

第2セッション
(13:00～15:00)

地震以外の自然災害
(ゲリラ豪雨・洪水など)

司会 山田 正太郎
(名古屋大学)

豪雨特性と間隙空気の影響を考慮した河川堤防の

飽和・不飽和浸透挙動とモニタリング手法

Saturated and unsaturated seepage in dike considering heavy rain properties and pore air and monitoring methodology

齊藤啓¹, 前田健一², 杉井俊夫³, 小林剛⁴, 伊藤嘉¹, 今瀬達也¹

1 名古屋工業大学大学院・工学研究科・社会工学専攻・cju18531@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学・高度防災工学センター・都市社会工学科

3 中部大学・工学部 都市建設工学科

4 応用地質株式会社 東日本統括支社

概 要

近年、突発的な豪雨により河川堤防の決壊被害が報告されている。その一要因として、堤防内に封入された圧縮空気が噴出する際に亀裂等の損傷を与える可能性が示唆されている。本研究では堤防内への間隙空気の封入過程を、降雨外力条件および降雨浸潤速度に着目し検討した。模型実験により、降雨強度が大きく、雨滴が大きい程、間隙空気を封入しやすいことを明らかにした。その結果を踏まえ、実堤防モニタリングを実施した結果、同様の傾向を確認した。さらに、降雨履歴による堤防内の含水状態が浸潤挙動に影響を及ぼし、特に降雨履歴無しでは、透水性が小さくなり間隙空気を捕捉する様子がわかった。これらの現象を評価するため、比抵抗モニタリングによる堤体内の二次元的可視化を行った結果、浸潤挙動をよく捉えていた。さらに、比抵抗、水分計、水圧計の応答から地盤内の含水状態により、それぞれ適した探査・モニタリング手法があることを明らかにした。

キーワード：河川堤防，間隙空気，豪雨，比抵抗モニタリング

1. はじめに

近年、都市部を襲う突発的な豪雨による堤防被害が相次いで報告されている。その要因として、豪雨による堤防表層からの急激な浸潤化と河川水位の上昇に伴う堤防内の浸潤線の上昇により間隙空気が捉えられ、空気塊として圧縮されて噴発するエアブロー現象の発生が実堤防で確認されており、模型実験及び数値解析による検討が行われている^{1), 2)}。近年では、2011年の福島・新潟豪雨、台風15号時にも確認されており、特に、降雨量が多い豪雨時や、間隙空気を多く含む不飽和堤防において考慮しなければいけない問題と考える。しかし、一般的に不飽和堤防は洪水時に河川水の浸入を抑制することから、災害に対し強固であるという見解³⁾があるが、降雨の影響についての十分な検討がなされていないのが現状であり、間隙空気の影響やその対策についても明確な記述がない。想定される降雨・洪水の作用力が大きくなる中、堤防をねばり強くするためには、これらのメカニズムを解明するとともに、堤体内の状態をモニタリングする手法を整備する必要がある。

そこで本研究では、模型実験および実堤防における現地モニタリング計測において、降雨外力条件が堤防内浸潤挙動および間隙空気の捕捉に与える影響について検討した。

特に、以下の点を考慮している。

- 1) 通常降雨時と比較して豪雨時では雨滴の大きさが約3倍程度大きく、降下する雨滴数密度も高いことが知られている。そこで、模型堤防実験の堤体表面における降雨作用の水理学的条件について、実降雨の忠実な再現を試みた。
- 2) 比抵抗モニタリングは、水分計や水位計などの単点の計測に比べ面的な測定が容易であり、実堤防においても効果的に浸潤挙動を把握できるため、エアブロー現象による堤防破壊メカニズム解明に期待されている。しかし、比抵抗変化の整理は十分ではなく、そのため浸潤挙動が明解な一次元浸潤模型実験を行うことで計測値の検討を試みた。

2. 雨滴径を変化させた模型堤防実験

2.1 模型堤防実験の概要

図2-1に示す任意の降雨強度を再現することが可能な降雨発生装置を備えた土層を用いて実験を行った。模型堤防(実堤防の1/30スケール)は、豊浦砂($D_{50}=0.173\text{mm}$)を相対密度70%で管理して作製し、堤体の大きさは幅1.5m、奥行0.5m、高さ0.3mでのり面勾配は1:2である。作製した模型堤防に降雨強度80mm/hr(猛烈な雨)を、雨滴径を変化させて作用させた。雨滴径の調節には雨滴径可変装置を用

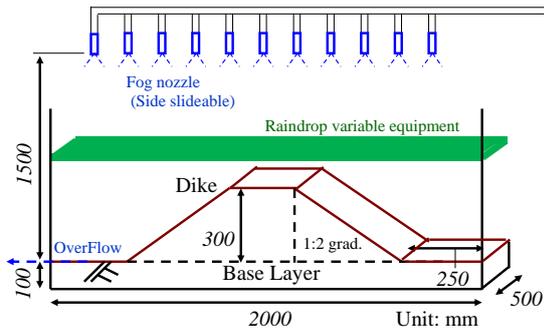


図 2-1 模型堤防試験装置概要

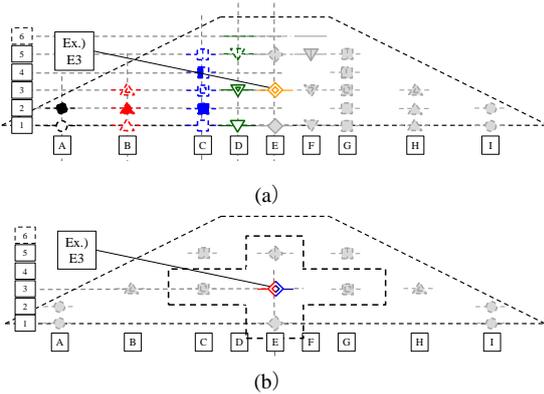


図 2-2 計測器埋設位置(a)：水分計，(b)：間隙水圧計，間隙空気圧計（黒点線内の位置）

い、雨滴小は約 1.0mm，雨滴大は約 6.0mm となっている。堤体内には土壌水分計を 32 箇所，間隙水圧計を 13 箇所，間隙空気圧計を 5 箇所設置し，堤体内の浸潤過程及び間隙空気の挙動を観察した（図 2-2）。

2.2 実験結果および考察

2.2.1 堤体断面浸潤過程

まず，壁面から見た堤体断面における浸潤の時刻歴を比較したものを図 2-3 に示す。降雨開始から 65 分後の堤体断面に着目すると，同等の降雨強度にも関わらず雨滴大の浸潤が遅れている様子が観察できる。堤体断面の様子から雨滴大では堤体内部への浸潤が遅れることがわかる。この要因として堤体内の間隙空気が降雨水の浸入を妨げている可能性が考えられる。

つぎに，試験断面より観察される浸潤挙動から雨滴径の違いが間隙空気の封入過程に及ぼす影響について検討する。試験開始から 65 分後における天端付近を拡大したものを図 2-4 に示し，そのときの表層浸潤の概略を図 2-5

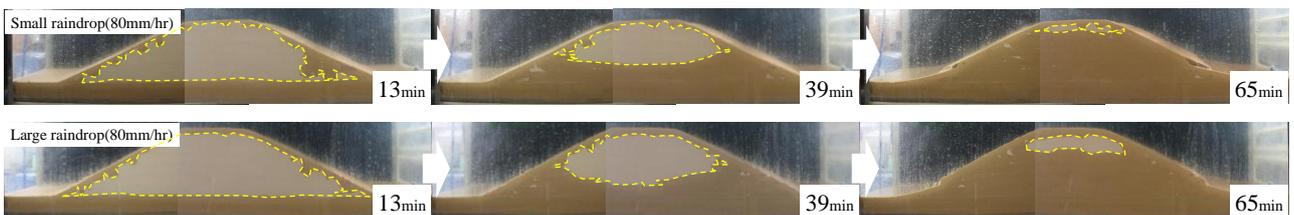


図 2-3 降雨強度 80mm/hr 時（猛烈な雨）における堤体断面の比較，上：雨滴小，下：雨滴大

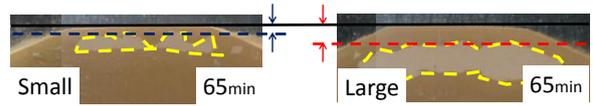


図 2-4 試験開始 65 分後における天端付近の浸潤挙動比較

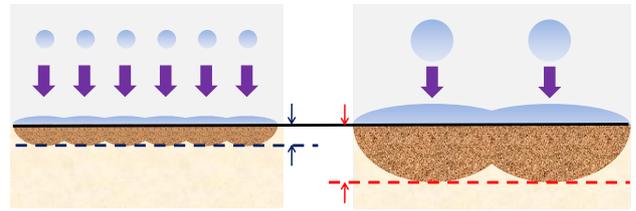


図 2-5 雨滴径の違いによる表層浸潤への影響

に示す。天端直下の浸潤厚さを比較すると，雨滴大の方が分厚い浸潤膜が形成されていることがわかる。これは雨滴が地盤表面に着地した際，表面だけでなく深度方向にも広がるが考えられる(図 2-5)。つまり雨滴大では早期に堤体表層に分厚い浸潤膜を形成し，間隙空気の排出を抑制するため，堤体内の間隙空気を封入しやすい浸潤挙動を示すものと思われる。次項では，間隙空気の封入が浸潤過程に及ぼす影響について，各種計測器の応答より検討を試みる。

2.2.2 水分量変化における雨滴径の違いが及ぼす浸潤過程の比較

雨滴小の水分量の時刻歴について比較したものを図 2-6 に示す。堤体表層(A2, C5 等)，内部(E3 等)ともに試験開始直後から水分量が緩やかに上昇している様子がわかる。

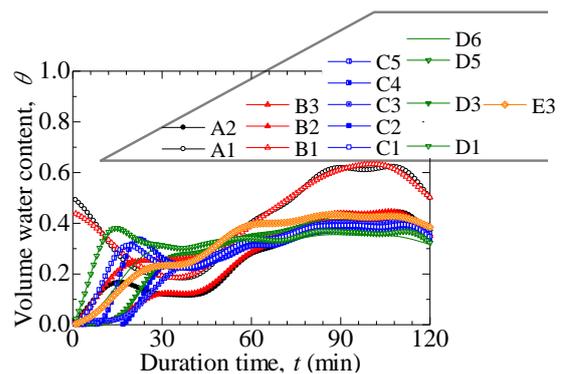


図 2-6 降雨強度 80mm/hr 時（猛烈な雨），雨滴小における水分量変化

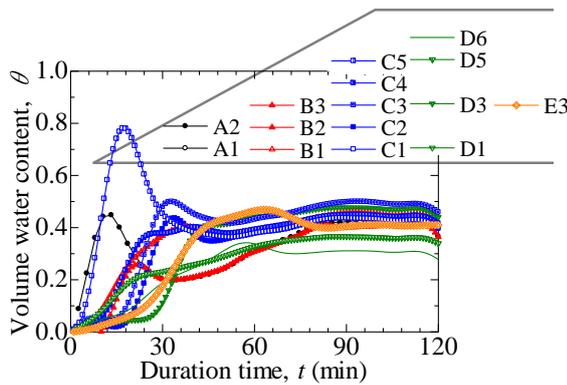


図 2-7 降雨強度 80mm/hr 時 (猛烈な雨), 雨滴大における水分量比較

一方雨滴大 (図 2-7) では, 試験開始直後に堤体表層 (A2, C5) で急激な水分量の上昇が生じ, 堤体内部 (E3 等) では試験開始からおよそ 30 分後に, 堤体表層における水分計の反応から遅れるようにして水分量が急上昇する。つまり, 雨滴大では堤体表層が急激に浸潤化し, 堤体内部への浸潤に遅れが生じることから, 間隙空気と浸潤水との置換が進みにくいことがわかる。次項では, 堤体内部の浸潤挙動に関して, 水分計のみによる評価だけでなく計測原理の異なる間隙水圧計による検討結果を示す。

2.2.3 間隙水圧変化における雨滴径の違いが及ぼす浸潤過程の比較

間隙水圧計の時刻歴について比較したものを図 2-8 に示す。ここでは間隙水圧が急激に上昇する時間 (図中破線) に着目して, 堤体内中央に設置した E3 における間隙水圧変化を比較する。間隙水圧挙動から雨滴小 (青線) では, 試験開始から約 42 分後に堤体内水位が E3 に達しているが, 雨滴大 (赤線) では約 56 分の時間を要している。

水分計や間隙水圧計の反応から, 雨滴が大きいほど堤体内部への浸潤が遅れることが伺えるが, この現象が封入された間隙空気にどのような影響を与えているか検討を行うため, 次項では堤体内に設置された間隙空気圧計の挙動に着目した。

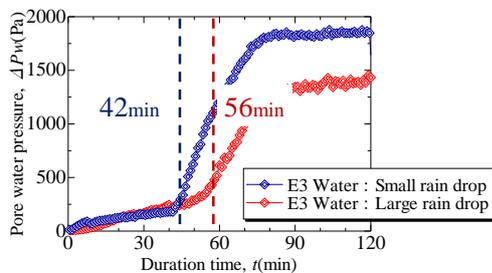


図 2-8 雨滴径の違いによる間隙水圧変化の比較

2.2.4 間隙空気圧変化における雨滴径の影響比較

間隙空気圧計の時刻歴について比較したものを図 2-9 に示す。ここでは, 間隙空気が最も蓄積されると思われる

堤体内中央に設置した E3 について比較する。雨滴小 (青線) では, 試験開始から約 42 分後 (内部水位が E3 に到達) におよそ 300(Pa) の空気圧を蓄積しているが, 雨滴大 (赤線) では, 試験開始から約 56 分後 (内部水位が E3 に到達) におよそ 900(Pa) の空気圧を蓄積している。また, 水位到達後圧力が急上昇する理由について, 間隙空気圧計は間隙水圧計の表面を撥水加工し, センサー受圧部で空気のみを検知するようにしたが, 受圧部に水が浸入したことで水圧を計測したためと思われる。間隙空気圧計の挙動から, 降雨により捕捉される間隙空気が圧縮される様子を確認し, 特に雨滴径が大きいほどその現象が顕著に見られた。

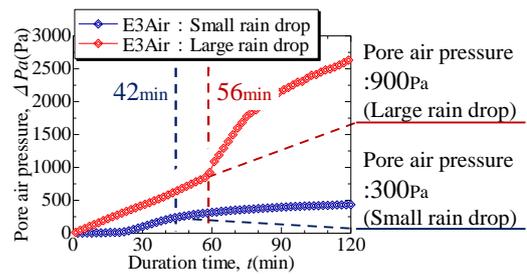


図 2-9 雨滴径の違いによる間隙空気圧変化の比較

模型実験の結果から, 豪雨特性を有する降雨外力が不飽和堤防に作用すると, 内部への浸潤が遅れ間隙空気圧を蓄積するような浸潤挙動を示すことがわかった。この結果を踏まえ, 実堤防における浸潤挙動について検討を試みた。

3. 実堤防モニタリングにおける浸潤挙動比較

3.1 実堤防モニタリングにおける浸潤挙動比較の概要

実堤防モニタリングは名古屋市内を流れる矢田川右岸 2.2K・庄内川左岸 20.2K 地点の背割堤に, 水分計を設置している。図 3-1 に実堤防に埋設した水分計の位置を示す。

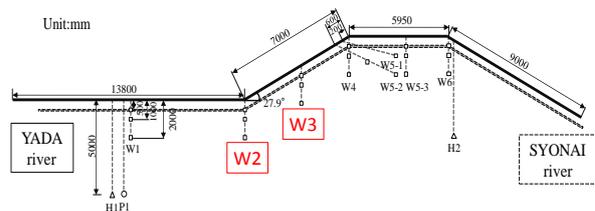


図 3-1 実堤防水分計埋設地点図

実堤防において, 降雨強度の違いによる浸潤挙動の変化を比較するため, 観測地付近の降雨強度データが台風相当 (強い雨) の 30mm/hr (2011 年 7 月 19 日) と集中豪雨相当 (強烈な雨) の 80mm/hr (2011 年 9 月 20 日) を記録する時刻の 2 時間前から 6 時間分の水分量変化を抽出した。また, 事前降雨の有無による浸潤過程の違いを検討するため, 降雨強度 80mm/hr における事前降雨有 (2012 年 7 月 6 日, 前日までの総雨量 30mm) と事前降雨無 (2012 年 8 月 29 日, 11 日間降雨無し) を抽出し比較を行った。

3.2 計測結果および模型実験との比較

3.2.1 模型堤防実験における水分量変化の特徴

模型堤防実験から以下のことが明らかになっている。

- a) 台風相当の降雨強度 30mm/hr では、堤体の表層、内部において時間とともに水分量が単調に増加する。
- b) 集中豪雨相当の降雨強度 80mm/hr では、豪雨により捕捉される間隙空気塊によって、堤体表層では水分量が急激に増加し、その後減少するが、堤体内部では水分量の増加に遅れが生じる。

3.2.2 降雨強度による浸潤挙動の比較

降雨強度の違いによる実堤防法先 (W2) の水分量変化を比較したものを図 3-2 に示す。また、各深度において水分量がピークに達する時間を図中に示した。

降雨強度 30mm/hr 時の水分量変化(図 3-2, 左図)から、W2-2000 (地表面からの深度 2.0m) における水分量にピーク値が見られなかったが、降雨による浸潤水が W2-2000 まで到達しなかったためと考える。また、W2-500, W2-1000 ではおよそ同時刻に水分量がピークに達していることから、降雨強度 30mm/hr 相当における模型堤防実験でみられたように、堤体の表層、内部において一様な水分量の増加を実堤防でも確認した。

つぎに、降雨強度 80mm/hr 時の水分量変化(図 3-2, 右図)をみると、同等の降雨強度における模型堤防実験でみられたように、堤体表層が急激に浸潤化し、堤体内部の水分量が遅れて上昇する様子を確認した。豪雨相当の外力が堤防に作用した際、堤体内部の水分量の増加が遅れるのは、堤体内の間隙空気を捕捉するように表層が急激に浸潤化し、捕捉された間隙空気がその後の降雨水の浸入を妨げるためと考えられる。

つぎに、実堤防法面(W3) の水分量変化を比較したものを図 3-3 に示す。図 3-3・左図(降雨強度 30mm/hr)において W3-500 が水分量のピークに達した時間と、W3-1000 がピークに達した時間の差が 10 分であったが、図 3-3・

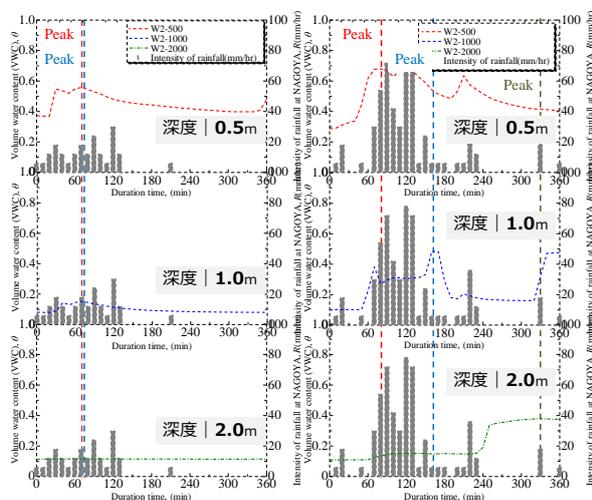


図 3-2 実堤防法面 (W2) の水分量変化 (左: 降雨強度 30mm/hr (台風相当), 右: 降雨強度 80mm/hr (集中豪雨相当))

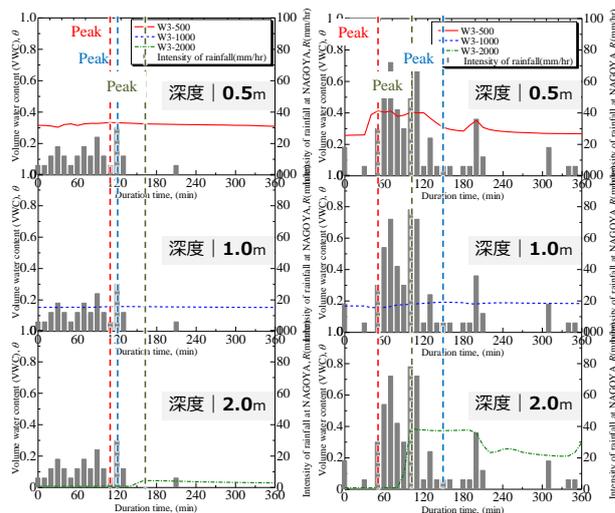


図 3-3 実堤防法面 (W3) の水分量変化 (左: 降雨強度 30mm/hr (台風相当), 右: 降雨強度 80mm/hr(集中豪雨相当))

右図(降雨強度 80mm/hr)には同位置間の差が 100 分であった。つまり、降雨強度が大きくなるほど堤防内部の浸潤が遅れることがわかる。さらに、各深度における水分量がピークに達する順番に着目すると、降雨強度 30mm/hr 時には W3-500, 1000, 2000 の順番であったが、降雨強度 80mm/hr 時には W3-500, 2000, 1000 という順番であった。降雨強度 80mm/hr 時には、堤体内に間隙空気を捕捉するような浸潤をするため堤体内部(W3-1000)への浸潤が遅れ、また堤防法先からの浸潤によって W3-2000 の水分計が先に応答を示したものである。

3.2.3 降雨履歴による浸潤挙動の違い

実堤防における浸潤挙動について、降雨履歴の有無に着目し比較したものを図 3-4 に示す。地表面から深さ 0.5m における 120-140 分の水分量の増加勾配を浸潤速度(V_{sp})として図中に示した。浸潤速度を比較すると、法先地点(W2)の降雨履歴有りでは、 $V_{sp}=2.1 \times 10^{-2}/(\text{min})$ 、降雨履歴無しでは $V_{sp}=1.2 \times 10^{-2}/(\text{min})$ である。また、法面地点(W3)においても降雨履歴有りの方が、浸潤速度が大きいことがわかる。降雨履歴が有ることにより、あらかじめ堤防内に間隙部の経路ができ、堤体内への浸透が速やかに進むためと考えられる。一方、降雨履歴の無い不飽和堤防の場合、降雨水と間隙空気の置換が発生しづらく、堤体内に圧縮した間隙空気を囲い込む可能性が危惧される。

3.2.4 降雨履歴による排水挙動の違い

つぎに、水分量がピーク値到達後の排水挙動に着目した検討を行った。地表面から深さ 0.5m における水分量ピーク値を記録した時点から 60 分後までの、水分量の減少勾配を排水速度(V_{dr})として図 3-4 中に示した。降雨履歴の有無について排水速度を比較すると、法先地点(W2)の降雨履歴有りでは、 $V_{dr}=1.8 \times 10^{-3}/(\text{min})$ 、降雨履歴無しでは $V_{dr}=1.5 \times 10^{-3}/(\text{min})$ と事前に降雨があるほうが排水速度が速い。さらに、法面地点(W3)においても、降雨履歴有り

の方が無しに比べ排水速度が 10 倍程度速いことから、堤防の初期状態が排水速度にも影響を与える事がわかる。浸潤速度の比較の際にも述べたとおり、降雨履歴が有る方が堤体内にあらかじめ間隙部の経路ができており、この経路は降雨水が浸透するときだけでなく排水時にも影響し、浸潤水の出入りを円滑にする作用を持つことが考えられる。

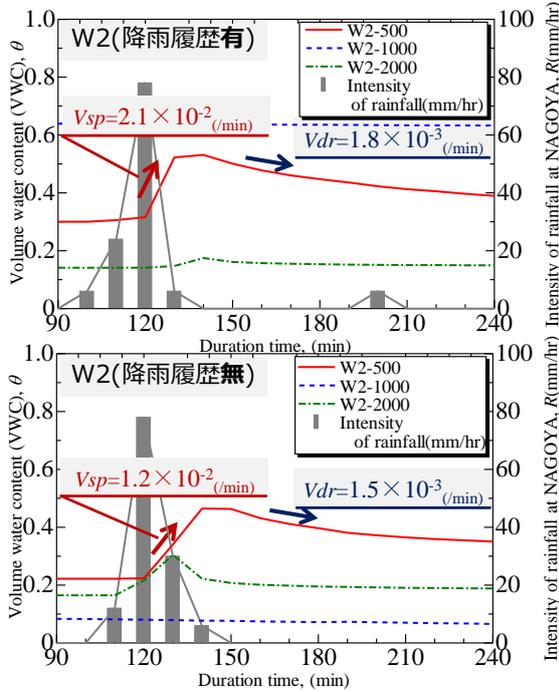


図 3-4 降雨強度 80mm/hr 時 (集中豪雨相当) の実堤防内浸潤及び排水速度比較 (上: 降雨履歴有, 下: 降雨履歴無)

これまで、不飽和領域における浸潤挙動については水分計や間隙水圧計を用いることによる原位置モニタリングを実施してきたが、浸潤過程に対し二次元的かつ時系列的な把握を目的とし比抵抗によるモニタリングも実施している。次章では、比抵抗モニタリングと併せて様々な計測器を同時に用いることで、比抵抗モニタリングの有用性の検討及び定量化のための実験結果について記す。

4. 一次元浸潤模型実験による比抵抗モニタリングの検討

4.1 実験方法及び実験条件

図 4-1 に実験装置の概略図と計測器に配置を示す。図 4-1(a) に示すような、任意の降雨強度を実現可能な降雨発生機能と底部からの浸潤機能を有し、高さ 200mm、幅 200mm、奥行 200mm 供試体 (豊浦砂) を設けた一次元浸潤模型装置を用いた。降雨外力は、設定降雨に合わせた噴霧ノズルを用いて土槽上部から散水した。また、土槽底面からの注水による実験も行った。この場合、上部は排気状態としている。

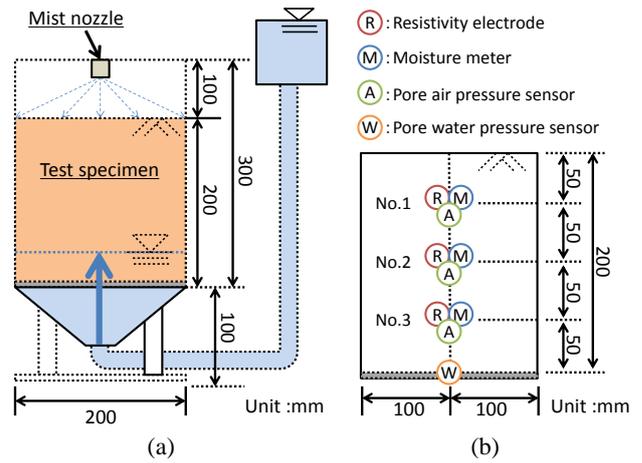


図 4-1 実験装置の概略図(a): 実験装置全体図, (b): 地盤内の各計測器の設置位置

実験断面の浸潤挙動を観察するために、土槽正面からビデオ撮影を行った。また、土層内部の浸潤挙動については、図 4-1(b) に示すように土槽内部の同じ測点に対して、比抵抗電極⁴⁾、土壌水分計、間隙空気圧計をそれぞれ 50mm 間隔で三深度に設置し、土槽底面に間隙水圧計を設置した。計測原理の異なる計測器を同深度で用いることで、各々のセンサーの特徴についても検討した。

実施実験の一覧を表 4-1 に示す。土層上部からの降雨外力、土槽底部からの水位外力、初期含水比、土槽底面の排気・排水条件を変化させ、浸潤挙動と各種計測器との対応を検討した。表 4-1 のうち、本稿では Case1 と Case 9 について検討した。

表 4-1 実験条件一覧

	降雨強度 (mm/hr)	注水流量 (mm/hr)	初期含水比 (%)	底面条件
Case1	135	-	0	非排水 非排気
Case2	135	-	0	排水 排気
Case3	135	-	5	非排水 非排気
Case4	-	135	0	-
Case5	-	135	5	-
Case6	135	-	0	非排水 非排気
Case7	135	-	0	非排水 排気
Case8	-	30	0	-
Case9	-	30	0	-
Case10	-	30	5	-

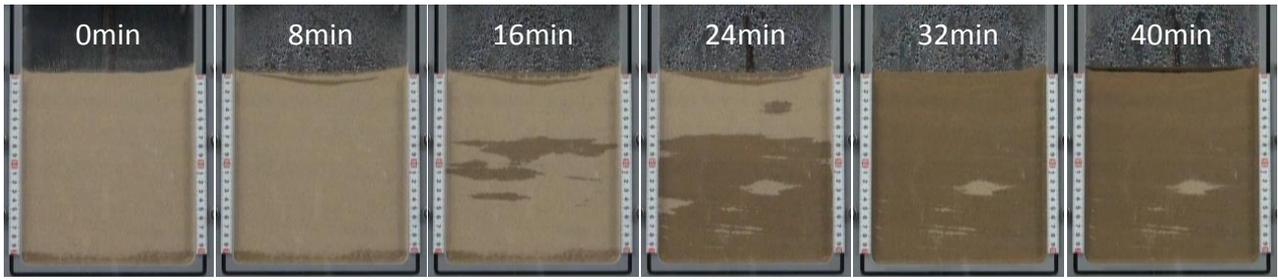


図 4-2 乾燥地盤へ集中豪雨に相当する降雨強度 135mm/hr を与えた際の浸潤及び浸透過程の時刻歴 (Case1)

