



二次元堤体のパイピング破壊に関する実験的研究

田中, 勉
土居, 央
井上, 一哉

(Citation)

神戸大学都市安全研究センター研究報告, 14:203-212

(Issue Date)

2010-03

(Resource Type)

departmental bulletin paper

(Version)

Version of Record

(JaLCD0I)

<https://doi.org/10.24546/81011327>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/81011327>



二次元堤体のパイピング破壊に関する実験的研究

Experimental Study on Piping Failure of Embankments in Two Dimensions

田中 勉¹⁾

Tsutomu Tanaka

土居 央²⁾

Hisashi Doi

井上 一哉³⁾

Kazuya Inoue

概要: 水利施設構造物の設計において問題となる二次元堤体のパイピング破壊について, そのメカニズムと特性を明らかにするため, 実際にモデル堤体について実験を行い次の事柄を明らかにした。(1) ある水位差に達すると堤体の下流側水面直上方の斜面(浸潤面)上に奥行き方向全体に渡ってパイピングが発生する。このとき, 浸潤面付近では, 砂粒子が流動化し(fluidized), 水と砂粒子がシート状に流れ出している様子が観察される。(2) 時間の経過とともに, 水みち(パイピング)の先端が上流側に進行してゆく。ある程度水みちが進行するとその水みち上の砂が崩落し, 浸潤線付近にできた表面流より上方の砂粒子がすべて洗い流され堤体の形状変化が進行してゆく。(3) パイピング(水みち)は時間の経過とともに発達して, 計算によって得られる浸潤線より少し下の部分を上流側に移動し, 水みちの先端は上流側貯水位付近の浸入部上端に近づいてゆく。(4) 最終的に水みちが上流側斜面に到達し上流側の貯水が越流することにより, 堤体はひとたまりもなく破壊する。(5) 堤体は進行性破壊の形態を示し, パイピングが発生してから堤体が破壊するまでに時間を要する。この間に防止工法をとるなど対処することができれば破壊を未然に防ぐことができる。(6) パイピングは「要素における動水勾配」の最大値が 0.5 よりかなり小さな値のときに発生しており, 国土交通省が定めた浸透に対する堤防の安全性の基準値($i \leq 0.5$)には再検討の余地がある。

キーワード: 二次元堤体, パイピング, 水みち, 浸潤線, 進行性破壊, 堤体の浸透破壊に対する安定基準

1. 序論

ため池堤体やダム堤体, 河川堤防, 干拓堤防などの水利施設構造物は, 構造物の前後に水位差が生じ, 構造物自体や基礎地盤中に水の流れ(浸透流)が生じる。近年, 局所的な豪雨による土中の浸透流量の増大や水利施設構造物の老朽化などが原因で, 堤体のパイピングによる破壊が問題となっている。パイピングによって水利施設構造物が決壊すると, その直下流にある農地や民家, 道路, 鉄道など重要な施設に大きな被害が及ぼされる。したがって, パイピングによる堤体の破壊現象を解明することは重要である。本研究では, 二次元堤体のパイピング破壊に関して, そのメカニズムと特性を明らかにするため, 実際にモデル堤体について実験を行い, パイピングによる破壊形態及び下流側斜面の安定性について考察する。

2. 実験試料及び装置

ここでは, 実験に用いた試料及び装置について述べる。

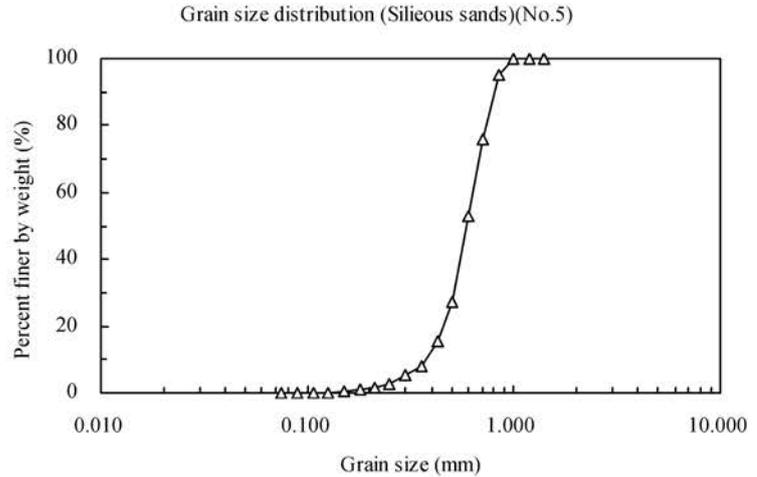
(1) **実験試料** 実験に用いた試料は珪砂 5 号である。珪砂 5 号について, Table 1 に物理的性質, Fig.1 に粒径加積曲

