



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

田中, 勉
沖村, 孝
池田, 幸司

(Citation)

神戸大学都市安全研究センター研究報告, 6:379-395

(Issue Date)

2002-03

(Resource Type)

departmental bulletin paper

(Version)

Version of Record

(JaLCD0I)

<https://doi.org/10.24546/00317652>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/00317652>



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

Interaction between Soil Particles and Flow of Water in Seepage Failure Phenomena

田中 勉¹⁾
Tsutomu Tanaka
沖村 孝²⁾
Takashi Okimura
池田 幸司³⁾
Kohji Ikeda

概要：軸対称浸透破壊問題において、下流側円筒壁内の地盤は変形後、上昇浸透流の中に砂粒子が浮かんた状態になっている。ここでは、まず、「上昇流中に浮遊する粒状体の理論」あるいは「流体力と土粒子重量の釣り合い理論」について整理し、浸透破壊現象において土粒子が動き出すときの理論的な限界流速について考察した。次に、実際に琵琶湖砂 3 について一次元浸透破壊実験を行い、流速、動水勾配及び間隙比の相互関係を明らかにし、それら諸量の間に成立つ力学的な記述式について考察した。また、軸対称浸透破壊問題において、円筒壁内の地盤中の浸透流が一次元状態になっていることを示した。

キーワード：仮締切り、矢板、一次元、軸対称、浸透破壊、砂粒子と水流の相互作用、室内実験

1. 序論

Fig.1 に示すような軸対称地盤の浸透破壊実験において、水頭差 H を大きくしてゆくと、地盤は、最初何の変化もないが、変形開始時水頭差 H_f に達すると上流側で沈下し下流側で隆起する。さらに、水頭差を増してゆくと、土粒子が上流側から下流側へ移動し、上流側沈下と下流側隆起が進行してゆく。このとき、下流側では土粒子の量が増加し、「上向きの浸透力」が「下向きの自重」と釣り合った状態が形成される。この現象は上流側からの砂の供給がなくなるまで続き、最終的に水頭差が破壊時水頭差 H_f に達すると地盤は破壊する¹⁾。このように、軸対称地盤は変形を開始してから破壊に至るまでに水頭差において大きな余裕 $H_f - H_y$ がある。この現象を Self stabilizing effects²⁾ と呼ぶ。Self stabilizing effects は、特に下流側円筒壁の半径 R と根入れ深さ D の比 R/D が小さい場合に大きくなる。

さて、下流側円筒壁内の地盤は、変形後、上昇浸透

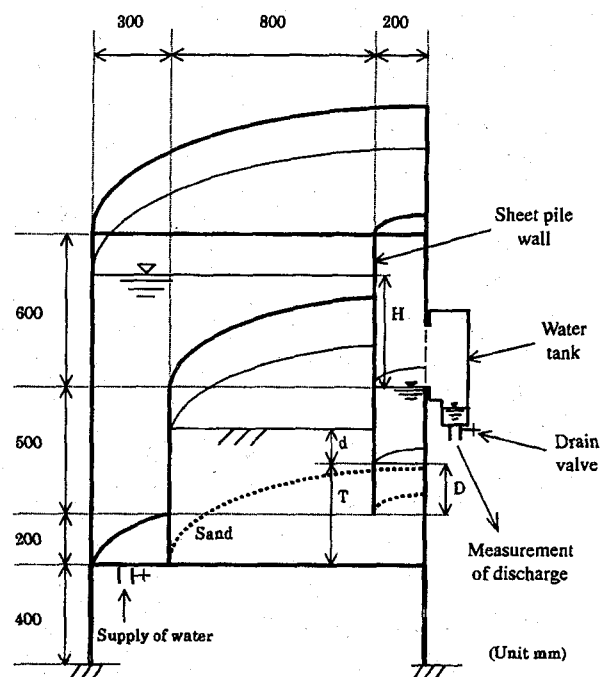


Fig.1 軸対称浸透破壊実験装置の概要

流の中に砂粒子が浮かんだ状態になっているものと考えられる。すなわち、単位体積内の土粒子についてみると「上向きに作用する流体力」が「下向きに作用する自重」と釣合った状態になっているものと考えられる。この現象を明らかにするためには、一次元上昇浸透流による砂粒子と水流の力学的相互作用について詳しく考察する必要がある。

ここでは、まず、これまでに数多くの研究者によって研究されてきた「上昇流中に浮遊する粒状体の理論」あるいは「流体力と土粒子重量の釣合い理論」について整理し、土粒子が動き出すときの理論的な限界流速について明らかにする。次に、実際に、琵琶湖砂 3 について一次元浸透破壊実験を行い、流速、動水勾配及び間隙比の相互関係を明らかにし、流体とその中に浮遊する土粒子の間に成り立つ力学的な記述式について考察する。そして、一次元浸透破壊実験から得られた実験データが、どの理論限界流速式に最も適合しているかについて考察する。また、軸対称地盤の浸透破壊実験における下流側円筒壁内の地盤中の浸透流が、特に地盤変形後の等ポテンシャル線分布、および、流速と動水勾配の関係から、一次元状態となっているかどうかについて考察する。

2. 上昇浸透流中に浮遊する粒状体に関する理論

ここでは、「上昇流中に浮遊する粒状体の理論」あるいは「流体力と土粒子重量の釣合い理論」について考察し、水流と土粒子の力学的な相互作用について検討する。

2.1 Justin の式

Justin³⁾ は水の土に対する掃流速度について理想的な単一粒子の運動則から以下のように理論式を導いた。断面積 A の土粒子が浸透流速 v の中で受ける圧力の合力 P は、水の単位体積重量を γ_w 、重力加速度を g とするとき、

$$P = 2A \frac{v^2}{2g} \gamma_w$$

となる。この力 P と釣合う土粒子の水中重量 W は、土粒子径を d 、土粒子の比重を G_s とすると、

$$W = \frac{4}{3} \pi \left(\frac{d}{2} \right)^3 \cdot (G_s - 1) \cdot \gamma_w$$

となる。ここで、釣合い条件により $W = P$ とすると、限界流速 v_c が次のように計算される。

$$v_c = \sqrt{\frac{2}{3} (G_s - 1) d \cdot g} \quad \left(\because A = \frac{\pi d^2}{4} \right) \quad (1)$$

ここに、

v_c : 限界流速

g : 重力加速度

G_s : 土粒子の比重

d : 土粒子径

である。一般にこの式は、限界流速を過大評価するといわれている⁴⁾。

2.2 Stokes の式

Stokes⁵⁾ は粒径 d 、比重 G_s の球状粒子が静止流体中を沈降する際の沈降速度 v を次のように求めた。まず、土粒子の有効重量は、重力加速度を g 、土粒子の密度を ρ_s 、水の密度を ρ_w とすると、

$$\frac{4}{3} \pi \left(\frac{d}{2} \right)^3 (\rho_s - \rho_w) g$$

と表され、流体の粘性抵抗は、水の粘性係数を μ とすると、

$$6\pi \frac{d}{2} \mu \cdot v$$

と表される。これらの力が釣合ったとき土粒子は一定の沈降速度となり、

$$v = \frac{1}{18\mu} (\rho_s - \rho_w) d^2 g \quad (2)$$

が得られる。

2.3 流体力の式

単一粒子が無数の広がりをもつ静水中を沈降するとき、流体抵抗と粒子の重量が平衡に達し等速度運動を行うに至ったときに終末沈降速度に達すると考える⁶⁾。

ここで、単一粒子が鉛直上向きの流体力を受けまさに浮上するときの限界流速を考える。まず、粒子に上向きに働く流体力 F は次のように表される。

$$F = C_D \cdot A \cdot \frac{v_s^2}{2} \rho_w = \frac{\pi}{8} C_D d^2 v_s^2 \rho_w \quad \left(\because A = \frac{\pi d^2}{4} \right)$$

ここに、

v_s : 単一粒子の限界流速

ρ_w : 水の密度

d : 粒子径

C_D : 粒子の抵抗係数で粒子 Reynolds 数 $R_e (=vd/\nu)$ の関数

ν : 流体の動粘性係数

である。土粒子の水中重量を W とすると、次のよう表される。

$$W = \frac{\pi}{6} d^3 (G_s - 1) \rho_w \cdot g$$

ここに、

G_s : 土粒子の比重

g : 重力加速度

である。上向きの流体力 F と下向きの粒子の水中重量 W の釣り合いから、

$$v_s = \sqrt{\frac{4}{3C_D} g (G_s - 1) d} \quad (3)$$

となる。(3)式において、

$C_D = 2$ のとき Justin 式

$C_D = 24/R_e$ のとき Stokes 式

となる。

2.4 Koslova の式

Koslova によると、平均粒径 D (mm) の混合粒径試料の中にある粒径 d (mm) の土粒子が浸透流によって動き出すときの流速 v_k (mm/s) は、

$$v_k = 2.6 d^2 \left(1 + 1000 \frac{d^2}{D^2} \right) \quad (4)$$

と表される。これは実験式であるが Justin 式に比べて過大評価が少ないといわれている⁴⁾。

2.5 大野らの式

大野ら⁷⁾は、パイピングに対する限界流速に着目し室内実験により次の実験式を得ている。

$$v_p = 2.25 d^{1.94} \quad (5a)$$

ここに、

v_p : 限界実流速 (cm/s)

d : 土粒子径 (mm) (混合粒径の場合、25~32% 径に相当する)

