

第 23 回 中部地盤工学シンポジウム論文集

平成23年8月5日（金）

主催：公益社団法人 地盤工学会中部支部

後援：中部地質調査業協会

（社）建設コンサルタンツ協会中部支部

（社）日本建設業連合会 中部支部

目次

午前の部Ⅰ（9:35～10:50）：司会 豊田工業高等専門学校 伊東 孝

1. 非排水繰り返し载荷を受ける豊浦砂の力学挙動の要素試験……………1
名古屋工業大学 笹岡 大路、張 鋒、山口 健太郎
2. 排水三軸圧縮試験結果に基づく軟岩の構成式の高度化……………5
岐阜大学 岩田 麻衣子、沢田 和秀、森口 周二、八嶋 厚
東海旅客鉄道㈱ 林 宏樹
名古屋工業大学 張 鋒
名古屋大学 檜尾 正也
3. 応力履歴が砂の変形特性に及ぼす影響……………11
名古屋工業大学 大橋 龍起、菊本 統、中井 照夫、ホサイン シャヒン
東京大学生産技術研究所 京川 裕之
名古屋市役所 伴 旭将
4. 各種の応力履歴を受けた再構成粘土の力学特性……………19
名城大学 吉田 賢史、三好 直輔、小高 猛司、崔 瑛、板橋 一雄
ニュージェック 福沢 宏樹
5. 管中混合固化処理工法を想定したセメント改良土の力学挙動の把握と弾塑性力学に基づく
解釈……………23
名古屋大学 依田広貴、中野 正樹、笹山 哲司

午前の部Ⅱ（11:00～12:00）：司会 名古屋大学 檜尾 正也

6. 応力波を考慮した落石による緩衝砂の衝撃伝達特性のDEM解析……………29
名古屋工業大学 羽柴 寛文、前田 健一
㈱構研エンジニアリング 刈田 圭一、牛渡 裕二、川瀬 良司
7. 個別要素法により挙動を考慮した落石対策に関する信頼性設計に向けた提案……………37
岐阜大学 森口 周二、大竹 雄、本城 勇介、原 隆史、沢田 和秀
8. 山留め掘削における合理的なグラウンドアンカーの支保パターンの探索～模型実験と数値
解析による検討～……………43
名古屋工業大学 奥田 一彰、加藤 盛大、菊本 統、中井 照夫、ホサイン シャヒン
9. 固有振動解析による土構造物・地盤系の地震応答特性の把握……………51
名古屋大学 清水亮太、野田 利弘、山田 正太郎
(財)地震予知総合研究振興会 浅岡 顕

午後の部Ⅰ (13:00~14:00) : 司会 大同大学 棚橋 秀行

特別講演 「地盤工学者として新しい国際貢献の世界を開拓する」
京都大学教授 木村 亮先生

午後の部Ⅱ (14:10~15:25) : 司会 名古屋工業大学 Md. Shahin Hossain

10. 集中豪雨による砂質堤体の損傷における間隙空気の影響と透気遮水シートの敷設効果……57
名古屋工業大学 柴田 賢、前田 健一
応用地質(株) 馬場 千児
太陽工業(株) 榊尾 孝之
11. 各種条件下における礫混じり砂の力学挙動の違いとそのシミュレーション……65
名城大学 森 涼香、小高 猛司、崔 瑛
12. 軟弱地盤上の埋立履歴を考慮してモデル化した大型人工地盤の地震中・地震後応答解析……71
名古屋大学 酒井崇之、野田 利弘
(財)地震予知総合研究振興会 浅岡 顕
13. 斜面安定評価手法としてのSPH法の可能性……79
名古屋大学 野々山 栄人、
岐阜大学 沢田 和秀、森口 周二、八嶋 厚
14. 振動台実験を用いた杭基礎の耐震補強効果の検証および数値解析……85
名古屋工業大学 中村 圭佑、張 鋒、森河 由紀弘、三井 翔平、近藤 祥光

午後の部Ⅲ (15:35~16:50) : 司会 岐阜大学 森口 周二

15. PBD打設機の油圧抵抗を用いた軟弱地盤の多次元地質分布の推定 ……91
前田建設工業(株) 久保 大輔、平田 昌史、並川 武
清水建設(株) 長澤 正明、矢野 一郎
錦城護謨(株) 白神 新一郎
中日本高速道路(株) 山田 耕一、川井田 実
16. 機械油汚染地盤の非掘削浄化効率に関する研究 ……99
大同大学 清宮 崇寛、棚橋 秀行、佐野 豊生
17. 堆積軟岩の温度・クリープ特性に関する実験的研究 ……107
名古屋工業大学 西村 友宏、張 鋒、熊 勇林
18. 地盤や盛土高さの違いが盛土の破壊形態に及ぼす影響遠心模型実験の観察とその解釈 ……111
東海旅客鉄道(株) 大木 基裕
名古屋大学 中野 正樹、酒井崇之
19. サクションアンカーの把駐特性に関する遠心模型実験 ……117
東海大学 北 勝利、関田 欣治

午前の部 I
(9:35～10:50)

司会 伊東 孝
(豊田工業高等専門学校)

非排水繰り返し载荷を受ける豊浦砂の力学挙動の要素試験

Experimental study on Toyoura sand under cyclic loading

笹岡大路¹，山口健太郎²，張鋒³

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 静岡ガス

3 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・cho.ho@nitech.ac.jp

概 要

地震時の地盤の挙動や液状化を評価するにあたって、数値解析によって正確に地盤の挙動を予測しようという考えが主流となっており、地盤材料の変形挙動をより正確に表現できる構成式の提案が最も重要であると言える。数値解析の精度を向上するためには、室内要素試験結果の信頼性が求められている。本研究では、動的三軸試験機を用いて砂の繰り返しせん断時の力学挙動、特に拘束圧依存性と繰り返し载荷速度の影響について、実験検証を行った。その結果、中密な砂の場合では、初期拘束圧が大きいほど液状化しにくいことがわかった。一方、緩い砂について、中密な砂とは全く異なる傾向が見られ、初期拘束圧が低いほど液状化しやすくなることが確認された。载荷周波数による影響については、初期拘束圧による影響と同様に、密度の異なる砂の载荷周波数の影響が全く異なっており、中密な砂では、载荷周波数が高いほど液状化しやすく、緩い砂においては逆な挙動が示された。

キーワード：繰り返し三軸試験，载荷速度，砂質土

1. はじめに

液状化のメカニズムに関する実験的・解析的研究が多くなされているが、すべての問題が解決されているわけではない。砂の力学挙動は極めて複雑であり、様々な排水条件と载荷過程で室内試験による実験的研究がなされてきたが、多くのメカニズムが明らかになってきたにもかかわらず、まだ解明されていないものもある。本論文では非排水繰り返し三軸試験を実施し、载荷速度、拘束圧の影響に着目し、砂の力学挙動を検証した。

2. 室内動的三軸試験

2.1 試験概要

本試験では、繰り返し荷重とその载荷周波数を制御できる動的三軸試験機を用いて非排水せん断試験を行った。試験に用いられた土の試料は豊浦砂 ($e_{\max} = 0.975$, $e_{\min} = 0.613$, $\rho = 2.65\text{g/cm}^3$) である。供試体は高さ10cmであり、計測項目が鉛直荷重、垂直変位、横圧（側圧）、間隙水圧と体積変化の5つである。周辺機器及び三軸室の概要は図1、写真1に示す。なお中密な砂は締固め法で、緩い砂は水中落下法で供試体を作成した。

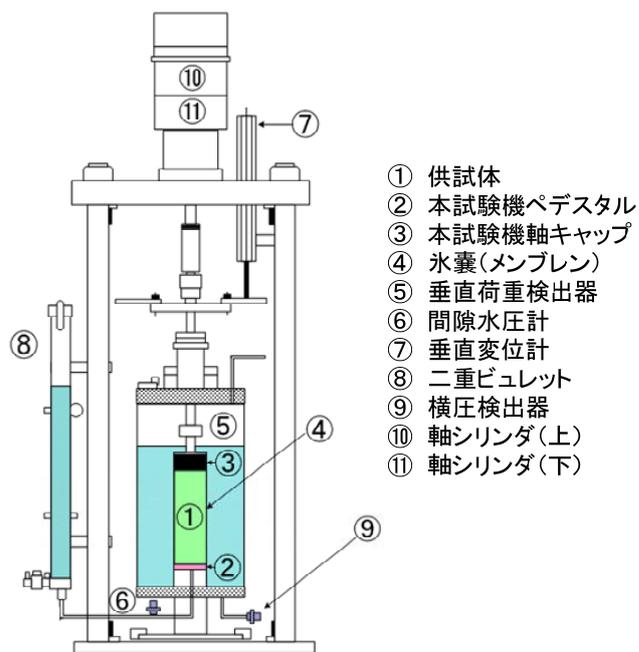


図1 三軸室及び周辺機器

2.2 試験結果

本研究では、初期拘束圧、载荷周波数の影響について着目し、繰り返しせん断時の力学挙動を検討した。

2.2.1 初期拘束圧の影響

初期拘束圧の違いについて比較する。中密な砂では ($e=0.72\sim 0.76$) を用いて繰返し応力比 $q/\sigma_{m0}=0.20$ 、載荷周波数 $f=0.1\text{Hz}$ の載荷条件下で実験を行った。一方、緩い砂 ($e=0.89\sim 0.97$) の場合には $q/\sigma_{m0}=0.20$ 、 $f=0.001\text{Hz}$ の載荷条件下で実験を行った。その結果を図2、図3に示す。なお、それぞれの試験条件を表1、表2に示す。グラフは左から有効応力径路、応力-ひずみ関係である。また、表の $N_c(\text{DA}=5\%)$ 及び $N_c(\text{DA}=10\%)$ は両振幅ひずみが 5%、10% に達した時の繰返し載荷回数を示している。

図2に示すように、間隙比が同様な中密な砂に異なる拘束圧のもとで繰返しせん断を行うと、いずれもサイクリックモビリティが起こっているが、初期拘束圧が大きくなるにつれサイクリックモビリティに至るまでの繰返し回数が多く、 $\text{DA}=5\%$ に至るまでの繰返し回数も多くなっていることが分かる。これは砂のような粒状体では拘束圧が高くなるほど、粒子同士のかみ合いが強くなり、せん断抵抗が強くなるからである。特に、拘束圧が 294kPa は実地盤では非常に深い位置であるため、この試験結果は妥当であると言える。

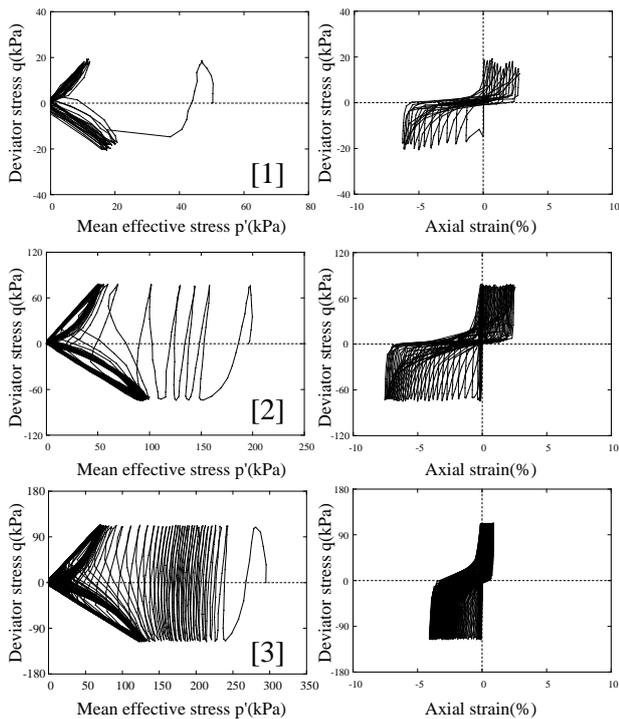


図2 拘束圧の違いによる影響 (中密な砂)

表1 試験条件 (図2に関する実験)

	[1]	[2]	[3]
間隙比 e	0.76	0.75	0.72
拘束圧	49	196	294
周波数	0.1	0.1	0.1
$N_c(\text{DA}=5\%)$	5.1	15.5	108.3
$N_c(\text{DA}=10\%)$	13	34	∞



写真1 三軸繰返し載荷装置

一方、図3の緩い砂について、中密な砂とは全く異なる傾向が見られた。すなわち、初期拘束圧が低い時に、サイクリックモビリティに至るまでの繰返し回数や軸ひずみが 5%、10% に達するまでの繰返し回数が多くなる傾向が見られた。緩い砂の場合、初期間隙比が同じ状態であっても、初期拘束圧が高いほど、砂の相対的間隙比 ($e-\ln p'$ 関係の空間で、現状態から限界状態線までの距離) が大きくなり、より圧縮しやすい状態にあるため、非排水せん断時、間隙水圧が発達しやすいことが原因と考えられる。この現象は非排水単調載荷^{1),2)}で見られた現象と似ている。したがって、非排水繰返し載荷時、砂の力学挙動に与える初期拘束圧の影響は砂の密度によって全く異なっていることがわかった。

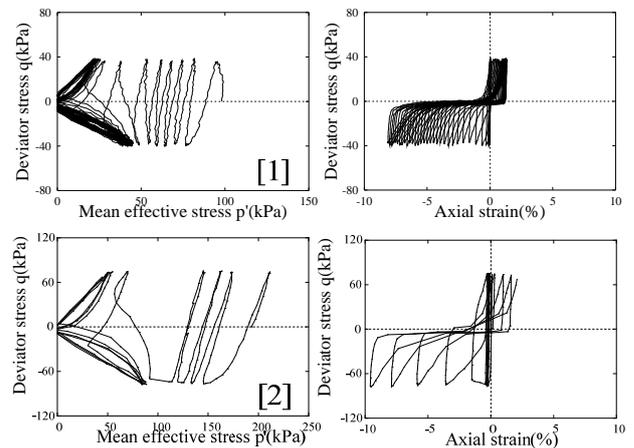


図3 拘束圧の違いによる影響(緩い砂, $e=0.92$)

表2 試験条件 (図3に関する実験)

	[1]	[2]
間隙比 e	0.97	0.89
拘束圧	98	196
周波数	0.1	0.1
$N_c(\text{DA}=5\%)$	14.5	5.6
$N_c(\text{DA}=10\%)$	33.4	7.6

2.2.2 載荷周波数による影響

次に、載荷周波数による影響を検証する。中密な砂を用いて繰返し応力比 $q/\sigma_{m0}=0.20$ の載荷条件下で実験を行った。その結果を図4、図5に示す。緩い砂の場合の結果を図6、図7に示す。なおそれぞれの試験条件を表3、表4、表5、表6に示す。

中密な砂において有効応力経路をみると、載荷周波数が大きいほどサイクリックモビリティに至るまでの繰返し回数が多く、応力-ひずみ関係から載荷周波数が高いほど軸ひずみの発達に多くの繰返し回数を要している。

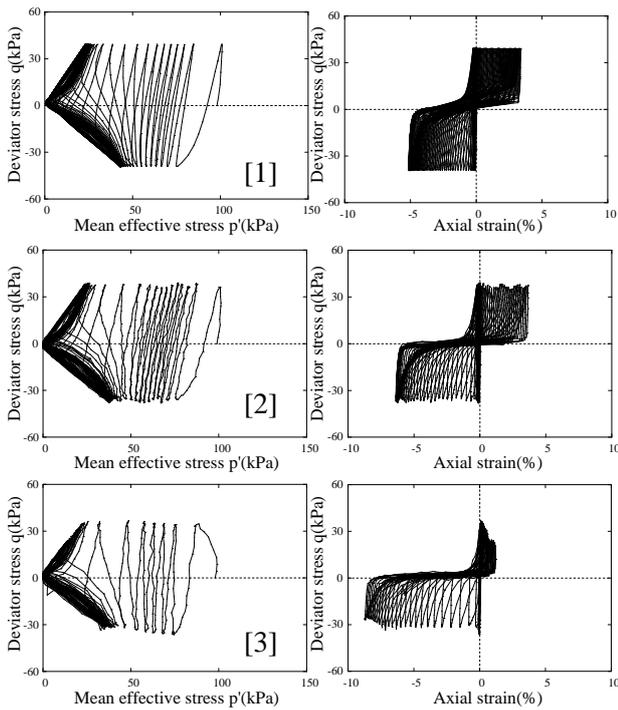


図4 載荷周波数による影響 (中密な砂,98kPa)

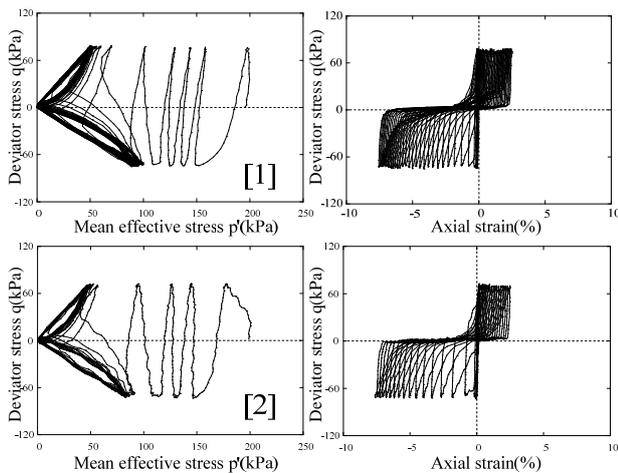


図5 載荷周波数による影響 (中密な砂,196kPa)

表3 試験条件 (図4に関する実験)

	[1]	[2]	[3]
間隙比 e	0.75	0.78	0.72
拘束圧	98	98	98
周波数	0.01	0.1	0.5
Nc(DA=5%)	32	25	14
Nc(DA=10%)	65.8	46	32

表4 試験条件 (図5に関する実験)

	[1]	[2]
間隙比 e	0.75	0.73
拘束圧	196	196
周波数	0.1	0.5
Nc(DA=5%)	16	9
Nc(DA=10%)	34	16

一方で緩い砂を見ると、載荷周波数が 0.5Hz と比較的高い場合はサイクリックモビリティに至るまでの繰返し回数や軸ひずみが 5%,10%に達するまでの繰返し回数が著しく多くなる傾向が見られた。また、載荷周波数が大きいほど、初期載荷において立ち上がり大きい(有効応力の現象が小さい)ことが確認できる。以上のことから分かるように、載荷周波数がかなり大きいことが明らかになった。さらに、初期拘束圧による影響と同様に、密度の異なる砂の載荷周波数の影響が全く異なっており、中密な砂においては、載荷周波数が高いほど液状化しやすく、緩い砂においては、逆な挙動が示された。この時間依存性に関する力学的解釈は今後の研究課題となる。

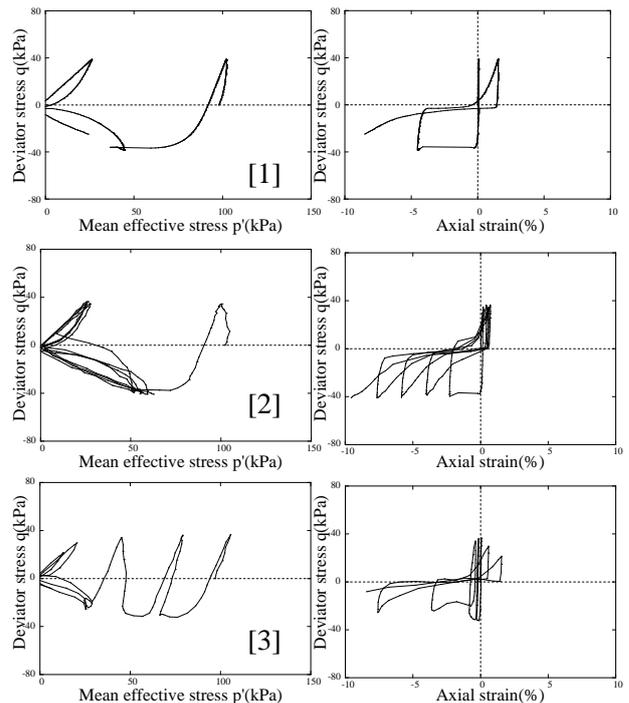


図6 載荷周波数による影響 (緩い砂,98kPa)

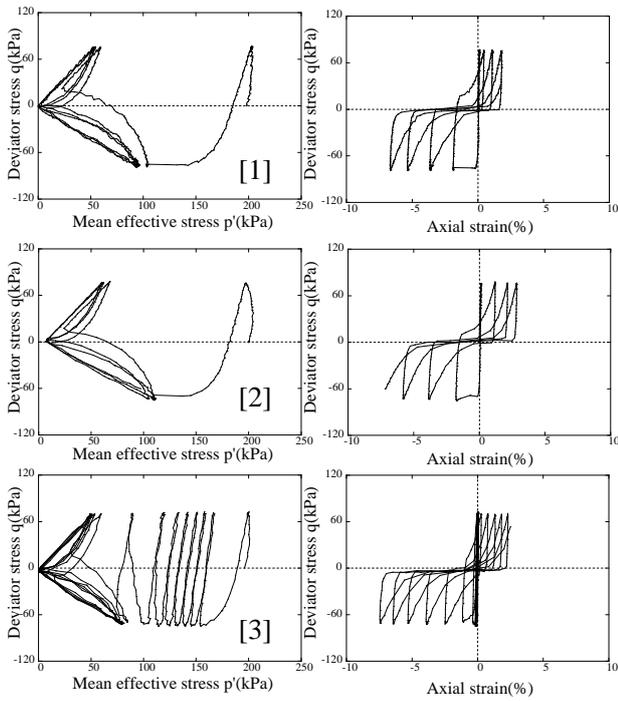


図 7 荷重周波数による影響 (緩い砂, 196kPa)

表 5 試験条件 (図 6 に関する実験)

	[1]	[2]	[3]
間隙比 e	0.92	0.93	0.94
拘束圧	98	98	98
周波数	0.001	0.01	0.5
$N_c(DA=5\%)$	1.0	2.5	3.8
$N_c(DA=10\%)$	1.5	4.7	4.8

表 6 試験条件 (図 7 に関する実験)

	[1]	[2]	[3]
間隙比 e	0.89	0.87	0.86
拘束圧	196	196	196
周波数	0.001	0.01	0.5
$N_c(DA=5\%)$	2.5	1.7	10.2
$N_c(DA=10\%)$	4.2	3.7	13.2

3. まとめ

本論文では非排水繰り返し三軸試験を実施し、荷重周波数、初期拘束圧の影響に着目し、その力学挙動を検証した。中密な砂の場合では、初期拘束圧が大きいほど液状化しにくいことがわかった。一方、緩い砂について、中密な砂とは全く異なる傾向が見られ、初期拘束圧が低いほど液状化しやすくなることが見られた。

荷重周波数による影響では、荷重周波数の影響がかなり大きいことが明らかになった。さらに、初期拘束圧による影響と同様に、密度の異なる砂の荷重周波数の影響が全く異なっており、中密な砂においては、荷重周波数が高いほど液状化しやすく、緩い砂においては、逆な挙動が示された。今後はその現象の合理的解釈を図りたい。

なお、実験はすべて、同じ条件下で 2 回以上実施していたが、同じ結果となっているため、実験の精度は十分あると考えられる。

参考文献

- 1) Ishihara, K. (1993): Liquefaction and flow failure during earthquake, The 33rd Rankine Lecture, Geotechnique.
- 2) Verdugo, R. and Ishihara, K. (1996): The steady state of sandy soils, Soils and Foundations, Vol.36, No.2, 81-91.

排水三軸圧縮試験結果に基づく軟岩の構成式の高度化

Modification of constitutive model for soft rock based on drained triaxial compression test

岩田麻衣子¹，林宏樹²，沢田和秀³，森口周二⁴，八嶋厚⁵，張鋒⁶，檜尾正也⁷

1 岐阜大学・工学部・iwata_m@gifu-u.ac.jp

2 東海旅客鉄道

3 岐阜大学・流域圏科学研究センター

4 岐阜大学・工学部

5 岐阜大学

6 名古屋工業大学

7 名古屋大学

概 要

軟岩の力学挙動を表現できる構成式の開発や高精度化のために、これまでに軟岩を対象とした室内試験が行われ、試験結果に基づいて構成式が提案されている。本研究では、軟岩斜面の崩壊予測解析手法の高度化のために、軟岩を用いた異なる拘束圧での排水三軸圧縮試験を行い、試験結果に基づいて既存の構成式の修正を行った。既存の構成式は、降伏曲面の形状を決定するパラメータを初期拘束圧ごとに決定する必要があった。軟岩の力学特性の一つである時間依存性を考慮できる構成式の改良を行うために、拘束圧によらず初期段階で統一的に決定できるパラメータを用いて、上記の解析パラメータに関する発展則を提案した。要素シミュレーションを行った結果、修正した構成式により、様々な拘束圧における軟岩の力学挙動を表現できることが確認された。

キーワード：軟岩，構成式，三軸試験

1. はじめに

日本各地に軟岩は分布しており、その分布地域では、軟岩斜面の崩壊とその被害が多数報告されている¹⁾。軟岩の定義は、分野によって異なるが、地盤工学では、土よりも硬く、一般的な概念の岩石と呼ぶには軟らかい、土と岩の中間的性質の地質材料とされている。また、一軸圧縮強度が 20MPa 以下の土と岩の中間的な力学挙動を呈する材料とも定義されている²⁾。軟岩の力学挙動を理解する上で留意する点には、ひずみ軟化現象や時間依存性挙動がある。ひずみ軟化現象は、荷重を加えると応力の増加とともにひずみが進行するが、応力が最大強度に達した後は、それ以上の荷重を与えなくてもひずみが進行していく現象であり、地盤工学の諸問題で論じられる進行性破壊と密接に関連すると考えられる。もう一つの特徴である時間依存性挙動は、外力が作用した際に、応答に時間的な影響が生じることであり、地盤の長期不安定性の要因になると考えられている。これらの力学的特徴を有する軟岩が分布する地域では、降雨や融雪などによる地下水位の上昇を誘因として、地すべりや斜面崩壊などが発生する。

軟岩斜面の崩壊による被害を最小限に抑えるためには、

崩壊メカニズムの解明、および将来的に発生が危惧される崩壊の位置・規模・形状・時間の予測を行うことが必要とされる。数値解析により、高精度に実現象を再現するためには、地盤材料の力学挙動の把握と、力学挙動を適切に表現できる力学モデルの構築が必要である。

このような背景のもと、軟岩の力学特性の把握を目的として、さまざまな条件での室内試験が行われてきた^{3,4)}。それらの結果から、拘束圧、ひずみ速度および排水条件の違いが、軟岩の力学挙動に与える影響に関して検討されている。また、堆積軟岩を対象とした既存の実験結果に基づき、時間依存性を考慮した軟岩の構成式が提案され、研究されてきた⁵⁾。しかしながら、提案されている構成式では、降伏曲面の形状を決定するパラメータを初期拘束圧ごとに決定しなければならず、実斜面を対象とした数値解析に適用するには、統一的にパラメータを決定するための改良が必要である。本研究では、軟岩斜面の崩壊予測解析手法の高度化を目指し、提案されている軟岩の構成式⁵⁾の高度化を行った。異なる拘束圧での実験結果に基づき、構成式に用いる材料パラメータを決定し、要素シミュレーションを行うことで、構成式の検証を行った。

2. 室内試験

本研究では、著者らが実施した、異なる拘束圧での排水三軸圧縮試験結果⁴⁾を用いて、軟岩の構成式の修正および検証を行った。ここでは、試験試料や試験概要、試験結果等について説明する。

2.1 試験概要

試験試料には、大谷石を用いた。大谷石は、比較的均一で目立った空隙がなく、加工性の良さや多数の均質な試料を準備できるという観点から、再現性の高い実験データを得るのに適しており、これまでも堆積軟岩の力学特性を明らかにするための室内試験に用いられている⁶⁾。排水三軸圧縮試験には、高さ 100mm、直径 50mm の円柱供試体を水で飽和させて用いた。軟岩試料では、含水状態の変化が試料の特性に影響を与えられと考えられたため、新たに採取されたブロックから直ちに整形し、作成した供試体は試験を行うまで脱気水に浸して保存した。

排水三軸圧縮試験は、所定の圧力で等方圧密した後、軸ひずみ速度を制御して鉛直軸荷重を載荷する。すべての試験で、軸ひずみ速度は 0.001%/min、背圧は 0.5MPa とした。拘束圧は、0.1、0.2、0.3、0.5、1.0、2.0、3.0、4.0MPa の 8 通りとした。

2.2 試験結果

排水三軸圧縮試験の結果を図 1 に示す。図 1(a)に示す軸差応力($\sigma_1 - \sigma_3$) - 軸ひずみ(ϵ_1)関係より、すべての試験において、ひずみ軟化挙動を確認した。また、拘束圧が大きいくほど、ピーク強度、残留強度が大きくなるのがわかる。図 1(b)に示す体積ひずみ(ϵ_v) - 軸ひずみ(ϵ_1)関係からも、ダイレイタンス挙動が拘束圧に依存していることがわかる。本研究では、これらの実験結果を参考に、既存の構成式の修正と、修正した構成式の検証を行った。

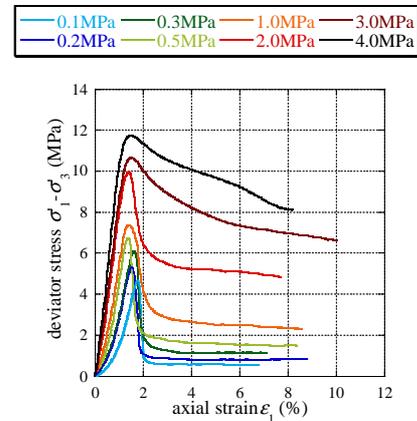
3. 構成式の検証および高度化

本研究では、張らが subloading t_{ij} モデル⁷⁾に基づき提案した堆積軟岩の弾粘塑性構成式⁵⁾の高度化を行った。この弾粘塑性構成式は、中間主応力の影響を考慮できる t_{ij} の概念と、過圧密土の挙動を表現できる subloading の概念に基づいている。また、クリープ挙動を表現するために軟岩の時間依存性が考慮されている。

