

第1回  
地盤工学から見た堤防技術シンポジウム

委員会報告・講演概要集

平成25年11月25日

公益社団法人 土木学会 地盤工学委員会 堤防小委員会

後援：水工学委員会河川部会・公益社団法人 地盤工学会

はじめに

近年我が国では、台風や集中豪雨による洪水や、地震や地震後の津波による堤防の被害が多数発生している。現在の堤防の耐浸透・耐侵食・耐震性能の評価と強化技術を発展させ、堤防の信頼性を高めるのは喫緊の課題である。

歴史的な構造物である我が国の河川堤防は、その内部構造や履歴が極めて複雑な不均質構造物であり、現場によって状況が大きく変わる特殊性の高い構造物である。そのため、これまでの設計、施工、維持管理の実務は、河川管理者によって主に経験的技術に基づいて行われており、このような現状にある堤防の技術的な情報開示も進んでいない。一方、学術分野では主に均質な場の力学を発展させてきており、実務との乖離は大きく、堤防に関する研究意欲はその構造物のとしての重要性や問題に比して低調である。また、河川堤防の安全性に関する技術は、浸透・侵食・耐震性といった断面の安定問題を対象とすることはもちろん、線状構造物全体系の安定問題として捉え、また被災や破堤による社会的な影響など様々な視点から検討を加えることが必要である。

このような背景から、経験的といえる河川工学を、技術的な裏付けや検討を経て力学に基づいた堤防技術へと発展させるため、産官学の協働と、学問分野としても地盤工学と水工学の連携のもと、平成 23 年度より地盤工学委員会内に「堤防小委員会」を設置して活動を行っている。委員会は、河川や地盤を専門とするコンサルタント（産）、国交省治水課、国総研、土研（官）、および堤防や地盤の研究者（学）を委員として構成している。この中には河川の専門家も含め、河川堤防の問題は地域性が強いことも考慮して地域的な偏りが無いよう全国から委員を集めている。また、土木学会水工学委員会河川部会と連携し、地盤工学と水工学との連携の下で堤防に関する知見の共有化を進めている。

平成 25 年からは小委員会内に次の 4 つのワーキンググループを設置し具体的な課題を設定して調査研究活動を行っている。

- ・WG1 浸食・浸透・洗掘
- ・WG2 堤体内浸潤線の再現
- ・WG3 堤防土の力学特性評価
- ・WG4 耐震

本シンポジウムは、これらワーキンググループの活動状況を報告すると共に、今後堤防技術に関する研究が多くの実務者・研究者によって行われ活性化の一助となり、堤防に関する技術の情報交換の場となることを期待して開催するものである。

なお、堤防小委員会の活動の一部は、公益財団法人 河川財団からの助成を受けて行っている。記して謝意を表す。

2013 年 11 月  
地盤工学委員会堤防小委員会  
委員長 岡村 未対

# 第1回 地盤工学から見た堤防技術シンポジウム

## 目次

### 委員会報告

#### WG1 浸食・浸透・洗掘

WG1 リーダー 前田健一 .....1

#### WG2 堤体内浸潤線の再現

WG2 リーダー 新清 晃 ..... 12

#### WG3 堤防土の力学特性評価

WG3 リーダー 小高猛司 ..... 18

#### WG4 耐震

WG4 リーダー 高橋章浩・渦岡良介 ..... 27

### 一般発表

#### セッション①

1. 締固め，法尻対策が河川堤防の進行性破壊に与える影響の解析的検討  
森啓年（国土技術政策総合研究所），福原直樹，服部敦 ..... 36
2. 豪雨と高水位の継続作用を受けた河川堤防の安定性とその対策  
齊藤 啓（名古屋工業大学），前田健一，今瀬達也，伊藤嘉 ..... 40
3. 内部侵食とのり尻付近の動水勾配の関係  
川井正彦（土木研究所），石原雅規，吉田直人 ..... 44
4. 堤体地盤調査データの統計解析に基づく河川堤防の信頼性評価  
平松佑一（岐阜大学），本城勇介，大竹雄，李圭太，小高猛司 ..... 48
5. 堤防被害への地盤の影響の考察  
那須 誠（元前橋工科大学） ..... 50

6. 浸透流解析を用いた河川堤防内の浸透挙動に関する考察  
竹下祐二（岡山大学），金 秉洙，尾島 匠，幡部 旭 …………… 54
7. 堤防基盤漏水の非定常特性に関する考察  
松本健作（群馬大学），原澤剛史，竹内篤雄，宮崎基浩 …………… 56
8. 連続加圧方式による新しい保水性試験方法について—連続加圧法と段階加圧法による試験結果の比較—  
畠山正則（応用地質），川原孝洋，京野 修 …………… 60
9. 土層強度検査棒による河川堤防基礎地盤の高密度サウンディング調査  
品川俊介（土木研究所），日外勝仁，佐々木靖人 …………… 64
10. 砂質堤体土の強度定数評価のための三軸試験条件の考察  
小高猛司（名城大学），李圭太，崔瑛，兼松祐志，小林芳樹 …………… 66

## セッション②

11. 震災履歴を有する河川堤防 20km を対象とした液状化危険度の線状評価  
大竹雄（岐阜大学），本城勇介，平松佑一，吉田郁政，佐古俊介，中山修 …… 70
12. 情報の価値 Value of Information に基づく河川堤防液状化危険度評価のための最適なボーリング計画  
吉田郁政（東京都市大学），大竹雄，本城勇介 …………… 72
13. 湍沼川・下石崎地先の堤防の地震被害調査  
谷本俊輔（土木研究所），佐々木哲也，石原雅規，鷺見浩司 …………… 74
14. 砂・粘土互層の軟弱地盤上に築造された河川堤防の地震応答解析  
加藤健太（名古屋大学），野田利弘，中井健太郎 …………… 78
15. 不均質な堤体材料におけるせん断波速度の空間的分布のモデル化例  
佐竹亮一郎（群馬大学），若井明彦 …………… 82
16. 礫質土の粒度評価におけるボーリング調査径に関する研究  
石原雅規（土木研究所），小高猛司，崔瑛，原忠，李圭太 …………… 86

17. 閉封飽和域を有する不飽和堤体と軟弱粘土地盤との地震中・地震後連成挙動に関する空気～水～土骨格連成有限変形解析  
吉川高広（名古屋大学），野田利弘，小高猛司，高稲敏浩 …………… 90
  
18. 東日本大震災での堤防被災形態を踏まえた SOLIFLUK 解析法の改善検討  
柳畑 亨（国土技術研究センター），東畑 郁生，中山 修，佐古 俊介 …………… 94
  
19. 強震継続時間の長い地震動に対する有効応力解析の適用性  
坪井仙一（徳島大学），大隅俊陽，渦岡良介，仙頭紀明 …………… 98

# 委員會報告

# WG1：浸食・浸透・洗掘 WG

## 1. WG メンバー

地盤工学委員会堤防小委員会浸食・浸透・洗掘 WG と水工学委員会河川部会堤防WGの連携 WG として活動。

### 【地盤工学委員会堤防小委員会メンバー】(名簿順)

○前田 健一	名古屋工業大学	佐々木哲也	独立行政法人土木研究所
坂本 淳一	中央開発株式会社技術センター	石田 正利	一般社団法人リバーテクノ研究会
岡本 弘基	国土交通省 水管理・国土保全局	小高 猛司	名城大学理工学部
酒匂 一成	鹿児島大学	坂上 敏彦	川崎地質株式会社
杉井 俊夫	中部大学	仙頭 紀明	日本大学
高橋 裕輔	国土交通省 水管理・国土保全局	竹下 祐二	岡山大学
丹下 良樹	基礎地盤コンサルタンツ株式会社	藤澤 和謙	京都大学
藤本 弘之	株式会社ダイヤコンサルタント	森 啓年	国土交通省国土技術政策総合研究所
奥田 敏昭	株式会社ニュージェック	李 圭太	株式会社建設技術研究所

(リエゾン) 服部 敦 国土技術政策総合研究所

### 【水工学委員会 河川部会 堤防WG】(オブザーバを含む)(名簿順)

○服部 敦	国土交通省国土技術政策総合研究所	松田 寛志	日本工営(株)
阿部 知之	応用地質(株)	松本 健作	群馬大学
溝口 敦子	名城大学	三戸 雅文	(財)国土技術研究センター
三輪 準二	(財)河川環境管理財団	泉 典洋	北海道大学大学院

○：ワーキンググループリーダー

## 2. WG の目標と概要

### 【WG の目標】

活動対象とする、堤防における浸食(表面の侵食、内部侵食など)、浸透破壊(パイピング、浸透流の不均質性、土-水-空気の相互作用など)、洗掘について、以下のことをまとめることを目標とする。

- ・ 水理学と地盤力学の視点・立場から、各現象における従来の研究手法や研究成果を整理する。
- ・ 見逃しているメカニズム、直視を避けてきた現象、何となく分かっているような気になっている現象を洗い出す。
- ・ 水理学と地盤力学とが融合することで、新しい研究・技術開発課題や今後重要となる課題を浮き彫りにする。

実験方法、相似則、可視化技術、計測方法、モデリング、解析手法などを対象とするとともに、浸透破壊などの対策方法や調査・モニタリング方法、その考え方や技術の整理、課題の整理、要求事項・性能に関しても検討を進める。

以上の目標を達成するために、水工学委員会河川部会・堤防 WG との連携 WG として活動している。活動方針を、

- ・ WG 構成メンバーの専門性・特技を活かす。
- ・ 全員参加で、予断を持たずに、健全な批評と議論を行い、それをまとめて WG 成果とする。
- ・ 技術課題の全体像を描くために、調査～維持管理まで意識した議論を行う。

としている。また、堤防に関する技術課題の全体像として、「堤防に関する技術課題の全体像」(2012年度・河川技術に関するシンポジウム・OS「河川堤防の安全性に関する技術」<http://committees.jsce.or.jp/hydraulic01/>)などが参考となる。

### 【平成 25 年度： 主な活動目標】

平成 25 年度における主な活動目標は以下のようである。

- 1) 事例を下敷きにした議論： 現場の事例、業務で見てきたこと、実験で見たことを収集する。
- 2) 事例を掘り下げて類型化し研究・技術開発の方向性を探る。
- 3) 現象把握レベルの類型化、予測・評価レベルの類型化、総合的な類型マップを作成し、以下のことを議論する。  
「どういう区分で現象を捉えているか」「それぞれがどの水準に達しているか」「それぞれに必要な研究・技術開発の方向性」

## 3. WG の活動報告

### 1) 第 1 回連携 WG：平成 25 年 2 月 18 日(月) 土木学会

- ①WG メンバー紹介；
- ②WG の活動概要；
- ③WG 連携活動に関する議論
- ④活動の仕方・スケジュール他

資料-1

- ・ 様々な課題認識について、地盤工学、水工学の両立場から議論を行い、まず、パイピングに代表される浸透破壊現象、浸透を伴う洗掘や浸食といった現象について、課題抽出や今後の方向性に関する検討を行うこととした。

## 2) 第2回連携WG：平成25年2月18日（月） 土木学会

- ①前回議事録確認； ②各メンバーからの資料説明； ③資料にもとづく整理と集約；
- ④河川シンポジウム・堤防関連 OPS の案について； ⑤次回の合同会議について

- ・ 各メンバーから浸透及び浸透破壊現象に係る事例の紹介や問題意識に関する A4 紙 1 枚程度の資料作成してもらい、これについて発言、引き続いて質疑応答や意見交換を行った。約 20 の資料提出、話題提供が行われた。
- ・ 各委員に提出してもらった内容は、1)「実事例、実物大実験、模型実験」の名称、「どんなメカニズムでそれが起きたと理解されているのか、自分はどうか考えるのか」、「それらを予測、評価することは可能か、どんな方法があるのか、それらの問題点、課題は。」である。

## 3) 河川技術シンポジウム OPS：平成25年6月6日（月） 東京大学（連携活動の一環）

2013 年度河川技術シンポジウム：オーガナイズドポスターセッション 1（OPS1）

テーマ：堤防の浸透破壊～目に見えない堤体・基盤内からの破壊～

より深い現象の理解と堤防管理の高度化を目指して

企画・進行：堤防 WG（<http://committees.jsce.or.jp/hydraulic01/activities>）

①企画主旨と進め方について（堤防WG 服部リーダー）

資料-2

②矢部川の被災状況（筑後川河川事務所 渡辺所長）

③浸透破壊に関する実験の紹介（土研 佐々木上席）

④浸透に関する地盤工学の最新の成果（名工大 前田教授）

⑤堤防WG 合同会議の活動について（堤防小委員会 藤本）

資料-2

⑥質疑応答

<http://committees.jsce.or.jp/hydraulic01/system/files/2013 OPS1.pdf>（OPS での議論の記録が掲載されている）

## 4) 第3回連携WG：平成25年7月30日（木） 土木学会

- ①前回議事録確認； ②6/6 開催 河川シンポジウム連携 WG 主催セッションの報告； ③第2回の発表資料にもとづく研究・技術開発に関する課題整理；④今後の連携会議の進め方について； ⑤次回の合同会議について

- ・ 第2回の発表資料に基づく課題の整理結果を以下の4つに分類した（資料-2と関連あり）。

①降雨・河川水の堤体・基盤への浸透

原位置試験や室内試験により浸透現象のより深い理解が必要。土中の空気挙動に対する考慮も必要。

②変状の形態

泥濘化や流動、噴砂後の空洞形成、モグラ穴のような空洞の形成、玉石層への細粒分の吸出しによる陥没といった様々な変状形態が例示されているが、これらの現象について理解が必要。

③変状の発達

脆性・延性、進行性破壊といった現象に対する理解と、それらが破堤に至るかどうかの評価方法についての検討が必要。

④現象解明・危険の事前察知

現場での観測にもとづき既往出水による「症歴」の分析が必要。また、事前に危険を察知するための技術に対する取り組みが必要。

- ・ 今後は上記の②と③の浸透破壊を中心に議論を進める。浸透破壊に関する様々な現象を整理するために、地盤系のメンバーを中心に、浸透破壊のプロセスがわかる「浸透破壊紙芝居」を作成し、それをもとに議論を行う。

## 5) 浸透破壊プロセス説明資料「浸透破壊紙芝居」作成 打合せ：2回実施

1 回目：平成25年9月25日（水）名古屋工業大学（小高・杉井・前田）（尊称略）

2 回目：平成25年11月8日（金）土木学会（石原・小高・大竹・西村・森・李・前田）（尊称略）

（WG3 堤防土の力学特性評価の中で、打合せを行った）

- ・ Ver.0 を作成した。11月25日のシンポジウムのWG 報告にて意見を頂く。

## 4. 平成25年度のWGの活動予定

今後も、2ヶ月毎の改正を別途として開催し、主に以下の内容について、議論を進める。

- ・ 第3回連携WGの報告の「②変状の形態」と「③変状の発達」を中心に議論を進める。
- ・ 地盤系メンバーが作成した「浸透破壊紙芝居」について連携WG 全員で議論を進め、浸透破壊への現象把握レベルの類型化、予測・評価レベルの類型化、総合的な類型マップの作成を試みる。
- ・ 予測や対策レベルを向上するために必要な、研究・技術開発の課題や解決のための方向性・視点を整理する。



-----活動方針（第1回連携会議資料より：徐々に見直し中）-----

・WG 活動の基本方針

- 1 ■WG 構成メンバーの専門性・特技を活かす
- 2 ■全員参加の健全な批評と議論—予断を持たずに—⇒それをまとめてWG 成果に!!
- 3 ■技術課題の全体像を描く⇒調査～維持管理まで意識した議論

⇒資料 3-1 図-8 堤防に関する技術課題の全体像

・WG 活動としての反映の具体案

【事例を下敷きにした議論】現場の事例。業務で見てきたこと。実験で見たこと。

・例えば

- 堰の被災→浸透による本体下の空洞化の可能性を検討→最後までつめられなかったこと
- 矢部川破堤→浸透破壊の可能性について動水勾配で検討

【事例を掘り下げて類型化⇒技術開発の方向性】

・基盤とする情報

実務ベースから：単にマニュアルの羅列でなく、その運用で加味した「工夫」「妥協」

研究ベースから：これまでの現象の捉え方、力学的取り扱い、単純化

⇒地盤・水の分野間の文化（考え方の慣習）の比較

例えば、

- 魚の慣習：地表面上での流送量と収支、モグラの慣習：地表下の構造体としての変位・変形
- ⇒浸透破壊（パイピング）：表面なの？内部なの？

・よく見るパイピングの模式図（図-1）

- 矢部川：幅 1m 程度で堤防が溝状に崩壊→モグラ孔のようにパイプができたから？
- 孔端部の砂面から砂粒が動いて流れ出るということ？

・学生の頃に行った浸透破壊の実験の記憶

矢板周りの浸透破壊の実験：表面からではなかった（図-2）

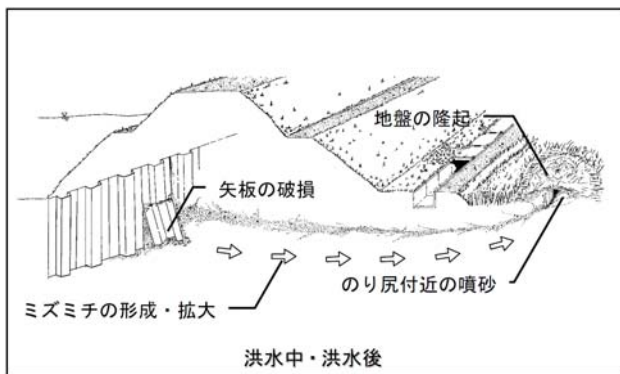


図-1

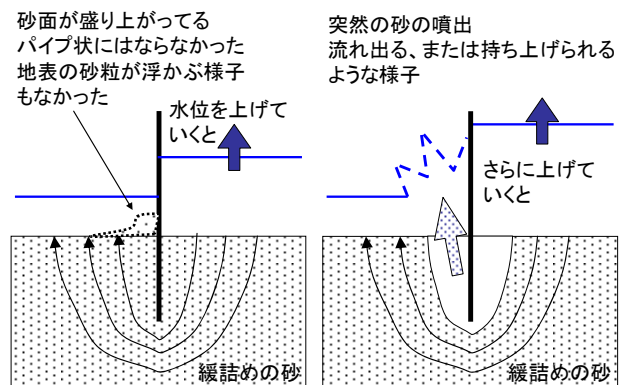


図-2

■現象把握レベルの類型化

・場の特徴

- 河床の変動（砂面上の砂粒の流送）
- 法覆工・堰・床止（不透過な板状部材）
- 石積み・ブロック、礫層（ポーラスな層状材）

・浸透流、表面流の状況

・土砂の移動形態

砂面での砂粒単位での移動転動：滑動：浮き上がり

砂層内（間隙）での土粒子の流送（抜け落ち）

土粒子の構造体の変形

（土粒子の相対的な配置・接触状況の変化→マクロには空隙、粒度分布の変化）

土塊のスケールでの変形：マスとしての変位

■予測・評価レベルの類型化

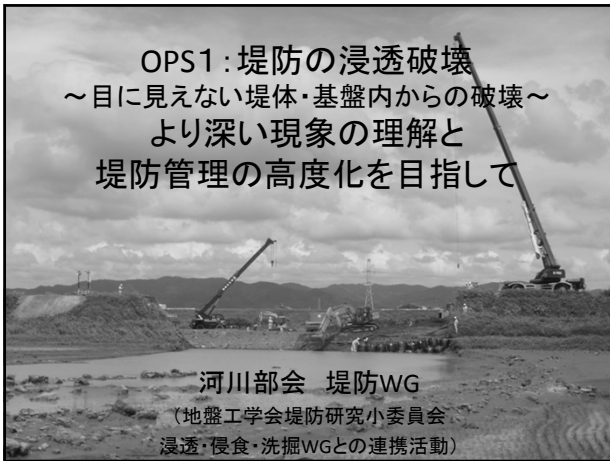
予測・評価できる・できない（簡易的、定性的などカテゴリーがあってもよい）

■総合的な類型マップ

- ・どういう区分で現象を捉えているか？
- ・それぞれがどの水準に達しているか？
- ・それぞれの処方箋（技術開発の方向性）

		現象の理解		
		主たる機構が絞り込めている	プロセスが定性的に分かっている	概念的な記述に留まる
予測・評価のレベル	予測・評価できる	現象が分かって、ある予測ができる ⇒実務適用段階：調査・試験・受注できる仕様化		モデルはあるものの、現象理解があいまい・未整理 ⇒知ったかぶりになっていないか？基礎的実験・調査で再検証
	手法はあるものの与える土質条件等で大きく結果が異なる	土質調査手法の開発が実用化のネック ⇒調査の手法・測点密度に関する検討		
	予測・評価できない	現象はある程度捉えられているが、予測モデルにつながらない ⇒計測機器の改善、大規模実験		前人未到 ⇒初歩的な再現実験から手をつける、綿密な被災事例調査が重要

こういった整理をWGでの議論をもとに作ってみる。



**企画趣旨: パイピングのテクニカル・レビュー**

◆浸透に対する堤防弱部の点検、安定性照査、浸透対策といった種々の対応について検討する際の基本的な現象理解「パイピング」

◆土砂が浸透してきた水流により運搬されて、モグラ孔のような空洞が堤体下に伸張していく、一般的にもそうした認識で議論することが多い。

★近年の研究を紐解くと、現象・プロセスが学術的に確立されているとは必ずしも言えないようである。

「パイピング」関連技術の洗い直し

新たな知見・技術を踏まえて堤防管理の高度化に繋げていく

**アプローチ**

【事例を下敷きにした議論】  
 現場の事例。業務で見えてきたこと。実験で見たこと。  
 実務ベースから:単にマニュアルの羅列でなく、その運用で加味した「工夫」  
徹底的な被災事例調査  
 研究ベースから:現象の捉え方、力学的取り扱い

【水工学と地盤工学の文化(慣用化した考え方)交流】  
 例えば、「地表面上での流量と収支(地表形状の変化)」と  
 「地表下の構造体としての強度・変位」

本OPSの進め方

- ①現地での示唆に富む事例、最近の実験・理論的検討から、今一度、浸透破壊とはどういう現象か認識を深める
- ②種々の対応に繋げていく今後の研究・調査のあり方について多角的に議論

**OPS1: 議事次第**

進行:服部 敦(堤防WGリーダー)国土技術政策総合研究所河川研究室長

1. 企画趣旨、OPSの進め方の説明
2. 基調講演(10分)
  - 2.1 矢部川被災原因調査  
渡部秀之:国土交通省九州地方整備局筑後河川川事務所 所長
  - 2.2 現地調査・実験で捉えられた浸透破壊現象  
佐々木哲也:(独)土木研究所地質・地盤研究グループ(土質・振動) 首席研究員
  - 2.3 地盤工学分野での浸透破壊の研究動向  
前田健一:名古屋工業大学都市社会工学科 教授
  - 2.4 連携WGでの議論概要  
藤本弘之:株式会社ダイヤコンサルタント砂防・防災事業部 副事業部長
3. 会場・講演者交えての全体討議(25分)  
登壇者:渡部所長、佐々木 上席、前田先生、藤本副部長

**基調講演「浸透破壊とはどういう現象か？」**

- 2.1 矢部川被災原因調査
  - ・調査から見えてきた現地の実態
    - ・破壊の進展:住民・水防団の目撃情報・CCTV画像
    - ・浸透破壊を起こした砂層の厚さ、面的な広がり など
- 2.2 実験・現地調査で捉えられた浸透破壊現象
  - ・浸透破壊現象はどこまで明らかになっているか?
  - ・実験や現地調査で観察された浸透破壊の既往研究
- 2.3 地盤工学での浸透破壊の研究動向
  - ・破壊機構はどこまで明らかになっているか?
  - ・従来のパイピングとは異なる機構(細粒分の移動・抜け落ち)
  - ・現象のとらえ方をボーダーレスに(地盤工学と河川工学の連携)  
 例えば土粒子に作用する力(動水勾配、浸透流速、掃流力)
- 2.4 連携WGの議論概要
  - ・堤防研究小委員会と合同検討で整理した幾つかの「切り口」  
 →本OPSの議論を始めるにあたっての参考情報として

**地盤:堤防小委員会「侵食・浸透破壊・洗掘WG」  
 十水工:河川部会「堤防WG」連携  
 合同会議**

- ◆2013.2より開始、総勢20名、これまで2回開催。
- ◆「きっかけ」
  - ・浸透破壊とは、実際にどのような現象が起きているか、どのようなプロセスで破壊に至るかということが工学的にきちんと整理できていないのではないか。特に、進行性破壊についての理解や認識はあまりにも漠然としていないか。
  - ◆WG連携での取り組み
    - ・過去の浸透破壊の典型的な見方にとらわれず、各人が見えてきた様々な現象を改めて収集整理する。現場で起こっていることをより確に理解していく。
    - ・以上は基礎的なことであるが、実際の堤防管理、補強などにも十分に役立つ知見となり得る。
    - ・そこで、現在の一般的な浸透破壊の考え方に基いて、種々の対策や維持管理が行われているが、改めて収集整理で見出した新たな現象、進行過程、機構(モデル)から再検討し、今後の技術開発の方向性について意見をとりまとめる。

### 第2回会議での議論

- 種々の現象について、どのように理解・認識しているのかを各メンバーが意見を出し合い、出された意見を全員で共有し、その状況をまずありのままに整理
- A4一枚に下記事項について記載した資料を持ち寄った
  - 1. 「実事例、実物大実験、模型実験」名(寸法は必須)
    - 現地での実事例、実物大実験、模型実験(あまり小さくない)、数値解析結果、文献・会議など何かで見て聴いて気になっている話、など幅広く対象
  - 2. どんなメカニズムでそれが起きたと理解されているのか、自分はどう考えるのか。(←どのようなスケール感でも結構です。粒子、間隙、土塊、堤防鉛直断面、河川横断面、河川縦断・横断面)
  - 3. それらを予測、評価することは可能か、どんな方法があるのか、それらの問題点、課題は。
    - 各メンバーの観点・立場、経験などを反映した「本当に感じている」「ステレオタイプにとらわれてない」多種多様な意見を集めることを重視
    - 普段から気になっていることなどをざっくりぼらんに記載
- 19枚の意見収集→ざっと整理すると....

### 4つの切り口からの意見集約

本ODSでは「ミニ」焦点

降雨・河川水の堤防・基礎地盤への浸透

↓

変状の形態

↓

変状の発達  
脆性・延性と進行性破壊

↓

データの情報化  
現象解明と危険の事前察知

現象を変えうる種々の要因とその再現計算の工夫

浸透破壊の多様な発生形態・プロセス、および円弧すべりに代表されるのり面崩壊現象との区分・共存

破堤に至る現象とそうならない現象の違い、見分け方、現象表記(式)、評価

点検・モニタリング手法、蓄積したデータ分析のさらなる工夫

### 変状の形態 (1) 浸透破壊の多様な発生形態・プロセス 円弧すべりなどのり面崩壊現象との区分・共存

浸透破壊に伴う諸現象と主な影響要因

The diagram illustrates the interaction between rainfall, soil properties (grain size, permeability, saturation), and mechanical factors (pore water pressure, shear stress) leading to various failure modes such as piping, internal erosion, and slope failure. It also shows the relationship between groundwater levels and the stability of the slope.

### 変状の形態 (2) 浸透破壊の多様な発生形態・プロセス 円弧すべりなどのり面崩壊現象との区分・共存

- ◆のり面の崩壊現象に関する課題
  - 大規模模型実験により、堤体土質等に応じて崩壊形態が異なることが確認されているが、その条件は明確になっていない。
  - 浸透に対する安全性は、正しく評価できているか？
- ◆基礎地盤で発生するボイリングやパイピングに関する課題
  - なぜパイピングが進行するか？ 流速だけでは説明できない(試算ではパイピング孔の中で砂を流送するだけの流速は生じない)。
  - 浸透流下での土粒子の移動限界を動水勾配で考えるか、流速で考えるか？
  - 漏水やボイリングを生じる可能性がある場所をどのようにして見つけ出すか？
  - 当たりをつけるための一次診断の技術が必要である。洪水履歴の分析も重要。
  - 今後、被災や実験の事例を収集し、観測事実にもとづいた考察が必要である。
- ◆内部侵食に関する課題
  - 浸透流によって土の内部から細粒分が流出して、間隙の増大、空洞化、局部崩壊などを生じたと考えられる事例が確認されているが、発生する条件や状態変化の詳細はわかっていない。
- ◆その他
  - 現場では、これらの現象が共存(複合)して発生している可能性が高い。
  - 現場で確認されるエアフローに関して、堤体の安全性に及ぼす影響は？

### 変状の発達: 脆性・延性と進行性破壊 破堤に至る現象とそうならない現象の違い、見分け方、現象表記(式)、評価

- ◆進行性破壊に関する課題
  - 模型実験では、局部的な破壊に留まるケースと、破壊が進行して大規模崩壊に至るケースがある。これらを分ける条件は何か。
  - 現状では、進行性破壊を扱える解析手法はない。どのような理論や解析手法を導入すれば、経時的な破壊形態の変化や進行速度を予測できるか。
  - 破壊の進行性を考慮した安全性評価や対策の優先順位付け等は可能か。

### 今後の活動予定

- 浸透破壊に関する既往の知見を整理して、今後取り組むべき研究の課題と方向性について検討する。

**研究課題の例**

- 浸透に係る各種現象の検証と統一的解釈
- 浸透破壊の発生限界に関する実験的検討
- 破壊に至るプロセス及びメカニズムの解明
- 進行性破壊を扱うことが可能な数値解析手法の開発
- 地盤のモデル化技術
- 縦断方向の弱点箇所抽出技術

以上

## 浸透破壊紙芝居作成 プロジェクト Ver.0

Ver.0：浸透破壊プロセスの理解に向けてのキックオフ、  
地盤力学的観点を主体として

1

## 作製にあたって

- 統一的な説明を目指して、原理は極力少なく、場合分けの数を増やさない。
- 土塊としての安定性を考慮する（せん断現象、過剰間隙水圧・有効応力の増減、液状化状態など）。
- 浸透破壊、せん断破壊、パイピング、内部侵食、盤ぶくれなどの減少を関連付ける。

2

## シナリオ（一時的に設定）

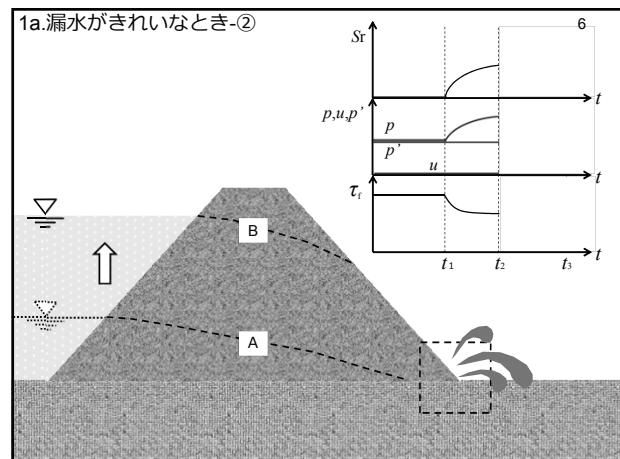
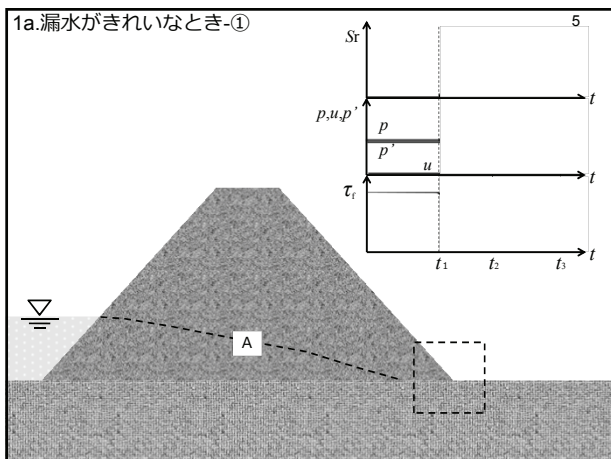
1. いわゆる浸透破壊（すべり破壊との統合）
  - a. 漏水がきれいな場合（融けるような破壊とすべり破壊との違い）
  - b. 漏水が濁っている場合
2. 高い透水性の基礎地盤を有する堤体の破壊（いわゆるパイピング破壊）
  - a. 被覆層がない場合
  - b. 被覆層がある場合

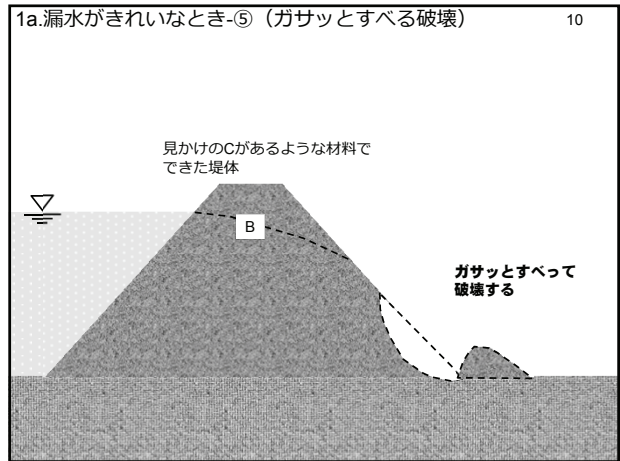
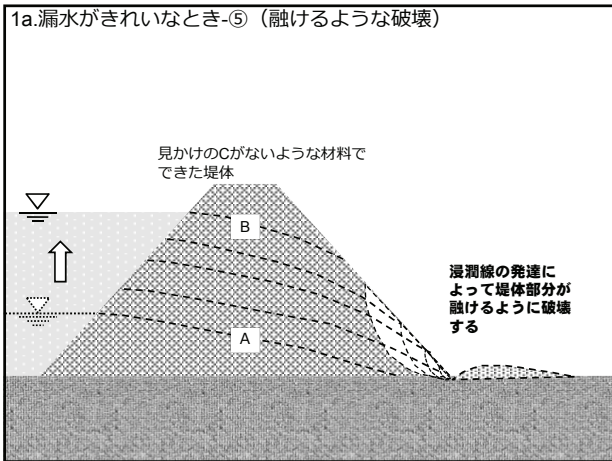
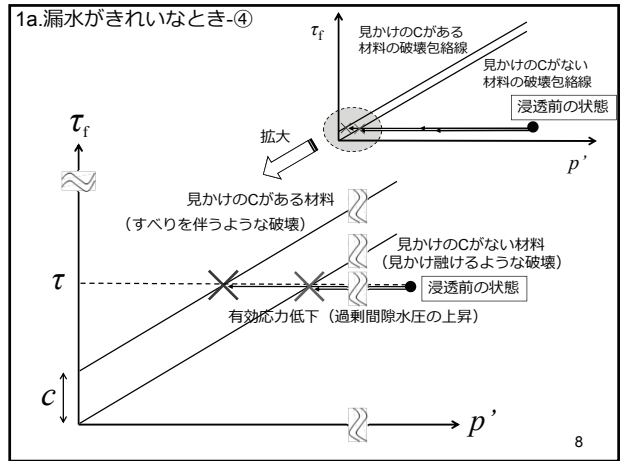
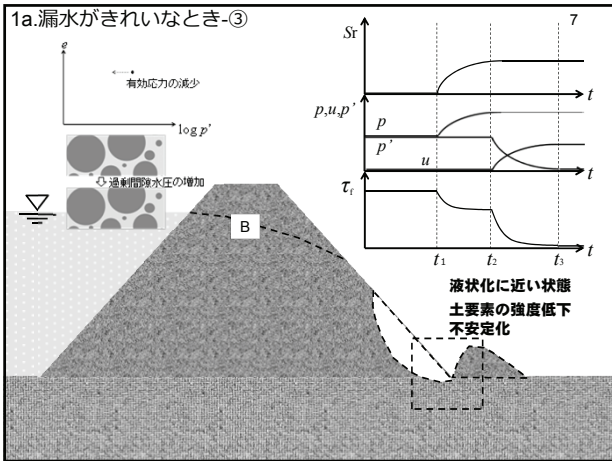
3

## 1. いわゆる浸透破壊 （すべり破壊との統合）

- a. 漏水がきれいな場合（融けるような破壊とすべり破壊の違いは材料特性の違いとして説明）

4

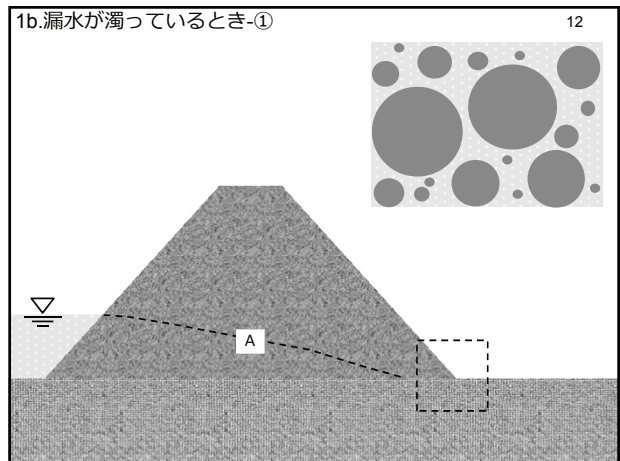


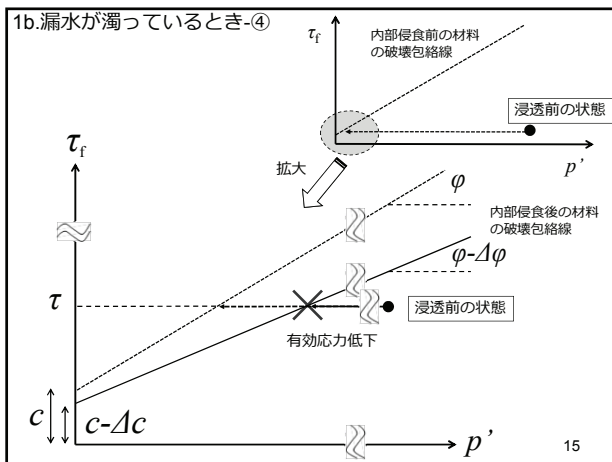
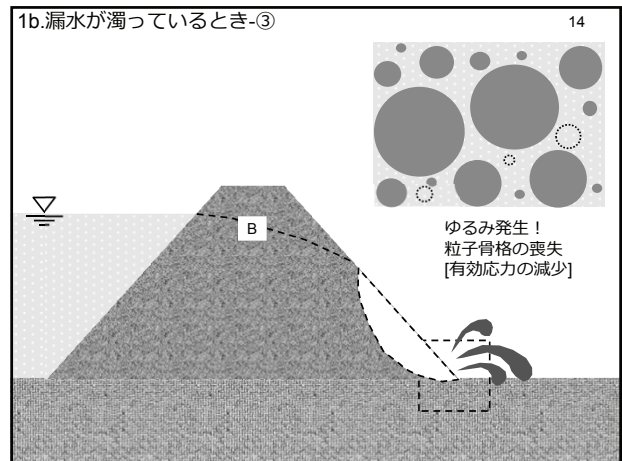
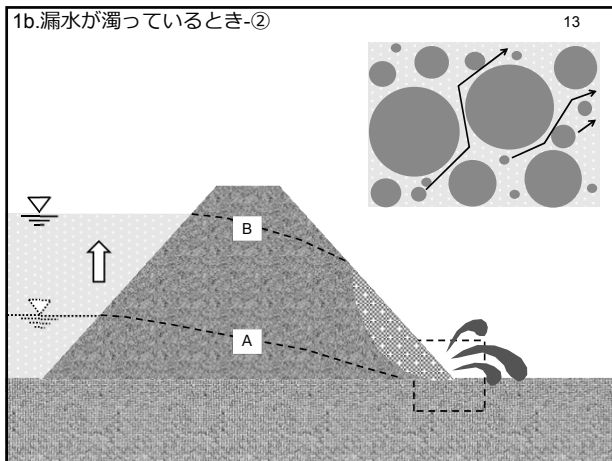


1. いわゆる浸透破壊  
(すべり破壊との統合)

b. 漏水が濁っている場合 (内部侵食)

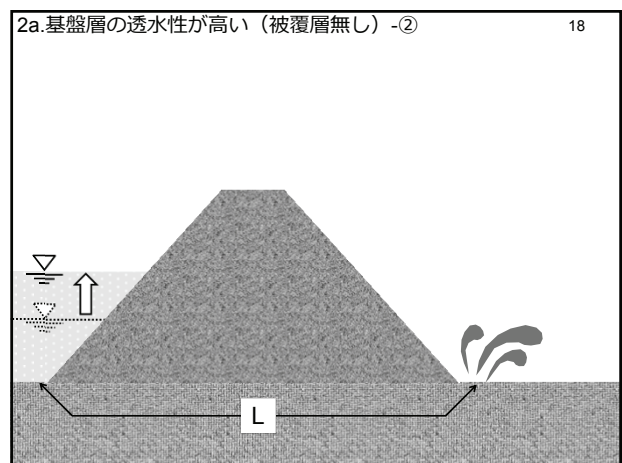
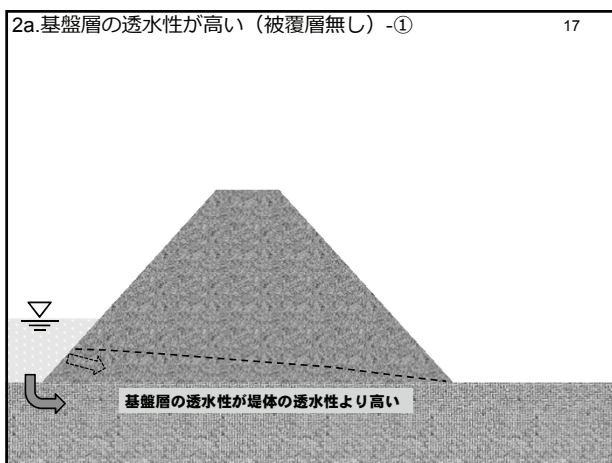
11

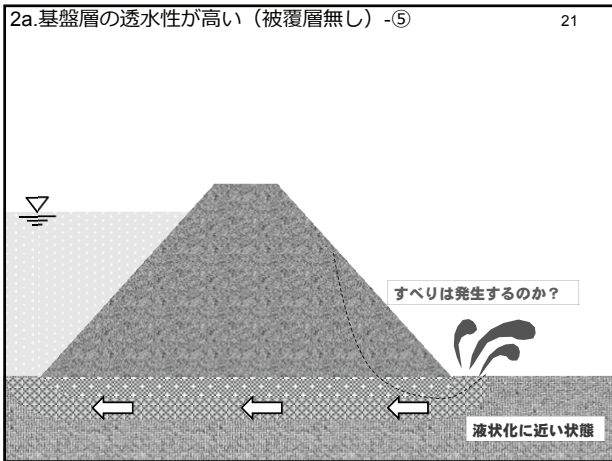
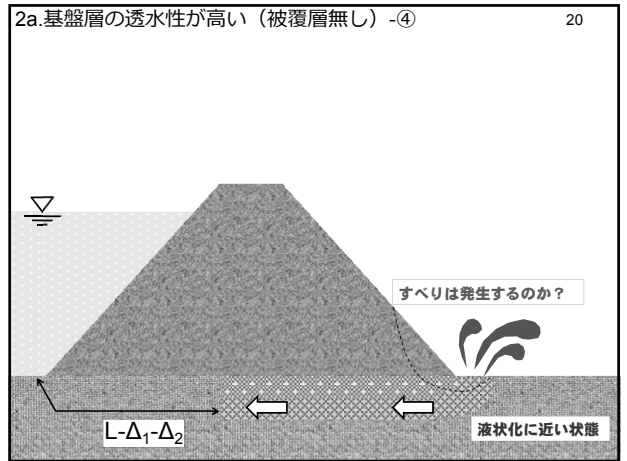
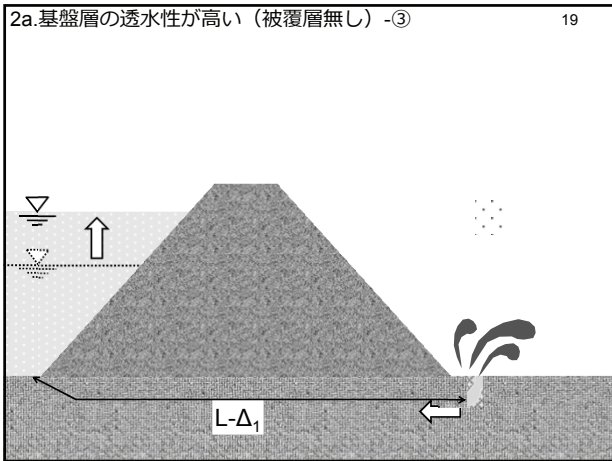




**2. 高い透水性の基礎地盤を有する堤体の破壊（いわゆるパイピング破壊）**  
 a. 被覆層がない場合

16

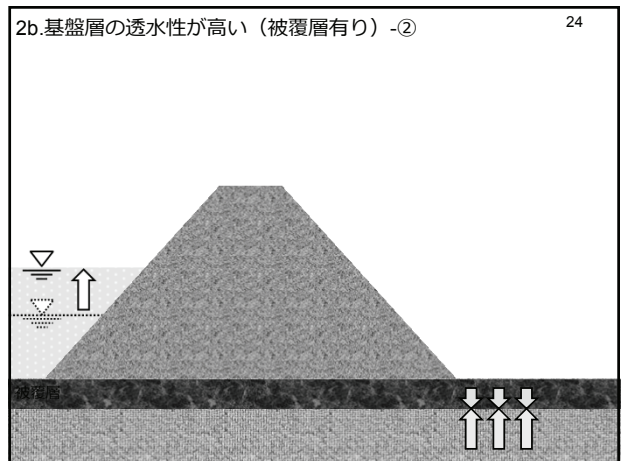
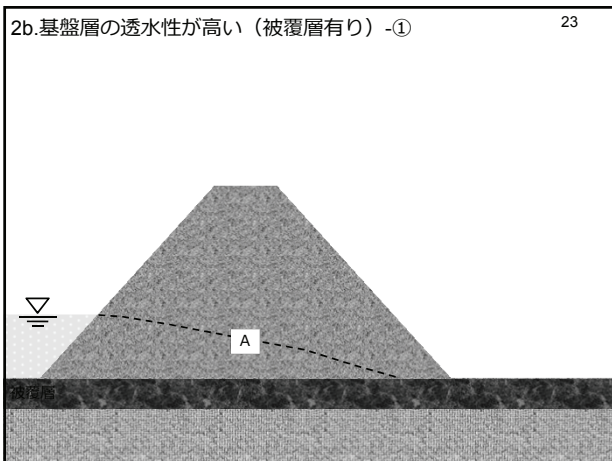




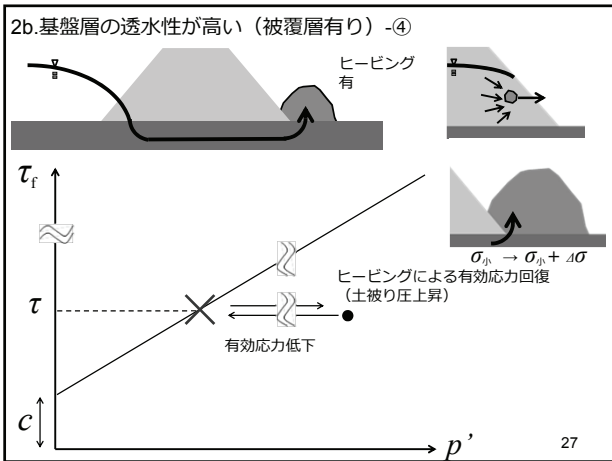
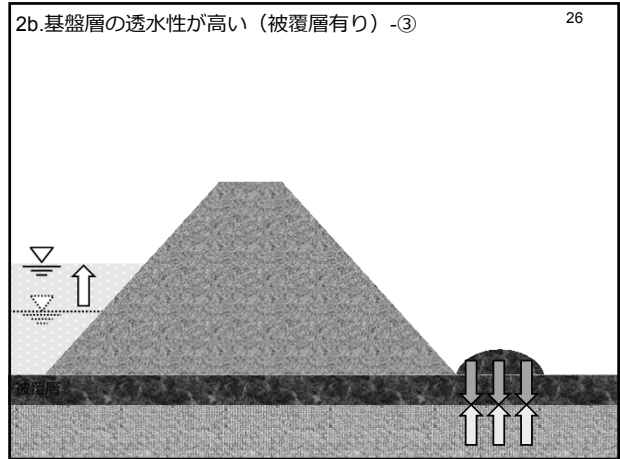
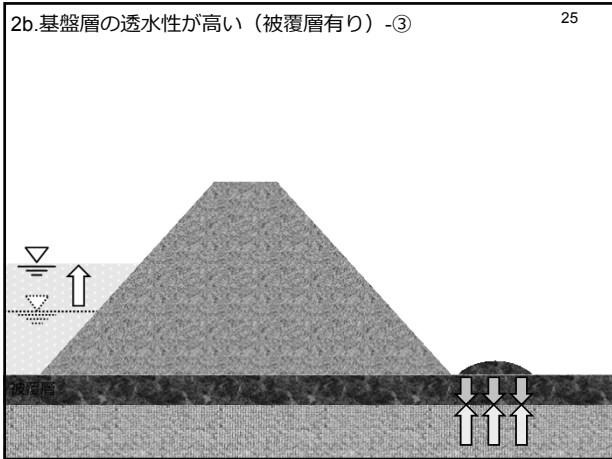
**2. 高い透水性の基礎地盤を有する堤体の破壊 (いわゆるパイピング破壊)**

b. 被覆層がある場合

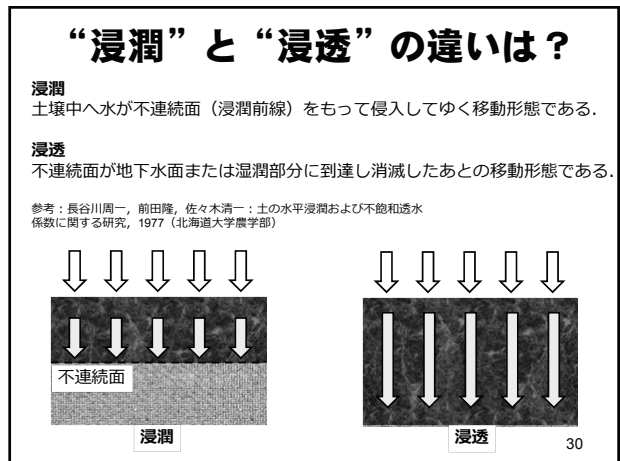
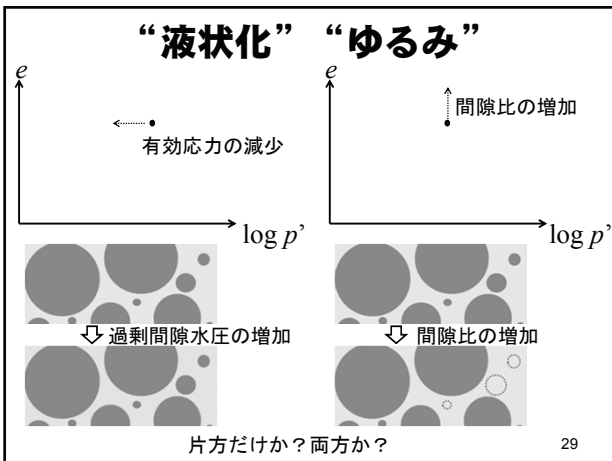
22







その他  
言葉の定義など 28



## WG2：堤体内浸潤線の再現

### 1. WG メンバー

○新清 晃	応用地質(株)	岡村 未対	愛媛大学
河井 克之	神戸大学	佐古 俊介	(財)国土技術研究センター
酒匂 一成	鹿児島大学	佐々木 哲也	(独)土木研究所
杉井 俊夫	中部大学	高橋 裕輔	国土交通省水管理・国土保全局
竹下 祐二	岡山大学	西村 聡	北海道大学
服部 敦	国土交通省国土技術政策総合研究所	藤澤 和謙	京都大学
藤本 弘之	(株)ダイヤコンサルタント	森 啓年	国土交通省国土技術政策総合研究所

○：ワーキンググループリーダー

### 2. WG の目標と概要

東日本大震災では河川堤防において大きな被害が発生し、その原因の一つとして堤体の液状化が挙げられた。被災後の調査において堤体内部に上に凸型の浸潤線が確認された事例があり、堤体の液状化や対策工を検討する上では、この堤体内の浸潤線を適切に評価することが求められる。一方で、河川堤防の浸透挙動に関し一般的に使用されている「河川堤防の構造検討の手引き」に示される浸透流解析手法は、洪水時のように外水位が大きく変化する条件では堤体内の浸潤線を概ね再現可能とされているが、上述した上に凸型の浸潤線、つまり平常時の浸潤線についてはうまく再現できない場合もあるようである。

このため本 WG では、浸透流解析による平常時の堤体内浸潤線の再現性を向上させ、堤防設計の実務に生かすことを念頭に、堤体内浸潤線の実態や解析条件等について整理を行い、再現性の向上に向けた留意点をまとめることを目標とする。

### 3. 検討内容等

本 WG では大きく、①堤体内浸潤線の実態把握、②浸透流解析による再現、の 2 点を活動方針としている。

①については、東日本大震災で被災した阿武隈川右岸 31k、枝野地区において堤体内浸潤線の実態把握を現在進めている。枝野地区は被災後の対策として、堤防を全撤去した後に基礎地盤をセメント改良し、その上に均質な材料で築堤が行われている。このため、一般的な堤防に比べ、堤体内の浸潤線が基礎地盤からの影響を受けにくい点、築堤材料がシンプルな点で、後に実施する②浸透流解析による再現に適している。枝野地区には堤防横断方向に 4 本の地下水位観測井が設置済みであり、天端付近で水位が最も高い凸型の浸潤線が形成されていることを確認した。また、枝野地区で採取した土質コアを用いて、粒度試験のほか、保水性試験、室内透水試験を実施中であり、加えて原位置にて不飽和透水試験の実施を予定している。

②については、今後実施する予定であり、「河川堤防の構造検討の手引き」に示される設定値を用いた手法と、上記①で実施する保水性試験結果や不飽和透水試験結果の試験データを用いた手法とで浸透流解析を行い、両者の結果を比較することで平常時の堤体内浸潤線の再現性向上に向けた留意点をまとめる。

# WG2: 堤体内浸潤線の再現

## WG報告

WG2リーダー 新清 晃

1

### 堤体内浸潤線の再現WGの目的

#### 目的:

東日本大震災では河川堤防において大きな被害が発生し、その原因の一つとして堤体の液状化が挙げられた。被災後の調査において堤体内部に上に凸型の浸潤線が確認された事例があり、堤体液状化並びに対策工を検討する上では、この堤体内の浸潤線を適切に評価することが求められる。

河川堤防の浸透挙動に関し一般的に使用されている「河川堤防の構造検討の手引き」に示される浸透流解析手法は、洪水時のように外水位が大きく変化する条件では堤体内の浸潤線を概ね再現可能とされているが、上述した凸型の浸潤線、つまり平常時の浸潤線についてはうまく再現できない場合もあるようである。

このため本WGでは、浸透流解析による平常時の堤体内浸潤線の再現性を向上させ、堤体内浸潤線の実態や解析条件等について整理を行い、再現性の向上に向けた留意点をまとめることを目的とする。

#### 活動方針:

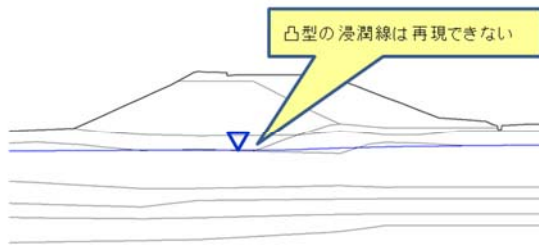
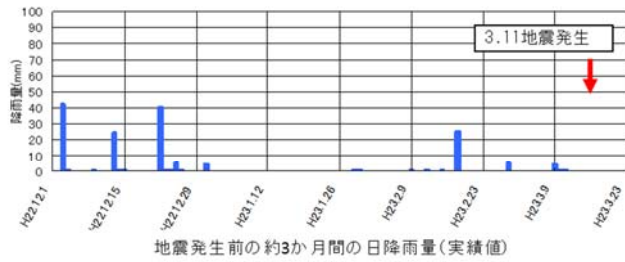
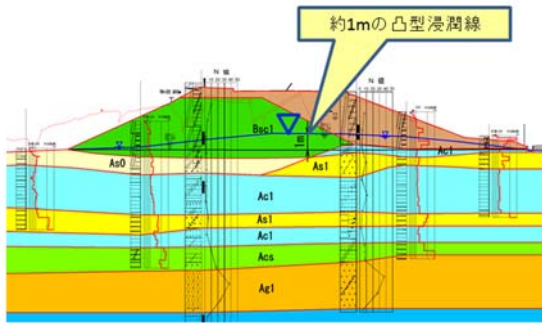
- ① 堤体内浸潤線の実態把握  
浸潤線の把握、材料特性の把握(透水性、保水性)など
- ② 浸透流解析による再現  
感度分析、手引きへの対応など

#### 活動実績:

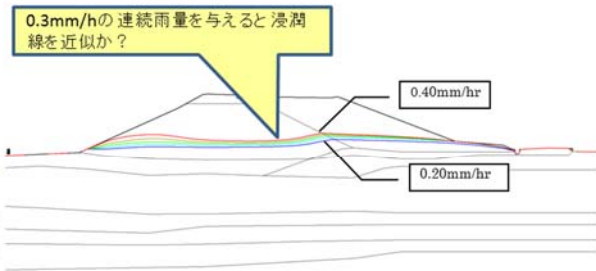
WGの開催 2回(H25.2.6、H25.5.30)、現地視察会 1回(H25.10.25)、  
原位置試験 1回(H25.11.14~15予定)

2

## 【解析事例】 堤体内浸潤線の再現



実降雨を用いた浸透流解析結果(非常常)



連続雨量を用いた浸透流解析結果(非常常)

実降雨を用いた浸透流解析では凸型の浸潤線を再現できない結果となった。本ケースでは、試行錯誤の結果として0.3mm/h程度の連続雨量を与え続けることで凸型の浸潤線を概ね近似できた。しかし、降雨条件が実績と大きく異なる問題がある。

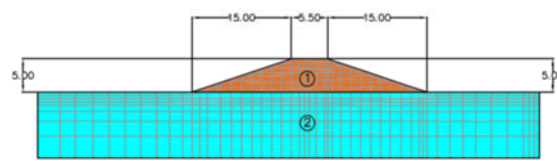
3

## 【感度分析事例】 不飽和浸透特性が堤体の安定性に与える影響

不飽和浸透特性が堤防の浸透に対する安定性に与える影響を把握するために、感度分析を行った。複数種の不飽和浸透特性曲線を与え、飽和-不飽和浸透流解析を実施、堤体の裏のり安全率( $F_s$ )について比較を行った。

### 1. 感度分析に用いたモデル

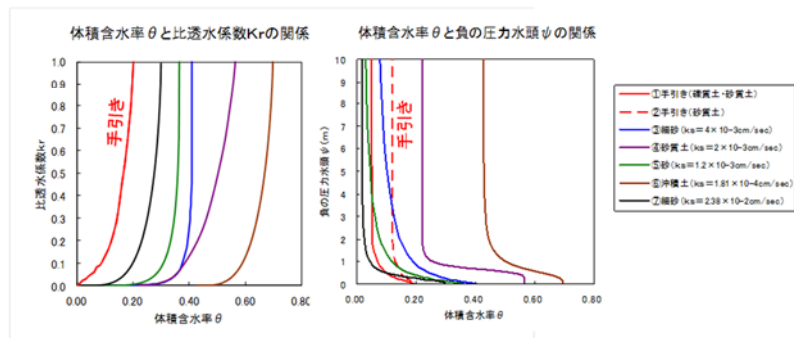
高さ5m、のり勾配1:3の砂質土堤防をモデルとして設定した。



	土質	$k$ (cm/sec)	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	
①	堤体	砂質土	$1 \times 10^{-3}$	1	30
②	基礎地盤	粘性土	$1 \times 10^{-5}$	50	0

### 2. 不飽和透水特性

不飽和透水特性は、「河川堤防構造検討の手引き」(H24.2 JICE)に加え、西垣、竹下の不飽和浸透特性の代表的な測定結果に対して、VGモデルを適用して同定した結果を用いることとした。



※VGモデル: van Genuchtenによって提案された不飽和透水特性モデル

4

## 【感度分析事例】 不飽和浸透特性が堤体の安定性に与える影響

### 3.感度分析結果

- ▶ 同じ砂質土でも不飽和透水特性が異なると、浸潤線の状況や安全率が大きく異なる。
- ▶ 「河川堤防構造検討の手引き」における水分特性曲線(①、②)は、低い体積含水率で比透水係数が上がっている(前頁グラフ参照)ことから、少ない浸透水で飽和状態になる不飽和透水特性を示している。一方で、西垣、竹下の測定結果に基づく水分特性曲線(③～⑤)は、体積含水率が高くならなければ比透水係数が上がらず、相対的に多くの浸透水が堤体に与えられないと飽和状態にならない不飽和透水特性を示すため、結果的に川裏すべり安全率は大きくなる。

水分特性曲線の種類	川裏すべり安全率
①手引き(礫質土・砂質土)	1.12
②手引き(砂質土)	0.99
③細砂( $k=4 \times 10^{-3}$ cm/sec相当)	1.97
④砂質土( $k=2 \times 10^{-3}$ cm/sec相当)	1.91
⑤砂( $k=1.2 \times 10^{-3}$ cm/sec相当)	1.96

5

## 【逆解析事例】 逆解析による不飽和浸透パラメータの推定

### 不飽和土の透水特性モデル (van-Genuchten model)

$$\text{保水性} \quad Se = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left\{ \frac{1}{1 + |\alpha h_p|^n} \right\}^m$$

$$\text{透水性} \quad k(Se) = k_s Se^{0.5} \left[ 1 - (1 - Se^{1/m})^m \right]^2$$

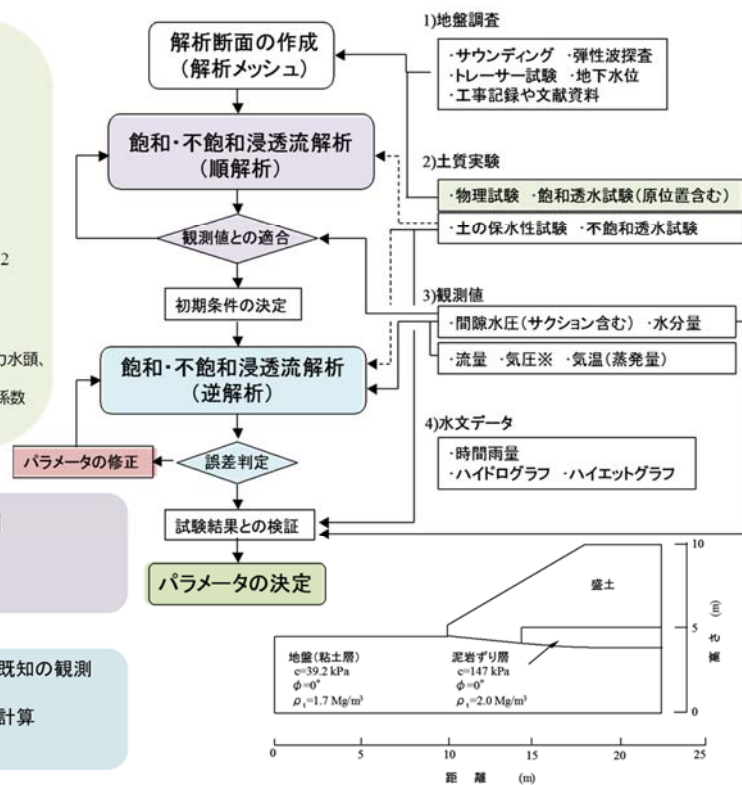
ここに、 $Se$  : 有効飽和度とよばれる水分量を正規化したもの、  
 $\theta_s$  : 飽和体積含水率、 $\theta_r$  : 残留体積含水率、 $h_p$  : 負の圧力水頭、  
 $k_s$  : 飽和透水係数、  
 $\alpha, n, m$  ( $=1-1/n$ ) : 水分特性曲線の形状から決定される係数

順  
解  
析

- 既知の土質定数を用いて観測諸量を予測評価
- 1回の計算
- Input → **土質定数**、Output → **観測諸量**

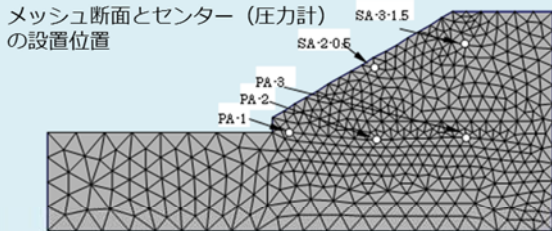
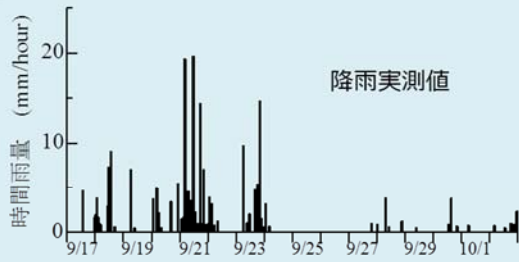
逆  
解  
析

- 推定値の土質定数を用い得られた観測諸量と既知の観測諸量との比較から土質定数を推定
- 計算値と観測値の誤差がなくなるまで繰り返し計算
- Input → **観測諸量**、Output → **土質定数**



