

第2セッション
(12:50～14:35)

司会 檜尾 正也
(名古屋工業大学)

スレーキング特性の異なる 3 種類の泥岩碎石集合体の 力学特性に及ぼす乾湿経験回数の影響

The Effect of Number of Dry-wet Repetition on Mechanical Properties of Three Typical Crushed Mudstones Aggregates having various slaking properties

酒井崇之¹, 中野正樹², 倭大史³, 福田雄斗², 工藤佳祐²

1 名古屋大学・減災連携研究センター・t-sakai@civil.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻

3 中日本高速道路株式会社・横浜保全・サービスセンター

概 要

本研究では、採取場所の異なる 3 種類の泥岩に対し、細粒化のしやすさを把握するため、乾燥と水浸（湿潤）を繰返し作用させ細粒化率を測定する新しい試験方法、乾湿繰返し細粒化率試験を実施した。また、乾燥湿潤のサイクルを 0, 1, 2 回与えた泥岩を締固めて一軸試験および三軸試験を実施した。そして、三軸試験については、得られた結果を SYS Cam-clay model で再現することにより、乾湿繰返し回数が力学特性に及ぼす影響を調べ、3 種類の泥岩を比較した。以下に結論を示す。1)対象とした 3 種類の泥岩において、スレーキング率が同じでも、乾湿繰返し回数～細粒化率関係の異なる泥岩が存在した。細粒化のしやすい泥岩ほど、同じ乾燥密度であっても、少ない乾湿繰返し回数で泥岩の最大軸差応力は急減した。2)それぞれの泥岩について、同じ密度の場合、細粒化率が高くなればなるほど、構造は低位化し過圧密が解消する傾向が得られた。3)過圧密が解消することにより、せん断中に塑性膨張を伴う硬化の程度が小さくなってしまったため、泥岩の強度が低下する。

キーワード：泥岩，スレーキング，三軸圧縮試験，細粒化率，土の骨格構造

1. はじめに

2009 年 8 月 11 日、静岡県御前崎の北東 35km の駿河湾の深さ 23km を震源とするマグニチュード 6.5 の地震が発生した。この地震によって、東名高速道路牧之原 SA 付近の盛土（牧之原盛土と呼ぶ）が崩壊した。この崩壊の原因として、盛土の下部路体にある泥岩が長年の浸水作用によって、泥濘化（スレーキング）し、強度低下したことなどが挙げられた¹⁾。このようにスレーキングしやすい泥岩は、建設時は良好な盛土材料であっても、盛土の安定性に大きく影響を与える。

泥岩のスレーキングに関する研究は以前から多くなされておられ、例えば島ら²⁾は道路盛土の圧縮沈下に対し、空気間隙率 15%以下に締固めることを提案している。村上³⁾は岩石の物理的性質や初期状態とスレーキングの関係を示した。仲野⁴⁾は地滑りや膨張性地圧に注目し、スレーキングを限界状態理論より説明した。さらに松尾⁵⁾は、スレーキング現象を超過圧密粘土のせん断に伴う吸水膨張による正規圧密土化であると解釈した。これらの研究では、主に泥岩盛土の長期沈下を抑制することを目的としていた。しかしそれだけでは不十分で、今後は長期的安定性や

耐震性を目的としたせん断特性の把握、特に、スレーキングの進行速度の違う泥岩のせん断特性についての研究を行っていくべきであることを今回の災害は物語っている。

そこで、本稿では、スレーキング特性の異なる 3 種類の泥岩に対し、乾湿繰返し細粒化率試験（詳細は 2 章に示す）を実施し、各泥岩のスレーキング進行速度（進行しやすさ）を把握する。また、それぞれの泥岩に乾湿経験を与えることによりスレーキングを促進させて作製試料を締固めて作製した泥岩碎石集合体に対し、一軸圧縮試験と非排水三軸圧縮試験を行い、乾湿経験回数がせん断特性に及ぼす影響を調べる。また、非排水三軸試験結果を弾塑性構成式 SYS Cam-clay model⁶⁾で再現し、スレーキングが骨格構造に及ぼす影響を、泥岩のスレーキング特性と関連させて考察する。

2. 各種泥岩の物性およびスレーキング特性

3 つの泥岩の物性やスレーキング特性を把握するため、各種室内試験を実施した。3 つの泥岩をそれぞれ泥岩 A, B, C とする。スレーキング率試験(JHS110-2006)中の供試体の様子を図 1～3 に示す。スレーキング率試験を簡単に説明すると、調整した供試体に 24 時間炉乾燥、24 時間水

浸のサイクルを 5 回与え、どの程度細粒化しているか調べる試験である。図より乾湿回数を増やすことによって細粒化が進んでおり、その進み方も異なることが分かる。また、試験により得られた結果を表 1 に示す。泥岩 A は最大乾燥密度が最も大きい。また、スレーキング率より泥岩 C が最もスレーキングしやすい材料である。図 1~3 から泥岩 C が最も細粒化していることが分かる。



図 1 スレーキング率試験中の供試体の様子(泥岩 A)



図 2 スレーキング率試験中の供試体の様子(泥岩 B)

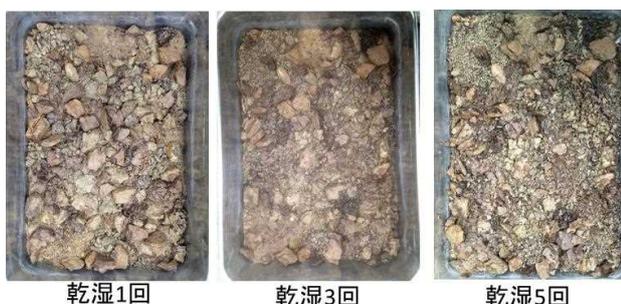


図 3 スレーキング率試験中の供試体の様子(泥岩 C)

表 1 各種泥岩の物性

	泥岩 A	泥岩 B	泥岩 C
自然含水比(%)	16.8	21.1	22.6
土粒子密度(g/cm ³)	2.70	2.70	2.62
液性限界(%)	30.2	44.2	52.1
塑性指数	11.5	18.1	25.2
スレーキング率(%)	44	47	82
破砕率(%)	49	43	44
最適含水比(%)	17.9	24.0	25.3
最大乾燥密度(g/cm ³)	1.73	1.55	1.47

図 4 に脆弱岩区分図を示す⁷⁾。盛土施工の指針では、区分図によってスレーキングしやすい脆弱岩を 3 つに分類している。(1)材は、スレーキング率が 30%以下で、スレーキングの影響が出にくい材料である。(2)材は、スレーキング率、破砕率ともに高い材料である。したがって、盛土施工中に泥岩が破砕され細粒化するため、施工後の細粒化を考慮する必要が無い材料である。(3)材は、スレーキング率は高いが、破砕率は低い材料であるので、施工中に泥岩は破砕されず、盛土施工後に泥岩の細粒化が進行する恐れがある危険な材料である。その泥岩もほぼ(3)材で、特に泥岩 C が盛土施工後に泥岩の細粒化が進行する恐れがある。

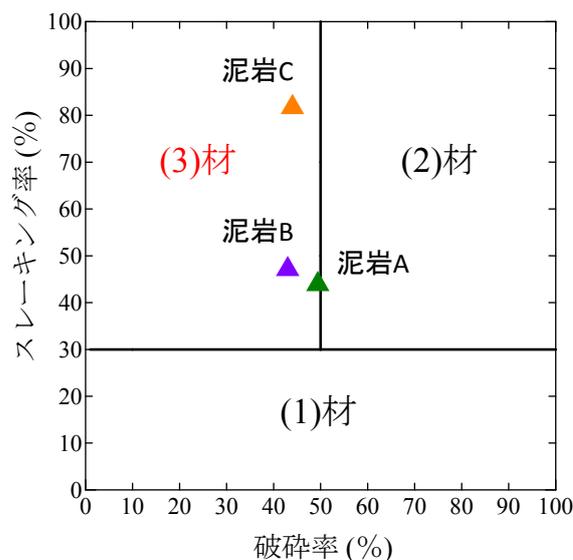


図 4 脆弱岩区分図

3. 乾湿繰返し細粒化率試験の提案

図 4 からわかるように、泥岩 A と泥岩 B はスレーキング率がほぼ同じである。しかし、図 1 と図 2 を比べると、特に乾湿 3 回で細粒化している様子が異なっており、スレーキング率試験のみでは、泥岩のスレーキング特性を把握できない。また、スレーキング率試験は、粒径 19~37.5mm を用いているが、4 章で示す力学試験では、9.5mm ふるい通過試料を用いるため、粒径の違いも考慮する必要がある。そこで、NEXCO 試験方法である岩のスレーキング率試験 (JHS110-2006) を参考に、『乾湿繰返し細粒化率試験』を提案する。スレーキング率試験では、粒径 19~37.5mm の試料を 3kg 用意し、24 時間炉乾燥、24 時間水浸のサイクルを 5 サイクル行い、その後 9.5mm ふるいでふるう。9.5mm ふるい通過分の乾燥重量が全試料の乾燥重量に占める割合がスレーキング率となる。一方、今回提案する乾湿繰返し細粒化率試験では、粒径が 9.5~19mm である試料を約 400g 用意する。スレーキング率試験と同様の乾湿 24 時間サイクルを 1 回行うたび、乾燥後の試料に対し 4.75mm ふるい通過分の乾燥重量を計測し、全試料の乾燥重量に占める割合を細粒化率 R_s と定義する。この作業を細粒化率が

95～100%になるまで繰り返し行い、乾湿経験回数と細粒化率の関係を調べる。

図5には乾湿繰り返し細粒化率試験の結果を示す。泥岩A、Bはスレーキング率が同程度であったが、スレーキング進行の仕方は全く異なっている。泥岩Aはある程度乾湿を経験すると急に細粒化が進む泥岩、泥岩Bは最初の乾湿で大きく細粒化し、そこからは徐々に細粒化が進む泥岩、泥岩Cはすぐに細粒化する泥岩であることが分かる。

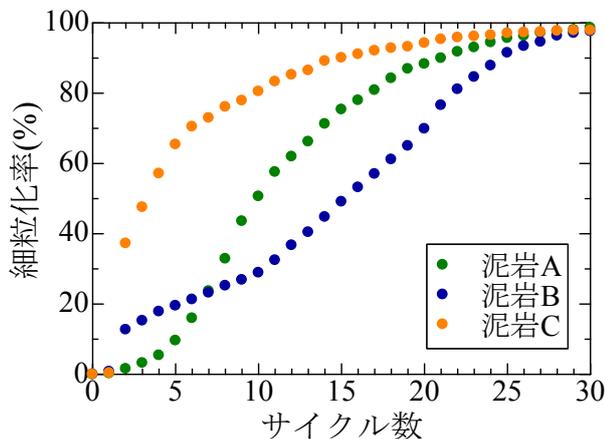


図5 乾湿繰り返し細粒化率試験結果

4. 各種泥岩碎石集合体の力学挙動に及ぼすスレーキング進行度の影響

スレーキングの進行程度が異なる材料として、採取時の状態の泥岩を粒径 9.5～19mm に調整した試料（乾湿未経験試料，乾湿 0 回試料と呼ぶ）と，乾湿 0 回試料に対し，乾燥と水浸を 1 回経験させた試料(乾湿 1 回試料)，2 回経験させた試料(乾湿 2 回試料)を準備した。これらの試料を自然含水比に調整し， D_c 値 95%になるように締固めて供試体を作製した。 D_c 値とは，締固め度のことであり，供試体の乾燥密度を最大乾燥密度で除して，百分率で表したものである。また，この時の空気間隙率は試料によらず約 10%になった。供試体の寸法は内径 75mm，高さ 150mm とした。

4.1 一軸圧縮試験結果

一軸圧縮試験においては，締固めて作製した供試体を試験機にセットし，1%/min のせん断速度で供試体を載荷した。図 6～8 に一軸圧縮試験の結果を示す。乾湿繰り返し細粒化率試験において，サイクル数 1，2 回でスレーキングがほぼ進行しない泥岩 A では，乾湿 1，2 回与えただけでは一軸圧縮強さはあまり減少しない。それに対し，乾湿繰り返し細粒化率試験において，サイクル数 1，2 回でスレーキングが急激に進行する泥岩 C では，乾湿 1，2 回で一軸圧縮強さは大幅に低下している。また，乾湿繰り返し細粒化率試験において，サイクル数 1，2 回での細粒化率が泥岩 A と C の中間にある泥岩 B は，一軸圧縮強さの減少程度も泥岩 A と泥岩 C の間にあると言える。以上より，乾湿

繰り返し細粒化率試験で少ない乾湿サイクル数でスレーキングが進行する泥岩ほど，乾湿経験による一軸圧縮強さの低下が顕著であることが分かる。

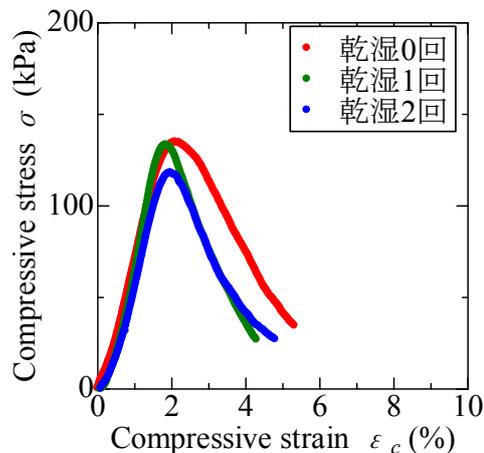


図6 一軸圧縮試験結果(泥岩 A)

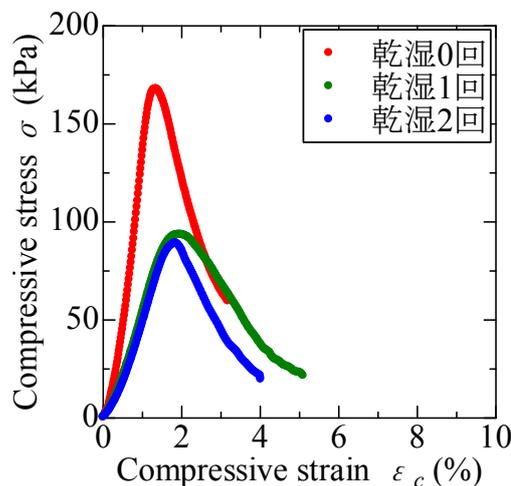


図7 一軸圧縮試験結果(泥岩 B)

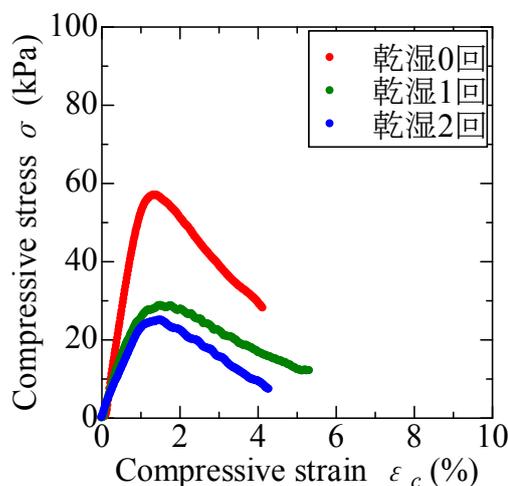


図8 一軸圧縮試験結果(泥岩 C)

4.2 三軸圧縮試験結果

三軸圧縮試験方法は、JGS0523:2009 に準拠した。なお、供試体の飽和化については、二重負圧法や背圧法を用いた。本報告においては、拘束圧は 100kPa、せん断速度は 0.014%/min とした。

図 9～11 には非排水三軸圧縮試験の結果を示す。まず図 9 の泥岩 A の結果に注目する。泥岩 A に関しては、乾湿経回数 8 回試料、乾湿経回数 13 回試料に対しても試験を行った。有効応力パスを見ると、全ての結果でせん断初期に塑性圧縮を伴う硬化挙動を示し、その後、塑性膨張を伴う硬化挙動を示す。この挙動は密詰め砂の挙動に類似している。乾湿繰返し回数が増えるに伴い、塑性圧縮を伴う硬化挙動が顕著になり、その後の塑性膨張を伴う硬化の程度が小さくなる。また、0 回を除けば、乾湿繰返し回数増大に伴い、応力パスが繰返し試料から得られた限界状態線に近づいている。軸差応力は乾湿 0, 1, 2 回ではあまり変わらず、乾湿 8 回, 13 回になると下がっている。乾湿繰返し細粒化率試験では、乾湿 1, 2 回ではほぼスレーキングが進行していないという結果であったが、この傾向に対応している。

図 10 に示す泥岩 B のせん断挙動は、図 7 の一軸圧縮試験と類似したせん断特性を有している。乾湿 0 回試料は高い軸差応力を示し、乾湿 1 回で急激に減少、乾湿 2 回と繰返すにつれて軸差応力が小さくなる。また、有効応力パスにおいて、塑性膨張を伴う硬化の程度も乾湿繰返しに伴い小さくなる。しかし泥岩 A と違い、乾湿 1, 2 回試料の繰返し試料から得られた限界状態線上を硬化する。せん断挙動の変化は、乾湿繰返し細粒化率試験の傾向ともよく対応している。

図 11 に示す泥岩 C は、乾湿 0 回において最適含水比に調整する段階でスレーキングが進行した。そこで、自然含水比（含水比で 2% の差）のまま供試体を作製、試験を実施した（乾湿 0 回（自然含水比））。有効応力パスにおいて、乾湿 0 回（自然含水比）と乾湿 0 回（最適含水比）との挙動が異なっているのは、含水比調整による水添加によりスレーキングが進行したと思われる。一方、乾湿 1 回, 2 回での挙動はほぼ同じとなった。この原因として、乾湿繰返し過程や飽和過程において、スレーキング進行が速く、同程度のスレーキング進行、細粒化率になったためと考えられる。これは、乾湿繰返し細粒化率試験からも裏付けられる。

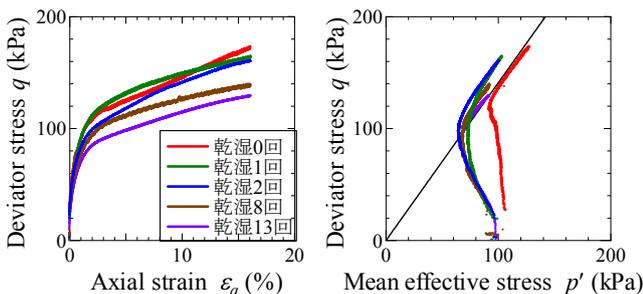


図 9 三軸圧縮試験結果(泥岩 A)

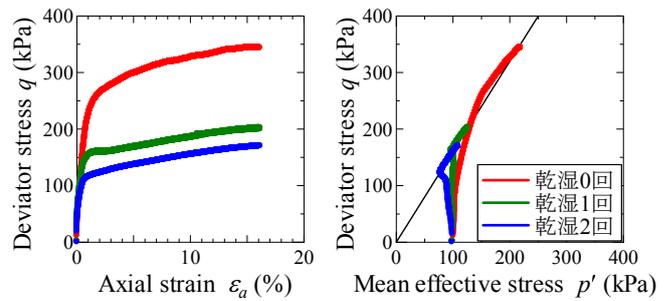


図 10 三軸圧縮試験結果(泥岩 B)

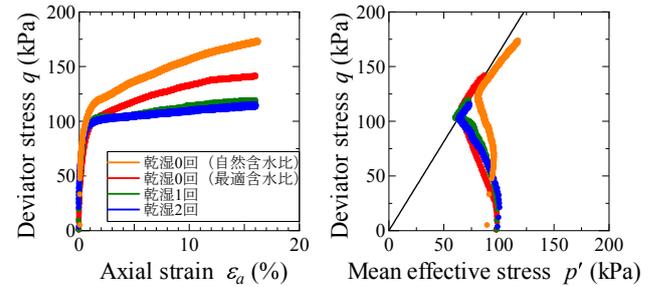


図 11 三軸圧縮試験結果(泥岩 C)

5. スレーキングが泥岩碎石集合体の力学特性へ及ぼす影響の骨格構造概念に基づく解釈

5.1 繰返し状態の力学挙動の再現

本研究では、泥岩も一般的な土と同様に構造・過圧密を有しており、塑性変形の進展に伴い、これらを失い、最終的に繰返し状態になると考えている。したがって、まず繰返した泥岩に対する標準圧密試験、再構成試料に対する圧密非排水三軸試験を再現し、弾塑性パラメータを得る。再構成試料は、予備圧密過程で構造や過圧密を有することがあるため、再現時には発展則パラメータも設定した。

図 12～14 は繰返し試料の標準圧密試験の再現結果、図 15～17 は再構成試料の圧密非排水三軸試験結果の再現結果を示す。図 12～17 より実験結果を概ね再現していると言える。表 2 に再現で用いた弾塑性・発展則パラメータを、表 3 に初期値を示す。なお、初期の鉛直有効応力は、標準圧密試験については、20kPa、三軸圧縮試験については、98.1kPa を与え、初期応力比と初期異方性は 0 としている。初期比体積は、実験で得られた値を用いた。

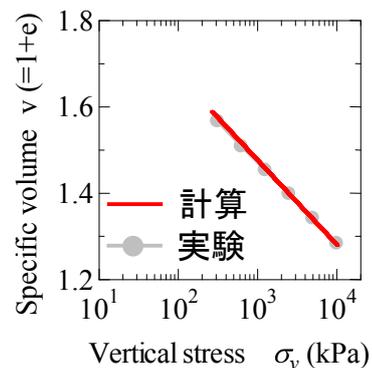


図 12 繰返し試料に対する標準圧密試験の再現(泥岩 A)

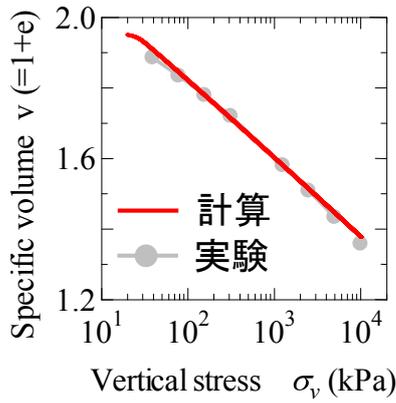


図 13 練返し試料に対する標準圧密試験の再現(泥岩 B)

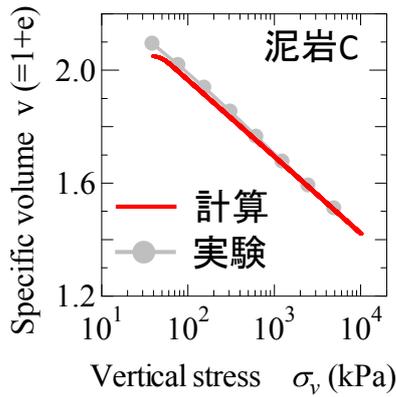


図 14 練返し試料に対する標準圧密試験の再現(泥岩 C)

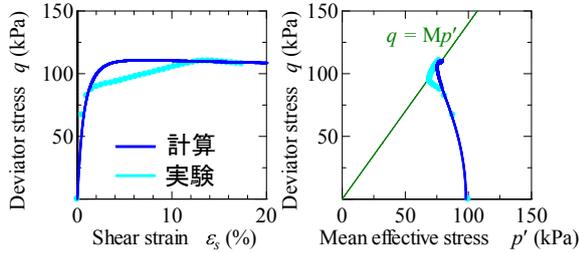


図 15 再構成試料の非排水三軸試験の再現(泥岩 A)

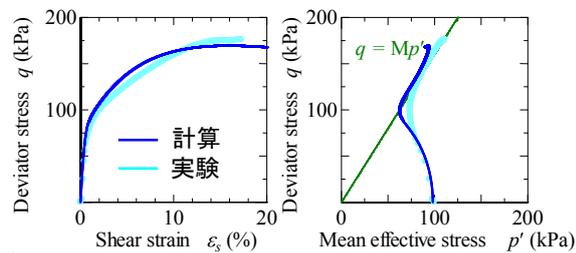


図 16 再構成試料の非排水三軸試験の再現(泥岩 B)

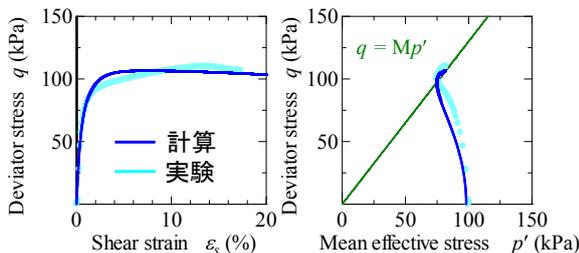


図 17 再構成試料の非排水三軸試験の再現(泥岩 C)

表 2 練返し・再構成試料の再現に用いたパラメータ

材料名				
	泥岩 A	泥岩 B	泥岩 C	
弾塑性パラメータ				
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.085	0.100	0.120
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.040	0.015	0.004
限界状態定数	M	1.400	1.600	1.300
NCL の切片	N	1.650	1.790	1.940
ポアゾン比	ν	0.100	0.300	0.100
発展則パラメータ				
正規圧密土化指数	m	0.700	0.500	1.700
構造劣化指数	a	0.100	0.200	0.300
	b	1.000	1.000	1.000
	c	1.000	1.000	1.000
塑性指数	C_s	0.100	0.300	0.200
回転硬化指数	b_t	0.001	0.300	0.100
回転硬化限界定数	m_b	0.400	1.000	0.700

表 3 練返し・再構成試料の初期値

材料名	比体積 v_0	構造の程度 $1/R^*_0$	過圧密比 $1/R_0$
泥岩 A(練返し)	1.785	1.00	1.00
泥岩 A(再構成)	1.700	4.25	1.40
泥岩 B(練返し)	1.951	1.00	1.00
泥岩 B(再構成)	1.634	9.00	1.63
泥岩 C(練返し)	2.051	1.00	1.00
泥岩 C(再構成)	2.087	9.74	1.55

5.2 泥岩砕石集合体の力学挙動の再現

図 18 に示すように泥岩砕石集合体は、泥岩岩塊とその間隙からなるが、岩塊自身も土粒子と間隙からなるため、複雑な構造を形成している。このような構造を「二重構造」と呼ぶ⁸⁾。泥岩砕石集合体のスレーキングに伴う挙動では、この 2 つの「構造」が喪失していく。本研究では、「二重構造」と単純な「構造」では骨格構造の進展の仕方が異なると考えた。つまり、集合体の発展則パラメータは、表 2 と異なる値を用いることになる。弾塑性パラメータについては、構造・過圧密を有した土は、塑性変形を受けると最終的に練返し正規圧密土になるという考えに基、状態に依らず同じものを用いる。

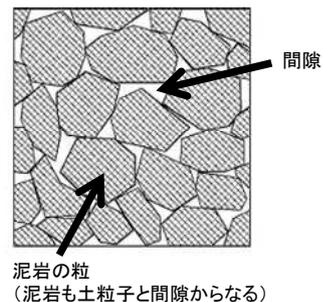


図 18 泥岩砕石集合体の状態

図 19~22 に再現結果を示す。泥岩 A については、図が煩雑になることから、乾湿 0~2 回と乾湿 8,13 回を別の図に分けた。図 19,20 の泥岩 A の再現結果に注目すると、乾湿 0 回におけるせん断初期の有効応力パス立ち上がり部分の表現は困難であった。しかし、他の部分については、再現できた。

図 21 の泥岩 B の再現結果においても、乾湿 0 回における初期の有効応力パス立ち上がり部分が表現できていないが、乾湿 1,2 回の計算結果は実験結果を概ね再現できた。

図 22 の泥岩 C では、塑性圧縮と塑性膨張の境界線である限界状態線の傾きが明らかに異なっていたので、再現性を高めるために弾塑性パラメータの中で限界状態線の傾きのみ値を 1.3 から 1.6 に変更した。限界状態線の傾きを変更することにより、計算結果は実験結果を再現することができた。

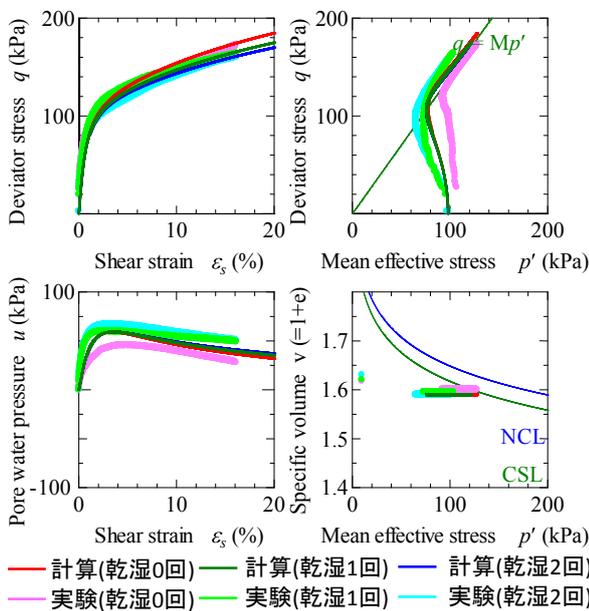


図 19 泥岩 A の再現結果 (乾湿 0,1,2 回)

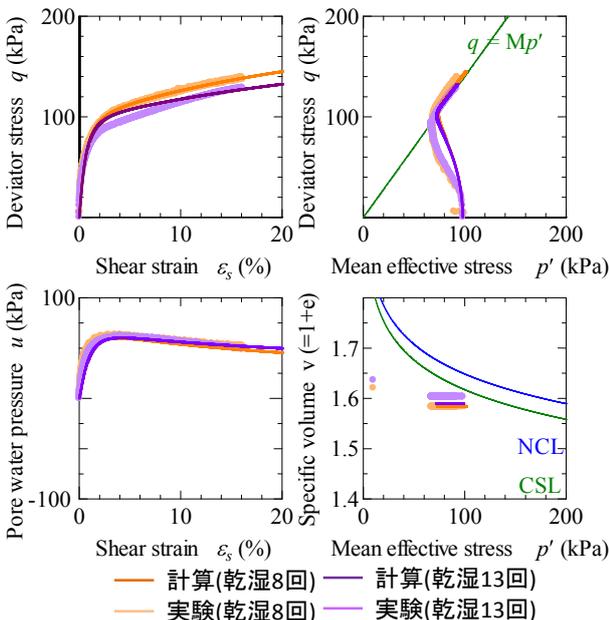


図 20 泥岩 A の再現結果 (乾湿 8,13 回)

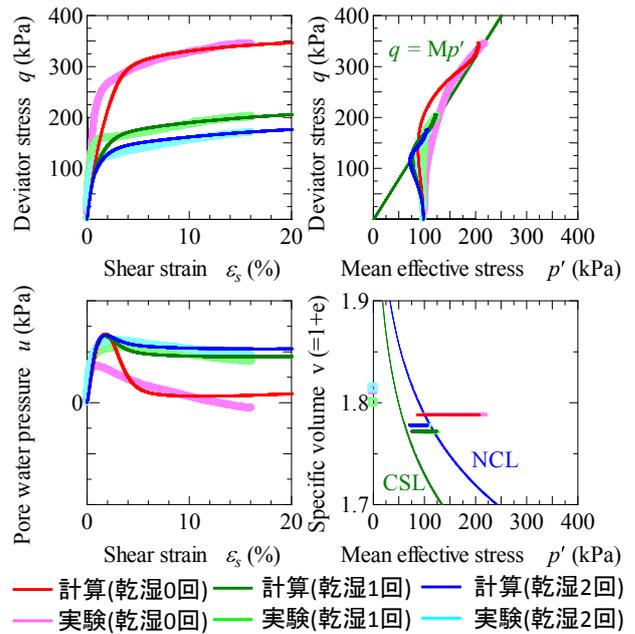


図 21 泥岩 B の再現結果

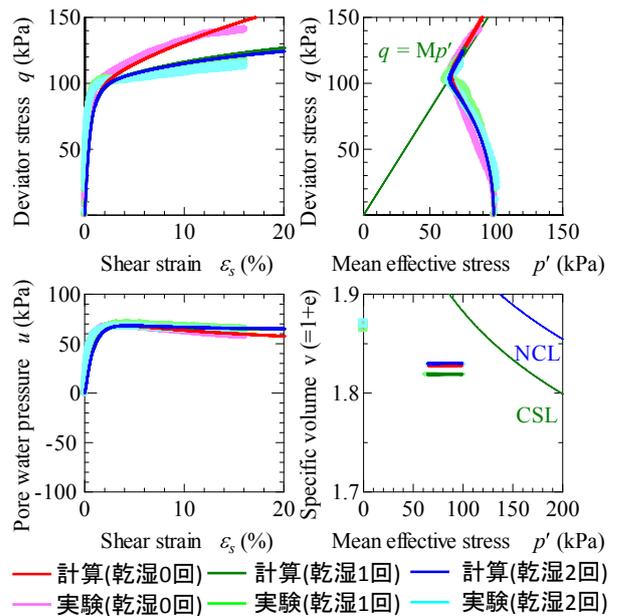


図 22 泥岩 C の再現結果

表 4 に再現に用いた発展則パラメータを、表 5 に初期値を示す。こちらについても 2 章と同様に、初期応力比と初期異方性は 0 としている。泥岩 A, B, C はそれぞれ固有の弾塑性、発展則パラメータを持っている。つまり、初期値のみを変えることで、スレーキングの程度の異なる泥岩砕石集合体の力学挙動を再現できた。特に、今回は供試体の D_c 値が同じ、つまり比体積が泥岩の種類が同じであれば、ほとんど同じであるため、構造と過圧密の値のみ変化させている。