線を示す。Table 1, Fig.1 から、実験試料は均一な細砂といえる。

(2) **実験装置** 実験で用いた大型堤体浸透流実験装置の概略図を Fig.2 に示す。Fig.2 に示すように、実験装置は横幅 6,600mm、高さ 1,500mm、奥行き 400mm のステンレス製水槽である。左右両側に補助水槽が取り付けられるようになっている。今回行った実験では、右側の補助水槽のみを設置している(Fig.2 参照)。Fig.2 において、 L は堤体の底辺の長さ、 B は堤頂の幅、 T は堤体の高さを表している。前面は堤体の形状変化が観察できるようにガラス張りになっている。実験装置の背後には、間隙水圧測定用のピエゾメータ孔が 10cm の間隔で取り付けられている。実験装置の下端には 10cm の高さの数個からなるステンレス製の台が設けられている。これらの一部を上板に孔のあるステンレス製の台と交換することによって、堤体の下部に水平ドレーンがある状態を模擬できるようになっている。今回の実験では上板に孔のないものを用いている。

Table 1 珪砂 5 号の物理的性質

物理的性質	珪砂 5 号
比重 G_s	2.641
平均粒径 D_{50} (mm)	0.588
均等係数 U_c	1.700
最大間隙比 e_{max}	1.059
最小間隙比 e_{min}	0.757



Grain size distribution (Siliceous sands)(No.5)

3. 地盤の作製方法と実験手順

ここでは、地盤の作成方法と実験手順、及び、実験手順のまとめについて述べる。

(1) **地盤の作製方法** 含水比を 3.5% に調整した試料を 12 層(層厚約 5cm)に分けて実験装置に搬入し、各層毎に締め固めて実験堤体を作製した。ここでは、高さ T 及び堤頂幅 B が、それぞれ、 $T=600\text{mm}$ 、 $B=200\text{mm}$ の堤体について実験を行った。これまでにを行った 3 ケースの実験条件を Table 2 に示す。Table 2 において、 D_r は地盤の平均的な相対密度である。Table 2 から、地盤はいずれも中密度に締め固められていることがわかる。

Fig.1 粒径加積曲線

Table 2 実験条件一覧

実験番号	L (mm)	斜面勾配		D_r (%)
		上流側	下流側	
J0001	2,600	1:2	1:2	54.7
J0002	3,800	1:2	1:4	47.8
J0003	3,200	1:2	1:3	61.4

(2) **実験手順** まず、水を上下流側とも 50cm まで満たし一晩以上放置する。次に、堤体の下流側(右側)の水位を 5cm ずつゆっくりと下げてゆき、上下流に水頭差をかけてゆく。各水頭差段階において約 1 時間放置し、水位と浸透流の状態が落ち着いたところで、間隙水圧、流量、水温を測定し、地盤の形状をデジタルカメラで撮影する。

(3) **実験手順のまとめ** 試料の準備、地盤の作製と実験後の処置についてまとめると次のようになる。まず、試料の準備、地盤の作製方法について示す。

① 試料砂を 24 の部分(12 層×左右両側=24、各層 5cm)に分けて、風乾質量と含水比を測定し、計算に

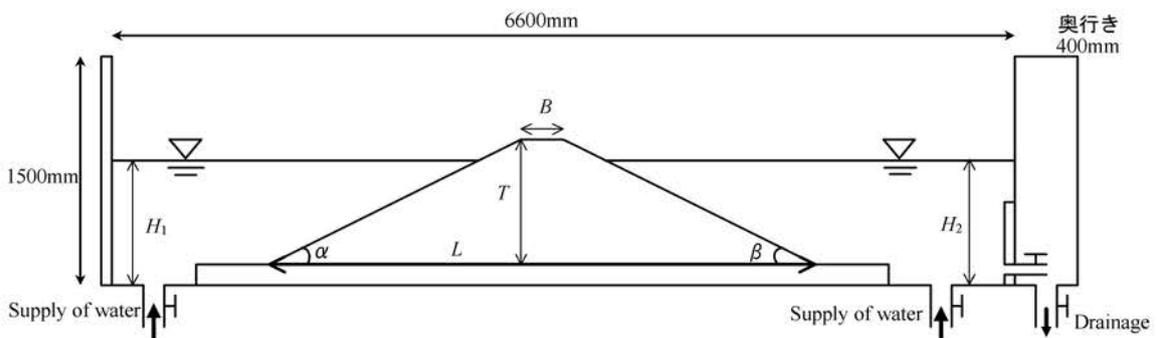


Fig.2 大型堤体浸透流実験装置の概略図

よって炉乾燥質量を算出する。(75%、54%及び24%入り容器を用いる。)

② 含水比 w が約 3.5%になるように水量を測定して試料砂に加え(含水比の調整), まんべんなくかき混ぜて静置する。

----- 1 晩以上放置 -----

③ 上述のように含水比を調整した試料砂を 12 層に分けて実験装置の両側から搬入する。(5%入りのブリキ製バケツ 6 ヶを用いる。)