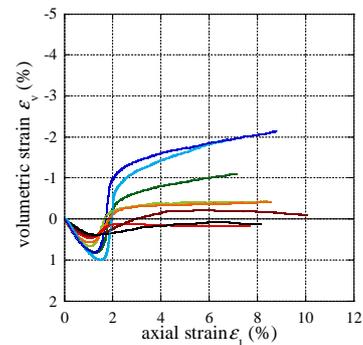
3.1 既存の構成式の検証

構成式の高度化および検証は、上述の著者らが実施した様々な拘束圧での圧密排水三軸圧縮試験⁴⁾の結果を基に行った。表 1 に既存の構成式に用いる材料パラメータを示す。これらの材料パラメータは、圧密排水三軸圧縮試験、三軸クリープ試験、圧密除荷試験等の試験結果に基づき決定した。既存の構成式は、限界状態の主応力比 R_f を初期拘束圧ごとに決定する必要がある。排水三軸圧縮試験にお

いて、軸差応力が変化しなくなった時点で試験を終了したため、本研究では、試験終了時の主応力比を限界状態の主応力比 R_f として求めた。試験結果から得られた、各初期有効平均応力における限界状態での主応力比 R_f を表 2 に示す。



(a) 軸差応力($\sigma_1 - \sigma_3$) - 軸ひずみ(ϵ_1)関係



(b) 体積ひずみ(ϵ_v) - 軸ひずみ(ϵ_1)関係

図 1 排水三軸圧縮試験結果⁴⁾

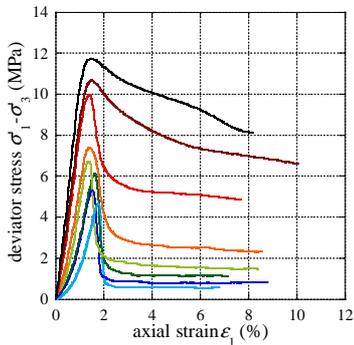
表 1 材料パラメータ(既存の構成式)

圧縮指数	λ	0.018
膨潤指数	κ	0.005
ポアソン比	ν	0.02
降伏関数の形状パラメータ	β	1.1
密度依存性パラメータ	a	850
時間依存性パラメータ	α	0.6
時間依存性パラメータ	Cn	0.02
圧密降伏応力	$p_c(\text{MPa})$	21
基準状態での間隙比	e_{nc}	0.570
限界状態の応力比	R_f	表 2 参照

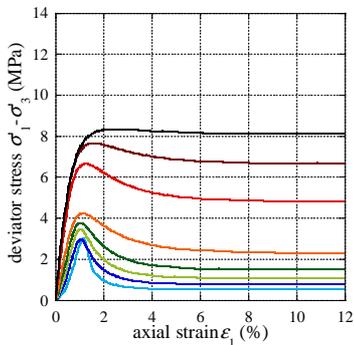
表 2 限界状態の応力比(既存の構成式)

初期平均有効応力 $\sigma_{m0}(\text{MPa})$	限界状態の応力比 R_f
0.1	6.51
0.2	4.91
0.3	4.60
0.5	4.00
1.0	3.32
2.0	3.42
3.0	3.22
4.0	3.03

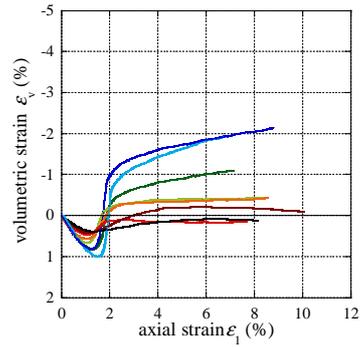
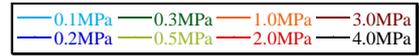
図 2 には、実験結果と既存の構成式による数値シミュレーション結果より得られた軸差応力($\sigma_1 - \sigma_3$) - 軸ひずみ(ϵ_1)関係を、図 3 には、体積ひずみ(ϵ_v) - 軸ひずみ(ϵ_1)関係を示す。図 2 に示す軸差応力 - 軸ひずみ関係から、実験結果と数値シミュレーション結果を比較すると、既存の構成式は低い拘束圧では軟岩のひずみ軟化挙動や残留強度を表現できていないことがわかる。図 3 に示す体積ひずみ - 軸ひずみ関係からは、低い拘束圧ではせん断とともに体積圧縮を示した後、体積膨張に転じる体積変化の挙動を表現できている。また、低い拘束圧では体積変化が大きくなり、高い拘束圧では体積変化が小さくなる拘束圧の違いによる体積変化の違いを表現できていることがわかる。しかしながら、最大強度を比較すると、実験結果に比べて数値シミュレーション結果は小さく、既存の構成式は実験結果を正確に表現できていないことがわかった。また、表 2 に示したように、既存の構成式は、解析パラメータの一つである限界状態の主応力比 R_f を初期有効拘束圧 σ_{m0} ごとに与えなくてはならないため、任意の応力状態での挙動を表現するためには改良の必要がある。本研究では、さまざまな拘束圧での力学挙動を表現すること、および限界状態の主応力比 R_f を応力状態によらず統一的に決定することの 2 点について構成式の改良を行った。



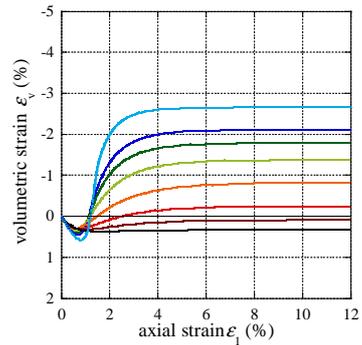
(a) 実験



(b) 数値シミュレーション(既存の構成式)
図 2 軸差応力($\sigma_1 - \sigma_3$) - 軸ひずみ(ϵ_1)関係



(a) 実験



(b) 数値シミュレーション(既存の構成式)

図 3 体積ひずみ(ϵ_v) - 軸ひずみ(ϵ_1)関係

3.2 構成式の高度化

既存の構成式では、上述した解析パラメータの一つである限界状態の主応力比 R_f は、以下の式より、降伏曲面の形状に関連するパラメータ M^* を決定する。

$$M^* = (X_{CS}^\beta + X_{CS}^{\beta-1} Y_{CS})^{1/\beta} \quad (1)$$

$$X_{CS} = \frac{\sqrt{2}}{3} \left(\sqrt{R_f} - \frac{1}{\sqrt{R_f}} \right), \quad Y_{CS} = \frac{1 - \sqrt{R_f}}{\sqrt{2}(\sqrt{R_f} + 0.5)} \quad (2)$$

ここで、 β は降伏関数の形状パラメータである。パラメータ M^* は、図 4 に示すように、降伏曲面の形状を決定するパラメータである。既存の構成式では、 R_f は初期拘束圧ごとに異なる定数であるため、 M^* はせん断の過程で常に一定の値である。したがって、既存の構成式では、降伏曲面は、初期の応力状態により形状が異なり、せん断の過程では形状は変化せず、拡大もしくは縮小する。

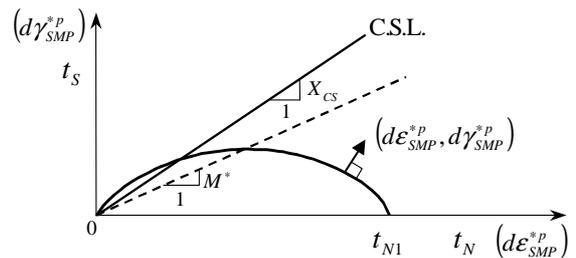


図 4 降伏曲面のイメージ

パラメータ M^* は、図 5 に示すようにストレス - ダイレイタンスー曲線の切片 ($-d\varepsilon/d\gamma=0$) に相当することから、本研究では、実験結果に基づく考察を行った。図 6 に排水三軸圧縮試験結果⁴⁾ から得られたストレス - ダイレイタンスー関係を、傾向が判読しやすいように拘束圧 0.1, 1.0, 2.0, 4.0MPa の試験結果に限定して示す。これらの結果から、ストレス - ダイレイタンスー曲線の切片 ($-d\varepsilon/d\gamma=0$) は初期拘束圧によって異なることがわかる。また、せん断初期の切片と、残留状態 (ここでは実験終了時の軸ひずみが 7~10% の点) の切片が異なることがわかる。したがって、パラメータ M^* は、既存の構成式では初期拘束圧ごとに異なる定数であったが、初期拘束圧により異なることに加え、せん断の過程で変化し、残留状態では応力状態にかかわらず一定の値に収束すると考えられる。

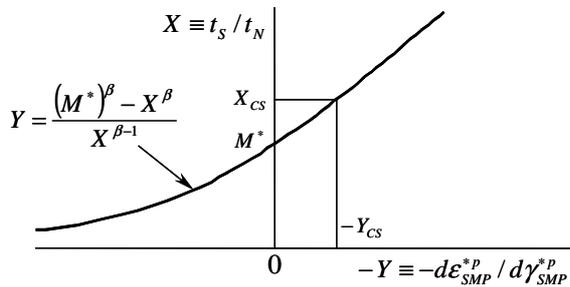


図 5 ストレス - ダイレイタンスー関係

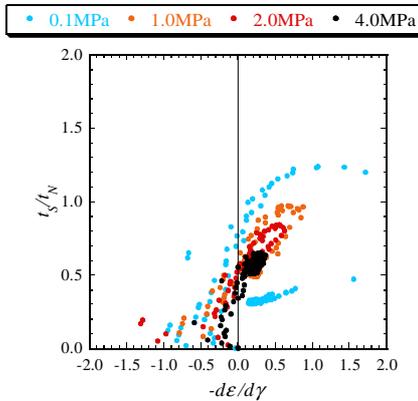


図 6 ストレス - ダイレイタンスー関係 (排水三軸圧縮試験)

本研究では、排水三軸圧縮試験結果から得られたストレス - ダイレイタンスー関係を考慮し、パラメータ M^* は定数ではなく、せん断の過程で変化すると仮定して、構成式の修正を行った。降伏曲面の形状を決定するパラメータ M^* は、初期拘束圧ごとに異なり、せん断の過程で変化し、残留状態では応力状態にかかわらず一定の値に収束すると仮定する。試験結果を考慮し、パラメータ M^* の初期値 M^*_0 およびせん断中の M^* の変化量 dM^* を、次式のように与えた。

$$M^*_0 = M^*_{CS} \times OCR^b \quad (3)$$

$$dM^* = A \times \ln \frac{M^*_{CS}}{M^*} d\varepsilon_d^p \quad (4)$$

ここで、 M^*_0 はせん断開始時の M^* 、 M^*_{CS} は限界状態での M^* 、OCR は過圧密比、 dM^* は M^* の増分、 $d\varepsilon_d^p$ は塑性偏差ひずみ増分である。 b および A は、本研究で新規に提案したパラメータである。 b は、図 7 に示す M^*_0 - OCR 関係の曲線の形状を制御するパラメータである。また、 A はせん断過程での M^* の変化の程度に影響する。 M^* の初期値は OCR により決定され、 M^* はせん断中に塑性偏差ひずみ増分に関連して変化する。図 7 に式(3)から得られる M^*_0 - OCR 関係を、図 8 にせん断過程での M^* の変化のイメージを M^* - 軸ひずみ関係として示す。本研究で提案した発展則では、既存の構成式ではせん断の過程で一定だった M^* が、図 8(b) に示すように、せん断中に変化し、残留状態では応力状態によらず一定の値に収束する。

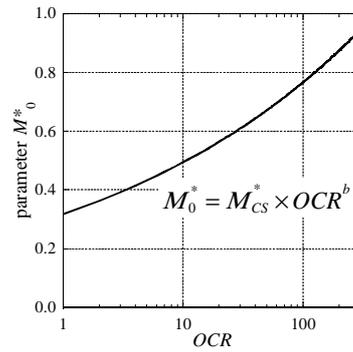
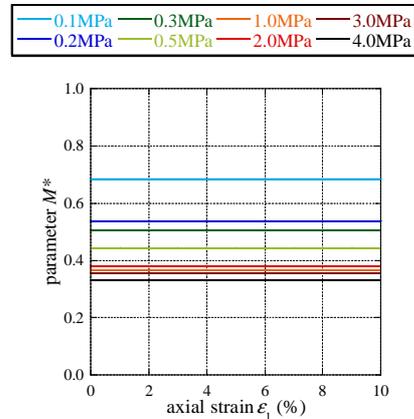
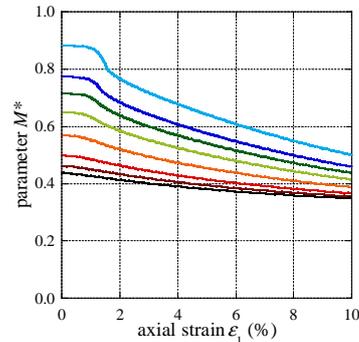


図 7 M^*_0 - OCR 関係



(a) 既存の構成式



(b) 改良した構成式

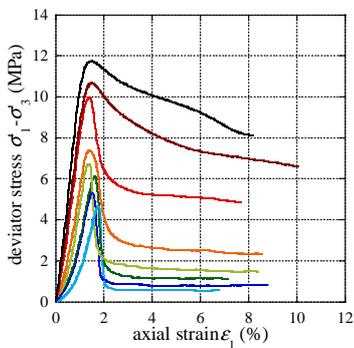
図 8 M^* の変化

4. 圧密排水三軸圧縮試験の数値シミュレーション

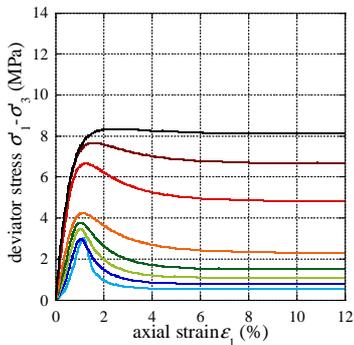
修正した構成式を検証するために、堆積軟岩を用いた圧密排水三軸圧縮試験⁴⁾の数値シミュレーションを行った。材料パラメータは、限界状態の応力比 R_f を除いて表 1 に示した既存の構成式と同様の値を用いた。 R_f に代わり、式(3)および式(4)に示した新規のパラメータ M^*_{CS} , b , A の値を表 3 に示す。 M^*_{CS} は、拘束圧 4.0MPa での試験終了時の主応力比を用いて、式(1)および式(2)より算出した。また、 b および A は、試験結果に合致するようにフィッティングし、求めた。

表 3 材料パラメータ(追加)

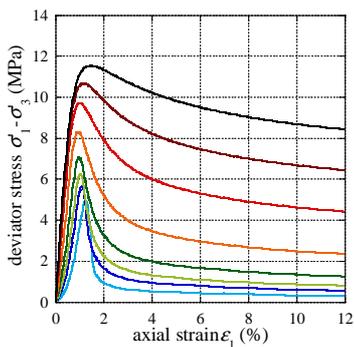
限界状態でのパラメータ M^*	M^*_{CS}	0.32
M^* の初期値に関するパラメータ	b	0.19
M^* の変化に関するパラメータ	A	4.0



(a) 実験



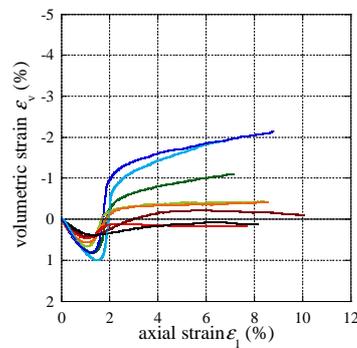
(b) 数値シミュレーション(既存の構成式)



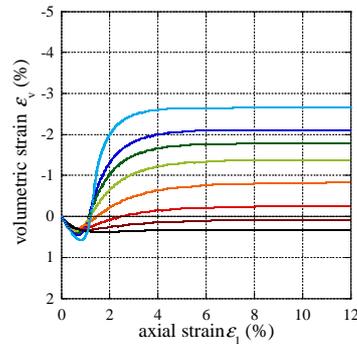
(c) 数値シミュレーション(修正した構成式)

図 9 軸差応力($\sigma_1 - \sigma_3$) - 軸ひずみ(ϵ_1)関係

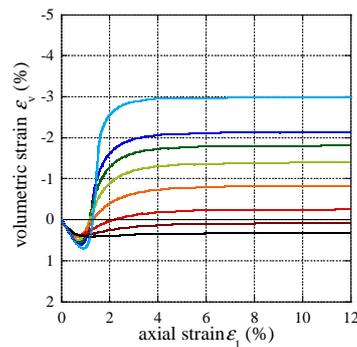
図 9 に軸差応力($\sigma_1 - \sigma_3$) - 軸ひずみ(ϵ_1)関係を、図 10 には、体積ひずみ(ϵ_v) - 軸ひずみ(ϵ_1)関係を示す。それぞれ実験結果、既存の構成式での数値シミュレーション結果、および提案した降伏曲面の形状を決定するパラメータ M^* の発展則を考慮した数値シミュレーション結果を示す。図 9 に示す軸差応力 - 軸ひずみ関係から、既存の構成式および修正した構成式は、初期のせん断剛性や残留強度が拘束圧の大きさに依存する傾向を表現できている。最大強度を比較すると、既存の構成式は実験結果に比べて小さいが、修正した構成式は実験結果をよく表現できていることが確認できる。また、修正した構成式は、実験を実施した範囲の拘束圧の条件下で、さまざまな拘束圧の力学挙動を表現できることがわかった。図 10 に示す体積ひずみ - 軸ひずみ関係からは、既存の構成式と同様に、修正した構成式は、体積変化の挙動を表現できていることが確認できる。



(a) 実験



(b) 数値シミュレーション(既存の構成式)



(c) 数値シミュレーション(修正した構成式)

図 10 体積ひずみ(ϵ_v) - 軸ひずみ(ϵ_1)関係

5. まとめ

本研究では、排水三軸圧縮試験結果に基づいて、既存の軟岩の構成式の高度化を行った。実験から得られたストレス-ダイレイタンス-関係を考慮し、降伏曲面の形状を決定するパラメータ M^* の発展則を提案した。修正した構成式を用いて排水三軸圧縮試験の数値シミュレーションを行った結果、軟岩の力学挙動を適切に表現できていることを確認できた。また、初期の拘束圧にかかわらず統一的に与えた材料パラメータにより、異なる拘束圧における軟岩の力学挙動を表現できた。

今後、本研究で提案した軟岩の構成式の有効性を確認することで、統一的に与える材料パラメータを用いて、様々な応力状態での軟岩の力学挙動の表現が可能となる。それにより、実斜面に対して発生メカニズムを解明するための再現解析や今後発生が危惧される斜面の崩壊予測解析を行う上で、有効な解析手法の確立を望むことができる。

参 考 文 献

- 1) 社団法人地盤工学会: 豪雨時における斜面崩壊のメカニズムおよび危険度予測, 184p, 2006.
- 2) 赤井浩一: 軟岩とは?, 土と基礎, Vol.41, No.10, Ser. No.429, pp.1-6, 1993.
- 3) 瀧川雅博, 張鋒, 八嶋厚, Moctar Amadou, 軟岩の時間依存性挙動モデル高度化のための実験的研究, 第38回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.525-526, 2003.
- 4) 岩田麻衣子, 大津亮太, 八嶋厚, 沢田和秀, 檜尾正也: 異なる拘束圧における三軸圧縮特性に基づく軟岩の構成式の検証, 第44回地盤工学研究発表会発表講演集, No.255, pp.509-510, 2009..
- 5) Zhang, F., Yashima, A., Nakai, T., Ye, G.L. and Aung, H., An elasto-viscoplastic model for soft sedimentary rock based on t_{ij} concept and subloading yield surface, Soils and Foundations, Vol.45, No.1, pp.65-73, 2005.
- 6) 赤井浩一, 足立紀尚, 西好一, 堆積軟岩(多孔質凝灰岩)の弾・塑性挙動, 土木学会論文報告集, 第271号, pp.83-95, 1978.
- 7) Nakai, T. and Hinokio, M., A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters, Soils and Foundations, Vol.44, No.2, pp.53-70, 2004.

応力履歴が砂の変形特性に及ぼす影響

(The influences of stress histories on the deformation characteristics of sand)

大橋龍起¹，京川裕之²，菊本統³，中井照夫⁴，ホサイン・シャヒン⁵，伴旭将⁶

- 1 名古屋工業大学大学院・創成シミュレーション工学専攻・博士前期課程1年
- 2 東京大学生産技術研究所・基礎系部門・特別研究員
- 3 名古屋工業大学・都市社会工学科・助教 (kikumoto@nitech.ac.jp)
- 4 名古屋工業大学・都市社会工学科・教授
- 5 名古屋工業大学・都市社会工学科・准教授
- 6 名古屋市上下水道局 (元名古屋工業大学大学院・社会工学専攻)

概 要

地盤材料のような粒状体は、過去の応力履歴に応じて内部の粒子構造が変化し、その後異方的な変形特性を示すことが知られている(応力誘導異方性)。この異方性は、特に繰返し载荷時における土の応答に大きく影響を及ぼし、排水条件では締固め、非排水条件では液状化現象など地盤工学の主要な問題と密接に関係している。しかし、誘導異方性はこれまでも異方硬化則や修正応力による記述が試みられているものの、その発達・消散機構は完全には説明されていない。本稿では、応力誘導異方性を適切に表現するモデル化に先立ち、三軸試験機を用いて豊浦標準砂に種々の応力履歴与えた後、単調せん断試験を行い、応力履歴の違いによるせん断剛性およびストレス・ダイレイタンスー関係の変遷をもとに、誘導異方性の発達と消散について検討した。その結果、せん断剛性およびストレス・ダイレイタンスー関係の変遷は過去受けた最大応力比・直前の载荷方向に大きく影響を受けることが示された。また、圧縮側あるいは伸張側に片振りせん断を続けて行うことで誘導異方性の解消が示された。

キーワード：異方性，砂，ダイレイタンスー，繰返し三軸試験，排水せん断試験

1. はじめに

土は応力変化によって粒子間の接触状況が刻々と変わり、これにより様々な方向に異方的な力学特性を示す(誘導異方性)材料である。このような誘導異方性は応力状態によって常に変化するため、地盤挙動を評価する上で常に考慮しなければならない特性であり、地盤の締固めや近年問題となっている液状化などは誘導異方性が密接に関係する典型的な地盤工学問題である。従来、誘導異方性を取り扱う手法として、移動 / 回転硬化モデルがしばしば用いられており、数値解析に導入され、地盤の液状化判定などで実績を上げている。しかしながら、地震時に見られる繰返し载荷時の誘導異方性を適切に表現できているとは言い難く、繰返し载荷における応力反転時の塑性変形の早期の発現などある特定の誘導異方性の影響を評価するに留まっており、現象のメカニズムを本質的に捉えたモデル化はなされていない。そのため、モデル化で使用されるパラメータの意味合いやその発展則は少々煩雑なものになっている。そこで今一度、誘導異方性の影響ならびにその発生機構を要素試験から適切に評価する必要があると思

われる。

著者らのこれまでの検討では、排水せん断を多数回繰り返すとせん断変形や体積変化が膠着する状態について検討を行い、その際にはせん断剛性だけでなく、ダイレイタンスー特性の変化から異方性の影響を評価した¹⁾。本稿ではよりシンプルな条件でこれら異方性の影響を検証するため、排水三軸条件下で単純な応力履歴を与えた砂試料に対して等方圧縮試験およびせん断試験を行い、誘導異方性の発達・消散過程、その後の変形特性への影響を詳細に観察する。

2. 実験に用いた砂供試体および実験概要

本試験で用いた試料は、試料は豊浦標準砂($D_{50} = 0.2\text{mm}$, $e_{\max} = 0.95$, $e_{\min} = 0.58$, $G_s = 2.65$)を用い、水中落下法および所定の密度($e_0 = 0.68$)になるように突き固めを行い、飽和砂供試体(高さ 12.15cm, 直径 5cm の円柱形)を作成した。この密詰め供試体は、等方圧縮時に軸差ひずみ($\epsilon_d = 2/3*(\epsilon_a - \epsilon_r)$)が発生しない理想的な等方変形を示すことから、供試体に形成される初期異方性が有さないことを確

認している。なお本試験では、微小変形時の変形特性に関しても議論を行うため、供試体周囲のメンブレンの粒子間への貫入量を補正することで、正確な体積変化を計測する。

試験はすべて排水三軸条件、 $p=196\text{ kPa}$ の平均有効応力一定下で行った。なお、すべての試験で 98 kPa のバックプレッシャーを一定で与えており、本文中に示す応力はすべて有効応力である。

3. 片振りせん断履歴によって生じる異方性とその変形特性への影響

3.1 単調片振りせん断履歴（等方応力状態まで除荷）がその後の圧縮・せん断挙動に及ぼす影響

単調なせん断履歴がその後の等方圧縮時およびせん断時の土の力学特性に及ぼす影響について検証する。図-1, 2に実施した試験の応力経路をまとめる。ここに、 R は主応力比 σ_1/σ_3 であり、応力経路で示される R および応力比 q/p は、圧縮側と伸張側を区別するために伸張側を負とする。試験は、等方応力状態($p=196\text{ kPa}$)から $R=4$ ($q/p=1.5$), $R=3$ ($q/p=1.2$), $R=2$ ($q/p=0.75$), $R=-4$ ($q/p=-1.0$), $R=-3$ ($q/p=-0.86$), $R=-2$ ($q/p=-0.6$)の計6種類の片振り圧縮・伸張せん断履歴を与え等方応力状態まで除荷した後(経路A→B), $p=196\text{ kPa}$ から $p=686\text{ kPa}$ まで等方的な応力増分を与える(経路B→C)または三軸圧縮せん断試験(経路B→D)を行う。

まず、単調なせん断履歴によるその後の圧縮挙動への影響について検討する。図-3に示した7種類のプロットは、圧縮・伸張側にそれぞれ主応力比 $R=2, 3, 4$ まで単調に片振りせん断履歴を与えた砂と履歴を与えなかった砂の等方圧縮時の $\varepsilon_a-\varepsilon_r$ 関係を示している。図より、せん断履歴を受けていない砂は等方的に圧縮するのに対して、せん断履歴を受けた土は等方的な応力増分に対して異方的に振舞い、せん断時に最大主応力が作用した方向に固くなる。また、そのような相対的な剛性変化の程度は、せん断時に与えた応力比が大きいほど顕著である。よって、異方性の発達方向や程度は過去に受けたせん断履歴の方向や応力比によることがわかる。ただし、圧縮側にせん断履歴を受けた土は、圧縮応力の増加に伴ってひずみ経路の傾きが等方的変形($\delta\varepsilon_a = \delta\varepsilon_r$)を表す 45° 勾配に近づくことから、等方的な応力増加によって誘導異方性は徐々に解消することもわかる。

続いて、図-3と同様の1サイクルの片振りせん断履歴を受けた砂のその後のせん断特性について比較する。図-4, 5にそれぞれ圧縮側、伸張側に片振りせん断履歴を与えた後の三軸圧縮せん断試験(逆振り載荷試験)の結果を示す。両図中の(a)図には応力比 q/p ～軸差ひずみ ε_d ～体積ひずみ ε_v 関係、(b)図にはストレス・ダイレイタンス関係(応力比 q/p ～全ひずみ増分比 $(-d\varepsilon_v/d\varepsilon_d)$ 関係:以降SD関係と記述)を示す(以後、全ての試験結果において同様の整理を行う)。なお、弾塑性構成則を展開する際には通常、塑性ひずみ増分についてSD関係を仮定するが、試験では全ひ

