

浸透破壊に関する考え方と破壊発生条件（その2）

—諸基準の統一視野—

長瀬迪夫

The Concept of Seepage Failure, and Causative Conditions (2)

—Unified Range of Vision for Criteria of All Sorts—

Michio NAGASE

Abstract

Some researches were carried out on the study of piping phenomena, particularly on theoretical discriminations between criteria on vertical field and on horizontal field, or on water current field around single grain and on seeping water field through mass of grains, and also on material of uniform grain size and that of mixed grain size.

In addition creep-ratio as a criterion number to evade piping is also utilized in designing of structure on another base.

Here we are required to clarify patterns of seepage failures on hydrostatic facilities and to show criteria of all sorts of seepage failure on a unified range of vision or to offer a way to adapt them in practical and reasonable use in designing.

Yet this is not final but still now on the midway to attain a successful proposal, and only possible to show a tentative sketch of proposal.

1 まえがき

ダム、堤防、水門あるいは樋門などの周辺を浸透する水が、土を侵食し、大漏水をもたらす、やがては構造物の破壊を引き起こすパイピングなどの「浸透破壊」について、その現象の概念と発生基準の考え方には、混乱や不統一が見られる。

近年、これらの現象について、現場の事象のよりの確かな洞察に基づく機構の解釈とともに、混乱の解決に必要な種々の問題に取り組んだ、いくつかの実験的あるいは理論的研究の結果が報告されている。すなわち、土の単粒子の場合と多粒子構造の場合、水流の場合と浸透流の場合あるいは鉛直重力場の場合と水平場の場合における限界流速あるいは限界動水勾配の関係についての研究である。

構造物設計の実際の場合では、流れの方向や単粒子か多粒子かによる基準値の区別はなされていないため、時に

は、危険側の設計となることもなしとしない。さらに、実際の土に適用するためには、種々の混合粒径の土の限界流速の特徴を知る必要がある。また、これまで広く応用されているクリープ比の意義とその限界動水勾配との関係も明らかにしておく必要がある。

本文では、これまでの研究報告をレビューし、それぞれの研究における浸透破壊の発生基準の相互関係を図示するとともに、相互の数値的な関係を考察した。

これは、合理的かつ実際的な設計上の基準を見いだすための展望を得るためのものである。

2 文献調査方法

本報文は、1935～1991年間の浸透破壊に関する内外の文献資料のうち、代表的なものについて、パイピングの概念の記述、限界流速の物理的意味に係わる実験の結果などの記述の主要部分を抽出して示したものである。

文中の記載文は、原文献あるいはその邦訳文からの引用である。また、前後の関係から、補足や簡潔な要約をもって紹介することが適当と思われる部分は、括弧〔 〕で区別して記述した。

さらに、各文献の引用・抄録の末尾には、本報文の目

的および全体の視野から見て、必要と思われる点について〔筆者註記〕を付した。

また、本報文中に採用した式や図表の番号は、原論文との対照上の便宜のために、原論文の番号をそのまま使用した。ここに採用した文献は下記の通りである。

番号	年	著者・論者	所 属	論 文 名・標 題 名	雑誌名・書名
# 1	1935	E. W. Lane	Prof. State Univ. of Iowa	Security from Under-Seepage Masonry Dam on Earth	Proc. A. S. C. E. Vol. 61
# 2	1983	J. Szepessy	Vizgazdálkodási Tudományos Kutató Központ, Budapest (水利科学研究センター, ブタペスト)	Szemcsés és kötött talajok járatos eróziója, illetve megfolyósodása árvízvédelmi gátakban. A veszély mértéke, csökkentése (堤防における砂質土および粘性土地盤の水みち浸食および液状化現象<危険度とその軽減>)	Hidrológiai Közlemény 1983, 1. sz. (水務公報, 1983, 1号)
# 3	1990	宇野尚雄	岐阜大学	土の浸透破壊の発生・拡大機構に関する研究	平成元年度科研費研究報告書
# 4	1991	松本徳久、他	建設省土木研究所	フィルダムのフィルタ基準に関する調査	土木技術資料 33-6

3 浸透破壊文献抄録

#1 (1935) E. W. Lane; Security from Under-Seepage Masonry Dam on Earth Proc. A.S.C.E. Vol. 61

(pp. 1271~1272) ……200以上のダムの実態分析の結果から、45°以下の傾斜の接触面に沿うクリープは、

45°以上の傾きの場合に比べ、パイピング抵抗は1/3にすべきであると考えられる。

……大規模構造物の設計における安全な加重クリープ比の使用の手順は、表・3に示すとおりである。これらの値は、地盤に直接に設けられた止水壁、噛み合わせがしっかりしていて頭部がダム本体に十分埋め込まれた鋼あるいはコンクリートの打ち継ぎ矢板の場合にのみ用

表・3 加重クリープ比の比較 (水平クリープの重みを1/3とする)

Table 3 Comparison of weighted-creep ratios (weight of horizontal creep, one-third).

材 料	安全な加重クリープ比	Blighの値
微細砂～シルト	8.5	18
細 砂	7.0	15
中 砂	6.0	—
粗 砂	5.0	12
細 礫	4.0	—
中 礫	3.5	—
砂 礫	—	9
中玉石を含む粗粒礫	3.0	—
中玉石と礫を含む大玉石	2.5	—
大玉石と礫と砂	—	4~6
軟質粘土	3.0	—
中 粘 土	2.0	—
硬質粘土	1.8	—
極硬質粘土またはハードパン	1.6	—

いるべきである。

“2つの止水壁の下端同士の間隔が、それらの間の加重クリーブ長の半分以下である場合は、それらの間の実際のクリーブ線長の代わりに、それらの間の距離の2倍を用いるべきである”。

〔クリーブ比を設計上に用いるには、そのクリーブの概念、土中浸透によるパイピング発生との比較などについて明確な認識が必要である〕

#2 (1983) J. Szepessy: Szemcsés és kötött talajok járatos eróziója, illetve megfolyósodása árvízvédelmi gátakban. A veszély mértéke, csökkentése

Hidrológiai Közlöny 1983, 1. sz. (堤防における砂質土および粘性土地盤の水みち浸食および液状化現象<危険度とその軽減>)

(水文公報, 1983, 1号)

洪水対策および堤防強化の設計の観点からも、各洪水発生時に、堤体内で起こっている物理的な過程を正しく知ることは重要である。治水技術者は、たとえば、止水矢板の打設を指示するときに、予想した過程がどのようになったかを知りたいと望んでいる。治水技術者の“対応の当否”は、専ら予想した過程がどれほど現実合っていたか、ということによって決まるのである。

進行過程の速さを知ることは重要である。Jolánkai Gyula (1973) は、《突然の決壊をもたらす現象に対しては、堤防を“事前に強化”しなければならない。さもなければ、水防当事者たちは“不可能な任務”に直面することになるからである》と書いている。したがって、過程に関しては、その速度の調査も必要である。

“突然の（急激な）”とは、ここでは、最初の発見から手の施しようのない状況に至るまでに、《発見→報告→決定→人員投入→防御》の手配過程が、現実にも可能な時間よりも短いことを指す (Szepessy, 1981b)。

以下に、<一部は1980年のケレシュ川流域の洪水に関して>私たちが得た新情報を考察する。すでに本稿の題名にも驚かれたかもしれない。数年来、私たちは、砂地盤の水みち浸食の噴出水と粘性土地盤の液状化過程の問題を取り扱ってきた。これらは実際に存在するのであるが、最新の知識によれば、この逆の過程、すなわち、砂質地盤の液状化および粘性土地盤の水みち浸食の危険の方が大きいのである。最後に、堤防は、長時間におよぶ増水によって負荷がかかるだけでなく、場合によって

は、水位の突然の上昇も極めて危険であるということに注意を喚起したい。

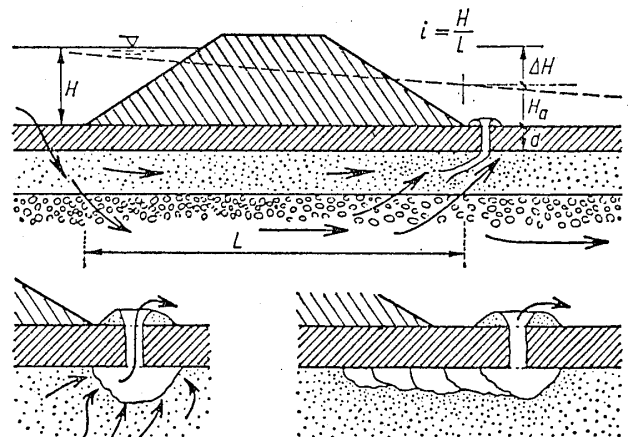
1. 噴出水の過程

1.1

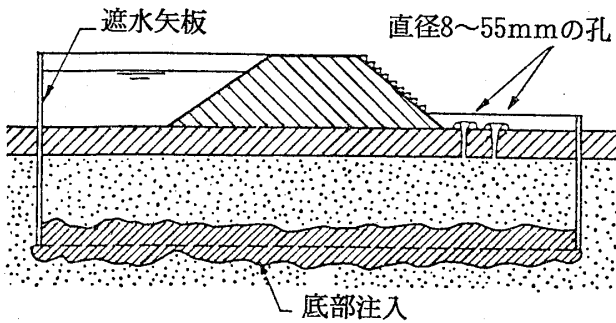
図・1には、従来から考えられている噴出水の過程が描かれている。堤体は比較的薄い粘性土からなる表層の上にある。その下の地盤は砂質土層であるが、とりあえず、単純に単層の砂層とみなすことにする。堤内地側の表層においては、たとえば、腐植根のある場所に縦の水みちが形成され、それを通して、水が表層に現れることができる。集中的に噴出している場所においては、速度は比較的大きくなり、砂を押し分け、小さなクレーターが形成される。それ以後、水みちは、河川水方向に後退する浸食によって発達する。この過程はだんだんと速度が速くなる。なぜならば、漏水距離が短くなるにしたがって、初期の勾配 (H/L) がますます大きくなるからである。最終的には水みちは河川水に達し、表層はその下に形成された空隙に落ち込むことになる。その後は、漏出口を通して河川水が流出することになり、堤防は決壊するのである。

しかしながら、この考え方には、いくつかの欠陥がある。斜め方向に描かれた水みちは、初めからありそうもない。なぜならば、Bernatzik (1947) が記述しているように、その上方の砂がすぐ崩れてくるからである。後退性の水みちは、下の右側の図で見られるように、粘性土層の下面に沿ってのみ広がることのできるものである。しかしながら、1000件のうち、少なくとも 999 の場合においては、斜めにも下面沿いにも拡大することはない。

Domján が 1950 年に記述したように、漏出口の下の流れは、空洞内表面の砂の許容流速に見合った流速に達すると安定するので、噴出水はきれいな水だけになる。堆積物の運搬は、河川の水位が上がり、水みちの流量



図・1 浸食性の噴出水の発達定説
Fig.1 Generalized hypothesis of erosive spouting.



図・2 ライン川における噴出水の実験 (Sommer, 1980)
Fig.2 Experimental study of spouting in Rhein.

が増大したときに再び始まり、均衡が取れるまで続く。これは経験的な事実である。また、表層が、実際に直下にできた空洞に落ち込むためには、一体、何立方mの砂が運び出されなければならないかを考えてみるとよい。そのような巨大な噴砂丘を、私たちは水防現場であまり見たことはないのである。

落ち込みを定量的に論ずると新たな問題が発生する。水圧で砂に穴を開けるには、理論的考察によっても経験則からいっても、同様に $i=0.8\sim 1.0$ 程度の動水勾配が必要となる。しかし、私たちの防御線における H/L 値は $1/8\sim 1/10$ にすぎない。水みちの発達を現実的なものにするには、表層とその下の透水層の間に微細砂層があるような、3層からなる地盤を想定しなければならなくなる。H_a で記された水位差はここに集中することになり、砂層に穴を開けることができるようになるであろう。噴出水が発生した地盤の周辺を掘ってみると、どこでもこの典型的な3層が見つかるということは事実である。しかしながら、この3層地盤においても、後退性浸食過程を数学的に証明することはできなかったのである (Szepessy, Fehér, 1981)。

最近、ドイツ連邦共和国においても、ライン川の古い洪水事例に基づいて、噴出水の危険が注目され始めている。そして、危険であると判断された短い堤防区間を止水矢板で囲い、底を注入工法で遮水した後、湛水側にポンプで注水した (図・2)。表層に予め作られた孔を通して砂の流出が始まったが、やがて止まってしまう、水みちを再びつくることはなかった (Sommer, 1980)。

このすべてのテキストが記述している過程を、私は“緩慢な噴出水”と名づけることにした。それによって形成される噴砂丘は、水防当事者ならば誰でも知っており、できるだけその周囲を囲むことによって防御しようとしているし、また、そうせざるをえないのである。なぜならば、今のところ、千の噴出水のうち、どの1つが危険になるかは誰にもわからないからである。しかし、

強調しておきたいことは、十分に配慮するならば、常に防御の時間はあるということである。

これらの全てを考慮し、また、これらの全てのことに拘らず、わが国の堤防の耐久性にとって、現在の堤防高さとともに、地盤からの噴出水が最大の危険であるということ、私たちは強調したい。この噴出水が、たとえば、1954年のシゲトケス地方のドナウ川右岸の堤防の決壊や1980年のケッテ川のホッスーフォク地点における決壊を起こしたのである。

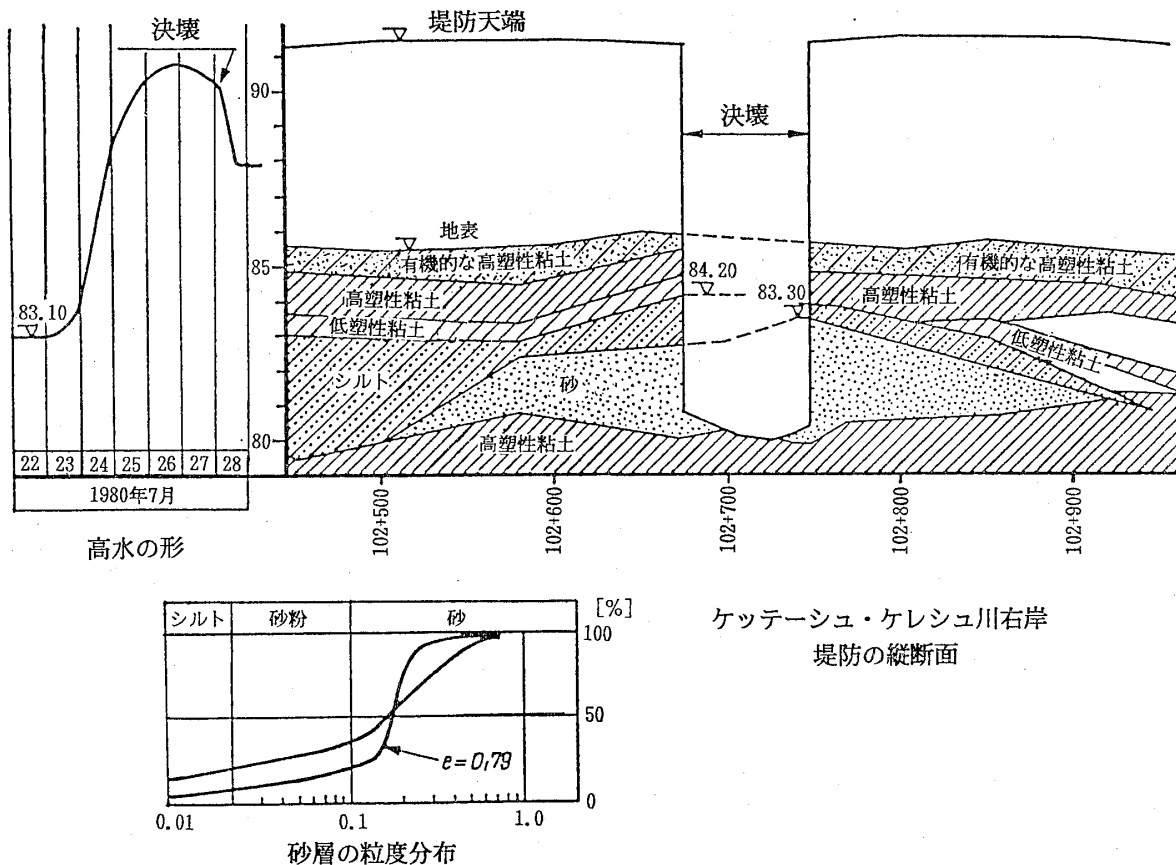
1. 2 いくつかの噴出水による堤防決壊の記述

1954年のアーシュヴァーニューラーロの決壊は、まったく偶然にも、経験を積んだ水理技術者の Marek László が目撃するところとなった。堤防の上立って何かを注視していた時に、目の前で、まったく偶然に、堤防の足元から5mほどの所で直径1m程度の水が吹き出した。2秒後(わずか2秒です!)に河川水側に渦巻が出現した。堤防自体も短時間で決壊した。噴出水には“濃い泥”が混じっていた。Stelczer Károly の現場検証によれば、シゲトケス地方の噴出水の水の中から一少し離れた所に一泥状の微細な砂粉と微細砂が沈殿したとのことである。

ケッテシュ・ケレシュ川のホッスーフォク区域の右岸において、1980年に発生した決壊を決壊原因調査「報告」(専門家委員会, 1980)に基づいて示すことにする。ケッテシュ・ケレシュ川の1855年から1869年にかけて築造された堤防は、1925年以前に補強された。その間に発生した洪水は、現在の洪水水位を何度も越えたが、それでも、危険な兆候は一切観測されなかった。決壊が起った地点の周辺では、本格的な防御対策は、いまだ施されていなかった。

1980年7月28日には、平均6~6.5mの高さの堤防に対して、5mの水圧がかかっていた(図・3)。午前6時には、漏水のような危険な兆候は一切観察されなかった。6時35分に現場に到着した危険監視員の目の前で、100~150mの距離にある堤防ののり尻で、突然、ものすごい勢いで水が噴出した。堤防は短時間におよそ5mにわたって決壊した。7時には、決壊部分は約10mになり、下流側に広がりながら、最終的には78mまで広がった。

ドナウ川の左岸のチチョヴ側で、1965年に発生した深刻な堤防決壊に関して、正確な記述はない。Havlicek (1968) は、堤内地の表層が水によって下から持ち上げられて、不安定であったことを証明している。彼が収集したデータによると、堤内地側には多くの噴出水があり、「それらの周りを囲うと水はきれいになった。その後では、地面は人が枕の上を歩く時に呼吸した」。



図・3 ケッテーシュ・ケレシュ川のホッサーフोकにおける決壊 (縦断面)
 Fig.3 Dike break (longitudinal profile) at Hosszufok, of Kettös-Körös.

