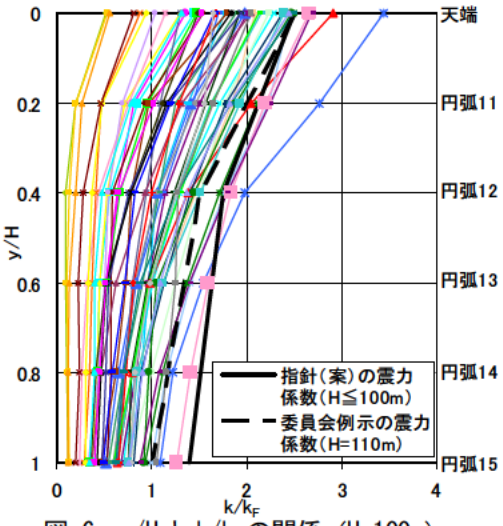


図-6　y/H と k/k_F の関係（H=100m）（全解析結果，円弧群 3）

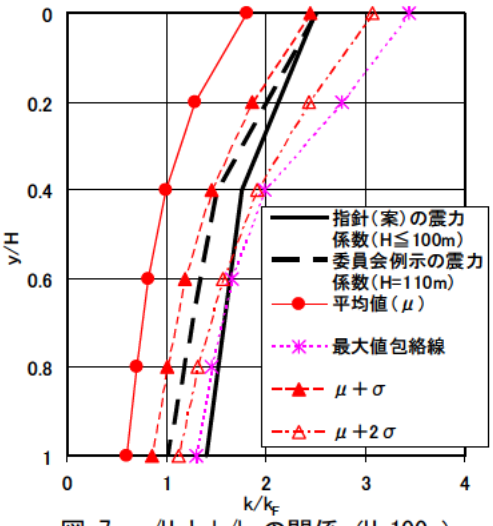
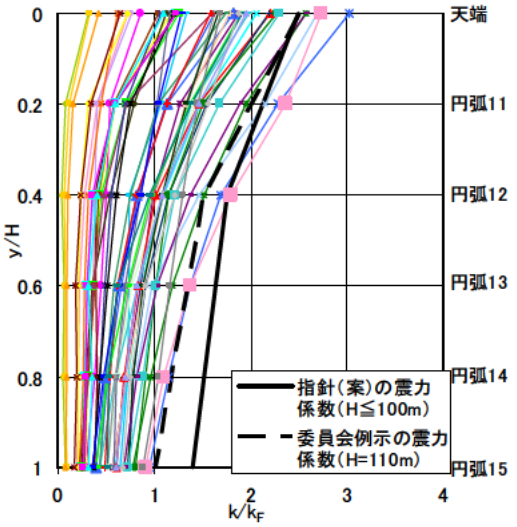


図-7　y/H と k/k_F の関係（H=100m）（統計処理結果）

堤高 H=150m モデルの円弧群 3 に対する解析結果を図-8 に，全結果を y/H ごとに統計処理した結果を図-9 に示す．解析結果は，天端および高標高部の円弧で指針（案）の震力係数を上回る箇所がわずかに見られるものの，ほぼ下回っている．また，研究委員会の成果として例示された堤高 110m のフィルダムを



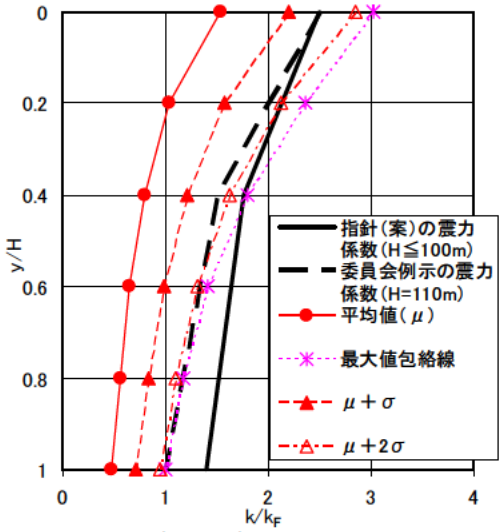


図-9　y/H と k/k_F の関係（H=150m）
（統計処理結果）

対象とした震力係数も概ね下回っている．解析結果のμおよびμ＋σに着目すると，堤高 100m モデルに比べて震力係数が小さくなっていることがわかり，図-10 に示す堤高 100m と 150m のμ＋σにおける y/H と k/k_F の関係からも両者の大小関係が明らかである．この結果から，指針（案）にも記されているとおり，堤高が 100m よりも高い場合に震力係数を低減できる可能性があることが検証できる．

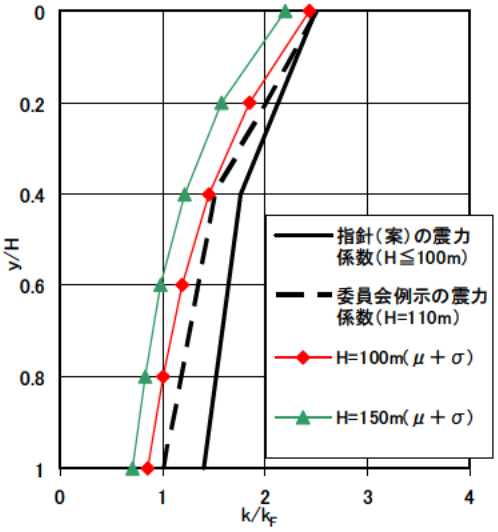


図-10　y/H と k/k_F の関係（μ＋σ）
(H=100, 150m)

5．結　論

近年の大規模地震動を用いた修正震度法における震力係数は，堤高 H=100m モデルと H=150m モデルで指針（案）の震力係数をほぼ下回る結果であった．また，堤高 H=150m モデルは研究委員会例示の堤高 110m を対象とした震力係数よりもさらに小さいことから，堤高が 100m よりも高い場合に震力係数を低減できる可能性がある結果が得られた．今後は，検討の対象とする堤高モデルのケースを増やして同様の検討を行うことにより，震力係数についての検討を継続し，堤高に制約のない修正震度法によるフィルダムの合理的設計法の提案を目指す．

6．謝　辞

本研究を行うにあたり，多大なご指導をいただいたダム構造物チーム山口上席研究員，ならびにダム構造物チームの皆様に感謝の意を表します．

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、岩下友也、松浦　旬：国土交通省所管ダムの地震動計測装置、国土交通省土木研究所資料、No.3768、2001年1月．

ダム基礎となる不連続岩盤の大規模地震における引張時力学特性に関する研究

チーム名　　ダム構造物チーム
氏　　名　　村山　邦彦

1.　まえがき

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

2.　研究目的

本研究は、堤体と岩盤を一体としたコンクリートダムの大規模地震時の安全性を照査する手法を提案するための基礎研究である。岩盤の損傷までを考慮した堤体の地震時の応答を再現するには、堤体と岩盤、貯水池をモデル化して連成させる必要がある。平成 21 年度は、貯水池と岩盤の連成によって生じる引張応力状態と、岩盤を非線形条件とした場合のクラックの発生状況について検討を行った。

3.　解析方法

(1)解析モデル

解析モデルは、堤体－岩盤－貯水池連成系での応力状態をみるため、重力式コンクリートダムの堤体と岩盤を連続体と仮定した FEM モデルを用いた。図-1 に解析モデルの概念図を示す。堤高は、国内の既設ダムの実績と、堤高が高いほど応力も大きくなることを考慮して 100m とした。貯水位は、地震が発生した際にダムの安定性に最も影響が大きくなる常時満水位とし、堤高 100m 級の重力式コンクリートダムの事例から堤高の 90%とした。岩盤の境界は、領域外へのエネルギーの逸散が考慮できるように底面にダッシュポットを設け、

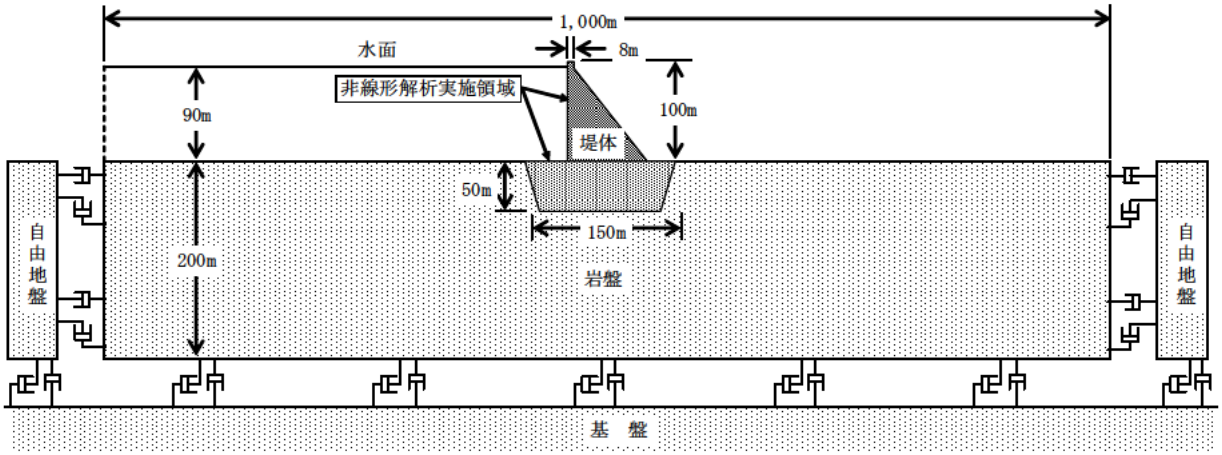


図-1　解析モデル全体の概念図（境界条件は動的解析時の条件）

側面には自由地盤とダッシュポットを設けた。

(2)要素の条件

堤体の要素は正三角形要素とし、引張亀裂モデルとして分布型クラックモデルを用いた。岩盤は三角形要素とし、堤敷からダム高の 50%の範囲には分布型クラックモデルを用い、クラック進展の要素形状依存性を排除するためデローニ要素分割とした。要素長は、堤体・岩盤ともにスナップバック防止のため一辺を１ｍ以下とした。

(3)物性値

解析に用いた物性値を表-1 に示す。岩盤の弾性係数は、100 級の重力式コンクリートダムの基礎岩盤となる CM 級以上の岩盤の弾性波速度範囲[2]から設定した。岩盤の引張強度は、堤体コンクリートより小さいと推定し、引張軟化開始応力と破壊エネルギーは堤体コンクリートより小さな値とした。引張軟化曲線は、単直線型を用いた。

(4)入力地震動

入力地震動の加速度波形は、1995 年兵庫県南部地震で観測された一庫ダム地震動の加速度振幅スペクトルをダムの照査用下限加速度応答スペクトル[1]に合わせ、再度フーリエ逆変換により求めたものである。本解析では、応答を明確に確認するために倍率を 1.4 倍とした。図-2 に加速度波形を示す。

(5)解析ケース

①初期応力解析

堤体の応答のみに着目した解析では、岩盤の損傷の影響は考えないため、初期応力として堤体の質量と堤体への静水圧のみを考慮することが多い。本解析では、岩盤の損傷に着目するので、図-3 のように実際に岩盤に作用する岩盤の質量と岩盤への静水圧の影響を検討した。本報告では、これらが初期応力状態に及ぼす影響を表-2 のケースについて検討する。

②線形動的解析

堤体の応答に着目した動的解析では、貯水池の影響としては堤体に作用する動水圧を考慮する。本報告ではこれに加え、岩盤への静水圧と岩盤へ作用する動水圧の影響を表-3 のケースについて検討する。動水圧は貯水を非圧縮性流体とみなし、付加質量マトリクスにより与える。

③非線形動的解析

本報告では、表-4 に示すように堤体は引張亀裂を考慮した非線形条件とし、岩盤は線形条件と引張亀裂を

表-1　解析に用いた物性値

項目		堤体	岩盤
単位体積質量	ρ (kg/m^3)	2,300	2,300
弾性係数	E (N/mm^2)	29,000	20,000 40,000
ポアソン比	ν	0.2	0.3
減衰型		剛性比例型	剛性比例型
減衰定数	h (%)	5	5
引張軟化開始応力	f_t (N/mm^2)	2.8	2.0
破壊エネルギー	G_f (N/m)	400	300
引張軟化曲線		単直線型	単直線型

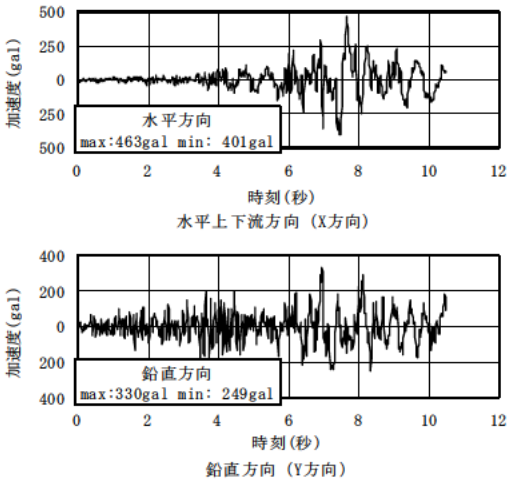


図-2　入力加速度波形

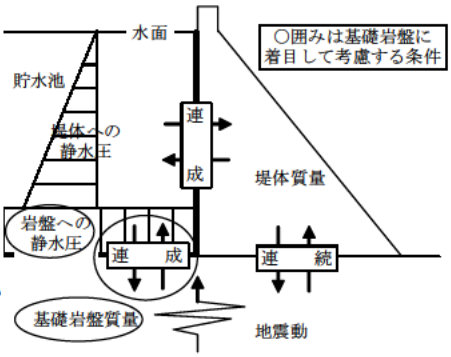


図-3　解析モデルの応力条件

表-2　初期応力解析ケース

○：考慮する、×考慮しない

	Case1	Case2	Case3	Case4
岩盤の弾性係数(N/mm^2)	20,000			40,000
堤体の質量	○	○	○	○
堤体への静水圧	○	○	○	○
岩盤の質量	×	○	○	○
岩盤への静水圧	×	×	○	○

考慮した非線形条件のケースについて、クラック発生状態について検討する。岩盤の弾性係数と岩盤への静水圧、岩盤へ作用する動水圧は線形解析結果を考慮して設定した。

表-3　線形動的解析ケース

○：考慮する、×考慮しない

	Case5	Case6	Case7
岩盤の弾性係数(N/mm²)	20,000		40,000
堤体の質量	○	○	○
堤体への静水圧	○	○	○
堤体への動水圧	○	○	○
岩盤の質量	○	○	○
岩盤への静水圧	○	×	×
岩盤への動水圧	○	×	×

4.　解析結果

(1)初期応力解析

堤体と岩盤（図-1 中の非線形解析実施領域）の引張応力状態を図-4 に示す。Case1 は堤体の質量と堤体への静水圧を考慮しており、岩盤の上流側で引張応力が発生する。Case2 は岩盤の質量により岩盤深部の引張応力が減少する。Case3 は岩盤への静水圧により上流側の引張応力の発生範囲は狭くなる。Case4 では堤踵部の引張応力は Case3 よりも大きくなり、引張強度が小さな岩盤を想定した場合、初期応力段階で岩盤に亀裂が進展する。なお、本解析では、図-5 のように岩盤への静水圧が岩盤表面に全て作用し、岩盤が下方に変形する。この岩盤の変形と、静水圧による堤体の下流側への変形により、堤踵部に大きな引張応力が発生すると考えられる。しかし、実際の岩盤内には亀裂内の浸透流等による圧力が作用しており、貯水池の岩盤の変形量は解析結果より少ないと考えられるため、Case3 と Case4 は過大な引張応力状態であると判断できる。以上の結果から、動的解析では岩盤の質量を考慮し、岩盤への静水圧と動水圧は考慮する条件と考慮しない条件について検討する。

表-4　非線形動的解析ケース

○：考慮する、×考慮しない

	Case8	Case9
堤体の解析条件	非線形	非線形
岩盤の解析条件	線形	非線形
岩盤の弾性係数(N/mm²)	40,000	
岩盤の引張軟化開始応力(N/mm²)	×	2.0
岩盤の破壊ｴﾈﾙｷﾞｰ(N/m)	×	300
堤体の質量	○	○
堤体への静水圧	○	○
堤体への動水圧	○	○
岩盤の質量	○	○
岩盤への静水圧	×	×
岩盤への動水圧	×	×

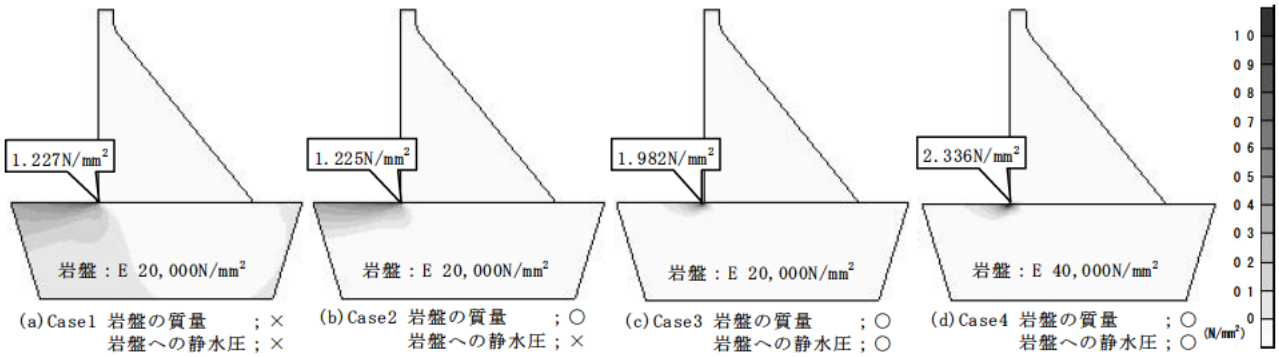


図-4　引張側最大主応力図

(2)線形動的解析

堤体と岩盤の引張応力の状態を図-6 に示す。堤体下流法面と堤趾部、堤踵部、堤体と基礎岩盤の接合部に堤体コンクリートの引張強度以上の応力が発生する。Case5 は岩盤への静水圧と動水圧により、Case6 よりも堤踵部の引張応力は大きく、岩盤への動水圧を考慮することで初期応力からの引張応力の差が大きくなっている。また、Case7 と Case6 の比較から、岩盤の弾性係数が大きいほど、堤体と岩盤の引張応力は大きくなる。このことから、岩盤の引張強度が同一であれば、弾性係数が大きいほど岩盤が損傷しやすい条件になると考えられる。

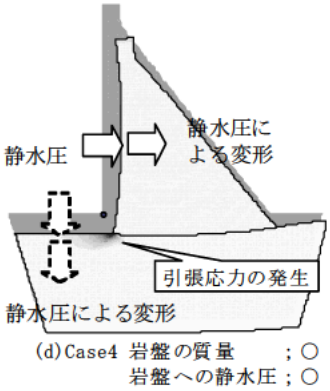


図-5　解析時の変形状態

(3)非線形動的解析

図-7 にCase8 の解析結果を示し、図-8 に Case9 の解析結果を示す。堤体の下流法面に発生するクラックの状態は、両条件で差が見られない。Case9 では、Case8 で堤体底部に発生したクラックが低減し、基礎岩盤にクラックが進展した。これは、岩盤の損傷に伴い、岩盤と堤体の岩盤接合部に応力低下が起こり、堤体の損傷が低減するためと考えられる。

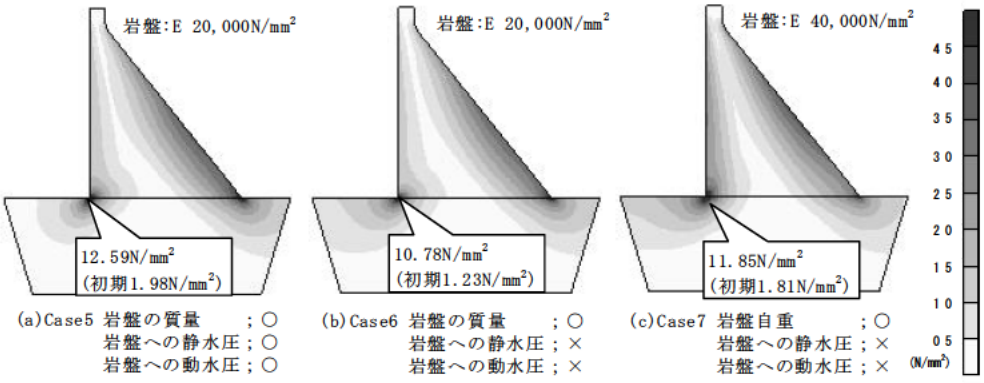


図-6 線形動的解析引張側最大主応力図

5. 結　論

はじめに、岩盤の質量と岩盤への静水圧および岩盤へ作用する動水圧を考慮した線形解析を行った。岩盤の質量を考慮することにより、岩盤深部の引張応力が低減する。岩盤への静水圧と岩盤に作用する動水圧を考慮することにより、堤体と岩盤の引張応力は大きくなる。なお、実際の岩盤内には亀裂内の浸透流等による圧力が作用しているため、静水圧による岩盤の変形とそれによる引張応力は解析結果よりも小さいと考えられる。よって、岩盤と貯水池の連成解析では、モデル化と解析結果の適用に十分な配慮が必要になる。次に、岩盤の引張亀裂を考慮した解析を行った。堤体下流法面に発生する引張応力やクラックは、堤体のみの損傷を考慮した結果とほとんど差が見られない。一方、堤体の堤趾部と堤踵部ではクラックが低減し、岩盤にクラックが発生した。今後は、減衰型や岩盤の物性（弾性係数や引張強度）によるクラック進展方向と深さの変化や、岩盤の損傷が堤体の変位とクラック進展に及ぼす影響について検討を行う。

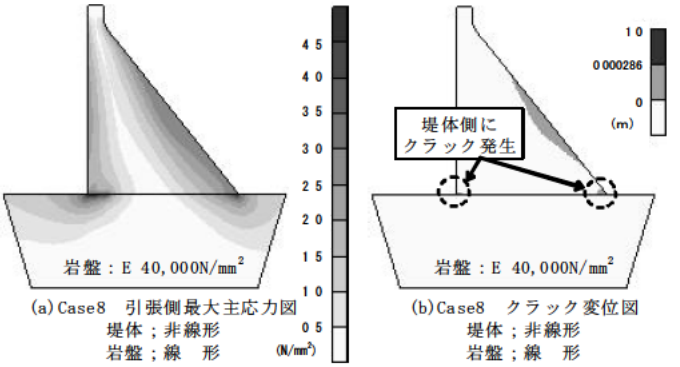


図-7 非線形動的解析結果（堤体;非線形　岩盤;線形）

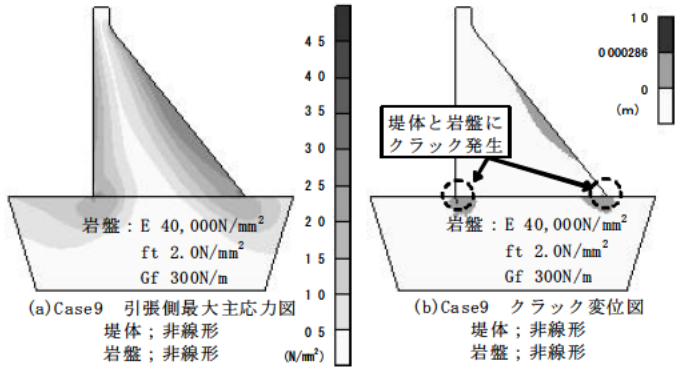


図-8 非線形動的解析結果（堤体;非線形　岩盤;非線形）

6. 謝　辞

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

（所属）株式会社水計画研究所

＜参考文献＞ 1)国土交通省河川局、「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説」、2005.3.

2)地盤工学会、「地盤工学への物理探査技術の適用と事例」、2001

物理モデルに基づく表層崩壊発生危険度評価に及ぼす地質の影響

チーム名　　火山・土石流チーム
氏　　名　　秋山　浩一

1. まえがき

一般的に表層崩壊は，土層内の最も弱い部位において発生すると考えられるとともに，土壌層中に含まれる根や礫の影響を受けると考えられるため，土のせん断強度を示す粘着力，内部摩擦角は，土壌サンプルを現場で採取し，CD 試験等により求めた値が，表層崩壊の発生をコントロールする土質強度（粘着力，内部摩擦角）として用いることができるか不明な点が多い。実際，内田ら（2009）では，広島西部山系の表層崩壊発生箇所に関する再現計算を行い，現地で採取した土壌サンプルから求めた土質強度では十分に表層崩壊の発生場所を説明できないことを示した。しかし，表層崩壊の発生をコントロールする土質強度は崩壊発生に大きな影響を及ぼすにもかかわらず，その設定手法は十分確立されていない。そこで，本研究では，以下の目的について、検討を行った。

2. 研究目的

本研究の研究目的は以下のとおりである。

①斜面勾配と土層厚および無限長斜面の安定解析結果から内部摩擦角に対する粘着力の設定手法の提案する。

②地質の異なる 3 つの斜面を対象に，手法の妥当性を検証する。

3. 研究方法

3.1 モデルの概要

同モデル（H-SLIDER モデルと呼ぶ）は，地下水位を定常状態（ある地点に流下する地下水流量は，その上流域の集水域内に降った降雨量と等しい）と仮定し，無限長斜面の安定解析を用いて，斜面崩壊（安全率が 1 となる）に必要な定常降雨強度（r_c）（以下，「最小定常崩壊発生降雨強度」と呼ぶ）を式 1 より算出し，r_cの値が小さいほど相対的な表層崩壊発生危険度が高いとするものである。

$$r_c = \frac{K_s \tan I \cos I \{c \quad \gamma_t h \cos I (\sin I \quad \cos I \tan \phi)\}}{A\{\gamma_w \cos I \tan \phi + (\gamma_s \quad \gamma_t)(\sin I \quad \cos I \tan \phi)\}} \qquad \text{式 1}$$

ここで，r_c：最小定常崩壊発生降雨強度（m/s），I：勾配，A：単位幅あたりの集水面積(m²/m)，h：土層厚(m)，c：土層の粘着力(kN/m²)，ϕ：土層の内部摩擦角(°)，K_s 土層の飽和透水係数(m/s)，γ_s：土層の飽和時単位体積重量(kN/m³)，γ_t：土層の不飽和時単位体積重量(kN/m³)，γ_w：水の単位体積重量(kN/m³)である。また，式の導出の詳細については，内田ら（2009[1)]）を参照にされたい。

3.2 対象流域

検討対象地区は，北海道沙流川水系の支川宿主別川，総主別川および貫気別川の 3 支渓（シカルスナイ沢，貫気別川，右支川）とした。検討対象地域の概要は表－1 に示めすとおりである。また，各地域では 2003 年 8 月台風 10 号（最大日雨量 358mm，1 時間最大雨量 76mm　旭観測所[2]）で表層崩壊が発生し，崩壊地がそれぞれ 3，2，2 箇所確認されている。

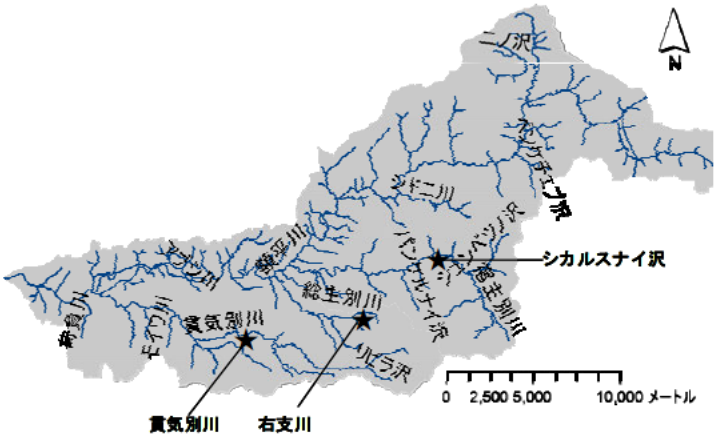


図-1　検討対象地域

表-1　検討対象地域の概要

地区	河川	集水面積	斜面勾配	地質
シカルスナイ沢	宿主別川	8.6ha	25.6°	蝦夷層群
貫気別川	貫気別川	6.6ha	26.3°	新第三紀堆積岩類
右支川	総主別川	7.6ha	39.4°	中生代～古代三紀堆積岩類

3.2 土層厚の計測及び地形量の算出

土層厚空間分布の調査については，簡易貫入試験を概ね 10m 間隔で，それぞれ 340，425，359 地点実施した。崩壊のおそれのある土層厚は，簡易貫入試験結果をもとに地表面より Nd 値が 20 となる深さまでの厚さ（鉛直方向）と設定した。また，崩壊地内については，崩壊地内の横断図を作成し，崩壊地の斜面形状から崩壊発生前の土層厚を推定した。なお，設定方法については，内田ら（2009[1]）を参照されたい。地形量は，国土地理院が提供している基盤地図情報（数値標高モデル）の 10mDEM を Natural Neigbor 法で内挿した 5mDEM を用いて算出した。地形量は基岩面地形を地表面地形および土層厚から推定し，D-Infinity Flow Direction 法（Tarboton，1997[3]）を用いて基岩面の勾配および集水面積を算出した。

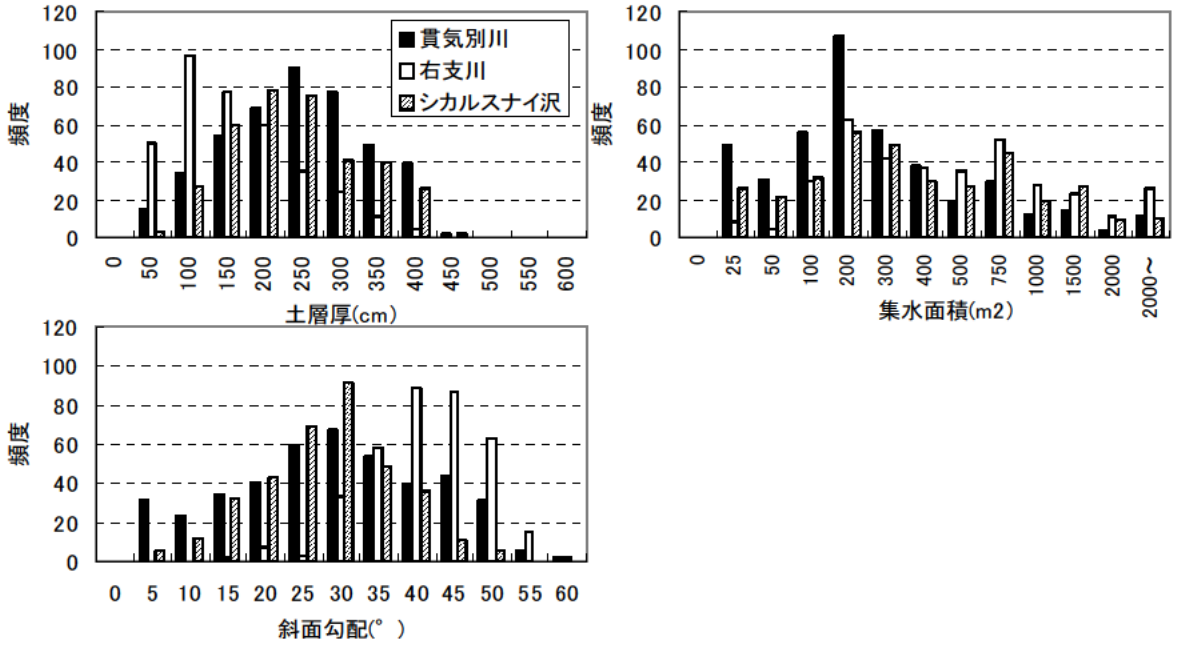


図 2　土層厚の計測および地形量の算出結果

3.3 土質強度の設定

図-2(a)は，広島西部山系の荒谷地区における基岩勾配と土層厚の関係図に土層がそれぞれ完全に不飽和（土層と基岩の境界面の間隙水圧が 0 の状態）および飽和（地表面の間隙水圧が 0 の状態）の状態で安全率が 1 となる土層厚を実績崩壊地の再現計算時のパラメータを用いて無限長斜面の安定解析より求めたものである。理論上，実線と破線の間が表層崩壊の発生しうる領域であり，実線より右上の領域は理論上，存在しない（崩壊してしまっている）領域である。図-3(a)では，内部摩擦角より急勾配な範囲では，図中の実線上にいくつかの地点のデータがプロットされるが，実線より右上にはデータはプロットされない。これより，内部摩擦角より急勾配な範囲で，不飽和の状態で安全率が 1 となる土層厚と，勾配ごとの土層厚の最大値と最もよく一致する粘着力を内部摩擦角ごとに逆推定することである内部摩擦角に対する最適な粘着力が設定できると考えた。そこで，本研究では，内部摩擦角を 30° ～40° に仮定し，2.5° 刻みで 5 ケース設定し，それぞれ粘着力を算出した。図-3 (b) (c)(d)に検討対象地区の土層厚，基岩勾配と無限長斜面の安定解析結果の関係図を示し，表-2 に設定した粘着力を示した。

表-2　粘着力の設定

Case	1	2	3	4	5
内部摩擦角(°)	30.0	32.5	35.0	37.5	40.0
シカルスナイ沢	6.5	4.7	4.1	2.9	2.7
貫気別川	10.5	8.9	7.9	6.7	4.9
右支川	16.4	13.2	13.2	9.2	9.4

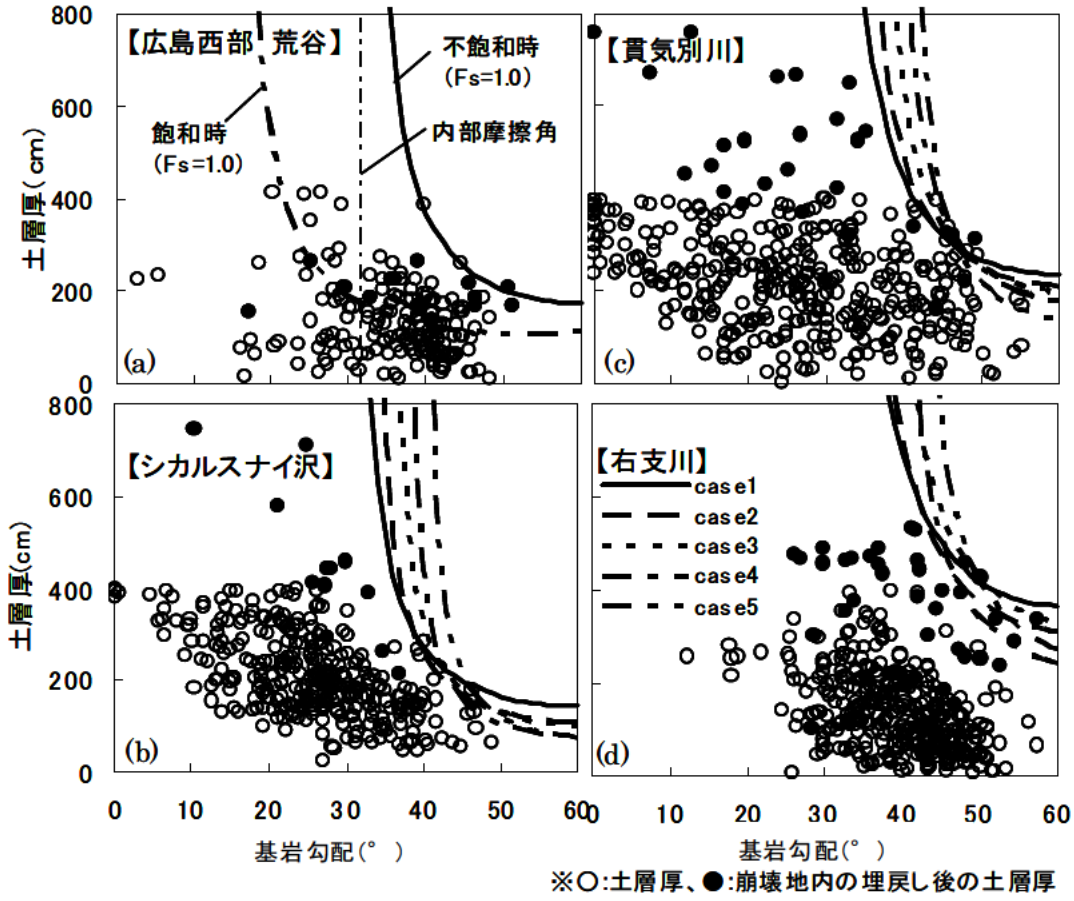


図-3　　安定解析による粘着力の逆推定

4. 研究結果

表-2 に示す 5 ケースについて，式-1 を用いて r_c を算出した。なお，r_c の算出に用いる土壌の物性値（土層の飽和透水係数，土層の飽和時・不飽和時の単位体積重量）は，現場計測資料がないため，荒谷地区の検討値とした。また，計算メッシュの大きさは 5m とした。

ここでは，土質強度の設定方法の影響を検討する意味で簡易貫入試験を実施した点を評価点とし，r_c が 80mm/h を閾値として崩壊発生率（r_c がある条件を満たす評価点の内，実績崩壊地内の評価点の比）を算出した。貫気別川，右支川については，r_c が 80mm/h 以下の斜面では，r_c が 80mm/h 以上の斜面に比べて崩壊発生率は高く，r_c が表層崩壊の危険度を表す有効な指標であると言える。さらに，検討ケース間の崩壊発生率の差は小さかった。一方，シカルスナイ沢については，r_c が 80mm/h を境に崩壊発生率は明瞭な差が見られなかった。この原因については，今後の課題としたい。

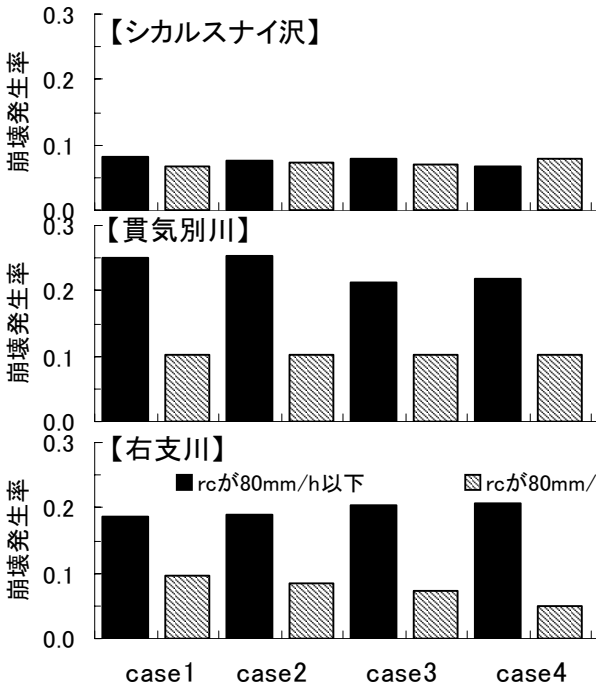


図-4　各ケースにおける崩壊発生率

5. 結論

土層全層が不飽和状態で崩れる斜面はないと仮定し，土層厚と斜面勾配の関係から逆推定される粘着力，内部摩擦角の組み合わせで表層崩壊危険度をよく評価できる可能性があることが分かった。

6. 謝辞

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

所　属　株式会社　東建エンヂニヤリング

＜参考文献＞

1) 内田太郎・盛　伸行・田村圭司・寺田秀樹・瀧口茂隆・亀江幸二　「場の条件の設定手法が表層崩壊発生箇所の予測に及ぼす影響」，砂防学会誌 62(1)， 23 31. 2009

2) 「平成 15 年台風 10 号北海道豪雨災害調査報告書　土木学会水工学委員会」　2004

3) Tarboton, D. G. :“A new method for the determination of flow directions and upslope areas in grid digital elevation models”, Water Resources Research, Vol. 33, 309 319, 1997.

山間地流域での大規模地震がその後の土砂生産および流出に与える影響
～新潟県中越地震を例として～

チーム名　火山・土石流チーム
氏　　名　松岡　暁

１．まえがき

山間地における大規模地震は，斜面崩壊，落石，大規模崩壊など，多様かつ大規模な土砂移動を過去に引き起こしている。さらに地震後もその後の降雨や融雪により，新たな崩壊あるいは既崩壊地の再崩壊を引き起こす。地震というイベントは土砂生産を活発化させ，地震後の崩壊発生の位置や山から川への土砂移動形態に変化を及ぼす。加えて地震による崩壊が，その後の土砂流出に長い間影響を及ぼしていることが知られている[1)]。1999 年 9 月に台湾で発生した集集地震では広範囲で崩壊をもたらし，その後の複数の台風イベントにより，より多くの崩壊と土砂移動が発生した。この事例において，地震によるその後の降雨による崩壊への影響や地震起源の崩壊と台風起源の崩壊の特徴の違いが衛星画像を用いて調べられている[2)]。また，地震起源の崩壊土砂は斜面にとどまり，その後の豪雨により河川へ移送される。そして，10 年スケールでの侵食速度は地震履歴や豪雨起源の土砂流出と相互に関連していることが確かめられている[3), 4)]。このように，地震時の崩壊と地震後の土砂生産や土砂流出の関係について様々な研究がなされている。そして，山間地の流域全体で崩壊土砂を含む土砂収支を把握することが大事である。

２．研究目的

本研究では，2004 年に発生した中越地震（M=6.8）の地震動の影響を大きく受けた芋川流域を対象として，複数時期の航空レーザ測量や深浅測量により，地震後の芋川流域における経年的な流域土砂動態の実態把握および他地域（兵庫県南部地震：六甲地域）との土砂生産特性の比較を試みた。

３．研究方法

本研究は，中越地震後に計測された 4 時期の航空レーザデータおよび空中写真を用いた。まず，各時期（2004 年 10 月，2005 年 5 月，2006 年 5 月，2006 年 10 月）に撮影された空中写真を用いて，崩壊地および河道を判読し，GIS 上でポリゴン化した。次に，各時期に実施された航空レーザ測量で得られた数値地形モデル（DEM）同士を差分処理し，各期間（地震直後～2005 年春，2005 年春～2006 年春，2006 年春～2006 年秋）の変動量（崩壊土砂量と河床変動量）を求めた。

東竹沢地区や寺野地区では，地震時の地すべりによって河道が閉塞され，大規模な天然ダムが形成されている。東竹沢地区の湛水池内に流入する土砂量については，地震後に深浅測量が定期的（2005 年 9 月，2006 年 6 月，2006 年 10 月，2007 年 7 月）に実施されており，寺野地区と東竹沢地区の間における流出土砂量が求められる。これらの結果から，地震から 2006 年 10 月までの土砂収支を計算した。

4．研究結果

4．１　地震後の土砂生産・流出状況

図-1 に寺野から東竹沢区間における各期間の土砂動態（崩壊土砂量，堆砂量）を示す。この図より土砂量でみると地震後 1 年半経過した時点まで土砂生産･流出量が何十万 m³ レベルで継続していることが確認できる。ただし，この地域では地震直後の冬および翌年の冬には記録的な豪雪が，また 2005 年夏には既往最大日雨量を記録した梅雨前線豪雨が相次いでおり，地震後の豪雪・豪雨の影響を受けてはいるものの，中越地震後は 2 年程度土砂生産・流出量が多い状況が継続したといえる。

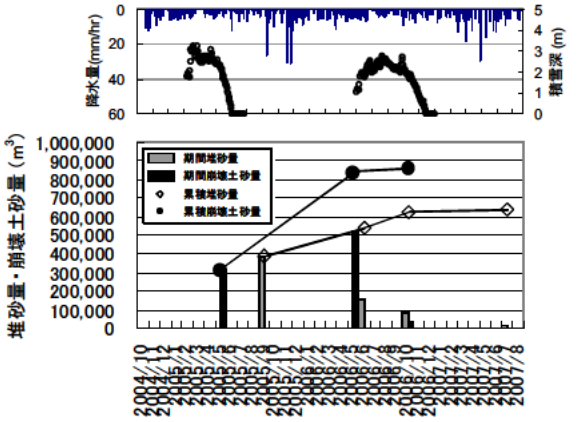


図-1　中越地震後の堆砂量と崩壊土砂量の経年変化（寺野～東竹沢）

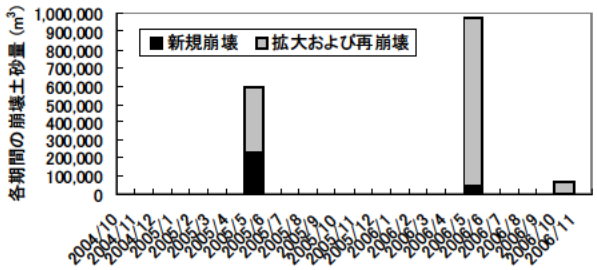


図-2　崩壊土砂量の経年変化（芋川流域）

土砂生産（崩壊）の形態に着目すると，地震後の崩壊タイプは，新規崩壊，既崩壊地の縁辺で発生する拡大崩壊，あるいは内部で発生する再崩壊に分類できる。これらを新規崩壊とそれ以外の崩壊（拡大・再崩壊）に分けて，芋川流域で経年的に示したものが図-2 である。これによると新規崩壊土砂量は 2005 年 5 月以降，急激な減少傾向を示す。一方，拡大および再崩壊はその後も土砂生産源として継続しており，2006 年 10 月時点では崩壊土砂量そのものは 5 分の 1 程度に減少しているが，この時期に発生した崩壊土砂量全体の 90%以上占めている。つまり，地震後の斜面崩壊に伴う土砂は，新規崩壊よりも継続崩壊，拡大崩壊でより多く生産されるようになった。また，それは 1 年目よりも 2 年目以降その傾向が顕著になった。

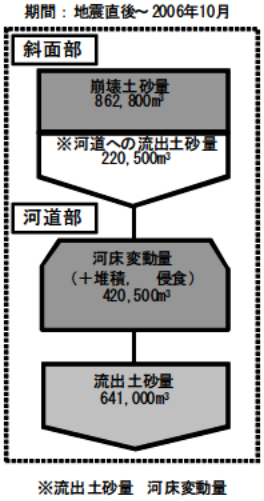


図-3　地震直後から 2006 年 10 月までの土砂収支図（寺野～東竹沢）

次に，地震直後から 2006 年 10 月までの土砂収支を図-3 に示す。地震後 2 年間の流出土砂量が約 64 万 m³（深浅測量結果），河床変動量が約 42 万 m³（侵食，航空 LP 測量結果）であり，この差分の土砂量（約 22 万 m³）が崩壊土砂起源に由来するものと考えられる。地震後 2 年間の崩壊土砂量は約 86 万 m³（航空 LP 測量結果）であり，崩壊土砂のうち河道への流出土砂の割合（SDR：sediment delivery ratio）はおよそ 26%を示す。この SDR の値が各期間，同じであると仮定して，航空レーザデータの差分結果から求めた各期間の流出土砂量の内訳は図-4 の通りである。地震後，年月が経つにつれ，河床変動量が流出土砂量に寄与する割合が高く

なっている。

これらの結果より，斜面から河道，河道から下流へと流出した土砂がどれもそれぞれ無視できない量であることが分かった。したがって，地震後の流域からの土砂動態を把握するためには，崩壊土砂の把握はもちろん，崩壊残土の堆積状況や河道との関係，河床変動状況をそれぞれ把握しておくことが非常に重要となる。

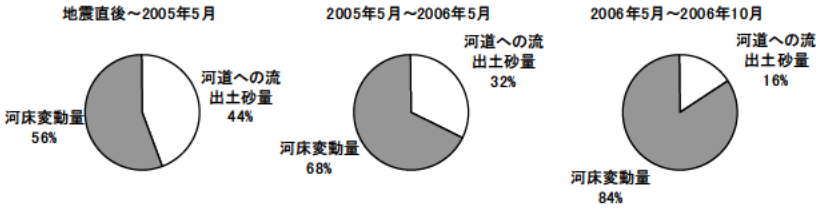


図-4　各期間の流出土砂量の内訳（寺野～東竹沢）

4．2　地震後の土砂生産特性の比較（六甲との比較）

地震後の崩壊発生の特徴を調べるために，他の地震（兵庫県南部地震）との比較を行った。図-5 上に1995年の兵庫県南部地震後の降雨によって発生した新規崩壊数の推移[5]と，2004年の中越地震後の降雨，融雪によって芋川流域で発生した新規崩壊数の推移を示す。それぞれ約 2 年間の推移を示している。どちらも，地震時の崩壊発生数としてはほぼ同じ約1500箇所程度であるが，その後の降雨等による崩壊発生の推移は異なる。六甲山地と芋川では，地震後の降雨・融雪状況が大きく異なるため，地震後の累積降水量で両者における崩壊発生推移を比較しても同様の傾向が読み取れる（図-5 下）。六甲山地では，地震後 2,000㎜ 程度の降雨を経験するまでは新規崩壊の発生は顕著であるが，その後は新規崩壊があまり発生しなくなった。一方，芋川流域では，新規崩壊の発生傾向は鈍化しているようではあるが，累積雨量が5,000㎜ 近くまで緩やかに増大を続けているように見える。つまり，六甲山地と比較して，芋川流域においては，斜面崩壊の発生が経年的に長く継続していることが特徴である。ただし，芋川においては，2004-2005 年には平成 17 年豪雪が，2005-2006 年には平成 18 年豪雪があり，また，平成 17 年 6 月には，既往最大の雨量に相当する豪雨があったことに注意を要する。

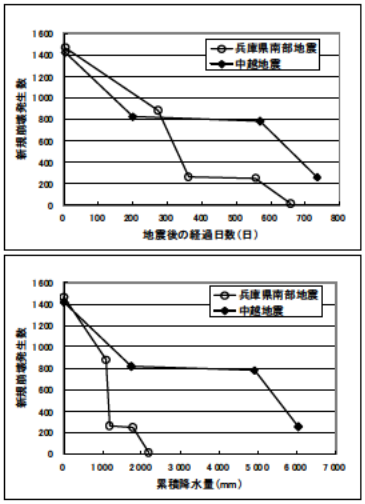


図-5　中越地震と兵庫県南部地震の新規崩壊数の比較

次に崩壊発生位置を比較するために，地震による 1㎢あたりの崩壊数 m とその後の降雨・融雪による崩壊数 n（新規・拡大）の関係を示す（図-6）。崩壊の発生

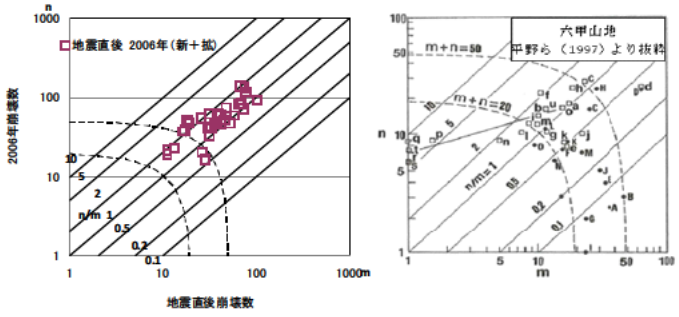


図-6　中越地震と兵庫県南部地震の崩壊発生密度の比較

密度は，六甲山地ではおおむねｍ＋ｎ＜50の範囲に収まっている一方で，芋川流域ではほぼ全域でそれを上回っていることが分かる。また，六甲山地では，地震時には崩れなかったがその後の雨で斜面崩壊が多数発生するようになったエリアや，地震時には数多くの斜面崩壊が発生したものの，その後の降雨では崩壊があまり発生しなかったエリアがある等，おおむねｍ＋ｎが20～50の間に収まっていることが指摘されている[6)]。一方，芋川流域では，地震時に斜面崩壊が多く発生したエリアにおいて，その後の新規崩壊も多く発生するという傾向があると言える。六甲の花崗岩山地と，芋川流域の第三紀堆積岩類で構成された山地は，斜面崩壊に対する素因が大きく異なると考えられる。この素因の違いと，地震後の降雨・融雪および積雪の有無が，両者の斜面崩壊発生傾向の違いに影響を与えているものと考えられる。

５．結論

中越地震後の芋川流域を対象にして，複数時期の航空レーザ測量の差分処理解析や深浅測量結果により地震後の土砂動態を検討した。この結果，次のことが明らかになった。

① 地震から約2年経過した時点で，地震後の土砂生産・流出量は大きく減少した。また，地震後約1年半以降で土砂生産源となっているは，新規崩壊よりも，むしろ拡大および再崩壊であることが明らかになった。

② 芋川流域では，地震時に崩壊が発生したエリアで降雨・融雪に伴う崩壊が多発する傾向にであり，六甲山地の崩壊発生特性とは異なる傾向であった。

６．謝辞

本研究を実施するにあたり、原土砂管理研究グループ長、田村上席研究員、山越主任研究員、内田主任研究員、武澤研究員、清水研究員をはじめ、土砂管理研究グループの皆様方には多大なるご指導、ご助力を賜りました。また、使用データ等の取得にあたり、国土交通省北陸地方整備局湯沢砂防事務所ならびに財団法人砂防・地すべり技術センター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　エル・コーエイ

<参考文献>

1) Korup, O.：“Large landslides and their effect on sediment flux: South Westland, New Zealand”, Earth Surface Processes and Landforms 30, 305 323, 2005. 2) Chuang, S. C. et al.：“Increase in basin sediment yield from landslides in storms following major seismic disturbance” Engineering Geology 103, 59 65, 2009. 3) Dadson, S. J. et al.：“Links between erosion, runoff variability and seismicity in the Taiwan orogen”, Nature 426, 648 651, 2003. 4) Dadson, S. J. et al.：“Earthquake triggered increase in sediment delivery from an active mountain belt”, Geology 32, 733 736, 2004. 5) 国土交通省近畿地方整備局六甲砂防事務所技術資料. 6) 平野昌繁・石井孝行:「1995年兵庫県南部地震による六甲山地の斜面崩壊の特性と経時的変化」, 砂防学会誌, Vol.50, No.1, pp.23 32, 1997.

