

間隙水圧の上昇が海底地すべり距離に及ぼす影響

Influence of increasing in pore water pressure on submarine landslide length

安井俊平¹, 岩井裕正², 木村真郷³, 張鋒⁴

1 名古屋工業大学・工学部社会工学科・E-mail address 31415095@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学・工学部社会工学科・E-mail address iwai.hiromasa@nitech.ac.jp

3 名古屋工業大学・工学部社会工学科・E-mail address 30415035@stn.nitech.ac.jp

4 名古屋工業大学・工学部社会工学科・E-mail address cho.ho@nitech.ac.jp

概 要

海底地すべりの発生は、海底ケーブルの破断や地震動を伴わない津波を引き起こす可能性がある。海底地すべりの特徴として、陸上地すべりと比較してすべり規模が大きいことや、水中安息角を大きく下回る非常に緩い角度でもすべりが発生しうることが知られている。主な海底地すべりの発生原因として間隙圧の上昇が挙げられているが、地盤工学の観点から力学的な考察を行っている例は極めて少ない。そこで本研究では、海底斜面を模擬した土槽を使用し模型実験を行った。水中に斜面を形成し、定水位昇降装置を用いて過剰間隙水圧を疑似的に発生させ、その大きさおよび発生させる範囲、地盤内の不透水層の有無、上部層厚の変化が海底地すべりの挙動に与える影響について観察した。その結果、地すべり距離は間隙水圧の値の大きさだけではなく、間隙水圧を与える範囲の影響を受け、不透水層下に均一に過剰間隙水圧が分布することですべりが大規模化する傾向が得られた。

キーワード：海底地すべり，間隙水圧，模型実験

1. はじめに

近年の海底地形に関する調査研究¹⁾²⁾によって、海底地すべりの痕跡が多数見つかリ、その規模や形態が明らかになってきている。また、海底地すべりの発生により海底に設置された通信インフラなどに損傷を与えることや、海底地形の大規模な変化による地震動を伴わない津波を発生させる危険性が指摘されている³⁾。

2018年にインドネシア・スラウェシ島で発生した海底地すべりは津波が発生しにくい横ずれ断層型地震だったにも関わらず、海底地すべりを含み流動すべりによるものだと考えられる津波が発生した⁴⁾。また、2011年の東北地方太平洋沖地震で大きな被害をもたらした津波は、地震と連動して発生した海底地すべりによって規模が増大したと考えられている。この津波自体は地震によるプレート変動が原因で発生したものであるが、観測された津波を解析で再現しようと試みたところ、プレート変動のみに起因する津波より大きな規模で発生したという結果が出ている⁵⁾。この解析結果によると、地震動により発生した波と震源から離れた海底で発生した海底地すべりが要因となって発生した波とが複合し、大規模化したと考察されている。

海底地すべりの特徴を陸上地すべりと比較して表1に示す。

表1 陸上地すべりと海底地すべりの比較

	陸上地すべり	海底地すべり
移動距離	数 m～数十 m	数百 m～数万 m
土砂容量	数十 km ³ 程度	数万 km ³ 程度
斜面勾配	主に 10°以上	1°未満でも発生
土質状態	不飽和	飽和
発生原因	地下水・降雨・地震	地震・波浪・ガスハイドレート分解など

海底地すべりと陸上地すべりの大きな違いはその発生規模と発生原因の多様性にある。陸上地すべりにおける地すべり移動体の体積は、大きいものでも数十 km³程度であるのに対して、海底地すべりの場合、数万 km³以上の規模に達するものもある。また、陸上地すべりが発生する一般的な要因は、斜面を形成する地質の風化、降雨による斜面地盤の飽和度上昇および間隙水圧の上昇、地震慣性力あるいは地震動による液状化によって弱面が形成されることなどが挙げられる。これに対して海底地すべりの場合、海底地盤内は通常海水によって完全飽和の状態にあり飽和度の大きな変化は生じない。従って、海底地すべりの誘発原因としては地盤内の間隙流体圧の変化が大きな要因であるが、この間隙圧を上昇させる事象が地震による液状化・波浪・海底火山活動・ガスハイドレートの分解など多

岐にわたっており、海底地すべり発生原因を特定することは難しいのが現状である。

加えて、海底地すべりの発生規模が陸上地すべりと比較して大きいだけでなく、斜面勾配が1°に満たない緩傾斜でも発生しうることが知られている⁹⁾。このことを間隙流体圧の上昇に伴う有効応力低下およびせん断抵抗の減少のみで説明することは難しい。このことについて國生(2000)⁷⁾は、海底地すべりは有効応力およびせん断抵抗の低下だけでなく、間隙水圧により地盤内の不透水層下に水膜が形成されることにより地すべりが大規模化すると指摘している。つまり、海底地盤の互層構造にシルト層や粘性土層のような不透水あるいは低透水性の層が存在し、液化などによって発生した過剰間隙水圧が消散されず、不透水層の直下に水だけの層「水膜」が形成され、上部土塊がウォーターライダーのように滑動するというメカニズムである。しかし、海底地すべり発生メカニズムおよび規模について地盤工学的観点から検討した事例は極めて少ない。そこで本研究では、海底斜面を模擬した模型実験により海底地すべりの発生およびすべり規模に対する過剰間隙水圧の影響の把握に取り組む。

2. 実験装置概要および実験条件

本実験では、海底斜面を模擬した模型土槽を用いる。模型土槽内に設置した斜面模型上に砂を堆積させ、斜面底部から定水位昇降装置を用いて水位差により水圧を与えることで、海底地すべり発生時の過剰間隙水圧および移動体の挙動を観察することを目的とした実験を行う。本研究では、特に以下の3つの項目に着目する。

- [1] 海底斜面内において過剰間隙水圧が発生したことを想定し、間隙水圧の大きさと与える範囲を変えた時の地盤変動。
- [2] 不透水層の有無が地すべりに及ぼす影響。
- [3] 不透水層上部の層厚の変動が地すべりの発生やその規模に及ぼす影響。

2.1 実験装置の概要

実験土槽は図1に示すアクリル製の土槽を用いた。また、図2に実験装置全体の平面図を示す。模型土槽の寸法は内寸で幅1500mm、高さ600mm、奥行400mmであり、土槽内に斜面角度10°、水平距離1000mmの斜面模型と、幅300mm、高さ100mm、奥行400mmの水平地盤を設置した。斜面模型の中央には幅200mmでポラスフィルターが設置されており、所定の範囲に水圧を分散させて与えることができる。また、図3に示すように法尻・斜面中腹・法肩においてそれぞれの地盤変動を観測するために、3台の水中カメラを用いて撮影した。図4には斜面模型上面の概要図を示す。図中に1~5で示した番号は図1に示すコックと連結したスリットの番号であり、コックの開閉によって水圧を与える位置を変えることができる。また、それぞれ異なる色とシンボルで示した1~3の数字は水圧計の位置を示しており、後述する過剰間隙水圧の時刻歴グラフと対応している。

なる色とシンボルで示した1~3の数字は水圧計の位置を示しており、後述する過剰間隙水圧の時刻歴グラフと対応している。

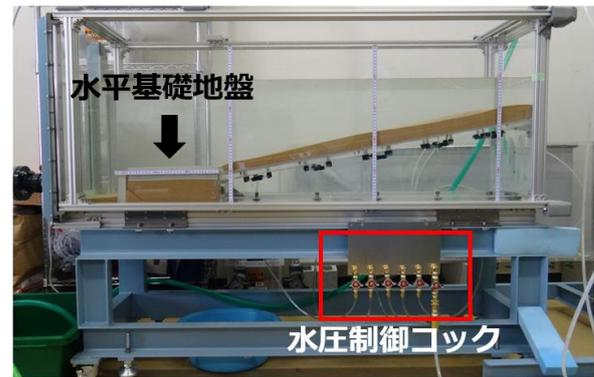


図1 実験土槽

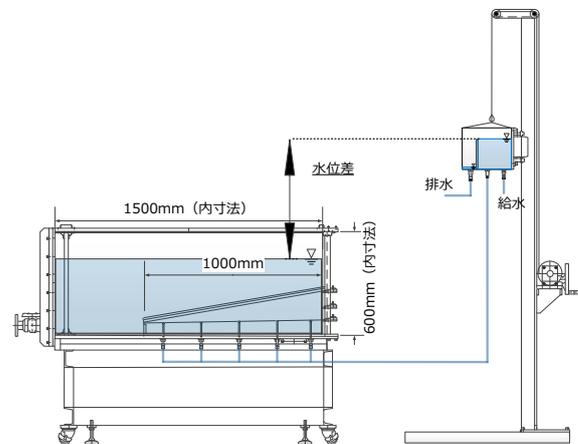


図2 実験装置平面図

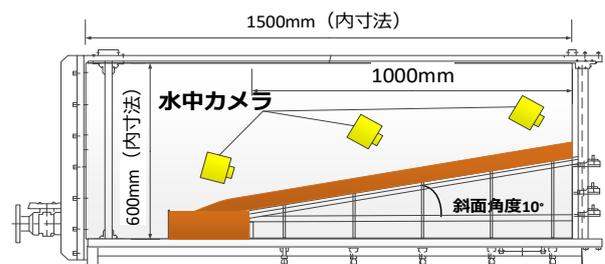


図3 水中カメラ設置位置

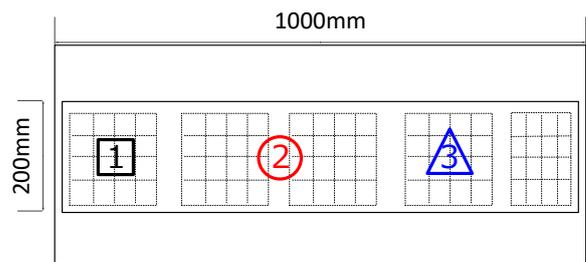


図4 斜面模型上面概要図

2.2 実験条件

本実験では、豊浦砂を用いて、水中落下法で斜面を形成した。目標相対密度は40%とし、目標全層厚は不透水層を設置しないケースでは41mmとし、設置するケースでは41mmと51mmの2種類を設定した。不透水層を設置したケースでは図5に示すように斜面底面から30mmまで砂を堆積させた上に不透水層を設置し、さらにその上から10mmあるいは20mmの砂を堆積させた。不透水層は長さ920mm、幅390mm、厚さ1mmのビニールシートを用いた。

定水位昇降装置で水位差を調節することにより水圧を与えた。初期の水位差は限界動水勾配の値を基準として35mmとし、その次に100mmとした。それ以降は100mmずつ1300mmまで上昇させて計14の水位差について測定した。水圧を与える継続時間は全ての水位差で150秒とし、各水位差の間に、地盤内の水圧を消散させるため、1分程度のインターバルを設けた。

実験ケースを表2に示す。ケース名のpは浸透性を表す permeable, iは不透水性を表す impermeable のそれぞれの頭文字をとったものであり、それぞれ不透水層を設置していないケースと設置したケースを示している。不透水層を設置したケースにおいて、Aは全層厚が41mm、Bは全層厚が51mmのケースを示している。末尾の数字は開けたコックの番号を示している。

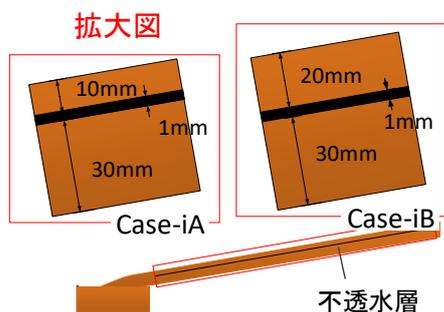


図5 不透水層設置時の斜面拡大図

表2 実験ケース

ケース名	不透水層	層厚	水圧位置
Case-p1	なし	41mm	①
Case-p2	なし	41mm	①②
Case-p3	なし	41mm	①②③
Case-p4	なし	41mm	①②③④
Case-p5	なし	41mm	①②③④⑤
Case-iA1	あり	41mm	①
Case-iA2	あり	41mm	①②
Case-iA3	あり	41mm	①②③
Case-iA4	あり	41mm	①②③④
Case-iA5	あり	41mm	①②③④⑤
Case-iB1	あり	51mm	①
Case-iB3	あり	51mm	①②③
Case-iB5	あり	51mm	①②③④⑤

3. 実験結果および考察

3.1 すべりの形態

本実験では、不透水層を設置した全8ケース中、Case-iB1を除く7ケースですべりが確認された。そのすべりの形態は、不透水層と上部砂層が一体となって斜面に対して剛体的に並行移動するものであった。模型実験によって海底地すべりの特徴を再現できているかを検討するため、本実験結果の形態的特徴を過去の海底地盤調査によって明らかとなっている海底地すべりの痕跡と比較した。

川村ら(2017)⁸⁾は海底地すべりが一般的に滑落ドメイン(headwall domain)、移動ドメイン(translational domain)、先端ドメイン(toe domain)の3つの領域に分かれるとしている。図6に各ドメインが示された海底地すべりの形態図を示す。滑落ドメインは自然斜面が海底地すべりによって浸食された領域であり、窪地を有し、滑落崖と呼ばれる浸食により自然斜面より急傾斜になった斜面である。移動ドメインは、滑落ドメインから移動してきた堆積物を有することが特徴である。先端ドメインは圧縮変形による凸型地形によって特徴づけられる。凸型地形は地すべり移動体が周囲の地形によって移動を遮られるか、すべり面が局所的に起伏変化するかのいずれかに起因して生じる。これらの特徴と模型実験で発生した地すべりの比較検討を行う。

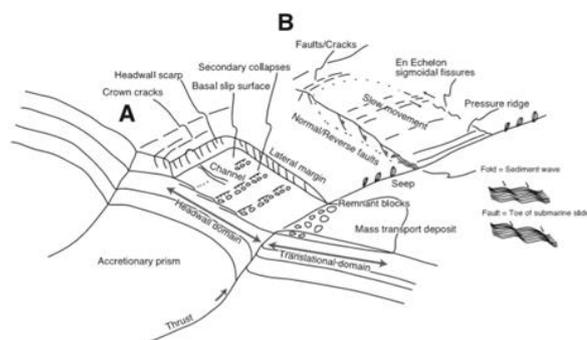


図6 海底地すべりの形態図⁸⁾

図7にすべりの概略図および比較検討を行った斜面の該当箇所を示す。上部層が平行移動し、法尻に砂が堆積した様子を表している。また、図中には図8~図10に示した各ドメインを撮影した位置を表記した。

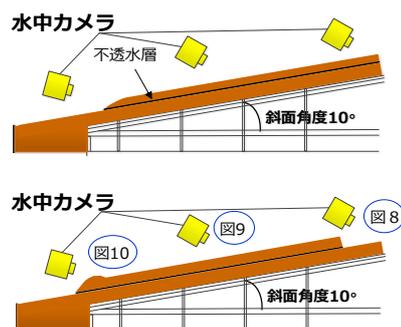


図7 すべりの概略図(上:すべり発生前, 下:すべり発生後)

図8はすべり発生前後の法肩部の様子である。法肩部では、上部層がすべって移動したため、斜面が浸食された領域が見られる。また、斜面上端には、すべりが発生する前の10°よりも急傾斜の斜面が存在し、実地盤における滑落崖に該当する部分だと考えられる。

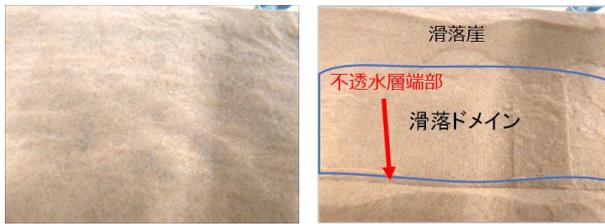


図8 滑落ドメイン(左:すべり発生前, 右:すべり発生後)

図9はすべり発生前後の斜面中腹の様子である。斜面中腹では撮影範囲全面で砂が法肩から法尻へ向かって流動しており、移動ドメインの特徴を有しているといえる。



図9 移動ドメイン(左:すべり発生前, 右:すべり発生後)

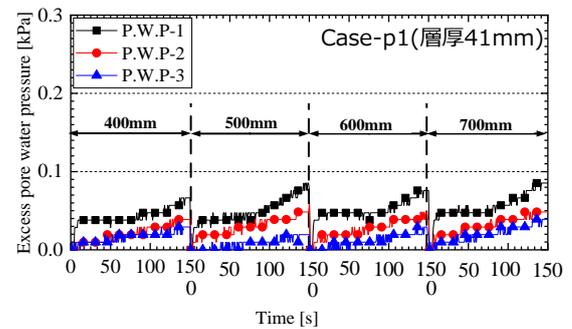
図10はすべり発生前後の法尻部の様子である。斜面上方より落下してきた砂が斜面部分の端部まで到達し、水平基礎地盤との境界付近に砂が堆積することで凸型地形となり、先端ドメインの特徴を有しているといえる。以上、本実験で発生したすべりでは海底地すべりの形態的特徴が見られ、実地盤で考えられる波浪や潮位変動などの影響は考慮していないものの、模型実験により海底地すべりの発生を概ね再現できていると考えられる。



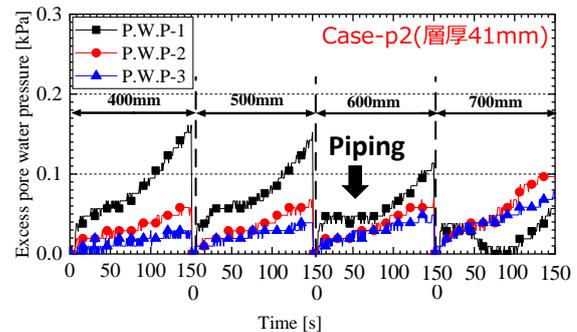
図10 先端ドメイン(左:すべり発生前, 右:すべり発生後)

3.2 不透水層なしのケースの実験結果

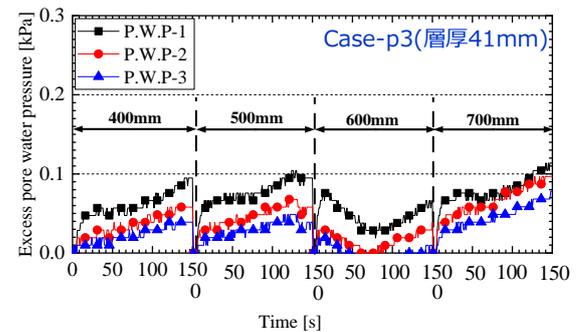
不透水層を設置しないケースでは、5 ケース全てですべりが発生しなかった。図11に不透水層を設置していない5つのケースの水位差400mm~700mmの過剰間隙水圧の150秒間の時刻歴データを連続して示す。また、Case-p1を除く4ケースでは表3に示す水位差の時に法尻でパイピングが発生した。水位差1000mm付近でパイピングが発生することが多かったが、明確な傾向は見られなかった。



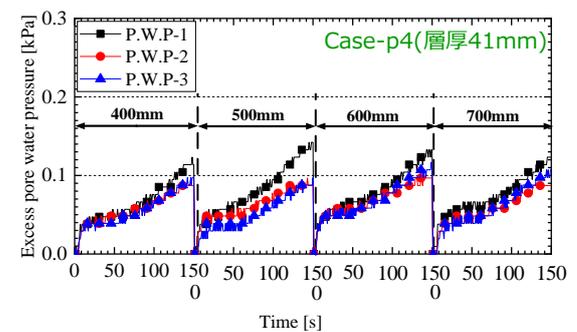
(i) Case-p1



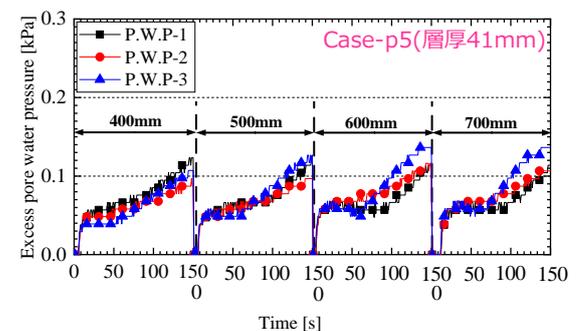
(ii) Case-p2



(iii) Case-p3



(iv) Case-p4



(v) Case-p5

図11 不透水層なしの5つのケースにおける水位差400~700mmの過剰間隙水圧の変動

表3 パイピング発生水位差

ケース名	パイピング発生水位差
Case-p1	—
Case-p2	600mm
Case-p3	1200mm
Case-p4	900mm
Case-p5	1000mm

図11(i)~(iii)に示したCase-p1~Case-p3においては、間隙水圧計1の値が最も高く、間隙水圧計2,3の順に過剰間隙水圧の値は小さくなる。水圧を与える範囲が法尻から斜面中腹にかけての3カ所であるため、局所的に過剰間隙水圧が上昇したと考えられる。図11(iv),(v)に示したCase-p4およびCase-p5のグラフより、水圧を与える範囲が広がるほど、各水圧計の値が同程度となり、水圧が斜面全体に広がっていると考えられる。法尻付近のコック2箇所から水圧を与えたCase-p2では、図11(ii)に示したように水位差400mmから法尻の水圧を示す水圧計1の値が卓越しており、水位差600mmの時法尻でパイピングが発生した後、水位差700mmでは法尻の水圧計1の値が減少しており、パイピングによって過剰間隙水圧が消散していると考えられる。過剰間隙水圧の大きさは水圧を与える範囲を大きくするほど上昇するわけではなく、パイピングが発生すると、その後、過剰間隙水圧がパイピング発生時点の値を上回することは少ないと考えられる。

3.3 不透水層ありのケースの実験結果

3.3.1 すべり距離の検討

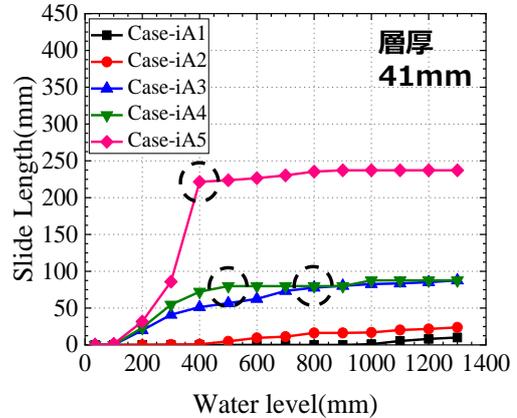
前述の通り、不透水層を設置した全8ケース中Case-iB1を除く7ケースですべりが確認された。不透水層を設置していないケースではすべりが発生しなかったため、不透水層が海底地すべりの発生に大きく寄与しているといえる。また、8ケース全てでパイピングが発生した。表4に各ケースにおけるすべりが発生した水位差と最終的なすべり距離を、図12にはすべり距離と与えた水位差の関係のグラフを示す。層厚41mmのCase-iAについては再現性が確認できたと考えられるケースを、層厚51mmのCase-iBについては、すべりが発生しなかったCase-iB1については1つのみ示し、すべりが発生したCase-iB3とCase-iB5の結果については再現性確認のために実施した各3ケース(a, b, c)の結果を全て示した。

図12(i)よりCase-iAでは水圧を与える範囲が広いほど、より小さい水位差で初期すべりが発生し、最終的なすべり距離は大きくなる傾向が見られた。斜面内に流入した水が不透水層下に分布し、下部層と不透水層の間に働く摩擦力を低減することでせん断抵抗が減少しすべりが発生するという仮定のもとでは、水圧を広範囲で与えたため、均一に水が分布したと考えられる。しかし、図12(ii)に示したようにCase-iBでは法尻から3つのコックを開けたCase-iB3が、全てのコックを開き斜面全体に水圧を与えたCase-iB5よりも距離は増大した。これはCase-iB5において、

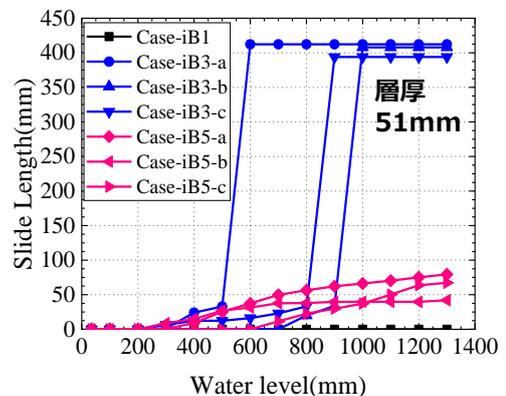
すべりが発生する前に不透水層端部と土槽壁面との間にパイピングが発生したため不透水層下に水が貯留されずに抜けてしまったことが原因だと考えられる。また、表4に示したようにすべり発生水位差に関して、Case-iB3とCase-iB5の間で大きな差は見られなかった。なお、Case-iB3の最終すべり距離である400mm付近の値は、すべりの先端が図1に示した水平地盤の端まで到達している状態であり、実験装置の構造上の限界まですべりが進行したことを意味している。

表4 すべり発生水位差と最終すべり距離

ケース名	すべり発生水位差	最終すべり距離
Case-iA1	1000mm	10.1mm
Case-iA2	300mm	23.8mm
Case-iA3	200mm	87.6mm
Case-iA4	200mm	87.6mm
Case-iA5	100mm	237.2mm
Case-iB1	—	—
Case-iB3-a	300mm	412.3mm
Case-iB3-b	800mm	407.8mm
Case-iB3-c	300mm	404.0mm
Case-iB5-a	300mm	79.5mm
Case-iB5-b	300mm	42.0mm
Case-iB5-c	700mm	67.2mm



(i) Case-iA (層厚 41mm)



(ii) Case-iB (層厚 51mm)

図12 すべり距離-水位差関係

図 12(i) の破線円部分に示したように Case-iA3, Case-iA4, Case-iA5 では、すべり距離増分の勾配が緩やかになる点が見られる。このことは、法尻に堆積した土砂、すなわち先端ドメインによってすべりの進行が阻害されたことが原因だと考えられる。水平基礎地盤上で斜面の勾配が緩くなるため、地すべり移動体の先端が水平基礎地盤に差し掛かると、移動体に働く斜面下方向の滑動力が小さくなる。そのため、すべりの進行に伴って移動体先端に圧縮力が発生し、先端ドメインが生じたと考えられる。Case-iB3 ではすべり増分が最大の時に、平均すべり速度が Case-iA5 の 2.2~3.7 倍程度であった。ここで、「平均すべり速度」とは、与えた水位差に対してすべり距離を、すべり発生から静止するまでのすべり継続時間で除した値である。それに加えて移動体の質量も大きいため Case-iA5 と比較して大きな運動エネルギーを有し、先端ドメインによる阻害を受けても大きなすべりになったと考えられる。図 13 に Case-iA3 と Case-iB3-a の法尻の堆積状況を示す。Case-iA3 では、不透水層端部は先端ドメイン内部に位置しており観察することはできないが、Case-iB3-a では不透水層の端部が露出していることが確認できる。

上部層厚を 10mm から 20mm に厚くしたことによるすべり距離の影響は、コックを 3 つ開けたケースでは層厚が厚いほどすべり距離が大きくなり、コックを 1 つ開けたケースと 5 つ開けたケースではむしろすべり距離が小さくなり、明瞭な相関関係は見られなかった。先述のように、5 つ全てのコックを開けたケースでは、不透水層下に流入する水量が増加する一方で、不透水層の切れ目からパイピングが発生しやすくなることで、すべり距離が小さくなったと考えられる。基本的には斜面全体に過剰間隙水圧が発生することですべり距離は増大する傾向にあるが、単に間隙水圧が上昇する範囲だけでなく、不透水層下にある程度の水が貯留されることで大規模なすべりにつながる可能性があるといえる。

