# 第30回 中部地盤工学シンポジウム論文集



# 論文のダウンロードはこちらからお願いいたします。

# http://jgs-chubu.org/sympo30/

平成30年8月6日(月)

主催:公益社団法人 地盤工学会 中部支部

- 後援:(一社)中部地質調査業協会
  - (一社) 建設コンサルタンツ協会中部支部
  - (一社) 日本建設業連合会中部支部
  - (一社) 日本応用地質学会中部支部

第1セッション(9:15~10:45)

# 司会 豊橋技術科学大学 松田 達也

 1-1 飽和度一定三軸圧縮試験による不飽和まさ土力学特性の精査およびそのモデル化......1
 名古屋工業大学 Xiong Xi,沖野 頌悟 京都府 常本 貴史
 名古屋工業大学 岩井 裕正,張 鋒
 1-2 *u-w-p* formulation に基づく水~土骨格連成有限変形解析コードの開発と検証......7
 名古屋大学 豊田 智大,野田 利弘

1-3 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......13
 名古屋大学 吉川 高広,野田 利弘
 東海旅客鉄道株式会社 西垣 隆士

JR 東日本コンサルタンツ	井谷 優介
寧波大学	熊勇林
名古屋工業大学	大根 瑛志, 大原 一哲, 岩井 裕正, 張 鋒

特別講演その1 ( 10:55~11:55) 司会 豊田工業高等専門学校 小林 睦 題目:「まどみちお」の詩から三種の鏡へ

岐阜大学教授 八嶋 厚 先生

# 第2セッション(13:00~14:30)

# 司会 大同大学 棚橋 秀行

2-1	マクロエレメント法を用いた水~	土連成有限変形解析による気水分離型真空圧密工法の
	数値シミュレーション	
	名古屋大学	肥後 隼大,山田 正太郎,野田 利弘,中野 正樹
2-2	新設永久基礎構造物に用いられた	浸透固化工法による補強地盤の長期安定性に関する
	実験的研究	
	名古屋工業大学	大原 一哲
	JR 東日本コンサルタンツ	井谷 優介
	名古屋工業大学	大根 瑛志, 岩井 裕正, 張 鋒
2-3	異なる地盤条件における敷砂緩衝	材の衝撃力波形形成メカニズム51
	名古屋工業大学	松尾 和茂,前田 健一,堀 耕輔,峯 祐貴
	構研エンジニアリング	川瀬 良司
2-4	両面アンカー式補強土壁の地震時	挙動に関する動的遠心模型実験55
	株式会社岡三リビック	小浪 岳治,林 豪人
	豊田工業高等専門学校	小林 睦
	豊橋技術科学大学	三浦 均也
2-5	切削式杭基礎パネル擁壁の構造と	施工法および設計試算による適用性の検討63
	豊橋技術科学大学	三浦 均也,松田 達也,鈴木 恒太,東 洸成
	株式会社 サインファースト	栗田 和博
	株式会社岡三リビック	小浪 岳治,林 豪人
	豊田工業高等専門学校	小林 睦
2-6	海底地盤における有効応力応答を	考慮した掃流による底質移動の定量的評価法

特別講演その2(14:40~15:40) 司会 豊田工業高等専門学校 小林 睦 題目:地盤調査の技術変遷 一主として軟弱地盤関連調査一

中部土質試験協同組合 理事長 坪田 邦治 氏

# 第3セッション(15:50~17:20)

名城大学	御手洗 翔太, 小高 猛司
株式会社建設技術研究所	李 圭太
中部土質試験協同組合	久保 裕一

3-6 写真測量技術を用いた土構造物の安定性に関する研究

名城大学

藤井 幸泰

# 第1セッション (9:15~10:45)

# 司 会 松田 達也 (豊橋技術科学大学)

# 飽和度一定三軸圧縮試験による不飽和まさ土力学特性の精査およびそのモデル化 Triaxial compression tests on unsaturated Masado under constant-degree-of-saturation condition and its modeling

Xiong Xi<sup>1</sup>, 沖野頌悟<sup>1</sup>, 常本貴史<sup>2</sup>, 岩井裕正<sup>1</sup>, 張鋒<sup>1</sup>

1 名古屋工業大学・大学院・工学研究科・社会工学専攻・E-mail: cho.ho@nitech.ac.jp

2 京都府

#### 概 要

自然地盤の多くは不飽和状態であり,間隙に水と空気が混在している三相のものになっているため,飽和 土や乾燥土に比べてより複雑な力学挙動を示している。それを正確に表現するためには水理学的特性を正 確に記述しなければならない。降雨による斜面崩壊など水分量の変化に起因した地盤挙動を正確に表現す るためには、変形を含めた不飽和土の力学・水理学的特性を理解し、その特性を定式化する必要がある。 本研究グループでは状態変数として骨格応力と飽和度を用いた飽和・不飽和土の力学特性を統一的に表現 できる弾塑性構成モデルを提案している。本稿では、飽和度一定三軸圧縮試験を行い、得られた実験結果 より、新たに提案した水分特性曲線の精度を検証し、さらに有限変形を考慮に入れた新たなパラメータを 導入することで構成モデルの精度を向上させた。

キーワード:不飽和土,三軸圧縮試験,水分特性曲線,モデル化

#### 1. はじめに

自然界に存在する地盤の多くは、土粒子間の間隙に水と 空気を含む不飽和状態である。不飽和土は、間隙に水と空 気が混在した状態であるため、飽和土と比較して複雑な力 学挙動を示す。そのため、これまでには飽和土を対象とし た構成則が多く提案されており、地盤の挙動予測にも飽和 土の構成則を用いることが多い。しかしながら、降雨によ る斜面崩壊など水分量の変化が影響する地盤挙動を正確 に予測するためには、不飽和土の力学挙動をより正確にモ デル化する必要がある。

これまでに, Alonso et al.<sup>1)</sup>の Barcelona Basic Model (BBM) をはじめ,不飽和土の応力~ひずみ特性を考慮した構成モ デルがいくつか提案されている。これらの構成モデルでは, 応力変数に全応力,基底応力,あるいは Bishop の有効応 力を用いるなど著者によって異なる。一方,本研究グルー プでは状態変数として骨格応力と飽和度を用いた飽和・不 飽和土の力学特性を統一的に表現できる弾塑性構成モデ ル<sup>2)</sup>を提案し,本構成モデルの精度向上に努めてきた。

本稿では、飽和度一定条件における不飽和土のせん断挙 動を調査するために、マサ土を用いた飽和度一定三軸圧縮 試験を行った。また、実験結果より、解析パラメータを決 定し、要素シミュレーションを行った。さらにサクション ~飽和度の関係を水分特性曲線のみで表現することを可能 にし、有限変形を考慮に入れた新たなパラメータを導入す ることで解析の精度を向上させた。

#### 2. 本稿の研究背景

本研究が提案する飽和・不飽和弾塑性構成モデル<sup>2</sup>は, 骨格応力( $\sigma'' = \sigma_{net} + S_r s$ )と飽和度( $S_r$ )を状態変数とし て用いる。ここで $\sigma_{net}$ は基底応力, sはサクションを表す。 また,図1に示すように,不飽和土の正規圧密線(*N.C.L.S.*) は飽和土の正規圧密線(*N.C.L.*)に平行であり, *N.C.L.S.*は *N.C.L.*より上方にあると仮定している。この時, *N.C.L.S.*と 限界状態線(*C.S.L.S.*)は次式の関係が成り立つ。

N.C.L.S.: 
$$e = N(S_r) - \lambda \ln \frac{p}{p_r}$$
,  $\left(\eta = \frac{q}{p} = 0\right)$  (1)

C.S.L.S.: 
$$e = \Gamma(\mathbf{S}_r) - \lambda \ln \frac{p}{p_r}$$
,  $\left(\eta = \frac{q}{p} = M\right)$  (2)

*N*(*S*<sub>r</sub>)と*T*(*S*<sub>r</sub>)はある飽和度での基準の平均骨格応力 (*p*<sub>r</sub>=98 kPa) 時における *N.C.L.S.*および *C.S.L.S* の間隙比, *λ*は圧縮 指数, *p* は平均骨格応力, *q* は偏差骨格応力, *M* は限界状 態時の応力比である。また, 間隙比 *N*(*S*<sub>r</sub>)は次式で与えられ る。

$$N(S_{r}) = N + \frac{N_{r} - N}{S_{r}^{s} - S_{r}^{r}} (S_{r}^{s} - S_{r})$$
(3)

*Sr<sup>s</sup>と Sr<sup>t</sup>* は湿潤飽和度と残留飽和度であり,保水性試験より求められる。*Nr* は残留飽和度で基準の平均骨格応力 *pr* における *N.C.L.S.*上の間隙比である。



## 3. 飽和度一定三軸圧縮試験

#### 3.1 まさ土の材料特性

本試験には、試料として 2.0 mm 以下にふるい分けを行ったマサ土を使用した。土の液性限界・塑性限界試験(JIS A 1205)の結果を表 1 まさ土の物理特性に示す。なお、液性限界と塑性限界が求められない場合は NP(Non-Plastic)と記述する。粒径加積曲線と締固め曲線を図 2 および図 3 にそれぞれ示す。突き固め方法と種類は、A-a 法を用いた。

表 1 まさ土の物理特性

Liquid limit $w_L$ (%)	NP
Plasticity index $I_p$ (%)	NP
Specific gravity $G_{s}(-)$	2.66
Standard Proctor Maximum dry density $\rho_{e}$ (Mg/m <sup>3</sup> )	1.85
Standard Proctor Optimum water content w <sub>opt</sub> (%)	13.7



#### 3.2 三軸試験装置

本試験に使用した不飽和土三軸圧縮試験装置の概略図 を図 5に示す。試験装置の主な特徴は、下記の通りである。

- PVC(Pressure/Volume Controller)(1)を導入することで、間隙水の圧力制御に加え、体積制御を可能とした。
- 2) 内部に通水経路を確保したペデスタル(③)を使用することで供試体に影響を与えることなく PVC とビュレット間の通水を可能とした。ペデスタルは図 6 に示す Barrera<sup>3</sup>が使用したペデスタルを参考とした。また、体積変化を正確に計るために、三軸試験中漏れ出した空気を除去する空気フラッシング作業が必要であるが、図 4 に試験中空気フラッシングに用いられるペデスタルの構造概略も示す。
- 軸キャップ(③)にポーラスストーンとセラミックディスクを埋め込み、両面排水とすることで試験時間の短縮を図った。

三軸試験装置の計測系と圧力系について説明する。供試体の軸変位はダイヤルゲージ(⑦),排水量は GDS 製の PVC(⑥)で計測する。不飽和土の力学試験を実施する場合,体積変化の計測は一つの課題である。間隙に空気と水 が混在している場合,体積変化を実際の供試体の変形とし て計測しなければならない。そこで,本試験装置は体積変 化の計測を基準水面となるビュレット(②)と内セル(⑤) の水圧の差を差圧計(⑫)で計測する二重セル方式により 行った。



①Specimen, ②Standard burette, ③Axial cap, ④Rubber membrane, ⑤Inner cell, ⑥Outer cell, ⑦Dial gauge, ⑧Double burette, ⑨Load cell, ⑩Axial cylinder (top), ⑪Axial cylinder (bottom), ⑫Differential manometer, ⑬ Pedestal, ⑭ Pore water piezometer, ⑮ Pore air piezometer, ⑮GDS PVC

# 図 5 三軸試験装置の概略図

軸方向・側方方向圧力は,手動または電気・空気(E-P) レギュレータにより空気圧で制御できる機構となってい る。軸方向圧力は,試験装置の上部に設置したシリンダー (⑩および⑪)を介して供試体に作用させる。軸シリンダ ーを二重構造にすることで,三軸圧縮試験のみではなく三 軸伸張試験を行うことが可能である。また,試験機下部に 昇降装置を備えており,ひずみ制御試験を実施することも 可能である。なお,セラミックディスクの空気侵入値は 1.5 MPa である。



図 6 ペデスタルの通水経路3)



図 7 三軸試験中空気フラッシングに用いられるペデスタルの概略

#### 3.3 供試体作製方法

はじめに最適含水比より若干高い 15%の試料を高さ 11.7 cm×直径 5.0 cm のモールドを用いて, 三層に分け鉛 直静的載荷によりに締固める。この時の載荷圧は、約1 MPa である。次に、高さ 10.0 cm×直径 5.0 cm のモールド を用いて、供試体の高さが 10.0 cm になるように成型し、 残りの試料から供試体の含水比を測定した。

#### 3.4 試験方法

せん断前の締固め応力経路を図8に示す。基底応力を 非排気・非排水状態で 20 kPa 載荷した後, 排気・排水状態 に切り替え,間隙空気圧を載荷することで所定のサクショ ンを載荷する。排水量が安定したところで、基底応力を50 kPa まで上昇させる。排水量の安定を再度確認し、飽和度 一定制御に切替えて、ひずみ速度 0.0025%/min でせん断を 開始する。本稿では、目標の初期サクションが10,30,50 kPaの3種類を2ケースずつ,計6ケース実施した。

飽和度一定制御は,間隙空気圧一定の状態で,供試体か らの排水量を間隙水圧の増減によって調整する Burton et al.4が提案した手法を採用した。飽和度一定に制御するた めの条件式を以下に示す。

$$dV_{w} - S_{r(\text{init.})} \bullet dV_{v} = 0 \tag{4}$$

ここで、*dV*wは間隙水の体積変化、Sr(initi.) *dV*v は初期飽和度 と間隙の体積変化の積である。



#### 3.5 試験結果

飽和度一定三軸試験に用いられた供試体物性値を表 2 に示す。ここで、「供試体作製時」は初期圧密を開始する 時点での供試体物性値、「試験開始時」は全ての圧密が終 了し、せん断試験を開始する前の時点での供試体物性値, 「試験終了時」は最後の目標値に到達した時点での供試体 物性値を意味する。

これらの結果より、初期サクションが低下するとともに、 試験開始時の飽和度は上昇する傾向が観察できる。これは サクションが低下すると、含水比が高くなったと考えられ る。

衣 2 供訊件物性順									
	供診	代体作成	時	試験開始時		試験終了時		寺	
Case	wo (%)	e <sub>0</sub> (-)	Sr0 (-)	wo (%)	e <sub>0</sub> (-)	S <sub>r0</sub> (-)	w <sub>f</sub> (%)	<i>e</i> <sub>f</sub> (-)	S <sub>rf</sub> (-)
s50-1	15.0	0.611	0.65	11.0	0.558	0.52	11.6	0.586	0.52
s50-2	14.3	0.629	0.61	11.1	0.571	0.52	11.2	0.577	0.52
s30-1	14.8	0.622	0.63	11.4	0.569	0.53	11.6	0.579	0.53
s30-2	14.7	0.608	0.64	11.3	0.536	0.56	11.4	0.541	0.56
s10-1	14.4	0.610	0.63	11.9	0.549	0.59	11.9	0.550	0.59
s10-2	14.3	0.612	0.62	12.7	0.557	0.60	12.6	0.556	0.60

飽和度~軸ひずみ関係を図 9 に示す。これより, 飽和度 は軸ひずみが増加しても一定であり, せん断中に飽和度を 一定に制御ができていることが分かる。

軸差応力~体積ひずみ~軸ひずみ関係, 軸差応力・骨格 応力比~体積ひずみ~軸ひずみ関係を図 10に示す。図 10 (a)より,最大軸差応力は飽和度が低いほどが大きくなる傾 向にある。また、体積ひずみはせん断開始直後にバラつき がみられるが、 圧縮から膨張に転じる傾向にあり、 膨張に 転じた後の膨張量は飽和度が低いほど大きくなる。図 10



図 9 飽和度一定三軸圧縮試験の飽和度~軸ひずみ関係



図 10 飽和度一定三軸試験結果

(b)より,飽和度が異なるケースにおいても,軸差応力・骨格応力比は同様な値になることが分かる。

飽和度一定三軸試験を基底応力と骨格応力で整理した 応力経路を図 11 に示す。図中の黒色の実線は,試験結果 から推定した限界状態線である。図 11 (a)より,基底応力 した場合の限界状態線の傾きの値は応力経路によって異 なる。一方,図 11 (b)より骨格応力で整理した限界状態線 の傾きの値は一定値の 1.59 であり,骨格応力で整理した 方がより合理的に不飽和土の力学特性を統一的に表現で きることが明らかになった。

サクション~軸ひずみ関係, 排水量~軸ひずみ関係を図 12 に示す。図 10 の結果から,供試体が圧縮から膨張に転 じることが確認されたが,図 12 (b)の排水量においても圧 縮・膨張に対応して排水から吸水に転じていることが分か る。また,図 12 (a)より,軸ひずみが増加すると,サクシ ョンは低下している。すなわち,供試体の膨張,つまり吸 水によってサクションが低下することが分かる。したがっ て,水分特性曲線をモデルする場合,飽和度一定条件にお けるサクション~間隙の変化の関係をきちんと定式化する 必要があることを示唆している。



図 11 飽和度一定三軸圧縮試験の応力経路



図 12 サクション〜排水量〜軸ひずみ関係

#### 4. 飽和・不飽和弾塑性構成モデルによる解析

本研究は既存の不飽和土弾塑性構成モデル<sup>2)</sup>に改良を加 え,新しい水分特性モデルを提案し,それを用いた要素シ ミュレーションを行い,実測値と比較することで修正モデ ルの適用性を検討する。

#### 4.1 水分特性曲線モデルの改良点

本研究では, Zhang and Ikariya が提案したモデル<sup>2)</sup>の概 念を用いて, その中の水分特性曲線モデルをベースして 修正を加えた。この水分特性曲線モデルには 8 項目のパ ラメータが関与しており、 $c_1$ 、 $c_2$ 、 $c_3$ の 3 項目のパラメー タはフィッティングにより決定され、他の  $k_{s0}$ 、 $S_r^s$ 、 $S_r^r$ 、  $s_d$ 、 $s_w$ の 5 項目のパラメータは、保水性試験より容易に 決定できる。

一方で、サクション一定条件における三軸試験結果<sup>5)</sup> より、サクションだけでなく、飽和度の変化も不飽和土 の変形に依存する。この時、状態変数(間隙比 e)と水理 学的状態変数(飽和度 Srおよび含水比 w) は次式を満足 しなければならない。

$$w = \frac{S_r e}{G_s}, \quad dS_r = \frac{G_s dw + S_r de}{e} \tag{5}$$

ここで、*G*sは比重である。飽和度増分は間隙比増分 *de* だけではなく、含水比増分 *dw* にも依存することがわかる。

本研究では、飽和度の変化をサクションによるもの ( $dS_r^s = k_s^{-1}ds$ )と、間隙比増分deと含水比増分dwによる もの $dS_r^e$ の単純な和で表現することとする。また、図 10 および図 12 より、含水比増分dwは間隙比増分deと正の 相関がある。すなわち、

$$dS_r^e = -c_{sr} \frac{S_r de}{e} \tag{6}$$

ここで、csrは飽和度に有限変形の影響を考慮に入れたフィッティングパラメータである。

これより,

$$ds = -k_{fd}dS_r^e = k_{fd}c_{sr}\frac{S_r de}{e}$$
(7)

ここで、 $k_{fa}$ はサクションに有限変形を考慮に入れたフィッティングパラメータである。 $c_{sr}$ 、 $k_{fa}$ はサクション一定と飽和度一定三軸試験より決定している。圧縮(排水)および膨張(吸水)条件において、 $k_{fa}$ は異なる値であり、水分特性のヒステリシスを表現できる。

以上より,新たに提案した水分特性曲線モデルを図 13 に示す。すなわち,従来の主曲線と走査曲線(サクション と飽和度はいずれも変化するケース)に、サクションと飽 和度はそれぞれ一定である 2 ケース(合計 3 種類がある) を加えることで,より一般的な水分特性を表現することと した。尚,飽和度一定時に、サクションの変化と有限変形 がもたらした飽和度の増分は大きさこそ同じであるが,正 負は逆である ( $dS_r = dS_r^s + dS_r^e = 0$ )。

#### 4.2 パラメータの決定

解析に使用したパラメータは表 3 および表 4 に示した とおりである。また,解析の初期条件は表 2 に示す通りで あり,過圧密パラメータ の値は 0.132 であり。

図 14 に飽和三軸圧縮試験の実測値と解析値の比較を示 す。図 14 より,飽和三軸圧縮試験の挙動をよく表現でき ていることがわかる。 *R*<sub>cs</sub>, *a*, βは飽和三軸圧縮試験より 決定している。不飽和マサ土の飽和度一定三軸圧縮試験の 解析結果は、この飽和三軸圧縮試験の解析に用いたパラメ ータを変えず, *b*, *csr*, *kg* のみを変化させて、飽和度一定 三軸圧縮試験の試験結果を表現している。



表	3	水分特性曲線の解析パラ	メ	ーク
---	---	-------------	---	----

	Compression	Dilatancy	
Saturated degree of saturation $S_r^s$	0.80		
Residual degree of saturation $S_r$	0.30		
Drying AEV (kPa) $S_d$	5.00		
Wetting AEV (kPa) $S_w$	1.00		
Initial stiffness of scanning curve (kPa) $k^{e}{}_{s\theta}$	1500		
Influence of finite deformation on degrees of saturation $c_{Sr}$	2.00		
stiffness of scannning curve in finite	100	1000	
deformation (kPa) $k_{fd}$	100 1000		
Parameter of shape function $c_1$	0.020		
Parameter of shape function $c_2$	0.080		
Parameter of shape function <i>c</i> <sub>3</sub>	50		

表 4 弾塑性構成モデルの解析パラメータ

Compression index $\boldsymbol{\lambda}$	0.089
Swelling index <i>k</i>	0.008
Critical state parameter $R_{cs}$	3.95
Void ratio N (p"= 98 kPa on N.C.L.)	0.69
Poisson's ratio $\boldsymbol{\nu}$	0.25
Parameter of overconsolidation a	23.0
Parameter of suction <b>b</b>	10.0
Parameter of overconsolidation $\boldsymbol{\beta}$	5.0
Void ratio $N_r$ (p' = 98 kPa on N.C.L.S.)	0.71



図 14 飽和三軸圧縮試験の試験結果と解析値の比較

4.3 飽和度一定三軸圧縮試験の要素シミュレーション 図 15~図 17に飽和度一定三軸圧縮試験の試験結果と要 素シミュレーション結果の比較を示す。飽和度一定条件に おけるサクションの変化を定性的に表現できている。また、



図 15(a)より,s50-2 では,s50-1 よりも,最大軸差応力が 低かったため,実験結果が解析結果より低い結果となった。 図 17(a)より,s10-2 では,s10-1 よりも,軸差応力が高い ため,実験結果が解析結果より高い結果となった。ただし, 最大軸差応力および体積膨張は飽和度が低いほどが大き くなる傾向によく表現できていることがわかる。すなわち, 有限変形を考慮に入れた新たなパラメータを導入するこ とで構成モデルの精度を向上させた。

# 5. まとめ

本稿では、本研究グループが提案する不飽和土構成モデ ルの精度向上を目的に、マサ土を用いた飽和度一定三軸圧 縮試験を実施し、飽和度一定条件での不飽和土のせん断挙 動を調査した。また、実験結果に基づき構成式に含まれる パラメータを決定し、要素シミュレーションを行った。さ らに有限変形を考慮に入れた新たなパラメータを導入こ とによって、より精度の高い水分特性曲線を提案し、構成 モデルの精度を向上させた。以下の結論を得られた。

- 1) 飽和度が低いほど,最大軸差応力が大きくなるが,限 界状態における骨格応力比は同じ値をとる。
- 体積ひずみは、せん断に伴って圧縮から膨張に転じる 傾向にあり、飽和度が低いほど、その膨張量は大きい。
- 3) 基底応力で整理した場合限界状態線の傾きの値は応 力経路によって異なる。一方,骨格応力で整理した場 合その値は一定値であり,より合理的に不飽和土の力 学特性を統一的に表現できることが明らかになった。
- 4) 軸ひずみの増加に伴い、供試体は圧縮から膨張に転じる傾向を示したが、この挙動に対応し、水の出入りも 排水から吸水に転じた。また、軸ひずみの増加に伴い、 サクションは低下する傾向を示した。これは、供試体の膨張により、吸水したためと言える。
- 5) 飽和度~サクション関係に有限変形を考慮した新た なパラメータを導入することによって、構成モデルの 精度を向上させた。

#### 参考文献

- Alonso, E. E., Gens, A. and Josa, A.: A constitutive model for partially saturated soils, Géotechnique, Vol. 40, No.3, 405-430, 1990.
- Zhang, F. and Ikariya, T.: A new model for unsaturated soil using skeleton stress and degree of saturation as state variables, Soils and Foundations, Vol. 51, No.1, pp. 67-81, 2011.
- Barrera, M.: Estudio experimental del comportamiento hidromecánico de suelos colapsables, PhD Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain, 2002.
- Burton, G. J., Pineda, J. A., Sheng, D., Airey, D. and Zhang, F.: Exploring one-dimensional compression of compacted clay under constant degree of saturation paths, Géotechnique, Vol. 66, No. 5, pp. 435-440, 2015.
- 5) 沖野頌悟, 熊曦, 常本貴史, 岩井裕正, 張鋒: 不飽和マサ土 を用いた飽和度一定およびサクション一定三軸圧縮試験, 第 53 回地盤工学研究発表会, pp. 1~2, 2018

# *u-w-p* formulation に基づく水~土骨格連成有限変形解析コードの開発と検証 Development and verification of "*u-w-p* formulation"-based soil-water coupled finite deformation analysis

豊田智大<sup>1</sup>,野田利弘<sup>2</sup>

1 名古屋大学大学院・工学研究科・toyoda.tomohiro@i.mbox.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学・減災連携研究センター

#### 概 要

飽和土の水~土骨格連成解析は、間隙水の静的浸透を仮定する *u-p* formulation に基づいて定式化されることが多い。筆者らは、この仮定を導入しない *u-w-p* formulation に基づく解析手法を新たに開発してきた。本稿では、振動の計算および高透水性土の即時沈下解析を通して、本手法の有効性を検証した結果を示す。

キーワード:水~土骨格連成解析, Full-formulation, u-w-p formulation, 有限変形, 高透水性

1. はじめに

混合体理論に基づく飽和土の水~土骨格連成計算は,間 隙水の静的浸透を仮定する *u-p* formulation と,動的浸透も 考慮する Full-formulation の2種類に大別される。著者らは これまでに, Full-formulation (とくに *u-w-p* formulation<sup>1)</sup>) に基づく連成解析手法を新たに構築してきた。本稿では, 本手法を振動問題および超高透水性土の圧密問題に適用 した結果を示す。

# u-w-p formulation に基づく支配方程式の要諦と u-p formulationの限界に関する考察

#### 2.1 支配方程式

著者らは, *u-p* formulation に基づく土の動的/静的水~ 土骨格連成有限変形解析コード *GEOASIA*<sup>2)</sup>を *u-w-p* formulation に則って再定式化することで,間隙水の慣性を 考慮した方程式系を新たに構築した。*u-w-p* formulation の 支配方程式を以下に示す。

<u>混合体の運動方程式</u>  $\rho_s D_s \boldsymbol{v}_s + \rho_f D_f \boldsymbol{v}_f = \text{div} \boldsymbol{T} + \rho \boldsymbol{b}$ 

$$\rho^{f} \mathcal{D}_{f} \boldsymbol{v}_{f} = -\gamma_{w} \operatorname{grad} h - \frac{\gamma_{w}}{k} \boldsymbol{w} \quad \left(h = z + \frac{p}{\gamma_{w}}\right)$$
(2)

連成式

$$\operatorname{div}\boldsymbol{v}_s + \operatorname{div}\boldsymbol{w} = 0 \tag{3}$$

ここに、 $\rho^f$ ,  $\rho^s$ ,  $\rho_f = n\rho^f$ ,  $\rho_s = (1-n)\rho^s$ ,  $\rho = \rho_s + \rho_f$ は それぞれ間隙水と土粒子の真密度,固相と液相のみかけの 密度,混合体の密度を表す,  $D_s$ ,  $D_f$ は固相,液相からみた 物質時間微分,  $v_s$ ,  $v_f$ は固相,液相の速度,  $w = n(v_f - v_s)$  は間隙水の相対平均流速, Tは全応力テンソル, bは物体 力, hは全水頭, nは間隙率, kは透水係数,  $\gamma_w$ は水の単位 体積重量である。u-w-p formulation では未知数として固相 速度 $v_s$ , 相対平均流速w, 間隙水圧pの 3 つを考えるため (なお, 液相の運動を記述する変数として $v_f$ ではなくwを 採用するのは, 不連続な間隙率場で $v_f$ もまた不連続となる ため), 式中の液相速度 $v_f$ および液相加速度 $D_f v_f$ は $v_s \geq w$ を用いて書き換えてから離散化する。すなわち,

$$\boldsymbol{v}_f = \boldsymbol{v}_s + \frac{\boldsymbol{w}}{n} \tag{4}$$

$$D_{f} \boldsymbol{v}_{f} = D_{s} \boldsymbol{v}_{s} + \frac{1}{n} D_{s} \boldsymbol{w} + \frac{1}{n} (\nabla \boldsymbol{v}_{s}) \boldsymbol{w} + \frac{1}{n^{2}} (\nabla \boldsymbol{w}) \boldsymbol{w} - \frac{1-n}{n^{2}} (\nabla \cdot \boldsymbol{v}_{s}) \boldsymbol{w} - \frac{1}{n^{3}} (\nabla n \cdot \boldsymbol{w}) \boldsymbol{w}$$
(5)

一方, u-p formulation の支配方程式は

混合体の運動方程式  
$$\rho D_s \boldsymbol{v}_s = \operatorname{div} \boldsymbol{T} + \rho \boldsymbol{b}$$
 (6)  
連成式

$$\frac{\rho^{f}k}{\gamma_{w}}\operatorname{div}(\mathrm{D}_{s}\boldsymbol{v}_{s}) - \operatorname{div}\boldsymbol{v}_{s} + \operatorname{div}(k\mathrm{grad}\boldsymbol{h}) = 0$$
(7)

と表される。これは, *u-w-p* formulation の支配方程式(1)-(3) に「間隙水の土骨格に対する相対加速度が土骨格の加速度 に対して十分小さい」という,次の静的浸透の仮定を考慮 することで得られる。

$$\mathbf{D}_f \boldsymbol{v}_f - \mathbf{D}_s \boldsymbol{v}_s \ll \mathbf{D}_s \boldsymbol{v}_s \tag{8}$$

これにより,未知数を固相速度**v**<sub>s</sub>,間隙水圧pの2つに縮 約できるが,2.3 に示すように高透水性材料への適用限界 を有する。なお,式(3)右辺第2項は西村<sup>3)</sup>に倣い定式化し た相間相互作用力である。構成式は亜弾性 Hooke 則とし, 客観応力速度として Green-Naghdi rate<sup>4)</sup>を採用する。

(1)

#### 2.2 時空間離散化

固相速度 $v_s$ および間隙水の相対平均流速wは有限要素法(1次の Iso-parametric 要素)により空間離散化し,時間 積分公式には躍度(加加速度)線形性を仮定する Wilson- $\theta$ 法を用いる<sup>2)</sup>。間隙水圧pは有限体積法(Christian 流また は田村流の物理モデルの拡張適用<sup>5),6),7)</sup>)により空間離散 化し,時間積分公式には台形公式を用いる。

ここでは,連成式についてのみ,時空間離散化された支 配方程式の具体形を示しておく。

#### (1) *u-w-p* formulation

式(3)の連成式を有限要素法で空間離散化する。

 $\mathcal{L}\{\boldsymbol{v}_s^N\} + \mathcal{L}\{\boldsymbol{w}^N\} = 0$ 

(9)

ここに, {*v*<sub>s</sub><sup>*N*</sup>}, {*w*<sup>*N*</sup>}は, それぞれ固相速度および液相速度 の各節点での値を並べてできる係数列ベクトルである。

また、 $L = \int_{v} [B_{v}] dv$ は要素の節点速度を体積変化率に変換する要素マトリクス、 $[B_{v}]$ はdiv $v = [B_{v}] \{v^{N}\}$ と書いたときの形状関数の勾配を並べてできる行列である。Wilson- $\theta$ の時間積分公式を代入すれば、

$$\frac{1}{6} L\{(\theta \Delta t)^{3} \ddot{\boldsymbol{v}}_{s}^{N}\}|_{t+\theta \Delta t} + \frac{1}{6} L\{(\theta \Delta t)^{3} \ddot{\boldsymbol{w}}^{N}\}|_{t+\theta \Delta t}$$

$$= -L \left[\{(\theta \Delta t) \boldsymbol{v}_{s}^{N}\}|_{t} + \{(\theta \Delta t)^{2} \dot{\boldsymbol{v}}_{s}^{N}\}|_{t} + \frac{1}{3} \{(\theta \Delta t)^{3} \ddot{\boldsymbol{v}}_{s}^{N}\}|_{t}\right]$$
(10)

$$-L\left[\{(\theta\Delta t)\boldsymbol{w}^{N}\}|_{t} + \{(\theta\Delta t)^{2}\boldsymbol{\dot{w}}^{N}\}|_{t} + \frac{1}{2}\{(\theta\Delta t)^{3}\boldsymbol{\ddot{w}}^{N}\}|_{t}\right]$$

ここに、 $\theta$ は Wilson- $\theta$ 法のパラメータ、 $\Delta t$ は時間刻み幅で ある。このように、*u-w-p* formulation では、水〜土骨格連 成式中の相対平均流速*w*を直接有限要素法のみで離散化 することができるため、式の形は極めてシンプルになる。 この定式化の場合、Christian・田村流の物理モデルは液相 の運動方程式中で考慮されることとなる。

#### (2) *u-p* formulation

一方, *u-p* formulation の連成式(7)は, Laplace 方程式の左 辺に相当する項div(*kgradh*)が出現するため、これの体積 積分を Christian・田村流の有限体積法で離散化することと なる。

$$\left(\frac{\rho^{f}k}{\gamma_{w}}\mathsf{L}+\mathsf{L}_{b}\right)\{\dot{\boldsymbol{v}}_{s}^{N}\}-\mathsf{L}\{\boldsymbol{v}_{s}^{N}\}+\mathsf{H}\{p^{E}\}=\{f_{u}\}$$
(11)

ただし、 $\{p^{E}\}$ は間隙水圧の各要素代表値、HおよびL<sub>b</sub>は div(kgradh)の体積積分を有限体積法により空間離散化す ることにより出現する係数マトリクスであり、H>0をみ たす。また、 $\{f_{u}\}$ は既知の位置水頭を右辺に移項して得ら れる係数ベクトルである。時間積分公式を代入すれば、

$$-\left(\frac{1}{6} - \frac{1}{2\theta\Delta t} \frac{\rho^{f} k}{\gamma_{w}}\right) L\{(\theta\Delta t)^{3} \ddot{v}_{s}^{N}\}\Big|_{t+\theta\Delta t} + (\theta\Delta t) H\{p^{E}\}|_{t+\theta\Delta t}$$
(12)

$$= \{(\theta \Delta t)f_u\}|_{t+\theta \Delta t} + L\{(\theta \Delta t)\boldsymbol{v}_s\}|_t$$

$$+ \left(1 - \frac{1}{\theta \Delta t} \frac{\rho^f k}{\gamma_w}\right) L\{(\theta \Delta t)^2 \boldsymbol{\dot{v}}_s\}|_t$$

$$+ \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{2\theta \Delta t} \frac{\rho^f k}{\gamma_w}\right) \{(\theta \Delta t)^3 \boldsymbol{\ddot{v}}_s\}|_t$$

数値解析に際しては、まず計算の時刻t = tにおける諸量 から $t = t + \theta \Delta t$ における諸量を離散化された支配方程式 より陰的(implicit)に求める。そして、t = tにおける諸 量と $t = t + \theta \Delta t$ における諸量から $t = t + \Delta t$ の諸量を更新 してゆくことにより、あたかもその状態が基準配置である かのように次々と変形を追跡してゆく(up-dated Lagrange 法)。t = tから $t = t + \theta \Delta t$ に時間を進める毎刻の初回の計 算(iteration する前)では、Noda et al.<sup>2)</sup>に倣い、時刻  $t = t + \theta \Delta t$ における各種状態量は Euler 法により陽的に予 測することとした。また、収束判定は各要素の各積分点

(Gauss 点)における相当応力の現 iteration の値について 直前の iteration の値に対する絶対誤差を用いることとした。 すべての積分点における相当応力の絶対誤差が十分に小 さい場合に次の時間ステップに更新する。

#### 2.3 u-p formulation の限界と Full-formulation の有効性

(1) *u-p* formulation で動的問題を解く場合

土骨格が動的に運動する場合 ( $\dot{v}_s \neq 0$ ) を考える。式(12) の左辺第1項の係数

$$\gamma_{\theta 1} = \frac{1}{6} - \frac{1}{2\theta\Delta t} \frac{\rho^f k}{\gamma_w} \tag{13}$$

は、透水係数~時間刻み幅比 $k/\Delta t$ が小さければ正値となる が、 $k/\Delta t$ が大きければ負値となる。通常、 $\gamma_{\theta 1} > 0$ であれ ば、式(12)より「土骨格の圧縮/膨張に伴い間隙水が流出 /流入する」現象が解かれるが、 $\gamma_{\theta 1} < 0$ となった場合、 左辺第1項の符号反転により「土骨格の膨張/圧縮に伴い 間隙水が流出/流入する」というあべこべの現象が解かれ、 u-p計算は求解不能に陥る(u-p formulationの限界<sup>2</sup>))。す なわち、u-p formulation は①透水係数kが大きい材料(高透 水性土)を解く場合、②透水係数kが比較的小さくても、 $\Delta t$ を小さくとらなければ観察され得ない急速または瞬間的 な現象を解く場合には、全く歯が立たない。ここで、  $\gamma_{\theta 1} = 0$ は、(加速度項が有意に働く場合において)u-pformulation による計算可能領域と不可能領域を隔てる閾 線を与えることから、以後、この式を「 $\gamma_{\theta 1}$ 基準」と呼ぶ。

<u>**u-**</u>p 計算の安定条件(γ<sub>θ1</sub>基準)

$$\begin{aligned} \gamma_{\theta 1} &= \frac{1}{6} - \frac{1}{2\theta\Delta t} \frac{\rho^{f} k}{\gamma_{w}} > 0 \\ \Leftrightarrow & \frac{k}{\Delta t} < \frac{\theta\gamma_{w}}{3\rho^{f}} \end{aligned} \tag{14}$$

一方,加藤満学位論文<sup>8)</sup>に倣い,Routh-Hurwitzの安定判 別法により本スキームの安定性を検討することもできる。 こちらは,連成式だけでなく,混合体の運動方程式も含め たシステムとしての安定条件を導くものであり,時間離 散化された混合体運動方程式の rate-type および連成式と 時間積分公式を連立漸化式の形で整理して得られる漸化 式

$$\begin{bmatrix} 0 & \frac{\rho^{f}k}{\gamma_{w}} & -1 & -\frac{k}{\gamma_{w}}w^{2} \\ -\frac{1}{6}(\theta\Delta t)^{2} & 0 & 1 & 0 \\ -\frac{1}{2}(\theta\Delta t) & 1 & 0 & 0 \\ (\theta\Delta t)x^{2} & 0 & (\theta\Delta t) & -y^{2} \end{bmatrix}^{\begin{bmatrix} \ddot{u}_{n+1} \\ \dot{u}_{n+1} \\ p_{n+1} \end{bmatrix}}$$

$$= \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{1}{3}(\theta\Delta t)^{2} & (\theta\Delta t) & 1 & 0 \\ \frac{1}{3}(\theta\Delta t)^{2} & (\theta\Delta t) & 1 & 0 \\ \frac{1}{2}(\theta\Delta t) & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -y^{2} \end{bmatrix}^{\begin{bmatrix} \ddot{u}_{n} \\ \ddot{u}_{n} \\ \dot{u}_{n} \\ \dot{p}_{n} \end{bmatrix}}$$

$$(15)$$

の収束条件は, その特性方程式

1

$$\begin{vmatrix} 0 & \frac{p \cdot k}{\gamma_{w}} \lambda \\ -\frac{1}{6} (\theta \Delta t)^{2} \lambda - \frac{1}{3} (\theta \Delta t)^{2} & -(\theta \Delta t) \\ -\frac{1}{2} (\theta \Delta t) \lambda - \frac{1}{2} (\theta \Delta t) & \lambda - 1 \\ (\theta \Delta t) x^{2} \lambda & 0 & (16) \\ \hline & -\lambda & -\frac{k}{\gamma_{w}} w^{2} \lambda \\ \lambda - 1 & 0 \\ 0 & 0 \\ (\theta \Delta t) \lambda & -y^{2} \lambda + y^{2} \end{vmatrix} = 0$$
  
に Routh-Hurwitz の安定判別法を適用して,

ofk

<u>u-p計算の安定条件(Routh-Hurwitz 基準)</u>

$$\frac{k}{\Delta t} < \frac{\theta \gamma_w}{9\rho^f} \tag{17}$$

と得られる(詳細は紙幅の都合上割愛する)。 $\gamma_{\theta 1}$ 基準とし て導出した式(14)と比較すると、こちらの方がより厳格な 条件となっていることがわかる。

## (2) *u-p* formulation で準静的問題を解く場合

土骨格の運動が十分静的に生じる場合( $\dot{v}_s \simeq 0$ ),式(11) は左辺第1項が消滅して

 $-L\{v_s^N\} + H\{p^E\} = \{f_u\}$ (18)

となり,時間離散化しても

$$-\frac{1}{6} L\{(\theta \Delta t)^3 \ddot{\boldsymbol{\nu}}_s^N\}|_{t+\theta \Delta t} + (\theta \Delta t) H\{p^E\}|_{t+\theta \Delta t}$$

$$= \{(\theta \Delta t)f_{u}\}|_{t+\theta \Delta t} + L\{(\theta \Delta t)v_{s}\}|_{t} + L\{(\theta \Delta t)^{2}\dot{v}_{s}\}|_{t} + \frac{1}{3}\{(\theta \Delta t)^{3}\ddot{v}_{s}\}|_{t}$$
(19)

となるから、 $\gamma_{\theta_1}$ に相当する項は出現せず、あべこべな現象も生じ得ない。すなわち、準静的問題に限り、連成計算は透水係数によらず(上記の $\gamma_{\theta_1}$ 基準と無関係に)無条件で安定する。

#### (3) *u-w-p* formulation で解く場合

**u-w-p** formulation では、連成式の原型を直接離散化した 式(10)を解いているため、そもそも係数 $\gamma_{\theta 1}$ が出現しない。 すなわち、 $\gamma_{\theta 1}$ のような解析可能範囲の限界は存在せず、 **u-p** formulation では破綻するような動的連成問題であって も難なく求解することが可能となる。

# 3. 振動問題

本章では,振動問題を *u-p* formulation および *u-w-p* formulation でそれぞれ解き, *u-p* formulation による解析可 能領域を明確に示すとともに,この外側に位置する *u-p* 計 算不能域においても *u-w-p* formulation であれば解析が可能 となることを示す。

#### 3.1 解析条件

表1に示す均質一様な2相系弾性体で構築される図1の 有限要素メッシュの底面に水平変位として正弦波を入力 する。両側面には等変位境界を課した。また、自重は考慮 せず、初期水圧は0とした。上面で水圧0の排水境界を与 え、その他の面はすべて非排水とした。正弦波の振幅は a=0.1m とした。また、正弦波1周期の分割数を統一する ため、角振動数 $\omega=10^{5}$  rad/s ( $z \in \mathbb{Z}$ )の波に対応する時間刻 み幅を $\Delta t=10^{-22}$  sec とした。

#### 3.2 解析結果

複数の透水係数k,角速度 $\omega$ (時間刻み幅 $\Delta t$ )の組合せ に対して上述の解析を行い,陰解法のiterationが毎刻収束 するか否かを,横軸を時間刻み幅 $\Delta t$ ,縦軸を透水係数kに とった図 2(a)のチャート上に調べた範囲でプロットした。 記号O・+はそれぞれ u-p formulation で計算可能・不能な 条件であることを示す。また、赤色の破線は式(14)の $\gamma_{\theta1}$ 基 準に相当し、上側で計算不可能、下側で計算可能と判別さ れる。同図より、解析結果がこの閾線近傍で計算可能域と 不能域に分かれていることが確認できる。一方、赤色の実 線は Routh-Hurwitz 安定判別法により導出される式(17)の 閾線を表したものであるが、先の $\gamma_{\theta1}$ 基準に対して、こち らの閾線の方が、u-p計算の可否をより正確に表している ことが確認できる。

ただし、時間刻み幅 $\Delta t$ が 10<sup>-3</sup> cm/s より大きい範囲では、  $\gamma_{\theta 1}$ 基準線の上側でも解析が出来ることがわかる。これは、 角速度 $\omega$ の小さい範囲(時間刻み幅 $\Delta t$ の大きい範囲)では、 振動は超長周期であり、準静的問題と見做せるため、2。 3(2)で考察したように、たとえ $\gamma_{\theta 1}$ 基準に抵触しても、あべ こべの現象を生じないことに由来する。

一方, *u-w-p* formulation による計算可能域〇では閾線上
 側でも発散することなく計算を継続できており,これは
 *u-w-p* formulation による解析可能域の拡大を意味する。

また,ある透水係数k,角速度 $\omega$ に対して,計算の可能 な $\Delta t$ が存在するかを示した図 2(b)が得られる。同図は,kが 大きくなるほど式(6)より $\Delta t$ を粗くとる必要があり, $\Delta t$ が粗

表 1 材料定数と初期状態

Young's modulus E	10000 kN/m <sup>2</sup>
Poisson's ratio v	0.35
Initial porosity $n_0$	0.50
Density of soil particle $\rho^s$	2.65 g/cm <sup>3</sup>
Density of pore water $\rho^{f}$	1.00 g/cm <sup>3</sup>



いほど高周波の解析が困難になることから、透水性が高い ほど解析可能な角速度の上限が下がることを意味してい る。u-w-p formulation の適用により、kによらず $\Delta t$ を細か く設定できるため、この問題を克服することができる。

なお、図 2(a)の点 A、B は *u-p* formulation, *u-w-p* formulation のいずれの方法でも解析可能な透水係数・時間 刻み幅の組合せであるが、これらの条件に対して、角速度 を $\omega$ =1rad/s に統一して解析すると、地表面の変位~時間関 係および底面隣接要素の水圧~時間関係として図 3 およ び図 4 が得られる。同図のように、 $\gamma_{01}$ 基準下側の点 A で は、沈下量・水圧ともに *u-p* formulation と *u-w-p* formulation で差が無い (*u-p* 近似は妥当である)が、 $\gamma_{01}$ 基準近傍の点 B では、沈下~時間関係は一致するものの、水圧~時間関 係は一致していない。このことから、準静的な問題で $\gamma_{01}$ 基 準上側での *u-p* 計算が一応実行できたとしても、厳密に空 海できているとは限らない。なお、弾性体にせん断波を与 えているにもかかわらず水圧を生じるのは亜弾性構成則 に起因するが、ここでは詳細を割愛する。

#### 4. 高透水性土の即時沈下問題

有限変形場における一次元弾性有限変形圧密問題を, *u-w-p* formulation で解く。ここでは、透水係数kのオーダー を段階的に変えた場合に、どのような現象が解かれるかを 観察する。透水係数が大きくなると圧密に要する時間は短 くなってゆくが、それとともに、間隙水は動的に運動する ようになり、*u-w-p* formulation によってのみ求解可能な、 瞬間載荷直後にごく短時間で起こる現象を求解すること ができる。この種の問題は、透水係数kの大きさのみなら ず、時間刻み幅を小さい場合でも計算できる Full-formulation によってのみ求解可能な現象である。







#### 4.1 解析条件

有限要素メッシュと弾性体の材料定数はそれぞれ図 5, 表2のように設定する。ここでは、瞬間載荷に等価な初期 条件として模型全体に初期水圧 100kPa を与え,これが消 散する過程での圧密沈下量ρと模型中心における水圧pの 水位を調べた。

#### 4.2 解析結果

異なる透水係数kに対する沈下-時間関係を図6に,中心 深さにおける水圧-時間関係を図7に示す。

#### (1) 低透水性土 (k<10<sup>-4</sup>cm/s)

沈下~時間関係は図 6(a)のような下に凸なカーブとな り、1次元静的有限変形圧密の理論解と一致する。このこ とは、低透水性土において土骨格と間隙水の運動は十分静 的に起こり、慣性による効果は顕在化しないことを意味す る。なお、この透水係数の範囲では *u-p* formulation によっ ても同様の解を得ることができる。



#### (2) 高透水性土 (10<sup>-3</sup> cm/s < k < 10<sup>-2</sup> cm/s)

沈下~時間関係は、図 6(b)のように大域的には下凸カー ブに見えるが、間隙水の慣性に起因して、初期に静止して いた間隙水が加速されてゆくため、沈下~時間関係は S 字 カーブとなる。その後は透水係数の逆数に比例する相互作 用力により間隙水の運動にブレーキがかかるため、間隙水 の運動はやがて静的になり、沈下~時間関係もまた静的理 論解に収束してゆく。なお、この問題を *u-p* formulation で 解くと解析が破綻することから、*u-w-p* formulation の有効 性を確認しているが、詳細は割愛する。



図1 メッシュ (圧密計算)

#### 表 2 材料定数と初期状態

Young's modulus E	100000 kN/m <sup>2</sup>
Poisson's ratio v	0.35
Initial porosity $n_0$	0.50
Density of soil particle $\rho^s$	2.65 g/cm <sup>3</sup>
Density of pore water $\rho^{f}$	$1.00 \text{ g/cm}^3$

# (3) 超高透水性土 (10<sup>-1</sup>cm/s<k)

nn

透水係数が非常に大きい場合,沈下~時間関係は図 6 (c)~(e)のような減衰振動となる。さらに,その中でも透水 係数が小さいほど過減衰,大きいほど非減衰に近い応答を 示している。

混合体の運動方程式(1)に液相の運動方程式(2)を代入し、 連成式(3)より $v_s + w = 0$  (1次元)であることを考慮しつ つ、弾性体の構成式を簡潔に、divT = -Ku(u: 骨格変位)とかくと、

$$\rho_s D_s \ddot{\boldsymbol{u}} + \frac{n\gamma_w}{k} \dot{\boldsymbol{u}} + \mathbf{K} \boldsymbol{u} = \rho \boldsymbol{b} + n\gamma_w \text{grad} h$$
(20)

という骨格の運動に関する方程式が得られる。この方程式 は減衰振動を表し、この中で相互作用力は骨格にとって粘 性項の役割を果たすことがわかる。つまり骨格の運動は、 透水係数が大きければ粘性項は小さくなるため過減衰に、 透水係数が小さければ粘性項は大きくなるため非減衰に 近づく。このことは解析結果にも符合する。図7の間隙水 圧もまた同様の傾向を示す。

# 5. まとめ

本稿では、筆者らが新たに開発した *u-w-p* formulation に 基づく水~土骨格連成解析手法を振動問題および高透水 性土の即時沈下問題に適用し、以下の結論を得た。

- *u-p* formulation による振動計算は,高透水性土(k→大) または高周波の振動(Δt→小)において破綻するが,
   *u-w-p* formulation ではこのような破綻を来すことなく 求解することが可能である(Validation)。
- **u**-p formulation による計算不能域は,水〜土骨格連成 問題が動的であり,かつ透水係数〜時間刻み幅 $k/\Delta t$ の 値が「閾値」を超過する範囲において生ずる。この「閾 値」は、連成式の物理的考察から導かれる $\theta\gamma_w/3\rho^f$ ( $\gamma_{\theta 1}$ 基準)のほかに, Routh-Hurwiczの安定判別法か ら誘導される $\theta\gamma_w/9\rho^f$ があり,後者の方が実際の振動 計算の可否をより正確に表現している。



一次元弾性有限変形圧密問題を*u-w-p* formulationで解くことで,沈下~時間関係が1)低透水性土では下に凸のカーブ,2)高透水性土ではS字カーブ,3)超高透水性土では減衰振動となることを示した。2)および3)は *u-p* formulation では求解不能な問題である(Validation)。

# 謝辞

本研究は科学研究費補助金(基盤研究(A):課題番号 17H01289)の補助を受けて実施した。

#### 参考文献

 Zienkiewicz, O. C., Chan, A. H. C., Pastor, M., Schrefler, B. A. and Shiomi, T.: Computational geomechanics with special reference to earthquake engineering, John Wiley & Sons, pp.17-36, 1999.



- Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, Soils and Foundations, Vol.48, No.6, pp.771-790, 2008.
- 3) 西村直志:第3章土質力学,地盤工学ハンドブック, pp.51-64, 地盤工学会, 1999.
- Green, A. E. and Naghdi, P. M.: A general theory of elasto-plastic continuum, Archive for Rational Mechanics and Analysis, Vol.18, pp.251-281, 1965.
- Christian, J. T.: Undrained stress distribution by numerical method, Proceedings of ASCE, Vol.94, SM6, pp.1331-1345, 1968.
- 6) 赤井浩一,田村武:弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文集,第269号, pp.95-104, 1978.
- Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Soil-water coupled behavior of saturated clay near/at critical state, Soils and Foundations, Vol.34, No.1, pp.91-106, 1994.
- 8) 加藤満:多次元液状化解析法とその応用に関する研究,岐阜大 学学位論文,1995.

# 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 (Development and validation of a finite deformation analysis method for unsaturated soil based on newly defined effective degree of saturation)

吉川高広<sup>1</sup>,野田利弘<sup>2</sup>,西垣隆士<sup>3</sup>

- 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 東海旅客鉄道株式会社

#### 概 要

不飽和土の保水性を表す水分特性式は、最大の水分量と最小の水分量の間で定義される有効飽和度とサクションの関係を記述する。水分量として飽和度を用いる場合を考えると、低サクションにおいては間隙水に封入された空気が存在するため、最大の飽和度は100%より低く、高サクションにおいては土粒子表面に吸着水が残留するため、最小の飽和度は0%より高い。本研究では、間隙空気を「封入空気」と連続した相として存在する「連続空気」に、間隙水を「吸着水」と「自由水」に明確に分けて扱い、新たに有効飽和度を定義し直す。その有効飽和度に基づいた不飽和土の有限変形解析手法を開発した。また、本解析手法が封入空気を考慮可能であることの有効性を、2 つの解析事例を通じて示した。具体的には、保水性試験のシミュレーションを通じて、連続空気と封入空気が遷移できる点を、サクション 0kPa の非排気非排水せん断試験のシミュレーションを通じて、封入空気の圧縮性を表現できる点を示し、本解析手法の妥当性確認を行った。

キーワード:不飽和土,水分特性曲線,有効飽和度,封入不飽和

# 1. はじめに

不飽和土の保水性を表す水分特性式は,最大の水分量と 最小の水分量の間で定義される有効飽和度とサクション の関係を記述する。水分量として飽和度を用いる場合を考 えると,低サクションにおいては間隙水に封入された空気 が存在するため,最大の飽和度は100%より低く,高サク ションにおいては土粒子表面に吸着水が残留するため,最 小の飽和度は0%より高い。本研究では,間隙空気を「封 入空気」と連続した相として存在する空気(以後「連続空 気」)に,間隙水を「吸着水」と「自由水」に明確に分け て扱い,新たに有効飽和度を定義し直す。その有効飽和度 に基づいた不飽和土の有限変形解析手法を提案する。また, 特に封入空気を考慮可能であることの有効性を,2つの解 析事例を通じて示す。

## 2. 新たな有効飽和度および各種諸量の定義

図1は土の示相図を示す。「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、自由水+封入空気が有効間隙に占める体積割合を 有効飽和度 $S_e^l$ と定義する。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 $S_i^w$ と定義する。吸 着水は、高サクショ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、本論文では材料定数と考える (吸着水は非圧縮と仮定)。なお、図中の $G_s$ は土粒子の比 重であり、土粒子の体積を1としたとき、吸着水の体積は  $w_rG_s$ になる。



図1 土の示相図

# 3. 土骨格~自由水~封入空気~連続空気連成有限 変形解析手法の提案

前章で述べた通り,不飽和土が土骨格,自由水,封入空 気,連続空気の4相で構成されると考えるため,既往の3 相系解析と異なり,4相に対して運動方程式や質量保存式 を記述する。*u-p* formulation に基づき,de Boer<sup>1</sup>),西村<sup>2</sup>), Noda et al.<sup>3</sup>), Noda and Yoshikawa<sup>4</sup>)に倣って定式化する。そ の結果,最終的には次に示す運動方程式,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 連成式を得る。

$$\rho \dot{\boldsymbol{v}}_{s} = \operatorname{div} \boldsymbol{T} + \rho \boldsymbol{b} \tag{1}$$

$$S_{e}^{1}S_{1}^{w}\operatorname{div}\nu_{s} + \frac{1}{\rho^{1w}}\operatorname{div}\{\rho_{1w}(\nu_{1w} - \nu_{s})\}$$
  
+  $n_{e}S_{1}^{w}\dot{S}_{e}^{1} + n_{e}S_{e}^{1}\dot{S}_{1}^{w} + \frac{n_{e}S_{e}^{1}S_{1}^{w}}{K_{w}}\dot{p}^{1} = 0$ 
(2)

$$S_{e}^{1}S_{1}^{a}\operatorname{div}_{s} + \frac{1}{\rho^{a}}\operatorname{div}_{s}^{2}\left\{\rho_{a}\left(\nu_{a}-\nu_{s}\right)\right\} + n_{e}S_{1}^{a}\dot{S}_{e}^{1} + n_{e}S_{e}^{1}\dot{S}_{1}^{a} + \frac{n_{e}S_{e}^{1}S_{1}^{a}}{K_{a}}\dot{p}^{1} = \frac{m_{b}}{\rho^{b}}$$
(3)

$$S_{c}^{g} \operatorname{div}_{s} + \frac{1}{\rho^{ga}} \operatorname{div} \{ \rho_{ga} (\boldsymbol{v}_{ga} - \boldsymbol{v}_{s}) \}$$

$$+ n_{e} \dot{S}_{e}^{g} + \frac{n_{e} S_{e}^{g}}{K_{a}} \dot{\rho}^{g} = \frac{m_{ga}}{\rho^{ga}}$$

$$(4)$$

ここで、上付き"・"は土骨格から見た物質時間微分を表 す。 $v_s$ は土骨格の速度ベクトル、 $\dot{v}_s$ は土骨格の加速度ベ クトル、Tは全 Cauchy 応力テンソル(引張が正)、bは単 位質量あたりの物体力ベクトルである。 $p^1$ は自由水の圧 力、 $p^e$ は連続空気の圧力であり、封入空気の圧力は自由 水の圧力 $p^1$ に等しいと仮定する( $p^1 \ge p^e$ は圧縮が正)。  $\rho$ は土全体の密度、 $\rho^{Iw}$ 、 $\rho^{Ia}$ および $\rho^{ga}$ はそれぞれ、自 由水、封入空気および連続空気の単体としての真の密度、  $\rho_{Iw}$ 、 $\rho_{Ia}$ および $\rho_{ga}$ はそれぞれ、自由水、封入空気および連続空気の混合体の構成要素としての密度である。 $v_{Iw}$ 、  $v_{Ia}$ および $v_{ga}$ はそれぞれ、自由水、封入空気および連続空 気の速度ベクトルである。 $K_w \ge K_a$ はそれぞれ水と空気 の体積弾性係数である。また、 $S_e^e = 1 - S_e^l$ 、 $S_1^a = 1 - S_1^w$ で ある。

 $m_{la} \geq m_{ga}$ はそれぞれ,封入空気と連続空気が単位時間・単位体積当たりに湧き出す質量である。不飽和状態にある土は、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、本論文では次の(i)と(ii)に示す $m_{la} \geq m_{ga}$ の構成モデルを考える。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( $\dot{S}_{c}^{l} \geq 0$ 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  $\dot{S}_{e}^{l} \ge 0$ 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。

$$\frac{m_{\rm la}}{\rho^{\rm la}} = n_{\rm e} \alpha^* S_{\rm e}^{\rm g} \left( 1 - S_{\rm e}^{\rm g} \right) \dot{S}_{\rm e}^{\rm l} \tag{5}$$

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 (S<sub>e</sub> < 0 の場合)

 $\dot{S}_{c}^{l} < 0$ のときに遷移すると考える。 $S_{l}^{a} = 0$ で封入空気が存在しないときは遷移しない。また、 $S_{l}^{a} = 1$ 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。

$$\frac{m_{\rm ga}}{\rho^{\rm ga}} = n_{\rm e}\mu^* \ln(1 - S_1^{\rm a})\dot{S}_{\rm e}^{\rm l}$$
(6)

ここに µ<sup>\*</sup> は材料定数で, 値が大きいほど遷移量が多い。

また,自由水と連続空気の運動に関しては,運動方程式 において慣性力も考慮したダルシー則を満たすような相 互作用力を仮定する。封入空気の運動に関しては,例えば 自由水と一緒に運動することも考えられるが,本論文では 土骨格に対して運動しないものと仮定する。

応力の式は骨格応力の概念<sup>5</sup>に基づき,新たに定義した 有効飽和度 S<sup>L</sup>を用いて次式のように記述する。

初期値・境界値問題に対する解は、式(1)の3式に式(2)、 式(3)、式(4)を加えた合計6式に対して、 $v_s$ の3成分と $p^1$ 、  $p^g$ 、 $S_1^w$ の計6個を未知数として求める。なお、有効飽和 度 $S_e^l$ は水分特性モデルから計算する。また、運動方程式 はNoda et al.<sup>3</sup>に倣い、幾何学的非線形性と材料非線形性を 考慮するために、土骨格から見た物質時間微分を施した速 度型で表す。

#### 4. 解析手法の特徴

本解析手法は、間隙空気を封入空気と連続空気に、間隙 水を吸着水と自由水に明確に分けて扱う点が大きな特徴 である。この有効性を、(i)低サクションで連続空気が存 在しない場合と(ii)高サクションで自由水が存在しない 場合に分けて説明する。

まず,2章で述べたように,有効飽和度 St を自由水+封 入空気が有効間隙に占める体積割合と定義した。ここで, 有効飽和度 St および飽和度 Sr を各相の体積を用いて表す と次式になる。

$$S_{e}^{1} = \frac{V_{\rm flat} + V_{\rm flat}}{V_{\rm flat} + V_{\rm flat} + V_{\rm flat}} \tag{8}$$

$$S_{\rm r} = \frac{V_{\rm W}\hat{a}_{\rm K} + V_{\rm lebk}}{V_{\rm W}\hat{a}_{\rm K} + V_{\rm lebk} + V_{\rm J}_{\rm J}\underline{c}_{\rm S} + V_{\rm iek}\underline{c}_{\rm S}} \tag{9}$$

なお、Vは体積、下付き文字は相を意味する。

#### (i) 低サクションで連続空気が存在しない場合

 $V_{_{\bar{u}\bar{k}\bar{n}25}}$ に0を代入すると、 $S_{e}$ および $S_{r}$ は次式で表される。

$$S_{e}^{1} = \frac{V_{\underline{\theta} \pm \pi} + V_{\underline{y} \setminus \underline{x} \pm \underline{\chi}}}{V_{\underline{\theta} \pm \pi} + V_{\underline{y} \setminus \underline{x} \pm \underline{\chi}}} = 1$$
(10)  
$$S_{r} = \frac{V_{\underline{w} \pm \pi} + V_{\underline{\theta} \pm \pi}}{V_{\underline{w} \pm \pi} + V_{\underline{\theta} \pm \pi}}$$
(11)

$$S_{\rm r} = \frac{V_{\rm W\bar{a}\pi} + V_{\rm leb\pi}}{V_{\rm W\bar{a}\pi} + V_{\rm leb\pi} + V_{\rm space}} \tag{1}$$

式(10)より St は 1 であるが,式(11)より封入空気が圧縮 /膨張して、 $V_{\pm\lambda\varphi_{5}}$ が変化すれば、 $S_{r}$ は変化可能である。 このとき、自由水飽和度 S<sup>w</sup>(自由水が自由水+封入空気 に占める体積割合)が変化する。一方で,既往の水分特性 モデルにおいて、 例えば最大の飽和度を定義してしまうと、 それ以上の飽和度上昇を表現できないため,間隙空気の圧 縮性を評価できない。なお, Noda and Yoshikawa4)の飽和度 を解くべき連立一次方程式の未知数とする手法は、サクシ ョンゼロにおける間隙空気の圧縮性を表現するための手 法であったが,本提案手法では,間隙空気を封入空気と連 続空気に明確に分け、その「封入空気」の圧縮性として表 現している点が異なる。

#### (ii) 高サクションで自由水が存在しない場合

自由水が存在しないため,自由水中の封入空気も存在し ない。そのため、 $V_{\text{自由水}} \ge V_{\text{封入空気}}$  に0を代入すると、 $S_{e}^{l}$ お よびSrは次式で表される。

$$S_{e}^{1} = \frac{0}{V_{\pm i \pm 2\pi}} = 0 \tag{12}$$

$$S_{\rm r} = \frac{V_{\rm W \# h}}{V_{\rm W \# h} + V_{\rm i kin 2 \%}} \tag{13}$$

式(12)より Sとは0 である。間隙水は吸着水のみ土粒子表面 に存在し、含水比w,で定義するため、V吸着水は定数となる。 そのため、式(13)より連続空気が圧縮/膨張して、V<sub>連続空気</sub> が変化すれば、S<sub>r</sub>は自然と変化する。一方で、既往の水分 特性モデルにおいて、 例えば最小の飽和度を定義してしま うと,吸着水の含水比が一定であることを表現するために は、最小飽和度を間隙比に依存して変化させる必要がある。

#### 5. 解析手法の妥当性確認(Validation)

本章では2つの解析事例を通じて,特に封入空気を考慮 可能であることの有効性を示す。5.1節では保水性試験の シミュレーションを通じて、3章で述べた連続空気が封入 空気へ遷移するモデルの有効性を示す。5.2節ではサクシ ョン OkPa の非排気非排水せん断試験のシミュレーション を通じて、4章で述べた封入空気の圧縮性を表現できるこ との有効性を示す。

#### 5.1 保水性試験の数値シミュレーション

高津らのの保水性試験を参照した。初期に飽和状態にあ る豊浦砂の供試体に対して,排水・吸水の順に履歴を与え, 排水から吸水に切り替えるときのサクション値の違いが, 吸水時の封入空気量に与える影響を調べた実験である。表 2 は実験結果 <sup>の</sup>を示す。サクション 4.2kPa より 6kPa まで 与えた方が、吸水終了時(サクション OkPa 時)の飽和度 が低く, 封入空気量が多い。

表1 保水性試験の実験結果<sup>6</sup>

	サクション	サクション
	4.2 kPa	6 kPa
初期飽和度 (%)	100.0	100.0
排水終了時の飽和度 (%)	50.5	14.4
吸水終了時の飽和度 (%)	98.2	81.1



#### 図 2 有限要素メッシュ図と境界条件

表 2 十骨格の構成式に関する材料定数と初期値 (保水性試験のシミュレーションの場合)

	* * 1 * *				
弾塑性パラメータ					
NCL の切片	Ν	1.98			
限界状態定数	М	1.2			
圧縮指数	ĩ	0.045			
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.002			
ポアソン比	ν	0.15			
発展則パラ	ラメータ				
正規圧密土化指数	т	0.08			
構造劣化指数	а	2.2			
構造劣化指数	b	1.0			
構造劣化指数	с	1.0			
構造劣化指数	Cs	1.0			
回転硬化指数	$b_r$	3.5			
回転硬化限界定数	$m_b$	0.9			
初期値					
初期構造の程度	$1/R_{0}^{*}$	1.0			
初期間隙比	e <sub>0</sub>	0.7			
初期応力比	$\eta_0$	0.0			
初期異方性の程度	50	0.0			

表 3 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 (保水性試験のシミュレーションの場合)

水分特性		
van Genuchten パラメータ kPa <sup>-1</sup>	α	0.23
van Genuchten パラメータ		7 422
(m'=1-1/n')	п	7.455
吸着水含水比 %	Wr	0.0
封入空気への遷移パラメータ	$\alpha^{*}$	1.0
連続空気への遷移パラメータ	$\mu^{*}$	1.0
飽和透水係数 m/s	$k_{s}^{w}$	$8.25 \times 10^{-5}$
乾燥透気係数 m/s	$k_{\rm d}^{ m a}$	$4.55 \times 10^{-3}$
初期サクション kPa	$p_0^s$	1.0
初期自由水飽和度 %	$S_{10}^{w}$	99.0
その他の物性	値	
土粒子密度 g/cm <sup>3</sup>	$ ho^{ m s}$	2.636
水の体積弾性係数 kPa	$K_{\rm w}$	2.19×10 <sup>6</sup>
空気の気体定数 m²/s²/K	R	287.04
絶対温度 K	Θ	293 15

図 2 は解析に用いた有限要素メッシュ図と境界条件を 示す。ここでは三軸円柱供試体を想定し, 簡単のため軸対 称性を仮定した。上下端は剛・摩擦のペデスタルの条件を 表現するために節点間に束縛条件(長さ不変,角度不変) を課し7,隅角部に変形の自由度を上げるための処理8)を施 した。土骨格の構成式は弾塑性構成式 SYS Cam-clay  $model^{9}$ を用いた。水分特性式は、有効飽和度 $S_{e}^{!}$ に対して van Genuchten 式<sup>10)</sup>を適用し, 吸排水時のヒステリシス性や 間隙比依存性を考慮しない最単純のモデルを用いた。また, 透水係数・透気係数には Mualem のモデル<sup>11)</sup>を用いた。表 2は土骨格の構成式に関する材料定数と初期値を,表3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。材料定数は三河珪砂7号の値12)13)で代用した。 なお、初期の自由水飽和度は99%とし、自由水は初期にほ ぼ飽和状態にあると仮定した。また,重力は考慮しないで 解析を行った。





図3は各種飽和度とサクション関係の解析結果を示す。 ここで、初期サクションとして OkPa を与えると、連続空 気~土骨格連成式の両辺が0となり、計算を進められない。 そのため、初期サクションを 1kPa とし、上端排気条件の もと、下端の水圧のみを 1kPa ずつ変化させて排水・吸水 履歴をシミュレートした。また,解析結果は供試体を1要 素として見た場合の見かけの挙動として示した。まず、(a) 飽和度ーサクション関係より、サクション 4kPa より 6kPa まで与えた方が,吸水終了時の飽和度が低いことを表現で きている。次に、(b) 有効飽和度-サクション関係は、水 分特性モデルにヒステリシス性や間隙比依存性を考慮し ていないことを反映している。最後に、(c) 自由水飽和度 - サクション関係を見ると、まず排水過程では、初期の自 由水飽和度 S<sup>w</sup> は 99% (S<sup>a</sup> は 1%) で非常に高いため,式 (6)で示した遷移モデルより、 S<sup>w</sup> の変化はほぼ生じない。 一方で吸水過程では、サクション 4kPa の場合は有効飽和 度  $S_{c}^{l}$  が約 70%であるが、サクション 6kPa の場合は  $S_{c}^{l}$  が 約 10%と低いため、式(5)で示した遷移モデルから、より 多くの連続空気が封入空気に遷移することがわかる。この ように、水分特性モデルにヒステリシス性や間隙比依存性 を考慮せずとも、(a) 飽和度-サクション関係に示すよう な封入空気量の違いを表現可能である。なお、 サクション は供試体上端の空気圧と下端の水圧の差を意味し,解析を 終了したサクション 0kPa 時には、供試体内のサクション が完全に0になっているわけではない。



図 4 サクションを5kPaから4kPaへ低下させる吸水過程の コンター図(吸水に伴い連続空気が封入空気へ遷移する様子) 図 4 はサクションを 5kPa から 4kPa へ低下させる吸水 過程のコンター図を示す。供試体下端の水圧を上昇(サク ションを減少)させると、供試体下端から有効飽和度が上 昇し、連続空気が封入空気に遷移している。また、連続空 気が自由水に封入されたため、自由水飽和度が低下してい ることもわかる。なお、連続空気および封入空気の質量は、 大気圧下にある空気が初期有効間隙を満たしていると考 えたときの質量に対する無次元量で示した。

5.2 非排気非排水せん断試験の数値シミュレーション 小高ら<sup>14)</sup>の不飽和三軸圧縮試験を参照した。非塑性シル ト(DLクレイ)を用いて,初期に間隙比1.14,含水比20%, 飽和度46.5%(このときのサクションは約20kPa)の三軸 円柱供試体を作製し,サクションおよび基底応力を与えた 後,側圧一定のせん断試験を行う。用いた解析断面は図2 と同じであり,参照実験と同様に,サクション20kPaの初 期状態からサクションと基底応力を与える過程を経て,サ クション0kPaの非排気非排水せん断試験を本論文ではシ ミュレートした。表4は土骨格の構成式に関する材料定 数と初期値を,表5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。材料定数は既往研究<sup>15)</sup>で同定したDLクレイの値を参考に決定した。

図 5 は実験結果と解析結果の比較を示す。5.1 節と同様 に,解析結果は供試体を1要素として見た場合の見かけの 挙動として示した。まず既往の三相系解析手法を用いた場 合,サクション 0kPa では水分特性曲線の最大飽和度(こ こでは70%)になるため、これ以上の飽和度上昇を表現で きない。そのため、非排気非排水条件では体積圧縮が生じ ず,まるで定体積せん断のような試験結果になってしまう。 一方で、本解析手法を用いた場合は、実験結果と同様に飽 和度上昇と体積圧縮挙動を表現できている。このとき、サ クション 0kPa であるため有効飽和度は1から変化が生じ ないが、自由水中の封入空気が圧縮するため、飽和度上昇 を表現できたことがわかる。また、軸差応力一軸ひずみ関 係と骨格応力経路もよく再現できている。

表 4	土骨格の構成式に関する材料定数と初期値
(非排気)	非排水せん断試験のシミュレーションの場合)

弾塑性パラメータ					
NCL の切片	Ν	2.04			
限界状態定数	М	1.23			
圧縮指数	ĩ	0.05			
膨潤指数	$\widetilde{\kappa}$	0.01			
ポアソン比	V	0.3			
発展則パラ	ラメータ				
正規圧密土化指数	т	1.3			
構造劣化指数	а	1.0			
構造劣化指数	Ь	1.0			
構造劣化指数	с	1.0			
構造劣化指数	Cs	0.8			
回転硬化指数	$b_r$	0.0			
初期	値				
初期構造の程度	$1/R_{0}^{*}$	5.0			
初期過圧密比	$1 / R_0$	2.5			
初期応力比	$\eta_0$	0.0			
初期異方性の程度	ζ.	0.0			

表 5 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 (非排気非排水せん断試験のシミュレーションの場合)

_				а. <i>с «</i> /ц/
_	水分特	·性	1	
	van Genuchten パラメータ kPa	-1	α	0.15
	van Genuchten パラメータ		n'	1.8
	(m'=1-1/n')			-
	吸着水含水比 %		Wr	5.0
	封入空気への遷移パラメータ		$\alpha^*$	2.9
	連続空気への遷移パラメータ		$\mu^*$	1.0
	飽和透水係数 m/s		$k_{s}^{w}$	$6.68 \times 10^{-7}$
	乾燥透気係数 m/s		$k_{d}^{a}$	$3.68 \times 10^{-5}$
	初期サクション kPa		$p_0^s$	-20.0
_	初期自由水飽和度 %		$S_{10}^{w}$	99.0
_	その他の物	勿性	直	
	土粒子密度 g/cm <sup>3</sup>		$ ho^{ m s}$	2.65
	水の体積弾性係数 kPa		$K_{w}$	$2.19 \times 10^{6}$
	空気の気体定数 m²/s²/K		R	287.04
	絶対温度 K		Θ	293.15
	300		300 <sub>Γ</sub>	/
_	-	_	ŀ	
3	200	(Pa)	200	X M=1.23
	200	ц,	200	
Ì		E E	T I	
Ĥ	100-	嵳	100-	
F	-	壷	- /	
	0		4	
	0 5 10 15		0	100 200 300
	軸ひずみ (%)		平均	9骨格応力 (kPa)
	(a) 軸差応力-軸ひずみ関係		(b)	骨格応力経路
	r		80 -	
	0		F	
2	1		75Ē	
5	2	2		
		唐 王		
É.	3	飽	70-	
E	4 -		E	
	5		65	
	0 5 10 15		0	5 10 15
	軸ひずみ (%)		Ē	軸ひずみ (%)
	(c) 体積ひずみ-軸ひずみ関係		(d) 飽和	度-軸ひずみ関係
	100		80	
_	-	3	FI	<ul> <li>実験結果</li> <li>一時往の解析手注</li> </ul>
	80 -	8	75EI —	-本解析手法
X	60	围围	ʻ [ <b></b>	
5		飽		
ver.	40	ř	70	
E	20	Ξ	Ē	
		-	65 E	<u></u>
	0 5 10 15		0	5 10 15
	軸ひずみ (%)		Ē	軸ひずみ (%)
	(e) 有効飽和度-軸ひずみ関係		(f) 自由水倒	泡和度-軸ひずみ
2	5 非排気非排水せん断試験の	)実町	論結果もよ	・解析結果の比較
4	(+力シュンハレーDa レアナシレキ)	これ	いったりこ	の実相)
	(ソン イヨイUKra にわけ	これ	卯卯之上升	マノイメウモノ

#### 6. おわりに

本研究では新たな有効飽和度を定義し、その有効飽和度 に基づいた土骨格~自由水~封入空気~連続空気連成有 限変形解析手法を提案した。間隙空気を封入空気と連続空 気に、間隙水を吸着水と自由水に明確に分けた点が大きな 特徴であり、低サクション時には封入空気の圧縮/膨張に より飽和度変化が表現可能なこと、高サクション時には吸 着水量を含水比で定義できるため、複雑なモデルを要しな いことを強調した。また、保水性試験のシミュレーション を通じて、連続空気が封入空気へ遷移するモデルの有効性 を、サクション 0kPa の非排気非排水せん断試験のシミュ レーションを通じて、封入空気の圧縮性を表現できること の有効性を示し、本解析手法の妥当性確認(Validation)を 行った。

封入空気は土粒子間の拘束を強める表面張力(サクショ ン)としては働かないため、間隙空気を封入空気と連続空 気に分けて扱うことは、より精緻な構成モデルを構築する 上でも重要であると考える。また、近年、不飽和化による 地盤改良がもたらす耐震効果に注目が集まっているが、封 入空気の圧縮性を表現可能であり、動的にも対応した本解 析コードを用いれば、詳細な耐震性評価が可能となる。た だし、本論文では封入空気の圧力は自由水の圧力に等しい と仮定しているため、特にマイクロバブル・ナノバブルの ように気泡径が小さい封入空気を扱う場合は注意が必要 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

- de Boer, R.: Theory of porous media -past and present-, Z. Angew. Math. Mech., 78, 441-446, 1998.
- 西村直志:(社)地盤工学会 地盤工学ハンドブック,第3章土質力 学,55-64,1999.
- Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, Soils and Foundations, 48(6), 771-790, 2008.
- 4) Noda, T. and Yoshikawa, T.: Soil-water-air coupled finite deformation

analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, Soils and Foundations, 55(1), 45-62, 2015.

- 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.
- 6) 高津裕斗,肥後陽介,澤田茉伊,木戸隆之祐,南野佑貴,田中 麻穂:マイクロX線CTを用いた排水・吸水履歴による砂の不 飽和化実験,第50回地盤工学研究発表会,703-704,2015.
- Asaoka, A., Noda, T. and Kaneda, K.: Displacement/traction boundary conditions represented by constraint conditions on velocity field of soil, Soils and Foundations, 38(4), 173-181, 1998.
- Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Soil-water coupled behaviour of saturated clay near/at critical state, Soils and Foundations, 34(1), 91-106, 1994.
- 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.
- 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.
- Mualem, Y.: A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, Water Resources Research, 12, 513-522, 1976.
- 12) 谷和夫,松下克也,橋本隆雄,山本彰,竹内秀克,野田利弘, 規矩大義,大林淳,清田隆:浅層盤状改良工法による戸建て住 宅の液状化被害軽減効果の検証と経済性評価,地盤工学ジャー ナル,9(4),533-553,2014.
- 13) 杉井俊夫,山田公夫,奥村恭:高飽和時における砂の不飽和透 水係数に関する考察,平成13年度土木学会中部支部研究発表会 講演概要集,267-268,2002.
- 14)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.
- 15) 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.

# 二酸化炭素を用いた三軸試験による不飽和土中の封入空気量の把握 (Measurement of volume of trapped pore-air in unsaturated soil by triaxial test using carbon dioxide)

中澤一眞<sup>1</sup>,吉川高広<sup>1</sup>,野田利弘<sup>2</sup>,中井健太郎<sup>1</sup>,西垣隆士<sup>3</sup>,岡田知也<sup>4</sup>

- 1 名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻 nakazawa.kazumasa@j.mbox.nagoya-u.ac.jp
- 2 名古屋大学減災連携研究センター
- 3 東海旅客鉄道株式会社
- 4 中日本高速道路株式会社

#### 概 要

不飽和土は間隙中に空気も有し,表面張力に起因したサクションにより水分量が変化する(水分特性)。この水分特性を考える際に,間隙空気に着目すると,連続的に存在しサクションと関係する「連続空気」と, 間隙水中に封入されサクションと無関係な「封入空気」が存在しているため,両者を区別して扱うことが 望ましい。本研究では,連続空気と封入空気の存在量を把握することを目的として,間隙空気を水への高 い溶解性を持つ二酸化炭素(CO<sub>2</sub>)に置き換えた実験を行った。間隙水に封入された間隙 CO<sub>2</sub>が完全溶解 すると仮定し,空気の場合と比較することで,封入空気量を把握できると考えた。まず,CO<sub>2</sub>を扱う場合 の実験条件について検討を行った。次に,検討した実験条件に基づいて保水性試験を行った結果,CO<sub>2</sub>を 用いた場合には,封入空気として存在するはずの CO<sub>2</sub>が間隙水に溶解し,供試体はより高い飽和度となる ことを示した。

キーワード:不飽和土,水分特性曲線,封入不飽和,三軸試験

# 1. はじめに

封入空気量の把握を試みた。

不飽和土は間隙中に空気も有し,表面張力に起因したサ クションにより水分量が変化する(水分特性)。また,サ クションが高いほど強度が大きくなること,空気が高い圧 縮性を有することに代表されるように,不飽和土は飽和土 よりも複雑な力学挙動を示すため,より精緻に力学挙動を 把握する必要がある。

水分特性曲線はサクションと水分量の関係を表し、水分 量として含水比や飽和度、体積含水率などを用いて記述さ れる(本論文では飽和度を用いて記述する)。本研究では 従来までとは異なり、間隙空気を、間隙水中に封入されサ クションと無関係な「封入空気」と、連続的に存在しサク ションと関係する「連続空気」に分けて、水分量(飽和度) を扱うことを考える。そこで、封入空気と連続空気の存在 量を把握することを目的として、間隙空気を二酸化炭素 (以後、CO2と呼ぶ)に置き換えた実験を行う。すなわち、 不飽和土において、封入された間隙 CO2が間隙水に完全溶 解することを仮定し、通常の空気の場合と比較することで、 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<sup>3</sup>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

<sup>1)</sup>,上端に撥水性を持つポリフロンフィルタを用い,間隙 水と間隙空気の経路を分離し,サクションを制御した。こ こで,本実験で制御するサクションが常に 20kPa 以下で低 サクションであることから, 微細多孔質膜が正常に機能す ると判断した。また,供試体の体積変化量は,内セルの水 位変化量から算出した。さらに,実験に用いるゴムスリー ブは,通常用いる天然ゴム製のものではなく,より CO<sub>2</sub> を透過しにくいクロロプレン製のものとした。

#### 2.3 実験手順

小高ら2)3)の実験手順を参照した。本研究での CO2 を用 いた場合の基本的な実験手順は次の通りである。(i)含水比 20%になるように調整した試料を用いて、間隙比 1.19、飽 和度46%の不飽和供試体を作製した(初期サクションは約 20kPa)。(ii)供試体を三軸試験機に設置し、排気非排水条 件下で供試体上端の経路から CO2をゆっくりと通した。こ こで、供試体下端のメンブレンを数 mm 程度折り返すこと で、供試体にもとから存在していた空気を供試体下部から 追い出し, CO<sub>2</sub>に置換した。(iii)セル圧を 20kPa まで上昇 させた後、セル圧と CO2 圧を同時に 50kPa 上昇させた。そ の後10分間放置したうえで、セル圧を150kPaまで上昇さ せ, 基底応力を 100kPa とした。なお, この過程において CO2 圧が高い場合、実験機解体時に圧力の減少に伴い、水 に溶解していた CO2 が析出し, 上部の空気側の経路に水が 流れ込み,実験終了時の供試体の含水比測定が困難になる ため、本研究では CO2 圧は比較的低めの 50kPa とした。(iv) 所定のサクション(0,7kPaの2ケース)となるように水 圧のみを変化させた。供試体の初期のサクションが約 20kPaであるため、供試体は吸水する。

なお,空気を用いた場合の実験概要は,上述の(ii)を行 わないものの,その他の過程は同じである。

#### 2.4 サクション作用時における排気条件の検討

従来の空気を用いる実験では、一定のサクションを作用 させる場合、空気圧一定の排気(・排水)条件で実験を行 う。本実験では、予め供試体の間隙空気が CO<sub>2</sub>に置換され ており、吸水時に封入される CO<sub>2</sub>は脱気水に溶けることを 想定している。これにより、通常の空気の場合よりも吸水 量が多くなるという予測の下、まずは排気条件下でサクシ ョン 0kPa を作用させた。この時の吸水量の経時変化を図 2 に示す。空気の場合と CO<sub>2</sub>の場合で吸水量にほとんど差 が見られないことがわかる。これは、排気条件下でサクシ ョン 0kPa を作用したため、CO<sub>2</sub>が吸水した脱気水に溶け ながら、常に新しい CO<sub>2</sub>が供給され続けていたからだと考 えられる。

そこで、当初から供試体の間隙内に存在していた CO2 のみを、吸水した脱気水に溶かすことを念頭に、非排気条 件下でサクション 0kPa を作用させた実験の結果を図 3 に 示す。なお、比較として空気の場合の排水条件下での吸水 量も再掲する。これより、非排気条件下であるにもかかわ らず、CO2を用いた試験では、排気条件下で空気を用いた



図 3 非排水条件下での吸水量の比較

試験結果と比較して,吸水量が増えたことがわかる。これ より,間隙空気を CO<sub>2</sub>に置換した実験から封入空気量を把 握するには,当初から供試体の間隙内に存在していた CO<sub>2</sub> のみを対象とする必要があるため,非排気条件下でサクシ ョンを作用させる必要があることが分かった。従って,こ れ以降,非排気条件下でサクションを作用することとした。

#### CO2を用いた不飽和シルトの保水性試験

サクション0kPaおよび7kPaを作用させる場合について, 各段階での間隙比・飽和度を表 1 および表 2 にそれぞれ 示す。ここから,サクション作用前までの過程で,CO2を 用いた場合と空気を用いた場合で,供試体の間隙比や飽和 度はほぼ変わらないことがわかる。これは,サクション作 用後の供試体の変化に占める,作用前の状態による差は小 さいことを意味する。

表 1 谷段階での間隙比・飽和度(サクショ	VOKPa)	
-----------------------	--------	--

	飽和度(%)		間隙比	
	CO <sub>2</sub>	空気	CO <sub>2</sub>	空気
初期状態	44.7	47.2	1.19	1.19
基底応力 100kPa 載荷後	47.3	49.8	1.12	1.12
サクション作用放置後	90.1	81.9	1.02	1.05

表 2 各段階での間隙比・飽和度(サクション7kPa)

	飽和度(%)		間隙比	
	CO <sub>2</sub>	空気	CO <sub>2</sub>	空気
初期状態	46.6	46.6	1.19	1.19
基底応力 100kPa 載荷後	49.6	49.1	1.11	1.13
サクション作用放置後	70.0	60.1	1.09	1.11

#### 3.1 サクション 0kPa を作用させた場合の実験結果

サクション 0kPa を作用させる場合の背圧の経時変化を 図 4 に示す。なお、空気を用いた場合は、CO<sub>2</sub>を用いた場 合と同じような背圧挙動となるよう、手動で操作した。ま た、この時の吸水量、体積ひずみ(圧縮を正)の経時変化 を図 5 に示す。吸水量および体積ひずみは、サクション 作用直前の供試体体積で除した値を用いている。



図 4 サクション0kPa での背圧の経時変化

図 5より、CO2を用いた場合の方が、空気を用いた場合 よりも吸水量が多くなっていることがわかる。これは,吸 水した水に封入空気として存在する CO2 が溶けて,水に置 き換わったためであると考えられる。また、CO2を用いた 場合,体積ひずみも大きくなっていることがわかる。これ は吸水量が多いことにより,吸水コラプスによる圧縮量が 大きくなったためであると考えられる。さらに、空気を用 いた場合には、サクション変化後1日(1440min)経過し た段階で,吸水量および体積圧縮量が概ね収束しているの に対し, CO2 を用いた場合では収束していない。これは, CO2の水に溶ける速度の遅さに起因しているものと考察 される。これに対し、理論上は CO2 を用いたサクション OkPa の試験では、サクション作用後に十分な時間が経て ば飽和度は100%に達し、吸水量および体積圧縮量は収束 すると考えられる。しかし,前述のように CO2の溶解速度 はかなり遅く、また、長時間の試験になると、CO2がゴム スリーブを透過する可能性がより上がってしまうため,今 後、試験時間に関するより詳細な検討が必要である。

# 3.2 サクション 7kPa を作用させた場合の実験結果

サクション 7kPa を作用させる場合の吸水量,体積ひず みの経時変化を図 6に示す。



図 6 サクション7kPa での実験結果

図 6より、本実験では、サクション 0kPa を作用させる 場合と同様の傾向の結果を得ることができたと考える。サ クション 0kPa の場合と比べて、CO2を用いた場合と空気 を用いた場合の両者で吸水量が減ったことは、不飽和土の 水分特性によるものだと考えられる。また、それに伴って コラプス現象による体積圧縮量も小さくなっている。また、 本実験では、CO2を用いた場合と空気を用いた場合の両者 でおよそ 1000min 経過時に吸水量および体積圧縮量が収 束していることがわかる。

また,空気の場合と CO<sub>2</sub>の場合の吸水量の差を考えると, サクション7kPaよりもサクション0kPaの時の方が大きく なっている。ここから,サクション0kPaの不飽和土の方 がより多くの封入空気を含んでいることが分かった。

## 4. おわりに

本研究では、間隙空気を CO2 に置き換えた実験を行った。 まず、CO2 を用いる場合のサクション変化時の排気条件に ついて検討を行った。その結果、非排気条件下でサクショ ンを作用させることにより、供試体にもとから存在してい た CO2 のみを吸水した脱気水に溶解させ、飽和度が高くな ることを示した。

また,サクション付与以前の過程で,空気の場合と CO2 の場合の比較から, CO2 は供試体の間隙比や飽和度に影響 を与えないことを示した。従って本研究で用いた方法は, サクション作用後の供試体の変化をより正確に把握でき る方法であると言える。

次に、サクション 0kPa、7kPa をそれぞれ作用させた実 験を行った。その結果、いずれのサクションによる試験で も、CO2を用いた場合は、間隙水に封入された CO2が間隙 水に溶解することで、より飽和度が上がることを示した。 特に、サクション 0kPa を作用させる場合には、より長時 間かけて実験を行うことで、CO2を用いた場合と空気を用いた場合の試験結果の差が大きくなると予想される。

以上から、本研究で行った間隙空気を CO<sub>2</sub>に置き換える 方法により、不飽和土供試体の封入空気量を把握すること ができると考える。しかし、最終段階で間隙比が等しくな らず、単純な吸水量差のみで封入空気量を判断できないこ と、また、CO<sub>2</sub>の溶解速度の遅さやゴムスリーブ透過の可 能性なども考慮して、より詳細に試験時間を決める必要が あることなど、課題も残った。

今後は、上記の課題について検討を行った後、間隙比や サクションを変えながら引き続き試験を行っていく予定 である。そして、最終的には、封入空気と連続空気の遷移 を把握し、より精緻な水分特性の理解に繋げていきたい。

#### 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

- 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.
- 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.
- 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.