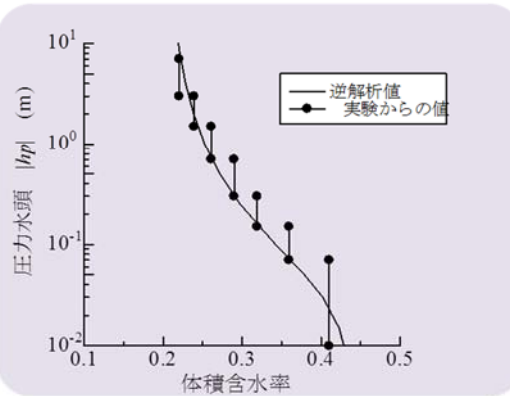
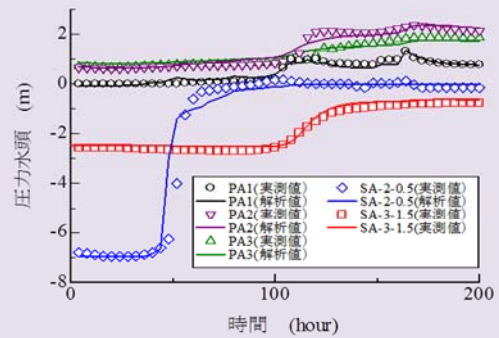
6

## 【逆解析事例】 逆解析による不飽和浸透パラメータの推定

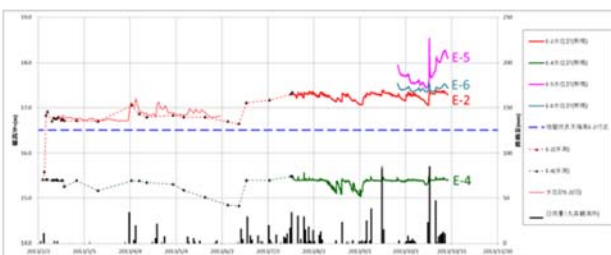
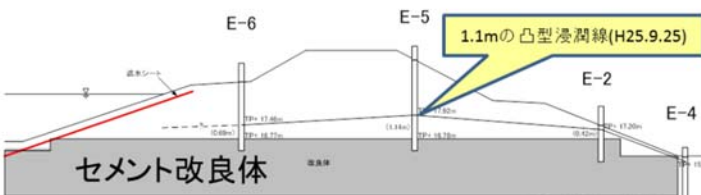
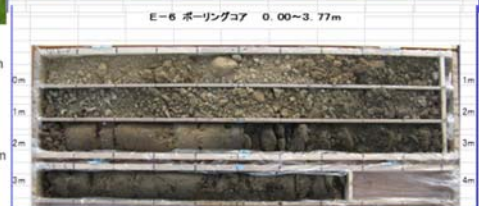
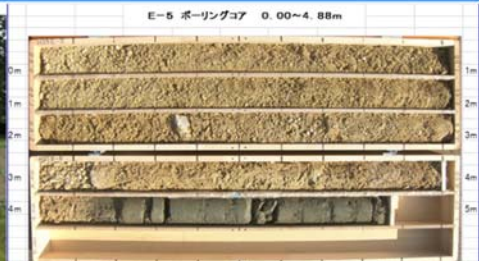


逆解析パラメータ推定結果

	$\theta_r$	$\theta_s$	$\alpha(m^{-1})$	$n$	$ks(m/s)$
盛土	0.202	0.440	26.7	1.47	$9.72 \times 10^{-6}$
風化泥岩ずり	0.201	0.483	0.011	1.03	$1.00 \times 10^{-9}$
基礎地盤 (粘性土)	0.201(*)	0.483(*)	0.011(*)	1.03(*)	$1.00 \times 10^{-8}$



## 阿武隈川枝野地区における堤体内浸潤線の確認



- 枝野地区は被災後に堤防を撤去し基礎地盤をセメント改良し、その上に概ね均質な材料で築堤している
- 堤体内の浸潤線は基礎地盤からの影響を受けにくい
- 枝野地区では上に凸型の堤体内浸潤線が実際に確認された
- H25.9.25以降は4本の観測井で水位を東北地方整備局にて連続観測中であり、観測期間中に台風による大雨も経験
- 現時点ではいずれの期間も常に天端(E-5)の水位が他より高い状態を維持
- 現在、ボーリングコアを用いて粒度試験、透水試験、保水性試験ほかを実施中(東北地方整備局にて)
- 11月中旬には原位置にて不飽和透水試験を実施予定

## 今後の研究予定

枝野地区をモデルケースとして次の要領で研究を進める。

①浸透流解析実施者の募集

②浸透流解析

・順解析(A)

通常の調査で得られる堤体の飽和透水係数を用い、これ以外は手引きに基づき定数を設定し浸透流解析を実施する

・順解析(B)

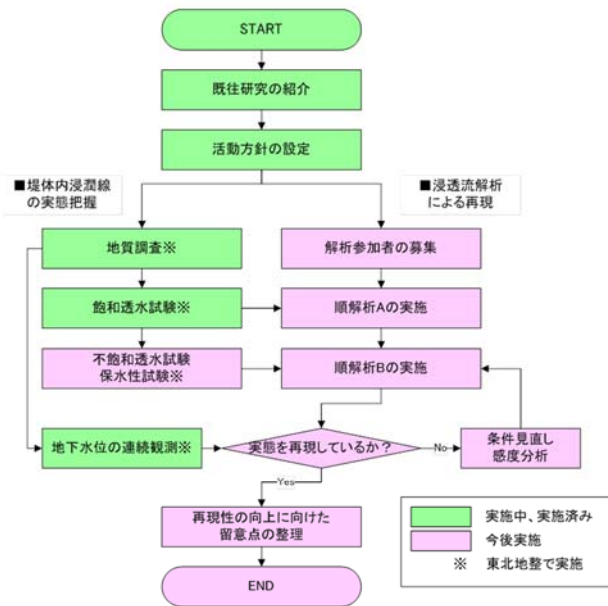
順解析(A)に加え、枝野地区で実施した保水性試験、不飽和透水試験の結果を用いて浸透流解析を実施する

③感度分析

順解析(B)の結果を踏まえ、実際の浸潤線により近づけるために、感度分析を実施する

④再現性の向上

上記②、③の結果を踏まえ、再現性の向上に向けた留意点を整理



今後の進展によって内容を変更する場合があります

### 研究フロー

## WG3：堤防土の力学特性評価

### 1. WGメンバー

○小高 猛司	名城大学	石原 雅規	土木研究所
大竹 雄	岐阜大学	岡村 未対	愛媛大学
岡本 弘基	国土交通省	橋 伸也	埼玉大学
西村 聡	北海道大学	前田 健一	名古屋工業大学
森 啓年	国土技術政策総合研究所	李 圭太	株式会社建設技術研究所

○：ワーキンググループリーダー

### 2. WGの目標と概要

本WGは、堤防土の力学特性の評価を通して、実務における河川堤防の照査・設計の精度を向上させることを目標としている。特に、本WGで主として検討するものは「堤防の浸透時のすべり破壊」である。パイピングによる浸透破壊についての検討はWG1（浸食、浸透破壊、洗掘WG）を中心とするが、浸透破壊も土のせん断挙動とも大きく関わるのでWG1と連携しながら検討する。耐震性に及ぼす堤防土の力学特性の評価についても今後検討する。

本WGでは、「浸透時のすべり破壊」を検討するのにあたって実務の照査で用いられている「円弧すべり解析」を題材とする。そのため、円弧すべり解析（すなわち安全率算定）の精度向上のために、堤防土の力学特性の評価について検討を行うが、円弧すべり解析の結果に及ぼす要因について広く議論する。

したがって、本WGでの主な検討事項を以下に示す。

- (1)解析法の精度（修正フェレニウス法の妥当性）と適用限界
- (2)堤防の断面形状
- (3)浸潤面に影響を及ぼす要因（堤体や基礎地盤の土質構成）
- (4)強度定数（三軸試験による $c$ 、 $\phi$ ）
- (5)すべり面の妥当性の吟味

### 3. それぞれの検討事項における課題の抽出

以下に上記の5つの検討事項ごとに抽出した課題を示す。

#### (1)解析法の精度（修正フェレニウス法の妥当性）と適用限界

円弧すべり解析は条件が整えば上界定理に基づく理論解法と見なせるが、スライス分割時の仮定などにより近似解法と位置づけられる。さらに、堤防の浸透時には、すべり面に作用する浸透水圧を考慮するために修正フェレニウス法が用いられる。

本検討事項における課題：

- ①全応力法である修正フェレニウス法で算出する安全率の力学的な意味の整理
- ②解析（モデル化）の精度ならびに適用限界の検討

#### (2)堤防の断面形状

堤防法面の勾配に代表される断面形状は、すべり安全率に最も影響を与える要因のひとつとなる。急勾配と緩勾配の法面では、堤防の危険度評価に堤体土の土質特性が及ぼす影響は異なる。極端に言えば、土質特性に拘わらず危険度の高い急勾配の堤防がある一方、一見安全な緩勾配の堤防であっても土質特性次第で危険になりうる場合もある。したがって、堤防の断面形状によって地盤調査（土質試験含む）の寄与度が異なる。

本検討事項における課題：

- ①地盤調査の寄与度が高い（あるいは低い）断面形状の抽出

#### (3) 浸潤面に影響を及ぼす要因（堤体や基礎地盤の土質構成と透水性）

円弧すべり解析の前段階における浸透流解析を実施する際には、堤体ならびに基礎地盤の土質構成および透水性が浸潤面の推定に大きな影響を及ぼす。堤体内の浸潤面は、その後の円弧すべり解析の結果に大きく影響するため、円弧すべり解析のための強度定数以上に、堤体や基礎地盤の土質構成と透水性の把握は重要である。



本検討事項における課題：

- ①強度定数以上に透水係数が安全率算定結果に影響を与える土質構成の抽出

#### (4)強度定数（三軸試験による $c$ , $\phi$ ）

全応力法である円弧すべり解析の本来の考え方にに基づき、砂や砂礫は CU 試験で強度定数を評価することを基本としてきたが、「河川堤防構造検討の手引き」の平成 24 年の改訂によって、CD 試験や CUB 試験も積極的に用いられるようになった。しかし、それらの力学的な意味や適用限界については不明確なまま安定解析で使用されている例が多い。また、堤防法面の浸透時のすべり破壊においては、それほど大きな応力状態ではないため、低拘束圧条件下で強度定数を求めるべきとの議論もあり、実際に低拘束圧条件下での求めた強度定数は異なる事例も報告されている。それ以外にも、供試体寸法、攪乱・不攪乱の違い、さらに攪乱試料の場合の再構成の方法など、試験結果に大きな影響を及ぼす要因は数多い。以上のように、様々な試験条件の違いによって得られる土質定数は異なることから、当然、それらを用いる円弧すべり解析の結果もその影響を受ける。一方、大きな礫を含む礫質土では試験を実施する以前の問題もあり、礫質土堤防の安定解析にも課題が多い。

本検討事項における課題：

- ①CU,CUB, CD の試験条件による強度定数の違いとそれぞれの力学的な意味の整理
- ②浸透時のすべり破壊時のひずみレベルの解明
- ③低拘束圧下での強度定数の評価
- ④不攪乱と攪乱試料の試験結果の相違点の整理
- ⑤不攪乱試料の試験結果のばらつきの評価
- ⑥過去の照査で用いられた試験条件と土質との関連の整理
- ⑦土質毎の最適な強度定数（あるいは代表値）の決定法（特に礫・礫質土）

#### (5)すべり面の妥当性の吟味

円弧すべり解析で最小安全率を求めた場合、そのすべり円弧（臨界すべり円）が現実に堤防に深刻な被害を及ぼす破壊形態であるかどうか判断し、そうでない計算結果は除外すべきであるが、現実にはその検討が十分にされているとは言い難い。すなわち、河川堤防が決壊に至る可能性があるすべり円弧とは何かについて明確に示す必要がある。

本検討事項における課題：

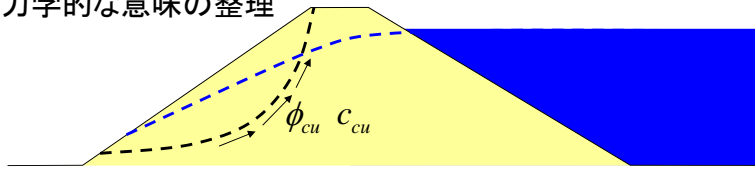
- ①過去の照査における破壊形態（すべり円弧の発生位置など）の妥当性の検証
- ②すべり円弧の妥当性の判断基準の明確化

## 4. WG の活動

上記の 5 つの検討事項は、すべり破壊についての照査の流れの順に示したが、実際の WG の活動は、特に(4)を中心として検討を進めている。

### (1)解析法の精度(修正フェレニウス法の妥当性)と適用限界

- ①全応力法である修正フェレニウス法で算出する安全率の力学的な意味の整理



CU試験  $\phi_{cu}$   $c_{cu}$

現時点(水が浸潤している状態)で河川堤防が有している安全度(余裕度)を計算するという考え方

CD試験  $\phi_d$   $c_d$

排水せん断強度を発揮するには現状からダイレイタンスに伴う体積変化が必要

CU試験  $\phi'$   $c'$

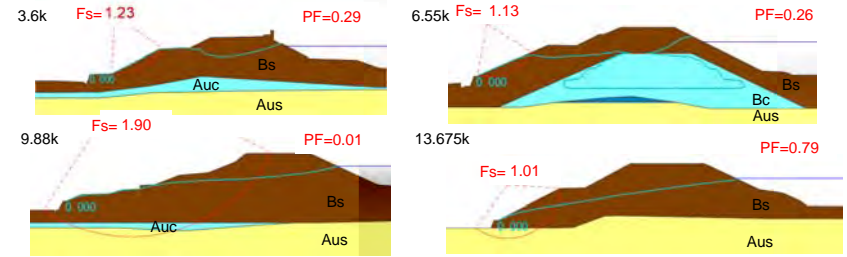
× 有効応力:破壊時の過剰間隙水圧は事前にはわからない  
○ 全応力 : CDの代用として用いる

### (2)堤防の断面形状

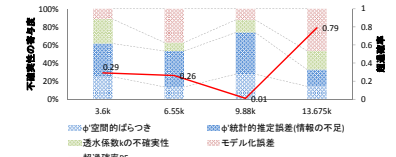
- ①地盤調査の寄与度が高い(あるいは低い)断面形状の抽出

### (3)浸潤面に影響を及ぼす要因(堤体や基礎地盤の土質構成)

- ①強度定数以上に透水係数が安全率算定結果に影響を与える土質構成の抽出



現行設計に基づく信頼性解析  
(堤体形状から4グループに分類)



### (4)強度定数(三軸試験によるc, \phi)

- ①CU, CUB, CDの試験条件による強度定数の違いとそれぞれの力学的な意味の整理
- ②浸透時のすべり破壊時のひずみレベルの解明
- ③低拘束圧下での強度定数の評価
- ④不攪乱と攪乱試料の試験結果の相違点の整理
- ⑤不攪乱試料の試験結果のばらつきの評価
- ⑥過去の照査で用いられた試験条件と土質との関連の整理
- ⑦土質毎の最適な強度定数(あるいは代表値)の決定法(特に礫・礫質土)

### 浸透時のすべり破壊に対する安定性評価

- ①現行評価法:浸透解析と円弧すべり解析を組み合わせた古典解析

- ②強度定数 : 適当な試験条件から選択

河川堤防の構造検討の手引き

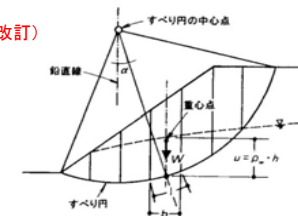
三軸圧縮試験時の試験条件

砂や砂礫 → CU, CUB, CD (平成24年2月改訂)

非排水せん断 排水せん断

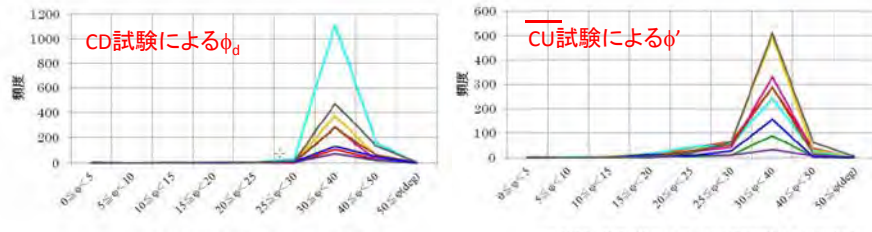
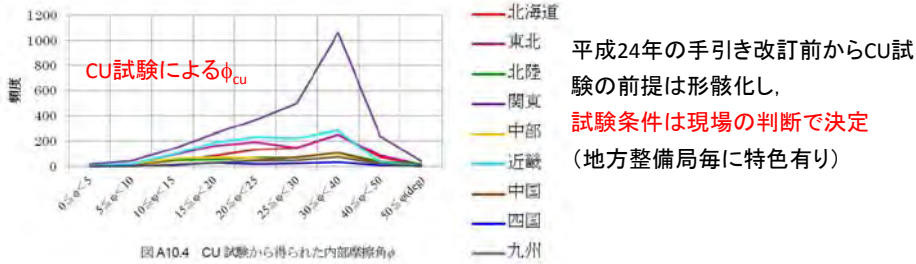
粘性土 → UU, CU (平成24年2月改訂)

非圧密 圧密



H21年度末の点検結果

詳細点検でどのような強度定数が  
求められてきたか(用いられてきたか)



土木研究所:河川堤防の浸透に対する照査・設計のポイント, H25.6

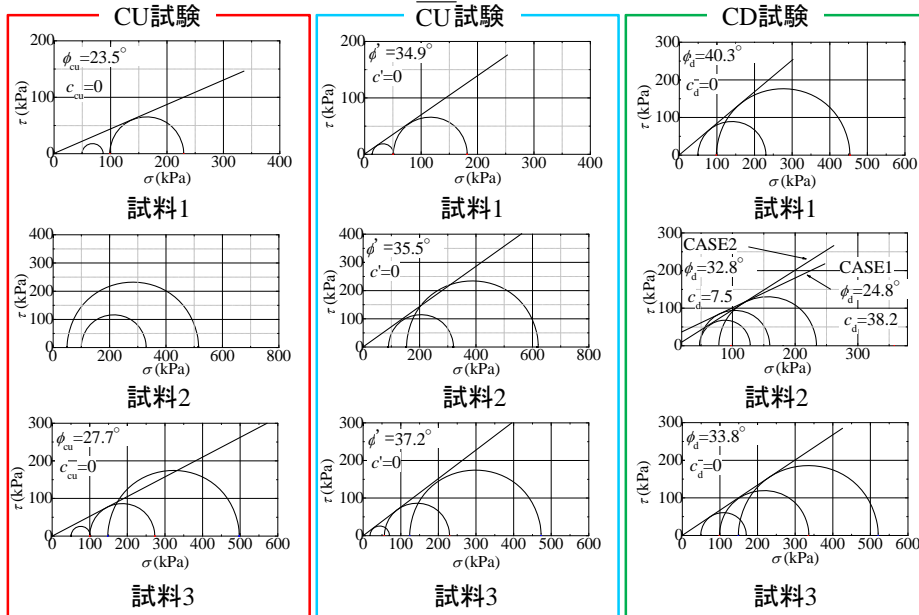
堤防の安定性照査(円弧すべり解析)に用いる各種堤防土の土質定数を求めるのに適した土質試験法(試験条件)の提示が必要では?

従来CU試験が推奨されてきた土(両極端)

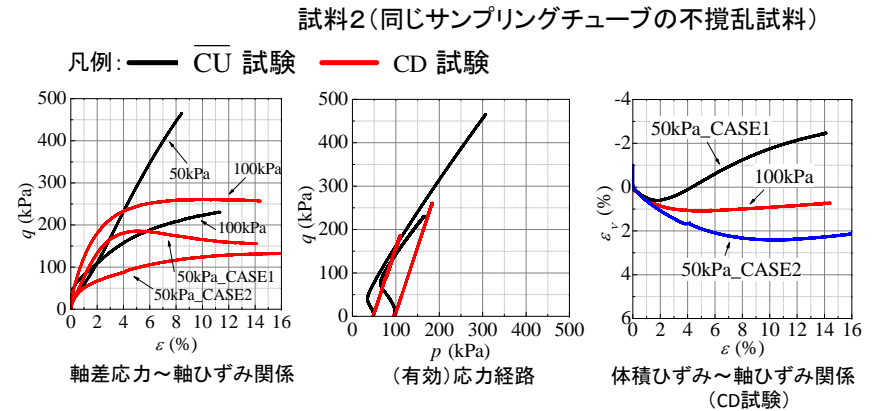
砂質堤防土(シルト~砂)  
不攪乱試料による土質試験  
(比較的)密詰め

砂礫堤防土(シルト~砂~礫)  
再構成試料による土質試験  
(比較的)ゆる詰め

試験結果(不攪乱砂質試料)

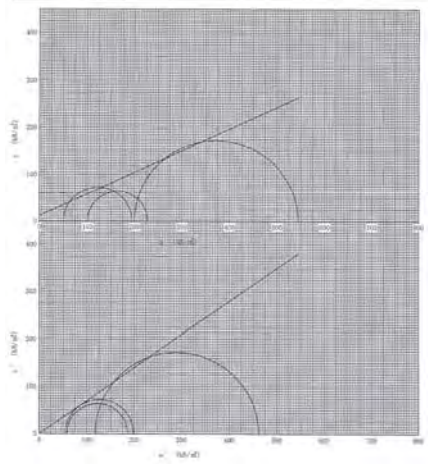


試験結果(不攪乱砂質試料)

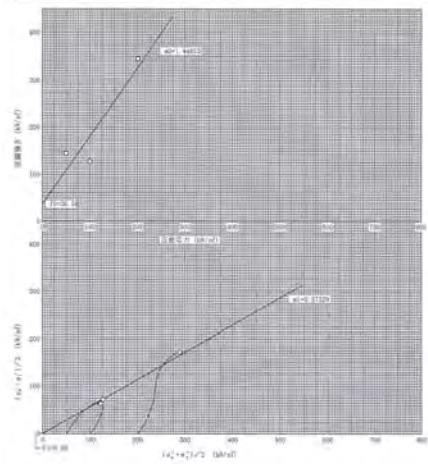


試験条件	CU (50kPa)	CU (100kPa)	CD(50kPa) CASE1	CD(50kPa) CASE2	CD (100kPa)
乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	1.49	1.49	1.58	1.41	1.45

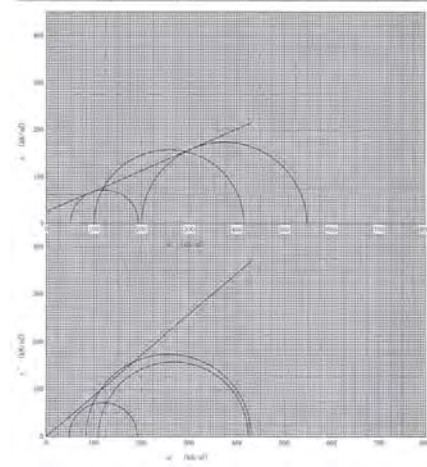
檢定項目	檢定標準	檢定結果	檢定日期
電力檢定	1.5kW	11.7	11.7
正轉正容檢定	0.420	0.420	0.420
逆正容檢定	0.420	0.420	0.420



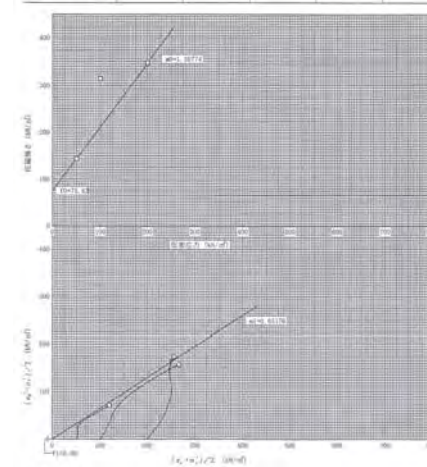
檢定項目	檢定標準	檢定結果	檢定日期
電力檢定	1.5kW	11.7	11.7
正轉正容檢定	0.420	0.420	0.420
逆正容檢定	0.420	0.420	0.420



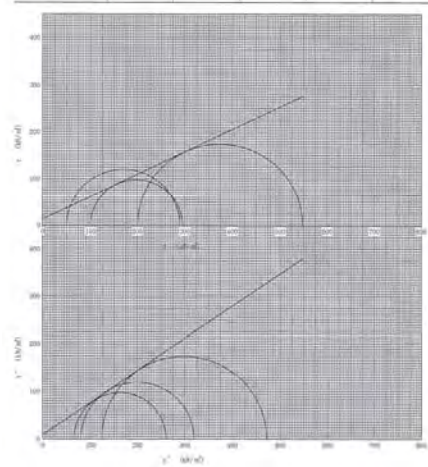
檢定項目	檢定標準	檢定結果	檢定日期
電力檢定	1.5kW	11.7	11.7
正轉正容檢定	0.420	0.420	0.420
逆正容檢定	0.420	0.420	0.420



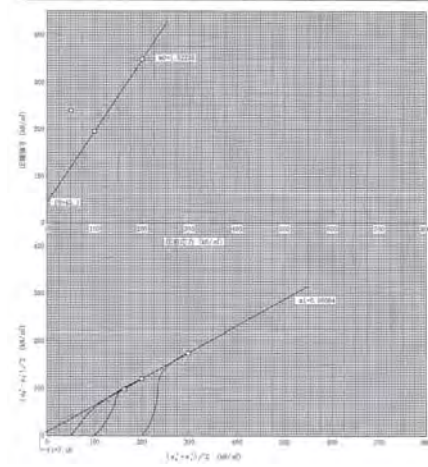
檢定項目	檢定標準	檢定結果	檢定日期
電力檢定	1.5kW	11.7	11.7
正轉正容檢定	0.420	0.420	0.420
逆正容檢定	0.420	0.420	0.420



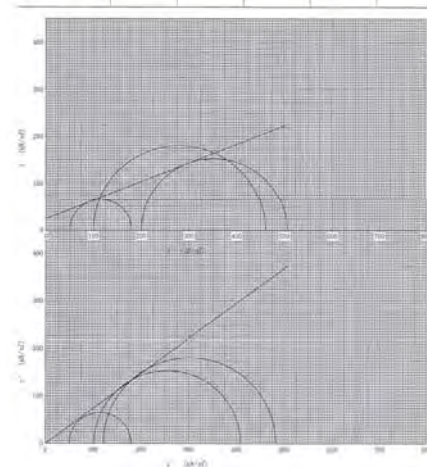
檢定項目	檢定標準	檢定結果	檢定日期
電力檢定	1.5kW	11.7	11.7
正轉正容檢定	0.420	0.420	0.420
逆正容檢定	0.420	0.420	0.420



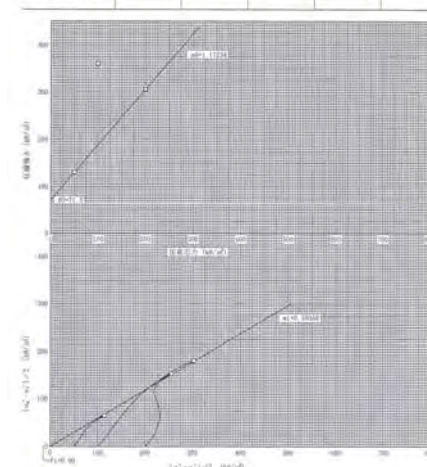
檢定項目	檢定標準	檢定結果	檢定日期
電力檢定	1.5kW	11.7	11.7
正轉正容檢定	0.420	0.420	0.420
逆正容檢定	0.420	0.420	0.420



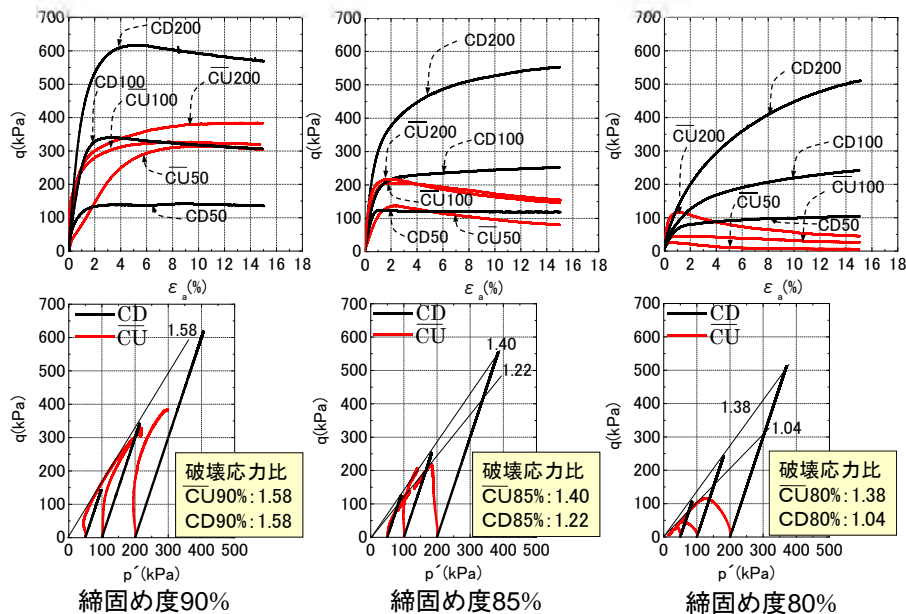
檢定項目	檢定標準	檢定結果	檢定日期
電力檢定	1.5kW	11.7	11.7
正轉正容檢定	0.420	0.420	0.420
逆正容檢定	0.420	0.420	0.420



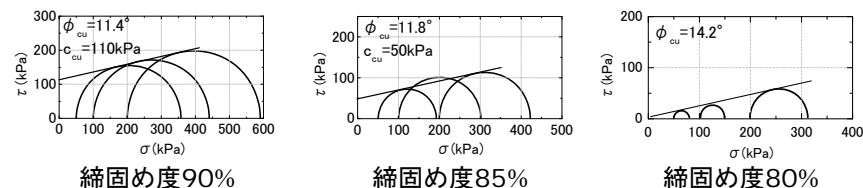
檢定項目	檢定標準	檢定結果	檢定日期
電力檢定	1.5kW	11.7	11.7
正轉正容檢定	0.420	0.420	0.420
逆正容檢定	0.420	0.420	0.420



試験結果(礫質土: 応力~ひずみ関係と有効応力経路)



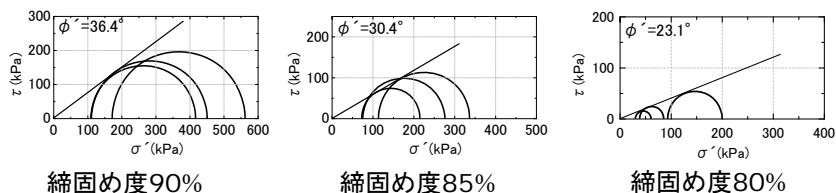
試験条件による強度定数の違い



CU(全応力)

実験の種類	$\phi_{cu} (^{\circ})$	$c_{cu} (kPa)$	$\phi' (^{\circ})$	$\phi_d (^{\circ})$
締固め度90%	11.4	110	36.4	38.8
締固め度85%	11.8	50	30.4	35.3
締固め度80%	14.2	0	23.1	34.3

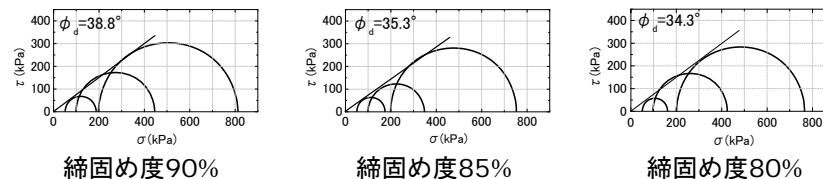
試験条件による強度定数の違い



CU(有効応力)

実験の種類	$\phi_{cu} (^{\circ})$	$c_{cu} (kPa)$	$\phi' (^{\circ})$	$\phi_d (^{\circ})$
締固め度90%	11.4	110	36.4	38.8
締固め度85%	11.8	50	30.4	35.3
締固め度80%	14.2	0	23.1	34.3

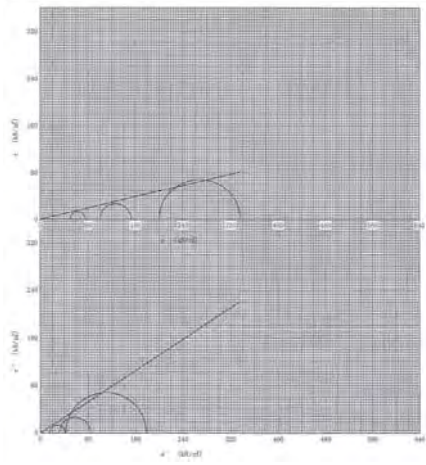
試験条件による強度定数の違い



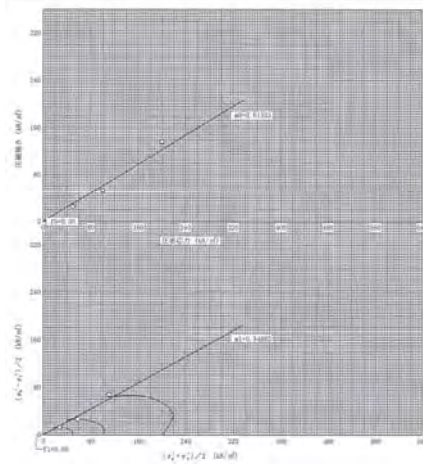
CD

実験の種類	$\phi_{cu} (^{\circ})$	$c_{cu} (kPa)$	$\phi' (^{\circ})$	$\phi_d (^{\circ})$
締固め度90%	11.4	110	36.4	38.8
締固め度85%	11.8	50	30.4	35.3
締固め度80%	14.2	0	23.1	34.3

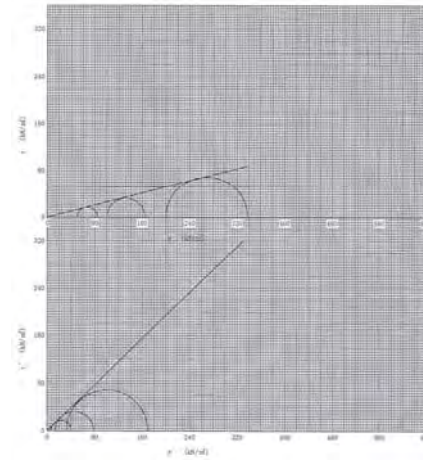
荷载控制	总 正 力		剪 应 力	
正力数值	$\sigma$ (MPa)	$\sigma'$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\tau'$ (MPa)
正常使用极限	5.0	13.5	0.204	0.58
准永久极限				



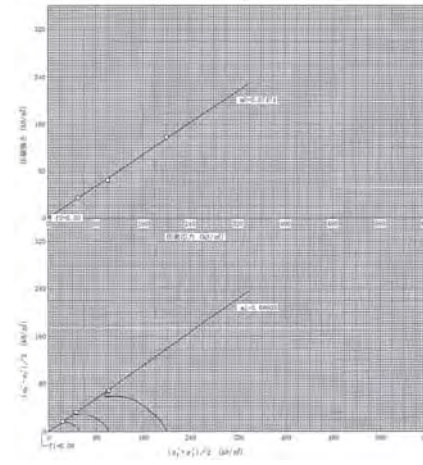
荷载控制	总 正 力		剪 应 力	
正力数值	$\sigma$ (MPa)	$\sigma'$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\tau'$ (MPa)
正常使用极限	5.0	13.5	0.214	0.60
准永久极限				



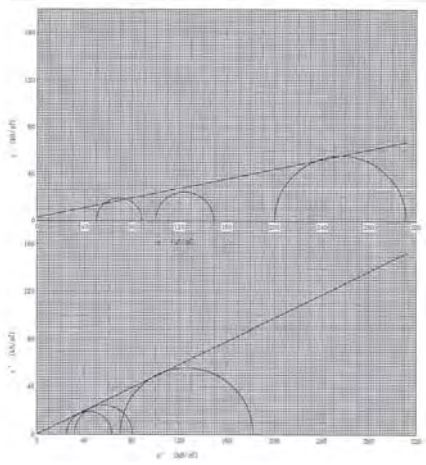
荷载控制	总 正 力		剪 应 力	
正力数值	$\sigma$ (MPa)	$\sigma'$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\tau'$ (MPa)
正常使用极限	5.0	14.6	0.207	0.58
准永久极限				



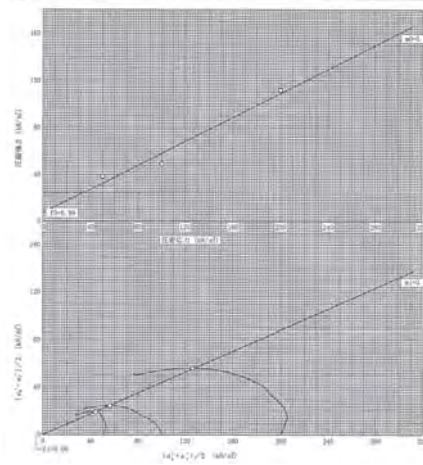
荷载控制	总 正 力		剪 应 力	
正力数值	$\sigma$ (MPa)	$\sigma'$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\tau'$ (MPa)
正常使用极限	5.0	14.6	0.207	0.58
准永久极限				



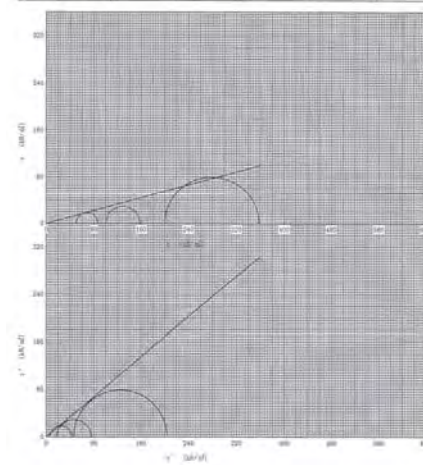
荷载控制	总 正 力		剪 应 力	
正力数值	$\sigma$ (MPa)	$\sigma'$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\tau'$ (MPa)
正常使用极限	5.0	11.7	0.271	0.75
准永久极限				



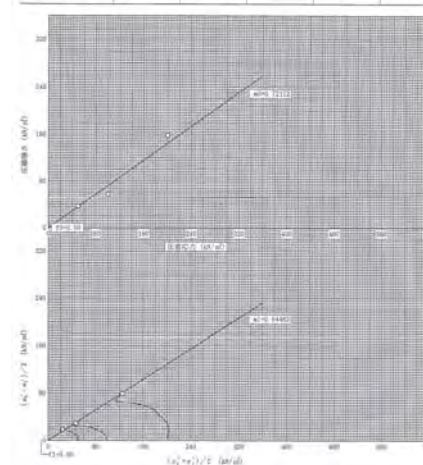
荷载控制	总 正 力		剪 应 力	
正力数值	$\sigma$ (MPa)	$\sigma'$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\tau'$ (MPa)
正常使用极限	5.0	11.7	0.272	0.75
准永久极限				



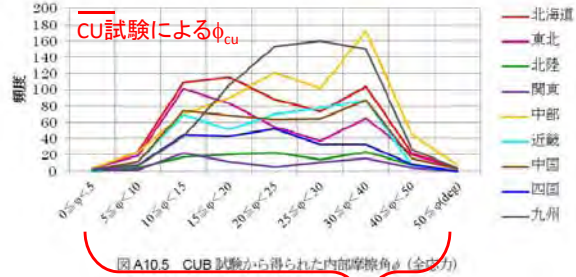
荷载控制	总 正 力		剪 应 力	
正力数值	$\sigma$ (MPa)	$\sigma'$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\tau'$ (MPa)
正常使用极限	5.0	13.4	0.249	0.69
准永久极限				



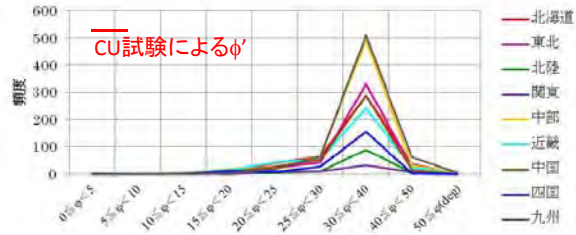
荷载控制	总 正 力		剪 应 力	
正力数值	$\sigma$ (MPa)	$\sigma'$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\tau'$ (MPa)
正常使用极限	5.0	13.4	0.248	0.69
准永久极限				



詳細点検でどのような強度定数が用いられてきたか



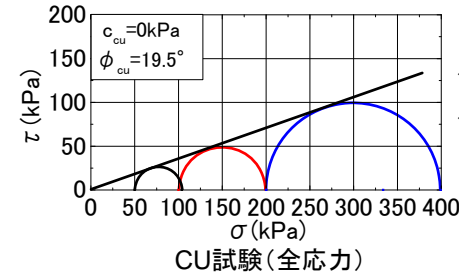
図A10.5 CUB試験から得られた内部摩擦角φ (全応力)



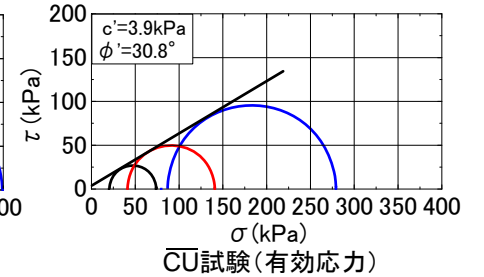
図A10.6 CUB試験から得られた内部摩擦角φ (有効応力)

土木研究所:河川堤防の浸透に対する照査・設計のポイント, H25.6

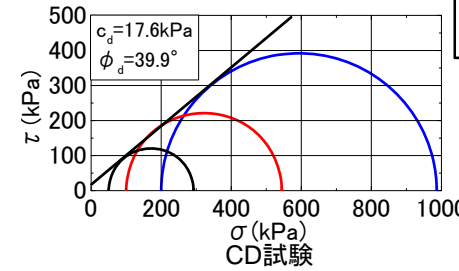
試験結果(再構成砂礫試料)



CU試験(全応力)



CU試験(有効応力)



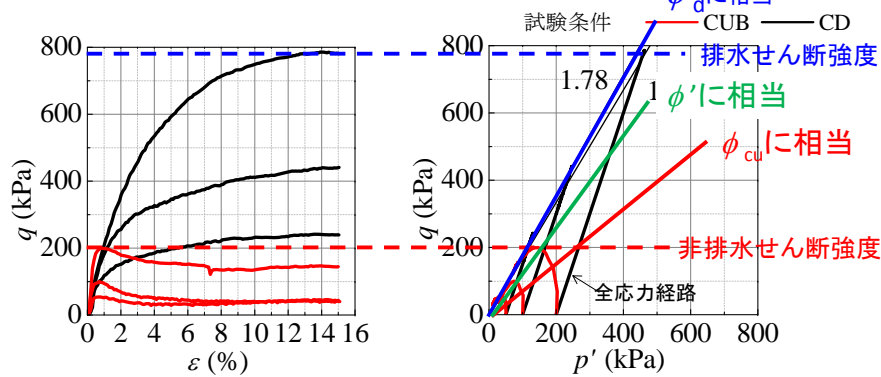
CD試験

有効拘束圧  
— 50kPa — 100kPa — 200kPa

相対密度80%の値

試験条件	粘着力c	内部摩擦角φ
CU試験	0	19.6°
CU試験	3.9	30.8°
CD試験	17.6	39.9°

試験結果(再構成砂礫試料)



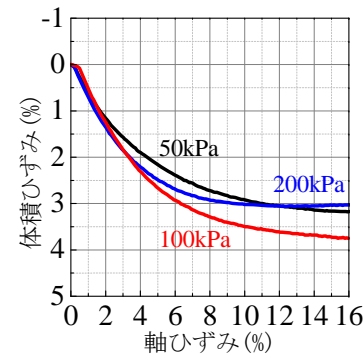
応力~ひずみ関係

全応力&有効応力経路

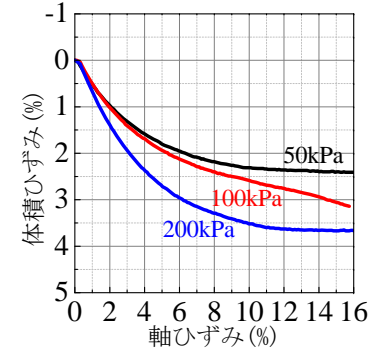
多くの場合,  $\phi_{cu} < \phi' < \phi_d$  となる。

排水せん断強度を発揮するためには、十分な構造崩壊(塑性圧縮)を伴う必要がある。

試験結果(再構成砂礫試料)

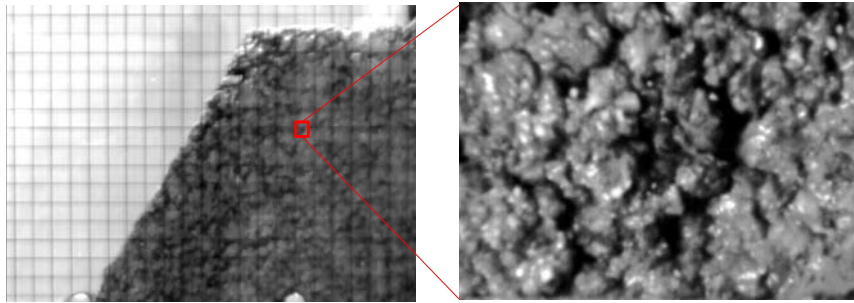


相対密度70%



相対密度80%

CD試験における体積ひずみ~軸ひずみ関係



浸透に伴う斜面の崩壊

#### (4)強度定数(三軸試験による $c, \phi$ )

- ①CU, CUB, CDの試験条件による強度定数の違いとそれぞれの力学的な意味の整理
- ②浸透時のすべり破壊時のひずみレベルの解明
- ③低拘束圧下での強度定数の評価
- ④不攪乱と攪乱試料の試験結果の相違点の整理
- ⑤不攪乱試料の試験結果のばらつきの評価
- ⑥過去の照査で用いられた試験条件と土質との関連の整理
- ⑦土質毎の最適な強度定数(あるいは代表値)の決定法(特に礫・礫質土)

#### (5)すべり面の妥当性の吟味

- ①過去の照査における破壊形態(すべり円弧の発生位置など)の妥当性の検証
- ②すべり円弧の妥当性の判断基準の明確化

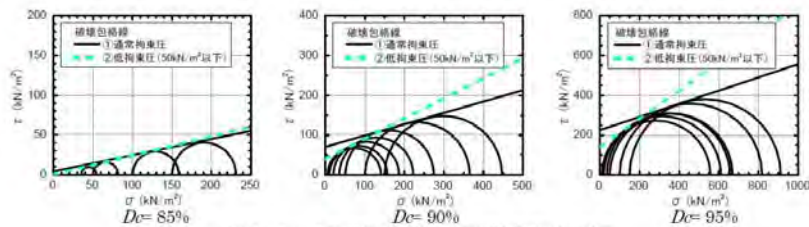


図-1 モール円の破壊包絡線に及ぼす拘束圧の影響

塚本・齋藤・石原・佐々木：砂質土堤防のせん断強度特性に関する低拘束圧三軸圧縮試験，土木学会第67回年次学術講演会(平成24年9月)



Case1 のり面勾配 1:2 Case2-1 のり面勾配 1:1.5 Case2-2 のり面勾配 1:1.5(降雨有り)

図-2 実験最終段階の変状状況(正面写真)

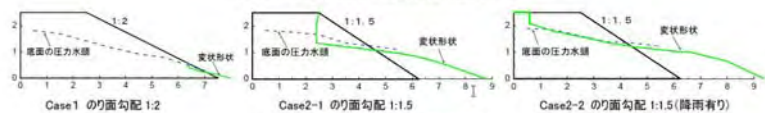
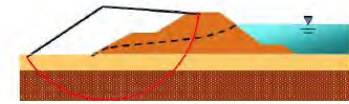


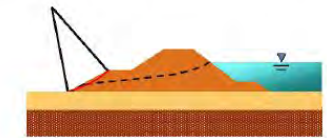
図-3 実験最終段階の模型断面形状

齋藤・石原・塚本・佐々木：密な砂質土堤防の浸透安全性評価に関する大型模型実験，土木学会第67回年次学術講演会(平成24年9月)



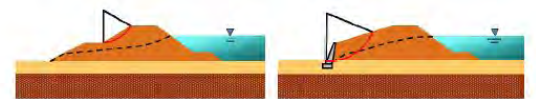
円弧が深すぎる例

(下の粘土層の強度が弱いことが原因。浸透問題ではなく、軟弱地盤の問題(盛土できるか、盛土の施工速度は、圧密沈下の周辺への影響は。)として検討(5.2節の強度増加率を参照)。既設堤防では、深いすべりが発生することは考えづらいため、強度定数の設定を再検討すべき。)



円弧が浅すぎる例

(表層がすべる程度であれば、堤防の機能は大きく低下するわけではない。砂質土では粘着力が小さく浅いすべりが発生し易く計算される。ただし、浅いすべりを端緒として大きなすべりに発展する進行性の崩壊も。)



円弧は浸透線を切るように

円弧は擁壁を切らないように

(計算条件の設定に問題)

土木研究所：河川堤防の浸透に対する照査・設計のポイント、H25.6



## WG4：耐震

### 1. WG メンバー

○渦岡 良介	徳島大学	○高橋 章浩	東京工業大学
岡村 未対	愛媛大学	石原 雅規	土木研究所
岡井 春樹	東京建設コンサルタント	小高 猛司	名城大学
坂上 敏彦	川崎地質	仙頭 紀明	日本大学
岡本 弘基	国土交通省	若井 明彦	群馬大学

○：ワーキンググループリーダー

### 2. WG の目標と概要

#### (1) 浸透・L1 対策の効果検討

東日本大震災では止水矢板などの浸透対策や地盤改良などの L1 対策が耐震対策として有効であった可能性がある。ここでは被災データや変形解析に基づき、浸透対策や L1 対策の耐震対策効果を検討し、今後のより合理的な耐震対策のための基礎データを蓄積する。

#### (2) 変形解析手法の適用性検討

阪神・淡路大震災以降、残留変形解析や動的有効応力解析などの地震時変形解析手法の検証が進み、実務でも変形性能の照査としてこれらが使われている。現在、東日本大震災で観測された強震動継続時間の長い地震動に対する変形解析手法の適用性が議論されている。ここでは最新の室内試験や原位置試験の結果および東日本大震災における被災事例に基づき、変形解析手法の適用性を検討し、今後の変形解析の開発・展開に資するデータを蓄積する。

### 3. 浸透・L1 対策の効果検討（岡井、坂上、岡村、石原、岡本、高橋）

#### (1) 浸透対策の効果（岡井、坂上）

2011 年東日本大震災で被災した関東地方における国が管理する河川堤防の被害調査・復旧設計資料から、(a) 液状化が確認され、(b) 止水矢板が設置されており、(c) 比較的詳細な地盤情報（事後調査）がある事例を抽出し、分析を行う（比較のため、止水矢板のない個所のデータについてもいくつか抽出）。

全体像をつかむため、液状化による堤防変形に与える影響が大きいと思われる、液状化層厚、比高（堤内地に対する堤防高）等の素因と、沈下量、はらみ出し量（水平変位）等の被災状況の関係を調べると共に、特徴的な事例について個別に確認し、堤防形状、法面保護工、矢板長の影響についても調べる。

#### (2) L1 対策の効果（岡村、石原）

2011 年東日本大震災では、L1 対策箇所は無被害であった。その耐震対策効果を調べるため、実務において堤防の耐震性能照査で用いられている静的有限要素解析を実施する。対象は、L1 対策（矢板や排水機能付き矢板）箇所、地盤や対策工の情報が得られている箇所とする。無被害であった原因を解明するため、同じ断面で対策工がない場合等も解析する予定である。

### 4. 変形解析手法の適用性検討（渦岡、仙頭、小高、若井）

#### (1) 強震動継続時間の長い地震動を想定した室内試験とそのシミュレーション（渦岡、仙頭）

長時間継続地震動に対する有効応力解析の精度の向上が求められているが、有効応力解析では、残留変形の過大評価する傾向が指摘されている。長時間継続地震動を模擬した非排水繰返しせん断試験を対象として、構成モデルを用いて要素シミュレーションを行い、長時間継続地震動における構成モデルの適用性について検討する。

#### (2) 堤体土の力学特性（小高）

礫質土あるいは砂質土の堤体土について、その変形・強度特性、これらを調査するための原位置試験法や室内試験法について検討する。「堤体土の力学特性 WG」と関連。

砂質堤体土の強度定数評価のための三軸試験条件の考察

#### (3) 堤体土の不均質性（若井）

堤体に将来発生する力学現象の不確実性に堤体材料の不均質性が与える影響を検討するため、材料の空間分布モデルに基づいたモンテカルロシミュレーションを実施することを検討する。

## WG4:耐震

メンバー:

○ 徳島大学  
岡村 未対  
岡井 春樹  
坂上 敏彦  
岡本 弘基  
(○: ワーキンググループリーダー)

○ 高橋 章浩  
石原 雅規  
小高 猛司  
仙頭 紀明  
若井 明彦  
東京工業大学  
土木研究所  
名城大学  
日本大学  
群馬大学

- 堤防に係る耐震の問題は種々あるが、本WGでは、下記を対象に、SWG1に分かれて調査検討を進めている:
  - 浸透・L1対策の効果検討
  - 変形解析手法の適用性検討

1

2

## 目標・活動の概要 (1)

### SWG 1: 浸透・L1対策の効果検討

- 東日本大震災では**止水矢板**などの浸透対策や、**地盤改良**などの**L1対策**が、**耐震対策として有効**であった可能性がある。
- **被災データ**や**変形解析**に基づき、浸透対策やL1対策の耐震対策効果を検討し、今後のより合理的な耐震対策のための基礎データを蓄積する。

## 目標・活動の概要 (2)

### SWG 2: 変形解析手法の適用性検討

- 阪神・淡路大震災以降、残留変形解析や動的有効応力解析などの地震時変形解析手法の検証が進み、実務でも変形性能の照査としてこれらが使われている。
- 現在、東日本大震災で観測された**強震動継続時間の長い地震動**に対する変形解析手法の適用性が議論されている。
- 最新の**室内試験**や**原位置試験の結果**、および、東日本大震災における被災事例に基づき、変形解析手法の適用性を検討し、今後の変形解析の開発・展開に資するデータを蓄積。

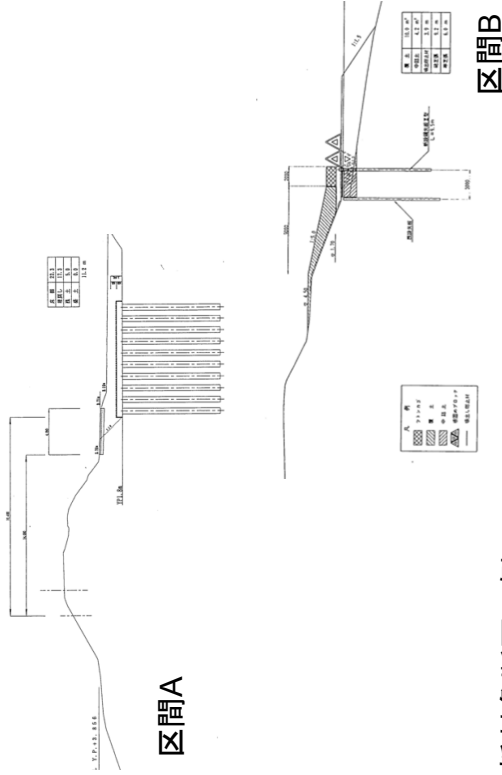
3

### SWG1 浸透・L1対策の効果検討

- L1対策の効果
  - 2011年東日本大震災では、L1対策を施した堤防は、無被害であった。
  - 実務において堤防の耐震性能照査で用いられている静的有限要素解析を実施して、その耐震対策効果を調べると、
  - 対象は、L1対策(矢板や排水機能付き矢板)箇所で、地盤や対策工の情報 that 得られている箇所とする。
  - 無被害であった原因を解明するため、同じ断面で対策工がない場合等も解析する予定である。
- 解析対象は抽出済みで、今後、解析実施予定。

4

## SWG1 浸透・L1対策の効果検討



- 解析対象断面の例

5

## SWG1 浸透・L1対策の効果検討

- 浸透対策の効果

- 2011年東日本大震災で被災した関東地方における国が管理する河川堤防の被害調査・復旧設計資料から、
  - (a) 液状化が確認され、
  - (b) 止水矢板が設置されており、
  - (c) 比較的詳細な地盤情報(事後調査)がある
 事例を抽出。なお、比較のため、止水矢板のない個所のデータについてもいくつか抽出した。

- 液状化による堤防変形に与える影響が大きいのと思われる、液状化層厚、比高(堤内地に対する堤防高)と沈下量、はらみ出し量(水平変位)の関係を調べた。
- 個別事例を確認し、堤防形状、法面保護工、矢板長の影響についても調べた。

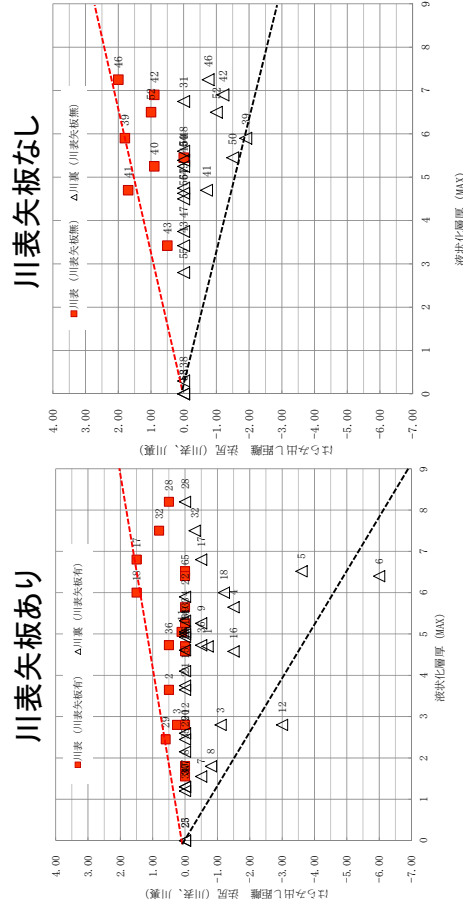
6

## 止水矢板が設置された箇所の被災の要因分析

- 整理項目
  - 液状化層厚(川表, 川裏)
  - 川表, 川裏直下における液状化層厚を断面図より読み取り
  - 液状化層厚(最大)
  - 天端, 川表, 川裏直下における液状化層厚のうち、最大層厚を採用
  - 比高
  - 川裏地表面を基準とし、断面図より堤防高さを読み取り
  - はらみ出し距離, 沈下量
  - 報告書にある「堤防変形に関する数値データ」の値を採用
- 抽出データ(詳細は別表1, 2参照)
  - 川表止水矢板あり: 34断面
  - 川表止水矢板なし: 23断面
  - 計57断面
  - 除外データ
    - 川表緩傾斜護岸: 19, 44, 45, 51
    - 液状化層厚不明瞭: 24, 27

7

## 法尻でのはらみ出し距離(川表, 川裏)～最大液状化層厚

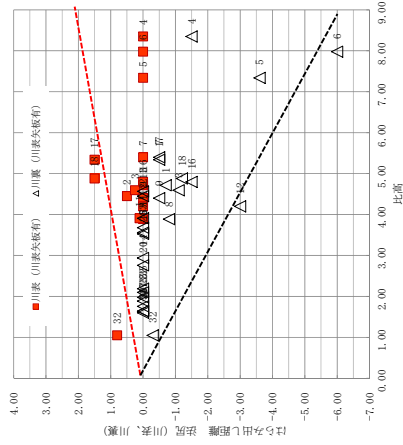


- 川表止水矢板は、川表へのはらみ出しを抑制し、川裏へのはらみ出しを大きくしている。
- 川表止水矢板なし断面では、はらみ出しは左右対称。

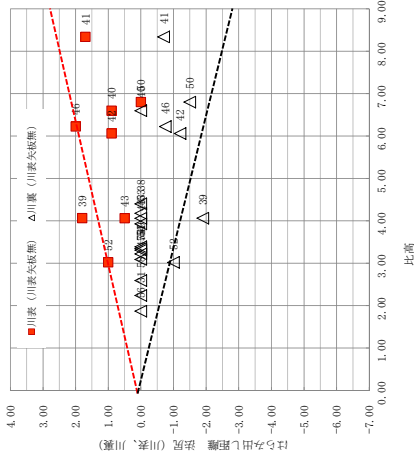
8

### 法尻でのはらみ出し距離（川表, 川裏）～比高

#### 川表矢板あり



#### 川表矢板なし

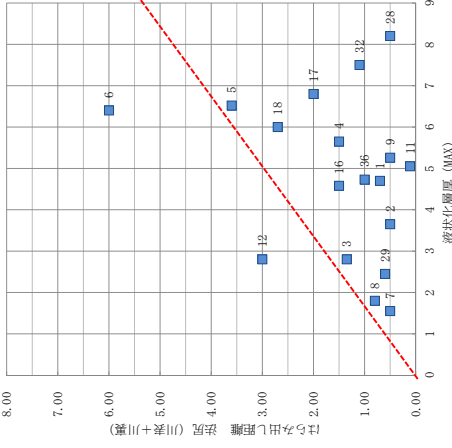


- はらみ出し距離は、比高の増加に伴って大きくなる傾向。
- 傾向は、最大液状化層厚のものと類似。

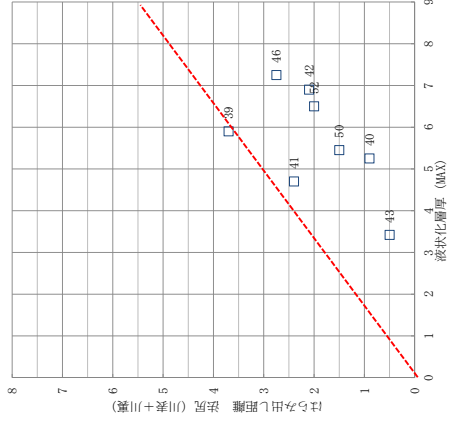
9

### 法尻でのストレッチング量～最大液状化層厚

#### 川表矢板あり



#### 川表矢板なし

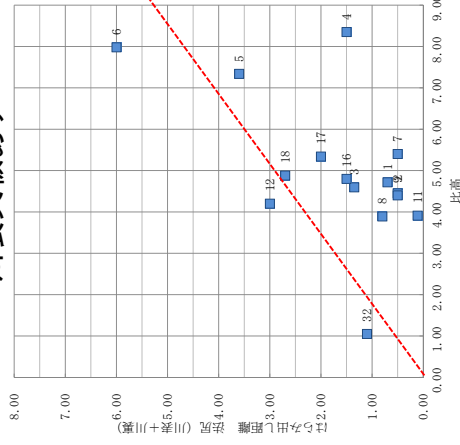


- 法尻でのストレッチング量にしてしまうと、川表矢板の有無の差は、あまりみられなくなってしまう。

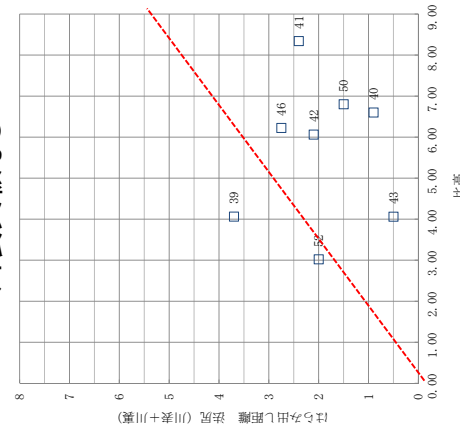
10

### 法尻でのストレッチング量～比高

#### 川表矢板あり



#### 川表矢板なし

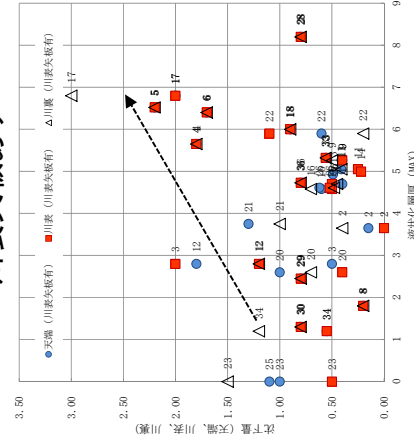


- 法尻でのストレッチング量～比高の場合も、最大液状化層厚に対するものと同様。

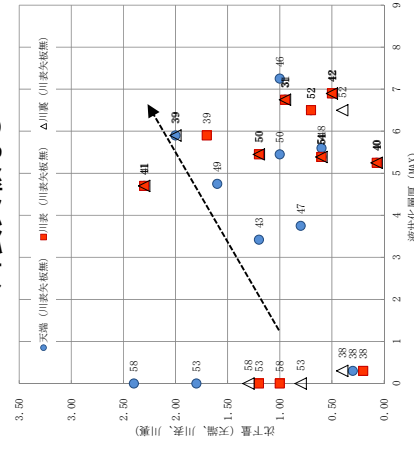
11

### 沈下量(天端, 川裏, 川裏)～最大液状化層厚

#### 川表矢板あり



#### 川表矢板なし

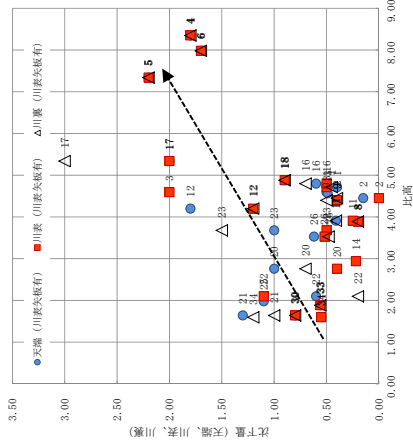


- 沈下量は、最大液状化層厚の増加に伴って大きくなる傾向。
- 川表矢板の有無の影響は明確ではない。

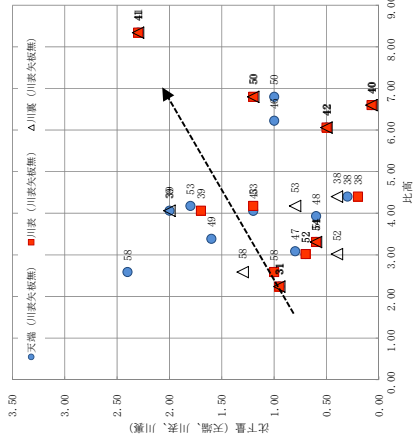
12

## 沈下量(天端, 川表, 川裏)～比高

川表矢板あり



川表矢板なし



- 沈下量は、比高の増加に伴って大きくなる傾向。
- 傾向は、最大液状化層厚のものと類似。

## 被災の要因分析のまとめ

- はらみ出し距離、および沈下量は、いずれも液状化層厚、比高の増加に伴って大きくなる傾向にある。
- 川表側に止水矢板がある場合、川表側へのはらみ出しは抑制され、川裏側へのはらみ出しが大きくなる傾向にある(ただし、法尻での堤防ストレッチング量には大差なし)。
- 川表側に止水矢板がない場合、川表側・川裏側へのはらみ出しは同程度(左右対称)になる傾向にある。
- 漏水矢板設置・未設置個所の堤防の変形をシステムティックに整理すると、止水矢板の変形抑制効果がばんやりとはあるが、見えてくる。
  - ただし、堤防形状、法面保護工の有無、止水矢板長は、場所によって異なることから、個別に見てみた。

