

模型実験に基づいた河川堤防の パイピング発達に係わる土質条件の分析

ANALYSIS OF SOIL CONDITION RELATED TO PIPING DEVELOPMENT IN RIVER LEVEE BASED ON MODEL EXPERIMENT

上野 俊幸¹・笹岡 信吾²・森 啓年³・中村 賢人¹・福島 雅紀⁴・諏訪 義雄¹

Toshiyuki UENO, Shingo SASAOKA, Hirotoshi MORI, Kento NAKAMURA,

Masaki FUKUSHIMA and Yoshio SUWA

¹正会員 国土技術政策総合研究所 河川研究部 河川研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1)

²国土技術政策総合研究所 河川研究部 河川研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1)

³正会員 工博 山口大学 大学院創成科学研究科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2-16-1,
元国土技術政策総合研究所 河川研究部 河川研究室)

⁴正会員 工博 国土技術政策総合研究所 河川研究部 河川研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1)

In order to understand the soil condition affecting the piping development of a river levee on a permeable foundation ground, model experiments was conducted under the conditions changing the soil layer of levee body and foundation ground. As a result, it was found that piping develops more easily as the foundation ground has a multilayer which has lower permeable soil above the higher permeable soil. However, if the soil particle size of the upper layer of the foundation ground is large, piping is unlikely to occur. Furthermore, it was found that piping is easy to develop if the permeability of levee body is low.

Key Words : river levee, piping development, model experiment

1. はじめに

透水性地盤上の河川堤防では、洪水時に基礎地盤のパイピングから決壊に至る危険性がある。平成24年7月に堤防決壊に至った矢部川では、堤体直下の砂質土層に噴砂を伴う空洞が徐々に進行したことで、堤防陥没による河川水の越流が生じ、最終的に堤防決壊に至ったと報告されている¹⁾。この前兆現象とみられる噴砂は出水の度に様々な河川で発見されており、河川堤防の安全度向上のためには、噴砂からパイピングが発達し堤防決壊に至るメカニズムを解明する必要がある。

本論文では、このパイピングの発達に影響する地盤条件を把握するため、堤防全断面の縮小模型実験を対象に、堤体及び基礎地盤の土層構成のパターン（以下、土層パターン）と浸透破壊形態の関係を分析し、パイピングの発達に係わる条件について考察した。

2. 実験概要

(1) 堤防模型

図-1に堤防模型の概要を示す。堤体形状は、天端幅0.4m、法勾配1:2.0で、敷幅は3.6mである。

堤防模型は6ケースで、土質の異なる3材料（0.3mm砂、ローム、ベントナイト混合土）の堤体と、粒径の違いにより透水性を変化させた4材料（13.8mm礫、3.0mm礫、1.1～1.2mm砂、0.3mm砂）の基礎地盤の組合せとした。ここで、0.3mm砂とは平均粒径0.3mmのほぼ様な砂であることを表す（以下、同様）。基礎地盤構成は、層厚0.1mの難透水層（ローム）の上に層厚0.2mの透水層（珪砂及び碎石）を分布させた。なお、透水層は単一層か複層とし、複層の場合は上層に対して下層の透水性が高い組合せとした。

河川水の堤防模型への浸透面は、ケース1～3では川表法面及び基礎地盤上面であるのに対して、ケース4～6では基礎地盤端部も加えており、後者の方が基礎地盤に浸透しやすい条件である。また、川裏法尻から堤内側へ向かって露出する基礎地盤の透水層幅は、ケース1～3で2.6m、ケース4～6で0.4m行止りとしており、後者の方が浸透に対する安全性に対して厳しい条件である。

