

2013 年度（第 49 回）水工学に関する夏期研修会講義集

水工学シリーズ 13-A-6

河川堤防の浸透破壊と液状化

中部大学 教授

杉井俊夫

土木学会

水工学委員会・海岸工学委員会

2013 年 8 月

河川堤防の浸透破壊と液状化

Seepage failure and Liquefaction of river levee

杉 井 俊 夫

Toshio SUGII

1. はじめに

国際会議や論文などでは、堤防のことを levee、bank または dike が共通語として使われるが、実際には dam (damm)、embankment など地域によって呼び名が異なる。堤防という言葉は、もともと山や川のように地理上の単なる土の高まりを指す地域ごとの土俗的な呼び名で、学術的な定義をしても共通語とはなりえない性格を持っていると中島¹⁾は述べている。また、海外の長期洪水と我が国の短期の洪水では堤防の役割も違うことがわかる。しかし、そうした堤防にあっても地盤材料に着目すると堤防破壊の原因は、①降雨、②越水、③浸透、④洗掘、⑤地震、⑥その他に分けられる。

本報告は、特に降雨や河川水による浸透に起因する「浸透破壊」と地震によって引き起こされる「液状化」について取り上げる。降雨・河川水による「浸透破壊」と地震による「液状化」は一見、外力が異なるために、全く異なる破壊現象と思われがちだが、共通するメカニズムがある。それは、どちらも土中の水圧（間隙水圧）の上昇による土粒子骨格部に働く応力（有効応力）の消失である。本報告では、破壊のメカニズム、現状の地盤情報、耐水・耐震性に対する安全性の照査、近年の災害事例を紹介し、新しい課題と研究動向について述べていく。

2. 堤体の中身はどうなっているのか？²⁾

堤防の浸透に関する照査を行う上で、大きな課題がある。その一つが「堤体断面構造の適切なモデル化」である。堤防は、幾度の築堤履歴を繰り返しながら現状に至っており、堤体構造が複雑で堤体断面のモデル化が困難なことが挙げられる。一般の盛土と異なり、図-2.1 に示すように均質または成層状になっていないことも珍しくない。しかし、一般には、過去の築堤・改修履歴のデータや開削による確認でなければ明らかにされない。

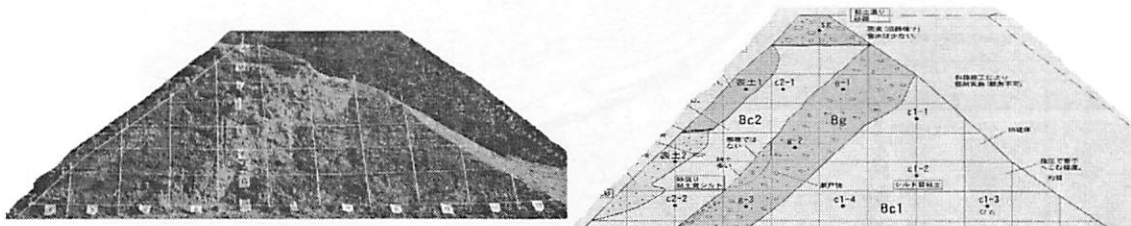


写真-2.1 堤防開削断面

ボーリングデータの補完や、堤体内の硬軟を調べるために、物理探査が行われる。「表面波探査」(図-2.1)や比抵抗を測定する「電気探査」(図-2.2)が用いられる。「表面波探査」では堤体をカケヤで起振し、水平に配置した複数のセンサーから堤体内のS波速度の分布を求めることができる。S波は硬い物体ほど速く伝播する性質を持っているので、その速さから地盤の硬軟を判定する。また、「電気探査」では地盤に電位差を発生させることにより、電気を通す導体の性質を利用して比抵抗値を測ることで水分量等の違いを判断する。これらの探査それぞれ

れ単独では、硬さや水分量だけで地質の判断を誤る可能性があるが、クロスプロットと呼ばれる両者を重ね合わせ（図-2.3）で地質を判断することで精度を上げた統合型物理探査が用いられるようになった。しかし、こうした物理探査は、CT スキャンみたたく堤体を開削したかのように全てが分かるように受け取られちだが、薄い層や亀裂などの検知は分解能から難しいことを理解して使用しなければならない。有効な方法として、人の造影検査のように水分変化などを与える、あるいは季節変動を比較することで変化しない情報を相殺する方法は情報の信頼性をより高くすることになる。

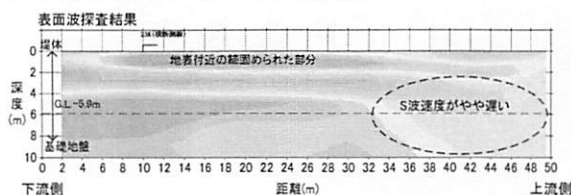


図-2.1 S波速度分布²⁾

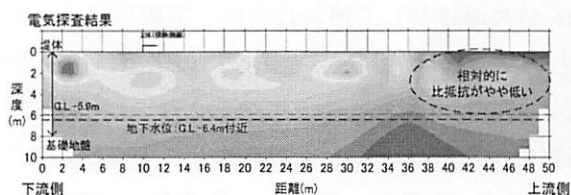


図-2.2 比抵抗分布²⁾

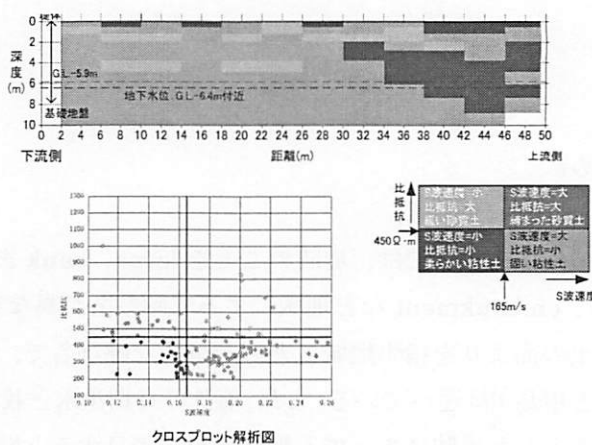


図-2.3 クロスプロット結果²⁾

最も信頼性の高いのは築堤・改修データである。しかし、古い築堤・改修工事における改変する断面構造は紙ベースで残っていても電子化されておらず、改修により健全な堤防になれば、時代とともにそのデータは深く埋もれてしまっている。これまでの築堤・改修履歴は、堤体のポートフォリオ（Portfolio）として整理し残していく必要があり、管理を含めた技術の伝承が希薄となっている現場で重要な課題となる。そうした堤体のポートフォリオは、安定性照査や変状が現れた場合の原因究明、適切な対策工の提案、物理探査技術の検証に役立つとともに、技術の発展につながる財産でもある。

一方、堤体基礎の地盤構成を把握するには、治水地形分類図（図-2.4）は有効である。実際のボーリングデータと明らかに異なる点もあるが、概ね旧河道や後背湿地の位置がわかり、堤体基礎の地盤構成の把握につながる。河川は、過去に流れていた記憶「河川の記憶」を持っており、出水時に過去に流れていた旧河道へ向かって流れた事例もある。

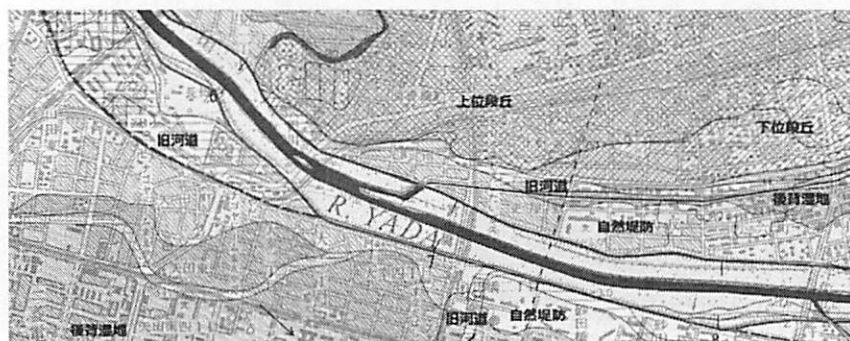


図-2.4 治水地形分類図²⁾

3. 土の透水特性

堤体の構成材料は主に土質である。降雨や河川水といった堤体へ浸潤する水分は土の透水特性により異なることや、透水特性を理解することでメカニズムを理解し易くなる。そこで、メカニズムの前に本章では、土の透水特性について簡単に説明しておく。

3.1 透水係数³⁾

土中における水の通り易さは透水係数で評価される。飽和透水係数は、揚水試験やヘーゼンの式やクレーガーの式で代表粒径と形状係数などで推定される。しかし、堤体の場合には、常に地下水位以下の飽和状態にある飽和土と異なり、平常時は不飽和状態にあるため、透水係数は飽和度に大きく依存することに注意しなければならない。図-3.1に示すように、透水係数は、飽和度（体積含水率）の減少によってオーダー的に小さくなる。そのため、低飽和域の砂よりも粒径の細かい高飽和域のシルトの透水係数の方が大きくなる場合も珍しくない。

3.2 土の保水性

土中における保水力は、土中水の水压（不飽和状態では負の間隙水压ま（サクション）という）と飽和度の関係で表され、図-2に示すような土の水分特性曲線（水分保持曲線）と呼ばれる。この両者の関係の勾配は比水容量と呼ばれ、非定常浸透解析に用いられる重要なパラメーターである。しかし、土中水の間隙水压と飽和度の間には、排水していく脱水過程と吸水していく浸潤過程では、同じ経路をとらないヒステリシスが存在する。実務の解析では、ヒステリシスを無視した解析を行っており、ヒステリシスが大きく、例えば脱水過程で得られた実験データを用いて解析して説明しようとする現象が排水過程の場合、浸潤面の評価を間違える場合がある。