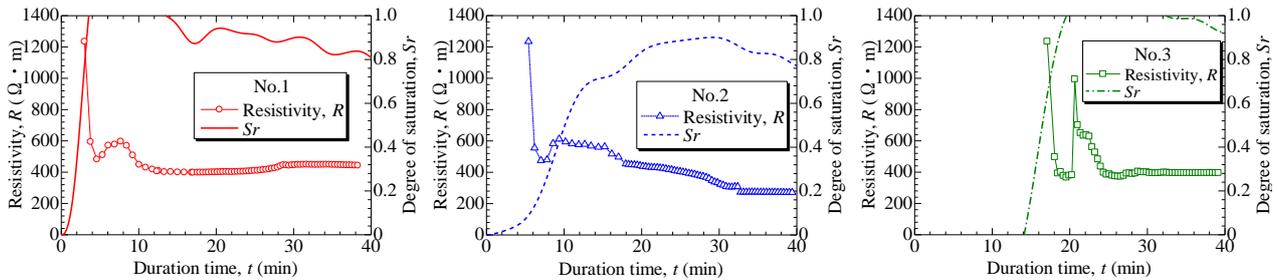


図 4-3 Case1 における比抵抗値・水分量の時刻歴: 左図は計測器位置 No.1 (土槽底面から 150mm), 中央図は No.2 (底面から 100mm), 右図は No.3 (底面から 50mm) における時刻歴を示す。

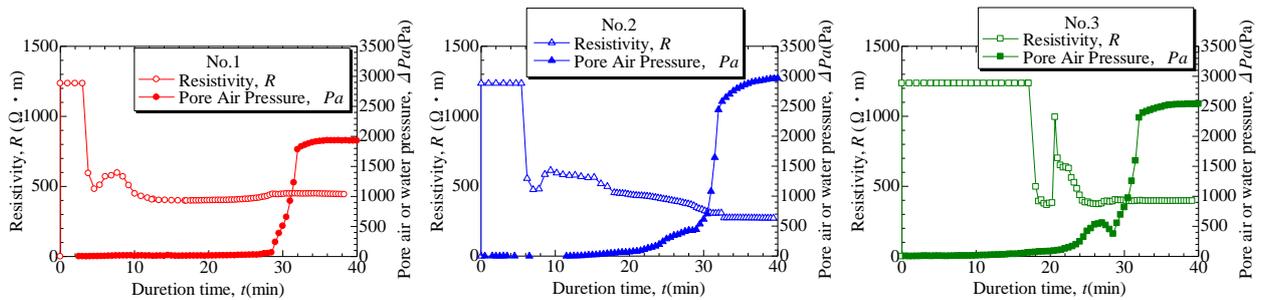


図 4-4 Case1 における比抵抗値と間隙空気圧の時刻歴: 左図は計測器位置 No.1 (土槽底面から 150mm), 中央図は No.2 (底面から 100mm), 右図は No.3 (底面から 50mm) における時刻歴を示す。

4.2 実験結果および考察

4.2.1 Case1(降雨外力 135mm/hr, 初期含水比 0%, 底面: 非排水・非排気)

a) 実験断面における見かけの浸潤及び浸透挙動

図 4-2 に実験時に撮影した実験断面の時刻歴を示す。本試験では降雨外力を作用させたが、実験開始から 16 分後において、中央付近 (底面から 100mm) に浸潤域が発生した。浸潤水は実験開始から 24 分後に土槽底面に達し、40 分後に土槽全体が見かけ上飽和することを確認した。実験断面の様子から、降雨による見かけの浸潤及び浸透挙動は供試体に対して面的ではなく、不均一な浸潤挙動となる。この場合、実験断面からの目視だけでは降雨浸潤挙動を正確に把握することは難しくなるため、地盤内の浸潤挙動について、比抵抗モニタリング・土壌水分計・間隙空気圧計より計測した結果に着目して検討する。

b) 比抵抗値と水分量の変化

各深度における比抵抗値と水分量の時刻歴を図 4-3 に示す。ただし、水分量については、浸潤による地盤内の間隙比が初期値から変化しないものとして算出した飽和度

S_r を用いて示している。計測器の位置は、図 4-1(b) に示すように、土槽上部から底面に向かって、No.1, 2, 3 である。比抵抗値及び水分量の応答から、降雨浸潤に伴って土槽上部から底面へと順に反応することがわかる。また、比抵抗値の変化に着目すると、水分量の増加に伴い比抵抗値が低下することから、比抵抗モニタリング及び土壌水分計が降雨浸潤挙動の把握に有効であるといえる。なお、各計測器について、単独で計測を行った結果と本実験の結果を比較したところ、浸潤に対する応答挙動に大きな違いがみられないことから、乾燥試料において、計測器間で干渉が生じていないものとする。

c) 比抵抗値と間隙空気圧の変化

各深度における比抵抗値と間隙空気圧の時刻歴を図 4-4 に示す。間隙空気圧の変化に着目すると、実験開始から約 20~28 分後に、計測器位置 No.2 (土槽中央部) 及び No.3 (土槽下部) において間隙空気圧が上昇することがわかる。

以上より、乾燥度合いが高い地盤で降雨強度が非常に強い場合には、下方への浸潤過程において、降雨水と間隙空

気との置換がスムーズに行われなことから、間隙空気圧が上昇することがわかる。比抵抗値の変化と間隙空気圧との関係について詳しくみると、No.1, 2, 3 の箇所で、それぞれ実験開始から、6, 8, 20 分時点で、浸潤によって低下した比抵抗値が上昇に転じ、その後低下していることがわかる。また、No.2 と No.3 では、この比抵抗上昇時に間隙空気圧の値が上昇し始めている。これは、間隙空気が

閉じ込められ圧縮されることを、比抵抗が鋭敏に捉えていると考えられる。なお、実験開始から 28 分以降に各深度において急激な圧力の上昇がみられた。ここで、間隙空気圧計の測定可能範囲は、十分に飽和した地盤内水位が到達するまでである。今後は、間隙空気圧のより正確な測定に加えて、堤体内の巨視的な空気圧挙動の把握とそのモニタリング手法について検討する必要がある。

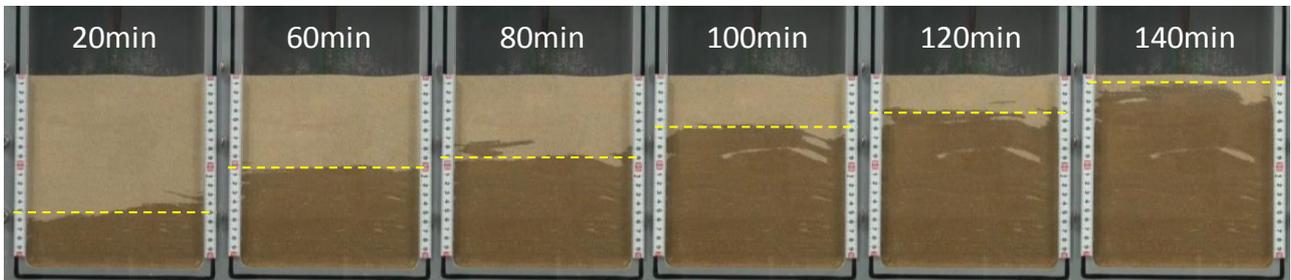


図 4-5 乾燥地盤へ降雨強度 30mm/hr に相当する流量を土槽底面から与えた際の浸潤及び浸透過程の時刻歴 (Case9)

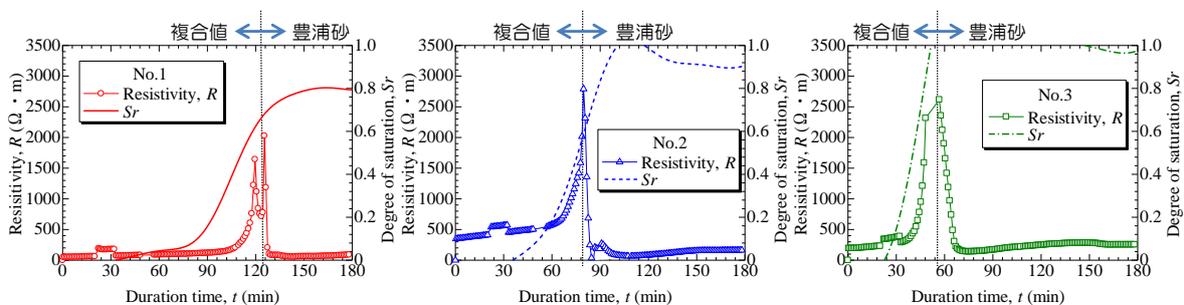


図 4-6 Case9 における比抵抗値・水分量の時刻歴：左図は計測器位置 No.1 (土槽底面から 150mm)、中央図は No.2 (底面から 100mm)、右図は No.3 (底面から 50mm) を示す。また、図中の黒点線より後が豊浦砂の比抵抗値を示す。

4.2.2 Case9(注水外力 30mm/hr 相当, 初期含水比 0%)

a) 実験断面における見かけの浸潤及び浸透挙動

図 4-5 に実験時に撮影した実験断面の時刻歴を示す。土槽上部から降雨させた実験結果 (図 4-2) と比較すると、面的に浸潤のフロントが進行していることがわかる。

b) 比抵抗値と水分量の対応関係

図 4-6 に各深度における比抵抗値及び水分量の時刻歴を示す。ここで、比抵抗値は水分量の増加に伴い増加し、その後、ピーク値に達した後には減少しているが、実験開始からピーク値に達するまでは、導電マットの比抵抗値と、注水により押し上げられた間隙空気の比抵抗値、および浸潤してきた水道水の比抵抗値のそれぞれが複合された比抵抗値の変化を示していると考えられ、乾燥地盤の浸潤に伴う比抵抗値の変化ではないことに留意する必要がある。図 4-6 より、比抵抗値と水分量の応答を比較すると、水分量の変化に比べて比抵抗が少し遅れて変化し始めることがわかる。これは、抵抗値を計測する比抵抗モニタリングに比べ、誘電率の変化を捉える水分計の方が水分変化に反応しやすいためと考えられる。また、見かけの浸潤線の位置と計測器の設置位置を比較すると、計測器の設置位置に浸潤線が達するあたりで反応し始め、水分量の増加に伴っ

て比抵抗値が低下することがわかった。

さらに、比抵抗値は水分量の増加に伴って低下した後、飽和度の定常化に伴い、ある一定の値に収束している。以上の結果から、比抵抗値の変化は、浸潤初期から飽和までの水分量の変化を捉えているといえる。なお、収束値に対する土質や密度の影響については、今後の課題である。

c) 浸潤線のフロントと地盤内水位との関係

図 4-7 に、実験断面より目視で読み取った浸潤線のフロントの位置と、堆積地盤内の水位の時刻歴を示す。

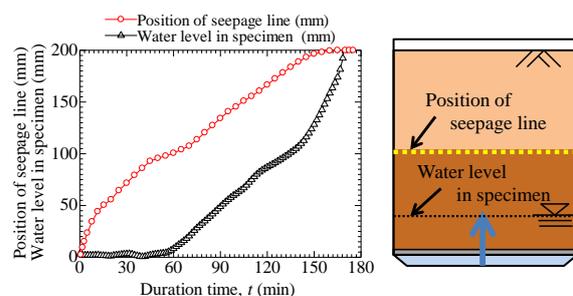


図 4-7 Case9 における浸潤線のフロントの位置と地盤内水位の時刻歴

堆積地盤内の水位については、間隙水圧計の計測値による圧力水頭とした。浸潤線のフロントと堆積地盤内の水位の対応関係をみると、浸潤線のフロントの方が常に 100mm 程度高く推移した。これは、毛管現象による吸い上げ作用によるものと考えられる。つまり、浸潤線のフロントと堆積地盤内の水位は異なり、双方を区別するためには、適切な計測方法を選択する必要があることがわかった。

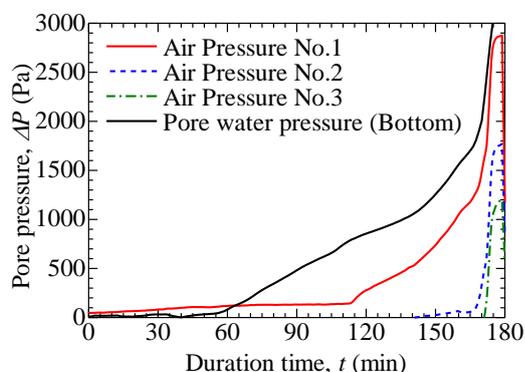


図 4-8 Case9：各深度の間隙空気圧時刻歴

間隙空気圧の時刻歴を図 4-8 に示す。Case9 の実験ケースでは、土槽上部が排気条件であるために間隙空気による圧力の上昇はみられなかった。ただし、実験終盤に急激な圧力の上昇がみられるのは、センサー部へ水が浸入することで、水圧を同時に計測してしまうことに起因するものと考えられる。

以上の結果を踏まえると、降雨による浸潤初期（浸潤線が到達するまで）から浸潤中期（浸潤線が到達後、地盤内水位が到達するまで）までの浸潤及び浸透挙動を捉えるためには、比抵抗モニタリング及び水分計が適しており、浸潤後期（内部水位が到達したあと）の浸透挙動を捉えるためには間隙水圧計を用いることが有効といえる。また、比抵抗値の定量化に関しては、今後試験ケースを重ね、比抵抗値の変化率など計測結果をより良く活かすための方法について検討を進める。

	浸潤初期	浸潤中期	浸潤後期
水分量	水分計 比抵抗	水分計 比抵抗	-
空気圧	間隙空気圧計 比抵抗	間隙空気圧計 比抵抗	-
水圧	-	-	間隙水圧計

図 4-9 本実験より整理した、適材・適所なモニタリング手法
 浸潤初期 | 浸潤線が到達するまで
 浸潤中期 | 浸潤線が到達後、地盤内水位が到達するまで
 浸潤後期 | 内部水位が到達したあと

5. まとめ

本稿では、河川堤防において豪雨により捕捉される間隙空気塊の挙動把握と、堤防内の弱部を特定するためのモニタリング手法の検討及び整理を試みた。

- 1) まず豪雨特性の一つである、大粒の雨滴径を再現した模型堤防実験を行った。その結果、雨滴径が大きいほど堤防体内に間隙空気を封入し、圧縮の様子が確認された。また、もう一つの豪雨特性として超過降雨があるが、これについても模型実験により降雨強度が大きいほど堤防内に間隙空気を封入する作用が強いことを確認している。
- 2) これらの結果を踏まえ、実堤防における長期モニタリングによる堤防内浸潤挙動に着目すると、模型実験の結果と同様に間隙空気を閉じ込めるような浸潤挙動を示すことを確認した。さらに、実堤防において事前降雨の有無により地盤内への透水性に違いが出ることを明らかにした。
- 3) 一次元浸潤実験では、同深度において、計測原理の異なるモニタリング手法を用いることで多角的な検討を試みた⁵⁾。その結果、それぞれの計測器において浸潤過程を計測する上で適材・適所な計測領域があることを明らかにした。水分計や水位計などの単点で配置する計測に比べ、特に比抵抗モニタリングは面的な測定が容易なことを鑑みると、実堤防においてもより効果的に浸潤及び浸透挙動を把握できる有効なモニタリング手法の候補といえる。さらに、比抵抗モニタリングでは計測地点に内部水位が到達する前の水分量変化、間隙空気圧変化を捉えることができる可能性があり、エアブロー噴出による堤防破壊メカニズムの解明に資すると期待する。

謝辞：本研究に用いた装置の一部は、日本学術振興会科学研究費補助金基盤研究(B) 23360203 の助成を受けたものである。また、本実験は、国土交通省河川技術開発制度地域課題研究によって、国土交通省庄内川河川事務所との共同で実施されたものである。末筆ながら深謝の意を示します。

参考文献

- 1) 前田健一，柴田賢，馬場千児，樹尾孝之，今瀬達也：豪雨と気泡の影響を考慮した河川堤防における透気遮水シートを設置効果，国際ジオシンセティックス学会日本支部，ジオシンセティックス論文集，第 25 巻，pp107-pp112，2010。
- 2) 前田健一，柴田賢，馬場千児，小林剛，樹尾孝之，尾畑功：模擬堤防土槽実験によるエアブローの確認と数値解析，河川技術論文集，Vol.18，pp.305-310，2012。
- 3) 石原雅規，井上 悟士，宇野 尚雄，小俣 篤，川井 正彦，齋藤由紀子，佐古 俊介，佐々木哲也，長田 仁，森 啓年：河川堤防の浸潤に対する照査・設計のポイント，(独) 土木研究所地質・地盤研究グループ 土質振動チーム，pp.45，2013
- 4) 小林剛，前田健一，柴田賢：不飽和堤防の急速浸潤に伴う間隙空気塊の挙動と比抵抗モニタリングによる可視化，河川技術論文集，Vol.18，pp.293-298，2012。
- 5) 小西千里，林 宏一，畠山正則，川原孝洋，亀谷裕志：不飽和土の比抵抗と S 波速度のクロスプロットの解釈について，物理探査学会第 121 回学術講演論文集，175-178，2009。

平成 23 年台風 12 号の豪雨によるグラウンドアンカーの被災状況の調査 (Investigation of Damaged Anchor caused by the heavy rain of the typhoon No. 12)

酒井俊典¹，藤原優²，常川善弘³

1 三重大学大学院生物資源学研究科・sakai@bio.mie-u.ac.jp

2 三重大学大学院リサーチフェロー・y.fujiwara.w@gmail.com

3 三重大学大学院生物資源学研究科，(株)相愛・tsunekawa@soai-net.co.jp

概 要

平成 23 年 9 月の台風 12 号による豪雨によりアンカーに変状が確認された 2 地点 (A, B 地点) を対象に、アンカー被災状況調査、残存引張り力調査、既設アンカーへの荷重計設置による緊張力モニタリング調査を実施した。その結果、A 地点においては、1 カ所でアンカー頭部キャップの割れ、支圧板のズレが確認されるとともに、U 字水路の変形、吹き付けコンクリートの割れ等の変状が見られた。B 地点においては、斜面崩壊による急激な荷重増加により、アンカーの破断、テンドンの飛び出し、独立受圧板のずれ・落下等の被害がみられた。両地点においてリフトオフ試験により求めた $R_{\tan \theta}$ のばらつきを変動係数 ($CV_{\tan \theta}$) として評価した結果、 $CV_{\tan \theta}$ は 0.5 を超え不健全な法面と判断された。また、A 地点においては、現地踏査により確認できた変状カ所と過緊張領域と緊張力低下領域の境界が一致することが確認されたものの、アンカーの荷重変化と気温との相関は高く、現時点で法面の変状は拡大していないと考えられた。

キーワード：グラウンドアンカー，リフトオフ試験，残存引張り力，荷重計，台風

1. はじめに

グラウンドアンカー工 (以下、アンカー) は、1957 年に日本に導入されて以降、地すべり、法面安定等の対策工法として数多く施工が行われてきている¹⁾。アンカーは、必要抑止力に見合った緊張力を導入することで定着を行い、この状態を保つことによって法面の安定性を保持する構造物である。このため、外力の増加等により法面の安定性に必要な抑止力が不足した場合、アンカーへの負担が増加しアンカーが被災することが考えられる。紀伊半島では、平成 23 年 9 月初旬に来襲した台風 12 号による豪雨により、河川の氾濫、斜面崩壊、各種施設被害等、各所で甚大な被害が発生した。その中で、アンカーにおいても被害が確認された。抑止構造物であるアンカーの設計・施工および維持管理を適切に行う上で、被災したアンカーの状況を把握しておくことは重要であると考えられる。そこで本報では、豪雨により発生した斜面変状によって被災したアンカーに対し、アンカーの被災状況の調査、および小型軽量ジャッキ (SAAM ジャッキ)²⁾を用いたリフトオフ試験による残存引張り力調査、並びに既設アンカーへの荷重計設置によるアンカー緊張力のモニタリング調査を行い、これらの結果から被災したアンカーの状況について報告を行う。

2. 現地状況

調査は、平成 23 年台風 12 号の豪雨によりアンカーに被害が見られた和歌山県内の A 地点、および三重県内の B 地点の 2 地点を対象に行った。図-1 に A 地点のアンカー施工付近の平面図を示す。A 地点は、アンカーが施工された地すべりブロックより上部に比較的大きな地すべりブロックが多数存在し、本ブロックはその末端に位置する。本ブロックのアンカーは、北側斜面に崩壊が発生したためその対策として施工された。アンカーは、3 段のコンクリート擁壁に施工が行われ、施工本数は下段が 23 本、中段が 30 本、上段が 33 本の計 86 本で、使用アンカーはスーパーフローテックアンカー (SFL-3)、設計アンカー力は 414.5KN である。なお、定着荷重は待ち受け効果を期待し、設計アンカー力の 50%程度となっている。施工されたアンカーのアンカー長は、当初崩壊が発生した北側領域では 9m 程度と短いのに対し、南側領域ではアンカーの定着層までが深いため、アンカー長は 30m 程度と長くなっている。なお、アンカー体長はいずれも 4.5m である。現地では、写真-1 に示すように 1 カ所のアンカーにおいて頭部キャップに割れ、支圧板のズレが確認されるとともに、U 字水路の変形、吹き付けコンクリートの割れ等の変状が確認された。図-2 は、平成 23 年 1 月から 12 月までのボーリング A-1 における GL-9.5m の位置での歪計の観測値と、新

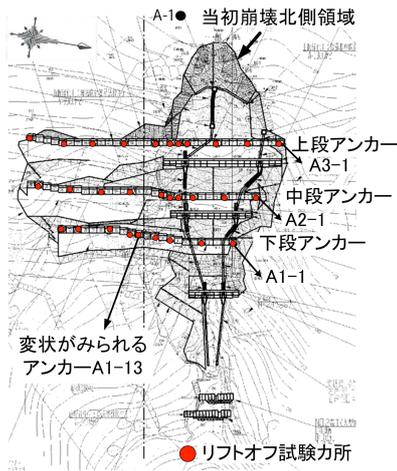


図-1 A地点の平面図



写真-1 A地点の被災状況

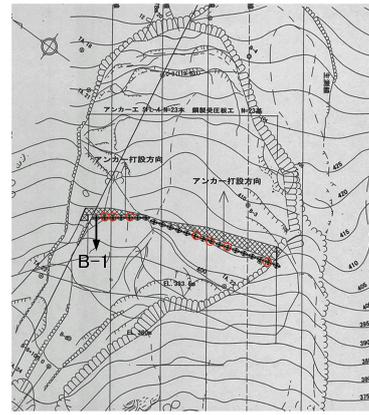


図-3 B地点の平面図

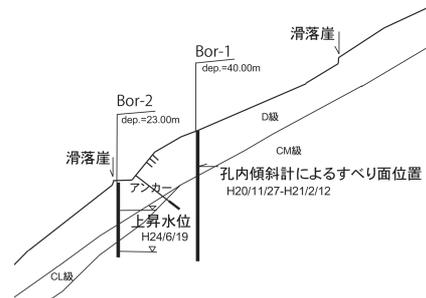


図-4 B地点の断面図

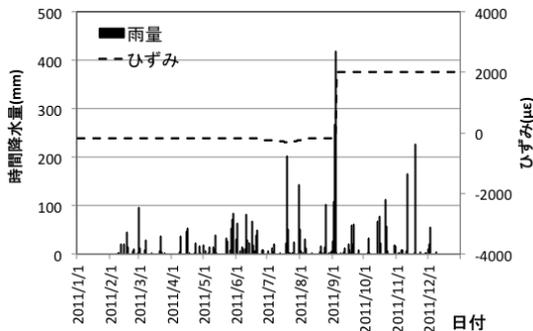


図-2 歪計変化と降水量の関係

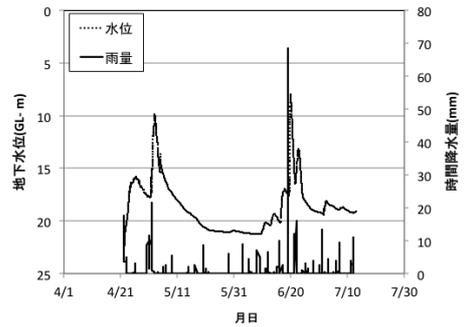


図-5 地下水位と降水量の関係

宮のアメダス観測点の日雨量を示したものである。新宮では、台風12号により8月31日から9月4日にかけて累積827mmの降水量が見られ、9月4日には1時間132.5mmの雨量を記録した。歪計の値の変化は、台風12号による8月31日から9月4日の降雨直後に大きく増加しており、この降雨により斜面の動きが発生したことが考えられる。しかし、この降雨後の歪計の値は一定値を示しており、現在の斜面の動きは顕著ではないと考えられる。図-3にB地点の平面図を示す。B地点は、平成16年9月28日から29日にかけて台風21号による累積降水量758mm、最大時間降水量119mmの豪雨により、幅約100m、長さ約250mの崩壊が発生し、この崩壊に対する斜面の安定を図るため、23列×6段の計138本のアンカーの施工が予定されていた。アンカーは、平成22年度から施工が行われ、平成23年台風12号による被災時は、逆巻き施工で上段1段目の23本のみが完了した状態であった。施工されたアンカー



写真-2 B地点の被災状況

は、スーパーフレックアンカー(SFL-4)で、アンカー長(L)および定着長(L_a)はそれぞれL=13.0m~16.5m、L_a=4.5m、設計アンカー力(T_d)および定着荷重(P_i)は524.5kNである。図-4は被災アンカー付近の断面図である。平成16年の被災後にボーリングBor-1が施工され、孔内傾斜計による観測が行われていた。その結果、GL-11m付近に累積変位が確認されたことからこの位置にすべり面が存在すると考えられた。図-5は、平成23年の斜面崩壊

後に設置された Bor-2 のボーリング孔における平成 24 年 4 月 22 日から 7 月 13 日までの地下水位と、アメダス宮川観測点の時間降水量の関係を示したものである。地下水位は降水量に連動し、集中豪雨時には推定すべり面である GL-11m を超える位置まで上昇がみられる。なお、宮川アメダス観測点では、台風 12 号により平成 23 年 8 月 31 日から 9 月 4 日にかけて最大時間降水量 80mm 程度の連続的な降雨が続き、この間の累積降水量は 1600mm を超える降水量となっていた。写真-2 にアンカーの被災状況を示す。豪雨による斜面崩壊により、受圧板の落下、PC 鋼より線の飛び出し、アンカー頭部のずれ、くさびの浮き上がり等が多数確認された。なお、斜面崩壊により多くのアンカーが埋没していたため、今回の調査において埋没したアンカーについては掘り出しを行った。写真-3 は、平成 16 年および平成 23 年の斜面崩壊後の空中写真である。平成 23 年と平成 16 年の斜面崩壊の状況を比べると、両者の崩壊領域に明瞭な差がなく、平成 23 年において崩壊頭部からの大規模な崩壊には至っておらず、建設途中の状態であってもアンカー施工による斜面崩壊に対する抑止効果がある程度発揮されていたものと考えられる。



写真-3 平成 19 年 (左)、平成 23 年 (右) の空中写真

3. リフトオフ試験

アンカーは導入された緊張力により法面の安定性を保持する構造であるため、アンカーに作用している緊張力を管理することが重要である。一般にアンカーに作用している緊張力は、リフトオフ試験による求まる残存引張り力により評価される。リフトオフ試験の実施にあたっては、従来大型で重いセンターホール型のジャッキを用いて行われているため、クレーン等を用いた機器の搬入・撤去、足場の仮設が必要な場合があり、災害時あるいは高所等の難条件において迅速な調査の実施が難しい。このため、本調査では基本的に人力での試験が可能な小型軽量ジャッキ (SAAM ジャッキ) を用いて試験を実施した。SAAM ジャッキの構成は、ジャッキ本体、ラムチェアー、アタッチメント、止めナットで、設置にあたっては、アタッチメントをテンドン余長あるいはアンカー定着具に取り付けたあと、ラムチェアー、シリンダーの順に装着し、最後に止めナットで固定するのみである。SAAM ジャッキによるリフトオフ試験の状況を写真-4 に示す。リフトオフ試験は、A 地点においては、図-1 に示す下段、中断がそれぞれ 10 本、上段が 11 本の計 31 本について、また、B 地点については、多数のアンカーが損傷しているため、全数のアンカーに対し頭部外観目視調査を実施し、アンカー頭部の損傷が少ない図-2 に示す 7 本のアンカーを対象に実施した。