ずみ増分について実測値を整理していることに注意されたい。また、白抜きプロットは応力履歴の無い等方性試料の単調せん断試験の結果である。

図-4(a)より、過去に受けた応力履歴と同一方向に再載荷される場合、載荷初期のせん断剛性が高くなっており、特に高い応力比のせん断履歴を受けた試料ほど高い応力比

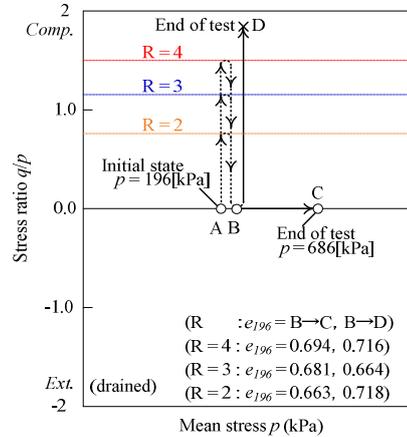


図-1 単調片振りせん断履歴(圧縮)を与えた砂の三軸圧縮せん断試験および等方圧縮試験 応力経路

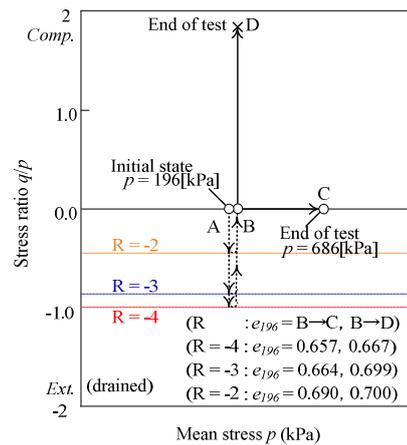


図-2 単調片振りせん断履歴(伸張)を与えた砂の三軸圧縮せん断試験および等方圧縮試験 応力経路

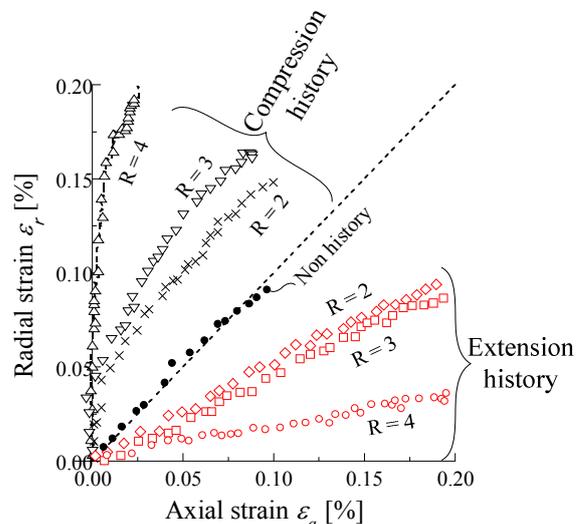


図-3 等方圧縮載荷試験 $\varepsilon_a-\varepsilon_r$ 関係

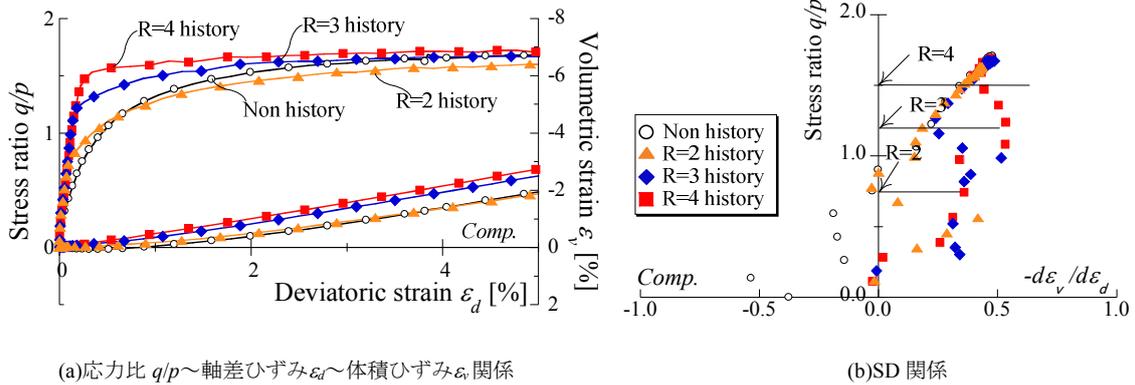


図-4 単調片振りせん断履歴（圧縮）を与えた砂の三軸圧縮せん断試験

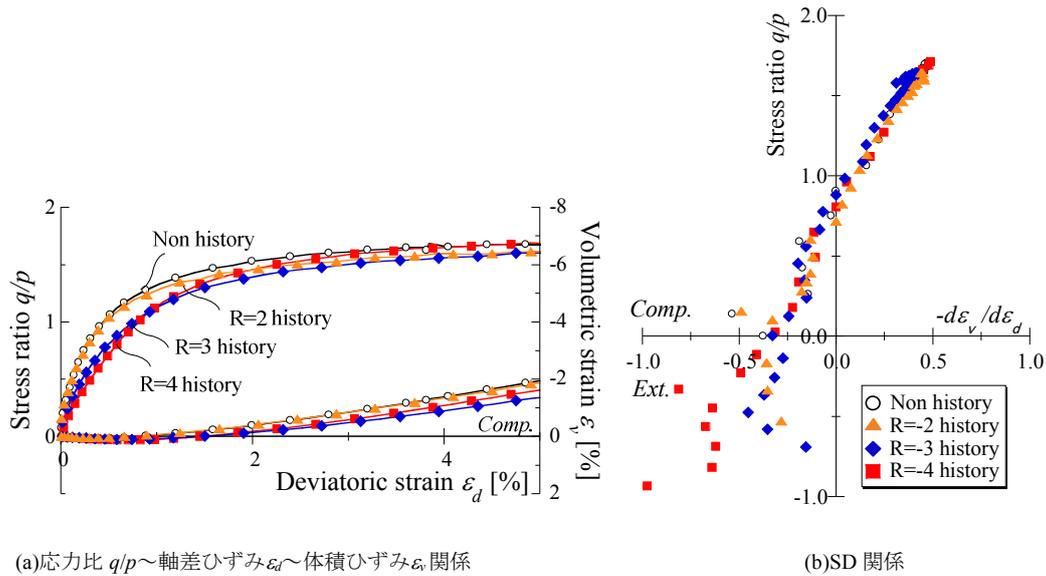


図-5 単調片振りせん断履歴（伸張）を与えた砂の三軸圧縮せん断試験

まで異方性が解消しないことが分かる。ただし、応力比の増加に伴ってせん断変形が進行して、最終的には単調せん断時と同様の破壊強度に至っている。このときのダイレイタンシー特性（図-4(b)）は、過去に受けた最大応力比以前では履歴の無い単調せん断時の S-D 関係に比べて膨張傾向にあるが、以前に受けた最大応力比に達した以降は履歴の無い単調荷荷の結果と同じユニークな S-D 関係が得られる。一方で、先に与えた応力履歴とは逆方向に荷荷するケース（図-5(a), (b)）では、過去に受けた応力履歴が大きいほど、等方応力状態を跨ぐ逆振り荷荷初期のせん断剛性は低下するが、上述の同一方向への再荷荷時ほど剛性の変化に顕著な差は見られず、最終的な破壊強度は再荷荷と同様に応力履歴に依らないことが分かる。またダイレイタンシー特性は、等方応力以前ではせん断履歴が大きいほど圧縮傾向にあるが、等方応力以降は履歴の無い単調せん断試験の結果とはほぼ一致する。

3.2 単調片振りせん断履歴（異方応力状態まで除荷）がその後のせん断挙動に及ぼす影響

次に 3.1 と同様に一度主応力比 $R = 4$ までせん断した後、 $R = 2, 3$ の異方応力状態まで除荷した後の再荷荷試験より、

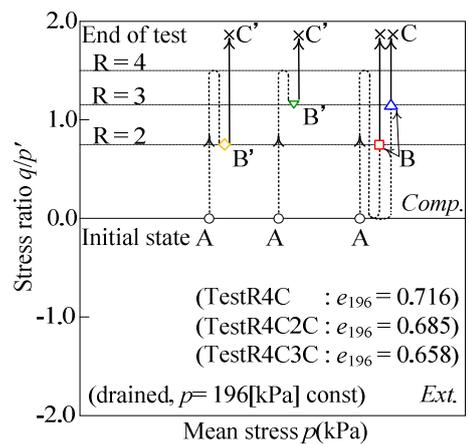
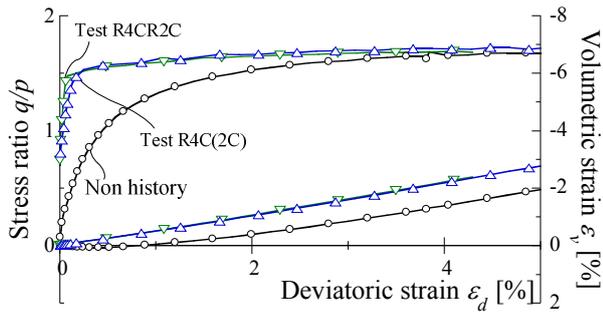
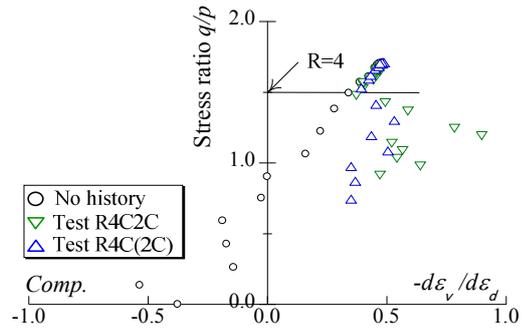


図-6 単調片振りせん断履歴（異方応力状態まで除荷）を与えた砂の三軸圧縮せん断試験 応力経路

除荷幅による異方性の変化を検討する。実施した試験経路（図-6）は、主応力比 $R = 4$ まで三軸圧縮せん断を行った後、各主応力比（ $R = 3, 2$ ）まで除荷し（経路 A → B'）、その後三軸圧縮せん断を行う（経路 B' → C'）。図-7, 8 に $R = 2, 3$ からの再荷荷（経路 B' → C'）の結果をそれぞれ示す。両図には比較のために 3.1 節の図-4 で示した応力履歴 $R =$

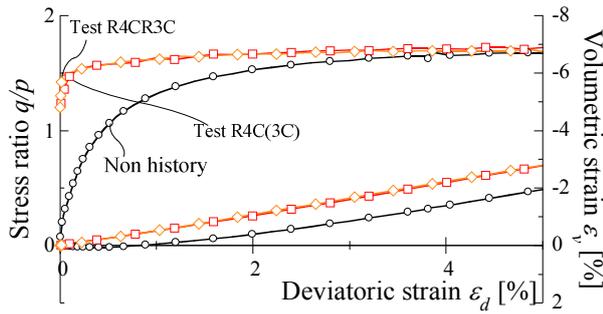


(a) 応力比 q/p ~ 軸差ひずみ ε_d ~ 体積ひずみ ε_v 関係

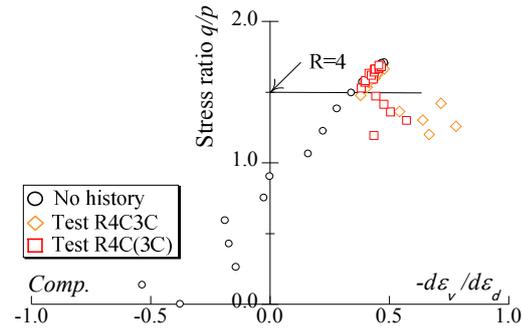


(b) SD 関係

図-7 単調片振りせん断履歴（伸張）を与えた砂の三軸圧縮せん断試験



(a) 応力比 q/p ~ 軸差ひずみ ε_d ~ 体積ひずみ ε_v 関係



(b) SD 関係

図-8 単調片振りせん断履歴（伸張）を与えた砂の三軸圧縮せん断試験

4 を与えて等方応力状態まで除荷した再载荷三軸圧縮せん断試験の結果の $R = 2, 3$ からの結果（経路 B→C）を同時に示す。

図-7, 8 の両図から、一度応力履歴を与えた後に異方応力状態まで除荷したケースの方が等方応力状態まで除荷するよりも、再载荷時のせん断剛性が高くなり、SD 関係もより膨張傾向を示していることから、異方性による影響が除荷幅の大きさに伴って消散していることが分かる。また、その膨張傾向は過去に受けた最大応力比である $R = 4$ までであり、 $R = 4$ 以降は履歴の無い単調圧縮せん断試験の結果と一致している。

3.3 非単調片振りせん断履歴（圧縮）がその後のせん断挙動に及ぼす影響

3.1 と 3.2 では片振りせん断履歴を一度与えたケースで誘導異方性の影響を検討した。本節では、三軸圧縮側に2度のせん断履歴を与え、その後のせん断挙動への影響を調べる。その際、 $R = 2, 4$ の異なる応力履歴を順序を変えて与えたケースを行い、応力履歴の順序による異方性の変化を検討する。試験の応力経路（図-9）は、

- ① 等方応力状態から圧縮側に主応力比 $R = 4$ の応力履歴を与えた後、再度圧縮側に $R = 2$ の応力履歴を与えたケース、
- ② ①のケースとは逆に、圧縮側に $R = 2$ の応力履歴を与えた後、再度圧縮側に $R = 4$ の応力履歴を与えたケース、
- ③ 圧縮側に $R = 4$ の応力履歴を二度与えたケース、以上の3ケースの異なるせん断履歴を与えた（経路 A→C）後、

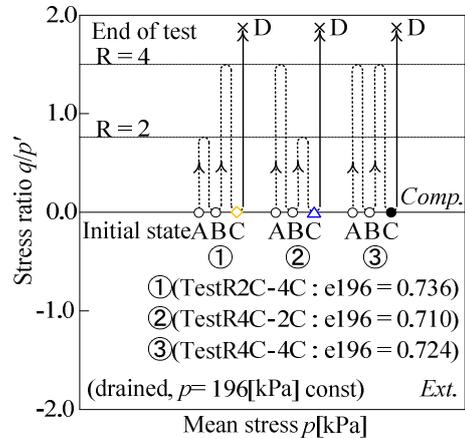
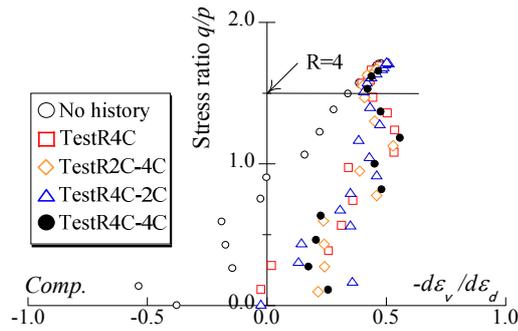
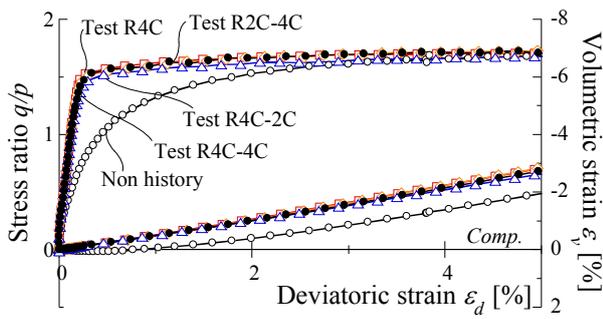


図-9 非単調片振りせん断履歴（圧縮）を与えた砂の三軸圧縮せん断試験 応力経路

三軸圧縮せん断を行った（経路 C→D）。図-10 の試験結果（経路 C→D）には、比較のために応力履歴の無い単調载荷試験、3.1 節の図-4 で示した応力履歴 $R = 4$ を与えた再载荷三軸圧縮せん断試験の結果を同時に示す。

図-10(a), (b)両図より、2度のせん断履歴を与えたどの試験パターンも 3.1 で示した圧縮側に応力比 $R = 4$ のせん断履歴を一度与えた結果に似た応力ひずみ関係になり、SD 関係も過去に受けた最大応力比である $R = 4$ までは膨張傾向を示し、 $R = 4$ を越えるとその影響は消失してせん断履歴を受けていない試料と同じ関係に近づく。よって、同じ



(a) 応力比 q/p ~ 軸差ひずみ ϵ_d ~ 体積ひずみ ϵ_v 関係

(b) SD 関係

図-10 非単調片振りせん断履歴（圧縮）を与えた砂の三軸圧縮せん断試験

載荷方向に異なる応力比の繰返しせん断履歴を与える場合、載荷順序に依らず、過去に受けた最大応力比 ($R = 4$) が土の異方性を支配することが分かる。

以上 3.1~3.3 で示された種々の片振りせん断履歴によって発達する異方性についてまとめると、せん断時には最大主応力方向に相対的に剛性を増加させるような誘導異方性が発達する。このため、過去のせん断と同じ方向に再せん断する場合には硬く、逆振り側にせん断する場合には柔らかいせん断挙動を呈する。このときダイレイタンシー特性は、再載荷時では膨張傾向、逆振り載荷時では圧縮傾向を示す。このような異方性の程度は、除荷時に少なからず消散するが、せん断履歴の最大応力比が高いほど大きく、過去に経験した応力経路下では異方性の影響が明確にあらわれる。ただし、再せん断あるいは逆振りせん断を続けて、過去に受けたことの無い応力経路に差し掛かると、その後はせん断履歴によらずユニークな変形挙動（ストレスダイレイタンシー特性）を呈する。

4. 両振りせん断履歴によって発達・消散する異方性とその変形特性への影響

4.1 単調・非単調両振りせん断履歴がその後のせん断挙動に及ぼす影響

本節では、単調せん断によりいったんある方向に発達した異方性が、等方応力を跨いだ逆振り載荷によってどのように消散するかをその後の三軸圧縮せん断挙動から読み取る。与えた応力経路は（図-11）は、等方応力状態から伸張側に主応力比 $R = -4$ 、続いて圧縮側に $R = 4$ の応力履歴を与えたケース、それとは逆に先に圧縮側 $R = 4$ 、続いて伸張側に $R = -4, -3, -2$ の応力履歴を与えた 3 ケースの計 4 ケースの応力履歴を与え（経路 A→C）、その後三軸圧縮せん断試験を行う（経路 C→D）。図-12 に示す結果（経路 C→D）には、図-10 と同様に応力履歴の無い単調載荷試験、応力履歴 $R = 4$ を与えた再載荷三軸圧縮せん断試験の結果を比較のために示す。

図-12 より、はじめに伸張側 $R = -4$ 、続いて圧縮側 $R = 4$ にせん断履歴を与えた試験（Test R4E-4C）と圧縮側にせん

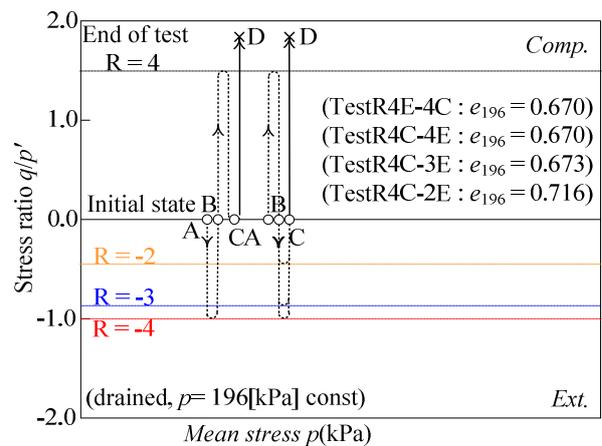
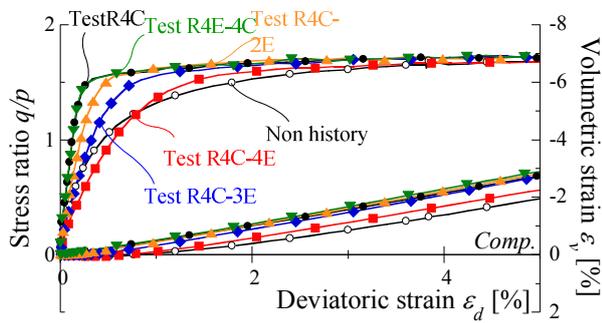
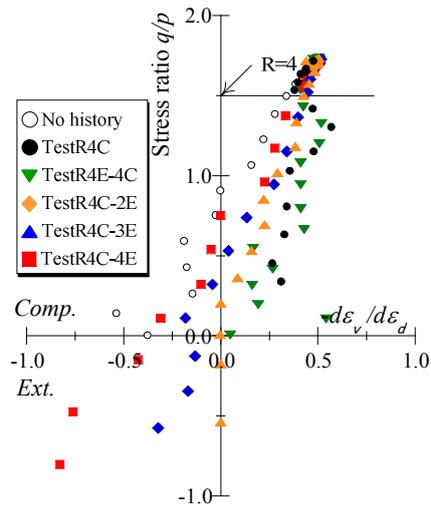


図-11 逆振りせん断履歴を与えた砂の三軸圧縮せん断試験
応力経路

断履歴 $R = 4$ を与えた結果（Test R4C）を比較すると、せん断剛性ならびに SD 関係に大きな差は見られない。また 3.1 の図-5 の結果から、一度伸張側に応力履歴を与えた土は、その後載荷方向を逆振りの圧縮側に変化させるとせん断剛性が大きく低下する（軸方向に軟かい挙動を呈する）ことが示されたことを考慮すると、一度伸張側に発達した誘導異方性はその後の圧縮側への載荷で解消し、その後の変形特性は直前の（圧縮側の）応力履歴の影響を強く受けていると考えられる。次に載荷方向を圧縮側 ($R = 4$) から伸張側 ($R = 2, 3$ or 4) に逆振り載荷履歴を与えたケース（Test R4C-2E, Test R4C-3E, Test R4C-4E）について検討を行う。結果より、逆振り伸張側へのせん断応力比が大きいほど、その後の載荷ではせん断剛性は低くなり、ダイレイタンシー特性も応力履歴の無い場合（No history）に近づいている。伸張 $R = -4$ → 圧縮 $R = 4$ と履歴を与えた Test R4E-4C とは載荷順序が逆（圧縮→伸張）になっているだけであり、はじめの圧縮履歴によって発達した異方性が続く伸張側への載荷で消散していることは容易に理解できる。ただし、3.1 の図-5 で示された伸張側への履歴を与えたケースとは異なり、一度圧縮側に履歴を与えた今回のケースではその後の載荷挙動は、履歴を与えない単調載荷の結果よりもせん断剛性は高く、ダイレイタンシー特性の



(a) 応力比 q/p ~ 軸差ひずみ ϵ_d ~ 体積ひずみ ϵ_v 関係



(b) SD 関係

図-12 逆振りせん断履歴を与えた砂の三軸圧縮せん断試験

変化もすぐには解消していないことが分かる。つまり、土の誘導異方性は、直前の荷荷に影響を受けるが、それ以前の荷荷で発達した誘導異方性の解消にも大きく依存する。

4.2 三次元的に発達する誘導異方性

ここで、三軸圧縮 / 伸張履歴 ($R = 4, -4$) を順番を変えて与えた試験をもう一度考えてみる。三軸伸張 ($R = -4$) 後、三軸圧縮履歴 ($R = 4$) を与えた Test R4E-4C では、一度だけ圧縮履歴を与えた Test R4C の結果と一致していることから、はじめの伸張履歴の影響は消失し、続く圧縮履歴の影響が土の異方性を支配する。一方、三軸圧縮 ($R = 4$) 後、三軸伸張履歴 ($R = -4$) を与えた Test R4C-4E では、履歴無しの一軸荷荷 (No history) との比較から、せん断変形、ダイレイタンス特性とともに、直前に $R = -4$ の伸張履歴を与えたにも関わらず圧縮履歴の影響が残っている。つまり、同じ主応力比を与えた場合、伸張よりも圧縮せん断履歴が残り易いと考えられる。このような異方性の発達の差は、図-3 で示す圧縮・伸張履歴を与えた後の等方圧縮試験において、圧縮履歴を与えたものほど異方的な変形を示していることから確認できる。さて、小田²⁾は2次元光弾性実験から、異方応力状態の土は最大主応力 (σ_1) 方向にコラムを形成するように土粒子配列が変化することを示しており、その影響を受けて土には異方的な剛性 (σ_1 方向に強い構造) を示す誘導異方性が発達する。このことから、伸張側 ($\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$) の荷荷では中間主応力と最大主応力が一致するときは特定の方向へのコラムは形成されにくいと考えられるため、圧縮側 ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) の1方向に形成されるコラムよりその影響が小さくなる。つまり、誘導異方性の影響を評価する際には、単に与えられた最大応力比だけでなく、中間主応力の大きさを考慮した三次元的な応力状態において適切に評価する必要があると考える。

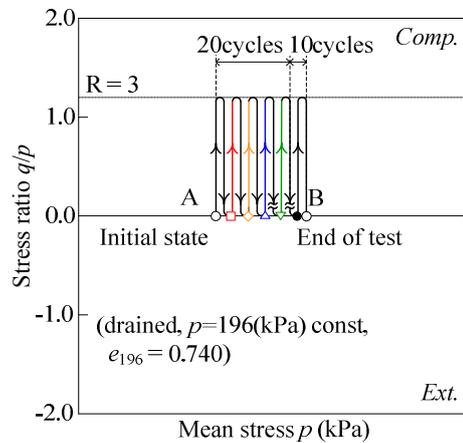
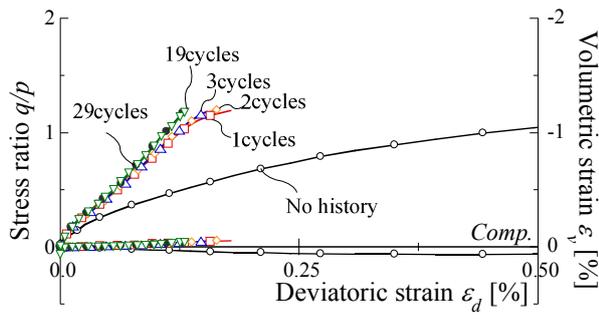


図-13 繰返し片振りせん断試験 応力経路

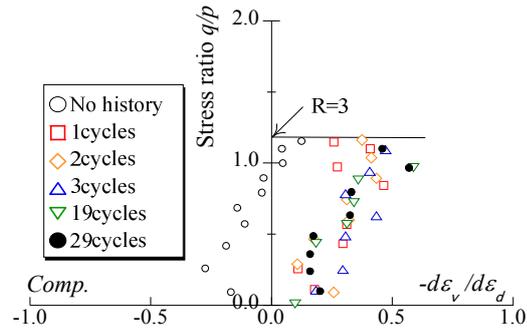
5. 複数回の片振り・両振りせん断試験時における異方性の発達とその変形特性への影響

次に所定の主応力比振幅一定で繰返し三軸せん断試験を行い、同じせん断履歴を与えられた際の、土の誘導異方性の蓄積 / 解消ならびにその変形特性への影響を検証する。試験経路 (図-13, 15) は、これまでの試験と同様に等方応力状態 ($p = 196 \text{ kPa}$) から圧縮側のみの片振り ($R = 0.0 \Leftrightarrow 3.0$)、圧縮・伸張側に両振り ($R = -3.0 \Leftrightarrow 3.0$) の2種類の複数回の繰返し三軸せん断試験を行う。これらの試験は、1サイクルのせん断でのせん断変形、体積変化が閉じた定常状態³⁾まで繰返しせん断を行った。図-14 に片振り繰返し三軸せん断試験 ($R = 0 \Leftrightarrow 3$)、図-16 に両振り繰返し三軸せん断試験 ($R = -3 \Leftrightarrow 3$) の各サイクルにおける圧縮方向荷荷時の結果を示す。なお、19 および 29 サイクル履歴を与えた砂は定常状態にある。

図-14 より、圧縮片振り繰返しせん断時には、繰返し回数増加に伴い、せん断剛性はより高くなり、SD 関係は多少のバラつきはあるが膨張傾向が大きくなる。また、こ



(a) 応力比 q/p ~ 軸差ひずみ ε_d ~ 体積ひずみ ε_v 関係



(b) SD 関係

図-14 繰返し片振りせん断試験

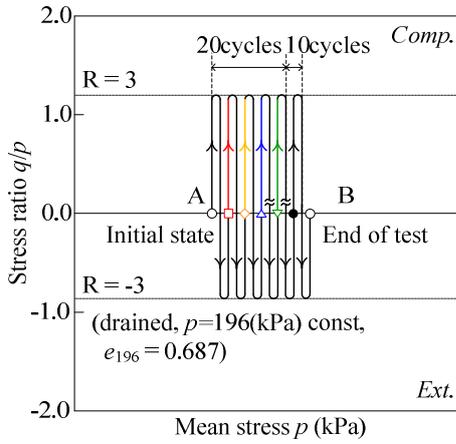


図-15 繰返し両振りせん断試験 応力経路

のような繰返し載荷時における力学特性の変化は、いずれ定常状態に至る。このことから、4.1 で示したように誘導異方性が解消し切らない圧縮側での繰返しせん断では、繰返し回数の増加にともない圧縮側に異方性が蓄積し、土は載荷状態によって決まる一意的な定常状態に至ると考えられる。

一方、図-16 に示す圧縮・伸張側への両振り繰返しせん断試験では、伸張側へのせん断過程を含むため異方性の解消が作用し、図-14 に示される片振り載荷試験よりも、繰返し回数に対するせん断剛性の増加、ダイレイタンスの膨張側の遷移は緩慢であるが、最終的には定常状態に至ることが分かる。またこのとき、圧縮側だけではなく、伸張側も同様の定常状態に至っていることに注意されたい。つまり、これまである一方向に対する発達・消散を議論してきた誘導異方性は、実際は応力経路に応じてあらゆる方向に発達・消散を繰り返しながら分布、蓄積していくと考えられる。

図-17 は、上記の片振り繰返しせん断および両振り繰返しせん断で定常状態に至った (29 サイクル) 後の三軸圧縮時の応力比 q/p ~ 軸差ひずみ ε_d ~ 体積ひずみ ε_v 関係を示している。図から、どちらの載荷条件でも定常化に至っているため大きなせん断剛性を示すが、図-3, 4 と同様に伸張側からの逆振りとなる両振り繰返し試験 ($R = -3 \leftrightarrow 3$) は、

圧縮側の再載荷である片振り繰返しせん断試験 ($R = 0 \leftrightarrow 3$) に比べてそのせん断剛性が低くなっており、たとえ定常化に至っていたとしても、土は直前の載荷の影響を受けることが分かる。

6. 結論

本稿では、三軸圧縮・伸張方向に種々のせん断履歴を与えた豊浦砂を用いたせん断・等方圧縮試験 (等方的に応力増分を与えた) より、応力履歴によって発達・消散する誘導異方性とその変形特性への影響について検討を行った。以下に試験結果より得られた誘導異方性のモデル化で考慮すべきポイントをまとめる。

- 1) 片振りせん断履歴によって発達する誘導異方性
土はせん断時に最大主応力方向に相対的に剛性を増加させるような誘導異方性が発達するため、その後等方的な応力増分を与えると誘導異方性が発達した方向は相対的に変形が生じにくくなる。せん断挙動に関しては、過去のせん断と同じ方向に再せん断する場合には硬く、逆振り側にせん断する場合には柔らかいせん断挙動を呈する。このときダイレイタンス特性は、再載荷時では膨張傾向、逆振り載荷時では圧縮傾向を示す。このような異方性の程度は、除荷時に少なからず消散するが、せん断履歴の最大応力比が高いほど大きく、過去に経験した応力経路下では異方性の影響が明確にあらわれる。ただし、過去に受けたことの無い応力経路下ではせん断履歴によらずユニークな変形挙動 (ストレスダイレイタンス特性) を呈する。
- 2) 両振りせん断履歴によって発達・解消する誘導異方性
逆振り載荷のように最大主応力方向を変化させたせん断履歴を与えると土の誘導異方性は、直前の載荷に強く影響を受けるが、それ以前の載荷で発達した誘導異方性の解消にも大きく依存する。また同じ主応力比履歴を与える載荷であっても、誘導異方性の程度は中間主応力の相対的な大きさに

影響を受けるため、三軸圧縮条件では最大主応力と中間主応力が一致する三軸伸張条件よりも強固な異方性が発達する。

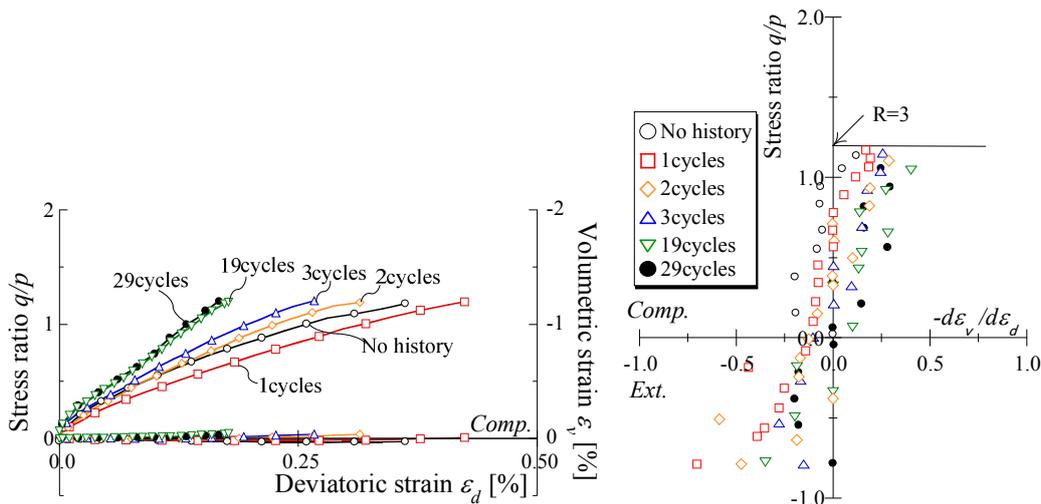
3) 多数回の繰返しせん断によって膠着・分布する誘導異方性

応力比一定の多数回の繰返し载荷においては、繰返し回数の増加にともない異方性が蓄積することで、最終的に異方性の発達が収束し、载荷状態によって決まる一意的な定常状態をむかえる。このとき誘導異方性はある一方に蓄積するのではなく、応力経路に応じてあらゆる方向に発達・消散を繰返しながら分布、蓄積していくと考えられる。

