

上向き浸透流による浸透破壊時の砂粒子の移動速度

藤澤和謙* 西村伸一* 中谷亜友美** 村上 章***

* 岡山大学大学院環境生命科学研究科, 〒700-8530 岡山市北区津島中 3-1-1

** 大和工業株式会社, 〒671-1133 姫路市大津区吉美 380 番地

*** 京都大学大学院農学研究科, 〒606-8502 京都市左京区北白川追分町

要 旨

水の浸透作用によって砂の骨格が破壊し、噴砂が生じる浸透破壊に関するこれまでの研究では、主に浸透破壊の生じる動水勾配や浸透流速を把握することに焦点が置かれてきた。しかし、浸透破壊後の地盤や土構造物の状況を予測するには、浸透破壊時の土粒子の輸送現象を把握する必要がある。本研究では、鉛直上向きの浸透による浸透破壊の際に、浸透流によって運ばれる砂の挙動を実験的に調査した。実験においては、浸透破壊時の浸透水と砂粒子の流出量を分離して測定し、動水勾配と共に浸透流速と砂粒子の移動速度を計測した。その結果からは、透水係数を用いた砂と浸透水との相互作用モデルを用いれば、材料の違いによらず、鉛直方向の力のつり合いによって良好に砂の移動速度を推定できることが明らかとなった。

キーワード：浸透破壊，ボイリング，パイピング，土粒子移動，室内実験

1. はじめに

水の浸透を許すフィルダムや堤防の土構造物、もしくは高い地下水面を有する地盤掘削では、浸透流の作用によって生じるボイリングやパイピング等の浸透破壊現象に留意する必要がある。本論文で取り扱う浸透破壊現象は、土の中の水の流れが土粒子に及ぼす浸透力によって、土骨格の崩壊を伴い、土塊が流動化する現象であり、地盤や土構造物内に水みちが形成されるパイピング現象の要因の一つである。Richards and Reddy (2007) はパイピング現象に関する一連の問題を整理し、詳述している。パイピングはフィルダムの主要な決壊原因の一つに挙げられ、実際に Foster et al. (2000a, 2000b) は過去のフィルダムの崩壊事故を調査し、そのうちの46%がパイピングに起因する決壊であることを示している。農業用ため池においても、老朽化に伴って堤体下流部からの漏水が確認されることも多く、パイピングが原因と考えられる。河川堤防では、堤防内部に設けられた樋門などの構造物の周辺では施工時に十分な締固めが難しく、浸透流が集中することでパイピングを生じ、破壊に至るケースもある。このようにダムやため池といった水の浸透を受ける土構造物にとってパイピングは深刻な問題である。

浸透破壊は古くから知られているテーマであり、数多くの研究が存在する。それらの多くは浸透力によって土が流動化し、土粒子が移動を始める動水勾配や浸透流速（限界動水勾配、限界流速と呼ばれる）を知ることによって焦点を当ててきた (e.g., Tanaka et al., 1982; Sellmeijer, 1988; Meyer

et al., 1994; Skempton and Brogan, 1994; Tanaka and Verruijt, 1999; Ojha et al., 2003)。限界流速についての既往の理論式や実験式等については田中ら (2002) が整理している。浸透破壊が発生する限界動水勾配や限界流速は、浸透による土粒子の移動開始を決定する条件であり、浸透によって土粒子の流亡・流出が発生するか否かを予測できる。しかし、土粒子の移動開始を知るだけでは、その後どのくらいのスピードで、どのようにパイピングが発展していくのかを予測することはできない。そのため、限界動水勾配や限界流速は浸透破壊による被害の有無は予測できるものの、被害の程度までは予測できない。土構造物の被害の程度を予測することは、施設の復旧や維持管理を考える上で重要な課題であり、浸透破壊が発生するか否かだけでなく、浸透破壊後の土の挙動を予測することが求められる。この問題に対しては、どのような条件下において、どのくらいのスピードで土粒子が運ばれるかを把握することが基礎的な課題となる。そこで本研究では、これまで研究の進んでいない浸透破壊時の土粒子の輸送速度を実験的に把握することを目的とした。実験では、鉛直上向きの浸透流によって生じた浸透破壊時に運ばれる砂粒子の速度を測定した。実験材料には粒径の均一な珪砂を用い、砂粒子の移動速度は、浸透破壊時の砂の流出量を測定することで求めた。その際には、水の浸透流速、動水勾配、透水係数等も計測し、砂の移動に伴うそれらの変化を調べた。また、砂の輸送量を予測する目的で、移動する砂粒子群の力のつり合いから砂の輸送速度の予測式を導出し、実験結果と比較することで、その予測式の検証を行った。

2. 実験装置・方法

2.1 実験装置

浸透破壊時の土粒子移動速度を測定する目的で、Fig.1に示すU字型の亚克力円筒を用いた浸透破壊試験機を作成した。U字型の円筒は厚さ5mmの透明な亚克力によって作られており、その内径は80mmである。実験試料にはほぼ均一粒径の砂である珪砂5号及び6号を使用した。これらの材料の基礎的な物性値をTable 1にまとめる。本実験では通常の浸透破壊実験とは異なり、砂粒子が円筒から流出することを許容する。砂の流出時にも安定して浸透水と砂が流出側へと供給されるよう、U字型の円筒を用いた。U字型亚克力円筒（以下、「試験円筒」と呼ぶ）の流入側には貯水タンクが接続され、タンク内の水位は水を常時供給することで一定に保たれている。試験円筒の流出側には滑らかな表面のプラスチック製のスロープが取り付けられており、浸透破壊時に流出する水と砂は試験円筒の横に置かれた容器（容器1及び2）へと速やかに流れ落ちる仕組みである。このスロープは45度程度の急勾配で設置され、実験中に砂が止まることはなかった。