構造と過圧密の値に着目して、スレーキングにより泥岩砕石集合体の骨格構造がどのように変化していくのか考

察する。泥岩 A, B, C に共通しているのは、乾湿経験回数が増加していく、つまり、スレーキングが進行していくにつれて、構造の程度、過圧密比が減少していることである。しかし、その減少の仕方は泥岩ごとに大きく異なる。泥岩 A の場合、別報で示した乾湿繰返し細粒化率試験において、少ない乾湿回数ではほとんど細粒化が進行していない。そのため構造、過圧密の値も減少程度が小さい。一方、泥岩 B は、最初の乾湿繰返しによって泥岩の細粒化が大きく進行し、その後は、緩やかに細粒化が進行しているが、骨格構造も同様に 0 回から 1 回にかけて急激に変化し、1 回から 2 回ではほとんど同じ値となった。泥岩 C については、泥岩 B よりもさらに細粒化の進行が速いが、乾湿 0 回の供試体作製時に細粒化が進行してしまったために、骨格構造の変化の仕方は、泥岩 B とそれほど大きな変化が無いと考えられる。

表 4 材料定数

材料名			
	泥岩 A	泥岩 B	泥岩 C
弾塑性パラメータは表 2 と同じ			
発展則パラメータ			
正規圧密土化指数 m	0.200	2.500	0.001
構造劣化指数 a	0.300	0.200	0.100
b	1.000	1.000	1.000
c	1.000	1.000	1.000
塑性指数 c_s	0.100	1.000	1.000
回転硬化指数 b_r	0.010	0.001	1.000
回転硬化限界定数 m_b	0.500	0.500	0.001

表-5 初期値

	乾湿回数	比体積 v_0	構造の程度 $1/R^*_0$	過圧密比 $1/R_0$
泥岩 A	0	1.590	3.5	13.2
	1	1.590	3.1	11.8
	2	1.590	2.9	11.0
	8	1.584	1.7	7.4
	13	1.590	1.5	5.7
泥岩 B	0	1.788	10.0	3.6
	1	1.772	4.5	1.9
	2	1.778	4.0	1.6
泥岩 C	0	1.828	6.0	24.3
	1	1.819	1.6	7.2
	2	1.830	1.2	4.7

6. 結論

本研究で得られた結論を以下に示す。

- 1) 本研究で提案した乾湿繰返し細粒化率試験より、各泥岩に対する乾湿サイクル数と細粒化率の関係を示

した。泥岩 A はある程度乾湿を経験すると急に細粒化が進む泥岩、泥岩 B は最初の乾湿で大きく細粒化し、そこからは徐々に細粒化が進む泥岩、泥岩 C はすぐに細粒化する泥岩であることが分かる。

- 2) 同じ密度で締固めても乾湿経験を受けてスレーキングが進行すると、一軸圧縮強さや最大軸差応力が低下する。この変化の程度は、乾湿繰返し細粒化率試験で大きく細粒化する際に顕著にみられる。
- 3) 三軸圧縮試験結果の有効応力パスに注目すると、どの泥岩も、乾湿 0 回とそれ以降の乾湿回数とでは挙動が異なる。せん断中期以降の塑性膨張を伴う硬化挙動は、乾湿回数が増加するにつれ、硬化の程度が小さくなっていく。
- 4) SYS Cam-clay model を用いて、泥岩碎石集合体の力学挙動をある程度再現することに成功した。しかし、乾湿 0 回のせん断初期の応力パスや、泥岩 A の乾湿 1, 2 回の限界状態線の上側における挙動など再現できていない部分もある。今回の再現計算から、骨格構造概念により解釈すると、スレーキングが進行により、構造の程度や過圧密比が減少する。また、スレーキングの進行の程度が大きいほど、これらの値の変化量も大きいと言える。

7. 今後の課題

今後は、この結果を参考に、地震応答解析を実施し、泥岩盛土の地震時の挙動を把握していく。また、今回 D_c 値 95% で供試体を作製したが、スレーキングによる影響が見られた。 D_c 値の上昇により、構造が小さくなることから⁹⁾、 D_c 値を大きくすることで、スレーキングの影響を軽減できることが考えられる。また、 D_c 値の上昇は過圧密の蓄積をもたらすため⁹⁾、仮にスレーキングを受けて過圧密が小さくなったとしても、せん断による硬化挙動を顕著に示すことが考えられる。そこで、より高い密度で試験を実施し、スレーキングにより盛土の耐震性を損なわないための研究を進めていく。

また、今回は「二重構造」は通常の「構造」とは異なることを考慮し発展則パラメータを変えることで、泥岩碎石集合体の力学挙動の再現を行い、ある程度挙動を再現することができた。しかし、表 4 を見ると、泥岩 B の過圧密を除けば、塑性変形の進展に伴う構造や過圧密の変化はあまり起こらない材料定数であることが分かる。泥岩のスレーキングが構造の劣化や過圧密の解消として表現されるのであれば、泥岩 C のようなスレーキングしやすい材料は構造・過圧密の進展が速いことが考えられる。また、泥岩 C のように、弾塑性パラメータを変えることで、再現性を高めることもできたことから、「二重構造」は弾塑性パラメータにも影響を及ぼすことも視野に入れる必要がある。以上のことから、今後は「二重構造」の違いが力学挙動に与える影響も実験によって調べていく。そして、その結果を反映させた上で再度 SYS Cam-clay model による再現を行

い、スレーキング現象を、骨格構造概念を用いて説明し、スレーキングしやすい泥岩とは何か、結局のところ、スレーキングさせないためには、どうすれば良いかを解明していく。

参 考 文 献

- 1) 齊藤康博, 鳥本康弘(2011):NEXCO 中日本における防災への取組み, 地盤工学会中部支部, 第 20 回調査・設計・施工技術報告会, pp.1-2.
- 2) 島博保, 今川史郎(1980):スレーキング材料(ぜい弱岩)の圧縮沈下と対策案, 土と基礎,Vol.28, No.7, pp.45-52.
- 3) 村上幸利(2000):岩石材料の物理的性質とスレーキング性の関係および既存のスレーキング試験の有用性, 土と基礎,Vol.48, No.2, pp.5-8.
- 4) 仲野良紀(1980):軟岩をめぐる諸問題－泥岩の力学特性－, 土と基礎,Vol.28, No.7, pp.1-10.
- 5) 松尾稔(1995):飽和した常滑泥岩の吸水軟化現象に関する基礎的考察と地盤力学の課題, 第 40 回土質工学シンポジウム発表論文集, キーノートレクチャー, pp.1-26.
- 6) Asaoka, A. et al, Anelasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, S&F, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002.
- 7) NEXCO 設計要領第一集土工編.
- 8) 中野正樹他(2012), 泥岩岩塊集合体の粘土化を伴う力学挙動の骨格構造概念に基づく解釈, 地盤工学会誌, 60(7),pp6-9.
- 9) Sakai, T., and Nakano, M. (2013): Interpretation of the effect of compaction on the mechanical behavior of embankment materials based on the soil skeleton structure concept, *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp.1179-1182.

高速载荷下における土を用いた緩衝材の载荷速度依存性に着目した耐衝撃挙動 Impact resistant behaviors of soil-based shock absorbers with loading rate dependency under high speed loading

内藤直人¹, 前田健一², 奥村勇太¹, 牛渡裕二³, 鈴木健太郎³, 川瀬良司³

1 名古屋工業大学大学院・工学研究科・社会工学専攻・cjl18507@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学・高度防災工学センター・都市社会工学科

3 構研エンジニアリング

概 要

衝撃作用を受ける土木構造物の性能設計への移行に向けて、落石や土石流などの土に関連する衝撃荷重の発現メカニズム解明が求められている。そこで、ロックシェッド頂版上に設置される敷砂などの土の緩衝材に着目し、落体が敷砂緩衝材に衝突したときの落体衝撃力波形の形成メカニズムと、その現象を支配している可能性がある敷砂緩衝材の载荷速度依存性について検討を行った。その結果、落体衝撃力波形の形成メカニズムとして、落体衝撃力は载荷履歴に依らず任意の貫入量における载荷速度のみに依存する可能性を示した。また、敷砂緩衝材の载荷速度依存性は、底面からの反射波が落体に伝達するまでの貫入領域で顕著に現れる性質であることを明らかにした。さらに、敷砂緩衝材が载荷速度依存性を有する理由として、载荷速度が大きいほど落体貫入による縮み量を受け持つ領域が表層に集中することで落体衝撃力が大きくなる可能性を示した。

キーワード：敷砂緩衝材，耐衝撃挙動，载荷速度依存性，応力波，個別要素法

1. はじめに

我が国では、衝撃作用を受ける土木構造物の性能設計¹⁾への移行が進められている。斜面災害の対策工には、崩壊土砂による衝撃力を受ける待ち受け式用壁や、土石流による衝撃力を受ける砂防堰堤、落石による衝撃力を受けるロックシェッド等がある。これらの構造物を合理的に設計・維持管理するために、土石の衝突によって衝撃力が発生するメカニズムの解明が求められている。

その中でも、落石対策工の一つであるロックシェッド頂版に設置される敷砂緩衝材が落石による衝撃力を伝達するメカニズムの解明に関する研究では、図1に示すような実物大衝撃実験²⁾も実施されている。静止する土の緩衝材に単体の落石が自由落下する際の衝撃現象は、崩壊土砂や土石流に比べて比較的単純な条件であり、最も検討し易い現象であると言える。そのため、敷砂緩衝材の耐衝撃挙動を明らかにすることは、他の斜面災害における衝撃問題解明の一助になると考えられる。

落石の敷砂緩衝材への衝突問題は、数十ミリ秒の载荷時間でありながら大変形・飛散を伴う非常に複雑な現象である。岸らの研究³⁾で実施された大型衝撃実験結果のように、模擬落石である重錘が受ける衝撃力波形には2つのピークが存在することや、落石が緩衝材に衝突した時に落石が

受ける落石衝撃力よりも緩衝材を介してロックシェッド頂版に作用する伝達衝撃力の最大値の方が大きくなる等、未解明の問題も少なくない。

そこで、著者らは、過去の研究^{4,5)}を参考にして二次元個別要素法⁶⁾(Distinct Element Method, 以下 DEM と略す)を用いてロックシェッド頂版に設置される砂等の土の緩衝材の耐衝撃挙動の解明を目指している。本研究では、落石が緩衝材に衝突したときに落石が受ける衝撃力波形の発生メカニズムを明らかにするために、粒状体の緩衝材が载荷速度依存性を有する原因について検討した。



図1 実規模 RC 製ロックシェッドと敷砂緩衝材

2. DEMによる衝撃力解析の概要

ここでは、落体の鉛直自由落下衝突による敷砂緩衝材の衝撃力解析を実施する際のDEM解析モデルについて述べる。

2.1 DEM解析パラメータ

本論文で用いた敷砂緩衝材モデルの概要と解析パラメータを図2と表1に示す。パラメータの決定法は、既報⁷⁾に従っている。ばねには線形弾性ばね⁸⁾を用いている。

本論文における敷砂緩衝材の土粒子モデルは、図2右上の拡大図に示す、同一径の3つの円の中心を正三角形（1辺の長さは円の半径と同等）で結びその外接円を直径 D とし、平均粒径 D_{50} を 0.03m（表1）とする非円形粒子を採用している。

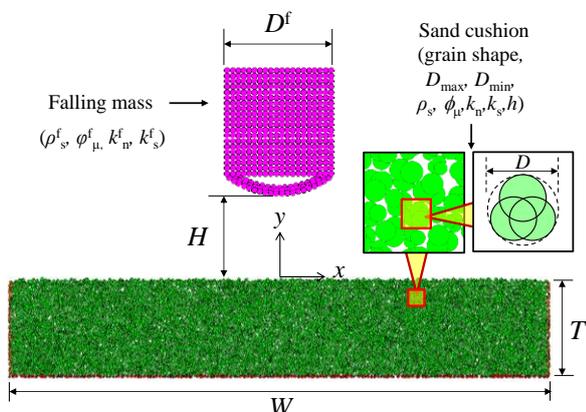


図2 解析モデルの概要

表1 敷砂緩衝材モデルのパラメータ基本設定値

パラメータ	記号 (単位)	基本設定値
粒子直径	D (m)	
	最大粒径 D_{max}	0.040
	最大粒径 D_{min}	0.020
	平均粒径 D_{50}	0.030
粒子の密度	ρ_s (kg/m ³)	2650
接触面法線方向ばね定数	k_n (N/m)	2.0×10^7
接触面接線方向ばね定数	k_s (N/m)	5.0×10^6
接触面法線方向減衰定数	h_n	1.0
接触面接線方向減衰定数	h_s	1.0
粒子間摩擦角	ϕ_μ (deg.)	25

2.2 境界条件

敷砂の底面、両側面の境界には、境界面の粗度を簡易的に表現するために敷砂モデルと同様の非円形粒子を隙間なく一列に並べて固定することで壁をモデル化している（図2）。各境界面で受ける衝撃力は、境界要素として固定した粒子壁にかかる力の総和とした。

敷砂層幅 W は落体直径 D^f の4倍程度確保すれば側面境界の影響はほぼ無視できるという結果を考慮し、 $W=5.0m$ を基準幅とした。落体モデルは、これまでの一連の大型衝

撃実験に用いられている重錘を基本の形とし、落体直径は $D^f=1.0m$ を基本値とした。敷砂層厚 T は落体径に対する比率である相対層厚で表す。落体モデルは、円形粒子を重錘形状に配置し剛結することで常に相対位置が変化しないように設定した。また、落体表面の粒子間摩擦角 ϕ_μ^f は、敷砂粒子の基本設定値と同様とした。なお、落体質量は、指定した質量となるように落体を構成する要素の密度を調整している^{9),10)}。

2.3 衝撃力算出方法

本論文における衝撃力は以下のように定義した。落体の作用する接触力の総和を落体衝撃力とし、底面境界粒子に作用する接触力の総和を伝達衝撃力とした。伝達衝撃力はロックシェッドなどの落石防護構造物に入力される重要な作用力¹¹⁾（入力衝撃力）である。

DEMによって粒子間の接触力が得られるが、設計への応用や力学的考察には応力で観察の方が議論しやすいと考える。そこで、粒子単位の応力算定に、ある粒子の領域に作用する体積平均応力^{12),13)}の考え方をを用いた。

2.4 落体衝撃力波形と最大伝達衝撃力の関係

DEM解析による典型的な衝撃力波形を図3に示す。落体条件は、直径 $D^f=1.0m$ の重錘形状で、落体質量 $M^f=2.0t$ 、落下高さ $H=10.0m$ である。敷砂条件は層幅 $W=5.0m$ 、相対層厚 $T/D^f=0.7$ 、緩詰め条件である。落体衝撃力は、落体が敷砂に衝突すると同時に立ち上がり、 $t=8ms$ 付近で衝撃力が敷砂底面に伝達する前に最大値に達し、減少し始めるときに衝撃力は敷砂底面に到達する。伝達衝撃力は、 $t=20ms$ 付近で最大値に達する。その後、敷砂を伝播する応力波は底面で反射し落体に作用するため、落体衝撃力は $t=20\sim 50ms$ にかけて再び増加する。

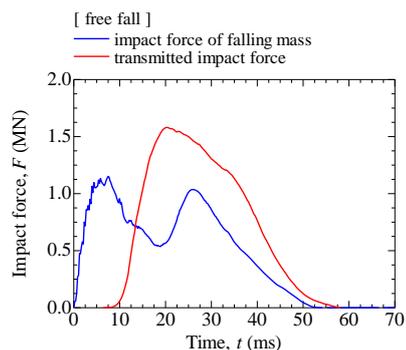


図3 典型的な衝撃力波形

続いて、上記と同様の解析条件で、落体の貫入過程と敷砂底面の最大伝達衝撃力の発生メカニズムについて、数値解析の特徴を活かした検討を行った¹⁴⁾。検討方法は、落体を自由落下させた後に、任意の時刻で落体を除去することで、それ以降、敷砂へ力が伝わらず、底面からの応力の反射波が再び落体に反射しないようにするものである。これにより、落体の接触時と貫入深さにおいて、どこまでの貫入過程が伝達衝撃力の発現にどれだけ影響を与えている

のかを確認することができる。

図4(a)(b)には、図3と同様の解析条件で、落体を自由落下させた後に、任意の時刻 $t_0=7.2, 14.6\text{ms}$ で落体を除去したときの落体衝撃力と伝達衝撃力の波形を青色実線と赤色実線で示している。また、図3に示す自由落下時の落体衝撃力と伝達衝撃力の波形を灰色破線と灰色実線で示している。(a)と(b)の最大落体衝撃力は等しく、(a)より(b)の方が落体衝撃力の継続時間が長い载荷となっている。最大伝達衝撃力は、最大落体衝撃力が等しくても落体衝撃力の継続時間が長い(b)のケースの方が大きくなることが分かる。緩衝材を介してロックシェッドに伝わる伝達衝撃力を予測するためには、落体衝撃力の波形形状（継続時間の考慮）が重要であると言える。

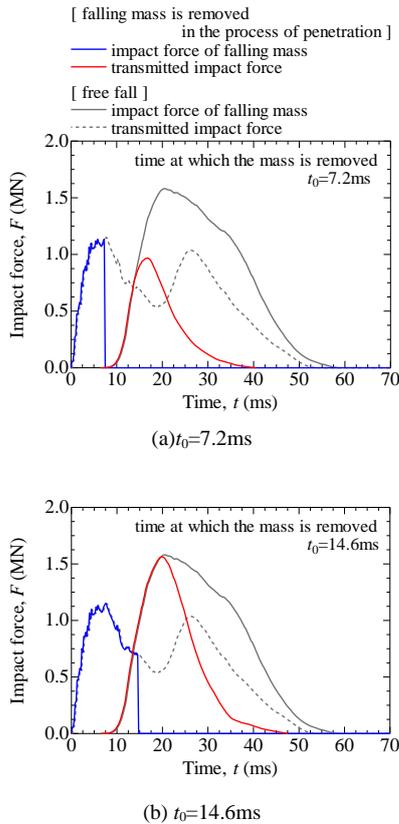


図4 落体を貫入途中で除去したときの衝撃力波形

3. 敷砂緩衝材の载荷速度依存性に着目した落体衝撃力波形の形成メカニズム

敷砂緩衝材を介してロックシェッドに伝わる伝達衝撃力の最大値は、落体衝撃力の最大値のみならず波形形状（継続時間）に依存していることが分かった。そこで、まずは、敷砂緩衝材の载荷速度依存性に着目して落体衝撃力波形の形成メカニズムについて調べることにした。

3.1 落体衝撃力と载荷速度の関係

図5上段には落体を定速度で貫入させ続ける一定速度単調载荷解析による落体衝撃力と貫入量の関係を実線で示している。载荷速度は $V_0=8.0, 12.0, 16.0, 19.8\text{m/s}$ の4

ケースである。敷砂層幅は $W=5.0\text{m}$ 、相対層厚は $T/D^f=5.0$ の緩詰め状態で、落体は重錘形状で直径は $D^f=1.0\text{m}$ とした。また、図5下段には落体速度と貫入量の関係を示している。

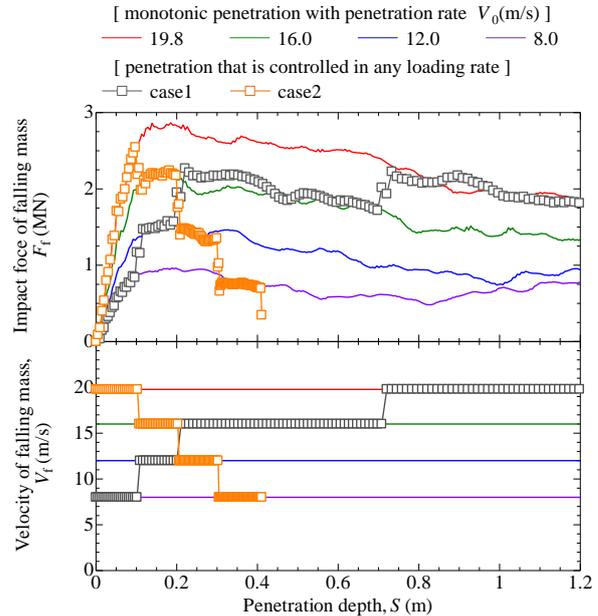


図5 任意の载荷速度に制御した载荷解析結果：(上段)落体衝撃力-貫入量関係、(下段)落体速度-貫入量関係

図5上段に示す一定速度単調载荷の結果より、落体衝撃力は衝突直後に急激に増加し、その後衝撃力がほぼ一定になる領域が存在することが分かる。衝撃力が増加する $0 \leq S \leq 0.175\text{m}$ の貫入領域は、重錘形状の落体の曲面の高さ 0.175m に相当する。また、任意の貫入量における落体衝撃力の値は载荷速度が速いほど大きく、一般的な落石の衝突速度である数十 m/s の速度領域において敷砂緩衝材は強い载荷速度依存性を有することが分かった。

また、図5には落体速度を任意の速度に制御した解析の落体衝撃力と貫入量の関係をプロット付き実線で示している。落体速度は図5下段に示すように、段階的に速度を増加・減少させるように制御した2ケースである。

図5より、速度を段階的に増加させた場合も段階的に減少させた場合も、任意の貫入量における落体衝撃力はそのときの速度の一定速度単調载荷により得られた落体衝撃力にほぼ一致することが分かった。落体衝突により敷砂緩衝材に生じる応力は、本解析で検討した载荷速度の範囲内では、落体衝撃力は载荷履歴に依らず、任意の貫入量における载荷速度にのみ依存する可能性があると言える。

3.2 自由落下解析と一定速度単調载荷解析の落体衝撃力-貫入量関係の比較

図6には重錘形状で直径 $D^f=1.0\text{m}$ 、質量 $M^f=2.0\text{t}$ の落体を落下高さ $H=20\text{m}$ から自由落下させた解析結果をプロット付き実線で示している。また、図5に示した一定速度単調载荷解析結果を実線で示している。

図6下段の落体速度は貫入に伴い減少しており、図6上

段の自由落下時の落体衝撃力波形は、任意の貫入量に対応する速度の一定速度単調载荷解析結果の落体衝撃力-貫入量曲線を推移するように衝撃力波形が形成されていることが分かった。

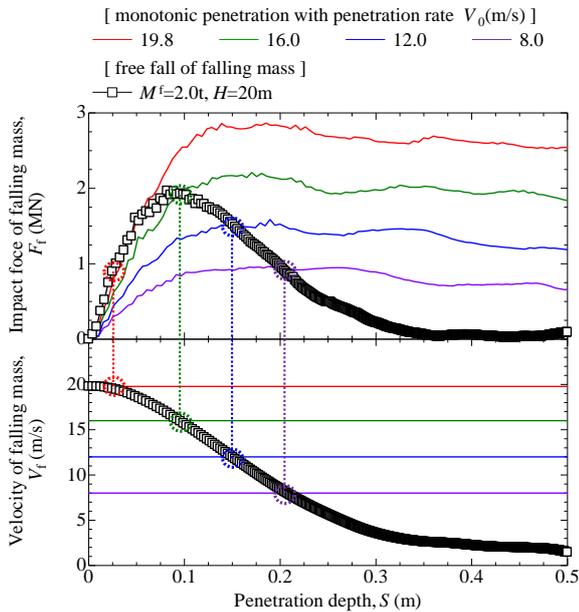


図 6 自由落下解析結果と一定速度単調载荷解析結果：(上段) 落体衝撃力-貫入量関係、(下段)落体速度-貫入量関係

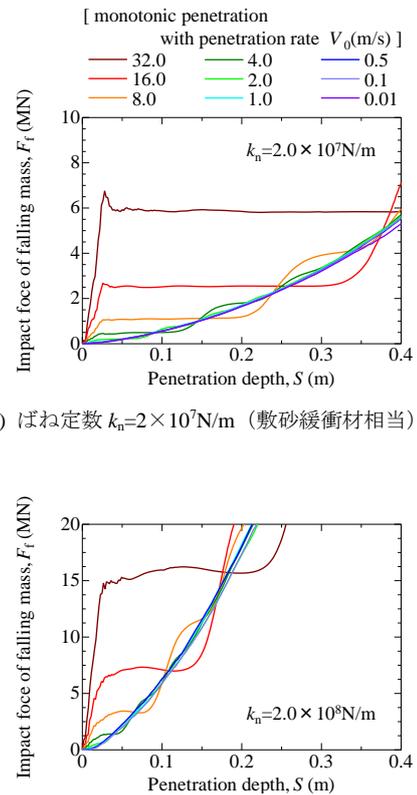
4. 応力伝播速度に着目した敷砂緩衝材の载荷速度依存性の解釈

敷砂緩衝材は落体衝撃力-貫入量関係において载荷速度依存性を有し、これは落体衝撃力波形の形成にとって重要な要因であることが分かった。ここでは、緩衝材の応力伝播速度に着目して、土の緩衝材が载荷速度依存性を有する原因について検討する。

4.1 応力伝播速度の異なる材料の载荷速度依存性

剛性（応力伝播速度）の異なる二種類の材料に対する一定速度単調载荷解析における落体衝撃力-貫入量関係を図 7(a)(b)に示す。(a)は、これまで本稿で説明してきたばね定数 $k_n=2 \times 10^7 \text{N/m}$ のモデル（敷砂緩衝材相当）、(b)は(a)よりも硬く、ばね定数 $k_n=2 \times 10^8 \text{N/m}$ のモデル（碎石緩衝材相当）である。境界条件を単純化して、落体条件は、接触面形状が平底の直径 $D^f=1.0\text{m}$ の正方形落体、敷砂条件は、層幅は落体径と等しい $W=1.0\text{m}$ 、相対層厚 $T/D^f=0.9$ 、緩詰め状態とした。载荷速度は、 $V_0=0.01, 0.1, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0, 16.0, 32.0\text{m/s}$ の 9 ケースである。

図 7 より、 $V_0 \geq 1.0\text{m/s}$ のケースでは载荷速度の増加に伴って落体衝撃力が増加しており、図 5 に示す一定速度単調载荷の結果と同様の傾向となる。ただし、緩衝材の側方変位を拘束する本解析条件（落体直径 D^f と敷砂層幅 W が等しい）では、 $V_0 \leq 1.0\text{m/s}$ の载荷速度が小さいケースの落体衝撃力-貫入量の波形は概ね収束しているように見える。また、その波形は貫入量の増加に伴って指数関数的に増加



(a) ばね定数 $k_n=2 \times 10^7 \text{N/m}$ （敷砂緩衝材相当）

(b) ばね定数 $k_n=2 \times 10^8 \text{N/m}$ （碎石緩衝材相当）

図 7 剛性の異なる緩衝材の一定速度単調载荷解析における落体衝撃力-貫入量関係

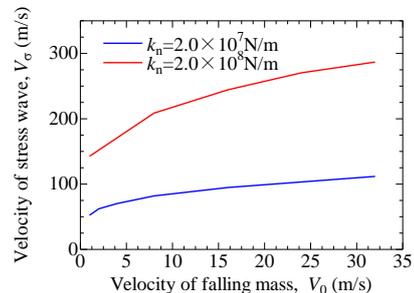


図 8 剛性の異なる緩衝材の応力伝播速度-衝突速度関係

している。

図 8 に剛性の異なる二種類の緩衝材の応力伝播速度を示す。ここで、応力波伝播時間を、落体が敷砂に接触した時刻から伝達衝撃力が 1kN 以上になるまでの時間と定義し、応力波伝播時間で初期層厚 T を除いた値を応力波伝播速度 $^{15})V_s$ と定義する。ばね定数が 10 倍大きい碎石モデルは敷砂モデルに比べて応力伝播速度は 2.5 倍程度大きい。また、応力伝播速度は载荷速度の増加に伴って対数関数的に増加することが分かる。

大型緩衝材衝撃実験結果では、緩詰めめの敷砂緩衝材の応力伝播速度は $V_s=100 \sim 150\text{m/s}$ 程度、密詰めめの碎石緩衝材は $V_s=300 \sim 400\text{m/s}$ 程度である。落下高さが $H=1.0\text{m}$ からの落下でも $V_0=4.4\text{m/s}$ であり、一般的に 40m 以上の長大斜面では終端速度 $^{16})$ が一定となる $V_0=28.0\text{m/s}$ ことが知られているため、本現象で考慮すべき落石の衝突速度は $V_0=4.0 \sim 28.0\text{m/s}$ 程度であると考えられる。図 8 より、その载荷

速度領域における DEM 解析の応力伝播速度は、 $k_n=2 \times 10^7 \text{N/m}$ の敷砂モデルで $V_\sigma=70 \sim 110 \text{m/s}$ 程度、ばね係数 $k_n=2 \times 10^8 \text{N/m}$ の碎石モデルで $V_\sigma=180 \sim 300 \text{m/s}$ 程度となっており、貫入挙動を考慮する二次元の衝撃力解析のモデルとしては概ね妥当な値であると判断している。

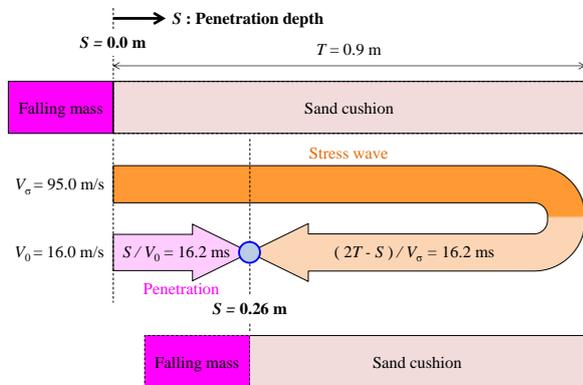


図 9 落体貫入時間と応力伝播時間が一致するイメージ

応力伝播速度を把握した上で、図 7 において载荷速度依存性が生じる領域について考える。 $V_0 \geq 1.0 \text{m/s}$ の载荷速度の大きい波形は、 $V_0 \leq 1.0 \text{m/s}$ の载荷速度の小さいときの指数関数的な曲線と交わった後に、その曲線に収束するような傾向を示している。ここで、図 7(a) の $V_0=0.01 \text{m/s}$ と载荷速度の大きい $V_0=16.0 \text{m/s}$ の波形を比べる。両者の交点（図中の丸プロット）における貫入量は $S=0.26 \text{m}$ であり、 $V_0=16.0 \text{m/s}$ でその貫入量に達するまでに必要な時間は $t=S/V_0=16.2 \text{ms}$ である。また、 $V_0=16.0 \text{m/s}$ のときの応力伝播速度は $V_\sigma=94.8 \text{m/s}$ であり、落体から伝播した応力波が緩衝材底面で反射して再び落体に作用するまでに必要な時間は $t=(2T-S)/V_\sigma=16.2 \text{ms}$ となる。すなわち、貫入量 $S=0.26 \text{m}$ で反射波が落体に作用して落体衝撃力が急増するため（図 9）、それ以降の波形は载荷速度の小さいときの指数関数的な波形に収束すると言える。敷砂緩衝材の载荷速度依存性は、底面からの反射波が落体に伝達するまでの貫入（時間）領域で顕著に現れる性質であることが明らかになった。

4.2 異なる速度の一定速度単調载荷を受ける敷砂緩衝材の応力伝播挙動

落体衝撃力が载荷速度に依存する理由について検討するため、敷砂緩衝材内の応力伝播挙動を観察した。図 10 には、図 7(a) に示した载荷速度が $V_0=8.0, 16.0, 32.0 \text{m/s}$ の 3 ケースについて、落体の貫入量が $S=0.00, 0.05, 0.10 \text{m}$ のときの粒子単位応力を示している。また、载荷速度 $V_0=8.0, 16.0, 32.0 \text{m/s}$ のケースの応力伝播速度 V_σ はそれぞれ $V_\sigma=82.0, 94.8, 111.8 \text{m/s}$ である。

図 10 より、同一の貫入量においては、载荷速度が大きいほど応力の伝播距離が短いことが分かる。これは、载荷速度が 2 倍に増加しても応力伝播速度は 1.2 倍程度しか増加しないためである。载荷速度が大きいほど、落体貫入に