レーザープロファイラ及び空中電磁探査を用いた急勾配斜面における岩盤クリープの実態把握

チーム名　火山・土石流チーム
氏　　名　横山　修

1. まえがき

崩壊面が岩盤にまでおよぶ深層崩壊は，大規模な土石流の発生や天然ダムの形成により，周辺地域に甚大な被害を及ぼすことがある。このような深層崩壊の発生箇所を事前に予測することは，防災の観点から極めて重要である。これまで，深層崩壊跡地の観察から，深層崩壊の発生斜面は，深層崩壊発生前に岩盤が風化し緩んでいた，あるいはクリープが生じていた事実などが報告されてきた（例えば千木良，2006）。このことは，岩盤クリープなどの斜面のいわゆる「緩み」を把握することが，深層発生予測に有効である可能性を示している。しかしながら，岩盤クリープなど斜面の緩みを把握する方法は，基本的には空中写真による微地形判読しかなく，判読の際には判読者の技量が必要となる。一方，近年，レーザプロファイラ（以下，LP）による計測により，従来以上に地表面の詳細な地形情報が得られるようになり，地すべりなど過去の斜面の変動を把握できる可能性が指摘されてきた（笠井ら，2008）。さらに空中電磁探査は，従来面的な把握が困難とされてきた山地域の地盤構造を把握できる可能性があることが示されてきた（鈴木ら，2009）。

本研究では，空中写真判読や地表地質踏査により岩盤がクリープしている斜面であることが明らかになった斜面とその周辺斜面の地下構造と地表面構造の特徴を，空中電磁探査やLPデータ解析などの広域に適用可能な手法により，定量的に把握することを試みた。

2. 研究目的

① 地表地質踏査や空中写真判読により岩盤クリープ斜面として認められた斜面の地下構造と地表面構造の特徴を，広域に適用可能な手法により，定量的に把握する。

② その上で，非岩盤クリープ斜面と比較し，違いの有無や違いの程度を把握する。

3. 研究方法

3.1 研究地域

調査対象としたのは，九州南部の鰐塚山地である。鰐塚山地には四万十帯の砂岩，泥岩が分布する。鰐塚山周辺では2005年9月の豪雨により12カ所の深層崩壊が発生した。空中写真（2003年，縮尺1/16,000，モノクロ）により微地形の判読を行った結果，12箇所の深層崩壊のうち，7箇所は岩

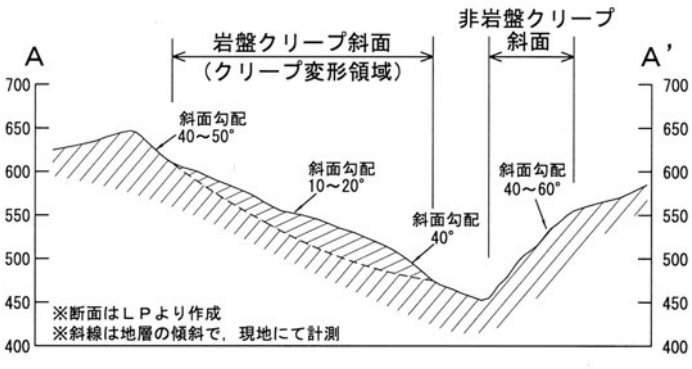


図-1　岩盤クリープ斜面と非岩盤クリープ斜面

盤クリープ斜面であった。ここでは，稜線下の急傾斜面と中腹部の緩傾斜面，そして先端部の急傾斜面によって構成され，全体として丸みのある膨らんだ斜面を岩盤クリープ斜面として抽出した（図-1）。本研究で対象とした鰐塚山から北西に延びる尻無川周辺の斜面にも複数の岩盤クリープ斜面が認められる（図-2）。さらに，現地踏査により，図に示す岩盤クリープ斜面の先端で砂岩層が縦方向の亀裂を伴って斜面の下方に倒れかかるようなトップリング状のクリープを観察することができたことから，この斜面で岩盤クリープが発生していることを確認した（写真-1）。一方，対岸の非岩盤クリープ斜面では，変形した露頭は確認できず，地表面勾配 40～60°の急傾斜を呈しており，クリープ斜面とは対照的である。

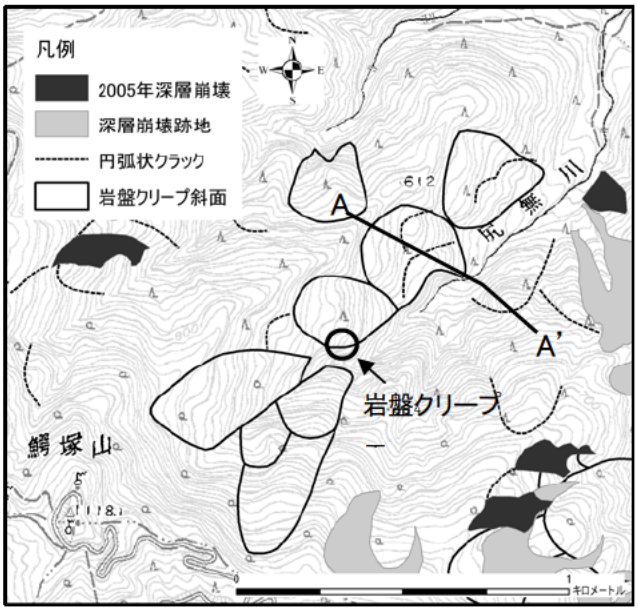


図-2　検討対象地域の岩盤クリープ斜面



写真-1　トップリング状に変形する岩盤斜面

3.2 検討方法

3.2.1 空中電磁探査

空中電磁探査は，ヘリコプターによって送受信コイルを曳航し，地盤内に発生する磁場を計測して地盤の比抵抗分布を調査する手法である。平行する測線を設定することで，比較的広い範囲を面的にかつ同一精度で地盤の比抵抗を調査することができる。比抵抗値（Ω・m）の大小により地盤の風化程度を推定することができる（鈴木ら，2009）。地盤の比抵抗は，岩盤を対象とした場合，粘土鉱物の含有量が多いほど，体積含水率が高いほど，低くなる。すなわち，地下水面以下では，比抵抗が低いほど風化が進行した岩盤と見なすことができる。

3.2.2 LP データを用いた地形解析

LP データより 2m の DEM を作成し，斜面勾配と固有値比を算出した。固有値比は，斜面に立てた垂線

ベクトルの乱れを地表面の乱れとして評価するもので，地表面の凹凸の度合い，あるいはなめらかさを表現でき，地すべりの活動度合いを評価できる可能性が示されている（笠井ほか，2008）。

4. 研究結果

空中電磁探査の結果，岩盤クリープ斜面では地表面から深さ 30～50m にまで 10Ω・m の低比抵抗帯（図-3 上図における色の濃い部分）が分布しているのに対し，稜線の岩盤クリープ斜面の外の稜線上では低比抵抗帯が存在しないことが明らかになった（図-3 下図）。この斜面の近辺で採取されたボーリングコア（鈴木ほか，2009）を参考として，比抵抗 100Ω・m を風化岩盤と新鮮岩盤の境界と仮定すると，風化岩盤の層厚は岩盤クリープ斜面では 50～70m 程度，非岩盤クリープ斜面では 10～20m 程度であり，緩んだ岩盤の深さが両者で数倍異なることが明らかとなった。

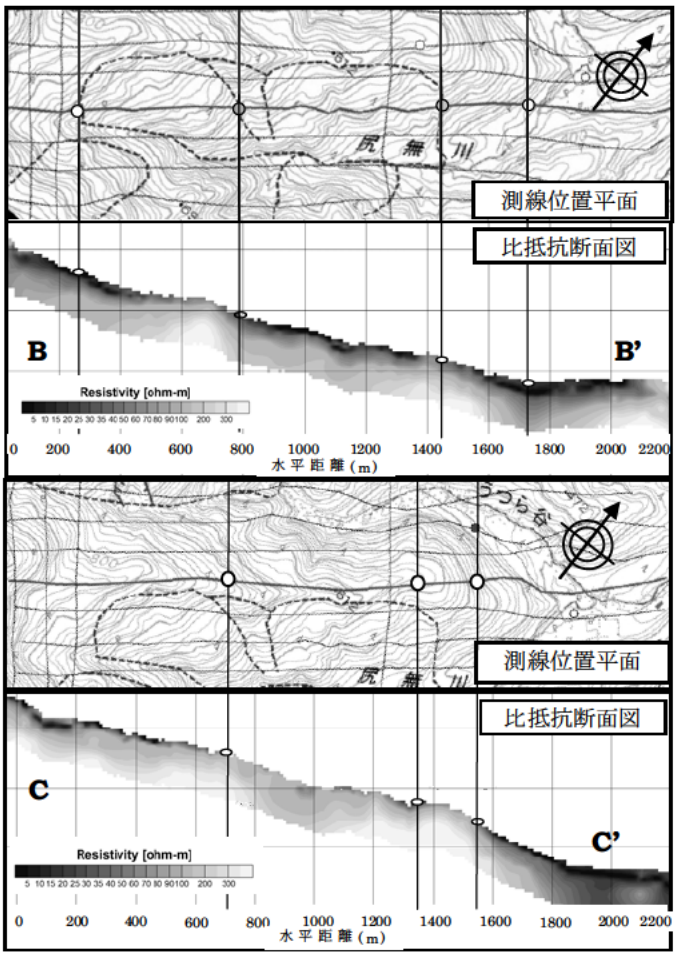


図-3　斜面内部の比抵抗分布

次に，LP データによる勾配分布を見ると，稜線直下の急傾斜面（40～50°）のさらに下方が岩盤クリープ斜面となっており，岩盤クリープ斜面内は，緩傾斜面（30°以下）とやや急な斜面（30～40°）とが混在していることが分かる。（図-4）。一方，対岸の非岩盤クリープ斜面は，全般的に 40°～50°の急傾斜面となっている。固有値比でみると，非岩盤クリープ斜面では固有値比の低い（0～3）沢が発達し，凹凸が大きいが，岩盤クリープ斜面では固有値比 5～10 の分布が多く，相対的に表面がなめらかであることが分かった（図-5）。

5. 結　論

空中電磁探査と LP データを用いることにより，定量的かつ広域的に斜面の内部や表面の状況が把握でき，また，今回の例では岩盤クリープ斜面と非岩盤クリープ斜面に明瞭な差があった。このことは，空中電磁探査と LP データを用いることにより，岩盤クリープ斜面を定量的かつ客観的に抽出できる手法を構築できる可能性を示している。

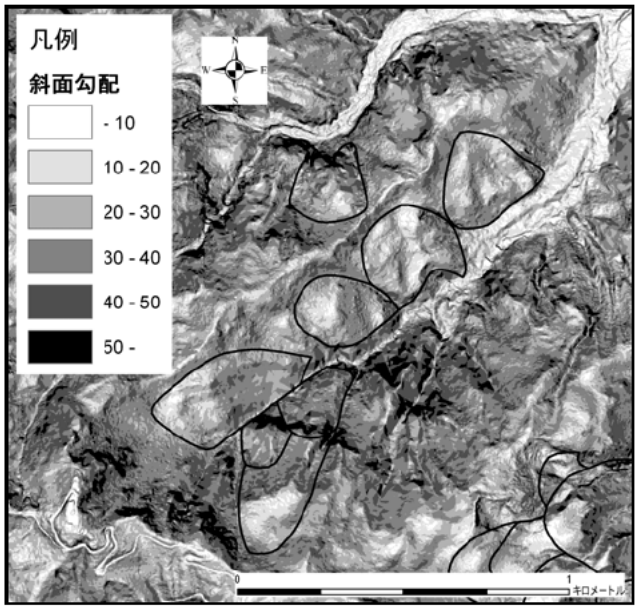


図-4　斜面勾配の分布

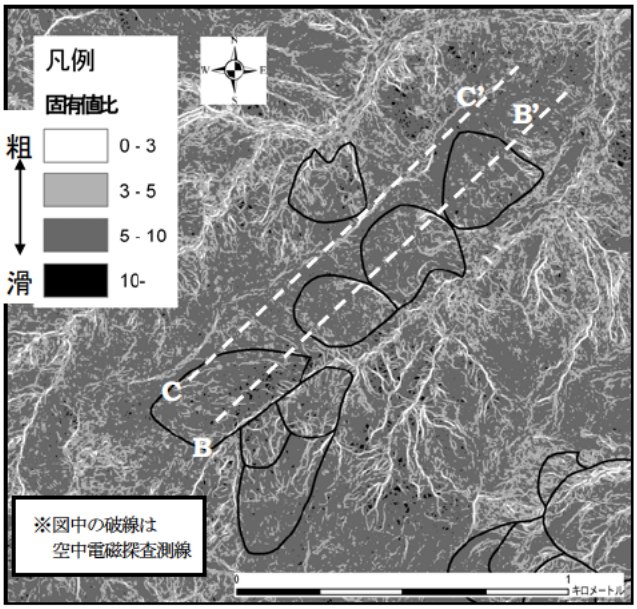


図-5　固有値比の分布

6. 謝 辞

本研究を進めるにあたり，土砂管理研究グループ原義文グループ長をはじめ，火山・土石流チーム田村圭司上席研究員，内田太郎主任研究員にご指導頂いた。また，当チームの方々には内容に関して議論して頂いた。LP データの解析については，元地すべりチーム笠井美青研究員の助言を頂いた。空中電磁探査の計測とデータ処理については応用地質（株）にお願いした。ここに記して感謝致します。

所属：サンスイエンジニアリング株式会社

＜参考文献＞

1）千木良雅弘（2006）：2004 年台風 14 号による九州の土砂災害，京都大学防災研究所年報，Vol.49，p.23-34

2）笠井美青・池田 学・藤澤和範・松田昌之・鈴木雄介（2008）：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，地すべり学会誌，Vol.45，No.2，p.118-124

3）鈴木隆司・内田太郎・田村圭司（2009）：深層崩壊斜面の特定に向けた地盤構造調査法，土木技術資料，Vol.51，No.7，p.8-13

深層崩壊に起因する土石流の流下過程の推定

チーム名　火山・土石流チーム
氏名　西口幸希

1. まえがき

豪雨や地震等に伴う山腹崩壊により、しばしば土砂災害が発生している。なかでも深層崩壊は発生直後に大規模な土石流となることがあり、近年でも 1998 年の鹿児島県出水市、2005 年の熊本県水俣市で多数の犠牲者がでた。このような被害を防ぐために、数値シミューション技術等を用いて、土石流の流下過程や氾濫範囲等を予測することは重要と考えられており、これまでにも多くの事例に関して土石流の再現計算が行われてきた。

一方、大規模な土石流に含まれている土石は幅の広い粒度分布を示し、土石の挙動は粒度により異なる可能性があると考えられる。しかし従来の土石流に関する数値シミュレーション手法の多くは、単一粒径の条件のもとで構築されたものであり、幅の広い粒度分布の流れについて十分には表現できていないことが指摘されてきた[1)]。これに対し中川らは、土石流中の微細土砂は間隙流体として流下すると仮定し、微細土砂と粗礫のそれぞれの連続式を数値計算モデルに導入し、針原川等の土石流の再現計算を行った[2)]。また江頭らは、同様に土石流中の微細土砂が間隙流体として流下すると仮定し、間隙流体の比重を変化させて土石流の数値シミュレーションを行った[3)]。

2. 研究目的

本研究では、深層崩壊に起因する土石流の流下過程を数値シミュレーションにより推定することを目的とし、間隙流体に取り込まれる微細土砂の最大粒径に着目し、微細土砂が間隙流体に取り込まれることによる間隙流体の密度、土砂濃度や代表粒径の変化について定式化を図った。そのうえで、実際に発生した土石流への適用を試みた。

3. 研究方法

山腹斜面や渓床など静止状態において、土石は粒径にかかわらず固体として存在し、間隙水は液体として土砂の間隙に存在している（図-1 左)。一方、土石流となり土石及び間隙水が流動化すると、土石流中の細砂は間隙水の乱れの影響を受けるようになる（図-1 右)。このとき、細砂は間隙水と同様に乱流状態で移動することから、間隙流体（液相）の一部として振舞うとみなすことができる。一方、その他の粗礫は層流状態で移動すると考えられることから、固相として運動するとみなすことができる。

そこで、ここでは、粒径 ϕ_c までの細砂はすべて間隙流体へ取りこまれるとし、土石流の土砂濃度（C_d)、間隙流体の密度(ρ)、土石流の代表粒径(D)は質量保存則から、(1) 式～ (3) 式のように表すことができる(図-2)。

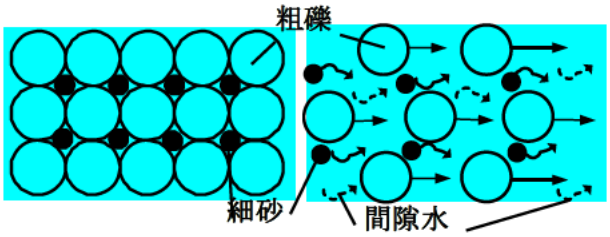


図-1　水と土砂の挙動の概念図　（左：静止状態　右：土石流中）

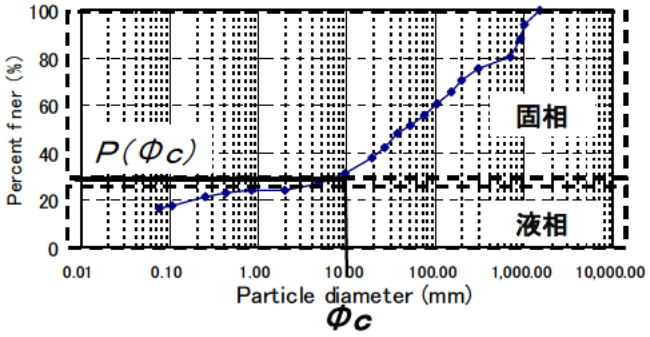


図-2　ϕ_cによる液相と固相の区分

$$\begin{cases} C_d \quad (1 \quad w)(1 \quad \dfrac{P(\phi_c)}{100}) \cdots\cdots (1) \\ \rho \quad \dfrac{w\rho_w + (1 \quad w)\rho_s P(\phi_c)}{w + (1 \quad w)P(\phi_c)} \cdots\cdots (2) \\ D \text{ は } \phi_c \text{以上の土石の平均粒径} \end{cases}$$

ここで、w は土石流中の清水の割合，$P(\phi_c)$ は ϕ_c の重量百分率，ρ_s，ρ_wはそれぞれ土粒子, 清水の密度である。

また、河床が侵食される際の細砂と粗礫に関する質量保存則から、土石の連続式は（3）式のようにあらわすことができる。

$$\frac{\partial C_d h}{\partial t} + \frac{\partial C_d uh}{\partial x} + \frac{\partial C_d vh}{\partial y} \quad iC_* \left(1 - \frac{P(\phi_c)}{100} \right) \quad \cdots\cdots (3)$$

ここで、C_*は河床の土石の容積濃度、u は x 方向の流速、v は y 方向の流速、h は水深、i は侵食速度である。

4. 研究結果

実際の深層崩壊に起因する土石流に対して前項で述べた手法を適用した。

4.1 対象事例

2003 年 7 月 20 日、熊本県水俣市の集川において、豪雨により深層崩壊が発生し、これに伴い泥流および石礫型土石流が流下した。本研究では主たる流れであった石礫型土石流を対象とした。

4.2 計算方法

4.2.1 計算プログラム

土石流シミュレータ「kanako2D」を用いた。

4.2.2 計算条件の設定

①地形

縦断形は、崩壊発生前の航空写真より DEM（数値高モデル）を作成し、最深河床を結んだものとした。土石流の流下幅は、土石流発生後のレーザープロファイラによる DEM と DSM（数値表層モデル）を比較することで推定した。堆積域については土石流発生後の航空写真から流下幅を推定した(図-3)。

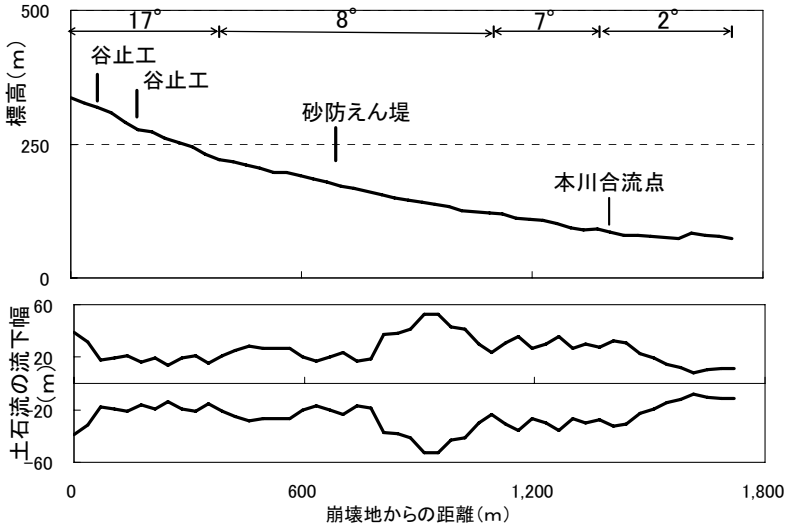


図-3　縦断形状と勾配・流下幅

②粒径

粒度分布は土石流発生後の巨礫調査、土石流堆積物の断面写真および堆積域の粒度試験結果を合成して作成した（図-2)。計算では ϕ_cを変化(ϕ_c=0,10,30,100(mm))させた。

③ハイドログラフ

計算区間の上流端のハイドログラフは三角波形を想定し、土石の総流出量は崩壊地の測量結果から推定された土石の総量とした。継続時間は、崩土が崩壊斜面長を移動する時間とし、崩壊地末端における水理量が高橋の抵抗則を満たすものとして、各 ϕ_cでのハイドログラフを設定した。

④その他の主な条件

C_*は 0.6、粗度係数を 0.06、初期の河床の堆積層厚を 5m とした。

4.3 計算結果

土石流下前後の河床変動高について計算結果および現地の計測結果を図-4 に示す。なお ϕ_c=0mm は土石流中の土石は全て固相として扱ったケースである。 ϕ_c=30mm のとき土石流の到達距離や河床変動の傾向の再現性が高かった。

4.4 計算結果の検証

粒径 30mm の沈降速度(Rubey の式より算出)は、34(cm/sec)であった。 一方、摩擦速度はシミュレーション結果の平均水深を用いると 195(cm/sec)となり、粒径 30mm の沈降速度の約 6 倍大きかった。これは、粒径

30mm までの土砂は液相に取り込まれる可能性があることを示している。

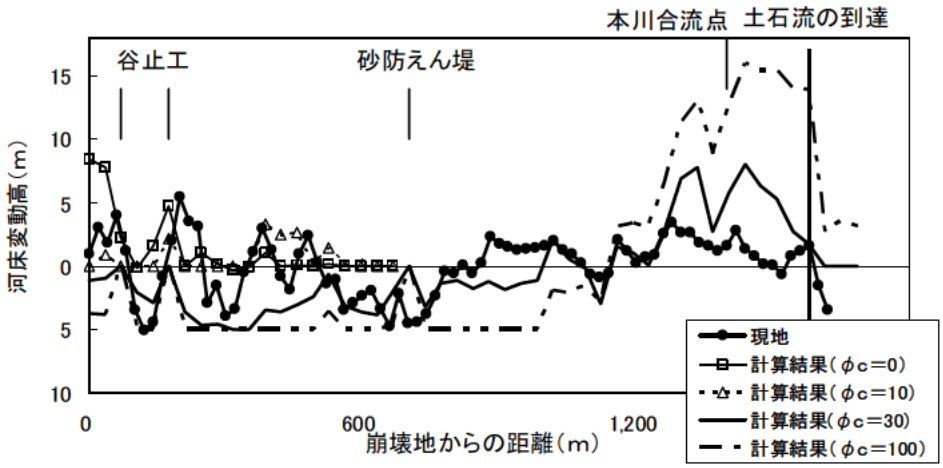


図-4　計算結果

5. 結論

土石流中において液相とみなせる細砂の最大粒径 ϕ_cを導入し、土砂濃度、間隙流体の密度、代表粒径の定式化を行った。そのうえで数値計算を行った結果、深層崩壊に起因する土石流の再現性が高まることが確認できた。また、最も良く土石流の流下・堆積過程を再現できた ϕ_cの値は沈降速度と摩擦速度の関係から見ても、矛盾しない結果となった。大規模な山腹崩壊に起因する土石流対策技術が確立されていない現状において、本研究の考え方を適用することにより、大規模な土石流の流下過程を推定できる可能性が示唆された。

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、土砂管理研究グループ 原義文グループ長、火山・土石流チーム 田村圭司上席研究員、内田太郎主任研究員、武澤永純研究員はじめ、チームの皆様に多大なご指導やご協力をいただいた。また、立命館大学理工学部 里深好文教授にも貴重なご助言を賜った。ここに感謝の意を表する。

所属　株式会社 新土木開発

＜参考文献＞

1）江頭進治・伊藤隆郭：「土石流の数値シミュレーション」，日本流体力学会数値流流体力学部門 web 会誌, 第 12 巻第 2 号, pp. 33～43, 2004

2）中川一・高橋保・里深好文・立川康一・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, 第 41 号 B 2, pp. 287～298, 1998

3）江頭進治・本田尚正・宮本邦明：「姫川支川蒲原沢土石流のシミュレーション」水工学論文集, 第 42 巻, pp. 919～924, 1998

天然ダム越流決壊時の流量推定計算におけるレーザプロファイラデータの活用

チーム名　火山・土石流チーム
氏　　名　吉野　弘祐

1．まえがき

平成 16 年新潟県中越地震や平成 20 年岩手・宮城内陸地震等では数多くの天然ダムが形成された。このような場合，天然ダム決壊にともなう氾濫範囲等を迅速に予測する必要が生じる。近年，天然ダムの越流決壊に関しては，決壊にともなう流量変化を推定する数値計算モデルが提案され[1)]，実際の事例に適用され、再現性が確認されてきた[2)]。しかし，このような数値モデルには数多くの入力条件の設定が必要であるため，迅速かつ適切に入力条件を設定する手法の構築の必要があるが，これまで数値モデルの入力条件の設定手法については十分な検討がされていない。

一方，近年レーザプロファイラ(以下 LP と呼ぶ)による計測技術が進歩し，精度の高い地形データが比較的速やかに取得できるようになった。そこで，本検討では，災害後に LP 計測データが得られた時点を想定し，LP 計測データを活用した天然ダム越流決壊計算における入力条件の設定手法を検討した。

2．研究目的

本研究では，平成 20 年岩手・宮城内陸地震により形成した天然ダムを対象として，地震後に取得されたレーザプロファイラデータを用いて，これまでに提案されている数値計算手法における計算条件設定方法を検討し，数値計算の精度向上を図ることを目的としている。

3．研究方法

本検討では，平成 20 年岩手・宮城内陸地震により，形成した沼倉裏沢地区の天然ダムを対象とし，地震後 2 日目に取得された LP 計測データを使用した[3)]。

また，計算には里深らのモデル[1)]を使用した。当モデルは，天然ダムの天端が越流により縦横方向に侵食され，湛水池からの水が侵食された土砂とともに流出する現象を解析したモデルである。

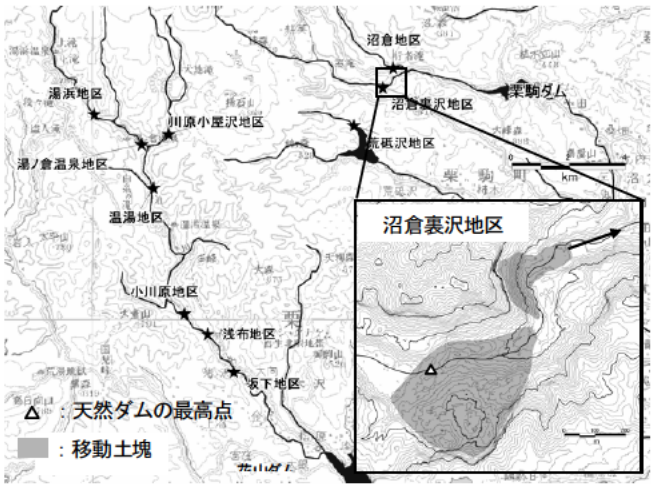


図 1　検討対象流域

計算に必要なパラメータは，図-2 に示す通り，従来の検討において，実測の情報に基づき設定されたものとそうではないものの 2 つに大別される。例えば，2005 年台風 14 号により宮崎県耳川にできた天然ダムにおける計算事例[1)]では，天然ダム形状につ

いては推定を含むが，天然ダム決壊後の調査等により図-2 に示す *I*， *II*のパラメータについて取得されているものの，*III*，*IV*のパラメータについては一般値等により設定を行っている。

一方，天然ダム形成直後に LP 計測データが入手できれば，精度高い地形情報を簡易で速やかに計算条件として与えることができ， *I*に属するパラメータについては、比較的容易に精度の高いデータを取得することができると考えられる。さらに，本稿では従来実測の情報に基づく設定が困難とされてきた*III*に属するパラメータついても情報に基づく設定が可能となる可能性があると考え検討を行った。

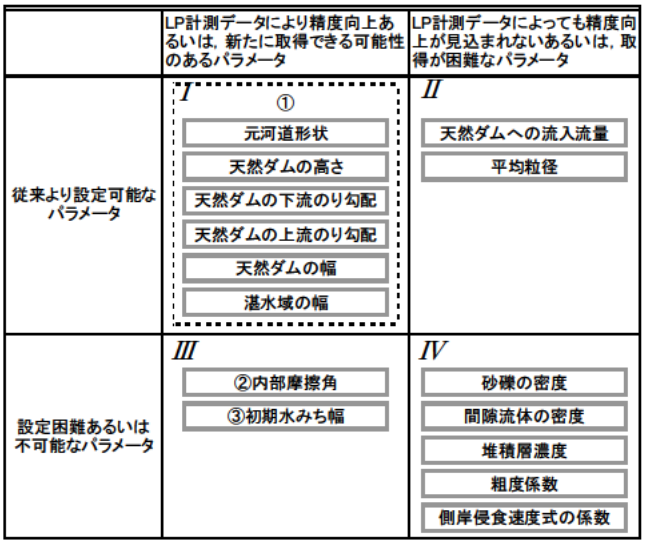


図 2　計算に必要なパラメータ

4．研究結果

4．1　詳細な天然ダム地形の把握

4．1．1　天然ダムの縦横断形状の把握

天然ダム形成後の LP 計測データを使用して天然ダム周辺の縦断形状を作成した。作成方法は，まず複数の横断形状から河道幅を判読し，判読した河道の中心を縦断測線として設定した。作成した縦断図を図-3 に示す。なお，天然ダムの天端標高は越流開始時刻やピーク流量に関わる重要な値であり，縦断的には最高点，横断的には最低点である。そのため，天端については河道の中心の河床標高ではなく，最低河床を設定した。

4．1．2　湛水面積・湛水容量の検討

天然ダム形成直後の LP 計測データを使用して H-V 曲線を作成した。図-4 に天然ダム湛水池の H-V 曲線を示す。満水時の湛水量は約 40 万 m³，湛水面積は約 5.9 万 m³ と推測された。なお，図には，LP 計測データを使用せずに湛水池を三角錐で近似したときの H-V 曲線も載せている。

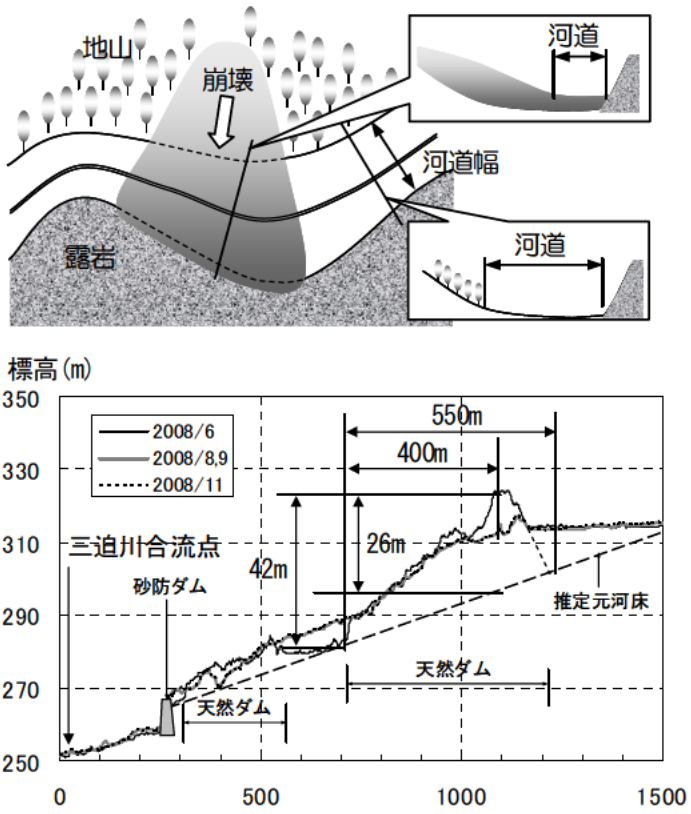


図 3　天然ダム周辺の縦断形状

４．１．３　内部摩擦角の検討

多くの土石流等の計算事例では，内部摩擦角は一般的な値で与えられることが多い。内部摩擦角は本来土質試験等により与えられるものであるが，実際には大きな礫を含むことも多く，試験が困難な場合も少なくない。そこで，ここでは，天然ダムを形成した土塊は，内部摩擦角以上で堆積することはないと考え，最急傾斜角を内部摩擦角として与える方法を検討した。図-5 に天然ダム形成土塊における傾斜角の頻度分布を示す。集計の結果，最急傾斜角は 38° であった。

４．１．４　越流侵食初期の水みち幅の検討

天然ダムの越流侵食の際，越流水深の増大に伴い，縦侵食が開始され，その後，横方向に水みち幅が拡大することが実験で確認されている。そこで，天然ダム越流侵食初期の水みちの幅を簡易に算出する方法として，流水の掃流力 τ_0 と天端の代表粒径の限界掃流力 τ_c とを算出し，前者が後者を上回る水深での水面幅を LP から得られる横断面形状から設定し，越流侵食開始時の水みちの幅として設定した。流水の掃流力 τ_0 と天端の代表粒径の限界掃流力 τ_c は以下の方法で算出した。

・掃流力：$\tau_0 = \rho gRI$　　(1)

ここに，ρ は水の密度，g は重力加速度，R は径深，I は河床勾配である。

・限界掃流力：$\tau_c = 80.9d$　(d>0.303cm)　(2)

ここに，d は天端の代表粒径である。

ここで，天端付近の値である代表粒径 10cm，河床勾配 3.6° を代入すると，越流侵食が開始する水深は h=0.46m となる。天端断面における，最低点からの比高とその時の水面幅との関係を図-6 に示す。越流侵食時の水みち幅は 10m 程度であると考えられる。

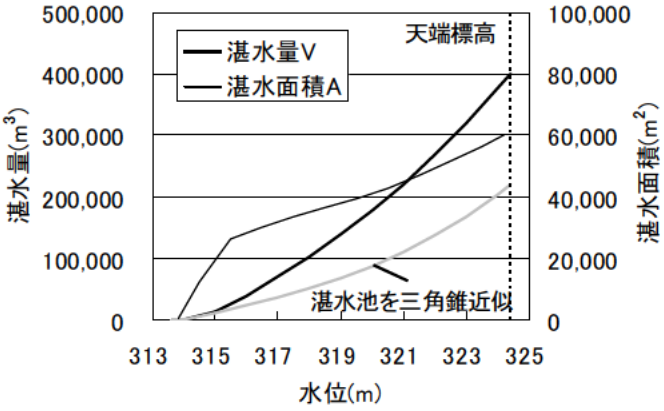


図 4　天然ダム湛水池の H V 曲線

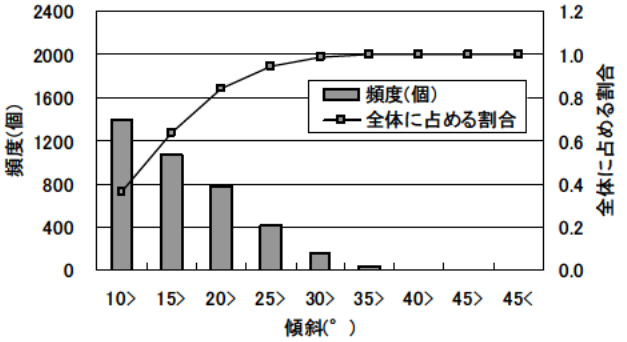


図 5　傾斜角の頻度分布と割合

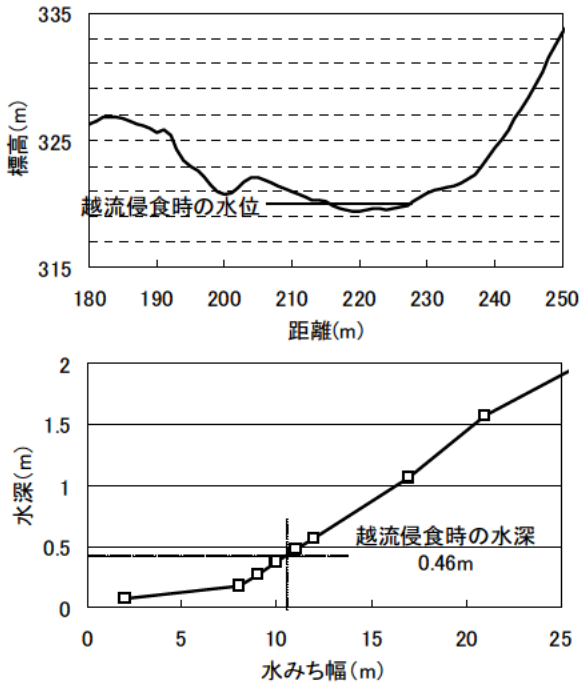


図 6　水深と水みち幅の関係

４．２　天然ダム越流決壊時の流量推定

図-2 のⅡおよびⅣに属する計算条件は，d_m=10cm(現地調査結果)，堆積層濃度：c_*=0.6，間隙流体の密度：ρ_w=1.26g/cm³(微細砂 12.7%考慮)，砂礫の密度：σ=2.65g/cm³，内部摩擦角：ϕ=38°（3.3 により設定)，流入流量：q_{in}=2.6m³/s(栗駒ダム流入流量を面積按分)，粗度係数：n=0.04，側岸侵食速度式の係数は既往検討の実績[2]より α=5,000 を使用した。また，計算河道は 4.1 で作成した河道モデルを使用した。計算結果は，ピーク発生時刻については実績よりも早く発生するものの，ピーク流量や総流量について，実績をよく再現できていた。

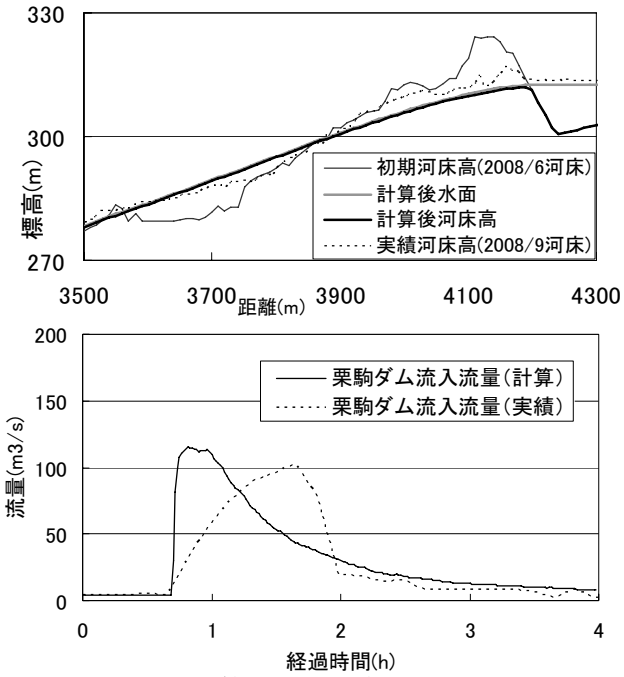


図 7　計算結果（栗駒ダム流入流量）

５．結論

天然ダムが形成された際には，速やかに LP 計測を実施することにより，流量推定計算でのピーク流量に与える影響の大きい地形情報を把握できるとともに，いくつかのパラメータについても迅速に把握できると可能性を検討した。今後，入力条件の設定手法が計算結果に及ぼす影響を定量的に評価していきたい。

６．謝辞

本研究を実施するにあたり、原土砂管理研究グループ長、田村上席研究員、山越主任研究員、内田主任研究員、武澤研究員、清水研究員をはじめ、土砂管理研究グループの皆様方には多大なるご指導、ご助力を賜りました。また、宮城県には，地震直後のレーザプロファイラのデータを提供していただいた。ここに厚く感謝の意を表します。

所　属　株式会社　プライムプラン

<参考文献>

1) 天然ダムの決壊に伴う洪水流出の予測手法に関する研究：里深ら，水工学論文集，Vol. 51，2007.

2) 岩手宮城内陸地震で発生した天然ダムの越流侵食状況の数値シミュレーション：田村ら，土木技術資料，52 2，2010.

3) 天然ダム越流による侵食と土砂流出の実態：レーザプロファイラを用いた解析：吉野ら，砂防学会誌，Vol. 62，No. 5，2010.

火山噴火時の緊急減災に資する監視観測技術の検討

チーム名　火山・土石流チーム
氏　　名　中野　陽子

１．まえがき

平成 19 年 4 月に火山噴火緊急減災対策砂防計画策定ガイドライン[1)]が発表され、火山活動が活発で火山活動による社会的影響が大きい 29 火山に対して、火山噴火に伴い発生する土砂災害に対して被害を可能な限り減災するための計画策定の手引きが示された。しかしながら、火山噴火中の火山に対して有効な調査･監視技術および手法については、雲仙普賢岳噴火、有珠山噴火、三宅島噴火等で実際に調査･監視が行われてきたものの、体系的な整理はなされていない。

２．研究目的

本研究では、火山噴火に伴い発生する土砂移動現象を予知・軽減することを目的として、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ならびに変化量計測に資する計測機器の性能に関する現地試験を行い、結果を取りまとめた。

３．研究方法

火山噴火に起因した土砂災害の減災のためには、なるべく早期に現象の発生時期およびその範囲を推定し、緊急減災対応を取る必要がある。しかし、火山噴火に起因した土砂移動現象の場合、その発生時期を推定するためには、地下のマグマの動きを予測することが必要であり、従来の土砂災害監視技術では、監視困難である。そこで、火山噴火に起因する土砂災害のうち土砂災害監視技術による監視可能性を考慮し、対象とする現象を大きく「降灰後の土石流」「火山泥流」「溶岩流」「火砕流」とした。特に、火山泥流、火砕流は、同様の観点から、融雪型・火口湖決壊型火山泥流、メラピ型（溶岩ドーム崩落型）火砕流に対象を絞り、体系的な整理を行うと共に、火砕流の監視に有効であると考えられた超長距離地上設置型レーザーを用い、現在、活発に噴火している桜島で実証実験を行った。

４．研究結果

４．１　火山噴火に起因した土砂災害全般の監視技術についての体系的な整理

火山噴火に起因した土砂災害に対し、それぞれについて主に監視すべき項目を段階毎に整理し図-1 に示した。

主に監視すべき項目に対応する監視手法の検討を行った。火山噴火時の監視手法を検討するにあたり、まず手法の選定条件の検討を行った、火山特有の制約条件を考慮し、以下にあげた性能が高いことを手法選定の条件とした。

1）即時性：火山活動の各段階における時間的猶予、影響範囲等の予測が困難であるため[2)]、計測時間や解析時間等の監視にかかる時間が短いこと、また随時更新が可能なことが重要となる。

2）常時性：火山噴火時は、噴煙等の影響により視界不良やノイズ、機器の故障等の監視機器への支障が想定されるため[2)]、影響を受けにくい機器を選定することが必要である。例えば計測に用いる波長域は可視光域よりも赤外域、光よりも電波を用いることが望ましい。

3) 持続性：噴火活動が長期間にわたることも想定されるため、持続的に運用可能であることが必要である。

4）遠隔監視可能性：立入り制限区域や飛行禁止区域等の制限により監視機器を設置可能な場所が、対象から大きく離れてしまう可能性があるため[2)]、遠距離から、または遠隔で監視可能であることが重要である。

また、火山噴火は一度発生すると影響は大きいが発生頻度は低いため、火山噴火時に実際に適応可能かどうかの検討が行われている機器は数少ない。よって、火山監視またはその他の現象監視において実運用されている機器を選定するとともに、火山活動状況にあわせ整備可能なよう複数手法提示した。

また、火砕流を例として、監視・観測すべき事項と監視手法について図-2 に示した。監視手法についての考え方は、前段までで示したとおりである。

時点 目的	急迫 発生可能性の監視	切迫 発生危険性の監視	目前 接近等検知	事後 データ蓄積
土石流	降灰（深さ分布） 堆積火砕物（深さ分布）	降雨（流域降雨量） 崩壊（崩壊の発生）	土石流発生	土砂量 ピーク流量 流速・水深
火山泥流 （融雪型）	積雪（積雪水量）	噴火による融雪 （噴火活動）	火山泥流発生	土砂量 ピーク流量 流速・水深
火山泥流 （火口湖決壊型）	火口湖（火口湖水位）	火口湖水位の上昇 （水位上昇量）		
火砕流	溶岩ドームの出現	溶岩ドームの経時 変化（変化量）	火砕流発生	火砕流堆積範囲 火砕流堆積深 堆積物の表面温度 熱風部影響範囲
溶岩流	溶岩の噴出	溶岩流の流下 （流下速度・温度）	溶岩流接近	溶岩流堆積範囲 溶岩流流動深 表面温度

図 1　段階毎の監視項目

4.1.1　第一段階「溶岩ドームの出現の監視」

火砕流の監視における第一の段階は、(溶岩ドーム崩落型）火砕流が発生する前提条件である溶岩ドームの出現を監視することである。従来の手法としては、目視（監視カメラ、ヘリコプター巡視を含む）による監視が行われた[3)]。立入り制限区域や飛行禁止区域による制限をうける際には、衛星画像解析を用いることが有用である。さらに、噴煙等の影響により視界不良により監視が困難な際は噴煙等の影響を受けにくい合成開口レーダー搭載型を用いる。火砕流の時系列変化に沿って「溶岩ドームの出現」、「溶岩ドームの経時変化」「火砕流の発生」「火砕流の堆積」の 4 つの段階に分け、それぞれについて監視・観測すべき事項と監視手法について以下に述べる。また、火砕流監視の従来手法の例としては、1990 年雲仙普賢岳噴火時の手法を参考とした。

時点 目的	急迫 発生可能性の監視	切迫 発生危険性の監視	目前 接近等検知	事後 データ蓄積
監視項目	溶岩ドームの出現	溶岩ドームの経時 変化（変化量）	火砕流発生	火砕流堆積 (堆積深・範囲)
監視手法 （標準）	目視(空中・地上) 衛星画像解析	目視(空中・地上) レーザー距離 測定器(手持型)	目視(空中・地上)	目視(空中・地上) レーザー距離 測定器(手持型) 衛星画像解析
監視手法 （推奨）		合成開口レーダー 差分干渉処理 （地上・衛星） レーザー差分解析 （地上・航空）	振動検知センサ 熱検知センサ	レーザー差分解析 （地上・航空）

図 2　火砕流の時系列毎の監視項目

4.1.2　第二段階「溶岩ドームの経時変化(変化量)の監視」

溶岩ドームが出現した後の第２段階の監視としては、火砕流の発生時期・規模・流下方向を推定するため、

その形状の経時変化を定量的に捉える必要がある。従来手法としては、目視による監視、また空中写真を用いAuto-3D[4]により作成したDEM差分を用いた手法や航空機搭載型SARの干渉DEMを用いた手法等の定量的な手法が用いられてきた[4]。近年は、安価な手持ち型の簡易なレーザー距離測定器等が普及しているため、巡視時に概略の量的な検討を行うことが可能となっている。定量的な手法としてはより精度・確実性の高いSARを用いた差分干渉処理（地上設置型・衛星搭載型）、レーザー差分解析（地上型・航空機搭載型）が近年実用化された技術である。どちらが有用であるかは、溶岩ドームの時間あたりの変化量に応じて選定する。

合成開口レーダーには、航空機搭載型も存在するが、各フライトにおいて定軌道を維持することが困難なため、干渉能力および差分を算出した精度は地上設置型・衛星搭載型が上回ることが想定される。

4.1.3　第三段階「火砕流発生の監視」

溶岩ドームが成長し、いつ火砕流が発生してもおかしくない段階となると、火砕流の発生自体の監視を行う。火砕流の発生検知の監視は、目視を標準とするが、推奨する手法としては熱・振動等を用いた検知センサを用いた監視である。これらは、雲仙普賢岳の噴火災害時にも用いられてきた手法であるが、近年、UAV（無人飛翔体）の汎用化によって、火山噴火後にセンサを監視地点に運ぶような手法も検討されてきている[5]。これにより、火山噴火活動が活発化した後でも機器を設置することが可能となる。また、振動センサの多角配置による発生時間および位置の特定手法[6]の検討がなされており、火砕流の検知にも応用可能であると考えられる。

4.1.4　第四段階「火砕流堆積の監視」

火砕流が堆積した後、堆積物が冷却する前に地下水との接触等が起きると、二次爆発を起こすことがある[2]。また、冷却後はその後の降雨によって著しく侵食を受け、下流に大量の土砂が流出するようになる。これらの現象の監視、およびその後の火砕流監視体制整備に資するため、火砕流の堆積深・範囲の監視を行う。目視、レーザー距離測定器による概略把握や、堆積範囲が広域にわたる際には、衛星画像解析を用いることも有用である。これらの手法を標準とするが、推奨する手法としては、レーザー（地上型・航空機搭載型）による差分解析である。

4．2　監視技術の現地検証（超長距離地上設置型レーザー）

火砕流の監視のうち、溶岩ドーム変化量および火砕流堆積の監視手法として有用であると考えられる超長距離タイプの地上設置型レーザー（地上LP）に対し、桜島で現地試験を行った。機器の仕様を表-1 に示す。現地試験地点は、桜島東に位置する黒神川一号堰堤の上流約100m左岸側の地点である。

表-1　用いた計測機器の仕様
（RIEGLE社製　LPM-321）

仕様	
波長帯域	近赤外域
レ　ザ　安全規格	クラス1M
測定精度	±25mm
測定レ　ト	10から1000点/秒
ビ　ムの広がり角	0.8mrad
計測可能距離	10　6000m

地上LPの現地試験に関して、計測時間、計測可能距離、地形表現能力の三点について報告する。

計測時間は2時間程度で、約1平方キロの範囲の計測が可能であった。2.5km先であっても最大2m間隔でデータ取得が可能であり、変化量の把握能力は高いといえる。また、計測可能距離の最大値は3.5km程度であった。

図-3に地上LPで取得した地形と、航空レーザー測量により取得された地形表現の対比を示した。計測対象

範囲はガリ侵食が進み、深い V 字形を呈しているが、その地形表現が航空レーザーと同程度可能であることが見て取れる。しかしながら、計測地点からの距離が 2.5km を超える距離に関しては、データの取得率の低下が見られた。これは、空中のちりや、降雨直後の計測であったことによる空気中の湿度と地表面色低下がレーザー光の反射率に影響したことが考えられる。しかしながら、地上 LP は、地上に固定して計測することから、地形データとしての出力が即時に可能であり、緊急時への適用性は高いと考えられる。

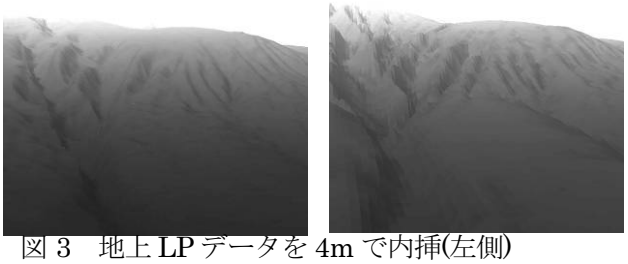


図 3　地上 LP データを 4m で内挿(左側)
1m メッシュ航空レーザーデータ(右側)H21.11

５．結論

実際に噴火中の火山を想定して監視機器の整備を行う際、図－2 に適用可能として挙げたような各監視機器が火山活動の影響下でどの程度その性能を発揮できるのかについては、検証例が少なく、不明な点が多い。今後桜島等の現在活発な活動を行っている火山をテストサイトとして実証実験･検証等を行っていく必要性があると考えられる。

また、今回検討を行ったのは監視手法についてのみであり、実際の監視体制整備にあたっては、優先順位の検討等が必要である。今後は、監視体制整備の単位および優先順位の考え方に関して検討をしたい。

６．謝辞

本研究を実施するにあたり、原土砂管理研究グループ長、田村上席研究員、山越主任研究員、内田主任研究員、武澤研究員、清水研究員をはじめ、土砂管理研究グループの皆様方には多大なるご指導、ご助力を賜りました。また、使用データ、検証試験地等、国土交通省九州地方整備局大隅河川国道事務所ならびに宇宙開発機構（JAXA）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　朝日航洋株式会社

<参考文献>

1）国土交通省砂防部：火山噴火緊急減災対策砂防計画策定ガイドライン，2008

2）宇井忠英：火山噴火と災害，1 47，東京大学出版会，1997

3）大学合同観測班地質班：雲仙火山 1991 噴火、地質観察記録（その 1），火山，37，1，47 53，1992

4）建設省：総合技術開発プロジェクト平成 5 年度研究開発概要報告書　土砂災害に関する防災システムの開発，1994

5）大湊ほか：無人ヘリによる火山観測:桜島における地震計設置の試み，平成 21 年度京都大学防災研究所研究発表講演会

6) 大角ほか:河道閉塞近傍の振動センサー記録による振動特性の検討, 第 3 回土砂災害に関するシンポジウム論文集, 163 168, 2006

7）OVDAS SERNAGEOMIN (2008): ERUPCIÓN DEL VOLCÁN CHAITÉN, INFORME TÉCNICO, 64, 2008

開発技術の現場適用性の検証及びその普及に関する研究
～IT 地盤傾斜計測システムの効果的な活用方法～

土砂管理研究グループ地すべりチーム
交流研究員　坂本　孝之

1. はじめに

山岳道路斜面やダム貯水池斜面における過去に滑動履歴がない斜面において、突如地すべりが発生する例が多く見られる。このような初生地すべりによる災害を防止・軽減するためには、その初期の微小な動態を的確に把握し、その後の大きな滑動を予測する必要がある。しかし、初生地すべりの計測事例はほとんどなく、また、計測する技術が確立されていないため、その動態については現在も不明な点が多い。

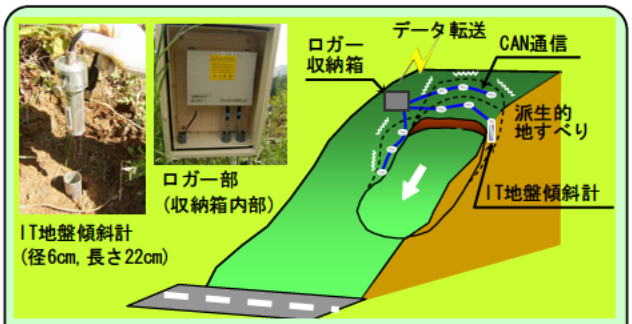
そこで、本研究では、土木研究所と民間企業とが過年度の共同研究において開発した「IT 地盤傾斜計測システム」を山岳道路斜面とダム貯水池斜面における初生地すべり地に設置し、その動態解明の一助とするための計測を行うとともに、本技術の適用性の検証や効果的な活用方法について検討を行った。

本研究は、新技術を実地で適用し、得られるデータの実現象との比較検証などにより、現場条件に応じた技術の改良や効果的な活用方法を検討することを目的とする。本稿では、その一環として IT 地盤傾斜計測システムを山岳道路斜面と貯水池水没斜面における初生地すべり地で適用した結果を報告する。

2. IT 地盤傾斜計測システムの概要

IT 地盤傾斜計測システム（以下「IT 地盤傾斜計」と称す）は、重力加速度方向を検知する加速度センサを用いた埋込型の地盤傾斜計であり、「地すべり発生後の拡大崩壊範囲の把握」を目的として開発されたものである(図 1)。

その特徴は、①1 台のデータロガーに対し最大 100 台のセンサを繋げて面的な多点計測ができること、②計測範囲が±20° と大きく、その精度は±0.01° であること、③0.5MPa（50m 防水）の耐水圧性能を有すること、④携帯電話回線等を用いて遠隔監視ができること、⑤打設した単管にセンサを挿入・固定するだけで迅速に設置ができることなどである。



設置イメ　ジとセンサの外観

■センサの基本仕様
・計測範囲：±20°
・計測精度：±0.01°，温度特性：±0.008°/℃，
長期安定性：±0.001°/day
・電源：AC100V又はDC12V
・センサ軸数：2軸，ケ　ブル総延長：100m(1本当り)，
計測数最大：100台(ケ　ブル2～3本使用時)，
使用温度範囲：20℃～60℃，記録メモリ付

図 1. IT 地盤傾斜計測システム概要図

3. 山岳道路斜面における計測

3．1．研究方法

調査地は、近年にも初生地すべりが多く発生している地域にあり、斜面上部の緩斜面の存在などから、クリープ

変形による山腹のゆるみが進展していると想定される岩盤斜面である。

IT 地盤傾斜計は、このゆるみ領域、すなわち想定される初生地すべりの頭部に設置した地盤伸縮計の固定杭及び移動杭近傍に 4 ヶ所、初生地すべり背後斜面に 1 ヵ所の計 5 箇所に設置し、地盤の微小な傾きの変化を計測し斜面変動の有無(初性地すべりの変動状況)を把握することを目的とした約８ヶ月間の傾動計測を行った。

３．２．研究結果

IT 地盤傾斜計計測の結果、H21.7 月下旬～9 月上旬以降に斜面下方向への累積傾向を示す傾動が見られる(図 2)。特に IT-4・IT-5(地盤伸縮計移動杭側)の傾動は、IT-2・IT-3(地盤伸縮計固定杭側)に比べて傾斜運動方向と地すべり地形との相関性が見られ累積傾動量も大きい。IT-4・IT-5 の傾動は想定される初生地すべりの挙動を捉えたものと判断され、現地の地盤伸縮計の保護管が、IT-4・IT-5 の傾動方向と一致するように曲がっていることからも(写真 1)、斜面変動を捉えたことが明白である。

なお、IT-2・IT-3 の傾動は、この下部斜面の変動に伴い上部斜面が不安定化したもの、また初生地すべり背後斜面の IT-1 は基底変動を捉えたものと考えられる。

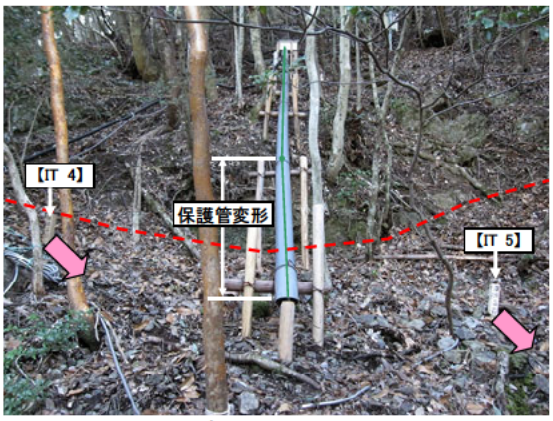


写真 1. 現地状況

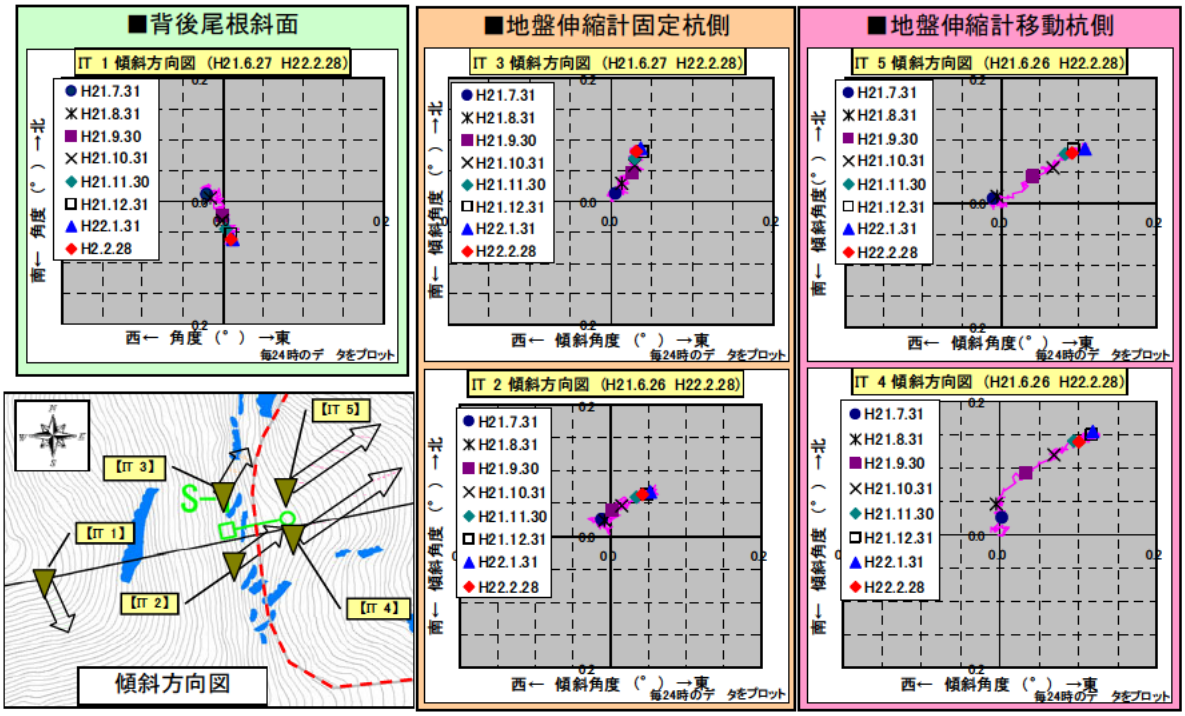


図 2. IT 地盤傾斜計の合成ベクトル図

初生地すべり地内に設置した IT-4 の計測結果を地盤伸縮計計測結果と併せて図 3 に示す。これによると、H21.8.27 以降の IT-4 に斜面下方への累積傾向を示す微小な傾動が観測されている。この図で特徴的なことは、IT 地盤傾斜計の傾動が地盤伸縮計の変位に先行して捉えられたことである。地すべり移動方向に沿って的確に設置し

なければ適切な計測ができない地盤伸縮計(２点間の水平移動量計測)に比べ、微小な傾動量と傾動方向を精度よく測定できる地盤傾斜計(地表部の傾動計測)は、変動形態の想定が困難で微小な変位を持続的に示すクリープ変形の計測に優位であると考えられる。

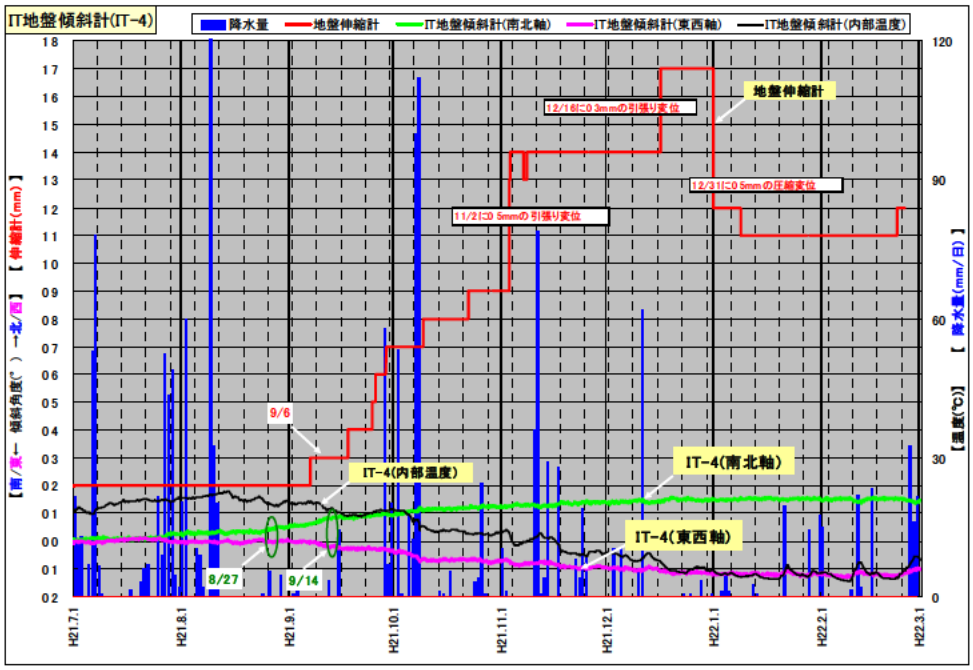


図 3.　IT 地盤傾斜計(IT-4)と地盤伸縮計の観測結果比較図

4. 水没斜面における計測

4．1．研究方法

地すべり末端部が水面下にある場合、その変状範囲や規模を適切に計測・把握することは困難である。IT 地盤傾斜計は、陸上での計測を想定して開発されたものであるが、0.5MPa(50m 防水)の耐水圧性能を有することから、ここでは、貯水池の湛水後における水没斜面の計測手法としての適用性の検証ならびに解決すべき課題の明確化を目的とした実証実験を行った。具体的には、水没前の地すべり末端斜面にセンサを横断的に設置し、センサの耐久性能及び陸上近傍にある既往計測データとの比較などによるデータの応答状態を確認した(図 4)。