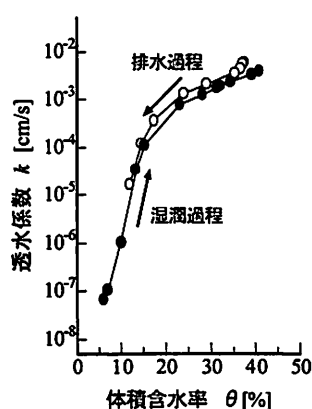


図-3.1.1 不飽和透水係数³⁾

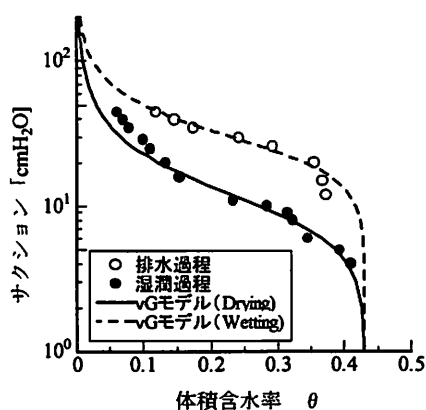


図-3.1.2 水分特性曲線のヒステリシス

3.3 安定性照査に使用される土の透水特性⁴⁾

先に述べたように透水係数、保水性の土の透水係数の性質があるが、2章で述べたように堤体断面の構成土質の不確実性や不飽和土の浸透特性を推定するための試験法そのものが確立していないことや、区分した土質ごとに不飽和浸透特性を知る必要があることから、「河川堤防の構造検討の手引き」による現状実務の照査において土質による不飽和浸透特性数値表によるパターン化を行って使用されている。図-3.1.1~3.1.2に示す。

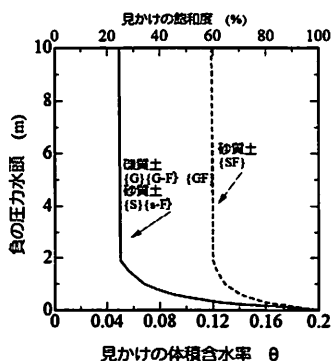


図-3.2.1 水分特性曲線（手引き）

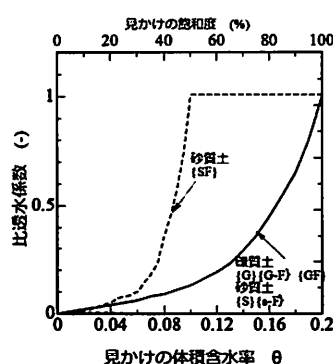


図-3.2.2 不飽和透水係数

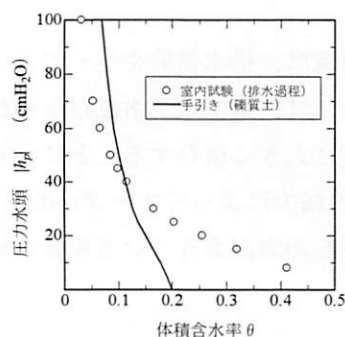


図-3.2.3 水分特性曲線（手引きと実験値）

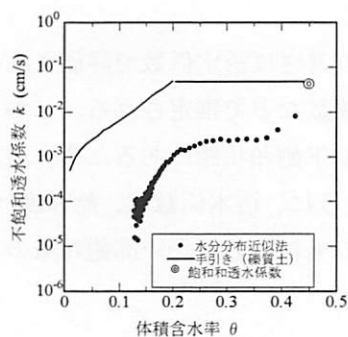


図-3.2.4 不飽和透水係数（手引きと実験値）

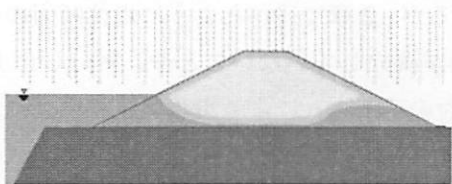
図 3.2.1、3.2.2 は室内実験で得られたものと手引きで同種の土質の物性値の比較である。手引きの透水係数は室内試験に比べて飽和体積含水率が小さいことがわかり、速く飽和する傾向がわかり、浸潤過程における堤防の安定性を照査する上では安全側になっている。しかし、手引きの浸透特性を用いると実際の初期降雨を長時間降らせた後の本解析前の初期条件の解析においては、早めに排水して乾燥側になっていることが推察される。

4. 堤防の浸透破壊

4.1 浸透に起因するすべり破壊のメカニズム

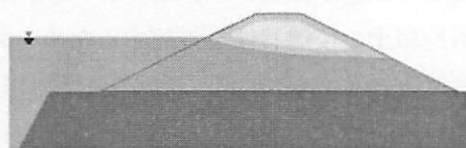
(1) 浸透に起因するすべり破壊⁵⁾

浸透による堤防の破壊現象は、降雨あるいは河川水の堤体への浸透に起因するすべり破壊と、基礎地盤のパイピング破壊（浸透破壊）に大別できる。前者では、先ず降雨の浸透により堤体の飽和度が上昇し、堤体を構成する土の強度が低下する。場合によってはこの段階でのり面にすべり破壊を生ずることがある。堤体の飽和度の上昇は河川水の堤体への浸透を助長し、堤体内で浸潤面が急速に上昇する。これにより堤体内の間隙水圧上昇を招き、最終的には裏のりに崩壊やすべり破壊が発生するに至る。すべり破壊（浸潤破壊）が起こりやすい条件は、堤体の形状と土質、基礎地盤の土質、降雨および河川水に左右される。降雨量が大きいほど、また洪水時の河川水位が高く、高水位の継続時間が長いほど、堤防の安全性にとって不利となる。また、洪水末期の河川水位の急低下時には、堤体内に浸透水が残留し、表のり面が崩壊する現象が数多く見られる。



①降雨や河川水の浸透により堤体の飽和度が上昇し、浸潤線が形成される。

図-4.2.1



②河川の高水位が継続すると、浸潤線はさらに発達し、裏のり面に到達する。

図-4.2.2



③裏のり面下の土の強度低下（有効応力の低下）が生じ、のり尻の崩壊へと進行する。

図-4.2.3



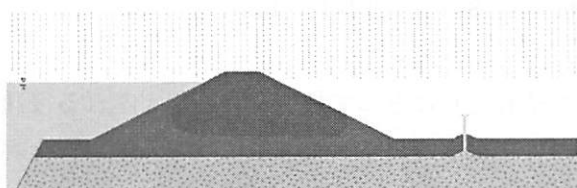
④崩壊が生じると堤防の安定性は極端に低下し破壊に至る。

図-4.2.4

(2) 堤体基礎のパイピング破壊⁵⁾

一方、基礎地盤におけるパイピング破壊による堤防の不安定化は、局所の動水勾配あるいは浸透流速が限界値を超えることによる土の組織構造の破壊（浸透破壊）に起因し、それが拡大進行することによるもので、ボイリングあるいはガマと呼ばれている現象も同様の機構によるものである。パイピングによる破壊が生じる条件は、基礎地盤の土質および洪水時の水位の高さと継続時間に依存している。

パイピング破壊の発生のプロセスは、次のようになる。



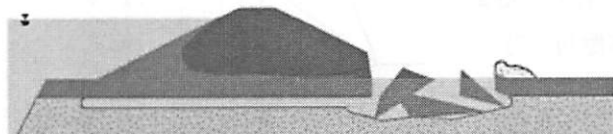
①降雨・河川水が上昇し動水勾配が大きくなることにより、基礎地盤透水層（砂層や礫層）の浸透水の圧力が大きくなる

図－4.2.5



②高い河川水位が継続すると、透水層の流速により細粒土砂がボイリング箇所から流出が続き、透水層の空隙・空洞が堤防下及び川側へと進行する。

図－4.2.6



③堤防のり尻又は堤体が安定を失い陥没する。

図－4.2.7

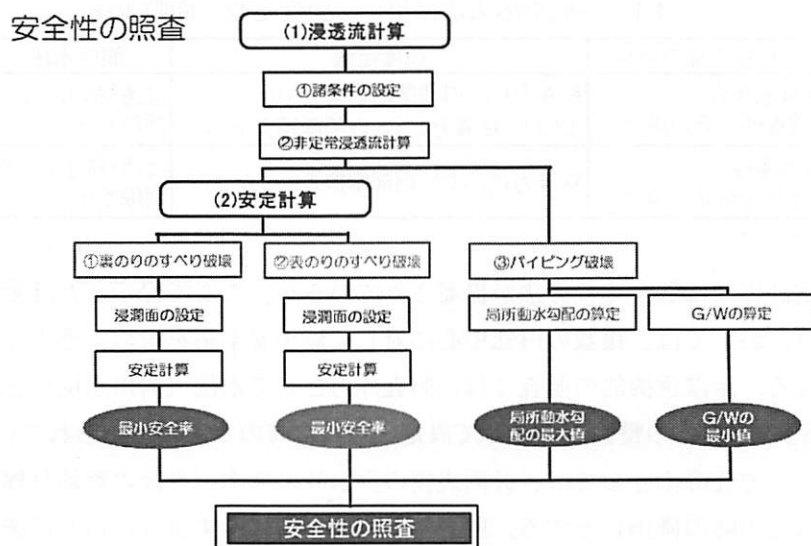


④破堤に至る。

図－4.2.8

4.2 浸透に対する安全性照査⁴⁾

現在の河川堤防の安全性の照査は、図－5に示すように浸透流解析と安定解析から4つの点から行われている。以下に、それぞれについて概略する。



図－4.3 堤防の安全性照査フロー

(1) 非定常浸透流計算の方法⁴⁾

実際に近い現象が再現できる非定常の飽和・不飽和浸透流計算を行なうことが原則されている。非定常浸透流計算は非定常の外力を与えて経時的に浸潤面の位置や水頭の変化を追跡するもので、着目時点の浸潤面の形状を

知り、また水頭分布から局所動水勾配等を計算することができる。

非定常の飽和・不飽和浸透流計算の基本式はとおりである。

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} \left(\kappa \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial \phi}{\partial z} + k \right) = (C + \alpha \cdot S_s) \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (4.1)$$

ここに、 x ：堤防横断面の水平方向の軸、 z ：堤防横断面の鉛直方向の軸、 k ：透水係数（m/hr）、 ϕ ：圧力水頭（m）

C ：比水分容量（1/m）、 α ：1の場合飽和領域、0の場合不飽和領域、 S_s ：比貯留係数（1/m）、 t ：時間（hr）

(2) 円弧滑り安定計算の方法⁴⁾

一方、円弧すべり法による安定計算では、表のりおよび裏のりのそれぞれにとって最も危険と想定される浸潤面を抽出し、これを照査対象断面に設定し、一般全応力法にもとづいて洪水時のすべり破壊に対する最小安全率を算出する。