④ 各層の砂を締め棒の落下及び手動タンパーにより, 予め定めた密度に締め固める。(突固め棒として, 盛立て高さに応じて, $\phi=16\text{mm}$, $l=1,300\text{mm}$, 及び, $\phi=18\text{mm}$, $l=1,000\text{mm}$ のステンレス製の棒を用いる(両者とも約 2kg)。ここに, ステンレス製の棒について, ϕ は直径, l は長さを表す。)

⑤ 残った砂を保管する。(後日, 風乾し, 風乾質量と含水比の測定から, 炉乾燥質量を算出する。準備した砂試料の炉乾燥質量と残った砂試料の炉乾燥質量の差から, 堤体実際に使用した砂試料の炉乾燥質量を算出する。)

⑥ 上流側に隔壁を取り付け, シリコンシーラントで止水する。下流側に排水口付き隔壁(止水なし)及び補助水槽(排水口付き)を取り付ける。

⑦ 給水装置(上流側定水頭装置)及び排水装置(下流側定水頭装置)を取り付ける。

⑧ 水を両側とも 0.5m まで満たす(堤体の高さが 0.6m の場合)。

⑨ ピエゾメータ口とマノメータをビニールチューブで接続する。

⑩ 上流側水槽, 下流側水槽底部に水温計を取り付ける。

⑪ DATUM LINE をセットする。

----- 1 晩以上放置 -----

⑫ 浸透流実験を行う。(上流側の水位を一定にしたまま, 下流側の水位を順次低下させてゆく。今回の実験では, パイピングが発生するときの水位差を特定する。その後, 順次下流側水位を降下してゆき(5.0cm 降下して 1 時間放置を繰り返し), 下流側水位が 0.0cm になるまでこの操作を続ける。下流側水位が 0.0cm になったところで, そのまま放置し, パイピングの進行により堤体が破壊するまで, 地盤形状変化の観察と写真撮影, 流量の測定, 水温の測定, 地盤中の間隙水圧の測定を行う。)

次に, 実験後の処置を示す。

① 水槽内の水を排出する。

② 水槽背面に取り付けられたビニールチューブを取り外す。

③ 排水装置及び下流側の貯留水槽を取り外す。

④ 鉛直・水平方向透水試験用試料(100ml モールド×6 ヶ(実験 J0002 のみ), 1000ml モールド×2 ヶ(実験 J0002 以降))を採取する。

⑤ 水槽内の試料砂を搬出する。

⑥ 水槽及び各部品を清掃する。

⑦ 試料砂を 30°C 以下で乾燥する。

4. 実験地盤の透水係数

実験 J0002 及び J0003 については, 実験終了後, 実験地盤から試料を採取し透水試験を行った。Tables 3~5 に透水試験結果を示す。実験 J0002 は, 100ml モールドを用いて採取した試料について変水位透水試験, 及び, 1000ml モールドを用いて採取した試料について定水位透水試験を行った。100ml モールド採取試料についての変水位透水試験では, スタンドパイプ中の水位降下速さが速いので, 実験結果は不正確であった。したがって, 実験 J0003 では 1000ml モールド採取試料についての定水位透水試験のみを行った。

Table 3 100ml モールドによる変水位透水試験結果(J0002)

鉛直方向 k_v			水平方向 k_h		
試料番号	e	k_{15} (cm/s)	試料番号	e	k_{15} (cm/s)
A79	0.849	2.39×10^{-1}	A82	0.970	1.98×10^{-1}
A80	0.840	2.35×10^{-1}	A83	0.919	2.75×10^{-1}
A81	0.857	3.06×10^{-1}	A84	0.984	3.23×10^{-1}
Average	0.849	2.60×10^{-1}	Average	0.958	2.66×10^{-1}
				k_h/k_v	1.02

Table 4 1000ml モールドによる定水位透水試験結果(J0002)

鉛直方向 k_v			水平方向 k_h			
試料番号	e	k_{15} (cm/s)	試料番号	e	k_{15} (cm/s)	
B09	0.853	1.19×10^{-1}	B10	0.931	1.31×10^{-1}	
					k_h/k_v	1.10

Table 5 1000ml モールドによる定水位透水試験結果(J0003)

鉛直方向 k_v			水平方向 k_h			
試料番号	e	k_{15} (cm/s)	試料番号	e	k_{15} (cm/s)	
B01	0.883	0.898×10^{-1}	B02	0.901	1.00×10^{-1}	
					k_h/k_v	1.11

100ml モールドを用いた変水位透水試験では、Table 3 から、実験 J0002 について、鉛直方向の透水係数 $k_z=2.60 \times 10^{-1}$ (cm/s)、水平方向の透水係数 $k_x=2.66 \times 10^{-1}$ (cm/s) となり、異方透水性の値 k_x/k_z は 1.02 となった。珪砂 5 号における、100ml モールド採取試料による変水位透水試験結果は、上述のように、実験データが不正確であると判断したので、最終的に用いなかった。