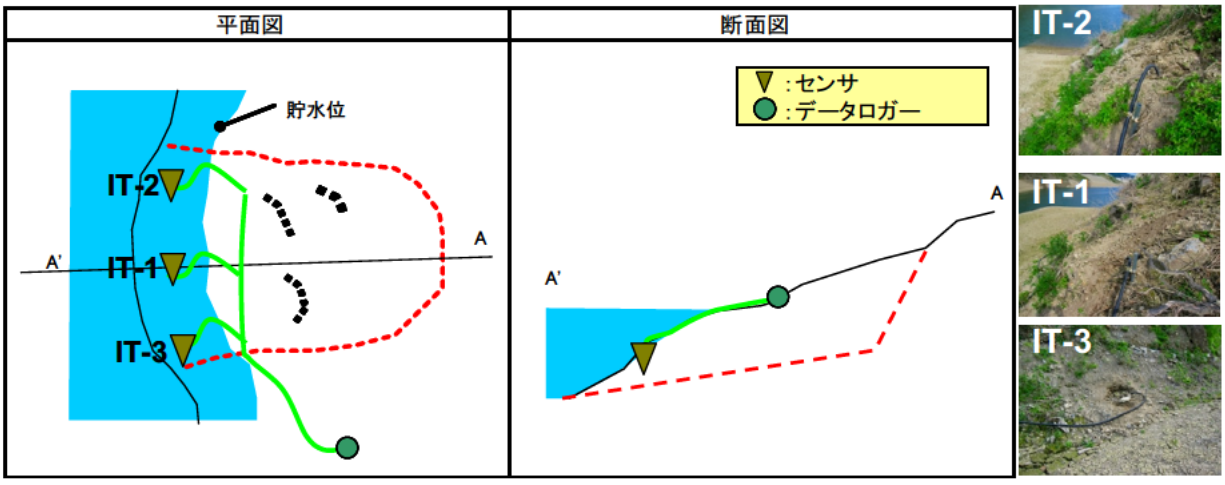


図 4.　貯水池地すべり水没斜面での配置概要図

4．2．研究結果

観測の結果、いずれの IT 地盤傾斜計も H21.10.9 の湛水に伴うセンサの水没以降において、温度に追従するように、斜面に直交する上流方向(西～西南西)に累積性を示す傾動が継続して見られる(図 5)。この傾動には、傾斜運動方向と地すべり地形との相関がなく、また近傍の観測データでは明瞭な変位が認められないことなどから、斜面変動を捉えたものではなく、センサの温度による影響を強く受けているものと考えられる。

水中での計測は初めての試みであり、ここで使用している IT 地盤傾斜計の温度補正方法は、陸上での一般値を用いていることが原因であると考えられ、水中での適切な温度補正方法を検討する必要がある。

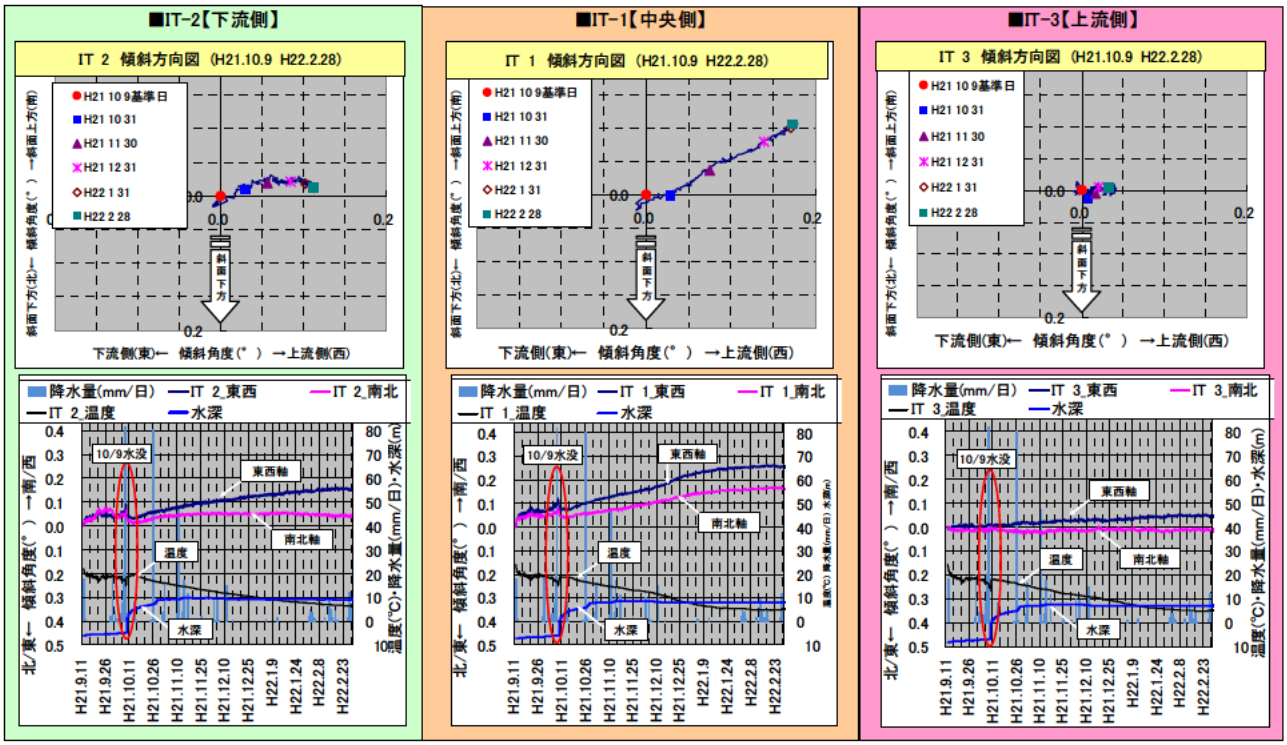


図 5.　水没斜面における IT 地盤傾斜計の観測結果図

5. 結　論

山岳道路斜面における計測により、IT 地盤傾斜計は微小な傾動量と傾動方向を精度よく測定できることが判明し、IT 地盤傾斜計を斜面に面的に多点設置・計測することで、初生地すべりの範囲と微小な変位の計測や監視に適用できると判断される。また、水中での適切な温度補正方法や設置方法を確立することができれば、水面下での計測も適用可能になると考えられ、陸上のみならず水中においても活用できる見通しが得られた。

6. 謝　辞

本研究を行うにあたり藤澤上席研究員をはじめ多くの方々に多大なるご指導を賜りました。末筆ながら、ここに記して感謝の意を表します。

所　属　　株式会社 エイト日本技術開発

数値解析による地すべりとトンネルの相互影響評価

チーム名　　地すべりチーム
氏　　名　　奥田　慎吾

1. はじめに

トンネルのような重要構造物が地すべりによって被災した場合、対策に多大な時間と費用が必要になる。そのため、地すべりに近接してトンネルを建設するときには、相互の影響を適切に評価する必要がある。地すべりとトンネルの離隔距離は、トンネル掘削によるゆるみの影響を考慮してすべり面から 2.0D 以上（D はトンネルの内径）離すことが目安とされている [1)]。しかし、地すべりは規模や運動様式がそれぞれ異なり、また地すべりとトンネルの位置関係や周辺の地山状況によっても相互影響は変化すると考えられる。そこで、地すべりとトンネルの相互影響を定量的に評価する方法として、数値解析手法の有効性を検討した。

2. 研究方法

2.1　使用した数値解析手法

本研究では、5 種類の数値解析手法を使用した（表-1）。弾塑性有限要素法や有限差分法など、代表的な解析手法を網羅している。大きく区分すると、弾塑性有限要素法とマニフォールド法は有限要素法に属する解析手法であり、有限差分法と個別要素法は差分法に属する解析手法である。トンネル掘削による地山の緩みを考慮するために適用した構成則は、Drucker-prager モデルと Mohr-Coulomb モデルであり、いずれも代表的な弾塑性モデルである。また、変位を求める過程から区分すると、静的な平衡状態における変位を求める静的解析と、運動方程式に基づき時間変化の変位を求める動的解析に区分することができる。また、すべり面の取り扱い方法から区分すると、個別要素法とマニフォールド法がすべり面を分離可能な不連続面としており、他の解析手法は連続面としている。実際に地すべりの近傍をトンネル掘削したときに観測された地山の変形を、これらの解析手法を用いて概ね再現することができた。

2.2　解析モデルの構築

地すべりとトンネルの相互影響評価に適した解析モデルを構築するまでの検討内容を以下に述べる。まず、一般的な地すべり土塊及び周辺地山状況を想定し、それに応じた地層構成、解析領域、地山物性値を仮設定した。次に、解析領域や地山物性値などの条件を一つずつ変化させて数値解析を行った。数値解析の手順は、ト

表-1　使用した数値解析手法

解析手法	弾塑性有限要素法		マニフォールド法	有限差分法	個別要素法
手法区分	有限要素法に属する解析法			差分法に属する解析法	
	静的解析		動的解析		
構成則	Drucker Prager	Mohr Coulomb	Drucker Prager	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
コード名	ISNA	DIF	MF	FLAC	UDEC
すべり面	連続	連続	不連続 (Mohr Coulomb)	連続	不連続 (Mohr Coulomb)

ンネル掘削前の状態で自重解析を行い、その後トンネル掘削相当部分の応力を解放してトンネル掘削を模擬している。

地質構成は非現実的な構成にならないようにし、地すべりが何らかの誘因によって地すべりが発生する可能性が高い状態（安全率が 1.0 に近い状態）をトンネル掘削前の状態として設定した。解析領域は小さすぎると境界条件の影響を大きく受け、大きすぎると作業性が損なわれる。図-1 は、地すべりの頭部から右下の境界にかけて非現実的なせん断帯が発生しており、境界条件の影響を強く受けている。こうした解析条件を排除しながら、解析モデルの諸条件について検討を重ね、最終的な解析モデルを決定した（図-2）。

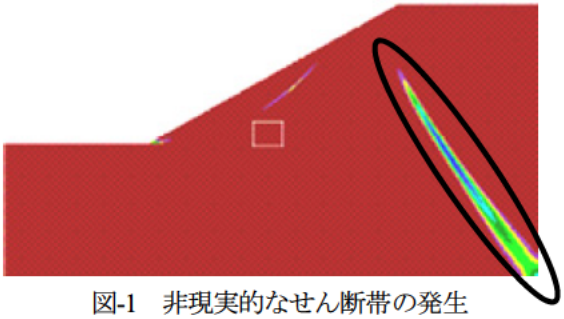
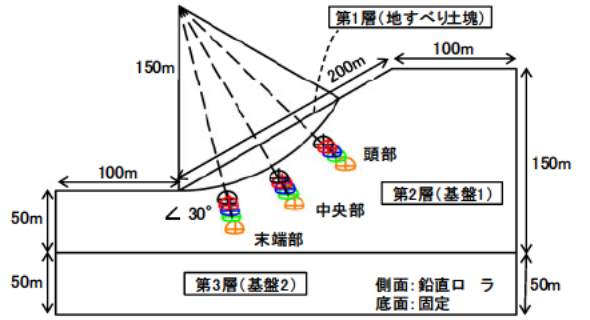


図-1　非現実的なせん断帯の発生



		単位体積重量 γt(kN/m³)	粘着力 c(kN/m²)	内部摩擦角 φ(°)	ポアソン比 ν	変形係数 E(MN/m²)
第1層		18	20	25	0.35	50
第2層	弱	22	100	30	0.3*1 0.35*2	100
	中		150			120
	強		200			150
第3層		22	500	40	0.3	250

*1 Mohr Coulomb降伏基準を用いた場合
*2 Drucker Prager降伏基準を用いた場合

図-2　解析モデル

2.3　解析条件と評価方法

地盤は地すべり土塊・基盤 1・基盤 2 の 3 層から成り、基盤 1 については、強・中・弱の 3 段階の物性値を設定した。トンネルの位置は、地すべり土塊の頭部・中央部・末端部の 3 ケースとし、それぞれ地すべり土塊から 0.5D・1.0D・1.5D・2.0D・3.0D の 5 ケースの離隔距離を設定した（D＝10m としている）。斜面勾配は 30° を基本とし、緩勾配の 20° と急勾配の 45° の解析モデルを設定した。境界条件は、側面を鉛直ローラー、底面を固定としている。トンネル掘削による応力解放力については、吹付けコンクリートやロックボルト等の支保を考慮した検討を行った結果、無支保のケースで発生する応力解放力の 70%を作用させることとした。

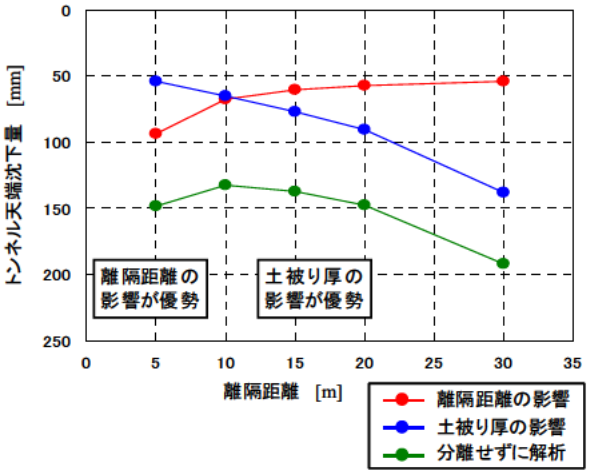


図-3　離隔距離と土被り厚の影響

パラメトリックスタディでは、地すべりとトンネルの離隔距離が変化するに従って、トンネル掘削後に発生するトンネルの内空変位量や地すべり土塊の変位量等がどのように変化するかに着目するとともに、解析領域の塑性域やひずみの発生分布などを勘案して総合的に安全離隔距離を判断した。また、本研究では、発生した変位量を土被り厚で除した値を指標の一つとして使用している。これは、解析結果として得られる変位量は、離隔距離と土被り厚の影響を概ね足し合わせた結果となることを確認したため（図-3）、土被りの影響で発生している変位量を低減することで離隔距離の影響を評価しやすくなると考えた。

3. 解析結果

3.1　トンネル位置による影響

パラメトリックスタディによる解析結果の一例として、有限差分法を用いて、基盤 1 の物性値が弱、トンネル位置が末端部、中央部、頭部の塑性域 - 変位ベクトル図を図-4,5,6 に示す。トンネル位置が末端部では（図-4）、地表面の変位ベクトルは同じ向きを示し、末端ほど大きな変位が発生した。1.5D 以上の離隔距離をとると、トンネル周辺で発生する塑性域がすべり面に到達しないことを確認した。トンネル位置が中央部では（図-5）、地表面の変位ベクトルの向きは末端部と比べて複雑になり、地すべりの中央付近ではトンネルに引きずられる傾向が見られた。3.0D 以上の離隔距離をとると、トンネル周辺で発生する塑性域がすべり面に到達しないことを確認した。トンネル位置が頭部では（図-6）、地表面の変位ベクトルの向きはさらに複雑になり、地すべりの頭部付近ではトンネルに引きずられる傾向が見られた。また、離隔距離を変化させたときに斜面全体の変形が異なる傾向を示した。

3.2　斜面勾配の影響

個別要素法を用いて、トンネル位置が中央部、離隔距離が 0.5D、基盤 1 の物性値が強、斜面勾配が 20°、30°、45° のときの最大せん断ひずみの分布を図-7 に示す（ただし、地すべり土塊の物性値は斜面勾配ごとに異なる）。図中では、トンネル掘削時に 1.5%以上のひずみが発生した箇所を着色している。

トンネル周辺のひずみ分布は、斜面勾配が大きくなるにつれて、鉛直方向からの傾斜が大きくなる分布傾向を示した。これは、トンネル掘削前の初期応力が斜面勾配に沿った方向に傾斜しており、その影響を受けてトンネル掘削時のひずみ分布が異なっていると考えられる。地すべり土塊内のひずみ分布は、トンネルの直上ではなくやや斜面下方に発生しており、斜面勾配 30° ではすべり面に沿って斜面下方に、斜面勾配 45° ではさらに斜面上方にひずみが発生した。特に斜面勾

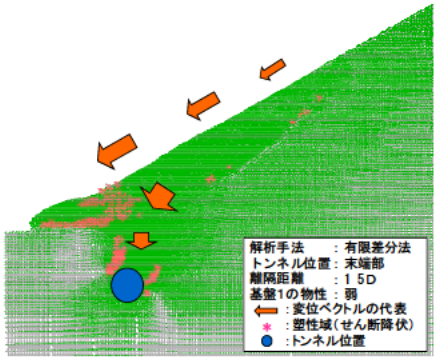


図-4　塑性域 - 変位ベクトル図（末端部）

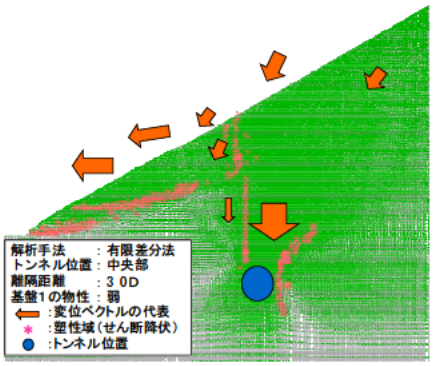


図-5　塑性域 - 変位ベクトル図（中央部）

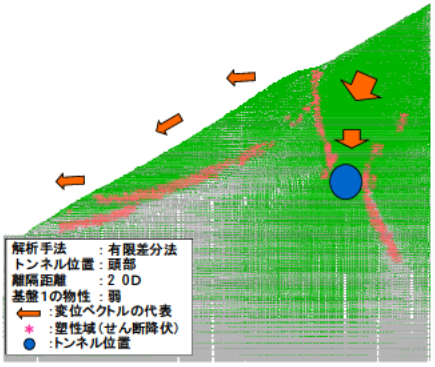


図-6　塑性域 - 変位ベクトル図（頭部）

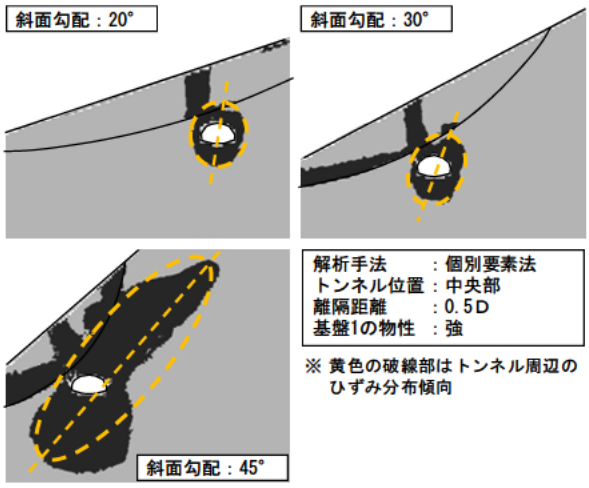


図-7　最大せん断ひずみ分布図（斜面勾配）

配が 45° の場合は、トンネル周辺と地すべり土塊周辺のひずみが干渉し、ひずみが大きく分布する結果となっている。

3.3　離隔距離の影響

個別要素法を用いて、トンネル位置が中央部、基盤 1 の物性値が強、離隔距離が 0.5D～3.0D のときの最大せん断ひずみの分布を図-8 に示す。先ほどと同様、トンネル掘削時に 1.5%以上のひずみが発生した箇所を着色している。離隔距離が 1.5D 以上ではトンネル周辺のひずみと地すべり土塊内のひずみが独立した分布となり、1.0D 以下ではつながっている。離隔距離が大きくなるにつれて相互の干渉が小さくなっていることが読み取れる。

図-9 は、トンネルの天端沈下量、地表面の最大鉛直変位量、地表面の最大水平変位量をそれぞれ土被り厚で除したものを指標として、離隔距離との関係を示した図である。離隔距離が 2.0D 以上では概ね平衡状態を示し、1.5D 以下では離隔距離が小さくなるにつれて変位量が大きく増加する傾向が見られた。

本ケースでは、解析領域内のひずみ分布や各指標と離隔距離の関係から、離隔距離が 2.0D より小さくなると地すべりとトンネルの相互影響が大きくなり危険であると判断した。

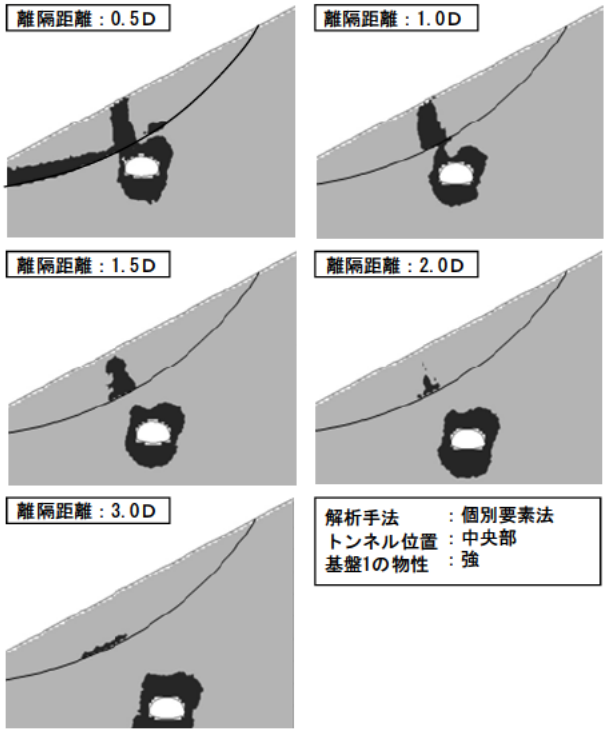


図-8　最大せん断ひずみ分布図（離隔距離）

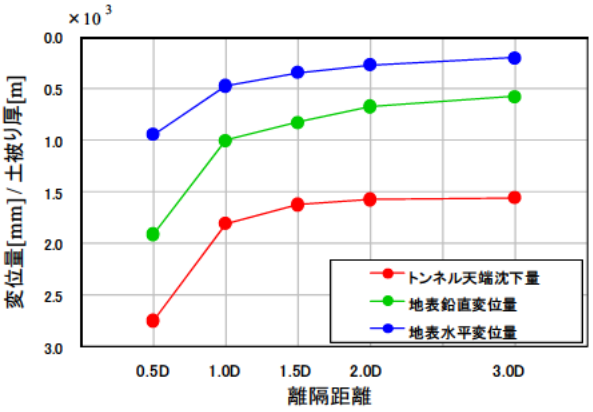


図-9　各指標と離隔距離の関係

4. 結論

本研究では、数値解析を用いて地すべりとトンネルの安全離隔距離を定量的に評価する方法、および地すべりとトンネルの相互作用に関する機構を示すことができた。今回のモデル解析は、トンネル掘削後の周辺地盤のゆるみの進行に伴う強度低下は考慮していないため、ひずみ軟化モデルの適用については今後の課題である。

5. 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藤澤上席研究員、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)　トンネル坑口周辺の地すべり・崩壊対策に関する研究報告書、（財）高速道路調査会、1981

地すべり土塊内部の変形計測結果の評価手法に関する研究（その２）

チーム名　地すべり
氏名　千葉　伸一

１．まえがき

挿入式孔内傾斜計は、ボーリング孔に設置したガイド管（測定管）に計測器を挿入して地盤の変位を把握する計測器であり、地すべりのすべり面の位置を把握する主要な手法として広く利用されている。しかし、計測結果には地中変位のメカニズムを解釈できないデータ（以下不良データ）がしばしば発生するといった課題があるため、不良データ発生原因の解明が必要となっている（図-1）。アンケート調査によると、計測データの 2～3 割にいずれかの不良データが発生しており、その種別は「Ｓ字状」を含むものが全体の約 6 割を占めていた（図-2）。

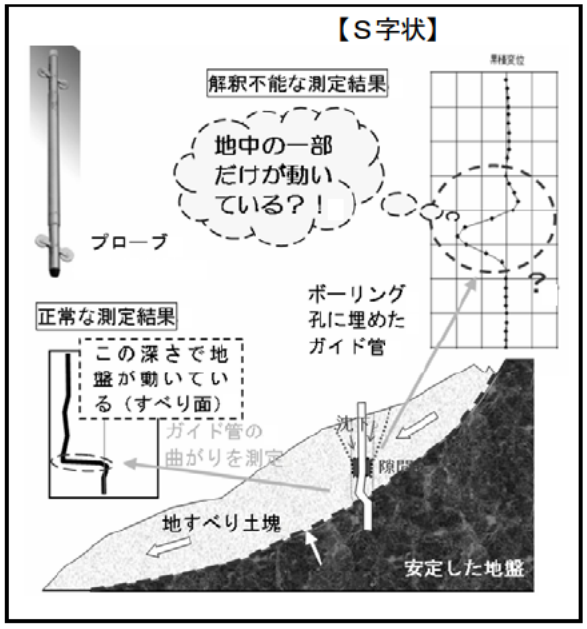


図-1　実際の地中変位と異なる現象の例

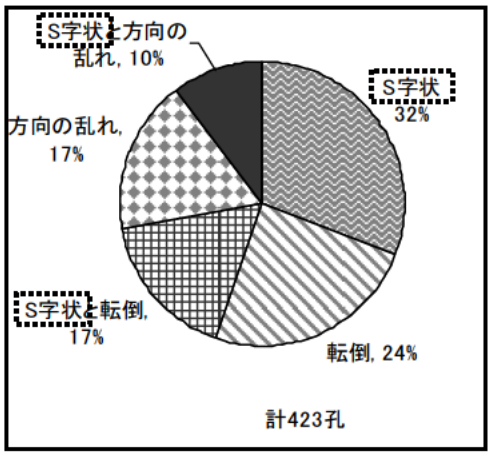


図-2　不良データの種類別割合

２．研究目的

孔内傾斜計計測の代表的な不良データとされるＳ字状データの発生には、地すべり土塊の沈下および間詰め作業時の充填不良が関係していることが実証されている[1)]。そこで、その充填不良を防ぐための現地実証実験を行うこととした。

３．研究方法

空洞や開口亀裂が多い逸水しやすい地盤において、ガイド管設置時の充填不良を防ぐためには、経験的にパッカーの使用が良いとされている[2)]。パッカーは、グラウンドアンカーの定着部などに使用される筒状の布袋である。パッカーには、充填材の水分は通すがセメント分などの固形物は通さない特徴があるため、パッカーをガイド管に被せてボーリング孔に挿入し、パッカーとガイド管との間に充填材を注入することで、地盤とガイド管の

密着を図ることができる（図-3）。そこで、パッカー使用および充填材の条件を変えて、同一ブロックの近傍にガイド管を３本設置し、月に一度の孔内傾斜計計測を行うことで設置方法の違いによる計測データへの影響を調べた。

観測孔の設置位置は、既往調査でＳ字状のデータが発生した地すべり地の上部とした（図-4）。このＳ字状データは、過去にガイド管を設置した際に、発達した開口亀裂があったため充填材の流出が顕著であったこと、またガイド管とボーリング孔との隙間（削孔径 120mm－ガイド管外径 47mm≒約 7cm）と水平方向の変位量（約 7cm）とがほぼ一致していることから、充填不良により発生したものと考えられる。

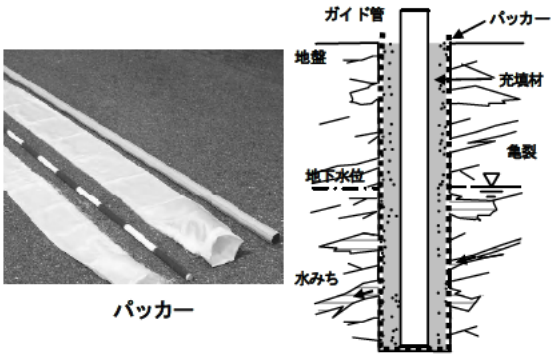


図-3　パッカー使用のガイド管設置イメージ図

ガイド管の設置方法は、充填材を孔底からホースで充填する「吹上げ法」、その際にパッカーを使用する「パッカー法」、および一部地域で標準仕様である「砂詰め法」の３種類とした（図-5）。ボーリングの削孔径はφ86mm、深度は 30 ～31m、観測孔はそれぞれ 5m 程度離して配置し、設置方法以外の差ができるだけ生じないように同じオペレーターとボーリングマシンにより掘進作業を行った。

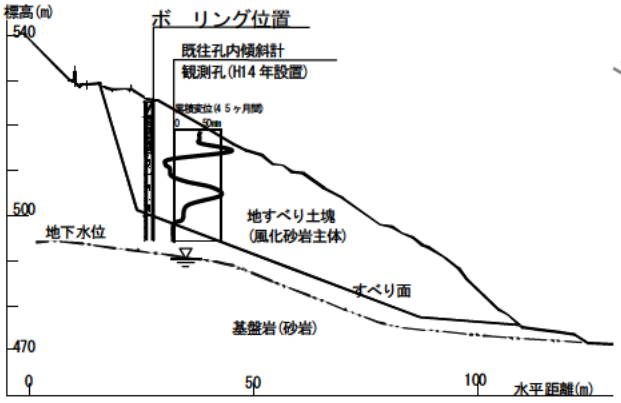


図-4　ボーリング位置断面図

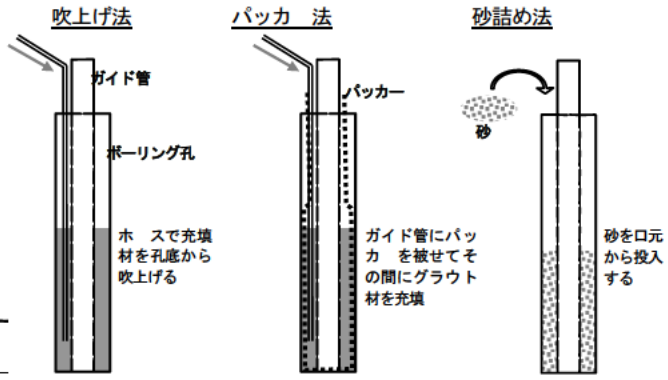


図-5　ガイド管設置方法模式図

４．研究結果

吹上げ法によるガイド管の設置作業は、開口亀裂の部分から充填材が漏れて充填が困難であったため、逸水防止の綿くずや粒状ベントナイト、セメント急結材、砂を混ぜたモルタルなどあらゆる手法を駆使して充填作業を行うことになった。その結果、充填材は当初予定量の 23 倍以上を消費し、設置完了までに１ヶ月もの期間を要した(図-6)。一方、パッカー法と砂詰め法ではそれぞれ１日で充填作業が終了した。

図-7～9 に各設置方法の観測結果に柱状図を併記して示す。観測結果は、ボーリングコア状況および観測

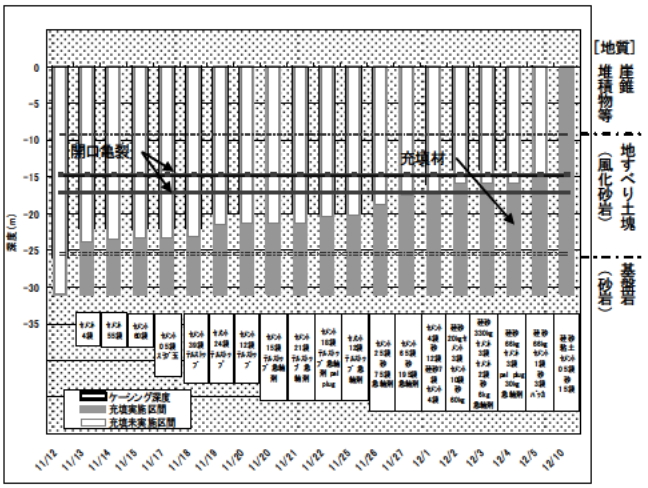


図-6　充填作業の作業経過図（吹上げ法）

データから孔底から 5m の区間が不動層と判定されたため、全データとも０点補正※を実施した。各孔の共通事項として、深度 12～18m の区間月あたり 2～6mm のクリープ変位が累積している（図-7～9 の矢印区間）。

H20B-1（吹上げ法）は、深度 16m の空洞に対応する部分で軽度のＳ字状データと見られる屈曲部が発生している（図-7 の○部分）。H20B-2（パッカー法）では、変位発生区間の 13～20m に 1～2m 間隔の細かな S 字状のデータが発生した（図-8 の矢印区間や立体図）。また、H20B-3（砂詰め法）は、H20B-1～2 と比較してグラフが全体的に滑らかであり、幅 0.5mm 程度で 3～4m 周期の波打ち現象が見られた。

このことから、地すべり変動に伴う地すべり土塊の鉛直方向の圧縮により、パッカー法では変位区間に対応して地盤変位を反映した結果が得られるのに対し、吹き上げ法（パッカー未使用）では充填不良部分に集中したＳ字状変形が、砂詰め法では砂の充填材により沈下の影響が全体に分散されたＳ字状変形が発生し、それぞれ地盤変形を反映したとはいい難い結果が得られることがわかった。なお、経験的にこれらの傾向は他地区で設置された観測孔においても多く確認されている。

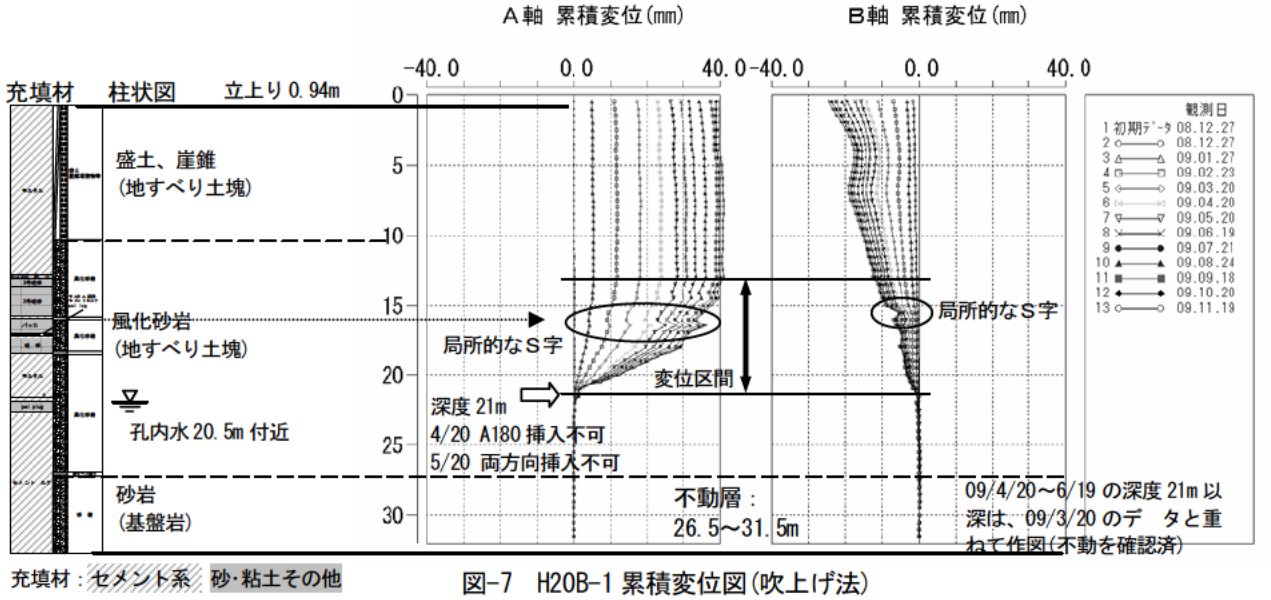


図-7　H20B-1 累積変位図(吹上げ法)

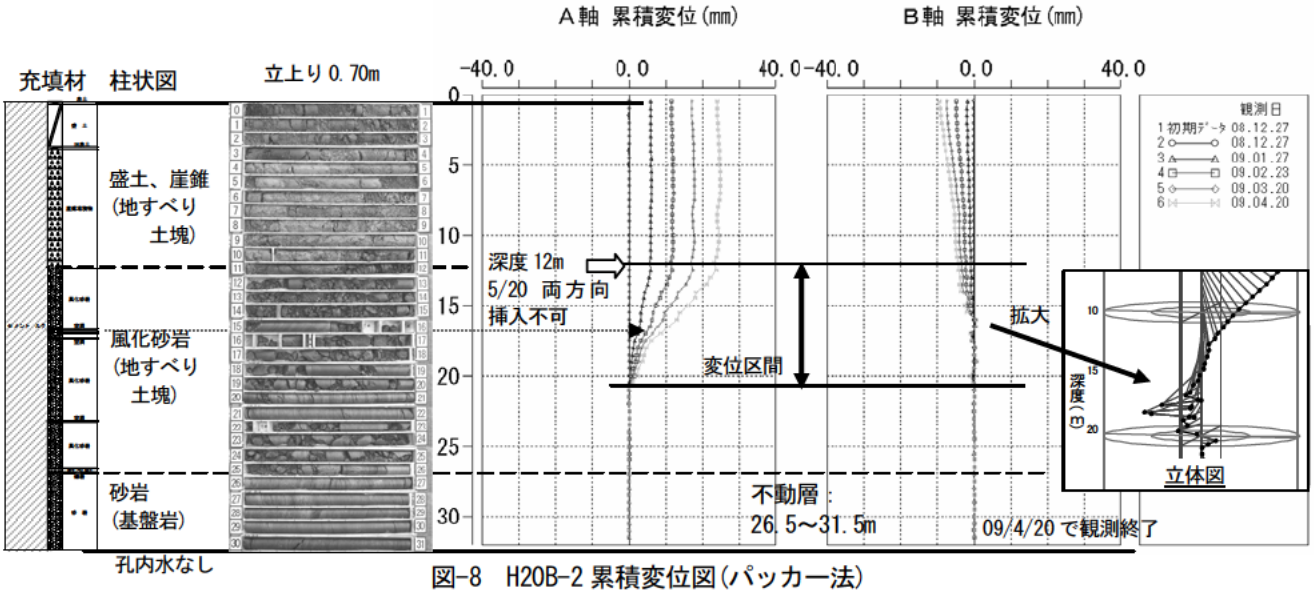


図-8　H20B-2 累積変位図(パッカー法)

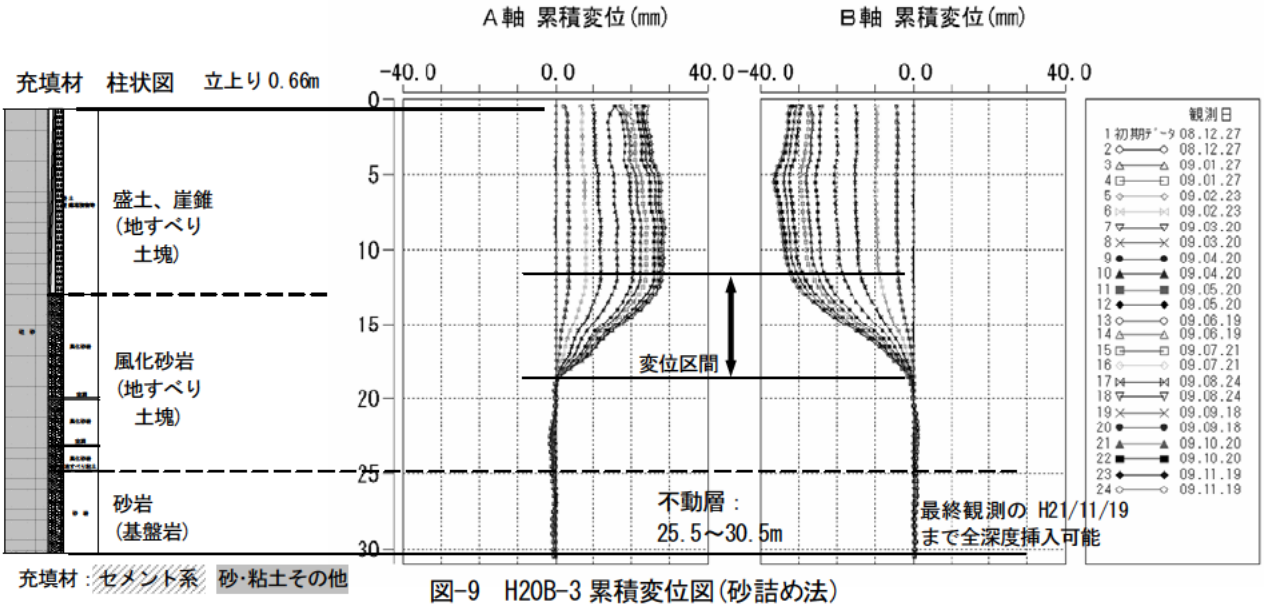


図-9 H20B-3 累積変位図(砂詰め法)

※0点補正：測定作業中に発生する計器の0点ズレ（観測孔の軸とセンサ軸のずれを指し、プローブのセンサ部および車輪などの機械的なずれに分けられる）のことを0点ドリフトという。0点ドリフトが生じた観測結果は累積変位図では傾倒が生じるので、測定区間の不動層を基準として0点ドリフトを適正に校正する作業を0点補正という。

5．結　論

以上の現場実験により、ガイド管を効率的に設置し、かつ設置不良によるS字状のデータの発生を避けるためには、パッカーを用いてガイド管と地盤と確実に密着させることが必須であることが確認できた。また、パッカーの使用孔で生じたS字状のデータは、地盤の鉛直方向の圧縮によるガイド管の変形を反映したものであり、「不良データ」ではないことが確認された。なお、本受入れ課題や関連共同研究の最終成果として、これら実験成果に基づいて書籍版の「挿入式孔内傾斜計計測マニュアル」の作成を行った（平成22年度初旬の発刊目標）。今後、本マニュアルが斜面防災に関わる技術者に活用され社会基盤の整備に資することを期待したい。

6．謝　辞

本研究を行うにあたり藤澤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、国土交通省東北地方整備局郡山国道事務所からは、実験現場を快くご提供いただいた。ここに記して感謝の意を表します。

所　属　　東北ボーリング株式会社

＜参考文献＞

1) 千葉伸一(2009)：地すべり土塊内部の変形計測結果の評価手法に関する研究（その1），土木研究所資料第4155号　平成20年度土木研究所交流研究員報告書概要版，pp. 105 108.

2) 白石秀一，五十嵐和一，松本俊昭，周亜明（2001）：地すべり変位観測孔の外周充填方法による測定値の違いについて，第39回日本地すべり学会研究発表会講演集，pp. 171 174.

併用する地すべり抑止工の設計手法に関する研究

－ＦＥＭ解析による抑止力負担割合および設計方法の検討－

チーム名　　地すべりチーム
氏　　名　　窪塚　大輔

1. まえがき

地すべり対策工の抑止工には、抑止杭工（以下、杭工という）とグラウンドアンカー工（以下、アンカー工という）がある。杭工は、地すべり土塊の滑動を杭の剛性を許容しながら受動的に抑止する対策工であるのに対し、アンカー工は初期緊張力を導入させ地すべり土塊を能動的に抑止する対策工であり、両者の地すべり土塊に対する抑止機構は異なる。その一方で、地すべりの規模や施工条件、またはコストメリットの面から、杭工とアンカー工を組み合わせて対策する場合がある。しかしながら、現在の技術指針[1),2)]には、地すべり抑止工を併用する場合の設計の考え方は示されていない。そのため、設計技術者が現場ごとに地すべりの条件などを考慮しながら設計しているのが現状である。こうした背景のもと、杭工とアンカー工を併用する場合の各々の抑止機構を考慮した設計方法の確立が望まれる。

2. 研究目的

過年度において実施した遠心力模型実験および実験を再現したFEM解析結果から、アンカー工の初期緊張力導入量の違いは、抑止工を併用した場合の抑止機構や抑止力負担割合に対して、影響が大きいという知見を得ている。したがって、今年度は、その知見を踏まえ地すべり土塊の滑動を再現できるFEM解析モデルを構築し、アンカー工の初期緊張力の導入量の違いに着目するとともに他に影響を及ぼすパラメータを抽出するためにパラメトリック解析を実施した。その後、抑止工を併用する場合の合理的な設計方法を検討した。

3. 研究方法

3.1　FEM解析モデルの構築

構築したFEM解析モデルの地すべり斜面を図-1、地盤の主な物性値を表-1に示す。抑止機構の検討方法は、せん断強度低減法によりすべり面の強度を徐々に低減させ、その過程における地すべり土塊の変位や杭工とアンカー工に作用する応力などを検討した。なお、すべり面の有する強度（粘着力、内部摩擦角）を割る際に用いる数値を強度低減係数とした。

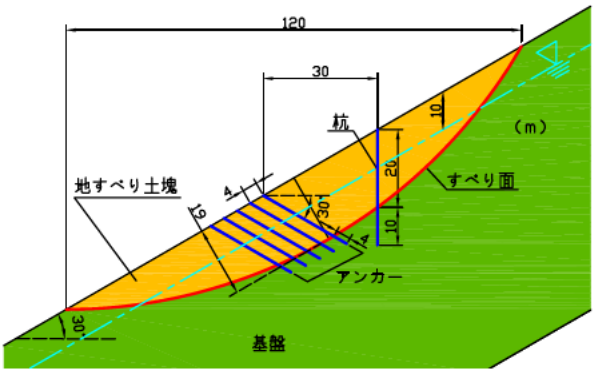


図-1　FEM解析モデル

項目	変形係数 (kN/m²)	単位体積重量 (kN/m³)	ポアソン比	粘着力 (kN/m²)	内部摩擦角 (°)
移動層	50,000	20.0	0.3	(弾性挙動を示す値を設定)	(弾性挙動を示す値を設定)
基盤	1,000,000				

項目	垂直バネ剛性 (kN/m³)	せん断バネ剛性 (kN/m³)	粘着力 (kN/m²)	内部摩擦角 (°)	引張強度 (kN/m²)
すべり面	5,000	5,000	20.0	各モデルで安全率1.10として逆算で設定	30.0

表-1　地盤の主な物性値

4. 研究結果

4.1 抑止力の負担割合

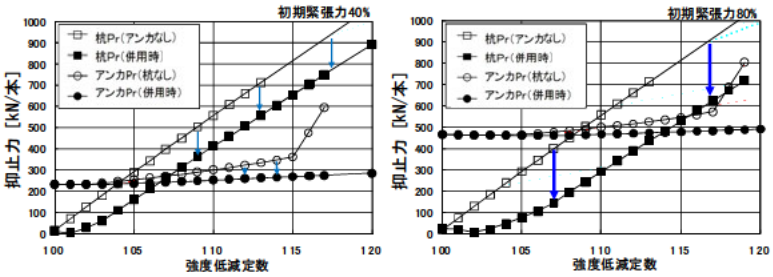


図 2 すべり面強度の低下に伴う杭工、アンカー工に作用する抑止力
（初期緊張力の導入量：左より 40%、80%）

強度低減係数を増すことですべり面強度が低下し、杭工、アンカー工を単独で配置させた場合、また杭工とアンカー工を併用させた場合に、各々の抑止工に作用する抑止力の変化を図-2 に示す。なお、図-2 左図は、アンカー工の初期緊張力導入量が 40%、図-2 右は、80%であり、抑止力は杭工に作用した曲げ応力、アンカー工に作用した軸力（応力）から逆算により算出した。図-2 より杭工の抑止力は、アンカー工がない場合よりもある場合の方が小さく、同様にアンカー工の抑止力は、杭工がない場合よりもある場合の方が小さくなっている（図中「ハッチ部」が併用時の効果を示す）。次に、アンカー工の初期緊張力導入量の差に着目して結果を比較すると、併用時のアンカー工の抑止力の低下量は初期緊張力の導入量によらずほぼ同等であるのに対して、併用時の杭工の抑止力の低下量は初期緊張力の導入量により異なり、初期緊張力の導入量が大きいほど抑止力が低下している。これは、初期緊張力の導入量が大きい場合は、杭工谷側の地すべり土塊の変位が抑制され、杭工の変形が抑制されたためと考えられる。以上のことから、杭工とアンカー工を併用し、すべり面強度の低下に伴い地すべり土塊が変位した場合は、アンカー工の初期緊張力の導入量よって杭工が負担する抑止力は変化すると考えられる。

4.2 抑止力負担割合に影響するパラメータ把握

杭工とアンカー工を併用する設計において、計画安全率を満たすだけでは、合理的な設計とは言い難い。併用時の合理的な設計方法とは、地すべり土塊滑動時に各々の抑止工に設定した許容応力、許容荷重に対して少なくとも一方は許容値に達し、もう一方はこれに近似した値や状態となることと考えられる。これを達成するためには、抑止力負担割合に対して影響の大きなパラメータを把握することが必要である。そこで、影響の大きなパラメータを把握するために、①杭工とアンカー工の配置間隔、②アンカーの打設角度、③杭の曲げ剛性、④アンカーの剛性、⑤アンカーの初期緊張力の導入量、⑥すべり面勾配（斜面勾配）をパラメータとして解析を実施した。その結果の一部を図-3 に示す。なお、横軸に各パラメータの条件、縦軸に作用した抑止力に対する割合を示す。

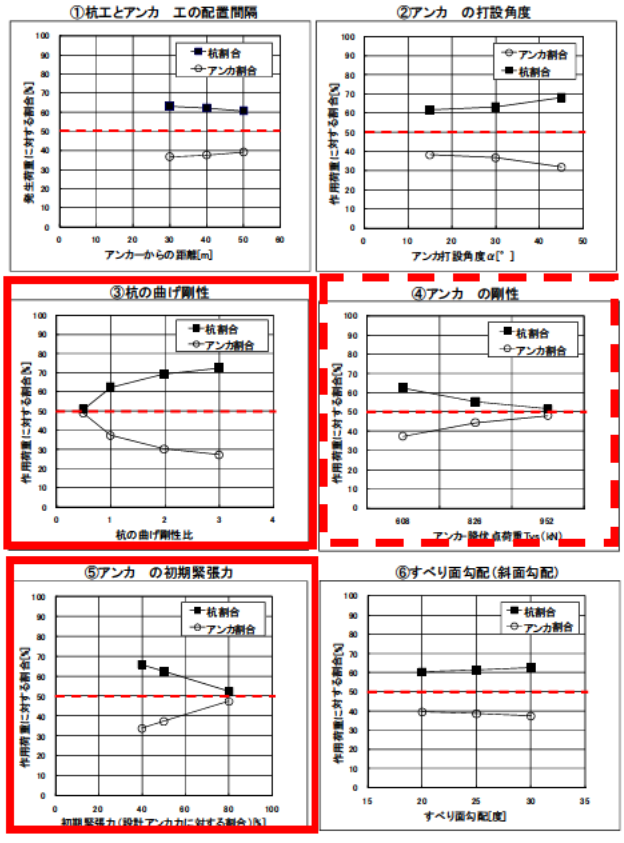


図 3 パラメータ解析結果

この結果、杭の曲げ剛性およびアンカーの初期緊張

力の導入量は、現実的な変更の範囲の中で負担割合を約20%変化させることができ、抑止力負担の割合およびアンカーの許容荷重に対するアンカー軸力の発生割合を調整する上で有効なパラメータであると考えられる。また、アンカー工の剛性も抑止力分担割合に対して影響があるため、前記の２つに次いで影響のあるパラメータと考えられる。

4.3　設計方法の検討

これまでの検討結果を踏まえ、実際に杭工とアンカー工を併用する場合の設計条件を設定し、次にFEM解析で各々の抑止力負担割合を調整し、杭工、アンカー工の適切な条件設定を試み、その試みを整理し、抑止工を併用する場合の設計方法を検討した。

図-1と同様な条件（形状・地盤定数等）の斜面に対し、安定計算を実施し必要抑止力を算定して、その必要抑止力を50%ずつ杭工とアンカー工に配分して設定した。安定計算の結果と杭工とアンカー工の諸元を表-2に示す（以下、当初設計という）。

FEM解析も同様のモデル斜面を用いて表-1に示す入力条件で計算を行う。そこで地すべり滑動により得られる結果を以下に設定した①～③の条件に照らし、これら条件が満たされるよう杭工の曲げ剛性、アンカー工の剛性、アンカー工の初期緊張力の導入量を再設定し、条件が満たされた時点で杭工、アンカー工に作用する応力から抑止力の負担割合を算出した。

① FEM解析で求まる安全率は、当初設計の計画安全率を越えること（以下、①安全率という）。なおFEM解析では、すべり面に対し、せん断強度低減法を適用し安全率を算定した。

② 当初設計で設定された必要抑止力（Pr）と、FEM解析で杭工、アンカー工に作用する応力や軸力から逆算される必要抑止力（Pr FEM）との関係は、Pr＜Pr FEMであること（以下、②必要抑止力という）。

③ 設定した杭工、アンカー工の許容応力、許容荷重に対し、少なくともどちらか一方は許容値に達し、もう一方は許容値に近似した値であること（以下、③許容荷重という）。

なお②に示したPr FEMの算定方法は、杭工は、計算された曲げ、せん断応力から設計外力を逆算し、杭工の諸条件からそれに相当する抑止力を算定した。アンカー工の場合はFEM解析で計算された軸力を基に、アンカー工の締め付け、引き止め効果を見込み抑止力を算定した。

当初設計で設定された杭工、アンカー工の条件を入力条件としてFEM解析を行い、先に設定した①安全率、②必要抑止力、③許容荷重の条件に照らした。①安全率では、当初設計の計画安全率1.20に対して1.166と安全率を満たさなかった。②必要抑止力では、各々の抑止工には必要抑止力分の応力が作用しなかった。③許容荷重では、杭工の曲げ

表 2 設計諸元一覧

項目		設定値、計算結果	備考
安定計算の条件	初期安全率 Fs_0	1 10	地下水位を GL-10 0mに設定
	初期安全率 Fs_p	1 20	
	粘着力 c	20 0kN/m2	層厚で設定
	内部摩擦角Φ	30 9°	逆算値
	必要抑止力 Pr	1411 2kN/m	修正 Fellenius 法
ｱﾝｶ 工の条件 抑止力負担割合 50%の場合	分担必要抑止力 Pr	705 60kN/m	
	すべり面平均角度θ	30 0°	
	水平間隔	3 0m	
	アンカ 傾角α	30 0°	
	周辺摩擦抵抗	(1 63 N/mm²)	定着長 3m として設定
	アンカ 効果	締め付け+引き止め効果	
	アンカ 種別	多重 PC より線	H18 年度業務で適用
	設計アンカ 力 Td	705 6kN/本	
	初期緊張力	352 8kN/本	Td の 50%とした
	アンカ 定着長	3 0m	
	テンドン規格	F70TA	
	施工段数	5段	Pr とテンドン規格より決定
杭工の条件 抑止力負担割合 50%の場合	分担必要抑止力 Pr	705 60kN/m	
	水平負担力 Hu (単位幅当たり)	611 07kN/m	Pr×cosθ
	杭間隔 d	3 0m	
	水平負担力 H (1 本当たり)	1833 20kN/本	Pr×cosθ×d
	設計方法	曲げくさび杭	
	杭材	570 材相当品	鋼管(490 570 材)
	許容応力度 σ_{sa} τ_{sa}	255N/mm² 145N/mm²	長期許容応力度
	鋼材の弾性係数 E	2 0×10⁵kN/m²	
	根入長 lr	10 0m	
	有効長 le	20 0m	
	杭径 D	550mm	
	肉厚 t	33mm	40 以下(経済比較)

応力は必要抑止力以下の応力しか作用せず、またアンカーの軸力は、許容荷重の6割程度の軸力しか作用しなかった。そこで杭工の剛性、アンカー工の剛性、アンカー工の初期緊張力の導入量の順で①～③の条件を満たすよう調整を行った。

1）杭工の剛性による調整：杭工の規格を数通り設定したところ、計画安全率を満たす剛性を設定することができた（図-4上段）。しかしアンカー工の許容荷重に対して余裕があり、必要抑止力は満たさないため、アンカー工の剛性による調整を実施した。

2）アンカー工の剛性による調整：アンカー工の剛性を数通り設定したところ、計画安全率、必要抑止力は満たすが、アンカーの許容荷重に対する余裕は解消できなかった。従ってアンカー工の剛性は変更せず初期緊張力の導入量を調整した。

3）アンカー工の初期緊張力の導入量による調整：アンカー工の初期緊張力の導入量を80%としたところ、アンカー工の許容荷重の88%に設定することができ（図-4中段）、その際の必要抑止力は当初設計の値を越えた（図-4下段）。この結果、当初設計に対し杭工の剛性、アンカーの初期緊張力の導入量が変更になり、その結果、抑止力の負担割合は、杭工が55%、アンカー工が45%となり、当初設計で見込んでいた必要抑止力の負担割合が変更された。

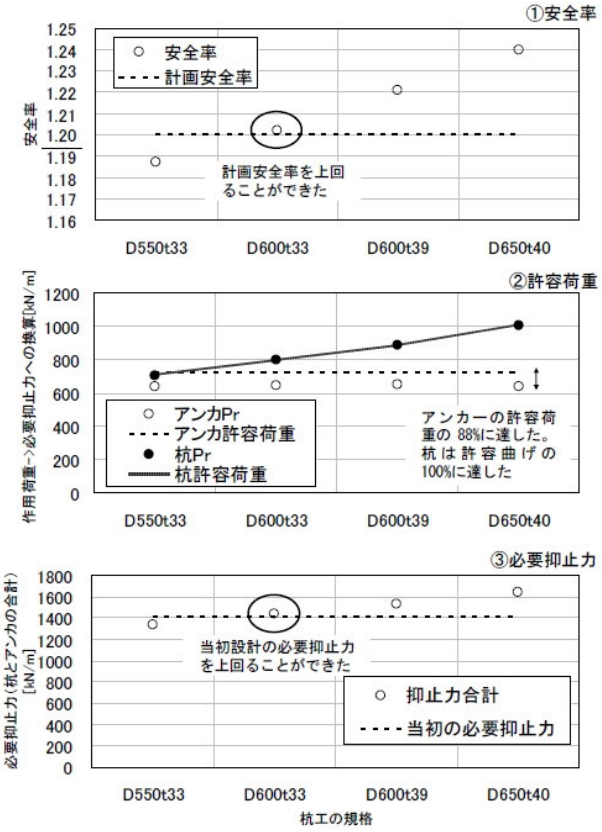


図 4 FEM 解析調整結果

5. 結論

(1) 抑止工を併用する場合の杭工に作用する応力は、アンカー工の初期緊張力の導入量によって調整ができる。

(2) 杭の曲げ剛性およびアンカーの初期緊張力の導入量ならびにアンカー工の剛性は、抑止工を併用する場合の抑止力負担割合に対して影響を及ぼすパラメータとして評価できる。

(3) 抑止工を併用する場合の設計方法は、FEM 解析を用いて前述した方法よりパラメータを調整することで、合理的な設計が実施できると考えられる。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり多大なるご指導を賜りました土砂管理研究グループ地すべりチームの藤澤上席研究員、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　日特建設株式会社

＜参考文献＞

1) (社)日本河川協会：建設省河川砂防技術基準（案）同解説，1997.
2) (社)日本道路協会：道路土工　切土工・斜面安定工指針（平成 21 年度版），2009.