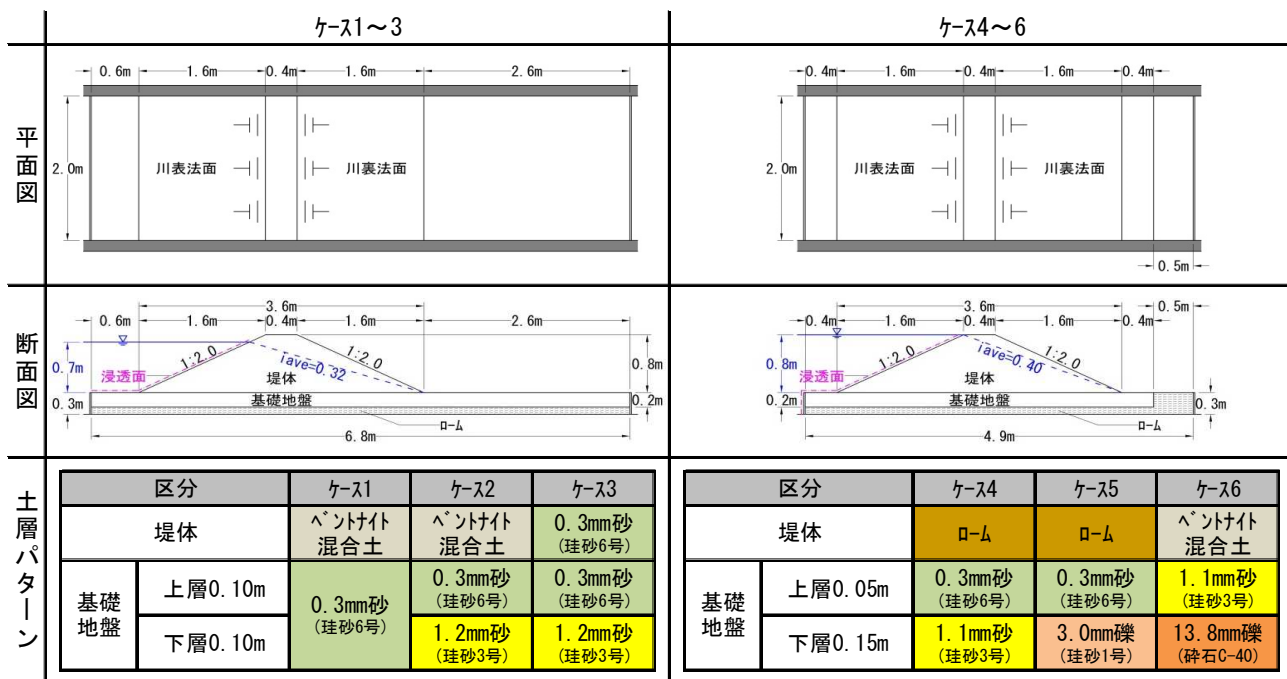


図-1 堤防模型概要図

表-1 土質条件一覧表 (各ケースの平均値)

ケース	区分	土質	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	湿潤密度 ρ_t g/cm ³	飽和密度 ρ_{sat} g/cm ³	50% 粒径 D_{50} mm	透水係数 k m/s
1～3	堤体	ベントナイト混合土	2.743	1.381	1.707	1.877	0.28	4.1E-9
	堤体/基礎地盤	0.3mm砂 (珪砂6号)	2.650	1.466	1.641	1.913	0.26	2.9E-4
	基礎地盤	1.2mm砂 (珪砂3号)	2.657	1.361	1.509	1.849	1.21	3.3E-3
4～6	堤体	ベントナイト混合土	2.743	1.381	1.707	1.877	0.28	4.1E-9
		ローム	2.754	0.632	1.316	1.403	0.01	2.0E-8
	基礎地盤	0.3mm砂 (珪砂6号)	2.671	1.294	1.654	1.809	0.33	1.9E-4
		1.1mm砂 (珪砂3号)	2.657	1.361	1.509	1.849	1.09	9.1E-4
		3.0mm礫 (珪砂1号)	2.669	1.409	1.460	1.881	3.01	2.8E-3
		13.8mm礫 (砕石C-40)	2.718	1.585	1.662	2.002	13.81	8.2E-3

(2) 土質条件

表-1に土質条件の一覧表を示し、図-2に粒径加積曲線を示した。珪砂や碎石の土質名で示した数値は、50%粒径 D_{50} である。また、ベントナイト混合土とは、0.3mm砂 (珪砂6号) にベントナイトを重量比20%で混合したもので、堤体として締めると、剛性は高く、透水性は非常に低い土質である。表中で※印を付けた項目は、試験データがないため、参考値としてケース4～6のデータを参照した。

密度値は、堤防模型作製時に行った現場密度試験結果の平均値より求めた。透水係数は室内透水試験の平均値より求めており、堤体に用いた3材料は堤防模型からのサンプリング試料を対象に、その他基礎地盤にのみ用いた3材料は現場密度試験結果に合わせて密度調整した供試体を対象にそれぞれ試験したものである。