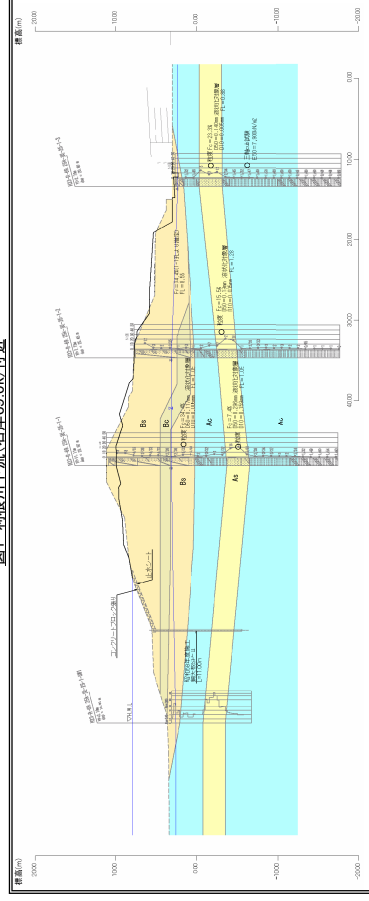
## 止水矢板による堤防変形への影響 (個別検討)

- 関東地整で実施された災害復旧対策業務(15業務)の報告書を収集し、鋼矢板が設置されている被災箇所での詳細データの25断面を抽出(詳細は、別表3参照)。
- 個別事例を確認し、堤防形状、法面保護工、矢板長の影響等について調べた。特徴的な事例について、以下で紹介。

## 1. 堤体液状化を起こした大規模堤防の場合

- 利根川下流(整理番号④、⑤、⑥ 右岸69.00k付近)
- 堤体の液状化箇所であるが、漏水矢板(SP-II型、L=11.0m)の剛性は、震後に設置する耐震対策工(SP-IVW型、L=12.5m)より小さいものの、川表側への変形は抑制されている。

図1 利根川下流(右岸69.0k)付近

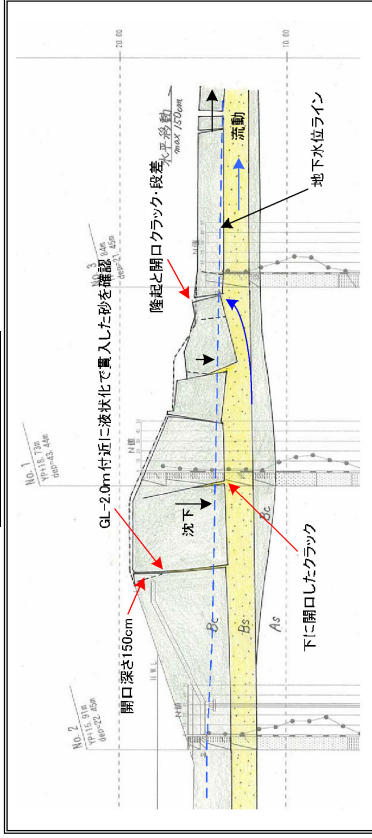


- 堤体の液状化箇所であるため、漏水矢板の支持地盤は粘性土地盤であり、根入れが確保できている。
- コンクリートブロック張護岸も変位抑制効果が出ている可能性がある。
- 川表側のみ漏水矢板を打設してあるため、弱いほうに変形が起こったのか？

## 2. 川表側法面勾配が緩やかな場合

- 小貝川(整理番号⑦) 右岸31.4K付近)
- 小貝川は、災害(S61年)に伴う災害復旧事業により、護岸の設置、前腹付けを行ってきた。川表勾配1:3.0、川裏勾配1:2.0の状態であり、川表の矢板及び護岸の設置により、川裏側へ変形が著しい。

図2 小貝川(右岸31.4K)付近



- 川裏側の水平移動距離は1.5mに及んでいる。
- コンクリートブロック張護岸も変位抑制効果が出ている可能性がある。
- 川表側のみ漏水矢板を打設してあるため、弱いほうに変形が起こったのか？

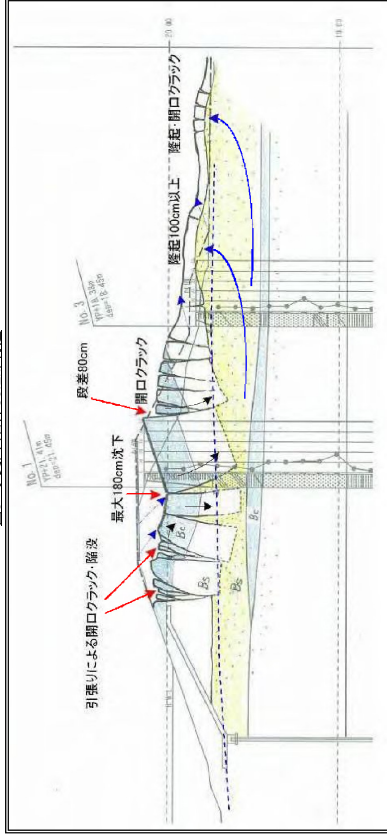
17

32

## 3. 旧河道埋め立て部の場合

- 小貝川(整理番号⑧) 右岸39.2K付近)
- 旧河道を埋め立てた範囲である。堤防沈下量1.8mにも係らず、川表側への変形は見られない。

図3 小貝川(右岸39.2K)付近



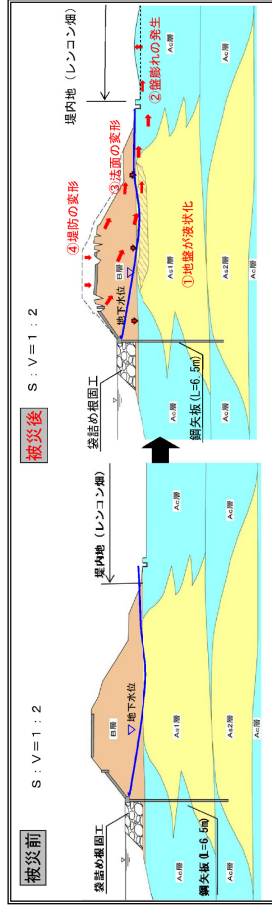
- 川裏側に水平移動または円弧上の隆起が見られる。
- コンクリートブロック張護岸も変位抑制効果が出ている可能性がある。
- 川表側のみ漏水矢板を打設してあるため、弱いほうに変形が起こったのか？

18

## 4. 干拓地の場合

- 霞ヶ浦(整理番号23) 西浦中岸33.0K付近)
- 干拓地箇所である。堤防沈下量1.0mであり、川裏側への変形が見られ、堤内側のシルト層を押し上げる盤ぶくれが発生している。
- 低水護岸である鋼矢板(L=6.5m)は液状化層下端の根入れは満足できていない。

図5 霞ヶ浦(西浦中岸33.0K)付近



- 矢板の根入れは不足しているが、根固め工の存在により、川表側への変形が抑制された可能性がある。

19

## 止水矢板による堤防変形への影響 (個別検討)まとめ

- 調査した範囲では、(a) 堤体の液状化+基礎地盤の液状化、(b) 堤体の液状化の場合に、矢板による変形抑制効果が見られた。
- 堤防形状(緩傾斜、川表と川裏法面勾配の違い)も影響。
- 止水矢板とコンクリートブロックの複合的効果によって、堤防の川表側への変形が抑制されていた可能性がある。
- 川表側へのコンクリートブロックの設置は、川表法面、または、堤防天端の高さを確保できる可能性？(粘り強い堤防？)
- 止水矢板の剛性・長さ、耐震対策(中規模地震)で決まる対策より小さいが、調査した範囲では、矢板長が10m以上である程度の根入れ深さがあれば、変形抑制効果が見られた。
- 耐震対策としての矢板工では、液状化層より下に5~6m程度の根入れが必要で、高剛性の矢板(IV型、V型)となる。
- 耐震対策工の川表側のみ対策の効果、両側対策の効果を検証する必要がある。

20

## SWG 2: 変形解析手法の適用性検討

- 強震継続時間の長い地震動に対する有効応力解析の適用性(渦岡, 仙頭)
  - 既往の有効応力解析は変形を過大評価? 余震を考慮した非排水繰返しせん断試験を対象として, 構成モデルの適用性を検討。
- 不均質な堤体材料におけるせん断波速度の空間的分布のモデル化例(若井)
  - 堤体に将来発生する力学現象の不確実性に堤体材料の不均質性が与える影響を検討するため, 材料の空間分布モデルに基づいたモンテカルロシミュレーションの実施を検討。
- 礫質土の粒度評価におけるボーリング調査径に関する研究(小高, 堤体土の力学特性WG)
- 砂質堤体土の強度定数評価のための三軸試験条件の考察(小高, 堤体土の力学特性WG)

21

## 強震継続時間の長い地震動に対する有効応力解析

- 主要動の後の振幅の小さい繰返しせん断の影響に対する室内試験と構成モデルによるシミュレーション

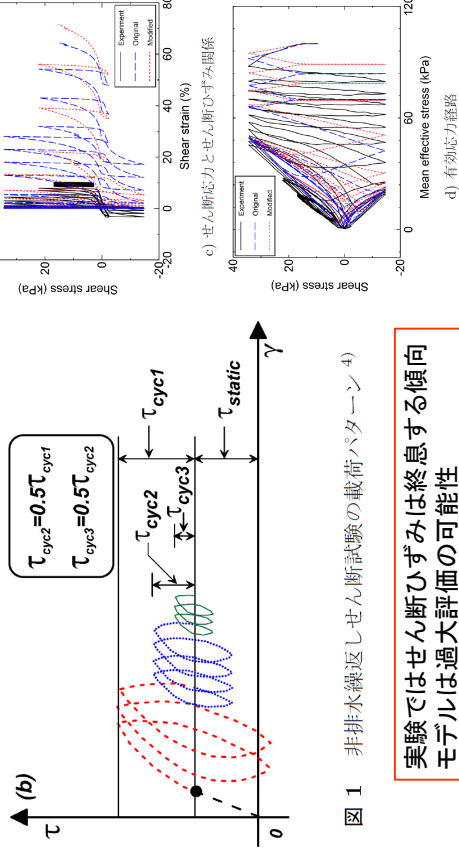


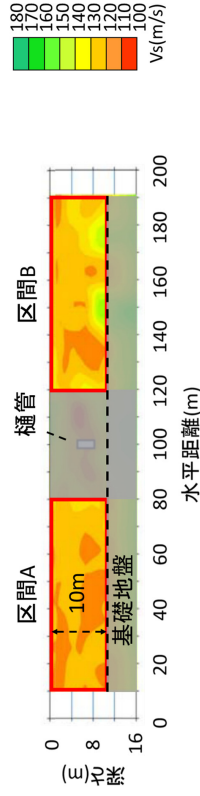
図 1 非排水繰返しせん断試験の載荷パターン<sup>4)</sup>

実験ではせん断ひずみは終息する傾向  
モデルは過大評価の可能性

図 3 結果の比較 22

## 不均質な堤体材料におけるせん断波速度の空間的分布のモデル化

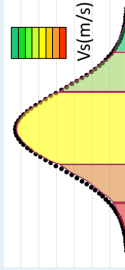
検討対象: 堤体地盤におけるせん断波速度分布 (国土交通省関東地方整備局HPより引用)



物性値の存在割合

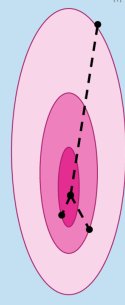
統計的なばらつき

標準偏差, 平均値



物性値の空間的な相関性

2点間の相関性 自己相関係数



23

別表1 止水矢板設置箇所での被災の要因分析 抽出データ(止水矢板あり)

整理番号	箇所	被災位置・延長	(m)	被災構造物	被災規模	矢板の有無
1	利根川	左岸 32.25k~21m~32.5k+79m	100	堤防	大	○
2	利根川	右岸 38.5k+292m~38.5k+506m	214	堤防	大	○
3	利根川	右岸 38.75k-17m~38.75k+117m	134	堤防	大	○
4	利根川	右岸 69.00k+83m~69.00k+199m	116	堤防	大	○
5	利根川	右岸 69.75k-41m~70.25k+17m	562	堤防	大	○
6	利根川	右岸 70.5k-158m~71.0k	633	堤防	大	○
7	小貝川	右岸 2.0k-110m~2.0k+110m	220	堤防	中	○
8	小貝川	右岸 31.4k+12m~31.4k+87m	75	堤防	大	○
9	小貝川	右岸 31.8k-107m~31.8k-47m	60	堤防	大	○
11	小貝川	右岸 39.0k+4m~39.0k+57m	53	堤防	小	○
12	小貝川	右岸 39.2k-14m~39.2k+111m	125	堤防	大	○
13	小貝川	右岸 50.2k+32m~50.2k+92m	60	堤防	中	○
14	小貝川	右岸 50.6k-95m~50.6k+2m	97	堤防	中	○
15	小貝川	左岸 25.2k-87m~25.2k-60m	27	堤防	中	○
16	小貝川	左岸 35.0k-60m~35.0k-0m	60	堤防	中	○
17	久慈川	左岸 14.0k+44m~14.5k+232m	188	堤防	大	○(一部)
18	久慈川	左岸 15.0k+45.5m~15.0k+289m	191.5	堤防	大	○(一部)
19	久慈川	左岸 16.5k~16.5k+400m	400	堤防・高水護岸	大	○(一部)
20	西浦川	右岸 7.5k+99m~8.0k-31.7m	370	堤防		○
21	西浦	右岸 16.75k-41.9m~17.00k-58.2m	250	堤防		○
22	西浦	右岸 26.25k-16m~26.50k+119m	373	堤防・高水護岸		○
23	西浦	中岸 33.00k+30m~33.75k-56m	600	堤防		○
24	西浦	右岸 1.75k~6.0k(液状化対策区間3.75k+100m~5.25k+80m)	4750	堤防	大	○
25	常陸利根川(西浦)	左岸 8.0k-82.5m~10.0k-5.6m		堤防・高水護岸	中	○
26	西浦	右岸 1.75k~6.0k(下流区間1.75k~3.75k+100m)	4750	堤防	大	○
28	横利根川	左岸 2.75k-130m~2.75k+80m	210			○
29	横利根川	左岸 4.25k+6m~4.25k+116m	110	低水護岸	大	○
30	外浪逆浦	右岸 0.75k+100m~1.25k-40m	400			○
32	常陸川	左岸 0.75k-3.5m~1.5k	754			○
33	常陸川	左岸 10.75k-100m~10.75k-70m	30			○
34	常陸川	左岸 11.00k-24m~11.00k-4m	20			○
35	常陸川	左岸 8.00k-20m~8.00k+100m	120			○
36	常陸川	右岸 2.25k~5.00k	2545			○
37	西浦	右岸 44.25k-82.3m~44.25k-58.3m	10	堤防・樋管等構造物		○

24

別表2 止水矢板設置箇所での被災の要因分析 抽出データ(止水矢板なし)

整理番号	箇所	被災位置・延長	(m)	被災構造物	被災規模	矢板の有無
27	西浦	右岸 1.75k~6.0k(上流区間5.25k+80m~6.00k)	4750	堤防	大	—
31	外浪逆浦	右岸 2.00k-12m~2.00k+35m	47			—
38	小貝川	左岸 42.0k-53m~42.0k+6m	59	堤防	中	—
39	利根川	左岸 18.5k+100m~19.0k-11m	389	堤防	大	—
40	利根川	左岸 42.5k+139m~42.5k+169m	30	堤防	大	—
41	利根川	左岸 67.25k-67m~68.00k-25m	550	堤防	大	—
42	利根川	左岸 74.0k+98m~75.0k+32m	446	堤防	大	—
43	利根川	右岸 27.0k+80m~27.0k+150m	70	堤防	大	—
44	利根川	右岸 39.0k+64m~39.5k+79m	699	堤防	大	—
45	利根川	右岸 41.0k-50m~41.0k+160m	210	堤防	大	—
46	利根川	右岸 49.0k+55m~49.0k+195m	140	堤防	大	—
47	久慈川(山田川)	左岸 3.5k+44m~3.5k+238m	194	堤防	大	—
48	久慈川(山田川)	左岸 6.5k~6.5k+400m	400		大	—
49	久慈川(里川)	左岸 -1.0k+151m~-1.0k+254m	103	堤防	大	—
50	久慈川	左岸 18.0k+17m~18.0k+624m	566	堤防	大	—
51	久慈川	右岸 17.5k-12m~18.5k+140m	1241	堤防・高水護岸	大	—
52	久慈川	右岸 20.0k-210m~20.0k-60m	150	堤防	大	—
53	久慈川	右岸 7.0k-191m~7.0k-20m	171	堤防	大	—
54	那珂川	左岸 5.5k-20m~7.0k+25m	1480	堤防	中	—
55	那珂川	右岸 13.0k-33m~13.0k+115m	148	堤防	小	—
56	那珂川	右岸 3.5k+46m~4.5k-50m	904	堤防	中	—
57	那珂川	右岸 7.0k+178m~7.0k+322m	144	堤防	小	—
58	溜沼川	左岸 7.5k+113m~8.0k	387	堤防・高水護岸	大	—

25



### 別表3 止水矢板による堤防変形への影響 個別検討箇所

整理番号	被災								矢板設置の有無について	
	河川	範囲	地先名	部位	災害区分	沈下量	クラック深さ	番号	有・無	用途(規格)
1	利根川	左岸 32.25k ~21m ~ 32.5k +79m	千葉県香取市大倉新田	堤防	緊急災	0.5m	1.91m	佐2	○	漏水防止矢板(SP-IIw型 L=11m)
2	利根川	右岸 38.5k +292m ~ 38.5k +506.0m	千葉県香取市佐原イ	堤防	緊急災	0.4m	1.4m	佐④、佐30(574)	○	堤防護岸(タロト護岸)、前面:SP-II型 L=10.0m、控え?
3	利根川	右岸 38.75k ~17m ~ 38.75k +117m	千葉県香取市佐原イ	堤防	緊急災	2.0m	2.6m	佐①、佐29(452)	○	漏水防止矢板(SP-IIw型、L=7.0m)
4	利根川	右岸 69.0k +83m ~ 69.0k +199m	千葉県印旛郡栄町請方	堤防	大規模・緊急	1.8m	2.4m	安1(25)	○	漏水対策矢板(SP-II L=11m)
5	利根川	右岸 69.75k ~41m ~ 70.25k +17m	千葉県印旛郡栄町中谷	堤防	大規模・緊急	2.2m	1.9m	安5(462)	○	漏水対策矢板(SP-II L=11.5m)
6	利根川	右岸 70.5k ~158m ~ 71.0k	千葉県印旛郡栄町三和	堤防	大規模・緊急	1.7m	1.1m	安8(26)	○	漏水対策矢板(SP-II L=11.5m)
7	小貝川	右岸 2.0k ~110m ~ 2.0k +110m	茨城県取手市宮和田	堤防		-	3.0m	小貝①	○	漏水対策矢板(型式不明)
8	小貝川	右岸 31.4k +12m ~ 31.4k +87m	茨城県常総市上蛇	堤防		0.2m	1.65m	小貝③	○	漏水対策矢板(II型、L=12.0m)
9	小貝川	右岸 31.8k ~107m ~ 31.8k ~47m	茨城県常総市上蛇	堤防		0.5m	1.65m	小貝④	○	漏水対策矢板(型式不明)
10	小貝川	右岸 36.6k +9m ~ 36.6k ~67m	茨城県常総市豊田	堤防		0.7m	不明		○	漏水対策矢板(II型、L=12.5m)
11	小貝川	右岸 39.0k +4m ~ 39.0k +57m	茨城県下妻市鯉	堤防		0.41m	0.60m	小貝⑦	○	漏水対策矢板(II型、L=10.0m)
12	小貝川	右岸 39.2k ~14m ~ 39.2k +111m	茨城県下妻市鯉	堤防		1.8m	1.5m	小貝⑧	○	漏水対策矢板(型式不明)
13	小貝川	右岸 50.2k +32m ~ 50.2k +92m	茨城県筑西市鷺島	堤防		0.49m	0.8m	小貝⑩	○	漏水対策矢板(IIw型、L=11.0m)
14	小貝川	右岸 50.6k ~95m ~ 50.6k +2m	茨城県下妻市中郷	堤防		0.22m	1.0m	小貝⑫	○	漏水対策矢板(IIw型、L=11.0m)
15	小貝川	左岸 25.2k ~87m ~ 25.2k ~60m	つくばみらい市福岡	堤防		不明	1.0m	小貝②	○	漏水対策矢板(II型、L=5.5m)
16	小貝川	左岸 35.0k ~60m ~ 35.0k	つくばみらい市上郷	堤防		0.7m	1.1m	小貝⑤	○	漏水対策矢板(型式不明)
17	久慈川	左岸 14.0k +44m ~ 14.5k +232m	茨城県常陸太田市栗原	堤防	緊急復旧①	1.4m	1.1m	久-10(455)	○(一部)	漏水対策矢板(型式不明 L=13.0m)
18	久慈川	左岸 15.0k 46m ~ 15.0k +289m	茨城県常陸太田市下河原	堤防	緊急復旧①	0.9m	1.5m	久-12(329)	○(一部)	漏水対策矢板(II型 L=10.0m)
19	久慈川	左岸 16.0k +500m ~ 16.0k +900m	茨城県常陸太田市小島	堤防	緊急復旧②	1.5m	0.7m	久-15(330)	○(一部)	漏水対策矢板(II型 L=6.0m)
20	西浦	右岸 7.50k +99m ~ 8.00k ~31.7m	茨城県稲敷市尾島	堤防		1.0m	0.8m	霞26(457)	○	低水護岸(鋼矢板 L=7.0m)
21	西浦	右岸 16.75k ~41.9m ~ 17.00k ~58.2m	茨城県稲敷市西ノ州	堤防		1.3m	0.4m	霞30(230)	○	低水護岸(鋼矢板 L=6.0m)
22	西浦	右岸 26.25k ~16m ~ 26.50k +119m	茨城県美浦村余郷入	堤防		1.1m	0.8m	霞31(463)	○	低水護岸(鋼矢板 L=7.0m)
23	西浦	中岸 33.00k +30m ~ 33.75k ~56m	茨城県石岡市井関	堤防		1.5m	1.0m	霞36(458)	○	低水護岸(鋼矢板 L=6.5m)
24	西浦	右岸 3.75k +100m ~ 5.25k +80m	茨城県稲敷市本新	堤防	緊急災	0.73m	1.13m	新東工区	○	低水護岸(鋼矢板 II型 L=7.5m) 高水数幅10m程度
25	西浦	左岸 8.0k ~82.5m ~ 10.00k ~5.6m	茨城県行方市小高	堤防		1.1m	0.65m	霞-27	○	低水護岸(鋼矢板 L=7.0m~9.5m)

- 関東地整で実施された災害復旧対策業務(15業務)の報告書を収集し、鋼矢板が設置されている被災箇所にて詳細データのある25断面を抽出。

# 一般発表

# 締固め、法尻対策が河川堤防の進行性破壊に与える影響の解析的検討

河川堤防 浸透 進行性破壊 解析 SPH 法

国土技術政策総合研究所 正会員 ○森 啓年  
国土技術政策総合研究所 福原直樹  
国土技術政策総合研究所 服部 敦

## 1 序論

### 1.1 背景

2010年4月に中央防災会議の大規模水害対策に関する専門調査会により報告<sup>1)</sup>がとりまとめられた。それによると、利根川の河川堤防が決壊し氾濫した場合、死者数約2,600人、孤立者数約110万、浸水面積約530km<sup>2</sup>、荒川の河川堤防が決壊し氾濫した場合、死者数約2,000人、孤立者数約86万人、浸水面積約110km<sup>2</sup>の発生を想定している。首都圏などの大都市近郊を流れる河川の氾濫により、多くの生命と資産が失われることが示唆されている。今後、気候変動による降雨などの外力の増加を考えると、河川堤防の重要性は今まで以上に増している。

一方、河川堤防は長年にわたり河川管理者の経験的な知恵をもって、築かれ保たれてきた。武田信玄が釜無川に信玄堤を築堤した時、三社神社を建造したことや、長良川と揖斐川を分ける河川堤防の先端に存在する治水神社など、古くから河川堤防上には神社が立てられている。これは、洪水防止を願う人々の気持ちを反映しているだけでなく、「人々が堤防の上を歩き、堤防を見守り、堤防を踏み固めるため」<sup>2)</sup>と言われており、締固めによる河川堤防の強度増加とねばり強さの発現が期待されていたことがうかがえる。また、斐伊川では、第二次世界大戦後に裏石張工（亀甲張り）が砂主体で構築された河川堤防の裏（堤内地側）法尻に設置されている。これは、出水時の堤体内の浸潤線の低下と法尻の内部侵食に伴う泥濘化の防止を図っていると考えられ、同様の工夫は全国各地の河川堤防で空積みの腰止め擁壁や蛇籠の設置などの小規模な法尻対策にもみられる。伝統的、経験的な知見による堤防強化、例えば土の締固めや小規模な法尻対策の効果について評価し、その有効性を再度認識する必要がある。

近年、解析技術の発展を受け、非定常飽和不飽和浸透流解析と修正フェレニウス法による円弧すべり解析によって、河川堤防の安全性照査や設計が実施されている。これらの手法は、一定の条件のもと、それぞれの区間を代表する河川堤防の断面のパイピングと法すべりに対する安全性を、局所動水勾配や揚圧力、安全率により評価する手法である。しかし、変形の進行形態（以下、「変形モード」）までは評価することはできない。

### 1.2 目的

本研究は河川堤防に進行的に発生するすべり（以下、「進行性破壊」）に着目し、土の締固めや法尻対策が進行性破壊に与える効果を、変形モードを再現できる粒子法を用いて解析的に把握することを目的とする。

粒子法としては、天文物理学の分野で開発され流体力学に主に適用されている、大変形を伴う圧縮流体の解析方法であるSPH (Smoothed Particle Hydrodynamics) 法<sup>3,4)</sup>を用いた。SPH法は地盤工学の分野でも適用に関する研究が進められ、野々山らによる斜面崩壊の解析<sup>5)</sup>、前田らによるパイピング現象<sup>6)</sup>、筆者らによる河川堤防の大型模型実験結果の再現解析<sup>7)</sup>などを実施した結果が報告されている。

本研究では、筆者らによる既往の研究で使用した解析モデルを進展させ、土の締固めと法尻対策の実施を反映させた場合における河川堤防の挙動の変化を比較する。具体的に、土の締固めについては、締固めが不十分な河川堤防を想定し、それを内部摩擦角ではなく負のダイレイタンシー角として表現した。また、法尻の内部侵食に伴う泥濘化による強度低下が、法尻対策を実施していない河川堤防に発生すると仮定し、それを表現した。

## 2 解析方法

### 2.1 理論式

SPH法は一定の質量を持った粒子（以下、「SPH粒子」）を構成要素としている。図1のように各SPH粒子にはその「影響範囲」を持ち、重み付け関数の一種である「カーネル関数」と「カーネル導関数」を用いて相互作用を計算している。SPH粒子に付随するパラメータは、これらのカーネル関数とカーネル導関数を用いて、離散化と近似が行われる。SPH粒子は個別要素法 (DEM) のように土粒子そのものを表現しているのではなく、その影響範囲における解析モデルの状態を表現していると言える。

本研究では、SPH法を連続体力学に拡張した理論式<sup>8)</sup>を用いて解析を実施した。土骨格の体積ひずみをそのまま反映させると、動的解析であるSPH法では過剰な間隙水圧が発生し、解析モデルが過敏な挙動を示す。そのため、土骨格の体積ひずみを間隙水圧の変化に反映させず、SPH粒子の位置に応じ浸潤線から静水圧を計算し、その挙動に反映させる土-水連成方法を採用した。

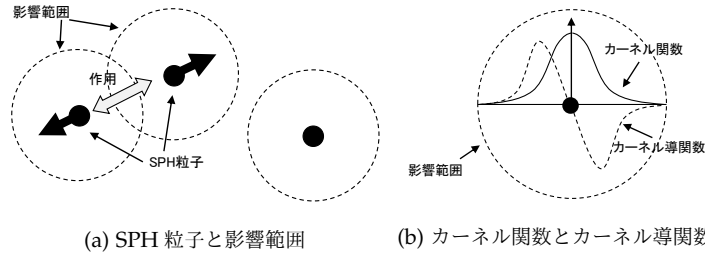


図1: SPH法の概念

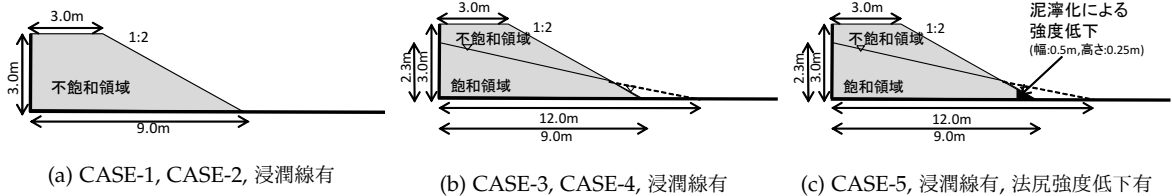


図2: 解析モデル

飽和領域では、土のSPH粒子の運動方程式は式(1)のように表すことができる。

$$\frac{dv_i^\alpha}{dt} = \sum_{j=1}^{N_s} m_{s,j} \left[ \left( \frac{p_{s,i} + \sigma_i^{\prime\alpha}}{\rho_i^2} + \frac{p_{s,j} + \sigma_j^{\prime\alpha}}{\rho_j^2} \right) \nabla W(x_i^\alpha - x_j^\alpha, h) + \left( \frac{\tau_i^{\alpha\beta}}{\rho_i^2} + \frac{\tau_i^{\alpha\beta}}{\rho_j^2} \right) \nabla W(x_i^\beta - x_j^\beta, h) + \left( \frac{\tau_i^{\alpha\gamma}}{\rho_i^2} + \frac{\tau_i^{\alpha\gamma}}{\rho_j^2} \right) \nabla W(x_i^\gamma - x_j^\gamma, h) \right] + F^\alpha \quad (1)$$

一方、不飽和領域では、土のSPH粒子の運動方程式は式(2)のように表現できる。

$$\frac{dv_i^\alpha}{dt} = \sum_{j=1}^{N_s} m_{s,j} \left[ \left( \frac{-S_{ri} p_{sc,i} + \sigma_i^{\prime\alpha}}{\rho_i^2} + \frac{-S_{rj} p_{sc,j} + \sigma_j^{\prime\alpha}}{\rho_j^2} \right) \nabla W(x_i^\alpha - x_j^\alpha, h) + \left( \frac{\tau_i^{\alpha\beta}}{\rho_i^2} + \frac{\tau_i^{\alpha\beta}}{\rho_j^2} \right) \nabla W(x_i^\beta - x_j^\beta, h) + \left( \frac{\tau_i^{\alpha\gamma}}{\rho_i^2} + \frac{\tau_i^{\alpha\gamma}}{\rho_j^2} \right) \nabla W(x_i^\gamma - x_j^\gamma, h) \right] + F^\alpha \quad (2)$$

ただし、 $v$ :速度、 $m$ :質量、 $\rho$ :密度、 $\sigma$ :応力、 $\tau$ :せん断応力、 $p$ :間隙水圧、 $p_{sc}$ :マトリック・サクシオン、 $F$ :外力、 $S_r$ :飽和度、 $W$ :カーネル関数、 $x$ :位置、 $h$ :影響範囲、 $N$ :影響範囲中のSPH粒子の数、ただし添え字の $\alpha, \beta$ は成分、 $i, j$ はSPH粒子の番号を示している。なお、地盤工学における一般的な取扱いと同様に圧縮側を正としている。

## 2.2 解析モデル

解析モデルは河川堤防の半断面を模擬し、平面ひずみ条件で奥行き9.0m、高さ3.0mのものを作成した。初期状態では46,051個のSPH粒子は均一に0.02mの初期粒子間隔で配置した。なお、SPH粒子の影響範囲は初期粒子間隔の1.2倍に設定し、カーネル関数は一般的に用いられている「cubic spline関数」を選択した。

土の構成則は河川堤防の安全性評価において一般的に用いられており、ダイレイションの影響を考慮できるモール・クーロンモデルを採用した。モール・クーロンモデルの $\mathbf{D}$ 行列に、土のSPH粒子の速度増分からひずみ量を算出し、それを乗することで応力増分を求める一般的な微小変形理論の手法で計算を進めた。モール・クーロンモデルの物性値は大型模型実験に使用した試料をもとに、室内試験結果から内部摩擦角( $\phi' = 30.8^\circ$ )、湿潤密度( $\rho_t = 1,500 \text{ kg/m}^3$ )、飽和密度( $\rho_{sat} = 1,670 \text{ kg/m}^3$ )を設定した。粘着力については、細粒分含有率が( $F_c = 9.5\%$ )と低いことを考慮し( $c' = 0.0 \text{ kPa}$ )を用いた。なお、ヤング率( $E = 1.0 \times 10^4 \text{ kPa}$ )とポアソン比( $\nu = 0.3$ )については一般的な値を用いた。

## 2.3 解析ケース

本研究では、図2、表1に示す5ケースについて解析を実施した。

堤体内に発達した浸潤線は、初期状態として河川堤防に浸潤線が発生せず、全て不飽和領域である場合と、前述の大型模型実験において定常状態となった場合の2通りについて実施した。なお、飽和領域においては静水圧に相当する間隙水圧を作用させ、また不飽和領域においては、築堤時の飽和度( $S_r = 45.2\%$ )から河川構造検討の手引き<sup>9)</sup>に記載されている不飽和特性などを参考にパラメトリックスタディを行い、飽和度とマトリック・サクシオンの積( $S_r p_{sc} = 2.66 \text{ kPa}$ )を設定した。

土の締固めの効果を表現するダイレイタンシー角については、締固めが適度に行われている物性( $\psi = 0.0^\circ$ )と締固めが不十分な物性( $\psi = -5.0^\circ$ )の2通りを解析ケースに応じて使い分けた。また、法尻対策の効果については、法尻に強度

表1: 解析ケース

CASE	浸潤線	$\psi$	法尻強度低下
1	無	0.0°	無
2	無	-5.0°	無
3	有	0.0°	無
4	有	-5.0°	無
5	有	0.0°	有

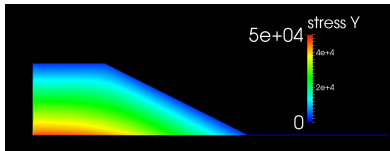


図3: 事前解析結果 (CASE-1: 鉛直応力分布 (kPa))

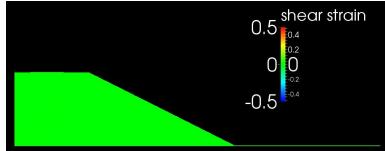


図4: 解析結果 (CASE-1:  $\psi=0.0^\circ$ : せん断ひずみ)

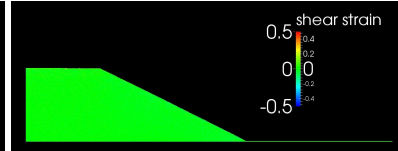
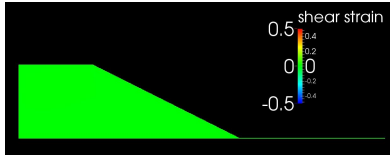
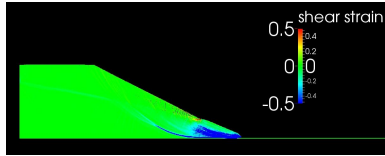


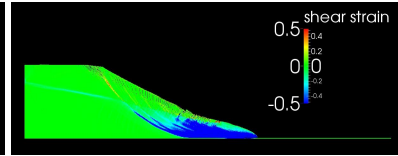
図5: 解析結果 (CASE-2:  $\psi=-5.0^\circ$ : せん断ひずみ)



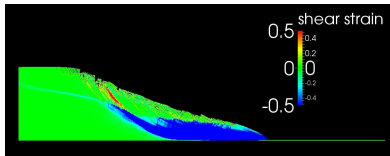
(a) 0.0s



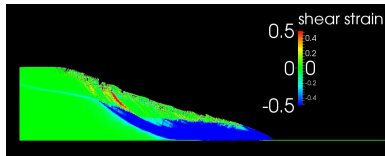
(b) 0.5s



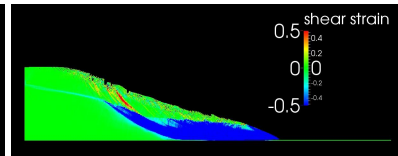
(c) 1.0s



(d) 2.0s

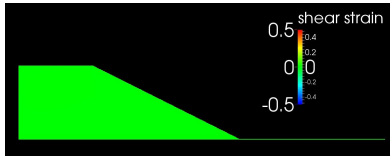


(e) 3.0s

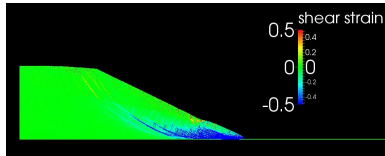


(f) 5.0s

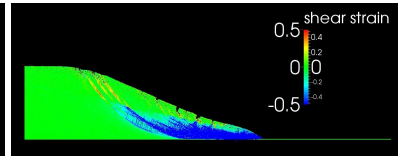
図6: 解析結果 (CASE-3:  $\psi=0.0^\circ$ : せん断ひずみ)



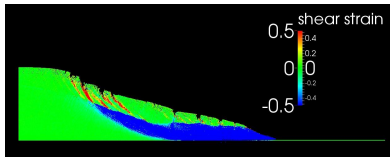
(a) 0.0s



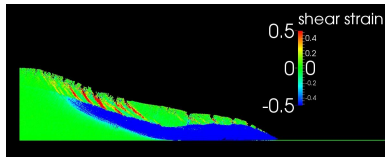
(b) 0.5s



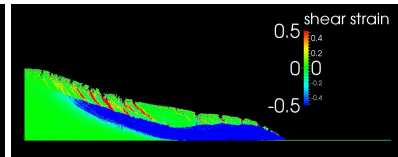
(c) 1.0s



(d) 2.0s



(e) 3.0s



(f) 5.0s

図7: 解析結果 (CASE-4:  $\psi=-5.0^\circ$ : せん断ひずみ)

低下が発生しないモデルと内部侵食に伴う泥濁化による強度低下を考慮したモデルの2通りを用意した。法尻部の強度低下の範囲については、大型模型実験における観察結果もとに、奥行き0.5m、高さ0.25mとして、その物性はオランダの河川堤防に関する技術資料<sup>10)</sup>より内部摩擦角 ( $\phi'=11.0^\circ$ ) と設定した。

なお、解析実行時には、一時的に粘着力 ( $c'=1,000\text{kPa}$ ) に増加させ、1.0秒間事前解析を実施し、重力による応力がモデル内に作用するようにした。その際に、数値振動を抑制し、解析モデルが安定するようSPH粒子の速度を1ステップごとに1.0%ずつ減じる速度ダンパーを使用している。事前解析後、粘着力を解析ケースの設定値 ( $c'=0.0\text{kPa}$ ) に戻し、5.0秒間の本解析を実施した。なお、再現時間が5.0秒間と短いため、飽和状態と不飽和状態の相互遷移については扱っていない。

### 3 解析結果

#### 3.1 ダイレタンシー角の影響

図3は事前解析後の鉛直応力  $\sigma_v$  の分布を示したものである。本解析の結果、浸潤線が発達していないCASE-1 ( $\psi=0.0^\circ$ ) の解析結果を図4, CASE-2 ( $\psi=-5.0^\circ$ ) の解析結果を図5に示す。ダイレタンシー角  $\psi$  に関わらず、堤体内に浸潤線が存在しない場合は、せん断ひずみがほとんど発生しないことが分かる。

次に、大型盛土模型実験で観測された浸潤線を与えたCASE-3 ( $\psi=0.0^\circ$ ) の解析結果を図6, CASE-4 ( $\psi=-5.0^\circ$ ) の解析結果を図7に示す。CASE-3では、河川堤防の法肩から法尻にかけて円弧状のせん断ひずみが発生し、法面全体が押し出されるように変形することが分かる。一方、CASE-4では、法肩から法尻にかけて円弧状のせん断ひずみが発生するところまでは同一であるが、負のダイレーションによる体積収縮に起因する多数の亀裂が法面全体で発生した。最終的に亀裂は、天端にも発達し、進行性破壊が生じた。

ダイレタンシー角の違いにより、最初のすべりの発生後の変形のモードが異なる結果が得られた。締固め度が不十分な河川堤防は進行性破壊が生じる可能性が示唆された。

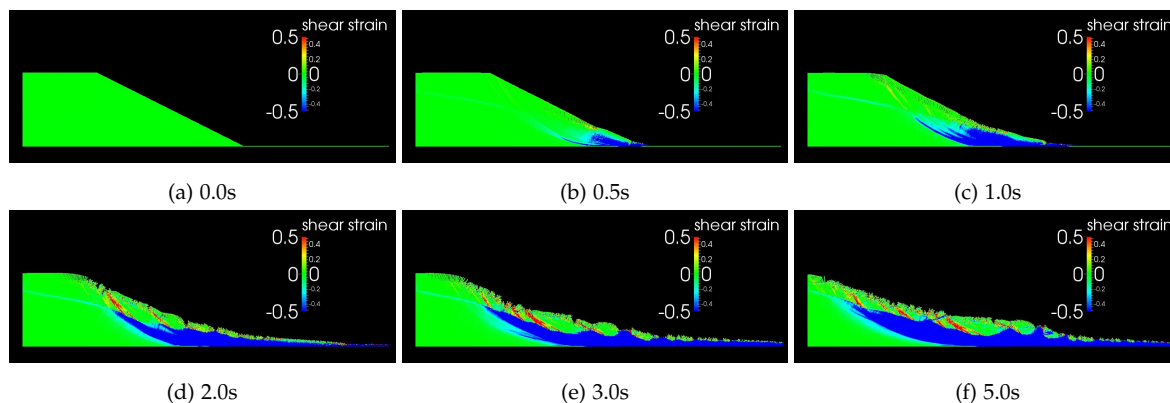


図 8: 解析結果 (CASE-5:  $\psi=0.0^\circ$ , 法尻強度低下有: せん断ひずみ)

### 3.2 内部侵食に伴う泥濁化の影響

CASE-3 の法尻に内部侵食に伴う泥濁化による強度低下が発生した CASE-5 の解析結果を図 8 に示す。強度低下した法尻のみに発達する小規模な円弧状のせん断ひずみが発生し、そのすべり面が流動するたびに、新たなすべり面が法面に連鎖的に発達した。最終的にすべり面は法肩から天端にも発達し、進行性破壊が発生した。

法尻の内部侵食に伴う泥濁化による強度低下の有無により、変形のモードが異なる結果が得られた。河川堤防の堤体が十分な強度とねばり強さを持ち進行性破壊が発生しない場合でも、法尻の内部侵食に伴う泥濁化による強度低下により、進行性破壊が発生する可能性が示唆された。

## 4 結論

本研究では、SPH 法を用いて締固め及び法尻対策が変形のモードに及ぼす効果を解析的に検討したものである。その結果、次のような知見が得られた。

- 締固めによるダイレイタンス角の増加が、河川堤防の進行性破壊を抑制する効果があることを示唆した。既存の評価方法では、内部摩擦角と粘着力の向上のみによって、締固めの効果は評価される。
- 内部侵食に伴う泥濁化の法尻対策による抑制が、河川堤防の進行性破壊を抑制する効果があることを示した。既存の評価方法では、法尻部の浸潤線低下にのみその効果は評価される。

我が国の河川堤防の整備においては、2013 年 4 月から施工時の土の締固め度  $D_c$  の最低管理値が従来の 85% から、90% に引き上げられた。しかし、河川堤防は長年にわたって拡張を続けてきた土構造物であり、内部には締固め度が低い箇所も存在する。引き続き、不断の管理が重要である。

また、河川堤防の質的整備の進展に伴い、法尻にドレーンを設置している区間が増加している。浸透流解析と円弧すべり解析の結果から、土の置換による強度増加を期待し、極端に規模の大きいドレーンを採用している箇所も散見される。小規模な法尻対策であっても、法尻の浸潤線の低下とともに、内部侵食に伴う泥濁化を防止することは可能である。ドレーン設置の設置により期待される効果を再度確認し、適切な設計を実施すべきである。

河川堤防の信頼性を高めるため、最新の知見と先人達の知恵に対する我々の知見を引き続き深め、多面的な観点から強化を進めていくことが重要である。

### 参考文献

- 1) 中央防災会議「大規模水害対策に関する専門調査会」：大規模水害対策に関する専門調査会報告, 2010.
- 2) 日本水フォーラム: JWF News Vol.104, 2013.
- 3) Gingold, R. and Monaghan, J. : Smoothed particle hydrodynamics-theory and application to non-spherical stars, *Monthly Notices of the Royal Astronomical Society*, pp. 375–389, 1977.
- 4) Lucy, L. : A numerical approach to the testing of the fission hypothesis, *The astronomical journal*, Vol. 82, No. 12, pp. 1013–1024, 1977.
- 5) 野々山栄人, 沢田和秀, 森口周二, 八嶋厚, 伊藤和也 : SPH 法による実大規模斜面掘削実験の二次元再現解析, *地盤工学ジャーナル*, Vol. 7, No. 4, pp. 543–555, 2013.
- 6) 前田健一 : 陥没やパイピングにおける細粒分のダイナミクスと破壊の連鎖のシミュレーションの試み, 第 48 回地盤工学研究発表会, pp. 31–32, 2013.
- 7) Mori, H., Saito, Y., Sasaki, T., Kuwano, R. and Soga, K. : The SPH method to simulate the model test of a sandy river levee on seepage induced failures, *5th International SPHERIC Workshop*, 2010.
- 8) Gray, J., Monaghan, J. and Swift, R. : SPH elastic dynamics, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 190, No. 49–50, pp. 6641–6662, October 2001.
- 9) 国土技術研究センター: 河川堤防の構造検討の手引き (改訂版), 2012.
- 10) Technical Advisory Committee on Flood Defences: Technical Report on Soil Structures, 出版年不明.

# 豪雨と高水位の継続作用を受けた河川堤防の安定性とその対策

間隙空気 水位履歴 河川堤防

名古屋工業大学 学生会員 ○齊藤 啓  
 名古屋工業大学 国際会員 前田 健一  
 名古屋工業大学 学生会員 今瀬 達也  
 名古屋工業大学 学生会員 伊藤 嘉

## 1. はじめに

近年、都市部を襲う集中豪雨による、河川堤防の決壊被害が相次いで報告されている。2000年に発生した東海豪雨では、名古屋市内を流れる新川において、堤防決壊前に法面から白い泡状の水が噴出したとの目撃証言があり、堤体内に封入された圧縮空気が噴出する際、亀裂等の損傷を及ぼす可能性が指摘されている。また、2011年の福島・新潟豪雨、台風15号でも堤体からの気泡噴出が確認された。しかし、現行の河川堤防における設計指針では、間隙空気が堤体に与える影響について考慮されていない。また、集中豪雨や急激な増水という作用が通常の降雨作用とはどのように異なるのか、についても検討されていない。

一方、豪雨に伴う河川水位の上昇により、高水位を継続することによる堤防被害も各地で報告されている。2012年に発生した九州豪雨では、計画高水を超える水位が4時間程度継続したのち堤防が決壊したことから、高水位の継続作用が決壊の危険性を高めることが指摘されている。

そこで本稿では、模型堤防実験や内部侵食を考慮した粒子法 (SPH解析) によって以下の課題について検討した。

- 1) 豪雨による堤防の不安定化
- 2) 長時間継続する降雨と高水位に対する堤防の不安定化

## 2. 降雨による堤防不安定化検討実験

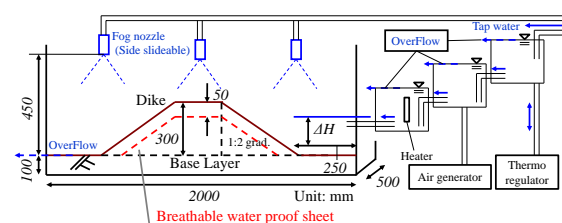


図-1 実験装置の概要

## 1) 概要

図-1のような降雨発生装置を有し、透明なアクリル面を有する土槽 (幅2000mm、深さ550mm、奥行き500mm) を用い模型堤防を作製した。模型堤防の作製方法について、堤体下部の基盤層 (層厚100mm) は豊浦砂を水中落下させ、相対密度 $D_r=80\%$ となるように突固めを行った。堤体部は、乾燥豊浦砂を使用し、相対密度 $D_r=70\%$ となるように突固めを行った。シートを設置する際には、図-1の赤破線部に示すように堤体の最終形状の表面から深さ50mmに設定した。

降雨強度を124mm/hrとし集中豪雨相当を確保した。事前降雨を1時間程度与えた後に、堤外側に一定水位速度 (30m/min) で給水し水位を上昇させる。これは、集中豪雨が発生し、その後、河川水位が上昇することを想定している。

堤体の外部から写真撮影を行うことで浸潤線を観測し、堤体内部の浸潤挙動については、堤体の奥行き中央に水分計を埋設し計測した。また、比抵抗モニタリングによる計測も同時に行った<sup>1)2)</sup>。堤防の非破壊検査として注目されている比抵抗モニタリングは、地盤内の比抵抗 (電気の流れにくさ・流れやすさ) を繰り返し計測するもので、一般に地盤内の間隙に占める間隙水の割合が大きいほど比抵抗値が小さくなる。模型実験では、無対策堤防と堤体内からの圧縮空気を逃がすため、透気性を持たせた透気遮水シート<sup>3)4)</sup>を使用した対策堤防の2つのケースについて実験を行った。シートの設置に関して、水や空気に関する境界条件を明確にするため図-2のように粘着テープなどを用いて土槽に極力固定した。



図-2 左: 透気遮水シート, 右: シートと土槽の結合方法

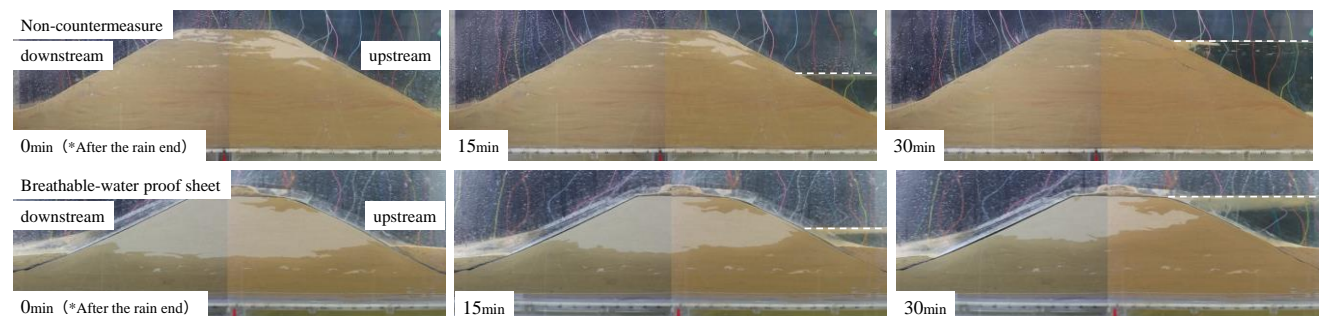


図-3 降雨及び水位上昇に伴う堤体の浸潤過程, 上: 無対策堤防, 下: 透気遮水シート設置堤防, 図中の時間は降雨载荷後からの経過時間を表す。

## 2) 模型実験結果および考察

### a) 堤防断面の浸潤過程の比較

図-3に、無対策堤防（上図）と透気遮水シート設置時の堤防（下図）において堤防断面から観察される浸潤挙動について比較したものを示す。無対策堤防では、事前降雨を与えた時点で堤防全体がおおよそ浸潤化している。このような豪雨による急激な浸潤化は堤体内に間隙空気を封入する危険性が高くなる。一方、透気遮水シートを設置した堤防では無対策の堤防と比較して、豪雨による堤防の浸潤化を抑え、河川水位の上昇に伴い基盤層から天端へ向け浸潤が滑らかに進む様子がわかる。

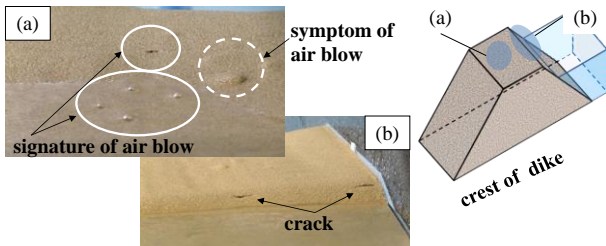


図-4 無対策堤防で確認された (a) エアブロー現象 (b) クラックの発生（実験開始125分頃）

図-4では、無対策堤防で見られたエアブロー現象と天端に生じたクラックの様子について示す。模型堤防は実堤防のおよそ1/30スケールのため、堤体内に発生する間隙空気圧も小さいと考えられる。そのため、実堤防においてはさらに大きな間隙空気圧の蓄積による突発的なエアブロー現象が危惧される。

### b) 比抵抗計測による堤体内部における浸潤挙動の比較

図-5に、無対策堤防（上図）と透気遮水シート設置時の堤防（下図）において、事前に降雨を作用させた場合の比抵抗による堤防内の浸潤挙動を可視化したものを示す。ここで、図-5において暖色が乾燥、寒色が湿潤を表す。無対策堤防を見ると事前に降雨を作用させたことにより、堤防表層において低比抵抗領域が発達していることがわかる。また、堤防内部では高比抵抗領域が目立っていることから、降雨により堤防内部に間隙空気が封入されていることが考えられる。その後、水位の上昇に伴い高比抵抗領域の値が小さくなっていることがわかる。一方、透気遮水シートを設置した場合、堤防の基盤層部分から浸潤が進行し、高比抵抗領域が天端へ向けて遷移するが、これは堤防内の間隙空気が透気遮水シートから排出され、滑らかに浸潤したためと考えられる。

### c) 土壌水分計測による堤体内部における浸潤挙動の比較

図-6に、水分計により計測された堤体内体積含水率の経時変化について示す。無対策堤防では、降雨開始直後に天端近く、及び法先における水分量が急激に増加する様子がわかる。このことから、比抵抗モニタリングによる可視化で見られた堤防表層における急激な浸潤化を水分計による計測からも確認した。一方、透気遮水シートを設置した堤防では、降雨開始から20分後に法先地点H-2における水分量が増加するが、これは基盤層から天端へ向かう浸潤線の挙動を捉えているためと考えられる。その後、基盤層に近い水分計から、浸潤に対し応答を示していることがわかる。

これらの結果から、透気遮水シートを設置することで、間隙空気の噴出による堤防の弱体化を防ぐ効果があることが期待できる。

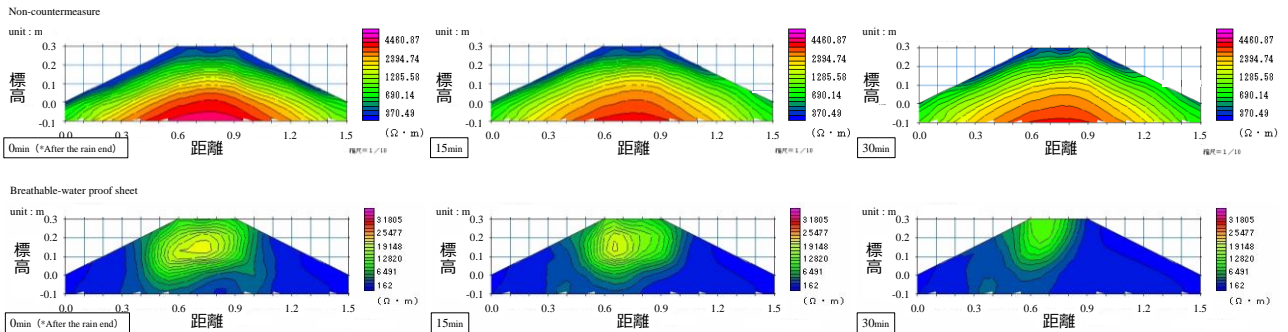


図-5 降雨及び水位上昇時における比抵抗モニタリングによる堤体内浸潤挙動の比較、上：無対策堤防、下：透気遮水シート設置

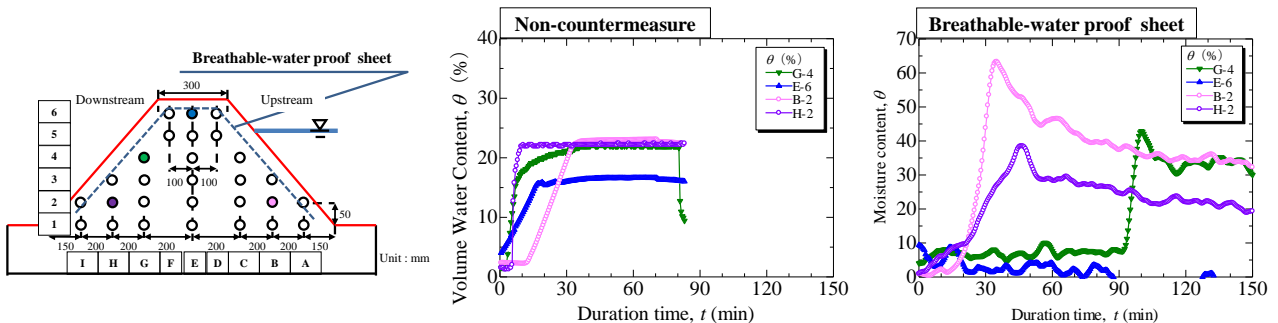


図-6 堤体内における水分量変化の比較、上：無対策堤防、下：透気遮水シート設置時



### 3. 継続する高水位による堤防不安定化検討実験

#### 1) 概要

2012年7月14日の未明から昼ごろにかけて九州北部において各地で記録的な雨量発生し、この豪雨の影響により、2012年7月14日13:20矢部川右岸7k300地点で堤防が決壊した。破堤した堤防の直下には透水性が比較的大きい砂層が分布しており、また高水位が長時間作用していたことからパイピングを伴った進行性の浸透破壊が生じたことが報告されている。

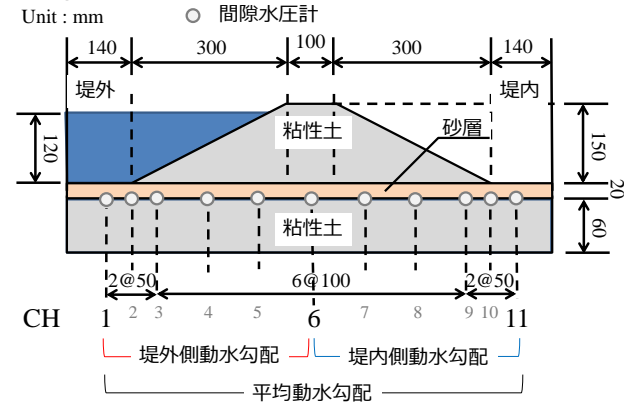


図-7 矢部川模型堤防概略図，実堤防の1/50スケール相当かつ動水勾配が実堤防と同じ約0.2になるように形状を決定。

そこで、図-7のような、透明なアクリル面を有する土槽（幅1000mm、深さ500mm、奥行き250mm）を用い矢部川堤防を再現した模型実験を実施した。模型堤防の作製方法について、堤体下部の基盤層（層厚60mm）と堤体（高さ150mm）は藤ノ森粘土を含水比20%に調整して相対密度 $Dr=80\%$ になるように突固めを行った。堤体部と基盤層で挟まれた砂層について、比較的粒径がそろっている豊浦砂を堆積させる場合と、珪砂7号（大粒）と2号（小粒）を層状に堆積させる場合の2ケースについて比較を行った（砂層も相対密度 $Dr=80\%$ となるように突固めた）。堤外側の水位に関する水理条件としては次のように設定した。堤外側に一定水位速度（3.0mm/min）で給水し水位を上昇させる。水位が砂層上部から120mmに達したところで水位を保持した。堤防の断面および堤内側法先において動画撮影を実施し、また砂層部に間隙水圧計を計8箇所設置し、計測した。

#### 2) 模型実験結果および考察

図-8に、実験時における堤防断面と堤内側法尻部における様子を示す。砂層部を豊浦砂で作成した堤防では、実験開始から45分後においても変状は見られず、その後2時間ほど観測を続けたが堤内側からきれいな漏水が出るだけで破壊には至らなかった。一方、砂層部を上層、下層異なる粒径の試料を用い作成した堤防では、実験開始から20分後には堤内側で濁った水が漏水し始め、45分を過ぎたあたりで堤防が破堤した。これは、上層の珪砂7号が行き止まり地盤のような役割を果たし、法尻部で水圧を増加させたためと考えられる。

図-9では、砂層部における動水勾配の経時変化を示している。砂層が豊浦砂の場合、先に堤外側の動水勾配が増加し、55分あたりから堤内側における動水勾配が増加する。一方、砂層が二層で構成された堤防の場合、実験開始直後から堤内側で動水勾配が増加する。また、実験開始20分頃から堤内側より濁水が絶えず漏出しており、砂層内で粒子の移動が生じていたことが推察される。砂層内の粒子の移動は目詰まりを発生させ、透水係数の減少をもたらし、堤内側における動水勾配の増加を引き起こしたものと考えられる。また、このように粒子が抜けることで透水係数が減少する挙動は一次元の実験において確認されている<sup>5)</sup>。

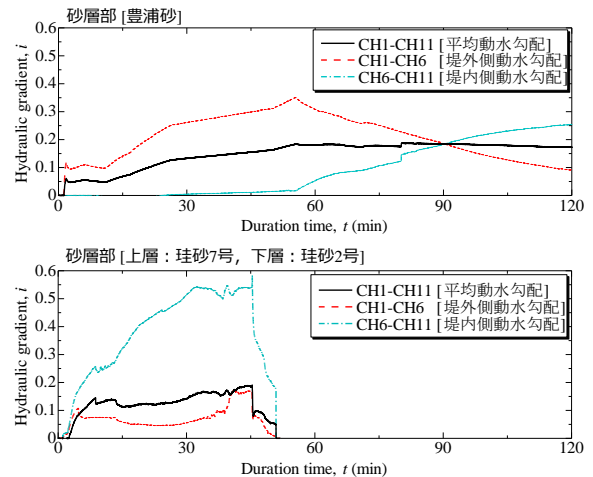


図-9 砂層部における動水勾配の経時変化。  
[動水勾配] = [2点間の水頭差] / [2点間の距離]

#### 砂層部 [豊浦砂]



#### 砂層部 [上層：珪砂7号，下層：珪砂2号]



図-8 堤防底部に砂礫層を有する場合の浸透破壊実験：(a)上図，砂層部：豊浦砂；(b)下図，砂層部：上層珪砂7号・下層珪砂2号。右の写真は堤内側法尻部における実験から45分後の様子。

#### 4. 粒子法を用いた内部侵食を考慮した解析

矢部川破堤箇所で見られたような、底部や基盤面に透水性の高い砂質や砂礫を含む層を有するような河川堤防において、高水位が継続した場合、パイピングを伴った進行性の浸透破壊が生じることが報告されている。透水力によって細かい粒子が流出する内部侵食が原因との指摘もある。洪水時に、堤防からの漏水が濁っていない箇所では局所的な変形は生じるものの破堤には至らない事例も多く報告されている。一方で、濁った漏水となった箇所では破堤に至る場合が多いようである。

内部侵食では、一般に、細粒子の流失による間隙の増加が流れの集中をもたらすことは従来から指摘されているが、粒度分布の変化に伴い、土の土粒子骨格も損傷を受け、土要素自体も力学的に不安定化することが考えられる。しかし、この不安定化がどのような効果をもたらすのかについては、明らかになっておらず、解析方法についても整備されていないのが現状である。

そこで、本研究では内部侵食による土の不安定化と、それに起因する堤防の不安定化について検討するとともに、解析手法の提案を試みた。この一連のメカニズム解明と現象予測や対策の検討においては、連続したメッシュを有する有限要素法や計算要素が小さな個別要素法のそれぞれのみを用いた方法では要求に応えることは難しい。本研究ではマイクロからとマクロでの考察を分けながら行うとともに、上記の要求に応えるために新しい計算フレームを開発した。ここでは、メッシュフリー法で粒子法の一つである、SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics) 法を土-水-空気連成に応用した方法を用いることとした<sup>6),7)</sup>。粒子法では、FEMのような連続体としての計算要素を持ちながら(材料の構成則を用いることで広い範囲の挙動を近似しながら)、要素の運動をLagrange的に扱う方法である。

さらに、内部侵食時の細粒分の流出による粒度変化をもたらす粒状体の変形・破壊挙動にも着目した。これをDEMで単純にモデル化し数値実験するとともに、その結果に基づいて、内部侵食時の土の応力ひずみ関係を記述する構成則を開発している<sup>8)</sup>。これをSPH法解析に導入することで、内部侵食を伴う大変形・破壊シミュレーション方法を提案<sup>9)</sup>し、新たなメカニズムの発掘を試みる。この方法を図式化したものを図-10に示す。

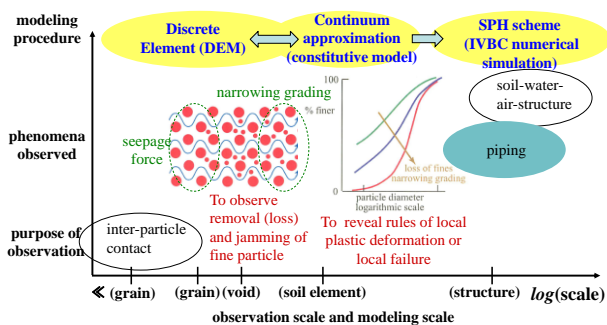


図-10 マルチスケールに着目した細粒分のダイナミクスを伴う地盤の進行性破壊の数値計算フレームの提案

図-11(a,b)は、それぞれ、図-8(a,b)の実寸相当のスケールの場合について解析を行った結果である(図の色は暖色ほど変形速度が大きい)。内部侵食無しの場合と有りの場合について比較している。内部侵食無しの場合では、裏法の法先が膨れるものの崩壊に至っていない。内部侵食有りの場合には、法先の局所的な変形が進み、ゆるみ領域も見られ、最終的には透水性の基盤が削られることで、決壊に至っており、進行性破壊が再現されている。

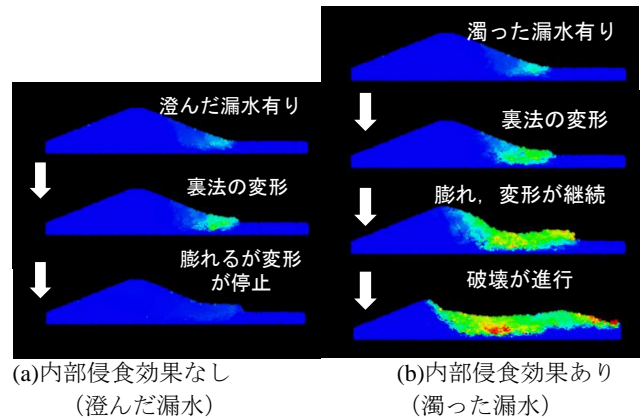


図-11 内部侵食を考慮した粒子法による浸透破壊の様子。

#### 5. 結論

本稿では、河川堤防に作用する降雨と水位の二つの外力についてそれぞれ検討を行った。集中豪雨に伴うエアブロー現象と、その対策としての透気遮水シートの敷設効果の検討を行った。また、高水位が継続して堤防に作用した場合の影響について、矢部川堤防の模型実験を行った。その結果、堤内側から濁水が流出する場合、堤内側の動水勾配を増加させ、更に破壊が進行する挙動を確認した。さらに、このような濁水が流出する現象について、粒子法を用いた解析で再現できた。

**謝辞:** この研究は、日本学術振興会科学研究費補助金基盤研究(B) 23360203 の助成を受けており、ここに深謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 小林剛, 前田健一, 柴田賢: 不飽和堤防の急速浸潤化に伴う間隙空気の挙動と比抵抗モニタリングによる可視化, 河川技術論文集, Vol.18, pp.293-298, 2012.
- 2) 小林剛, 前田健一, 齊藤啓, 伊藤嘉, 阿部知之: 河川堤防材料の浸潤挙動に及ぼす降雨強度及び浸潤速度の影響とモニタリング手法の比較, 河川技術論文集, Vol.19, pp.69-74, 2013.
- 3) 榎尾孝之, 三吉正英, 椋木俊文, 谷口徳晃: 通気・防水シートを用いた河川堤防の強化に関する基礎的実験, 土木学会第62回年次学術講演会講演概要集, 第II部門, pp.229-230, 2007.
- 4) 榎尾孝之, 石田正利, 山本正人: ジオシンセティックス(透気・遮水シート)の透気性能に関する基礎的実験, 土木学会第64回年次学術講演会講演概要集, 第V部, pp.673-674, 2009.
- 5) 山田高弘, 前田健一, 近藤明彦: 粒状体の内部侵食の安定性に及ぼす粒度形状の影響と代表粒径を用いた評価の試み, 第48回地盤工学研究発表会, pp.1967-1968, 2013.
- 6) Maeda, K. et al.: Journal of Structural and earthquake engineering, JSCE, Division A, 23(2), pp.307-319, 2006.
- 7) Maeda, K. and Sakai, H.: Geoenvironmental Engineering and Geotechnics (GSP 204), ASCE, pp.261-266, 2010.
- 8) Wood, D. M., Maeda, K. and Nukudani, E.: Geotechnique, 60(6), pp.447-457, 2010.
- 9) 前田健一, 今瀬達也, 伊藤嘉, 齊藤啓: 内部侵食による土の不安定化を考慮した河川堤防の浸透破壊解析法の提案, 河川技術論文集, Vol.19, pp.39-44, 2013.