決壊は素早かった。およそ5mの高さの堤防のそばに、毎秒数リットルの噴出水が出現した。また「報告者達は堤防の堤内地側のり先において、濁った砂の混じった水の巨大な噴出を報告している」。しかし、具体的な水防活動に関する記述は何もない。

既知の全ての記述によれば、水の噴出は、爆発的に突然起こった。そして、決壊は防ぐすべもなく、急激に発生した。そして、後述するチチョヴの記述を唯一の例外として、どの記述においても、噴出水が生み出したもの、特にその大規模な噴砂丘に関しては触れていない。定説では、緩慢な噴出水による浸食性的水みちが、急激に姿を変えることになっているのにも拘らずである。

1. 3

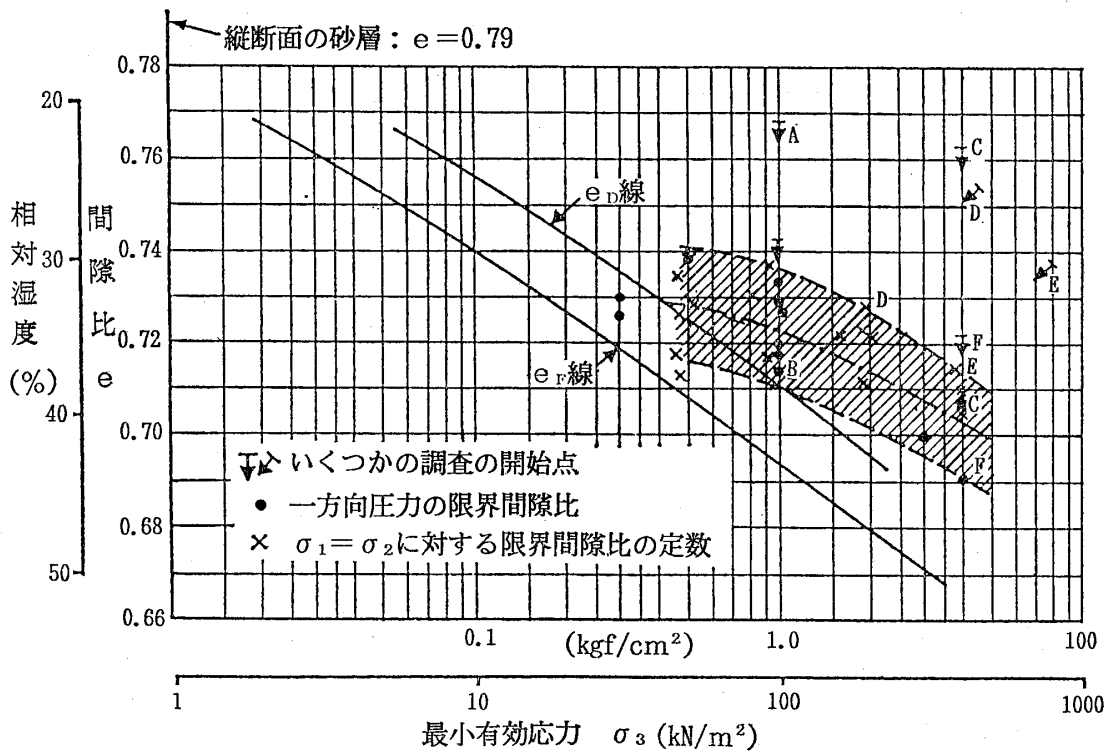
この、とりあえず“突発噴出水”と呼ぶことにした極めて危険な現象は、別の物理的な過程でしか説明できない。この場合、表層には揚圧力を軽減する初めからの開口部は存在せず、浸食性的水みちも形成されていない。表層は比較的突然に破れ、実質的には、その時に、砂が水みちの全長にわたって同時に流れ始めるのである(下線は筆者による)。濃い泥は、直ちに河川水の水圧の影響で、初期の段階で、すでに数平方mにも達する断面の水

みちを流れるのである。そうでなければ、水みちからの漏水によっては、1秒たりとも補給できないような極めて短時間の大量の湧水量を説明することはできない。

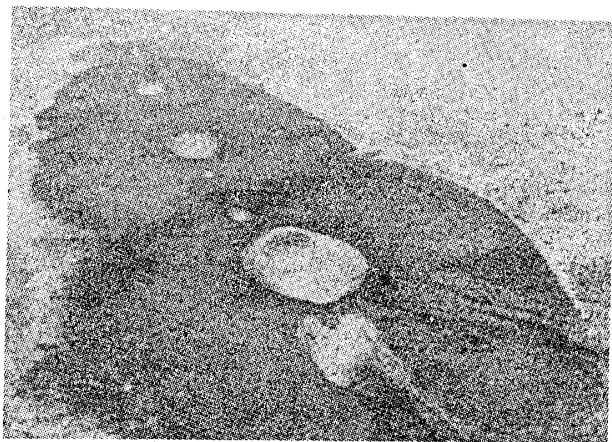
砂の液状化は昔から知られている。強いといえば、今までに、この2つの現象を関連づけた者が誰もいないということは驚くべきことである。Casagrandeは、山腹と河岸における数百万立方mの動きについて報告している(Green-Ferguson, 1971)。これは地震だけではなく、たとえば、フォルトバック溪谷ダムの場合には、岩盤の緩慢な地すべり、すなわち、静的な剪断変形力が起こしたものである。砂の液状化とこれに係わる危険な収縮に関しては、図書館一杯もの文献がある(例、Kezdi, 1976)。限界値よりも緩い砂は、振動や剪断変形によって収縮するのであるが、水で飽和していると、急激に収縮することができずに、振動を加えたコンクリートのように液状化するのである。

粒子は“静的構造”から“流動構造”に変化する(これは、Casagrandeの命名による)。そして、この状態は、Bernatzik(1947)によれば、土砂が乱流状態にある限り持続するのである。

図・4は、限界間隙比を有効応力の関数として示した



図・4 地盤の有効圧力の関数としての砂の限界密度
 Fig.4 Critical density as a function of effective earth pressure.



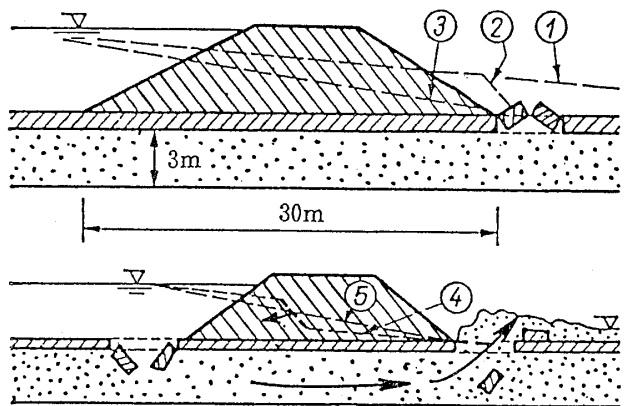
図・5 1977年のルーマニア地震の砂の噴出
 (E. Zaharescu, et al., 1977)

Fig.5 Sand eruption caused by the Earthquake in Rumania (E. Zaharescu, et al., 1977).

ものである。ホッスーフォク堤防の下の値も記してあるが、明らかに、極めて緩んでいた。

図・5は、1977年のルーマニア地震における、いわゆる噴泥を示したものである (Zaharescu, 1977)。ここで、“泥”とは、土質力学でいうところの粒状土の範囲

*図・4において、ハンガリー語の原論文では、縦軸が“相対湿度 [%]”となっているが、なぜ、湿度なのか、理解に苦しむ。“相対密度”ではないのか。



図・6 “突発噴出水” 過程の仮説
 Fig.6 Hypothesis of process of sudden spouting.

ではなく、緩やかな軟泥を指していることに注意されたい。写真に写っている微細な砂は、地震によって液状化されたものであり、何らかの割れ目を通して地表に噴出したものである。

図・6は、突発噴出水の想定される過程を示したものである。①で記された水圧線の影響で表層が破れる。時間があれば、③の水圧線の所で均衡することになるはずである。ここに描かれた例では、砂層は1.5~2.5mm収縮し、水はそれよりも僅かに膨張することになっているが、これ自体は問題にならない値である。しかし、ここに描かれている規模とは別に、250~400リットルの水が

排出されなければならない。これは、噴出がなければ、微細な砂から4～5時間かかって浸出するほどの水量であり、他方では、表層の支持力は瞬間的に失われてしまう。したがって、圧力の低下は、②で示された線のように、非常に急激な変化となる。このことは、その場所では大きな剪断力が働くことを意味し、砂は液状化する。噴出の衝撃波は（杭打ち機の振動のように）、毎秒約1000mの速度で河川水の方向に進み、そこでは負の“引っ張り力”で水底の表層をも破壊するのである。ホッスーフォクにおけるように、表層がある場合には、砂層は近くの河床の側面と自由につながった。

ホッスーフォクの堤防決壊に関しては、（印を付けられた部分の右側の）表層が最も薄く、砂が最も厚かった部分で、決壊が発生した（図・3）。揚圧力は、泥の混じった微細砂層を通して高塑性粘土層に伝えられたが、この層は揚圧力による負荷をほとんど受け止めた。砂層の粒度分布曲線（図・3の下）は極めて急勾配である。ここでも、泥に近い砂が下位にあった。そして、決壊箇所隣接する少し離れた場所では、上部2メートルは、前述の均質な緩い砂からなっていた。

“突発噴出水”は過剰な防御によっても起こる。緩慢な噴出水の周囲を囲み込むと、流量を低減させることになるが、このことによって、表層下の押し上げ力を増加させることになる。このときは、チチョヴの堤防決壊に関して、Havlicek (1968) から引用したように、表層は“揺れ”始めるようになっている。この噴出水に対する抑制が強すぎると、囲み込んだ地点の付近の表層が突然破れ、砂の液状化が始まることもある。このような場合に、破壊に先立って、盛り上がった表層の下から、ときには、緩慢な噴出水が、既に洗掘によってできている堤内地側の空洞から、瞬間的にきれいな水として噴出し、その後、初めて連続的に濃い泥土が流出するような状況が起こりうる。Havlicek は、噴出水の始めをこういうものと考えている（具体的な事例では、直ちに濃い濁った水が噴出すると述べている）。

ここに概略を示した過程は、当面は、仮説にすぎないが、“緩慢な噴出水の急激な変化”の理論に対抗して、この仮説のみが現象を矛盾なく説明できるのである。

限界状態の層における現象も、この理論によって、緩慢な噴出水と同様に説明される。私たちにあって都合がよいのは、表層の均衡を、たとえば、Galli (1876) の公式でうまく計算できることである。表層破壊の計算は、Kézdi (1972) がその方法を示しており、これを使えば、たとえば、抑え荷重をかけてある表層を破壊するのに必要な力が、別途計算可能になる。これは、同時

に、急激な減圧の値をも与えてくれるのである。

図・3では、危険な層の区間長は、極めて狭い範囲に限定されるということがわかる。これらの特異な欠陥地点を従来の方法で発見することは、実際上は不可能であった。何しろ、わが国の4200kmにおよぶ幹線堤防延長に、たとえば、20mおきに200,000本のボーリング調査が必要ということになるからである。しかしながら、ここで、Fehér Árpád と Baló Zoltán が提案している旧河道の断面交錯点の調査のための方法は、やはり、現実的な方法であるといえる。

突発噴出水に対しては、事前対策をするしかない。洪水の最中にこれに対処することは、現在の技術水準では不可能であるからである。手だてとしては：

◎たとえば、水抜き孔を設けたり、遊水池などによって、危険な揚圧力をなくす。

または

◎幅広い抑え盛土で表層の重量を増やす。

後者は圧力線を押さえて緩くすることになる。このことは、それまでののり尻の圧力をより高めることになるが、新たな遠くなったのり尻においては、均衡は改善されることになる。

ここで、よく排水できる水抜き孔を設けることで、緩慢な噴出水の形成および発達をも予防することができることを銘記したい。これによって、ときには、複数の洪水の蓄積効果として、表層直下にほとんど気づかれることなく危険な特定の水みちが形成されることを、事前に防ぐことができる (Havlicek, 1968)。この観点から、水抜き孔の設置は、表層に水を出さないように広く盛土することよりもより安全だということになる。

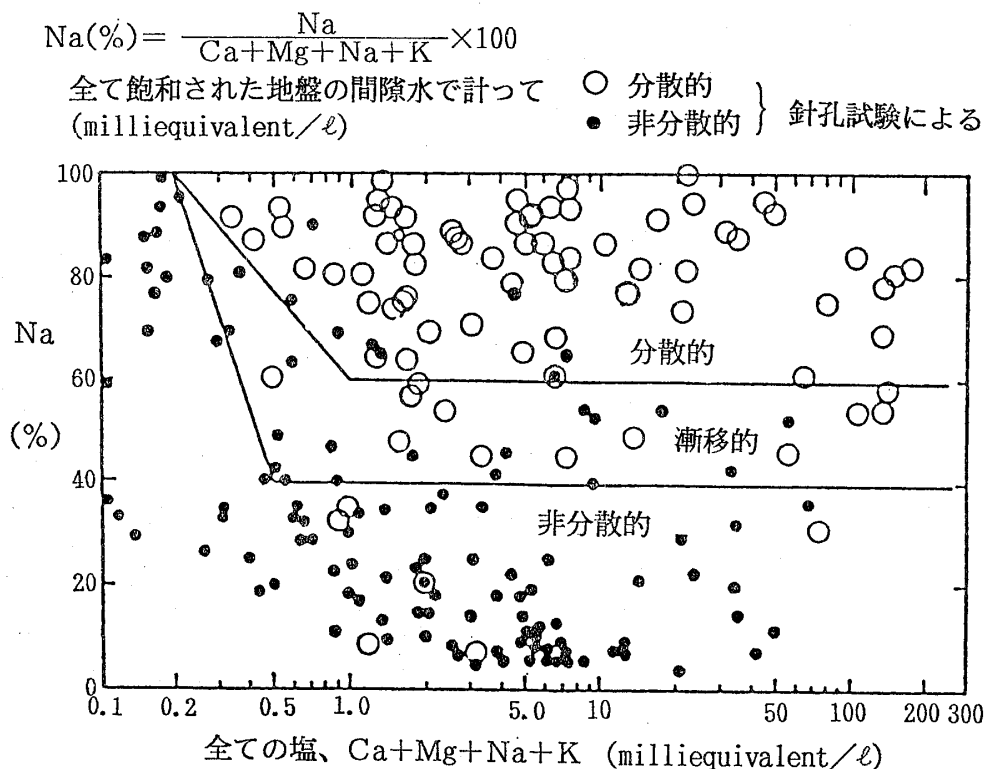
筆者は堤防を脅かすあらゆる地盤土層の欠陥に対しては、専用の水抜き孔が最善の解決法だと考えている。もっとも、これによって処理すべき水量が増えてしまうことにはなるのではあるが。大切なことは、専用設けられるということにある。なぜならば、たとえば、泥水を使用して、ボーリングで作られたような水抜き孔は、役に立たないことがよくあるからである。

2. 固結（粘結、構造）土の分散性

固結（粘結、構造）土の分散性という名前で、最近発見されたもう1つの問題が知られるようになった。この問題は、最近の『水務公報』で私たちが詳しく報告しているので (Szepessy, 1981a)、ここでは、手短かに要点だけを引用する。

2. 1

固結（粘結）地盤の物理化学的成分が、基本粒子の間の結合力を容易に低下させる場合がある。このような



図・7 間隙水に溶けている物質の関数としての地盤の分散性 (Sherard, 1976)

Fig.7 Dispersivity of earth as a function of materials dissolved in pore water (Sherard, 1976).

