

パイピングにより堤体表面に現れる 沈下分布の特徴

PROFILE OF INDUCED SETTLEMENT ON RIVER LEVEE DUE TO LOSS OF SOIL FROM PIPING HOLE

岡村未対¹・平尾優太郎²・前田健一³

Mitsu OKAMURA, Yutaro HIRAO, Naoya SAHASHI and Kenichi MAEDA

¹正会員 工博 愛媛大学教授 大学院理工学研究科 (〒790-8577 愛媛県松山市文京町3番)

²学生員 工修 愛媛大学 大学院理工学研究科 (〒790-8577 愛媛県松山市文京町3番)

³正会員 工博 名古屋工業大学教授 大学院理工学研究科 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

This paper presents results of centrifuge tests to study settlement profile of river levee slope due to loss of soil from the piping inside the levee. Relationship between settlement profile and size and location of piping holes is established, which makes it possible to identify the piping based only on settlement of slope surface. The possible piping holes of Kinugawa river levee, in which sand was ejected from levee toe during the flooding event in 2015, are estimated using the relation. At the same site, penetration tests are conducted to identify the locations where the soil loosened possibly by piping during the flooding. It was found that the location estimated by the relation coincided with that detected by the penetration tests, confirming the validity of the relationship.

Key Words : river levee, flooding, piping, model test

1. はじめに

河川堤防について、これまでに数百m~1km毎のボーリング調査が実施され、またその情報を補完するための物理探査が行われてきた。しかしながら、高水により生じるパイピングなどの変状は、堤体や基礎地盤のごく一部の局所的な弱部が原因となるので、現状の調査では弱部を精度良く特定するに至っていない。そもそも物理探査は、例えばレーダー探査は探査深度の限界が地表面から1, 2m程度であり、またその探査原理から対象物質内に反射率の異なる明確な境界（例えば土と空洞）が無ければ検知できず、緩み領域を発見することは原理的に不可能である。また比抵抗探査や弾性波速度探査も数十cm程度の小さな緩み領域は発見できず、現状の実務的調査法で堤防の変状を引き起こす弱部を特定するのは困難である¹⁾。

土の力学特性は土質や密度、含水状態、さらには時間によって変化し、またマスとしての堤体の挙動は堤体や基礎地盤の複雑な土層構造に支配される。そのため、堤

体の精度良い力学情報の存在を前提とした現在の土質力学体系内で、弱部を含む長大な河川堤防の挙動を予測するのはほぼ不可能である。一方、高水時には浸透により堤体土の含水・応力状態が変化し、それに応じてひずみが生じる。また、堤体が構造体として不安定化すれば、法面滑りやパイピングによる空洞・緩み等が発生する。このように構成する土要素レベルの変化、構造体としての不安定化、の何れによっても堤体は変形し、状態や不安定化に応じた特有の変形パターンが堤体表面に現れるはずである。これまで計測されていない小さなレベルの表面変位を知ることが、堤防の内部構造や力学特性が不明であっても、堤体の状態と危険度の評価に結びつく可能性がある。近年、様々な測定・解析技術が急速に発展しており、植生に隠れた堤体表面の高さを、短時間に面的にcmオーダーで測定することが現実的となってきた。

以上のような背景より、本研究ではまずパイピングに対象を絞り、堤体表面の微少な変位分布からパイピング部の特定と規模の評価を行う方法を検討する。はじめに、実物の応力状態をほぼ正確に再現できる遠心模型実験装置を用い、堤体内にパイピングによる局所的な土砂流出

を模擬した実験を行い、表面変位パターンと変形量を定量的に明らかにする。これを基に、地表面変位から地中のパイピング孔の位置、幅、流出土砂体積を評価する方法を構築する。続いて構築した評価方法を用い、噴砂や漏水が生じた実堤防のパイピング位置を推定すると共に、貫入試験を行ってパイピングによる緩み位置を特定し、推定結果の妥当性を検証する。