以上の結果を踏まえ、今後は Rendulic 面外の三次元的な応力状態を制御できる三主応力制御試験機、さらには主応力軸の回転を考慮した中空ねじり試験機を用いた排水試験から、より広範な応力履歴によって生じる誘導異方性の影響について検討を進めていく。

参考文献

- 1) 檜尾正也, 中井照夫, 星川拓哉, 吉田英生: 単調および繰返し载荷を受ける砂のダイレイタンシー特性と異方性, 地盤工学会論文報告書, Vol.41, No.3, pp.107-124, 2001
- 2) Oda, M., Nemat-Nasser, S. and Konishi, J. (1985): Stress-induced anisotropy in granular masses, Soils and Foundations, Vol. 25, No. 3, 85-97.
- 3) 山崎光, 伴旭将, 京川裕之, 菊本統, 中井照夫, 石原隆寛: 砂の繰返し载荷特性における応力比・密度・主応力方向の影響, 第22回中部地盤工学シンポジウム



(a) 応力比 q/p ~ 軸差ひずみ ε_d ~ 体積ひずみ ε_v 関係

(b) SD 関係

図-16 繰返し両振りせん断試験

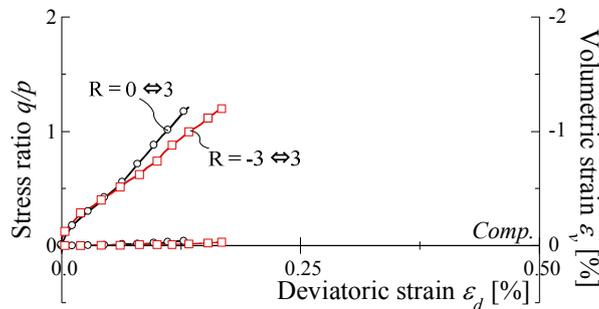


図-17 繰返し片振り / 両振りせん断試験の定常状態における応力比 q/p ~ 軸差ひずみ ε_d ~ 体積ひずみ ε_v 関係

各種の応力履歴を受けた再構成粘土の力学特性

Mechanical properties of reconstituted clay under various stress history

吉田賢史¹, 三好直輔¹, 福沢宏樹², 小高猛司³, 崔 瑛³, 板橋一雄⁴

- 1 名城大学大学院・理工学研究科建設システム工学専攻
- 2 ニュージェック（元名城大院）
- 3 名城大学・理工学部建設システム工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp
- 4 名城大学・常勤理事

概 要

スラリーから予圧密によって作製した再構成有楽町粘土を用いて、各種の応力履歴を受けた粘土供試体の力学挙動について、三軸試験と単純せん断試験の結果を用いて考察した。まず、予圧密の圧密履歴による初期異方性を検討するため、予圧密後の再構成粘土を圧密方向と同一の鉛直方向とそれと直交する水平方向の2種で切り出した供試体を作製し、三軸試験を実施した。両者の試験結果は若干異なるが、いずれの応力経路においても軸差応力が単調に増加しながら限界状態に到達しており、初期異方性の影響は小さいことがわかった。一方、含水比を変えないように再構成粘土を練り返した「練返し供試体」も作製して力学挙動を比較した。練返し供試体では、限界状態線付近までは再構成粘土とほぼ同様の挙動を示すが、最終段階で急激に正のダイレイタンシーが発現し、軸差応力が増加する「巻き返し」がみられた。これは、圧密試験結果から考察すると、予圧密後に過圧密状態に置かれた再構成粘土をそのままの含水比で練り返すことによって先行圧密履歴が解消され、より過圧密化するためである。そのため、練返し供試体が完全な正規圧密状態となる高拘束圧まで圧密することにより、再構成粘土と同様の力学挙動が得られることを高圧三軸試験によって確認することを試みた。

キーワード：再構成粘土，練返し供試体，三軸試験，単純せん断試験，初期異方性

1. はじめに

自然堆積粘土は、地質学的な長い時間を経た堆積環境によって、土粒子の骨格構造が形成され、過圧密性や異方性が発現している。構造が卓越した不攪乱粘土は一般に鋭敏性が高いと判断され、その鋭敏性を評価するためには、練り返して構造を乱した攪乱粘土での試験結果と、不攪乱粘土の結果を比較する必要がある。三好ら¹⁾は、練り返した攪乱試料を用いて三軸試験を実施した結果、不攪乱試料に現れるひずみ軟化挙動は観察されず、せん断後半で正のダイレイタンシー挙動（いわゆる「巻き返し」）が見られることを報告している。一方、構造の低位化を期待してスラリーから作製する再構成粘土では、この巻き返しは観察できない。そこで本研究では、スラリーを予圧密することによって作製する「再構成粘土」と、それを「練り返した」粘土を用いて、「練返し履歴」を受けた粘土の力学挙動を三軸試験と単純せん断試験の結果から考察する。すなわち、「練返し履歴」が構造を劣化させるだけの行為ではないことを明らかにする。さらに、再構成粘土の予圧密時の圧密履歴による初期異方性に関しても考察する。

2. 試験試料と試験の流れ

2.1 試験試料

本研究に使用した試料は東京湾で浚渫採取した有楽町層粘土であり、液性限界が86%、塑性限界が31%、塑性指数が55である。有楽町層粘土を420 μ mフルイで裏濾しし、貝殻などの固形物を取り除き、液性限界の2倍程度の含水比になるように蒸留水を加えてスラリー状にしてから、ミキサーで十分に攪拌した。その後、直径20cmのアクリル円筒容器に試料を入れ、24時間真空ポンプを用いて脱気した後、圧密荷重を5日ほどかけて徐々に増加させてゆき、最終的に100kPaの上載圧で2週間ほど一次元的に予圧密して供試体として再構成した。以降、この状態の粘土を「再構成粘土」と呼ぶ。一方、予圧密後の再構成粘土を、含水比を一定に保ったまま、手こね作業で十分に練り返した供試体も作製した。以降、この状態の粘土を「練返し粘土」と呼ぶ。

2.2 試験の流れ

本研究では、はじめに定ひずみ速度圧密試験（CRS圧密試験）を実施し、再構成粘土と練返し粘土の圧密特性の違

いを検討する。次に、予圧密の圧密履歴による初期異方性の影響について検討するため、予圧密後の再構成粘土を圧密方向と同一の鉛直方向に切り出した供試体（鉛直供試体）と、それと直交する水平方向に切り出した供試体（水平供試体）を作製し、三軸試験を実施する。次に、三軸試験と単純せん断試験を実施し、再構成粘土と練返し粘土の力学挙動の比較を行う。また、各種の応力履歴が消去される正規圧密状態を探るために、高圧三軸試験を実施する。

3. 試験装置の概要と各試験の手順

3.1 CRS 圧密試験装置

本研究で用いた CRS 試験装置は、荷重機構にメガトルクモータを使用していることにより、位置決めが極めて高精度の分解能（ $0.1\mu\text{m}$ 以下）で可能なために、モーターによる荷重軸の制御がそのまま変位の計測も兼ねることができ、高効率かつ高精度の実験ができる。荷重速度は $2\%/\text{min} \sim 0.00002\%/\text{min}$ まで 100 万倍の幅で随時可変できる。また、プログラムの制御により定圧試験も可能である。供試体は直径 60mm、高さ 20mm の円柱形である。成型した供試体をガイドリング内に入れ、圧密試験装置の底板に設置し、圧密容器を被せる。その後、メガトルクモータを用いて、荷重速度 $0.02\%/\text{min}$ で実施した。

3.2 三軸試験装置

写真 1 に三軸試験装置の全景を示す。荷重機構は、単調荷重による圧縮・伸張試験に関しては、DC サーボモータで制御するスクリージャッキによる軸ひずみ速度制御であり、軸ひずみ荷重速度を一定（ $0.002 \sim 2.0\text{mm}/\text{min}$ ）で荷重することができる。供試体寸法は直径 50mm、高さ 100mm の円柱形である。成形した供試体をセルに設置後、二重負圧法によって飽和化を行う。背圧を 200kPa 作用させながら、24 時間かけて十分に圧密を行い、非排水せん断試験を実施した。また、荷重速度は $0.1\%/\text{min}$ のひずみ速度制御とした。

3.3 単純せん断試験装置

荷重機構はスクリージャッキをパルスモーターとハーモニックドライブ減速機で制御しており、広範囲なせん断ひずみ速度（ $0.002 \sim 0.6\%/\text{min}$ ）での試験が可能である。また荷重の計測には、鉛直荷重、水平荷重ともに内部ロードセルを用い、水平変位は上部ペダスタルの移動量をギャップセンサーで計測している。また、供試体寸法は直径 60mm、高さ 30mm であるため、シンウォールサンプラーで採取した自然堆積粘土の試験でも無理なく実施することができる。上下ペダスタルには刃付きのポーラスストーン（金属刃 高さ 0.5mm 、厚さ 1.5mm ）を設置しており、供試体との摩擦を十分に確保したうえで上部ペダスタルを水平移動させることによって単純せん断試験を行う。なお、せん断中の単純せん断モードを確保するために、写真 2 に示すように水が入ったセル内において、メンブレンを被せた供試体の外側に、供試体径と同じ内径の穴を持つ厚さ 1mm のドーナツ形状の多層ス

リップリングを 30 枚積層させて設置し、供試体側面形状を等変位に拘束しながら非排水条件による定体積せん断を実施している。また、鉛直荷重軸は固定したまません断することで、異方圧密条件下でも無理なく定体積単純せん断が可能である。供試体側面形状を等変位に拘束すれば、完全な単純せん断モードを実現することが可能であることは数値解析でも示されているが、実際には圧密過程において、供試体とスリップリングの間に遊びが生じるために、完全な単純せん断モードを満たしていないことに注意する。三軸試験と同様に成型した供試体をセルに設置後、二重負圧法によって飽和化を行う。背圧を 200kPa 作用させながら、20 時間圧密した後、非排水せん断試験を実施した。また、荷重速度は $0.1\%/\text{min}$ のひずみ速度制御とした。

3.4 高圧三軸試験装置

写真 3 に高圧三軸試験装置の全景を示す。荷重機構には、メガトルクモータを使用しており、高精度の分解能での軸



写真 1 三軸試験装置の全景

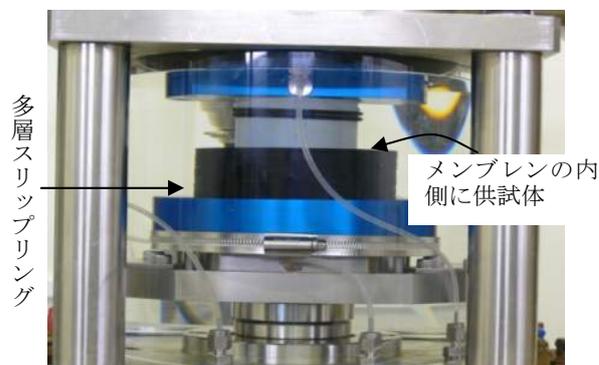


写真 2 単純せん断試験機のセル内の様子



写真 3 高圧三軸試験装置の全景

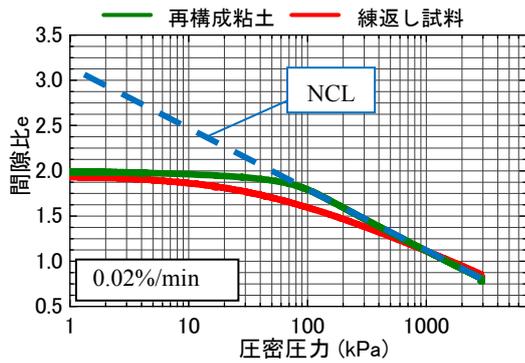


図1 再構成粘土と練返し試料のCRS圧密試験結果の比較

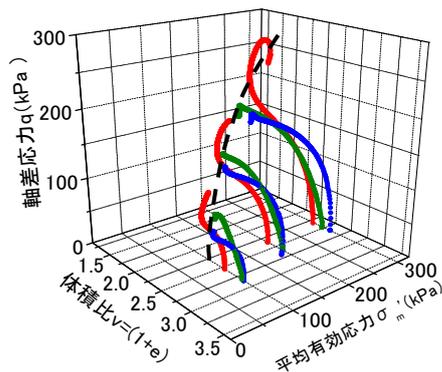


図3 三次元空間上の有効応力経路

圧縮荷重が可能である。軸ひずみ荷重速度は 0.01%/min～2%/min まで可変できる。また、ベロフラム式増圧装置を用いており、最大 3MPa までセル圧を載荷することが可能である。供試体寸法は直径 35mm、高さ 80mm の円柱形である。成形した供試体をセルに設置後、背圧を 200kPa 作用させて飽和化を行う。その後圧密を行い、非排水条件でせん断試験を実施した。荷重速度は 0.1%/min のひずみ速度制御とした。

4. 試験結果

4.1 CRS 圧密試験

図1に鉛直に切り出した再構成粘土と練返し粘土のCRS圧密試験結果を示す。再構成粘土では 100kPa の上載圧で予圧密した履歴を反映して、明確に 100kPa 程度の圧密降伏応力が観察できる。圧縮曲線の高拘束圧領域を含む曲線(青の破線)を正規圧密曲線(NCL)と考える。一方、練返し粘土は、予圧密後の過圧密状態にある再構成粘土を、その間隙比のまま練返ししたものであり、かつ、予圧密時の履歴も完全に消去されてしまっている。そのため、100kPa 程度まで圧密しても NCL 上に戻ることができず、いつまでも過圧密状態が続いている。また、再構成粘土の圧縮曲線で観察される「嵩張り」は観察できず、明確な p_c も分からない。それぞれの圧密曲線は圧密圧力 800kPa 付近で重なっており、その付近であれば練返し履歴が消去されるものと推測できる。

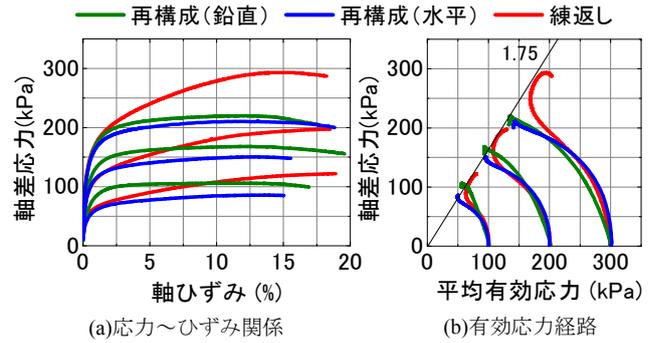


図2 再構成有楽町粘土と練返し試料の三軸試験結果

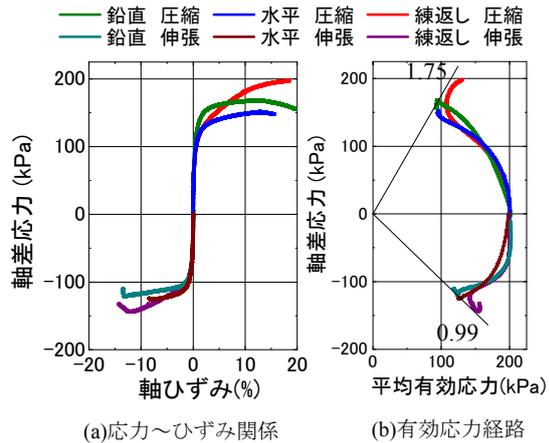


図4 再構成粘土と練返し試料の三軸圧縮・伸張試験結果

4.2 三軸試験

図2は再構成粘土と練返し粘土の三軸圧縮試験結果である。切り出し方向の異なる再構成粘土の試験結果を比較すると、予圧密時と最大主応力方向を一致させている鉛直供試体の方が、予圧密時の圧密方向と直交するように切り出した水平供試体よりも軸差応力が若干大きく現れている。これは、予圧密時の異方圧密履歴の影響と考えられるが、初期有効拘束圧が大きくなるに従い、鉛直供試体と水平供試体との軸差応力の差が縮まる。また、軸差応力は単調に増加しつつ限界状態線に到達し、そのまま試験が終了している。一方、練返し粘土では、限界状態線付近までは、再構成粘土とほぼ同様のダイレイタンスー挙動を呈しているが、最終段階で急激に正のダイレイタンスーが発現し、軸差応力が増加するいわゆる「巻き返し」が見られる。再構成粘土と練返し粘土は、供試体作製時の間隙比は同一であるが、練返し粘土は CRS 圧密試験結果からもわかるように、等方圧密中の体積変化が大きく、非排水せん断時の間隙比は再構成粘土よりも小さくなる。

図3に軸差応力 $q \sim$ 平均有効応力 $p' \sim$ 体積比 $v (=1+e)$ の空間上で表した有効応力経路を示す。限界状態線は同一と見ることができ、それぞれの体積比(間隙比)に応じた限界状態を目指して軸差応力が増加してゆくものと考えられる。

図4は拘束圧 200kPa で実施した三軸圧縮および伸張試験の結果である。三軸伸張試験では、水平供試体の方が若干であるが、鉛直供試体よりも軸差応力が大きくなってい

る。練返し供試体は、三軸圧縮試験と同様に「巻き返し」の挙動を示している。伸張側でも、再構成粘土と練返し粘土の破壊応力比は同じであるが、その値は圧縮側に比べて非常に小さい。この差が圧縮と伸張との明確な強度差となって現れている。

4.3 単純せん断試験

図5に単純せん断試験結果を示す。この試験においても、再構成粘土のせん断応力は単調に増加しながら、限界状態線に達している。一方、練返し粘土には、試験後半で「巻き返し」の傾向が観察される。破壊応力比は再構成粘土と練返し粘土ともに同一となる。

4.4 三軸試験と単純せん断試験の比較

図6にすべての試験結果を併せて、同一尺度で比較するために、偏差応力テンソルの第2不変量 $\sqrt{2}J_2$ (以下、偏差応力と呼ぶ)と偏差ひずみテンソルの第2不変量 ϵ_s (以下、偏差ひずみ)を用いて示す。有効応力経路を見ると、三軸圧縮、単純せん断、三軸伸張の順に破壊応力比が小さくなっており、载荷モードによって顕著な差が生じている。再構成粘土の切り出し方向による強度差がわずかだったことから、三軸圧縮・伸張の大きな強度差は、初期異方性によるものではなく、誘導異方性や中間主応力の影響によるものと考えられる。以上の実験結果より、練返し粘土で観察された「巻き返し」の挙動について、CRS 圧密試験結果から考察すると、予圧密によって過圧密状態にある再構成粘土を練り返すことにより、先行圧密履歴が解消され、より過圧密化するためであると考えられる。そのため、練返し粘土が完全な正規圧密状態となる高拘束圧まで圧密することにより、再構成粘土と同様の力学挙動が得られるのかどうか、次節の高圧三軸試験によって確認する。

4.5 高圧三軸試験

図7に再構成粘土と練返し粘土を用いて実施した高圧三軸試験結果を示す。比較のため、図2の三軸試験結果を加えてある。高圧三軸試験結果では、試験開始時に全応力線に沿って軸差応力が増加しているが、その後は間隙水圧が発生して有効応力が減少し、限界状態に達している。これは、圧密過程の前段階で背圧を作用させて飽和化を行っているが、二重負圧法を行っていないため、供試体が完全に飽和していないからだと考えられる。破壊応力比は図2に示した三軸試験結果と同じである。また、練返し粘土では試験終盤で「巻き返し」の挙動が見られた。CRS 圧密試験結果より、高拘束圧まで圧密を行い、試験を実施することで「巻き返し」の度合いが小さくなると考えられたが、今回の試験では、練返し粘土の作製時に、含水比が予圧密時点での値よりも低くなり、間隙比も小さくなってしまったため、有効拘束圧 500kPa 程度でも「巻き返し」の挙動が観察されたと考えられる。

5. まとめ

再構成粘土を用いて各種応力履歴による力学特性の検討を行った。初期異方性について検討するため、切り出し

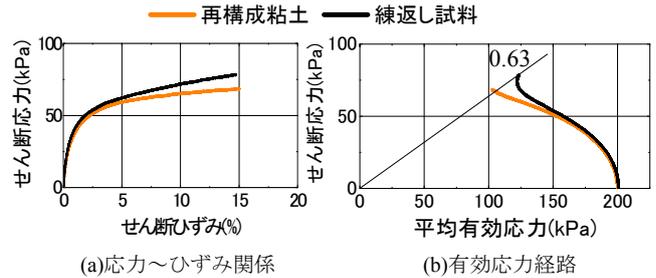


図5 再構成粘土と練返し試料の単純せん断試験結果

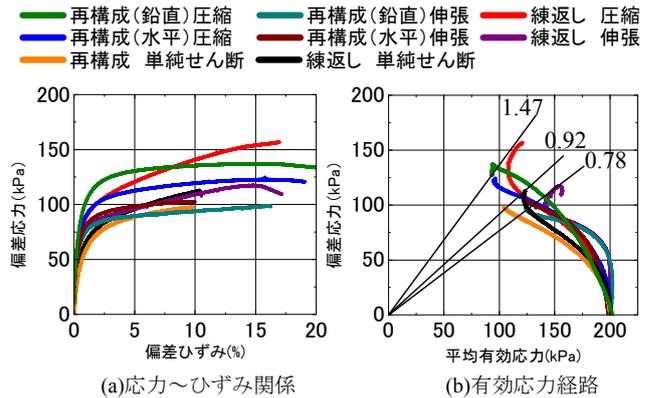


図6 再構成粘土と練返し試料のせん断モードによる比較

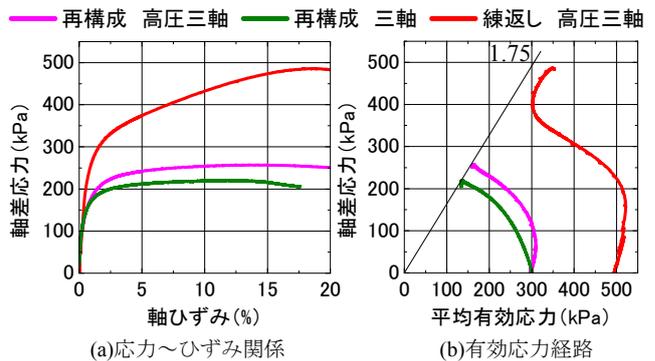


図7 再構成粘土と練返し試料の試験方法の違いによる比較

方向の異なる供試体を用いて三軸試験を実施した結果、強度差にあまり差は見られなかった。しかし、三軸圧縮試験と伸張試験ではせん断モードの影響により大きな強度差が観察された。この試験結果に関連する現象として、不攪乱自然堆積粘土の大きなひずみ軟化挙動も三軸圧縮試験でしか観察できない¹⁾。一方、鋭敏性について検討するため、練返し粘土を用いて実施した三軸試験・単純せん断試験では、どちらの試験結果においても試験終盤で正のダイレイタンスが発生し、「巻き返し」の挙動が観察された。今後は、高圧三軸試験の試験条件を見直しつつ、追加実験を実施する予定である。

参考文献

- 1) 三好ら：高塑性粘土の力学特性に及ぼす種々の要因についての実験的検討, 第22回中部地盤工学シンポジウム論文集, 2010

管中混合固化処理工法を想定したセメント改良土の力学挙動の把握と 弾塑性力学に基づく解釈

Elasto-plastic interpretation of mechanical behavior of the dredged soil treated by Pneumatic Flow Method

依田広貴¹，中野正樹¹，山田正太郎¹，堀内俊輔²，笹山哲司¹

1 名古屋大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻・yoda@soil.civil.nagoya-u.ac.jp

2 東日本旅客鉄道（株）・仙台支社

概 要

浚渫土を管中混合固化処理工法を施して有効利用することを視野に研究を行った。具体的には、管中混合固化処理工法を想定して作製したセメント改良土に対し、標準圧密試験および三軸圧縮試験を実施した上で、骨格構造概念を有する土骨格の弾塑性構成式 SYS Cam-clay model によってその実験結果を再現することを試みた。その結果、セメント添加は、その土に人工的な構造高位化と疑似的な過圧密土化をもたらすとして、その効果を解釈できることを示した。また、セメント添加量の違いは過圧密比の違いに反映されやすく、一方で水セメント比の違いは構造の発達程度に反映されやすいことを示した。さらに、三軸試験を要素試験としてではなく、境界値問題と見做す立場から水～土連成有限変形解析を実施した。非一様な変形の影響として、せん断面の発生と共に軸差応力-軸ひずみ関係において急激な荷重低下が生じることを示す一方で、マスとして整理した有効応力経路は構成式が示す有効応力経路と比較的よく似た挙動を示すことなどを示した。

キーワード：浚渫土砂，改良土，管中混合固化処理工法，構成式応答，境界値問題

1. はじめに

名古屋港では年間 130 万 m³ 以上の浚渫土砂が発生している。浚渫土砂の仮置き場である名古屋港ポートアイランド (PI) の受け入れ容量は限界にきている。そこで本研究では、管中混合固化処理工法による PI 浚渫土のセメント改良土を有効利用するため、室内試験による改良土の力学特性の詳細な把握を行い、弾塑性構成モデルによる力学特性の再現、および改良効果を解釈することを目指す。そのために、はじめに、セメント改良した浚渫土砂を対象に実施した標準圧密試験および非排水三軸試験の結果を示す。これらの実験によって得られたセメント改良土の力学挙動を、骨格構造の変化を記述可能な弾塑性構成式 SYS Cam-clay model¹⁾を用いて再現しつつ、セメント添加による改良効果を骨格構造概念および弾塑性力学に基づいて説明することを試みる。

次に、その結果を踏まえた上で、セメント添加量の違いによって、セメント改良土の力学挙動がどのように変化するか実験的に調べると共に、その違いを骨格構造概念を有する弾塑性力学に基づいて説明することを試みる。

また、このように三軸試験を要素試験と見做す立場から

セメント改良土の力学挙動について考察する一方で、三軸試験を境界値問題として捉える立場²⁾からも考察する。具体的には、三軸試験を要素試験と見做す立場から求めた材料定数および初期値を用いて、改めて三軸試験を境界値問題として解き直すことによって、非一様な変形が、三軸試験結果に与える影響について調べる。

2. セメント改良土の力学挙動の把握と SYS Cam-clay model による再現

本章では、管中混合固化処理工法を想定して作製したセメント改良土に対し、標準圧密試験および三軸試験を実施した上で、SYS Cam-clay model によってその実験結果を再現することを試みる。また、本章では、この試みに先立ち、一旦セメント固化を施した土を練り返した試料に対して実験を行うことで、SYS Cam-clay model 弾塑性パラメータを決定することを試みる。

2.1 浚渫土の物理特性とセメント改良土の配合条件

実験には、名古屋港ポートアイランドで採取した浚渫土砂を用いた。表 1 に浚渫土砂の物理特性を示す。細粒分が

96%を超える粘土質の浚渫土である。本研究では、この浚渫土砂を管中混合固化処理工法によってセメント安定処理することを想定して実験を行った。適度な流動特性を得るために、目標フロー値を90~100mmに設定した。また、目標強度を養生28日の一軸圧縮強度で100~200kPaに設定した。これらの目標値を満たすべく決めた配合条件を表2に示す。実験は全て養生28日の供試体に対して行った。

表1 浚渫土の物理特性

土粒子密度 ρ_s [g/cm ³]	2.67
自然含水比 w_n [%]	50~110
液性限界 w_L [%]	52.5
塑性限界 w_p [%]	25.1
塑性指数 I_p [%]	27.4
粘土分 [%]	60
シルト分 [%]	36.6
砂分 [%]	3.4
平均粒径 D_{50} [mm]	0.002

表2 セメント改良土の配合条件

	浚渫土含水比 w_0 [%]	セメント添加量 C [kg/m ³]	水セメント比 W/C
セメント改良土	120	50	14.98

2.2 セメント改良土の力学挙動

図1にセメント改良土の標準圧密試験結果を示す。図中には、比較のために、改良の対象とした浚渫土の標準圧密試験結果も示す。フロー値を満足させた結果、初期間隙比が大きい状態になっていることが分かる。また、セメント添加の効果によって、ある程度の応力レベルまでこの間隙比の大きな状態を保つことができることも分かる。一方、ある応力レベルに達すると浚渫土に比べて高い圧縮性を示すことが分かる。これらのことから、セメント改良土は、構造が発達した状態であつ、擬似的に過圧密状態になっていると考えられる。

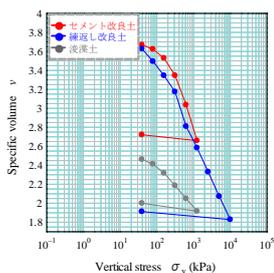


図1 標準圧密試験結果

図2にセメント改良土の非排水三軸試験結果を示す。低

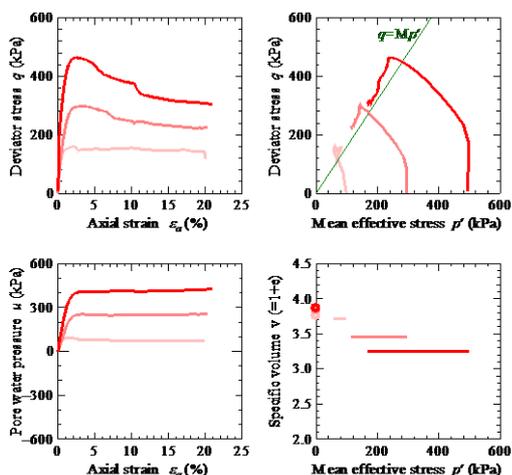


図2 セメント改良土の非排水三軸試験結果

拘束圧では有効応力経路で巻き返し挙動が見られる。また、拘束圧を上げていくと、顕著な塑性圧縮を伴う軟化挙動が見られるようになっていく。これらの挙動は構造が発達した自然堆積粘土に特徴的な挙動である³⁾。したがって、図2に示す挙動からも、セメント改良土は構造が発達した状態であつ擬似的に過圧密状態になっていると考えられる。また、低拘束圧で巻き返し挙動が見られることから、セメント改良土は構造劣化に比べて過圧密の解消が速い試料であると考えられる。