(3) 水位条件

基礎地盤を飽和させるため、初期水位は基礎地盤上面 (以下、GL) に設定し、実験開始まで12時間以上保持させた。

ケース1～3では、河川水位を0.01m/minの速度で設定水位GL+0.70mまで上昇させ、その後は一定水位を保つようにコントロールした。設定水位での川表法面上の水面位置と川裏法尻を結んだ直線勾配で示す平均動水勾配 i_{ave} は0.32となる。ケース4～6では、河川水位の上昇速度を0.02m/minとして、設定水位をGL+0.77～0.80mとした。 i_{ave} は0.37～0.40となる。

(4) 計測方法

実験中の計測内容は、外観観察及び間隙水圧・土砂移動計測とした。外観観察は目視及びカメラ撮影により行

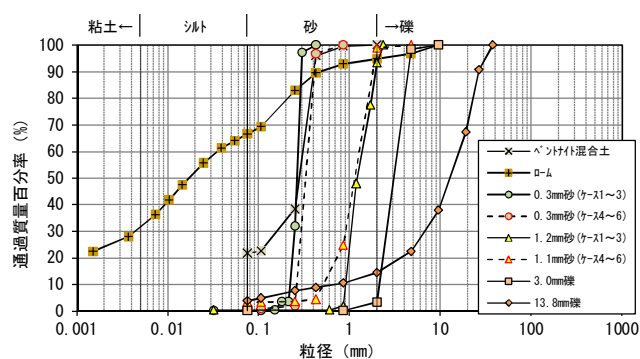


図-2 粒径加積曲線

い、主に川裏法尻部周辺の堤体・基礎地盤の動態に着目した。間隙水圧・土砂移動計測では、パイピング発達時の間隙水圧の変化や土砂流出のタイミングを把握するために、水圧と加速度 (3軸方向) が計測できるモーションロガー (MSR社製MSR145) を土中に配置した。さらにケース4～6では、基礎地盤上層に川裏法尻から0.4m間隔で色砂を配置し、土砂移動範囲を判別しやすくした。

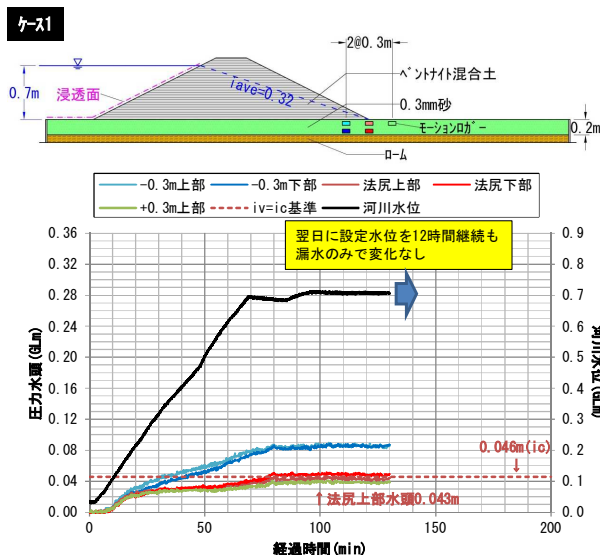


図-3 圧力水頭の経時変化図 (ケース1)



写真-1 130分の川裏法尻の状況 (ケース1)

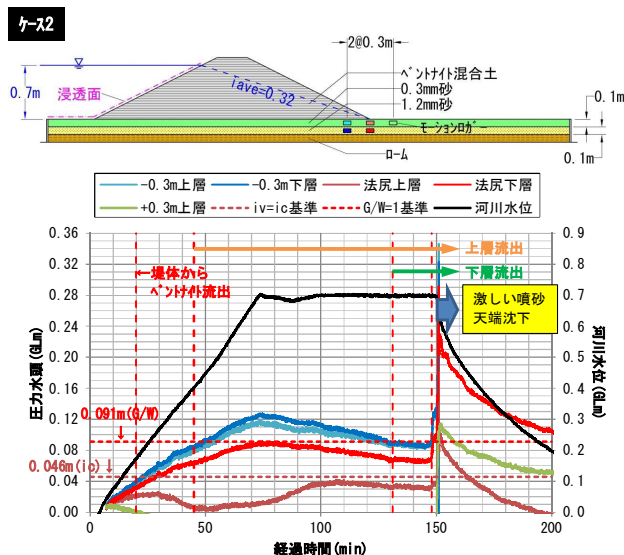


図-4 圧力水頭の経時変化図 (ケース2)



写真-2 150分の決壊時の状況 (ケース2)