## 内部侵食とのり尻付近の動水勾配の関係

河川堤防 内部侵食 浸透現象

(独) 土木研究所 正会員 ○川井 正彦  
 (独) 土木研究所 正会員 石原 雅規  
 (独) 土木研究所 正会員 吉田 直人

### 1. はじめに

河川堤防の安全性は河川水位や降雨の影響を踏まえた浸潤線を求め、円弧すべり計算や局所動水勾配によって評価を行うが、過去の被災事例ではこれら円弧すべりやパイピングといった被災だけでなく、のり尻付近の比較的浅い部分が小規模な崩壊を生じた後、徐々にのり面上部に進行する、いわゆる内部侵食による変状発生事例もみられることが指摘されている。例えば、赤井<sup>1)</sup>によると、一旦浸透流による破壊が生じると初期には局部的であっても進行性を有して拡がり、重大な被害に至ることを指摘している。しかしながら、この内部侵食による変状は、その発生条件や発生メカニズムについて必ずしも明らかになっておらず、評価手法も現時点では確立されていない状況にある。

本文では河川堤防の内部侵食現象を再現した模型実験の結果をもとに、内部侵食の発生条件について考察する。

### 2. 模型実験の概要

模型実験は参考文献<sup>2), 4), 5)</sup>の10ケースを含め、表1及び図1に示すように盛土材料や締固め度、のり勾配を変化させた合計37ケースを実施した。模型の製作にあたっては、1層の仕上り厚さを15cmとして所要の締固め度を目標に構築し、のり面の掘削により順次のり勾配が急な模型を作製した。また、計測機器はマノメータ及び間隙水圧計を主体に設置した。使用した盛土材料の粒度組成を図2に示すとともに、各材料の土質特性を表2にまとめて示した。なお、全ての実験ケースにおいて与えた外力は湛水のみであり、所要の水位まで上昇させた後、水位を一定に維持することとしたが、変状が発生しない場合などでは、更に水位を上昇させることとした。

表1 実施した模型実験ケース一覧

実験ケース	盛土材料	盛土高さ (m)	天端幅 (m)	のり勾配	締固め度 Dc (%)	水位外力 (m)
CASE1	Fc10	3.0	3.0	1:2	84.4	2.3
CASE2	Fc10	3.0	3.0	1:2	89.6	2.3
CASE3~CASE4	Fc10	2.5	2.5	1:2~1:1.5	95.1	1.9
CASE5~CASE6	Fc30	3.0	3.0	1:2~1:1.5	84.6	2.3⇒2.7
CASE7~CASE8	Fc30	3.0	3.0	1:2~1:1.5	89.0	2.3⇒2.7
CASE9~CASE10	Fc50	3.0	3.0	1:2~1:1.5	91.7	2.3⇒2.7
CASE11~CASE14	砂質土1	1.5	1.0	1:4~1:1.5	92.2	1.2⇒1.4
CASE15~CASE18	砂質土2	1.5	1.0	1:4~1:1.5	91.1	1.2⇒1.4
CASE19~CASE21	砂質土3	1.5	0.0	1:4~1:2 <sup>*</sup>	90.1	1.2⇒1.4
CASE22~CASE25	砂質土4	1.5	0.0	1:4~1:1.5	89.9	1.2⇒1.4
CASE26~CASE29	砂質土5	1.5	1.0	1:4~1:1.5	89.8	1.2⇒1.4
CASE30~CASE33	砂質土5	1.5	1.0	1:4~1:1.5	85.3	1.2⇒1.4
CASE34~CASE37	砂質土5	1.5	1.0	1:4~1:1.5	79.8	1.2⇒1.4

\*砂質土3を用いたのり勾配1:1.5の実験は模型が崩壊したため実施できず

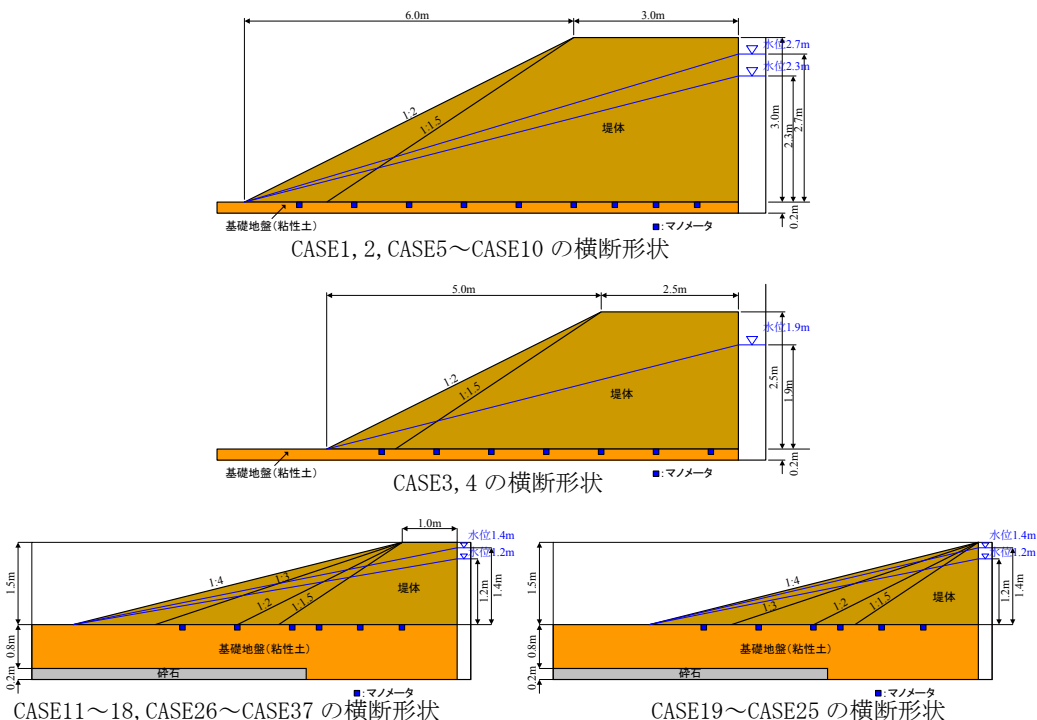


図1 実験模型の断面形状

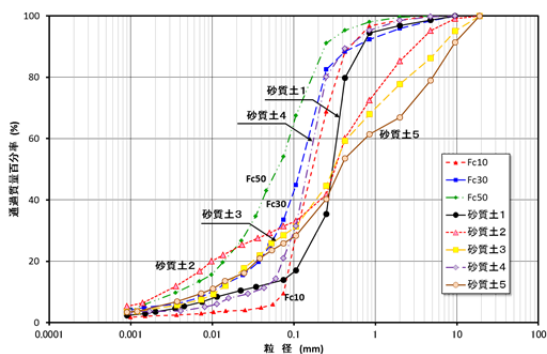


図2 盛土材の粒径加積曲線

表2 盛土材の土質特性一覧

	Fc10	Fc30	Fc50	砂質土1	砂質土2	砂質土3	砂質土4	砂質土5
土粒子の密度	2.688	2.698	2.664	2.64	2.573	2.604	2.704	2.62
細粒含有率 (%)	9.5	33.5	54.1	13.9	31.5	28.5	20.9	25.8
均等係数 $U_c$	1.38	15.5	24.17	19	150	37	5	90
最大乾燥密度 $\gamma_{max}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.685	1.64	1.467	1.598	1.707	1.512	1.858	1.582
最適含水比 $W_{opt}$ (%)	18.6	20.2	26.6	20.9	17.1	27.8	17.8	24.8
供試体目標締固め度 $D_c$ (%)	85	90	95	85	90	95	85	90
透水係数 $k$ (m/sec)	2.34E-05	1.70E-05	4.59E-06	3.28E-05	3.89E-06	-	2.33E-07	-
粘着力 $C_{ult}$ (kN/m <sup>2</sup> )	19.1	81.6	184	10.9	57	135	9.81	14.6
内部摩擦角 $\phi_{ult}$ (deg)	10.6	9.6	12.4	15.2	13.8	14.9	19.7	19
粘着力 $C$ (kN/m <sup>2</sup> )	10.7	17.2	5.94	0	0	0	0	0
内部摩擦角 $\phi'$ (deg)	21.3	28	35.3	36.3	37.1	37	39.7	38.4

### 3. 実験結果とその考察

#### 3-1 実験の結果

実験の結果、参考文献<sup>3)</sup>で指摘されているように細粒含有率が高い堤体材料、高い締固め度の堤防やのり面勾配が緩い堤防ほど内部侵食は発生しない傾向があることが確認できた。また、内部侵食の発生した14ケースについてののり勾配、締固め度、亀裂発生時ののり尻付近の動水勾配、亀裂発生位置を表4に整理した。

発生状況の一例を図3に示すとともに、3Dレーザースキャナによって把握された崩壊の進行状況を表3に示したが、崩壊はのり面下部の比較的浅い崩壊から始まり、その後、崩壊部（滑落崖）の高さを増しつつ、徐々にのり面上方へと進展していることがわかる。

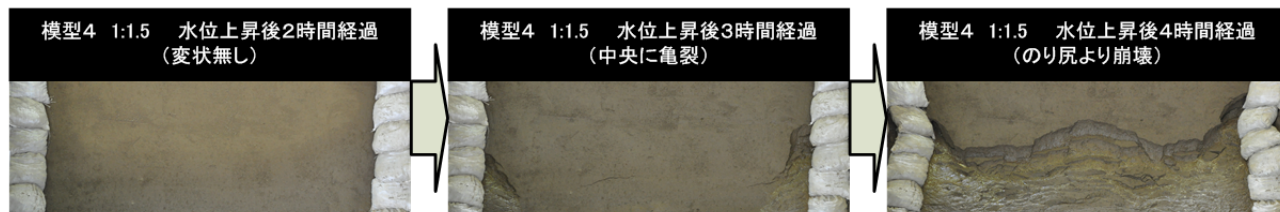


図3 内部侵食による崩壊の発達状況

表3 3Dレーザースキャナによる内部侵食に伴う崩壊の発達過程

計測時間	三次元画像	計測時間	三次元画像
09:48 実験開始 10:00 初期 (変状無)		14:35 変状開始後 155分	
12:55 変状開始後 55分		14:55 変状開始後 175分	
13:35 変状開始後 95分		15:15 変状開始後 195分	
13:55 変状開始後 115分		15:35 変状開始後 215分	
14:15 変状開始後 135分		15:57 変状開始後 237分 決壊	

また、表4より変状発生時の動水勾配は  $i=0.2\sim0.547$  と大きくばらついており、必ずしも締固め度やのり勾配と一定の関係が成立しているとは言い切れない状況にある。一方、亀裂の発生位置（のり尻からの水平距離）ものり勾配や締固め度から一概に関係を見出すことは困難なようである。

そこで、亀裂発生後の進行速度に着目し、図4に亀裂発生からの経過時間とのり尻から亀裂最奥（最上部）までの水平距離の関係を示したが、細粒分の少ない模型（CASE1やCASE2）で亀裂の発達が多く、細粒分が多い模型（CASE5～CASE8）では亀裂の発達速度が遅い傾向にあると思われる。

また、同一材料でありながら勾配を変化させることで内部侵食が発生したCASE22～CASE25に注目して、最もり尻に近いマノメータ間の動水勾配と経過時間の関係を整理すると、図5に示すとおりであり、のり勾配が急なケースほど短時間で急な動水勾配となり内部侵食が発生していることがわかる。また、のり勾配1:4のCASE22では動水勾配が0.2未満しか発生せず内部侵食も生じなかったが、のり勾配1:3のCASE23では動水勾配が0.27程度となった時点で内部侵食が発生しており、当該材料においては0.27程度以上の動水勾配が作用した場合に内部侵食が発生する可能性があることがわかる。

表4 内部侵食が発生した模型14ケース

ケース	盛土材料	細粒分含有率 (%)	のり勾配	締固め度 $D_c$ (%)	亀裂発生時ののり尻付近の動水勾配	亀裂発生位置 (cm) : 水平距離
CASE1	Fe10	9.5	1:2	84.4	0.2	77.6
CASE2	Fe10	9.5	1:2	89.6	0.369	39.2
CASE3	Fe10	9.5	1:2	95.1	—	—
CASE4	Fe10	9.5	1:1.5	95.1	—	—
CASE5	Fe30	33.5	1:2	85.0	0.418	40
CASE6	Fe30	33.5	1:1.5	85.0	0.303	82.8
CASE7	Fe30	33.5	1:2	89.0	0.313	27.2
CASE8	Fe30	33.5	1:1.5	89.0	0.27	25.2
CASE14	砂質土1	13.9	1:1.5	92.2	0.456	13.6
CASE23	砂質土4	20.9	1:3	89.9	0.312	—
CASE24	砂質土4	20.9	1:2	89.9	0.508	36.4
CASE25	砂質土4	20.9	1:1.5	89.9	0.547	45
CASE33	砂質土5	25.8	1:1.5	85.3	0.41	—
CASE37	砂質土5	25.8	1:1.5	79.8	0.372	24

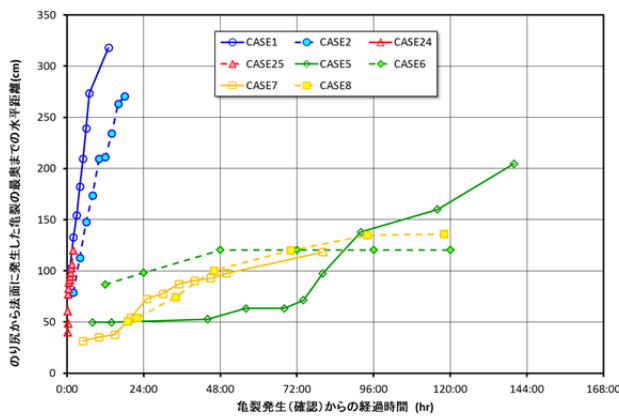


図4 ケース別亀裂の進行速度

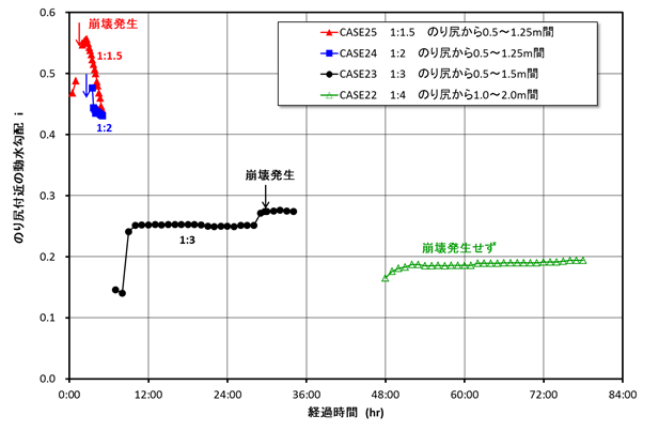


図5 CASE22～CASE25の動水勾配の変化

### 3-2 実験結果の考察

#### (1) 内部侵食の発生条件

実験結果から得られたのり尻近傍の動水勾配（内部侵食が発生したケースでは崩壊発生時、発生しなかったケースでは最大値）と60%粒径との関係を図6、均等係数との関係を図7に示した。

のり尻近傍の動水勾配は模型寸法に応じて算出位置が異なる（マノメータの設置位置が異なる）ため一概に比較できないものの、概ねの傾向として60%粒径が細かい材料では低い動水勾配で内部侵食が発生し、60%粒径が粗くなるにつれて、内部侵食が発生するにはより高い動水勾配が必要となる傾向があるものと考えられる。

一方、均等係数とのり尻付近の動水勾配の関係についてみると、均等係数が大きいほどより急な動水勾配が作用しないと内部侵食が発生しない傾向があるようである。

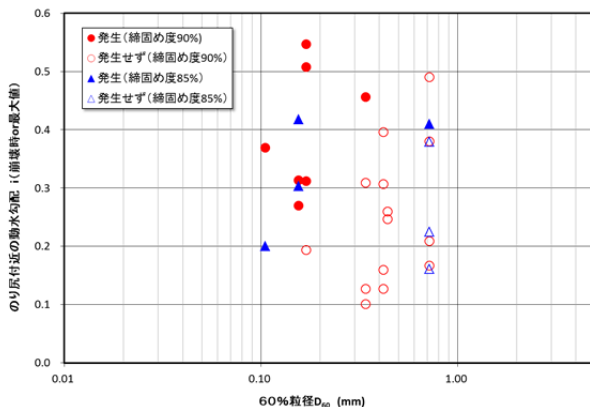


図6 60%粒径とのり尻近傍の動水勾配の関係

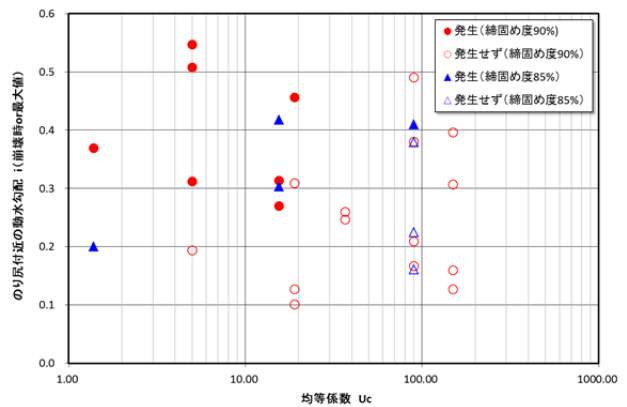


図7 均等係数とのり尻近傍の動水勾配の関係

## (2) 既往文献との比較

赤井<sup>1)</sup>によるとのり面の浸出点における限界動水勾配  $i_c^*$  は、

$$i_c^* = \frac{4c}{3} \frac{\gamma'}{\gamma_w} \cos\theta (\tan\phi_s - \tan\theta)$$

ここに、 $c$  : 粒子の形状・間隙の大きさに関する係数、 $\gamma'$  : 水中単位重量、 $\gamma_w$  : 浸透水の単位重量、 $\theta$  : のり面角度、 $\phi_s$  : 内部摩擦角

によって表されるとしている。そこで、係数  $c$  を文献と同様、 $c=0.6$  と仮定し、のり面勾配によって内部侵食の発生の有無が分かれた CASE11～CASE14、CASE22～CASE25、CASE30～CASE33、CASE34～CASE37 について内部摩擦角と限界動水勾配の関係を整理し、図8に示した。図によると、内部侵食が発生している動水勾配は、いずれも提案されている限界動水勾配を上回っており、内部侵食が発生していない場合でも提案されている限界動水勾配を上回っているケースが見られることがわかる。

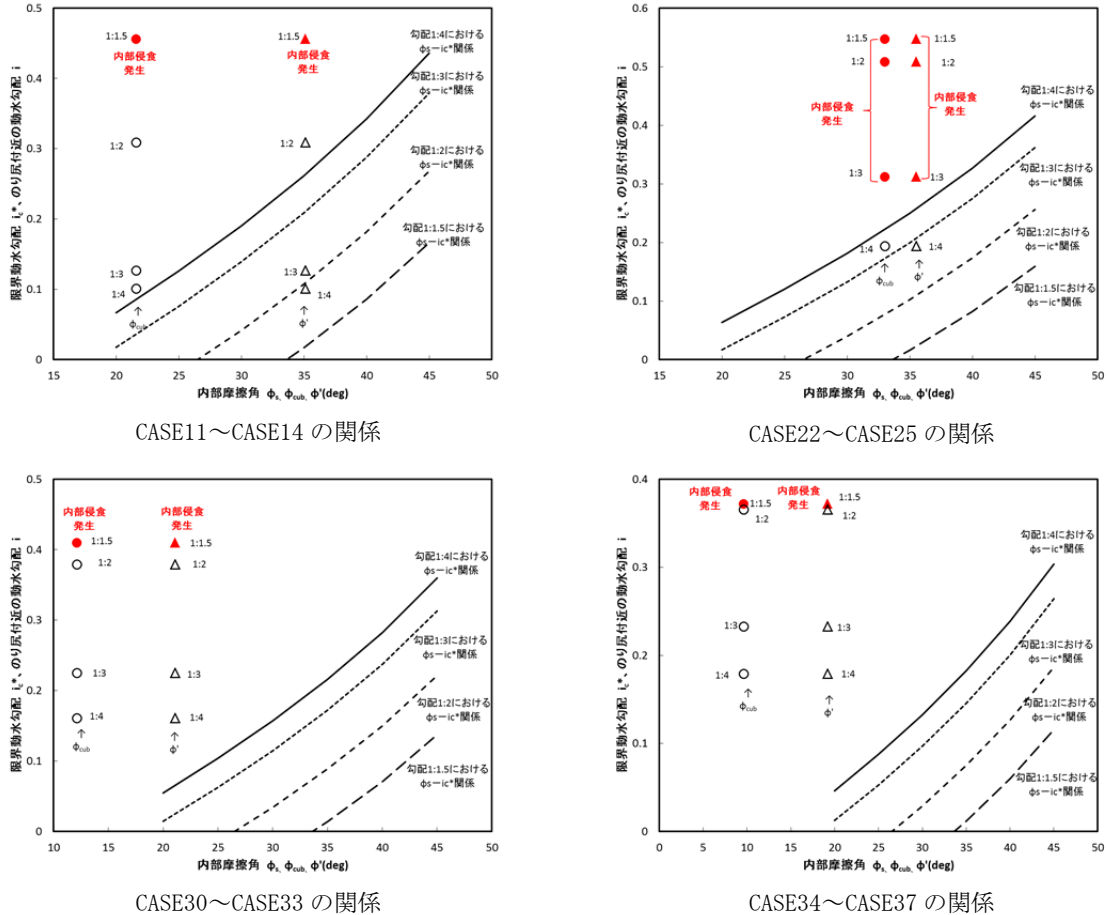


図8 内部摩擦角  $\phi$  と限界動水勾配・のり尻付近の動水勾配の関係

## (3) まとめ

これまで述べてきたように内部侵食の発生条件はのり尻付近の動水勾配と60%粒径や均等係数といった粒度特性が影響しているものと考えられる。一方、参考文献<sup>1)</sup>による限界動水勾配は内部侵食の発生時の動水勾配よりも低く、安全側の値を与えることがわかった。

## 4. おわりに

内部侵食現象に起因する崩壊や変状の発生については長い間、現象として認識されていながらいまだ研究途上にあり、発生条件や評価手法が確立された状況にはない。このため、既往の研究を含めて様々な角度からの評価・分析を行うとともに、引き続き実験を行い知見の蓄積を図っていくことが重要と考える。また、実際の河川堤防においては、外水位条件だけではなく降雨の作用に伴う影響も無視できないと考えられるため、これらを加味した実験も必要と考えられる。

## 参考文献

- 1) 赤井：浸透水流による盛土裏法面の局部破壊について，土木学会論文集，No. 36，pp. 44-48，1956.
- 2) 齋藤他：浸透による砂質土堤防の崩壊実験，第45回地盤工学研究発表会，2010.
- 3) 森他：堤防の内部侵食に関する小型模型実験，第46回地盤工学研究発表会，2011.
- 4) 齋藤他：砂質土堤防の浸透による破壊形態と土質定数に関する大型模型実験，河川技術論文集第17巻，2011.
- 5) 齋藤他：密な砂質土堤防の浸透安全性評価に関する大型模型実験，土木学会第67回年次学術講演会，2012.

# 堤体地盤調査データの統計解析に基づく河川堤防の信頼性評価

信頼性解析, 応答曲面, 河川堤防

岐阜大学 学生会員 ○平松 佑一

岐阜大学 正会員 本城 勇介, 大竹雄

(株)建設技術研究所 正会員 李圭太

名城大学 正会員 小高猛司

## 1. はじめに

線状で長大な人工構造物である河川堤防は, その設計上多くの不確実性が含まれる. 本研究では, 種々の不確実性を確率統計的に解析し, 本城・大竹・加藤(2012)<sup>1)</sup>が提案する信頼性解析スキームに基づいて, その安定性を評価する方法の開発をすることが目的である. そこで, ある典型的な都市・一級河川を対象に, 堤体形状や地層構成, 土質に関する情報を収集整理し, それらを活用して, 具体的に浸透に対する安全性照査に関する信頼性解析方法の可能性を検討する.

## 2. 代表断面の設定

信頼性解析スキームの最初の段階として, 解析を行う断面(代表断面)を設定する. 本研究では, 対象区間の総延長 20km で行われた既往の測量調査結果を基に, 4 つの形状タイプに大別し, それぞれのタイプを代表する断面を代表断面とした.

## 3. 不確実性要因の定量化

不確実性要因を定量化する. 当該堤防の信頼性を評価する上で考慮すべき不確実性は, 地盤パラメータの「空間的バラツキ」と「統計的推定誤差」, 設計計算法の精度を意味する「モデル化誤差」である.

地盤パラメータの「空間的バラツキ」と「統計的推定誤差」は, 本研究では本城・大竹・加藤(2012)に基づいて評価する. 対象は, 排水せん断強度と透水係数である. これを評価するための基データは, 既往の地盤調査・試験報告書に基づいて作製した. せん断強度は, 三軸圧縮試験結果から直接得られたデータを用いる.

透水係数  $k(\text{cm}/\text{sec})$  は, 79 の粒度試験から粒度分布の特徴を最もよく反映していると考えられる福田・宇野式<sup>2)</sup>により変換した. その結果, 平均  $4.3 \times 10^{-3}(\text{cm}/\text{s})$ , 変動係数 0.15 の対数正規分布にモデル化された. せん断強度定数に関しては, 54 の CUB 試験に基づく排水強度  $\phi^\circ$  を設定, 平均  $36^\circ$ , 変動係数 0.11 の正規分布に従うと判断された.

(1)式で示される, 円弧すべり計算の精度を表すモデル化誤差( $\delta_{ME}$ )については, 実際の被災事例と解析結果を比較・検討した菊森(2008)<sup>3)</sup>を基に, 円弧すべり解析のモデル化誤差( $\delta_{ME}$ )をモデル化した(表-1).

$$G_c = G + \delta_{ME} \quad (1)$$

ここで,  $G_c$  は真の安全率,  $G$  は計算された安全率,  $\delta_{ME}$  はモデル誤差

## 4. 地盤解析と信頼性評価

各代表断面について, 地盤解析に基づく応答曲面の作成と, これを用いた信頼性評価を行う. ここでは形状タイプ I を例に安定性評価を行う. まず, 現行設計法(河川堤防の構造検討の手引き)<sup>4)</sup>に則った地盤解析により応答値(安全率)を計算し(図-1 の形状タイプ I), パラメトリックステディ解析を行う(図-2). この結果を回帰分析することで近似式(応答曲面)を作成する(表-2). 図-3 に示したのは, 構築した応答曲面の感度分析である. この断面では透水係数の感度が低いことが分かる. 基礎にある不透水層が水位をコントロールしたためであると考えられる. その応答曲面を基にモンテカルロシミュレーション(MCS: 図-4)によって限界状態(安全率  $F_s=1.0$ )に達する確率(超過確率)と各不確実性要因の寄与度を求めた(表-3).

以上の手順で, 今回代表断面に設定した 4 断面で行った. 図-5 はその結果である. 第一軸には棒グラフで示した不確実性(分散), 第二軸には折れ線グラフで示した超過確率である. 例として取り上げた形状タイプ I と他の代表断面を比較すると, 比較的形状の類似した形状タイプ II では各要素の分散と超過確率は同程度である. 旧堤と思われる透水係数の小さい層がタイプ I と同様, 堤体内の浸潤面をコントロールし, 堤体砂質土層の透水係数の寄与度が小さくなる為, 透水係数の分散が小さい. 形状タイプ III では勾配が緩やかであるため排水強度  $\phi^\circ$  の不確実性大きく, 超過確率は小さい. 急勾配で透水係数の大きい砂質土層を基礎に持つ形状タイプ IV は内部摩擦角や透水係数といった地盤パラメータの分散は小さく, 超過確率が大きい. つまり確定的に危険な断面だといえる.

## 5. 結論

不確実性要因の定量化, 地盤パラメータを基本変数とする応答曲面の作成とそれを踏まえた堤防の信頼性評価を行う一連の方法を提示した. 人工構造物である河川堤防堤体における地盤の不均質性を懸念したが, 本研究で対象とした河川堤防堤体の排水強度のバラツキは一般的な砂質土自然地盤のバラツキと同程度であることが確認できた. このことから, 区間全体の連続的な評価を行いうる可能性もあると思われる. 断面形状や基礎の地盤特性の重要性を認識したのでこれを基本変数として組み入れ, さらに堤防の形状も基本変数に組み入れ, 対象区間全体の連続的な評価を今後の課題とする.

参考文献

- 1) 本城勇介, 大竹雄, 加藤栄和: 地盤パラメータ局所平均の空間的ばらつきと統計的推定誤差の簡易評価理論, 土木学会論文報告集 C(地圏工学), Vol.68, No.1, pp.41-55,2012
- 2) 福田光治, 宇野尚雄: 透水係数に関する粒度分布と間隙指標, 土木学会論文集, No.561,III-38,pp193-204,1997
- 3) 菊森佳幹(2008): 堤防の浸透破壊に対する安全性評価の精度向上に関する調査, 国土技術政策研究所資料, No.441
- 4) 国土技術研究センター(2002): 河川堤防の構造検討の手引き

表-1 不確実性要因

基本変数	平均値	標準偏差	COV	分布形
$\phi$ spa	36	[0.82-1.64]	[0.02-0.05]	正規分布
$\phi$ sta	36	4.1	0.11	正規分布
logk	-2.37	0.56	0.15	対数正規分布
$\delta_{ME}$	-0.05	0.18	0.19	正規分布

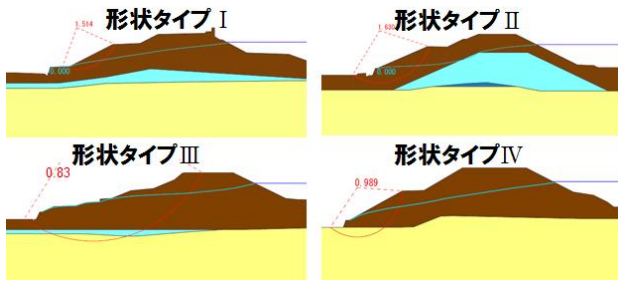


図-1 地盤解析

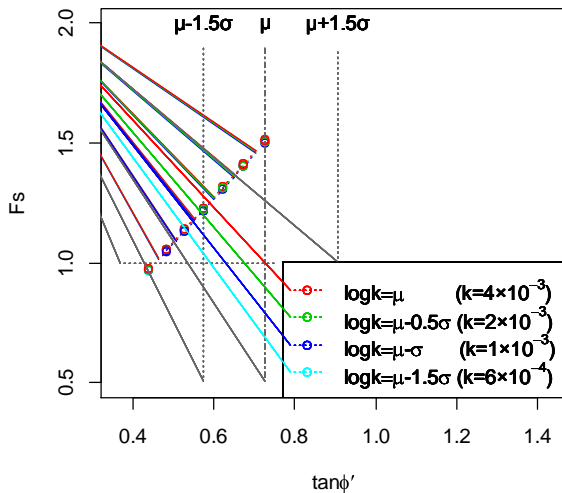


図-2 パラメトリックステディ解析(形状タイプ I)

表-2 応答曲面

形状タイプ	回帰モデル	R <sup>2</sup>
I	$0.19+1.86\tan\phi'+0.01\log k$	0.999
II	$0.21+2.07\tan\phi'+0.04\log k$	0.999
III	$0.82+2.29\tan\phi'+0.22\log k$	0.988
IV	$1.01+0.30\tan\phi'+0.14\log k$	0.926

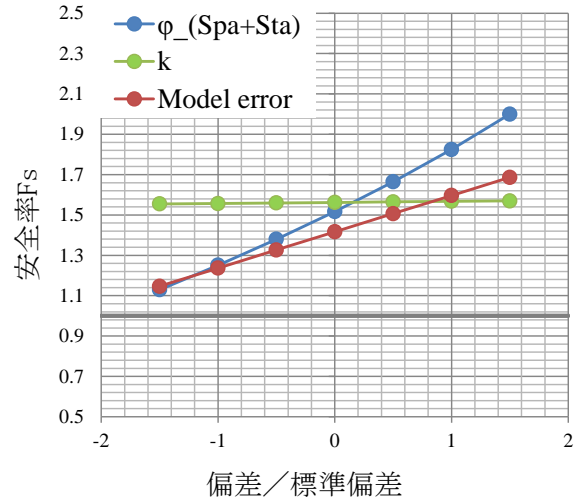


図-3 応答曲面の感度分析(形状タイプ I)

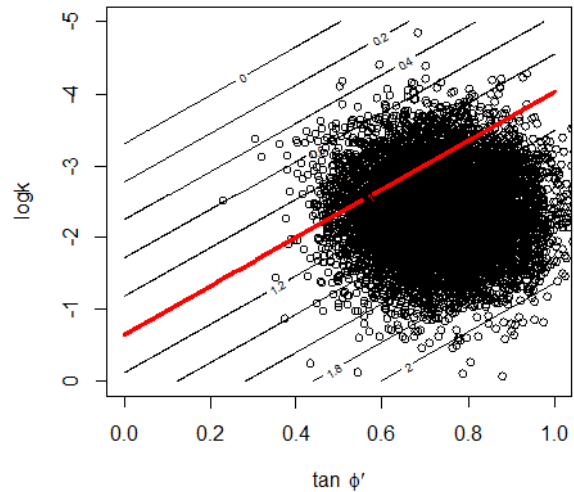


図-4 MCS(形状タイプ I)

表-3 寄与度の計算結果(形状タイプ I)

全不確実性	$\phi$ spa	$\phi$ sta	logk	$\delta_{ME}$
100%	17.2%	43.9%	1.5%	37.3%

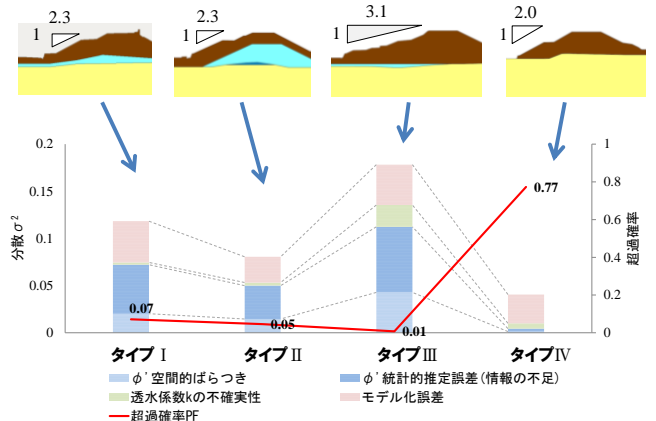


図-5 全代表断面の解析結果



1. まえがき

これまでに構造物の各種被害を地盤に着目して調べて、地震その他による各種構造物の被害は地盤条件の不連続点で多いこと<sup>1)</sup>、さらに降雨時の斜面災害なども地盤条件の不連続点での透水性不連続点で多いこと<sup>2)</sup>を明らかにしている。ここでは梅雨や台風や地震の際に堤防被害が時々発生しているため、それらの被害と地盤の関係の調査結果を述べる。即ち、伊勢湾台風や東海水害、ハリケーン・カトリーナ等による被害と地震による被害等であり、特異な地盤状態のところ即ち旧河道締切り部等の地盤不連続点で多くみられたので、その結果を報告する。

2. 堤防被害と地盤の関係

(1)1947 年カスリーン台風の際の利根川の破堤

1947 年のカスリーン台風の影響で埼玉県北埼玉郡東村大字新川通地先において利根川右岸堤防が決壊した<sup>3)</sup>。ここで、図-1 の破堤地点付近の地質図<sup>4)</sup>をみると、破堤箇所は砂質堆積物(自然堤防)と泥質堆積物(旧河道部)の境界部、即ち地盤条件の変化点であることが分かる。

(2)1959 年伊勢湾台風の際の鍋田干拓堤防の被害

「1959 年伊勢湾台風の際に水路部の調査で滞筋に当たるところが特に破堤しており、この滞筋は海から内陸部まで続き、高潮はこの滞筋にそって早く進んでいる。この現象は鍋田干拓などで特に著しく認められている<sup>5)</sup>」という記述がある<sup>6)</sup>。滞はデルタ河口部の浅海、干潟地帯で深さ 1~5m 位の水の流れる筋である<sup>6)</sup>。水路部測量課員作成の鍋田干拓地の破堤地と滞筋の関係を示す図-2 から、東部の 2 箇所の破堤地と海岸堤防の 4 箇所の破堤地のうち 2 箇所は滞筋と一致していると判断されている<sup>6)</sup>。しかし、その 2 箇所は図中の A, B 地点と考えられるが C 地点も滞筋の延長部にあるとみなされるので、計 3 箇所が滞筋と一致していると言っても良いようである。いずれの破堤箇所も前述の旧河道部と類似であり、地盤条件の変化点ということが出来る。

(3)1981 年台風 15 号の際の小貝川の破堤

1981 年の台風 15 号に伴う豪雨により、利根川本川からの逆流により龍ヶ崎市高須地先で小貝川に破堤が発生した。破堤は農業用水の水門設置箇所で生じ、破堤には漏水が大きく関わったことが推定されている<sup>7)</sup>。破堤箇所付近の治水地形分類図(図-3<sup>8)</sup>)をみると破堤は旧河道締切り部で発生しており、そこは地盤条件の変化点であることが分かる。従って、旧河道部の埋積土は周囲の地山と比べて圧縮性が大きく透水性も大きいため細粒分の流出が経年で進み、水門構造物との間に亀裂等が生じていたため破堤が起きたことが考えられる。

(4)2000 年東海水害の際の新川堤防の決壊

2000 年の台風 14 号の影響により名古屋市西区・新川町・西枇杷島町境界で新川の左岸堤防が 100m に渡って決壊した。図-4<sup>9)</sup>は新川両岸直下の地質縦断面図を示す。この図から左岸側と右岸側の地盤状態がかなり異なっており、右岸側の地盤はほぼ水平な土層から構成されているが、左岸側では地層が複雑に波打ち、埋没谷形状の構造を示すところが距離 12 km 付近と 15 km 付近の 2 箇所に存在する。左岸堤防の決壊(破堤)箇所は距離 15 km 付近の埋没谷形状地盤の上流側端部付近にあり、ここでは最上層の沖積砂層 As の厚さが急変化し、下流側へ急に厚くなり、その下の砂礫層 Dg も急に深くなっている。また、沖積粘土層 Ac がここより上流側ではほぼ水平

に堆積し下流側には傾斜して堆積しているが、決壊箇所付近の上流寄りには前後と比べて山形に厚く堆積するところがあり、左岸の決壊地点は地盤条件の変化点にあり、新川の今回の堤防決壊箇所は小貝川堤防の決壊箇所と同様な旧河道締

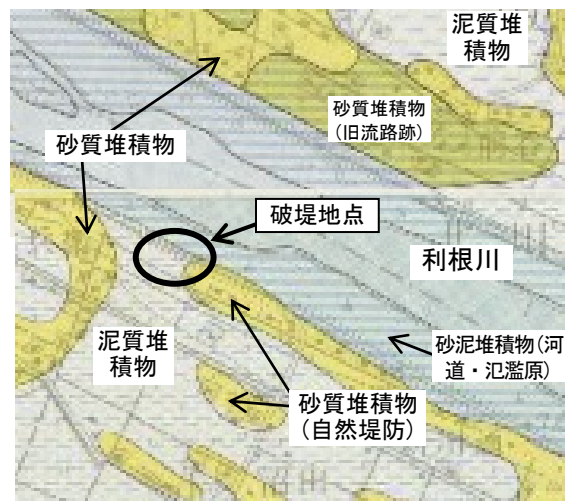


図-1 大利根町新川通地先の利根川破堤地点付近の地質図(原図 4)に加筆

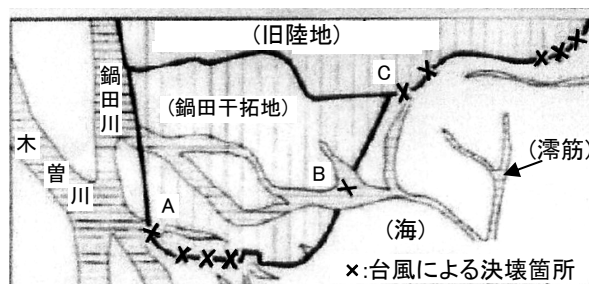


図-2 鍋田干拓地の破堤位置と滞筋(原図 6)に加筆

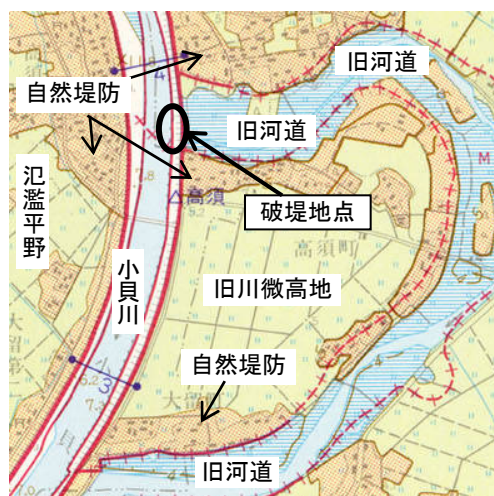
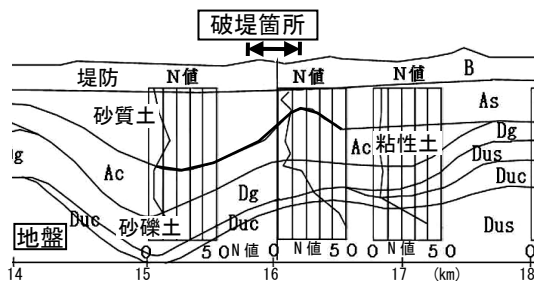
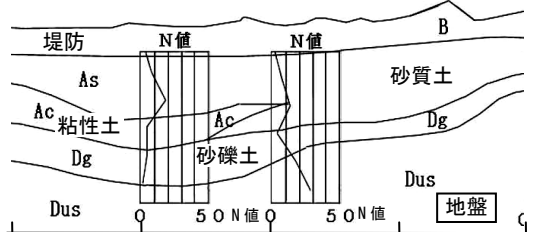


図-3 高須地先の破堤地点付近の治水地形分類図(原図 8)に加筆



(a)左岸堤防地盤(破堤有り)



(b)右岸堤防地盤(無被害, 左岸堤防の対岸)

図-4 新川堤防の地盤縦断面図<sup>9)</sup>

切り部に相当することが考えられる。

なお、この沖積粘土層 Ac に堤防荷重あるいは地下水の汲み上げによる長期に圧密沈下が生じるが、Ac 層厚さが不均等かつ存在深さも変化するため、圧密沈下の発生は不均等で地盤表面が不等沈下して堤防に歪みや亀裂<sup>9)</sup>が生じて堤防の決壊の要因の1つになったこと等も推察される。

#### (5)2005年ハリケーン・カトリナの際の破堤

2005年のハリケーン・カトリナの影響でニューオーリンズ市内において破堤が発生した<sup>10), 11)</sup>。

図-5(a)は London Av. Canal の東側堤防の土質縦断面図である<sup>10)</sup>。地盤は砂層、有機質粘土層、ピート層から構成されている。白破線は現在の河床を示す。この図をみると、破堤地点 S1 は有機質粘土層底面の急傾斜部の上端付近に位置し、同 N1 は極厚ピート層底面の急傾斜部に位置する。また、図-5(a)より、地点 No.90~120 の破壊堤防天端面に傾斜があり、さらにピート層が厚く堆積している所の堤防天端面標高が低くピート層の圧密沈下の大きい特性が現れていることが分かる。なお、ピート層が堆積するところは通例は水の淀むところで地盤条件の変化点である。また、図-5(a)の地点 No.125 付近の地表面が大きく窪んでいるのは元々河道の存在箇所付近で現在用水等があるところではないかと推察される。

図-5(b)は London Av. Canal の西側堤防の土質縦断面図である<sup>10)</sup>。堤防の下に粘土層が不均一の厚さで堆積している。破堤 S1 の対岸地点 S2 は粘土層底面の緩い傾斜部の上端付近に位置し、破堤 N1 の対岸地点 N2 は厚いピート層底面の傾斜部に位置する。

図-5(a)と図-5(b)を比較すると、有機質粘土層底部は東側の S1 で大きく傾斜し西側の S2 ではなだらかでほぼ平らである。そして、ピート層の厚さも N2 より N1 の方が大きく、ピート層底部は N1 では傾斜しているが N2 ではほぼ平らになっている。従って、ここの東側堤防だけが破壊したのは、地盤条件が西側堤防より悪く、ここが旧河道の下流側締切り堤防であって旧河道の水の流れていた方向に水が流れたためと考えられる。

#### (6)地震による堤防の被害事例

過去の地震時の河川堤防被害は旧河道部締切部や地盤に傾斜がある所が多い。図-6<sup>12)</sup>は昭和 39 年(1964 年)の新潟地震で被害を受けた大山川中流部の堤防被害箇所を×印で示

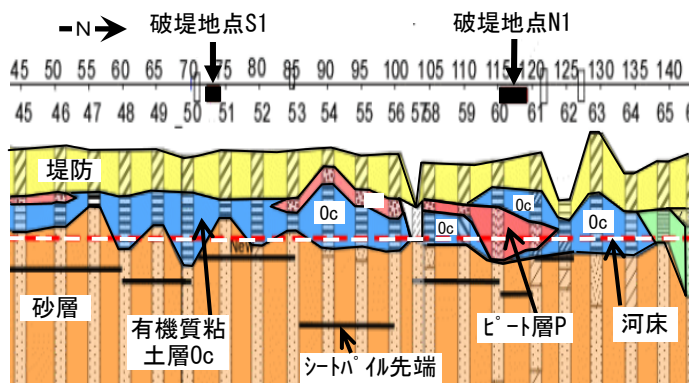


図-5(a) London Av. Canal の東側堤防土質縦断面図(原図 10)に加筆

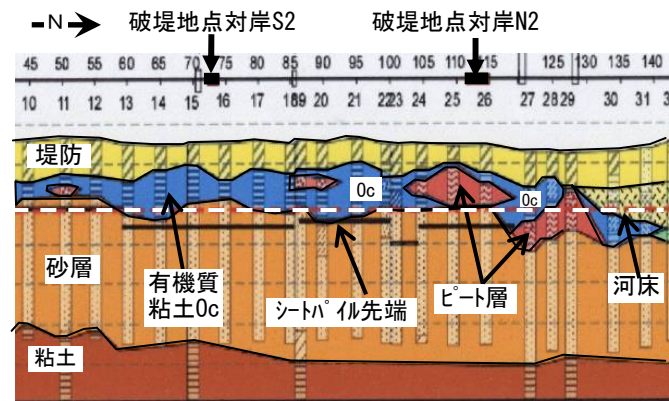


図-5(b) London Av. Canal の西側堤防土質縦断面図(原図 10)に加筆

す。旧川の蛇行を修正し短絡でできた多くの旧川敷上(旧河道上)の盛土箇所が殆ど全区域にわたり被災している<sup>12)</sup>。

図-7 は 1978 年宮城県沖地震で被害を受けた名取川の関上堤防を示す<sup>13), 14)</sup>。被害堤防(図-7(a))は軟弱層の薄い所と厚い所に跨っており、特に亀裂や沿の迂り破壊等が生じた堤内地側地盤では、緩い中粒砂層の下にそれよりも極く小さい N 値の軟弱シルト層がある。ここの地盤状態は、日本海中部地震で被害を受けた鯉川・鹿渡間盛土が、腐植土層を含む軟弱地盤と良好地盤に跨っていたのと類似している。図-7(a)の付近の基盤表面は堤内地側に傾斜するとともに、この変形の発生範囲で基盤表面が谷状に窪んでおり、ここは旧河道跡と推定される。しかし、隣接の無被害堤防(図-7(b))の地盤の最上層部のシルト層は N 値が深さとともに大きくなり、特に盛土の天端を含む本体部直下と堤外地側法面下の地盤内の表層土層はほぼ水平である<sup>13)</sup>。

2011 年東北地方太平洋沖地震の際に海岸構造物の津波による被害は海岸堤防の不連続部や旧河道部等で認められており、後者の事例として図-8 が挙げられ、現在の空中写真と伊能図が比較されており、海岸堤防の被害箇所は旧河口部であることを示している<sup>15)</sup>。このように地盤の不連続点で海岸堤防が被害を受けていることが分かる。

#### (8)降雨の影響による被害・無被害堤防の地盤の比較

図-9 は 2004 年福井豪雨における福井市木田地区の足羽川堤防の破堤箇所と無被害箇所の地盤断面図を示す。これらの図をみると、地盤の横断方向、縦断方向に関係なく地盤の変化点で、土層底面が比較的急に傾斜する所(旧河道部と考えられる)で破堤が発生し、地盤の土層がほぼ水平に堆積しているところで破堤が発生していないことが分かる。従って、ニューオーリンズの London Av. Canal や 17th St. Canal の破堤も有機質粘土層やピート層の底面が比較的急に傾斜しているところ、即ち地盤の変化点で発生しているの、日本の場合と同様な地盤

構造の所で発生したことが分かる<sup>16)</sup>。

(9)一般的にみられる河川の地盤構造との関係

図-10は河川に多くみられる地盤状態を示す。このように河川の地盤は埋没谷状になっていることが多いが、その埋没谷斜面(硬質地盤の表面等)は左右対称なV字型やU字型ではなく、片側が緩やかに傾斜しもう一方の片側が急傾斜し、埋没谷上の堆積層(河成層等)の表面もこれに対応した同様な形状になっており、前者側が”瀬”となり後側側が”淵”となっている<sup>17)</sup>。

ここで図-4の新川堤防の決壊箇所付近の地盤状態をみなすと、例えば硬いDg層の表面は右岸側より左岸側が深く、その表面は右岸側から左岸側に傾斜し、しかもそれは図-10の地盤状態と似ていると考えられる。このようなことから、新川は江戸時代に開削されたと言われているが、元々川が流れていたところを拡幅や線形改良等の改修が行われて、現在みられるようなほぼ直線に近い川になったことが推定される<sup>17)</sup>。

(10)破堤と地盤の関係のまとめ

以上の事例の調査結果等から推定した、常時の増水等による堤防被害等が起きやすい堤防と地盤の関係を図-11にまとめて示す。図-11(a)は縦断方向を示しており自然堤防と自然堤防の間に旧河道部がある場合である。図-11(b), (c)は横断方向を示しており、前者はその旧河道部に堤防が全部載っている場合であり、後者は一部だけ載っている場合である。堤防がその旧河道部に特に沈下が大きく発生したり、崩壊したりすることが考えられる<sup>18)</sup>。

図-12に旧河道部での被害機構の推定図を示す。砂質土層等が堆積する旧河道部では元々浸透水が生じやすく増水時には河川の水位が高くなって、その浸透水が勢いを増してパイピングやボイリング等が生じて土砂を流出させて堤防に被害が発生することが考えられる<sup>18)</sup>。旧河道部に軟弱粘性土や腐植土等からなる軟弱土層が比較的厚く堆積している場合には、その上の堤防に普段から比較的大きい沈下が生じて局部的に窪んだ状態になるため、そこで増水時に越水被害が発生することが考えられる。また、そのようにして自然堤防と旧河道部の堤防に不同沈下が発生すると、その境界部附近の堤防に亀裂が発生して、そこが水道になって堤防の崩壊につながったりすることも考えられる。

なお、地震時の堤防被害は異種支持地盤状態の堤防に多くみられるので、地震時に地盤に発生する不同変位等が主な原因となって被害が発生していることが考えられる。

### 3. あとがき

以上に述べたように、地盤に関して言えば、降雨や高潮、津波等の影響による堤防被害は旧河道締切り部等で異種地盤との境界部、即ち地盤不連続点で多いことが推察される。ハリケーン・カトリーナによるニューオーリンズの破堤も日本における破堤箇所と類似地盤(地盤の不連続点)で発生しており、そこも旧河道部であることが推察される。地盤の不連続点は異種の地盤が接するところであり、圧縮性や透水性、浸透水の流速等の急変点で、歪集中や亀裂、流線集中等が発生しやすいため、被害が生じることが考えられる。

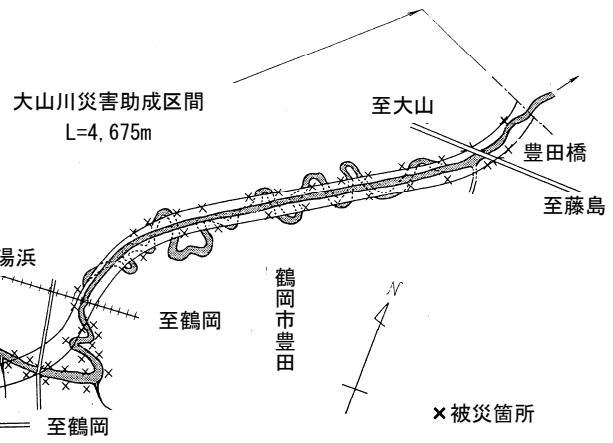
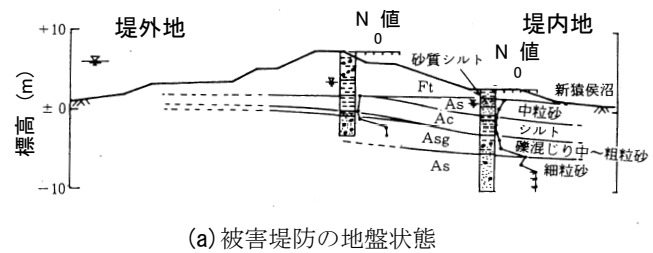
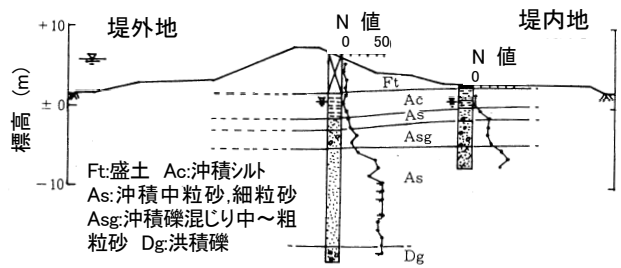


図-6 大山川中流部の堤防被害箇所(新潟地震)<sup>12)</sup>



(a) 被害堤防の地盤状態



(b) 無被害堤防の地盤状態

図-7 閑上堤防の被害と地盤(宮城県沖地震)<sup>14)</sup>

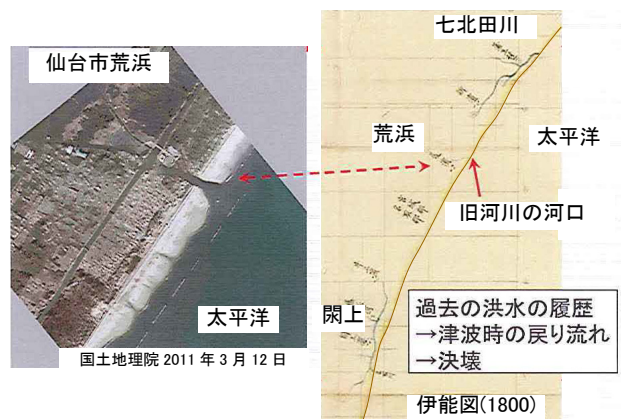


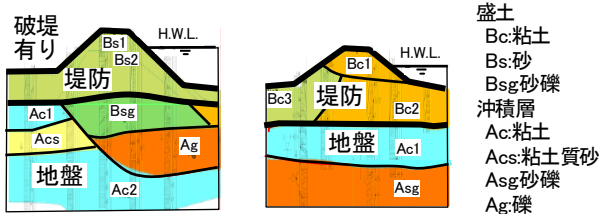
図-8 旧河道部部の堤防被害箇所の旧地形図<sup>15)</sup>

害が生じることが考えられる。なお、異種地盤の境界部での被害は強度の小さい方の地盤、透水性の大きい方の地盤で被害が発生しやすいため、旧河道部等で被害が発生するものと考えられる。

旧河道等で緩詰め砂質土等が堆積して水が浸透しやすいところや、硬軟地盤境界部の洗掘されやすいところでは、上流側よりも下流側から、あるいは堤内地側(裏法側)から崩壊する例が多いこと、また旧河道等で軟弱粘性土層が

堆積するところでは越水被害が多いことが推察される。  
地震時の堤防被害も常時の堤防被害箇所と同様に、旧河道部等の地盤の一樣でないところ、即ち地盤条件の不連続点で発生が多く、地震時の地盤の不同変位の影響が推察される。

このように、常時、地震時に関わらず多くの顕著な堤防被害は他の各種災害(例えば文献17))と同様に、地盤の弱点箇所とみなされるところで多く発生していることが分



(a)被害堤防(4.7km) (b)無被害堤防(4.1km)

図-9 足羽川堤防の地盤横断面図<sup>16)</sup>

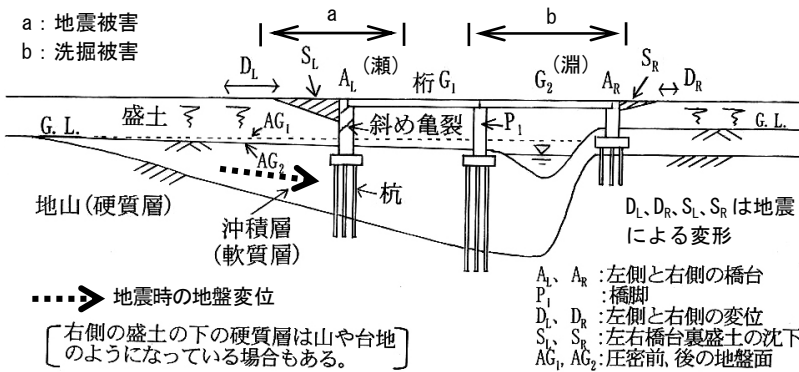


図-10 河川の一般的な横断方向の地盤状態<sup>17)</sup>

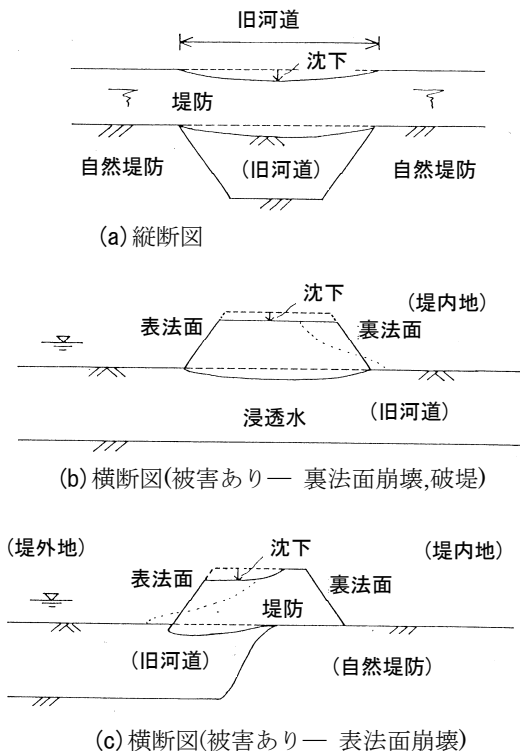


図-11 決壊等が起きやすい堤防と地盤の関係<sup>18)</sup>

かった。

終りに、以上の調査を行うに当たって参考にさせて頂いた文献の著者外の方々に厚く御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 那須誠:各種構造物の地震被害機構と地盤不連続点の関係,第31回土木学会地震工学研究発表会講演論文集, No.2-129, 2011.11.
- 2) 那須誠:法面・斜面崩壊と地盤構造, 鉄道総研報告, Vol.9, No.3, pp.19-24, 1995.3.
- 3) 群馬県河川課編:カスリーン台風から50年忘れられぬあの日, 上毛新聞社, 1998.1.
- 4) 国土地理院編:表層地質図, 古河, 5万分の1, 1977年調査.
- 5) 科学技術庁資源調査会報告第17号, 伊勢湾台風災害調査報告, 付属資料II, 伊勢湾台風による低湿地干拓地域の災害について—その土地利用の現況と問題点—, 昭和35年3月23日, 科学技術庁資源調査会.
- 6) 1959年伊勢湾台風報告書, 第3章, 第2節, 素因としての特性, p83-89, 中央防災会議, 2008.3.
- 7) 1981年8月24日台風15号による小貝川破堤水害調査報告, 主要災害調査第20号, 国立防災科学技術センター, 1983.2.
- 8) 国土地理院編:治水地形分類図, 龍ヶ崎市, 2万5千分の1, 1977年調査.
- 9) 地盤工学会中部支部編:東海水害の教訓—誰が, 何をなすべきか?, 2001.9.
- 10) Hurricane Katrina - What Happened?, Tulane University Field Trip, November 12, 2006
- 11) Performance Evaluation of the New Orleans and Southeast Louisiana Hurricane Protection system, The draft Final Report of the Interagency Performance Evaluation Taskforce (IPET), 2006.6.
- 12) 土木学会新潟震災調査委員会編:昭和39年新潟地震震害調査報告, pp.295-298, 1966.6.
- 13) 那須誠:盛土の地震被害と地盤構造, 鉄道総研報告, Vol.3, No.8, pp.50-57, 1989.8.
- 14) 建設省土木研究所地震防災部振動研究室:地震時における砂質地盤の液化化判定法と耐震設計への適用に関する研究, 土木研究所資料, No.1729, 1981.9.
- 15) 田中仁, 真野明, 有働恵子, 朝岡良浩:4.津波による被害, 津波の特性と海岸構造物・河川構造物の被害, 東日本大震災に関する東北支部学術合同調査委員会 第一次報告会配布資料, 2011.4.28.
- 16) 高野奉行, 那須誠:破堤時における地盤と旧河道の関係, 第34回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集, CD-ROM, 2007.3.
- 17) 那須誠:地震による被害構造物と無被害構造物の地盤の違い, 土木建設技術シンポジウム2003論文集, pp.299-306, 2003.7.
- 18) 那須誠:河川堤防と堰等の被害への地盤の影響の考察, 土木建設技術シンポジウム2005論文集, IV-10, pp.335-342, 2005.7.