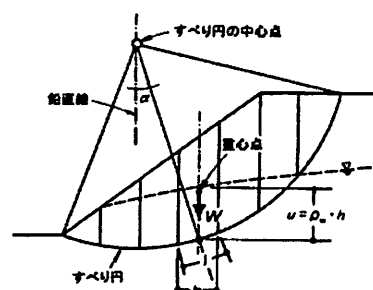
$$F_s = \frac{\sum \{c_l + (W - ub) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{W \cdot \sin \alpha} \quad (4.2)$$

ここに、 F_s ：安全率、 u ：すべり面の間隙水圧（kPa）、

W ：分割片の重量（kN/m）、 c ：すべり面に沿う土の粘着力（kPa）

l ：円弧の長さ（m）、 ϕ ：すべり面に沿う土の内部摩擦角（°）、

b ：分割片の幅（m）



一般全応力法は、実際と同じ応力条件と排水条件を与えたせん断試験を行って、いわゆる元かけの強度定数 c 、 ϕ を求め、すべり面の間隙水圧を用いて安定計算を行う方法である。一般全応力法で用いる強度定数および間隙水圧を表 4.1 に示す。間隙水圧には、降雨・河川水等の浸透・排水による間隙水圧と、せん断に伴う土の体積膨張または体積収縮による間隙水圧等がある。上記計算式のすべり面の間隙水圧とは、浸透・排水による間隙水圧のことを意味し、テルツァーギはこの間隙水圧のことを‘中立間隙水圧’と形容している。一般全応力法では、強度定数を求める土質試験の中で、せん断に伴う間隙水圧が反映されていることから、上記計算式ではせん断に伴う間隙水圧を考慮しない。

表－4.1 一般全応力法に用いる強度定数と間隙水圧

分割片底面の条件	強度定数	間隙水圧
非排水条件 (透水性が低い場合)	粘着力 C_u (内部摩擦角 $\phi_u \approx 0$) または、粘着力 C_{cu} 、内部摩擦角 ϕ_{cu}	浸透・排水による 間隙水圧 u
排水条件 (透水性が高い場合)	粘着力 $C_d \approx C'$ 、内部摩擦角 $\phi_d \approx \phi'$	浸透・排水による 間隙水圧 u

円弧すべり法による安定計算には数多くの方法が提案されているが、ここで提示した計算式は修正フェレニウス式と呼ばれる。安定計算においては、複数の円弧中心に対して最小安全率を求め、そのなかの最小値が計算断面に対する最小安全率となる。耐浸透機能の照査では、照査外力として水位（河川水位）と降雨を設定する。照査外水位としては、計画高水位（当面の整備目標として設定する洪水時の水位が定められている場合にはその水位）以下の水位ハイドロとし、照査降雨としては、計画規模の洪水時の降雨（当面の整備目標として設定する洪水が定められている場合にはその時の降雨）とする。照査基準には、表に示すように滑りに関しては目標とする安全率を、次のパイピングに関しては力学的な限界状態を設定する。

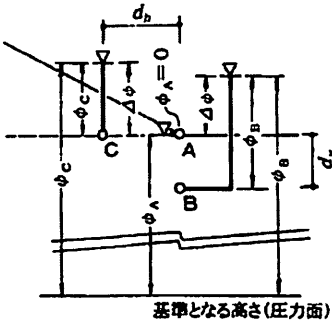
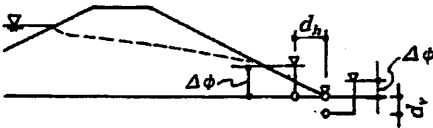
(3) 局所動水勾配の算出⁴⁾

パイピングに対する安全性照査に必要な局所動水勾配は、浸透流計算の結果から得られた全水頭あるいは圧力水頭をもとに、裏のり尻近傍の基礎地盤について次式によって算出し、鉛直方向ならびに水平方向の最大値を求める。

①透水性地盤で堤内地に難透水性の被覆土層がない場合

(鉛直方向)
$$i_v = \frac{\Delta \phi}{d_v} = \frac{\Delta \phi - d_v \cdot \rho_w}{d_v}$$

(水平方向)
$$i_h = \frac{\Delta \phi}{d_h} = \frac{\Delta \phi}{d_v}$$



i_v : 鉛直方向の局所動水勾配, i_h : 水平方向の局所動水勾配
 $\Delta \phi$: 節点間の全水頭差(m), $\Delta \phi$: 節点間の圧力水頭差(m)
 d_v : 節点間の鉛直距離(m), d_h : 節点間の水平(m), ρ_w : 水の密度($\rho_w = 1\text{t/m}^3$)

局所動水勾配の最大値 i (鉛直方向、水平方向とも) について $i < 0.5$ 満足するもの

②透水性地盤で堤内地に難透水性の被覆土層がある場合

被覆土層(粘性土)の重量 G と被覆土層の底面に作用するよう圧力 W を比較し、被覆土層の安全性を照査する。

$$G/W = (\rho_t \cdot H) / (\rho_w \cdot P) > 1.0$$

ここに、 G :被覆土層の重量(tf/m^2), W :被覆土層底面に作用する揚圧力(tf/m^2)
 ρ_t :被覆土層の密度(t/m^3), H :被覆土層の厚さ(m), ρ_w :水の密度(tf/m^3)
 P :被覆土層底面の圧力水頭(全水頭と位置水頭の差)(m)

なお、被覆土層厚が 3m 以上の場合や粘性土地盤の場合には浸透破壊に対する安全性の方さは原則的に不要であり、難透水性地盤が厚い場合 (3m 以上) は、問題とならないことが経験的に知られている。

表 3.1 浸透に対する安全性の照査基準

項 目	部 位	照 査 基 準
すべり破壊 (浸潤破壊) に対する安全性	裏のり	$F_s \geq 1.2 \times \alpha_1 \times \alpha_2$ F_s : すべり破壊に対する安全率 α_1 : 築堤履歴の複雑さに対する割増係数 築堤履歴が複雑な場合 $\alpha_1 = 1.2$ 築堤履歴が単純な場合 $\alpha_1 = 1.1$ 新設堤防の場合 $\alpha_1 = 1.0$ α_2 : 基礎地盤の複雑さに対する割増係数 被災履歴あるいは要注意地形がある場合 $\alpha_2 = 1.1$ 被災履歴あるいは要注意地形がない場合 $\alpha_2 = 1.0$
	表のり	$F_s \geq 1.0$ F_s : すべり破壊に対する安全率
パイピング破壊 (浸透破壊) に対する安全性	被覆土なし	$i < 0.5$ i : 裏のり近傍の基礎地盤の局所動水勾配の最大値
	被覆土あり	$G/W > 1.0$ G : 被覆土層の重量 W : 被覆土層基底面に作用する揚圧力

4.3 近年の浸透破壊の被災事例 6)

平成 24 年 7 月 14 日の未明から昼ごろにかけて北部九州に強い雨域がかかり、矢部川流域の黒木、紅葉の両雨量観測所では、1、3、6、9 時間のいずれの降雨量も観測史上最大を記録し、船小屋水位観測所では観測史上最高水位となった。矢部川中下流部ではほぼ全川にわたり計画高水量を超える出水となり、矢部川本川堤防において浸透による漏水や、陥没が生じる等、計 18 カ所で堤防被災が生じた。特に直轄管理区域の右岸 7.3k 付近において堤防が基礎地盤のパイピングを原因とした破堤を生じたが、その原因としては、堤防を横断する形で基礎地盤の比較的上部に砂層が分布し、さらにこの砂層は図－4.4 に示すような堤内地側に連続していなかったことから浸透水がせき止められ易くパイピングが発生しやすい土質構造にあったと考えられている。

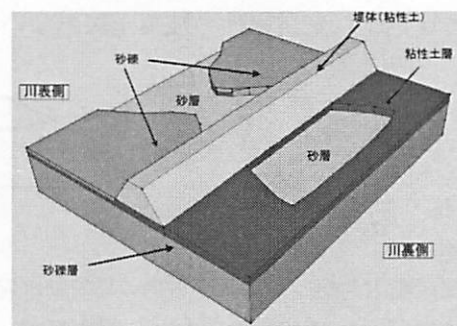
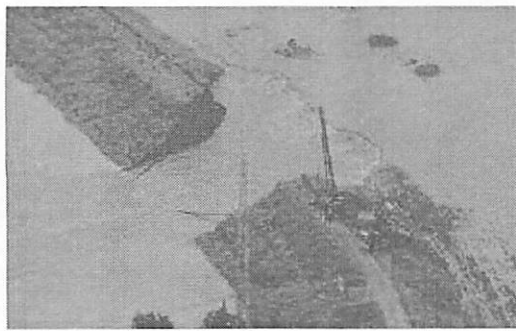


図-4.4 矢部川右岸 7.3k の破堤状況

4.4 進行性破壊の発生と局所動水勾配の評価

浸透破壊現象は、膨れ上がり、内部浸食（パイピング含む）として発生する。現在、これらの破壊現象について鉛直並びに水平方向の局所動水勾配や G/W の指標によって安定性照査が行われている。内部浸食（パイピング含む）は、ある境界での破壊が切掛けとなって徐々に進行する進行性破壊である。現在の照査では限界動水勾配を局所動水勾配として算出、動水勾配の閾値を 0.5 以下として、ある境界での最初の切掛けの評価を行っている。Terzaghi の限界動水勾配は、土塊としての鉛直方向の有効応力の減少であり、水平方向になるとより小さな動水勾配で移動することも考慮すると、局所的な規模や局所動水勾配の閾値についても、力学的根拠に乏しいところであり、今後の研究に期待されるところでもある。

5. 堤防の液状化

5.1 液状化のメカニズム

近年、地震による液状化という言葉は多くの人たちが知る言葉となった。しかし、なぜ液状化が発生するのか？そのメカニズムについては詳しく知られていないので、ここで液状化現象のメカニズムを紹介する。

土のようなツブツブ（粒状体）で構成される材料には、変形する際に体積を変えようとする性質を持っている。力の向きと変位の向きが平行なズレを「せん断」というが、図のように「せん断」中に粒子を乗り越える、または粒子間に落ち込む性質（ダイレイタンシーという）がある。