よるひずみを狭い範囲受け持たなければならないため、落体衝撃力が大きくなるものと考えられる。

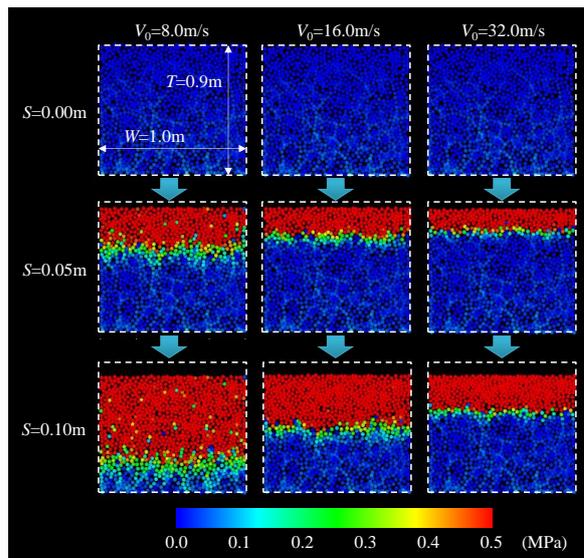
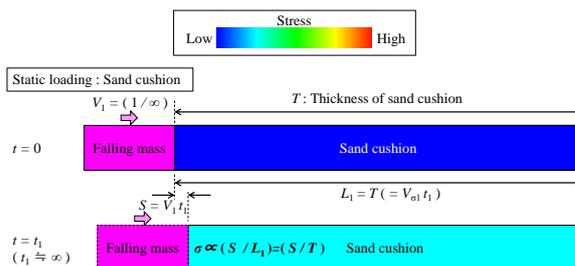
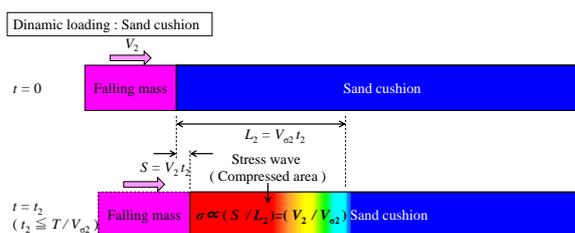


図 10 敷砂緩衝材内の応力伝播挙動

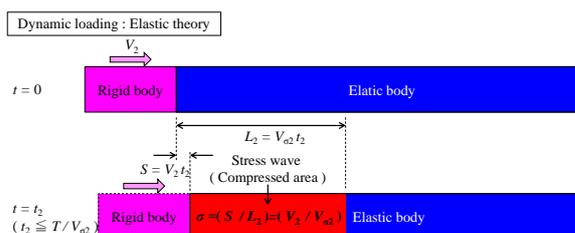
4.3 応力伝播速度を考慮した敷砂緩衝材に生じる応力の整理



(a) 応力伝播速度の考慮が必要ない载荷速度（敷砂緩衝材）



(b) 応力伝播速度の考慮が必要な载荷速度（敷砂緩衝材）



(c) 応力伝播速度の考慮が必要な载荷速度（弾性体理論）

図 11 载荷速度と緩衝材に生じる応力のイメージ

4.1 節の図 7 で示した通り，落石が受ける衝撃力は必ずしも全ての載荷速度に依存していない。そこで，緩衝材に生じる応力が載荷速度に依存するケースとそうでないケースを整理する（図 11(a)(b)(c)）。

図 11(a)に示すように，載荷速度が小さく，応力伝播速度に比べて 2 オーダー以上小さい場合（本現象では $V_0 \leq 1.0\text{m/s}$ ），わずかな貫入量が生じる間に緩衝材内の応力値は一定になるため，応力は層厚（変形前の長さ）に対する貫入量（縮み量）に比例する $\sigma \propto \varepsilon = (S/T)$ の形で表すことができる。

図 11(b)に示すように，載荷速度が大きく，応力伝播速度に比べて 1 オーダー程度小さい場合（ $V_0 \geq 1.0\text{m/s}$ ），ある程度貫入が進行しても緩衝材内を伝播する応力は緩衝材底面に達しないため，落体周辺の緩衝材に生じる応力は応力伝播距離（変形前の長さ）に対する貫入量（縮み量）に比例する $\sigma \propto \varepsilon = (S/V_{c2}t_2) = (V_2/V_{c2})$ の形で表すことができると考えられる。

ここで，図 11(c)の弾性体理論であれば，応力が伝播した領域内の応力値は一定になるため，応力は載荷速度と応力伝播速度で一義的に決まる $\sigma = E \varepsilon = E(S/V_{c2}t_2) = E(V_2/V_{c2})$ の形で表すことができる。今後は，図 11(b)のような状態の応力分布の調査を進めることで，敷砂緩衝材に生じる応力を弾性体の理論解のように応力を載荷速度と応力伝播速度から一義的に導くことを目指す。

5. まとめ

本稿では，落体が敷砂緩衝材に衝突したときの落体衝撃力波形の形成メカニズムと，その現象を支配している可能性がある敷砂緩衝材の載荷速度依存性について検討を行った。

- 1) 落体衝撃力波形の形成メカニズムとして，落石の終端速度 28.0m/s までの載荷速度領域において，落体衝撃力は載荷履歴に依らず任意の貫入量における載荷速度のみに依存する可能性を示した。
- 2) 敷砂緩衝材の載荷速度依存性は，底面からの反射波が落体に伝達するまでの貫入（時間）領域で顕著に現れる性質であることを明らかにした。一つの現象の中で常に載荷速度依存性が生じるわけではなく，衝突の初期段階における限定的な性質であることを示した。
- 3) 応力伝播速度は載荷速度の増加に対して対数関数的に増加する。そのため，敷砂緩衝材が載荷速度依存性を有する理由として，載荷速度が大きいほど落体貫入による縮み量を受け持つ領域が表層に集中することで落体衝撃力が大きくなることが考えられる。

謝辞

本研究に用いた装置の一部は，日本学術振興会科学研究費補助金基盤研究(B)26289152 及び特別研究員奨励費(26・7908)の助成を受けたものである。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 構造物の性能照査型衝撃設計に関する研究小委員会：防災・安全対策技術者のための衝撃作用を受ける土木構造物の性能設計，丸善，2013，261pp.
- 2) 山口悟，小室雅人，栗橋祐介，今野久志，岸徳光：敷砂または砕石緩衝材を用いた落石防護覆道の実規模衝撃載荷実験，構造工学論文集，Vol.61A，pp.1012-1023，2015.
- 3) 岸徳光，中野修，松岡健一，西弘明：野外実験による敷砂の緩衝性能，構造工学論文集，Vol.39A，pp.1587-1597，1993.
- 4) 吉田 博，榎谷 浩，今井 和昭：個別要素法による敷砂上への落石の衝突特性に関する解析，土木学会論文集，Vol.392/I-9，pp.297-306，1988.
- 5) 榎谷 浩，中田 吉彦，梶川 康男：個別要素法の衝撃問題への適用に関する一考察，構造工学論文集，Vol.38A，pp.1477-1487，1992.
- 6) Cundall, P. A. and O. D. L. Stack.: A Discrete Models for Granular Assemblies, Geotechnique, Vol.29, No.1, pp.47-65, 1979.
- 7) 前田健一，羽柴寛文，刈田圭一，牛渡裕二，川瀬良司：二次元個別要素法を用いた落石による水平堆積層の衝撃力伝達挙動，土木学会論文集 A2（応用力学），Vol. 67, No. 2, pp.355-364, 2011.
- 8) 伯野 元彦：破壊のシミュレーション，森北出版，2004，238pp.
- 9) Wood, D. M. and Maeda, K.: Changing grading of soil: effect on critical states, Acta Geotechnica, Vol.3, pp.3-14, 2008.
- 10) Maeda, K., Sakai, H., Kondo, A., Yamaguchi, T., Fukuma, M. and Nukudani, E.: Stress-chain based micromechanics of sand with grain shape effect, Granular Matter, Vol. 12, pp.499-505, 2010.
- 11) 山口悟，岸徳光，西弘明，今野久志：敷砂および砕石緩衝材を用いた大型 RC スラブの重錘落下実験，構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集，pp.189-194, 2010.
- 12) S. Nemat-Nasser and M. Hori: Micromechanics: overall properties of heterogeneous materials, Elsevier, 1993.
- 13) Oda, M. and Iwashita, K.: An Introduction Mechanics of Granular Materials, A.A.BALKEMA, 1999.
- 14) 内藤直人，前田健一，山口悟，牛渡裕二，鈴木健太郎，川瀬良司：落体の貫入挙動に着目した敷砂の衝撃緩衝メカニズム，土木学会論文集 A2（応用力学），Vol.16, I_361-I_370, 2013.
- 15) 内藤直人，前田健一：敷砂緩衝材の応力伝播挙動に関する二次元個別要素法解析，土木学会全国大会第 69 回年次学術講演会，2014.
- 16) 社団法人日本道路協会：落石対策便覧，丸善，2000，422pp.
- 17) 石川信隆，大野友則，藤掛一典，別府万寿博：基礎からの衝撃工学，森北出版，2008，256pp.

火山砕屑物で覆われた斜面の崩壊予測 (Prediction of pyroclastic slope failure)

余川弘至¹，野々山栄人²，浅野憲雄³，武藤大和⁴，中野正樹⁵

1 中部大学・工学部都市建設工学科・yokawa@sti.chubu.ac.jp

2 防衛大学校・システム工学群建設環境工学科

3 中部大学・工学部都市建設工学科

4 中部大学大学院・工学研究科建設工学専攻

5 名古屋大学院・工学研究科 社会基盤工学専攻

概 要

2013年に発生した伊豆大島の土石流災害では多くの被害が生じた。土石流の発生素因として、火山の噴火活動により噴出・堆積した火山砕屑物で構成される斜面が、豪雨の影響を受けて、脆弱化し崩壊したためと考えられている。そこで、本研究では、火山地域における地盤災害の被害を軽減するために、土石流災害の履歴が残されている活火山(焼岳白水谷斜面)を対象とし、現地調査、土質試験、地形解析、写真測量および変形解析を実施し、火山砕屑物で覆われた斜面の崩壊予測を行った。その結果、現地調査および土質試験結果から、火山砕屑物斜面は非常に緩やかに堆積していることがわかり、材料特性として圧縮性が大きく、せん断性は砂礫材料と同様な力学特性を示していることがわかった。地形解析および写真測量を基に作成した解析断面を用いた粒子法による斜面の変形解析では、のり尻および勾配変化点から斜面内に向けてせん断ひずみが蓄積することを確認した。

キーワード：火山砕屑物，斜面崩壊，地形解析，変形解析，粒子法

1. はじめに

我が国は、環太平洋造山帯に属しているため活火山が散在しており、国土の1/4は火山地域で占められている。この火山地域では、火山噴火以外にも地震や異常気象の影響によって多発する豪雨を誘因とした土砂災害が発生し、甚大な被害が発生している。2013年に伊豆大島で発生した土砂流動(写真1)¹⁾はその一例である。また、表1には、近年火山地域で発生した豪雨災害の事例を示している²⁾。

斜面の地表面に火山噴火の際に噴出される火山岩および火山灰(以下、火山砕屑物と呼ぶ)が堆積しているこれら、火山地域の地質は、水を含むと脆弱となる特性を有している。



写真1 土石流災害 (伊豆大島)¹⁾

本研究では、火山地域における地盤災害の被害軽減に目的にし、火山砕屑物で覆われた斜面の崩壊予測を行った。

表1 火山地域における近年の豪雨災害事例²⁾

発生年	災害	連続雨量 (mm)	最大時間 雨量	死者・行方 不明者	地質
1968年9月	狩野川台風豪雨	456	88	2	第四紀火山砂
1982年7月	長崎豪雨	572	187	299	新第三紀火山岩類
1990年7月	阿蘇豪雨	448	119	8	第四紀火山灰
1998年8月	白河豪雨	1,250	90	8	第四紀低溶結火砕流堆積物
1998年9月	鹿部・南茅部豪雨	300	73	-	新第三紀火山岩類
2003年7月	水俣豪雨	429	91	15	新第三紀火山岩類
2010年7月	庄原豪雨	174	91	1	三瓶山火山灰
2010年9月	神奈川県北部豪雨	495	71	0	富士山宝永スコリア
2012年7月	九州北部豪雨	508	108	32	第四紀火山灰
2013年10月	伊豆大島豪雨	824	123	39	第四紀火山砂

2. 研究方法

火山砕屑物で覆われた斜面の崩壊予測を行うために、本研究では、伊豆大島と同様な土石流災害が過去に発生³⁾している焼岳白水谷斜面(岐阜・長野県境)を研究対象とした。まず、神通川水系蒲田川上流域の精密航空レーザー測量成果と既存資料を用いて地形解析を実施し、研究対象地域の土砂災害の危険性判定を行った。次いで、現地調査

を実施し、その時採取した火山砕屑物を用いて、各種土質試験を実施した。土質試験結果をもとに、数値解析の入力データとなる火山砕屑物の材料定数を決定した。また、現地調査の際に、デジタル写真測量を実施し、対象斜面の三次元形状を取得し、現地踏査結果を踏まえて解析断面を決定した。最後に、現地調査で得られた情報および土質試験より得られた情報に基づいて、土の骨格構造の働きを考慮することができる弾塑性構成モデル⁴⁾を搭載した粒子法^{5),6),7),8)}を用いて、斜面の変形解析を実施した。

3. 地形解析による研究対象とした焼岳地域の地形特性の把握

ここでは、焼岳を対象区域として、火山砕屑物層からなる地域での土砂災害の危険性を把握する目的で、火山砕屑物分布域と斜面災害との関係を求めると同時に、斜面災害形態と火山砕屑物層分布域について、地形解析を用いて土砂災害の危険性判定を行った。

3.1 研究対象区域とその特性

本研究で対象とした焼岳は活火山であり、現在も不定期ではあるが噴煙を上げるような火山である。焼岳周辺には、約2,300年前の火砕流を最新とする新旧の火砕流堆積物分布層が山麓に広がる地質状況を示し、豪雨時には斜面崩壊や土石流災害が発生する地域としても知られている(図1参照)⁹⁾。

研究対象区域に分布する火山砕屑物は、約1,500~2,500年前の中尾火砕流と称せられる非~弱熔結の火砕流堆積層であり、層厚は約30m程度と言われている¹⁰⁾。また、中尾火砕流は大きく3層に分類されているが、当該火砕流の観察地点では、上記に示した各層が複雑に混在するような地質分布を示している。周辺地区には、中尾火砕流以外にも、古期の火砕流や熔岩と基盤岩類である花崗岩類・堆積岩類などが複雑に分布している。このように複雑な地層特性を示す火山砕屑物分布地域では、相対的に斜面勾配が急峻である谷壁で小崩壊が多発しており、このような事象が土砂災害を発生させるような大規模崩壊と何らの関連があると考えられる。

火山砕屑物の中でも火山に近い位置に分布する「火砕流堆積物」は、非~弱熔結で構成材料も細~粗粒の粒度特性を示す土砂地盤として特性が大きく異なるが、全般的に粗粒土主体で透水性・保水性がよく、比較的軟質であることが多い。このような土質特性から、豪雨時や融雪期など表流水・浸透水などの影響で脆弱化し、斜面崩壊を生じるものと考えられる。よって、火山砕屑物分布域の斜面崩壊と土砂災害の関係を地形解析から求め、斜面災害危険区域の特性を把握した。

3.2 地形解析

地形解析では、国土交通省神通川水系砂防工事事務所および岐阜県が所有する航空レーザー測量結果(「DEM」データ、1~2mメッシュデータ)を利用し、GISソフトで山地傾斜量図を作成した。地形解析での傾斜量は、斜面崩壊が発生しやすいと考えられる傾斜角40~60°を中心に行い¹¹⁾、山地内の急崖部を特定した。

(1) 崩壊地分布

当該地域は、岐阜県によって、航空写真を用いた広域の崩壊地分布が整理されている。この崩壊地分布と地形解析図などを用いて、地形特性と崩壊地分布の検討を行った。

(2) 山地侵食量解析

山地の侵食量を把握するためには、新旧2種の地形データを重ねることで可能となる。研究対象地域では、10年ほどの時間経過を経た2種の航空レーザー測量成果を用いて、2種の地形標高データを同座標軸上で点群データとして展開し、2種の地形標高データの差分を侵食量と見なし、解析図として利用した¹²⁾。

3.3 地形解析のまとめ

火山砕屑物分布域と斜面崩壊との関係について、対象地域の1mDEMを用いて地形解析を行った。図2に斜面傾斜角分布と火砕流堆積物分布・崩壊地分布を、図3に山地の侵食特性・分布を解析した結果を示す。また、以下にその特徴をまとめる。

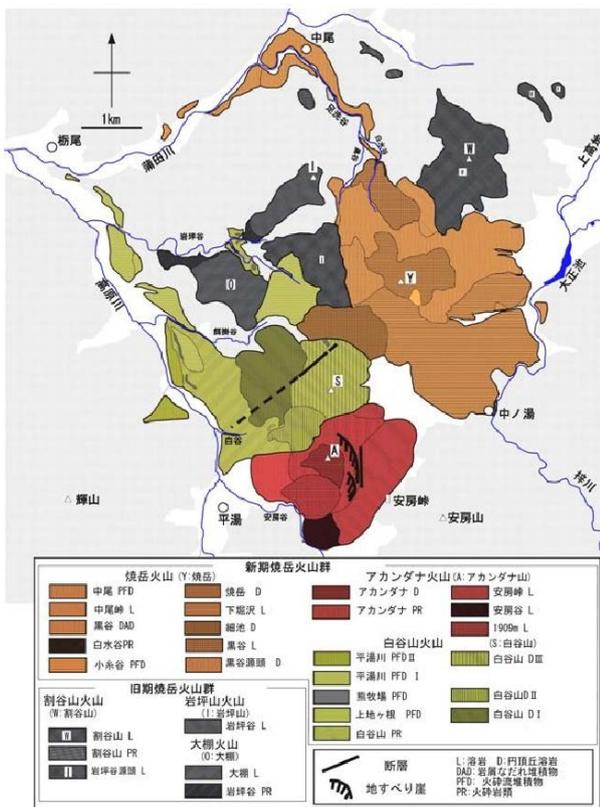


図1 焼岳火山砕屑物分布図⁹⁾



図2 山地傾斜角と崩壊・火山砕屑物堆積分布

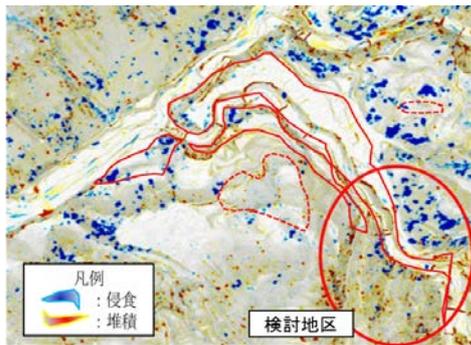


図3 山地侵食量図

- 1) 図 2 より、当該地域の火砕流堆積物や風化した砂岩等の比較的軟質な岩盤・固結地盤分布域では、帯状に狭長な崩壊地の分布が認められる。他の地質分布域では、そのような特徴的崩壊地は観察されなかった。対象区域に分布する帯状崩壊地は、火砕流堆積物分布域からなる斜面裾部から斜面傾斜角 45° 以上の急傾斜部までの斜面内に形成されていることが確認できる。このことは、帯状の崩壊地は、比較的軟質な特性を示す火山砕屑物が最初に小規模崩壊として発生し、その小規模崩壊地頂部の緩みが影響して斜面上方へ崩壊が進行・長大化していく特徴を示すと考えられる。
- 2) 図 3 より、本流との合流部付近では、火砕流堆積箇所で大規模な侵食が生じていない。しかしながら、火砕流分布域の上方斜面に青色で示す小規模侵食箇所が点在し、何らかの斜面変状が進行していることが分かる。

4. 焼岳の現地調査

4.1 現地調査ならびに試料採取

現地調査場所の状況を、写真2は採取場所の遠景、図4は写真2の撮影位置をそれぞれ示す。現地調査は、踏査と攪乱・未攪乱試料の採取を実施した。踏査では、地盤の材質、植生、勾配、硬度を調査し、攪乱・未攪乱試料の採取が可能な場所の選定を行った。また、試料採取では自然状態での詳細な物性値を把握するため、未攪乱試料の採取が

必要になるが、今回対象とした試料は、吸水性に富み脆弱化する材料であり、ブロックでの試料採取が困難であった。よって、原位置でのカッターリングの押し抜きによる試料採取を実施した。写真3はカッターリング打ち込み時の様子、写真4は押しぬき後の未攪乱試料の状態をそれぞれ示している。採取ができた未攪乱試料は、全部で8個である。写真5に未攪乱試料を採取した場所および試料番号を示す。

4.2 硬度計貫入による貫入抵抗の測定

試料採取箇所、試料採取場所付近の上流側（火山礫および火山礫に挟まれた箇所）および下流側（崩壊跡地）にて土壤硬度計による貫入抵抗の測定を行った。写真6および写真7に土壤硬度計の測定箇所を示す。



写真2 採取場所全景



図4 写真2撮影地点 国土地理院地形図に加筆

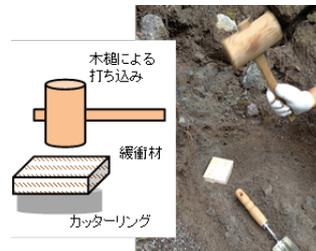


写真3 試料採取状況



写真4 未攪乱試料



写真5 未攪乱試料の採取箇所



写真6 土壌硬度計の貫入による火山礫および火山礫に挟まれ箇所（上流側）の計測箇所



写真7 土壌硬度計の貫入による試料採取箇所および崩壊跡地（下流側）の計測箇所

表2に硬度計貫入による貫入抵抗の計測結果を示す。上流側の計測箇所について、火山礫は強度が高いが、火山礫に挟まれた箇所では硬度指数 20mm と試料採取箇所と変わらない数値を示した。このことから、この斜面は鉱物の種類によって支持強度が著しく異なり、強度が低い箇所は支持強度および粘着力が低いいため、豪雨による浸食を受けやすく崩壊もしやすい。そのため、この斜面は、万が一この箇所が豪雨によって崩壊を起こした場合に、写真6から分かるように寺勾配の構造をしているため、その崩壊箇所になだれ込むように火山礫も崩壊を起こし、その結果、斜面崩壊が起きる可能性がある。また土壌硬度計では計測される硬度指数 28~29mm を硬盤と規定していることを考えると、調査対象とした斜面は、硬盤とは言えず斜面全体が不安定かつ崩壊しやすい斜面と考えられる。

一方、試料採取箇所および崩壊跡地(下流側)では、火山礫はなく強度が低い結果であった。斜面の表面は粒径が小さい土砂が堆積していた。これは上流側に堆積した火山礫が風化、移動を伴って細粒化したものが下流側に堆積した可能性が考えられる。

また、図5に地形調査の結果をまとめた。図5に示すように地層構成については、3層からなる地盤であった。採取層の下側に古期火砕流、採取層を覆うように新規火砕流が堆積し、採取層は下流に向かうにつれて、徐々に細粒化していることがわかった。

表2 土壌硬度計による貫入抵抗の測定結果

	火山礫 (上流側)	火山礫に挟まれた箇所		試料採取箇所								崩壊跡地 (下流側)
		1	2	3	4	5	6	7	8			
指数 (mm)	46	20	17	20	17	8		11		9		
強度 (kPa)	∞	616.8	396.2	616.8	396.2	96.1		160.8		115.7		

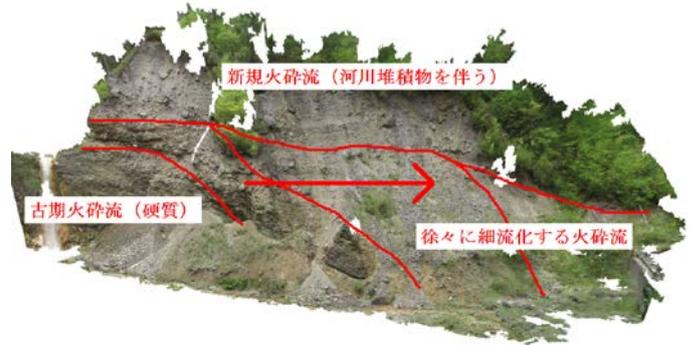


図5 現地調査結果

5. 火山碎屑物の物理・力学特性の把握

5.1 火山碎屑物の物理特性

火山碎屑物の物理特性を把握するために、土粒子の密度試験 (JIS A 1202)、土の最小・最大密度試験 (JIS A 1224)、粒度試験 (JIS A 1204) を実施した。自然含水比および乾燥密度については、試料採取の際に未攪乱で採取した試料を用いて、標準圧密試験時にカッターリングから圧密リングに移す際に質量を計測することで求めた。

表3に本研究で採取した試料、伊豆大島で採取された試料^{13),14)}(以下、伊豆大島砂と呼ぶ)の各種物理試験結果を示す。また、図6に2試料に加えて、火山碎屑物の一次、2次堆積物である富士火山灰¹⁵⁾の粒度試験結果を示す。物理試験の結果から、今回採取した試料の粒度特性に着目すると、富士火山灰、伊豆大島砂の中間に位置する物性値を示しており、土粒子密度 ρ_s および乾燥密度 ρ_d では、伊豆大島砂に比べ低い値を示した。これは、礫分の量が伊豆大島砂より多いことや海洋性火山と内陸性火山の違いによる土を構成する鉱物の差が影響しているものと考えられる。また、今回採取した試料は、伊豆大島砂と同様に相対密度が負の値を示した。これは、最小乾燥密度 ρ_{dmin} より原位置の乾燥密度 ρ_d が低い事を示しており、原位置での地盤は間隙が大きいことが考えられ、室内試験での再現が困難であるほど原位置での地盤が構造を有しており、緩やかに堆積していることを示している。攪乱試料を用いて力学試験を実施する際は、供試体の作製方法を検討する必要があることがわかった。

表3 物理試験結果

		火山性堆積物	
		採取試料	伊豆大島砂 ^{6,7)}
自然含水比	$w_n(\%)$	10.1	16.6
土粒子の密度	$\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	2.64	2.76
乾燥密度	$\rho_d(\text{g}/\text{cm}^3)$	1.27	1.39
最大乾燥密度	$\rho_{dmax}(\text{g}/\text{cm}^3)$	1.79	1.91
最小乾燥密度	$\rho_{dmin}(\text{g}/\text{cm}^3)$	1.35	1.39
相対密度	$D_r(\%)$	-29.2	-24.1
礫分	(%)	28.7	5.0
砂分	(%)	56.5	80.0
細粒分	(%)	14.8	15.0
最大粒径	(mm)	19.0	2.0
平均粒径	$D_{50}(\text{mm})$	0.43	0.25
均等係数	U_c	16.5	12.2
曲率係数	U'_c	1.40	1.96
細粒分含有率	$F_c(\%)$	14.8	15.0
工学的分類		S-F	SF

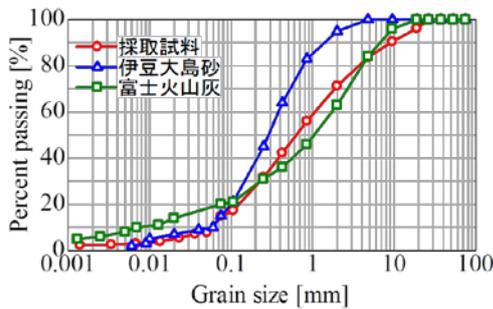


図6 粒度試験の結果

5.2 火山碎屑物の力学特性

火山碎屑物の力学特性を把握するために、標準圧密試験 (JIS A1217), 突き固めによる土の締固め試験 (JIS A 1210), 三軸圧縮試験を実施した。以下にその結果を示す。

標準圧密試験は、未攪乱状態の試料を用いて実施した。図7に標準圧密試験の結果を示す。図7より、土の圧密特性である圧縮指数 C_c は 0.18, 膨潤指数 C_s は 0.012 を示した。一般的な粘土の圧縮指数 C_c は $10^0 \sim 10^{-1}$ オーダーで、砂質土の圧縮指数 C_c は $10^{-2} \sim 10^{-3}$ オーダーであることから、砂分を 50% 以上も含むにもかかわらず、比較的圧縮性の高い材料であることがわかった。つまり、圧密降伏応力を超えるような応力を受けたとき、この材料は、粘土と同程度の大きな体積変化を生じてしまうことを示している。

締固め試験は、A-b 法(乾燥法・非繰り返し)で実施した。図8に締固め試験の結果を示す。高含水比状態(15~18%)で作製した供試体では、試験直後の供試体上部に水が溜まってしまった。これは、供試体が砂質土と同様の単粒構造となり、突き固めの振動によって水が供試体上部に上昇し、土中の粒子と水が分離したことが考えられる。低含水比に調整した供試体では、含水比 0~9% の間で乾燥密度が下がっていることがわかった。このことから、緩い密度の供試体を作製する際は、絶乾状態よりも多少湿潤させることで、三軸圧縮試験に利用するための再構成試料の作製が可能と考えられる。

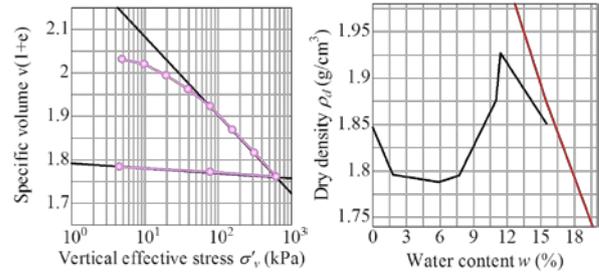


図7 標準圧密試験結果

図8 締固め試験結果

三軸圧縮試験は、4.75mm 以下に粒度調整したせん頭粒度試料を用いた。試験は相対密度の異なる 3 ケースを実施し、拘束圧は 98.1, 294.3kPa とした。各ケースの試験条件を表4に示す。Case2 は、未攪乱試料と同様に相対密度がマイナスになるケースであり、Case1 および Case3 は、緩詰め状態を想定したケースである。実験で用いる供試体は全て直径 $\phi=50\text{mm}$, 高さ $h=100\text{mm}$ とし、負圧法を用い、Case1 および Case3 は乾燥堆積法、Case2 は湿潤堆積法で作製した。供試体を試験機にセット後、通水を十分な時間行い、背圧を上昇させたのに、等方圧密を行った。その後、両ケースとも、排水量~時間関係から圧密終了判定後に非排水単調せん断試験 (CUbar 試験) を実施した。

表4 三軸圧縮試験の試験条件

ケース	Case1	Case2	Case3
拘束圧 [kPa]	98.1	294.3	
相対密度 [%]	10.4	-8.9	30.9

図9に三軸圧縮試験の結果((a)軸差応力~せん断ひずみ関係, (b)有効応力経路を示す。(a)では、明瞭なピークがみられず、いずれのケースについても単調増加した。(b)についても、有効拘束圧によらず、平均有効応力 p' が一度減少した後、平均有効応力 p' は増加に転じ、それに伴って軸差応力 q も増加する過圧密土のような挙動がみられた。供試体の状態によらず、有効拘束圧が低いケースでは、高いケースに比べて、極端に強度が低い結果となった。このことから、相対密度が負になるような緩い状態であっても、十分な拘束圧が作用していれば、斜面は壊れず、一方、拘束圧がほとんどないような斜面表層ではより崩れやすいことを示唆している。

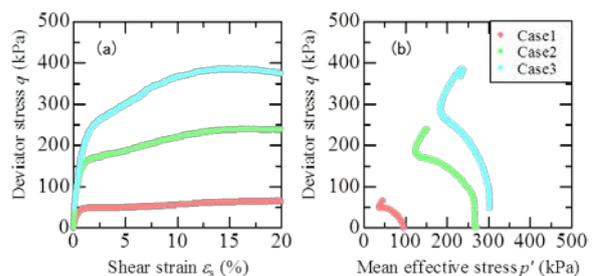


図9 三軸圧縮試験結果

5.3 火山砕屑物の力学特性のまとめ

本研究で採取した火山砕屑物は、物理特性から判断すると砂礫材料に近い性質であり、他の火山性堆積物に比べて粗粒分が多い。原位置での乾燥密度は最小密度試験で得られた最小乾燥密度より小さく、室内試験で再現が困難であるほど緩やかな堆積状態であることが分かった。また、圧縮性、せん断性のいずれの側面も砂礫材料を同様な力学特性を示していることが把握できた。

6. 粒子法による斜面の変形解析

粒子法 (SPH 法)^{5,6)}を用いた火山砕屑物斜面の変形解析を実施した結果についてまとめる。本研究では、火山砕屑物で構成される斜面の変形だけでなく、地下水の挙動、将来的には降雨による挙動を再現するため、土の構成モデルを用いて地盤の力学挙動を再現でき、また、間隙水の運動も同時に解くことができる水-土連成解析¹⁶⁾を用いて解くこととした。

6.1 材料定数

ここでは、土の骨格構造概念に基づいて、焼岳白水谷斜面に堆積した火山砕屑物の力学挙動を把握し、その材料定数を決定する。図 10, 11 に、5.2 の図 7 および図 9 で示した標準圧密試験結果、非排水三軸試験結果および弾塑性構成モデルによる再現結果を併せて示す。また図 11 には、再現解析中の過圧密および構造の推移を示す。なお、図 10 では、プロットが実験結果、実線が解析結果であり、図 11 では、太線が実験結果、細線が解析結果である。

図 10, 11 より、解析結果は実験結果を概ね再現できている。有効応力経路に着目すると、平均有効応力 p' が一度減少した後、平均有効応力 p' は増加に転じ、それに伴って軸差応力 q も限界状態線に沿って増加する過圧密土のような挙動を再現できている。表 5, 表 6 に再現により得られた材料定数と初期値を示す。今回採取した火山砕屑物は、初期過圧密比を有していることがわかる。