である。大野ら⁷⁾によると、限界流速には粒子の形状、比重や間隙比などの影響が見られないということから(5a)式が導かれている。

実流速 v_p とは、間隙内を実際に流れる水の平均流速であり、いわゆる流量流速 v ではない。ここで、平均実流速 v_p とは、流量流速 v を面積間隙率 β で割った値 v/β として定義される。したがって、限界流速 v_e は(5a)式から、

$$v_e = 2.25 d^{1.94} \times \beta \quad (5b)$$

となる。ここに、

$\beta = 1 - (1 - n)^{2/3}$: 面積間隙率

n : 体積間隙率

である。

2.6 Rubey による砂粒子の沈降速度式

Rubey⁸⁾ は上昇するある流動体流れの中で、球状の粒子が一定の高さにとどまり続けるために必要な力を、粘性抵抗 (Viscous resistance) と流動体による衝撃力 (Impact of fluid) という 2 つの力の合計であると考えた。すなわち、

(粒子の重量) = (粘性抵抗) + (流動体の衝撃力)

として、

$$\frac{4}{3}\pi\left(\frac{d}{2}\right)^3(\rho_p - \rho_F)g = 6\pi\frac{d}{2}\mu v + \pi\left(\frac{d}{2}\right)^2 v^2 \rho_F \quad (6a)$$

と表すことができると考えた。ここに、

v : 流動体流れの速度

d : 粒子径 (cm)

ρ_p : 粒子の密度

ρ_F : 流動体の密度

g : 重力加速度

μ : 流動体の粘性係数 (cm²/s)

である。流動体が水であるとする、(6a)式の右辺第二項の衝撃力は Justin の式と同等のものである。さらに、流動体が水であるとする、 $\rho_p/\rho_F (=G_s)$ であるので、 v について解くと次のようになる。

$$v = \frac{6v}{d} \left\{ \sqrt{\frac{1}{54v^2} d^3 \cdot g(G_s - 1) + 1} - 1 \right\} \quad (6b)$$

ここに、

$v (= \mu_F/\rho_F)$: 水の動粘性係数

である。

2.7 白井による流動化開始速度の式

白井⁹⁾によると、固定層から流動層に移移するときの流速は流動化開始速度といわれる。力学的には粒子層の重量と流体の圧力損失による抵抗力とが釣り合い、流動化が開始するときの流速であると考えることができる。層流域において考えるとき、つまり流速の増加に伴って増大する固定層の圧力降下と粒子の全量による圧力がおおよそ釣り合うと考えることにより、

$$v = \frac{\phi_s^2}{2 \cdot 100^2 \cdot \kappa \cdot v} \frac{n^3}{100 - n} g(G_s - 1) d^2 \quad (7)$$

が得られる。ここに、

ϕ_s : Carman の形状係数 (球の場合 $\phi_s = 1$)

d : 粒子径

n : 間隙率 (%)

v : 水の動粘性係数

κ : 係数 (研究者によって異なった値がとられる。ここでは、Leva による $\kappa = 100$ (砂の場合) を用いた。)

である。

2.8 Richardson による多粒子沈降速度式

Richardson¹⁰⁾ による多粒子沈降速度式は次のように導かれる。2.3 節と同様に、粒子に鉛直上向きに流体力が作用したときに単粒子がまさに浮上するときの限界流速を考える。まず、粒子に働く流体力 F は次のようになる。

$$F = C_D \cdot A \frac{v^2}{2} \rho_w = \frac{\pi}{8} C_D d^2 v^2 \rho_w \quad \left(\because A = \frac{\pi d^2}{4} \right)$$

ここに、

v_c : 単粒子の限界流速

ρ_w : 水の密度

d : 粒子径

C_D : 粒子の抵抗係数で粒子 Reynolds 数 $R_e (=vd/\nu)$ の関数

ν : 水の動粘性係数

である。土粒子の水中重量は W として、次のように表される。

$$W = \frac{\pi}{6} d^3 (G_s - 1) \rho_w \cdot g$$

ここに,

G_s : 土粒子の比重

g : 重力加速度

である。上向きの流体力 F と下向きの粒子の水中重量 W に関する力の釣り合い式 $F = W$ から,

$$v_s = \sqrt{\frac{4}{3C_D} g (G_s - 1) d} \quad (8a)$$

となる。 C_D の値は物体の形状係数であり物体の形によって図表⁶⁾の形で与えられている。

一般に、 $R_e \leq 1$ のとき、 $C_D = 24/R_e$ が成立する。つまりストークスの式が成り立つ。また、 $R_e > 1$ のときには、 C_D は R_e が増加するにつれて減少し粒子形状ごとに異なった一定値に漸近してゆく。

このようにして、理論的に求めた単粒子の沈降速度 v_s に補正係数 α を導入し、

$$v_m = \alpha \cdot v_s \quad (8b)$$

と表し、多粒子の沈降速度 v_m が求められる。ここに、

v_m : 多粒子沈降速度

α : 補正係数

v_s : 粒子群を構成する単粒子の沈降速度

である。 α は空隙率 ε と粒子 Reynolds 数 R_e の関数として次のように表される。

$$\alpha = \varepsilon^{1/m}$$

ここに、

$$R_e < 0.2 \text{ のとき: } 1/m = 4.65$$

$$0.2 < R_e < 1.0 \text{ のとき: } 1/m = 4.46 R_e^{-0.03}$$

$$1.0 < R_e < 500 \text{ のとき: } 1/m = 4.45 R_e^{-0.1}$$

$$500 < R_e < 7000 \text{ のとき: } 1/m = 2.36$$

である。以上が Richardoson によって示された多粒子干渉沈降の速度式である。

2.9 杉井らによる多粒子限界流速式

杉井ら¹¹⁾は多粒子干渉沈降を浸透破壊発生時の限界流速に適用して補正を行い多粒子限界流速式を求めた。まず、空隙率 ε を試料の空隙率 n (%) とみなし、

$$\alpha = \left(\frac{n}{100} \right)^{1/m}$$

とすると、浸透破壊の限界流速として次式を得る。

$$v_n = \alpha \cdot v_s$$

ここに、

v_n : 多粒子限界流速(cm/s)

v_s : 単粒子限界流速(cm/s)

である。

$R_e \leq 1$ のとき、 $C_D = 24/R_e$ が成立する、すなわち、Stokes の式:

$$v = \frac{1}{18\mu} (\rho_s - \rho_w) d^2 g \quad (2)$$

が成り立つので、

$$v_n = \left(\frac{n}{100} \right)^{1/m} \frac{1}{18\mu} (\rho_s - \rho_w) d^2 g \quad (R_e \leq 1 \text{ のとき}) \quad (9a)$$

となる。

次に、 $R_e > 1$ のとき、単一粒子の限界流速を求めるには、(3)式における C_D の値を求める必要がある。 C_D を図表より求めるかわりに、Rubey による砂粒子の沈降流速式 ((6b)式)を用いると、 R_e 、 C_D によらずに単一粒子の限界流速を求めることができる。このようにして、(6b)式を用いて C_D を使わないで単一粒子の限界流速を求めると、 R_e によらない多粒子限界流速式が次のように得られる。

$$v_n = \left(\frac{n}{100} \right)^{1/m} \cdot \frac{6v}{d} \left\{ \sqrt{\frac{g(G_s - 1)d^3}{54\nu^2} + 1} - 1 \right\} \quad (9b)$$

(9b)式から、 $1/m$ は常に正であるから、多粒子限界流速 v_n は、間隙率が小さくなるにつれて小さくなり、間隙率が大きくなるにつれて大きくなることからわかる。

2. 10 土粒子径と限界流速の関係

土粒子径と限界流速の関係について考える。2. 1～2. 9 節で述べた粒径 d と限界流速 v_c の関係を示すと Fig.2 のようになる。Fig.2 は今回実験で用いた琵琶湖砂 3 (第 3 章参照) について関係を示している。Table 1 に計算で用いた物理的諸量を示す。また、重力の加速度 g として 980 cm/s^2 、 15°C 時の水の動粘性係数 ν_{15} として $0.01139 \text{ cm}^2/\text{s}$ を用いた。また、Koslova の式では $d/D = 1.0$ の場合を示した。