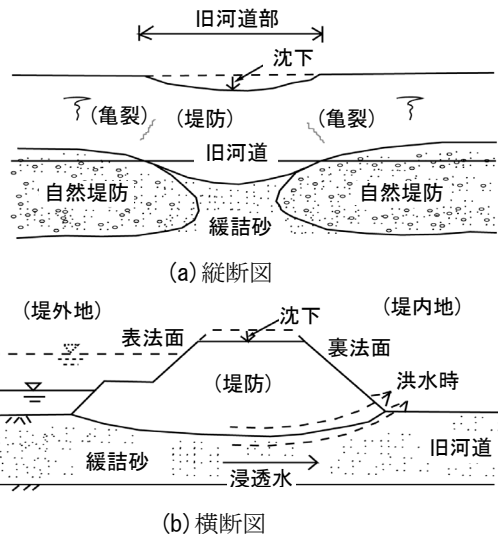


図-12 堤防の被害機構の推定図<sup>18)</sup>

# 浸透流解析を用いた河川堤防内の浸透挙動に関する考察

浸透流解析 降雨浸透 不飽和土

岡山大学大学院環境生命科学研究科 正会員 ○竹下祐二  
 岡山大学大学院環境生命科学研究科 正会員 金 秉洙  
 岡山大学大学院環境生命科学研究科 尾島 匠  
 岡山大学環境理工学部環境デザイン工学科 幡部 旭

## 1. はじめに

河川堤防の安全性を評価するためには、堤防内の浸透挙動を精度良く把握することが重要である。そのために、浸透流解析が多用されているが、その解析精度を支配する入力パラメータの感度特性については、十分な検討がなされていないと思われる。本文では、河川水や降雨によって堤防内に発生する浸透挙動について浸透流解析を実施し、解析モデルの浸透特性値や初期条件の設定が浸透挙動に及ぼす影響について報告する。

## 2. 河川堤防内の浸透挙動に及ぼす要因

河川堤防における2次元断面飽和・不飽和浸透流の支配方程式として、Richardsの式が用いられている<sup>1)</sup>。

$$(C + \beta S_s) \frac{\partial h_p}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ k(\theta) \left( \frac{\partial h_p}{\partial x} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[ k(\theta) \left( \frac{\partial h_p}{\partial z} + 1 \right) \right] \quad (1)$$

ここに、 $x, z$  : 座標軸,  $h_p$  : 圧力水頭,  $\theta$  : 体積含水率,  $k(\theta)$  : 透水係数,  $t$  : 時間,  $C$  : 比水分容量 (水分特性曲線の勾配 =  $d\theta/dh_p$ ),  $S_s$  : 比貯留係数,  $\beta$  : 不飽和領域=0, 飽和領域=1

上式により堤防内の浸透流解析を行う場合、浸透挙動に影響を及ぼす主要な要因として、以下の項目が考えられる。

### (1) 飽和透水係数

堤防表層部において河川水や降雨浸透により生じる浸透挙動は、浸透過程で間隙中に取り込まれた封入空気のために完全な飽和状態ではなく、それに近い疑似飽和状態であると思われる。一方、堤防深層部では完全な飽和状態での浸透流が生じると考えられる。そこで、設計用地盤定数として、堤防表層部では現場飽和透水係数  $k_{fs}$  (field-saturated hydraulic conductivity)、深層部では完全飽和透水係数  $k_s$  (truly saturated hydraulic conductivity)を用いることが実際的であると思われる。

### (2) 不飽和浸透特性値

土中水分量の関数として表現される不飽和透水係数と水分特性曲線が必要であり、浸透流の速度は  $(k/C)$  が大きいほど速くなる。水分特性曲線には浸透水が浸潤する過程と排水する過程においてヒステリシスが生じることが知られている。

### (3) 不飽和領域での初期条件

堤防の不飽和領域における初期条件として、解析領域の圧力水頭(間隙水圧)または土中水分量の分布が必要であるが、一般にこれらの原位置計測は困難であるため、以下の選択による推定値を用いることが考えられる。

- ① 領域全体に土中水分量あるいは圧力水頭の一定値を与える。
- ② 土中水分量あるいは圧力水頭の鉛直分布として、解析領域の深度に応じて線形補間した値を与える。
- ③ 初期水位を設定し、圧力水頭の静水圧分布を与える。

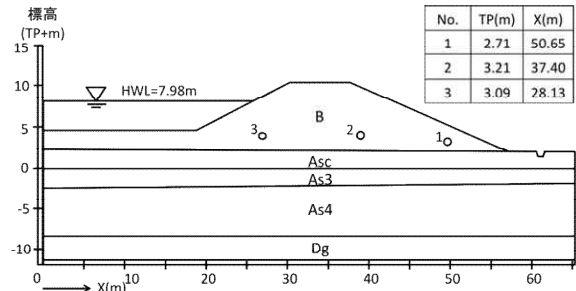


図1 河川堤防解析モデル

④ 定常解析で得られた土中水分量あるいは圧力水頭の鉛直分布を与える。

## 3. 数値解析による河川堤防内の浸透流解析

### 3.1 河川堤防の状況

一級河川高梁川(岡山県)下流域の右岸堤防を解析対象として用いた。本堤防では、台風による出水時や日常の降雨時に川裏のり尻より漏水が発生している。降雨後における漏水は、河川水位が通常範囲にある場合にも発生しており、河川水が堤体を浸透して漏水しているとは考え難く、堤体に浸透した降雨が時間遅れを伴って裏のり尻から浸出していると考えられるが、堤防内の浸透挙動や漏水のメカニズムは不明である。

用いた河川堤防の解析モデルを図1に示す。既存の地盤調査より、堤防下部の浸透境界は、沖積砂質土優勢砂質シルト Asc 層 (N値1~3) と沖積第三砂質土 As3 層 (N値7~16) の層境界であると考え、堤防盛土 B 層 (シルト混り砂~シルト質砂, N値0~4) と Asc 層を解析領域とした。各層の飽和透水係数は B 層  $6 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ , Asc 層  $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$  とし、不飽和浸透特性値には van Genuchten モデル<sup>2)</sup>を用いて、浸透流解析コードに収録された土質データベース<sup>1)</sup>から、B 層は sand モデル ( $\theta_r = 0.045, \theta_s = 0.43, \alpha = 0.145 \text{cm}^{-1}, n = 2.68$ ), Asc 層は Loam モデル ( $\theta_r = 0.045, \theta_s = 0.43, \alpha = 0.036 \text{cm}^{-1}, n = 1.56$ ) を選定した。

### 3.2 河川水の浸透挙動の解析

初期条件を以下の2種類に設定し、河川水位を HWL (TP+7.98m) で 40 時間継続した際の河川水の浸透を比較した。

- ① B 層の初期体積含水率を 0.26 ( $S_r = 60\%$ ) と 0.3 ( $S_r = 70\%$ ) で一定値として設定する。
- ② 初期水位を Asc 層内に設定し、静水圧分布による圧力水頭分布を設定する。

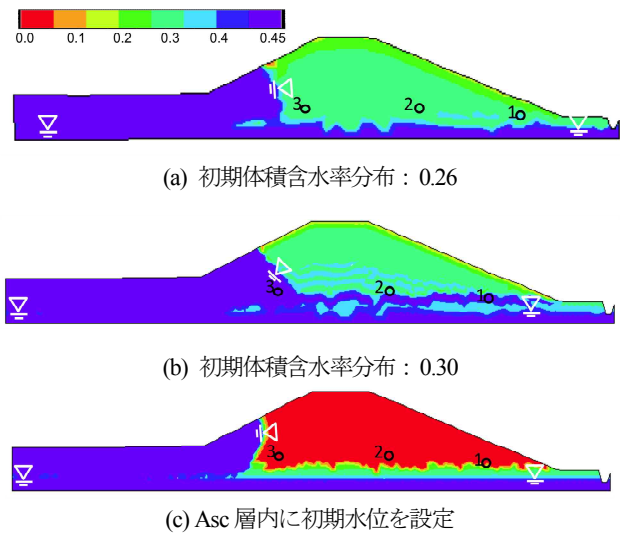


図2 堤防内の土中水分分布 (40 時間経過後)

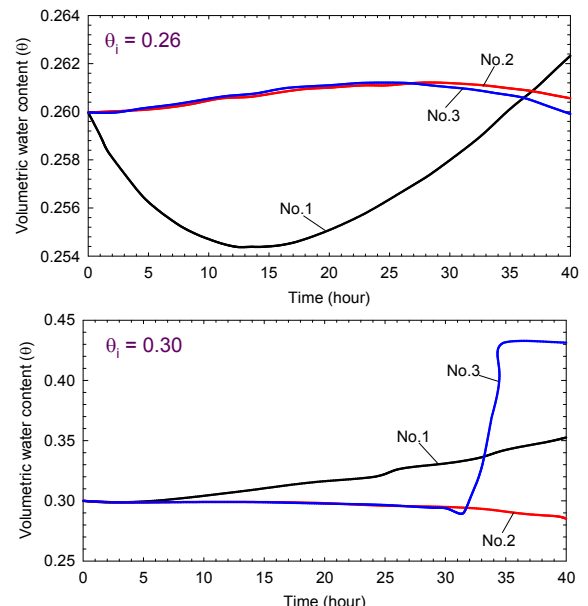


図3 土中水分量の経時変化

図2に40時間経過後の土中水分分布を、図3に図1中に示した計測点における土中水分量の経時変化を示す。初期条件の設定により、堤防内の浸潤挙動に有為な差異が認められる。

3.3 川裏のり面部分における降雨浸透挙動

平成25年9月上旬に現地観測された4日間の連続降雨(日雨量55mm, 26mm, 40mm, 88mm, 総雨量205mm)を与え、B層の初期体積含水率を0.26と0.3で一定値とした場合の降雨浸透解析を行った。図4に降雨の浸透状況を、図5にのり肩、中腹点、のり尻の表層から深度50cmにおける土中水分量の経時変化を示す。のり尻部分での土中水分量が急増し、のり尻面からの漏水状況を再現できている。

4. おわりに

河川堤防の浸透解析モデルの構築のためには、原位置計測データを再現できるパラメータの設定が重要であり、そのために、各パラメータの感度解析を行って、原位置計測地点の配置および計測精度を検査することが必要である。今後は不飽和浸透特性値や堤防材料の不均質性等の感度解析を実施する予定である。

謝辞：国土交通省岡山河川事務所より堤防調査資料を提供して

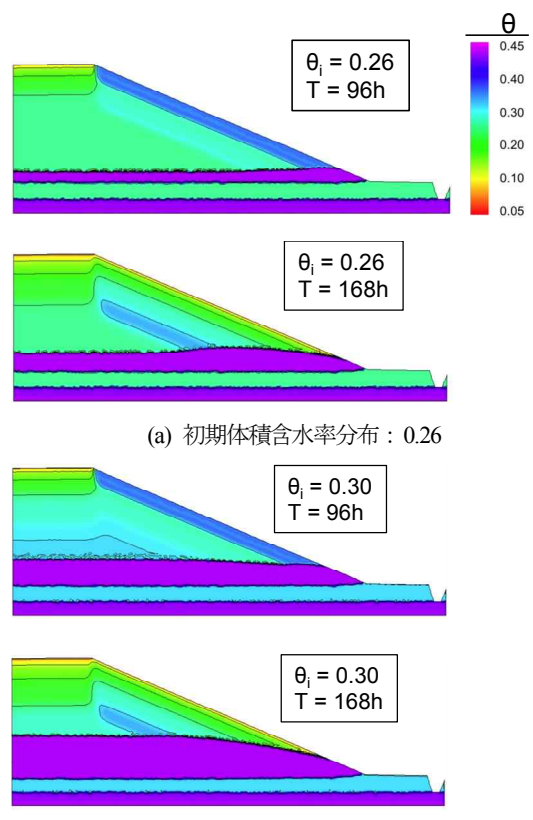
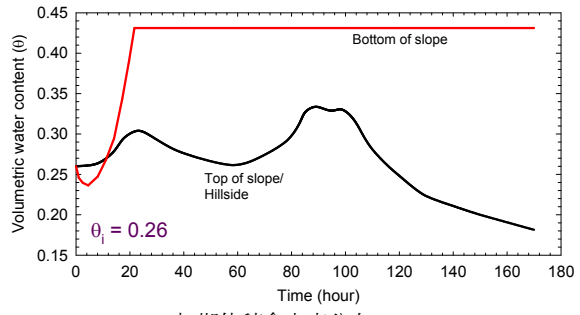
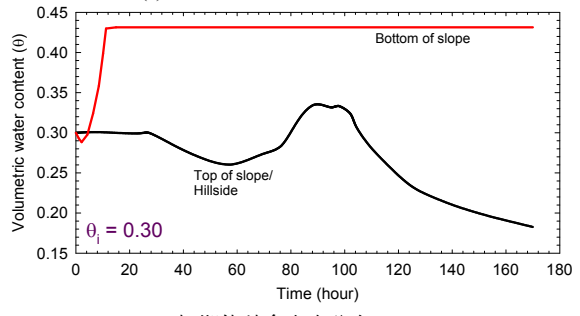


図4 降雨による浸透状況



(a) 初期体積含水率分布 : 0.26



(b) 初期体積含水率分布 : 0.30

図5 土中水分量の経時変化

いただいた。また、復建調査設計(株)上熊秀保氏より数値解析における助言をいただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

1) Rassam, D., Simunek, J., and van Genuchten M. Th. : Modelling Variably saturated flow with HYDRUS-2D, International Ground-water Modeling Center, 2003.  
 2) van Genuchten, M. Th. : A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Science Society of America Journal, Vo.44, pp.892-898, 1980.

# 堤防基盤漏水の非定常特性に関する考察

## Examination on Unsteady Characteristics of Leakage of Riverbank Basement

松本 健作 (まつもと けんさく)  
群馬大学理工学研究院 助教

竹内 篤雄 (たけうち あつお)  
自然地下水調査研究所 所長

原澤 剛史 (はらさわ つよし)  
群馬大学大学院

宮崎 基浩 (みやざき もとひろ)  
芙蓉地質株式会社

### 1. はじめに

河川堤防の破堤要因は、越流性破堤、浸透性破堤および洗掘性破堤の3種に大別できる。なかでも浸透性破堤は、他の2種の破堤形態と異なり土中において進行する現象であるため観測が困難であり、依然としてそのメカニズムは解明されるに至っていない。

浸透性破堤は、堤体あるいは基盤内部における浸透流が引き起こす現象と位置付けられるが、一般的に河川堤防近傍では複雑な浸透場が形成されていると考えられる。すなわち、堤内外地間における水頭差によって河川への「流出」と河川からの「伏流」が、各々の地勢毎に生じ、且つ、降雨や出水といった堤内外地間の水頭差変動に伴って、その規模や流況の変遷、場合によっては堤内外流動方向の反転も生じ得ることとなる。この「流出」から「伏流」へ、あるいはその逆への流動方向の反転も含んだ、広義の伏流水の非定常変動は、河川水文学的には基本概念として存在している。

浸透性破堤の一因とされる堤防基盤漏水は、河道外への「伏流」現象の1つと位置付けられ、本質的に非定常現象である。浸透流の局所的な集中は土粒子の移動に寄与し、土粒子の移動がまた浸透場に影響を及ぼす相互作用場と考えられ、伏流水が非定常現象であることは、その場としての土質特性も、同じく非定常性を有していることを示唆している。この堤防基盤漏水現象の非定常変動特性の解明は、進行性破壊現象である可能性が指摘されている河川堤防の浸透性破堤のメカニズム解明の一助となり得るものと考えられる。

しかし、通常、堤防基盤漏水に関する検討では、土質調査に基づく想定土質毎に透水係数を設定し、両端の水頭差を変化させて浸透場の検討を行っており、これは定常的な土質を対象として、その水理学的境界条件に対する応答をみていることになる。

土質調査では通常、ボーリング掘削によって直接コアを採取するため、土質の非定常変動を現地観測しようとしても、同一地点を対象として連続的に観測することが原理的に不可能である。

そこで本研究では、伏流水 - 地盤の相互作用場の一端であるところの伏流水のみを対象として連続的に現地観

測を実施し、その非定常変動特性について考察する。伏流水の非定常変動観測手法には竹内<sup>1)</sup>によって開発された温度トレーサによる流動層判定手法である多点温度検層(以下、MTL: Multipoint temperature Logging)<sup>1)</sup>および単孔式加熱型流向・流速計測(FDV: Flowing Direction and Velocity)<sup>1)</sup>を用い、流動層の深度、流向および浸透流速について実態調査を行った。伏流水は元々季節性変動を示すが、本観測期間内に、河川改修工事があり、近傍河川において河床掘削による河床低下が人為的インパクトとして与えられた。自然の季節性変動に加え、人為的インパクトに対する伏流水の応答についても考察する。

いまひとつ、土質想定空間分解能についても考察を行う。浸透流解析を実施するうえでの主要物性値であるところの透水係数は通常、想定土質毎に代表値が与えられる。ボーリング調査は極めて重要な土質調査手法であるが、空間分解能には限界があり、その意味で、想定土質毎に代表的透水係数が設定されることは適切且つ有用と考えられる。しかし、代表値は平均値であり、例えば破堤現象の解明などに際しては、平均値ではなく、局所的な最大値の存在が破堤のトリガとなることが考えられる。そこで本研究では同一想定土質区間であってもことなる浸透流速を示す結果に注目し、局所的な最大浸透流速について考察を行うこととした。

### 2. 現地観測

#### 2.1 現地観測条件および観測手法

河川堤防から30m離れた同一の観測孔を対象として計4回の観測を実施した。観測および前述した河床掘削工事の時系列関係を表-1に示す。表中の「水頭差」は河川水位からみた観測孔の孔内水位であり、負値は河川水位より観測孔の孔内水位が低いことを、正値は高いことをそれぞれ意味する。第1回観測の後、河床掘削が行われ、河床が4m低下し、それに伴って河川水位も低下した。

観測内容はMTLおよびFDVである。両手法共に、既存の手法であり、詳細についても既報<sup>1)</sup>であるので、ここでは概要について図-1および図-2に示し、概略のみ記載する。

表-1 現地観測および河川工事の日時と観測時水頭差

	観測日時	水頭差(m)	備考
第1回	2012/11	-0.3	
第2回	2013/03	+1.0	河川工事
第3回	2013/08	+2.0	
第4回	2013/10	+2.0	

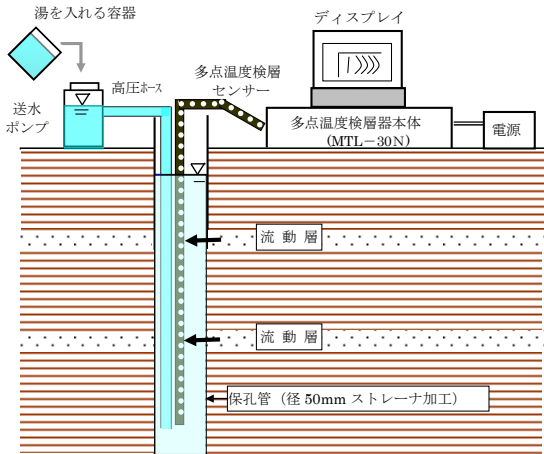


図-1 MTLの実施概要図

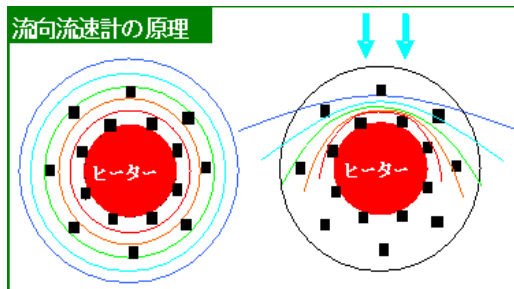


図-2 FDVのセンサ配置図と計測原理概要図(右図は図の上部より流動する浸透流が存在する場合の等温線図例。中心部がヒーターで周囲の黒■が高感度サーミスタ)

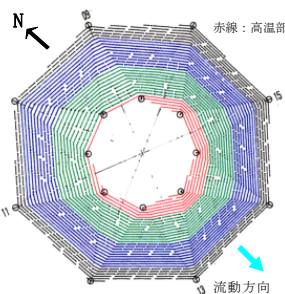


図-3 FDVの計測例(図の左上部(北方向)より流動する浸透流が存在する場合の等温線図例)

MTLは、10~13%程度の開孔率の保孔管を設置し、孔壁と保孔管の間に3~5mmの砂利で間詰めした観測孔内に約60℃のお湯を注入して孔内を約40℃に一定昇温させた後の、自然状態への温度復元特性から流動層反応を検出する探査手法である。MTLの実施概要図を図-1

に示す。流動層が存在する深度では、周囲に比べ温度復元が速くなり、10cm間隔で全深度における温度の時系列データを、自然状態にほぼ復元する30分後まで連続計測することで

実施し、高温場に寒冷な地下水が流入するため、対流によって流入した地下水が直進せず下方流動する恐れがあるため、流動地下水の直進性を高めるためにも間詰め材の充填は重要となる。一般的なVP50使用時で、センサ挿入状態における保孔管内壁からセンサまでの間隔は1~2cm程度となる。その際の対流による誤差は最大で8cm程度となる数値的検討結果があり、流動層深度の判定においては10cm程度の誤差が内包している可能性を念頭に置く。

FDVは自然状態における観測孔にセンサを挿入し、センサ中央部に設置したヒーターによって昇温させた孔内温度の状態から、浸透流の向きおよび浸透流速を計測する探査手法である。浸透流が直接接触する方向の温度が周囲に比べ相対的に低くなることを利用して、流動方向を判定し、実験的に得られている換算式を用いて浸透流速を算定するものである。FDVのセンサは位置図と計測原理概要図を図-2に、計測例を図-3に示す。

両手法共に、掘削孔の洗浄状態によって、その探査結果が影響を受けるため、実施に際しては掘削孔を十分に洗浄することが重要となる。洗浄方法とその回数に関しては現在でも検討が継続されているが、例えば、砂礫層を対象として標準的に選択される泥水掘削を実施した場合には、送水等の洗浄より吸引式洗浄の方が効果的であるという報告が為されている<sup>2)</sup>。

MTLが観測孔の全深度を対象とする探査であるのに対し、FDVは深度を固定して実施するものであるため、本研究ではMTLを先行して実施し、その結果を参照して顕著な流動層反応を示した深度に注目し、同一深度において全4回の計測を実施した。

## 2.2 現地観測結果

図-4の(a)~(c)に、全4回分の現地観測結果を示す。図-4(a)が河川工事直前であり、その後、河川工事直後、5カ月後および7カ月後をそれぞれ(b)~(d)に示した。各図共に、MTLとFDVの結果を合成して示してある。河川水位および観測孔の孔内水位を標高換算して図中に示し、孔内の全深度を対象として実施するMTLの測定結果も、深度が対応するように合わせて示した。各図中央付近に、FDV測定の結果として得られた流向および浸透流速を示し、方位図中に流向を示すと共に、それが堤内外方向でどちら向きであるかを矢印で示した。矢印の太さは浸透流速の大きさに対応させてあり、第2回計測時のみはFDVが欠測であり、MTLのみの結果を示してある。MTLの温度復元効果は浸透流速と強い相関性を示すことから、第2回の計測結果における浸透流速のみは、他3ケースのMTLとFDVの相関性を元に推定した値である。図の中央部にはボーリング調査の結果得られた柱状図を、標高を合せて示した。表層部は細砂およびシル



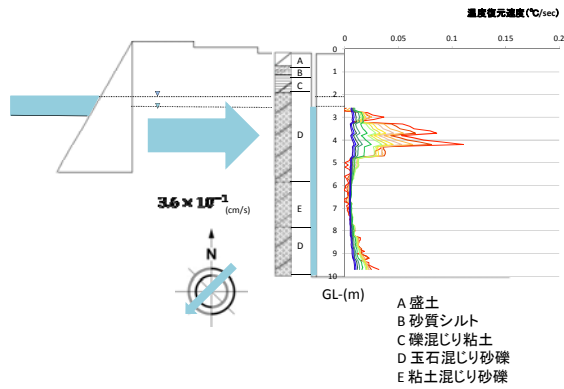


図-4 (a) MTLおよびFDVの計測結果  
(第1回計測, 河川工事直前)

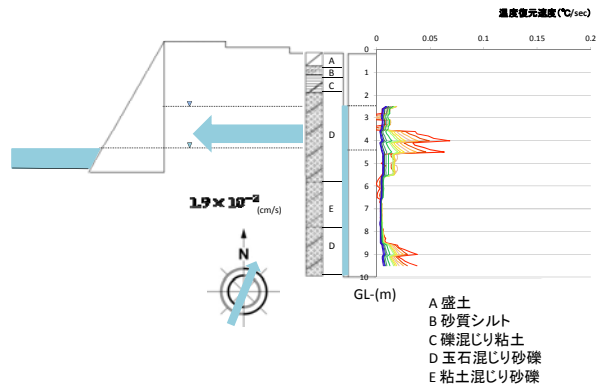


図-4 (c) MTLおよびFDVの計測結果  
(第3回計測, 河川工事5ヶ月後)

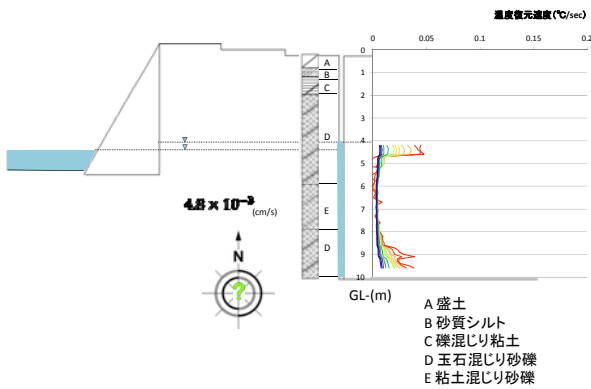


図-4 (b) MTLおよびFDVの計測結果  
(第2回計測, 河川工事直後)

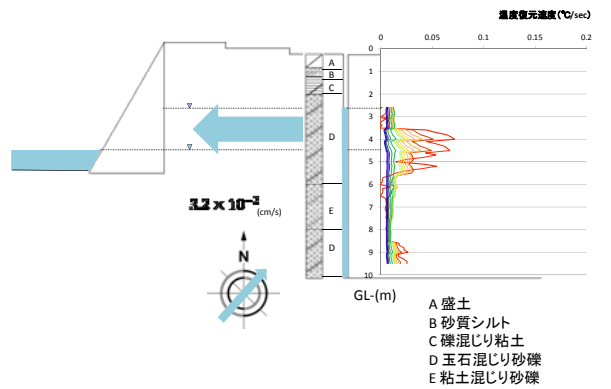


図-4 (d) MTLおよびFDVの計測結果  
(第4回計測, 河川工事7ヶ月後)

トで、GL-1.8m～-5.8m 区間は玉石混じり砂礫、GL-5.8m～-7.8m は粘土混じり砂礫、そしてGL-7.8m～-10.0m が再び玉石混じり砂礫であった。玉石混じり砂礫層を対象として、非定常法(注水法)によって求めた現場透水係数は  $1.0^{-3} \sim 10^{-2} \text{cm/sec}$  であり、透水性は「良い～非常に良い」状態であり、沖積砂礫層として一般的な状態であるといえる。

MTL の測定結果を各図の右側に示した。縦軸は地表面を基準に下向きにとった深度(m)、横軸は式(1)によって算出した温度復元速度( $^{\circ}\text{C/sec}$ )である。

$$\text{温度復元速度} = (\text{0分後温度} - \text{t分後の温度}) / \text{0分後からの経過時間} \dots \dots \dots (1)$$

MTL では孔内を全深度一定昇温させた後、温度変化が顕著な7分後までは1分間隔で、10分後から30分後までは5分間隔で測定を実施する。そのため、MTLの結果として示した温度復元速度の鉛直分布は各測定時刻における計7回得られることとなる。一般に、温度復元は昇温された孔内水と寒冷な地下水の温度差が最大となる初期の段階において最も顕著となる。

図-4 (a)をみると、孔内水位に比べ、河川水位が上回っており、伏流場であると推測される。MTL ではGL-4.8m 以浅に流動層反応がみられ、特にGL-4.2m 付近において顕著な浸透流が検出されている。FDVを、このGL-4.2m において実施したところ、浸透流速は  $3.6 \times 10^{-1} \text{cm/sec}$  であり、局所的にはあるが極めて速い浸透流が検出された。前述のとおり、現場透水試験の結果は  $1.0^{-3} \sim 10^{-2} \text{cm/sec}$  であり、1オーダー高速流速値となっている。GL-4.8m 以浅区間を改めてみると、玉石混じり砂礫と想定されている区間においても、実際の浸透流速は深度方向に一定ではなく、鉛直方向に分布を有している。

一方、GL-4.8m 以深においては流動層反応がほとんど検出されず、GL-7.0m 以深に比較的低い流動層反応が見られている。柱状図ではGL-5.8m 以深から粘土混じり砂礫に、またGL-7.8m 以深から再び玉石混じり砂礫となっており、境界深度に多少の差違はみられるものの、MTLの結果から得られる流動層反応は、柱状図の土質想定に符合する結果となっている。

河川工事直後における観測結果である図-4 (b)をみると河床掘削に伴う河川水位の低下により観測孔水位が低下している。工事前に確認されたGL-4.2m における顕

著な流動層反応が孔内水位の低下とともに消失しているが、それ以深における温度復元速度の鉛直分布は工事前のそれとほぼ同様の形状を示しており、消失した浅層域以外では大きな変化が生じていないことが判る。

図-4 (c)では観測孔水位が回復し、工事前に確認されていたGL-4.2mに再び顕著な流動層反応が検出されたが、工事前と比較すると温度復元速度は低く、浸透流速が低下している可能性が高い。FDVの結果では $1.9 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$ となり、MTLの結果と符合する。ただし、流向は工事前と反転した河川側への流出場となっている。河川水位よりも観測孔水位の方が高く、現場状況とも符合する結果であるといえる。河川堤防近傍域に流動層は堤内外の水頭差によって同一の流動層を反転流動する場合があることを示唆する結果といえる。

図-4 (d)は、図-4 (c)から2ヶ月後の観測結果であるが、堤内外の水位差はほとんど変化していない。浸透流速が多少増大しているが流向も同じである。温度復元速度の鉛直分布形状を比較すると、2か月前よりも流動層反応帯が拡大しているようにみえる。

### 3. 伏流水の実態に関する考察

伏流水は堤防基盤漏水と現象的に不可分であり、伏流水の実態解明は堤防基盤漏水の解明の一助となると考えられる。そこで河川堤防近傍における伏流水を対象として、その連続的現地観測結果を基に、浸透現象の非定常特性について検討を行った。

#### 3.1 伏流水の非定常挙動に関する考察

現地観測の結果から、伏流水が非定常変動特性を示すことが示唆された。伏流水の浸透流動は地盤の透水性に依存すると考えられるが、一方で、浸透流動が土粒子の移動を引き起こす土-水の相互作用場であるという視座に立てば、伏流水の非定常変動は地盤特性の非定常変動も示唆している可能性があると考えられる。図-4 (c)および(d)は、水理学的境界条件に不明確な点も残されており厳密な議論はできないが、そこからの復元反動も含めてはいるものの、季節性変動を含めた自然変動であり、堤内外の水頭差にほとんど差が無いなかで流動層が拡幅している可能性が示されている。ボーリング調査は原理的に同一地点における連続調査ができない。しかし、本研究で示したような浸透流に関する調査は同一地点での連続観測が可能であり、浸透流の特性から土質の非定常変動特性を推定できる可能性を示唆している。また、図-4 (a)~(c)の変化は、河川工事という人為的インパクトによる変動であるが、堤内外水頭差次第で同一流動層を反転流動するという実態を捉えたものであり、平時において堤内側から堤外側へ流出している場合、出水時に河川水位が急増することで、同一流動層を反転流動する現象が生じる可能性がある。これら素過程に関する実態解明は堤防基盤漏水のメカニズム解明に資するものと考えられる。

#### 3.2 土質想定空間分解能に関する考察

図-4 (a)において、GL-4.2m付近に顕著な浸透流速が検出された。FDV測定によって得られた浸透流速は $10^{-1} \text{cm/sec}$ であり、現場透水係数より1オーダー大きい。通常、浸透流解析等では、想定土質毎に設定される透水係数に応じて浸透流の挙動を解析するが、図-4 (a)をみても、平均値と最大値の間に大きな差があることが確認できる。一方で、浸透性破堤現象などは平均値でなく最大値によるトリガで引き起こされる可能性が高いと考えられる。非定常現象であることを併せ考えれば、最大値の発現を連続的な浸透流挙動の観測から捉えることで、堤防基盤漏水に起因する破堤メカニズムの解明に資する知見が得られる可能性があると考えられる。

### 4. まとめ

本研究によって得られた主要な成果を以下に示す。

- 1) MTLおよびFDVの連続観測によって、河川伏流水の反転流動や流動層の拡幅といった非定常挙動を実測することができた。
- 2) 浸透流場を土-水の相互作用場と捉え、浸透流の挙動から土質の非定常挙動を推定し、また、浸透流速の局所的な最大値を捉えることが基盤漏水に起因する浸透性破堤のメカニズム解明の一助となる可能性があることを示した。

#### 参考文献

- 1) 竹内篤雄：流動地下水調査法，古今書院，1996。  
高瀬国雄・天野 允・山下 進：地震によるアースダム被害，土と基礎，Vol.14, No.10, pp.3~8, 1996。
- 2) 宮崎基浩：地下水調査のためのボーリング孔仕上げ-洗浄・掘削方法の違いによる測定事例-，第88回地温調査研究会例会資料集，pp.1-15, 2013。
- 3) 山本荘毅：新版 地下水文学，共立出版，1992。

(原稿受理 )

# 連続加圧方式による新しい保水性試験方法について

## 一連続加圧法と段階加圧法による試験結果の比較一

不飽和土, 水分特性曲線

応用地質(株) 正会員 ○ 島山 正則, 川原 孝洋, 京野 修

### 1. はじめに

不飽和地盤内の地下水浸透挙動は、飽和から不飽和に至る過程の土の水分保持特性と透水性を評価することで、降雨時の斜面安定問題や河川堤防の浸透・安定性評価ならびに土壌・地下水汚染問題などの検討に、重要な数値情報として利用されている。しかしながら、研究や業務においては地盤の不飽和特性を室内試験によって評価し、その値を解析に結び付けている事例は極めて少ないのが現状である。この要因には、試験技術が高度で、一部の大学や研究所レベルでしか実施されておらず、広く一般化された試験ではないこと、ならびに試験に長時間を要すること、などが挙げられる。

著者らは試験の効率化と試験時間の短縮を目的として、従来の段階的な空気圧の加圧方式から、「連続加圧方式」の新しい方式による「保水性試験装置」を開発し、実用化のための実験を行ってきた<sup>1), 2)</sup>。

本報告では、従来法である「段階加圧法」と開発した「連続加圧法」による試験結果の比較から、連続加圧方式による新しい保水性試験方法の有効性について述べる。

### 2. 保水性試験方法

#### 2.1 保水性試験の概要

土の保水性試験は、土の水分量(含水比)と土中水のマトリックポテンシャル(以下、サクションと記す)の関係から水分特性曲線を求める試験である(図1参照)。

水分特性曲線は、土の種類や密度ならびに含有鉱物などによって大きく異なることから、表1に示すような方法が地盤工学会で基準化されており<sup>3)</sup>、サクションの測定範囲に応じて使い分けられている。実務においては、水分特性曲線を求める方法として、表中の加圧法(加圧板法)が多く用いられている。加圧板法の測定装置例を図2に示した。

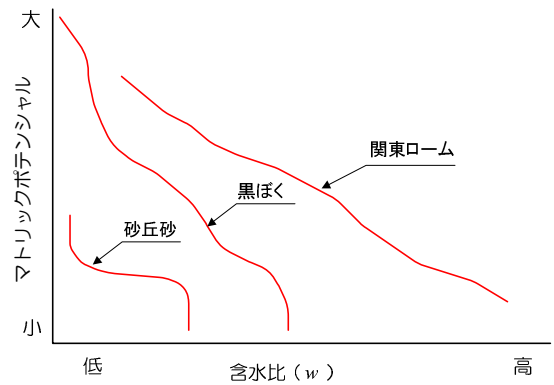


図1 水分特性曲線の概念図<sup>3)</sup>

表1 土の保水性試験の種類<sup>3)</sup>

試験方法		測定するポテンシャル
吸引法	水頭法	マトリックポテンシャル
	減圧法	
加圧法	加圧板法	
	加圧膜法	
遠心法		化学ポテンシャル
蒸気圧法		
サイクロメータ法		

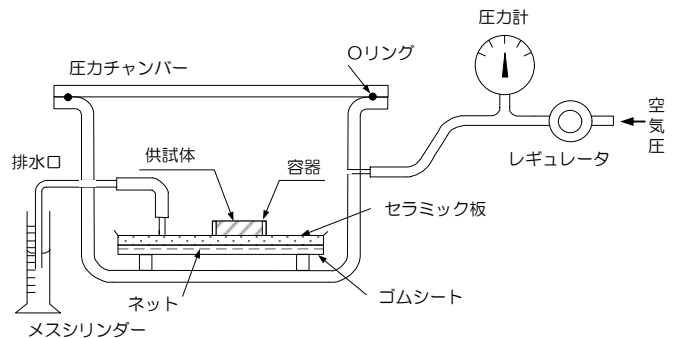


図2 加圧法(加圧板法)測定装置の例<sup>3)</sup>

#### 2.2 加圧板法による保水性試験方法(従来の段階的な加圧法)

加圧板法(以下、段階加圧法と記す)は、飽和させた供試体に、所定の空気圧  $p$  を段階的に負荷させて、図3に示すような排水過程の水分特性曲線を求め、吸水過程については、空気圧を段階的に減圧する方法によって水分特性曲線を求めている。各圧力段階では、排水量(吸水過程では吸水量)を計測し、排水量(吸水量)が一定値に収束するのを待ってから、次の圧力段階に移る方法がとられている。

各測定段階のサクシオン $S$ は、次式で算定される。

$$S = p$$

ここに、 $S$  : サクシオン (kPa)  
 $p$  : 供試体に負荷した空気圧 (kPa)

段階加圧法では、図3に示したように、排水過程で4から6段階、吸水過程でも4から6段階の異なるサクシオンによる試験が行われている。サクシオンの高い領域では、透水性が極端に低くなることから、図3に示すような試験結果を得るのに1~3ヶ月要する場合もある。

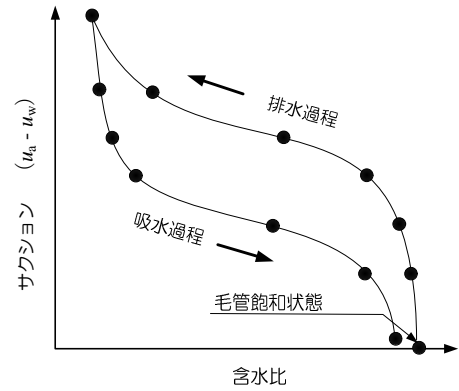


図3 段階加圧法による試験結果の概念図

### 2.3 連続加圧方式による保水性試験方法と試験装置

#### (1) 試験の概要

図4に連続加圧方式（以下、連続加圧法と記す）による保水性試験結果の概念図を示す。図4(a)は連続加圧法による計測結果例である。図中には、供試体に負荷した空気圧 $p$ （ここでは $U_a$ と記す）、供試体中央に設置したテンシオメータで測定される間隙水圧( $U_w$ )、供試体含水比ならびにサクシオン( $S$ )の経時変化例を示した。

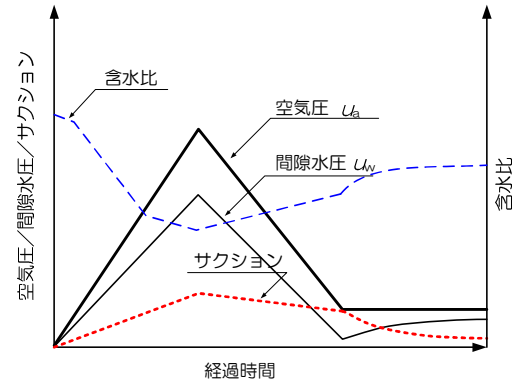
図4(b)は、含水比とサクシオンの関係から排水過程と吸水過程の連続的な水分特性曲線を求めた例を示した。なお、連続加圧中のサクシオン( $S$ )は次式で算定される。

$$S = U_a - U_w$$

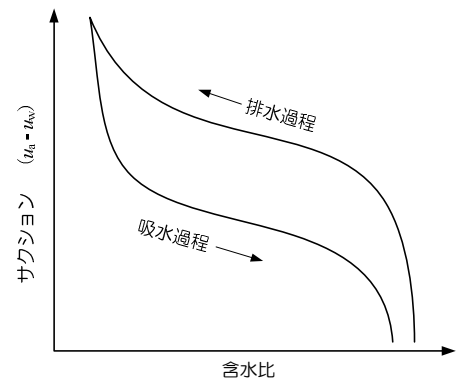
ここに、 $S$  : サクシオン (kPa)  
 $U_a$  : 空気圧 (kPa)  
 $U_w$  : 間隙水圧 (kPa)

#### (2) 試験装置の特徴

連続加圧法の実施のために開発した試験装置の全景を写真1に示す。試験装置は、空気圧を連続的に変化（増加、減少、保持）させながら、供試体中央部における間隙水圧と排水量を自動計測するものである。そのための装置の構成は写真1に示すように、試験容器（圧力室）、電子天秤（排水量の自動計測用）、調圧装置、計測・制御用のロガーとパソコンから構成されている。



(a) 連続加圧方式による計測結果例



(b) 試験結果整理例

図4 連続加圧方式による保水性試験結果の概念図



写真1 試験装置の全景

本装置の特徴を以下に示す。

- 1) 試験容器は、内径5 cmの亚克力円筒容器に高さ5 cmまでの供試体が設置できる構造とした。試験容器の底板には写真 2に示すようなマイクロテンシオメータを取り付け、供試体中央部の間隙水圧が計測できる構造とした。このマイクロテンシオメータは、阿部ら<sup>4),5)</sup>の研究において使用されたものと同等級品であり、セラミック製のポーラスカップの空気侵入値は約200 kPaである。
- 2) 調圧装置は、レギュレータとステップモータを組み合わせたタイプのものを採用している。これは、通常用いられている電/空 変換器に比べて高い分解能で制御できることと、停電時においても圧力が保持され、急激な圧力低下が発生しないように安定性を重視したためである。
- 3) 計測制御装置の特徴として、空気圧の载荷パターン設定が任意に、しかも簡単に設定できることが挙げられる。一度設定した载荷パターンは、設定情報ファイルに自動的に保存され、再度使用する場合や、設定圧力のみを部分修正する操作が簡便に行えるようなシステムとした。



写真 2 試験容器の底板

### 3. 試験結果

#### 3.1 試験試料

試験には、豊浦砂と広島まさ土を用いた。各試料の粒径加積曲線を図 5に示す。粒度試験結果から、豊浦砂は細砂主体の単一粒径の材料で、均等係数 ( $U_c$ ) は1.5と小さい。一方、広島まさ土は、粒径幅が広く粒度分布の良い材料で、均等係数 ( $U_c$ ) が46.1と大きい試料である。

供試体は、攪乱状態の試料を試験容器 (内径5cm, 高さ5cm) 内で締め固めによって作製した。その時の供試体作製条件としては、豊浦砂は含水比  $w = 5.0\%$ 、湿潤密度  $\rho_t = 1.575 \text{ g/cm}^3$  (相対密度  $D_r$  は約60%) とした。

広島まさ土は含水比  $w = 21.6\%$ 、湿潤密度  $\rho_t = 1.312 \text{ g/cm}^3$  (現場の表層土壌の密度) とした。

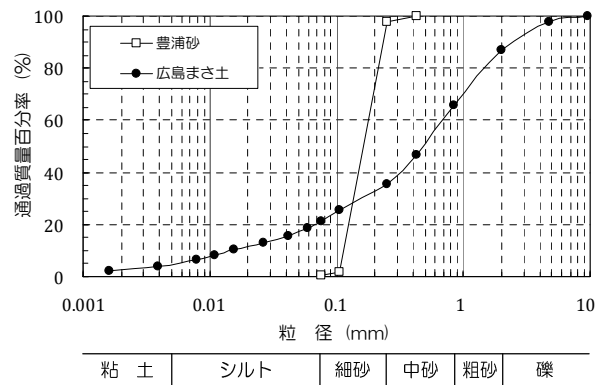


図 5 試験に用いた試料の粒径加積曲線

#### 3.2 保水性試験結果 (段階加圧法と連続加圧法による保水性試験結果)

##### (1) 豊浦砂

図 6 (a), (b) に、豊浦砂の段階加圧法による保水性試験結果を示した。

図 6 (a) は、空気圧および含水比の経時変化で、図 6 (b) には段階加圧法による水分特性曲線を示した。段階加圧法は、排水過程で6段階、吸水過程で5段階の異なるサクシオン領域の結果である。この試験には、約56,000分要した。

図 6 (c), (d) には、豊浦砂の連続加圧法による保水性試験結果を示した。図 6 (c) は、連続加圧過程の空気圧 ( $U_a$ )、テンシオメータの間隙水圧 ( $U_w$ )、サクシオン ( $S : S = U_a - U_w$ ) と含水比 ( $w$ ) の経時変化で、図 6 (d) は、排水過程と吸水過程の水分特性曲線である。この試験には、排水過程と吸水過程を合わせて約3,200分要した。

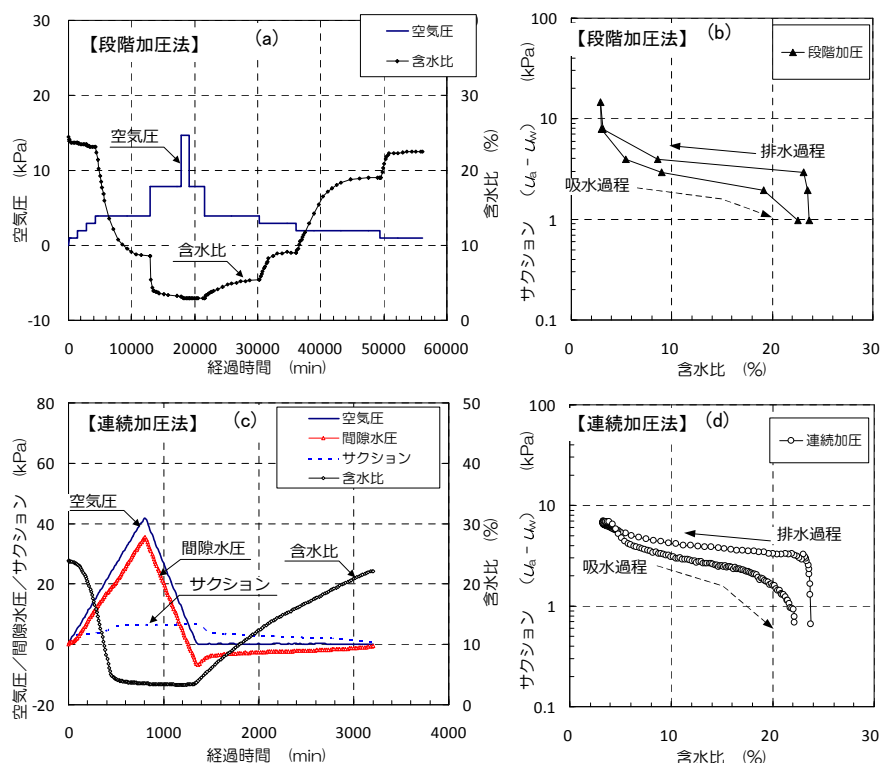


図 6 豊浦砂の保水性試験結果

## (2) 広島まさ土

図7(a), (b)に、広島まさ土の段階加圧法による保水性試験結果を示した。図7(a)は、空気圧および含水比の経時変化で、図7(b)には水分特性曲線を示した。水分特性曲線は、排水過程と吸水過程の繰り返しを行い、この試験には約100,000分(約70日)要した。

図7(c), (d)には、広島まさ土の連続加圧法による保水性試験結果を示した。図7(c)の連続加圧過程では、空気圧を加圧して300分経過したあたりから顕著にサクシオンが増加しているのが特徴的である。一方、図7(d)に示した水分特性曲線では、豊浦砂の傾向とは異なり、含水比が22%より低い領域からサクシオンの急激な増加傾向が確認された。この試験には、排水過程と吸水過程を合わせて約3,200分要した。

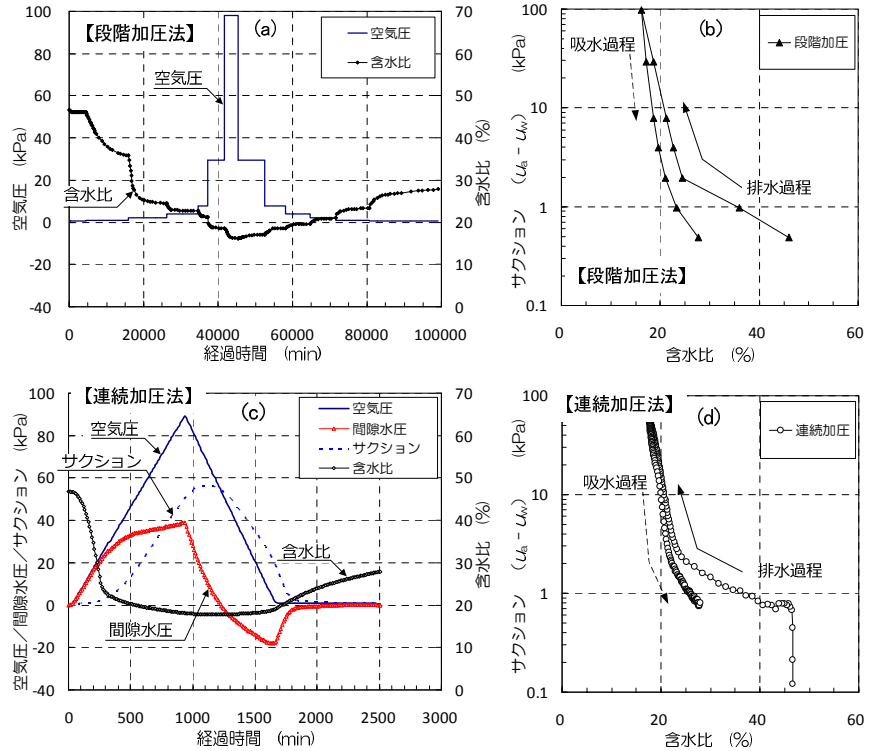


図7 豊浦砂の保水性試験結果

### 3.3 連続加圧法と段階加圧法による試験結果の比較

図8(a), (b)に豊浦砂と広島まさ土の段階加圧法と連続加圧法によって得られた水分特性曲線を重ねて示した。両者の水分特性曲線は、排水過程と吸水過程においても極めて良く一致した結果となっていることが確認できる。

特に広島まさ土の水分特性曲線では、サクシオンが急激に増加する特徴的な傾向についても良く再現された結果を得ることができた。

## 4. おわりに

保水性試験は、試験に長時間要すること

から敬遠される傾向にあるが、今回報告した連続加圧方式による方法では、大幅な試験時間の短縮が可能であることが確認できた。今後は、この新しい試験技術の普及を積極的に図っていきたいと考えている。

### 参考文献

- 1) 川原孝洋・島山正則・京野修・阿部廣史：連続加圧方式による新しい保水性試験方法について(その1),第47回地盤工学研究発表会講演集, pp.691-692,2012.
- 2) 島山正則・川原孝洋・京野修・阿部廣史：連続加圧方式による新しい保水性試験方法について(その2),第47回地盤工学研究発表会講演集, pp.693-694,2012
- 3) 地盤工学会編：地盤材料試験の方法と解説,第7編 3章 土の保水性試験,pp.162-173,2009.
- 4) 阿部廣史：不飽和土の保水性・透水性の新試験法に関する研究,平成16年~17年度科研費研究補助金成果報告書,2006.
- 5) 森本紘文・阿部廣史・豊田富晴・小西純一：新しい保水試験法による乾湿繰返しについて,第41回地盤工学研究発表会,pp.865-866,2006.

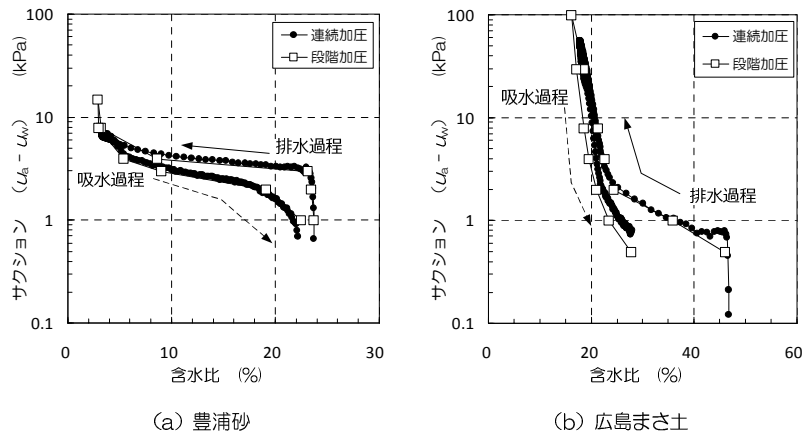


図8 水分特性曲線の重ね合せ

# 土層強度検査棒による河川堤防基礎地盤の高密度サウンディング調査

土層強度検査棒 基礎地盤 漏水

土木研究所 正会員 ○品川 俊介  
 土木研究所 正会員 日外 勝仁  
 土木研究所 正会員 佐々木 靖人

## 1. 本研究の背景と目的

河川堤防の被災形態の一つである漏水現象のうち、基礎地盤を透水径路とする漏水に関しては、基礎地盤の構造を正確に把握することが、被災原因の解明や要対策箇所への決定に必要である。

多くの河川堤防が立地する平野部の地盤構造は、多くの場合、表層部の人為的な影響を受けた部分の下位に河川の影響を受けた堆積物が存在すると考えられる。河川の堆積物の粒度は、流速と相関があることから、上流あるいは河川の流心に近いほど粗粒で、下流あるいは河川の流心から遠ざかるほど細粒になると考えられる。すなわち、河川堆積物の法則性を使って、基礎地盤の構造を合理的に推定することができるはずである。

平野部の基礎地盤構造を知るための簡単な方法は、地形分類である。なぜなら、堆積する地層の最表層の堆積面が、ほぼ現在の地形面をなすと考えられるからである。一方、日本の平野表層部は、程度の差こそあれすべて人工改変を受けている。また、現世の河川堆積物を観察すればすぐにおけるとおり、堤防に挟まれた河川域内においても河川は曲流し、堆積物の粒度は鉛直あるいは水平方向に著しく変化する。

このように、河川の影響を受けた堆積物が分布する平野部の基礎地盤構造は、大雑把には地形分類で把握できるものの、その不均質性は著しいものと考えらるべきである。

本論では、基礎地盤の漏水を生じた箇所周辺で、土層強度検査棒を用いた高密度サウンディング調査を実施した結果を示し、本手法の適用性に関して議論する。

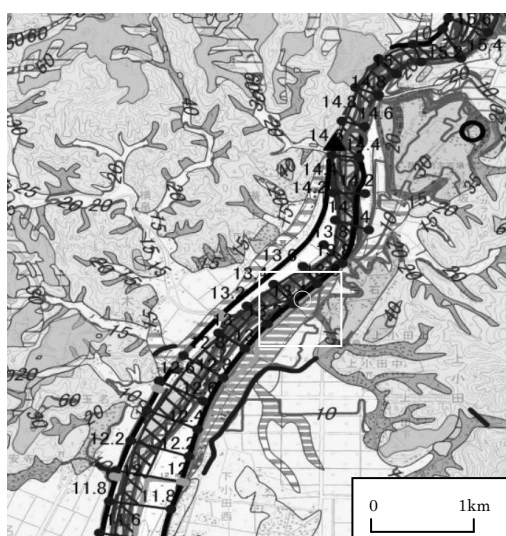
## 2. 調査対象区域

調査対象区域

(図1)は、近年の出水により河川堤防川裏のり尻付近水田に比較的大規模な噴砂が生じた箇所を含む水田である。

治水地形分類図

1)によると、調査対象区域周辺は上下流延長約2.5kmに渡って旧河道(不明瞭)とされている。



大分類	中分類	小分類	細分類	記号	大分類	中分類	小分類	細分類	記号	
山地	台地・段丘	段丘面			河川管理施設等	旧堤防	旧堤防	5.30年代後半～5.40年代前半		
		崖(段丘崖)		5.20年代						
		洗い谷		7.1期～7.2期						
				4.1期～7.1期						
低地	山麓堆積地形	山麓堆積地形				河川管理施設等	堤防	堤防	完成堤防	—
				暫定堤防					- - -	
				暫々定堤防					---	
低地	扇状地	扇状地				河川管理施設等	堤防	堤防	完成堤防	—
				暫定堤防					- - -	
				暫々定堤防	---					
低地	冠空平野(冠空平野)	微高地(自然堤防)			河川管理施設等	堤防	堤防	完成堤防	—	
				暫定堤防				- - -		
				暫々定堤防				---		
低地	冠空平野(冠空平野)	旧河道			河川管理施設等	堤防	堤防	完成堤防	—	
				暫定堤防				- - -		
				暫々定堤防				---		
低地	冠空平野(冠空平野)	旧河道(明瞭)			河川管理施設等	堤防	堤防	完成堤防	—	
				暫定堤防				- - -		
				暫々定堤防				---		
低地	冠空平野(冠空平野)	旧河道(不明瞭)			河川管理施設等	堤防	堤防	完成堤防	—	
				暫定堤防				- - -		
				暫々定堤防				---		
低地	冠空平野(冠空平野)	海堀			河川管理施設等	堤防	堤防	完成堤防	—	
				暫定堤防				- - -		
				暫々定堤防				---		
低地	冠空平野(冠空平野)	後背湿地			河川管理施設等	堤防	堤防	完成堤防	—	
				暫定堤防				- - -		
				暫々定堤防				---		
低地	冠空平野(冠空平野)	砂州・砂丘			河川管理施設等	堤防	堤防	完成堤防	—	
				暫定堤防				- - -		
				暫々定堤防				---		
人工改変地形	人工改変地形	干拓地			河川管理施設等	堤防	堤防	完成堤防	—	
				暫定堤防				- - -		
				暫々定堤防				---		
人工改変地形	人工改変地形	埋立地・埋立地			河川管理施設等	堤防	堤防	完成堤防	—	
				暫定堤防				- - -		
				暫々定堤防				---		
人工改変地形	人工改変地形	切土地			河川管理施設等	堤防	堤防	完成堤防	—	
				暫定堤防				- - -		
				暫々定堤防				---		
人工改変地形	人工改変地形	連続盛土			河川管理施設等	堤防	堤防	完成堤防	—	
				暫定堤防				- - -		
				暫々定堤防				---		
その他の地形等	その他の地形等	天井の区間			河川管理施設等	堤防	堤防	完成堤防	—	
				暫定堤防				- - -		
				暫々定堤防				---		
その他の地形等	その他の地形等	旧河道・水面			河川管理施設等	堤防	堤防	完成堤防	—	
				暫定堤防				- - -		
				暫々定堤防				---		
その他の地形等	その他の地形等	旧道路			河川管理施設等	堤防	堤防	完成堤防	—	
				暫定堤防				- - -		
				暫々定堤防				---		
その他の地形等	その他の地形等	5.30年代後半～5.40年代前半			河川管理施設等	堤防	堤防	完成堤防	—	
				5.20年代						
				7.1期～7.2期						
				4.1期～7.1期						
その他の地形等	その他の地形等	地盤高線			河川管理施設等	堤防	堤防	完成堤防	—	
				主曲線						
				補助曲線						

図1 調査対象区域の治水地形分類図1)に加筆

## 3. 調査方法

土層強度検査棒(以下、「土検棒」という)2)は、斜面表層の土層調査用に土木研究所地質チームで開発した機器である。本調査では、先端角60°、最大径15mmの円錐状先端コーンおよび直径10mmの鋼製ロッドを人力で貫入させる試験(土検棒貫入試験)を実施した。過去の調査結果から、貫入可能深度は土研式簡易貫入試験のNd=10~15程度であることがわかっている2)。

調査にあたって、漏水箇所を中心として堤防川裏法



図2 土層強度検査棒2)

High density sounding survey for foundation under river levee using the Soil Strength Testing Probe

SHINAGAWA, Shunsuke Public Works Research Institute  
 AGUI, Katsuhito Public Works Research Institute  
 SASAKI Yasuhito Public Works Research Institute

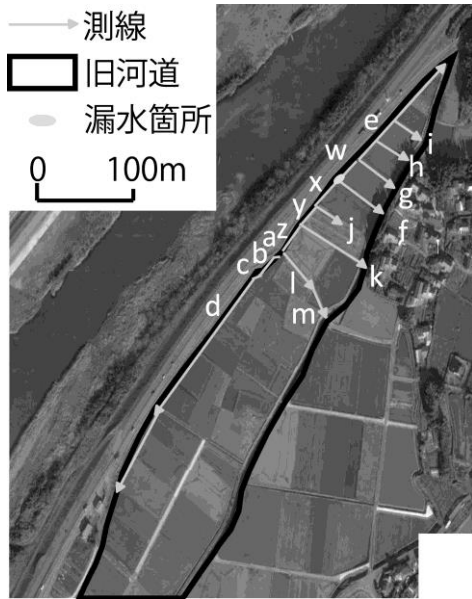


図3 調査測線

基図に google earth 画像を使用。

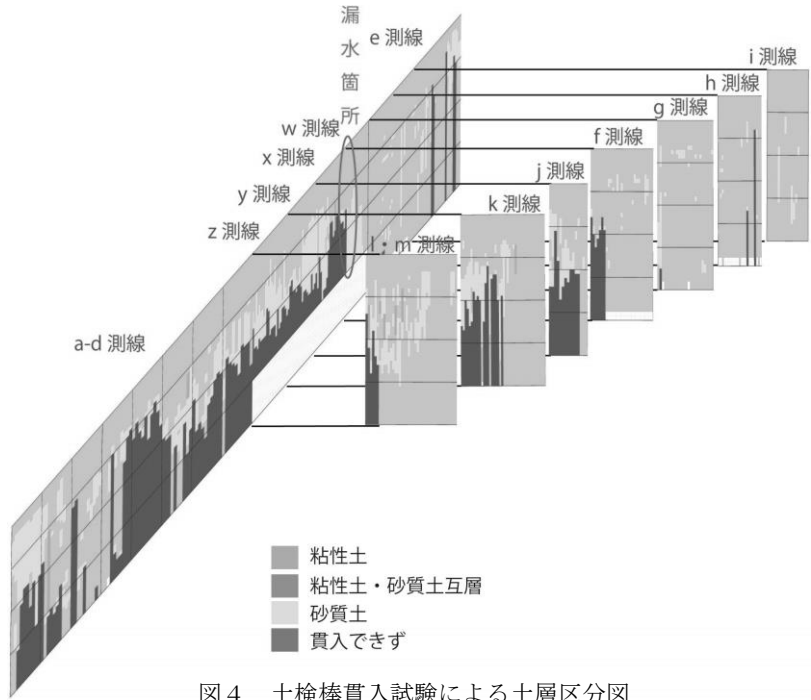


図4 土検棒貫入試験による土層区分図

尻部付近を河川縦断方向に主測線を設定した。また、基礎地盤の立体的な構造を把握する目的で、主測線上でおおむね30mおきに、堤防川裏法尻より堤防直交方向に補助測線を設定した。測線上での測点間隔は2m（図3のd測線については4m間隔）とし、貫入深度は作業の効率性を考慮して1.5～2mとした。