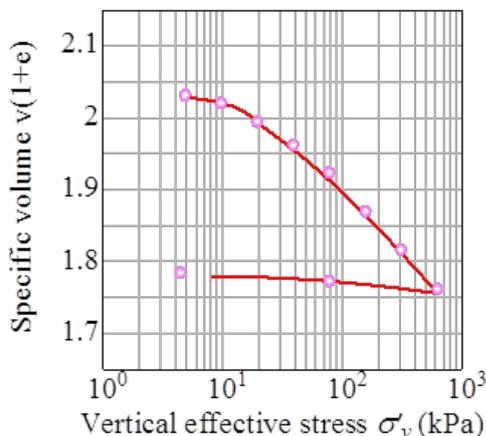


図10 標準圧密試験の再現結果

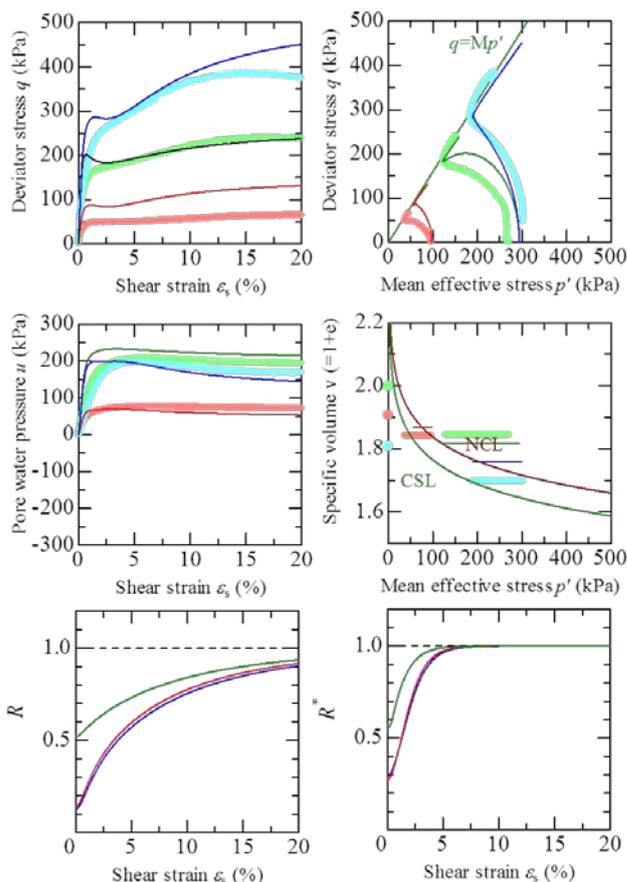


図 11 非排水三軸試験の再現結果

表5 材料定数

パラメータ	値
圧縮指数	0.088
膨潤指数	0.010
限界状態定数	1.50
NCL の切片	1.92
ポアソン比	0.3
正規圧密土化指数	0.25
構造劣化指数	4.0
構造劣化指数	0.7
回転硬化指数	0.0
回転硬化限界定数	0.0

表6 初期値

	拘束圧	比体積	構造の程度	過圧密比	鉛直応力
Case1	98.1kPa	1.91	5.0	76.3	9.81
Case2	294.3kPa	2.00	25.0	120.4	9.81
Case3		1.81	4.5	247.7	9.81
標準圧密試験	-	2.03	2.0	14.5	4.9

6.2 解析対象断面

解析断面の取得には、現地でも撮影した写真を用いてデジタル写真測量を実施し、斜面の三次元形状を作成した。得られた三次元形状から、CAD ツールを介して解析断面を

作成した。図13に現地踏査の結果ならびに解析対象断面(赤線部分)を示す。なお、図13に示すように、斜面上部には植生があることが確認できる。写真測量により三次元形状を把握する場合、撮影された写真をもとに三次元形状を取得するため、斜面上部については、植生の影響で、正確な斜面形状を捕捉することができなかった。そこで、植生のある箇所については、現地調査の結果を考慮し、斜面形状を推定した。図14に推定した解析断面(断面A-A')を示す。

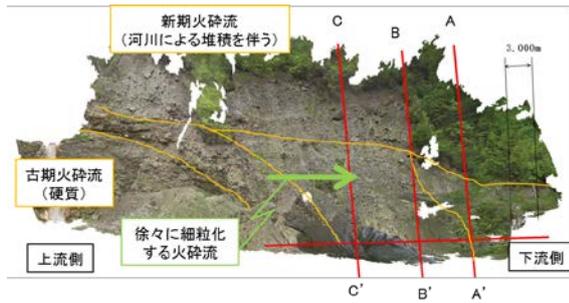


図13 解析断面

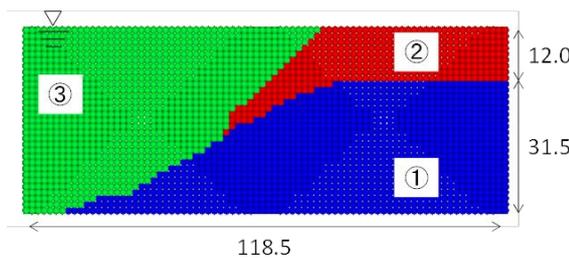


図14 解析断面 (A-A'断面) (単位 : m)

6.3 解析条件

材料定数について、試料採取層(領域①)は、6.1で得られた値(表5)を採用する。試料採取層を覆う新期火砕流層(領域②)は、植生に覆われていることに加えて、浸食が進んでいることや樹根の影響による見かけの粘着力を考慮して、簡単のため試料採取層(領域①)と同様の材料定数とした。また、試料採取の下位に位置する層については、礫分の含有量が多く、上流側では直立した壁面を有していたことから、変形し難いと考え、解析上では変形しない壁として取り扱った。斜面をモデル化するに当たり、本研究では、深さ方向に均質な初期構造および初期比体積を有する飽和地盤とした。初期過圧密比については初期構造および初期比体積の値から算出した(表7)。初期応力は、土被り圧に対応する等方応力を与えた。地盤作製後、図中の掘削領域(領域③)を掘削して斜面形状を模擬した。掘削方法については、該当の計算点を瞬間的に取り除き、斜面表面に作用している応力を外力として作用させ、除荷を模擬した。また、降雨履歴については、降雨を直接モデル化せず、危険側を想定して、完全飽和した斜面と仮定して計算を実施した。

表7 初期値

領域	比体積	構造の程度	過圧密比
①・②	1.91	5.0	5.7

6.4 解析結果

図15に得られた法肩の沈下量の時刻歴を、図16に得られた地盤中の過圧密 R および構造 R^* の推移を、図17に斜面全体の速度ベクトル分布を、図18に得られたせん断ひずみの蓄積量分布をそれぞれ示す。

図15に示すように、斜面上端部の沈下量に着目すると、掘削直後の状態から、沈下するものの、斜面は大変形、崩壊することなく、時間の経過とともに収束する傾向にあることが確認できる。図17および18に示すように、斜面中腹の表層から内部にかけて、変形していること、せん断ひずみの蓄積が確認できる。しかしながら、危険側を想定した飽和斜面にもかかわらず、火山砕屑物斜面の崩壊挙動にみられる表層崩壊やその後の後退性崩壊の再現には至らなかった。この原因として、図16示すように、高位構造を有していた斜面が、掘削後に構造は徐々に喪失する($R^* \rightarrow 1$)が、斜面全体として過圧密が完全に解消($R \rightarrow 1$)に至っていないことが考えられる。

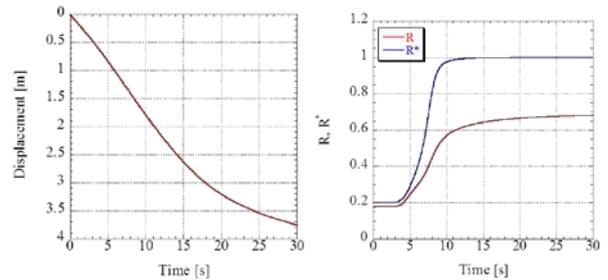


図15 斜面上端部の沈下量 図16 地盤中の過圧密と構造の推移

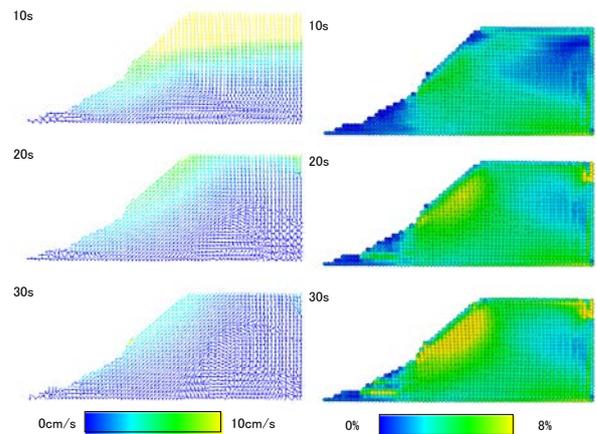


図17 速度ベクトル

図18 最大せん断ひずみ分布

6.5 変形解析のまとめ

骨格構造概念に基づいて実施した土質試験結果の再現により、採取試料の材料定数およびその初期値を決めることができた。また、現地で撮影した写真を用いたデジタル

写真測量により、斜面の三次元形状を作成できる可能性を示した。その斜面形状をもとに実施した粒子法による変形解析では、斜面内にせん断ひずみが蓄積したものの、火山砕屑物斜面の崩壊形態である斜面の表層崩壊とその後の後退性崩壊といった崩壊形態を再現するには至らなかった。

7. まとめ

本研究では、火山砕屑物斜面の崩壊予測のために、現地にて採取した試料から材料定数を決定し、またデジタル写真測量の結果ならびに現地踏査結果に基づいて解析断面を決定した。これらの情報を解析の入力値として用いて粒子法による斜面の変形解析を実施した。以下に、本研究で得られた知見を示す。

- 1) 地形解析により、焼岳白水谷周辺地域の新期の火山砕屑物分布域には、狭長な帯状を示す崩壊地の存在が明らかになった。このような小規模斜面崩壊が進行すると、斜面全体が不安定となり大規模な崩壊が発生すると考えられる。ここで、このような帯状に形成される崩壊地の特徴は、花崗岩の風化まさ土地帯にも観察される。このような地域の災害として「長野県木曾郡南木曾町土石流災害」があり、火山砕屑物のみならず、火山性の特殊土地域につながる地形と言える。
- 2) 現地調査により、焼岳白水谷斜面の地層構成は、3層からなる地盤であった。上流側の下層に古期火砕流が堆積し、それを覆うように新期火砕流が堆積しており、下流に向かうにつれて、徐々に細粒化していることがわかった。
- 3) 土質試験結果から、採取した火山砕屑物は、物理特性から判断すると砂礫材料に近い性質であり、他の火山性堆積物に比べて粗粒分が多い。原位置での乾燥密度は最小密度試験で得られた最小乾燥密度より小さく、室内試験で再現が困難であるほど緩やかな堆積状態であることが分かった。また、せん断性については、砂礫材料と同様な力学特性を示していること、圧縮性については、砂礫材料と比べやや大きいことが把握できた。
- 4) 粒子法による火山砕屑物斜面の変形解析結果から、骨格構造概念に基づいて実施した土質試験結果の再現により、採取試料の材料定数およびその初期値を決めることができた。また、現地で撮影した写真を用いたデジタル写真測量により、斜面の三次元形状を作成できる可能性を示した。その斜面形状をもとに実施した粒子法による数値解析では、斜面内にせん断ひずみが蓄積したものの、火山砕屑物斜面の崩壊形態である斜面の表層崩壊とその後の後退性崩壊といった崩壊形態を再現するには至らなかった。

今後は変形解析において、材料定数や解析条件、さらには取得した解析断面が崩壊後のある程度安定している地

盤にあったことなどを見直して、再度検討してゆく予定である。加えて、地震作用時や降雨のモデル化を検討して、火山地域における地盤災害の被害の軽減に寄与できるような研究をさらに発展させる。

謝辞

本研究は、一般財団法人国土技術研究センターの研究開発助成（平成26年度）を受けて実施した。本研究で用いた精密航空レーザー測量の計測データについて、国土交通省神通川水系砂防工事事務所ならびに岐阜県土整備部に提供して頂いた。また、株式会社安藤ハザマ山下航平氏ならびに名古屋大学大学院浜島圭佑氏には、本研究で実施した地形解析および実験に協力して頂いた。ここに記して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 毎日新聞 <台風26号>集落に豪雨の爪痕、伊豆大島：<http://mainichi.jp/graph/2013/10/16/20131016k0000e04021800c001.html>, (アクセス日:2014年7月30日)。
- 2) 稲垣秀輝: 全国の火山地域の分布特性とそこでの土砂災害の特徴, 平成26年度重点研究課題 火山地域における土砂災害発生メカニズムと社会的対応に関する研究集会資料, 2014.
- 3) 国土交通省北陸地方整備局：<http://www.hrr.mlit.go.jp/jintsu/outline/saigai/saigai.html>, (アクセス日:2014年12月23日)。
- 4) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002.
- 5) Lucy, L.B.: A numerical approach to the testing of the fission hypothesis, *Astronomical Journal*, Vol.82, pp.1023-1024, 1977.
- 6) Gingold, R.A. and Monaghan, J.J.: Smoothed particle hydrodynamics: theory and application to non-spherical stars, *Monthly Notices of the Royal Astron. Soc.*, Vol. 181, pp. 375-389, 1977.
- 7) 野々山栄人, 中野正樹, 野田利弘: SPH法による地盤の掘削解析, *土木学会論文集 A2*, Vol.69, No.2, pp.I_341-I_350, 2013.
- 8) Nonoyama, H., Moriguchi, S., Sawada, K. and Yashima, A., Slope stability analysis using smoothed particle hydrodynamics (SPH) method, *Soils and Foundations*, Vol.55, No.2, pp.458-470, 2015. <http://dx.doi.org/10.1016/j.sandf.2015.02.019>.
- 9) 長谷川育英, 星野康弘: 焼岳火山噴火緊急減災対策について(中間報告), 国土交通省北陸地方整備局, 神通川水系砂防工事事務所, 2011.
- 10) 原山智: 上高地地域の地質, 地域地質研究報告(5万分の1地質図幅), 地質調査所編, pp.94-116, 1990.
- 11) 浅野憲雄, 杉井俊夫, 山田公夫: 豪雨・地震時における斜面の安定性評価システムの構築, 土木学会第65回学術講演会講演概要集, pp.73-74, 2010.
- 12) 千田良道, 鈴木浩二: 2時期の航空レーザー測量のDSMによる移動土塊の抽出, 平成24年度砂防学会研究発表会, R4-16, 2012.
- 13) 本明将来, 横内啓隆, 若井明彦, 後藤聡: 台風26号による伊豆大島土砂災害の表層崩壊機構の検討(その1: 遠心模型実験), 第49回地盤工学研究発表, No.912, pp.1823-1824, 2014.
- 14) 増田将也, 荒木功平, 後藤聡: 火山性堆積物の物理特性および力学特性に関する研究, 第49回地盤工学研究発表, No.215, pp.429-430, 2014.
- 15) 西岡孝尚, 澁谷啓: 富士周辺における「スコリア」の地盤工学的特性, *地盤工学ジャーナル*, Vol.9, No.3, pp.397-415, 2014.
- 16) Maeda, K., Sakai, H. and Sakai, M.: Development of seepage failure analysis method of ground with Smoothed Particle Hydrodynamics, *Structural engineering / earthquake engineering*, Vol.23, No. 2, pp.307s-319s, 2006.

三軸試験による河川堤防土の強度定数設定法

Determination method for appropriate strength coefficients of river levee soils by triaxial test

小高 猛司¹, 崔 瑛¹, 李 圭太², 武 楊³, 田村 太郎³

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

2 (株)建設技術研究所 大阪本社 水工部

3 名城大学大学院 理工学研究科 建設システム工学専攻

概 要

砂や砂礫の河川堤防のすべり安定性を照査する場合に用いる強度定数は、CUB 試験か CD 試験で求めることが推奨されている。一方、円弧すべり解析が全応力法であることを考えると、CUB 試験で得られる有効応力の強度定数を用いるためには、何らかの合理性が必要である。本論文では、実務で実施される CUB 試験で得られる強度定数の意味を明確にするために、弾塑性力学の側面から CUB 試験の評価・解釈法を示すとともに、堤防の浸透条件を模擬した吸水軟化試験からその裏付けを行う。また、実際の河川堤防土の各種の三軸試験結果の検討を通して、提案法の妥当性について検討する。結果として、堤防の浸透すべりに対する安定計算に用いる強度定数は、CUB 試験を実施し、なおかつ大きな構造変化を伴わない変相時の有効応力状態で決定することを提案する。

キーワード：河川堤防，三軸圧縮試験，強度定数，弾塑性論

1. はじめに

平成 24 年に改訂された「河川堤防の構造検討の手引き」¹⁾では、砂質堤防土の浸透すべり破壊の照査に用いる強度定数は CUB 試験か CD 試験で得ることが推奨されている。しかし、密詰め砂質土を完全非排水せん断すれば、正のダイレイタンスの拘束圧によって軸差応力が増加し続け、強度定数を過大評価する場合もある。一方、ゆる詰め砂質土を完全排水せん断した場合、せん断中の体積圧縮の効果で、やはり強度定数を過大評価する場合がある²⁾。また、そもそも全応力法の円弧すべり解析に、CUB 試験や CD 試験の強度定数を用いる合理性も明確ではない。

本論文は、浸透すべり破壊の照査に用いる強度定数の合理的な設定法を提案する。そのため、まず通常実務で実施されている CUB 試験で得られる強度定数の意味を明確にするために、弾塑性力学の側面から CUB 試験の評価・解釈法を示すとともに、堤防の浸透条件を模擬した吸水軟化試験からその裏付けを行う。また、実際の河川堤防土の各種の三軸試験結果の検討を通して、提案法の妥当性について検討する

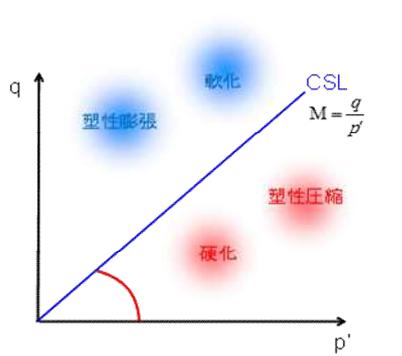
2. 弾塑性論に基づく強度定数の合理的解釈

オリジナルカムクレイモデルを代表する限界状態土質力学³⁾に基づけば、限界状態線（以下 CSL）は図 1(a)に示

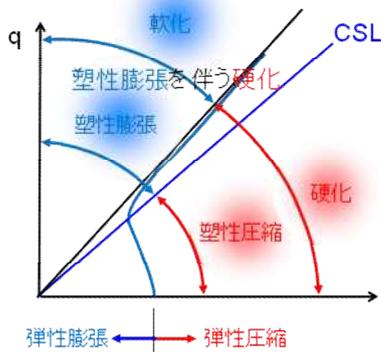
すように、塑性膨張と塑性圧縮の境界線となり、負荷規準を考察することによって、軟化と硬化の境界にもなる。ただし、図 1(b)の青線で示すような典型的な密詰めの砂であったり、図 1(c)の赤線で示すような典型的なゆる詰めの砂であったりした場合、前者であれば「塑性膨張を伴う硬化」、後者であれば「塑性圧縮を伴う軟化」という図 1(a)のオリジナルカムクレイモデルの範疇の弾塑性論では説明できない。そのため、橋口による下負荷面モデル⁴⁾をカムクレイモデルに組み込むことによって、硬化と軟化の境界を CSL より上側で規定することが可能となり、「塑性膨張を伴う硬化」という密な砂の力学挙動が合理的に説明できるようになった⁵⁾⁶⁾。

一方、「土の骨格構造（以下、単に構造と呼ぶ）」の度合いに応じて、硬化・軟化の境界を CSL の下側に決めることにより、「塑性圧縮を伴う軟化」を説明できるようにしたものが、浅岡らによる上負荷面カムクレイモデル⁷⁾である。実際の土は自然の状態において、「過圧密」も「構造」も有しており、そのいずれの度合いが卓越し、かつそれらの影響度合いがせん断中に徐々に変わる。両者を組み込んだモデルが SYS カムクレイモデル⁸⁾である。

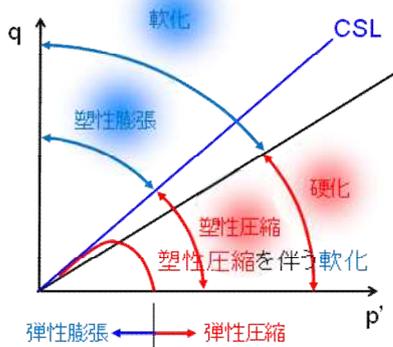
ここでは、個別のモデルの詳細な説明は割愛し、弾塑性論の立場から土質定数の考察を行う。図 1 (b)の青線の典型的な密詰め砂の非排水せん断挙動を考える場合、CUB 試験で得られる内部摩擦角 ϕ' は、CSL の上側に新たに作った軟化・硬化の境界線の傾きに相当する。土固有の状態量で



(a)オリジナルカムクレイモデルにおける CSL の役割



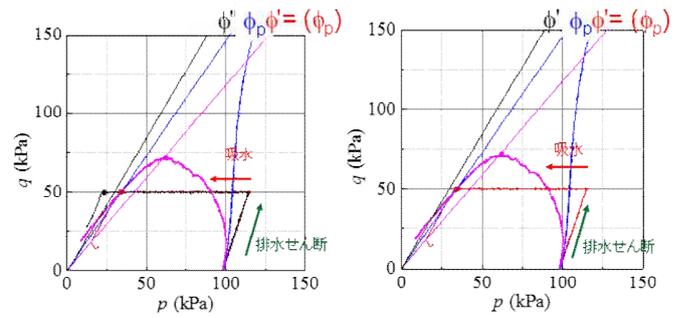
(b) 下負荷面モデルによる過圧密挙動の説明



(b) 上負荷面モデルによる構造的挙動の説明

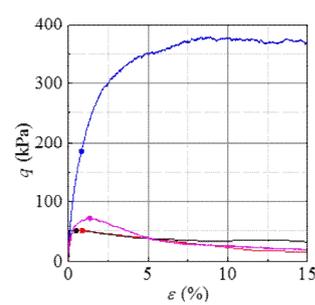
図1 弾塑性モデルに基づく土のせん断挙動の解釈

ある CSL は、前節で提案した変相線に相当し、その線の傾き ϕ_p は、CSL の傾き M に相当する。一方、ゆる詰め砂の典型的な非排水せん断挙動である図 1(c)の赤線を考える場合、CUB 試験で得られる内部摩擦角 ϕ' は、CSL の下側に新たに作った軟化・硬化の境界線の傾きに相当する。ゆる詰め砂の場合には、変相線の傾き ϕ_p と通常の内部摩擦角 ϕ' は一致すると考える。結果として、CUB 試験で得られる強度定数の位置づけを明確にすると、砂の状態を問わず、内部摩擦角 ϕ' は軟化領域と硬化領域の境界である。

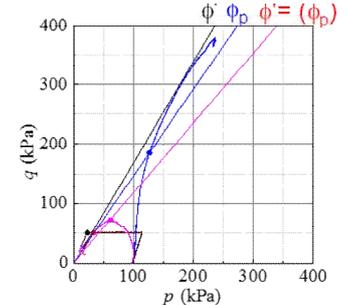


(a) 軸差応力～軸ひずみ関係

(b) 有効応力経路



(c) 有効応力経路 (拡大)



(d) 有効応力経路 (拡大・ゆる詰め)

図2 吸水軟化試験による強度定数の位置づけ

3. 吸水軟化試験による強度定数の位置づけ

図 2 は前節の解釈を明確にするために実施した、有効応力経路を制御した排水(吸水)せん断試験結果である。比較のために通常の CUB 試験も実施している。実験試料は、小鴨川堤防で採取した礫混じり砂であり、密詰め(締め度 90%) とゆる詰め砂(締め度 80%) の 2 種類である。

(b)の有効応力経路には、CUB 試験による経路を、密詰め砂が青線、ゆる詰め砂がピンクで示している。通常の実務と同様に、この二つの CUB 試験結果から、密詰め、ゆる詰めそれぞれの ϕ' 、 ϕ_p を決め、それぞれの傾きが低い有効応力レベルにおいて、どのような位置づけにあるのか、吸水試験によって明らかにする。(c)の有効応力経路は、(b)を拡大したものである。黒線が密詰め砂の吸水試験結果であり、重なって見えづらいが、赤線がゆる詰め砂の吸水試験結果である。さらに、ゆる詰め砂の結果のみにした図が (d)の有効応力経路である。

(c)の有効応力経路に着目する。通常の CUB 試験と同様に、初期有効応力 100kPa で等方圧密した後、排水条件で徐々に軸差応力を増加させ、 $q=50\text{kPa}$ まで上昇させる。ここまでは、通常の CD 試験とほぼ同じである。 $q=50\text{kPa}$ 到達後は、そのまま q 一定のまま、供試体内への吸排水を許したまま、間隙水圧を徐々に上昇させることにより平均有効応力 p' を低下させ、破壊するまでその操作を継続する。これは、堤防の浸潤に伴う不安定化を模擬したものであり、低い有効応力状態での破壊を観察するための実験である。(c)図より、密詰め砂の黒線は、試験で得られた ϕ_p を超え、さらに ϕ を超えて軟化領域に入り、しばらくしてから急激に吸水が始まり、軸ひずむが急激に増加し破壊に至る。(a)

の軸差応力～軸ひずみ関係において、急激に吸水がはじまり破壊したと判断できる点を黒点で表しているが、その状態に至るまで、ほとんど軸ひずみが進行しておらず、いわば剛塑性的な破壊をしている。一方、(d)のゆる詰め砂も同様の実験をしているが、試験で得られた ϕ_p ならびに ϕ を超えて軟化領域に入り、CUB 試験の有効応力経路と同じ位置に至ってから急激に吸水が始まり、軸ひずみが急激に増加し破壊に至る。

以上のように、CUB 試験で決定した ϕ_p ならびに ϕ は、有効応力の空間上で、排水条件や応力レベルに関係なく、破壊領域を特定するための境界線として用いることができる。具体的には ϕ よりも左側に有効応力状態が入ると危険である。ただし、密詰め砂の ϕ は、試料の状態によって容易に変わりうるものであることから、土の固有の性質を表す CSL に相当する ϕ_p を用いる方が、安全側でもあり、適切であると考えている。また、堤防は低拘束圧での破壊現象であるため、通常の高い拘束圧での三軸試験は不適切であるとの批判もよく聞かれるが、この試験からわかるように、三軸試験で決定しているのは応力レベルの小さい領域でも成り立つ破壊の敷居線であり、低拘束圧で無理に求める必要もなく、実験誤差の少ない通常の三軸試験でも問題はない。

4. 不攪乱堤防土の三軸試験結果の評価

4.1 試験試料と試験条件

不攪乱試料の採取は、開削工事中の河川堤防の堤体にて、塩ビパイプを慎重に打ち込み、丁寧に手掘りで採取した。実験室に搬入後、一旦凍結させてから供試体を成型した。再構成供試体は、不攪乱試料の採取場所直近から採取した攪乱試料を 9.5mm フライで粒度調整を行ったものを用いた。所定の含水比に調整してから、締固め度 90% (乾燥密度 1.47 g/cm³) となるように 5 層に分けて慎重に締め固めた。いずれの供試体も三軸試験装置に設置後、二重負圧法による完全飽和化を行った後、所定の有効拘束圧で圧密した後、非排水せん断を実施した。凍結供試体は飽和化後、15 時間程度静置し、供試体を完全に解凍させた後に、同様の手順で試験を実施した。

4.2 試験結果

図 3 に不攪乱試料の三軸試験結果を示す。有効拘束圧 200kPa の 2 ケースの試験ではほとんど差が見られないが、有効拘束圧 50kPa の 2 ケースのせん断挙動は大きく異なる。すなわち、慎重に採取した不攪乱試料でも、試験結果に差が生じ、特に変相状態を超え、正のダイレイタンスが發揮されてからの差が顕著にあらわれている。この要因は、採取や運搬時の乱れ、凍結過程、あるいは元々の地盤の締固め履歴等、色々考えられるものの、明確ではない。

次に、締固め度 90%、初期含水比 18% の再構成試

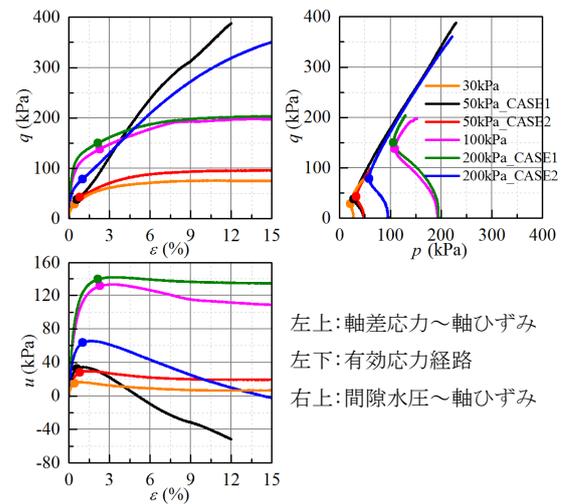


図 3 不攪乱試料の三軸試験結果

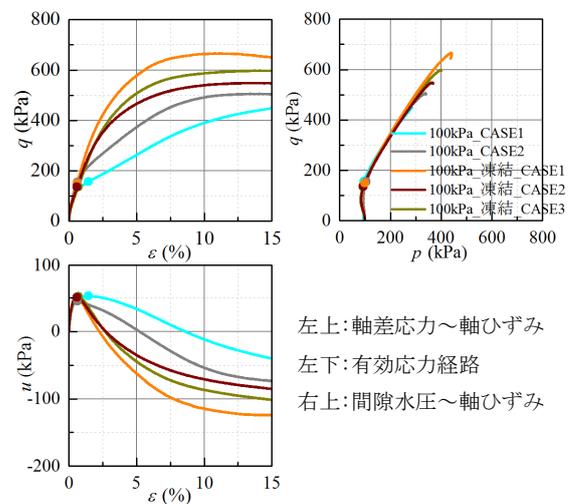


図 4 再構成及び凍結再構成試料(含水比 18%)

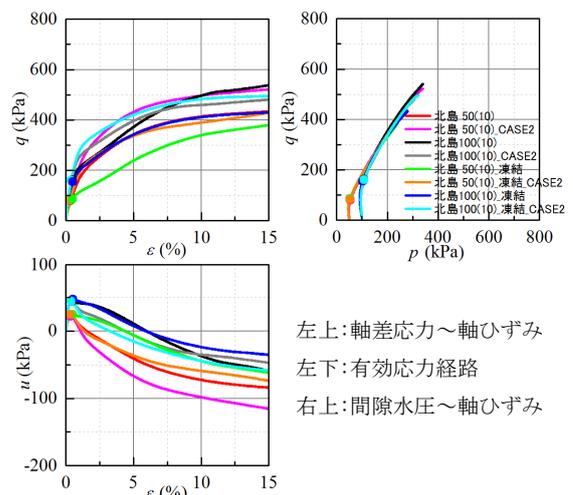


図 5 再構成及び凍結再構成試料(含水比 10%)

料とそれを一旦凍結させた凍結再構成供試体の三軸試験結果を示す。図 4 は有効拘束圧 100kPa の試験結果であり、再構成、凍結いずれも同じ条件の試験を 2 ないし 3 ケース実施している。軸差応力～軸ひずみ関係に若干の違いは見られるものの、凍結前と後でグループ分けができ、特に有効応力経路はそれぞれ近いものになっている。

また、総じて凍結後の方が最大軸差応力は大きくなる。これは、凍結履歴によって土の骨格構造が劣化し、より過圧密特性が顕著になったためと考えている。

図5に含水比10%で作製した再構成供試体の試験結果を示す。含水比18%のケースと異なり、凍結によって軸差応力が逆に小さくなるように見えるが、凍結前後の差は含水比18%のケースほど顕著ではない。

図6に、以上の試験より得られたモールの応力円と破壊規準線を示す。左図および右図はそれぞれ、全応力および有効応力で整理したものである。点線は最大軸差応力で描いたモールの応力円と破壊規準線であり、実線は変相状態での応力で描いたものである。変相状態は、過剰間隙水圧最大時の応力として決定しており、図3~5のグラフ上にプロットしていたものである。いずれのケースにおいても、最大軸差応力で評価すると、全応力で整理した場合、拘束圧に整合するモール円が得られず、強度定数の決定が困難である。一方、有効応力で整理すると、拘束圧に整合するモール円が得られる。右図中には、変相状態で評価した内部摩擦角 ϕ_p と最大軸差応力時で評価した内部摩擦角 ϕ' の両者を示している。また、左図には参考のため、変相時の応力（全応力）で評価した内部摩擦角 ϕ を示した。不攪乱試料においては、 ϕ' と ϕ_p に有意な差があるが、再構成試料については、含水比や凍結履歴に拘わらず、 ϕ' と ϕ_p に大きな差はなく、しかもどのケースでもほとんど同じであった。すなわち、不攪乱試料をCUB試験した場合に最も大きな内部摩擦角 ϕ を得るが、 ϕ は極端な完全非排水せん断条件で発揮される内部摩擦角であり、過大評価に繋がる可能性がある。一方、変相時の応力を用いて整理した場合には、供試体の状態にほとんど関係なくほぼ同一の ϕ_p が得られる。つまり、密詰め傾向を示す砂質堤体試料の場合は、現場の密度を再現できていれば再構成試料でも適切な強度定数が得られると考えられる。