2. 遠心模型実験

実験では剛土槽（幅430mm、深さ230mm、奥行120mm）を用い、図-1のような模型堤防を作製した。まず表面粗の亚克力ブロックを設置し、パイピング部を模した直方体の溶解性固結体（炭酸カルシウムの固結体）を二本固定した。この固結体は厚さ0.02mmのフレキシブルなビニールシートでパックし片端部はシンプレックスチューブを接続、多端は解放した状態とした。その上に乾燥した豊浦砂（相対密度50%）あるいは鳴瀬川堤防の堤体粘性土で高さ10cm、法面勾配1:2の堤体を作成した。粘性土の場合は含水比を32%に調整し、締固め度89%の堤体とした。この模型を遠心装置に搭載し、遠心加速度場にて給水タンクからシンプレックスチューブを通して水を流し、固結体を溶解することにより、パイピングによる堤体からの土砂流出を模擬した。このパイピング模擬実験では2つの固結体（図-1の①と②）を一本ずつ順に溶解し、溶解前後の堤体表面形状を三次元測定した。この3D測定は、レーザープロファイラーとそれを土槽の長手方向に等速度移動させるアクチュエーターを用い、位置及び高さの測定精度0.1mmで行った。

実験条件を表-1に示す。砂質土堤防の実験では固結体の幅は1cmとし、Case1では2本の固結体の間隔 b を0、Case2では1cmとした。また粘性土堤防のCase3では固結体の幅を2cm、間隔を1cmとした。何れの実験でも固結体①をはじめに溶解し、その後固結体②を溶解した。固結体①については、対称性を考慮すると幅2cm（Case1,2）または4cm（Case3）で高さ1cmのパイピング部の半断面を模擬しており、固結体②は①の後に生じる幅1cmまたは2cmのパイピングである。

本実験は25gの遠心加速度場にて行ったので、原型では高さ2.5mの堤体底部に生じる幅25cm~1m、高さ25cmのパイピングに対応する。なお、本論文において実験条件及び結果は全て模型スケールで示す。

3. 実験結果と考察

Case1の実験で、一本目および二本目のパイピング部（①部、②部）の流出後に法面に現れた沈下量分布を図-2に示す。パイピング部直上では、土被りの小さな法尻

部で沈下量が大きく法尻に近づくにつれて小さくなっている。また縦断方向（ x 方向）でも直上で大きく、距離 x の増加と共に減少していることがわかる。

表-1 実験条件

| 実験Case | 堤体試料 | パイピング部 幅×高さ | パイピング部 間隔 b (cm) |
|--------|-------|----------------|-----------------------|
| 1 | 乾燥豊浦砂 | 1cm×1cm | 0 |
| 2 | | | 1 |
| 3 | 鳴瀬川粘土 | 2cm×1cm | 2 |