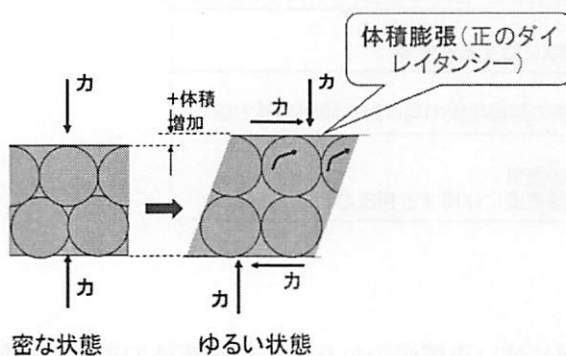


図-5.1.1 せん断時の膨張（正のダイレイタンシー）

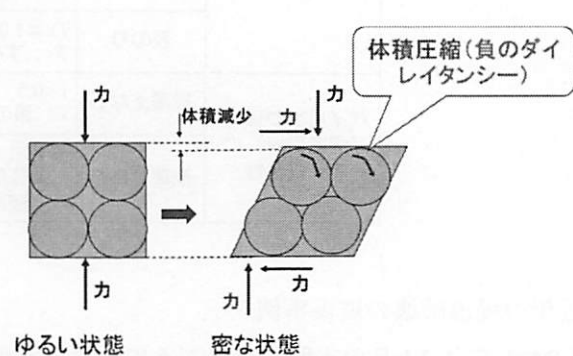


図-5.1.2 せん断時の圧縮（負のダイレイタンシー）

地震時に、地下水位以下の飽和した土粒子は、通常は土粒子骨格部に働く応力（有効応力）で支えあっているが、地震でゆすられることでせん断される状態ことになり、緩い砂は圧縮（負のダイレイタンシー）しようとする。砂であっても排水に時間が掛るために、土粒子間の間隙水の水圧が急激に上昇し、土粒子骨格部に働く応力（有効応力）が喪失する。水と粒子は液体状になって亀裂や弱部から地表面に噴き出すことになる。

一度液状化した箇所は、再び液状化するかという問いがよく聞かれる。液状化した砂は沈殿（堆積）して再び地

盤を形成するが、やはり密な状態にまで締まっていないため、地震時（せん断時）に間隙水を圧縮することになり、再液状化が起こりうることになる。

非常によく締固められている土構造物にロックフィルダムがある。ロックフィルダムは、平常時から密な状態にあるため、地震時にせん断が起きても膨張しようと間隙が大きくなるため、間隙水圧は逆に小さくなる、極端にいうと負圧が発生、キャビテーションが起こり、決して液状化しない⁶⁾。このような地震時の土自体が液状化抑制する構造にできるのも密な状態に締め固められているからである。現在、河川堤防の平均締固め度 **90%以上**（最大乾燥密度の **90%以上**）になっていることは、こうした点からも重要である。

5.2 堤防の液状化

（1）基礎地盤の液状化⁷⁾

基礎地盤の液状化による堤防の被災が発生するプロセスは、基礎地盤の緩い飽和砂質土層が地震動により液状化し、その剛性・強度が低下することで、堤防の自重により水平方向の伸張を伴って鉛直方向に圧縮し、堤体のすべりや天端の亀裂・陥没等の変状が生じる。

①地震前～地震発生

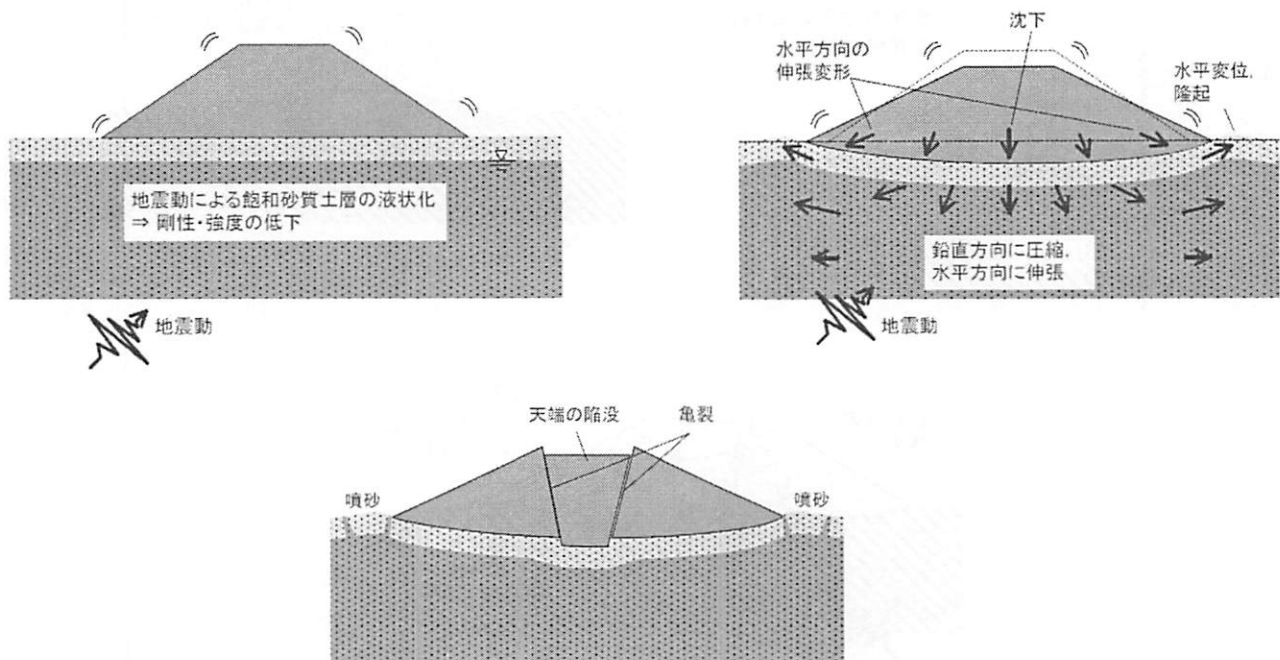
地震動によって基礎地盤の飽和砂質土が繰返しせん断を受け、過剰間隙水圧の上昇とともにその剛性・強度が徐々に低下する。

②地震発生～液状化発生

基礎地盤の剛性・強度が低下することで、堤体の自重により基礎地盤が鉛直方向に圧縮、水平方向に伸張するように変形する。このとき、のり尻付近の基礎地盤に隆起が見られる場合もある。これに伴い、堤体も堤体下面から水平方向への伸張変形を生じつつ沈下する。

③液状化発生～変状の進展

堤体の水平方向の伸張変形により、堤体に堤防縦断方向の亀裂が生じる。これが顕著な場合は堤体の縦断亀裂が下方まで深く進展し、堤体がいくつかの土塊に寸断されるとともに、天端付近の土塊の沈下、すなわち天端付近の陥没が生じる場合がある。また、のり尻付近の基礎地盤からは液状化した砂質土が噴出し、噴砂として見られる場合がある。



図－5.2 基礎地盤の液状化による被災メカニズム⁷⁾

(2) 堤体の液状化⁷⁾

堤体の液状化による堤防の被災が発生するプロセスは、現在、次のように推定されている。軟弱粘性土層上に築堤した場合、堤体下部の軟弱地盤層の上面が圧密沈下により凹状となる。凹状となる築堤後の圧密沈下の過程で、堤体の側方伸張変形により、堤体の密度の低下や拘束力の低下（ゆるみ）が生じていると考えられる。その凹部の堤体材料が砂質土の場合には降雨等の浸透水が滞留し、堤体内に飽和した堤体領域が形成される。この領域が地震動によって液状化することにより、剛性・強度が低下し、堤体のすべりや天端の亀裂・陥没等の変状が生じるものである。

①地震前

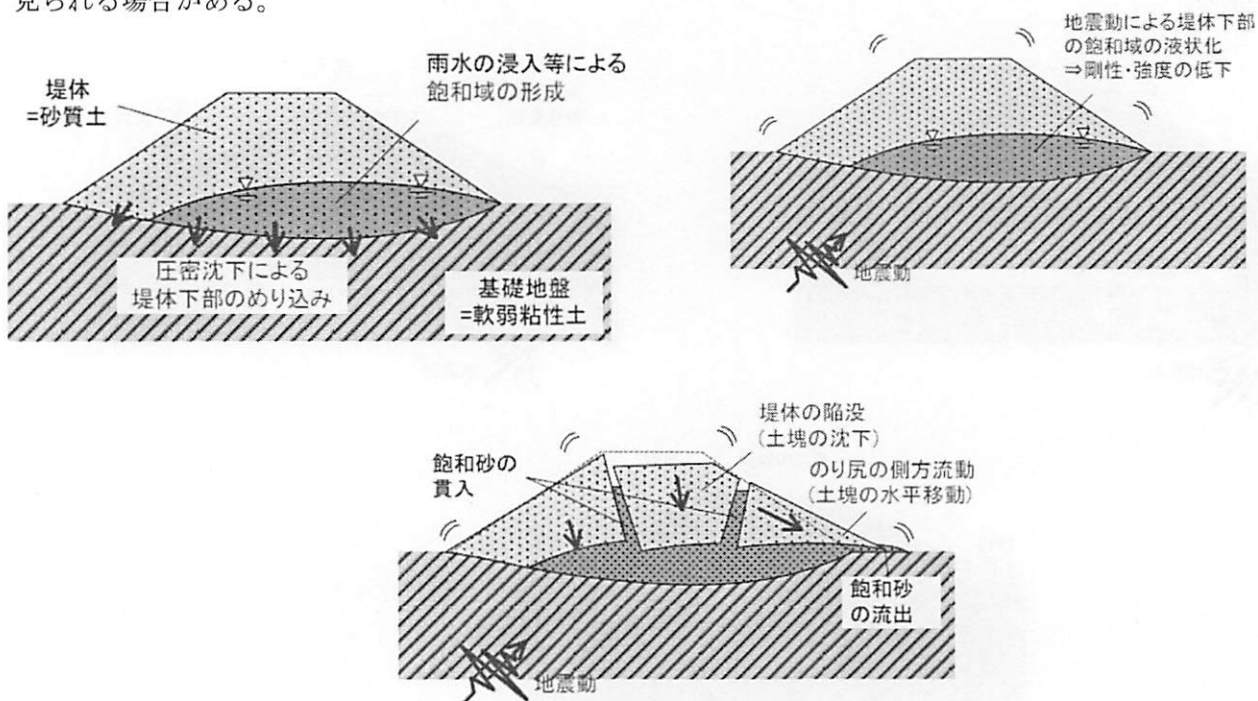
基礎地盤が軟弱粘土の場合、地震前より、圧密沈下によって堤体が基礎地盤にめり込むように沈下する。沈下した部分は、築堤後の圧密沈下の過程で、堤体の側方伸張変形により、堤体の密度の低下や拘束力の低下（ゆるみ）が生じていると考えられる。また、堤体材料が砂質土の場合、基礎地盤の透水性が低い一方で堤体の透水性が高いため、堤体内に浸透した雨水等が堤体下部に滞留し、常時飽和状態となりやすい。実際には度重なる築堤履歴により堤体土は均質でないため、堤体下部の飽和した砂質土は川表側あるいは川裏側のみに偏在することもある。