3. 実験結果

(1) ケース1

ケース1は、ベントナイト混合土の堤体と、0.3mm砂の単層基礎地盤の組合せである。本ケースは、平均動水勾配 $i_{ave}=0.32$ の範囲で、噴砂や土砂流出は生じなかった。

図-3に圧力水頭の経時変化を示す。計器の横断配置は法尻を中心に0.3m間隔とし、凡例の数値は川表側を負、川裏側を正で示した。設置深度は、上部はGL-0.05m、下部はGL-0.15mである。同図には、0.3mm砂の水中単位体積重量 γ_w を水の単位体積重量 γ_w で除して求めた限界動水勾配 $i_c=0.91$ となる水頭を示した。

実験では、水位上昇に伴って川裏側の地表面から漏水は生じたものの、設定水位を計13時間継続させても噴砂や土砂流出が生じる状態には至らなかった(写真-1)。これは、法尻上部の水頭0.043mが、 i_c に対応する水頭0.046mを超えなかったことに対応している。

既往の法尻抽出模型(ケース1の3倍の大きさの堤防の川裏法尻部を幅3mの範囲でモデル化)による実験では、 $i_{ave} (=i_{ave}') = 0.49$ で噴砂が発生して $i_{ave} (=i_{ave}') = 0.55$ で大変形に至った²⁾。ここで、 i_{ave}' は浸透路長から求めた平均動水勾配を指す。ケース1では浸透路長を数幅とすると $i_{ave}'=0.19$ となり、天端幅を変えずに $i_{ave}'=0.49$ の水位条件を得るには法勾配1:0.77が必要となる。よって、行止り

地形のない層厚一定の単層地盤上の一般的な形状の堤防では、法尻部の間隙水圧は i_c を超えるほど高まらず、パイピングに至る可能性は低いものと考えられる。

(2) ケース2

ケース2は、ベントナイト混合土の堤体と、0.3mm砂及び1.2mm砂の複層基礎地盤の組合せである。本ケースは、平均動水勾配 $i_{ave}=0.32$ となる設定水位を約80分継続した段階で、急激に決壊(天端沈下)に至った。

図-4に圧力水頭の経時変化を示し、法尻上層で限界動水勾配 $i_c=0.91$ となる水頭と、法尻下層で上層重量 G とその底面に作用する揚圧力 W が釣り合う $G/W=1$ となる水頭を示した。計器の横断配置はケース1と同様で、設置深度は各層中心の上層はGL-0.05m、下層はGL-0.15mとした。

実験では、水位上昇中の20分から堤体中のベントナイト流出が起きて45分に0.3mm砂が流出し、131分には噴砂拡大とともに1.2mm砂が流出した。その後、148分から激しい噴砂とともに堤体土も流出して決壊に至った(写真-2)。堤体の剛性が高いために堤体下部に荷重が伝わらない部分があったと仮定すると、堤体下部の-0.3m上層で $i_c \geq i_c$ となる20分頃にベントナイト流出とともに水みちが形成された可能性が高いことから、法尻上層の水圧低下が生じたことも説明できる。そして、-0.3m下層で $G/W \leq 1$ となる45分頃に水みち内で噴砂が生じて0.3mm砂の流出に至ったとも推察される。

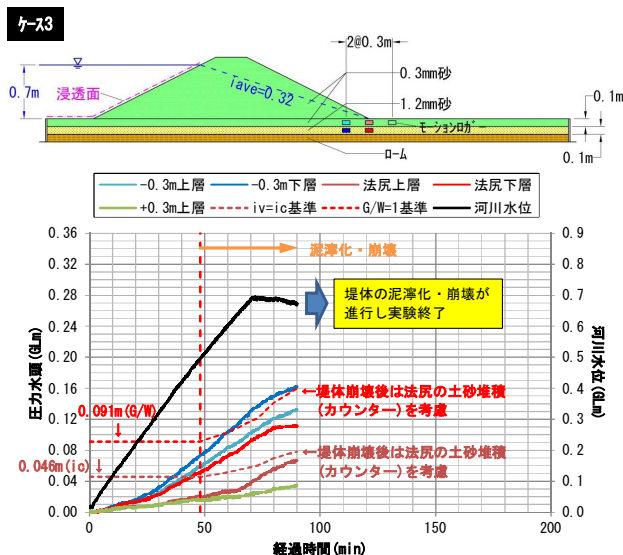


図-5 圧力水頭の経時変化図 (ケース3)

