

第 2 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 26 年 12 月 9 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

第2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

WG2 堤体内浸潤線の再現

WG2 リーダー 新清 晃1

WG3 堤防土の力学特性評価

WG3 リーダー 小高猛司 11

一般発表

セッション I

1. 初期地下水位、透水係数、不飽和特性が河川堤防の浸潤線に及ぼす影響について
下川大介（国土技術政策総合研究所），森啓年，福原直樹，服部敦 17
2. 表面張力を考慮した浸透流の安定性解析
泉典洋（北海道大学工学研究院），青井智祥，前田健一 19
3. 透水性基盤のパイピングとすべりに着目した河川堤防の安定性
齊藤啓（名古屋工業大学大学院），前田健一，李兆卿，山口敦志 23
4. 剛構造樋門周辺堤防の土砂流出を伴う劣化に関する模型実験
崔瑛（名城大学），小高猛司，李圭太，武楊 27
5. 透水性基礎地盤に起因する河川堤防の進行性破壊に関する模型実験（速報）
倉田大輔（国土技術政策総合研究所），森啓年，福原直樹，服部敦，佐々木哲也，
石原雅規，吉田直人 31
6. 堤防被害への地盤の影響の考察（その2，漏水や地震被害）
那須誠（元前橋工科大学） 33

セッションⅡ

1. 実物大河川堤防を用いた破堤実験の破堤進行特性に関する考察
飛田大輔（土木研究所寒地土木研究所），柿沼孝治，柏谷和久，武田淳史 …… 37
2. 河川堤防の進行性破壊とのり尻付近の局所動水勾配の関係に関する解析的検討
秋場俊一（土木研究所），吉田直人，石原雅規，佐々木哲也 …… 41
3. すべり安定性照査に用いる堤体土の強度定数設定法
小高猛司（名城大学），崔瑛，李圭太，小林芳樹，武楊 …… 45
4. 堤体材料の不均質性とそれがもたらす力学挙動の不確実性に関する数値解析
佐竹亮一郎（群馬大学大学院），若井明彦 …… 49
5. 堤防一般部および樋管等特殊部堤防を含む質的安全性の縦断評価の試み
蛸原雅之（株式会社建設技術研究所），巽龍太郎，若杉耕平 …… 51
6. 大規模洪水時における堤防の浸透，裏法滑りによる破壊確率の評価法に関する研究
田端幸輔（中央大学大学院），福岡捷二 …… 55
7. 基礎地盤の液状化に対する堤体直下固化改良工に関する動的遠心模型実験
荒木裕行（土木研究所），谷本俊輔，石原雅規，佐々木哲也 …… 59
8. 液状化による不均質地盤上の堤防沈下に関する遠心模型実験
高橋章浩（東京工業大学大学院），Manika Maharjan …… 63
9. 強震継続時間の長い地震動に対する繰返し弾塑性構成モデルの適用性
坪井仙一（徳島大学大学院），渦岡良介，仙頭紀明 …… 67

委員會報告

WG2: 堤体内浸潤線の再現

WG報告

WG2リーダー ― 新清 晃



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化化が挙げられた。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、堤体液化化の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、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

2014年の活動実績:

WGの開催 2014.10.2 仙台河川国道事務所会議室

堤体内浸潤線の再現WG委員

- | | |
|-------|----------------------------------|
| ○新清 晃 | 応用地質(株)エンジニアリング本部ジオコンサルティングセンター長 |
| 岡村 未対 | 愛媛大学大学院理工学研究科 教授 |
| 佐々木哲也 | 土木研究所地質・地盤研究グループ(土質・振動) 上席研究員 |
| 河井 克之 | 神戸大学都市安全研究センター 准教授 |
| 酒匂 一成 | 鹿児島大学大学院理工学研究科海洋土木工学専攻 准教授 |
| 佐古 俊介 | (財)国土技術研究センター河川政策グループ 上席主任研究員 |
| 杉井 俊夫 | 国土工学部都市建設工学科 教授 |
| 高橋 裕輔 | 国土交通省水管理・国土保全局治水課 技術調整官 |
| 竹下 祐二 | 岡山大学大学院環境学研究所 教授 |
| 西村 聡 | 北海道大学大学院工学研究科 准教授 |
| 服部 敦 | 国土技術政策総合研究所河川部河川研究室 室長 |
| 藤澤 和謙 | 京都大学大学院農学研究科地域環境科学専攻 講師 |
| 藤本 弘之 | (株)ダイコンサルタルンタラント砂防・防災事業部 副事業部長 |
| 森 啓年 | 国土技術政策総合研究所河川部河川研究室 主任研究官 |
| 山添 誠隆 | (株)シーウェイエンジニアリング |
| 若井 明彦 | 群馬大学大学院工学研究科 教授 |
- :ワーキングリーダー

WG報告

2014年のWG活動は、阿武隈川枝野地区(右岸31.0k)における以下のデータを用いた再現解析を行った。

- A) 堤体内水位記録(1時間毎)、堤体横断方向4孔分
- B) 室内透水試験結果
- C) 保水性試験結果、不飽和透水試験結果
- D) 土中水分量測定結果
- E) 河川水位記録
- F) 原位置透水試験(マリオート型)
- G) 雨量データ(丸森観測所)

※A)~E)は国土交通省東北地方整備局より提供を受け、F)は本WGの活動として竹下委員他によるデータ、G)は気象庁webよりダウンロードしたデータ。

■ 解析1: 2013年の水位データに基づく再現解析

上記A)~G)のデータより各自パラメータを設定し、2013年11月1日時点の水位を再現する。ただし、実測水位は2013年(2013.9.25~2013.12.31)のデータを用いる。

→ この結果を持ち寄り仙台河川国道事務所にてWGを開催

■ 解析2: 2013年の再現解析に基づく2014年水位の予測

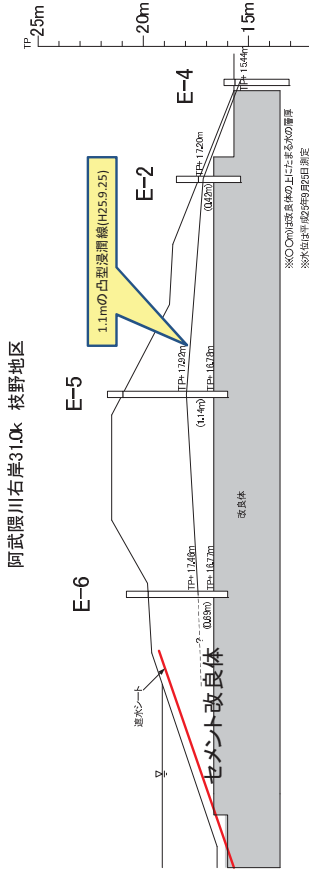
解析者自身が再現解析1で最もよく合うと判断したパラメータを用い、降雨量(もしくは河川水位)のみを用いて2014年6月~9月間の水位予測解析を行う。なお、実測水位は解析時点では解析者に開示せずブラインドテストとして実施した。

→ 本日のシンポジウムで結果報告

阿武隈川枝野地区の概要

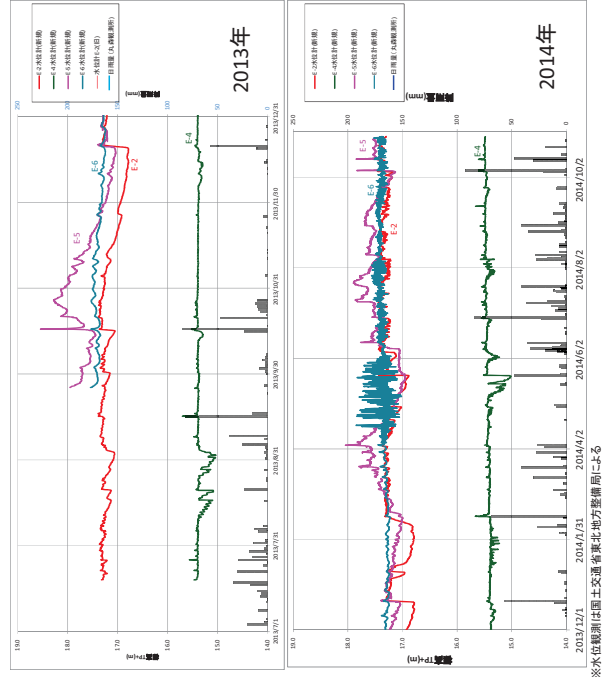


阿武隈川枝野地区における堤体内浸潤線の確認



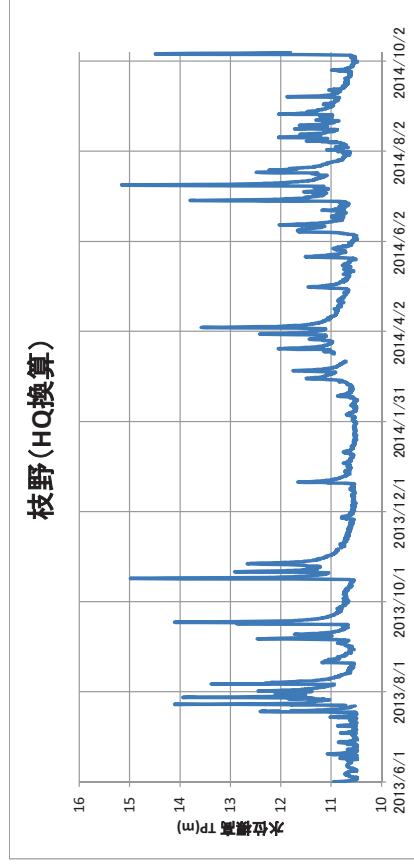
- 枝野地区は被災後に堤防を撤去し基礎地盤をセメント改良し、その上に概ね均質な材料で築堤している
- 堤体内の浸潤線は**基礎地盤からの影響を受けにくい**
- H25.9.25以降は4本の観測井で水位を東北地方整備局にて連続観測中である。
- ボーリングコアを用いて粒度試験、透水試験、保水性試験ほかを実施(東北地方整備局にて)
- 2013年11月中旬には原位置透水試験を実施

阿武隈川枝野地区における堤体内浸潤線



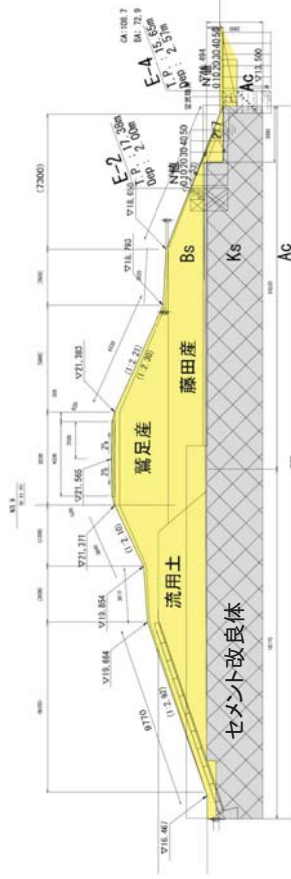
※水位観測は国土交通省東北地方整備局による

阿武隈川枝野地区における河川水位



枝野地区の堤防法尻付近の標高はTP+15.2m程度、堤体直下に存在するセメント改良体の上面標高はTP+16.7m程度であり、2013～2014年の河川水位は堤体内浸潤線に与える影響は小さい。

阿武隈川枝野地区における堤体内浸潤線の確認

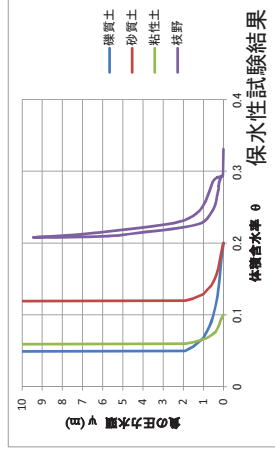


枝野地区は堤体材料として3種類存在し、室内試験は普段地下水位が存在する「藤田産」にて実施。

9

3

阿武隈川枝野地区における室内試験結果



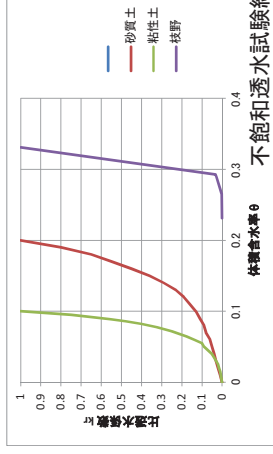
粒度特性

飽和透水係数ほか

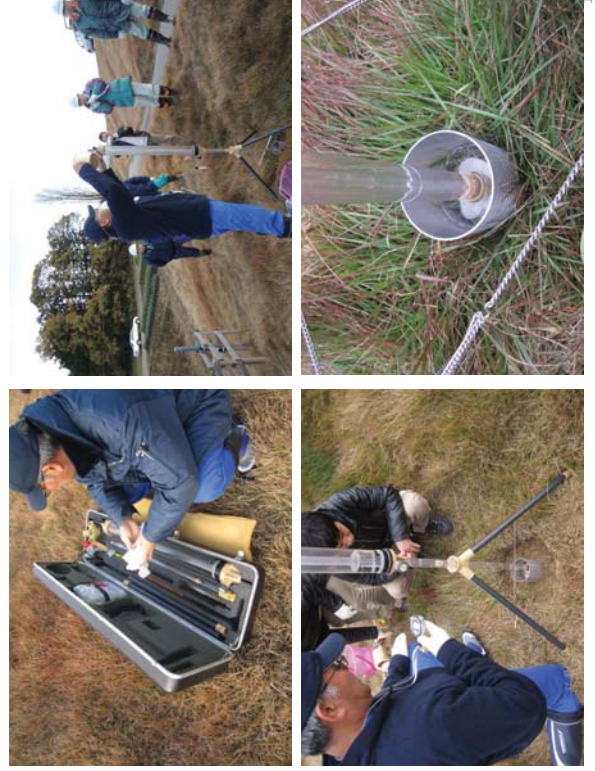
項目	結果
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.989
含水比 w (%)	10.9
D20 (mm)	0.0153
透水係数 k_s (cm/sec)	2.36×10^{-4}

不飽和透水試験結果

10



阿武隈川枝野地区における原位置透水試験



11

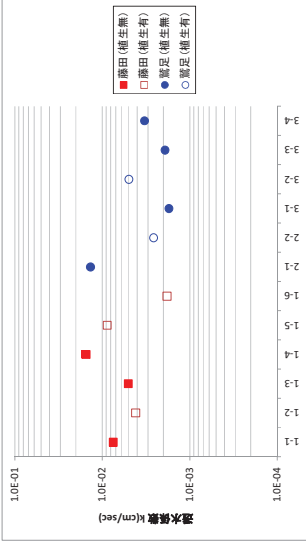
阿武隈川枝野地区における土中水分量計測



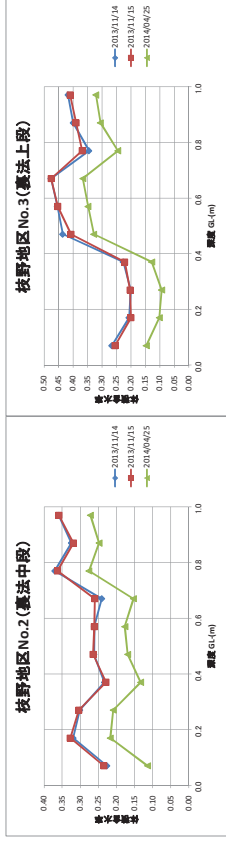
12

阿武隈川枝野地区における原位置試験計測結果

原位置透水試験結果
(マリオットサイフォン型)



土中水分量計測結果



13

4

阿武隈川枝野地区における再現解析報告

再現解析は以下の委員の協力を得て実施した。

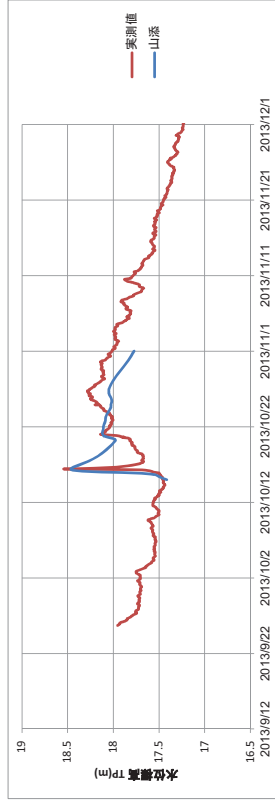
委員名	解析1 (2013年再現)	解析2 (2014年予測)
河井委員	(別地区にて実施)	—
山添委員	○	—
坂本幹事	○	—
藤本委員	○	○
森委員・下川氏	○	○
西村委員	○	○
新清	○	○

解析結果はE-5(天端裏法層)地点を着目点として以降に結果を示した。
E-6(川表小段)については解析者全員が再現性が低い結果が得られたため除外した。

14

阿武隈川枝野地区における再現解析報告

解析1 報告(山添委員)



解析パラメータ

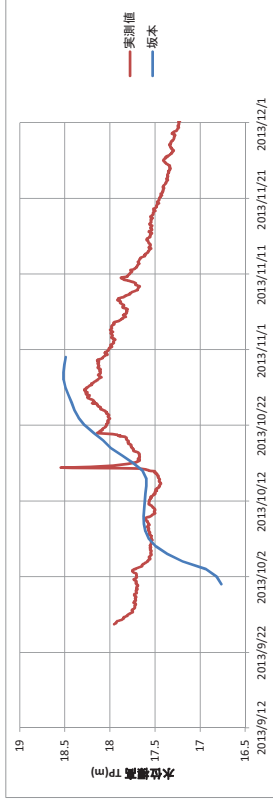
委員	初期条件	降雨条件	媒体の透水係数 ks [cm/sec] (室内試験値比)	不飽和浸透 特性	2014.11.1時点の結果 着目点:E-5
山添委員	1mm × 200hr	時間雨量	2.4e-3 (10倍)	枝野	解析値が20cm程度低く求まる。

15

16

解析1 2013年の再現解析結果

解析1 報告(坂本幹事)



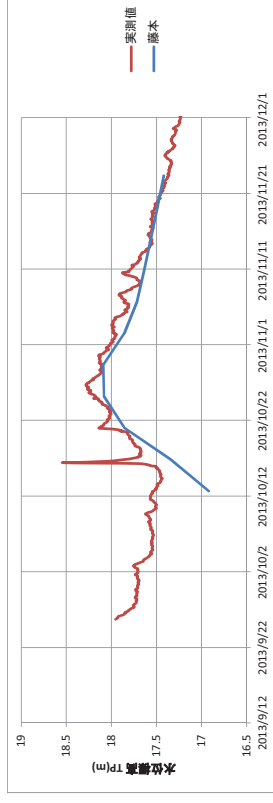
解析パラメータ

委員	坂本幹事	初期条件	10.1時点の 実測水位	降雨条件	日雨量	堤体の透水係数 ks [cm/sec] (室内試験値比)	2.4e-4 (等倍)	不飽和浸透 特性	手引き	2014.11.1時点の結果 (着目点:E-5)	解析値が50cm程度高く求まる。
委員	坂本委員	初期条件	TP+15.0m	降雨条件	平均雨量	堤体の透水係数 ks [cm/sec] (室内試験値比)	1.0e-3 (4.3倍)	不飽和浸透 特性	手引き	2014.11.1時点の結果 (着目点:E-5)	概ね再現できた。

17

5

解析1 報告(藤本委員)

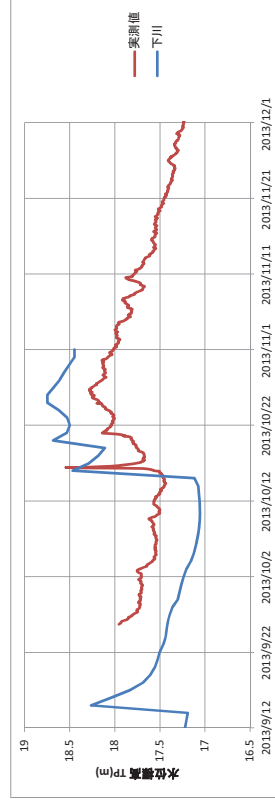


解析パラメータ

委員	藤本委員	初期条件	TP+15.0m	降雨条件	平均雨量	堤体の透水係数 ks [cm/sec] (室内試験値比)	1.0e-3 (4.3倍)	不飽和浸透 特性	手引き	2014.11.1時点の結果 (着目点:E-5)	概ね再現できた。
委員	西村委員	初期条件	静水圧	降雨条件	時間雨量	堤体の透水係数 ks [cm/sec] (室内試験値比)	2.4e-3 (10倍)	不飽和浸透 特性	手引き	2014.11.1時点の結果 (着目点:E-5)	解析値が30cm程度低く求まる。

18

解析1 報告(森委員・下川氏)



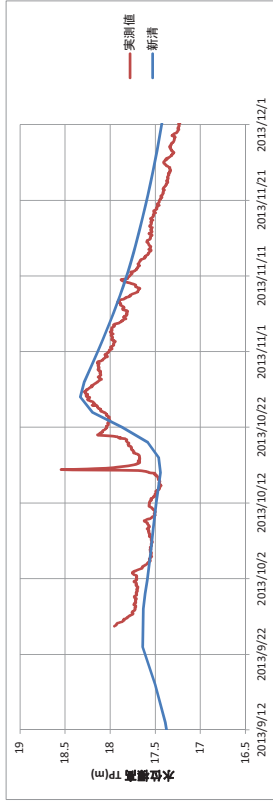
解析パラメータ

委員	下川氏	初期条件	河川水位	降雨条件	日雨量	堤体の透水係数 ks [cm/sec] (室内試験値比)	2.4e-4 (等倍)	不飽和浸透 特性	枝野	2014.11.1時点の結果 (着目点:E-5)	解析値が50cm程度高く求まる。
委員	西村委員	初期条件	静水圧	降雨条件	時間雨量	堤体の透水係数 ks [cm/sec] (室内試験値比)	2.4e-3 (10倍)	不飽和浸透 特性	手引き	2014.11.1時点の結果 (着目点:E-5)	解析値が30cm程度低く求まる。

19

20

解析1 報告(新清)



解析パラメータ

委員	初期条件	降雨条件	堤体の透水係数 ks [cm/sec] (室内試験値比)	不飽和浸透 特性	2014.11.1時点の結果 (着目点:E-5)
新清	TP+15.0m	平均雨量 ×0.6倍 (蒸発散)	3.0e-4 (1.2倍)	枝野	解析値が10cm程度高く求まる。平均雨量を与えているため細かな変化は反映できない。

21

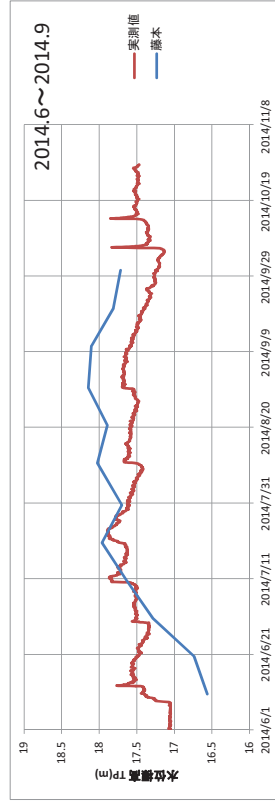
6

阿武隈川枝野地区における再現解析報告

解析2 2014年の予測解析結果 (ブラインドテスト)

22

解析2 報告(藤本委員)

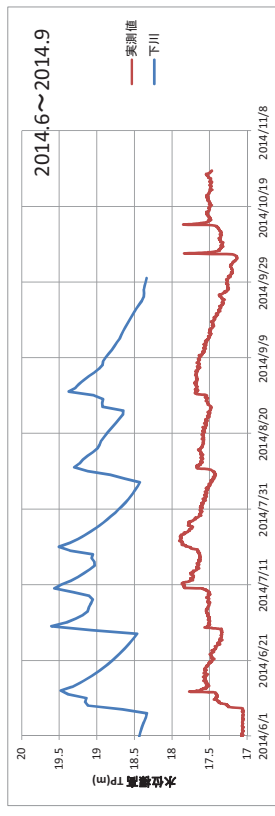


解析パラメータ

委員	初期条件	降雨条件	堤体の透水係数 ks [cm/sec] (室内試験値比)	不飽和浸透 特性	2014.6~8間の結果 (着目点:E-5)
藤本委員	TP+15.0m	平均雨量	1.0e-3 (4.3倍)	手引き	8月以降は解析値が50cm程度高く求まる。変化の形状は類似する。

23

解析2 報告(森委員・下川氏)

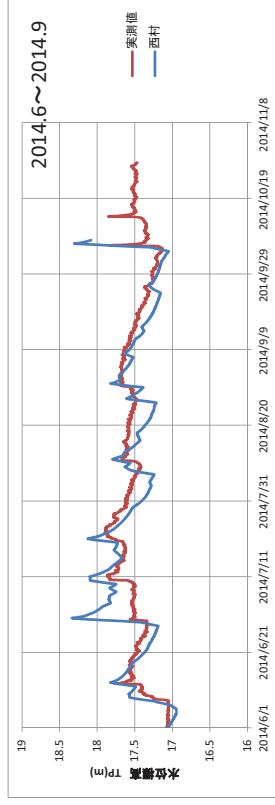


解析パラメータ

委員	初期条件	降雨条件	堤体の透水係数 ks [cm/sec] (室内試験値比)	不飽和浸透 特性	2014.6~8間の結果 (着目点:E-5)
下川氏	河川水位	日雨量	2.4e-4 (等倍)	枝野	全体に解析値が150cm程度高く求まる。解析値は実測値に比べ水位変化量が大きい。

24

解析2 報告(西村委員)



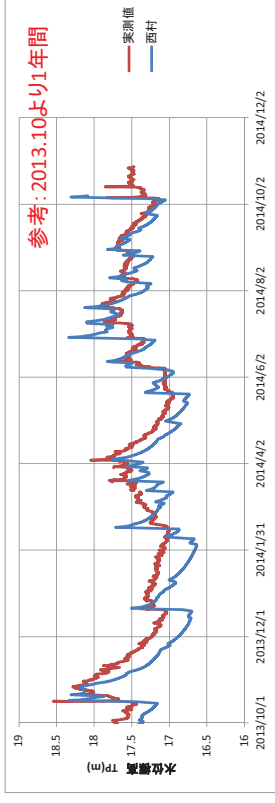
解析パラメータ

委員	初期条件	降雨条件	堤体の透水係数 ks [cm/sec] (室内試験値比)	不飽和浸透 特性	2014.6~8間の結果 (着目点: E-5)
西村委員	静水圧	時間雨量	2.4e-3 (10倍)	手引き [SF]	概ね再現できている。 解析値は降雨に対し実測値以上 に敏感に反応している。

25

7

解析2 報告(西村委員)

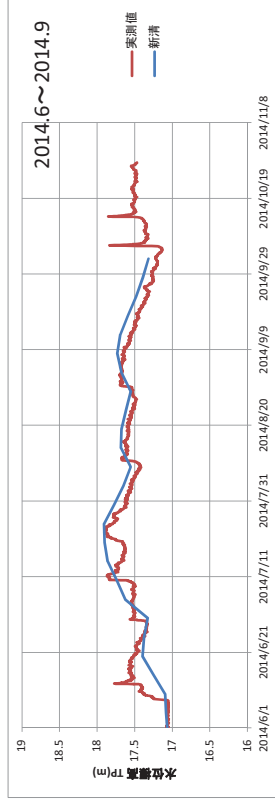


解析パラメータ

委員	初期条件	降雨条件	堤体の透水係数 ks [cm/sec] (室内試験値比)	不飽和浸透 特性	2014.6~8間の結果 (着目点: E-5)
西村委員	静水圧	時間雨量	2.4e-3 (10倍)	手引き [SF]	全体に概ね再現できている。 解析値は降雨が少ない時期に 実測値より低く求まる傾向が ある。

26

解析2 報告(新清)

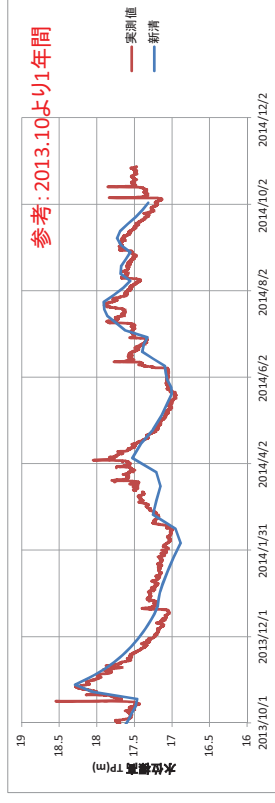


解析パラメータ

委員	初期条件	降雨条件	堤体の透水係数 ks [cm/sec] (室内試験値比)	不飽和浸透 特性	2014.6~8間の結果 (着目点: E-5)
新清	TP+15.0m	平均雨量 ×0.6倍 (蒸発散)	3.0e-4 (1.2倍)	枝野	概ね再現できている。 平均雨量を与えているため細 かな変化は反映できない。

27

解析2 報告(新清)



解析パラメータ

委員	初期条件	降雨条件	堤体の透水係数 ks [cm/sec] (室内試験値比)	不飽和浸透 特性	2014.6~8間の結果 (着目点: E-5)
新清	TP+15.0m	平均雨量 ×0.6倍 (蒸発散)	3.0e-4 (1.2倍)	枝野	2014.3付近で解析値が低く求 まる。

28

今後の解析で留意すべき点について

1. 瀬戸内海に面したある河川の堤体内水位の挙動を見ると、上昇速度は大きく下降速度は小さい傾向が認められる。これは一旦堤体に水が浸透するとなかなか消散しないことを示す。堤体のksが大きい方が(堤体の奥まで入り込むため)堤体内に水が残りやすい。
2. 土水空気連続解析を用いると堤体の沈下量の大小が堤体内浸潤線に及ぼす影響を解析可能である。
3. 沈下が大きい地区での築堤は築堤段階で既に浸潤線が形成されている可能性がある。

29

30

今後の解析で留意すべき点について(山添委員)

- (1) 再現解析結果から、
1. 計測水位を最も良好に再現できたのは、原位置透水係数を用いた場合。
 2. 透水係数は長期水位の高低に関係する。
 3. 有効間隙率は水位変動幅に影響する。
 4. 初期状態(水位、飽和度)は、便宜上、解析開始時点とした水位になるように事前に事前連続降雨で設定したが、検討の余地がある。
- (2) 今後の解析で留意すべき点
1. 原位置の透水係数は室内の約10倍である。10倍もの差が他の多くの土に対しては当てはまるのか。今後、堤体の透水性は室内ではなく原位置で求めるべきか。
 2. 半年程度の解析期間を設ければ、初期条件の違いはなくなるようである。(1)4.はこれに解決したいが、解析期間が長くなると、透水係数の影響が蓄積されるので、原位置の値を正確に求める必要がある。

31

今後の解析で留意すべき点について(藤本委員)

1. 堤体や基礎地盤の透水係数の設定には、ボーリング孔を利用した現場透水試験、不攪乱試験を用いた室内透水試験や粒度特性から推定する方法などいくつか挙げられる。
2. しかし、これらの方法による透水係数は、土の種類と状態により適用範囲が異なったり、試験方法の違いにより、同じ精度で一樣に設定できるものではない。
3. そのため、削孔後のボーリング孔を利用して、ある期間の水位観測データを取得し、浸透流解析による解析値と観測値を用いてパラメータスタディによる現況再現解析で、最適な透水係数や不飽和特性等の解析条件を設定する。
4. 設定した透水係数を用いて、計画高水位波形を入力し、解析水位を算出することで精度の高い水位を求めることが可能となる。

32

今後の解析で留意すべき点について(森委員・下川氏)

1. 不飽和特性は安全側に設定されているため、室内試験により不飽和特性を求め原位位置の状態に近い値を用いることで、解析結果を現象に近づけることができるのではないかと思われる。
2. 支配的な土層、パラメータを把握し、追加の調査、試験を行うなど、調査と解析の両輪で結果のフィッティングを行う事が求められる。

33

今後の解析で留意すべき点について(西村委員)

- 飽和透水係数
やはり何といっても効いてくるのが飽和透水係数。逆に言うと、これを変えない限り、他のどの条件を変えても長期的に水位が大きく変わることはない。原位置試験と室内試験の結果の相違を考慮する必要がある(当然だが)。
- 初期条件
初期条件については、「手引き」には推奨方法がないようである。パラメトリクスデータから、今回用いたオーダーの透水係数の媒体では、解析対象の6カ月程度前にさかのぼった時点から解析をする必要がある。

- 遮水シートの影響
地表からの浸透に対しては、遮水効果を考えることは妥当と思われるが、堤内に溜まった水の圧力に対しても不透水境界とすることは妥当か? 「手引き」では不透水境界ではなく、物質の透水係数を下げることが勧められている。その推奨透水係数にどこまで根拠があるか不明であるが、パラメトリクススタディなどにより、感度は把握しておくべき。

34

今後の解析で留意すべき点について(新清)

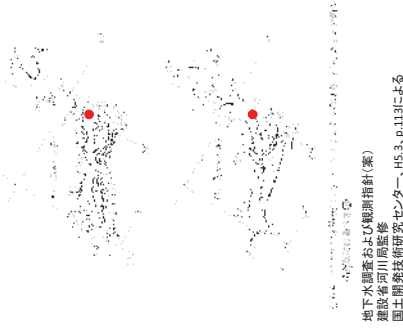
1. 室内透水試験で得られた飽和透水係数 k_s と平均雨量を与えた解析では、実測水位より高い値が得られた。
2. 2013年11月1日時点の実測水位に対し、飽和透水係数 k_s を変化させた感度分析を行ったところ、 $k_s=1.0 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ と求まるが、11月1日以外の期間では必ずしも整合しなかった。これより k_s のみでのフィッティングは難しいと判断した。
3. 今回の解析では降雨のみを外力として与えたが、1年間等の長期間の予測解析を行うのであれば、蒸発散の影響も発生する。
4. 試行的にペンマンやソーンスウェイトの方法を用い枝野地区の蒸発散量を求めたところ、蒸発散量は年間降水量の40%に相当した。このため、今回は降雨を一律に40%カットして与えた。
5. 降雨のカットは雨量強度のカット(例: 20mm \rightarrow 12mm)では解析水位のピークが後にはずれるため、継続時間をカットすることでピークずれを回避した。
6. カット後の降雨条件で解析を行った結果、2013年の実測に対しやや高め水位が求まったため、 k_s を若干上げて $3.0 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ (試験値: $2.36 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$)とした条件で解析し、概ね実測と整合する結果となった。
7. 枝野地区での不飽和浸透特性は手引きに類似したため、試験値と手引きとで解析結果に顕著な差は発生しなかった。しかし、浸透流解析の精度向上のため今後も堤体材料の不飽和浸透特性を把握することが重要である。

35

今後の解析で留意すべき点について(新清)

- 日本における可能蒸発散量は左図によれば阿武隈川付近で700~800mm/yearとされている。
- 実際の蒸発散量は可能量の0.65倍(0.6~0.7倍※)程度といわれている。
- これより蒸発散量は約450~520mm/yearと推定される。
- 丸森の年間降水量(平年値)は1,260mm/yearである。
- 蒸発散量は年間降水量の約40%(36~41%)に相当する。

※地域分析のための熱・水収支水文学、新井正、古今書院



地点	年間降水量	
	平年値 (mm/year)	2013年実績 (mm/year)
丸森	1,261.7	1,040.5
仙台	1,254.1	1,111.5

気象庁HPによる

36

1. 堤体内浸潤線の解析には飽和透水係数が最も大きく影響する。
2. 飽和透水係数を変化させることで大まかには実測水位を再現できる。
3. 解析精度の向上のため実堤防での水位観測は重要である。
4. 原位置透水試験についてデータを蓄積し活用することが重要である。
5. 長期間の解析を行う場合は、蒸発散を加味することで再現性が向上する可能性がある。(⇒今後検討が必要)
6. 浸透流解析の精度向上のため、今後も現場における不飽和浸透特性を把握することが重要である。

37

【今後のWG活動方針案】

- 土中水分量分布の解析への活用方法を検討する。
- 枝野地区は砂を主体とする堤防であるが、今後、中間土や火山灰を主体とする堤防において水位観測データが存在する現場があれば、同様の再現解析を行う。
- 不飽和浸透特性値や初期条件(堤体内水位, 土中水分量分布, 間隙水圧分布など), 境界条件(表層部分の状態, 降雨浸透能など)が浸潤線の動態に及ぼす影響(感度)を数値解析や実験事実に基づいて検討する。
- これらの検討結果を用いて, 原位置試験・室内試験における飽和・不飽和浸透特性値の計測精度や堤体の数値モデリング方法について議論する。

38

以上です。

39

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	新潟大学	岡本 弘基	国土交通省
◎近藤 勉	川崎地質	◎崔 瑛	名城大学
橋 伸也	埼玉大学	西村 聡	北海道大学
◎原 忠	高知大学	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	◎山添 誠隆	シーウェイエンジニアリング
李 圭太	建設技術研究所		

○：ワーキンググループリーダー ◎：第2期新任

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 、 ϕ ）
- (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)解析法の精度と適用限界（修正フェレニウス法を用いた一般全応力法）

堤防の浸透時のすべり破壊の検討は修正フェレニウス法が用いられる。また、手引きの改訂に伴い、一般全応力法についての記述が明記された。

本検討事項における課題：

- ①全応力解析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
- ②一般全応力法についての検討
- ③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断面形状が安全率に及ぼす影響の明確化
- ②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 , ϕ ）

平成 24 年の「河川堤防構造検討の手引き」の改訂に伴い、一般全応力法をベースとした円弧すべり解析が推奨され、CD 試験や CUB 試験による強度定数が奨励されるようになった。しかし、従来の CU 試験を含んで、それぞれの試験条件の力学的な意味や適用限界については明確でないまま安定解析が実施されている例も多い。また、堤防法面の浸透時のすべり破壊を想定して、低拘束圧条件下で求めた強度定数が妥当との議論もある。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. 今年度の 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)を中心とした現地堤防土の採取と室内実験による検証を中心としつつ、それ以外の項目についても検討を進める。

昨年から現在までの全国各地の河川土の採取状況は以下の通りである。

- ・高知県・仁淀川（2013.9）
- ・北海道・千歳川（2013.12）
- ・愛知県・庄内川（2014.1）
- ・島根県・斐伊川（2014.3）
- ・和歌山県・紀の川（2014.4）
- ・大阪府・大和川（2014.8）
- ・新潟県・信濃川（2014.9）
- ・京都府・木津川（2014.11）
- ・山梨県・釜無川（富士川）（2014.12）

順次室内試験を実施し、堤体土ならびに基礎地盤土の力学特性について検討している。

WG3: 堤防土の力学特性

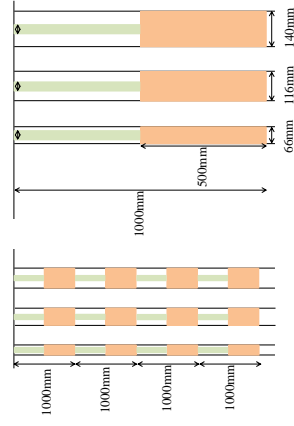
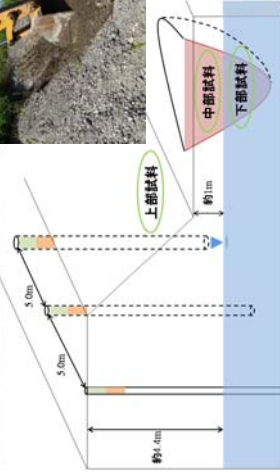
河川堤防土 全国サンプリングプロジェクト

目的

- ・様々な堤防土の力学特性を正確に把握
- ・室内試験用の高品質な試料の簡易な採取法の検討
- ・通常直接採取をしない礫質土の物理特性の把握
- ・通常室内試験をしない礫質土の力学特性の把握
- ・安定性検討に用いる適切な強度定数設定法の提案
などなど

高知県・仁淀川(2013.9)

- ・ボーリング径の影響
- ・礫質土の力学特性

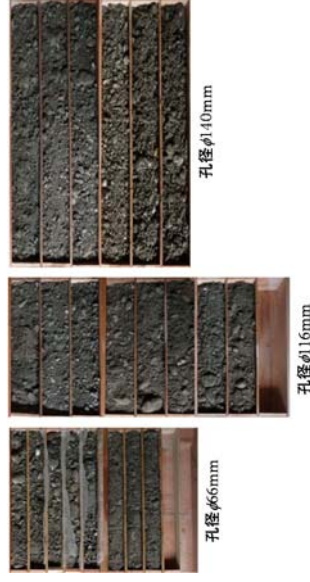
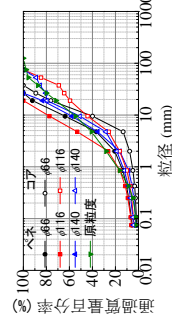


サンプリングを実施した河川堤防

- ・高知県・仁淀川(2013.9)
- ・北海道・千歳川(2013.12)
- ・愛知県・庄内川(2014.1)
- ・島根県・斐伊川(2014.3)
- ・和歌山県・紀の川(2014.4)
- ・大阪府・大和川(2014.8)
- ・新潟県・信濃川(2014.9)
- ・京都府・木津川(2014.11)
- ・山梨県・釜無川(富士川)(2014.12)

高知県・仁淀川(2013.9)

- ・ボーリング径の影響
- ・礫質土の力学特性



4.00～5.00m試料の粒度の比較

異なるボーリング径で採取したコア試料の比較



直接採取時の試料の状態



実験室搬入後の試料の処理(四分法による分割)

北海道・千歳川(2013.12)

- ・高品質かつ簡易なサンプリング法
- ・強度定数の検討



新堤部(堤体上部)におけるサンプリング



旧堤部(堤体下部)におけるサンプリング

千歳川北島地区の排水機場建設に伴う堤防開削現場における不攪乱? 試料のサンプリング

北海道・千歳川(2013.12)

- ・高品質かつ簡易なサンプリング法
- ・強度定数の検討



塩ビ管(φ11cm)の打ち込み

深度は同じ(堤体内でおそらく同じ施工条件)の不攪乱試料を慎重にサンプリング

↓
名城大に搬入後、凍結してから試料成型、三軸試験

乱れる要因: サンプリング時、運搬時、凍結時、...