Table1 Fig.2 の作図条件

土粒子の比重 G_s	2.668
間隙率 n_{50} *	0.484
面積間隙率 β_{50} *	0.357

* $D_{50} = 50\%$ における値

3. 一次元上昇浸透流による地盤の浸透破壊実験

3. 1 実験装置

実験装置の概略図を Fig.3 に示す。Fig.3 に示すように実験装置は次の 3 つの部分から成っている。

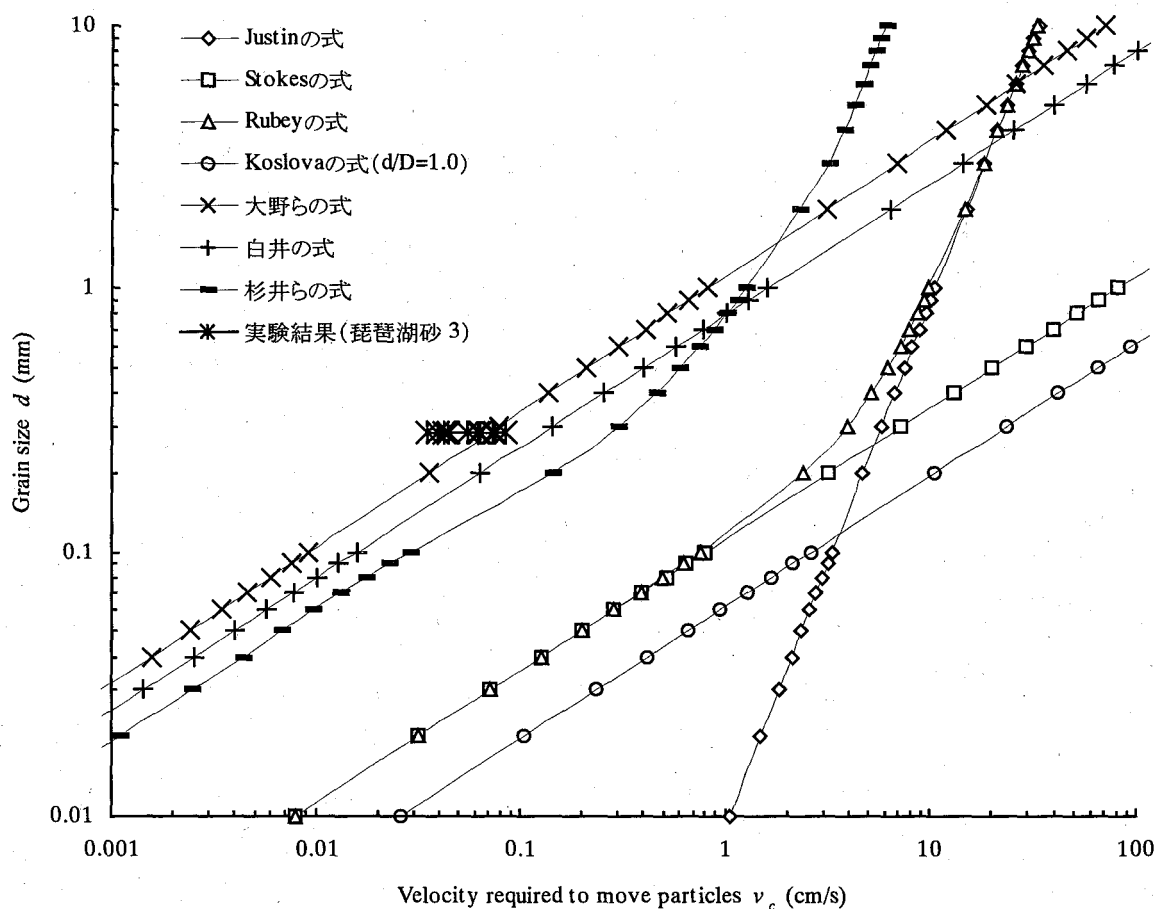


Fig.2 粒径 d と限界流速 v_c の関係

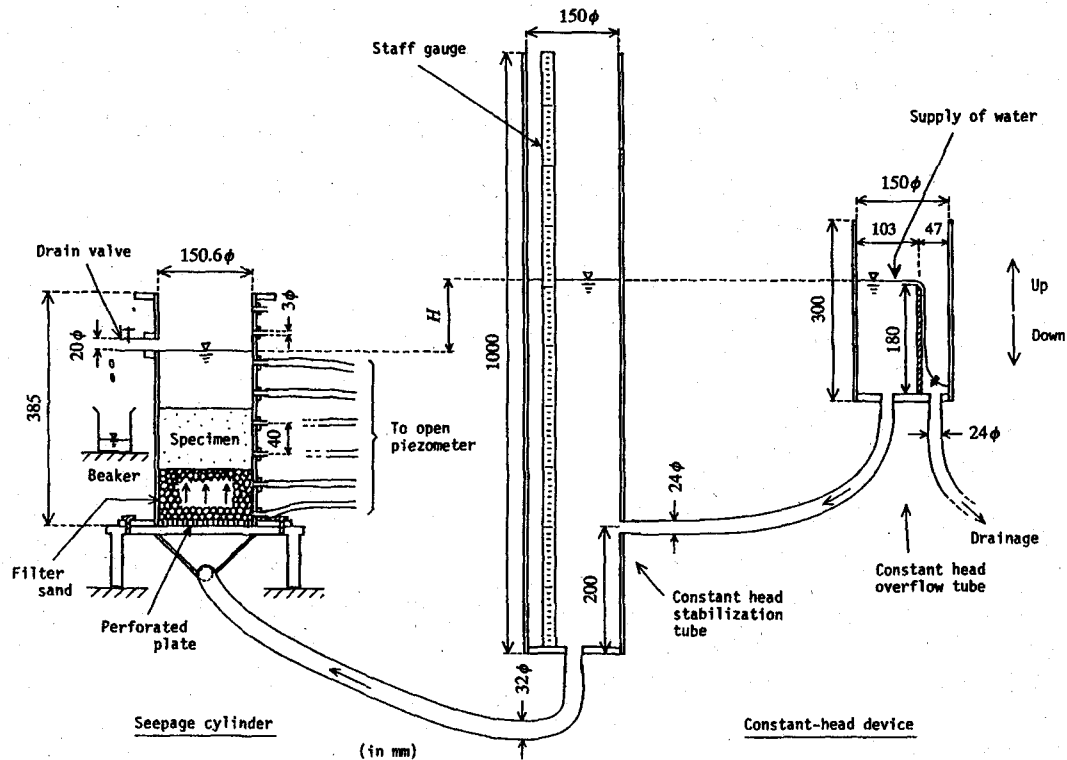


Fig.3 一次元浸透破壊実験装置の概略図

- (1) 透水円筒
- (2) 定水頭装置
- (3) 間隙水圧測定装置

以下、順を追って説明する。

(1) 透水円筒 透水円筒には内径 150.6mm のアクリル製円筒を用いた。透水円筒に水を張り試料を流し込んで供試体を作成し、水頭差をかけることによって下から上へ水を流すことができる。供試体中を浸透し試料上部に流れてきた水は透水円筒上部に取り付けられた排水バルブを通して円筒外へ流し出される。このバルブ位置で下流側水面が一定に保たれる。また、透水円筒の壁面には間隙水圧を測定するためのピエゾメーター孔 (内径 3mm) が 40mm 間隔に設けられている。ピエゾメーター孔の入口には砂粒子の流亡を防ぐため金網 (74 μ m) が取り付けられている。

(2) 定水頭装置 定水頭装置は 2 つのアクリル製円筒からなっている。一定の水位を保ちながら余水を越流排水させる越流円筒 (内径 150mm, 全長 300mm) と水面を安定させる水面安定円筒 (内径 150mm, 全長 1000mm) である。越流円筒を上昇させることによって段階的に水頭差をかけることができ、水面安定円筒から安定した一定の水を流すことができる。

(3) 間隙水圧測定装置 間隙水圧は透水円筒壁面に設けられたピエゾメーター孔からビニールチューブ (内径 8mm) を経由し開口型ピエゾメーターへと伝えられる。ピエゾメーターとしてはアクリル製のパイプ (内径 8mm, 全長 1500mm) を用いた。

測定された間隙水圧のうち供試体下部と上部の間隙水圧 (水頭表示) の差をとり、その値を両ピエゾメーター孔間の長さで除したものを平均の動水勾配とした。

3.2 実験方法

試料には琵琶湖砂 3, 流れを整えるための整流フィルターには粒径 500~710 μ m に調整した海砂を用いた。試料の物理的性質を Table 2 に、粒径加積曲線を Fig.4 に示す。Table 2 及び Fig.4 から、琵琶湖砂 3 は均一な細砂といえる。試料としては、前もって乾燥質量を測定した砂を水に浸し、気泡を取り除くために約 1 時間煮沸して脱気したものを用いた。また、整流フィルター