レーザー計測データを用いた雪崩発生要因に関する研究

チーム名　　雪崩・地すべり研究センター
氏　　名　　富樫　香流

１．まえがき

近年レーザー計測データによって、従来に比べより詳細な地形データの取得が可能となってきている。詳細な地形データを活用することで、雪崩発生域の特徴がより明確になれば雪崩発生予測手法の高度化も期待される。

２．研究目的

雪崩発生箇所の予測精度の向上を図るため、積雪期の航空レーザー計測データを用いて雪崩発生斜面の雪崩発生域と非発生域における地形（傾斜、侵食量）と植生状況（樹高、樹林密度）の違いを検討した。

３．研究方法

3.1 調査対象地

調査対象地は長野県栄村秋山郷地区６斜面（約19.54km^2）、新潟県湯沢町土樽地区３斜面（約9.15 km^2）である（図１参照）。

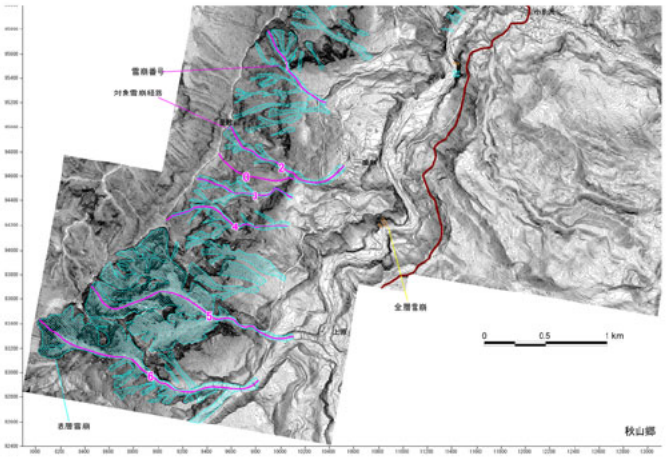
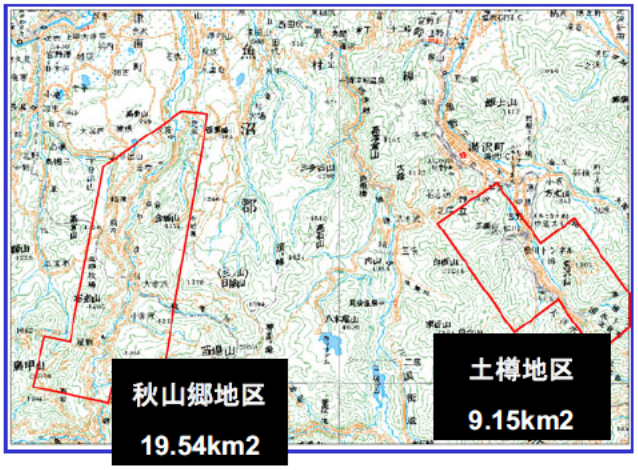


図２　使用データ（秋山郷地区）



１　調査位置

3.2 使用データ

積雪期（2006 年２月）と無雪期（2006 年 11 月）に計測した 2m×2m グリッドの DEM(Digital Elevation Model）を使用した（図２参照）。

3.3 傾斜と雪崩発生の関係

傾斜は、該当するメッシュと東西南北に位置する標高差から算出した。計算方法は以下の通りである。

傾斜：$S \quad \tan^{-1}\left(\sqrt{\left(\frac{Z_E - Z_W}{2\Delta x}\right)^2 + \left(\frac{Z_N - Z_S}{2\Delta y}\right)^2}\right)$ ・・・・(1)

ただし、

S：傾斜[°]、A：斜面方位[°]（北向き斜面を 0° とした場合）、ΔX：X 方向（東西方向）のメッシュ間隔（＝2[m]）、ΔY：Y 方向（南北方向）のメッシュ間隔（＝2[m]）、Z：該当メッシュの標高値[m]、Z_N、Z_W、Z_S、Z_E：該当メッシュの東西南北に位置する標高[m]、である（表１参照）。

表１　地形量計算の際の標高値の配置

	Z_N	
Z_W	Z	Z_E
	Z_S	

図３に傾斜と雪崩発生の関係を示す。これによると急傾斜で雪崩が多発しており、写真判読による雪崩発生箇所と整合している。

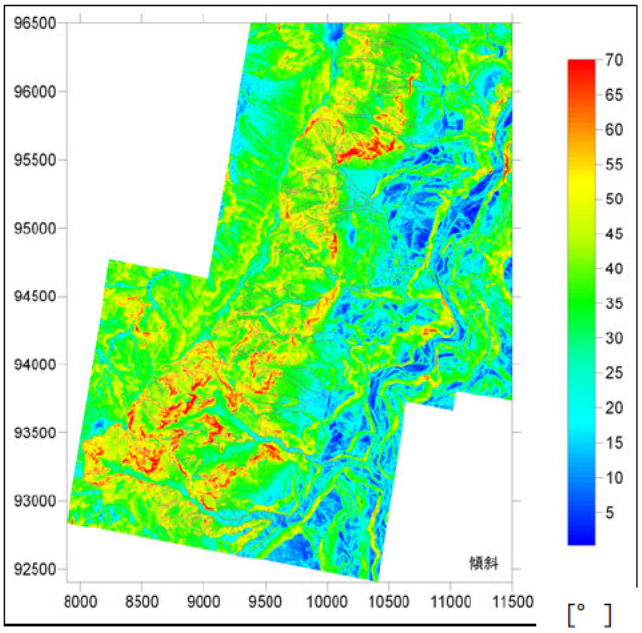


図３　傾斜と雪崩発生の関係（秋山郷地区）

3.4 侵食量と雪崩発生の関係

侵食量は接峰面高度と DEM の差から求めた。

接峰面高度の算出手法は以下の通りである。

① DEM 上に窓領域を設定し、この中心グリッドに窓領域内の平均標高を代入する。窓領域を 1 グリッドずつ移動して DEM 全体でこの計算を行う。

②元の DEM の標高値と平均の標高を比較し、平均標高の方が元の標高値よりも低くなっているグリッドに元の標高値を代入する。

③①及び②を繰り返し，接峰面の標高の変化が少なくなるまで実行する。

図４に侵食量と雪崩発生の関係を示す。写真判読した結果を重ねると沢沿いの侵食量の大きいところでの雪崩の発生している傾向が伺える。

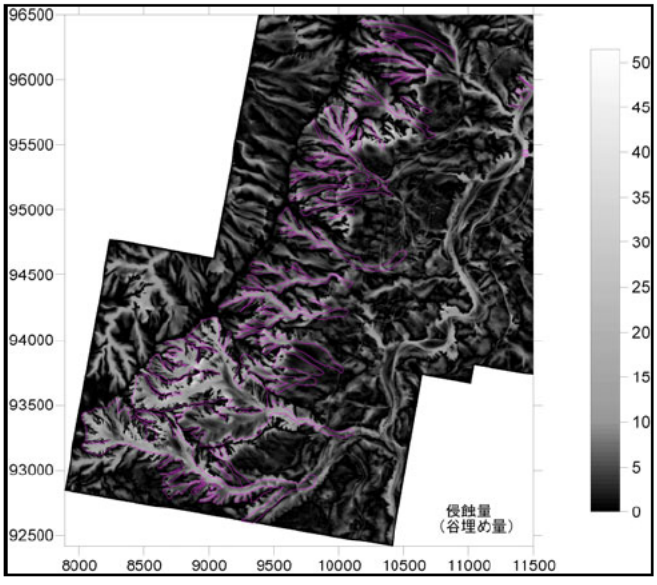


図４　侵食量と雪崩発生の関係（秋山郷地区）

3.5 植生と雪崩発生の関係

(1) 樹高

DEM と同座標となるように 2m グリッドの DSM（Digital Surface Model）を作成し、各グリッドにおける

DSM と DEM の差を樹高とした。この手法で求めた樹高を、10m×10m（25 グリッド）単位で平均し各グリッドの樹高とした。

(2) 樹林密度

レーザー計測では、樹木に対しレーザー光が入射した場合、枝葉や地表面でレーザー光が反射するため複数のデータが取得される。一方、樹木や構造物のない平坦な地形では、地表部のデータしか取得されない。ここでは、複数の反射データが取得された場合に「樹木あり」、1 つの反射データしか取得されなかった場合には「樹木無し」として、レーザー光毎の樹木の有無を判定した。この樹木の有無の判定結果より全データ数に対する「樹木あり」のデータの存在率を求め樹林密度とした。

3.6 各要素と雪崩発生の関係

傾斜、侵食量、樹高、樹林密度の各要素と雪崩発生の関係について図５に示す。図５によると傾斜が急な箇所や侵食量の大きい箇所、樹高や樹林密度が小さくなるほど雪崩発生率（全グリッド数に対する雪崩発生区内に位置するグリッド数の割合）が大きくなる傾向がみられる。

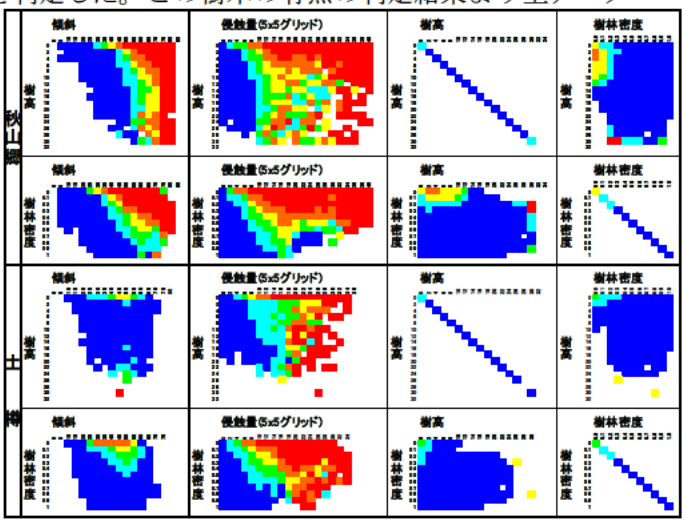


図５　各要素と雪崩発生の関係（秋山郷地区）

４．研究結果

4.1 地形と雪崩発生の関係

雪崩の危険度判定については、数量化Ⅱ類で分析された表２が従来から用いられている。表３に調査地の傾斜と雪崩発生率との関係を示した。表３によると傾斜が 30° 以上になると雪崩の発生が多くなり、35～50° 付近で雪崩発生率がピークとなっている。評価得点も７～10 点と高い点数を示し、今回の調査結果は従来の評価手法とも整合したものとなった。

表２　要因別階級別評価得点 [2) 3)]

要因	階級	評価得点
傾斜	1．30° 未満	4
	2．30～40° 未満	7
	3．40° 以上	10
植生	1．裸地、草地、樹高2m未満の灌木 樹冠疎密度20%未満	10
	2．低木：樹冠疎密度 20 ～ 100% 中木：樹冠疎密度 20～50%未満	9
	3．中木：樹冠疎密度 50% 以上 高木：樹冠疎密度 20～50%未満	7
	4．高木：樹冠疎密度50%以上	4

表３　傾斜と雪崩発生率の関係

傾斜(°)	秋山郷 斜面1	秋山郷 斜面2	秋山郷 斜面3	秋山郷 斜面4	秋山郷 斜面5	秋山郷 斜面6	土樽 斜面1	土樽 斜面2	土樽 斜面3	評価得点
0～5	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	
5～10	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	
10～15	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	
15～20	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	4点
20～25	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	0.0%	0.4%	2.3%	0.0%	
25～30	0.0%	0.0%	0.6%	0.0%	0.2%	1.9%	0.6%	9.0%	0.0%	
30～35	2.0%	17.6%	19.2%	13.5%	2.6%	5.3%	1.1%	8.4%	5.8%	7点
35～40	21.3%	38.8%	55.3%	46.9%	18.7%	6.7%	7.4%	16.3%	22.6%	
40～45	48.2%	35.7%	18.8%	30.8%	20.1%	8.0%	21.3%	22.2%	35.6%	
45～50	21.3%	6.4%	5.4%	8.3%	17.8%	17.5%	47.3%	22.3%	23.8%	
50～55	3.9%	1.5%	0.7%	0.6%	17.0%	32.2%	20.4%	14.8%	10.2%	
55～60	0.8%	0.0%	0.0%	0.0%	13.3%	17.1%	1.5%	4.1%	1.9%	10点
60～65	0.8%	0.0%	0.0%	0.0%	6.1%	8.4%	0.0%	0.5%	0.0%	
65～70	1.2%	0.0%	0.0%	0.0%	2.7%	2.6%	0.0%	0.0%	0.0%	
70～75	0.5%	0.0%	0.0%	0.0%	1.3%	0.3%	0.0%	0.0%	0.0%	
75～80	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.3%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	
評価得点	10点	7点	7点	7点	10点	10点	10点	10点	10点	

4.2 植生と雪崩発生の関係

各斜面における樹高と樹林密度の全グリッド数に対する雪崩発生区内に位置するグリッド数の割合を雪崩発生率とし表４（秋山郷、土樽ともに２斜面）に示した。

秋山郷①　　表４　植生と雪崩発生率の関係　　秋山郷②

樹高(m)		樹林密度(%)									
		0%～	10%～	20%～	30%～	40%～	50%～	60%～	70%～	80%～	90%～
裸地・灌木	0～2	59.5	8.7	10.4	4.9	4.2	1.3	1.1	0.5	0.1	0.0
低木(2～4m)	2～4	0.5	0.3	0.7	0.7	0.9	0.6	0.4	0.1	0.0	0.0
中木（樹高4～8m）	4～6	0.1	0.0	0.4	0.7	0.8	0.2	0.2	0.1	0.1	0.0
	6～8	0.0	0.1	0.0	0.1	0.4	0.3	0.3	0.1	0.0	0.0
高木（樹高8m以上）	8～10	0.0	0.0	0.0	0.1	0.2	0.1	0.3	0.0	0.0	0.0
	10～12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.0	0.1	0.0	0.0
	12～14	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	14～16	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	16～18	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.0	0.0	0.0
	18～20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	20m～	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0

樹高(m)		樹林密度(%)									
		0%～	10%～	20%～	30%～	40%～	50%～	60%～	70%～	80%～	90%～
裸地・灌木	0～2	34.3	7.1	9.2	5.0	6.7	3.4	3.7	2.2	2.1	0.9
低木(2～4m)	2～4	0.1	0.1	0.3	0.7	1.5	1.2	2.0	0.9	1.2	0.6
中木（樹高4～8m）	4～6	0.0	0.0	0.1	0.2	0.6	0.7	1.2	0.7	1.1	0.2
	6～8	0.0	0.0	0.1	0.1	0.4	0.5	0.9	0.7	1.3	0.4
高木（樹高8m以上）	8～10	0.0	0.0	0.1	0.2	0.3	0.3	0.5	0.4	0.7	0.2
	10～12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.3
	12～14	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.4	0.2	0.2	0.2
	14～16	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.3	0.0	0.2	0.0
	16～18	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1
	18～20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	20m～	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

10点　9点　7点　4点

土樽①　　土樽②

樹高(m)		樹林密度(%)									
		0%～	10%～	20%～	30%～	40%～	50%～	60%～	70%～	80%～	90%～
裸地・灌木	0～2	52.5	8.1	7.3	3.5	4.0	2.4	3.3	1.9	1.5	0.4
低木(2～4m)	2～4	0.2	0.2	0.2	0.3	0.7	0.5	0.8	0.8	0.7	0.2
中木（樹高4～8m）	4～6	0.0	0.0	0.0	0.2	0.6	0.3	0.7	0.4	0.7	0.1
	6～8	0.0	0.0	0.0	0.1	0.3	0.2	0.6	0.4	0.7	0.1
高木（樹高8m以上）	8～10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.1	0.5	0.5	0.4	0.1
	10～12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.2	0.4	0.2	0.3	0.2
	12～14	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.3	0.2	0.4	0.1
	14～16	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
	16～18	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0
	18～20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	20m～	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

樹高(m)		樹林密度(%)									
		0%～	10%～	20%～	30%～	40%～	50%～	60%～	70%～	80%～	90%～
裸地・灌木	0～2	74.3	7.9	5.7	2.2	1.8	0.8	0.6	0.2	0.2	0.1
低木(2～4m)	2～4	0.6	0.4	0.4	0.2	0.5	0.3	0.2	0.2	0.2	0.0
中木（樹高4～8m）	4～6	0.0	0.1	0.1	0.0	0.2	0.2	0.2	0.1	0.2	0.1
	6～8	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.1	0.1	0.0
高木（樹高8m以上）	8～10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0
	10～12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.1	0.1	0.0
	12～14	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0
	14～16	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	16～18	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	18～20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	20m～	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

樹高が低く、樹林密度が小さい斜面において雪崩発生率が大きい傾向がみられ、裸地・灌木（0～2m）、低木（2～4m）では樹林密度が低くなると雪崩発生率も徐々に大きくなった。評価得点も秋山郷６斜面、土樽３斜面とも雪崩発生危険度の高い 10 点を示し、表２の従来の評価手法に整合していることが伺えた。

５．結論

調査の結果、レーザー計測データを用いた場合も、傾斜が急なところ、植生の乏しい斜面ほど雪崩発生率が高いことが示された。また、傾斜（角度）と雪崩発生率、植生（樹高・樹林密度）と雪崩発生率との関連性も示され、レーザー計測データを用いて傾斜、樹高と樹林密度を算定することで、従来の手法よりもより詳細に危険度を評価できる可能性が示された。

６．謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご意見、ご指導を賜りました雪崩・地すべり研究センターの石井所長、伊藤研究員に厚く御礼申し上げます。

所属　国際航業株式会社

＜参考文献＞

1）岩男他(2002)，航空機搭載型レーザプロファイラを用いた斜面形状と積雪深分布に関する考察，2002 年度日本雪氷学会全国大会公演予稿集

2）(社)日本建設機械化協会,(社)雪センター(2004)：2005 除雪・防雪ハンドブック(防雪編)

3）(社)雪センター(1996)：集落雪崩対策工事技術指針（案）

地震時に滑動した地すべり地の微地形解析に関する研究

チーム名：雪崩・地すべり研究センター
氏名：中村　明

１．まえがき

2004 年の中越地震や 2008 年の岩手・宮城内陸地震では、大規模な地すべり等の土砂災害が頻発し、住民や社会資本に大きな被害を与えている。また、中村 他(2000) [1] 等の研究では歴史的な大地震においても地すべりなどの大規模な土砂移動現象が数多く発生しており、河道閉塞などの災害を引き起こしていたことが明らかになっている。

そこで、本研究では地震により発生する地すべりの危険度判定に用いる項目について検討を行った。

２．研究目的

本研究では、中越地震と岩手・宮城内陸地震により発生した地すべり事例をもとに、地震前の地すべり地形から地震時の地すべり発生箇所と非発生箇所との地形的差異を抽出し、地震による地すべりの危険度判定に用いる要因を求めることを目的とする。

３．研究方法

３．１　経緯

H19 年度から中越地震発生域において地震により地すべり地形内で発生した地すべりの地形的特長による発生要因の抽出を行ってきた。[2]

H20 年度では、明瞭な地すべり地形を呈している箇所においては、地すべり外周の侵食度合いが地震時の地すべり発生・非発生の大きな判別要因であることが分かった [3] 。

H21 年度は、中越地震発生域の不明瞭な地すべり地形を呈している部分も含めて地すべり外周の侵食率が地震時の地すべり発生・非発生の大きな判別要因となり得るか否かを検討した。また、他の地形要因についても地震時の地すべり発生・非発生との関係の検討を行うとともに、岩手・宮城内陸地震についても検討をした。

３．２　研究の方法

研究方法を以下に示す。

- 検討事象は、中越地震、岩手・宮城内陸地震とした。
- 中越地震では､H19 年度に地震前の空中写真を用いて地形判読を実施しており [2] 、その結果を使用した。また、岩手・宮城内陸地震では、国土地理院（2009）[4] の地震前の判読結果を用いた。（表１）
- それぞれの地震前地すべり地形判読結果を基に、地すべり縁辺の侵食谷地形を呈している部分を地形図にて判読し、地すべりの外周長と侵食谷の長さを計測した。侵食谷の長さは、１次谷の判定に用いられる谷の間口より奥行きが長くなる部分の長さとした。

表１　地すべり地形箇所数

	地すべり地形	地すべり発生	地すべり非発生	発生率
中越地震	1050 箇所	68 箇所	982 箇所	6.5%
岩手・宮城内陸地震	973 箇所	25 箇所	948 箇所	2.5%

・　地すべりの外周長と地すべりの外周の谷地形を呈している部分の長さの比（縁辺侵食率）や下端の勾配、縦断的凸度と地震時の地すべり発生との関係を検討した。

３．３　縁辺侵食率の定義

一般に、地すべり発生直後の地すべり土塊縁辺部は、不動地と密着し侵食を受けていない（図１）。その後、地すべり末端部及び地すべり両側部周辺は、河川の側方浸食や侵食谷の発達により侵食されて行く（図２）。

地すべり縁辺部の侵食率（縁辺侵食率とする）は、地すべり縁辺の谷地形を呈している部分の延長と地すべり外縁の延長の比と定義し、式（１）で算出される値とした。

縁辺侵食率　$\ell / L \times 100$（%）・・・（1）

ここで

ℓ :地すべり縁辺の侵食谷の延長（m）

L : 地すべり土塊縁辺部の総延長（m）

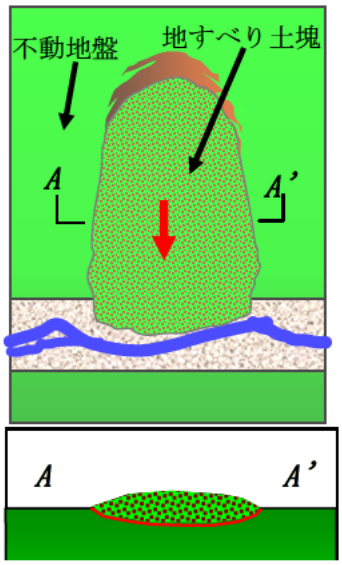


図１
地すべり発生直後の地すべりの平面横断模式図

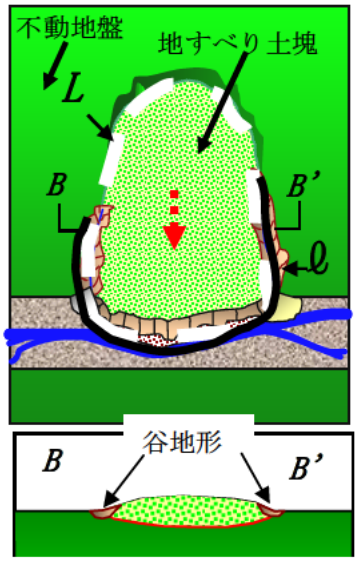


図２
縁辺部が侵食された地すべりの平面横断模式図

H20 年度は、新潟県中越地震を対象に地震前の地すべり縁辺部の侵食状態と地震時の地すべり発生との関連性について検討した。[3)]

このときの検討結果では、地震前に明瞭な地すべり地形を呈している（空中写真上で地すべりの範囲や滑落崖が明瞭なもの）箇所については、地すべり縁辺部の侵食率が地震時の地すべり発生に関連していることが示されている。

４．研究結果

４．１　地震時の地すべり発生と縁辺侵食率との関係

図３、４は、中越地震と岩手・宮城内陸地震における地震前の縁辺侵食率と地震時の地すべり発生有無別箇所数、10%毎の区間内地すべり発生率との関係を示したものである。

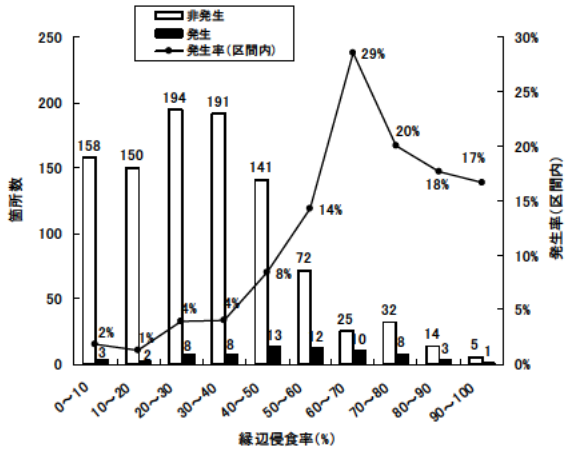


図３　中越地震の
縁辺侵食率と地すべり発生率の関係

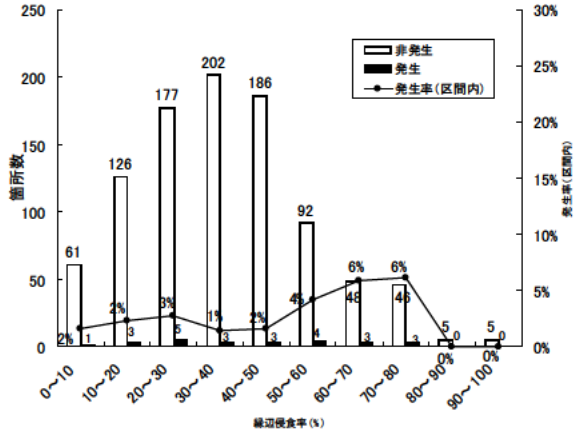


図４　岩手・宮城内陸地震の
縁辺侵食率と地すべり発生率の関係

中越地震における地震時の地すべり発生率は、縁辺侵食率が高くなるほど地すべり発生率も高くなる傾向が見られる。研究対象範囲全体の地震時の地すべり発生率約 6%と比較すると、縁辺侵食率 40%以上の地すべり発生率は、8～29%と比較的高くなる。岩手・宮城内陸地震での地震時の地すべり発生率は、2～6%（縁辺侵食率 80～100%は発生率 0%）であるが、縁辺侵食率が高くなると地すべり発生率も高くなる傾向が不明瞭ながら認められる。研究対象範囲全体の地震時の地すべり発生率約 2.5%と比較すると、縁辺侵食率 50～80%の地すべり発生率は、4～6%と比較的高くなる。

以上の結果より、中越地震、岩手･宮城内陸地震共に地震前の地すべり外縁の侵食度合い（縁辺侵食率）が、地震時に地すべりが発生する 1 つの地形要因となっていると思われる。

4．2　地震時の地すべり発生とその他の地形要因との関係

ハスバートル他（2009）[2] は、中越地震前に地すべり地形を呈している箇所で地震後に発生した地すべりについて縦断的凸度、下端勾配、侵食最大深、流れ盤・受け盤、砂岩・泥岩が関係していることを示した。

一方で、本研究の対象地区には、火山性の地質が広く分布する岩手･宮城内陸地震を含めていることから、流れ盤・受け盤、砂岩・泥岩の条件は適用不可能であること、最大侵食深と下端勾配の間には比例関係があることから、本研究ではハスバートル他（2009）[2] の検討結果のうち、縦断的凸度、下端勾配のみを用いることとした。

図５、６に縦断的凸度と下端勾配の概念図を示し、図７～10 に中越地震と岩手・宮城内陸地震における地震前の地すべりの下端の勾配、縦断的凸度と地震時の地すべり発生有無別箇所数、地すべり発生率との関係を示す。

概ね縦断的凸度や下端勾配が大きくなると地すべり

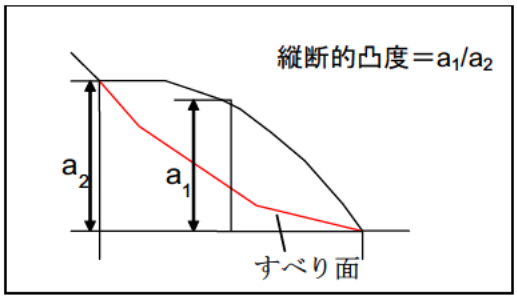


図５　縦断的凸度の概念図

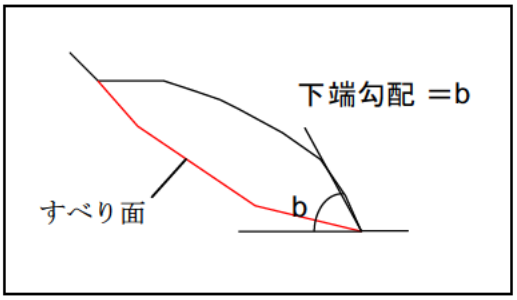


図６　下端勾配の概念図

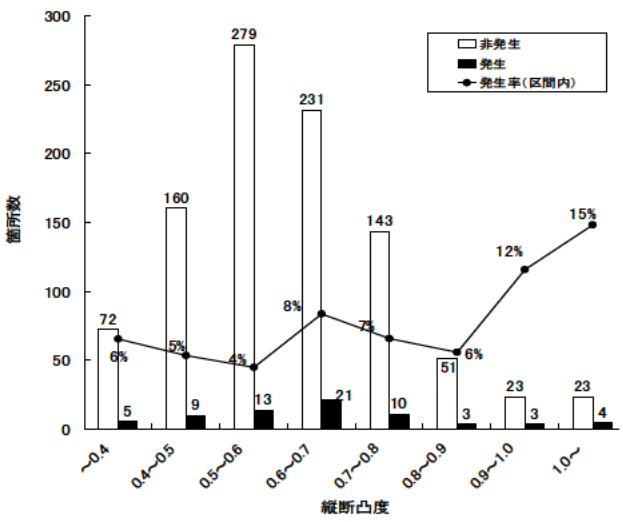


図７　中越地震の
縦断的凸度と地すべり発生率の関係

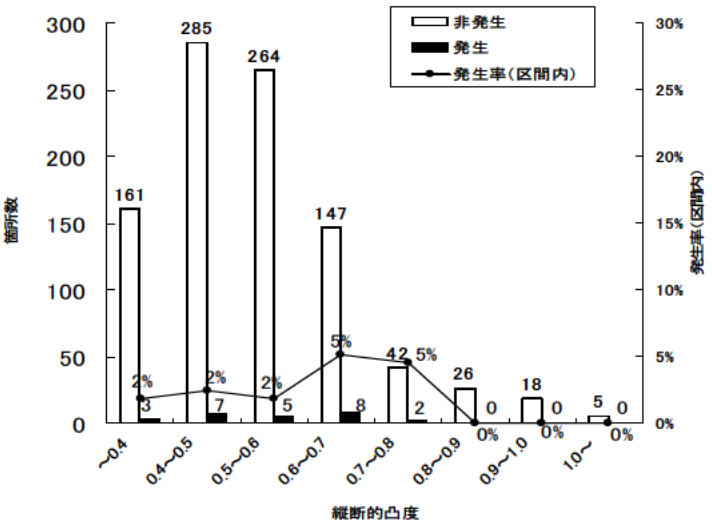


図８　岩手・宮城内陸地震の
縦断的凸度と地すべり発生率の関係

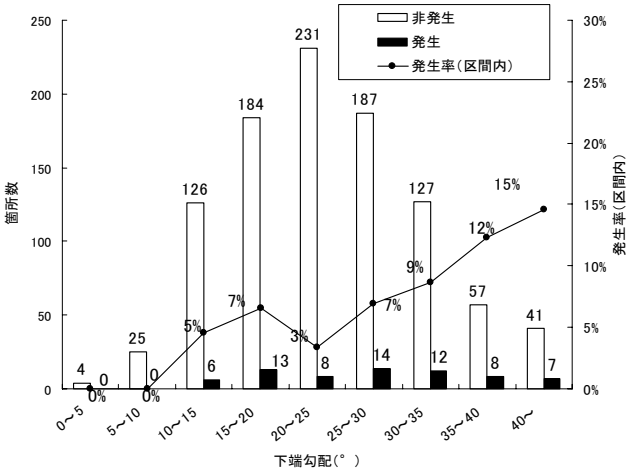


図９　中越地震の
下端勾配と地すべり発生率の関係

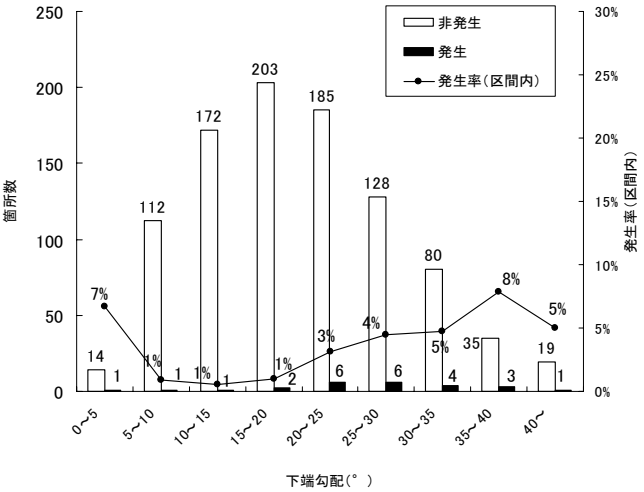


図 10　岩手・宮城内陸地震の
下端勾配と地すべり発生率の関係

の発生率が高くなる傾向がある。なお、岩手・宮城内陸地震の縦断的凸度と地すべり発生率との関係では、地震前の縦断的凸度が 0.8 より大きい地震前の地すべりが非常に少ないため地震により活動した地すべりが無かったと思われる。

以上の結果より、中越地震、岩手･宮城内陸地震共に地震前の地すべり下端の勾配・縦断的凸度が、地震時の地すべり発生に影響を与える地形要因となっていると思われる。

５．結論

本研究により、地震前の地すべり地における下端勾配、縦断的凸度、縁辺侵食率が中越地震と岩手・宮城内陸地震の双方の地震において地震地すべりの発生地形要因となっていることが分かった。今後、この３つの地形要因を用いて地震による地すべりの危険度判定手法を検討し、地震地すべり危険度評価マニュアルを作成する予定である。さらに、モデル地区において危険度評価の試行を行い、適用性や汎用性の検討を行う予定である。

６．謝辞

本研究では、雪崩･地すべり研究センター石井靖雄前所長（現筑波大学大学院）、野呂智之所長、丸山清輝総括主任研究員、ハスバートル専門研究員にご指導頂いた。ここに記して感謝いたします。

所属　(株)エル・コーエイ

＜参考文献＞

1)　中村 他(2000)：地震砂防　（社）砂防学会地震砂防研究会
中村浩之、土屋智、井上公夫、石川芳治編　古今書院

2)　ハスバートル 他（2009）：新潟県中越地震による地すべりの発生条件の検討
日本地すべり学会誌 Vol. 45（2009)No. 6　p 16-22

3)　鈴木 他（2009）：地すべり地縁辺部の地形と中越地震により発生した地すべりとの関連性
第 48 回日本地すべり学会研究発表会　講演集　p 200

4)　国土地理院（2009）：国土地理院技術資料　D・１－No. 541
平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震　1：25,000 詳細活断層図（活断層・地形分類及び地形変状）

舗装構造の理論設計の高度化に関する研究

コンクリート舗装に関する検討

チーム名　　舗装チーム
氏　　名　　清水 泰成

1. まえがき

コンクリート(以下 Co)舗装は実道でのデータ蓄積がアスファルト舗装に比べて不十分であるため，その供用性予測手法の確立や耐久性の検証などが遅れている．

このため，現地調査によって Co 舗装の実際の破損形態や実供用寿命のデータ収集を行い，Co 舗装の供用性能や耐久性を明らかにした上で，現在の理論設計法について検証および見直しを行い，信頼性を考慮した上で現在の状況に見合うように高度化されることが求められている．

2. 研究目的

本研究は，Co 舗装の理論的設計法の高度化を目的とし，温度応力や輪荷重応力が Co 舗装に与える影響およびアスファルト中間層(以下中間層)や鉄網の有効性を把握するため，平成 19 年度より継続して実施されている．本報告は，土木研究所構内舗装走行実験場に施工した Co 舗装について，平成 21 年度に Co 版のひずみや温度，亀裂変位等を測定し各舗装構成の比較を実施した結果について取りまとめたものである．

3. 研究方法

3-1 舗装構成と計器の埋設位置

舗装走行実験場に施工された Co 舗装の舗装構成および計器埋設位置を図-1 に示す．

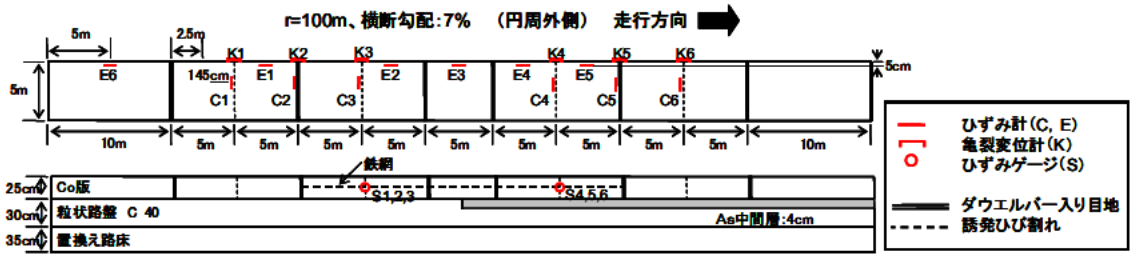


図-1 Co舗装平面図,断面図および計器の埋設位置

3-2 検討内容および測定条件

上記 Co 舗装において，以下のような検討を実施した．

1. 温度変化が Co 版に与える影響，経時変化の確認（ひずみ，亀裂変位および Co 版温度等の連続的測定）
2. 荷重車走行に伴う段差発生等，Co 版変状の有無の確認（誘発ひび割れ部への散水）
3. 荷重車走行前後での舗装体の変化の確認（静的載荷試験，FWD 測定）

これらの検討を基に，Co 版の経時変化および中間層や鉄網の有効性の検討を行った．

4. 研究結果

4-1 温度変化が Co 版に与える影響，経時変化の確認

(1) Co 版温度とひずみ

誘発ひび割れ・目地部で計測された温度とひずみのデータより，1 ヶ月毎に任意の 1 日を選出し，温度とひずみの関係の傾きを求めた．結果を図-2 に示すが，この結果より，中間層を有する方が傾きが小さくなっている．このことから，中間層を有する方が温度変化に対するひずみ変化が鈍いことが分かり，中間層を有することによる Co 版と下層との縁切り効果が確認された．

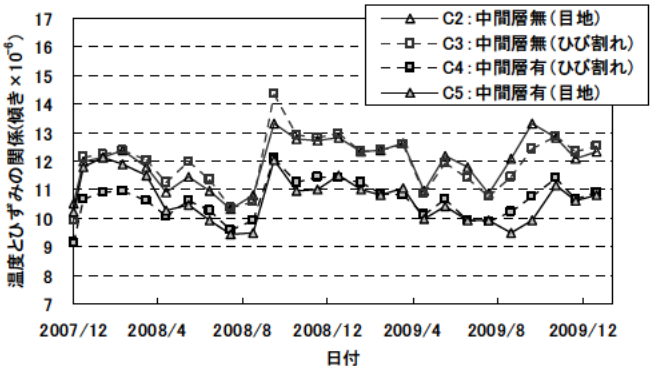


図-2 目地,ひび割れ部の温度とひずみの関係（傾き）

(2) ひずみの経時変化

誘発ひび割れ・目地部および自由縁部について，舗装構成の違いが Co 版に与える影響を検討するため，Co 版内のひずみの経時変化を測定した．現在，荷重車走行が 49kN 換算輪数で 90 万輪まで走行終了しているが，測定の結果，鉄網の有無や中間層の有無，荷重車走行前後比較においてひずみの変化はほとんどなく，明確な差違は見られなかった．この測定については今後更に継続して経時変化を確認していく必要があると思われる．

(3) 亀裂変位の変化

誘発ひび割れ箇所において，鉄網がひび割れ幅を抑制しているかどうかを確認するため，亀裂変位量の経時変化を測定した．結果を図-3 に示す．

図-3 において，中間層有工区および中間層無工区についてそれぞれ鉄網の有無を比較してみると，鉄網を有する方が亀裂変位量が小さくなる結果が得られている（K1>K3，K6>K4）．

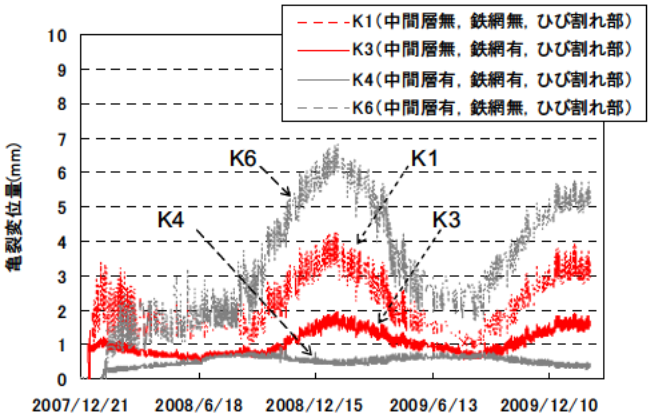


図-3 亀裂変位量の経時変化

以上の結果より，誘発ひび割れ箇所において，鉄網を有することでひび割れ幅が抑制されており，鉄網のひび割れ幅抑制効果に対する有効性が確認された．

4-2 荷重車走行に伴う Co 版変状の有無の確認

(1) 荷重車走行時の散水試験

Co 舗装においてひび割れが発生した場合，降雨時にひび割れ部に水が浸透し，車両の通過に伴い Co 版下層の路盤が洗掘され空洞化を起こし，Co 版に段差が発生する[1)]．本 Co 舗装において，この段差の発生を促進させるため，Co 版の誘発ひび割れ部（2 箇所：①中間層無工区，②中間層有工区）に荷重車走行時に降雨を模擬した散水試験を実施した．降雨を模擬した散水を実施するため，図-4 のように誘発ひび割れに沿って横断

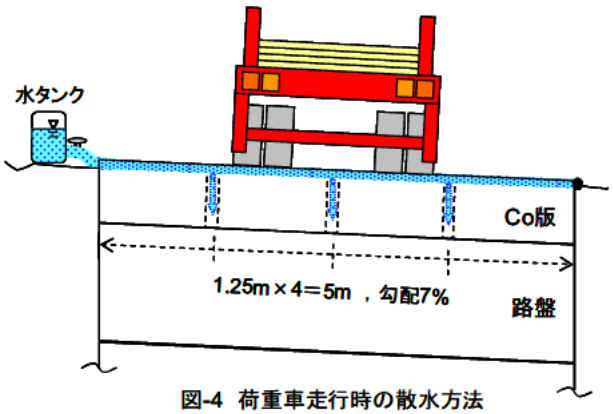


図-4 荷重車走行時の散水方法

方向に 3 箇所穴を空け，Co 版以下の路盤に水を浸透させた．散水量については，荷重車 10 万輪（49kN 換算輪数）走行期間中に年間降雨量 1,500㎜ 相当量の散水を実施した．

(2) ひび割れ部の段差測定結果

荷重車走行時に散水を行った 2 箇所について，荷重車の通過輪数 10 万輪ごとに段差量の測定を行った．結果を表-1 に示すが，①中間層無工区のひび割れ部について，わずかではあるが②中間層有工区と比較して段差量の進行が測定された．この結果より，ひび割れ部において中間層を有することで段差量の進行を抑制できることが確認された．

表-1 段差量測定結果

	段差量(mm)				段差増加量(mm)
通過輪数(49kN換算)	0	20万輪	30万輪	40万輪	
測定日	'09/7/14	'09/10/22	'09/12/24	'10/2/25	
①ひび割れ部（中間層無，鉄網無）	0.2	0.9	1.3	1.3	1.1
②ひび割れ部（中間層有，鉄網無）	0.1	0.1	0.2	0.4	0.3

4-3 荷重車走行前後の舗装体の変化の確認

(1) 静的載荷試験

荷重車走行に伴う舗装体の変化を確認するため，荷重車 10 万輪走行毎に静的載荷試験として，荷重 10t を載荷した時の Co 版底面ひずみを測定した．図-5 に誘発ひび割れ・目地部の底面ひずみ測定結果を，図-6 に自由縁部の底面ひずみ測定結果を示す．

季節的な版の移動に伴う亀裂変位量（版の噛み合わせ）が影響しているため，試験時期によりひずみの値が上下しているが，荷重車走行時に散水を行った中間層無の箇所（C1）において，60 万輪通過以降，ひずみに増加傾向がある．この結果より，路盤の洗掘（路盤の支持力低下）により Co 版のたわみ量が増加している可能性が考えられる．他の測定位置については通過輪数の増加に伴う明確なひずみの増減は測定されておらず，今後も継続して試験を実施する必要があると考えられる．

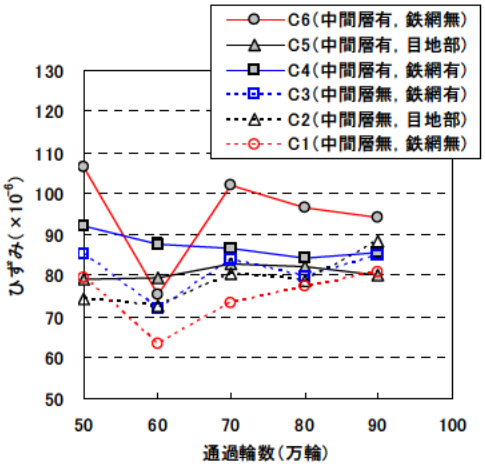


図-5 静的載荷試験結果(ひび割れ,目地部)

(2) FWD 測定

静的載荷試験と同様に，荷重車 10 万輪走行毎に FWD 測定を実施した．FWD により測定された誘発ひび割れ部のたわみ量（D_0）を図-7 に，荷重伝達率を図-8 に示す．

図-7 のたわみ量について中間層の有無を比較すると，中間層を有することでひび割れ部の Co 版のたわみ量を低減できている結果が得られており，中間層が路盤の支持力に影響を与えていることが確認できた．また，図-8 の荷重伝達率については，鉄網の有無にかかわらず 30%以下と低くなっており，鉄網については，ひび割れ後は荷重伝達の効果を期待できないことが確認できた．

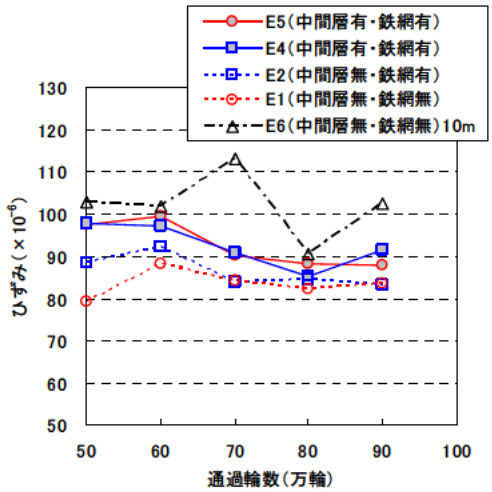


図-6 静的載荷試験結果(自由縁部)

たわみ量および荷重伝達率について，荷重車通過輪数の増加に伴う明確な変化が測定されておらず，今後も継続してFWD測定を実施する必要があると考えられる．

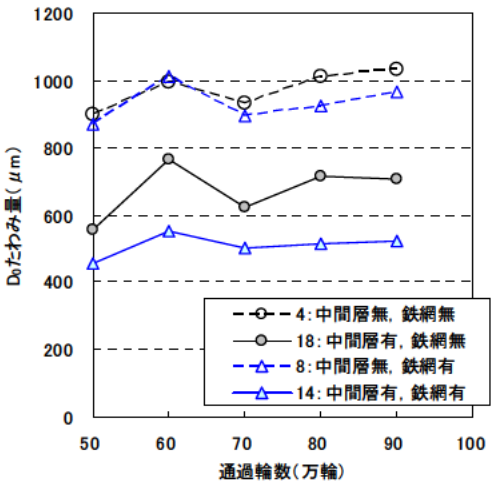


図-7 FWD測定結果(ひび割れ部:D_0たわみ量)

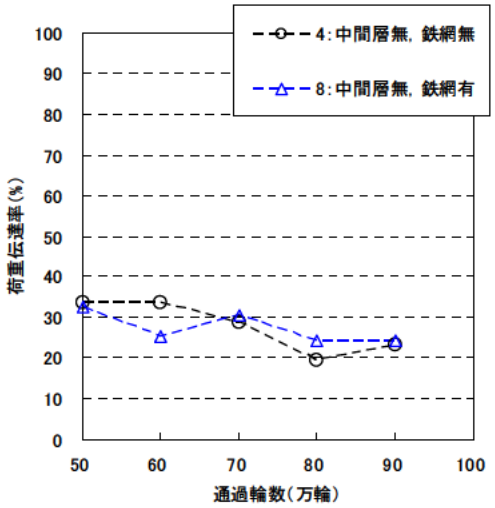


図-8 FWD測定結果(ひび割れ部:荷重伝達率)

5. まとめ

本検討結果をまとめると以下の通りである．

(1) 中間層の有効性について

- 目地，誘発ひび割れ部における温度とひずみの関係より，中間層を有することによるCo版と下層との縁切り効果が確認された．このことより，中間層を有することで，Co版内に発生する温度応力が低減される可能性が考えられる．
- 荷重車走行時に降雨を模擬した散水を実施し，段差量の進行を測定した結果，中間層有工区と比較して中間層無工区のひび割れ部において段差の進行が測定された．このことより，ひび割れが発生した場合でも中間層を有することで段差の進行を抑制できる可能性があると考えられる．
- FWD測定結果より，誘発ひび割れ部については中間層を有することでCo版のたわみ量が抑制されており，Co版下層の支持力が向上していることが確認された．

(2) 鉄網の有効性について

- 亀裂変位量の経時変化測定結果より，ひび割れ部において，鉄網を有することでひび割れ幅が抑制されており，鉄網を有することによるひび割れ幅抑制効果が確認された．
- FWDによる荷重伝達率測定結果より，ひび割れ箇所においては，鉄網の荷重伝達効果は期待できないことが確認された．

6. 謝辞

本研究を行うにあたり多大な御指導，御協力を頂きました舗装チーム久保上席研究員，寺田主任研究員ならびに舗装チームの皆様に対し深謝の意を表します．

所属　前田道路(株)技術研究所

〈参考文献〉

1)(社)日本道路協会，「コンクリート舗装に関する技術資料」，53頁，平成21年8月

既設トンネルの変状の発生状況に関する一考察

道路技術研究グループ　トンネルチーム
松岡　誠二

1. まえがき

これまでの道路トンネルの維持管理では，道路トンネル維持管理便覧[1)]や道路トンネル定期点検要領(案)[2)]に基づいて点検・調査等が実施され，その結果等を参考に補修や補強が行われてきている。しかし今後，公共投資財源が制約される中で，道路トンネルに対する効率的な維持管理手法の確立が求められている。

2. 研究目的

本研究では，平成 14 年度以降に実施されたトンネル定期点検結果を収集し，変状の発生状況やその経時変化などに関する分析を行い，今後の合理的な維持管理手法の確立に向けた考察を行った。

3. 研究結果

3.1 トンネル概要

(1) 分析したトンネルの概要

分析の対象は，東日本の 148 トンネルと西日本の 149 トンネルの合計 297 トンネルとした。分析したトンネルの施工年代別トンネル数を図-1 に示す。平成 21 年度末の時点で，施工後 50 年以上経過しているトンネルは，全体の 6%を占める。今後は，高度経済成長期に建設された多くのトンネルが施工後 50 年以上を経過し，その割合は 10 年後には約 40%，20 年後には約 60%を占めることになる。調査したトンネルの延長別トンネル数を図-2 に示す。延長 250m以下のトンネルが最も多く，延長 1000m以下のトンネルで全体の約 9 割を占める。

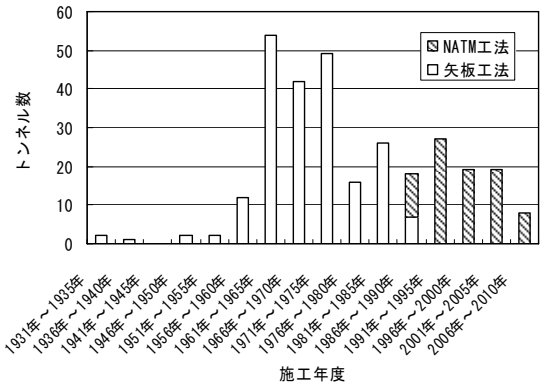


図-1 施工年代別トンネル数

(2) 点検の実施状況

分析したデータは，平成 14 年度から平成 20 年度までの 7 年間のものであり，図-3 はその間に行われたトンネル毎の点検回数を示している。点検を 2 回行っているトンネルが最も多く，全体の半分を占める。ただし，施工後数年しか経過していないトンネルも含まれるため，分析した 7 年間を点検回数で割ったものが点検間隔を表していることではない。また，平成 14 年度から平成 20 年度の間に行われた定期点検の主な内容を図-4 に示す。近接目視点検が全

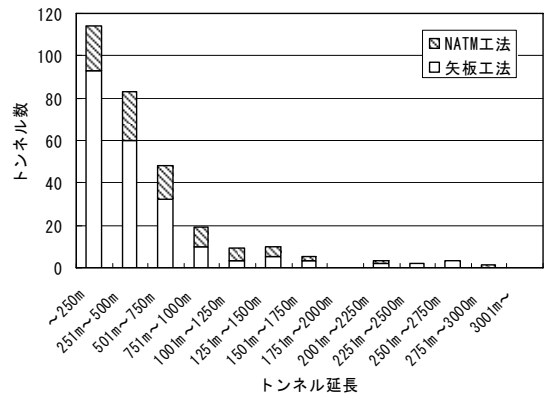


図-2 延長別トンネル数

体の 95%を占め，遠望目視点検が 5%を占める。2 回目以降の定期点検においても，打音検査＋近接目視点検を行う場合が多くなっている。

(3) 判定区分

本研究で分析したトンネルの判定区分は，道路トンネル定期点検要領(案)によるものであり，その内容は表-1 に示すA，B，Sの 3 区分となっている。なお，以降の分析において，判定区分のランクアップとは，点検時に過去の判定より変状等が進行したと判定された場合であり，対して判定区分のランクダウンとは，点検時に過去の判定より健全であると判定された場合である。

3.2 変状の発生状況

次に点検で把握されたA判定およびB判定の変状に対して，トンネル 1m当たりの変状箇所数を変状発生率と定義し，算定した結果を図-5，6 に示す。分析の対象は，収集したデータの概ね半分に相当する東日本の 148 トンネルとし，変状箇所数は各トンネルの最終点検時のデータを使用した。グラフ中の直線部が変状発生率の最大値と最小値，黒丸は平均値，グレーで着色した長方形部分はデータの±σ（σ：標準偏差）の領域を示す。グラフを見ると，経過年数が多いトンネルは変状発生率も高く，バラツキも大きいことが分かる。この中で施工後 51 年以上を経過しているのは 4 トンネルあり，全て鋼板接着工，エキスパンドメタル等の補修・補強を行っている。これらの 4 トンネルではA判定の変状はカウントされていないが，補修・補強を行ったことによる判定区分のランクダウンの結果であり，現時点で全くの健全なトンネルとは言えない状況であった。

3.3 変状の進行状況

(1) スパン毎の判定の傾向

さらに 3.2 で示した 148 トンネルのうち，3 回の点検を行った 5 トンネルの全 362 スパンに着目し，初めにスパン判定の判断基準を分析した。

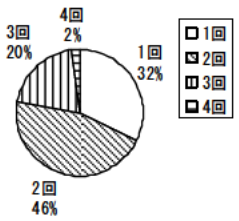


図-3 点検回数

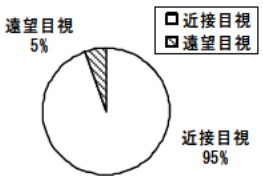
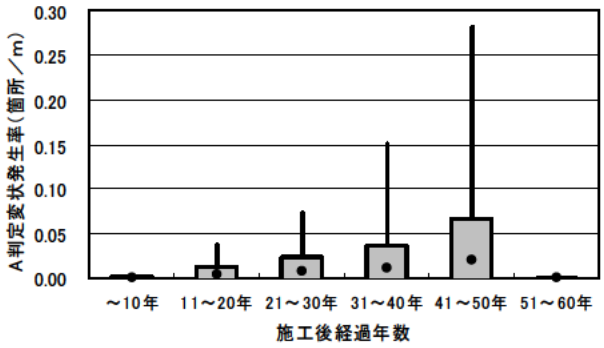


図-4 点検内容

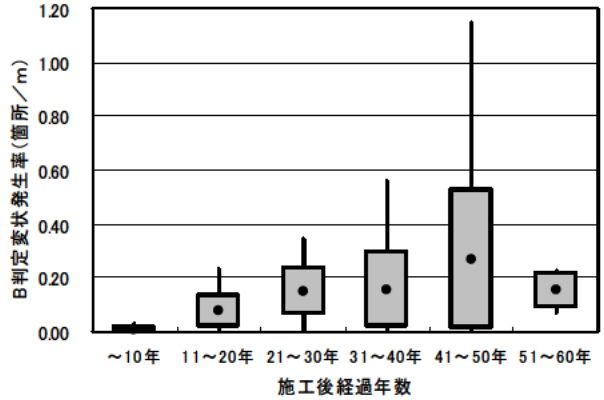
表-1 判定区分

判定区分	判定の内容
A	変状が著しく通行車輌の安全を確保できないと判断され，応急対策を実施した上で補修・補強対策の要否を検討する標準調査が必要な場合。
B	変状があり，応急対策は必要としないが補修・補強対策の要否を検討する標準調査が必要な場合。
S	変状はないか，あっても軽微で応急対策や標準調査の必要ない場合。



経過年数	～10年	11～20年	21～30年	31～40年	41～50年	51～60年
トンネル数	5	22	29	49	39	4
割合(%)	3.4	14.9	19.6	33.1	26.4	2.7
最大値	0.002	0.037	0.073	0.151	0.282	0.000
平均値＋偏差	0.002	0.013	0.023	0.037	0.066	0.000
平均値	0.001	0.004	0.007	0.011	0.019	0.000
平均値－偏差	0.000	-0.005	-0.008	-0.014	-0.029	0.000
最小値	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
標準偏差	0.001	0.009	0.015	0.025	0.047	0.000

図-5 A判定変状発生率



経過年数	～10年	11～20年	21～30年	31～40年	41～50年	51～60年
トンネル数	5	22	29	49	39	4
割合(%)	3.4	14.9	19.6	33.1	26.4	2.7
最大値	0.031	0.230	0.347	0.558	1.144	0.226
平均値＋偏差	0.020	0.139	0.238	0.296	0.529	0.222
平均値	0.009	0.078	0.150	0.155	0.269	0.157
平均値－偏差	-0.003	0.016	0.063	0.015	0.009	0.092
最小値	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.071
標準偏差	0.011	0.061	0.088	0.140	0.260	0.065

図-6 B判定変状発生率

表-2 に 5 トンネルの諸元を示す。また，表-3 に 5 トンネルの最終点検時のデータを基にした全 362 スパンの変状箇所数とスパン判定の関係を示す。スパン判定は，各スパンに発生したひび割れ，うき，はく落などの変状を集計し，最もランクの高い変状を持って該当するスパンを判定している。つまり，判定するスパン内にA判定およびB判定の変状が 0 個の場合はスパン判定はSとなり，A判定の変状が 1 個でもあれば，そのスパン判定はAとしている。またスパン判定Bを見ると，変状個数にバラツキがあるが，A判定の変状が無い場合にはB判定変状がいくつあっても，スパン判定はBとなっている。

表-2 トンネル諸元

ﾄﾝﾈﾙ名	延長	工法区分	施工年度	ｽﾊﾟﾝ数	点検年度
Aﾄﾝﾈﾙ	360m	矢板工法	S48(37年)	41	H15, H18, H20
Bﾄﾝﾈﾙ	194m	矢板工法	S47(38年)	21	H15, H18, H20
Cﾄﾝﾈﾙ	700m	矢板工法	S50(35年)	100	H14, H18, H20
Dﾄﾝﾈﾙ	700m	矢板工法	S45(40年)	100	H14, H18, H20
Eﾄﾝﾈﾙ	790m	矢板工法	S38(47年)	100	H14, H18, H20