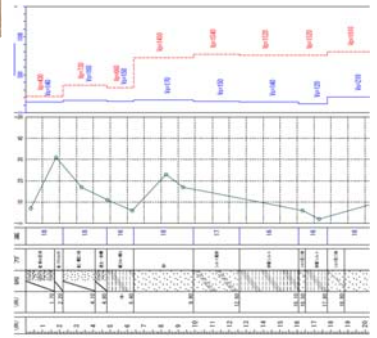
横一列に打ち込み終了時



塩ビ管の切り出し

愛知県・庄内川(2014.1)

- ・堤体土～工学的基礎までの基礎地盤土の採取
- ・耐震性の検討



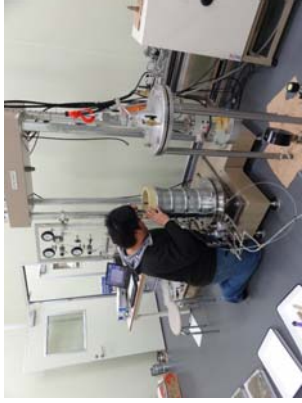
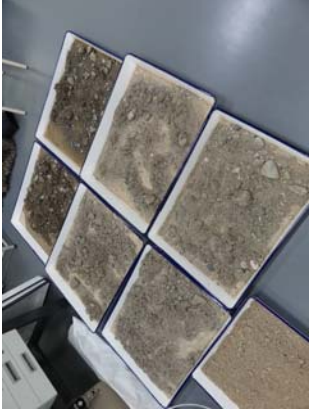
和歌山県・紀の川(2014.4)

- ・礫質土の力学特性
- ・礫質土の強度定数の適正な決定法



和歌山県・紀の川(2014.4)

- ・機質土の力学特性
- ・機質土の強度定数の適正な決定法



新たな簡易サンプリング法の試行



大阪府・大和川(2014.8)

- ・高品質かつ簡易なサンプリング法
- ・強度定数の検討

サンプリング試料の三軸試験の実施状況



大阪府・大和川(2014.8)

- ・高品質かつ簡易なサンプリング法
- ・強度定数の検討



土研式サンプリングの状況

新潟県・信濃川(2014.9)

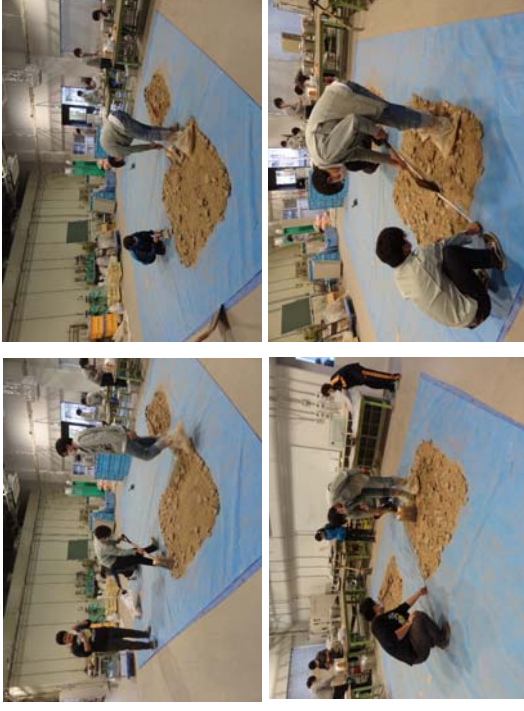
- ・礫質土の力学特性
- ・礫質土の強度定数の適正な決定法



巨石を含む堤体土の重機を用いたサンプリング

新潟県・信濃川(2014.9)

- ・礫質土の力学特性
- ・礫質土の強度定数の適正な決定法



粒度を変えないように慎重にすめられるサンプリング試料の分割

京都府・木津川(2014.11)

- ・高品質かつ簡易なサンプリング法
- ・強度定数の検討



土研式サンプリングの状況



改良型簡易サンブラー

京都府・木津川(2014.11)

- ・高品質かつ簡易なサンプリング法
- ・強度定数の検討



改良型簡易サンブラーによる試料採取の状況

一般発表

初期地下水位、透水係数、不飽和特性が河川堤防の浸潤線に及ぼす影響について

河川堤防 浸透流解析 不飽和特性

国土技術政策総合研究所 正会員 ○下川大介 森 啓年 福原直樹 服部 敦

1. はじめに

河川堤防の変状誘因の一つとして降雨の浸透や河川水位の上昇による堤体内水位の上昇があり、堤体内水位を正確に予測することは重要である。そこで、堤体内水位をモニタリングにより把握することは、堤体内水位の予測精度の向上にとって重要なだけでなく、対策設計の最適化等にも繋がると考えられる。

一方、一般的に用いられている浸透流解析では地下水位等の初期条件、不飽和特性等の土の物性により堤体内の浸潤線が大きく変化する。本報告では、液状化対策として基礎地盤の地盤改良の実施した箇所を対象として、降雨により発生した浸潤線の再現解析を実施した。「河川堤防の構造検討の手引き」¹⁾ (以降、手引き)に基づき、室内試験結果、原位置試験結果を用いて、初期地下水位、透水係数、不飽和特性が異なる 5 ケースについて浸透流解析を行った。その解析結果を現地モニタリング結果と比較することにより、初期地下水位、透水係数、不飽和特性が堤体内浸潤線に及ぼす影響について検討した。

2. 解析条件

2.1 モデル図

図-1 に浸透流解析に用いたモデル図を示す。観測孔は E-2、E-4、E-5、E-6 の配置で 4 箇所を設置されており、本報告では、最も水位変動の大きかった E-5 地点の観測結果と比較検討した。図-2 に解析に用いた河川水位条件と地下水位条件を示す。解析期間は、2013/6/1~2013/11/1 間とし、9/25~11/1 間の結果についてモニタリング結果と比較した。なお、解析期間中の河川水位が堤防法尻まで達してないため、河川水位の上昇による影響は検討していない。

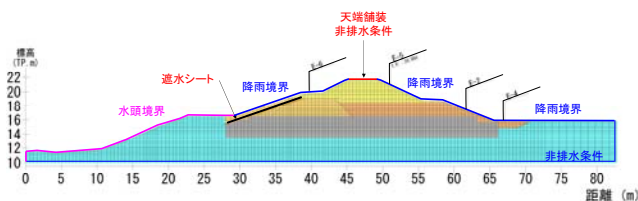


図-1 モデル図

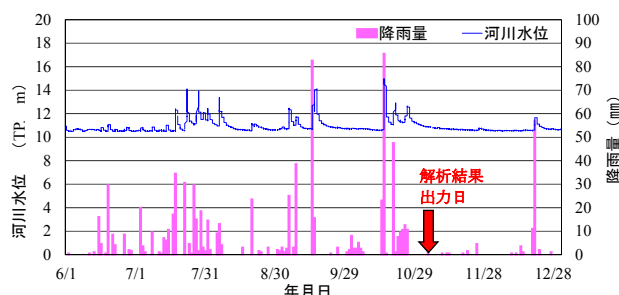


図-2 河川水位条件、地下水位条件

2.2 土質定数

解析に用いた土質定数を表-1 に示す。堤体の土質定数は室内試験、原位置試験、「手引き」により設定した。堤体土は 3 種類の土により構成されており、土質構成は、細粒分を 30%程度含む細粒分質砂であり、粒度分布の広い土である。

堤体土の透水係数は、室内試験と原位置試験の結果を用いた。試験結果を比較すると、室内試験結果より原位置試験の方が 1 オーダー程度大きな値を示す。改良土はセメント混合を施工されており難透水性と想定されるため、粘性土の定数を使用した。遮水シートの定数は「手引き」の参考値を使用した。

図-3 に堤体層の不飽和特性を示す。「手引き」の不飽和特性と試験結果を比較すると試験結果の比透水係数は小さく、飽和度 90%位から急激に大きくなる。また、圧力水頭は同じ飽和度の時に粘性土よりも大きな値を示している。

表-1 土質定数

土質区分	透水係数		不飽和浸透特性 (図-3参照)	有効間隙率	比貯留係数	湿潤単位体積重量 (kN/m ³)	飽和単位体積重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	せん断抵抗角 (°)
	室内試験 (m/s)	原位置試験 (m/s)							
Bs1	2.36×10^{-6}	5.13×10^{-5}	室内試験 手引き-砂質土	0.2	0.0001	19	20	1	30
Bs2	2.36×10^{-6}	5.13×10^{-5}	室内試験 手引き-砂質土	0.2	0.0001	19	20	1	30
Bs3	2.36×10^{-6}	9.28×10^{-5}	室内試験 手引き-砂質土	0.2	0.0001	19	20	1	30
Ks	1.00×10^{-8}	1.00×10^{-8}	手引き-粘性土	0.1	0.001	19	20	100	0
Ac	1.00×10^{-8}	1.00×10^{-8}	手引き-粘性土	0.1	0.001	16	17	31	0
遮水シート	5.00×10^{-10}	5.00×10^{-10}	手引き-遮水シート	0.1	0.001	-	-	-	-

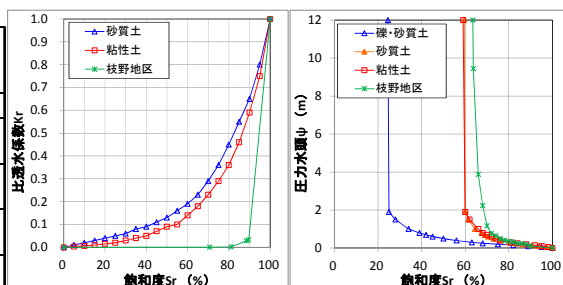


図-3 不飽和特性

表-2 解析条件の組合せ

case	地下水位	透水係数	不飽和特性
1	河川水位	室内試験	手引き
2	河川水位	室内試験	室内試験
3	河川水位	原位置試験	手引き
4	観測結果+地下水位	室内試験	手引き
5	観測結果	室内試験	手引き

2.3 解析ケース

表-2 に解析条件の組合せを示す。「手引き」に基づき、室内試験結果、原位置試験結果を用いて、初期地下水位、透水係数、不飽和特性が異なる 5 ケースを設定した。

Effect of Initial Ground Water Level, Permeability or Unsaturated property for the phreatic line of a river levee

SHIMOKAWA.D,MORI.H,FUKUHARA.N,HATTORI.A
National Institute for land and Infrastructure Management

3. 浸透流解析結果

浸透流解析結果の比較は、降雨量の多かった期間の後の11/1時点の比較を実施した。図-4に11/1時点の解析結果を示す。図中の黒線は浸潤線の解析結果、赤線は観測結果、コンターは堤内中の圧力水頭分布を示す。また、青線は初期の水位線を示す。図-5に各ケースの時系列変化を示す。「手引き」に基づくcase1との比較を行い、地下水位、透水係数、不飽和特性による解析結果に与える影響について検討した。

まず、case1とcase2を比較し、不飽和特性の影響を検討した。「手引き」による不飽和特性を用いた場合、室内試験結果と比較すると同じ透水係数を用いても、比透水係数が大きいため、浸透速度が速くなる。また、サクシオン圧が小さいため保水力が小さく、堤体からの排水量が多くなる。したがって、浸潤線が上昇しにくい傾向になる。よって、降雨量の小さい場合は降雨の影響が出にくく、降雨量が多い場合に浸潤線の上昇が大きくなっており、降雨の影響が出やすくなることわかる。

次に、case1とcase3を比較し、透水係数の影響を検討した。その結果、透水係数が大きくなると堤体からの排水量が多くなり、浸潤線が低下することがわかる。case3では地下水の浸透が速く、不飽和特性（サクシオン圧）も小さいため、保水力が小さく、降雨が少ない期間が続くと堤体内への浸透量よりも排水量が多くなるため、浸潤線が上昇しにくいことがわかる。

最後に、case1とcase4、case5を比較し、初期地下水位の影響を検討した。その結果、初期地下水位が高いほど浸潤線が高くなることわかる。時系列変化をみると、降雨による浸潤線の挙動にも大きな違いは見られない。

4. 安定解析結果

浸透解析で得られた浸潤線を用いて堤防裏のりの円弧すべりに対する出水時の安定解析を実施した。解析条件は、前述の条件を用い、河川水位は計画高水位（H.W.L）を用いた。なお、堤体内水位は定常解析により算出した水位を用いた。図-6に定常解析の結果を示す。

図-7に安定解析で得られた安全率を示す。不飽和特性を「手引き」により設定したケース（case1、case4、case5）では浸潤線が高い位置にあり、安全率が低くなっている。case2は不飽和土特性を室内試験結果に変えた結果である。case1と比較すると、地下水位面が低くなったことにより、安全率が大きくなっている。case3については、不飽和特性は「手引き」により設定しているが、透水係数が大きく排水量が多いため、浸潤線が上昇しにくいことにより、安全率が大きくなっている。以上の結果より、不飽和特性を室内試験に求めることにより、安全率が40%程度高くなる。

5. 考察

本報告では、浸透解析において初期地下水位、透水係数、不飽和特性が浸潤線に与える影響について検討を行った。以下に、解析結果の概要を示す。

- ・「手引き」にもとづく再現解析結果は安全側の評価となっており、水分特性曲線は低い飽和度で比透水係数が大きくなっていることから、少ない浸透水でも飽和状態になりやすいものと思われる。
- ・大規模な出水がなくとも降雨時の土壌水分測定などによる不飽和特性の見直しにより、過度の浸透対策の実施防止につなげることも可能である。

【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。（改訂版）,JICE資料111002号,2012

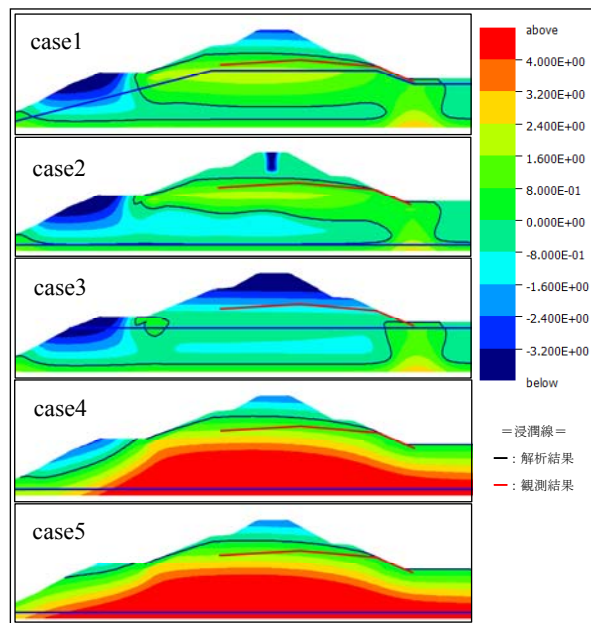


図-4 浸透流解析結果（11/1時点）

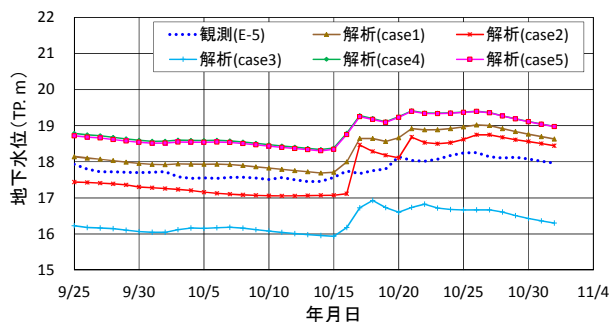


図-5 時系列変化

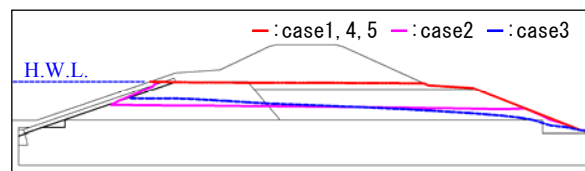


図-6 堤体内水位条件

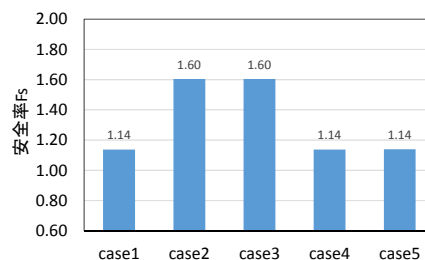


図-7 安全率

表面張力を考慮した浸透流の安定性解析

浸透流, 安定性, エアブロー

北海道大学工学研究院 ○泉 典洋
北海道庁 青井智祥
名古屋工業大学工学研究科 前田健一

1. はじめに

土砂で構成される堤防上に降雨が発生すると、透水層内部の空気と降雨による浸透水の交換が行われ、雨水は透水層内部へと浸透していく。ところが空隙率が低い浸透層においては、このような雨水の浸透が容易に生じない場合があり、その発生確率は集中豪雨時のようなある程度大きい降雨強度の時に高まると報告されている[1]。堤体内で空気と浸透水の交換が容易に行われないと内部の空気は被圧される。そして圧力がある限界を超えると局所的に圧力が集中して空気が噴き出すエアブローが見られるようになる。このエアブローによって堤防表面に大きな空隙ができ堤防強度が劣化する可能性がある。実際に2000年9月に起きた東海豪雨における堤防の決壊[2]においても、空気の噴出などの目撃証言があり破壊に気相が関連していたとの報告もある[1]。また2012年9月の台風第15号では堤防内部から空気が噴き出す現象が確認されている(図-2)。このような現象が発生する基本的なメカニズムについては詳しく判っていないのが現状である。

雨水が浸透していかない状態、すなわち空気のように密度の小さい流体の上に水のように密度の大きい流体が載った状態は、界面に与えられた微小な擾乱に対して不安定であり、この平衡状態が崩れると二つの流体は混ざり合うか、あるいは小さい密度の流体が密度の大きい流体の上に載った安定状態に移行する。このような不安定性は Rayleigh-Taylor 不安定性と呼ばれるものであり、古くから理論研究が行われている。

堤防内部において空気の上に水が載った状態は、力学的に平衡な状態である。泉, 前田[3]は粘性の影響は考慮しつつも表面張力の影響は無視した Brinkman 方程式を用いた線形安定解析を行っているが、この平衡状態が安定に保たれるという結果は得られていない[3]。本研究では、同様の Brinkman 方程式を用いて表面張力を考慮した線形安定解析を行い、透水層内部において空気の上に水が載っている状態の安定性における表面張力の影響を調べる。



図-1 東海豪雨による新川堤防決壊箇所[2].



図-2 庄内川周辺で見られたエアブロー[1].

2. 定式化

透水層内部での2次元流れは、2次元の Navier-Stokes 方程式の体積平均をとって得られる Brinkman 方程式で表される[4, 5, 6]。空隙率が比較的小さい透水層内部の流速は十分に小さく、Brinkman 方程式では Stokes 近似を用いて移流項の影響が無視されている。液相(水)および気相(空気)の方程式は次のようになる。

$$\frac{\partial \mathbf{U}_w}{\partial t} = -\nabla P_w + \nabla^2 \mathbf{U}_w - \mathbf{U}_w + \mathbf{F}, \quad \nabla \mathbf{U}_w = 0 \quad (1,2)$$

$$\mathcal{R} \frac{\partial \mathbf{U}_a}{\partial t} = -\nabla P_a + \mathcal{M}(\nabla^2 \mathbf{U}_a - \mathbf{U}_a) + \mathcal{R}\mathbf{F}, \quad \nabla \mathbf{U}_a = 0 \quad (3,4)$$

ここで添字 w および a はそれぞれ水および空気の諸量を表し、 \mathbf{U} は透水層内部において体積平均を取ったそれぞれ x および z 方向の実質流速ベクトル、 p はそれぞれ空隙内の平均的な圧力であり、それぞれ次のように無次元化されている。

$$t^* = (K/\epsilon v_w)t, \quad (x^*, z^*) = \sqrt{K/\epsilon}(x, z), \quad \mathbf{U}^* = v_w \sqrt{\epsilon/K} \mathbf{U}, \quad P^* = (\rho_w \epsilon v_w^2 / K)P \quad (5,6,7,8)$$

ここで*は次元量を表し、 ϵ は空隙率、 v は粘性係数、 ρ は密度、 K は透水係数、 \mathbf{F} は正規化された重力ベクトル(= (0, - \mathcal{G}))である。また、 \mathcal{G} および \mathcal{R} 、 \mathcal{M} は無次元パラメータでありそれぞれ次式で表される。

Stability analysis of seepage flow with the effect of surface tension

Norihiro Izumi, Hokkaido Univ.
Tomohiro Aoi, Hokkaido Government
Ken-ichi Maeda, Nagoya Inst. Tech.

$$\mathcal{G} = \frac{\rho_w^2 g K^{3/2}}{\epsilon^{3/2} \mu_w^2}, \quad \mathcal{R} = \frac{\rho_a}{\rho_w}, \quad \mathcal{M} = \frac{\mu_a}{\mu_w} \quad (9,10,11)$$

ここで $(U, W) = (\partial\Psi/\partial z, -\partial\Psi/\partial x)$ で定義される流関数 Ψ を用いて書き直すと、液相および気相の流速に関する方程式は次のように表すことができる。

$$\frac{\partial}{\partial t} \nabla^2 \Psi_w = \nabla^2 \nabla^2 \Psi_w - \nabla^2 \Psi_w, \quad \frac{\partial}{\partial t} \nabla^2 \Psi_a = \mathcal{N} (\nabla^2 \nabla^2 \Psi_a - \nabla^2 \Psi_a) \quad (12,13)$$

ここで $\mathcal{N} = \nu_a/\nu_w = \mathcal{M}/\mathcal{R}$ である。

3. 基本状態

いま、厚さ Z_w の液相が厚さ Z_a の気相の上に静止している状態を考える。したがって基本状態では流速成分は全てゼロとなり、式(1)および(3)は次のような常微分方程式となる。

$$-\frac{dP_w}{dz} - \mathcal{G} = 0, \quad -\frac{dP_a}{dz} - \mathcal{R}\mathcal{G} = 0 \quad (14,15)$$

液相と気相の界面を z 軸の原点とすると基本状態における液相表面は $z = Z_w$ と表される。液相表面で圧力ゼロとなる条件より液相での圧力分布が求まる。また、その式を用いて気液界面 ($z = 0$) での圧力も求まるので液相における圧力分布が導かれる。液相および気相での圧力分布を示すと以下の式になる。

$$P_w = \mathcal{G}(Z_w - z), \quad P_a = \mathcal{G}(Z_w - \mathcal{R}z) \quad (16,17)$$

4. 摂動問題

前述の基本状態に微小な擾乱を与えることを考える。もし基本状態が不安定であれば、与えた擾乱は時間とともに発達し、液相と気相は混合してしまうであろう。逆に基本状態が安定であれば、与えた擾乱は時間とともに減衰し元の状態に戻ってしまい、液相と気相は混合しないことになる。液相表面の位置 Z_w および界面の位置 Z_i に擾乱を与え、次のように摂動展開する。

$$(Z_w, Z_i) = (Z_{w0}, 0) + A(Z_{w1}, Z_{i1}) e^{\Omega t + ikx} \quad (18)$$

ここで A および Ω 、 k はそれぞれ擾乱の振幅および成長率、波数である。ここで行う線形安定解析では擾乱の初期成長過程を考えるため振幅 A は無限小を仮定する。また成長率 Ω が正のとき擾乱は指数関数的に成長し基本状態は不安定となり、逆に負のとき基本状態は安定である。波数 k は波長 λ の逆数であり、次のように無次元化されている。

$$k = \frac{2\pi}{\lambda} \sqrt{\frac{K}{\epsilon}} \quad (19)$$

液相表面や界面の形状に合わせて圧力および流関数も次のように摂動展開する。

$$\begin{bmatrix} P_w(x, z, t) \\ \Psi_w(x, z, t) \\ P_a(x, z, t) \\ \Psi_a(x, z, t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathcal{G}(Z_{w0} - z) \\ 0 \\ \mathcal{G}(Z_{w0} - \mathcal{R}z) \\ 0 \end{bmatrix} + A \begin{bmatrix} P_{w1}(z) \\ \Psi_{w1}(z) \\ P_{a1}(z) \\ \Psi_{a1}(z) \end{bmatrix} e^{\Omega t + ikx} \quad (20)$$

上式の流関数 Ψ の摂動展開式を液相および気相の支配方程式(12)および(13)に代入し、 A のオーダーの項のみを取り出すと液相および気相についてそれぞれ次式のような摂動方程式が得られる。

$$\Psi_{w1}'''' - (2k^2 + 1 + \Omega) \Psi_{w1}'' + k^2 (k^2 + 1 + \Omega) \Psi_{w1} = 0 \quad (21)$$

$$\Psi_{a1}'''' - (2k^2 + 1 + \Omega/\mathcal{N}) \Psi_{a1}'' + k^2 (k^2 + 1 + \Omega/\mathcal{N}) \Psi_{a1} = 0 \quad (22)$$

上式の摂動方程式の一般解は次のように表される。

$$\Psi_{w1} = C_{w1} \exp(kz) + C_{w2} \exp(-kz) + C_{w3} \exp[\sqrt{k^2 + 1 + \Omega} z] + C_{w4} \exp[-\sqrt{k^2 + 1 + \Omega} z] \quad (23)$$

$$\Psi_{a1} = C_{a1} \exp(kz) + C_{a2} \exp(-kz) + C_{a3} \exp[\sqrt{k^2 + 1 + \Omega/\mathcal{N}} z] + C_{a4} \exp[-\sqrt{k^2 + 1 + \Omega/\mathcal{N}} z] \quad (24)$$

5. 線形安定解析

透水係数 K は空隙率や粒径を用いて次のように表される[7]。

$$K = d_s^2 \epsilon^3 / [180(1 - \epsilon)^2] \quad (25)$$

ここで d_s は透水層を構成する土砂の粒径である。ここで考えている長さスケールは透水性を表すパラメータ K を空隙率 ϵ で割った値の $1/2$ 乗であり、粒径 d_s の $1/10$ 以下のオーダーである。したがって非常に小さいと予想される。その長さスケールと比較して水の層の厚さ Z_w や空気の層の厚さ Z_a がはるかに大きく、かつ擾乱の空間スケールと比較しても十分

に大きいような場合、水と空気の界面から十分遠いところでは摂動がすべてゼロとなる。したがって次のような境界条件が適用される。

$$\Psi_{w1} = \Psi'_{w1} = 0 \quad \text{as } z \rightarrow \infty, \quad \Psi_{a1} = \Psi'_{a1} = 0 \quad \text{as } z \rightarrow -\infty \quad (26,27)$$

これらの条件を式(23)および(24)に代入して考えると、未定定数 C_{w1} および C_{w3} , C_{a2} , C_{a4} は何れもゼロにならないことが直ちに判る。

気相と液相の界面では界面に対して接線方向および法線方向流速が連続するので次式が成立する。

$$\mathbf{U}_w \cdot \mathbf{e}_{ni} = \mathbf{U}_a \cdot \mathbf{e}_{ni}, \quad \mathbf{U}_w \cdot \mathbf{e}_{ti} = \mathbf{U}_a \cdot \mathbf{e}_{ti} \quad \text{when } z = Z_i \quad (28,29)$$

ここで \mathbf{e}_{ni} および \mathbf{e}_{ti} は気液界面($z = Z_i$)におけるそれぞれ法線方向および接線方向の単位ベクトルである。気液界面上の流体粒子は界面の形状と同じ動きをする。この運動学的境界条件は次のように表される。

$$\frac{\partial Z_i}{\partial t} \cos \theta = \mathbf{U}_w \cdot \mathbf{e}_{ni} \quad (30)$$

ここで θ は気液界面の勾配角である。気液界面では接線方向の応力は連続し、法線方向の応力は表面張力の分だけ液相内で圧力が高くなる。したがって次式が成立する。

$$\mathbf{e}_{ni} \cdot \mathbf{T}_w \cdot \mathbf{e}_{ni} = \mathbf{e}_{ni} \cdot \mathbf{T}_a \cdot \mathbf{e}_{ni}, \quad \mathbf{e}_{ti} \cdot \mathbf{T}_w \cdot \mathbf{e}_{ti} + \mathcal{S} \frac{\partial^2 Z_i}{\partial x^2} = \mathbf{e}_{ti} \cdot \mathbf{T}_a \cdot \mathbf{e}_{ti} \quad \text{when } z = Z_i \quad (31,32)$$

ここで \mathbf{T}_w および \mathbf{T}_a はそれぞれ液相および気相の応力テンソル、 $\mathcal{S}(\partial^2 Z_i / \partial x^2)$ の項は気液界面での表面張力を考慮した項である。 \mathcal{S} は無次元化した表面張力であり $\mathcal{S} = \sigma K^{1/2} / (\rho_w \epsilon^{1/2} \nu_w^2)$ である。

式(28)-(31)の境界条件に式(18)および(20)の摂動展開を代入すると、 $O(A)$ において次式が得られる。

$$\Psi'_{w1}(0) = \Psi'_{a1}(0), \quad \Psi_{w1}(0) = \Psi_{a1}(0), \quad -ik\Psi_{w1}(0) = Z_{i1} \quad (33,34,35)$$

$$-k^2\Psi_{w1}(0) + \Psi''_{w1}(0) = -k^2\mathcal{M}\Psi_{a1}(0) + \mathcal{M}\Psi''_{a1}(0) \quad (36)$$

上式に(23)および(24)を代入して次の関係式が得られる。

$$C_{w2} + C_{w4} - C_{a1} - C_{a3} = 0 \quad (37)$$

$$-kC_{w2} - \sqrt{k^2 + 1 + \Omega}C_{w4} - kC_{a1} - \sqrt{k^2 + 1 + \Omega/N}C_{a3} = 0 \quad (38)$$

$$ikC_{w2} + ikC_{w4} + \Omega Z_{i1} = 0 \quad (39)$$

$$2k^2C_{w2} + (2k^2 + 1 + \Omega)C_{w4} - 2k^2\mathcal{M}C_{a1} - \mathcal{M}(2k^2 + 1 + \Omega/N)C_{a3} = 0 \quad (40)$$

式(32)に関しては次のように展開される。

$$P_{w1}(0) + P'_{w0}(0)Z_{i1} + 2ik\Psi'_{w1}(0) - k^2\mathcal{S}Z_{i1} = P_{a1}(0) + P'_{a0}(0)Z_{i1} + 2ik\mathcal{M}\Psi'_{a1}(0) \quad (41)$$

上式中の $P_{w1}(0)$ や $P_{a1}(0)$ については、式(1)および(3)に摂動展開(18)および(20)を代入し $O(A)$ において得られる式を $z = Z_i$ で評価した式から次のように求められる。

$$P_{w1}(0) = ik^{-1} \left[(k^2 + 1 + \Omega)\Psi'_{w1}(0) - \Psi''_{w1}(0) \right] \quad (42)$$

$$P_{a1}(0) = ik^{-1} \mathcal{M} \left[(k^2 + 1 + \Omega/N)\Psi'_{a1}(0) - \Psi''_{a1}(0) \right] \quad (43)$$

また式(16)および(17)より次式が得られる。

$$P'_{w0}(0) = -\mathcal{G}, \quad P'_{a0}(0) = -\mathcal{G}\mathcal{R} \quad (44,45)$$

式(42)-(45)および(23), (24)を式(41)に代入すると次の関係が得られる。

$$ik(2k + 1 + \Omega)C_{w2} + 2ik\sqrt{2k + 1 + \Omega}C_{w4} + ik\mathcal{M}(2k + 1 + \Omega/N)C_{a1} + 2ik\mathcal{M}\sqrt{k^2 + 1 + \Omega/N}C_{a3} + [\mathcal{G}(1 - \mathcal{R}) - k^2\mathcal{S}]Z_{i1} = 0 \quad (46)$$

式(43)-(45), (47), (52)より次のような形の代数方程式が得られる。

$$\mathbf{L}_s \cdot \mathbf{C} = 0, \quad \mathbf{L}_s = [l_{ij}], \quad \mathbf{C} = [C_{w2}, C_{w4}, C_{a1}, C_{a3}, Z_{i1}]^T \quad (47)$$

$$l_{11} = 1, \quad l_{12} = 1, \quad l_{13} = -1, \quad l_{14} = -1, \quad l_{15} = 0, \quad l_{21} = -k, \quad l_{22} = -\sqrt{k^2 + 1 + \Omega}, \quad l_{23} = -k,$$

$$l_{24} = -\sqrt{k^2 + 1 + \Omega/N}, \quad l_{25} = 0, \quad l_{31} = ik, \quad l_{32} = ik, \quad l_{33} = 0, \quad l_{34} = 0, \quad l_{35} = \Omega, \quad l_{41} = 2k^2,$$

$$l_{42} = 2k^2 + 1 + \Omega, \quad l_{43} = -2k^2\mathcal{M}, \quad l_{44} = -\mathcal{M}(2k^2 + 1 + \Omega/N), \quad l_{45} = 0, \quad l_{51} = i(2k^2 + 1 + \Omega),$$

$$l_{52} = 2ik\sqrt{k^2 + 1 + \Omega}, \quad l_{53} = i\mathcal{M}(2k^2 + 1 + \Omega/N), \quad l_{54} = 2ik\mathcal{M}\sqrt{k^2 + 1 + \Omega/N}, \quad l_{55} = \mathcal{G}(1 - \mathcal{R}) - k^2\mathcal{S}$$

上式が自明でない解を持つためには次の条件が成り立たなければならない。

$$|\mathbf{L}_s| = 0 \quad (48)$$

上式を Ω について解くと次のような関係が得られる。

$$\Omega = f(k; \mathcal{R}, \mathcal{N}, \mathcal{G}, S) \quad (49)$$

この Ω の正負を調べれば基本状態の安定性がわかる。

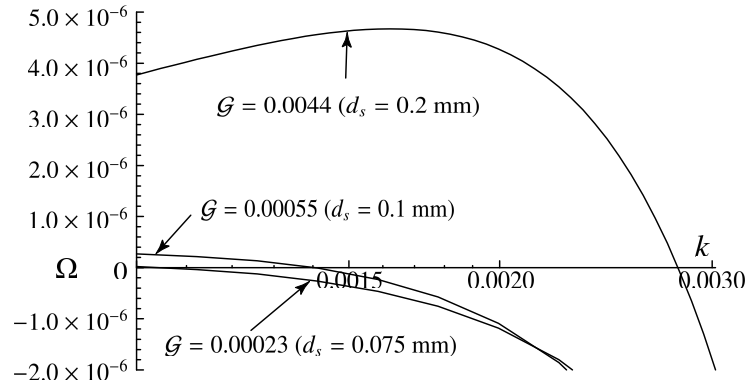


図-3 擾乱の増幅率 Ω の波数 k およびパラメータ \mathcal{G} による変化。 $\mathcal{R} = 0.0012$, $\mathcal{N} = 15$, $\epsilon = 0.34$ 。

6. 結果と考察

本解析によって得られた結果を図-3 に示す。図では擾乱の増幅率 Ω を、 20°C における水と空気の値から導かれる $\mathcal{R} = 0.0012$ および $\mathcal{N} = 15$ の場合において、波数 k および無次元パラメータ \mathcal{G} の関数として表している。砂の空隙率 ϵ および水の表面張力 σ はそれぞれ砂および水の標準的な値である $\epsilon = 0.34$ および $\sigma = 0.0072$ を用いている。粒径 $d_s = 0.075$ mm および 0.1 mm, 0.2 mm に対応する \mathcal{G} および K , S の値は、それぞれ $(\mathcal{G}, K, S) = (0.00023, 2.8 \times 10^{-12}, 21)$ および $(0.00055, 5.0 \times 10^{-12}, 28)$, $(0.0044, 2.0 \times 10^{-11}, 55)$ である。

図によると、粒径が $d_s = 2$ mm のとき波数 k が 0.0028 より小さい領域で擾乱の増幅率 Ω は正の値を取ることが分かる。また増幅率 Ω は $k = 0.0017$ 付近で最大となり（卓越波数）、この波数を持った擾乱が最も不安定となる。式(19)より、この波数は波長が代表スケール $\sqrt{K/\epsilon}$ の約 4000 倍の長さ、すなわち 3 cm に対応している（卓越波長）。粒径が小さくなると増幅率の値自体が小さくなるとともに卓越波数も小さくなる。粒径 0.1 mm のとき、卓越波長は無限大となることが分かる。さらに、粒径が 0.075 mm 以下になるとほとんどの波数において増幅率は負の値を取るようになる。これはあらゆる波数の擾乱に対して水-空気界面が安定であることを意味している。つまり $d_s = 0.075$ mm より粒径が小さいとき、空気の上に水が載っている状態が安定に保たれることが分かる。

7. 結論

粒径が小さい土砂で構成された透水層内部においては、空気の上に水が載っている状態が安定となり得ることが明らかになった。このため透水層内部には水は浸透し難くなる。このとき上層に載った水の量が多くなると内部の空気が被圧し、何らかの原因で安定状態が崩れた時に空気が噴き出すエアブローが発生すると考えられる。ただし、本解析では大きな降雨によって内部空気が被圧される影響を考慮出来ておらず、実際にエアブローが発生するメカニズムについては未だ不明と言わざるを得ない。内部空気の圧縮性を考えた解析については今後の課題である。

参考文献

- [1] 前田健一, 柴田賢, 馬場干児, 榎尾孝之, 今瀬達也, 豪雨と気泡の影響を考慮した河川堤防における透気遮水シートの設置効果, ジオンシテイク論文集, 25, 107-111, 2010.
- [2] 国土交通省, 水管理・国土保全局, http://www.mlit.go.jp/river/basic_info/yosan/gaiyou/yosan/010202/010202_23.html
- [3] 泉典洋, 前田健一, 浸透層内における Rayleigh-Taylor 不安定, 応用力学論文集, 16, 545-551, 2013.
- [4] Brinkman, H. C., A calculation of the viscous force exerted by a flowing fluid on a dense swarm of particles, *Appl Sci. Res.*, A1, 27-34, 1947.
- [5] Whitaker, S., The Forchheimer equation: a theoretical development, *Transport in Porous Media*, 25, 27-61, 1996.
- [6] Breugem, W. P., Boersma, B. J., and Uittenbogaard, R. E., The influence of wall permeability on turbulent channel flow, *Journal of Fluid Mechanics*, 562, 35-72, 2006.
- [7] MacDonald, I. F., El-Sayed, M. S., Mow, K. and Dullien, F. A. L., Flow through porous media: the Ergun equation revisited, *Industrial Eng. Chem. Fund.*, 18, 199-208, 1979.