写真-4 リフトオフ試験状況 (左 : A 地点, 右 : B 地点)

表-1 は、A 地点において実施したリフトオフ試験の結果を示したものである。リフトオフ試験においては、1 サイクル目は引張り材とシースの付着抵抗あるいはかみ合わせ等の影響が考えられることから予備載荷とし、2 サイクル目の結果を採用した³⁾。図-6 に示すようにリフトオフ試験における荷重-変位関係において、アンカーテンドンの降伏引張り力 (T_{ys}) の 90% を載荷してもリフトオフが確認できない過緊張アンカーが、下段においては A1-14 より、中断においては A2-13 より、上段においては A3-17 より南側の領域に存在した。本地点の各アンカーの定着時緊張力は、待受け効果を期待し 146kN から 220kN 程度と、設計アンカー力 414.5kN に対し 50% 程度の定着であることから、過緊張が確認されたアンカーは、定着時と比べ著しく緊張力が増加した状態となっていると考えられる。一方、北側の当初崩壊が発生した領域については、定着時に対し緊張力の低下が見られ、一部 30% 程度の緊張力を示すアンカーも存在する。図-7 はリフトオフ試験より求めた残存引張り力と設計アンカー力の比 (R_{ld}) の分布を示したものである。 R_{ld} の分布では、南側の過緊張領域と北側の緊張力低下領域の境界が明瞭に認められた。この境界は現地踏査により頭部キャップに割れ、支圧板のズレが確認されアンカー位置、および U 字水路の変形、吹き付けコンクリートの割れ等の変状が確認されるカ所と一致していた。

表-1 A 地点のリフトオフ試験結果

	アンカー番号	Td(kN)	Pt(kN)	残存引張り力 Pe(kN)	リフトオフ
A1	A1-1	414.5	198.73	56	○
	A1-5	414.5	198.73	82	○
	A1-9	414.5	183.45	128	○
	A1-10	414.5	183.45	307	○
	A1-11	414.5	168.49	509	○
	A1-13	414.5	165.64	169	○
	A1-14	414.5	159.16	609	×
	A1-17	414.5	156.01	601	×
	A1-21	414.5	152.91	607	×
	A1-23	414.5	152.91	561	○
	A2	A2-1	414.5	226	58
A2-5		414.5	180.64	91	○
A2-9		414.5	180.6	87	○
A2-11		414.5	165.64	104	○
A2-12		414.5	165.64	303	○
A2-13		414.5	165.64	604	×
A2-17		414.5	153.47	603	×
A2-21		414.5	156.01	606	×
A2-25		414.5	153.47	607	×
A2-29		414.5	148.5	601	×
A3		A3-1	414.5	190.14	84
	A3-5	414.5	178.11	88	○
	A3-9	414.5	168.49	94	○
	A3-13	414.5	168.49	230	○
	A3-14	414.5	161.04	464	○
	A3-15	414.5	161.04	566	○
	A3-17	414.5	161.04	604	×
	A3-21	414.5	157.49	602	×
	A3-25	414.5	154.67	600	×
	A3-29	414.5	154.05	609	×
	A3-33	414.5	146.31	602	×

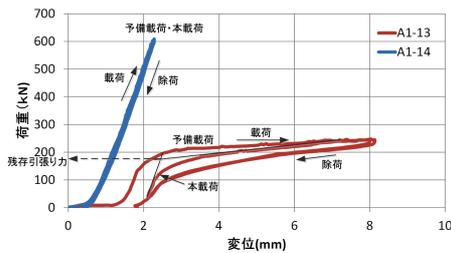


図-6 荷重-変位関係

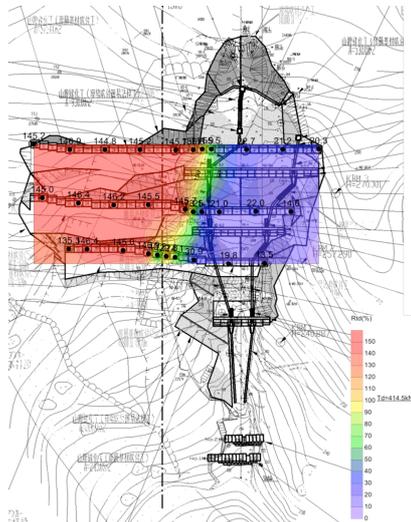


図-7 R_{ld}の分布

表-2は、B地点におけるアンカー頭部の外観目視点検およびリフトオフ試験の結果を示したものである。外観目視点検の結果、B-3、B-13のアンカーを除き頭部キャップに何らかの破損が見られ、テンドンの全破断によるアンカー頭部の落下、並びに受圧板のずれ・落下、テンドンの飛び出しが多数確認された。施工されたスーパーフローテックアンカーは、4本のテンドンがアンカー頭部でくさびにより定着された構造となっているものの、写真-5に示すように、テンドンの飛び出し等により4本で定着できていないものが多数確認されるとともに、破断し飛び出したテ

表-2 B地点の頭部点検およびリフトオフ試験結果

アンカー番号	頭部キャップ	定着テンドン数(本)→テンドン状況	Td(kN), Pt(kN)	残存引張り力	備考
B-1	×	0→全破断			
B-2	▲	4	524.5	312	
B-3	○	4	524.5	523	
B-4	▲	未確認			
B-5	▲	3→1本破断	524.5	-	20kNで引抜け
B-6	▲	3→1本破断			
B-7	▲	未確認			
B-8	×	0→全破断			
B-9	×	0→全破断			
B-10	×	0→全破断			
B-11	×	0→全破断			
B-12	△	未確認			
B-13	○	4	524.5	729	
B-14	△	未確認			
B-15	△	3→1本破断	524.5	65	
B-16	△	未確認			
B-17	△	4	524.5	200	
B-18	×	0→全破断			
B-19	▲	未確認			
B-20	▲	未確認			
B-21	▲	未確認			
B-22	▲	3→1本破断	524.5	94	
B-23	×	0→全破断			

○: 頭部破損なし
 ×: 頭部落下
 ▲: 頭部破損(穴)
 △: 頭部ヒビ



写真-5 アンカーの被災状況



写真-6 頭部のずれ



写真-7 B-5アンカーの状況

ドンの中には数十 m 先で確認されたものも存在した。破断面の観察を行った結果、延性破壊形状のカップアンドコーンの破断面⁴⁾であった。また、B地点においてもA地点のアンカーと同様、くさびによりテンドンがすべて定着されているものの、アンカー頭部キャップの割れ、支圧板のズレが見られるアンカーが存在した。リフトオフ試験により求めた残存引張り力と設計アンカー力に対する比(R_{ld})を見ると、ほぼ100%が1カ所、130%を超える過緊張アンカーが1カ所、4%~60%程度の緊張力低下したアンカーが5カ所であった。このうち、設計アンカー力とほぼ等しいB-3のアンカーについては、写真-6に示すように頭部定着具のずれが確認された。また、写真-7に示す6m程度のテンドンの飛び出しが確認されたB-5のアンカーにおいては、リフトオフは確認できず、設計アンカー力の4%程度にあたる20kN程度の引張り荷重で推移し、アンカーの引抜けの可能性が考えられた。

4. 法面の健全性評価

アンカー維持管理において、アンカー機能の健全度を評価する基準として次式で示される設計 $\tan \theta$ が用いられる。

$$\text{設計 } \tan \theta = EA/L_f$$

ここで、E: テンドンの弾性係数、A: テンドンの有効断面積、L_f: テンドンの引張り長

ここでの設計 $\tan \theta$ は、アンカー引張り材の理論伸び率に相当するもので、この結果とリフトオフ試験における荷重-変位関係より求まるリフトオフ後の直線の傾き(試験 $\tan \theta$)を比較することで、アンカー材料の健全度の評価が行われる。グラウンドアンカー設計・施工基準、同解析⁵⁾においては、リフトオフ試験から求まる試験 $\tan \theta$ が、EA/1.1L_fからEA/0.8L_fの範囲にある場合、アンカー機能が正常な状態であると規定している。

表-3、表-4に、A地点およびB地点のリフトオフ試験よ

り求まる試験 $\tan \theta$ と設計 $\tan \theta$ の比 ($R_{\tan \theta} = \text{試験 } \tan \theta / \text{設計 } \tan \theta$) および残存引張り力を示す。A 地点において緊張力が低下しているアンカーは、おおむね健全と判断される $0.9 \tan \theta$ から $1.25 \tan \theta$ の範囲にあるものの、過緊張と判断されるアンカーは設計 $\tan \theta$ より大きな値を示す。B 地点においては健全な範囲に入るアンカーは、部分破断が認められた B-15 のアンカーのみで、その他のアンカーはいずれも設計値と比較し大きな $\tan \theta$ の値を示す。一般にアンカーが外力の作用により引張り材が拘束された場合、 L_f が短くなることで $\tan \theta$ の値は大きくなるのが考えられる。このため、本調査において $R_{\tan \theta}$ が大きくなっている理由としては、斜面変状によりアンカーが地盤内で拘束され L_f が短くなっている可能性が考えられる。

法面に複数本施工されるアンカーは、アンカー背面の地盤状況等に対応して緊張力が個々に変化し、法面全体の安定性を面的に保持する特性を有していると考えられる⁶⁾。このため、変状等が見られない安定した法面の場合、各アンカーに作用する緊張力には大きなばらつきは生じないものの、地すべり等により変状がみられる法面においては、変状の状況に応じて法面に施工された個々のアンカーに対する負担が異なり、各アンカーの緊張力が変化すると考えられる。アンカー材料の健全性の評価に利用されるリフトオフ後の試験 $\tan \theta$ に着目すると、変状等により健全性に問題が考えられる法面では、アンカーの引張り材への負担や材料の劣化が個々のアンカーで異なるため、法面に施工されたアンカーの $\tan \theta$ のばらつきが大きくなる⁷⁾。そこで、調査を実施した A 地点および B 地点において、調査アンカー毎の $R_{\tan \theta}$ を求め、この結果から調査アンカーの $R_{\tan \theta}$ のばらつきを変動係数 ($CV_{R_{\tan \theta}}$) としてとらえて法面の健全性の評価を行った。その結果、A 地点では表-3 に示すように変状の見られない北側領域では $R_{\tan \theta}$ はおおむね 1 前後でばらつきは小さいものの、変状が見られる南側領域では $R_{\tan \theta}$ が 1 を超えばらつきは大きくなる。また、B 地点においては、表-4 に示すように $R_{\tan \theta}$ は 0.89 から 4.70 とばらつきが大きい。両地点の $CV_{R_{\tan \theta}}$ は、A 地点で 0.74、B 地点で 0.57 となり、どちらも健全度区分において不健全な法面と判断される 0.5 を超えている⁸⁾。

アンカーに設置された荷重計が示す値は外気温によって変化し、アンカー背面地山が安定している場合、両者の相関は高くなることが報告されている⁹⁾。そこで、過緊張領域が認められる A 地点において、過緊張アンカーに荷重計を設置し、外気温との相関から法面の安定性の状況について検討を行った。既設アンカーへの荷重計の設置にあたっては、一般には定着具を取り外しアンカーに導入されている緊張力を解放する大がかりな作業が必要となるた

表-3 A 地点の $R_{\tan \theta}$

アンカー番号	設計 $\tan \theta$	試験 $\tan \theta$	$R_{\tan \theta}$	Pe(kN)	
A1	A1-1	14.8	11.9	0.80	56
	A1-5	14.8	11.9	0.81	82
	A1-9	6.8	9.5	1.40	128
	A1-10	6.8	7.9	1.16	307
	A1-11	6.8	9.3	1.37	509
	A1-13	5.1	14.9	2.93	169
	A1-14	5.1			599以上
	A1-17	4.1			599以上
	A1-21	4.1			599以上
	A1-23	4.1	16.8	4.09	561
	A2	A2-1	18	17.1	0.95
A2-5		9.5	9.5	1.00	91
A2-9		9.5	9.2	0.97	87
A2-11		5.6	6.7	1.19	104
A2-12		5.6	6.7	1.19	303
A2-13		5.6			599以上
A2-17		5.2			599以上
A2-21		4.5			599以上
A2-25		4.5			599以上
A2-29		3.6			599以上
A3		A3-1	10.8	10.4	0.96
	A3-5	8.5	8.1	0.95	88
	A3-9	6.8	7.0	1.03	94
	A3-13	6.8	6.7	0.99	230
	A3-14	5.2	14.6	2.81	544
	A3-15	5.2	27.4	5.26	566
	A3-17	5.2			599以上
	A3-21	5.1			599以上
	A3-25	4.6			599以上
	A3-29	4.1			599以上
	A3-33	2.8			599以上

表-4 B 地点の $R_{\tan \theta}$

アンカー番号	設計 $\tan \theta$	試験 $\tan \theta$	$R_{\tan \theta}$	Pe(kN)	備考
B-2	12.5	30.8	2.46	312	
B-3	12.5	28.0	2.24	523	
B-5	12.5		-		20kNで引抜け
B-13	8.8	41.4	4.70	729	
B-15	8.8	7.1	0.81	65	
B-17	8.8	18.5	2.10	200	
B-22	8.8	14.0	1.59	94	

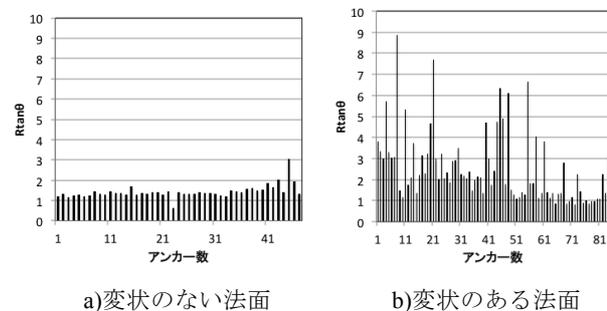


図-8 $R_{\tan \theta}$ の値

め、本調査では既設アンカーに対し容易に荷重計の着脱が行える SAAM ジャッキを用いた荷重計設置手法を用いて実施した。荷重計の設置は、写真-8 に示すように支圧板を介して荷重計、SAAM ジャッキの順に設置し、SAAM ジャッキ並びに荷重計による荷重値を確認しながら、前もってリフトオフ試験により求めた残存引張り力値を参考に、アンカー頭部が浮き上がり所定の荷重が得られるまで載荷を行い、荷重計に荷重が伝達されることを確認後、新設止めナットで荷重計を固定し、SAAM ジャッキを撤去した後頭部キャップを設置する¹⁰⁾。図-10 は、荷重計による荷重値とアンカーに設置した温度計の気温変化を示したものである。アンカーが示す荷重値は、一定ではなく 452kN から 474kN の幅で変化する。荷重値と気温の変化を比較すると、荷重計の値は気温の変化に追従して増減し、図-11

に示すように両者の R^2 は 0.94 と高い相関を示す。法面に継続的な変状が見られ安定していない場合、法面変状に依存するアンカーの荷重変化が卓説するため、気温との相関が低くなることが考えられる。本法面では荷重計値と気温との相関が高いことから、豪雨により法面に変状が見られアンカーが過緊張の状態であるものの、その後の法面の顕著な変状の進行はないものと考えられる。法面変状後に一定値を示す歪計の変化とあわせ、本地点においては、現在顕著な変状の拡大は見られないと考えられる。



写真-8 荷重計の設置

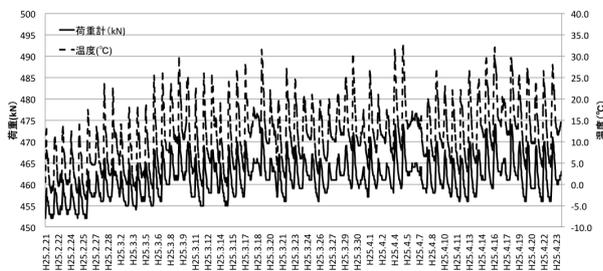


図-10 荷重計と気温の関係

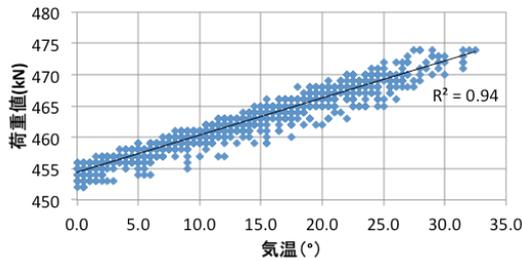


図-11 荷重計値と気温の相関

5. おわりに

平成 23 年 8 月 31 日から 9 月 4 日の台風 12 号による豪雨による斜面変状により被災したアンカーに対する調査を A, B の 2 地点で実施した。その結果、A 地点においては、1 カ所のアンカーでアンカー頭部キャップの割れ、支柱板のズレが確認されるとともに、U 字水路の変形、吹き付けコンクリートの割れ等の変状が見られた。リフトオフ試験により残存引張り力分布を求めた結果、過緊張領域と緊張力低下領域の境界が明瞭に認められ、その境界は現地踏査により確認できた変状カ所と一致していた。また、過緊張が確認できたアンカーは、 T_{ys} の 90% を超える過緊張状態であるものが存在した。調査アンカーの $R_{tan\theta}$ の変動係数 ($CV_{tan\theta}$) を求めた結果 0.74 となり、健全度区分に

おいて不健全な状態と判断された。しかし、荷重計によるモニタリングおよび歪計の計測より、現時点で法面の変状は拡大していないと考えられた。

アンカー建設途中であった B 地点においては、豪雨により発生した斜面崩壊による急激な荷重増加により、アンカーの破断、テンドンの飛び出し、独立受圧板のずれ・落下等の被害がみられた。アンカーの頭部点検および 7 箇所のリフトオフ試験を実施した結果、いずれのアンカーも機能が大きく低下し、変動係数 ($CV_{tan\theta}$) も 0.57 と不健全な状態と判断された。現地においては、アンカーに大きな被害が見られたものの、アンカー施工所より下側に続く大規模な斜面崩壊まで至っておらず、アンカーの抑止力が不足している場合であっても、アンカー施工による抑止効果はある程度発揮されていた可能性が考えられた。

アンカーは施工後約 40 年以上経過したものも存在し、その中には施工当初の機能を維持できていないものも散見される。このため、既設アンカーにおいてもアンカーの機能低下により抑止力が大きく不足した場合、斜面変状等による外力の増加により、テンドンの破断等のアンカー損傷が発生する可能性が考えられる。また、アンカーは構造が複雑であるとともに、その大部分が地中に埋設されているため状況を直接確認することが困難である。これらのことから、抑止構造物であるアンカーを長期にわたり機能を維持し、安全に利用するためには、アンカーの残存引張り力特性を踏まえた適切な維持管理の実施が重要である。

本研究を実施するにあたり、和歌山県東牟婁振興局地域振興部林務課、三重県松阪農林事務所およびアンカーアセットマネジメント研究会にご協力いただきました。関係各位に深謝いたします。

参 考 文 献

- 1) (独) 土木研究所・(社) 日本アンカー協会：グラウンドアンカー維持管理マニュアル，鹿島出版会，2008。
- 2) 酒井俊典：SAAM ジャッキを用いた既設アンカーのり面の面的調査マニュアル，SAAM ジャッキを用いた効果的なアンカーのり面の保全手法の開発委員会，2010。
- 3) 藤原優・酒井俊典：グラウンドアンカーのリフトオフ試験方法に関する検討，土木学会論文集 C(地圏工学)，Vol67(4)，558-586，2011。
- 4) 小寺沢良一：材料強度学要論，朝倉書店
- 5) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説，2012。
- 6) 酒井俊典・常川善弘・後藤大輔・福田雄治：既設グラウンドアンカーに対する面的評価方法の検討，第 44 回地盤工学研究発表会，1101-1102，2009。
- 7) 藤原優・酒井俊典：グラウンドアンカーの残存引張り力分布特性に着目したアンカー法面の維持管理，土木学会論文集 C(地圏工学)，Vol68(2)，260-273，2012。
- 8) グラウンドアンカーが施工された法面の健全性評価に関する検討：第52回地すべり学会研究発表会，2013(投稿中)。
- 9) 藤原優・酒井俊典：グラウンドアンカーの残存引張り力のモニタリング手法に関する検討，土木学会論文集 C(地圏工学)，Vo. 68(3)，547-563，2012。
- 10) 藤原優・横田聖哉・酒井俊典・常川善弘：クサビ定着タイプの既設グラウンドアンカーへの荷重計の設置方法について，土木学会第66回年次学術講演会，657-658，2011。

河川堤防土の強度定数決定のための試験条件についての一考察

A consideration of test conditions to determine strength parameters of river levee soils

小高猛司¹, 兼松祐志², 小林芳樹², 崔 瑛¹, 李 圭太³

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

2 名城大学大学院・理工学研究科建設システム工学専攻修士課程

3 株式会社建設技術研究所・大阪本社水工部

概 要

河川堤防の浸透時のすべり破壊に対する安定性照査において、安定解析に用いる土質定数は照査結果を左右する重要な因子である。「河川堤防の構造検討の手引き」の改訂版において、砂や砂礫堤防の強度定数を求める室内試験として、従来のCU試験に加えて \overline{CU} およびCD試験も追加されたことにより、実質的に試験条件は現場技術者の判断に委ねられている。本論文では、実際の河川堤防試料を用いて三軸試験を行い、各排水試験条件で得られる強度定数の相違とそれぞれの強度定数が有する力学的な位置付けについて考察した。また、乱れの少ない砂質堤体試料の試験結果を対象としてSYSカムクレイモデルによる数値シミュレーションを行い、試験結果の違いが供試体毎の骨格構造に起因することを示した。

キーワード：河川堤防，浸透，すべり破壊，強度定数，三軸試験，試験条件，土の構造

1. はじめに

従来の「河川堤防の構造検討の手引き」¹⁾では、浸透時のすべり破壊の照査においては、砂や砂礫であればCU試験で強度定数を求めることとされてきたが、平成24年2月の改訂により、砂や砂礫について \overline{CU} 試験やCD試験も推奨されるようになった²⁾。安定解析は全応力法で実施されるため、本来であれば洪水時の堤体内のせん断強度分布（すなわち有効応力分布）を用いる前提のCU試験での強度定数を用いるのが当然であるが、実際の現場では \overline{CU} やCD試験結果を用いざるを得ない状況も多く存在する。

本論文では、小高らの試験結果³⁾も含め、実際の河川堤防土を用いて、CU、 \overline{CU} およびCD試験を実施することにより、それぞれの試験条件で得られる強度定数について、土質特性と対比しながら検討を行い、実際の照査に適切な試験条件について考察する。また、乱れの少ない試料の試験結果のばらつきについて、SYSカムクレイモデル⁴⁾を用いた数値シミュレーションによってその原因について検討することにより、試験条件の考察を加える。

2. 砂礫堤防土の強度定数

表1は、砂礫を主体とする小鴨川および江の川の堤防土の三軸試験結果³⁾をまとめたものである。いずれも砂礫堤防であるが、大型供試体は原粒度の試料、小型供試体は大きな礫を取り除いて粒度調整した試料を用いて再構成したものである。全体にわたり、CU試験による ϕ_{cu} は、

\overline{CU} およびCD試験による ϕ' や ϕ_d よりも小さい。さらに ϕ' と ϕ_d を比較すると、締固め度が小さい場合には、 ϕ' が ϕ_d より小さくなり、両者に差が生じる。大型供試体は締固め度が高い場合でも小型供試体に比べて相対的にゆる詰め構造になる³⁾ため、 $D=90\%$ であっても ϕ' と ϕ_d の差が大きい。したがって、粒度調整試料を用いた室内試験では、実際の現場の堤防土の内部摩擦角を過大評価する可能性がある。一方、 ϕ_d が締固め度に依存しないのは、せん断中に排水が生じるためであり、初期にゆる詰め（ D :小）であっても、最大せん断応力に到達した時には密詰め（ D :大）に遷移しており、土の固有のせん断抵抗を過大評価しうることに注意すべきである。

次に、仁淀川の堤防下の基礎地盤を構成する砂礫土の強度定数の評価を行った結果を示す。試験試料は河口部での河床掘削時に採取した砂礫であり、図1に示す原粒度試料を再構成し、大型三軸試験を実施した。供試体は、最適含水比に近い含水比4%に調整した湿潤試料を用いて、5層にわけて締固めて再構成した。供試体寸法は、直径30cm、高さ60cmである。当該現場の N 値は28程度であり、原・國生の礫質土の最小・最大密度に関する研究⁵⁾を参考に、本研究では相対密度70および80%の2種類の供試体を作製した。

供試体は三軸試験機に設置後、二重負圧法による飽和化を行い、 B 値0.95以上を確保した。初期有効拘束圧は50、100および200kPaとし、等方圧密後に排水（CD試験）ならびに非排水せん断（ \overline{CU} 試験）を実施した。なお、荷重速度はいずれの試験でも0.1%/minとした。

表1 砂礫堤防土の三軸試験結果 (文献3から抽出)

試料名	供試体寸法	締固め度 D(%)	ϕ_{cu} (°)	c_{cu} (kPa)	ϕ' (°)	ϕ_d (°)
小鴨川	大型	90	22.5	39.1	35.3	42.1
小鴨川	大型	85	12.1	0	24.7	40.9
小鴨川	小型	90	24.5	115.0	41.1	41.7
小鴨川	小型	85	30.6	0	40.6	39.0
江の川	小型	90	11.4	110.0	36.4	38.8
江の川	小型	85	11.8	50.0	30.4	35.3
江の川	小型	80	14.2	0	23.1	34.3

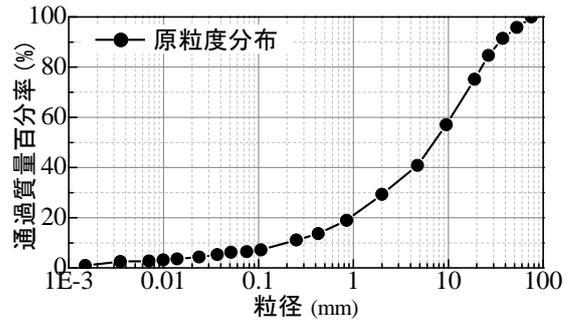


図1 仁淀川の堤防下基礎地盤材料の粒度分布

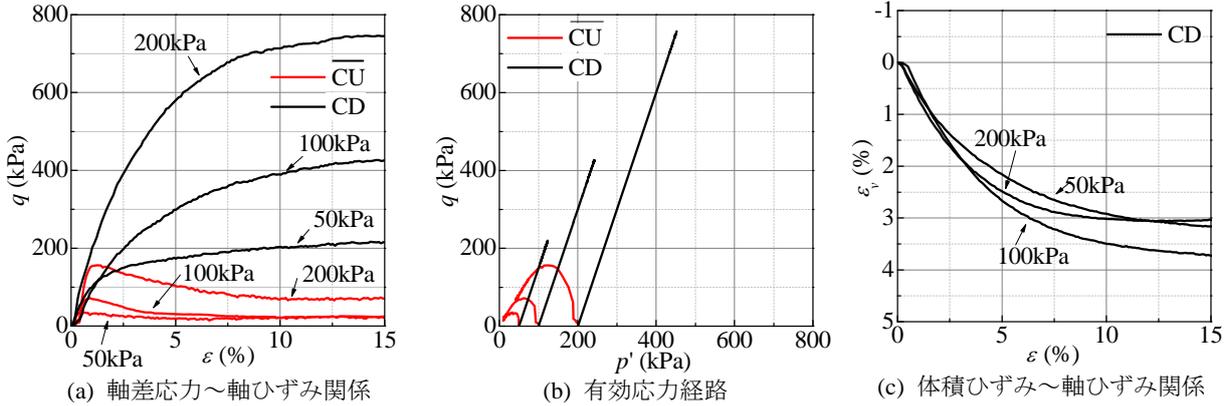


図2 仁淀川 (大型三軸・相対密度70%)

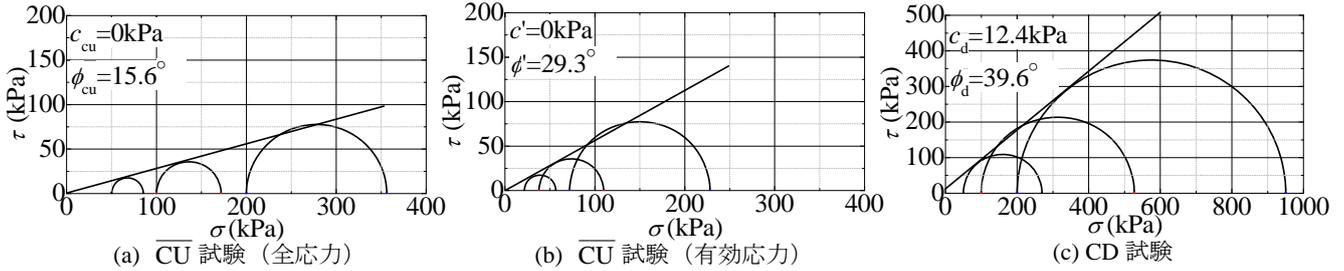


図3 全応力と有効応力のモールの応力円 (仁淀川・大型三軸・相対密度70%)