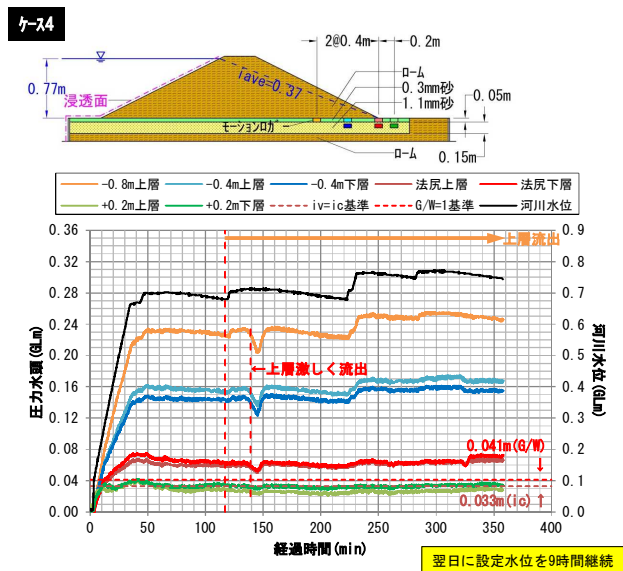


図-6 圧力水頭の経時変化図 (ケース4)

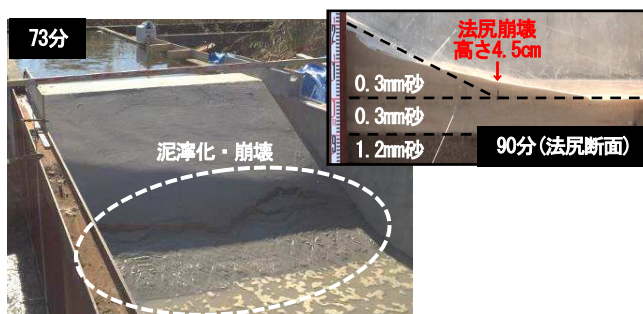


写真-3 73分の法尻崩壊と90分の土砂堆積の状況 (ケース3)



写真-4 139分の噴砂の状況 (ケース4)

(3) ケース3

ケース3は、0.3mm砂の堤体と、0.3mm砂及び1.2mm砂の複層基礎地盤の組合せである。本ケースは、堤体崩壊が先行したため決壊を待たずに実験終了としたが、その間に噴砂等のパイピング現象は見られなかった。

図-5に圧力水頭の経時変化を示し、法尻上層で限界動水勾配 $i_c=0.91$ となる水頭と、法尻下層で $G/W=1$ となる水頭を示した。計器の配置はケース2と同様である。

実験では、水位上昇中の48分から法尻部の湿潤化と堤体崩壊が先行したため、90分経過時点で実験終了とした。本ケースで特徴的なのは、設定水位後も間隙水圧が上昇傾向にあったことである。この原因は、48分から始まった堤体土崩壊によって法尻部へ土砂堆積が生じ、そこに浸潤線が形成されたためと考えられる。

写真-3には73分の川裏法尻部の断面状況を示しており、この時点で法尻部には崩壊土が高さ2.0cmほど堆積していた。さらに、実験終了とした90分には、堆積土の高さは4.5cmにまで増加していた。図-5の $i_v \geq i_c$ 及び $G/W=1$ となる基準水頭のラインは、この堆積土によるカウンター効果を踏まえて描いた。なお、堆積土は緩んだ状態のため、0.3mm砂の飽和密度 $\rho_{sat}=1.913\text{g/cm}^3$ を仮に8割まで低減させた場合の試算である。この結果からは、堤体土崩壊により $i_v \geq i_c$ や $G/W \leq 1$ とならずにパイピングが発達しなかったものと推察される。

(4) ケース4

ケース4は、ロームの堤体と、0.3mm砂及び1.1mm砂の複層基礎地盤の組合せである。本ケースは、早期に $G/W \leq 1$ となったものの、時間をかけてパイピングが進行した。

図-6に圧力水頭の経時変化を示し、本ケースで得た飽和密度 $\rho_{sat}=1.823\text{g/cm}^3$ を基に、法尻上層で限界動水勾配 $i_c=0.82$ となる水頭と、法尻下層で $G/W=1$ となる水頭を示した。計器の横断配置は、法尻を中心に川表側は0.4m間隔、川裏側は0.2m間隔とした。設置深度は、上層は $GL-0.04\text{m}$ 、下層は $GL-0.09\text{m}$ とした。