# 人工軟岩力学挙動のモデル化および地層処分のモデル実験への適応

# Modeling of mechanical behavior of artificial rock and its application in simulating model test of geological repository of HLRW

井谷優介<sup>1</sup>、熊勇林<sup>2</sup>、大根瑛志<sup>3</sup>、大原一哲<sup>3</sup>、 岩井裕正<sup>3</sup>、張 鋒<sup>3</sup>

- 1 JR 東日本コンサルタンツ(株)
- 2 寧波大学
- <sup>3</sup> 名古屋工業大学・大学院・工学研究科・社会工学専攻・E-mail: cho.ho@nitech.ac.jp

#### 概 要

地層処分を行う場合、高レベル放射性廃棄物からの発熱により周辺岩盤の長期安定性が懸念されている。人工バリア に関する研究が多くなされているが、天然バリアに関する研究はまだ十分とはいえない。処分場周辺岩盤への温度の影響 を定量的に評価できる解析手法の確立が必要である。本研究では、まず異なる温度環境下で人工軟岩を用いた三軸圧縮・ クリープ試験を実施し、その力学特性を要素レベルで把握した。次に、人工軟岩を用いた熱連成地層処分トンネル模型試 験を行い、その長期安定性をモデルスケールで調べた。さらに人工軟岩の要素レベルでの熱弾塑性挙動を精度よく表現す るために、構造・密度効果を考慮した熱弾粘塑性構成式を新たに提案し、その妥当性を要素試験で得られたデータを用い て検証した。最後に、新しい構成式に基づいた2次元 FEM 解析を実施し、人工軟岩を用いた模型試験の再現を試み、提 案する解析手法の適応性を検証する。

キーワード:地層処分、人工軟岩、熱弾粘塑性構成式、モデル実験、長期安定性

#### 1. はじめに

原子力発電後に発生する高レベル放射性廃棄物の処分 方法として地下300m以深の安定な岩盤への地層処分が検 討されている」が、解決しなければならない問題が多く存 在する。亀裂が少なく透水性の低い堆積軟岩は天然バリア の候補であるが、堆積軟岩を天然バリアとして地層処分を 行う場合、高レベル放射性廃棄物からの発熱により周辺地 盤の長期安定性が脅かされることが懸念されている。人工 バリアに関する研究が多くなされているが、天然バリアに 関する研究はまだ十分とは言えず、処分場周辺地盤への温 度の影響を定量的に評価できる解析手法の確立が必要と されている。本研究では、熱連成トンネル模型試験と、新 しく提案された「構造・密度効果を考慮した熱弾粘塑性構 成式」に基づく2次元 FEM 解析を実施することにより、 解析手法の妥当性について検証する。モデル実験を実施す るにあたって、既往の研究を参考に人工軟岩を用いるため、 まずは要素試験として異なる温度環境下における三軸圧 縮・クリープ試験を実施し、材料特性を把握する。次に要 素試験で得られたデータに基づき、要素シミュレーション により、人工軟岩の材料パラメータを決定する。その後、 人工軟岩を用いたトンネル模型試験とその FEM 解析によ る再現を実施し、新しい提案した構成式に基づく数値解析 手法の境界値問題への適用性を検証する。

# 2. 構造・密度効果を考慮した軟岩の熱弾粘塑性構 成式

本節では新しく提案した、構造・密度効果を考慮した軟 岩の熱弾粘塑性構成式の概要について述べる。本構成式で は、温度変化に起因する等価応力<sup>3)</sup>の概念を用いる。また、 地盤材料の熱環境下における多くの実験で、温度が上昇す ると初期圧密降伏応力と構造が減少することが確認され ることから、構造および過圧密に関する状態変数に温度の 影響を適切に評価するために、新たらしい温度依存性パラ メータを導入した。

#### 2.1 等価応力の概念

等価応力の概念は zhang and Zhang<sup>1</sup>)により提案されてお り、その基本概念を簡単に紹介する。平均有效主応力 $s_m$ の下、温度が $q_0$ からqに変化した場合発生した弾性体積 ひずみは  $De_v^{eq}$ である。一方、平均有效主応力 $s_m$ の増分  $Ds_m$ が引き起こす弾性体積ひずみは  $De_v^e$ である。もし  $De_v^{eq} \ge De_v^e$ が等しくなると、温度増分( $q-q_0$ )と応力増 分  $Ds_m$ が材料にもたらす体積ひずみの効果が同様となり、 これが等価の意味である。その時の応力増分  $Ds_m$ (ある いは  $Ds_m$ )は温度変化による等価応力増分を言う。その 概念を図-1 に示す。



図-1 温度変化による等価応力増分の概念

凍土を除けば通常考えられる土の温度範囲は 0~100℃ として、参考温度 q<sub>0</sub> を地球の平均温度である15℃とする。 従って温度変化による弾性体積ひずみ **De**<sup>eq</sup> は次式で表さ れる:

$$\mathsf{D}\boldsymbol{e}_{v}^{\mathsf{e}\boldsymbol{q}} = 3\boldsymbol{a}_{t}(\boldsymbol{q} - \boldsymbol{q}_{0}) \tag{1}$$

ここに、**a**,は材料的熱線膨張係数であり、土質力学で は圧縮を正とする。従って**a**,は負の値を取る。

一方、温度変化による等価応力増分により生み出した 弾性体積ひずみは次式で表される:

$$\mathsf{D}\boldsymbol{e}_{v}^{e} = \frac{k}{1+e_{0}} \ln \frac{\boldsymbol{s}_{m} + \mathsf{D}\boldsymbol{s}_{m}}{\boldsymbol{s}_{m}}$$
(2)

ここに、**De**<sup>e</sup><sub>v</sub>等価応力の変化がもたらした弾性体積ひ ずみ増分である、 $S_m$ は現時点の実平均有効主応力で、kは膨潤指数である。 $e_0$ は参考応力(本研究では 98kPa の値 を取っている)時の間隙比である。温度変化による等価応 力増分の定義より、**De**<sup>eq</sup><sub>v</sub> = **De**<sup>e</sup><sub>v</sub>が成り立つことで、式(1)、 (2)にとり、下記の等価応力を求めることができる。

$$\mathscr{S}_{\mathbf{k}_{j}} = \mathscr{S}_{m} \exp \frac{\acute{e}3\mathscr{a}_{t} \left( \mathbf{q} - \mathbf{q}_{0} \right) \left( 1 + e_{0} \right) \dot{\mathbf{u}}}{\overset{\circ}{\mathbf{e}} \mathbf{k}} \overset{\circ}{\mathbf{u}} \overset{\circ}{\mathbf{u}} d_{ij}$$
(3)

## 2.2 構造・密度効果を考慮した軟岩の熱弾粘塑性構成式の 誘導

まず、**図-4**に、*t*<sub>ij</sub>応力空間<sup>2)</sup>にある下負荷面*f*<sub>s</sub><sup>3</sup>、正規 降伏面*f*、上負荷面*f*<sub>u</sub><sup>4)</sup>の各降伏関数を示す。**図-4**にある 各記号の意味は以下に示すとおりである:

- t<sub>N</sub> : 平均応力
- ts : 偏差応力
- tN0 : 初期の平均応力
- *t*<sub>N1</sub>: *f*<sub>s</sub> 上かつ *t*<sub>S</sub>=0 での平均応力
- *t*<sub>Nle</sub>: *f* 上かつ *ts*=0 での平均応力
- *tNIs*: *f*<sub>s</sub> 上かつ *ts*=0 での平均応力

である。ここで、下負荷面理論の式







図-4 各降伏面の概念

下負荷面 fs は下記の式で表される。

$$f_{s} = \ln \frac{t_{N}}{t_{N}} + Z(x) = 0$$
<sup>(4)</sup>

上式を下記のように書き換える。

$$f_{s} = \ln \frac{t_{N}}{t_{N_{0}}} + Z(x) - \ln \frac{t_{N_{1}}}{t_{N_{0}}} = 0$$
<sup>(5)</sup>



図-5  $e - \ln t_N$  関係

図-5より、次式が得られる、

$$\underline{r} = -(l - k)\ln\frac{t_{N_1}}{t_{N_{1S}}} = -(l - k)\ln R, R = \frac{t_{N_1}}{t_{N_{1S}}} (0 \ \pounds \ R \ \pounds \ 1)^{-(6)}$$

$$\overline{r} = -(l - k)\ln\frac{t_{N_{ls}}}{t_{N_{ls}}} = -(l - k)\ln R^*, R^* = \frac{t_{N_{ls}}}{t_{N_{ls}}}, (0 \ \pounds \ R^* \ \pounds \ 1)^{(7)}$$

ここに、*R* は図-5 に示すように上負荷面に対する下負荷 面の相似比であるが、土質力学でよく用いられる過圧密比 と下記の関係がある。従来の OCR の定義により、

$$OCR = \frac{t_{N_{1e}}}{t_{N_{1}}} = \frac{R^*}{R}$$
 (8)

となる。従って、 $R \ge R^*$ は式(8)のような関係で結ばれる。 なお N は参考間隙比といい、ある参考平均応力 $t_{N0}$ に対応する間隙比である。

多くの地盤材料の熱環境下の実験で観察された事実として、温度が上昇すると初期圧密降伏応力と構造が減少する現象が挙げられる。これらの効果を考慮するために、温度の効果を考慮した初期圧密降伏応力<sub>N<sub>L</sub></sub>と高位構造の

降伏応力 % を次式で表す:

$$\mathscr{H}_{N_{1e}} = t_{N_{1e}} \exp \frac{\acute{e}3a_t (q - q_0)(1 + e_0)}{\acute{e}} \overset{\acute{u}}{k} \overset{(9)}{\acute{u}}$$

$$\mathscr{H}_{N1s} = t_{N1s} \exp \frac{\acute{e}3a_t \left(q - q_0\right) \left(1 + e_0\right)}{\acute{e}} \overset{\dot{u}}{k} \qquad (10)$$

以上の式より、温度効果を考慮した状態変数 k と k\* は下 記のように定義される:

$$\overset{\textit{h}}{\not{h}} = \frac{t_{N_1}}{\overset{\textit{h}}{\not{h}}_{N_{1S}}} \qquad \overset{\textit{h}}{\not{h}}^* = \frac{\overset{\textit{h}}{\not{h}}_{N_{1e}}}{\overset{\textit{h}}{\not{h}}_{N_{1S}}} = R^*$$
(11)

すなわち、構造に関する状態変数 $\not{R}^*$ は温度効果を受けないこととしている( $\not{R}^* = R^*$ )。これらの結果を用いて式(5)を書き直すと、

$$f = \ln \frac{t_N}{t_{N_0}} + Z(x) - \ln \frac{y_{N_{1e}}}{t_{N_0}} - \ln \frac{t_{N_1}}{y_{N_{1s}}} + \ln \frac{y_{N_{1e}}}{y_{N_{1s}}} = 0 \quad (11)$$

となる。また体積ひずみ **C**, も、

$$\boldsymbol{e}_{\nu}^{p} = \frac{\boldsymbol{I} - \boldsymbol{k}}{1 + e_{0}} \ln \frac{\boldsymbol{p}_{N_{1e}}}{t_{N_{0}}} = C_{p} \ln \frac{\boldsymbol{p}_{N_{1e}}}{t_{N_{0}}}, \quad C_{p} = \frac{\boldsymbol{I} - \boldsymbol{k}}{1 + e_{0}} \quad (12)$$

式(11)は下記に書き換えられる、

$$f = \ln \frac{t_N}{t_{N_0}} + Z(x) - \frac{1}{C_p} \left( e_v^p + C_p \ln R^* - C_p \ln R^* \right) = 0 \quad (13)$$

さらに $f_s$ を、

$$f_{s} = \ln \frac{t_{N}}{t_{N_{0}}} + Z(x)$$
(14)

$$f = f_s - \frac{1}{C_p} \left( e_v^p + C_p \ln R^* - C_p \ln R^* \right) = 0 \quad (15)$$

これを全微分すると、

$$df = df_{s} - \frac{1}{C_{p}} (de_{v}^{p} + C_{p} \frac{dR}{R} - C_{p} \frac{dR^{*}}{R^{*}}) = 0 \qquad (16)$$

となる。また、

$$\boldsymbol{S}_{ij} = \boldsymbol{E}_{ijkl} [\boldsymbol{d} \boldsymbol{e}_{kl} - \boldsymbol{d} \boldsymbol{e}_{kl}^{p}]$$
(17)  
を考慮すると、

$$df_{s} = \frac{\P_{s}}{\P s_{ij}} ds_{ij} = \frac{\P_{s}}{\P s_{ij}} E_{ijkl} [de_{kl} - de_{kl}^{p}]$$

$$= \frac{\P_{s}}{\P s_{ij}} E_{ijkl} de_{kl} - \frac{\P_{f}}{\P s_{ij}} E_{ijkl} \frac{\P_{f}}{\P t_{kl}} L$$
(18)

dk, dR\*にはそれぞれ以下の発展式を採用する:

$$d\mathbf{k} = -m_R \mathbf{k}^{C_n \ln(1+t/t_1)} \ln \mathbf{k} \frac{1}{C_p} \frac{\mathbf{L}}{\mathbf{k}_N} - h(t) \mathbf{k}$$
(19)

$$dR^{*} = -m_{R^{*}}R^{*}(1 - R^{*})\frac{1}{C_{p}}\frac{L}{\frac{M}{N}}$$
(20)

ただし、

$$h(t) = \mathbf{a}_{0}(1 + t / t_{1})^{-a}$$
(21)

であり、無次元の時間関数である。 L は次式で求められる、

$$L = \frac{\frac{\P f_s}{\P s_{ij}} E_{ijkl} d \boldsymbol{e}_{kl} + \frac{h(t)}{C_p}}{\frac{\P f_s}{\P s_{ij}} E_{ijkl} \frac{\P f}{\P t_{kl}} + \frac{h^p}{C_p}}$$
(22)

ここに、

$$h^{p} = \frac{\P f_{s}}{\P t_{ii}} - \frac{1}{1} m_{R} \frac{\ln R}{R} R^{C_{n}\ln(1+t/t_{1})} + m_{R^{*}}(1-R^{*}) \dot{y} \frac{\Pi}{\eta_{N}}$$
(23)

である。本構成式に 10 個の材料パラメータが含まれている。異なる温度環境下の三軸圧縮・クリープ試験によりその値を決めることが出来る。

# 3. 人工軟岩の材料特性

本研究では、模型地盤材料として既往の研究<sup>2)</sup>を参考 に人工軟岩を用いる。人工軟岩は軟岩の特徴的な挙動(ひ ずみ軟化やひずみ速度効果、クリープなど)を模擬するこ とができ、作製が容易で試料のばらつきが少ないという特 徴を持つ。**表-1** にその配合比を示す。養生期間は別途実 施の一軸圧縮試験結果より1週間とした。

表-1 人工軟岩の配合比

	固化材	添加材		遅延剤		
配合比 (重量比)	石膏 (A 級)	珪藻土	水	クエン酸三ナトリ ウムニ水和物		
	1.0	0.75	1.0	0.010		

人工軟岩の要素レベルでの挙動を把握するために、セル 内の温度制御が可能な高温中容量三軸試験機(温度制御 90℃まで、拘束圧 10MPa)を用いて、異なる温度環境下で 三軸圧縮試験および三軸クリープ試験を実施した。なお、 本試験機は、不飽和試料である人工軟岩の体積ひずみを計 測することを目的として、セル内にインナーチャンバーを 設置した。三軸圧縮試験の試験条件を表-2 に示す。拘束 圧 0.1MPa、0.3MPaのもとで、20℃、40℃、60℃の温度条 件を設定した。また、ひずみ速度効果を調べるために、載 荷速度の異なる試験も拘束圧 0.1MPa、20℃の温度の条件 下で実施した。三軸クリープ試験の試験条件を表-3 に示 す。拘束圧、温度条件は三軸圧縮試験と同様である。応力 制御によりクリープ荷重まで載荷した後、荷重を保持する。 クリープ試験載荷仮定での載荷速度は三軸圧縮試験の載 荷速度と同様に設定した。クリープ荷重は全拘束圧におい て、60℃の三軸圧縮試験で得た最大軸差応力の95%に設定 した。また、試料全体の温度を均一になるように、環境温 度は載荷開始前に10時間以上与えた。

Case No.	拘束圧[MPa]	温度 [℃]	載荷速度 [%/min]
1			0.01
2		20	0.1
3	0.1		1
4		40	0.1
5		60	0.1
6		20	
7	0.3	40	0.1
8		60	

表-2 三軸圧縮試験の試験条件

3	=軸ク	·J —	プ試験の試験	条件
J				-ALL

耒

	<b>X</b> °	-+w > > >		N11
Case	拘束圧	温度	載荷速度	クリープ荷重
No.	[MPa]	[°C]	[MPa/min]	[MPa]
C1		20		
C2	0.1	40		1.48
C3		60	0.17	
C4		20	0.17	
C5	0.3	40		1.81
C6		60		



その要素シミュレーション

三軸圧縮試験の応力・ひずみ関係を図-1 に示す。軟岩 の特徴であるひずみ軟化が確認できる。また、拘束圧の上 昇に伴い軟化が緩やかになり、それに対応して体積ひずみ は膨張傾向から圧縮傾向に転じる。大谷石などの自然堆積 軟岩(凝灰岩、Green tuff)では温度が上昇するとピーク強 度が低下することが確認されているが、本研究で用いた人 工軟岩においてもその傾向が見られる。載荷速度の違いに 着目すると、軸ひずみ速度が速くなるほどピーク強度が上 昇し、明瞭なピーク値を示していることがわかる。

次に、三軸クリープ試験の軸ひずみ速度・時間関係を図 -2 に示す。軸ひずみ速度が減少する遷移クリープ過程、 一定速度を保つ定常クリープ過程を経て急激に軸ひずみ 速度が増加する加速クリープ過程を確認した。また、温度 の上昇によりクリープ破壊時間が短縮する傾向を示した。 以上の結果より、本研究で使用する人工軟岩は軟岩の特徴 的な挙動を模擬できることが確認でき、模型地盤に使用す る材料として適切であるといえる。



#### 4. 要素シミュレーション

本研究で提案する構造・密度効果を考慮した軟岩の熱弾 粘塑性構成式の妥当性を検証するため、人工軟岩の要素試 験データを用いて、要素シミュレーションを実施した。解 析で使用するパラメータを表-4 に示す。比較しやすくた めに、要素シミュレーションの結果を図1および図2に平 行して示す。

これらの比較図より、解析結果は実験結果を概ね表現で きていることがわかる。構造の概念を導入したことにより、 拘束圧 0.3MPa で見られる軟化しながら圧縮する挙動を表 現することができた。温度の効果やひずみ速度効果も良く 表現できているが、拘束E 0.1MPa の解析結果は実験結果 と比較して体積膨張をやや過大に評価しており、今後の課 題である。以上より、提案する構成式は数少ないパラメー タ(温度に関するパラメータはわずか 1 個しか使用しな い)で温度効果を含めた軟岩の挙動を統一的に表現するこ とが可能となり、その適用性も確認できた。

	見
パラメータ	値
ポアソン比 <b>n</b>	0.37
参考間隙比 e <sub>N</sub>	1.05
ヤング係数 E [kPa]	225000
	12.05 ( <b>s</b> <sub>3</sub> =0.1MPa)
1987 PRINT / JIL NJ	6.90 ( <b>s</b> <sub>3</sub> =0.3MPa)
塑性圧縮膨潤指数 / - k	0.079
二次圧密係数 a	0.53
時間依存性パラメータ Cn	0.086
ポテンシャル形状パラメータ <b>b</b>	1.5
過圧密消散パラメータ m <sub>R</sub>	088
構造喪失パラメータ m <sub>R</sub> *	3.50
如期過耳密比 <b>P</b> 。	0.029 ( <b>s</b> <sub>3</sub> =0.1MPa)
初朔迴江江比 <b>K</b> 0	0.035 ( <b>s</b> <sub>3</sub> =0.3MPa)
初期構造 <b>R</b> 。*	0.430 ( <b>s</b> <sub>3</sub> =0.1MPa)
	0.165 ( <b>s</b> 3=0.3MPa)
線膨張率 <b>a</b> <sub>T</sub> [/℃]	8.0×10 <sup>-5</sup>

表4 解析パラメーター覧

# 人工軟岩を用いたトンネル模型試験および2次 元 FEM による再現解析

地層処分により周辺岩盤の長期安定性をある程度把握 すると同時に、それを定量的に評価するための解析手法の 提案および検証を目的として、人工軟岩を用いたトンネル 模型試験を実施した。トンネル模型と載荷装置を図3に示 す。トンネル模型の寸法は、高さ500mm、幅500mm、奥 行き150mmであり、中心部にトンネルとして直径100mm の円孔を設けた。各種計測機器の設置箇所を図4に示す。 試験中、カンチレバ型変位計によりトンネル壁面の変位を、 ロゼットゲージにより模型供試体表面の偏差ひずみを、白 金測温抵抗体により模型地盤内各位置の温度をそれぞれ 計測した。



図3 トンネル模型と載荷装置





表5 トンネル模型試験の試験ケース

Case No.	実験の種類	壁面の温度[℃]
1	破壞試験	20
2		60
3	クリープ試験	20
4		60

表6 トンネル模型試験の載荷過程

実験の種類	ステージ1	ステージ2
破壞試験	側圧、上載圧ともに 0.2MPa/min で 0.3MPa まで等方載荷	<ul> <li>側圧を 0.3MPa で保持し ながら上載圧を 0.2MPa</li> <li>/min で模型全体が破壊す るまで載荷する</li> </ul>
クリープ試験	側圧、上載圧ともに 0.2MPa/min で 0.3MPa まで等方載荷	<ul> <li>側圧を 0.3MPa で保持しながら上載圧を 0.2MPa</li> <li>/min で破壊試験で得られた最大荷重の 95%まで載荷した後、保持する</li> </ul>

トンネル内を加温する場合は円孔内にカートリッジヒ ーターを設置する。尚、トンネル壁面を一様な温度を与え るために、紙製の小型ファンを設置して、トンネル内の空 気を攪拌することで、均一な温度場を確保することができ た。

#### 5.1 破壊試験

トンネル模型破壊試験の載荷経路を図5(1)に、試験条件 および載荷経路を表5、6にそれぞれ示す。温度 60℃の試 験 (Case2)の場合はステージ1の載荷前にヒーターにより 加温し電圧調整器で温度調節することでトンネル壁面を 60℃で保持し、地盤内の温度変化が落ち着いた後に載荷を 開始した。Case1の試験結果を図6に、Case2の試験結果を 図7に示す。両ケースともに壁面は天端が収縮方向、イン バートが壁面拡大方向に変位する。また、偏差ひずみは上 下肩部で卓越し、スプリングラインでは壁面から遠ざかる に連れて小さくなる。天端、インバートでは偏差ひずみは 小さい。模型破壊時の上載圧は Case1 では 1.99MPa、Case2 では 1.91MPa であり、壁面を加温するとより小さな上載圧 で模型が破壊することが確認された。



熱・水・土・空気連成 FEM プログラム「SOFT」<sup>50</sup>を用 いて2次元 FEM 解析によるトンネル模型試験の再現を試 みた。土の構成モデルは上記で提案した熱弾粘塑性構成式 を用いた。また、本解析では土水連成解析は実施しない。 使用する解析メッシュを図8に示す。解析メッシュは861 節点、800 要素により構成されており、境界条件はトンネ ル半断面の下端面の節点を鉛直方向に固定、右側面の節点 を水平方向固定に設定する。また、温度境界として、トン ネル壁面の節点に所定の温度を設定する。載荷経路



は実験と同様であるが、解析では計算の安定性を考慮して、 初期状態を 0.1MPa 等方載荷状態とした。使用するパラメ ータは、要素シミュレーションにおいて拘束圧 0.1MPa の 場合に用いたパラメータである。また、材料の比熱および 熱伝導率は石膏のものを使用する。Case1 の解析結果を図 6 に、Case2 の解析結果を図7 に示す。

解析結果は実験結果の壁面変位や偏差ひずみの挙動の 傾向をある程度表現できている。壁面の変位は定量的に再 現できている。また、提案する構成式に基づいた解析の結 果、構造の概念を導入しない場合と比較して偏差ひずみの 発生量が改善された(本文には過去の解析結果を載せてな い)。Case2 の再現解析では模型地盤内の温度変化を良く 再現できている。解析における破壊時の上載圧はCase1 で は2.27MPa、Case2 では1.61MPa であり、実験結果と同様 であり、温度が上がると、破壊上載圧が下がり、実験と同 じ傾向を示すことは確認できた。


5.2 クリープ試験

トンネル模型クリープ試験の載荷経路を図 5(2)に、試 験条件および載荷経路を表5、6にそれぞれ示す。FEM に よる再現解析は、破壊試験と全く同じであり、すべての条 件が試験と同様に設定した。また、解析に用いられる FEM メッシュも同様あり、図8に示すとおりである。

**図9**にトンネル周辺における温度の経時変化の実験と 解析結果の比較を示す。解析は実験値を良く再現している ことは見て取れる。







図 10 にトンネル周辺地盤の変形とせん断ひずみの実 験・解析結果の比較(20℃クリープ)を示す。トンネル壁 面変位については、各地点の大きさの順番と増加傾向は一 致しているものの、程度の差はやはり大きい。また、せん 断ひずみについても、解析はある程度実験結果を表現でき るものの、誤差はかなり大きい。特に実験で見られた軟化 によるひずみの再配分(軟化によって経時変化に増加と減 少が時系列的に起きている)が解析では全く見られず、今 後の課題である。一方、クリープ破壊時間については、実 験では 220min となっているが、解析では 9200min まで破 壊が見られなかったため、解析はその時点で打ち切った。

図 11 にトンネル周辺地盤の変形とせん断ひずみの実 験・解析結果の比較(60℃クリープ)を示す。トンネル壁 面変位については、20℃クリープのケースと同様な解析精 度となっているが、偏差ひずみにおいては、解析結果が実 験値より数倍大きく、明らかに過大に評価している。一方、 クリープ破壊時間については、実験値の135 min に対して、 解析では 1090.6 min であった。クリープ破壊時間の予測は 非常に難しいことは改めて認識した。その主な原因は、や はりモデル試験の3次元的力学挙動を無理矢理2次元解 析で表現しようとしていることにある。ただし、温度が上 昇すると、破壊時間が短くなる傾向は実験と解析でいずれ も見られた。

#### 6. まとめ

本研究では、異なる温度環境下で人工軟岩の三軸圧縮・ クリープ要素試験、その力学特性をまず把握した。次に、 構造・密度効果を考慮した熱弾粘塑性構成式を新たに提案 し、その妥当性を要素試験で検証した。さらに人工軟岩を 用いた熱連成地層処分トンネル模型試験を行い、モデル地 盤の長期安定性を調べ、それと同時に、新しい構成式に基 づいた2次元FEM解析も行い、モデル試験の再現を試み、 提案する新しい解析手法の適用性を検証した。

以下の結論が得られた。

- 異なる温度環境下での三軸圧縮試験・三軸クリープ 試験を実施し、本研究で用いる人工軟岩が軟岩のひ ずみ軟化挙動、ひずみ速度効果、拘束圧依存性およ びクリープ挙動や温度効果を模擬できることを確認 できた。
- 2) 三軸圧縮試験・三軸クリープ試験により、新しく提案した構造・密度効果を考慮した熱弾粘塑性構成式を検証した。数少ないパラメータで温度効果を含めた軟岩の一連の挙動を概ね表現できることを確認できた。
- 3) 人工軟岩を用いた熱連成地層処分トンネル模型試験 を実施した。その結果、温度が上昇すると、破壊試験 においては破壊上載荷重が低くなり、また、クリー プ試験においては、クリープ破壊時間が短くなるこ とが確認できた。また、人工軟岩を用いたことで、モ デル実験の再現性があることも確認できた。

4) 提案する構成式に基づいた 2 次元 FEM 解析により 人工軟岩を用いたトンネル模型試験の再現を試みた。 破壊試験においては、実験結果のトンネル壁面変位 や偏差ひずみの発生の傾向、温度の影響をある程度 表現できる。一方、クリープ試験においては、解析精 度は破壊試験の再現解析精度に及ばず、今後の課題 となる。ただし、温度が上昇すると、破壊時間が短く なる傾向は実験と同様である。また、クリープ破壊 試験の解析精度の欠如に関する原因としては、やは りモデル試験の 3 次元的力学挙動を 2 次元解析で表 現しようとしていることにあると考えられる。

#### 参考文献

- Zhang, S. and Zhang, F.: A thermo-elasto-viscoplastic model for soft sedimentary rock, Soils and Foundations, Vol.49, No.4, pp.583~596, 2009.
- Nakai, T. and Mihara, Y. (1984): A new mechanical quantity for soils and its application to elastoplastic constitutive models, Soils and Foundations, Vol.24, No.2, 82-94.
- 3) Hashiguchi, K. and Ueno, M. (1977): Elastoplastic constitutive laws of granular material, Constitutive Equations of Soils, Pro. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Spec. Ses. 9, Murayama, S. and Schofield, A. N. (eds.), Tokyo, JSSMFE, 73-82.
- Asaoka, A., Nakano, M. and Noda. T. (1998): Super loading yield surface concept for the saturated structured soils, Proc. of the Fourth European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering-NUMGE98, 232-242.
- 5) Xiong Y. L.: Thermo-Hydraulic-Mechanical-Air Coupling Finite Element Analysis and Its Application to Geotechnical Engineering Problems, 名古屋工業大学博士論文, 2014.

## リーデルせん断の数値シミュレーションとせん断面の発生角度に関する一考察 Numerical simulation of Riedel shear and discussion on the angle of slip surfaces

山田翔太<sup>1</sup>,野田利弘<sup>2</sup>,豊田智大<sup>3</sup>,山田正太郎<sup>4</sup>,浅岡顕<sup>5</sup>

- 1 名古屋大学大学院・工学研究科・土木工学専攻・yamada.shota@f.mbox.nagoya-u.ac.jp
- 2 名古屋大学・減災連携研究センター
- 3 名古屋大学大学院・工学研究科・社会基盤工学専攻
- 4 名古屋大学大学院・工学研究科・土木工学専攻
- 5 地震予知総合研究振興会

#### 概 要

横ずれ断層が変位すると、その直上に堆積した表層地盤の内部にはフラワー構造と呼ばれる花弁状のすべ り面が複合的に形成され、地表面にはリーデルせん断帯と呼ばれる雁行亀裂が出現することが知られてい る。著者らはこれまでに、ジョグと呼ばれる断層線の不連続性を境界条件として考慮した弾塑性有限変形 解析により、フラクタルなせん断帯や P-shear といった特徴的なせん断帯の生成過程が再現できることを示 してきた。本稿では、フラワー構造の発達過程およびリーデルせん断帯の発生角度ついて議論するととも に、せん断帯の発生過程に及ぼす寸法効果についても検討する。

キーワード:横ずれ断層、リーデルせん断、フラワー構造、弾塑性、ジョグ

#### 1. はじめに

1905 年ブルネイ地震では、左横ずれ断層であるブル ネイ断層の地表面において、明瞭な地表面の変状が出現 した<sup>1)</sup>。この断層地形は、地震発生から100年以上経っ ているのにもかかわらず、モンゴル特有の乾燥気候や地 下に存在する永久凍土の影響によって現在も風化せず 残存している。

断層線上の地表面で確認された変状を図 1 に示す。同 図より,同じスケールのバルジ(隆起)とデプレッショ ン(陥没凹地)が等間隔で発生する様子が観察できる。 このような地形は、横ずれ断層が不連続に配置する「ジ ョグ」と呼ばれる箇所の存在に起因して発達したとされ ている。すなわち,図3奥側のように、ジョグが両側か ら引かれる場合には、引張応力場の下で正断層的に図 4(a)のような負のフラワー構造が形成されて局所的な沈 下 (デプレッション)を生じる。これに対し,図 3 手前 側のようにジョグが両側から押される場合には, 圧縮応 力場の下で逆断層的に図 4(b)のような正のフラワー構 造が形成されて局所的な隆起(バルジ)を生じる。構造 地質学の分野では,前者のような引張による変形場をプ ルアパート,後者のような圧縮による変形場をプッシュ アップと呼ぶ。ジョグの存在は、地表地震断層の形成過 程に重大な影響を及ぼすため, 断層変位評価の観点で非 常に重要である。それだけでなく、断層変位が長期に亘



図1 ブルネイ地震で出現したバルジとデプレッション<sup>2)</sup>

り累積することで形成される種々の断層変位地形の理 解にもつながる。

図2は、前述したジョグを含む大規模な断層変位地形 の例であり、同図(a)のコヨーテクリーク断層では、プッ シュアップの変形場の下で緩やかな丘が形成されてお り、同図(b)のアカバ湾内の横ずれ断層系では、プルアパ ートの変形場の下で湾が形成されている。

これまでに著者らは、これらのプルアパートおよびプ ッシュアップを模擬した不連続な断層変位場(幾何不整) を境界条件として考慮した大規模 3 次元弾塑性有限変 形解析を実施することで、横ずれ断層における局所的な ジョグの存在に起因した付随断層構造の形成過程を数 値解析的に再現できることを示してきた <sup>7</sup>。本稿では特



(a) コヨーテクリーク断層<sup>3),4)</sup>



(b) アカバ湾内の横ずれ断層系<sup>3),5)</sup>図2 ジョグに起因して生じる断層変位地形の例



図3 横ずれ断層のジョグの

に,解析により解かれるフラワー構造の出現形態および 角度について議論するとともに,付随断層構造の形成過 程に及ぼす寸法効果について検討した結果を示す。

本稿の構成を以下に示す。2章では,著者らのこれま での研究成果<sup>の</sup>を紹介する。3章では表層地盤内のフラ ワー構造と地表面に出現するリーデルせん断帯の角度 について,4章では寸法効果について議論する。最後に, 5章では,本稿のまとめを示す。

#### 2. これまでの研究成果<sup>7)</sup>

解析には、骨格構造概念に基づく土の弾塑性構成式 SYS Cam-clay model<sup>8)</sup>を搭載した静的/動的水~土骨格 連成有限変形解析コード *GEOASIA*<sup>9)</sup>を用いる。なお、



図4 フラワー構造の

本解析で用いる手法は二相系連成解析にも対応しているが、本稿では一相系条件での解析について述べる。

#### 2.1 有限要素メッシュと境界条件

図 5(a) のように、 y 軸方向を横ずれ断層の走向方向 にとる3 次元直方体メッシュ(要素数:32800)を用い た。模型底面においては、鉛直変位を拘束した上で、図 5(b) に示すような屈曲した断層領域を設定し、その両側 の節点に y 方向の強制変位(変位速度: δ=10<sup>-6</sup>m/s)を与 えることで、領域 A では引き離されてプルアパートの 応力場が、領域 B では圧縮されてプッシュアップの応力 場がそれぞれ表現されることとなる。側面については、 x-z 面では周期境界を設定し、y-z 面では摩擦なし条件 を与えた。

#### 2.2 材料定数と初期条件

SYS Cam-clay model の材料定数は,既往の解析事例 <sup>7),10)</sup>を参照し,表 1 の通り設定する。初期状態は,土の 骨格構造のうち過圧密のみを考慮し,一様に間隙比 (eo=0.57)を与えた。この時の初期状態分布を図6に示 す。また,このような条件の下で,SYS Cam-clay model は三軸排水せん断時に図 7 のような応答を示す。すな わち,材料は比較的小さなひずみ領域で膨張に転じる超 過圧密土である。ピーク強度発現後の著しい軟化を示す 材料パラメータを設定することで,岩盤材料の脆性的な 応答を模擬した。



(a) 有限要素メッシュ



(b) 模型底面の境界条件図 5 解析模型

<弾塑性パラメータ>				
圧縮指数Ĩ	0.0150			
膨潤指数ĸ	0.0002			
限界状態定数 M	1.0			
NCL の切片*N	1.7			
ポアソン比ν	0.30			
<発展測パラメータ>				
正規圧密土化係数m	2.0			
<物性値>				
土粒子の密度 <b>p</b> s	2.65g/cm <sup>3</sup>			

表1	材料定数
	- $        -$

\* せん断応力q=0 有効応力p'<sub>0</sub> = 98.1kPaにおけ る練返し粘土の NCL 上の比体積

#### 2.3 解析結果

図-5 に示した模型について,解析終了段階におけるせん断ひずみ分布を図-8(a)に示す。また,この模型寸法を要素数は変えずに y 軸方向に 2 倍,3 倍に拡大することによりプッシュアップとプルアパートの間隔を変えた 模型の解析結果を同図(b),(c)にそれぞれ示す。



等倍模型について,図-8(a)のようにプッシュアップ側 の地表面においてせん断帯の出現が確認できる。そして, 同図のせん断帯は,緑色で示された大域的なせん断帯が 赤色で示された局所的な雁行状のひずみを内包する「フ ラクタル」な形態をとっている(走行方向に「周期境界」 を入れた計算であるため,緑色の大域的なせん断帯は模 型の手前側と奥側に周期的に連なる)。

2 倍模型について、図-8(b)の地表面の変状を見ると、 不連続に連なるリーデルせん断を互いに接続するよう に伸びるせん断帯が、図-9 のようにリーデルせん断とは 逆向きに、かつ二次的に形成されていることがわかる。 Naylor et al.は模型実験において同様の現象を確認して おり、これを「P-shear」と呼んでいる<sup>11)</sup>。上田もまた模 型実験により同様の現象を確認しているが、P-shear は乾 燥砂地盤には出現せず、模擬岩盤においてのみ形成され ることを確認している<sup>12)</sup>。したがって、このように Pshear が数値解析的に再現されたのは、構成式で材料の 脆性的な挙動を精緻に考慮したためであると考える。

3 倍模型について,図-8(c)をみると,プルアパート側の地表面では走向方向に対して高角のせん断帯が引張応力の下で主働的に形成され,プッシュアップ側の地表面では走向方向に対して低角のせん断帯が圧縮応力の下で受働的に形成されることが確認された。



以上のように、ジョグの存在を考慮した数値解析によ り、フラクタルなせん断帯、P-shear、低角・高角なせん 断帯といった、特徴的な付随断層の出現形態が解かれる ことを明らかにした。なお、これらの変状は Noda et al. の「材料不整」を入れた解析<sup>13</sup>においては確認されてお らず、ジョグの存在を考慮しなければ出現し得ない変状 であると考えられる。

#### 3. フラワー構造とせん断帯の角度に関する議論

#### 3.1 フラワー構造に関する議論

代表的に図-8(b)の2倍模型のケースについて、フラワ ー構造の発達過程を図-10に示す。同図のフェーズ (a)~(b)にかけて、プッシュアップ側では1枚のすべり面 が鉛直方向に延伸してゆくのに対し、プルアパート側で はジョグを挟んで2枚のすべり面が花弁状に発達してゆ



図 11 チューリップ構造とパームツリー構造 14)



図 12 3 倍模型の地表面における主応力方向

表2 内部摩擦角より予測される R-shear, R'-shear の角度

	主応力方向		せん断	の方向
	$\sigma_1$	$\sigma_3$	R-shear	R'-shear
А	52.4	-37.6	19.7	85.1
В	40.2	-49.8	7.4	72.9
С	38.8	-51.2	6.1	71.6

※ 走向方向に対する時計回りの角度(deg)を表す

く。その後フェーズ(c)では、フェーズ(b)で深部から延伸 したすべり面が地表面近傍まで到達すると同時に、地表 面側からもせん断ひずみが局所的に出現する。この現象 は低拘束圧条件下での splay 現象に類似している。最終 フェーズ(d)では、これらのすべり面が互いに結合し、複 合的・三次元的なすべり構造が形成される。

一般にフラワー構造は、プルアパート側(トランステ ンション場)では、図-11(a)のように起点から水平に広が るチューリップ構造になり、プッシュアップ側(トラン スプレッション場)では、図-11(b)のように起点から鉛直 に伸びるパームツリー構造になると言われているが<sup>11)</sup>、 図-10 のフェーズ(a)~(b)からも分かるように、解析結果 はこのような断層近傍での変形初期におけるすべり面 の進展の仕方の特徴の違いをよく捉えている。



図 13 Splay shear および Outer shear の形成<sup>15)</sup>

<b>秋5</b> 候主同でこ戦何述反				
	模型高さ <i>H</i>	載荷速度 $\dot{\delta}$		
等倍(基準)	5cm	10 <sup>-6</sup> m/s		
10 倍	50cm	10 <sup>-5</sup> m/s		
100 倍	5m	10 <sup>-4</sup> m/s		
1000 倍	50m	10- <sup>3</sup> m/s		

表3 模型高さと載荷速度

#### 3.2 リーデルせん断帯の角度に関する議論

3 倍模型について、せん断帯の角度に関してより詳細 な検討を加えたい。図-12 は図-8(c)の上面図を白黒表示 したもので、地表面のせん断帯上の地点 A~C において 解析により得られた主応力方向を併記してある(ただし、 圧縮を正として、 $\sigma_1$ は最大主応力、 $\sigma_3$ は最小主応力を表 しており、地表面は平面応力状態にあるため中間主応力  $\sigma_2$ は鉛直方向に作用する)。リーデルせん断には傾斜の 異なる 2 種類のパターンがあり、1 つは R-shear、もう 1 つは R'-shear と呼ばれるが、谷らによれば、(A) R-shear が走向となす角は $\theta_R$ は、 $\sigma_1$ 軸が走向となす斜交角度 $\psi$ と 有効内部摩擦角 $\phi$ "を用いて

$$\theta_R = \psi - \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) \tag{1}$$

と表され<sup>15</sup>, (B) R'-shear は R-shear と共役な関係にある <sup>10</sup>。そこで,図-12中の各地点での主応力に対して(A)(B) より推定される R-shear と R'-shear の向きをそれぞれ算 定すると,それぞれ表-2のようになる。これを図-12 に 併記すると,R-shear は黄線,R'-shear は緑線となる。こ こで,有効内部摩擦角 $\phi'$ は1相系解析であることを考慮 して限界状態定数Mより次式で算定した。

$$\sin \phi' = \frac{3M}{6+M} = \frac{3}{7} \quad \Longrightarrow \quad \phi' = 25.4^{\circ} \tag{2}$$

推定した R-shear と R'-shear の位置を解析結果と比較す ると、プッシュアップ側における高角なせん断帯の角度 は R-shear に概ね一致し、プルアパート側における低角 なせん断帯の角度は R'-shear に概ね一致していることが わかる。この結果は、ジョグの応力場、すなわちプッシ ュアップとプルアパートの違いが、互いに共役なせん断 面の片方を選択的に誘発する因子となっている可能性 を示唆するものである。また、同図からは、地表面にお いて破断線が直線ではなく、S 字曲線となっていること が確認でき、これはリーデルせん断が生じた後に二次的 に発生する、図-13 のような splay shear および outer shear の形成が解かれていることを意味している。



(c) 100倍(e<sub>0</sub>=0.570)
 (d) 1000倍(e<sub>0</sub>=0.570)
 図 14 せん断ひずみ分布(比体積一定)



#### 4. 寸法効果に関する検討

図8の等倍模型の解析終了段階におけるせん断ひずみ 分布を図-14 (a)に再掲するとともに、この模型を基準と して模型全体の寸法と変位速度を10倍、100倍、1000倍 と相似的に拡大した表-3の模型について、解析結果を図 -14(b)~(d)に示す。同図より、寸法の大きい模型では、地 表面に単一のリーデルせん断しか生じないことがわか る。これは、寸法の大きい模型では土被り圧の増加によ り材料が正規圧密状態に近づくため、材料の挙動は延性 的に、軟化の程度は小さくなり、地表近傍での分岐を伴 うスプレー現象が生じにくくなったことに起因すると 考えられる。事実、底面の過圧密比が基準模型と等しく なるように模型の間隙比を調整した図-15の解析では、 いずれのスケールにおいても基準模型の場合と同様の せん断帯が出現する。この結果は、リーデルせん断が「さ まざまなスケールで生じる」という意味でのフラクタル 性を裏付けるものである。なお、図-14の計算を、ジョ グを設けないで直線の断層領域を設定して解析すると、 寸法 10 倍以上の模型では、材料不整の有無にかかわら ず変形の局所化は起こらず、せん断面も出現しない<sup>13)</sup>。 このことから、寸法の大きい模型でせん断帯の出現を解 くには、ジョグの存在を考慮して解くことが重要であっ たといえる。

#### 5. まとめ

横ずれ断層上に堆積した表層地盤内における付随断 層構造の形成過程を,「ジョグ」の存在を境界条件とし て考慮した大規模3次元弾塑性有限変形解析によって解 き,以下の結論を得た。

- フラワー構造の発達形態は、プッシュアップジョグでは鉛直に伸びるパームツリー型、プルアパートジョグでは水平に広がるチューリップ型になることを確認した。
- プッシュアップジョグ/プルアパートジョグでは、 それぞれ低角/高角なせん断帯の形成が解かれ、その角度がモール・クーロン規準より演繹される R-shear の推定角に一致することが確認された。このことから、ジョグの応力場、すなわちプッシュアップとプルアパートの違いが、互いに共役なせん断面の片方を選択的に誘発する因子となっていることが推察される。
- 変形の進行に伴うせん断方向の変化 (outer-shear)の 出現が解かれた。これは、トランスプレッション場 /トランステンション場における主応力方向の回 転に起因すると考えられる。
- ・ 寸法効果について検討し、模型底面の過圧密比を統 ーすれば、本稿で試したあらゆるスケールにおいて 同様のせん断帯の形成が相似的に解かれることを 確認した。この結果は、リーデルせん断が「あらゆ るスケールにおいて生じる」という意味でのフラク タル性を裏付けるものである。

#### 謝辞

本研究の一部は京都大学学術情報メディアセンター のスーパーコンピュータを利用して実施した。また,科 学研究費補助金(基盤研究(A):課題番号17H01289)の 助成を受けた。

#### 参考文献

- 1) 大矢暁:: モンゴルに地震断層を追う, 地震ニュース617号, pp.24-40, 2006年1月号.
- Rizza, M., Ritz, J.-F., Prentice, C., Vassallo, R., Braucher, R., Larroque, C., Arzhannikova, A., Arzhannikov, S., Mahan, S., Massault, M., Michelot, J.-L., Todbileg, M. and ASTER Team: Earthquake geology of the Bulnay fault (Mongolia), Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.105, No.1, pp.72-93, 2015.
- Woodcock, N. H. and Fischer, M.: Strike-slip duplexes, Journal of Structural Geology, 8, pp.725-735, 1986.
- Google earth V.7.3.1.4507. (February 6, 2018). Ocotillo Wells, America California. 33° 7'12.68"N, 116° 5'36.00"W, Eye alt 1.16km. Google 2018. <u>http://www.earth.google.com</u> 2018.5.13.
- Google earth V.7.3.1.4507. (February 6, 2018). Qesm Sharm Ash Sheikh, Egypt St. Catherine. 28°43'3.98"N, 34°30'2.45"E, Eye alt 113.02km. Google 2018. http://www.earth.google.com, 2018.5.13.
- Fossen, H.: Structural Geology, Cambridge University Press, pp.377-400, 2nd edition, 2016.
- 7) 豊田智大,野田利弘,山田正太郎,山田翔太:横ずれ断層における幾何学的不整が表層地盤のせん断帯の形成に及ぼす影響,第29回中部地盤工学シンポジウム,pp.1-4,2017.
- Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils Found, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002.
- Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, Soils Found, Vol.48, No.6, pp.771-790, 2008.
- 10) 山田正太郎,野田利弘,浅岡顕:過圧密地盤の排水支持力解 析,応用力学論文集,Vol.12, pp.247.254, 2009.
- Naylor, M. A., Mandl, G. and Sijpesteijn, C. H. K.: Fault geometries in basement-induced wrench faulting under different initial stress states, Journal of Structural Geology, Vol.8, No.7, pp.737-752.
- 12) 上田圭一:横ずれ断層の変位に伴う岩盤の3次元変形過程-ヘ リカルX線CTを用いた断層変位実験による検討-,電力中 央研究所研究報告, N08039, 2009.
- 13) 野田利弘,山田正太郎,豊田智大,浅岡顕:横ずれ断層に伴う表層地盤のリーデルせん断帯の形成に及ぼす材料的初期不整の影響,土木学会論文集A2(応用力学),Vol.71,No.2 (応用力学論文集Vol.18),I\_463-I\_474,2015.
- 14) University of Sydney, School of Geosciences, Wrench Tectonics IV Structural geology of transpression, <u>http://www.geosci.usyd.edu.au/users/prey/Teaching/Geol-</u> <u>3101/Wrench/IV.html</u>, 2018.6.30.
- 15) 谷和夫,上田圭一,阿部信太郎,仲田洋文,林泰幸:野島地 震断層で観察された未固結な表層地盤の変形構造,土木学会 論文集, Vol.568, pp.21-39, 1997.
- 16) 小山良浩,谷和夫:横ずれ断層の模型実験で観察された砂地 盤の表面に発達するせん断帯の構造分析,土木学会論文集, Vol.750, pp.171-181, 2003.