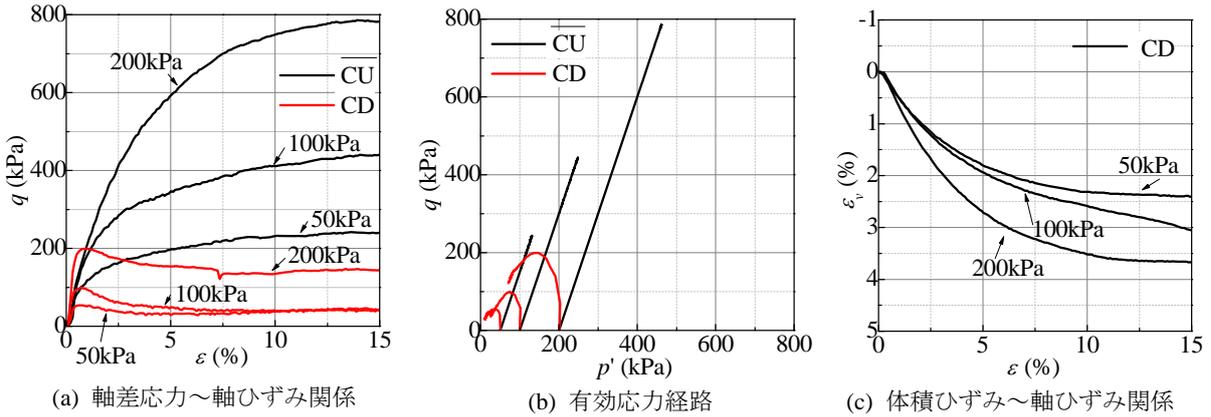


図4 仁淀川 (大型三軸・相対密度80%)

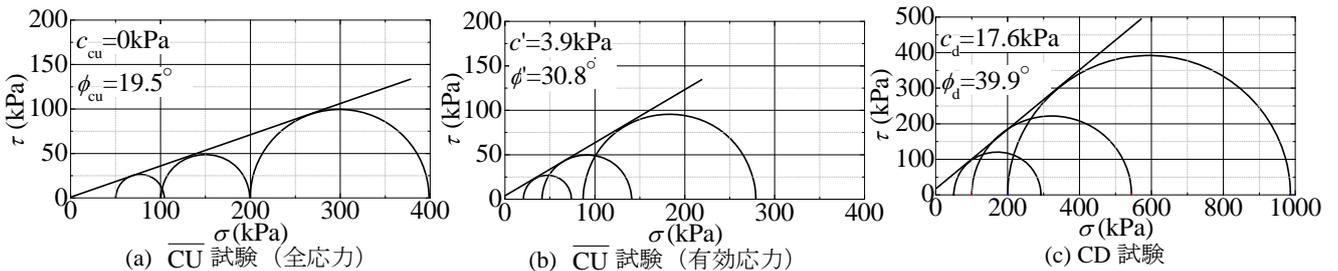


図5 全応力と有効応力のモールの応力円 (仁淀川・大型三軸・相対密度80%)

図2に相対密度70%の供試体における試験結果を示す。軸差応力～軸ひずみ関係より、 \overline{CU} 試験では軸ひずみ1%程度で最大軸差応力を示した後、急激なひずみ軟化挙動を示している。有効応力経路を見ると、最大軸差応力後のポストピークにおいては、塑性圧縮を伴い脆性破壊を起こしており、供試体が典型的なゆる詰め構造であったことを示唆している。一方、CD試験においては、 \overline{CU} 試験と対照的に大きな軸差応力が発揮されているが、CD試験の軸差応力がこのように大きくなるのは、図2(c)に示すように、せん断時の排水に伴って大きく体積圧縮し、密詰めに遷移していくからである。

図3に、図2の試験の破壊時のモールの応力円と破壊規準を示す。 \overline{CU} 試験は全応力でも整理しており、CU試験結果に相当する。内部摩擦角は、 $\phi_{cu} < \phi' < \phi_d$ の順に値が大きくなり、試験条件によって大きく異なる。

図4、5に相対密度80%の供試体における試験結果、および破壊時のモールの応力円と破壊規準を示すが、相対密度70%の結果に比べて軸差応力が若干大きくなる程度であり、試験結果の傾向はほぼ同じである。

以上のように、大きな礫が主体であるが細粒分も有する礫質土においては、排水条件によってせん断挙動が大きく異なることが示された。すなわち、 \overline{CU} 試験では極めてせん断抵抗が小さい一方で、CD試験時には大きなせん断抵抗を発揮する。

3. 乱れの少ない砂質土の強度定数

試験試料は淀川下流堤防から採取した堤体土であり、天端から深度1～2m、2～3m および3～4mの位置からサンドサンプラーによって乱れの少ない砂質試料を採取した(以下、各深度の試料を試料1、2および3と記す)。採取後に凍結して保管し、凍結したまま供試体に成型し、三軸試験装置に設置後、2重負圧法により飽和化した。実施した試験は、 \overline{CU} 試験とCD試験である。表2に試料ごとの試験条件と使用した個々の供試体の情報を示す。所定の有効拘束圧にて3時間等方圧密した後、ひずみ速度は0.1%/minで単調載荷した。

図6に試料1の試験結果を示す。軸差応力～軸ひずみ関係に着目すると、 \overline{CU} 試験ではせん断終了時まで軸差応力が増加し続けて試験を終了しているが、CD試験では軸ひずみ6%程度からひずみ軟化挙動が見られる。有効応力経路を見ると、 \overline{CU} 試験に着目すると、いずれの有効拘束圧でも塑性圧縮後、膨張に転じている。CD試験における体積ひずみ～軸ひずみ関係を見ると、軸ひずみ2%程度まで圧縮し、その後膨張に転じていることがわかる。

図7には試料2の試験結果を示す。 \overline{CU} 試験では有効拘束圧100kPaの試験よりも50kPaの軸差応力の増加度合いが大きくなっている。有効応力経路で見ても、有効拘束圧50kPaの供試体は、変相後の塑性膨張が顕著に現れ、負圧による有効拘束圧増加によって軸差応力が増大している様子がよくわかる。CD試験においては、同じサンプリン

表2 淀川試料供試体情報(小型三軸試験)

	試験条件	拘束圧 (kPa)	乾燥密度 (g/cm ³)	初期間隙比 e_0	粒度組成
試料1	\overline{CU}	50	1.49	0.779	細粒分 4～12% 砂分 80～92% 礫分 4～8%
		100	1.51	0.754	
	CD	50	1.50	0.768	
		100	1.49	0.777	
試料2	\overline{CU}	50	1.49	0.777	細粒分 3～7% 砂分 89～91% 礫分 2～8%
		100	1.49	0.773	
	CD	50	1.58	0.679	
		100	1.41	0.883	
試料3	\overline{CU}	50	1.34	0.972	細粒分 48～67% 砂分 31～50% 礫分 1～3%
		100	1.43	0.851	
		150	1.62	0.638	
	CD	50	1.46	0.813	
		100	1.32	1.004	
		150	1.51	0.754	

グチューブの供試体を用いて有効拘束圧50kPaの同条件の試験を行ったが、軸差応力～軸ひずみ関係および体積ひずみ～軸ひずみ関係からわかるように、両者のせん断挙動は大きく異なっている。特に、CASE1では試料1と同様の挙動を示しているのに対し、CASE2では軸ひずみ10%程度まで圧縮し、その後膨張に転じてはいるが、CASE1ほど大きく膨張はしていない。

図8に示す試料3においては、 \overline{CU} 試験ではいずれの有効拘束圧においても軸差応力は試験中盤からほぼ一定値となる。有効応力経路を見ると、有効拘束圧50kPaの試験のみ、変相には至らず塑性圧縮したまま試験を終了している。CD試験は有効拘束圧にかかわらず、せん断終了時まで軸差応力が単調に増加している。また、いずれの試験でも圧縮し続けている。以上のことから、同じサンプリングチューブ内の供試体であっても、わずかな深度の違いによって力学特性が異なることがわかる。

図9に破壊時のモールの応力円と破壊規準線、表3に図9から求めたそれぞれの強度定数を示す。CU試験の場合、いずれの試料も拘束圧に整合した大きさのモール円が得られず、包絡線で破壊規準を規定するのが難しい。試料1および試料3で示す ϕ_{cu} は、仮に拘束圧100kPaの試験結果から設定した値である。一方、 \overline{CU} 試験やCD試験では試験結果は整合している。これらの試験条件においては、試験条件ごとに異なるせん断中のダイレイタンス特性がモールの応力円に反映されているためである。

図10に試料毎の粒度分布、表2に淀川試料の供試体情報を示す。それぞれの試料はほぼ同じ粒度組成であるが、供試体毎の乾燥密度の違いによって得られる力学特性が異なることが分かった。一方、 \overline{CU} 試験の結果のみに着目すると、試料1の場合、いずれの初期有効拘束圧においても、せん断初期から塑性圧縮が見られ、変相後に塑性膨張

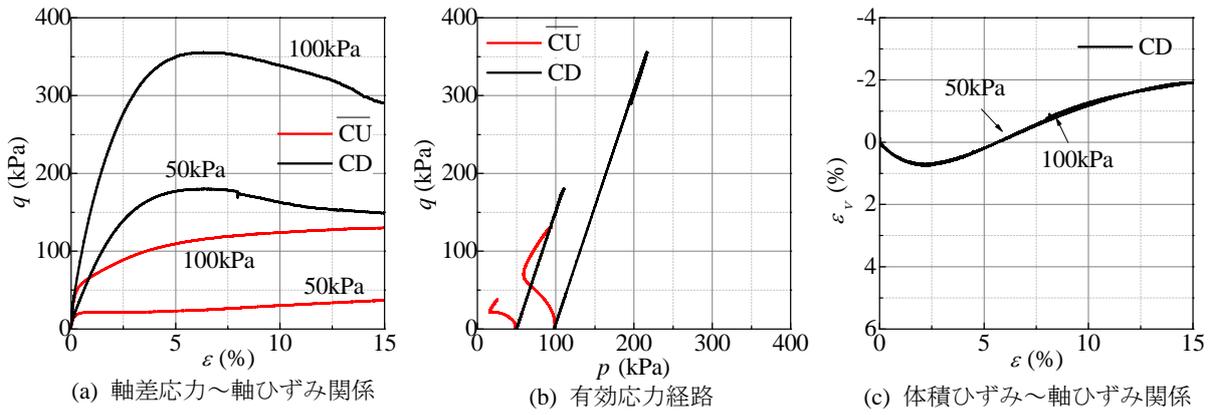


図6 淀川 (小型三軸・試料1)

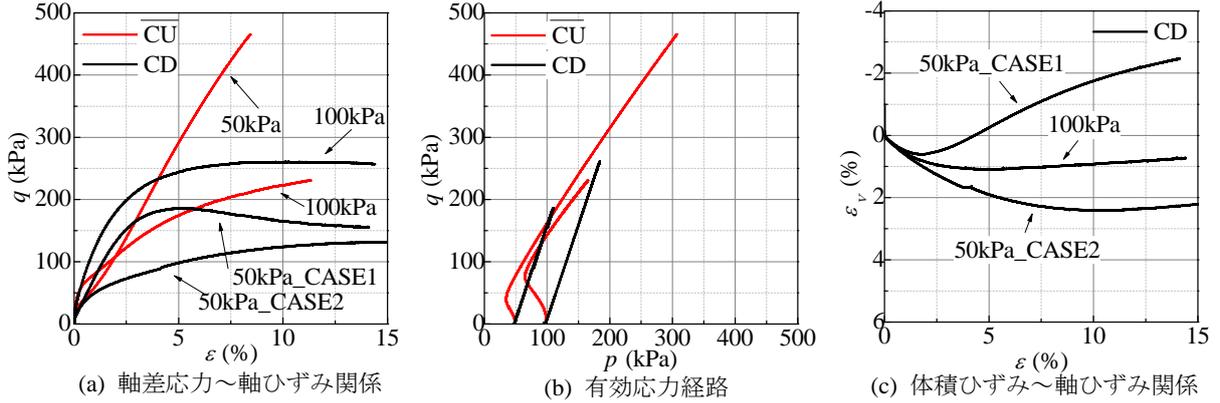


図7 淀川 (小型三軸・試料2)

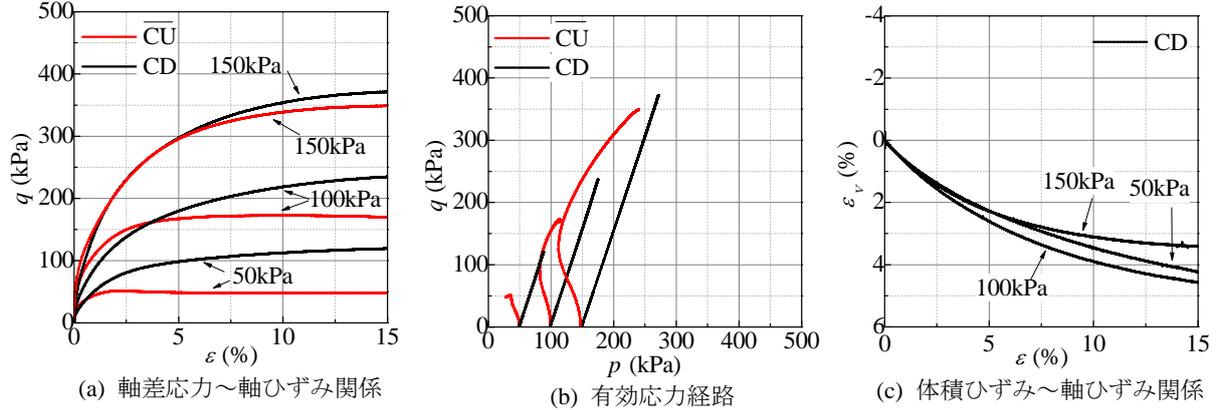


図8 淀川 (小型三軸・試料3)

凡例 : — 試料1 — 試料2 — 試料3

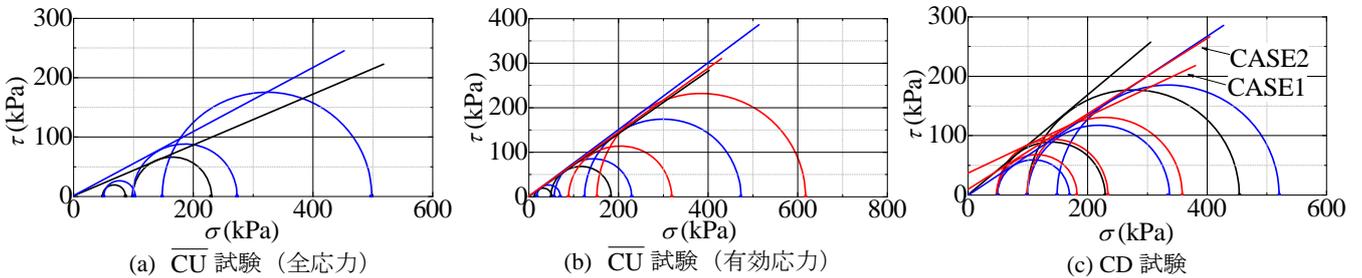


図9 全応力と有効応力のモールの応力円 (淀川・小型三軸)

表3 淀川各試料の強度定数

		ϕ_{cu} (°)	ϕ' (°)	c_d (kPa)	ϕ_d (°)
試料1		23.5	34.9	0	40.3
試料2	CASE1		35.5	38.2	24.8
	CASE2			7.5	32.8
試料3		27.7	37.2	0	33.8

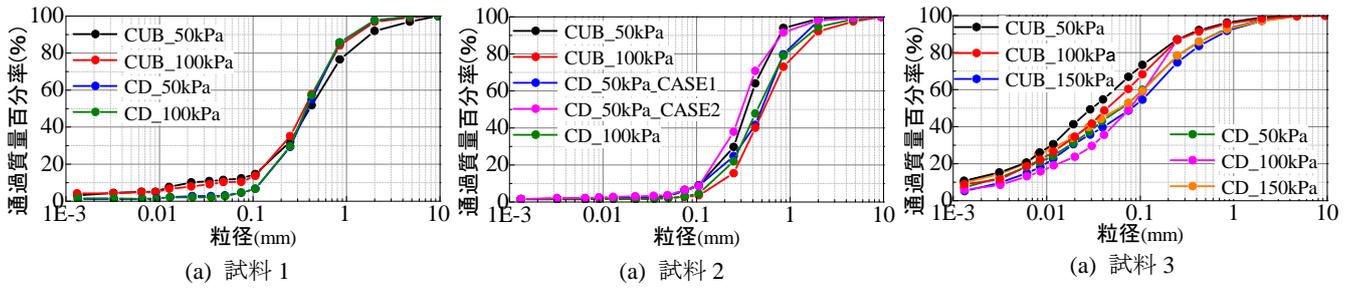


図 10 淀川試料における各供試体の粒度分布

に転じて正のダイレイタンスが発現している。試料 3 の場合、いずれの初期有効拘束圧においても試験中盤から軸差応力がほぼ一定となる。これらの試験結果は、供試体毎に乾燥密度が若干異なるために観察される見かけの力学特性は異なるものの、ダイレイタンスを含めて詳細に検討すれば、根本的な力学特性はほとんど同じであることを示唆している。次章では、試験結果を SYS カムクレイモデル⁴⁾でシミュレートすることにより、供試体毎の乾燥密度（締め履歴）による力学特性の違いを、骨格構造および過圧密度の程度の違いのみによって表現することを試みる。

4. SYS カムクレイモデルによるシミュレーション

4.1 シミュレーションの概要

本章では、前章における供試体毎の力学挙動の相違が供試体の構造に起因すると仮定し、骨格構造の変化を記述することができる上下負荷面カムクレイモデル (SYS カムクレイモデル⁴⁾) を用いて試験結果をシミュレートすることにより、上記の考えの理論的な裏付けを行う。具体的には、各供試体が有する骨格構造の程度とその劣化のしやすさを系統的に設定することにより、一様変形場における SYS カムクレイモデルの構成式応答が各供試体の三軸試験結果を説明できることを示す。なお、SYS カムクレイモデルは、カムクレイモデルに骨格構造（以下、単に構造と呼ぶ）・過圧密・異方性の 3 つの概念を導入した構成モデルであり、構造は載荷時の塑性変形の進展に伴って次第に劣化するが、その際の構造劣化の速さの大小によって、様々な土の力学挙動を統一的に記述することが可能となる⁴⁾。

表 4 に弾塑性パラメータ、発展則パラメータ、初期状態を示す。本章の解析では、同試料においても供試体密度等の違いによって異なる骨格構造を有していると仮定しているため、各供試体の初期の構造の程度を表す $1/R_0^*$ 、初期の過圧密度 $1/R_0$ および構造劣化の速さを表す構造劣化指数 a を変化させて設定し、その他の土質定数は共通とした。構造の程度 $1/R_0^*$ が大きいほど構造が高位である（嵩張っている）ことを示す。また、 $1/R_0^*$ と $1/R_0$ は従属関係にあり、 $1/R_0^*$ を設定すれば、 $1/R_0$ は初期比体積 v_0 と NCL の切片 N の値から自ずと決定される。一方、構造劣化指数 a が大きいほど構造の劣化が速い。初期比体積 v_0 および限界状態定数 M は試験結果を参考に決定した。その他の共通パラメータはすべてフィッティングにより決定した。

表 4 シミュレーションに用いた各種パラメータ

		試料 1		試料 3		
有効拘束圧 (kPa)		50	100	50	100	150
弾塑性パラメータ	圧縮指数 λ	0.200		0.170		
	膨潤指数 κ	0.010		0.010		
	限界状態定数 M	1.45		1.60		
	*NCL の切片 N	1.75		1.85		
	ポアソン比 ν	0.300				
発展則パラメータ	構造劣化指数 a ($b=c=1.0$)	15.0	3.0	0.7	0.5	0.5
	正規圧密土化指数 m	0.05		0.05		
	回転硬化指数 b_r	0.00				
	回転硬化限界定数 m_b	0.00				
初期値	初期比体積 v_0	1.779	1.754	1.972	1.852	1.638
	初期構造の程度 $1/R_0^*$	2.5	7.0	12.0	12.0	7.0
	初期過圧密度 $1/R_0$	8.8	12.7	17.0	18.8	24.6
	初期異方性 $\zeta = \sqrt{2/3\beta_0 \cdot \beta_0}$	0.01				
	初期平均有効応力 p_0'	9.80				

*NCL の切片 N ($q=0, P'=98.1\text{kPa}$ の時の比体積)

いずれのケースにおいても、初期平均有効応力は $p_0' = 9.8 \text{ kPa}$ とし、50, 100, 150kPa までの等方圧密過程をシミュレートした後に、非排水せん断を行った。

4.2 シミュレーションの結果と考察

図 11, 12 に SYS カムクレイモデルによる、淀川試料 1, 3 のシミュレーション結果を示すが、いずれも三軸試験結果を適切に表現できている。すなわち、構造と過圧密度の程度を示す初期構造の程度 $1/R_0^*$ と構造劣化指数 a 、過圧密度 $1/R$ のみを変えることにより、供試体の力学挙動の相違が表現できている。河川堤防土は盛土材料であるため、同じサンプリングチューブの試料であってもわずかに深度が異なるため、供試体毎に施工時に受けた締め履歴は異なると考えられる。一般に、同じ有効応力で比較すれば初期比体積が大きいほど初期の構造は高位でかつ劣化しやすいと仮定できるが、試料 3 のパラメータはその仮定に合致している。一方、試料 1 は初期比体積が小さい供試体の初期構造を高位としなければ試験結果を説明できなかったが、これは供試体の差が締め履歴のみではなく、供試体間に粒度組成の差もあったことが考えられる。

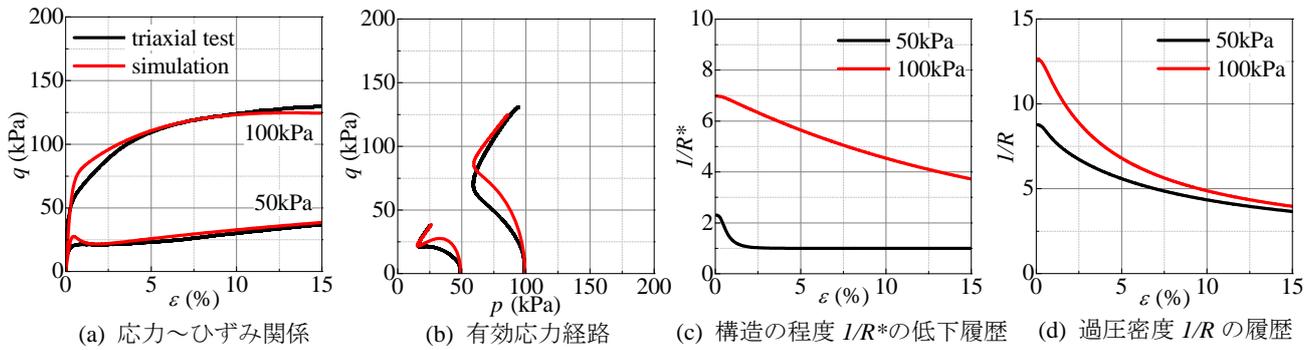


図 11 淀川試料 1 の三軸試験シミュレーション結果

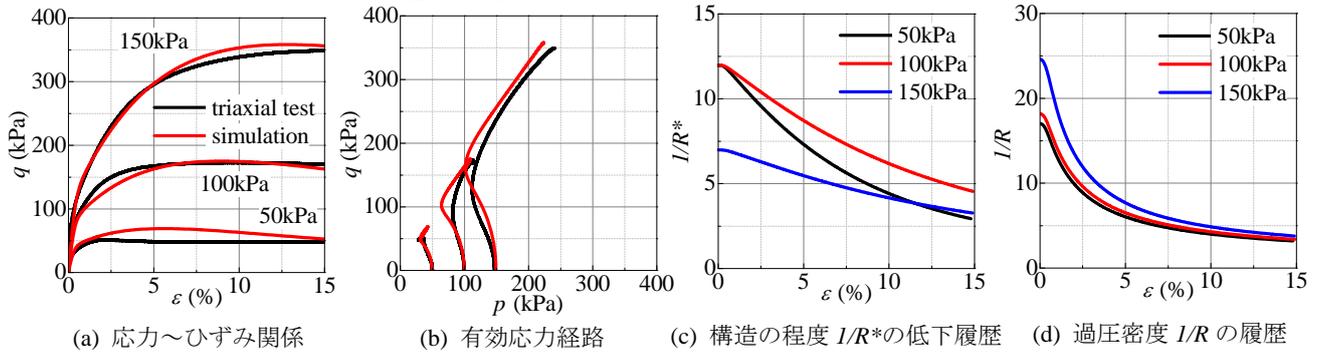


図 12 淀川試料 3 の三軸試験シミュレーション結果

図(c)に示す、せん断に伴う程度 I/R^* の低下履歴より、いずれの供試体も、せん断が進むにつれ、構造の程度 I/R^* は低下しているが、構造は完全には消失せず、せん断完了後も高いた構造を維持している。試料 1 の拘束圧 50kPa の結果のみ、構造の程度 I/R^* が 1.0 (完全に構造が消失した状態) となる。

さらにせん断に伴う過圧密度の変化からは、供試体密度が大きいほど初期の過圧密度が大きく、せん断開始と同時に急激に低下している傾向が見られる。いずれの供試体も、せん断が進むにつれて過圧密度は同程度の値に推移していくが完全には消失せず、残留している。

本章ではシミュレーションを通して、同深度の供試体に対し、構造の概念を導入することで、密度および粒度組成が異なる供試体の力学特性を同じパラメータを用いて表現することができた。供試体密度が大きいほど、高位でありかつ劣化しにくい構造であると考えられるが、粒度組成が異なる場合にはその限りではない。今後は試験ケースを増やして更なる検証を行う必要がある。なお、河川堤防は盛土構造物であるため、乱れの少ない現場採取試料で力学特性を評価する際には、施工履歴の影響を大きく受けていることに注意する必要がある。

5. おわりに

大きな礫を含む砂礫堤防は、締固め度が大きな場合でも、せん断中に塑性圧縮を起こす土質力学的にゆる詰め傾向の強い構造体である場合が多い³⁾。そのような土に対して CD 試験を実施すると、せん断中に密詰め構造へと構造変化してしまうことから、固有の初期構造を有する土粒子構造体としての堤防盛土が本来有しているせん断抵抗を過大評価する懸念がある。

一方、細粒分が多く含まれる堤防土では、サンドサンブ

ラーで現地土の採取が比較的容易であることから、再構成試料を用いずに乱れの少ない試料で試験を実施することが多い。このような土は比較的密詰め構造であるが、人工物である堤防は、深度の違いによって盛土材が大きく異なることがあり、また同じ盛土材と見なせる場合であっても、ごくわずかな深度の違いで、締固め履歴によって乾燥密度が異なるため、試験で得られる力学特性が異なる。特に供試体による試験結果の差は、CU 試験に顕著に現れる。しかし、 \overline{CU} 試験では、供試体のダイレイタンス特性を反映した結果が得られるため、供試体の差が出にくい長所を有する。ただし、全応力法の円弧すべり解析に \overline{CU} 試験結果を用いる合理性はないため、より一層の議論が必要である。詳細はシンポジウム当日に述べる。

参考文献

- 1) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き，2002。
- 2) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き(改訂版)，2012。
- 3) 小高猛司，板橋一雄，中島康介，牧田祐輝，李圭太，上村俊英，坪田邦治，加藤雅也：河川堤防砂礫の変形・強度特性の評価手法に関する考察，地盤工学ジャーナル，Vol.5, No.2, pp.193-205, 2010。
- 4) 例えば，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, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002。
- 5) 原 忠，國生剛治：砂礫の最小・最大密度に及ぼす影響因子の分析，土木学会論文集，No.778/III-69, pp.151-162, 2004。
- 6) 小高猛司，崔 瑛，李 圭太，森 涼香，兼松祐志：河川堤防砂の構造の程度が力学特性の評価に及ぼす影響，河川技術論文集，Vol.18, pp.339-344, 2012。

河川堤防樋門周辺地盤内のゆるみ領域や空洞の生成・発達現象の観察

Observation of development of loose and void area around sluiceway in river levee

中村太意¹, 小高猛司², 崔 瑛², 李 圭太³, 榎本文勇⁴

- 1 名城大学大学院・理工学研究科建設システム工学専攻
 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 株式会社 建設技術研究所・大阪本社水工部
 4 一般財団法人 建設技術研究所