() 内は，2010年時点の施工後経過年数を示す

表-3 変状箇所数とスパン判定

B判定箇所数	A判定箇所数 0個	1個	2個	3個	4個	5個以上
0個	30	4	2			
1個	97	8				
2個	82	11				
3個	70	6	1			
4個	18	5				
5個	15	3				
6個以上	9				1	

：A判定スパン範囲
：B判定スパン範囲
：S判定スパン範囲

(2) 点検毎のスパン判定区分の変化

次にこれら 5 トンネルの全 362 スパンについて，スパン毎の判定の変化状況を分析した。図-7 に初回から 3 回目の点検におけるスパン判定区分の割合を示す。トンネル全体に対してA判定の割合は，点検毎に判定区分の増減が見られており，その理由として変状の進行や点検時の応急措置の実施などによって変化しているものと考えられる。図-8 は各点検時のスパン判定区分の推移を示す。判定区分がランクアップしたのは，2 回の判定変更で合計 70 スパンであった。対して判定区分がランクダウンしたのは，2 回の判定変更で合計 98 スパンであった。

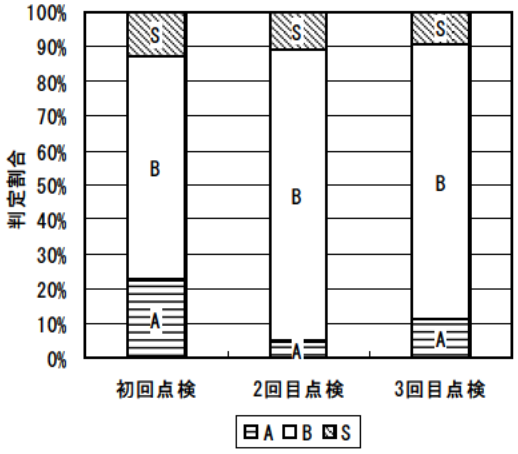


図-7 スパン判定区分割合

次に判定区分が変わった総計 168 スパンについて，変更理由，判定区分の変化およびスパン数を分析した。

スパン判定区分がランクアップした内容とスパン数を図-9 に示す。ランクアップの理由は①判定見直し，②変状発生，③打音異常，④補修材劣化の 4 つに分類し，判定区分の変化はS→A，S→B，B→Aの 3 つに分類した。図-9 よりランクアップの理由は変状発生が最も多いことが分かる。2 ランクアップは全部で 4 スパンあり，目地部のうき・はく離によるものが 1 スパン，漏水による路面凍結が 1 スパン，補修材劣化によるものが 2 スパンであった。なお，変状発生の内容は，漏水によるものが最も多く約 4 割を占め，次いでひび割れによるものとうき・はく離によるものが，ともに約 3 割ずつを占めた。

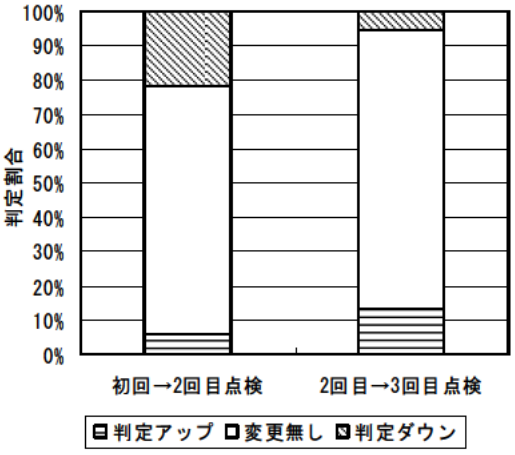


図-8 スパン判定区分の推移

スパン判定がランクダウンした内容とスパン数を図-10 に示す。ランクダウンの理由は①判定見直し，②応急措置実施，③対策工実施の３つに分類し，判定区分の変化はＡ→Ｓ，Ａ→Ｂ，Ｂ→Ｓの３つに分類した。なお，今回の分析では，点検時に行われたうき・はく離などの叩き落としは，応急措置実施としてカウントし，点検後に行われた導水工の設置は，対策工実施としてカウントした。図-10 よりランクダウンの理由は応急措置実施が最も多いことが分かる。2 ランクダウンは 1 スパンのみであり，Ａ判定の変状に対して点検時に叩き落としを行い，Ｓ判定としている。その他のＡ判定の変状に対する点検時の叩き落としを行った変状は，Ｂ判定としている。

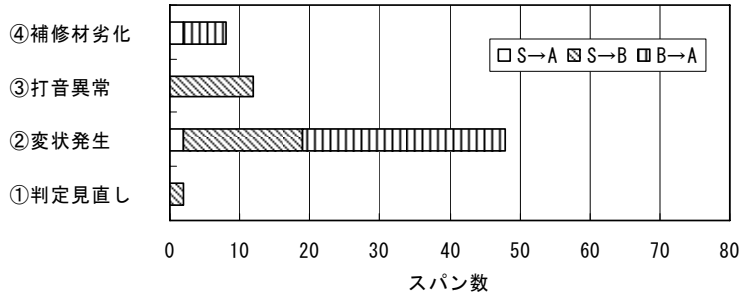


図-9 スパン判定区分のランクアップ

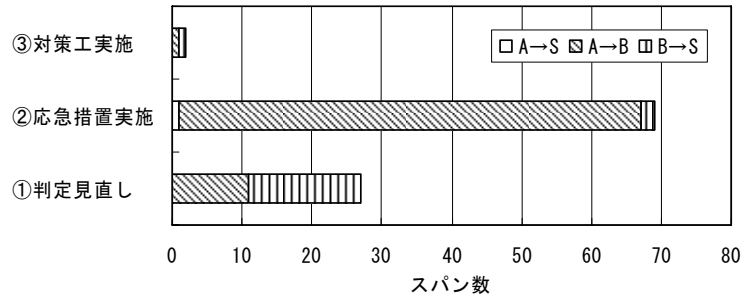


図-10 スパン判定区分のランクダウン

4. 結論

本研究によって得られた結果を以下にまとめる。

1）経過年数が多いトンネルは変状発生率も高く，バラツキも大きいことが分かる。

2）スパン毎に見た場合，判定区分のランクアップは，漏水やうき，はく離，ひび割れ等の変状発生によるものが最も多く，2 ランクアップは一部であった。判定区分のランクダウンは，応急措置の実施によるものが最も多かった。これは点検時の状況によっては叩き落としきれないことや，変状の進行などの可能性が考えられるため，実際の状況がどうだったのかについても，5 トンネルに限らずデータを拡充して，さらなる検討を行う必要がある。

今後は，時間の経過とともに変状の進行や補修材の劣化などが生じる場合も考えられるため，スパン毎だけでなく個々の変状についても経時変化の分析を行う必要がある。また，それらと変状発生率の変化との関連性について分析を行う必要があり，2 回目以降の定期点検においても，多くのトンネルで打音検査＋近接目視点検を行っている実情を踏まえて，判定結果に応じた最適な点検手法および点検頻度，監視方法など効率的な維持管理手法の確立が求められる。

5. 謝辞

本研究を行うにあたり，多大なるご指導とご協力を頂いたトンネルチームの角湯上席研究員，砂金主任研究員ならびにトンネルチームの皆様に深く感謝いたします。

所属　株式会社　荒谷建設コンサルタント

＜参考文献＞

1）（社)日本道路協会　道路トンネル維持管理便覧　1993.11

2）国土交通省道路局国道課　道路トンネル定期点検要領(案)　2002.4

水文情報の乏しい地域における総合洪水解析システム（IFAS）の現地利活用に関する取り組み

水文チーム
川上　貴宏

1　まえがき

平成 20 年度までに、水文チームでは雨量や流量などの水文情報が乏しい地域での洪水予警報システムの整備に向け、人工衛星観測雨量を洪水予測に用いるための補正手法 [1]や、それを実装し人工衛星観測雨量を用いた洪水予測システム構築の基盤ツールとなる総合洪水解析システム(Integrated Flood Analysis System、IFAS)を開発してきた [2)3)]。本年度は、システムをさらに使いやすいものにするため、新たな機能追加やインターフェースの改良を行った。IFAS の普及活動も積極的に行い、開発途上国の洪水予警報担当者を対象としたトレーニングワークショップを複数回開催した。また、IFAS 導入のモデル流域を選定し、現地調査を行うとともに、現地事務所へ導入する際の改良点の抽出や現地職員の技術力向上を図るためのワークショップ等を開催した。

2　総合洪水解析システム(IFAS)の改良

これまで開発を行った総合洪水解析システムについて、読み込みを行う数値標高データの追加など機能改良および機能追加を行った。大きな改良を以下に示す。

(1) 取り込み可能な衛星観測雨量プロダクトの追加

入力用の雨量データとして、GSMaP NRT および 3B42RT(V6)を追加した。また、気象庁全球数値予報 GPV データから、降雨予測データを読み込む機能を追加するとともに、実績衛星雨量とのデータ結合を行い流出計算に用いる一連の衛星雨量データを作成する機能を追加した。

(2) 外部データの読み込み機能の追加

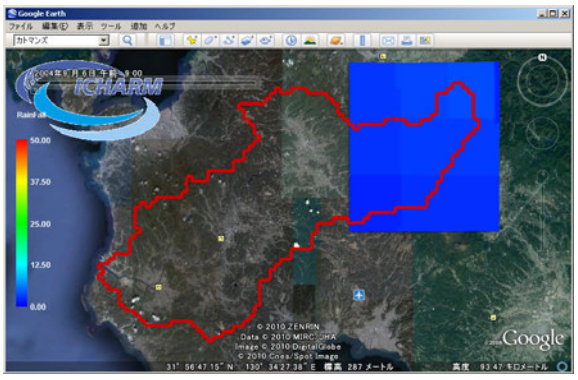
地球地図国際運営委員会(ISCGM)が提供している地球地図の読み込み（標高、土地利用、土地被覆データ）に対応した。土地被覆データに関しては、既存の GLCC データと同様、土地被覆の凡例区分に応じて自動的に各メッシュを区分し、流出解析に必要なパラメータの一次推定を行う機能を設定した。

(3) 蒸発散データファイル手動変更機能追加

既存システムは計算ステップごとに月平均蒸発散量として固定値を与えているが、ユーザーが手動で蒸発散量の変更が可能となるように改良を行った。

(4) Google Earth 上への計算結果出力機能の追加

流量や各層タンク水位等の計算結果および対象地域の雨量を KML および KMZ 形式にて出力し、Google Earth 上で結果を時系列で視覚的に見られる機能を追加した（図－1）。



図－1　Google Earth による結果表示例

システム改良に伴い、既存の日本語マニュアルを基に全面的に修正を行い、英語版の作成も行った。特に海外からの研修生が独学で IFAS の操作習得が可能となるよう詳細なユーザーズマニュアル[4]を作成した。

3　総合洪水解析システム（IFAS）の普及に向けた取り組み

前章の改良を行った最新版の洪水解析システムソフトウェア、マニュアルおよびサンプルプロジェクトは、ICHARM のホームページにて公開しており、昨年 1 年間で 299 件ダウンロードされ、使用したユーザーからの質問にも回答している。

海外の技術者を対象とした水災害関連の研修のなかで IFAS の紹介および実演、トレーニングを積極的に行っている。8 月上旬に国際洪水ネットワーク(IFNet)と共同で、開発途上国の洪水予警報担当者を招いてトレーニングワークショップを開催した（①）。また、8 月 26 日、27 日にネパールのカトマンズで、ICHARM とネパール開発研究所（NDRI）の共催でネパール国内の大学職員、研究所職員、河川管理および河川防災担当者（合計 : 8 名）を対象として IFAS のトレーニングワークショップを開催した(写真－1)。このほかにも、JICA 主催の研修も複数回行った。昨年行った主な研修は以下のとおりである。このうち②と⑥は現地での開催である。⑥については後述する。



写真－１　IFAS 研修の様子(ネパール)

① International Workshop on Application and Validation on GFAS (2009/8/3~7)
② Training Workshop on IFAS (Nepal、 2009/8/26~27)
③ Project on capacity development for RBOS in practical water resources management and technology (JICA 主催、 2009/10/15~16)
④ JICA Comprehensive Management of River and Dam 2009 (2009/11/9)
⑤ 洪水解析／コミュニティ防災（バルバドス国カリブ災害管理プロジェクト、 2010/2/25~26）
⑥ 1st training workshop with BBWS Solo (Indonesia、 2010/3/2~4)

トレーニング後の参加者の意見では、地上観測雨量を用いずに衛星観測雨量を補正することで衛星雨量の利用性を高めた点や、流出解析モデル構築作業を大幅に簡便化できる GIS 解析用の内部実装ツールやインターフェース機能などについて高い評価を得たのをはじめ、IFAS への期待、要望など多くの意見が寄せられた。

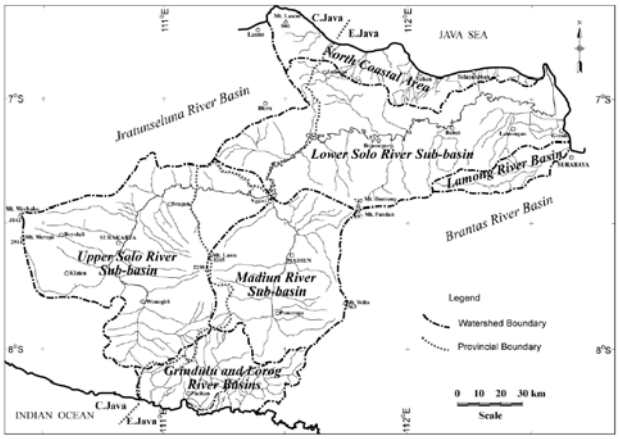
4　総合洪水解析システム（IFAS）の現地導入に向けた取り組み

IFAS をモデル流域に導入しながら改良するための取り組みについて示す。モデル流域としてインドネシア国ソロ川を選定し、本年度は、交流研究員の小澤氏が人工衛星観測雨量補正手法の現地適用に向けた検討を行ったほか、現地調査を行い IFAS の改良点の抽出を行うとともに、IFAS の現地導入のための現地職員の技術力向上に関するワークショップを開催した。なお、現地へのシステム実装・導入については、当該流域での現地調査やワークショ

ップ開催を含めてアジア開発銀行地域協力プログラムの支援の下で実施している。

４．１　モデル流域の概要

ソロ川はインドネシア・ジャワ島中部に位置し、流路長 540km、流域面積 16、100km^2 のジャワ島最大の河川である（図－２）。流域内部及び上流部には活火山が点在しており、流域一帯は浸食した火山堆積物が大量に流下し、厚く覆っている。流域は熱帯モンスーン気候であり、11 月～4 月の雨季と 5 月～10 月の乾季に明瞭に分かれている。雨季には毎年のように洪水が発生し、特に 2007 年 12 月には観測史上最大規模の大雨により流域全体で洪水が発生した。流域内では日雨量の観測がおよそ 100 地点で行われているが、テレメータ電送装置が無く集約されていない。また、流域全体を対象とした洪水予警報システムは設置されていない。



図－２　ソロ川流域

４．２　現地適用に向けたシステムの改良

IFAS をソロ川に現地適用するにあたり、現地調査及び聞き取り調査を行い、以下の通り、実用化システムとして改良すべき点を抽出した。主にリアルタイムデータの取り込み機能や流量計算・出力の自動化が改良の大きなポイントとして挙げられた。

(1)現地のインターネット通信環境にあわせて、一定時間間隔ごとに衛星観測雨量のダウンロードおよび保存が可能となるよう、通信機能の改良を行う。

(2)別途配備されているテレメータシステム等により、地上観測雨量および河川水位・流量のリアルタイムデータが得られる地点について、データの自動取り込みおよび保存を行う。

(3)衛星観測雨量データ(GSMaP NRT・3B42RT)の自動取り込みを行い、取り込まれた地上観測雨量および本業務で改良を行った衛星観測雨量補正手法を用いて衛星観測雨量データ(GSMaP NRT)の補正、保存を行う。

(4)取り込んだ衛星観測雨量(GSMaP NRT・3B42RT)、補正した衛星観測雨量(GSMaP NRT)および地上観測雨量データを用いて、一定時間間隔ごとに、対象とする流域あるいは地点の流出計算・計算結果表示および保存・印刷出力まで自動的に実行する。

(5)河川断面図が得られている地点については、計算結果を河川水位に換算し表示する。

(6)洪水監視を行う地点において流量または河川水位における基準値を設定し、計算結果がその基準を超える場合には画面上でアラートを表示する。

(7)流出計算については、取り込んだ実測流量及びダム実績放流量を反映するとともに、用いた雨量データによる計算結果の違いが比較できるようにする。

(8)IFAS が搭載されているコンピュータの起動にあわせ、自動的に IFAS が起動し、必要なデータのダウンロード、計算実施等を行う。

４．３　現地技術者の能力向上の取り組み

現地技術者の能力向上を図るため、今回は、アジア開発銀行地域協力プログラムの支援を受け、現地にて3月2日から4日にかけて、人工衛星観測雨量の精度と補正手法をテーマとした第1回目のトレーニングワークショップを開催し、若手技術者を中心に約30名が参加した(写真－2)。



写真－２　トレーニングワークショップ参加者

トレーニングでは、参加者が実際にPCを用いて流域平均雨量の求め方や衛星観測雨量の補正率算出などを行い、知識の定着を図った。ワークショップ後の参加者からは、洪水予測を行うための雨量観測の重要性や人工衛星観測雨量の有効性・問題点が理解できたなど、プラスの評価と強い関心が寄せられ、より詳細に時間を割いて説明してほしいという声も多く聞かれた。

５　まとめ

本年度は、IFASの改良による利便性向上および研修を中心とした普及活動をメインに行ってきた。また、水文情報が乏しい地域にIFASを導入するため、IFAS導入河川としてインドネシア国ソロ川を選定し、現地状況に応じたシステム改良と現地実装を行うために、現地実装の部分についてアジア開発銀行地域強力プログラムの支援を得ながら、現地調査及び現地技術者へのワークショップを実施した。開発したIFASシステムについては研修等を随時開催し普及を図っており、研修を受けた現地技術者からも好評を得ている。次年度は、現地状況にあわせたIFASのカスタマイズを行ったうえで現地流域に適用し、現地技術者の能力向上と実運用を図ることを通して、IFASの改良と適用性の検証・汎用性の向上に取り組む予定である。

６　謝辞

本研究を行うにあたり、深見和彦上席研究員、杉浦前主任研究員をはじめとして、ICHARMの方々には多大なるご指導、ご支援をいただきました。厚く御礼申し上げます。

所属　　独立行政法人　水資源機構

＜参考文献＞

1) 白石芳樹、深見和彦、猪股広典「雨域移動情報を活用した衛星雨量データ補正方法の提案　吉野川流域の事例解析　」、水工学論文集、第53巻、pp.385-390、2009.2.

2) 深見和彦、杉浦友宣、馬籠純「発展途上国における洪水災害軽減のための洪水予警報システム基盤ソフトウェア（IFAS）の開発」、河川、2009年1月号、pp.73-79

3) 杉浦友宣、馬籠純、川上貴宏、小澤剛、深見和彦「人工衛星観測雨量を利用した洪水予測システム(IFAS)の開発」、平成21年度国土技術研究会、国土交通省

4) 深見和彦、杉浦友宣、馬籠純、川上貴宏「総合洪水解析システム（IFAS Version1.2）ユーザーズマニュアル」、 土木研究所資料、第4149号、 2009

人工衛星雨量データ補正方法の適用性　－海外河川流域における事例解析－

ICHARM　水災害研究グループ　水文チーム

小澤　剛

1.　まえがき

近年増加傾向にある発展途上国における洪水被害拡大の一因として、雨量観測施設の不足や未整備に伴う降雨量推定の不確実性に起因した洪水予警報体制の不備が挙げられる。このような地域では地上観測網の拡充が望まれているものの、早急に対応するのは容易ではない。一方、近年では様々な地球観測衛星で観測されたデータを基に作成される高分解能の全球降水マップの開発が進んでいる。特に、GSMaP (Global Satellite Mapping of Precipitation)[1]は、日本で開発された衛星降雨プロダクトであり、最新版となる GSMaP MVK+[2](以下, MVK+)はマイクロ波放射計データと赤外雲移動ベクトルを用いた高い時空間分解能（時間 1 時間, 空間 0.1 度）が大きな特長である。しかしながら、MVK+の精度について、瀬戸ら[3] が日本全域での衛星降雨プロダクトとアメダス雨量計との精度検証を実施し、MVK+が過小評価であると示しているなど、実用に向けた精度を得るためには課題が残っている。そこで昨年度、ICHARM 水文チームでは、衛星降雨データの補正手法を開発し[4]、その精度向上効果を日本の河川流域（吉野川）において確認した。しかしながら、MVK+を用いた検証は国内河川流域を対象としており、海外河川流域においてはされていなかった。また、洪水予警報システムの実運用に利用可能な準リアルタイムプロダクト GSMaP NRT（詳細については後述）の検証も今後の課題として挙げられていた。

2.　研究目的

本研究では「衛星観測雨量データを用いた洪水予警報システムの実運用」へ向けた次の段階として、海外の流域を対象とした補正手法の適用性検証を目的とする。また、それから得られた知見を元に、準リアルタイム衛星雨量データを用いた洪水予警報システムの実運用へ向けた補正方法の改良および課題の抽出も併せて本研究の目的とする。

3.　研究内容

3.1　衛星観測雨量補正手法の世界各国での適用性検討

補正手法の概要は、衛星観測雨量を用いて、3 時間累加雨量の各メッシュの雨量分布状況からその雨域移動量を推定し、その移動量に応じて衛星雨量に補正係数を乗じるものである。これは雨域移動量が大きい時に衛星雨量の誤差が大きいという特徴に基づいて開発された補正手法である。補正手法の詳細については参考文献[4] を参照されたい。なお、本研究では衛星観測雨量として GMaP を利用している。GSMaP には複数のプロダクトがあり、中でも準リアルタイム版の GSMaP NRT[5](マイクロ波放射計データと赤外雲移動ベクトルを用いた時間分解能 1 時間, 空間分解能 0.1 度のプロダクト)は、配信時間遅れが 4 時間と他のプロダクトよりも短いことから、雨量観測所が乏しい開発途上国河川流域における洪水予警報への適用が期待されている。

3.2　日本と異なる降雨特性を持つ地域での適用性検討：ネパール

3.2.1 対象流域と検証期間

ここでは、日本のような台風性降雨や前線性降雨とは異なる降雨特性を持つ地域として、ネパールのナラヤ

ニ川流域を選定した。また、本対象流域はリアルタイム雨量データがなく、洪水被害も多発していることから、衛星観測雨量を用いた洪水予測の需要は高い地域といえる。

対象流域は、図 1 に示すとおりネパール中央部に位置しているナラヤニ川流域の支流域の一つで約 2,920km2 の流域面積をもつ。対象とする降雨イベントは、収集した最新の降雨データである 2005 年のデータのうち、上位 16 降雨（最小 31.5、最大 154.7[mm/day]）とした。また地上降雨量データが日雨量データであるため、補補正雨量は、3 時間ごとに補正した値を 24 時間分累加した雨量として地上降雨量データと比較することとした。検証に利用した衛星雨量データは GSMaP の過去アーカイブデータ（時間雨量データ）である GSMaP MVK+とした。

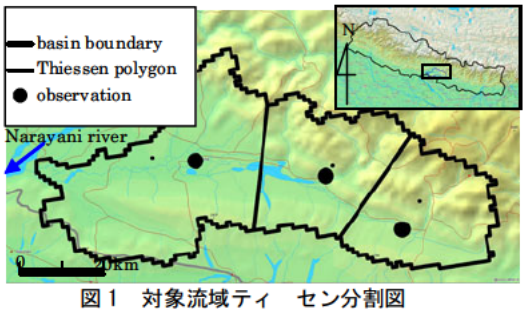


図 1　対象流域ティ　セン分割図

3.2.2 検証結果

地上観測雨量と GSMaP_MVK+および吉野川の降雨イベントを元に作成された補正式を適用し算定された補正後の GSMaP_MVK+の地上観測雨量との相関図を図 2（a）に示す。GSMaP MVK+を補正しない場合に比べ、吉野川流域で作成した補正式を用いると、平均誤差率（$\overline{\varepsilon}$＝(衛星雨量　地上雨量）/地上雨量*100）は 78.0%から 51.7%まで低減できた。しかし、全体的に若干の過大評価となっているため、対象流域の降雨イベントを補正式作成に利用することで補正式の改良を試みることとする。

すなわち、対象流域の降雨イベントのみを用いて求められた補正式により補正された結果を図 2(b) に示す。平均誤差率は 28.1%となり、吉野川の補正式を適用した場合より平均誤差率を低減できた。ネパール流域の現地地上観測雨量データで作成した補正式を適用した場合に精度は大きく向上したことから、補正方法の基本的な概念は海外の河川流域でも適用可能であることがわかった[6]。但し、補正に利用した地上雨量データは日単位であることから、補正式も日単位での衛星雨量の補正を対象としたものとなっている。

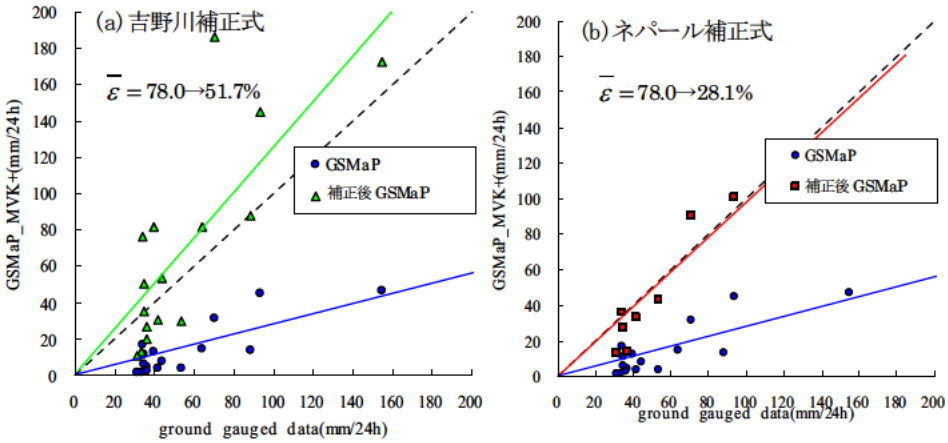


図 2　地上降雨データと補正後の衛星降雨データとの相関図

3.3　時間雨量を対象とした詳細な適用性検討：台湾

3.3.1 対象流域と検証期間

前述したネパール国における検証では、日雨量データを利用した補正手法の検証を実施した。しかし、日雨量データを用いる場合、本補正手法の時間単位スケールでの時系列的な適用性はわからない。特に、補正式は 3 時間ごとに雨域移動量を推定するため、日雨量データを用いた場合、3 時間の雨域移動量を推定できずに 24 時間平均の雨域移動量を推定することになる。その結果、雨域移動量を時々刻々適切に推定すること

は困難になり、ネパールのように補正雨量が過大評価になってしまう場合がある。

そこでここでは、日本と同様に時間雨量データが入手可能な台湾を対象として、本補正手法の時系列的な適用性の検討を行なう。検証に用いた降雨データは 2009 年 8 月に甚大な災害がもたらした台風 Morakot の上陸から通過するまでの 88 時間分の時間雨量データとし、対象域は，台湾全土の約 36,300km² とする。なお、検証に利用した衛星雨量データは JAXA が配信している準リアルタイム時間雨量データ：GSMaP NRT とした。

3.3.2 検証結果

図 3 に地上観測雨量、GSMaP NRT、日本河川流域において作成した補正式による補正雨量（以下、日本式補正雨量）および台湾において作成した補正式による補正雨量（以下、台湾式補正雨量）のハイエトグラフを示す。雨量値はすべて台湾全土において空間平均した値として示している。また図中には、マイクロ波放射計による観測がされた時刻（図中□印）およびマイクロ波放射計による観測からの経過時間（図中▲印、印が長く連なればその時間数分マイクロ波放射計による観測が行なわれていないことを示す。）を併記している。図中より、地上雨量に対して GSMaP NRT は基本的に過小評価傾向にあることがわかる。また、日本式および台湾式の補正雨量は、マイクロ波放射計による観測がある程度の頻度で行なわれている期間については良好に補正されている。しかし、8 月 8 日 10 時～17 時頃のように、マイクロ波放射計による観測が長期間されていない時間帯では、補正雨量値も過大に補正されているのがわかる。ここで、GSMaP NRT は、マイクロ波放射計による観測が行なわれない期間において、赤外放射計の観測により得られる雲移動ベクトルを用いて降雨分布を移流させる補間方法をとっている。そのため、マイクロ波放射計による観測が長時間（例えば 10 時間以上）行なわれない場合、それだけ実際の雨域分布状況と GSMaP の雨域分布状況が大きく乖離する可能性がある。その場合、実際の雨域分布状況を全く反映していない雨域分布について補正を実施することで、過大な補正雨量を算定してしまう。その例が図 5 の 8 月 6 日 16 時～4 時ごろや 8 月 7 日 8 時～15 時ごろ、8 月 8 日 10 時～17 時頃のような補正雨量値が突出した期間である。実際の洪水予警報システムに衛星雨量データおよび本補正手法を導入した場合にも、このような異常値を算出することが考えられる。そのため実運用では、マイクロ波放射計による観測が長期間ない場合の GSMaP 雨量値および補正手法の取り扱いについて、別途検討する必要がある。

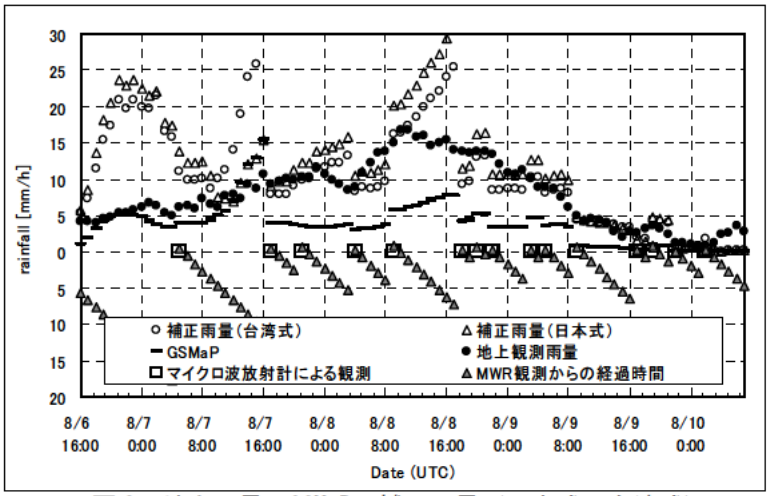


図 3　地上雨量、GSMaP、補正雨量（日本式、台湾式）ハイエトグラフおよびマイクロ波放射計による観測状況

3.4　洪水予警報システム構築に向けた適用性検討：インドネシア

3.4.1 対象流域と検証期間

本項では衛星雨量データを用いた洪水予警報システムを実河川へ導入するため、実運用上の衛星雨量の補正手法の適用性について検討する。対象域はインドネシア国のソロ川流域（流域面積：約 16,100km2）であり、衛星雨量データは実運用上も利用予定である GSMaP NRT とした。この地域は雨季（11 月～4 月頃）には毎

年のように洪水が発生し、特に 2007 年 12 月には観測史上最大規模の大雨により流域全体で洪水が発生した。検証に使用した地上観測雨量は日雨量データ 8 か月分（2007 年 12 月～2008 年 12 月）である。

3.4.2 検証結果

図 4 に地上観測雨量、GSMaP NRT、日本河川流域において作成した補正式による補正雨量（以下、日本式補正雨量）およびインドネシアにおいて作成した補正式による補正雨量（以下、インドネシア式補正雨量）を地上降雨データと比較した相関図を示す。日本式補正雨量のほとんどの降雨が過大評価となり精度向上が見られなかった。これはインドネシアの降雨特性が日本のそれと異なり、雨域の移動がほとんど見られなくても強雨が発生しやすいことに起因すると考えられる。インドネシア式補正雨量は、精度が比較的良好な小さい降雨（日雨量 20㎜ 以下）については補正式を適用せずに生値を利用し、それ以上の大きい降雨についてのみ、対象流域上の既往降雨データ（8 ヶ月分）で作成した補正式を適用し算定した。その結果、降雨強度の小さい降雨は比較的良好であった精度を落とさずに、大きい降雨はほぼ適正に補正され、全体として精度の向上が見られた。なお、マイクロ波放射計による観測が長期間されていない時間帯の雨量（図中 20～40 [mm/day]の過大評価プロット）はより過大評価方向に乖離してしまうため、今後の対応が必要である。

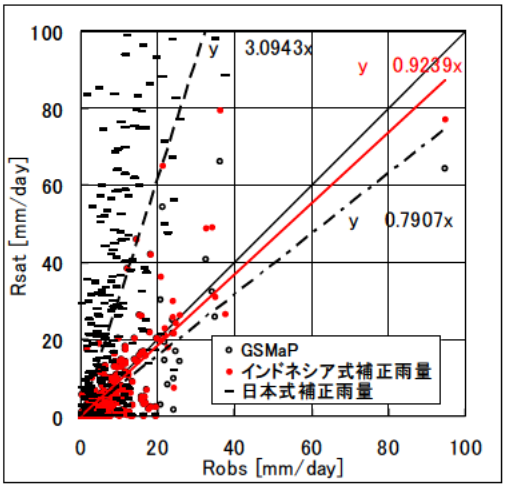


図 4　地上降雨データと
補正前後の衛星降雨データとの相関図

4.　結論

本研究から得られた成果をまとめて以下に示す。

1) 本補正式を現地の観測雨量値を利用し修正することで、本補正方法がネパール国ナラヤニ川流域の支流域、台湾およびインドネシア国ソロ川流域において適用可能な精度を確保できることを確認した。

2) 本補正手法はマイクロ波放射計による観測の頻度が高く、実際の雨域分布を良好に再現できている期間においてのみ有効であることがわかった。

3) 長期間マイクロ波放射計による観測が行われていない期間の雨量値は洪水予測システムの実運用上大きな問題になるため、この問題に対しては別途対処する必要がある。

5.　謝辞

本研究を行うにあたり，多大ななる指導を頂きました深見上席研究員，猪股研究員ならびに ICHARM メンバーの方々に深く感謝の意を表します.

所　属　　株式会社　シーティーアイグランドプラニング

〈参考文献〉
[1] Okamoto K., T. Iguchi, N. Takahashi, T. Ushio, J. Awaka, S. Shige and T. Kubota, 2007 :"High precision and high resolution global precipitation map from satellite data", *ISAP 2007 Proceedings*, 506 509.
[2] Ushio T., T. Kubota, S. Shige, K. Okamoto, K. Aonashi, T. Inoue, N. Takahashi, T. Iguchi, M. Kachi, R. Oki, T. Morimoto, and Z. Kawasaki, 2009: "A Kalman Filter Approach to the Global Satellite Mapping of Precipitation (GSMaP) from Combined Passive Microwave and Infrared Radiometric Data", *J. Meteor. Soc. Japan*, this issue.
[3] Seto S., K. Yoshimura and T. Oki, 2008 :"Simulations of Flood All over Japan by using High Resolution Satellite Precipitation Maps." Annual *Journal of Hydraulic Engineering, JSCE* Vol.52, 355 366
[4] 白石芳樹、深見和彦、猪股広典、「雨域移動情報を活用した衛星雨量データ補正方法の提案ー吉野川流域の事例解析ー」、水工学論文集、第 53 巻、pp.385 390、2009 年 2 月
[5] 世界の雨分布速報, http://sharaku.eorc.jaxa.jp/GSMaP/index.htm, JAXA, 2010 年 3 月 31 日
[6] 小澤剛、猪股広典、深見和彦、白石芳樹、「GSMaP 雨量データ補正式の国外流域への適用に関する研究」、水文・水資源学会 2009 年度研究発表会要旨集、pp.196 197、2009 年 8 月

固化体上の橋梁の直接基礎に関する遠心力模型実験

チーム名 構造物メンテナンス研究センター　橋梁構造研究グループ
氏　　名 原田健二（㈱不動テトラ）

1．はじめに（研究経緯と目的）

昨年度は、深層混合処理工法等により、橋梁の直接基礎として平面的に限定された範囲で配置された固化体に基礎を支持することを考えたとき、ブロック式や接円式の固化体形式によって支持機構が大きく異なることを報告した[1)]。本報では、固化体形式として、壁式について同様の水平載荷実験を実施し、ブロック式、接円式の挙動と比較した結果について報告する。また、周辺地盤が粘性土の場合についても水平載荷試験を実施したので、周辺地盤の違いによる固化体の破壊形態の違い、基礎の最大耐力の違いを確認した結果についても報告する。

2．研究方法

2.1　実験概要

実験は、大型動的遠心力載荷試験装置を用いて 70G の遠心力場で行った。表-1 に実験ケースを示す。実験パラメータは、固化体形式と載荷パターンおよび周辺地盤である。固化体形式は、図-1 に示すブロック式と接円式固化体、壁式固化体の 3 種類である。ブロック式とは、限定された範囲が均質に改良された理想的な状態を代表したもので、幅 140mm，奥行き 120mm，高さ 150mm の直方体状の固化体である。接円式とは、直径 20mm，長さ 150mm の円柱状の固化体を載荷方向 7 列×奥行き方向 6 列の接円配置としたものである。また、壁式とは、幅 160mm，高さ 15mm，奥行き 17mm の壁状の固化体を載荷方向に配置し，載荷直角方向に間を 3mm あけて 6 列並べて配置したものである。いずれの場合においても、東北硅砂 7 号に早強ポルトランドセメントを乾燥密度で 10%（147kg/m³）添加することで作製した。深層混合処理の実施工においては原地盤をセメントと攪拌・混合するため、固化体作製に使用される地盤材料は周辺地盤の地盤材料であるのが一般的である。しかし、本実験では、周辺地盤の物性の違いによる固化体および固化体上の直接基礎の挙動の違いを確認することが目的であり、固化体の強度や物性の違いが固化体や基礎の挙動に与える影響を排除するために、周辺地盤が砂や粘土の場合でも砂（東北硅砂 7 号とセメント）を用いて同じ方法で固化体を作製した。固化体の目標の設計基準強度（一軸圧縮強度）q_{ut}については繰返し荷重による強度低下を考慮して疲労特性に基づいて 1,000kN/m² とし、これを標準の一軸圧縮強度とした[1)]。いずれの場合も、改良範囲は、基礎の平面寸法よりも一回り大きい範囲とした。いずれのケースにおいても、支持層は東北硅砂 7 号を用いて作製された D_r=90%の砂層である。支持層作製後、固化体を設置し、固化体の周辺地盤を作製する。周辺地盤は、東北硅砂 7 号を用いて作製された D_r=60%の砂質土層、もしくは、カオリ

表-1　実験ケース

周辺地盤	載荷パターン	固化体形式		
		ブロック	接円	壁
砂層	単調載荷	B1 H1	C1 H1	W1 H1
	交番載荷	B1 H2	C1 H2	W1 H2
粘土層	単調載荷	B4 H1	C4 H1	

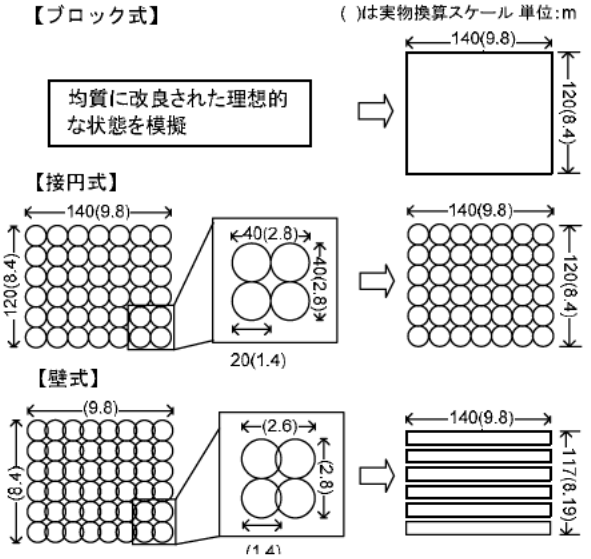


図-1 固化体形式

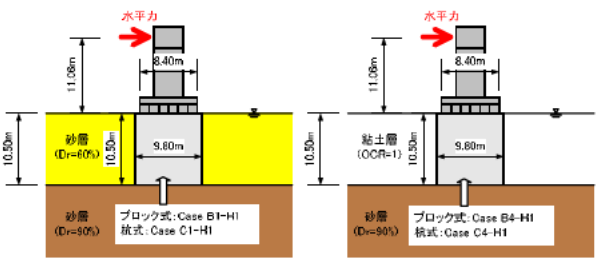


図-2 実験概要

ン ASP-100 を用いて 70G の遠心場で自重圧密することにより作製された粘性土層である。

図-2 に示すように、固化体上に橋脚模型を設置し、橋軸方向に静的な水平荷重を作用させた。橋脚模型は、上部構造・橋脚・フーチングから構成され、基礎の諸元の決定は、砂地盤上の直接基礎の設計を参考にして、図-2 に示す高さが 11.06m，フーチング幅 8.4m，奥行き 7.0m のものを想定することとした。なお、以後の物理量はすべて実物スケールに換算した値で示す。模型頂部への水平載荷パターンは、単調水平載荷と交番繰返し水平載荷（図-3 参照）の 2 種類である。

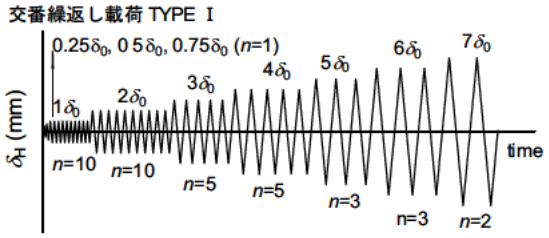


図-3 載荷パターン

3．実験結果

3.1 固化体形式が基礎の挙動に及ぼす影響

(a) 単調水平載荷実験

図-4 は、単調水平荷重を作用させた 3 ケース（壁式: Case W1-H1，ブロック式 : Case B1-H1，接円式 : Case C1-H1）の載荷点における荷重・変位関係である。壁式固化体の最大耐力（W1(c)）は、ブロック式固化体（B1(c)）と接円式固化体（C1(c)）の間にあり、ブロック式に比べて 13%程度低下している。

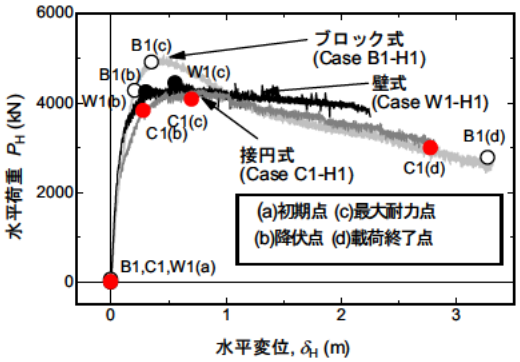


図-4 載荷点における荷重・変位曲線(単調載荷)

図-5 は、実験終了後の固化体の損傷状況をスケッチしたものである。壁式固化体は計 6 枚の壁から構成されており、図-5 には、各壁の損傷状況を示している。固化体に上面から斜め方向のすべり破壊が確認される点は文献 1)に示したブロック式固化体の場合と同様である。ただし、個々の壁の破壊程度は異なる。

実験終了後、フーチングを撤去したところ、両端の壁（図-5 の①, ⑥列）の天端位置高さには差があった。そこで、載荷軸周り（載荷直交方向）のフーチングの回転角α_fの時刻歴を調べた。結果を図-6 に示す。図-5 に示す④～⑥列目の固化壁の位置でフーチングの沈下が大きくなる方向を正としている。α_fが生じ始める時刻に矢印を入れてあるが、ブロック式では矢印の時刻と最大耐力時（時刻(c)）が一致し、それを境に回転角が急増しているのに対して、壁式では矢印の時刻は最大耐力時（時刻(c)）よりもずっと前である。このことは、個々の固化壁にすべり破壊が生じたタイミングが同一でなく、端部の固化壁から徐々にすべり破壊が進行したことを示唆している。上記のブロック式と壁式の最大耐力の違い、破壊形態の違いは、このような各壁の破壊進行具合の違いによるものと考える。

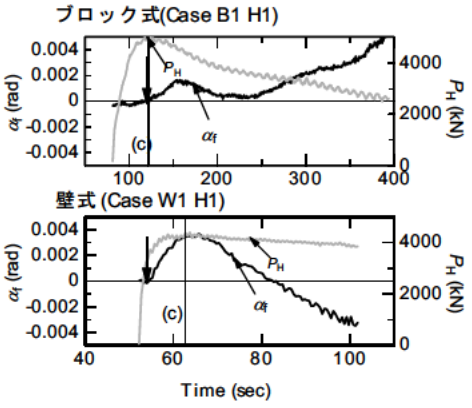


図-6 載荷方向軸周りのフーチングの回転角と載荷点における荷重の時刻歴

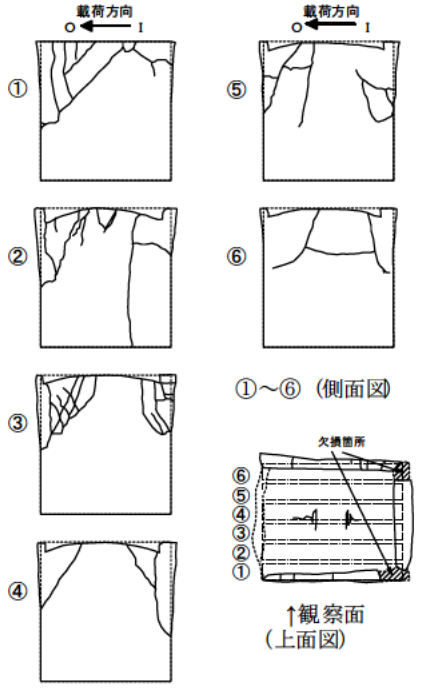


図-5 固化体の損傷状況（Case W1-H1）

(b) 繰返し水平載荷試験

交番載荷実験での載荷点における荷重・変位関係を図-7に示す。基準変位（1δ_0）は単調水平載荷実験で得られた図-4 の水平荷重・変位曲線において、最大荷重が生じた時（W1(c)）の変位とし、0.56mとした。ブロック式と杭式の基準

変位は、同図よりそれぞれ0.42m, 0.70mである。載荷点の荷重・変位関係が原点指向型であること，繰返しに伴う耐力低下が見られないことは、ブロック式及び接円式の場合と同様である。載荷点における水平変位と基礎の鉛直変位の関係を図-8に示す。壁式の場合も、接円式と同様、繰返しに伴う沈下の著しい累積が確認される。表-2に各ケースの載荷レベルごとの残留沈下量を示す。いずれのケースも変位レベルが増加するにともなって、沈下量が増加している。固化体形式の違いによる沈下量の違いを見ると、接円式、壁式、ブロック式の順に沈下量が大きい。本実験では、壁式に対してブロック式と同等の一体性を有すると期待される橋軸方向に対して載荷したが、ブロック式よりも大きな累積沈下が生じた。載荷後の固化体の損傷状況は、図-5に示した単調載荷と比べて、クラックの発生位置は異なり明確な斜め方向のすべり破壊は確認されなかったが、破壊の程度が個々の壁で異なる点は同様であった。

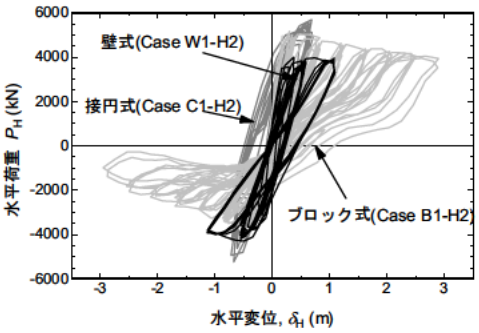


図-7　載荷点における荷重・変位関係

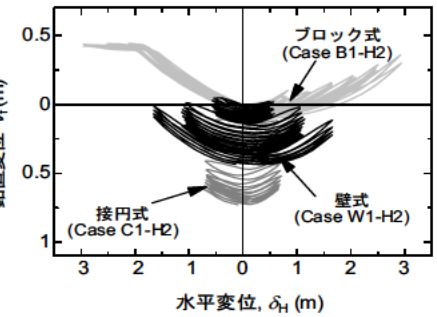


図-8 基礎底面の移動状況

表-2　各載荷レベルの残留沈下（m）

載荷段階	固化体形式		
	ブロック	接円	壁
$1\delta_0$	0.03	0.73	0.31
$2\delta_0$	0.04		0.52
$3\delta_0$	0.04		0.59

3.2　周辺地盤が基礎の挙動に及ぼす影響

(a) ブロック式固化体

図-9 にブロック式 2 ケースの載荷点における荷重・変位関係を示す。図中の記号は、(a)載荷開始、(b)浮上り開始時、(c)最大荷重時、(d)載荷終了時である。以下の荷重・変位関係における(a)～(d)はすべてこれに共通する。周辺地盤の違いによらず、(c)時の最大耐力は同程度であった。一方、最大耐力発生後の挙動を見ると、周辺地盤が砂層の場合は緩やかな耐力低下が生じるのに対し、粘性土層とした場合では最大耐力発揮後に急激な耐力低下を示した。

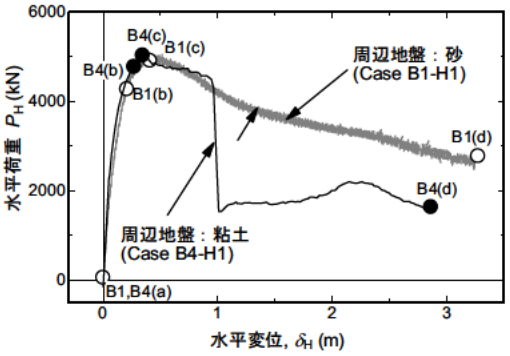


図-9 載荷点における荷重・変位曲線（ブロック式）

図-10 に、実験終了後に観察した固化体のひび割れの状況と、固化体中心線から主要なクラック発生箇所までの距離及び載荷方向の基礎直下の位置での沈下量を示す。いずれのケースにおいても局部的なすべり破壊の様相を呈している。周辺地盤を砂質土とした Case B1-H1 では、外側（クラック①）と内側（クラック②）の 2 箇所でクラックが発生しており、段階的に破壊が生じたことが考えられる。一方、粘性土層のケースは、主要なクラックは一つであり、単発で破壊したことが分かる。また、砂質土のケースと比べて粘性土のケースは明らかにクラックの程度や天端の沈下も大きく、損傷の程度は大きい。このように、周辺地盤の地盤種別の違いにより固化体の損傷状況の詳細は異なるものの、クラック面の位置や向き、クラック長は砂質土のケースと同様であり、全体的には同様の傾向である。

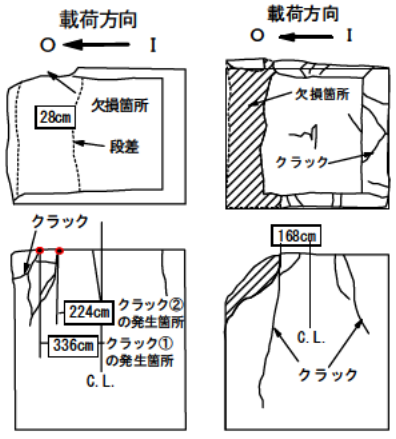


図-10　固化体の損傷状況(上：平面図、下：側面図)

固化体の破壊性状から推察すると、直接基礎を支持するブロック式固化体の最大水平耐力は、寺師ら[2]による考察と同様に、図-4に示すように、固化体に発生するすべり面に沿ったせん断強度 Y と、その固化体前面が受ける受働土圧強度 Z の総和（X=Y+Z）と考えられるが、本実験では周辺地盤の土質の違いによる最大水平耐力の違いにさほど差はでなかった。一方で、最大耐力を超えた後の挙動は、受働、本実験では周辺地盤

の受働抵抗の寄与は小さく、固化体中のすべり面上のせん断強度が支配的であったことを示唆している。一方で、最大対耐力を超えた後の挙動は、受働抵抗の小さい粘性土地盤のケースでは急激な荷重低下が生じていることから、周辺地盤の受働抵抗の違いが現れる。

(b) 接円式固化体

図-5 に接円式の 2 ケースの載荷点における荷重・変位関係を示す。同図より、周辺地盤を粘性土層とした Case C4-H1 では、周辺地盤が砂の場合の Case C1-H1 と比べて最大耐力は半分程度であり、さらに載荷が進むとブロック式ほどではないものの、著しい荷重低下傾向を示した。実験終了後に掘り出して観察した固化体の損傷状況と O 側フーチング端部位置での固化杭天端の沈下量を図-6 に示す。全ケースで主に押込み側(O 側) の固化杭に曲げ破壊が生じた。図-6 の平面図を見ると固化体間の間に隙間が生じており、接円式の場合は、ブロック式のように一体的に挙動するのではなく、各固化杭がそれぞればらばらに変形していることが分かる。

このように、各杭の変位や破壊形態が異なる理由としては、基礎底面から受ける水平力に対し、各杭が分担する荷重の大きさが個々の固化杭で同じではないためである。したがって、全体が一体となって荷重に抵抗するブロック式とは異なり、大きな荷重を負担する杭から順番に変位が生じ、破壊に至ったと推察される。そして、各固化杭は、基礎底面から杭頭部に作用する水平力に対し、自身の曲げと受働抵抗により抵抗するため、その水平抵抗の大きさは、固化杭の曲げ耐力と受働土圧強度に依存すると考えられる。ただし接円式は各杭が荷重に対して曲げ抵抗するため、その集合体としての抵抗も、そもそも全体が一体のものとして結合されているブロック式に比べれば大きな抵抗は期待できない。すなわち、接円式はブロック式に比べて固化体の全水平抵抗力に占める受働土圧の割合が大きく、最大耐力に達した以後の挙動の違いだけでなく、地盤種別の違いによって最大耐力自体も違いが現れる。

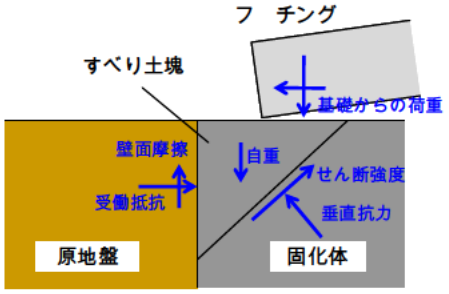


図-11 破壊時の力の釣合い

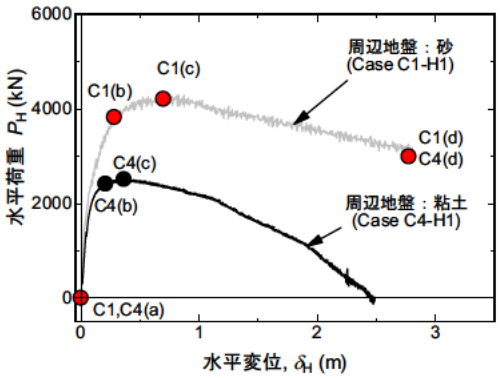


図-12 載荷点における荷重・変位関係

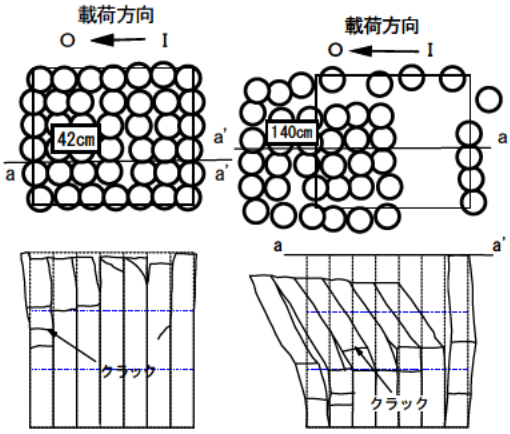


図-13 固化体の損傷状況
(上：平面図、下：断面図)

4．まとめ

固化体に支持される直接基礎の支持力特性の解明を目的として、ブロック式と接円式及び壁式の固化体形式の相違に着目して遠心場において模型水平載荷実験を実施した。その結果、固化体形式に応じて、異なる破壊形態と荷重に対する抵抗メカニズムが発揮されることが明らかになった。また、固化体に支持される橋の直接基礎の支持力特性の解明を目的として、固化体の周辺地盤の相違に着目して遠心場にて水平単調載荷実験についても実施した。その結果、ブロック式では、周辺地盤が砂のような受働抵抗が大きな場合の挙動は安定しているが、周辺地盤の受働抵抗が小さい場合には最大荷重を超過した後に急激な強度低下を示した。一方、接円式の場合には最大耐力自体も急減し、固化体周辺の地盤の受働抵抗の大きさが基礎の挙動に大きく影響することが分かった。

5．謝辞

本研究にあたり、ご指導をいただいた中谷上席研究員、白戸主任研究員、谷本研究員、河野研究員ら構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループと材料地盤研究グループ（土質・振動）の皆様に深く謝意を表します。

参考文献

1) 原田：改良地盤と一体となった複合地盤基礎の耐震性に関する研究：交流研究員年度報告書，2009.
2) 寺師ら：深層混合処理工法により形成される改良体の破壊モード，港湾技研資料，No. 622, 1988.