透水性基盤のパイピングとすべりに着目した河川堤防の安定性

パイピング 水平流れ 矢部川堤防

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 李 兆卿
 名古屋工業大学 学生会員 山口敦志

1. はじめに

平成24年7月14日に九州北部で発生した豪雨により矢部川堤防においてパイピング破壊が発生した(図-1)。原因として堤体直下に比較的透水性の高い砂礫が分布しており、そこを透水し堤内側で漏水が発生、破壊が進行したと報告されている¹⁾。しかし、同じ矢部川流域で類似した地盤条件の堤防においても被災が漏水、噴砂にとどまりパイピングに至らなかった箇所もある。このような被災程度を分かつ条件を明確にすることは今後の河川堤防強化に重要と考える。

これまでに、破壊した矢部川堤防断面を模擬した実験を実施してきた²⁾(図-2)。実験では堤体下の基盤条件を豊浦砂で堆積させた砂質均質基盤と、上層に珪砂7号下層に珪砂2号を堆積させた細砂-砂礫互層基盤の2つについて行った。その結果、均質基盤では堤内側から澄んだ漏水があるだけでパイピングは進行せず、堤体ですべりも生じなかった。また、互層基盤では堤内側から濁った漏水が発生、堤体のすべりも複合してパイピングが進行する様子が観察された。

このような堤体の変状もパイピングの進行に影響していることが考えられる。そこで本研究ではパイピング進行の条件を明確にするため、久楽ら³⁾の実験を参考に堤体直下の水平流れに着目した実験を行い、基盤層構造がパイピングに及ぼす影響について検討した。

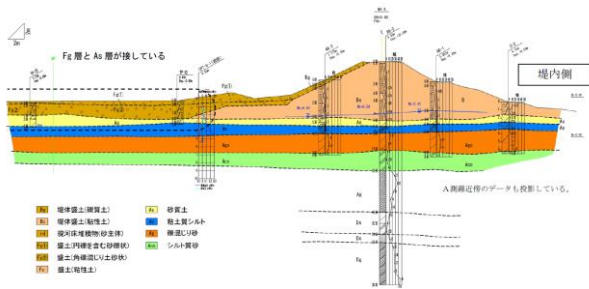


図-1 2012年矢部川破堤箇所近傍断面：国土交通省報告書から引用¹⁾

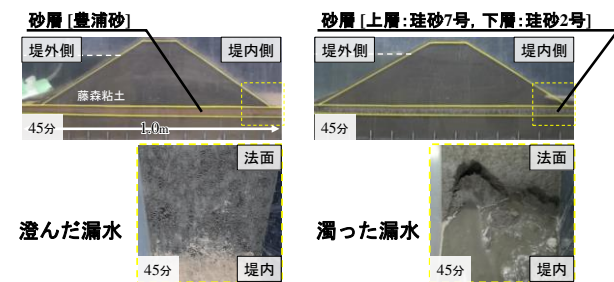


図-2 堤体底部に砂礫層を有する場合のパイピング実験

2. 実験概要

図-3に実験装置の概略図を、表-1に実験条件を示す。基盤の砂層は水中落下で堆積させ、珪砂2号、7号ともに相対密度が70%程度になるように突き固めた。堤体土には含水比20%に調整した藤森粘土をアクリルの仕切り板の間に堆積させ突き固めた。堤体を仕切り板で挟むことで法面・法尻の変状を拘束し、それらがパイピングに与える影響を無視できる。矢部川の破堤近傍を調べると堤外側で基盤の砂層と礫層が接している箇所があるという報告(図-1)から、Case 3では基盤下層が露出する条件で行った。Case3の下層の露出は、図中の上砂層左にある破線のように斜度を持つよう制作した。

間隙水圧計は土槽奥行中央に設置し、1から8は土槽底面に固定、9から16は下砂層に埋め込むようにそれぞれ水中で設置した。また堤防断面及び堤内側でビデオ撮影を行い現象の観察を行った。また、堤内側で排水される流量について計測を行っている。

実験の手順は次の通りである。

- 1) 模型地盤作製後堤外側で水位を1cm維持し、間隙水圧の変化がなくなるまで待機する。
- 2) 間隙水圧計を0μSTにリセットする。(実験中は水圧の増分を計測する。)
- 3) 実験開始と同時に水位を5cm/minの速度で上昇させ、基盤層からの水位6cmで30分維持する。この水位は矢部川破堤時の平均動水勾配と同じである。
- 4) 破壊の様子が見られない場合更に水位を5cm/minの速度で上昇させ10分維持する。(破壊するまで繰り返す)パイピングの定義は様々あるが、ここではパイピング孔が堤外側の地表に達した状態とする。

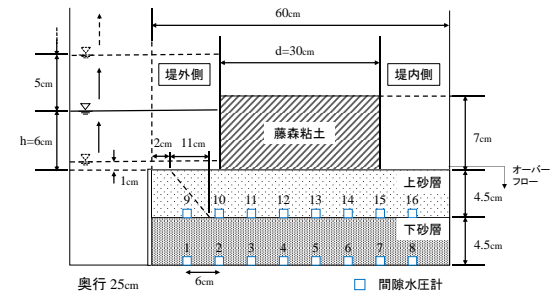


図-3 実験装置の概要

表-1 実験ケース一覧 ([平均動水勾配] = h / d)

Case	堤体	基盤層 上砂層	基盤層 下砂層	基盤層下砂 層の露出	パイピング時における 平均動水勾配
1	藤森粘土	珪砂7号	珪砂7号	-	-
2	藤森粘土	珪砂7号	珪砂2号	-	0.70
3	藤森粘土	珪砂7号	珪砂2号	○	0.53

3. 実験結果



図4 パイピング発生時の様子

1) パイピング発生時の様子について

表-1に浸透破壊時における各ケースの平均動水勾配を示す。平均動水勾配は堤内と堤外の水位差を最短の浸透経路長で除したものを指す。Case1については基盤層からの水位が26cm時に堤体部分でパイピングが起きたため記載を控えた。表-1より基盤層構造によりパイピング時の平均動水勾配が異なり、特に実際の矢部川破堤口付近で見られた基盤透水層が河川水に露出していた報告を参考にしたCase3ではCase2に比べ小さい動水勾配でパイピングが発生した。

Case1及びCase3で見られたパイピング発生の様子を図-4に示す。パイピングの説明でよく見られるような堤内側法尻から基盤層内を空洞を保ちながら掘進するような現象とは少し異なることがわかる。実験では法尻付近にできたある大きさの空洞が堤外側へ見かけ上は移動・伝播していくような様子が見られた(写真(a)→(b))。この時、空洞内の上流で洗掘によって流された土砂が、空洞の浸透の下流側(堤内側)を閉塞した。これが繰り返されることで空洞は大きくなり、写真(c)、(d)の時点で堤外側基盤層が陥没した(この時点では、まだ、空洞は繋がっていない)。その後、空洞は繋がりが、堤体直下にできたパイピング孔を勢いよく河川水が流れ込み破壊した。

図-4では、実験開始から40分後の堤内側の様子を示す。Case1では染み出すように漏水するのにに対し、Case3では実験開始時から噴砂が見られ、新たな漏水が、より堤体近くに発生する様子が見られた。噴砂による漏水を監視す

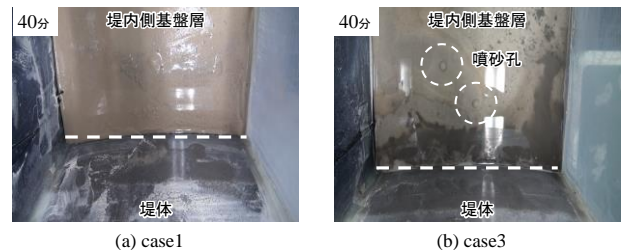


図-5 堤内側法尻における漏水の様子

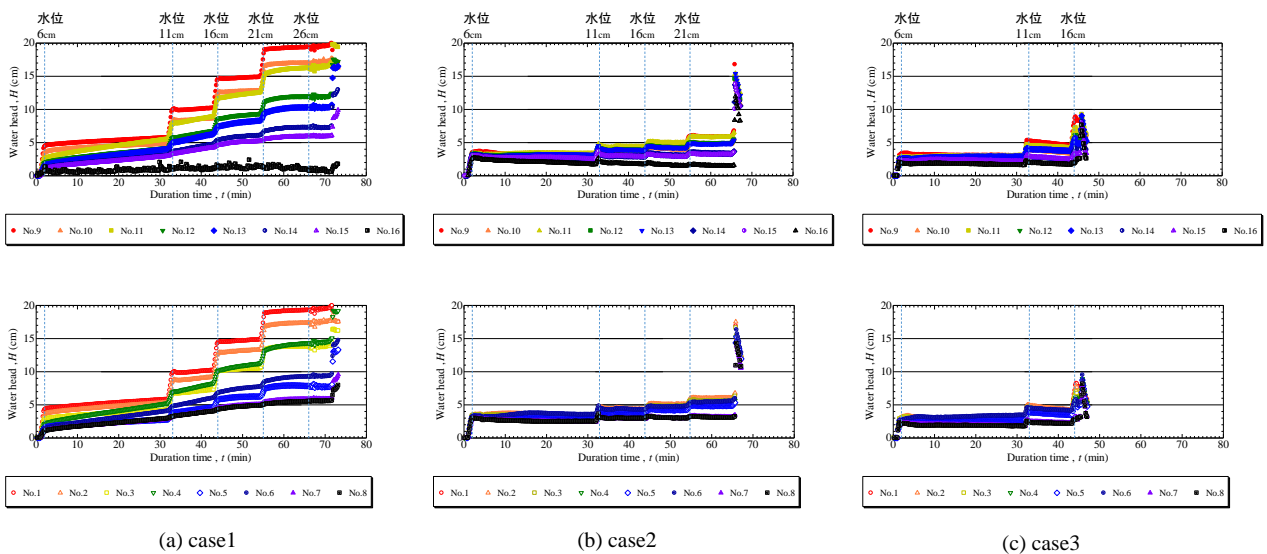
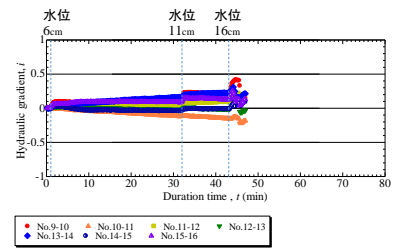
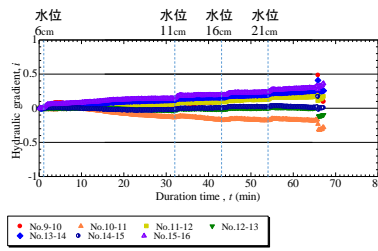
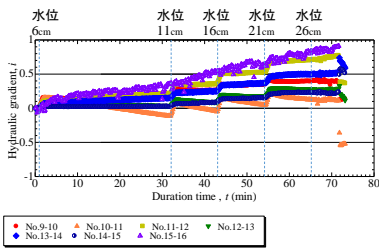


図-6 間隙水圧計計測結果：初期水位1cmある状態からの増分を計測している

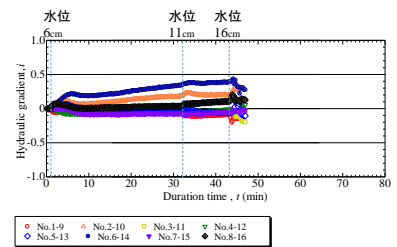
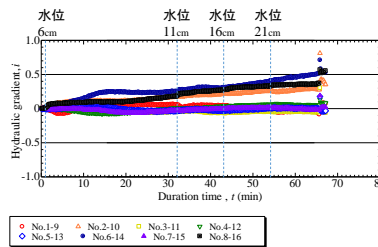
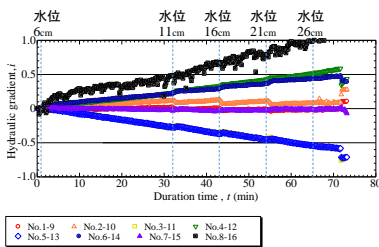


(a) case1

(b) case2

(c) case3

図-7 間隙水圧より算出した水平動水勾配 [動水勾配] = [水頭差] / [計測間距離]



(a) case1

(b) case2

(c) case3

図-8 間隙水圧より算出した鉛直動水勾配

る際には、その流量挙動や濁度（細粒分流出による強度低下⁴⁾）、漏水箇所ので堤体側への遷移などの注意点が考えられる。

2) 砂層内間隙水圧の比較

図-6に実験時計測された各ケースの圧力水頭を示す。Case1では、上・下層ともに水位の上昇に伴い間隙水圧が上昇し、水圧分布も堤外側が高く堤内側へ向かうほど減衰している様子が見られた。また、Case1における堤内側法先下のNo.16の間隙水圧計は故障しており水圧への応答は見られなかった。Case2及びCase3では、水位上昇に対し各計測器の応答がCase1ほど大きく見られなかった。これは基盤下層の礫層の透水性が高く、堤外水位を圧力水頭だけでなく速度水頭で負担するためだと考えられ、特に水位上昇時の水頭は概ね速度水頭が負担しているものと思われる。実際にCase1とCase2及びCase3における堤内側法尻の漏水の状況を比較すると、Case1では噴砂孔は見られず堤内側地盤全体から染み出すように漏水するのに対しCase2, 3では実験開始直後から噴砂孔が見られ、水位上昇に伴い勢いよく漏水する様子が見られた(図-5)。

3) 水平動水勾配による比較

図-7に実験時計測した間隙水圧から求めた水平動水勾配を示す。動水勾配に関しては計測器間の圧力差を計測器間距離で除すことで求めた。堤外から堤内への向きを正とする。

Case1では、水位上昇に伴い動水勾配が増加している様子が見られた。このように動水勾配が上昇する理由と

しては、水位上昇による位置水頭の増加分を砂層内で圧力水頭として受け持つためと考えられる。

Case2及びCase3では、水位上昇をするのにも関わらず砂層内の動水勾配に大きな変化は見られず、パイピング発生時においても局所的な動水勾配の最大値が0.4程度であった。現在、河川堤防のパイピング照査で用いられている限界動水勾配が0.5であることを考慮すると、動水勾配以外にも基盤の砂礫層の分布特性などの判断を加えることが必要だと思われる。

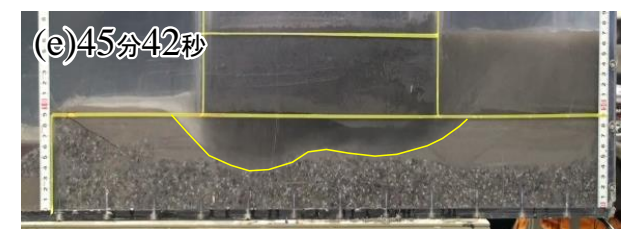
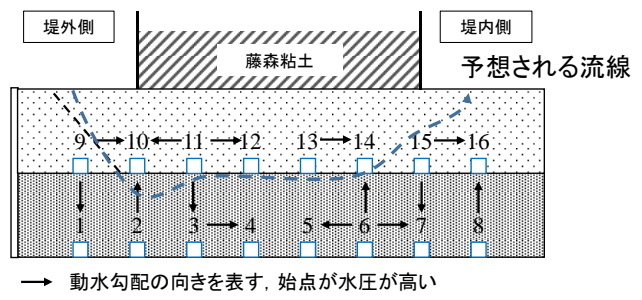


図-9 動水勾配により予想される流線の概要図とパイピング断面の比較

4) 鉛直動水勾配による比較

図-8に実験時計測した間隙水圧から求めた鉛直動水勾配を示す。鉛直上向きを正とする。水平動水勾配の時と同様に得鉛直動水勾配でもCase1に比べCase2, 3の動水勾配が小さいことがわかる。また、実験では水平、鉛直動水勾配が負になる現象が見られたがその取扱いについてCase3を例に考察した。

図-9に、Case3における実験開始から40分後における水平、鉛直動水勾配の正負を表す実線矢印を示した。簡便のため動水勾配の大きさについて考慮しておらず、また動水勾配の絶対値が0.05以下のものは省略した。動水勾配が流れの向きを表すものとして、予想される流線を破線矢印で示したところパイピング時のパイピング孔の形状に概ね一致することがわかる。このことから動水勾配の正負は砂層内の流れを表しておりより流れやすい（水頭が小さい）流路を選択している様子を示していると考えられる。

5) 排水流量による比較

図-10に各ケースにおける堤内側で漏水した流量の経時変化を示す。

Case1では他の2ケースに比べ堤内側からの排水流量が小さい。珪砂7号の透水係数はおよそ $4.4 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ であり、ここからダルシー則を適用し砂層の全断面を透水すると仮定した見かけの流量を求める。すると平均動水勾配が0.2~1.0の間で理論的におよそ $0.2 \sim 1.0 \text{cm}^3/\text{s}$ の流量が出ることとなるが、実験値はこの理論値よりも小さい値を示す傾向にあった（パイピング時を除く）。ただし、ここでは基盤透水層の全断面を透水すると仮定したが実際の透水断面が小さい可能性が考えられるため今後検討が必要と思われる。

Case2及びCase3では水位上昇に伴って流量が増加していることがわかる。事前に透水試験を行い珪砂2号のおおよその透水係数を求めたところ 8.3cm/s であった。ここから珪砂2号断面のみを透水すると仮定し流量を算出すると、平均動水勾配0.2~1.0の間で理論的におよそ $200 \sim 1000 \text{cm}^3/\text{s}$ の流量が出ることになる。実験値は理論値よりもかなり小さい。これは河川水が基盤層に流入・流出する際に珪砂7号を通過する必要があるが、Case3では流入時により粗い珪砂2号の方に優先的に透水すればよいため単純にCase2のおよそ2倍の流量になったものと思われる。

さらに、パイピング時の流量挙動についてみると、いずれのケースでも流量が大きく変動していることがわかる。このような流量の増減を破壊の兆候として捉えるならばCase2では52分、59分、64分の計3回その兆候が見られた。破壊が途中で止まった理由として、Case3に比べ長時間浸透したことによる堤体粘土の沈下が考えられるが、浸透によって堤外側から流動して供給される細砂ケ

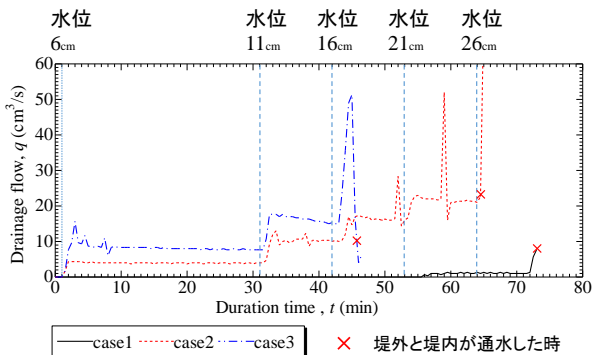


図-10 堤内側排水流量

イ砂7号によるパイピング孔の閉塞も十分に考えられる。

4. 結論

本稿では河川堤防における基盤透水層構造が浸透破壊に及ぼす影響について、簡易な模型実験により検討を行った。その結果、主に以下の知見を得られた。また図-11では、中島らのパイピングに関する検討⁶⁾を参考に今回の実験結果をまとめたものである。

[基盤層が均一な砂層の場合]

- ・河川水位の上昇に伴い基盤層内の水圧も上昇する。
- ・堤内側では噴砂孔は見られず、染み出す様に漏水する。
- ・堤内側からの排水流量は変化が小さくパイピングを判定するのが難しいため、限界動水勾配により照査することが適当だと考えられる。

[基盤層が層構造を持った砂礫層の場合]

- ・河川水位が上昇するにもかかわらず、基盤層内の水圧上昇があまり見られなかった。
- ・均一な砂層基盤よりもパイピングに対しては、危険な状態にあり、間隙水圧計より算出した基盤層内の動水勾配からも現在河川堤防のパイピング照査で用いられている限界動水勾配より小さい値でパイピングした。
- ・堤内側で噴砂孔が見られ、水位の上昇に伴い堤内側からの排水流量が増加する。噴砂孔が閉塞するとより堤体に近い箇所新たな漏水・噴砂孔が形成される。
- ・層構造を持つ基盤層の場合、その土質や層厚をパイピングの判断材料に加える必要があると考える。

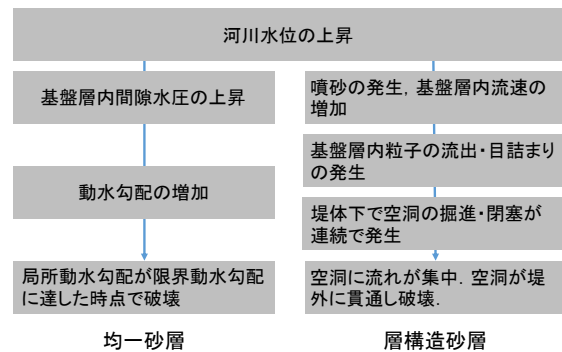


図-11 パイピング発生プロセスの比較

参考文献)

- 1) 矢部川堤防調査委員会：矢部川堤防調査委員会報告書，2013。
- 2) 齊藤啓，前田健一，今瀬達也，伊藤嘉，若狭愛：高水位の継続作用が河川堤防の安定性に及ぼす影響，第49回地盤工学研究発表会，pp.979-980，2014。
- 3) 久楽勝行，吉岡淳，佐藤正博：水平方向浸透流下における砂地盤の $\text{P}^{\circ}\text{化}^{\circ}\text{ソ}^{\circ}$ について，第20回土質工学研究発表会，pp.1483-1484，1985。
- 4) 長瀬迪夫：浸透破壊に関する考え方と破壊発生の条件，応用地質年報 No.9，pp.43-124，1987。
- 5) 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。
- 6) 中島秀雄，長瀬迪夫，飯島豊：X線を用いた土の浸透破壊実験とその考察，応用地質年報 No.9，pp.21-41，1987。

剛構造樋門周辺堤防の土砂流出を伴う劣化に関する模型実験

樋門 空洞 ゆるみ領域

名城大学 国際会員 崔 瑛・小高猛司
(株)建設技術研究所 国際会員 李 圭太
名城大学大学院 学生会員 武 揚

1. はじめに

樋門などの堤防横断構造物の周辺の堤防内には、ゆるみ領域や場合によっては図-1¹⁾に示すような空洞の存在がしばしば確認されており、それらの分布や規模によっては堤防の安全性に重大な影響を及ぼすことになる。平成 10 年以降、樋門の設計は柔構造を基本としている²⁾が、今なお現存する樋門の多くは杭基礎を有する剛構造樋門である。図-2 は剛構造樋門周辺の空洞およびゆるみ領域のような劣化の発生・発達過程のイメージ図である。杭に剛支持された剛構造樋門では、基礎地盤の沈下に伴い底版直下に空洞等が生じ、さらにその底部の空洞に端を発し、樋門の側方から上部にも空洞等が拡大していくと考えられる。しかしながら、このようなゆるみ領域や空洞等劣化の発生・発達メカニズムはあくまで推測の範囲内であり、実験や数値解析で明確に示されていない。そこで本報では、剛構造樋門の底版下部の空洞をトリガーとする周辺堤防の土砂流出を伴う劣化について、二次元および三次元の小型模型実験を行い、ゆるみ領域や空洞の発生・発達過程を観察し、劣化のメカニズムについて考察を行った。

2. 模型実験の概要

二次元および三次元模型実験では、それぞれ図-3 に示すように堤防の一部のみをモデル化して実験を行っている。二次元および三次元模型実験では、いずれも圧密や地震などを原因とした基礎地盤の沈下によって樋門底部の空洞があらかじめ存在している場合を想定する。

2.1 二次元繰返し浸透模型実験の概要

二次元模型実験では、図-3 に示すように樋門の横断面をモデル化し、方向を変えて繰返し作用する浸透力による樋門周辺の土砂の吸い出し過程を観察することにより、樋門下部空洞に起因する堤体内空洞およびゆるみ領域の発生・発達過程について観察する。

図-3(a)に二次元模型実験装置の概要を示す。二次元模型実験では、基礎地盤の沈下等に起因する下部空洞から地表面までの領域をモデル化し、さらに、地盤および樋門構造物の対称性を考慮し、半断面のみを模擬した実験土槽を作製した。土槽の奥行き内寸は 40mm である。樋門模型は、20mm×80mm×40mm のアクリルブロックで、杭による剛支持を表現するため実験土槽に固定した。また、樋門直下の領域に意図的に空洞(図-3(a) 中点線で囲んだ部分)を設け、基礎地盤の沈下に伴って発生した樋門直下の空洞を予め模擬した。模型地盤は、三河硅砂 6 号を含水比 4.0%に調整した後、間隙比 1.0 となるように各層 20mm 厚ずつ慎重に締め固めた。層間の境界をなくすため、各層の締め固め後に層の表面をほぐし、実験の際に模型地盤の変化を確認するため、各層の観察面側にカラーサンド(最大粒径 280μm)を敷いた。この手順を所定の層数分(土被りが 340mm の場合は 22 層)繰返し行い、模型地盤を作製した。

本実験では模型地盤に作用する水頭を変化させるため、給排水装置(Tank_H, Tank_L)と、Tank_H, L に給水するための給水タンクを用いた(図-3(a))。Tank_H は洪水等により河川の水位が上昇した際の高水位をモデル化したもので、Tank_L は平常時の低水位をモデル化したものである。本実験では Tank_H, L と土槽本体を繋げるための栓 H, L の開閉を繰返すことにより、実験土槽に作用する水頭を繰返し変化させ、洪水時と平常時における水位の繰返し変動をモデル化する。なお、Tank_H, L にはオーバーフローのための排水口を設け、給排水過程における水頭一定を図った。Tank_H より供給される水は、実験土槽の下部に設けた栓より砂の受け皿として設けた空間 b に流入し、樋門下部空洞を通して模型地盤に流入する。なお、排水時は逆の経路を辿って水が Tank_L に排出される。また、本実験では実堤防において、下部空洞に溜まった土砂は、下部空洞中の水みちに沿って徐々に堤体外に排出されると仮定し、土砂の受け皿である空間 b を大きく設けた。なお、x,y はそれぞれ実験土槽の底面を基準面とする Tank_H, L の位置水頭である。



図-1 樋門周辺地盤に発生した空洞¹⁾

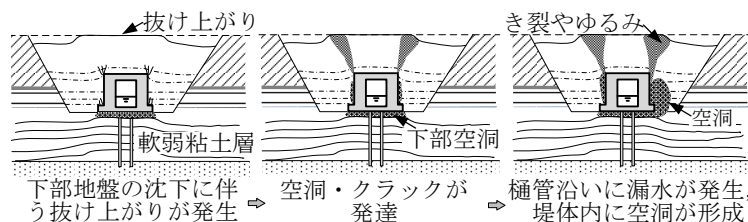


図-2 空洞・ゆるみ領域の発達過程のイメージ(文献3に加筆修正)

Model tests on degradation of the river levee around rigidly supported sluiceway with soil loss:

Y. Cui, T. Kodaka (Meijo University), K.T. Lee (CTI Eng.co., LTd.), Y. Wu (Meijo University)

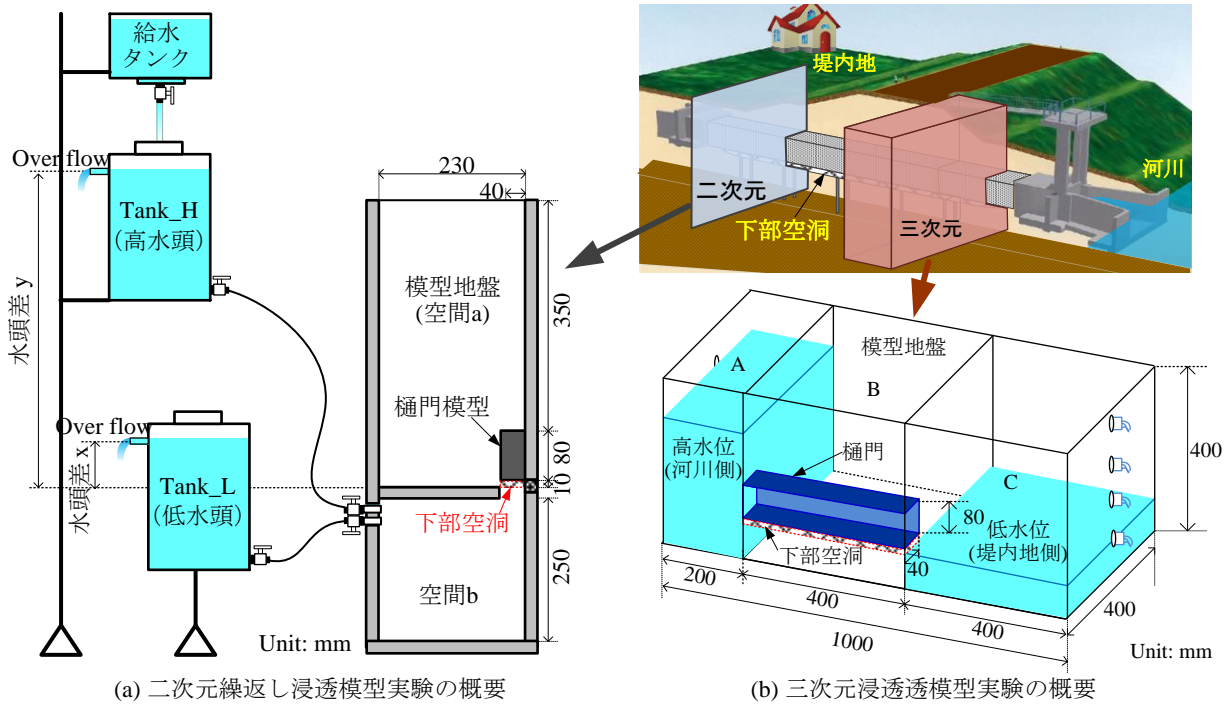


図-3 二次元および三次元模型実験の概要

模型地盤作製後、次の手順で繰返し浸透実験を行う。I) 給水タンクおよび給排水装置に十分に水を入れ、Tank_H, Lの給排水口と実験機の給排水口をチューブにより繋げる。II) Tank_Hと実験土槽を繋ぐ栓Hを開き、給水を行う。III) 模型地盤に浸透し始めた時を実験開始時とし、所定の時間 (Time_H)、高水頭を保つ。IV) 所定の時間 (Time_H)を経過した後、栓Hを閉じ、Tank_Lと実験土槽を繋げている栓Lを開き、所定の時間 (Time_L)、低水頭を保つ。V) 所定の時間 (Time_L)が経過した後、手順II～IVを繰返し行い、周辺地盤の挙動が変化を示さないと判断した段階で実験を終了とする。なお、本実験では実験過程を通してビデオ撮影を行い、色砂のひずみ具合でゆるみ領域を判断する。また、高速カメラを用いて樋門周辺地盤の挙動を詳しく観察した。

2.2 三次元浸透模型実験の概要

実堤体内の水の流れは三次元的であり、樋門縦断方向での浸透により空洞の発生・発達が増長される可能性があるが、二次元模型実験ではこのような浸透流が再現できない。また、「樋門周辺で水の流れが卓越し、河川水位変動時には主に下部空洞から給排水が行われる」、「下部空洞に吸出された土砂は下部空洞における水みちから堤体外に流出する」という二次元模型実験の大前提条件はあくまで仮定であり、より実現象に近い三次元模型を用いて検証する必要がある。そこで、ここでは樋門を含む堤体の一部を再現した三次元模型実験装置を製作し、二次元模型実験の合理性を検証するとともに、樋門縦断方向での浸透流が存在する場合空洞の発生・発展過程について検討する。

図-3(a)に三次元模型実験装置の概要を示す。三次元模型実験装置の寸法は、幅1000mm、高さ300mm、奥行300mmであり、仕切り板により領域A, B, Cに分けられている。領域Aは実堤防での河川側の高水位をモデル化するための水槽、領域Bは樋門を含む堤体の一部(図-3)をモデル化するための土槽、領域Cは堤内地側の低水位をモデル化するための水槽である。水槽A, Cは様々な高さでオーバーフローさせることができ、流入および流出側の水位を自由に変動させることができる。なお、水槽Cは下部空洞より流出される土試料の受け皿の役割も併せ持っている。樋門模型はコの字の断面にしており、樋門内部から下部空洞内における土砂の移動状況を観測することができる。図中樋門模型直下のハッチング部分は意図的に設けた下部空洞の位置を示す。三次元模型実験では二次元模型実験同様含水比4%の三河珪砂6号を用いて、間隙比1.0になるように、一層20mmずつ締め固めて模型地盤を作製している。その際、下部空洞は空洞部分に予め厚さ10mmの亚克力製のスペーサーを挿入した状態で模型地盤を作製し、実験開始前にスペーサーを外すことにより下部空洞を再現した。模型地盤作製後、極力定常流状態で実験を行うため、高水位・低水位側の槽の水位を所定の高さに設定し、スペーサーを挿入したまま45分間オーバーフローさせてから浸透実験を始めた。地盤がほぼ飽和し、定常状態に達した後、下部空洞にあらかじめ挿入したスペーサーを抜き取り、その時刻を実験開始としている。

3. 水位変動に伴う樋門周辺地盤の力学挙動～二次元繰返し浸透模型実験の結果

ここでは、土被り340mm、水頭差240mm、給排水時間Time_H, Lがそれぞれ30秒のケースについて説明する。写真-1に、模型地盤に典型的な変化が観察された時点、および明確な砂の流出が見られたサイクル3から13までの給排水後の様子を示す。図中の実線は、模型地盤作製時に敷設した色砂の変形状況から推察したゆるみ領域である。

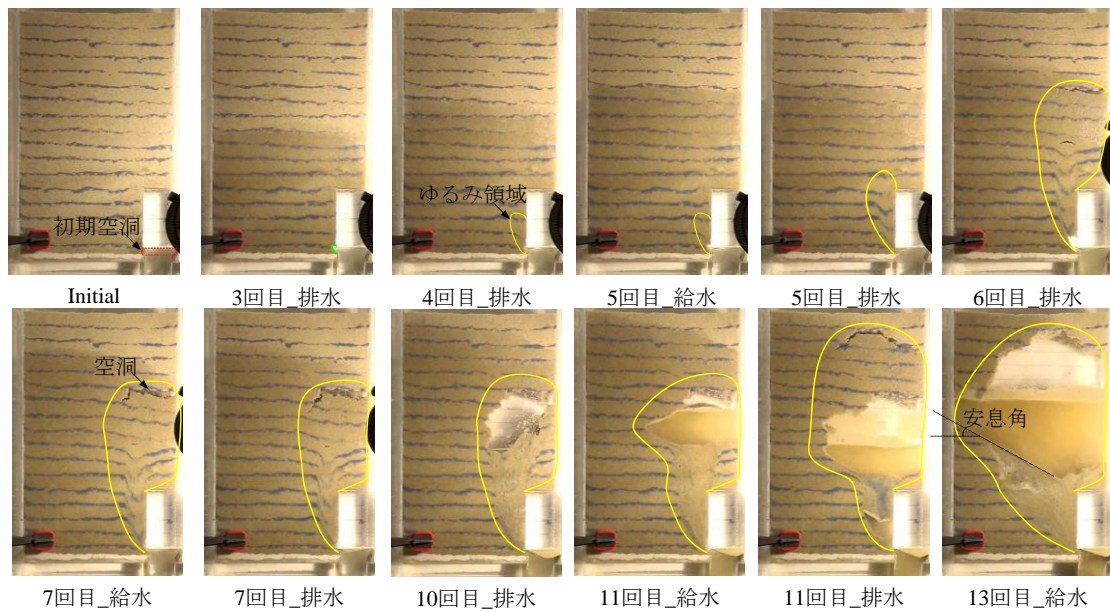


写真-1 ゆるみ領域および空洞の発生・発達過程

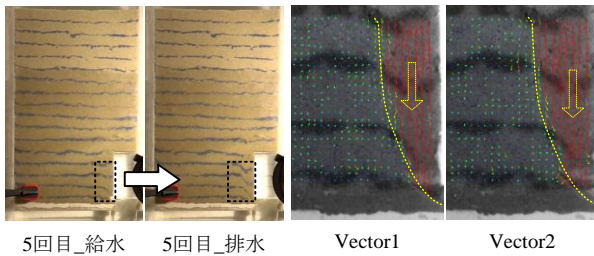


図-4 排水に伴う樋門周辺地盤の挙動-樋門下部

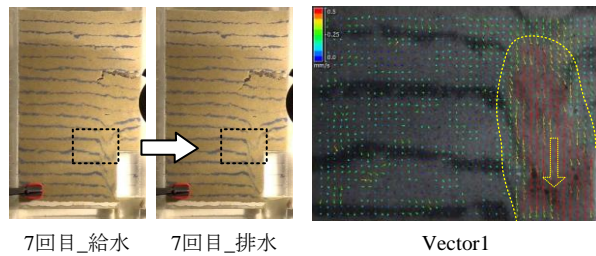


図-5 排水に伴う樋門周辺地盤の挙動-樋門上部

写真より、排水 3 回目で下部空洞に接している模型地盤から微量の土試料が流失し初め、排水 4 回目では土試料の流失が大きくなり、給排水とともにゆるみ領域が樋門側面地盤領域まで広がる現象が見られる。さらに、排水 6 回目では樋門上部地盤までゆるみ領域が拡大し、樋門上部から 1D および 1.5D (D は樋門の高さ) ほど離れた位置で亀裂が発生している。またその後の給水 7 回目では、拡大した空洞部分に上向き浸透流が流入することによって空洞内部が侵食を受けてさらに拡大し、その後の給排水により空洞は徐々に拡大する。さらに、給水 11 回目では樋門と周辺地盤との境界で上向き浸透流によるクイックサンドが発生し、大量の水が浸透することにより、空洞は側方に拡大した。その後、給水によるクイックサンドおよび下部空洞への吸出しが繰り返し発生し、空洞が徐々に拡大していく様子が確認された。

本実験では、給排水に伴う地盤の挙動をより詳しく観察するため、高速カメラ (HAS-L1, Detect 社) を用いて主要な地盤領域の変位状況を観察した。撮影した画像に対しては、PIV 法による画像解析を行い、給水および排水過程での地盤の変位について詳細な検討を行った。図-4, 5 に、樋門周辺地盤における典型的な変位ベクトルを示す。図中のベクトル図は、いずれも給排水過程の中、ある 0.1 秒間に発生した変位をベクトルで示したものである。なお、図中の左の 2 枚の写真は変位前後の様子を示しており、ベクトル分布に示す変位が重なった結果、左の写真のような変位が発生したと考えられる。なお、視覚的に分かりやすくするため、ベクトルの長さは実変位の 50 倍に拡大して表示してある。

図-4 に示す、5 回目の排水時における樋門下部周辺地盤の変位状況より、排水に伴い樋門付近の土粒子は下部空洞に吸い込まれるように樋門下部空洞に向かって変位する現象が見られる。なお、樋門の境界部分での変位が最も大きい。また図-5 に示す排水 7 回目における樋門上部付近の変位状況からは、排水に伴い樋門上部地盤は、樋門と周辺地盤の境界に向かって、樋門周辺地盤は下方方向に向かって変位することが観察できる。これらの土砂は、また図-4 で示すように、吸い込まれるように下部空洞に排出されると考えられる。

二次元繰り返し浸透模型実験により、ゆるみ領域や空洞は、樋門下部の空洞から樋門側面部、そして地盤上部に向かって、垂直方向に発生・発達し、樋門の上部地盤まで拡大する様子が観察・確認できた。給水時、飽和した土はサクシオンを失い、土粒子が水中崩落するため空洞が拡大される。空洞の拡大に伴い、ゆるみ領域も広がるが、上向きの浸透力が作用する時には、空洞の拡大が抑制されるためその量は大きくない。排水時、樋門周辺の地盤に下向き (樋門下部空洞方向) の浸透圧が作用することにより、樋門周辺地盤は下部空洞に吸い込まれるように変位し、下部空洞付近の土粒子は空間 b (図-3(a)) に吸い出され、空洞が拡大する。土粒子が下向きに移動することにより、ゆるみ領域は縦方向に大きく拡大し、上部地盤にひびあるいは陥没を発生させると考えられる。

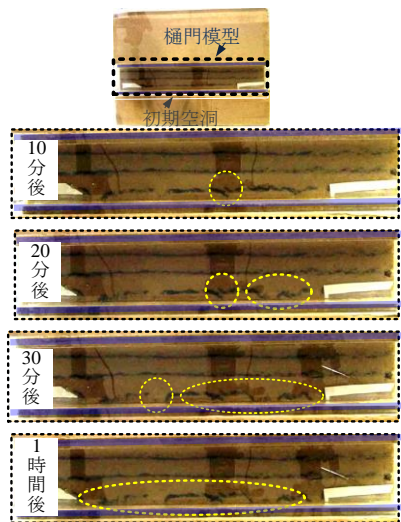


写真-2 浸透に伴うゆるみの発生

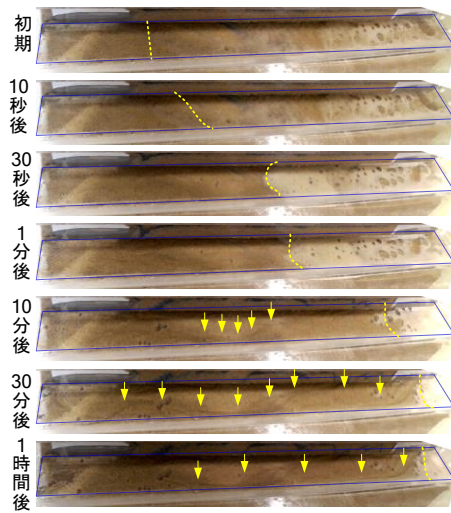


写真-3 下部空洞での土砂の流出



写真-4 空洞の発生

4. 浸透に伴う樋門周辺地盤の力学挙動～三次元模型実験の結果

ここでは、土被り 240mm、水頭差(水槽 A 水位 240mm、水槽 C は 80mm)160mm、初期下部空洞幅 320mm のケースについて説明する。写真-2 は、実験装置の正面から観測された樋門側面周辺地盤の変位状況を示す。図中の点線は、顕著な変位が見られる地盤領域を示している。写真より、実験開始後 10 分で樋門周辺地盤に敷設した一層目のカラーサンドが下向きに変形し始め、その領域は徐々に広まっている様子が見られるが、これは樋門周辺地盤が浸透に伴って樋門下部空洞に流入し、周辺地盤にゆるみが発生したためであると考えられる。一方、写真-1 に示した二次元模型実験結果では、樋門と周辺地盤の境界では、地盤が樋門との摩擦の影響を受け、変形が周辺地盤より小さい現象が観察されている。すなわち、三次元模型実験においても、樋門と周辺地盤の境界では 10 分後位から明確な変位が見られるが境界内部ではその前から変位が発生し、下部空洞に流れ込んでいると考えられる。写真-3 に、樋門内部から観察された樋門下部初期下部空洞の様子を示す。図中の点線は、下部空洞の位置を示し、矢印はパイピングにより形成された水みちの位置を示す。図より実験開始直後から、樋門下部地盤では水平方向に下部空洞が徐々に埋められ、10 分後にはほぼ全ての空洞に土砂が流れ込んでいる。さらに写真-3 からは、土砂で埋め尽くされた下部地盤に水みち(矢印で示した部分)が見られ、下部空洞に流れ込んだ土砂が徐々に出口側に設けた定水位水槽 C に徐々に流れ込む現象が見られる。すなわち、樋門周辺地盤は下部空洞を通過して堤体外に排出されると考えられる。

実験終了後(2 時間後)、地盤内部における変形状況を調べるため、模型地盤を掘削し、土槽の流入側から 160(断面 1)、200(断面 2)、240mm(断面 3)離れた断面における地盤の様子を観察した。写真-4 にその様子を示す。いずれの断面からも、樋門上部領域に大きい空洞が発生していることが確認できた。これは、浸透により土砂が徐々に下部空洞に流れ込んだためであると考えられる。樋門側部に形成された空洞は地表面の近くまで拡大されているが、二次元模型実験同様、アーチ効果により地表面には大きい影響は見られない。

以上から三次元浸透模型実験では、浸透流により樋門周辺地盤に下部空洞方向の浸透力が発生し、土砂は下部空洞へ流入する現象が確認できた。また、これら樋門側面に沿って下部空洞に流入した土砂は、樋門下部地盤における水平方向のパイピングにより、出口に排出される。これは、二次元模型実験で、堤体への給排水は主に下部空洞から行われるという仮説に一致しており、二次元模型実験の合理性が確認できた。さらに、二次元模型実験において下部空洞に落ちた土砂は堤防外に流出し続けるという仮定も、三次元模型実験で検証することができた。この二つの挙動が繰り返すことにより、樋門周辺地盤が徐々に排出口に排出され、同時にゆるみ領域および空洞が拡大すると考えられる。

5. まとめ

本論文では水位の繰返し変動をモデル化した二次元繰返し浸透模型実験、豪雨等による水位増加時における浸透流をモデル化した三次元浸透模型実験を実施し、いずれの実験条件においても樋門周辺でゆるみ領域および空洞が確認できた。実験結果により、ゆるみ領域と空洞が発生する際、樋門周辺地盤の挙動は次のようにまとめられる。樋門横断方向では、地盤内の浸透流もしくは水位の変動により土砂が下方向に変位し、下部空洞に流入する。この土粒子はまた樋門下部空洞における水平方向のパイピングや水みちにより堤体外に排出される。このように、横断方向および縦断方向での土粒子の移動が積み重なり、結果として大きいゆるみ領域・空洞に発展すると考えられる。

参考文献 1) 国土交通省東北地方整備局：台風 15 号概要及び樋管周辺の変状，第 4 回北上川等堤防復旧技術検討会 資料，2011. 2) (財) 国土技術研究センター編：柔構造樋門設計の手引き，山海堂，1998. 3) 中島秀雄：図説 河川堤防，技報堂，pp.206-210，2003.