1000ml モールド採取試料による定水位透水試験では、Table 4 から、実験 J0002 について、鉛直方向の透水係数 $k_z=1.19 \times 10^{-1}$ (cm/s)、水平方向の透水係数 $k_x=1.31 \times 10^{-1}$ (cm/s) となり、異方透水性の値 $k_x/k_z=1.10$ となった。また、実験 J0003 について、Table 5 から、鉛直方向の透水係数 $k_z=0.898 \times 10^{-1}$ (cm/s)、水平方向の透水係数 $k_x=1.00 \times 10^{-1}$ (cm/s) となり、異方透水性の値 k_x/k_z は 1.11 となった。異方透水性の値について、2つの実験結果を平均すると $k_x/k_z=1.11$ となった。珪砂 5 号を用いて作製した地盤について、透水係数に異方性はほとんどないと考えてよい。

5. 二次元堤体の浸透流解析とパイピング破壊実験

5.1 二次元堤体の浸透流解析

二次元堤体の浸潤線形状及び下流側斜面の浸透水浸出部における動水勾配を求めるため、自由水面追跡法を用いた有限要素浸透流解析(Taylor and Brown, 1967; Verruijt, 1982)を行った。解析プログラムは、神戸大学施設環境学研究室で開発した 4CST 要素を用いたプログラム FEMFRSD3 である。また、 k_x を水平方向の透水係数、 k_z を鉛直方向の透水係数とすると、4 で述べたように、実験堤体の異方透水性の値 k_x/k_z は 1.11 であり等方透水性 1.0 に近い。したがって、ここでは、堤体を等方透水性と仮定し、浸透流の支配方程式として(1)式を用いて解析を行った。ここに、 x, z は直角座標系、 h は全水頭を表す。

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (1)$$

Fig.3 に堤体の境界条件、Fig.4 に解析の手順とそのフローチャートを示す。Fig.3 に示すように、境界条件は、

- 貯水境界： $h = H_1$ (AB 上)、 $h = H_2$ (CD 上)
- 浸潤線： $h = z$ (AE 上) (一つの流線である)
- 浸潤面： $h = z$ (DE 上) (流線ではない)
- 不透水性境界：BC 上 (一つの流線である)

と表される。

Fig.4 で、MESHQ05 は解析領域を分割するプログラム、GRCTQ07 は MESHQ05、FEMFRSD3 による解析結果を用いて、分割図、速度ベクトル図、等ポテンシャル線分布を作成するプログラムである。さらに、流れ関数解析プロ

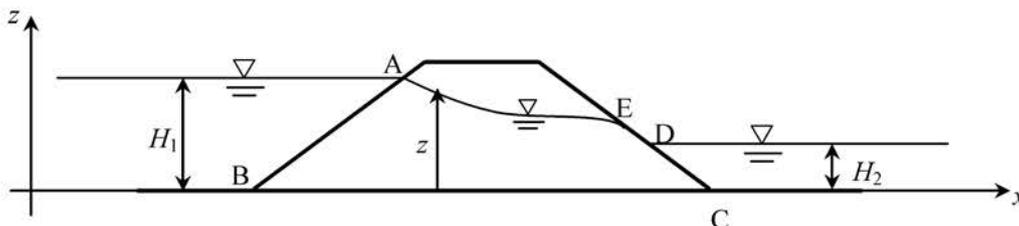


Fig.3 堤体の境界条件

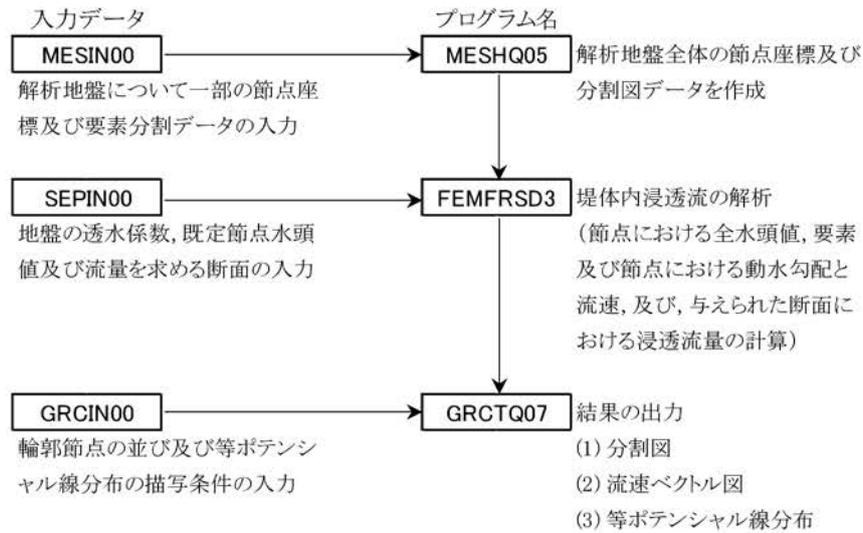


Fig.4 解析の手順とフローチャート

グラム FEMNESD4 による解析結果を用いると流線が得られ、流線網を描くことができる。実験 J0001～J0003 について、浸透領域の有限要素分割における要素数、節点数を Table 6 に示す。要素は CST 要素及び 4CST 要素からなる (Desai and Abel, 1974)。