2.3 繰り返したセメント改良土の力学挙動

上記の結果を踏まえ、本稿では、セメント改良土を構造が発達した過圧密状態にある土として、SYS Cam-clay modelによってその挙動を再現することを試みる。SYS Cam-clay modelは、練返し正規圧密土の弾塑性挙動を記述するCam-clay modelをベースに、構造が発達し過圧密にある土が塑性変形を受けることで練返し正規圧密土に漸近してゆく過程を記述する弾塑性構成式である。このモデルでは、Cam-clay modelに必要な材料定数のことを弾塑性パラメータと呼ぶ。通常、自然堆積した粘土に対してSYS Cam-clay modelを用いる場合は、その試料を繰り返して意図的に構造を劣化させた試料に対して室内要素試験を行うことで、弾塑性パラメータを決定する。セメント改良土に骨格構造概念を適用する場合、一つの考え方として、セメント改良土は塑性変形の結果、セメント添加によって得られた効果を全て喪失し、最終的にセメントを添加する前の母材(本稿では浚渫土)と同じ状態に帰着すると考えることができる。しかし、本稿では、セメントが一旦添加されると、その土は母材とは異なる土になるとの考え方から、自然堆積粘土を対象とする場合と同様に、セメント改良土を繰り返した試料に対し実験を行い、弾塑性パラメータを決定することを試みる。

図1に一旦固化したセメント改良土(養生28日)を繰り返した試料に対し行った標準圧密試験結果を示す。同図には繰り返す前のセメント改良土と浚渫土の実験結果も示している。まず、繰り返したセメント改良土は浚渫土と異なる挙動を取っていることがわかる。また、繰り返したセメント改良土の圧縮線は比較的直線的な挙動をとっており、構造の劣化した正規圧密土と比べてよい状態にあると考えられる。したがって、これらの結果より、一旦セメントが添加された土は、十分に繰り返しても母材には帰らないことが示唆される。また、セメント改良土の一次元圧縮挙動は繰り返したセメント改良土の一次元圧縮挙動に徐々に漸近しており、繰り返したセメント改良土を基準にとることの妥当性が伺える。

図3に繰り返したセメント改良土の非排水三軸試験の結果を示す。同図には、比較のために、浚渫土の非排水三軸試験結果も示す。繰り返したセメント改良土は、練返し正規圧密粘土に見られる挙動をとっている。その挙動は浚渫土とよく似ているが、セメント改良土は浚渫土に比べて明らかに高い間隙比を有しており、やはり一旦セメントが

添加された土は、十分に繰り返しても母材には帰らないことが見て取れる。

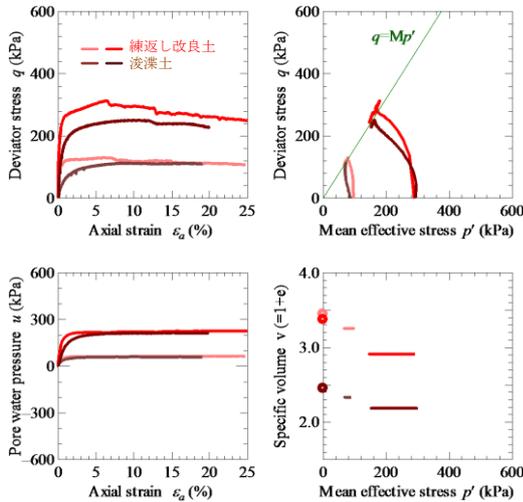


図3 繰り返されたセメント改良土および浚渫土の非排水三軸試験結果

2.4 SYS Cam-clay modelによるセメント改良土の力学挙動の再現

次に、SYS Cam-clay modelによりセメント改良土の力学挙動(図1と2)を再現することを試みる。表3に解析に用いた材料定数と初期値を示す。表中に示す弾塑性パラメータは、図1と3に示す繰り返したセメント改良土に対して実施した実験結果より求めた値である。

表3 材料定数と初期値結果

試験条件		非排水三軸試験 拘束圧 98.1kPa	標準圧密試験
弾塑性パラメータ			
圧縮指数	λ	0.363	0.363
膨潤指数	κ	0.050	0.050
限界状態定数	M	1.600	1.600
NCLの切片	N	3.400	3.400
ポアゾン比	ν	0.300	0.300
発展則パラメータ			
正規圧密化指数	M	0.6	0.6
構造劣化指数	a	0.6	0.6
	b	1.0	1.0
	c	1.0	1.0
塑性せん断：塑性圧縮	c_s	0.5	0.5
回転硬化指数	b_r	0.001	0.001
回転硬化限界定数	m_b	0.5	0.5
初期値			
過圧密比	$1/R_0$	20.933	12.254
構造の程度	$1/R_0^*$	10	10
鉛直応力	σ_v	19.62	39.24
比体積	v_0	3.753	3.669
応力比	η_0	0	0
初期異方性	ζ_0	0	0

図4にセメント改良土の一次元圧縮挙動のシミュレーション結果を示す。図中には繰り返したセメント改良土のシミュレーション結果も併せて示す。セメント改良土は、繰り返したセメント改良土よりも大きな間隙比を示しているが、鉛直応力が増加していくと、徐々に塑性変形量が

大きくなり、ある応力レベルを過ぎると、次第に繰り返したセメント改良土の一次元圧縮挙動に漸近してゆく様子が再現されている。

図5にセメント改良土の非排水せん断挙動のシミュレーション

結果を示す。解析は、表3に示す拘束圧19.62kPaの状態から各拘束圧まで等方圧縮する過程も含めて行った。図5では、図2に示す実験結果と同様に、拘束圧を上げていくと、巻き返すような挙動から、巻き返さずに塑性圧縮を伴う軟化挙動を示す挙動に変化してゆく様子が見られ、実験結果を概ね再現できている。このように、セメント添加は、その土に人工的な構造高位化と疑似的な過圧密化をもたらしとしてその効果を理解できる。

なお、図3の実験結果には繰り返したセメント改良土の限界状態線を示しているが、拘束圧294kPaおよび491kPaの結果は $q=Mp'$ よりも上側で塑性圧縮を伴う軟化挙動を示している。これに対し、図5に示す解析結果は $q=Mp'$ よりも下側で塑性圧縮を伴う軟化挙動を示している。(異方性による効果を仮に見なければ、)SYS Cam-clay modelは限界状態線よりも上側で塑性圧縮を示すことはないため、実験結果が示す挙動を厳密には再現することができない。セメント添加量を増加させてゆくとこのような挙動が卓越して見られるようになってくるため、このような挙動についても着目して調べて行く必要がある。

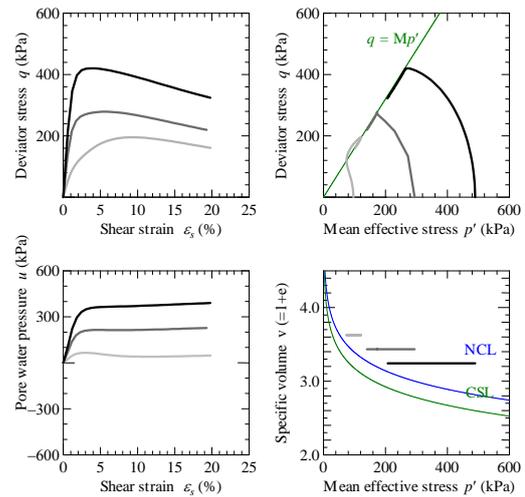


図5 SYS Cam-clay modelによる非排水三軸試験のシミュレーション結果

3. SYS Cam-clay modelによるセメント添加量の影響の把握

本章では、第2章の議論を踏まえた上で、セメント添加量の違いが土の弾塑性力学挙動にどのような影響を及ぼ

すか、実験結果と SYS Cam-clay model によるその再現結果を通して理解することを試みる。

3.1 セメント添加量の比較に用いる配合条件

表 4 にセメント添加量の影響を比較するためのセメント改良土の配合条件を示す。前述した通り、本稿では管中混合固化処理工法を想定しているため、流動性および強度の確保を考慮した含水比 $w=120\%$ 、セメント添加量 $C=30, 50, 70\text{kg/m}^3$ なる配合条件でセメント改良土を作製した。

表 4 セメント添加量の比較に用いる配合条件

	浚渫土含水比 w_0 [%]	セメント添加量 C [kg/m^3]	水セメント比 W/C
セメント改良土	120	30	25.23
		50	14.98
		70	10.63

3.2 セメント改良土の弾塑性パラメータに与えるセメント添加量の影響

前述した通り、本論文ではセメント改良土の力学挙動を再現する際、一旦セメント添加を受けると、その土は母材とは異なる土になるとの考え方から、固化したセメント改良土を繰り返すことによって弾塑性パラメータを求める。セメント添加量の違いによって弾塑性パラメータがどのように変化するか、標準圧密試験および三軸試験によって調べた。

図 6 に繰り返されたセメント改良土の標準圧密試験結果を示す。全ての添加量において比較的直線的な挙動が見られ、概ね練返し正規圧密土の挙動であると言える。また、セメント添加量が増加するほ

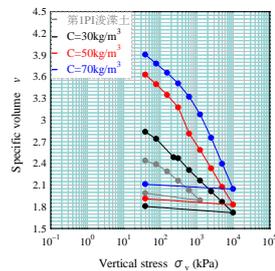


図 6 標準圧密試験結果

表 5 材料定数と初期値

弾塑性パラメータ		処理土		
固化材添加量		$C=30\text{kg/m}^3$	$C=50\text{kg/m}^3$	$C=70\text{kg/m}^3$
拘束圧		98.1kPa	98.1kPa	98.1kPa
圧縮指数	λ	0.212	0.363	0.511
膨潤指数	κ	0.050	0.050	0.030
限界状態定数	M	1.700	1.600	1.650
NCL の切片	N	2.700	3.400	4.200
ポアソン比	ν	0.300	0.300	0.300
発展則パラメータ				
正規圧密土化指数	m	0.01	0.6	5.0
構造劣化指数	a	0.25	0.6	1.5
	b	1.0	1.0	1.0
	c	1.0	1.0	1.0
塑性せん断：塑性圧縮	c_s	0.2	0.5	0.1
回転硬化指数	b_r	0.001	0.001	0.001
回転硬化限界定数	m_b	0.5	0.5	0.5
初期値				
過圧密比	$1/R_0$	1.025	20.933	63.753
構造の程度	$1/R^*_0$	260	10	5
鉛直応力	σ_v	19.62	19.62	19.62
比体積	v_0	3.938	3.753	3.798
応力比	η_0	0	0	0
初期異方性	ζ_0	0	0	0

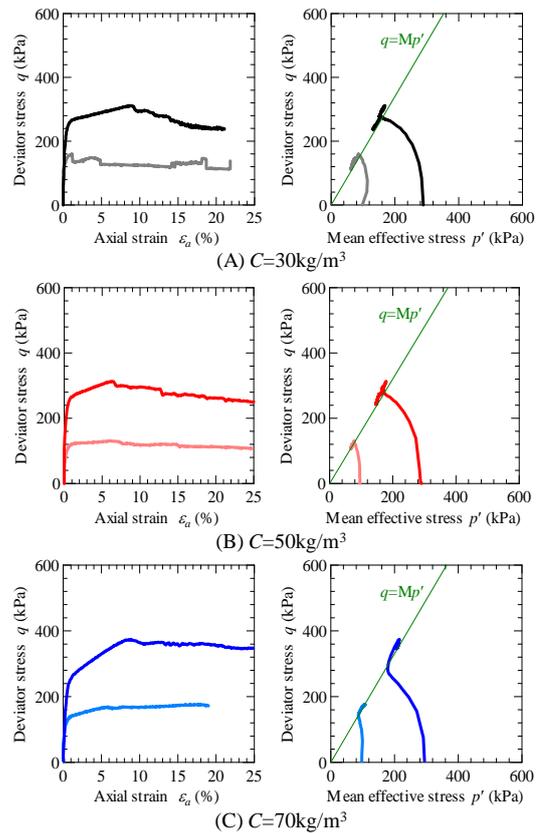


図 7 繰り返されたセメント改良土の非排水せん断挙動

ど圧縮線の傾き λ および正規圧密線の切片 N の値が大きくなる傾向が見られる。これらのことから、練返し正規圧密線はセメント添加量の違いに応じて異なることがわかる。図 7 に繰り返されたセメント改良土の非排水せん断試験結果を示す。いずれのセメント添加量においても、概ね練返し正規圧密土の挙動が見られる。また、セメント添加量の違いは限界状態定数 M には大きな変化を与えないことがわかる。表 5 にこれらの実験結果から決めた弾塑性パラメータを示す。本研究では上記の実験結果を踏まえて、セメント添加量の違いに応じて異なる弾塑性パラメータを与えた。セメント添加量の違いは、特に練返し正規圧密線の切片 N および傾き λ に現れると言える。

3.3 構造の発達程度および過圧密比に与えるセメント添加量の影響

図 8 にセメント改良土の標準圧密試験結果と SYS Cam-clay model によるその再現結果を示す。図 8 より、セメント添加量が増加するほど圧密降伏応力が大きくなるのが分かる。また、いずれも圧密降伏応力を超えると高い圧縮性を示す傾向が見られる。図 6 と比較すると、いずれの添加量においても、セメント添加により、構造の高位化がもたらされたと考えられる。図 8 より、SYS Cam-clay model はこれらの傾向を概ね再現できているといえる。ただし、セメント添加量 $C=30\text{kg/m}^3$ に関しては、解析の方が、圧縮線が低い位置にあるが、別途行った他の浚渫土を用いた実験結果と比較した結果、実験において比体積が少し大きく出てしまった可能性があると考えている。

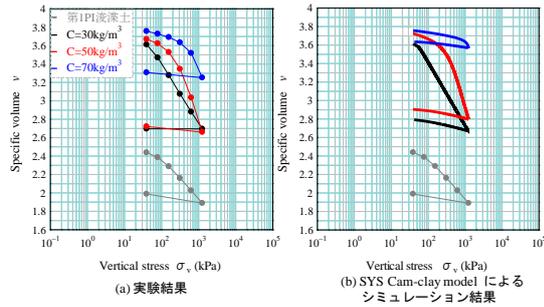


図 8 繰り返されたセメント改良土の非排水せん断挙動

図 9 にセメント改良土の非排水せん断試験結果と SYS Cam-clay model によるその再現結果を示す。まず、実験結果に着目すると、図 9(A)では、塑性圧縮を伴う軟化が見られることから、セメント改良土は高位な構造を有していると思ふことができる。図 9(B)では、低い拘束圧では巻き返し挙動を示すが、拘束圧を上げると巻き返さずに軟化することから、初期に過圧密状態にあることも分かる。また、図 9(C)では、塑性膨張を伴う硬化挙動ははっきりと見られることから、 $C=70\text{kg/m}^3$ は過圧密比の高い状態にあることが分かる。解析結果に目を移してみると、SYS Cam-clay model はこれらの挙動を概ね再現している。ただし、 $C=70\text{kg/m}^3$ ではテンションカットオフライン ($q=3p'$) に有効応力が達しているが、解析結果はこのような高い応力比に達していない。

表 5 に解析に用いた SYS Cam-clay model の材料定数と

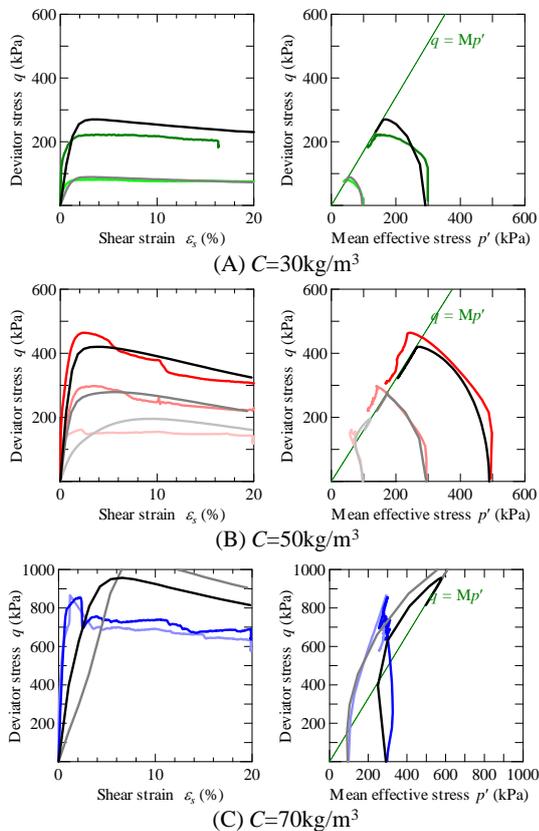


図 9 セメント改良土の非排水せん断挙動と SYS Cam-clay model によるその再現

初期値を示す。まず、いずれの改良土においてもセメント添加によって人工的な構造の高位化と疑似的な過圧密土化がもたらされていることが見て取れる。また、セメント添加量の増加によって過圧密比が増加することが分かる。一方で、構造の発達程度はセメント添加量の増加によって逆に低下していることがわかる。これは、今回の配合条件では浚渫土の含水比を一定にした結果、セメント添加量が大きくなるほど、水セメント比が小さくなっていることに対応していると考えられる。

4. 水～土連成有限変形解析による三軸試験の数値シミュレーション

以上では、三軸試験を要素試験と見做す立場から、セメント改良土の力学挙動を解釈することを試みてきた。本章では、三軸試験を境界値問題と見做す立場に立って、セメント改良土の力学挙動について改めて議論する。

4.1 解析条件

三軸試験を境界値問題として取り扱うにあたり、土骨格の構成式に SYS Cam-clay model を搭載する水～土連成有限変形解析コード **GEOASIA**⁴⁾ を用いた。図 10 に有限要素メッシュおよび境界条件を示す。解析は平面ひずみ条件で行った。供試体の周囲を非排水境界とし、上下端面はキャップとペダスタルが剛で摩擦のある条件とした。供試体側面には幾何学的

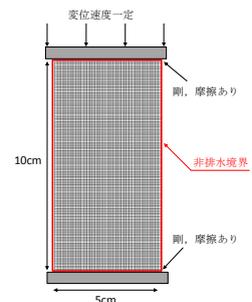


図 10 有限要素メッシュと境界条件

な初期不整として、振幅 0.005cm の余弦カーブ (半周期) で与えられる 1 次の非対称モード²⁾を与えた。せん断速度は $1.4 \times 10^{-2}\%$ /min として、供試体上端面に下向きの変位速度を与えた。解析の対象とした実験は図 2 の $C=50\text{kg/m}^3$ 、拘束圧 98kPa と 294kPa の場合である。三軸試験を要素試験と見做す立場に立って求めた SYS Cam-clay model の材料定数および初期値 (表 3) を用いて、これらの三軸試験結果を境界値問題として改めてシミュレーションする。

4.2 解析結果

拘束圧 98kPa の場合に対し、供試体をひとつの要素と見做して整理した解析結果を図 11 に、せん断ひずみ分布の推移図を図 12 に示す。図 11 には、構成式の応答も併せて示した。図 11 の軸差応力-軸ひずみ関係からは、軸ひずみ 3~4%付近で急激な軸差応力の低下が見られる。図 12 のせん断ひずみ分布には軸ひずみ 4%で袈裟がけ状のせん断面が見られることから、明確な荷重低下はこのせん断面の発生に伴うものであることが分かる。図 2 に示す実験結果でも、やはり軸ひずみ 2%付近で荷重低下する様子が見られる。実験と解析では、荷重低下の大きさにこそ違いが

見られるが、実験においてもせん断面が入った影響で荷重低下が生じたものと考えられる。図 12 では、軸ひずみ 7% 付近から縦に割裂するようにひずみの局所化が伸展してゆく様子が見られるが、その影響は、マスとしての挙動に大きな影響を及ぼしていない。写真 1 に図 10 に示す実験に用いた供試体のせん断後の様子を示す。解析で最終的に非対称な破壊形状が示されるのと同様に、実験後の供試体でも一本の袈裟がけ状のせん断面が確認できる。

次に、拘束圧 294kPa の場合に対し、供試体をひとつの要素と見做して整理した解析結果を図 13 に、せん断ひずみ分布の推移図を図 14 に示す。図 13 には、構成式の応答も併せて示した。図 13 の軸差応力-軸ひずみ関係からは、軸ひずみ 3% 付近と 6% を過ぎた付近で急激な軸差応力の低下が見られる。図 14 のせん断ひずみ分布でははじめ袈裟がけ状のせん断面が入った後、反対方向にもせん断面入り、最終的に X 字のせん断面が形成されている様子が見て取れる。せん断面の発生と荷重低下のタイミングが合っていることから、荷重低下の要因はせん断面の発生にあることが分かる。図 2 に示す実験結果では、やはり解析結果ほど大きくはないが、荷重低下が発生している。図 2 では、



写真1 供試体破壊形状
(拘束圧98kPa)



写真2 供試体破壊形状
(拘束圧294kPa)

軸ひずみ 7~8% 付近ではっきりとした荷重低下が生じているが、5% 付近でも僅かに荷重低下していることが見て取れる。写真 2 に図 2 に示す実験に用いた供試体のせん断後の様子を示す。実験同様、最終的に X 字のせん断面が形成されている様子を見て取ることができる。

5. おわりに

セメント添加による改良効果を、実験結果および骨格構造概念を有する弾塑性構成式 SYS Cam-clay model に基づいて説明することを試みた。結果として、セメント添加は、その土に人工的な構造高位化と疑似的な過圧密土化をもたらすとしてその効果を理解できることが分かった。

また、セメント添加量の違いによるセメント改良土の力学挙動の変化については、セメント添加量が多くなるほど繰返し正規圧密線の切片 N および傾き λ が大きくなることが分かった。また、セメント添加量の違いは過圧密比の違いに反映されやすく、一方で水セメント比の違いは構造の発達程度に反映されやすいことが分かった。

さらに、三軸試験を境界値問題として見做す立場からせん断面の発生と共に急激な荷重低下が生じる様子を示す一方で、供試体を一つの要素と見做して得た有効応力経路が構成式の応答から極端に離れたものでないことを示した。加えて、三軸試験を要素試験とみなして与えた材料定数および初期値を用いて解析を行った結果、実験と解析で符合するような破壊形状が得られたりすることも示した。

今後も、三軸試験で得られた結果を、要素試験と境界値問題の両方の視点を持って、セメント改良土本来の性質を見定めてゆきたい。

参考文献

- 1) Asaoka, et al. (2002): An elasto-plasticelasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *S&F* **42**(5), 47-57.
- 2) Asaoka et al. (1995): Imperfection-sensitive bifurcation of Cam-clay under plane strain compression with undrained boundaries, *S&F* **35**(1) 83-100.
- 3) Asaoka, et al. (2001): The loss of structure and the decay of overconsolidation, *Proc. 15th ICSMGE*, Istanbul, Turkey, 19-22.
- 4) Noda et al. (2008): Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *S&F*, **48**(6), 771-790.

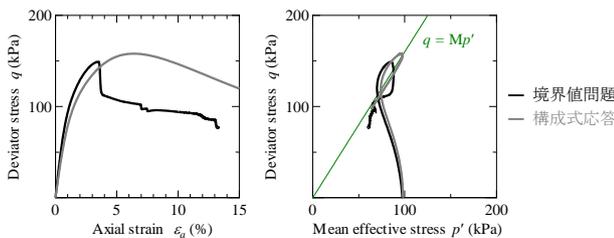


図 11 構成式およびマスとしての非排水せん断挙動 (拘束圧98kPa)

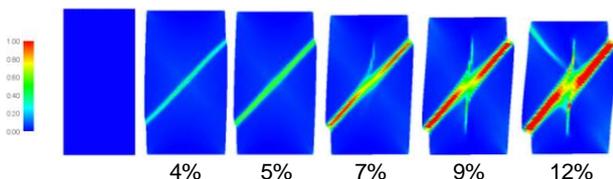


図 12 せん断ひずみ分布の推移 (拘束圧98kPa)

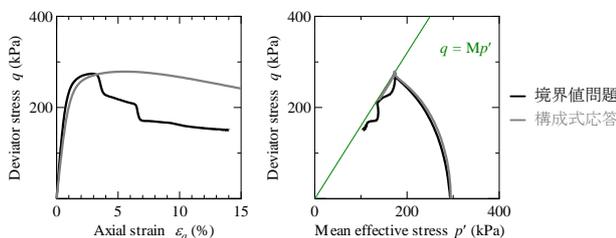


図 13 構成式およびマスとしての非排水せん断挙動 (拘束圧294kPa)

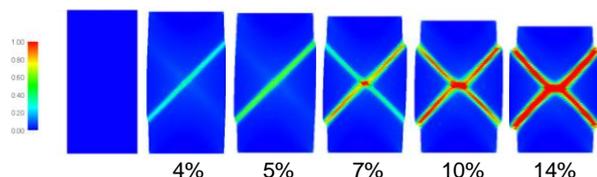


図 14 せん断ひずみ分布の推移 (拘束圧294kPa)

午前の部Ⅱ
(11 : 00～12:00)

司会 檜尾 正也
(名古屋大学)

応力波を考慮した落石による緩衝砂の衝撃伝達特性のDEM解析

DEM analysis of impact transmission characteristic from rockfall of granular mat with stress wave

羽柴寛文¹, 前田健一², 刈田圭一³, 牛渡裕二³, 川瀬良司³

1 名古屋工業大学大学院・工学研究科・22418559@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学・都市社会工学科

3 構研エンジニアリング 防災施設部

概要

我が国において毎年多くの落石事故が発生しており、地震の多発も起因して落石発生件数は増加傾向にある。最近ではその対応として、落石エネルギーを分散・低減させる緩衝砂に注目が集まっている。そこで本研究では、緩衝砂のような粒状性の堆積層の落石エネルギー低減性能に着目し、堆積層の粒子特性、密度、層厚や落体の運動特性の影響について、個別要素法（DEM）を用いた数値解析を行い、衝撃伝達特性の考察を行った。落石による落体の受ける衝撃力と底面に伝播する衝撃力について、解析結果と模型実験結果を比較しDEM解析が定量的に衝撃力特性を表現可能であることを示した上で、落体が衝突したときの堆積層内の応力・ひずみ分布やエネルギー消散との関係について調べた。また、堆積層内を衝撃力が伝播するメカニズムを考察するにあたり、衝撃の伝達速度が深く関与していると考え、伝達速度が堆積層の密度や層厚に左右されることを確認した。

キーワード：緩衝砂，個別要素法（DEM），落石，緩衝効果，応力波

1. はじめに

我が国において、気象変動による降雨条件の変化や地震の多発も起因して落石発生件数は増加傾向にある。近年では、落石災害を防ぐ対策工は経年劣化に対応できず、安全余裕度が低下している。その対応として、落石が防護工に衝突する前に落石エネルギーを分散・低減させる工法である落石防護ネットや敷砂堆積層に注目が集まっている。

そこで本研究では、堆積層の落石エネルギー低減性能に着目し、落石による粒状性の堆積層内の衝撃力伝達挙動について個別要素法（Discrete Element Method, 以下DEMと略す）^{1)~3)}を用いて調べた。著者らは、落石による落体の受ける衝撃力（落石衝撃力）と底面に伝達する衝撃力（伝達衝撃力）について、解析結果と1/2スケールの模型実験結果を比較し、DEM解析が定量的に衝撃力を表現可能であることを示し、DEMの有用性を確認した^{4),5)}。

以上を踏まえ、本論文では最大衝撃力に及ぼす影響についてDEM解析による数値実験を行い検討することとした。さらに、層厚や密度が異なる堆積層に伝達する衝撃力の時刻歴と堆積層内の応力・ひずみ分布やエネルギー消散との関係について調べた。落石は本来、堆積層に回転を伴う斜めに入射することが一般的であると考えられるが、本論文では大きな衝撃力を伝達すると考えられる鉛直落下の結果のみを記述する。

2. 解析手法

2.1 DEM解析の概要

本論文では、要素間の接触モデルに垂直・接線方向のバネやダッシュポット、接線方向のスライダーといった通常のモデルを使った2次元DEM解析を行った。用いた解析パラメータは、粒子集合体の特性と粒子特性との関係^{6)~9)}を考慮して決定することとした。ここで、接触面垂直方向と接線方向のそれぞれのばね定数 k_n と k_s の比は $k_n/k_s=4$ とし、粒子はそれぞれ、最大粒径 D_{max} と最小粒径 D_{min} の間で一様な発生確率で発生させた。

表-1 DEM解析に用いた基本的な接触モデルパラメータ

パラメータ	記号 (単位)	設定値
粒子直径	D (m)	0.050
	最大粒径 D_{max}	0.025
	最大粒径 D_{min}	0.0375
	平均粒径 D_{50}	
粒子の密度	ρ_s (kg/m ³)	2700
接触面法線方向バネ定数	k_n (N/m)	5.0×10^7
接触面接線方向バネ定数	k_s (N/m)	1.25×10^7
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

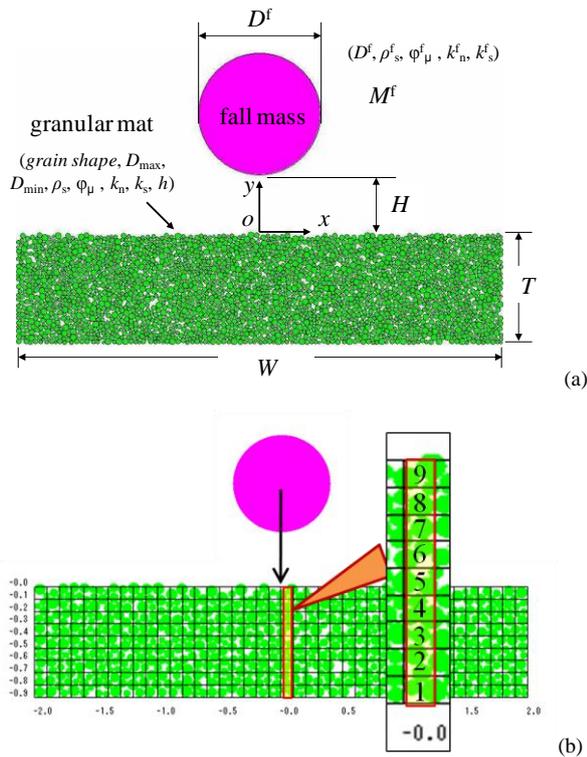


図-1 DEM 解析モデル: (a)解析パラメータ; (b)メッシュを用いた応力・ひずみ増分・間隙比の算定

図-1に、解析領域の概要を示す (x 軸, y 軸は図中に示す)。本論文では、底面と側面の境界の粒子位置は固定とした。落体形状も円形とした。落体に作用する衝撃力を落石衝撃力、底面粒子が底面境界に伝達する力の和を伝達衝撃力と呼ぶことにする。また、落体の直径 $D^f=1.0\text{m}$ 、質量 $M^f=2000\text{kg}$ としている。落下高さ $H=10\text{m}$ を基本としているので、落下時の入力エネルギーは 1960kJ となる。