既設鋼橋の致命的損傷を防ぐための状態評価技術に関する研究

チーム名　　橋梁構造研究グループ
氏　　名　　前田　和裕

１．まえがき

高度経済成長期に建設された膨大な道路橋ストックの高齢化が急速に進む中で、近年、国内外の鋼トラス橋において重大損傷が報告されている。国内では、平成 19 年に国道 23 号木曽川大橋、国道 7 号本荘大橋において、コンクリート埋込部の腐食による斜材の破断が発生している。また、海外では、平成 19 年に米国ミネアポリス I-35W 橋において、多数の死傷者を出す崩落事故が発生している。このようなトラスやアーチといった橋梁形式の主構部材においては、部材の損傷が橋全体系の安全性に与える影響が大きく、一部材の破断が重大損傷につながるおそれがある。このため、部材損傷が橋全体系に与える影響を適切に評価し、合理的かつ効率的に橋全体系としての安全性を確保するための維持管理手法が望まれる。しかし、現時点では、著しい腐食欠損が生じたトラス主構部材や格点構造の有する耐荷性能に関する調査研究事例は少なく、評価手法は確立されていない状況である。

２．研究目的

本研究では、平成 21 年度に撤去された鋼トラス橋（千葉県銚子大橋）の腐食部材を活用して、主として、橋全体系の耐荷性能への影響の大きい格点構造及びその周辺構造に着目し、実験的・解析的検討を行うことにより、腐食損傷の生じた鋼トラス橋部材の耐荷性能評価手法を提案するものである（図-1）。本文では、主に対象橋梁（図-2）をケーススタディとした FEM による部材破断解析結果を踏まえた状態評価手法の試案について報告する。

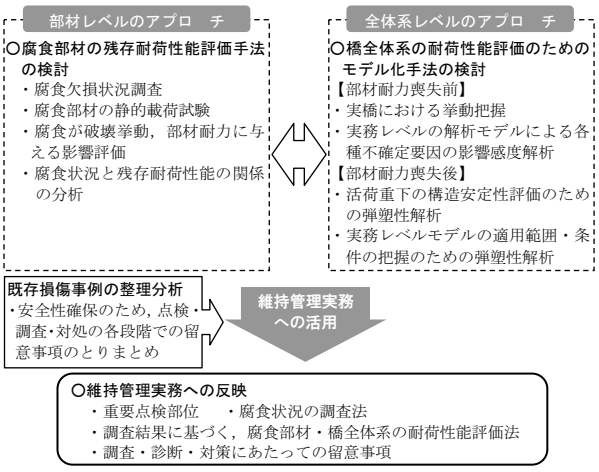


図 1　研究項目の概要

３．研究方法

3.1　FEM 解析による主部材破断時挙動の把握

本研究では、FEM 解析によって実橋実験の再現解析を実施し、そのモデル化手法の妥当性などの検証を行うほか、その妥当性が検証されたモデルを用いて、致命的損傷時を想定した部材破断解析を実施し、特定の部材の破断が橋の全体系挙動に与える影響についても検討している。解析は線形微小変形解



図 2　研究対象とした鋼トラス橋（手前）



図 3　解析モデル図

析とし，解析モデルはトラス部材にはり要素を用いた立体骨組として，5 径間全橋をモデル化した。床版にはシェル要素を用いて，ばね要素で床組構造と連結した。図-3 に今回解析で使用した解析モデル全体図を示す。

4．研究結果

4.1　部材破断時の橋全体系への影響に関する解析的検討

対象橋梁について、腐食損傷などの影響によって主構部材の一部が破断するという致命的な状況を想定した破断解析を実施し、一部の部材破断が全体系挙動に与える影響について検討した。解析モデルは 3.1 にて示した通りであり、図-4 に示す斜材 D1u が破断した場合の各部材の応答値を健全時の応答と比較した。部材破断時のモデル化に際して、破断による衝撃の影響は考慮せず、着目部材を取り除いた状態を初期状態として、活荷重を影響線載荷した。なお、部材破断時には一部の部材や部位の塑性化が考えられるため、弾性解析の適用性については、今後、弾塑性解析との比較分析により明らかにする必要がある。

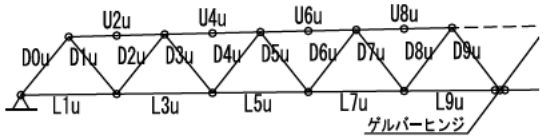


図 4　部材番号

4.2　解析結果

本研究では、部材破断時の挙動把握に際して、各諸元のモデル化手法の違いによる影響を検証しているが、ここではその一部として床版と縦桁との合成挙動の影響について示す。部材未破断時の解析結果によれば、主構部材の応答に対して床版合成効果の影響はほとんど見られなかったが、斜材などの主構部材の破断時には、主構全体にねじれや過度のたわみが発生することが想定されるため、これらの挙動に対する橋全体の抵抗として床版と縦桁との合成効果が寄与すると考えられる。第一引張斜材破断時について、図-5 にスラブアンカーバネのせん断力分布を、図-6 に主構部材の死荷重時断面力を示す。健全時、非合成、不完全合成及び完全合成と仮定した場合の結果を示している。床版の合成効果の考慮

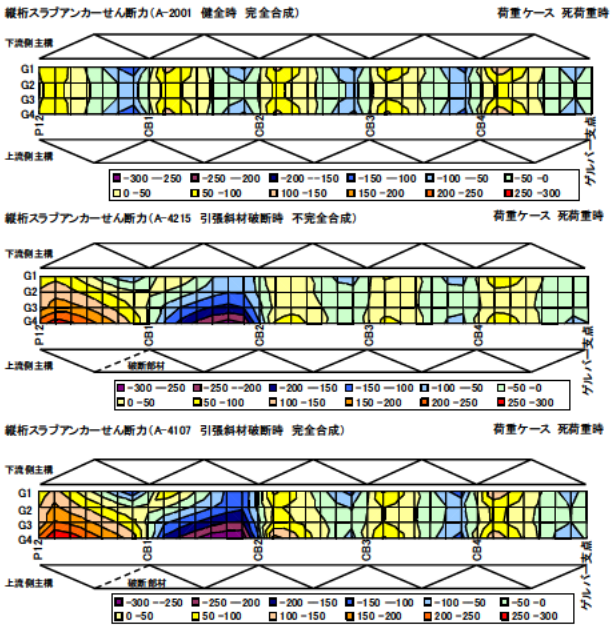


図 5　床版合成モデル化の影響（ｽﾗﾌﾞｱﾝｶｰせん断力）

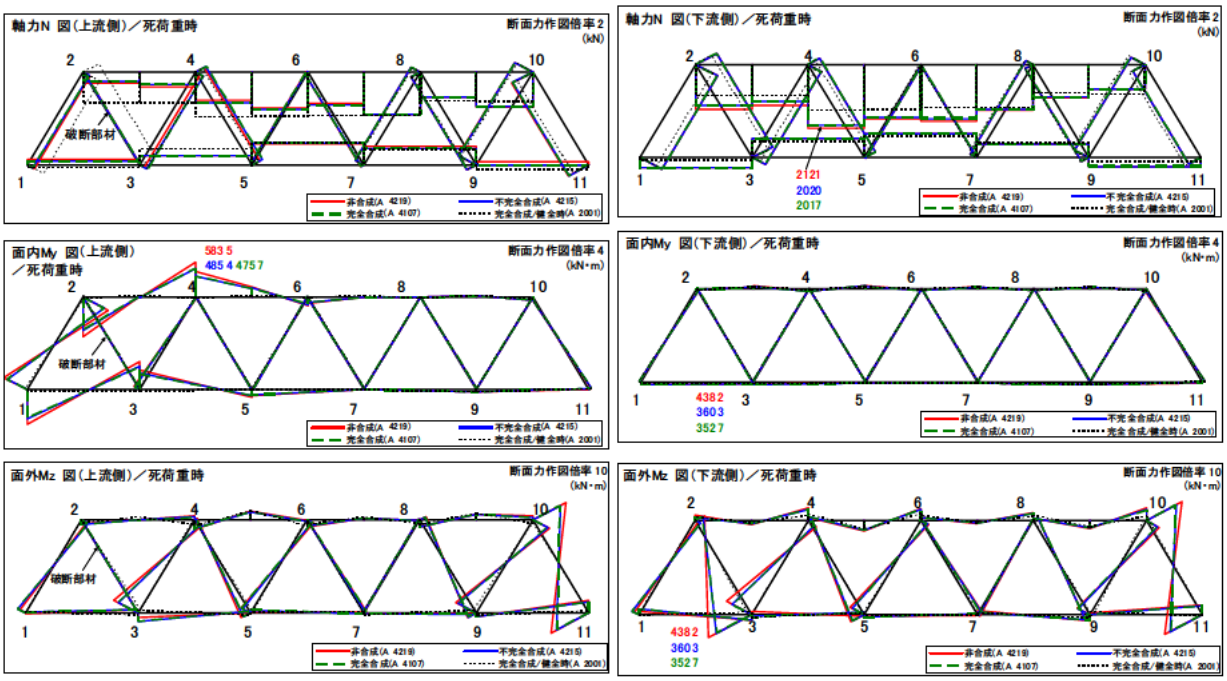


図 6　床版合成モデル化の影響（主構断面力）

の有無により、斜材破断時の主構の面内面外曲げモーメントが床版合成を考慮しない場合に比べ約 20%程度低減されている。また、破断部材周辺のスラブアンカーでは、せん断力が大きくなっており、部材破断時にスラブアンカーを介して床版に断面力が伝達されていることがわかる。スラブアンカーのバネ定数の違い（完全合成、不完全合成）は解析値には大きく影響しない結果となった。

4.3　橋全体系の状態評価に関する検討

(1) 評価方法

長期供用され各種損傷・変状の生じた既設橋の応力・変形性状の現況を把握するには、構造的特徴を適切に解析に反映して、少なくとも致命的な状態に至るまでの安全余裕や不確実要因を出来る限り明確にし、評価に反映していくことが重要である。ここでは、前述の解析結果を参考に、対象橋梁の主構部材が破断に至っていない状況下での部材の強度照査を基本としつつ、加えて主構部材が破断した場合の状態の評価を組み合わせることにより、致命的状態に対する安全余裕の評価方法を検討する。

実挙動に比較的近いモデルを用いた 3 次元弾性解析に基づく許容応力度の照査に基づく指標と、ある部材が強度喪失した状態でのリダンダンシーに着目した指標の 2 指標について検討する。前者は実務において必須の照査であり、「着目部材の許容応力度に対する作用応力度の比率」を指標としている。後者は、3 次元弾性解析における「着目部材が破断した場合の他部材の許容応力度に対する作用応力度の比率」を指標としている。3 次元弾性解析を適用しているため、断面力が部材の弾性限界を超えても部材はどこまでも断面力を負担することになり、正確には塑性後の剛性変化による断面力再分配などの挙動を考慮できない。今後、弾塑性有限変位解析による解析結果との対応付けが必要であるが、木曽川大橋の破断後の状態に対する評価事例を参考にしつつ、今回の検討では、あえて弾性解析における未破断部材の弾性限界以降の応力度超過の状況（限界値を超える部材の超過程度・数量等）を表すものの中から一つの指標を選定した。

(2) 評価指標の試算結果

図-7 に対象橋梁における各主構部材の死荷重時の指標をまとめる。今回の解析ではトラス主構格点を剛結として解析を行っているため、主構部材には曲げモーメントが作用する。そのため、強度照査としては、軸力及び曲げモーメントが作用する部材として、座屈に対する照査と応力度の照査を必要となるが、ここでは応力度照査の結果を示す。

死荷重時に関しては、部材破断時に下弦材及び支間中央付近の斜材以外は強度限界を大幅に超える結果となっている。部材間の結合条件や腐食や機能不全などのモデル化の有無によって、解析値は大きく影響を受け、その振れ幅は部材によっても様々である。このため、実橋の現状評価を行うにあたって、これらの不確定要因を適切に考慮し、モデルに反映させることが重要と考えられる。

今回の検討では、弾性解析における弾性限界以降の応力度を指標としているが、今後、他の指標の整理も含めて弾塑性有限変位解析結果との比較を行い、実務レベルでの弾性解析による評価の適用性を確認するとともに適切な指標を検討する。また、破断前の部材レベルの評価にあたっては、設計荷重と実態荷重との違い、腐食部材の耐荷力、格点などの耐荷力について、適切に評価する方法を検討する必要がある。

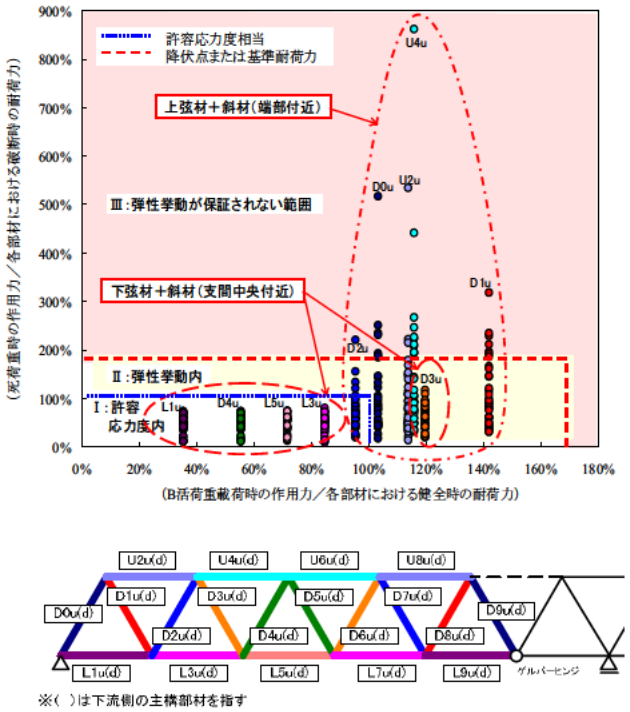


図 7　各主構部材の状態の評価例

5. まとめ

腐食損傷の著しい既設鋼トラス橋を対象として、RC 床版と縦桁の結合条件が解析結果に与える影響について感度解析を行うとともに、FEM による部材破断解析結果を踏まえた状態評価手法について試算を行った。

参考文献

1) 関根正之、笠野英行、依田照彦、野上邦栄、村越潤、梁取直樹、前田和裕、澤田守：格点部を取り入れた実鋼トラス橋の解析モデルの妥当性について、第 37 回土木学会関東支部技術発表会、2010.3.

2) 小峰翔一、野上邦栄、依田照彦、笠野英行、村越潤、梁取直樹、前田和裕、澤田守：腐食劣化したトラス橋斜材の残存耐荷力に関するパラメトリック解析、第 37 回土木学会関東支部技術発表会、2010.3

鋼橋の疲労耐久性向上技術に関する研究

チーム名　橋梁構造研究グループ
氏　　名　石澤　俊希

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）[1]としてまとめている。

一方、鋼床版橋では、デッキ貫通き裂とともに、溶接ルートからビードを貫通する疲労き裂（以下、ビード貫通き裂）が発生している事例が多い。SFRC 舗装ではデッキプレート溶接部周辺の局部応力軽減効果が得られるのでビード貫通き裂の発生・進展に対しても十分な抑制効果が期待できるものと考えられる。これまでに実施されている補強事例では、ビード貫通き裂の長さに応じて、SFRC 舗装に加えて当て板による断面補強を併用する対策が行われているが、目視では確認困難なビード内在き裂の進展や、観察孔に露出したルートからの新たなき裂の発生が懸念されるところである。

２．研究目的

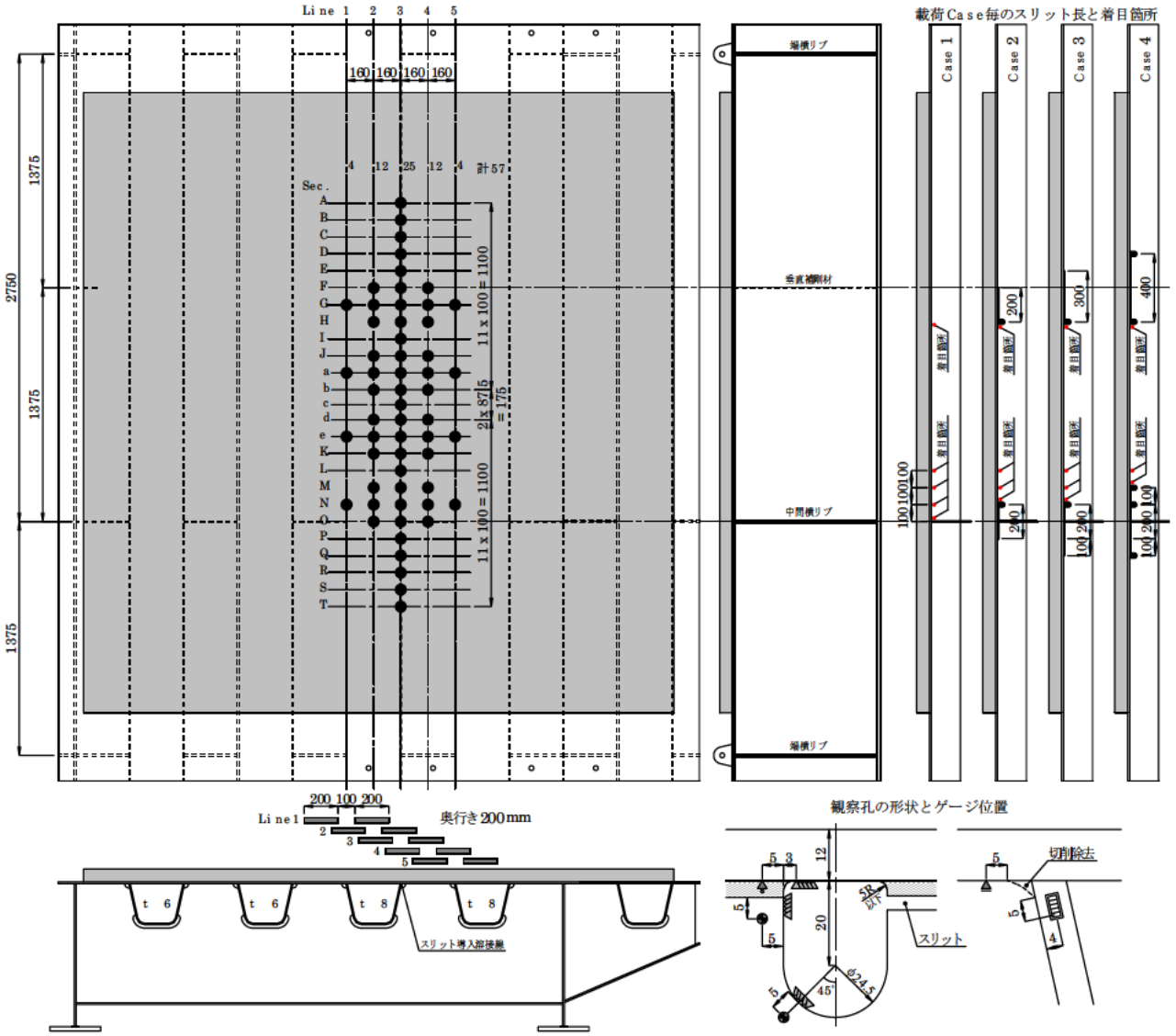
本研究では、ビード貫通き裂を存置した場合の SFRC 舗装によるき裂進展抑制効果について実験的に検討を行った。本年度は、過年度までに SFRC 舗装の補強効果を検討していた実大鋼床版試験体を用いて、デッキプレートとUリブの溶接部にスリットを導入することによりビード貫通き裂を模擬して、静的載荷試験や定点疲労載荷試験を実施した。試験では、スリット長を変化させ、観察孔周辺のひずみを計測して応力性状を検討した。定点疲労試験については、現在、試験を継続中であるため、本報告では静的載荷試験の結果を報告する。

なお、本研究は、㈱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　試験体

図－1 に、本試験で用いた試験体を示す。U リブ支間は、1,375mm と 2,750mm の 2 径間とし、デッキプレート厚は 12mm である。試験体には 8mm と 6mm のリブ厚の U リブが設置されているが、本試験では 8mm 厚 U リブに着目して検討を行った。使用鋼材は SM490Y である。デッキプレート上面には 75mm 厚の SFRC 舗装が設置されている。デッキプレートと SFRC の接着には、エポキシ系高耐久性接着材を用い、SFRC 端部や横リブ位置にはスタッドが配置されている。なお、本試験体では、SFRC 舗装の施工前に隣接の 8mm 厚 U リブを対象とした輪荷重走行試験（**図－1** の Line5 に載荷）が実施されており、ダブルタイヤによって挟まれるデッキプレートと U リブ（Line4 側ウェブ）との溶接部にデッキ貫通き裂が生じている [2]。また、SFRC 舗装の施工後にダブルタイヤが主桁ウェブ（張り出し部側）を挟み込む位置で輪荷重走行試験を実施しており、主桁ウェブ直上や横リブウェブ直上の SFRC には、ひび割れが発生している [3]。



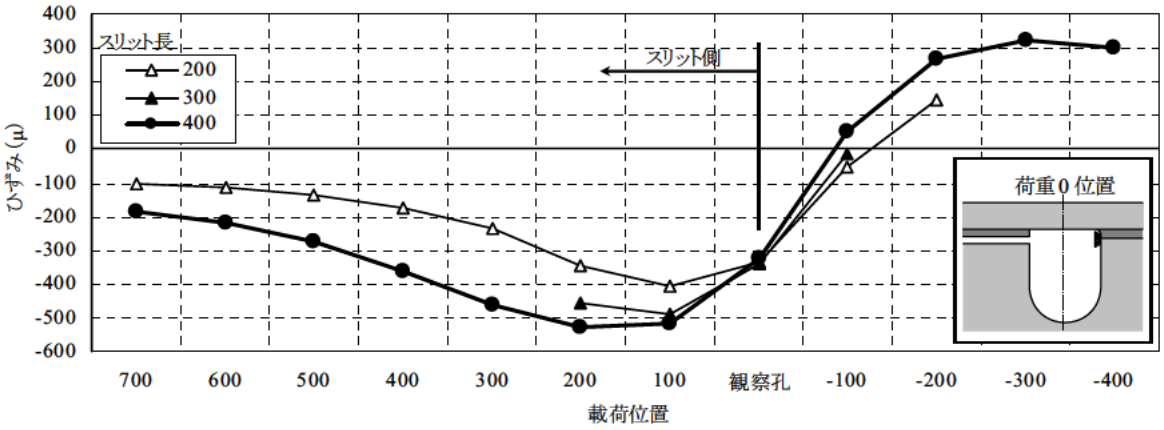
図－1 試験体、各試験 Case のスリット長、およびゲージ位置

本試験体では、デッキプレートと U リブとの溶接部の溶込み量は 75%程度が確保されている。一方、ビード き裂が確認されている既設橋の場合、溶込みやのど厚が不足している場合が多い。そこで本試験体も、既設橋の溶接状態に合わせるため、図－1 の右下図に示すように溶接ビードを切削除去（ひずみを計測する範囲）した。なお、溶接ビードの切削除去による影響を調査するため、切削前後でデッキプレートと U リブとの溶接線周辺の応力を計測した結果、ひずみの変化はほとんどなかった。

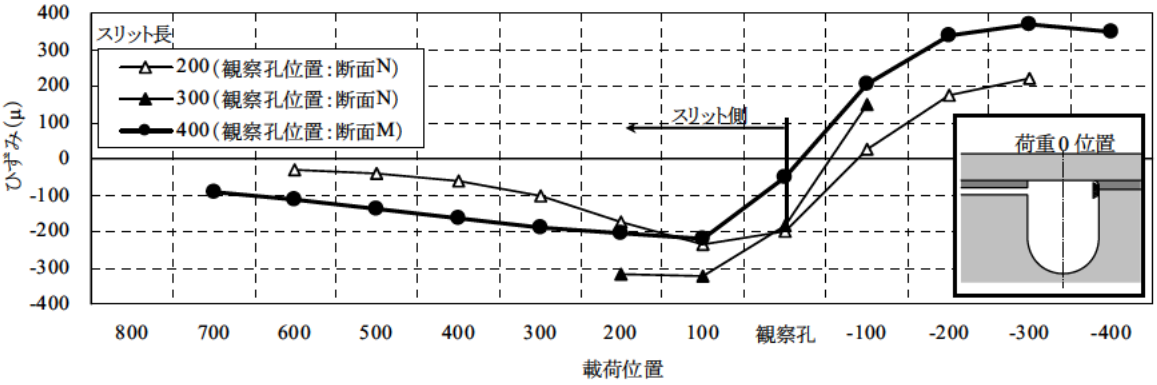
3.2 試験方法

本試験では、ビード貫通き裂を模擬したスリットを試験体に導入し、スリット先端に設けた観察孔のこば面でのき裂の発生に着目して、載荷試験を実施した。載荷ケースは、図－1 に示すように、スリット長毎に 4 段階に分けた。荷重は、静的に 150kN まで載荷した。載荷位置は、スリットを導入する着目溶接線をダブルタイヤが挟み込む位置（Line3）を基本としているが、図－1 に示すように Case4 では、横断方向の分布も検討するため他の位置（Line1,2,4,5）にも載荷した。

ひずみゲージは、図－1 に示すように、観察孔の周辺を中心に貼付しており、こば面には局部のひずみ分布を検討するため、5 連ゲージを用いた。なお、ゲージ長は全て 1mm である。



(a) 一般部



(b) 交差部

図－2 Uリブこば面(5 連ゲージの第 1 ゲージ)のひずみ挙動

4．研究結果

4.1　Uリブこば面のひずみ挙動

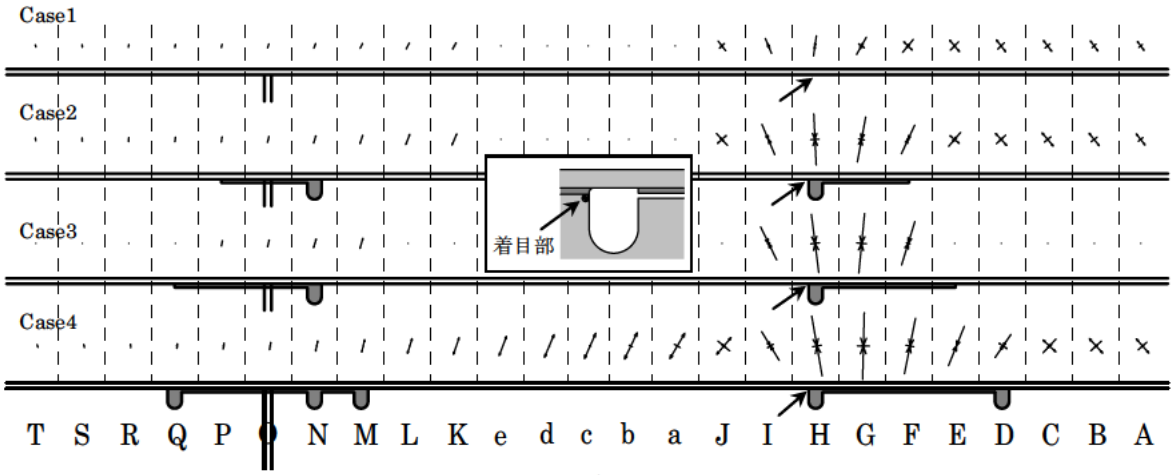
図－2 に、Line3 に載荷した場合のスリット長毎の U リブこば面のひずみ挙動を示す。対象としたのは、U リブこば面に貼付した集中ゲージの第 1 ゲージである。観察孔中心からの載荷中心までの距離を横軸とし、縦軸を着目ゲージのひずみ値としており、影響線（スリットのある方向を正）として整理している。

一般部では、スリット長が増加すると、ひずみの振幅範囲も大きくなった。圧縮の最大値は、観察孔からスリット側に 100～200mm 離れた位置に載荷した場合に発生し、引張の最大値は、観察孔からスリットのない側に 300mm 程度離れた位置に載荷した場合に生じた。なお、観察孔の位置はすべて断面 H である。

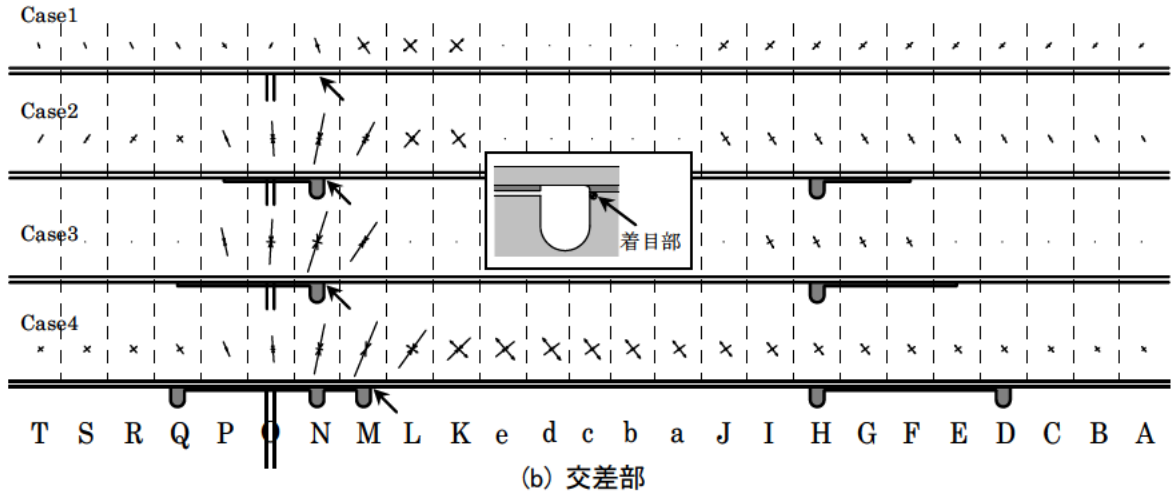
交差部では、観察孔位置が同じスリット長 200mm と 300mm を比較すると、一般部と同様にスリット長が増加すると、ひずみの振幅範囲も大きくなる傾向にあると考えられる。スリット長 400mm では、観察孔位置が前述の位置から 100mm、横リブから離れる方向に移動した。観察孔直上に載荷した場合でも、150μ程度の差が生じた。圧縮の最大値は、観察孔からスリット側に 100mm 離れた位置に載荷した場合に生じ、引張の最大値は、観察孔からスリットのない側に 300mm 程度離れた位置に載荷した場合に生じた。

4.2　Uリブ側面の主応力挙動

図－3 に、Line3 に載荷した場合の U リブ側面に貼付した 3 軸ゲージにより計測した主応力の挙動（主応力ベクトル）を示す。図より、スリットを導入することにより、観察孔の直上付近に載荷した場合、鉛直方向の圧縮が卓越することが確認できる。また、スリットのない側に観察孔から 200～300mm 程度離れた位置に載荷



(a) 一般部



(b) 交差部

図－3　Uリブ側面の主応力挙動

した場合、斜めの方向の引張が生じることが確認できる。

5．結論

観察孔こば面のひずみ振幅範囲は、スリット長が長くなると増加することが確認できた。今後は、さらにスリット長が長い場合の試験を実施して、スリット長とひずみ振幅範囲の関係を検討する予定である。また、疲労試験結果を整理し、SFRC 舗装を適用した場合の観察孔こば面の疲労耐久性を検討する。

6．謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導、ご協力を頂いた村越上席研究員，梁取主任研究員に深く感謝致します。

所属　新日本技研株式会社

＜参考文献＞

1) 独立行政法人 土木研究所：鋼床版橋梁の疲労耐久性技術に関する共同研究（その 2・3・4）報告書　SFRC 舗装による既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル（案）　、共同研究報告書 No.395、2009.10.

2) 有馬ら：輪荷重走行試験による鋼床版デッキプレート進展き裂の再現，土木学会第 61 回年次学術講演会講演概要集、2006.9.

3) 宇井、村越、梁取、児玉、辻井、石垣、井口：鋼床版上 SFRC 舗装のひび割れ挙動に着目した輪荷重走行試験、土木学会第 63 回年次学術講演会、I 224、2008.9.

支承部の設計法の合理化に関する研究

構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ
植田　健介

１．まえがき

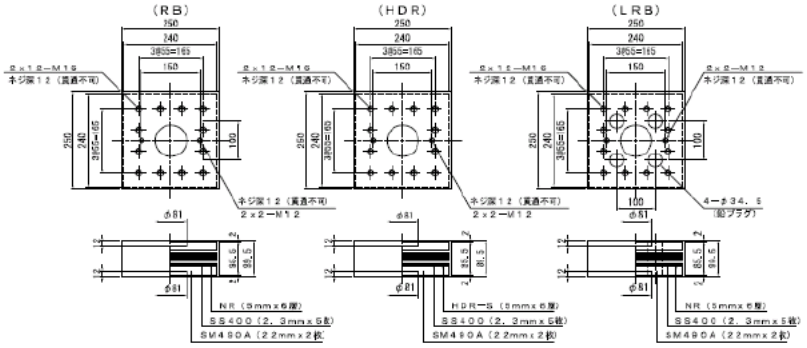
現在の基準による支承部の耐震設計では，水平方向と鉛直方向の慣性力を同時に作用させた状態において，各部に生じる応力が許容値以下となることを照査している。鉛直方向の照査においては，剛体と仮定した上部構造の重心位置に水平方向の慣性力を作用させるとともに鉛直方向の慣性力も考慮する。この時，支点部の拘束条件はピン固定，すなわち鉛直方向には剛性が無限大の剛体として鉛直方向の設計地震力の算出を行っているが，近年多く用いられているゴム支承の場合，鉛直方向にも剛性を有しており、作用力に伴い鉛直方向に変形するため，部材に生じる応力が変化する可能性がある。こうした影響を設計において考慮するためには，積層ゴムの鉛直方向の力学的特性を把握する必要がある。しかし，積層ゴムの引張方向の特性については，実験データの蓄積も少なく，十分な知見が得られていない。また，上向きの力に対して発生する積層ゴムの引張応力度が許容値以下であることを照査しているが，引張方向への積層ゴムの限界状態についても十分な知見が得られていない。そこで積層ゴム（RB），鉛プラグ入り積層ゴム（LRB）および高減衰積層ゴム（HDR）に対して引張特性を把握するために別途実施された圧縮剛性検証試験および引張破壊実験の結果に基き，設計鉛直地震力への影響を検討した。

２．実験方法

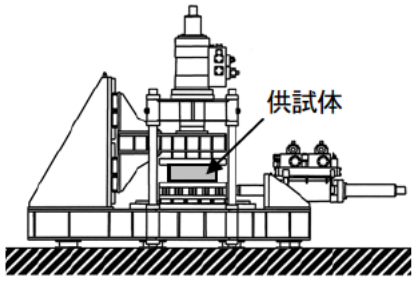
本研究では，（社）日本道路協会耐震設計分科会支承 WG の活動の中で，ゴム支承協会により実施された圧縮剛性検証試験および引張破壊実験の結果に基いて分析を行った。ここで圧縮剛性検証試験および引張破壊実験は，RB，LRB および HDR についてそれぞれゴムのせん断弾性係数 1.0N/mm²（以後 G10）および 1.2N/mm²（以後 G12）の供試体を各 2 体ずつ用意し，合計 12 体に対して行われたものである。実験供試体を**図-1** に，その諸元を**表-1** に示す。積層ゴムの引張方向の特性を圧縮方向の特性と比較できるように，各供試体とも最初に圧縮剛性検証試験を行った後に引張破壊実験が行われている。全ての供試体は実験前に 12 時間以上の温度調整時間を設けられている。実験には**図-2** に示す鉛直荷重 3MN，水平荷重 700kN の 2 軸試験機が使用され，本実験では，積層ゴムの軸方向の特性のみに着目するため，実験においては軸方向のみに載荷しており，せん断方向のひずみは与えられていない。実験は，先に圧縮剛性検証試験を行い，20 分の試験間隔をとって引張破壊実験を実施している。圧縮剛性検証試験は，圧縮方向に面圧 0.5～8.0N/mm² 相当の荷重変動を 0.1Hz の正弦波で繰返し 4 回載荷である。引張破壊実験は，圧縮方向に面圧 0.5N/mm² 相当の荷重を載荷した状態から，1.0mm/sec の速度でゴムが破断するまで引張方向に変位を与えている。

表-1 実験供試体諸元

項　目	記号	単位	RB G10	RB G12	LRB G10	LRB G12	HDR G10	HDR G12
せん断弾性係数	Ge	N/mm²	1.0	1.2	1.0	1.2	1.0	1.2
ゴム設計寸法	a	mm	240	240	240	240	240	240
	b	mm	240	240	240	240	240	240
ゴム厚	te	mm	5	5	5	5	5	5
ゴム層数	nR	―	6	6	6	6	6	6
総ゴム厚さ	Σ te	mm	30	30	30	30	30	30
鉛プラグ径	Pb	mm	–	–	34.5	34.5	–	–
鉛プラグ本数	np	―	–	–	4	4	–	–
1次形状係数	S1	―	12	12	11.221	11.221	12	12
2次形状係数	S2	―	8	8	8	8	8	8
圧縮剛性	Kv	kN/mm	806	968	907	1088	1037	1244
供試体数	N	体	2	2	2	2	2	2



図−1 実験供試体



図−2 2軸試験機

表−2 圧縮剛性確認試験および引張破壊実験結果（RB）

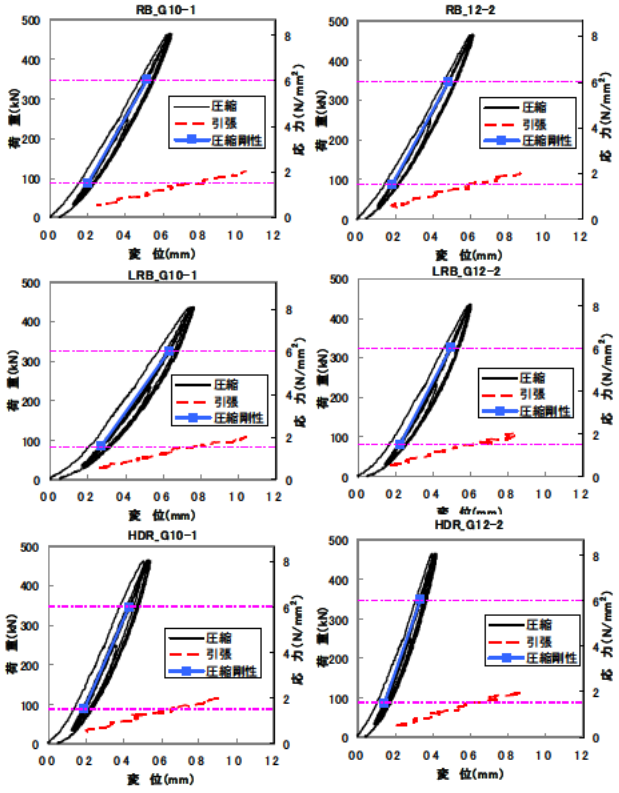
供試体		RB_G10−1	RB_G10−2	RB_G12−1	RB_G12−2
せん断弾性係数	(N/mm²)	1.0	1.0	1.2	1.2
圧縮剛性	(kN/mm)	838.6	785.7	985.0	856.3
引張剛性	(kN/mm)	112.3	118.8	146.3	133.0
引張/圧縮	—	0.134	0.151	0.149	0.155
最大荷重	(kN)	321.3	250.5	271.5	304.7
最大応力度	(N/mm²)	5.58	4.35	4.71	5.29
最大荷重時変位	(mm)	45.5	14.5	2.7	17.7
最大荷重時ひずみ	(%)	152	48	9	59

表−3 圧縮剛性確認試験および引張破壊実験結果（LRB）

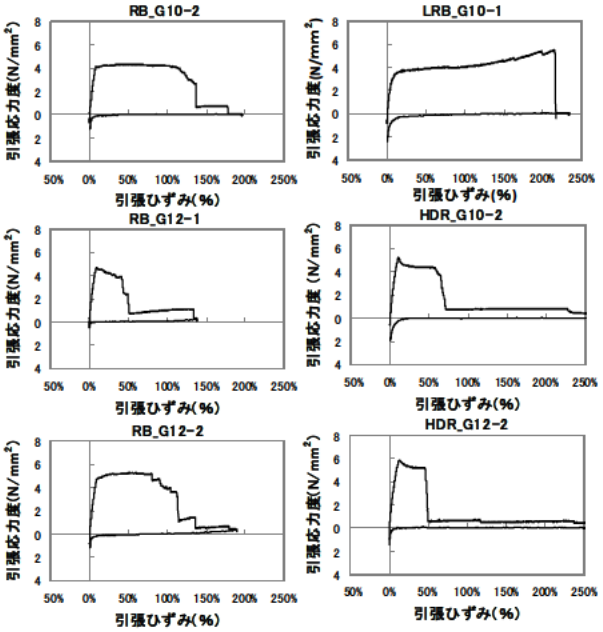
供試体		LRB_G10−1	LRB_G10−2	LRB_G12−1	LRB_G12−2
せん断弾性係数	(N/mm²)	1.0	1.0	1.2	1.2
圧縮剛性	(kN/mm)	674.8	963.6	676.1	897.9
引張剛性	(kN/mm)	103.7	104.4	97.3	121.2
引張/圧縮	—	0.154	0.108	0.144	0.135
最大荷重	(kN)	297.9	319.8	316.4	269.5
最大応力度	(N/mm²)	5.53	5.94	5.87	5.00
最大荷重時変位	(mm)	64.5	41.1	53.8	21.3
最大荷重時ひずみ	(%)	215	137	179	71

表−4 圧縮剛性確認試験および引張破壊実験結果（HDR）

供試体		HDR_G10−1	HDR_G10−2	HDR_G12−1	HDR_G12−2
せん断弾性係数	(N/mm²)	1.0	1.0	1.2	1.2
圧縮剛性	(kN/mm)	1088.2	1237.6	1130.9	1355.9
引張剛性	(kN/mm)	118.4	126.4	127.3	133.0
引張/圧縮	—	0.109	0.102	0.113	0.098
最大荷重	(kN)	306.6	300.3	297.4	339.4
最大応力度	(N/mm²)	5.32	5.21	5.16	5.89
最大荷重時変位	(mm)	49.2	3.3	40.2	4.1
最大荷重時ひずみ	(%)	164	11	134	14



図−3 圧縮剛性 履歴曲線



図−4 引張破壊実験縮 応力 ひずみ曲線

なお本実験には，本実験とは別の目的で製作され，回数の差はあるが 175%せん断ひずみによる 23～95 回の繰り返し載荷が実施された供試体が使用されている。

得られた実験データに対し，圧縮剛性については，道路橋支承便覧 [1] に従い 3 回目の履歴における載荷時の面圧 1.5～6.0N/mm² に相当する範囲の割線剛性を圧縮剛性として評価し，引張剛性については，引張方向の面圧 0.5N/mm²から設計で考慮される範囲である G10 および G12 の積層ゴムの引張許容応力 2.0N/mm²相当の荷重の範囲の割線剛性を引張剛性として評価することとした。

３．実験結果

圧縮剛性検証試験および引張破壊実験により得られている結果を**表-2**～**表-4** に，圧縮剛性検証試験の履歴曲線を**図-3** に，引張破壊実験の応力-ひずみ曲線を**図-4** に示す。**図-3** において，圧縮試験の履歴を実線で示し，圧縮剛性を太線で示した。また，引張破壊実験の引張剛性として評価した 0.5～2.0N/mm² の範囲のデータを破線でプロットしている。なお，**図-3** では比較のため，どちらの履歴も荷重載荷方向の変位を正として示している。どの供試体も圧縮剛性に比べて引張剛性は小さく，その比率は RB で 0.134～0.155（平均 0.147），LRB で 0.108～0.154（平均 0.135），HDR で 0.098～0.113（平均 0.106）となっている。天然ゴムを使用している RB と LRB では，LRB の比率が低い。これは，LRB の場合，鉛プラグの引張剛性への影響が圧縮剛性への影響に比べて小さいため圧縮剛性に対する引張剛性の比率が低くなったと考えられる。一方 HDR の場合，圧縮剛性は設計値・実験値ともに RB，LRB より大きいが，引張剛性は RB と同程度であったことから，引張剛性の圧縮剛性に対する比率は，3 種類の積層ゴムの中で最も低い結果となっている。せん断弾性係数の違いで比較すると，G10 が 0.102～0.154，G12 が 0.098～0.155 とせん断弾性係数による違いは顕著ではない。

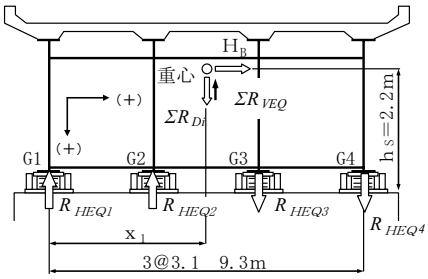
次に引張特性としては，今回実験した 12 体の供試体のうち 7 体で，**図-4** の LRB G10-1 のように 4N/mm² 付近で大きな剛性低下がみられ，その後なだらかに応力は増加し，5.0～5.9 N/mm² で破断に至る履歴となっている。RB G10-2 および RB G12-2 については，先に記した 7 体と同様に 4N/mm² 付近で大きな剛性低下がみられるが，その後ほぼ一定の応力のままひずみが増加した後に応力が低下し，破断に至っている。HDR G10-2 および HDR G12-2 では，最大応力後に凹型の曲線を描きながら応力が低下し，その後一定応力でひずみが増加し 50～65%で破断している。RB G12-1 は 5N/mm² 付近まで応力が増加し，最大応力を境界に直線的に応力が低下し 45%程度のひずみで破断している。HDR G10-2 および HDR G12-2 も最大応力を境界に応力が低下しているが、応力低下から一定応力で伸びる挙動を示した後に破断しており，RB G12-1 だけが最大応力から応力が低下しそのまま破断にいたる履歴となっている。破断ひずみについては，**図-4** のように 45～215%程度とばらつきがみられ，今回の実験範囲内では積層ゴムの種類の違いやせん断弾性係数の違いによる傾向を確認することは出来なかった。

破断に至る履歴特性に違いはあるが，最大荷重時の応力は 4.4～5.9N/mm² であり，せん断弾性係数 1.0N/mm² の積層ゴムの引張破断応力が概ね 5N/mm² とする既往の試験結果 [2] とも一致している。また，大きく剛性が低下する時の応力は 4～6N/mm² 程度であり，この値は G10 および G12 の積層ゴムの引張許容応力である 2.0N/mm² に対して 2～3 倍程度の安全率を確保している。

４．支承部の鉛直方向の剛性が設計鉛直地震力に与える影響の検討

前述のように，現在支承部に作用する鉛直方向地震力の算出において，支承部は鉛直方向に剛体であるとして計算を行っている。しかし，ゴム支承の場合は，３に示したように鉛直方向に剛体ではなく，圧縮方向と引張方向で特性が異なり，引張剛性は圧縮剛性の 10～15%程度と小さい。そこで，今回の実験結果をもとに支承部の鉛直剛性が鉛直方向地震力の算出に及ぼす影響を検討した。検討対象とした橋梁モデルを**図-5** に示す。上部構造の重心位置に橋軸直角方向の水平地震力 H_B を作用させると，支承部には水平力作用高さ h_S に起因するモーメントによる鉛直方向の力 R_{HEQi} が作用する。上部構造を剛体と考えた場合，R_{HEQi} は力の釣り合いから算出することが出来る。ここでは，支承部の鉛直方向の剛性を剛体とした場合と，橋梁モデルを想定して設定された鉛直剛性を考慮

した場合について R_{HEQi} を算出し，さらに引張方向の剛性については，圧縮方向の剛性と同じ場合と，今回の実験結果に基づいて圧縮剛性の 10%および 15%とした場合に対して算出し比較した。なお，R_{HEQi} の比較を行いやすいように死荷重 $\sum R_{Di}$ は考慮していない。検討結果を表-5 に示す。支承部の鉛直剛性を考慮した場合，上部構造の回転中心からの水平距離に比例した鉛直変位が発生し，その変位に応じた力が作用する。よって，圧縮と引張で剛性が同じ場合（case-2）は，鉛直剛性を剛とした場合（case-1)と同じ回転中心となり R_{HEQi} は変化しないが，圧縮と引張で剛性が異なる場合（case-3，case-4）は，剛性の高い側に回転の中心が移動し，例えば case-4 では case-1 に比べて引張力は 25%小さくなり，圧縮力は 37%大きくなる。ただし本検討では，死荷重による初期の鉛直変位や鉛直地震動による作用力については考慮しておらず，実際の地震時における鉛直地震力の評価とはなっていない。今後これらの影響についても検討し，より現実に近い設計鉛直地震力の設定を行うことで支承部の設計の合理化を目指す。



死荷重 ΣR_{Di} (kN/支承線)	水平震度 Khe タイプⅡ	慣性力 H_B (kN/支承線)	支承圧縮剛性 Kv (kN/mm)
4,910	0.89	4,370	1,088

図-5　橋梁モデル

表-5　支点部の鉛直剛性と鉛直方向反力（R_{HEQ}）

	鉛直剛性		G1	G2	G3	G4
	引張	圧縮				
case-1	剛	剛	-930	-310	310	930
case-2	Kv	Kv	-930	-310	310	930
case-3	0.15Kv	Kv	-718	-416	-114	1249
case-4	0.10Kv	Kv	-700	-425	-149	1274

5．結　論

3 種類の積層ゴム RB，LRB および HDR に対して別途実施された圧縮剛性検証試験および引張破壊実験の結果を分析し以下の結果を得た。

(1) 積層ゴムの引張剛性は圧縮剛性よりも小さく，圧縮剛性に対する引張剛性の比率は 10～15%程度であった。

(2) 積層ゴムの引張破壊実験の応力-ひずみ曲線は，4～6N/mm² 付近で剛性が大きく低下し，ひずみ 45～215%程度で破断に至る履歴を描いた。

(3) 積層ゴムの鉛直剛性が圧縮方向と引張方向で異なる場合，剛性の高い側の鉛直方向の力が大きくなる。

なお，今回の実験は，RB，LRB および HDR 各 4 体に対する結果によるものであり，積層ゴムの引張方向の特性を把握するには，今回と異なる形状や積層構成の積層ゴムに対する実験や一定引張応力振幅による繰り返し実験など，今後更なる実験データの蓄積を行い，支承部の設計地震力の設定の合理化に関する検討を進める。

6．謝　辞

本報告書作成にあたっては，星隈順一上席研究員，堺淳一主任研究員ならびに岡田太賀雄研究員に御意見と御指導を賜りました。また，圧縮剛性検証試験及び引張破壊試験におけるデータ提供について，(社)日本道路協会耐震設計分科会支承 WG の活動を通じ，ゴム支承協会の協力を頂きました。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，道路橋支承便覧，2004.4

2) (社)日本支承協会・ゴム支承協会，免震支承の引張り・せん断力同時載荷特性の確認試験　報告書，1996.3

道路標識等の基礎及び柱の性能評価技術に関する研究

チーム名　構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ
氏　名　桐越　拓也

1. まえがき

道路標識等の基礎の設計は,「道路附属物の基礎について(昭和 50 年 7 月 15 日付け道路局企画課長通達) 」により運用している．本通達では，当時主として用いていたコンクリート基礎のみを対象としたケーソン式を仕様としているが, この基礎形式では近年の道路附属物の大型化及び都市道路環境下(狭隘，地下埋設等) 等への対応ができなくなっている．このため，民間において新しい基礎形式が開発され用いられているが，その性能評価法は確立されておらず，基準化が必要となっている．

2. 研究目的

民間の新しく開発された基礎形式の多くは杭として分別されるものであり，1 柱 1 杭形式のものである．道路標識の基礎の要求性能は，道路橋示方書 [1)] に倣うと，常時･暴風時及びレベル 1 地震時には「道路標識の基礎として健全性を損なわない」ことになり，杭の安定照査項目は,「鉛直」と「水平」が考えられる．しかし，道路標識は正面より荷重を受けると，1 柱 1 基礎における杭の場合，その形状から支柱下端に発生する転倒モーメントと，支柱を中心に発生する回転モーメントが生じることが想定される．そこで，杭の「回転」に対する安定を確認することを目的に室内載荷試験を実施し，研究したものである．

3. 研究方法

3.1 供試体

供試体の概略を**図-1** に，諸元を**表-1** に示す．載荷試験に使用した供試体は，H400×1100 に厚さ 9mm の平板を溶接で張り合わせたもの(以後，角タイプという) と，丸形鋼管 ϕ120×t6×1100 に厚さ 12mm の平板を溶接で張り合わせたもの(以後，羽タイプという) である．

表-1 供試体の諸元

タイプ	断面寸法 mm						断面積 cm^2	断面二次モーメント cm^4		断面係数 cm^3	
	A	B	t1	t2	t3	L	S	Ix	Iy	Zx	Zy
角タイプ	400	400	13	21	9	1100	283.1	73504	47046	3675	2352
羽タイプ	400	120	6	12		1100	55.1	6932	6578	329	59

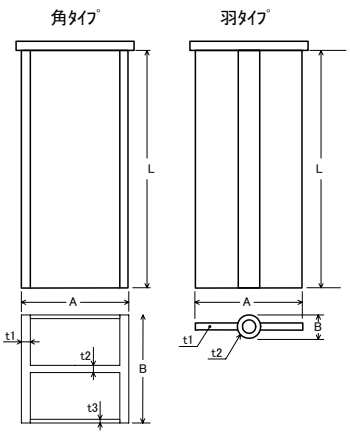


図-1 供試体の概略

3.2　載荷方法

載荷試験の概略図を**図-2** に示す．載荷方法は，供試体の上部に回転治具を取り付け油圧ジャッキにより回転トルクを加え，一方向連続載荷方式とし，荷重及び回転変位を測定した．また，基礎体にねじ込み式の土圧計を設置(設置位置は**図-3** の ch1～9 参照) し，深度方向，幅方向の土圧の変化も測定した．なお，荷重ステップは 3kN ピッチで実施し，試験終了の判定は荷重が上昇しなくなったときとした．

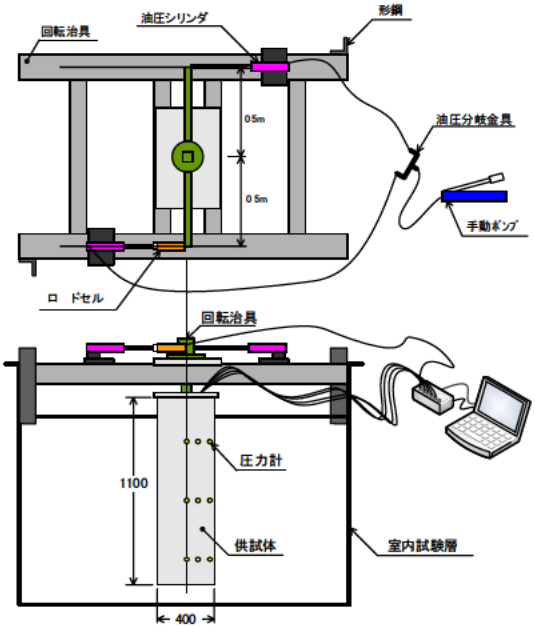


図-2 載荷試験概要

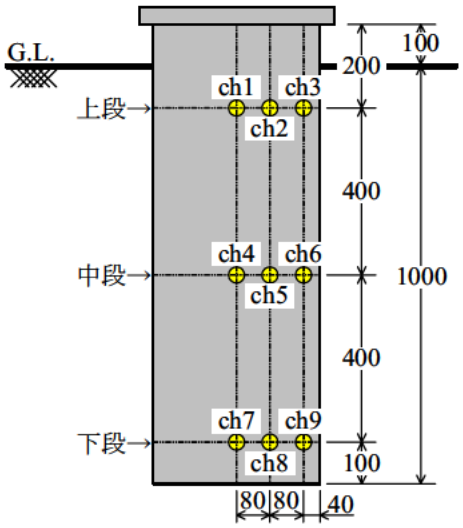


図-3 土圧計取付け位置

3.3　地盤管理

本研究は日本地工株式会社内にある室内試験場で行った．室内試験場の三軸圧縮(CD) 試験結果を**表-2** に示す．ここに，ρ_{dmax}: 最大乾燥密度(%)，ω: 含水比(%)，ρ_d: 乾燥密度(g/cm^3)，c_d: 粘着力(kN/m^2)，ϕ_d: 内部摩擦角(°) である．地盤管理方法は，専用バケットにより撒き砂し，層を均一にした後，機械により締め固めを行い約200mm毎の層厚で表層まで繰返した．そのとき，砂置換法による土の密度試験を行い，最終締め固め密度が 85%となるように管理した．

表-2 不飽和三軸圧縮(CD) 試験結

	$\rho_{d\max}$ (%)	ω (%)	ρ_d (g/cm^3)	c_d (kN/m^2)	ϕ_d (°)
6号硅砂	85	13.9	1.426	2.2	30.5
		13.7	1.433		
		13.8	1.443		
	90	13.9	1.503	2.7	32.3
		14.1	1.501		
		14.0	1.511		
	95	13.7	1.599	2.8	35.8
		13.6	1.609		
		13.9	1.608		

3.4　実験結果

角タイプを 7 回，羽タイプを 3 回，回転載荷試験を行った．試験結果の回転モーメント(kN･m) と回転角(°) の関係を**図-4** に示し，最大回転モーメント(kN･m) と回転角(°)，各点(チャンネル) の土圧(kPa) を**表-3** に示す．

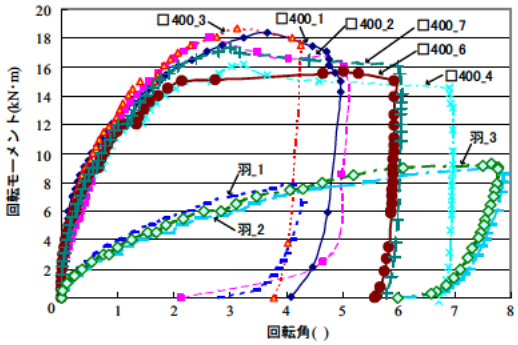


図-4 回転モーメント･回転角の関係

表-3 最大回転モーメント時の土圧

タイプ	最大回転モメント (kN m)	回転角 (°)	土圧(kPa) 上段 ch1	ch2	ch3	中段 ch4	ch5	ch6	下段 ch7	ch8	ch9
□400 1	18.376	3.669	-34.2	–	24.9	2.0	–	-54.9	-18.0	–	186.8
□400 2	18.068	2.674	-26.6	–	21.0	-4.4	–	-19.0	-10.4	–	249.2
□400 3	18.676	3.134	-35.3	–	8.3	99.5	–	24.8	-13.7	–	359.4
□400 4	16.177	3.238	-47.2	-38.2	1.5	24.3	0.5	-11.8	-23.6	45.7	328.4
□400 5	16.775	2.661	-30.4	8.8	4.4	20.9	19.4	73.2	-18.1	13.4	206.1
□400 6	15.654	5.025	-40.2	13.2	43.1	12.1	27.4	86.5	-9.5	21.4	184.6
□400 7	17.335	3.007	-47.2	20.1	19.1	9.2	26.5	72.3	-39.9	51.2	283.6
羽 1	7.844	4.084	–	-2.2	20.1	–	202.5	35	–	68.6	527
羽 2	9.030	7.728	–	11.4	21	–	161.8	28.2	–	113	790
羽 3	9.300	7.661	–	2.7	16.6	–	70.6	32.6	–	110.7	717.2

4. 研究結果

羽タイプの最大抵抗モーメントは角タイプの半分程度であり，最大抵抗モーメント発揮時の回転角は羽タイプの方が大きいことが**図-4** および**表-3** より分かった．本研究では，回転モーメントに対する基礎の抵抗土圧を明確にするため，角タイプの最大荷重時における基礎底部縁端にかかる土圧の実測値の検討を行う．なお．**表-3** はマイナスの荷重が表示されている．この要因としては，基礎体のひずみによるものと考えられるが，明確な要因は断定することができない．ただし，この土圧計は土圧によりマイナスを拾う構造ではないことを考慮し，マイナス荷重の場合，0 として検討(以下，修正値) した．

角タイプの回転載荷試験は 7 回行った．7 回のうち 3 回の試験(□400 1～3) は土圧計を 6 箇所で測定し，4 回の試験(□400 4～7) は土圧計を 9 箇所で測定した．測定箇所は**図-3** による．測定した結果の修正値，平均値および統計量を**表-4** に示す．**表-4** に示されている変動係数から下段の土圧のばらつきは比較的小さいが，上段，中段は大きいことがわかる．**表-4** に示されている平均値を使用し，基礎底部縁端にかかる土圧の検討を行う．土圧の検討は，中心軸から縁端部距離 x(mm)，GL.から深さ y(mm) とし検討した．土圧の実測平均値を算出する次数 2 の多項近似曲線を**図-5** に示す．

表-4 角タイプの土圧及び統計量

タイプ	土圧(kPa) 上段 ch1	ch2	ch3	中段 ch4	ch5	ch6	下段 ch7	ch8	ch9
□400 1	0.0	–	24.9	2.0	–	0.0	0.0	–	186.8
□400 2	0.0	–	21.0	0.0	–	0.0	0.0	–	249.2
□400 3	0.0	–	8.3	99.5	–	24.8	0.0	–	359.4
□400 4	0.0	0.0	1.5	24.3	0.5	0.0	0.0	45.7	328.4
□400 5	0.0	8.8	4.4	20.9	19.4	73.2	0.0	13.4	206.1
□400 6	0.0	13.2	43.1	12.1	27.4	86.5	0.0	21.4	184.6
□400 7	0.0	20.1	19.1	9.2	26.5	72.3	0.0	51.2	283.6
平均	0.0	10.5	17.5	24.0	18.5	36.7	0.0	32.9	256.9
最小値	0.0	0.0	1.5	0.0	0.5	0.0	0.0	13.4	184.6
最大値	0.0	20.1	43.1	99.5	27.4	86.5	0.0	51.2	359.4
標準偏差	–	7.29	13.29	31.92	10.82	36.37	–	15.90	64.49
変動係数	–	0.69	0.76	1.33	0.59	0.99	–	0.48	0.25

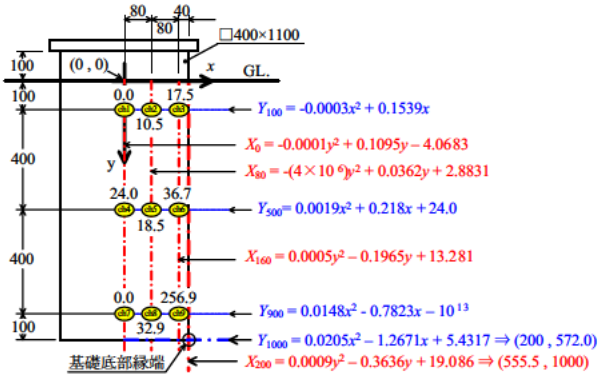


図-5 近似曲線による土圧の実測平均値

基礎底部縁端にかかる土圧は，**図-5** に示される式 Y_{1000} および式 X_{200} で推測される．なお，式 Y_{1000} は地表面より深さ 1000(mm) で中心軸から縁端部距離を x(mm) として推定されたものであり，式 X_{200} は中心軸から縁端部距離 200(mm) で深さを y(mm) として推定されたものである．推定式によると，基礎底部縁端にかかる土圧は，555～572(kPa) である．土質試験結果より，γ=16(kN/m^3)，c=2.2(kN/m^2)，ϕ=30.5(°) とし，クーロンの受働土圧(K_P=4.269) による基礎底部縁端にかかる土圧の計算値と土圧の実測値の比較を**図-6** に示す．

基礎底部縁端にかかる土圧の実測値は，クーロンの受働土圧による計算値の 7 倍程度(=555.5 / 77.4) になっている．そこで，極限地盤反力度に関する既存の研究を参考に基礎底部縁端にかかる土圧の実測値の検討を試みる．検討は，① 道路橋示方書 [1]の考え(地盤反力度の上限値)，② 岸田・中井[例えば 2]の極限地盤反力度の考え，③ テルツァーギの極限支持力度の考え [1]，によりそれぞれの実測値と計算値の比を**表-5** に示す．

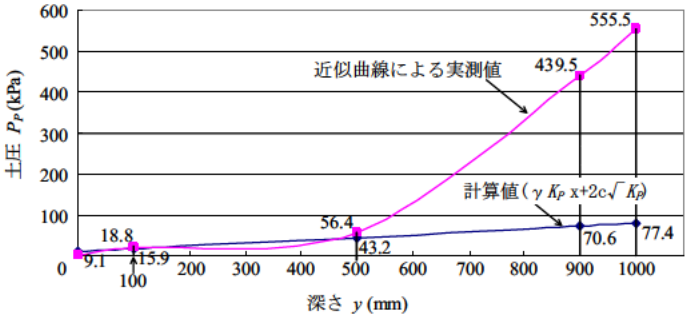


図-6 近似曲線による底部縁端土圧

表-5 実測値と極限地盤反力度

方法	考え	底面縁端極限支持力度(kPa)	実測値/計算値
	実測値	555.5	1.00
①	道路橋示方書	218.6	2.54
②	岸田・中井(II 領域)	201.5	2.76
③	テルツァーギの極限支持力度	504.3	1.10

5. 結論

実験の結果，①羽タイプの最大抵抗モーメントは角タイプの半分程度であり，最大抵抗モーメント発揮時の回転角は羽タイプの方が大きいことを確認した．②角タイプの回転抵抗による土圧は深さ方向，杭の中心から端部方向ともに曲線的に大きくなることを確認した．③本試験体(□400×1000) では底部縁端の土圧はテルツァーギの極限支持力度と同程度であることを確認した．

今後は，フィールド載荷試験を実施し基礎にかかる土圧は本試験を参考とし，杭の回転抵抗モーメントを検討したい．

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，中谷上席研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様に謝意を表します．

所属　社団法人 全国道路標識・標示業協会

＜参考文献＞

1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 2002.