# 特別講演 その1(10:55~11:55)

「まどみちお」の詩から三種の鏡へ

# 八嶋 厚 先生

(岐阜大学教授)

# 第2セッション (13:00~14:30)

# 司 会 棚橋 秀行(大同大学)

# マクロエレメント法を用いた水~土連成有限変形解析による 気水分離型真空圧密工法の数値シミュレーション

Numerical simulation on steam-water separator type vacuum consolidation method

by using a soil-water coupled finite deformation analysis code

equipped with macro-element method

肥後隼大<sup>1</sup>,山田正太郎<sup>1</sup>,野田利弘<sup>2</sup>,中野正樹<sup>1</sup>

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

2 名古屋大学・減災連携研究センター

#### 概 要

真空圧密工法では,沈下に伴い気密シート直下の水圧が増加する。これを課題と捉え,気水分離型真空 圧密工法が開発された。これまでに、同手法が高い減圧効果を発揮することは実証されているが、同工法 の変形抑制効果については議論されていない。そこで、本研究では、同工法の変形抑制効果を明らかにす ることなどを目的に、バーチカルドレーンの集排水機能を具備するマクロエレメント法を搭載した水〜土 連成有限変形解析コード GEOASIA を用いて数値シミュレーションを実施した。その結果、次の知見が得 られた。1)気水分離型真空圧密工法は、高い変形抑制効果を有している。特に、高いプレロード効果を有 するため、真空ポンプ停止後の沈下を顕著に抑制する。2)一方で、通常型真空圧密工法も側方変位の抑制 などに対し高い効果を発揮する。これは、沈下に伴って気密シート直下の水圧が上昇しても、真空ポンプ により作用させたのと同等の減圧効果が維持されているためである。3)通常型・気水分離型ともに、既往 の施工実績より短期での施工が可能である。また、これらの議論を通じ、本論文で用いた数値解析手法が、 適切な工法選択やより経済的な施工条件の探索のために有効であることを示した。

キーワード:真空圧密,気水分離,マクロエレメント

#### 1. はじめに

真空圧密工法では、沈下に伴い真空ポンプとバーチカ ルドレーンの頭部に高低差が生じると、気密シート直下 の水圧は、真空ポンプの圧力よりも沈下量に応じた静水 圧分だけ増加する。これを回避するために、気水分離方 式
い
と称される真空
圧密
工法が
提案された。
この
方法で は、気密シート直下に気水分離タンクと称されるタンク を埋設し、このタンク内にドレーンから排出されてきた 水を一旦溜める。盛土外に設置された真空ポンプとは別 の系統でタンク内に溜まった水を排出することで、タン ク内は常に水と空気が存在する状態に保たれる。通常の 真空圧密工法では、真空ポンプとバーチカルドレーンの チューブは水で満たされているのに対し、気水分離型真 空圧密工法では、真空ポンプと気水分離タンクを繋ぐチ ューブは空気で満たされている(もしくはほぼ真空状態 にある)ため、気水分離タンク内の圧力は真空ポンプと 同等の圧力になる。これが気水分離方式の基本的な仕組 みである。確かに気水分離方式によって減圧効果が高ま

ることは実証されているが<sup>2)</sup>, この工法が変形抑制にとってどの程度の効果をもたらすのかといった点については、議論がなされていない。これは、同じ現場で多数の工法を試験的に試すことの難しさや、地盤の不均質性が等しい条件での比較を阻害することによると考えられる。そこで本論文では、気水分離方式の変形抑制効果等を明らかにするために、バーチカルドレーンの機能を模擬したマクロエレメント法<sup>3), 4), 5)</sup>を搭載した水~土連成有限変形解析コード *GEOASIA*<sup>6)</sup>を用いて、数値シミュレーションを実施した。

また,地盤工学では,過去の施工実績は同種の工事に とって大変有益であるが,一方で,それらが既成事実と なり,挑戦的な施工を妨げている可能性もある。本研究 では,過去に行われたことがないような速度での施工を 想定して計算を実施し,数値解析による予測が施工条件 の幅を広げ得ることを示す。

#### 2. 解析条件

#### 2.1 概説

解析には水~土連成有限変形解析コード GEOASIA を 用いた。また、バーチカルドレーン工法を模擬するため に、ドレーンの集排水機能を具備するマクロエレメント 法を適用した。関口ら 3によって提案されたオリジナル のマクロエレメント法はドレーン内の水圧を解析者が入 力条件として与える手法であり、各要素にドレーンの集 水機能を付加する手法である。これに対し、名古屋大学 地盤工学研究グループでは,ドレーン内の水圧を未知数 として扱うマクロエレメント法を提案している<sup>4),5)</sup>。こ の機能拡張により,マクロエレメント法は集水機能に加 え排水機能を合わせ持つようになった。このマクロエレ メント法では、ドレーン内の水圧を指定する代わりに、 上端部で水理境界条件を与える。この恩恵として、ドレ ーン頭部の水圧を低下させるだけで、真空圧密工法を容 易にシミュレーションすることが可能となった。また, 本論文で取り上げる気水分離型の真空圧密工法と通常型 の真空圧密工法の差異も、ドレーン頭部の水圧をそれぞ れの条件に見合ったように与えるだけで容易に表現する ことが可能である。

#### 2.2 有限メッシュと基本境界条件

図1に解析に用いた有限要素メッシュと境界条件を示 す。ピートと粘土からなる互層地盤を想定した。構成式 には骨格構造概念に基づく弾塑性構成式 SYS Cam-clay model<sup>7)</sup>を用いた。

#### 2.3 地盤の材料定数と初期値

本解析に用いた材料定数と状態変数の初期値を表1に, 透水性に関する値を表2に示す。

表1 地盤と盛土の材料定数

	盛土	Asl	Acl	Ac2u Ac2	Ac3u Ac3 Ac4	Apt3	Apt5	Dpt1	Dpt2
弾塑性パラメータ									
λ	0.10	0.15	0.37	0.31	0.24	0.39	0.73	0.48	0.40
κ	0.003	0.020	0.055	0.040	0.030	0.045	0.045	0.050	0.045
М	1.40	1.00	1.55	1.20	1.50	2.40	2.35	2.55	2.10
N	2.09	2.05	2.90	2.75	2.35	2.88	4.10	3.40	2.90
v	0.30	0.30	0.40	0.40	0.04	0.35	0.04	0.30	0.40
発展則パラメータ									
m	1.70	0.05	2.00	2.00	1.80	2.00	2.00	1.50	2.00
а	0.30	1.00	0.37	0.40	0.50	0.25	0.35	0.30	0.40
b	1.00	1.00	0.80	0.80	0.95	0.90	0.90	0.90	0.90
C S	0.10	1.00	0.20	0.10	0.15	0.20	0.20	0.25	0.25
br	0.30	0.10	3.50	0.05	0.05	0.03	0.07	0.05	0.10
mb	0.50	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
05	2 73	2.65	2.38	2 42	2.57	2.17	1.84	1.96	2.16

#### 表2 地盤と盛土の透水性

	k <sub>0</sub> (cm/sec)	e <sub>0</sub>	$C_k$
盛土	1.0×10 <sup>-5</sup>	Cons	tant <i>k</i>
As1	1.0×10 <sup>-3</sup>	Cons	tant <i>k</i>
Ac1	5.0×10 <sup>-7</sup>	3.09	0.260
Ac2	1.5×10 <sup>-6</sup>	2.48	0.220
Ac3u, Ac3, Ac4	1.0×10 <sup>-6</sup>	1.51	0.160
Ac2u	1.5×10 <sup>-6</sup>	2.48	0.220
Apt3	8.0×10 <sup>-8</sup>	2.89	0.298
Apt5	1.0×10 <sup>-7</sup>	4.53	0.500
Dpt1	1.0×10 <sup>-6</sup>	3.72	0.450
Dpt2	1.0×10 <sup>-6</sup>	2.57	0.350

原地盤については Nguyen et al. (1015)<sup>8</sup>が舞鶴若狭自動 車道向笠地区周辺に堆積する超高含水比沖積粘土・ピー ト地盤の不攪乱試料に対して決めた値を用い,盛土部分 については酒井ら(2011)<sup>9)</sup>が能登半島に広く分布する風 化した凝灰角礫岩(能登赤土)の掘削・締固め試料に対 して決めた値を用いた。ピート地盤を想定したのは,気 水分離型真空圧密工法は大沈下が生じるほど,効果が顕 著に表れるためである。高圧縮性土は圧縮に伴う透水性 の変化が顕著であることから,盛土と砂層を除く全ての 層の透水性を変化させた。なお,大沈下が生じる問題を 扱うため,本論文のように有限変形理論に基づいた解析 が必須である。



図1 有限要素メッシュと境界条件

#### 2.4 解析ケース

基本パターンとして,以下の4ケースを設けた。

 Case 1:無改良
 Case 2:バーチカルドレーンのみ (以下,ドレーンのみ)
 Case 3:バーチカルドレーン+通常型真空圧密 (以下,通常型)
 Case 4:バーチカルドレーン+気水分離型真空圧密 (以下,気水分離型)

ドレーンは幅 100mm, 厚さ 5mm, 透水係数 1.0× 100cm/sec の帯状ドレーンを想定し,改良深度は 40m, ドレーンピッチは 1.0m とした。マクロエレメント法の 入力パラメータである改良範囲の有効径 deとドレーンの 等価径 dwは,それぞれ面積を等値する換算式を用いて決 めた。Case 3 と Case 4 では気密シートの敷設個所に相当 する要素境界を非排水条件に設定した。マクロエレメン トのドレーンに関する境界条件については,下端は一律 に非排水境界とし,上端はケースごとに以下のように設 定した。

<ドレーン頭部の水理境界条件>

Case 2 (ドレーンのみ): バーチカルドレーンの頭部は 水平ドレーンに繋がれ,水平ドレーン内が静水圧分布を しており,かつその出口が図の点 A にあると仮定して, 点 A と同じ全水頭を与える排水境界

Case 3(通常型):点Aに真空ポンプが設置されており, 真空ポンプとドレーンの間が静水圧分布をしていると仮 定して,<u>点Aより真空ポンプによる減圧(-90kPa)分だ</u> け低い全水頭を与える排水境界

Case 4 (気水分離型):地盤と盛土の間に,沈下に追従 する気水分離タンクが設置されていると仮定し,大気圧 より真空ポンプによる減圧(-90kPa)分だけ低い圧力を 与える排水境界

Case 3 と Case 4 の施工過程として,以下を想定した。

- (① 真空のみ(20日間)
- ② 盛土構築+真空(28日間)
- ③ 盛土+真空(34日間)
- し④ 盛土のみ(沈下が収束するまで放置)

①では、はじめに1時間で所定の圧力まで減圧を行った。②における盛土構築は段階的に要素を追加した。各 載荷段階において、載荷直後の盛土高が所定の値になる ように載荷(1時間)と放置を繰り返した(したがって、 最終的な盛土高は盛土完成後に発生する沈下量に応じて 異なる)。比較がしやすいように、Case 1 と 2 は 20 日間 放置してから、盛土載荷を始めた。Case 3 は真空ポンプ 停止時(④のはじめ)に、1時間で全水頭をA点と同じ 値まで戻した。Case 4 は真空ポンプ停止時に、ドレーン 頭部の圧力を同じ時間を掛けて 0kPa まで戻した後に、気 水分離タンクと真空ポンプの繋がりを絶つ場合を想定し て、ドレーン頭部の水理境界条件を非排水境界条件に切 り替えた。また、盛土の各構築段階において、盛り立て 直後の盛土高が各ケースで一致するように要素を加えた。

加えて、施工日数を短くした際の真空圧密工法の有効 性を確認すべく、Case 2~3 に対して、上記①~③におけ る各過程の所要日数を半分に減らした解析も行った(つ まり、①を10日間、②を14日間、③を17日間で施工)。 これらの解析ケースをそれぞれ Case 2'~4'とし、短縮 パターンと称することとする。Case 1の短縮パターンを 設けなかったのは、後述する通り、無改良の状態では、 基本パターンの施工速度でもすべり破壊が生じるためで ある。

なお、基本パターンは、現在実際に行われている範囲 内の施工速度であるが、短縮パターンはピート地盤に対 してこれまでに実施されたことがないような施工速度で ある。真空圧密工法では、施工期間の短縮は真空ポンプ の稼働・管理期間の短縮に直結するので、短縮パターン のような施工が実現すれば、施工費用の大幅な縮減が期 待できる。

#### 3. 解析結果

#### 3.1 基本パターン

図2に点Bにおける真空ポンプ圧,盛土高,沈下量の 経時変化を示す(盛土高はCase4の盛土中央部における 値である)。また,図3に点Bにおける間隙水圧の経時 変化を示す。



図2 載荷履歴と点 B の時間~沈下関係(基本パターン)



図3 点 B の時間~間隙水圧関係(基本パターン)

注目すべきは、Case 3 では沈下に伴って水圧が上昇す るのに対し、Case 4 では-90kPa に圧力が保たれている点 である。図 2 と図 3 の青線が真空停止まで同様な曲線を 描いていることから分かる通り、Case 3 における水圧の 上昇量は沈下量×水の単位体積重量にほぼ等しい値とな っている。Case 3 では真空ポンプ停止直前に 7m を超え る沈下が生じているため、シート直下の圧力は-20kPa を 上回るレベルまで増加している。図 4 に真空ポンプ停止 直前の間隙水圧分布を示す。



バーチカルドレーンの効果により、Case 1 よりも Case 2 の方が間隙水圧の消散が進行している。また、改良域

全体に渡って、Case 3 よりも Case 4 の方が高い減圧効果 が現れている。本研究で用いた解析手法ならびに解析条 件によって、通常型真空圧密工法と気水分離型真空圧密 工法の違いを再現可能であることが分かる。図5 に圧密 終了時のせん断ひずみ分布を示す。Case 1 を見ると、地 盤と盛土がすべり破壊を生じていることを確認できる。



図5 圧密終了時(④終了時)のせん断ひずみ分布 (基本パターン)

図2において、Case1では、盛土の最終立ち上げ段階 (48日目)で急激に沈下量が増していることから、この 段階ですべりが発生したことが分かる。Case2,3,4で は地盤のすべりや盛土の破壊は発生しておらず、対策に よる効果が表れている。

続いて,各ケースの変形について比較する。沈下量は Case 1,4,3,2の順で大きくなっている。Case 1の沈下 量が最も大きくなったのは,地盤のすべり破壊に伴う大 沈下が生じたためである。Case 3よりも Case 4の方が沈 下量が大きいのは,気水分離型の方がより大きな減圧効 果を有するためである。Case 3が Case 2より沈下が大き くなっている点にも注意が必要である。これは,通常型 の真空圧密工法では,沈下に伴ってシート直下の圧力が 増加してしまうが,それでもなお減圧の効果が働いてい ることを示している。図3を見ると,Case 2においても Case 3 と同様に沈下に伴って点 B の水圧は上昇するため, Case 3 は Case 2 よりも常に低い水圧を示している。また, Case 3 において,真空ポンプの停止時にドレーン頭部の 全水頭を A 点と同じ値まで戻すと,点 B の水圧が 90kPa 加算され,その後もほぼ一定値を保っている。このよう に,通常の真空圧密工法は大沈下時も真空ポンプにより 作用させたのと同じだけの減圧効果を確かに維持(同一 深度にある地盤内の静水圧よりも真空ポンプによる減圧 分だけ低い水圧を維持)していることが分かる。図6に 盛土載荷終了時の S-S'断面の側方変位を示す。



Case 1 ではすべり破壊に起因する大きな側方変位が生 じている。Case 1 と Case 2 の比較より,バーチカルドレ ーンのみでも側方変位の抑制効果は得られることが分か る。より緩速施工が許される状況であれば,バーチカル ドレーンのみでもより高い効果が期待できる。Case 3 と Case 4 では,盛土荷重によるはらみ出しと,真空圧密に よる引き込みが相殺し,側方変位が抑制される効果が発 揮されていることを確認できる。側方変位の抑制効果は Case 4 が最も高いが, Case 3 と Case 4 の差は Case 2 と Case 3 の差ほど顕著ではなく,通常型真空圧密工法でも 高い変形抑制効果が発揮されるといえる。

以上の議論を踏まえ,以下の点を改めて強調する。世 間一般には,通常型は沈下に伴い減圧効果が失われ,気 水分離型は大沈下が生じても減圧効果が維持される工法 として理解されているように見受けられるが,これは誤 解である。正しくは,通常型が沈下量と関係無く減圧効 果を保つことができる工法であり,気水分離型は沈下量 ×水の単位体積重量分だけより高い減圧効果が得られる 工法なのである。図6に示す側方変位を見て,思ったよ りも通常型が変形抑制に効果を発揮していると感じたな らば,上記のような誤解に原因があると考えられる。

#### 3.2 短縮パターン

図7に点Bにおける真空ポンプ圧,盛土高,沈下量の 経時変化を示す(盛土高は Case 4'の盛土中央部におけ る値である)。



図7 載荷履歴と点 B の時間~沈下関係(短縮パターン)

図2と比較すると,真空圧密工法では,短縮パターン の Case 3'と4'の方が基本パターンの Case 3 と4 よりも最 終沈下量が小さくなっている。一方、ドレーンのみのケ ースを比較すると、基本パターンの Case 2 の方が短縮パ ターンの Case 2'よりも最終沈下量が小さくなっている。 真空圧密工法で、施工期間を短くすると最終沈下量が減 るのは,各載荷段階で,所定の高さまで盛土を立ち上げ るため、沈下量が小さい状態で盛土を構築した方が、結 果的に盛土荷重が小さくなる(盛土量が減る)ためであ る(道路盛土に対するオーバーレイまで考慮すれば結果 は変わり得る)。一方、ドレーンのみの場合に、施工期間 を短くすると沈下量が増えるのは、以下で示す通り改良 効果が不十分であるため側方変位に起因する即時的な沈 下量が増すためである。図8に Case2~4 と 2'~4'の盛 土載荷終了時の S-S'断面の側方変位をそれぞれ示す。ド レーンのみのケースでは、短縮パターンの方が側方変位 が大きい。Case 2'では,特に約17m以浅,すなわちAc1 およびAc2u層において顕著な側方変位が発生している。 一方で,真空圧密工法では,工期を短縮することで,側 方変位量は増すものの、ドレーンのみの場合に比べれば その差は小さく, 短縮パターンでも高い改良効果が発揮 されている。また、通常型と気水分離型の差は、施工速 度を増してもさほど変化しない。



図9に圧密終了時のせん断ひずみ分布を示す。図5と 比較すると、ドレーンのみのケースでは、短縮パターン の方が Ac1 層や Ac2u 層でせん断ひずみが顕著に発生し ているが、真空圧密工法では基本パターンと短縮パター ンで顕著な差が見られない。上記の事項は、真空圧密工 法を適用する場合に,許容される変形量によっては,既 往の事例よりも大幅に施工期間を短縮できる可能性を示 している。 図 10 に真空ポンプ停止後の時間 – 沈下関係 を示す(④の開始時点を経過時間と沈下量の基準とする)。 真空圧密工法を適用したパターンでは、気密シート直下 の圧力を回復したことによるリバウンドが一旦生じた後 に沈下が発生している。総じて、工期を短縮することで 真空ポンプ停止後の沈下量は大きくなっている。通常型 に比べた気水分離型の効果は、図8に示す側方変位では 小さいようにも感じられるが,図10に示す真空ポンプ停 止後の沈下量ではより有意な違いをもたらしている。特 に、Case 4 では真空ポンプ停止後の沈下量が 5cm 以内に 収まっている。真空圧密による一時的な減圧はプレロー ドと等価な意味を持つから、気水分離型ではより高いプ レロード効果が発揮されると考えれば理解しやすい。ま た, Case 3 と Case 4' は沈下挙動が偶然にもほぼ一致し ている。これは、例えば Case 4 を基準にして、Case 3 の ように通常型を採用してコストを抑えるか, Case 4'のよ うに工期を短縮してコスト削減するかといった議論を生

む。当然のことながら様々な制約の中で現場個々に総合 的に判断されるべきものであるからここではこれ以上踏 み込んだ議論は行わない。確実なことは、本研究で用い た解析ツールがそれらの議論を可能にするということで ある。



図10 真空停止後(④)の時間~沈下関係

#### 4. おわりに

本論文では、ドレーンの集排水機能を有するマクロエ レメント法を搭載した水~土連成有限変形解析コード GEOASIA を用いて、盛土構築による変形・破壊挙動と 真空圧密工法を軸とした対策効果の数値シミュレーショ ンを実施した。対象としたのは、無改良状態ですべり破 壊を生じるような超高含水比沖積粘土・ピート地盤と施 工条件である。主に気水分離型真空圧密工法を含む対策 工法の効果の検証と,対策効果に与える施工期間短縮の 影響について議論した。本論文で得られた主要な結論を 以下に列挙する。

- 施工速度次第では、バーチカルドレーン工法のみでも、すべり破壊を回避できる。
- 2) 通常型真空圧密工法では、沈下に伴って気密シート 直下の水圧が増加するが、そのような状況下でも、 真空ポンプで生じさせた分の減圧効果が発揮されている(同一深度にある地盤内の静水圧よりも真空ポ ンプによる減圧分だけ低い水圧を維持している)。このため、通常型真空圧密工法は高い変形抑制効果を 有している。
- 3) 気水分離型真空圧密工法は通常型真空圧密工法より も高い減圧効果を発揮する。具体的には、真空ポン プによる減圧分よりもさらに沈下量×水の単位体積 重量分の減圧効果が発揮される工法である。したが って、通常型真空圧密工法よりも高い変形抑制効果 を有するが、その効果は真空ポンプ停止後の沈下量 抑制(道路盛土における供用後の残留沈下抑制など) に対し顕著に発揮される。これは、気水分離型がよ り高いプレロード効果(=一時的な減圧効果)を有 するためである。
- 4) 真空圧密工法は,通常型・気水分離型ともに,既往 の施工実績よりも工期を短縮できる可能性がある。
- 5)本論文で用いた解析手法は軟弱地盤上の盛土載荷による変形・破壊問題にとって有効な予測手段となり 得る。

最後に, 今後, 本論文をもとに, 数値解析に基づいた 挑戦的施工が実際に試みられることに期待する。

#### 参考文献

- 今井五郎:「真空圧密工法」のさらなる発展にむけて一真空圧を 利用した地盤改良の原理とその適用一,土木学会論文集,No. 798/VI-68,pp. 1-16,2005.
- 高坂敏明, Teerachaikulpanich N.: 気水分離型真空圧密工法の適用 事例,地盤工学会北海道支部技術報告集,第54号, pp. 87-92., 2016.
- 3) 関ロ秀雄, 柴田徹, 藤本朗, 山口博久: 局部載荷を受けるバーチ カル・ドレーン打設地盤の変形解析, 第31回土質工学会シンポジ ウム論文集, pp. 111-116., 1986.
- Yamada, S., Noda, T., Tashiro, M. and Nguyen, S. H.: Macro element method with water absorption and discharge functions for vertical drains, Soils and Foundations, Vol. 55, No. 5, pp. 1114-1129, 2015.
- Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M. : Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-slay model, Soils and Foundations, Vol. 45, No. 6, pp. 771-790, 2008.
- 6) Noda, T., Yamada, S., Nonaka, T. and Tashiro, M. : Study on the pore water pressure dissipation method as a liquefaction e countermeasure using soil–water coupled finite deformation analysis equipped with a macro-lement method, Soils and Foundations, Vol. 55, No. 5, pp. 1129-1138, 2015.
- 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.

- 8) Nguyen, S. H., Tashiro, M., Inagaki, M., Yamada, S. and Noda, T. : Simulation and evaluation of improvement effects by vertical drains/ vacuum consolidation on peat ground under embankment loading based on a macro-element method with water absorption and discharge functions, Soils and Foundations, Vol. 55, No. 5, pp. 1044-1057, 2015.
- 9) 酒井崇之,中野正樹:地震後に発生した傾斜地盤上盛土の大崩壊 に関する水~土連成有限変形解析による再現,地盤工学ジャー ナル, Vol. 7, No. 2, pp. 421-433, 2011.

### 新設永久基礎構造物に用いられた浸透固化工法による補強地盤の長期安定性に関する 実験的研究

Experimental study on long term stability of reinforced soil by infiltration grouting used for new permanent foundation structure

大原一哲1, 井谷優介2, 大根瑛志1, 岩井裕正1, 張鋒1

1 名古屋工業大学・大学院・工学研究科・社会工学専攻・E-mail: cho.ho@nitech.ac.jp

2 JR 東日本コンサルタンツ㈱

#### 概 要

わが国に広く分布する花崗岩は、構造物の基礎地盤としてよく用いられる一方で風化を受けやすい。地 盤改良工法の一つである浸透固化工法は、従来仮設構造物に多く利用されているが、永久構造物に利用さ れるケースが少なく、長期安定性に関する定量的な評価はまだ十分ではない。そこで本研究では、深層風 化を受けた地盤におけるセメント系固化材を用いた浸透固化工法による改良地盤の長期安定性を把握する ことを目的として、化学的風化の要因である酸の強さ、および周辺環境における地熱の影響に着目し、異 なる pH と温度条件下で水中曝露したセメント改良士の力学特性を一軸圧縮試験により調べた。また、強度 変化の原因を考察するため、水中暴露前後の供試体片から採取した試料の含有元素を蛍光 X 線分析により 調べた。

キーワード:深層風化,地盤改良,セメント安定処理

#### 1. はじめに

花崗岩は日本の国土の約 13%にあたる 49300 kmの面積 を占めており,地域的にも花崗岩類が分布しないところが ほとんどない<sup>1)</sup>。新鮮な花崗岩は硬く,石材として切り出 されて墓や石垣に用いられるほか,基礎地盤としてよく用 いられる。

ところが花崗岩は風化を受けやすく,ひとたび風化を受 けるともろくなる。花崗岩は熱膨張率などの物理的性質の 異なる造岩鉱物によって形成されていること, 緻密さに欠 ける構造を持つことから粒子間の結合が弱く,割れ目が発 達しやすい。その割れ目に大気中の二酸化炭素や地中の腐 食酸により酸性化された地下水が浸透することで化学的 風化が進む。花崗岩の造岩鉱物である長石や雲母は化学的 風化作用により粘土鉱物に変化し、粘土化した部分が崩れ やすくなる。花崗岩の風化は地表付近のみならず、深さ20 ~30m まで風化が見られたという例が多くあり,神戸の六 甲山で数百メートルまで風化していた例さえある<sup>2)</sup>。この ように地下深くまで風化が進行する深層風化の原因とそ の過程についてはまだ分からない点が多く残されている が、たとえば北川3)は熱水変質作用先行説を唱えている。 これは地下深部において花崗岩が形成されて間もない時 期に,広域応力場の影響で生じた割れ目に熱水が侵入する

ことで変質を受けるというものである。すなわち,地表や 地表付近での風化作用を受ける以前に既に花崗岩の破壊 や変質が進んでいることを示している。

基礎地盤と考えていた花崗岩が深層風化を受けていた 場合,変形剛性の不足により基礎構造物に沈下が生じうる。 そのような軟弱地盤に対する地盤改良の工法の一つとし てセメント系固化材を用いた浸透固化工法がある。浸透固 化工法による地盤改良は工期が短縮され,コストを抑える ことが可能であるという利点がある一方,仮設構造物に利 用されることがほとんどであり,長期安定性に関する定量 的な評価はまだ十分ではない。セメント改良土の長期安定 性に関する研究成果は限られており,セメント協会が行っ た調査により改良土の長期安定性が確保されたという報 告<sup>4)</sup>はあるものの,曝露条件によっては改良土表面から劣 化が進むという報告<sup>5)</sup>もある。そのため,長期にわたって 運用が見込まれる新設永久基礎構造物の長期安定性を把 握するためにも,様々な曝露環境下における劣化の進行状 況などに関するデータの備蓄が強く望まれる。

そのような背景のもと、深層風化が著しく見られる地質 条件下において、セメント改良地盤の長期安定性を把握す ることを本研究の目的とする。化学的風化の要因である酸 の強さ、および周辺環境における地熱の影響に着目し、そ れらがセメント改良土の力学特性に及ぼす影響を検討し ていく。そのために, pH と温度の異なる条件下でセメン ト改良土を水中曝露し, 改良土の強度変化を一軸圧縮試験 により調べた。さらには改良土内の化学成分変化にも着目 し, 蛍光 X 線分析を実施することにより曝露前後での改 良土に含まれる元素濃度の変化の把握に努めた。

#### 2. 試験概要

#### 2.1 試験試料概要

本試験の試験試料として,花崗岩が風化することにより 生成されるマサ土を用いる。マサ土の物理特性を求めるた めに含水比試験,土粒子密度試験,およびふるい分け試験 を行った。物理試験結果を表1に,マサ土の粒度分布を図 1に示す。

使用するマサ土は供試体の成形をしやすくするため、また試験結果のばらつきを小さくするために 2mm ふるいにかけて粒径 2mm 以下とした。固化材として使用するセメントについては、一般に広く使用されており、かつ普通ポルトランドセメントと比べて六価クロム溶出の懸念が少ないことから高炉セメント B 種を採用した。

まず,改良土の含水比を決定するためにブリーディング 試験を実施した。初期含水比のマサ土 400g に対する加水 量を変えてモールドに詰め,湿潤環境下で 24 時間経過し た後のブリーディングの様子から最適含水比を求めた。マ サ土 400g に対する加水量 45g, 50g, 55g とした試料の 24 時間経過後の様子を図 2 に示す。その結果,全体に水が行 き渡っており,かつブリーディングが生じていない加水量 50g を採用し,このときの含水比 w=21.8%となるように マサ土と水を配合することとした。

次にセメントの添加率を決定するために配合試験を実 施した。マサ土の乾燥重量に対する高炉セメントB種の添 加率を 3%, 4%, 5%と変えて供試体を作製し,7日間の 気中モールド養生を経て一軸圧縮試験により一軸圧縮強 さを調べた。供試体の7日強度が600kPaを得るかどうか、 同一ケースでのばらつきの大きさを踏まえてセメント添 加率を決めた。なお、セメントが完全水和するために必要 な理論水量としてセメント 100g あたり水 42.4gの を, ブリ ーディング試験により求めた水量に加えて配合した。各添 加率の供試体の配合および一軸圧縮試験結果を図 3,表 2 に示す。セメント添加率 5%の供試体において目標とした 一軸圧縮強さ 600kPa を上回り、ばらつきが他の添加率に 比べて小さかったことから,本試験のセメント添加率を 5%と決定した。なお、添加率5%の一軸圧縮試験後の供試 体断片を用い,六価クロム溶出試験を実施した。その結果, 検出された六価クロムは土壌環境基準値である 0.05mg/L を下回る 0.01mg/L であることが確認された。よって、こ の配合により作成したセメント改良土を曝露した溶液の 処理する際,重金属による周辺環境への影響は極めて小さ いと言える。







(a) 加水量45g

(b) 加水量50g



(c) 加水量55g 図 2 ブリーディングの様子(24時間経過後)



図 3 配合試験における一軸圧縮試験結果

表 2 配合試験結果

添加率	含水比	姜生专注	平均一軸圧縮強さ
(%)	w (%)	後王力仏	$q_u$ (kPa)
3	19.5		404
4	19.6	気中モールド	615
5	19.9	養生 / 日间	820

#### 2.2 水中曝露概要

本試験では気中モールド養生を 21 日間行ったセメント 改良土供試体を, pH と水温の異なる条件下で7日間水中 曝露を実施する。pH は 5,7の2ケース,水温は20℃,50℃ の2ケースの合計4ケースを実施した。曝露中,セメント 中の強アルカリの流出によるpHの変動を抑えるため,曝 露溶液をバッファーにした。使用するバッファーを選定す る際には以下の3点を考慮した。

- 酸の電離定数 pKa が安定させたい pH 値付近である こと。
- pKaの温度依存性が小さく、温度を上昇させても pH 値がほとんど変わらないこと。
- ③ 試験機への酸の影響が小さいこと

pH5のバッファーでは、pKa値が 4.76 であり、温度が上 昇しても pKa値がほぼ変わらず、弱酸であり金属などへの 影響が小さい、という理由から酢酸と酢酸ナトリウムの混 合溶液である酢酸バッファーを適用した。酢酸バッファー 中の酢酸と酢酸ナトリウムの濃度および配合比を決定す るために、濃度と配合比の異なるバッファーが入ったビー カーそれぞれにセメント改良土供試体を入れ、pH 変動を 調べた。その結果、酢酸のモル濃度が 0.3mol/L、酢酸と酢 酸ナトリウムの物質量比が 1:1 のとき、7 日間経過しても pH の変動が 0.2 以内と十分な緩衝作用があったため、こ の配合で水中曝露試験を実施することとした。

pH7 のバッファーでは pKa 値が 7.12 であり,温度依存 性や金属への影響が小さいことからリン酸二水素カリウ ムを含むリン酸塩緩衝液を用いることとした。バッファー の配合を pH5 のときと同様にして決定したところ,リン 酸塩緩衝液の原液(0.25mol/L)を用いても7日後の pH が 8.0 となり,十分な緩衝作用が得られなかった。そこで, リン酸塩緩衝液原液に酢酸を加えて緩衝作用をさらに高 めることにした。その結果,リン酸塩緩衝液原液 50mL に 対して 0.1mol/L 酢酸 20mL の割合で配合したとき,7日間 経過した後も pH が 7.0 のままであったため,この配合で 水中曝露試験を実施することとした。

また,水温を一定に保つために図 4 に示すように恒温 槽に水を張ってポリプロピレン製の球体を浮かべ,その中 に脱気水槽を入れた。溶液を供試体内部にまで十分浸透さ せるため,脱気水槽内に-0.07MPの負圧を与えた。



図 4 脱気水槽と恒温槽

#### 3. 試験条件

#### 3.1 一軸圧縮試験

図 5 に使用した一軸圧縮試験機を,表 3 に一軸圧縮試 験の試験条件を示す。バッチごとに異なる水中曝露条件で 水中曝露を実施した。さらに,7日間ごとに一軸圧縮試験 により気中モールド養生のみでの強度を調べるための供 試体も作製した。このことにより,水中曝露の影響を受け ないセメント改良土供試体自体の養生日数と強度増加と の関係を知り,その強度の増え方をベースとして水中曝露 による強度への影響を評価していく。



図 5 一軸圧縮試験機

表 3 一軸圧縮試験の試験条件

Batch 名	供試体名	気中モールド 養生 (day)	水中曝露 (day)	pН	温度 (℃)
	A1	7		$\setminus$	
	A2	14	$\backslash$	$\backslash$	$\backslash$
Batch A	A3	21			
	A4	28			$\backslash$
	pH5,temp.20	21	7	5	20
	B1	7		$\setminus$	$\backslash$
	B2	14		$\backslash$	$\backslash$
Batch B	B3	21			
	B4	28		$\setminus$	$\backslash$
	pH7,temp.20	21	7	7	20
	C1	7		$\setminus$	$\backslash$
	C2	14		$\backslash$	$\backslash$
Batch C	C3	21			
	C4	28		$\setminus$	$\backslash$
	pH5,temp.50	21	7	5	50
	D1	7		$\setminus$	$\backslash$
	D2	14	$\backslash$	$\backslash$	$\backslash$
Batch D	D3	21			
	D4	28			
	pH7,temp.50	21	7	7	50

#### 3.2 蛍光 X 線分析

図 6に使用した顕微蛍光 X 線分析装置を,表4に蛍光 X 線分析を行った試料を示す。水中曝露直前,供試体を成 形する際に生じた断片を曝露前の試料とした。また,水中 曝露後に一軸圧縮試験に用いた供試体を曝露後の試料と し,図 7に示すように供試体の表面付近と内部部分の2か 所からそれぞれ試料を採取した。これらの採取位置から得 られた試料を削り,粉末状にしてマイクロプレートに詰め てから分析を行った。粉末状の試料のために誤差が大きく 表れる懸念があることから,各試料につき測定点を10点 取り,その平均をとることで構成元素の濃度を評価した。



図 6 顕微蛍光 X 線分析装置とその周辺機器

Batch 名	供試体名	採取位置	試料名
		曝露前	$A_0$
Batch A	pH5,temp.20-1	曝露後 表面	Aout
		曝露後 内部	A <sub>in</sub>
		曝露前	$\mathbf{B}_0$
Batch B	pH7,temp.20-1	曝露後 表面	Bout
		曝露後 内部	Bin
		曝露前	$C_0$
Batch C	pH5,temp.50-1	曝露後 表面	Cout
		曝露後 内部	Cin
		曝露前	$D_0$
Batch D	pH7,temp.50-1	曝露後 表面	Dout
		曝露後 内部	Din

表 4 蛍光 X 線分析を行う試料



図 7 蛍光 X 線分析試料採取位置

#### 4. 試験結果・考察

#### 4.1 一軸圧縮試験

図 8 に曝露条件ごとの供試体の一軸圧縮強さを示す。 まず,気中モールド養生のみによる供試体の強度について 着目する。基本的にはどのバッチにおいても養生日数が経 つにつれて強度が増加していた。一般に、7 日強度から 28 日強度への伸び率は 1.2~1.7 倍と言われている<sup>7)</sup>が,どの バッチもその伸び率が 1.3~1.5 倍となっており、妥当な結 果であると言える。バッチごとで強度のばらつきが見られ るが、この原因として含水比の影響が考えられる。図 9を みると、含水比が小さくなるほど一軸圧縮強さが大きくな る傾向にあることがわかる。これはセメント改良土の強度 増加の要因であるセメントの水和反応に水が使われたた め、強度の増加とともに含水比が低下したことを示してい る。

20℃での水中曝露に着目すると, pH5 の水中曝露を7日 間受けた Batch A の供試体の強度は気中モールド養生 21 日強度よりも大幅に低下しており,7日強度よりも下回っ ていた。これはセメント改良土の強度増進に寄与している セメント水和物の金属イオンが,曝露溶液中の酸の影響に より溶脱したことが原因として考えられる。一方で pH7 の 水中曝露を受けた Batch B の供試体では,気中モールド養 生 21 日強度からの強度変化がほぼ見られなかった。曝露 溶液が中性であったため酸の影響がなく,セメント水和物 中の金属イオンが溶脱せずに強度が保たれたと考えられ る。

次に 50℃の水中曝露に着目すると, Batch C が pH5 での 水中曝露であるにも関わらず, 曝露後の強度が気中モール ド養生 28 日強度よりも大きくなることが確認された。酸 による金属イオンの溶脱はあるものの, 水温が高いためセ メントの水和反応が速く進み<sup>8</sup>, 強度が増進したのではな いかと考えられる。pH7 の水中曝露を実施した Batch D で も同様に, 水中曝露の影響を受けた供試体の強度が気中モ ールド養生のみの供試体強度を上回った。

以上より、本研究における7日間の水中曝露によるセメ ント改良土の強度変化についてまとめると、常温時には酸 の影響が顕著に表れて強度低下をもたらすが、高温下での 水中曝露では酸の影響はあるものの、それより温度の影響 が大きいことから、強度増加に繋がったと言える。



図8 曝露条件ごとの一軸圧縮強さ



#### 4.2 蛍光 X 線分析

蛍光 X 線分析によって得られた,各試料の構成元素ご との含有濃度を図 10 から図 14 に示す。マサ土の中の主 要元素である Si, Al,および高炉セメント B 種に多く含ま れている Ca や Fe がセメント改良土の構成元素割合の大 部分を締めていることがわかる。

セメント改良土の強度増進に大きく寄与している Ca の 濃度変化に着目する。pH5 の水中曝露を行った Batch A で は、曝露後の供試体表面から採取した試料の Ca 濃度が曝 露前よりも大きく低下していた。一方で,供試体内部から 採取した試料では曝露前後での濃度変化は見られなかっ た。これは供試体表面付近のセメント水和物に含まれる Ca が酸の影響により溶脱を受けたことを示しており,一 軸圧縮強さの大幅な低下を裏付けている。Batch C におい ても、Ca 濃度変化に関しては Batch A と同様の結果が得ら れたが,強度は逆に増加している。曝露溶液の酸の影響に より Ca は溶脱したが,温度条件が 50℃であるためにセメ ント水和反応が加速されて強度が増加したと言える。pH7 の曝露条件で水中曝露を行った Batch B および Batch D で は Ca の濃度低下が pH5 の条件に比べると小さく,酸の影 響がない分, Ca の溶脱量も少なくなった。

Si, Al は水中曝露前後での濃度に変化は見られなかった。 K においては pH5 では曝露前後での濃度変化はなかった が pH7 ではいずれの温度条件下でも曝露後の濃度が増加 していた。これは, pH7 のバッファーに用いたリン酸塩緩 衝液の主成分として KH2PO4 が含まれているため,この K<sup>+</sup> が供試体に浸透したことにより曝露後の濃度が上昇した と考えられる。









#### 5. まとめ

本試験ではセメント改良土をpHと温度の異なる条件下 で7日間水中曝露し、一軸圧縮試験と蛍光X線分析を実 施することで、水中曝露による力学特性の変化や含有成分 割合への影響を調べた。以下に得られた知見、および今後 の展望をまとめる。

- ① バッファーを用いることで pH が一定の状態でセメ ント改良土を水中曝露することが可能となった。pH5 では酢酸と酢酸ナトリウム, pH7 ではリン酸塩緩衝 液と酢酸をそれぞれ配合してバッファーを作成した。
- ② 常温である 20℃での7日間の水中曝露においては溶 液の pH がセメント改良土の力学強度変化に大きく 影響した。
- ③ 一方で、50℃の温度条件下での7日間水中曝露では pHの影響以上に水温が強度変化に大きく影響する結果となった。
- ④ 蛍光 X 線分析により水中曝露前後での供試体の元素 濃度変化を調べた結果,曝露溶液の pH が低下すると Ca の溶脱が顕著となり、セメント改良土の強度変化

に大きく寄与することが確認された。

⑤ 今後はさらに酸の影響を大きくした pH3 の条件での水中曝露や,曝露期間をより長くした水中曝露を実施して、セメント改良土の力学特性への影響のデータを備蓄していく。最終的には得られたデータを用い、長期安定性の評価を目的とした解析に繋げていく。

#### 謝辞

本研究では平成 29 年度公益信託 NEXCO 関係会社高速 道路防災対策等に関する支援基金を戴いております。また, 六価クロム溶出試験を委託実施してくださった株式会社 環境保全コンサルタント様,研究内容に関する助言をして くださった名古屋工業大学増田理子教授,同大学吉田亮准 教授に感謝申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 高橋彦治: 土木技術者のための地質学, 鹿島出版会, pp.109, 1976.
- 2) 土質工学会:土のはなしII,技報社出版,pp.60-69,1992.
- 北川隆司: 花崗岩のマサ化のメカニズムと斜面崩壊, 粘土科学 第39巻, 第1号, 日本粘土学会, 1999.
- 4) セメント協会 セメント系固化材技術専門委員会: セメント系 固化材を用いた改良体の長期安定性に関する研究, 一材齢22年 試験結果報告, セメント・コンクリート, No.804, 2014.
- 5) 中村健・北詰昌樹: セメント安定処理土の耐久性に関する室内試 験,港湾空港技術研究所資料,2006.
- 6) 藤井欽二郎: 結合水の状態と性質, セメント・コンクリート, No.469, pp.2-9, 1986.
- セメント協会:セメント系固化材による地盤改良マニュアル,第 3版,p38,2003.
- 8) 山田順治・有泉昌: わかりやすいセメントとコンクリートの知識, 鹿島出版社, pp.60, 1982.

## 異なる地盤条件における敷砂緩衝材の衝撃力波形形成メカニズム (Impact Force Waveform Formation Mechanism of Sand Cushion under Different Ground Conditions)

松尾和茂<sup>1</sup>,前田健一<sup>2</sup>,堀耕輔<sup>3</sup>,峯祐貴<sup>4</sup>,川瀬良司<sup>5</sup>

1 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻・E-mail address 30415081@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・都市社会工学科
- 5 構研エンジニアリング

#### 概 要

落石対策工の一つであるロックシェッドの頂版上には地盤材料を用いた敷砂緩衝材が設置されている。敷 砂緩衝材に落石が衝突する現象は非常に複雑であり未だ現象の解明には至っていない。そのため、敷砂緩 衝材の衝撃力緩衝メカニズムを解明し、耐衝撃性能を適切に評価可能となれば、ロックシェッドの長寿命 化にも繋がる。本稿では、敷砂緩衝材の衝撃力緩衝メカニズムの理解を深めるため、地盤材料や相対密度 を変えた模型実験を実施し、落体衝撃力、落体貫入量波形及び緩衝層の内部挙動に着目し考察した。その 結果、地盤材料の粒径を大きくすることにより、地盤材料が相対的に硬くなり、落体は貫入した後反発し、 衝撃力波形に2波目が生じない場合があることが分かった。また、相対密度が低いケースでは局所的な変 形が生じるのに対し、相対密度が高いケースでは全体的な変形が生じ、時間の経過に従って砂の動きが均 一化することが分かった。

キーワード: 落石, 敷砂緩衝材, 衝撃力波形

#### 1. はじめに

近年,土木構造物への性能設計への移行が急務とされて いる。落石対策工の一つであるロックシェッドもその例外 ではない。ロックシェッドの頂版上には,落石が衝突した 場合の構造物の損傷抑制を目的として高緩衝性能を有す る敷砂などの土の緩衝材が設置される。ロックシェッドの 性能設計を考える上では,土の緩衝材の設計合理化も考え る必要があり,土の緩衝材の衝撃力緩衝メカニズムの解明 が必要不可欠である。

しかし, 土の緩衝材の衝撃力緩衝性能に関する研究は従 来から実施されているが, その内部の変形挙動と衝撃力緩 衝効果の関係に着目した研究はあまり行われていない。そ のため, 衝撃力緩衝メカニズムに関して未解明の点が多い。

そこで本研究では、小型模型実験を実施し、土の緩衝材 の内部の変形挙動を計測することで、衝撃力緩衝メカニズ ムを検討した。一般に敷砂緩衝材内部の変形挙動は、敷砂 緩衝材の粒子特性や密度に強く依存すると考えられてい る。そこで、まず異なる地盤材料を用いて模型実験を実施 し、緩衝材内部の砂の移動速度を計測し、衝撃力波形と絡 めて考察を行った。次に、砂の相対密度を変化させて実験 を行い,緩衝材内部における,各時刻の砂の動き(速度ベクトル),体積ひずみ速度を算出し,これらを合わせて考察を行った。

#### 異なる地盤材料が緩衝材内部の挙動及び衝撃力 波形に及ぼす影響

#### 2.1 実験概要

#### (1) 実験装置概要

本実験では、図1に示す幅800mm、高さ120mmのアク リル製土層に図2に示す粒度分布の砂、砕石を用いて、層 厚100mm、相対密度50%の緩衝層を作成した。実験は質 量3.42kg,幅100mmの落体を高さ500mmから鉛直自由 落下させて実施している。

#### (2) 測定方法

本実験での測定項目は落体衝撃力,落体貫入量,落体直 下の砂の鉛直方向速度の3つである。落体衝撃力は,落体 上部に設置した衝撃加速度計から得た測定値と落体質量 の積として算出した。落体貫入量は,落体の落下の様子を 高速度カメラで撮影した画像より求めた。砂の鉛直方向速 度は,緩衝材内部の砂の移動を高速度カメラで撮影し,画 像を PIV 解析より求めた。

#### 2.2 実験結果および考察

(1) 落体衝撃力, 落体貫入量波形及びそれらの関係

模型実験より得られた落体衝撃力,貫入量関係を図3, 落体衝撃力及び貫入量波形を図4に示す。図3に着目する と,砂のケースでは衝撃力が最大値を迎え減少に転じても, 落体の貫入が続いていることが分かる。一方,砕石のケー スでは,衝撃力が最大値を迎え減少に転じると,経路履歴 を戻るように貫入も減少している(落体が押し戻されるよ うな挙動を示す)ことが分かる。落体衝撃力,貫入量関係 を応力,ひずみ関係のように捉えると,砂の挙動は塑性的, 砕石の挙動は弾性的となっている。このことから,砂のケ ースは砕石のケースよりも塑性変形が進行すると考えら れる。

図 4 の衝撃力波形に着目すると,砂のケースでは凡そ 4ms で最大値を迎えた後 7ms 程度まで減少し,その後再び 衝撃力が増加している(本稿では,これを2 波目と称す)。 しかし,砕石のケースでは最大値を迎えた後再び衝撃力が 増加することはなかった。既往の解析結果<sup>11</sup>では,粒状体 に一定単調載荷すると,載荷速度にかかわらず底面からの 反射波の影響が衝撃力波形に現れることが分かっている。 しかし,本実験での砕石のケースでは反射波の影響である 2 波目は現れなかった。この原因を,それぞれのケースの 落体直下の砂の鉛直方向移動速度に着目しながら考察を 行う。

#### (2) 土粒子の鉛直方向速度

落体直下の土粒子の鉛直方向速度を図5に示す。なお, この速度は鉛直上向きが正であり,落体の貫入終了時刻を それぞれの色の破線で示した。また,図中のプロットは鉛 直上向きの速度の最大値を示し,本論文ではこの時刻を反 射波到達時と定義する。すると,反射波到達時において, 砂のケースでは落体の貫入が続いているのに対し,砕石の ケースでは貫入が終了していることがわかる。

反射波到達時の落体の貫入挙動をより詳細に把握する ため、高速度カメラより撮影された落体の変位を調べた。 すると、2波目が生じなかった砕石のケースでは、落体の 緩衝層衝突後、落体が緩衝材から反発していることが分か った。

#### (3) 土粒子から見た落体の相対速度

反発の程度を定量的に表すため,落体直下の土粒子から 見た落体の相対速度 V (=落体の貫入速度-土粒子の鉛直 方向速度)を求め図6に示した。なおこの速度は鉛直下向 きを正とする。また,図中に落体の貫入が終了する時刻を 破線で示す。土粒子から見た落体の相対速度が正であると き,落体は緩衝材に貫入するため,落体衝撃力が発生する。 一方,相対速度が負であるとき,落体は緩衝材から反発す るため,落体衝撃力は発生しない。衝撃力波形に2波目が 生じた砂のケースに着目すると,落体衝突後,相対速度は 徐々に減衰して行き,貫入終了時刻にはほぼ0となってい る。このことから,落体は最大貫入時以降,反発せずに停



止しているといえる。また,2波目が生じなかった砕石の ケースに着目すると,貫入終了時刻で相対速度はほぼ0と なるが,その後,負に転じている。このことから,落体は 最大貫入時以降,緩衝層から反発しているといえる。

これらのことから,砕石のケースにおいて衝撃力波形の 2 波目が現れなかった原因として,地盤材料の粒径が大き いことにより,地盤材料が相対的に硬くなり,貫入が早期 に終了し,反射波が到達した時刻に落体が緩衝層から反発 しており,その影響を受けなかったため,反射波の影響が 衝撃力波形に現れなかったためであると考えられる。図6 に着目すると,衝突直後(0~2ms)の砕石の相対速度が急 激に低下した後,再び増加している。砕石のケースは貫入 量が小さいこと,貫入に要する時間が短いことに加え,こ の相対速度の急激な低下が衝突瞬間の接触面強度が砂よ り相対的に硬い事を示していると考えられる。

#### 異なる相対密度が敷砂緩衝材内部の砂の動き、 体積ひずみ速度に及ぼす影響

#### 3.1 実験概要

#### (1) 実験装置概要

本実験では,図2に示す粒度分布の砂を用いて,相対密 度が15%,50%,80%の3種類の緩衝層をそれぞれ作成し た。なお,用いた土層,落体は第二章のものと同様であり, 落下高さは500mmである。

#### (2) 測定方法

本実験での測定項目は落体衝撃力,落体貫入量,各時刻 における砂の動き(速度ベクトル),各時刻間で生じた砂 の体積ひずみ(体積ひずみ速度)の4つである。落体衝撃 力,落体貫入量の測定方法は第二章と同様である。各時刻 の速度ベクトルは,緩衝材内部の砂の移動を高速度カメラ で撮影し,画像を PIV 解析より求めた。また,体積ひずみ 速度は,図7に示すように各時刻における,隣接する4つ のメッシュの速度ベクトルの始点同士を結んでできた長 方形の面積と,速度ベクトルの終点同士を結んでできた四 角形の面積から算出した。

#### 3.2 実験結果および考察

#### (1) 落体衝撃力, 落体貫入量波形

模型実験より得られた落体衝撃力と落体貫入量の時刻 歴波形を図 8 に示す。落体衝撃力の最大値は大きい順に  $D_r=80\%$ (2.0kN),  $D_r=50\%$ (1.5kN),  $D_r=15\%$ (1.1kN) となっ た。また, 落体貫入量は大きい順に  $D_r=15\%$ (34mm),  $D_r=50\%$ (24mm),  $D_r=80\%$ (11mm)となった。相対密度が大き いほど土粒子の移動が拘束されているため,落体の貫入が 抑制され,最大落体衝撃力が大きくなったと考えられる。

#### (2) 緩衝材内部の砂の動き、体積ひずみ速度

図 9(a)(b)~図 11(a)(b)にそれぞれ相対密度 15%, 50%, 80%の各時刻における速度ベクトル図と体積ひずみ速度 図を示す。体積ひずみ速度図の中の赤で示した部分が圧縮, 青で示した部分が膨張を表している。各ケースにおける速 度ベクトル図に着目すると,相対密度が 15%のケースでは 局所的な変形が生じているが,相対密度が 50%, 80%と大 きくなるに従ってより全体的な変形が生じていることが わかる。相対密度が低いケースは,変形が段階的に,且つ 局所的に起こる局所せん断(支持力問題で主に緩な地盤に 適用される)に似た挙動を示すものと考えられる。一方で 相対密度が高いケースでは,変形が急速に,且つ全体的に 起こる全般せん断(支持力問題で主に密な地盤に適用され る)に似た挙動を示すものと考えられる。

体積ひずみ速度に着目すると、いずれのケースにおいて も、落体の緩衝材衝突後、まず衝突地点を中心とした、円







図 8 衝撃力·貫入量波形

状の圧縮波が発生し、遅れて円状の膨張波が発生している。 この結果は、既往の解析<sup>3</sup>における、「軽くて速い載荷」の 体積ひずみの挙動と非常によく似ている。また、相対密度 15%のケースでは衝突直後から 10ms にかけてひずみ速度 があまり減衰していないのに対し、相対密度が 50%、80% と大きくなるに従ってひずみ速度の減衰が著しくなって いることが分かる。特に相対密度 80%に着目すると、時刻 9~10ms では速度ベクトルがはっきり見られるのにもか かわらず、ひずみ速度はほとんど生じていない。これは、 時間の経過に従って各場所間での速度差がなくなり、砂の 動きが均一化していることを示している。これは、相対密 度が高いケースでは全般せん断に似た挙動となるため、砂 が一体となって動いたためであると考えられる。

#### 4. まとめ

本研究では、土の緩衝材の衝撃力緩衝メカニズムについ て調べるため、地盤材料と相対密度を変化させて小型模型 実験を実施した。そして、地盤材料を変化させた実験では、 緩衝材内部の砂の移動速度を計測し、相対密度を変化させ た実験では、砂の速度ベクトル、体積ひずみ速度を算出し 考察を行った。得られた主な結果は以下のとおりである。

 地盤材料の粒径を大きくすることにより、地盤材料が 相対的に硬くなり、貫入が早期に終了する。そして反 射波が到達した時刻に落体が緩衝層から反発してお







り、その影響を受けないため、衝撃力波形に2波目が 生じない場合がある。

- 2) 相対密度が小さいケースでは局所的な変形が生じるのに対し、相対密度が大きいケースでは、全体的な変形が生じている。これは、相対密度が低いケースでは局所せん断に似た挙動を示すのに対し、相対密度が大きいケースでは全般せん断に似た挙動を示すためだと考えられる。
- 3) 相対密度が大きいケースでは時間の経過に従って砂の動きが均一化している。これは、相対密度が高いケースでは全般せん断に似た挙動となるため、砂が一体となって動いたためであると考えられる。

今後は、緩衝材底面に作用する衝撃力を時刻歴で計測す る仕組みを整え、緩衝材内部の変形挙動と合わせて考察す ることで、敷砂緩衝材の衝撃力緩衝メカニズム解明を目指 す。

#### 参 考 文 献

- 内藤直人,前田健一,今野久志,牛渡裕二,鈴木健太郎, 川瀬良司:応力伝播速度に着目した敷砂緩衝材の載荷速度 依存性に関する DEM 解析,土木学会論文集 A2(応用力 学),Vol. 71, I\_557-I\_566, 2015.
- 内藤直人,前田健一,山口悟,牛渡裕二,鈴木健太郎,川 瀬良司:敷砂緩衝材の応力・ひずみに着目した衝撃力伝達 挙動に関する DEM 解析,土木学会論文集 A2(応用力 学),Vol.70, I\_495-I\_506, 2014.