実験では、117分から0.3mm砂が流出してパイピングが発達し、写真-4に示すとおり139分には激しく噴砂する場面もあったが、設定水位を14時間20分継続させた中では決壊まで至らなかった。

実験後の開削調査では、パイピング痕跡が法尻から川表側に1.2mの所まで進んでいたことが確認された。このため、設定水位をさらに継続した場合には、川表側にパイピングが発達して堤防決壊に至ったものと推察される。

なお、 $i_v \geq i_c$ 及び $G/W \leq 1$ となるのは10分頃で、基礎地盤には常に高い間隙水圧が作用していた。砂が流出した117分の間隙水圧を読み取ると、 $i_v=1.18$ 、 $G/W=0.80$ であった。

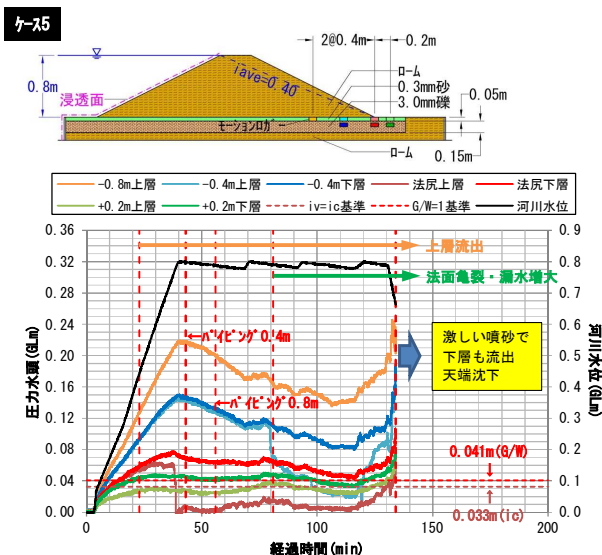


図-7 圧力水頭の経時変化図 (ケース5)



写真-5 134分の決壊時の状況 (ケース5)

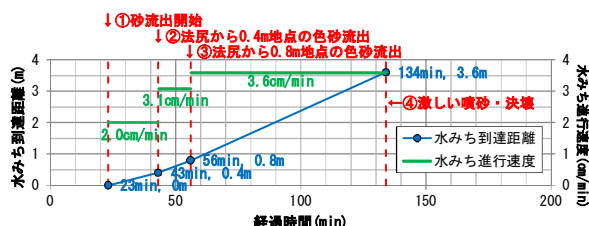


図-8 水みちの到達距離と進行速度 (ケース5)

(5) ケース5

ケース5は、ロームの堤体と、0.3mm砂及び3.0mm礫の複層基礎地盤の組合せである。本ケースは、平均動水勾配 $i_{ave}=0.40$ の条件で設定水位を約95分継続した段階で、急激に決壊（天端沈下）に至った。

図-7に圧力水頭の経時変化を示し、本ケースで得た飽和密度 $\rho_{sat}=1.817\text{g/cm}^3$ を基に、法尻上層で限界動水勾配 $i_c=0.82$ となる水頭と、法尻下層で $G/W=1$ となる水頭を示した。計器の配置はケース4と同様である。

実験では、水位上昇中の23分に0.3mm砂が流出するとともにパイピングが発達し、その発達過程は基礎地盤に配置した色砂が流出した時刻より、43分に法尻から0.4m、56分に法尻から0.8mの所まで進行していたと推察される。81分には法面中央から法尻に向かって堤体に亀裂が生じて漏水量が増加し、134分に激しい噴砂とともに3.0mm礫も流出して決壊に至った。 $i_c \geq i_c$ は10分頃、 $G/W \leq 1$ は15分頃と、いずれも23分の砂流出の直前に達していた。

図-8にパイピング発達時の水みちの進行状況を整理し

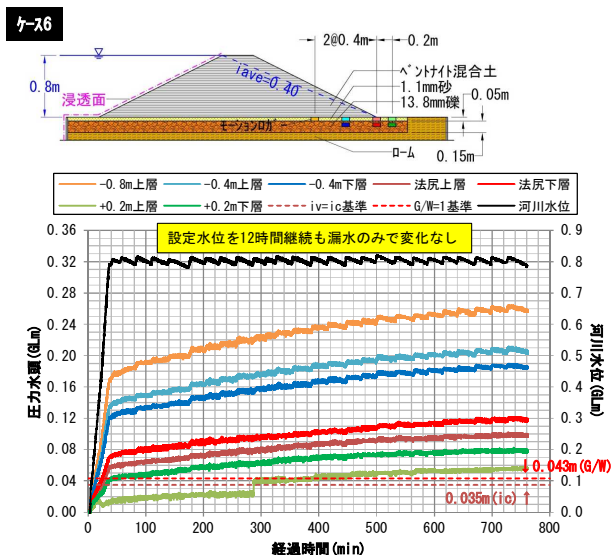


図-9 圧力水頭の経時変化図 (ケース6)