概 要

樋門などの河川堤防横断構造物の周辺に生じるゆるみ領域や空洞は、河川堤防の安全性に懸念を与える。現存する樋門の多くが杭によって剛支持された剛構造樋門であり、それらの底版下部には基礎地盤の沈下等に伴う空洞が発生しやすく、さらに、その底部の空洞に端を発し、樋門側部から上部にまで空洞やゆるみ領域が拡大していくと考えられる。本論文では、河川の水位変動に伴って樋門周辺の土砂が吸い出されることにより、樋門底部の空洞が側部から上部に広がるシナリオに基づいた模型実験を実施することにより、空洞等の発生・発達のメカニズムを検証した。具体的には、繰り返し浸透に伴う樋門周辺の空洞化の過程を、浸透水圧の変動幅や継続時間の影響等に注目して観察した。その結果、ゆるみ領域や空洞の発達は、樋門側部から上部に向かって鉛直に拡大するが、その度合いは水圧の変動量や継続時間が長いほど大きいことが示された。また、土被りが低い場合には、ゆるみ領域は地表面まで到達することも示された。

キーワード：河川堤防，樋門，空洞化，模型実験，浸透

1. はじめに

樋門・水門などの堤防横断構造物の周辺の堤防内には、ゆるみ領域や場合によっては空洞の存在がしばしば確認されており、それらの分布や規模によっては堤防の安全性に重大な影響を及ぼすことになる。平成10年以降、樋門の設計は柔構造を基本としている¹⁾が、今なお現存する樋門の多くは杭基礎を有する剛構造樋門である。図1²⁾は剛構造樋門周辺の空洞およびゆるみ領域の発生・発達過程のイメージ図である。杭に剛支持された剛構造樋門では、基礎地盤の沈下に伴い底版直下に空洞等が生じ、その後、樋門の側方から上部にも空洞等が拡大していくと考えられる。河川堤防の横断構造物である樋門の周囲はただでさえ水みちが形成されやすいと考えられるが、周辺に空洞等が存在する場合には一層その傾向が強くなるため、河川管理上、空洞等の存在を事前に把握することが重要である。

一方、図1のような空洞等の発生・発達のメカニズムはあくまで推測の範囲内であり、実験や数値解析では明確に示されていないのが現状であるため、本論文では模型実験による検証を行う。具体的には、圧密や地震などを原因とした基礎地盤の沈下によって樋門底部の空洞があらかじめ存在し、堤防横断方向にすでに何らかの水みちが形成されている場合を想定する。その上で、洪水等によって繰り返し発生する河川水位の変動に伴って樋門側部の土砂が底部から吸い出されることにより、ゆるみ領域や空洞が

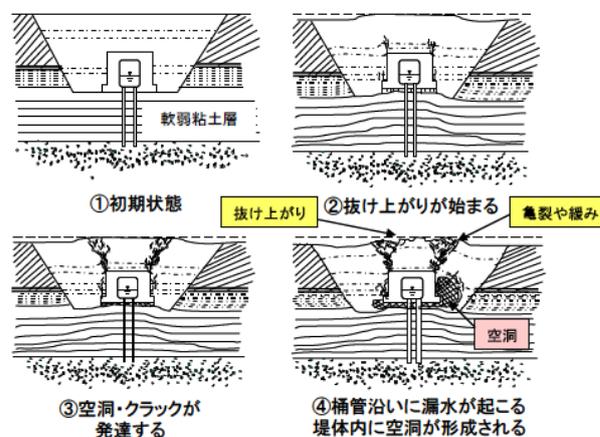


図1 剛構造樋門周辺の空洞およびゆるみ領域の発生・発達過程のイメージ図²⁾

樋門の側部から上部に広がると仮定する。模型実験では、方向を変えて繰り返し作用する浸透力による樋門周辺の土砂の吸い出し過程を観察することにより、水圧の変動量や浸透時間等がゆるみ領域や空洞の発生・発達に及ぼす影響について検討する。

2. 実験概要

図2に、本実験で用いた模型実験土槽の概要を示す。奥行き内寸は4cmである。樋門模型は、地盤および樋門の対

称性を考慮して半断面のみを模擬し、杭による剛支持を表現するため実験土槽に固定した。また、樋門直下の領域に意図的に空洞(図2中の赤線で囲んだ部分)を設け、基礎地盤の沈下に伴って存在している樋門直下の空洞を模擬した。本実験では、樋門周辺の地盤に作用させる水頭を繰り返し変化させることにより、樋門側面部に鉛直方向の浸透力が上下方向反転しながら繰り返し作用する条件下での地盤挙動を観察した。図3に実験概要を示す。本実験では、模型地盤に作用する水頭を変化させるための給排水装置(Tank_H, Tank_L)と、Tank_H, Lに給水するための給水タンクを用いた。Tank_H, Lにはオーバーフローのための排水口を設け、給排水過程における水頭一定を図った。実験中、給水タンクの栓(バルブ)は常に開き、Tank_Hのオーバーフローを確保する。本実験ではTank_H, Lと土槽本体を繋げるための栓H, Lの開閉を繰り返すことにより、実験土槽に作用させる水頭を繰り返し変化させる。本実験では実験土槽の底面を基準面とし、xおよびyはそれぞれ土槽底面からTank_LおよびHまでの位置水頭である。

以下に、実験手順を示す。なお、本実験では実験試料として三河珪砂6号を用いた。

(I) 珪砂を含水比2.0%に調整し、間隙比1.0となるように各層2cm厚ずつ慎重に締め固める。(II) 層間の境界をなくすため、各層の締め固め後に層の表面をほぐす。実験の際に模型地盤の変化を確認するため、各層の観察面側にカラーサンド(三河珪砂と同粒径:最大粒径280 μ m)を敷く。またカラーサンドによる境界もなくすため、再度層の表面を軽くほぐす。(III) 手順I, IIを繰り返し行い、模型地盤を作製する(土被りが32cmの場合は21層、土被りが24cmの場合は17層、土被りが16cmの場合は13層)。(IV) 給水タンクおよび給排水装置(以降給水装置をTank_H, 排

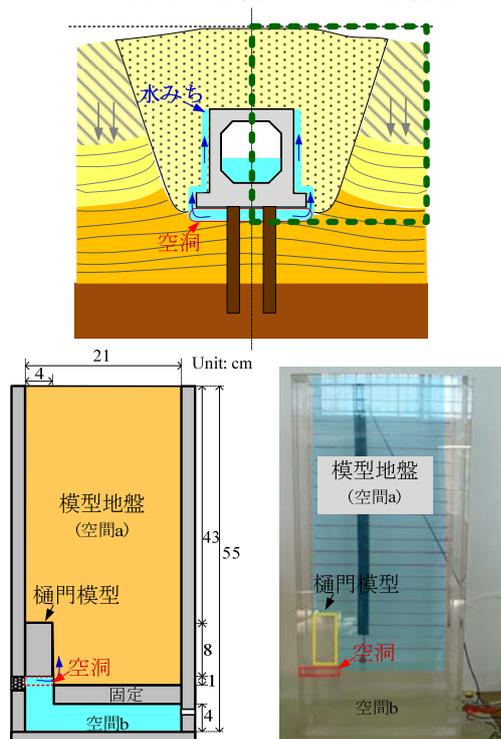


図2 模型実験土槽の概要

水装置をTank_Lと称す)に十分に水を入れ、Tank_H, Lの給排水口と実験機の給排水口をチューブにより繋げる。Tank_Hは図3に示すように模型地盤より高い位置(以降位置Hと称す)、Tank_Lは樋門模型下に水位が同高となる位置(以降位置Lと称す)に設置する。栓H, Lの開閉時間、すなわち各高低水頭を維持する継続時間を設定する。位置H(高水頭の継続時間)すなわち栓Hの開放時間をTime_Hとし、位置L(低水頭の継続時間)すなわち栓Lの開放時間をTime_Lとする。(V) Tank_Hと実験土槽を繋げている栓Hを開き、給水を行う。(VI) 模型地盤に浸透し始めた時を実験開始時とし、所定の時間(Time_H)、高水頭を保つ。(VII) 所定の時間(Time_H)を経過した後、栓Hを閉じ、Tank_Lと実験土槽を繋げている栓Lを開き、所定の時間(Time_L)、低水頭を保つ。(VIII) 所定の時間(Time_L)を経過した後、手順(VI)~(VIII)を繰り返し行い、周辺地盤の挙動が変化を示さないと判断した段階で実験を終了とする。

本研究では、水頭差、土被り、浸透時間、初期空洞高を変化させ、表1に示す計9ケースについて検討を行った。水頭差は、基準面(土槽底面)からのTank_Hの高さyを変化させることにより調整し、河川増水時に堤体内に生じる樋門周辺の水頭の変化を模擬した。浸透時間、すなわち高水位と定水位の継続時間Time_H, Lについては、増水時と減水時を理想化したものであるが、実時間スケールとの直接的な関連はない。土被りは樋門高さの2倍(16cm)、3倍(24cm)および4倍(32cm)とした。また、初期空洞高は図2の空間bと模型地盤が接する図2中の赤線で囲んだ部分の鉛直高とし、樋門直下に発生した空洞の大きさを模擬した。これらの影響が堤体内における樋門周辺地盤のゆるみ・空洞の発生・発達過程に及ぼす影響を検討した。

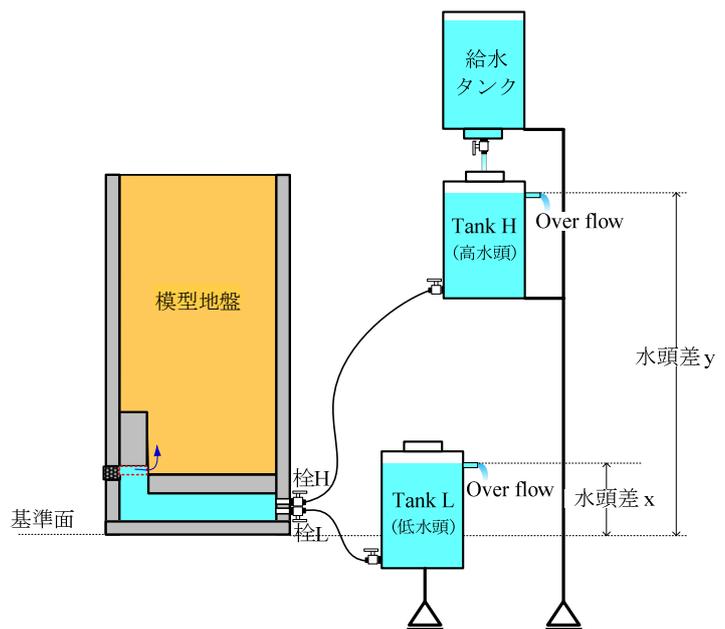


図3 模型実験の概要

表 1 実験条件

	y (cm)	x (cm)	Time_H (sec)	Time_L (sec)	土被り (cm)	初期空洞高 (cm)
Case_1	40	8	30	30	32	1
Case_2	60	8	30	30	32	1
Case_3	20	8	30	30	32	1
Case_4	40	8	60	60	32	1
Case_5	40	8	10	10	32	1
Case_6	40	8	30	60	32	1
Case_7	40	8	30	30	24	1
Case_8	40	8	30	30	16	1
Case_9	40	8	30	30	32	2

3. 実験結果

3.1. 空洞の発生・発達過程

3.1.1. ゆるみ領域および空洞の発生・発達 (Case_1)

ここでは、Case_1 を例にゆるみ領域および空洞の発生・発達過程を議論する。すなわち、Tank_H, L の位置 (以降、位置 H および位置 L と称す) を $y=40\text{cm}$, $x=8\text{cm}$ (水頭差 32cm) と設定し、継続時間 Time_H, L をともに 30 秒と設定した。写真 1 に、Case_1 における模型地盤に典型的な変化が観察された時点 (空洞部と接している模型地盤に初めて空洞が発生した時、その空洞が樋門側面部に拡大した時、樋門の上端部に空洞ができた時、樋門上部地盤に空洞が発生した時、および実験最終状態) の様子を示す。また図 4 には、位置 H および L 毎の画像から読み取った土試料の流失量の変化を示す。図 4 より、位置 L-5 回目まで模型地盤から土試料の流失がほぼ見られず、位置 L-5 回目で位置 H, L において土試料の流失が見られた。その後、位置 H-10 回目で多量の土試料の流失が見られ、樋門側面部の土試料の強度が最もゆるくなるのが分かる。それ以降では位置 H における流失はほぼなくなり、主に位置 L において土試料の流失が繰返し発生した。これは、位置 L における水頭の低下により樋門側面部の土試料が吸出しを受けるためだと考えられる。なお、土試料の流失量は H-10 回目をピークに徐々に減少するが、その原因は図 2 に示す空間 b に試料が詰まるためであり、実験装置の改善が求められる。

写真 1 より、位置 L-4 回目で空洞部と接している模型地盤から微量の土試料が流失し初め、位置 L-5 回目では土試料の流失が大きくなり、空洞が拡大していく様子が見られた。また位置 L-6 回目には、樋門側面部の模型地盤にゆるみ領域が発生し、位置 L-7 回目では樋門高さを超えた模型地盤までゆるみ領域は拡大した。またその後の位置 H-8 回目では、拡大した空洞部分に上向き浸透流が流入することによって空洞内部が侵食を受けてさらに拡大した。位置 L-8 回目では、ゆるみ領域に沿って模型地盤が落ち、視覚により確認していたゆるみ領域の最大高さの位置に空洞が発生した。位置 H-10 回目では先程発生した空洞部に浸透することにより、空洞は側方に拡大していった。位置 L-10 回目では空洞およびゆるみ領域は模型地盤上部に拡大していき、模型地盤底部から 22cm (10 層目と 11 層目の境界) の位置に水平クラックが発生した。またその直前の位置 H-10 回目においては多量の土試料が流失していることより、高水位時に樋門側面部の空洞やゆるみ領域に沿って多くの水が浸透するため、その後の低水位時には下向き浸透によって土砂が流失し、樋門付近の空洞が一層拡大する。また位置 L-11 回目に、水平クラック部分の空洞が拡大し、その直下の模型地盤が鉛直方向に下がる様子がみられた。その後、位置 H⇔L の工程を繰り返す行うことにより、水平クラックの発生および空洞およびゆるみ領域は模型地盤の上部に拡大していく様子が観察された。

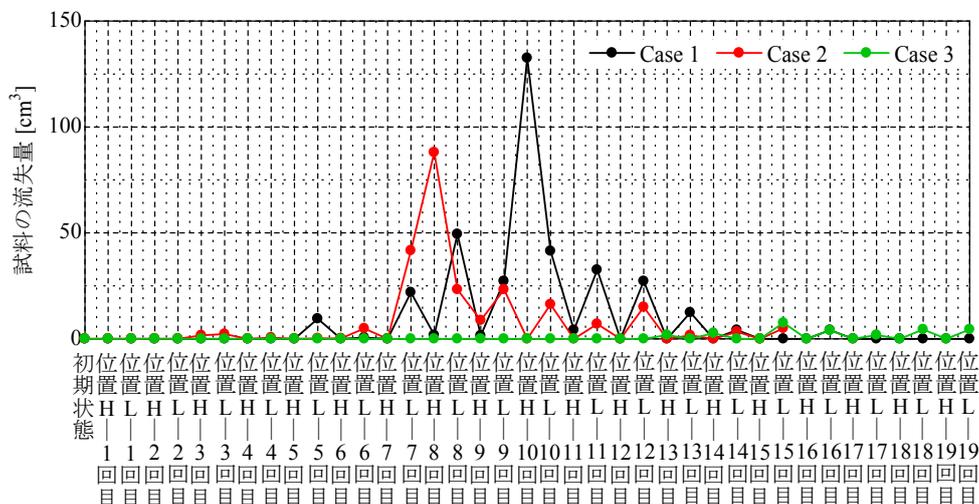


図 4 土試料の流失量 (Case_1 ~ 3)

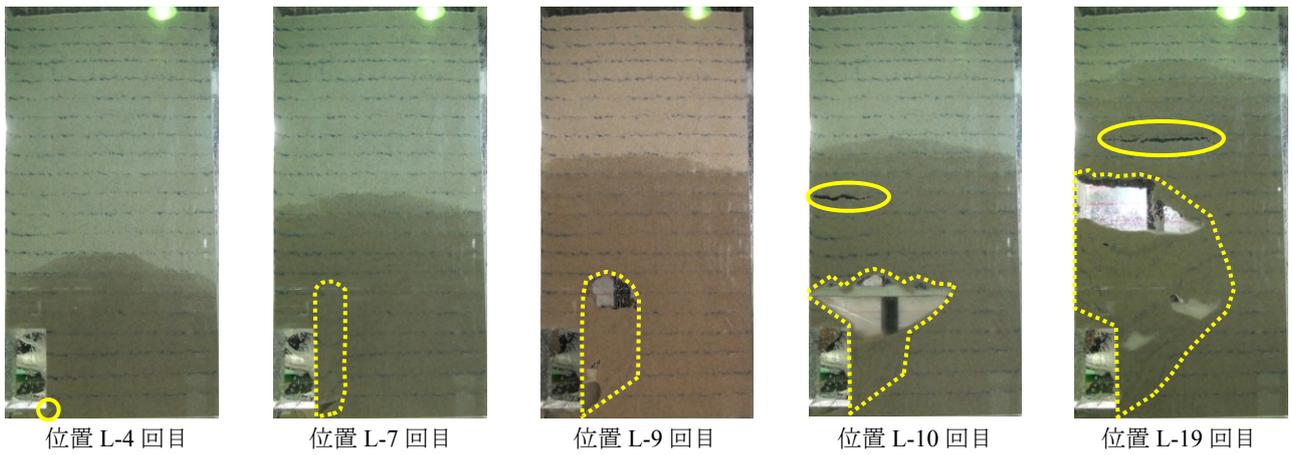
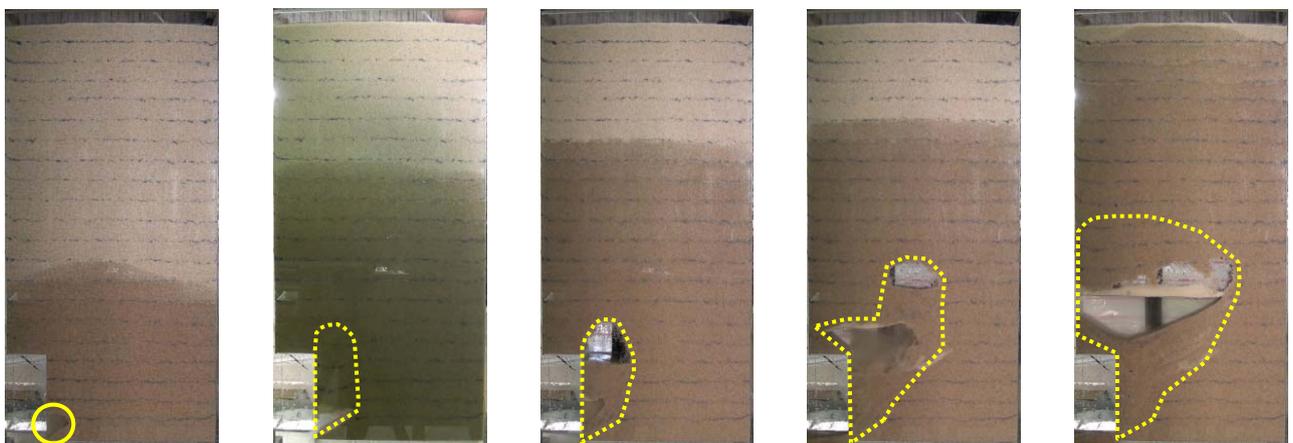
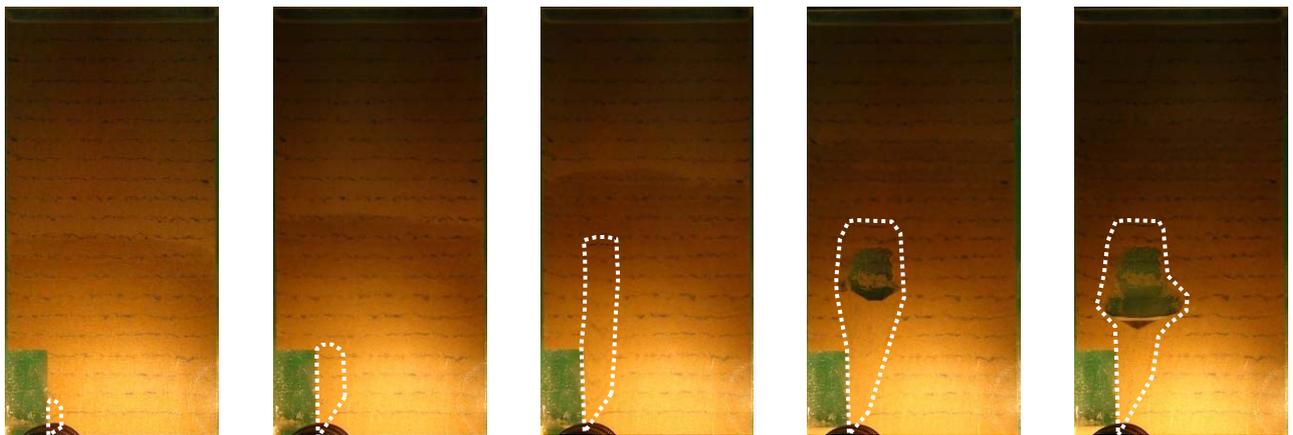


写真1 空洞・ゆるみ領域の発生・発達過程 (Case_1)



(a) Case_2



(b) Case_3

写真2 水頭差が空洞・ゆるみ領域の発生・発達に及ぼす影響

3.1.2. 水頭差による影響 (Case_1, Case_2, Case_3)

写真2に、水頭差が異なるケース (Case_1, 2, 3) における、3.1.1と同様な模型地盤に典型的な変化が観察された時点の様子を示す。表1より、Case_1の Tank_H および Tank_L の水頭差は 32cm, Case_2 の水頭差は 52cm, Case_3 の水頭差は 12cm である。全ケースにおいて Tank_L はい

ずれも基準面から $x=8\text{cm}$ の位置に設置し、水頭差の差異は Tank_H すなわち給水タンクの高さ y により設けている。写真1,2より、Case_1では4回目の排水 (位置L) を行う際に、空洞が発生しているのに対し、水頭差が大きい Case_2 では3回目の排水時 (位置L-3回目)、水頭差が小さい Case_3 では9回目の排水時 (位置L-9回目) にそれ

ぞれ空洞が発生している。また Case_1 では 9 回目の排水時 (位置 L-9 回目) に樋門上端部に空洞が発生するのに対し, Case_2 では 7 回目の排水時 (位置 L-7 回目), Case_3 では 14 回目の排水時 (L-14 回目) にそれぞれ空洞が発生するなど, Case_2, Case_1, Case_3 の順に空洞の発生・発達

が遅れていることがわかる。また, 模型地盤内への浸潤状況を比較すると, 同様な順に浸潤が遅れていることがわかる。以上より, 水頭差が大きいほど, 浸透および樋門周辺に発生する空洞発生・発達が早まることがわかった。

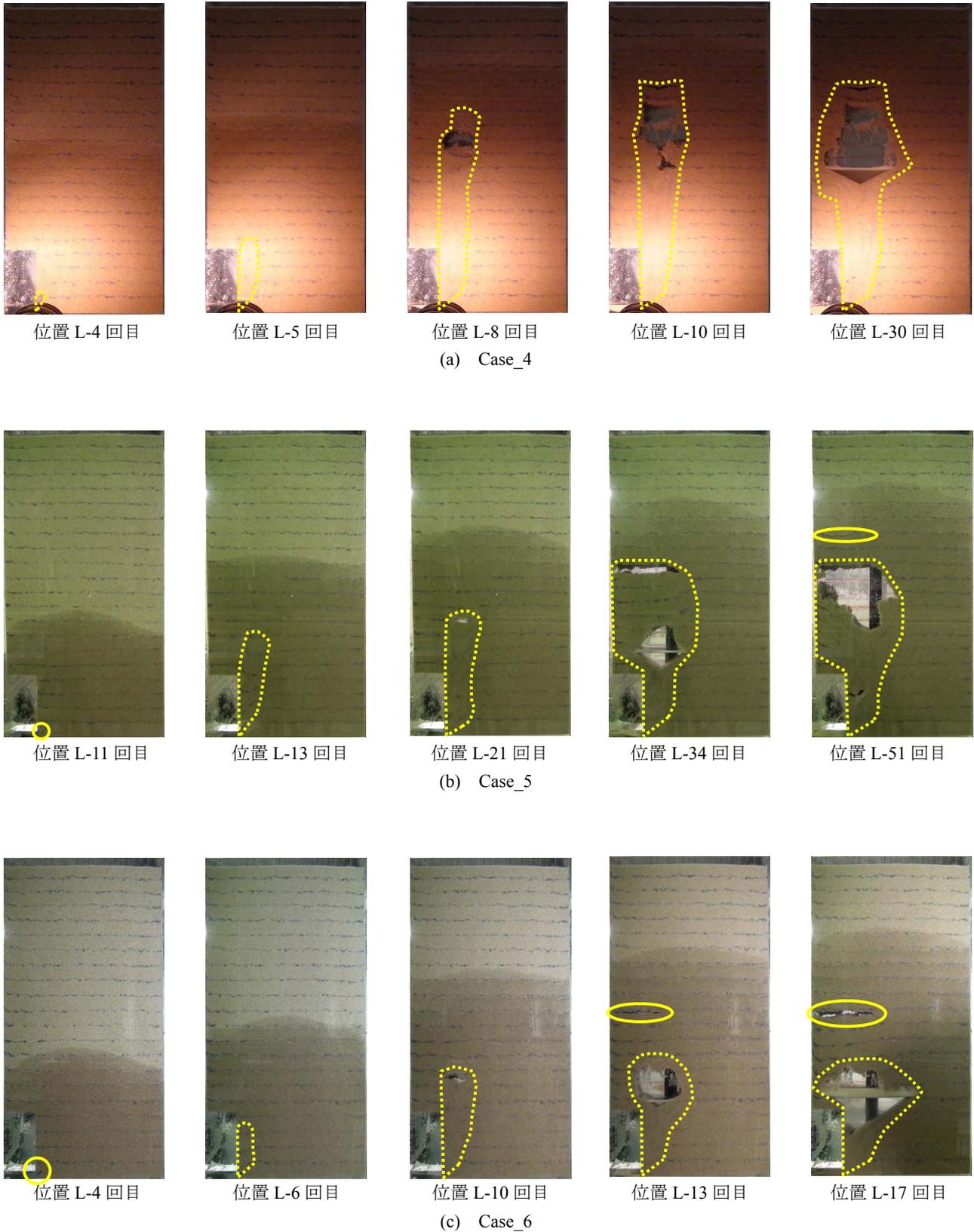


写真3 浸透時間が空洞・ゆるみ領域の発生・発達に及ぼす影響

3.1.3. 浸透時間（浸透条件）の影響（Case_1, Case_4, Case_5, Case_6）

写真3は、浸透時間が異なる4ケース（Case_1, 4, 5, 6）における、模型地盤に典型的な変化が観察された時点（3.1.1と同様）の様子である。なお、浸透時間とは位置H, Lにおける所要の時間Time_H, Lを示す。写真3より、浸透時間が異なっても、空洞の発達状況はほぼ同様であることがわかる。Time_H, LのいずれもCase_1の2倍であるCase_4は、空洞発達の進度はCase_1とほぼ同様であるが、樋門の上端部に発生する空洞の位置はCase_1より高くなった。一方、Time_H, LのいずれもCase_1の3分の1であるCase_5は、約3倍の給排水回数で空洞の発達が観察されている。また、Time_LのみCase_1の2倍としたCase_6の空洞発生・発達の進度はCase_1とほぼ同様であり、空洞が発生した位置に多少の違いが見られた。以上より、空洞の発達の進度にはTime_H（給水時間）が密接に関連している。

3.1.4. 土被りによる影響（Case_1, Case_7, Case_8）

写真4に、土被りが異なるケース（Case_1, 7, 8）における空洞の発生・発達過程を示す。写真1～3で見られたように、Case_1～6では土被りが比較的大きい32cmであるため、水頭および浸透時間によって多少の差異があるもの

の、空洞が地表面まで到達することはなかった。一方、写真4に見られるように、土被りをCase_1の4分の3としたCase_7においては、Case_1～6と同様に空洞が地表面までには到達していないが、土被りをCase_1の2分の1としたCase_8では、空洞が地表面まで発達し、地表面が大きく沈下する現象が見られた。以上の結果より、堤体内の樋門の位置関係によって、土被りが比較的大きい場合には、地盤内のアーチ効果により、地表面に変状が現れないまま空洞が存在している可能性が示唆される。