# 両面アンカー式補強土壁の地震時挙動に関する動的遠心模型実験 Dynamic centrifuge model test on seismic performance of back-to-back mechanically stabilized multi-anchor walls

小浪岳治1,林豪人1,小林睦2,三浦均也3

- 1 岡三リビック株式会社・技術開発部
- 2 豊田工業高等専門学校・環境都市工学科
- 3 豊橋技術科学大学・建築・都市システム学系

#### 概 要

近年,特に橋台アプローチ部において補強領域が背面で接する両面補強土壁が採用される場合がある。補 強土壁の耐震性が高いとはいえ,この種の形状における地震時挙動に関する検証事例は少なく,補強領域 相互の影響については不明な点が多い。そこで,本研究では,片面・両面補強土壁の地震時挙動を比較検 討し,両面補強土壁の地震時性能を明らかにするための動的遠心模型実験を実施した。補強土壁の裏込め 地盤は,硅砂7号を相対密度70%になるように空中落下法により締め固めた。加振実験は,段階的に約200gal 毎増加させて行った。その結果,レベル1地震動相当の揺れでは,裏込め地盤密度が小さくても壁面の鉛 直度は0.3%以内であった。ただし,両面補強土壁は,補強領域の変位に追随する背後地盤がないことから, 中央部の天端変位が大きくなる傾向があることが分かった。また,地震動によるすべり破壊は,補強領域 を横切るような傾きの小さなすべり面に沿うので,両面補強土壁はすべり面が形成された領域の背後の補 強材がこのすべり破壊を抑制することになる。したがって,地震時変形量は,片面補強土壁よりも両面補 強土壁の方が小さくなることが確認できた。

キーワード:アンカー式補強土壁,地震,遠心模型実験

#### 1. はじめに

我が国において、補強土構造物は 1980 年頃より普及し 始め、今日まで急速に施工実績が増加してきた<sup>1)</sup>。補強土 壁においてもインフラの経年劣化の枠組みから外れるも のではなく,維持管理は重要なキーワードになってきてい る<sup>2)</sup>。そこで、補強土壁の維持管理に関する基本的な考え 方が提案され、劣化シナリオの整理がなされている<sup>3</sup>。と ころが、この劣化シナリオ再現のための実大模型実験にお いては、排水工を設置せずに裏込め地盤を通常より小さな 締固め度で締固め,段階的に上載荷重を付与したものの, 鉛直度3%を超えるような変形を生じさせることができな かったと報告されている4。このように、常時作用する外 力に対して補強土壁が変状に至るケースは少ない。実施工 において生じた壁面材のはらみ出し変形メカニズムを調 べた研究では,盛土材に一部細粒分が多い個所があったこ とから、背面の谷水の浸透により沈下が生じたことが要因 であったことが明らかにされた5。筆者らは、降雨浸透を 受けるアンカー式補強土壁の安定性を検証しており, 排水 機能の維持管理の重要性を指摘してきた %。このように、 補強土壁の性能を維持するためには, 適切な排水設備の設 置と点検・記録が重要であることを示唆しているといえる。

一方で,地震で被災した盛土を補強盛土で復旧する<sup>7</sup>な ど,補強土壁の耐震性の高さは広く知られところである 8)9)10)が、東北太平洋沖地震では、多くの構造物が被災した ものの、終局限界に至った補強土壁は調査対象のわずか 1%以下であることと、90%以上が全くの無被害であった ことは特筆するべき事柄である 11)。しかしながら、これま でも排水機能の不備や設計時に地震時の検討がなされて いない場合は、補強土であっても変状する例が報告されて いる 12)。東北太平洋沖地震においても、地下水が高い状態 にあった補強盛土が終局限界に至った被災報告がある<sup>13)</sup>。 筆者らは、アンカー式補強土壁の地震時被災メカニズムを 検証するために,裏込め地盤密度の締固め密度を小さくし, 地下水を高い状態に保った加振実験を実施した<sup>14)</sup>。その結 果,レベル1地震動相当の揺れでは,裏込め地盤の相対密 度が 40%と小さい場合においても, 壁面の倒れは被災判 定基準をわずかに上回る程度であった。このように,通常 の施工状態にあれば、補強土壁は地震時に被災しにくいこ とを示唆しているといえる。

ところが、土構造物も性能設計に移行している中で、想 定する外力に対する性能を明示することが求められてい る。しかしながら、補強土壁においても性能設計への移行 は依然として進まず、みなし設計がなされているのが現状 である。これは、想定される限界状態に至る事例が少ない だけでなく、再現実験が多くないことが要因であると考え られる。道路土工構造物技術基準・同解説<sup>15)</sup>では、橋梁の 取付け部の盛土において、橋梁と盛土の構造性能の違いに よって道路機能を損なわないことを要求性能として挙げ ている。したがって、橋台アプローチに採用されるような 補強領域が背面に接する両面壁の挙動を正確に表現でき ないのが現状である。これまで、両面補強土壁の地震時挙 動に関して検証した研究事例があるものの、崩壊挙動の再 現には至っていない<sup>16</sup>。

そこで本研究では、まず、標準的な形状である片面アン カー式補強土壁の崩壊を再現し、地震時崩壊メカニズムを 調べるために、加振振幅を1000galまで段階的に上昇させ た動的遠心模型実験を実施した。続いて、両面補強土壁の 地震時挙動を検証するために、壁高を同様に設定し、最大 加速度振幅を1400galまで段階的に上昇させた動的遠心模 型実験を実施したので以下に報告する。

#### 2. 動的遠心模型実験

#### 2.1 補強部材

図1に壁面材設置イメージを示す。パネル寸法は、コン クリート製パネル H1000mm×W1500mm を想定し、1/20 スケールのH50mm×W73mmのアルミニウム板を用いた。 アルミ板の厚さは 6mm である。パネルにはタイバーを接 続する治具を2つ取り付けている。最下段のパネルは基盤



図1 壁面パネル



図2 タイバー,アンカープレート

層に根入れを行わないので、タイバーを接続する治具を4 つ取り付けている。タイバーは、図2に示すようにφ1.2mm の棒鋼であり、壁面パネルから25mmの位置にひずみゲー ジを表裏に貼りつけ、実験中の棒鋼の伸びひずみを測定し た。アンカープレートは、H300mm×W300mmを想定し、 H15mm×W15mmのアルミ製の板とした。アンカープレー トは、タイバーにストッパーで圧着させて固定している。

#### 2.2 模型地盤作製

本研究で用いた補強土壁模型は,縮尺が 1/20 であり, 実規模換算の壁高は 8m である。図 3,4 に片面,両面補 強土壁の模型地盤概要図を示す。両者に共通するのは,基 盤層および裏込め地盤,補強材寸法,および計測器の壁面 パネルからの位置である。基盤層,裏込め材料には7号硅 砂を用いた。層厚 40mm の基盤層は相対密度が 90%にな るように突き固めて作製した。裏込め地盤は,相対密度が 70%になるように,補強材設置層毎に空中落下法により作 製した。加振前後における地盤の変形状態を観察するため に,7号硅砂を黒に染色し,水平方向 40mm×鉛直方向 50mmのメッシュを作製した。また,メッシュ中心にはア ルミ製のリベットをターゲットとして設置した。このよう に空中落下法で裏込め地盤を作製したために,補強盛土築 造段階ではタイバーに緊張力が発揮されていないといえ る<sup>14</sup>。

遠心載荷中の補強土壁の変位を測定するために, 天端の 法肩に変位計 DV1, ここから 130mm 間隔で DV2, 3 を設 置した。片面補強土壁のケースでは、さらに 260mm 間隔 で DV4,5 を設置しており、両面補強土壁のケースでは、 DV3 を中心に対称になるように DV4, 5 を設置している。 壁面パネルの変位を測定するために、上部より 2, 4, 6, 8段目にそれぞれ変位計 DH1~4を設置している。両面補 強土壁のケースでは、同様に上から順に DH5~8 を設置し ている。壁面に作用する土圧は,変位計 DH とパネルを挟 んで裏側にそれぞれ EPW1~4, 5~8(両面補強土壁のケ ース)を貼り付けている。また,補強領域の仮想背面土圧 を測定するために、EPW を貼り付けた高さにあわせて、 アンカープレート埋設位置に EPH1~4,5~8(両面補強土 壁のケース)を設置している。加振実験中の応答加速度を 記録するために, 圧力計 EPW を貼り付けた壁面パネルに 加速度計 AW1~4,5~8(両面補強土壁のケース)を設置 している。地盤の応答加速度を記録する加速度計は,両面 補強土壁のケースで地盤中央に圧力計 EPW, EPH と同じ 深さに A2~5 を設置した。また,基盤層,背面盛土部に それぞれ加速度計 A0, A1を埋設している。タイバーに作 用する張力を算出するために貼り付けたひずみゲージは, SG1~4,5~8(両面補強土壁のケース)で示している。 それぞれのケースにおいて、完成した模型地盤の写真を図 5,6に示す。

#### 2.3 実験条件

完成した模型地盤を遠心載荷装置に搭載し,20Gの遠心



図4 模型地盤概要(両面補強土壁)





加速度を付与し、加振実験を実施する。図7に、片面補強 土壁のケースにおける代表的な実規模換算した地震波形 を示す。図の通り、周波数 2Hz の正弦波を主要動として 20 波およびその前後に同一周波数のエンベロープを付加 し、合計 25 波与えた。加振は、表1に示すように、段階 的に加振加速度を増加させる。表には、主要動の最大平均 加速度の絶対値を示している。遠心力載荷中は、CCD カ メラおよび高速度カメラにより実験中の模型地盤の挙動

表 1 実験条件					
実験ケース	ステップ	平均加速度(gal)			
	1	205			
	2	397			
	3	578			
斤面補强土壁	4	761			
	5	930			
	6	1040			
	1	203			
	2	395			
	3	588			
両面補強土壁	4	776			
	5	932			
	6	1076			
	7	1326			

を記録した。

#### 3. レベル1地震動相当における地震時性能

レベル1地震動に相当する加振ステップ1における両実 験ケースの地震時性能について考察を加える。図8,9に 加振後の模型地盤の画像を示す。これより,両実験ケース



図7 入力波形 (片面補強土壁, ステップ4)



図8 加振後(ステップ1)の模型地盤(片面補強土壁)



図9 加振後 (ステップ1)の模型地盤 (両面補強土壁)

ともに、壁面パネルの倒れやはらみ出しが確認できない。 図 10 に加振中の水平変位 DH1,5の時刻歴を示す。これ より、壁高に対する鉛直度を算出すると、最も変位量が大 きい片面補強土壁のケースで 0.28%であり、施工管理基準 以内であることが分かる。図 11 に両実験ケースにける盛 土天端の鉛直変位 DV3 の加振中の時刻歴を示す。これよ り、両面補強土壁のケースにおける鉛直変位が 1.7 倍程度 であることが分かる。このように、両面補強土壁では、そ れぞれの補強領域の壁面変位は小さいものの、補強領域が 背面で接するためにその直上の鉛直変位が大きくなる。た だし、200gal 程度の地震動では、補強土壁の変形・損傷は なしとの判定ができるレベルである。

ところで、本研究において、補強材設置層は空中落下法 で作製しているために、地盤作製時にはタイバーにプレテ ンションが作用せず、補強領域に拘束効果が生じていない と考えられる。その後、遠心載荷による盛土材の自重の増 加によって引抜き力が生じ、補強材力が発揮されることに なる。したがって、この状態では、通常の施工状況と比較 して、裏込め地盤密度が小さいだでなく、補強効果も十分 に発揮されているとはいえない。このことを検証するため



図 12 壁面パネル1枚あたりの土圧,補強材1本あたりの張 力の時刻歴(片面補強土壁)



 (e)ステップ6
 (d)ス

 図14 加振後の模型地盤の変形の様子(両面補強土壁)

に、図 12 に加振中の片面補強土壁の壁面に作用する土圧 とタイバーに作用する張力の時刻歴を示す。ここで、壁面 パネル1枚に2本のタイバーが接続されているので、補強 材が負担する土圧は壁面パネルに作用する土圧の半分程 度であることを付け加えておく。これらより、補強材張力 に着目すると、補強土壁上部の SG1 以外は加振後に増加 していることが指摘できる。これは、振動によって裏込め 地盤が締め固められたために、補強材に緊張力が作用した ものと推察される。SG1 が減少したのは、盛土材が下方に 移動したためであると考えられる。一方で、いずれの位置 においても、土圧と張力の波形が同期していることから、 補強領域が一体となって挙動している様子がうかがえる。 このように、補強領域が一体化することでレベル1地震動 相当の揺れに対して高い耐震性能を示したものと推察さ れる。

#### 4. 地震時変形メカニズム

図 13, 14 に両実験ケースにおける加振後の模型地盤状 況を示す。これらより,片面補強土壁においてはステップ 4 加振後に壁面下端から,両面補強土壁においてはステッ プ 7 加振後に右側壁面下端からメッシュの不連続面が見 られることから,すべり面が形成されていることが確認で きる。両実験ケースの変形状況を比較すると,片面補強土 壁の場合は壁面が前方に倒れるような形状をなしており, これに対して両面補強土壁では,壁面中腹がはらみ出すよ

うな変形をしていることが指摘できる。また、両面補強土 壁は,双方の補強領域が前方に変位したために、中央部の 盛土材がそれに追随して流下し,盛土天端中央部に窪みが 生じていることが特徴的である。ここで、ステップ4に至 るまでの補強土壁の変形を考察する。図 15 に加振中の壁 面の水平変位 DH1,5の時刻歴を示す。これより、ステッ プ4における片面補強土壁の変位量が大きいことが指摘 できる。他方,両面補強土壁においては,DH5が増加して いき, DH1の増加量は大きくないことが指摘できる。最下 端のパネル変位を考慮して壁高に対する鉛直度を算出す ると、片面補強土壁では 2.7%であり、両面補強土壁では 左側が 0.4%, 右側が 2.2%である。これらは、いずれも施 工管理基準内であり、応急危険度判定 <sup>17)</sup>によると、変形・ 損傷なしと判定されるレベルである。このように, 裏込め 地盤密度が通常施工に比べて小さい場合においても,補強 土壁の耐震性能が高いことは特筆するべきことであろう。

また、両面補強土壁の鉛直度が小さいことについては、 形成されるすべり面の形状によるものと考えらえられる。 片面補強土壁のケースにおいて観察されたすべり面は、常 時の安定検討で求められる主働崩壊角よりも小さく、補強 領域を横切るような形状をなしていた。これは、外部安定 検討で照査されるような、壁面基礎部を通る極めて半径の 大きな円弧すべりとも考えられる。同様のすべり面が両面 補強土壁においては、片側のみに観察された。このことか ら、図 16 に示すように、すべり面に沿って滑動しようと する土塊の中に、他方のアンカープレートが存在すること



図15 壁面パネル変位の時刻歴



図16 補強領域の影響(イメージ図)

から, すべり面が形成されていない補強領域の変位を抑制 したものと推察される。また, すべり土塊の滑動は, 背面 のアンカープレートによって抑止されることにもなるた め, 両面補強土壁がすべり破壊を起こす加振加速度は大き なものになったものと考えられる。これらのことより, 補 強領域上部のアンカープレートの引抜けも抑制されるた めに, 壁面中腹がはらみ出すような変形が生じたものと推 察される。



図 17 に加振中の鉛直変位 DV3 の時刻歴を示す。これよ り、両面補強土壁の方が大きいことが指摘できる。両面補 強土壁は、地震時に双方の壁面が前方に変位したことによ り、天端に窪みが形成されたものと考えられる。これに対 して、片面補強土壁のケースでは、壁面が前方に変位し天 端が沈下してもその背後地盤から砂が供給されるために 変位量が抑えられたものと考えられる。

このように、両面補強土壁の地震動を受けると盛土天端 に窪みが生じる場合があるものの、1400gal もの地震動を 受けてもアンカープレートの引抜けやパネルの脱落とい った崩壊挙動が見られなかったことから、両面補強土壁は 高い耐震性能を有しているといえよう。

#### 5. まとめ

本研究では、両面アンカー式補強土壁の地震時変形・崩 壊挙動を調べるために、片面補強土壁の挙動を参照しなが ら、段階的に加振加速度を増加させる動的遠心模型実験を 実施した。その結果、以下の結論を得た。

- 裏込め地盤密度が、通常の施工よりも小さい場合においても、レベル1地震動相当の揺れではほとんど変形することがなかった。このことから、アンカー式補強 土壁の耐震性能が高いことが確認できた。
- 2) 補強土壁が地震動を受けて崩壊に至る場合,補強領域 を横切るようなすべり面が形成されることが分かっ た。したがって,両面補強土壁においては、すべり面
が形成されていない補強領域内上部のアンカープレ ートがすべり破壊を抑止するはたらきをするため, 800galの地震動を受けてもすべり面が顕在化するこ とはなかった。このため,壁面上部の変位が抑えられ ることから,壁面中腹部がはらみ出す変形を起こすと いえよう。

3) 補強土壁の地震時変形挙動を観察したところ,両面補 強土壁の双方の補強領域の間隔が狭い場合,それぞれ の壁面が前方に変位すると盛土天端中央部に窪みが 生じる点に留意する必要があることが分かった。

### 参考文献

- Ochiai, H.: Earth reinforcement technique as a role of new geotechnical solutions – memory of IS Kyushu, Proc. of International Symposium on Earth Reinforcement, pp.3-23, 2007.
- 2) 桑野二郎:補強土壁の長期性能と維持管理 1.講座を始めるに あたって、地盤工学会誌、Vol.62、No.4、pp.62-63、2014.
- 宮武裕昭,藤田智弘,佐藤登,新田武彦,中根淳,藤岡一瀬, 宮田喜壽:補強土壁の維持管理に関する基本的考え方の提案, 第52回地盤工学研究発表会講演概要集,pp.1459-1460, 2017.
- 4) 佐藤登,宮武裕昭,藤田智弘,新田武彦,大谷義則,明永卓也, 小浪岳治,村中俊裕,宮田喜壽:補強土壁の維持管理技術検証 のための実大実験,第52回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.1461-1462,2017.
- 5) 川尻峻三, 澁谷啓, 鳥居宣之:ジオテキスタイル補強土壁の変 状メカニズムに関する事例研究, 地盤工学ジャーナル, Vol.6, No.1, pp.15-25, 2011.
- 小林睦,三浦均也,小浪岳治:降雨時におけるアンカー式補強 土壁の安定性に関する研究,地盤工学ジャーナル, Vol.8, No.3, pp.477-488, 2013.

- Koseki, J.: Use of geosynthetics to improve seismic performance of earth structures, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 34, pp.51-68 2012.
- Tatuoka, F., Tateyama, M. and Koseki, J. :Performance of soil retaining walls for railway embankments, Soils and Foundations, Special Issue of Soils and Foundations, 311-324, 1996.
- 9) 吉田浩一,久保哲也,南和弘:中越地震による補強土壁の被災 調査と復旧事例,ジオシンセティックス論文集,第20巻, pp.301-304,2005.
- Koseki, J., Bathurst, R.J., Güler, E., kuwano, J. and Maugeri, M. :Seismic stability of reinforced soil walls, Proceedings of the 8th international conference on geosynthetics, pp.51-77, 2006.
- Kuwano, J., Miyata, Y. and Koseki, J.:Peroformance of reinforced soil wallds during the 2011 Tohoku earthquake, Geosynthetics International, Vol. 21, No.3, pp.179-196, 2014.
- 12) 国際ジオシンセティックス学会日本支部:災害復旧技術委員会報告書(2007年度~2010年度), 2014.
- Miyata, Y. : Reinforced soil walls during recent earthquakes in Japan and geo-risk-based design, Earthquake Geotechnical Engineering Design, Michele Maugeri and Claudio Soccodoto(eds), Springer, pp.343-353, 2014.
- 14) 小林睦,三浦均也,小浪岳治,林豪人,佐藤寛樹:地下水が高い状態にあるアンカー式補強土壁の地震時被災メカニズムに関する研究,地盤工学ジャーナル, Vol.13, No.2, pp.123-134, 2019.
- 15) 日本道路協会:道路土工構造物技術基準・同解説, pp.33-45, 2017
- Kobayashi. M., Miura. K., Konami. T., Hayashi, T. and Sato, H.: Seismic performance of multi-anchor wall with double-wall facing, Japanese Geotechnical Society Special Publication, Vol.4, No.2, pp.9-12, 2016.
- 17) 土木研究センター:多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工 マニュアル,第4版, pp.236-237, 2014

## 切削式杭基礎パネル擁壁の構造と施工法および設計試算による適用性の検討 Construction and Design Method for Cutting Facing Panel Piled Retaining Wall

三浦均也<sup>1</sup>,松田達也<sup>1</sup>,鈴木恒太<sup>2</sup>,東洸成<sup>3</sup>, 栗田和博<sup>4</sup>,小浪岳治<sup>5</sup>,林豪人<sup>5</sup>,小林睦<sup>6</sup>

- 1 豊橋技術科学大学,建築・都市システム学系・k-miura@ace.tut.ac.jp
- 2 豊橋技術科学大学,大学院博士前期課程,建築・都市システム学専攻
- 3 豊橋技術科学大学,建築・都市システム学課程
- 4 株式会社 サインファースト
- 4 株式会社 岡三リビック
- 4 豊田工業高等専門学校,環境都市工学科

### 概 要

重力式擁壁に代表される既往の擁壁においては、建設する際に背後の地山を一度掘削し、その後裏込め土 を盛り立てる必要がある。この際、既存の地山が有していた一体性、剛性、強度が減少するため、設計外 力である擁壁に作用する土圧が増大し、擁壁を不安定にするという問題がある。加えて、施工過程におい ては、切土および盛土の工程による土工量の増大、擁壁本体の施工における掘削工、型枠工、鉄筋工、コ ンクリート打設工など一連の工程が施工期間と施工費用の増大の主要因となっている。提案する、切削式 杭基礎擁壁では、地山保存しながら切削することで、これらの問題点を改善できることが期待できる。本 研究では切削杭基礎擁壁の設計・施工法を紹介するとともに、設計試算を行うことによってその適用範囲 と可能性を示すことを目的としている。さらには、上段に補強土擁壁を構築する複合構造についても試設 計を実施することでその適用可能性について検討する。

キーワード:擁壁,杭基礎,切削式,施工法,試設計

### 1. はじめに

道路建設や宅地造成等において土工の効率性や盛土・切 土の安定性,施工・維持管理の合理性,経済性を向上させ るためには,擁壁の建設技術が重要である。擁壁には種々 のタイプがあり,石積み擁壁,ブロック積み擁壁,コンク リート擁壁(重力式,鉄筋コンクリート式)のように発展 的に利用されてきた。重力式擁壁は構造の一体性に優れる ために,比較的高い壁高にも適用されるが,地震時の安定 性に関しては万全ではない。一方,テールアルメや多数ア ンカー式補強土壁に代表される鉛直な壁面を有する補強 土式擁壁は現地発生土を有効利用できるとともに,基本的 に柔構造であるため重力式擁壁に比べて地震時の安定性 に優れ,より高い壁高の擁壁への適用実績を有している<sup>1)</sup>。

重力式擁壁や補強土擁壁に共通する課題としては, 擁壁 を設置する際に, 重力式では本体の打設やユニットの設置 のため, また, 補強土壁では十分な長さの補強材を設置す るため, 既設の盛土や地山を一時的にせよ切り崩す必要に 迫られるということである。このことにより地山が有して いる, あるいは既設の盛土が年数を経て獲得した土体の一 体性が切り崩しによって失われてしまう。このことは材料 のせん断強度の低下を意味し, 粒度の良い砂礫材料に対し て法面の傾斜が, 盛土では 1.5~2.0 であるのに対して切土 では 0.8~1.5 としていることなどにも表れている<sup>2)</sup>。この ような擁壁背後地盤の切り崩しとそれに伴うせん断強度 の低下は擁壁に作用する土圧を増大させるので擁壁を不 安定にし,同時に工事の専有面積を広くして土工量を増大 させることになっている。

本研究で提案する切削式杭基礎パネル擁壁は,既設の盛 土内や切土内に擁壁を,背後地盤の乱れを最小限に抑えな がら建設することを可能にするために開発した構築工法 である。これにより,背後地盤の安定化,擁壁に作用する 土圧の低減,土工量の縮減,その結果としての専有面積の 縮小,施工期間の短縮,コスト縮減が可能になると期待で きる。また,杭基礎擁壁は重力式と比べて杭のたわみによ る土圧や地震力に対する反発力に余裕があり,耐震性能の 向上も期待できる。

本研究では、切削式杭基礎パネル擁壁単独の場合と、背 後地盤上面に補強土盛土を載せる場合の2ケースについ てたわみ解析を実施し、支柱-杭一体構造の断面の選択、



図 1 杭基パネル礎擁壁 (a) 切削パネル, (b) 切削パネル最下端



図 2 H型鋼・円形鋼管,角形鋼管,柱状改良体を組み合わ せた支柱-杭一体構造の選択肢

杭長の決定を含む構造設計手法を検討するとともに, 杭基 礎パネル擁壁の適用範囲について検討する。

### 2. 擁壁の構成と施工方法

### 2.1 擁壁の構成

図1は擁壁を構成する杭-支柱一体構造と壁面パネル, および切削パネルを示している。支柱にはH型鋼を採用し ている。切削パネルはH型鋼支柱のフランジをガイドとし て上下にスライドする鉄製の版であり,下部には硬質金属 製の地盤を切削するための直線刃を備えている。

支柱-杭一体構造には種々の組み合わせが可能である (図 2 参照)。壁高が低く地盤が比較的良い(N値が高い) 場合には杭と支柱を一本のH形鋼とすることができる; H,HM。一方,壁高が高く地盤が比較的良くない(N値が 低い)場合には,打設した鋼管杭(円形鋼管または角形鋼 管)にH形鋼支柱を差し込む形式とすることが可能であ る;HPcM,HPsM。市街地において騒音と振動を避けるため には,地盤改良技術によって施工した地盤改良柱体に杭を 立て込むことを選択することができる;HM,HPcM,HPsM。

壁面パネルは土圧に耐えられる鉄筋コンクリート製の プレキャスト部材とし、補強土擁壁で使用されている既存 の壁面パネルを利用することも選択肢である<sup>3</sup>。



図 3 切削式杭基礎パネル擁壁の施工手順

### 2.2 施工手順

図 3 は既設の盛土または地山の法面に切削式杭基礎パネル擁壁を構築する場合の施工手順を示している。以下では、鋼管杭とH型鋼の組み合わせる場合(HPsM)を示した。(a)余擁壁構築位置に杭-支柱一体構造を所定の間隔で設置する。(b)H形鋼支柱の奥側フランジをガイドとして切削パネルを圧入する。(c)切削パネル前面の土砂を排出し、壁面パネルを支柱手前側フランジに取り付ける。排出土を転用するなどして、裏込め土を上載し、壁面パネルと切削パネルの間には砕石や発泡剤などの充填材を投入する。(d)切削パネルを引き抜いて撤去する。

試設計で対象とする単独の杭基礎パネル擁壁と補強土 擁壁を上載する杭基礎パネル擁壁の概形を図 4 と 図 5 に示す。下段に杭式パネル擁壁を設置することによって基 礎地盤の支持力が十分に得られない場合や,支持地盤が深 い場合などに補強土擁壁の適用範囲が広げられると考え られる。

### 3. 擁壁の設計方法

### 3.1 横荷重を受ける杭のたわみ解析手法

著者ら<sup>4-7)</sup>はこれまでに、応答関数を用いた横荷重を受ける杭のたわみ解析手法を提案し、看板、擁壁自立式鋼矢板の設計に適用してきた。また、試験施工と載荷試験を実施して解析手法の妥当性を検証した。広く用いられている Changの公式が均質地盤における無限長を仮定した杭を対象としているのに対し、提案している応答関数を用いた 解析により、有限長の杭や矢板のたわみ解析が層状地盤において可能になる。このことにより、杭の変位が杭の曲げ 剛性と地盤反力のみならず杭長の関数として算定できる ため、より合理的で経済的な杭断面と杭長の設計が可能に



図 4 杭基礎パネル擁壁の概形



q=10kN/m<sup>2</sup>

 $p_a$ 

x

 $\gamma = 19 \text{kN/m}^3$ 

c=0, \$\$\phi=30^{\circ}\$

裏込土

基礎地盤



図 6 鋼材断面の定義 (a) H型鋼, (b) 角形鋼管

なる。本研究では均質地盤を想定しているが,この解析手 法によって有限長杭のたわみ解析を実施する。

### 3.2 設計手順

杭と支柱の選択および, 杭長の決定に関する設計手順を 説明する。

- ・壁面パネルに作用する土圧の算定:裏込め土の単位体 積重量,せん断強度に加えて,擁壁の高さH,上載荷 重 q を考慮して Coulomb の土圧論による主働土圧を 計算する。壁面パネルの位置に対応して個々のパネル に作用する土圧強度を計算し,壁面パネル耐力を選択 するための条件とする。
- 2) 支柱断面の選択:壁面パネルに作用する主働土圧の分 布から支柱間隔 B を考慮して支柱-杭一体構造1本 あたりの荷重を計算する。支柱に作用する断面荷重が 最も厳しいのは基部(杭との接合部)であり、その断 面力に基づいて支柱断面を選択する。支柱には曲げモ ーメントに加えて、せん断力、軸力も作用するが、圧 倒的に大きな曲げ圧縮応力が鋼材の長期許容応力度 を下回ることを条件としてH型鋼の断面を選択する。 必要に応じて錆代を考慮する必要がある。
- 3) 杭長の算定;施工上の制約から、角形鋼管の内径は支 柱H形鋼の外径を100mm 程度上回るように、杭の断 面を選択する。N値の関数となる地盤反力と土圧分布 に対して、支柱と杭の全体に対して応答関数法による

たわみ解析を実施する。地表面下における最大の曲げ モーメント発生位置における曲げ応力度が杭の長期 許容応力度を下回ることを確認し,杭頭水平変位が杭 径 Dの5%を上回らないように,最短の杭長を決定す る。杭には軸力も作用するが,通常は極限鉛直支持力 の数%程度であるので,本研究では鉛直荷重を検討対 象としなかった。また,必要に応じて支柱天端におけ る変位に対しても許容値を設定するが,ここでは除外 した。

### 4. 杭基礎パネル擁壁の試設計

### 4.1 設計条件

試設計を行った条件を以下に整理して示す

- 2) 使用材料:図6にはH形鋼と角形鋼管の断面の定義

断面性物	<u> </u>	<u>代あり る</u>	<u>r=1mm</u>	STK400		許容応力	/mm2)	140.0		
	h	w	tw	tf	r	Α	ρ	Ix	Zx	Ма
単位		mm					kg∕m	cm4	cm3	kNm
H_100	1(	00	6	8	8	15.9	12.47	281.9	57.5	8.06
H_125	1:	25	6.5	9	8	22.8	17.91	647.5	105.3	14.74
H_150	1	50	7	10	8	31.0	24.31	1285.5	173.7	24.32
H_175	1	75	7.5	11	13	41.3	32.45	2359.3	272.8	38.19
H_200	20	00	8	12	13	52.0	40.78	3907.9	394.7	55.26
H_250	2	50	9	14	13	76.9	60.35	9148.8	737.8	103.29
H_300	30	00	10	15	13	100.9	79.22	17381.3	1166.5	163.31
H_350	3	50	12	19	13	151.4	118.84	35412.9	2035.2	284.93
H_400	40	00	13	21	22	195.4	153.37	60019.5	3016.1	422.25
H_414	414	405	18	28	22	271.7	213.28	85784.0	4164.3	583.00
H_428	428	407	20	35	22	336.6	264.26	111838.1	5250.6	735.09
H_458	458	417	30	50	22	503.7	395.43	178836.0	7843.7	1098.12
H_498	498	432	45	70	22	744.1	584.14	288173.4	11619.9	1626.79

表 1 H型鋼の断面特性

断面性状	<u> </u>	代なし		STK400					١	√値;無降	<b>退長杭式</b>		
許容応力	: (長期荷	重) σ aL (I	N/mm2)	140.0				3.0	0	5.	.0	10	.0
支柱:H鋼	D	t	А	ρ	Ι	Z	MaL	β	Lc	β	Lc	β	Lc
単位	m	im	cm2	kg∕m	cm4	cm3	kNm	1/m	m	1/m	m	1/m	m
Ps_150	150	12.0	26.5	20.83	1923	256.35	35.89	0.677	4.64	0.769	4.08	0.915	3.43
Ps_175	175	12.0	74.5	58.51	3214	367.36	51.43	0.601	5.23	0.683	4.60	0.812	3.87
Ps_200	200	16.0	111.2	87.27	6076	607.64	85.07	0.517	6.08	0.587	5.35	0.699	4.50
Ps_250	250	19.0	166.3	130.52	14351	1148.11	160.73	0.423	7.43	0.481	6.54	0.572	5.50
Ps_300	300	19.0	204.3	160.35	26243	1749.54	244.94	0.368	8.54	0.418	7.51	0.497	6.32
Ps_350	350	22.0	276.2	216.80	48355	2763.12	386.84	0.319	9.85	0.362	8.67	0.431	7.29
Ps_400	400	25.0	358.9	281.74	82151	4107.56	575.06	0.281	11.18	0.319	9.84	0.380	8.27
Ps_450	450	25.0	408.9	320.99	120583	5359.25	750.30	0.258	12.18	0.293	10.72	0.349	9.01
Ps_500	500	25.0	458.9	360.24	169439	6777.55	948.86	0.238	13.20	0.270	11.62	0.322	9.77
Ps_550	550	25.0	508.9	399.49	229968	8362.48	1170.75	0.222	14.15	0.252	12.45	0.300	10.47
Ps_600	600	25.0	558.9	438.74	303422	10114.05	1415.97	0.208	15.10	0.236	13.29	0.281	11.18
Ps_650	650	25.0	609.0	478.03	391049	12032.27	1684.52	0.196	16.03	0.223	14.11	0.265	11.86

表 2 角形鋼管の断面特性

表 3 土圧により作用する壁面パネルおよび支柱に作用する荷重

土圧算定結	<u>果</u>	土圧強度	$\rho$ (kN/m <sup>2</sup> )		杭間隔, B(m)	3.00		
壁高,	H (m)	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0
擁壁	天端	2.794	2.794	2.794	2.794	2.794	2.794	2.794
パネル番号	中央高さ							
7	6.5							5.45
6	5.5						5.45	10.76
5	4.5					5.45	10.76	16.06
4	3.5				5.45	10.76	16.06	21.37
3	2.5			5.45	10.76	16.06	21.37	26.68
2	1.5		5.45	10.76	16.06	21.37	26.68	31.99
1	0.5	5.45	10.76	16.06	21.37	26.68	31.99	37.30
擁壁	下端	8.10	13.41	18.72	24.03	29.33	34.64	39.95
杭頭	荷重							
曲げモーメント	M (kNM)	6.84	38.00	109.38	236.91	436.53	724.15	1115.70
せん断力	Q (kN)	16.34	48.61	96.81	160.92	240.97	336.93	448.82
軸力	F (kN)	12.95	24.69	42.23	65.57	94.70	129.63	170.36

を示している。杭-支柱一体構造を構成するH型鋼と 角形鋼管は入手可能なものを表 1 と表 2 にリストし て、断面特性を整理した<sup>4)</sup>。鋼材は STK400 を対象と し、長期許容曲げ圧縮応力度は $\sigma_{aL}$  = 140kN/mm<sup>2</sup>であ る。支柱のH型鋼は錆代を 1mm としたが、地盤改良 柱体中に立て込むことを前提として角形鋼管には錆 代を考慮してない。表には、許容曲げ応力度から得ら れる許容曲げ応力 *Ma* を示している。また、表 2 に は杭として角形鋼管杭を用いた時に既往の Chang の 無限長杭に対するたわみ公式より求められる杭長 Lc も N 値の関数として参考のために示している。

### 4.2 結果と検討

試設計の結果を以下に説明し、検討する。

 表 3 には、支柱間隔 B=3m について、設定した壁高 H に応じて主働土圧より算定される格段のパネルに 作用する土圧強度pと杭頭荷重M, Q, Fを整理したものである。最下段のパネルに作用する土圧強度pは壁高Hにほぼ比例して増加し、せん断力Qと軸力Fは壁高Hのほぼ2乗に、曲げモーメントMは壁高Hのほぼ3乗に比例して増大することが分かる。また、杭頭荷重M, Q, Fは支柱間隔Bに比例する。

- 2) 表 3 に示している支柱基部に発生する曲げモーメン トMを十分に許容できる支柱のH型鋼を表 1 に基づ いて選択した結果を表 4 に示している。また、それ に対応して選択できる最小の断面を有する角形鋼管 も表 4 に示している。支柱のH型鋼は地盤条件に関 係なく、壁高 H と支柱間隔 B に応じて決まり、壁高 が高く、支柱間隔が広い場合には断面が大きくて剛性 の高いH型鋼を選択することになる。特に壁高の影響 が大きい。
- 3) 表 4 選択した杭に対して,複数の杭間 B と地盤の N

<u>支柱・杭の選択</u>								
		1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0
杭間隔, B(m)								
	杭頭 M(kNm)	3.42	19.00	54.69	118.46	218.27	362.08	557.85
1.50	H型鋼	H_100	H_150	H_200	H_300	H_350	H_400	H_414
	Ma(kNm)	8.06	24.32	55.26	163.31	284.93	422.25	583.00
	角形鋼管	Ps_250	Ps_300	Ps_350	Ps_450	Ps_500	Ps_550	Ps_550
	杭頭 M(kNm)	5.13	28.50	82.03	177.69	327.40	543.11	836.78
2.25	H型鋼	H_100	H_200	H_250	H_350	H_400	H_414	H_458
2.20	Ma(kNm)	8.06	55.26	103.26	284.93	422.25	583.00	1098.12
	角形鋼管	Ps_250	Ps_350	Ps_400	Ps_500	Ps_550	Ps_550	Ps_600
	杭頭 M(kNm)	6.84	38.00	109.38	236.91	436.53	724.15	1115.70
2.00	H型鋼	H_100	H_200	H_300	H_350	H_414	H_428	H_498
3.00	Ma(kNm)	8.06	55.26	163.31	284.93	583.00	735.09	1626.79
	角形鋼管	Ps_250	Ps_350	Ps_450	Ps_500	Ps_600	Ps_600	Ps_650

表 4 杭頭荷重の整理と支柱と杭の断面選択

表 5 たわみ解析により決定した杭長および鋼材重量

<u>杭のたわみ</u>	解析	N値	5	短期許容応力	腐食代なし	Lo (m)	1.5	
壁高,	H (m)	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0
杭間隔, B(m)				3.0	00			
	M (kNM)	6.845	37.996	109.377	236.914	436.531	724.153	1115.704
杭頭荷重	Q (kN)	16.344	48.612	96.805	160.923	240.965	336.932	448.824
	F (kN)	12.949	24.693	42.234	65.571	94.704	129.633	170.359
	H形鋼	H 100	H 200	H 300	H 350	H 414	H 428	H 498
±++	Ma(kNm)	8.06	55.26	163.31	284.93	583.00	735.09	1626.79
X1I	m(kg/m)	12.47	40.78	79.22	118.84	213.28	264.26	584.14
	mt(kg)	31.18	142.73	356.49	653.62	1386.32	1981.95	4965.19
	角形鋼管	Ps_250	Ps_350	Ps_450	Ps_500	Ps_600	Ps_600	Ps_650
	Ma(kNm)	160.73	386.84	750.30	948.86	1415.97	1415.97	1684.52
	δt(mm)	29.09	43.58	56.09	67.76	83.35		
	δ o(mm)	7.47	17.34	22.38	24.99	29.82		
杭	L	1.20	2.55	4.10	6.30	8.45		
	zmax	0.27	0.61	1.01	1.58	2.11		
	Mmax	8.98	52.14	155.97	357.39	675.41		
	m(kg/m)	130.52	216.80	320.99	360.24	438.74	438.74	478.03
	mt(kg)	156.62	552.84	1316.06	2269.51	3707.35	0.00	0.00
支柱+杭	mt(kg)	187.80	695.57	1672.55	2923.13	5093.67	1981.95	4965.19



図 7 試設計により決定した杭断面および杭長

値の条件に対してたわみ解析を実施して決定した必 要杭長Lと支柱と杭に対する鋼材重量を計算した。表 5 はその代表例として、支柱間隔 B=3m 地盤N 値=5 の場合について示している。杭としての鋼管杭は支柱 H型鋼よりも一回り大きなものを選定しているので, 許容曲げモーメントには十分な余裕があり,問題はな かった。一方,荷重条件と地盤受験が厳しい場合には, 杭長を長くしても杭頭変位を設計条件とした杭径の 5%以下にできないケースがあり,表 5 ではその部分 を空白としている。壁高H が高くなるとこのように 杭長を決定できないケースが増えるが,この場合には 杭断面をさらに一回り大きくすることによって,対応 することが可能である。ただし,本研究ではそのよう な試算を割愛した。

 図 7 は検討したすべてのケースの試算結果を棒グラ フで示した。必要杭長 L は壁高 H と支柱間隔 B に応 じて決まり,壁高が高く,支柱間隔が広い場合には荷 重場厳しくなるので必要杭長は長くなる。地盤N値が 大きくなると地盤の反力係数が上がるので必要杭長 は短くなり,N値が3から10へ増大すると必要杭長 は半分以下に抑えられると言える。杭式擁壁の設計で は,他の擁壁に比べて,地盤条件を適切に評価する必 要がある。

### 5. 補強土擁壁を上載する杭基礎パネル擁壁の試 設計

### 5.1 設計条件

試設計を行った条件を以下に整理して示す



<sup>8</sup> 試設計により鼻定した上載補強土擁壁の壁高(上段)と机長(下段) 棒グラフ先端の数値は支柱または杭長の断面寸法

で示した杭式パネル擁壁を単独で用いる場合と同様 である。補強土擁壁の設計は設計・施工マニュアル<sup>4)</sup> に基づいて行うこととし、ここでは特に検討をしてい ない。補強土擁壁の重量は杭式パネル式擁壁の背後地 盤に上載荷重として作用し、擁壁に作用する土圧、支 柱と杭に作用する外力を増大させることになる。

 杭式パネル擁壁:壁高は H=1,2,3mの3通りとしてパ ラメトリックに変化させ、その際に補強土式擁壁の壁 高が最大どのくらいまで到達できるかを試計算によ り求めた。設計条件としては支柱間隔は B=1.5,2.25, 3.0mの3通り、地盤N値は3,5,10の3通りとした。

### 5.2 設計の結果と検討

試設計の結果を以下に説明し,検討する。

- 図 8 は試算したすべてのケースの結果を棒グラフで示しており、支柱間隔ごとに整理した各図において、上段は建設可能な補強土擁壁の壁高、下段はその際の必要杭長 L を示している。棒グラフの先端の数字は支柱(上段)と杭(下段)の断面寸法を示している(表1,2)。
- 2) この試算では、上載補強土擁壁と杭式パネル擁壁の条件から得られる土圧および支柱と杭への作用画力を 算定することになる。その結果に基づいて、最初に支 柱断面、次いで杭断面を決定することになる。したが って、杭式パネル擁壁の壁高 H が低いものほど支柱 と杭の断面は小さく抑えられている。このような部材 断面の違いにもかかわらず、杭式パネル擁壁の壁高 H が低い場合の方が支持能力は高く、上載補強土壁の最 大壁高は高くなる。
- 3) 上記の傾向は,壁高 H が低いほど上載荷重の増加に よる土圧および支柱と杭への作用外力を小さく抑え られるためである。また,支柱間隔 B が狭いほど土圧 および支柱と杭に作用する外力は比例して小さくな るので,上載補強土擁壁の壁高をより高くとることが 可能である。
- 4) 地盤条件(地盤N値)の影響は大きく,N値が大きい ほど杭式パネル擁壁の支持能力は格段に高くなり,上 載補強土壁の最大壁高も大きくすることが可能であ る。ただし,N値が小さい場合でも,杭の断面を大き

くとることによって、この状況をある程度改善するこ とが可能であることを、確かめている。すなわち、杭 断面を杭の断面を N 値に関わらず等しく設定すると、 N 値が小さい場合には必要杭長が長くなるが、同程度 の上載補強土擁壁の高さを確保することが可能であ る。したがって、補強土擁壁の施工実績としては壁高 が 20m を超えているが、複合的な擁壁とすることに より実績をカバーできることが分かった。

### 6. おわりに

本研究では、土工量と建設コスト縮減、施工期間縮減に 貢献できる、切削式杭基礎パネル擁壁の施工法とその設計 方向について説明した。このような杭基礎パネル擁壁を単 独で用いる場合と補強土擁壁を上載する複合形式の擁壁 の場合について、条件を設定して試設計を実施した。

単独の場合については壁高や支柱間隔の条件に加えて, 地盤条件を考慮することによる,支柱と杭の断面選択およ び適用範囲を示すことができた。複合形式の場合について は,杭式パネル擁壁が支持できる上載補強土擁壁の限界高 さを明らかにすることができ,補強土擁壁の施工実績を十 分にカバーできることを示した。