②地震発生～液状化発生

地震動によって堤体下部の飽和砂質土が繰返しせん断を受け、過剰間隙水圧の上昇とともにその剛性・強度が低下する。特に、堤体下部の砂質土がゆるい場合は、飽和域の砂質土が流動的に変形する。

③液状化発生～変状の進展

堤体下部の飽和域の液状化により、飽和域より上方の堤体土が水平方向に伸張変形する。このため、のり面、のり肩、天端にわたって堤防縦断方向の亀裂が発生する。のり尻部の水平変位が小さい場合はのり尻付近がはらみ出す程度の変状にとどまるがのり尻付近の水平変位が大きい場合亀裂が進展して飽和域より上方の堤体土がいくつかの土塊に寸断される。この天端付近の土塊が沈下・傾斜することで、天端に陥没・傾斜を生じることがある。また、変状を生じたのり尻付近から液状化した堤体下部の砂質土が流出して噴砂として見られる場合や、開口した亀裂に液状化した堤体下部の砂質土が貫入し、沈下した元の天端付近やのり肩、のり面付近に噴砂として見られる場合がある。



図－5.3 堤体の液状化による被災メカニズム⁷⁾

5.3 液状化による堤防最大沈下量⁷⁾

河川堤防の場合、地震時に液状化してもすぐに直接被害にはつながらないが、津波の河川の遡上や豪雨時による河川水位が上昇したときに、液状化被害を受けた堤防が堤内地をいかに守りきることができるかという点にある。したがって、被災時の堤体の高さがその一つの指標となる。堤防のレベル2耐震点検マニュアルでは、以下のような点検が示されている。

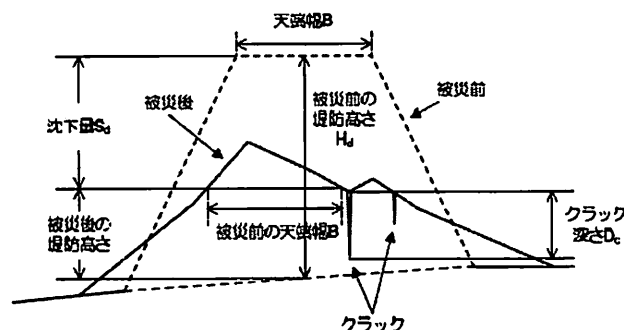
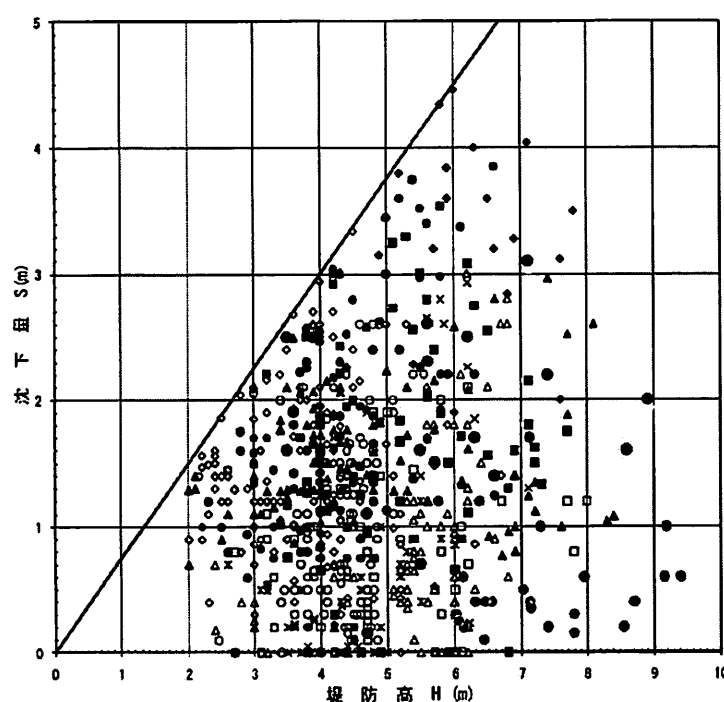
(一次点検) 既往の地震による堤防の最大沈下量が許容沈下量を上回らないことを照査

(堤防天端高－最大沈下量 S_{max}) > 照査外水位

(二次点検) 地形条件による基礎地盤の条件による判定、土層構成による判定、簡易式による判定にて耐震性能が満足することを照査

(三次点検) 静的照査法により、堤防天端の沈下量が許容沈下量を上回らないことを照査する。

一次点検に用いられる既往の地震による堤防の最大沈下量を図－5.4 に示す。被災前の天端幅と同程度の幅を有する高さまでを沈下量と定義し、2011 年度東日本大震災の被害を含めてプロットされているが、既往の堤防最大沈下量はおおむね最大で 75% 沈下ということは、これまでの結果との整合性を得ており、この値から S_{max} を推定する。



●東北地方整備局 緊急災申請箇所
(地震による堤防被災 19箇所)
平成23年4月12日時点の速報値

●関東地方整備局 緊急災申請箇所
(地震による堤防被災 31箇所)
平成23年5月18日時点整理の値

図－5.4 地震時における堤防最大沈下量⁷⁾

三次点検では、静的照査法で検討されてきたが、現在では表 5.1 のような変形解析手法が開発されているが、浸透解析を含めた初期条件の精度の問題や入力情報や精度について今後の発展が期待されている点である。

表 5.1 液状化に伴う変形解析法の特徴 7)

			初期条件	外力		モデル化		計算原理			その他	
			地下水位の設定	水平震度(加速度)の設定	継続時間の考慮	過剰間隙水圧の発生	液状化層の強度劇性低下	盛土の沈下の主な原因			解析パラメータ設定の難易度	実務設計における実績
								盛土自重による基礎地盤の変形	盛土の作用による慣性力による変形	基礎地盤の圧密沈下		
有限要素法	動的	LIQCA	○	加速度波形を入力	時刻応答解析のため、完全に考慮可能	○	○	○	○	○	一般的に難しい	まだ多くない増えつつある
		FLIP	○	加速度波形を入力	時刻応答解析のため、完全に考慮可能	○	○	○	○	×	一般的に難しい	滞り関係等で実績多い
	静的	有限要素法を用いた自重変形解析法 ALID	○	水平震度(最大加速度)を入力	考慮出来ない	FLから求める	FLとFCに同じ簡易に設定	○	×	×	やや難しい	河川堤防で実績多い
最小エネルギー原理		流体力学に基づく永久変形解析法 SOILFLUCK	○	地震動の大きさを考慮できない	継続時間のみ考慮	FLから求める	液状化層の土を強度のない粘性流体と仮定	○	×	×	比較的可易	まだ多くない増えつつある

5.4 東日本大震災における堤体の液状化事例 7)

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災では、宮城県栗原市で震度 7、宮城県、福島県、茨城県、栃木県で震度 6 強など、東北地方から関東地方の太平洋側を中心に広範囲で非常に規模の大きい揺れを観測した。地震動の特徴として、東北地方及び関東地方において、2 分を越える継続時間(「50gal 以上の地震動が続いた時間」と定義)の地震動を観測した。これは、近年の被害を生じた地震の地震動と比較して、長い継続時間であった。また、加速度応答スペクトルは、近年の被害を生じた地震と比較して、短周期領域では上回る観測点もあり、中間周期領域から長周期領域では同程度またはそれ以下であった。

図-5.5 は堤体基礎が沈下して堤体内に水が滞留し、堤体の液状化が発生したとみられる鳴瀬川左岸を示している。堤防の表のり面には幾重にも縦断亀裂が発生するとともにはらみ出しが見られた。また、亀裂内は水がたまり、高含水の砂質土が充填されていることも確認された。被災後、トレンチ掘削し圧密沈下によって基礎地盤にめり込むように沈下した堤体下部に水位が確認している。



図-5.5 堤体の液状化と推定される堤防の被災状況
(鳴瀬川 左岸 30.0k 付近(下中ノ目上流地区))

6. 河川堤防の浸透破壊および液状化における新しい課題と研究の方向性

6.1 浸透破壊への限界流速の適用

浸透破壊は、古くて新しい研究と呼ばれることがある。土質力学の父、Terzaghi が限界動水勾配を提案して以降、これまで多くの研究者が携わってきた課題である。浸透破壊現象は、ある点での変形・破壊が徐々に拡大進行する進行性破壊である。このことがそう呼ばれてきた所以なのかもしれない。昨年の矢部川の破堤では、砂層の行き止まり層が原因となりガマが発生、内部侵食が拡大していったことによるものと考えられ、堤体下部の侵食を含めた浸透破壊現象を新たに考えていく事例でもある。本章では、浸透破壊を進行性破壊として検討することに有効と考えられる限界流速について言及する。

限界流速⁸⁾の考えは、1923年にJustin⁹⁾によって提唱された。多くの研究者がこの式の実験的な検証を試みたが、Justin 式は、実地盤や実験で得られる値と大きく異なり、過大評価になることから新しいダム設計基準から削除された。Koslova の実験式は混合粒径試料の限界流速として Justin 式に比べ過大評価の割合が少ないが、危険側の値を示し合理的とは言い難く、さらに着目する粒径 d や平均粒径をどのように扱うかについても曖昧な点があった。大野らは実験式を導いており、混合径の場合には、20 から 30% 粒径を用いるとしている。これらの限界流速式いずれも独立した単一粒子の移動開始速度を考えており、周りに存在する粒子の影響を考慮しておらず、締固め密度の影響などは考慮されていない。粉体工学の分野では、固定層から流動層へ遷移する際の限界となる流速を流動化開始速度と定義している。これは、粒子層の水中重量と層内における流体の圧力損失とのつり合いから導かれており、Terzaghi 式と同義であるが、Carman の形状係数や粒子径などを仮定・決定する必要がある。