堤防被害への地盤の影響の考察(その2, 漏水や地震被害)

河川堤防, 漏水被害, 地震被害, 地盤不連続点

元前橋工科大学 正会員 那須 誠

1. はじめに

第1回地盤工学から見た堤防技術シンポジウムでの報告¹⁾に引き続いて、今回も豪雨や地震の際に発生した堤防被害箇所の地盤について報告する。即ち、対象は河川堤防の増水に伴う漏水箇所や東日本大震災による被害箇所の堤防の地盤であり、いずれも地盤不連続点で発生していることが推察された。

2. 堤防被害と地盤の関係事例

(1) 洪水時の噴砂・噴水

a) 加須市大越地先での利根川堤防裏田圃等の漏水

2001年の台風15号の影響による増水で、加須市大越地先で利根川の堤防裏の田圃等の6箇所²⁾で漏水が発生した(図-1)²⁾。この地点は図-2の地質図³⁾によると、砂質

堆積物(自然堤防)と泥質堆積物(氾濫平野)の境界部である。境界部の両側の土層は圧縮性等が異なるため亀裂などが生じて地下水の通り道になっていることが多く、増水によりさらに流線が集中して漏水が発生したことが考えられる⁴⁾。

b) KT川堤防川裏水田での漏水・噴砂

近年の出水によってKT川の堤防川裏法尻付近の水田に比較的大規模な漏水・噴砂が生じ、そこでの地盤調査結果が図-3のように報告されている⁵⁾。その結果から、地盤漏水は砂質土が浅所に存在する箇所のほぼ上流端で粘性土層との境界部で、砂質土層を透水径路として発生したものと推定されている⁵⁾。ここで、図-3をみると、漏水は砂質土層と粘性土層の水平方向の境界部、即ち上記a)と同様に土質境界部で発生していることも



図-1 加須市の堤防裏漏水状況²⁾

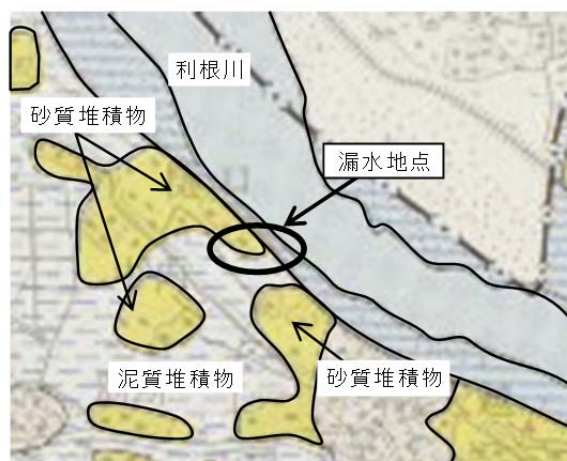


図-2 加須市の漏水地点の地質図(原図³⁾に加筆)

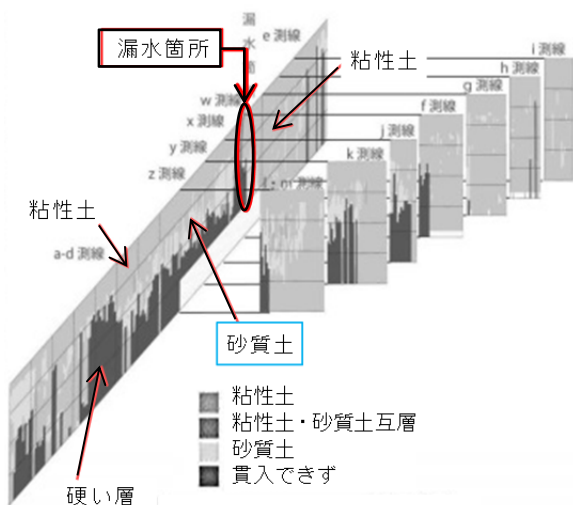


図-3 漏水発生堤防裏法尻付近水田の地盤調査結果⁵⁾



図-4 牧田川(左岸11.2k附近)の堤防裏の漏水状況⁶⁾



図-5 牧田川の漏水箇所付近の地盤状態(原図⁹⁾に加筆)



図-6 牧田川の漏水箇所附近の小字名の分布(原図¹⁰⁾に加筆)

分かる。

c) 牧田川左岸堤防裏での漏水

2012年9月の豪雨の影響によって岐阜県・牧田川左岸11.2km付近の堤防裏で漏水が発生した(図-4⁶⁾)⁷⁾。この漏水は旧地形図⁸⁾や土地条件図(図-5)⁹⁾等を参照すると、自然堤防と田圃の境界部で漏水が発生したように思われる。即ち、図-5をみると漏水個所の北側に田圃記号があるが、その両側は人家のある自然堤防(通例は砂礫質がちの土からなる)であり、図-6をみると両側の人家のあるところの小字名は金屋で地盤のよさそうな地名

であるが、漏水箇所を通る南北方向の小字名は安久で、堤防を越えて河川敷まで安久の地名が存在している。この小字名の「安久」は、阿久沢、阿久澤、悪沢の「あく」と同じで、地盤が悪いことを意味しており軟弱粘性土が堆積していることが考えられる。地盤が悪いところは地盤の良い自然堤防に挟まれていることから、漏水は自然堤防と粘性土地盤の境界部で発生したことが推察される。

以上に述べたように、a, b, cのいずれもが共通的に地盤条件の変化点、即ち不連続点で漏水が発生してい



図-7 被害箇所の位置平面図(原図¹²⁾に加筆)

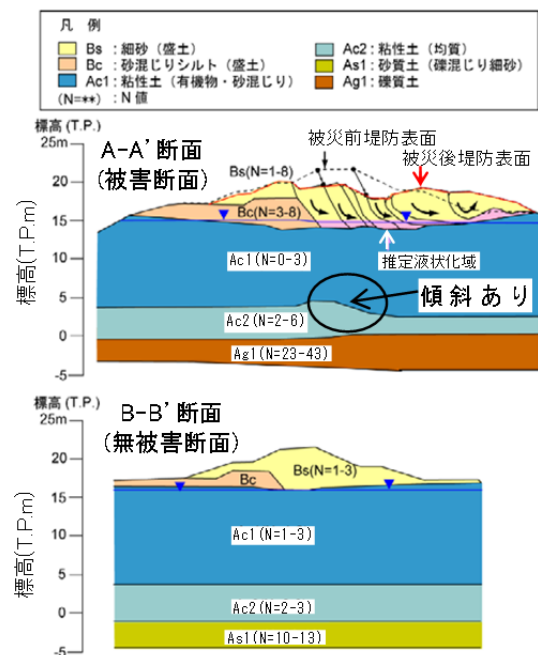


図-8 枝野堤防の被害・無被害箇所の推定断面図(原図¹²⁾に加筆)



図-9 治水地形分類図上の被害、無被害位置
(原図¹³⁾に加筆)

ることが推察される。これはコンクリート等のできた工作物(樋門、擁壁、胸壁、翼壁等)と地盤との境界部等によく水漏れがみられることと類似であると考えられる。それらはともに不連続点であるからである。

(2) 地震被害

a) 阿武隈川の枝野堤防被害

2011年東北地方太平洋沖地震で阿武隈川下流右岸堤防(30.6k+34~31.4k+160, 角田市枝野地先)で大規模な被害(約800mにわたって天端が陥没し, その沈下量は最大で約2m)が発生し, 堤体崩土が川裏側の耕作地を覆うとともに, 堤体の亀裂内と川裏側崩土先端に噴砂痕が認められていることが報告されている¹¹⁾。

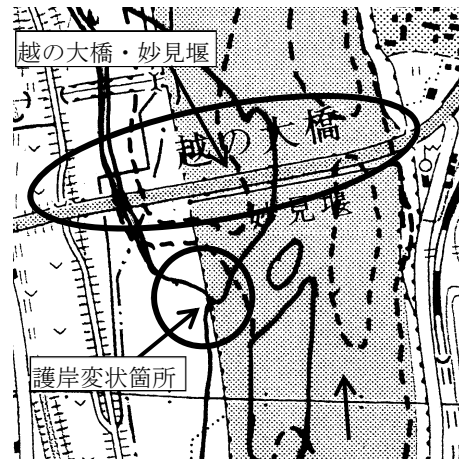
被害を受けた枝野堤防の存在箇所(断面)の平面図が図-7に, 同図中の最も大きい被害箇所(A-A' 断面)と無被害箇所(B-B' 断面)の盛土・地盤断面図が図-8に示されている¹²⁾。地形区分図より, 枝野堤防の被害箇所は自然堤防の縁に存在し, 無被害箇所は後背湿地に存在していることも報告されている¹²⁾。ここで図-8をよくみると, 被害箇所では堤防の崩壊部分の下のAc2層上面が崩壊方向に傾斜し(図中の○内), 無被害箇所ではそれはほぼ水平になっていることが分かる。また, 図-9¹³⁾の治水地形分類図みると, 後背湿地にある無被害堤防は旧川微高地にあったためAc2層上面が水平になっていることが考えられる。なお, 被害堤防は自然堤防と氾濫平野の境界部付近にあるが, 図-8には自然堤防の地盤が示されていないようなので, 被害堤防は自然堤防と氾濫平野の境界部より氾濫平野側に存在していることが考えられる。

b) 越の大橋(妙見堰)付近の信濃川護岸被害

2004年新潟県中越地震の際に, 越の大橋(妙見堰)の上



図-10 越の大橋付近の低水敷護岸の変状(新潟県中越地震¹⁰⁾)



(2万5千分1地形図: 片貝¹⁶⁾の2004年修正測量図に, 1956年資料修正図(破線)と1914年製版と1911年測図(太実線)による川岸と砂州を加筆)

図-11 越の大橋付近の地形図¹⁵⁾と変状護岸の関係

流側に少し離れた位置で, 図-10に示すように低水敷護岸が大きく変状している¹⁵⁾。この位置の地形図を図-11に示す¹⁵⁾。この図は2万5千分の1の地形図(片貝)の2004年修正測量図¹⁶⁾に, 1953年資料修正図¹⁶⁾による川岸と砂州(破線)と1914年製版と1911年測図¹⁵⁾による川岸と砂州(太実線)を追加して記入したものである。この図をみると, 砂州に接する旧河道締切り部で護岸変状が発生しており, この場所も前述したような地盤状態, 即ち地盤条件の変化点に属することが分かる¹⁴⁾。

3. 一般的な不連続点と堤防被害地点の関係

図-12に各種構造物の不連続点がまとめられているが, この不連続点は常時や地盤時に問題が発生しやすいところである¹⁷⁾。この不連続点には固体剛性変化点(地盤やコンクリート, 鋼部材の接続部, 断面積変化点, 隅角部, 等), 水理学的不連続点(地盤内の透水性や透水断

面積の変化点等), 気体剛性変化点(体積弾性率や密度や断面積等の変化点等), 電気的性質不連続点(抵抗や電圧や断面積変化点等)等が含まれる。

前述の漏水被害や地震による堤防被害は地盤の不連続点で発生しており、図-12の中の(1)固体剛性変化点(地盤の不連続点)や(3)流体剛性変化点(水理学的不連続点)に属し、各種構造物の問題発生しやすい箇所に共通的な不連続点に当たると考えられる。また、漏水は地盤不連続点で発生しているが、水も空気も同じ流体であり、(5)の建物の脇で流線集中現象によって発生するビル風と類似であることも考えられる。

4. あとがき

以上に述べたように、今回の調査対象とした堤防の増水による漏水や地震被害箇所も地盤の不連続点で発生したことが推察される。即ち、前回の本シンポジウムで報告した堤防の被害事例が地盤の不連続点で発生していたことと同様であると考えられる。さらに漏水発生と流体のビル風発生との類似性も考えられた。

おわりに、以上の調査に当たって、参考にさせて頂いた多くの貴重な文献の著者に厚く御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 那須誠：堤防被害への地盤の影響の考察，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，pp. 51-54，2013. 11.
- 2) 国交省関東地方整備事務所利根川上流河川事務所，<http://www.ktr.mlit.go.jp/tonejo/index.html>，2008. 10.
- 3) 国土地理院編：表層地質図，古河，5万分1地形図，1977年調査。
- 4) 那須 誠：河川堤防災害と地盤の関係，第54回地盤工学シンポジウム論文集，No. 34(1B-01)，2009. 11.
- 5) 品川俊介，日外勝仁，佐々木靖人：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，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，pp. 65-66，2013. 11.
- 6) 平成24年に西濃地方の豪雨による揖斐川流域の出水状況(第2報)，国交省中部地整木曾川上流河川事務所，2012. 10.
- 7) 山田周作：岐阜県における河川改修事業一牧田川における堤防補強工事，地盤工学会誌，Vol. 62，No. 4，pp. 46-47，2014. 4.
- 8) 国土地理院編：地形図，1/5万，津島，明治24年測図，1900. 12. 25発行。
- 9) 地理院地図(電子国土Web)，土地条件図・初期整備版，2014. 5.

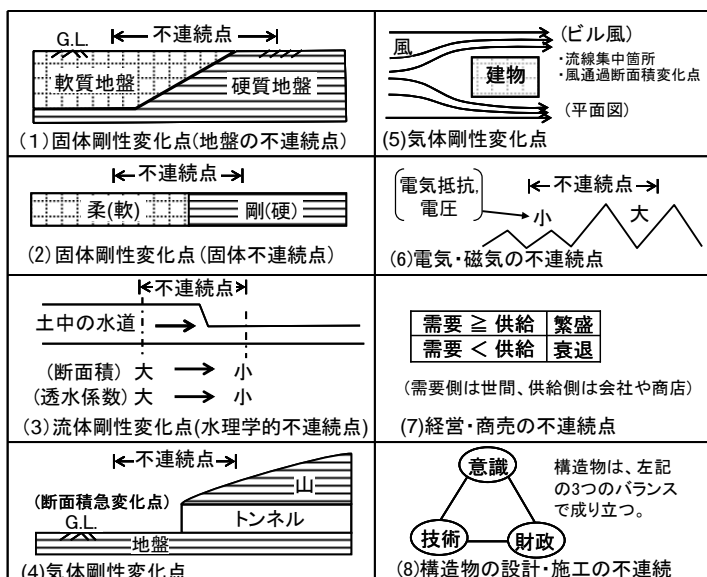


図-12 不連続点一覧¹⁷⁾

- 10) 地図検索サービス，Mapion，2014. 5
- 11) 佐々木哲也：河川堤防の地震対策の高度化に向けた取り組み，東日本大震災報告会発表資料～震災から2年を経て～，国土交通省国土技術政策総合研究所他，2013. 3.
- 12) 東日本大震災合同調査報告，共通編3，地盤災害，同左報告書編集委員会編，pp. 334-336，2014. 6.
- 13) 治水地形分類図，角田，調査年昭和52年，初期整備図。
- 14) 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.
- 15) 那須誠：新潟県中越地震による道路と建物等の被害への地盤の影響，土木学会第32回関東支部技術発表会講演概要集，I-2-57，2005. 3.
- 16) 国土地理院発行，2.5万分1地形図：片貝，1925年鉄道補入，2001年修正，栃尾，1911年測図，1914年製版，1953年資料修正，2004年修正測量。
- 17) 那須誠：各種構造物に問題が発生しやすい部位に関する研究(その2)，安全工学シンポジウム2013講演予稿集，GS4，pp. 322-325，2013. 7.

透水性基礎地盤に起因する河川堤防の進行性破壊に関する模型実験（速報）

堤防 浸透 模型実験

国土技術政策総合研究所 正会員 ○倉田大輔, 森啓年, 福原直樹, 服部敦
独立行政法人土木研究所 正会員 佐々木哲也, 石原雅規, 吉田直人

1.実験の目的

近年、矢部川の堤防決壊にみられるようにパイピングやそれに伴う堤体のすべり等といった被災が発生している。現状では、飽和不飽和浸透流解析を用いてパイピングの発生の有無を評価している¹⁾。しかし、堤防決壊に至るような大規模かつ進行的なパイピングの発生の過程や外力、地盤条件など不明なところは多い。

本報告では、パイピングを含む基礎地盤における浸透に起因する堤防の進行性破壊のメカニズムを把握するために、堤防高さ 2.0m、基礎地盤層厚 0.7m の模型実験を行った。

2.実験の概要

1)実験模型の概要

模型の横断面形状および平面形状を図-2.1 に示す。高さ 2.7m、幅 3.8m、奥行き 8.0m の土槽内に、珪砂 6 号による厚さ 0.50m の砂の透水層、関東ロームによる厚さ 0.10m の火山灰質粘性土による被覆土層からなる基礎地盤を作製し、その上に被覆土層と同じく関東ロームを用いて、高さ 1.0m のり面勾配 1:2.0 の堤防模型を作製した。透水層はのり尻から 1.0m までの分布とし、いわゆる行き止まり分布とした。

堤体および基礎地盤は層厚 0.15m 毎にランマおよび突き棒で転圧し、締固め度 $D_c=85\%$ 以上を目標とした。模型製作時に締固め各層の 2 箇所での土の湿潤密度試験を行った。結果を表-1 に示す。被覆土層および堤体の締固め度は平均 93.8% であった。

2)給水方法

給水槽は高さ 2.3m、幅 0.46cm、奥行き 3.6m の合板製で、透水層だけに浸透するように、透水層部分のみ横スリット状に開口した給水面を設け、給水面は不織布で覆った。

外水位は給水槽内標尺および触針式水位計にて常時確認し、給水ポンプ操作で上昇速度を一定に保った。

3)計測方法

透水層の水圧は、間隙水圧計を被覆土層の下面の 10 箇所を設置して 1 分間隔で計測した。また給水槽内の水位は、圧力式自記水位計を設置し、1 秒間隔で測定した。図-2.1 に設置状況を示す。

なお、透水層の水圧および給水槽内水位は、模型脇に設置した気圧計で計測し、大気圧補正をした。

3.実験結果

1)初期条件

実験開始前に給水槽水位を被覆土上面位置で 12 時間以上保持し、間隙水圧計で被覆土層上面まで飽和状態であることを確認した。

2)外水位条件

給水槽の水位は図-3 に示すように、およそ毎分 0.01m の速度で水位を上昇させた。

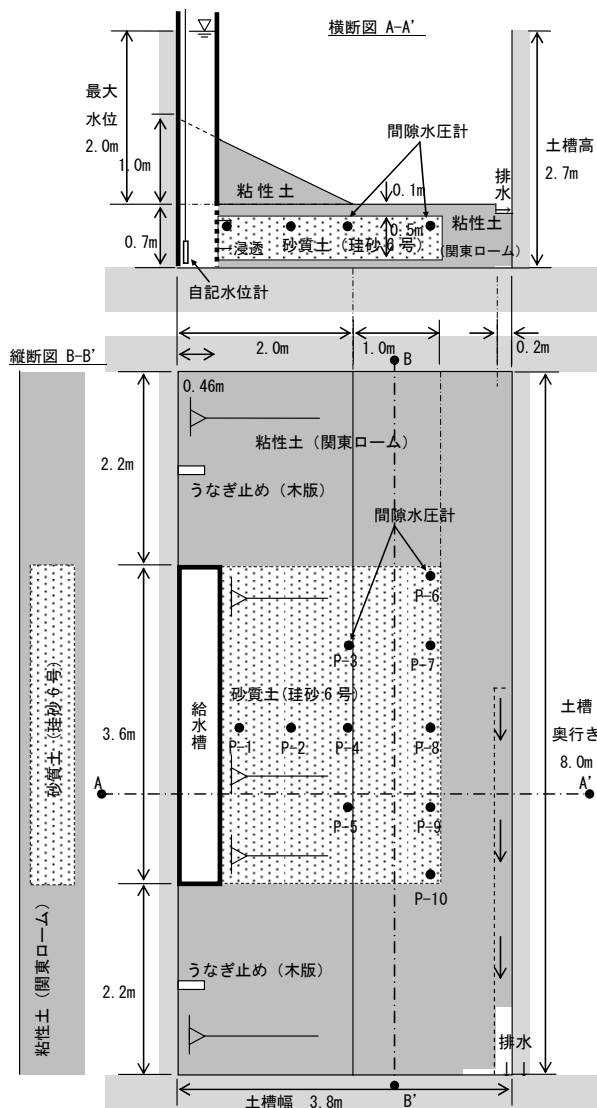


図-1 実験模型概要図

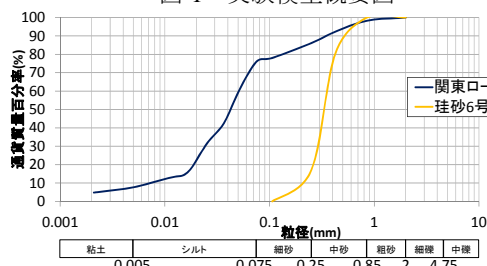


図-2 土質材料粒径加積曲線

A Model Experiment for the Progressive Failure of a River Levee by a Permeable Foundation Ground

KURATA,D MORI,H FUKUHARA,N HATTORI,A National institute for Land and infrastructure Management

SASAKI,T ISHIHARA,M YOSHIDA,N Public Works Research Institute

3)実験経過

【段階1】（水位 GL0.0~+0.40m：盤膨れ発生）

給水槽による外水位（以下、水位）が被覆土層上面（以下、GL）+0.3mに達し、のり尻からしみ出しが確認された時点で、給水を一時停止した。給水再開まで、基盤透水層端部からの水のしみ出しおよび砂層分布範囲の盤膨れが確認された。給水再開後は、盤膨れが進行し、盤膨れに伴う基盤透水層端部付近の亀裂が堤防縦断方向に拡大し始めた。

透水層の圧力水頭について、縦断方向の中心位置で比較した（図-4）。外水位の上昇に伴って全体的に上昇するが、のり尻部および堤内側は外水位の半分以下の上昇量となっている。

【段階2】（水位 GL+0.40~+0.80m：堤体亀裂（のり面）発生）

堤体のり面では、水位+0.60mでのり尻上方約0.20mの位置にて縦断方向の堤体亀裂が生じ（写真-1.1）、水位+0.65mで堤体亀裂が2条となり、開口し始め、亀裂長さは砂層分布範囲に達した。その後、水位+0.70mで堤体亀裂内に水面が現れたのち漏水し始め、水位の上昇に従って漏水量は増加した。

基盤では継続的にしみ出しがみられていたが、水位+0.75mで基盤透水層端部から漏水が確認され、その後漏水範囲は拡大した。

基盤透水層では水位+0.40mを越えた後、のり面中段直下（P-2）では圧力水頭が外水位と乖離し、その後、水位+0.70mで堤体亀裂から漏水し始めた後に圧力水頭は低下した。

【段階3】（水位 GL+0.80~+0.95m：堤体亀裂の拡大、漏水増加）

水位+0.85mに達した際、基盤透水層端部からの漏水は減少し、堤体亀裂からの漏水が増加した（写真-1.2）。

水位+0.90mで堤体亀裂からの漏水に濁りが確認された。

【段階4】（GL+0.95m~：大変形の発生）

水位+0.95mで水槽付近に新たな縦断方向の堤体亀裂が発生し、その後堤体が堤内側に移動するような大変形が発生、堤体亀裂開口部から大量の水が流出した（写真-1.3）。その後給水を継続したが、水位上昇に至らなかったため、停止した。

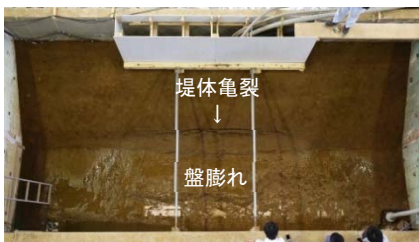
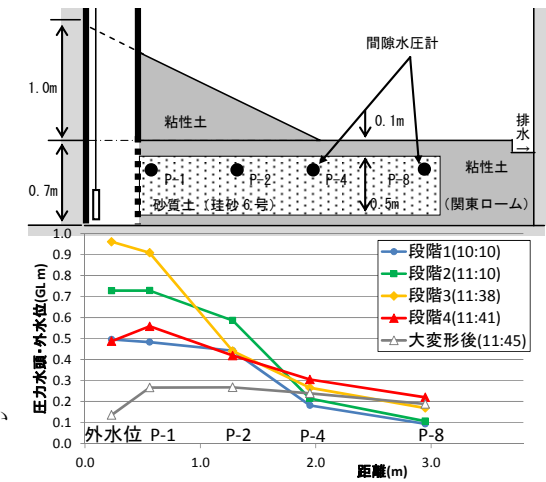
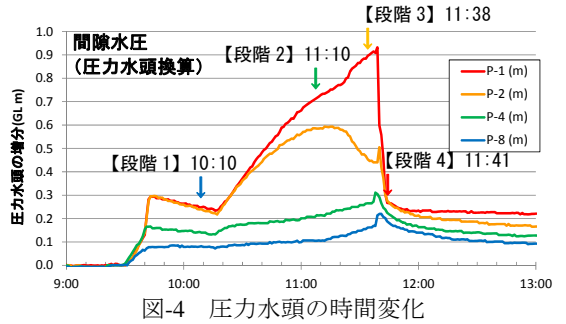
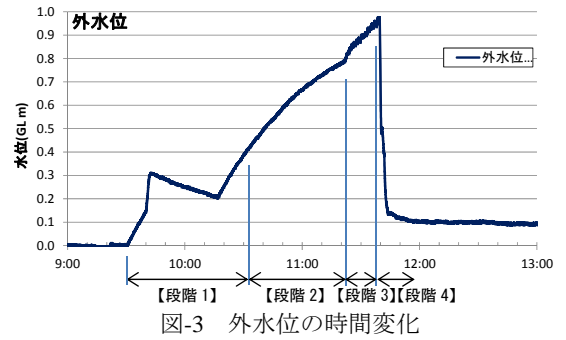


写真-1.1 【段階2】（盤膨れ~亀裂発生）



写真-1.2 【段階3】（亀裂から漏水）

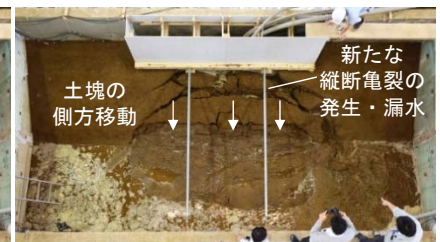


写真-1.3 【段階4】（大変形）

基盤透水層の圧力水頭は大変形に伴い、一時的に上昇するが、その後速やかに低下している。

また、実験後の開削調査結果（写真-2）より、堤体土塊の崩壊部分は、鉛直下方向にも移動しながら（移動量0.02~0.05m、給水槽付近は約0.30m）堤内側に側方移動したと推定される。

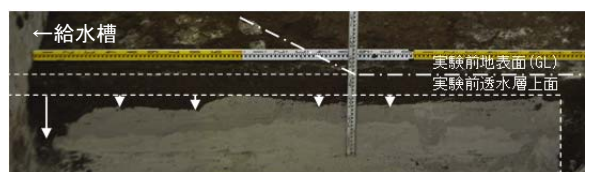


写真-2 実験後横断面開削状況

4.まとめ

実験の結果、基礎地盤の被覆土の盤膨れや堤防のり面の縦断亀裂の発生が観察されたが明確な噴砂はみられなかった。堤防の大変形の要因としては基盤透水層が分布する基礎地盤で噴砂が発生するのではなく、のり尻部の堤体亀裂からの漏水が卓越した。今後、被覆土のないケースや透水層の砂質土を異なる粒度分布の砂を用いるなど、様々な地盤条件の模型実験を行い、さらなる検討を進めたい。

参考文献) 1)財団法人国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き,2012

越水破堤 千代田実験水路

(独) 土木研究所 寒地土木研究所 正会員 ○飛田 大輔
 (独) 土木研究所 寒地土木研究所 正会員 柿沼 孝治
 (独) 土木研究所 寒地土木研究所 正会員 柏谷 和久
 北海道開発局 帯広開発建設部 武田 淳史

1. はじめに

気候変動の影響により、大規模な水害の発生が懸念されており、なかでも河川堤防の決壊による被害は甚大である。河川整備が進んだ今日でも堤防決壊の事例が見られており、近年では、2012年7月の九州北部豪雨においても基礎地盤からのパイピングを主たる原因とする堤防決壊による水害が生じている¹⁾。

大型水理実験施設である十勝川千代田実験水路を用いて、実河川と同様に河道からの横越流による越水破堤実験を行い、破堤現象について破堤進行時の堤体や水理量の時系列の観測データを得ている。実験は、異なる条件での破堤進行過程の違いを検討するため、基本条件から河道流量、堤体材料、堤体形状を変えた4ケースの破堤実験²⁾、及び根固ブロックを用いて破堤拡幅の進行を抑制する実験を2ケース実施³⁾した。これらの実験では、破堤拡幅開始前後における破堤現象に違いが見られた。そこで、本研究では、実物大河川堤防を用いた破堤実験における破堤進行過程の特性を整理し、今後の減災対策の技術向上に資することを目的とする。

2. 実験概要

破堤させる堤防は、芝を張らないで裸堤（土堤）とした。破堤のきっかけとして切欠部（Case1は深さ0.5m、CaseAとCaseBは0.6m）を設け、氾濫域は横断方向に80m以上とした。実験水路は、越流水深を確保するため、鋼矢板を用いて水路幅を30mから8mに縮小し、下流端に堰上施設を設けた。また、河道内の流水による堤防の侵食を防ぐため、破堤部の表法側に護岸ブロック（連結及び遮水シート無し）を設置した。

実験条件を表-1に示す。Case1を基本とし、Case2はフルード数を小さく、Case3は堤体に細粒分を多く含む材料を用い、Case4は天端幅を6mと広くした。Case3は、実験水路内の地下水水位が高く、地盤からの湧水により細粒分が流出する可能性があるため、河床から1mまでは他ケースと同様の砂礫分の多い材料を用いて造成した。CaseAとCaseBは、ブロックを用いて破堤幅の拡大を抑制する実験であり、Case1の条件を基本に、切欠部から下流側の堤防上（CaseA：20m、CaseB：10m）にブロックを設置している。したがって、本研究では、破堤拡幅の進行がブロックに到達するまでを対象として考察を行う。

表-1 実験条件

ケース	土質	天端幅	水面勾配 (目標)	通水流量 (目標)
1	砂礫	3m	1/500	70m ³ /s
2	砂礫	3m	1/3500	35m ³ /s
3	細粒分	3m	1/500	70m ³ /s
4	砂礫	6m	1/500	70m ³ /s
A	砂礫	3m	1/500	70m ³ /s
B	砂礫	3m	1/500	70m ³ /s



図-1 実験状況（左図：Case1，右図：CaseB）

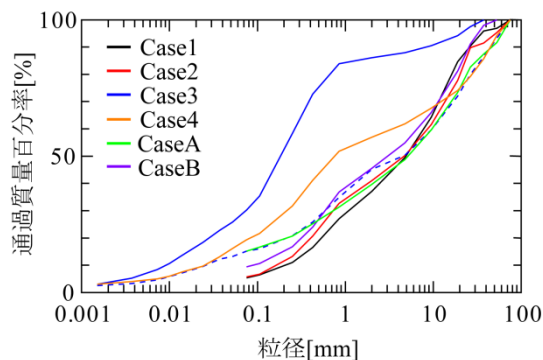


図-2 堤防材料の粒度分布

図-2に代表地点における材料の粒度分布を示す。実験は、Case1とCase2は築堤後4年、CaseAは築堤後2年、Case3、Case4、CaseBは築堤後1年で実施した。図中の点線は、前述したとおりCase3の河床から1m部分を示す。

主な観測は、水位や流量・流速、堤防や堤防基盤部に埋設した加速度センサーによる破堤形状である。

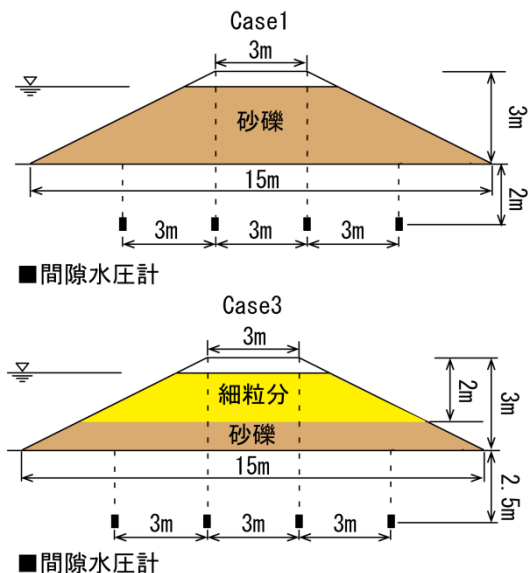


図-3 間隙水圧計の配置

3. 実験結果及び考察

破堤実験²³⁾では、破堤の段階を4つに分類している。そこで、本研究では、破堤拡幅開始以前（ステップ1）と破堤拡幅の開始以降（ステップ2以降）に分類して、実験結果を整理した。

まず、破堤拡幅開始以前における堤体内の動水勾配を整理を行った。堤体材料が主に砂礫分で構成されたCase1と細粒分のCase3で比較を行う。図-3に間隙水圧計の配置を示す。切欠部の横断線上の堤体基礎地盤にワイヤレス式間隙水圧計を設置し、計測した。図-4に越水開始までの実験状況を示す。Case1では、通水開始から50分経過後においても裏法尻からの漏水は見られない。70分経過後では、一部の法尻からやや濁った水が漏水している。一方、Case3では、50分経過後に法尻全体から濁った水が漏水し始めており、細かい土粒子が流出していた。Case3は、堤防上層2m部分が細粒分の多い材料の堤体であり、透水係数が他ケースに比べて低いため、砂礫分の多い河床1mへ

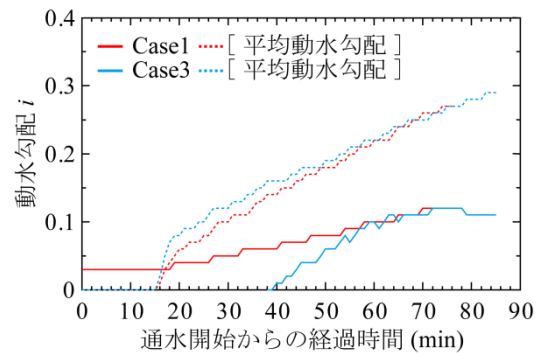


図-5 動水勾配の時間変化 (Case1 と Case3)

水が集中したためと推察される。これは、矢部川の浸透破壊を模型堤防により再現した実験⁵⁾で見られた現象と同様と考えられる。図-3の表法と裏法に設置した間隙水圧計から推定した、越水開始までの動水勾配の時間変化を図-5に示す。透水係数の大きいCase1では、20分経過後から徐々に動水勾配が大きくなっていく。一方、透水係数の低いCase3では、通水開始から40分経過後に動水勾配が増加している。これは、法尻部の土粒子が流出することで生じる目詰まりにより、法尻の透水係数を減少させることが確認されている⁵⁾。

越水開始後の破堤進行過程について、これまでも実スケールで正面越流の破堤実験⁶⁾は行われているが、実河川の越水破堤は、河道流のある横越流状態で発生するため、本実験の結果を整理した。図-6に、加速度センサーの記録から推定した切欠部（越水開始箇所）における代表的な時刻の破堤進行過程を示す。これは、堤体内部の崩壊状況について、縦軸を水路河床基準高0mとし、センサーの設置位置とその流出状況をプロットしたものである。図中の時刻は、越水開始からの経過時間、○は流出したセンサー、●は未流出を示し、それぞれの時刻において流出したセンサーを結び推定破堤形状としている。すべてのケースで、まず、裏法面と裏法肩が侵食され、天端は裏法肩から表法肩



図-4 実験時の状況 (上図: Case1, 下図: Case3)

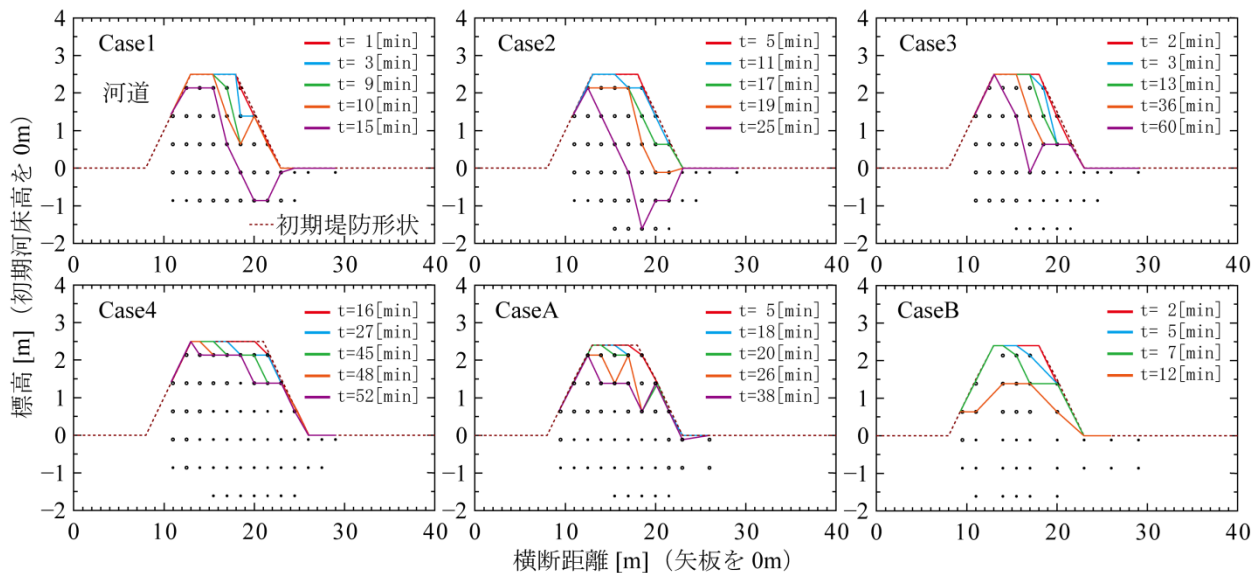


図-6 加速度センサーの流出結果



図-7 堤防の侵食形状 (例えば, Case2)

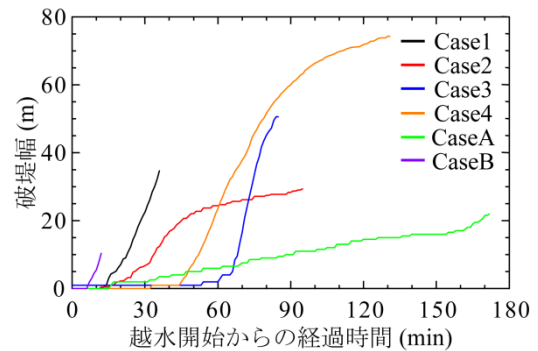


図-8 破堤の進行速度

に向かって徐々に侵食が進行する。その後、Case1 や Case2 では、裏法側の法尻付近において、河床高より低い部分も流出しており、落ち掘れの形成が始まっている。ところが、CaseB では、裏法面や天端の侵食と同時に表法面も崩壊している。細粒分の多い堤体の Case3 と天端幅の広い Case4 では、この段階の所要時間が他のケースよりも長かった。侵食形状については、図-7 に示すような階段形状の侵食も見られ、盛土の敷均しや締め固めの層厚程度と捉えられることができる。

つぎに、破堤拡幅開始以降の破堤拡幅速度を整理した。図-8 に真上から撮影した動画から読み取った堤体天端中央の破堤拡幅幅を示す。Case1~Case4 は、ゲートからの通水操作の終了時刻まででし、ブロックを用いた破堤拡幅抑制工実験の CaseA と CaseB は、破堤拡幅の進行がブロックに到達する時刻までとした。破堤拡幅開始までの時間については、各ケースでばらついているが、同一条件 (Case1 と CaseA・CaseB) では、越流水深が 10cm 異なる。なお、奥田らは小型堤防を用いた越流侵食実験⁷⁾で土質条件や施工条件を厳密に管理した実験でも侵食速度にばらつ

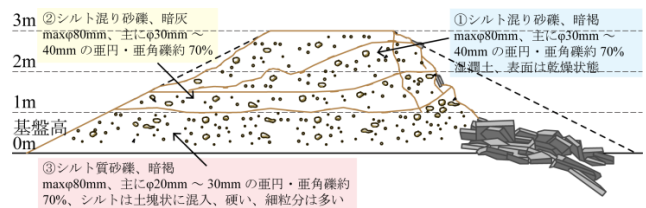


図-9 切欠部の上流スケッチ図 (実験終了後)

きが生じることを確認している。細粒分の多い堤体の Case3 と天端幅の広い Case4 では、この段階の所要時間が他のケースよりも長い。一旦破堤拡幅が始まると、各ケースの天端の拡幅速度は概ね一定で推移している。流量が小さくフルード数の小さい Case2 では、他のケースより拡幅速度は小さく、細粒分の多い堤体の Case3 では、堤体が塊で崩壊する現象を繰り返しながら拡幅し、その速度は細粒分の少ないケースに比べて速かった。ところが、Case1 と同条件 (越流水深を除く) で行った CaseA は Case2 に比べ、拡幅速度が遅い。これは、図-9 に示すように、切欠部周

辺の堤体下部 1m の材料に固い粘性土が多く含まれていることに起因し、堤体下部と基礎地盤の侵食速度が小さくなり、崩壊速度に影響を与えたと考えられる。今後、堤防基盤に近い部分の破堤進行過程が破堤拡幅速度に与える影響の検討が必要と考えられる。

4. おわりに

十勝川千代田実験水路で行われた、実物大河川堤防を用いた越水破堤実験 4 ケースと破堤拡幅抑制工実験 2 ケースについて、破堤拡幅前後の状況を整理した。

越水開始までの時間帯では、法尻からの土砂流出が見られ、越水開始時は、堤体材料や形状により、破堤の進行速度に違いが見られた。また、破堤拡幅開始後では、基盤に近い部分の堤体材料の違いが破堤拡幅速度に影響を与えるなど、さまざまな特性を実物大実験で捉えることができた。なお、今回の実験は、条件を限定して行った実験の結果である。堤防は裸堤で切欠部を設けている。また、通水流量に限界があるため河道幅に制約があり、実河川と比べて、氾濫流が河道流へ及ぼす影響が大きくなる可能性がある。

謝辞

本実験の指導を賜った十勝川千代田実験水路等実験アドバイザー委員会及び同実験検討会に謝意を表す。

参考文献

- 1) 甲斐浩幸, 渡部秀之, 江上綾子, 大塚健司, 中山修, 宮武晃司, 平田嘉之: 矢部川堤防決壊の被災メカニズムに関する考察, 河川技術論文集, Vol.19, pp.51-56, 2013.
- 2) 島田友典, 横山洋, 平井康幸, 三宅洋: 千代田実験水路における氾濫域を含む越水破堤実験, 土木学会水工学論文集, 第 55 巻, pp.841-846, 2011.
- 3) 河川堤防の越水破堤現象のうち破堤拡幅機構に関する実験報告書: 国土交通省北海道開発局, 土木研究所寒地土木研究所, 平成 24 年 10 月.
- 4) 飛田大輔, 柿沼孝治, 横山洋, 武田淳史: 千代田実験水路における破堤拡幅抑制工実験, 河川技術論文集, Vol.20, pp.51-56, 2014.
- 5) 齋藤啓, 前田健一, 今瀬達也, 伊藤嘉: 高水位の継続作用が河川堤防の安定性に及ぼす影響, 第 49 回地盤工学研究発表会, pp.979-980, 2014.
- 6) 越水堤防調査最終報告書-解説編-, 建設省土木研究所資料, 第 2074 号, 1984.
- 7) 與田敏昭, 中川一, 関口秀雄, 岡二三生, 後藤仁志, 小俣篤: 越流侵食・浸透のメカニズムを把握するための小型堤防による越流侵食実験, 河川技術論文集, 第 16 巻, pp.347-352, 2010.