5. まとめ

本論文では以上の実験ならびに考察の結果、河川堤防の浸透時のすべり破壊に用いる強度定数の設定法について以下の提案を行う。すなわち、CUB試験を実施した上で、 ϕ_p ならびに ϕ' を求め、基本的には ϕ_p を採用する。なお、 ϕ_p ならびに ϕ' の決定にあたっては、粘着力 c はゼロとして求めることが妥当と考えている。 $c=0$ にすることにより、表層すべりモードが頻出してしまうことが考えられるが、これは実際に破壊に至るモードであるのか判断し、表層すべりモードは採用しないように配慮することによって、その問題は回避できるものと考えている。

また、以上のように強度定数を決定することにより、砂質土の試験を行う場合に、試験結果に敏感に影響を及ぼすことが知られている。供試体の乱れの程度、凍結履歴などの影響を大きく受けずに原地盤の強度を適切に評価することも示すことができた。

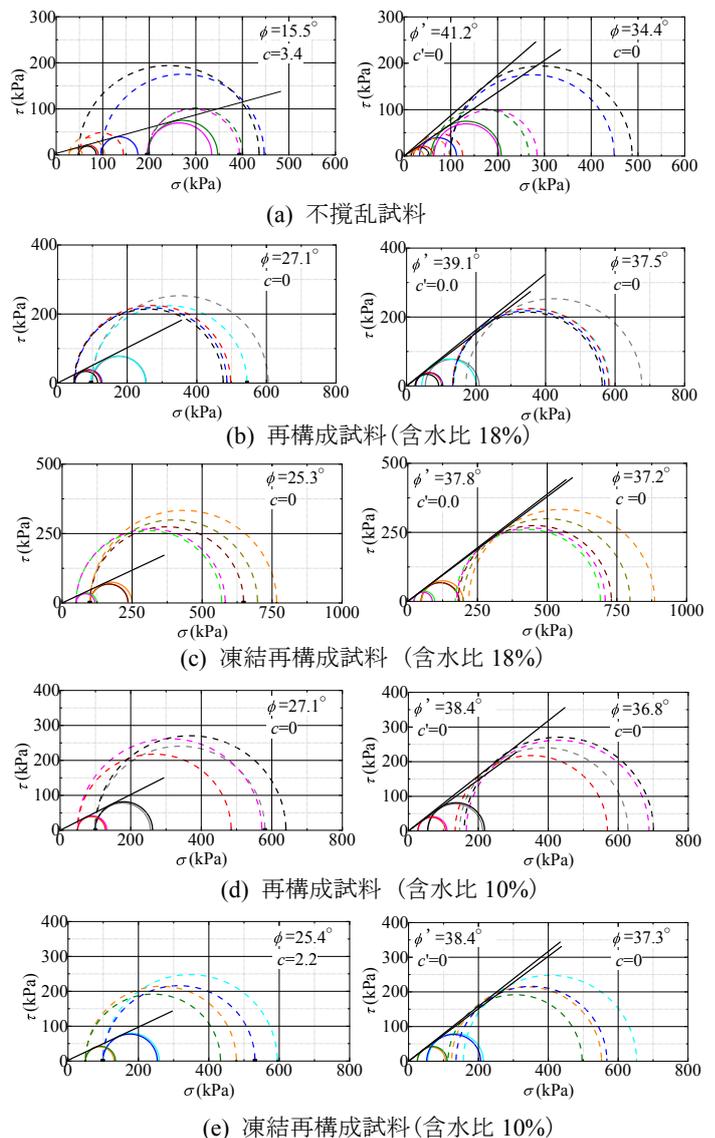


図6 モールの応力円と破壊規準

参考文献

- 1) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版），2012。
- 2) 小高猛司，板橋一雄，中島康介，牧田祐輝，李 圭太，上村俊英，坪田邦治，加藤雅也：河川堤防砂礫の変形・強度特性の評価手法に関する考察，地盤工学ジャーナル，Vol.5，No.2，pp.193-205，2010。
- 3) Scofield, A.N. and Wroth, C.P., Critical state soil mechanics, McGRAW-Hill, 1968. Ishihara, K. and Yoshimine, M.: Evaluation of settlement in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and foundations, Vol.32, No.1, pp.173-188, 1992.
- 4) Hashiguchi, K.: Subloading surface model in unconventional plasticity, Int. J. of Solids and Structures, vol.25, No.8, pp.917-945, 1989.
- 5) 浅岡顕，中野正樹，野田利弘，外岡ちづる：超過圧密粘土供試体のせん断挙動の水～土骨格連成計算，第7回中部地盤工学シンポジウム論文集，pp.121-128，1995。
- 6) 浅岡顕，小高猛司，野田利弘：密な砂の吸水軟化に関する実験と解析，第7回中部地盤工学シンポジウム論文集，pp.39-44，1995。
- 7) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T., Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, Soils and Foundations, Vol.40, No.2, pp.99-110, 2000.
- 8) 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.

プレート沈み込み運動と地震力の複合作用に起因するプレート境界断層の力学挙動
 Mechanical behavior of décollement zone at plate boundary
 when subjected to combination of plate tectonics and earthquake force

栗本悠平¹, 小枝幸真¹, 王乾¹, 張鋒²

1 名古屋工業大学大学院・工学研究科・創成シミュレーション工学専攻

2 名古屋工業大学大学院・工学研究科・E-mail : cho.ho@nitech.ac.jp

概 要

沈み込み帯におけるプレート境界断層形成時の力学挙動を理解することは、海溝型地震発生帯の形成メカニズムを解明する大きな手がかりになる。しかしながら、巨大地震に関する研究は地質記録等からの類推によるものがほとんどであり、プレート境界断層材料を用いた力学試験やその形成メカニズムに関する研究は数少ない。本研究ではこの未解決の問題であるデコルマ形成要因として、プレート境界特有の地震等により発生する「平均応力と偏差応力が共に変化する動的外力」が鍵を握ると考えた。本稿では有限変形 FEM 解析を用いた数値実験により、地震等の動的外力とプレートの沈み込みに伴うせん断変形がデコルマ形成に与える影響を解析的に検証し、特に動的外力を受けるプレート境界断層の体積変化や粒子配列に着目した。その結果、動的外力が海底岩盤に作用すると、プレート境界断層は粒子配列を維持したまま大圧縮挙動を示すことが明らかとなった。

キーワード：デコルマ、数値実験、せん断変形、繰返し載荷

1. はじめに

プレート境界である南海トラフでは近い将来、高確率で巨大地震が発生すると予測されており、その発生メカニズムの解明や対策が切望されている。しかしながら、これまでの巨大地震に関する研究は遠方観測データや遠い過去の地質記録からの類推によるものがほとんどであり、プレート境界断層材料を用いた力学試験やその形成メカニズムに関する研究は数少なく、室内要素試験や数値実験等の基礎的な研究が求められる。

近年ではプレート境界断層の掘削を目指した国際深海掘削計画 (Ocean Drilling Program; ODP) や統合国際深海掘削計画 (Integrated Ocean Drilling Program; IODP) の策定に始まり、日・米・欧が参加する国際海洋掘削計画第 190 次航海では室戸岬沖の南海トラフにおいて深海掘削調査が実施されている。深海掘削調査で採取された室戸岬沖の南海トラフ試料より、将来的にプレート境界断層になるとされるデコルマ相当層準 (以下、プロトデコルマ) では自生鉱物粒子に起因する粒子間セメンテーションが存在し、低密度状態であることが確認されている。また、プレート境界断層に相当するデコルマではある深度で異常とも言える体積圧縮を生じ、高密度状態であることが確認されている (Morgan and Karig, 1995; Ujiie et al., 2003)。これはプロトデコルマで形成されていた粒子間セメンテーションが

数十万年を経てデコルマへ変化する過程で崩壊し、高密度状態に移行したことを意味する。一方、採取されたデコルマのコア試料を観察すると、デコルマは数 mm~数 cm 程度の角礫で形成されており、その角礫内部における粒子配列はランダムな状態を維持していることが明らかにされている (Ujiie et al., 2003)。これはデコルマを形成する角礫内部において、せん断変形を受けた形跡が認められないことを意味する。

地盤工学において、粒子間を繋ぐ役割を果たすセメンテーションや土粒子の嵩張り (カードハウス構造) により形成される構造などの崩壊はせん断変形に起因するとされる。しかしながら、デコルマを形成する角礫内部ではランダム組織を維持したままセメンテーションが崩壊することで高密度化し、従来の地盤工学で認識されてきた「せん断変形による高密度化」と矛盾している。そこで、著者らは地震動に起因する低周波流圧変動がデコルマ層準において発生していること (Davis et al., 2006)、高位な構造を有する砂は小さな振動により大圧縮するという実験事実 (Asaoka, 2002) に着目し、従来の認識とは大きく異なる仮説を立てた。すなわち、デコルマではせん断変形が支配的でなく、ランダム組織を維持したままセメンテーションを崩壊させるのは地震による疎密波やプレート境界断層内部の局所的な材料破壊、流圧変動等の「平均応力と偏差応力が共に変化する動的外力」に起因すると仮定した。

本研究ではこの仮説を検証するために、プレート境界断層の海洋堆積物を用いた室内要素試験を実施し、動的外力を受ける巨視的変形特性と微視的内部組織の変化を評価する。ただし、海洋プレートが大陸プレートに沈み込む過程で生成されたデコルマは完全に境界値問題であり、その形成メカニズムを室内要素試験のみで議論することは充分ではない。そこで、本稿では回転硬化型弾塑性構成式 Cyclic mobility model (Zhang et al., 2007) に基づく土・水連成有限変形静的・動的 FEM 解析プログラム「DBLEAVES」(Ye et al., 2007) を用いた数値実験により、地震等の動的外力とプレートの沈み込み運動に伴うせん断変形がデコルマの形成に与える影響を解析的に検証し、特に動的外力を受けるプロトデコルマの体積変化や粒子配列に着目した結果を報告する。

2. 数値実験によるデコルマ形成メカニズムの検証

2.1 地震等の動的外力を受けるプレート境界断層の力学挙動

地盤工学や地震学で海底岩盤の動的力学特性を議論する場合は、一度の地震動のみを考慮し、均質な弾性材料として取り扱うことがほとんどである。しかしながら、未固結シルト岩に動的载荷が繰返し作用した場合、大きな塑性変位が発生する試験結果 (Kurimoto et al., 2015) が得られている。加えて、プレート境界断層においてプレートの沈み込みに伴う材料破壊や破壊に伴うすべり挙動が繰返し発生している事実を踏まえると、海底岩盤を弾塑性材料としてモデル化することが適切である。そこで、本数値実験ではこれらの材料特性を考慮した上で、地震等の動的外力が海底岩盤の力学挙動に及ぼす影響を数値実験により検証する。なかでも、プレート境界断層の体積変化や構造、粒子の配列を意味する異方性の変化を観察する。

2.1.1 解析メッシュおよび境界条件

解析メッシュは南海トラフ付近の沈み込み特徴である沈み込み角度 2~5 度、デコルマ層厚約 32.6 m を再現するために、プレート境界断層の沈み込み角度は 2 度とし、プレート境界断層の層厚を 40 m とした。図 1 に 16226 節点および 15972 要素から構成される横幅 6060 m、深さ 2000 m の簡易的な二次元海底岩盤の解析メッシュを示す。なお、プレート境界断層の深度はプロトデコルマとデコルマの存在が確認されているそれぞれの深度約 400 m と約 800 m を参考に 390 m~640 m としている。初期応力は自重応力場として与えた。

海底岩盤に与える動的外力は、地震等による衝撃が遠方より伝播してきたことを想定し、解析メッシュの左側面に位置する深度 1000 m の節点に振動荷重として x 方向に入力する。振動荷重は振動地点に位置する要素の平均有効応力 5.69 MPa を考慮し、図 2 に示す周期 1 Hz の最大値 5 MPa を有する \sin 波とした。また、振動地点の節点とその周辺 320 m (赤線で表示) を構成する節点を水平方向に等変位

境界とすることで、実際に観測される地震や海底岩盤における材料破壊を再現する。なお、動的解析においては初期剛性比例型の Rayleigh 減衰を使用し、減衰定数は通常のコンクリート部材や軟岩を参考に 0.05 と仮定した。

境界条件は解析メッシュ下端面を鉛直・水平方向固定とし、両側面は鉛直方向自由、水平方向固定とした。水理境界については、解析メッシュ下端面および両側面を非排水境界とし、地下水位は GL と同じであると仮定した。

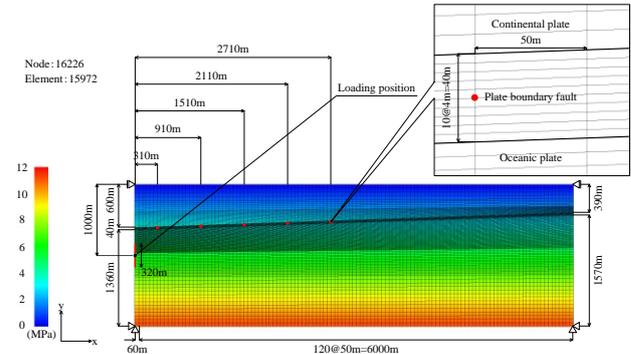


図 1 解析メッシュおよび平均有効応力分布

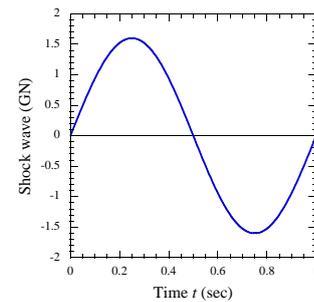


図 2 動的外力を再現した振動荷重

2.1.2 材料パラメータ

材料パラメータは大陸プレート、プレート境界断層、海洋プレートの海洋堆積物を用いた室内要素試験を基に設定すべきである。しかしながら、海洋堆積物のサンプル試料は非常に貴重である上に個数も限られるため、物理特性や力学特性等の試験結果を入手することが困難である。そこで、本研究では地質学や地震学、地球物理学においては地球内部の物質を一般的に弾性体と仮定していることを参考に、大陸プレートと海洋プレートを弾性材料と見なした。一方、プレート境界断層はプロトデコルマのようなランダムな粒子配列である上に、若干の過圧密かつ高位な構造・セメンテーションを有する軟岩と想定し、その材料パラメータは多孔質凝灰岩である堆積軟岩の田下石や未固結シルト岩を用いた室内要素試験 (Xiong et al., 2014; Kurimoto et al., 2015) を基に設定した。なお、海底岩盤に対して地震等を再現した動的外力を直接与えると材料が破壊し、動的外力によるエネルギーが伝播しないため、解析メッシュの左側面に位置する幅 60 m の要素を弾性材料である硬岩とした。

大陸プレートおよびプレート境界断層、海洋プレートの材料パラメータとプロトデコルマの排水三軸圧縮試験と平面ひずみ試験の要素シミュレーション結果を表1、図3に示す。材料パラメータの物理的意味などは参考文献(Zhang et al., 2007)を参照されたい。図3より、自然界のデコルマで観察される粒子間セメンテーションの喪失に伴う軟化挙動中の塑性圧縮挙動を定性的に表現していることが分かる。

表1 材料パラメータ

	Continental plate, Oceanic plate	Soft rock	Loading position
Compression index λ	-	0.11	-
Swelling index κ	-	0.0076	-
Critical state stress ratio R_f	-	3.9	-
Void ratio N ($p=98\text{kPa}$ on N.C.L.)	0.70	0.70	0.70
Poisson's ratio ν	0.20	0.20	0.20
Young's modulus E (kPa)	9.0E+5	-	1.935E+7
Degradation parameter of overconsolidation state m	-	0.10	-
Degradation parameter of structure a	-	0.25	-
Evolution parameter of anisotropy b_r	-	0.0010	-
Initial degree of overconsolidation OCR ($1/R_0$)	-	5.0	-
Initial degree of structure R_0^*	-	0.010	-
Initial anisotropy ζ_0	-	0.0	-
Permeability k (m/sec)	1.0E-9	1.0E-9	1.0E-9
Wet unit weight γ (kN/m ³)	21.07	21.07	21.07

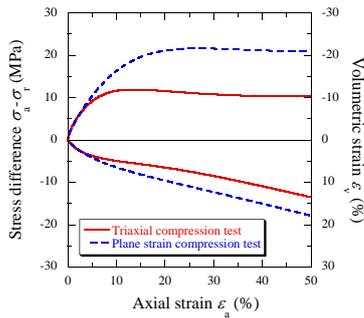


図3 要素シミュレーション結果 (拘束圧 5 MPa)

2.1.3 解析ケース

本解析では海底岩盤に対して大地震による数百年に一度の振動荷重 (延長 1 秒) とその後の圧密沈下の 1 サイクルを合計 100 サイクル (二百年周期) とする。そして、複数回の動的外力がプレート境界断層の力学挙動に与える影響、特にデコルマで観察される体積ひずみ 30% 程度の大圧縮が発生し得るかを検証する。本数値実験では図1に示すプレート境界断層の x 方向に沿い 310 m, 910 m, 1510 m, 2110 m, 2710 m に位置する節点と要素に着目する。なお、地震等による動的外力の影響のみを把握するために、プレートの沈み込み運動により発生するせん断変形は再現していない。

2.1.4 解析結果および考察

振動荷重を二百年に一度与えるサイクルを合計百回繰返した際の 60 秒後と二万年後における各要素の力学挙動を図4と図5にそれぞれ示す。図4に示す各方向の応答加

速度に着目すると、最大で約 7.0 m/sec^2 (700 Gal) の加速度を観測していることがわかる。これは実際の地震動においても観測される値であり、本数値実験で設定した地震動による振動荷重の値は根拠のあるものと言える。過剰間隙水圧に関しては最大で約 3.7 MPa まで上昇し、それに伴い各方向の応力や平均応力は大幅に減少している。これらの結果より、海底岩盤を全て均質な弾性材料として扱う地盤工学や地震学の認識が必ずしも正しいわけではなく、海底岩盤をモデル化する際は適切な弾塑性材料として取り扱う必要があると考える。

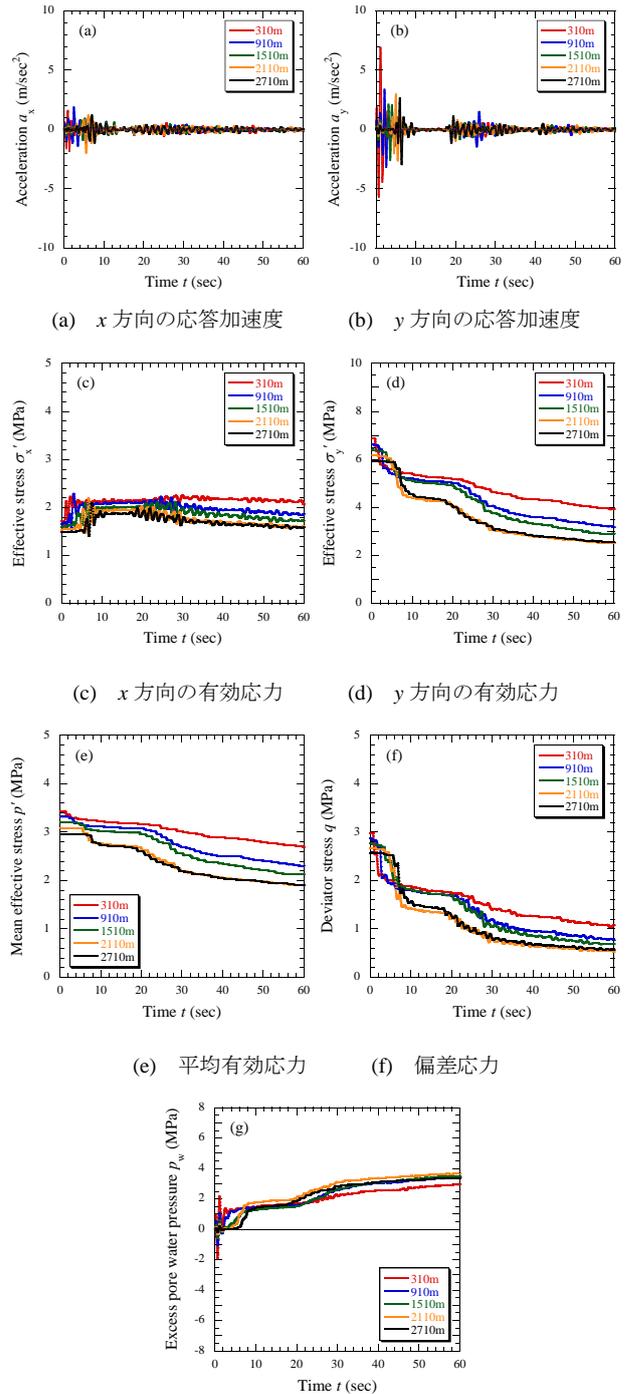


図4 プレート境界断層の力学挙動 (60 秒後)

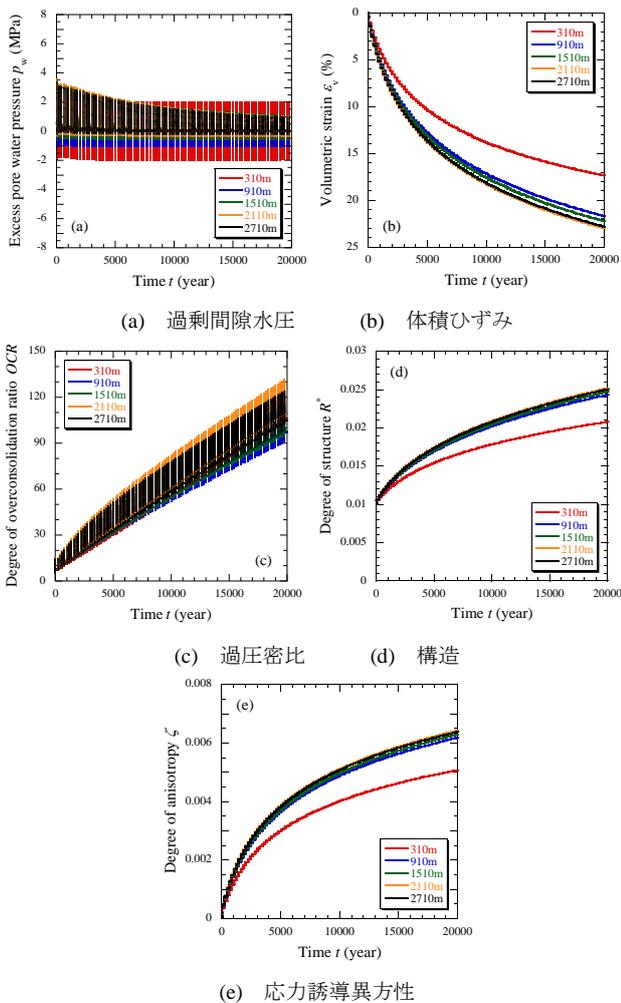


図5 プレート境界断層の力学挙動 (二万年後)

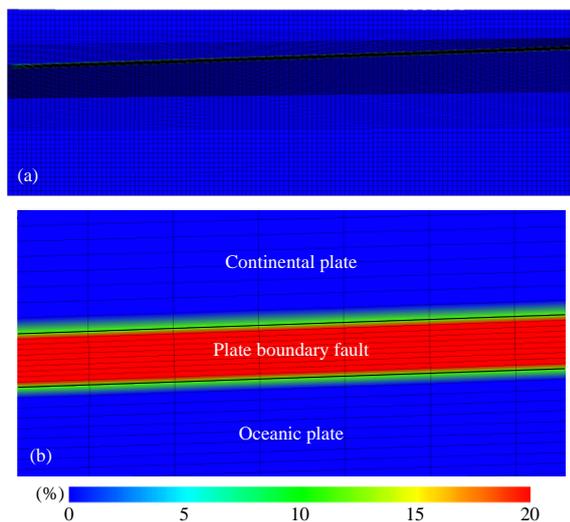


図6 体積ひずみ分布 (二万年後); (a) 全体, (b) 拡大

一方、図5に示す各要素の力学挙動より、過剰間隙水圧の変動幅は振動荷重を受ける度に小さくなる傾向にあると言える。また、図6に示す海底岩盤の体積ひずみ分布を観察すると、合計百回の振動荷重を受けると最大で20%以上発生しており、プロトデコルマに複数回の動的外力が作用すると自然界のデコルマで観察される30%を超える体

積圧縮挙動を示す可能性は充分にある。

ここで、図5に示す各要素の過圧密比と構造、異方性の経年変化に着目すると、体積ひずみの増加に伴い過圧密比は上昇するが、構造は最大で0.024程度であり顕著な構造喪失(構造が完全に喪失した場合は $R^*=1.0$ となる(Asaoka et al., 2002))は見られない。すなわち、プレート境界断層の体積ひずみは20%以上発生しているにもかかわらず、内部の構造・粒子配列はランダムな状態を維持したままである。言い換えれば、地震等の動的外力に起因する振動荷重がデコルマの形成要因である可能性が示唆された。ただし、これらの結果は表1の材料パラメータや構造と応力誘導異方性の発展則に依存するため、プロトデコルマの力学挙動を定量的に評価する際は海洋堆積物を用いた室内要素試験より同定した材料パラメータで検証する必要がある。

2.2 せん断変形を受けるプレート境界断層の力学挙動

前節2.1では地震等の動的外力が海底岩盤、特にプロトデコルマの力学挙動に及ぼす影響を検証し、「平均応力と偏差応力が共に変化する動的外力」がデコルマの形成要因である可能性が示唆された。ただし、南海トラフで観測される沈み込み速度は年間約4 cmとされ、海洋プレートの沈み込み過程を再現しなければプレート境界断層の力学挙動を緻密に評価しているとは言い難い。そこで、プレートの沈み込み運動を数値実験で再現し、せん断変形がデコルマの形成に及ぼす影響を把握する。

2.2.1 解析条件

解析メッシュおよび材料パラメータ、水理境界は前節2.1と同様とする。ただし、前節2.1において解析メッシュの左側面に設定した硬岩は、大陸プレートと海洋プレートと同様の弾性材料に変更した。なお、初期応力は自重応力場として与えた。

境界条件は大陸プレートを水平方向固定、海洋プレートを鉛直方向固定かつ両側面をともに等変位境界とする。また、プレートの沈み込み過程を忠実に再現するために、図7に示すように南海トラフ付近で観測される年間4 cmのプレート移動量(赤線で表示)を海洋プレートに対して千年間与え、海洋プレート内部に対しても等間隔で強制的に作用させる。

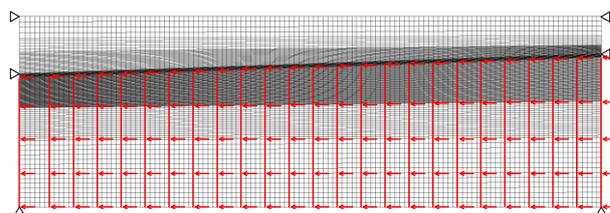


図7 南海トラフの沈み込み運動を再現した境界条件

2.2.2 解析結果および考察

海洋プレートに年間4 cmのプレート移動量を千年間(強制変位40 mのせん断変形)与えた場合の大陸プレー

トとプレート境界断層、海洋プレートの偏差ひずみテンソルの第2不変量（以下、偏差ひずみ）および体積ひずみ分布を図8と図9にそれぞれ示す。これらの結果より、プレート境界断層と大陸プレートが接する境界付近において局所的にせん断帯が発生していることが分かる。せん断帯では250%以上の偏差ひずみが発生しており、せん断帯以外のプレート境界断層ではほとんど発生していない。前節2.1と時間スケールが異なる理由は、せん断ひずみが局所的に250%以上も発生し、解析プログラムの性能を超えたためである。

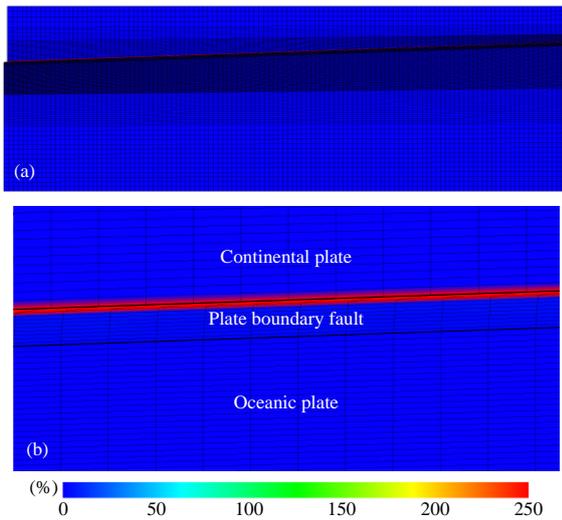


図8 偏差ひずみ分布（千年後）；(a) 全体，(b) 拡大

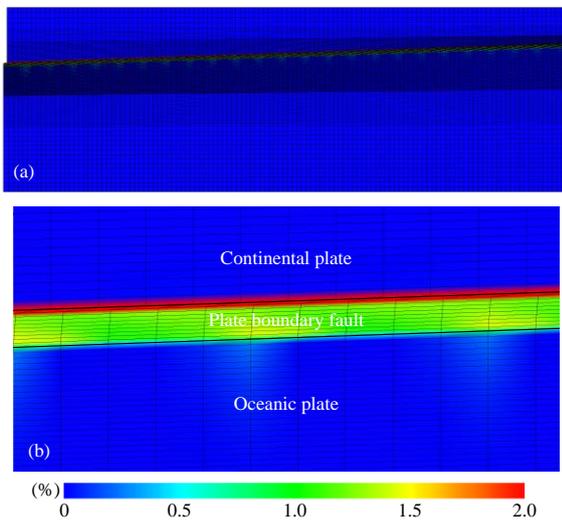


図9 体積ひずみ分布（千年後）；(a) 全体，(b) 拡大

ここで、図10に示すプレート境界断層におけるせん断帯とその外部要素の力学挙動に着目すると、せん断帯では構造の喪失に伴う大きな体積圧縮を示している。一方、せん断帯外部においては、せん断変形により発生した体積ひずみも数%程度である上に、構造は喪失することなく異方性の発達も非常に小さい。すなわち、せん断帯がひとたび発生すると、その後のせん断変形はせん断帯領域でほとんどまかなわれる（変形の局所化；localization）と言え、

せん断帯外部におけるプレート境界断層は高位な構造・セメンテーションを維持したままである。言い換えれば、プレートの沈み込み過程で発生するせん断変形はランダム組織かつ高密度状態のデコルマの特異性に寄与することはなく、デコルマの形成要因から排除できる。

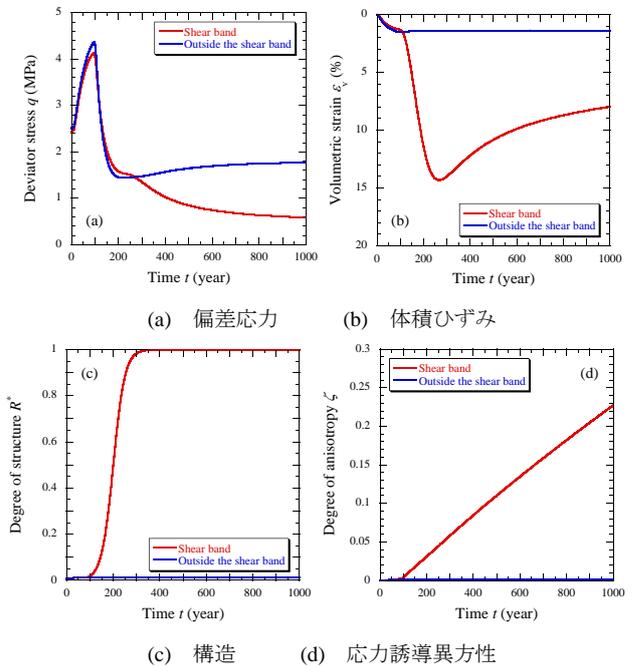


図10 プレート境界断層におけるせん断帯内外部の力学挙動（千年後）

2.3 地震動とプレートの沈み込み運動を複合的に受けるプレート境界断層の力学挙動

前節2.1および2.2では動的外力と静的なせん断変形が海底岩盤に与える影響をそれぞれ個別に検証した。本節では地震等の動的外力とプレート沈み込み運動を同時に作用させ、プレート境界断層付近の実現象をより具体的に再現し、数値実験により海底岩盤の力学挙動を把握する。本数値実験では特に、外力が複合的に作用する場合においても、連続的な静的せん断変形と断続的に繰り返す動的外力がデコルマ形成の要因になり得るかを検証する。