Table 2 琵琶湖砂 3 の物理的性質

比重 G_s	2.668
均等係数 U_c	1.404
平均粒径 D_{50} (mm)	0.283
最大間隙比 e_{max}	1.115
最小間隙比 e_{min}	0.761

についても同様に脱気したものを用いた。

供試体は次のように作製した。透水円筒に水を張り、下端部に黄銅製の金網を3枚(上から74, 420, 850 μm)を敷いた。次に流れを整えるための整流フィルターを厚さ約8~9cm入れた。これは試料への水の流れを一樣にするためである。層の境界付近で整流フィルターと試料砂が混合するのを防ぐため、フィルターの上に黄銅製の金網を1枚(840 μm)を敷き、その上に試料を水中で均等に堆積するように少しずつ流し込んだ。試料は何層かに分けて入れ、各層ごとに直径7mm、全長400mm、質量100gのアルミ棒を約10cm

の高さから相対密度に応じて所定の回数(1~50回)だけ落下させて予め定めた相対密度になるように突固めた。

このようにして作製された供試体に、定水頭装置を用いて段階的に水頭差をかけてゆき浸透破壊実験を行う。水頭差の上げ方としては Δi を各段階における動水勾配の増分とすると、最初は $\Delta i = 0.1 \sim 0.2$ の増加、限界時付近($i \geq 0.85 i_c$)では限界動水勾配 i_c の1%程度($\Delta i = 0.008 \sim 0.015$)の増加とした。各段階の水頭差において、流量、動水勾配、供試体の長さ、水温を測定した。ここでは、4分~45秒間に流れ出る浸透水の重さを1~3個測り、その浸透水温での流量流速を求め、15℃時の平均流速 v_{15} に換算した。そしてピエゾメーターの読みから供試体内の動水勾配がわかると、ダルシー則から供試体の透水係数が計算される。供試体の長さは、透水円筒の4箇所を測りその平均値とした。作製された供試体は、前もってその乾燥質量を測ってあるので、体積を計算することにより間隙比が求められる。

ここでは、Table 3に示すような相対密度 D_r を変えた11ケースの一樣流型¹²⁾の一次元一層系地盤の浸透破壊実験を行った。

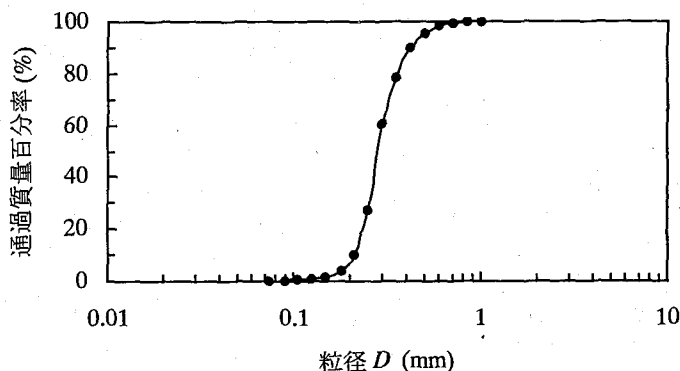


Fig.4 琵琶湖砂 3 の粒径加積曲線

Table 3 供試体厚さ l 、初期相対密度 $D_{r,0}$ 及び実験開始時水温

実験番号	供試体厚さ l (mm)	初期相対密度 $D_{r,0}$ (%)	実験開始時水温 (℃)
S0575	11.84	56.9	12.75
S0576	11.99	70.3	9.55
S0577	11.79	39.6	6.95
S0578	15.98	50.4	9.90
S0579	15.83	85.2	8.70
S0580	16.00	89.8	7.90
S0581	12.02	99.2	6.95
S0582	11.91	34.0	4.75
S0583	11.89	25.2	5.70
S0584	16.15	24.4	6.45
S0585	15.83	26.2	3.35

Table 3に供試体厚さ l 、初期相対密度 $D_{r,0}$ 及び実験開始時水温を示す。Table 3に示すように、実験は供試体厚さ(呼び寸法)が12cmと16cmのものについて行った。これは、供試体の厚さが変わっても、間隙比が同じであれば、限界動水勾配などに影響がないことを確かめるためである。

実験には水道水を用いたが、実験は供試体内に気泡の発生が予想される気温の高い時期をさけ低い時期に行った。実験番号 S0584 及び S0585 は、同じ間隙比の供試体についての他の実験に比べて流量が大変小さな値となった。このときの水温は Table 3に示すようにかなり低かった。水の動粘性係数は、水温によって大きく変化し、その値は水温が低くなるほど小さくなり水が流れにくくなる。このことから、実験開始時の供試体の水温が低く水道水の温度が高い場合、浸透破壊実験中に供試体内において水温の分布が生じ、水温の低い水の流れの小さな水塊部分が孤立して出来上がり、水温の高い部分(間隙内)を集中的に水が流れたのではないかと考えられる。すなわち、水温差による局所流の状態が生じた可能性があると考えられる。以下では、実験 S0584 及び S0585 の結果

を考察から省いた。また、初期相対密度 D_{r0} の小さな供試体を作るのは容易ではなく、作成可能な最小の初期相対密度は $D_{r0}=20\%$ 程度であった。

3.3 実験結果と考察

一次元砂柱の浸透破壊は一般的にはクイックサンドと呼ばれる。砂柱の一次元上昇浸透破壊問題は限界状態までの状態を内部有効応力の観点から理論的に考察できる¹³⁾。限界動水勾配 i_c に関していえば、次式に示すように、砂の比重 G_s と間隙比 e だけによる。

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e}$$

しかしながら、実際的には、クイックサンドは砂の相対密度 D_r や、土粒子の噛み合わせの効果、粒度分布などに影響されると考えられる¹²⁾。一次元浸透破壊実験結果一覧表を Table 4 に示す。Table 4 において、 D_{r0} は初期相対密度、 e_0 は初期間隙比、 e_c は限界時の間隙比、 i_{cm} は実験による限界動水勾配、 v_{15cm} は実験による限界流速、 i_{ct} は理論限界動水勾配である。ここでは、まず、流量流速 v_{15} 、動水勾配 i 及び間隙比 e に関して、 $v_{15}-i$ 関係、 $e-i$ 関係、 $e-v_{15}$ 関係について考察を行い、 $e-i_c$ 関係、 e_0-k 関係、及び、限界流速について考察を行う。

Table 4 一次元浸透破壊実験結果一覧表

実験番号	初期相対密度 $D_{r0}(\%)$	初期間隙比 e_0	限界時の間隙比 e_c	直線部の透水係数 k (cm/s)	限界動水勾配 (実験) i_{cm}	限界流速 v_{15cm} (cm/s)	理論限界動水勾配 $i_{ct} = (G_s - 1)/(1 + e_0)$	i_{cm}/i_{ct}
S575	56.9	0.913	0.909	0.0716	0.863	0.0619	0.874	0.987
S576	70.3	0.866	0.864	0.0603	0.899	0.0547	0.895	1.005
S577	39.6	0.975	0.959	0.0725	0.848	0.0735	0.852	0.995
S578	50.4	0.937	0.930	0.0748	0.854	0.0633	0.864	0.988
S579	85.2	0.813	0.814	0.0463	0.935	0.0438	0.920	1.017
S580	89.8	0.797	0.797	0.0437	0.957	0.0427	0.928	1.031
S581	99.2	0.763	0.763	0.0409	0.968	0.0397	0.946	1.023
S582	34.0	0.995	0.980	0.0879	0.833	0.0735	0.843	0.988
S583	25.2	1.025	1.022	0.0943	0.824	0.0846	0.825	0.999
S584	24.4	1.029	1.015	0.0772	0.8275	0.0742	0.828	0.999
S585	26.2	1.022	1.016	0.0274	0.805	0.0352	0.828	0.973

(1) $v_{15}-i$ 関係 流量流速 v_{15} と動水勾配 i の関係を示すと Fig.5 のようになる。Fig.5 から、 $v_{15}-i$ の関係は、 i が限界動水勾配に到達するまで、すなわち地盤が破壊するまではほぼ直線関係にあり、浸透流はダルシー則に従っていることがわかる。直線領域における傾きは各地盤により異なっている。傾きは、相対密度が大きいほど急になり、小さいほどゆるやかになる。この傾きはダルシー則における透水係数 k の逆数 $1/k$ で与えられるので、相対密度が大きいほど透水係数は小さくなることがわかる。直線関係が成立しなくなるときの動水勾配が限界動水勾配であるが、この値は相対密度が大きい程大きくなる。

破壊後の v_{15} と i の関係をみると、どの実験結果も一つの曲線にのることがわかる。これは砂柱の状態の変化と関係がある。動水勾配が砂粒子の集まりとしての砂柱の限界動水勾配を越えると、最終的に、砂粒子が単一の粒子として分散され、砂粒子群がどの実験においても同じ状態になるためであると考えられる。単位体積内の砂粒子についてみると、砂粒子に作用する「水流による上向きの浸透力」と「重力による下向きの自重」が釣り合った状態になっているためであると考えられる。