河川堤防の進行性破壊とりのり尻付近の局所動水勾配の関係に関する解析的検討

河川堤防 浸透 進行性破壊

土木研究所 正会員 ○秋場俊一, 吉田直人, 石原雅規, 佐々木哲也

1. はじめに

河川堤防の浸透に対する安全性評価においては、河川水位や降雨の外力を与えた非常浸透流解析を実施し、得られた浸潤線をもとに円弧すべり計算を行うほか、局所動水勾配等によってパイピングや盤ぶくれの評価を行うこととなっている。一方、実際の河川堤防の被災事例をみると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、法尻の比較的浅い部分が崩壊した後、法面上部に進行する変状発生事例もみられることが把握されている¹⁾。

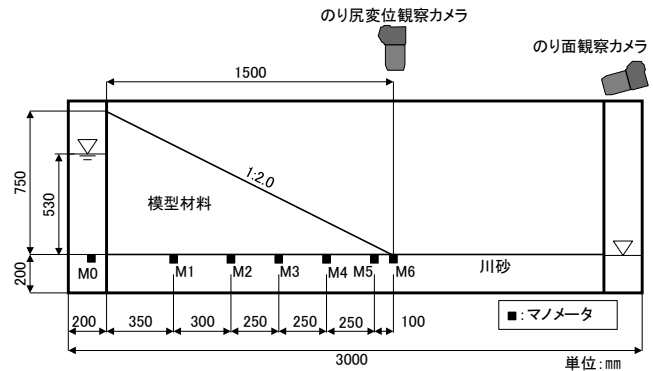
この進行性の破壊は発生当初は法尻部分の小崩壊に留まるものの、時間の経過とともに進行・拡大する変状であり、最悪の場合、堤防決壊といった大規模な被災につながる恐れを有するものと考えられる。しかし、発生条件や発生メカニズムについては未だ不明な点が多く、その評価手法は現時点では確立されていない状況にある。

筆者らはこの進行性破壊（内部侵食）のメカニズムや進行性に関する知見を得るために、河川堤防の法尻部分を模した模型による浸透実験を実施してきている¹⁾²⁾。模型実験では、法尻近傍の局所動水勾配がある一定以上に達すると変状が生じ始めることが多かったが、この変状のごく初期の大きさは計測器の設置間隔よりも遥かに小さく、計測から求めた局所動水勾配と変状部分の局所動水勾配には差異が存在する可能性がある。そこで、浸透流解析により、破壊発生までの法尻付近の局所動水勾配分布とその変化について詳細に調べた。

2. 模型実験の概要

2.1. 実験模型と材料

模型実験は、奥行き 1500×長さ 3000×高さ 1000 mm の鋼製土槽内に河川堤防における法尻を切り出した模型を作成して行った。実験模型の形状は図-1 に示すように、川砂で厚さ 200 mm の基礎地盤を作成し、堤体模型を高さ 750mm、法勾配 1:2 を基本とし締固め度 90% を目標として作成した。実験に使用した堤体材料の特性を表-1 に整理する。



2.2. 実験外力と計測方法

模型を基礎地盤表面まで飽和させた後に、外力として給水槽の水位を 30 分間で平均動水勾配が 0.35 となる高さ(0.53m)まで上昇させて水位を一定に保ち、模型内に浸透させた。なお、模型への浸透は、模型法面が半分以上崩壊するか、概ね崩壊形状が安定するまで継続した。

計測は給水槽内に 1 個、堤体直下に 6 個の合計 7 個のマノメータにより水頭を計測するとともに、法尻の直上及び模型正面から一定時間間隔で写真撮影を行い、変状の進行状況を観察した。

表-1 実験で用いた堤体材料の土質特性一覧

実験ケース	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6	CASE7	CASE8	CASE9	CASE10	CASE11	CASE12	CASE13
使用材料	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	①	②	⑩
礫分 (%)	1.80	2.20	4.09	4.19	3.56	5.21	1.81	1.68	2.20	69.10	1.80	2.20	69.10
砂分 (%)	81.29	62.57	86.33	87.93	92.72	75.78	70.24	64.36	90.10	26.00	81.29	62.57	26.00
シルト分 (%)	16.91	35.23	9.58	7.88	3.72	19.01	27.95	33.96	7.70	4.90	16.91	35.23	4.90
粘土分 (%)													
D60 (mm)	0.26	0.19	0.34	0.34	1.05	0.30	0.21	0.17	0.92	4.40	0.26	0.19	4.40
D50 (mm)	0.21	0.15	0.29	0.30	0.85	0.24	0.17	0.14	0.65	3.50	0.21	0.15	3.50
D10 (mm)	—	—	0.08	0.11	0.15	—	—	—	0.10	0.15	—	—	0.15
均等係数	—	—	0.28	0.37	0.18	—	—	—	9.20	29.30	—	—	29.30
土粒子の密度 (g/cm ³)	2.702	2.690	2.732	2.720	2.722	2.723	2.709	2.709	2.653	2.657	2.702	2.690	2.657
乾燥密度 (g/cm ³)	1.573	1.523	1.563	1.556	1.687	1.547	1.519	1.498	1.759	1.899	1.576	1.500	1.899
間隙比	0.718	0.766	0.748	0.748	0.614	0.760	0.783	0.808	0.508	0.399	0.714	0.793	0.399
湿潤密度 (g/cm ³)	1.763	1.761	1.750	1.731	1.807	1.741	1.748	1.752	1.859	1.999	1.786	1.730	1.999
c (kN/m ²)	14.5	18.9	30.8	60.6	8.2	66.9	58.8	16.0	17.1	19.5	14.5	18.9	19.5
φ (°)	11.3	12.0	34.7	26.6	22.1	14.4	13.1	16.9	19.5	18.8	11.3	12.0	18.8
c' (kN/m ²)	9.5	15.3	0.0	2.8	3.4	9.3	7.8	1.5	0.6	0.0	9.5	15.3	0.0
φ' (°)	20.7	20.0	36.5	35.4	30.9	33.6	33.5	37.8	41.5	42.5	20.7	20.0	42.5
透水係数 (m/s) 定水位	3.77E-06	7.80E-07	7.58E-06	2.77E-05	2.15E-05	8.11E-06	4.53E-06	1.72E-05	9.36E-06	1.11E-05	3.77E-06	7.80E-07	1.11E-05

3. 模型実験の結果

3.1. 進行性破壊の変状の過程

法尻直上で撮影したカメラの画像より模式図を作成し、進行性破壊の発生と進行状況について図-2 に整理する。

法尻部から発達する進行性破壊は、以下の段階で進行していると考えられる¹⁾。本研究では進行性破壊の発生を法尻近傍の水平変位が生じ始めた時と定義している。

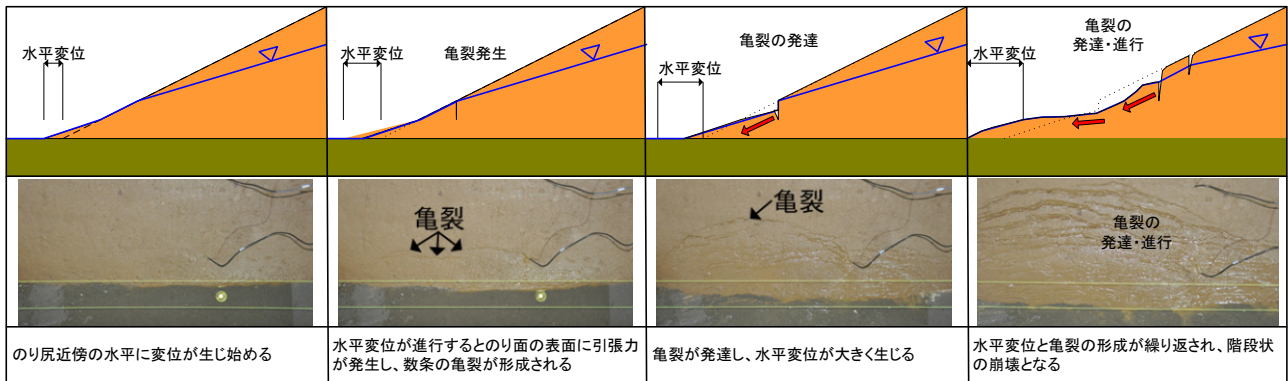
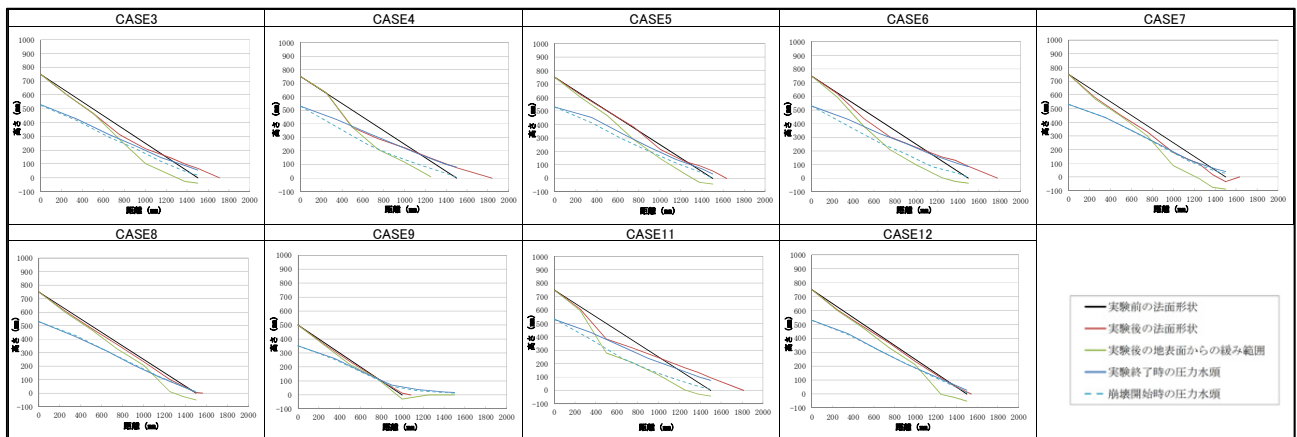


図-2 進行性破壊の発生状況と進行状況

3.2. 進行性破壊前後の水頭の分布

図-3 に進行性破壊開始時と実験終了時の圧力水頭の分布を示す。また実験終了後の法面形状を併記する。実験終了後の崩壊土砂の地表面高さと同実験終了時の圧力水頭は概ね一致している。また、どの Case でも崩壊開始時の圧力水頭より、実験終了後の圧力水頭が上昇している。さらに、法尻付近に堆積した崩壊土の量が多いほど堤体内水位は上昇しており、因果関係は明らかでないものの崩壊土の影響で堤体内の水位が上昇した可能性があることが示唆される。

また、図-3 には崩壊が発生しなかった Case10 および Case13 を示していないが、これらの Case に使用した材料は礫を多く含む材料（礫分含有率:69%、 D_{50} :3.5mm）であった。



※未計測及び崩壊が発生していない実験 Case1,2,10,13 を除いている。

図-3 進行性破壊の発生状況と進行状況

3.3. 法尻付近の水頭の変化

法尻から 10cm の位置に設置されているマンメータ (M5) の圧力水頭の変化を図-4 に示す。いずれの Case においても水位上昇直後には若干のばらつきはあるものの、その後ほぼ安定した圧力水頭を示すことがわかる。また、これら安定後の圧力水頭は 37mm (CASE5) ~63mm (CASE9) 程度とばらつくが、多くの Case でマンメータ位置の法面高さ 50mm 付近に収束する。安定後の圧力水頭にばらつきがあるのは、崩壊の進行により、図-3 に示した法面形状の変化に起因すると考えられる。

3.4. 法尻付近の水頭と水平変位量の関係

図-5 に動水勾配と水平変位の関係を示す。動水勾配は法尻と法尻から 10cm 位置に設置されているマンメータの間の動水勾配であり、水平変位は法尻位置での変位量である。なお、各 Case の崩壊が発生した時点のマーカを大きく図示した。法尻部の水平変位が発生する動水勾配は一定ではなく、0.26~0.60 の広い範囲で生じているが、水平変位量の増加傾向を見ると崩壊が発生する概ね 0.4~0.5 の範囲で、急激に水平変位量が累積する挙動を示し、崩壊が進むことが確認された。

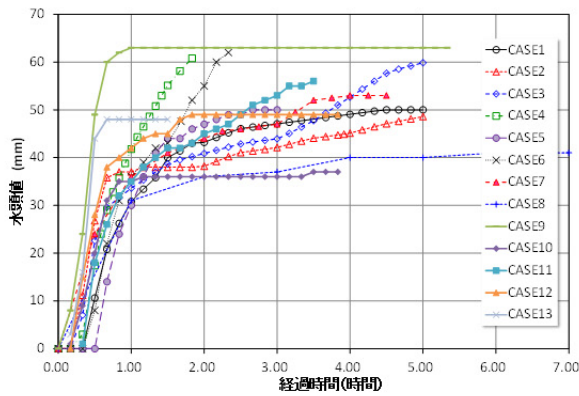


図-4 法尻付近の圧力水頭の経時変化

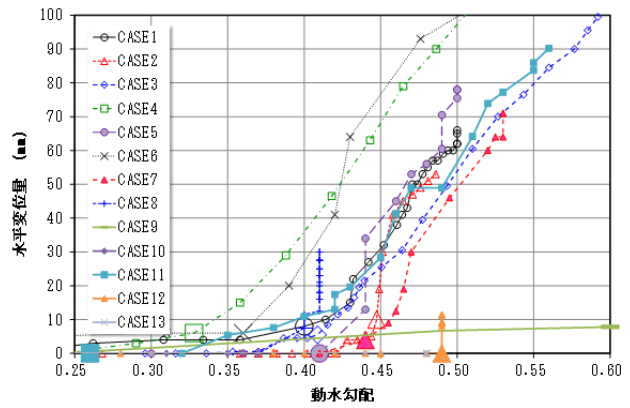


図-5 法尻付近の水平変位と動水勾配の関係

4. 飽和不飽和浸透流解析

模型実験では模型や計器類の大きさからマノメータの設置位置を最小で 10cm としている。そこで、模型実験から得られた結果を検証し、より細かい部分での圧力の変化を把握することを目的に実験 Case をモデル化し 2 次元飽和・不飽和浸透流解析を実施した。図-6 に実験模型をモデル化した断面を示す。外力条件については実験条件と合わせ、初期水位を基礎地盤上面に設定し、給水する水位の上昇の過程を再現した。解析パラメータに関しては、模型材料での室内試験結果から設定したところ、解析結果が実験模型の計測結果と差異がみられたことから、パラメトリックスタディを行い、崩壊発生時までの実験値を再現できる透水係数を設定した。図-7 に実験と本解析で設定したパラメータによる崩壊発生時の圧力分布を示す。実験では給水槽のフィルター等により模型の透水係数が模型材料の試験値と異なっていると考えられる。

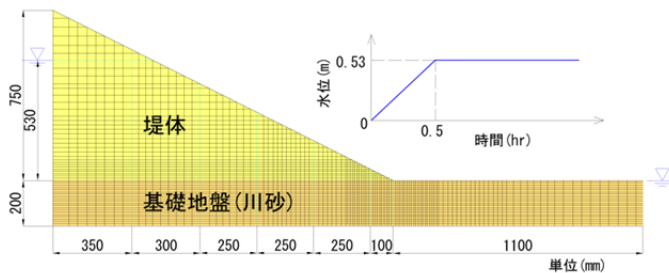


図-6 解析モデルと外力

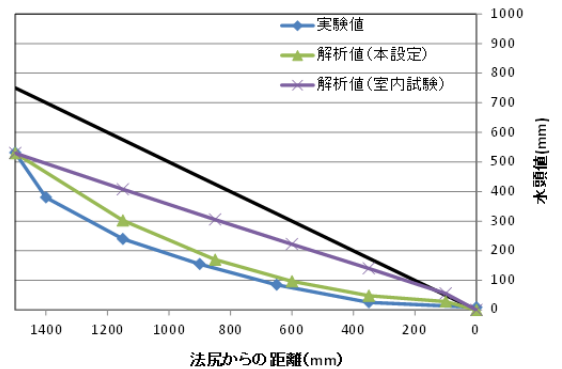


図-7 実験と解析の崩壊発生時の圧力分布

5. 浸透流解析結果

5.1. 崩壊発生時の流速ベクトルと動水勾配(1cm メッシュ)

ここでは、CASE11 の浸透流解析の結果を示す。法尻付近の圧力分布を詳細に見るために法尻付近を 1cm×1cm で要素を分割して解析を実施した。崩壊発生時の実験と解析による圧力分布を図-7 に示す。崩壊発生は水槽の水位を上限まで上昇させた直後に発生している。解析による全体的な流速ベクトルの分布を図-8, 9 に示す。水槽側付近はベクトルが上向きになり、中央付近では水平に、法尻付近では法尻に向けた方向となり、法尻では 2 メッシュ分(2cm)で上向きとなる。

次に法尻付近の動水勾配の分布を図-10, 11 示す。実験の法尻から 10cm 位置で計測した圧力水頭から算出した動水勾配は水平で 0.26 であり、解析での同位置では動水勾配が 0.28 と概ね模擬している。さらに解析では、法尻より 1cm の位置で水平 0.63、鉛直 0.68、2cm の位置で水平 0.46、鉛直で 0.46 と局所的に大きな動水勾配が発生していることがわかる。

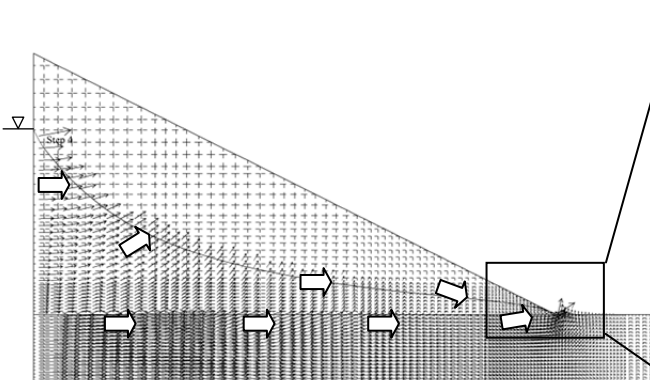


図-8 流速ベクトル分布

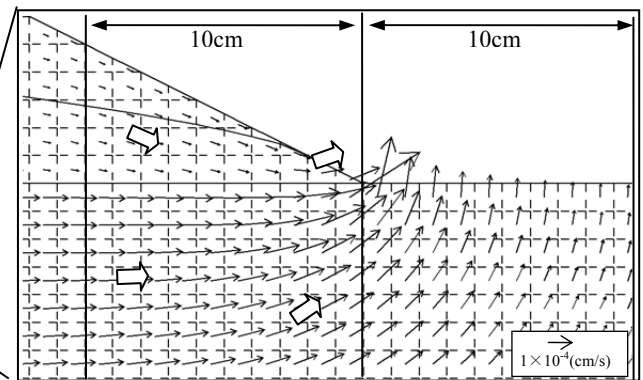


図-9 流速ベクトル分布 (法尻付近拡大)

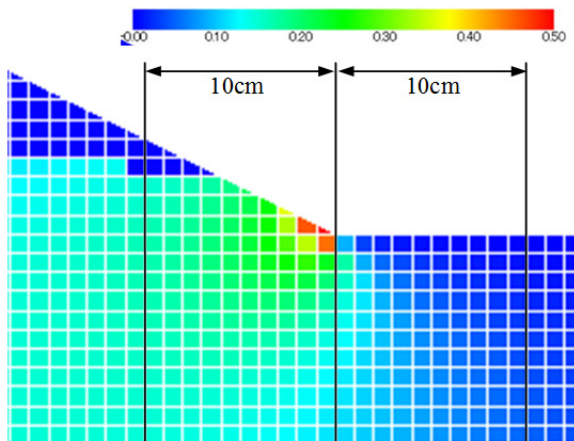


図-10 法尻付近の動水勾配(水平)

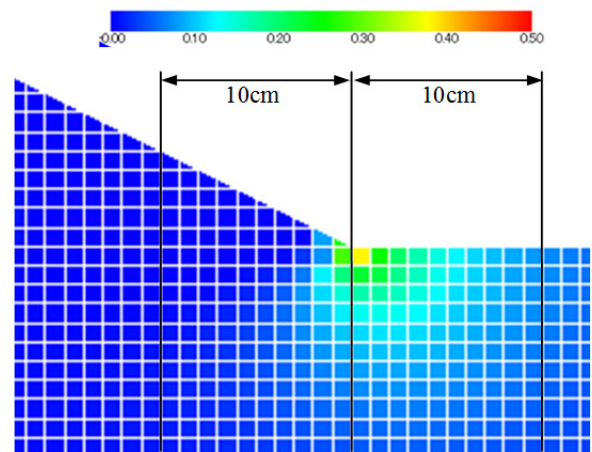


図-11 法尻付近の動水勾配(鉛直)

5.2. 崩壊発生時の流速ベクトルと動水勾配(1mm メッシュ)

次にさらに詳細に法尻付近の圧力分布をみるために法尻付近を1mm×1mmで要素を分割して解析を実施した。

図-12 に法尻付近の流速ベクトルの分布図を図-13,14 に法尻付近の動水勾配の分布図を示す。全体的な傾向としては、1cm メッシュでの解析と同じであるが、法尻付近を詳細に見ると法尻から18mmの範囲で0.5を越える水平の動水勾配が発生しており、さらに法尻から2mmまでの範囲では1.0を越える値となった。

崩壊発生の契機は微小な崩壊から進行していることが想定され、土粒子レベルの大きさで考えると、この局所的な動水勾配の発生が崩壊の発生した原因の一つであると考えられる。一方で、動水勾配が大きく発生する箇所は局所的であるため、大きな粒子が含まれていると劇的に安定性が増し、壊れにくくなるとも考えられる。これは礫を多く含む模型(CASE10,13)では崩壊が発生しない結果とも合致するといえる。

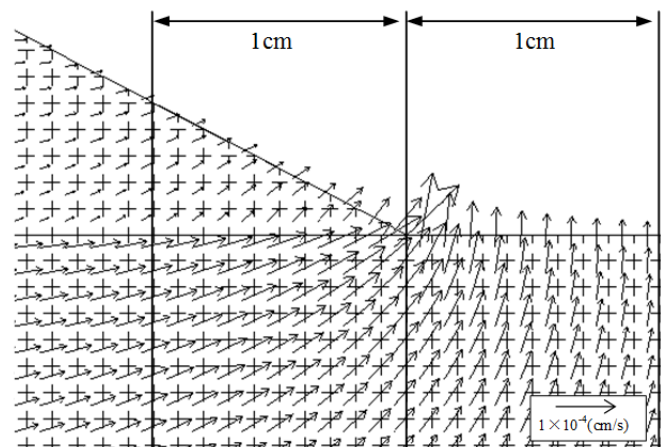


図-12 法尻付近の流速ベクトル分布

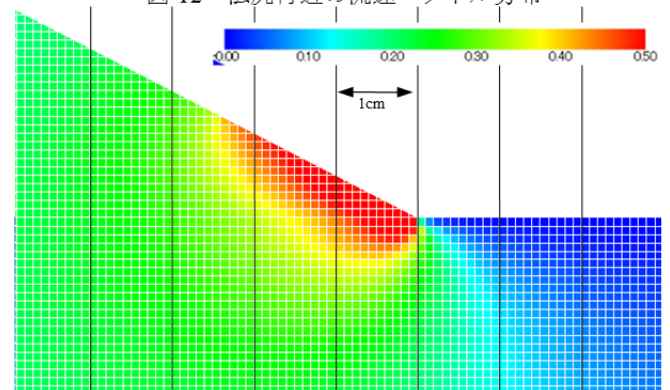


図-13 法尻付近の動水勾配 (水平)

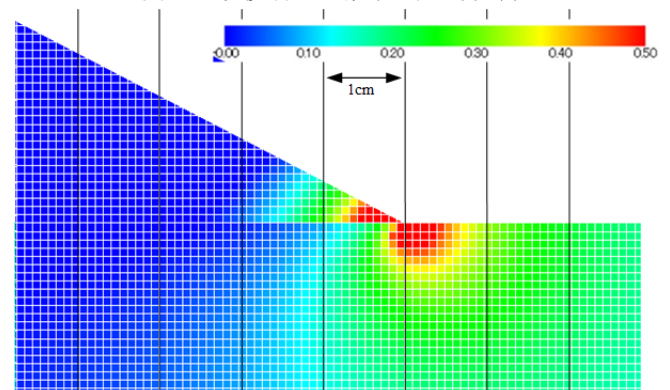


図-14 法尻付近の動水勾配 (鉛直)

6. まとめ

進行性破壊に関する模型実験では、法尻から10cmの局所動水勾配が概ね0.3に達すると変状が生じ始めることが多かった。この変状のごく初期の大きさは計測器の設置間隔よりも遥かに小さく、計測から求めた局所動水勾配と変状部分の局所動水勾配には差異が存在する可能性があるため、浸透流解析により、破壊発生までの法尻付近の局所動水勾配分布とその変化について詳細に調べた。

その結果、崩壊発生時には土粒子径と同等な数mm程度の局所的な範囲で1.0を越える大きな動水勾配が発生していることが分かり、これが崩壊発生の契機の一つとなっている可能性がある。また、発生は局所的なものであるため、粒子の大きい材料が含まれている場合には安定性が増すことが想定される。

今後はさらに異なる材料で模型実験を行って知見を得るとともに、併せて浸透流解析を実施して、崩壊のメカニズムに関する検討を行っていく。

参考文献

- 1)川井ほか: 河川堤防の内部侵食発生の初期変状と進行性に関する小型模型実験, 第49回地盤工学研究発表会, 2014.7
- 2)吉田ほか: 河川堤防のり面の進行性破壊に関する模型実験における崩壊形状の分析, 第11回地盤工学学会関東支部発表会 2014.10

すべり安定性照査に用いる堤体土の強度定数設定法

河川堤防, 三軸試験, 強度定数

名城大学
(株)建設技術研究所
名城大学大学院

国際会員 小高猛司・崔 瑛
国際会員 李 圭太
学生会員 小林芳樹・武 楊

1. はじめに

旧版の「河川堤防の構造検討の手引き」¹⁾では, 浸透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圧密非排水(以下 CU)試験で求めることとしてきたが, 平成24年2月の改訂に伴い, 間隙水圧の計測を伴う圧密非排水(以下 \overline{CU})試験や圧密排水(以下 CD)試験が推奨されるように変更された²⁾。現場判断の自由度は高まったが, 不適切な試験条件を選択するリスクもある。本研究では, 適切な強度定数を設定するために, 実際の堤防から乱れの少ない砂質土を採取して三軸試験を実施し, CD, CU, \overline{CU} の各種条件で得られる強度定数について比較検討を行う。さらに, 変相状態で強度定数を評価する手法を提案し, その妥当性について議論する。

2. 試験の概要

土木研究所主導で, 開削調査中の河川堤防から, 砂質堤体土を手堀りで採取した(土研式サンプリング)。具体的には, 直径105mmの塩ビパイプを高さ195mmに切断し, 端面を鋭利に削ることで刃先に加工したサンプラーを, 小槌で慎重に打ち込むことによって採取した。採取後, 実験室に運搬してから凍結させ, 直径50mm, 高さ100mmの円柱供試体に成型した。凍結供試体を三軸試験装置に設置し, 二重負圧法による飽和化を行った後, 15時間程度の静置によって供試体を完全に解凍した。初期有効拘束圧は30, 50, 100および200kPaとし, 等方圧密後に排水(CD試験)ならびに非排水せん断(\overline{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。

図-1に各供試体の試験後の粒度分布を示す。図-1より, 採取した9つの供試体は多少のバラツキが見られるが, 細粒分を20%程度含む同粒径の試料であることがわかる。表-1に供試体の諸元を示す。乾燥密度および初期間隙比いずれも採取時の自然状態の値である。表より, 同じ堤体から採取した粒度分布がほぼ同じ試料であっても, 乾燥密度と初期間隙比は大きく異なることがわかる。

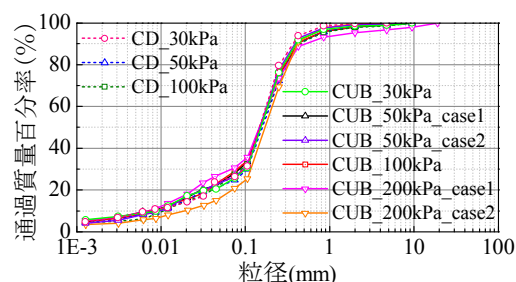


図-1 各供試体の粒度組成

表-1 各試料の供試体情報

試験	有効拘束圧	乾燥密度	初期間隙比
\overline{CU}	30	1.209	1.191
	50 CASE1	1.416	0.871
	50 CASE2	1.216	0.939
	100	1.367	0.925
	200 CASE1	1.279	0.929
	200 CASE2	1.204	1.072
CD	30	1.199	1.211
	50	1.376	1.201
	100	1.374	1.179

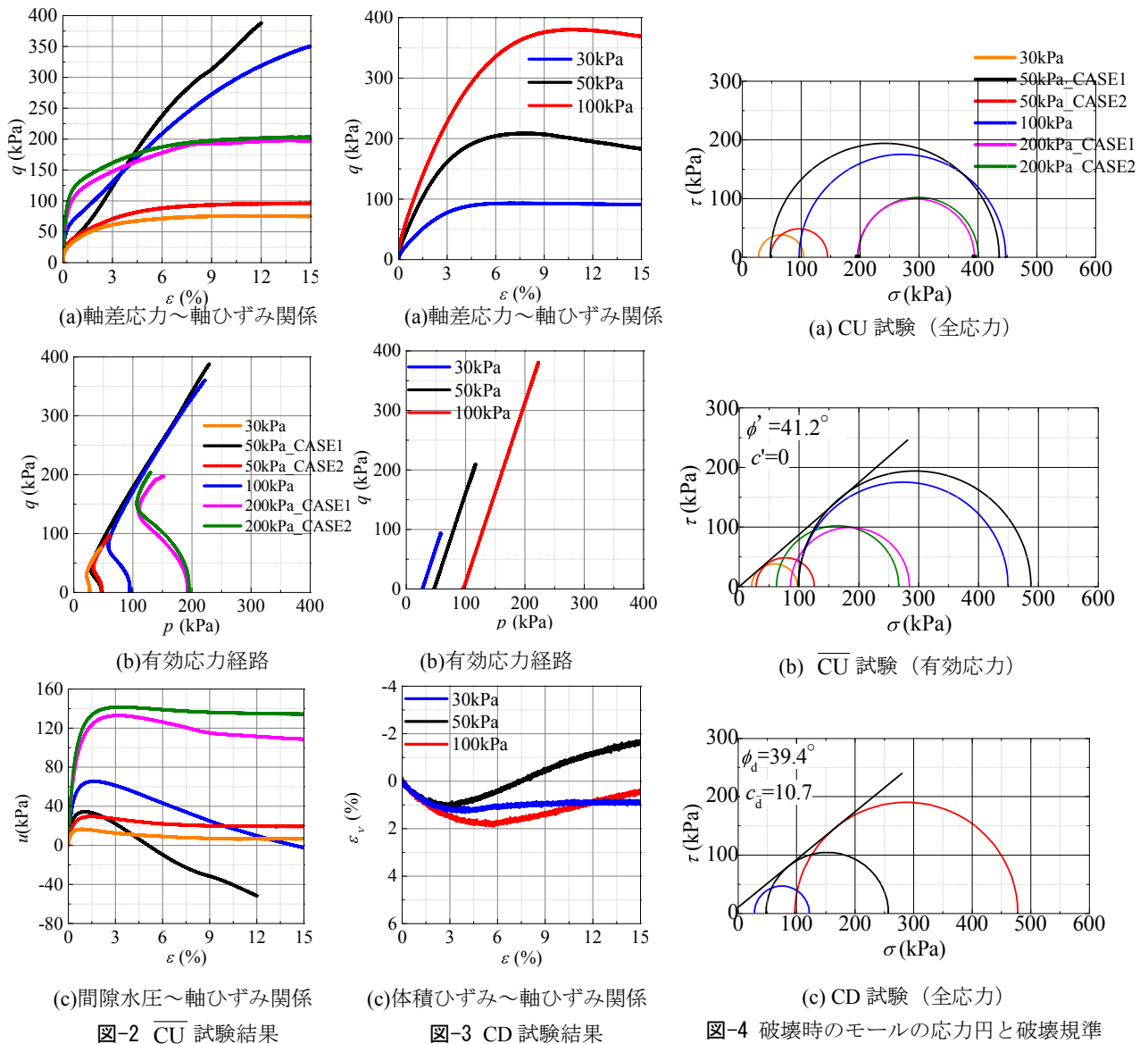
3. 乱れの少ない砂質土の強度定数

図-2に \overline{CU} 試験の結果を示す。軸差応力~軸ひずみ関係より, \overline{CU} 試験ではいずれの有効拘束圧の試験も, せん断終了まで軸差応力が増加し続けて試験を終了している。有効拘束圧50kPaおよび200kPaの試験に対しては, 異なる供試体で同じ試験を2回行った。有効拘束圧50kPaの試験では両者のせん断挙動は大きく異なるが, 有効拘束圧200kPaの試験ではせん断挙動に大きな差は見られない。有効拘束圧50kPaの試験では, 供試体の乾燥密度が大きく異なっており, 密度の高いCASE1の方がCASE2よりも大きな軸差応力が見られる。一方, 供試体の乾燥密度に大きな差がない有効拘束圧200kPaの両試験においては, せん断挙動もほぼ同様である。有効応力経路を見ると, いずれの供試体でもせん断初期に塑性圧縮し, その後正のダイレイタンスーが発現している。また, 乾燥密度が高い有効拘束圧50kPa_CASE1および100kPaの試験が, 変相後の軸差応力の増加も大きいことがわかる。

図-3には, CD試験の試験結果を示す。軸差応力~軸ひずみ関係より, 有効拘束圧50kPaの試験では軸ひずみ7%程度, 有効拘束圧100kPaの試験では軸ひずみ10%程度まで軸差応力が増加し, その後ひずみ軟化挙動が見られる。体積ひずみ~軸ひずみ関係より, 有効拘束圧50kPaの試験では軸ひずみ3%程度, 有効拘束圧100kPaの試験では軸ひずみ5%程度まで圧縮し, その後膨張に転じており, 膨張度合いは両ケースでほぼ同様になっている。一方, 有効拘束圧30kPaの試験では, 軸ひずみ6%程度まで軸差応力が増加し, その後一定値を示している。軸ひずみ~体積ひずみ関係からは,

Determination method of strength coefficients of river levee soils for stability inspection of seepage slip failure:

T. Kodaka, Y. Cui (Meijo University), K.-T.Lee (CTI Engg. Co., Ltd.), Y. Kobayashi and Y. Wu (Meijo University)



軸ひずみ 6%程度まで供試体が圧縮し続け、その後は膨張せず一定となっている。

図-4 に、破壊時のモールの応力円と破壊規準を示す。CU 試験を全応力で整理した場合（本研究では、便宜上 CU 試験と同等と解釈し、以下 CU 試験と表記する）、拘束圧に整合したモール円が得られず、破壊規準線は決まることがわかる。また、有効拘束圧 50kPa_CASE1 および有効拘束圧 100kPa の試験結果において、有効拘束圧 200kPa の試験よりも大きな軸差応力が得られたことによってモール円の逆転現象が見られる。これらの試験結果は、図-1 に示す粒度分布および表-1 に示す初期間隙比、初期密度等における供試体毎のバラツキを反映したものであると考えられる。一方、CU 試験（有効応力）や CD 試験においては、拘束圧に整合したモール円が得られている。これらの試験条件においては、供試体ごとに発揮されているせん断中のダイレイタンスー特性がモールの応力円に反映されているためであると考えられる。例えば、全く同条件の 50kPa_CASE1 および CASE2 では、非排水せん断強さが全く異なっているが全応力で整理すると、最小主応力は同じ 50kPa となるが、有効応力で整理すると密詰め挙動の CASE1 のモール円は負の過剰間隙水圧によって右にずれ、ゆる詰め傾向の CASE2 のモール円は正の過剰間隙水圧によって左にずれ、結果として有効拘束圧に整合したモール円になり、同じ原点を通る破壊規準線が得られている。

乱れの少ない砂質試料を用いて試験を行った結果、CU 試験は供試体のバラツキを直接反映するために強度定数の設定が困難であることが分かった。このような供試体による試験結果の不統一性は、全く同じ土質材料でできた堤防盛土の同深度で採取した場合であっても、わずかに採取した水平位置が異なることによって密度および間隙比が異なることが考えられる。あるいは、慎重にサンプリング作業は実施したものの、その作業過程において、また現場から試験室までの運搬過程において、さらには供試体成形のために一旦凍結したこと、その凍結試料をトリミングしたことなど、試験前に様々なプロセスを経ていることによって乱れが生じたことも十分に考えられる。一方、CU 試験や CD 試験では供試体のバラツキを反映したダイレイタンスー特性が試験結果に反映されるために、強度定数が容易に設定できる。

4. 適切な砂質堤体土の強度定数の検討

前章までの三軸試験結果から、 \overline{CU} 試験やCD試験においては、供試体毎に密度や間隙比のバラツキがあっても、せん断中のダイレイタンス特性に反映され、バラツキの影響が打ち消されるために、強度定数の設定が容易であることがわかった。ただし、CD試験による強度定数は、粒度組成や密度、間隙比にかなりのバラツキがある場合でも破壊規準線が明確に定まるという利点がある一方、堤防土によってはせん断中に大きな体積圧縮を伴うことがあるため、強度定数を過大評価するリスクを負う³⁾。

地盤工学会の三軸試験の試験基準においては、破壊を軸差応力の最大時か、最大値を持たない場合には便宜上軸ひずみ15%と定義している。しかし、堤体地盤が浸透時にすべり破壊を起こす際に、軸ひずみ15%相当の大ひずみレベルまで到達するとは考えにくい。さらに、堤防土が密詰めの場合には、非排水せん断時に軸差応力は単調に増加し続ける場合が多いが、それは正のダイレイタンスを極度に拘束するために軸差応力が増加し続けるだけであり、自然状態で堤体土が発現できる非排水せん断強度とは異なる。一方、堤防土がゆる詰めの場合には、排水せん断時にピーク強度を持たず、軸差応力が単調増加する場合が多いが、先述のように、軸ひずみ15%時には相当量の体積圧縮が生じており、当初の堤防土とは大きく異なる密詰め土の強度定数を求めていることと同じである³⁾。

本研究では、実務で無理なく、かつ合理的に強度定数を決定する手法として、 \overline{CU} 試験における変相角を用いることを提案する。すなわち、**図-5**に示すように、 \overline{CU} 試験の過剰間隙水圧 u が最大となる状態を目安にして強度定数を評価する。**図**より、 \overline{CU} 試験における変相時の軸ひずみは、有効拘束圧に応じて大きくなるが、高拘束圧条件でも3%程度である。