今後は試験施工および載荷試験により,設計法,施工法 の検証も進める予定である。

### 参考文献

- 1) 右城猛:新・擁壁の設計法と計算法,理工図書, 1998.
- 2) 日本道路協会:道路土工 -盛土工指針, 2010.
- 3) 第4版多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル, 2014.
- 4) 高木翔太,三浦均也,栗田和博,松田達也:地盤反力の非線形 性を考慮した横荷重を受ける杭のたわみ解析,地盤工学会中部 支部,地盤工学シンポジウム,2015.
- 5) 岩越恭平,三浦均也,栗田和博,松田達也:擁壁のための杭基 礎の許容変位を考慮したたわみ挙動解析,地盤工学会中部支部, 地盤工学シンポジウム,2015.
- 6) 三浦均也,松田達也,澤木達也,穴井啓太,渡辺強,栗田和博: 自立式鋼矢板土留め壁の線形応答関数法によるたわみ解析と設計,地盤工学会中部支部,地盤工学シンポジウム,2016.
- 7) 高木翔太,澤木達也,三浦均也,松田達也,栗田和博,鈴木祥 哲:看板・標識のための杭基礎の載荷試験と非線形応答関数解 析,土木学会中部支部研究発表会,2017.
- 8) 例えば, JFE スチール:鋼構造設計便覧, http://www.jfe-steel.co.jp/products/building/binran/

# 海底地盤における有効応力応答を考慮した掃流による底質移動の定量的評価法 Evaluation Method for Traction Sediment Flow Regarding Effective Stress Response in Seabed to Wave Loading

三浦均也<sup>1</sup>,松田達也<sup>1</sup>,Anh Quang Tran<sup>2</sup>,後藤志侑子<sup>2</sup>,吉野貴仁<sup>3</sup>

1 豊橋技術科学大学,建築・都市システム学系・k-miura@ace。tut。ac。jp

2 豊橋技術科学大学,大学院博士前期課程,建築・都市システム学専攻

3 豊橋技術科学大学,建築・都市システム学課程

### 概 要

種々の海洋構造物の計画・設計において、構造物の安定性を左右する海底の底質移動を合理的に評価する ことは重要である。底質移動は海底面に作用する流速の関数として評価されるが、その際、波浪によって 繰り返して作用する水圧に対する海底地盤の有効応力変動を適切に考慮する必要がある。本研究の目的は 海底の底質移動を定量的に評価する方法を提案することである。「微小振幅波理論に基づいた線形波浪解 析」と「多孔質弾性モデルを用いた海底地盤の有効応力解析」に「掃流力による漂砂量の経験的な評価法」 を組み合わせて底質移動の挙動を定量的に解析する方法を説明し、平面波浪の進行波および定常波の条件 下で解析手法の妥当性と海底地盤の有効応力応答の重要性を検討している。

キーワード:海底地盤,底質移動,掃流力,有効応力応答,堆積・侵食

### 1. はじめに

波浪場における構造物の安定性は,基本的には直接作用 する波浪荷重によって検討されるが,構造物を支持する海 底地盤の健全性も重要である。海底によける漂砂の移動に よって生じる構造物周辺地盤の洗掘および海底地盤の地 形変動も構造物の安定に対する重要な影響要因であり,漂 砂挙動を合理的に評価する手法が求められている。

海岸工学においては海底面に作用する流速の関数とし て生じるシートフロー,浮遊漂砂,掃流漂砂などの形態を 検討することによって洗掘現象が評価されている。その一 方で,離岸堤や防波堤の被災事例の中には,波浪荷重によ って励起される海底地盤における有効応力の変動が,強く 影響していることを示唆しているものも見られる(例えば 西田ら<sup>1)</sup>, Oka, et al。<sup>2)</sup>)。海底地盤を連続体と見做し,そ の境界面である海底に作用する水圧変動への海底地盤の 有効応力応答に関する研究も進められてきた(例えば, Yamamoto, et al。<sup>3)</sup>, Zen and Yamazaki<sup>4)</sup>)。海底地盤内におけ る有効応力の変動が激しければ周期的に有効応力がゼロ

になる液状化状態となるなど,構造物の支持特性に直接影響を与えるが,また,有効応力の変動は掃流力による漂砂 挙動(底質の流動性)にも影響すると考えられる。

筆者ら<sup>6</sup>はこれまで,進行波,定常波,不規則波を対象 に底質移動の方向性などを定性的にではあるが検討した。 本研究は定量的な底質移動の解析を可能にすることであ り,「線形波動理論による波浪解析」と「多孔質弾性体モ デルによる海底地盤の有効応力解析」,「掃流力による漂砂 量の経験的な評価」からなる掃流漂砂の解析手法を提案す る。直線構造物に入射したときに典型的な定常波が発生し, 特徴的な底質移動挙動が見られる。ここでは,進行波と定 常波を対象に基本的な底質移動挙動を検討し,漂砂流とそ れに伴う地形変動における海底地盤の有効応力応答の重 要性について定量的に検討する。

### 2. 解析手法

### 2.1 波浪解析

微小振幅波理論<sup>6)</sup>の枠組みで線形波浪を解析した。一様 水深hの波浪場において,海水の海底地盤への微小な浸透 速度を無視して海底を不透水地盤とした。海水は非圧縮と でいて渦無しポテンシャル流れを仮定し,また,粘性によ る波浪の減衰を考慮していない。

2.1.1 進行波

図 1(a) に示すように, x-軸方向に進行する波高 H, 波 長 L, 周期 T の平面波の水面形 $\eta_i$ と速度ポテンシャル $\phi_i$ は 式(1a,b) のようである。テンソル表示した速度成分 $v_j$ と水 圧 p は速度ポテンシャルの導関数として計算できる(式 (2))。

$$\eta_i(x, y, t) = \frac{H}{2} e^{i(\lambda x - \omega t)} \quad \because \quad \lambda = \frac{2\pi}{L}, \quad \omega = \frac{2\pi}{T}$$
(1a)



図 1 線形波浪の定義 (a) 進行波, (b) 定常波



図 2 漂砂量の算定; (a) 静水圧条件, (b) 有効応力減少条件; 漂砂量増大, (c) 有効応力増大条件; 漂砂量減少

$$\phi_i(x, y, z, t) = i \frac{gH}{2\omega} \frac{\cosh \lambda(h+z)}{\cosh \lambda h} e^{i(\lambda x - \omega t)}$$
(1b)

$$v_j = -\phi_{i,j}, \quad p = \rho_w \left( \dot{\phi}_i - gz \right) \tag{2}$$

### 2.1.2 定常波

図 1(b) が示すように,式(1a,b)で表される入射波が直線 構造物 x=0 に垂直に入射すると,固定境界条件 v<sub>x</sub> =0 (x = 0) を満たす以下のような反射波が発生する。

$$\phi_r(x, y, z, t) = i \frac{gH}{2\omega} \frac{\cosh \lambda (h+z)}{\cosh \lambda h} e^{i(-\lambda x - \omega t)}$$
(3)

このような入射波と反射波を重ねあわせることによっ て定常波を下記のように表すことができる。

$$\phi = \phi_i + \phi_r = i \frac{gH}{\omega} \frac{\cosh \lambda (h+z)}{\cosh \lambda h} \cos \lambda x \cdot e^{-i\omega t}$$
(4)

### 2.2 海底地盤の有効応力応答解析

波浪による水圧変動を受ける海底地盤の有効応力解析 は、多孔質線形弾性体モデルを用いて行った<sup>3,4)</sup>。土粒子 が形成する多孔質の固体相および、間隙水と間隙空気を平 均化した間隙流体相、この2相の相互作用を考慮し、準動 的条件において u-p モデル(u は粒子骨格の変位とp は間 隙水圧に対応)により定式化した。三浦ら<sup>7)</sup>は多孔質弾 性体モデルの定式化について広範囲に検討し、一般的な波 浪の周期では加速度項を無視して速度項までを考慮する 準動的条件で充分な精度が得られること。波長の10分の 1程度の深さまでは、2次元解析を必要とせず1次元解析 で十分な精度が得られること。間隙流体の変位を消去して u-p モデルで定式化することによって境界値問題を解くこ とが可能であること、を示した。均質な海底地盤に対して は境界条件を無限深さに取った場合に、間隙水圧と有効応



図3 漂砂量の収支による漂砂蓄積量の算定

力の変動成分  $\Delta p$ ,  $\Delta \sigma_z$  は式(5) のように計算できる。ここ で,  $E_u$ ,  $B_f$  はそれぞれ固体相と液体相の剛性率, 複素数パ ラメータ $\zeta$ は水理圧密係数  $h_v$ (s/m<sup>2</sup>)と式(6)の関係にある<sup>7)</sup>。 また,  $\rho_t \geq \rho_t$ は地盤材料と間隙水の密度である。

$$\Delta p(z,t) = \Delta p_o \frac{1}{B_f + E_u} \left( B_f + E_u e^{-\zeta z} \right) e^{-i\omega t}$$

$$\sigma_z(z,t) = \Delta p_o \frac{E_u}{B_f + E_u} \left( 1 - e^{-\zeta z} \right) e^{-i\omega t} + (\rho_t - \rho_f) z \qquad (5)$$

$$\therefore \Delta p_o e^{-i\omega t} = \rho_w \dot{\phi}; \ z = -h \text{ (on seabed surface)}$$

$$\zeta = \sqrt{i\omega h_{\nu}} \tag{6}$$

### 2.3 掃流力による漂砂流・漂砂貯留量の評価

海岸工学で広く用いられるシールズ数と同様な考え方 に基づき,掃流力による漂砂の定量的な評価を試みた。

### 2.3.1 漂砂量の算定方法

海底面に作用するせん断応力(単位面積当りの掃流力)  $\tau_b (N/m^2)$ は水粒子の流速  $v_b (m/s)$ の2乗に比例するとし,次 式で評価した。ここで,無次元係数  $C_b \ge 1/40$  とした。

Material Type	Loose Sand	NC Clay	Gravel	Note
$\rho_i$ : bulk density of wet material (kg/m <sup>3</sup> )	$1.90 \times 10^{3}$	$1.80 \times 10^{3}$	$1.75 \times 10^{3}$	
$\rho_s$ : density of solid phase (kg/m <sup>3</sup> )	$2.65 \times 10^{3}$	$2.75 \times 10^{3}$	$2.36 \times 10^{3}$	
<i>n</i> : porosity	0.454	0.543	0.448	
$G_s$ : shear modulus of solid phase (N/m <sup>2</sup> )	$0.4 \times 10^{8}$	$0.3 \times 10^{8}$	$1.0 \times 10^{8}$	
$v_s$ : Poisson's ratio	0.30	0.30	0.30	
B': Skempton's B-value in 1-D	0.40	0.80	0.60	
k: coefficient of permeability (m/s)	$1.0 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-8}$	$1.0 \times 10^{-2}$	
$E_{us}$ : stiffness in 1-D of solid phase (N/m <sup>2</sup> )	$1.40 \times 10^{8}$	$1.05 \times 10^{8}$	$3.50 \times 10^{8}$	$E_{us} = 2(1 - v_s)G_s / (1 - 2v_s)$
$K_{f}$ : bulk modulus of fluid phase (N/m <sup>2</sup> )	$0.424 \times 10^{8}$	$2.28 \times 10^{8}$	$2.35 \times 10^{8}$	$K_f = nE_{us}B'/(1-B')$
$S_r$ : degree of saturation of pore (%)	99.30	99.88	99.88	$Sr = (1/K_a - 1/K_f) / (1/K_a - 1/K_w)$
$c_{\nu}$ : coefficient of consolidation in 1D (m <sup>2</sup> /sec)	1.43	1.07×10 <sup>-4</sup>	3.57×10 <sup>2</sup>	$c_v = k E_{us} / (g \rho_w)$
$h_{\nu}$ : hydraulic Consolidation Factor (sec/m <sup>2</sup> )	1.75	$1.17 \times 10^{4}$	4.67×10 <sup>-3</sup>	$h_v = 1/(c_v B')$

bulk modulus of air,  $K_a = 3.03 \times 10^5 (\text{N/m}^2)$ 

bulk modulus of saturated water,  $K_w = 2.31 \times 10^9 (\text{N/m}^2)$ 

表 1 解析で用いた代表的な土質の物理的・力学的性質<sup>8)</sup>

density of air,  $\rho_a = 0.0$  (kg/m<sup>3</sup>) density of water,  $\rho_w = 1000.0 \text{ (kg/m^3)}$ 

$$\tau_b = C_b \rho_w v_b^2 \tag{7}$$

地盤材料はせん断応力でがせん断強度でを超える海底面 付近の浅いせん断領域(z<df)で流動化すると考える。<sub>Tf</sub> は有効応力のと内部摩擦角のの関数の積で与えられる(式 (8))。有効応力のは深さこの関数として有効応力解析で与 えられ,条件を満たすせん断領域の深さ d<sub>f</sub> が時刻の関数 として計算できる。

$$\tau_f = \sigma_z(z, t) \cdot \tan \phi_e \tag{8}$$

$$\tau_b = \tau_f \quad \therefore \quad \sigma_z(d_f, t) = \tau_f / \tan \phi_e \tag{9}$$

底質の移動速度 vf は図 2 に示すように三角形分布で単 純化し、単位幅当りの漂砂流動ベクトル q (m<sup>2</sup>/s) を式(10) で算定する。図示のように有効応力が減少してせん断領域 が厚くなるので漂砂量は増大し(図 3(b)),逆に有効応力 が増大するとせん断領域は薄くなるので漂砂量は減少す る (図 3(c)) ことをモデル化している。 無次元係数  $C_a$ は, 底質移動速度 v<sub>f</sub> が水粒子の流速 v<sub>b</sub>より遅いことを考慮す るもので, 値を 2/5 とした。

$$q = \frac{1}{2}d_{f}v_{f} = \frac{1}{2}d_{f}C_{q}v_{b}$$
(10)

### 2.3.2 海底の侵食・堆積;漂砂の蓄積量

.

海底地盤高の変化に対応する漂砂が蓄積する速度 Q(m/s) は、図 3 が示すように微小長方形領域への漂砂の 流入・流出収支から次式で算定した。

$$Q = -\frac{q_{x(x+\Delta x/2,y)} - q_{x(x-\Delta x/2,y)}}{\Delta x} - \frac{q_{y(x,y+\Delta y/2)} - q_{y(x,y-\Delta y/2)}}{\Delta y}$$

$$\rightarrow -\left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y}\right) \quad (\Delta x \to 0, \Delta y \to 0)$$
(11)

漂砂蓄積速度 Q の正負はそれぞれ海底地盤高の上昇・

下降(堆積と侵食)に対応している。漂砂量 q と蓄積速度 Qは流速に依存するので時刻の関数として変動するが、こ れらを所定の時刻 t まで積分した累積値を  $q_t$  (m<sup>2</sup>),  $Q_t$  (m), 周期 T の間で積分した周期当たりの累積値を  $q_T$  (m<sup>2</sup>),  $Q_T$ (m)と定義した。

本研究での掃流漂砂の評価法は線形理論の範囲にある ので,その信頼性や実際問題への適用性については検証が 必要である。提案した漂砂量 q と蓄積速度 Q は、有効応 力応答を考慮できる漂砂挙動の定量化のために導入した, 単純化に基づく指標である。また、式(7,10)で用いた無次 元係数 Cb, Ca の値は海底地盤が静水圧条件にある場合に は漂砂量がシールズ数による評価と同等になるように決 定したが、これらについても検討が必要である。

### 3. 波浪と地盤材料の解析条件

土木学会・海洋工学委員会<sup>8)</sup>では共通の条件で複数の研 究者が地盤の波浪に対する海底地盤の有効応力応答解析 を実施したが、これらの既往の研究成果との比較検討が可 能なように本研究でも同一の設定を採用した。

### 3.1 波浪条件

対象とする波浪域は一様水深 h=20m, 入射波の周期を T=13s(波長 L=167.5m)とし, 波高を H=10m を上限とし てパラメトリックに変化させた。

### 3.2 地盤条件

土木学会・海洋工学委員会 8)では複数の典型的な海底地 盤材料を選定した。表-1 はそれらのうち三種類(緩い砂, 正規圧密粘土,礫)の物理的・力学的性質を列挙している。 また、図4は進行波の下における3種類の土質で構成さ



図 4 海底地盤における有効応力挙動 (a) 緩い砂, (b) 正規圧密粘土, (c) 礫, (d) 応答無し



図 5 進行波における流速と鉛直有効応力の関係 (a) 有効応力応答有り,(b) 有効応力応答無し

れる海底地盤の波浪に対する有効応力応答を示している。 図の上段は海水中の水圧変化,下段は海底地盤中の間隙水 圧・有効応力応答を示している。ただし,図 4(d)は海底地 盤の波浪への応答を考慮しない場合に,間隙水圧のみが変 化し,有効応力は静水圧状態で変動しないことを示してい る。三浦ら<sup>7)</sup>が示したように,正規圧密粘土や礫と比較し



図 6 進行波における負の方向に卓越する漂砂流動

て、緩い砂は波浪に対する有効応力応答が顕著であること から、本研究では緩い砂で構成される海底地盤を選択した。

### 4. 解析結果と漂砂挙動の検討

### 4.1 進行波の下での漂砂挙動

### 4.1.1 有効応力応答

図 5 は海底地盤内の所定の深さにおける鉛直有効応力  $\sigma_z$ の海底面での流速  $v_{bx}$ に対する変化を示している。海底 地盤の有効応力応答を考慮すると図 5(a) が示すように1 周期の間で有効応力 $\sigma_z$ が変動し、減少するときには流速



図 8 進行波における漂砂挙動 (a) 漂砂流量 q<sub>x</sub>, q<sub>tx</sub>, (b) 漂砂蓄積量 Q, Q<sub>t</sub>

 $v_{bx}$ は常に負になるので, 漂砂量は負の方向(波の進行方向と逆向き)に卓越すると考えられる。図 6 はこのような有効応力応答が漂砂流動に及ぼす影響を模式的に示し, 漂砂は負の方向へ卓越して流動することを説明している。 一方,有効応力応答を考慮しない場合には,図 5(b)が 示すように有効応力 $\sigma_z$ は変化しないので, 漂砂量は正負 対称になる。

### 4.1.2 漂砂举動

図 7 は漂砂のこのような挙動を定量的に説明している。 すなわち,有効応力応答により漂砂は1周期の間に正負両 方向へ流動するが,正の方向への流動量よりも負の方向へ 流動量が大きくなる。このように有効応力応答により,漂 砂流量 q<sub>x</sub>は負の方向へ大きく偏るが(図 7(a)),有効応力 応答を考慮しない場合には,正負対称になっている(図 7(b))。したがって,有効応力応答を考慮しない限り,漂砂 は特定の方向へ偏ることはなく,1周期の間では漂砂は水 粒子と同様に特定の場所で前後に振動するのみであるこ とを示している。

図 8(a,b) には漂砂流量  $q_x$  と漂砂蓄積速度 Q それぞれ の所定の時刻までの累積値の変化  $q_{tx}$ ,  $Q_t$ を, 2周期にわた って示している。1周期の間に, 漂砂の流量  $q_{tx}$  は負の方 向へ蓄積する。しかし, この  $q_{tx}$  は1波長においては進行 波を受けるすべての海底地点で等しい値となるので, 貯留 累積値 Q,は1周期の間にゼロへ戻る。したがって,進行 波の下では漂砂は波の進行方向とは逆の負の方向へ流動 するが,その量はすべての点で等しいために,結果的に海 底では侵食も堆積もしない,ということになる。このよう に,波浪場における非線形性などを考慮せず,単純な三角 関数波を用いる限りは,海底地盤の有効応力応答を考慮し なければ海底の地形変化(地盤高の変動,侵食・堆積)を 説明できないことになる。

### 4.2 定常波の下での漂砂挙動

図 9 は定常波の腹(構造物側面)における漂砂挙動を 2周期にわたる漂砂流量  $q_x, q_x$ と漂砂蓄積量  $Q, Q_t$ の変化 で定量的に示している。また,図 10 は漂砂挙動における 有効応力応答の影響を模式的に説明している。図 11, 12 は節における漂砂挙動を,また,図 13, 14 および図 15, 16 は腹と節の中間点における漂砂挙動を示している。

### 4.2.1 腹における漂砂挙動

定常波の腹においては、水位の変動は最大であるが海底 面での流速  $v_{bx}$ は常にゼロであるので、図 9(a) が示すよう に漂砂流動量  $q_x$  およびその累積値  $q_{tx}$ は常にゼロである。 図 10 は有効応力 $\sigma_z$ は変動があるものの、流速がゼロであ るために漂砂が流動しないことを模式的に説明している。 腹の周辺では腹から節に向けて(腹から離れる方向に)



図 10 定常波の下での腹における漂砂流動; x/L=0/8

漂砂が流動するので、図 9(b) が示すように漂砂蓄積速度 Qの累積値  $Q_r$ は増減を繰り返すが、1周期の間の蓄積量  $Q_r$ は負の値、すなわち海底地盤高は降下し、海底は侵食 されることが分かる。

### 4.2.2 節における漂砂挙動

定常波の節においては、海底面での流速  $v_{bx}$ は最大振幅 で変動するものの、水位の変動が常にゼロなために有効応 力 $\sigma_z$ が変動しないので、図 11(a) が示すように漂砂流動 量  $q_x$  は正負対称に変動し、その結果累積値  $q_{tx}$ は1周期の 間にはゼロに回帰する。図 12 は有効応力 $\sigma_z$  は変動しな いので、正負両方向への流動量は等しくなることを模式的 に説明している。すなわち、漂砂は前後に振動するだけで、 特定の方向へ累積的に流動することはない。この挙動は水



図 12 定常波の下での腹における漂砂流動; x/L=-2/8

(a)

q=0

t/T=0/8

t/T = 6/8

(d)

 $d_{f}$ 

*d,*=0

(b)

t/T=2/8

q=0

t/T = 4/8

(c)

(shear zone)

 $v_b = 0$ 

 $\sigma_{r}=0$ 

粒子の挙動に対応している。

 $v_b=0$ 

d = 0

節の周辺では腹から節に向けて(節へ向かう方向に)漂 砂が流動するので、図 11(b)が示すように漂砂蓄積速度 Qの累積値  $Q_t$ は増減しながらも増加し、1周期の間の蓄積 量  $Q_T$ は正の値、すなわち海底地盤高は上昇し、漂砂が堆 積することが分かる。

### 4.2.3 腹と節の中間点における漂砂挙動

定常波の腹と節の中間点においては、海底面における流 速 v<sub>bx</sub>と水位がともに変動するので、腹と節における漂砂 挙動の中間的な挙動を示す。

節の右側 x/L=-1/8 においては,水位が降下して有効応力  $\sigma_z$ が減少している過程では流速  $v_{bx}$ が負の方向となってい るので,図 13(a) が示すように漂砂流動量  $q_x$  は負の方向



図 14 定常波の下での中間点における漂砂流動; x/L=-1/8

に偏り、その結果として累積値  $q_{tx}$  は減少と増加を繰り返 しながら負の方向に卓越する。その結果、1周期当たりの 累積値  $q_{Tx}$ は負の値となる。図 14 は有効応力 $\sigma_z$ の変動の 影響により、負方向の流動量が卓越することを模式的に説 明している。すなわち、漂砂は正負両方向に周期的に流動 するが、負の方向(腹から節)に向かって累積的に流動す ることになる。

図 13(b) が示すように漂砂蓄積速度 Qの累積値 Q<sub>t</sub> は増 加現象を繰り返しながら減少し,1周期の間の貯留量 Q<sub>r</sub> は負の値,すなわち海底地盤高は降下し,海底が侵食され ることが分かる。ただし,侵食の量は図 9(b) に示す腹に おけるよりは小さくて,半分程度である。

もう一方の中間点,節の左側 x/L=-3/8 においては,水位





図 16 定常波の下での中間点における漂砂流動; x/L=-3/8

が降下して有効応力 $\sigma_z$ が減少している過程では流速 $v_{bx}$ が 正の方向となっているので,図 15(a) が示すように漂砂流 動量 $q_x$ は正の方向に偏り,その結果として累積値 $q_{tx}$ は減 少と増加を繰り返しながら正の方向に卓越する。1 周期当 たりの累積値 $q_{Tx}$ は正の値となる。図 16 は有効応力 $\sigma_z$ の 変動の影響により,正方向の流動量が卓越することを模式 的に説明している。すなわち,漂砂は正負両方向に周期的 に流動するが,正の方向(腹から節)に向かって累積的に 流動することになる。

図 15(b) が示すように漂砂蓄積速度Qの累積値 $Q_r$  は断続的に減少し、1周期の間の貯留量 $Q_r$ は負の値、すなわち海底地盤高は降下し、海底が侵食されることが分かる。ただし、侵食の量は図 13(b) に示した中間点と等しく、図



9(b) に示す腹におけるよりは小さくて、半分程度である。

4.2.4 海底地盤高の変化;堆積と侵食

図 17 は波高をh=10mから2mまでパラメトリックに変 化させたときの1周期当りの漂砂蓄積挙動を1波長の範 囲で示している。破線は累積漂砂流量 $q_{Tx}$ ,実線は漂砂蓄 積量 $Q_T$ を示している。2つの節(x/L=-6/8, -2/8)に対して  $q_{Tx}$ は反対称に変化している。このことは節の右側では漂 砂は左方向へ( $q_{Tx} < 0$ ),腹から節に向かって移動する, 逆に節の左側では漂砂は右方向へ( $q_{Tx} > 0$ ),やはり腹か ら節に向かって移動することを示している。結果として、 節では漂砂蓄積量 $Q_T$ は正で堆積し、逆に腹では $Q_T$ は負 で海底は侵食することが分かる。ちなみに、式(11)が示す ように $Q_T$ は $q_{Tx}$ の導関数である。

図 18 は腹と節における漂砂蓄積量 Qrを,波高 H に対して示している。波高が低くなると流速と有効応力の変動 両がともに減少するので,図示のように海底地盤の地形変動(堆積と侵食の度合い)は大きく減少する。

### 5. おわりに

「線形波動理論による波浪解析」,「線形多孔質弾性モデ ルによる地盤の有効応力解析」,「掃流力による漂砂量の経 験的な評価法」からなる掃流力による漂砂挙動の解析手法 を提案し,これを適用して,進行波および定常波の下での 掃流漂砂の特性を検討した。

本研究の成果をまとめると以下のようである。

- 海底地盤の波浪に対する有効応力挙動を考慮しな ければ、漂砂は海水の水粒子と同様に所定の場所で 振動するのみで、特定の方向に累積的に流動するこ とは説明できないことを示した。
- 2) 線形理論の範囲において非線形性を考慮せず単純 な三角関数波浪を用いる場合でも、海底地盤の有効 応力応答を考慮することによって、漂砂が特定の方



図 18 定常波における漂砂挙動の波高依存性

向へ累積的に流動することを説明できることが分 かった。

- 進行波の下では、漂砂は波の進行方向とは逆向きに 流動することを示した。
- 4) 定常波の下では、漂砂は腹から節へ向かい累積的にの流動することを明らかにした。その結果、構造物 側面を含む腹部では海底が侵食し、節部では漂砂が 堆積することを示した。侵食と堆積の度合いは波高の影響を強く受けることを定量的に示した。

今後は、Dean Number に基づく相似則を満たした模型実
 験<sup>9)</sup> や現地観測による検証を並行して進める予定である。

### 参考文献

- 西田仁志、山口豊、近藤豊次: 孔間弾性波探査法による離岸堤の埋没状況に関する考察、第32回海岸工学講演会論文集、 pp.365-369.
- Oka, F., Yashima, A., Miura, K., Ohmaki, S. and Kamata, A. : Settlement of breakwater on submarine soil due to wave-induced liquefaction, 5th ISOPE, Vol.2, pp.237-242, 1995.
- Yamamoto, T., H. S. L. Koning and E. Van Hijum : On the response of s pore-elastic bed to water waves, J. Fluid Mech., Vol.87, part 1., pp.193-206, 1978.
- Zen, K. and Yamazaki, H. : Mechanism of wave-induced liquefaction and densification in seabed, Soils and Foundations, Vol.30, No.4, pp.90-104, 1990.
- 5) 三浦均也,守政信吾,大塚夏彦,山崎浩之,小浪岳治:海底地 盤の不安定化に及ぼす流速と水圧変動の相乗効果,土木学会論 文集, Vol. 66, No.1, 851-855, 2010.
- 6) 服部昌太郎: 「海岸工学」, pp.13-36, コロナ社, 1987.
- 7) 三浦均也・浅原信吾・大塚夏彦・上野勝利:波浪に対する海底 地盤応答の連成解析のための地盤の定式化,第49回地盤工学シンポジウム論文集,pp.233-240,2004.
- 8) 土木学会: 「海岸波動」, pp. 430-503, 1994.
- 松田達也,三浦均也,佐藤隼可,諌山恭平,澤田弥生:Dean Number を適用した移動床造波水路実験における地盤内水圧応 答,土木学会論文集,Vol.73, No.2, pp.I\_1117-I\_1122, 2017.

特別講演 その2
(14:40~15:40)

地盤調査の技術変遷 -主として軟弱地盤関連調査-

# 坪田 邦治 氏

(中部土質試験協同組合 理事長)

# 第3セッション (15:50~17:20)

# 司 会 小島 悠揮(岐阜大学)

# 砂質土の浸透条件下における一面せん断試験 Direct shear test of a sandy soil under seepage condition

御手洗翔太<sup>1</sup>, 小高猛司<sup>2</sup>, 李 圭太<sup>3</sup>, 久保裕一<sup>4</sup>

- 1 名城大学・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 株式会社建設技術研究所・大阪本社
- 4 中部土質試験協同組合

### 概 要

出水時に堤体法尻や基礎地盤からの漏水が濁る現象は、堤防とって極めて重要な危険信号である。すなわ ち、堤内地側への浸透水が濁っている場合には、土骨格から細粒分が流出していることに伴い、堤体変状 の危険性が高まっていると考えられている。しかし、細粒分の流失が堤防劣化・変状を引き起こすのか、 堤防変状発生の一側面として細粒分が流失しているのか、あるいは相互に影響しながら劣化・破壊が進行 していくのか、不明確な点が多い。本研究では、細粒分流出は、発生し始めたせん断変形に起因する、あ るいは促進される現象と考える。そこで、砂質土からの細粒分流出に着目し、浸透流場でのせん断過程を 土粒子レベルで観察できる一面せん断試験装置を新たに開発し、浸透条件下におけるせん断変形と細粒分 の移動、流出との因果関係について検証した。具体的には、細粒分の移動、流出が発生すると考えられる 粒度調整した混合砂を用いて一面せん断試験を実施し、浸透及びせん断変形に伴う砂粒子の観察を実施し た。その結果、せん断変形に伴う構造変化によって、浸透とともに細粒分が移動することが示された。

キーワード:河川堤防,内部侵食,一面せん断試験,細粒分

### 1. はじめに

長時間洪水が継続する場合,河川堤防においては基礎 地盤のパイピングや堤体法尻での内部侵食を伴う浸透破 壊の危険性が高まる。例えばパイピング現象においては, 澄んだ水が滲出してくる間の危険性は低いが,堤内側に 浸出してくる河川水が濁っている場合には土粒子が流出 し,堤体変状の危険性が高いと経験的に考えられている。 すなわち,基礎地盤や堤体土の土砂が浸透水に混じる場 合には,堤体の安定性が失われつつある兆候と一般に考 えられることが多い。

堤体と基礎地盤,あるいは基礎地盤が複層であればそ れら基礎地盤間の透水性に大きなギャップがある場合に は境界面で水みちが形成され,その水みちを流れる高流 速の非ダルシー流れによって比較的大きな動水勾配が作 用した場合,土粒子が流れ出る場合がある。一方,明確 な水みちの存在がない段階においても,細粒分の流出が 議論される場合も多く,その場合には,流路となる土の 間隙の大きさや土粒子自身の粒径,そして流速などの流 出条件が議論となり先行研究もなされている<sup>1</sup>。しかし, 細粒分の流出は,発生し始めたせん断変形に起因する, あるいは促進される現象とも考えられる。

本研究では、浸透条件下におけるせん断変形に伴う細

粒分の移動,流出との因果関係について検証した結果を 示す。具体的には,細粒分の移動,流出が促進されやす いよう粒度調整した混合砂を用い,新たに開発した浸透 流場でのせん断過程を土粒子レベルで観察できる一面せ ん断試験装置を使用し,せん断変形に伴う細粒分の移動, 流出について検討する。

### 2. 試験条件

本研究では細粒分の移動,流出の様子を観察すること を目的としており,粗粒分と細粒分の含有量にギャップ があり,粗い粒子間を細粒分が比較的移動しやすい条件 で試験を行う必要があると考える。言い換えると,水の 浸透とともにフィルターの役割を果たす粒子の間を,よ り小さな粒子が流れ,内部浸食が発生しやすいと考えら れる試料で検討を行う。そこで,Kenneyら<sup>2)</sup>の粒状フィ ルターの内部安定性の指標を用いることにした。これは, 図1に示すような試料が内部浸食を起こさないためには 任意の粒径 D に対して 4D の粒子含有量がそれ以上含ま れていることが必要であるという指標で,H/F≥1で安定, H/F<1で不安定とする。指標に基づき内部浸食が起こり やすいと考えられる試料で試験を実施する。 本論文の試験試料には、三河珪砂4号とシルト分が卓 越した野間精配砂を使用し、これらを1:2の割合で配合 した。これは、粗粒分と細粒分の含有量のギャップを均 等係数で判断し、その値が大きくなり、細粒分がある程 度含まれるように配合した。配合した試料は均等係数 $U_c$ =75%、細粒分含有量 $F_c$ =20%であった。配合した試料 を混合試料とし、図2にその粒度分布を示す。この試料 について Kenneyの指標に基づいて連続的に検討を行う と、0.03~0.035mm以下の粒子は不安定で移動するとい う判定になり、内部浸食を起こす可能性があるとされる。 しかし、粒径のみによる判定のため、せん断変形が加わ った際の構造変化や水みちが形成された場合に同じく不 安定とされる粒子の移動が確認できるかどうか検討を行 う。



### 3. 試験装置概要

新たに開発した一面せん断試験装置のせん断箱を分解 した状況を図3に示す。せん断箱下部は二層構造となっ ており,組付けた際,供試体底面にポーラスメタルを取 り付けているため供試体飽和時に下方から注水すること ができる。せん断箱上下部にそれぞれ注水口および注水 経路となる溝が作られており,せん断中は供試体内を左 右に水を浸透させることができる。

せん断箱上下を組み,荷重計測用ロードセルの上に設 置した様子を図4に示す。この図では,組み立てたせん 断箱内に供試体を作製し,その上に蓋の役割をする加圧 板を乗せたものになる。供試体上面に接する加圧板にも ポーラスメタルが組み付けられており脱気および飽和時 の排水ができるようになっている。せん断箱上下のホー スから脱気および飽和時の注水を行い,左右のホースを 通してせん断時に水を浸透させる。各チューブのバルブ の開閉により飽和時やせん断時の水の浸透方向を選択で きるようにしている。

ー面せん断試験装置の模式図を図5に示す。図に示す ように上部せん断箱の注水経路から、下部せん断箱の排 水経路まで、供試体の左から右へ浸透水を流すことが可 能である。試験中に供試体への浸透水が外部に漏出しな いように、鏡面仕上げの上下せん断箱の接触面をシリコ ングリースでシールする。その上で、上部せん断箱を固 定する高剛性ボルトに設置したばねで、力を調整しなが ら上下せん断箱を漏水しない程度に圧着する。また、試 験中に供試体中の細粒分の移動を観察するため、せん断 箱の前側面には透明なアクリル板を設けている。



図3 せん断箱を分解した状況



図4 せん断箱を設置した状況



### 4. 試験方法

供試体作製においては、乾燥試料を先述のように所定 の割合で十分に混合した後に、含水比10%となるように 蒸留水を加水し,均一になるように十分に攪拌混合した。 この混合試料を間隙比 1.0 となるように締め固めて,高 さ 20mm, 一辺 50mm の直方体の供試体を作製した。図 5 に示す供試体上面の注水経路を用いて-40kPa まで段階 的に供試体の脱気を行う。このとき上下せん断箱の接触 面をシリコングリースでシールしており、上部せん断箱 を固定する高剛性ボルトに設置したばねで、漏水しない 程度に圧着する程度であるため、あまりに大きな負圧を 作用させると、十分なシールができずに脱気後の注水時 に漏水を起こす可能性がある。そのため、止水上問題の ない程度の負圧を作用させている。同じく図5に示す供 試体上下面の注水経路を用いて飽和後,鉛直応力 20kPa となるまで圧密載荷を行った。圧密終了後,図6に示す 試験手順で撮影およびせん断を行った。まず、初期水頭 差 5cm の注水槽から 1kPa/min ずつ 2kPa まで水圧を上昇 させ5分間保つ。その後浸透を継続させながら一面せん 断を実施した。せん断速度 0.5mm/min で変位が 6mm に 達するまでせん断を実施し、圧密終了後の水の浸透から せん断終了までの供試体内の細粒分の移動を,図7に示 すようにアクリル板を介してマイクロスコープで観察し た。図中央のようにせん断中に供試体表面の粒子を観察 するが鮮明に撮影ができるようライトを照射しながら撮 影を行っている。





図7 試験中の様子

### 5. 試験結果

図8にアクリル板を介して撮影した試験中の試料の様 子を示す。粒子の様子を正確に観察できるようせん断面 上部だけに焦点を合わせ拡大して撮影を行った。せん断 面の真上を撮影しており,写真底面がせん断面とほぼ-致する。浸透開始からせん断開始までの7分間は細粒分 の移動は確認できなかったが、アクリル板表面に付着し ている気泡が微量ではあるが消失していることが確認で きた。一方、せん断開始後には、以下のように細粒分の 移動が確認できた。

浸透開始 500 秒後(せん断 80 秒後, せん断変位 0.7mm) では、約0.1mm 程度の粒子(図上部,中央付近の色付き の点)も移動することが確認できた。しかし、移動し始 めてすぐ別の粒子に接触し動きが止まったため、目詰ま りを起こしたと考えられる。その後半分ほどの大きさの 粒子(図右、中央付近の色付きの点)がその横を通過し ていくところも確認できた。

浸透開始780秒後(せん断360秒後,せん断変位3.0mm) では、気泡の消失と細粒分の移動が共に確認できた。気 泡の消失は二つ確認でき、図に示した。まず、上の気泡 が消失した瞬間,約 0.03mm 程度の複数の粒子が同じ経 路を通過し目詰まりを起こして止まった。その直後、下 の気泡が消失し、移動中だった粒子は直前に目詰まりを 起こした経路を移動せず、気泡の消失によって形成され た経路を移動した。

浸透開始 1020 秒後(せん断 600 秒後, せん断変位 5.0mm) では、せん断中最も細粒分の移動が確認できた。 図中央のような経路を 0.05mm 未満と思われる大きさの 粒子が移動した。同時にその直下に存在する複数の経路 にそれぞれ細粒分が移動していくところが確認できた。

浸透開始 1080 秒後(せん断 660 秒後, せん断変位 5.5mm)では、一つ前の浸透開始 1020 秒後で活発に粒子 の移動が確認できた場所を色付けしてある。この色付け 部分では先ほどと異なり浸透による細粒分の移動が全く 確認できなかった。せん断に伴う粒子の巻き込みにより 細粒分が移動することができる経路が閉ざされた可能性 がある。その代わり,図の右下のように別の場所で細粒 分の移動が確認できた。この粒子の移動が止まった直後 に図の右上の粒子の動きも停止した。その後せん断終了 時まで、大きく粒子が移動する様子は見られなかった。

### 6. おわりに

本研究では、細粒分の移動、流出が促進されやすいよ う粒度調整した混合砂を用い、浸透流場でのせん断過程 を土粒子レベルで観察できる一面せん断試験装置を使用 し、せん断変形に伴う細粒分の移動を観察した。

浸透条件下におけるせん断時の供試体の観察からせん 断変形に伴う場合に細粒分が大きく移動することが確認 できた。その反面、移動をしない粒子や移動をしても目



浸透開始

780 秒後(せん断 360 秒後)

気泡の消失

420 秒後(せん断開始)

1020 秒後(せん断 600 秒後)

図8 試験中の試料の様子



1080 秒後(せん断 660 秒後)

詰まりする粒子も存在する。移動する粒子の中で最大で 約0.1mm と Kenney の安定指標で内部浸食を起こす可能 性があると判定された粒子よりも大きな粒子も移動する ことが確認できた。しかし、細かい粒子とは異なり、移 動直後に他の粒子に接触して動きを止め、その後は大き な移動はしなかった。

粒子の動き方の特徴として,一箇所に限らず複数の箇 所で移動する様子が見られたが,各流路に対して同じ道 を連続的に粒子が流れていくことが確認できた。また, 複数の粒子が流れ,その流路で目詰まりを起こすと後続 の粒子の動きが途中で止まる様子が見られた。その場合, 流れが止まった流路が枝分かれを起こし,別の水みちを 形成するような現象も見られた。このことから浸透水と 共に粒子が流れやすい方向を選択的に流れながら移動す ると考えられる。せん断終了直前には,観察視野内にお いては粒子の動きが全体的に確認できなくなったことか ら,その範囲では粒子の目詰まりによって複数存在して いた流路が閉ざされたと考えられる。

本実験では実現象と比べて大きな水頭差を作用させて いることや、一面せん断試験ではせん断に伴い供試体の 流路長が短くなり動水勾配が増大することにも注意し、 せん断に伴う浸透量についても検討する必要がある。ま た、巨視的に平均的な動水勾配が小さい場合であっても、 土粒子間を流れる微視的な間隙流は高速である場合も考 えられ、微視的な流速の計測も含めて、より詳細な観察 を行う必要がある。せん断に伴い細粒分の移動が促進さ れたことから、せん断変形による土骨格の変化により細 粒分の流路が形成された可能性がある。さらには、せん 断変形により刻々と供試体内の状況が変化していくため、 粒状フィルターの内部安定指標の判定とは異なる結果で あったと考えられる。今後は浸透現象を力学特性と合わ せて検証していく予定である。

なお、堤防土を模擬した砂質試料を用いて、各種の動 水勾配における細粒分の移動状況を観察する試験も別途 実施している。せん断試験時に供試体を流れる浸出水か らフィルターで細粒分を補足する試みを実施しているが、 せん断前の浸出水とせん断時の浸出水では、細粒分の流 失量が明らかに異なることも確認している。シンポジウ ム当日には、その結果についても説明する予定である。

### 謝 辞

本研究は JSPS 科研費 16H04412 (基盤研究 B, 代表者: 小高猛司)の助成を受けて実施したものである。また, 試験装置の開発には, クラフターサッポロの増井明典氏 にご協力いただいている。記して謝意を表する。

### 参考文献

- 杉井俊夫,余川弘至,小竹亮太,安達良:内部浸食を対象 とした Kenney らの粒度安定指標への間隙率の導入,第28 回中部地盤工学シンポジウム,2016
- Kenney T.C. and Lau D. : Internal stability of granular filters. Canadian Geotech. J.,1985,22,215-225.
- 3) 小高猛司,御手洗翔太,李圭太,久保裕一:砂質土の浸透 及びせん断過程における細粒分の移動・流出の観察,第53 回地盤工学研究発表会,2018.

# 河川堤防の浸透破壊のメカニズムと実被災事例 Seepage failure mechanism of river embankment and an actual failure case

森 智彦<sup>1</sup>·中山雄人<sup>1</sup>·小高猛司<sup>2</sup>·李 圭太<sup>3</sup>·石原雅規<sup>4</sup>·久保裕一<sup>5</sup>

- 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 株式会社建設技術研究所·大阪本社
- 4 国立研究法人土木研究所・つくば中央研究所
- 5 中部土質試験協同組合

### 概 要

高透水性基礎地盤を有する堤防の崩壊メカニズムを解明するために,堤体ならびに基礎地盤の土質,境界 条件を変えた浸透破壊模型実験をまず実施し,破堤にまで至る進行性破壊過程の観察を行った.また,堤 体ならびに基礎地盤材料の三軸試験を実施し,堤体材料の力学特性の観点から堤防が決壊にまで至る条件 について考察を行った.また,平成28年台風10号において浸透によって破堤した青森県の二ツ森川堤防 を題材に,模型実験で得た知見の実現場での適用性についても考察した.具体的には,開削調査によって 被災箇所では堤体下部の浅層に高透水性の地盤が分布していることが判明しているため,破堤箇所で採取 した不撹乱試料を用いた三軸試験を通して,堤体材料の力学特性の観点から破堤に至る可能性を検証した.

キーワード:河川堤防,模型実験,浸透破壊,すべり破壊,堤体土

### 1. はじめに

矢部川,子吉川,梯川などの近年の堤防被災の共通点と して,高い透水性の基礎地盤が存在し,かつその基礎地盤 の上には透水性が大きく異なる堤体や基礎地盤(被覆土層 を含む)が存在していた 1).2). そのような高い透水性を有 する基礎地盤が誘因となってパイピングを含む法尻近傍 での堤体変状を引き起こし、それが破堤や大規模法すべり と言った堤防全体の不安定化に結びついたと考えられる. また, 平成28年の台風10号においても青森県の二ツ森川 堤防が河川水の浸透によって破堤した. 開削調査によって, その被災箇所では堤体下部の浅層に高透水性の地盤が分 布していることが判明し、さらに浸透流解析によって、破 堤断面では川裏法尻付近に高い動水勾配が集中したこと が示された<sup>3)</sup>. 高透水性地盤の存在による法先付近の動水 勾配の集中が,二ツ森川堤防決壊のトリガーとなったこと は想像に難くないが、どのようなプロセスで破堤に結びつ いたのかまでは不明である.

本論文では,高透水性基礎地盤を有する堤防の崩壊メカ ニズムを解明するために,堤体ならびに基礎地盤の土質, 境界条件を変えた浸透破壊模型実験をまず実施し,破堤に まで至る進行性破壊過程の観察を行う.また,堤体ならび に基礎地盤材料の三軸試験を実施し,堤体材料の力学特性 の観点から堤防が決壊にまで至る条件について考察を行 う.次に、二ツ森川堤防の被災を題材に、模型実験で得た 知見の実現場での適用性を考察する.具体的には、破堤箇 所で採取した不撹乱試料を用いた三軸試験を通して、破堤 に至る可能性を検討する.

### 2. 模型実験

### (1) 模型実験の概要と実験条件

2 次元浸透模型実験装置,ならびに3次元浸透模型実験 装置の概要を図-1 および2 にそれぞれ示す.実験装置に は,基礎地盤および堤体を作製するための土槽,その左右 には給排水のための水槽が設けられている.給水槽には水 位を一定に保つため,底面からの高さ330mmの位置に通 水孔が空いている.本実験では,高い透水性基礎地盤に起 因して,法尻付近の基礎地盤に発生すると予想される比較 的大きな動水勾配による影響を検討するため,図-1に示す ように,模型地盤を領域I(高透水性基礎地盤),Ⅱ(上 部砂質基礎地盤,上部基礎地盤),Ⅲ(堤体)に分け,そ れぞれの領域における地盤材料を変化させて浸透模型実 験を実施した.

模型下部の高透水性基礎地盤(領域 I)には,三河珪砂 3号(以後,3号砂)を使用し,上部砂質基礎地盤(領域 Ⅱ)および堤体(領域Ⅲ)には,3号砂の他,三河珪砂 6 号(以後,6号砂),三河珪砂 7号(以後,7号砂),三河

0.405		地盤材料		透	水係数(m/	s)	堤体	透水的	系数比	パターン	終了時	
CASE	Ι	Π	Ш	Ι	Π	Ш	間隙比	I / II	Ш/Ш	前→後	崩壊度	
1			6号砂			$6.3 \times 10^{-4}$	1.06	5	1	2→3	6割	
2			7号砂			$2.4 \times 10^{-4}$	1.06	5	2	2→3	5割	
3		6カラー砂	678混合砂		$4.9 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-4}$	1.06	5	5	2→3	天端※	
4			8号砂			$4.0 \times 10^{-5}$	1.06	5	12	1→2	越流	
5			カオリン混合砂			$5.6 \times 10^{-7}$	0.85	5	$8.8 \times 10^{2}$	1	2割	
6		7号砂	678混合砂			$2.4 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-4}$	1.06	11	2	2	越流
7			6号砂			$6.3 \times 10^{-4}$	1.06	67	$6.3 \times 10^{-2}$	2→3	天端	
8	고모파		678混合砂	$0.7 \times 10^{-3}$		$1.0 \times 10^{-4}$	1.06	67	$4.0 \times 10^{-1}$	1→2	越流	
9	3万199	8号砂	8号砂	2.7 × 10	$4.0 \times 10^{-5}$	$6.6 \times 10^{-5}$	1.15	67	1	1→2	越流	
10			8号砂			$4.0 \times 10^{-5}$	1.06	67	1	2→3	9割	
11			8号砂			$3.0 \times 10^{-5}$	0.85	67	1	2→3	6割	
12		野間砂	678混合砂		$2.3 \times 10^{-6}$	$1.0 \times 10^{-4}$	1.06	$1.2 \times 10^{3}$	$2.3 \times 10^{-2}$	3	4割	
13		カオリン混合砂	678混合砂		$5.6 \times 10^{-7}$	$1.0 \times 10^{-4}$	1.06	$4.8 \times 10^{3}$	$5.6 \times 10^{-3}$	3	5割	
14			6号砂			$6.3 \times 10^{-4}$	1.06	1	4	2→3	越流※	
15		3号砂	678混合砂		$2.7 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-4}$	1.06	1	27	2	越流	
16			8号砂			$3.0 \times 10^{-5}$	1.06	1	90	1	越流	

表-1 模型実験の条件と結果

珪砂 8 号(以後, 8 号砂), 三河珪砂 6,7,8 号を 5:2:5 の質 量比で混合した混合砂(以後, 678 混合砂), 678 混合砂に さらにカオリン粘土を混合した土(重量比 5:2:5:5, 以後, カオリン混合砂), シルト主体の野間砂の計 6 種類の材料 を組み合わせて使用した.地盤材料はいずれも含水比 4%(カオリン混合砂と野間砂は 10%)に調整した後,所定の 間隙比となるように, 一層 50mm ずつ(層厚が 50mm 未満 の場合は, 層厚分) 締め固めて模型地盤を作製した.領域 Ⅱの間隙比は, カオリン混合砂は 0.85, 野間砂は 0.90, そ れ以外はすべて 1.06 とした.