浸透破壊時に流出する水と砂の混合物は、まず容器1に入る。容器1は常に満水状態にあるため、試験円筒からの流出物（水と砂の混合物）と同じ体積の水が、容器1から容器2へと流出する。なお、試験円筒から流れ出した砂は容器1に沈降し、容器2には流出しない。時間間隔 Δt の間に流れ出した水と砂の体積をそれぞれ ΔV_w と ΔV_s とする。容器1においては、時間 Δt の間に体積 ΔV_s の水が砂に置き換わるため、容器1の質量の増加分 ΔW_1 は以下のように与えられる。

$$\Delta W_1 = (\rho_s - \rho_w) \Delta V_s \quad (1)$$

ここに、 ρ_s は土粒子密度、 ρ_w は水の密度である。また容器2においては、時間 Δt の間に試験円筒からの流出物（水と砂の混合物）と同じ体積の水が、容器1から容器2へと流出するため、容器2の質量の増加分 ΔW_2 は

$$\Delta W_2 = \rho_w (\Delta V_s + \Delta V_w) \quad (2)$$

となる。式(1)と(2)から浸透破壊時に流出する水と砂の体積（ ΔV_w と ΔV_s ）は容器1と容器2の質量を測定することで以下のように求まる。

$$\Delta V_s = \frac{\Delta W_1}{\rho_s - \rho_w}, \quad \Delta V_w = \frac{\Delta W_2}{\rho_w} - \frac{\Delta W_1}{\rho_s - \rho_w} \quad (3)$$

実験では、容器1及び2の重量を電子天秤で測定し、その測定値は1秒毎にパソコンへと転送することで記録した。これにより、試験円筒から一緒に溢れだす水と砂の流出量を分離して測定することが可能となる。

2.2 実験方法

試験円筒に試験材料（珪砂5号及び6号）を充填する際には、まず脱気水で円筒内を満たし、その中に乾燥した所定の量の珪砂を少しずつ流し入れた。水中を落下して積み

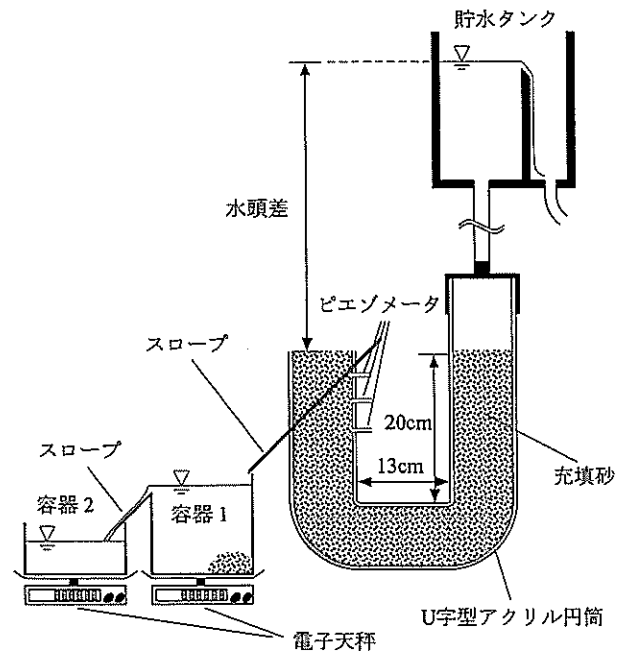


Fig.1 U字型浸透破壊試験機の概要

Schematic diagram of experimental apparatus with U-shaped acrylic cylinder

Table 1 試験材料の粒径と密度
Particle sizes and densities of test materials

	珪砂5号	珪砂6号
粒径 [mm]	0.3-0.8	0.2-0.4
平均粒径 [mm]	0.58	0.32
土粒子密度 [g/cm ³]	2.65	2.63
最小密度 [g/cm ³]	1.30	1.25
最大密度 [g/cm ³]	1.55	1.50

重なった砂が、軽い振動で体積変化することのないよう、適量の砂を試験円筒に流し入れた後には、突き棒で砂の表面を突き固めることを繰り返した。Fig.1に示すように、試験円筒の左右の砂の高さが同じになるまで砂を充填した。充填後の砂の密度や間隙率は、事前に求めておいた円筒内に砂が占める体積（3,684 cm³）と充填した砂の重量から算定した。

砂を充填した試験円筒と貯水タンクをホースでつなぎ、円筒内に水を安定的に通水させた後、水頭差を40cm程度にして砂の透水係数の測定を行った。透水係数の測定では、貯水タンクの位置を固定し、試験円筒の流出側に取り付けられた3つのピエゾメータの水頭と、電子天秤によって流出する水の重量を計測した。この時点の透水係数を初期透水係数とする。