地盤の表面からは、非常に遅い水流であっても簡単に基本粒子を流してしまい、どんなに狭い割れ目でも通してしまうのである。この地盤は、ここ十年ほどの間に、英語の文献では“分散的” (dispersive) と名付けられるようになったもので、極めて表面浸食がされやすく、この浸食は水みちの内部でも起こりうるのである。

オーストリアと米国の研究者たち (Aitchinson 1965, Sherard 1976, その他大勢) は、数百の堤防決壊事例によって、以下のことを証明した。

◎水みち浸食によって、砂質地盤のものよりもはるかに多くの固結 (粘結) 材質の堤防が破壊され、そして

◎決壊しなかった堤防と決壊した堤防の地盤の間には、従来の土質力学的な調査では、一切の違いが見出せなかったが、

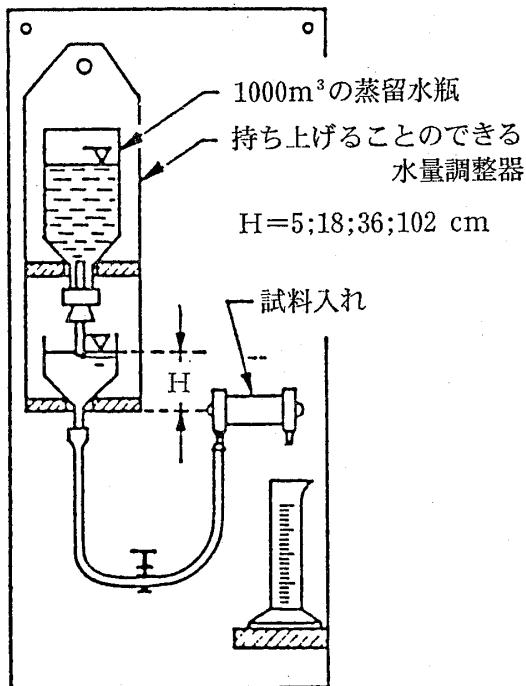
◎逆に、間隙水に溶けこんでいる物質が地盤の浸食されやすさを明らかに示していた。

Sherard は、図・7のように、化学的分析の結果をまとめている。横軸には、全ての溶解塩 $\text{Na} + \text{K} + \text{Ca} + \text{Mg}$ 含有量を表し、縦軸には、Na の前者に対する比率を表している。右上に危険な地盤の領域があり、下側に強固で非分散的な地盤が、そしてもちろん中間に漸移領域があるのである。

これによれば、天然炭酸ナトリウム土壌が問題とみられる。Vendl Aladár (1951) によれば、石灰が豊富であるというドナウ川の沈殿物は、恐らく、危険はないであろうが、石灰分が少ないティサ川の沈殿物は危険であるということになる。

この調査では、意味があいまいな漸移領域があるとしても、およそ10%のバラツキ範囲にある。Sherard (1976) は、およそ200ほどの堤防の調査に基づいて、土をよく判別できる“針孔試験”を提案している (図・8)。水圧調整用の高さを変えられる高い位置にある簡単なタンクから出た水が、予め針で開けた土のサンプルの直径1ミリの穴を通して流れる。水は、0.3~3.0m/sec の速度で、この穴を流れて行く。分散性の D.1 型の土では、流速を最少にしても、濃い濁った水が出て、穴はどんどん広がる。その反対の ND.1 型の土壌では、3m/sec の速度でも水はきれいなまま出てくる。

ケレンシュ地方水務管理局は、若干数の試験装置を作製し、VITUKI が、利用者の訓練と測定データの継続的収集を引き受けている。1~2年のうちには、これらのデータから、実際には、どこがどの程度危険なのかということが判明するようになると思われる。その後、現在一般に適用されている分散性調査義務に関する規則を軽減するための答申を、OVH に出せるようになるであ



図・8 水務業務に導入されることになっている針孔装置
Fig.8 Needle test apparatus to be introduced in water management affairs.

ろう。

分散性物質は、水がそれを通過して、何らかの割れ目や漏水の形で通り道を見つければ、水みちは急速に拡大し、防御する暇もないような堤防の決壊に至るので、危険なのである。セグハロムでは、発見の2時間後には、もう手の施しようがない状況であった。外国のデータには、これよりもはるかに短時間のものの報告もある。

セグハロムの決壊は、さきに引用した専門委員会報告(1980)によれば、ベレッチャー川とシェベシュ・ケレシュ川の合流地点の堤防補強を行う際に築造された、延長約800mの新しい改修堤防区間で発生した。1978年に完成した高さ3~4mの堤防は、このときに、初めて高水の水圧を体験したのであった。1980年7月26日朝には、急速に増水しつつあり、このときは、新しい堤防は、約3mの水圧の影響で、長さ60mに渡って、10箇所以上の密集した漏水と、さらに続く50mの範囲において、やや軽いのり先部での漏水が発生した。

午前6時には、堤防ののり尻部はまだ乾いていた。7時30分に、堤防ののり先の堤防から約50mのところ設置された排水溝の水が濁っているのが観測された。8時30分には、3本の水流が流れ出したが、そのうちの1本の太さは人の腰ほどもあった。9時20分には、すでに4つの湧水流として、合計で約5~6m³/secの水が流れ込んできていた。そして、主な漏水流の上方では、天端がおよそ20cmほど落ち込んだ。すなわち、この状況は、

実際には、手の施しようがなくなっていた。12時12分に堤防は決壊した。27日には、その箇所のすぐ近くに、全長52mに渡って、2つ目、3つ目の決壊が発生した。

決壊箇所の付近で最初に築堤に用いられた土は、スポンジ状のものであったことが判明した。堤防の残骸より採集された土質試料は、D.1型の分散性を示していた。決壊は、明らかに堤体に起こっていた(基礎地盤土層はほとんど流されていなかった)。この過程は、堤体底部に発生した密集した流出水流により始まったのである。決壊の原因は以下のようなものであった:

- ◎恐らく、十分に突き固められていなかった堤体下部において、密集した複数の水みちを通じて水の流出が始まり、
- ◎分散性粘土の中で、これらの水みちは非常に急速に拡大していった。

どちらかの原因が欠けても、恐らく、決壊は起こらなかったであろうし、少なくとも、防御可能であったはずである。わが国には、洪水のたびに、基盤ないしり尻からの比較的大量の漏水が発生するような堤防が、数百kmにわたってあるというのは事実であるが、幸いなことに、水みちによって漏水を生じる土層の土質は、分散性的ではないということも事実である。

わが国の治水史においては、多くの漏水が知られている。たとえば、1965年の“モハーチ島の大噴出水”などはこれに相当するが、これらは水防活動の時間があって決壊にまではいたらなかった。結局は、堤防に散在する漏水というものは、いつどこで発生してもおかしくないものである。なぜならば、現在の保全手段をもってしては、全ての生物痕(虫穴)や、全ての植物根によって、穴ができる可能性を排除することは不可能であるからである。分散性地盤上の堤防においては、これらの現象は、必然的に、防ぐことのできない急速な決壊に至らしめるものであるが、この欠陥は、事前に対処しなければならないのである。しかしながら、そのための経済的解決策は、いまだ確立されていない。外国の専門文献はいずれも、実験により検証されたドレーンを設けることを薦めている。(適切なのり尻部水抜き孔があれば、セグハロムの決壊も予防できたはずである。)しかし、これは場所によっては非常に高価なものにつく。Herzog Henrikは堤体の拡幅を提案している。そうすれば、堤防全体を越える水みちの距離を長くすることになり、その分、発生確率を低下させることができるのである。

ここで述べた堤体内の水みちは、せいぜい堤体底部に近い場所でしか起こり得ないが、分散性粘土が地盤にある場合には、粘土層の液状化という形でも被害をもたら

すことがある。

2. 2

固結（粘結）地盤の液状化に関して判っているところをまとめると、つぎのようである。

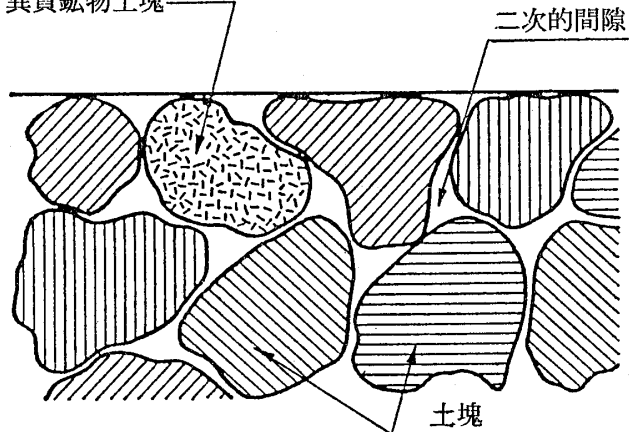
もしも、地盤の基本粒子の間の結合力が小さければ、地盤に浸透してくる水は、簡単に粒子同士を分離させてしまう。地表面に沿って流水があれば、すでに述べた表層の浸食が発生する。あるいは、地盤は膨張し、水を吸収し、剪断強度が低下することになる。極端な場合には、地盤が液状化する。しかし、そのためにはいくつかの実験的な条件が前提となる：

◎1度の洪水で大量の水が地盤土層に入り込まなければならぬが、これは二次的な空隙なしには考えられない（図・9）。

◎有効土被り圧をほとんどゼロに低下させるためには、十分な中立応力（間隙水圧）を発生させるような大きな揚圧力が必要である。

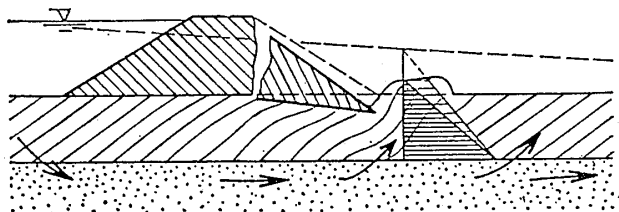
いいかえれば、下からの水圧によって、ほぼ全層を持ち上げなければならないということになる。後者が必要な理由は、流動化する地盤が液状化するに十分な水を取

粒と一次間隙よりなる
異質鉱物土塊



図・9 二次的間隙において水を通す固結（粘結）地盤の構造 (Dr. Kovacs Gy., 1978)

Fig.9 Structure of solidified soil that permits seepage flow through secondary void (Dr. Kovacs Gy., 1978).



図・10 基礎地盤の液状化の影響

Fig.10 Influence of liquefaction of foundation bed.

り込めるほど大規模な膨張は、ごく小さな有効土被り圧で防ぐことができるからである (Szepessy, 1981c)。

これらのすべてのことから、固結（粘結）層の液状化は、堤内地側のり先の地表ないしり尻でのみ発生しうることになる。霜による緩みもない、よく突き固められた堤体の内部は、液状化しないものである。（緩い堤防は液状化する！）

堤防のり先地盤の土層が液状化すると（図・10）、堤防下の地盤は、横方向に流動することができるようになり、その結果、この現象は堤防の下に及んでくることになる。その後、堤内地側の堤体の一部が折れて崩壊することがあり、発生したどろどろの地盤に沈降してしまうのである。この過程は、まず、天端に沿った堤防方向の割れ目の発生で始まり、その割れ目の延長線に沿って続いて行く。

聞くところによれば、このような事例は、すでに、ハールマシュ・ケレシュ川の堤防で発生していたと、私たちは考えている（このような言い方しかできないのは残念であるが、古い協会の設計文書資料室の資料は、大部分が失われてしまっているためである）。1970年にも、テイサ川のケルトヴェーイェシュにおいて、基礎地盤の液状化が観察されているが、ここでは堤体に被害が及ぶのを防ぐことができた。

この現象は、常に緩慢に進行するもので、水防を成功させるだけの時間的な余裕がある。もちろん、この場合にも、堤防を事前に補強することはできる。水抜き孔によって堤内地側の揚圧力を低下させたり、堤防幅を大幅に拡張することが必要である。後者の場合には、新しいり面のり尻部でも、再び発生するという問題があるが、水防に当てられる時間を大幅に延ばすことができるし、新たなり尻部が崩壊しても、もはや、堤体に対する直接的な危険はなくなっているのである。

もしも、薄い表層がこのようにして液状化し始めた場合には、それは特殊の場合であり、実際上予測不可能であると筆者は考えるが、この場合には、堤防体全体が滑り出すという状況が発生しうるのだということを述べておきたい。

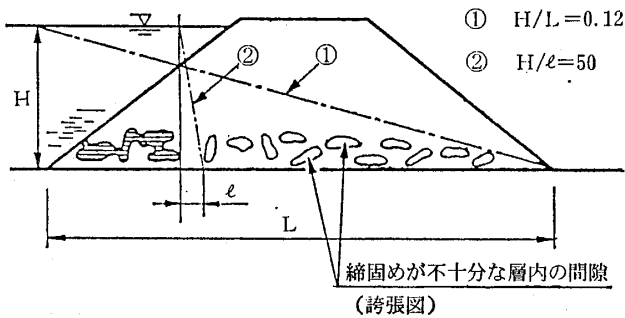
3. 高水の形の影響

長期間にわたる洪水が、常に、堤防に大きな負担をかけるということはわかっている。このようなときには、まず、古い締固めのよくない堤防のり面に水が浸透し、堤内地側の地盤が緩んでしまう。しかし、1980年の洪水は、新たな危険について注意を喚起した。高水のピークへの上昇が、はなはだしく急勾配である場合である。そして、そのような場合は、今後、増えてくると思

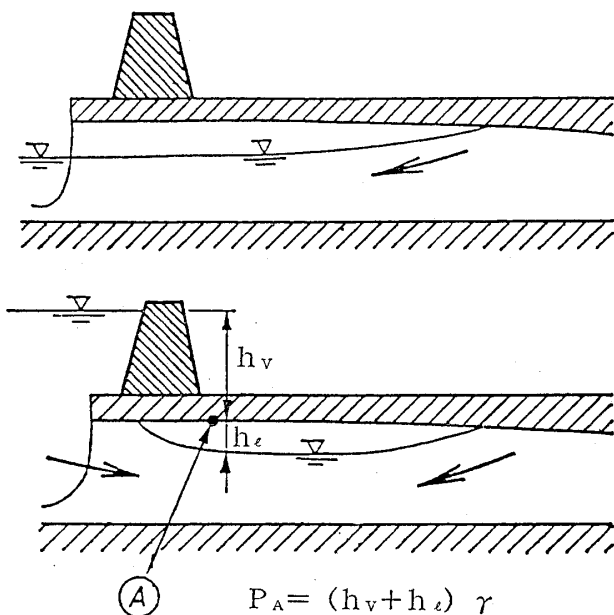
われるのである。つぎに、3つの事例を紹介しておきたい。

3. 1

図・11に描かれている堤防は、内部がよく締固められておらず、その内部には大小の空洞ができています。(この図はもちろん誇張されている。) 高水が極めてゆっくりと水位を上げてくれば、微細な間隙を通じて、全層が水で飽和されるであろう。そして、水圧の状態は、①で示された圧力線によって表すことができよう。これには堤防も耐えるであろう。しかし、ここでは、圧力は急激に上昇してきたのである。水は、つぎからつぎへと近接する空洞の間の壁を取り崩して行くことになる。この際に、水で一杯になった空洞には、上方からの全水圧がかかるようになるが、隣の空洞には、圧縮されやすい空気を介して大気圧がかかっているのである。水が前進する



図・11 締固めが不十分な層内のできる水みち
Fig.11 Water path formation in insufficiently compacted bed.



図・12 表層の下に閉じこめられた空気の影響
Fig.12 Effect of air confined under surface layer.

には、極めて大きな圧力勾配が必要である。セグハロムの場合には、完全に突き抜けるのに、24~30時間かかっている。

3. 2

ケッテーシュ・ケレシュ川の決壊を示している図・3においても、高水の水位が突然上がったことが観察される。その前は——大した値ではないが——遮水性の表層の下の水位は低かった(ちなみに、大部分の川の場合にはこれが普通である)。地下水のレベル(図・12)は、河道の近くでは、河道の水位によって決まるのだが、ここでは、河道は堤防から30mしか離れていなかった。河岸は切り立っていて、砂層は外部とよく通じているので、表層下には空気もあったと考えるのが順当であろう。

高水が急激に水位を上げたときには、浸透水は、比較的急勾配の浸潤面を持ちながら地層に侵入する。空気は閉じこめられ、圧縮され始める。その際、一部は水に溶け込み、一部はどこか遠方で地盤の外に追い出される。しかも、高水の上昇速度が速いほど、より多くの空気が飽和した土層の上に取り残されることになる。そして、この空気の枕が、表層に向けられた揚圧力を高めることになる。表層の下層に空気枕がない状態であれば、圧力 $h_v r$ を計測するのに対して、今度はそれに余分な $h_e r$ が加わることになるのである。すなわち、材質にかかる揚圧力は、高水の勾配が急であることによって、それまでのどの場合よりも大きくなるはずである。

詳述は避けるが、水に溶け込んだ空気が圧力下から解放され、急激に泡となって分離するとき、砂の液状化に対する役割を演じるらしいことに言及しておきたい。

多くの者が「ケッテーシュ・ケレシュ川の堤防はなぜ今になって決壊したのか?」と疑問を投げかけている。私達には知る術もない。事後解析によれば、表層の安全率は、0.98であったが、これは実質的に安定の限界を意味する値である。このように不安定な場合には、どのような構造物においても、どの要素に負荷をかけることによって、均衡が崩れるのかを示すことは不可能である。可能な原因として多くの仮説が生まれた。さきに紹介したのはそのうちの1つである。これらの原因は複合した可能性もあることに注意を喚起しつつ、他にもう2つの仮説を紹介したい。

◎当該地点の河道の河岸は切り立っていて、浸透路長は、過去に少しずつ短くなってきた。このようにして、問題の地点の揚圧力が増大する。丁度、1980年に限界値に達したのかもしれない。

◎もうひとつの説。落堀のかいどり(底ざらい)をしている時に、堤防の直下で、地表から6mくら

いの深さから、ショベルカーが粗朶編みの残骸と木杭片を掘り出した。これらのものは、一体、何時そこ入ったのだろうか？。前世紀には、正確には特定はできないが、この付近のある箇所では堤防の決壊が起こっている。果たして、それはこの地点で発生し、復旧作業に際して、粗朶を使ったのであろうか？。——もしそうであるならば、粗朶の腐敗も新しい決壊に対して1因となったということになるのかもしれない。

その後、ハンガリー科学アカデミー付属デブレツェン原子核研究所が、放射性炭素時代測定を実施した。問題の樹幹は、なんと、4000年前に切り倒されたものであった。先端は現在の木杭のように削られているが、この木杭の先端は、銅鉋で削ったものらしかった。この粗朶組は、恐らく、Hermann Ottó が古代の漁の手法に関して記述している魚用の罟であったと思われる。1つだけ確かなことは、今回河川水がえぐったのは、この粗朶の上にあった人工的な埋戻し土ではなく、川が何千年も前に運んで来た自然堆積物であったことである。筆者の見解では、決壊の発生に際しては、粗朶には大した役割はなかったと考えている。

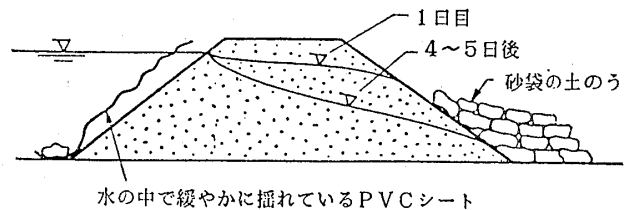
3. 3

3つ目の例は、幸いなことに、災害発生には係わりなかった。1972年のドラヴァ川の洪水では、複数の地点で危険をもたらすほどの堤防からの漏水が始まっていた(図・13)。土嚢で支えた他に、水の浸出を低減させるた