2) 岸田英明, 中井正一: 地盤反力・変位関係の非線形, Vol.25, No.8, 土と基礎, 1977.

軸方向鉄筋のはらみ出しに着目したRC橋脚の限界状態の推定に関する研究

チーム名　　橋梁構造研究グループ
氏　　名　　小　森　暢　行

１．まえがき

RC橋脚が地震力により繰返しの水平力を受けると，水平変位が大きくなるにつれ，かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋のはらみ出しなどの損傷が進展し，その結果RC橋脚の水平耐力が低下していく．道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では水平耐力が低下し始める変位を終局変位と定義し，その終局変位は様々な模型供試体に対する正負交番載荷実験の結果に基づいて評価式が構築されている．しかしながらこのようにして推定された終局変位は，変動係数が 30%程度とばらつきが大きく，信頼性の高い設計手法としていくためには，その推定精度の向上が必要とされている．またこれまでの評価では，軸方向鉄筋の基準降伏点が 345N/mm^{2}までの鉄筋に基づいて評価手法が構築されているが，近年は高橋脚等に対して過密配筋の改善のために，軸方向鉄筋に従来の鉄筋より高い強度の鉄筋が使用されることもあり，SD390，SD490等の鉄筋を軸方向鉄筋として用いた場合の塑性変形性能の評価手法の確立も求められている．

こうした背景を踏まえ，本研究では，RC橋脚の限界状態の評価手法の推定精度向上を図るとともに，SD345以上の強度の軸方向鉄筋に対する限界状態の評価手法の確立も目的として，土木研究所等における既往のRC橋脚に対する正負繰返し載荷実験を対象として，損傷度の観点から限界状態を定義するとともに，その限界状態に達する変位を推定する手法の検討を行った．

２．検討対象とした正負交番載荷実験と損傷度から見た限界状態の定義

本研究において対象としたRC橋脚の正負交番載荷実験を**表-1**に示す．対象は矩形断面が22体，円形断面が7体の計29供試体とした．ここでは，繰返し回数の影響を除くため全て繰返し載荷数3回の実験のみ対象とした．なお対象供試体のうちNo.12～14，19～22は，軸方向鉄筋としてSD490を使用した供試体である．

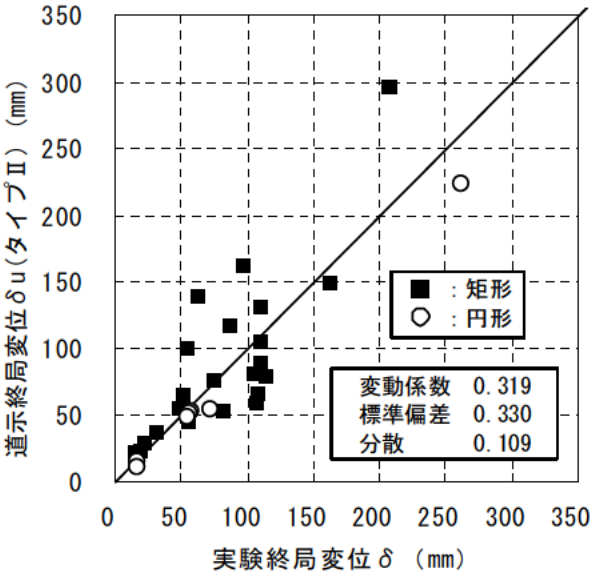
曲げ破壊型のRC橋脚に繰返し漸増載荷を与えると曲げひび割れが発生した後，軸方向鉄筋がはらみ出し，さらに損傷が内部コンクリートにまで進展して水平耐力が低下していくというプロセスで損傷が進展していく．本研究では，軸方向鉄筋のはらみ出しというイベントに着目し，その評価を引張側軸方向鉄筋のひずみに基づいて行うことを考えた．軸方向鉄筋のはらみ出しは，引張力により鉄筋に伸びが生じ，圧縮に転じた際に橋脚外側にはらみ出す現象である．なお実験の終局段階において鉄筋に生じたひずみは，大ひずみ領域のひずみとなりその計測が困難であることから実験ではデータとして得られていないケースが多い．そこでここではファイバー要素を用いた実験の再現解析により実験における鉄筋のひずみを推定することとした．実験における軸方向鉄筋のはらみ出しが生じた変位時のひずみをファイバー要素による再現解析から求め，これを実験における限界状態の鉄筋ひずみと定義した．ここで実験における橋脚の水平変位は，軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しによる水平変位を引いた値とした．

3．現行基準における終局変位推定手法の精度

現行基準での終局変位は，曲げモーメント－曲率解析に基づく各断面の曲げモーメント－曲率関係と橋脚基部で発生する塑性ヒンジを考慮して算出される．ここで塑性ヒンジは一般的な曲げ破壊タイプであれば，断面高さの 1/2 として与えられる．また現行基準での終局限界状態は，水平耐力が低下し始める点とされ，横拘束筋による横拘束効果を見込んだコンクリートが最大圧縮応力の 80%にまで低下した時のコアコンクリートひずみが終局限界に相当するものとして計算される．図-1 に実験における終局変位と現行基準による終局変位の関係を示す．ばらつきを示す変動係数は 32%程度である．

表-1 対象とした実験

No.	形状	幅×高さ (mm)	せん断支間比	軸方向鉄筋比 (%)	横拘束筋体積比 (%)	文献 No.
1	矩形	600*600	5.02	0.95	0.32	1)
2	矩形	600*600	5.02	0.99	0.32	1)
3	矩形	600*600	5.02	0.99	0.16	1)
4	矩形	600*600	3.00	0.95	0.32	1)
5	矩形	1200*1200	4.00	0.77	0.09	1)
6	矩形	1200*1200	4.00	0.77	1.01	1)
7	矩形	1200*1200	4.00	1.21	1.01	1)
8	矩形	1200*1200	4.00	1.75	1.00	1)
9	矩形	2400*2400	4.00	1.20	0.17	1)
10	矩形	2400*2400	4.00	1.20	0.89	1)
11	矩形	600*600	4.00	1.19	1.01	1)
12	矩形	700*513	5.76	1.67	1.49	1)
13	矩形	700*513	5.76	0.80	1.33	1)
14	矩形	700*513	5.76	2.46	1.49	1)
15	矩形	900*600	5.02	0.95	0.62	1)
16	矩形	500*500	5.40	2.03	0.24	2)
17	矩形	500*500	3.80	2.03	0.24	2)
18	矩形	400*400	3.50	1.58	0.57	2)
19	矩形	600*600	5.00	2.00	1.20	3)
20	矩形	600*600	5.00	1.10	1.20	3)
21	矩形	600*600	5.00	2.00	1.60	3)
22	矩形	600*600	5.00	2.00	1.20	3)
23	円形	600	5.02	1.01	0.32	1)
24	円形	600	5.02	0.99	0.32	1)
25	ｲﾝﾀｰﾛｯｷﾝｸﾞ	1000*600	5.02	1.03	0.37	1)
26	円形	1524	6.00	2.00	0.63	1)
27	円形	600	5.00	1.01	0.33	4)
28	円形	400	4.14	1.89	0.26	4)
29	円形	400	4.14	1.89	0.13	4)



*実験終局変位は軸方向鉄筋の伸び出し補正値を差し引いた値

図-1 道路橋示方書の終局変位の推定精度

4　限界状態の評価に用いる軸方向鉄筋の引張ひずみの算定手法の検討

本研究では，限界状態の推定において軸方向鉄筋の引張ひずみに着目することとし実際の現象に近い塑性ヒンジ長を用いることにより限界状態変位の推定精度向上を図ることとした．ここで本研究では，土木研究所資料第 3748 号[1)]に示された軸方向鉄筋径や帯鉄筋間隔等のパラメータによって値が変化する塑性ヒンジ長を用いることとした．

正負交番繰返し載荷を受ける RC 橋脚において，軸方向鉄筋が外側にはらみ出そうとする挙動に対する抵抗としては，軸方向鉄筋自体の抵抗のほか軸方向鉄筋のはらみ出しを抑える帯鉄筋，かぶりコンクリートの抵抗があると考えられる．これらの影響を考慮できる推定手法として，これらをパラメータとした重回帰分析を行い，それぞれの影響度を分析することとした．

4．1　軸方向鉄筋の抵抗

軸方向鉄筋の抵抗特性は，柱部材の座屈理論を適用するものとしオイラーの弾性座屈理論式より求めた．オイラーの座屈理論式を展開すると，両端固定梁の鉄筋ひずみは次式で表される．

$$\varepsilon_{cr} \quad \frac{\pi^2}{4}\cdot\left(\frac{\phi}{L_{cr}}\right)^2 \qquad (1)$$

ここに，L_{cr} は有効座屈長，ϕ は軸方向鉄筋径である．式(1)より軸方向鉄筋の座屈時ひずみは鉄筋径と座屈長の比 ϕ / L_{cr} がパラメータになることが分かる．なお，座屈長 L_{cr} は式(2)から算出した．

$$L_{cr} \quad 7.5\sigma_{sy}^{\ 1/5}\beta_n^{\ 1/3}\phi \tag{2}$$

$$\beta_n \quad \beta_s + \beta_c \tag{3}$$

$$\beta_s \quad \begin{cases} \beta_{ss} \quad \dfrac{384EI}{nsd} & \text{(矩形断面の帯鉄筋等分布バネ)} \quad (4) \\ \beta_{sc} \quad \dfrac{2EA\sin(\pi / n')}{ds} & \text{(円形断面の帯鉄筋等分布バネ)} \quad (5) \end{cases}$$

$$\beta_c \quad k_0 c_0 \qquad \text{(かぶりコンクリート等分布バネ)} \quad (6)$$

ここに，σ_{sy} は軸方向鉄筋の降伏応力度，β_n は帯鉄筋およびかぶりコンクリートの等分布バネ定数，E は横拘束筋のヤング係数，I は横拘束筋の断面二次モーメント，s は横拘束筋間隔，d は横拘束筋の有効長，n は横拘束筋の有効長で囲まれるブロックに含まれる圧縮側軸方向鉄筋の本数，A は横拘束筋の断面積，n' は円形断面橋脚の全軸方向鉄筋本数，k_0 はかぶりコンクリートのバネ算出係数で 0.01N/mm^2，c_0 は軸方向鉄筋の純かぶりである．

4．2　帯鉄筋およびかぶりコンクリートの抵抗

須田ら[5]は，**図-2** に示す端部を回転拘束され弾性支承上に配置された直棒部材が半波形で座屈する場合の座屈荷重を示しており，鉄筋ひずみの式に展開すると式(7)になる．

$$\varepsilon_{cr} \quad \frac{C_1}{2\sqrt{\pi}}\sqrt{\frac{\beta_n}{E}} \tag{7}$$

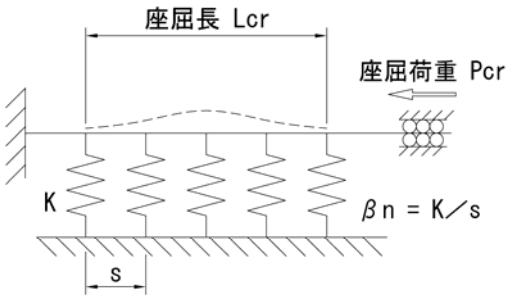


図-2 座屈モデル

ここに，C_1 は定数で解を導く際の近似法の違いにより 2.4～3.3 である．式(7)より座屈時のひずみは等分布バネ定数とヤング係数の比 β_n / E がパラメータになり，式(3)より β_s / E と β_c / E を帯鉄筋およびかぶりコンクリートのパラメータとし，それぞれの影響度の違いを考慮した．

4.3　重回帰分析による回帰

軸方向鉄筋の座屈抵抗パラメータを ϕ / L_{cr}，帯鉄筋の座屈抵抗パラメータを β_s / E，かぶりコンクリートの座屈抵抗パラメータを β_c / E として，これらをパラメータとした重回帰分析を行い，軸方向鉄筋がはらみ出す時の引張鉄筋ひずみの回帰式を求めた．ここで，ヤング係数を定数 200000N/mm^2 として代入すると矩形断面，円形断面の回帰式として式(8)，(9)が得られる．

$$\varepsilon_{sLS} \quad C_{LSs}L_{cr}^{0.92}\phi^{\ 0.92}\beta_{ss}^{0.29}\beta_c^{0.52} \qquad \text{(矩形)} \quad (8)$$

$$\varepsilon_{sLS} \quad C_{LSc}L_{cr}^{\ 1.37}\phi^{1.37}\beta_{sc}^{\ 0.60}\beta_c^{0.49} \qquad \text{(円形)} \quad (9)$$

ここに，C_{LSs} は矩形断面の場合の係数で 0.004，C_{LSc} は円形断面の場合の係数で 3.466 である．

4．4　提案手法の推定精度

実験および回帰式による鉄筋ひずみの算定結果を図-3 に，その鉄筋ひずみから求めた限界状態時の変位の算定結果を図-4 に示す．計算変位においてばらつきの程度を示す変動係数は，現行の手法による 32%から 23%へと約 9%減少し推定精度の向上が確認できる．また SD490 と SD295，SD345 を用いた供試体の結果に顕著な傾向の違いは見られないことから，本手法は軸方向鉄筋に SD490 を用いた RC 橋脚に対しても適用可能であると考えられる．

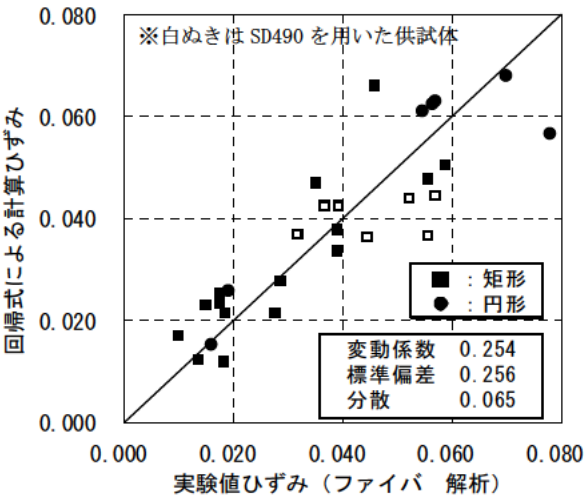


図-3 実験と計算ひずみ

5．結論

RC 橋脚の軸方向鉄筋の座屈抵抗が軸方向鉄筋，帯鉄筋，かぶりコンクリートの抵抗から成るものと考え，それぞれの座屈抵抗パラメータから重回帰分析によって軸方向鉄筋がはらみ出す時の鉄筋ひずみの回帰式を求めた．その鉄筋ひずみを用いることにより，限界状態変位の推定精度が向上した．また，SD490 を用いた供試体についても顕著な傾向の違いが見られないことから適用可能と考えられる．今後，適用範囲に関する検討や実橋脚に対する感度分析等，実用化に向けた検証が必要である．

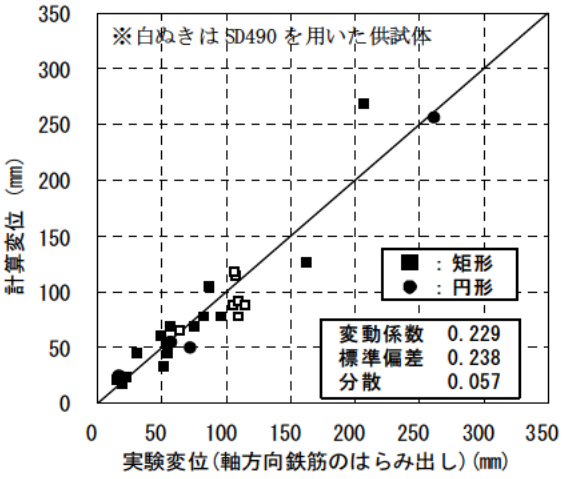


図-4 実験と計算変位

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，堺主任研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様に謝意を表します．

所属　株式会社エル・コーエイ

＜参考文献＞

1）運上茂樹，星隈順一，近藤益央，浅津直樹「軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究」土木研究所資料，第 3748 号，2000.9
2）武村浩志，川島一彦，運上茂樹，星隈順一「繰り返し載荷実験に基づくＲＣ橋脚の終局変位の評価」構造工学論文集，Vol.43A，pp.869 880，1997.3
3）北村岳伸，玉越隆史，藤田知高「高強度鉄筋コンクリートの適用性に関する研究」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法に関するシンポジウム講演論文集，pp.145 148，2010.2
4）堺淳一，運上茂樹「円形断面鉄筋コンクリート橋脚の変形性能評価法の高度化」土木技術資料，Vol.48，pp.54 59，2006.8
5）須田久美子，村山八洲雄，一宮利通，新保弘「交番繰返し荷重下における柱筋の座屈挙動」コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16，No.2，pp.467 472，1994

既設ケーソン基礎の耐震性評価に関する実験的研究

チーム名　構造物メンテナンス研究センター
氏　　名　豊　島　孝　之

1．まえがき

既設道路橋基礎の耐震補強法の性能評価技術に関する研究課題のうち，今年度はケーソン基礎の耐震性評価を行った．平成８年の道路橋示方書（以下，道示）以降，基礎の耐震設計法として地震時保有水平耐力法が導入され，大地震に対して必要な強度と変形性能を有することが照査されるようになった．一方で，設計計算に地震時保有水平耐力法が導入された以後のケーソン基礎と比較して，平成８年道示適用前のケーソン基礎は鉛直軸方向鉄筋量が極めて少なく，地震時保有水平耐力法により照査した場合，殆ど全てのケーソン基礎が既存不適格となる．一方で，これまでにケーソン基礎が損傷に伴って下部構造の顕著な残留変位を生じた例は確認されていない．そこで，ケーソン基礎が破壊に至るまでの挙動を明らかにするとともに，耐震性能を評価するための条件を示した．

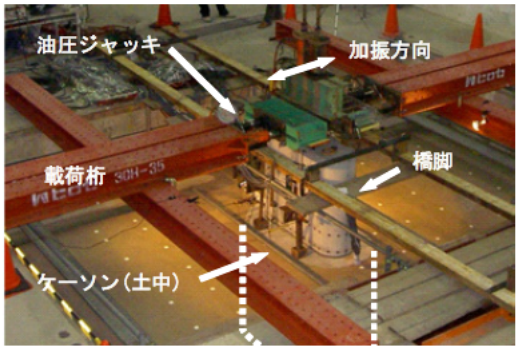


写真-1　実験状況（橋軸方向載荷）

2．研究目的

これまで地中部にある大断面の既設のケーソン基礎が実際にどのような破壊形態をたどるのかを調べた事例は無い．そこで，既設ケーソン基礎の実態調査と傾向分析をもとに代表的な基礎形状や配筋諸元を設定し，大型模型載荷実験を行った．実験は，写真-1 に示すように土中部で周辺地盤・土圧の影響を考慮した状態で行った．

3．研究方法

3.1　実態調査

昭和 53 年から昭和 63 年の 10 年間に建設されたケーソン基礎のうち 130 基の断面形状と竣工年が収録された資料をもとに，諸元を調べた．そのうち 14 基については，配筋図を入手し，鉄筋量も把握した．また，現行道示により設計された結果と比較するため，平成８年道示を適用して建設された 11 基を対象に鉄筋量の調査を行った．その調査結果を図-1 に示す．

a）長辺の長さ

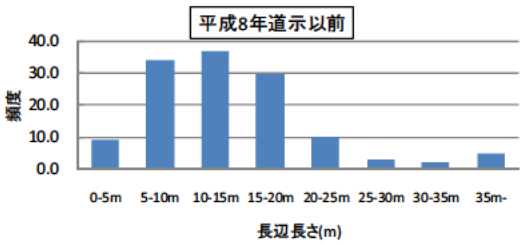
平成８年道示以前の既設ケーソン基礎の長辺長さは 10m 以上のものが７割と多い．一般に，10m を超えた辺りから側壁水平断面に発生する断面力を小さくする目的で，隔壁を設置するケースが多い．したがって，既設ケーソン基礎の多くは隔壁がある傾向にあるが，隔壁のないケーソン基礎もあると思われる．

b）根入れ比

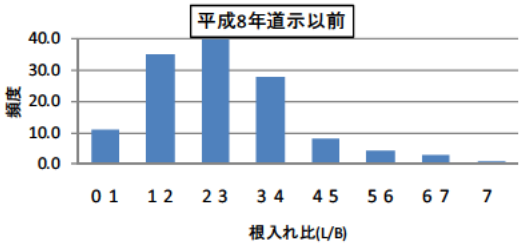
平成 8 年道示以前のものは，根入れ比（=基礎長 L/橋軸方向の載荷幅 B）が，幅広く分布するが平均としては L/B=2.0 以上が多く分布し，そのほとんどが柱状体基礎とみなせる十分な根入れ長さを有していることが分かる．

c) 鉄筋量

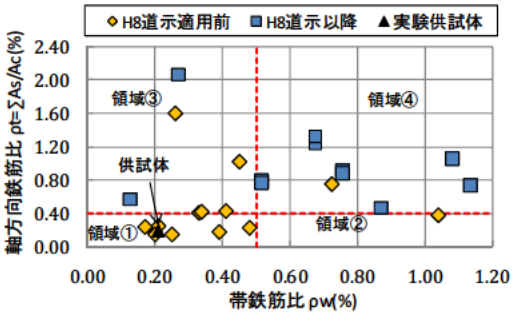
平成 8 年道示以降は，十分な強度と変形性能を有するように，中空断面橋脚の載荷実験結果なども参考にしながら，軸方向鉄筋量，水平鉄筋及び中間帯鉄筋配置に関する構造細目が規定されている．平成 8 年道示適用以前のものと以降のものとで，ケーソン側壁と隔壁に配置された鉛直軸方向鉄筋量と帯鉄筋量を比較したプロット図を図-1 c) に示す．平成 8 年道示以降の道示に基づいて設計されたケーソン基礎の多くは，平成 8 年道示を境に，鉛直軸方向鉄筋と帯鉄筋の量が明らかに増大している様子が分かる．平成 8 年道示適用以前は軸方向鉄筋比 ($=\Sigma A_s/A_c$) が 0.4%以下のものが多い．その多くがはり部材としての最小鉄筋量である軸方向引張鉄筋比 ($=A_s/bd$) の 0.2%以上を満足していない．したがって，ひび割れ曲げモーメント M_c が終局曲げモーメント M_u より大きくなる ($M_c>M_u$)．そのため，ひび割れが発生すると，直ちに鉄筋が降伏あるいは破断し，脆性的な破壊性状を示すことが懸念される．また，せん断力に対して配置される帯鉄筋量は 0.5%以下のものが多い．そこで，配置鉄筋量から想定される破壊形態を 4 つの領域①～④に区分できる．まず脆性的な曲げ破壊形態となる境界線として軸方向鉄筋比については 0.4%に設定した．続いて，平成 8 年道示以降のケーソン基礎はせん断破壊に対して，曲げ破壊が先行するように設計されることを考慮し，平成 8 年道示以降と以前を区分する値として帯鉄筋比については 0.5%を目安に境界線を設定し，それより大きい場合には曲げ破壊，小さい場合にはせん断破壊先行または曲げからせん断破壊移行型の破壊形態と見なす．以上から，軸方向鉄筋比と帯鉄筋比が小さい領域①は，ひび割れ発生後に脆性的な曲げ破壊，またはせん断破壊のいずれかが生じるものと判断できる．そして，軸方向鉄筋比が小さく，帯鉄筋比が大きい領域②は脆性的な曲げ破壊が，軸方向鉄筋比が大きく帯鉄筋比が小さい領域③はせん断破壊が，領域④は現行道示を満足すると考えられる領域でありレベル 2 地震動に対しても安全であると予測される．そして，平成 8 年道示より前の示方書に基づいて設計された既設ケーソン基礎の多くは，大断面に対し軸方向鉄筋比及び帯鉄筋比が非常に小さい図-1 c) の領域①に属していることが分かる．



a) 長辺長さ



b) 根入れ比



c) 鉄筋量

図-1　調査結果

3.2　実験方法

既設ケーソン基礎の中から諸元分析をした結果に基づき根入れ比が 2 以上で，鉄筋量が図-1 c) の領域①にある 1 基を抽出し，1/10 スケールの同一縮小模型を 2 基作成した．この模型は，設計計算上は橋軸方向（短辺方向）に載荷した場合には $M_c>M_u$ となり脆性的な曲げ破壊が生じ，橋軸直角方向（長辺方向）に載荷した場合にはせん断破壊する．

載荷実験は写真-1 に示すように，土木研究所基礎特殊実験施設内の実験ピットに作製した模型地盤内にケーソン模型（小判型：$B\times D\times L$=1.0×1.8×2.6m，隔壁数：2 枚）を埋設して行った．ピット底面に定着させた 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 0.7N/mm^2）の鉛直力 (350kN) を導入したままの状態で，上部構造位置に設置した油圧ジャッキにより繰返し水平変位を与えた．1δ_y は現行道示の設計法により基礎背面側の壁に配置された軸方向鉄筋が降伏する状態とした．載荷パターンは±nδ_y (n=1,2,4,6…) で各 3 回を基本とし，±8δ_y以降は，各 1 回とした．模型地盤は緩い砂層と比較的堅固な粘性土層を想定したセメント改良土層からなる 2 層構成とした．

4．研究結果

4.1　橋軸方向（短辺方向）載荷実験結果

水平荷重載荷点位置における水平荷重ー変位関係を図-2 に示す．そして，実験後に模型地盤を撤去した状態で撮影したケーソン模型の状況を写真-2 に示す．

図-2 から，最大荷重発生後も若干の耐力低下はあるものの急激な耐力低下ではないことがわかる．さらに，基礎天端に設置した傾斜計の計測結果と，内部カメラによるクラック観察結果からケーソン基礎は，土層境界位置に発生した側壁周方向の貫通したクラックにより，基礎が上下に分断され，上方のケーソン躯体が直接基礎のように浮上りと着地を繰り返す挙動が確認された．そして，クラック部では鉄筋が伸出しを繰返すが鉛直方向鉄筋がはらみ出すことはなかった．急激な荷重低下を示さなかったのは，周辺地盤からの受働土圧抵抗が発揮されたためと考えられる．

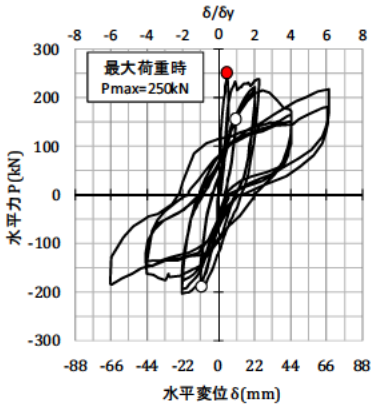


図-2　載荷点での水平力ー水平変位関係
（白丸は±1δ_y）

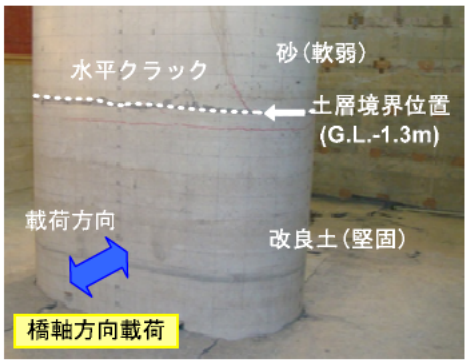


写真-2　実験後のケーソン模型の損傷状況

4.2　橋軸直角方向（長辺方向）載荷実験結果

水平荷重載荷位置における水平荷重ー変位関係を図-3 に示す．実験後に模型地盤を撤去した状態で撮影したケーソン模型の写真-3 に示す．設計計算ではせん断破壊するとされるが，実験では，頂版付近に斜めせん断ひび割れを形成するせん断破壊と土層境界に沿った水平クラックが確認され，実験終了後に計測したクラック幅は，前者が 0.30mm で軽微である一方で 後者は開口した状態で，最外縁のかぶりコンクリートが剥落し帯鉄筋が一部露出していたことから，実験では最終的には曲げ破壊したものと考えられる．

鉛直軸方向鉄筋に配置したひずみゲージから想定される破壊順序は，1δ_y 付近で頂版付近に発生した曲げひび割

れが斜めせん断ひび割れに進展する．しかし，隔壁があるため完全にはせん断破壊には至らず，基礎として水平力と鉛直力に対して抵抗力は増加し続ける．その後，$2\delta_y$ で土層境界に沿って水平クラックが発生し，貫通，基礎が上下に分断され，上方のケーソン躯体が直接基礎のように浮上りと着地を繰返すものであった．そして，結果的に，周辺地盤からの受働土圧抵抗が発揮され，急激な荷重低下を示さなかったものと考えられる．

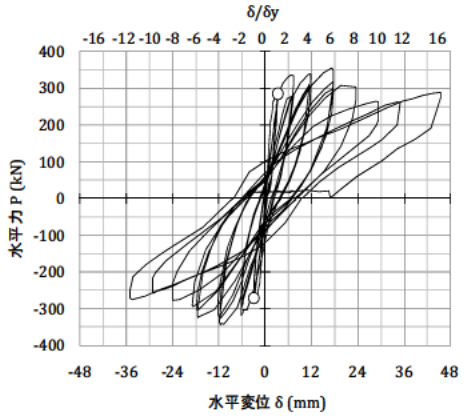


図-3　載荷点での水平力ー水平変位関係
（白丸は±$1\delta_y$）

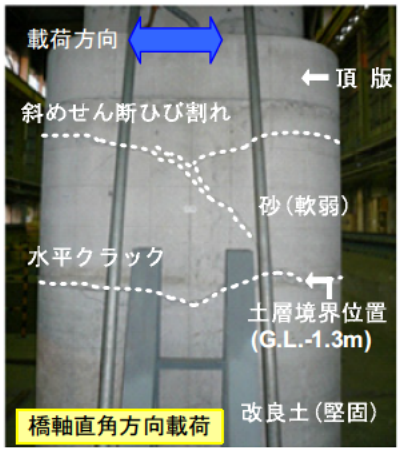


写真-3　実験後のケーソン模型の損傷状況

5．結論

低鉄筋断面であり，大地震時に脆性的な破壊が懸念される既設ケーソン基礎について，諸元の実態を把握するとともに，繰返し載荷実験により地震時挙動を調べた．その結果，以下のように現在の設計計算とは異なった破壊形態，支持機構への変化が見られた．

1) 平成 8 年道示以前のものは，現行道示で設計されたものと比較して軸方向鉄筋比及び帯鉄筋比が非常に小さいものが多い．

2) 橋軸方向載荷実験結果から，低鉄筋大断面のため，曲げひび割れが発生したときにケーソンが部材として最大強度を発揮するような場合，曲げモーメントが最大となる断面にて水平クラックが生じるが，水平ひび割れの分散がなく，いわゆる塑性ヒンジ長はほぼゼロであり，その後は，この位置を境界に直接基礎のように浮上りと着地を繰返す挙動となる可能性が高い．

3) 橋軸直角方向載荷実験結果から，曲げからせん断へ移行する破壊が予測される供試体であっても，実際には側壁においてフランジに相当する部分や隔壁の存在により，斜めひび割れ発生後も水平力が伝達される可能性が高い．そして，最終的には，曲げモーメントが最大となる断面にて水平クラックが発生し，その後は，この位置を境界に直接基礎のように浮上りと着地を繰返す挙動に至る可能性が高い．

4) 水平荷重のピーク以後は荷重低下が生じるが，支持機構が変化した後も，周辺地盤からの受働土圧抵抗が発揮されれば，急激な荷重低下を示すことはないものと考えられる．

6．謝辞

本研究を進めるに当たり，中谷上席研究員，白戸主任研究員，飯田主任研究員，張研究員，谷本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　株式会社耐震解析研究所

アルカリシリカ反応により劣化したコンクリート構造物の膨張拘束に関する基礎的検討

チーム名　構造物メンテナンス研究センター　橋梁構造研究グループ
氏　名　塚田　高則

1. まえがき

アルカリシリカ反応（以下，ASR）によるコンクリート構造物の劣化は，1930 年代に米国で発見され，日本では，昭和 26 年（1951 年）に山形県で確認された．当初は耐荷性状への影響は小さいとの認識であり，表面保護塗装やひび割れ注入で補修されたものが多かった．しかし，近年，ASR により著しい劣化が生じた構造物において，鉄筋の曲げ加工部などで鉄筋が破断する事象が確認されている．そこで，国土交通省では，2003 年 3 月に通達[1]により注意喚起を行い，2008 年 3 月には「アルカリ骨材反応による劣化を受けた道路橋の橋脚・橋台躯体に関する補修・補強ガイドライン（案）[2]」を策定するに至った．しかし，既に ASR が生じているコンクリートの劣化進行を確実に抑制する手法は確立されておらず，補修箇所の再劣化事例も少なくない．したがって，ASR によるコンクリート構造物の補修・補強技術の確立が望まれている．

2. 研究目的

ASR が生じたコンクリート部材の補修方法として，鋼板等で膨張を拘束する補修工法があるが，拘束の効果や影響については十分に明確になっていない．本研究では，特に拘束方向と直交する方向の膨張量に着目し，拘束による悪影響が生じないか，基礎的検討を行った．

3. 研究方法

供試体の形状を図-1 に示す．供試体は，拘束を行なわずに自由膨張させ，基本膨張ひずみを測定するための供試体（A）を 3 体，PC 鋼材と鉄板を用いて一方向のみ拘束した供試体（B）を 3 体および二方向を拘束した供試体（C）を 1 体の合計 3 種類 7 体作成した．なお，拘束供試体においては，PC 鋼材の径による拘束効果の違いを確認するために，φ9.2mm，φ13mm，φ19mm の 3 種類を配置した．また，PC 鋼材の配置にあたっては，コンクリートとの付着の影響をなくすため，塩化ビニール管を供試体に配置し，その中に PC 鋼材を配置した．

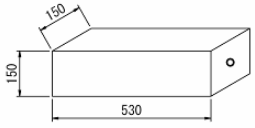
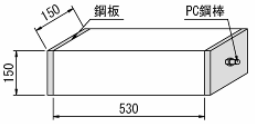
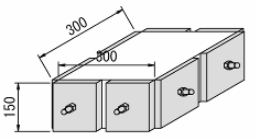
供試体	拘束	形　状	PC 鋼材
A	非拘束		―
B	一方向拘束		φ9.2(p_s=0.3%) φ13（p_s=0.6%） φ19（p_s=1.3%）
C	二方向拘束		φ13（p_s=0.6%）縦 φ9.2(p_s=0.3%)横

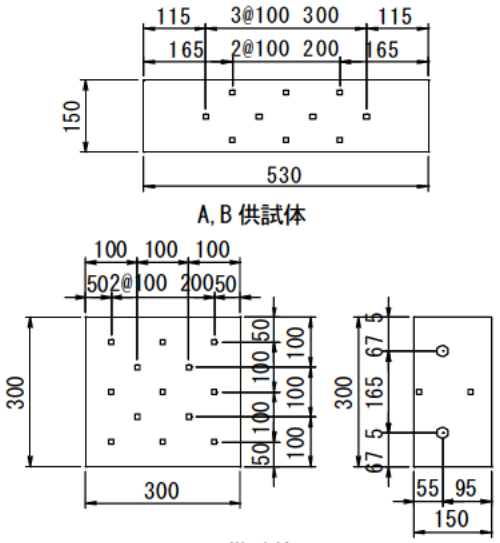
図-1　供試体の形状

表-1　コンクリートの配合

W/C (%)	空気量 (%)	単位量(kg/m³)						
		水 W	セメント C	細骨材		粗骨材		NaOH
				非反応性 (川砂)	反応性 (安山岩砕砂)	非反応性 (砂岩)	反応性 (安山岩)	
55	4.5	165	300	416	434	502	503	9.29

コンクリートの配合を表-1 に示す．供試体は，材齢 28 日まで湿布により湿潤養生し，その後，材齢 35 日から湿布とビニールシートによって保湿した上で，促進養生環境（気温 40℃，湿度 95%以上）に保管した．

コンクリートの膨張ひずみは，1 ヶ月に 1 回コンタクトゲージを用いて測定した．図-2 にコンタクトチップの配置を示す．また，拘束供試体においては，PC 鋼材に設置したひずみゲージによって，1 日 1 回ひずみを測定した．



□：コンタクトチップ，○：ＰＣ鋼材
図-2　コンタクトチップの配置

4. 研究結果

4.1　基本膨張ひずみの測定

供試体（A）の膨張ひずみを図-3～5 に示す．長辺方向および短辺方向において，コンタクトゲージを用いて測定したコンクリートひずみについて，長辺方向と短辺方向でばらつきがあるものの，それぞれ 3 体の平均コンクリートひずみを算出した結果，同程度のコンクリートひずみが発生していた．したがって，これらのコンクリートひずみの平均値を基本膨張ひずみとした（促進養生終了時，約 3,200×10^{-6}）．

4.2　一方向拘束の影響

供試体（B）の膨張ひずみを図-6～8 に示す．拘束（長辺）方向のコンクリートひずみは，PC 鋼材の径にかかわらず基本膨張ひずみに対して，約 3 割減少し拘束効果が確認された．しかし，PC 鋼材ひずみは，PC 鋼材の径によってひずみが異なる結果となった．このコンクリートひずみと鋼材ひずみの違いの原因は，必ずしも明確ではない．

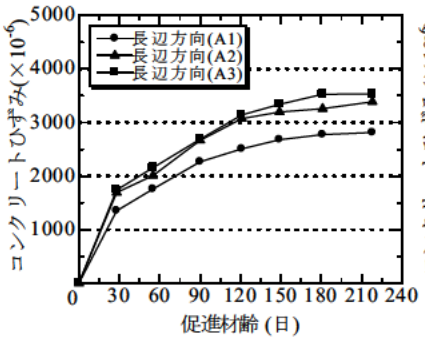


図-3 長辺方向コンクリートひずみ

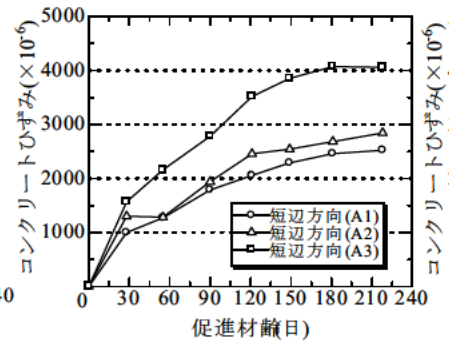


図-4 短辺方向コンクリートひずみ

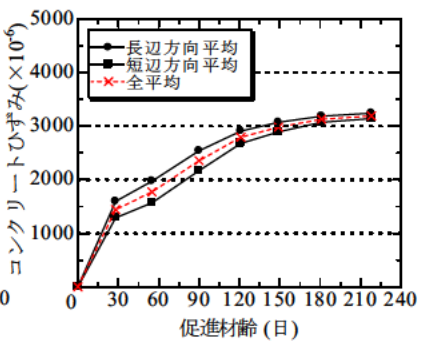


図-5 基本膨張ひずみ(非拘束供試体)

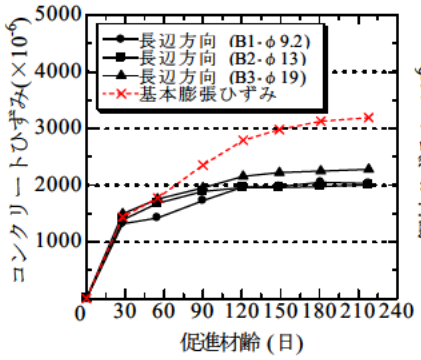


図-6 拘束(長辺)方向ｺﾝｸﾘｰﾄひずみ

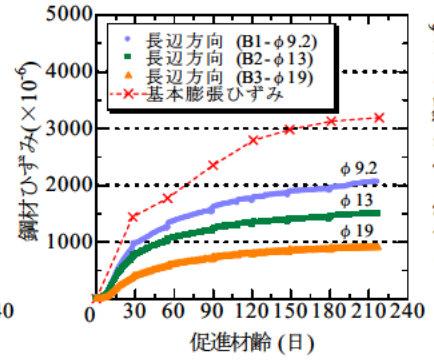


図-7 拘束(長辺)方向鋼材ひずみ

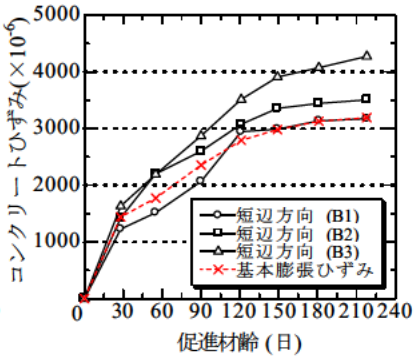


図-8 非拘束(短辺)方向ｺﾝｸﾘｰﾄひずみ

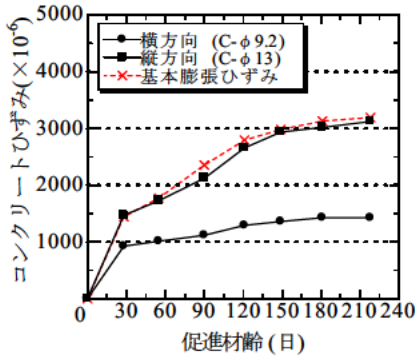


図-9 拘束方向ｺﾝｸﾘｰﾄひずみ

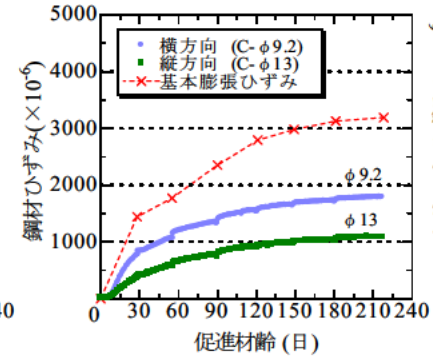


図-10 拘束方向鋼材ひずみ

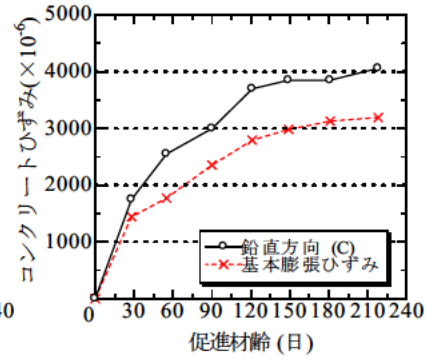


図-11 非拘束(鉛直)方向ｺﾝｸﾘｰﾄひずみ

一方，非拘束（短辺）方向では，基本膨張ひずみと同等以上のコンクリートひずみが発生し，PC 鋼材の径が大きくなるにしたがってコンクリートひずみも大きくなる傾向が確認された．このことより，PC 鋼材による拘束の影響により拘束した方向とは異なる方向へ膨張ひずみが移動したものと考えられる．

4.3　二方向拘束の影響

供試体（C）の膨張ひずみを図-9～11 に示す．φ9.2mm の PC 鋼材を配置した拘束（横）方向のコンクリートひずみは，基本膨張ひずみに対して，約 5 割減少し，拘束効果が確認された．しかし，φ13mm の PC 鋼材を配置した拘束（縦）方向のコンクリートひずみは，基本膨張ひずみと比較し同程度であり，拘束効果が確認できなかった．この原因については，必ずしも明確ではない．

これに対し，PC 鋼材ひずみでは，一方向拘束供試体（B）と同様に PC 鋼材の径が大きくなるほど，促進養生中のひずみの増加量が小さかった．この原因は必ずしも明確ではない．

一方，非拘束（鉛直）方向のコンクリートひずみは，基本膨張ひずみに対して，約 3 割増加しており，一方向拘束供試体（B）と同様に，PC 鋼材による拘束の影響により拘束した方向とは異なる方向へ膨張ひずみが移動したものと考えられる．

4.4　拘束による体積の変化

非拘束供試体（A）の膨張量を 1 とした場合の拘束供試体の体積膨張量の比を算出したものを図-12 に示す．体積膨張量の算出にあたっては，ひずみ量から算出した．なお，拘束供試体（B，C）については，拘束方向の

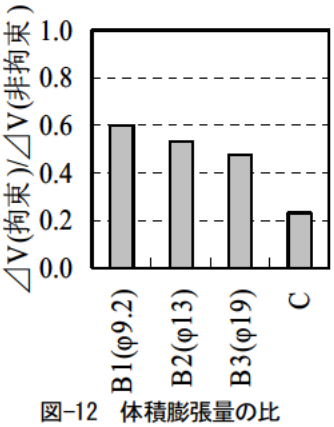


図-12　体積膨張量の比

コンクリートひずみのデータにばらつきが見られるため，PC 鋼材のひずみを用いて算出した．

今回の実験において，非拘束方向の膨張ひずみは増加するものの，体積膨張量の比は 0.2～0.6 の範囲にあり，PC 鋼材による拘束の効果によって ASR による体積膨張は減少することが確認された．

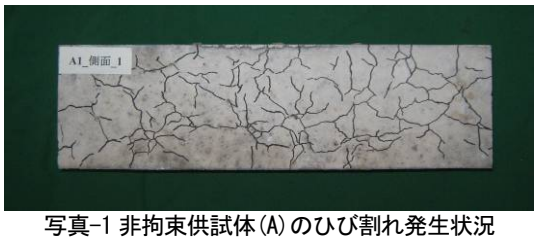


写真-1 非拘束供試体(A)のひび割れ発生状況



写真-2 一方向拘束供試体(B)のひび割れ発生状況

4.5　ひび割れの発生状況

ひび割れの発生状況の代表的なものを写真-1～2 に示す．非拘束供試体（A）は，ASR に特徴的な不規則な網目状のひび割れが発生した．一方向拘束供試体（B）のひび割れも不規則ではあるが，PC 鋼材の方向に卓越したひび割れが発生した．このことから，拘束供試体では，拘束方向と非拘束方向の膨張ひずみに差が生じていることが推定される．

5. 結論

今回の実験においては，PC 鋼材による拘束によって ASR による膨張を抑制する効果が確認された．しかし，一方では拘束した方向とは異なる方向の膨張ひずみは非拘束供試体（A）と比較すると，増大することが確認された．このことより，ASR により劣化した構造物の補修工法として拘束する工法を採用する場合には，拘束しない／できない方向の膨張について特に注意して対策を検討する必要があると考えられる．

6. 謝辞

本研究を行うにあたり，ご指導頂きました木村嘉富上席研究員，渡辺博志上席研究員，古賀裕久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　財団法人　三重県建設技術センター

＜参考文献＞

1) 国土交通省：道路橋のアルカリ骨材反応に対する維持管理要領(案)：2003.3

2) ASR に関する対策検討委員会：アルカリ骨材反応による劣化を受けた道路橋の橋脚・橋台躯体に関する補修・補強ガイドライン(案)：2008.3

腐食劣化したコンクリート部材における健全度評価に関する研究

チーム名　構造物メンテナンス研究センター
氏　　名　早川　智浩

1. まえがき

今後，高度経済成長期に建設された多くの道路橋が急速に老朽化していくこととなるが，これらの中には塩害やアルカリ骨材反応などにより既に劣化損傷の顕在化したコンクリート道路橋も多くみられる。こうした道路橋を効率的に維持管理していくためには，供用可能性や補修・補強の要否に対して耐荷性能に基づいた合理的な判断を下すことが必要であるが，コンクリート道路橋の耐荷性能を評価する手法は確立されておらず，早急な対応が必要とされている。本稿では，平成 20 年度に実施した腐食劣化させたプレストレストコンクリート（以下,PC）はり供試体で確認されたかぶりの剥離現象が耐荷性能を判断する上で重要になると考えられたため，より詳細な検討を行った。

2. 研究目的

プレストレスの有無をパラメータとした PC 供試体を用いて，実現場でも採用可能な非破壊検査手法である超音波透過法，超音波共振法，赤外線法および点検時に行われる打音検査により，腐食によって生じる剥離範囲の進展を把握するとともに，各手法の精度や適用性を検討することとした。

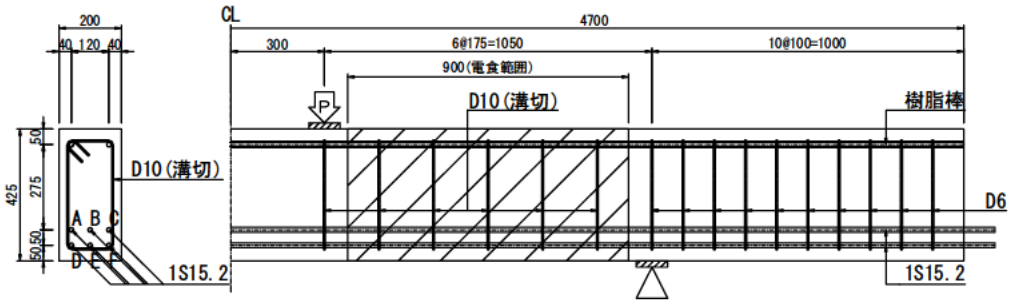
3. 研究方法

3.1　供試体概要

図-1 に PC はり供試体の形状及び諸元を示す。供試体は，支点から載荷点までのせん断スパンの PC 鋼線とせん断補強鉄筋を電食で人工的に腐食させた No.1 と No.2 であり，No.2 はプレストレス量の違いによる腐食過程の違いを確認する目的で製作したもので，No.2 の初期緊張力は No.1 の 1/10 程度である。No.1 でのプレストレス導入は，プレテンション方式により材齢 2 日で導入した。腐食ひび割れの発生による圧縮側コンクリートの損傷の影響を排除するため，圧縮側断面には鋼材を配置せず，段取り筋には樹脂棒を使用した。

3.2　電食方法

両側のせん断スパンの PC 鋼線とせん断補強鉄筋の質量減少率が概ね 20%程度となるように，既往の提案式[1)]を参考にして，材齢 28 日から 5A の電流を 30 日間通電した。図-1 の電食の対象範囲の PC 鋼線（B を除く 5 本）とせん断補強鉄筋（5 本）の腐食を促進させるため，ステンレス板を用いて供試体の側面と下面を囲んだ水槽を設置し，これを濃度 3%の塩化ナトリウム水溶液で満たして通電を行った。この際，両側のせん断スパンに設置した水槽に用いたステンレス板を直流電源のマイナス極，供試体端部の PC 鋼線を直流電源のプラス極に，いずれも並列に接続した。また，通電前に非破壊検査を実施する目的で，塩化ナトリウム水溶液の水槽への注水は材齢 25 日から行った。実際の通電は通算 30 日間であるが，その間の腐食ひび割れ調査および各非破壊検査を実施するために，その都度通電を停止し水槽内の塩化ナトリウム水溶液の排水・再注水を行った。



コンクリート材料試験結果(気中)

材齢 日	圧縮強度 N/mm²	ヤング係数 kN/mm²	ポアソン比	引張強度 N/mm²
28	49.5	28.8	0.17	3.82
89	59.2	31.0	0.19	4.01

鋼材材料試験結果

種類	降伏強度 N/mm2	ヤング係数 kN/mm2	引張強度 N/mm2
Dm10	348	183.9	474
1S15.2	1737	226.1	1899

図-1　供試体形状および諸元（No.1,2）

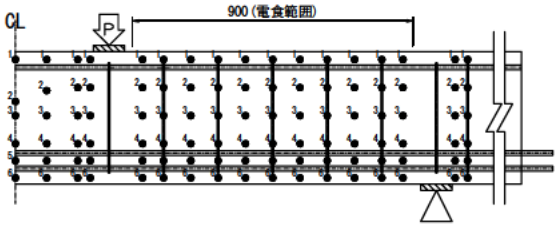


図-2　超音波透過法測定位置

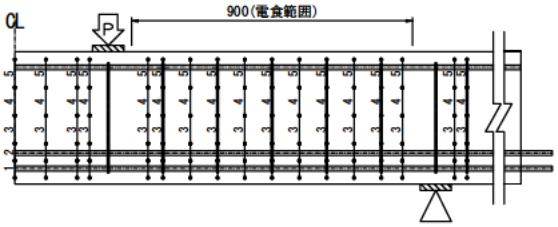


図-3　超音波共振法測定位置

3.3　腐食ひび割れ調査および各非破壊検査

腐食ひび割れ調査は，腐食材齢 7,14,21,30 日に行った。調査項目は，腐食ひび割れ進展状況および腐食ひび割れ幅であり，ひび割れ幅の測定は，ひび割れ発生を確認後に位置を特定し，クラックスケールを用いて経時計測した。

超音波透過法は，電食開始前および腐食材齢 7,14,21,30 日で計測した。測定位置を図-2 に示す。超音波は，探触子直径が 20mm で共振周波数が 28kHz のものを使用し，伝播速度で評価するものとした。

超音波共振法は，超音波透過法と同様に，電食開始前および腐食材齢 7,14,21,30 日で計測した。測定位置を図-3 に示す。探触子は点接触型を用い，共振周波数は 5kHz とし，受振した共振波形の最大振幅値で評価するものとした。

赤外線法は，電食による水分の影響を受けるため，電食終了後（腐食材齢 30 日）に約 3 週間の屋内乾燥の後に計測した。赤外線カメラは非冷却型を用い，電食範囲を対象として，ジェットヒーターでコンクリートの表面温度を 30℃程度まで供試体側面を満遍なく温めた後に，コンクリート表面の温度降下を見ながら適宜撮影した。

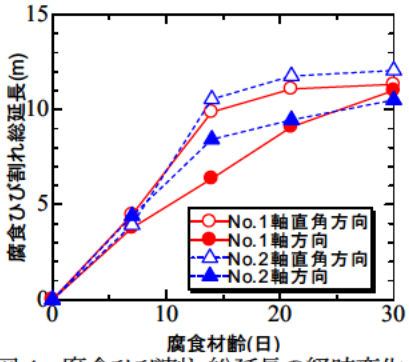


図-4　腐食ひび割れ総延長の経時変化

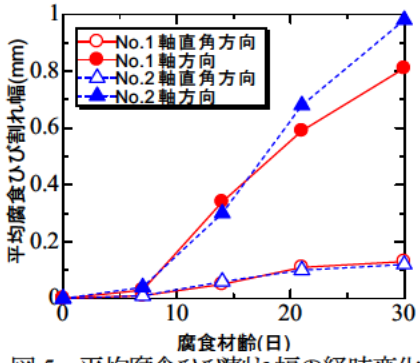


図-5　平均腐食ひび割れ幅の経時変化

テストハンマーによる打音検査は，個人差による誤差をなくすため検査者を統一し，電食開始前，腐食材齢 7,14,21,30 日で計測した。異音や濁音が生じた箇所および範囲で評価するものとした。

3.4　解体調査

載荷試験後にかぶりコンクリートはつり取り，鉄筋腐食による錆汁の広がりを目視観察した。

4. 研究結果

4.1　ひび割れ総延長およびひび割れ幅

腐食ひび割れの総延長および平均腐食ひび割れ幅の経時変化をそれぞれ図-4,5 に示す。腐食ひび割れ総延長は電食開始から急激に発生し，腐食材齢 14 日を境に新しいひび割れは発生しにくくなる。一方，平均腐食ひび割れ幅は腐食材齢 7 日では小さいが，それ以降急拡大していることがわかる。これは，鉄筋腐食による膨張圧が，腐食材齢初期ではひび割れ発生に寄与し，その後ひび割れ幅拡大へ移行しているものと推定できる。また，プレストレスの有無による有意な差は見られたかった。