図-2には、落下に伴う、落石衝撃力と堆積層の底面での伝達衝撃力の時刻歴の例を示している。図の場合には伝達衝撃力のピーク値は落石衝撃力のピーク値の 8 割程度にも達しているが、落下模型実験など三次元条件下では、実験条件によっては伝達衝撃力のピーク値は落石衝撃力の 2 倍程度に達することも報告されている^{4), 5), 10)}。本二次元解析結果で落石衝撃力と伝達衝撃力が同程度である場合、三次元の軸対象条件では伝達衝撃力が大きくなると考えられるため、解析結果と実験結果との傾向は一致しているといえる^{4), 5)}。また、堆積層厚が薄い場合 ($T=0.25\text{m}$, 図-2(a))には、落石衝撃力は大きな山形の波形が一波で、伝達衝撃力のピーク発現と落石衝撃力のピーク発現とほとんど時間差は 10ms 以下である。一方、堆積層厚が十分厚い場合 ($T=2.00\text{m}$, 図-2(b))には、落石衝撃力の波形は二つの山を示し、二つ目の山は伝達衝撃力のピーク発現後に現れている。これらの傾向は実験によっても観察されている¹⁰⁾。以上のことから、堆積層における衝撃力の伝播メカニズムを明らかにするには、衝撃力のピーク値や伝達速度が堆積条件や粒子特性にどのように影響するのかを明らかにする必要がある。

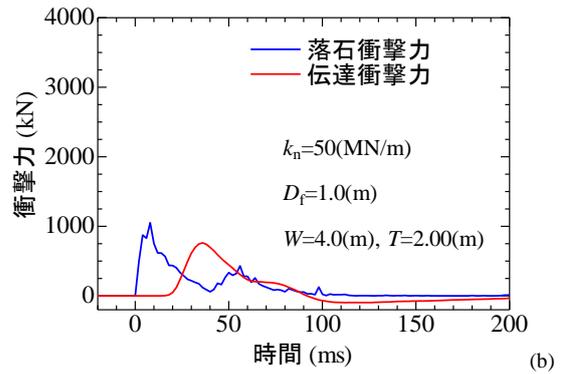
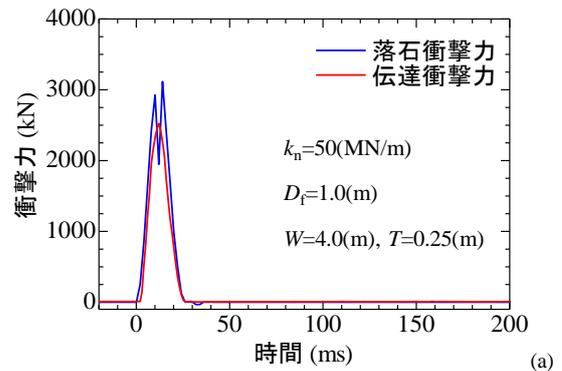


図-2 DEM 解析モデルから得られた典型的な衝撃力の波形: (a) 堆積層が薄い場合 ($T=0.25\text{m}$); (b)堆積層が厚い場合 ($T=2\text{m}$)

2.2 メッシュ分割による応力の算定

DEM によって粒子間の接点力が得られるが、応力で観察の方が議論しやすい。そこで、図-1(b)のように、堆積層を適当なメッシュ領域 ($0.1\text{m}\times 0.1\text{m}$) で分割し、粒子単位で求められた応力を面積平均することでメッシュ内に作用する応力を算出した¹¹⁾⁻¹²⁾。

図-3 (a) は落下解析で得られた結果について、粒子単位応力、図-3 (b) はメッシュ単位応力の可視化した例である。図-3 中の応力は、垂直応力 σ_{xx} と σ_{yy} との平均直応力 $\sigma_m=(\sigma_{xx}+\sigma_{yy})/2$ である。この操作によって、DEM でも応力単位の議論が可能である。図から分かるように、落体が十分に貫入した際には落体直下の堆積層だけでなく、側方や上方に粒子が押しされ、支持力問題の全般破壊的な挙動を示している。

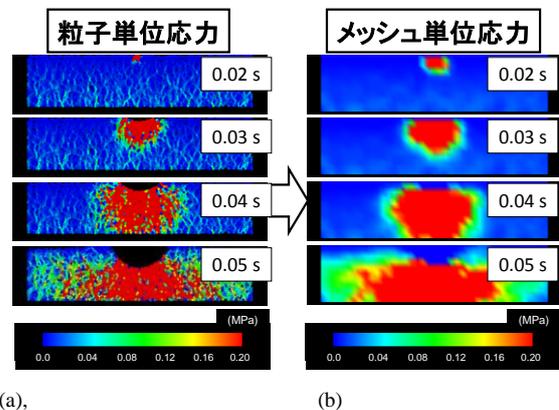


図-3 粒子単位で平均化された応力とメッシュ単位で平均化された応力の算定例; (a)粒子単位, (b)メッシュ単位

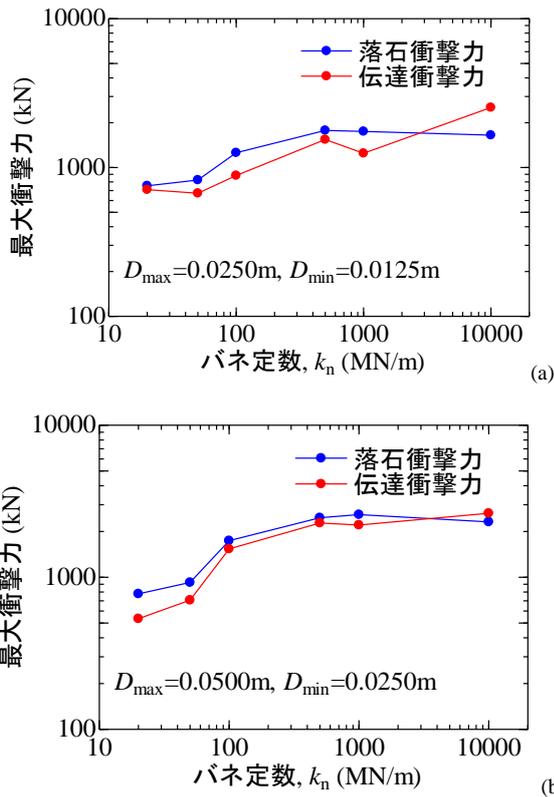


図-4 最大衝撃力に及ぼすばね係数の影響

3. 衝撃力に及ぼす粒子特性や堆積特性の影響

3.1 ばね係数の影響

本論文では特に断りがない場合には、堆積層は $W=4.0\text{m}$, $T=0.9\text{m}$ で緩詰め ($e=0.245$), 落体特性 $D^f=1.0\text{m}$, 落下条件として $H=10\text{m}$ としている。また、落石衝撃力の第1波目のピーク値と伝達衝撃力のピーク値について着目する。

粒子間の衝撃力を調節するバネ係数は、衝撃の伝達においてきわめて重要な役割を担っていると考え、バネ係数 k_n を $2.0 \times 10^4 \sim 1.0 \times 10^4$ (MN/m) の広範な値の6ケース用意した。また、堆積層の特性は構成する粒子のサイズにも依存するので、最大粒径 $D_{\max}=0.0250\text{m}$, 最小粒径 $D_{\min}=0.0125\text{m}$ と $D_{\max}=0.0500\text{m}$, $D_{\min}=0.0250\text{m}$ の2ケースを設定した。

図-4は最大衝撃力に及ぼすばね係数の影響を示している。バネ定数が高く堆積層の剛性が高いほど落石・伝達衝撃力ともに大きくなるのが分かる。粒子サイズに関わらず同様の傾向を示しているが、粒径が大きい方が衝撃力は大きい。また、2次元解析では、伝達衝撃力と落石衝撃力はほぼ同等でありが、バネ定数が大きい場合には、伝達衝撃力の方が落石衝撃力よりも若干大きい場合が見受けられる。さらに、バネ係数 k_n が 5×10^8 (N/m) 程度より大きくなると、衝撃力の値がほぼ収束していることが分かる。衝撃力に影響を与えると考えられる堆積層の変形・破壊特性は、粒子の弾性と粒子の相対運動およびその抵抗によって決定される。上記の結果から、パラメータ算定時にバネ定数 k_n が 5×10^8 (N/m) 以上の値となった場合でも、最大衝撃力に着目するのであれば、 k_n を 5×10^8 (N/m) 程度と

して、計算負荷をさけることも可能といえる。衝撃継続時間については別途検討を要する。

3.2 堆積層の層厚、層幅の影響

堆積層厚は、ロックシェッドなど下部構造物において設計上重要な検討項目である。落石対策便覧では、層厚 T に対する落体径 D^f の比 (T/D^f) が小さい程、衝撃力が上昇する程度を割増し係数で考慮しているが、これは落石衝撃力に対するもので伝達衝撃力に関しては明記されていない。

これらを鑑み、 $T/D^f=0.25 \sim 2.0$, $W/D^f=2.0 \sim 12$ (W は堆積層の幅) といった堆積層の幾何特性が、最大衝撃力に及ぼす影響を図-5に示す。図から、 W/D^f による差は、図-5(a)の $W/D^f=2$ のケースを除き、衝撃力は T/D^f が小さい程、衝撃力が大きくなることが確認された。特に $T/D^f > 0.5$ の領域では、層厚が厚くなることによる衝撃力の低下が明瞭である。また、バネ定数の大きな図-6(b)の方が、 W/D による衝撃力の大きさの違いは少ない。バネ定数が大きく、堆積層の力学挙動が粒子配列およびその変化に起因する割合が高くなるほど、離散体としての特徴が支配的になると言える。

つぎに、堆積層内の力の分散特性に着目し、伝達衝撃力最大時の底面における伝達応力(鉛直垂直成分)分布状況を調べた(図-6)。その結果、分布形状は $T/D^f=0.5$ では載荷直下を中心に極めて局所化する傾向が明らかとなった。分散幅 1.5m とすると、落体の横端を通る鉛直線と落体の横端から応力分布の端を結ぶ直線とがなす角である分散角度は 27 度程度である。また $T/D^f=0.9$ と 1.5 では分布形はあまり変わらない。よって、 $T/D^f < 0.9$ では、大応力値がより大きくなる可能性があると言える。

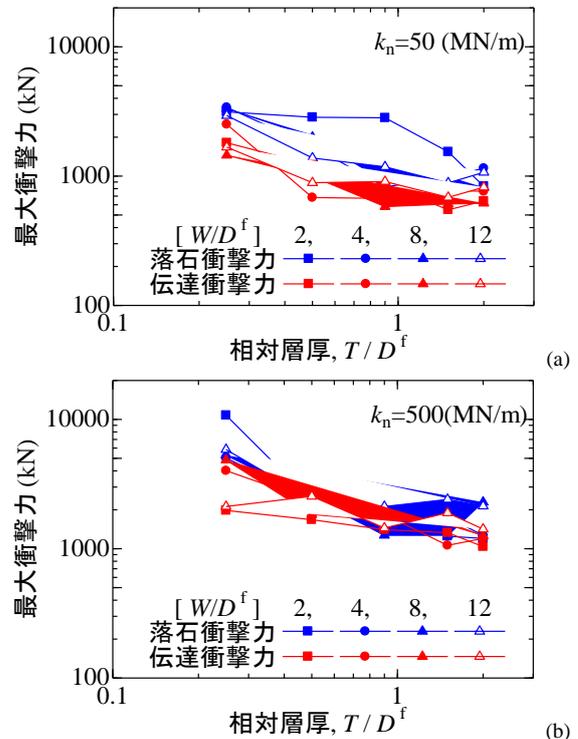


図-5 最大衝撃力に及ぼす層厚比 T/D^f と層幅比の影響 ; (a) $k_n=50\text{MN/m}$, (b) $k_n=500\text{MN/m}$

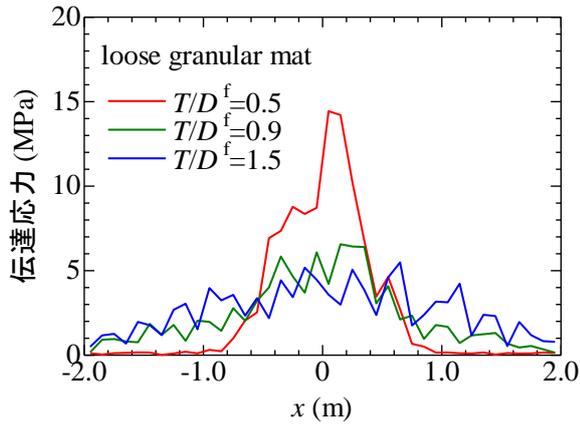
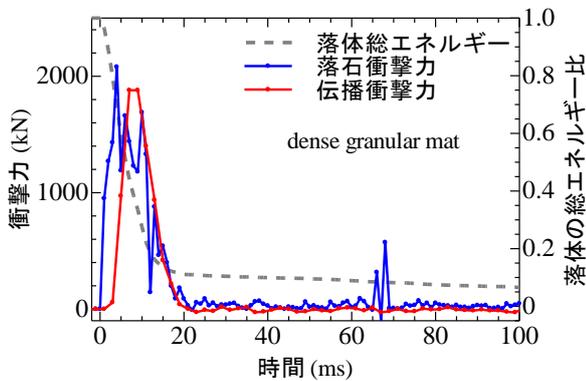


図-6 底面伝達応力分布（鉛直垂直成分）に及ぼす堆積層の層厚の影響： $k_n=50\text{MN/m}$ ， $W/D^f=4$

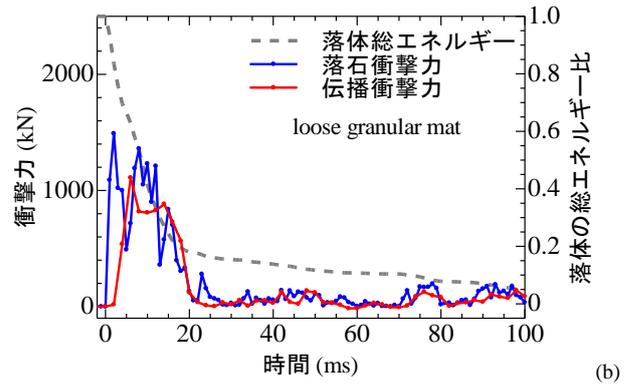
3.3 堆積層の密度の影響

図-7は衝撃力波形に及ぼす堆積層の密度の影響を示している。密詰め（間隙比 $e=0.214$ ）と緩詰め（間隙比 $e=0.245$ ）の結果を比較すると、緩詰めの方が衝撃力の継続時間も長く、最大衝撃力の値は小さくなる。通常の緩衝材と同様に、剛性が低い緩い堆積層の方が、緩衝効果が高いと理解できる。また、図には落体が持つ総エネルギー（位置エネルギーと並進運動エネルギーの和）を初期総エネルギーで正規化したエネルギー比の時刻歴も示している。密詰めの場合、最大落体衝撃力が示される時にはエネルギーは初期の70%、最大伝達衝撃力の時にはエネルギーは初期の30%まで低下している。一方、緩詰めの場合にはそれぞれ80%と60%程度となっている。最大衝撃力時のエネルギー緩衝度は密詰めの場合の方が高くなっている。

さらに、底面境界での伝達鉛直応力（鉛直垂直成分）の水平方向への分布特性に及ぼす堆積層の密度の影響を図-8に示す。図は密詰めと緩詰めのそれぞれの場合について、底面の伝達衝撃力のピーク前、ピーク時、ピーク後の分布である。層厚の影響（図-6）に比べると程度は小さいが、緩詰めの方が落体直下に集中している様子が分かる。基礎の静的な载荷においても、緩い地盤の方が基礎直下に局所的な変形・破壊が生じることと対応しているのではないかと推察される。

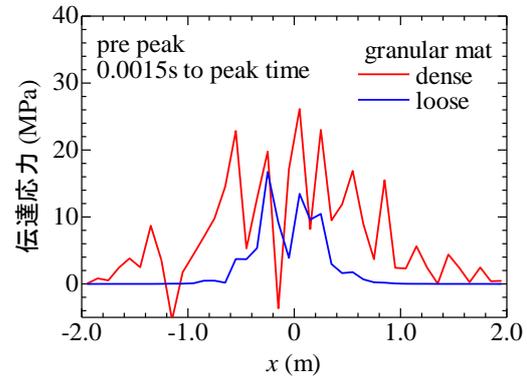


(a)

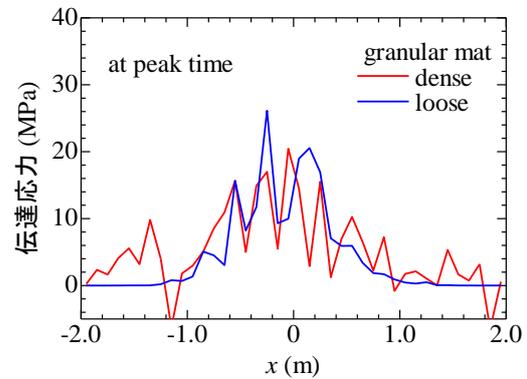


(b)

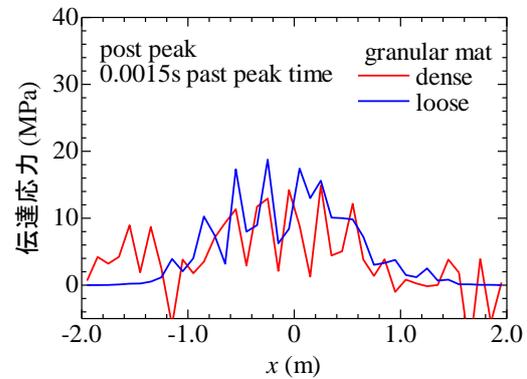
図-7 最大衝撃力に及ぼす堆積層の密度の影響；(a)密詰め，(b)緩詰め



(a)



(b)



(c)

図-8 底面の伝達応力分布（鉛直垂直成分）に及ぼす堆積層の密度の影響：(a) 伝達衝撃力のピーク前，(b) ピーク時，(c) ピーク後

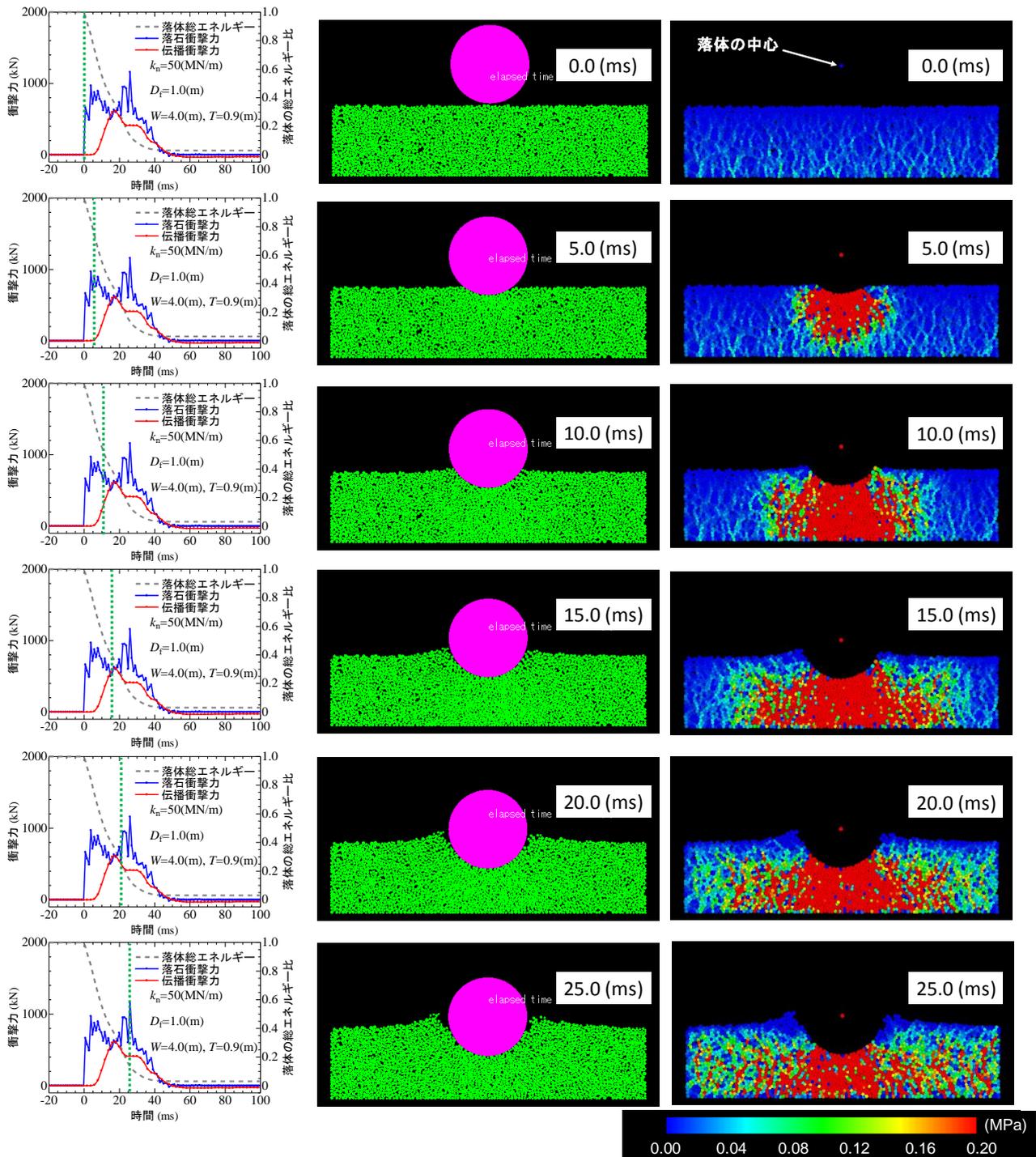


図-9 衝撃力、落体のエネルギー消散と堆積層の変状および応力伝達の経時変化

4. 衝撃力伝播挙動に及ぼす粒子特性や堆積特性の影響

4.1 衝撃力の発生と堆積層の変状

衝撃力の発現と堆積層内の変形の様子を比較した例を図-9に示す(図-7(b)の緩詰めケース)。図は上から順に落体が時間ごとに貫入していく様子を表し、左の列のグラフは落石衝撃力、伝達衝撃力、落体の総エネルギー比の推移をそれぞれ描いたものである。経過時間の部分を緑色の点線で示している。中央列の図は、落体と堆積層の様子を

粒子レベルで示し、右列の図は粒子単位の応力(赤色ほど平均主応力が高い粒子)を表し、応力鎖を見ることができる。

落体が堆積層に衝突してから、落石衝撃力がピークに達するまでの時間は短く(左列の図)、落体径の数パーセントが貫入する間である(中央の列の図)。この時点で、落体の総エネルギー比は80%で、落体のエネルギー消散は20%程度である。応力の高い粒子の繋がりがである応力鎖は落体底面の堆積層の表面から底面に向かって伸びていくことが分かる(一番右列の図)。最も高い応力を持つ応力

鎖(図中の赤色の応力鎖)が堆積層底面に完全に到達する前に落石衝撃力のピークが発生していることが確認される。中央の列の図から、落体の下に位置する堆積層の部分では、間隙が小さくなり堆積層の密度が高くなっていることも分かる。

その後、応力鎖が斜め下方に拡がり始め、落石衝撃力の第二回目のピーク、伝達衝撃力のピークが発現している。貫入量は落体径の約1/4程度である。落体の総エネルギー比は約20%程度なり、エネルギー消散は約80%に達する。

さらに、貫入量が落体径の1/2程度になり、堆積層の粒子も側方に移動、落体周りでは堆積層表面の盛り上がりもみられる。高い応力を受け持つ応力鎖は広範囲に拡がっている。堆積層内に伝達した衝撃力はほとんど拡散し、落体のエネルギーも消散している。

一方、堆積層内の粒子の動きは、地盤の支持力破壊¹⁴⁾の様子と類似している。落石と堆積層との間のエネルギー消散特性が、地盤の支持力問題における全般せん断破壊や局所破壊の破壊モードにおけるエネルギー消散と関連するのではないかと、ということが伺える。3.1小節、3.2小節で議論したような、落体径と堆積層との幾何学条件(粒子径、幅、層厚)が衝撃力特性に及ぼす影響についても、上記のような破壊モードや破壊領域の大きさなどを基に議論可能であると言える。全般破壊では、破壊領域の深さは基礎幅と同等、側方への影響範囲は基礎幅の4-5倍程度とされている(落石の場合、直径 D^f が基礎幅に相当すると考えられる)。しかし、落石衝撃力の二つのピーク値の発生、伝達衝撃力が落石衝撃力に比べて比較的大きいこと、などを理解するには、単なる静的な支持力問題との類似(せん断破壊現象)からだけでは解決しないと考えられる。

上記までの考察から、堆積層の衝撃力伝達やエネルギー吸収のメカニズム解明には、落体下の堆積層内の塑性変形、せん断破壊、応力波の伝播からの視点が必要と考えられる。

4.2 衝撃力の発生と応力の伝播速度

図-1(b)のように落体の鉛直下に位置するメッシュ内(メッシュ番号が地表面から9から1)の応力波形の深さ方向への伝達の様子を図-10に示す(メッシュの高さは0.1mである)。図中には、比較しやすいように、落石衝撃力と伝達衝撃力を深さ0mと0.95mの箇所に破線で示している。浅い方から順に応力が波のように伝達している様子がわかる。落体直下での伝達応力の時刻歴波形は大きな山を有しており、深さ方向にそのピーク値は減少しながら伝達している。堆積層が密な方(図-10(a))が山一つの形状(ピーク付近では凹凸がある)となっており、緩くなると(図-10(b))同程度のピーク値を持つ山が二つ連なった形状となることが分かる。後続のピークの存在が落石・伝達衝撃力波形を特徴付けていると考えることができる。二つ目の山は境界からの反射波と考えることもできる。落石・伝達衝撃力波形を理解するには深さ方向に伝播する応力波と境界からの反射波も考慮して検討する必要がある。

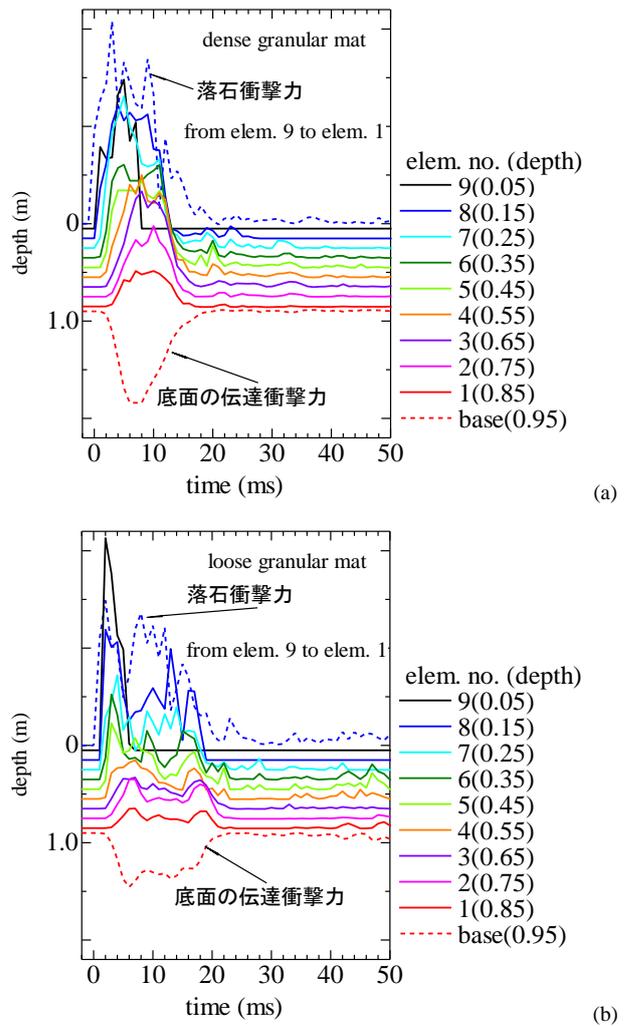


図-10 落体直下の応力波の伝達挙動に及ぼす堆積層の密度の影響:(a)密詰め堆積層;(b)緩詰め堆積層

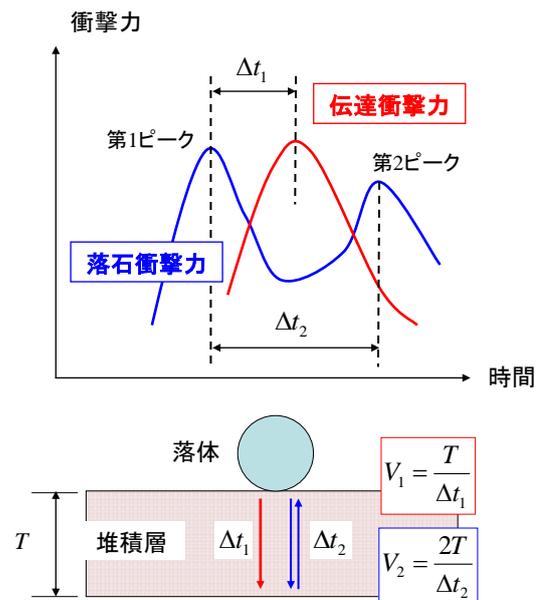
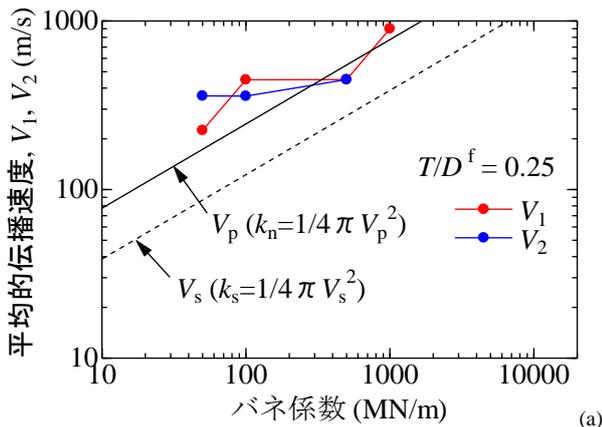
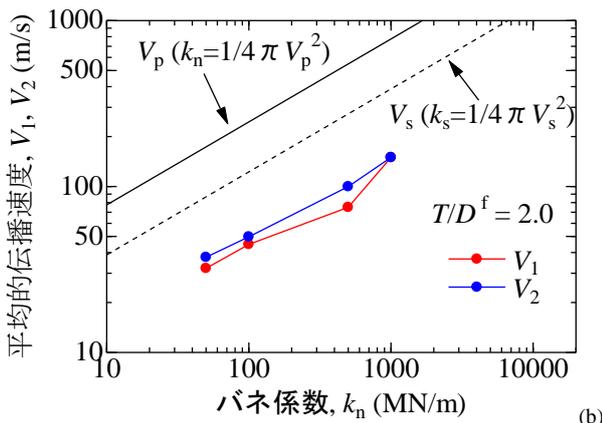