2.3.1 解析条件

解析メッシュと水理境界はこれまでと同様とする。ただし、材料パラメータは前節2.1に従い、解析メッシュの左側面に位置する幅60mの要素は硬岩とする。動的外力とせん断変形を载荷する際の境界条件は前節2.1および2.2と同様である。

本数値実験では海底岩盤に対して振動荷重（延長1秒）を作用させ、その後はプレートの沈み込み過程を再現し二百年に亘るせん断変形を与える。なお、解析スパンは前節2.2と同様に解析プログラムの都合上、千二百年とする。

2.3.2 解析結果および考察

地震による振動荷重を二百年に一度与え、その後はプレ

ートの沈み込み過程を再現したサイクルを合計六回繰返した際の千二百年後における各要素の力学挙動を図 11 に示す。着目した要素は前節 2.1 と同様である。また、大陸プレートとプレート境界断層、海洋プレートの偏差ひずみ分布を図 12 に示す。過剰間隙水圧は振動荷重が作用する度に急激に上昇するが、せん断過程において消散することがわかる。一方、平均有効応力は過剰間隙水圧の消散に伴い回復し、上昇する傾向にある。なお、平均有効応力と偏差応力は振動荷重を受ける度にパルス的な応答を示しているが、例えば図 13 に示す平均有効応力の拡大図から分かるように単なる時間スケールの問題であり、境界条件や解析プログラムの問題ではない。

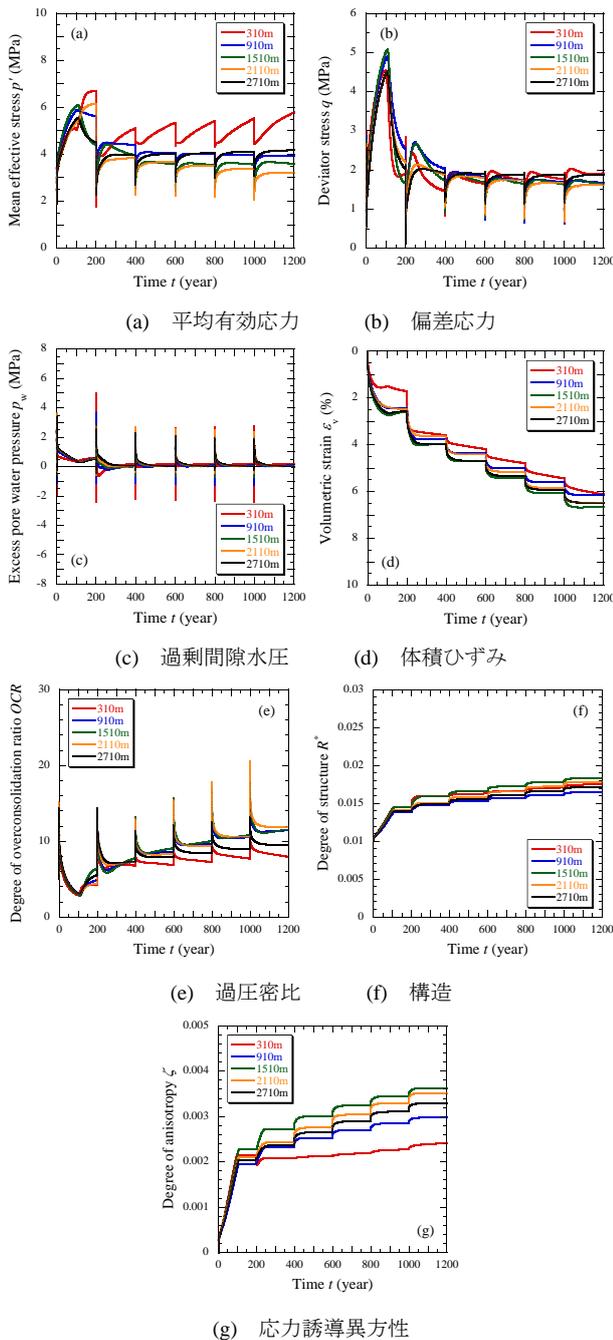


図 11 プレート境界断層の力学挙動 (千二百年後)

ここで、プレート境界断層で発生した体積ひずみに着目すると、プレートの沈み込み過程においても若干の体積圧縮挙動を示すことが分かる。一方、この間における構造と応力誘導異方性にほとんど変化は見られない。これは、プレート境界断層の上部で発生したせん断帯 (図 12) が、せん断変形をほとんど受け持ったためである。すなわち、プレート沈み込み過程で発生する体積ひずみの大部分は、動的外力に起因して発生した過剰間隙水圧の消散 (圧密) が寄与していると言える。言い換えれば、動的外力とせん断変形が同時に作用する場合においても、せん断帯が形成されると、その後のせん断変形はプレート境界断層の大圧縮に寄与しないと言える。また、千二百年で発生した体積ひずみは既に 6%にも達しているが、内部組織の変化を示す指標である構造や応力誘導異方性に顕著な喪失と発展は見られない。したがって、複数回の動的外力が海底岩盤に作用する場合、前節 2.1 と同様に内部組織を維持したまま、30%を超える体積ひずみが発生する可能性は高い。

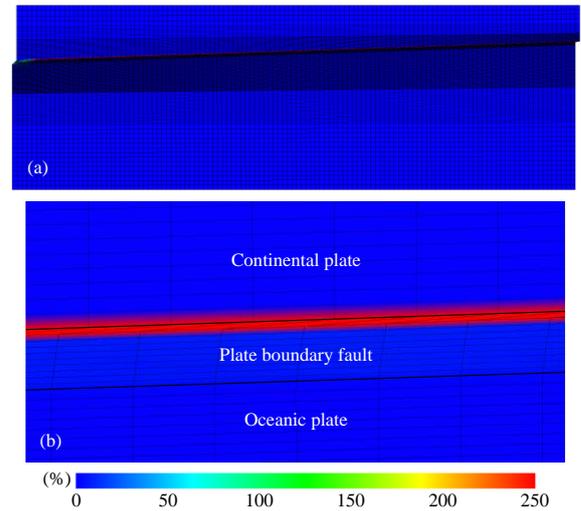


図 12 偏差ひずみ分布 (千二百年後); (a) 全体, (b) 拡大

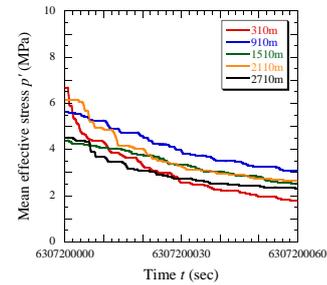


図 13 平均有効応力の拡大図 (二百年付近)

3. 結論

本稿では回転硬化型弾塑性構成式 Cyclic mobility model に基づく土・水連成有限変形静的・動的 FEM 解析プログラム「DBLEAVES」を用いた数値実験により、地震等による動的外力とプレートの沈み込み運動に伴うせん断変形がデコルマ形成に及ぼす影響を検証した。

- 1) プレート境界断層をプロトデコルマのような弾塑性材料とみなし、動的外力を再現した振動荷重を二百年に一度与えるサイクルを合計百回繰返した場合、プレート境界断層において体積ひずみが 20%以上発生するにも関わらず、その構造と異方性に顕著な変化は見られなかった。
- 2) プレーートの沈み込み過程で発生するせん断変形を海底岩盤に与えると、大陸プレートと接触するプレート境界断層の最上部で局所的にせん断帯が形成されることが判明した。さらに、せん断帯外部の材料はせん断変形による影響をほとんど受けないため、構造と異方性の喪失・発展も小さく、体積ひずみは 1%程度しか生じないことがわかった。
- 3) 動的外力とせん断変形を同時に再現した場合においても、上述した力学挙動と同様の傾向を示すことが判明した。これらの結果より、プレートの沈み込み運動で発生するせん断変形は、ランダム組織かつ高密度状態であるデコルマの形成要因から排除できる。すなわち、著者らが提案する「平均応力と偏差応力が共に変化する動的外力」がデコルマの形成要因である可能性は充分にあると言える。ただし、本数値実験は仮想的なパラメータを用いている上に、プレート境界断層の材料特性である不飽和の影響や温度・化学特性を考慮していない。今後は海洋堆積物試料を用いた室内要素試験より同定した材料パラメータと、不飽和材料の影響や地盤材料の温度・化学特性を考慮できる構成式を用いた数値実験を実施し、室内要素試験と数値実験の両面からより具体的にデコルマ形成メカニズムを検証する。

参 考 文 献

- 1) 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.
- 2) Davis, E. E., Becker, K., Wang, K., Obara, K., Ito, Y. and Kinoshita, M.: A discrete episode of seismic and aseismic deformation of the Nankai trough subduction zone accretionary prism and incoming Philippine Sea plate, *Earth and Planetary Science Letters*, Vol. 242, No. 1-2, pp. 73-84, 2006.
- 3) Kurimoto, Y., Yamamoto, Y., Sakaguchi, H., Zhang, F. and Saeda, Y.: Mechanical properties of soft sedimentary rock under K_0 and isotropic cyclic loading conditions, *Proceedings of the 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2015.
- 4) Morgan, J. K. and Karig, D. E.: Décollement processes at the Nankai accretionary margin, southeast Japan: Propagation, deformation, and dewatering, *Journal of Geophysical Research*, Vol. 100, No. B8, pp. 15221-15231, 1995.
- 5) Ujiie, K., Hisamitsu, T. and Taira, A.: Deformation and fluid pressure variation during initiation and evolution of the plate boundary décollement zone in the Nankai accretionary prism, *Journal of Geophysical Research*, Vol. 108, No. B8, pp. 2398-8-14, 2003.
- 6) Xiong, Y., Zhang, S., Ye, G. and Zhang, F.: Modification of thermo-elasto-viscoplastic model for soft rock and its application to THM analysis of heating tests, *Soils and Foundations*, Vol. 54, No. 2, pp. 176-196, 2014.
- 7) Ye, B., Ye, G., Zhang, F. and Yashima, A.: Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, *Soils and Foundations*, Vol. 47, No. 3, pp. 547-558, 2007.
- 8) Zhang, F., Ye, B., Noda, T., Nakano, M. and Nakai, K.: Explanation of cyclic mobility of soils: Approach by stress-induced anisotropy, *Soils and Foundations*, Vol. 47, No. 4, pp. 635-648, 2007.

人工埋立地盤に対する間隙水圧消散工法の
液状化対策効果に関する数値解析的検討
(Numerical study on the effectiveness of pore water pressure dissipation method
against liquefaction for artificial reclaimed ground)

野中俊宏¹, 山田正太郎², 野田利弘³

1 名古屋大学・減災連携研究センター・nonaka.toshihiro@h.mbox.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻

3 名古屋大学・減災連携研究センター

概 要

人工埋立地盤は自然地盤に比べると軟弱であり、巨大地震による液状化被害が懸念されている。特に名古屋港地区は港湾貿易・エネルギープラント等が人工埋立地盤上に集積し、被災時の経済的損失が大きくなるため早急な対策が望まれる。そこで、安価で施工性の高い間隙水圧消散工法を用いた人工埋立地盤の液状化対策効果を数値解析によって調べた。同工法の数値解析では、地震中から地震後における変形量の予測が重要であるとともに、ドレーンを含む地盤を計算コストを抑えて如何に表現するのかという点が課題である。本論文では、締固め現象と液状化現象、および、地震中に発生し得る締固めによる沈下と液状化後に発生し得る圧密沈下を統一的に扱うことができる、水～土骨格連成有限変形解析コード **GEOASIA**¹⁾にマクロエレメント法を実装することでこれらの課題の解決を図った。解析の結果、今回対象とした人工地盤において間隙水圧消散工法が以下に示す効果を発揮することが分かった。1) 間隙水圧の上昇が抑制され液状化対策効果が得られる。2) 地盤が液状化に至らず剛性を有するため局所沈下を抑制できる。3) 地震後における圧密沈下はほとんど生じない。また、1次元メッシュ解析を多次元メッシュ解析と上手く組み合わせることで、より効率的な設計を行うことができることを示した。

キーワード：間隙水圧消散工法，有効応力解析，マクロエレメント法，埋立地盤

1. はじめに

人工埋立地盤は自然地盤に比べると軟弱で、巨大地震によって液状化被害を受けることが懸念されている。特に名古屋港地区は港湾貿易・エネルギープラント等が人工埋立地盤上に集積し、被災時の経済的損失が大きくなることが懸念されるため、早急に液状化対策を行うことが望まれる。このような状況の中、間隙水圧消散工法は、東日本大震災以来、安価で施工性の高い工法として注目されているが、対策効果の信頼性が不足していることから普及が進んでいない現状にある。そこで本論文では、名古屋港内の護岸構造物を有する人工埋立地盤を対象に、間隙水圧消散工法の数値シミュレーションを実施し、液状化抑制効果に影響を及ぼす要因を明らかにした上で、同工法の定量的な評価手法、設計手法の構築に繋げていくことを目的とする。

間隙水圧消散工法の数値解析を実施するためには、克服すべき課題が少なくとも二点ある。一つは、パーチカルドレーンによる排水によって地震時の水圧上昇を抑制する

結果生じる変形量の予測である。同工法では単に液状化を防げるか否かということだけでなく、この変形の予測が一つの課題となる。もう一点は、計算コストの抑制である。地中に埋められた無数のパーチカルドレーンとその周辺地盤を細かくメッシュ分割すると、莫大な計算コストが掛かってしまうため、これを如何にして回避するのかといった点も重要な課題となる。これまで、これらの課題を克服する有効な解析手法が確立されてこなかったことが同工法の対策効果の信頼性向上の一つの足かせとなっていた。これに対し、著者らの研究グループでは、均質化手法の一種であるマクロエレメント法²⁾の機能拡張を図る³⁾とともに、動的問題にも対応可能な水～土骨格連成有限変形解析コード **GEOASIA**¹⁾へ実装することで上記課題の解決を図った⁴⁾。**GEOASIA**は、締固め現象と液状化現象、および、地震中に発生し得る締固めによる沈下と液状化後に発生し得る圧密沈下を統一的に扱うことができ、同工法における地震中から地震後までの変形量の予測が可能である。また、マクロエレメント法は各要素にドレーンの排水機能を

与えることで、細かなメッシュ分割を伴わずに間隙水圧消散工法のシミュレーションを可能にする。さらに、著者らによるマクロエレメント法は、ドレーンの通水能力を解析に取り入れることができるとともに、同一のメッシュで、ドレーンピッチを自由に変化させて解析することも可能である。

以下では、上記の手法を用いて、軟弱な埋立地盤においても、ドレーンによる改良によって、地震中の過剰間隙水圧の上昇が抑制され、地盤全体の変形が抑えられること、間隙水圧の上昇抑制効果に対して地盤の透水性が大きく影響すること等を示す。また、1次元メッシュ計算を活用した、より効率的な設計手法についても述べる。

2. 2次元メッシュ解析による検討

2.1 解析条件

解析対象としたのは、昭和40年代半ばに完成した名古屋港内の人工埋立地盤である。昭和19年の東南海地震等の大地震を経験しておらず、大地震発生時の地盤変状が危惧されている。図1に、全解析領域および護岸部周辺を拡大した有限要素メッシュを示す。図中には、解析に用いた境界条件を併記している。

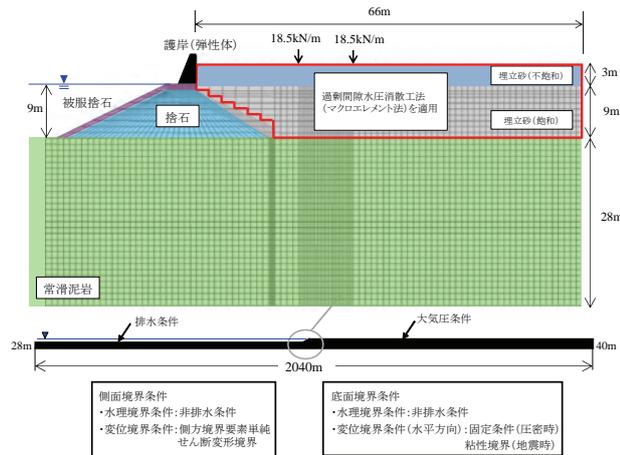


図1 有限要素メッシュおよび境界条件

泥岩層の上に砂質土により直接埋め立てを行っており、地下水位は地表より3.0mの深さにある。護岸構造物は、被覆捨石で覆われた捨石マウンドの上に設置されている。解析領域は、幅2040mで、高さは左端28m、右端40mとした。沿岸部の解析を行うため、上部の水利条件として護岸より左側には排水条件、護岸より右側には大気圧条件を与え、地盤の側面と底面には非排水条件を与えた。地盤下端節点の水平方向にはPS検層結果をもとに、底面粘性境界 ($V_s=600\text{m/sec}$) を与え、地盤両側端要素には、側方境界要素単純せん断変形境界⁵⁾を与えている。また、埋立地盤上に構造物が設置されていることを想定し、図中に示す2ヶ所にそれぞれ18.5kN/mの集中荷重を与えている。構成式は、土の骨格構造(構造・過圧密・異方性)の働きの記述によって、粘土から砂、中間土の力学挙動を同一理

論的枠組で表現する弾塑性構成式(SYSカムクレイモデル)を用いている。図中の赤枠で囲った領域には、間隙水圧消散工法による改良を実施したことを想定しマクロエレメント法を適用している。表1に地盤材料定数および初期値⁶⁾を、表2にマクロエレメント法の材料定数を示す。

表1 材料定数および初期値

	常滑泥岩	捨石	被覆捨石	埋立砂(飽和)	埋立砂(不飽和)
弾塑性パラメータ					
限界状態定数 M	0.60	1.7	1.7	1.10	1.10
NCLの切片 N	2.10	1.895	1.895	1.989	1.989
圧縮指数 λ	0.17	0.105	0.105	0.05	0.05
膨潤指数 λ	0.003	0.0005	0.0005	0.0002	0.0002
ボアソン比 ν	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
発展則パラメータ					
$-D_p^*$ と D_p^* の割合 c_p	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
構造劣化指数 a ($b=c=1.0$)	0.01	2.0	2.0	5.0	5.0
正規圧密土化指数 m	10.0	1.20	1.20	0.12	0.12
回転硬化指数 br	0.001	1.0	1.0	3.0	3.0
回転硬化限界面 m_b	1.0	0.001	0.001	0.9	0.9
土粒子密度 ρ (g/cm^3)	2.707	2.593	2.593	2.675	2.035
透水係数 k (cm/s)	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-3}	4.0×10^{-3}	4.0×10^{-3}
初期値					
初期比体積 v_0 (飽和単位体積重量 γ_{sat})	1.70 (2.00)	1.593 (2.0)	1.062 (2.5)	1.914 (1.87)	1.914 (1.87)
初期応力比 η_0	0.545	0.0	0.0	0.0	0.0
初期構造の程度 $1/R_0$	50.0	1.0	1.0	1.4	1.4
初期過圧密比 $1/R_0$ (地震直前)	1.3×10^2 ~ 3.8×10^2	1.27×10^2 ~ 1.72×10^2	1.23×10^2 ~ 4.81×10^2	1.12×10^1 ~ 2.92×10^1	1.12×10^1 ~ 2.92×10^1
初期異方性の程度 ζ_0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.7

表2 マクロエレメントの材料定数

ドレーンの有効直径 d_e (m)	0, 1.13, 2.26
ドレーンの直径 d_d (m)	0.10
ドレーンの透水係数 k_w (cm/sec)	7.00×10^3

不飽和状態の埋立砂は、飽和単位体積重量が、飽和度30%の湿潤体積重量と等しくなるよう土粒子密度を換算して与えた。ドレーンはDEPP工法のスパイラルドレーン⁷⁾を想定し、①無改良、②ピッチ2.0m、③ピッチ1.0mの3ケースの解析を実施した。いずれの計算も図1に示す同一のメッシュで計算を行ったが、メッシュ幅に依らず材料定数を変えるだけでドレーンピッチを容易に変更できる点は著者らが提案するマクロエレメント法の特徴の一つである。地震動は、地盤底面の全有限要素節点の水平方向に、図2に示す当該地域で想定される東海・東南海・南海3連動型地震⁸⁾を入力した。最大加速度約250gal、主要動継続時間は約100秒と非常に長い、長周期成分を多く含む海溝型地震である。

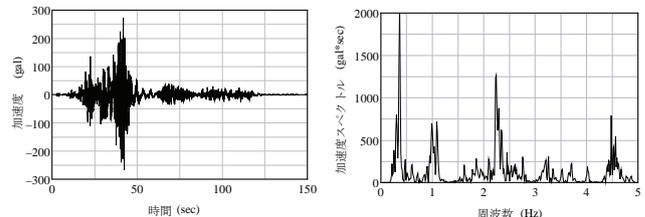
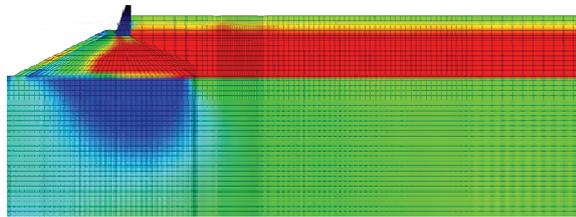


図2 入力地震波

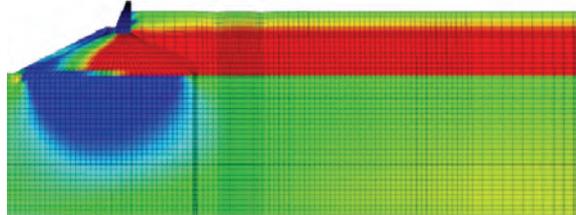
2.2 解析結果

図3,4,5に3ケースの過剰間隙水圧分布それぞれ示す。無改良ケースでは、表層の埋立砂層における過剰間隙水圧が地震開始から終了時まで上昇している。一方、ピッチ1.0mのケースでは、地震動の最大加速度付近である40秒

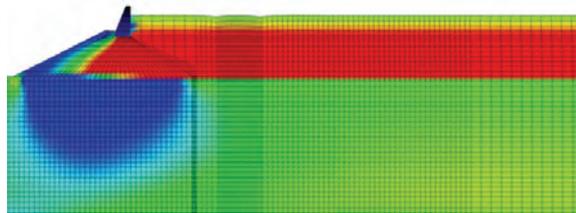
時点では、水圧が上昇するものの、時間経過とともに消散していることが分かる。また、ピッチ 2.0m のケースでは、1.0m のケースと比較してその効果は小さいが、地震終了時には間隙水圧の消散が進行していることを確認できる。



(a) 地震後40秒



(b) 地震後80秒



(c) 地震後150秒

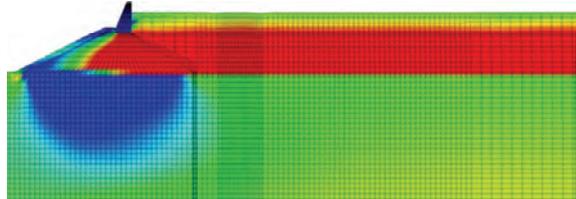
0 50 [kPa]

$k=4.0 \times 10^{-3}(\text{cm/sec})$

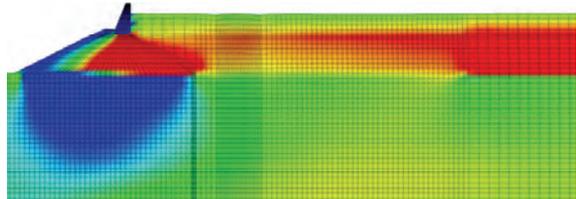
図 3 過剰間隙水圧分布 (無改良)



(a) 地震後40秒



(b) 地震後80秒



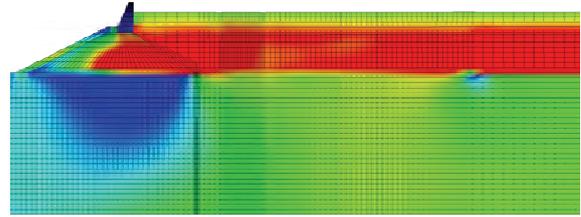
(c) 地震後150秒

0 50 [kPa]

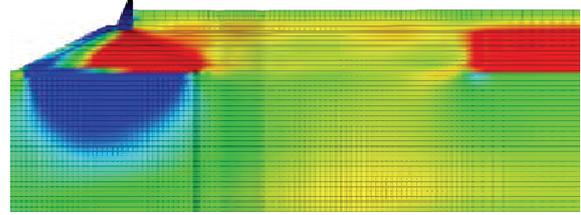
$k=4.0 \times 10^{-3}(\text{cm/sec})$

図 4 過剰間隙水圧分布 (ピッチ2.0m)

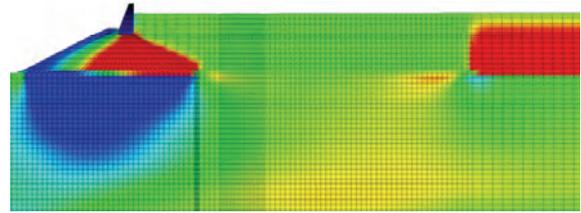
図 6 に、圧密放置後のせん断ひずみ分布を示す。無改良ケースにおいて、集中荷重の周辺で発生している局所的な大きなせん断ひずみが、改良ケースでは抑制されていることが分かる。またピッチが細かい程、抑制効果は大きい。



(a) 地震後40秒



(b) 地震後80秒

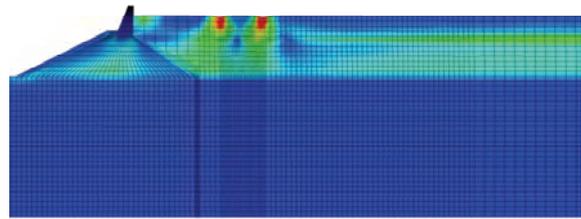


(c) 地震後150秒

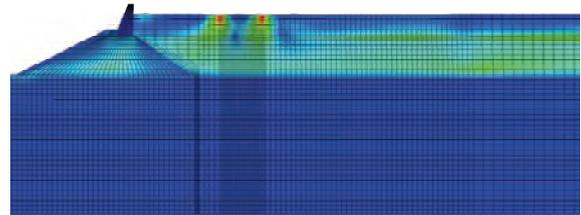
0 50 [kPa]

$k=4.0 \times 10^{-3}(\text{cm/sec})$

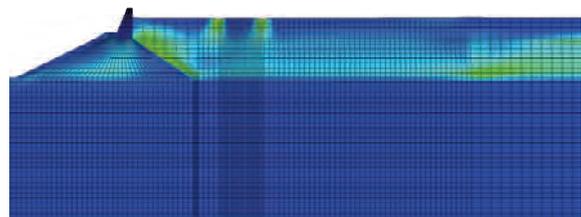
図 5 過剰間隙水圧分布 (ピッチ 1.0m)



(a) 無改良



(b) ピッチ2.0m



(c) ピッチ1.0m

0 5 [%]

$k=4.0 \times 10^{-3}(\text{cm/sec})$

図 6 せん断ひずみ分布 (圧密放置後)

図7に、護岸構造物から水平距離30mの位置（改良域の中央）の要素における時間-過剰間隙水圧比関係を示す。無改良ケースでは、過剰間隙水圧比が地震開始から20秒程度で1.0付近まで上昇し液状化に至っている。一方、改良ケースでは、入力加速度が最大値を示すまでは、過剰間隙水圧比が上昇するが、その後は地震中であっても時間経過とともにドレーンの排水効果が発揮されて水圧が消散していき、液状化が抑制されていることが確認できる。

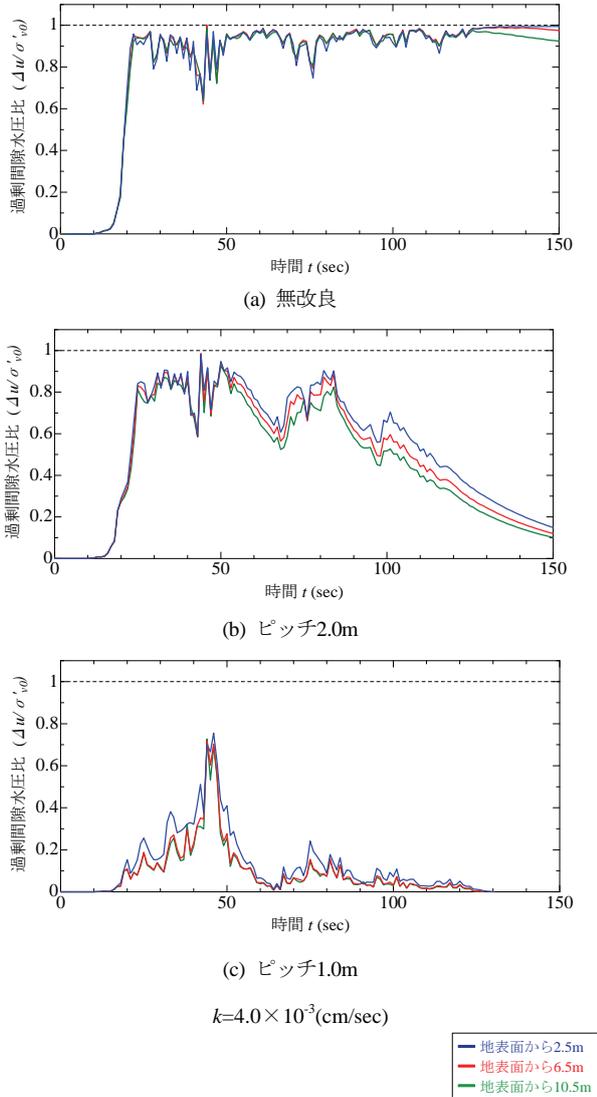


図7 時間-過剰間隙水圧比関係

次に、地盤内の要素挙動として平均有効応力と比体積の関係について比較する。対象とする要素は護岸構造物から水平距離30m、深さ6.5mの位置の要素である。要素挙動を図8に示す。無改良ケースでは、地震中の過剰間隙水圧の上昇により有効応力がゼロ付近まで減少し、液状化に至る挙動が確認できる。一方、改良ケースでは、過剰間隙水圧の上昇を抑制した結果、その代償として地震中における地盤の締固めが発生している。また、無改良ケースでは、地震時に上昇した水圧が消散する圧密過程で圧縮が生じるが、改良ケースではほとんど生じていない。

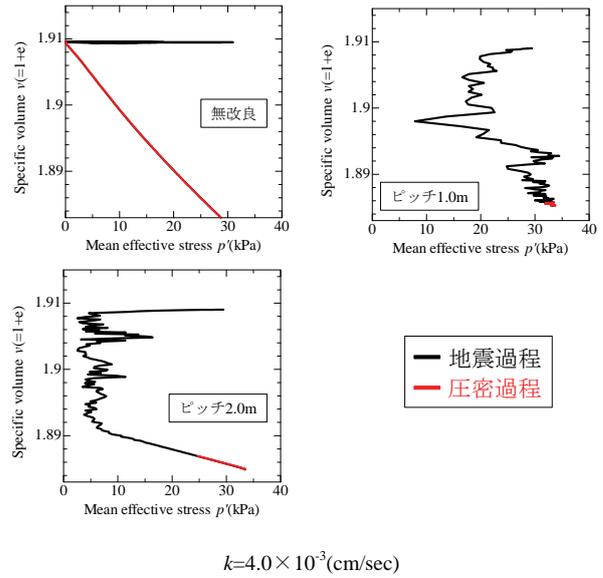


図8 平均有効応力-比体積関係

埋立地盤全体の変形について考察する。図9、10に、地震終了時および圧密放置後の地表面沈下量をそれぞれ示す。無改良ケースでは、集中荷重が作用している箇所では30cm程度の局所沈下が発生している。一方、改良ケースでは、地震時の間隙水圧の上昇を抑制した結果、地盤全体に10~15cm程度の沈下が生じているが、集中荷重が作用している箇所での局所沈下は抑制されている。これは、表層の埋立砂層が液状化に至らず剛性を有しているためである。圧密放置後、無改良ケースでは、水圧が消散する過程で地盤全体に20cm程度の沈下が生じているが、改良ケースではほとんど生じておらず、最終的な地盤沈下が抑制されている。

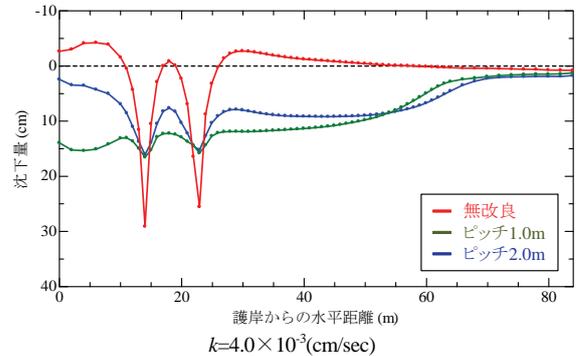


図9 地表面沈下量（地震終了時）

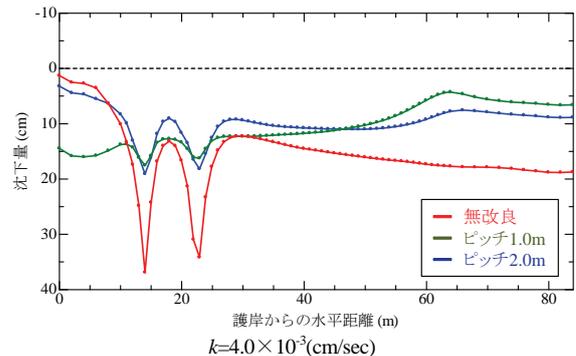


図10 地表面沈下量（圧密放置後）

図 11 に、圧密放置後の地表面水平変位量を示す。水平変位量は図面左方向を正とする。無改良のケースと比較して、ピッチ 1.0m のケースでは、水平変位が抑制されている。埋立砂層の液状化を抑制した結果、地盤の側方流動が抑えられたと言える。