一例として、実験条件 J0001 について、FEM 浸透流解析(自由水面追跡法)によって得られた、上流側水位 $H_1=50\text{cm}$ 、下流側水位 $H_2=0\text{cm}$ における堤体内の浸潤線形状を Fig.5 に示す。

Table 6 FEM 浸透流解析(自由水面追跡法)に用いた要素数と節点数

実験番号	要素数	節点数
J0001	660	693
J0002	740	777
J0003	700	735

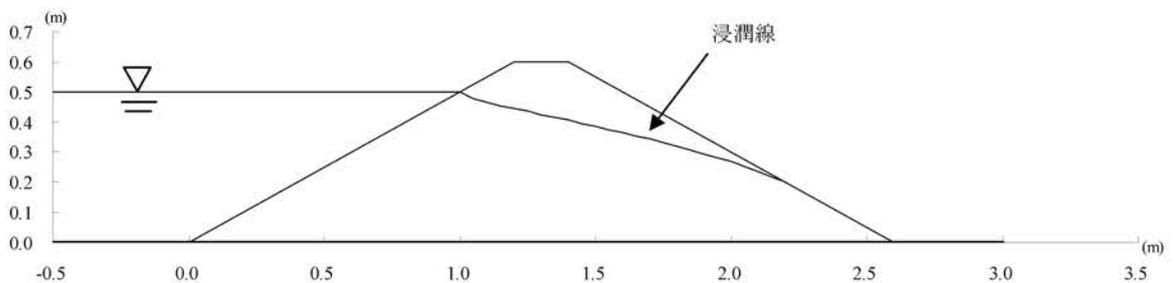


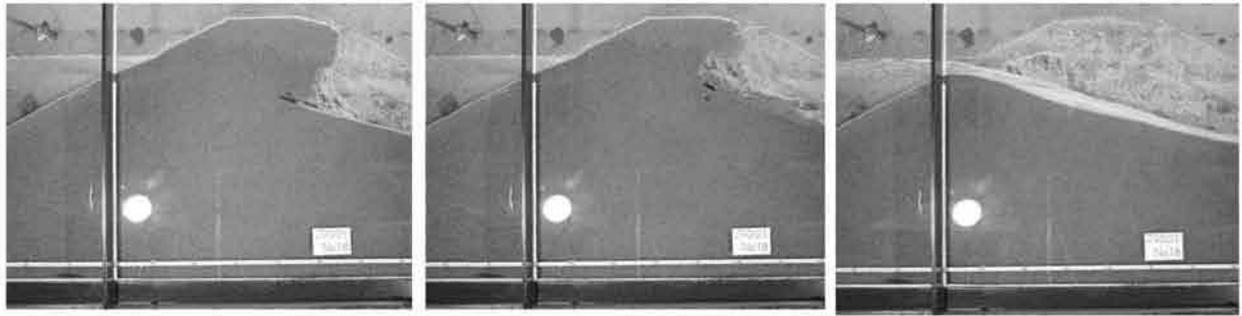
Fig.5 堤体の浸潤線形状(J0001: $H_1=50\text{cm}$ 、及び、 $H_2=0\text{cm}$ の場合)

5.2 堤体の破壊形態

ここでは、実験 J0001 の堤体の破壊形態について考える。前述したように、上流側水位 H_1 を 50cm に固定し、下流側水位 H_2 を順に低下させていった。実験 J0001 の場合、上下流の水頭差 $H (=H_1-H_2)$ が 10 から 15cm に変化したときに、下流側水面直上方の斜面(浸潤面)上に奥行き方向全体に渡ってパイピングが発生した(Fig.6)。浸潤面付近では、Fig.6 に示すように、砂粒子が流動化し(fluidized)、水と砂粒子がシート状に流れ出している様子がわかる。これは、浸透水により下流側斜面の砂が洗い出され、土粒子が背後から順次供給されている(パイピングが継続して生じている)ためだと考えられる。その後、最大水位差時にお



Fig.6 パイピング発生時の様子



(a) 水みち(パイピング)の進行 (b) 水みち上の砂の崩落 (c) 上流側貯水の越流

Fig.7 パイピングの進行と堤体の破壊 (堤体上流側写真)