表-1 に各実験 CASE で採用した各地盤材料の透水係数 と模型堤体の間隙比を示す. なお,領域 II に6号砂を使用 する際には,同粒径の色砂を10%混合した(以後,6カラ ー砂).

模型実験は以下の手順で実施した.基礎地盤の飽和を模擬するために底面から 100mm で水位を保持して 90 分間 静置した.その後,川表側の給水槽の水位を 330mm の位 置(堤体高さ 9割の部分)まで急激に上昇させ,その水位 を保持する.一方の川裏側の排水槽は 150mm に水位を保 持し,浸透に伴う堤体および基礎地盤の挙動を観察した. すべての CASE において,模型地盤の正面および側面から ビデオ撮影を行い,越流によって破堤するまで,もしくは 堤体変状がほぼなくなるまで実験を継続した.

### (2) 模型実験の結果と崩壊パターンの類型化

表-1 は数多く実施した模型実験の中から典型的な事例 をまとめたものである. 表の最右列には実験終了時の堤体 崩壊の程度(以下,崩壊度とする)を簡易的に記している. なお,越流とは堤体崩壊に伴って天端高が一定水位(初期 天端高の9割の水位)を下回り発生したものである. 右か ら2列目の「パターン」については後述する. 表-1より, 崩壊度が天端近くまで,もしくは越流した CASE の多くは 地盤内の透水係数比が 10 倍以上となっている. 領域 I と Ⅲが同一で領域Ⅱのみが異なっている CASE1 と 7, ある ※経過時間 100 分を超えた実験





図-2 模型地盤材料の三軸試験結果

いは CASE3 と 8 を比較すると, 透水係数比が高くなる(I /Ⅱ=5→67) ほど崩壊度が高くなっている.これらは、法先 直下の領域Ⅱに高い動水勾配が集中して領域Ⅱを突き破 る水みち (噴砂・噴水) が形成され, 領域Ⅲの堤体に高い 過剰間隙水圧が作用することによってせん断強度が著し く低下し,法尻から内部に向かって進行的に崩壊するため と考えている (図-3). 一方, CASE5, 12 および 13 では透 水係数比が極端に高いが崩壊度は低い.これらの CASE で はカオリンやシルトが使用されているために透水性が極 端に低いことに加えて他の砂質材料と比べて低拘束圧下 でのせん断強度が高いことが影響している. そのため, 法 尻付近で噴砂・噴水あるいは図4のような亀裂が発生して も、カオリンやシルトの領域Ⅱが堤体下で安定しており、 法尻損傷部は被圧水圧を逃がす経路となって, 逆に堤体の 損傷は軽微となる.ただし、堤体がカオリン混合砂の CASE5 では、堤体自体の損傷は少ないものの川裏法尻か ら堤体下に明瞭な水みちが発生(図-5)するため、その水 みちが川表まで貫通する可能性があることに注意する必



図-3 領域Ⅱを突き破る水みちの内部への移動と堤体の進行的な崩壊(CASE8)



図-4 領域Ⅱの法尻損傷のみで安定する堤体(CASE13)



図-5 堤体直下に形成される水みち (CASE5)



図-6 領域Ⅱを巻き込み堤体のすべり崩壊(CASE4)

要がある. すなわち,低透水材料直下の地盤材料が,層境 界で発生する水みちによって流されやすい粒度の砂質材 料である場合には,いわゆるパイピングが発生する危険性 がある.

堤体下のCASE5において堤体を8号砂としたCASE4で は、透水係数比は12であるが砂質堤体であるため高い動 水勾配の作用でせん断強度が低下し、すべり崩壊が発生 (図-6)して最終的に越流に至る。

大きな透水係数比が存在しない CASE1~3 では,高い動 水勾配が集中する箇所がないために,通常の堤体浸透のみ によって崩壊が進展する.本実験で用いた砂質材料の場合, 堤防法面は法尻から泥濘化と呼ぶにふさわしい変状を示 す. すなわち, 堤体材料のせん断強度が浸潤に伴い低下し, 法面が流体状に崩れて徐々に低勾配化していく(図-7). 泥 湾化した堤体材料が法尻付近に堆積すると、崩壊の進行速 度が低下し、場合によっては進行が止まる. なお、この堤 体崩壊時の進行速度や最終的な崩壊度は堤体自身の力学 特性に左右される.図-8は模型実験に用いた地盤材料の一 部の三軸試験(CU試験)結果である.応力~ひずみ関係 において,赤,青,黒線で示すようにひずみ軟化し,有効 応力経路においても軸差応力の最大点を通過した後に原 点に向けて低下するような材料は、ゆる詰め傾向と考えて よい、本模型実験においては、特にゆる詰め傾向の強い678 混合砂を堤体とする CASE3 は, 天端まで崩壊が進展した. 堤体材料の力学特性の違いによる崩壊度への影響は, CASE9~11 の結果にも顕著に表れており,間隙比が小さ い密詰めの CASE11 では崩壊度が 6 割であるのに対して, 最もゆる詰めの CASE9 では越流に至っている. さらに,



図-7 堤体法面の泥濘化による変状(CASE3)



領域 II を 3 号砂, すなわち単層の高透水性基礎地盤とした CASE14~16では, すべての CASE で越流に至っているが, やはり堤体材料によって崩壊の形態は異なる. すなわち, 図-8 に示すゆる詰め挙動の 6 号砂や 678 混合砂を堤体と する CASE14 や 15 では, 脆弱な堤体が進行的にすべり崩 壊して越流に至るのに対し, やや密詰め挙動を示す 8 号砂 を堤体とする CASE16では, 堤体は初期の形状を保った状 態で堤体直下に川裏から水みちが形成され, それが川表ま で連通したことによって, 堤体の川表側法面が吸い出しを 受けて堤体全体が沈下して, 越流に至る(図-9).

以上の模型実験の結果,図-10に示すように大きく分け て3つの崩壊パターンに類型化できる.崩壊パターン1は 低透水性の堤体直下に水みちが形成し,それが連通して堤 体が崩壊するもの.崩壊パターン2は上部基礎地盤や堤体 の有効応力の低下により,堤体が法先から進行的に崩壊す るもの.そして,崩壊パターン3は,基礎地盤からの漏水 が見られる程度で,基礎地盤の浸透が堤体の崩壊に関与し



図-9 単層の高透水性基礎地盤における砂質堤体直下の水みち形成と堤体崩壊(CASE16)



図-10 高透水性基礎地盤を有する堤防の3つの崩壊パターンへの類型化

ないものである.崩壊パターン1は、矢部川破堤で発生し たと想定されている、いわゆるパイピングと呼ばれる現象 である.堤体が比較的強固な場合には、堤体が崩壊せずに 水みちが容易に形成される.なお,水みちは,堤内地側法 尻から発生し,水の流れとは逆に徐々に堤外地側へと進行 していく. 図-10 で示すように、高透水性基礎地盤からシ ョートカットで水がどんどん供給されることによって,水 みちは堤外地側に成長していく. 全実験を通して砂質堤体 では崩壊パターン1のまま最後まで崩壊が進展する事例 は少なく,透水係数比が高い地盤境界面で水みちの発生が 初期に確認されても、堤体の崩壊に伴って水みちが塞がる 場合が多い.一方,砂質堤体において,堤体の崩壊度が高 いものは、崩壊パターン2に関連しており、堤体を含む地 盤の透水性やせん断強度が堤防の浸透破壊に大きく関与 している. すなわち, 高透水性基礎地盤の存在によって法 先付近に局所的に高い動水勾配が集中,換言すれば高い過 剰間隙水圧が発生することによって,その周辺の基礎地盤 と堤体法先の有効応力ならびにせん断強度が低下し,基礎 地盤を巻き込むすべり破壊が進行していくのが崩壊パタ ーン2である.その際,有効応力が低下した領域では,水 みちの形成や噴砂など,崩壊パターン1と同様の現象が観 察されるが, 水みちが川表側まで連通しなくても破堤危険 度が高い点が大きく異なる.

### (3) 3 次元浸透模型実験

図-11 に 3 次元模型地盤の変化を正面,および側面から 撮影した実験結果を示す.地盤材料は表-1 の CASE8 と同 様のものを使用している.実験開始から約40秒後,被覆 土層において法先から約 200mm 堤内側,縦断方向にほぼ 全域に盤ぶくれが発生した.発生から約50秒間,盤ぶく れの発生領域は拡大し続け、その後盤ぶくれ部分から噴砂 を確認した.一定水位に達してから数秒後,噴砂は図-11に 示すように偏った部分で発生はせず,広い範囲で次々と発 生した. 法先から離れた位置で発生した噴砂は法先に向か って進行していく,もしくは法先付近で新たに噴砂が発生 するなど河川側へと進行していく様子が観察できた. 噴砂 が法先付近にまで進行したあたりで堤体の崩壊が始まり, 崩壊においても噴砂と同様に縦断方向において均一に進 行していった. 堤体の崩壊が進行している間も噴砂は崩壊 部分に割り込むように河川側へと変位していた.約5分後, 平行に近い形で進行していた崩壊が縦断方向に 4 等分す るような場所に集中するようになっていった. 崩壊が偏っ ている場所と水みちの進行方向が一致していたことから, ボイリングにより有効応力が喪失していたと考えられる. 崩壊が発生している3点が等間隔に近い場所であること, また横断方向における進行領域が3 点を比較すると横並 びの状態となっていることから,縦断方向に延長したとし ても崩壊部分の偏りはあっても局所的なものではなく, 広 い範囲での水みちの進行,崩壊の発生が推測される.水み ちの発達過程に関しては図-11の側面画像から高透水性基 礎地盤と被覆土層の境界部から堤体下部に向かって進ん でいることがわかる.この水みちに限らず3点を進行して いた噴砂、水みちに関しても盤ぶくれ部分、つまり高透水 性基礎地盤と被覆土層の境界部分から発生したものであ



図-113次元浸透模型実験結果

ったことから同様のものだと考えられる.進行していた水 みちは約7分のあたりで確認できなくなり,同時に堤体の 崩壊パターンは基礎地盤に沈み込むようなものから円弧 すべりのような崩壊へと切り替り,この変化と同じタイミ ングで法先から離れた堤内側の位置で新たに噴砂が発生 した.このすべり破壊は間隙水圧の上昇による有効応力の 低下,法先からの堤体破壊に伴う堤防形状の不安定化が要 因であると推測できる.崩壊パターンの切り替わりと同じ くして天端部分にも変位が及び,12分35秒頃には図に示 すように大きく沈下していた.すべり破壊の進行に伴い, 断続的に天端部分の変位も大きなものとなり,約14分で 天端部分に広範囲で亀裂が生じた.この亀裂からの崩壊に より,変位を続けていた天端部分が河川側の水位以下まで 沈下したところで越流に達し,実験を終了とした.

次章では、この崩壊パターン2を念頭において、二ツ森 川の破堤事例を用いて、実河川における評価を検討する.

### 3. ニッ森川の破堤事例の検討

### (1) 検討の概要

平成 28 年の台風 10 号によって青森県の高瀬川水系 の二ツ森川堤防が越流せずに浸透によって破堤した<sup>3)</sup>.東 らの開削調査の結果,図-12 に示すように堤体下部の浅層 に透水性の高い細砂層および礫混り粗砂層が分布してい たことが判明した<sup>3</sup>. さらに東らは浸透流解析によって, 上下流と比べて堤防断面が小さかった被災箇所では,その 透水層の存在によって法尻付近に高い動水勾配が集中し たことが,破堤被害に大きく影響したと報告している<sup>3)</sup>. すなわち,法尻付近の変状が破堤へのトリガーとなったこ とは想像に難くないが,破堤にまで至った理由や過程は不 明確である.2章の模型実験の結果,崩壊の進行度,すな わち最終的に破堤に至るかどうかは堤体材料に大きく依 存することが示された.本章では,破堤箇所の開削調査時 に採取した不撹乱堤体土試料を用いて三軸試験を実施し, 二ツ森川堤防が破堤に至った原因を堤体土の力学特性か ら検討する.

### (2) 三軸試験結果と破堤原因の考察

試料の採取状況を図-13 に示す. 図-13 左は破堤箇所下 流側を2段で開削した断面であり,1段目ならびに2段目 (堤防底面)において図-13 右に示す簡易サンプリング<sup>4)</sup> を実施した.具体的には,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 込む方法である.開削堤防の各段において,上段で14本,



下段で7本を採取した.本論文の三軸試験では,図-12の 川裏側の上段(堤体)で採取した試料を用いた.

堤体土試料の粒度分布を図-14 に示す.細粒分含有率 30 ~50%の細粒分質砂である.図-15 に三軸試験(CU 試験)の結果を示す.有効応力経路より,本試料はせん断の最後まで正のダイレイタンシーを発現しない,ややゆる詰め傾向であることがわかる.初期有効拘束圧 50kPa の条件においては,軸差応力がピークに到達した後,やや軟化している.このような応力経路を示す砂質試料は,図-8 に示した模型堤体材料の中では,黒線の6号砂に近いものであり, 模型実験においても崩壊度が比較的高いことが確認できている.

以上の結果から、二ツ森川堤防の破堤箇所においては、 法尻付近において大きな動水勾配が集中する条件が揃っ ていたことに加えて、堤体材料自身もゆる詰め傾向の砂質 土であることが不撹乱試料による三軸試験から判明した ことにより、3章の模型実験の図-10で類型化した崩壊パ ターン2のように、法尻の不安定化が堤体法面に徐々に進 行し、堤体全体の崩壊に至ったものと、模型実験の知見か ら強く類推することができる.

### 4. 結論

本論文では,以下の知見を得た.

 堤体ならびに基礎地盤の地盤材料を変えた多数の模型 実験を実施し、高透水性基礎地盤を有する堤防が決壊 にまで至る進行性破壊の過程を詳細に観察した.その



結果,堤防の崩壊パターンを3つに類型化できること が示された.さらに,その崩壊パターンならびに最終 的な崩壊度は,堤体や基礎地盤の材料特性に依存する ことが併せて示された.

- 2) より一般性の高い堤防縦断方向に大きく奥行きを持た せた3次元浸透模型実験を実施した.一般に、パイピ ングに起因する堤防決壊は、局所的に潜在的な弱部が 存在することや、水が集まりやすい特殊な境界条件が 考えられがちである.しかし、本報における3次元模 型実験の噴砂の発生から堤防の崩壊、その後の決壊に 至るまで、縦断方向の広い範囲にほぼ金一に進行して いく様子が見て取れ、横断方向における噴砂は法先か ら離れた位置で発生したことが確認できた.すなわち、 浸透破壊は必ずしも局所的な弱部を有する堤防に限定 した問題ではなく、逆に複層構造基礎地盤を有するど の堤防でも起こりうる問題であることがわかる.
- 3) 二ッ森川堤防の破堤箇所の地盤構成ならびに堤体土の 三軸試験結果より,破堤過程は本論文の模型実験の崩 壊パターン2と同様であることが強く類推できること が示された.

### 謝 辞

本研究は、国土交通省河川砂防技術研究開発公募(課題 名:パイピングに伴う堤防劣化を考慮した河川堤防評価技 術の開発,代表者:小高猛司)の一環で実施したものであ る.厳冬下での二ツ森川堤防の試料採取は東拓生主任研究 員他,土木研究所の研究員各位の協力による.記して謝意 を表する.

- 矢部川堤防調査委員会:報告書,九州地方整備局筑後川河川事 務所,2013.
- 2) 土木学会:第2回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム災害 報告特別セッション配付資料,2014.
- 3) 東拓生,秋場俊一,石原雅規,佐々木哲也:2016年台風10号による二ツ森川の破堤箇所における開削調査,第5回河川堤防技術シンポジウム,pp.27-30,2017.
- Kodaka, T., Lee,K.-T. and Ishihara,M.: Simplified sampling method for river embankment soils and strength property evaluations of the sampled soils, Proc. of ICSMGE, pp.2395-2398, 2017.

## 河川堤防のパイピング危険度の簡易点検フローと被災事例による妥当性 Simplified check flow of piping risk of river levees and validity by case of disaster

高辻理人<sup>1</sup>,前田健一<sup>2</sup>,西村柾哉<sup>3</sup>,牧洋平<sup>4</sup>,泉典洋<sup>5</sup>,古溝幸永<sup>6</sup>

- 1 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻・E-mail address 30415059@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・都市社会工学科
- 5 北海道大学教授・環境フィールド工学専攻
- 6 北海道開発局

### 概 要

河川堤防について,堤体強度が高く,基礎地盤が透水層の上に低透水層が被覆した複層構造の場合パイピングの危険度が高いことが定性的に明らかになってきた。今後はこれらの情報から実際の現場に適用可能な指標を作成する必要がある。また,パイピングが進展する現象であることから,水防活動の効果が十分に発揮されるような基礎地盤条件,活動のタイミングや規模などを示すことも不可欠である。そこで,本稿では三次元飽和・不飽和浸透 FEM 解析より,複層構造基礎地盤の被覆土層厚・透水係数比,行き止まり境界までの距離,堤外地への透水層の露出の有無,堤内の不陸(高低差)といった項目がパイピング破壊に及ぼす影響について G/W などに着目して検討した。また,漏水対策型の水防工法を模擬した簡易実験からその効果を考察した。さらに,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,噴砂

### 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一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 は堤体一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<sup>1)2)</sup>。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。

また,パイピングに対する伝統的な水防工法として釜

段・月の輪工法といった漏水対策型水防工法が用いられて おり(図1参照),これらは経済性や柔軟性に優れている ため将来的にも継承・強化すべき手段である。しかし,そ の効果性能についての検討事例は少なく<sup>2)3)</sup>,パイピング が進展する現象であることから水防活動の効果が十分に 発揮されるような水理一堤防構造条件,活動のタイミング や規模などを示すことも不可欠である。

そこで本稿では三次元飽和・不飽和浸透 FEM 解析を実施し,模型実験では検討が難しい複層構造基礎地盤の被覆 土層厚・透水係数比,法尻から行き止まり境界までの距離, 堤外地の透水性下層の露出の有無,堤内地の不陸(高低差) といった項目がパイピング破壊に及ぼす影響について



図 1 現地の様子(水防工法)

G/W や基礎地盤内の圧力水頭,浸透流速に着目して検討した。また,模型実験により基礎地盤の締固め度が噴砂発生やパイピングの進展に及ぼす影響を検討した。

さらに, 釜段・月の輪工法といった漏水対策型水防工法 を模擬した模型実験を実施し, その効果について検討した 上で,対策工の効果的な対策方法を提案した。

そして,上記の検討結果を踏まえて,三次元飽和・不飽 和浸透 FEM 解析と模型実験による結果を整理し,パイピ ング破壊の危険度を判定する簡易点検フローを作成した 上で,実堤防の被災事例から点検ポイントの妥当性を評価 した。

### 2. 解析・実験概要

### 2.1 解析概要

図 2 に基本となる解析モデルの概要図を示す。堤体は 粘土を使用し基礎地盤は上層低透水層・下層透水層の複層 で作成した。堤内側の基礎地盤の右端(図 2 参照)は浸透 流が浸出しないよう設定し、いわゆる行き止まり境界にな っている。また、透水層が河床へ露出している場合の影響 を調べるため河川水が下層に直接流入するよう堤外に 20mm の露出部を設置したモデルも作成した。

外力条件は堤外に地表面から 60mm の水位を一様に作 用させ平均動水勾配 *i*=0.20 で定常解析を実施した。外力条 件を平均動水勾配 *i*=0.20 に設定したことには二つの理由 がある。一つ目は解析モデルと同様のスケールの模型を用 いて実験を行い,基礎地盤内の間隙水圧分布を模型実験と 解析で比較した結果,模型実験で噴砂が発生し始める平均 動水勾配 *i*=0.20 までは高い精度で解析結果が適応可能で あることが確認されているためである<sup>2)</sup>。二つ目は国総研 HP で公開されている全国の河川堤防断面データ<sup>4)</sup>より, 矢部川, 庄内川, 千歳川の三河川の左右岸について HWL 時の河川水位と裏法尻を結び簡易的に平均動水勾配を求 めた結果,値は概ね*i*=0.20 以下に収まっており平均動水勾 配 *i*=0.20 が国の管理する一級河川に作用する最大級の外 力であると考えたためである。

また、材料の透水係数は模型実験と比較するため粘土  $k=3.00 \times 10^{-8}$ (m/s)、低透水層  $k=1.40 \times 10^{-5}$ (m/s)、透水層



図 2 解析モデル(実験模型)の概要図

*k*=1.80×10<sup>-3</sup>(m/s)に設定した。

### 3. 解析・実験結果および考察

### 3.1 複層基礎地盤の層厚の影響

上層下層それぞれの鉛直方向層厚がパイピング破壊に 及ぼす影響を定量的に検討するため、上層厚下層厚をそれ ぞれ変化させた場合の噴砂発生危険度 *G/W* を比較した。

G/Wは一般的に盤膨れの指標として用いられるが, 噴砂 は浸透水圧が上載荷重を超えて地表面に噴出する現象で あり, 被覆土層重量と基礎地盤内の揚圧力の比(G/W)か ら危険度を推定できることが既往研究で明らかになって いる<sup>1)</sup>。そこで,本稿では G/Wを噴砂発生危険度と定義し 検討を行う。解析条件の一覧は表 1 に示す。解析モデルは

表 1 解析条件一覧 (層厚)

上層厚Lu	下層厚Ll	下層の河床	トーフキャ
(mm)	(mm)	への露出	クース数
20	10	あり	
30	20	なし	
45	30		
70	45		
	70		
4通り	5通り	2通り	$4 \times 5 \times 2 = 40$



(a) 上図;下層の露出なし
 (b) 下図;下層の露出あり
 図 3 透水層厚 L<sub>l</sub> と G/Wの関係(*i=0.2, d=200mm*)

図 2を基本とし基礎地盤の上層厚,下層厚,下層の河床への露出の有無をそれぞれ変化させ,表 1 に示す全ての組み合わせ全 40 通りについて解析を実施した。ただし全ケース裏法尻から行き止まり境界までの距離は d=200mm で固定した。

図 3 に各ケースの *G/W* と下層厚の関係を示す。低透水 層の土粒子の比重を *G*<sub>5</sub>=2.65,間隙比を *e*=0.90,水の重量 を yw=1.0t/m<sup>3</sup> とし,被覆土層重量は式(1)のように求めた。

$$G = \gamma' L_u = \frac{G_s - 1}{1 + e} \gamma_w L_u \approx 0.86 L_u \tag{1}$$

G:被覆土層重量 γ':水中単位体積重量 Lu:上層厚 揚圧力 W は裏法尻直下の上層と下層の層境(図 2;間隙 水圧計側地点)における飽和状態(河川水位 0mm)からの 過剰間隙水圧の圧力水頭に水の重量 yw=1.0t/m3を掛けた値 として算出した。図 3 より上層が薄く、下層が厚いほど G/Wが小さくなっていることが分かる。また、 グラフの波 形は上層厚,下層の露出の有無に関わらずいずれも下層厚 が 50mm 程度あれば G/W は一定値に収束していることが 確認できる。よって、法尻の G/W に影響を及ぼす下層の 鉛直方向の厚さは、上層厚及び下層の露出の有無に関わら ず 50mm 程度であると考えられる。また、上層厚が 70mm のケースではいずれの条件でも G/W が1以下にならず, 上層厚が一定以上の厚さであれば噴砂発生の危険性は低 いと考えられる。ここで噴砂発生の境界となる上層厚 Luc について考える。揚圧力 Wは外水位 △h が地盤内に伝播し て発生するものであり, 揚圧力が外水位以上になることは ない。また,外水位 Δh は平均動水勾配(i=Δh/B)より Δh= iB と表すことができる。よって上層厚  $L_{uc}$  は  $G \ge W$  の釣り 合い式より式(2)と表せる。

$$L_{uc} = \frac{\gamma_w \Delta h}{\gamma'} = \frac{\gamma_w i B}{\gamma'}$$
(2)

本解析条件の場合 *Luc*=69mm となり解析結果と一致している。

以上よりパイピングに影響を及ぼす基礎地盤の鉛直方 向の範囲は上層厚が最大 70mm,下層厚も最大 50mm 程度 であり合わせて最大で約 120mm の深度までが影響範囲と 推定できる。これを堤体幅 300mm で除し無次元化すると 堤体幅の約 0.4 倍の深度までが影響範囲になる。

### 3.2 複層基礎地盤の透水係数比の影響

危険とされる複層基礎地盤の透水層及び低透水層の透水係数について、これまで定量的に検討されていなかった。 そこで、基礎地盤の透水係数を変化させ、各条件における G/W 及び裏法尻の局所動水勾配を算出することで噴砂の 発生危険度を評価した。解析条件の一覧は表 2 に示す。解 析モデルは図 2 を基本とし上層の透水係数 ku と、上層の 透水係数 ku に対する下層の透水係数 ku の比率(k/ku)をそれ ぞれ変化させ表 2 に示す全ての組み合わせ全18 通りにつ いて解析を実施した。なお、透水係数比 k/ku が 1 のケース は上層と下層の透水係数は等しく単一基礎地盤となり、透 水係数比 k/ku が 0.1 のケースは下層の透水係数が上層の透 水係数よりも低く透水層と低透水層が逆転した複層基礎

表 2 解析条件の一覧 (透水係数)

上層の透水係数k <sub>u</sub> (m/s)	透水係数比 k <sub>l</sub> /k <sub>u</sub>	ケース数
$1.0 \times 10^{-4}$	0.1	
1.0×10 <sup>-5</sup>	1	
1.0×10 <sup>-6</sup>	10	
	100	
	1000	
	10000	
3通り	6通り	3 × 6=18



図 4 透水係数比 k<sub>l</sub>/k<sub>u</sub>と G/Wの関係 (*i*=0.2, *d*=200mm, L<sub>u</sub>=45mm, L=45mm, 露出なし)



図 5 透水係数比 k/kuと局所動水配の関係 (i=0.2, d=200mm, Lu=45mm, L=45mm, 露出なし)

地盤のモデルになる。また,基礎地盤は上層厚をL<sub>4</sub>=45mm, 下層厚を L<sub>7</sub>=45mm, 行き止まり境界までの距離を d=200mm に固定し,下層の露出部は設置していないモデ ルについて検討した。

図4に各ケースのG/Wと透水係数比の関係を示す。ただしG/Wは透水層の上に低透水層が被覆した複層構造の場合に適用可能な値であるため透水係数比k/kuが0.1と1のケースは除外した。図5に各ケースの裏法尻(図2;流速計側地点)の流速vを上層の透水係数kuで除して求めた見かけの局所動水勾配v/kuと透水係数比の関係を示す。

図 4 より透水係数比が大きくなるほど G/W が小さくな り危険度が増加しているが,透水係数比が 100 を超えると G/W はほぼ一定値に収束している。透水係数比が 10 と 100 のケースを比較すると G/W は 1.76 倍異なることから透水 係数比が噴砂発生危険度を評価する際の重要な指標であ り, 100 が着目すべき閾値であると考える。

図 5 より透水係数比が大きくなるほど上層の見かけの 局所動水勾配 v/ku は大きくなり,透水係数比が 100 付近で 局所動水勾配は約 1.0 に収束している。局所動水勾配が大 きくなると上層の有効応力は低下し液状化状態に近づく ため地盤の耐力は低下する。透水係数比が 6,100 程度で v/ku がそれぞれ 0.5,0.9 であるので,基礎地盤の表層の支 持力は単純に 50,10%まで低下する。実際に著者らの模型 実験でも,透水係数比が約 100 の場合に裏法尻の基礎地盤 が液状化している様子を確認している。地盤が液状化状態 になることで噴砂の発生を助長している可能性があり,土 の流動性の観点からも透水係数比が重要な指標であり, 100 以上ではかなり危険な条件と言える。

G/W と局所動水勾配は透水係数の絶対値ではなく透水 係数の比によって支配される。また、上層の透水係数が同 じ条件で下層の透水係数を大きくすると、下層での透水に よる圧力水頭の損失は小さくなり、上層での損失が支配的 になる。そのため透水係数比が100以上になると G/W、局 所動水勾配ともに一定値に収束したと考えられる。透水係 数比が圧力伝播や浸透経路の決定や破壊モードに影響を 与える重要な指標と言える。一方、透水係数の絶対値は流 速・流量に影響を与えパイピングの進展速度に関係すると 考えられる。

### 3.3 堤内の行き止まり境界の影響

透水性基礎地盤が堤内地で行き止まりになっているい わゆる行き止まり境界の存在が漏水・噴砂を助長する要因 の一つとして挙げられる。そこで,裏法尻から行き止まり 境界までの距離 d を変えたときの基礎地盤の圧力水頭の 変化を比較し,行き止まり境界までの距離が基礎地盤の圧 力伝播に与える影響を検討した。解析条件の一覧を表 3に 示す。解析モデルは図 2 を基本とし裏法尻から行き止ま り境界までの距離 dを5 通りに変化させた。さらに下層の 河床への露出の有無も変化させた。また基礎地盤の影響範 囲内で検討を行うため全層厚は 90mm に固定したうえで 上層厚を変化させ,表 3 に示す全ての組み合わせ全 40 通 りについて解析を実施した。

図 6 に各ケースの行き止まり境界までの距離と過剰間 隙水圧の圧力水頭の関係を示す。横軸は裏法尻から行き止 まり境界までの距離 d を堤体幅 B=300mm で除して無次元 化した値である。縦軸は裏法尻直下の基礎地盤の上層と下 層の層境の過剰間隙水圧の圧力水頭を外水位の *dh*=60mm で除し、無次元化した値である。図 6 よりいずれの基礎地 盤でも行き止まり境界までの距離が小さいほど高い圧力 が伝播していることが分かる。*d/B*=0.17 と *d/B*=3.33 のケー ス比較すると縦軸の値は 0.7 から 0.3 に変化しており、行

### 表 3 解析条件の一覧(行き止まり)

行き止まり境界	上層厚Lu	下層の河床	~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~
までの距離 <i>d</i> (mm)	(mm)	への露出	クース <u>級</u>
50	20	あり	
100	30	なし	
200	45		
400	70		
1000			
5通り	4通り	2通り	$5 \times 4 \times 2 = 40$



(a) 上図;下層の露出なし
 (b) 下図;下層の露出あり
 図 6 行き止まり境界までの距離 d と圧力水頭の関係
 (*i*=0.2, *d*=200mm, L<sub>u</sub>=45mm, L<sub>i</sub>=45mm)

き止まり距離は圧力を 2 倍以上変化させる重要な評価項 目と考えられる。また,被覆土層厚,下層の露出の有無に 関わらず d/B が 1.5 以上では圧力水頭にほとんど変化が見 られず,この解析条件における行き止まり境界の影響範囲 は裏法尻から堤体幅の 1.5 倍程度の距離であると考えられ る。本稿では被覆土層厚と透水層の露出の有無は行き止ま りの影響範囲に無関係であることが分かったが,今後は堤 体幅,外力,透水係数などを変化させた場合の行き止まり の影響についても検討する。

### 3.4 堤内地の不陸の影響

これまで堤体を支持する基礎地盤の条件に着目して検 討を行ってきたが、基礎地盤のみではなく堤内・堤外の地 形が浸透破壊に及ぼす影響も考慮しなければならない。例 えば、漏水や噴砂などを助長する要因の一つとして堤内地 の不陸(高低差)が考えられる。そこで、解析モデルの奥 行中央の堤内側法尻地表面に縦横 10mm の正方形の低地 を作成し、高低差を変化させた場合の低地部分の

浸透流速を比較した。解析条件の一覧を表 4 に示す。解析 モデルは図 2 を基本とし全層厚は 90mm に固定した上で, 基礎地盤は単一層と複層(*Lu*=45mm, *Lr*=45mm)のケース を用いてそれぞれ高低差を 5 通り変化させた。なお,行き 止まり境界までの距離を *d*=200mm に固定し,下層の露出 部は設置していないモデルについて検討を行った。また, メッシュサイズの感度分析も実施し,メッシュサイズの影 響は十分小さいことを確認した。

図 7 に各ケースの高低差と低地部分の流速の関係を示 す。単一層は低地部分の流速が最大で平地の 1.37 倍しか 増加せず不陸の影響はほとんど受けていないが,複層は低 地の深度が 36mm で流速が平地の 3.09 倍に増加し,下層 まで達する 45mm では平地の 81.9 倍に跳ね上がっている。 よって,複層は単一層に比べて不陸の影響を強く受けると 言える。複層は透水層によって広範囲から三次元的に集水 効果を発揮するためだと考えられる。また,層構造一不陸 のように組み合わせによって影響が異なる場合があるた め,それぞれの評価項目を個別に検討するのではなく,評 価項目の組み合わせを考慮したフロー形式で安定性を検 討する必要がある。

層構造	高低差(mm)	ケース数
単一層 ( <i>L</i> <sub>u</sub> =90mm)	9	
	18	
複層	27	
$(L_u=45 \text{mm})$	36	
<i>L</i> <sub><i>l</i></sub> =45mm)	45	
2通り	5通り	2 × 5=10





図 7 堤内地の不陸の流速(i=0.2, d=200mm, 露出なし)

### 3.5 堤内の締固め効果

噴砂が発生しやすい基礎地盤構造として透水層の上に 低透水層が被覆した複層構造基礎地盤が挙げられる。これ は、下層の透水層に伝播した圧力が上層の低透水層を揚圧 し、噴砂発生を助長するためである。しかし、このような 場合,上層の強度が高ければ噴砂の発生やパイピングの進 行を抑制することができる可能性が考えられる。そこで, 模型実験により基礎地盤の相対密度を変化させることに よって,基礎地盤の締固め度が噴砂の発生やパイピング破 壊に及ぼす影響を検討した。実験模型は図 2を基本とし, 基礎地盤は水中落下法で堆積させ、上層は硅砂7号(低透 水層),下層は硅砂2号(透水層)を使用した。層厚は上 層下層それぞれ 45mm ずつである。基礎地盤の締固め度は 上層の相対密度を変化させることで管理し,下層の相対密 度は70%程度になるように締め固めた。また、堤体部分は 含水比 20%の藤森粘土をアクリル壁で囲われた箇所に入 れ締め固めた。なお、堤外側は下層の河床への露出部は設 けていない。基礎地盤の下流端は行き止まり構造となって おり、法尻からの距離は 200mm とした。ただし、基礎地 盤の相対密度の違いによるパイピングの進展を模型断面 より確認するために模型の奥行を70mmとした。水位条件 は図 8, 各材料の粒度分布は図 9に示す。実験ケースの一 覧を表5に示す。



表 5 実験ケース一覧表(締固め)

ケース名	水位条件	上層の相対密度 (%)	噴砂発生時間 (分)	噴砂法尻到達時 平均動水勾配	破堤時の平 均動水勾配
case1	1	100	32;30	1.20	1.20
case2	1	70	32;40	0.87	1.20
case3	1	30	32;28	0.70	0.87

1) 噴砂発生時間と漏水流量の経時変化

図 10 に堤内の漏水流量の経時変化及び各ケースの噴砂 発生時間を示す。図 10 より噴砂の発生時間に関しては, 基礎地盤の相対密度を変化させたことによる違いは確認 できなかった。しかし,漏水流量に関しては基礎地盤の相 対密度が大きいほど少なく,小さいほど多いことがわかる。 緩い地盤では密な地盤に比べ,上層の重量は小さいが,漏 水による基礎地盤内の水圧が消散されやすくなっている ため,上層にかかる揚圧力は小さくなる。一方,密な地盤 では上層の重量は大きいが,漏水が抑えられることによっ て,基礎地盤内の水圧が消散されず,上層にかかる揚圧力 は大きくなる。噴砂の発生は被覆土層重量と被覆土層を持 ち上げる揚圧力の比(*G/W*)で表されるが,相対密度を変 化させたことによる*G*の増減が*W*の増減によって相殺さ れたため,噴砂の発生時間に顕著な差が見られなかったと 考えられる。



図 11 締固め度の違いによるパイピング進行挙動の違い



図 12 パイピング進行度定義

### 2) 噴砂発生後のパイピング進行速度

次に, 噴砂発生後のパイピングの進展度に着目する。 噴 砂発生時間に関しては基礎地盤の相対密度を変化させた ことによる違いは確認できなかったが、パイピング進行度 に関しては大きな変化が確認された(図 11 参照)。パイピ ング進行度の定義は図 12 に示す。いずれのケースも基礎 地盤の行き止まりで噴砂が発生し、その後、法尻方向に噴 砂が移動したが,各ケースで噴砂発生後から噴砂が法尻に 到達する時間は基礎地盤の相対密度が大きくなるほど遅 かった。特に、基礎地盤の相対密度が30%のケースにおい ては,噴砂法尻到達時の平均動水勾配が0.70に対し,100% のケースでは1.20であり、密な基礎地盤の場合、かなり大 きな外力が加わらない限り、パイピングが進展しない。ま た,破堤時の平均動水勾配の値も同様に,基礎地盤の相対 密度が大きくなるほど遅かった。特に、基礎地盤の相対密 度が30%のケースでは他の2ケースと比較して約2/3の外 力で破堤に至った。したがって、緩い基礎地盤の場合は、 密な基礎地盤に比べ噴砂の発生による土粒子の流出速度 が速く、パイピングの進行度もそれに応じて速くなったと 考えられる。

### 3.6 漏水対策型工法の効果

第1章で述べたように、パイピングに対する伝統的な水防工法として釜段・月の輪工法が用いられているがその効果についてはあまり検討されていない。そこで、模型実験によりその効果性能について検討を行った。

実験模型は図 2 を基本とし,基礎地盤は水中落下法で 堆積させ,上層は硅砂 7 号(低透水層),下層は硅砂 2 号 (透水層)を使用し相対密度が 70%程度になるように締め 固めた。層厚は上層下層それぞれ 45mm ずつである。堤体 部分は含水比 20%の藤森粘土をアクリル壁で囲われた箇 所に入れ締め固めた。なお,堤外側は下層の河床への露出 の有無を変化させた。基礎地盤の下流端は行き止まり構造 となっており,法尻からの距離は 200mm とした。水位条 件は図 8,各材料の粒度分布は図 9 に示す。表 6 に実験 ケースの一覧表を示す。case1 は対策工の効果を模型断面

表 6 実験ケース一覧表(水防工法)

ケース名	奥行き (mm)	水位条件	基礎地盤		露出の	水防工法	破堤時の平	热印度道
			上層(mm)	下層(mm)	有無	の有無	均動水勾配	10 10 4-3
casel	70	2	硅砂7号	硅砂2号	0	0	0.30	噴砂速度計測(i=0.27時)
			45	45				
case2	250	0	硅砂7号	硅砂2号	0	×	0.20	水位60mmを5分間維持
			45	45				しパイピングに至る
case3	250	0	硅砂7号	硅砂2号	×	×	0.87	
			45	45				-
case4	250	0	硅砂7号	硅砂2号	0	0	0.20	水位60mmを22分間維持
			45	45				しパイピングに至る
case5	250	0	硅砂7号	硅砂2号	×	0	破堤せず	パイピングせず
			45	45			(1.37)	





図 13 対策工を模擬した装置(準二次元)

図 14 対策工を模擬した装置 (三次元)
より確認するために模型の奥行きを70mm(準二次元)と し、水位条件についても噴砂の発生など基礎地盤の変状を 細かく確認していくために水位を少しずつ上昇させた(水 位条件②;図7参照)。case2~5は奥行き250mm(三次元) の模型を用いて水位条件①で実験を行った。図13,14に 釜段・月の輪工を模擬した装置を示す。なお、対策工は法 尻で噴砂が発生した際に設置した。

#### 1) 漏水対策型工法による噴砂抑制効果

図 15 に casel における対策工設置前後の PIV による法 尻付近の噴砂速度の計測結果を示す。どちらも平均動水勾 配 *i*=0.27 における計測結果である。対策工設置後は堤体と 対策工間の水位が上昇し,堤内側と約 6.1mm の水位差が 発生したことで噴砂速度が低下した。よって漏水対策型工 法には噴砂速度を低下させ基礎地盤内の土粒子の流出を 抑制する効果がある。また,対策工設置前に着目すると法 尻で噴砂が発生したことで堤体直下の土粒子が流出して いることが分かる。したがって噴砂が法尻で発生した場合 パイピングの進展を助長する恐れがあるため,法尻で発生 した噴砂は優先的に対策工を施す必要がある。

## 2) 異なる基礎地盤における漏水対策型工法の効果

まず破堤時の平均動水勾配に着目し、case3,5 を比較す る。case3 では平均動水勾配 i=0.87 時にパイピングにより 破堤した。一方対策工を設置した case5 では平均動水勾配 i=1.37 まで水位を上昇させたが破堤に至らなかった。次に 水位の維持時間に着目し、case2,4 を比較する。case2 では、 平均動水勾配 i=0.20 で 5 分間水位を維持した後、パイピン グにより破堤した。一方対策工を設置したケース case4 で は、平均動水勾配 i=0.20 で 22 分間水位を維持した後、パ イピングにより破堤した。また、図 16 に case2,4 のパイピ ング進行度を示す。両ケースともにパイピング進行度が 0.20 に至るまではパイピングの進行速度が同等であるが、



(a) 左図;設置前
 (b) 右図;設置後
 図 15 PIV による対策工設置前後の噴砂速度



図 16 水防工法の有無によるパイピング進行挙動の違い



図 17 噴砂動態・対策工の様子 (case4)

case4 では =3min32sec (実験開始時刻を =0min とする) において月の輪工を設置したことによりパイピング進行 度が一定となった。その後 =10min20sec において月の輪工 が沈下したことでパイピングが進行し始めたが,月の輪工 を再度設置したことで再びパイピング進行度が一定とな った。しかし最終的にパイピング破壊を防ぐことができな かった。よって case4 のように堤内側で多くの漏水・噴砂 の発生が予測される基礎地盤構造である場合,対策工の効 果は一時的なものとなりパイピング破壊を直接的に防ぐ ことができない。したがって漏水対策型工法は基礎地盤構 造によってパイピング破壊を防ぐことができる場合とで きない場合があり,複層かつ透水層が河床への露出を有す るパイピングの危険性が高い基礎地盤構造の場合は事前 に対策が必要である。

## 3) 対策工設置による噴砂動態の変化

図 17 に case4 における噴砂動態および対策工の様子を 示す。法尻付近における噴砂に対して月の輪工を設置し, 月の輪工内に水位が生じたことで対策工内の噴砂は完全 に停止したが,一方で,行き止まり付近の噴砂は活性化し た(t=3min32sec)。また、堤内全域で噴砂が発生したこと により基礎地盤が液状化状態となり対策工が沈下し噴砂 が再発した(t=10min20sec)。その後漏水が増大し、対策工 が押し流され破堤に至った(t=14min2sec)。よって噴砂を 完全に塞いでしまうと他の箇所で噴砂が発生・活性化する ことが考えられる。また、噴砂単体に対策工を設置しても 噴砂による基礎地盤の液状化に伴い,対策工の外側で別の 噴砂が容易に発生する。以上より噴砂を完全に塞がず, 噴 砂単体に対し対策工を設置するのではなく噴砂箇所を含 む広い範囲に対策を施す必要がある。また、液状化の危険 性が高い基礎地盤構造の場合は対策工が沈下し,効果が十 分に発揮されない可能性がある。

#### 4) 漏水対策型水防工法の効果的な実施方法の提案

噴砂が法尻で発生すると堤体直下の土粒子が流出しパ イピングを助長する可能性がある。また,噴砂を完全に塞 ぐことや,噴砂単体に対策を施すことで他の箇所で噴砂が 活性化する危険性も示された。そこで対策すべき噴砂と範 囲について水防活動の三原則を提案し以下に示す。



図 18 簡易点検フロー

表 7 実堤防の基礎地盤構造の比較

実堤防の被災事例	パイピング進展 危険度	複層	被覆土層厚 (上層の厚)	Lu/Luc	透水係数比 k <sub>1</sub> /k <sub>u</sub>	法尻からの行 き止まり境界 の有無と距離	<i>d</i> / <i>B</i>	河床への透水 層の露出	堤内地の高 低差の有無	堤体
①子吉川右岸 10.8k付近, (噴砂・すべり), 2013	危険度2	0	粘性土+砂質土1m	0.20	100程度	⊖9.6m	0.44	×	0	砂質土
②常呂川左岸 26.8k付近,(噴砂), 2016	危険度3	0	砂質土2m	0.43	100程度	⊖25m	0.93	0	0	粘性土
③矢部川左岸 6.2k付近, (無被災), 2012	危険度1	0	シルト層2m	0.31	100程度	-	-	×	0	粘性土
④矢部川右岸 7.3k付近, (決壞箇所), 2012	危険度3	0	粘性土1m	0.10	100程度	⊖13m	0.77	0	0	粘性土
⑤矢部川右岸 11.8k付近, (漏水・噴砂),2012	危険度1	0	砂質土2.5m	0.60	1000程度	-	-	0	-	砂質土
⑥矢部川左岸 16.0k付近, (漏水・噴砂), 2012	危険度1	0	砂質土2.5m	0.57	100程度	-	-	0	0	砂質土
⑦鬼怒川左岸 13.1k付近,(漏水 · 噴砂), 2015	危険度低	×	-	-	-	-	-	×	0	砂質土

① 噴砂を堤体に近づけない。(法尻付近の噴砂を優先)

② 噴砂は完全に塞がない。

③ 法尻付近の群生した噴砂は大きく囲う

# 3.7 点検フローの提案と実際の被災事例との比較

本稿の結果及び現地調査による検討結果を加えた河川 堤防のパイピング破壊に対する簡易な点検フローを図 18 に示す。このフローは堤体の強度が比較的高い条件の下で, 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,行き止まり距離)について 評価し,その後,堤内・堤外の地形について評価する流れ となっている。また,本稿で検討した項目から現時点で既 知の範囲で子吉川の噴砂・すべり箇所,常呂川の噴砂箇所, 矢部川の決壊箇所,漏水・噴砂箇所,無被災箇所および鬼 怒川の漏水・噴砂箇所のデータを表 7 にまとめ <sup>500718</sup>, 簡 易点検フローに従い各箇所ごとに危険度を分類した(図 18 参照)。その結果,被災箇所は無被災箇所に比べ危険度 が高いことが示された。

# 4. まとめ

層厚による検討からパイピングが進展する可能性があ る被覆土層厚の条件は式(2)より地盤材料と堤体形状で表 せることが分かった。さらに、行き止まりや透水層の露出 の有無、二層の透水係数の比、基礎地盤の締固め度によっ て危険度が大きく変化し、これらは重要な評価項目になる ことが分かった。

また,伝統的漏水対策型水防工法は地盤条件によって水

防効果が発揮される場合とそうでない場合があり,それら を考慮した点検フローを提案した。点検フローを実際の被 災事例と比較し,現地への適用性も確認できた。

# 謝辞

本研究の成果は、国土交通省・河川砂防技術研究開発制 度平成 29 年度国総研からの委託研究,科学技術研究費(研 究課題 17H03305)の援助を受けたものである。末筆なが ら深謝の意を示します。