初期透水係数の測定を終えると、貯水タンクをゆっくりと上昇させる。これにより、試験円筒内の動水勾配が限界動水勾配に近づくと、流出側の砂が膨張すると共に、わずかに砂が流出し始める（試験円筒はU字型をしていることから、浸透距離の短い円筒の内側部分から砂の移動が確認されることが多い）。この時点で貯水タンクの上昇を一旦止

め、再度透水係数の測定を行う。これは、ポイリング直前の砂の透水係数を把握するためである。その後、さらに5 cmほど貯水タンクを上昇させ、試験円筒の流出口全体から砂の流出を生じさせる。この状態で、貯水タンクを固定して容器1と2の重量を測定し、試験円筒から溢れ出す砂及び水の流出量の測定を始める。

砂及び水の流出量から浸透破壊時に試験円筒の流出側を移動する砂粒子と水の鉛直上向きの速度は以下で与えられる。

$$\tilde{v}_s = \frac{\Delta V_s}{\Delta t \cdot (1-n)A}, \quad \tilde{v}_w = \frac{\Delta V_w}{\Delta t \cdot nA} \quad (4)$$

ここに、 n と A は砂の間隙率と試験円筒の断面積である。式(4)で求められる \tilde{v}_s 、 \tilde{v}_w は断面内で平均化された砂粒子と水の鉛直上向きの移動速度であり、 \tilde{v}_w はダルシー流速を間隙率で除したものに对应する。以下では式(4)で定義される \tilde{v}_s 、 \tilde{v}_w をそれぞれ砂粒子速度、浸透流速と呼ぶ。

砂の流出が始まると、流入側の円筒 (Fig.1の試験円筒右部) に詰められた砂は湾曲部に吸い込まれるように低下し始める。低下した砂の表面が円筒の湾曲部に達したところで、急激な噴砂が発生し、流出側のU字円筒の直管部に詰められた砂がすべて流出し、試験終了となる。なお、本実験手法では、試験の最終段階で生じる急激な噴砂時には天秤の値が安定せず、その時の浸透流速や土粒子速度を測定することはできない。そのため、それに至るまでの噴砂現象としては比較的速度の遅い土粒子の移動現象を計測している点を注意しておく。

3. 移動中の砂粒子に作用する力

3.1 浸透力の評価

実験結果を考察するに当たって、ここでは、上向き浸透流を受けて移動する砂に働く力を整理する。Fig.2に示すように、浸透水が砂粒子に作用する力は2つの成分に分けられる。一つは、砂粒子の表面に対して垂直に作用する水圧であり、もう一つは砂粒子の表面に沿って作用する流体と固体との間の摩擦に起因する力である。Fig.2に示すような、砂粒子の表面に実際に作用している水圧は、ピエゾメータによって実験で測定されるそれとは異なっており、測定される水圧は測定点近傍の平均値である。そこで、平均的な量を記述する巨視的な座標 X とその近傍を表す微視的な座標 y を導入する (Fig.2参照)。例えば、浸透水の水頭のような平均的な量の変化を考える場合は、1cm間隔程度の粗い解像度を持つ座標 X で良いが、砂粒子の表面に作用する水圧などの変化を考えるには1 μ m間隔といった細かい解像度を持つ座標 y を導入する必要があるということである。これらの座標を用いると、巨視的領域だけではなく微視的領域も含めた空間におけるある物理量 ϕ は、 $\phi(X, y)$ のように X と y の関数で表される。平均値をとらえる巨視的領域におけるその値は

$$\bar{\phi}(X) = \frac{1}{V_y} \int_{V_y} \phi(X, y) dV_y \quad (5)$$

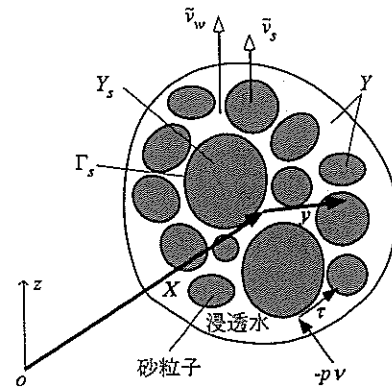


Fig.2 上向き浸透流中の砂粒子 (微視的領域)
Sand particles subjected to upward seepage flow (Microscopic domain)

と微視的領域における体積平均で与えられる。ここに、 Y と V_y は微視的領域とその体積を意味する。なお、巨視的な座標 X はその近傍の微視的領域 Y の中心(重心)にあたり、微視的座標 y は

$$\int_{V_y} y dV_y = 0 \quad (6)$$

を満たすように設定することとする。

実験で測定される水圧やその勾配は、巨視的領域におけるものであり、それらを $\bar{p}(X)$ 、 $\partial\bar{p}/\partial X$ と表記する。これらを用いて、 X 近傍の微視的領域における水圧 $p(X, y)$ を以下のように表す。

$$p(X, y) = \bar{p}(X) + \frac{\partial\bar{p}}{\partial X} y + p^*(X, y) \quad (7)$$

ここに、 $p^*(X, y)$ は X 近傍の水圧 $p(X, y)$ と平均的(巨視的)な水圧とその勾配から予測される水圧とのズレを意味する。例えば、微視的に考えれば浸透流がぶつかる砂粒子の表面付近では水圧は大きくなり、逆に浸透流が離れる砂粒子の表面付近では水圧が小さくなる。このように、巨視的な平均値からでは表現できない水圧の変動を $p^*(X, y)$ によって表す。なお、巨視的領域における水圧 $\bar{p}(X)$ やその勾配 $\partial\bar{p}/\partial X$ は微視的領域の平均と一致しなければならない。

$$\bar{p}(X) = \frac{1}{V_y} \int_{V_y} p(X, y) dV_y, \quad \frac{\partial\bar{p}}{\partial X} = \frac{1}{V_y} \int_{V_y} \frac{\partial p(X, y)}{\partial y} dV_y \quad (8)$$