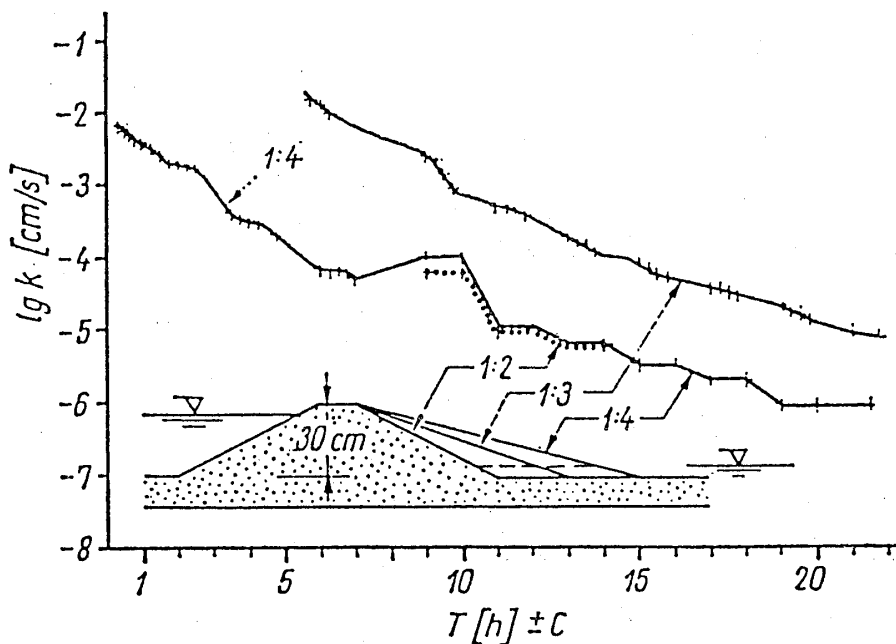
めに、表のり面にビニールシートを被せた。それは全体が緩やかに揺れていた。つまり、浸出防止には効果はなかったのであるが(Szepessy, 1975)、それにもかかわらず、浸出水は数日で大幅に低減した。

ボーリング調査によれば、大部分が結合力の弱い微細砂のよってできている堤防の内部に、自由面浸潤線が形成されていたと思われる。これは、それ自体が稀な事例である。というのは、主要河川の堤防のほとんどは、その大きさに遮水ができているのであり、せいぜい僅かのコンターに従って浸出するだけだからである(Galli-Szilvássy-Zsuffa, 1971)。微細な砂は、図・14に示してあるドゥナキリティの砂粉と似た成分を示していた(Szepessy, 1972)。図・14に紹介した例では、水が入りこんでから地盤の透水性が4桁ほど下がった。同じような性質の固結(粘結)地盤に関しては、Galli(1970)も報告している。

このような性質の地盤に水が加わると、最初はよく水を通す。やがて“木の桶のように膨張する”。危険な状



図・13 1972年のドラヴァ川の堤防の漏水
Fig.13 Leakage through Drava dike in 1972.



図・14 ドゥナキリティの模型シルト堤における漏水の経過
Fig.14 Process of leakage through silty model dike.

況は高水波形の初期に形成される。危険は、当然洪水水位の上昇速度が速ければ速いほど大きくなる。

4. 今後の計画

今後の計画にはいろいろな方向がある。堤防の弱点箇所
の補強に関する提案を実現するために、実践的な経験を集め、
利用しながら協力してゆきたい。噴出水による地盤の破壊
に関しては、私たちは、現地の資料や実験室における部分的
な成果を手に行っている。この仕事を継続し、過程を解明
した方程式を見出し、やがては、わが国の堤防の安定性
にとって最大の危険であると思われる“噴出水”の過程
を明らかにしたいと思っている。

Jolankai Gyula が編集した『洪水防御施設の防御能力
強化のための指針, VITUKI 1974』という題名の出版物を、
何冊かの独立した小冊子の形で、新しくしてゆくつもり
である。その際、膨張や液状化を生じやすい地盤におけ
る河川工事への利用に関しても指針を作りたいと考えてい
る。

3 (1990) 字野尚雄：土の浸透破壊の発生・拡大機構
に関する研究

平成元年度科研費研究報告書

[円筒管による浸透破壊の実験のうち、鉛直浸透場にお
ける浸透破壊実験を Fig.1. 2. 1 に示すような装置を用
いて実施している]

(pp. 5~6 および pp. 8) ...

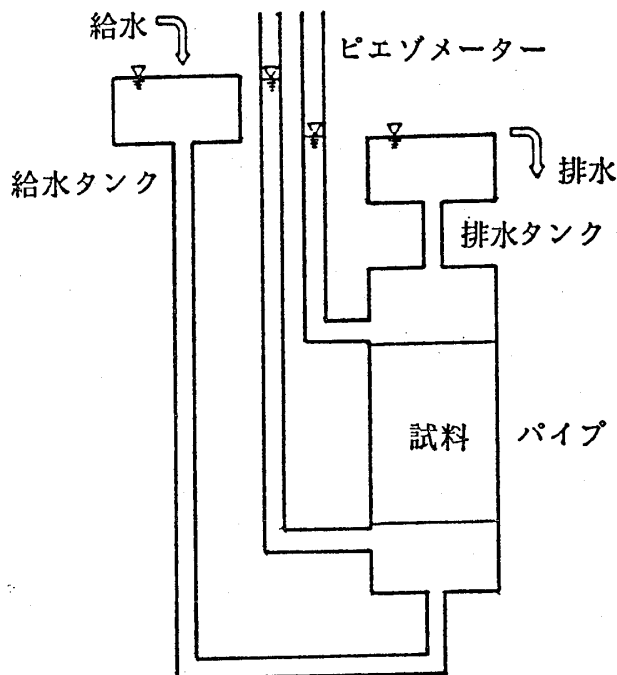


Fig.1. 2. 1 鉛直一次元浸透破壊実験装置の概要
Fig.1. 2. 1 Sketch of an apparatus for experimental
study of vertical one-dimensional seep-
age failure.

1. 2. 4 限界流速との対比(a)多粒子限界流速式

粉体工学などにおいて、単一粒子が無限の広がりを持
つ静水中を沈降する場合、流体抵抗と粒子の重量とが平
衡に達し、等速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。そこで、この考え方を援用して、
浸透破壊を考えることとする。つまり、粒子に鉛直上向
きの流体力が作用する場合に、単粒子がまさに浮上す
るときの限界流速を考える。ここでは Justin の式にとら
われず、粒子が受ける掃流力 (または土粒子沈降速度)
の考え方にに基づき限界流速を考察する。

粒子に働く流体力 $F[gf]$ は式(1. 2. 10)で与えられる。

$$F = C_D \cdot A \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot \gamma_w \quad \left(A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \right)$$

$$= \pi \cdot \frac{8}{g} \cdot C_D \cdot d^2 \cdot V^2 \cdot \gamma_w \quad \text{式 (1. 2. 10)}$$

ここに、

g : 重力加速度 [cm/s²]

d : 粒径 [cm]

V : 流速 [cm/S]

γ_w : 水の単位重量 [gf/cm³]

C_D : 粒子の抵抗係数で、粒子 Reynolds数
($R_e = V \cdot d / \nu$) の関数 [無次元]

ν : 水の動粘性係数 [cm²/s]

粒子の水中重量 $W[gf]$ は式 (1. 2. 11)で与えられる。

$$W = \frac{\pi}{6} \cdot \frac{d}{G_s - 1} \cdot \gamma_w \quad \text{式 (1. 2. 11)}$$

ここに、

G_s : 粒子の比重 [無次元]

である。

上向きの流体力 F と下向きの粒子の水中重量 W のつり
合いから、そのときの流速、単粒子限界流速 $V_c[cm/S]$
は式 (1. 2. 12) のようになる。

$$V_c = \sqrt{\frac{3C_D}{4} \cdot g \cdot (G_s - 1) \cdot d} \quad \text{式 (1. 2. 12)}$$

参考までに、 $C_D = 2$ とした場合は、Justin の式とな
る。

一般に、抵抗係数 C_D については、 $R_e \leq 1.0$ のとき
に、 $C_D = 24/R_e$ の関係が成立し、Stokes の抵抗則で
ある式 (1. 2. 13) となる。

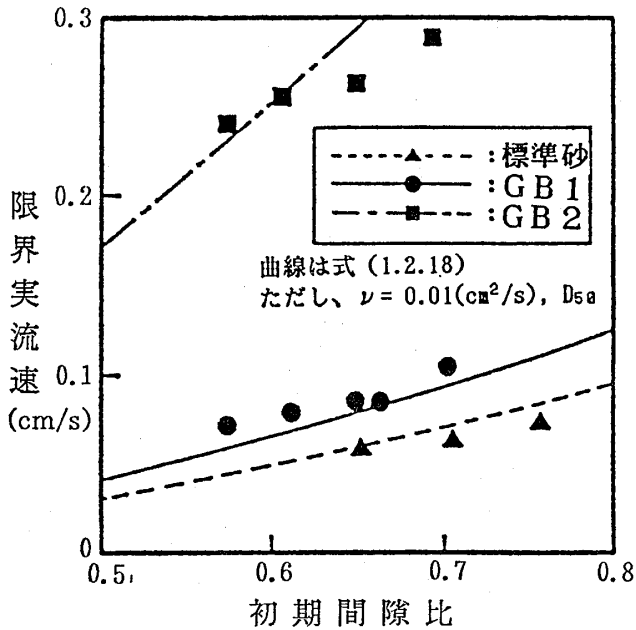


Fig.1. 2.6 初期間隙比と限界流速の関係 (多粒子限界流速)

Fig.1. 2.6 Relation between initial void ratio and critical real velocity (multiple grain critical velocity).

$$V_c = \frac{1}{18\nu} \cdot g \cdot (G_s - 1) \cdot d^2 \quad \text{式 (1.2.13)}$$

また、 $R_e > 1.0$ のとき、 C_D は、 R_e 数が増加するにつれて、粒子形状ごとにある一定値に漸近していく。

実験によって、限界流速と初期間隙比の関係を示すと、Fig.1.2.6 のようになる。この図から、初期間隙比が大きいほど、破壊発生時の実流速が大きくなる傾向が認められる。すなわち、単一粒子を浮上させる流速よりも、粒子群を浮上させる流速の方が小さくてすむと言えそうである。これは、多粒子の存在によって流線が相互に干渉し合っているためであると考えられる。したがって、式 (1.2.12) では単一粒子の限界流速を考えているだけであるので、周辺土粒子の影響を考慮する必要がある。

そこで、多粒子の干渉沈降の考え方を援用して、土粒子が浮上する浸透破壊現象に適用すると、つぎのようである。

多粒子沈降の考え方においては、理論的に求めた単一粒子の沈降速度に対して、式 (1.2.14) に示すような補正係数を α を導入し、実験的に α を求めることによって補正を行っている。

$$V_M = \alpha \cdot V_S \quad \text{式 (1.2.14)}$$

ここに、

V_M : 多粒子沈降速度 [cm/s]

α : 補正係数

V_S : 粒子群を構成する単粒子の沈降速度 [cm/s]

である。

ここでは、Richardson らの式による補正を浸透破壊発生時の限界流速に適用して補正を行うこととする。

Richardson らの式の補正係数 α は、式 (1.2.15) のようである。

$$\alpha = \lambda^{1/m} \quad \text{式 (1.2.15)}$$

ここに、

λ : 空隙率 [無次元]

m : 単粒子の粒子 Reynolds 数 R_e によって定まる指数 [無次元]

$R_e < 0.2$ の時 $1/m = 4.65$

$0.2 < R_e < 1.0$ の時 $1/m = 4.46R_e^{-0.03}$

$1.0 < R_e < 500$ の時 $1/m = 4.45R_e^{-0.1}$

$500 < R_e < 7000$ の時 $1/m = 2.36$

である。

Richardson らの式において用いられる空隙率を土塊に対応させて考えると、空隙率 n に相当する。したがって、式 (1.2.15) は式 (1.2.16) のようになる。

$$\alpha = n^{1/m} V_C \quad \text{式 (1.2.16)}$$

式 (1.2.14) と式 (1.2.16) から、浸透破壊に対しての限界流速として、式 (1.2.17) を得る。

$$V_n = n^{1/m} V_C \quad \text{式 (1.2.17)}$$

ここに、

V_n : 多粒子限界流速 (空隙率 n の時の限界流速) [cm/s]

V_C : 粒子限界流速 [cm/s]

である。

式 (1.2.17) に式 (1.2.12) を代入して、多粒子限界流速として、式 (1.2.18) を得る。

$$V_n = n^{1/m} \sqrt{\frac{4}{3C_D} \cdot g \cdot (G_s - 1) \cdot d} \quad \text{式 (1.2.18)}$$

$R_e \leq 1.0$ のときには、式 (1.2.19) となる。

$$V_n = \frac{n^{1/m}}{18\nu} \cdot g \cdot (G_s - 1) \cdot d^2 \quad \text{式 (1.2.19)}$$

(c)限界流速式と限界動水勾配式

……限界動水勾配と限界流速は、別の現象を説明するものでなく、両者は同じ現象を表すものであるといえ

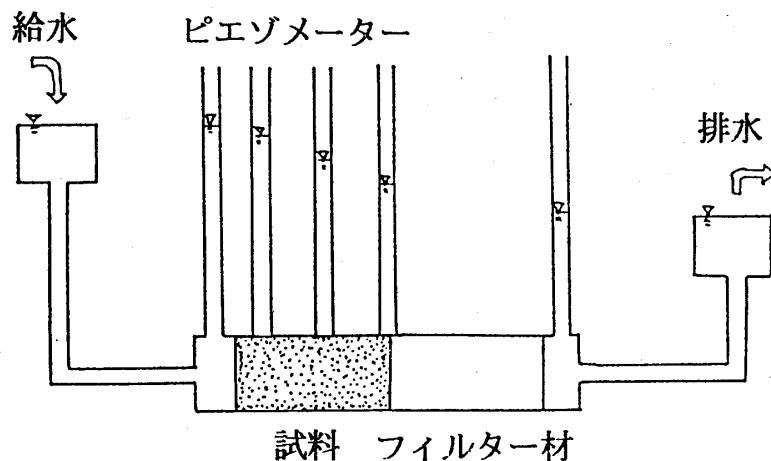


Fig.1.3.1 水平一次元浸透破壊実験装置の概略図
 Fig.1.3.1 Sketch of an apparatus for experimental study of horizontal one-dimensional seepage failure.

よう。限界流速は限界動水勾配と透水係数の積で表せることが……わかる。

〔多粒子（土塊）と単粒子における限界流速の関連づけとして非常に価値のある研究である。しかし、実際に存在し得る状態は、砂塊と砂粒子という両端であって、その間は連続的であり得るのか、または、その中間は現象として不連続ではないのか、という疑問も残る。〕

(pp.9 および pp.13~15)

- 1. 3 水平場における浸透破壊
- 1. 3. 1 実験概要

水平一次元浸透破壊実験装置は、Fig.1.3.1の概略図に示すように、定水位を保つための上流給水タンク、下流排水タンク、試料およびフィルター材を充填するアクリル製パイプおよび試料にかかる実水頭を測定するための5本のピエゾメーターから構成されている。……

水平の場合、水平一次元浸透流を保つためには、境界面が鉛直でなければならないこと、また、試料の境界を拘束することによって、破壊の発生が妨げられるなどの問題がある。したがって、実験においては、鉛直一次元浸透破壊実験と同様に、透水管に試料のみを詰め、これを水平に固定するという単純な方法をとることはできない。そこで、試料の下流側にフィルター材を充填する方法をとった。……

- 1. 3. 3 水平透水場における力のつり合いと土粒子性状が与える破壊条件への影響

浸透流が水平の場合、透水力と水中重量は作用線方向が異なり、この2つの力がつり合うとは考えられない。したがって、水平一次元透水場における限界動水勾配を考える上では、透水力と同一作用線方向に働く抵抗力を検討する必要がある。……Fig.1.3.6に示すように、

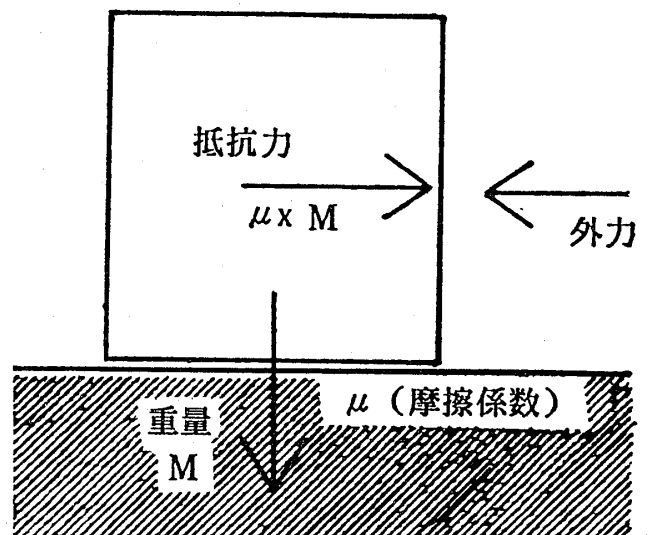


Fig.1.3.6 水平方向外力に対する抵抗力
 Fig.1.3.6 Resistive force against horizontal external force