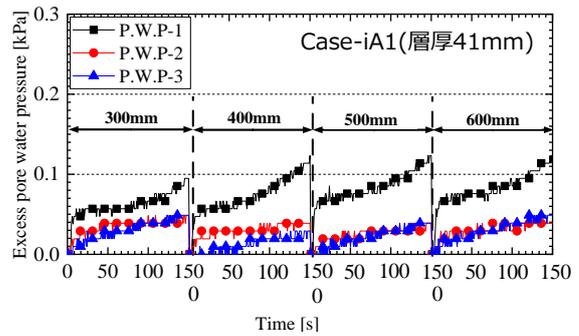


図 13 法尻部の比較 (左:Case-iA3, 右:Case-iB3-a)

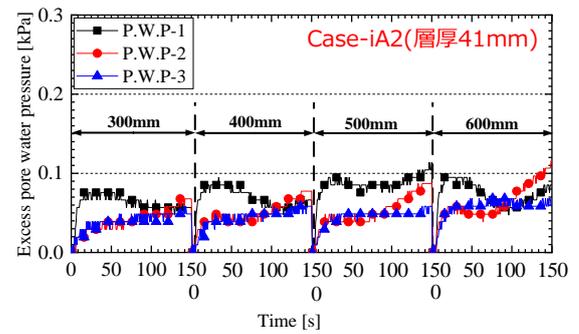
3.3.2 過剰間隙水圧の検討

図 14 には層厚 41mm のケースの水位差 300~600mm の過剰間隙水圧の変動を示し、同様に図 15 には層厚 51mm のケースでの水位差 300~600mm における過剰間隙水圧の変動データの一つずつ示した。

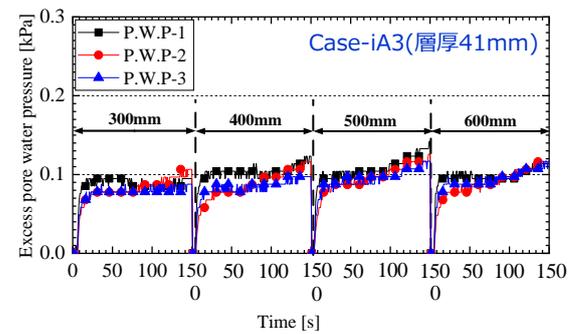
まず、不透水層の有無について比較を行う。図 11(iii) に示したように Case-p3 では各水圧計の値に差があったが、図 14(iii) に示した Case-iA3 では全ての水圧計がほぼ同じ



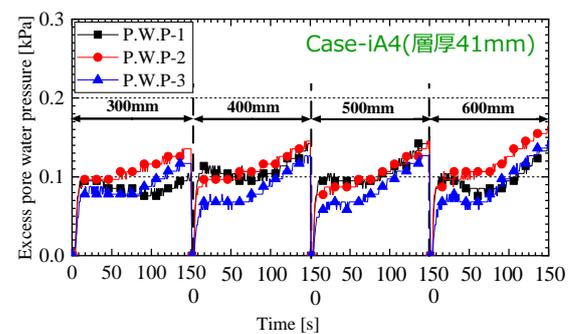
(i) Case-iA1



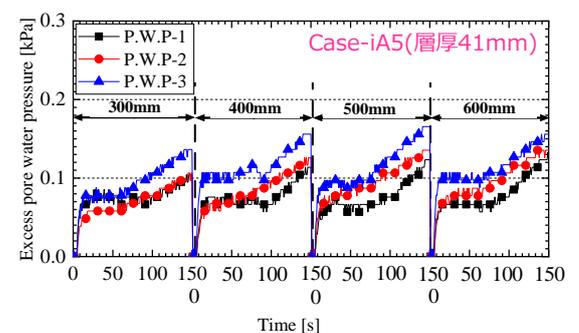
(ii) Case-iA2



(iii) Case-iA3



(iv) Case-iA4

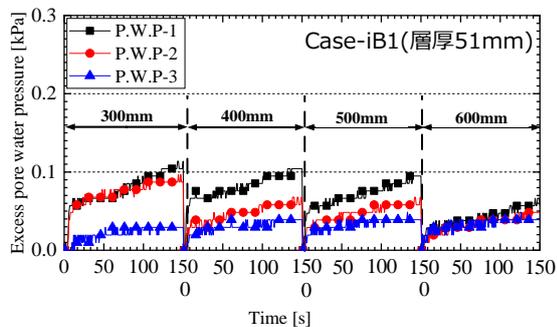


(v) Case-iA5

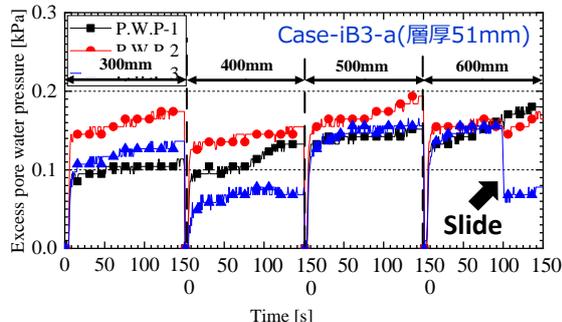
図 14 不透水層ありの 5 つのケースにおける水位差 300mm~600mm の過剰間隙水圧の変動 (Case-iA)

値を示している。このことから、不透水層のある斜面内では斜面底部から流入した水は不透水層に沿って斜面全体に広がっていくことが示唆される。

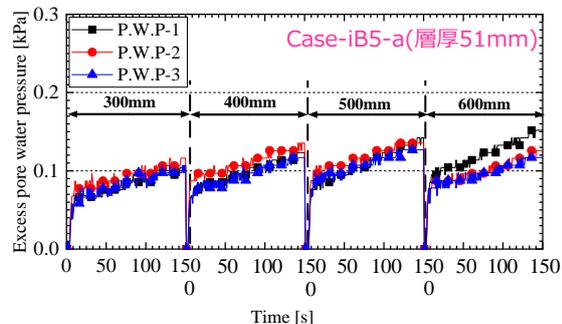
層厚 41mm の Case-iA において、図 14 (i) に示す Case-iA1 では、法尻の水圧計 1 の値は、水圧を与える範囲が大きい他のケース、例えば図 14 (iii) に示す Case-iA3 と比較しても大きな差はない。しかし、表 4 に示したように Case-iA1 はすべりが水位差 1000mm まで発生しなかった。このことから、不透水層下で局所的に過剰間隙水圧が増加するとすべりが発生するのではなく、斜面全体に一定以上の過剰間隙水圧が発生することですべりが発生すると考えられる。ところが、図 12 (i) から読み取れるように Case-iA5 では水位差 400mm の時にすべりが 100mm 以上進行しているが、図 14 (iii), (iv), (v) に示したように過剰間隙水圧の値は Case-iA4 や Case-iA3 と比較しても明確な差が見られない。このことから、すべり距離は過剰間隙水圧の大きさだけではなく、斜面内に流入する水量の影響も受けていると示唆される。



(i) Case-iB1



(ii) Case-iB3-a



(iii) Case-iB5-a

図 15 不透水層ありの 3 つのケースにおける水位差 300mm~600mm の過剰間隙水圧の変動 (Case-iB)

すべりの発生しなかった Case-iB1 は水位差 700mm の時に斜面中腹の壁際でパイピングが発生した。図 15 (i) に示したように水位差を 300mm~600mm まで大きくしていく過程で、法尻や中腹の水圧が徐々に消散していく様子が確認できる。パイピングが発生する前段階として不透水層下部で過剰間隙水圧が分散していることが予測される。Case-iB3-a では、図 12 (ii) に示したように水位差 600mm の時にすべり距離が 400mm を超えるまですべりが進行し、図 15 (ii) 中に矢印で示したように、すべりの進行と同時に法肩の過剰間隙水圧が急激に低下した。水圧計 3 の上部にあった土塊が大きな速度ですべったことにより該当部の過剰間隙水圧が急速に消散し、大幅に低下したと考えられる。また、同じく図 15 (ii) の Case-iB3-a では水位差 300mm, 400mm の時は、各水圧計の値に差がある。法尻からパイピングが発生したり、すべりの進行に伴って法肩の不透水層の切れ目から水が排出されたりしたことが原因であると考えられる。しかし、大規模なすべりが発生する前の水位差 500mm では、各水圧計の値がほぼ同じ値を示しており、さらに図 14 に示した Case-iA のどのケースと比べても過剰間隙水圧が高くなっていることが分かる。上部層厚を 10mm から 20mm に変化させたことで、上部層の重量も増加しており、下部層との摩擦を低減させる水膜が生成されるには、より高い過剰間隙水圧が斜面全体に均一に分布することが必要となるため、妥当な結果が得られたと考えられる。逆に Case-iB5-a では、表 4 に示したように水位差 300mm ですべりが発生したが、その後は図 15 (iii) に示したように斜面全体に均一に水が分布しているものの、図 14 (v) に示した層厚が 41mm の Case-iA5 の時と近い値までしか過剰間隙水圧が上昇しなかった。層厚 51mm のケースでは、層厚 41mm のケースとは異なり、斜面内に流入する水量が多いほど、すなわち多くのコックを開けるほどすべりが大規模化するのではなく、パイピングが進展しにくい流量を与えることで地すべり移動体と下部層の摩擦が低減されやすくなるという結果が得られた。

以上の結果をまとめると、水圧を与える範囲を増加させると、不透水層下での過剰間隙水圧は広い範囲に分布すると考えられる。その中でも、斜面内に不透水層が存在する場合、水圧を与える箇所が局所的であっても、水圧が不透水層に沿って広がることが観測された。このことから実際の海底地盤においても、不透水・低透水層が存在すると局所的な流体圧の増加が海底地すべり発生につながる可能性があると考えられる。また、過剰間隙水圧の大きさのみがすべり距離に影響するのではなく、不透水層下に均一に過剰間隙水圧が分布することとパイピングが過度に進展しないことがすべりの発生およびすべり距離を決定する上で重要だと考えられる。

4. 結論および今後の課題

本研究では、間隙圧上昇による海底地すべりのすべり距離および地すべり移動体の挙動を把握することを目的と

した模型実験を行った。特に間隙水圧を与える大きさ・範囲、不透水層の有無および不透水層上部の層厚に着目した。得られた主な知見を以下に示す。

- [1] 水圧を与える範囲が大きいと斜面に流入する水量が増加し、斜面全体に均一な過剰間隙水圧が生じるが、特に不透水層があるケースでは水圧を与える範囲が小さくても、広範囲で過剰間隙水圧が上昇する。
- [2] 不透水層の存在する地盤に過剰間隙水圧が発生すると、不透水層と上部層が剛体的に平行移動するすべりが発生する。
- [3] 層厚が 41mm のケースでは、過剰間隙水圧の値が同程度でも水圧を与える範囲が大きいほど、すべり距離が長くなる結果が得られた。このことから、すべり距離は過剰間隙水圧の大きさだけでなく、不透水層下への水の流入量の影響も受けると考えられる。
- [4] 不透水層上部地盤の層厚を変えて実験を行った結果、上部層厚が大きい場合において、すべり距離が長くなった結果もあれば、すべりがあまり進展しない結果もあり、明確な相関関係は見られなかった。これにはパイピングの発生の有無が関わっていると考えられる。
- [5] 最終的なすべり距離は先端ドメインが発達しているほど短くなった。これは地すべり移動体の先端で土砂が堆積することによりすべりの進行が妨げられることが原因の一つだと考えられる。

今後の検討課題としては、徐々に与える水圧を大きくするのではなく、地震時を想定して急激に高い水圧を与えることで、実際の海底地すべりの発生メカニズムの解明に繋がっていくことが挙げられる。また、水膜を観測するには至っていないため、不透水層下の水の挙動を把握することも必要である。

参 考 文 献

- 1) Shimamura, K., 2008. Revised chart of the submarine canyon and valley systems around the Japanese Islands -on their topographic features and their unsettled questions. Jour. Geol. Soc. Japan, 114, 11, 560-576.
- 2) Sassa, K., He, B., Miyagi, T., Strasser, M., Konagai, K., Ostric, M., Setiawan, H., Takara, K., Nagai, O., Yamashiki, Y. and Tutumi, S., 2012. A hypothesis of the Senoumi submarine megaslide in Suruga Bay in Japan-based on the undrained dynamic-loading ring-shear tests and computer simulation. Landslides, 9, 4, 439-455.
- 3) Nisbet, E.G. and Piper, D.J.W., 1998. Giant submarine landslides. Nature. 392, 329-330.
- 4) Sassa, S. and Takagawa, T., 2019. Liquefied gravity flow-induced tsunami: first evidence and comparison from the 2018 Indonesia Sulawesi earthquake and tsunami disasters. Landslides, 16, 195-200.
- 5) Tappin, D.R., Grilli, S.T., Harris, J.C., Geller, R.J., Masterlark, T., Kirby, J.T., Shi, F., Ma, G., Thingbaijam, K.K.S. and Mai, P.M.,

2014. Did a submarine landslide contribute to the 2011 Tohoku tsunami? Mar. Geol. 357, 344-361.

- 6) Ikehara, K., Satoh, M. and Yamamoto, H., 1990. Sedimentation in the Oki Trough, southern Japan Sea, as revealed by high resolution seismic records (3.5 kHz echograms). Jour. Geol. Soc. Japan, 96, 1, 37-49.
- 7) Kokusho, T., 2000. Emergence of water film in layered sand due to seismic liquefaction and its effect on soil stability. Japan Soc. Eng. Geol. 41, 77-86.
- 8) Kawamura, K., Kanamatsu, T. and Yamada, Y., 2017. Submarine slides and marine geohazards: the study results so far and current problems. Jour. Geol. Soc. Japan, 123, 12, 999-1014.

津波時の防波堤マウンドの安定性評価における浸透挙動に着目した洗掘発生条件 (Conditions of Scour Occurrence Focused on Infiltration Behavior in Stability Assessment of Breakwater Mounds During the Occurrence of Tsunami)

安江絵翔¹, 前田健一², 鈴木悠真³

1 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻・E-mail address k.yasue.493@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学教授 高度防災工学センター

3 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻

概 要

津波のような高速流体が作用すると沿岸部の地盤が洗掘され、防波堤が被災する。著者らの研究により、地盤への浸透現象が洗掘現象を助長していることが明らかとなった。本稿では水平な開水路流れ下の飽和水平地盤に作用する浸透現象について考察を行った。また、その知見に基づいた開水路流れに起因して発生する防波堤基礎マウンド内部における浸透流の可視化を水理模型実験と浸透流解析により行い、浸透流の局所化が洗掘現象に与える影響について考察した。実験より、港外側からマウンド内に流入した浸透流は港内外の水位差やマウンドの形状に関わらず港内側のマウンド法肩付近に集中して排水することが分かった。また、解析により特にマウンドの法肩付近において浸透流速が局所的に大きくなっていることが分かった。この浸透流速による安全率評価を行ったところ、浸透流の局所化が土粒子の浮遊作用をもたらし、洗掘現象を発生、拡大していることが分かった。

キーワード：洗掘，浸透流，マウンド

1. はじめに

津波や洪水流などの高速流れにより発生した洗掘現象は、構造物の支持力低下や損傷をもたらす。2011年の東日本大震災の際、八戸港の防波堤では支持マウンドの洗掘が契機となりケーソンが転倒した。マウンド洗掘のメカニズムは未だ解明されておらず、模型実験による破壊過程の再現は確立できていない。これまで、洗掘現象については水理学の分野における掃流力¹⁾(表面流速が地表面に及ぼすせん断力)による評価(さらにケーソン直上の越流によるマウンド上部への衝撃力、津波の流れ方向に生じる水位差(空間的变化)に起因して発生する浸透流の影響²⁾など)が一般的であった。しかし、1993年の北海道南西沖地震で発生した大津波による奥尻港等の防波堤の被害状況では、これまで想定されてきた被災要因だけでは説明できないような大規模な洗掘が発生したと報告された³⁾。また近年の研究成果から地盤内部の応力変化が洗掘現象を助長させる可能性が示されており、地盤力学的な視点からも検討が必要であると考える。

著者らの研究⁴⁾⁹⁾から、地盤内部での浸透現象が応力変化を誘発させる要因の一つであることが分かっている。この浸透現象については、水位変動のない水平な開水路流れが飽和水平地盤に作用する場合であっても、地表面で波状

に流入及び排水する浸透流が発生することが明らかとなっている。そこで本稿では、まず飽和地盤内での浸透現象に着目した開水路模型実験を実施し、地盤内部での浸透挙動を可視化した。そして実験より得られた知見をもとに、実際の防波堤マウンドを模擬した水理模型実験及び浸透流解析を行うことで、浸透現象が防波堤マウンドの洗掘に及ぼす影響を考察した。実験では撮影した浸透流の動画をもとにPIV(Particle Image Velocimetry)解析を行うことで土粒子レベルの安定性を検証し、浸透流解析では、実験で簡易的な装置により得られたピエゾ水頭を境界条件とすることで、土要素レベルの浸透破壊に対する安定性を検討した。この浸透流解析については、従来の手法では複雑な計算を省くために静水状態を仮定し、地表面に作用する静水圧を境界条件として用いて行っている。

2. 飽和水平地盤への浸透現象

2.1 実験概要

実験は図1に示す開水路模型を用いた。装置内には海底を模した幅500mm、高さ100mm、奥行き300mmの土槽区間を設けた。水流は水中ポンプ(流量: $Q = 120\text{L}/\text{min}$)を用いて循環流を発生させた。土槽区間には、珪砂2号を水中落下法により相対密度 $D_r = 40\%$ で堆積させた。土槽区間

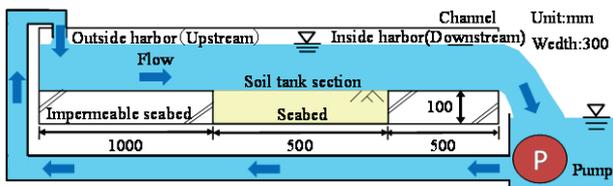


図 1 開水路の概要図

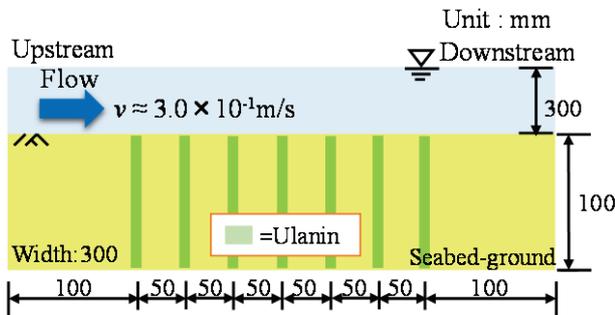


図 2 土槽区間でのウラン柱概略図

に用いた珪砂 2 号は透水係数 $k=1.83 \times 10^{-2} \text{m/s}$ 、平均粒径 $D_{50}=3.270 \text{mm}$ である。地盤内部での浸透現象を可視化する為、ウラン溶液を予め地盤内に注射器を用いて注入し、ウラン柱とした(図 2)。ビデオカメラを設置し、土槽内での浸透挙動を観察した。

2.2 実験結果および考察

実験結果を図 3 に示す。開水路流れが地盤表面に作用した直後より、ウラン柱が初期の形状を変化させ、形を崩しながら流下方向に向けて浸透していく様子が観察された。このウラン柱の軌跡に着目すると、地盤上部から地盤下部に向けて押されるような挙動と土槽の上流部から下流部に向けて水平方向に進む挙動が同時に見られた。開水路流れが地盤内部に浸透し、もともと内在していたウラン溶液を含む間隙水が押し出される形で地盤内部を流下方向へ浸透したと考えられる。従って、開水路流れが作用することで、飽和水平地盤内において浸透流が発生することが確認された。この浸透現象の発生要因について考察する。開水路流れが地盤に浸透していく際、特に顕著にウ

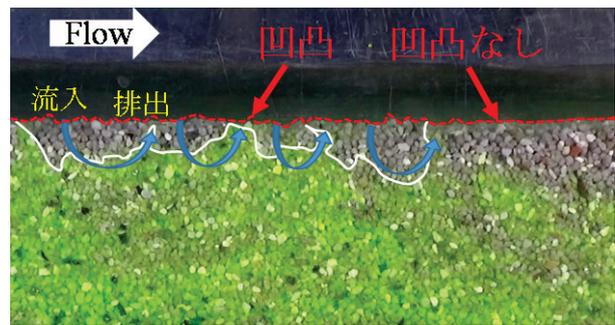


図 2 地盤表面の凹凸と浸透現象の関係(赤破線:地盤表面の凹凸, 白実線:浸透フロント)

ラン柱の崩壊が観察された箇所に着目すると、微小ながら地表面の凹凸が存在していることが分かった(図 4)。また、この凹凸の高低差が大きい程、ウラン柱が土槽下方へ大きく押し出されていることが分かった。つまり、地盤の凹凸により浸透現象が発生し、地表面の起伏が大きいほど浸透現象が顕著になることが考えられる。以上、地盤表面の起伏により浸透現象が発生することから、海底地盤上の起伏となる実際の防波堤マウンドではより顕著な浸透現象が発生していると考えられる。そこで、開水路流れ下における防波堤マウンドの浸透現象について検討した。

3. 定常流れ下における防波堤マウンドの浸透現象

3.1 実験概要

洗掘要因の一つである浸透流に着眼点を置いた実験を図 1 に示す模型水路を用いて実施した。ポンプ(流量: $Q=280 \text{L/min}$)により津波を模擬した定常の循環流を作用させ、マウンドの形態変化による浸透流挙動への影響を除くため、洗掘現象が生じない地表面近傍流速に調節した。整流板を上流に設け、水面変動を抑制した。土槽中央の表面形態については、整形したマウンドを設置し、その天端にケーソン底面を模擬した非排水面を設置した場合(図 5)とその天端にケーソンを設置した場合(図 6)の検討を行った。浸透現象を明瞭に観察するため、土槽区間とマウンドに珪砂 2 号を用い、相対密度 $D_r=40\%$ で統一した。地盤

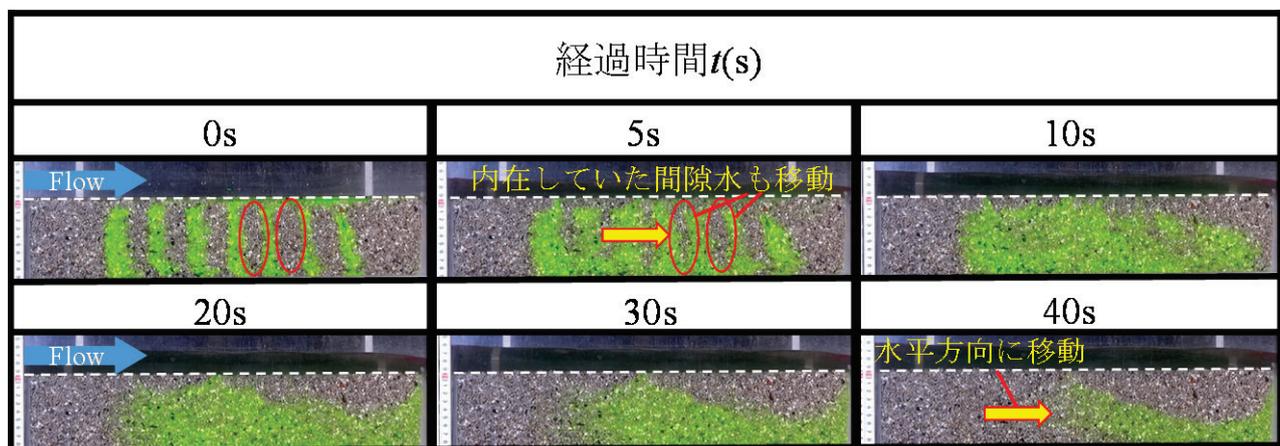


図 3 ウラン柱による地盤内浸透挙動の可視化(地盤材料:珪砂2号, 平均断面流速: 0.31m/s , 白破線:地盤表面の位置)

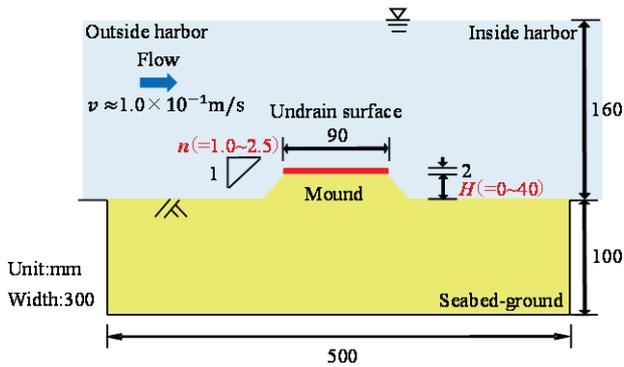


図 3 土槽区間の断面図（整形されたマウンドの天端にケーソン底面を模擬した非排水面を設置/定常状態）

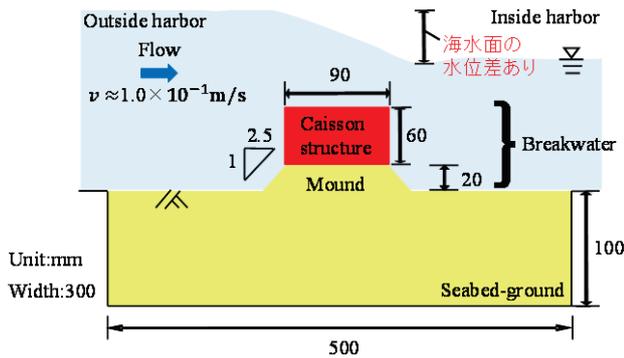


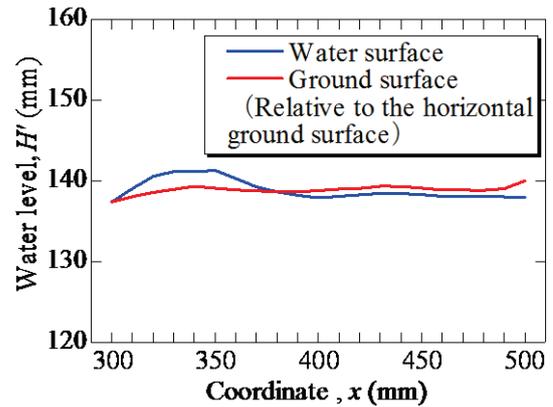
図 4 土槽区間の断面図（整形されたマウンドの天端に実ケーソンを設置/定常状態）

内を移動する浸透流を可視化するため、ウランで黄色く着色した液体を注射器を用いて適宜地表面から注入した。ケーソンを設置した検討では、実験で得たピエゾ水頭を用いて浸透流解析を行った。実験条件と同様の寸法、物性値でモデルを作成し、土槽区間の飽和浸透流を対象として定常解析を有限要素法で行った。マウンド内浸透流について、[1]従来想定されてきた発生要因（静水状態を仮定し、水面水位差のみに起因する浸透流）の場合と、[2]起伏の存在により生じる空間的な水圧変化を発生要因として加えて考慮した場合の浸透挙動を計算した。境界条件は、[1]の場合は津波の水面水位を測定し、[2]の場合は簡易装置であるストロー状の細管（直径 3mm）の先端を地表面に接触させ、細管内の水位を読み取ることで直接計測した（図 7）。