貫入時には、作業者の手の感覚および音で砂粒子の存在の有無を把握し、砂粒子が存在する深度を記録した。また貫入時の土層の硬軟について定性的に記載を行い、2m以浅に貫入限界がある場合は、その限界深度を記録した。なお、貫入圧力は測定していない。

現地調査は2人で5日間作業を行い、合計466測点、計970mの計測を実施した。

#### 4. 調査結果

調査結果の模式図を図4に示す。

主に現在の河川沿いに砂質土が分布し、河川から離れると砂質土層の分布がなくなり、2mまですべて軟質な粘性土層で構成されていることがわかった。また、貫入困難な砂質土層が分布する範囲と2mまで軟質な粘性土層が分布する範囲の境界は明瞭であった。これらの分布の立体的構造から判断すると、砂質土層は河川のチャネルあるいはバーの堆積物であり、粘性土層のみが分布する範囲は後背湿地堆積物（あるいは河口付近の干潟の堆積物）であると考えられる。なお、当該箇所は微地形は、一様に旧河道とされており、これらの堆積構造は微地形によって把握が困難である。

河川堤防川裏法尻部の土質の縦断方向の変化に着目すると、漏水地点より10m程度上流より上流側では、表層部は粘性土で構成されている。また、それより下流側で砂質土の出現位置が急速に浅くなり、全体に砂層が浅所（深度100cm以内）に存在している。地盤漏水は、砂質土が浅所に存在する箇所のほぼ上流端に位置する。

これらの状況から、本調査範囲には、河川のチャネルあるいはバーが現河川に平行に分布しており、これらを透水径路として地盤漏水が発生したものと推定できる。

#### 5. 土研棒貫入試験の河川堤防基礎地盤調査への適用性

土研棒を用いた高密度サウンディング調査は、漏水径路となり得る河川の堆積構造を、詳細に把握することができる可能性がある。本調査手法は、河川の堆積構造を明らかにできる可能性がある既存の調査手法より安価で実施が可能である。このように、本調査手法は河川堤防基礎地盤調査において有効であると考えられる。

今後、本調査手法を河川堤防基礎地盤への適用事例を増やし、その適用性をさらに確認していきたい。

#### 参考文献

- 1) 国土地理院：治水地形分類図（更新図），<http://www1.gsi.go.jp/geowww/lcmfc/tisuitikei/index.html>，2013.11.5 閲覧
- 2) 佐々木靖人：土層強度検査棒による斜面の土層調査マニュアル（案），土木研究所資料，No.4176，2010.7



# 砂質堤体土の強度定数評価のための三軸試験条件の考察

名城大学 正会員 ○小高猛司・崔 瑛  
 (株)建設技術研究所 正会員 李 圭太  
 名城大学大学院 学生会員 兼松祐志・小林芳樹

## 1. はじめに

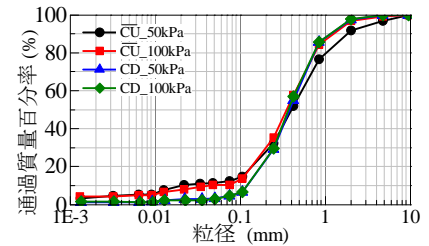
従来の「河川堤防の構造検討の手引き」<sup>1)</sup>では、堤防の浸透時のすべり破壊を照査する際の円弧すべり解析に用いる強度定数を、砂質土や礫質土であればCU試験で求めることとしてきたが、平成24年2月の改訂により、 $\overline{CU}$ 試験やCD試験も推奨されることになり<sup>2)</sup>、試験条件の自由度が高まった。一方、著者らは試験時の排水条件によって得られる強度定数は大きく異なることを示し、特にゆる詰め構造を持った砂礫堤防土におけるCD条件での内部摩擦角 $\phi_i$ は実際の堤防土の安定性を過大評価する可能性があることを指摘した<sup>3),4)</sup>。砂礫以外の土質においても、試験条件によって得られる強度定数は当然異なるため、土質区分だけではなく、堤体土の粒度や密度などの土質情報によって、堤防の照査に用いる強度定数を得るための三軸試験の適切な試験条件を示すガイドラインが必要である。その整備にあたり、著者らは様々な実堤防試料を用いて各種の排水条件での試験を実施している。本報では、淀川堤防で採取した乱れの少ない砂質試料を用いて三軸試験を実施し、CD、CU、 $\overline{CU}$ の各種条件で得られた強度定数を比較した結果を示す。

## 2. 試験の概要

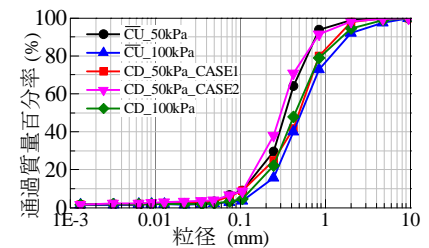
実験試料は淀川下流堤防から採取した堤体土であり、天端から深度1~2m, 2~3m, 3~4m, 4~5m および5~6mの位置からサンドサンプラーによって乱れの少ない砂質試料（以下、各深度の試料を試料1, 2, 3, 4, 5と記す）

表-1 供試体情報および試験ケース

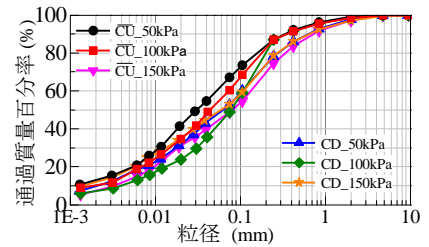
	試験条件	拘束圧(kPa)	乾燥密度(g/cm <sup>3</sup> )	初期間隙比 $e_0$
試料 1	$\overline{CU}$	50	1.49	0.779
		100	1.51	0.754
	CD	50	1.50	0.768
		100	1.49	0.777
試料 2	$\overline{CU}$	50	1.49	0.777
		100	1.49	0.773
	CD	50	1.58	0.679
		100	1.41	0.883
試料 3	$\overline{CU}$	50	1.34	0.972
		100	1.43	0.851
	CD	50	1.62	0.638
		100	1.46	0.813
試料 4	$\overline{CU}$	50	1.40	0.899
		100	1.29	1.060
	CD	50	1.35	0.963
		100	1.36	0.955
試料 5	$\overline{CU}$	50	1.47	0.799
		50	1.32	1.015
		100	1.45	0.826
	CD	150	1.45	0.828
		150	1.29	1.058
		100	1.46	0.812
		100	1.48	0.792



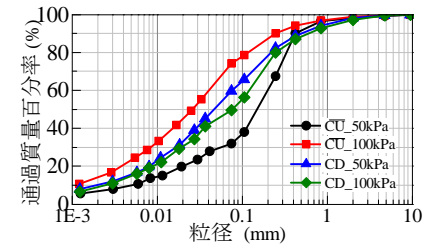
(a) 試料 1



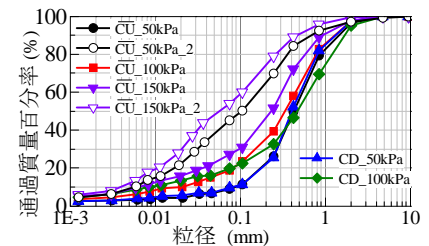
(b) 試料 2



(c) 試料 3

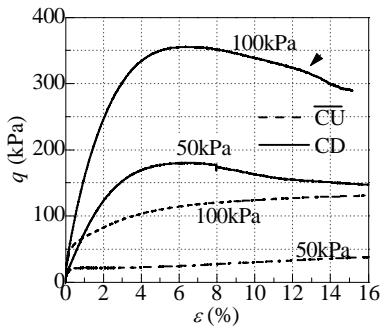


(d) 試料 4

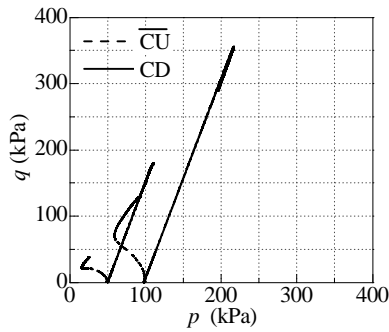


(e) 試料 5

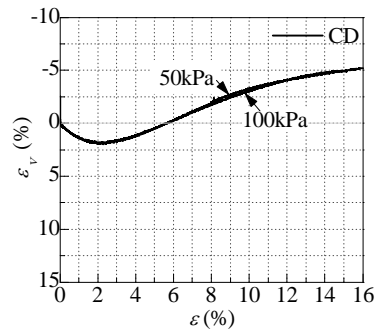
図-1 各供試体の粒度組成



(a) 軸差応力～軸ひずみ関係

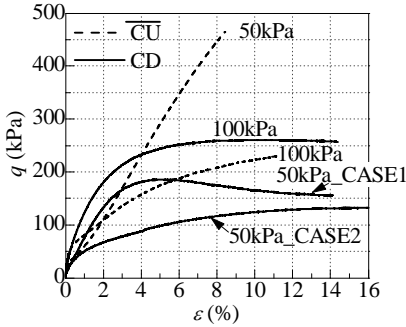


(b) 有効応力経路

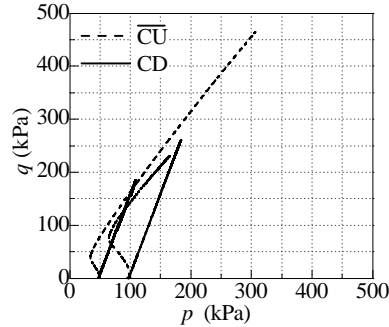


(c) 体積ひずみ～軸ひずみ関係

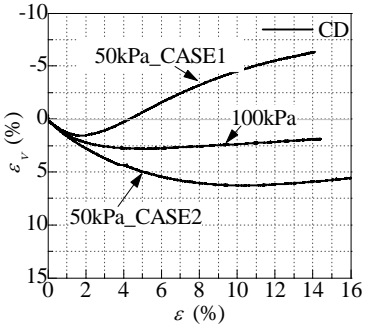
図-2 試料 1



(a) 軸差応力～軸ひずみ関係

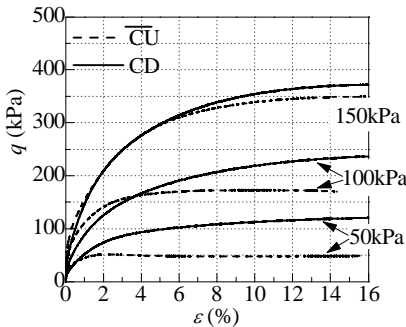


(b) 有効応力経路

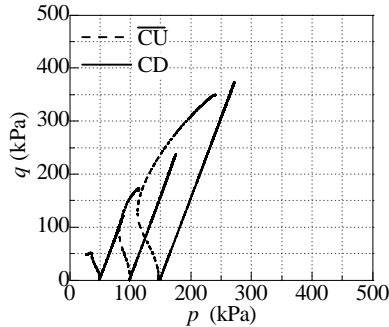


(c) 体積ひずみ～軸ひずみ関係

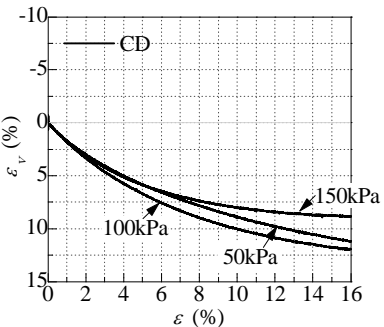
図-3 試料 2



(a) 軸差応力～軸ひずみ関係



(b) 有効応力経路



(c) 体積ひずみ～軸ひずみ関係

図-4 試料 3

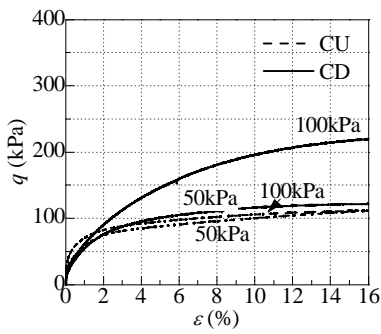
を採取し、凍結して保管した。表-1 に各試験ケースの試験条件と、使用した供試体の情報を示す。試料は凍結したまま成型し、三軸試験装置に設置した後、2重負圧法により飽和化を行い、B 値 0.95 以上を確保した。初期有効拘束圧は、試料 1, 2, 4 で 50 および 100kPa、試料 3, 5 は 50, 100 および 150kPa とし、3 時間等方圧密した後に排水 (CD 試験) もしくは非排水せん断 (CU 試験) を実施した。なお、載荷速度はいずれの試験でも 0.1%/min とした。さらに、図-1 に全試験の供試体毎に求めた粒度曲線を示す。試料 1~3 で用いた供試体の粒度はそれぞれほぼ同じとみなせそうであるが、試料 4 と 5 の供試体の粒度は大きくばらついているように見える。

### 3. 各試験条件における強度定数

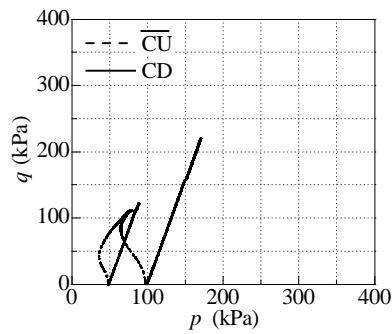
図-2~6 に、CU 試験および CD 試験により得られた試験結果を示す。以下、試料ごとに説明する。

試料 1 (図-2) : 軸差応力～軸ひずみ関係に着目すると、CU 試験ではせん断終了時まで軸差応力が増加し続けて試験を終了しているが、CD 試験では軸ひずみ 6%程度からひずみ軟化挙動が見られる。有効応力経路を見ると、いずれの有効拘束圧でも塑性圧縮後、膨張に転じている。CD 試験における体積ひずみ～軸ひずみ関係からは、軸ひずみ 2%程度まで圧縮し、その後膨張に転じていることが分かる。

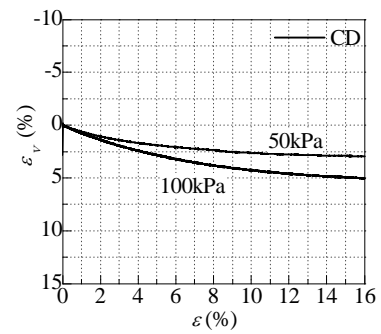
試料 2 (図-3) : CU 試験では有効拘束圧 50kPa の軸差応力の増加度合いが 100kPa の試験より大きくなっている。有効応力経路で見ても、有効拘束圧 50kPa の供試体は、変相後の塑性膨張が顕著に現れ、負圧による有効拘束圧増加によって軸差応力が増大している様子がよく分かる。CD 試験においては、同じサンプリングチューブの供試体を用いて有効拘束圧 50kPa の同条件の試験を行ったが、軸差応力～軸ひずみ関係および体積ひずみ～軸ひずみ関係から分かるように、両者のせん断挙動は大きく異なっている。特に、CASE1 では試料 1 と同様の挙動を示しているのに対し、CASE2 では軸ひずみ 10%程度まで圧縮し、その後膨張に転じてはいるが CASE1 ほど大きく膨張はしていない。これは、表-1 に示すように、50kPa\_CASE1 における試料の乾燥密度および間隙比が他ケースと異なることを反映した結果である。



(a) 軸差応力～軸ひずみ関係

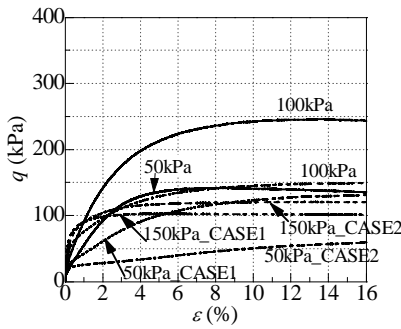


(b) 有効応力経路

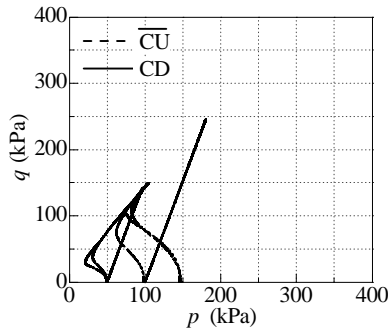


(c) 体積ひずみ～軸ひずみ関係

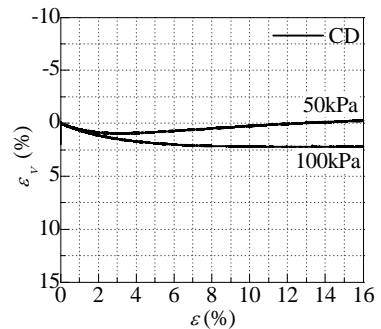
図-5 試料 4



(a) 軸差応力～軸ひずみ関係



(b) 有効応力経路



(c) 体積ひずみ～軸ひずみ関係

図-6 試料 5

試料 3 (図-4) :  $\overline{CU}$  試験ではいずれの初期有効拘束圧においても試験中盤から軸差応力はほぼ一定となり、初期有効拘束圧 100kPa, 150kPa の有効応力経路は試料 2 と同じ傾向を示す。初期有効拘束圧 50kPa のみにおいて、変相には至らず塑性圧縮したまま試験を終了している。CD 試験は、いずれの有効拘束圧においてもせん断終了時まで圧縮し続け、軸差応力は単調に増加している。

試料 4 (図-5) :  $\overline{CU}$  試験および CD 試験ともに、軸差応力が単調増加したまません断終了している。また、 $\overline{CU}$  試験における有効応力経路および CD 試験における体積ひずみ～軸ひずみ関係は試料 3 と同じ傾向を示している。

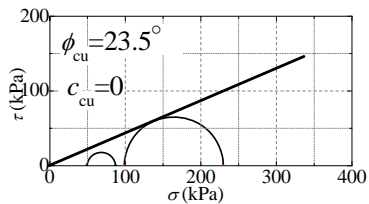
試料 5 (図-6) :  $\overline{CU}$  試験では、初期拘束圧 50kPa, 150kPa に対してそれぞれ湿潤密度が異なる 2 つの供試体を用いて試験を行ったが、両者のせん断挙動は大きく異なる。 $\overline{CU}$  試験により得られた有効応力経路は、いずれのケースも試料 1 と同様の傾向を示している。さらに CD 試験の体積ひずみ～軸ひずみ関係より、拘束圧 50kPa の試験では軸ひずみ 3% 程度まで圧縮し、その後膨張に転じているが、拘束圧 100kPa の試験では圧縮したまま試験が終了している。

以上の結果により、同じサンプリングチューブ内の堤防土であっても、わずかな深度の違いによって力学的性質が異なる。さらに、同じ深度と見なせる試料でも、試験方法によりそのせん断挙動が大きく異なることが分かった。

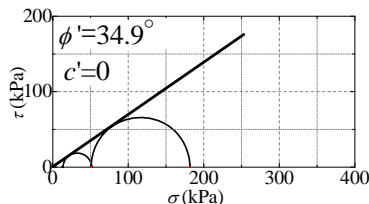
図-7～9 に、図-2～6 の試験結果により得られる破壊時のモールの応力円と破壊規準を示し、図中にそれぞれの強度定数を併記する。 $\overline{CU}$  試験は全応力でも整理しており、CU 試験結果に相当する。CU 試験の場合、いずれの試料も拘束圧に整合したモールの円が得られず、包絡線で強度定数を設定するのが難しい。これは、供試体毎のばらつきを反映した試験結果であると考えられる。試料 1, 3, 5 で示す  $\phi_{cu}$  は、仮に拘束圧 100kPa の試験結果から設定した値である。一方、 $\overline{CU}$  試験や CD 試験では、各拘束圧の試験結果は整合しており、モールの応力円から破壊規準線が決まる。これらの試験条件においては、供試体ごとに異なるせん断中のダイレイタンスー特性が試験結果に反映されるためである。

以上の結果より、同試料であっても、有効拘束圧や排水条件などの試験条件の違いによって力学特性が異なることが分かった。一方、 $\overline{CU}$  試験の結果のみに着目すると、試料 1 の場合、いずれの初期有効拘束圧においても、せん断初期から塑性圧縮が見られ、変相後に塑性膨張に転じて正のダイレイタンスーが発現している。試料 3 の場合、いずれの初期有効拘束圧においても試験中盤から軸差応力がほぼ一定となる。試料 2 および試料 4 でも、初期拘束圧に係らずほぼ同じせん断挙動を示している。これらの試験結果は、同じ深度にある土は、供試体ごとに乾燥密度および粒度が若干異なるものの、同じ力学特性を有する土であることを示唆している。

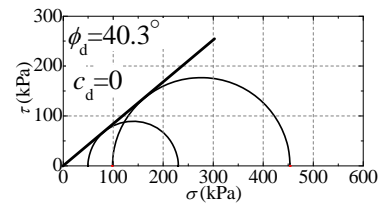
また、本報で用いた「乱れの少ない試料」では CU 試験で強度定数を得るにはばらつきが大きく、明確に決定しづらい。一方、 $\overline{CU}$  試験、CD 試験は強度定数の決定は容易であるが、それを円弧すべり解析に用いるには合理性は現在のところない。なお、本報で用いた堤体土のように比較的密詰め試料においては、 $\overline{CU}$  と CD 試験の強度定数を比較すると、非排水せん断時の正のダイレイタンスー効果を反映し、やや  $\overline{CU}$  試験の強度定数が大きくなる傾向がある。



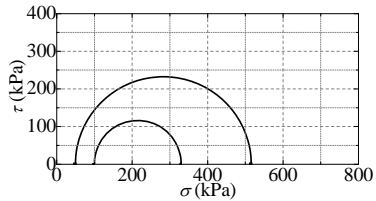
(a) 試料 1



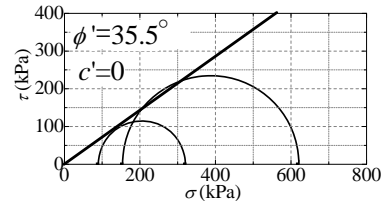
(a) 試料 1



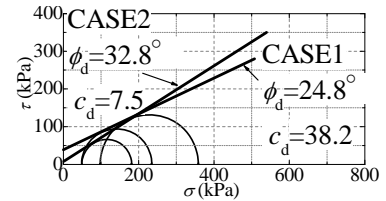
(a) 試料 1



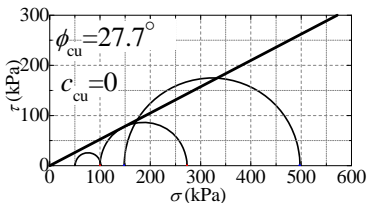
(b) 試料 2



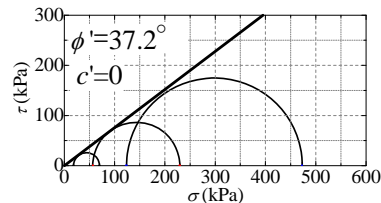
(b) 試料 2



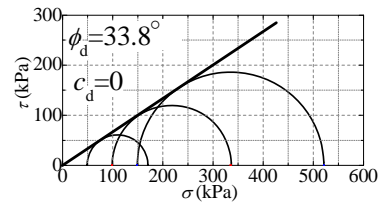
(b) 試料 2



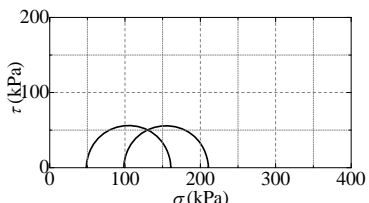
(c) 試料 3



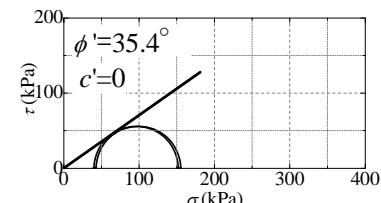
(c) 試料 3



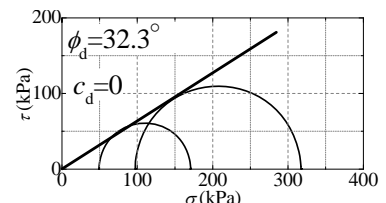
(c) 試料 3



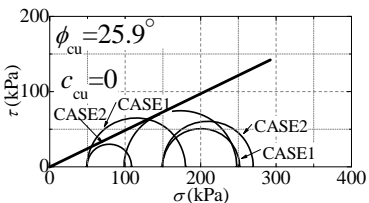
(d) 試料 4



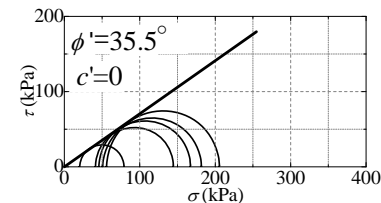
(d) 試料 4



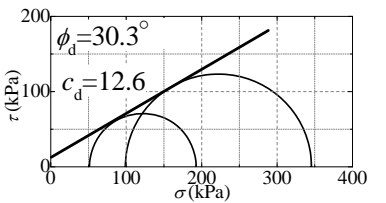
(d) 試料 4



(e) 試料 5



(e) 試料 5



(e) 試料 5

図-7 全応力のモールの応力円(CU)

図-8 有効応力のモールの応力円(CU')

図-9 全応力のモールの応力円(CD)

#### 4. まとめ

細粒分が多く含まれる堤防土では、サンドサンプラーで現地土の採取が比較的容易であることから、再構成試料を用いずに乱れの少ない試料で試験を実施することが多い。このような土は比較的密詰め構造であるが、人工物である堤防は、深度の違いによって盛土材が大きく異なることがあり、また同じ盛土材と見なせる場合であっても、ごくわずかな深度の違いで、締め固め履歴によって乾燥密度が異なるため、試験で得られる力学特性が異なる。特に供試体による試験結果の差は、CU試験に顕著に現れる。一方、 $\overline{CU}$ 試験やCD試験では、供試体のダイレイタンス特性を反映した結果が得られるため、供試体の差が出にくい長所を有する。堤防の安定性を検討する場合、全応力法である円弧すべり解析にCU試験の強度定数を用いることは合理的ではあるが、本報で示した試験結果からも「乱れの少ない試料」での試験結果はばらつきが大きい可能性が高いことを考慮すると、少数の箇所の試験結果を安定解析にそのまま用いることは決して適当ではない。一方、 $\overline{CU}$ やCD試験により得られた強度定数を全応力法の円弧すべり解析に適用する際には、堤防の破壊メカニズムを十分に考慮した上で用いる必要がある。今後、合理的な試験法を示すガイドラインの構築に向けて更なる試験データの蓄積を行う予定である。なお、本研究は、国交省の河川砂防技術研究開発公募課題「地震・洪水およびその複合災害に対する統合型河川堤防評価技術の開発」の一環で実施しているものである。記して謝意を表す。

**参考文献：**1) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き，2002. 2) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版），2012. 3) 小高ら：河川堤防砂礫の変形・強度特性の評価手法に関する考察，地盤工学ジャーナル，5(2)，2010. 4) 小高ら：河川堤防砂の構造の程度が力学特性の評価に及ぼす影響，河川技術論文集，18，2012.

# 震災履歴を有する河川堤防 20km を対象とした液状化危険度の線状評価

河川堤防, 液状化, 信頼性解析, Kriging

岐阜大学 正会員 ○大竹 雄  
岐阜大学 国際会員 本城 勇介  
岐阜大学 学生会員 平松 佑一  
岐阜大学 国際会員 吉田 郁政  
岐阜大学 正会員 佐古 俊介  
岐阜大学 正会員 中山 修

## 1. はじめに

著者ら<sup>1)2)</sup>は、河川堤防のような線状構造物の液状化危険度を線状に連続評価する方法を提案している。その特徴は、地盤調査地点と評価地点の位置関係に関わる不確実性を定量化している点にあり、解析結果からは、線状構造物に沿った連続的な危険度と地盤調査の過不足の情報が得られる。

本研究は、この手法を2011年東北地方太平洋沖地震で実際に液状化被害が生じた堤防(延長20km)に適用し、本方法の有効性を検証するものである。ここでこの着目点は、被害地点抽出の可否と、地盤調査の過不足や間隔について、液状化危険度評価の観点から考察することにある。

## 2. 施設概要

ある一級河川の堤防20km (STA25–STA45) を検討対象とする。堤防は、主として砂質シルトで構築され、堤体の高さは最下流部(STA25)で3m程度、最上流部(STA45)で5m程度あり、概ね線形に変化する。

対象区間の基礎地盤の地質縦断概要図を図1に、対象河川周辺の微地形分類を示した平面図を図2に示す。堤体は、不規則に細砂が混入する砂質シルト(Bc)である。また、旧河道部では堤体構築前の整地に用いられた埋め土(Bs)がBc下に堆積している場合がある。この層は、主としてシルト混じり砂であり、N値は1~6程度を示す。細粒分含有率Fcは40%~60%程度と比較的高いが、塑性指数IPは10前後であり、2002年度版の道路橋示方書(以後、道示と呼称)の「液状化判定を行う必要がある砂質土層」に該当するため、液状化危険度評価の対象層と考えられる。

堤体下の基礎地盤の沖積層は、非液状化層であるシルトもしくは砂質シルト(Ac)と液状化懸念層である細砂、中砂(As)やシルト質砂(Acs)が堆積している。その下層は、洪積の粘性土(Dc)もしくは砂層(Ds)が堆積する。

実施されている調査内容は、主として標準貫入試験であり、対象区間全体83箇所で行われている。図1の地質図に重ねて示された縦破線は、その調査地点を示している。

なお、この地震で、対象区間内の3地点で大被害(STA31-32, STA36-37, STA39-40)、1地点で中被害(STA38付近)が生じた。ここで、大被害(large)とは、50m以上の堤防天端の沈下と大きな縦方向の亀裂が確認されたことを意味し、中被害(moderate)は大きな亀裂が確認されたことを意味する。

## 3. 信頼性解析結果

紙面の都合上、解析方法は省略し、結果のみ図3、図4に示す。微地形分類図(図2)より、対象区間をSTA25km~STA35km(主として氾濫平野)とSTA35km~45km(主として旧河道、自然堤防)の区間に大別して結果を整理している。図の(a)は、Krigingにより推定した液状化指数PL値の空間分布を示している。実線が平均値、破線が $\pm 1\sigma$ の範囲を示している。さらに、(b)堤防の崩壊確率、(c)各不確実性の寄与度が示されている。

図3では、崩壊地点であるSTA31-32付近で崩壊確率(b)が100%に近い値が計算されており、2011年東北地方太平洋沖地震の被災状況を良く説明する結果が得られた。特に、STA30.5~35(崩壊地点STA31-32付近を除く)では、PL値の統計的推定誤差が大きく、地盤調査を追加して危険度評価の精度を向上させる必要があることが読み取れる。また、区間全体を通してモデル化誤差(Model error)の寄与が大きいことが分かる。さらに詳細に崩壊危険度を評価する場合には、FEM解析などのより詳細な解析を行うなど、評価方法を改善することが効果的であることが分かる。

図4は、旧河道・自然堤防区間(STA35-45)の解析結果を示している。図3に示す一般区間(STA25-34)に比べて、観測点距離が短い場合においてもPLが大きく変動する場合があることが分かる。この区間の地盤調査間隔は、一般部(STA25-34)と概ね同様であるが、(c)不確実性の寄与度をみると、区間全体を通して、地盤調査が不足していることが読み取れる。

## 4. おわりに

ここに提案した河川堤防に沿った崩壊危険度評価結果は、堤体の被災状況を良く説明し、危険箇所をスクリーニングする方法として有効であることを確認できた。さらに、不確実性の寄与度の定量化から得られる情報は、河川堤防の液状化危険箇所や対策優先箇所、対策方法の絞り込みに有益な方法であることを示した。

1)大竹・本城・小池：調査地点を考慮した長大水路の液状化危険度解析、地盤工学ジャーナル、Vol.7, No.1, pp.283-293, 2012.

2)大竹・本城：応答曲面を用いた実用的な地盤構造物の信頼性設計法：液状化地盤上水路の耐震設計への適用、土木学会論文集C(地盤工学)、Vol.68, No.1, pp.68-83, 2012.

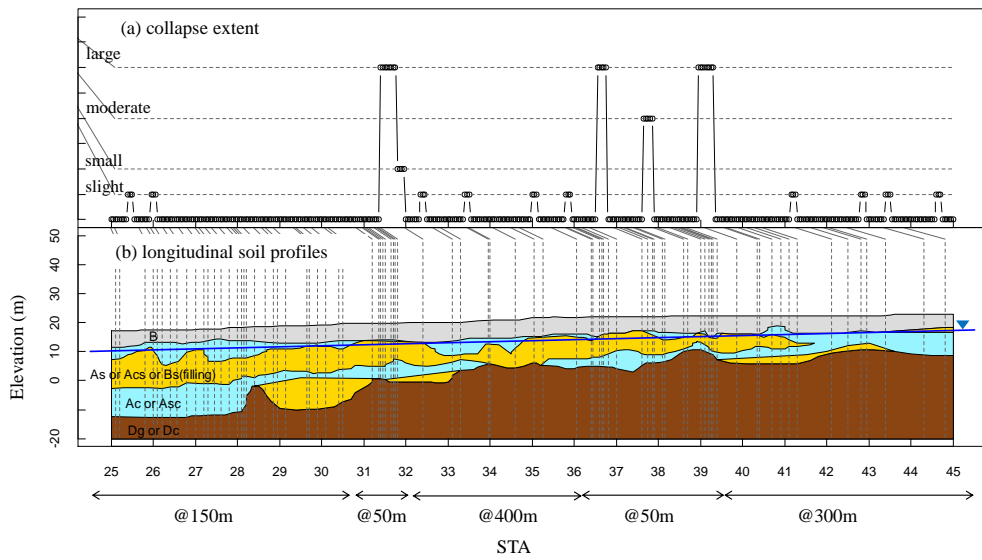


図 1 地質縦断図と崩壊地点の位置関係

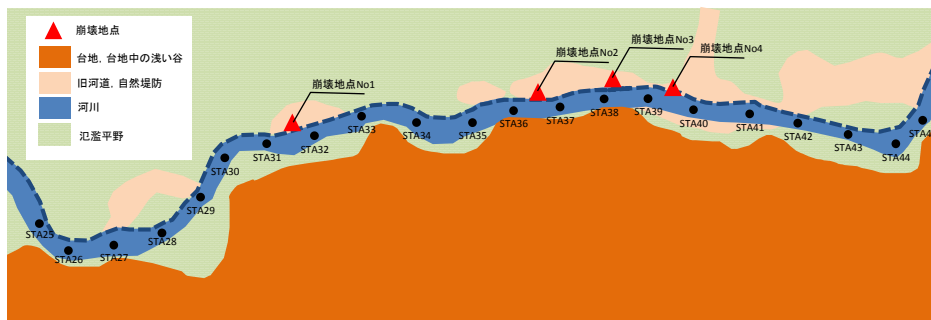


図 2 河川平面図と微地形分類の関係

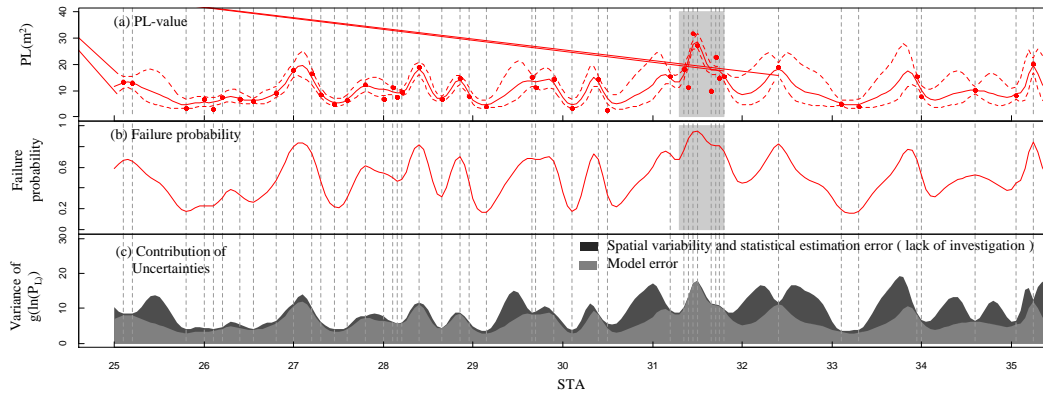


図 3 一般部の危険度解析結果 (STA25-35km)

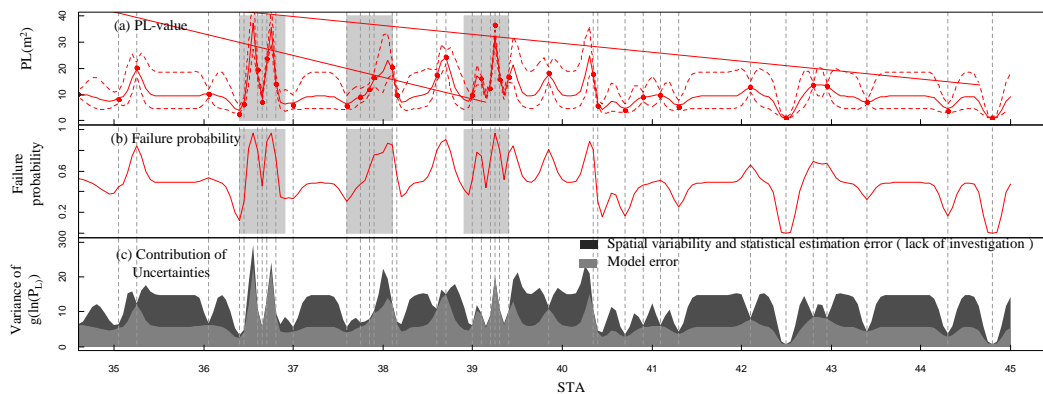


図 4 旧河道・自然堤防部の危険度解析結果 (STA35-45km)

# 情報の価値 Value of Information に基づく河川堤防液状化危険度評価のための

## 最適なボーリング計画

最適配置, クリギング, リスク, 不確定性

東京都市大学

○吉田 郁政

岐阜大学

大竹 雄

岐阜大学

本城 勇介

### 1. 研究目的と方法

ボーリング調査は多いほどより正確な評価を行うことができるが必要となる費用とのトレードオフの関係にあり, 限られた予算の中で効率的な調査計画を立案する必要がある. 河川堤防に沿った液状化危険度の評価のように空間的に連続的な情報が必要な場合は離散的なボーリング情報からなんらかの空間分布推定手法を用いて対象となる特性値分布を推定する必要がある. クリギング<sup>1)</sup>では推定値とともにその不確実性(標準偏差)も評価できるため, それに基づき判断を誤るリスクを算定することができる.

ここでは限られたボーリングデータから液状化指数  $x$  を推定し, 基準値  $x_0$  よりも大きければ対策を行う問題を考える. 検定では第 1, 2 種の誤りがあり, この考え方を参考に対策の判断に関する誤りを, 第 1 種誤り: 実際には  $x > x_0$  であるにも係わらず  $x < x_0$  と判断する過ち, 第 2 種誤り: 実際には  $x < x_0$  であるにも係わらず  $x > x_0$  と判断する過ち, と定義する. 本研究では情報の価値 Value of Information (以下 VoI)<sup>2)</sup>を, 液状化指数  $x$  の推定に起因する判断の誤りのリスク削減量と定義し, これを最大化するように追加ボーリングの位置を決め, さらにトータルコスト最小によりその数量を決める方法について提案する. 評価値  $x$  についてはクリギングを用いて算定する.

### 2. 対象とする河川堤防の概要<sup>3)</sup>

2011 年東北地方太平洋沖地震で実際に液状化被害が生じたある一級河川の堤防の延長 20km 区間を対象に液状化危険度の検討が行われている. このうち, 比較的既存のボーリングデータが少ない延長 5km の区間を対象に最適な追加ボーリングの位置及び点数について VoI を用いて検討する. 検討対象区間において, ボーリングデータは 18 点で得られており, それぞれの点で液状化指数 PL が評価されている. 大竹らはクリギングにより PL 値の空間分布を推定しており, 確率場のモデル化として PL 値の対数が正規分布に従い, その平均, 標準偏差, 自己相関距離, 観測量誤差の標準偏差は 1.0, 0.3, 200m, 0.087 とした (本報告では常用対数を用いる).

### 3. 最適なボーリング位置 (6 点追加する場合)

例として 6 点追加する場合についての最適な位置, ならび

に関連情報を図 1 に示す. 最適化のための手法 (ボーリング位置に関する VoI の最小化) としては粒子群最適化法 PSO を用いた. 図 1(1)に示すように既存ボーリング (図中 old) の少ない場所に追加ボーリング (図中 new) が設定されている. 推定した液状化指数の平均値(mean)が判断基準値  $x_c$  より大きい場合に液状化対策を行うこととなるが, 追加ボーリング付近では将来得られる PL 値によって推定値自体が変化するため, その平均値がばらつきをもつ. 平均値の標準偏差を図中では St.Dev. of Mean として示している. なお, 判断基準値  $x_c$  は推定値のばらつきを考慮しリスク最小となるように決められた値であり, ばらつきが大きいほど基準値  $x_0$  に比較して小さくなる. 追加ボーリングから遠い場所では実質的に既存のデータだけから液状化対策の有無を判断することになるため, 確定的に, すなわち確率 1 か 0 で対策領域が示されるが, 追加ボーリング付近では将来の観測値に依存するため不確実性が生じている. 図 1(2)には事前と事後 (追加ボーリングの有無) の判断ミスのリスク分布を示した. 追加ボーリング地点周辺で判断ミスのリスクが事前に比べて小さくなっていることがわかる. 追加ボーリングの有と無しとのリスクの差分の総和, すなわち, 図 1(2)において実線と破線で囲まれる領域の面積が VoI の絶対値となり, 本ケースでは -16.2 となった.

### 4. 最適な追加ボーリングの数

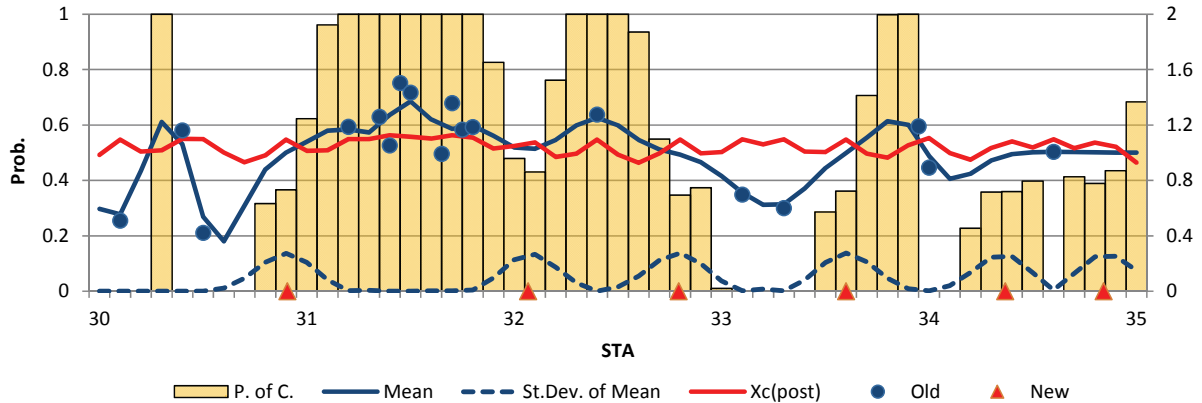
追加するボーリング点数 0 から 15 点までについてその位置の最適化を行い, 得られた VoI とボーリング点数の関係を図 2 に示す. ボーリング点数とともに VoI の絶対値, すなわちリスク削減量の期待値は大きくなっている. その関係は線形ではなく下に凸の曲線となっている. ボーリング点が増えるに従いボーリング点 1 点あたりの価値が徐々に小さくなることを示している. これにボーリングコストを加えトータルコストを算定することができる. ボーリング及び試験に必要なコストを一点あたり 1 と仮定すると図 2(1)の Obs.Cost として示している右上がりの直線が得られる. 両者を足し合わせトータルコストを求めると, 下に凸の曲線となり最小値が現れていることがわかる. この場合, トータルコスト最小となるボーリング点数は 11 である. 同様にしてボーリングコストを 1 点あたり 2 と仮定するとトータルコスト最小となるボーリング点数は 6 となる.

## 5. まとめ

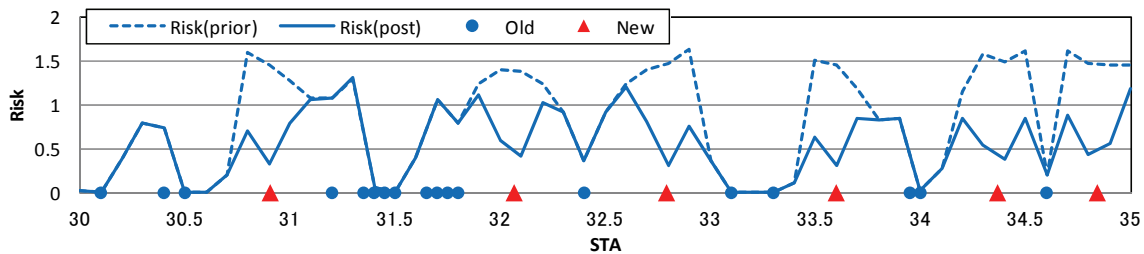
本報告では情報の価値 VoI (Value of Information) に基づく方法を用いて堤防の液状化対策のための追加ボーリング計画の最適化を行った例を示した。VoI を判断の誤りに関するリスク(経済損失の期待値)の期待削減量として定義しており、単なる不確定性の量だけでなく、得られている観測値も反映した指標となっている点、及び、観測に必要となるコストとのトータルコストを考えることで最適な観測点数を決めることができる点が大きな特徴である。

## 参考文献

- 1) Christakos, G., Random Field Models in Earth Sciences, Academic Press Inc., 1992
- 2) Raiffa, H. and Schlaifer, R., Applied statistical decision theory. Boston: Clinton Press, Inc., 1961.
- 3) 大竹雄, 本城勇介, 平松佑一, 吉田郁政, 佐古俊介, 中山修, 震災履歴を有する河川堤防 20km を対象とした液状化危険度の線状評価, 地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, 2013
- 4) J. Kennedy and R. Eberhart, Particle swarm optimization, Proc. of IEEE Int. Conf. on Neural Networks, Vol.4, pp.1942-1948, 1995.

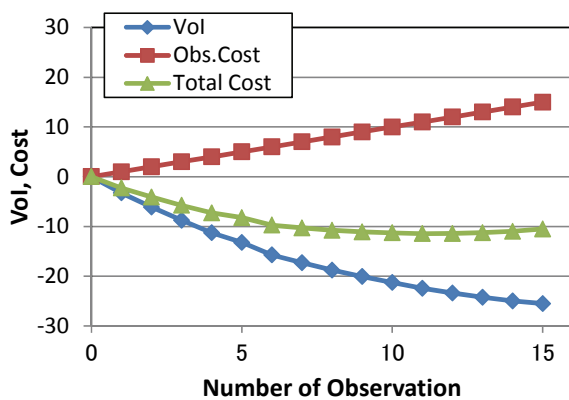


(1) PL の推定値分布(mean)と事後(post)の判断の基準  $x_c$ , 液状化対策を行う確率

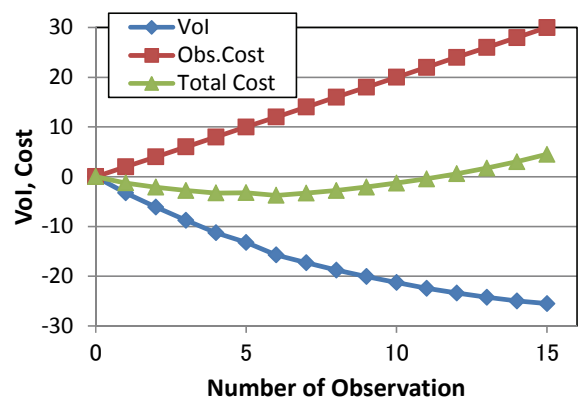


(2) 事前(prior), 事後(post)の判断ミスのリスク (Risk) の分布

図1 追加ボーリング6点の場合の位置, 及び関連指標の空間分布



(1) ボーリングコスト1.0の場合 (最適11点, T.C.=11.5)



(2) ボーリングコスト2.0の場合 (最適6点, T.C.=3.7)

図2 追加ボーリングの数と VoI 及びトータルコスト (図中では Total Cost, タイトルでは T.C.と記述)



## 涸沼川・下石崎地先の堤防の地震被害調査

堤防, 地震被害, 堤体液状化

土木研究所 正会員 ○谷本 俊輔, 佐々木哲也, 石原雅規  
元土木研究所 正会員 鷲見浩司

### 1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震においては、東北地方、関東地方の広範囲において堤防の液状化被害が生じたが、大規模な被害を受けた事例の中には、堤体下部の液状化による被害が数多く報告されている<sup>1)2)</sup>。今後、河川堤防の適切な耐震対策を進めていくためには、堤体液状化の発生メカニズムを解明し、耐震性評価手法、対策工設計手法を構築する必要がある。

本報では、東北地方太平洋沖地震において堤体の液状化により著しい被害を受けた堤防のケーススタディーとして、涸沼川・下石崎地先の堤防（以下、下石崎堤防という）を対象とした調査を行い、堤体構造と被災形態の関係について検討を行った結果を報告する。

### 2. 下石崎堤防と地震被害の特徴

涸沼川は、茨城県北部の涸沼から那珂川河口付近に合流する河川である。検討対象とする下石崎堤防の被災区間は、涸沼からの流出口付近の左岸 7.5+113～8.0k に位置し、昭和 10 年代に整備された干拓堤防である。感潮区間であり、河川水位は平常時よりしばしば表のり尻付近に達する。

東北地方太平洋沖地震では、下石崎堤防から北東に約 8km に位置する K-NET 那珂湊において、14 時 47 分の本震により地表面最大加速度  $PGA = 550.9gal$  (水平 2 成分合成)、計測震度 5.8、15 時 15 分の余震により  $PGA = 477.2gal$ 、計測震度 5.4 の強い地震動が続いて観測された。ただし、K-NET 那珂湊の観測点は段丘上に位置するため、下石崎地先とは地盤条件の違いにより地震動特性が異なっていた可能性がある。

この地震により、涸沼沿岸の堤防が非常に長い延長にわたって被災したが、このうち、下石崎堤防では、写真-1に示すように、延長 377m にわたり天端の著しい沈下・陥没、表のりの崩壊が生じた。天端～裏のり中腹には大きく開口した縦断亀裂が生じ、裏のり肩付近の亀裂の内部に充填されている土は、暗灰色で平坦面を形成しており、液状化による噴砂の典型的特徴を有している。

図-1は、地震後の左岸 7.8～8.0k 付近の航空写真である。表のり肩に設置されている柵の法線が地震前から大きく変化しているが、川裏堤脚部の町道の法線が地震前後でほとんど変化していない。このように、裏のりでは、上部に生じた開口亀裂を除けばほとんど変状が見られず、著しい変状を生じた表のりの状況とは対照的であった。

### 3. 左岸 8.0k における部分開削およびボーリング調査

左岸 7.8k, 8.0k では、震災後に堤防開削調査が行われた。ただし、開削は、応急復旧として表のりに設置された護岸ブロック周辺を避け、天端～裏のり尻付近について部分的に行われた。



(a) 左岸 8.0k 天端付近



(b) 左岸 8.0k 表のり

写真-1 下石崎堤防の地震被害状況



図-1 航空写真 (左岸 7.8～8.0k 付近, 地震後)

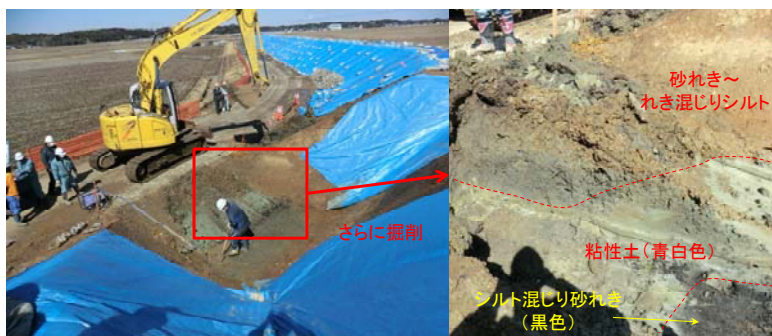


写真-2 8.0k 裏のり尻付近の部分開削状況

Investigation on earthquake damaged river dike at  
Shimoishizaki site, Hinuma river

TANIMOTO, Shunsuke Public Works Research Institute  
SASAKI, Tetsuya Ditto  
ISHIHARA, Masanori Ditto  
WASHIMI, Kouji Formerly Public Works Research Institute

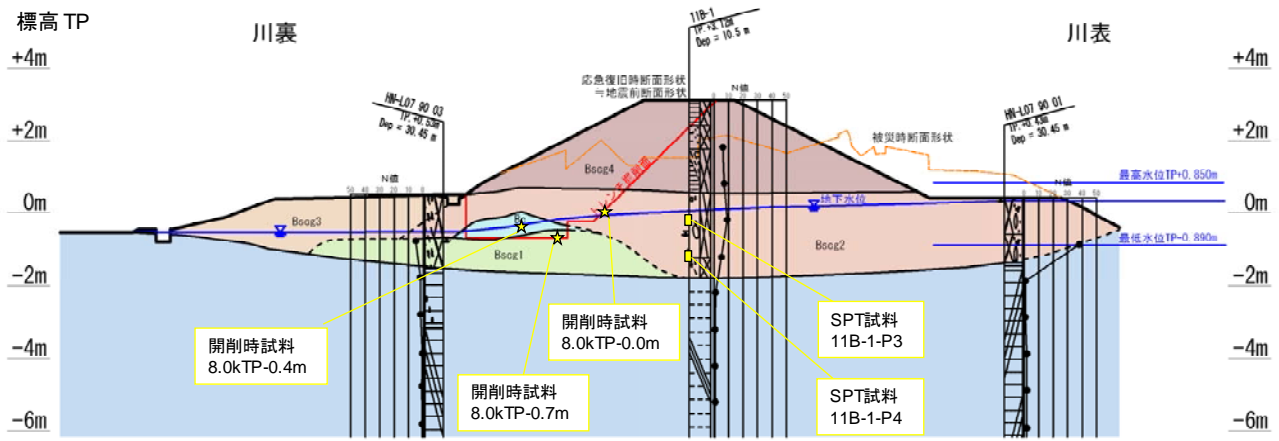


図-2 左岸 8.0k 堤防断面図

8.0k の部分開削時における裏のり尻付近の状況を写真-2に示す。裏のり尻から 0.9m 程度まで掘り下げた時点で、堤体を構成する砂れき～れき混じりシルトの下に青白色の粘性土が出現し、その粘性土の均質さから一見して湖沼の堆積物、すなわち自然地盤の上面に達したかのように思われたが、その下には黒色で未分解の有機物を混入する非常に不均質なシルト混じり砂れきが出現した。この黒色の不均質な土は岩相から盛土とみられ、その判断に基づけば、その上の均質な粘性土も盛土ということになる。一つの推測としては、干拓とあわせて実施された堤内地の農地整備の際、自然に繁茂していた芦等の植生を巻き込みながら剥ぎ取った表土を現堤防の裏のり尻付近に集めて置いたために下部の盛土が未分解の腐植物を多く混入していたことと、その後にもう一度表土の剥ぎ取りが行われ、植物痕を含まない均質なシルトを集めてその上に再度置いたという造成過程が考えられる。

部分開削時の観察と、同地点で河川管理者と著者らが実施したボーリング調査結果に基づいて作成した堤防断面図を図-2に示す。また、その際の標準貫入試験試料 (SPT 試料) と部分開削時に掘削面から採取した試料の粒径加積曲線を図-3に示す。

各調査孔において、TP-1.37～1.78m 程度から以浅に砂れき～シルトによる不均質な盛土 (Bscg1～3)、以深に湖沼の堆積物と見られる均質なシルト (Ac) が存在し、ここが盛土と自然地盤の境界面と判断される。部分開削時に目視確認した TP-0.7m までの範囲は全て盛土であり、黒色の砂れき～れき混じりシルトを Bscg1、青白色の均質なシルトを Bc とした。Bscg4 は震災後に応急復旧として切り返しがなされた範囲である。川裏堤脚部の道路下を Bscg3 として区別した理由は後述する。

図-3より、試料 8.0kTP-0.4m を除く 4 箇所の粒度構成はよく類似しており、構成材料の粒度はシルト、細砂、中砂、粗砂、細礫、中礫と広範囲にわたる。写真-3は、ボーリング 11B-1 のごく近傍で採取したオールコアボーリング試料を半裁したものであるが、G.L.-4.9m までの範囲で材料に大きな変化が見られないこと、G.L.-3.6m より下方で徐々に還元色を帯びていることが分かる。少なくとも G.L.-3.6m 以深は還元状態にあり恒常的に水面下に存在していた可能性が高いこと、本ボーリングが噴砂に充填された縦断亀裂 (写真-1(a)) とほぼ同じ横断位置で実施されたものであることから、SPT 試料 11B-1-P4 (G.L.-4.15～4.45m) 周辺は噴砂の起源であると判断される。つまり、シルト～中礫までを幅広く含んだ盛土材が液状化したことを示している。

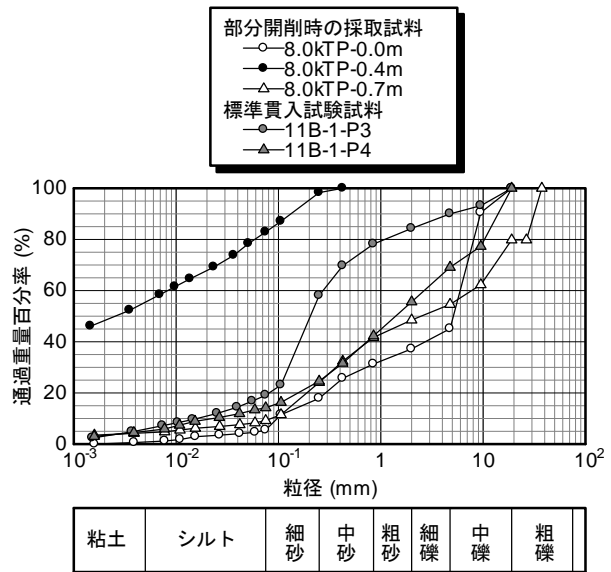


図-3 粒径加積曲線

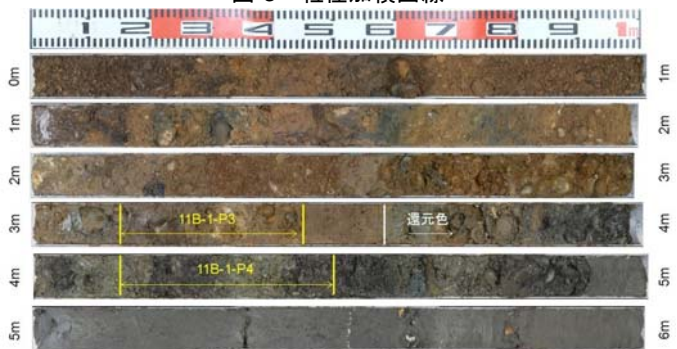


写真-3 左岸 8.0k 天端のオールコアボーリング試料

図-3より、試料 8.0kTP-0.4m を除く 4 箇所の粒度構成はよく類似しており、構成材料の粒度はシルト、細砂、中砂、粗砂、細礫、中礫と広範囲にわたる。写真-3は、ボーリング 11B-1 のごく近傍で採取したオールコアボーリング試料を半裁したものであるが、G.L.-4.9m までの範囲で材料に大きな変化が見られないこと、G.L.-3.6m より下方で徐々に還元色を帯びていることが分かる。少なくとも G.L.-3.6m 以深は還元状態にあり恒常的に水面下に存在していた可能性が高いこと、本ボーリングが噴砂に充填された縦断亀裂 (写真-1(a)) とほぼ同じ横断位置で実施されたものであることから、SPT 試料 11B-1-P4 (G.L.-4.15～4.45m) 周辺は噴砂の起源であると判断される。つまり、シルト～中礫までを幅広く含んだ盛土材が液状化したことを示している。

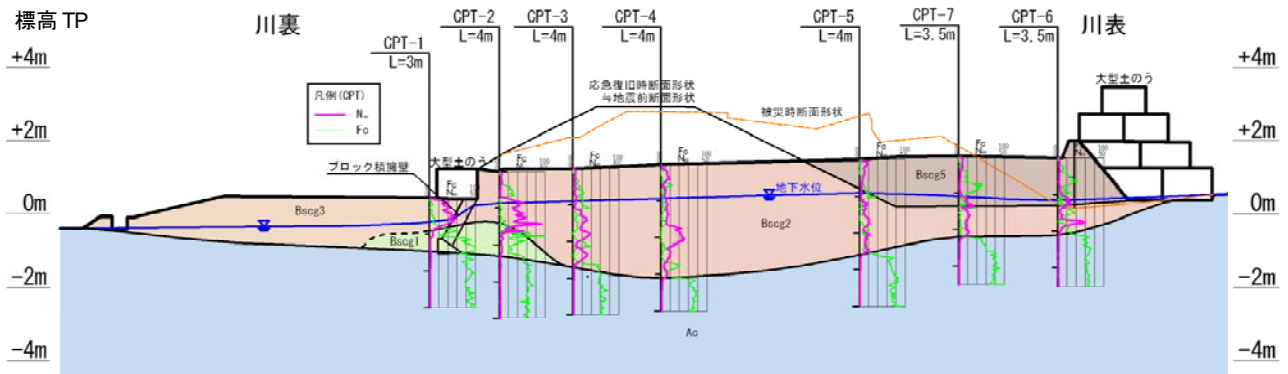


図-4 7.6k 堤防断面図

#### 4. 左岸 7.6k における CPT 調査

加えて、左岸 7.6k において、7 本の電気式静的コーン貫入試験 (CPT) と、同試験の貫入機を用いた 6 本のコア採取を行った。得られた堤防断面図を図-4 に示す。

CPT 調査実施時点では、川表側に大型土のうによる仮締切りが設置されていた。また、本復旧として盛土下部の浅層改良が予定されていたため、調査時点ではその準備工として、堤体の上部を撤去し、それを川表側に盛土 (Bscg5) することで平坦な施工基面が造成されていた。断面図は、このような調査当日の現場状況を基に作図したものである。同図に示す標準貫入試験  $N_{60}$  および細粒分含有率  $FC$  は、CPT により深さ方向に 2cm 程度間隔で得られた先端抵抗  $q_c$ 、周面摩擦  $f_s$ 、間隙水圧  $u$  の計測値から、それぞれ Jefferies & Davis<sup>4)</sup> および Robertson & Fear<sup>5)</sup> の方法により算出したものである。

いずれの調査孔においても、下部では  $N_{60}$  が急減、 $FC$  が急増し、自然地盤である粘性土層に到達している状況が分かる。その境界深度は、採取したコアともよく整合していた。自然地盤の上面形状は下に凸であり、盛土荷重による圧密沈下によって形成されたものと見られる。

裏のり尻付近にはいくつかの特徴が見られた。CPT-1, 2 に着目すると、自然地盤である Ac 層に到達する前に、貫入抵抗が小さく、細粒分をやや多く含んだ盛土の領域 Bscg1 が存在する。ボーリングコアを観察したところ、これらが黒色のシルト混じり砂れきを主体とし、所々に青白色の均質なブロック状の粘土を介在しており、主体とする土は左岸 8.0k の Bscg1、ブロック状の粘土は左岸 8.0k の Bc とよく類似していた。堤防の主体となっている Bscg2 に比べると、Bscg1 は  $N_{60}$  が小さく  $FC$  が大きいことから、粒度が細かいことが分かる。また、CPT-1 の表層 0.75m 程度は、裏のり尻の道路盛土 (Bscg3) を構成するシルト混じり砂れきを貫入したものであるが、拘束圧が非常に小さいにもかかわらず  $N_{60}$  が 10 程度を示し、ボーリングコアは配合がよく非常に締まった盛土であった。

これらを除けば、CPT-2~7 で確認された盛土材 (Bscg2) はいずれも概ね類似していた。地震後の変状は特に川表側が顕著であったが、表のり尻付近に特異な領域は認められなかった。Bscg2 内で CPT により得られた  $N_{60}$  および  $FC$  はばらつきを有するが、局所的なれきやシルトの影響と見られる箇所を除くと  $N_{60} = 1 \sim 6$  程度、 $FC = 0 \sim 20\%$  程度であった。

断面図の CPT-1, CPT-2 間に示すブロック積擁壁の位置および形状寸法は、既存の断面図から転記したものである。一般にブロック積擁壁の基礎の根入れは深くてもせいぜい 0.5m 程度であるのに対し、本地点では 1.5m 程度と極端に深い。当時の設計に関する情報を得ることはできていないが、設置当初からブロック積擁壁にこのように深い根入れを設ける必要性は考えにくい。擁壁の設置後に裏のり尻から川裏側に道路盛土が整備された結果として、根入れが深くなったものと考えられる。つまり、Bscg3 は築堤当初は存在せず、堤防とは異なる時期に施工された道路盛土であると解釈できる。

地下水位を把握するにあたっては、潮位変動の影響に配慮し、各孔の削孔後、1 時間ごとに孔内水位を計測した。実際、那珂川河口付近に位置する大洗港の潮位は、作業開始～終了時の間に 1.2m 上昇していた。各調査孔の孔内水位の経時変化を図-5 に示す。CPT-2~6 では削孔後すぐに平衡水位に達したが、その水位は TP+0.335~0.575m とほぼ平坦であり河川水位に近い位置にあったが、潮位変動の影響は受けていないようである。しかし、川裏側の道路盛土における調査孔 CPT-1 では初期水位が低く、その後の上昇が鈍い。したがって、CPT-1 で確認された Bscg3 および Bscg1 は、Bscg2 に比べて透水性が低く、これには密実さや細粒分の含有量が関与していると考えられる。また、最終計測時の水位は完全には平衡状態に至っていないが、TP-0.415m と周辺に比べて明らかに低い。裏のり尻に存在する Bscg1 および Bscg3 は、粒度特性、密実さ、地下水位の状況から、Bscg2 よりも液状化が生じにくいものと推察される。

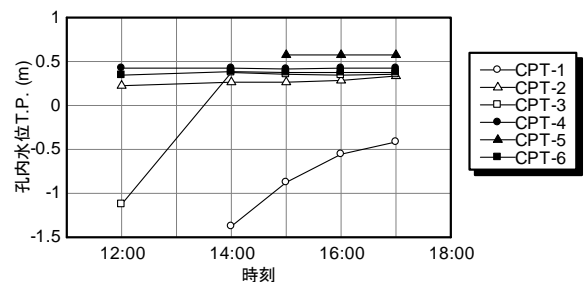


図-5 孔内水位の経時変化

## 5. 堤体構造と被災形態に関する考察

まず、調査結果から明らかとなった下石崎堤防の堤体構造について、特徴を簡潔にまとめる。

本堤防は、湖沼の堆積物である均質なシルトの上に築堤された干拓堤防であり、堤体の主体である Bscg2 の粒度はシルト、細砂、中砂、粗砂、細礫、中礫と広範囲にわたっている。基礎地盤が軟弱であるため、築堤後の圧密沈下によって盛土下面形状は下に凸となり、さらには表のり尻が平常時より河川水に触れる環境にあったため、盛土下部には還元状態に至るほどに恒常的な飽和域が形成されていた。ただし、裏のり尻付近では、堤内地の農地整備の際に剥ぎ取って集められた表土と見られる盛土 Bscg1, Bc が存在し、粒度範囲は同様に広いものの Bscg2 に比べるとやや粘性土に近いこと、密実で透水性の低い道路盛土 Bscg3 が存在すること、裏のり尻付近で地下水位が低くなっていることの3点が特徴的であった。

次に、東北地方太平洋沖地震における被災形態とそのメカニズムについて、堤体構造に照らしながら考察する。

天端～裏のり肩にわたる縦断亀裂の大きな開口は、水平方向の伸張変形に伴う引張破壊を生じたことを意味している。このため、慣性力に起因するすべり破壊といったメカニズムは明確に否定され、下部の大きな水平伸張変形に追随しきれず盛土上部に引張破壊が生じたものと解釈される。そして、大きな水平伸張変形を生じた箇所としては、液状化を生じた Bscg2 下部の飽和域である可能性が高い。盛土が台形の形状を保持するためには盛土内部には初期せん断応力が作用し、平常時は土のせん断抵抗によって安定性を保持しているが、液状化によって盛土下部のせん断剛性・せん断強度が低下すると、初期せん断応力が解消される方向、すなわち、盛土の天端直下が等方応力状態に向かい上載荷重に対して水平方向に伸張しようとし、のり面付近がはらみ出そうとするなど、いずれによっても盛土下部に水平方向の伸張変形しようとする。表のりが大きく崩壊した状況は、液状化が天端直下のみならず、表のり尻付近でも発生した可能性を示唆している。

一方で、裏のり尻付近が地震動の作用に対して安定を保持したのは、裏のり尻付近に局所的に存在する盛土の密実さ、土質の違い、地下水位の低さ等によるものと考えられる。この領域が、盛土下部の川裏側への水平伸張変形を抑制したことが、裏のり尻付近に変状が生じなかったことの原因であると考えられる。

これらは、堤体の液状化による堤防被害に対して、のり尻付近の安定性が重要であることを示唆するものである。例えば、対策工について検討するのであれば、のり尻付近の安定性を高めることで、堤体下部の水平伸張変形を抑制すれば、堤防の大規模な崩壊の防止につながるものと考えられる。本堤防の他にも、東北地方太平洋沖地震において、裏のり尻に浸透対策として設置されていたドレーン工が堤防の変状を抑制したとみられる事例もあった。著者らは、堤体下部の液状化への対策方針として、ドレーン工や押え盛土等の設置によりのり尻付近の安定化を図ることが有効であると考へ、実験的検討を重ねているところ<sup>67)</sup>であるが、本調査の結果から導かれた考察は、その方針を支持するものであると言える。

## 6. まとめ

2011年東北地方太平洋沖地震では、東北地方、関東地方に堤体下部の液状化による被害が多数発生した。本報では、ケーススタディーとして潤沼川・下石崎地先の堤防被害に着目し、開削断面の観察やボーリング、CPT等による調査結果に基づいて堤体構造の詳細を明らかにするとともに、堤防天端～表のりにわたる著しい変状、それとは対照的な裏のりの無被災状況と堤体構造の関係について考察を行った。その結果は、堤体の液状化による堤防被害に対してのり尻付近の安定性を高めることの重要性を示唆するものであり、このような被災形態に対する対策方針を検討していく上で重要なヒントを与えるものであった。

### 謝辞

本調査の実施にあたっては、国土交通省関東地方整備局河川部河川工事課および常陸河川国道事務所より多大なるご協力をいただいた。ここに記して謝意を表す。

### 参考文献

- 1) 河川堤防耐震対策緊急検討委員会：東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方について 報告書、2011.9.
- 2) 国土交通省東北地方整備局、北上川等堤防復旧技術検討会：北上川等堤防復旧技術検討会 報告書、2011.12.
- 3) 防災科学技術研究所：強震観測網 (K-NET, KiK-NET), <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- 4) Jefferies, M. G. & Davis, M. P.: Use of CPTu to estimate equivalent SPT  $N_{60}$ , *Geotechnical Testing Journal*, pp.458-468, 1993.
- 5) Robertson, P. K. & Fear, C. E.: Liquefaction sand and its Evaluation, *Earthquake Geotechnical Engineering*, Vol.35, No.3, pp.1253-1287, 1997.
- 6) 谷本俊輔, 林宏親, 石原雅規, 増山博之, 佐々木哲也：堤体盛土の液状化対策に関する動的遠心力模型実験, 第47回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1349-1350, 2012.7.
- 7) 荒木裕行, 谷本俊輔, 石原雅規, 林宏親, 佐々木哲也：法尻の安定化を目的とした堤体盛土の液状化対策, 第48回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1507-1508, 2013.7.