3.1.5. 初期空洞高による影響（Case_1, Case_9）

写真5に、樋門直下の初期空洞高が異なる両ケース（Case_1, 9）における空洞の発生・発達過程を示す。写真5より、初期空洞高がCase_1の2倍であるCase_9は、1回目の給水時（位置H-1回目）に、上向き浸透流により樋門境界部を侵食し、その後の1回目の排水時（位置L-1回目）に、ゆるんだ領域の試料土が多量に流失した。また3回目の排水時（位置L-3回目）に、樋門の上端部に空洞が発生し、Case_1よりも早い段階で空洞が発達していることがわかる。以上より、樋門直下の初期の空洞が大きいほど、浸透および樋門周辺に発生する空洞発生・発達の発達が早まることがわかる。

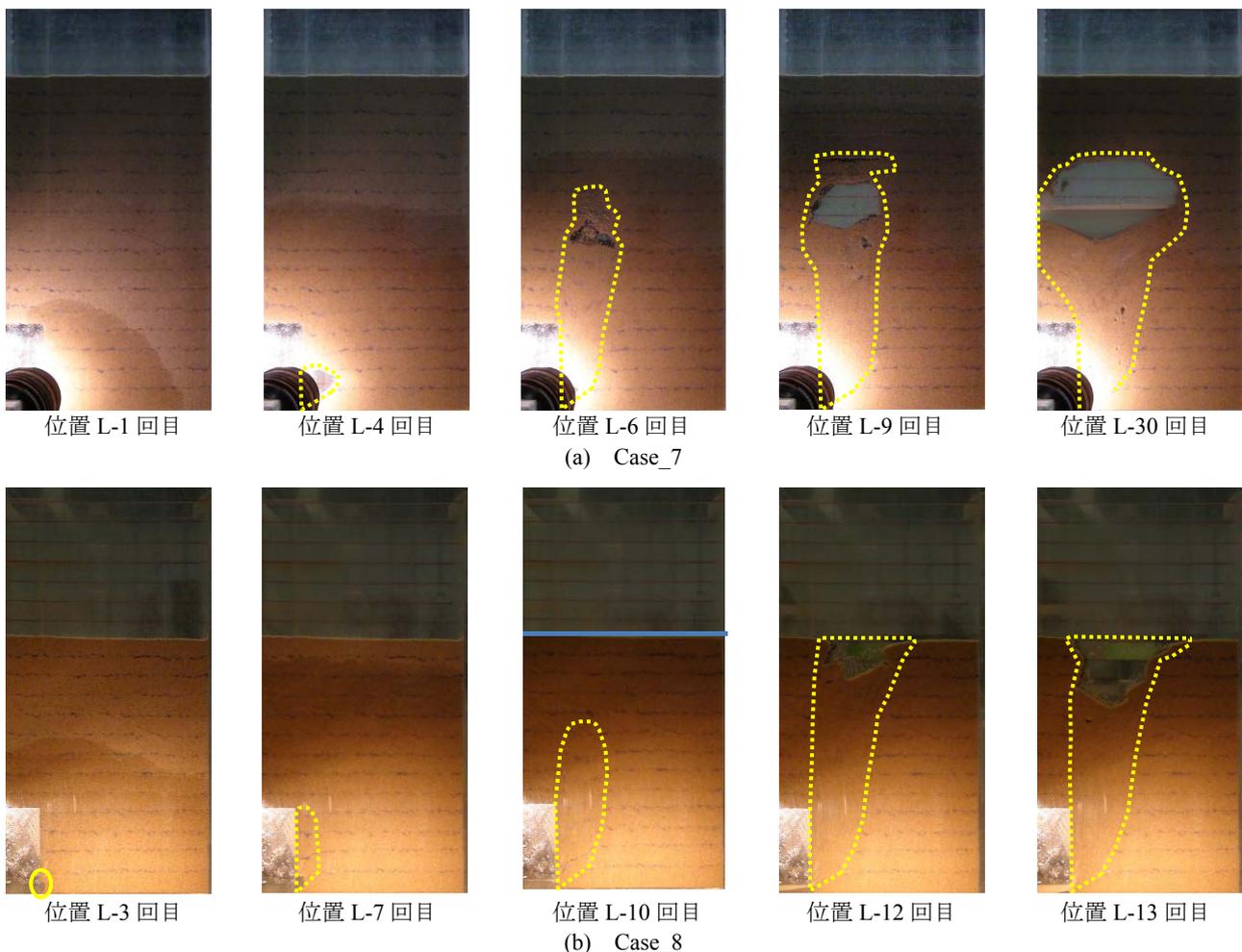


写真4 土被りが空洞・ゆるみ領域の発生・発達に及ぼす影響

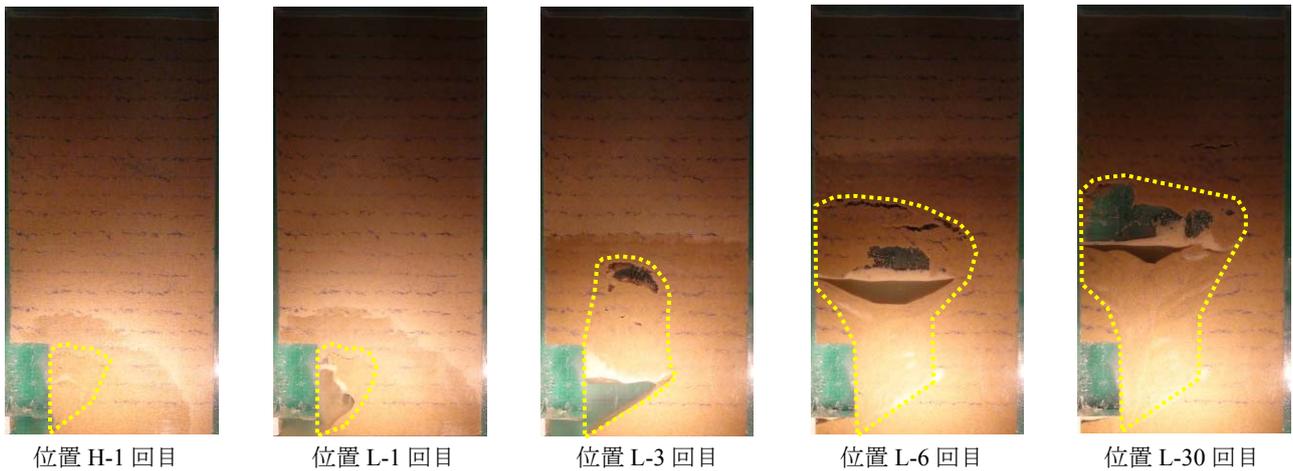


写真5 樋門直下の初期空隙高が空洞・ゆるみ領域の発生・発達に及ぼす影響 (Case_9)

3.2. 樋門周辺地盤の変位

本実験では、排水過程（位置 L での Time_L）において高速度カメラ（HAS-L1, Detect 社）を用いて樋門付近の土粒子の変位の状況を撮影した。さらに、撮影した画像に対して、PIV 法による画像解析を行い、排水過程における地盤の変位について詳細な検討を行った。図 5 に Case_7, 図 6 に Case_8 における典型的なモデル地盤の変位ベクトル (Vector_1, 2) をそれぞれ示す。この変位ベクトルは、排水過程における、代表とする 2 時刻を基点として 0.5 秒間の変形量から計算したものであり、図のベクトルの長さは、Case_7 においては実際の変位の 4 倍、Case_8 においては

10 倍に拡大して表示している。図 5, 6 より、排水に伴い樋門付近の土粒子は吸い込まれるように樋門下部の空洞部に向かって変位していることが分かる。さらに、空洞発生後、空洞上部の地盤も変位は小さくなるが、停止することなく、樋門下部の空洞部に向かって変位していく現象が見られる。また、排水過程の終了間近では、変位がおちつぐが、給排水の回数が増えるにつれて変位の発生は継続するようになるとともに変形の領域も拡大してゆく。これは給排水の回数が増えるにつれて浸潤領域が大きくなるからであり、樋門の境界部分における変位も大きくなる。

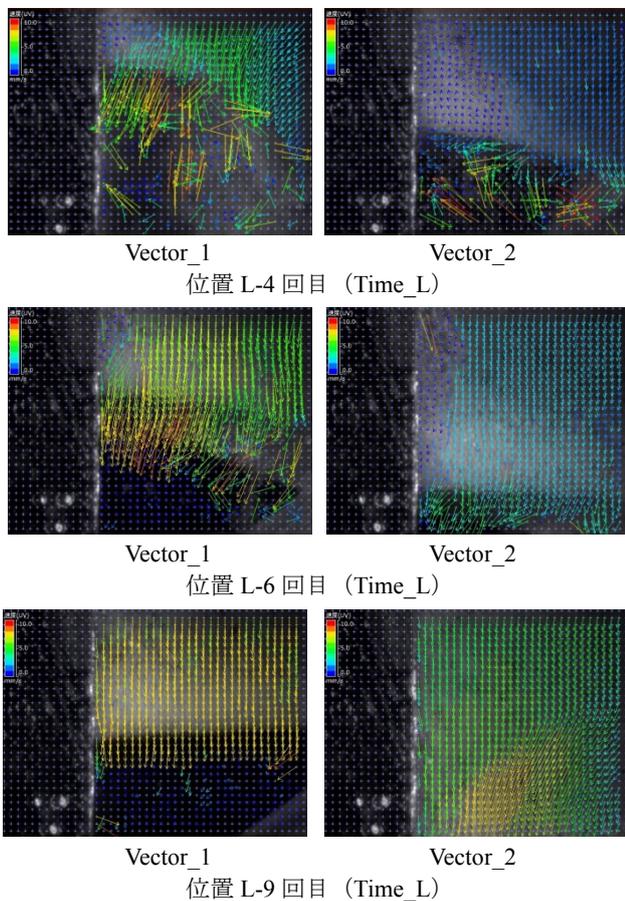


図 5 Case_7 の変位ベクトル

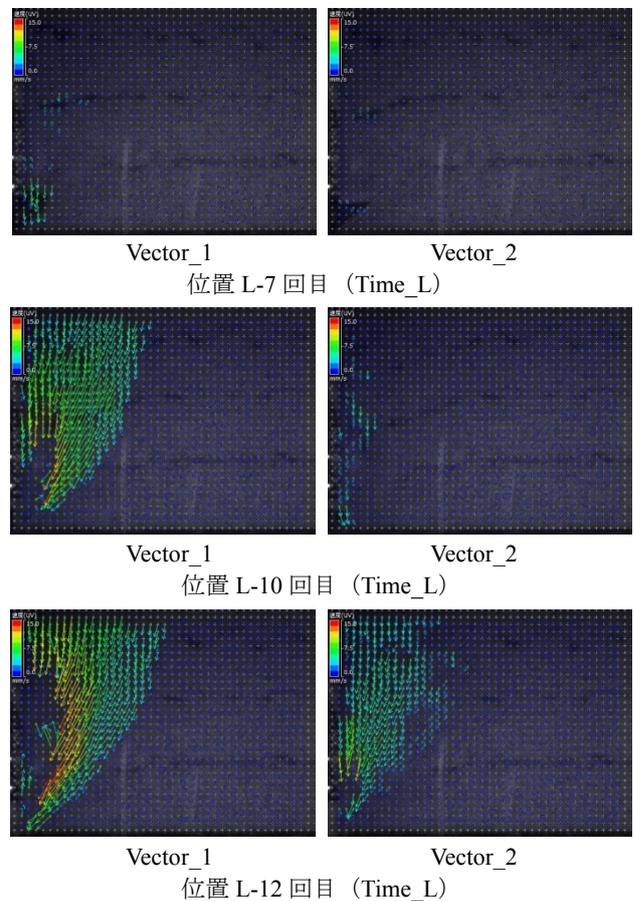


図 6 Case_8 の変位ベクトル

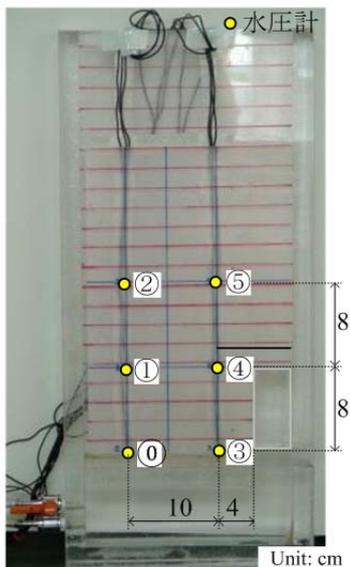


写真6 水圧計の設置位置 (装置背面)

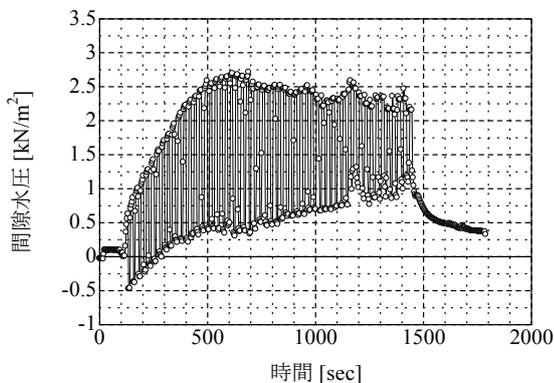


図7 間隙水圧の経時変化 (Case_1)

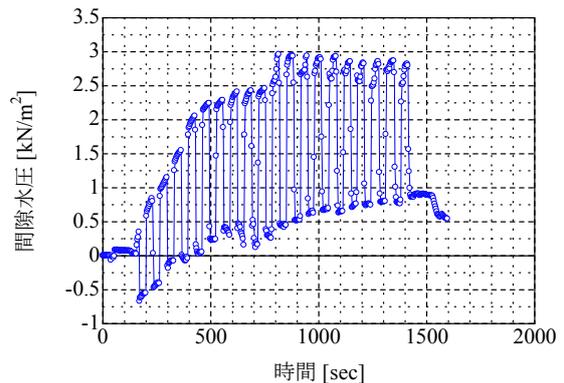


図8 間隙水圧の経時変化 (Case_5)

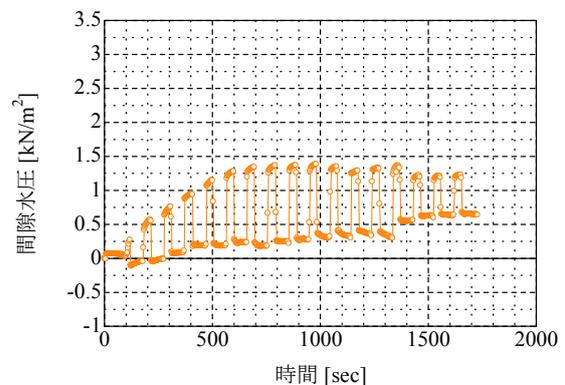


図9 間隙水圧の経時変化 (Case_6)

3.3. 間隙水圧の変化

本実験では、空洞の発生・発達に伴う間隙水圧の変化について検討するため、写真6に示す位置で間隙水圧の計測を行った。図7, 8, 9に、Case_1, 5, 6における樋門下部付近に作用する間隙水圧の経時変化をそれぞれ示す。いずれのケースにおいても、給水時には間隙水圧が高くなり、排水時には間隙水圧が急激に減少する。また、給水毎に間隙水圧は上昇するが、ある回数を超えるとその値は頭打ちになることが確認できる。これは、ある回数を超えると模型地盤内の水位はある一定の高さを保ち、ゆるみ領域・空洞も発達しなくなる観察結果と一致している。

4. まとめ

本実験では、樋門周辺の地盤に作用させる水頭を繰り返し変化させることにより、樋門周辺にゆるみ領域ならびに空洞が発生・発達する様子を観察し、そのメカニズムの検証を行った。以下に本実験で得られた知見を示す。① ゆるみ領域や空洞は、樋門下部の空洞部から樋門側面部、そして地盤上部に向かって、垂直方向に発生・発達し、樋門直上の地盤まで拡大する。② 空洞は主に排水過程 (低水位 (位置 L) 時) において発生する。樋門周辺の地盤に下向き (樋門下部空洞方向) の浸透圧が作用することにより、

樋門周辺地盤は下部空洞に吸い込まれるように変位する。③ 給水過程 (高水位 (位置 H) 時) においても、空洞が若干拡大する現象が見られるが、これは地盤が給水により飽和され、有効拘束圧が低くなったためだと考えられる。④ 高水位時に樋門側面部の地盤の有効拘束圧が最も低くなる時、その部分の土試料が侵食を受け、その後の低水位時にゆるんだ土試料が流失し、樋門付近の空洞が拡大する様子が観察できた。⑤ 水頭差が大きいほど、樋門周辺に発生する空洞の発達が早い。⑥ 給排水時間が長いほど、樋門周辺に空洞の発生・発達が早まる。⑦ 土被りが低い場合には空洞は地表面まで発達する。⑧ 樋門直下の初期の空洞が大きいほど、浸透および樋門周辺に発生する空洞発生・発達の発達が早まる。

今後、ゆるみ領域・空洞の寸法および変形に関する定量的評価手法の確立など、実験方法や実験条件の問題点を改善しつつ、模型地盤の粒度組成や間隙比、浸透条件などの影響について更なる検討を行う必要がある。

参考文献

- 1) (財) 国土技術研究センター編：柔構造樋門設計の手引き、山海堂、1998.
- 2) 中島秀雄：図説 河川堤防、技報堂、pp.206-210、2003.

浸透破壊を対象とした進行性メカニズムの評価に関する研究 Study on evaluation method of progressive seepage failure

杉井俊夫¹, 梅基哲矢², 山田公夫³, 名倉 晋⁴

1 中部大学工学部 nanto@isc.chubu.ac.jp

2 中部大学大学院工学研究科

3 中部大学

4 中日本航空株式会社

概 要

本研究は、古くて新しい浸透破壊について進行性の破壊というキーワードから検討を行っている。これまで、クイックサンドやパイピングといった浸透破壊は動水勾配（局所動水勾配）という考え方で考えられてきた。しかし、実地盤においての浸透破壊は進行性の破壊が考えられ、動水勾配のアプローチでは進行性メカニズムを説明する上で困難である。そこで本研究では、実流速として取り扱うことで粒子レベルの移動する限界流速の利用を試みている。とくに、地盤工学における限界流速と水工学における限界掃流力の違いの言及、実務で重要となる混合粒径の場合の安全性の照査を行う上で、調和平均径 D_w の利用と Kenney のフィルター材の安定指標を用いた不安定粒度分布の考え方の利用の妥当性について実験結果から示すとともに、浸透破壊を限界流速で評価することの有効性を示している。

キーワード：浸透破壊，限界流速，粒度分布，進行性破壊

1. はじめに

平成 24 年 7 月 14 日矢部川中下流部では、ほぼ全川にわたり計画高水量を超える出水となり、矢部川本川堤防において浸透による漏水や、陥没が生じる等、計 18 カ所で堤防被災が生じた。特に、直轄管理区域の右岸 7.3k 付近において堤防が基礎地盤のパイピングを原因とした破堤を生じ、社会的にも強い関心を集めた。東海地方では、昭和 51 年 9 月の長良川の破堤が、越水無き破堤として多くの方々記憶されている。

浸透破壊とは、間隙水圧の上昇による有効応力の喪失による土の破壊をします。したがって広義でいうと河川水または降雨が堤体内に浸透し、堤体土のせん断抵抗力を越えたすべり破壊（せん断破壊）が含まれるが、一般にクイックサンドやパイピングと呼ばれる狭義の意味でつかわれることが多い。浸透破壊現象は、(1)Heave, (2)Piping, (3)Internal erosion に分類されるように種々の呼称がある¹⁾。狭義の浸透破壊現象について、河川堤防では、鉛直並びに水平方向の局所動水勾配や G （被覆土層の重量）/ W （被覆土層底面に作用するよう圧力）の指標によって安定性照査が行われ、浸透破壊に対して動水勾配（局所動水勾配）という考え方で考えられてきた。動水勾配は、土塊としてのつり合いを見ており、土粒子が少しずつ流出する進行性の破壊メカニズムを説明することは困難である。動水勾配と

いう考え方に対して限界流速がダムの分野から用いられてきた。Justin²⁾ は様々な粒径の粒子が動く場合の限界流速を理論式として提案した。しかし、この式は、理想的な単一粒子の運動則を表すもので、土粒子周りの小さな渦、平均粒径などから外れた微粒子の不安定性などが無視されたものであり、多くの研究者らの実験値より大きく、乖離がみられた。さらに、水理学では限界掃流力からなる限界摩擦速度という考え方があるが、Justin 式のように過大評価となり、実験データと大きくかけ離れ、限界流速の考え方に疑問を持つ河川研究者、技術者も多い。

本研究は、こうした問題に対し、地盤工学における限界流速と水工学における限界掃流力の違い、また浸透破壊のような進行性破壊の現象を評価する上で限界流速の有効性を示すとともに、粒子レベルの移動を評価する技術について示すものである。

2. 限界流速と限界摩擦速度

2.1 限界流速

1)限界流速からの粒子移動に対するアプローチ

限界流速の考えは、1923 年に Justin によって提唱された²⁾。多くの研究者がこの式の実験的な検証を試みたが、Justin 式は乱流域における単一粒子の移動を想定した式であるため、実地盤や実験で得られる値と大きく異なり、

表 1 浸透破壊における限界流速

提唱者	限界流速式
Justin (1923)	$v_c = \sqrt{\frac{2}{3}g(Gs-1)d}$ ここに、 v_c :限界流速、 g :重力加速度、 Gs 土粒子の比重、 d :土粒子径
Koslova	$v_k = 2.6d^2 \left(1 + 1000 \frac{d^2}{D^2}\right)$ ここに、 v_k :流速、 D :平均粒径
大野ら (1984)	均等径の場合 $v_p = 2.25d^{1.94}$ 混合径の場合: 粒度分布 20 から 30% 粒径に対する限界流速 v_{pc} :限界流速
流動化 開始速度	$v_l = \frac{\phi_c}{180\eta} \frac{n^3}{1-n} g(Gs-1)D_v^2$ ここに、 v_l :流動化開始速度、 ϕ_c : Carman の形 状係数 (球の場合 1)、 D_v : 等体積相当 粒子径(cm)、 n : 間隙率、 η : 動粘性係 数(cm/s)、

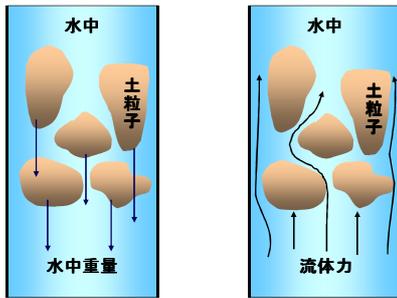


図 1 干涉沈降速度(左)と多粒子限界流速(右)

過大評価になる。また、Koslova の実験式は混合粒径試料の限界流速として Justin 式に比べ過大評価の割合が少ないが、危険側の値を示し合理的とはいえず、さらに着目する粒径 d や平均粒径をどのように扱うかについても曖昧な点がある³⁾。大野らは実験式を導いており、混合径の場合には、20 から 30% 粒径を用いている⁴⁾。これらの限界流速式いずれも独立した単一粒子の移動開始速度を考えており、周りに存在する粒子の影響を考慮していなかった。実地盤では粒子は粒子群を形成しており、粒子間を流れる水の流れは周辺粒子の存在により抵抗を受け、独立した単一粒子の周りの水の流れと異なることは明らかである。一方、粉体工学の分野では、固定層から流動層へ遷移する際の限界となる流速を流動化開始速度と定義している。これは、粒子層の水中重量と層内における流体の圧力損失とのつり合いから導かれており、Terzaghi 式と同義である。

著者らは、沈降速度式で用いられる干涉沈降速度の考え方を援用し、多粒子限界流速を提案してきた^{2),5)}。干涉沈降速度は粒子群を形成していることから単一粒子の沈降流速に粒子間の干涉を考慮した補正 (Richardson⁶⁾ の補

正值)を用いることにより計算される。また、単一粒子の沈降流速は抵抗係数 C_D を用いて計算できるが、繰り返し計算などの煩雑さから、半理論式であるが適用範囲も広く精度も高い Rubey の砂粒の沈降速度⁷⁾より求める。Rubey の式は、層流域から乱流域まで一つの式で計算できる利点もある。Rubey の式を変形して示した (式(1))。

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

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

図 1 に示すように、Richardson の多粒子干涉沈降速度による土粒子と水の相対速度を浸透破壊発生時の限界流速(多粒子限界流速)とすることで周辺粒子の干涉を考慮した²⁾。

$$v_n = n^{1/m} \cdot v_c \quad (2)$$

しかし、Richardson の干涉沈降速度の補正係数(1/m)を式(3)に示す⁶⁾。なお、1/m は Reynolds 数によって決まる補正係数である。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{Re} < 0.2 & \text{のとき } 1/m = 4.65 + 19.5 \cdot d/D \\ 0.2 < \text{Re} < 1.0 & \text{のとき} \\ & 1/m = (4.46 + 17.6 \cdot d/D) \text{Re}^{-0.03} \\ 1.0 < \text{Re} < 500 & \text{のとき } 1/m = 4.45 \text{Re}^{-0.1} \\ 500 < \text{Re} < 7000 & \text{のとき } 1/m = 2.39 \end{array} \right\} \quad (3)$$

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

2) Terzaghi の限界動水勾配から求める限界流速式

鉛直一次元浸透破壊実験での Terzaghi の限界動水勾配 (式(4)) は、均等粒径試料の豊浦砂やガラスビーズで広く確認されている。しかし、その誘導は土塊として力のつり合いで考えられてきた。ここで、透水係数を精度よく表現できる実験式の Kozeny 式を用いて限界流速式を導くことを試みた。式(4)の Terzaghi の限界動水勾配と式(5)の Kozeny 式⁸⁾をダルシーの法則を用い流速を求め、また間隙率で除して実流速にすると、限界流速式 (7) が得られる。

$$I_{cr} = \frac{Gs-1}{1+e} = (Gs-1)(1-n) \quad (4)$$

ここに、 Gs :土粒子の比重、 e :間隙比、 n 間隙率を示す。

$$k = \frac{\rho_w}{\mu} C_k \frac{e^3}{1+e} D_s^2 \quad (5)$$

ここに、 ρ_w :水の密度、 μ :粘性係数 (cm²/s)、 C_k :形状係数 (きわめて角張った砂で 1.0、角のある石英質砂で 2.3、丸まった揃っている川砂 3.6)⁹⁾、 D_s :代表粒径を示す。

$$v = ki = \frac{\rho_s - \rho_w}{\mu} C_k \frac{e^3}{(1+e)^2} D_s^2 \quad (6)$$

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

$$v_T = v/n = \frac{\rho_s - \rho_w}{\mu} C_k \frac{e^2}{1+e} D_s^2 \quad (7)$$

ここで、代表径 D_s をいくつにとるかであるが、粒径に対する限界流速を計算するというので、均一粒径として計算することとした。

2.2 限界限界掃流力 (限界摩擦速度)

水理学には、河床の砂礫を箒のように掃く、押し流そうとする力「掃流力」や対応する「摩擦速度」という考え方があり。河床砂が移動している場合の流れは、掃流と浮流に大別され、前者は砂粒が河床を転動、滑動などしながら移動するもので掃流力の直接の作用で、後者は乱れの拡散作用によって断面全体を浮流しながら輸送されるものと考えられている。式(7)は、摩擦速度 u_* 、掃流力を示す¹⁰⁾。

$$u_* = \sqrt{\tau_0 / \rho} \quad (8)$$

$$\tau_0 = \rho_w g R I \quad (9)$$

ここに、 R : 径深 (断面積/潤辺、普通の河川では水深 h)、 I : エネルギー勾配 (水路勾配) である。本研究では最もよく使われている岩垣の式¹¹⁾ (式(10)) を使用した。

岩垣の限界摩擦速度 u_{*c}

$$\left. \begin{aligned} d \geq 0.303\text{cm} & : u_{*c}^2 = 80.9d \\ 0.118 \leq d \leq 0.303\text{cm} & : u_{*c}^2 = 134.6d^{31/32} \\ 0.0565 \leq d \leq 0.118\text{cm} & : u_{*c}^2 = 55.0d \\ 0.0065 \leq d \leq 0.0565\text{cm} & : u_{*c}^2 = 8.41d^{11/32} \\ d \leq 0.0065\text{cm} & : u_{*c}^2 = 226d \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