が成り立つ。式(7)を式(8)に代入し、式(6)を考慮すると、 $p^*(X, y)$ について

$$\int_{V_y} p^*(X, y) dV_y = 0, \quad \int_{V_y} \frac{\partial p^*(X, y)}{\partial y} dV_y = 0 \quad (9)$$

が成立することが分かる。

以上の準備のもとに、Fig.2に示すような微視的領域にある砂粒子の集まりが浸透流から受ける力の合力を考える。その合力の体積平均である浸透力 f は

$$f = \frac{1}{V_y} \int_{V_y} -p(X, y) \nu dS_y + \frac{1}{V_y} \int_{V_y} \tau(X, y) dS_y \quad (10)$$

と与えられる。浸透力 f は巨視的座標 X の関数である。ここに、 ν は土粒子の周面部における外向き単位法線ベクトル、 τ は土粒子表面に作用する摩擦応力、 Γ_s は土粒子の表

面, S_y は微視的領域での表面積を表す (Fig.2 参照). 式(10)の右辺第1項は, 式(7)を用いて

$$\begin{aligned} \frac{1}{V_y} \int_{r_s} -p v \, dS_y &= \frac{1}{V_y} \int_{r_s} -(\bar{p} + \frac{\partial \bar{p}}{\partial X} y + p^*) v \, dS_y \\ &= \frac{1}{V_y} \int_{r_s} -\frac{\partial}{\partial y} \left(\bar{p} + \frac{\partial \bar{p}}{\partial X} y \right) dV_y + \frac{1}{V_y} \int_{r_s} -p^* v \, dS_y \\ &= \frac{1}{V_y} \int_{r_s} -\frac{\partial \bar{p}}{\partial X} dV_y + \frac{1}{V_y} \int_{r_s} -p^* v \, dS_y \\ &= -\frac{\partial \bar{p}}{\partial X} \frac{1}{V_y} \int_{r_s} dV_y + \frac{1}{V_y} \int_{r_s} -p^* v \, dS_y \\ &= -(1-n) \frac{\partial \bar{p}}{\partial X} + \frac{1}{V_y} \int_{r_s} -p^* v \, dS_y \end{aligned} \quad (11)$$

と変形される. ここに, V_y は土粒子の領域 (間隙は含まない) を表す (Fig.2 参照). 式(11)の2行目の等号ではガウスの発散定理を, 最終行の等号では土粒子の領域 V_y の体積が $(1-n)V_y$ となることを用いている. なお, 式(11)に現れる積分は微視的領域における積分 (y についての積分) であり, X には関係ないことと, \bar{p} や $\partial \bar{p} / \partial X$ は X のみの関数であることに注意する. 式(10)の右辺第2項については, これ以上変形することができず, 式(10)に式(11)を代入して以下を得る.

$$f = -(1-n) \frac{\partial \bar{p}}{\partial X} + \frac{1}{V_y} \left(\int_{r_s} -p^* v \, dS_y + \int_{r_s} \tau \, dS_y \right) \quad (12)$$

式(12)の右辺第2項は, 圧力の変動分と摩擦に起因するものであり, 直接的に測定することはできない. しかし, この項は透水係数 k を用いて以下のようにモデル化できる (式(13)の導出については付録を参照のこと).

$$\frac{1}{V_y} \left(\int_{r_s} -p^* v \, dS_y + \int_{r_s} \tau \, dS_y \right) = \frac{n^2 \rho_w g}{k} (\tilde{v}_w - \tilde{v}_s) \quad (13)$$

ここに, \tilde{v}_w と \tilde{v}_s は浸透流速と砂粒子速度を表すベクトルであり, g は重力加速度の大きさを意味する. したがって, 式(12)は式(13)から

$$f = -(1-n) \frac{\partial \bar{p}}{\partial X} + \frac{n^2 \rho_w g}{k} (\tilde{v}_w - \tilde{v}_s) \quad (14)$$

となり, 浸透力 f が計測可能な平均的な量で表される. 式(13)は, 土粒子と浸透水との相互作用を表す関係式として動的な地盤解析に用いられている (e.g., Noda et al., 2008; Shamy and Aydin, 2008).