るパイピングの進行過程を明らかにするため、上流側水位 H_1 を 50cm に保ったまま、下流側水位 H_2 を 0cm まで(すなわち、上下流側水位差 $H=50\text{cm}$ となるまで)1 時間に 5cm のペースで下げていった。

次に、最大水位差時における堤体の状況変化について考える。時間の経過とともに、水みち(パイピング)の先端は上流側に進行してゆく(Fig.7(a))。ある程度水みちが進行するとその水みち上の砂が崩落し(Fig.7(b))、浸潤線付近にできた表面流より上方の砂粒子がすべて洗い流され堤体の形状変化が進行してゆく。パイピング(水みち)は、時間の経過とともに発達して、後述するように浸潤線の少し下の部分を上流側に移動し、水みちの先端は上流側貯水位付近の浸入部に近づいてゆく。そして、最終的に水みちが上流側斜面に到達し上流側の貯水が越流することにより(Fig.7(c))、堤体はひとたまりもなく破壊する。

5.3 時間経過に伴う地盤表面形状

時間の経過とともに変化してゆく地盤表面形状について考える。ここでは、デジタル画像から地盤形状を読みと

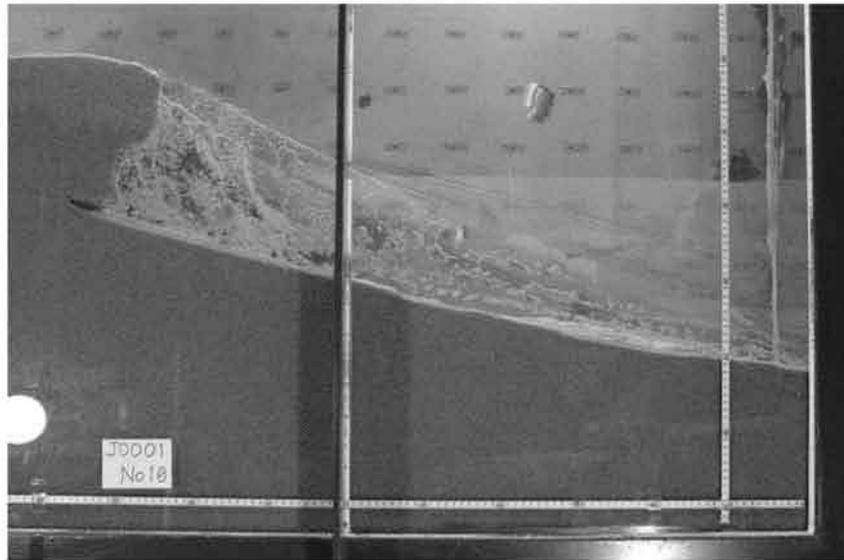


Fig.8 実際の地盤の表面形状(実験開始後 13 時間 40 分後)

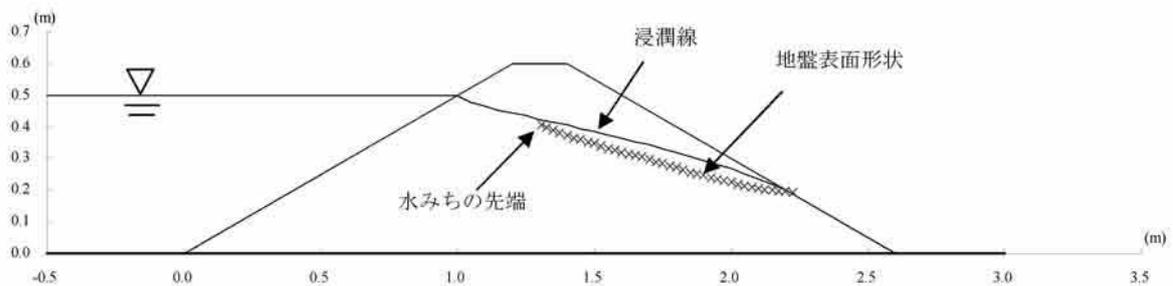


Fig.9 堤体の浸潤線形状及び水みちの進行状況(実験開始後 13 時間 40 分後)



Fig.10 実際の地盤の表面形状(実験開始後 17 時間 10 分後)(破壊直前)

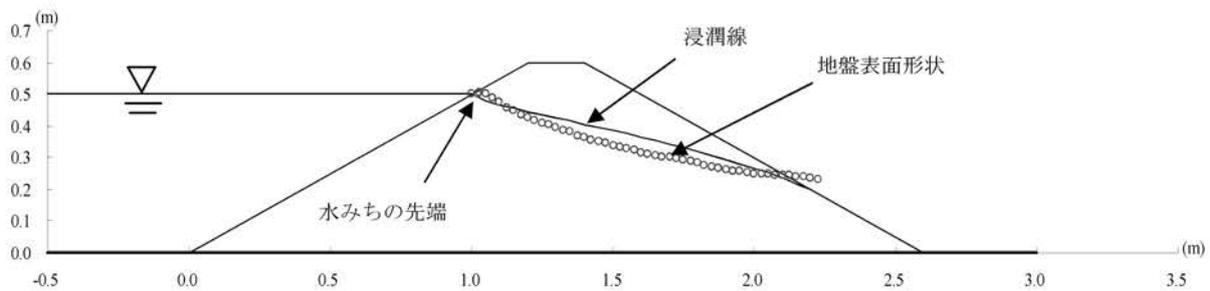


Fig.11 堤体の浸潤線形状及び水みちの進行状況(実験開始後 17 時間 10 分後)(破壊直前)