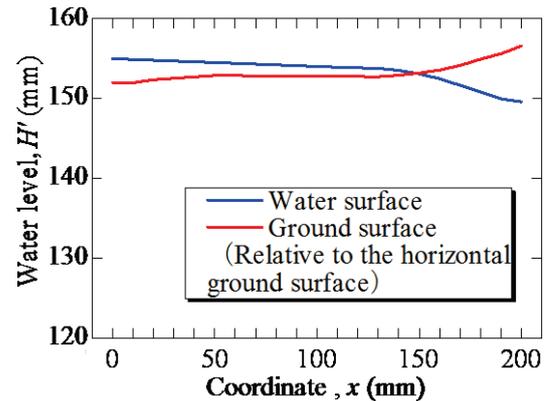
3.2 実験・解析結果および考察

(1) 非排水面のみ設置したマウンド内の浸透流

実防波堤の状態に近い、ケーソン構造物による非排水境界がある場合の浸透流挙動を観察するため、地盤表面にマウンドを設置し、その天端にケーソン底面を模擬した非排水面を設置した実験を行った（図 5）。起伏の存在により生じる空間的な水圧変化だけに着目できるように、非排水面の厚みは薄くし（約 2mm）、あえてケーソンの寸法には合わせないことで、水面水位の差が生じないように設定した。マウンド形態については、天端高を $H=0\sim 40\text{mm}$ で 10mm 刻み、法勾配を $n=1.0\sim 3.0$ 割で 0.5 割刻みで変化させ、計



(a) 港外側



(b) 港内側

図 5 2種類の測定方法による地表面のピエゾ水頭分布（整形されたマウンドの天端に実ケーソンを設置/定常状態）

21 ケース（ $H=0\text{mm}$ は法面がないため 1 ケースのみ）と比較した。上流側（以後港外側と称す）法面の法肩、法面中央、法尻にウラン溶液を注入し、各注入箇所の場合においてマウンド内浸透流の移動を可視化した様子（ $H=20\text{mm}$, $n=2.5$ 割）を図 8 に示す。結果より、法肩と法面中央に注入した場合、ウラン溶液はいずれも下流側（以後港内側と称す）の法肩から排水され、特異的な浸透挙動となった。この現象は他のマウンド形態においても同様の結果となった。このことから、マウンドの港外側で流入した浸透流は港内側の法肩付近に集中し、局所的に排水するといえる。この要因としては、検討したマウンド形態において、いずれの港外側法面の箇所からも港内側法肩までの経路が最短であったためと考えられる。浸透流は地盤内のピエゾ水頭差によって移動するため、最少のエネルギー損失で圧力消散に向かう挙動となる。

水圧変化に起因する浸透流が洗掘に及ぼす影響を定量的に調べた。浸透流の流速を測るため、港外側の地表面から注入したトレーサーが地盤内を移動の様子を高速度カメラ（Ditect 製/1000fps）で撮影し、Flownizer2D（Ditect 製）による PIV 解析を行った。用いたトレーサーは粒子径が $10\mu\text{m}$ 、比重が約 1.0 であり、間隙水と一体となって移動するため、浸透流の移動追跡に適する。トレーサーの動きを鮮明に撮影するため、高速度カメラには 105mm の望遠レンズを取り付け、撮影時には LED 照明を用いた。以

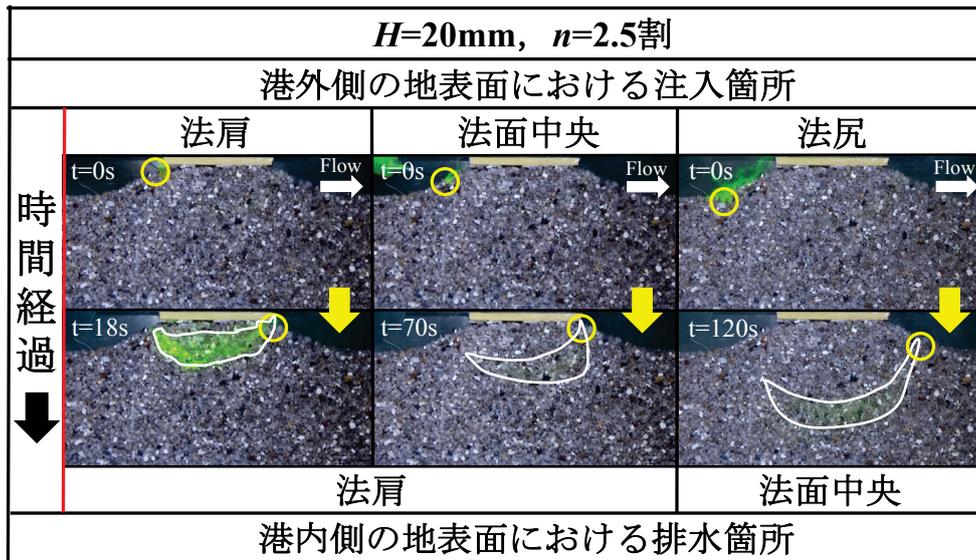


図 8 マウンド内浸透流の可視化（整形されたマウンドの天端にケーソン底面を模擬した非排水面を設置/定常状態）

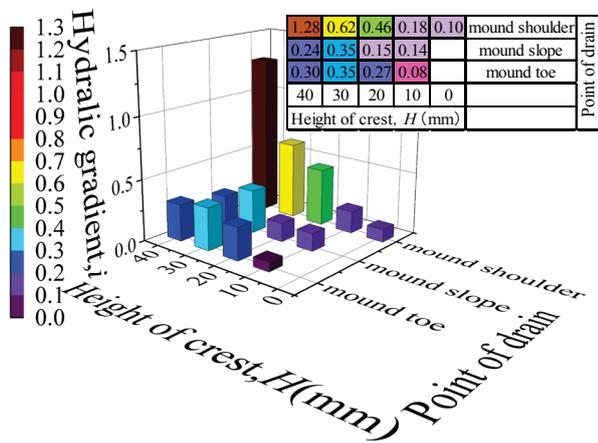


図 6 PIV 解析：港内側マウンドの法尻・法面中央・法肩における局所動水勾配（整形されたマウンドの天端にケーソン底面を模擬した非排水面を設置、 $n=2.5$ 割/定常状態）

下のダルシー則（式(1)）を仮定し、捉えた複数のトレーサーの平均移動速度を用いて港内側の法尻、法面中央、法肩における局所動水勾配を算出した（図 9）。

$$i = \bar{v} / k \quad (1)$$

ここで、 i ：マウンド法面における局所動水勾配、 \bar{v} ：トレーサーの平均流速、 k ：透水係数を示す。結果より、法肩において局所動水勾配の値が顕著に大きな値を示しており、ウラン溶液が法肩に集積したと整合がとれた。次に、粒子一粒での鉛直方向の力の釣り合いに着目し、法肩付近での浸透力による浮遊の危険度 j_v/W_p を算出した。この指標は、浸透力 j の鉛直成分 j_v を粒子一粒の有効重量 $W_p = 2.96 \times 10^{-4} \text{N}$ で除することで無次元化したパラメータである。なお、浸透力 j は以下の式(2)で算出した。

$$j = i \gamma_w V_p \quad (2)$$

ここで、 j ：マウンド法肩における浸透力、 γ_w ：水の単位体積重量、粒子一粒の平均体積 $V_p = 18.3 \text{mm}^3$ を示す。また、 $j/W_p \geq 1$ を満たした時に、浸透流によって土粒子が浮遊す

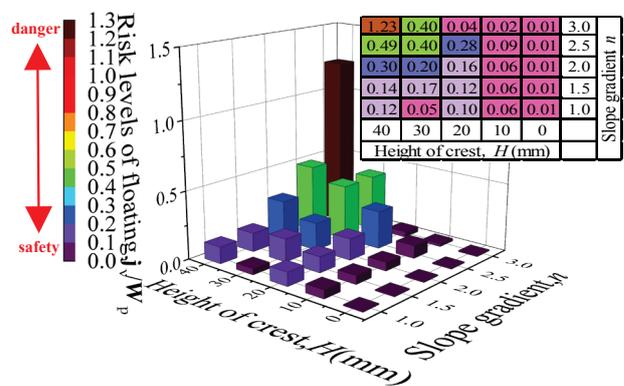


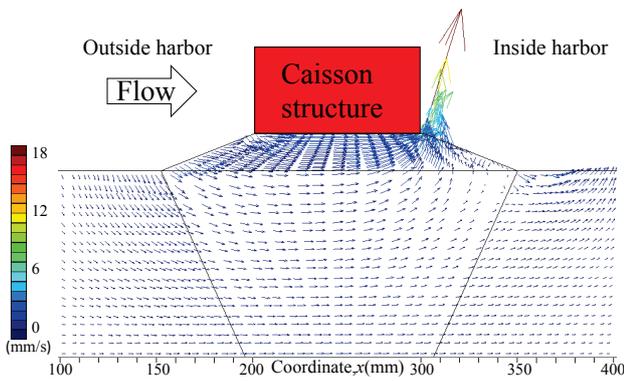
図 7 マウンド表面粒子の浸透力による浮遊の危険度（整形されたマウンドの天端にケーソン底面を模擬した非排水面を設置、港内側法肩/定常状態）

ることになる。

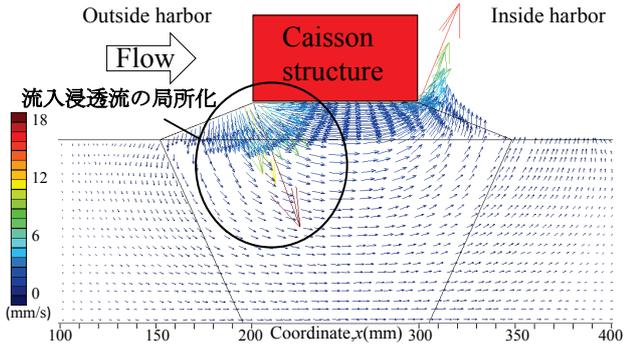
計算結果（図 10）より、 $H=40\text{mm}$ 、 $n=2.5$ 割の場合において $j_v/W_p=1.23$ となり、数値上は土粒子が浮遊する状態にある結果となった。実際には浮遊が生じていないが、周囲粒子との噛み合わせ効果が要因であると考えられる。しかし、越流等の他の洗掘要因が少しでも加われば、洗掘現象の発生も十分に考えられる結果である。水圧変化だけに起因する浸透流の影響により、防波堤マウンドが大きく不安定化することがわかった。

(2) 防波堤マウンド内における浸透流とその破壊形態

ケーソンを有す実防波堤を想定して水理模型実験（図6）及び浸透流解析を実施した。マウンド内浸透流について、[1]従来想定されてきた静水状態を仮定した、水面水位差に起因する浸透流の場合と、[2]空間的な水圧変化を発生要因として加えて考慮した場合の浸透挙動を浸透流解析により計算した。それらの解析結果と実験で実際に発生させたマウンドの破壊形態を照合し、水圧変化を考慮した浸透流挙動及び浸透破壊形態について、模型実験における再現性



(a) [1]水面水位を地表面のピエゾ水頭として入力



(b) [2]地表面のピエゾ水頭を直接計測して入力

図 9 流速ベクトル分布 (整形されたマウンドの天端にケーソンを設置/定常状態)

がどれだけ向上したかを検討した。なお水理模型実験は、地盤が形態変化しない定常状態のケースと、形態変化する非定常状態のケースの2つを行った。まず、境界条件の入手過程での都合上洗掘発生を抑制し、定常としたケースにおいて、[1], [2]に該当する境界条件を得て、浸透流解析を行った。次に、洗掘現象を発生させるために流速を上昇させた非定常のケースを行い、前者2つの場合の解析結果と照合した。

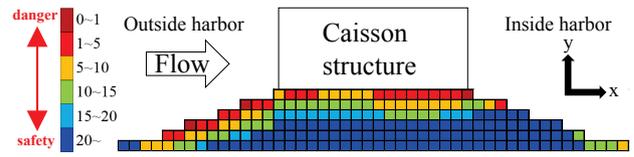
a) 2種類の境界条件による浸透流解析結果 (定常状態)

まず、流速ベクトル分布による浸透流挙動の比較を行った (図 11)。いずれの結果も港内側の法肩における浸透流速が顕著に大きかった。一方、水压変化を考慮した[2]の場合では、港外側においても法肩における浸透流速が顕著に大きかった。これは、ケーソン港外側において水压が上昇し、マウンド上部の地盤内の圧力についても静水压分布を仮定した[1]の場合よりも大きくなったためであると考えられる。また、局所的に流入した浸透流が再び局所的に排水することから、パイピングに似た浸透破壊が生じる可能性があり、法肩では従来よりもさらに厚い根固め工の措置が必要であると考えられる。

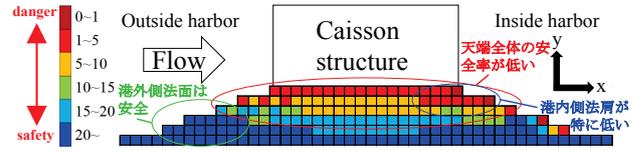
次に、浸透破壊に関する安全率による比較を行った。図 11の結果より浸透流が水平方向に流れる傾向がみられたため、水平浸透力に着目して計算した。まず、以下のダルシー則 (式(3))により局所動水勾配を算出した。

$$i' = v/k \quad (3)$$

ここで、 i' : マウンド内部の局所動水勾配、 v : 浸透流速を



(a) [1]水面水位を地表面のピエゾ水頭として入力



(b) [2]地表面のピエゾ水頭を直接計測して入力

図 10 水平方向の浸透力に着目した浸透破壊に関する安全率コンター (整形されたマウンドの天端にケーソンを設置/定常状態)

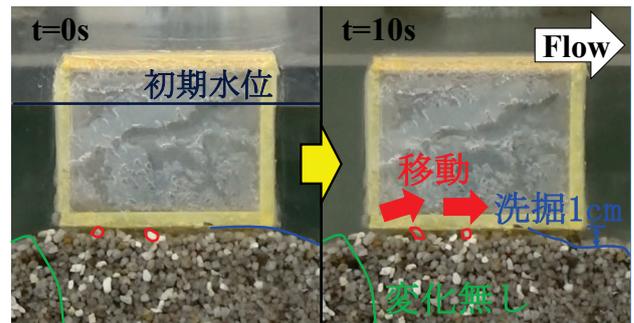


図 11 水理模型実験において実際に発生させた浸透破壊の様子 (整形されたマウンドの天端にケーソンを設置/非定常状態)

示す。マウンドを立方体のメッシュで分割し、一片に作用する水平及び鉛直方向の浸透力を次式で計算した。

$$F_x = i_x \gamma_w V_m \quad (4)$$

$$F_y = i_y \gamma_w V_m \quad (5)$$

ここで、 F_x : 水平浸透力、 F_y : 鉛直浸透力、 i_x : 局所動水勾配 i' の水平成分、 i_y : 局所動水勾配 i' の鉛直成分、 γ_w : 水の単位体積重量、メッシュ一片の体積 $V_m=125\text{mm}^3$ を示す。粘着力を $c'=0$ と仮定し、鉛直有効荷重 W' を受けるメッシュ底面の水平せん断強度 T_f を次式で計算した。

$$T_f = (W' - F_y) \tan \phi' \quad (6)$$

内部摩擦角を $\phi'=30^\circ$ と仮定し、以上の計算結果を用いて、浸透破壊に関する安全率 F_{sx} を次式より計算した。

$$F_{sx} = T_f / F_x \quad (7)$$

安全率コンターを図 12に示す。いずれの場合も概ね安全率が1を上回り、浸透破壊が生じない条件であることを確認した。[1]の場合では、港外側法尻からマウンド天端までの安全率が周囲より相対的に小さかった。一方[2]の場合では、マウンド天端の広範囲で安全率が小さく、特に港内側法肩付近で著しく不安定化していた。後者の[2]について図 11と併せて考察する。港外側法面では浸透流が鉛直下向きに流れる傾向があり、浸透破壊の可能性は比較的低いと考えられる。しかし、天端においては水平方向の大きな流速の浸透流が広範囲に生じるため、浸透破壊の可能性は高いと考えられる。従って、天端はケーソンの支持力低下に直接関わるため、[2]の結果はより危険性の高い結果であることがわかり、空間的な水压変化を加味する必要性が改

めて明確となった。

b) 水理模型実験による実際の浸透破壊（非定常状態）

実際の浸透破壊の様子を観察するため、より大きな流速で水理模型実験を行った（図13）。模擬津波の発生に伴い港外側から水位が上昇し始めると、マウンド天端において浸透破壊が生じ、港内側の法肩では実スケール換算で最大深さ約1m（縮尺1/100）の洗掘が観察できた。なお、港外側の法面では浸透破壊は観察できなかった。これらの現象は[2]の計算結果（図12(b)）と一致している。従って、従来想定されてきた浸透流の発生要因に簡易的に水圧変化を加えて考慮した浸透流解析を行うことで、浸透破壊が生じる箇所や規模を従来の手法よりも高い精度で特定することがわかった。浸透破壊に対する対策としては、マウンド天端に作用する水平浸透力を緩和する必要があるため、マウンド内に鉛直な矢板を設置する等で浸透破壊の危険性を低減できると考えられる。

4. まとめ

本研究では、水理模型実験や PIV（Particle Image Velocimetry）解析および浸透流解析を用いて浸透流が防波堤のマウンド基礎の洗掘にもたらす影響について考察した。特に、津波流れが河床波や防波堤等によって抵抗を受けて生じる空間的な水圧変化に着目した。地表面のピエゾ水頭分布を計測し、それを境界条件として用いた定常解析によって、浸透流挙動の特性を定量的に評価した。実験結果および解析結果から、以下の知見を得ることができた。

- 1) 飽和水平地盤に開水路流れが作用することで地盤内において浸透現象が生じる。この浸透流について、地表面の機微な凹凸が浸透挙動の進展に影響していたことから、地表面の起伏が浸透挙動の発生・発達を大きく助長すると考えられる。この起伏が大きくなることで、より浸透挙動が生じやすくなると考えられる。
- 2) 津波が発生すると、流れが河床波や防波堤等によって抵抗を受けて生じる空間的な水圧変化に伴って、地盤内部のピエゾ水頭分布についても変化することで、地盤内部で浸透流が発生することが明らかとなった。このことから、防波堤マウンド基礎の設計計算において、水圧変化に起因する浸透流の影響を反映することで、地盤内における浸透流挙動を正確に把握することに繋がり、支持マウンドにおける洗掘現象や浸透破壊に対する安定性評価の向上が期待できると考えられる。
- 3) 港外側のマウンド上部表面から流入した浸透流は港内側の法肩付近に集中し、局所的に排水される。これは、浸透流が地盤内のピエゾ水頭差によって移動するため、最少のエネルギー損失で圧力消散に向かおうとした結果であると考えられる。この浸透流の局所化に伴ってマウンド法肩部の地盤内で大きな局所動水勾配が発生し、浸透流の発生要因が空間的な水圧変化だけの条件下であっても、洗掘現象を発生させる程度の

土粒子の浮遊作用が生じる。

- 4) 防波堤マウンド基礎が津波力を受ける際、マウンド天端付近の広範囲の地盤において大きな水平方向の浸透力が作用することで、浸透破壊が発生することがわかった。特に、港内側法肩において著しく不安定化し、最大深さ 1m 程度の洗掘を観察することができた。
- 5) 定常状態における飽和浸透流解析において、簡易的な計測装置であるストロー状の細管を用いて直接計測した、地表面のピエゾ水頭を境界条件として設定することで、空間的な水圧変化が浸透流挙動にもたらす影響を反映することができる。その解析結果を用いて、防波堤のマウンド基礎において浸透破壊が発生する箇所や規模を簡易的に、従来の解析方法よりも高い精度で特定することができる。

今後の検討としては、洗掘現象及び浸透破壊が進行する過程に着目し、本論文で新たに検討・提案した境界条件下における非定常状態での飽和浸透流解析の適用を試みる。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 国土交通省港湾局：防波堤の耐津波設計ガイドライン, pp. 29, 2015.
- 3) 木村克俊, 山本泰司, 笹島隆彦, 鶴谷広一, 中川康広：1993 年北海道南西沖地震津波による奥尻港防波堤の被災原因について, 土木学会論文集, 第 41 巻, pp.1191-1195, 1994.
- 4) 鈴木 悠真, 前田 健一, 松田 達也, 高木 健太郎：水平流れが作用する地盤への浸透現象に伴う過剰間隙水圧の発生要因分析, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.74, No.2, pp. I_721-I_726, 2018.
- 5) 山口敦志, 前田健一, 松田達也, 高木健太郎：表層流れに起因する地盤の流動および間隙水圧変化に関する DEM-CFD 解析, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.73, No. 2, pp. I_517-I_522, 2017.
- 6) 松田達也, 前田健一, 山口敦志, 高木健太郎, 鶴ヶ崎和博, 宮本順司, 角田紘子：PIV による水平流れに起因した土粒子・土粒子群の微視的な流動挙動解析, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.73, No.2, pp. I_529-I_534, 2017.
- 7) 松田達也, 前田健一, 泉典洋, 伊藤嘉, 山口敦志, 鶴ヶ崎和博, 宮本順司：自由表面流れに起因して発生する地盤内の過剰間隙水圧に関する一考察, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 72, No. 2, pp. I_565-I_570, 2016.
- 8) 今瀬達也, 前田健一, 三宅達夫, 澤田豊, 鶴ヶ崎和博, 角田紘子, 張鋒：地震および越流による地盤損傷を考慮した津波力を受ける混成堤の支持力破壊検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.68, No.2, pp. I_866-I_870, 2012.
- 9) 松田達也, 前田健一, 三宅達夫, 宮本順司, 角田紘子, 鶴ヶ崎和博：土粒子-土要素レベルに着目したジェット流に伴う地盤洗掘の実験的考察, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.70, No.2, pp.I_1041-I_1045, 2014.

排気・排水／非排水条件下における不飽和シルトの体積圧縮時の水分特性に関する研究
 (Study on soil-water characteristics of unsaturated silt during volume compression
 under exhausted-drained/undrained conditions)

服部敦貴¹, 吉川高広¹, 野田利弘², 北折陽一¹, 中澤一真³

1 名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻 hattori.atsuki@h.mbox.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学減災連携研究センター

3 西日本旅客鉄道株式会社

概 要

不飽和土の水分特性の主な特徴としては、吸排水時のヒステリシス性と間隙比依存性が挙げられる。本研究では、間隙比依存性(体積圧縮時)の水分特性に注目して、まずは不飽和シルトの排気・排水／非排水条件下の三軸試験を実施した。その結果、空気圧および水圧を一定に保つ排気・排水条件(サクシオン一定条件)下において体積圧縮時の吸水挙動が、排気・非排水条件下において体積圧縮時の水圧低下(サクシオン上昇)挙動が観察された。次に、本実験の数値シミュレーションを行った結果、この一見不思議に思える力学挙動は、水分特性の間隙比依存性により説明できることを示した。

キーワード：不飽和土，水分特性，三軸試験

1. はじめに

近年、豪雨や地震による斜面や盛土等の不飽和地盤・土構造物の崩壊が相次いで発生し、その被災メカニズムの解明が強く求められている。不飽和土の力学挙動を把握するためには、水分特性を把握する必要がある。不飽和土の水分特性の主な特徴としては、吸排水時のヒステリシス性と間隙比依存性が挙げられる。本研究では、間隙比依存性(体積圧縮時)の水分特性に注目して、不飽和シルトの排気・排水／非排水条件の三軸試験とその数値シミュレーションを実施した。

2. 実験条件

2.1 土試料

実験に用いた土試料は非塑性シルト(DLクレイ)であり、その粒径加積曲線を図1に示す。また、その土粒子密度は 2.70g/cm^3 であった。

2.2 実験機の概要

不飽和三軸試験機に関して、供試体下端に微細多孔質膜(Nishimuraら¹)またはセラミックディスクを、上端に撥水性を持つポリフロンフィルタを用い、間隙水と間隙空気の間隙を分離し、サクシオンを制御した。本研究で与えたサクシオンは10, 20, 30, 50kPaの4ケースであり、Nishimuraらを参考に、10, 20, 30kPaの場合は微細多孔質膜を、50kPa

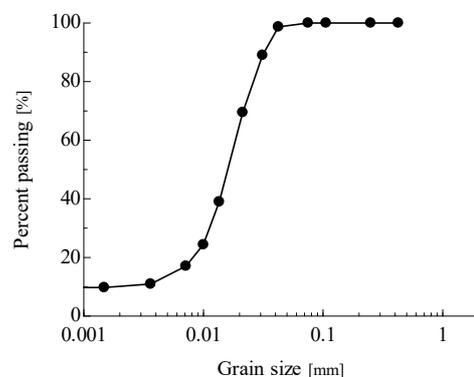


図1 粒径加積曲線

の場合はAEVが50kPa以上のセラミックディスクを用いて実験を行った。また体積変化は、二重セルシステムを用いて、内セルの水位変化から算出した。

2.3 実験手順

小高ら^{2,3)}の実験手順を参照して、次の通りに実験を行った。(i) 含水比20%になるように調整した土試料をモールド内で静的に締固めて、間隙比1.18、飽和度46%の円筒供試体(直径50mm、高さ100mm)を作製する。(ii) 円筒供試体を三軸試験機に設置し、排気・非排水条件下でセル圧を20kPaまで上昇させる。(iii) セル圧と空気圧をそれぞれ270kPa, 250kPaまで同時に上昇させた後、所定のサクシオン(本稿では10, 20, 30, 50kPaの4ケース)を与える。(iv) 排気条件でセル圧を上昇させて基底応力200kPaで等

方圧密する。(v) 排気条件で軸ひずみ速度 0.05%/min で三軸圧縮試験を行う。ここで、(iv)および(v)の過程では、排水条件および非排水条件の2つの条件下で実施する。つまり、(iii)のサクシオン 4 ケースのそれぞれに対して、(iv)以降は排水条件および非排水条件の2種類となる合計8ケースの実験を行った。本稿では、(iv)と(v)の実験結果について示す。なお、(iii)の過程のサクシオンの値 (10, 20, 30, 50kPa) を用いて実験ケースを呼称する。

3. 実験結果

3.1 等方圧密過程

図 2 と図 3 は、それぞれ排水条件と非排水条件の実験結果を示す。体積ひずみ-時間関係より、排水・非排水条件に関わらず、サクシオンが小さいほど体積圧縮量が大きい