物体が水平方向に動かされようとしている場合、物体の重量Mに底面の摩擦係数 μ を乗じた抵抗力($\mu \cdot M$)が外力に対して働く。……土をマクロ的に見れば、水平透水力に対して、これと同様の抵抗力を発揮すると考える。すなわち、水平透水力に対する土の抵抗力は、土の水中重量に摩擦係数に相当する何らかの係数を乗じて表現できると仮定する。この係数を抵抗係数Rと呼ぶことにする。(実験における限界時の動水勾配を I' 〔無次元〕とするとき、 $R = I' / (G_s - 1) / (1 + e)$ であり、 $(G_s - 1) / (1 + e) = 1_c$ である。したがって、抵抗係数 $R = I' / 1_c$ となる。)

- 1. 3. 4 抵抗係数についての考察

水平流れに対する土の抵抗力に対して支配的であると考えている抵抗係数について考察すると、抵抗係数に影響を与える要素として、粒子間の摩擦係数、噛み合いの強さおよび噛み合いによるギャップの3つがある。さきに述べたように、粒子間摩擦係数は粒子形状に、噛み合い強さは密度に、噛み合いによるギャップは粒径に、それぞれ、起因している要素である。さきの実験結果によって、これらの相互関係は、

$$R < \text{抵抗係数} > = f(\text{粒子間摩擦係数}) \times f(\gamma_d) \times f(d: \text{粒径})$$

となっているように考えられる。標準砂では粒子間摩擦係数が大きいため、噛み合いの強さを変えることによって抵抗係数に著しい変化が見られる。また、GB1 では粒子間摩擦係数が小さく、噛み合いによるギャップも小さいため、抵抗係数は小さい値を示し、噛み合いの強さを変えた時の抵抗係数の変化は少ない。さらに、GB2 では粒子間摩擦係数が GB1 と同等で、噛み合いによるギャップが大きいため、抵抗係数は大きい値を示しているが、噛み合いの強さを変化させたときの抵抗係数の変化は、GB1 と類似したものであった。さらに、水平二次元における限界動水勾配 I' は、Terzaghi の理論値に抵抗係数を乗じた形となり、これは、土粒子性状を考慮して、Terzaghi の限界動水勾配報を拡張したものといえよう。

また、さきに示したように、 I'/I_c は標準砂：0.15～

0.30, GB1 : 0.14～0.2, GB2 : 0.28～0.35 という値をとる結果となり、これを摩擦角として考えると、標準砂：8.5°～16.5°, GB1 : 8.0°～11.0°, GB2 : 15.5°～19.0° となった。このように、鉛直二次元に比べて、0.1～0.3 と小さい限界値を示す結果となったが、現在のところ、その値となる理由については、明確な説明を加えるに至っておらず、その値の意味するものの解釈が難しいことは認めざるをえない。しかし、実地盤における不均質な間隙を有する弱部、層の境界または破壊が進行してゆく過程における破壊条件を定量的に表しており、有意な結果が得られたと考えられる。

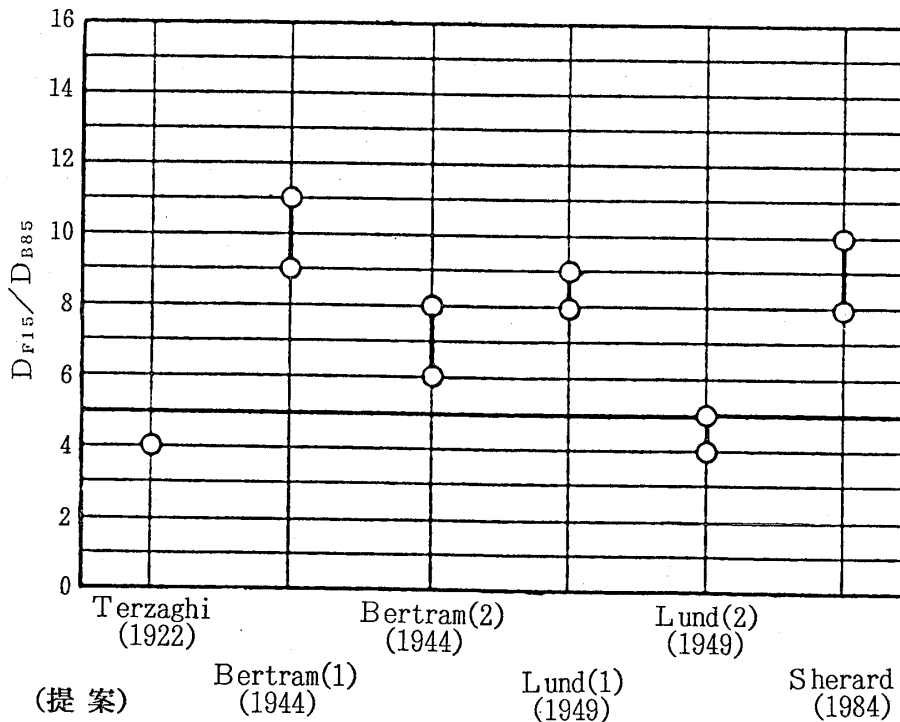
[限界流速を Justin あるいは Stokes の抵抗則との関係で論じようとするとき、必ず、重力場における鉛直上向き水流あるいは浸透流を考えなければならない。この研究は、多粒子の水平場の浸透破壊実験を行って、鉛直の場合との比較をしており、非常に興味深い結果を得ている。]

#4 (1991) 松本徳久, 他: フィルダムのフィルタ基準に関する調査

土木技術資料 33-6

(pp.44~46)

3. 3 フィルタ基準適用に当たっての問題点, 疑問点



図・7 破壊限界の D_{F15}/D_{B85}

Fig.7 D_{F15}/D_{B85} on criticism of failure.

1) 調査全ダムにおいて、フィルタ基準のうち透水則とパイピング則の適用には問題はなかった。しかし、ダムによっては、粒度調整に苦労している場合もある。これらの規定は、どの程度の余裕を有しているのか、あるいは緩和できるものなのか。

2) コア材料の粒度加積曲線が極端に寝ている場合に、透水則、パイピング則を変える必要はないのか。

3) 透水則およびパイピング則においては、フィルタ材料は15%粒径のみで規定されている。さらに、平衡則が数値規定ではないため、両規定を満たしてもフィルタ材料の粒度加積曲線が寝ている場合もあれば、立っている場合もある。このようなフィルタの粒度曲線の形状の差を考慮する必要はないのか。……

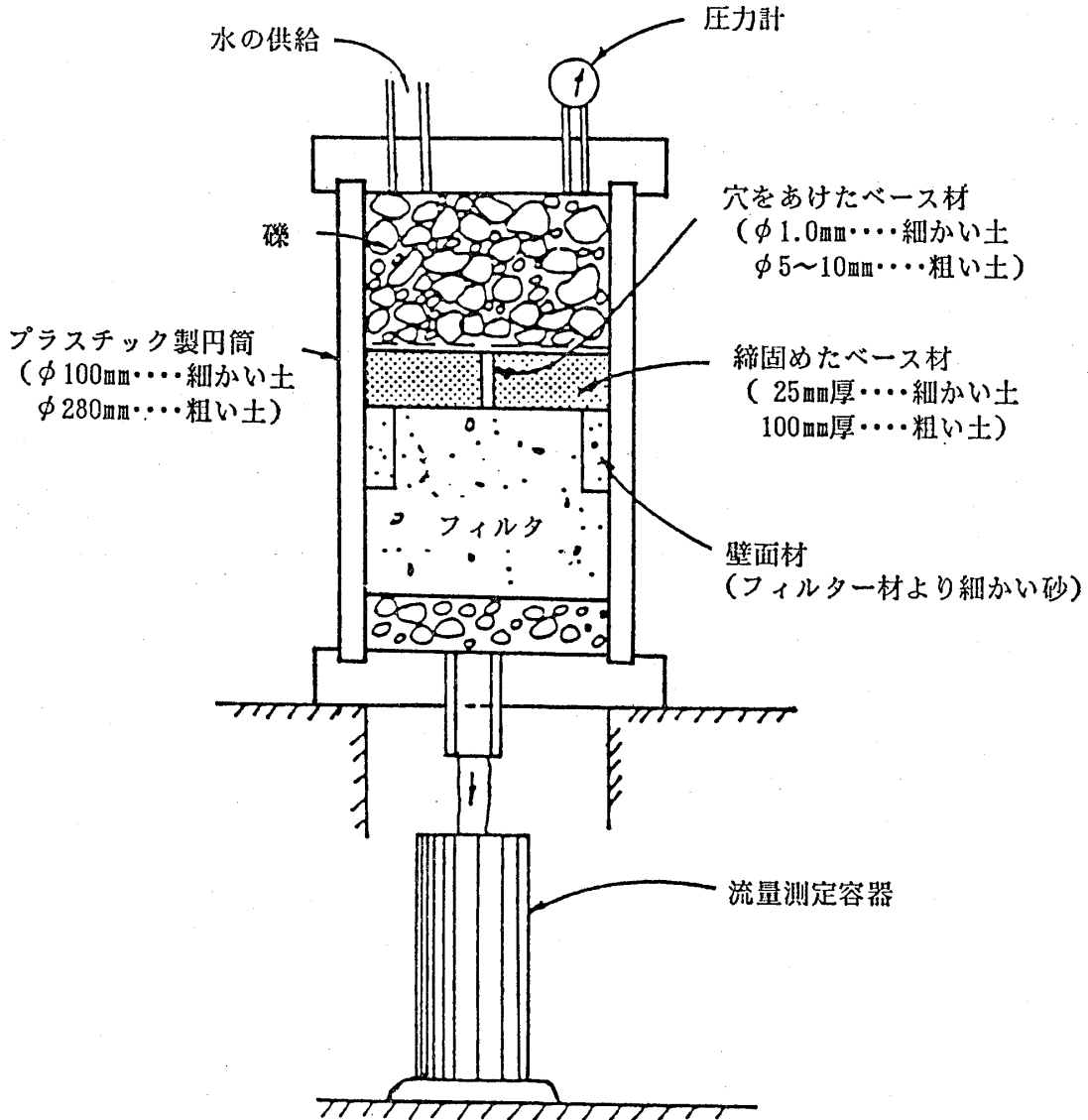
4. 既往の研究からみた問題点、疑問点に対する議論

4.1. 透水則とパイピング則の余裕

この両規定に関しては、多くの研究者が、フィルタ材料には砂礫、保護される材料には砂を用いて、検証実験を行っている。

これらの実験から得られた破壊限界での粒径比 D_{F15}/D_{B85} を図・7に示す。なお、実験結果については、パイピング則のみについて示してある。これは、破壊に対する保護という観点から、パイピング則の方に、より力点が置かれるからである。この結果を見ると、Lund (1949) の比較的粒度 (粒度加積曲線: 筆者注記) の寝たフィルタ材料を用いた試験では、現基準を割り込む値が出ているが、全体を通してみると、現パイピング則の5という値には、1~2倍程度の余裕があるようである。……

4.2 極端に粒度 (粒度加積曲線) の寝たコア材料
Lowe III (1982) は、コア材料の粒度 (粒度加積曲線)



図・10 非侵食試験装置の概念図
Fig.10 Sketch of an apparatus of No-Erosion-Filter-Test.

が極端に寝ている場合の安全の確認方法を示している。具体的な方法は、……コア材料の粒度曲線を任意の点で粗粒部分と細粒部分に分割し、前者をフィルタ材料、後者を保護される材料と考えて、パイピング則を適用し、満足していることを確認するというものである。

また、本城ら(1989)は、砂と礫を用いた実験結果におけるコア材料の粒度の粗粒部の勾配に着目し、95%粒径 D_{95} と75%粒径 D_{75} の比 (D_{95}/D_{75}) が大きくなれば(粒度曲線が寝てくれば)、パイピング則をより厳しくすべきだと指摘している。……

4. 3 フィルタ材料の粒度

…… D_{F75} が同じでも、フィルタ材料の粒度が寝てくると、パイピングに対する安全性が小さくなることを示している。Sherard ら(1984)も、同様の考えを示している。

4. 4 フィルタ材料の細粒分の含有率

……現行のフィルタ基準のうち、最も達成しにくいのが、この細粒分の含有率の規定であり、……元来、これは、フィルタ材料が非粘着性であることを規定したもので、ダム毎に、異なる材料に対して、杓子定規に細粒分5%以下とするのではなく、フィルタ材料が非粘着性であるか否かを、設計時に判定するという姿勢で臨むべきと考える。

5. フィルタ基準の最近の動向

5. 1 Sherard の研究

……最近では、地震、基礎の不等沈下および水圧破碎などによって、コア材層に亀裂が発生し、湛水後には、その箇所での集中漏水の発生も考慮したフィルタ基準が必要であるとされている。

上記の条件下でのフィルタ基準に関する研究は、近年多くなってきている。特に、わが国が採用している現行のフィルタ基準を提案した Sherard (1989) が、コア材層に亀裂が存在するという条件下でのフィルタ基準に関する試験 (No-Erosion-Filter-Test: 非侵食試験) を実施し、新しいフィルタ基準を提案しているのは注目値する。

非侵食試験には、図・10に示すような鉛直型の円筒を使用し、その円筒内径は、試験に供するコア材の粒径によって、大きさを変更している。また、締め固めて作成したコア材層中には、亀裂を設けるが、コア材の粒径によって、その層厚、亀裂の大きさを変更している。準備した供試体の上部より圧力4kgf/cm²の鉛直下降流で水を流下させる。試験結果として、5—10分間フィルタを通過した水量とその濁度を測定し、水を止めてから装置を外し、コア材層の亀裂周りの侵食状況を観測する。

[止水目的の土構造物においては、その内部からの水あるいは地盤からの水による吸い出し、流出を防ぐために、フィルターの機能は重要である。内部侵食の発生に対する抑止構造部材としてのフィルタの基準は、パイピング発生基準でもある。]

4 浸透破壊発生基準の最近の研究および解釈

これまでに、建設、農林、電力などの分野の堤防およびダムなど水理構造物における“浸透に対する安全性”の判定基準として掲げられているものは、

- ① 限界動水勾配
- ② 限界流速
- ③ 混合粒径材料の限界流速
- ④ クリーブ比

であるが、必ずしも、それらの正確な意味と適用上の問題点は示されていない。

上記の判定基準のうち、①、②および③は、限界流速に関するものであり、④は、野外における実構造物の破壊に基づく経験的なものである。

これらの発生基準の実験値および理論的提案値を土粒子の粒径と限界流速の関係として示すと、図-1のようになる。

しかしながら、これらに関するいくつかの疑問点に対して、最近の諸研究の結果に基づいて、統一的視野に立って整理を試みるとともに、今後の取り組みについての提案を行うこととする。

5 限界流速・限界動水勾配に関する条件の整理

5. 1 材料と水流に関する条件の区別

上記の判定基準のうち、

①の「限界動水勾配」は、Terzaghi (1922) が最初に提唱したものであり、“土すなわち土塊に対する浸透流の場”の問題である。

②の「限界流速」は、Justin (1923) による“単粒子に対する水流の場”の水流速を意味するが、1980年代にわが国で数多く行われた限界流速実験が与えるものは、“多粒子に対する浸透流の場”における限界浸透流速であり、これらは区別されなければならない。

③の「混合粒径材料に対する限界流速」については、これまで Koslova の実験式があるとされてきたが、その出典、実験内容および材料組成が不明であるために、評価することも利用することもできない。

5. 1. 1 単粒子と多粒子の限界流速

宇野 (1990) は、円筒管による砂(多粒子)の浸透破

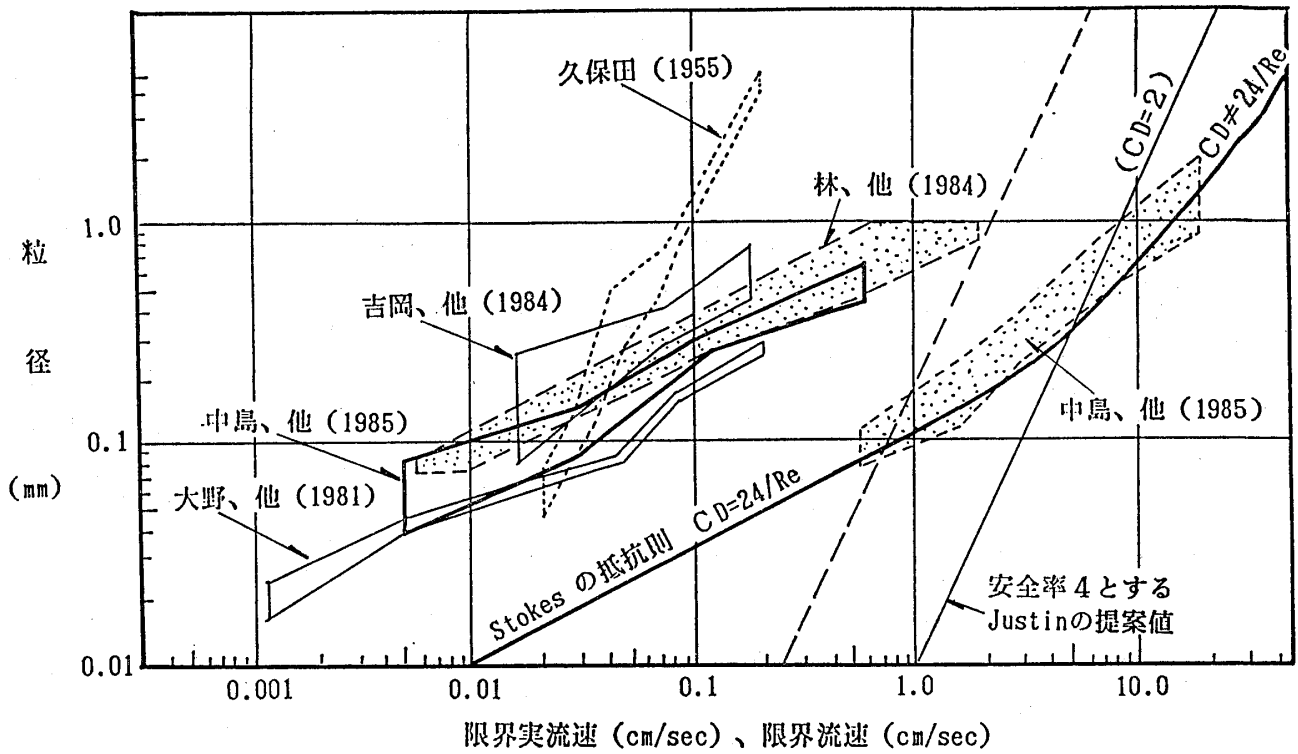


図-1 限界流速の諸実験および理論による提案値と粒径との関係
 Fig.1 Critical velocities proposed theoretically and experimentally to be compared with one another.