ここに、 d : 砂の粒径 である。

2.3 限界流速と限界掃流力の違い

これまでに示した流速式と粒径の関係を図 2 示す。また、これまでに室内実験で得られた浸透破壊実験の結果^{5),12),13)}を合わせて示す。

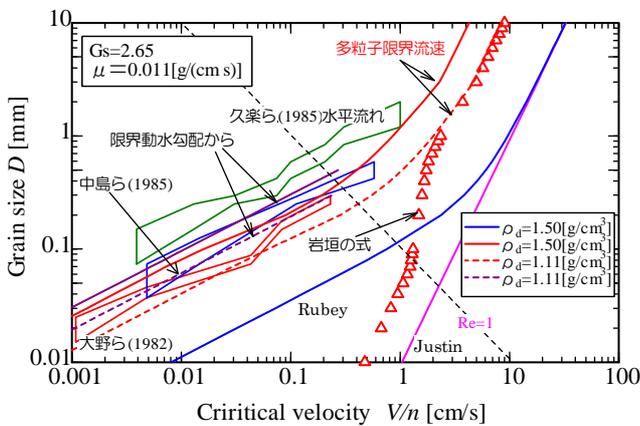


図 2 各種限界流速および実験値と限界摩擦速度

多粒子限界流速は、微妙に湾曲しているようになっているが、Reynolds 数による係数 $1/m'$ の関係による。Terzaghi 式から導いた限界流速式は多くの研究者らの実験値と同じ傾きであり、両式は良く説明できていると考えられる。

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

岩垣の限界摩擦速度および久楽らの実験結果は水平方向が卓越する流れを対象としており、それ以外は鉛直方向の一次元流れである。限界摩擦速度と実験結果をみると卓越する流れの方向によっても異なるが、大きく乖離しており、現象が異なることが推察される。しかし、土中の限界流速を表現できる多粒子限界流速式と岩垣の限界摩擦速度式が $\rho_d=1.11\text{g/cm}^3$ の乱流域で一致することは、大変興味深い。岩垣の論文によると、30 秒間に何個の砂粒が移動するなど計測している。また、0.1mm 以下の実験値がないので信頼性についてかけることを述べている。久楽らの実験結果は水平方向が卓越する流れを対象としており、粒径が大きいものにおいては、岩垣の式と同じ値になることが考えられる。水平流が卓越する現象は、まさに堤防下部のような水みちの拡大に影響することが考えられ、重要な検討課題である。

3. 混合粒径の浸透破壊

混合砂礫の限界掃流力で問題になる点を、岩垣は 2 点挙げている¹¹⁾。(i)いかなる粒径のものが動き始める時を持って限界とするのか。(ii)実験して得られた限界掃流力は平均粒径に対応する一様粒径 (均等粒径) の場合の限界掃流力より大きいのか、小さいのか、である。限界流速においても確かに、同じ課題がある。

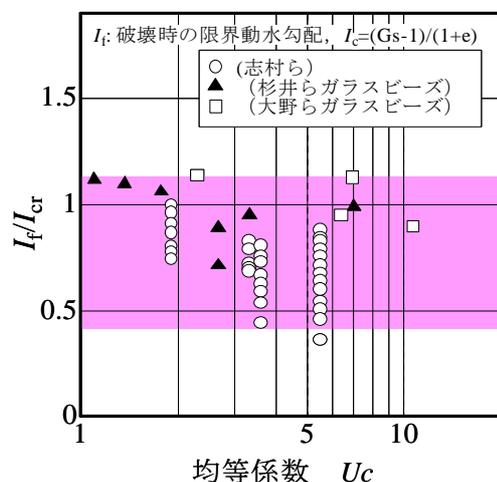


図 3 均等係数と限界動水勾配のバラつき¹⁴⁾

図 3 には、鉛直一次元浸透破壊実験のデータを破壊時の動水勾配を理論値の比で、均等係数別に整理した図である。これによれば、均等係数が 5 付近を中心小さな値で破壊が発生している可能性がわかる。このことは、移動可能な粒子が供試体内ですでに移動し始め、目詰まりにより局部的に動水勾配が高くなって破壊に至ったのではないかと考察された。また、均等係数が大きくなると粒子移動が少ないまたは、目詰まりしにくく平均動水勾配に近くなることも考えられる。岩垣が述べたように、流速の場合にはどの粒子に視点を与えるかができる、一方、土の大きさの粒径を考えれば、適切なのが永久のテーマになる。そこで、本研究は、Kenney のフィルターの安定理論¹⁵⁾を用いることとした。前項 2. では、浮上、移動し始める流速（または有効応力が喪失する流速）を求める式を提案してきた。ここでは、限界流速に達した粒子が、移動できる間隙空間を有するかについて検討した。

3.1 浸透水圧を受ける上で不安定な地盤

1) 移動可能な土粒子と拘束土粒子

外力として限界流速を受けた土粒子は、すべて移動するとは限らない。周辺粒子が形成する間隙スペースがなければ拘束されたままとなる。したがって、移動可能な土粒子を区別するためには間隙径情報が必要となる。透水係数を用いて平均間隙径などを得ることができるが、平均値ではなく、間隙径の分布が必要となる。著者らは間隙径分布の計測を行ってきたが、実務に使用するには多くの課題がある。そこで、Kenney のフィルター安定指標を用いることとした。

2) Kenney のフィルター安定指標の導入¹⁵⁾

フィルターシステムを幾何学的な観点から、Kenney らは粒径の 4 分の 1 の粒子径が流動する可能性をあることを求めている。Kenney らは図 4 に示すような球が密に接した場合による間隙内に生じる球状の空間の直径を Constriction size (間隙のくびれの径のサイズ) D_c として求めている。以上の考え方を踏まえて Kenney らは、ある層内において、注目する粒子径 D の粒子の安定性、不安定性の評価を行うとき、図 5 に示すように、粒度分布において粒子径 D 以下の粒子の含有率の合計 F と粒子径 $D \sim 4D$ の粒子の含有率 H との比較を行う。図 6 に示すように、 $H/F = 1$ を境として $H/F \geq 1$ においては安定、 $H/F < 1$ においては不安定となる可能性を有すると判断し、 $H/F < 1$ の領域の粒子は流出する可能性があるとしている。

また、図 7 に示すように、限界流速に達した粒子で移動可能な粒子が存在する場合、供試体の最小くびれ径より小さいものは、供試体から流出、最小くびれ径より大きな粒子は、供試体内に留まり局所的な目詰まり層を形成することが推察される。

3.2 鉛直一次元浸透破壊実験の整理

これまで実施してきた鉛直一次元浸透破壊実験の結果を用いて混合粒径試料の場合の浸透破壊の発生について

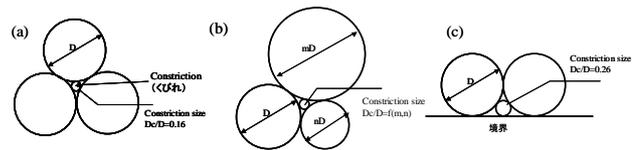


図 4 球の密な集合による間隙のくびれ

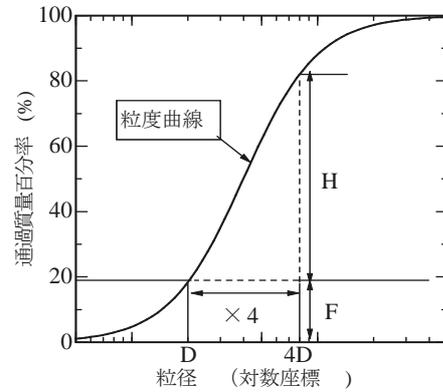


図 5 F と H の考え方

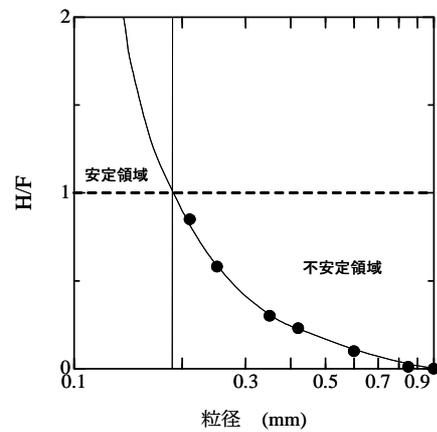


図 6 H/F による安定・不安定領域の決定

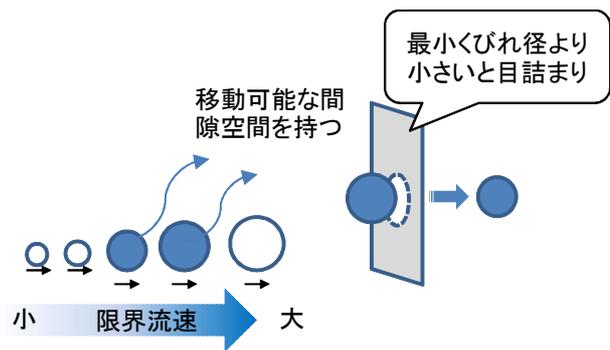


図 7 限界流速に達した粒子の移動のイメージ

整理することとした。

1) 鉛直一次元浸透破壊実験の概要⁵⁾

使用した実験装置を図 8 に示す。内径 8 cm、長さ 32.5 cm の透明アクリル管を用い、試料の上下の水頭差を圧力計で計測、動水勾配を求め、流量計から透水係数を算出した。また、浸透破壊の発生時を著者らのこれまでの研究から表面膨張開始時（試料長さの変化開始時）としており、レーザー変位計を使って試料の膨張時を計測した。混合試料の場合は、試料セット時に分級しやすいため、内径 2.5 cm、

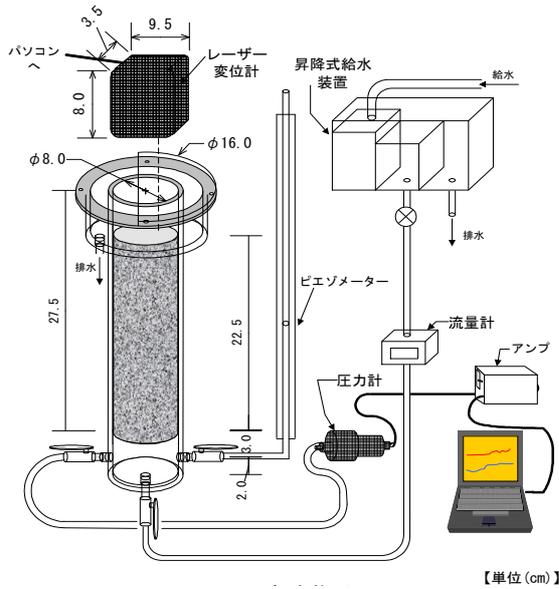


図8 鉛直一次元浸透破壊実験⁵⁾

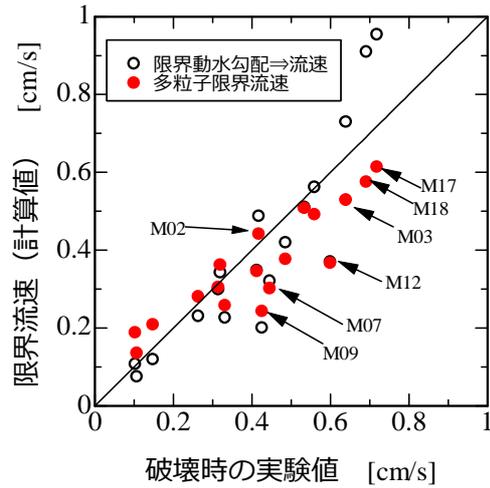


図10 破壊時の流速と限界流速の比較

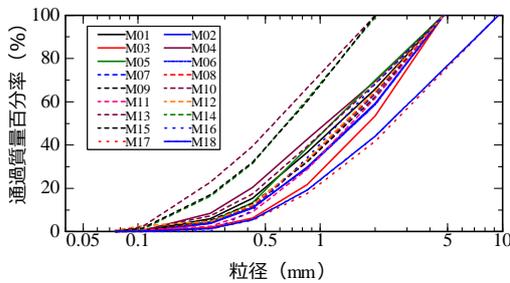


図9 混合粒径試料の粒度分布

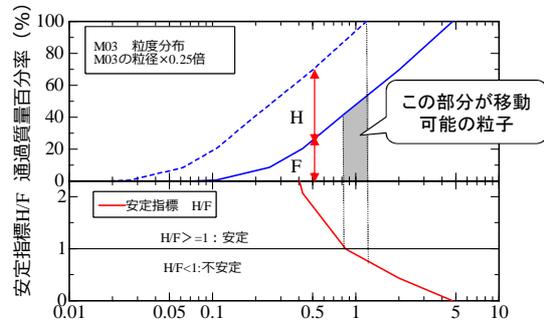


図11 粒度分布に不安定領域を持つケース (M03)

長さ 40 cm の筒に試料を予め入れて水中内で締め固めるようにした。また、用いた粒度分布を図9に示す。

2)浸透破壊発生時の限界流速

破壊時の流速を間隙率で除した実流速と先の Terzaghi の限界動水勾配と Kozeny 式から算出した限界流速, 多粒子限界流速の値を計算した。なお, 計算に用いたのは D_w (質量頻度基準の調平均径) 式 (11) を用いた¹⁶⁾。

$$D_w = \frac{1}{\sum_{i=1}^n (P_i/D_i)} \quad (11)$$

ここに, P_i : ある粒径範囲 i に含まれる質量含有率 [%]

D_i : 質量含有率 P_i における中間径 D_i [mm], 全質量含有率を 10 分割 ($n=10$) している。

図10に, 結果を示す。

これより, 概ね実験値と2つの限界流速が一致していることがわかる。なお, 限界動水勾配から求めた流速では, 破壊時の流速が大きい(粒径が大きくなるほど)大きな値となるため, 危険側の指標となることがいえる。その他, 多粒子限界流速を含め, 一致あるいは安全側といえよう。なお, 安全側(計算値より大きな値)で破壊した例(M03, M07, M09, M12, M17, M18)について Kenney の安定指標について調べてみたところ, いずれも H/F の指標が1を切る

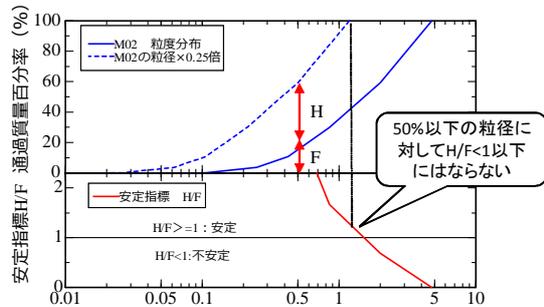


図12 粒度分布に不安定領域を持たないケース (M02)

粒径が存在することがわかった。図11に不安定と評価されたケースの M03 と図12に安定粒度とされた M02 の分析結果を示す。M03 の D_w は 1.21mm であり, 0.8~1.2mm の付近の粒径が限界流速に達して内部の粒度分布が再構成されたものと考えられる。一方, M02 は粒子移動が生じず, $D_w=0.96mm$ の限界流速に達した際に破壊したものと推察される。以上のことから, 混合粒径の場合には, 調平均径 D_w の限界流速を用いるが, 不安定な粒度分布の場合には, 評価結果と異なることが予測されるといえる。しかし, 推定される限界流速より大きくなるか, 小さくなるかについては, 内部の土粒子移動を含めた破壊の進行性を,

層に分けて考えるといったさらなる検討が必要と考える。

4. おわりに

浸透破壊について進行性メカニズムという観点から評価する上で、限界流速の有効性について著者らが行ってきた実験結果をもとに再整理し検討を行ってきた。ここに、得られた知見をまとめる。

- 1)限界流速と水工学での限界摩擦速度は、流向が違う点もあるが、掃流を中心とした力のつり合いを考えており、土中のような層流域での浮流に対応した速度と異なることを示した。
- 2)岩垣の限界摩擦速度は、限界流速の乱流域において、乾燥密度が $\rho_d=1.1\text{g/cm}^3$ 程度でほぼ一致することがわかり、乱流域においては流向の影響が小さくなることが考えられた。
- 3)Terzaghiの限界動水勾配とKozenyの透水係数式を用いて限界流速を算出した結果は、他の研究者らの実験を含めて説明できることがわかり、間隙比が大きくなるほど限界流速が大きくなることを示した。
- 4)多粒子限界流速式は、Terzaghiの限界動水勾配とKozenyの透水係数式を用いた限界流速よりも、乱流域についても適用できる範囲が広いことを示した。
- 5)水平流れが卓越するような場合の限界流速については、今回検討できなかったが、鉛直流れが卓越する場合より、破壊時の限界流速は小さくなる点については、2)で述べたように限界摩擦速度の考えが参考になると考えられる。
- 6)実地盤のような混合粒径の場合の限界流速の算定では、調和平均径(D_w)の利用することで、概ね評価できることが分かった。しかし、Kenneyの不安定粒度について調べることで、推定値と異なることが明らかとなった。今回の実験では、推定値より大きな流速で破壊しているデータしかないので、さらなる粒度分布による層別の検討が必要と考えられた。

謝 辞

本研究は、科学研究費基盤C(代表 山田公夫)、中部大学特別研究費Aの補助を受けました。また、実験においては、

本研究室の学生のご協力を得ました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 杉井俊夫・佐藤健・宇野尚雄・山田謹吾：浸透破壊の発生プロセスと土の非均質性，土と基礎，Vol.37, No.6, pp.17-22, 1989.
- 2) Justin,J.D : The Design of Earth Dams, Trans of ASCE.Vol.87,pp.49~54,1923.
- 3) 土質工学会：土質工学会土質工学ハンドブック改訂編集委員会編,土質工学会,pp.1222~1223.1982.
- 4) 大野睦雄・山崎弥・トラデック・フィオン：砂のパイピング特性に関する実験的研究(続),間組研究年報,pp.33~40,1984.
- 5) 杉井俊夫・山田公夫・中島賢：多粒子限界流速を用いた地盤の浸透破壊メカニズムに関する研究，地盤の浸透破壊のメカニズムと評価手法に関するシンポジウム論文集, pp.123-128, 2002.
- 6) Richardson, J. F., et al. : Sedimentation and Fluidisation, Trans. Instn. Chem. Engrs., Vol.32, pp.35~53, 1954.; Vol.38, pp.33~42, 1960.; Vol.39, pp.348~356, 1961.
- 7) Rubey, W. W. : Settling Velocities of Gravel, Sand, and Silt Particles. , American journal of science, Vol.25, pp.325~338, 1933.
- 8) 久保田敬一・河野伊一郎・宇野尚雄：透水設計へのアプローチ，鹿島出版会，p.75~79, 1976.
- 9) 8)と同じ，p.76
- 10) 荒木正夫・椿東一郎：水理学演習(下),pp.185-194, 1962.
- 11) 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.
- 12) 久楽勝行・吉岡淳・佐藤正博：水平方向浸透流下における砂地盤の π 化 π について，第20回土質工学研究発表会，pp.1483~1484, 1985.
- 13) 中島秀雄・松原幹夫・飯島豊：X線写真を利用した π 化 π 現象の観察(第一報)，第20回土質工学研究発表会，pp.1479~1482, 1985.
- 14) 杉井俊夫・山田公夫・名倉晋：限界流速からみた浸透破壊の発生と進行，地盤工学会誌，Vol.57, No.9, pp.26-29, 2009.
- 15) Kenney, T.C.et.al : Controlling Constriction size of granular filter, Can. Geotech.J.22, pp.32-43, 1985.
- 16) 藤田重文・東畑平一郎：化学工学II，(株)東京化学同人，pp.7~15, pp.27~31, 1972.

詳細数値標高モデルと GIS を用いた山岳道路盛土の抽出

Extraction of embankments on mountain roads utilizing the digital elevation model and GIS

沢田和秀¹，森口周二²，田中貴大³，浅野憲雄⁴，岩田麻衣子⁵

1 岐阜大学・流域圏科学研究センター・sawada@gifu-u.ac.jp

2 東北大学・災害科学国際研究所

3 愛知県

4 中部大学

5 岐阜大学・工学部・社会基盤工学科

概 要

本研究では、机上でのスクリーニングを目的として、数値標高データ (DEM) を用いて山岳道路盛土を抽出する方法を提案した。実際に存在する山岳道路を対象とし、ロジスティック回帰分析を用いて、DEM から得られる地形情報を説明変数として構築した抽出モデルの的中精度を確認した。その結果、構築したモデルは高い精度で道路盛土を抽出することができることを確認した。特に、谷側傾斜角が最も必要な説明変数であることを明らかにした。同時に、補強土や擁壁については提案した方法では取り扱いが難しく、今後の課題として残された。解決すべき課題はいくつか残されているが、DEM の地形情報のみから、山岳道路盛土を抽出する手法の有効性を示すことができた。

キーワード：山岳道路盛土，ロジスティック回帰分析，数値標高モデル

1. はじめに

2004 年新潟県中越地震，2007 年能登半島地震，2011 年東北地方太平洋沖地震などでは、道路の盛土部の崩壊や変状が数多く発生している¹⁻³⁾。地震時の道路盛土に関する崩壊の危険性は、以前から指摘されているが、道路ネットワークを構成する橋梁などの他の構造物と比較して、耐震性能評価や耐震対策が遅れている。この理由として、耐震性の向上や確保を復旧の容易性として認識してきたこと⁴⁾に加え、地盤材料のバラツキに起因する設計の難しさ、連続した線構造物であるがための評価や対策の難しさなどが挙げられる。

近年では、道路盛土の危険度評価や設計法に関する数多くの研究成果⁵⁻⁷⁾が報告されているが、これまでに行われてきた研究は、道路盛土の位置情報、断面形状、地質などの詳細情報が整備された時点 (設計または施行) での条件を用いているものが多い。高速道路や国が管理する国道などの重要な道路は、設計時の情報が保存されているため、先述の技術の適用が可能であるが、ローカルな地域の生活を支えるような県管理道や市町村道については、管理すべき情報自体が存在しないケースも少なくないため、先述したような、これまでに高度化された技術の適用が難しい場合もある。特に、危険度評価が早急に必要と考えられる構築時期の古い道路でこの傾向は顕著である。つまり、危険

度評価の前段階として、情報のデータベース化が大きな問題であり、道路の中で盛土部の位置情報を確認するだけでも、多くの時間と費用を要する。

このような背景のもと、本研究では、近年様々な用途に利用されている数値標高モデル (Digital Elevation Model : 以下、DEM と記す) と地理情報システム (Geographic Information System : 以下、GIS と記す) を用いて、机上データのみで山岳道路に存在する盛土部分を抽出する手法の構築を試みた。盛土を抽出したあと、地震に対する耐震性等の危険度評価をすることになるが、本研究では、DEM を用いて、机上で盛土を取りこぼしなく抽出できる方法を提案する。岐阜県が保有する 2m メッシュの密度を持つ高精度 DEM を用いて、山岳道路の道路横断面に関する情報を数値化し、盛土部を抽出するためのモデルを構築し、その有効性について検討した。また、補強土盛土や擁壁の存在が抽出精度に与える影響についても確認した。

2. DEM と道路盛土抽出条件

2.1 DEM について

国土地理院は、基盤地図情報の一部として 10m メッシュの DEM を日本全土に対し整備している。また、都市計

画区域においてはさらに高精度な 5mDEM が整備されている。これに対して、岐阜県では、独自に 2m メッシュの DEM (以下、2mDEM と表現する) を県内全域整備している。本研究では、この 2mDEM を用いて山岳道路盛土部を抽出する方法について検討する。

2.2 対象道路区間

本研究で対象とした道路区間は、岐阜県揖斐川町に位置する国道 303 号の一部の区間で、片側 1 車線の道路である。図 1 の赤い点線は対象道路区間を示しており、図 2 は対象道路区間の空中写真である。対象範囲は、様々な形状の切土と盛土が混在している比較的新しい道路であるため、詳細な道路情報が残されており、盛土の位置情報を得ることができた。つまり、全ての盛土部の位置が把握でき、道路の盛土部の抽出方法の検討を行う上で、検証のための情報が揃っている状態であった。そのため、本研究の調査対象道路の区間として選択した。



図 1 対象道路区間の地図 (Google map より)

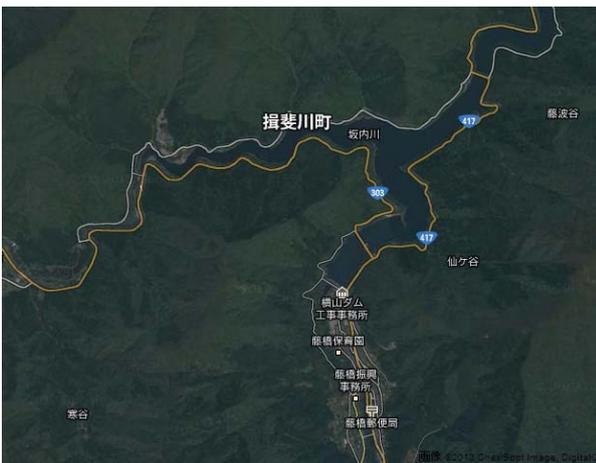


図 2 対象道路区間の空中写真 (Google map より)

2.3 道路断面情報の切り出し

本研究では、2mDEM から道路の横断面 (以下、道路断面と表現する) を取得し、このデータから地形の特徴を数値化する。図 3 は、GIS ソフトを用いて岐阜県内のある地域の標高図に道路のベクトルデータ (以下、道路線と呼ぶ) を重ねた図である。線形構造物である道路は、その断面図

は道路延長方向の位置によって変化する。そのため、道路線に沿って連続的に道路断面形状を把握する必要がある。本研究では、20m 毎に横断面情報を取得した。また、取得する道路断面の範囲は 90m (道路線の両サイドに 45m) とした。図 4 は道路断面取得のイメージである。

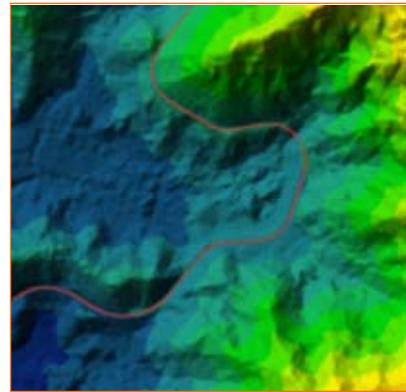


図 3 2mDEM と道路線の重ね合わせ

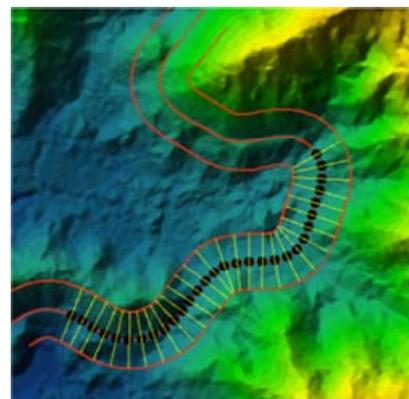


図 4 道路断面取得のイメージ

2.4 想定する道路断面形状

図 5 は、山岳道路の断面として典型的な地形のイメージを示したものである。当然ながら、全ての道路断面が図 5 の条件となるわけではないが (例えば V 字型や凸型の道路断面も存在するが)、本研究では道路両サイドの平均標高を比較して、高い方を「山側」、低い方を「谷側」と定義する。以降、「山側」と「谷側」と表現している部分については、図 5 のイメージを参照されたい。この断面形状の条件設定は、十分なものではないが、本研究の対象路線区間は、大部分が河川沿いの片側 1 車線程度の山岳道路であるため、道路断面はほぼこの条件に適合する。そのため、本研究においては、道路断面が基本的に図 5 の地形条件に適合するという条件で議論を進める。

2.5 断面の種類

基本的に道路断面は、切土と盛土またはその組み合わせで構成されている。本研究では、断面の種類を図 6 に示す 3 種類に分類する。断面が切土のみで形成されている場合は切土断面、切土と盛土が混在している場合は切盛断面、盛土のみで形成されている場合は盛土断面と表現する。

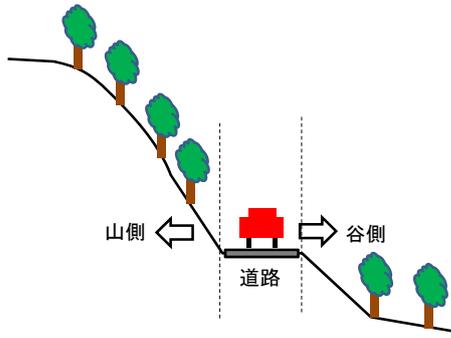


図 5 山側と谷側のイメージ

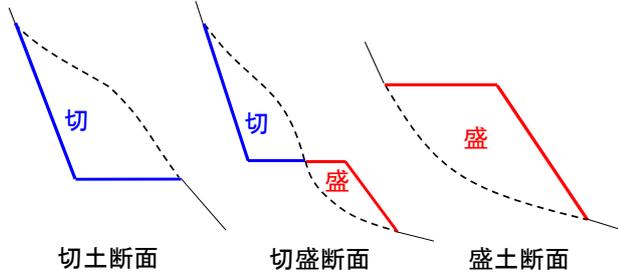


図 6 断面の種類

3. 盛土抽出モデルの構築方法

先述のように、本研究では、道路中心線に沿って等間隔で道路断面の形状を取得し、地形的な特徴を数値化する。また、数値化された情報を用いて、盛土部を抽出するモデルを構築する。以下では、道路盛土を抽出するための具体的な方法について説明する。ここでは、「盛土である」または「盛土でない」という判別をするために、種々の説明変数から2値回帰分析を実施するための手法として、ロジスティック回帰分析を適用した。