# 砂・粘土互層の軟弱地盤上に築造された河川堤防の地震応答解析

砂・粘土互層 地震応答解析 鋼管矢板

名古屋大学 学生会員 ○加藤 健太

名古屋大学 国際会員 野田 利弘 中井 健太郎

## 1. はじめに

2011年に発生した東北地方太平洋沖地震では河川堤防も甚大な被害を受けた。今後南海トラフでの巨大地震の発生が危惧されている中、河川堤防の耐震性を適切に評価し、その結果に応じて必要な耐震対策を施すことが急務となっている。本報では、深部から洪積層（支持層）、粘性土、砂質土で構成される軟弱地盤上に築造された河川堤防の耐震性を静的/動的水～土連成有限変形計算によって評価するとともに、鋼管矢板による補強効果について検討した。用いた解析コードは、砂から中間土、粘土までを同一の理論的枠組で記述する弾塑性構成式SYSカムクレイモデル<sup>1)</sup>を搭載した静的/動的水～土骨格連成有限変形解析コードGEOASIA<sup>2)3)</sup>である。

## 2. 解析条件

初期地盤の有限要素メッシュを図-1に示す。解析領域は幅1000m、深さ20mであり、比較的単純な地層構成を有する水平成層軟弱地盤を想定した。深部から洪積層（支持層）、その上部に軟弱な粘性土層、表層に緩い砂質土層が存在している。使用した材料定数（表-1）は東海地方の河川堤防のボーリング調査で採取された試料を用いて行われた非圧密非排水三軸圧縮試験、圧密非排水三軸圧縮試験および標準圧密試験の結果をSYSカムクレイモデルで再現することによって決定している。地盤の初期状態分布を図-2に示す。過圧密比、構造の程度、初期応力比、初期異方性の程度は各層で均一とし、比体積は土被り圧に応じて分布させた。水理境界は地表面が水位面と一致するように水圧ゼロとし、下端及び両側面は非排水条件とした。

この初期地盤に対して堤防高5m、堤防天端は右岸が7m、左岸が14m、法面勾配が1:1の河川堤防を築堤した。次に河道部分の掘削を行い、河川の水位を上昇させた。本報では外水位をT.P.+1.2mとしている。このとき、堤外地側の要素の水理境界を水位の高さに応じた水圧を要素に与える排水境界に変更している。その後、築堤による圧密の計算を行い、その沈下量を図-4に示す。砂質土層や堤体の沈下は早期に収束するものの、粘性土層の沈下の収束は遅い。堤体荷重によって大きく沈下しており、軟弱な状態であることがわかる。地震応答解析では、有限要素メッシュの両側面の同一高さの全節点の各成分に等変位条件を与えて周期境界を設定している。図-5は解析に用いた入力地震波である。この地震波は2004年の中央防災会議で策定された名古屋港付近における東海・東南海・南海3連動地震波（Vs=700m/sに相当）を工学的基盤でのVsを考慮して2倍に増幅させたもの

である。この地震波を地盤底面の全節点の水平方向に等しく入力した。なお、地盤底面の全節点の水平方向にVs=300m/sに相当する底面粘性境界を設定している。

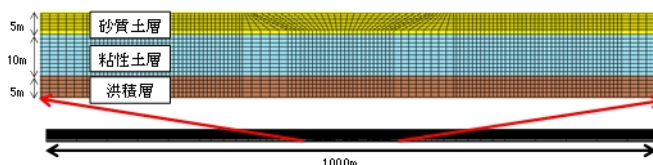


図-1 初期地盤有限要素メッシュ図

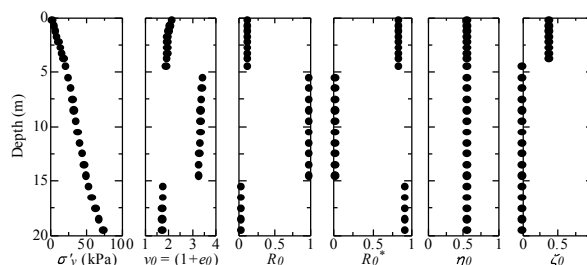


図-2 地盤の初期状態

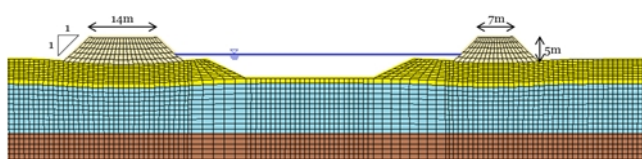
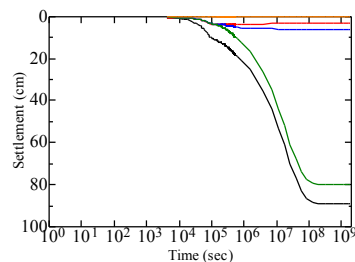
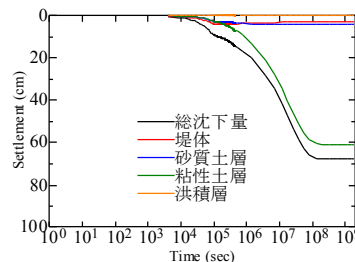


図-3 解析に用いる有限要素メッシュ図（中央部拡大）



(a) 左岸



(b) 右岸

図-4 築堤後の層別沈下量

Seismic response analysis of river embankments constructed on the alternatively layered soft ground.

Kato, K. (Nagoya University)  
Noda, T. and Nakai, K. (Nagoya University)



図-5 入力地震動とフーリエスペクトル

表-1 材料定数・初期値

	堤体	砂質土層	粘性土層	洪積層
土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.512	2.669	2.711	2.650
透水係数 $k$ (cm/s)	$1.0 \times 10^4$	$1.0 \times 10^3$	$1.2 \times 10^6$	$1.0 \times 10^5$
弾塑性パラメータ				
限界状態定数 $M$	1.378	1.33	1.5	1.5
NCLの切片 $N$	1.8	1.93	2.4	2.0
圧縮指数 $\lambda$	0.225	0.083	0.21	0.08
膨張指数 $\kappa$	0.012	0.003	0.035	0.001
ポアソン比 $\nu$	0.3	0.3	0.3	0.3
発展則パラメータ				
$-D_v^p$ と $\ D_s^p\ $ の割合 $c_s$	0.35	0.7	0.3	0.6
構造劣化指数 $a$ ( $b = c = 1$ )	0.8	2.2	0.45	2.0
正規圧密土化指数 $m$	2.0	0.1	10.0	10.0
回転硬化指数 $b_r$	1.2	2.0	0.01	0.0
回転硬化限界面 $m_b$	1.0	0.7	1.0	0.0
初期状態				
初期比体積 $v_0$	2.162	1.792	3.215	1.645
初期応力比 $\eta_0$	0.545	0.545	0.545	0.545
初期構造の程度 $1/R_0$	4.0	1.2	95.0	1.1
初期過圧密比 $1/R_0^*$	1.514	9.883	1.025	50.0
初期異方性の程度 $\zeta_0$	0.0	0.375	0.0	0.0

### 3. 河川堤防の地震応答解析結果

地震中のせん断ひずみ分布の時刻歴を図-6に示す。地震開始から30秒経過した時点で砂質土層が液状化したことにより堤体が沈下し、法尻付近が流動し始める。40秒経過時点では堤体の沈下によって粘土層の上部にせん断ひずみが発生し、60秒が経過する頃にこの部分を起点としてすべりが生じ始める。その後120秒が経過する時点でこのすべりはさらに大きくなり、地震終了を迎える。堤外地側を見ると、液状化による側方流動と粘性土層のすべりによって河床の隆起が発生し、河積の減少を引き起こしている。

次に両岸の天端中央部分での層別沈下量を図-7に示す。洪積層を除くすべての層で沈下が生じているが、液状化が生じている砂質土層の沈下量が特に大きいことがわかる。地震後に最も高さがある法肩部分の総沈下量は右岸で約2.7m、左岸で約2.2mとなり、外水位すれすれまで沈下している。さらに河積の減少に伴う水位の上昇が生じた場合には、堤内地が浸水する可能性もあることから、この河川堤防の耐震性は十分でなく、耐震対策を施す必要があると判断される。

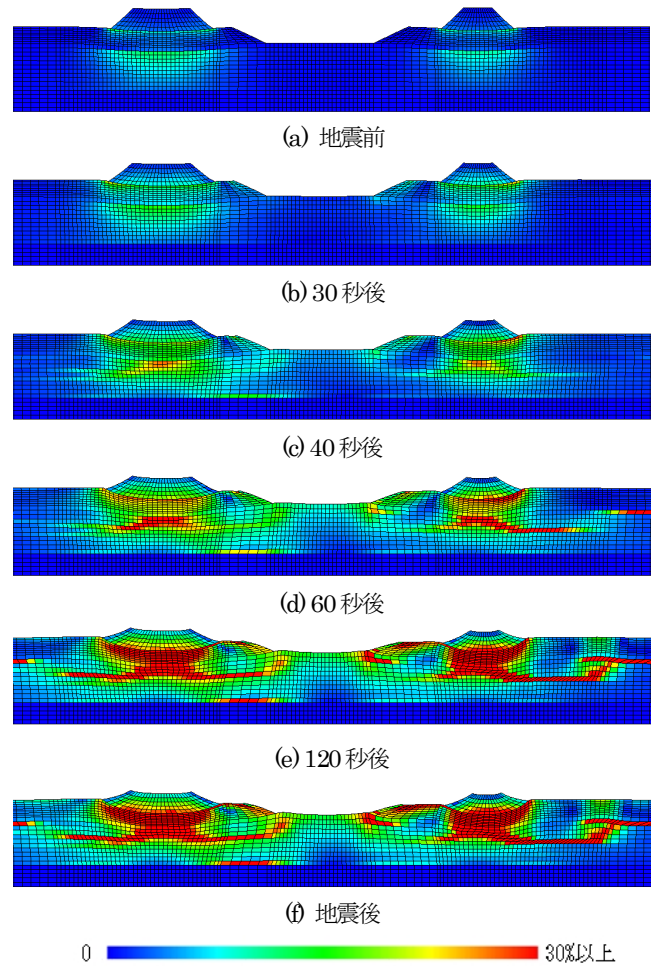
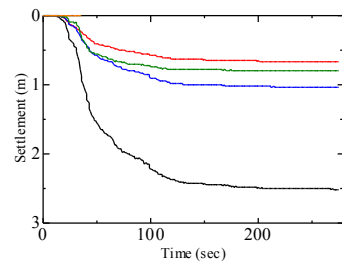
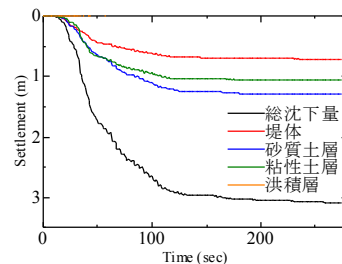


図-6 せん断ひずみ分布の時刻歴



(a) 左岸



(b) 右岸

図-7 地震中の層別沈下量

### 4. 鋼管矢板による補強効果の検証

3. で実施した無対策の解析に加え、鋼管矢板の設置位置や根入れ深さを変えて地震応答解析を行い、鋼管矢板による補強効果を検証した。鋼管矢板は一相系弾性体としてモデル化し、表-2の材料定数を用いた。また降伏モーメントを2000kN・m/mと設定し、計算上の時間で1秒ごとに鋼管矢板の要素に作用する

曲げモーメントを求め、降伏モーメントに達した要素はヤング率を100分の1に減少させることで、簡易的に鋼管矢板の降伏を表現した。解析ケースの一覧を表-3に示す。鋼管矢板の設置位置と根入れ深さの例としてCase.4とCase.7の有限要素メッシュ図を図-8に示す。図中の赤く示した要素が鋼管矢板であり、根入れが浅いもの(長さの短いもの)は粘性土層の途中までとし、深いもの(長さの長いもの)は洪積層まで根入れさせている。

表-2 鋼管矢板の材料定数

	鋼管矢板
ヤング率 $E$ (GPa)	200
密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.456
ポアソン比 $\nu$	0.3

表-3 解析ケース

	鋼管矢板の有無/長短	
	堤外地側	堤内地側
Case.1	なし	なし
Case.2	短い	なし
Case.3	長い	なし
Case.4	短い	短い
Case.5	短い	長い
Case.6	長い	短い
Case.7	長い	長い

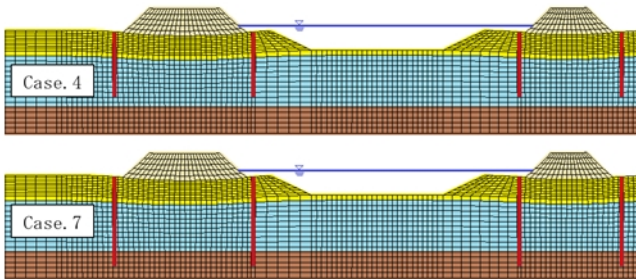


図-8 鋼管矢板の位置と長短

各解析ケースでの地震直後のせん断ひずみ分布を図-9に示す。Case.2, Case.4, Case.5およびCase.6のように鋼管矢板の根入れが浅いとその先端を回り込むようにすべりが生じる。一方、鋼管矢板の根入れが深いCase.3およびCase.6では堤外地側、Case.5では堤内地側、Case.7では両側の変状が抑制されている。しかし、Case.7以外の解析ケースでは鋼管矢板が設置されていない、もしくは根入れの浅い方への大きな変状が見られ、Case.3では堤体の法尻部分が堤外地側へ大きく変位し、Case.6では先述の堤防背面の根入れの浅い鋼管矢板を回り込むすべりが大きくなり、Case.5では河床の隆起が顕著になる。

最大加速度時(地震開始34秒後)における各解析ケースの鋼管矢板に作用する曲げモーメントの分布を図-10に示す。実線は堤外地側、破線は堤内地側の鋼管矢板であり、黒色は右岸側、赤色は左岸側を示している。なお、曲げモーメントは鋼管矢板の左

側が引張られるものを正としている。いずれの解析ケースにおいても根入れが浅い鋼管矢板に作用する曲げモーメントが小さく、地盤の変状に十分抵抗できていないことがわかる。一方、根入れが深い鋼管矢板では粘性土層と洪積層の境界付近を中心として降伏モーメントを超えるような大きな曲げモーメントが作用しており、地盤の変状に抵抗していることがわかる。

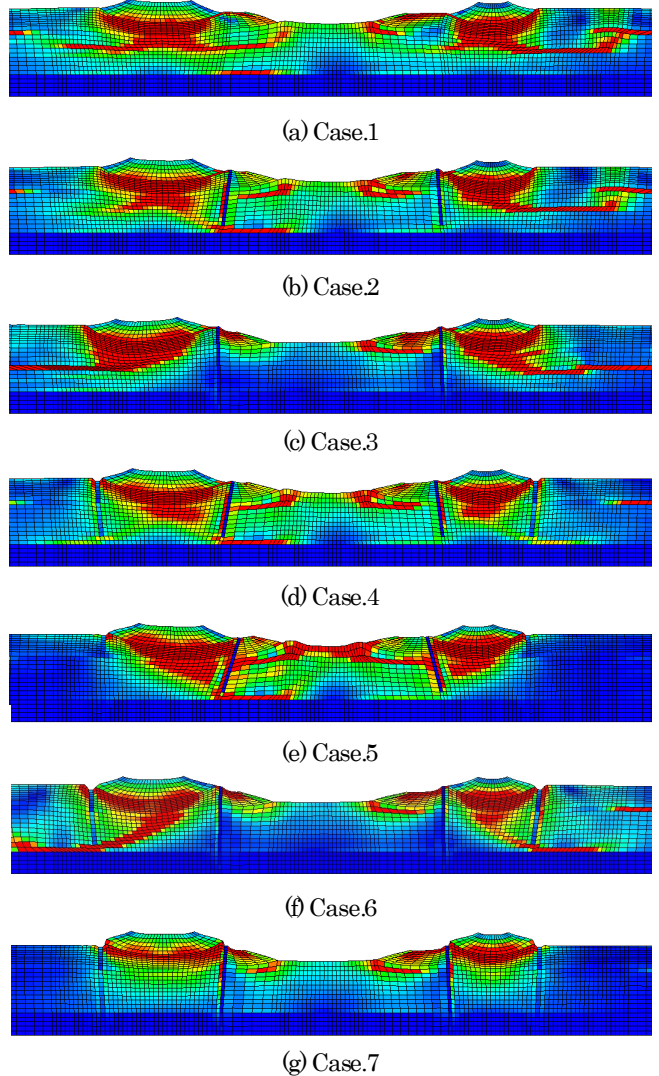


図-9 各解析ケースにおける地震後のせん断ひずみ分布

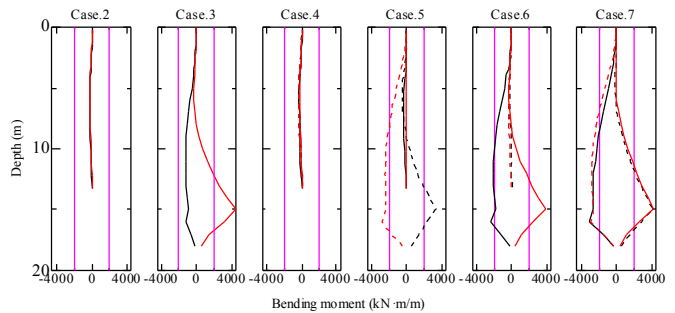
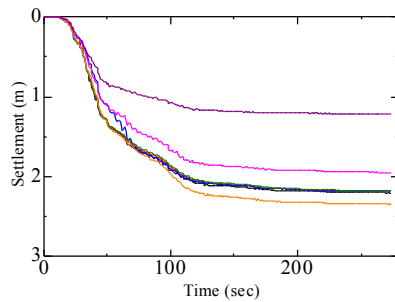
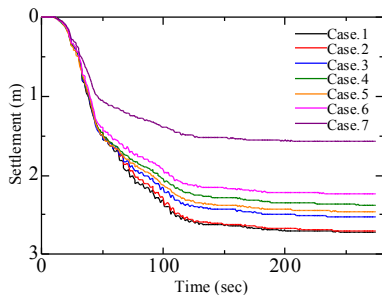


図-10 各解析ケースにおける最大加速度時の曲げモーメント分布  
 実線：堤外地側、破線：堤内地側  
 黒色：右岸側、赤色：左岸側

次に各解析ケースでの堤体法肩部分の沈下量と堤体法尻部分の堤内地側への水平変位を図-11 および図-12 に示す。沈下量は Case.7 を除いて鋼管矢板が設置されていない Case.1 と大差がなく、鋼管矢板による堤体の沈下対策を行うのであれば、支持層までしっかりと根入れをする必要がある。一方、水平変位は各解析ケースで大きく異なり、堤内地側に根入れが深い鋼管矢板を設置している Case.4 や Case.5 の水平変位は Case.1 と比較して小さくなるが、堤外地側に根入れが深い鋼管矢板を設置している Case.3 や Case.6 の水平変位は増大し、特に Case.3 の左岸では Case.1 の 2 倍以上の水平変位が生じている。したがって、堤外地側に支持層までしっかりと根入れされた鋼管矢板が設置されている河川堤防では、堤内地側への地盤変状を考慮する必要がある。

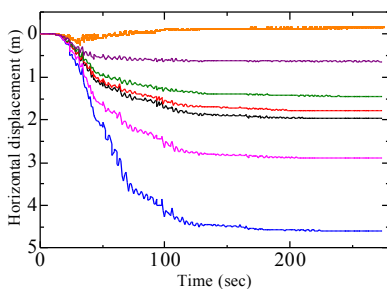


(a) 左岸

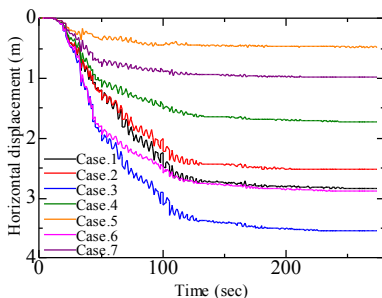


(b) 右岸

図-11 各解析ケースにおける堤体法肩の沈下量



(a) 左岸



(b) 右岸

図-12 各解析ケースにおける堤内地側の堤体法尻の水平変位

## 5. おわりに

砂・粘土互層の軟弱地盤上の河川堤防では、地震中に砂質土層の液状化だけでなく、粘性土層に生じるすべりによって河床の隆起や堤体の沈下が引き起こされ、堤防の機能が著しく損なわれることから、粘性土層も適切にモデル化した上で数値解析を行い、耐震性を評価することが重要である。また、河川堤防に設置された鋼管矢板は支持層までしっかりと根入れすることで補強効果が発揮される。しかし、堤防の片側にしか支持層まで根入れした鋼管矢板が設置されていない場合には、その反対側の変位が大きくなり、かえって大きな被害が発生する可能性があるため、対策の際に注意が必要である。

本研究は JSPS 科研費 (20126012, 25249064) および南海トラフ広域地震防災研究プロジェクト (文部科学省) の助成を受けたものである。

## 参考文献

- 1) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M. (2002) : An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanics of soils, *Soils and Foundations*, 42 (5), pp.45-57.
- 2) Asaoka, A. and Noda, T. (2007): All soils all states all round geo-analysis integration, *International Workshop on Constitutive Modeling - Development, Implementation, Evaluation, and Application*, Hong Kong, China, pp.11-27.
- 3) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M. (2008): Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, 48 (6), pp.771-790.



# 不均質な堤体材料におけるせん断波速度の空間的分布のモデル化例

不均一性 自己相関係数 自己相関距離

群馬大学 ○佐竹 亮一郎  
群馬大学 若井 明彦

## 1.はじめに

堤体の内部材料は一般に空間的な不均一性があり、より正確な堤体の挙動予測のためには、物性値の空間的な分布を考慮することが望まれる。本研究は、空間的分布を考慮した、いわゆるばらつきを含んだ解析を行うことを目的とする。モンテカルロ・シミュレーションによるFEM解析を行ない、解析結果を発生確率の分布として出力することで、従来のように材料定数を唯一の代表値に固定して与えた場合の解析値の妥当性を検証し、信頼性設計の観点から評価を行う。その前段として、本検討では、実際の堤体のせん断波速度( $V_s$ )の空間的分布の数理モデル化を行った。

## 2.解析対象

解析対象は図-1のような表面波探査によって計測されたせん断波速度分布とした。これは著者のこれまでの研究<sup>2)</sup>で使用したものと同一である。なお、10m以深の基礎地盤部および中央の樋管部の左右20mは、他の堤体部と物性値が異なると判断したため、検討から除外した。実際の解析領域は図中の枠線で囲まれたA、Bの2領域である。

## 3.解析概要

本研究では、物性値の空間的分布をモデル化するにあたり、1) 物性値の存在割合、2) 物性値の空間的相関性の2項目を検討した。検討の方法としては、せん断波速度分布を表データ化し、各深さ位置における左端から右端までの連続データ(水平方向)と、各水平位置における上端から下端までの連続データ(鉛直方向)を1個の数値標本とし、その数値標本をもとに統計的に整理した。詳細は各検討項目の章で記述する。

## 4.物性値の存在割合

まず、 $V_s$ 値の分布の傾向を統計的に把握するため、数値標本ごとの標準偏差 $\sigma$ および平均値 $\mu$ の分布について検討した。図-2に標準偏差の分布、図-3に平均値の分布を水平、鉛直方向についてそれぞれ示す。

標準偏差については、最大値が12m/s程度であり、ほとんどは10m/s以下の値をとっている。これは観測された $V_s$ 値の1/10以下であり、値のばらつきはそれほど大きくないと言える。また、どちらの領域、方向の分布を見ても値が0に近い区間が存在している。この区間は図-1で $V_s$ 値の変化がほとんど存在しない区間と一致しており、標本内の相関が極めて高いと言える。この影響に

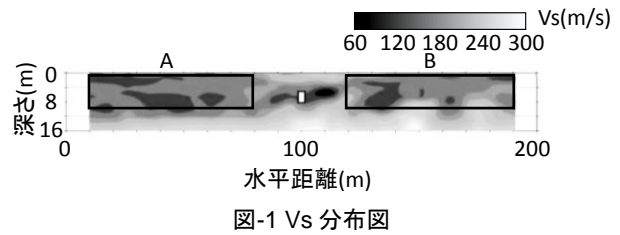


図-1  $V_s$  分布図

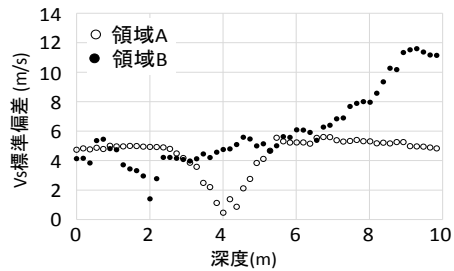


図-2.a  $V_s$  の標準偏差分布 (水平方向)

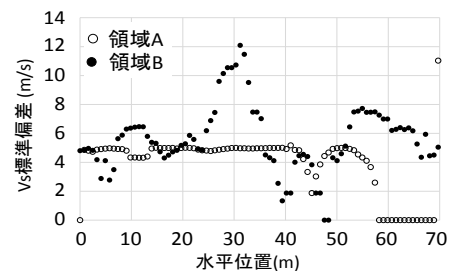


図-2.b  $V_s$  の標準偏差分布 (鉛直方向)

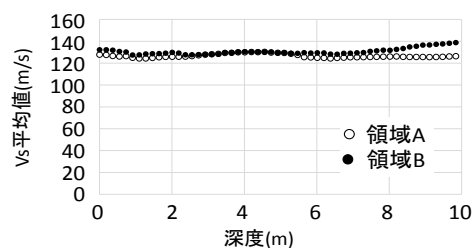


図-3.a  $V_s$  の平均値分布 (水平方向)

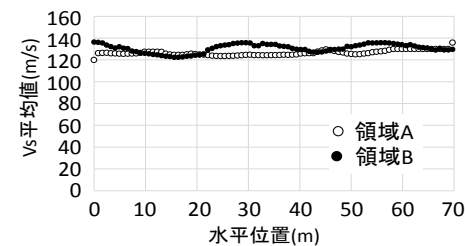


図-3.b  $V_s$  の平均値分布 (鉛直方向)

については5.物性値の空間的相関性の章で併せて述べる。

平均値については領域、方向によらず値はほとんどが120~140m/sの範囲にある。これは標準偏差がそれほど大きくないという事実に矛盾しない結果であった。

上述の結果から、領域A、BにおけるVs値の分布の傾向はおよそ一致していると言える。そこで次に、A、Bを合わせた領域A+BにおけるVs値の存在割合を整理した。図-4にVs値の存在割合を度数分布(ヒストグラム)として示す。図-4より、130m/sの割合が最も多く、次いで120m/s、140m/sとなっており、これらの値が全体の約96%を占めていることがわかる。これは、先に述べた分布の傾向と一致している。

次に、この分布を解析上扱いやすい量にするため、確率密度分布として表すことにした。分布形状は正規分布に従うものと仮定した。図-5に確率密度分布を示す。ここでA+Bの標準偏差は6.5m/s、平均値は128.6m/sである。また、比較のため図-4の度数分布を単位幅(10m)で除し、発生確率としたものを併せて示す。図-5より、実際の分布の発生確率と正規化した分布は形状に近い事がわかる。正規分布では $\mu-2\sigma\sim\mu+2\sigma$ の範囲に全体の約95.5%が含まれることから、存在割合はほぼ一致していると言える。以降の検討ではこの正規化した確率密度分布に従い物性値が存在しているものと仮定し、検討を行う。なお、今回は分布形状を正規分布と仮定したが、実際の物性値の存在割合が、例えば対数正規分布に従うと推測される場合は対数正規化を行ったほうがよいと思われる。

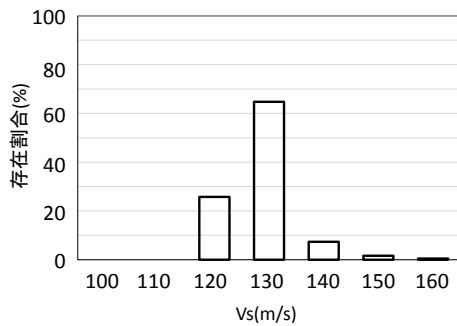


図-4 Vsの存在割合

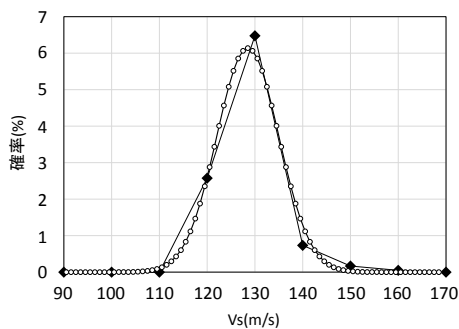


図-5 Vsの確率密度分布

## 5.物性値の空間的相関性

物性値の空間的相関性を表す指標として、本検討では自己相関係数 $\rho$ を用いることにした。自己相関係数 $\rho$ は自己共分散と分散の比で表される無次元量であり、2変数の類似性を示す指標である。この概念を利用した研究例として西村ら<sup>3)</sup>や若井らの研究<sup>4)</sup>があり、その中では $\rho$ を表す関数として次のような式が仮定されている。

$$\rho = \exp\left[-\frac{r}{L}\right] \quad (1)$$

$r$ は2点間の距離、 $L$ は自己相関距離である。自己相関距離とは $\rho$ を支配する定数であり、 $L$ が大きいほど距離 $r$ が増加しても $\rho$ が減少しにくい。単位はmであるが、あくまで概念的な値であり、実空間の距離とは無関係であることに留意されたい。式(1)は任意の2点間における相関関数であるが、これを2次元平面に適用する式として、西村らの研究<sup>3)</sup>では4種類の式が提案されている。本検討ではその中から次式を採用した。

$$\rho = \exp\left[-\sqrt{\left(\frac{r_x}{L_x}\right)^2 + \left(\frac{r_y}{L_y}\right)^2}\right] \quad (2)$$

$r_x, r_y$ および $L_x, L_y$ はそれぞれ $r, L$ のx成分およびy成分を示す。

以下に実際の検討手順を記述する。

- 1) Vs値の数値標本の各要素と他の要素との自己相関係数 $\rho$ を計算する。
- 2) 得られた各要素間の $\rho$ を、 $r_{x,y}-\rho$ 平面に描画する。
- 3) 式(1)を $r_{x,y}-\rho$ 平面に描画し、 $L$ を変化させ、 $\rho$ の分布を精度良く近似できる $L$ を $L_{x,y}$ として決定する。

ここで、1)を行う際、標本内におけるVs値の変化が少ない区間、すなわち標本内の標準偏差が極端に小さい区間では、標本平均と各要素の値が一致しており、適切な $\rho$ を推定することが困難であった。このような区間についてはばらつきが少なく、自己相関距離を考慮する必要がないと判断し、以降の検討から除外した。また3)の近似の際に、物理的な妥当性を欠く場合、すなわち一度低下した $\rho$ が増加に転じる場合、または $\rho$ が0以下の値を取る場合はその直前の値を終端として近似を行っている。

一例として図-6に領域Aにおける $r_x-\rho$ の関係図を示す。図中の丸点はある標本における $\rho$ の分布であり、実線は式(1)の $L$ を変化させ、描画したものである。他の標本についても同様の方法で $L$ を選定した。

次に、選定した水平方向および鉛直方向の $L$ を整理し、分布化したものを図-7に示す。図より、 $L_x$ と $L_y$ では、 $L_x$ の値が大きい。これは西村らの研究結果<sup>3)</sup>と同様の傾向であった。また、 $L_x, L_y$ の分布を領域A、Bで比較すると、A、Bでは分布の傾向が必ずしも一致しなかった。そこで本検討では、領域A、Bで選定された $L$ の平均値をとり、それを代表値とした。平均値は $L_x$ が8m、 $L_y$ が1.2mとなり、平均値から大小4mの範囲に全ての $L$ が分布してい

る。後述の解析では、 $L$  を単一値として入力しているが、今後は  $L$  の与え方についても検討を進める必要があると思われる。

6.モンテカルロ・シミュレーションのための準備  
- FEM 解析による均質ケースの斜面安定計算 -

図-8 のように各材料パラメータが不確実性を有する場合、解析結果のばらつきが発生すると考えられる。若井らの研究<sup>4)</sup>では、仮想斜面における材料定数の不確実性が全体安全率に与える影響を検討しており、材料定数の統計的分散を考慮したモンテカルロ・シミュレーションを実施した結果、均質ケースと比較して安全率の期待値が低下することが報告されている。今後は本研究に

においても同様の手法で解析を行ない、空間的分布を伴う物性値のばらつきが解析結果に与える影響を検討する予定である。そこで、モンテカルロ・シミュレーションのための準備として、単一物性値による均質ケースに対し、せん断強度位低減法(SSRM)による斜面安定計算を行った。図-9 に有限要素メッシュ図を示す。これは、本検討の解析対象である堤体の仮想横断面である。本検討では、物性値の存在割合および空間的相関性について、横断面と縦断面で等しいと仮定している。表-1 に材料定数を示す。堤体は沖積砂質土を仮定した。Vs の平均値  $\mu$  を以下の式によって換算し、 $\varphi$  を決定した。

$$V_s = 80.6N^{0.331} \quad (3) \text{ (今井, 1977)}$$

$$\varphi = \frac{5}{6}N + 26.7 \quad (4) \text{ (Meyerhof)}$$

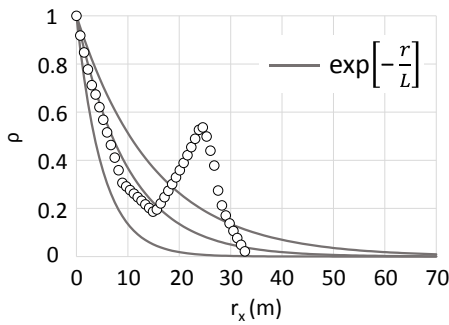


図-6  $r_x$ - $\rho$  関係図

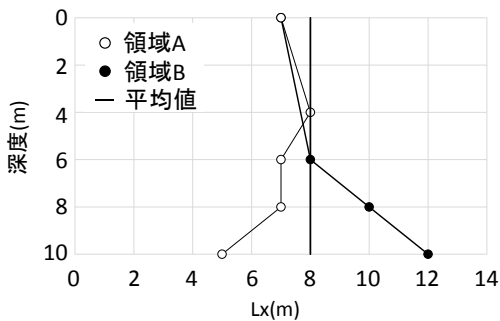


図-7.a  $L_x$  分布図

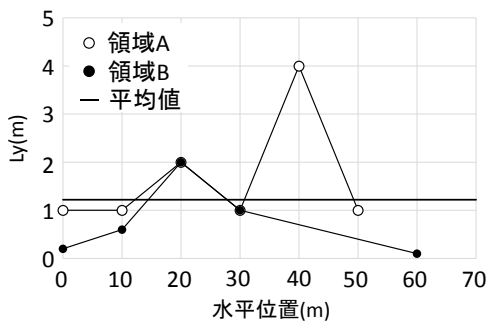


図-7.b  $L_y$  分布図

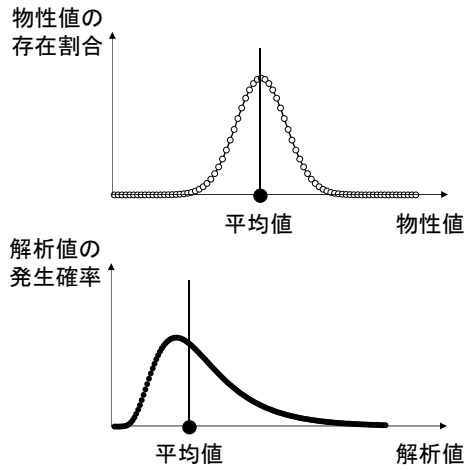


図-8 解析結果のばらつき

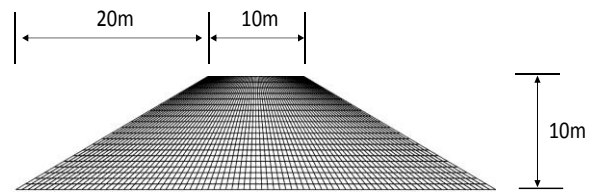


図-9 有限要素メッシュ図

表-1 材料定数

$\gamma$	$\nu$	$\varphi$	$\psi$	$E$	$c$	$V_s$
$\text{kN/m}^3$		deg	deg	kPa	kPa	m/s
18	0.35	30.12	30.12	81931	1.0	128.6

また、解析対象の実地盤には、表層部にシルト質が存在していることから<sup>1)</sup>、力学的モデルとしては、粘性土と砂質土の中間的な性質を持つ中間土<sup>2)</sup>として扱うのが適当と考えられる。そこで、本検討では河川堤防構造設計の手引<sup>3)</sup>を参考に、 $c$ の値を1kPaとしている。 $\gamma$ ,  $E$ ,  $\nu$ はゆるい砂質土で観測された経験的な値を入力した。解析の結果、堤防の全体安全率( $F_s$ )は1.26であった。

今後は、**図-10**のように、本検討で得られた標準偏差 $\sigma$ 、平均値 $\mu$ および自己相関距離 $L_x, L_y$ の値を元に、パターンの異なるせん断波速度分布を発生させ、モンテカルロ・シミュレーションによる解析を実施し、均質ケースと比較する。また、同様の検討手法を地震応答解析に適用することで、堤体の地震時挙動の予測精度の議論を行うことが可能であると考えられる。

### 7.まとめ

本検討では堤体の信頼性設計のため、物性値の空間的不均一性を考慮したモンテカルロ・シミュレーションを実施することを目的とし、その手法を検討してきた。以下に本研究で得られた知見をまとめる。

- 1) 物性値の分布は正規分布、あるいは対数正規分布に従うと仮定できる。実際に測定された分布の形状がどちらの分布に従うかを判断する必要がある。
- 2) 標準偏差の小さい区間はばらつきの無い、均質な材料であると推測される。従って、その区間は自己相関距離を選定する必要は無い。
- 3) 水平方向と鉛直方向では、水平方向の方が相関は強いと考えられる。これは堤体だけでなく、他の地盤構造物にも当てはまる可能性がある。

### 参考文献

- 1) 国土交通省関東地方整備局関東地方堤防復旧技術検討フォローアップ委員会および統合物理探査検討会, 2013, 合同委員会資料, <http://www.ktr.mlit.go.jp/ktr/content/content/000062123.pdf>, p15.
- 2) 佐竹亮一郎・市川一光・若井明彦, 2013, 不均質な堤体材料におけるモデル化例, 第10回地盤工学会関東支部発表会講演概要集, DVD-ROM.
- 3) 西村伸一・高山裕太・鈴木誠・村上章・藤沢和謙, 2011, 堤体盛土におけるN値空間分布の推定, 土木学会論文集C, Vol.67, No.2, pp252-263.
- 4) 若井明彦・倉岡千郎, 2010, 強度定数の不確実性と斜面の全体安全率との関係, 日本地すべり学会講演集, Vol49, 3-09, pp150-151.
- 5) 大内香織, 2010, 河川堤防点検における新たな評価指標, 平成22年国土交通省国土技術研究会一般発表, <http://www.mlit.go.jp/chosahokoku/h22giken/program/kadai/pdf/ippan/ippan1-03.pdf>
- 6) 財団法人国土技術センター, 2004, 河川堤防構造検討の手引, [http://www.jice.or.jp/siryu/t1/pdf/teibou\\_kouzou02.pdf](http://www.jice.or.jp/siryu/t1/pdf/teibou_kouzou02.pdf), p57.

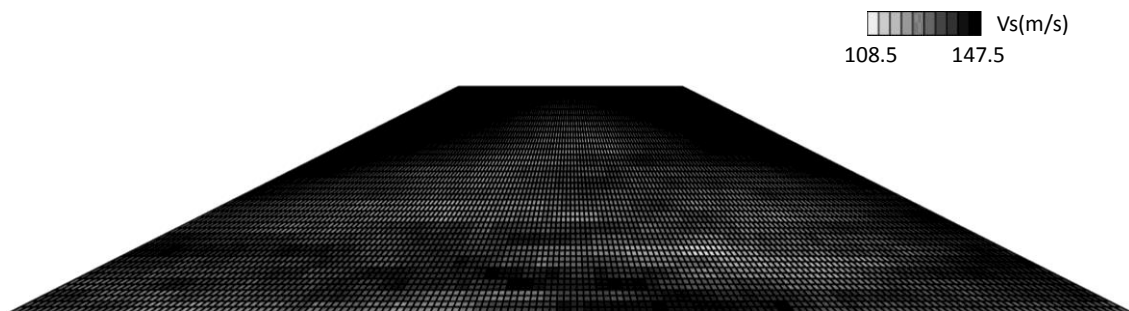


図-10. a

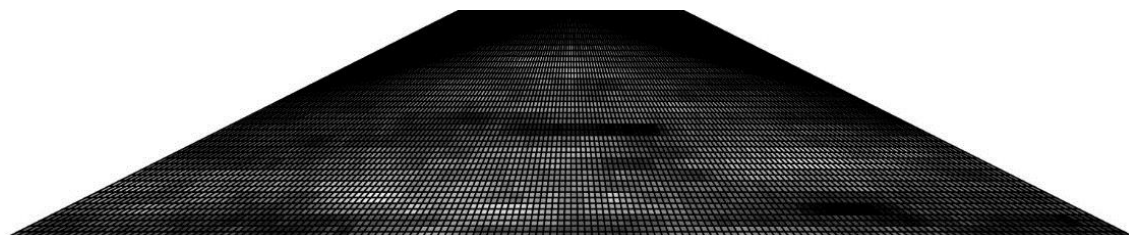


図-10. b

図-10 パターンの異なるせん断波速度分布

# 礫質土の粒度評価におけるボーリング調査径に関する研究

礫質土，粒度，液状化

(独) 土木研究所 正会員 石原雅規  
 名城大学 正会員 小高猛司・崔 瑛  
 高知大学 正会員 原 忠  
 (株)建設技術研究所 正会員 李 圭太

## 1. はじめに

河川堤防の基礎地盤の液状化危険度の判定には、粒度等によって判定の対象となる土層であるか判断した後に、主に標準貫入試験による N 値を用いて判定がなされる。その際の粒度は、一般に標準貫入試験時にレイモンドサンプラーで採取した試料（通称、ペネ試料）から分析されていることが多い。しかし、比較的大きな礫が混在する礫質土地盤においては、内径 35mm のレイモンドサンプラーで採取したペネ試料だけでは実際の基礎地盤の原粒度を評価することは難しいと思われる。本研究では、河川堤防の礫質土基礎地盤を対象として、3 種の調査径でのボーリング調査を行い、標準貫入試験（ペネ試料採取を含む）、コア試料のサンプリング、PS 速度検層、現場透水試験を行った。さらに、採取したペネ試料、コア試料に加えて、バックホウによる直接掘削で採取した原粒度試料も用いて、それぞれの粒度の比較検討を行った。あわせて現場透水試験の結果から、礫質土地盤の透水性に着目した動的特性に関する考察も行った。

## 2. ボーリング調査

河口部での堤外地高水敷にて、およそ 5m の間隔を空けて一列に 3 本の調査ボーリングを実施した。それぞれのボーリング調査径を表 1 に示す。それぞれのボーリング孔において、地表面から 1m 間隔で、それぞれ前半の 50cm で標準貫入試験（実際の貫入は 0.15~0.45m の 30cm）を実施して N 値の測定とペネ試料の採取を行い、後半の 50cm で無水掘りによる攪乱試料のコア採取を行った。それぞれのボーリング孔で使用したシングルコアチューブの内径も表 1 に示している。

表 1 ボーリング調査の概要

ボーリング孔	No.1	No.2	No.3
調査径・外径 (mm)	66	116	140
コアチューブの内径(mm)	50	100	125
透水試験	○	○	—
PS 速度検層	○	○	—

図 1 は現地のボーリング柱状図とそれぞれのボーリング孔での N 値をまとめて示したものである。地下水位は深度 4.0~4.5m 付近にあり、3 本のボーリング孔での N 値は、No.1 の 4m 付近、No.3 の 5m 付近で低い箇所が見られるものの概ね類似している。特に地下水以深の地盤深部においても 20 以下が続いており、礫質土としては低い値となっている。

図 2 はボーリング孔 No.1 と No.2 においてダウンホール法を用いて実施した PS 速度検層の結果である。Vs が 200m/s 以下であり、礫質土地盤のせん断波速度としてはかなり遅く、N 値が小さいことと整合している。特に、図 1 の N 値において、No.1 の深度 4.5m 付近で相当低下する部分が見られるが、図 2(a) の Vs においても若干低速となっている。また、今回の採取場所から 200m 程離れた地点で以前に採取した礫を用いて、相対密度 60% に再構成した三軸供試体に対して Vs を計測したところ最大 Vs=194m/s（有効拘束圧 98kPa）と得られており<sup>1)</sup>、今回の PS 速度検層の結果とほぼ同等であった。以上のことから、この堤防の基礎地盤は礫質土としてはややゆるい詰めであることが推測される。

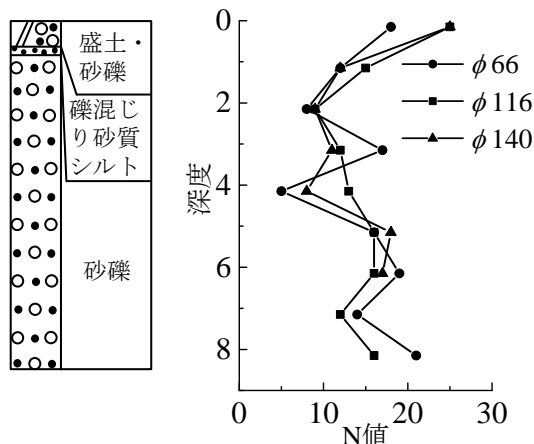
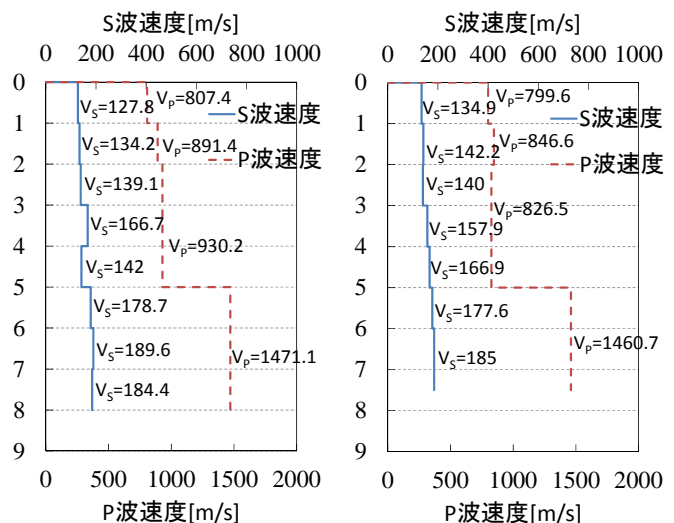


図 1 地層構成と各ボーリング孔の N 値の分布



(a) No.1 (φ66mm)

(b) No.2 (φ116mm)

図 2 PS 速度検層結果

### 3. 粒度試験結果

図3はそれぞれの深度におけるペネ試料による粒度試験結果である。凡例のボーリング調査径の横に書いてある数字は、それぞれのペネ試料を採取した際に計測されたN値である。図3(b)の深度1.15~1.45mにおいて、 $\phi 140\text{mm}$ のNo.3孔で採取した試料の粒度が他のボーリング孔で採取した試料の結果と大きく異なるが、その他の深度においては、多少のばらつきはあるものの、どのボーリング孔であっても、ペネ試料で比較すれば、得られる粒度はほぼ同様である。また、地下水以深の4m以深の粒度のいずれにおいても、「50%粒径10mm以下、かつ、10%粒径1mm以下」になっており、道路橋示方書における液状化判定対象土層に分類される。

図4には各ボーリング孔における全深度のペネ試料の粒度試験結果を示す。土質は深度方向に変わるのはもちろん、平面的にも厳密には同じではないので、図4(a)~(c)の各図を比較してボーリング調査径の影響をむやみに論じることができないが、各深度の粒度曲線は、各図それぞれの曲線群の中においてほぼ同じ位置関係を示している。また、孔径が大きい $\phi 140\text{mm}$ の曲線のデータのばらつきは他のボーリング径と比べて、感覚的にはあるが若干大きいように思われる。

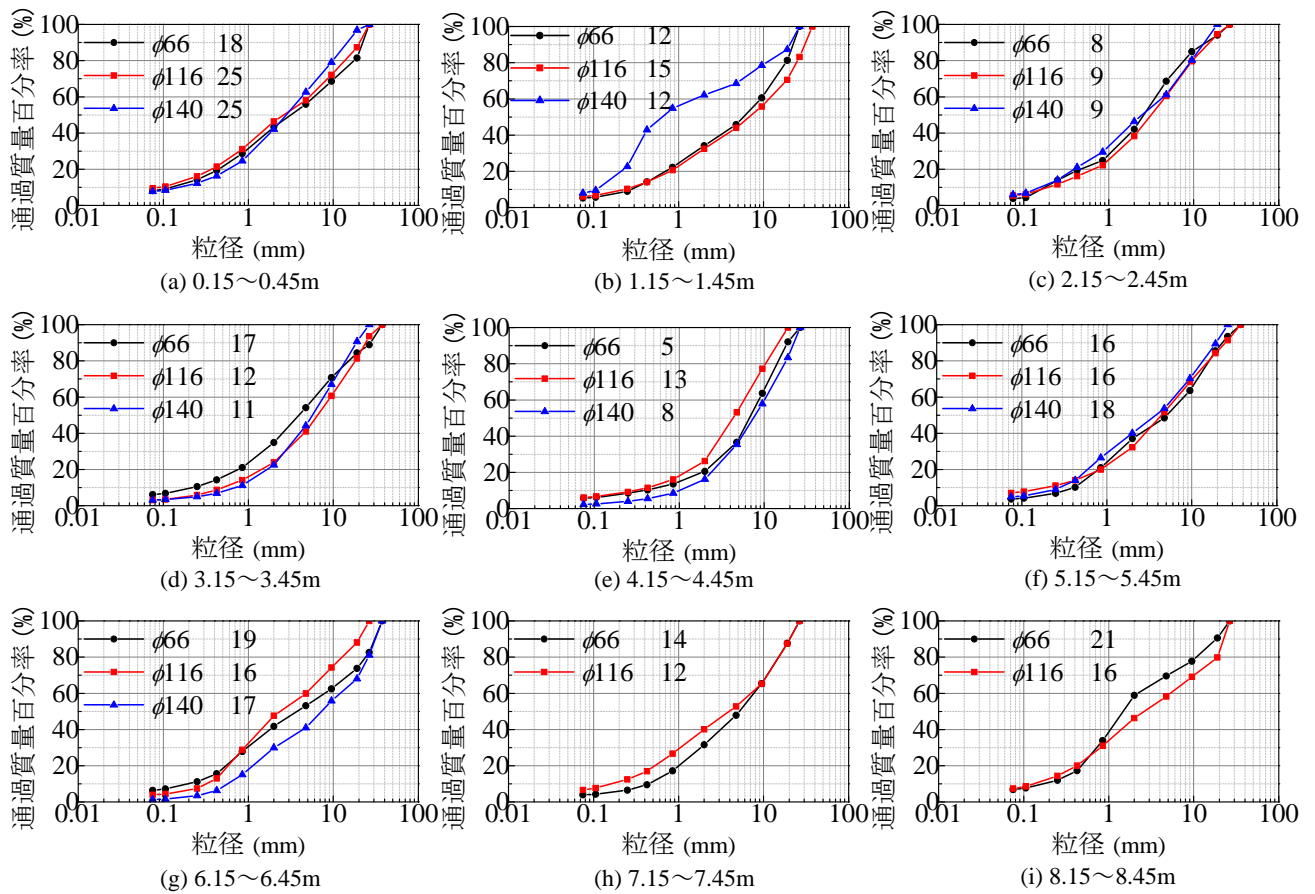


図3 採取深度毎に整理したペネ試料による粒度試験結果

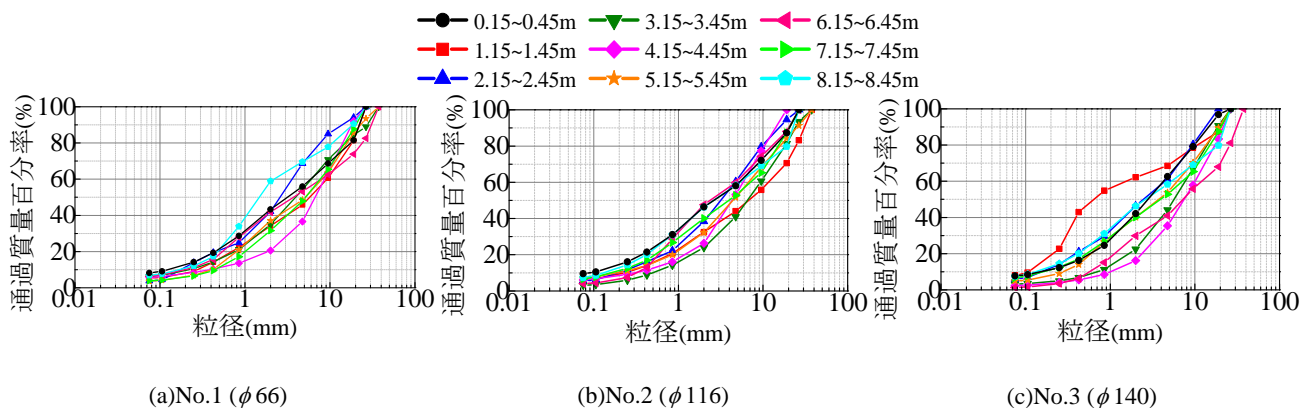


図4 調査ボーリング孔毎に整理したペネ試料による粒度試験結果

図5はそれぞれの採取深度におけるコア試料による粒度試験結果である。図3のペネ試料での結果とは異なり、コアの採取径の違いが、それぞれの粒度の相違として現れている。ただし、図5(a)の $\phi 116$ と $\phi 140$ および図5(b)の $\phi 140$ のように、地表近くの浅部においては、大きなボーリング径で採取したコア試料の方が小さな粒径の砂分を多く含む場合もある。それ以外においては、総じて図3に示すペネ試料の粒度と比べ、一般的に粒度曲線は右に寄り、粒径が大きい傾向を示す。液状化判定に関連する地下水位以下の4m以深の粒度を見ると、ボーリング調査径によるばらつきは比較的小さくなるとともに、「50%粒径10mm以下、かつ、10%粒径1mm以下」から外れる粒度も見られる。

図6にはボーリング孔毎の全深度のコア試料による粒度試験結果を示す。ボーリングNo.1の孔径 $\phi 66\text{mm}$ のコア試料の粒度において、粒径5mm程度からの礫の割合が急増する傾向が見られる。特に、図5(a),(c)~(e)に示す5m以浅において、 $\phi 66\text{mm}$ のコア試料の砂分の割合が、他の孔径のコア試料に比べて明らかに少ないことがわかる。

図7は各ボーリング孔にて採取されたコア試料の様子である。孔径により粒度が大きく異なった地表面からの2本を見比べると、小径の $\phi 66\text{mm}$ のコア試料の中にコア径と同じ程度の大きな礫が複数混入していることが目視からもわかる。今回の調査では $\phi 66\text{mm}$ のコアに偶然大きな礫が多く混入したのか、あるいはゆるい礫地盤においてはボーリング作業中

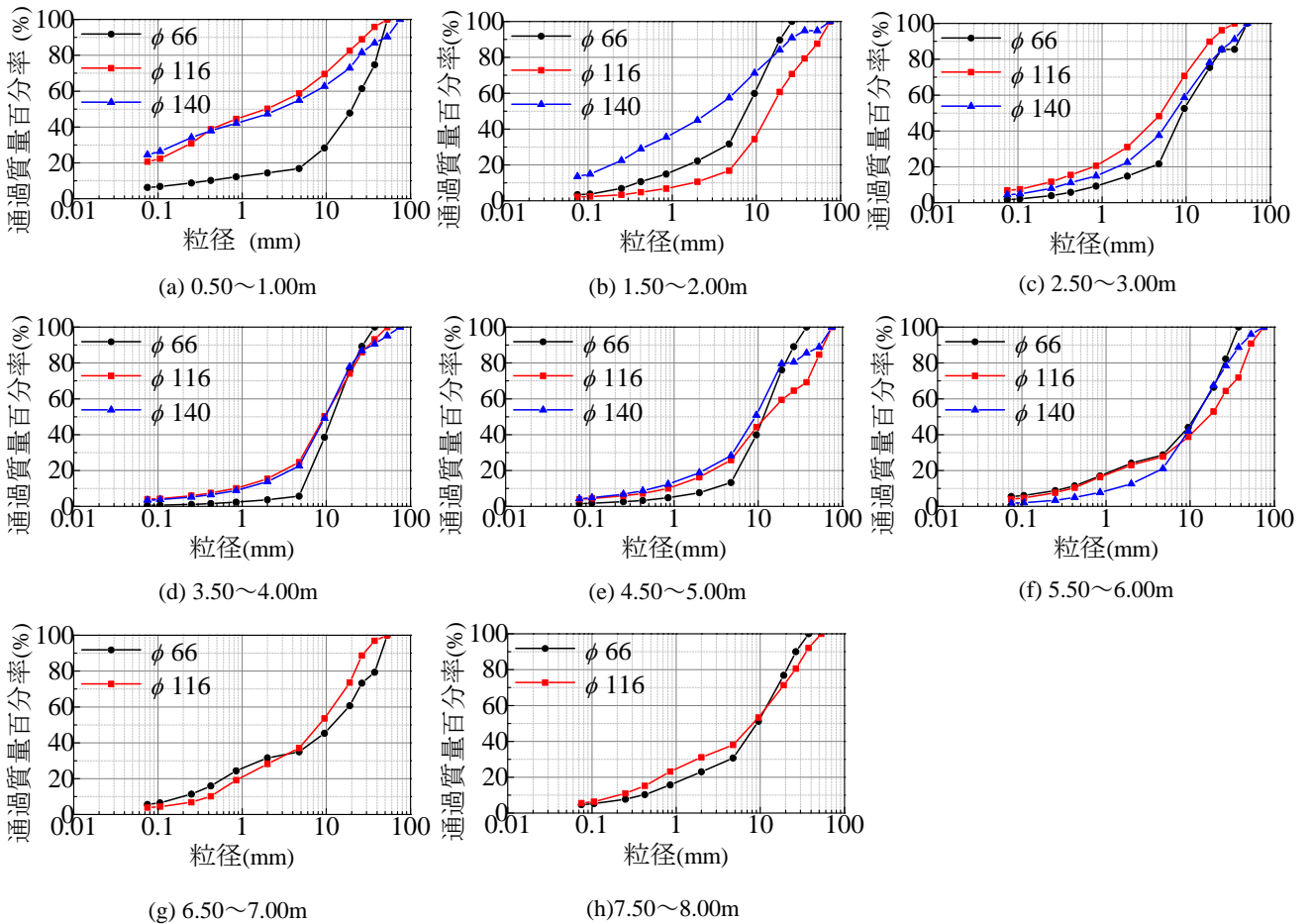


図5 採取深度毎に整理したコア試料による粒度試験結果

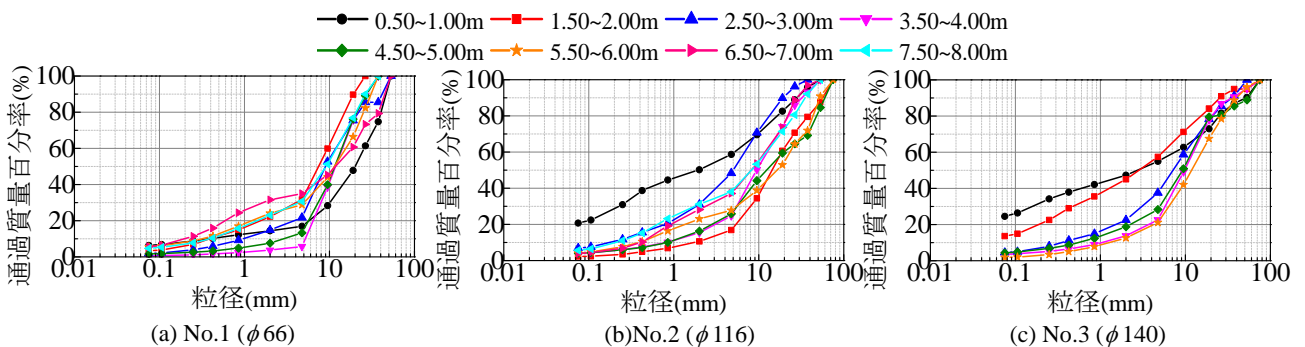


図6 調査ボーリング孔毎に整理したコア試料による粒度試験結果

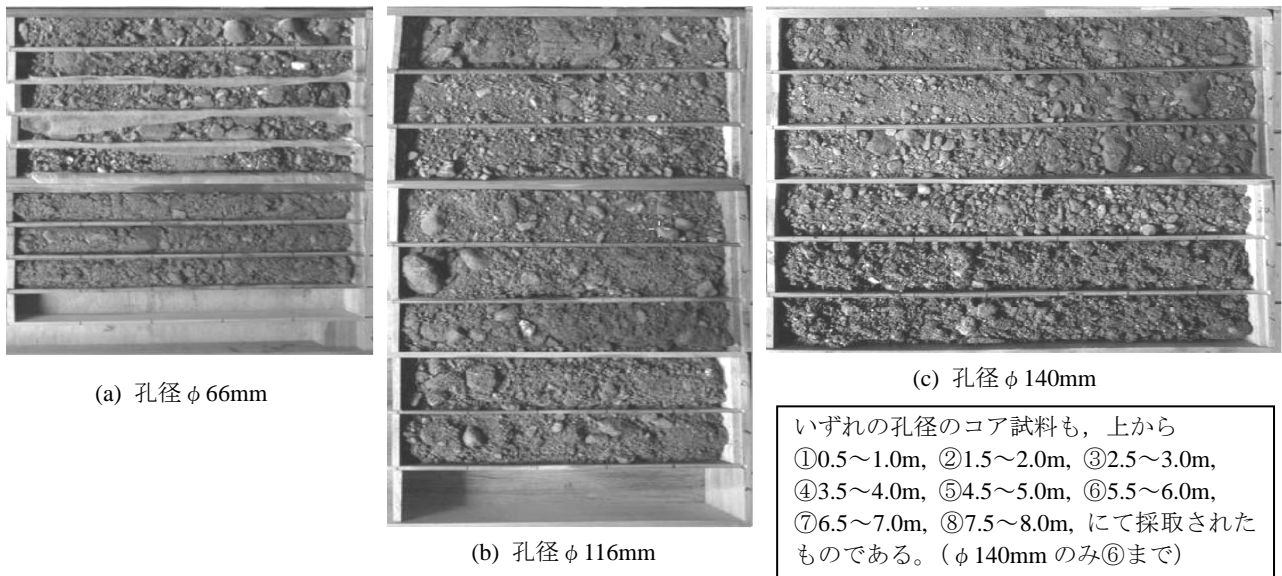


図7 各ボーリング孔にて採取されたコア試料

にコア径程度の礫をサンプリングチューブ内に引き込みやすい性質があるのかは不明であるが、図5(a)の事例は、コア径程度の礫の混入によって、原粒度とは相当程度に異なる粒度が得られる可能性があることを示唆している。