3.2 鉛直方向の力のつり合い

本論文で述べる実験は, 鉛直方向の一次元問題を対象にする. 鉛直上向きに巨視的な座標として z をとり, 浸透力の鉛直成分を f と書けば, 式(14)から

$$f = -(1-n) \frac{d\bar{p}}{dz} + \frac{n^2 \rho_w g}{k} (\tilde{v}_w - \tilde{v}_s) \quad (15)$$

を得る. 単位体積に含まれる砂粒子の重量 γ_s は

$$\gamma_s = \rho_s (1-n) g \quad \left(= \frac{1}{V_y} \int_{r_s} \rho_s g \, dV_y \right) \quad (16)$$

である. 浸透破壊によって砂粒子群が移動している時であっても, ゆっくりと鉛直上向きに移動する場合には, 浸透

力 (式(15)) と砂の重量 (式(16)) が釣り合っており, 以下の関係が成立する.

$$\gamma_s = f \quad (17)$$

また, 全水頭 \bar{h} と水圧 \bar{p} の関係が

$$\bar{h} = z + \frac{\bar{p}}{\rho_w g} \quad (18)$$

と表されることを考えると, 式(15)は

$$f = \rho_w g (1-n) \left(1 - \frac{d\bar{h}}{dz} \right) + \frac{n^2 \rho_w g}{k} (\tilde{v}_w - \tilde{v}_s) \quad (19)$$

と変形される. 式(19)を用いれば, 式(17)は動水勾配, 砂粒子速度, 浸透流速の関係式となる. なお, $\tilde{v}_s = 0$ の時には, 式(17)は式(16), (19)及びダルシー則を用いて, 以下のように変形される.

$$\frac{d\bar{h}}{dz} = -\frac{(1-n)(\rho_s - \rho_w)}{\rho_w} \quad (20)$$

これは, 良く知られた上向き浸透流を受ける砂質土がボイリングを生じる限界動水勾配 (e.g., Lambe and Whitman, 1979) に対応する.

4. 実験結果

実験は珪砂5号及び6号を用い, それぞれの材料において4回ずつ実施した. Table 2 には行った実験での水温 T , 砂の間隙率 n , 相対密度 D_r , 初期及びボイリング発生 (浸透破壊限界) 時の透水係数 (k_0 及び k) をまとめた. 同表の透水係数欄の括弧内には 15°C の水温に換算した時の透水係数の値を示す. 珪砂5号を用いた実験を例 (Table 2 では珪

Table 2 実験条件と砂の透水係数

Experimental conditions and hydraulic conductivities				
珪砂	間隙率		浸透破壊限界時	
	(相対密度)	水温	初期透水係数	透水係数
	$n, (D_r [\%])$	$T [^\circ\text{C}]$	$k_0 [\text{cm/s}]$	$k [\text{cm/s}]$
5号	0.440	7.0	0.105	0.155
	(75.2)		(0.132)	(0.195)
	0.435	7.0	0.108	0.126
	(80.0)		(0.136)	(0.158)
	0.434	6.8	0.0989	0.199
	(80.9)		(0.124)	(0.250)
0.437	14.2	0.113	0.187	
(78.1)	(0.116)	(0.192)		
6号	0.449	9.4	0.0728	0.0660
	(66.3)		(0.0861)	(0.0780)
	0.444	12.5	0.0733	0.0710
	(71.3)		(0.0774)	(0.0748)
	0.443	5.6	0.0721	0.107
	(72.3)		(0.0934)	(0.130)
0.446	7.6	0.0848	0.103	
(78.1)		(0.103)	(0.125)	

砂 5 号, 間隙率 0.437 の実験) に, 典型的な試験結果を以下に述べる.

Fig.3 には浸透破壊時(試験円筒から砂が流出している状態)における浸透流速 \tilde{v}_w と砂粒子速度 \tilde{v}_s の時間変化を示す. 浸透流速 \tilde{v}_w と砂粒子速度 \tilde{v}_s の算出には式(4)を用いるが, 時間間隔 Δt の値は土粒子の流出量に合わせて(流出量が少ない時には長く, 多い時には短く)3~10 秒の値を採用した. 砂の流出が始まった 0 秒から 100 秒までの間は, 砂粒子速度は非常に小さい. 100 秒を超えると試験円筒の流入側に詰められた砂の位置が徐々に低下し始め, 流出する砂粒子速度も顕著に増加を始めた. 最終的に急激な噴砂が発生する(流出開始から約 160 秒後)までには, 砂粒子は 1.5 cm/s 程度の速度まで加速されている.

Fig.4 には砂粒子が流出している間の動水勾配の変化を示す. 動水勾配の値は試験円筒の流出側に取り付けられたピエゾメータの測定値から得られたものである. 同図からわかるように, 砂が流出している間, 動水勾配は減少する傾向にある. 特に, 砂粒子速度が増加を始める 100 秒以降には, 動水勾配も顕著に減少する. この動水勾配の減少は, 砂粒子が浸透流と一緒に上向きに流れることで, 浸透流に作用する砂粒子からの摩擦抵抗が弱まるためと考えられるが, 貯水タンクの水面は一定に保たれているため, 試験円筒の流出部以外において動水勾配は増加していると推察する.

ここで, 式(17)に示した上向き浸透流中にある砂のつり合いから砂粒子速度について考える. 式(17)に式(16)及び(19)を代入し, \tilde{v}_s について解くと以下を得る.

$$\tilde{v}_s = \tilde{v}_w - \frac{k(1-n)}{n^2} \left(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} + \frac{dh}{dz} \right) \quad (21)$$

式(21)は力のつり合いから算出される砂粒子速度 \tilde{v}_s を示すものである. 式(21)の右辺に現れる諸量は, 実験時に測定されるか既知であり, それらから左辺にある砂粒子速度 \tilde{v}_s を計算することが可能である. 浸透破壊によって土粒子が流出する際, 式(16)の右辺にある間隙率 n の値は変化する可能性があるが, その測定は困難であるため砂を試験円筒に詰めた時の間隙率で代用する. また, 透水係数 k についてはボーリング直前の透水係数の値を採用することとする. 式(21)の等号は同時刻にて成立する. しかし, 流出する水と砂が速やかにスロープを流れ下ることは確認済みであるが, 試験円筒の出口付近で計測される動水勾配 dh/dz と電子天秤の値から算出される浸透流速 \tilde{v}_w と砂粒子速度 \tilde{v}_s には若干の時間差がある. そのため, 式(21)を考える際には, 時刻 t に測定した動水勾配に対して, $t-t+\Delta t$ の間の天秤の変化から求めた浸透流速と砂粒子速度を用いる.