(1) 多粒子限界流速⁸⁾

著者は、沈降速度式で用いられる多粒子間の干渉沈降速度の考え方を援用し、多粒子限界流速を提案してきた。干渉沈降速度は粒子群を形成している場合、Richardson¹⁰⁾は単一粒子の沈降流速に粒子間の干渉を考慮した補正値を用いることにより計算されることを示した。

$$\text{多粒子干渉沈降速度} = \text{単一粒子の沈降流速} \times \text{Richardson の補正係数による空隙率関数} \quad (6.1)$$

著者は、この流体に対する相対速度を限界流速と置き換えて、多粒子限界流速として用いることを提案した。

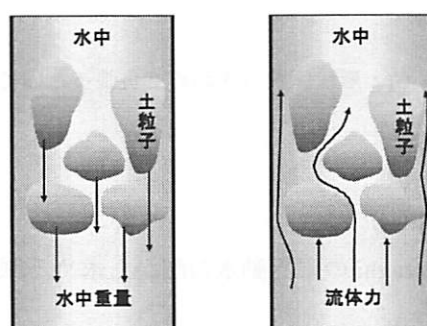


図-6.1 干渉沈降速度(左)と多粒子限界流速(右)

単一粒子の沈降流速は抵抗係数 C_D を用いて計算できるが、繰り返し計算などの煩雑さから、著者は半理論式であるが層流域から乱流域まで適用範囲も広く精度も高い Rubey¹¹⁾の砂粒の沈降速度を使うこととした。したがって、多粒子限界流速は、以下のような形で計算できる。

$$\text{多粒子限界流速} = \text{単一粒子の沈降流速 (Rubey の沈降速度)} \times \text{Richardson の補正係数による空隙率関数} \quad (6.2)$$

具体的に式で表すと次のような式となる。

①Rubey の式
$$v_c = \frac{6\mu}{\rho_w d} \left\{ \sqrt{\frac{\rho_w(\rho_s - \rho_w)gd^3}{54\mu^2}} + 1 - 1 \right\} \quad (6.3)$$

ここに、 ρ_s ：土粒子密度 [g/cm³]、 ρ_w ：液体の密度[g/cm³]、 μ ：水の粘性係数[g/(cm・s)]、 d ：粒子径[cm]、 g ：重力加速度 [cm/s²]

②Richardson の補正係数による間隙率関数¹⁰⁾ $n^{1/m}$

ここに、 n ：間隙率（空隙率＝空隙体積／空隙を含む土の体積）[-]、 $1/m$ ：Richardson の干渉沈降速度の補正係数

$$\left. \begin{array}{ll} \text{Re} < 0.2 & \text{のとき } 1/m = 4.65 + 19.5 \cdot d/D \\ 0.2 < \text{Re} < 1.0 & \text{のとき} \\ & 1/m = (4.46 + 17.6 \cdot d/D) \text{Re}^{-0.03} \\ 1.0 < \text{Re} < 500 & \text{のとき } 1/m = 4.45 \text{Re}^{-0.1} \\ 500 < \text{Re} < 7000 & \text{のとき } 1/m = 2.39 \end{array} \right\} \quad (6.4)$$

ここに、 D ：管径で、これに対して d が小さいとき、 d/D は無視することができる。

よって、多粒子限界流速式は次式となる。

$$v_n = \frac{6\mu}{\rho_w d} \left\{ \sqrt{\frac{\rho_w(\rho_s - \rho_w)gd^3}{54\mu^2}} + 1 - 1 \right\} \times n^{1/m} \quad (6.5)$$

(2) Terzaghi の限界動水勾配から求める限界流速

鉛直一次元浸透破壊実験での Terzaghi の限界動水勾配は、均等粒径試料の豊浦砂やガラスビーズで広く確認されており、土質力学のテキストには必ず掲載されており、その誘導は土塊として力のつり合いで考えられてきた。ここで、透水係数を精度よく表現できる実験式の Kozeny 式(6.7)を用いて限界流速式を導くことを試みた。式(6.6)の Terzaghi の限界動水勾配と式(6.7)の Kozeny 式をダルシーの法則 ($v=ki$) を用い流速式(6.8)を求め、また間隙率で除して実流速にすると、限界流速式 (6.9) が得られる。

$$I_{cr} = \frac{Gs-1}{1+e} = (Gs-1)(1-n) \quad (6.6)$$

ここに、 G_s ：土粒子の比重 ($=\rho_s/\rho_w$)、 e ：間隙比、 n 間隙率を示す。

$$k = \frac{\rho_w}{\mu} C_k \frac{e^3}{1+e} D_s^2 \quad (6.7)$$

ここに、 ρ_w ：水の密度、 μ ：粘性係数 (cm²/s)、 C_k ：形状係数（きわめて角張った砂で 1.0、角のある石英質砂で 2.3、丸まり揃っている川砂 3.6）¹²⁾、 D_s ：代表粒径を示す。

$$v = ki = \frac{\rho_s - \rho_w}{\mu} C_k \frac{e^3}{(1+e)^2} D_s^2 \quad (6.8)$$

間隙率 ($n=e/(1+e)$) で除することで、Terzaghi の限界動水勾配から求める限界流速を導くことができる。

$$v_T = v/n = \frac{\rho_s - \rho_w}{\mu} C_k \frac{e^2}{1+e} D_s^2 \quad (6.9)$$

(3)限界掃流力（限界摩擦速度）¹³⁾

式(6.5)、式(6.9)は鉛直上向き流れおよび土中内の流れにおける限界流速であるが、ここに比較のために水理学における限界掃流力と比較しておく。水理学には、河床の砂礫を箒のように掃く、押し流そうとする力「掃流力」や対応する「摩擦速度」という考え方がある。河床砂が移動している場合の流れは、掃流と浮流に大別され、前者は砂粒が河床を転動、滑動などしながら移動するもので掃流力の直接の作用で、後者は乱れの拡散作用によって断面全体を浮流しながら輸送されるものと考えられている。式(6.10)、(6.11)は、摩擦速度 u^* 、掃流力を示す。

$$u_* = \sqrt{\tau_0 / \rho} \quad (6.10)$$

$$\tau_0 = \rho_w g R I \quad (6.11)$$

ここに、 R ：径深（断面積/潤辺、普通の河川では水深 h ）、 I ：エネルギー勾配（水路勾配）である。

摩擦速度は、多くの研究者らが提案しているがここでは最も使われている岩垣の式(6.12)を使用した。

岩垣¹⁴⁾の限界摩擦速度 u_{*c}

$$\left. \begin{aligned} d \geq 0.303\text{cm} &: u_{*c}^2 = 80.9d \\ 0.118 \leq d \leq 0.303\text{cm} &: u_{*c}^2 = 134.6d^{31/32} \\ 0.0565 \leq d \leq 0.118\text{cm} &: u_{*c}^2 = 55.0d \\ 0.0065 \leq d \leq 0.0565\text{cm} &: u_{*c}^2 = 8.41d^{11/32} \\ d \leq 0.0065\text{cm} &: u_{*c}^2 = 226d \end{aligned} \right\} \quad (6.12)$$

ここに、 d ：砂の粒径 である。

図-6.2 に流速式と他の研究者ら（大野ら¹⁵⁾、中島ら¹⁶⁾、久楽ら¹⁷⁾）の実験データを示す。Justin 式は、これまでも言われているように過大評価を示すが、Rubey の砂の単粒子の沈降式と乱流域において一致することがわかり、地盤土中の粒子移動では適用できないことがわかる。一方、多粒子限界流速と Terzaghi 式から導いた限界流速式は、間隙比が大きい（乾燥密度が小さい）ほど、右寄りにシフトして限界流速が大きくなる傾向がわかり、単粒子のように間隙比を大きくしていくと（約 20 倍）、Rubey の式と層流域内で一致する。

岩垣の限界摩擦速度および久楽らの実験結果は水平方向が卓越する流れを対象としており、それ以外は鉛直方向の一次元流れである。限界摩擦速度と実験結果をみると卓越する流れの方向によっても異なるが、大きく乖離しており、現象が異なることが推察される。しかし、土中の限界流速を表現できる多粒子限界流速式と岩垣の限界摩擦速度式が $\rho_d=1.10\text{g/cm}^3$ の乱流域で一致することは、大変興味深い。岩垣の論文によると、30 秒間に何個の砂粒が移動するなど計測していることや、0.1mm 以下の実験値がないので信頼性についてかけることを述べている。久楽らの実験結果は水平方向が卓越する流れを対象としており、鉛直上向き流れに比べて 30%ほど小さい流速で動き出すことがいえると同時に粒径が大きいものにおいては、岩垣の式と同じ値になることが考えられる。水平流が卓越する現象は、まさに堤防下部のような水みちの拡大に影響することが考えられ、重要な検討課題であり、限界摩擦速度と等しくなる点について、水理学と土質力学とつながる点であると考えられる。

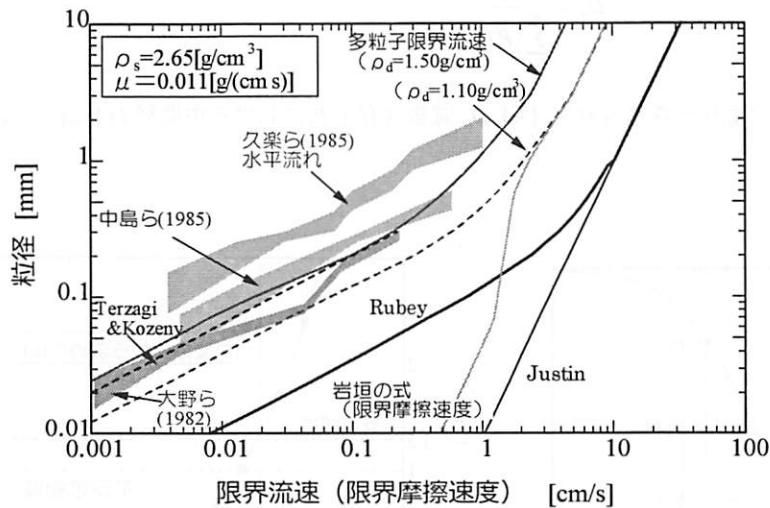


図-6.2 各種実験データと限界流速・限界摩擦速度

6.2 混合粒径の浸透破壊

混合砂礫の限界掃流力で問題になる点を、岩垣は2点挙げている¹⁴⁾。(i)いかなる粒径のものが動き始める時を持って限界とするのか。(ii)実験して得られた限界掃流力は平均粒径に対応する一様粒径(均等粒径)の場合の限界掃流力より大きいのか、小さいのか、である。限界流速においても確かに、同じ課題がある。