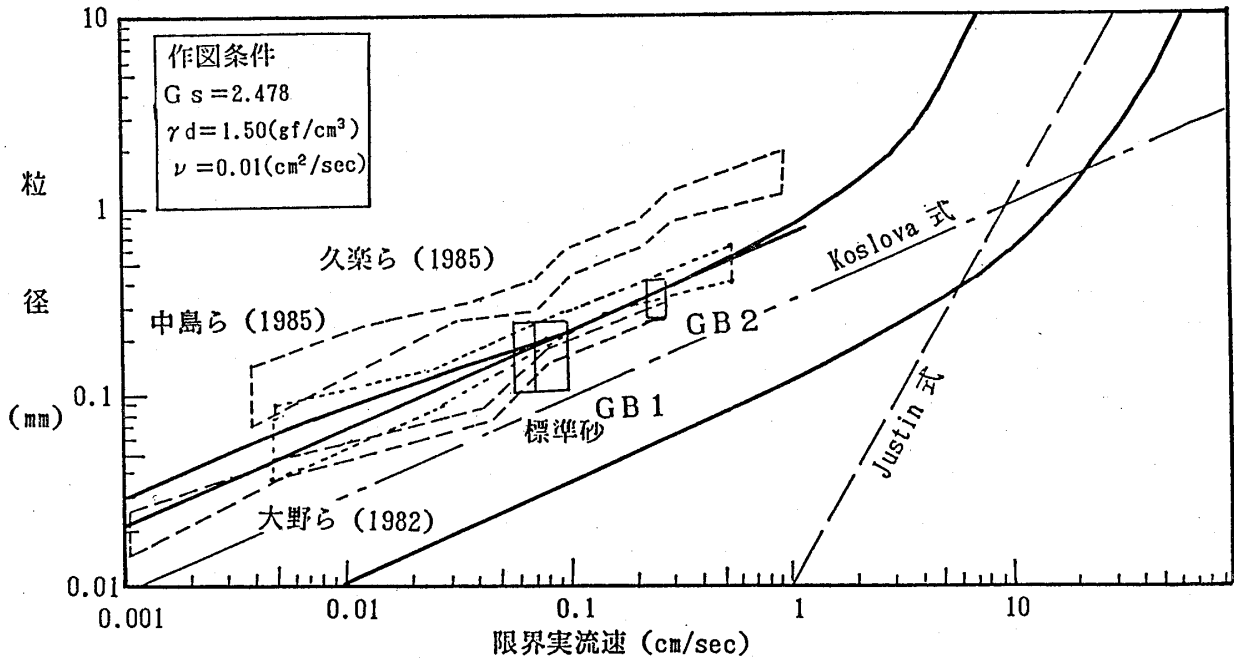


図-2 単粒子の限界流速と多粒子の限界流速およびその他の提案値
 Fig.2 Critical velocities of single grain and multiple grains.

壊の実験において、浸透破壊の発生に関して、試料の膨張開始あるいは流量急増のときとして、限界動水勾配を求めると、間隙比と比重が、それぞれ異なる材料についても、Terzaghiの限界動水勾配とよい一致をみることを確認している。

また、宇野は、Stokesの抵抗則で表される「水流中の単粒子の状態での限界流速 V_c 」と、円筒管実験で代表される「多粒子の間隙を流れる浸透流の状態での限界流速 V_n 」は別状態であるとしながら、粒子の構成が密であるか、極めて疎であるか、の状態による連続的变化

と考え、粉体力学で用いられる Richardson らの式における補正係数 α を用いて両者の状態を

$$V_n = \alpha \cdot V_c = n^{1/m} \cdot V_c \quad (1)$$

で表すことを提案している。ここに、 n は土の間隙率である。そして、これを粒径—限界流速の関係図として、図—2のように示している。

直径0.1~1.0mmの粒子の場合、 α は0.03~0.07であり、多粒子限界流速 V_n は、単粒子限界流速 V_c のおよそ 1/10~1/40 ということになる。

さらに、宇野は、多粒子材料について求められる限界流速は、限界動水勾配における浸透流速（実流速）にはかならないとしている。

この意味では、同一材料について、限界動水勾配と限界流速を別の装置と別の方法で求めている近年の数例の実験は、その破壊基準の定義に問題があると言わなければならない。

5・1・2 混合粒径材料の限界流速

混合粒径材料の限界流速については、Talobre(1957)がその著書に Koslova の実験式を紹介して以来、しばしば、この実験式が引用されるが、この実験の内容が明らかでない。特に、小粒子の粒径 d と大粒子の粒径 D の“粒径比”だけが示されて“量比”が示されていないため、多粒子材料としての粒度構成が得られず、実際に利用することができない。

一方、1980年代に、わが国で行われた限界流速実験において、数種の単粒径材料のほかに、自然材料もしくは単粒径材料の混合による混合粒径材料の限界流速が求められている。

大野、他(1981)は、分級材料と限界流速との関係から、琉球砂材料のバイピング発生は、その20%粒径以下の材料の流出により起っていると述べている。

林、他(1984)は、分級材料と混合粒径であるしらすの限界動水勾配の関係について、“混合粒径材料の限界流速は、混合粒径材料の20~25%粒径に相当する単粒径材料の限界流速にほぼ一致する”ことを述べている。

吉岡、他(1984)は、混合粒径材料と分級材料の限界流速実験を行っている。その結果を見ると、混合粒径材料の限界流速は、ほぼその20%粒径相当の単粒径材料のそれに相当している。

中島、他(1985)が行ったガラスビーズを用いた分級状料とそれらを混合した材料の限界流速実験から、混合粒径材料の限界流速は、その30~40%粒径に相当する単粒径材料の限界流速に近いことが認められた。

これらの試験粒径の関係は図—3に示す通りである。

これらの結果から判断すると、砂質材料に関する混合粒径材料の限界流速は、20~25%粒径に着目して、粒径—限界流速相関図を用いることが適当であるといえる。

5・1・3 不透水層に働く揚圧力と限界動水勾配

①の限界動水勾配は、多粒子構造の土の中の浸透水が粒子を移動させ、土構造を崩壊させるときの動水勾配である。しかし、透水性の低い土層の下面から上方へ水が浸透しようとするときは、水圧は“揚圧力”として層下面に働き、それが土層重量を越えると、“土層を持ち上げ、局部的に破壊を生ずる”ことになる。この限界状態は、土層の水中単位体積重量に対する水圧の超過限界である。水中単位体積重量 γ' (g/cm³) は

$$\gamma' = (G_s - 1)/(1 + e) \cdot \gamma_w \quad (2)$$

で表される。

ここに、

G_s : 土粒子の比重

e : 土の間隙比

γ_w : 水の単位体積重量

一方、限界動水勾配 i_c は、 $(G_s - 1)/(1 + e)$ であり、 $\gamma_w = 1$ とすることができるから

$$\gamma' = i_c = (G_s - 1)/(1 + e) \quad (3)$$

となる。

野外の現象においては、浸透力による砂のポイリングと、物体力である揚圧力による粘性土層の持ち上がり、“ガマ発生”という異なった現象となる。

透水層を被覆する不透水層の厚さ(D)と揚圧力(H)の関係は、不透水層の水中単位重量を γ' とすると、

$$H = \gamma' D \quad (4)$$

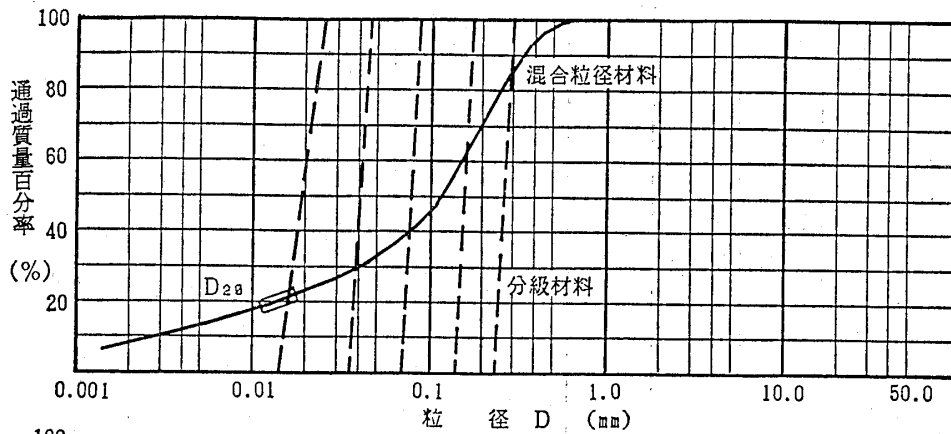
となり、 $\gamma' = 0.6 \text{ t/m}^3$ とすれば

$$H = 0.6 D \quad (5)$$

となる。

図—4は、 $H \sim D$ の関係式に対する実際のガマ発生・漏水箇所と発生を見なかった箇所の揚圧力計算値(山村・久楽の式による)と確認された不透水層の厚さをプロットしたものである。この図において、 $H = 0.6D$ の線より上部がガマ発生可能地域であるが、実際は、層厚が2~3m以上では、発生なしの箇所が多く含まれる。また、層厚が2m以下の範囲では、小さな揚圧力でガマ漏水が生じている。

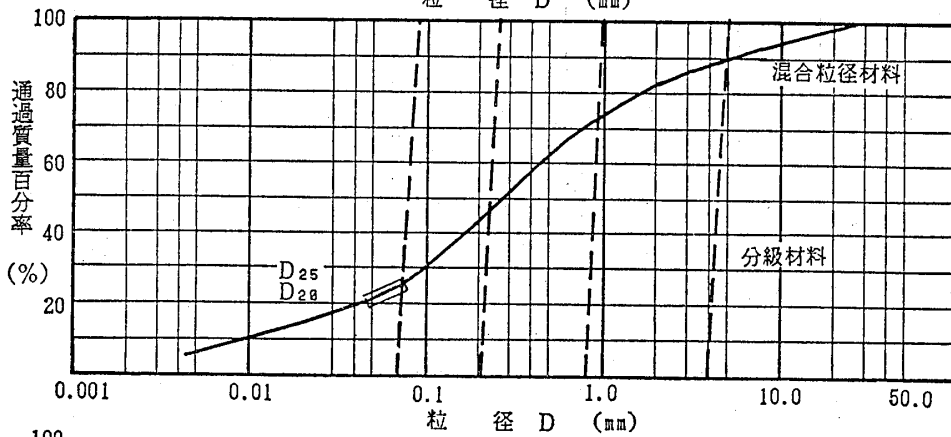
前者は、土層の変形、破壊に対する土の強度による抵



1. 大野睦雄、他 (1981)

琉球砂

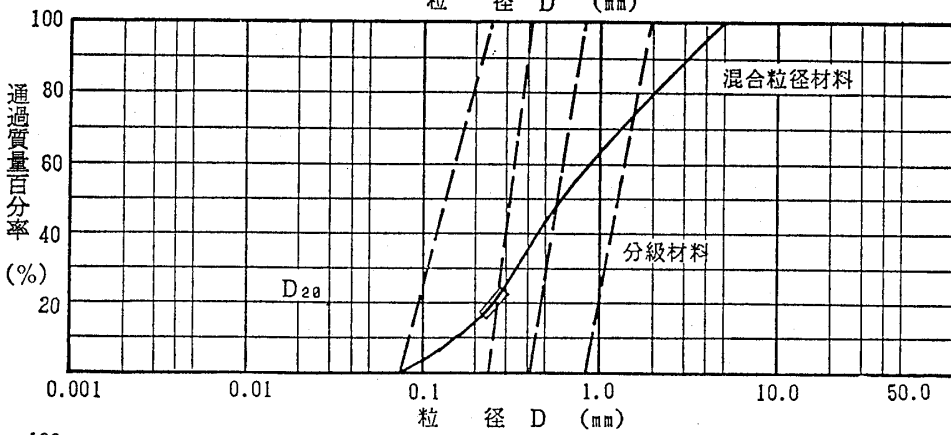
着目粒径 D_{2a}



2. 林 重徳、他 (1984)

シラス

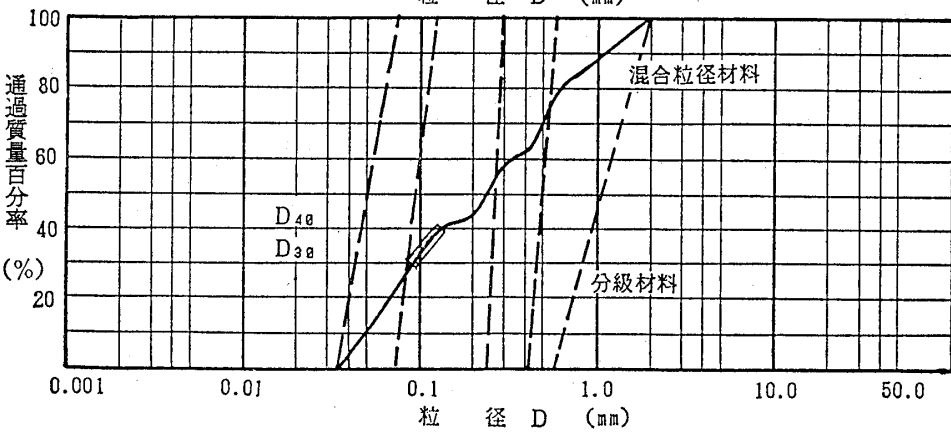
着目粒径 $D_{2a} \sim D_{25}$



3. 吉岡 淳、他 (1984)

砂

着目粒径 D_{2a}



4. 中島秀雄、他 (1985)

ガラスビーズ

着目粒径 $D_{3a} \sim 4a$

図-3 混合粒径材料の限界流速の着目粒径 (実験結果から)

Fig.3 Grain size to be aimed concerned with critical velocity of mixed grain size materials (experimental result).

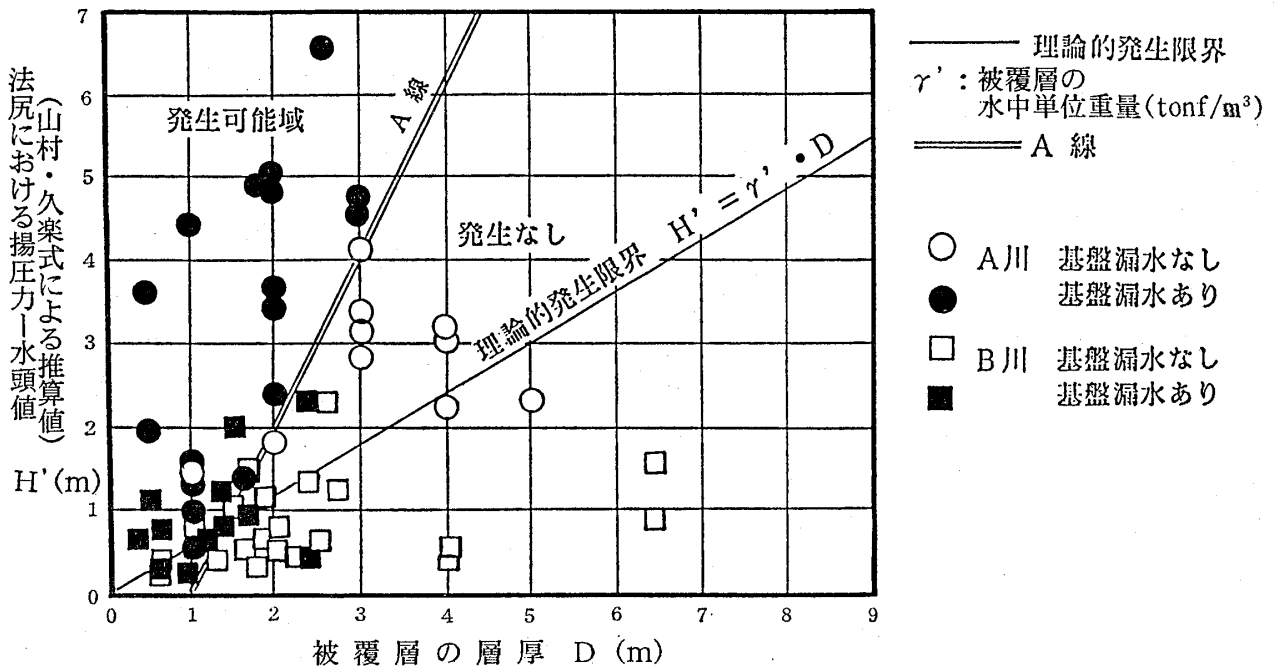


図-4 基盤漏水発生箇所における被覆層の層厚と揚水力との関係
 Fig.4 Uplift pressure and thickness of covering layer at existed leakage.

抗が働いているものと考えられ、また、後者は、地表近くであるため動植物の生痕、耕作、人為的掘削・穿孔などの影響が潜在しているものと考えられる。

ハンガリーのドナウ川を中心とする堤防の噴出水の事例が紹介され、徐々に拡大する噴出水と突発的な噴出水のメカニズムが論じられている。突発型のもは、ここで言う揚圧力による被圧型漏水である。また、砂質地盤においては、後退性の空洞型水みちは生じないで、むしろ、

粘結～固結地盤において空洞化が進み、砂質層における突発噴出水の際には、堤体下の砂層が一瞬の間に液状化し、堤内地漏水孔が、河川敷内の不透水性表層土を破るものと言われる。ここに、浸透破壊現象のマクロな解釈の問題が提起されている。

ただ、3章の#3の図・6に示される河川敷内の不透水層が、河道の途中でなくなるのか、河道全体に分布するかによっては、堤防下～堤内地の透水層の圧力水頭変

表-1 クレーガーによるD₂₀と透水係数
 Table 1 D₂₀ and coefficient of permeability by Creager.