Fig.5 は試験時に計測された浸透流速と動水勾配 (Fig.3 及び 4 参照) から式(21)を用いて予測した砂粒子速度を縦軸に, 計測値のそれ (Fig.3 参照) を横軸にして, それらの関係をプロットしたものである. Fig.5 に表示されたデータ点は原点を通る傾き 1 の直線の周りに集まるように存在しており, 予測値と計測値が良好に一致していることが示さ

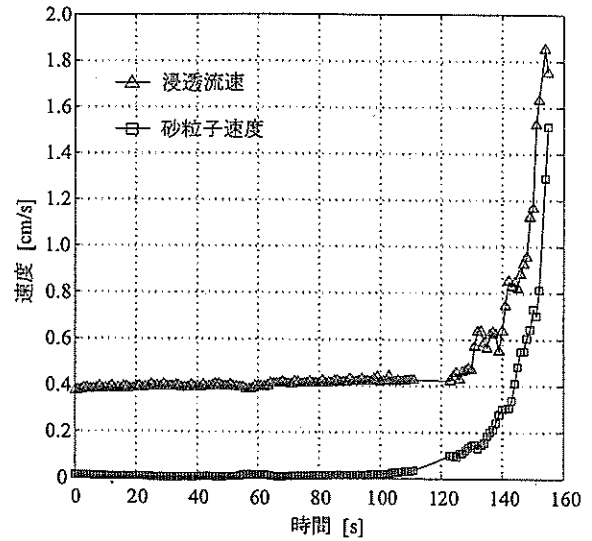


Fig.3 浸透破壊時の浸透流速及び砂粒子の移動速度
Upward velocity of sands and seepage water during seepage failure

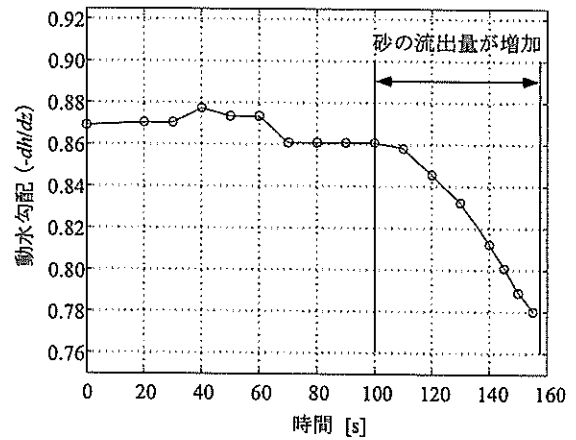


Fig.4 浸透破壊時における動水勾配の時間変化
Hydraulic gradient during seepage failure

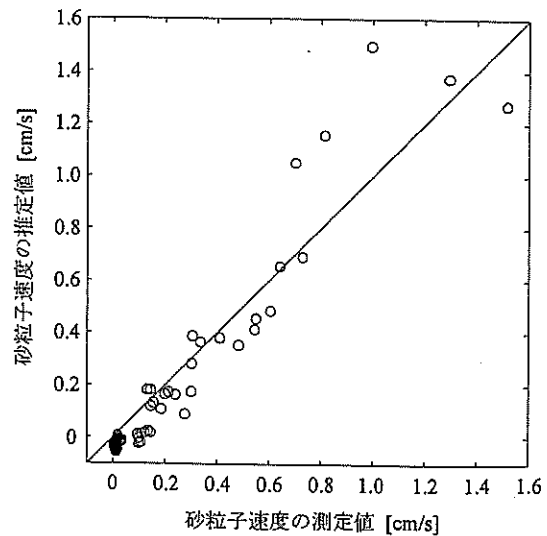


Fig.5 土粒子移動速度の測定値と予測値の関係
Relationship between measured and estimated values of sand particle velocity

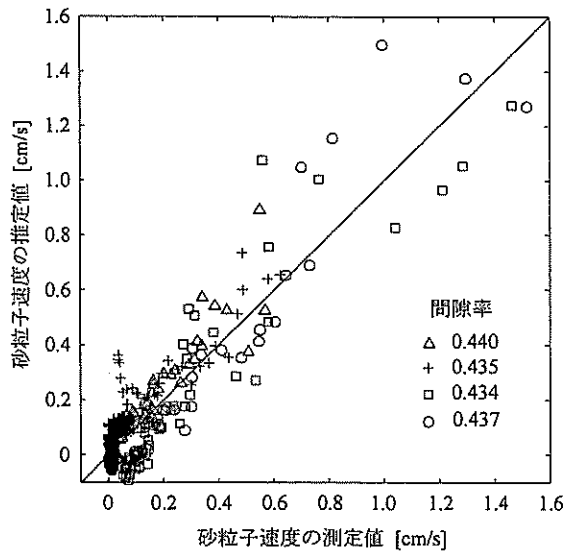


Fig.6 土粒子移動速度の測定値と予測値の関係 (珪砂 5号)
Measured and estimated values of sand particle velocity (Silica sand #5)