(2) $e-i$ 関係 間隙比 e と動水勾配 i の関係を示すと Fig.6 のようになる。Fig.6 から、初期相対密度 D_{r0} が $D_{r0} > 50\%$ の場合には、間隙比 e は破壊前にはほとんど変化がなく、砂柱は限界状態に達するまでは膨張も収縮もほとんど起こらない。しかし、 $D_{r0} < 50\%$ のときには、間隙比 e は破壊前にいったん減少し増加する。それにつれて、砂柱は収縮し再び膨張する。これは動水勾配を上げてゆくうちに、水流により土粒子が再配列されるためであると考えられる。砂柱が破壊したあと、どの実験結果についても、 $e-i$ 関係は一つの曲線にのることがわかる。

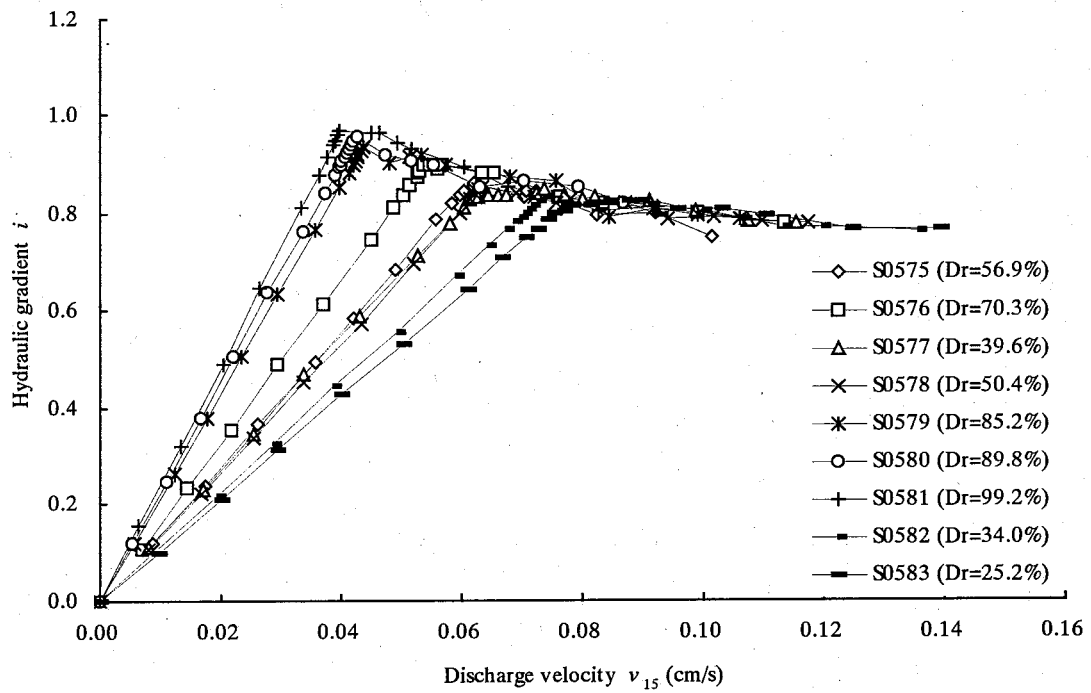


Fig.5 流量流速 v_{15} と動水勾配 i の関係

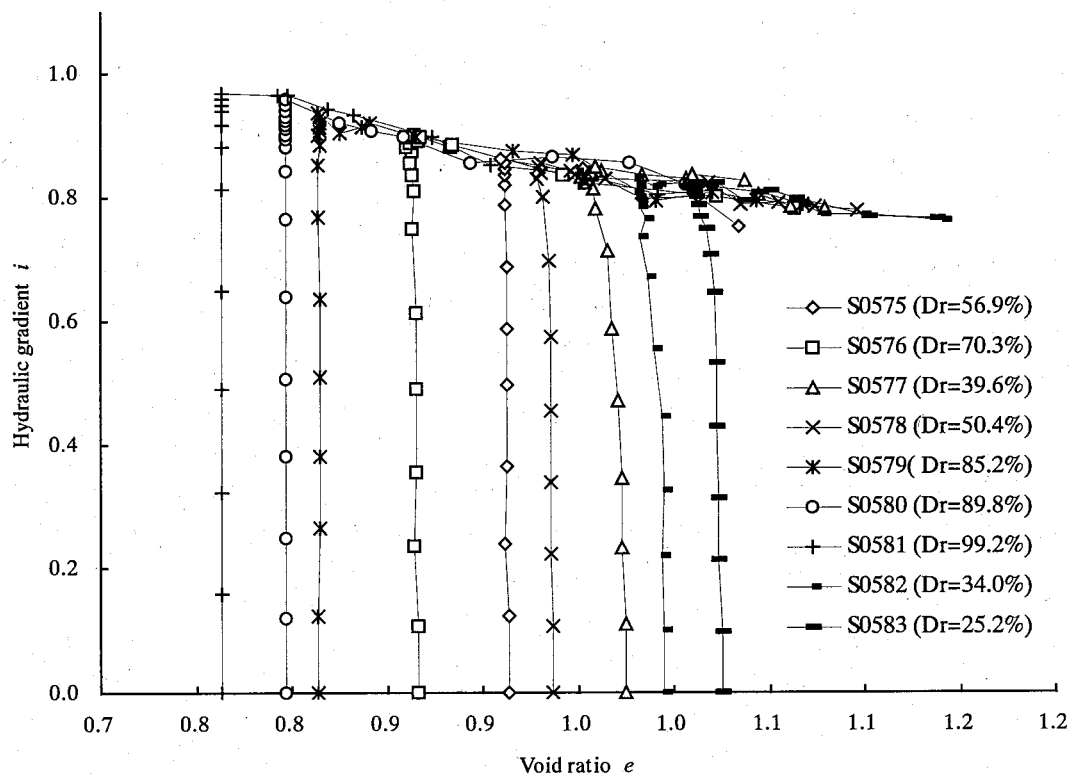


Fig.6 間隙比 e と動水勾配 i の関係

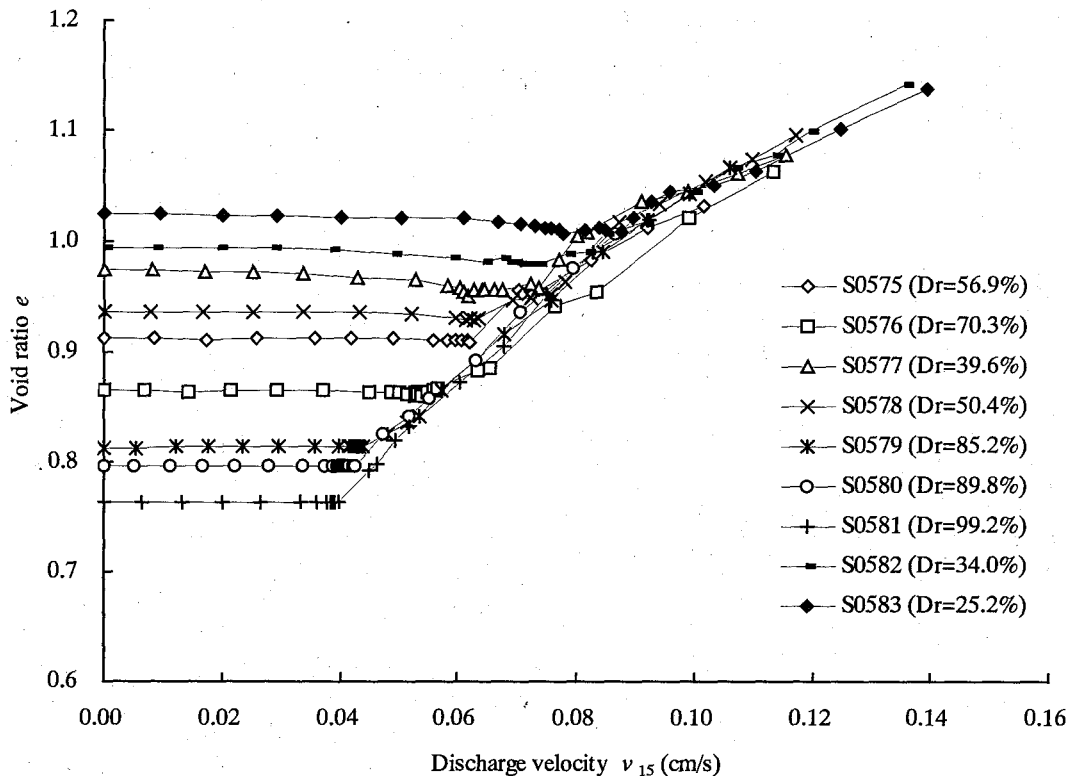


Fig.7 流量流速 v_{15} と間隙比 e の関係

(3) $v_{15}-e$ 関係 Fig.7 に流量流速 v_{15} と間隙比 e の関係を示す。Fig.7 から、間隙比 e は、流速 v_{15} がある値まではほぼ一定であるが、 v_{15} がある値を超えると急に大きくなることがわかる。このときの流速は土の構造が破壊する時点の流速を示すものであり限界流速と呼ばれる。限界流速は、間隙比 e が小さいほど、すなわち相対密度が大きいほど小さくなる。また、限界を超えたあと、全ての実験について $v_{15}-e$ 関係は一つの曲線にのることがわかる。