鉛直一次元浸透破壊実験のデータを破壊時の動水勾配を理論値の比を多くの研究者のデータを調べると、均等係数が5付近を中心に小さな値で破壊が発生している可能性が得られている¹⁸⁾。このことは、移動可能な粒子が供試体内ですでに移動し始め、目詰まりにより局部的に動水勾配が高くなって破壊に至ったのではないかと考察された。また、均等係数が大きくなると粒子移動が少ないまたは、目詰まりしにくく平均動水勾配に近くなることも考えられる。岩垣が述べたように、流速の場合にはどの粒子に視点を与えるかができる、一方、土の大きさの粒径を考えれば、適切なものが永久のテーマになる。そこで、Kenneyのフィルターの安定理論¹⁹⁾を用いることで、限界流速に達した粒子が、移動できる間隙空間を有するかについて検討できる。

(1)Kenneyのフィルター安定指標を用いた移動可能な粒径範囲の求め方^{19,20)}

外力として限界流速に達した土粒子は、すべて移動するとは限らない。周辺粒子が形成する間隙スペースがなければ拘束されたままとなる。したがって、移動可能な土粒子を区別するためには間隙径情報が必要となる。透水係数を用いて平均間隙径などを得ることができるが、平均値ではなく、間隙径の分布が必要となる。Kenneyらはフィルターシステムを幾何学的な観点から、粒径の4分の1の粒子径が流動する可能性をあることを求めている。ある層内において、注目する粒子径Dの粒子の安定性、不安定性の評価を行うとき、図-6.3.1および2に示すように、粒度分布において粒子径D以下の粒子の含有率の合計Fと粒子径D～4Dの粒子の含有率Hとの比較を行う。H/F=1を境として(Kenneyはその基準を以前の1から1.3に修正している)H/F≥1.3においては安定、H/F<1.3においては不安定となる可能性を有すると判断し、H/F<1.3の領域の粒子は流出する可能性があると判断、すなわち移動可能なスペースを持ち合わせているとことが判断できる。図-6.4に、限界流速に達した粒子が移動するかどうかのイメージを示した。例えば、層境界において移動粒子が最小間隙くびれ径と呼ばれるものより大きい場合には、そこに捕捉され、目詰まりとなることがいえる。また、H/F≥1.3となった場合には、個々の粒子が限界流速に達しても土粒子は流出せず、土塊として破壊すると考えることができる。なお、土塊として破壊する場合には、透水係数や土の比表面積に相関の高い D_w (質量頻度基準の調和平均径)式(6.13)を用いることで可能である。

質量頻度基準の調和平均径²¹⁾

$$D_w = \frac{1}{\sum_{i=1}^n (P_i/D_i)} \quad (6.13)$$

ここに、 P_i :ある粒径範囲*i*に含まれる質量含有率 [%]、 D_i :質量含有率 P_i における中間径 D_i [mm]、全質量含有率を10分割($n=10$)している。

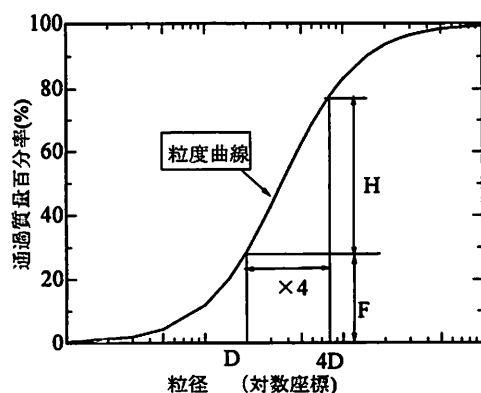


図-6.3.1 FとHの考え方¹⁹⁾

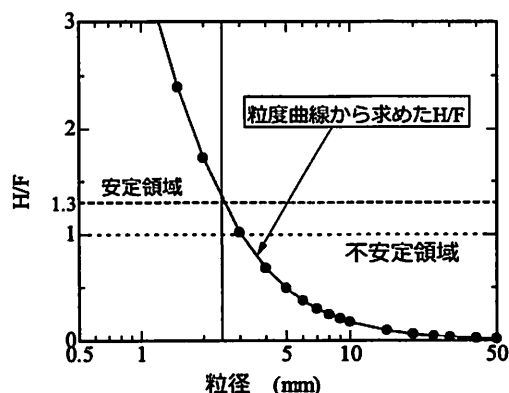


図-6.3.2 H/Fによる安定・不安定領域の決定¹⁹⁾

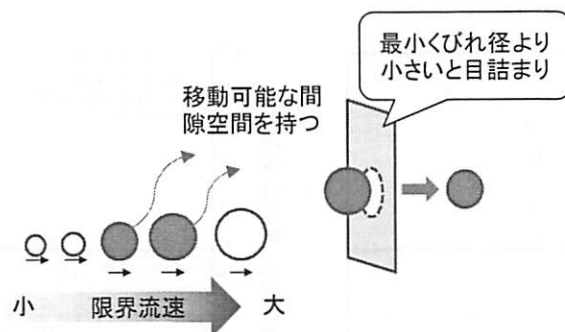


図-6.4 限界流速と粒子移動可能な間隙空間を持つ粒子²²⁾

(2)鉛直上向き浸透流実験と限界流速²²⁾

図-6.5 に示す 18 種類の試料を用いて鉛直上向き浸透流下における浸透破壊実験 (図-6.6)を行い、本方法の適用性を調べた結果を示す。図-6.6 は、横軸に実験値の限界流速、縦軸に D_w で計算して求めた多粒子限界流速と Terzaghi と Kozeny 式で導いた限界流速を示している。この結果から、Terzaghi による限界流速式は、流速が大きくなる (乱流域) に近いほど、大きく計算することになり危険側の判定になることがわかる。一方、多粒子限界流速では概ね計算値と実験値が等しく、実験値の方が大きい流速で破壊する安全側の指標になっていることがわかる。実験値の方が大きい流速で破壊したケースは、M03、07、09、12、17、18 である。これらの粒度分布を調べて Kenney の安定指標を調べることにした。代表的な M03 とほぼ計算値と等しい M02 の場合の結果を図-6.7 および図-6.8 に示す。

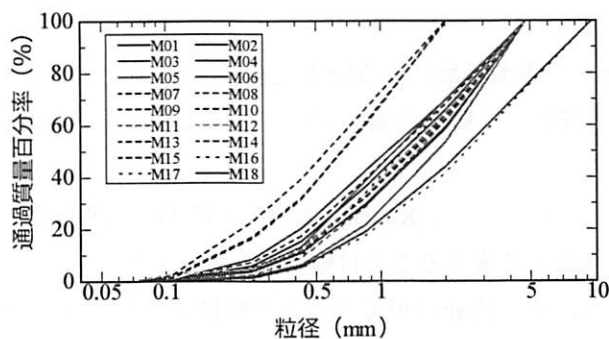


図-6.5 浸透破壊実験に用いた試料の粒度分布

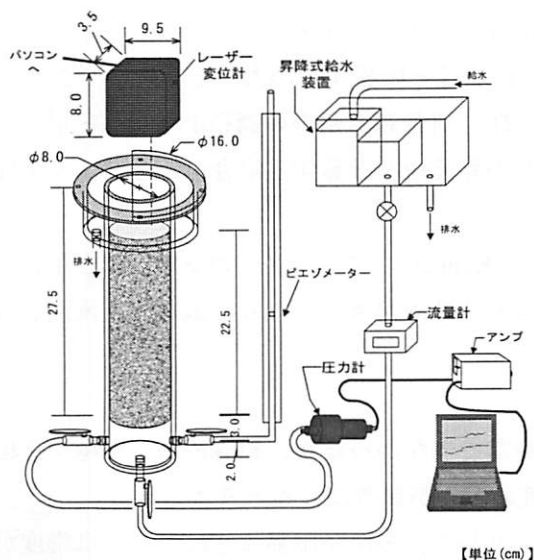


図-6.6 鉛直一次元浸透破壊実験

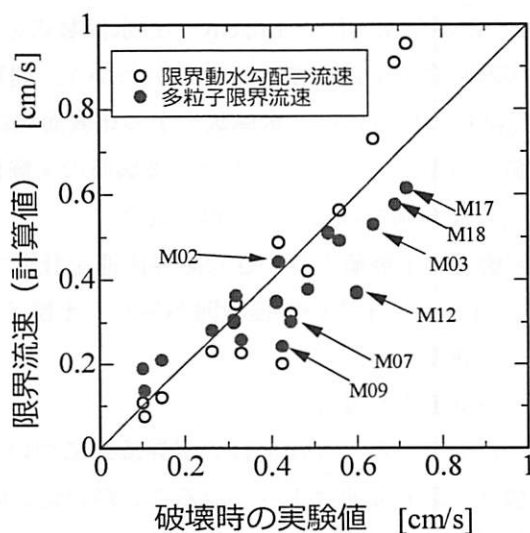


図-6.7 限界流速の実験値と計算値

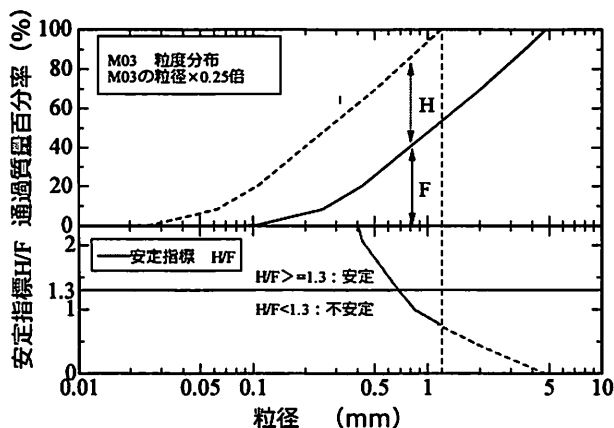


図-6.8 実験値の方が大きくなったケース (M03)