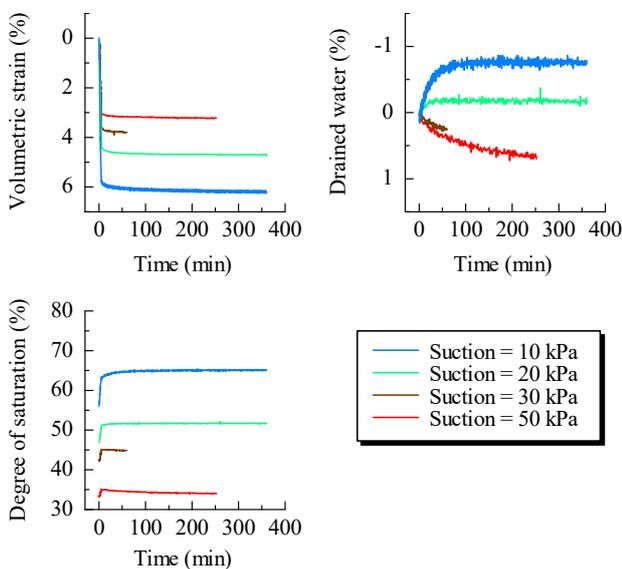


図 2 等方圧密過程 (排水条件) の実験結果

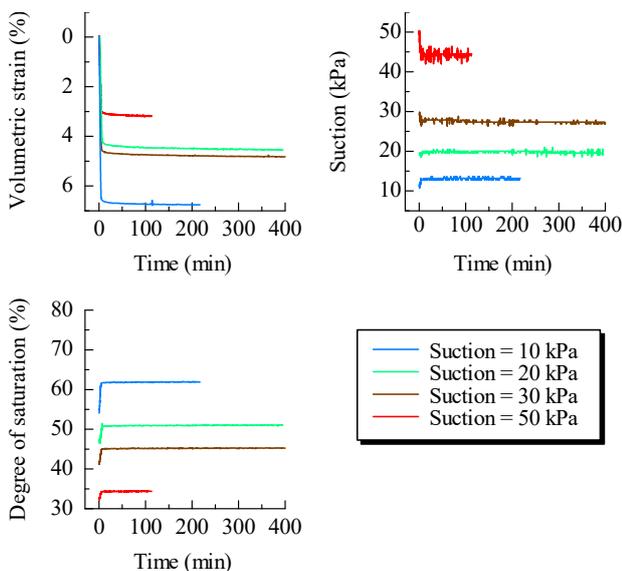


図 3 等方圧密過程 (非排水条件) の実験結果

いことがわかる。また、排水条件の場合は、吸排水量-時間関係より、サクシオン 10, 20kPa のときに、サクシオン一定条件にも拘らず、体積圧縮時に吸水し、非排水条件の場合は、体積圧縮時に水圧が低下してサクシオンが上昇している点は興味深い。不飽和土特有の吸水コラプス挙動は、サクシオン低下時の吸水圧縮であり、サクシオン一定時の吸水圧縮挙動とは異なる。一方で、サクシオン 30, 50kPa のときは、排水条件の場合は、体積圧縮時に排水し、非排水条件の場合は、水圧が上昇してサクシオンが低下している。さらに、飽和度-時間関係より、全ケースにおいて飽和度が上昇し、その飽和度上昇量は、体積圧縮量が大きいサクシオンが小さいケースほど大きいことがわかる。

3.2 三軸圧縮過程

図 4 と図 5 は、それぞれ排水条件と非排水条件の実験結果を示す。まず、軸差応力-軸ひずみ関係、骨格応力経路および体積ひずみ-軸ひずみ関係より、排水条件・非排水条件およびサクシオンの大きさに関わらず、全てのケースでほぼ同じ挙動を示している。これは、排気条件下で側圧一定の三軸圧縮を行ったため、どのケースにおいても骨格応力経路はほぼ 1:3 の直線を示し、大きな違いが生じなかったと考える。また、等方圧密過程と同様に、サクシオン 10, 20kPa のときに、排水条件の場合は吸排水量-軸ひずみ関係より、サクシオン一定条件下で体積圧縮時に吸水し、非排水条件の場合はサクシオン-軸ひずみ関係より、体積圧縮時に水圧が低下してサクシオンが上昇している

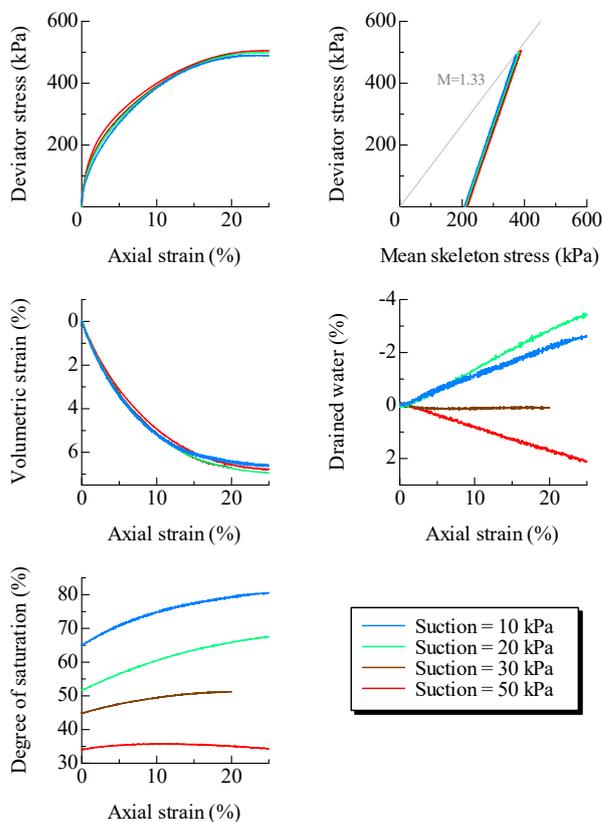


図 4 三軸圧縮過程 (排水条件) の実験結果

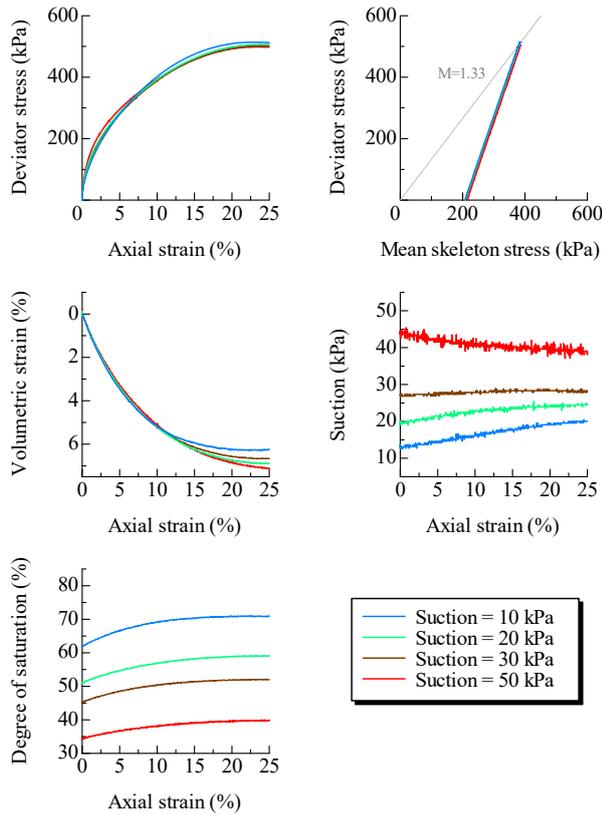


図5 三軸圧縮過程（非排水条件）の実験結果

点は興味深い。一方で、サクシオン 30, 50kPa のときは、排水条件の場合は体積圧縮時に排水し、非排水条件の場合は水圧が上昇してサクシオンが低下している。さらに、飽和度一軸ひずみ関係より、全ケースにおいて飽和度が上昇し、その飽和度上昇量は、サクシオンが小さいケースほど大きいことがわかる。

4. 計算結果

4.1 計算手法の概要

本稿では一様変形場を仮定して、前述の三軸試験の数値シミュレーションを実施し、構成式と水分特性式の応答を出力した。土骨格の弾塑性構成式は、SYS Cam-clay model⁴⁾ に対して、京川ら⁵⁾・Zhang & Ikariya⁶⁾を参考に、正規圧密線の切片 N と限界状態線の切片 Γ が飽和度に応じて変化する手法を導入し⁷⁾、応力の式には骨格応力⁸⁾を用いた。

水分特性式には、Gallipoli ら⁹⁾の間隙比依存性モデルを用いた。これは、次式に示すように、van Genuchten¹⁰⁾モデルの材料パラメータ α を間隙比の関数にするモデルである。

$$S_e = \left\{ 1 + (\alpha e^w p^s)^{n'} \right\}^{-m'}, \quad m' = 1 - 1/n' \quad (1)$$

ここに、

$$s^w = s_{\min}^w + S_e (s_{\max}^w - s_{\min}^w) \quad (2)$$

である。 S_e は有効飽和度、 e は間隙比、 p^s はサクシオン、 s^w は飽和度、 s_{\max}^w は最大飽和度、 s_{\min}^w は最小飽和度、 α 、 w 、 n' 、 m' は水分特性に関する材料パラメータである。

Gallipoli らのモデル導入により、van Genuchten モデルから新たに増えるパラメータは、 ψ のみである。式(1)より、サクシオン p^s が同じであっても、間隙比 e が小さいほど飽和度が大きいことを表現可能である。さらに、対象とする実験において、初期のサクシオン 20kPa から、サクシオンを低下させて吸水させる場合 ($p^s = 10\text{kPa}$) と、サクシオンを上昇させて排水させる場合 ($p^s = 30, 50\text{kPa}$) の両方があるため、本稿では、水分特性モデルの吸排水時のヒステリシスを菊本ら¹¹⁾に倣って導入した。

4.2 計算条件

表 1 は土骨格の構成式に関する材料定数と初期値を、表 2 は水分特性に関する材料定数と初期値およびその他の物性値を示す。実験の全 8 ケースで共通である 2.3 節で示した手順(ii)の排気・非排水条件下でセル圧を 20kPa 与え終わったときを初期状態として、その後の背圧上昇過程、サクシオン変化過程、等方圧密過程、三軸圧縮過程のシミュレーションを、一組の材料定数と初期値を用いて行った。

表 1 土骨格の構成式に関する材料定数と初期値

弾塑性パラメータ		
$S_e^1=1$ における限界状態線の $p' = 98.1\text{kPa}$, $q=0\text{kPa}$ のときの比体積	Γ	1.965
$S_e^1=0$ における限界状態線の $p' = 98.1\text{kPa}$, $q=0\text{kPa}$ のときの比体積	Γ_r	2.09
限界状態定数	M	1.33
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.05
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.01
ポアソン比	ν	0.3
発展則パラメータ		
正規圧密土化指数	m	1.3
構造劣化指数	a	1.0
構造劣化指数	b	1.0
構造劣化指数	c	1.0
構造劣化指数	c_s	0.8
回転硬化指数	b_r	0.0
回転硬化限界定数	m_b	-
初期値		
初期構造の程度	$1/R_0^*$	5.0
初期過圧密の程度	$1/R_0$	1.7
初期間隙比	e_0	1.16
初期応力比	η_0	0.0
初期異方性の程度	ζ_0	0.0

表 2 水分特性に関する材料定数と初期値およびその他の物性値

水分特性曲線		
最大飽和度 %	s_{\max}^w	0.84
最小飽和度 %	s_{\min}^w	0.08
van Genuchten パラメータ (排水時) kPa^{-1}	α_d	0.023
van Genuchten パラメータ (吸水時) kPa^{-1}	α_w	0.065
van Genuchten パラメータ ($m' = 1 - 1/n'$)	n'	2.5
ヒステリシスパラメータ	ξ	50.0
初期飽和度 kPa	s_0^w	47.0
初期サクシオン kPa	p^s	20.0
その他の物性値		
土粒子密度 g/cm^3	ρ^s	2.70
水の体積弾性係数 kPa	K_w	2.19×10^6
空気気体定数 $\text{m}^2/\text{s}^2/\text{K}$	\bar{R}	287.04
絶対温度 K	Θ	293.15

4.3 等方圧密過程の計算結果

図 6 と図 7 は、それぞれ排水条件と非排水条件の計算結果を示す。計算開始時と終了時の点を直線で繋いだ図で示した。まず、体積ひずみの計算結果より、実験結果と同様に、排水条件と非排水条件の両方において、サクシオンが小さいほど体積圧縮量が大きい挙動を表現できている。次に、飽和度の計算結果より、Gallipoli らの間隙比依存性の水分特性モデルを用いているため、排気・排水（サクシオン一定）条件下であっても、体積圧縮（間隙比低下）に伴い飽和度上昇する挙動を表現可能である。非排水条件の場合も、実験と同様の飽和度変化を表現できている。ただし、サクシオン 10kPa の計算結果では、等方圧密開始時（サクシオン変化過程終了時）の飽和度が、実験結果に比べて高かった。しかし、飽和度の変化量で見ると、全てのサクシオンの場合において実験結果をよく表現できている。次に、排水条件の吸排水量に注目する。なお、 $es^w = wG_s$ (w : 含水比、 G_s : 土粒子の比重) の関係があるため、体積ひずみ (e) と飽和度 (s^w) より、吸排水量 (w) は自動的に計算される。サクシオン 10kPa のときの計算結果を見ると、実験結果と同様に、サクシオン一定条件にも拘らず、体積圧縮時に吸水する挙動を再現できている。間隙比依存性の水分特性モデルにより、体積圧縮（間隙比低下）に伴う飽和度上昇挙動として説明されることがわかる。つまり、サクシオン 10kPa のときは、体積圧縮時に吸水するほどに飽和度が上昇する水分特性であったと言える。これに対応して、非排水条件では水圧が低下してサクシオンが上昇している。一方で、サクシオン 30、50kPa のときは、サクシオン 10kPa のときほどは飽和度が上昇せず、排水条件では体積圧縮時に排水し、非排水条件では水圧が上昇してサクシオンが低下している。

4.4 三軸圧縮過程の計算結果

図 8 と図 9 は、それぞれ排水条件と非排水条件の計算結果を示す。まず、軸差応力-軸ひずみ関係、骨格応力経

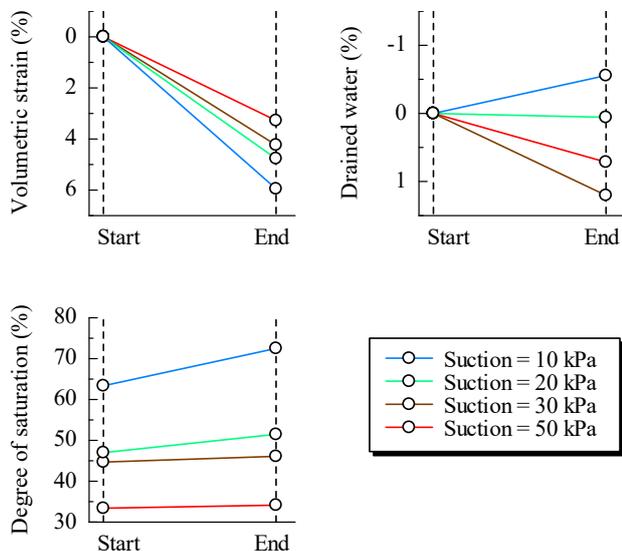


図 6 等方圧密過程（排水条件）の計算結果

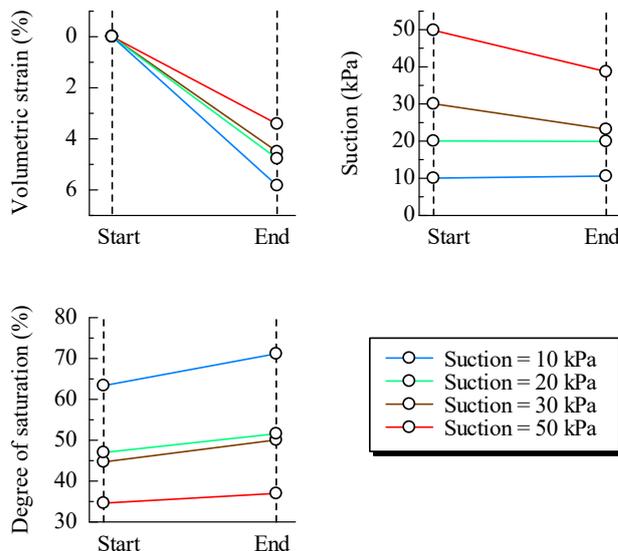


図 7 等方圧密過程（非排水条件）の計算結果

路および体積ひずみ-軸ひずみ関係の計算結果は、実験結果との整合性が高い。飽和度-軸ひずみ関係を見ると、全てのケースで飽和度が上昇する様子を表現できている。また、実験結果と同様に、サクシオン 20kPa のときに、排水条件の場合は吸排水量-軸ひずみ関係より、サクシオン一定条件下で体積圧縮時に吸水し、非排水条件の場合はサクシオン-軸ひずみ関係より、体積圧縮時に水圧が低下してサクシオンが上昇している。この挙動は、前述の通り、間隙比依存性の水分特性モデルにより、体積圧縮（間隙比低下）に伴う飽和度上昇挙動として説明可能である。一方で、サクシオン 30、50kPa のときは、排水条件の場合は体積圧縮時に排水し、非排水条件の場合は水圧が上昇してサクシオンが低下している。しかし、サクシオン 10kPa のときは、排水条件下の吸水挙動や非排水条件下のサクシオン上昇挙動を表現できなかった。その原因として、三軸圧縮過程前までの、特にサクシオン変化過程の飽和度変化を再現できていないためだと考えられる。今後、パラメータや水分特性モデルの再検討を行っていく必要がある。

5. おわりに

本論文では、排気・排水/非排水条件下における不飽和シルトの力学挙動、特に体積圧縮時の水分特性に着目した。実験では、空気圧および水圧を一定に保つ排気・排水条件（サクシオン一定条件）下において体積圧縮時の吸水挙動が、排気・非排水条件下において体積圧縮時の水圧低下（サクシオン上昇）挙動が観察された。計算では、この挙動を、間隙比依存性の水分特性モデルにより、体積圧縮（間隙比低下）に伴う飽和度上昇挙動として説明されることを示した。しかし、一組の材料定数と初期値を用いて実験の一連過程をシミュレートしたが、三軸圧縮過程のサクシオン 10kPa の挙動を表現できていないなどの課題もあり、今後はパラメータの再検討や水分特性モデルの改良を行っていきたい。

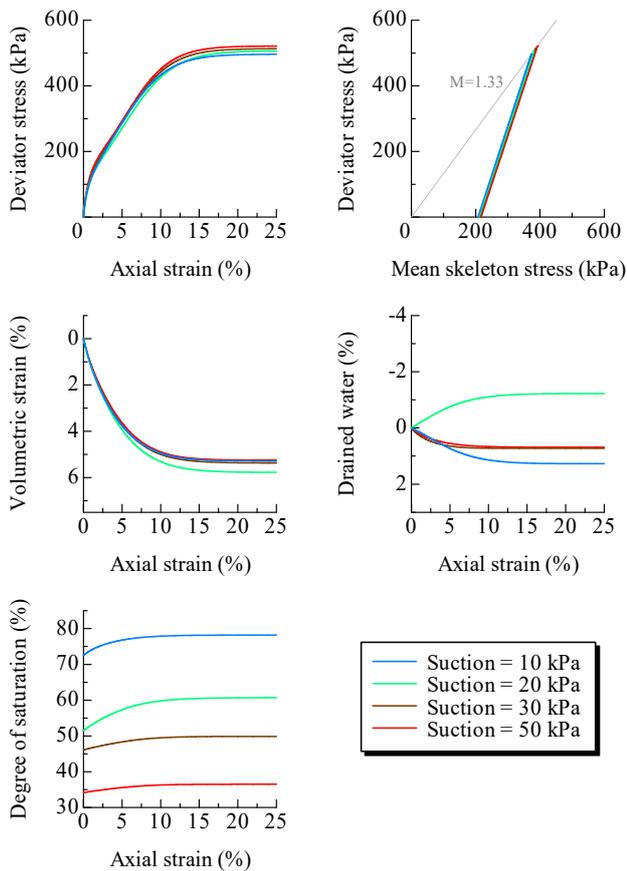


図 8 三軸圧縮過程（排水条件）の計算結果

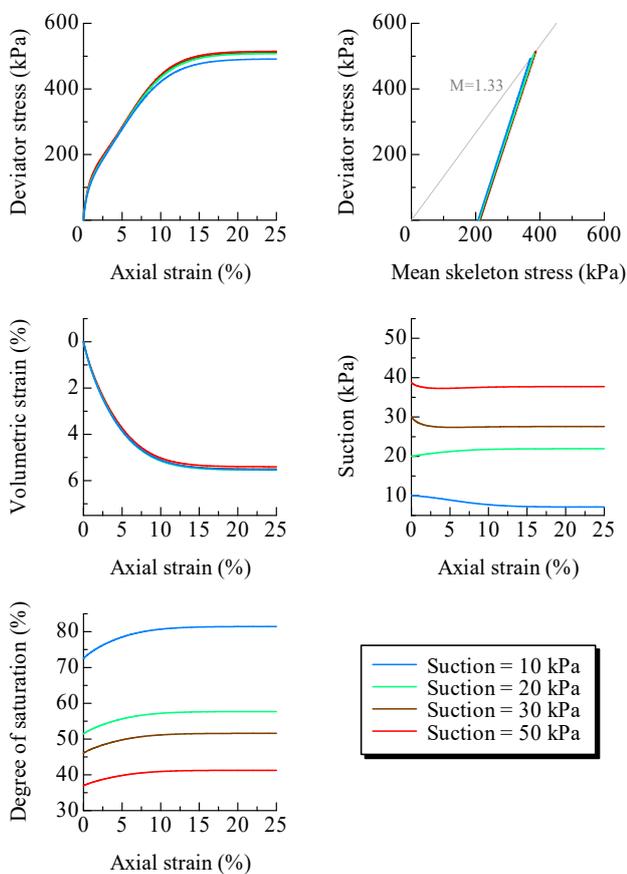


図 9 三軸圧縮過程（非排水条件）の計算結果

また、本稿では飽和度～サクシオン関係に吸排水時のヒステリシスを考慮した。著者らの研究グループでは、封入空気を考慮することで、飽和度～サクシオン関係のヒステリシスを表現できることも示しており¹²⁾¹³⁾¹⁴⁾¹⁵⁾、今後はその手法を用いた数値シミュレーションも実施していく予定である。なお、サクシオン一定条件下の吸水圧縮挙動や排気・非排水条件下の水圧低下（サクシオン上昇）挙動は、ヒステリシスの考慮だけでは表現できず、間隙比依存性の水分特性モデルが必要である。

謝辞

JSPS 科研費 17H01289 と 17K14720 の助成を受けた。ここに、謝意を表します

参考文献

- 1) Nishimura, T., Koseki, J., Fredlund, D.G. and Rahardjo, H.: Microporous membrane technology for measurement of soil-water characteristic curve, *Geotechnical Testing Journal, the American Society for Testing and Materials*, 35(1), 201-208, 2012.
- 2) 小高猛司, 鈴木宏尚, 岡二三生: 排気・排水条件を制御した不飽和シルトの三軸圧縮試験, 第18回中部地盤工学シンポジウム, 地盤工学会中部支部, 6, 2006.
- 3) Oka, F., Kodaka, T., Suzuki, H., Kim, Y.-S., Nishimatsu, N. and Kimoto, S.: Experimental study on the behavior of unsaturated compacted silt under triaxial compression. *Soils and Foundations*, 50(1), 27-44, 2010.
- 4) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils. *Soils and Foundations*, 42(5), 47-57, 2002.
- 5) 京川裕之, 菊本統, 中井照夫, Hossain Md. Shahin: サクシオン・飽和度・密度を統一的に考慮できる不飽和土の弾塑性モデル, *応用力学論文集*, 12, 331-342, 2009.
- 6) Zhang, F. and Ikariya, T.: A new model for unsaturated soil using skeleton stress and degree of saturation as state variables, *Soils and Foundations*, 51(1), 67-81, 2011.
- 7) 吉川高広, 野田利弘: 不飽和土の排気・排水三軸圧縮シミュレーションを通じた水分特性モデルにおける間隙比依存性考慮の必要性, 第22回計算工学講演会, F-04-5 (CD-ROM), 2017.
- 8) Jommi, C.: Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils, *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils* (eds. by Tarantino, A. and Mancuso, C.), Balkema, 139-153, 2000.
- 9) Gallipoli, D., Wheeler, S.J. and Karstunen, M.: Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil, *Géotechnique*, 53(1), 105-112, 2003.
- 10) van Genuchten, M. T.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal*, 44, 892-898, 1980.
- 11) 菊本統, 京川裕之, 中井照夫: サクシオン履歴・間隙比・温度の影響を考慮した水分特性曲線モデル, *応用力学論文集*, 12, 343-352, 2009.
- 12) 野田利弘, 吉川高広, 西垣隆士: 新たに定義する有効飽和度に基づく不飽和土の有限変形解析手法の提案, 第53回地盤工学研究発表会, pp. 725-726, 2018.
- 13) 吉川高広, 野田利弘, 西垣隆士: 封入空気を考慮可能な不飽和土の有限変形解析手法の妥当性確認, 第53回地盤工学研究発表会, pp. 727-728, 2018.

- 14) 吉川高広, 野田利弘, 西垣隆士: 新たに定義する有効飽和度に基づく不飽和土の有限変形解析手法の開発と検証, 第30回中部地盤工学シンポジウム, pp. 13-18, 2018.
- 15) 吉川高広, 野田利弘, 中澤一眞: 繰返し吸排水履歴に関する不飽

和シルト三軸試験と封入空気を考慮した水分特性モデルを用いた数値シミュレーション, 第31回中部地盤工学シンポジウム, 2019.