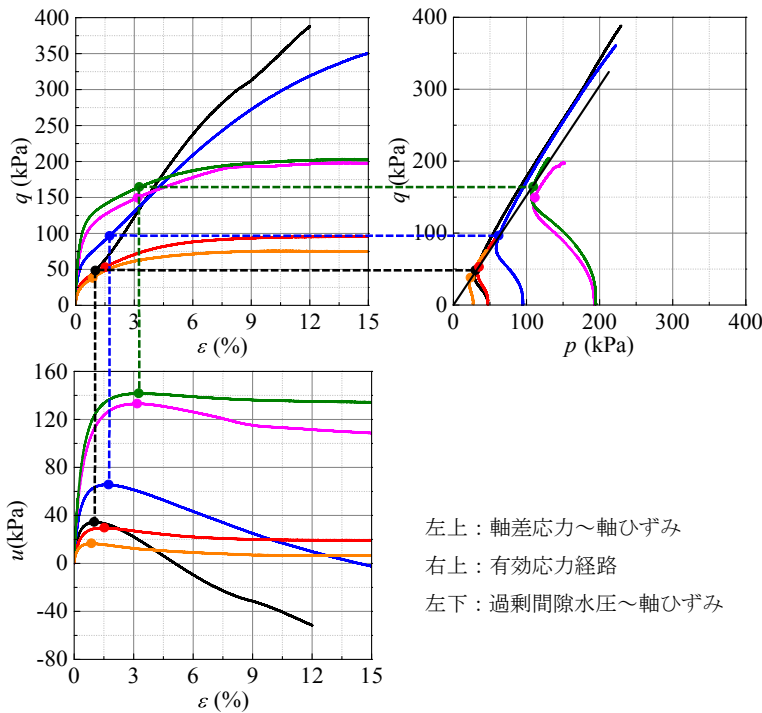


図-5 変相状態による評価（CU試験）

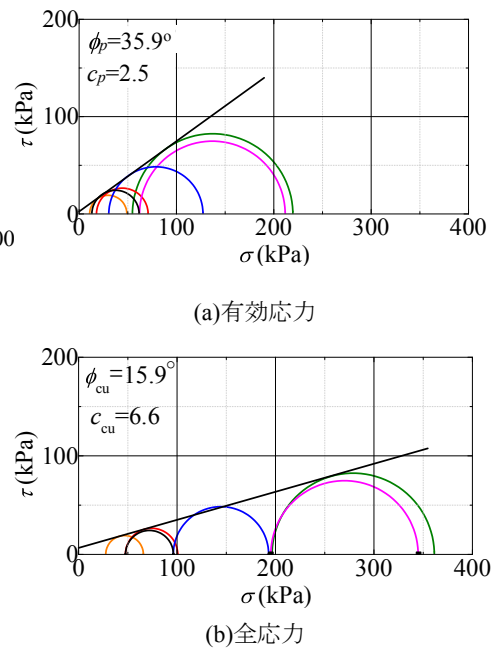


図-6 変相時のモールの応力円と破壊規準

図-6 (a)に変相状態の有効応力で評価したモールの応力円と破壊規準を示す。また、この変相状態で評価する内部摩擦角を、ここでは ϕ_p と呼ぶこととする。 ϕ_p は試験基準に従い決定する ϕ よりも若干小さくなる。今回検討した試料はやや密詰め砂であり、**図-5**の有効応力経路に示すように、変相後の軸差応力の上昇は、完全非排水条件という半ば非現実的な条件下における正のダイレイタンスの拘束によるものであり、実際のすべり破壊時では期待できる現象ではない。その意味でも、非排水せん断試験の軸差応力は、変相状態までの評価でとどめておくことが妥当であると考えられる。

浸透時のすべり破壊の安定性検討は全応力法の円弧すべり解析で実施される。その全応力法の本質から言えば、洪水時の浸潤時のすべり面上の有効応力状態における非排水せん断強度を適用して解析すべきである。その意味で本来はCU試験で強度定数を評価するのが妥当であり、改定前の「手引き」においてはそれが標準であった¹⁾。しかし、砂質土の場合には、完全非排水という試験条件自体が、特に密詰め砂の場合においては非現実的な試験結果を導き出すことをすでに前章までの試験結果で示した。ただし、あくまで全応力解析に本来合致するCU条件を活かす立場をとれば、変相時の軸差応力を非排水せん断強度（の倍）として用いる方法も考えられる。**図-6 (b)**は**図-6 (a)**の結果を全応力で整理した

変相時のモールの応力円と破壊規準である。評価するひずみレベルが小さいので、図-4(a)で見られた拘束圧に準じない「ばらつき」の程度は小さく、強度定数の評価は可能である。換言すれば、CU試験における試験結果のバラツキは、正のダイレイタンスの拘束に伴って軸差応力が増加するような大きなひずみレベルにおいてはじめて顕在化するものである。全応力で評価した内部摩擦角は非常に小さい。ただし、試験基準ではCU試験の強度定数をモール円の破壊包絡線では評価しないので、もう少し大きな値となるが、いずれにしても、密詰め砂でありながらかなり小さな値として評価されることになる。このような小さな強度定数は現実の照査・設計には不適であり、洪水時ならずとも常時の安定性すら維持できない判定になりかねず、現実的ではない。この問題は、比較的ゆる詰め傾向にある堤防土の場合も同じである³⁾が、やはり完全非排水という極端な条件下で、その場合には正の過剰間隙水圧が十分に発生できる前提で成り立つ試験結果であることに注意すべきである。粘性土であれば、間隙水による体積拘束は十分に現実的に起こりえる現象であっても、浸透破壊を検討している砂質土に適用してよい条件であるかは議論が必要である。CU試験（全応力）による評価は安全側ではあるが、公共事業と雖も過度な安全側にはすべきではなし、そもそも現実的には考えがたい値を使うべき理由もない。以上のことから、CU試験は砂質堤体土の強度定数評価には適切な試験ではない。

一方、砂質堤体土の場合には、透水性が高いことが多いためにCD試験で強度定数を決定すべきとの議論も根強くある。

改訂後の「手引き」において、CD試験も推奨されるのはその理由であり、そもそも有効応力規準の \overline{CU} 試験が推奨されるのも、CD試験の代用、すなわち排水せん断強度を求める試験としての位置づけである²⁾。ただし、主働崩壊に近い堤体のすべり破壊に対して、密度変化を伴うことが前提のCD試験の強度定数をそのまま適用するのには疑問もあり、浸透すべり破壊時の砂質堤体土の強度発現のメカニズムを、より詳細に検証する必要がある。

図-7はCD試験結果であるが、右上の有効応力経路に図-5で示した \overline{CU} 試験での変相線を描き加え、その変相状態に対応するCD試験における応力とひずみの状態を検討したものである。いずれの供試体でも、最大体積ひずみ発生時、すなわちCD試験においての変相状態とほぼ等しい。したがって、変相時の有効応力規準で求めた内部摩擦角 ϕ は、骨格構造が大きく遷移していないひずみレベルでの排水せん断強度を求めることと等価であり、全応力の円弧すべり解析に用いる合理性は十分に担保されている。

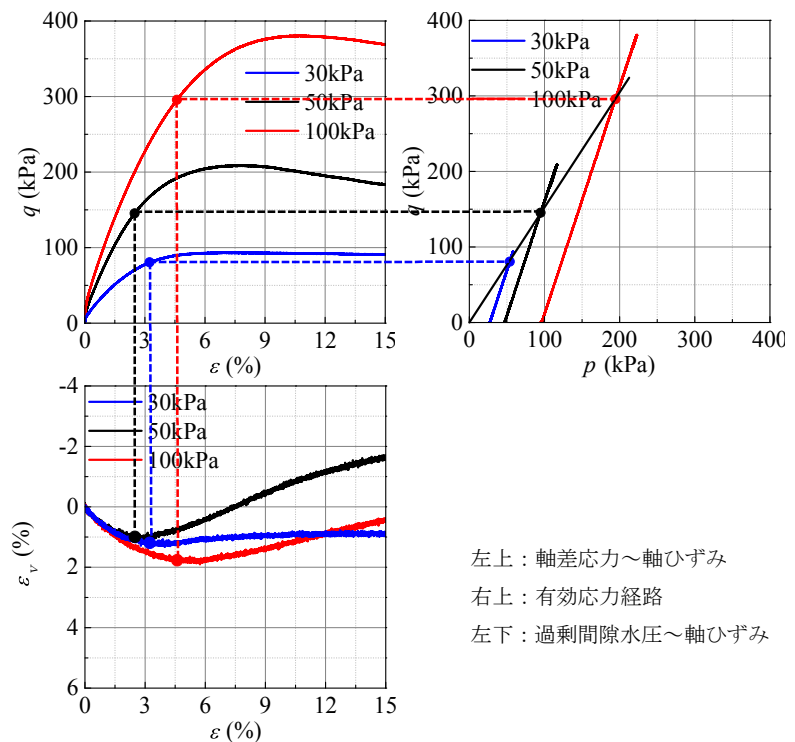


図-7 CD試験における \overline{CU} 試験の変相状態

5. まとめ

実在の河川堤防から乱れが少ない試料の採取を試みたが、採取時や運搬時の乱れ、または、元々の地盤の締固め履歴等の影響などによって、供試体に密度や間隙比の差が生じた。この供試体毎の差はCU試験の結果に顕著に表れることがわかった。また、密詰め砂のCU試験では、完全非排水条件ゆえに過大な非排水せん断強度が発現するため、砂質堤体土の強度定数を設定する試験条件として適切ではないこともあわせて示した。

本研究では浸透すべり破壊の検討に用いる強度定数を、合理的かつ実務レベルで無理なく評価する方法として、 \overline{CU} 試験の変相状態で評価する方法を提案した。 \overline{CU} 試験の変相状態は、堤体土の骨格構造が初期状態から大きく遷移していない状態の排水せん断強度を評価できるため、河川堤防の浸透すべり破壊の照査・設計の実務において、適切な強度定数設定法であると考えられる。

なお、河川堤防土の試料採取にあたり、(独) 土木研究所の石原雅規氏、高知大学の原 忠教授に多大なご協力をいただいた。また、本研究は、国土交通省平成24年度河川砂防技術研究開発「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(研究代表者・小高猛司)」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.

堤体材料の不均質性とそれがもたらす力学挙動の不確実性に関する数値解析

空間的不均質性 有限要素解析 モンテカルロ・シミュレーション

群馬大学 学生会員 ○佐竹 亮一郎
群馬大学 国際会員 若井 明彦

1. はじめに

土構造物は必ずしもその材料特性や作成履歴などが明らかでない場合があり、それが力学挙動の予測を困難なものにしている。今後土構造物の新規、改良設計においては材料の数値的、空間的不均質性とそれがもたらす挙動の不確実性を考慮した信頼性設計が重要であると思われる。本研究ではその前段の基礎的な検討として、河川堤体を例に、不均質性を数理モデル化し有限要素解析に数値として入力した。また、解析を各試行としたモンテカルロ・シミュレーションを実施し、結果を統計的に整理することで不均質性が結果のばらつきにどのように寄与するのかを検討した。

2. 不均質パラメータのモデル化

2.1 解析対象

解析対象は茨城県内の利根川下流飯島地域の堤体地盤である。10m以深が基礎地盤であり、堤体中央には樋管開削工事が実施されている。

解析に入力する物性値の元データとして、本検討では現地で行われた表面波探査試験によって得られたVs分布を採用した。サウンディングのような貫入試験と違い反射波を利用するため、礫が存在しても一定深度までの地盤の硬軟を面的に把握できる。

図-1に堤体縦断面におけるVs分布図(関東地方整備局HP²⁾より引用)を示す。10m以深ではVs値が比較的大きく、基礎地盤部を表していると判断できる。また、中央樋管部周辺にVs値が特に小さい部分があり、掘り返しにより土が柔らかくなっている部分と思われる。本研究では明白に材料特性が違う場合は別材料として扱い、それぞれに対し不均質性を検討すべきという方針の下、堤体地盤と明らかにVs値が異なる基礎地盤部および樋管部の左右20mは検討から除外した。実際の解析領域は図中の枠線内である。

2.2 不均質モデル

数値のばらつきを検討する方法としては、物性値の分布特性を把握するのが一般的である。本検討ではそれに加え、物性値の空間的な相関性を考慮することで数理モデルを作成した。

まず、Vs値の分布特性を把握する。著者らの研究²⁾より、図-2に実際に観測されたVsの分布を示す。割合の分布を単位幅10m/sで除すことで確率密度の分布とした。Vsの平均値 μ は128.6m/s、標準偏差 σ は6.5m/sであった。それを元に作成した正規分布を図-2に示す。モデル化にはこの μ および σ から得られる正規分布を使用する。

次に、材料内の空間的相関性をモデル化するため、Vs分布内の任意の2点間における相関性を検討した。相関の強さは

共分散と分散の比である自己相関係数として求められる。物理的には、相関性は空間的な距離が離れるほど低下する。そこで、空間的な相関性を表す近似式を以下のように仮定した。

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

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

rは2点間の距離、Lは自己相関距離である。自己相関距離は相関性を支配する定数であり、L増加に伴い距離が離れても相関性が低下しにくくなる。(1)は一般形であり、これを2次元平面に適用する式として(2)を採用した。

実際の検討方法としては実際の観測値内の自己相関係数の分布を定義式によって求め、近似式を用いてフィッティングを行うことで自己相関距離Lを決定した。詳細な手順については著者らの研究²⁾を参照されたい。Lの水平方向、鉛直方向の分布を検討した結果、ともに定性的な傾向は見られなかった。そこでモデル化の際には平均値を代表値として用いることとした。Lxは8.0m、Lyは1.2mであり、水平方向の相関が強い結果となった。

以上で得られた分布特性および空間的相関性を合わせて不均質モデルとし、以下の解析ではこの不均質モデルを用いた。

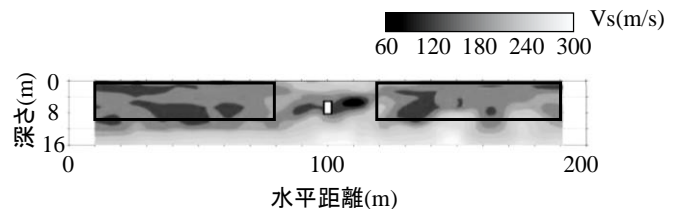


図-1 Vs分布図

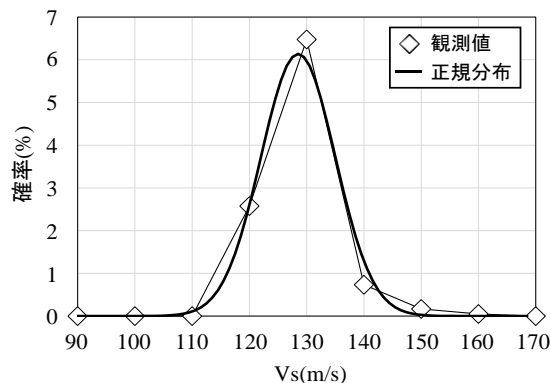


図-2 Vs確率密度分布図

3. 解析と検討

3.1 解析概要

不均質性を反映した FEM による地震応答解析と、それを各試行としたモンテカルロ・シミュレーションを実施した。解析断面は検討対象である堤体の仮想横断面とした。図-3 に有限要素分割図に、不均質モデルを反映させた Vs 分布を出力したものを示す。力学モデルは UW モデル (Wakai & Ugai, 2004)³⁾を使用した。検討ケースは、実際に観測された Vs 値から得られた μ , σ , L の値を用いた基本ケースに加え、L1/2 倍, L2 倍, $\sigma 2$ 倍といった不均質性を支配するパラメータ (以後不均質パラメータと呼称)を変化させたものの計 4 種類とした。また、比較用に物性値が一樣である均質ケースについても解析を行った。表-1 に各ケースの材料定数および不均質ケースの詳細を示す。不均質ケースでは材料定数は要素ごとに Vs 値を材料物性値 (G, E, ϕ , ψ) に変換し、各パターンにおける値を決定した。入力地震波は兵庫県南部地震時の神戸海洋気象台での地表面観測波形を使用した。図-4 に入力地震波形を示す。

3.2 モンテカルロ・シミュレーション

図-5 にモンテカルロ・シミュレーションによって得られた天端沈下量の確率密度分布を示す。試行回数は各 200 回である。

全体的な分布の傾向を見ると、尖度は L1/2 倍が最も大きく、次いで基本, L2 倍, $\sigma 2$ 倍となっており、不均質パラメータが大きくなるほど結果の不確実性が大きくなっている。また、不確実性増大に伴い分布の最頻値が左側(安全側)へ、中央値が右側(危険側)へ移動し、均質ケースより危険な結果の割合が増加するという対数正規的な分布形状であることが分かる。この傾向は既往の研究⁴⁾の結果と一致している。また、不均質ケースのうち、 $\sigma 2$ 倍については最頻値の周辺以外にも凹凸が見られ、理論曲線に照らして解釈することが困難な形状である。このことから、不均質パラメータが大きくなるほど必要な試行回数が多くなり、実設計において計算に要する時間が増加すると考えられる。

表-1 材料定数および不均質ケース詳細

	均質ケース	不均質ケース
Vs(m/s)	128.6	要素ごとに決定
ϕ (deg)	30.1	
ψ (deg)		
E(kPa)	81931	
c(kPa)		10
γ (kN/m ³)		18
ν		0.35

	μ (m/s)	L(m)	σ (m/s)
基本	128.6	Lx = 8.0 Ly = 1.2	6.5
L1/2倍		Lx = 4.0 Ly = 0.6	
L2倍		Lx = 16 Ly = 2.4	
$\sigma 2$ 倍		Lx = 8.0 Ly = 1.2	

4. まとめ

不均質ケースは対数正規的な分布形状を示し、均質ケースより危険な解析結果が多分に観測された。また、不均質パラメータが大きくなるほど結果の不確実性が大きくなり、必要な試行回数が増える可能性が示唆された。今後は継続解析に加え、本検討では実施しなかった複数材料での解析を実施していく必要がある。

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/ktrcontent/content/000062123.pdf>, p15.
- 2) 佐竹亮一郎・若井明彦, 2013, 不均質な堤体材料におけるせん断波速度のモデル化例, 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, pp83-84.
- 3) Akihiko Wakai and Keizo Ugai, 2004, A simple constitutive model for the seismic analysis of slopes and its applications, Soils and Foundations, Vol.44, No.4, pp83-97.
- 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.

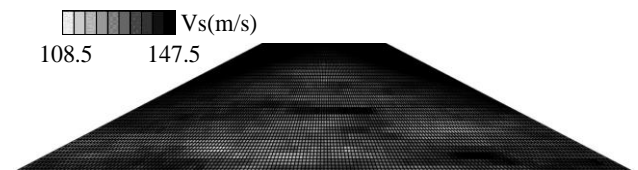


図-3 不均質 Vs 分布例

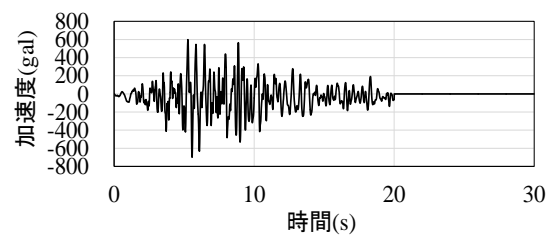


図-4 入力地震波形

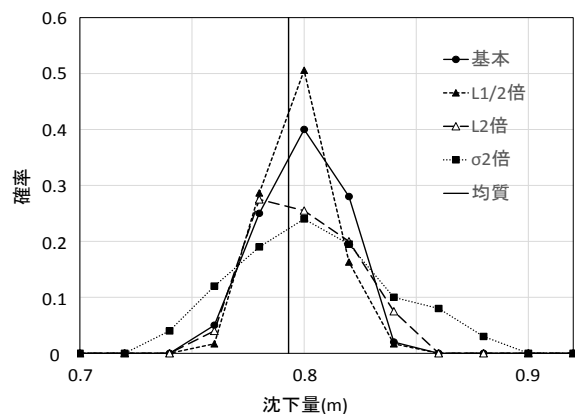


図-5 モンテカルロ・シミュレーション結果 (沈下量の確率密度分布)

堤防一般部および樋管等特殊部堤防を含む質的安全性の縦断評価の試み

河川堤防, 樋門・樋管, 安全性照査

株式会社建設技術研究所 正会員 ○蛭原雅之
株式会社建設技術研究所 翼龍太郎
株式会社建設技術研究所 若杉耕平

1. はじめに

河川堤防の質的整備の一環として浸透に対する安全性照査が行われているが、その対象は土堤の堤防一般部に限られ、樋管設置部等の特殊部は通常は対象外となっている。また、数百 m～数 km の細分区間毎に代表断面を設定して照査し、その結果を細分区間の縦断方向全体に適用して補強対策等を行う場合もあり、対策区間が必ずしも必要十分とは限らず、対策範囲設定の精度向上やコスト縮減の余地がある。このような背景から、本稿は、堤防の質的安全性に関する縦断方向の評価および樋管部等評価のためのツール作成と、これを用いた事例検討により、量的評価と同等の縦断密度による一連堤防としての質的評価を試みたものである。

2. 概要

河川堤防の詳細点検や設計では、土堤の堤防一般部を対象に、数百 m～数 km の一連区間毎に代表断面を設定し、有限要素法断面二次元浸透流解析や円弧すべり計算等による「浸透に対する質的安全性照査」¹⁾が『堤防の質的評価』として行われている。

一方、河川改修の優先区間の議論等では、『河道の量的評価』として細かい縦断ピッチ（例えば 0.2km 毎の横断面）で流下能力等を評価するものの、質的安全性の縦断分布はそこまで細かくは考慮していない。また、既存の代表断面モデルは河川縦断における位置付けが一定ではないため、安全性分布や弱点部の検討に適さない場合がある。

さらに、樋管設置部等の特殊部は通常の堤防点検では対象外であり、外観・函内観察や連通試験等による変状調査・補修により、対症療法的な管理がされている²⁾³⁾。

このような「量的議論と質的議論の縦断密度のアンバランス」、「一連堤防としての安全性評価の必要性」等の課題認識と対応方法に関して、小貝川左岸下流部を対象に、以下の事例検討を行った。

- ① 定期横断測量あるいは L P (レザプロファイ) データと土質想定縦断図を活用する縦断分析手法の考案と分析ツールの作成、および [堤防一般部] における質的安全性の縦断方向の評価
- ② L P データと土質想定縦断図を活用し、樋管や樋管周辺空洞化の影響を考慮する縦横断(三次元)分析ツールの作成、および樋管設置部等の [特殊部] を対象とする質的安全性の評価

3. 質的安全性の縦断方向の評価に関する事例検討

質的安全性の縦断方向の評価を行うため、『縦断分析の観点で質的安全性を評価する横断簡略化モデル』を設定し、『安全率を満たす限界河川水位（以下、質的な許容外水位と呼ぶ）の縦断分析』を行った。

(1) 横断簡略化モデルの設定

柱状図 DB 等から作成した「土質想定縦断図（天端川表沿い・裏のり尻沿い）」を定期横断測量データに重ねた横断簡略化モデル（図-1）を用いて浸透流解析を行い、既往堤防詳細点検時の代表断面（10 断面）における解析結果と比較した。

ここでは、物性設定による解析結果への影響を把握するために感度分析を行った。透水係数等を表-1 の 5 パターンで設定し、図-2 に示す「裏のりすべり安全率」「局所動水勾配」「G/W（被覆土重/揚圧力）」について比較した。

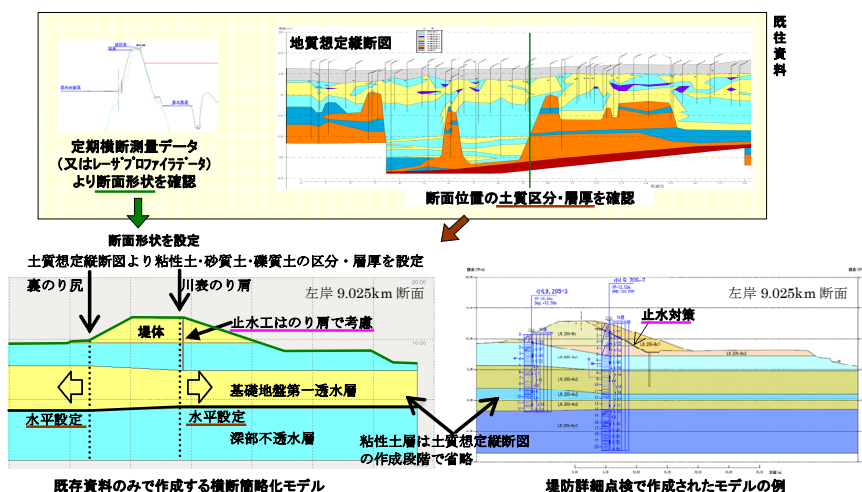


図-1 横断簡略化モデルの設定概要

Longitudinal safety evaluation of levee including the sluice outskirts embankment

Masayuki EBIHARA CTI Engineering Co., Ltd.
Ryutaro TATSUMI CTI Engineering Co., Ltd.
Kouhei WAKASUGI CTI Engineering Co., Ltd.

パターンaは全層に対して既往点検時と同等の試験値等を与えることから最も厳密であり、一方、パターンeは全層に一般値を与える最も簡略な設定である。

浸透破壊指標（局所動水勾配，G/W）は特に裏のり尻付近の水頭分布に、のりすべりの安全率は堤体および基礎地盤浅部の地盤特性や浸潤状況に依存しており、基礎地盤第一透水層まで試験値等を考慮する「パターンc」により「パターンa,b」と同様の照査結果が得られた（図-2）。また、既存解析と比較した結果、「裏のりすべり安全率」「局所動水勾配」「G/W」のいずれも、照査基準値付近における安全性の過大評価は10断面中1断面と限定的であった（図-3）。

よって、基礎地盤第一透水層まで試験値等を考慮すれば、『横断簡略化モデル』が縦断分析において実用性を有すると判断した。

(2) 縦断分析で考慮する外力および指標

質的な許容外水位を算出するにあたり、降雨による影響と河川水位による影響とは区別する必要がある。そこで代表断面に対して、表-2の感度分析を行い、本対象区間における以下の傾向を確認した。

- ・裏のりすべり安全率は、「堤体が粘性土で基礎地盤が砂質土」の場合に河川水位の影響を受ける。ただし、安全率は2.0を超えて十分に安全となる。
- ・局所動水勾配は、「堤体が砂質土」の場合に降雨に、「堤体が粘性土で基礎地盤が砂質土」の場合に河川水位に影響される（図-4）。また、G/Wは河川水位に影響される。

以上より、「河川堤防構造検討の手引き」に準拠する洪水時河川水位波形を外力、「局所動水勾配」と「G/W」を指標とし、河川水位の影響を受けると想定される土質構成【堤体が粘性土で基礎地盤表層が砂質土層、または基礎地盤が表層から順に粘性土層・砂質土層】となっている区間を縦断分析の対象とした。

(3) 堤防の質的安全性の縦断分析

簡略化モデルとはいえ、有限要素法の断面メッシュモデルを多数構築する作業負荷は大きい。そこで、「横断測量データ」「土層区分・厚層」「河川水位波形」の数値入力のみで格子モデル（堤体付近20cm幅）を自動生成して浸透流解析を行う有限差分法の縦断分析ツールを作成して計算を行った。

分析結果（図-5）から、以下の新たな知見を得た。

- ・既存の代表断面照査で基準値を満たさなかったのは13.5km断面のみだが、縦断分析では9.4kmと17.2kmの付近も質的な許容外水位が計画高水位より低く算出されており、地盤漏水やパイピング等に留意することが望ましい。

(4) まとめ

縦断分析を行うことにより、代表断面照査で把握仕切れない弱点部の抽出、あるいは対策範囲の絞り込みや適正な範囲設定等に寄与できる可能性が示唆された。

表-1 浸透流解析の物性値設定パターン

パターンa	堤体・基礎地盤の全層が代表断面と同等の試験値等
パターンb	深部不透水層のみ一般値を適用
パターンc	深部は一般値で、基礎地盤第一透水層まで試験値等
パターンd	基礎地盤全層を一般値とし、堤体のみ試験値等
パターンe	堤体・基礎地盤の全層を一般値

※透水係数一般値は、砂質土層を1E-5(m/s)、粘性土層を1E-7(m/s)と設定

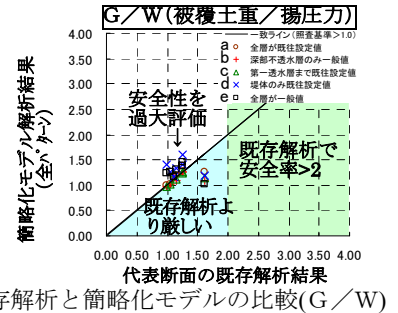


図-2 既存解析と簡略化モデルの比較(G/W)

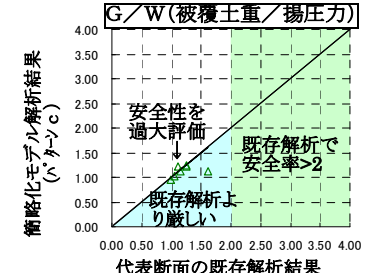
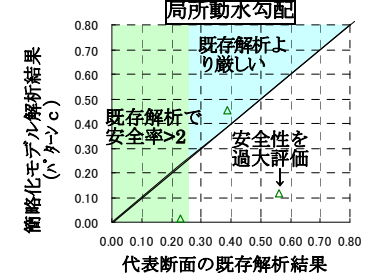
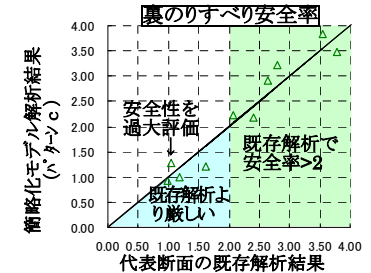


図-3 既存解析と簡略化モデル(パターンc)の比較

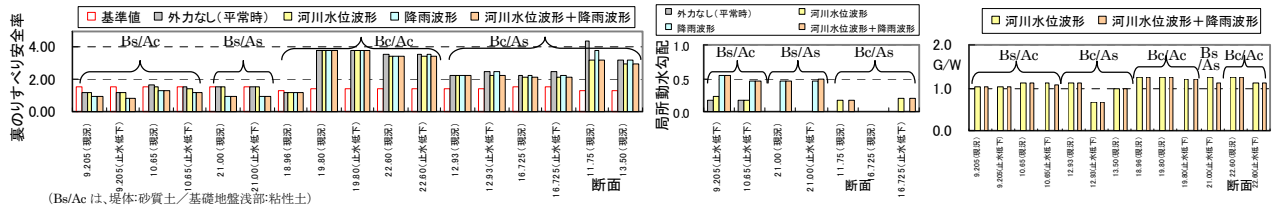


図-4 外力条件および止水機能喪失(老朽化)有無による感度分析の結果

表-2 外力条件等による感度分析の概要

簡略化モデルによる感度分析(代表10断面)		評価が河川水位波形に左右される断面および許容外水位	
外力条件 a.外力なし b.河川水位 c.降雨 d.河川水位+降雨	老朽化の条件 現況 止水対策機能喪失	安全率: 2/10断面	※HWLでNGは13.5kmのみで、許容外水位12.84m(c.d.同じ)
		動水勾配: 2/10断面	
G/W: 7/10断面	安全率: 2/7断面	動水勾配: 1/7断面	※HWLでNGは12.93kmのみで許容外水位12.67m(c.d.同じ)
		G/W: 6/7断面	

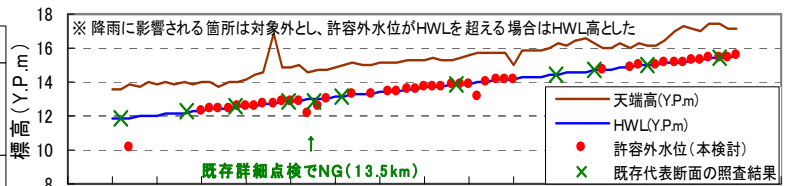


図-5 既存モデルと簡略化モデルの結果比較(G/Wの許容外水位)

4. 樋管設置部等の評価に関する事例検討

一連堤防としての安全性評価には、樋管設置部や近傍の取付部等を含めた評価を行う必要がある。また、樋管設置部に関しては樋管周辺空洞化や遮水工劣化等の影響にも配慮することが望ましい。そこで、樋管周辺空洞化による浸透流動への影響に配慮した浸透流解析ツールを作成した上で、空洞化履歴のある樋管を対象に事例検討を行った。

(1) 対象樋管および隣接堤防の状況

検討対象は、設置後70年以上が経過した小規模排水樋管である(図-6)。過去に門柱を付け替えた際に門柱部分を支持杭基礎とし、門柱下部に長さ3mの止水矢板を設置した経緯があり、空洞化対策として2度のグラウト充填を行っている。

また、当樋管取付部の堤防は、図-7に示すように、上下流の堤防一般部と比べて堤体や高水敷が薄く、一連堤防として相対的な弱点となっている可能性がある。



川表側
川裏側
設置年：昭和12年
主な応急対策工事：門柱付け替え(S60)
グラウト対策(S62, H11)
函体構造：0.6m(管径)×1連×18.0m(長)
基礎形式：函体 木杭4.0m 門柱 支持杭17.0m

図-6 対象樋管の概要

(2) 解析ツールの特徴

本検討で用いた解析ツールは、樋管周辺空洞の有無による浸透流動や圧力伝播への影響に配慮し、土中の水の流れにはダルシー式を適用する一方、空洞内には開水路運動方程式の拡散波近似モデルを圧力単位式として導入し、従来の浸透流解析の機能を拡張している。

(3) モデル化の手順・仕様

現地の堤体形状や地盤高の縦横断分布はLPデータを用い、土質構成(堤体:粘性土, 基礎地盤浅部:砂質土, 深部:粘性土)と層厚は周辺の既存柱状図から設定した。また、計算格子(グリッド)モデルの離散化は、以下の格子幅を目安に差分展開している。

【計算格子(グリッド)幅の設定概要】

- 鉛直：堤体付近50cm・深部40cm~2m・樋管下部1~3cm
- 横断：堤体付近50cm・堤内地1~5m・堤外側1.5~5m
- 縦断：樋管付近50cm~3m・堤防一般部4~10m

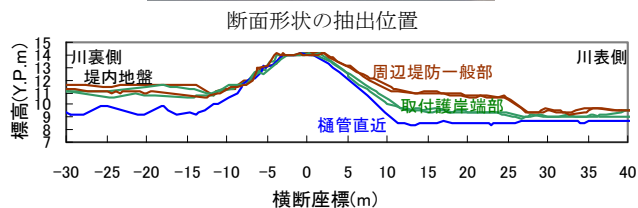
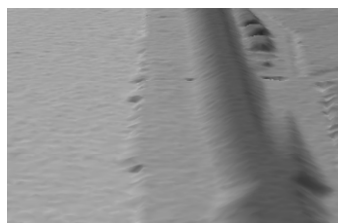
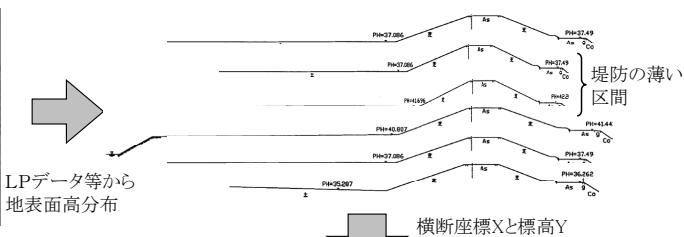


図-7 樋管周辺堤防の断面変化(LPデータより作成)

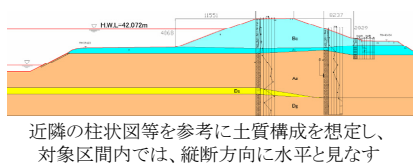


樋門隣接区間(数十m)では縦断線形は直線とみなす

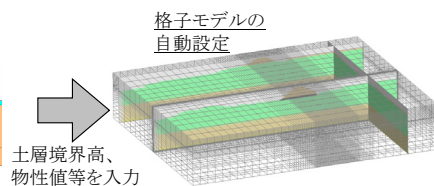


LPデータ等から地表面高分布

横断座標Xと標高Y



近隣の柱状図等を参考に土質構成を想定し、対象区間内では、縦断方向に水平と見なす



格子モデルの自動設定

- 出力
- ・浸透破壊指標「局所動水勾配」の縦断分布
 - ・円弧すべり解析の浸潤面データ

図-8 モデル化の手順

(4) 現地計測データの再現計算による物性設定調整および空洞・連通状況の評価

洪水時の解析を行うにあたり、透水係数や空洞・連通状況を適切に考慮する必要がある。そこで、樋管設置部における既存の現地計測データ(連通試験データ⁴⁾を活用)の再現計算を通して物性条件等の設定調整を行った。再現対象とした連通試験の概要を図-9に、計算結果を図-10に示す。

連通試験では、No.3孔、No.2孔、No.1孔の順に水深約70cmを一定時間維持して注水し、その時の他2孔の水位変動を計測している。これを比較的良好に再現できる設定仕様を試行錯誤的に求めた。

【モデル設定仕様の調整結果】

- ・透水係数 堤体：1.0E-5cm/sec(近隣地質調査資料より想定)
- 基礎地盤：2.5E-3cm/sec

- ・空洞 空洞高：1cm（グラウト実績有り）
空洞幅：門柱部の函体横断方向 2m の範囲
- ・止水矢板 打設深さ：3m（台帳より）
打設幅：門柱部の函体横断方向 4m（台帳より）
遮水性：低下（厚さ 1cm に対し $k=2.0E-3\text{cm/sec}$ ）

(5) 洪水時の予測解析

樋管下部の空洞・連通による裏のり尻の浸透破壊指標に対する影響に着眼し、以下の 4 ケースを想定して洪水時の予測解析を行った。

【予測解析ケース】

- ケース1：現況（門柱付近で空洞・連通，連通試験時点）
- ケース2：空洞化無し・止水機能維持（樋管設置時点）
- ケース3：空洞拡大時（天端下部まで空洞・連通拡大）
- ケース4：空洞拡大時（裏のり尻付近まで拡大）

洪水時における，裏のり尻の鉛直方向局所動水勾配の縦断分布をみると（図-11），空洞が川表から裏のり尻付近まで堤体幅全体に拡大するケース4では，ケース1（現況）やケース2（樋管設置時点）より樋管位置の局所動水勾配が上昇する．一方，空洞が川表から天端下部までのケース3ではほとんど変化しておらず，高透水性基礎地盤のため川表からの浸透流動や伝播圧力が河川縦断方向に消散し，空洞や止水矢板の有無が裏のり尻の局所動水勾配に影響しない状況となっている．このような場合，止水矢板は土粒子の移動・流失等を直接的に防ぐ予防措置として機能している。

また，堤防の薄い樋管付近に加えて，樋管から下流に 40m の付近も，局所的な窪地の影響で局所動水勾配が上昇した。

いずれも照査基準（ <0.5 ）は満たすが，樋管直近では最大で 0.4（基準値の 8 割）近くまで上昇する場合があると予測されたことから，『空洞・連通に伴う水頭伝播状況の変化を察知するための水圧モニタリング』等が持続的な安全確保に有用と思われる。

(6) まとめ

従来，概ね 5 年毎の詳細点検で空洞化の状況を確認してグラウト充填等で対処しているが，一方で，空洞化と充填を繰り返している樋管も存在する。

空洞は破壊要因になり得ることから，樋管部のような特殊部も質的評価の対象とし，既往最大空洞履歴等を考慮した洪水時の安全性評価を行うことが，一連構造物としての堤防の安全確保に資すると考えられる。

5. おわりに

本稿では，堤防縦断方向および樋管等近傍を対象に，一連堤防としての質的安全性の評価を試みた。

検討対象が単一河川の一部区間であり，また質的評価項目の全てを網羅していないことから，必ずしも汎用的知見が得られたわけではない。

しかしながら，LPデータの整備や物理探査・CIM技術等の普及，土質・地質構成等の三次元情報の蓄積等を背景に，堤防縦断方向の連続評価により，質的観点からの改修区間や優先区間設定，あるいは弱点箇所抽出等に資する可能性が示唆された。また，樋管近傍区間や空洞・連通状況を考慮する縦横断分析により，平均動水勾配が大きくなっている取付部等の安全性評価，堤内側の窪地等による潜在的リスクの発見，空洞拡大時の予測解析を踏まえたモニタリング・水防の重点化等への寄与が期待できる。

計算機の能力向上や三次元モデルの一般化，地表面高分布や地盤情報の充実を踏まえ，『堤防の質的評価』についても『河道の量的評価』と同等以上の縦断密度で行い，これを河道検討に反映して改修計画等の合理化・効率化を図ることが望ましいと考え，具体的手法の一例として事例検討結果を紹介したものである。

最後に，既往資料等を閲覧・参照させて頂いた国土交通省関東地方整備局下館河川事務所に厚く謝意を表します。

《参考文献》

- 1) 財団法人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.
- 2) 国土交通省：樋門等構造物周辺堤防点検要領，2012.
- 3) 中山他：連通試験法を適用した樋門周辺堤防の漏水危険度の検討，河川技術に関する論文集，Vol.6，2000.
- 4) 下館河川事務所：H19 樋管等構造物評価検討業務報告書

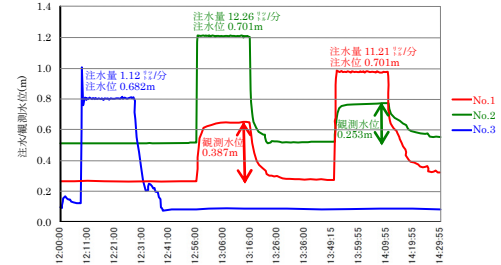
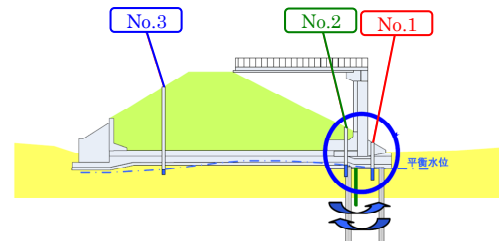