った。Figs.8, 10 に実験開始後 13 時間 40 分後, 17 時間 10 分後における地盤表面形状(デジタル画像)を示す。実験開始後 17 時間 10 分後は堤体の破壊直前の状態である。次に, Figs.8, 10 から地盤表面形状をとり, 解析による浸潤線形状とともに示すと, それぞれ, Figs.9, 11 のようになる。

(1) 地盤表面形状 NO.1 (実験開始後 13 時間 40 分後)

Fig.9 は実験開始後 13 時間 40 分後の地盤表面形状を示している。Fig.9 には, 自由水面追跡法を用いた FEM 浸透流解析による浸潤線を同時に示している(5.1 節参照)。Fig.9 から, 水みちは, 計算によって得られる浸潤線より少し下の部分を進行することがわかる。FEM 解析による浸潤線と水みちの高低差は, 0.005~0.0498m である。FEM 解析による浸潤線と水みちの高低差は, 上流側水みち先端付近と下流側流出部付近で最小値 0.005m となっており, 最大値 0.0498m は上流側法尻点から下流側水平方向に 1.850m 地点で生じている。

(2) 地盤表面形状 NO.2 (実験開始後 17 時間 10 分後) (破壊直前)

Fig.11 に, 破壊直前における堤体表面の形状を示す。この形状は, パイピングが進む経路とほぼ等しい。Fig.11 には, 自由水面追跡法を用いた FEM 浸透流解析による浸潤線を同時に示している(5.1 節参照)。Fig.11 から, 水みちは, 解析による浸潤線より少し下の部分を進行することがわかる。解析による浸潤線と水みち進行経路の高低差は 0.006~0.0479m である。水みちは時間の経過とともに発達して, 浸潤線の少し下の部分を上流側に移動し, 水みちの先端は上流側貯水位付近の浸入部上端に近づいてゆくことがわかる。この場合, FEM 解析による浸潤線と水みちの高低差は, 上流側水みち先端付近で最小値 0.006m となっており, 最大値 0.0479m は上流側法尻点から下流側水平方向に 1.50~1.60m 付近で生じている。下流側部分では上流から流れてきた土粒子の堆積によって, 地盤表面が時間経過につれて上昇している(例えば上流側法尻点から下流側水平方向に 2.2m 地点で 0.0353m 上昇)。このように, 堤体は進行性破壊の形態を示し, 実験 J0001 では, 最大水位差になってから破壊するまでに 6 時間 30 分を要した。

6. 堤体の浸透流に関する安全基準

6.1 堤体内の動水勾配に関する国土交通省の基準

国土交通省は、浸透に対する堤防の安全基準として、裏のり面付近の局所的な動水勾配*i*により評価し、 $i \leq 0.5$ を満足するものとした(建設省河川局監修 社団法人日本河川協会編, 1997)。国土交通省が定めた基準値 $i \leq 0.5$ の妥当性を検討するため、実験 J0001~J0003 において、パイピングが発生したときの水位差及びその前の水位差時について、浸透流解析を行い、浸透領域の全要素について動水勾配($i = \sqrt{i_x^2 + i_z^2}$)を求めた。ここに、 i_x 、 i_z は要素における水平及び鉛直方向の動水勾配である。Table 7に実験 J0001~J0003 のパイピング発生前後の上流側、下流側水位 H_1 、 H_2 の値及び解析で得られた「要素における動水勾配」の最大値 i (max)を示す。ここで、動水勾配の最大値は全てのケースにおいて下流側水面の直上方の斜面要素(浸潤面)で生じている。

Table 7 からわかるように、実験 J0001、J0003、J0002 の全てにおいて、パイピングは「要素における動水勾配」の最大値 i (max) が0.5よりかなり小さな値のときに発生しており、国土交通省が定めた浸透に対する堤防の安全性の基準値($i \leq 0.5$)には再検討の余地があると考えられる。今後、より細かい有限要素分割を行うなど分割方法を変えて詳細に検討するとともに、より精度の高い安定性判定法を考案する必要がある。

Table 7 実験 J0001~J0003 におけるパイピング発生前後の H_1 、 H_2 の値及び要素における動水勾配の最大値 (上流側の法面勾配 1:2)