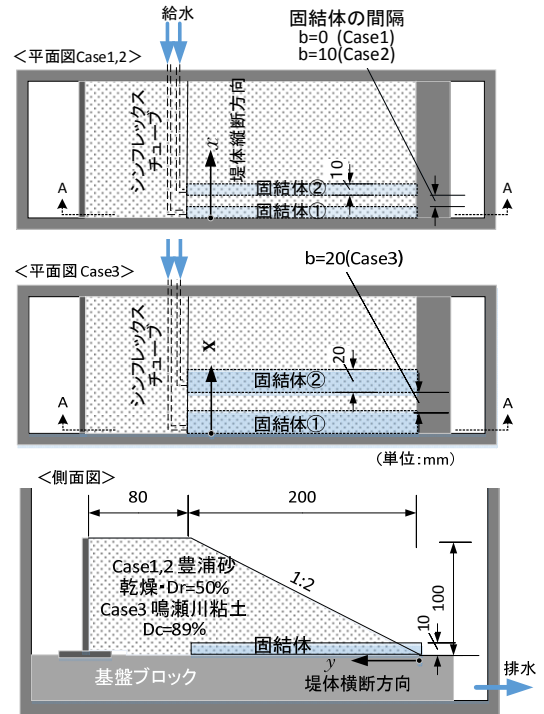


図-1 遠心模型の概要（砂質土堤体模型）。

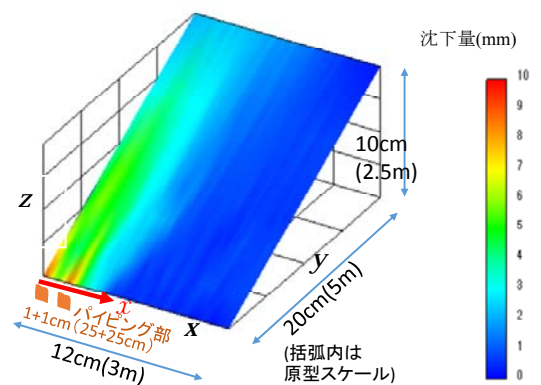


図-2 ①②流出後の法面表面の沈下分布（Case1）

(1) 1本目のパイピングによる表面沈下性状

a) 1本目パイピング部直上の横断形状

図-3は砂堤防の実験においてパイピング部①の流出後により生じた測線A（図-1参照）上の堤体沈下量である。法尻からの水平距離 y が0から2cmまでの範囲は固結体上

面が露出し堤体土が被っていないため、2cm以降の沈下量のみを示してある。パイピング部①の流出による沈下量は、土被り厚がゼロの法尻部(y=2cm)において固結体の初期高さに等しいほぼ10mmで、距離yの増加とともに沈下量は減少し、y>20cmの範囲(天端)では直下に固結体がないために沈下量は急減した。粘性土堤防(Case3)では、粘土の強度が大きかったためパイピングによって生じた空洞が崩壊せずにある程度保持されたため、全体的に沈下量が小さくなった。

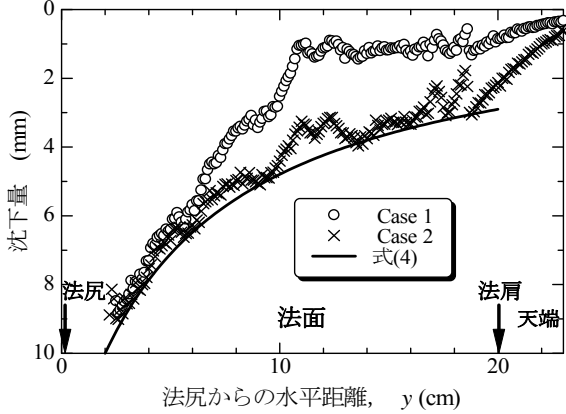


図-3 固結体①後のA-A断面での沈下量分布(堤体横断方向)

b) 縦断形状

固結体①の流出による法面の堤体縦断方向(x方向)の沈下量分布を図-4に示す。縦断方向の沈下量分布は、土槽壁面(x=0)付近で壁面との摩擦による影響により沈下量が小さくなっているが、このことを除けばパイピング部①の直上で最も大きく、土槽側面からの距離xがある程度大きくなった地点から沈下量はほぼゼロとなりパイピングの影響は見られなくなる。

Case1の砂質土堤防の結果を詳細に見ると(図-4(a))、法尻(y=0)近くではパイピング部直上の土被り厚さが小さく、そのため地表面沈下量の最大値は大きい影響範囲は狭い。法肩(y=20cm)に近づくとつれ土被り厚は大きくなり沈下量は小さく、逆に影響範囲は広い。このような傾向はCase1, 2ともに見られた。

何れの断面においても沈下分布は正規分布曲線状の形状となっている。一方、粘性土堤防では、表面から4cm程度の深さまで乾燥による含水比の低下と強度の増加が見られ、この影響をより強く受ける法尻付近ではほとんど沈下が生じなかった。しかしながらおよそy>9cmの範囲では沈下分布は正規分布曲線状の形状となっている。

(2) 沈下部分のモデル化

シールドトンネルの掘削に伴う地表面沈下特性に関する多くの研究により、トンネルの幅で正規化した土被り厚と地表面沈下領域の広さとに良い関係があることが知られている。図-5に示すようにトンネルの幅(直径)をB、土の体積損失部の高さをH、トンネルまでの深さをD

とし、ガウス曲線分布の地表面沈下の変曲点距離を x_i (標準偏差)とすると、 x_i/B と D/B の間に図-6に示すような関係があることが知られている²³⁾。