D ₂₀ (mm)	k(cm/sec)	土質分類	D ₂₀ (mm)	k(cm/sec)	土質分類
0.005	3.00×10 ⁻⁶	粗粒粘土	0.18	6.85×10 ⁻³	微粒砂
0.01	1.05×10 ⁻⁵		0.20	3.90×10 ⁻³	
		細粒シルト	0.25	1.40×10 ⁻²	
0.02	4.00×10 ⁻⁵	粗砂シルト	0.3	2.20×10 ⁻²	中粒砂
0.03	8.50×10 ⁻⁵		0.35	3.20×10 ⁻²	
0.04	1.75×10 ⁻⁴		0.4	4.50×10 ⁻²	
0.05	2.80×10 ⁻⁴		0.45	5.80×10 ⁻²	
0.06	4.60×10 ⁻⁴	極微粒砂	0.5	7.50×10 ⁻²	粗粒砂
0.07	6.50×10 ⁻⁴		0.6	1.10×10 ⁻¹	
0.08	9.00×10 ⁻⁴		0.7	1.6×10 ⁻¹	
0.09	1.40×10 ⁻³		0.8	2.15×10 ⁻¹	
0.10	1.75×10 ⁻³		0.9	2.8×10 ⁻¹	
		微粒砂	1.0	3.60×10 ⁻¹	細レキ
0.12	2.6×10 ⁻³		2.0	1.80	
0.14	3.8×10 ⁻³				
0.16	5.1×10 ⁻³				

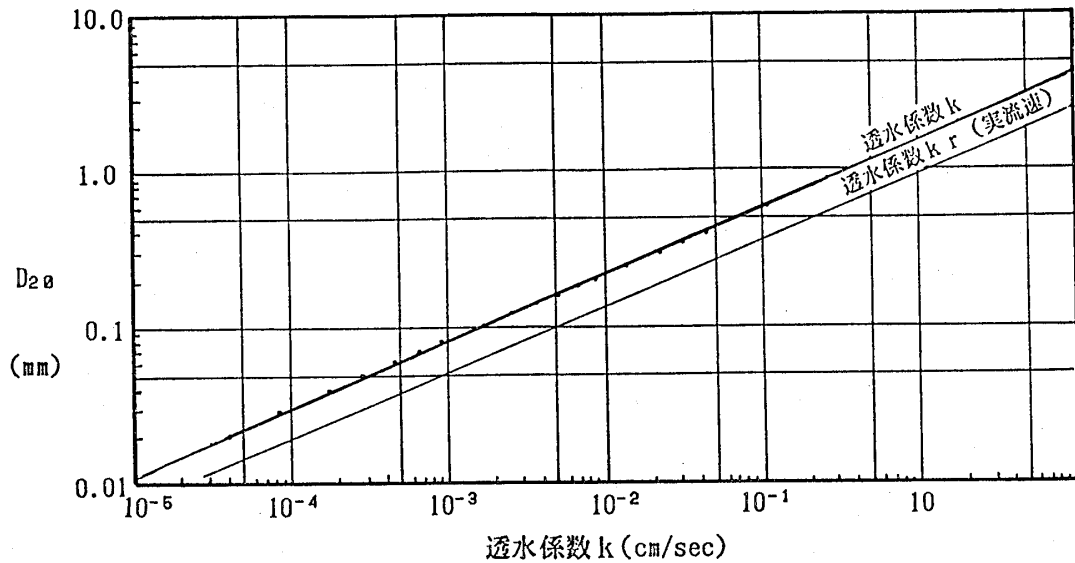


図-5 クレーガーの20%粒径 (D₂₀) による透水係数
Fig.5 Creager's proposal of coefficient of permeability from D₂₀.

化が著しく異なる。この点は明らかにされていない。

5・1・4 透水係数と限界流速の関係

透水係数は、動水勾配が1における浸透流速 (ダルシー流速) と定義される。

一方、土の限界流速は実流速で表されるが、面積間隙率 β を乗ずれば、ダルシー流速で表現される。砂質土の間隙比 e は、一般に、0.7~1.0程度であり、限界動水勾配 i_c は0.85~1.0である。すなわち、おおむね1となる。したがって、土の限界流速は、その土の透水係数を面積間隙率で除した値 (実流速) にほぼ近いことになる。ここに、 $\beta = 1 - \{1/(1+e)\}^{2/3}$ である。

さらに、透水係数は、実用的には、Creager の提案にしたがえば、20% 粒径 D_{20} (表-1 および図-5 参照) を使用することによって推定できる。

したがって、粒径~限界流速の関係が、両対数グラフ上で表されることからいえば、 D_{20} から透水係数 K 、さらには限界流速の推定が可能であるといえる。

5・2 重力場における水の流れる方向

これまでに述べてきた限界動水勾配および限界流速は、いずれの場合も重力に対して抵抗の最も大きい“鉛直上向き”の流れの場のものであった。

しかしながら、地盤や堤体の中の浸透流は、“水平方向”にも“斜め方向”にも向かうものであり、流出口に向う“下向き”の浸透流もある。したがって、限界流速については、重力に対する方向によって、異なるものとして考えなければならない。

5・2・1 多粒子—水平場の限界流速

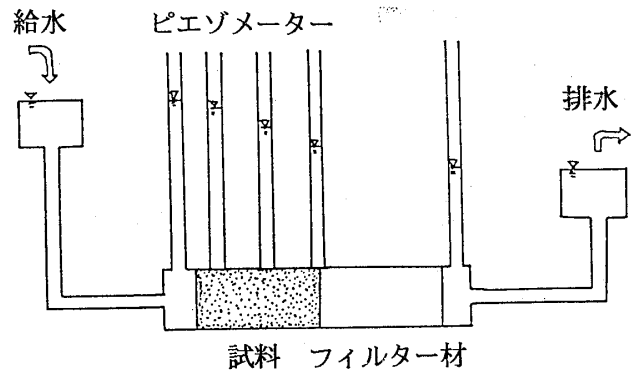


図-6 水平一次元浸透破壊実験装置の概要図
Fig.6 Sketch of an experiment apparatus for horizontal one dimension seepage failure.

宇野は、図-6に示すように、水平においたパイプ中に砂、ガラスビーズからなる試料を入れ、下流側にフィルターを充填して、試料の下流端面を鉛直に保ち、段階的に動水勾配を上昇させて、破壊が発生する限界動水勾配 i' を求めた。これを、式(1)で表される鉛直場の限界動水勾配 i_c で除して抵抗係数 R とした。すなわち、

$$R = i'/i_c = i' / \{(G_s - 1)/(1 + e)\} \quad (6)$$

である。実験は、この R に対する試料の乾燥単位重量、粒子形状、粒径の影響を調べている。

この結果、 R の値としては、砂では 0.15~0.3、ガラスビーズでは 0.14~0.35 という値を得ている。

すなわち、水平限界動水勾配は、鉛直 (上向き) 限界動水勾配の 0.15~0.35 倍であることを示している。

流れの向きが鉛直上向きと水平との間にある場合は、

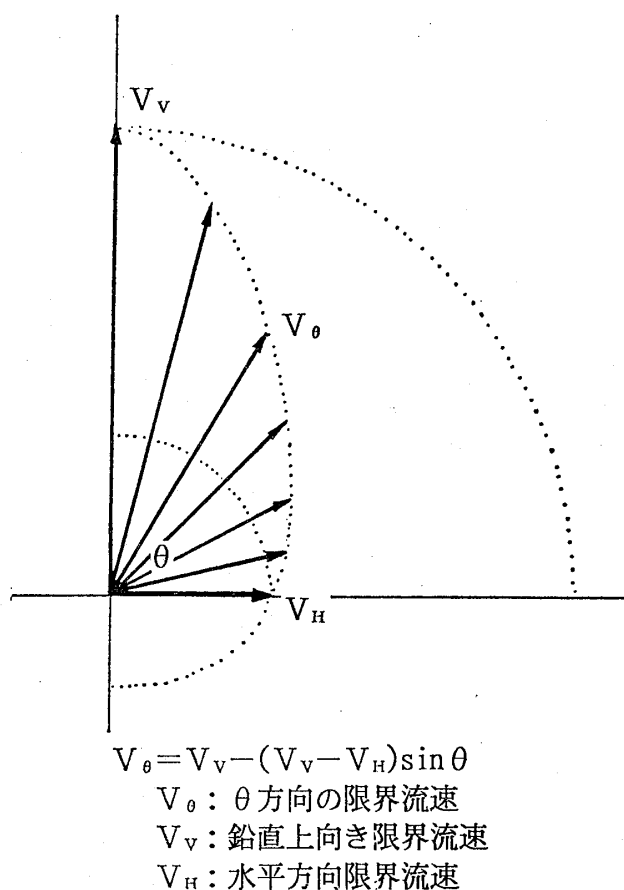


図-7 流れの方向と限界流速値の関係
 Fig.7 Critical velocities on vertical, horizontal or a certain direction to the gravity.

重力方向に対する角度によって、連続的に変化すると考えるのが妥当であろう。

したがって、水平面から θ なる傾きで、上に向く流れの場における限界流速 $V_{\theta c}$ は、次式に示すように表すことができるであろう。

$$V_{\theta c} = V_v - (V_v - V_H) \sin \theta \quad (7)$$

ここに、 $0^{\circ} \leq \theta \leq 90^{\circ}$ である。

この概念図を図-7に示す。

実際の構造物周辺の浸透流は、底面下においては、平均動水勾配に支配されるが、下流の流出口付近においては、流れが集中するとともに、流れの方向が上向きに変わる。したがって、構造物周辺の安全性の検討には、局所の流れの方向と流速の把握が必要である。

5・2・2 単粒子—水平場の限界流速

限界流速を、単粒子か多粒子か、鉛直場か水平場か、いずれかのものとして区別する必要があることは、すでに述べてきたことである。また、“単粒子—水平場”の限界流速を考える場合、水中の土粒子が重力に抗してある高さに留まること、あるいは、水平に移動することは

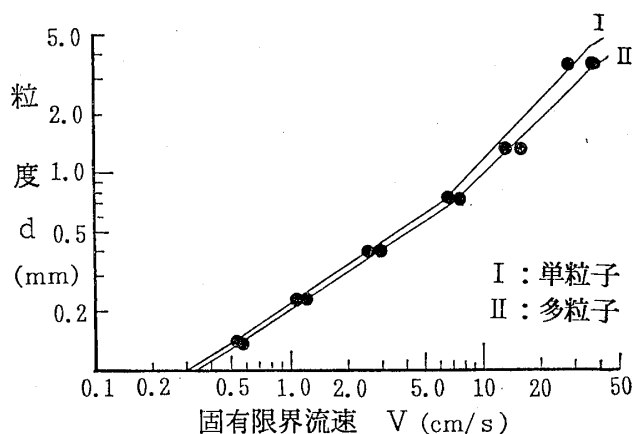


図-8 粒度と固有限界流速との関係 (木村, 1953)
 Fig.8 Relation between grain size and proper critical velocity. (Kimura, 1953)
 (I: single grain, II: multiple grains)

考えにくいことである。

しかしながら、水底を土粒子が移動する場合、あるいは、水で飽和した土層中に形成された空洞中を土粒子が運ばれる場合のように、粒子の回転、摩擦摺動および跳動によって移動することは極く一般的な現象である。

木村(1953)は、水底(移動床)上の粒子が転動し始めるときの粒子の直径高さまでの平均水流速を個有限界流速と呼び、粒子直径との関係でとりまとめている。

図-8に示すように、この場合も単粒子と多粒子の区別をしているが、ここでの多粒子とは、底部に同じ粒子が敷き詰められていることを意味するものである。

この限界流速は0.2mm以下の細粒子の範囲では、鉛直場のStokesの抵抗則の直線(両対数上の)に平行で、およそ0.3倍の流速値を示し、粗粒の範囲では、鉛直場以上に大きな流速になっている。

6 クリープ比に関する解釈

6・1 クリープ比の意味とパイピングの生じやすさ

クリープ比は、Bligh(1907)およびGriffith(1913, 1914)がクリープ比の概念を提唱して以来、これを継承しつつ、とくに、Lane(1935)が提唱した“加重クリープ比”が、今日でも設計に用いられている。

その基本は、構造物との接触面沿いの浸透長をクリープ長とし、水頭差に対するクリープ長の比をクリープ比として定義するものである。

パイピングを生じないために必要なクリープ長を決めるための“基準としてのクリープ比”は、19世紀末～20世紀初頭までの石積みダムなどの破堤・大漏水の事例のデータから、統計的に導かれたものである。

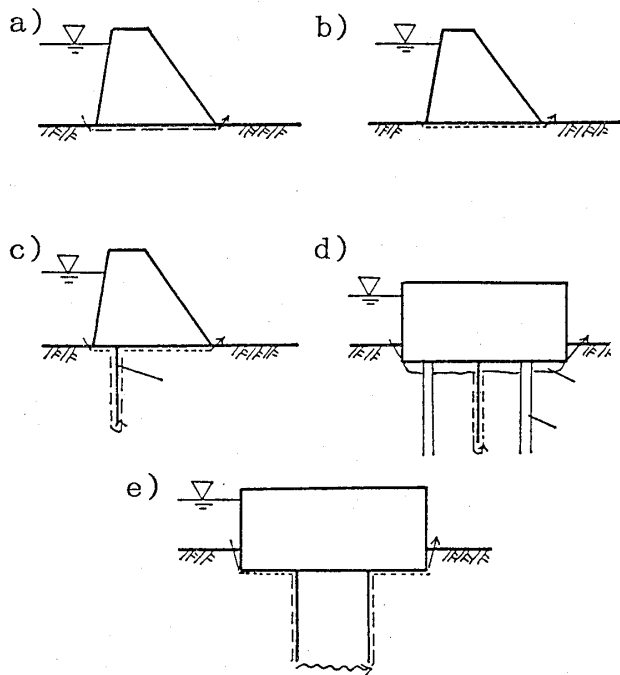
敷幅の不足に対しては、止水壁が設けられ、その表裏面に沿う浸透長を含めた“クリープ長”が考えられている。

Lane は、“構造物下面沿い”のクリープ長は、接地圧の減少やルーフィングを生じやすいため、これを実長の1/3に評価するものとする“加重クリープ比”の考え方を示した。