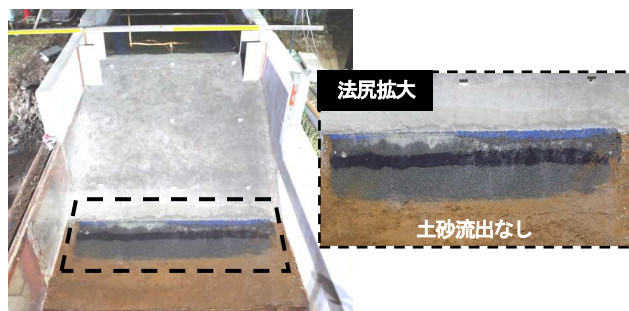


写真-6 700分の川裏法尻の状況 (ケース6)

た。実験で確認した堤防横断方向の水みち延長を水みち到達距離とし、これを経過時間で除して水みち進行速度を求めた。水みち発達に伴って進行速度が上昇していた。

(6) ケース6

ケース6は、ベントナイト混合土の堤体と、1.1mm砂及び13.8mm礫の複層基礎地盤の組合せである。本ケースは、基礎地盤下層の間隙水圧は高まるものの、噴砂や土砂流出は生じず、パイピングに至らなかった。

図-9に圧力水頭の経時変化を示し、本ケースで得た飽和密度 $\rho_{sat}=1.869\text{g/cm}^3$ を基に、法尻上層で限界動水勾配 $i_c=0.87$ となる水頭と、法尻下層で $G/W=1$ となる水頭を示した。計器配置はケース4、5と同様である。

実験では、川裏側の地表面の漏水量は多いものの、設定水位を計12時間継続させても土砂流出が生じる状態には至らなかった。実験開始から約30分で $i_c \geq i_c$ 及び $G/W \leq 1$ となり、その後も高い水圧が基礎地盤下層に作用していた。水圧データは設定水位到達後も増加傾向にあるが、この原因は確認中である。

4. 土質条件の整理

(1) 基礎地盤の土質条件

図-10に基礎地盤の土質条件（上層の透水係数 k_u 、下

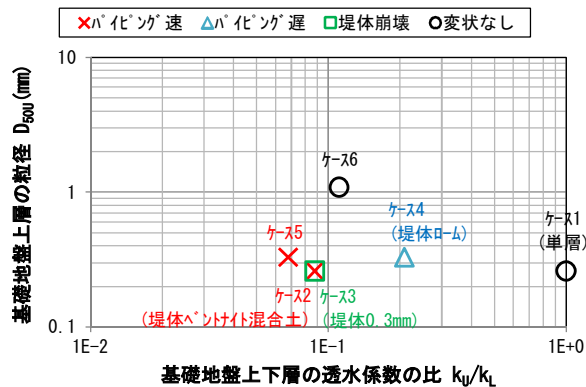


図-10 基礎地盤土質に関する整理図

層の透水係数 k_L 、上層の粒径 D_{50U})とパイピング発達状況について整理した。同図では実験結果を4パターンに分類しており、“パイピング速”はケース2、5の様にパイピング発達が明瞭で早期に決壊に至ったもの、“パイピング遅”はケース4の様に長時間かけてパイピングが発達したものを指す。“堤体崩壊”はケース3を指し、“変状なし”はケース1、6の様な土砂流出や堤体変形が見られなかったものを指す。なお、単層地盤のケース1も比較対象とするため、複層地盤とみなして整理した。

まず、図-10の横軸に着目すると、 $k_U/k_L < 1$ の条件（複層地盤で上層に対して下層の透水性が高い）が、パイピング発達に必要な条件と考えられる。これについては、模型規模の異なる研究でも同じ結論が得られている^{3) 4)}。なお、これは基礎地盤層厚一定の断面二次元モデルでの実験結果に基づく見解である。そして、 k_U/k_L の値が小さい（透水係数の差が大きい）ほど、パイピングの発達が顕著で早期に決壊に至る可能性があることが推察される。