空洞発生及び進展条件と空洞上地盤の耐力に着目した陥没発生の危険度評価
(Risk assessment of depression occurrence based on cavity generation and development condition and strength of cavity ground)

平子ともみ¹, 河田真弥², 前田健一³

1 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻・E-mail address 31415073@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻

3 名古屋工業大学教授 高度防災工学センター

概 要

全国各地で地下空洞を起因とした陥没災害が多発しており、今後地下インフラの老朽化によってその数は増加すると予想される。本研究では、地下水位と粒度分布の違いによる地下空洞形成への影響を明らかにするため、モデル実験を行った。加えて、空洞形成後の陥没発生挙動について、空洞形状や空洞上の地盤条件に着目し土槽実験を行った。その結果、土砂が流出する条件として欠損の大きさと平均粒径の値が挙げられ、空洞が発達する条件としてある一定以上の地下水位が挙げられることが判明した。また、空洞形状、大きさ、空洞上地盤の条件によって空洞上地盤の耐力が大きく異なることが明らかになった。これらの実験結果より、地下水位を含めた地盤条件と空洞耐力に着目した地下空洞の危険度評価と陥没発生フローの提案を行った。これを用いて、探査により発見された地下空洞の補修優先度を決定することで、陥没の予防保全が可能となる。

キーワード：空洞，陥没，地下水位，粒度分布

1. はじめに

都市部をはじめとする全国各地で、下水管の損傷を起因とする陥没災害は年間約3,300件発生しており、今後下水管の老朽化によってその発生件数は増加すると予測されている。空洞探査や陥没発生箇所からは、陥没災害の原因となる空洞が埋設管周辺に存在していることが報告されており、既往の実験結果¹⁾から、地下水位の高さや、下水管の欠損の位置が空洞進展に大きな影響を及ぼすことが確認されている。さらに、形成された空洞上地盤について、空洞形状や地盤条件によってその耐力が大きく異なる²⁾ことが明らかになっている。このように、既往の研究により陥没発生のメカニズムは判明しているが、発生危険度については言及されていない。

そこで、本研究では陥没災害を予測し未然に防止することを目的として、過去5年分の実験データをもとに陥没発生の指標作成と危険度評価フローの提案を行った。

2. 空洞進展実験

2.1 実験概要

図1に使用土槽の概略図、表1に各土槽の寸法を示す。土槽底面部に下水管を模擬したアクリルパイプを設置し、欠損が生じた管渠周辺地盤を再現した。実験に使用した土

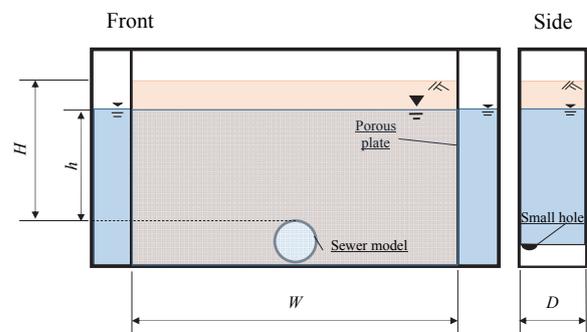


図1 使用土槽の概略図

表1 各土槽の寸法

土槽名	T1	T2	T3
H (mm)	500	800	600
W (mm)	500	1600	1200
D (mm)	250	500	250
h (mm)	100~500	600~800	100~600
欠損形状	円	スリット	円
欠損径 d (mm)	5	5,15,30,50	30,40,50
使用試料	混合硅砂, 豊浦砂, 山砂	山砂, 礫等	山砂

槽は3種類あり、それぞれの土槽寸法、実験条件は表1に示すとおりである。T1, T2 土槽においては水位 h を一定として実験を実施し, T3 土槽において図2に示すように段階的に上昇させた。図3に各土槽で用いた粒度分布を示す。

2.2 実験結果及び考察

2.2.1 T1 土槽を用いた実験についての結果と考察

図4に実験終了時の土槽の様子、表2にT1土槽を用いた実験結果を元に管上水位 h と d/D_{50} (d : 欠損径, D_{50} : 平均粒径) ごとの土の流出量を示した。また、図5に d/D_{50} の概念図を示す。表2より、 d/D_{50} の値が大きい順に、豊浦砂、珪砂2号と珪砂7号を重量比3:7で混合した(以下S3:7と示す)ケースにおいて流出が多かった。対照的に、 d/D_{50} が最も小さいケースであるS4:6においては土粒子の流出は見られなかった。また、S6:4を用いたケースにおいては、地下水位によって空洞の進展の有無に大きな差があった。この要因としては、水位が高いケースほど水頭が高くなり、管周辺に流速が集中するため、目詰まりが生じなかったケースにおいて土粒子が流出したと考えられる。これらの結果から、 $d/D_{50}=5\sim 25$ までが空洞の形成の閾値、管上水位 $h=200\text{mm}\sim 300\text{mm}$ が空洞の進展の閾値である可能性があることが判明した。

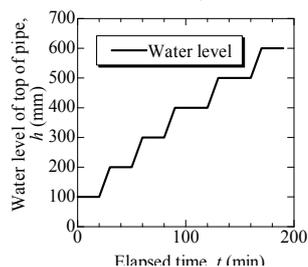


図2 T3土槽における水位条件

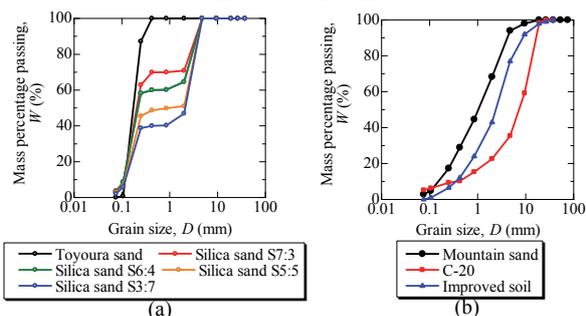


図3 (a)T1土槽, (b)T2, 3土槽で用いた試料の粒度

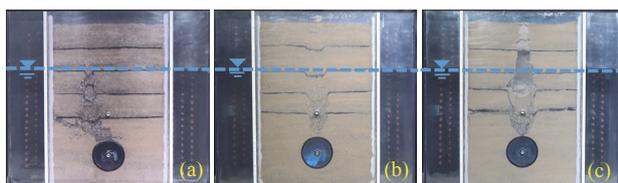


図4 (a)S4:6, (b)S5:5, (c)S7:3を用いた実験結果

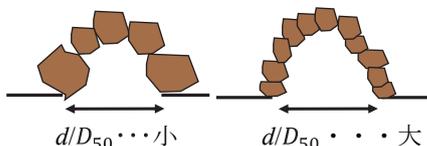


図5 d/D_{50} の概念図

2.2.1 T2 土槽を用いた実験についての結果と考察

T1 土槽で判明した土粒子の流出条件を確認するためにさらに規模の大きなT2土槽を用い実験を行なった。表3にT2土槽を用いた実験結果を元に管上水位 h と d/D_{50} (d : スリット幅, D_{50} : 平均粒径) ごとの土の流出量を示した。この結果、 d/D_{50} が25以下のケースにおいては水位を地表面まで上昇させても空洞は形成されなかったが、23以上では土粒子の流出が見られた。これより $d/D_{50} \geq 25$ が流出量の条件として考えられることが判明した。この表においても、 $d/D_{50} \geq 25$ において空洞が形成されたことが確認できる。図5に示した土粒子が構成するアーチの概念図より、欠損径に対する土粒子の個数が増えると、欠損付近で土粒子によって形成されるアーチの耐力が減少し、土粒子の流出が容易になると考えられる。これらの結果より、 $d/D_{50} \geq 25$ であることが土粒子流出・空洞形成における要因の1つであると考えられる。

2.2.2 T3 土槽を用いた実験についての結果と考察

図6にT3土槽を用いた実験での土の流出量を示す。水位を段階的に上昇させたこの実験において水位200mm以下ではどのケースにおいても土粒子の流出は少なかった

表2 T1土槽の実験結果

		水位 h (mm)				
		100	200	300	400	500
d/D_{50}	2.03	-	-	278.2	-	28.7
	5.20	-	-	324.8	-	2476.4
	26.26	175.1	382.8	757.6	1660.9	2008.4
	27.78	-	-	1787.1	-	-
	31.84	-	-	46450.0	-	-

表3 T2土槽の実験結果

		水位 h (mm)		
		400	600	800
d/D_{50}	4.12	616	-	-
	6.89	1911	-	-
	7.67	-	121	-
	15.34	-	30	-
	20.92	-	-	81
	23.01	-	606	-
	46.01	2103	165337	353835
	76.69	-	33706	133836

空洞形成されず
目詰まり発生
空洞形成

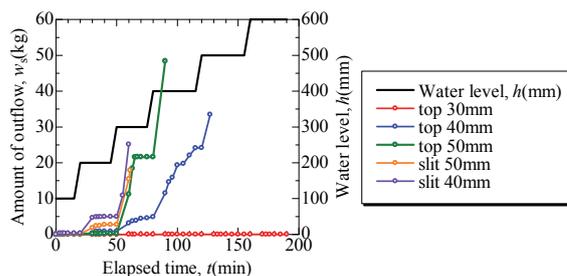


図6 T3土槽の実験結果

が、水位が 200mm から 300mm に上昇する際に土粒子流出量が急激に増加していることが確認できる。水位の上昇により、欠損付近における流速が増大したことで、土粒子で形成されるアーチが崩壊し、土粒子流出につながったと考えられる。これより、水位が管上 200mm を超えると水位 200mm 以上であることが空洞形成における要因の 1 つと言える。

3. 空洞耐力実験

3.1 実験概要

地下空洞が形成された後の空洞上地盤の危険度を評価するため、小型土槽を用いて地盤条件と空洞条件を変化させ空洞耐力を測定した。図 7 に実験土槽の概要図、図 8 に用いた試料の粒度分布を示す。土槽は幅 500mm×高さ 300mm×奥行き 100mm を持ち、土槽下部の中央には縦横比(a/b)で成形した木枠を設置して、供試体作成後にこれを取り外すことで所定の空洞を成型した。供試体は、試料を相対密度 70%で層厚 t (mm)まで締固めて作成した。

3.2 実験結果及び考察

3.2.1 飽和度と層厚変化による耐力への影響

試料に豊浦砂、珪砂 4 号、6 号、8 号を用いて空洞形状は $a=50\text{mm}$, $b=50\text{mm}$ の一定の条件で実験を行った。図 9 に実験結果、表 4 に各試料の最適含水比と対応する飽和度を示す。図 9 (a)より、各試料の最適含水比付近において最大強度を示し、飽和度の上昇・下降によって耐力が減少していることが分かる。低飽和度領域において耐力の減少幅が小さいが、このような現象を示した要因として、低飽和度領域においてはサクションによる影響で、見かけの粘着力が大きくなったことが考えられる。また、各試料の最適含水比となる飽和度から 20%の範囲を超えると耐力が 2 分の 1 まで低下するため、空洞上地盤の危険性を評価するにあたり重要な指標となる。また、試料による耐力の違いも顕著であり、珪砂 8 号を用いたケースではその他の試料を用いたケースより 2 倍以上耐力が大きくなることが明らかになった。逆に、珪砂 4 号は飽和度に関わらず耐力がかなり小さい。

図 9(b)からも、試料によって耐力がかなり変化し、粒径幅の狭い土においては細粒分が多いほど耐力が大きいことがわかる。また、層厚の増加に伴い耐力も増加し、細粒分が多いほど曲線の立ち上がりも顕著である。ここで、 $t/(t+a)$ を層厚比と定義すると、 $t=25\text{mm}$ においてどの試料も耐力をほぼ持たないことから、今回の条件下では $t/(t+a)<0.33$ の範囲は危険度が高いといえる。

3.2.2 空洞形状による耐力への影響

図 10 に異なる空洞形状における層厚と空洞耐力の関係を示す。縦軸について、空洞耐力 q を大気圧 P で正規化した。これらは全て試料に山砂を用い、相対密度 70%、飽和度 $S=58.9\%$ の条件で空洞形状のみを変化させた。図 10 より、空洞上部地盤が厚くなるほど空洞耐力は増加する傾向にあることがわかる。さらに、空洞形状に着目すると空洞

の縦横比 a/b の値が大きく空洞形状が縦長であるケースほど耐力が大きく、 a/b が一定の場合は空洞面積が小さいほど耐力が大きい。 a/b が大きく空洞形状が縦長の場合、地盤上部より載荷された荷重による鉛直応力が空洞の側面に沿って分散することで、より大きな荷重にまで耐えたと考えられる。これより、空洞上部地盤の陥没発生危険度を推定するには、空洞形状も考慮に入れる必要があるといえる。特に、 $a/b<1$ で空洞形状が横に扁平なものは危険度が高いと考えられる。

図 11 に、異なる空洞形状で行った実験について、層厚比と空洞耐力の関係を示す。図 11 より、すべての空洞形状において、 $0.7<t/(t+a)$ においては耐力が極端に大きくなっているものが多いことが分かる。このとき層厚 t は空洞高さ a の約 2.3 倍以上であり、空洞高さに対して層厚がある程度確保されていれば空洞形状の影響を受けず耐力が保たれると予想される。これより、層厚比は空洞上地盤の陥没発生危険度を評価するうえで重要な指標であるといえる。

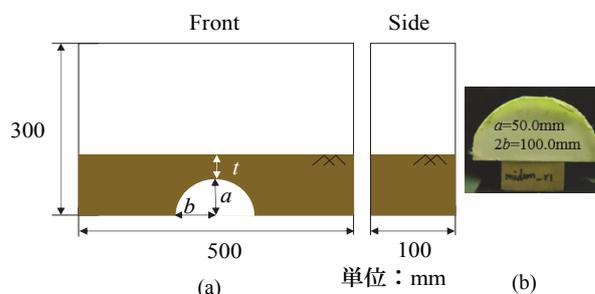


図 7 (a)空洞耐力実験機, (b)空洞作成用木枠の概要図

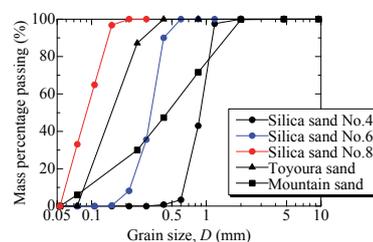


図 8 用いた試料の粒度分布

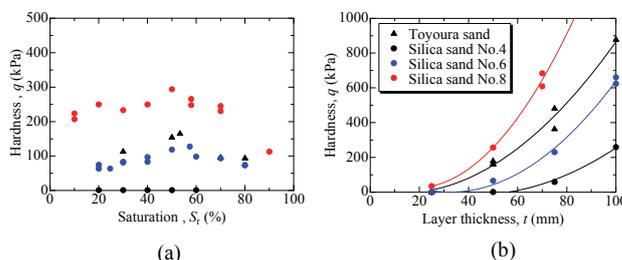


図 9 (a)飽和度と耐力の関係, (b)層厚と耐力の関係

表 4 各試料の最適含水比と対応する飽和度

	最適含水比 $w_{opt}(\%)$	飽和度 $S_t(\%)$
豊浦砂	14.0	53.34
珪砂 4 号	12.0	40.85
珪砂 6 号	17.0	57.64
珪砂 8 号	17.9	57.95

4. 陥没発生危険度評価フローの提案

地盤の陥没に至るには、地盤内に空洞が形成される過程と空洞上地盤の耐力が低下し地盤が崩壊する過程を経る。よって、これらの過程をそれぞれ空洞形成過程、陥没発生過程と定義し、各過程について実験結果から得られた指標を用いてフローを作成した。図 12 に陥没発生の危険度評価フローを示す。

4.1 空洞形成過程

空洞形成過程においては、欠損径または幅 d 、平均粒径 D_{50} 、水位 h を用いて危険度 1, 2 に分類した。欠損径または幅 d に対する平均粒径 D_{50} より $d/D_{50}=25$ 、水位 h より、 $h=200\text{mm}$ を閾値として設定した。

4.2 陥没発生過程

陥没発生過程においては、層厚比、空洞形状、飽和度、地盤材料の項目を用いて危険度 3, 4, 5 に分類した。層厚比 $t/(t+a)$ より $t/(t+a)=0.7$ 、空洞形状 a/b より $a/b=1$ 、飽和度 S_r より $\pm 20\%$ を閾値として設定し、地盤材料については砂質土、粘性土で場合分けを行った。

5. まとめ

本研究では、空洞の発生及び進展条件と空洞上地盤の耐力に着目して陥没発生の危険度評価を行った。その結果、以下のことが分かった。

- 1) 欠損径または幅に対する土粒子の個数がある一定の値を超えると土粒子で構成されたアーチが崩壊し、空洞が形成される。また、空洞発生の閾値として $d/D_{50} \geq 25$ が挙げられる。
- 2) 地下水位がある一定の値を超えると、欠損部における流速の増加によって、地下空洞は急激に進展する。アーチが崩壊し空洞が進展する閾値として管上 200mm 以上が挙げられ、地下水位がそれ以上になる可能性のある地域は重点的な調査が必要である。
- 3) 空洞形成後は空洞上の地盤特性によって陥没発生の危険度が異なり、空洞上地盤が最適含水比となる飽和度で最も高い耐力を有する。また、耐力は飽和度の上昇・下降によって減少するため、空洞形成後においては、空洞上部地盤の飽和度を把握することが重要である。
- 4) 空洞耐力は空洞上地盤の材料にも依存し、粒形幅の狭い地盤材料においては粒形が小さいほど耐力は大きい。また、粒径の大きい地盤材料を用いた場合は飽和度の変化によらず耐力が小さい。
- 5) 空洞上部の耐力は、層厚の増加に伴って増加する。空洞面積が一定の場合、空洞幅が長く横に扁平な形状を持つ空洞ほど耐力は低く、空洞高さが大きく縦に扁平な形状の空洞ほど耐力が高い。そのため、実際の現場においても横に広がった空洞が発見された場合、優先的に補修を行うべきであると

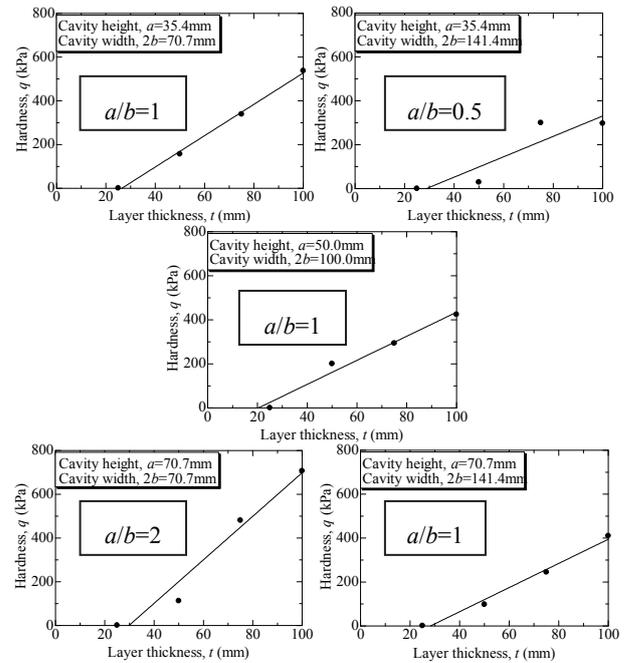


図 10 異なる空洞形状における層厚と空洞耐力の関係

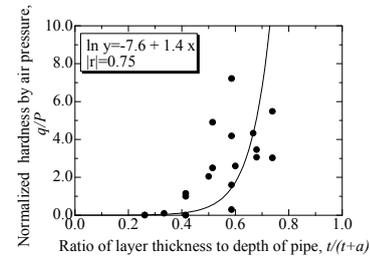


図 11 層厚比と耐力の関係

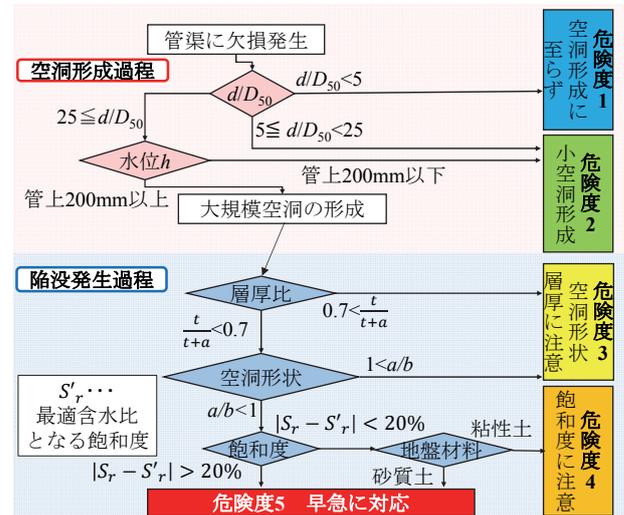


図 12 陥没発生の危険度評価フロー

考えられる。さらに、層厚比 $t/(t+a)$ について $0.7 < t/(t+a)$ であると空洞形状によらず耐力が大きい。

参考文献

- 1) 澤見英樹ら：管渠欠損部における水の流れに着目した地盤の空洞進展挙動，平成28年度土木学会中部支部研究発表会，pp. 297-298
- 2) 田坂晃一ら：空洞上地盤の層厚と粒度分布に着目した繰返し載荷による管渠周辺の陥没挙動，第52回地盤工学研究発表会，pp.1423-1424

パイピング進展メカニズムと現地調査に基づく河川堤防の 簡易な弱部抽出フローの提案

A proposal of simple weak part extraction flow of river embankment based on piping progress mechanism and field survey

牧洋平¹，前田健一²，高辻理人³，伊神友裕⁴

1 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻・E-mail address 31415084@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学教授 高度防災工学センター

3 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻

4 名古屋工業大学・社会工学科

概 要

近年、気象条件の変化により河川の高水位継続時間が長期化され河川堤防のパイピング破壊が増加している。既往の模型実験から河川堤防のパイピングメカニズムは堤体—基礎地盤の地盤特性により大きく異なり特に堤体の強度が高く、透水層の上に難透水層が被覆している複層構造基礎地盤を有する場合、パイピング破壊の危険度が高いことが明らかになった。今後はこれらの情報をもとに、現地の堤防においてもパイピングの危険性が高い箇所を抽出していく必要がある。そこで、本稿では実際に台風や豪雨により被災した地点で簡易貫入試験や電気探査、トレンチ掘削調査等を実施した結果を踏まえて、パイピング危険箇所の抽出およびパイピング進展メカニズムについて検討した。さらに、数値解析と模型実験による結果からパイピングの危険度を判定する簡易点検フローを作成し、実堤防の被災事例を基にフローの妥当性を検討した。

キーワード：河川堤防，パイピング，現地調査

1. はじめに

近年、河川水が透水性基礎地盤に浸透することで、堤内において漏水や噴砂が発生する被災事例が増加している。また、平成24年に矢部川堤防が決壊した事例のように、高水位の外力が長時間作用することで堤内側の漏水や噴砂の発生・継続を助長し、パイピング破壊に至る危険性がある。そこで、パイピングの進展によって河川堤防が損傷・決壊する危険性の高い水理—地盤の総合的な条件を力学的に把握する必要があり、それに基づく重点監視箇所を抽出するための重要指標を見出すことは今後の河川管理には不可欠な課題である。

既往の模型実験から河川堤防のパイピングメカニズムは堤体—基礎地盤の地盤特性により大きく異なり、特に堤体の強度が高く、透水層の上に低透水層が被覆している複層構造基礎地盤を有する場合、パイピング破壊の危険度が高いことが明らかになった¹⁾。今後はこれらの情報をもとにパイピングに対する危険な基礎地盤構造をさらに細かく検討し、実際の現場に適用可能な評価指標を作成する必要がある。

西村らは模型実験、浸透流解析等の結果をふまえて図1のような、堤体—基礎地盤構造や堤内外の地形に着目した河川堤防のパイピング危険度の力学的点検フローを提案している¹⁾。このフローは堤体の強度が比較的高い条件下、まず最重要項目である堤体を支持する基礎地盤構造（層構造、被覆土層厚、透水係数比）について評価し、その後、堤内・堤外の地形（行き止まり距離、透水層の露出、堤内地の不陸）について評価することで、河川堤防のパイピング破壊に対する危険度を定量的に分類できるものである。また、現時点で既知の範囲で子吉川、常呂川、矢部川、鬼怒川、北川、長良川の6河川の被災箇所のデータから、点検フローに従い各箇所のパイピング危険度を分類した結果、点検フローで示された危険度が上昇するにしたがって実際の被災レベルも大きくなっており、点検フローによって実際の被害の大きさを定量的に評価可能であることも報告されている²⁾。よって、今後は被災した地点の基礎地盤構造および堤内・堤外の地形情報や噴砂等の現地の被災情報を蓄積していくことで、事前にパイピング危険箇所を把握することができる。

そこで、本稿では透水性基礎地盤に起因する特徴的な浸

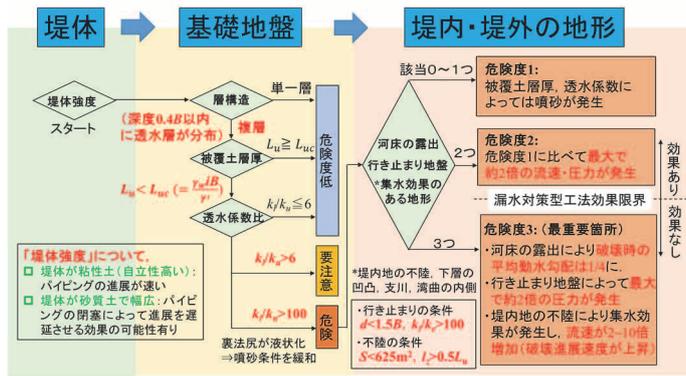


図 1 堤体—基礎地盤構造に着目した河川堤防のパイピング危険度の力学的点検フロー

透被害が発生した北海道常呂川、宮崎県北川、秋田県子吉川の3カ所で実施した簡易貫入試験、電気探査、トレンチ掘削調査の結果から、パイピング進展メカニズムを検討し、それぞれの調査内容の必要性・有用性についてまとめた。

また、河川堤防の現地調査法について整理し、点検フローに示す各項目を現地で調査するために必要な調査方法および調査方針を提案した。

2. 噴砂動態からみる基礎地盤の上層厚の推測

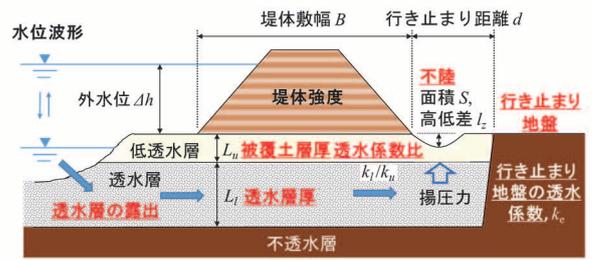
2.1 噴砂動態と基礎地盤の上層厚の関係

図 1 に示すように複層構造基礎地盤の上層厚（被覆土層厚）が薄いとパイピングの危険度が高いことが定量的に示されている。また、既往の模型実験から、上層厚が薄いほど、発生する噴砂の個数が多くなり、直径は小さくなるのがわかっている²⁾。したがって、複層構造基礎地盤において、堤内で発生した噴砂の個数や大きさの情報から基礎地盤の上層厚を推測することでパイピングの危険度を評価できる可能性が示唆された。そこで、被災後の福岡県矢部川、北海道常呂川で撮影された噴砂情報と同地点の断面データをもとに、現地で発生した噴砂の個数や大きさ基礎地盤の上層厚の関係について検討した。

2.2 現地の噴砂動態について

図 2、3 に現地で発生した噴砂の状況と断面データから求めた基礎地盤の上層厚の関係を示す。図 2、3 に示すように、現地で発生した噴砂についても上層厚が薄いほど噴砂の個数多く直径が小さい傾向が確認できた。一方で上層厚が厚いほど噴砂の個数が少なく直径が大きくなる傾向となっていた。したがって、現地においても模型実験で観察された噴砂動態と上層厚の関係は一致しており、被災後の現地調査では噴砂の個数や大きさに関する情報を収集することで、パイピングの危険性が高い箇所を抽出することに繋がると考えられる。

3. 簡易動的コーン貫入試験からみるパイピング進展メカニズム



地点	16.0k	11.8k
噴砂の状況		
詳細	小さくて多い箇所 直径40cm以下の噴砂が30個程度	大きくて少ない箇所 直径1mの噴砂が3個程度
上層厚 (低透水層)		
	実験と一致	

図 2 噴砂動態と上層厚の関係 (福岡県矢部川)

地点	26.8k	24.6k
噴砂の状況		
詳細	小さくて多い箇所 直径60cm以下の噴砂が21個	大きくて少ない箇所 直径2mの噴砂が1個
上層厚 (低透水層)		
	実験と一致	

図 3 噴砂動態と上層厚の関係 (北海道常呂川)

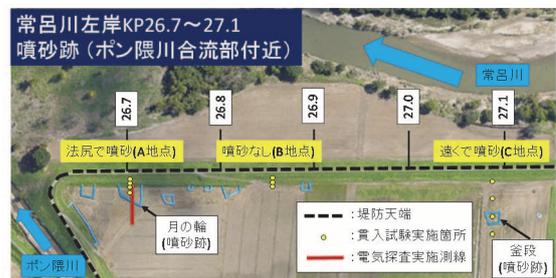


図 4 調査地点と貫入試験実施箇所の全景図

3.1 調査実施地点と試験方法

2016年8月に発生した台風11号により被災した北海道常呂川において現地調査を実施した。調査では簡易動的コーン貫入試験機を用いて堤体及び基礎地盤の緩みを測定し、噴砂が発生した地点の水道の特定と水道形成メカニズ

ムの解明を試みた。調査の実施は2017年7月及び10月であり被災から約1年経過しているが、噴砂等により形成された地盤の緩みは水位低下後も残り続けることが実験で確認されている³⁾。よって出水によって形成された地盤の緩みは出水後であっても観測可能と判断し、本試験を実施した。

図4に貫入試験の実施箇所を示す。調査箇所は常呂川左岸 KP26.7~27.1 のポン隈川合流部付近で、堤体の N_a 値は平均5程度、法勾配は約2.5である。同地点には噴砂が多数発生しており、複数の釜段・月の輸工が施されていた。試験は法尻で多数の噴砂が発生した箇所 (A 地点)、噴砂が発生しなかった箇所 (B 地点)、法尻から離れた堤内側で噴砂が発生した箇所 (C 地点) の被災形態の異なる3箇所、法尻と堤内側を中心に実施した。また、簡易動的コーン貫入試験機は質量5kgのハンマーを50cmの高さから自由落下させ原位置における土の貫入抵抗を換算 N 値 N_a として求める装置であり、可搬性が高く傾斜面でも適用性が高い。 N_a は $N_a = 10 \times (\text{打撃回数}) / (\text{貫入量})$ で算定する。先端コーンの直径は25mmである。試験の様子を図5に示す。また、同地点では貫入試験と同じ測線で応用地質の倉田らが電気探査を行っている⁴⁾。