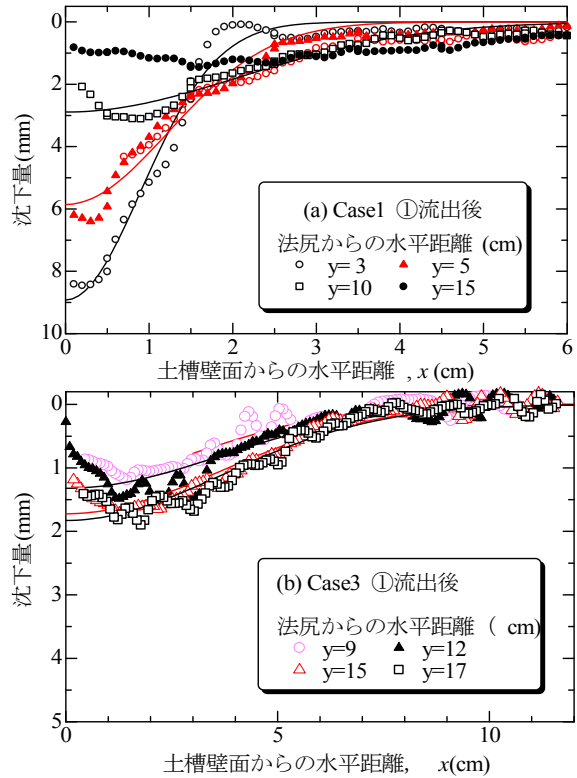


図-4 堤体縦断方向の沈下分布(固結体①流出後)

本研究の実験結果(沈下量S)を式(1)のガウス分布曲線により最小自乗近似した結果を図-4に曲線で示す。

$$S = S_{\max} \exp\left(-x^2/2x_i^2\right) \quad (1)$$

パイピング①の流出による沈下分布は、ガウス分布曲線によく近似できている。この近似曲線の x_i と土被り厚(パイピング部上面から法面までの高さ)の関係を図-6中に示してある。砂堤防の実験結果は、飽和砂地盤におけるシールドトンネルの事例³⁾と近い位置にプロットされている。また、粘性土堤防のCase3の結果もPeck³⁾と良く一致している。シールドトンネルの事例のほとんどは地表面が水平であるが、堤体法面のように地表に傾斜があっても、沈下分布形状は水平地盤の場合と同様になることがわかる。