図-11 衝撃力の伝播時間の定義



(a)



(b)

図-12 応力の伝播速度に及ぼすバネ定数の影響: (a) 相対層厚が薄い場合 ($T/D^f=0.25$); (b) 相対層厚が厚い場合 ($T/D^f=2.0$)

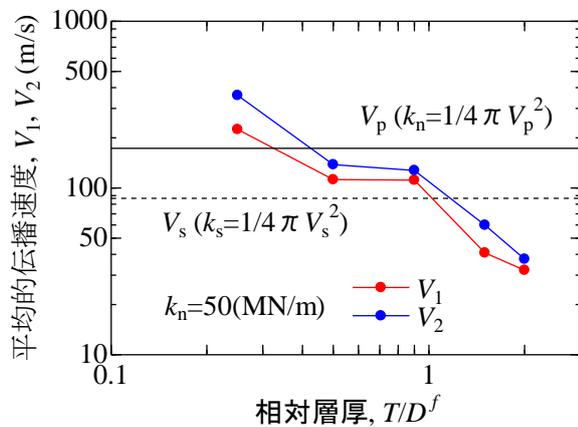


図-13 応力の伝播速度に及ぼす層厚の影響 ($k_n=5 \times 10^8$ N/m)

4.3 応力の伝播速度と弾塑性波

衝撃力の伝播の速さについて調べるために図-11のような伝播時間差に着目した。落石衝撃力の第1ピーク値と伝達衝撃力のピーク値が現れる時間差 Δt_1 と落石衝撃力の第1ピーク値と第2ピーク値が現れる時間差 Δt_2 とに着目した。これらの時間差は力積の作用時間でもあることから、初期に有する位置エネルギーが等しいので、時間差が大きくなることは衝撃力の最大値が小さくなることを意味する。さらに、前者については応力の波が伝達する距離を堆積層厚の T 、後者については層厚の2倍の $2T$ と考えると、

それぞれの平均的な伝播速度は、 $V_1=T/\Delta t_1$ と $V_2=2T/\Delta t_2$ となる。ただし、図-2(a)のように落体衝撃力の第2ピーク値が明確でないときには $V_2=2T/\Delta t_2$ は考えないものとした。

図-12には上記のように求めた伝播速度 V_1 、 V_2 に及ぼすバネ定数の影響について、相対層厚 T/D^f を0.25と2.0の場合について示している。これらの伝播速度は前節までの考察から塑性を含む弾塑性波によるものと考えられる。図中には、あくまでも参考のために、次元弾性波動理論を用いて設定したバネ定数に相当する堆積層の弾性の縦波速度 V_p とせん断波速度 V_s をそれぞれ黒の実線と破線で示している。両速度の値には大きい相違はないが、 V_2 の方が若干大きい。また、バネ定数が大きい場合ほど伝播速度が大きくなる。ただし、 T/D^f が0.25と2.0では、層厚が薄い方の速度が厚い方の速度より4倍ほど大きい。層厚の薄い場合($T/D^f=0.25$)では弾性波と同等もしくはそれより大きな伝播速度を示し、厚い場合($T/D^f=2.05$)にはせん断弾性波速度の1/2程度である。層厚が薄い場合には、堆積層内の局所的な変形が拘束され、落体の下では堆積層が圧縮し密になることで局所的な塑性変形やせん断破壊が起きにくくなると考えられる。その結果、層厚が薄い場合、堆積層内に応力が速く伝播すると考えられる。

さらに、層厚の影響を詳細に調べるために、図-13に平均的な伝播速度と相対層厚 T/D^f との関係を示す。図中には、図-12と同様に、参考のためにバネ定数 $k_n=50$ MN/mに対応する次元弾性波速度を示している。相対層厚が大きくなるほど、伝播速度が低下する。特に、 $T/D^f < 0.5$ と $T/D^f > 0.9$ では顕著である。つまり、平均的な応力の伝播速度が小さくなり衝撃継続時間が長くなることで、最大衝撃力が低下したと捉えることもできる。また、 T/D^f が1.0より大きい場合には20 m/s程度まで低下している。これは、弾性波速度よりもずいぶん小さい。衝撃力の伝播が弾性波でなく、4.1小節で観察したような塑性変形に従い応力が伝播するためと考えられる。伝播速度が低くなるとともに、衝撃力の最大値は小さくなる。現行の設計において堆積層のエネルギー吸収効果が期待できる条件は経験的に $T/D^f > 0.9$ とされている。限られた条件下ではあるが、上記の計算結果は現行の経験を支持するものとなっている。

4.4 落体の落下挙動と载荷速度の影響

この項目では、落体の落下挙動と落下速度が衝撃力の伝達特性に与える影響の検討を行った。図-14に示す図は本研究における基本的なDEMモデルで自由落下させた際の衝撃力と、速度を一定に保って静载荷させた際の衝撃力を比較したものである。図中で凡例があるものが自由落下時の落石および伝達衝撃力であり、それ以外が各速度で载荷した際の落石衝撃力の挙動である。なお、ここで設定した速度は、5.0、13.6、20、50(m/s)である。13.6 m/sというのは、 $H=10$ mで自由落下をさせた時の緩衝砂との衝突時の速度である。

落下速度を一定にするというのは解析上の設定なので、止めない限り際限なく緩衝砂を押し進むことになるが、初

めに降伏点に至って除荷されるまでの挙動は、図-14 より自由落下時の落石衝撃力の挙動と 13.6m/s に固定して貫入させた際の落石衝撃力の挙動が、どのパターンにおいても一致することから、再現できていると考えられる。

ここで、各速度の領域での依存性について図-14 より考察をしてみる。載荷速度 0~5.0m/s のようにゆっくり破壊が進む場合は、局所的な破壊が起きにくいこともあり、あまり変化がない。その破壊挙動は塑性的なラインを描くことが確認できる。速度が上がり、13.6m/s となるころには完全に弾塑性的な破壊挙動となり、速度依存も非常に大きくなることが確認できた。落石の衝撃力の問題は、4.3 小節にもある通り、ちょうど緩衝砂の荷重と変位関係の速度依存が大きな速度領域（弾性波よりも遅く、塑性波が伝わる速度と載荷速度が近い場合には速度依存が大きい）のなかで起きていると考えられる。これらの挙動は緩衝砂の破壊モードにも表れており、貫入速度が遅いと緩衝砂を側方に押し広げるようにして貫入していくのに対し、貫入速度が速くなっていくほど落体直下の層のみが局所的に圧縮され、押しぬきのような挙動になる。分散期待された衝撃力が、十分な緩衝砂の厚さがないとその効果を発揮することができないことも、このことから容易に想像できる。以上より、落体の落下速度の条件は粒子の条件と同様に、衝撃力の増減や破壊モードを特定するにあたって非常に重要な条件である。

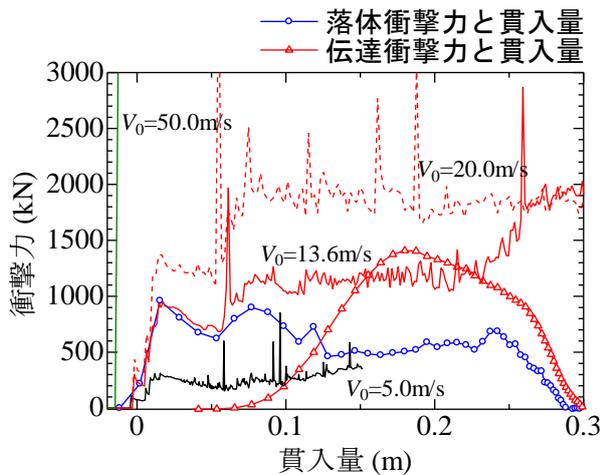


図-14 落下速度を固定した場合の衝撃挙動

5. まとめ

本研究では、落石による粒状性の堆積層内の衝撃力伝達挙動について、2次元個別要素法 (DEM) を用いて調べた。粒子硬度、粒径、粒子形状などの粒子特性、堆積密度や層厚などの堆積特性がピーク衝撃力に及ぼす影響について調べた。その結果、以下のことが分かった。

- 1) ばね定数の増加に伴い最大衝撃力は増加するが、堆積層の離散性の影響が強くと $5 \times 10^8 \text{ N/m}$ よりも大きくなるあたりから衝撃力の上昇が見られなくなる。つまり、堆積層の衝撃力の大きさに関しては、 $5 \times 10^8 \text{ N/m}$ を超

えるようなばね係数も用いる必要がない。

- 2) 落体の径に対する堆積層厚の比、相対層厚が大きくなると、伝達衝撃力の最大値はなだらかに増加する。底面における応力分布状況は、層厚が落体径以下の場合には、落石対策便覧が示す土圧分布形状よりも幅が狭く尖った形状となる。今後、衝撃荷重分布は、粒子特性と密度をパラメータに見直していく必要がある。
- 3) 堆積層が緩い程、衝撃力は低下し、伝達衝撃力の方が密度に影響されやすい。落体の下の堆積層内では伝達応力の時刻歴波形は最大値を有しており、伝達に伴いその値は小さくなる。密な方はピーク値が一つ現れ、緩い方では同程度ピーク値が二つ連なった形状を示す。後者の後続のピークの発現メカニズムを応力波伝播特性を基に詳細に分析する必要がある。
- 4) 落体の衝撃による応力の伝達は弾塑性波であり、その伝播速度は、層の硬さだけでなく、層厚の影響を受け、厚いほど平均的な伝播速度が遅くなる。落下の衝撃による層内の局所的な塑性変形や支持力破壊的なせん断破壊の発現が伝播速度に大きく影響すると考えられる。

6. 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 (B) 21360222 の助成を受けており、ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Cundall, P. A. and O. D. L. Strack.: A Discrete Models for Granular Assemblies, Geotechnique, Vol.29, No.1, pp.47-65, 1979.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 刈田圭一, 前田健一, 羽柴寛文, 牛渡裕二, 山口 悟: 個別要素法を用いた水平堆積層における落石による衝撃力の伝播挙動解析, 第 10 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集, pp.195-200, 2010.
- 5) 羽柴寛文, 前田健一, 刈田圭一, 牛渡裕二, 川瀬良司: 粒子特性の異なる堆積層の落石エネルギー緩衝効果特性に関する二次元個別要素法解析, 第 10 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集, pp.229-234, 2010.
- 6) 三笠 正人: 土の強度と安定計算法, 基礎のための土質工学, 37 年度講: 習会テキスト, 1963.
- 7) 伯野 元彦: 破壊のシミュレーション, 森北出版, 2004.
- 8) Maeda, K. and Hirabayashi, H.: Influence of grain properties on macro mechanical behaviors of granular media by DEM, Journal of Applied Mechanics, JSCE, pp.623-630, 2006.
- 9) Maeda, K. et al.: Stress-chain based micromechanics of sand with grain shape effect, Granular Matter, Vol. 12, pp.499-505, 2010.
- 10) 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.
- 11) 平林大輝, 福岡雅俊, 前田健一: 粒子構造に着目した粒状体の斜面上の流れ, 挙動応用力学論文集, Vol.11, pp.535-546, 2008.

個別要素法により挙動を考慮した落石対策に関する信頼性設計に向けた提案

A proposal of reliability based design of rockfall countermeasures using discrete element method

森口周二¹, 大竹雄², 本城勇介², 原隆史², 沢田和秀³

1 岐阜大学・工学部社会基盤工学科・s_mori@gifu-u.ac.jp

2 岐阜大学・工学部社会基盤工学科

3 岐阜大学・流域圏科学研究センター

概 要

近年、構造物の設計には、信頼性設計法に基づいた設計法が重要視されている。また、数値解析が実務レベルで利用される機会が増えており、数値解析を用いた信頼性設計の枠組みが必要と考えられる。個別要素法は、利用が拡大している手法の一つであり、落石などの問題に対する有効なツールとして認知され始めている。落石や斜面の形状を直接表現することが可能なため、質点系の手法に比べて実現象に近い挙動が再現できる。しかし、その一方で、高い計算コストやパラメータの決定の難しさは大きな課題であり、落石や斜面の形状を詳細に表現するほど、計算結果はパラメータの値に敏感に反応して解に大きなバラツキが生じる。本研究では、個別要素法の問題点を解消すると同時に、落石対策工の信頼性設計を可能とする枠組みを提案する。例として、仮想斜面の落石の運動を想定して、落石エネルギー評価について一連の流れを示し、提案手法の有効性や利点について説明する。

キーワード：落石, 信頼性解析, 個別要素法

1. はじめに

現在、世界中の様々な設計コードが、従来の許容応力度設計法から信頼性設計法の考え方に移行している段階であり、土木構造物の設計についても、信頼性設計法に基づいた設計法が主流になってくると考えられる。また、近年の数値解析技術と計算機能力の向上により、数値解析が実務的なレベルで構造物の設計に用いられるようになってきた。そのため、今後の土木構造物の設計については、数値解析を用いた信頼性設計の枠組みが必要となる。

個別要素法 (DEM)¹⁾も、近年その利用が拡大している数値解析手法の1つであり、落石などの個体の衝突が支配的な問題に対する有効なツールとして認知され始めている。しかしながら、解析パラメータの設定の難しさは未だ大きな課題であり、DEMを落石などのような問題に適用した場合には、斜面形状や落石の複雑な形状を表現できる一方で、解析結果は初期条件や入力パラメータに大きく依存する。そのため、落石挙動の傾向を正確に把握するためには数多くの解析ケースを実施する必要があるが、要素数の多い場合には膨大な計算時間が必要となり、十分な数の解析ケースを実施することが難しい。特に、3次元解析などでは、この傾向が強くなる。このような解析パラメータの不確実性や解析結果の取り扱いの難しさは、実務レベルの設計では大きなネックとなり、DEMの使用に対する障

害になっていると考えられる。

本研究では、先述のDEMに関する問題点を解消するとともに、DEMを落石対策工の信頼性設計に用いるための枠組みを提案する。本稿では、まず、その枠組みの概略を示し、その後、仮想斜面を対象とした落石について、落石エネルギーを評価対象として設計の手順を示す。また、本研究で得られる結果と従来の評価方法による結果を比較し、その結果について議論する。

2. 提案する信頼性設計の枠組み

2.1 基本となる設計の枠組み

地盤構造物の実務的なレベルⅢの信頼性設計の枠組みとして、図1に示す枠組みを提案されている²⁾³⁾。本研究では、この考え方に基いて、DEMを用いた落石対策工の信頼性設計の枠組みを提案する。図1に示す方法では、設計の作業工程を①数値解析、②不確実性解析、③信頼性解析の3つのプロセスに分離する。①の数値解析は、数値解析ツールを用いて、対象事象の応答を調べるプロセスである。このプロセスでは、対象事象に対して支配的な基本変数 x の値の組み合わせを変化させ、それぞれの組み合わせに対する対象事象の応答を出力しておく。②不確実性解析は、基本変数 x の不確実性を統計的手法により定量

化するプロセスである。このプロセスでは、基本変数 x に対する経験的な知見や、これまでに蓄積されているデータベースの情報から、基本変数 x の統計量（平均や分散）を評価する。③の信頼性解析では、①で得られた数値解析の結果を用いて基本変数 x に対する対象事象 y の応答局面を仮定する。その後、得られた応答局面と②で定量化された不確実性の情報を用いて、モンテカルロシミュレーションを実施する。その結果からある定められた状態に対する超過確率を算出し、信頼性の評価を行う。

上記の枠組みでは、数値解析のプロセスとその他のプロセスが独立しているため、数値解析手法の高度化や変化に即座に対応することができ、数値解析手法の発展に伴って新しい解析手法を随時採りこむことが可能である。

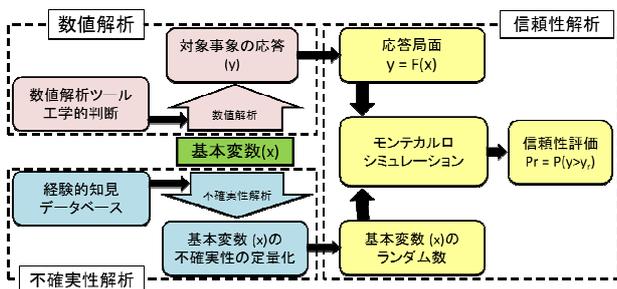


図 1 数値解析を用いた信頼性設計の枠組み²⁾³⁾

2.2 DEM を用いた設計の流れと考慮すべき不確実性

以下では、DEM を用いた信頼性設計の流れを示すとともに、その中で考慮すべき不確実性について説明する。図 2 は、先述の信頼性設計の枠組みに基づいて、DEM を利用した場合の設計の流れを示したものである。特に設計対象が落石対策工であると仮定して説明を進めるものとする。

まず、従来の設計と同じく、現地調査により不安定岩塊の位置、サイズ、岩種、および斜面の形状や表面の状態などを把握する。この結果をもとに、DEM の解析モデルや解析パラメータの値や範囲を決定するが、この際に、「計測誤差」、「空間的ばらつき」、「統計的推定誤差」という 3 種類の不確実性が含まれる。「計測誤差」は、調査対象（地盤や斜面など）の調査や試験に含まれる誤差であり、使用機器や計測者の個人差なども含まれる可能性がある。「空間的ばらつき」とは、調査対象の空間的な不均一性であり、例えば、斜面や岩体の強度が空間的に均一ではないことを意味する。また、「統計的推定誤差」は、特に限られた調査結果から解析対象の局所的な特性を推定する際に発生する誤差である。また、調査結果から DEM の解析パラメータを決定する際には、「変換誤差」が発生する。調査や試験の結果をそのまま解析パラメータとして用いることが可能な場合は少なく、多くの場合、調査や試験の結果を解析パラメータに変換する作業が必要となる。個別要素法では、岩種や試験結果から粒子間モデルのパラメータを決定することになるが、この際に変換誤差が生じる。最後に、設計モデル誤差があり、これは、設計計算に採用されたモ

デルが現実の現象を再現する精度にかかわる誤差である。この誤差には、DEM のモデル誤差と、DEM の計算結果から構築される応答局面のモデル誤差が含まれる。応答局面のモデル誤差は、DEM の計算結果のバラツキからある程度仮定できるのに対して、DEM のモデル誤差は、DEM という手法で現象を再現した場合に、実現象との乖離がどの程度あるかということの意味するものであり、容易に定量化できるものではない。しかし、この DEM のモデル誤差を適切に評価して基本変数として導入することにより、数値解析の結果と現実との整合性という実務者を悩ませる大きな問題を解消することが出来るため、極めて重要な不確実性であると考えられる。

上記の不確実性は、不確実性解析の中で、工学的知見、過去の研究成果、各種情報のデータベースを用いて定量化され、モンテカルロシミュレーションの入力値の情報として用いられる。図 2 をみてわかるように、DEM による解析を実施する目的は、応答局面を仮定するための材料を提供するという目的に限定されることになるため、全ての想定ケースを計算する必要はない。各種パラメータや解析条件を変化させた場合に、対象としている応答がどのように変化するか傾向が把握できればよい。そのため、数多くの想定ケースを解析する必要はない。DEM の計算結果に基づいて、応答局面が仮定され、基本変数の不確実性に基づいてモンテカルロシミュレーションが実施されることになるため、結果的に何千ケースといった膨大な量の計算の実施が可能となる。

このような枠組みで設計を進める利点として、DEM の問題点の解消が挙げられる。冒頭に述べたように、DEM の利用の障害となっている問題として、計算コスト、解析パラメータの決定の難しさ、計算結果のバラツキなどがある。提案する枠組みの中では、DEM の計算は応答関数の獲得という目的に限定して実施されるために、多くの計算ケースは必要なく、計算コストを削減できる。また、解析パラメータについても、不確実性を考慮した確率場として表現されることになるため設定しやすい。さらに、解のバラツキを利用して信頼性評価が行われるため、DEM の計算結果がばらついたとしても、その結果そのものに基づいて信頼性評価を行うことができる。このように、提案する枠組みは、DEM の計算結果を信頼性設計の中で利用できる環境を提供するだけでなく、実務レベルで DEM を利用する際の問題点を解消できる可能性がある。

次節以降では、仮想斜面の落石防護工を設計対象として、具体的な設計の流れを説明する。2次元 DEM 解析を実施し、応答として、異なるパラメータの組に対する落石エネルギーの変化を調べる。その後、応答関数を仮定するとともに、不確実性の定量化を行い、モンテカルロシミュレーションによって信頼性評価を行う。なお、提案する枠組みの中では、先述の不確実性を定量化する考え方や手段が重要となるが、これらについては未だ完全に確立されていない部分もあるために、詳細な議論は避け、本稿では DEM を用いた信頼性設計の枠組み説明するものとする。

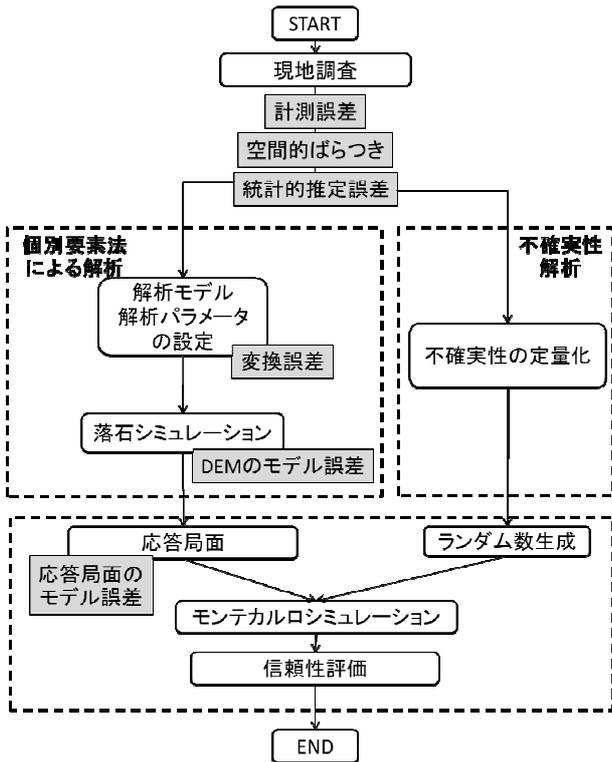


図 2 DEM を用いた設計の流れ

3. 個別要素法による落石シミュレーション

以下では、仮想斜面の落石防護工を対象として、先述の DEM を用いた信頼性設計の枠組みを適用する。本研究では、落石シミュレーションに対して、2次元 DEM を適用し、対象とする応答を防護工の設計に重要となる落石エネルギーとした。図 3 が用いた解析モデルの概略図である。DEM では、図 4 に示すように、球要素の間に粒子間力モデルを設定し、粒子同士の衝突により発生する力を計算し、粒子 1 つ 1 つの運動方程式を解く。近年では、粒子要素を剛結して、複雑形状を表現する方法が広く用いられており、本研究においても、粒子を剛結することで落石と斜面の形状を表現している。

本来であれば、解析モデルは現地調査に基づいて作成されるが、本研究においては、落石（岩塊）の規模や斜面形状は仮想のものとした。落石の質量は 400kg であり、斜面形状と落石の初期位置は図 3 に示すとおりである。計算開始と同時に、斜面上部の岩体が重力により斜面上を落下する。このとき、各解析ケースの落石エネルギーを算出する。図 3 には待ち受け防護壁の位置が示されているが、解析の中では存在しない。図 3 に示した待ち受け防護壁に衝突すると想定して、防護壁表面の位置を通り過ぎるときのエネルギーを評価する。このとき、落石エネルギーは並進速度と回転速度から算出する。

DEM の粒子間力モデルは、法線方向にバネとダッシュポット、接戦方向にバネとダッシュポットとスライダを有する。それぞれに対して係数を決定する必要があるが、

これらのパラメータの決定に支配的な物理量は、反発係数と摩擦係数である。そのため、これらを基本変数として設定する。解析で用いる反発係数と摩擦係数については、一般的な値を考慮して決定した。また、DEM では、落石の形状を表現することが可能であるが、ここでは落石の形状が不明確であるという条件を設定し、落石の形状も 1 つの不確実性として導入し、落石のアスペクト比を基本変数として考慮した。ただし、初期の落石の位置エネルギーを一定とするために、図 5 に示すように体積が一定になるように落石の形状を変化させている。以上より、反発係数、摩擦係数、落石のアスペクト比を基本変数として解析を行った。それぞれの基本変数の値は、表 1 に示すように、反発係数が 0.4~0.6 の間で 3 種類、摩擦角が 20~40 度の間で 5 種類、アスペクト比が 1.083~1.940 の間で 3 種類とした。これらの組み合わせにより、合計 45 ケースについて DEM 解析を実施した。図 6~8 は、計算結果に基づいて、各アスペクト比について摩擦角と反発係数と落石エネルギーの関係をプロットしたものである。これらの結果より、摩擦角が大きくなるほどエネルギーは減少傾向にあるが、反発係数については解のばらつきが大きく、落石エネルギーに与える影響については明瞭な関係が確認されない。また、アスペクト比が大きくなるにつれて、摩擦角が高い領域では落石エネルギーが著しく低下することが確認できる。これは、アスペクト比が高い場合は、斜面上を滑動するような運動形態が多くなり、その場合に摩擦係数が大きいと落下速度が小さくなるためである。

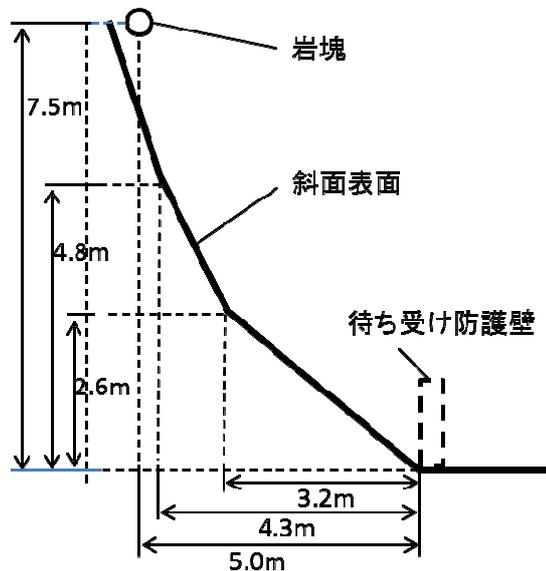


図 3 解析モデルの概略図

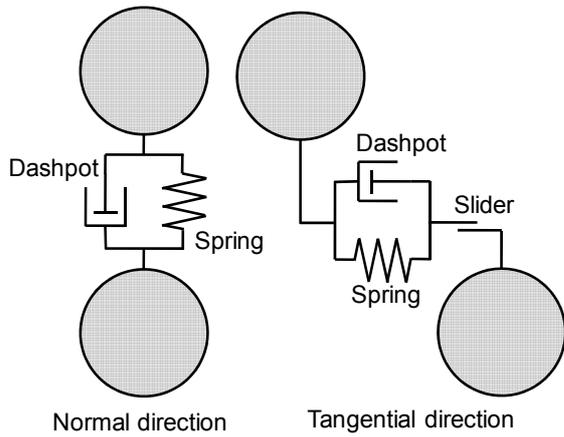


図 4 DEM の粒子間モデル

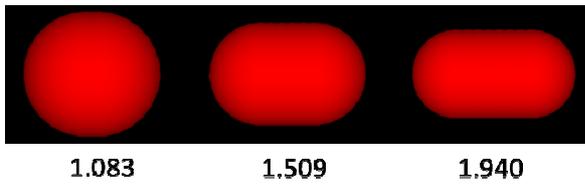


図 5 仮想岩塊のアスペクト比

表 1 解析で用いた各基本変数の値

基本変数	基本変数の値				
摩擦角(度)	20.0	25.0	30.0	35.0	40.0
アスペクト比	1.18	1.51	1.94		
反発係数	0.4	0.5	0.6		