図5 簡易動的貫入試験の様子

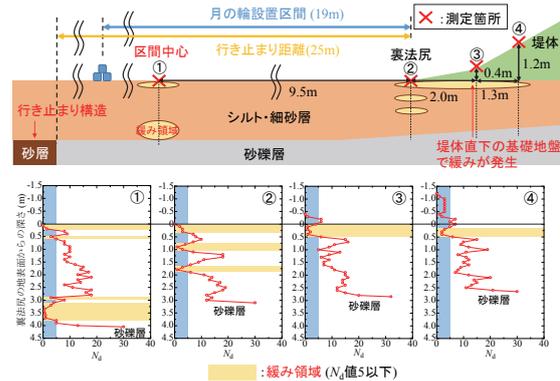


図6 (A地点)の貫入試験結果と断面の概要図

3.2 試験結果および考察

1) 法尻で多数の噴砂が発生した箇所 (A 地点)

A 地点では月の輸工設置区間の中心 (①) と裏法尻3箇所 (②~④) の計4箇所貫入試験を実施した。図6にA地点における貫入試験結果及び断面の概要図を示す。なおグラフの縦軸は裏法尻先端 (②) の基礎地盤地表面を原点とした深度である。また、相対的に N_a 値が小さい領域 ($N_a \leq 5$) を緩み領域と定義し整理を行った。図より①で深度3.0~4.0m, ②で深度1.0mと1.75mに緩み領域が確認された。地表面から深い位置に局所的な緩みが生じており、噴砂に伴う土粒子の流出によって形成された緩み領域だと考えられる。また、いずれの地点でも基礎地盤の表層は柔らかく、さらに緩みは堤体直下の基礎地盤でも確認された。模型実験においても、裏法尻の基礎地盤から堤外側へ緩みが進展することでパイピングに至ることが明らかになっており、現地においても同様の現象が発生していた可能性がある。

また、A地点の電気探査の比抵抗分布を図7に示す。なお各比抵抗値における土質凡例は、オーガーボーリングにより現地で採取した試料から推定したものである。図より、透水性の高い礫混じり砂層は堤体から堤内方向へ25m程離れた地点で途切れており、いわゆる行き止まり構造になっていることが分かる。この行き止まり構造により基礎地盤内の圧力が上昇したため、A地点では特に多数の噴砂が発生した可能性がある。

2) 噴砂が発生しなかった箇所 (B 地点)

B地点では堤内側の3箇所 (①~③) で貫入試験を実施した。図8にB地点における貫入試験結果及び断面の概要

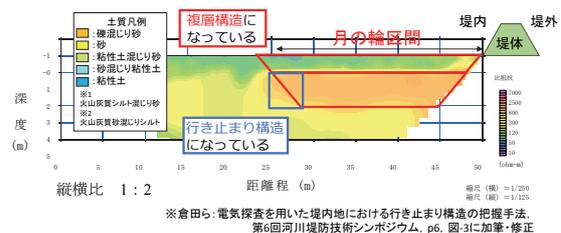


図7 (A地点)の電気探査の結果

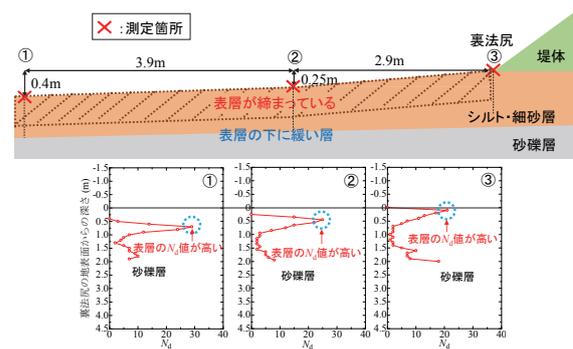


図8 (B地点)の貫入試験結果と断面の概要図

図を示す。深度の原点は裏法尻先端 (③) の基礎地盤地表面である。図よりいずれの測定箇所でも地表面から0.7m程度の表層の N_a 値が高く、締め固まっていることが確認できる。表層に締め固まった地盤があることで、噴砂の発生を防いでいたと考えられる。しかし、表層の下は非常に緩い層が続いており、周辺で発生した噴砂等によって地盤内部が流動していた可能性がある。

3) 法尻から離れた堤内側で噴砂が発生した箇所 (C 地点)

C 地点では堤内側の 4 箇所 (①～④) で貫入試験を実施した。図 9 に C 地点における貫入試験結果及び断面の概要図を示す。図より裏法尻の④は表層が締め固まっております、噴砂が発生しにくい地盤条件である。一方、堤内側の①～③では表層が軟らかく、深い深度まで緩み領域が連続して分布していた。また①～③の貫入試験は砂礫層と考えられる層によって貫入が継続不可能となり試験を終了した。釜段設置箇所の直上である②で最も浅い位置に砂礫層が分布しており、いわゆる被覆土層が薄くなっていたため②で選択的に噴砂が発生したと予想される。また④では深度 3m まで砂礫層は確認できず、C 地点断面において A 地点、B 地点と比較して砂礫層が堤外まで連通していない可能性がある。よって C 地点に関しては、浸透流は縦断方向に続く砂礫層によって釜段設置箇所に供給されていた可能性がある。

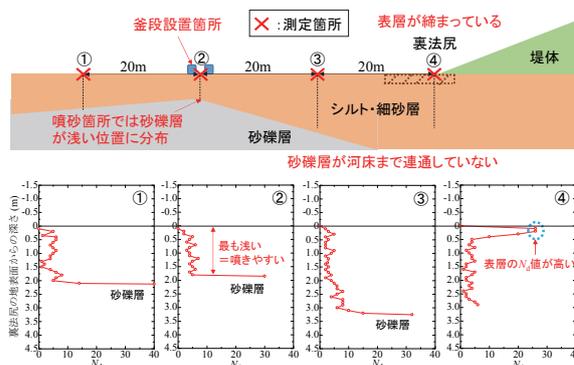


図 9 (C 地点) の貫入試験結果と断面の概要図

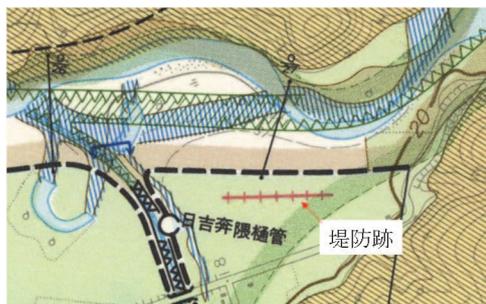


図 10 地質地形分類図 (北海道開発局提供資料に加筆)

3.3 地形情報からみる危険箇所の推定

図 10 に調査地点の地質地形分類図を示す。図より貫入試験を実施した C 地点には堤防跡が存在しており旧河道であったことが分かる。旧河道の影響により特異な砂礫層の分布が見られたと考えられる。また、同地点は河川の両岸が山で囲まれ狭窄部となっていることから、出水時には山の斜面から浸透した雨水が堤内まで流れてきて、地下水と共に堤内地を被圧したことで激しい噴砂・漏水の発生を助長したとも考えられる。さらに、同地点は常呂川の支川であるポン隈川が合流する地点でもあり、河川の増水時には本川からの浸透に加えて支川からの浸透の影響も加わり、パイピングの進展をさらに助長した可能性がある。

本調査地点では、地表面から深度 3～4m まで簡易動的コーン貫入試験を実施し、大まかな砂礫層の分布やパイピングの進展に伴う基礎地盤内の緩み領域が確認できた。したがって、パイピングの進展による基礎地盤内の緩みは深度 3～4m 程度 (砂礫層に到達するまでのシルト・砂質層) の浅部の地盤構造を調査するだけでも十分であるといえる。また、電気探査では基礎地盤内を面的に調査することができ、行き止まり構造を発見することができた。さらに、治水地形分類図から読み取れる旧河道や狭窄部、支川といった情報はパイピングの危険箇所を絞り込む上で重要な要素であると考えられる。

4. 噴砂動態と周辺地盤特性

4.1 調査地概要

宮崎県北部を流れる北川の左岸 12k800 から 13k700 の堤内地では過去 3 年間の出水により堤内地で著しい噴砂と陥没が繰返し発生した⁵⁾。特に川坂大橋 (13k250) から下流の約 500m 区間 (12k800～13k250) では、堤防から道路を挟んで 30～50m 離れた畑などの堤内地で激しい噴砂が多数発生した。基礎地盤は透水性の高い礫層の上に被覆土層がある層構造であり、上層が砂層の箇所では水防の釜

段工の土のうが大きく沈み込んだ箇所もみられた。

本地点では、川坂大橋から下流の区域 (以後、下流側区域と称す) における噴砂及び陥没の発生メカニズムを調べることを目的として堤内地及び裏法尻下部でパイプコーン貫入試験を行った。堤体は全面被覆構造による補強がされているが、裏法尻下を直接調べるために、一部のカゴ工を一時的に剥がす処理を行って調査を実施した。

4.2 下流側区間の噴砂および調査地点

1) 噴砂地点の分布、標高および地形

UAV から地表面の写真を多数撮影し、SfM (Structure from Motion) を用いて作製した DEM (数値標高モデル) を基に、下流側区域のオルソ画像と地表面標高のコンター図を図 11 に示す。調査地点は北川左岸 12k900～13k200 の川坂大橋下流地点である。図 12 に、当該区域を拡大し、過去 3 年間 H28-H30 の出水で噴砂や陥没が発生した箇所に加えて矢板工の設置時期・範囲、旧河道域を示す。噴砂が多く観察された 13k100 付近は旧河道であり、その両側が自然堤防である。堤内地は水田部分が 1～2m 程度低く、いわゆる不陸が形成されている。

多くの噴砂地点は比較的地表の標高の低い箇所、旧河道箇所に分布しているようである。このように、治水地形分類図を調べることにより、旧河道や自然堤防等のパイピングの危険度が高い箇所を絞り込む可能性がある。また、UAV を使用して作成した DEM データから地形の標高差が得ることができた。この技術を活用して河川堤防の堤体の変状を調べることも可能である⁶⁾。ただし、標高が低くなく、旧河道でない箇所でも噴砂が発生している。また、図に示すように矢板の施工前後で、噴砂の個数や発生位置

に変化が見られる箇所と見られない箇所があった。

2) ボーリングデータによる地層構造

Bor. No.2, 3 (図 12) の堤防法肩付近でボーリング柱状図が得られている。盛土(シルト質砂礫)の下には, Bor. No.2 ではシルト質砂・砂礫が 6m 程度, シルト混じり砂礫が約 6m, 砂礫が 30m 以上の厚さで堆積し, Bor. No.3 ではシルト質砂/砂が約 3-4m, T.P.-30m 以深まで続くシルト混じり砂礫の構成である。つまり, 透水性の低い層の下に極めて高透水性の層をもつ複層構造の透水性基礎地盤である。また, 点検フローにあるような砂礫層が川表側で河床に露出している様子があり, 出水中には河川水の水圧が堤内まで伝播しやすい。さらに, 堤内地側は旧河道, 自然堤防があるため, 透水性が横断方向に変化し, 行き止まり地盤になっている可能性も否定できない。噴砂が極めて発生しやすい地盤条件となっている。今後, さらに詳細な調査が必要である。調査方法としては 2 章で述べたような電気探査等が考えられる。

以上から, 堤内地での砂礫層の出水中の水圧が高くなる条件がそろっている。地表面標高が低いところに加え, 礫層上面の標高が高い箇所において上向き動水勾配が特に高くなりボーリングが発生したことが想定される。

4.3 法尻付近の貫入抵抗とゆるみ

1) 実施した貫入試験概要

本地点での貫入試験では, 新たにパイプロコーン貫入試験装置を使用した。パイプロコーンは, 地盤内の空洞や緩み領域の把握を目的としたサウンディング試験であり, 荷重計を内蔵したコーンをパイプロハンマの振動打撃により地中に貫入することで, 深さ方向の先端抵抗値を測定するものである。パイプロハンマの重量は約 24kg と可搬性があり, 堤防法面など傾斜面でも適用性が高い。簡易貫入では貫入し難い礫混じりの層でも試験は可能である上, 試験に要する時間を大幅に短縮できる特長がある。試験装置を図 13 に示す。

コーン(荷重計内蔵), ロッド, トリガーセンサー, パイプロハンマ, 油圧発生ユニット, ワイヤ式深度検出器及びデータロガーで構成され, コーンの内径は 36.6mm, 断面積は 1,052mm² である。パイプロハンマの振動打撃は 12Hz 程度で, 0.03s 間隔でコーン先端の荷重(kN)と深度(m)を収録する。パイプロコーンで得られるデータは打撃貫入時の動的コーン先端抵抗 q_{cd} (kN/m²)とデータ数 n_v (深度 1cm 当たりのサンプリング数)である。これらは, 予備試験から, $N_d=10^{(1.76\text{Log}(q_{cd})+0.68\text{Log}(n_v)-5.68)}$ を用いてミニラムの N_d 値に換算が可能である。

2) 試験結果と噴砂によるゆるみの考察

パイプロコーン貫入試験は No.1~No.8 (図 12 参照) のピット毎に 3 箇所ずつ行った(例えばピット No.6 内では縦断方向にピット中央 6-1, 中央との離隔 0.6m で上・下流側をそれぞれ, 6-2, 6-3)。このうち, 噴砂が近傍で確認さ

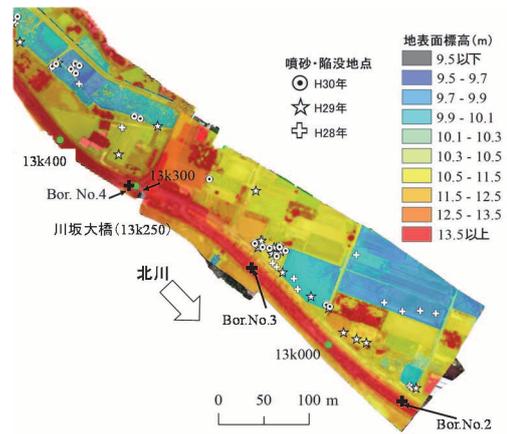


図 11 下流側区域のオルソ画像と地表面標高分布, 噴砂地点

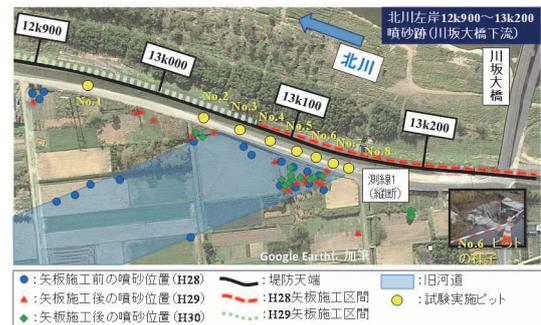


図 12 噴砂地点, 調査・試験実施箇所



図 13 パイプロコーン試験装置の様子

れなかったピット No.4 の試験結果を図 14(a)に, 堤内地側で噴砂が確認された箇所の代表としてピット No.6 の貫入試験結果を図 14(b)に示す。同図には既存の簡易動的貫入試験も併記した。簡易動的貫入試験の N_d は N 値の 1~3 倍を示すため, ここでは 3 で除した値を併記した。

ピット No.4 では, 簡易動的貫入試験, パイプロコーン共に深度 1.6m 程度で貫入不能となり, 緩みや空洞は確認されなかった。

一方, 噴砂多発地点近傍のピット No.6 では, 簡易動的貫入試験, パイプロコーンともに深度 3.5m 付近まで貫入

し、ピット No.4 より貫入深度が深くなった。さらに換算 N_d 値が 1 程度を示す部分が連続することから、全体的に地盤が緩んでいることを確認した。また、深度 2m 付近、深度 3m 付近では、コーンが急速に自沈する状況が確認され、極めて緩い部分が存在することを確認した。

また、両試験方法の結果の比較から、今回、実施を試みたパイプロコーン貫入試験が、従来の簡易動的コーン試験との整合がとれており、有用であることが分かった。よって、パイプロコーンも簡易動的コーン貫入試験と同様に現地で活用することが可能であり、従来の簡易貫入試験よりも試験時間が短縮できるため、現地での作業性が向上すると考えられる。

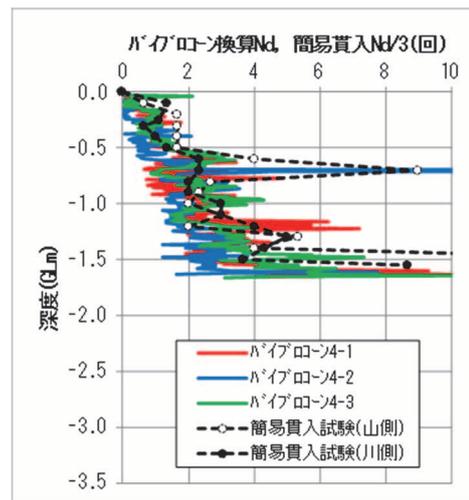
5. トレンチ調査からみるパイピング進展メカニズム

5.1 調査地概要

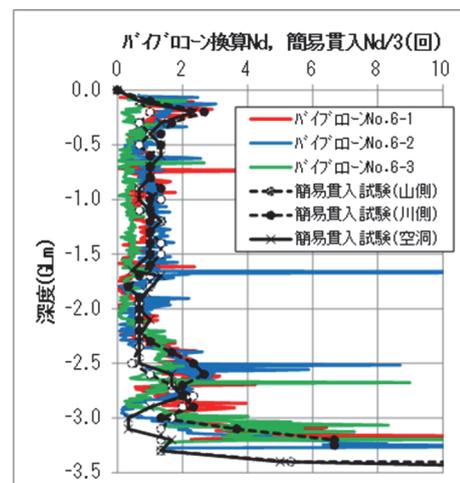
2013 年 7 月の前線性降雨による出水により秋田県の子吉川水系の堤内地で著しい噴砂と法すべりが発生した。その被災要因には基礎地盤で発生したパイピング現象が影響していると考えられている。また、本地点では、堤防被災箇所周辺でトレンチ掘削調査が行われており、トレンチ断面にはパイピングの跡と考えられる砂脈が確認された。トレンチ掘削調査は、現地で発生したパイピングの進展プロセスを断面で観察することができ、実験や解析で確認されたパイピングの進展プロセスと比較ができる。また、貫入試験や電気探査によって推測された地盤構造を実際に目視で確認できるため調査結果の整合性が向上する事にも繋がる。第 5 章では、トレンチ調査を実施する事のさらなるメリットを増やすことを目的に、トレンチ断面の剥ぎ取りを行い、断面の粒子配向を画像解析によって面的に調査し、被災当時の浸透流の方向や土粒子の移動・堆積状態を推定することで、パイピング進展メカニズムの解明を試みた。

5.2 解析概要

本解析では USB カメラで撮影した断面画像を二値化することにより土粒子を抽出し、解析を行った。断面のスケッチと撮影箇所を図 15 に示す。撮影は(A)箇所：砂脈(図 15 中の①～⑦)、(B)箇所：砂脈の下部の砂層(図 15 中の⑧～⑫)、(C)箇所：砂礫層の砂(図 15 中の⑬～⑮)の 3 種類の箇所の砂を撮影した。なお、粘土質シルト箇所は粒子がダメになっており撮影が困難だったこと、砂礫層の礫は撮影画面に粒子が収まらなかったことによりこの 2 種類の箇所は掲載していない。また、解析では土粒子の粒子配向を調べるため二値化した画像から土粒子の長軸の方位を計測した。粒子が水流中にある場合、粒子の長軸もしくは中間軸が傾斜する現象があり、これをインブリケーションと呼ぶ(図 16 参照)。これは、粒子が流れに対して傾斜している状態が安定であるためである。また、インブリケーションは一方向流が卓越する箇所によく確認される。



(a)ピット No.4：近傍で噴砂が確認されなかった箇所



(b)ピット No.6：近傍で噴砂が確認された箇所
図 14 パイプロコーンの換算 N_d 値の深度分布

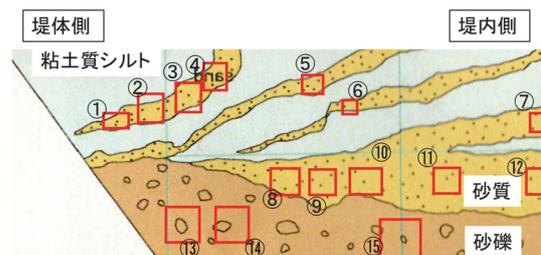


図 15 スケッチと撮影箇所

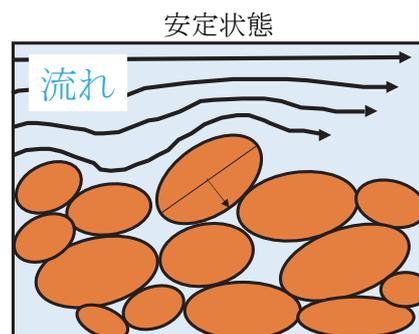


図 16 インブリケーション

この現象をもとに被災当時の浸透流の方向や土粒子の移動・堆積状態を推定した。

5.3 解析結果および考察

1) (A) 箇所：砂脈 (①～⑦)

図 17 に本解析で計測した土粒子の長軸の角度の定義を示し、表 1 に各撮影箇所から得られた土粒子の長軸の角度を示す。角度が大きいほどより長軸が堤体側へ傾斜していることを表す。また、表 1 の土粒子の長軸の角度を用いて、インプリケーションの原理から予想される浸透流の向きを図 18 に示す。まず砂脈中の土粒子であるが、①～⑦のすべての箇所土粒子の長軸の角度が正になっており、堤体側に長軸が傾斜していることが確認できた。これより、現地の砂脈中では土粒子のインプリケーションが揃うような一方向流が卓越していたことがわかった。また、本断面の砂脈は法尻で発生しているが、このように法尻で発生するパイピング孔が堤体側へ傾斜する様子は模型実験から確認されている (図 19 参照)。よって、現地においても模型実験と同様に、パイピング孔 (砂脈) は鉛直方向から傾斜した角度で流速が卓越する状態であったことが確認できた。

2) (B) 箇所：砂脈の下部の砂脈

表 1 の⑧～⑫の土粒子の長軸の角度をみると、⑧～⑩の土粒子の長軸は堤体側へ傾斜しており、⑪、⑫の土粒子の長軸は堤内側へ傾斜していることが確認できた。インプリケーションの原理から推測すると⑧～⑩の浸透流は堤体側から堤内側へ、⑪、⑫の浸透流は堤内側から堤体側へと発生したと考えられる。この原因として、⑧～⑫の浸透流が⑦の砂脈へと流れようとしたため、図 18 の⑧～⑫に示すような浸透流の向きになったと考えられる。このように、一度砂脈のようなパイピング孔が形成されると、そこへ浸透流が集中すると考える。

3) (C) 箇所：砂礫層の砂

5.2 でも述べたように礫は撮影できなかったためここでは砂礫層内の砂分について解析を行った。表 1 の⑬～⑮の角度をみると、(B) 箇所のように、土粒子の長軸が堤体側へ傾斜している箇所 (⑬、⑮) と堤内側に傾斜している箇所 (⑭) がわかる。砂礫層内の砂粒子は礫分の隙間を通過して移動すると考えられるが、その場合、流れが一方向に卓越せず複雑な流れの向きとなっていたため、インプリケーションが一方向に発達しなかったと考えられる。

第 5 章では、トレンチ調査のさらなるメリットを示すためにトレンチ断面の粒子配向を画像解析により計測した。その結果、粒子の配向から被災当時の浸透流が大まかに予測できた。トレンチ断面を目視で確認するだけでなく、本解析のようにミクロな視点で調査することもパイピング進展メカニズムの整合性を高める手段として利用可能であると考える。

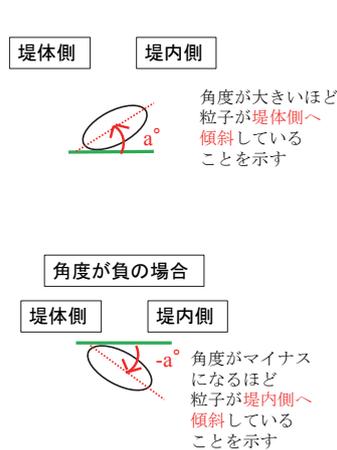


図 17 角度の定義

表 1 解析結果

種類	場所	角度
(A) 砂脈	①	1.0°
	②	6.1°
	③	9.9°
	④	10.6°
	⑤	9.0°
	⑥	2.1°
	⑦	10.5°
(B) 砂脈の下部の砂脈	⑧	7.6°
	⑨	3.1°
	⑩	3.1°
	⑪	-2.6°
	⑫	-4.6°
(C) 砂礫層の砂	⑬	5.0°
	⑭	-4.7°
	⑮	-4.6°

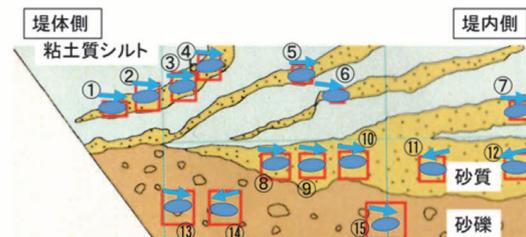


図 18 土粒子の傾きと予想される浸透流の向き

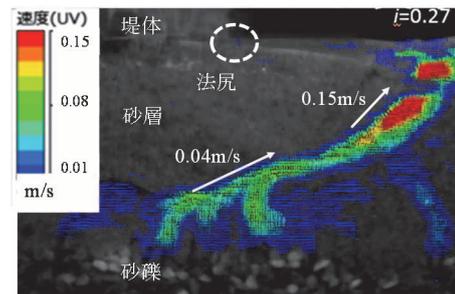


図 19 PIV による地盤中のパイピング孔の速度

6. 河川堤防の調査フローの提案

図 20 に河川堤防のパイピング破壊に対する調査方針フローを示す。このフローは出水後に被災を受けた地点において実施すべき調査方法および調査方針についてまとめられており、これまでに実施した調査手法が含まれている。このフローに従って調査を実施していくことで、これまで現地で見逃してきた基礎地盤内に潜在するパイピング危険箇所を見つけ出ししていくことに繋がると考えられる。また、フローに示す全ての調査ができない場合には、各調査に対し優先度をつけて実施していくことが重要であり、最低限現地で実施すべきポイントは被災後の様子 (噴砂の大きさ・個数等の情報) をデータとして記録し、堤外側の流入箇所及び堤体の損傷度、基礎地盤内の緩みの把握である。このフローに基づき整理された現地の情報を考慮し、浸透流解析を実施することで、より正確な河川堤防の安全照査が可能になると考えられる。