砂堤防において、堤体表面からDの深さで、幅B、高さHの矩形部分の土がパイピングにより流出することを考える。図-6に示した砂堤防の結果を直線近似すると、

$$D/B = 4.6(2x_i/B - 0.8) \quad (2)$$

となり、地表面の沈下面積がパイピング部の流出断面積と等しいと仮定すると、沈下面積Vは

$$V = \sqrt{2\pi} S_{\max} x_i = BH \quad (3)$$

となる。式(2)(3)より、 S_{max} は、

$$S_{max} = \frac{BH}{\sqrt{2\pi}(D/9.2 + 0.4B)} \quad (4)$$

となる。この関係は図-3中に示すとおり、Case2の実験結果とよく合っている。

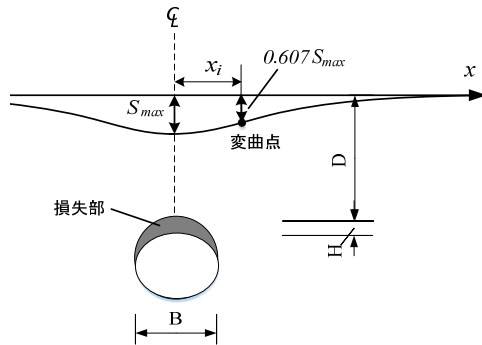


図-5 地下の体積欠損による地表沈下の模式図。

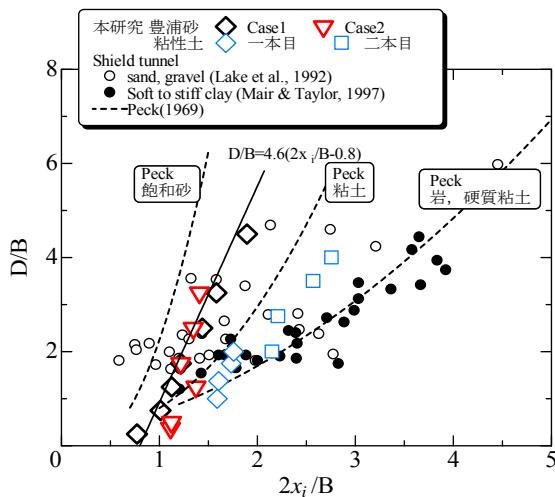


図-6 縦断面沈下分布の変曲点距離と深さの関係

本研究で行った実験での H/B は、固結体①では0.25～0.5、固結体②では0.5～1である。実地盤ではパイピングが発生する飽和砂質土層内で縦横比 H/B の大きな空洞が安定的に形成されることは考えにくい。そこで、 H/B が0.1～0.5の範囲にあると仮定すると、 B と D は次式のように表せ、沈下量の横断分布(S_{max} と x_i)を測定すればパイピング部の H 、 B 、 D が求まる。

$$H = (0.1 \sim 0.5)B, \quad B = \left[\frac{\sqrt{2\pi}}{0.1 \sim 0.5} S_{max} x_i \right]^{0.5} \quad (5a)$$

$$D = 4.6B(2x_i/B - 0.8) \quad (5b)$$

(3) 二本目のパイピングによる表面沈下性状

一本目のパイピング部(固結体①)を溶解・流出させた後に固結体②に通水し、これを溶解・流出させた。図-2に示したCase1の固結体②流出後の沈下分布において、ではW型の沈下分布が明瞭に見られ、①と②の流出による沈下の履歴が現れている。すなわち①②を一体のパイ

ピング部(パイピング幅 $B=4\text{cm}$)とした時に現れる幅の広い一つの正規分布状の沈下分布にはなっていない。

図-7に固結体②のみの流出による沈下量増分を示す。ここで見られる沈下分布は、図-4(a)の固結体①流出によるものと比べると、幅が狭いことがわかる。これは、①が幅2cmのパイピング部の対称半断面の実験であるのに対し、②が幅1cmのパイピング部であることによる。

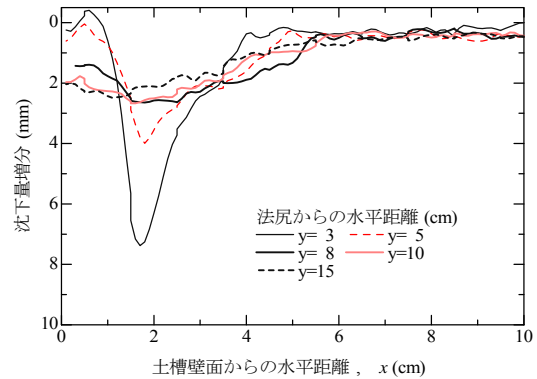


図-7 堤体縦断方向の沈下分布 (Case1固結体②流出による沈下量増分)

4. 実堤防における検証

平成27年の台風17・18号に伴う豪雨災害により、鬼怒川では漏水と噴砂が発生した⁵⁾。噴砂・漏水の発生箇所において堤体表面形状を測定し、前節で構築したモデルを用いてパイピング部を推定する。推定結果は、原位置で実施した貫入試験で特定した緩み箇所と比較することで推定結果の妥当性を検証する。

(1) 堤体表面形状の計測

対象地点は漏水・噴砂が複数発生した鬼怒川左岸堤防13.2k付近である。堤内側横断面図と平面図を図-8に示す。4つの月の輪の直上にAからDの測線を設け、それぞれ①から⑥の位置にて堤防縦断方向にテープを貼り、法面(土の表面)の鉛直方向の凹凸を植生を避けて10cm毎に計測した。なお、AとBの月の輪に溜まっていた噴砂の体積は、おおよそ0.2～0.3 m^3 であった。また、この堤体は砂質土であった⁵⁾。

(2) 計測結果

噴砂が見られたA測線の表面形状計測結果を図-9に示す。ここで縦軸は測線両端部を結んだ線と法面表面との高さの差である。法先に近い①位置では深さ約7cm、幅約1mの窪みが2つ見られ、③位置(小段の上)でも同様の窪みが見られ、何れも沈下分布は正規分布形状であり①から③にかけて窪みは連続しており、その沈下量は徐々に小さく、幅は広くなっており、パイピングに特有