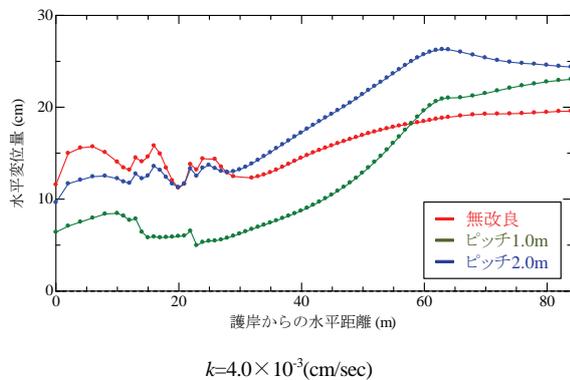


図 11 地表面水平変位量 (圧密放置後)

2.3 地盤の透水係数の影響

今回対象とした埋立地盤では、間隙水圧消散工法により一定の液状化抑制効果が得られることが分かった。しかし同工法は、地盤内の間隙水がドレーンに流入することで間隙水圧の上昇抑制が発揮されるものであるため、地盤の透水係数に大きく依存する工法であると考えられる。そこで、埋立砂層の透水係数を4分の1まで低下、すなわち $k=1.0 \times 10^{-3}(\text{cm/sec})$ として解析を実施した。埋立砂層の透水係数以外の解析条件は全て同じである。

図 12, 13, 14 に、3 ケースの過剰間隙水圧分布を、図 15 に、圧密放置後のせん断ひずみ分布を示す。図 3, 4, 5, 6 と比較して、間隙水圧の上昇抑制や局所的なせん断ひずみの抑制効果は小さく、ピッチ 2.0m ケースでは効果はほぼ無いと言える。

図 16 に、時間一過剰間隙水圧比関係を示す。図 7 と比較し、ピッチ 1.0m のケースでも、過剰間隙水圧比が 1 に近い値まで上昇し、その後の水圧の消散にも時間がかかっている。これは、地盤の透水性が低くなると地盤内の間隙水がドレーンに流入するのに時間がかかるためである。

次に図 17, 18 に、地震終了時および圧密放置後の地表面沈下量を示す。図 9, 10 と比較して、集中荷重箇所での局所沈下や圧密放置後の地盤沈下の抑制効果は小さい。

以上の結果が示す通り、間隙水圧消散工法は、ある程度透水性の高い地盤に有効な液状化対策工法であり、事前の照査が重要である。

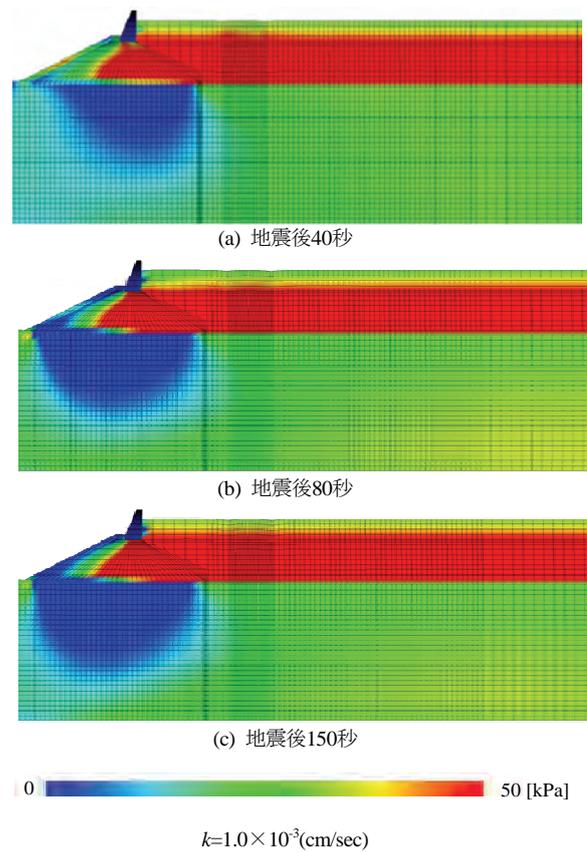


図 12 過剰間隙水圧分布 (無改良)

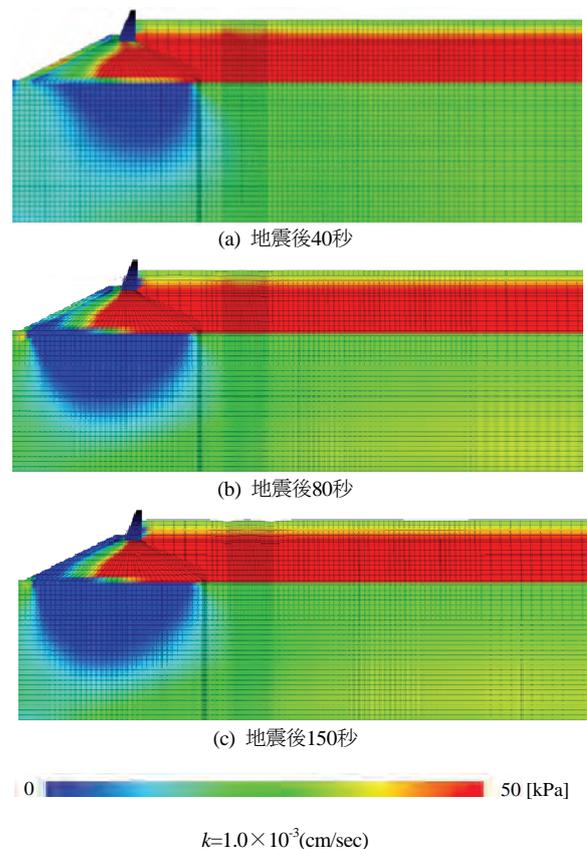


図 13 過剰間隙水圧分布 (ピッチ2.0m)

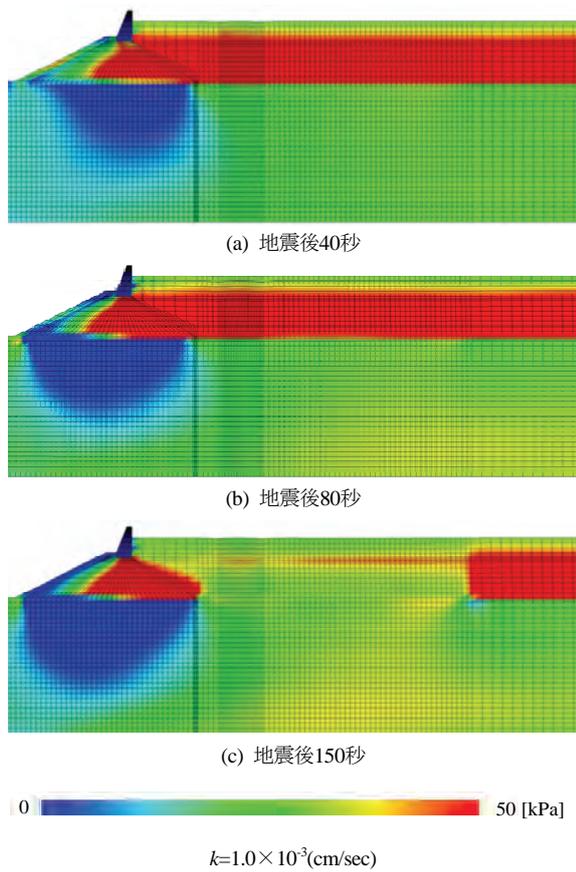


図 14 過剰間隙水圧分布 (ピッチ1.0m)

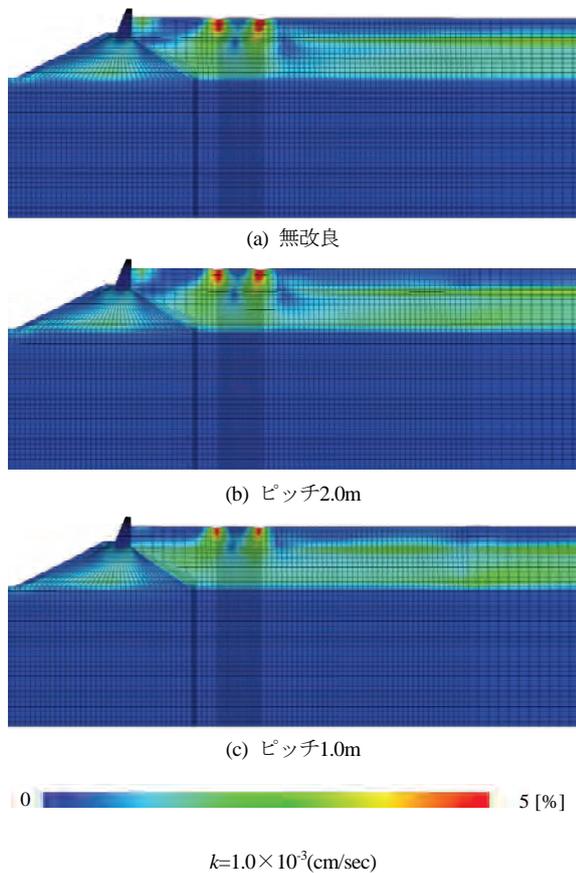


図 15 せん断ひずみ分布 (圧密放置後)

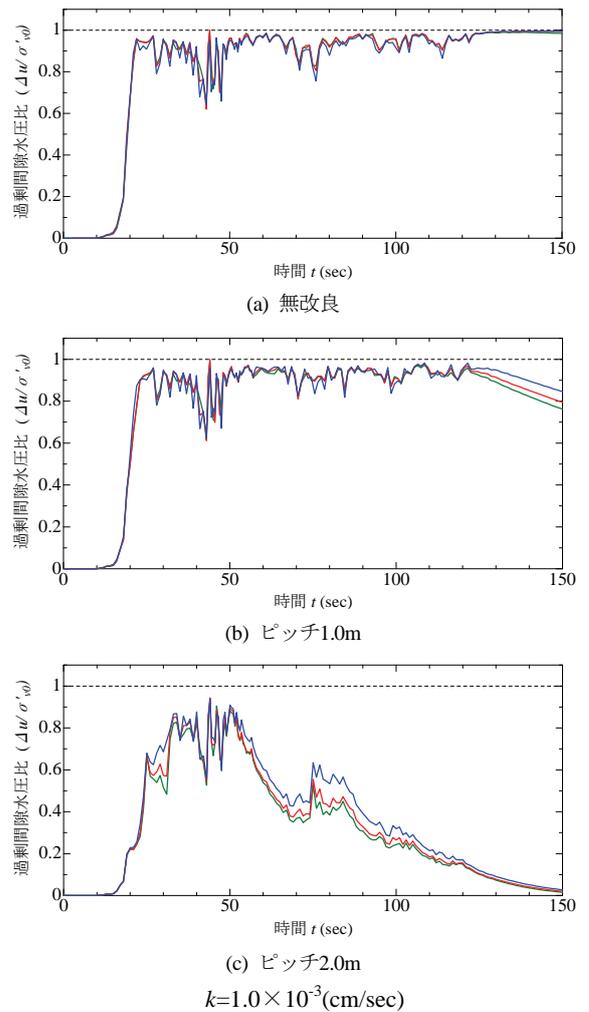


図 16 時間-過剰間隙水圧比関係

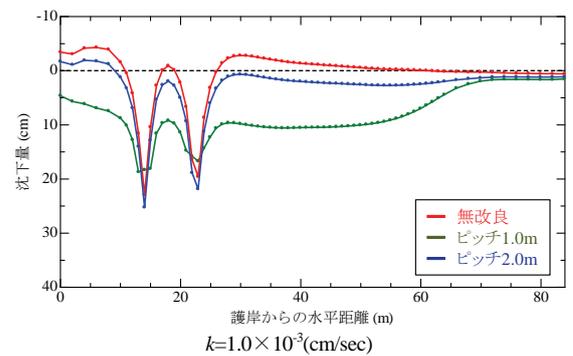


図 17 地表面沈下量 (地震終了時)

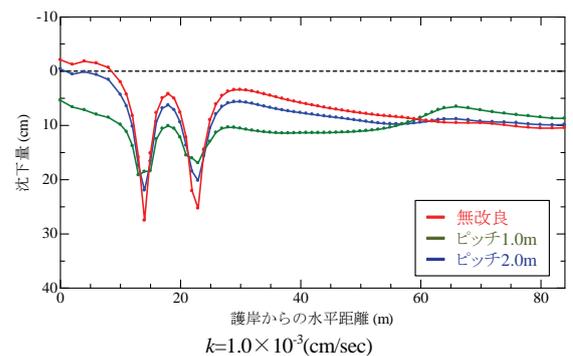


図 18 地表面沈下量 (圧密放置後)

3. 1次元メッシュ解析による検討

マクロエレメントを動的問題に適用したことにより計算コストの増加を大幅に抑えて間隙水圧消散工法による人工埋立地盤の液状化対策効果の検討をすることができた。しかし、種々の地盤条件や地震動等を用いて検討する場合、解析ケースがやむを得ず増加するため、このような時、2次元メッシュもしくは3次元メッシュ解析に先立って1次元メッシュ解析を実施し、有効なドレーンピッチ等を把握しておくことができれば効率的に設計を進めることができる。また、2. では2次元メッシュを用いた地盤の透水係数の影響について調べたが、1次元メッシュを用いた検討が有益な情報を与えるのであれば、より広範かつ補完的にその影響について調べることができる。そこで、図19に示す1次元メッシュを用いた解析と2次元メッシュ解析の結果を比較した上で、実際に地盤の透水係数の影響について調べてみることにする。計算条件は図19に示す通りで、地盤の材料定数や初期値は2次元メッシュ解析と同じである。

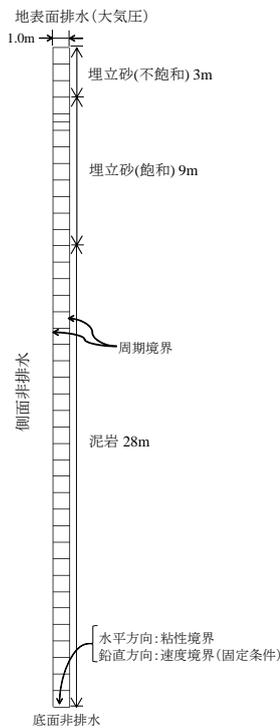


図19 1次元解析メッシュ

3.1 2次元メッシュ解析結果との比較

図20, 21に時間-過剰間隙水圧比関係を示す。2次元メッシュ解析は図7, 16の結果を再掲する。 $k=4.0 \times 10^{-3}(\text{cm/sec})$, $1.0 \times 10^{-3}(\text{cm/sec})$ の両ケースにおいて、1次元メッシュ解析は2次元メッシュ解析とほぼ同様の傾向を示している。これより、2次元または3次元メッシュを用いた計算の代わりに、1次元メッシュを用いた計算で間隙水圧の上昇抑制効果を把握することにより、改良に有効なドレーンピッチの選定を行う等、間隙水圧消散工法の設計を効率的に進めることが可能であると言える。

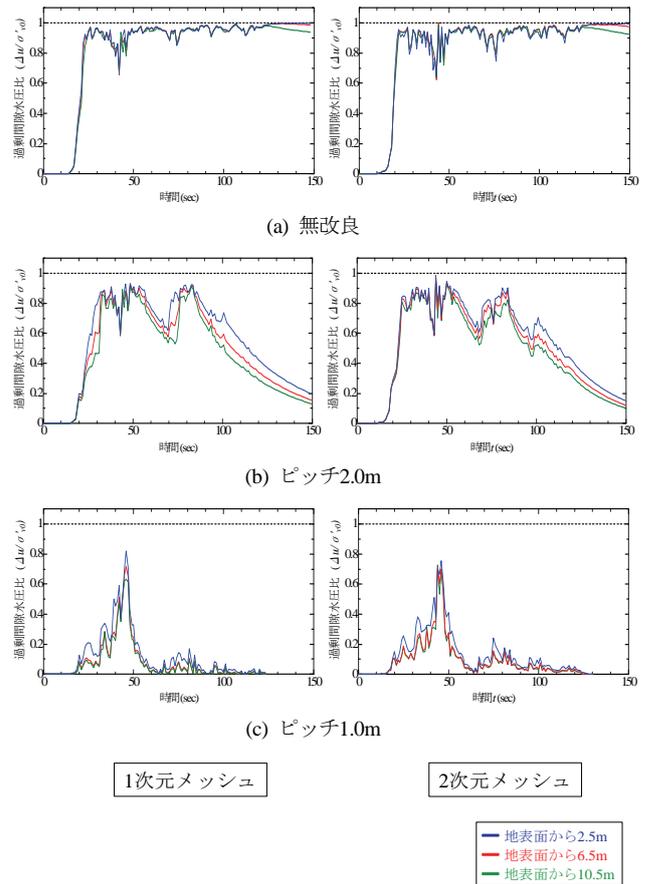


図20 時間-過剰間隙水圧比関係 ($k=4.0 \times 10^{-3}(\text{cm/sec})$)

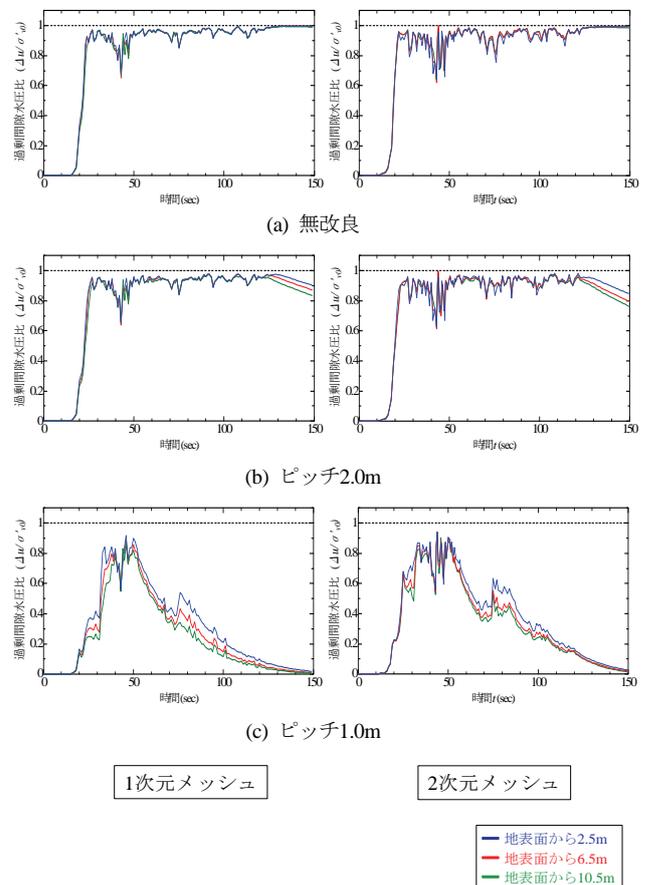


図21 時間-過剰間隙水圧比関係 ($k=1.0 \times 10^{-3}(\text{cm/sec})$)

3.2 地盤の透水性と改良効果の関係

2.3 で述べたとおり、間隙水圧消散工法は対象とする地盤の透水性に大きく依存する。そこで、地盤の透水係数と液状化抑制効果の関係を調べるため、埋立砂層の透水係数を変化させた場合の、最大過剰間隙水圧比について1次元メッシュ解析によって検討した。図22に、ドレーンピッチ2.0m、1.0m、0.6mの3ケースにおける地盤の透水係数と最大過剰間隙水圧比関係を示す。最大過剰間隙水圧比は、地表面から2.5mの深さの値とする。

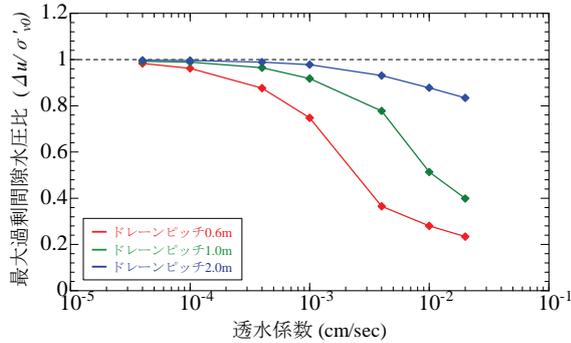


図22 地盤透水係数—最大過剰間隙水圧比関係

図22から分かるように、地盤の透水係数が大きくなる程、また、ドレーンピッチが細かい程、間隙水圧の上昇抑制効果が大きくなる事が分かる。今回対象とした地盤モデルではピッチを0.6mまで狭めると、埋立砂層の透水係数が $k=1.0 \times 10^{-3}$ (cm/sec)の場合でも効果が期待できると考えられる。このように、1次元メッシュ解析によって地盤の透水係数とドレーンピッチから間隙水圧の上昇抑制効果を把握することができる。なお、1次元メッシュ解析で評価が可能であるのはあくまでも間隙水圧の上昇抑制効果であり、変形抑制効果を把握するためには2次元もしくは3次元解析が必要であり、これらを上手く組み合わせることで、効率的な設計が可能になると思われる。

4. おわりに

水～土骨格連成有限変形解析コード **GEOASIA** に著者らによる新たなマクロエレメント法を適用して、人工埋立地盤を対象とした間隙水圧消散工法による液状化対策効果を検討した。その結果以下の知見が得られた。

1) ドレーンの排水効果により、埋立砂層の過剰間隙水圧

の上昇が抑制され、一定の液状化対策効果を見込むことができる。

- 2) 人工埋立地盤上の構造物に対して、地盤が液状化に至らず剛性を有しているため局所的な沈下を抑制することができる。
- 3) 地震直後に間隙水圧の消散がほぼ完了しているため、地震後における圧密沈下はほとんど生じていない。
- 4) 地盤の透水係数は間隙水圧の上昇抑制効果に対し高い感度を有している。1次元メッシュ解析により、地盤の透水係数、ドレーンピッチに応じた間隙水圧の上昇抑制効果を把握することができ、2次元または3次元メッシュ解析を1次元メッシュ解析とうまく組み合わせることで効率的な設計を行うことができる。

謝辞

この研究は、日本学術振興会科学研究費補助金基盤研究(A) 25249064の助成を受けたものであり、深謝の意を表します。

参考文献

- 1) Noda, et al. (2008): Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-slay model, S&F, Vol. 45, No. 6, pp. 771-790.
- 2) 関口ら(1986): 局部載荷を受けるパ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発表論文集, pp.111-116.
- 3) Yamada, S., Noda, T., Tashiro, M. and Nguyen, S. H. (2015): Macro element method with water absorption and discharge functions for vertical drains, S&F (accepted).
- 4) Noda T., Yamada S., Nonaka, T. and Tashiro M. (2015): Study on the pore water pressure dissipation method as a liquefaction countermeasure using soil-water coupled finite deformation analysis equipped with a macro element method, S&F (accepted).
- 5) 吉見吉昭, 福武毅芳(2005): 地盤液状化の物理と評価・対策技術, 技報堂出版.
- 6) Noda, et al. (2010): Modeling and seismic response analysis of a reclaimed artificial ground, Geotechnical Special Publication No.201, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, ASCE, GeoShanghai 2010 International Conference, June 3-5, Shanghai, China, pp.294-299.
- 7) DEPP 工法研究会(2011): DEPP 工法技術資料.
- 8) 内閣府 (2004): 東南海・南海地震公開データ.

空気～水～土骨格連成解析を用いた
濃尾平野にある軟弱粘土地盤上の河川堤防の耐震性照査
(Evaluation of seismic capacity of a river levee on soft clayey soil ground in Nobi Plain
by a soil-water-air coupled analysis)

吉川高広¹, 野田利弘², 中井健太郎², 加藤健太³

1 名古屋大学・yoshikawa.takahiro@b.mbox.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学

3 東京ガス株式会社

概 要

東北地方太平洋沖地震では東北から関東地方まで広範囲にわたって河川堤防に甚大な被害が生じた。この地震では砂質土基礎地盤の液状化だけでなく、粘性土地盤上の河川堤防の被害も多数発生した。これは築堤に伴う粘性土地盤の圧密沈下により堤体下部に飽和域が形成され、その領域の地震時液状化が原因とされている。我々が住む濃尾平野では、広大なゼロメートル地帯が存在し、河川堤防の健全性確保は最重要課題の一つである。迫りくる南海トラフ巨大地震を見据えると、濃尾平野の粘性土基礎地盤上の河川堤防の耐震対策は不可欠である。本稿では、濃尾平野の、ある軟弱粘土地盤上の河川堤防の耐震性照査を目的として、静的／動的の空気～水～土骨格連成有限変形解析を行った。その結果、①築堤時には堤体下部に閉封飽和域が形成されて地震時に液状化すること、一方で、②鋼管矢板の根入れが深いいため堤体の変形は抑えられることを示した。

キーワード：地震応答解析，軟弱粘土，不飽和，河川堤防

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震では東北から関東地方まで広範囲にわたって河川堤防に甚大な被害が生じた。これまで河川堤防の地震被害としては、砂質土基礎地盤の液状化を中心に考えられてきたが、本地震では粘性土基礎地盤上の河川堤防の被害が相次いで発生した。この被災メカニズムとしては、築堤による粘性土基礎地盤の圧密沈下により、堤体下部が地下水位以下までめり込んで飽和化し、その飽和域が地震時に液状化して堤体の大変形に繋がったと考えられている¹⁾²⁾³⁾。

我々が住む濃尾平野は、わが国最大の海拔ゼロメートル地帯を抱え、ここに約 90 万人もの住民が生活を営む。切迫する南海トラフ巨大地震によって、この地域には広大な液状化被害だけでなく、海岸・河川堤防の崩壊に伴い、津波による伊勢湾台風以上の広大な浸水を伴う甚大な被害が危惧されていて、河川堤防の健全性確保は最重要課題の一つである。本稿では、濃尾平野の、ある軟弱粘土地盤上の河川堤防の耐震性照査を目的として、静的／動的の空気～水～土骨格連成有限変形解析を行う。はじめに、対象とした河川堤防の基礎地盤を構成する軟弱粘土地盤の物理

試験および力学試験の結果を示す。これら土質試験から決定した材料定数および初期値を用いて解析を行う。

解析には、空気～水～土骨格連成有限変形解析コード⁴⁾を用いる。この解析コードは、砂から中間土、粘土までを同じ弾塑性理論の枠組みの中で記述する SYS Cam-clay model⁵⁾を登載した、静的・動的を区別なく変形・破壊挙動を求める水～土骨格二相系有限系解析コード⁶⁾を不飽和土にも拡張したコードで、飽和・不飽和状態もシームレスに扱うことができる。

2. 解析条件

2.1 解析対象

名古屋市内の Y 河川の左岸 1K700m 地点の堤防を解析対象とする。図 1 に対象地点の地質横断面図を示す。沖積層は粘性土のみで構成されており、N 値が 0～2 程度と非常に小さく軟弱である。この河川の下流付近では築堤時から現在までに堤体の沈下が観測されており、60cm 近く沈下している箇所もある。対象地点においても、堤体が比較的小さいにもかかわらず、30cm 程度の沈下が生じている。

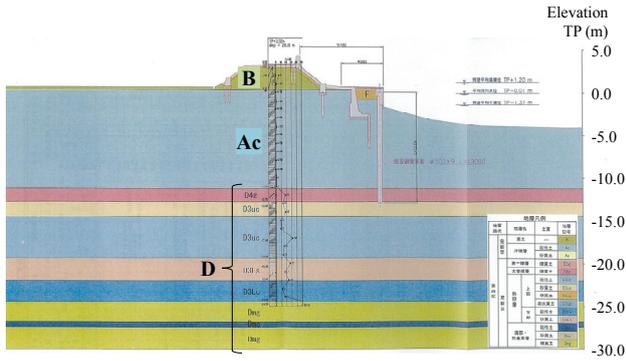


図 1 解析対象の Y 河川1K700m 地点の地質横断面

2.2 室内土質試験結果および土質パラメータの決定

現地でサンプリングした Ac 層の試料に対し、物理試験および標準圧密試験、圧密非排水三軸圧縮試験を実施した。表 1 は物理試験結果一覧を示す。図 2 は粒径加積曲線を示す。図 3 は標準圧密試験結果を示す。試料 A と試料 B は攪乱試料であり、物理試験と練返し標準圧密試験を実施した。試料 a と試料 b は不攪乱試料であり、標準圧密試験と圧密非排水三軸試験を実施した。表 1 より Ac 層は液性指数が大きく、試料 b では 1 を超える大きな値を示す。液性指数は自然含水状態における土の相対的な硬さ・軟らかさを表すものであり、その値が 1 を超えると土は塑性状態を保てないことを示す。実際に、サンプリング時のボーリングコアは多量に水を含んだドロドロの状態であった。N 値が非常に小さく軟弱な状態であると考えられる。図 2 と図 3 から、試料 A・試料 a と試料 B・試料 b は異なる土試料と予想され、図 1 の地質横断面図に示される Ac 層は二層に分かれていると考えた。つまり、Ac 層は、試料 A・試料 a で構成される Ac1 層と試料 B・試料 b で構成される Ac2 層に分けて解析を実施する。

土骨格の構成式 SYS カムクレイモデルに関する材料定数および初期値の決定に際して、不攪乱試料の場合は、原位置でのサンプリングから試験機にセットし、試験を実施するまでの一連の流れを理想的に模擬して再現することで決定した。図 4、図 5 および図 6 はそれぞれ、B 層、Ac1 層および Ac2 層の実験結果とその再現結果を示す。洪積層 D は、粘性土層・砂質土層・礫質土層から成るが、いずれの層においても力学試験が行われていない。N 値は砂質土層で概ね 30 以上、粘性土層で概ね 10 以上であったことから、固く、変形しにくいパラメータを設定した。表 2 は決定した材料定数と初期値を示す。

表 1 サンプリング試料の物理試験結果一覧

試料名	採取深度 (m)	自然含水比 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数	液性指数
試料 A	5.0~6.0	50.7	52.99	30.63	22.36	0.90
試料 B	6.0~6.6	71.9	84.36	30.82	53.64	0.77
試料 a	1.8~2.7	27.4	34.1	16.7	17.4	0.61
試料 b	9.0~9.9	75.0	74.7	30.1	44.6	1.01

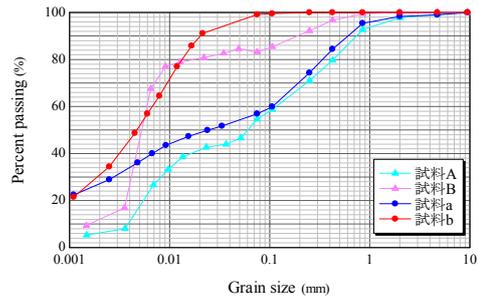
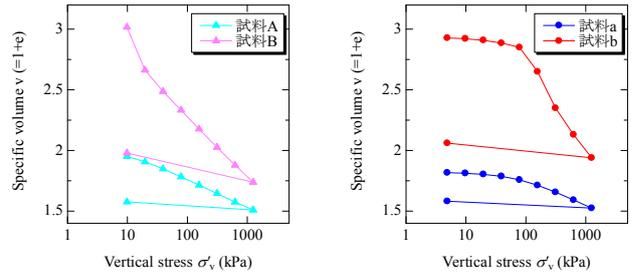


図 2 粒径加積曲線



(i) 試料 A と 試料 B (練返し試料) (ii) 試料 a と 試料 b (不攪乱試料)

図 3 標準圧密試験結果

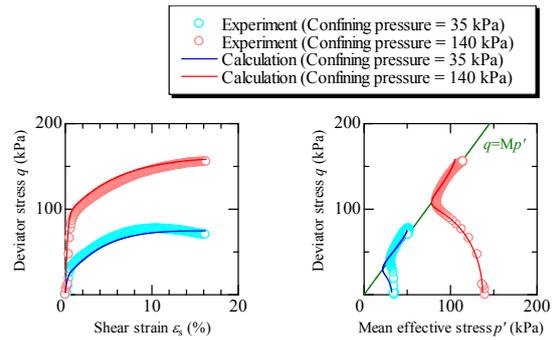


図 4 B 層の力学試験結果と再現結果

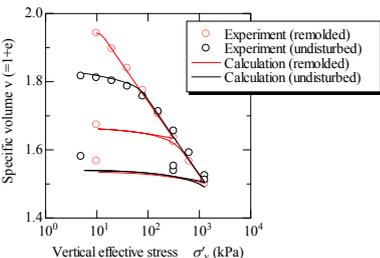
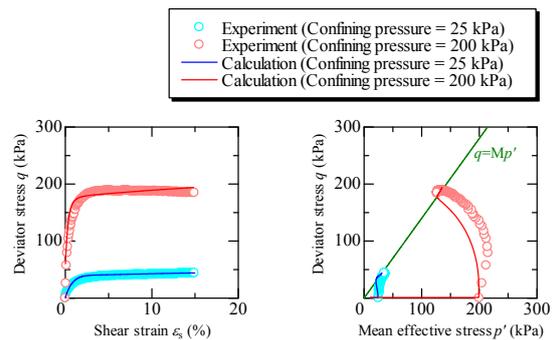