7. まとめ

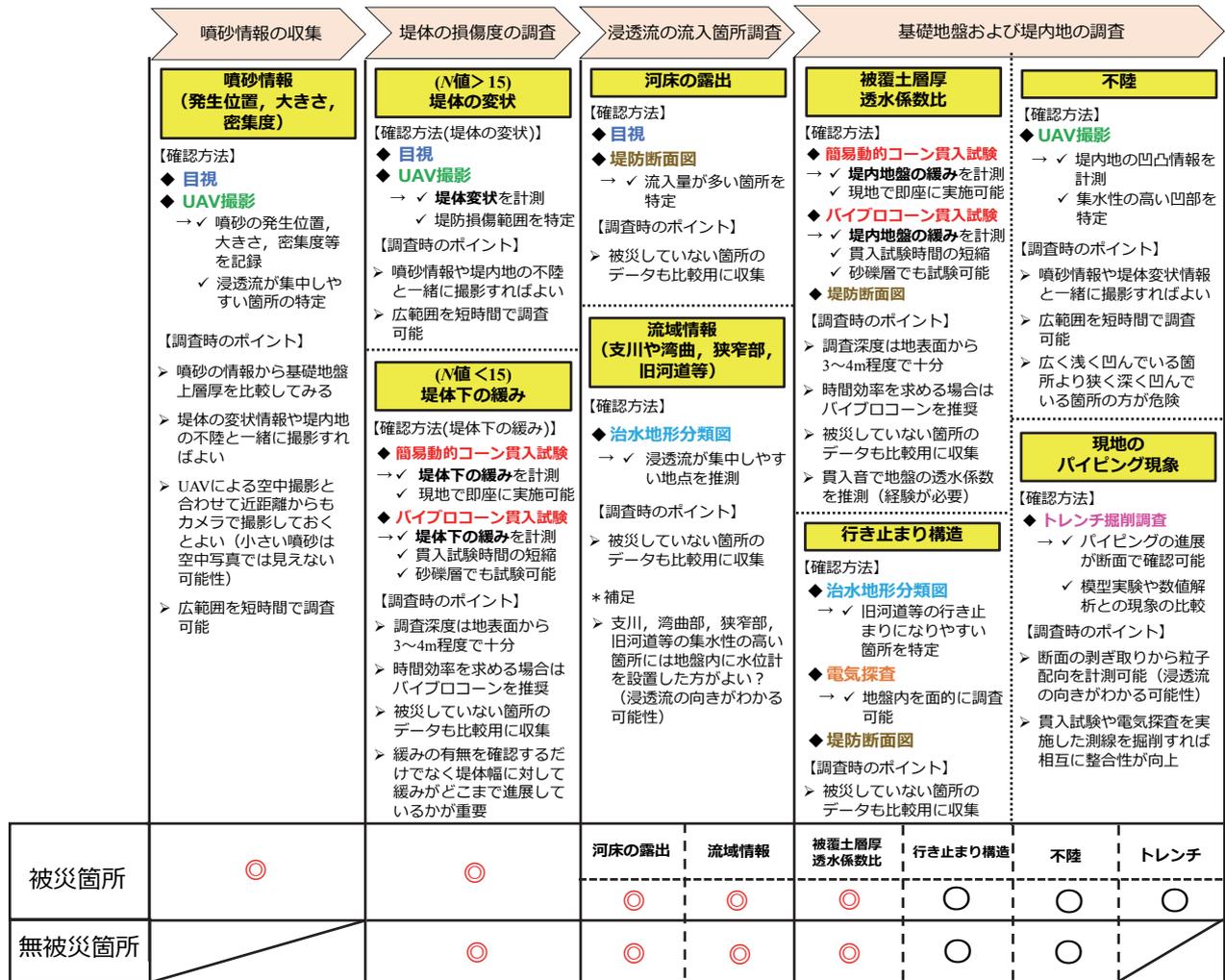
本稿では、実際に被災した河川堤防で簡易貫入試験や電気探査等を実施した結果、パイピングが進展しやすい箇所を示すことができ、調査手法の必要性・有用性について示すことができました。また、治水地形分類図から読み取った狭窄部や旧河道などの地形情報と噴砂動態を比較することでパイピングが発生しやすい条件を推定した。また、これまで実施してきた調査手法を含めた調査方針フローを作成した。これにより、今後は被災した河川堤防で着目すべきポイント・データを効率よく整理していくことで、パイピング危険箇所を事前に抽出していくことに繋がると考えられる。

参考文献

- 1) 西村柁哉, 前田健一, 高辻理人, 牧洋平, 泉典洋: 実堤防の調査結果に基づいた河川堤防のパイピング危険度の力学的点検フローの提案, 河川技術論文集 25 巻, pp.499-504, 2019.
- 2) 牧洋平, 前田健一, 西村柁哉, 牧洋平, 高辻理人: 河川堤防の基礎地盤構造特性と噴砂動態の関係, 平成 30 年度中部支部研究

発表会, 2019

- 3) 新清晃, 倉田大輔, 川原孝洋, 京原修, 小西千里: X 線を用いたパイピング破壊に伴う緩み領域の進行と水位履歴の影響, 第 5 回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp.5-8, 2017.
- 4) 倉田大輔, 新清晃, 小西千里, 山下善弘: 電気探査を用いた堤内地における行き止まり構造の把握手法, 第 6 回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp.5-8, 2018.
- 5) 前田健一, 岡村未対, 石原雅規, 新清晃, 上野俊幸, 西村柁哉, 高辻理人, 品川俊介, 笹岡信吾: 北川で繰返し発生した噴砂による堤内・裏法尻箇所のゆるみ調査, 河川技術論文集 25 巻, pp.535-540, 2019.
- 6) 岡村未対, 今村衛, 陣内尚子, 小野耕平, 山本卓男, 鎌田卓: 堤体表面沈下分布と貫入試験によるパイピング緩み領域の把握, 河川技術論文集 24 巻, pp.529-534, 2018.
- 7) 牧洋平, 前田健一, 高辻理人, 西村柁哉: 透水性基礎地盤中の粒子配列に着目した河川堤防のパイピング進展挙動, 第 54 回地盤工学研究発表会, 2019.



◎: 必ず実施

○: 必要に応じ実施, 他調査と併せて実施

図 20 簡易点検フローに対する調査項目

河川堤防土を適正に強度評価するための室内試験法

A Laboratory test method for appropriate strength evaluation of river embankment soils

中山雄人¹, 小高猛司², 李圭太³, 久保裕一⁴, 李朝暉¹, 石原雅規⁵

1 名城大学大学院・理工学研究科・社会基盤デザイン工学専攻

2 名城大学・理工学部・社会基盤デザイン工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp

3 日本工営株式会社

4 中部土質試験協同組合

5 国立研究法人土木研究所

概 要

本研究グループではこれまで、礫質土から粘性土まで様々な現地河川堤防土を採取し、その室内土質試験を実施してきた。その結果、過去に被災経験が無いにも拘わらず、三軸圧縮試験においてせん断強度が低く評価される礫質堤体土や、細粒分を多く含む比較的硬質であるにも拘わらず湿潤時にすべり破壊した粘性土質堤体土があり、現行の試験法だけでは材料特性の評価が難しい堤体土が存在することが判明してきている。本論文では、河川堤防土の浸透時のせん断強さを適正に評価するための室内試験法を提案する。具体的には、浸透時の低有効応力条件下では、摩擦によるせん断抵抗しか発揮しない粘性土堤体土や、逆にゆる詰めながらも高いせん断強さを発揮する礫質堤体土のような事例を示し、現行の三軸圧縮試験では評価が難しい河川堤防土の浸透時のせん断強さを適切に評価するために考案した吸水軟化試験を示す。

キーワード：河川堤防，浸透，せん断，三軸試験，吸水軟化試験

1. はじめに

近年、集中豪雨などにより長時間に及ぶ降雨が発生し、河川堤防の浸透破壊やすべり破壊による被災が多数報告されている。降雨による河川堤防の浸透破壊やすべり破壊のメカニズムとしては、降雨や河川水が堤体内に浸透し、堤体内の有効応力が低下し、せん断強度が低下することによって崩壊が生じることが考えられる。従来の河川堤防の照査法では、透水性が高く、かつ、一般にゆる詰めであるためにせん断強度が低く評価されがちな礫質土堤防は、浸透破壊やすべり破壊に対して脆弱であると判断されやすい。その一方で、透水性が低く、かつ、粘着力を有する粘性土の堤体は、円弧すべり解析による安全率は高く計算され、安全性が高いと評価されることが多い。

現行の圧密非排水三軸圧縮試験（以下、 \overline{CU} 試験）で得られる土の強度定数は、完全非排水条件で土を定体積に拘束したまま無理矢理に到達させた軸差応力の最大時点の有効応力状態で決定される。しかし、浸透による堤防崩壊は、堤体内部の間隙水圧上昇に伴う有効応力の低下によって発生するため、現行の三軸試験では破壊時に到達させるせん断条件も有効応力経路も大きく異なることから、堤体土によっては、 \overline{CU} 試験で得られる強度定数では堤防の浸透時の安定性評価が難しい場合がある。

本研究グループではこれまで、礫質土から粘性土まで

様々な現地堤体土の室内三軸試験を実施してきた。その中には、過去に被災経験が無いにも拘わらず、安全率が低く評価される礫質土堤防や、逆に細粒分を多く含む比較的硬質な粘性土堤体であるにも拘わらず湿潤時にすべり破壊した粘性土堤防から採取した試料も含まれており、現行の室内試験を含む照査法の問題点が明らかとなってきた。本論文では、河川堤防の浸透時の破壊条件、すなわち低有効応力条件下で適正な強度評価を行うための吸水軟化試験を用いた堤防照査のための室内試験法を提案する。

2. 対象とした試験試料の概要

本研究で使用する試験試料は岐阜県の犀川²⁾と青森県の二ツ森川³⁾の細粒堤体土、ならびに岡山県の小田川⁴⁾と高知県の物部川⁴⁾の礫質堤体土である。犀川と二ツ森川はそれぞれ被災しており、すなわち、犀川は平成29年台風21号により延長約100m、法肩部の段差約1.2mにわたって大雨による降雨のみで法すべりを起こしており、一方の二ツ森川は、平成28年の台風10号の出水によって越流はせずに浸透のみにより破壊した。

試料のサンプリング方法について説明する。犀川と二ツ森川の堤体土は内径71mm、長さ500mmの塩ビ管VU65を内管とする特製の2重管サンプラーを打ち込む方法を用いた。これを被災箇所付近で試料を乱さないよう丁寧に

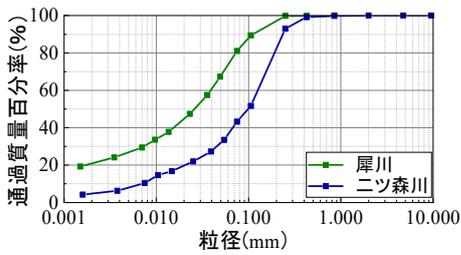


図1 細粒土堤防土の粒径加積曲線

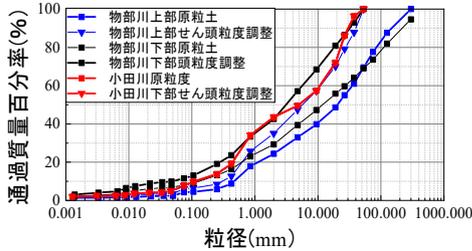


図2 礫質土堤防土の粒径加積曲線



写真1 物部川試料（堤体上部で採取）



写真2 物部川試料（堤体下部で採取）



写真3 小田川試料



写真4 犀川試料



写真5 二ツ森川試料

打ち込み採取した。犀川の被災箇所は細粒分を多く含むため、凍結させずに自然状態で直径 50mm、高さ 100mm の供試体に成形した。一方、二ツ森川については含水状態も低く、自然状態では成形は難しいと判断し、一旦凍結させてから、直径 50mm、高さ 100mm の供試体に成形した。また、小田川、物部川の礫質堤体土はバックホウを用いて大量に採取し、細粒分に注意しながら自然乾燥させ、四分法を用いて規定量まで均等に小分けした。その後、最大粒径 53mm でせん頭粒度調整して、3層で現場密度に調整し直径 200mm、高さ 400mm の供試体を作製した。

図1に犀川と二ツ森川の細粒堤体土の粒径加積曲線を示す。二ツ森川は全体的にシルト～砂分で構成されており、細粒分含有率は約40%の細粒分質砂である。一方、犀川堤体土はシルト分を約60%含む細粒土である。図2に物部川と小田川の礫質堤体土の粒径加積曲線を示す。どちらも最大粒径 53mm のせん頭粒度調整試料とともに原粒度試料も示す。いずれも石混じり礫質土である。写真1～5に試験に用いた試料の状況を示す。

3. 吸水軟化試験

吸水軟化試験とは、三軸試験装置を用いた試験法である。まず、 \overline{CU} 試験と同様に等方圧密過程を行う。そして、排水条件で所定の軸差応力の異方応力状態にした後、軸差応力を一定に保ちつつ間隙水圧を上昇させて供試体を破壊に至らしめる。間隙水圧は、供試体の軸変位が落ち着くことを確認しながら、1kPa ずつ徐々に上昇させる。この試験は、有効応力を精密に制御することによって対象土の骨格構造が急激に変化しはじめる有効応力条件を探索し、浸透条件下での破壊条件を正確に把握できる。なお、破壊に至る直前まで、間隙水圧を上昇させても供試体内へ吸水もせず、軸ひずみもほとんど発生しないが、ある有効応力状態に到達した途端に急激に軸ひずみが発生して破壊に至る。

本研究グループではこれまで複数の細粒土現地堤体試料を用いて吸水軟化試験を実施し、河川堤体土の浸透すべりに対する耐性の評価を行った⁴⁾。この結果3つのパターンに分類可能なことを明らかにした。図3は吸水軟化試験での有効応力経路のパターンを示したものである。図の実線は \overline{CU} 試験での限界応力比を、点線は吸水軟化試験での有効応力比（破壊応力比 q/p' ）を示す。パターン1（図3(a)）は、吸水軟化試験での q/p' が \overline{CU} 試験と同程度の比較的小さな応力比を示すものであり、土が摩擦抵抗以上のせん断強度を発揮しない砂質土に近い性質の堤防土がこのパターン1に分類できる。すなわち、浸透条件下での低有効応力では、摩擦抵抗角に応じたそれなりのせん断抵抗しか発揮しないので浸透に対しては脆弱な堤体土である。逆に、パターン3（図3(c)）は、低有効応力を含む広い応力条件下において、高い破壊応力比 q/p' 、すなわち引張破壊を表す最大値3に近い値を示すもので、浸透時の低有効応力条件下においても粘着力に相当する高いせん断強度を示す堤体材料であり、浸透に対しては比較的強固と判断

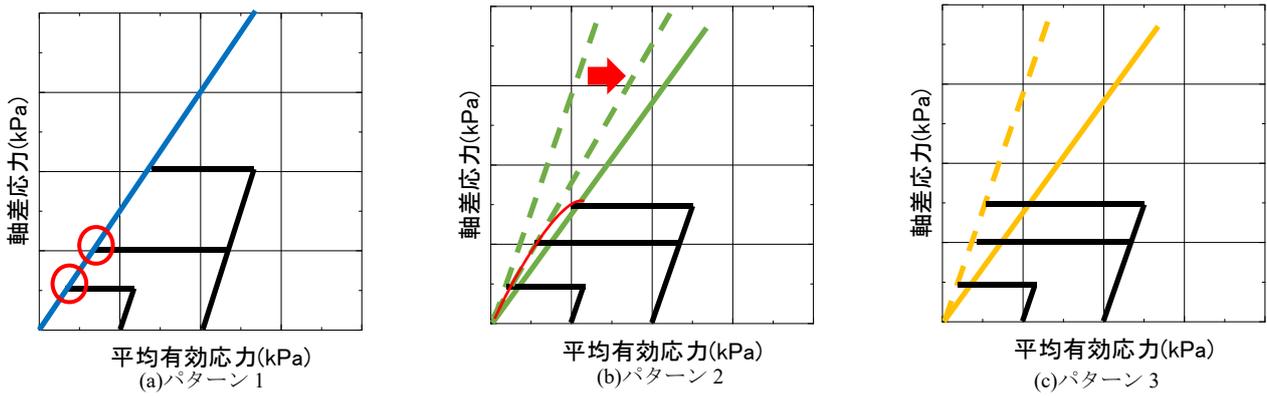


図3 吸水軟化試験による浸透すべり耐性の分類

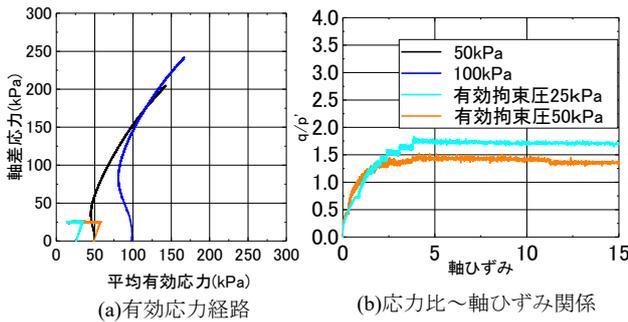


図4 犀川堤体土試験結果

できる。一方、パターン2 (図3(b)) は、低有効応力条件下での破壊応力比は引張強度相当の3に近い値を示すが、有効拘束圧が高くなるにつれて、せん断強度は通常の摩擦抵抗程度に減少するものであり、パターン1と3の中間に相当する。

4. 試験結果

4.1 細粒土堤体試験結果

図4に犀川堤体土の試験結果を示す。図4(a)には \overline{CU} 試験と吸水軟化試験のどちらの有効応力経路も示しており、図4(b)には吸水軟化試験のみの軸ひずみ～応力比 q/p' 関係を示している。 \overline{CU} 試験の有効応力経路は、変相後に塑性膨張を伴う硬化によって軸差応力は上昇し続け、限界応力比は1.5程度となった。また、別途実施した一軸圧縮試験による q_u は80kPaとなり、 \overline{CU} 試験の結果とあわせて判断すると写真5の見た目どおりに比較的硬質な過圧密粘性土と判断できる。一方、吸水軟化試験の結果に着目すると、破壊応力比は1.5～1.7程度となり、今回の有効応力条件下においては破壊応力比が小さく、図3におけるパターン1に分類すべき堤体材料と判断できる。すなわち、細粒分非常に多く、物理試験からは粘性土と判断される土であっても、浸透を伴う低有効拘束圧下においては、摩擦抵抗のみにしか期待できない砂質土に近い性状の堤体土であることが示された。

図5は、二ツ森川堤体土の試験結果を図4の犀川の結果と同様のグラフで示す。図5(a)の \overline{CU} 試験の有効応力経路から、ゆる詰め傾向の塑性圧縮を伴う正規圧密的な挙動を

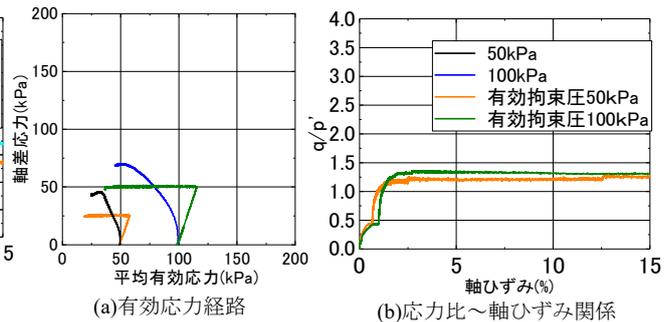


図5 二ツ森川堤体土試験結果

示しており、破壊応力比は1.3程度となった。吸水軟化試験においても、破壊応力比は1.3程度となった。したがって、犀川堤体土と同様に、図3のパターン1に分類でき、浸透条件下においては脆弱な堤体材料であると判断できた。なお、先述のとおり二ツ森川では、越流せずに堤体が浸透破壊したと推測されており、この試験結果はその推測を裏付けるものとなった。

4.2 礫質土堤体試験結果

次に物部川と小田川の堤防で採取した堤体土の \overline{CU} 試験と吸水軟化試験の結果を図6～8に示す。物部川では堤体上部と下部に分けて採取している。いずれの試料の \overline{CU} 試験結果においても、軸ひずみ1%程度で軸差応力が最大値となるひずみ軟化挙動を示し、有効応力経路は原点に向かう静的液状化を示している。これらの \overline{CU} 試験結果だけを見ると、これら礫質土堤防はゆる詰め構造であり、脆弱な地盤材料と判断せざるを得ない。一方、吸水軟化試験で到達する有効応力は、 \overline{CU} 試験の軟化時の有効応力経路の左側にわずかに飛び出しており、吸水軟化試験での破壊応力比は、最大軸差応力で評価する \overline{CU} 試験の限界応力比よりも大きくなるのがわかる。図6～8には(c)と(d)にそれぞれ、 \overline{CU} 試験と吸水軟化試験のモールの応力円を示すが、吸水軟化試験での破壊時有効応力のモールの応力円から得られる破壊規準線((d)の実線)は、 \overline{CU} 試験での破壊規準線((c)の実線と(d)の破線)と比べて、上部に位置しており、せん断強度が大きく評価される。すなわち、河川堤防の浸透レベルで発生する低有効応力状態においては、 \overline{CU} 試験だけでは礫質土のせん断強度を過小評価する可能性を示唆している。

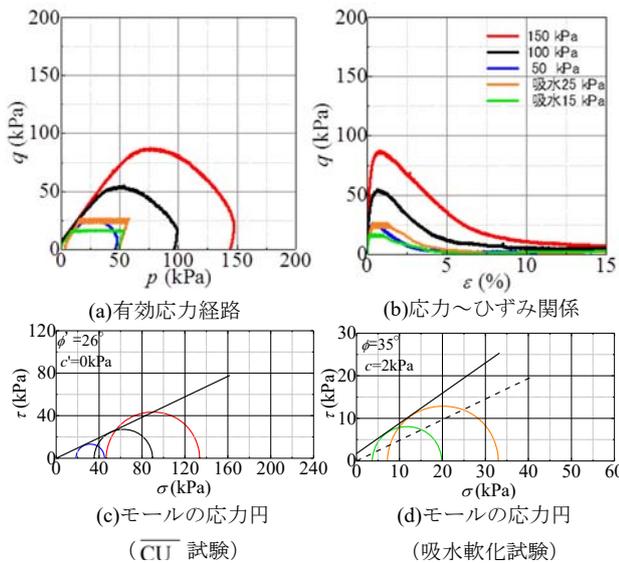


図6 物部川堤体土（上部採取試料）の試験結果

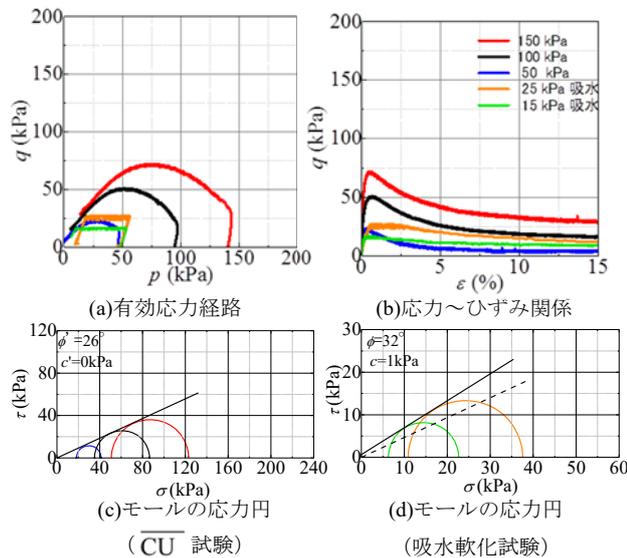


図8 小田川堤体土の試験結果

\overline{CU} 試験では完全非排水条件で無理矢理に軸圧縮応力を載荷するために、最大軸差応力に達した時点で相当量の塑性体積ひずみが発生、すなわち土の骨格構造が変化している。一方、吸水軟化試験では、破壊時の有効応力状態まで土の構造変化がほとんど発生しないため、初期状態の堤体が有するせん断強度の評価が可能となる。なお、吸水軟化試験の破壊規準線が低有効応力条件下で \overline{CU} 試験の破壊規準線を上回るのは、礫粒子同士の噛み合わせによるせん断抵抗の発現などの要因が考えられる。

5. まとめ

本論文では、三軸圧縮試験機を用いた吸水軟化試験を実施することで、礫質土から細粒土までの様々な河川堤防土の浸透時に発揮するせん断強度を適正に評価できる試験法を示した。現状の河川堤防の照査法を適用すると、本論文で示した2つの事例においては、細粒土の場合には過剰な過大評価、すなわち危険側の評価をする恐れがあり、礫

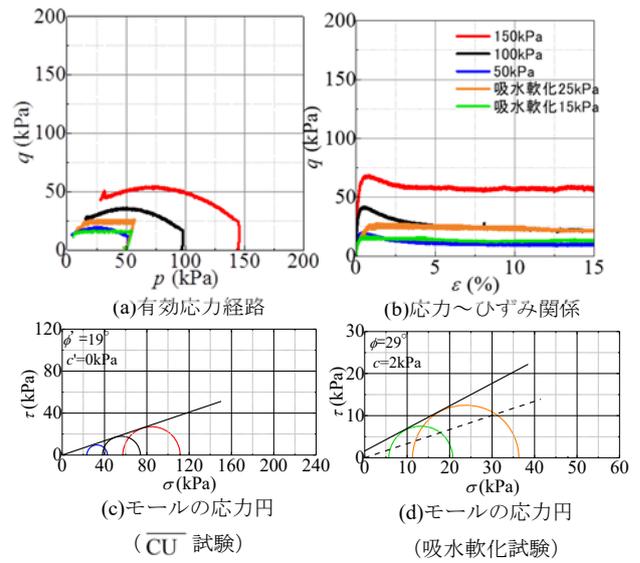


図7 物部川堤体土（下部採取試料）の試験結果

質土の場合には、過小評価をすることにつながり、過剰な対策をしてしまうことにつながる事が示された。

具体的には、犀川堤防土は細粒分50%以上あることから粘性土と分類され、せん断強度はUU試験やCU試験で粘着力主体の強度評価がなされる。しかし、吸水軟化試験からわかるように、浸透時の低有効応力条件下においては、砂質土と同様の摩擦抵抗しか発揮せず、浸透に脆弱であることが明らかとなった。

一方、物部川や小田川のような礫質土堤体は、一般的に自然状態ではゆる詰め傾向であり、 \overline{CU} 試験で評価する強度定数は非常に小さくなる。しかし、吸水軟化試験の結果を踏まえると、礫質土堤防は低有効応力条件下においては比較的高いせん断強度を発揮することが確認でき、安全性はそれほど低くはない。そのことは、礫質土堤防で過去に大きな被災事例がない事実とも一致する。

以上より、現行の照査法では河川堤防の安全性を過大にも過小にも評価している可能性があるが、堤体土のせん断強度を評価する室内試験として吸水軟化試験を採用することにより、より精度の高い堤防の照査が可能となる。

参考文献

- 1) 小高猛司, 崔瑛, 李圭太: 弾塑性論と吸水軟化試験による砂質土の強度定数に関する考察, 第70回土木学会年次学術講演会, pp.505-506, 2015.
- 2) 小高猛司, 李圭太, 久保裕一, 石原規則, 中山雄人: 細粒分が卓越した疑似粘性土堤防の強度評価の注意点, 第54回地盤工学研究発表会, pp.1013-1014, 2019.
- 3) 小高猛司, 李圭太, 石原規則, 久保裕一, 森智彦, 中山雄人: 高透水性基礎地盤を有する河川堤防の崩壊メカニズムと評価手法に関する研究, 河川技術論文集, ジウム, 第24巻, pp. 559-564, 2018.
- 4) 小高猛司, 李圭太, 石原規則, 久保裕一, 田中貴之, 梅村逸遊: 吸水軟化試験による河川堤防土の低拘束圧下のせん断強度の評価, 第5回河川堤防技術シンポジウム, pp.45-48, 2017.