3.1 ロジスティック回帰分析

本研究では、統計解析手法としてロジスティック回帰分析を採用した。ロジスティック回帰分析では、予測したい事象（目的変数）が2値の質的変数であるとき、量的変数である説明変数を含む関数を用いて、事象の発生確率を算出することができる一般化線形モデルの1種であり、防災の分野でも広く用いられている⁸⁻¹⁰⁾。ロジスティック回帰分析に用いられるモデルは以下のものである。

$$p = \frac{1}{1 + \exp(-Z)} \quad (1)$$

$$Z = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \dots + \beta_k x_k + \dots + \beta_n x_n \quad (2)$$

ここで、 p は事象の発生確率、 x_k は説明変数、 β_k は最尤法によって算出される係数である。 p は0~1の値をとり、対象としている事象の発生確率を意味する。本研究においては、道路断面情報から数値化された情報が説明変数 x_k となり、その説明変数から対象断面が盛土部である確率を算出するモデルを構築することになる。

3.2 説明変数

ロジスティック回帰分析を用いて、各道路断面の形状により盛土部を抽出するモデルを構築するためには、複数の目的変数と説明変数の組み合わせのデータが必要となる。本研究の場合、各断面が盛土部であるかどうかを目的変数となり、各断面の地形情報から数値化された情報が説明変数となる。先述のように、道路の盛土部の位置は把握できているため、目的変数は既知である。説明変数は、盛土部の抽出に寄与する可能性がある地形的特徴として、①開度、②山側傾斜角、③谷側傾斜角、④地山表面角度、⑤水平開度、⑥道路曲率の6種類を設定した。ここで、「盛土部の抽出に寄与する可能性があるもの」という表現を用いた理由は、必ずしもこれらの変数全てがモデルの中に組み込まれるわけではなく、ロジスティック回帰分析の結果、寄与度の高い変数のみが採用されるためである。以下では、各説明変数の算出方法について説明する。

(1) 開度

開度は、図7に示すように、道路の横断方向の地形の開き度合を示す角度である。道路端からどの程度の範囲（距離）を考慮するかによって角度の値が変化するが、最適な範囲については本研究の中で検討する。

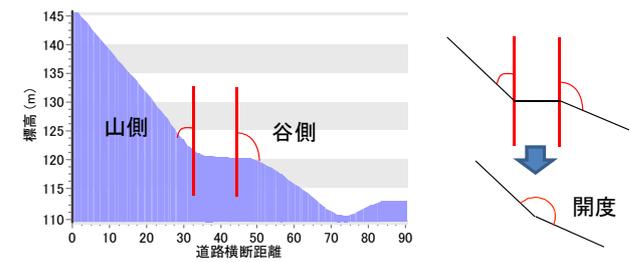


図 7 山側と谷側のイメージ

(2) 山側傾斜角と谷側傾斜角

傾斜角については、図8に示すように、山留側の傾斜角と谷側の傾斜角の2種類を設定した。これらの角度を区別して設定した理由は、切土部では山留側の傾斜角が、盛土部では谷側の傾斜角が強い説明変数になると考えたためである。開度と同様に、傾斜角を算出する際の範囲については本研究の中で検討する。

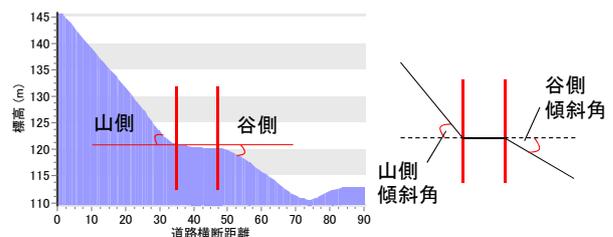


図 8 山側傾斜角と谷側傾斜角のイメージ

(3) 地山表面角度

地山表面角度とは、図9に示すように、山側の地山表面

角度を意味し、この角度が 180 度以上であれば凹型、180 度以下であれば凸型の地山形状であることを意味する。地山表面角度は、図 9 に示すように、道路端から水平距離で 5m 離れた地点から水平距離 30m の範囲平均値をその断面の代表値として用いた。道路端から水平距離 5m の範囲を除外した理由は、道路周辺は切土や盛土によってもとの地山地形が変化している可能性があるためである。

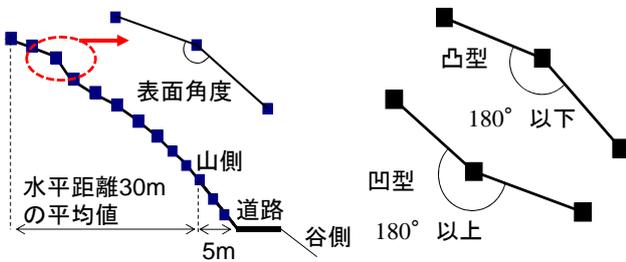


図 9 地山表面角度のイメージ

(4) 水平開度と道路曲率

水平開度は、先述の説明変数とは異なり、道路延長方向の変化に関する説明変数である。図 10 は水平開度のイメージを示したものである。先述のように、本研究では道路線形方向 20m 間隔で道路断面情報を取得しており、これらの道路断面と道路中心線の交点の座標を用いて水平開度を算出した。図 10 に示すように、水平開度は谷側の角度と定義している。これにより、道路延長方向に尾根形状となる部分では水平開度が 180 度以上となり、谷形状となる部分では 180 度以下となる。尾根形状や谷形状が盛土部の抽出に寄与するかどうかは不明であるが、ロジスティック回帰分析では寄与しない説明変数は自動的に棄却されるため、入力データとしての説明変数として採用しても問題は無い。地形データから得られる情報をより多く考慮するためにこの説明変数を採用した。

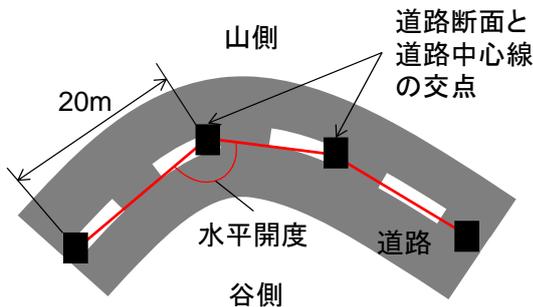


図 10 水平開度のイメージ

(5) 道路曲率

道路曲率は、水平開度と同様に道路平面の延長方向の変化に関する説明変数である。図 11 は道路曲率のイメージを示したものである。水平開度の算出方法と同様に、道路断面と道路中心線の交点の座標を用いて道路曲率を算出

した。また、その定義は一般的な曲率の定義と同様に曲率半径の逆数としている。道路曲率についても、盛土部の抽出に寄与するかどうかは不明であるが、水平開度の説明で示したことと同様の理由により、入力データの説明変数として採用している。

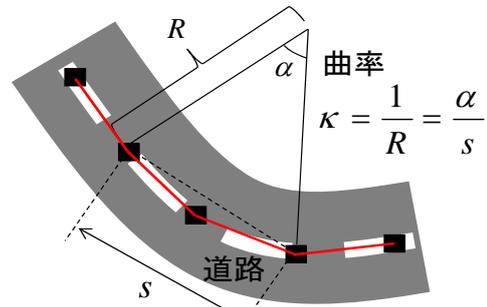


図 11 水平開度のイメージ

3.3 開度と傾斜角の算出範囲について

先述のように、開度と傾斜角（山側傾斜角と谷側傾斜角）の算出範囲については、本研究の中で適切な範囲（道路端からの距離）の検討を行う。ここでは、検討する算出範囲のパターンについて説明する。本研究では、図 12 のように道路端からの距離を 5, 10, 15m と変化させて異なる算出範囲を設定した。また、図 12 は水平方向に範囲を変化させたものであるが、図 13 に示すように、鉛直方向に変化させた場合についても検討した。鉛直方向については 5m のみとした。ここで示した 4 種類の算出範囲で得られる開度と傾斜角について、それぞれロジスティック回帰分析を実施し、盛土部抽出の精度を確認することにより、適切な算出範囲を検討する。

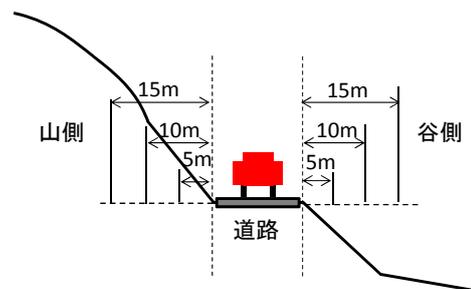


図 12 開度と傾斜角の算出範囲（水平方向）

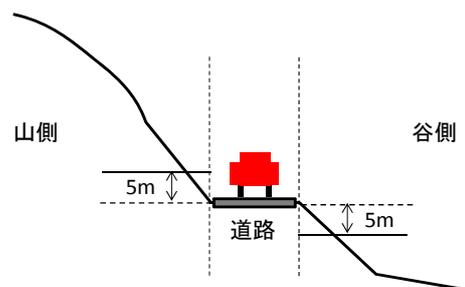


図 13 開度と傾斜角の算出範囲（鉛直方向）

4. モデルの構築と精度検証

ここでは、ロジスティック回帰分析の結果と各条件における盛土部の抽出精度を示し、詳細地形モデルによる道路盛土部の抽出の有効性、および抽出モデル構築のための適切な条件について議論する。説明変数の算出条件の他に、補強土と擁壁を含む断面に対するモデルの適用性についても検討する。

4.1 設定条件とモデルの選定基準

道路断面の種類は、前章に示したように、切土断面、切盛断面、盛土断面の3種類がある。対して、本研究におけるロジスティック回帰分析の目的変数は「盛土部」または「非盛土部」の2値である。そのため、本研究においては、切盛断面または盛土断面である場合は「盛土部」とし、切土断面の場合は「非盛土部」と設定した。つまり、ロジスティック回帰分析によって構築されるモデルは、切盛断面または盛土断面で確率が100%、切土断面で0%となる場合に理想的なモデルということになる。

先述のように、説明変数は、開度、山側傾斜角、谷側傾斜角、地山表面角度、水平開度、道路曲率の6種類である。ロジスティック回帰分析では、あるモデルの構築を考えた場合、説明変数の組み合わせの数だけモデルが存在するが、その中で最も適切なモデルを選択する必要がある。本研究では全ての組み合わせ(63通り)についてモデルを構築し、その中で最良のものを選択する方針とした。モデルの優越を判断するための指標には、赤池情報量規準¹¹⁾

(Akaike's Information Criterion: 以下AICと表現する)を用いた。AICは、モデルの複雑さとデータとのバランスをとるための指標である。一般的に、説明変数の数が増加するほど入力データとの整合性が高くなる。その反面、偶発的なデータ(物理的に意味のないもの)の変動にも整合させることになる。AICは、この問題に対して解を与える指標であり、AICの値が最少となるモデルを選択すれば、多くの場合、適切なモデルを選択しているということになる。

本研究では、表1に示す5種類の条件でモデルを構築し、結果を比較した。モデルA~Dは補強土と擁壁を含む断面を除外して、説明変数の算出範囲を変化させている。これらの結果を比較することにより、説明変数の算出範囲の影響を確認することができる。また、モデルEは、モデルDと同じ算出範囲としているが、補強土と擁壁を含めた条件とした。つまり、モデルDとモデルEを比較することにより、補強土や擁壁の存在が、解析結果に及ぼす影響を確認することができる。

4.2 平均判別率の定義

同一条件の中で説明変数の組み合わせが変化する場合のモデル選択にはAICを用いることができるが、異なる条件で作成されたモデルの精度を比較するためには別の指標が必要である。そこで、本研究では、次のように平均

表1 各モデルの算出条件

モデル	説明変数の算出範囲	補強土・擁壁
A	水平 15m	除く
B	水平 10m	除く
C	水平 5m	除く
D	鉛直 5m	除く
E	鉛直 5m	含む

判別率を定義し、異なる条件で構築されたモデルを比較するための指標とした。

まず、構築されたモデルにより、全ての断面の確率を計算する。ここで、確率とは、ロジスティック回帰分析により構築されたモデルによって計算される各断面の確率であり、その断面が盛土部である確率である。断面が盛土断面または切盛断面の場合には、モデルによって計算される確率をそのままその断面の判別率とする。これに対し、断面が切土断面の場合には、100%からその断面の確率を減じた値を判別率とする。この算出方法によって各断面の判別率を算出し、全ての断面の判別率の平均値をモデルの平均判別率と定義する。図14は、平均判別率のイメージを示したものである。図中では、簡単のため、3断面のみとし、切土断面、切盛断面、盛土断面が1断面ずつ含まれる条件としている。

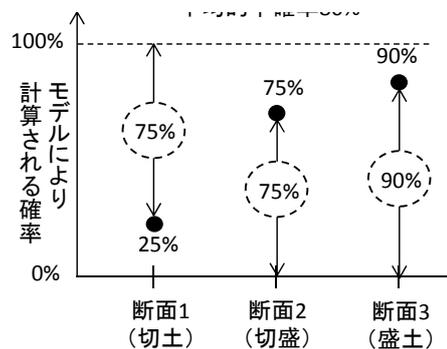


図14 平均判別率のイメージ(平均判別率=80%)

4.3 ロジスティック回帰分析の結果とその分析

先述の5種類のモデル(モデルA~E)について、ロジスティック回帰分析の結果を表2~6に示す(紙面の関係上、参考文献の後に示す)。これらの表は、AICが上位10の説明変数の組み合わせであり、各説明変数の係数、t値、AIC、残差、平均判別率を示している。これらの表より、谷側傾斜角は極めて重要な説明変数であることが確認できる。また、開度や山側傾斜角についても上位のモデルの説明変数として採用されやすい傾向がある。これに対して、地山表面角度、水平開度、道路曲率については、上位モデルの説明変数には採用されにくい傾向があることが確認できる。これらの傾向は、前章で示した説明変数の分布の特徴とよく一致している。

表2 水平 15m 上位 10 モデル (補強土・擁壁なし)

順位	β o		開度		傾斜角度(山側)		傾斜角度(谷側)		表面角度		水平開度		道路曲率		AIC	残差	平均的中確率
	β	t値	β	t値	β	t値	β	t値	β	t値	β	t値	β	t値			
1	7.81	6.48			-0.11	-3.86	-0.08	-4.30							191.6	185.6	71.611%
2	63.99	1.31			-0.11	-3.80	-0.09	-4.35	-0.31	-1.15					192.3	184.3	71.824%
3	22.31	5.91	-0.08	-4.23	-0.19	-7.13									192.4	186.4	71.470%
4	-10.49	-2.72	0.10	3.79			-0.18	-7.21							192.8	186.8	71.378%
5	75.76	1.53	-0.09	-4.28	-0.19	-7.04			-0.29	-1.09					193.2	185.2	71.667%
6	48.21	0.99	0.10	3.73			-0.19	-7.10	-0.33	-1.21					193.3	185.3	71.609%
7	7.67	2.78			-0.11	-3.86	-0.08	-4.30					25	0.06	193.6	185.6	71.611%
8	7.48	0.44	0.002	0.019	-0.10	-1.08	-0.08	-0.89							193.6	185.6	71.611%
9	7.75	2.88			-0.11	-3.86	-0.08	-4.30			0.0003	0.0240			193.6	185.6	71.611%
10	64.93	1.33			-0.11	-3.80	-0.09	-4.35	-0.32	-1.17			99.34	0.22	194.2	184.2	71.833%

表3 水平 10m 上位 10 モデル (補強土・擁壁なし)

順位	β o		開度		傾斜角度(山側)		傾斜角度(谷側)		表面角度		水平開度		道路曲率		AIC	残差	平均的中確率
	β	t値	β	t値	β	t値	β	t値	β	t値	β	t値	β	t値			
1	73.33	1.34	0.07	2.66			-0.24	-7.41	-0.42	-1.40					167.2	159.2	75.810%
2	-3.33	-0.87	0.07	2.71			-0.23	-7.53							167.3	161.3	75.471%
3	89.86	1.64			-0.07	-2.58	-0.17	-5.87	-0.45	-1.48					167.7	159.7	75.692%
4	9.00	7.06			-0.07	-2.59	-0.16	-5.82							168.0	162.0	75.311%
5	-16.56	-0.64	0.14	0.99	0.07	0.52	-0.30	-2.04							169.0	161.0	75.547%
6	-4.49	-0.98	0.07	2.69			-0.23	-7.51			0.01	0.48			169.0	161.0	75.522%
7	61.55	0.96	0.12	0.77	0.05	0.34	-0.29	-1.79	-0.41	-1.35					169.1	159.1	75.846%
8	-2.45	-0.51	0.069	2.686			-0.23	-7.51					-144	-0.31	169.2	161.2	75.496%
9	70.64	1.27	0.07	2.65			-0.24	-7.40	-0.41	-1.35	0.0040	0.2660			169.2	159.2	75.826%
10	72.89	1.33	0.07	2.66			-0.24	-7.40	-0.42	-1.38			-45.05	-0.09	169.2	159.2	75.813%

表4 水平 5m 上位 10 モデル (補強土・擁壁なし)

順位	β o		開度		傾斜角度(山側)		傾斜角度(谷側)		表面角度		水平開度		道路曲率		AIC	残差	平均的中確率
	β	t値	β	t値	β	t値	β	t値	β	t値	β	t値	β	t値			
1	2.70	0.61	0.08	2.70			-0.44	-6.64							102.1	96.1	86.168%
2	17.45	6.43			-0.08	-2.61	-0.35	-6.46							102.8	96.8	86.048%
3	69.68	1.84	0.07	2.33			-0.45	-6.44			-0.18	-1.78	-5808	-1.80	103.4	93.4	86.580%
4	61.52	0.83	0.09	2.75			-0.45	-6.36	-0.33	-0.80					103.5	95.5	86.173%
5	-9.86	-0.30	0.15	0.84	0.07	0.39	-0.51	-2.60							104.0	95.9	86.207%
6	3.66	0.60	0.08	2.65			-0.44	-6.62					-153	-0.23	104.1	96.1	86.203%
7	2.82	0.50	0.08	2.69			-0.44	-6.60			-0.001	-0.036			104.1	96.1	86.163%
8	75.68	1.01			-0.09	-2.66	-0.36	-6.38	-0.32	-0.78					104.2	96.2	86.046%
9	18.27	4.15			-0.08	-2.56	-0.35	-6.47					-155.73	-0.24	104.7	96.7	86.085%
10	132.90	1.53	0.08	2.40			-0.47	-6.12	-0.35	-0.82	-0.18	-1.80	-5793	-1.80	104.7	92.7	86.568%

表5 鉛直 5m 上位 10 モデル (補強土・擁壁なし)

順位	β o(切片)		開度		傾斜角度(山側)		傾斜角度(谷側)		地山表面角度		水平開度		道路曲率		AIC	残差	平均的中確率
	β	t値	β	t値	β	t値	β	t値	β	t値	β	t値	β	t値			
1	11.72	2.04	0.05	1.51			-0.54	-6.19							88.5	82.5	88.010%
2	130.31	1.49	0.07	1.76			-0.56	-5.96	-0.67	-1.36					88.5	80.5	88.161%
3	144.13	1.60			-0.07	-1.73	-0.49	-6.15	-0.68	-1.37					88.6	80.6	88.156%
4	21.57	6.02			-0.05	-1.46	-0.48	-6.19							88.7	82.7	88.006%
5	19.74	6.43					-0.50	-6.54							89.0	85.0	88.033%
6	149.36	1.66	0.08	1.82			-0.58	-5.71	-0.75	-1.50	-0.02	-1.10			89.3	79.3	88.214%
7	164.77	1.78			-0.07	-1.80	-0.51	-5.93	-0.76	-1.52	-0.02	-1.10			89.5	79.5	88.209%
8	139.28	1.58	0.08	1.83			-0.58	-5.73	-0.74	-1.49			687	0.98	89.5	79.5	88.190%
9	154.80	1.70			-0.08	-1.80	-0.51	-5.96	-0.75	-1.50			684.18	0.97	89.7	79.7	88.185%
10	15.17	2.12	0.06	1.53			-0.55	-5.99			-0.02	-0.87			89.7	81.7	88.077%

表6 鉛直5m 上位10モデル (補強土・擁壁含む)

順位	β o		開度		傾斜角度(山側)		傾斜角度(谷側)		表面角度		水平開度		道路曲率		AIC	残差	平均的中確率
	β	t値	β	t値	β	t値	β	t値	β	t値	β	t値	β	t値			
1	-3.06	-1.25	0.05	3.09			-0.14	-6.83							268.8	262.8	62.771%
2	-27.96	-1.13	0.19	1.38	0.14	1.01	-0.28	-2.02							269.7	261.7	63.084%
3	6.38	6.61			-0.05	-2.94	-0.09	-6.20							269.8	263.8	62.585%
4	-34.74	-0.89	0.05	3.16			-0.14	-6.83	0.17	0.81					270.1	262.1	62.681%
5	-3.72	-1.13	0.05	3.10			-0.14	-6.82					109	0.30	270.7	262.7	62.737%
6	-2.80	-0.90	0.05	3.09			-0.14	-6.82			-0.002	-0.14			270.7	262.7	62.755%
7	-63.41	-1.34	0.20	1.44	0.15	1.06	-0.29	-2.07	0.19	0.88					270.9	260.9	62.964%
8	-23.01	-0.60			-0.05	-3.00	-0.09	-6.07	0.16	0.76					271.2	263.2	62.493%
9	-38.20	-1.17	0.06	3.21			-0.15	-6.86			0.0951	1.0640	3152	1.09	271.4	261.4	63.003%
10	-30.15	-1.20	0.20	1.43	0.15	1.06	-0.29	-2.07					165	0.44	271.5	261.5	63.051%

表7は、説明変数の算出範囲が異なる4種類のモデル(モデルA~D)の平均判別率(各条件のAICが最も低いモデルの平均判別率)をまとめたものである。表7より、算出範囲が狭くなるのに伴って、平均判別率が高くなることが確認できる。また、算出範囲を鉛直方向5mとした場合でも、水平方向5mと同程度の平均判別率となることが確認できる。つまり、開度と傾斜角度の算出範囲は、道路端から水平方向または鉛直方向に5mが適当であると結論付けられる。ここで、5mよりも狭い範囲で説明変数を算出する場合について言及しておく。開度や傾斜角度は、算出範囲内に存在する2mDEMの標高値を使って平均値を算出するが、少なくとも3点程度の標高値が必要となる。そのため、5mよりも狭い範囲とする場合には、標高点の数が十分でないケースが発生する可能性が高くなるため、本研究では5mを最小の範囲とした。

表7 説明変数の算出条件別の平均判別率 (補強土・擁壁を含まない条件)

算出条件	平均判別率
水平方向 15m	72%
水平方向 10m	76%
水平方向 5m	86%
鉛直方向 5m	88%

4.4 補強土・擁壁の影響

次に、補強土・擁壁の存在がモデルの精度に与える影響について確認する。表8はモデルDとモデルEの平均判別率を示している。この結果より、補強土と擁壁を含む断面を含めてモデルを構築する場合には、除外した場合に比べて平均判別率が著しく低下することが確認できる。補強土や擁壁は、一般的に切土や盛土に比べて、急勾配なりの面となるため、これらを含めた場合には開度や傾斜角度の値に大きな影響を与え、平均判別率が低下するものと思われる。

図15は、モデルEによる全断面の判別率の分布図であり、赤色は切土・切盛・盛土断面(補強土・擁壁以外)であり、青色が補強土・擁壁を含む断面を示している。縦軸は、判別率であるため、断面の種類によらず、値が高い方

が高精度ということになる。この図より、補強土・擁壁を含む断面で判別率が低くなっていることが確認できる。つまり、地形情報から盛土を抽出するモデルを構築する際には、補強土・擁壁を含む断面の取り扱いには注意が必要であり、補強土・擁壁を含めない方が高精度なモデルを構築することが可能である。

5. まとめ

本研究では、DEMから山岳道路盛土を抽出する方法を提案し、実際に存在する山岳道路を対象として、抽出モデルの有効性を確認した。本研究により得られた知見を以下に示す。

- 補強土や擁壁を含まない断面については、2mDEMを用いて山岳道路盛土の高精度な抽出が可能である。
- 本研究で考慮した6種類の説明変数の中で、開度、山側傾斜角、谷側傾斜角は盛土抽出に対して強く寄与しており、特に谷側傾斜角は最も必要な説明変数である。
- 開度と傾斜角度の算出範囲は、道路端から水平方向または鉛直方向に5m程度の範囲が適当であり、この範囲を広げるに従って平均的中精度が低下する。
- 補強土や擁壁は、切土や盛土に比べて急勾配なりの面の構築が可能であるため、開度や傾斜角度の値に大きな影響を与え、平均判別率が低下するため、モデルを構築する際の取り扱いに注意が必要である。

本研究では、対象とした路線区間が1種類であり、地域性が説明変数に与える影響などについては更なる検証が必要である。また、補強土や擁壁については、本論文で示した方法では取り扱いが難しいということが明らかとなり、今後の課題として残された。このように、未だ解決すべき課題はいくつか残されているものの、DEMの地形情報のみから、山岳道路盛土を抽出する手法の有効性を示すことができた。

表 8 説明変数の算出条件別の平均判別率

補強土・擁壁	平均判別率
除く	88%
含む	63%

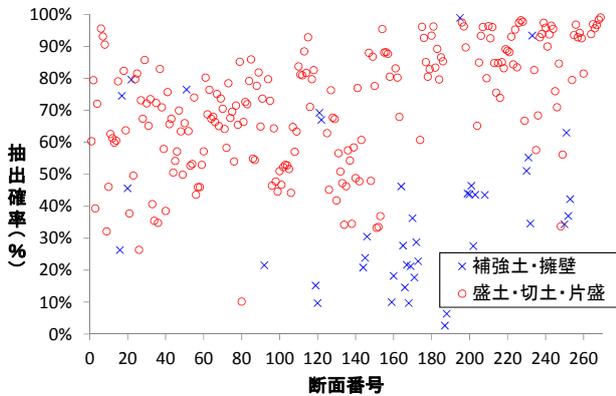


図 15 補強土・擁壁を含む全断面の判別率 (モデル E)

参 考 文 献

- 1) 2004年新潟県中越地震災害調査報告書, 地盤工学会, 2007
- 2) 2007年能登半島地震被害調査報告書, 土木学会・地盤工学会, 2007
- 3) 東北地方太平洋沖地震における高速道路の被害および復旧状況について, 安部哲生, 横田聖哉, 金田和男, 長尾和之, 地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.1, pp.117-125, 2012.
- 4) 道路盛土の耐震性能評価の方向性に関する考察, 常田賢一, 小田和広, 土木学会論文集 C, Vol.65, No.4, pp.857-873, 2009.
- 5) 道路機能に基づく道路盛土の経済的な耐震強化・補強技術に関する研究開発, 常田賢一, 小田和広, 中平明憲, 道路政策の質の向上に資する技術研究開発成果報告レポート, No.17-4, 国土交通省, 2008.
- 6) 地震危険度から見た中山間部における道路盛土のスクリーニング手法, 林健二, 常田賢一, 上出定幸, 土と基礎, Vol.61, No.1, pp.6-9, 2013.
- 7) 水分履歴を考慮した不飽和道路盛土の耐震性の評価法と強化法, 岡二三生, 木村亮, 木元小百合, 肥後陽介, 道路政策の質の向上に資する技術研究開発成果報告レポート, No.21-4, 国土交通省, 2008.
- 8) 岐阜県飛騨圏域を対象とした道路斜面危険度評価, 本城勇介, 町田裕樹, 森口周二, 原隆史, 沢田和秀, 八嶋厚, 土木学会論文集 C, Vol.67, No.3, pp.299-309, 2011.
- 9) 被災事例に基づく河川堤防の安定性評価, 宇野尚雄, 森杉壽芳, 杉井俊夫, 中野雄治, 土木学会論文集, 第 400 号, III-10, pp.161-170, 1988.
- 10) 数値地理情報と降雨極値データを利用した土砂災害発生確率モデルの構築, 川越清樹, 風間聡, 沢本正樹, 自然災害科学, Vol.27, No.1, pp.69-83, 2008.
- 11) 赤池弘次・甘利俊一・北川源一郎・樺島祥介・下平英寿, 赤池情報量規準 AIC-モデリング・予測・知識発見, 共立出版(株), pp.14, 2007

特 別 講 演 その2

「自然災害と初期支援」

五十川 俊一 氏

(中部地方整備局)