$$C_r = \frac{\sum L_v + \sum (L_H/3)}{H}$$

ここに、

- C_r : クリープ比
- L_v : 鉛直クリープ長
- L_H : 水平接触線長
- H : 水頭差



--- 接触面クリープ浸透長
 加重クリープ浸透長
 ~~~~~ 土中浸透長

- a) 一般の接触面沿いのクリープ線
- b) ルーフィングを生じやすい場合 a) の1/3に評価 (加重クリープ長)
- c) 止水壁がある場合、底面の長さの1/3と止水壁表裏面の長さ
- d) 杭支持などで底面下に空洞がある場合、底面沿いにはクリープ長はとれない
- e) 止水壁が接近している場合、壁下端間は土中浸透区間長の2倍をとる

図-9 クリープ線長の諸条件  
 Fig.9 Various condition of creep line.

ただし、構造物の杭支持などによって、明らかに空洞が生じ得る場合は、1/3の低減などで済むものではなく、クリープ長を0とすべきであろう。

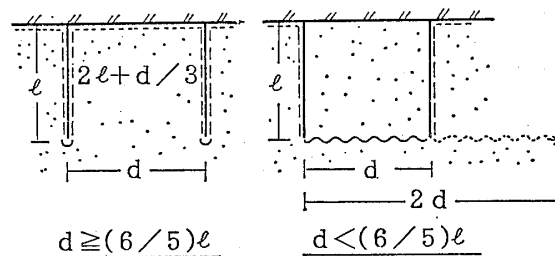
これらのクリープ線長の考え方を条件別に示すと、図-9のようになる。

クリープ比の考え方の基礎をなしている“構造物との接触面に沿うクリープ浸透”とは、物理的にどのような機構であり、“土中の浸透”に比べて、どれほどパイピングが生じやすいのか、については、必ずしも明快な解説がなされていない。

また、クリープ長とクリープ比は、石積みダムあるいはコンクリートダムの下での浸透の場合のように、堤軸に直交する2次元断面上で考えられるものであり、“土質地盤上の土堤”や“幅の狭い堤防横断構造物の底面に沿った浸透”への適用には問題がある。

接触面沿いのクリープ浸透が、土中の浸透に比べて、どのくらいのパイピングの生じやすさを持つか、について、Lane は、その論文中で、つぎのように示唆をしている。

“2つの止水壁の下端同士の間隔が、それらの間の加重クリープ長の半分以下である場合は、それらの間の実



[パイピング抵抗性]

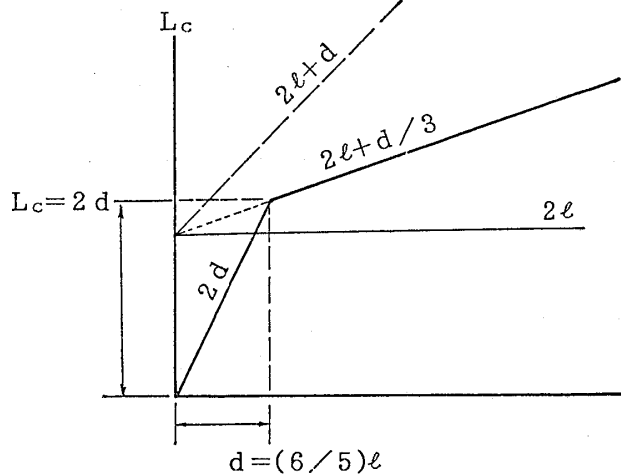


図-10 クリープ浸透と土中浸透との関係 (パイピング抵抗性の違いの評価)

Fig.10 Creep along contact plane and seepage through soil. (Difference of resistivity to piping)

際のクリープ線長の代わりに、それらの間の距離の2倍を用いるべきである”と。

この関係を図示すれば、図-10のようになる。

換言すれば、接触面沿いクリープ浸透は、土中の浸透よりもパイピングを2倍生じやすいということを意味する。さらに、空洞が存在する場合を別として、構造体下面に接触面がある場合では、6倍生じやすいということになる。

加重クリープ比の考え方は、構造物下面の接地圧の過小やルーフィングが生じやすい条件を考慮したものである。この考えの下では、構造物鉛直壁面に沿う水平流に対しては、クリープ長の低減の必要はないであろう。

6・2 鋼矢板壁面沿いの水平浸透におけるクリープ長

堤防横断構造物においては、その底面下の鉛直2次元断面上のクリープ浸透が想定されてきたが、実際に起こり得る止水壁(矢板)側方の水平迂回流に対しては、最近になって止水壁の側方への拡張が行われている。この場合、土中に打ち込まれた鋼矢板壁面上の水平クリープ浸透長を、どのように評価するかの問題がある。

図-11に示すように、すべてを鋼材表面沿いのクリープ長とするか、あるいは、鋼材表面沿いと土中浸透区間が交互するものか、いずれと考えるべきであろうか。ここでは、鉛直面上の水平流であるために、クリープ長の低減は不要であると考えられる。

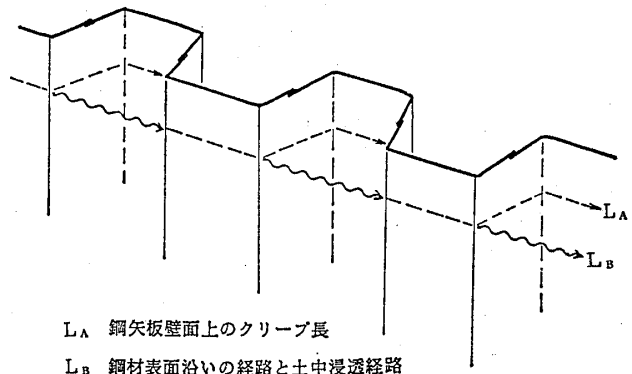
前項に示した Lane の指示に従うならば、土中浸透区間は、鋼矢板表面沿いのクリープ長の1/2以下であり、クリープ長はその実長の2倍を採ることになる。

したがって、現実の鋼矢板の寸法からなる壁面において、側方に拡張した矢板のクリープ長は、打設幅実長の

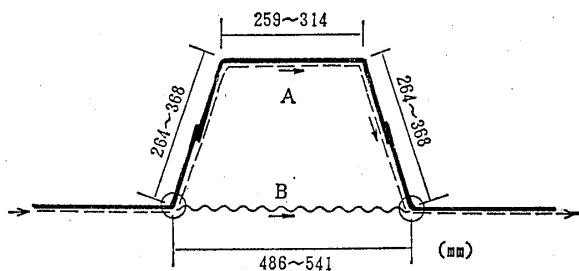
1.625倍あり、換言すれば、側方矢板打設幅は、必要クリープ長の0.615倍で足りることを意味している。

6・3 クリープ比, 平均勾配法と限界動水勾配

ダム・堰などの水理構造物下の基盤の浸透に関する安



LA 鋼矢板壁面上のクリープ長  
LB 鋼材表面沿いの経路と土中浸透経路



| 鋼矢板の種類    | FSP-III | YSP-III | FSP-IV | YSP-IV |
|-----------|---------|---------|--------|--------|
| クリープ長A LA | 833     | 843     | 995    | 958    |
| LA/2      | 417     | 422     | 498    | 479 ←  |
| 土中浸透長B LB | 541     | 486     | 541    | 486 ←  |

YSP-IVの場合、LB と LA/2 がかなり接近するが、LB > LA/2 が保たれるので、鋼矢板表面沿いのクリープ浸透が優先することになる。

図-11 鋼矢板壁沿いの水平クリープ長の考え方  
Fig.11 Estimation of creep length along sheet pile wall.

表-2 クリープ係数と平均勾配 (van Zyl, 他, 1981)  
Table 2 Creep coefficients and global gradient. (van Zyl, et al., 1981)

| 表 示                                                                     | 示 唆 さ れ る 限 界 値 |     |                  |
|-------------------------------------------------------------------------|-----------------|-----|------------------|
|                                                                         | 土 質             | C   | 1/C <sub>w</sub> |
| 加重クリープ比<br>ここで、<br>H=水平接触面沿いの距離 (<45°)<br>V=鉛直接触面沿いの距離 (>45°)<br>h=全水頭差 | 微粒砂シルト          | 8.5 | 0.12             |
|                                                                         | 細 砂             | 7.0 | 0.14             |
|                                                                         | 中 砂             | 6.0 | 0.17             |
|                                                                         | 粗 砂             | 5.0 | 0.20             |
|                                                                         | 細 礫             | 4.0 | 0.25             |
|                                                                         | 中 礫             | 3.5 | 0.29             |
|                                                                         | 玉石混じり礫          | 3.0 | 0.33             |
|                                                                         | 玉石礫混じり          | 2.5 | 0.40             |
|                                                                         | 硬質粘土            | 1.8 | 9.56             |

Lane(1935)による

表-3 透水地盤上のコンクリートダム  
許容平均勾配 (van Zyl, 他, 1981)

Table 3 Allowable global gradient for concrete dams on pervious foundations. (van Zyl, et al., 1981)

| 土 質   | 許容平均勾配 |
|-------|--------|
| 細 粒 砂 | 0.12   |
| 中 粒 砂 | 0.15   |
| 砂質ローム | 0.20   |
| 粗粒砂、礫 | 0.25   |
| 固い粘土  | 0.40   |

Chugaev(1958)による

定のマクロ的目安として、クリープ比の考え方他に、許容平均勾配法がある。この許容平均勾配は、Chugaev (1958) によって、174 の事例解析に基づいて、土質毎の値として提案されているが、この値は Lane の加重クリープ比 ( $C_w$ ) の逆数と極めてよく一致している (表-2 および表-3 参照)。

これらの値は、限界動水勾配  $i_c$  に比べて、その数分の 1 と小さい値を示している。

一方、ミシシッピー川や国内のいくつかの河川では、動水勾配が 0.2~0.6 で、漏水や砂の噴き上げが起きているといわれているが、透水層を覆う層が薄ければ、僅

小の動水勾配でも漏水は生じるはずである。また、河川水位の高さを敷幅で除した平均動水勾配は小さくても、視認される漏水・噴砂現象は、その数倍大きな局所動水勾配のもとで起こっていると考えられる。

さらに、限界動水勾配を規準とする土構造の破壊は、無時間的現象であるが、クリープ比や平均勾配法が、事例として用いた破壊は、長期の湛水あるいはさらに繰り返しの湛水のもとでの進行性の現象の結果である可能性が強く、また、1つの土質名では示し得ない複雑な土質構造や不均一性が包含されている可能性がある。

この意味で、クリープ比と平均勾配法は、現実起こった破堤、大漏水といった現象の経験に基づく発生確率上の安全係数を含んだ指標であるといえよう。

### 7 諸基準の相互関係と数値的相関について

これまで述べてきたように、限界流速には、「単粒子一水流の場合」か、「多粒子一浸透流の場合」かの区別が必要であり、それぞれの限界値には、重力方向に対して、「鉛直上向きか一斜めか一水平か」がある。

これらすべての条件場の限界流速の意味を明確に区別するとともに、それらが数値としてどのような相互関係、範囲にあるかを明示することも必要と考えられる。

したがって、その試みを図-12 および 図-13 に表し

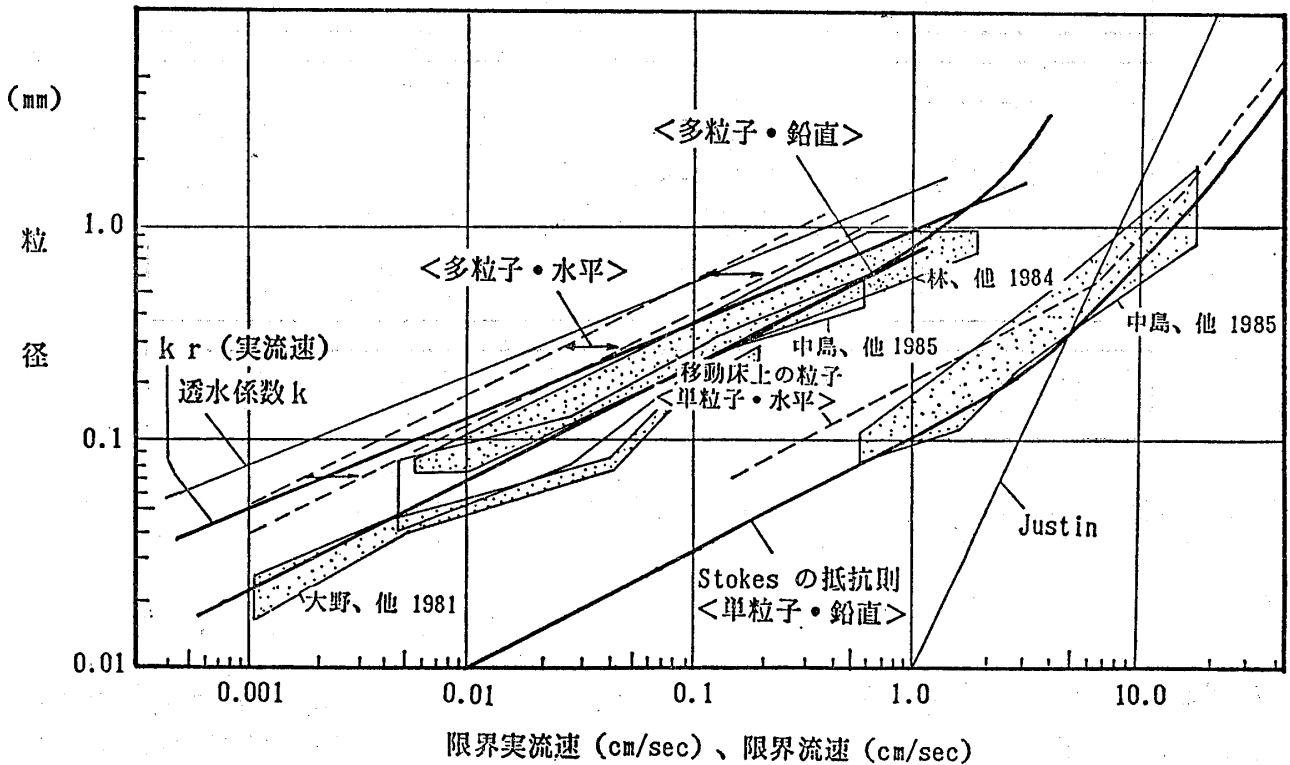


図-12 限界流速の総合図 (単粒子および多粒子, 鉛直場および水平場, 透水係数)  
Fig.12 Compilation of critical velocities of all round spheres.

|                       |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |                                                                                             |                                       |                                                                             |
|-----------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------|
| 液体の種類                 | 対象材料                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       | 鉛直場 (V)<br>重力方向のながれ                                                                         | ←→                                    | 水平場 (H)<br>重力に直角方向の流れ                                                       |
| 水流 (F)                | 単粒子                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        | ガマ湧出口の状態<br>$V_{FVC} \quad 10 - 40$<br>Justin 実験式<br>Storks 理論式<br>中島、他 実験                  | 水中で水平の粒子移動は水底の条件                      | 水底の移動床の状態<br>$V_{FHC} \quad 3 - 13$<br>木村 実験                                |
| ↑<br>↓                | ↑<br>↓                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     | 水流と浸透流、単粒子と粒子集合体の別による別現象である                                                                 |                                       |                                                                             |
| 浸透流 (S)               | 単粒径 (U)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | 地盤漏水直下状態<br>$V_{SVUC} \quad 10$<br>大野、他 実験<br>林、他 実験<br>中島、他 実験                             | 水平抵抗は摩擦・粒径からなる                        | 砂層中の流れの状態<br>$V_{SHUC} \quad 0.15-0.35$<br>吉岡、他 実験<br>大野、他 実験<br>宇野、他 実験    |
|                       | 多粒子                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        | 混合粒径材の $V_c$ はその $D_{25}$ 相当の単粒径の $V_c$ に相当する                                               | $D_{25}$ 以下の粒子流亡、逐次破壊あるいは目詰まりによって停止する | 最も多い地山浸透状態<br>$V_{SHMC} \rightarrow (V_{HU} D_{25} ?)$<br>大野、他 実験<br>林、他 実験 |
|                       | 混合粒径 (M)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | 地盤漏水直下状態<br>$V_{SVMC} \rightarrow V_{VU} D_{25}$<br>林、他 実験<br>大野、他 実験<br>吉岡、他 実験<br>中島、他 実験 |                                       |                                                                             |
| 浸透流<br>↑<br>↓<br>浸透破壊 | 透水係数 $k \rightarrow$ 動水勾配 $i=1.0$ における浸透流速<br>$\rightarrow D_{20}$ から推定可能 (Creagerの提案値)<br>限界流速 $V_c \rightarrow$ 限界動水勾配における流速 (実流速)<br>多粒子単粒径限界流速 $V_c \rightarrow$ 動水勾配 $i=0.8 \sim 1.1$ における実流速<br>$V_c$ は $D_{20} \rightarrow k \rightarrow 3k$ にほぼ一致<br>混合粒径限界流速 $V_c \rightarrow D_{20} \sim D_{25}$ の単粒径の $V_c$ に相当 |                                                                                             |                                       |                                                                             |
| クリープ比                 | クリープ浸透 $\rightarrow$ 土中浸透よりも2倍パイピングを生じやすい<br>クリープ比の逆数 (許容平均動水勾配) $\rightarrow$ 限界動水勾配の $1/3 \sim 1/2$                                                                                                                                                                                                                      |                                                                                             |                                       |                                                                             |

図-13 限界流速の相互関係<鉛直場, 浸透流, 多粒子, 単粒径の限界流速との比較>  
 Fig. 13 Relations among critical velocities<Comparison with the critical velocity in vertical, seepage flow field, of multiparticle and mono-grain size material>

た。

8 合理的実用基準設定のための課題

土の組成, 性質, 土と水との相互作用は複雑であり, 構造物設計に際して, 未解明の現象に関しては, 破壊現象に対する経験と土性の知識に基づく経験指標に依らざ

るを得なかった。

前報告および本文に指摘したように, 浸透破壊に関わる限界条件においては, 水流-浸透流, 単粒子-多粒子, 鉛直-水平, 単粒径-混合粒径, 平均動水勾配-局所動水勾配, クリープ浸透-土中浸透, 構造物下面クリープ長-構造物側面クリープ長などの多くの事柄が混同されてきた。

いくつかの事柄については、実験的、理論的に説明されつつあるが、なお、研究の対象とすべきものも多い。その代表的なものとしては、

- ① 接触面浸透および土中浸透の物理的違いとパイピング発生に関する比較
- ② 土の不均質性の限界条件に及ぼす影響
- ③ 透水層の揚圧力と被覆層厚さの実測

などがある。

## 9 あとがき

浸透破壊の発生条件は、対象とする土の状態に依存する面が非常に大きいため、設計段階での予測には、大きな誤差が見込まれ、すべてのばらつきの元になる要素を包含した上での許容安全基準を用いなければならない。

その点に関しては、性急に基準、指針を変えることよりも、明かな誤りは除き、危険側となる基準は使わないなどの措置を講じつつ、実証的裏付けを判った新基準の確立を目指す必要がある。

## 参 考 文 献

- Bligh, W. G. (1927): The Practical Design of Irrigation Works.
- 林 正夫(1978): フィルダム着岩部の安定性向上に関する考察 大ダム 1978-3.
- 林 重徳, 他(1984): しらすの限界流速と地山の浸透破壊問題への適用 応用地質学会講演集。
- Justin, J. D.(1923): The Design of Earth Dams, A. S. C. E.
- Justion, J. D., Hinds, J. and Creager, W. P.(1944): Engineering for Dams, Vol. III Earth, Rock-fill, Steel and Timber Dams.
- 木村春彦(1953): 堆積機構の基礎的研究(その1) 地質学雑誌 59-699.
- 久保田敬一(1956): Effect of Force of Seepage Water on Stability of Soil, Memoirs of Faculty of Eng. Kobe Univ. No. 3.
- Lane, E. W.(1935): Security from Under-Seepage Masonry Dams on Earth, Proc. A. S. C. E. Vol. 61.
- 松本徳久, 他(1991): フィルダムのフィルタ基準に関する調査 土木技術資料 33-6.
- 中島秀雄, 他(1987): X線を用いた土の浸透破壊実験とその考察 応用地質年報 No. 9, pp. 21~41.
- 長瀬迪夫(1987): 浸透破壊に関する考え方と破壊発生の条件—諸文献における記述と用例— 応用地質年報 No. 9, pp.43~124.
- 大野睦男, 他(1981): 砂のパイピング特性に関する実験的研究—琉球砂層の場合— 間組研究所年報。
- Szepessy, J.(1983): Szemcsés és kötött talajok jaratos eróziója, illetve megfolyósodása árvízvédelmi gátakban. A veszély mértéke csökkentése, Hidrológiai Közölny, 1. sz.
- Talobre, J. (1957): La Mécanique des Roches (Koslova の実験式を引用).
- Terzaghi, K.(1922): Der Grundbruch an Stauwerken und seine Verhütung, From Theory to Practise in Soil Mechanics.
- 宇野尚雄, 他(1990): 土の浸透破壊の発生・拡大機構に関する研究, 平成元年度科学研究費補助金研究成果報告書。
- 山村和也(1971): 河川堤防の土質工学的研究, 土木研究所報告。
- 吉岡 淳, 他(1984): 水平方向の浸透流によるパイピング現象について, 第39回土木学会講演。
- van Zyl, D., et al.(1981): Seepage Erosion Analysis of Structure, Proc. 10th I. C. S. M F. E.