(4) $e-i_c$ 関係 間隙比 e と限界動水勾配 i_c の関係を Fig.8 に示す。Fig.8 には理論曲線:

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e}$$

を同時に示している。Fig.8 からわかるように、砂柱は、初期相対密度 D_{r0} が $D_{r0} > 50\%$ では理論値よりも大きな動水勾配で、 $D_{r0} < 50\%$ では理論値とほぼ同じかそれよりも小さな動水勾配で破壊する。これは、 D_{r0} が大きいと間隙比が小さく、砂粒子間の相対的な距離が小さく、砂粒子が密に噛み合い、それが砂粒子の移動、ひいては砂層の破壊（クイックサンド）に抵抗するためだと考えられる。また、 D_{r0} が小さいときには、砂粒子間の相対的な距離が大きく、砂粒子が移動しやすい状態にあるためだと考えられる。したがって、相対密度 D_r が砂層のクイックサンドに対する抵抗力を表す一つのパラメータになることが考えられる。

(5) e_0-k 関係 初期間隙比 e_0 と透水係数 k の関係について考える。ここでは、これまでに提案されている種々の間隙比 e と透水係数 k の関係式を用いて実験データについて回帰分析を行い検討する。各実験結果について、 $v_{15}-i$ 関係の直線部分を用いて回帰直線を求め、その傾きの値から k の値を算出した。 e と k の関係式としては種々のものが提案されているが、ここでは次のものを用いた。

(a) $k = A_e e^2$ (Zunker の式)

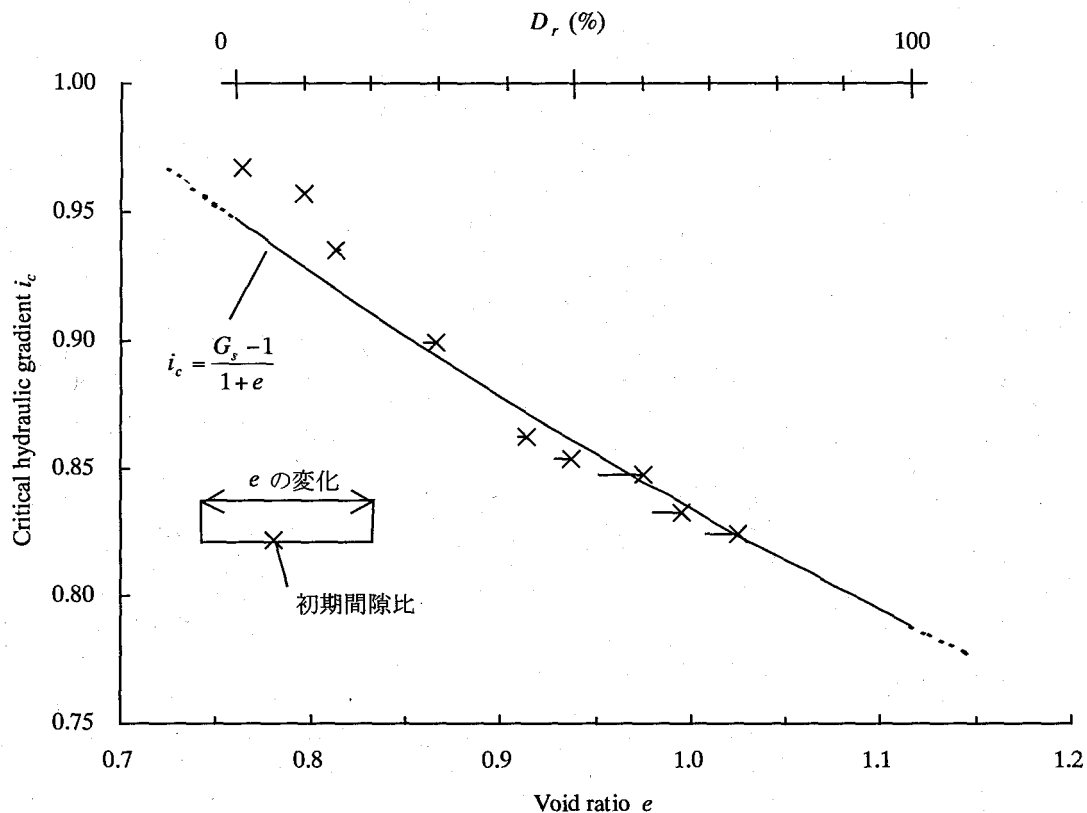


Fig.8 間隙比 e と限界動水勾配 i_c の関係

- (b) $k = A_2 \frac{e^3}{1+e}$ (Kozeny-Carman の式)
- (c) $k = A_3 \frac{(0.87e - 0.13)^2}{(1+e)^{1/3}}$ (Terzaghi の式)
- (d) $\log k = A_4 + B_4 e$ (Lambe による対数の式)
- (e) $k = A_5 \frac{e^2}{1+e}$ (Rumer の式)
- (f) $k = A_6 \left(\frac{e}{1+e} \right)^6$ (6 乗の式)

これら 6 つの提案式を用いて回帰曲線を求め、それぞれの回帰曲線に関する分散の減少度 r^2 を求めた。回帰分析の結果と減少度の平方根 r の値を Table 5 に示す。 r の値は、データ数が多い場合、相対係数の点推定値に等しくなる¹⁴⁾。 r の値が大きなものが適合度がよいと考えると、(Kozeny-Carman の式)、(Lambe による対数の式)、及び、(6 乗の式)が r の最大値を示し実験データの回帰曲線への適合度が最もよいといえる。Kozeny-Carman の式による回帰式を実験結果とともに Fig.9 に示す。

Table 5 回帰分析の結果と減少度の平方根 r の値

$e \sim k$ 関係の提案式	回 帰 係 数	r の値
Zunker の式	$A_1 = 0.820$	0.941
Kozeny-Carman の式	$A_2 = 0.171$	0.975
Terzaghi の式	$A_3 = 0.369$	0.915
Lambe による対数の式	$A_4 = -0.246, A_4 = 0.140$	0.975
Rumer の式	$A_5 = 0.157$	0.877
6 乗の式	$A_6 = 0.567$	0.975

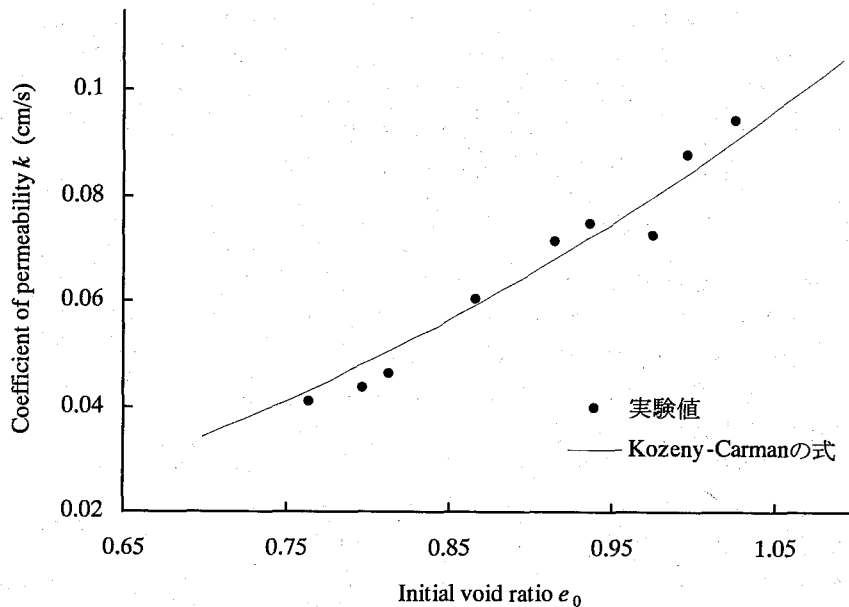


Fig.9 初期間隙比 e_0 と透水係数 k の関係 (Kozeny-Carman の式)