4.2　超音波透過法と超音波共振法の検討

載荷試験終了後に No.1 の腐食範囲のかぶりコンクリートを撤去し，錆汁の広がりを観察した状況を図-6 に示す。PC 鋼線およびせん断補強鉄筋に沿って生じた錆汁が周辺に広がっている様が分かる。No.2 の結果も同様の傾向であった。ここで，その錆汁の広がりを剥離と考え，腐食材齢 30 日における超音波透過法の結果と剥離の進展範囲についての相関性について分析を行った。かぶりコンクリート撤去後の面において，透過法を実施した計測位置と対応する位置での錆汁の広がり具合を，錆汁なし：0 点，全面錆汁あり：2 点，その中間：1 点として評価し，透過法は両面からの計測であるため，A 面，B 面の和とした。測定結果は健全時に得られた伝播速度に対する低下率で整理した。その結果を図-7 に示す。これから，低下率が 2.5%以下であれば，3 点以上は約 10%で，剥離はあまりないと言える。また，低下率が 7.5%を超えると，0 点の割合は 10%以下となり，ほとんどの箇所で剥離が見られることとなる。同様に，腐食材齢 30 日における超音波共振法についても相関性の分析を行った。ただし，共振法の計測は片面からの計測であるため，片面ごとに評価した。その結果を図-8 に示す。これから，振幅値が 10mV 以下であれば，2 点は約 15%で剥離はなく，振幅値が 30mV を超えると，0 点の割合は 10%以下となり，剥離が見られることなる。これらの結果を用いて，電食期間の各段階における No.1 の錆汁進展状況を推定した。両側面の剥離状況を考慮した透過法の推定結果を図-9(a)に，片面の剥離状況を考慮した共振法の推定結果を図-9(b)に示す。透過法の結果では，せん断補強鉄筋や PC 鋼線から発生した剥離が，面的に広がっていく様

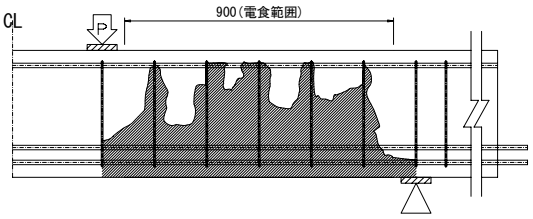


図-6　No.1 の錆汁の観察結果（斜線部が錆汁）

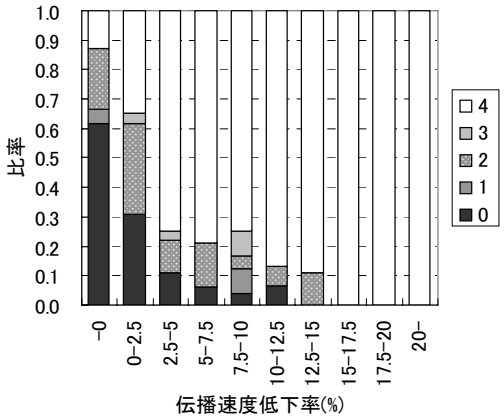


図-7　錆汁の発生状況と伝播速度低下率の関係

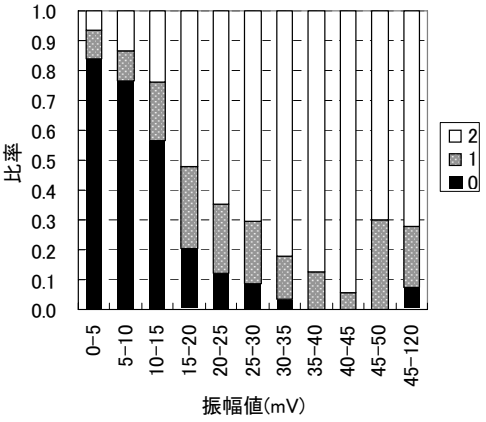
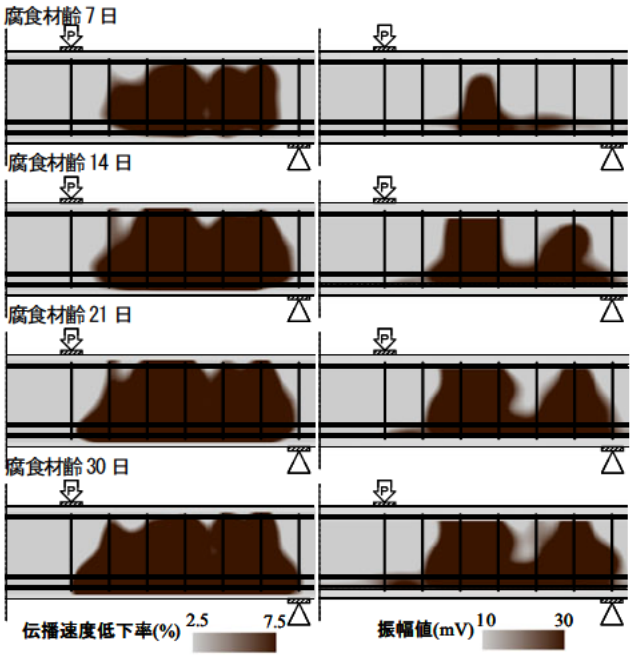


図-8　錆汁の発生状況と振幅値の関係

子が見て取れ，腐食材齢 7 日の段階でかなり広範囲に進展しており，腐食材齢 21 日ともなると，範囲自体の進展はあまり見られないことが分かる。この剥離範囲の経時変化は，図-4 の腐食ひび割れ総延長の経時変化と酷似している。これは，透過法が剥離まで至らないような内部ひび割れ等の変状に過敏に反応するためであると考えられる。一方，共振法の結果では，腐食材齢 7 日後から剥離範囲が進展しており，図-5 の平均腐食ひび割れ幅と酷似している。これは，共振法は剥離の物理的な振動を捉えられ，剥離と表面の腐食ひび割れ幅は密接に関係すると考えられるため，共振法の結果がより実際に近いのではないかと推定できる。



(a)超音波透過法による推定　(b)超音波共振法による推定

図-9　非破壊検査手法による推定

4.3　赤外線法と打音検査

赤外線法による計測は，加熱条件等を様々に変化させて計測をしたが，剥離の検出には至らなかった。また，各腐食材齢に実施した打音検査においても異音は抽出されなかった。これは，今回生じていた剥離層が非常に薄かったために，赤外線法は表面と内部との温度差が出にくく，打音検査は音の違いが明確でなかったものと思われる。

5. 結論

1）腐食によるひび割れや剥離（錆汁の広がり）には，プレストレスの影響はなかった。

2）超音波透過法と剥離（錆汁の広がり）の相関性は高く，伝播速度の低下率を評価できれば，剥離の指標となりうる。

3）超音波共振法と剥離（錆汁の広がり）の相関性は高く，また，平均腐食ひび割れ幅と同傾向であることから，透過法より剥離状況を推定できるものと考えられる。

4）鉄筋腐食による剥離（錆汁の広がり）は，打音検査やサーモグラフィでは検知不可能な領域がある。一方，超音波透過法，共振法では，検知可能である。

6. 謝辞

本研究を進めるに当たり，木村嘉富上席研究員，村越上席研究員並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様には色々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　株式会社大林組

＜参考文献＞

1）田森清美ほか：鉄筋の発錆によるコンクリートのひびわれ性状に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文報告集，Nol.10, No.2, pp.505-510, 1988

性能規定化における直接基礎やケーソン基礎の安定照査に関する研究

チーム名 ： 構造物メンテナンス研究センター
氏　　名 ：木村　真也

1. まえがき

道路橋示方書 [1)]では、直接基礎やケーソン基礎といった基礎底面で荷重を支持する基礎の鉛直支持に関する安定性は、極限鉛直支持力に安全率 3 あるいは 2 を考慮した許容支持力に対する照査に加え、地盤反力度の上限値の照査によって行われている。これにより、荷重変位曲線上の降伏点を超えないこと、上部構造に影響を与える過大な沈下を生じさせないことを確保しているものとみなしている。しかし、安全率はこれまで経験的に決められてきたもので、極限に対して安全率を確保することと基礎の残留沈下・傾斜量を抑制することとが関連づけられた照査となっているか検証がなされていない。基礎として要求される性能とその要求性能の照査に相応しい照査方法について根拠を明確にするすることは、性能規定化を進める過程できわめて重要である。

2. 研究目的および検討方法

現在、数多くのデータを用いて照査結果の確からしさを数値で示そうとする部分係数設計法への移行を基本方針として道路橋示方書の改定作業が進められている。本研究は、信頼性設計の考え方を取り入れるに当たり、道路橋としての「要求性能」の照査に相応しい「評価指標」「評価基準」「検証方法」に関して、その工学的な意義や根拠について整理することを目的としている。そこで、平板載荷試験や模型実験より実挙動を統計的に分析しながら、基礎の挙動を示す荷重変位関係において、許容支持力や地盤反力度の上限値にあたる荷重点に達した時にどの程度の変位量が生じているか、極限荷重と降伏荷重はどのような関係にあるか等を明確にすることを試みる。

3. 中心鉛直載荷における直接基礎の荷重変位曲線の一般化の検討

3.1 分析に用いたデータの概要

表-1 に分析に用いたデータの概要を示す。過去の直接基礎の載荷試験や平板載荷試験等に関する文献・実験結果等の調査を行い、現位置大型載荷試験や大型平板載荷試験を含む平板載荷試験のデータを収集した。

3.2 荷重沈下曲線の近似に用いる指数関数

基礎の荷重～沈下曲線を地盤の剛性と強度に基づき推定するための関数式としては、Weibull 曲線のような指数関数式の利用が考えられる。

表 1 分析に用いたデータ

(a)原地盤における大型載荷試験

土質区分	サンプル数	載荷幅(mm) $\sqrt{(B\times D)}$	長辺長D (mm)	試験方法及び拘束圧(kN/m^2)
砂質土	5	991～3019	991～3023	三軸圧縮試験(300)

(b)原地盤における正方形・長方形基礎の載荷試験

土質区分	サンプル数 ( ) : ケーソン内	載荷幅(mm) $\sqrt{(B\times D)}$	長辺長D (mm)	試験方法及び拘束圧(kN/m^2)
砂質土	6 (5)	200～800	200～2000	三軸圧縮試験(300)
砂礫	8 (-)	300～1300	300～2000	三軸圧縮試験(100～300)
軟岩	6 (-)	300	300	三軸圧縮試験
粘性土	8 (8)	300～750	300～750	三軸圧縮試験
	4 (4)	300～750	300～750	面せん断試験

(c)平面ひずみ土槽における帯基礎の載荷試験

土質区分	サンプル数	載荷幅 B(mm)	試験方法
砂質土 (人工地盤)	15	250～500	ねじり単純せん断試験

Weibull 曲線は、宇都らの提案 [1)]によって特に杭の載荷試験の整理への適用に広く用いられている関数式であり、式(1) による表現が一般的である。この Weibull 曲線による載荷試験結果の荷重沈下関係の一般化を検討する。

$$\frac{R}{R_{max}} \quad 1 \quad \exp\left(\frac{S/D}{S_y/D}\right)^m \quad 1 \quad \exp\left(\frac{S}{S_y}\right)^m \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

3.3 現位置大型載荷試験および大型平板載荷試験を含む平板載荷試験に基づく Weibull 曲線の適用性の検討

表-1 に示した載荷試験結果をもとに Weibull 曲線によるカーブフィッティングを行う。フィッティングは、載荷試験で得られる荷重沈下曲線の特徴を踏まえ、図-1 に示すように荷重沈下曲線よりピーク点が明確に得られ極限値が確認できる場合は、極限値が確認できたところまでの試験値を用いフィッティングし、図-2 に示すように荷重沈下曲線よりピーク点が明確に得られない場合は、LogS-LogP 曲線分析で得られる降伏荷重の 1.2 倍程度までのデータを用いてフィッティングを行った。なお、近似値が載荷試験における最大荷重を下回るものは安全側の結果と判断する。なお、ここで用いたデータは載荷荷重不足のために近似精度が不十分であると考えられるデータを排除するため実測値が Weibull 曲線で推定される降伏荷重の 1.2 倍程度以上の載荷がなされているものに限定している。 図-3 に砂質土、砂礫、軟岩、粘性土を対象として載荷試験結果と Weibull 曲線によりカーブフィッティングし、極限荷重 Fm および基礎幅 B により正規化した曲線を示す。これより基礎の荷重沈下関係は、Weibull 曲線により近似可能であると考えられる。

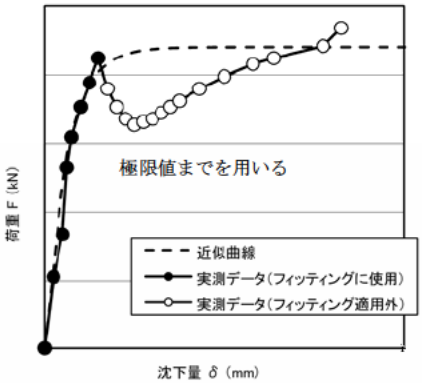


図 1 荷重沈下曲線のフィッティング
（明確に極限値が確認できる場合）

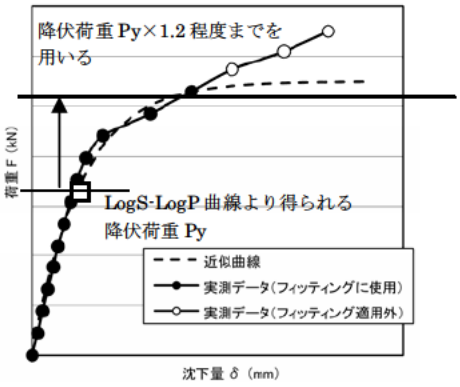


図 2 荷重沈下曲線のフィッティング
（明確に極限値が確認できない場合）

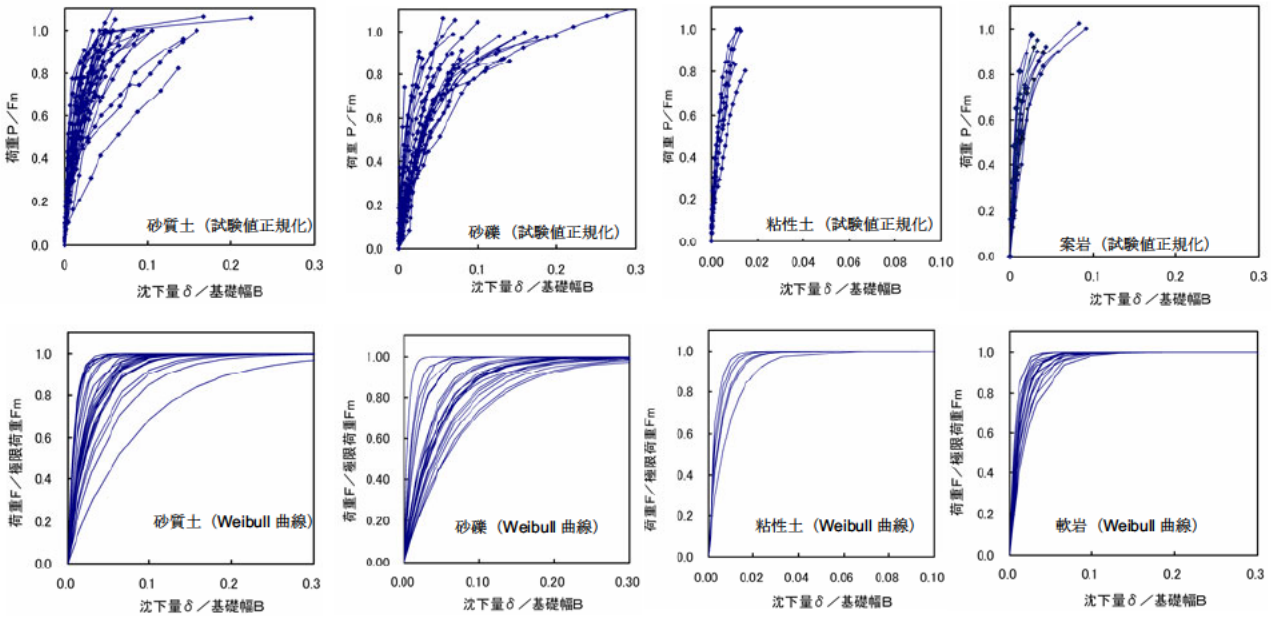


図 3 載荷試験結果と Weibull 曲線による荷重沈下関係の対比

3.4　直接基礎やケーソン基礎の荷重沈下特性

図-4 に図-3 で示した Weibull 曲線を各土質区分で平均化したものを示す。極限荷重相当（極限荷重の 95%程度）での沈下量をみると砂礫で基礎幅 B の 15%程度、砂質土で 12%程度、軟岩で 2%程度、粘性土で 8%程度であり、降伏荷重相当（極限荷重の 60%程度）では砂礫で 4%程度、砂質土で 2.5%程度、軟岩で 0.5%程度、粘性土で 1.5%程度である。また、極限荷重を安全率 3 で除した荷重での沈下量は、砂礫で 1.5%程度、砂質土で 1.0%程度、軟岩で 0.2%程度、粘性土で 1.0%程度である。極限支持力に対し安全率 3 を確保した場合、一般に降伏荷重以下となることから、一定の安全率を考慮しておけば極限に対して、従前期待していた安全性を確保できると考えられる。極限支持力から所定の安全率を確保することは、上部構造に影響を与えないような変位に抑えるという使用性と弾性限界に対し安全余裕を確保するという可逆性を担保していることになるが、仮に既往実績の多い基礎幅 10m の直接基礎やケーソン基礎で極限荷重を安全率 3 除した荷重での沈下量を想定すると、砂礫で 15cm、砂質土で 10 cm、粘性土で 8cm、軟岩で 2 cm となり、岩を除くと沈下量は 10cm 程度以上となる。杭基礎の場合、許容支持力に達した時の沈下量は杭径の 0.3%から 1.7%となり、仮に杭径 1ｍでは 0.3cm～1.7cm、 杭径 1.5ｍでは 0.45cm～2.5cm である（図-5）。即時沈下をこの程度に抑えておけば長期的にも上部構造に影響が出ないといえる。杭と比較して、直接基礎では、砂礫、砂質土、粘性土の場合、許容支持力程度に抑えた時の沈下量は大きく、現行道示の直接基礎の安全率は、沈下量の観点からは小さすぎると考えられる。ここで、道路橋示方書に基づき算出した基礎において常時の鉛直荷重が作用した時にどの程度の沈下が生じるか、地盤反力度の上限値相当の荷重が作用した時にどの程度の沈下が生じるかについて検証する。既往実績[2)]より、死荷重状態では、極限支持力の約 0.02～0.2 倍（平均 0.06 倍程度）、地盤反力度上限値では、極限支持力の約 0.2～0.3 倍（平均 0.1 倍程度）の範囲に位置し、各荷重レベルでの沈下量は図-4 に示す通りである。仮に既往実績の多い基礎幅 10m の直接基礎やケーソン基礎で想定すると、地盤反力度の上限値に相当する荷重が作用した時の沈下量が、杭基礎で許容しているであろう沈下量に相当しており地盤反力度の上限値で抑えておけば、温度荷重や土圧などが生じる場合に対し基礎直下地盤の塑性化に伴う不同沈下は生じないと考えられる。

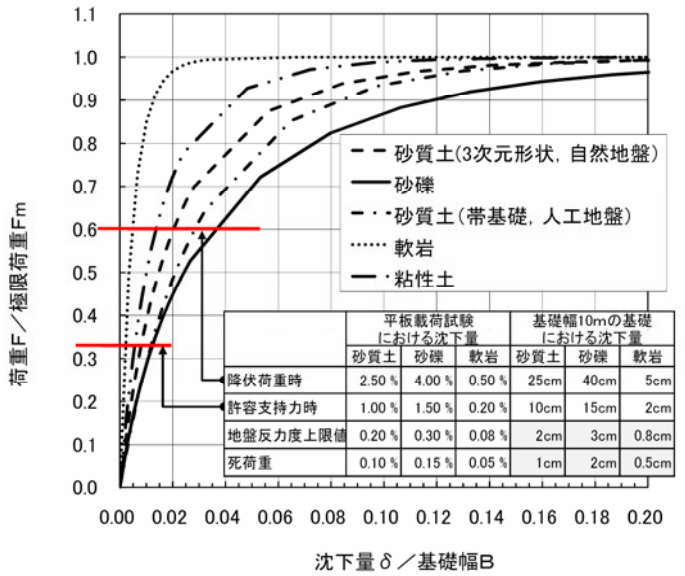


図 4 各土質区分の平均近似曲線

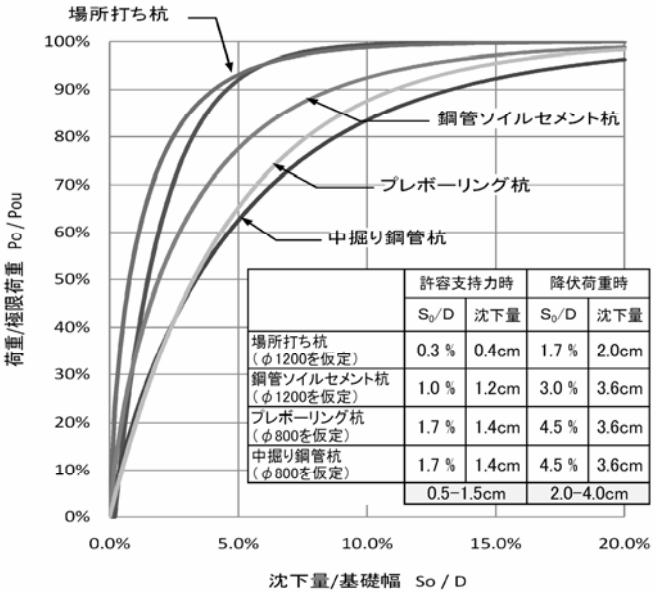


図 5 各種杭基礎の平均近似曲線

3.5　直接基礎の沈下に対する照査法

今後の性能規定化に向け、要求性能に相応しい形で照査を行うことのできる体系に移行することが望まれる。前述した荷重沈下関係を踏まえると、基礎の沈下を抑える方法は、①極限支持力に対する安全率を所定の沈下量に抑えられるよう見直す方法、②地盤反力度の上限値で制限する方法、③許容沈下量を与える方法が考えられる（図-6)。鉛直支持に対する照査ついては、従来通り温度荷重や土圧などが生じる場合に対して不同沈下（端部基礎直下地盤の塑性化の集中）が生じないようにすることが望ましく、地盤反力度の上限値で抑えることを基本とすることとした。

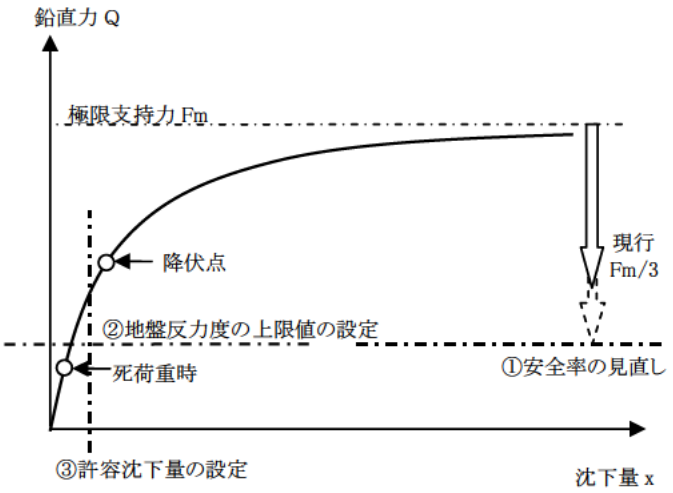


図 6 鉛直支持における照査方法

3.6　極限状態に対する安全余裕の評価

表-2 に極限支持力に対する現行の許容支持力（安全率 3）及び、地盤反力度の上限値の荷重における信頼性指標を示す。信頼性指標は、極限支持力算定における推定誤差（実測値/道示支持力式による計算値）を踏まえ算定する。地盤反力度の上限値を目標とした信頼性指標は 5.8 程度であり、これは杭基礎が最大強度点に対して有する信頼性指標 β =3.0 と比べ大きめの信頼性を有する。

表 2 極限支持力に対する信頼性指標 β

限界状態		信頼性指標 β
最大強度点	許容支持力（安全率3）	2.66
	地盤反力度の上限値に相当する荷重	5.78

4.　まとめと今後の課題

(1) 直接基礎やケーソン基礎では、地盤反力度の上限値に相当する荷重が作用した時の沈下量が、杭基礎で許容しているであろう沈下量に相当する。(2) 地盤反力度の上限値で抑えておけば、温度荷重や土圧などが生じる場合に対し基礎直下地盤の塑性化に伴う不同沈下は生じない。(3)基礎の安定照査について、性能規定化を進める過程で課題となる事項を踏まえ、工学的な意義や根拠について整理することができた。今後は、深礎基礎、柱状体基礎についても直接基礎や杭基礎との整合も踏まえながら、部分係数設計法について検討した結果を取り纏めていく予定である。

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、白戸主任研究員、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)　宇都、冬木、桜井：「杭の載荷試験結果の整理方法」、基礎工 1982.9、pp21～30

2)　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.

杭の鉛直支持力推定式の変更に伴う精度の検証と押込み時の抵抗係数の試算

チーム名　構造物メンテナンス研究センター
氏　　名　樺　澤　和　宏

１．まえがき

現行の道路橋示方書 [1] では，杭の鉛直方向に関する安定性の担保は，許容支持力もしくは極限支持力に対する照査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，荷重や抵抗の特性値を確率的に評価し，確率統計量に基づいた照査式や部分係数を設定することによって，安全率の根拠や設計法の透明性を向上することが，次回の道路橋示方書の改訂における課題として挙げられている．

２．研究目的

杭の極限支持力を推定する為の支持力推定式の整備については，中谷ら [2] によって行われ，最新のデータに基づいた支持力推定式が提案された．この時点では工法によらず，先端評価位置を支持層上面としていたが，打撃工法・バイブロハンマ・場所打ち杭工法について先端評価位置が従前どおり杭先端とする案も考えられた．そこで再度，支持力推定式作成し，その精度を検証する．また，変更された支持力推定式を用いて，常時及びレベル１地震時における各限界状態における杭の押込み支持力に対する抵抗係数を検討する．

３．研究方法

図-1 に示すように，打撃杭工法，バイブロハンマ工法，場所打ち杭工法においては，杭先端で周面抵抗力と先端抵抗力の評価範囲が分けられ，その他の工法においては，支持層上端で周面抵抗力と先端抵抗力の評価範囲が分けられる．また先端 *N* 値の評価位置は杭工法によらず，杭先端から 3*D*（*D*:杭径）下方の範囲となった．この変更に伴い，支持力推定式を再整理し，実測値と計算を比較することによって本論で提案する支持力推定式の精度の検証を行った．

また，載荷試験のデータと再整理した支持力推定式から，支持力比（＝実測値/計算値）の統計量を算出し，現行式で設計された杭基礎が有する信頼性指標（β）の値を用いて，本論で提案する支持力推定式における常時・L1 地震時の押込み支持力に対する抵抗係数を求めた．

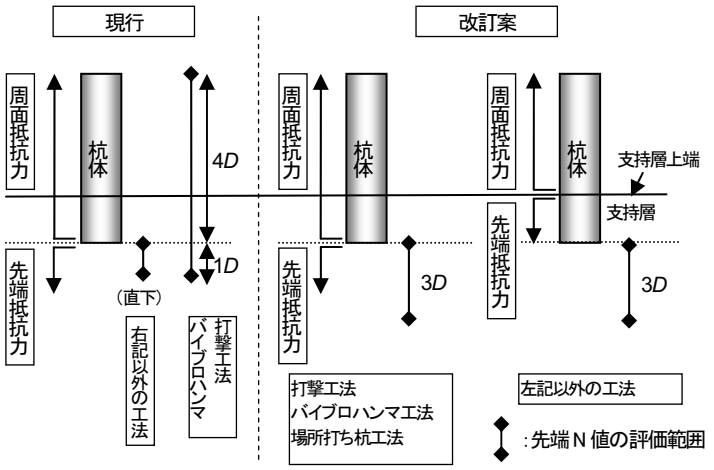


図-1 周面抵抗力・先端抵抗力の範囲と先端 *N* 値の評価範囲

4．研究結果

4.1　支持力推定式の推定精度について

蓄積された載荷試験のデータから支持力推定式を作成するに当たって，以下の2つ条件に合致するものをデータとして採用した．まず1つめの条件として，載荷荷重，変位，杭寸法および地盤条件等の基本的な情報がそろっているものとした．2つ目の条件として，杭頭における実測最大荷重がWeibull分布関数に当てはめたときに得られる杭の特性値の1.2倍以上あるものとした．後者の条件は，載荷荷重が不十分であるために近似精度が低いデータを排除するためのものである．その結果，支持力推定式の作成に用いる工法毎の採用データ数は**表-1** に示すとおりである．また，回転杭のデータ整理の結果が新たに加わった．

支持力推定式の書式は**式-1** に示すとおりである．

$$R_{ud} = q_d \cdot A + U\sum(f_i \cdot L_i) \qquad \text{(式-1)}$$

ここで，R_{ud} は地盤から決まる極限支持力［kN］，q_d は杭先端の有効断面積あたりの先端抵抗力度［kN/m^2］，A は杭先端の有効断面積（$= \pi D_p^2/4$）［m^2］，U は杭の有効周長（$= \pi D$）［m］，f_i は周面抵抗力を期待する土層の周面抵抗力度［kN/m^2］，L_i は周面抵抗力を期待する土層の層厚［m］，D_p は杭先端の有効径［m］，D は杭の有効径［m］を表す．

また支持力係数の決定に当たっては，中谷ら[2)]の方法に基づいて以下の要領で行った．

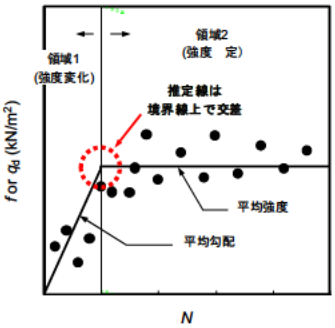
(1)　2次勾配を有しないバイリニアモデルとする．すなわち，ある N 値を境界として N 値の増加に伴い強度が上昇する領域（領域1）と，N 値の増加に関わらず強度が上昇しない領域（領域2）があるとする．

(2)　領域1の推定線の勾配は，領域1に含まれるデータの平均勾配とし，

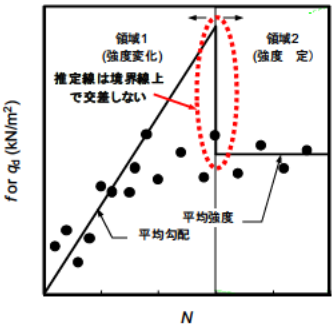
表-1　施工法毎の採用データ

施工方法	採用データ数
打撃工法	169
バイブロハンマ工法	9
場所打ち杭工法	89
中掘り杭工法*	129
鋼管ソイルセメント工法	25
回転杭工法	47

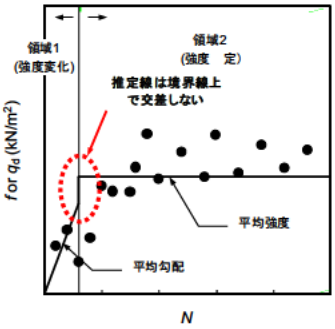
*セメントミルク噴出撹拌方式のみ



(a) 境界位置が適切



(b) 境界位置が右過ぎ



(c) 境界位置が左過ぎ

図-2 支持力係数の決定法

表-2　周面摩擦抵抗力度 f_i (kN/m^2)

	周面地盤	現行式	提案式
打撃工法	粘性土	C または $10N$（≦150）	C または $8N$（≦75）
	砂質土	$2N$（≦100）	$10N$（≦100）
バイブロハンマ工法	粘性土	C または $10N$（≦150）	C または $8N$（≦50）
	砂質土	$2N$（≦100）	$2N$（≦50）
場所打ち杭工法	粘性土	C または $10N$（≦150）	C または $8N$（≦80）
	砂質土	$5N$（≦200）	$5N$（≦50）
中掘り杭工法	粘性土	$0.8C$ または $8N$（≦100）	C または $5N$（≦50）
	砂質土	$2N$（≦200）	$4N$（≦75）
鋼管ソイルセメント杭工法	粘性土	C または $10N$（≦200）	C または $10N$（≦200）
	砂質土	$10N$（≦200）	$10N$（≦350）
回転杭工法	粘性土	C または $10N$（≦80） *1	C または $10N$（≦100）
	砂質土	$2N$（≦100） *1	$3N$（≦150）

N：杭周面の平均 N 値，C：粘性土の粘着力(kN/m^2)，*1：杭基礎設計便覧（H18 年度改訂版）

領域 2 の推定線は領域 2 に含まれるデータの平均強度線とする.

(3) 「領域 1 の推定線」と「領域 2 の推定線」とが 2 つの境界線上で交わるように境界位置を試行錯誤で決める. このとき境界位置が不適切であると, 2 つの領域に対する推定線が境界上で交差しない.

この手法によって得られた支持力推定式の摩擦抵抗力度を表-2 に, 先端抵抗力度を表-3 に示す.

以上の手順で得られた支持力推定式と実際の載荷試験で得られた極限支持力の比の統計を図-3, 4 に示す. なお, 提案式では粘性土の周面抵抗を C 値から推定したものと N 値から推定したものと 2 通りで表した. ここで, C 値を測定しているデータが少ないために, $5 \leqq N$ の時 は $C=q_u/2=12.5N$, $N<5$ の時は $C=0.5\,(40+5N)^{1.15}$ として C の値を推定した.

表-3 先端抵抗力度 q_d (kN/m^2)

施工法	先端地盤	現行式	提案式
打撃工法 (先端開端)	粘性土	60 (L_b/D) N $(N\leqq 40,\ L_b/D\leqq 5)$	$(20L_b/D)\bar{N}$ $(\bar{N}\leqq 50,\ L_b/D\leqq 5)$*1
	砂質土		$(30L_b/D)\bar{N}$ $(\bar{N}\leqq 50,\ L_b/D\leqq 5)$*1
	砂礫・岩盤		$(35L_b/D)\bar{N}$ $(\bar{N}\leqq 50,\ L_b/D\leqq 5)$*1
打撃工法 (先端閉塞)	粘性土	60 (L_b/D) N $(N\leqq 40,\ L_b/D\leqq 5)$	$200N$ $(N\leqq 30)$
	砂質土		$300N$ $(N\leqq 50)$
	砂礫・岩盤		$300N$ $(N\leqq 50)$
パイプロハンマ工法	粘性土	60 (L_b/D) N $(N\leqq 40,\ L_b/D\leqq 5)$	—
	砂質土		$(20L_b/D+35)\bar{N}$ $(\bar{N}\leqq 50,\ L_b/D\leqq 5)$*2
	砂礫・岩盤		$(25L_b/D+35)\bar{N}$ $(\bar{N}\leqq 50,\ L_b/D\leqq 5)$*2
場所打ち杭工法	粘性土	$3q_u$	$75N$ $(N\leqq 50)$
	砂質土	3000*3	$100N$ $(N\leqq 30)$
	砂礫・岩盤	5000*4	$100N$ $(N\leqq 50)$
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌方式)	粘性土	—	$150N$ $(N\leqq 40)$
	砂質土	$150N$ $(N\leqq 50)$	$200N$ $(N\leqq 50)$
	砂礫・岩盤	$200N$ $(N\leqq 50)$	$250N$ $(N\leqq 50)$
鋼管ソイルセメント杭工法	粘性土	—	$150N$ $(N\leqq 40)$
	砂質土	$150N$ $(N\leqq 50)$	$200N$ $(N\leqq 50)$
	砂礫・岩盤	$200N$ $(N\leqq 50)$	$250N$ $(N\leqq 50)$
回転杭工法 ($D_P/D\leqq 1.5$)	砂質土	$135N$ $(N\leqq 50)$ *5	$120N$ $(N\leqq 50)$
	砂礫・岩盤	$150N$ $(N\leqq 50)$ *5	$130N$ $(N\leqq 50)$
回転杭工法 ($1.5<D_P/D\leqq 2.0$)	砂質土	$100N$ $(N\leqq 50)$ *5	$100N$ $(N\leqq 50)$
	砂礫・岩盤	$150N$ $(N\leqq 50)$ *5	$115N$ $(N\leqq 50)$

N : 先端抵抗の算定に用いる平均N値
L_b : 支持層への根入れ長さ
D : 杭径
D_P : 杭先端径
q_u : 軸圧縮強度 (kN/m^2)
( ) は, q_d 算定上の$\bar{N}$またはL_b/Dの上限値

*1 : 提案式の範囲は$D\leqq 1500$mm 程度とする.
*2 : 提案式の範囲は$D\leqq 800$mm 程度とする.
*3 : 砂礫および砂層 ($30\leqq\bar{N}\leqq 50$)
*4 : 良質な砂礫層 ($N\geqq 50$ の層が 5m 以上)
*5 : 杭基礎設計便覧 (H18 年度改訂版)

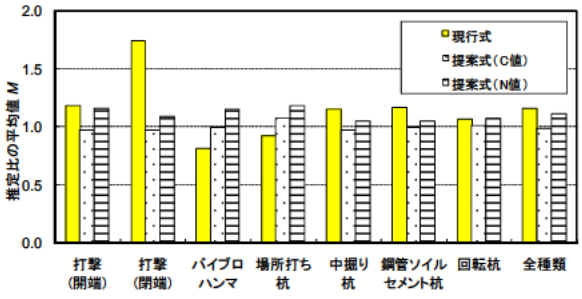


図-3 極限支持力の推定比
(実測値 / 計算値) の平均値

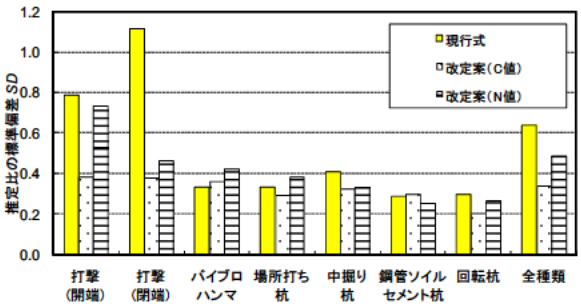


図-4 極限支持力の推定比
(実測値 / 計算値) の標準偏差

4.2 支持力推定式の変更に伴う抵抗係数の試算

現行の設計で施工された基礎が 4.1 で示した新しい推定式を用いた場合に有する常時および L1 地震時の各限界状態における抵抗係数を試算する. まず工法毎に, 載荷試験データと 4.1 で示した推定式から, 極限支持力に対する照査として杭頭での支持力比 1 (=鉛直載荷試験から得られる極限支持力/支持力推定式から得られる極限支持力) の統計量を, 降伏支持力に対する照査として杭頭での支持力比 2 (= (鉛直載荷試

験から得られる降伏荷重）/（支持力推定式から得られる極限支持力×0.63））の統計量をそれぞれ求める．ここで，載荷試験から得られる極限支持力とは，杭頭変位量 S が杭径 *D* の 10%に至るまでに極限が見られた時には極限の値とし，極限が見られない時には杭頭変位量が杭径の 10%の時の荷重とする．杭径の 10%まで載荷されていない場合には，荷重変位曲線を Weibul 分布曲線式でフィッティングしたときに得られる杭頭変位量が杭径の 10%のときの荷重とした．また載荷試験から得られる降伏荷重とは，地盤工学会基準[3]に定められている第一限界抵抗力の値とした．これらの統計量から，既往の研究[4]で示されている現行設計での目標信頼性指標を用いて，新しい支持力推定式における各限界状態での抵抗係数を求めた．なお，採用した載荷試験のデータの基準は，載荷荷重、変位、杭寸法および地盤条件等の基本情報がそろっており，杭頭における実測荷重が Weibul 分布関数にあてはめた結果得られる杭頭荷重の特性値の 1.2 倍以上あるもの。さらに荷重沈下曲線のデータにおいて荷重保持後の沈下量を確認できた載荷試験データのみを採用した。

表-4 に各工法における支持力比の統計量の結果を示す. 施工法によらず, 支持力比 1, 2 ともに平均値が 1 に近い値が得られた．この得られた統計量から全工法での支持力比の確率モデルを設定し，各限界状態における抵抗係数を求めた結果を**表-5** に示す.

表-4　各工法における支持力比の統計量

施工法	データ数	支持力比1		支持力比2	
		平均値	変動係数	平均値	変動係数
打込み杭（鋼管杭）	17	0.953	0.279	1.084	0.315
場所打ち杭	15	1.073	0.177	1.003	0.348
中掘り杭（鋼管杭）	22	0.970	0.312	1.011	0.319
鋼管ソイルセメント杭	16	0.948	0.150	0.987	0.286
回転杭工法	18	1.056	0.242	1.159	0.264
支持力比の確率モデル	—	1.000	0.300	1.000	0.350
現行式による支持力比の確率モデル	—	1.000	0.350	1.000	0.600

表-5　各限界状態における抵抗係数

	限界状態	目標信頼性指標：β	提案式	現行式
			抵抗係数：Φ	抵抗係数：Φ
極限支持力に対して	常時	3.0	0.40	0.33
	L1 地震時	1.8	0.57	0.50
降伏支持力に対して	常時	1.5	0.57	0.37
	L1 地震時	0.5	0.80	0.65

5．結論

1) 現行道示式に比べて，提案式を用いた方が，推定精度が概ね改善される結果となった．2) 現行式で設計された杭基礎が有する信頼性指標を用いて，新しい支持力推定式に対して抵抗係数を求めた結果，支持力推定式のばらつきの向上に伴って，各支持力比の変動係数の値が小さくなり，抵抗係数がわずかに上昇する結果となった．今後，プレボーリング工法についても同様の検討を行う必要がある．

6．謝辞

本研究を進めるに当たり，中谷上席研究員，白戸主任研究員，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感謝の意を表します.

所属　社団法人　コンクリートパイル建設技術協会

＜参考文献＞

1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編, 2002.3.
2) 中谷ら：杭の軸方向の変形特性に関する研究，土木研究所資料，第 4139 号, 2009.3
3) (社)地盤工学会：地盤工学会基準 杭の鉛直載荷試験方法・同解説, 2002.5.
4) 中谷ら：性能規定化における杭基礎の安定照査に関する研究，土木研究所資料，第 4136 号, 2009.3

アーチカルバートの剛性・たわみ性に関する一考察

チーム名　構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ
氏名　谷口哲憲

1．まえがき

カルバート工指針（以降、指針）では、土構造の一部を構成するカルバートの一般的な適用範囲は**表-1** のとおり示されているが、その適用範囲を超える場合には詳細な検討を加え、合理的な設計を行うことも示されている.

カルバートの種類は､剛性､たわみ性に大きく分類されている. 通常、剛性とは構造部材の変形が小さく、部材と地盤の相互影響は無視する剛体と見なすことであり、逆にたわみ性とは構造部材の変形が大きく、部材と地盤の相互影響を考慮する弾性体と見なすことである. 指針のアーチカルバートでは、剛性と見なすことで、構造設計が簡略化され、安全側の設計となるようにされている. しかし、構造部材の変形が小さくても、部材と地盤の相互影響が大きい場合は､よりたわみ性に近い挙動を示すと考えられる. そこで、本検討では、剛性、あるいは、たわみ性とする設計思想の差が、常時設計における発生断面力にどの程度影響するのか解析アプローチを行う.

表-1 カルバートの一般的な適用範囲

(m)

カルバートの種類	項目		適用土かぶり 注1）	断面の大きさ
剛性ボックスカルバート	ボックスカルバート	場所打ちコンクリートによる場合	（舗装厚または0.5）～20	1×1～6.5×5（B×H）
		プレキャスト部材による場合	（舗装厚または0.5）～6　注2）	0.6×0.6～5×2.5（B×H）
	門形カルバート		（舗装厚または0.5）～10	内空幅3～8
	アーチカルバート	場所打ちコンクリートによる場合	10以上	内空幅3～8
		プレキャスト部材による場合	（舗装厚または0.5）～16　注2）	0.8×0.56～3×3.2（B×H）
剛性パイプカルバート	鉄筋コンクリートパイプカルバート		（舗装厚または0.5）～20	0.15～3
	プレストレストコンクリートパイプカルバート		（舗装厚または0.5）～20	0.5～3
	セラミックパイプカルバート（円形管の場合）　注3）		（舗装厚または0.5）～9	0.1～0.6
たわみ性カルバート	コルゲートメタルカルバート		（舗装厚＋0.3）～30	0.3～4.5
	硬質塩化ビニルパイプカルバート（円形管（VU）の場合）　注4）		（舗装厚＋0.3）～7	0.1～0.8
	強化プラスチック複合パイプカルバート		（舗装厚＋0.3）注5）　～10	0.2～3

注1）断面の大きさなどにより，適用土かぶりの大きさは異なる場合もある。
注2）規格化されている製品の最大土かぶり。
注3）セラミックパイプカルバートには，円形管と卵形管があるが，主として円形管が用いられる。
注4）硬質塩化ビニルパイプカルバートには，円形管（VU，VP，高剛性管），卵形管（一般管，高剛性管）があるが，主として円形管（VU）が用いられる。
注5）最小土かぶりは「舗装厚＋0.3m」またはたわみ量制限（10mm以下）による土かぶりのうち，いずれか大きい値とする。

2．常時荷重が作用するアーチカルバートの断面力解析

2．1　解析モデル

解析モデルを**図-1** に示す. (a) は剛性梁モデル、(b) は底版を弾性床上の梁とするモデルで、鉛直ばね k_v は「道路橋示方書・同解説Ⅳ編」の地盤反力係数で、地盤の標準貫入試験のN値＝15 として求めた.

$k_v = k_{v0}(B_v/0.3)^{-3/4}$　（ここで、k_{v0}：直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直地盤反力係数、$k_{v0}=1/0.3\times\alpha\times E_0$、常時係数 $\alpha=1$、地盤の変形係数 $E_0=2800$N、B_v：基礎の換算載荷幅）

(c) は側面の地盤抵抗が考慮できるように盛土の埋戻しが十分に行われたと仮定し、側壁も弾性床上の梁とするモデルとした. 水平ばね k_H も鉛直ばね k_v と同様に、地盤の標準貫入試験のN値＝10 として求めた. また、テンションカットを考慮し頂版部 45 度分布の水平ばねは無視した.

$k_H = k_{H0}(B_H/0.3)^{-3/4}$　（ここで、k_{H0}：直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平地盤反力係数、$k_{H0}=1/0.3\times\alpha\times E_0$、常時係数 $\alpha=1$、地盤の変形係数 $E_0=2800$N、B_H：基礎の換算載荷幅）

その他の条件は指針に準拠したものを用いた.（活荷重:T-25、水平土圧係数:0.30、土単位体積重量:19kN/m^3、鉄筋コンクリート単位体積重量：24.5kN/m^3、コンクリート設計基準強度：40N/mm^2）

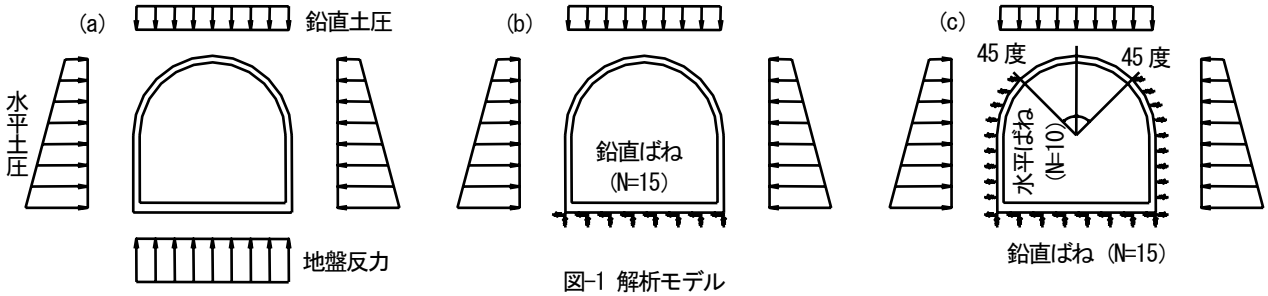


図-1 解析モデル

2. 2 解析ケース

解析ケースは変形に影響する、内空の大きさ、土かぶり、形状、部材厚に着目し、次のケースを選定した.

1) 指針で剛性とされるプレキャストアーチカルバート適用範囲の中でも、変形が大きい内幅 3.00m×内高 3.00m（最大土かぶり 4.7m）を選定する. 土かぶり 2.0m、4.0m と変化させ断面力を比較する.

表-2 土かぶり、解析モデルのパラメータ

ケース	内幅	内高	円弧厚	底版厚	土かぶり	解析モデル
	B(m)	H(m)	t1(m)	t2(m)	(m)	
1	3.00	3.00	0.22	0.24	2.0	(a)
2						(b)
3						(c)
4					4.0	(a)
5						(b)
6						(c)

2) アーチカルバートの内空形状により変形は大きく変わるため、内空を扁平形状：内幅 3.00m×内高 2.10m、尖頭形状：内幅 3.00m×内高 3.20m の場合断面力を比較する. 土かぶりは、アーチ効果が小さい 2.0m とした.

表-3 内空形状のパラメータ

ケース	内幅	内高	円弧厚	底版厚	土かぶり	解析モデル
	B(m)	H(m)	t1(m)	t2(m)	(m)	
7	3.00	2.10	0.22	0.24	2.0	(a)
8						(b)
9						(c)
10	3.00	3.20				(a)
11						(b)
12						(c)

3) 部材の曲げ剛性により変形は大きく変化する. プレキャスト部材（コンクリート設計基準強度：40N/mm²）より曲げ剛性が大きい現場打ち（24N/mm²）で部材厚を設定し断面力を比較する.

表-4 部材厚のパラメータ

ケース	内幅	内高	円弧厚	底版厚	土かぶり	解析モデル
	B(m)	H(m)	t1(m)	t2(m)	(m)	
13	3.00	2.10	0.37	0.40	2.0	(a)
14						(b)
15						(c)
16	3.00	3.00				(a)
17						(b)
18						(c)

※曲げ剛性E（コンクリートヤング係数）×I（断面2次モーメント）は、プレキャスト部材の約3.7倍となる

4) 指針の適用範囲を超える断面では変形はさらに大きくなる. また、大断面で部材厚が比較的薄い部材で設計される 2 ヒンジ式アーチ工法が存在する. そこで、適用範囲を超える断面で 2 ヒンジアーチ工法が成立する厚みを設定し、解析モデル (a)、(b)、(c) の断面力比較を行った. 2 ヒンジ式アーチカルバートのモデルとなる頂版部 45 度分布の位置にヒンジを設けた解析モデルを（c’）とし、同じく断面力を求めた（図-2）.

表-5 指針適用範囲外のパラメータ

ケース	内幅	内高	円弧厚	底版厚	土かぶり	解析モデル
	B(m)	H(m)	t1(m)	t2(m)	(m)	
19	5.24	3.95	0.22	0.30	2.0	(a)
20						(b)
21						(c)
22						(c')
23	8.00	5.33	0.26	0.30		(a)
24						(b)
25						(c)
26						(c')
27	10.80	6.73	0.30	0.50		(a)
28						(b)
29						(c)
30						(c')

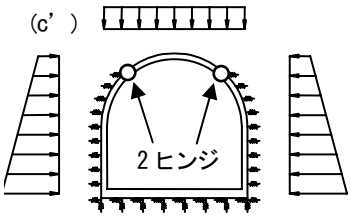


図-2 解析モデル
(2 ヒンジアーチカルバート：
頂版部 45 度位置に 2 ヒンジ)

3．解析結果と考察

常時設計によるアーチカルバートの曲げモーメント分布は、いずれのケースにおいても**図-3** に示すような分布となる．指針の適用範囲内の剛性形式のものでも、鉛直地盤の変形係数 E_0＝42000kN/m^3、水平地盤の変形係数 E_0＝28000kN/m^3 が前提の (b) (c) モデルでは、(a) の剛性梁モデルより曲げモーメントは減少（**図-4**）、せん断力も減少し、軸力は頂版で増加する．これは、部材が変形することにより、鉛直、水平ばねの反力を受け、構造物が拘束される状態となるため、曲げモーメント、せん断力が減少すると考えられる．一方、頂版の軸力は、水平ばねの反力の影響が大きい (c) モデルで、アーチ効果により軸力増加が顕著となると考えられる．

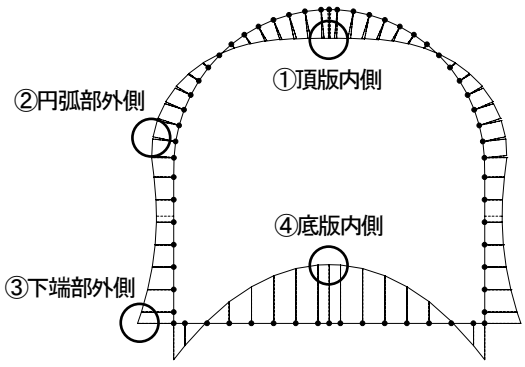


図-3 常時設計曲げモーメント図（アーチカルバート）

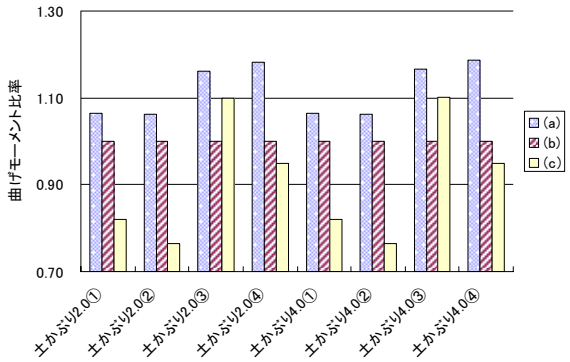


図-4 土かぶり、解析モデルの影響による曲げモーメント比率

扁平形状（内高 H=2.10m）では水平方向の変形が小さいため、(c) モデルでも曲げモーメントの減少は少ない（**図-5**）．また、部材の曲げ剛性が大きい場合、鉛直ばね、水平ばねによる曲げモーメントの減少は少ない（**図-6**）．

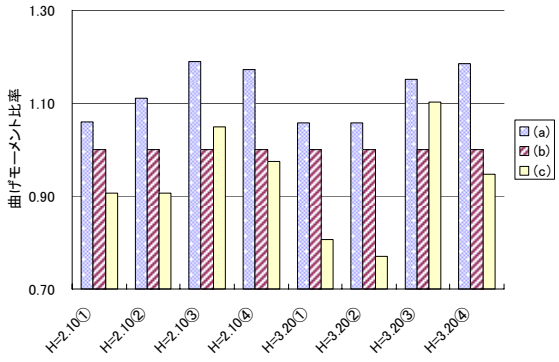


図-5 内空形状の影響による比率

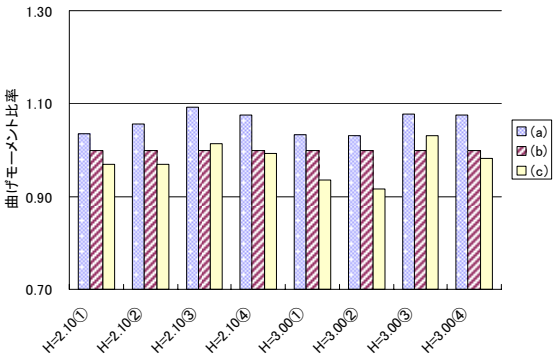


図-6 部材厚の影響による比率

指針の適用範囲を超える断面の（b）（c）モデルでは、さらに（a）の剛性梁モデルより曲げモーメントが小さくなる．これは、扁平形状であっても構造部材の変形が大きく、地盤ばね、特に水平ばねの反力がさらに抵抗するためと考えられる（**図-7**）．指針の適用範囲内と同様、せん断力も減少し、軸力は頂版で増加する．

2 ヒンジ有の（c’）モデルでは、ヒンジがあることにより、2 ヒンジ無の（c）モデルに対して、曲げモーメントは①頂版内側が大きくなる反面、②円弧部外側が小さくなる（**図-8**）．

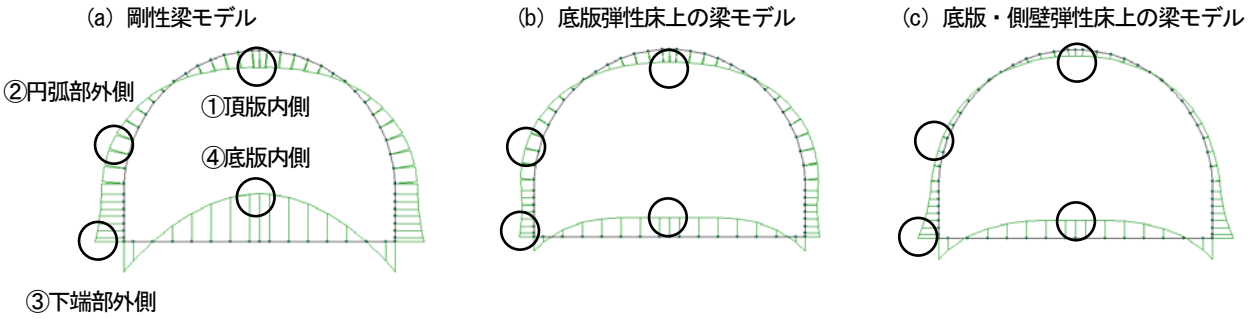


図-7 内幅 B8.00m×内高 H5.33m の曲げモーメント分布（ケース 23～25）

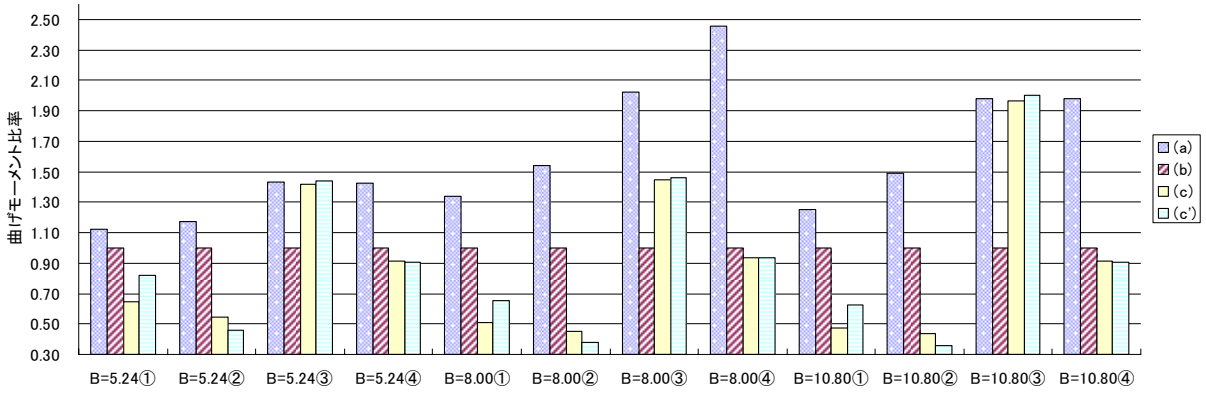


図-8 指針適用範囲外の内空形状による比率

４．結論

指針適用範囲内の剛体と見なされる変形の小さいアーチカルバートでも、地盤ばねを考慮することによって、たわみ性の挙動を示し、部材に生じる曲げモーメント、せん断力は小さく、また、軸力は大きくなる．この傾向は指針適用範囲外の断面形状の大きなものほど顕著となった．すなわち、アーチカルバートの設計においては、地盤反力特性を適切に評価することが前提ではあるが、たわみ性カルバートとして評価できる場合もあると考えられる．

５．謝辞

本研究を進めるに当たり、星隈順一上席研究員、白戸真大主任研究員、岡田太賀雄研究員並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様にはご指導を頂きました．紙面を拝借いたしまして、ここに感謝の意を表します．

所属　ジオスター株式会社

＜参考文献＞

1) 日本道路協会：道路土工カルバート工指針、平成 11 年 3 月．

2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編、平成 14 年 3 月．

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4192 December 2010

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