図 5 Ac1 層の力学試験結果と再現結果

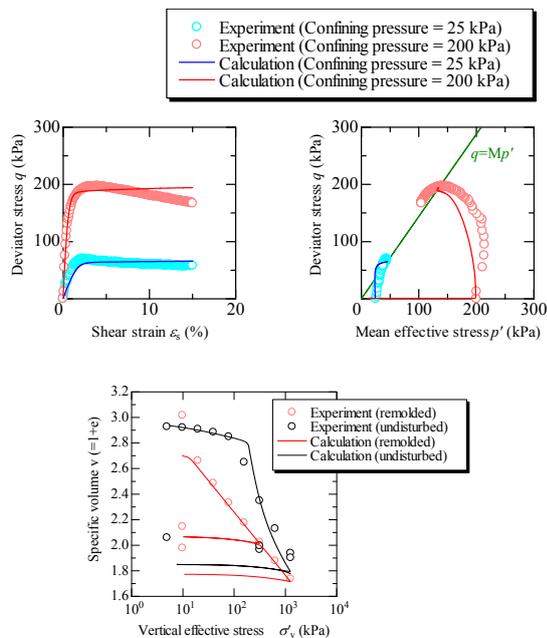


図 6 Ac2層の力学試験結果と再現結果

表 2 土骨格の構成式に関する材料定数と初期値

		B	Ac1	Ac2	D
弾塑性パラメータ	NCLの切片 N	1.8	1.722	2.211	2.0
	限界状態定数 M	1.378	1.4	1.44	1.5
	圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.225	0.095	0.217	0.08
	膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.012	0.0145	0.042	0.001
	ポアソン比 ν	0.3	0.3	0.2	0.3
発展則パラメータ	正規圧密土化指数 m	2.0	5.0	15.0	10.0
	構造劣化指数 a	0.8	0.8	0.6	2.0
	構造劣化指数 c_s	0.35	0.04	0.05	0.6
	回転硬化指数 b_r	1.2	0.05	0.05	0.0
	回転硬化限界定数 m_b	1.0	1.0	1.0	1.0
初期値	構造の程度 $1/R_0$	4.0	1.1	100	1.1
	過圧密比 $1/R_0$	9.5~10.7	1.591	1.371	50
	応力比 η_0	0.545	0.545	0.545	0.545
	比体積 v_0	1.162	1.82~2.00	3.07~3.20	1.64~1.73
	異方性の程度 ζ_0	0.0	0.1	0.01	0.0
土粒子密度 ρ^s (g/cm ³)		2.645	2.676	2.652	2.650
飽和透水係数 k_s^w (m/s)		6.94×10^{-7}	1.79×10^{-8}	1.40×10^{-8}	1.00×10^{-7}

今回の解析では、地盤は飽和土として扱い、堤体盛土部分 B 層のみ飽和・不飽和の両状態を扱う。表 3 は B 層の水分特性に関する材料定数と初期値を示す。図 7 は、B 層の水分特性曲線および透水係数・透気係数と飽和度の関係を示す。B 層の保水性試験を実施していないため、水分特性は、van Genuchten⁷⁾式の Carsel and Parrish⁸⁾の silt のパラメータを参考に決定した。透水係数および透気係数と飽和度の関係には、Mualem モデル⁹⁾を用いた。初期飽和度は、湿潤密度試験結果から決定した。

表 3 B 層の水分特性に関する材料定数と初期値

最大飽和度 s_{max}^w (%)	99.0
最小飽和度 s_{min}^w (%)	7.32
van Genuchten パラメータ α (kPa ⁻¹)	0.163
van Genuchten パラメータ n' ($m' = 1 - 1/n'$)	1.37
乾燥透気係数 k_d^a (m/s)	3.82×10^{-5}
初期飽和度 s_0^w (%)	81.8

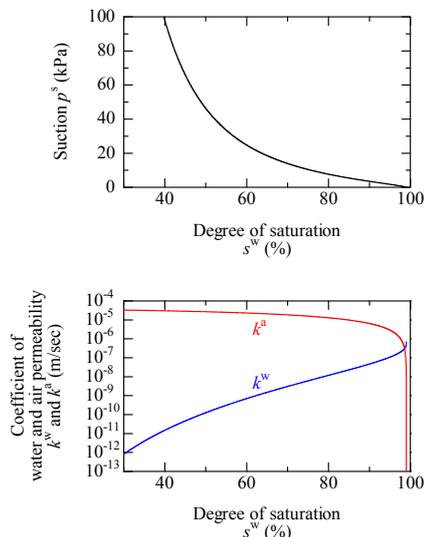


図 7 B 層の水分特性および透水係数・透気係数と飽和度の関係

表 4 鋼管矢板の材料定数およびヤング率の換算値

	換算前	換算後
ヤング率 (GPa)	200	14.28
密度 (g/cm ³)	3.134	3.134
ポアソン比	0.3	0.3

この断面には直径 500mm の鋼管矢板が設置されている。本解析では一相系弾性体としてモデル化し、二次元平面ひずみ条件で解析を行うため、等価な曲げ剛性となるようにヤング率を換算した。表 4 は鋼管矢板の材料定数およびヤング率の換算値を示す。

2.3 その他の解析条件と地震前までの解析結果

初期地盤は飽和度 100%で、過圧密比、構造の程度、応力比、異方性の程度を各層で均一とし、間隙比を土被り圧に応じて鉛直方向に分布させて作製した。地下水位は地表面と一致させている。水理境界条件は下端と右端を非排水条件、上端と左端は地下水位に対応した全水頭一定条件とした。

まず初期地盤に対して川表側に鋼管矢板を設置し、その後 50cm ずつ堤防を築造する。施工時間は 3 日当たり 1m 築堤するものとした。堤体の初期値の計算には、比体積、構造の程度、応力比、異方性の程度を各層で均一とし、過圧密比を土被り圧に応じて鉛直方向に分布させた。初期間隙空気圧はゼロとし、初期間隙水圧は初期飽和度の値から水分特性曲線を用いて計算することで与えた。その後河道

部分を掘削する。水中掘削であるため土骨格の荷重のみを取り除き、河川水位は地下水位と同じ T.P.0.30m となるようにした。その後、過剰間隙水圧が消散するまで圧密計算を行った。

図 8 は天端中央における築堤終了時点から圧密終了時点までの層別沈下量と総沈下量を示す。解析対象地点で実施された測量結果では築堤後から約 30cm の沈下が生じており、本解析でも同等の沈下量が得られている。図 10 は圧密終了時の堤体底部の形状（地表面形状）を示す。築堤後からの沈下量は約 30cm であったが、築堤中も沈下しているため天端中央直下では約 40cm が地下水位より下に位置している。地下水位（初期地表面位置）より下まで沈下していることが堤体下部に飽和域が形成されたことを示す。図 10 は圧密終了時の飽和度分布を示す。堤体下部が飽和化している様子を確認できる。

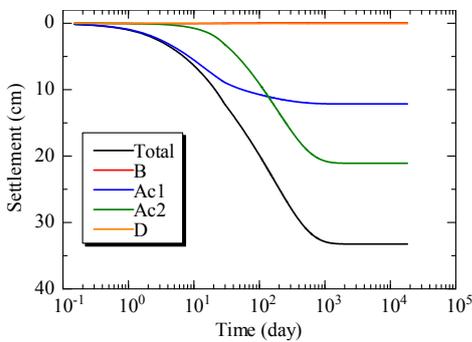


図 8 築堤終了時点からの層別の沈下～時間関係

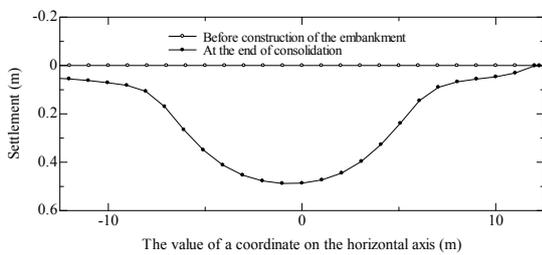


図 9 圧密終了時の堤体下部の形状（地表面形状）

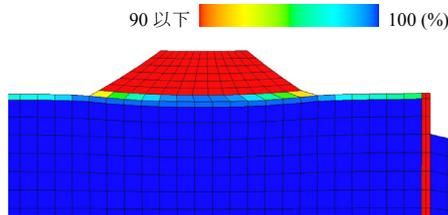


図 10 圧密終了時の飽和度分布

解析対象地点は河口から近いいため、地震発生後には津波の遡上が懸念される。このため、河川水位を地下水位（T.P.0.30m）と一致させた場合（Case1）に加え、朔望平均満潮位（T.P.1.20m）とした場合（Case2）についても地震応答解析を実施した。朔望平均満潮位時（Case2）の計算は、築堤による過剰間隙水圧の消散後に、河川水位を定率 1.19×10^{-4} (m/sec) で上昇させる。この上昇速度は名古屋

港の水位が朔望平均干潮位（T.P.-1.37m）から朔望平均満潮位（T.P.1.20m）まで¹⁰定率で6時間かけて変動するものとして算出した。水位上昇時の水理境界条件は、川表側の河川水位より下には河川水位に対応した全水頭一定境界、それ以外の堤体および川裏側の地表面部分は水が浸透することを考慮して浸出面境界を設定する。結果の比較のため、水位を上昇させない Case1 においても Case2 と同様に水理境界条件を変更した。図 11 は、以上で説明した過程を経た後の有限要素メッシュ図と境界条件を示す。

地震応答解析にあたり、下端はせん断波速度 $V_s = 300$ m/s の粘性境界¹¹⁾¹²⁾¹³⁾、左右両端に側方境界要素単純せん断変形境界¹⁴⁾を設定した。入力地震動は 2003 年に内閣府中央防災会議において策定された名古屋港付近での東海・東南海・南海 3 連動地震の NS 成分である。公開データは $V_s = 700$ m/s の解放基盤のものであるため、翠川の式¹⁵⁾を用いて $V_s = 300$ m/s に増幅した波を 2E 波として、下端の全ての節点に等しく E 波を入力した。図 12 に入力地震動とフーリエ振幅スペクトルを示す。継続時間が長く、長周期成分が卓越した典型的な海溝型の地震動である。地震動入力後は、下端の加速度の入力を止める以外は全く同じ解析条件で過剰間隙水圧が消散するまで圧密計算を行った。

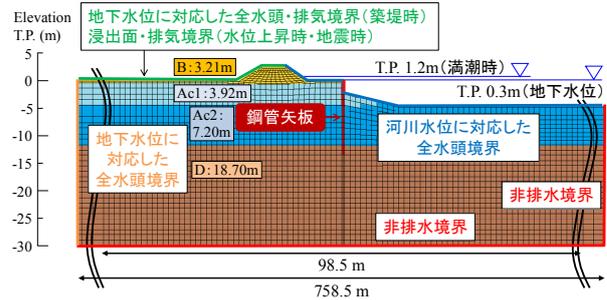


図 11 有限要素メッシュ図および境界条件

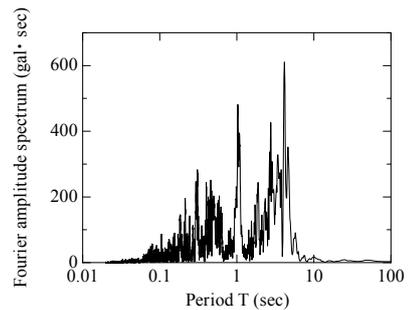
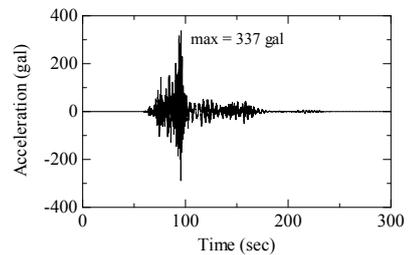


図 12 入力地震動

3. 解析結果

Case1（地下水位）と Case2（満潮時）の計算を実施したが、両者の地震中～地震後挙動にほとんど差異が見られなかったため、本稿では Case1 の結果について考察する。図 13 と図 14 は地震直前、地震直後および圧密終了時のせん断ひずみ分布と平均骨格応力分布を示す。せん断ひずみ分布を見ると、地震中に堤体が大きく沈下し、堤体下部と Ac1 層上部で大きなひずみが生じる。深度の大きい Ac2 層にも 10%を超えるひずみが生じているが、大きく滑るような変形は見られない。これは川表側に設置された鋼管矢板が硬い洪積層まで根入れされていて、地盤の変形が抑制されたためである。平均骨格応力分布を見ると、地震中に B 層～Ac2 層まで広範囲にわたって平均骨格応力が減少しており、特に堤体下部で大きく減少している。

図 15 と図 16 は、地震中の堤体中央の土要素と堤体下部の土要素の力学挙動を示す。図中の白丸は地震前の状態を示す。堤体の中央の要素では地震中に平均骨格応力の減少が生じるものの、地震前の時点で飽和度が 70%程度であるために、平均骨格応力がゼロまで減少することはなかった。一方、堤体下部は築堤時に生じた沈下により地震前の時点で飽和度が最大飽和度 99%以上である。このため、地震中に平均骨格応力がほぼゼロまで低下し、液状化が生じる。このように、Y 河川堤防においても堤体下部の液状化被害が発生する危険性があることがわかった。

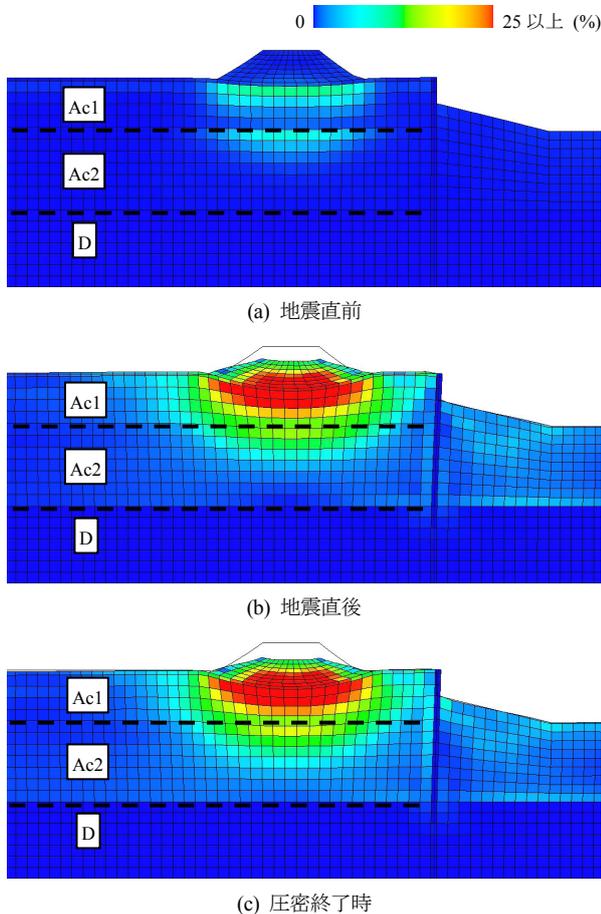


図 13 Case1（地下水位と同じ場合）のせん断ひずみ分布

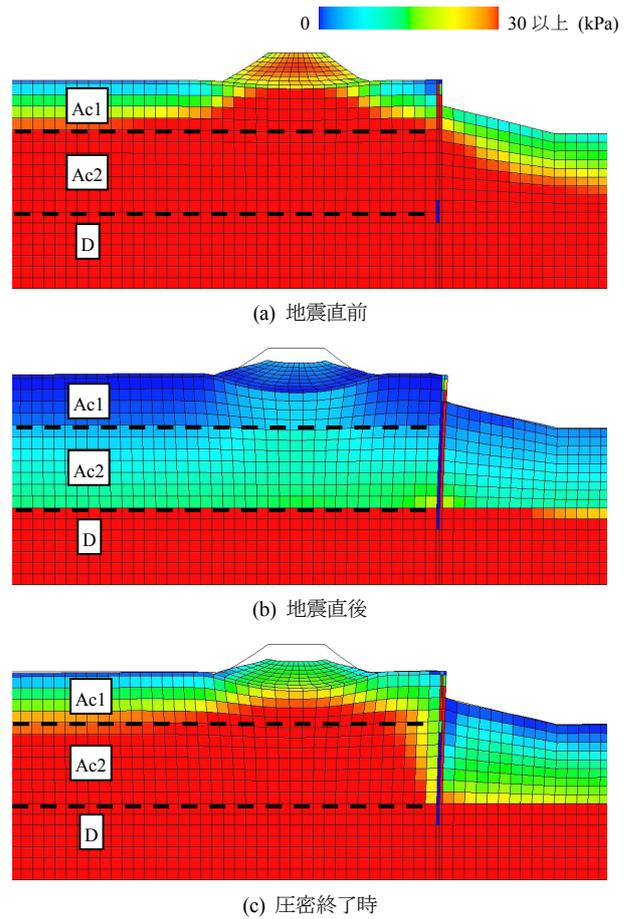


図 14 Case1（地下水位と同じ場合）の平均骨格応力分布

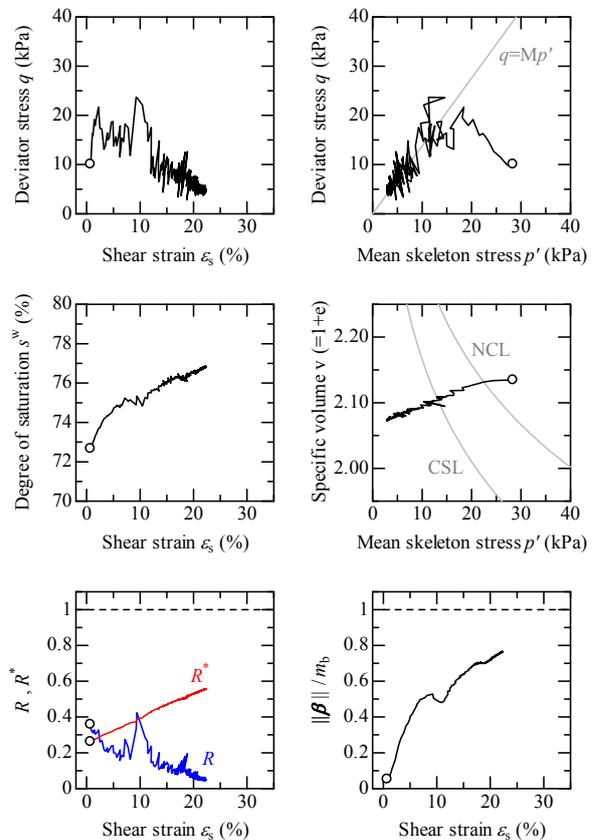


図 15 液状化が生じない堤体中央の土要素の力学挙動

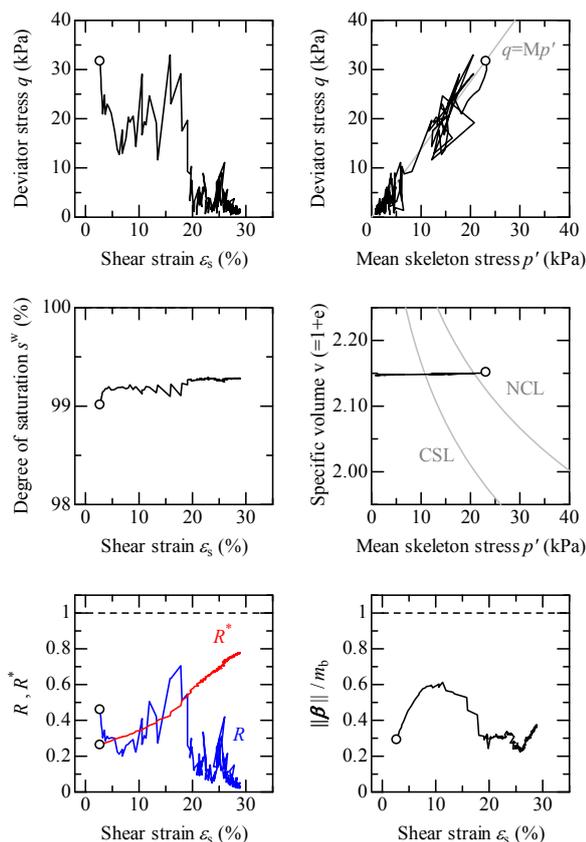


図 16 液状化が生じる堤体下部の土要素の力学挙動

図 17 と図 18 は地震中～地震後における左右法尻の水平変位と天端中央位置での層別沈下量を示す。法尻の水平変位は左右ともに 1m 近く生じる。この堤防の周辺には工場があり、堤防の変形によって被災する恐れがある。地震直後の堤防の総沈下量は 1.32m であり、天端高は T.P.1.71m となる。これは河川水位の高い Case2 でも同程度であったため、満潮時でも越水することはない。しかし、天端高と水位は 50cm しか差がなく、地震後に津波が遡上した場合には浸水する危険性がある。層別沈下量を見ると、地震中に B 層と Ac1 層で 50cm 以上の大きな沈下が生じる。Ac2 層の地震中の沈下量は 20cm 程度だが、地震後も沈下が長期間にわたって続く点に注意が必要である。

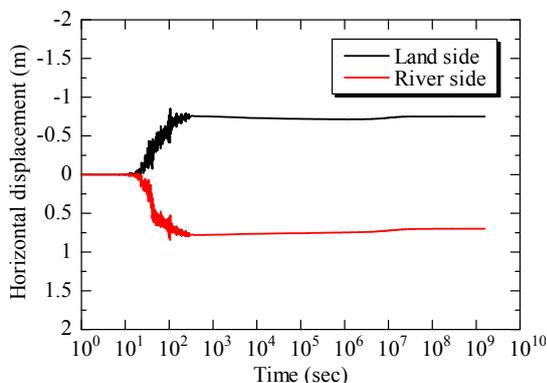


図 17 法尻の水平変位

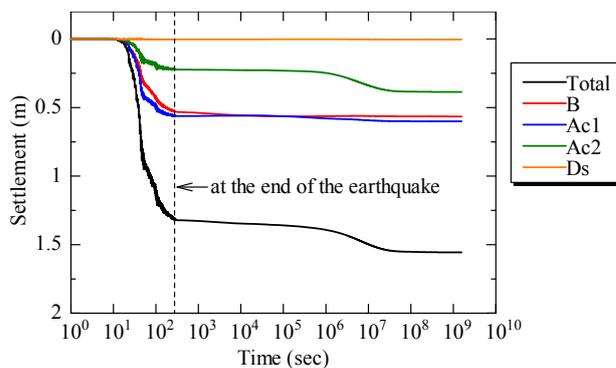


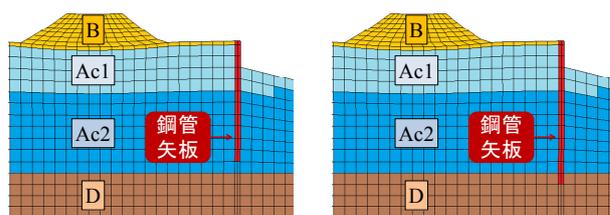
図 18 天端中央位置での層別沈下量

建設省がまとめた明治時代以降の河川堤防の地震時沈下量と堤防高の関係¹⁶⁾によると、これまでの観測記録から、河川堤防では地震時に堤防高の最大 75% の沈下が生じるとされている。本解析では地震直前の堤防高が 3.21m であり、地震直後には約 41%、圧密終了時には約 49% の沈下が生じていることになる。

4. 鋼管矢板の根入れが浅い場合の解析結果

最後に鋼管矢板が洪積層 D 層まで根入れされていない場合の解析を行った。図 19 は鋼管矢板の根入れ深さを示す。根入れが浅い場合は、Ac2 層の途中までしか根入れされていないものとする。

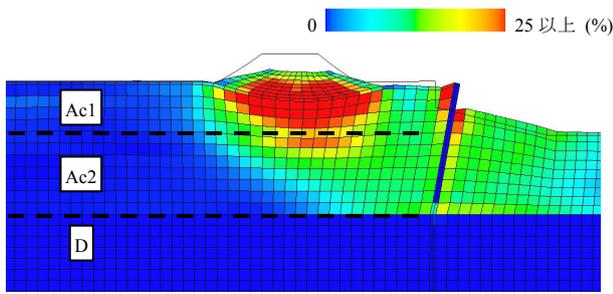
図 20 はせん断ひずみ分布を示す。鋼管矢板が D 層まで根入れされている場合と異なり、地震中に Ac 層が側方に変位して、Ac2 層の深部まで大きなせん断ひずみが生じる。図 22 は平均骨格応力分布を示す。D 層まで根入れが有る場合は、矢板の左側で引張、右側で圧縮し、矢板が抵抗していることがわかる。一方で、根入れが浅い場合は抵抗できず、土とともに流動している。図 22 は法尻の水平変位を示す。図 17 の根入れが深い場合と比べると、2 倍近く側方に変位している。図 23 は層別沈下量を示す。図 18 の根入れが深い場合と比べると、Ac2 層の地震中の変形・沈下が大きくなることがわかる。地震直後の天端中央の総沈下量は 1.57m であり、天端高は T.P.1.43m となる。根入れが浅い場合の満潮時でも越水することはないが、天端高と水位は 20cm 程度しか差がなく、地震後に津波が遡上した場合には浸水する可能性がさらに高まる。



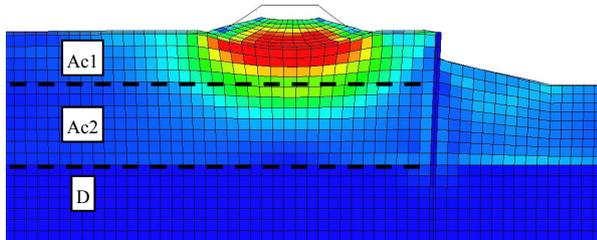
(a) 鋼管矢板が洪積層まで根入れ無し (本章)

(b) 鋼管矢板が洪積層まで根入れ有り (3章)

図 19 鋼管矢板の根入れの有無

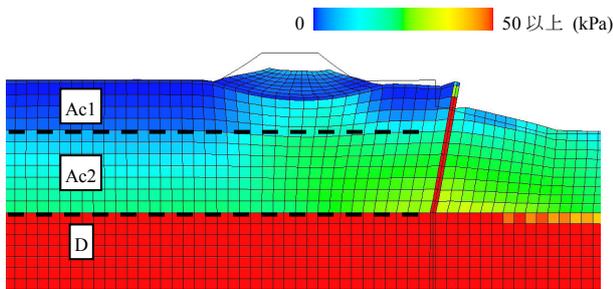


(a) 鋼管矢板が洪積層まで根入れ無し

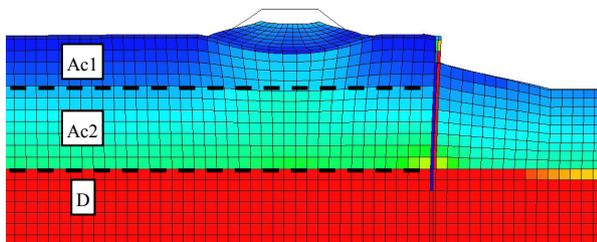


(b) 鋼管矢板が洪積層まで根入れ有り
(図 13(b)を再掲)

図 20 地震直後のせん断ひずみ分布の比較



(a) 鋼管矢板が洪積層まで根入れ無し



(b) 鋼管矢板が洪積層まで根入れ有り
(図 14(b)を再掲)

図 21 地震直後の平均骨格応力分布の比較

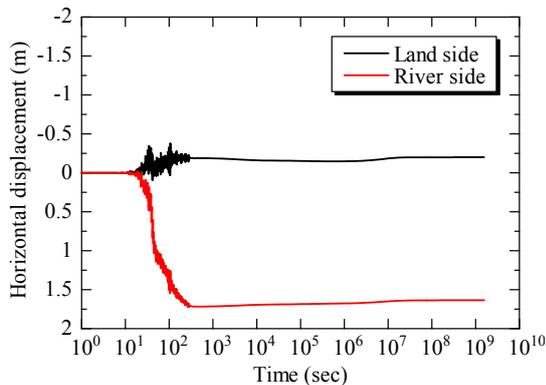


図 22 法尻の水平変位 (根入れ無し)

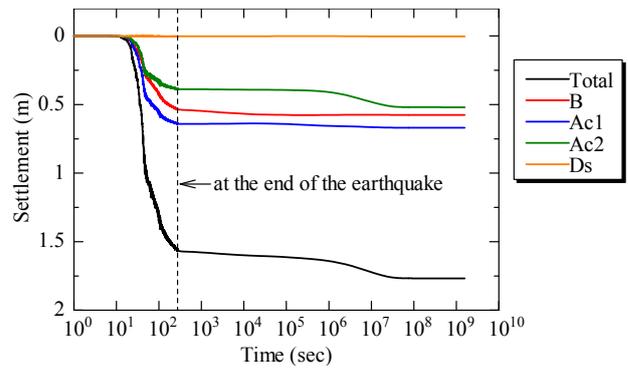


図 23 天端での層別沈下量 (根入れ無し)

5. おわりに

本稿では、東海地方に実在する軟弱粘性土地盤上の河川堤防を対象に、築堤時～地震中～地震後まで一貫した手法で解析を行い、地震時挙動を中心に性能照査を実施した。以下に得られた知見を示す。

- ・ 築堤によって粘性土地盤が圧密沈下し、堤体下部に飽和域が形成されるため、地震時には堤体下部で液状化が発生する。一方で、同じ土質であっても不飽和状態であれば液状化は生じなかった。
- ・ 川表に硬い洪積層まで根入れされた鋼管矢板が設置されているため、地盤の変形が抑制される。
- ・ 本解析で用いた地震動に対しては、地震後に天端高が満潮時の水位を下回ることにはなかったが、津波が遡上した場合には越水する恐れがある。
- ・ 地震後には Ac2 層が長期間沈下するため、水害に対する堤防の性能が低下する。

河川堤防の詳細な耐震性評価解析のためには、飽和状態～不飽和状態までを連続的に取り扱うことが重要であると考えられる。今後は、不飽和土のモデル化をより詳細に行えるように研究を進め、河川堤防の耐震性評価・対策原理の開発等を行ってゆきたい。

謝辞

本研究は JSPS 科研費 (基礎研究 A : 25249064) の助成を受けた。また、名古屋市緑政土木局河川部の協力を得た。

参考文献

- 1) 国土交通省東北地方整備局北上川等堤防復旧技術検討会：北上川等堤防復旧技術検討会 報告書 本編，2012。
<<http://www.thr.mlit.go.jp/Bumon/B00097/K00360/taiheiyououkijishin/n/kenntoukai/houkokusho.pdf>> (2015/6/14アクセス)
- 2) 地盤工学会：地震時における地盤災害の課題と対策，2011年東日本大震災の教訓と提言 (第二次)，2012。
- 3) Sasaki Y., Towhata I., Miyamoto K., Shirato M., Narita A., Sasaki T. and Sako S.: Reconnaissance report on damage in and around river levees caused by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake, Soils and Foundations, Vol.52, No.5, pp.1016-1032, 2012.

- 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*, Vol.55, No.1, pp.45-62, 2015.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) van Genuchten, M. T.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal*, Vol.44, No.5, pp.892-898, 1980.
- 8) Carsel, R.F. and Parrish, R.S.: Developing joint probability distribution of soil water retention characteristics, *Water Resources Research*, Vol.24, No.5, pp.755-769, 1988.
- 9) Mualem, Y.: A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, *Water Resources Research*, Vol.12, No.3, pp.513-522, 1976.
- 10) 名古屋港のホームページ
<<http://www.port-of-nagoya.jp/tidal/>> (2015/6/14アクセス)
- 11) Lysmer, J. and R.L. Kuhlemeyer: Finite dynamic model for infinite media, *ASCE(EM)*, Vol.95, No.4, pp.859-878, 1969.
- 12) Joyner, W.B. and Chen, A.T.F.: Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.65, No.5, pp.1315-1336, 1975.
- 13) Noda, T., Takeuchi, H., Nakai, K. and Asaoka, A.: Co-seismic and post-seismic behavior of an alternately layered sand-clay ground and embankment system accompanied by soil disturbance, *Soils and Foundations*, Vol.49, No.5, pp.739-756, 2009
- 14) 吉見吉昭, 福武毅芳: 地盤液状化の物理と評価・対策技術, 技報堂出版, 2005, 344pp.
- 15) 翠川三郎: 関東平野を対象とした震度分布予測, 構造工学論文集, Vol.33B, pp.43-48, 1987.
- 16) 地盤工学会: 地盤・耐震工学入門, 丸善, 2008, 235pp.

特別講演 その2
(14:45～15:45)

「平成26年8月豪雨による
広島土砂災害について」

土田 孝 先生

(広島大学 教授)