次に、図-10の縦軸に着目すると、 D_{50U} が大きいケース6は基礎地盤の水圧が高く、 $i_c \geq i_c$ 及び $G/W \leq 1$ の条件であったにもかかわらず、土砂流出等の変状は見られなかった。これより、基礎地盤上層の粒径が大きい場合には、パイピングが発達しにくくなることが示唆される。

(2) 堤体の土質条件

ケース2、3の対比では、堤体土質が異なるだけでパイピングの発達過程に違いがみられた。また、ケース2、4の対比では、 i_c や G/W の基準を大きく超過する間隙水圧が作用したケース4でゆっくりパイピングが発達したのに対して、わずかな基準超過に留まるケース2で早期に決壊まで至った。このように基礎地盤の土質や間隙水圧でパイピング発達との関連が説明できない現象があった。

実験時の堤防変状過程より、堤体が変形しにくいとアーチ効果により水みちが維持され、変形しやすいと堤体の崩壊・変形によって水みち埋没や浸透水圧に対するカウンター効果等が生じたと推察される。そこで、表-2に堤体土質とパイピング時の水みち進行速度の関係を整理した。ケース3は、パイピング発生と同時に堤体が崩壊して水みちを維持できなかったとも推察されるが、この現象も含めてパイピングは発達しないと整理して、水

表-2 堤体土質とパイピング時の水みち進行速度の整理表

堤体土質	土質	0.3mm砂	ロム	ベントナイト混合土
変形しやすさ		変形しやすい	←→	変形しにくい
水みち進行速度		0.0cm/min	0.1cm/min	2.4cm/min
備考	実験ケース	ケース3	ケース4	ケース2
	基礎地盤土質(層厚)	上層 0.3mm砂(0.10m) 下層 1.2mm砂(0.10m)	0.3mm砂(0.05m) 1.1mm砂(0.15m)	0.3mm砂(0.10m) 1.2mm砂(0.10m)
	水みち到達距離	0cm	120cm	360cm
	経過時間	90min	900min	148min

みち到達距離を0cmとした。ケース4は900分の実験後に開削調査で川裏法尻から120cmの位置まで水みちが発達していたことを確認した。ケース2は、激しい噴砂が生じた決壊直前の148分に水みちが川表法尻まで貫通したと考えて、延長を堤防敷幅の360cmとした。同表からは、堤体土質がベントナイト混合土のような変形しにくい材料の場合に水みち進行速度が速く、変形しやすい堤体土質ほど水みち進行速度が遅くなる傾向がみてとれる。

5. おわりに

模型実験に基づき、堤体・基礎地盤の土質条件とパイピング発達の関係を整理した。基礎地盤については、①複層構造で0.3mm砂の上層に対して下層の透水性が高いほど0.3mm砂層のパイピングが発達しやすいことがわかった。ただし、②上層の粒径が1.1mmになると土砂流出が生じなかった。③堤体については、変形しにくいほどパイピング発生時の水みちの進行速度が速かった。

その他の条件として、上層の0.3mm砂層厚が小さいことや、下層が河床へ露出している、すなわち河川水が浸透しやすいことでパイピングが発達しやすくなることが櫛山ら⁴⁾の研究で明らかとなっている。

今後はこれらの条件も踏まえて実験を進めるとともに、浸透流解析による感度分析やより大型の模型実験による検証も合わせて、パイピングの発達と停止を見極められるようにしたい。

謝辞：本研究の遂行にあたり、堤体土質や基礎地盤構成とパイピング発達の関係整理等に関して、名城大学小高教授や名古屋工業大学前田教授をはじめ多くの方よりご助言を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

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) 倉田大輔，福原直樹，森啓年，服部敦，吉田直人，石原雅規，佐々木哲也：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，河川技術論文集，第21巻，pp.361-366，2015。
- 3) 崔瑛，小高猛司，李圭太：高透水性基礎地盤の基盤漏水に起因する堤体の進行性破壊に関する模型実験，第70回土木学会年次学術講演会，2015。
- 4) 櫛山総平，前田健一，齊藤啓，西村征哉，李兆卿，泉典洋：漏水・噴砂の動態に着目した河川堤防のパイピングの進行性に及ぼす地盤条件と水位条件，第4回河川堤防技術シンポジウム講演概要集，pp.9-12，2016。

(2017. 4. 3受付)