下流側 法面勾配	実験番号	上流側水位 H_1 (cm)	下流側水位 H_2 (cm)	i (max)
1:2	J001	50	40	0.267
			35	0.379
1:3	J003	50	35	0.075
			30	0.105
1:4	J002	50	30	0.0608
			25	0.0646

6. 結論

水利施設構造物の設計において問題となる二次元堤体のパイピング破壊について、そのメカニズムと特性を明らかにするため、実際にモデル堤体について実験を行って考察を行い次の結論を得た。

- (1) ある水位差に達すると堤体の下流側水面直上方の斜面(浸潤面)上に奥行き方向全体に渡ってパイピングが発生する。このとき、浸潤面付近では、砂粒子が流動化し(fluidized)、水と砂粒子がシート状に流れ出している様子が観察される。
- (2) 時間の経過とともに、水みち(パイピング)の先端が上流側に進行してゆく。ある程度水みちが進行するとその水みち上の砂が崩落し、浸潤線付近にできた表面流より上方の砂粒子がすべて洗い流され堤体の形状変化が進行してゆく。
- (3) パイピング(水みち)は時間の経過とともに発達して、計算によって得られる浸潤線より少し下の部分を上流側に移動し、水みちの先端は上流側貯水位付近の浸入部上端に近づいてゆく。
- (4) 最終的に水みちが上流側斜面に到達し上流側の貯水が越流することにより、堤体はひとたまりもなく破壊する。
- (5) 堤体は進行性破壊の形態を示し、例えば、実験 J0001 では、最大水位差になってから破壊するまでに 6 時間 30 分を要した。この間に防止工法をとるなど対処することができれば破壊を未然に防ぐことができる。
- (6) パイピングは「要素における動水勾配」の最大値 i (max) が 0.5 よりかなり小さな値のときに発生しており、国土交通省が定めた浸透に対する堤防の安全性の基準値($i \leq 0.5$)には再検討の余地がある。
- (7) パイピングは、下流側水面下の部分ではなく、水面より上部の下流側斜面(浸潤面)上において発生する。

謝辞

本研究は平成 21 年度都市安全研究センタープロジェクト研究 研究助成金 (研究代表者：田中 勉)「地盤の浸透破壊現象における砂粒子と水流の力学的相互作用」の援助の基に行われた研究成果の一部である。ここに記して謝意を表する次第である。

参考文献

Desai, C.S. and Abel, J.F. 原著 (山本善之訳) (1974): マトリックス有限要素法 - 基礎理論とその応用 -, 科学技術

出版社, pp.110-114, 136-138.
建設省河川局監修 社団法人日本河川協会編(1997): 改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[I], 技報堂出版, pp.15-16.
Taylor, R.L. and Brown, C.B. (1967): Darcy Flow Solutions with a free Surface, Proceedings of ASCE 93, HY2, pp.25-33.
Verruijt, A. (1982): Groundwater Flow, Macmillan, London, pp.105-121.

著者

- 1) 田中 勉, 神戸大学大学院農学研究科, 教授
- 2) 土居 央, 元神戸大学大学院農学研究科, 修士課程
- 3) 井上一哉, 神戸大学大学院農学研究科, 助教

Experimental Study on Piping Failure of Embankments in Two Dimensions

Tsutomu Tanaka
Hisashi Doi
Kazuya Inoue

Abstract

In the design of hydraulic structures such as embankment type dams, levees or reclamation dikes, piping failure has become a problem. In this study, model embankment tests were conducted to clarify the mechanisms and features of piping, FEM seepage flow analyses were carried out, and the following results were obtained:

- (1) When the hydraulic head difference between the up- and downstream side H reaches a critical value, piping occurs at the downstream surface of the model embankment just above the downstream water level (i.e. on the surface of seepage). Piping occurs entirely on the length of the downstream slope. Sand particles are fluidized and washed out with water in the form of a sheet.
- (2) The head of the piping (or end of the water channel) proceeds upstream with time. When the head of the piping moves forward to a certain extent, the sand above the water channel collapses, and those sand particles are washed out by surface water flow slightly below the line of seepage calculated by FEM seepage flow analysis.
- (3) The head of the piping proceeds upstream to the storage water level along the theoretical line of seepage.
- (4) When the head of the piping reaches the upstream slope, the embankment overflows with the stored water and collapses completely.
- (5) Piping failure is classified as a type of “progressive failure”, and some time is required from occurrence of piping to failure of an embankment.
- (6) Piping phenomenon occurs when the largest hydraulic gradient in elements i is rather less than 0.5, which is the required value for a stable embankment set by the Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism. The safety standard $i \leq 0.5$ is not appropriate in seepage failure problem in embankments.

Key words: Embankments in two dimensions, Piping, Water channel, Line of seepage, Progressive failure, Safety standard for stable embankments against seepage failure