の形状であることから、この位置の直下で2本のパイピング孔が発生し、土砂流出が起きたと考えられる。また、④から⑥の法面上部ではこのような特徴的な形状の窪みは見られないが、これはこの直下で土砂流出が生じなかったのか、あるいは土被り厚が大きくなり判別できる地表面沈下が生じなかったのかは不明である。このような表面形状は同等量の噴砂のあったB測線でもみられたが、漏水のみで噴砂が無かった他の測線や他の計測箇所ではいずれもこのような特徴的な窪みは見られなかった（正規分布状の窪みがないか、あっても法尻から縦断方向に連続していない）。

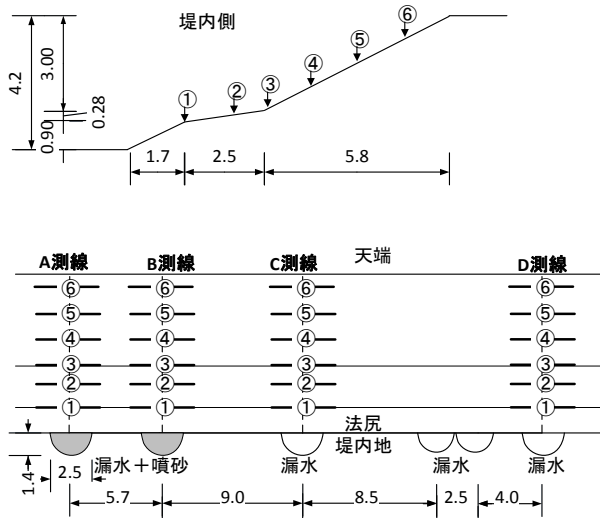


図-8 鬼怒川左岸13.2k漏水箇所における堤体表面の計測位置

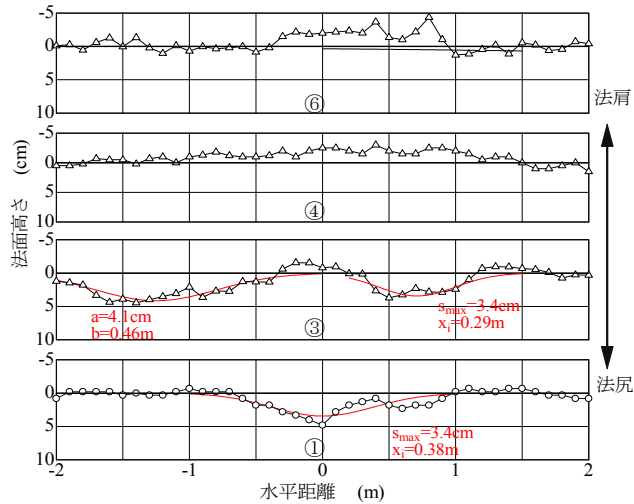


図-9 鬼怒川左岸13.2k, A測線における堤体表面の縦断形状

(3) 堤体・地盤内部のパイピング位置の推定

特徴的な窪み形状が見られたA測線, B測線を対象に、地表面形状からパイピング位置とその規模を推定する。表面形状をガウス曲線で近似した結果を図-9に曲線で示す。各凹部分の s_{max} と x_i を式(5)に代入して求めたパイピング部の位置と大きさを図-10に示す。なお、 H/B が0.1

と0.5の場合について示してある。図中の赤い実線部が直上の表面形状から推定したパイピング部である。A測線では①位置では幅が57cm, 高さが6cm ($H/B=0.1$)で表面から1mの位置にパイピング部があり、その先は2つに分岐し③位置では幅が68cmと50cm, 高さが5cmと7cmのパイピング部が存在すると推定した。A測線の③位置の左側パイピング部では $D=84\text{cm}$ ($H/B=1$)が $D=184\text{cm}$ ($H/B=0.5$)、右側パイピング部では $D=140\text{cm}$ ($H/B=0.1$)が $D=255\text{cm}$ ($H/B=5$)となる。今回は計測位置①～⑥の間に2～3mの間隔があったためこのように離散的な推定結果となったが、測定位置間の間隔を狭くし、あるいは面的に高密度で計測することにより連続的なパイピング位置の推定が出来る。