図-9 再現対象とした水位計測データ⁴⁾に加筆

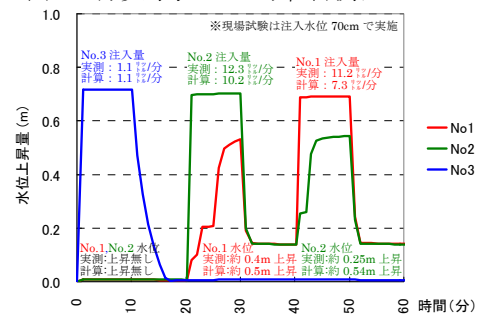


図-10 再現計算結果および計測値との比較

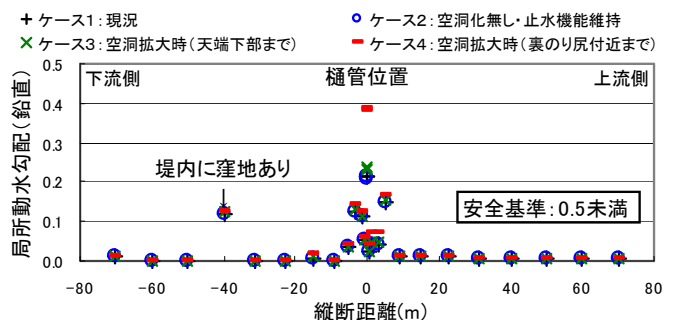


図-11 局所動水勾配（鉛直）の縦断分布

大規模洪水時における堤防の浸透，裏法滑りによる破壊確率の評価法に関する研究

浸透流解析 信頼性解析 破壊確率評価

中央大学大学院

○田端 幸輔

中央大学研究開発機構

福岡 捷二

1. はじめに

近年，洪水外力の規模の増大，頻度の増加によって，水災害が毎年のように発生している状況にあり，流域が抱えるリスクを踏まえた総合的な減災適応策の立案が強く求められている．このためには，堤防破堤個所の推定技術の確立が喫緊の課題である．長大な線状構造物である堤防の破堤箇所を推定するためには，堤防断面形状に加えて，堤体前面の水位波形，堤体土質の不確実性を考慮する必要がある．しかし，現在の河道計画では H.W.L.（暫定堤防区間ではスライドダウン高一計画余裕高）を基準とし，これ以上の水位となると破堤するものとして，堤防の治水機能が評価されている．また，パイピング及び法面滑りに関する堤防詳細点検では，H.W.L.を上限とする外力設定が行われるとともに，土質の不確実性は考慮されていない¹⁾．このように，洪水時における堤防の安全性について，評価方法も含めて十分な検討がなされていないのが実情である．本研究では，堤防の安全性評価技術の確立を目指し，水理解析モデルと，堤体のボーリング調査データに基づいた信頼性解析を用いて，堤防の浸透，裏法滑りに関する破堤確率の縦断分布を算出する方法を提案する．また，本手法を，H.W.L.を超過する規模となった梯川の平成 25 年 7 月洪水に適用し，浸透及び滑りによる破壊確率を検討する．

2. 破壊確率の算出方法

(1) 計算の流れ

本研究では，堤防前面水位の時間変化（水位ハイドログラフ）の縦断分布を入力条件とし，土質定数を確率変数として扱う信頼性解析によって，堤防破堤確率を算出する手法を提案する．堤防前面の水位ハイドログラフの縦断分布は，検討対象領域において観測された水面形の時間変化に基づいた洪水流・河床変動解析の結果を用いるものとする．堤防破壊モードの検討には，堤体内の粒度分布や土質定数の不確実性のため推定が困難と考えられる浸透（堤体漏水）と裏法の滑りを扱う（図 1）．

(2) 堤体内浸透

堤体内の浸潤線の評価に関しては，古くから様々な方法が提案されている．キャサグランデ法²⁾は不透水層上に設置された盛土内の浸潤線を，水位と断面形状から推定する手法である．この手法は，長時間経過し定常状態に落ち着いた浸潤線をよく説明できることが

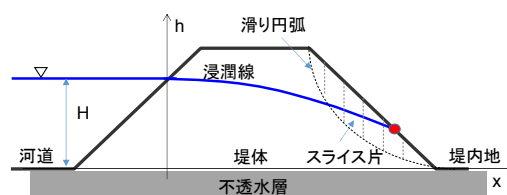


図 1 堤体内の浸潤線と滑り円弧の概念図

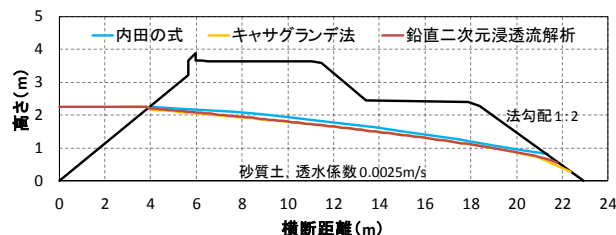


図 2 浸潤線の算定結果の比較

知られているが，外水位や浸潤線の時間変化は考慮できない．一方，堤防詳細点検等の目的で実施される堤体内浸透流の計算には，外水位の時間変化や，土層毎の土質定数分布，飽和度に応じた透水係数の変化等が考慮できる鉛直二次元浸透流解析手法（式(1)）を用いるのが一般的である¹⁾．

$$(C + \alpha \cdot S_s) \frac{\partial \Psi}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(-k \frac{\partial \Psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(-k \frac{\partial \Psi}{\partial z} - k \right) = 0 \quad (1)$$

ここに， Ψ ：圧力水頭(m)， k ：透水係数(m/s) (= $kr \cdot ks$)， kr ：係数 (Ψ の関数)， ks ：飽和透水係数(m/s)， C ：比水分容量(m^{-1})（圧力水頭 Ψ ～体積含水率 θ の接線勾配）， α ：係数（飽和領域で 1，不飽和領域で 0）， S_s ：比貯留係数（砂質土で $0.0001m^{-1}$ 程度）である．しかし，この手法は，ボーリング調査結果が無い区間において，詳細な土質構造及び土質定数の設定に限界があること，土質の不確実性を考慮した信頼性解析の適用が困難であることから，長大区間の堤防破堤確率の縦断分布を検討するには不向きである．そこで本研究では，内田³⁾が提案した非定常浸潤線の推定式（式(2)）を用いる．

$$\frac{h(x,t)}{H} = 1 - \left\{ \frac{x/H}{\sqrt{8/(3\lambda)} \sqrt{k\Delta t/H}} \right\}^2 \quad (2)$$

ここに， h ：堤体内水位(m)， H ：河川水位(m)， k ：透水係数(m/s)， Δt ：浸透時間(sec)， λ ：空隙率である．本手法は，不透水地盤上に設置された盛土内の水平浸透流の近似解である．不飽和特性を無視した式(1)を図解法によって解かれたもので，模型実験との比較によ

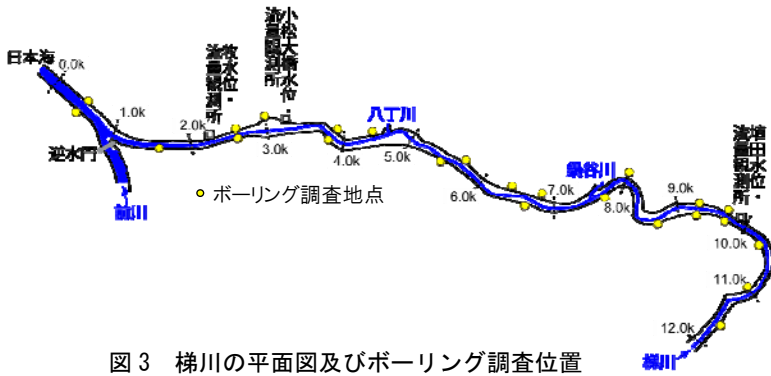


図3 梯川の平面図及びボーリング調査位置

表1 土質、N値による河川堤防のcとφの分類⁵⁾

土質	N値	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (度)
砂質土	16 ≤ N	13	35
砂質土	6 ≤ N ≤ 15	8	36
砂質土	0 ≤ N ≤ 5	1	37
粘性土	0 ≤ N ≤ 5	5	32

って手法の妥当性が示されている。内田の式を適用するにあたり、内田の式、鉛直二次元浸透流解析、キャサグランデ法による浸潤線の比較を行った。堤体内は透水係数 0.0025m/s の一様な砂質土を想定し、降雨浸透及び基礎地盤への鉛直浸透は無視した。河道水位は、6時間かけて 2.2m まで上昇させた。鉛直二次元浸透流解析における初期飽和度には 0.6 を与えた。図2に6時間後の浸潤線の算定結果の比較を示す。内田の式による浸潤線は、鉛直二次元浸透流解析及びキャサグランデ法に比べて、裏法の浸出点が若干高めに算出されているが、その差はわずかであり、他の手法とほぼ一致することが確認できる。

堤体の浸透破壊に関しては、安全性基準が確立されていないため、本手法では、水位上昇～ピーク時までを対象とし、式(2)で計算される浸潤線が、裏法面のいずれかの地点に達した場合に破壊判定とした。

(3) 裏法の滑り

堤体裏法の滑り面の力の釣り合いを円弧滑り法¹⁾によって評価する。粘着力と内部摩擦角によるせん断抵抗に対して、滑り土塊の重量が大きくなる場合、すなわち安全率が 1 より小さくなった場合に滑り破壊が生じるものとする。

$$F_s = \frac{\sum cl + (w - ub) \cos \theta \tan \phi}{\sum w \sin \theta} \quad (3)$$

ここに、Fs：裏法滑りに対する安全率、c：粘着力(kN/m²)、l：スライス片の円弧長(m)、w：スライス片の重量(kN/m)、q：スライス片の斜面勾配、u：間隙水圧(kN/m²)、b：スライス片の幅(1mで設定)、φ：内部摩擦角(度)である。ここでは、裏法肩～法尻を包絡する円弧を仮定して計算する(図1)。

(4) 破壊確率の算出

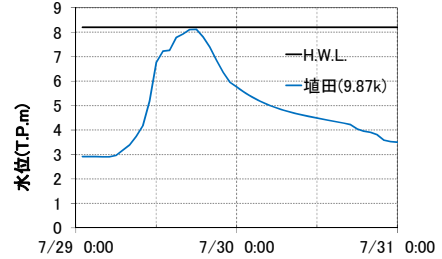
式(2)、(3)に含まれる透水係数、粘着力、内部摩擦角は、堤体内の土質構造や築堤材料の不均質性等により不確実性を有する。本研究では、ボーリング調査で測定された堤体内の土質定数を、堤体内の代表値として

(a) 流量規模 (小松大橋)

洪水	ピーク流量 (m ³ /s)	洪水継続時間 ^{※2} (hr)
平成25年7月洪水	761 ^{※1}	16 ^{※1}
計画ハイドロ	1000	12

※1: 観測値

※2: 高水数が冠水する時間



(b) 水位ハイドログラフ (埴田)

図5 梯川平成25年7月洪水の流量規模及び水位ハイドログラフ

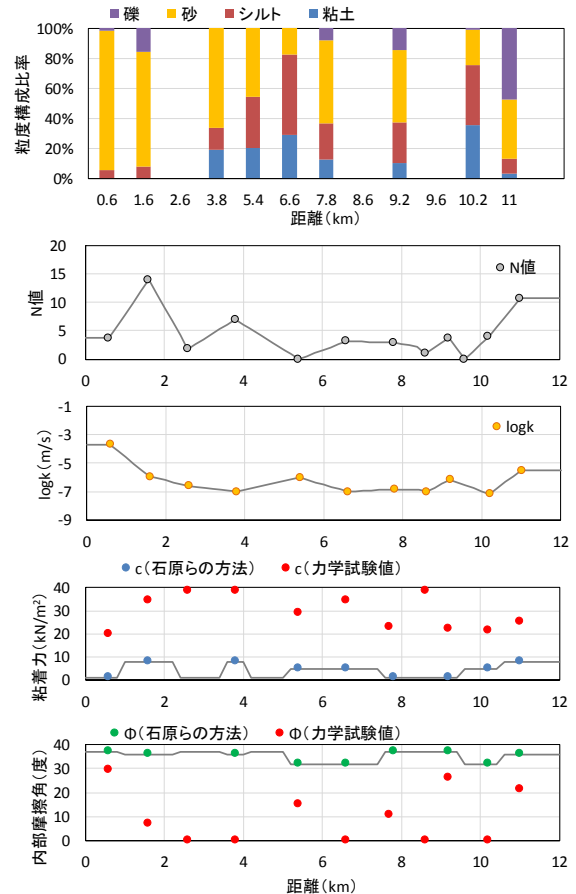
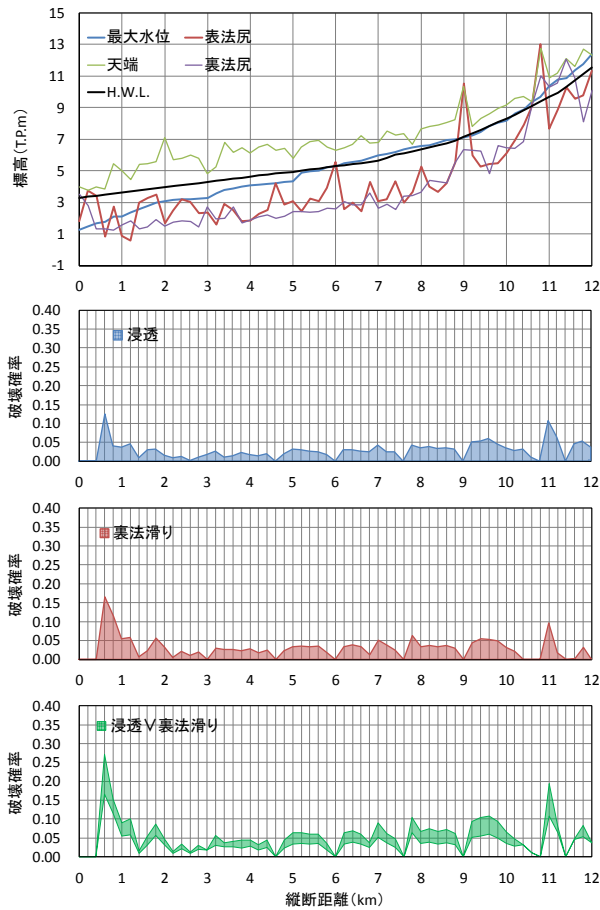
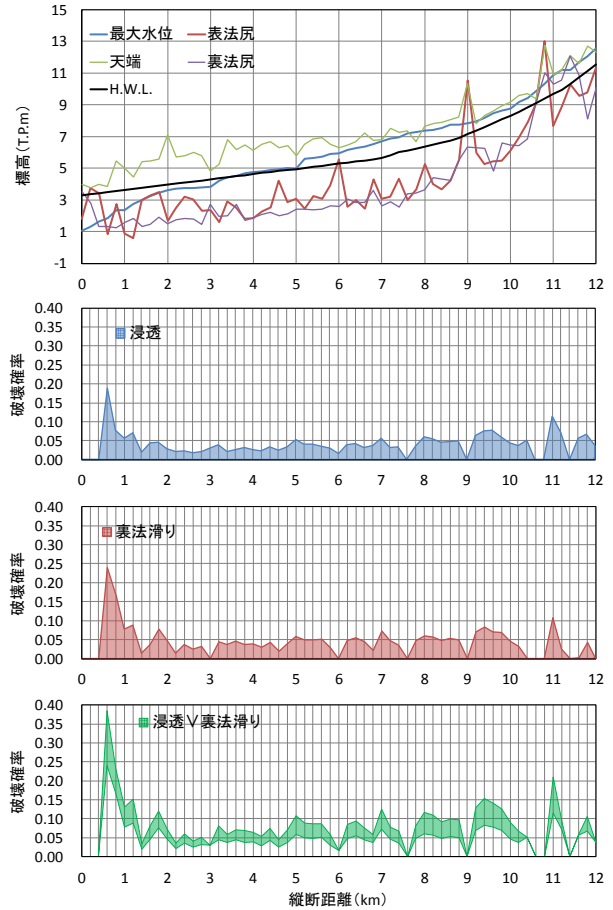


図4 設定した土質定数の縦断分布

扱うものとし、土質定数が正規分布または対数正規分布に従うとして、モンテカルロ法⁴⁾によってランダムに抽出した値を式(2)、(3)に与えて浸透、裏法滑り破壊の有無を評価し、破壊判定となった回数を総試行回数で除すことで破壊確率を算出する。また、「浸透または裏法滑りが生じる確率」は、2つの破壊モードの和事象で表される。しかし、和事象の確率は、相互の相関の程度によって値に幅を持つため、正確に求めることが困難であることから⁴⁾、ここでは式(4)に示す範囲で表すものとする。



(a) 平成 25 年 7 月洪水規模



(b) 平成 25 年 7 月洪水×1.2 倍

図 6 梯川右岸堤防の破堤確率縦断分布の算定結果

$$P_f = P_{f1} \cup P_{f2}, \quad (4)$$

$$\max(P_{f1}, P_{f2}) \leq P_f \leq P_{f1} + P_{f2} - P_{f1} \cdot P_{f2}$$

ここに、 P_f : 破堤確率, 添え字 i : 破壊モード(1: 浸透, 2: 裏法滑り)である。

3. ボーリング調査データに基づいた梯川の堤体内土質定数の設定

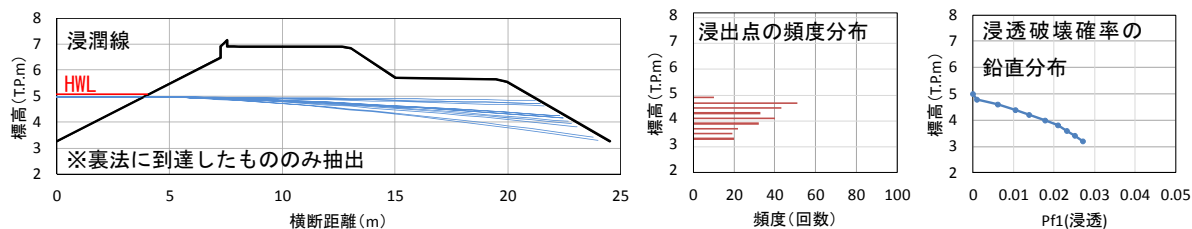
本研究で対象とする梯川の平面図を図 3 に示す。梯川では、平成 18 年から平成 20 年にかけて、左右岸堤防で計 24 箇所のボーリング調査が実施され、データが公表されている（国土技術総合政策研究所 HP 参照）。本検討では、堤体部分に相当するデータ（粒度分布、 N 値、10% 粒径、 c 、 ϕ ）を抽出し、土層厚で荷重平均することで、調査地点における土質定数の代表値を設定した。透水係数は、10% 粒径から Hazen の式により推定した。集計した土質定数の縦断分布を図 4 に示す。これによると、河口付近では砂が多く存在し、透水係数が相対的に大きくなっていることが分かる。一方、 c に関する力学試験値は全体的に $20 \sim 40 \text{ kN/m}^2$ と大きな値が分布しており、これらを直接使用すると裏法滑りの危険性を過小評価するおそれがある。石原ら⁵⁾は、堤体法面滑りに関しては、粘着力の値によって滑り安全率が大きく変わることから、粘着力と内部摩擦角の組み合わせを適切に設定することが重要であると、

全国の河川堤防のボーリング調査結果に含まれている非排水三軸試験から得られた膨大な数の強度定数を、 c 、 ϕ の組み合わせで整理し、頻度の高い組み合わせを土質区分と N 値によって分類している（表 1）。本研究では、石原らの方法によって c 、 ϕ を設定した。このようにして設定した c 、 ϕ を図 4 の青色及び緑色プロットで示す。これによると、 $3.8 \text{ k} \sim 7.8 \text{ k}$ 付近ではシルト・粘土分が多いが N 値が低いいため c は比較的小さめの値となっており、全体的に見て、粘着力は赤色プロットの力学試験値よりも小さめの値となる。透水係数の平均値の縦断分布は、ボーリング調査が実施されている箇所では調査データを直接与え、調査データが無い区間については、近隣のデータから内挿することで設定した。また、土質定数のデータのばらつきは、全国の一級河川で実施されたボーリング調査結果の公表値を基に集計した結果から得られた変動係数（=標準偏差/平均値）を与えるものとした。

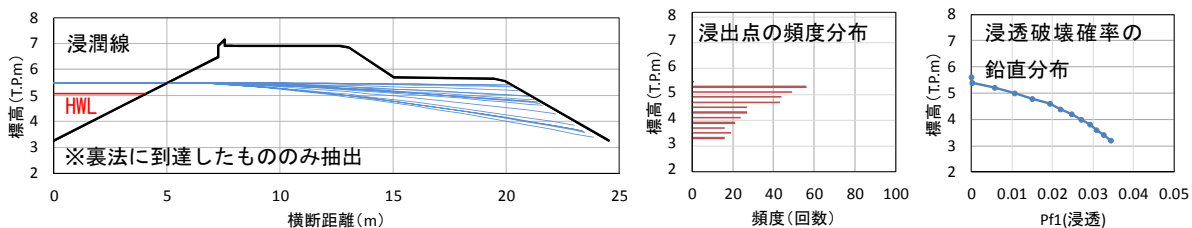
4. 梯川における堤防破堤確率の算定

(1) 平成 25 年 7 月洪水における堤防破堤確率

図 5 に梯川平成 25 年 7 月洪水の水位ハイドログラフを示す。平成 25 年 7 月洪水は、埴田地点でピーク水位がほぼ H.W.L. に達した。ピーク流量は小松大橋地点で $761 \text{ m}^3/\text{s}$ 、洪水継続時間が 16 時間であり、ほぼ計画規



(a) 平成 25 年 7 月洪水規模 (5.4k 右岸堤防, ピーク時)



(b) 平成 25 年 7 月洪水×1.2 倍 (5.4k 右岸堤防, ピーク時)

図 7 浸潤線と裏法浸出点位置の発生頻度及び浸透破壊確率の鉛直分布

模に相当する洪水であった。本検討では、これまでに福岡が提案してきた、観測水面形の時間変化を用いた洪水流及び河床変動の一体解析⁶⁾により、梯川の洪水流を再現できるモデルを構築し、堤体前面の水位ハイドログラフを縦断的に算出した。

図 6 に堤防の破堤確率縦断分布を示す。ここでは、平成 25 年 7 月洪水及び、7 月洪水の流量規模が 1.2 倍になり堤防余裕高部分まで水位が達している超過洪水波形について水位を計算し、それぞれのケースにおける浸透及び裏法滑りによる破壊確率を示している。これによると、平成 25 年 7 月洪水では、透水係数の大きい河口付近で浸透による破壊確率が高まっていることが分かる。また、浸透が生じやすい箇所において裏法滑りの発生確率も増大しており、浸潤線の上昇が滑り破壊に対して危険になることが表現できている。流量規模が 1.2 倍まで増大した場合、粘性土を多く含む中流部では破堤確率に大きな変化は見られないが、砂質土を多く含む河口部付近では破壊確率が増大し、浸透または裏法滑りが生じる確率は最大で 0.4 程度にまで達していることが分かる。

(2) 堤防断面内における浸出点の出現頻度

次に、裏法における浸出点位置と浸透確率の関係を調べた。図 7 に、5.4k 右岸堤防断面内において算出された浸潤線と、裏法の浸出点位置の発生頻度及び浸透破壊確率の鉛直分布をそれぞれ示す。ここに、裏法に到達した時には既に法先まで飽和状態になり、浸出していると考えられることから、裏法面における浸出点出現頻度を鉛直下向きに積分することで、破壊確率の鉛直分布を表現した。浸出点の頻度分布によると、透水係数が大きい場合に浸出点が高くなる傾向が見られる。これは、透水係数が大きいと浸潤線が上昇し、浸透長が短くなるためであると推察される。また、破壊確率の鉛直分布は、法先部分で最も大きくなる結果となり、その大きさは流量規模が大きくなると増大する。赤井⁷⁾は、堤体浸透が進行すると、まず法先付近の浅い部分が小規模な崩壊を生じた後、滑りを引き起こし

ながら徐々に法面上部に破壊が進行することを指摘しており、本手法においても、浸透によって法先部分が崩壊しやすくなる傾向を表しているものと考えられる。

5. 結論

水理解析と堤体ボーリング調査に基づいた信頼性解析によって、堤体浸透と裏法滑りの発生確率を算出する手法を提案し、梯川平成 25 年 7 月洪水に適用した。検討の結果、透水係数が大きく、浸潤線が上昇しやすい箇所において、浸透破壊の発生確率が増大すると共に、裏法の滑り破壊の発生確率も増大する傾向が表現できることが確認できた。

なお、 c 、 ϕ の決定に関して独立行政法人土木研究所佐々木哲也氏、石原雅規氏のご指導を得た。また、梯川のデータに関しては、国交省北陸地方整備局河川計画課のご協力を得た。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 河川堤防の構造検討の手引き (改訂版), 財団法人国土技術研究センター, 2012.
- 2) Casagrande, A. : Journal of the Boston Society of Civil Engineers, pp.295-336, 1937.
- 3) 内田茂男: 自由境界を有する非定常浸透流について, 土木学会誌, pp.58-62, 1952.
- 4) 星谷 勝, 石井 清: 建造物の信頼性設計法, 鹿島出版社, 1986.
- 5) 石原雅規・平林 学・吉田直人・佐々木哲也, 圧密非排水三軸試験による強度定数と標準貫入試験及び物理試験結果の関係, 第 58 回地盤工学シンポジウム, pp.211-216, 2013.
- 6) 福岡捷二: 実務面からみた洪水流・河床変動解析法の最前線と今後の調査研究の方向性, 河川技術論文集, 第 20 巻, pp.253-258, 2014.
- 7) 赤井浩一: 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.

基礎地盤の液状化に対する堤体直下固化改良工に関する動的遠心模型実験

堤防 液状化 遠心力模型実験

土木研究所 正会員 ○荒木裕行, 谷本俊輔, 石原雅規, 佐々木哲也

1. はじめに

基礎地盤が液状化すると、基礎地盤は堤防の荷重によって水平方向に伸張、鉛直方向に圧縮し、堤防の沈下やクラックが生じる。このため、基礎地盤の液状化対策では法尻付近に対策工を設けることで基礎地盤の液状化による側方変形を抑制するための対策がとられてきた。代表的な工法としては、セメント等の安定剤を地盤に混合することで固結させる工法（固結工法）、地盤の密度増大を図ることで液状化に対する強度を増加させる工法（締固め工法）、地震時に生じる過剰間隙水圧の消散を促進する工法（ドレーン工法）、側方変形を矢板等の鋼材により構造的に抑制する方法などが挙げられる^{1,2)}。

著しい地震被害を受けた堤防に対して液状化対策工を併用した復旧を行う場合、堤体盛土直下の液状化対策が行われてきた。これは、堤体盛土直下の基礎地盤の液状化を抑制することが対策方法として最も根本的かつ効果的であると考えられる上、大規模に被災した堤防の復旧としては仮締切・撤去・再構築を必要とするためにこれとあわせて堤体盛土直下の地盤改良を行うことが対策効果やトラフィカビリティの確保等を考慮した場合に合理的であるためである。

一方、震前対策として堤体盛土直下の液状化対策を実施する場合、仮締切や堤防の開削が必要となるなど工事規模が比較的大きくなることがある。しかしながら、地盤状況等によっては法尻対策より直下対策の方が経済的と判断される場合がある。このような場合には震前の対策であっても、堤体盛土直下に液状化対策を施す事例が出てきている。

そこで、本研究では液状化地盤上に築造された堤防を対象に、堤防直下をセメントの混合によって固化改良する対策工に着目した。堤防直下の液状化対策工を合理的に実施するためには改良深度の設定が重要なポイントとなることから、無対策および改良深度を変更した場合を想定した遠心模型実験を実施した。

2. 遠心模型の作製方法および実験条件

実験ケース一覧を表-1、実験模型の模式図を図-1に示す。遠心模型実験は幅1500mm、高さ500mm、奥行き300mmの剛土槽を用い、50Gの遠心場において実施した。以降で示す値は実大換算した値である。対象とするのは、液状化地盤上に築堤された高さ5.0m、天端幅5.0m、法勾配2割の堤防であり、8.0mの液状化層の下部には1.0mの砂質支持層が存在する。実験では改良深度に着目して改良厚を2m、4m、8mとしたケースおよび無対策のケースを設定した。

液状化層にはDLクレー（非塑性シルト）とカオリン（ASP-200）を乾燥質量比で3:1の配合割合で混合

した材料、堤体盛土には江戸崎砂を用い、それぞれ締固め度 D_c を85%および82%として突固めて作製した。液状化層および堤体に用いた地盤材料の土質試験結果を表-2に示す。支持層には東北硅砂7号（ $\rho_s = 2.624 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{dmax} = 1.573$

表-1 実験ケース一覧

ケース	対策工
Case 1-1	無し
Case 1-2	改良厚 8m
Case 1-3	改良厚 4m
Case 1-4	改良厚 2m

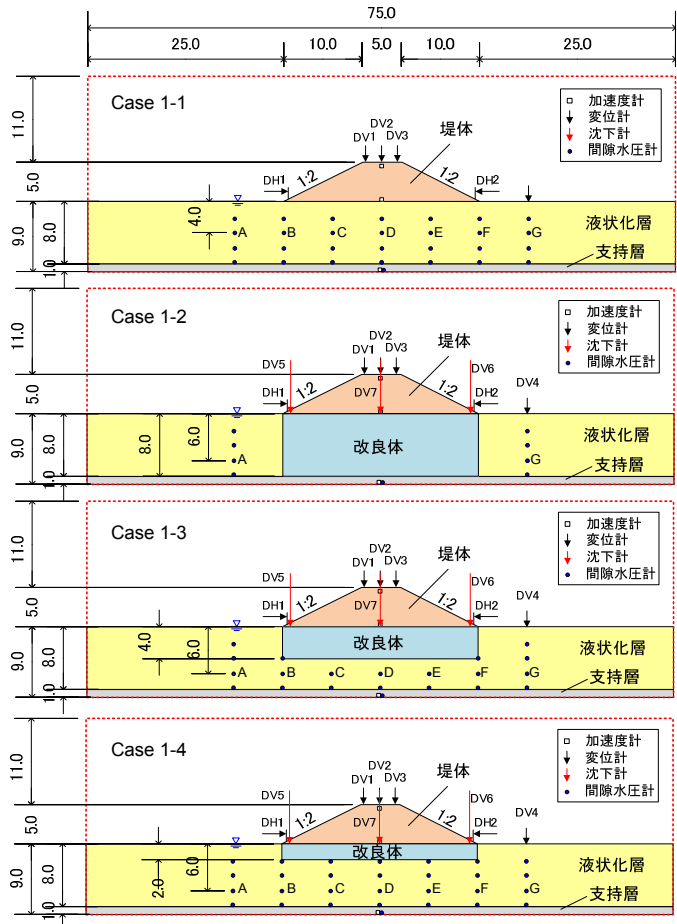


図-1 実験模型の模式図

表-2 液状化層および堤体に用いた地盤材料の土質試験結果

試験項目	液状化層	堤体		
材料	DLクレー, カオリン混合材料	江戸崎砂		
$\rho_s \text{ (g/cm}^3\text{)}$	2.635	2.721		
$D_{50} \text{ (mm)}$	0.0138	0.216		
変水位透水試験 $k \text{ (m/sec)}$	5.1×10^{-6}	—		
締固め試験 (A-c法)	$\rho_{dmax} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	1.723	1.615	
	$w_{opt} \text{ (%)}$	16.9	18.2	
CU試験	$c' \text{ (kPa)}$	$D_c = 85\%$	1.93	—
	$\phi \text{ (degrees)}$		32.3	—
液状化試験	R_{L20}	0.136	—	

g/cm³, $\rho_{\text{min}} = 1.236 \text{ g/cm}^3$) を使用し, 相対密度 95%程度に締固めて作製した。

固化改良体には東北珪砂 7 号と早強ポルトランドセメントを混合したセメント改良砂を用いた。セメント添加量は東北珪砂 7 号の乾燥質量に対して 3.3%とし, 養生日数 14 日における一軸圧縮強さは約 150kPa である。固化改良体はモールド内で突固めて湿潤養生した後, 支持層あるいは液状化層上に設置し, いずれのケースでも作製から加振までの期間を 14 日とした。

以上の通り作製した模型は, 重力場において脱気槽内で真空脱気し, 脱気水を滴下することで液状化層の飽和を実施した。液状化現象等を扱う遠心模型実験においては, 透水現象と振動現象の相似則の整合を図るために間隙流体として水よりも粘性が大きな流体を用いる手法がしばしば用いられるが³⁾, 本実験では液状化地盤に用いる材料の粒径を小さくすることで液状化地盤の透水性の低減を図り, 間隙流体には水を用いた。

飽和した模型に対して 50G の遠心加速度を載荷し, 間隙水圧および変位の変化が収まった時点で加振を行った。入力地震動は, レベル 2-1 地震動(II 種地盤)⁴⁾の標準加速度応答スペクトルに適合させた板島橋 TR の地震動波形を用い, 土槽下面境界以深への逸散減衰と振動台の加振能力を勘案して振幅を 0.9 倍とした。

3. 堤体および固化改良体の変状

3.1. 堤体盛土の変形状況

加振後の堤体の写真を図-2, 加振開始から 1500sec 後における残留変位の一覧を表-3 に示す。無対策の Case 1-1 では 0.80m の平均天端沈下が生じ, 天端付近には縦断クラックが発生した。Case 1-1 は平均天端沈下量, 法尻の水平変位量 (DH1) ともに, 全ケースの中で最大である。堤体直下の液状化層を全て固化改良した Case 1-2 では平均天端沈下量が半分以下に軽減されたものの, 天端には縦断クラックが発生し, 法尻の水平変位も大きい。また, 改良厚を 4.0m および 2.0m とした Case 1-3 および Case 1-4 においては, Case 1-1 に比べて平均天端沈下量が半分以下に軽減された上, 天端でのクラックも確認されなかった。

堤体盛土下部の固化改良体の中央での沈下量 (DV7) に着目すると, 改良厚が厚くなるほど沈下量が減少する傾向が認められる (表-3)。平均天端沈下量から固化改良体の沈下量を差し引いた値 (表-3, ③) は, 堤体盛土自体の変形に伴う沈下量を示すと考えられる。表-3 に示す①および③を比較すると, Case 1-3 および Case 1-4 では堤体盛土の変形に起因する沈下量③は平均天端沈下量①の約半分程度であるが, Case 1-2 では天端沈下量の大半が堤体盛土自体の変形に起因しており, Case 1-2 は堤体盛土自体の変形が対策ケースの中では最も顕著であったといえる。

3.2. 固化改良体の損傷状況

模型解体時に撮影した固化改良体断面の写真および固化改良体上面のクラック状況のスケッチを図-3 に示す。なお, Case 1-2 については固化改良体にクラック等の損傷が発生しなかったため, ここでは写真等は割愛する。

Case 1-3 および Case 1-4 の固化改良体には多数のクラックが生じており, いずれも堤防縦断方向に卓越している。クラックは Case 1-3 では堤体中央付近に集中しているが, Case 1-4 では堤体中央付近のみならず比較的広範囲にわたって生じている。図-3a に示す通りクラックのほとんどは固化改良体底部まで達していたものの, いずれのケースでも明確に開口しているようなクラックは認められなかった。

Case 1-3 および Case 1-4 については加振前において遠心力を一旦除荷し, 土槽ガラス面から改良体の観察を行ったが, この時点で両ケースの改良体は堤体中央の直下付近には既にクラックが確認された。これらのクラックは堤体荷重の載荷によって生じたものと考えられる。したがって, 図-3 に示す加振後に観察された固化改良体のクラックは, 加振によって生じたもののみならず, 加振前の堤体荷重によって生じたものも含まれているとみられる。

4. 加速度および過剰間隙水圧の時刻歴変化

4.1. 加速度時刻歴波形

加振中における加速度時刻歴変化を図-4 に示す。ここで示した加速度は模型中央部における土槽底面, 堤体底部, 天

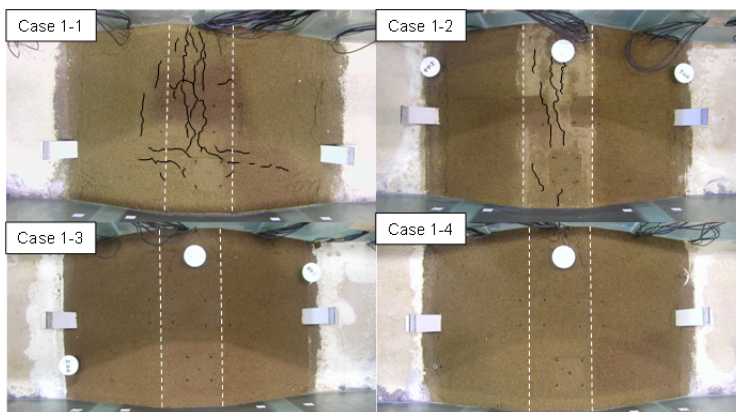


図-2 加振後の堤体盛土状況 (黒線: 天端主要クラック, 白破線: 法尻)

表-3 残留変位の一覧 (加振開始から 1500sec 時点)

	①平均天端沈下量 (DV1~3) (m)	②固化改良体の沈下量 (DV7) (m)	③堤体盛土の圧縮沈下量 (①-②) (m)	④法尻の水平変位*(m)	
				DH1	DH2
Case 1-1	0.80	—	—	0.42	0.00
Case 1-2	0.28	0.02	0.26	0.38	0.25
Case 1-3	0.27	0.15	0.12	0.10	0.10
Case 1-4	0.34	0.16	0.17	0.19	0.05

*DH1 は土層左方向, DH2 は土層右方向への変位を正とする。

端中央の3箇所での計測結果である。Case 1-1の堤体底部および堤体天端で計測された応答加速度波形は、土槽底面で計測された入力加速度波形と比較して17sec付近から短周期成分が減衰していることがわかる。この傾向はCase 1-3およびCase 1-4でも確認でき、これらのケースでは地震動が堤体下部あるいは固化改良体下部の液状化層内を伝播する際に長周期化したものと考えられる。

一方で、Case 1-2については土槽底面で計測された入力加速度波形と堤体底部で計測された応答加速度波形はほぼ一致し、

さらに堤体天端で計測された応答加速度波形は増幅している。堤体底部から支持層までを固化改良したことで、入力加速度が減衰することなく堤体まで達したのと考えられ、このためにCase 1-2では堤体自体の変形が顕著に生じたものと考えられる。

4.2. 液状化層の過剰間隙水圧時刻歴波形と2次元分布

G.L.-6mあるいはG.L.-4mの地点A~Gにおける間隙水圧計(図-1)の計測値から求めた過剰間隙水圧比($\Delta u/\sigma'_v$)の時刻歴変化を図-5に示す。

対象とした箇所の $\Delta u/\sigma'_v$ の変化傾向は、ケースによらず概して2つのパターンに分けることができる。Case 1-1およびCase 1-4の地点C, E, Dの結果については、12から16 sec付近以降で $\Delta u/\sigma'_v$ が減少し、地点によっては負値となった。これらの箇所では液状化していないと考えられる。一方、その他の計測箇所の結果は20sec付近で $\Delta u/\sigma'_v$ が1.0に漸近した後、50 secまでほとんど減少しておらず、液状化した状態が続いていると考えられる。

次に、液状化層中に設置した全ての間隙水圧計を対象として、50sec時点における $\Delta u/\sigma'_v$ の2次元分布を図-6に示す。なお、Case 1-2については各計測箇所の結果のみを示した。

Case 1-1およびCase 1-4では、堤体盛土下部あるいは固化改良体の下部において $\Delta u/\sigma'_v$ が上昇していない領域が存在し、その形状は概ね下に凸の三角形をなしている。Case 1-4よりCase 1-1の方が $\Delta u/\sigma'_v$ の最小値は小さく、また $\Delta u/\sigma'_v$ が負値を示す領域も大きい。これら堤体盛土下部の領域では液状化していないが、その他の領域においては $\Delta u/\sigma'_v$ が概ね0.8~1.0以上となっており、液状化していると考えられる。Case 1-3については堤体盛土下部の $\Delta u/\sigma'_v$ が水平地盤下部よりもやや小さい傾向にはあるものの、 $\Delta u/\sigma'_v$ が負値を示す領域は存在せず、液状化していない領域の形成は不明瞭である。Case 1-2については、支持層付近の $\Delta u/\sigma'_v$ がやや小さい傾向はあるが、固化改良体の側方では概ね液状化していると考えられる。

前述したCase 1-1およびCase 1-4の地点C, E, Dの時刻歴変化にみられるように、加振中に堤体盛土直下において

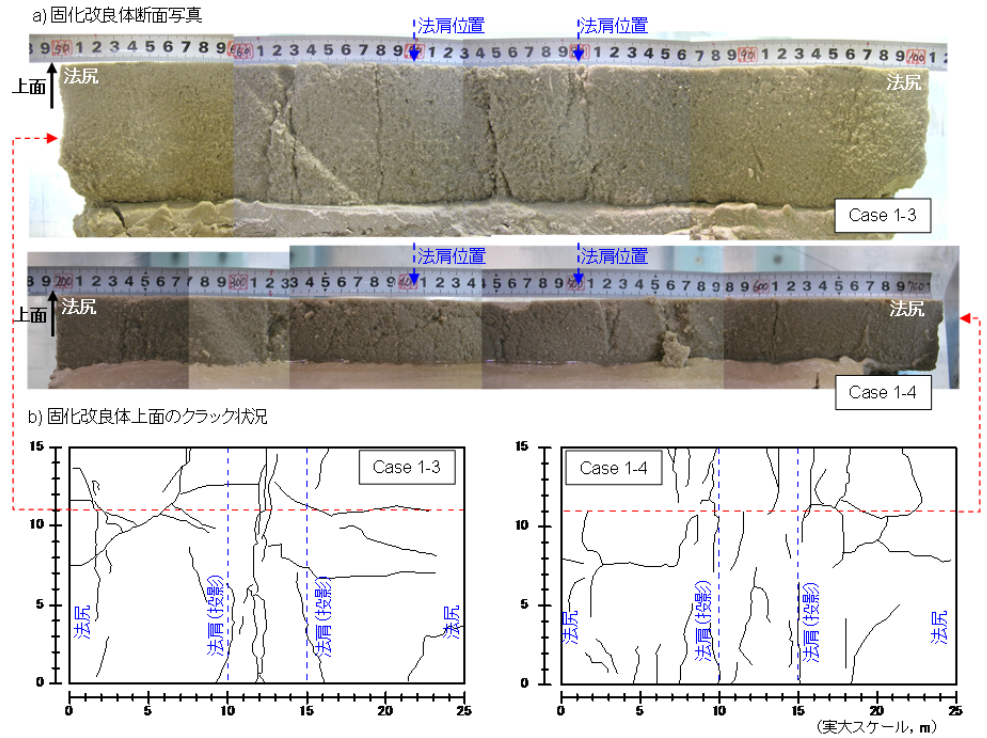


図-3 加振後における a)固化改良体断面写真と b)固化改良体上面のクラック状況

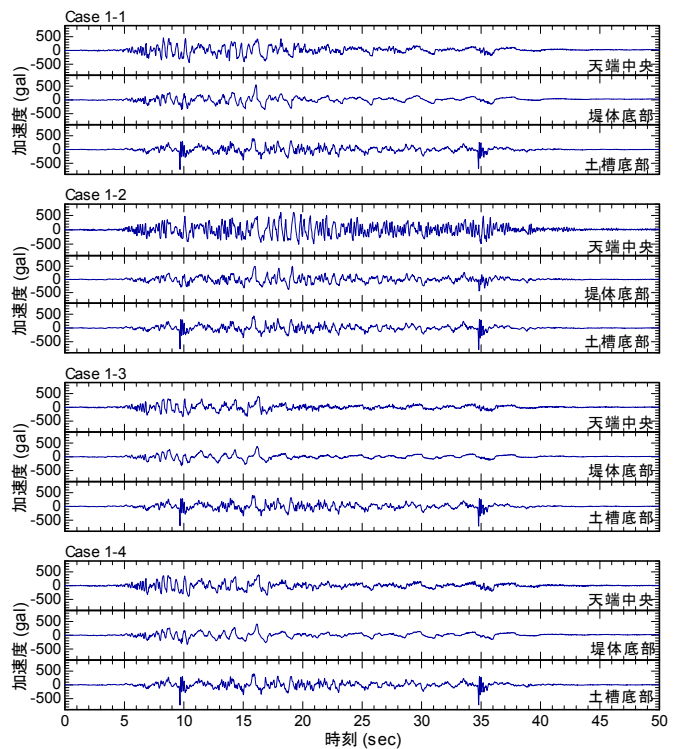


図-4 加速度時刻歴波形

$\Delta u/\sigma'_v$ が減少し始めた原因としては、盛土荷重による鉛直有効応力が保持された状態で水平地盤下部の液状化に伴う水平有効応力が低下したことで、偏差応力比が増加したことが考えられる。これが顕著となると、堤体直下では液状化層が伸張変形し、正のダイレイタンスによる $\Delta u/\sigma'_v$ の低下が生じたものと考えられる。他にも $\Delta u/\sigma'_v$ が上昇し難い要因として、有効上載圧に比べて全上載圧が小さいために大きな繰返しせん断応力比が作用しなかったこと等が考えられる。

一方で、堤体の直下で液状化しない領域が形成されたとしても、この領域の形成が堤体の変形抑制に十分寄与したわけではないのは、Case 1-1の天端沈下量が最大であったことから明らかである(表-3)。改良厚を薄くしたケースでも天端沈下量の抑制効果が得られたことを考慮すると、堤体の変形抑制を考える上では堤体に接する液状化層上面付近のせん断変形を抑制することが重要と考えられる。

5. まとめ

基礎地盤の液状化対策工として堤体盛土直下の固化改良工を対象とし、改良深度を2m, 4m, 8mとしたケースおよび無対策のケースを設定して動的遠心模型実験を実施した。対策効果の検討結果を以下にまとめる。

- ・堤防直下の改良厚が2m および 4m のケースでは、天端沈下量は無対策ケースの半分以下に低減され、さらに堤体盛土の天端クラックを抑制する効果が認められた。ただし、堤体盛土荷重の载荷や加振によって固化改良体には多数のクラックが生じた。
- ・液状化層を全層改良したケースでは、天端沈下が低減され、固化改良体にもクラックが生じなかったものの、堤体盛土天端にクラックが生じた。これは堤体下部に液状化層がないために加速度波形が減衰や長周期化することなく堤体盛土に到達したことで、堤体自体の変形が顕著に生じたためと考えられる。
- ・無対策や改良厚2mのケースでは、堤体盛土や固化改良体の下部において過剰間隙水圧比が上昇しない領域が形成された。
- ・堤体の変形抑制を考える上では、堤体に接する地盤表面付近のせん断変形の抑制が重要と考えられる。

天端沈下量を精度良く推定するには、実験で得られたような過剰間隙水圧の上昇しない領域の形成状況を把握することが求められる。また、固化改良体にクラックが多数存在している状態が堤防機能に与える影響は現時点で不明であり、今後の検討が必要である。

参考文献

1) 松尾修, 島津多賀夫: 河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案), 土木研究所資料, No.3513, 1997. 2) 谷本俊輔, 中島進, 中田芳貴, 森啓年, 佐々木哲也: 大地震に対する河川堤防の耐震対策工の設計法—液状化対策工の設計法の概要—, 土木技術資料, Vol.51, No.12, pp.24-27, 2009. 3) 岡村未対, 竹村次朗, 上野勝利: 遠心模型実験—実験技術と実務への適用—2.遠心模型の相似則, 実験技術—利点と限界, 土と基礎, Vol.52, No.10, pp.37-44, 2004. 4) 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.