#### 参考文献

- 1) 齊藤啓,前田健一,泉典洋:基盤漏水に伴う噴砂及びパイピング 進行条件の検討,河川技術論文集第22巻,pp.251-256,2016.
- 2) 西村柾哉,前田健一,櫛山総平,高辻理人,泉典洋:河川堤防のパイ ピング危険度の力学的簡易点検フローと漏水対策型水防工法 の効果発揮条件,河川技術論文集第24巻, pp.613-618, 2018.
- 高木不折, 辻本哲朗, 鷲見哲也, 井関明子:パイピングによる 破堤課程と「月輪工」の効果の評価, 河川技術に関する論文集, 第5巻, pp.123-128, 1999.
- http://www.nilim.go.jp/lab/fbg/download/detailed\_inspection\_of\_see page/detailed\_inspection\_download.html , 2017.10.20
- 5) 矢部川堤防調査委員会, 矢部川堤防調査委員会報告書, 2013.
- 6) 常呂川堤防調査委員会, 常呂川堤防調査委員会報告書, 2017.
- 7) 鬼怒川堤防調查委員会, 鬼怒川堤防調查委員会報告書, 2017.
- 8) http://www.thr.mlit.go.jp/akita/kasen/koyoshi/index.html. 子吉川水 系河川整備計画

# 浸透流と空洞の相互作用に着目した地下水位上昇時の空洞進展メカニズム

Cavity development mechanism of the ground at groundwater level rise which focused on interaction between permeate flow and cavity

# 河田真弥<sup>1</sup>,前田健一<sup>2</sup>

1 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻・E-mail address 30415032@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学教授 高度防災工学センター

## 概 要

下水管の破損による、空洞進展を起因とした陥没災害は年間約 3300 件発生しており、本研究では、地下水位の上昇を 考慮した管渠周辺地盤中の空洞進展のメカニズム解明に向けモデル実験を行なった。その結果、水位を段階的に上昇させ ても、空洞は欠損の大きさによって進展する場合としない場合に分けられ、進展する場合では、水位を上昇させた直後に 急激に進展し、横長の空洞が形成された。また、土中の水の流れが空洞進展に大きな影響を与えていることが実験により 判明したが、土中の水の流れを測定するのは困難である。そこで、三次元飽和・不飽和浸透 FEM 解析を実施し、浸透流 が空洞進展に与える影響を調べた。その結果、空洞が進展すると、空洞上部での水位が下がるため、水頭が小さくなり、 縦方向への進展が止まるが、空洞側部では水頭の変化は無く、土を押し流す流れの低下はないために、空洞は横に進展し、 最終的に横に長い空洞が形成されるという事が判明した。

キーワード:空洞, 陥没, 管渠, 浸透流, 地下水位

# 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わ かっている。しかし、地下水位の変動が空洞進展にどのよ うな影響を及ぼすのかは考慮されておらず、さらに実際に 水の流れが空洞にどのような影響を与えるのかは明らか になっていない。

そこで、本研究では都市部における陥没現象の主な原因 である、埋設管周辺地盤中の空洞進展メカニズムの解明に 向けてモデル実験を行なった。また、得られた実験結果を もとに三次元飽和・不飽和浸透 FEM 解析を実施し、水位 の上昇が空洞進展に与える影響を調べた。また、同様にし て、欠損の大きさの違いが管渠周辺の地盤に与える影響に ついても考察を行なった。

# 2. 水位上昇実験

## 2.1 実験概要

図1に管渠周辺の陥没モデル実験機の概略図を示す。こ



の実験機は、両側にある給水槽を操作することで、水位を 自由に変えることができる。また、土槽下部に半径 75mm の模擬管渠(上半円)を設置し、地下水位下での下水管の 破損を模擬した。模擬管渠の欠損は、欠損位置を底面か らの角度 θ =90°(以下、管頂部と称す)のφ 50 mm φ 40mm



図4 実験終了後の様子

と \$ 30mm の円形のものを用いた。

また, 試料は管路の埋戻しとして一般的に使用される山砂を用いた。山砂の粒度分布は図2に示す。透水係数*k*は *k* =5.38×10-5 m/sec である。供試体は締固め度を90%に調整し, 作成した。

図3に実験の水位条件を示す。本実験では、飽和状態で 供試体を作成した後、水位を管上10cmまで下げ初期状態 とし、そこから段階的に管頂からの水位 h を上昇させた。

#### 2.2 実験結果及び考察

図4に実験終了時の土槽の様子,図5に進展の模式図, 図6に各ケースでの単位時間当たりの水の流出量,図7に 土の流出量,図8に流出した土粒子の質量濃度の経時変化 を示す。

まず、欠損管頂部 φ 50mm のケースについて、水位が管 上 10cm から 20cm までは大きな進展は見られなかったが、 水位 30cm から 40cm に上昇させた際に、大きな進展が見 られた。図 5 に示すように、空洞は縦に進展した後、横に 広がっていき、最終的には図 4 に示すような横長の空洞が



図5 水位上昇時の空洞進展の様子

形成された。

欠損管頂部  $\phi$  40mm のケースでは、水位が管上 10cm から 20cm 時には、空洞の進展は見られなかったが、水位を 30cm から 40cm に上昇させる際に、欠損管頂部  $\phi$  50mm の ケースと同様に大きな進展が見られ、最終的には図-4 に示 す横長の空洞が形成された。図 7 を見ても明らかな通り、欠損管頂部  $\phi$  50mm のケースと比較して低い水位で空洞が 進展した。この理由として、図 6 から、欠損が  $\phi$  40mm の ケースでは、水位が低い段階から  $\phi$  50mm のケースと比較して、水の流出量が多く、この水の流出量の差が空洞進展 の速度の差につながったのではないかと考えられる。

欠損管頂部 φ 30mm のケースでは図 6, 図 7 を見ても明 らかな通り,水は断続的に流出したが土の流出は見られな かった。これは,欠損部に目詰まりが発生しており,空洞 の進展を妨げていたためである。同ケースで水位 60cm 時に欠損部に軽い振動を加えたが,すぐに目詰りが発生し, 進展がとまった。このことから,山砂に対して欠損の直径 が 30mm 以下では水位を上昇させても目詰まりが発生す るため,空洞が進展する可能性は低くなる。

図7から空洞の進展したケースの共通点として,水位を 上昇し終えると同時に著しい空洞の進展が始まっている ことが挙げられる。この理由として,図6を見ても明らか なように,水位の上昇とともに水の流出量が増加したこと が考えられる。また,空洞の進展が見られたケースでは, 一時的な流出量の低下が見られるが,これは急激な土の流 出が発生したことによる一時的な目詰まりの影響である。





図9 水位上昇解析の概略図

また、図8に示した、流出した土粒子の質量濃度の経時変 化から、空洞が進展したケースにおいて、空洞が大きく進 展した水位では土粒子の流失濃度が50~70%を推移してい ることがわかった。過去の研究から、空洞が進展する場合 には50~70%を推移することが判明しており<sup>1)</sup>、今回得ら れた結果はおおむね妥当であると言える。

# 3. 三次元浸透流解析

## 3.1 水位上昇が空洞進展に与える影響

#### 3.1.1 解析概要

図9に水位を上昇させた解析モデルの概要図を示す。

図 9 の解析モデルは、図 1 に示した実験装置を用いた水 位上昇実験において、欠損管頂部で欠損径が 50mm のケー スで、水位 30cm 時に形成された空洞を模擬したものであ り、要素は 6760 個、節点は 8673 個で、パラメータの一つ である透水係数は 0.08mm/sec とした。水位管上 30cm と 管上 50cm でそれぞれ定常解析を行なった。

#### 3.1.2 解析結果

図 10 にモデル前面から 10mm の位置での流速ベクトル 図を示す。倍率は 100 倍で作成した。

図 10 の流速ベクトル図より,水位 30cm 時では空洞側 面の下部に大きな流速が集中している。一方で,水位 50cm 時では,空洞側面の広い範囲に,土を押し出す向きに大き な流速が分布しているのが分かる。また,流速の最大値は, 水位 30cm 時で 0.19mm/sec,水位 50cm 時で 0.33mm/sec で あった。さらに,両ケースとも,流速が最大であった箇所 は,空洞側面の下部で,水位 30cm 時では透水係数の約 2 倍,水位 50cm 時では透水係数の約 4 倍の流速が発生して いたことになり,水位が上昇すると流速の最大値も大きく なることが判明した。

ここで、空洞の上部に着目すると、両端で水位を上昇さ せても、空洞の上部では流速の上昇がみられないことが分 かる。この理由として、両端で水位を上昇させても、空洞 の側面に水が流れ込んでしまうことが挙げられる。そのた め、空洞の側面に流れが集中し、空洞がさらに横へ進展し やすくなると考えられる。実際の実験でも横長の空洞が見 られたのは、このためであったと思われる。

#### 3.2 欠損径が管渠周辺地盤に与える影響

#### 3.2.1 解析概要

図11に解析モデルの概要図を示す。

図 11 に示した解析モデルは、図 1 に示した実験におい て、空洞が進展する前の状態を模擬したものである。水位 管上 50cm で、欠損位置が管頂部 φ 30mm のモデルと、同 じ水位で欠損管頂部 φ 50mm のモデルを作成し、定常解析 を行なった。各種パラメータは 3.1 の解析と同一である。

#### 3.2.2 解析結果

図 12 に解析結果から作成した圧力水頭のコンター図を 示す。また,図 13 にモデル前面から 10mm の位置での流 速ベクトル図を示す。倍率は 50 倍で作成した。

図 12 より、欠損が管頂部 φ 50mm のケースでは、管頂 部 φ 30mm のケースと比較して、全体的に圧力水頭が小さ くなっている範囲が大きく、図中の水色の線で示される水 位が低くなっているのが分かる。管頂部 φ 50mm のケース では、欠損の面積が大きいため、流れ込む水の量が多くな ったためであると考えられる。対して管頂部 φ 30mm のケ ースでは、欠損の面積が小さいため流れ込む水の量が小さ く、水位が下がりにくい。

また,管頂部 φ 50mm のケース流速の最大値は 0.790 mm/sec であった。対して,管頂部 φ 50mm のケース流速の 最大値は 0.875 mm/sec であり,欠損が小さいケースのほう が流速の最大値が大きいという結果になった。この理由と して,欠損が小さい場合では水位が下がりにくいため,欠 損からの水頭が,比較的高く保たれることが挙げられる。 対照的に欠損が大きな場合は,水位が下がりやすいため, 欠損からの水頭が低くなり,流速は小さくなる。しかし, 図 13 を見ても明らかな通り,流れ込む水の量が多いため



図10 水位上昇時の流速ベクトル図



流速が発生している範囲が広くなっているのがわかる。実際の実験でも、欠損が大きい場合では、大きな空洞が見られたが、これは欠損部において目詰まりが発生しにくく、 広い範囲で流速が発生するためである。また、欠損が小さい場合は、水頭が下がりにくいために、流速が維持されや すいが、実験では、欠損部に目詰まりが発生し空洞の進展 は見られなかった。しかし、目詰まりが生じない範囲で欠 損が小さい場合では、欠損が大きい場合と同様に進展する 可能性がある。

# 4. まとめ

水位を段階的に上昇させる実験から、欠損の大きさによ って空洞が進展する場合としない場合に分けられること が明らかになった。また、浸透流解析から空洞進展と地下 水の流れが密接に関係していることが明らかになった。地 下空洞を起因とした陥没災害を防止するため、以下の点に 留意する必要がある。

1) 空洞が進展する場合において、水位を上昇させた直後

に急激に進展する。実現場において地下水位の変動が 顕著な地点では注意が必要である。

- 2) 空洞がある地盤において、空洞側面の下部に流速は集中し、水位が上昇すると、空洞側部において土を押し出す向きの流れが大きくなるため、空洞は横に進展しやすくなる。そのため、空洞が下水管上のみでなく、広範囲に及ぶ可能性がある。
- 3) 欠損が大きい場合には、広範囲に流速も生じるため大 きな空洞が形成されやすい。欠損が小さい場合では、 流れが発生する範囲自体は小さくなるが、水位が下が りにくいため、流速が持続しやすい。そのため、欠損 が大きい場合と同様に空洞が進展する可能性がある。 下水管の破損を起因とする地下空洞の危険度判定と して、管渠の欠損面積のみを用いるのは不十分である。

#### 参考文献

 田坂晃一,河田真弥,前田健一,川田卓嗣,渡辺完弥:管 
 『毎月辺地盤における空洞進展と陥没発生のメカニズム,第
 29回中部地盤工学シンポジウム,pp.42-45,2017

# 海底地すべり発生メカニズムに関する研究 Study on mechanism of occurrence of submarine landslides

木村真郷1,岩井裕正2,川崎貴也3,張鋒4

- 1 名古屋工業大学・工学部社会工学科・E-mail address 30415035@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 29415031@nitech.ac.jp
- 4 名古屋工業大学・工学部社会工学科・E-mail address choho@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だけでなく、地震時 の海底地すべりは地震による津波の規模を増大させる可能性もある。海底地盤における地すべりは陸上地 盤の地すべりと比較すると大規模であることや、1°にも満たない緩い角度でも地すべりが発生することが あることが特徴である。しかし海底地すべり発生メカニズムおよびその規模について地盤力学的観点から 検討した事例は過去、極めて少ない。そこで本研究では、海底地すべり発生の要因の一つとされる間隙水 圧の上昇に着目し、海底斜面を模擬した模型実験を行った。水中に形成した斜面に人工的に間隙水圧を与 え、その大きさ、過剰間隙水圧が発生する位置および不透水層の有無を変化させることによって、海底地 すべり発生時の間隙水圧の大きさおよび地すべりの規模や形状について観察した。

キーワード:海底地すべり、ボイリング、間隙水圧、模型実験

# 1. はじめに

海底地盤における地すべりは陸上地盤の地すべりと比 較すると大規模かつ,緩い角度でも地すべりが発生するこ とが特徴である。陸上地すべりと海底地すべりの比較を表 1に示す。近年の海底地形に関する調査によって,日本列 島周辺海域には海底地すべりの痕跡が多数発見されてい る<sup>1)</sup>。海底地すべりが発生すると,海底に設置された通信 インフラに損傷を与えることや,海底地形の大規模な変化 による津波を引き起こす危険性が指摘されている<sup>2)</sup>。

	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	数千m <sup>3</sup> 程度	数千 km <sup>3</sup> 以上
斜面傾斜	10°以上	0.5°以上
土質状態	不飽和	飽和(サクションなし)

表 1 陸上地すべりとの比較

過去の報告の中で最も大きな海底地すべりが発生した と知られている例は紀元前 6100 年にノルウェー沿岸の大 陸棚の端に沿って発生した海底地すべりである Storegga Slide である<sup>3)4)5)</sup>。ノルウェー沖で 800km に渡り厚さ 450m に及ぶ海底地すべりが発生しそれに伴い内陸 80kmにまで 及ぶ津波が発生した。また, 2011 年に発生した東日本大 震災における津波も海底地すべりが原因で被害が拡大し た事例がある。この津波はプレート変動が原因で発生した ものであるが、実際に観測された津波の規模を解析的に再 現しようと試みたところ、プレート変動に起因する津波よ り大きな規模で発生したという結果が出ている。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 た海底で起きた海底地すべりを要因として発生した波と が合わさり巨大化したのではないかと発表している。また、 緩傾斜の例としてアメリカ合衆国のミシシッピデルタに おける海底地すべりが挙げられる。この海底地すべりは 0.01°というわずかな傾斜であったのにも関わらず、海底 地すべりが発生した。水中での安息角度を考慮しても、海 底地すべりがせん断抵抗力の低下および重力による土塊 の移動という論理では、流動規模の大きさや緩い角度での 地すべり現象を説明することができない。

海底と陸上の地すべりとの大きな違いは、そのすべりの 規模だけでなく発生要因の多様性である。例えば、陸上地 すべりにおける土塊体積は、大きいものでも数十 km<sup>3</sup>であ るのに対して、海底地すべりの場合最低でも数百 km<sup>3</sup>、大 きいものだと数万 km<sup>3</sup>という規模に達する。また、陸上地 すべりが発生する一般的な要因は、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 ることが挙げられる。これに対して海底地すべりの場合、 通常海底地盤内は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。また、降雨のような地盤内 の間隙水量を急激に変化させるような現象は海底におい ては頻繁には発生しないとされている<sup>1)</sup>。従って、海底地 すべりの誘発原因としては地盤内の間隙圧の変化が大き な要因であるが、この間隙圧力を上昇させる事象が多岐に わたっており、発生原因を特定できないのが現状である。

その中でも特に注目されているのが、地震による海底地 盤の液状化やメタンハイドレート分解などによる海底地 盤内の水圧およびガス圧の上昇である。しかし、液状化や メタンハイドレート分解による地盤内の間隙圧力の上昇 に伴う有効応力低下だけでは、緩傾斜で海底地すべりが発 生することを説明ことはできないとされている。これにつ いて國生(2000)<sup>7</sup>は、不透水層下で水膜が形成されること も海底地すべりが低角度でも発生する原因の一つとして 考えられているが、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 り海底地すべり発生のメカニズムおよびすべり規模の把 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、斜面下面から定水位昇降装置による水位差の増減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及び土塊の移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2つの項目に着目する。

1) 海底地盤内の過剰間隙水圧の大きさと圧入範囲。

2) 不透水層の有無。

## 2.1 実験装置概要

#### 2.1.1 実験土槽本体および斜面模型

実験土槽は図1に示すような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。模型土槽の寸法は表2に示すように内寸で幅1500mm,深さ600mm,奥行400mmであり、模型内に斜面角度10°,水平距離1000mmの斜面模型を設置した。斜面模型の中央には幅200mmで加工されたプラスチック樹脂製のポー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。

<u> </u>	获农但佩安
幅 (内寸)	1500mm
深さ(内寸)	600mm
奥行き (内寸)	400mm
斜面角度	10°
斜面水平距離	1000mm

表 2 実験装置概要

また,図3に示す定水位昇降装置は水槽の位置を上下さ せることにより,土槽に張られた水との水位差を連続的に 変化させることができる。この時,昇降装置から土槽内へ 水を供給することで土槽内水位が上昇してしまわないよ うに土槽側面に設置されている排水コックからの定期的 な排水により土槽内の水位を一定に保つ。



図 1 実験土槽



図 2 実験装置全体の平面図



図 3 定水位昇降装置(左:定水位水槽 右:全体図)

図4は斜面上に設置されたポーラスフィルターの模式 図である。ポーラスフィルターは全部で5枚設置されてお り、法尻方向から番号が①~⑤と振り分けている。対応し ている付属のコックを開閉することにより、水圧を与える 位置を変化させることができる。また、黒四角、赤丸、青 三角でそれぞれ1~3と示されるのは斜面上に設置した水 圧計の設置位置であり、その色とシンボル形状は後述する 間隙水圧計の時刻歴グラフのシンボルと対応している水 圧計はフィルター①の直上,フィルター②と③の中央,フ ィルター④の直上を目安に設置している。



図 4 水圧を与えるコックと水圧計の配置図

## 2.1.2 水中カメラの配置とその目的

図5に示すようにモデル水槽内に3台の水中カメラと土 槽外にビデオカメラを設置した。水中カメラは法尻から法 肩へかけて水中カメラをそれぞれ①,②,③とする。水中 カメラ①は斜面法尻と基礎地盤の境目,水中カメラ②は斜 面中央とその側壁,水中カメラ③は斜面法肩部分と壁との 境目をそれぞれ観察している。

また,ビデオカメラを使って斜面全体の動きを土槽外から撮影することで土槽全体を観察している。



#### 2.2 実験条件

与える間隙水圧の大きさと圧入範囲を変えた時の地盤 変動,不透水層の有無が地すべり発生に及ぼす影響に着目 するため,表3に示す実験ケースで実験を行った。Case-w1 から Case-w3 は水圧計を導入しておらず,水中カメラによ り,地すべりやボイリングなどの地盤変動を観察した。 Case-w4 から Case-w6 は水圧計を新しく設置したケースで ある。

本実験では地盤材料として豊浦砂を用い,水中落下法で 斜面を形成する。斜面層厚 40mm を目標としている。この 時,少量の豊浦砂が水中落下法の時に基礎地盤に流れ込ん でしまうことを想定して必要な土量より 3%多く土を使用 する。また, Case-w1~Case-w3 については相対密度 60% を目標としていたが,不透水層および間隙水圧計を設置し た Case-w4~Case-w6 については相対密度 40%に目標を変 更し,地盤形成している。

初期に与える水圧は、地盤の厚さおよび間隙比から限界

導水勾配の水位差 36mm を算出し,その値を基準に 42 mm の水位差を与える。そこから 100mm 刻みに 1300mm まで の計 14 パターンの調査を行った。なお、それぞれの水位 差において水圧を与える時間は全ケース 3 分間で統一し, 3 分経過後は地盤内の水圧がある消散するための時間を 1 分程度設けている。

Case-w1~Case-w3 は不透水層を設置しない豊浦砂のみ を堆積させたケースであり, Case-w4~Case-w6 は不透水 層を地盤に設置したケースである。不透水層には厚さ 1.0mm,幅 398mm,長さ920mmのビニールシートを用い た。不透水層を地盤に設置するときは、斜面底面から 29.5mmの位置に設置し、さらに相対密度を保ったまま、 全層厚が40mmとなるようにビニールシートの上からさ らに9.5mmの砂地盤を作製する。その様子を図6に示す。

		表 3 実験ケー	-ス	
Casa	て活水図	水圧計	水圧を	相対
Case	小透水層	の設置	与える位置	密度(%)
Case-w1	なし	なし	1	60
Case-w2	なし	なし	12	60
Case-w3	なし	なし	123	60
Case-w4	あり	あり	1	40
Case-w5	あり	あり	123	40
Case-w6	あり	あり	12345	40



図 6 不透水層の与えた位置模式図

## 3. 実験結果および考察

#### 3.1 不透水層のないケースの実験結果

不透水層のない Case-w1~Case-w3 においては,水圧を与 えたエリアに円形の変形が生じ,その下方に砂が堆積した。 この現象は,高い水圧によって液状化した砂が斜面に沿っ て流れたものだと考えられる。Case-w1 から Case-w3 のど のケースも斜面全体のすべりは発生しなかった。以下の表 4 に示されるように,液状化による砂の流動は水圧を与え る範囲によって形状に変化を見せた。また,図7に Case-w3 において水位差 42mm から 1300mm まで変化させ,水圧 を与えた時の斜面法尻部分の地盤挙動を示した。図7下図 に示すように斜面法尻部に砂の堆積を確認できる。また砂 の流動距離の測定位置は図8に示されるように,流動開始 位置から流動による砂の堆積終了位置までの間の縦およ び横方向それぞれの最長距離である。

G	流動開始	最終流動距離	最終流動距離
Case	水位差	(縦方向)	(横方向)
Case-w1	600mm	178.3mm	192.1mm
Case-w2	400mm	268.8mm	189.2mm
Case-w3	500mm	207.0mm	207.0mm

+		C	1 4. 2	C	h	の単態光動のナレル	
衣	4	case-w	ーから	case-w	3	の地密全動のまとめ	



図 7 液状化発生に伴う砂の流動距離の比較 上図:斜面流動開始前の斜面の様子 下図:斜面流動の様子



図8法尻部流動距離の測定位置

また図9にCase-w1からCase-w3の時の水中カメラで撮影した画像から算出した地盤の変状について縦横方向の流動距離の観点から比較した。図9より、最終的な流動距離に限らず、全体的に水圧を与える範囲が広いCase-w2やCase-w3のほうがCase-w1よりも大きな規模の流動になっていることが分かる。さらに土砂流動がより低い水圧で発生する。しかし、Case-w2とCase-w3を比べると、水圧を与える範囲の小さいCase-w2のほう流動開始が早くや縦方向への流動距離が大きくなっているのが分かる。この

ことから不透水層がない場合,水圧を与える範囲によって 地盤に与える影響を最大限にする地点が存在する可能性 があると考えられる。なおそれぞれのケースは一定の水位 差をピークとして縦方向・横方向とも流動距離の増大が緩 やかになっている。この現象は,砂が斜面法尻下方に堆積 したことで土の移動がせき止められたのではないかと考 えられる.



図 9 法尻部流動距離の測定位置

# 3.2 不透水層のあるケースの実験結果

# 3.2.1 水中カメラによる整理

次に、不透水層のある Case-w4~Case-w6 の結果について 述べる。不透水層のない Case-w1~Case-w3 では、水圧が与 えられるポーラスフィルター上部において局所的に砂の 流動が発生したのに対して、不透水層を有するケースでは、 斜面全体が不透水層にそってすべり、法尻部分に横幅全体 にわたって砂が堆積した。不透水層に沿って斜面がすべる 現象は、与えた水圧が不透水層下に溜まることにより、不 透水層と砂層の間にある摩擦が極端に低下したことが原 因であると考えられる。

また図 10 は Case-w5 において水位差 200mm の時,水圧 圧入から 10 秒後~30 秒後までに発生した斜面前方へのす べりの様子を PIV 解析によって示したものである。粒子 が法尻部に向けて移動している様子からわかるように水 圧を与える範囲がポーラスフィルターからと限定的であ っても、斜面全体のすべりが確認されているといえる。



図 10 PIV 解析によるすべりの様子



図 11 Case-w5 の地盤挙動

また, Case-w5 における水位差 100mm を与えた時の地 すべりの一連の様子を水中カメラ①および水中カメラ③ で撮影したものを時系列に並べたものを図11に示す。こ の時,図11の8枚の写真の上段は水位差100mmの水圧を 与えたケースを水中カメラ①で撮影した,初期状態から水 圧を与えてから3分後まで1分ごとに地盤挙動を撮影した ものである。下段の4枚の写真は水中カメラ③の同ケース の同時刻に撮影された画像である。斜面のすべりにより法 尻に堆積した砂の範囲について, 堆積物の先端部を実線で, 堆積物後方部を点線で示した。図11より,水位差100mm において水圧を与え始めてからおよそ 1 分後に斜面が前 方にすべり始め,それに伴って斜面法尻部分に砂が堆積し 始めたことが分かる。その後,継続してすべりが進行して いる。水位差 100mm を与えて 3 分後にはおよそ 37.5mm すべった。また,水位差 200mm では,水位差 100mm の 時と比較して斜面の移動距離が増加している。特に,水圧 を与えて2分後において、一気にすべりが進行している。 これは、与える水位差を 100mm から 200mm に増加させ たことで不透水層下のより広い範囲で摩擦が低下したた めと考えられる。また先述の PIV 解析結果だけでなく二 つの水中カメラの画像からも,斜面全体がすべっているこ とが分かる。

次に、Case-w4~Case-w6 において与えた水位差とすべった累積距離の関係を図 12 に示す。すべり距離に関しては、水中カメラ①で撮影した画像から算出している。図 12 から分かるように、水圧を与える範囲の広い Case-w5 は Case-w4 と比べ、すべりが発生する時の水位差が小さくなっていることと、最終的なすべりの距離が大きくなっていることが確認された。これは、不透水層が設置されている場合、水圧を与える範囲が広がることで、不透水層下の水圧が上昇する範囲も広がり、早いすべり出し、大規模なすべりになったと考えられる。しかし、Case-w6 では①~ ⑤までのすべてのコックを開けており、水圧を与える範囲が最も大きいにも関わらず Case-w5 (コック①~③開)と比べてすべり距離は小さくなった。これは Case-w6 において、すべりが発生する直前の水位差 600mm で不透水層の 法尻部分の切れ目からボイリングが発生しため、不透水層下の水圧が消散し、すべりの距離が Case-w6 と比べ小さな値にとどまったと考えられる。また、Case-w4~Case-w6のいずれのケースにおいても、水位差の増加に対してすべり距離の増加割合が緩やかになる点が存在するが、これは、すべりに伴い斜面法尻部分に土砂が堆積し、すべりを妨げることが理由として考えられる。



図 12 不透水層がありのケースのすべり距離の比較

# 3.2.2 水圧計による整理

水圧計を設置している Case-w4 から Case-w6 における, 過剰間隙水圧の変化と, すべりとボイリングのタイミング を示した図を図 13 から図 15 に示す。横軸の時間が 0 秒か ら 720 秒となっているが, 実際には各水位差のステージに おいて 180 秒経過後, 水圧を与えるのと停止し約 1 分間水 圧の消散のための時間を設けているが, ここでは水圧消散 に要した時間を省いて時間を整理している。また, 図 13 から図 15 には, Case-w4 から Case-w6 におけるボイリン グの発生位置を右上の斜面を模擬した図に斜線で示した。 この時, それぞれのケースの斜面に変状が発生した前後の



図 15 Case-w6 の水圧の変化

4 つの水位差でのケースの斜面に変状が発生した前後の 4 つの水位差での水圧のデータを対象に選定している。また, すべりとボイリングが発生した水位差をそれぞれ表 5 に 示す。

リング すべり
/ • /
水位差 発生水位差
0mm 300mm
0mm 100mm
0mm 700mm

表 5 Case-w 4 から Case-w 6 の地盤挙動のまとめ

まず, Case-w4 における水位差 100mm~300mm の時は 水圧がステージごとに上昇しており,水圧計が②>①>③ の順に高い値を示すが,水位差 400mm の時は①>②>③ の順に高い値を示している。これは水位差 400mm の時に 発生した斜面左壁面でのボイリングにより水圧計②付近 の過剰間隙水圧が消散したため水圧計②の値が低下した と考えられる。水位差 400mm 以降も継続してボイリング が発生し,その規模が拡大していったため,それ以降,水 頭差を大きくしても,検出する水圧は大きく増加すること はなかった。また, Case-w4 では水圧を与える位置は法尻 付近のコック①だけであるため,斜面上方の間隙水圧計③ は特に小さい値を示している。

次に、Case-w5 に注目する。Case-w4 と見比べると、水 圧計①, ②, ③はそれぞれ同程度の値を示しており, 水圧 が不透水層によって広い範囲にわたって伝達しているこ とがわかる。これは、Case-w4 に比べ水圧を与える範囲が 広がったため,不透水層下のより広い範囲で水圧が広がっ たと考えられる。また、コック③から離れた水圧計③も反 応しており,不透水層が存在すれば水圧を与える箇所が局 所的であっても,水圧が不透水層下全体に広がると考えら れる。また、水位差 100mm~300mm の時は水圧計がケー スごとに緩やかに上昇し、同程度の値を示すが、水位差 400mm の時は水圧計①, ②の水圧が減少している。これ は水位差 300mm の時に発生した斜面中腹壁面付近の広い 範囲で発生したボイリングにより水圧計①, ②付近の過剰 間隙水圧が消散したためだと考えられる。またこの時,水 圧計③は高い値を示している。これは、水圧計③近傍では ボイリングが発生していないことで,この周辺の水圧が消 散することなく,水位差上昇により水圧が増加したと考え られる。また、ゆるく堆積した砂にすべりによるせん断が 発生することで負のダイレイタンシーが発生し、地盤内の 過剰間隙水圧が発生したと考えるが,実験ケースが少ない ため、この詳細なメカニズムに関しては今後の検討事項で ある。また、Case-w4 同様にボイリング発生後は水圧の大 きな増加は確認できなかった。

最後に、Case-w6 に注目する。まず、水位差 600mm に おいてコックを開けた時から 100 秒が経過時に斜面法尻 部からのボイリングが発生し、不透水層下の過剰間隙水圧 が消散したため、水圧計①付近の水圧が急激に減少し、ほ かの2つの水圧計と同程度の水圧の値になった。次に,水 位差800mmにおいて,斜面法肩部と斜面側面の両側から のボイリングが発生し,水圧計②,③の水圧が減少した。 また,このケースもボイリング発生後は水圧の大きな増加 は確認できなかった。また,水位差700mmの時に水圧が 全体的に高い値を示しているが,このケースはすべりの前 から高い水圧が計測されているので,水位差上昇による間 隙水圧の上昇が原因として考えられるが,水位差600mm で発生したボイリングによる水圧の消散と水圧の増減の 関係が合致せず,詳細については今後検討が必要である。

以上まとめると、水圧を与える範囲を変化させると、不 透水層下での水圧の挙動に変化が見受けられる。その中で も、不透水層が存在すれば水圧を与える箇所が局所的であ っても、水圧が不透水層下全体に観測された。このことは 実際の海底地盤においても、不透水層が存在すれば、局所 的な圧力が海底地すべり発生につながる危険性を示唆し ているのではないかと考えられる。また、ボイリングが発 生すると、発生付近の地盤の不透水層下の水圧が減少した。 また一度ボイリングが発生すると、それ以降、水頭差を大 きくしても、検出する水圧は大きく増加することはなかっ た。このことから、一度水圧が消散してしまうと再度水圧 がたまりにくくなる可能性が示唆される。

# 4. 結論

本研究では、海底地すべり発生メカニズムおよびすべり 規模の把握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、範囲および不透水層の有無に着目した。 得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 不透水層のない地盤に水圧を与えると、水圧を与えた範囲に円形の変形が生じた。この変形は水圧を与える範囲を増やすことや高い水圧を与えることでより大きくなることが分かった。
- (2) 不透水層のある地盤に水圧を与えると、水圧を与える範囲が局所的であっても、斜面全体が不透水層と 共にこの不透水層に沿ってすべる。
- (3) 不透水層のある地盤に水圧を与えると、コックを開ける位置が1か所であっても広範囲で過剰間隙水圧の上昇が観測された。また、ボイリングが発生すると、水圧が消散し、過剰間隙水圧がそれ以降大きく上昇しないことが分かった。
- (4) 今回の実験では、過剰間隙水圧のみに着目し、既往の研究で報告されている不透水層下の水膜については観察していない。水膜の形成も含めた詳細な海底地すべり発生メカニズムに関しては今後の検討事項である。

#### 参考文献

 Yamada, Y., Matsuoka, T., 2008. Accretionary prism formation and submarine landslide, in: 第37回岩盤力学に関するシンポジ ウム講演集. pp. 357-360.

- Nisbet, E.G., Piper, D.J.W., 1998. Giant submarine landslides. Nature 392, 329.
- Bryn, P., Berg, K., Forsberg, C.F., Solheim, A., Kvalstad, T.J., 2005. Explaining the Storegga slide. Mar. Pet. Geol. 22, 11-19.
- Dawson, A.G., Long, D., Smith, D.E., 1988. The Storegga slides: evidence from eastern Scotland for a possible tsunami. Mar. Geol. 82, 271-276.
- Kvalstad, T.J., Andresen, L., Forsberg, C.F., Berg, K., Bryn, P., Wangen, M., 2005. The Storegga slide: evaluation of triggering sources and slide mechanics. Mar. Pet. Geol. 22, 245–256.
- 6) 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., Mai, P.M., 2014. Did a submarine landslide contribute to the 2011 Tohoku tsunami? Mar. Geol. 357, 344–361.
- (7) 國生剛治, 2000. 砂層の成層構造による液状化時の水膜生成 と地盤安定性への影響. 応用地質 41, 77-86.

# 写真測量技術を用いた土構造物の安定性に関する研究 - タジキスタン共和国アジナ・テパ仏教遺跡の例 -

Study on the stability of the earthen archaeological structure using photogrammetry:

the case of the buddhism monastery of Ajina Tepa, Tajikistan

# 藤井幸泰1

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

# 概 要

遺跡構造物の風化や劣化には様々な要因が考えられるが,乾燥地帯においては塩類風化が問題になるこ とが多い。タジキスタン共和国アジナ・テパ仏教遺跡の土構造物を対象に,写真測量を用いた記録活動を 実施した。さらに Fujii et al. (2009)において塩類風化のメカニズムも明らかにし,土構造物が風化侵食でオ ーバーハング状態となり,小規模な崩壊が起きていることを報告している。この報告では崩壊が生じた土 構造物について,その形態や破断面の状況から崩壊メカニズムを検討し,下部侵食により片持ち梁の様相 を示し,自重により崩壊すると考えた。同様に遺跡内の崩壊に瀕した土構造物についても,写真測量によ る記録結果を示し,その危険度について検討を試みた。さらに塩類風化による侵食への対策として,遺跡 修復時には下部構造を厚くした。

キーワード: 立体写真, 三次元モデル, 塩類風化, 浸食, 崩壊

# 1. はじめに

遺跡構造物の風化や劣化の要因として,自然現象(風雨・塩類風化など)・生物(植物・動物)・人為的破壊など が挙げられる。中でも自然現象による風化や劣化は,長期 間にわたって継続するものであり,地盤工学や応用地質学 分野の専門家が積極的に関われる領域である。実際に塩類 風化などのメカニズムの解明が,遺跡や構造物の修復保存 に役立っている事例もある<sup>1,2</sup>。

土木や資源といった工学分野では、地すべりなどの安定 性解析が多数行われている。特に北海道・豊浜トンネルの 事故以来、岩盤崩落のメカニズム解析等が行われている <sup>3-5)</sup>。塩類風化のメカニズムを推定した Fujii ほか<sup>11</sup>の報告 には、土構造物が塩類風化を受けてオーバーハング状態と なり、小規模であるが崩落が起きている。人類の遺産とな りうる遺跡の修復・保存のためにも、また地球にやさしい 土構造物の安定性維持のためにも、土構造物の崩落メカニ ズムを探り、安定性向上のための対策が必要である。ここ では三次元写真測量で記録を取得できた、タジキスタン共 和国アジナ・テパム教遺跡の土構造物を対象に、崩壊現象 に焦点をあてた研究の一例を紹介する。

# 2. アジナ・テパ仏教遺跡について

タジキスタン共和国,首都ドシャンベから南方およそ 100 kmに位置する(図1),古シルクロード沿いの仏教遺 跡がアジナ・テパである。紀元7~8世紀に建造された幅 50 m長さ100 mのほぼ長方形の遺跡で,北西の仏塔を中 心とする「塔院」部と,南東の四角い庭を囲む「僧院」部 から形成される(図2)。8世紀後半ごろには周辺地域がイ スラム化され,遺跡は意図的な破壊を受けた。その後墳丘 として存在していたが,1960~75年にかけて旧ソ連の考 古学者らによる大規模な発掘作業が実施され,多数の記録



図 1 タジキスタン共和国とアジナ・テパ遺跡の位置図

が採られた 9。しかしその後は適切な処置がとれられず、 2005 年にユネスコによる修復プロジェクト開始時には、 かなりの劣化が進んでいた(Fodde ほか<sup>7</sup>)。

アジナ・テパの建造物はパフサ(藁などを混ぜた粘土塊) と日干しレンガで造られている。遺跡全体を対象に地形図 を作製すると同時に、倒壊の危険性の高い壁について、 立 体写真測量を用いた三次元記録活動を実施した。



図 2 アジナ・テパ遺跡の地形標高図

# 写真測量による三次元記録活動

写真測量とは,写真上で被写体の計測を行う技術である。 写真測量技術による遺跡の計測については,藤井 8や Fujii ほか」に詳しい記載がなされている。はじめに対象物とな る遺跡の壁などを写し込んだ左右二枚のデジタル写真撮 影を実施する(図 3)。立体写真撮影時の左右カメラの位 置と撮影方向の情報があれば,対象物に関する両画像間の 視差差から対象物の三次元情報を取得することができる。 しかし写真撮影時に,カメラ位置と撮影方向を精密に測定 することは難しい。そこで標定点と呼ばれる既知のポイン トを複数点設置し、写真撮影時に対象物と共に写し込む。 これら標定点の写真上での位置と視差差と実位置から,撮 影時のカメラ位置と撮影方向を最適解として計算するこ とになる。これら標定点は,遺跡内に設置した基準点を用 いてトータルステーションで測量し,遺跡内の統一座標系 として利用した。

上記で撮影したデジタル立体写真をコンピューターに 取り込み,写真測量解析ソフトを用いて標定点からカメラ 位置と撮影方向を計算する。立体写真を撮影時の状態に復 元する標定作業の後,解析ソフトは自動的に左右立体写真 の同じ位置を見つけ出し,三次元モデルを作成できる(図 4)。さらに三次元モデル上には写真を張り付けることがで き、テクスチャーマッピングとしての表現が可能である。



Making Digital Terrain Texture Mapping (3-D Visualization)

図 4 土構造物の三次元モデルとテクスチャーマッピング

Model (DTM)



図5 土構造物の断面線

三次元モデル作成後は,任意面での断面線作成などが可 能となる。図5に一例を示す。これは二組の立体写真から 二つの三次元モデルを作成し、それぞれから作成した同一 面での断面線を組み合わせたものである。

上記のような立体写真撮影と三次元モデル作成を図 6 に示す4つの土構造物に適用し(Wall-A~D),5か所にお いて断面線の作成を実施した。

Cross-Sections of damaged Walls



図6 遺跡内の土構造物の断面図(Fujii ほか<sup>1)</sup>より)

# 4. 構造物の崩壊について

## 4.1 崩壊メカニズムの検討

修復プロジェクト中に崩壊が生じた壁-A を対象に、その崩壊メカニズムの検討を行う。図6中 a2断面図から判断できるように、土構造物の下部が浸食され、オーバーハング状態となっていた。また壁-A の崩壊部分が浸食深さと一致していた。崩壊後の破断面を観察すると(図7)、上部は比較的滑らかな構造を示しているが、下部の破断面構造は粗い。これらの構造から、初期段階は引張応力により上部からクラックが進行し、その後に崩壊に遷移したものと推定できる。なお、遺跡の大半は日干しレンガで構成されているが、長年の風化によって、日干しレンガの接合面を含むオリジナル形状を認識するのは難しい。



図7 図6中壁Aのa2断面付近の崩壊

そこで片持ち梁にかかるモーメント等を考慮してその 破壊過程を推定する。図8右上の破線赤丸付近にかかる引 張り応力は下記の方程式であらわされる。

# $\sigma_x = 3W^2 \rho g/H$ 式(1)

ここでHは構造物の高さ,Wは構造物下部の浸食深度,

ρは日干しレンガの密度,gが重力加速度である。

壁-Aの  $a_2$ 断面では実際に崩壊が起きており, H=3.17 m, W = 0.69 m であった。そこで日干しレンガの密度を $\rho$  = 1,240 kg/m<sup>3</sup> と仮定すれば<sup>9</sup>,最大引張応力として $\sigma_c$  = 5.5 kN/m<sup>2</sup>が得られる。



図8 断面図と下部侵食による片持ち梁様相へのモデル化

この強度は妥当な値であろうか? 日干しレンガ等の 土構造物の一軸圧縮強度試験結果によれば<sup>10)</sup>,乾燥状態の 土構造物の強度は 1,000 kN/m<sup>2</sup> 程度と高いが,含有水分の 増加により強度は下がり,水分が 15%以上含まれると 100 kN/m<sup>2</sup>以下となる。さらに岩石の強度試験ではあるが,圧 縮強度に対して引張強度は 1/10 程度の大きさとなってい る<sup>11)</sup>。これらの事実を考慮すれば,遺跡内の土構造物の引 張強度として $\sigma_{c}$ = 5.5 kN/m<sup>2</sup>という値は、崩壊が生じた冬 季の雨季も考慮すれば,それほど外れた値ではない。

Fujii ほか<sup>1)</sup>に示されているように、壁下部の浸食は、塩 類風化によるものであり、季節変化等に応じて年々進行す るものと考えられる。浸食深度 W がある値に達して、自 重に耐えられなくなった際に、オーバーハング部分が崩壊 するものと考えられる。このような流れを図9に示す。



図9 塩類風化による壁の浸食・崩壊の過程(Fujii ほか<sup>1)</sup>より)

#### 4.2 他の壁の状況について

図 6 には壁-A 以外の壁の断面線も示されている。した がってこれらの壁の高さ(H) と浸食深度(W)の計測も 可能である。これらの結果を図 10 に示す。図 10 には式(1) と上記の  $\sigma_c$ を利用した H =  $3W^2 \rho g/\sigma_c$ の曲線を実線で示し ている。四角点が壁-A の  $a_2$ 断面の H-W 状況であり、ダイ ヤモンド点がその他の壁の状況を示している。土構造物の 高さ(H) が変化することは無く、浸食深度(W)が年々



図10 遺跡内の壁の高さ(H)と浸食深度(W)関係と限界線

増加していく。すなわち最終的にこの深度が限界線(実線) に到達した場合に,壁のオーバーハング部の崩壊が起きる と考えられる。このような進行を破線矢印で示す。最も侵 食が進んだ壁においても,まだ10cm以上の余裕が存在し, 崩壊前の壁-Aに比べればまだ安全と考えられる。

# 5. 考察と修復作業

1960~75年にかけて旧ソ連の考古学者らによる大規模 な発掘作業の記録のによれば、土構造物のオリジナルの厚 さは最大 2.4 m であったとされる。発掘作業後にどれくら いの厚さが残されたかは不明であるが、図6に示した断面 図を見る限り、かなり薄くなっていることがわかる。特に 壁-D は 0.5 m 程度の厚さしか残っておらず、両脇には崩壊 によって堆積した土が存在することがわかる。すなわち図 9に示す塩類風化による下部の浸食と、上部の崩壊が何度 か起きていると予想できる。すなわちこのまま放置してお けば、図 10 の破線矢印に示すように浸食と崩壊がさらに 進むと予測される。

そこで修復保存作業として、新しい日干煉瓦と土の漆喰 を用いて、オリジナルの土構造物を覆うように修復を行っ た。この際、オリジナルの構造物と新しい部分の境界がわ かるように砂をつめ、将来的にタジキスタン共和国の技術 者らが再発掘できる構造とした。さらにここで述べてきた 塩類風化による浸食と崩壊への対策のため、下部を厚く健 固な構造とした(図 11)。本来は排水溝を設置して水の動 きを制御したり、覆い屋を用いて蒸発散量の抑制を行うべ きだが、プロジェクトの期間と予算の制限によりかなわな かった。

# 6. おわりに

アジナ・テパ仏教遺跡は古シルクロード沿いに存在する。 2014年「シルクロード:長安-天山回廊の交易路網」が世界 文化遺産に登録された。中国とカザフスタンとキルギスタ



図 11 修復後の壁-A

ンでの3か国33資産で構成される。残念ながらタジキス タンは、その波には乗れなかったようである。修復作業後、 ちょうど10年が経過した。現在の状況は分からない状況 であるが、保存状態が気になる昨今である。

## 7. 謝辞

三次元記録活動は,外務省ユネスコ文化遺産保存日本信 託基金によるプロジェクト(2005~2008年)で行われた 内容の一部である。修復専門家としてプロジェクトに参加 し,現地やラボで共同研究を実施頂いた,埼玉大学教授で あった故渡辺邦夫氏,英国 Bath 大学の講師であった故 Enrico Fodde 氏には大変お世話になった。また現地作業に おいて,当時は埼玉大学大学院生だった村上和哉氏ならび に张寒冰氏にもご協力をいただいた。紙面を借りて感謝申 し上げます。

#### 参考文献

- Fujii, Y., Fodde, E., Watanabe, K., Murakami, K.: Digital photogrammetry for the documentation of structural damage in earthen archaeological sites: the case of Ajina Tepa, Tajikistan. Eng. Geol. 105, 124–133, 2009. http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo. 2008.11.012.
- Kuchitsu, N., Ishizaki, T., Nishiura, T.: Salt weathering of the brick monuments in Ayutthaya, Thailand. Eng. Geol. 55, 91–99, 1999.
- (新地宏吉,水戸義忠:国道229号線豊浜トンネル上部斜面の岩盤崩落,メカニズムに関する地質工学的考察,応用地質,Vol.39,No.5, pp.456~470,1998.
- 4)米田哲朗,林謙二,ダカールゴネス,柏谷公希,金子勝比古:北 海道積丹半島における火砕岩の特性と岩盤崩壊の要因について, 地すべり,Vol.39,No.1,pp.14~21,2002.
- 5) 桑野 健, 佐々木靖人, 脇坂安彦:多変量解析による岩盤崩壊物 質の到達範囲の検討, 応用地質 Vol.45, No.1, pp.31~41, 2004.
- Litvinskij, B., Zejmal, T.I.: The Buddhist Monastery of Ajina Tepa, Tajikistan. Isiao, Rome. 190 pp, 2004.
- Fodde, E., Watanabe, K. and Fujii, Y.: Preservation of earthen sites in remote areas: the Buddhist monastery of Ajina Tepa, Tajikistan, Conservation and Mgmt. of Arch. Sites, Vol. 9 No. 4, 194–218, 2007.
- 8)藤井幸泰,渡辺邦夫,村上和哉:写真測量技術を用いた文化遺産の3次元調査:アジナ・テパ仏教遺跡(タジキスタン)における修復・保全活動,応用地質,Vol.48,No.5,pp.258-264,2007.
- 9) 浦 憲親:「土」に関わるが、泥舟にならないか? 北陸支部 Web 広報誌, No.36, 2010.
- Warren, J.: Conservation of Earthen Structures, Butterworth-Heinemann, p.71, 1999.
- 11) 山口梅太郎,西松裕一:岩石力学入門,東京大学出版会,331p, 1991.