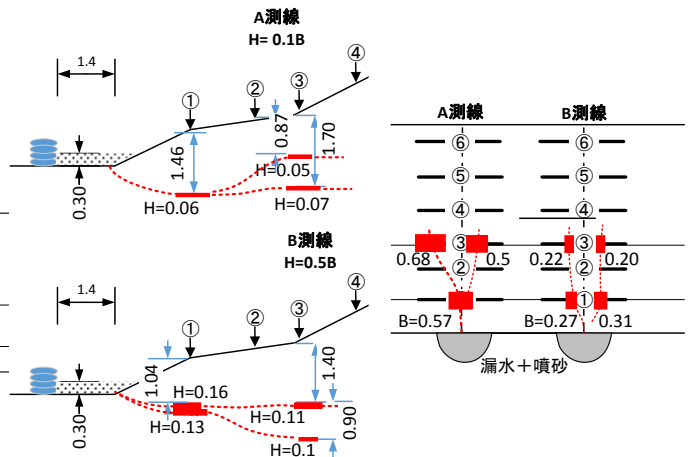


図-10 噴砂のあったA, B測線で推定したパイピング位置

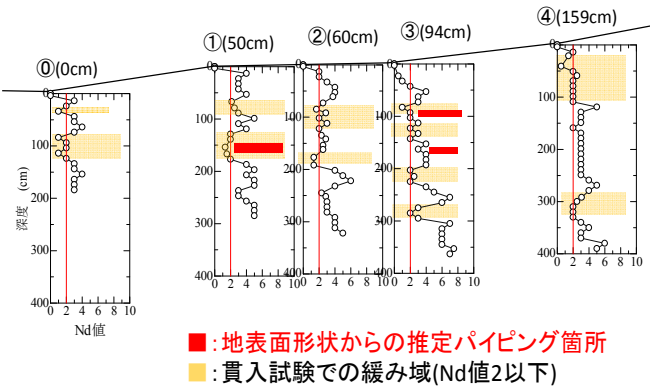


図-11 A測線での貫入試験結果と推定パイピング位置の関係

(4) 貫入試験による緩み領域の特定

前節で推定したパイピング位置の妥当性を検証するために、A測線において簡易動的貫入試験を行った。

図-11は各貫入位置での貫入抵抗 N_d 値の深度分布であり、図中には特に貫入抵抗の小さい層と地表面形状から推定したパイピング箇所をマーキングしてある。A測線では N_d 値は全体的に10以下と小さく、緩い砂であることがわかり、その中でも N_d 値が2程度以下の特に緩い層が複数の深度に存在している。①～③位置では、法尻部地

表面からの深度で約50cmと1mのところ特に緩い層がある。この位置は、地表面形状から推定したパイピング位置（法面表面からの深さ84cmから255cm）とよく対応したものとなっている。なお、これら以外の深度にも貫入抵抗の小さい層が存在し、貫入抵抗の大小が必ずしもパイピング部と対応するものではないこともわかる。

5. 実堤防の点検法としての適用可能性

本論文の最後に、現地でUAVに搭載したレーザープロファイラー（LP）により取得したデータの解析事例を示す。対象箇所は、那賀川左岸12.4k付近の堤内側法面である。ここでは図-12(a)に示す箇所において近年の4回の出水により漏水が発生している。図に示す長さ120mの区間を①～⑨のセグメントに分け、各セグメントで堤体表面を平面近似し、そこからの高さの偏差の分布を示したのが図-12(b)のコンター図である。なお、紙幅の制約から①～③のセグメントのみ示すが、⑧の地点でも窪みが見られたことを付記しておく。①と②の境界付近に最大24cmの凹部があり、ここでは法尻に近づくほど深くかつ狭くなるパイピングに特徴的な形状となっている。また、③の端部にも約14cmの凹部がある。これらの凹部はH27年に漏水のあった箇所と一致している。②、③の法尻部からはH19年の出水時に全体的に漏水があったが、パイピングに特有の沈下形状は上述の2箇所であった。なお、②には一部高い部分（図中の赤色部）があるが、ここは法尻の腰留め擁壁であり、堤体の変状とは関係ない。また、漏水の無かった他のセグメント（④～⑦、⑨）では堤体表面の平坦性は高く、変状と堤体表面形状には相関性が認められた。