繰返し吸排水履歴に関する不飽和シルト三軸試験と
封入空気を考慮した水分特性モデルを用いた数値シミュレーション
(Triaxial tests on cyclic water absorption-drainage history of unsaturated silt and their
numerical simulations using a SWC model taking trapped air into consideration)

吉川高広¹, 野田利弘², 中澤一眞³

1 名古屋大学大学院・工学研究科土木工学専攻・yoshikawa.takahiro@b.mbox.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学・減災連携研究センター

3 西日本旅客鉄道株式会社

概 要

不飽和土の水分特性曲線が吸排水時のヒステリシス性を持つ要因として、インク瓶効果、間隙水と土粒子の接触角の影響、空気の封入の影響が挙げられている。本研究では、空気の封入の影響により生じるヒステリシス性に注目して、不飽和シルトを用いた繰返し吸排水履歴に関する三軸試験とその数値シミュレーションを実施した。まず実験結果から、繰返し吸排水履歴の違いにより不飽和土の水分特性に違いが生じ、特にサクション 0kPa での飽和度が吸排水履歴の違いにより異なることを示す。次にその数値シミュレーションにおいては、封入空気を考慮した水分特性モデルを用いることで、有効飽和度～サクション関係にヒステリシス性を導入せずとも、実験で得られた飽和度の吸排水時のヒステリシス性や、サクション 0kPa での飽和度が吸排水履歴の違いにより異なる挙動を表現できることを示す。

キーワード：不飽和土，水分特性，封入空気，三軸試験

1. はじめに

近年、豪雨による斜面や盛土等の不飽和地盤・土構造物の崩壊が相次いで発生し、その被災メカニズムの解明が強く求められている。降雨と乾燥の繰返し履歴を受ける不飽和土の力学挙動を把握するためには、水分特性を把握することが重要である。不飽和土の水分特性の主な特徴としては、吸排水時のヒステリシス性と間隙比依存性が挙げられる。吸排水時のヒステリシス性が生じる要因としては、インク瓶効果、間隙水と土粒子の接触角の影響、空気の封入の影響が挙げられている。本研究では、空気の封入の影響により生じるヒステリシス性に注目して不飽和シルトを用いた繰返し吸排水履歴に関する三軸試験とその数値シミュレーションを実施した。シミュレーションに用いた水分特性モデルの特徴は、間隙空気を「封入空気」と「連続した相として存在する空気（連続空気）」に明確に分け、この考え方に基づいて新たに定義した有効飽和度を用いる点と、封入空気と連続空気が吸排水に伴い遷移する点である。まず、次章では解析手法の概要を述べる。

2. 解析手法の概要

解析手法の詳細は別文献¹⁾²⁾³⁾を参照されたい。ここではその要点を述べる。図 1 は土の示相図および各種諸量の定義を示す。土を「土粒子」「吸着水」「自由水」「封入空気」「連続空気」に明確に分けて扱う。土粒子と吸着水が一体となって「土骨格」を形成し、土粒子と吸着水を除く部分を土骨格の体積変化に有効な間隙（以後「有効間隙」と考える。有効間隙が土全体に占める体積割合を有効間隙率 n_e とする。封入空気は自由水に封入されているため、自

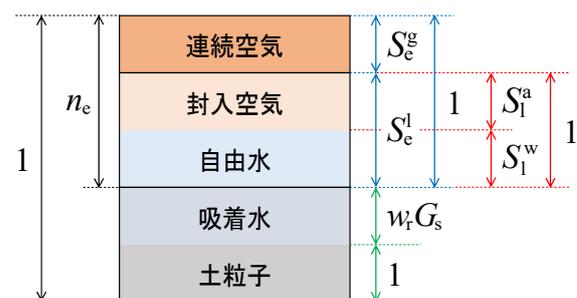


図 1 土の示相図および各種諸量の定義
(全て体積に関する諸量)

由水+封入空気が有効間隙に占める体積割合を新たに有効飽和度 S_e^l と定義し、 S_e^l とサクシオン・間隙比等を水分特性式で関係付ける。また、自由水が自由水+封入空気に占める体積割合を自由水飽和度 S_w^* と定義し、未知変数として扱う。吸着水は、高サクシオン時に土粒子表面に吸着した水であるため、含水比 w_r で定義し、簡単のため材料定数と考える（吸着水は非圧縮と仮定）。最終的に解くべき方程式は、運動方程式、自由水～土骨格連成式、封入空気～土骨格連成式および連続空気～土骨格連成式である。既往の空気～水～土骨格連成の変形解析手法と比べて、 S_w^* が新たに未知数として増えるが、連続空気に加えて封入空気の質量保存則も支配方程式として用いるため、未知数と方程式の数は一致する。ただし、封入空気の圧力は自由水の圧力に等しいと仮定する。

また不飽和土は、例えば、吸水時には連続空気の一部が封入空気に、排水時には封入空気の一部が連続空気に遷移すると考えられる。そこで、封入空気と連続空気の質量交換を考慮するため、封入空気と連続空気がそれぞれ単位時間・単位体積当たり湧き出す質量 m_{la} と m_{ga} に対して、次に示す簡単な遷移モデルを考える。なお、本論文では、封入空気と連続空気の質量交換のみを考えるため、 $m_{la} + m_{ga} = 0$ とする。

(i) 連続空気から封入空気への遷移 ($\dot{S}_e^l \geq 0$ の場合)

有効飽和度 S_e^l の土骨格から見た物質時間微分 $\dot{S}_e^l \geq 0$ のときに遷移すると考える。 $S_e^g = 0$ で連続空気が存在しないとき、および、 $S_e^g = 1$ で自由水が存在しないときは封入空気への遷移は生じないため、次に示すようなモデルを考えた。

$$\frac{m_{la}}{\rho^{la}} = n_e \alpha^* S_e^g (1 - S_e^g) \dot{S}_e^l \quad (1)$$

ここに α^* は材料定数で、値が大きいほど遷移量が多い。

(ii) 封入空気から連続空気への遷移 ($\dot{S}_e^l < 0$ の場合)

$\dot{S}_e^l < 0$ のときに遷移すると考える。 $S_e^a = 0$ で封入空気が存在しないときは遷移しない。また、 $S_e^a = 1$ のときは自由水が存在せず、有効間隙が全て連続空気であることを意味するため、このような状態は定義できない。このため、次に示すようなモデルを考えた。

$$\frac{m_{ga}}{\rho^{ga}} = n_e \mu^* \ln(1 - S_e^a) \dot{S}_e^l \quad (2)$$

ここに μ^* は材料定数で、値が大きいほど遷移量が多い。

本稿では、 S_e^l に Gallipoli et al.⁴⁾ の水分特性式を用いる。 S_e^l に対してはヒステリシス性モデルを導入せず、式(1)と式(2)に示した封入空気と連続空気の遷移に起因する飽和度～サクシオン関係のヒステリシス性に注目して、数値シミュレーションを行った。本解析モデルでは α^* と μ^* が材料定数として新しく加わるが、「最大飽和度」と「ヒステリシス性を表現するために導入するパラメータ」が不要なため、一般的なヒステリシス性モデルと材料定数の数は同じである。また、土骨格の弾塑性構成式は、SYS Cam-clay model⁵⁾ に対して、京川ら⁶⁾・Zhang & Ikariya⁷⁾ を参考に、正

規圧密線の切片 N と限界状態線の切片 Γ が S_e^l に応じて変化する手法を導入し、応力の式には骨格応力⁸⁾を用いた。なお、本稿では、一様変形場を仮定して三軸試験の数値シミュレーションを実施し、構成式と水分特性式の応答を出力した。

3. 実験条件と計算条件

3.1 実験条件

実験に用いた三軸試験機について述べる。供試体下端では微細多孔質膜⁹⁾を用いて水圧を、上端では撥水性のポリフロンフィルターを用いて空気圧を、それぞれ独立して制御した。非排気試験を行う場合は、三軸セル内の供試体から極力近い位置に設置した電磁弁を閉じて、供試体内の空気の圧力と圧縮量を評価できるように努めた。体積変化は、二重セルシステムを用いて、内セルの水位変化から算出した。

実験に用いた土試料は非塑性シルト（DL クレー）である。繰返し吸排水履歴に関する実験を2種類実施した。(A) 同じサクシオンで繰返す吸排水試験と(B) 排水時のサクシオンを段階的に上昇させつつ繰返す吸排水試験である。以下に各実験の手順を示す。

(A) 同じサクシオンで繰返す吸排水試験

(i) 含水比 20%になるように調整した土試料をモールド内で静的に締固めて、間隙比 1.18、飽和度 46%の円筒供試体（直径 50mm、高さ 100mm）を作製する。(ii) 供試体を三軸試験機に設置し、排気非排水条件下でセル圧を 20kPa まで上昇させる。(iii) セル圧と空気圧を同時に上昇させて、セル圧 270kPa、空気圧 250kPa にする（このとき水圧は約 230kPa、サクシオンは約 20kPa）。(iv) 供試体のサクシオンを変えずに排水条件にして、セル圧を 450kPa まで上昇させて、基底応力 200kPa で等方圧密する。(v) 基底応力一定の下、まずサクシオン 20kPa から 0kPa に低下させて（この過程を 0 回目と呼ぶ）、その後サクシオンを 0 と 30kPa の間で吸排水を 2 回繰返す試験を実施した。

(B) 排水時のサクシオンを段階的に上昇させつつ繰返す吸排水試験

実験(A)の場合と(i)、(ii)の過程は同じである。(iii) セル圧と空気圧を同時に上昇させて、セル圧 60kPa、空気圧 40kPa にする（このとき水圧は約 20kPa、サクシオンは約 20kPa）。(iv) 供試体のサクシオンを変えずに排水条件にして、セル圧を 240kPa まで上昇させて、基底応力 200kPa で等方圧密する。(v) 水圧を 40kPa まで上昇させて、サクシオン 20kPa から 0kPa に低下させる（この過程を 0 回目と呼ぶ）。(vi) セル圧・空気圧・水圧を同時に上昇させて、セル圧を 450kPa、空気圧と水圧を 250kPa にする。この過程は飽和土の三軸試験における背圧上昇過程に対応して、実験(A)の場合より飽和度は高くなる。(vii) 基底応力一定の下、サクシオン 0kPa から、0→20→0→25→0→30→0kPa と排水時のサクシオンを段階的に上昇させて吸排水を 3

回繰返す試験を実施した。(viii) (vii)の後にサクシオン 0kPa で非排気・非排水三軸圧縮試験を行った。また、別の供試体を用いて、吸排水を繰返す前の(vi)の過程後にもサクシオン 0kPa の非排気・非排水三軸圧縮試験を行った。

なお、(A)と(B)のどちらにおいても、サクシオンを変化させる際は、基底応力一定の下、サクシオン上昇時にはセル圧と空気圧を、サクシオン低下時には水圧を上昇させた。

3.2 計算条件

サクシオン 0kPa のときは封入空気量(自由水飽和度 S_1^w の値)が明確であるため、(A)では 1 回目の排水過程開始時、(B)では 0 回目の吸水過程終了後の背圧上昇過程開始時を初期状態とした。また、(A)と(B)の実験において、吸水コラプスが生じた 0 回目の吸水過程終了後は、吸排水過程を繰返しても間隙比変化がほぼ生じなかったため、まずは水分特性モデルのみの妥当性を検証するために、変形が生じない条件下で、数値シミュレーションを行った。

表 1 土骨格の構成式に関する材料定数

弾塑性パラメータ		
$S_1^s=1$ における限界状態線の $p'=98.1\text{kPa}$, $q=0\text{kPa}$ のときの比体積	Γ	1.95
$S_1^s=0$ における限界状態線の $p'=98.1\text{kPa}$, $q=0\text{kPa}$ のときの比体積	Γ_r	2.07
限界状態定数	M	1.33
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.05
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.01
ボアソン比	ν	0.3
発展則パラメータ		
正規圧密土化指数	m	0.3
構造劣化指数	a	1.0
構造劣化指数	b	1.0
構造劣化指数	c	1.0
構造劣化指数	c_s	0.8
回転硬化指数	b_r	0.0
回転硬化限界定数	m_b	-

表 2 水分特性に関する材料定数およびその他の物性値

水分特性		
吸着水含水比 %	w_r	0.0
van Genuchten ¹⁰⁾ パラメータ kPa^{-1}	α	0.044
van Genuchten パラメータ ($m'=1-1/n'$)	n'	2.1
Gallipoli パラメータ	ψ	3.0
封入空気への遷移パラメータ	α^*	2.62
連続空気への遷移パラメータ	μ^*	1.65
物性値		
土粒子密度 g/cm^3	ρ^s	2.704
水の体積弾性係数 kPa	K_w	2.19×10^6
空気の気体定数 $\text{m}^2/\text{s}^2/\text{K}$	\bar{R}	287.04
絶対温度 K	Θ	293.15

表 3 実験(A)と(B)のシミュレーションに用いた初期値

		(A)	(B)
構造の程度	$1/R_0^*$	3.06	2.24
過圧密比	$1/R_0$	1.20	1.20
間隙比	e_0	0.98	0.97
応力比	η_0	0.0	0.0
異方性の程度	ζ_0^*	0.0	0.0
自由水飽和度 %	S_{10}^w	81.36	81.52

表 1 は土骨格の構成式に関する材料定数を示す。Yoshikawa et al. ¹¹⁾の DL クレーのパラメータを参考にして値を決定した。表 2 は水分特性式に関する材料定数およびその他の物性値を示す。水分特性式に関する材料定数は、(A)の 1 回目の吸排水過程と、別で実施した初期間隙比が異なる場合の 1 回目の排水過程を最もよく再現できる値に決定した。この材料定数を用いて、(A)の 2 回目の吸排水過程と(B)のシミュレーションを行った。表 3 は実験(A)と(B)のシミュレーションに用いた初期値を示す。実験結果に基づいて各初期値を設定した。

4. 実験結果と計算結果の比較

4.1 (A)同じサクシオンを繰返す吸排水試験

図 2 は(A)の 3.1 節で前述した(v)の過程における飽和度および間隙比とサクシオンの関係の実験結果を示す。なお、各サクシオンで得られた飽和度および間隙比の実験値の点を便宜的に直線で結んでいる。まず、飽和度~サクシオン関係より、吸排水時のヒステリシス性を確認できる。サクシオン 0kPa における飽和度は、0 回目の吸水過程終了時より 1 回目の方が若干低い。つまり、0 回目より 1 回目の方が封入空気の割合が高いと言える。一方で、1 回目と 2 回目の吸水過程終了時の飽和度は等しく、また吸水過程全体を通じて同じサクシオン~飽和度関係になっている。次に間隙比~サクシオン関係を見ると、0 回目の吸水過程で体積圧縮(吸水コラプス)しているが、それ以降は吸水コラプスが生じていない。

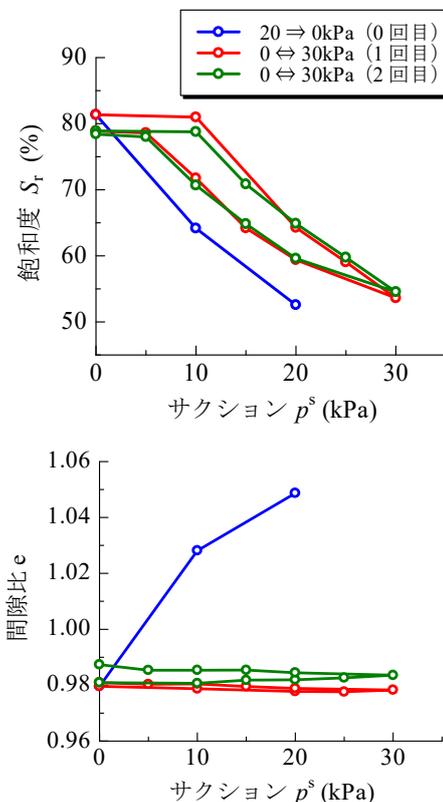


図 2 (A)の実験結果

図 3 は数値シミュレーション結果を示す。3.2 節で前述した通り、1 回目の排水過程開始時を初期状態として、変形が生じない条件下で数値シミュレーションを行った。まず、有効飽和度 S_e^i ~ サクシオン p^s 関係にヒステリシスを導入せずとも、封入空気と連続空気の遷移を考慮するだけで、実験結果の飽和度 $S_r \sim p^s$ 関係のヒステリシスを表現可能である。特に $p^s=0\text{kPa}$ のときに注目すると、吸水過程終了時の飽和度が、1 回目より 2 回目の方が排水過程開始時の飽和度に近づく様子も再現できている。これは式 (2) より、自由水飽和度 S_1^w が低くなるほど、封入空気が連続空気に遷移する量が大きくなるためである。

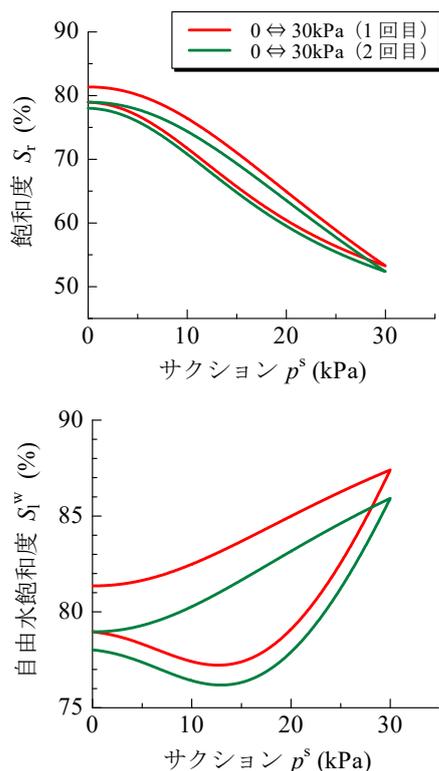


図 3 (A)の計算結果
(ヒステリシスの表現)

4.2 (B)排水時のサクシオンを段階的に上昇させつつ繰り返す吸排水試験

図 4 は(B)の 3.1 節で前述した(v)~(vii)の過程における飽和度および間隙比とサクシオンの関係の実験結果を示す。なお、各サクシオンで得られた飽和度および間隙比の実験値の点を便宜的に直線で結んでいる。まず、飽和度~サクシオン関係より、背圧を上昇させて飽和度を高めた後に、排水時のサクシオンを段階的に上昇させて吸排水過程を繰り返すと、サクシオン 0kPa での飽和度が徐々に低くなり、空気の封入量が増加していく。これにより、吸排水時のヒステリシスが観察されるが、1 回目の吸排水過程以降は、排水過程で同じサクシオンに戻ったときに飽和度も同じ値に戻っている点は興味深い。次にサクシオン~間隙比関係を見ると、(A)と同様で、0 回目で吸水コラプスを示すが、それ以降は吸水コラプスが生じていない。

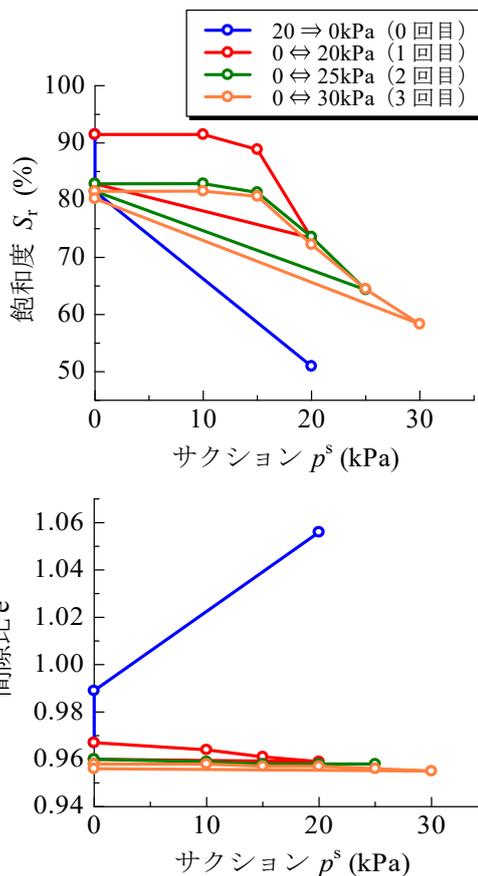


図 4 (B)の実験結果

図 5 は数値シミュレーション結果を示す。3.2 節で前述した通り、0 回目の吸水過程終了後の背圧上昇過程開始時を初期状態として、変形が生じない条件下で数値シミュレーションを行った。まず背圧上昇過程において、 $p^s=0\text{kPa}$ での飽和度上昇を封入空気の圧縮 (S_1^w の上昇) により表現可能である。次に、排水時のサクシオンを段階的に上昇させて吸排水過程を繰り返すと、 $p^s=0\text{kPa}$ での飽和度が徐々に低下し、空気の封入量が増加していく (S_1^w が低下する) 様子が再現できている。ただし、実験に比べて数値シミュレーションでは、1 回目の吸排水過程における空気の封入量が小さい。今後は式(1)と式(2)の遷移モデルを中心に、解析手法の改良を行う必要がある。

図 6 は(viii)の過程について、背圧上昇過程後および吸排水過程を 3 回繰り返した後の、サクシオン 0kPa における非排気・非排水三軸圧縮試験の実験結果を示す。0 回目の吸水過程後に背圧上昇させた供試体をせん断した場合は、限界状態線の下側での軟化挙動が見られるが、吸排水過程を 3 回繰り返した供試体をせん断した場合は、硬化し続け、両方で強度が倍半分異なっている。

図 7 は数値シミュレーション結果を示す。ここまでは変形が生じない条件を与えていたが、その制約を取り外して、両ケースとも同じ背圧上昇過程開始時を初期状態としてせん断までの一連の過程をシミュレートした。実験結果とシミュレーション結果を比較すると、吸排水履歴が異なる非排気・非排水三軸圧縮挙動の特徴を捉えられている。

特に吸排水過程を繰り返さない場合の骨格応力経路では、SYS Cam-clay model の上負荷面が記述する構造の劣化により、限界状態線下側での軟化挙動を表現できている。

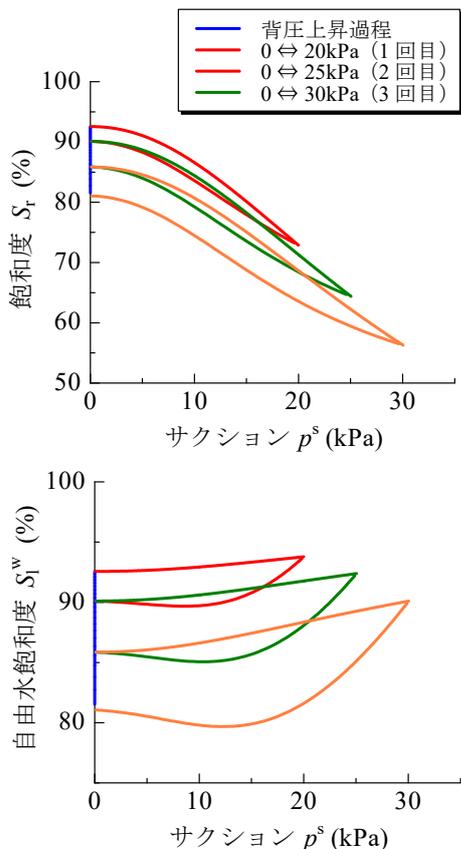


図 5 (B)の計算結果 (ヒステリシス性の表現)
(吸排水の繰り返しの伴い空隙水に空気が封入されていく様子の表現)

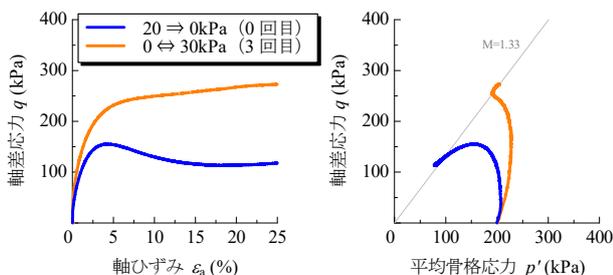


図 6 (B)の非排気・非排水せん断の実験結果

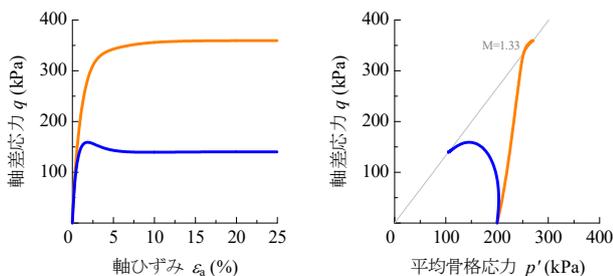


図 7 (B)の非排気・非排水せん断の計算結果
(限界状態線下側での軟化と硬化の違いを表現)

5. おわりに

本稿では、不飽和シルトを用いた繰り返し吸排水履歴に関する三軸試験と封入空気を考慮した水分特性モデルを用いたその数値シミュレーションを行った。まず、封入空気と連続空気の吸排水に伴う遷移を考慮するだけで、有効飽和度～サクシオン関係にヒステリシス性を導入することなく、実験で得られた飽和度～サクシオン関係のヒステリシス性を表現できることを示した。また、サクシオンが同じゼロであっても、吸排水履歴の違いで飽和度が異なる挙動を表現でき、さらには、それら供試体に対して実施した非排気・非排水三軸圧縮試験において、吸排水履歴の違いにより、一方は軟化、他方は硬化を示す挙動も表現できることを示した。本稿では、サクシオンがゼロでの飽和度変化に注目したシミュレーション結果を示したが、最大飽和度を材料定数で与える既往の手法ではこのような挙動を表現できない点を強調しておく。

謝辞

JSPS 科研費 17H01289 と 17K14720 の助成を受けた。ここに、謝意を表します。

参考文献

- 野田利弘, 吉川高広, 西垣隆士: 新たに定義する有効飽和度に基づく不飽和土の有限変形解析手法の提案, 第53回地盤工学研究発表会, pp. 725-726, 2018.
- 吉川高広, 野田利弘, 西垣隆士: 封入空気を考慮可能な不飽和土の有限変形解析手法の妥当性確認, 第53回地盤工学研究発表会, pp. 727-728, 2018.
- 吉川高広, 野田利弘, 西垣隆士: 新たに定義する有効飽和度に基づく不飽和土の有限変形解析手法の開発と検証, 第30回中部地盤工学シンポジウム, pp. 13-18, 2018.
- Gallipoli, D., Wheeler, S.J. and Karstunen, M.: Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil, *Geotechnique*, 53(1), 105-112, 2003.
- Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils. *Soils and Foundations*, 42(5), 47-57, 2002.
- 京川裕之, 菊本統, 中井照夫, Hossain Md. Shahin: サクシオン・飽和度・密度を統一的に考慮できる不飽和土の弾塑性モデル, *応用力学論文集*, 12, 331-342, 2009.
- Zhang, F. and Ikariya, T.: A new model for unsaturated soil using skeleton stress and degree of saturation as state variables, *Soils and Foundations*, 51(1), 67-81, 2011.
- Jommi, C.: Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils, *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils* (eds. by Tarantino, A. and Mancuso, C.), Balkema, 139-153, 2000.
- Nishimura, T., Koseki, J., Fredlund, D.G. and Rahardjo, H. (2012): Microporous membrane technology for measurement of soil-water characteristic curve, *Geotechnical Testing Journal*, the American Society for Testing and Materials, 35(1), 201-208.
- van Genuchten, M. T.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal*, 44, 892-898, 1980.
- Yoshikawa, T., Noda, T. and Kodaka, T.: Effects of air coupling on

triaxial shearing behavior of unsaturated silty specimens under constant confining pressure and various drained and exhausted conditions, *Soils*

and Foundations, 55(6), 1372-1387, 2015.