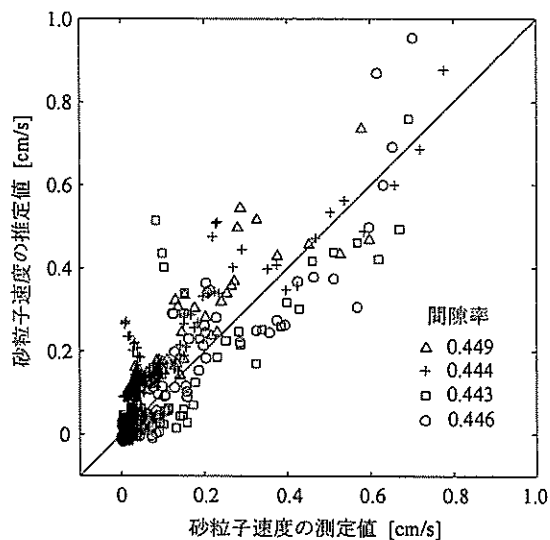


Fig.7 土粒子移動速度の測定値と予測値の関係 (珪砂 6号)
Measured and estimated values of sand particle velocity (Silica sand #6)

れる。Fig.5は1回の実験から得られたものであるが、珪砂5号を用いた4回の実験すべてのデータから砂粒子速度の測定値と予測値の関係を整理したものをFig.6に示す。同図においても、予測値と計測値は良好に一致していると判断できる。これは、式(21)によってボイリング中の砂粒子速度が推定可能であることを示している。

珪砂6号においても、浸透破壊時の砂粒子速度を把握する目的で、同様の実験を行った。粒径が珪砂5号に比べてやや小さな珪砂6号においても、浸透流速、砂粒子速度、動水勾配の関係はFig.3とFig.4に示した珪砂5号の場合と同様の傾向を示した。Fig.7には、珪砂6号を用いて行われた4回の実験 (Table 2 参照) において測定された砂粒子速度と式(21)から推定されるそれとの関係を示す。同図からは珪砂6号においても、ややバラつきはあるものの、測定値と予測値は良好に一致していることが分かる。

Fig.6及び7に示すように、粒径の異なる珪砂5号と6号において、砂粒子速度の測定値と式(21)による予測値が良好に一致することが確認された。式(21)は、式中に砂の粒径を陽に含まないが、透水係数 k の値はそれによって敏感に変化する。つまり、透水係数が粒径の影響を反映し、その値の変化によって砂粒子速度の推定を可能にしている。

5. 結論

本研究では、浸透破壊時に浸透流によって運ばれる土粒子の移動速度を把握することを目的に、U字型の亚克力円筒を用いた室内実験を行った。実験では、浸透破壊時に試験円筒から同時に流れ出す砂と水の流出量を分離して測定し、浸透流速、動水勾配と同時に砂粒子の移動速度を計測した。実験結果から得られた結論を以下にまとめる。

1. 浸透破壊を生じ砂粒子が上向きに移動する箇所では、砂粒子の移動速度の増加に伴って動水勾配が減少する。これは、砂粒子が浸透水と同じ方向に運動することで、摩擦抵抗が減少するためと考えられる。
2. 測定された砂粒子速度の範囲では、その速度は、砂の移動を考慮した力のつり合い式から導かれる式(21)とよく符合した。また、同式は粒径の異なる砂においても適用が可能であった。その理由は、粒径変化の影響を、式(21)にある透水係数 k の値によって反映するためである。このように、透水係数や浸透流速等が把握されれば、力のつり合いを考えることで浸透水に運ばれる砂粒子の輸送量を予測できる。

謝辞：本研究は科学研究費 (若手研究 B, 課題番号 23780247) の援助を受けて遂行したものである。ここに記して、感謝の意を表す。

付録 浸透流による摩擦力と水圧変動のモデル化

ここでは、式(13)の導出について述べる。浸透流は定常状態にあるとする。このとき、浸透流速は一定であり、浸透水においては流れの駆動力である水圧差及び重力と土から受ける抵抗とがつり合っている。ここで、微視的領域において土の間隙に存在する

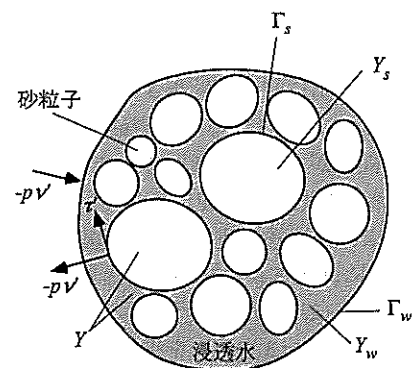


Fig.A1 土の間隙を流れる浸透水に働く力
Forces exerted to intergranular seepage water

浸透水の力のつり合いを考えれば (Fig.A1 参照)

$$\int_{\Gamma_w} -p v' dS_y + \int_{\Gamma_s} -p v' dS_y + \int_{\Gamma_s} \tau' dS_y + \int_{V_w} \rho_w g dV_y = 0 \quad (A1)$$