(6) 限界流速についての考察 実験によって得られた限界動水勾配, 限界流速, 理論限界動水勾配を Table 4 に示している。また, ここで得られた実験結果を, 第 2 章で考察した粒径 d と限界流速 v_c の関係を示すグラフ Fig.2 に同時に示している。Fig.2 から, 今回の実験結果は, 大野らの実験式に良く合っており, 白井の式, 杉井らの多粒子限界流速式が次に比較的良く合っていることがわかる。したがって, 限界流速は大野らの式, 白井の式, 杉井らの多粒子限界流速式などによって比較的精度良く計算できる可能性があることがわかる。

4. 軸対称浸透破壊実験における下流側地盤の挙動

軸対称地盤の浸透破壊実験において, 特に, 矢板の根入れ比が大きいとき下流側矢板囲い内地盤は一次元地盤の浸透破壊と同様の挙動を示すと考えられる。ここでは, 下流側矢板囲い内地盤の浸透流について考察する。

4.1 軸対称地盤の浸透破壊実験

Fig.1 に示すような装置を用いて軸対称浸透破壊実験を行った。定水頭装置と間隙水圧測定装置は一次元浸透破壊実験の場合 (3.1 節参照) と同じである。実験水槽は高さ 1300mm, 半径 1300mm, 中心角 90° の扇形のステンレス水槽である。前面は地盤形状の変化が観察できるようにガラス張りになっており, 側面には間隙水圧測定用のピエゾメーター孔が 222 個設けられている。矢板は半径 200mm, 下端が実験水槽底面から高さ 200mm の位置に設置されている。試料砂は中心から半径 1000mm の部分に入っている。側壁には実験水槽底面から高さ 700mm の位置に縦 300mm×横 200mm の排水口があり, 排水用補助水槽を介して排水が流量測定装置へ導かれる。水頭差は矢板内部側壁の排水口の位置で一定に保たれる下流側水位と定水頭装置で一定に保たれる上流側水位の差によって与えられる。排水用補助水槽は幅 200mm×縦 450mm×奥行き 150mm のステンレス製水槽である。これは実験水槽側壁の排水口に設置して, 実験地盤から浸出してくる水を一時的に貯留し安定的に排出するためのものである。なお, 試料には琵琶湖砂 3 を用いている。

4.2 下流側地盤の変形と等ポテンシャル線分布の変化について

一次元地盤の浸透破壊実験においては等ポテンシャル線は Fig.10 に示すように水平かつ均等な幅で表される。実験 E0115 について, 下流側地盤の変形と等ポテンシャル線分布の変化について詳しく解析した。変形前, 変形直後, 変形後, 大変形時の各水頭差段階における等ポテンシャル線分布を Figs.11(a)~(d) に示す。なお, Fig.11(d) に

においては水頭値の測定位置の関係上、上から 2 つ目の等ポテンシャル線が出力されていない。

Fig.11 から、(a)~(d)のいずれにおいても下方の等ポテンシャル線は軸対称流の影響を受けて一次元的にはなっていない。Figs.11(a), (b), (c)について、等ポテンシャル線について詳しくみると、上方の 3 本がほぼ等間隔に並んでおり、地盤内の浸透流は一次元的になっていると考えられる。Fig.11(d)については、上から 2 つ目の等ポテンシャル線が表示されていないが、その他の等ポテンシャル線の形状から同様のことがいえる。

4.3 下流側矢板囲い内地盤中の浸透流に関する平均流速と動水勾配の関係

実験 E0115 の下流側矢板囲い内地盤の浸透流に関して、 $v_{15}-i$ 関係を示すと Fig.12 のようになる。動水勾配は Fig.11 において等ポテンシャル線の間隔がほぼ等しくなっている上方の部分の観測水頭値を用いて計算した。なお、Fig.12 には一次元地盤の浸透破壊実験の結果も示している。Fig.12 から、軸対称浸透破壊実験における矢板囲い内の浸透流は一次元地盤の場合とほぼ同様の状態になっているものと考えられる。とくに変形後、 $v_{15}-i$ 関係は一次元地盤の浸透破壊実験結果と同一の一つの曲線上にのることがわかる。このとき、砂粒子は上昇浸透流中に浮遊した状態になっており、一次元地盤の浸透破壊後の地盤と同様の状態になっているものと考えられる。

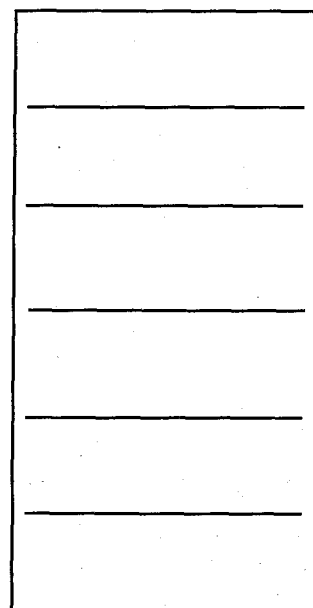
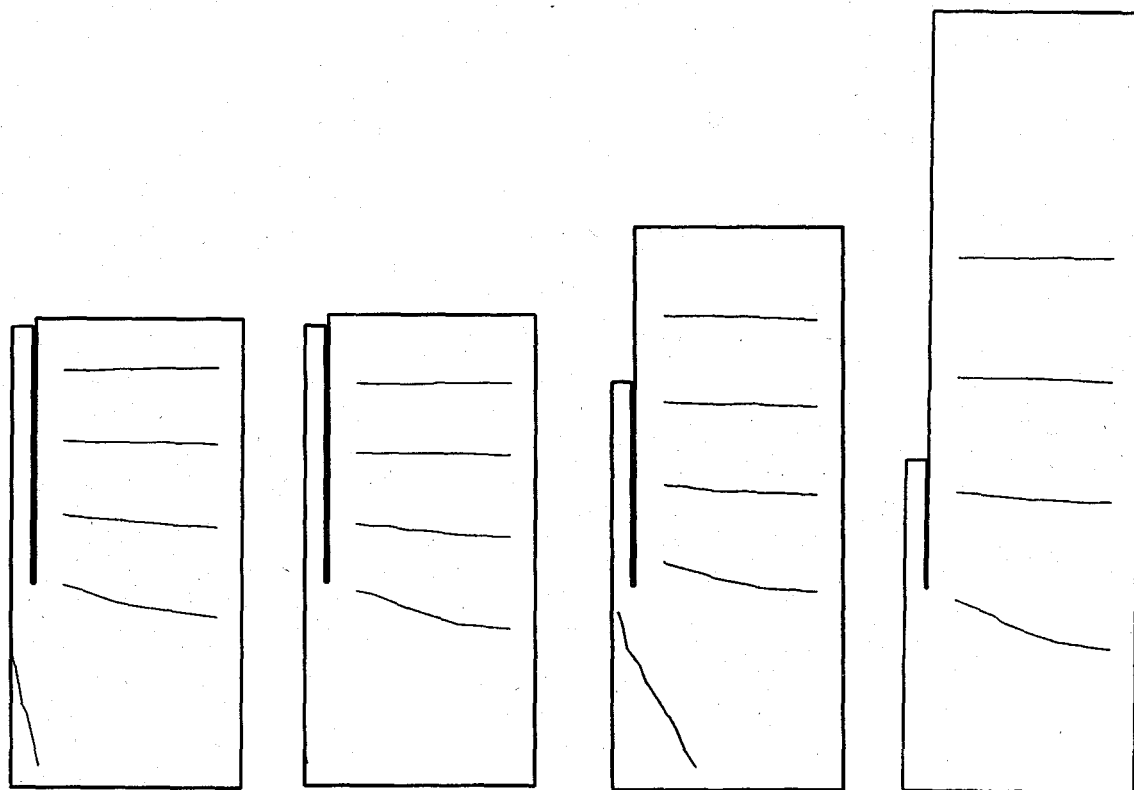


Fig.10 一次元地盤内の等ポテンシャル線分布 (理論)

5 結論

軸対称浸透破壊問題において、下流側円筒壁内の地盤は変形後、上昇浸透流の中に砂粒子が浮かんた状態になっている。ここでは、まず、「上昇流中に浮遊する粒状体の理論」あるいは「流体力と土粒子重量の釣り合い理論」について整理し、浸透破壊現象において土粒子が動き出すときの理論的な限界流速について考察した。次に、実



(a) 変形前 $H=6.07\text{cm}$ (b) 変形直後 $H=33.18\text{cm}$ (c) 変形後 $H=42.52\text{cm}$ (d) 大変形時 $H=59.89\text{cm}$

Fig.11 変形前, 変形直後, 変形後, 大変形時における等ポテンシャル線分布 (E0115)