今回の表面形状による調査法の有効性を確認するためには、表面形状から特定した箇所において実際にパイピングが生じていたのかを調べる必要があり、鬼怒川と同様の貫入試験を行ったところ、窪みの中心では50cm離れた位置で見られないN値の極めて小さな層が基礎地盤表層に存在することを確認した。

6. 結論

本研究では、堤体表面の微小な変位分布からパイピング部の特定と規模の評価を行う方法を検討した。はじめに、遠心模型実験装置を用いて堤体内にパイピングによる局所的な土砂流出を模擬した実験を行い、表面変位パターンと変形量を定量的に明らかにし、これを基に地表面変位から地中のパイピング孔の位置、幅、流出土砂体積を評価する方法を構築した。続いて構築した評価方法を用い、噴砂が生じた鬼怒川左岸堤防においてパイピング位置を推定すると共に、貫入試験を行ってパイピング

による緩み位置を特定し、推定結果の妥当性を検証した。

さらに、LPで取得した3次元標高データから、パイピングに起因すると考えられる特徴的な沈下形状を示す箇所を抽出したところ、漏水等の過去の変状箇所と堤体表面形状箇所と相関性が有ることを確認した。

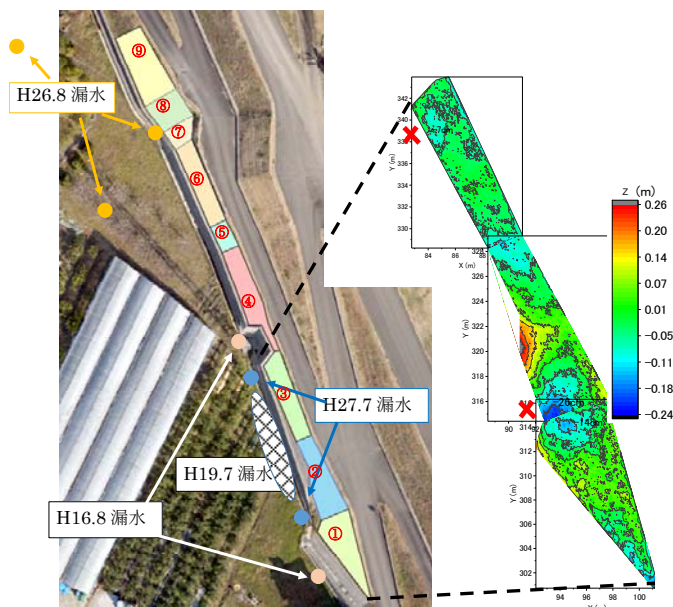


図-12 那賀川左岸12.4k地点の調査位置と表面形状解析結果

謝辞：LPで取得された那賀川のDEMデータは国総研河川研究室より、また漏水記録は国交省那賀川河川事務所よりご提供いただいた。記して謝意を表す。また、本論文は河川技術開発制度に基づく国総研からの委託研究成果の一部である。

参考文献

- 岡村未対, 坂本淳一, 新清晃: 平成27年9月関東・東北豪雨による関東地方災害調査報告書4.4節, 土木学会・地盤工学会合同調査団関東グループ, 2016
- Mahmoud, A., and Magued, I.: Analysis of Tunneling-Induced Ground movements Using Transparent Soil models, *J. of Geotech. Geoenviron. Eng.* 137(5), pp. 525-535, 2011.
- Mair, R.J., Taylor, R.N. and Bracegirdle, A.: Subsurface settlement profiles above tunnels in clays, *Geotechnique*, 43(2), pp. 315-320, 1993.
- Peck, R. B.: Deep excavations and tunneling in soft ground, *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrng.*, 225-290, 1969.
- 国土交通省関東地方整備局: 『平成27年9月関東・東北豪雨』に係る洪水被害及び復旧状況等について, <http://www.ktr.mlit.go.jp/bousai/bousai00000091.html> (2016.3)

(2017. 4. 3受付)