本研究では、原地盤の原粒度も把握するために、バックホウによる直接掘削によって原粒度試料の採取も行った。採取場所は、ボーリング調査を実施した地点から水平距離で20m程度離れた場所である。今回は地下水位からわずかに下の礫層を、バックホウのシャベルで水ごとすくい取り、細粒分や砂分が流されないようにビニールシートに包んで実験室に搬入した。その後、細粒分を失わないように細心の注意を払いながら自然乾燥をさせたのち、全量乾燥質量約500kgの採取土を4分法にて均等に分割してゆき、およそ30kgずつ分取した試料のうち、最も離れた2箇所の試料で粒度試験を実施した。図8は原粒度試料の粒度曲線である。2つの試料はほぼ完全に一致している。採取深度は地下水位の直下であるので、ボーリング調査と比較するのであれば4.5m付近が適当である。図5(e)のコア試料の粒度と比較すると、φ140mmのコア試料の粒度に近いことがわかる。ただし、図3(e)のペネ試料も粒径10mm程度までは近い粒度曲線となっているが、10mmを超えた部分では大きく異なっている。

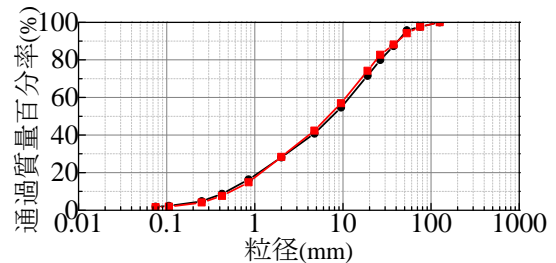


図8 原粒度試料の粒度試験結果

#### 4. まとめ

本調査の結果、礫質土地盤の原粒度を、標準貫入試験時に採取するペネ試料だけから評価するのは難しいことが示された。したがって、礫質土の物理特性（特に粒度）を正確に得るためには、ボーリングコア試料を用いる必要がある。今回、φ66, 116, 140mmの3種類のボーリング調査径を採用したが、孔径が小さいφ66mmの場合には、逆に細礫以下の細かい粒径の土の含有率を過小評価する場合があります。より大きなボーリング径を用いる必要があると判断できた。ただし、適切なボーリング径は対象とする礫地盤の原粒度によって異なると考えられる。

また、ボーリング調査の結果、N値は20以下、PS速度検層によるVsは200m/s以下であり、この礫質土地盤はかなりゆるいと判断でき、現状の判定法では液状化危険度は高いと考えられる。ただし、本調査ではボーリング孔No.1（深度7.0~7.5m）とNo.2（深度8.0~8.5m）において、単孔式の現場透水試験も実施しているが、その透水係数はNo.1およびNo.2それぞれにおいて、 $2.14 \times 10^{-3}$  (m/s)および $3.14 \times 10^{-3}$  (m/s)であり、礫地盤相当に大きな値であった。ゆる詰め礫質土は完全非排水条件下であれば砂質土と同様に液状化することが室内三軸試験で確かめられている<sup>1)</sup>が、その一方で、排水条件での単調載荷試験では大きなせん断強度を有する<sup>2)</sup>ことも確かめられており、透水性の高い礫質土基礎地盤が液状化によって大きく被災するのかどうかは、今後より詳細な検証が必要である。

なお、本稿の粒度試験はすべて中部土質試験協同組合で実施されたものである。また、試料の試験前処理やデータ処理などについては名城大学ならびに高知大学の学生諸氏にお世話になった。記して謝意を表す。

#### 参考文献

- 1)原ら：礫質土の液状化特性と液状化後の変形性及び耐流動性，土木学会第68回年次学術講演会，2013。
- 2)小高ら：液状化が懸念される堤防基礎礫質土の大型三軸試験，第48回地盤工学研究発表会，2013。



# 閉封飽和域を有する不飽和堤体と軟弱粘土地盤との 地震中・地震後連成挙動に関する空気～水～土骨格連成有限変形解析

不飽和土 連成解析 閉封飽和域

名古屋大学 ○吉川高広 野田利弘  
名城大学 小高猛司  
(株) 浅沼組 高稲敏浩

## 1. はじめに

東日本大震災では各所で河川堤防が崩壊し、特に粘性土基礎地盤の圧密沈下で形成された砂質堤体下部の飽和域（閉封飽和域）が、地震時に液化化したことが注目を集めている<sup>1)</sup>。そこで、土の不飽和状態も扱える「空気～水～土骨格連成動的／静的有限変形解析コード」<sup>2)</sup>を用いて、築堤時・地震中・地震後のシミュレーションを、非常に簡単な条件のもとで試みた。その結果、築堤時には閉封飽和域の形成を確認でき、さらに地震後には堤体内の水位が上昇するといった飽和土では見られない挙動が確認され、不飽和土の解析ならではの新たな知見が得られた。

## 2. 空気～水～土骨格連成有限変形解析手法の概要<sup>2)</sup>

支配方程式のうち、運動方程式、土骨格と間隙水の連成式、土骨格と間隙空気連成式を、それぞれ式(1)～式(3)に示す。

$$\rho \mathbf{x}_s = \text{div } \mathbf{T} + \rho \mathbf{b} \quad (1)$$

$$s^w \text{div } \mathbf{v} + \text{div} \left[ \frac{k^w}{\gamma_w} \{-\text{grad } p^w + \rho^w \mathbf{b} - \rho^w (D_s \mathbf{v}_s)\} \right] + n(D_s s^w) = 0 \quad (2)$$

$$s^a \text{div } \mathbf{v} + \frac{1}{\rho^a} \text{div} \left[ \rho^a \frac{k^a}{\gamma_w} \{-\text{grad } p^a + \rho^a \mathbf{b} - \rho^a (D_s \mathbf{v}_s)\} \right] + n(D_s s^a) + \frac{n s^a}{\rho^a \bar{R} \Theta} (D_s p^a) = 0 \quad (3)$$

ここで  $D_s$  は土骨格から見た物質時間微分を表す作用素であり、 $\mathbf{x}_s$  は土骨格の変位ベクトル、 $\mathbf{v}_s (= D_s \mathbf{x}_s)$  は土骨格の速度ベクトル、 $\ddot{\mathbf{x}}_s (= D_s \mathbf{v}_s)$  は土骨格の加速度ベクトルを表す。 $\mathbf{T}$  は全 Cauchy 応力テンソル、 $\mathbf{b}$  は物体力ベクトル、 $p^w$  は間隙水圧、 $p^a$  は間隙空気圧を表し、 $s^w$  は飽和度、 $s^a$  は空気間隙比 ( $= 1 - s^w$ )、 $n$  は間隙率を表す。また、 $\rho$ 、 $\rho^w$ 、 $\rho^a$  はそれぞれ土全体、水、空気の密度を表し、 $\gamma_w$  は水の単位体積重量を表す。 $\bar{R}$  は空気の気体定数 ( $= 287.04 \text{ m}^2/\text{sec}^2/\text{K}$ )、 $\Theta$  は絶対温度（本論文では  $20^\circ\text{C} = 293.15\text{K}$  で一定）を示す。なお、簡単のために、土粒子と間隙水の非圧縮性を仮定し、 $\rho^w$  は  $1.0\text{g}/\text{cm}^3$  とする。間隙空気は理想気体の状態方程式に従う圧縮性流体と仮定した。

今回用いた解析コードでは、一般に行われているような飽和度  $s^w$ （または空気間隙比  $s^a$ ）の時間的変化項について、水分特性式を用いて比水分容量とサクシジョンの時間変化項に置き換える手法ではなく、飽和度の時間変化項も未知数として扱い、それを補う形で、水分特性式を式(4)のように連立させる手法を用いた。

$$f(p^w, p^a, s^w, n, \dot{p}^w, \dot{p}^a, \dot{s}^w, \dot{n}, \dots) = 0 \quad (4)$$

ここで、 $f$  は水分特性性を与える関数で、関数形は用いるモデルに依存する。本稿では、式(5)のような水分特性式を与えた。

$$\begin{cases} \{(s^w_{\max} - s^w_{\min})(1 + a_{es})b_{es} \exp(-b_{es} p^s)\} (D_s p^s) \\ + \{1 + a_{es} \exp(-b_{es} p^s)\}^2 (D_s s^w) = 0 & (s^w < s^w_{\max} \text{ のとき}) \\ D_s p^s = 0 & (s^w \geq s^w_{\max} \text{ のとき}) \end{cases} \quad (5)$$

ここに、 $p^s$  はサクシジョン、 $S_e$  は有効飽和度、 $s^w_{\max}$  は最大飽和度、 $s^w_{\min}$  は残留飽和度、 $a_{es}$  と  $b_{es}$  は水分特性を表す材料パラメータである。式(5)の水分特性式の特徴は、最大飽和度以上の飽和度変化も扱える点にあり、 $s^w < s^w_{\max}$  の関数形は、van Genuchten 式<sup>3)</sup>などの一般的な水分特性曲線のようにサクシジョンが0のときに比水分容量が0にならない形となっている。また、有効飽和度  $S_e$  は、

$$S_e = \begin{cases} \frac{s^w - s^w_{\min}}{s^w_{\max} - s^w_{\min}} & (s^w < s^w_{\max} \text{ のとき}) \\ 1 & (s^w \geq s^w_{\max} \text{ のとき}) \end{cases} \quad (6)$$

で定義する。有効応力式には Bishop の有効応力式<sup>4)</sup>の有効応力係数  $\chi$  に飽和度  $s^w$  を代入した式(7)を用いる。

$$-T' = -T - (s^w p^w + s^a p^a) \quad (7)$$

$T'$  は有効応力テンソルであり、 $T$ 、 $T'$  は引張を正にとっている。なお、土骨格の構成式として、粘土から砂、さらにはその中間土までの広範な土の力学挙動を対象にできる SYS Cam-clay Model<sup>5)</sup>を用いた。透水係数  $k^w$  と透気係数  $k^a$  の式は、Mualem モデル<sup>6)</sup>に水分特性曲線として van Genuchten 式 ( $m = 1 - 1/n$ ) を用いた次式を用いる。式(5)で示した水分特性曲線の形状が van Genuchten 式にできる限り一致するようにパラメーターを決めている。

$$k^w = k^w_s \cdot S_e^{\frac{1}{2}} \left\{ 1 - \left( 1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^m \right\}^2 \quad (8)$$

$$k^a = k^a_d \cdot (1 - S_e)^{\frac{1}{2}} \left( 1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^{2m} \quad (9)$$

ここに、 $k^w_s$  は飽和透水係数、 $k^a_d$  は乾燥透気係数である。

初期値・境界値問題に対する解は、式(1)の3式に式(2)、式(3)、式(4)を加えた合計6式に対し、土骨格の変位成分3個と間隙水圧  $p^w$ 、間隙空気圧  $p^a$ 、飽和度  $s^w$  の計6個を未知数として、有限要素法を適用して求める。

## 3. 解析条件

解析では、粘土地盤に中間土からなる堤体盛土を載荷し、地震波として簡単のため規則波（正弦波）を与えて、地盤～盛土系の挙動を調べた。

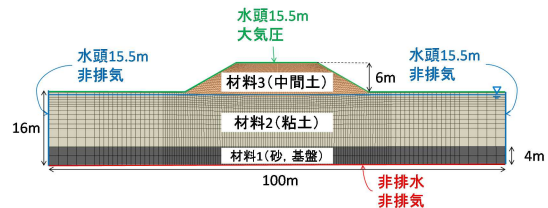


図1 水理境界条件と空気境界条件

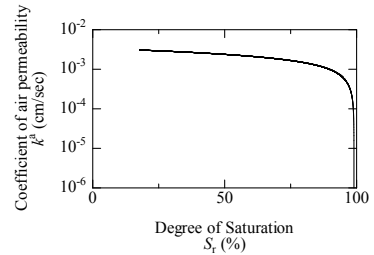
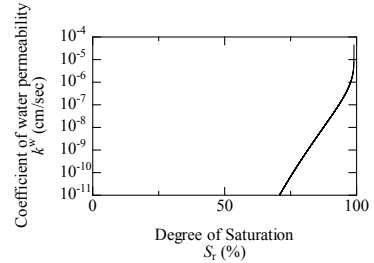
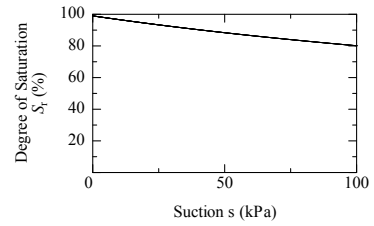
表1 材料定数および初期値

		材料1	材料2	材料3	
弾塑性パラメーター	NCLの切片	N	1.98	2.08	2.01
	限界状態定数	M	1.2	1.5	1.3
	圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.045	0.15	0.1
	膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.002	0.03	0.015
	ポアソン比	$\nu$	0.15	0.1	0.3
発展則パラメーター	正規圧密土化指数	$m$	0.08	2.5	0.7
	構造劣化指数	$a$	2.2	0.45	1.5
	構造劣化指数	$c_s$	1.0	0.3	0.6
	回転硬化指数	$b_r$	3.5	0.05	0.35
	回転硬化限界定数	$m_b$	0.9	1.0	1.0
初期値	構造の程度	$1/R_0^*$	1.01	2.0	4.0
	過圧密比	$1/R_0$	5000	1.7	4.0
	応力比	$\eta_0$	0.545	0.545	0.545
	異方性の程度	$\zeta_0$	0.545	0.545	0.545
土粒子密度		$\rho^s$	2.636	2.65	2.42

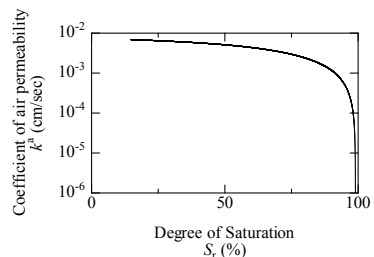
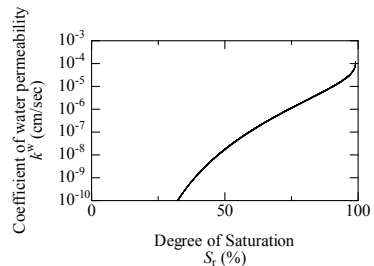
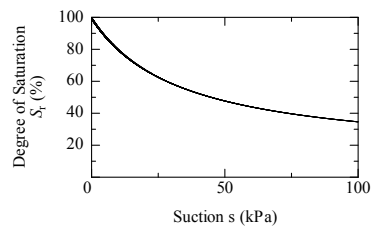
表2 土の水分特性と透水・透気に関するパラメータ

		材料1	材料2	材料3
水分特性曲線	$s_{max}^w$ [%]	99.0	99.0	99.0
	$s_{min}^w$ [%]	10.36	17.72	14.75
	$a_{es}$ [kPa <sup>-1</sup> ]	$1.0 \times 10^{-1}$	$1.5 \times 10^{-4}$	$1.5 \times 10^{-3}$
	$b_{es}$	$-9.5 \times 10^{-1}$	$-9.5 \times 10^{-1}$	$-9.5 \times 10^{-1}$
透水・透気係数	$k_s^w$ [cm/sec]	$8.25 \times 10^{-3}$	$5.56 \times 10^{-5}$	$1.25 \times 10^{-4}$
	$k_d^a$ [cm/sec]	$4.55 \times 10^{-1}$	$3.06 \times 10^{-3}$	$6.89 \times 10^{-3}$
	$n$ ( $m=1-1/n$ )	2.68	1.09	1.41

図1は水理境界と空気境界を示す。初期に地下水面が地表面下0.5mに存在する地盤を、表1と表2に示す材料1と材料2でつくる。その地盤に同表の材料3の堤体盛土を構築した。表1はSYS Cam-clay Modelの材料定数と初期値、さらには土粒子密度を示す。ただし全ての材料で構造劣化指数 $b=c=1$ とした。表2は水分特性と透水係数 $k^w$ 、透気係数 $k^a$ に関するパラメータを示す。また、図2は材料2と材料3の土の水分特性と透水・透気係数の関係を示す。材料1に関しては常に飽和状態（飽和度が最大飽和度より大きい状態）であるため、グラフの掲載は省略した。堤体として盛る土は、初期飽和度を70%（初期の間隙空気圧は0kPa）に設定して、堤体高さが約6mになるように四回に分けて盛土 $\eta$ を構築した。施工時間は約3週間で、その後約50年間圧密させた。次に加速度振幅100gal、周期1secの正弦波を地盤底部の水平方向に30秒間入力した。その後地震波の入力を停止し、その他の条件はそのまま、圧密計算をした。堤体盛土の施工中は、地盤側方は水平方向を固定、地盤底部を水平・鉛直とも固定している。地震入力時は、地盤下端の水平方向を粘性境界<sup>8)9)10)</sup>(密度 $\rho=2.0g/cm^3$ 、せん断波速度 $V_s=300m/s$ )、鉛直方向を固定条件にして、側方には周期境界を与えた。



(i) 材料2



(i) 材料3

図2 水分特性曲線と透水係数・透気係数の関係

#### 4. 解析結果

##### 4.1 堤体盛土構築過程

3.の解析条件で述べたとおり、堤体盛土は四回に分けて構築した。ここでは、四段目の盛土載荷を例にとり、特に「飽和度」に注目した考察を行う。

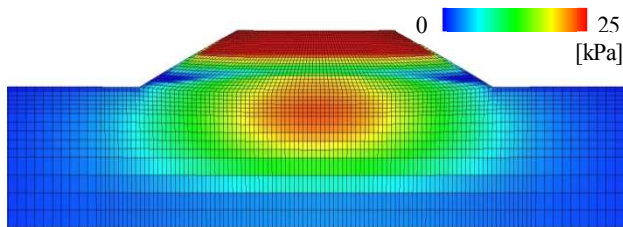
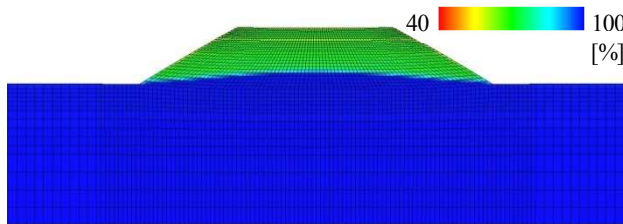
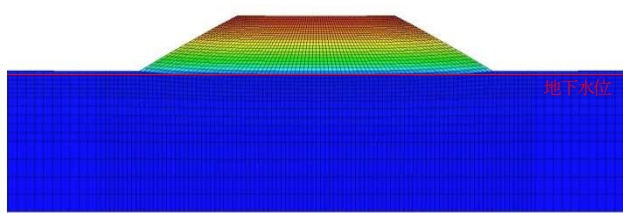


図3 過剰間隙水圧分布（盛土載荷直後）



(i) 盛土載荷直後



(ii) 圧密終了時（施工開始から50年後）

図4 飽和度分布

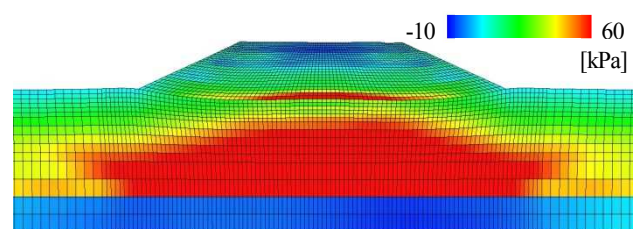
図3は、四段目盛土載荷直後の過剰間隙水圧（全水頭）分布を示す。図4は(i)盛土載荷直後と(ii)圧密終了時（施工開始から50年後）の飽和度分布を示す。図3は載荷により盛土直下に過剰間隙水圧が発生することを示している。これにより、地盤から盛土へ水の流れが生じ、図4の(i)のように盛土内の飽和度が高くなる。盛土中心の飽和度が最も高くなるのは、過剰間隙水圧が盛土中心直下ほど大きな値を示すからである。図4の(ii)圧密終了時では盛土内の飽和度は下がっている。この理由は、図1の境界条件で示したように側方部と地表部の水理境界を水頭15.5mで与えていて、計算収束時には水位が鉛直座標で15.5mの位置に存在するからである。鉛直座標で15.5m以下では、その材料の最大飽和度より高い値を、15.5m以上では最大飽和度より低い値を示す。参考のため鉛直座標で15.5mの位置、すなわち地下水位線の位置を図中に赤で示した。堤体下部は、載荷に伴う粘土地盤の圧密沈下により、地下水位以下まで到達し、「閉封飽和域」が形成されている。

ただし、図3において盛土上部で過剰間隙水圧（全水頭）が高くなっているが、この原因は載荷した盛土の飽和度の大きさにある。盛土時は全四段階において初期飽和度70%の土を用いていて、初期間隙空気圧を0kPaと設定しているため、初期間隙水圧は、飽和度70%に相当するサクシオン分だけ負圧となる。図は省略するが、圧密終了時（施工開始から50年後）では過剰間隙水圧は解析全領域においてほぼゼロとなった。

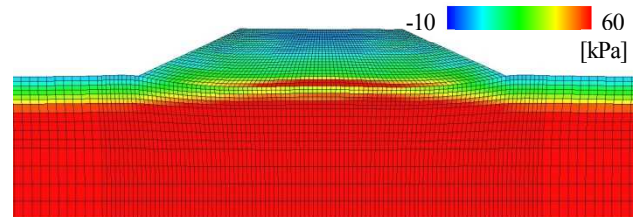
##### 4.2 地震応答時

本節では、地震中・地震後の不飽和土の応答として特徴的な解析結果を示し、その考察を行う。3.の解析条件で述べたとおり、加速度振幅100gal、周期1secの正弦波を地盤底部の水平方向に30秒間入力した。

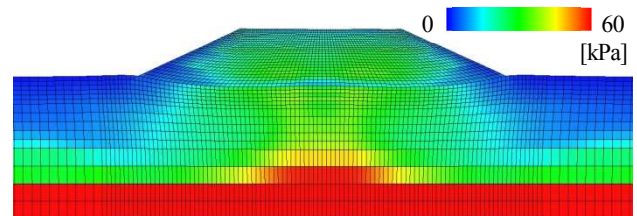
図5は地震開始から15秒後の過剰間隙水圧、間隙空気圧および平均有効応力の分布図を示す。堤体下部の「閉封飽和域」で過剰間隙水圧や間隙空気圧が高く、平均有効応力は周りに比べて小さい。これは飽和度が高い状態、つまり地震などの短時間では等体積が保たれる状態で、SYS Cam-clay Modelの骨格構造概念の一つである「構造」が喪失したためである。閉封飽和域以外の堤体は不飽和状態にあり、瞬時に圧縮可能な空気が存在しているため、閉封飽和域に比べて有効応力の減少や、過剰間隙水圧および間隙空気圧の上昇は見られない。



(a) 過剰間隙水圧分布



(b) 間隙空気圧分布



(c) 平均有効応力分布

図5 地震開始15秒後の諸量の分布図

図6は地震終了から6時間経過後の過剰間隙水圧、間隙空気圧および平均有効応力の分布図を示す。地震開始15秒後と比べると堤体内の過剰間隙水圧および間隙空気圧は下がり、平均有効応力は大きくなっている。過剰間隙水圧と間隙空気圧の消散・減少の理由は、堤体盛土の表面から空気が排出されたためである。水が排出された可能性も考えられるが、図2の材料3の透水係数・透気係数と飽和度の関係を見ると、飽和度が100%近くでない限り堤体内の透水係数は透気係数に比べて小さいため、不飽和状態にある堤体盛土では水より空気が先に排出されることになる。この排気に伴い、間隙空気圧が減少し、同時に過剰間隙水圧も消散した。つまり、排気することは空気圧のみならず、過剰間隙水圧も消散させ、平均有効応力を回復させることがわかる。

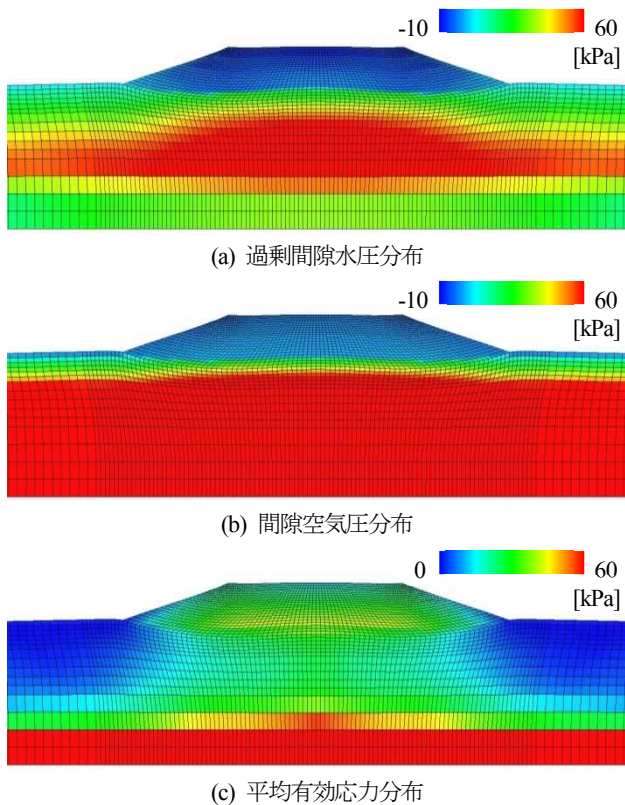


図6 地震終了後6時間の諸量の分布図

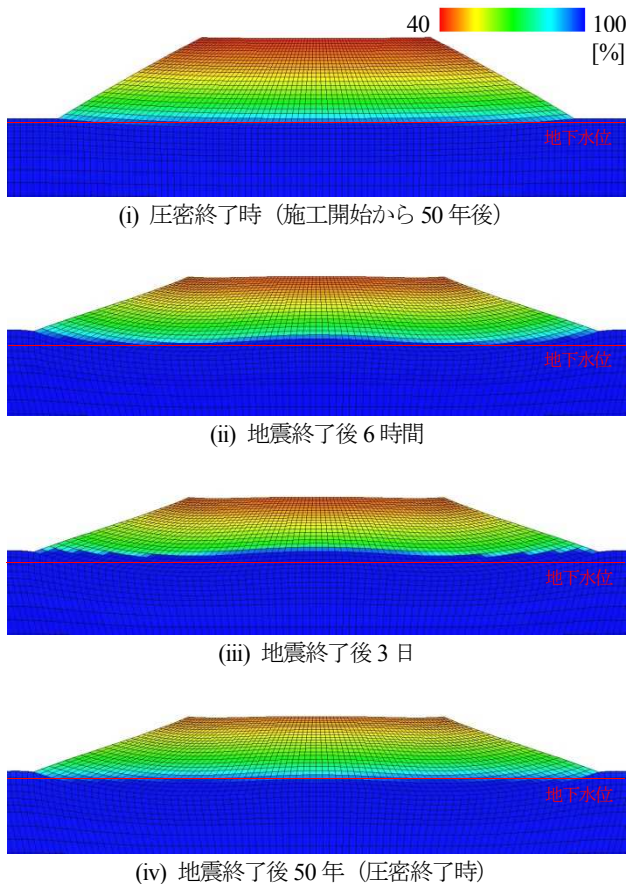


図7 地震中・地震後の飽和度分布

最後に、飽和度分布に関して考察する。参考のため、図4(ii)のときと同様に鉛直座標で15.5mの位置、すなわち地下水位線の位置を図中に赤で示した。ここで興味深いのは、(iii)地震

終了後3日で、堤体下部の飽和度が上昇し、堤体盛土内の水位が上昇している点である。この理由は、飽和粘土の塑性圧縮による地盤内の過剰間隙水圧の発生に加えて、排気に伴う堤体盛土内の過剰間隙水圧の消散が、堤体盛土と地盤間の動水勾配を相対的に増加させ、地盤から盛土へ水が流入したからである。これは一時的に生じる現象であるため、水位は鉛直座標で15.5mの位置に最終的には落ち着く。

### 5. おわりに

空気～水～土骨格連成有限変形解析コードを用い、比較的簡単な条件を設定して、粘土地盤上の不飽和堤体盛土の築造時・地震中・地震後の挙動を調べた。その結果、次のような見が得られた。

(1)築造時は、盛土載荷に伴う粘土地盤の圧密沈下により、堤体盛土下部に閉封飽和域が形成される。(2)閉封飽和域では地震中に平均有効応力が大きく低下し、過剰間隙水圧と間隙空気圧の発生が大きい。(3)地震後に、排気することが間隙空気圧の減少のみならず過剰間隙水圧も消散させ、平均有効応力を回復させる。また、(4)(3)の内容に加えて飽和粘土地盤の塑性圧縮に伴う過剰間隙水圧の発生により、地盤から盛土内へ水が流入する。これら一連の挙動は飽和土では見られない「不飽和土ならではの」挙動である。ただし、地震後に堤体盛土内の水位が上昇する時間や上昇する高さは材料定数や初期値に大きく依存するため、本解析結果の水位上昇量や上昇する時間は一例に過ぎないことを強調しておく。

東北地方太平洋沖地震の特徴の一つに、大きな余震が比較的短時間で発生したことが挙げられる。仮に、本震発生直後に盛土内の飽和度が上記のメカニズムにより上昇していたとすると、盛土は飽和度が高い状態で余震を受けていたと考えられる。今後は、このような余震の影響も含め、今回の計算結果を足掛かりにして、地盤・堤体盛土・入力地震動などの条件をパラメトリックに変えながら、耐震性評価を行なっていく。

### 謝辞

JSPS 科研費 20126012, 25249064 と国土交通省 H25 年度河川砂防技術研究開発の助成を受けた。ここに謝意を表します。

### 参考文献

1) 地盤工学会 (2012): 地震時における地盤災害の課題と対策, 2011 年東日本大震災の教訓と提言(第二次). 2) Noda, T., and Yoshikawa, T. (2014): Soil-water-air coupled finite deformation analysis based on a rate-type  $\dots$ , *S&F*, to be submitted. 3) van Genuchten, M.T. (1980): A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44, 892-898. 4) Bishop, A.W. (1959): The principle of effective stress. *Tecnisk Ukeblad*, 39, 859-863. 5) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M. (2002): An elasto-plastic description of  $\dots$ , *S&F*, 42(5), 47-57. 6) Mualem, Y. (1976): A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research*, 12, 513-522. 7) Takaine, T., Tashiro, M., Shiina, T., Noda, T. and Asaoka, A. (2010): Predictive simulation of deformation and failure of  $\dots$ , *S&F*, 50(2), 245-260. 8) Joyner, W. B. and Chen, A. T. F. (1975): Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(5), 1315-1336. 9) Lysmer, J. and R. L. Kuhlemeyer (1966): Finite dynamic model for infinite media, *ASCE, EM4*, 859-877. 10) Noda, T., Takeuchi, H., Nakai, K. and Asaoka, A. (2009): Co-seismic and post-seismic behavior of  $\dots$ , *S&F*, 49(5), 739-756.

# 東日本大震災での堤防被災形態を踏まえた SOLIFLUK 解析法の改善検討

河川堤防 液状化 数値解析

(一財) 国土技術研究センター	正会員	○柳畑	亨
東京大学大学院	正会員	東畑	郁生
(一財) 国土技術研究センター	正会員	中山	修
同上	正会員	佐古	俊介

## 1. 河川堤防における耐震性能照査方法の課題

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震では、「河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説」<sup>1)</sup>(以降、「指針(案)」という。)において着目されていなかった堤体下部の閉封飽和域の液状化によって、東北地方から関東地方の広範囲に渡る多くの河川堤防で大規模な堤防の沈下、変形が生じた。

閉封飽和域は、表層が軟弱粘性土層からなる基礎地盤への築堤により、盛土荷重による圧密沈下で基礎地盤の上面が凹状となり、接続する堤体下部が側方伸張変形することで堤体下部の密度低下や拘束圧低下(ゆるみ)が生じ、また圧密沈下に伴い堤体下部が地下水位で深に水没することによって形成された地下水位以深の領域である。この領域が液状化することで、図-1 に示すようなメカニズムで堤防が変形・被災<sup>2), 3)</sup>し、図-2 に示すような大変形へと至る場合もある。

上述したような被災は平成 5 年釧路沖地震での十勝川堤防や釧路川堤防でもみられた<sup>4)</sup>が、東北地方太平洋沖地震では多くの河川堤防が被災したことから、国土交通省では、この新たな被災原因も加え、効果的に事前の耐震対策を推進すべく、平成 24 年 2 月に「指針(案)」を「河川構造物の耐震性能照査指針」<sup>5)</sup>、「河川構造物の耐震性能照査指針・同解説」<sup>6)</sup>、(以降、「新解説」という。)に改定した。また、「レベル 2 地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル」<sup>7)</sup>を作成し、計画的に河川堤防の耐震性能照査を実施しているところである。

これらの中では、基礎地盤砂層の液状化(以降、「基礎地盤の液状化」という。)に伴う堤防の変形については、静的地震時変形計算を実施すること、閉封飽和域の液状化(以降、「堤体の液状化」という。)については、飽和層厚などから対策の必要性を検討することと、それぞれの照査方法を分けて考えるものとされており、基礎地盤の液状化による堤防の変形予測に用いてきた静的な地盤変形解析を含め、改定時の技術水準において堤体の液状化に対する適用性が十分に確認できていないことから、その適用については基礎地盤の液状化に限定されたためである。

したがって、河川堤防における耐震性能照査方法の技術的な課題としては、以下が挙げられる。

- ・東北地方太平洋沖地震においては、堤体の液状化による大規模な被災が目立ったが、液状化後の側方への変形(側方流動)過程を含む詳細な被災のメカニズムが十分に解明されているとは言い難い。同地震における被災の分析等をさらに進め、堤体の液状化による被災メカニズムの解明を進めていく必要がある。
- ・現在の地震時変形計算では、堤体の液状化による河川堤防の沈下、変形の定量的な評価には至っていないため、堤体の液状化の地震時変形計算手法について、基礎地盤の液状化の地震時変形計算手法による予測結果と同程度の結果を得る必要がある。

そこで、堤体の液状化による河川堤防の沈下、変形を定量的に評価するために、東北地方太平洋沖地震において被災した断面を対象に、堤体の液状化による被災、堤体と基礎地盤の液状化が複合する被災について、代表的な被災断面を

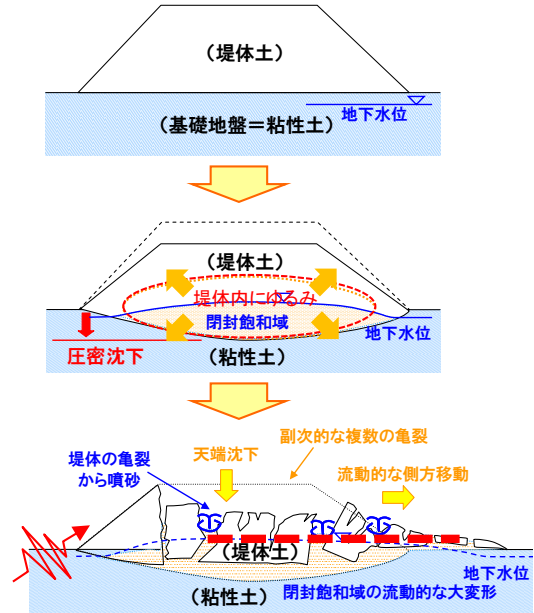


図-1 閉封飽和域の液状化による被災メカニズム



図-2 閉封飽和域の液状化による河川堤防の被災事例(鳴瀬川下中ノ目地区)

選定し、東畑が開発した静的照査法（流体力学に基づく永久変形解析法）の適用の高度化を検討した。

## 2. 検討対象とする耐震照査手法

「新解説」においては、液状化に伴う堤防の変形を簡便かつ精度良く静的に算定する方法として「指針（案）」と同じく、以下に示す代表的な2つの方法が示されている。

### 1)有限要素法を用いた自重変形解析法

液状化の発生による土層の剛性低下を仮定するとともに、土構造物としての自重を作用させ、その変形を有限要素法により算定する方法

### 2)流体力学に基づく永久変形解析法

液状化した土層を、せん断抵抗を有しない粘性流体と仮定し、地盤の流体的な変形を算定する方法

本稿では、一般財団法人国土技術研究センターホームページで公開<sup>8)</sup>している「液状化に伴う地盤の流動予測解析プログラム『SOLIFLUK（ゾリフルーク）』」<sup>9)</sup>を対象とし、堤体の液状化に係る“非液状化層の弾性係数”、“地下水位”、“臨界減衰比”の3項目に着目し、本手法の改善を試みた。

SOLIFLUK は、「新解説」での上記2)“流体力学に基づく永久変形解析法”に属している、地震動継続時間を考慮できる変形解析法であり、以下に挙げる主な特徴を有している。

- ① 最小エネルギー原理に基づく地震時変形解析で、地盤を水平方向にセグメント分割してモデル化する。
- ② 液状化判定によって液状化層と非液状化層を判別する。液状化層の土を粘性流体、非液状化層の土を引っ張り抵抗を持たない弾性体とする。したがって、地盤モデルはひとつのセグメントが液状化層と非液状化層の2層から構成される。
- ③ 液状化層が粘性流体になったものとし、地盤が地震動の継続時間と共に流動して沈下するものとする。
- ④ 解析結果に影響する要因としては、液状化層の減衰定数（臨界減衰比）と非液状化層の弾性定数が極めて重要である。

## 3. 耐震照査手法の高度化検討に用いる断面の選定

東北地方太平洋沖地震により被災した堤防及び無被災堤防の中から、表-1に示す6断面を抽出した。なお、表中の『B』は堤体の液状化による被災箇所、『BF』は堤体と基礎地盤の両者の液状化による被災箇所である。また、対象断面抽出の考え方は、以下の通りである。

- ・東北地方太平洋沖地震によって被災した断面で、被災前後の断面形状が計測されている断面
- ・止水矢板やドレーン工等の対策工が入っていないこと
- ・土質調査結果（開削調査、ボーリング等）の充実した断面
- ・堤体に液状化層が分布する断面と、堤体及び基礎地盤に液状化層が分布する断面
- ・沈下量の大きい断面、小さい断面（被災しなかった断面を含む）
- ・堤体の飽和層厚が大きい断面、小さい断面

## 4. 従来の照査手法の適用結果

上記で選定した6断面について、従来の SOLIFLUK を適用し、堤防沈下量（堤防天端の沈下量）に着目して整理した結果を表-2及び図-3にそれぞれ示す。

従来の照査手法では、1断面（B3）を除き、計算による沈下量は実測沈下量に比べて小さな値となっており、特に堤体の液状化（B1、B2）による沈下量は著しく小さな値となっている。

表-1 SOLIFLUK を適用する検討対象断面一覧

No.	河川名	地先名	距離標	堤防高さ (m)	沈下量 (m)
B1	阿武隈川	坂津田	R22.5k+70	4.8	2.4
B2	久慈川	本米崎	R7.0k+100	4.7	0.4
B3	阿武隈川	小斉	R32.8k	5.4	0.0
BF1	利根川	横瀬	L18.5k+350	3.5	2.0
BF2	利根川	布川	L74.5k	7.0	0.6
BF3	利根川	横瀬	L18.5k+450	2.5	0.5

表-2 従来の照査方法による沈下量

	堤防高 (m)	実測沈下量 (m)	計算による沈下量 (m)
B1	4.8	2.40	-0.02
B2	4.7	0.40	0.01
B3	5.4	0.00	1.51
BF1	3.5	2.00	0.57
BF2	7.0	0.60	0.38
BF3	2.5	0.50	0.22

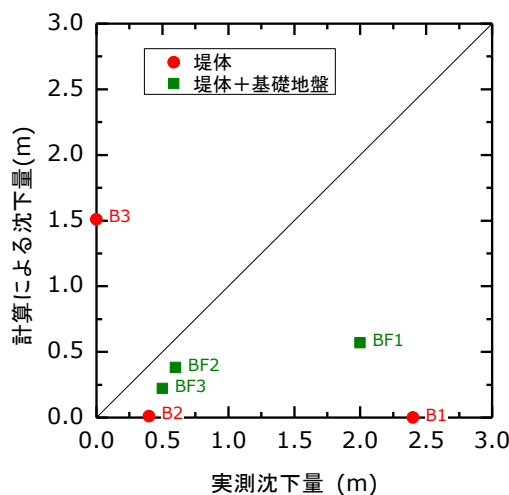


図-3 従来の照査手法による沈下量と実測沈下量の比較

## 5. 照査手法の改善検討

前述のように、従来の照査手法を適用した場合においては、堤体の液状化による堤防の沈下量を小さく見積もる（危険側に評価する）可能性があるため、以下に示す項目について、照査手法の改善検討を行った。

なお、検討にあたっては、堤体と基礎地盤の液状化の両者の液状化を対象とする場合には、図-4に示すように、従来の検討対象領域及び境界条件とし、堤体の液状化を対象とする場合には、図-5に示すように、検討対象領域は液状化層が存在する堤体幅とし、液状化層端点を固定端境界条件としている。

### (1)非液状化層の弾性係数

#### a)堤体の液状化

堤体の液状化が発生した場合には、被災後の外観調査や開削調査等から図-2に見られるように、堤体土はクラックの発生とともにブロック化することが知られている。

このことから、堤体下部が液状化する時には、堤体の非液状化層はクラックの発生によって、引っ張り抵抗（側方流動に対する抵抗）は存在していないものと考えられるため、非液状化層の弾性係数  $E$  は  $E=0$  とした。（従来の手法では、推奨値として  $E=700N$  (kN/m<sup>2</sup>)、 $N$ ：標準貫入試験における打撃回数（回）を採用している。）

#### b)堤体と基礎地盤の両者の液状化

SOLIFLUK では液状化層が複数ある場合には、換算非液状化層と換算液状化層の2層からなる単純な地盤モデルに置き換えることによって、地震時変形計算を実施しており、換算非液状化層については、換算弾性係数を用いている。

これらのことから、上述した堤体の液状化の弾性係数設定の考え方と齟齬が生じないように、堤体と基礎地盤の両者が液状化する場合においても、非液状化層の弾性係数  $E$  は  $E=0$  とすることで改善を図った。

### (2)地下水位の設定

従来の照査手法においては、ボーリング実施時に観測された地下水位を設定（飽和度 100%の飽和層を液状化対象層と設定）していた。

しかしながら、不飽和火山灰質土について、初期飽和度が75%程度以上の状態で繰返しせん断された場合には、有効応力減少比が0.95以上となり液状化状態になることが報告されている<sup>10)</sup>こと等から、観測地下水位以浅の全層を非液状化層とするのではなく、サクションによる地下水位以浅の毛管上昇高領域については、堤体の液状化が生じる可能性があることを考慮し、地下水位を観測水位から一律50cm上昇させるものとした。

### (3)臨界減衰比 $h$ の設定

臨界減衰比は、粘性流体と仮定した液状化層の粘性抵抗を示すものであり、液状化が継続している間に発生する変形量を減衰させ、抑制する効果をもつパラメータである。臨界減衰比の数値が大きいほど変形量を減衰させる効果が高い。

東北地方太平洋沖地震（本震）における50gal以上の地震動継続時間は、過去の地震と比べて3~9倍の継続時間であった<sup>11)</sup>ことから、この地震動継続時間が長いという特徴を考慮して、液状化層の粘性が低下したものとして臨界減衰比  $h=10$  とすることで改善を図った。（従来の手法では、推奨値として  $h=40$  を採用している。）

## 6. 照査手法の改善による結果と評価

### (1)計算結果

表-1に示す6断面について、“非液状化層の弾性係数”、“地下水位”、“臨界減衰比”の設定を変更した照査方法を適用し、堤防沈下量（堤防天端の沈下量）に着目して整理した結果を表-3及び図-6にそれぞれ示す。

堤体の液状化については、上記の3項目の設定方法を変更することによって、計算による沈下量は大きく改善され、実測沈下量に近づく結果となった。また、堤体と基礎地盤の両者の液状化についても同様に、計算による沈下量は実測沈下量に近い値を得た。

なお、B3については、計算による沈下量が実測沈下量と比べて過大な値となっているが、これは、実堤防では液状化していない基礎地盤の沖積砂礫層及び沖積砂層が、液状化判定において液状化層となることによるものと考えられる。

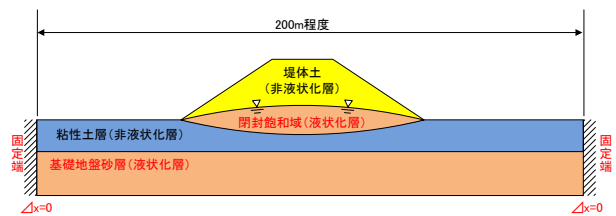


図-4 堤体と基礎地盤の両者の液状化の境界条件  
【従来の照査手法と同様】

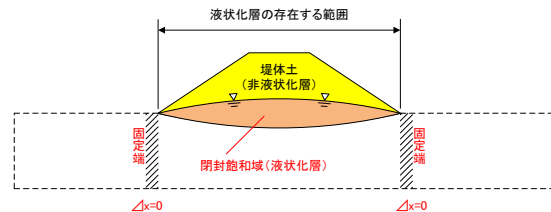


図-5 堤体の液状化の境界条件【改善後】

## (2)照査手法の改善効果の評価

SOLIFLUK を適用する際に、“非液状化層の弾性係数”、“地下水位”、“臨界減衰比”の3項目について、その設定方法を変更することにより、計算による沈下量は大幅に改善され、実測値に近い結果（そのほとんどが安全側の評価）を得ることができたため、堤体の液状化による堤防変形を予測する照査方法としての適用性は高いものと考えられる。

なお、今後、河川堤防の耐震性能照査手法として全国的に適用するためには、臨界減衰比が以下の諸量に影響を受けることから、例えば震源と地震規模に応じた標準的な設定方法について明らかにしておく必要があると考える。

### 《臨界減衰比の設定に影響を及ぼす項目》

- ・地震動継続時間
- ・地震の大きさ（マグニチュード）
- ・地震タイプ（内陸直下型・プレート境界型）

## 7. まとめ

河川堤防における耐震性能照査において、従来の手法では、変形（堤防沈下量）の再現性が低かった堤体の液状化による堤防変形に対して、静的照査手法を適用した耐震照査を精度良く実施するために、「液状化に伴う地盤の流動予測解析プログラム『SOLIFLUK』」の改善検討を行った。

その結果、東北地方太平洋沖地震において被災した断面を対象とした場合においては、“非液状化層の弾性係数”、“地下水位”、“臨界減衰比”の3項目の設定方法を改良することで、照査手法としての適用性を向上させることが可能であることが明らかとなった。

今後は、「河川構造物の耐震性能照査指針」に反映できるように課題の解決を図りたいと考える。

## 参考文献

- 1) 国土交通省河川局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針（案），2007.3.
- 2) 山本陸登，岡村未対：基礎地盤の圧密による盛土の変形が地震時の安定性に及ぼす影響，第46回地盤工学研究発表会 講演集，pp.1065-1066，2011.
- 3) Okamura, M., Tamamura, S. and Yamamoto, R.: Seismic stability of embankments subjected to pre-deformation due to foundation consolidation, *Soils and Foundations*, Vol.53, No.1, pp.11-23. 2013.
- 4) Kaneko, M., Sasaki Y., Nagase, M. and Mamiya K.: River dike failure in Japan by earthquakes in 1995, *Proc.3rd Int. Conf. On Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. vol.1, pp.495-498, 1995.
- 5) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針，2012.2.  
[http://www.mlit.go.jp/river/shishin\\_guideline/bousai/wf\\_environment/structure/index2.html](http://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/bousai/wf_environment/structure/index2.html)
- 6) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針・解説，2012.2。（URL 同上）
- 7) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：レベル2地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル，2012.2。（URL 同上）
- 8) <http://www.jice.or.jp/sim/t1/200912240.html>
- 9) 例えば、  
Towhata, I., Orense, R. and Toyota, H.: Mathematical principles in prediction of lateral ground displacement induced by seismic liquefaction, *Soils and Foundations*, Vol.39, No.2, pp.1-19, 1999.
- 10) 風間基樹，高村浩之，海野寿康，仙頭紀明，渦岡良介：不飽和火山灰質砂質土の液状化機構について，土木学会論文集 C, Vol.62, No.2, pp. 546-561, 2006.6.
- 11) 河川堤防耐震対策緊急検討委員会：東北地方太平洋沖地震における地震動，第1回委員会 資料2, p.6, 2011.5.  
[http://www.jice.or.jp/sonota/t1/pdf/01\\_shiryoku2.pdf](http://www.jice.or.jp/sonota/t1/pdf/01_shiryoku2.pdf)

表-3 照査手法の改善による沈下量

	堤防高 (m)	実測沈下量 (m)	計算による沈下量(m)	
			非液状化層弾性係数	観測地下水位
			<b>E=0</b>	<b>観測水位+50cm</b>
				<b>h=10</b>
B1	4.8	2.40	1.74	
B2	4.7	0.40	1.63	
B3	5.4	0.00	3.96	
BF1	3.5	2.00	1.92	
BF2	7.0	0.60	1.69	
BF3	2.5	0.50	0.92	

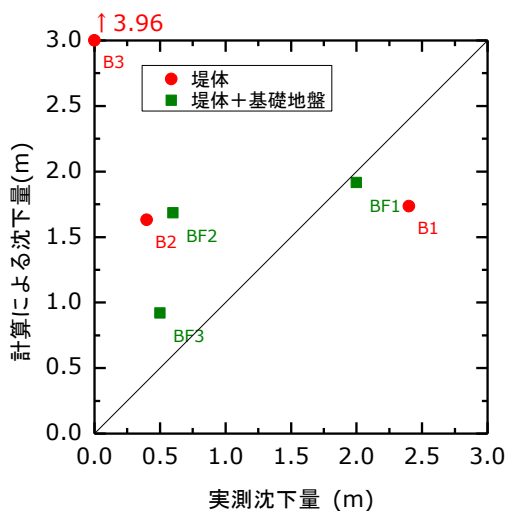


図-6 照査手法の改善による沈下量と実測沈下量の比較



## 強震継続時間の長い地震動に対する有効応力解析の適用性

構成モデル 長時間継続地震動 有効応力解析

徳島大学 坪井仙一, 大隅俊陽, 渦岡良介  
 日本大学工学部 仙頭紀明

### 1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震によって、東日本各地では強い揺れが観測され、深刻な液状化被害を受けた。今回、液状化被害が拡大した要因の一つとして長時間継続地震動が挙げられる。そのため、長時間継続地震動に対する有効応力解析の精度の向上が求められる。しかし、LIQCA<sup>1)</sup>による有効応力解析では、残留変形の過大評価<sup>2,3)</sup>が、東北地方太平洋沖地震以降指摘されている。そこで、本研究では、長時間継続地震動を模擬した非排水繰返しせん断試験を対象として、構成モデルを用いて要素シミュレーションを行った。そして、実験結果と要素シミュレーション結果を比較し、長時間継続地震動における構成モデルの適用性について検討する。

### 2. 対象とする実験概要

本研究で対象とした実験は、仙頭ら<sup>4)</sup>の行った非排水繰返しせん断試験である。この実験では、現場の状態に近づけるために初期せん断応力作用の下で、主要動と後続の余震を模擬した小さな繰返しせん断を与えている。実験では、試料に豊浦砂を使用し、中空ねじりせん断試験装置を用いて非排水繰返しせん断試験を行った。なお、ここでは相対密度70%の実験結果を使用した。

実験手順は以下の通りである。まず、有効拘束圧 $\sigma'_c$  100kPaで等方圧密し、その後排水条件で所定の初期せん断応力までひずみ速度1(%/min)で載荷した。そして、非排水条件で繰返しせん断を行った。繰返しせん断中のひずみ速度は1(%/min)とし、目標のせん断応力振幅に達すると載荷を反転させて繰返しせん断を続けた。また、この実験では長時間継続地震動を再現するために、三つの載荷段階に分けて載荷している。1回目の載荷は主要動を模擬したものとし、せん断応力振幅を $\tau_{cyc1}$ で表す。2,3回目の載荷は主要動後の小さい揺れを模擬したものとし、せん断応力振幅をそれぞれ $\tau_{cyc2}$ ,  $\tau_{cyc3}$ で表す。また、せん断応力振幅は段階ごとに半減させ、 $\tau_{cyc2}=0.5\tau_{cyc1}$ ,  $\tau_{cyc3}=0.5\tau_{cyc2}$ のようにした。以上の載荷パターン<sup>4)</sup>を図1に示す。

載荷の終了条件は以下のようにした。1回目の載荷では $\gamma_{SA}$ が3.75%、2回目の載荷では7.5%、3回目の載荷では10.0%に達するまでとした。ここで、 $\gamma_{SA}$ は片振幅せん断ひずみである。また、相当数の回数載荷しても所定のせん断ひずみ振幅に達しない場合はそこで試験終了とした。

### 3. 材料パラメータの設定

はじめに通常の液状化試験を対象として、豊浦砂の要素シミュレーションを行いパラメータを設定する。要素シミュレーションでは、室内試験の初期条件などを課し、構成モデルのみのプログラムで室内試験を再現する。本研究のパラメータ設定には、Okaら<sup>5)</sup>のパラメータを参考にした。構成モデル

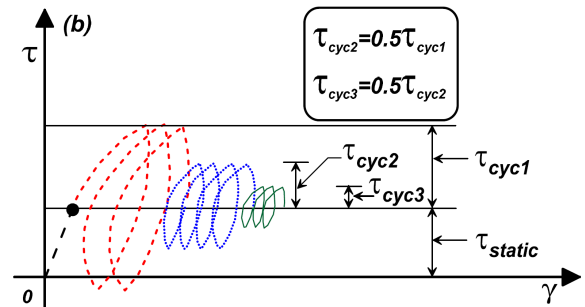


図1 非排水繰返しせん断試験の載荷パターン<sup>4)</sup>

表1 材料パラメータ一覧<sup>5)</sup>

Parameter	Symbol	
Initial void ratio	$e_0$	0.716
Compression index	$\lambda$	0.0091
Swelling index	$\kappa$	0.00052
Quasi-overconsolidation ratio	OCR*	1.2
Initial shear modulus ratio	$G_0/\sigma'_m$	1980.0
Failure stress ratio	$M_f^*$	0.990
Phase transformation stress ratio	$M_m^*$	0.707
Hardening function parameter	$B_0^*$	4001
Hardening function parameter	$C_f$	0.0
Hardening function parameter	$B_1^*$	61.5
Referential strain parameter	$\gamma_r^{P*}$	0.003
Referential strain parameter	$\gamma_r^{E*}$	0.015
Dilatancy coefficient parameter	$D_0^*$	0.60
Dilatancy coefficient parameter	n	7.0

は、Okaら<sup>1)</sup>による繰返し弾塑性モデルを用いている。なお、このシミュレーションで対象とした室内試験は、土木学会地震工学委員会(レベル2地震動による液状化研究小委員会)<sup>6)</sup>によって行われた豊浦砂の中空ねじり試験である。この実験は、拘束圧98kPaで等方圧密し、繰返しせん断を与えている。設定したパラメータ一覧を表1に示す。また、室内試験結果とシミュレーション結果を、せん断応力とせん断ひずみ関係および有効応力経路について図2に示す。ひずみ発生傾向や、有効応力の減少傾向を比較すると十分に再現出来ると言える。

### 4. 解析結果

前節のパラメータ設定で再現したモデルに、図1のようなせん断応力を入力した。そのシミュレーション結果と実験結果の比較をせん断ひずみの時刻歴、過剰間隙水圧比の時刻歴、せん断応力とせん断ひずみ関係および有効応力経路について図3に示す。このシミュレーション結果を基本ケース(図中の"Original")とする。 $\tau_{cyc3}$ でのせん断応力を入力した際、計算中に剛性が負になったため、計算は途中で終了した。せ

せん断応力とせん断ひずみ関係より  $\tau_{cyc2}$ ,  $\tau_{cyc3}$  の载荷では、剛性がだんだんと弱くなりひずみが過大となる結果を得た。また、有効応力経路のシミュレーション結果は実験結果と比べ、有効応力が減少するサイクルが早い結果が得られた。

次に初期の主要動  $\tau_{cyc1}$  における载荷の挙動を再現するために、パラメータを修正する。表 1 の  $B_0^*$  を、表 1 の値から 6000.0 に変更した。その結果を図 3 に示す。このシミュレーション結果を修正ケース (図中の”Modified”) とする。初期の主要動  $\tau_{cyc1}$  に着目すると、せん断ひずみの増加過程が再現され、過剰間隙水圧比の上昇過程も再現されている。しかしながら、 $\tau_{cyc2}$ ,  $\tau_{cyc3}$  の载荷では、せん断ひずみが基本ケースより小さくなったものの、実験と比べると過大に発生している。

## 5. まとめ

本研究では、長時間継続地震動に対する岡ら<sup>1)</sup>の繰返し弾塑性モデルの適用性を検証した。そのために、長時間継続地震動を模擬した中空ねじりせん断試験をシミュレーションした。そして、実験結果とシミュレーション結果を比較し構成モデルの適用性を調べた。その結果、せん断応力が作用するにつれ剛性が低下し、ひずみが実験よりも過大となる傾向が見られた。今後の課題として、後続の余震  $\tau_{cyc2}$ ,  $\tau_{cyc3}$  における载荷の挙動を再現する必要がある。さらに、長時間継続地震動に対する構成モデルの検討が必要である。なお、本検討は特定のモデルの特定のパラメータについて検討したものであり、他のパラメータ、他の構成モデルについても更なる検討が必要である。

## 謝辞

本研究は JSPS 科研費 23360195 の助成を受けたものです。ここに記して感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ: LIQCA2D11・LIQCA3D11(2011 年公開版) 資料, 2011.
- 2) Uzuoka, R., Shimabukuro, J. and Kuse, M.: Effect of input motion characteristics on seismic deformation of ariver levee, 10th International Conference on Urban Earthquake Engineering, Tokyo, 393-397, 2013.
- 3) 渦岡良介, 島袋ホルへ, 酒井久和, 谷本俊輔: 河川堤防に対する強震継続時間が長い地震動の影響について, 強震継続時間が長い地震動に対する土木建造物の耐震性評価シンポジウム, pp.111-137, 2012.
- 4) 仙頭紀明, 嶋崎彰則: 飽和砂斜面に作用する余震の影響に着目した非排水繰返しせん断試験, 大ひずみ領域を考慮した土の繰返しせん断特性に関するシンポジウム, pp.157-160, 2013.
- 5) Oka, F., Furuya, K. and Uzuoka, R.: Numerical simulation of cyclic behavior of dense sand using a cyclic elasto-plastic model, Triantafyllidis (ed.), Cyclic Behavior of Soils and Liquefaction Phenomena, Bochum, pp.85-90, 2004.
- 6) 土木学会地震工学委員会 レベル 2 地震動による液状化研究小委員会: レベル 2 地震動による液状化研究小委員会活動成果報告書, 157-201, 2003.

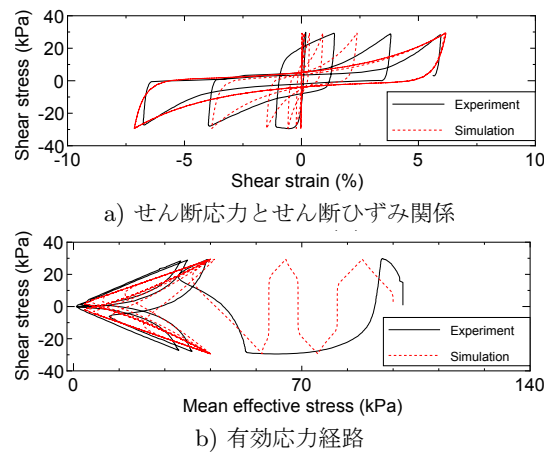


図 2 要素シミュレーション結果

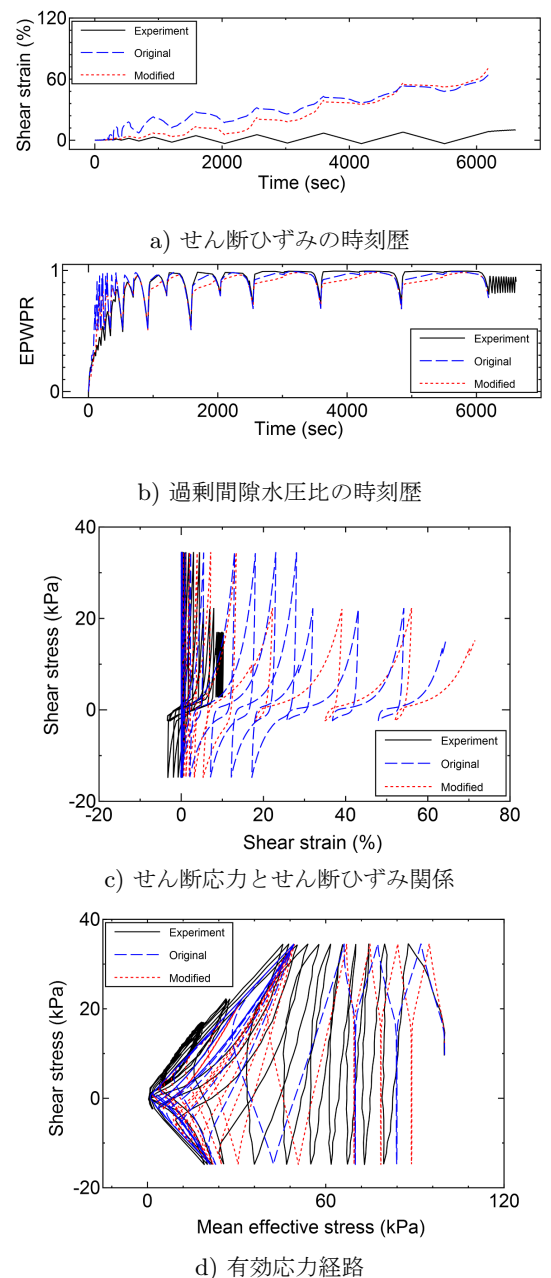


図 3 結果の比較