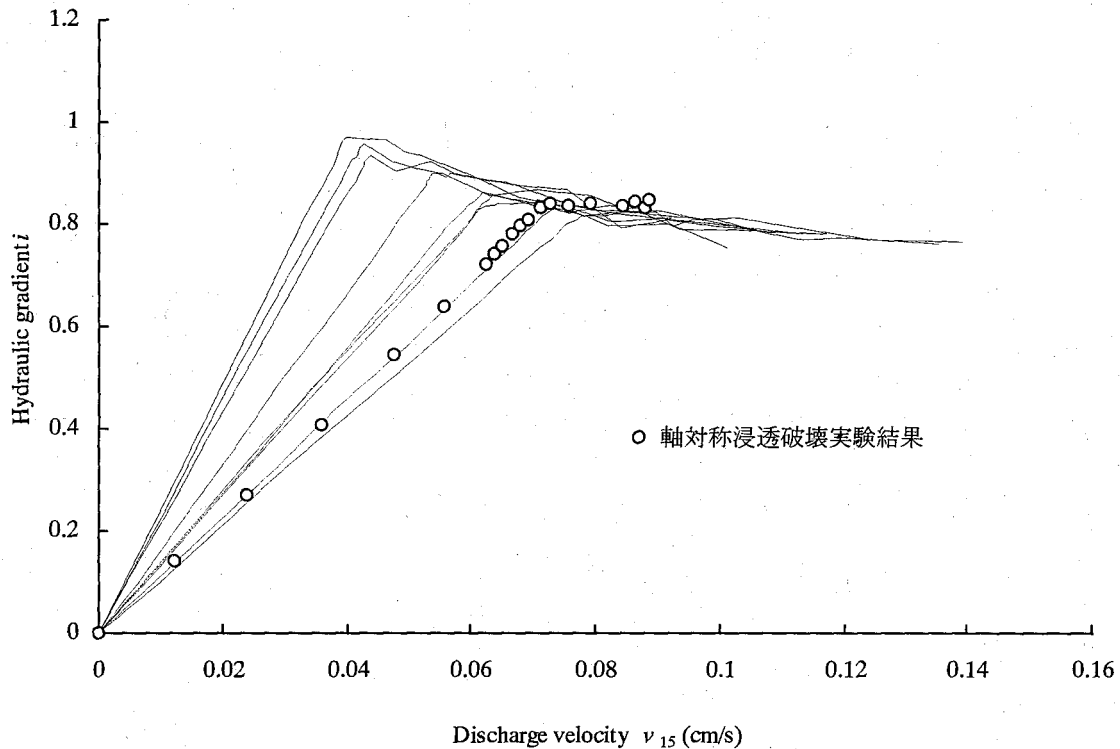


Fig.12 下流側矢板囲い内地盤の浸透流に関する $v_{15}-i$ 関係 (E0115)

際に琵琶湖砂 3 について一次元浸透破壊実験を行い、流量流速 v_{15} 、動水勾配 i 及び間隙比 e の相互関係を明らかにし、それら諸量の間に成立つ力学的な記述式について考察した。また、軸対称浸透破壊問題において円筒壁内の地盤中の浸透流が一次元状態になっていることを示した。結論をまとめると次のようになる。

5.1 一次元浸透破壊

- (1) これまでに提案されている理論的な粒径と限界流速の関係式を系統的に整理した。
- (2) 今回の実験結果について、 $v_{15}-i$ 、 $e-i$ 、 $e-v_{15}$ の間に成り立つ相互関係を明らかにした。
- (3) 破壊後、「上昇流による上向きの力」と「土粒子重量による下向きの力」が釣り合った状態になっており、この状態を表す力学的な $v_{15}-i-e$ の関係は唯一に決まることを示した。
- (4) 粒径 d と限界流速 v_c の関係について、今回の実験結果は、大野らの実験式に良く合っており、白井の式、杉井らの多粒子限界流速式が次に比較的良く合っていることがわかった。したがって、限界流速は大野らの式、白井の式、杉井らの多粒子限界流速式などによって比較的精度良く計算できる可能性があることがわかった。

5.2 軸対称浸透破壊

- (5) 下流側矢板囲い内地盤中の浸透流に関して、変形後の地盤では、「上昇流による上向きの力」と「土粒子重量による下向きの力」が釣り合った状態が形成されており、一様流型の一次元浸透破壊実験の破壊後の供試体と同一の状態となっていることがわかった。

参考文献

- 1) 田中 勉・堀 宏昌・苑田幸助：軸対称地盤の浸透破壊実験，神戸大学都市安全研究センター研究報告，第四号，pp.307-320，2000.03.31.
- 2) 田中 勉・村上文明・永井 茂・坂根健一：地盤の浸透破壊における Self stabilizing effects，神戸大学都市安全研究センター研究報告，第五号，pp.359-377，2001.03.31.
- 3) Justin, J.D.: The design of earth dams, Trans. of ASCE, Vol.87, pp.49-54, 1924.
- 4) 林 正夫：フィルダムの着岩部の安定性向上に関する考察，第 10 回ダム技術講演会テキスト，日本大ダム会議，pp.1-26，1978.03.

- 5) Stokes, G.G.: On the effect of the internal friction of fluids on the motion of pendulums, Trans. Cambridge Philos. Soc., 9, pt.2, pp.51-52, 1851. Reprinted in Stokes, G.G., Mathematical and physical papers, 3, pp.59-60.
- 6) 川村三郎：土砂水理学, 森北出版, pp.17-39, 1982.12.24.
- 7) 大野陸雄・山崎 弥・トランデュック・フィ・オアン：砂のパイピング特性に関する実験的研究 (続), 間組研究年報, pp.33-40, 1984.
- 8) Rubey, W.W.: Settling velocities of gravel, sand and silt particles, American Journal of Science, Vol.25, pp.325-338, 1993.
- 9) 白井 隆：流動層, 科学技術社, pp.68-81, 1973.
- 10) Richardson, J.F. and Meikle, R.A.: Sedimentation and Fluidization III, Trans. Int. Chem. Engrs., Vol.39, No.5, p.348, 1961.
- 11) 杉井俊夫・山田公夫・宇野尚雄・中島 賢：限界流速による浸透破壊の発生条件について, 地下水地盤環境に関するシンポジウム 2000 発表論文集, 地下水地盤環境に関する研究協議会, pp.33-40, 2000.11.10.
- 12) 田中 勉・吉良八郎・長谷川高士：一層系 (押えフィルターなし) の浸透破壊実験 - 層状堆積の砂柱の浸透破壊に関する実験的研究 (I) -, 農業土木学会論文集, 第 110 号, pp.87-99, 1984.04.25.
- 13) 澤田敏男・長谷川高士・田中 勉：一次元一層系砂柱の浸透破壊問題 - 一次元上昇浸透流による砂柱の破壊に関する理論的研究(1) -, 農業土木学会論文集, 第 88 号, pp.45-50, 1980.08.25.
- 14) Ang, A.H-S. and Tang W.H. 原著 (伊藤 学・亀田弘行 訳)：土木・建築のための確率・統計の基礎, 丸善, pp.282-293, 1977.06.20.

謝辞

本研究の一部は, 神戸大学都市安全研究センター特別プロジェクト研究 (B) 「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」の研究助成によって行われたものである。ここに, 記して謝意を表する次第である。

著者

- 1) 田中 勉, 神戸大学農学部, 教授
- 2) 沖村 孝, 神戸大学都市安全研究センター, 教授
- 3) 池田 幸司, 神戸大学農学部生産環境情報学科, 学生

Interaction between Soil Particles and Flow of Water in Seepage Failure Phenomena

Tsutomu Tanaka
Takashi Okimura
Kohji Ikeda

Abstract

In seepage failure of soil in an axisymmetric condition, after the onset of deformation, sand particles in circular wall are in the floating state in upward seepage flow. In this paper, first, theory of particles floating in upward seepage flow or theory of equilibrium of fluid resistant force and weight of soil particles is investigated, and critical velocity required to move soil particles is discussed. Second, seepage failure tests of soil were conducted in one-dimensional condition with Lake-Biwa Sand 3. Relations between each of discharge velocity at 15 degrees v_{15} , hydraulic gradient i and void ratio e were illustrated for test results, and equations relating these values v_{15} - i - e are discussed. It is then proved that, for an axisymmetric condition, the flow within a circular wall is in one-dimensional state. The following results were then obtained:

1. Seepage failure of soil in one dimension

- (1) Some relationships between grain size d and critical velocity v_c required to move soil particles were investigated systematically.
- (2) Relations between v_{15} - i , e - i and e - v_{15} were illustrated for test results.
- (3) It was proved that, after collapse of soil layer, an individual soil particle is in an equilibrium state between upward seepage force and downward gravity force, and a unique relationship among v_{15} , i and e is applied.
- (4) The relationship between d and v_c by experiments is in good accordance with the formula by Ohno et al. The Shirai's formula and Sugii's formula are also applied.

2. Seepage failure of soil in an axisymmetric condition

- (5) For an axisymmetric condition, the soil within the circular wall is in an equilibrium state between an upward seepage force and a downward gravity force. The state is similar to that of the one-dimensional seepage failure test soil in the case of uniform flow condition.