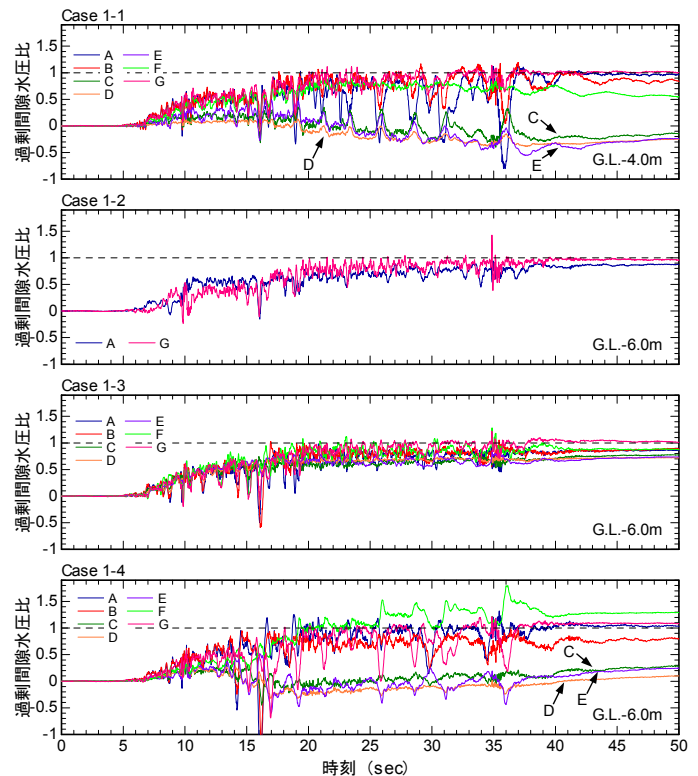


図-5 G.L.-6.0mにおける過剰間隙水圧比の時刻歴変化

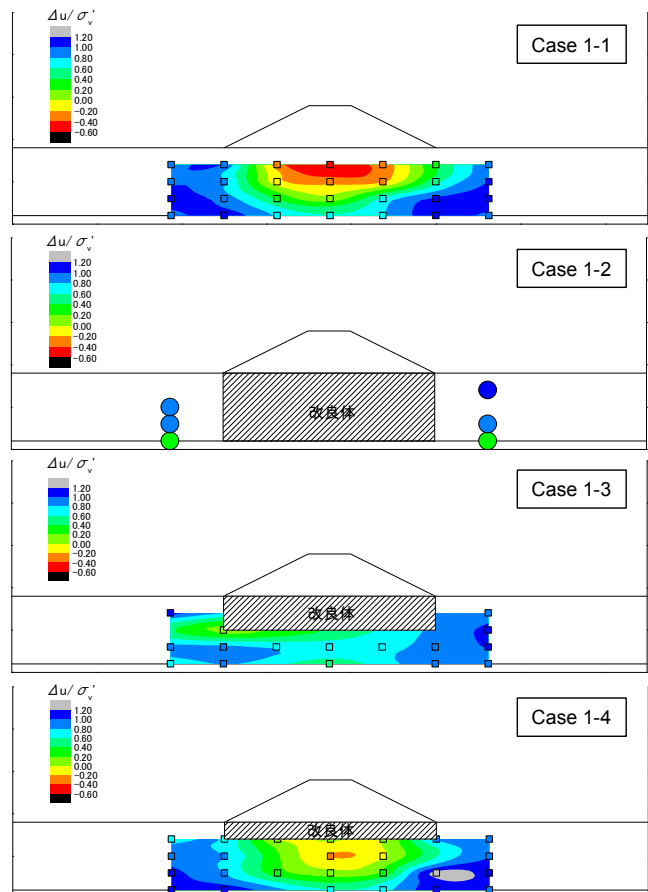


図-6 過剰間隙水圧比の2次元分布

液状化による不均質地盤上の堤防沈下に関する遠心模型実験

堤防 液状化 遠心模型実験

東京工業大学 正会員 ○高橋章浩
東京工業大学 非会員 Manika Maharjan

1. はじめに

液状化が危惧される下流部の河川堤防の基礎地盤は、かつての氾濫域であること、また、流下能力向上のための直線化等により河道の移動が人為的に行われていることなどから、非常に複雑である。一様な地盤、若しくは、水平成層地盤とみなせる箇所はほとんどなく、様々な土が不連続に折り重なるように存在している。

本研究では、透水性が大きく異なる土が不連続に存在する基礎地盤上に堤防が存在する場合を想定した動的遠心模型実験を行うことにより、その地震時の地盤内の間隙水圧応答とそれに伴う堤防の沈下挙動に与える影響を調べた。実験では、難透水層が周期的に存在している場合を想定し、過剰間隙水圧の排水経路を変化させた場合の、地盤や堤防の応答の差異に特に着目した。また、本震後に余震が来る場合を想定し、ほとんどのケースで、実験時に模型地盤に余震を入力し、その影響についても調べた。

2. 実験条件

本研究では、模型地盤をせん断土槽（内寸 500×200×450 mm）内に作成し、40g の遠心加速度場で振動台実験を行った。以下では、特に断りのない限り、寸法や計測値は実物換算値で示す。

実験条件を表 1 に示す。また、模型地盤とセンサー配置を図 1 に示す。模型地盤は、豊浦砂と 8 号珪砂を用いて作成した。豊浦砂の相対密度は 50-55% とし、8

表 1 実験条件

モデル	地盤条件
UG	砂質土層
CG	シルト層の介在する砂質土層 (シルト層は水平に連続)
NHG1	シルト層の介在する砂質土層
NHG1-MS*	(シルト層不連続長 = 3.2 m)
NHG2	* 主要動のみ入力

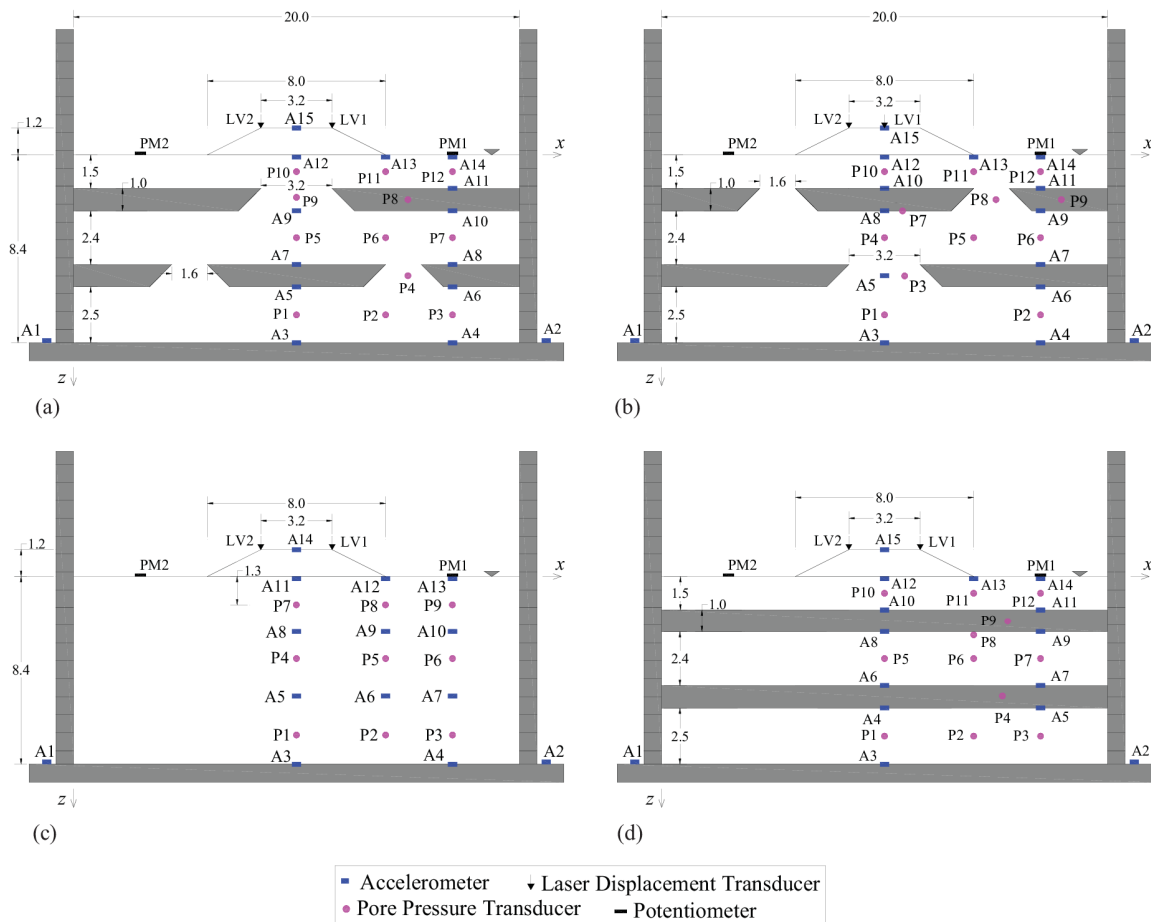


図 1 模型地盤概要 (a) NHG1 と NHG1-MS, (b) NHG2, (c) UG, (d) CG

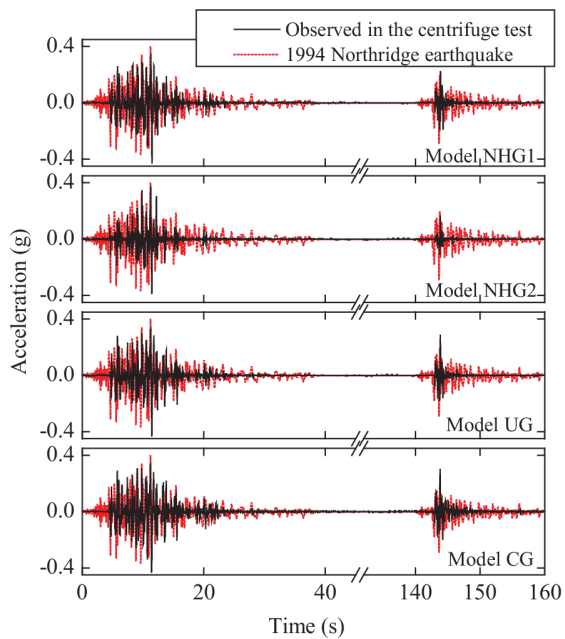


図2 入力地震動の時刻歴

号珪砂は 55-60%とした。以降では 8 号珪砂の土層をシルト層、豊浦砂の土層を砂質土層と称することにする。これらの土の透水係数は 1 桁異なり、砂質土層の透水係数は、シルト層の 10 倍となっている。本実験では、シルト層を難透水層として扱う。また、盛土については、DL クレー（シルト分 90%、粘土分 10%）をシリコンオイルと混ぜ、含油率 22%で締固めて作成した（単位体積重量 16 kN/m³）。また、模型地盤は、動的遠心模型実験における相似則を考え、2%濃度のメトロゾ（信越化学社製）を用いて飽和した。メトロゾの粘

性は水の 40 倍である。

全てのケースで、全層厚は 8.4 m、堤防高さは 1.2 m である。なお、堤防の法勾配は 1:2 である。NHG1 と NHG2 は、難透水層が不連続に存在する不均質な地盤をモデル化したもので、難透水層の厚さは 1m とした。NHG1 では浅い位置にある 8.4 m 長の 2 つのシルト層の間に 3.2 m の砂質土による分断が 1 か所あり、深い位置のシルト層には 2 か所の砂質土による分断がある（水平長さは 1.6 m）。また、NHG2 は、NHG1 の浅い位置と深い位置のシルト層を入れ替えた形になっている。UG は、均質砂質土地盤をモデル化したもので、豊浦砂のみで構成されている。CG は、難透水層と液化化層が互層となっている地盤で、NHG1 や NHG2 とは異なり、難透水層は水平方向に連続している。

NHG1-MS を除き（本震のみ入力）、本震・余震を連続して入力した。入力した地震動は、1994 年のノースリッジ地震において、Moorpark-Fire station で観察されたもの（EW 成分）である。本震の最大加速度は 0.4 g に調整し、本震と余震の間は 100 秒とした。図 2 に各ケースで入力した地震動の時刻歴を示す。加速度の時刻歴において、点線は入力信号であり、実線は各ケースにおける容器下端での観測加速度である。波形は入力信号と一致はしていないが、概ね特徴をとらえており、振幅が小さくなってしまった NHG2 を除き、再現性は良好といえる。

3. 実験結果と考察

図 3 に実験終了後の地盤の変形の様子を示す。基礎地盤内の変形に着目すると、難透水層が存在するケースでは、難透水層下部において変形の集中が見られたが、均質砂質土地盤のケースでは、水平変位は液化化層下から上方に向かって連続的に大きくなっていった。

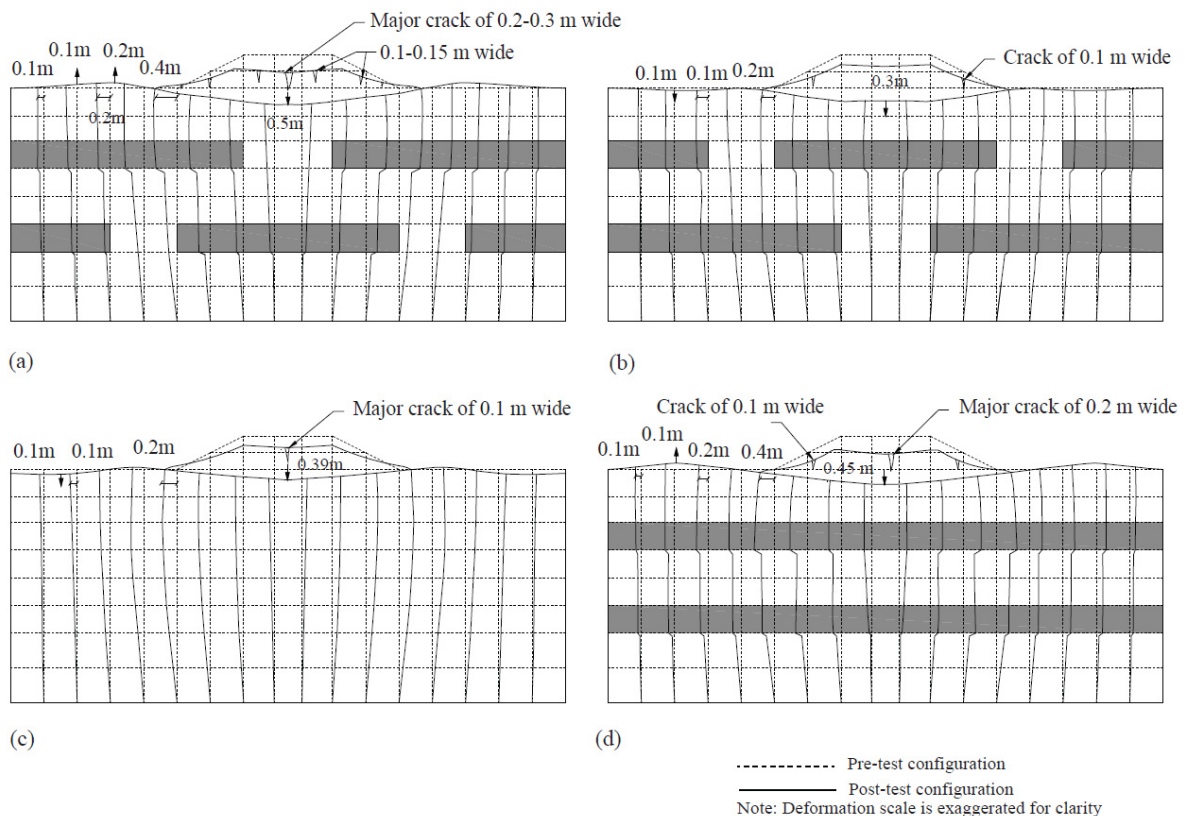


図3 実験終了後の堤防と基礎地盤の変形の様子 (a) NHG1, (b) NHG2, (c) UG, (d) CG

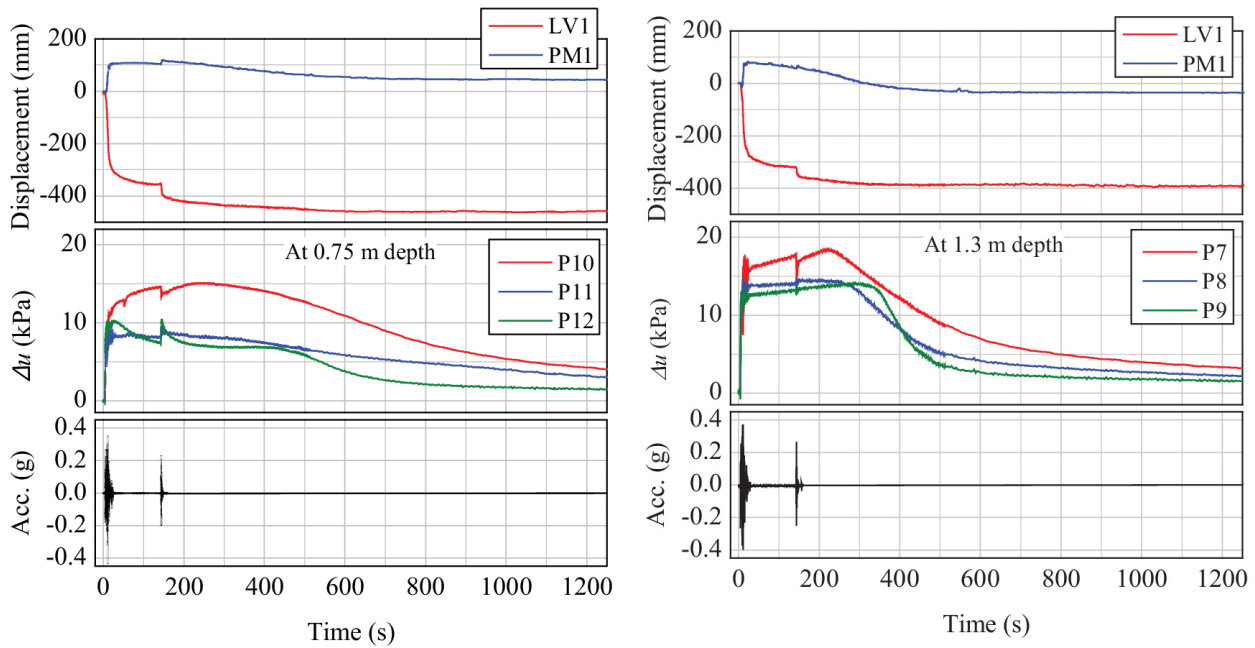


図4 地表面鉛直変位と浅部での過剰間隙水圧の時刻歴 (左) NHG1, (右) UG

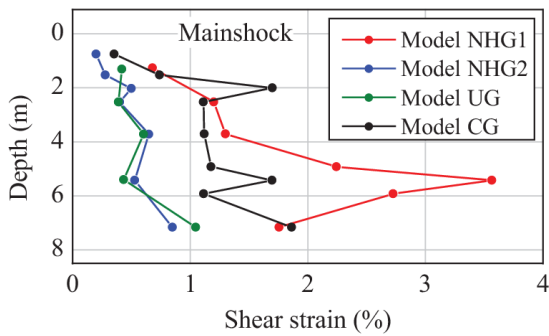


図5 中央での最大せん断ひずみ振幅分布

入力地震動が小さかった NHG2 を除くと、難透水層が存在する地盤の方が沈下量は大きく、クラック等の堤体の損傷も顕著であることが分かる。最も変形が大きかった NHG1 では、天端での最終沈下量は、0.5 m (堤防高さの約 40%) で、本震中に 0.34 m の沈下が生じた。堤防の基礎地盤へのめり込みと基礎地盤の流動による法尻での水平変位量は 0.4 m で、堤防から少し離れた箇所では、0.2 m の隆起が見られた。

図 4 に NHG1 と UG における、地表面鉛直変位と浅部での過剰間隙水圧の時刻歴を示す。LV1 は盛土天端、PM1 は自由地盤表面の鉛直変位であり、過剰間隙水圧は、盛土中央から離れるに従ってセンサー番号が大きくなっている。間隙水圧の応答を見ると、NHG1 では、難透水層の不連続位置にある P10 の値は大きく、また、比較的長時間高い値を維持しているのに対し、難透水層直上 (P11 & P12) では値は小さく、消散も相対的に早い (特に P12)。一方、UG では計測点間での値の差は小さく、また、消散は全体的に早い。鉛直変位を見ると、間隙水圧消散が相対的に遅い NHG1 では地震動後も継続して沈下が生じていることが分かる。なお、自由地盤表面では、振動開始時は地盤が隆起している。

図 5 に、本震における地盤中央での、最大せん断ひずみ振幅の分布を示す。せん断ひずみは Koga and

Matsuo (1990)の方法を参考に、加速度記録より求めた。Maharjan & Takahashi (2013) が水平地盤を対象とした実験で示したように、間隙水は難透水層を避けるように移動し、難透水層は鉛直方向の過剰間隙水圧の自由な消散を妨げることから、難透水層下面とその下の砂質土層上面との間は緩くなり (例えば, Kokusho & Kojima, 2002; Kulasingam et al., 2004), 相対的に変形しやすくなる。本実験においても、NHG1 や CG に着目すれば、確かに上記に該当する箇所において大きなひずみとなっており、これが堤防の沈下・変形と関係していると考えられる。

図 6(a)に本震中に発生した堤防の天端沈下量を UG (均質砂地盤のケース) の沈下量で正規化したものを示す。なお、NHG2 は、入力地震動が他のケースと比べて明らかに小さいため、比較の対象としていない。CG と NHG1 の天端沈下量は、UG のそれと比べてそれぞれ、10%、20%ほど大きくなっていることが分かる。また、NHG1 と NHG1-MS の値はほぼ同じであり、実験の再現性も確認できる。NHG1 の実験結果に示されるように、不連続な難透水層が存在する場合、過剰間隙水圧の消散時の間隙水の移動は難透水層が分断している箇所に集中し、その部分での過剰間隙水圧は相対的に大きくなる。このような過剰間隙水圧消散の集中は、せん断ひずみの増加や、基礎地盤の側方変位の増大に寄与していると考えられる。その結果、NHG1 の堤防天端沈下量が他のケースに比べて大きくなったと考えられる。

図 6(b)に余震とその後の間隙水圧消散過程に発生した堤防の天端沈下量を NHG1-MS (本震のみを付与した NHG1 と同地盤のケース) と UG (均質砂地盤のケース) で発生した本震後の (余震及び過剰間隙水圧消散過程に生じた) 沈下量で正規化したものを示す。前者は余震により、過剰間隙水圧消散過程に生じる沈下量がどれだけ大きくなったかを示すものであり、後者は、図 6(a)と同様の比較を余震及び過剰間隙水圧消散過程に生じた沈下量に対して行ったものである。本震だけ

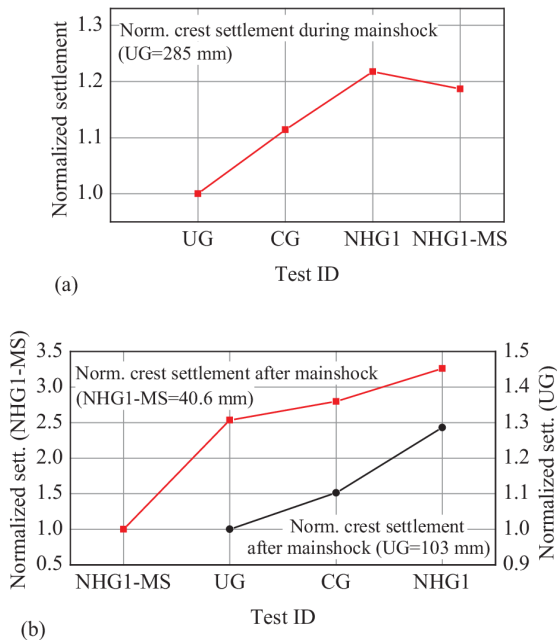


図6 正規化した天端沈下量

(a) 本震中, (b) 余震とその後の間隙水圧消散過程

を NHG1 に入力した NHG1-MS の過剰間隙水圧消散過程に生じた沈下は 40 mm 程度であり大きいとは言えないが、余震により、本震の地震の揺れが収まった後に発生する沈下量は、余震がない場合に比べて、3 倍程度となっており、また、その大きさは不均質なケースほど大きくなっていった。小さな余震ではあるが、これによる非排水沈下と再液状化により、堤防沈下量は明らかに大きくなっている。また、本震の地震の揺れが収まった後に発生する沈下量は、均質砂地盤の沈下量 (100 mm 程度) で正規化すると、CG で 10%程度、NHG1 で 30%程度大きくなっていった。UG は基礎地盤が透水係数が比較的大きな豊浦砂で構成されているため、過剰間隙水圧の消散速度が大きいですが、難透水層が存在することにより、消散速度は小さくなり、その結果、大きな本震後沈下量が発生したと考えられる。

4. まとめ

本研究では、透水性が大きく異なる土が不連続に存在する場合を想定した動的遠心模型実験を行うことにより、過剰間隙水圧消散の遅延が、地震時の地盤内の間隙水圧応答とそれに伴う堤防の沈下挙動に与える影響を調べた。実験では、難透水層が周期的に存在している場合を想定し、過剰間隙水圧の排水経路を変化させた場合の、地盤や堤防の応答の差異に特に着目した。また、本震後に余震が来る場合を想定し、ほとんどのケースで、実験時に模型地盤に余震を入力し、その影響についても調べた。実験の結果、明らかとなった事項を以下に列挙する：

- 地震動中・地震動後の過剰間隙水圧の消散過程において、間隙水は移動しやすい透水係数の大きな土を通過して地表面方向に移動する。そのため、難透水層が水平方向に不連続に介在する砂質土層では、間隙水は難透水層を避けて、難透水層の分断箇所、即ち、透水性の高い砂質土中を移動するため、局所的な浸透流が発生する。これにより、難透水層分断箇所直

上の砂質土層内過剰間隙水圧が大きくなることにより大きなせん断ひずみが発生し、基礎地盤の側方への変形を促進する。

- 堤防沈下量に対する余震の影響は無視できない大きさであり、特に、難透水層が介在するような不均質地盤においてその影響が大きいことが確認された。

参考文献

- Koga Y, Matsuo O. Shaking table tests of embankments resting on liquefiable sandy ground, *Soils and Foundations* 1990;30(4):162-174.
- Maharjan M, Takahashi A. Centrifuge model tests on liquefaction-induced settlement and pore water migration in non-homogeneous soil deposits, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2013;55:161-169.
- Kokusho, T. & Kojima, T. Mechanism for postliquefaction water film generation in layered sand, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 2002;128(2): 129-137.
- Kulasingam R, Malvick EJ, Boulanger RW, Kutter BL. Strength loss and localization at silt interlayers in slopes of liquefied sand, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 2004;130(11):1192-1202.

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震によって、東日本各地で深刻な液状化被害を受けた。本地震の特徴として継続時間の長い強震動であることが挙げられる。そのため、長時間強震動に対する有効応力解析の精度向上が求められる。しかし、有効応力解析において、残留変形の過大評価が指摘されている¹⁾。

前報²⁾では、長時間強震動を模擬した多段階载荷の非排水繰返しせん断試験³⁾を対象として、砂の構成モデルを用いて要素シミュレーションを行った。しかし、多段階载荷試験における後続のひずみを過大に評価したことから、本研究では従来の砂の構成モデルを修正した。そして修正した構成モデルの多段階载荷試験に対する有効性を検証した。

2. 対象とする室内試験概要

本研究で対象とした室内試験は、仙頭ら³⁾の行った非排水繰返しせん断試験である。この試験では、初期せん断応力作用下で、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。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%の試験結果を使用した。

試験手順は以下の通りである。まず、有効拘束圧 σ'_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载荷した。そして、非排水条件下で繰返しせん断を与え、目標のせん断応力振幅に達すると载荷を反転させて繰返しせん断を続けた。また、この試験では長時間強震動を再現するために、三つの载荷段階に分けて载荷している。1回目の载荷は主要動を模擬したものとし、せん断応力振幅を τ_{cyc1} で表す。2, 3回目の载荷は主要動後の小さな揺れを模擬したものとし、せん断応力振幅をそれぞれ τ_{cyc2} , τ_{cyc3} で表す。また、せん断応力振幅は段階ごとに半減させ、 $\tau_{cyc2}=0.5\tau_{cyc1}$, $\tau_{cyc3}=0.5\tau_{cyc2}$ とした。以上の载荷パターンを図1に示す。なお、本論文ではこの室内試験を多段階载荷試験と呼ぶ。

3. 構成モデルの修正

今回用いた砂の構成モデルは、Okaら⁴⁾による繰返し弾塑性モデルを基本としている。この構成モデルの特徴は、塑性せん断係数及びせん断弾性係数のひずみ依存性を考慮することで、変相線到達後のせん断ひずみ量の増加を再現することである。この構成モデルについて簡単に述べる。硬化関数中のパラメータ B^* を塑性ひずみ量に依存して次式で低減する。

$$B^* = (B_{max}^* - B_1^*) \exp(-C_f \cdot \gamma_{(n)}^{P*}) + B_1^* \quad (1)$$

さらに応力経路が変相線到達後は、式(1)中の B_{max}^* を次式を用いて低減する。

$$B_{max}^* = \frac{B_0^*}{1 + \frac{\gamma_{(n)}^{P*}}{\gamma_r^{P*}}} \quad (2)$$

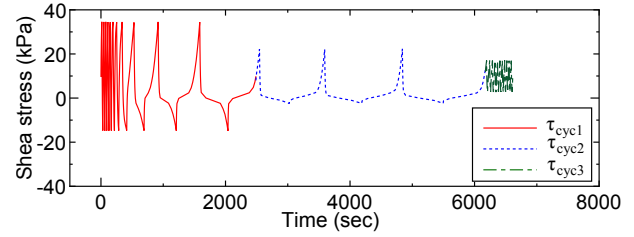


図1 非排水繰返しせん断試験の载荷パターン³⁾

B_0^* は B_{max}^* の初期値であり、 B_1^* は B_{max}^* の下限値である。 $\gamma_{(n)}^{P*}$ は、応力反転時から累積した塑性偏差ひずみの不変量 γ^{P*} である。 C_f は1サイクル毎の低減量を調整するパラメータである。 γ_r^{P*} は塑性規準ひずみパラメータである。 $\gamma_{(n)}^{P*max}$ は過去の繰返し载荷における $\gamma_{(n)}^{P*}$ の最大値である。また、せん断弾性係数においても弾性規準ひずみパラメータ γ_r^{E*} を用いて式(2)と同様に低減している。

前報²⁾において、ひずみが過大に評価された原因として変相線到達後のせん断弾性係数が小さくなりすぎたことが考えられる。そこで本研究では、せん断弾性係数の低減手法について着目した。Okaら⁴⁾の繰返し弾塑性モデルを基本とし式(3)の関係式を追加した。 G_1^{E*} は G_{max}^{E*} の下限値であり、 C_f^E は1サイクル毎の低減量を調整するパラメータである。式(3)を用いて、変相線到達前後に関わらず、せん断弾性係数を低減する。弾性規準ひずみパラメータ γ_r^{E*} を1000.0とすることで、変相線到達後の G_{max}^{E*} を低減させないようにしている。この修正により、せん断弾性係数は1サイクル毎の低減のみに依存するため、せん断弾性係数が小さくなりすぎることを抑えることが期待される。

$$G^{E*} = (G_{max}^{E*} - G_1^{E*}) \exp(-C_f^E \cdot \gamma_{(n)}^{P*}) + G_1^{E*} \quad (3)$$

4. 材料パラメータ

今回材料パラメータ設定に使用した室内試験は、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)⁵⁾による豊浦砂のせん断応力振幅一定中空ねじり試験である。この試験では、拘束圧98kPaで等方圧密し、繰返しせん断を与えている。なお、本論文ではこの室内試験を一定応力振幅試験と呼ぶ。今回用いた材料パラメータの一覧を表1に示す。なお、初期間隙比は相対密度より算定した。初期せん断係数は国生⁶⁾の式より算定した。その他の材料パラメータは要素シミュレーションで室内試験を再現することで設定した。その結果を図2に示す。シミュレーション結果のせん断ひずみが試験結果よりも小さいが、多段階载荷試験での過大評価を考慮した上で、この材料パラメータを用いている。

表 1 材料パラメータ

Parameter	Symbol	
Initial void ratio	e_0	0.730
Compression index	λ	0.010
Swelling index	κ	0.001
Quasi-overconsolidation ratio	OCR*	1.20
Initial shear modulus ratio	G_0/σ'_m	1005.8
Failure stress ratio	M_f^*	1.300
Phase transformation stress ratio	M_m^*	0.909
Hardening function parameter	B_0^*	2000.0
Hardening function parameter	C_f	1800.0
Hardening function parameter	B_i^*	300.0
Referential strain parameter	γ_r^{P*}	0.008
Referential strain parameter	γ_r^{E*}	1000.0
Dilatancy coefficient parameter	D_0^*	1.0
Dilatancy coefficient parameter	n	4.0
Elastic shear modulus parameter	G_1^{E*}	100.0
Elastic shear modulus parameter	C_f^E	1500.0

5. 解析結果

多段階載荷試験におけるシミュレーション結果と室内試験結果の比較を図 3 に示す。多段階載荷試験においては、 τ_{cyc1} , τ_{cyc2} と τ_{cyc3} の各段階においてもせん断ひずみを過大評価する結果を得た。室内試験での最終的なせん断ひずみの約 3 倍のせん断ひずみが発生した。ただし前報と比較して τ_{cyc3} におけるひずみの増加傾向は抑えられている。

6. まとめ

本研究では、岡ら⁴⁾の繰返し弾塑性モデルを一部修正し多段階載荷試験のシミュレーションを行った。前報と比較して後続の繰返しせん断でのせん断ひずみの増加傾向は抑えることができたが、全体的に過大評価となった。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 26289143 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) 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構造物の耐震性評価シンポジウム, pp.111-137, 2012.
- 2) 坪井仙一, 大隅俊陽, 渦岡良介, 仙頭紀明: 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, 第 1 回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, pp.99-100, 2013.
- 3) 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.
- 4) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S.: A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, Geotechnique 49(5), pp. 661-680, 1999.

- 5) 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, pp. 157-201, 2003.
- 6) Kokusho, T.: In situ dynamic soil properties and their evaluation, Proceedings of the 8th Asia Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Kyoto, Vol.2, pp. 215-435, 1980.

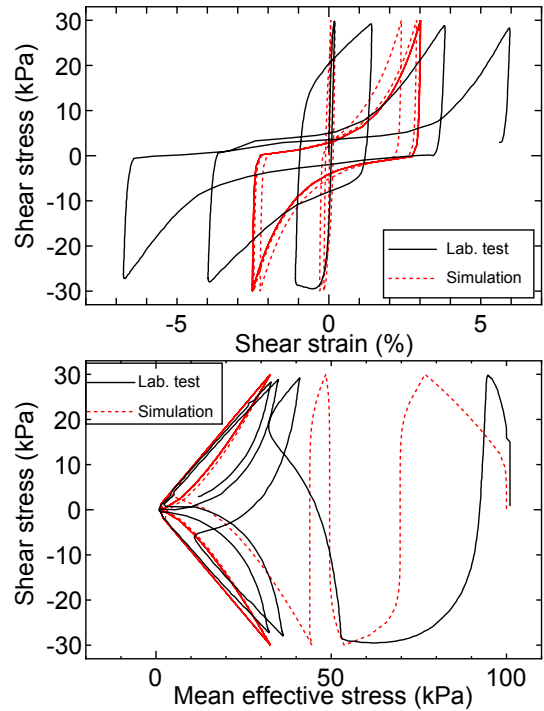


図 2 一定応力振幅試験におけるせん断応力とせん断ひずみ関係及び有効応力経路

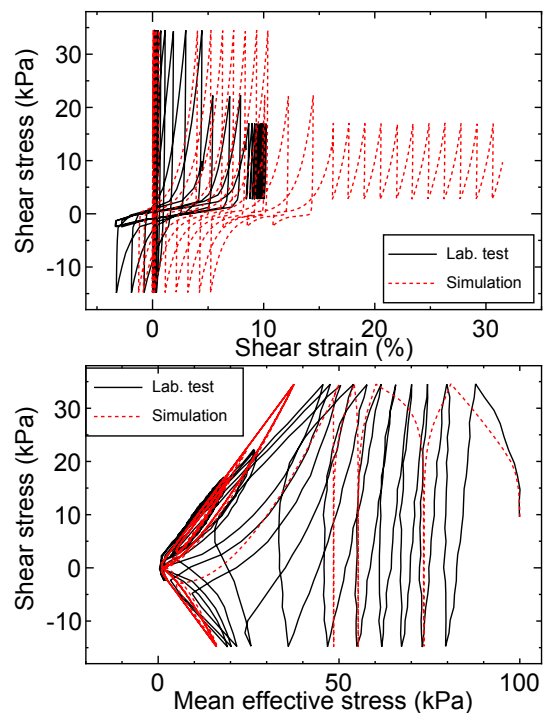


図 3 多段階載荷試験におけるせん断応力とせん断ひずみ関係及び有効応力経路