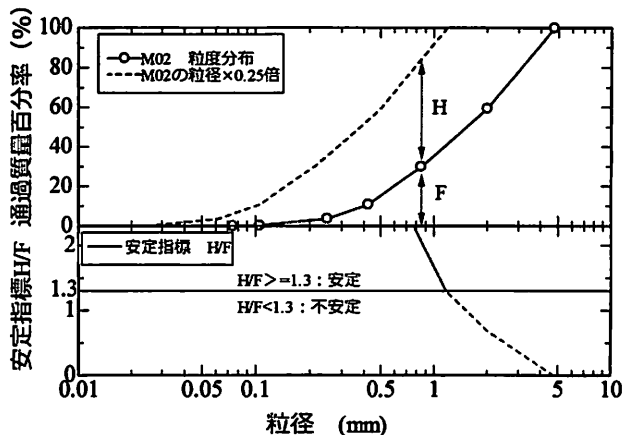


図-6.9 実験値と一致したケース (M02)

図-6.8 の M03 は H/F が 0.7mm から 1.2mm までの領域で 1.3 以下となっており、粒子移動が考えらる。また、 D_w を計算すると 1.21mm であり、それ以下の粒子が限界流速に達し、内部の粒度分布が再構成され間隙が大きくなり、破壊時の流速が大きくなったことが説明できる。また、M02 の場合には、 H/F が 1.3 を下回ることがなかったため、粒子移動が生ぜず、土塊としての破壊、すなわち D_w で計算された限界流速で破壊したものと推察できた。

(3) 堤防の浸透破壊と評価予測の精度向上に向けて

進行性破壊である浸透破壊について限界流速からのアプローチを試み、限界流速と Kenney の安定指標を組み合わせていくことで以下のことが得られた。

○Terzaghi の限界動水勾配と Kozeny の透水係数による限界流速

- ・代表径を単一粒径とした場合、大野ら、中島らの実験データとほぼ一致し、Justin 式よりもかなり小さめに破壊が発生することが確認できた。
- ・ダルシー則が成り立つ範囲に限定されること、Kozeny 式の代表径 D_s を決めることは、土塊として取り扱うことになり、混合粒径試料の粒子移動を考慮することは難しいと考えられる。
- ・ダルシー則の成立が層流域であるため、流速が早くなると実験値よりも大きく計算される傾向があり、安定性評価においては危険側になることがある。

○多粒子限界流速式について

- ・Terzaghi の限界動水勾配と Kozeny の透水係数式を用いて限界流速を算出した結果は、乱流域を含めて他の研究者らの実験を含めて説明できることがわかり、間隙比が大きくなるほど限界流速が大きくなることを示した。
- ・混合粒径試料の場合には、水係数や土の比表面積に相関の高い D_w (質量頻度基準の調和平均径) を用いることで実験値を説明できること、また、破壊時の実験値より小さな限界流速を計算する場合があるが、安定性を評価する上で安全側であることが得られた。
- ・上記の破壊時の実験値より小さな限界流速を計算するケースは、Kenney のフィルターの安定指標を用いることで H/F が 1.3 より小さい粒径範囲が生じ、土粒子の移動が起こり、間隙が大きくなり、破壊時の流速が大きくなることを説明できた。

○水平流れが卓越する場合

- ・水平流れが卓越するような場合の限界流速については、今回検討できなかったが、鉛直流れが卓越する場合より、破壊時の限界流速は小さくなることがいえ、限界摩擦速度の考えが参考になると考えられる。
- ・水平流れが卓越する場合には、鉛直流れに比べて小さくなることから、多粒子限界流速については密度が高くなることに相当する。

○その他

- ・岩垣の限界摩擦速度は、多粒子の限界流速の乱流域において、緩く締固められた状態（乾燥密度が $\rho_d=1.10\text{g/cm}^3$ 程度）でほぼ一致することがわかり、乱流域においては流向の影響が小さくなることが考えられた。
- ・今回は、浸透破壊の発生について限界流速の適用を試みただけであったが、今後、限界流速が液状化における噴砂の評価についても期待される²³⁾。

7. おわりに

東日本大震災では、ドレーンや矢板といった耐水対策された箇所、被害がなかった堤防もあった。ドレーンが堤体内の水を排水するだけでなく、側方流動の拘束となったことも考えられた。また不透水層まで打ち込まれた矢板においては堤体下部を拘束したことが効果を上げた箇所が確認されている。そうした効果を正しく評価することで耐水化と耐震化の両者の相互効果をも考えていかなければならない。また、今回説明したような堤体基礎の圧密沈下が生じている箇所は堤体内に滞留水が存在して堤体自体の液状化する可能性がある。これまで、わずかな天端の沈下は天端舗装の中に含まれ、圧密沈下箇所の管理データなどが残っていない状況にあり、治水地形分類図から堤防のLP（レーザープロファイラー）による管理など、堤体基礎の沈下箇所の抽出のための天端高の管理や抽出法の開発などが期待される。浸透破壊の問題は、パイピングの解析²⁴⁾も研究レベルで行われるようになってきたが、流向の問題、進行性破壊の進展・侵食プロセスの可視化、目詰まりによる閉塞などまだまだ課題が山積みである。近年にも大きな災害を生んだ大きな課題であり、土質力学と水理学のコラボが最も期待される点であると筆者は考える。さらに、近年の豪雨の振り方が変わってきており、堤体への降雨浸透と河川水位の浸潤による堤体内の間隙空気圧の増加によるエアブロー²⁵⁾による弱部破壊といった破壊メカニズムについても考えていく必要があろう。

著者が堤防研究を始めたのは恩師である岐阜大学名誉教授の宇野尚雄先生と出会った卒業研究から約30年経ち、堤防のデータの情報入手が難しかったあの頃と現在では大きく変わった。国土技術研究センターのHPには、堤防に係るマニュアル、手引きが誰もが簡単に手に入るようになっており、公的機関において最もオープンになっていると思われるほどである。恩師をはじめ、国土交通省、関係者の皆様方のご努力の賜物と感謝しております。そして、現在、愛媛大学岡村未対教授のもと、土木学会地盤工学委員会において堤防研究小委員会が立ち上っており、水理学と土質力学の技術者・研究者がともに気軽に研究交流ができる場になってきており、河川堤防に関する研究報告も増加した。折角の機会である、専門分野を超え、さらに研究面に留まることなく、実務に生かせる成果をこの時に進めていくことを自分にも強く言い聞かせ、本文を閉じる。

【引用文献】

- 1) 中島秀雄：図説 河川堤防，技報堂出版，2003.
- 2) 統合システムによる河川堤防の重点強化地点の同定と対策法に関する研究，平成21年度～平成23年度 河川技術研究開発制度 地域課題研究 成果報告書(代表 杉井俊夫)，pp.59-70，2010.
- 3) 地盤工学会：実務に役立つ地盤工学 Q&A 第二巻，地盤工学会，2009.
- 4) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改定版）、国土技術研究センター，2012 .
- 5) 杉井俊夫・佐古俊介：「河川堤防」講座 4. 浸透破壊に対する評価・対策，地盤工学会誌，Vol.12，2013 印刷中.
- 6) 國生剛治，液状化現象，鹿島出版会，2005.
- 7) 河川堤防耐震対策緊急検討委員会：東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方について報告書，2011.
- 8) 杉井俊夫・佐藤健・宇野尚雄・山田謹吾：浸透破壊の発生プロセスと土の非均質性，土と基礎，Vol.37，No.6，pp.17-22，1989.

- 9) Justin, J.D : The Design of Earth Dams, Trans of ASCE. Vol.87, pp.49~54, 1923.
- 10) Richardson, J. F., et al. : Sedimentation and Fluidisation, Trans. Instn. Chem. Engrs., Vol.32, pp.35~53, 1954.; Vol.38, pp.33~42, 1960.; Vol.39, pp.348~356, 1961.
- 11) Rubey, W. W. : Settling Velocities of Gravel, Sand, and Silt Particles. , American journal of science, Vol.25, pp.325~338, 1933.
- 12) 久保田敬一・河野伊一郎・宇野尚雄：透水設計へのアプローチ，鹿島出版会，p.75~79，1976.
- 13) 荒木正夫・椿東一郎：水理学演習（下），pp.185-194, 1962.
- 14) 岩垣雄一：限界掃流力に関する基礎的研究(I)限界掃流力の流体力学的研究，土木学会論文集，第41号，pp.1-21，1956.
- 15) 大野睦雄・山崎弥・トラヴェック・フィ・オソ：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.
- 16) 中島秀雄・松原幹夫・飯島豊：X線写真を利用したパイピング現象の観察（第一報），第20回土質工学研究発表会，pp.1479~1482, 1985.
- 17) 久楽勝行・吉岡淳・佐藤正博：水平方向浸透流下における砂地盤のパイピングについて，第20回土質工学研究発表会，pp.1483~1484, 1985.
- 18) 杉井俊夫・山田公夫・名倉 晋：限界流速からみた浸透破壊の発生と進行，地盤工学会誌，Vol.57, No.9, pp.26-29, 2009.
- 19) Kenney, T.C. et.al : Controlling Constriction size of granular filter, Can. Geotech.J..22, pp.32-43, 1985.
- 20) Kenney, T. C. and Lau, D. : Internal stability of granular filters. Can. Geotech. J., pp. 22, 215~225, 1985.
- 21) 藤田重文・東畑平一郎：化学工学Ⅱ，(株)東京化学同人，pp.7~15，pp.27~31，1972.
- 22) 杉井俊夫・梅基哲矢・山田公夫・名倉 晋：浸透破壊を対象とした進行性メカニズムの評価に関する研究、中部地盤工学シンポジウム論文集，2013（印刷中）.
- 23) 藤倉裕介・國生剛治：砂礫の浸透破壊と透水係数に及ぼす粒度の影響、土木学会論文集，No.687, III-56, pp.27-36, 2001.
- 24) 藤澤和謙，村上章，西村伸一：土の内部で生じる土粒子侵食の解析手法，農業農村工学会論文集，第260号，pp.85-93，2009.
- 25) 前田健一・柴田賢・馬場幹児・榊尾孝之・今瀬達也：豪雨と気泡の影響を考慮した河川堤防における透気遮水シートの設置効果，ジオシンセティック論文集，第25巻，pp.107-111，2010.