となる。ここに、 V_w は浸透水で満たされた間隙の領域、 Γ_w は土粒子と接していない浸透水の境界であり (微視的領域の境界でもある)、 g は重力加速度ベクトル、 v' は浸透水の領域から見た境界の外向き単位法線ベクトル、 τ' は土粒子から浸透水に作用する摩擦応力である (式(10)に示した v や τ は土粒子から見た外向き単位法線ベクトルと摩擦応力であり $v' = -v$ 、 $\tau' = -\tau$ の関係があることに注意する)。式(A1)の第1項は運動の駆動力である水圧の合力に対応する。第2項と第3項はそれぞれ土粒子の表面における圧力と摩擦応力の合計であり、浸透水が土粒子から受ける抵抗となる。

式(A1)に式(7)を代入して変形すると

$$\int_{\Gamma} -\left(\bar{p}(X) + \frac{\partial \bar{p}}{\partial X} y\right) v' dS_y + \int_{\Gamma_w} -p^* v' dS_y + \int_{\Gamma_s} -p^* v' dS_y + \int_{\Gamma_s} \tau' dS_y + \int_{V_w} \rho_w g dV_y = 0, \quad \Gamma \equiv \Gamma_s \cup \Gamma_w$$

$$\Rightarrow \int_{V_w} -\frac{\partial \bar{p}}{\partial X} dV_y - \int_{\Gamma} \frac{\partial p^*}{\partial y} dV_y + \int_{\Gamma_s} -p^* v' dS_y + \int_{\Gamma_s} \tau' dS_y + \int_{V_w} \rho_w g dV_y = 0$$

$$\Rightarrow -nV_y \frac{\partial \bar{p}}{\partial X} + \int_{\Gamma_s} -p^* v' dS_y + \int_{\Gamma_s} \tau' dS_y + nV_y \rho_w g = 0$$

$$(\because \text{式(9)より } \int_{\Gamma} \frac{\partial p^*}{\partial y} dV_y = 0, \int_{V_w} dV_y = nV_y)$$

$$\Rightarrow n \left(-\frac{\partial \bar{p}}{\partial X} + \rho_w g \right) = \frac{1}{V_y} \left(\int_{\Gamma_s} -p^* v' dS_y + \int_{\Gamma_s} \tau' dS_y \right) \quad (\because \tau' = -\tau, v' = -v) \quad (A2)$$

となる。ダルシー則である

$$n \tilde{v}_w = -\frac{k}{\rho_w g} \left(\frac{\partial \bar{p}}{\partial X} - \rho_w g \right) \quad (A3)$$

を式(A2)の左辺に適用すると以下を得る。

$$\frac{n^2 \rho_w g}{k} \tilde{v}_w = \frac{1}{V_y} \left(\int_{\Gamma_s} -p^* v' dS_y + \int_{\Gamma_s} \tau' dS_y \right) \quad (A4)$$

土が移動している場合に、式(A4)において $\tilde{v}_w \rightarrow \tilde{v}_w - \tilde{v}_s$ と浸透流速を浸透水と土の相対速度に置き換えれば式(13)が得られる。ただし、式(A3)では透水係数の異方性は考慮しておらず、相対速度で置き換えた場合にもその等方性が成立すると仮定している (今回の実験では一次元の現象を対象としており、透水係数の異方性を考える必要はなく、土粒子速度と浸透流速の方向は一致している)。

引用文献

Foster, M., Fell, R. and Spannagle, M. (2000a) : The statistics of embankment dam failures and accidents, *Canadian Geotechnical Journal*, 37, 1000-1024.

Foster, M., Fell, R. and Spannagle, M. (2000b) : A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping, *Canadian Geotechnical Journal*, 37, 1025-1061.

Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1979) : *Soil Mechanics, SI version*, John Wiley & Sons, 261-264.

Meyer, W., Schuster, R.L. and Sabol, M.A. (1994) : Potential for seepage erosion of landslide dam, *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(7), 1211-1229.

Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M. (2008) : Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, 48(6), 771-790.

Ojha, C.S.P., Singh, V.P. and Adrian, D.D. (2003) : Determination of critical head in soil piping, *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(7), 511-518.

Richards, K.S. and Reddy, K.R. (2007) : Critical appraisal of piping phenomenon in earth dams, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 66, 381-402.

Sellmeijer, J.B. (1988) : *On the mechanism of piping under impervious structures*, PhD thesis, Delft University of Technology, the Netherlands.

Shamy, U.EI. and Aydin, F. (2008) : Multiscale modeling of flood-induced piping in river levee, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(9), 1385-1397.

Skempton, A.W. and Brogan, J.M. (1994) : Experiments on piping in sandy gravels, *Geotechnique*, 44(3), 449-460.

Tanaka, T., Kira, H. and Hasegawa, T. (1982) : Design of a loaded filter and multi-layered sand column, *Soils and Foundations*, 22(3), 92-108.

田中 勉, 沖村 孝, 池田幸司 (2002) : 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, 神戸大学都市安全センター研究報告, 379-395.

Tanaka, T. and Verruijt A. (1999) : Seepage failure of sand behind sheet piles -The mechanism and practical approach to analyze-, *Soils and Foundations*, 39(3), 27-35.

[2012. 2. 6. 受稿, 2012. 8. 6. 閲読了]

(この研究論文に対する公開の質疑あるいは討議(4,000字以内, 農業農村工学会論文集企画・編集委員会あて)は, 2013年4月24日まで受け付けます。)