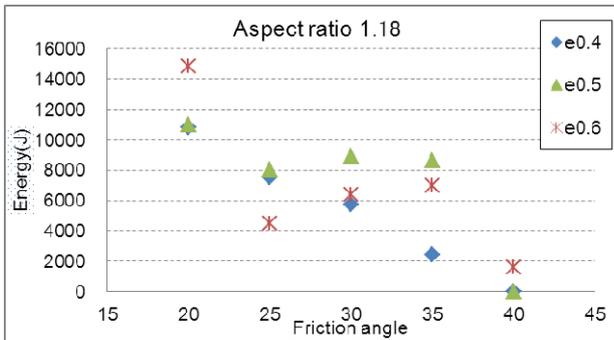


図 6 アスペクト比 1.17 の結果

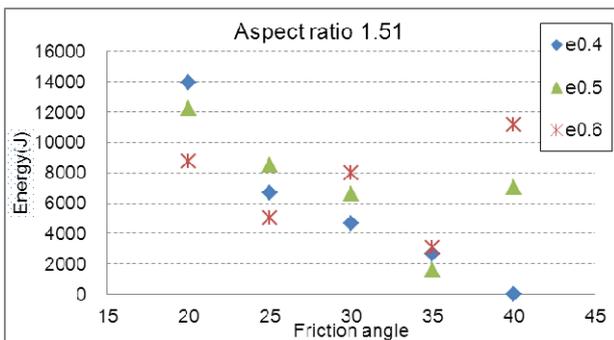


図 7 アスペクト比 1.51 の結果

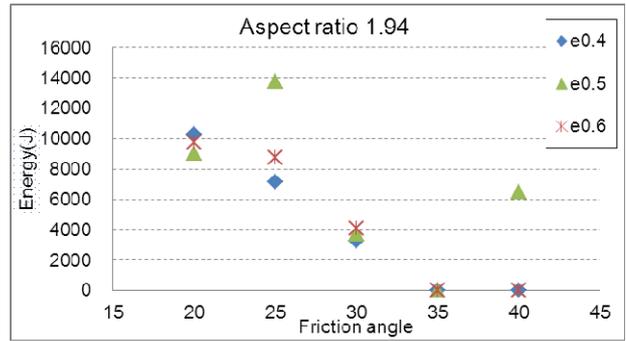


図 8 アスペクト比 1.94 の結果

4. 応答局面の仮定

先述の DEM の計算結果より、反発係数については解のバラツキ大きく、エネルギーと反発係数の明確な関係は得られなかった。そのため、応答関数は、摩擦角とアスペクト比を変数とする関数で仮定した。表 2 に想定した関数と、それぞれの関数を用いた場合の標準偏差と残差、および AIC⁴⁾の値を示す。これらの結果より、表 2 の No.6 の関数を応答関数として採用し、以下の応答関数が得られた。

$$E = 18920 Asp - 6419 \log(F) Asp + 10839 \quad (1)$$

ここで、E は落石エネルギー、Asp はアスペクト比、F は摩擦角(degree)である。図 9 は応答関数をアスペクト比、摩擦角、落石エネルギーの 3 つの軸で構成される空間内で表現したものである。このように、応答関数としてどのような関数を用いるかは任意であり、工学的判断を加味して、DEM の計算結果を精度よく表現できる応答関数を仮定する必要がある。

ここで、式(1)の応答関数にモデル誤差の影響を導入する。先述のように、反発係数については落石エネルギーと明瞭な関係が確認されなかったために、応答関数の基本変数から排除しているが、反発係数が変化することで解にばらつきが生じており、このばらつきは応答関数のモデル誤差として評価されるべきである。また、DEM を利用して設計を行っているために、DEM のモデル誤差についても考慮すべきである。本研究では、応答関数のモデル誤差 δ_{DEM} と応答関数のモデル誤差 δ_{RS} を導入して、最終的に応答関数を以下のように仮定した。

$$E = (18920 Asp - 6419 \log(F) Asp + 10839) \delta_{DEM} \delta_{RS} \quad (2)$$

表 2 応答関数の候補と評価結果

No. 関数	標準偏差	分散	AIC
1 $E = a \cdot Asp + b \cdot F + c$	3854	0.316	873.7
2 $E = a \cdot Asp^2 + b \cdot F^2 + c$	3854	0.316	873.7
3 $E = a \cdot Asp + b \cdot F + c \cdot Asp \cdot F + d$	3891	0.319	873.5
4 $E = a \cdot Asp + b \cdot \log(F) + c$	3798	0.336	872.4
5 $E = a \cdot Asp + b \cdot \log(F) + c \cdot \log(F) \cdot Asp + d$	3832	0.440	872.1
6 $E = a \cdot Asp + b \cdot Asp \cdot \log(F) + c$	3792	0.338	872.2

※ a b c d は定数

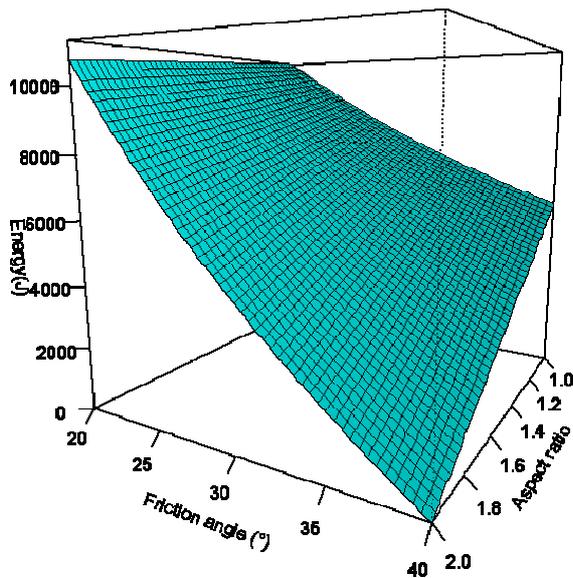


図 9 応答関数

5. 基本変数の不確実性解析

先述のように、応答関数に含まれる基本変数を摩擦係数、落石のアスペクト比、DEM のモデルのモデル誤差、応答関数のモデル誤差の 4 種類とした。不確実性解析のプロセスでは、これらの変数の確率モデルを推定する。摩擦角やアスペクト比については、現地調査結果や試験結果、または過去の研究成果やデータベースに基づいて決定されるものであるが、本研究では仮定の落石斜面を対象としているため、考えられる範囲に対して仮定の確率モデルを与えた。これらの平均値や分散、および分布関数を仮定することにより、不確実性を定量化する。また、応答関数のモデル誤差については、先述の DEM の計算結果のばらつきに基づいて正規分布に従うものとして定量化した。DEM のモデル誤差については、今後の研究で定量化を行うものとして、本研究においては仮想のものを設定した。

表 2 基本変数の確率モデル

基本変数		平均	標準偏差	分布関数
摩擦角(度)	F	30	7	正規分布
アスペクト比	A	1.5	0.5	正規分布
応答関数のモデル誤差	δ_{RS}	1.0	0.55	正規分布
DEMのモデル誤差	δ_{DEM}	1.0	0.2	正規分布

6. 信頼性解析

数値解析結果に基づく応答局面と、不確実性解析により定量化された基本変数の不確実性を用いて、モンテカルロシミュレーションを行った。本来であれば、この結果から得られる落石エネルギーの分布と、対策工の許容エネルギー

の値から、超過確率を評価することになるが、本研究では、防護工の許容エネルギーを確定的に設定するのではなく、各落石エネルギーの値に対する超過確率を算出した。図 10 にその結果を示す。このような結果の整理を行うことにより、実際の落石のエネルギーが、ある規定されたエネルギーを超える確率を得ることができ、対策工の選定などに有益な情報を与える。また、図 10 には 2 種類の結果（「45 ケース」と「200 ケース」）が示されている。先述のように、DEM の計算は 45 ケース行っており、その結果に基づいて応答関数を仮定しているが、45 ケースの DEM 計算結果に基づく結果が妥当であるかどうかを確認するために、200 ケースの DEM の計算結果に基づく評価結果も示した。この 200 ケースの計算は、表 1 のアスペクト比を 8 種類に、反発係数を 5 種類に増やして実施したものである。図より確認できるように、「45 ケース」と「200 ケース」の結果はほぼ一致しており、45 ケースの結果でも十分な精度であることがわかる。このように、少ない解析ケースでも応答の傾向を精度よく把握できればよく、DEM の解析パラメータを細かく設定して多くの解析ケースを実施する必要はない。ただし、解析ケースの絞り込みには、当然ながら工学的判断が必要であり、また、DEM という手法の特性を正しく理解しておく必要がある。

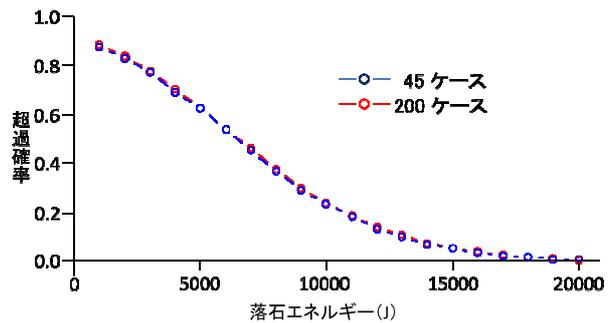


図 10 落石エネルギーに対する超過確率の関係

ここで、本研究で得られた結果について、現行の設計法との比較を行う。比較のために、用いたのは、落石対策便覧⁵⁾の落石エネルギー評価式であり、以下の式で表現される。

$$E = (1 + \beta) \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta} \right) mgH \quad (3)$$

ここで、 β は回転運動の効果を加味した係数（ここでは $\beta = 0.1$ とした）、 μ は等価摩擦係数、 θ は斜面勾配、 m は落石の質量、 g は重力加速度、 H は落下高さである。この式を応答関数として仮定し、モンテカルロシミュレーションを実施した。 μ 以外のパラメータについては解析条件などから確定値とし、 μ については落石対策便覧に記載されている値を参考にして確率モデルを推定している。本研究の DEM による落石エネルギーと、落石対策便覧の評価式による結果の比較を図 11 に示す。図 11 は、それぞれの計算によって得られた落石エネルギーの頻度分

布図である。これを見てわかるように、DEMによる結果は、落石対策便覧の評価式による結果に比べて全体的に低い値を示している。落石対策便覧では、多くの実験結果を基にして、設計に対してかなり安全側のエネルギーの値が出力されるようにパラメータを設定することになっているため、当然ながらDEMによる結果に比べて大きいエネルギーが算出される。このように、1つの評価式で様々な条件の落石エネルギーを評価しようとする場合、どうしても安全側の評価が必要となる。しかし、本研究で示した枠組みでは、落石危険個所の地質や地形、および落石の形状などを考慮してDEMによる落石シミュレーションを実施し、その個所特有の落石エネルギーの応答関数を構築することが可能であるため、過度に安全側の設計になることを防ぐことができる。本稿で示した計算では、DEMのモデル誤差などを精度よく評価して導入するには至っておらず、出力された結果も大きな分散を含んだものであるが、それでも従来の設計法と比べて合理的な設計ができる可能性を確認することができる。

ていく予定である。

参考文献

- 1) Cundall P. A. and Strack O. D. L (1979): A discrete numerical model for granular material, *Geotechnique*, 29, 47-65.
- 2) Honjo Y., Hara T. & Kieu Le T.C.(2010): Level III Reliability Based Design of Examples set by ETC10, *Proceedings of 2nd International Workshop on Evaluation of Eurocode 7*.
- 3) Yusuke Honjo, *Challenges in Geotechnical Reliability Based Design*, *proceedings of 3rd International Symposium on Geotechnical Safety and Risk*, pp.11-27, 2011
- 4) Akaike, H. (1973) : Information theory and an extension of the maximum likelihood principle, *2nd International Symposium on Information Theory*, Petrov, B. N., and Csaki, F. (eds.), Akademiai Kiado, Budapest, 267-281.
- 5) 社団法人日本道路協会, 落石対策便覧, 丸善, 2000年(改訂版)

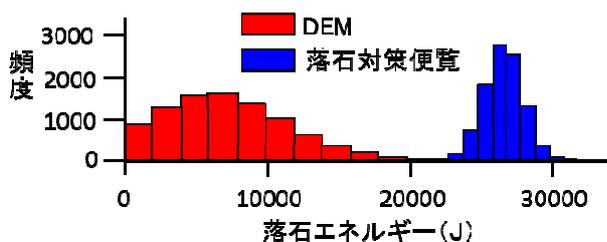


図 10 落石エネルギーの頻度分布図

7. まとめ

本稿では、DEMを用いた落石対策工の信頼性設計の枠組みを提案した。また、シンプルな条件で仮想斜面における落石を想定して、具体的な設計の流れを示した。本研究で得られた結論を以下にまとめる。

- ・提案した枠組みは、DEMを用いた信頼性設計の環境を提供するだけでなく、実務上でDEMの利用の障害となる問題点についても解消できる可能性がある。
- ・DEMの計算結果に基づいて、ある状態に対する危険度を超過確率で表現することが可能であるため、設計に対して定量的な情報を提供することができる。
- ・従来の統一的な評価方法と比較して、個所特有の評価が可能となり、対象とする個所によっては、設計における過大評価を大幅に解消できる可能性がある。

本研究では、実斜面ではなく、仮想斜面を対象としてDEM解析を実施しており、また、DEMのモデル誤差について詳細な議論を行っていないため、現段階では提案した枠組みの可能性について論じる程度にとどまっている。今後、各種の不確実性の定量化の考え方や算出方法を明確化するとともに、実斜面での落石を対象とした検証を実施し

山留め掘削における合理的なグラウンドアンカーの支保パターンの探索
～模型実験と数値解析による検討～
Investigation of rational support patterns in ground anchors for braced excavation
～ model tests and numerical analyses ～

奥田一彰¹, 加藤盛大², 菊本統³, 中井照夫⁴, ホサイン シャヒン⁵

- 1 名古屋工業大学大学院 創成シミュレーション工学専攻 博士前期課程 1年
- 2 名古屋工業大学大学院 社会工学専攻 博士前期課程 2年
- 3 名古屋工業大学 都市社会工学科 助教 (E-mail: kikumoto@nitech.ac.jp)
- 4 名古屋工業大学 都市社会工学科 教授
- 5 名古屋工業大学 都市社会工学科 准教授

概 要

グラウンドアンカー式山留め掘削は、切梁工法と比べて任意の断面での掘削が可能であるためしばしば用いられているが、経験的あるいは切梁工法に倣った設計が行われているのが現状で、必ずしも合理化されているとはいえない。そこで本研究では、アンカーの長さや本数、角度、初期緊張力および山留め壁の根入れ長を変化させた 2 次元模型実験を実施した。また、同実験に対して地盤材料の弾塑性構成モデル subloading t_{ij} model³⁾に基づく有限要素解析(FEM t_{ij} -2D)を実施し、実験との比較により解析の妥当性を検証するとともに、グラウンドアンカー式山留めの支保機構を明らかにした。その結果、明確な支保効果を得るためには十分な長さのアンカーに初期緊張力を与えて設置することが重要で、特に最下段に長いアンカーを設置することが効果的であるとわかった。また、土の力学特性を適切にモデル化した数値解析は実測値を概ね捉えたことから、今後は実地盤での数値解析によるアプローチが可能となった。

キーワード：山留め掘削，グラウンドアンカー，模型実験，数値解析

1. はじめに

地中に反力を得るグラウンドアンカー式山留め掘削工法は、切梁工法と比べ広く深い断面での掘削が可能であり、任意の断面に設定できることからしばしば用いられている。しかし現行の設計法では、山留め壁に作用する土圧の設定と山留めの応力・変形作用を経験的手法や切梁工法に倣った手法で評価している。加えて、山留め壁の背面側への変位や壁体の作用土圧を評価する方法は必ずしも確立されておらず、グラウンドアンカー式山留め掘削の設計法は必ずしも合理化されていない¹⁾。今後、都市部で既設構造物に近接した施工など制約のある条件のもとでの設計・施工が求められると予想されるため、合理的なアンカー式山留めの設計・施工法の確立は急務である。

そこで本研究では、設計・施工の合理化を目指して、その影響要因であるアンカーの長さや本数、傾角、初期緊張力及び山留め壁の根入れ長をパラメトリックに変化させた 2 次元模型実験を実施し、効果的な支保効果が得られるアンカーの適用方法と支保メカニズムの解明を目指した。

また、同実験に対して地盤材料の弾塑性構成モデル subloading t_{ij} model に基づく有限要素解析を実施し、両者の比較により解析法の有効性を検討する。これにより、本研究で用いた数値解析手法がアンカー式山留め掘削における実地盤の変形・破壊挙動の予測への適用可能かどうかについても検討する。

2. 2次元模型実験と数値解析の概要

2.1 2次元模型実験の概要

2次元模型実験の概略図を図1に示す。模型は大略現場スケールの約 1/100 を想定しており、地盤材料には直径 1.6mm と 3.0mm のアルミ棒を重量比 3:2 で混合した積層体 (単位体積重量 $\gamma=20.4\text{kN/m}^3$) を用いた。山留め壁 (長さ 300mm または 360mm, 奥行き 60mm, 厚さ 0.5mm, $EI=0.88\text{N}\cdot\text{m}^2/\text{cm}$, $EA=4.22\cdot 10^2\text{kN}/\text{cm}$) とアンカー体 (奥行き 50mm, 横幅 50mm, 厚さ 5mm) はアルミ板で作成した。また、アンカー体は周面に 10mm 間隔で 1.6mm 径のアル

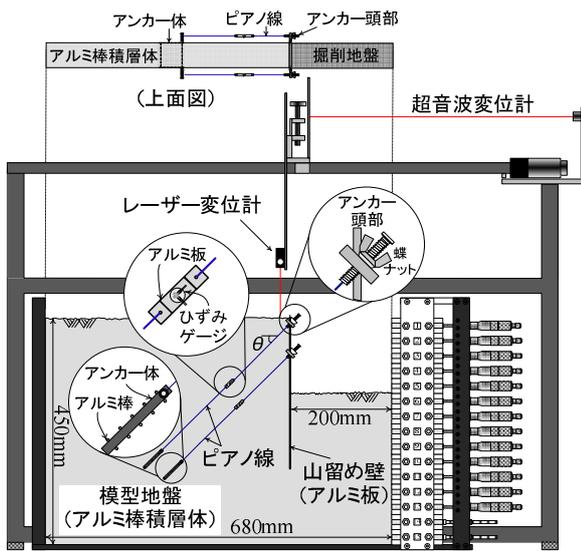


図1 2次元模型実験の概略図

表1 実験パターン (アンカー長・本数・根入れ長の比較)

Case	本数	初期緊張力 T (N)	アンカー長 L (mm)	根入れ長 (mm)	傾角 θ (°)
Case2-A	2	$T_1=0.31$	$L_1=150, L_2=125$	300	30
Case2-B			$L_1=300, L_2=125$		
Case2-C			$L_1=150, L_2=250$		
Case2-D			$L_1=300, L_2=250$		
Case3-A	3	$T_2=0.57$	$L_1=150, L_2=125, L_3=100$	360	30
Case3-B			$L_1=300, L_2=125, L_3=100$		
Case3-C			$L_1=150, L_2=125, L_3=300$		
Case3-D			$L_1=150, L_2=125, L_3=100$		

ミ棒を貼り付け、地盤との摩擦を表現した。アンカーの緊張力は頭部の蝶ナットにより制御可能で、水平面からのアンカーの傾角 θ を任意に設定できる。アンカー引張部は、アンカー体と頭部をモデル地盤の両側面からピアノ線 (径 0.3mm, $EA=1.41 \times 10^3 \text{ kN/cm}$) で接続してモデル化した。ピアノ線には2軸のひずみゲージを接着したアルミ薄板 (長さ 30mm, 幅 60mm, 厚さ 0.2mm) を挿入し、較正係数を乗じて引張力を算出した。掘削過程は地表面からアルミ棒を 15mm ずつ取り除くことで模擬し、地盤の崩壊により実験の続行が不可能となる掘削深度まで行った。山留め壁の変位と偏差ひずみ分布は 30mm 掘削毎に地盤側面から撮影したデジタル画像より求め、地表面の沈下形状はレーザー変位計と超音波変位計より計測した。今回行った実験パターンを表 1 に示す。アンカーは 2 段または 3 段設置し、1, 2, 3 段目のアンカーはそれぞれ掘削深度が 30mm, 90mm, 150mm 到達時に地表面から深さ 15mm, 75mm, 135mm の位置に設置した。最終掘削深度を 210mm, 内部摩擦角を 30° と設定して主働すべり面を仮定し、アンカー体を主働

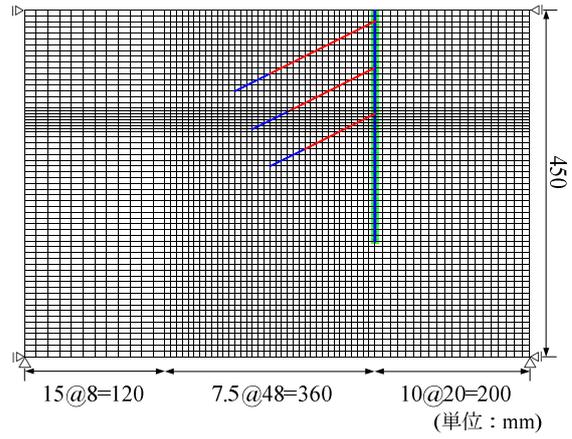


図2 解析メッシュの概略図

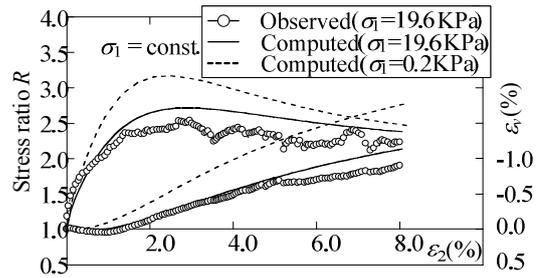


図3 アルミ棒積層体の二軸試験と数値解析

すべり面と考えられる領域の外側に設置した。表 1 に示した実験パターンにおいては、Case2-A と Case3-A を基本ケースとして、アンカー長(L)と根入れ長を変化させた実験を行った。アンカーに導入する初期緊張力(T)はアンカーを設置する掘削深度までの壁体に作用する主働土圧から算出した。

2.2 数値解析の概要

地盤の非線形有限要素解析コード FEMtj-2D を用いて平面ひずみ・排水条件下で微小変形理論に基づく解析を実施した。図 2 に解析メッシュを示す。山留め壁とアンカー体は beam 要素, アンカーは引張のみに抵抗する truss 要素で表現し、これらの剛性は模型実験と同様の値を用いている。地盤と山留め壁との間の摩擦を考慮するために弾塑性 joint 要素²⁾を用い、摩擦角 $\delta=14^\circ$ (別途、摩擦試験により決定)とした。掘削は要素を除去することでモデル試験と同様に模擬した。境界条件はモデル試験と同一で、底面は完全固定、側面は水平変位のみ固定とした。地盤材料の応力-ひずみ関係は、等方硬化型の弾塑性モデル subloading t_{ij} model³⁾ で記述した。このモデルは中間主応力が強度・変形特性に及ぼす影響やひずみ増分方向の応力経路依存性、密度と拘束圧の影響を適切に考慮できる。図 3 はアルミ棒積層体の二軸試験と解析結果の比較の一例である。図より、アルミ棒積層体が密詰めの砂に近い変形・強度特性を示すことがわかる。また図中の実線は、実測値に対応する解析曲線を示しており、subloading t_{ij} model は実測値に見られるような中密な砂に似たひずみ硬化・軟化特性や正負のダイレイタンスをよく捉えている。なお、図中の破線は模型

地盤で想定される約 1/100 の応力レベルでの二軸試験の解析値であるが、同モデルは拘束圧による応力ひずみ特性の違いを適切に説明している。表 2 にアルミ棒積層体のパラメータを示す (α は密度と拘束圧の影響, β は降伏面の形状に関するパラメータであり, 残りは Cam-clay モデルと共通である。これらは一般的な土の要素試験によって簡単に求めることができる)。これらは, 材料が決まれば一意的に決まるものであり, 密度・拘束応力によらない。初期の応力状態は, 模型実験と同じ間隙比になるように拘束圧 $p=9.8 \times 10^{-6} \text{kPa}$ での間隙比 $e=0.36$ と仮定して, 地盤を自重圧密させる。掘削は当該箇所の要素を取り除くことで表現している。実験結果との比較により解析結果の妥当性を検証するとともに, アンカーの傾角及び初期緊張力の違いによる支保機構への影響を数値解析の実施により検討した。

表 2 アルミ棒積層体のパラメータ

λ	0.008	Same parameters as Cam clay model
κ	0.004	
e_{NC} at $p=98 \text{ kPa}$ & $q=0 \text{ kPa}$	0.3	
$R_{cs} = (\sigma_1/\sigma_3)_{cs(comp)}$	1.8	
v_c	0.2	
β	1.2	Shape of yield surface (same as original Cam clay at $\beta=1$)
a	1300	Influence of density and confining pressure

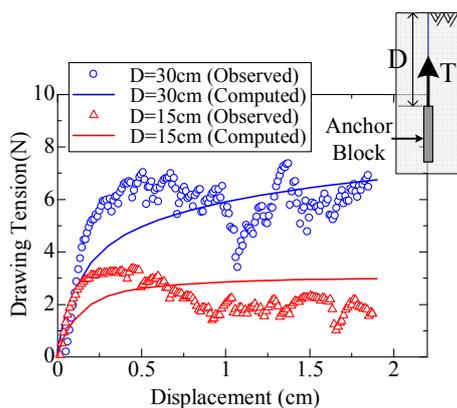


図 4 引抜き試験結果

2.3 アンカー体の引抜き実験とその解析

模型地盤中に設置したアンカー体の鉛直引抜き試験を行い, 引抜き耐力を調べた。同条件で解析も実施したが, アンカー体を beam 要素で表現し, その最上段の接点に鉛直上向きの強制変位を与えた。アンカー体の土被りは, $D=15, 30 \text{cm}$ の場合について行った。得られた引抜き荷重と鉛直変位の関係を図 4 に示す。プロットは実測値, 実線は解析値を示している。図より, アンカー引抜き力は鉛直変位に伴って増加してやがて極限值に達し, 漸減する傾向を示す。また, 極限引抜き力は土被りが深いほど大きい。数値解析は, 初期勾配を小さめに評価する傾向にあるが, 極限引抜き力の極限值や土被りによる差異など模型実験の傾向を概ね評価しており, 数値解析におけるアンカー体のモデル化は妥当と考える。

3. 結果と考察

3.1 アンカー長および本数を変化させた場合の支保機構に関する検討

アンカーを 2 段設置した Case2-A,C について, 図 5 に壁体の変位分布を, 図 6 に地表面の沈下形状を示す。図より, アンカー長によらず 2 段式のアンカーは掘削深度 $d=150 \text{mm}$ まで壁体の変位や地表面沈下を明確に抑制するものの, その後更に掘削 ($d \geq 180 \text{mm}$) を進めると山留め壁が深さ 150mm 辺りからはらみ出すように変形し, 地表面沈下量も増加することがわかる。掘削深度 $d=180 \text{mm}$ 以深では, アンカー長による差異が顕著であり, 2 段目のアンカー長を 2 倍にした Case2-C では Case2-A に比べて壁体変位量が抑制されるとともに, 地表面沈下を生じる範囲が明確に狭まり, より深い掘削が可能になった。

図 7 には, 壁体変位が顕著に現れた掘削深度 $d=150 \text{mm}$ 以深について, 各ケースの壁体の最大変位量を比較している。図から, 前述のように 2 段目に長いアンカーを適用 (Case2-C) することで, 両アンカー長が長い Case2-D と同等の支保効果が得られ, 壁体の変位が抑制されることがわかる。一方で, 1 段目のアンカーのみを長く設定した Case2-B は, 2 段ともにアンカー長の短い Case2-A と同様に, 掘削深度 $d=180 \text{mm}$ 以深での変位量が増加し, 崩壊深度が浅いことがわかる。図 8 には, 各ケースでの掘削に伴う張力の推移を示している。いずれのケースにおいても 1 段目アン

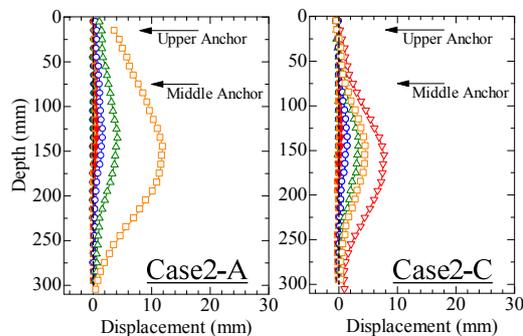


図 5 Case2-A,C での壁体の変位

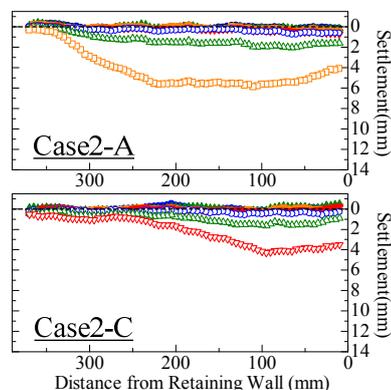
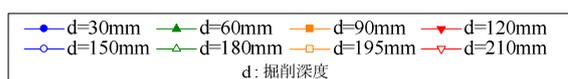


図 6 Case2-A,C での地表面の沈下形状



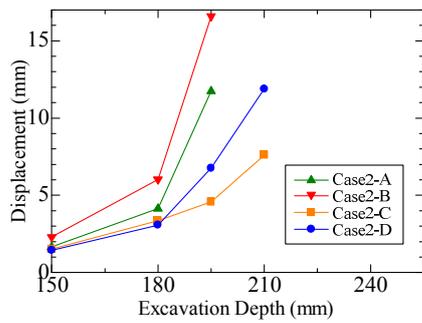


図7 2段設置時の壁体の最大変位量

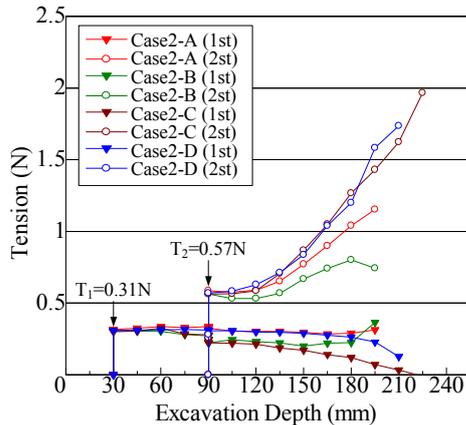


図8 2段設置時の張力の推移

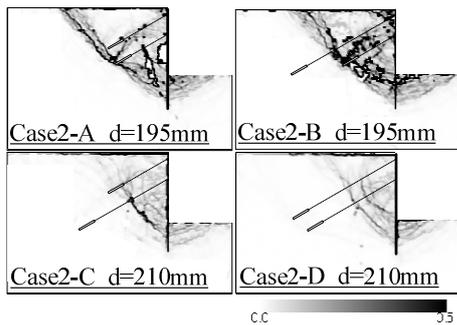


図9 2段設置時での偏差ひずみ分布

カーにおける張力の変化量は小さいのに対して、2 段目アンカーの張力は掘削の進行に伴って増加する。特に、山留め壁の変形や地表面沈下量が增大する掘削深度 $d=150\text{mm}$ 以深では 2 段目アンカーの張力の増加が顕著で、地盤崩壊時（最終掘削深度）に最大値となる。また、2 段目のアンカーが長い Case2-C,D では、2 段目アンカーの張力の最大値が Case2-A の 1.5 倍程度に達することがわかる。図 9 には、偏差ひずみ分布を示している。アンカーが短い Case2-A ではアンカー体を含む土塊の外側にせん断帯が発達するのに対して、長いアンカーを用いた Case2-D ではアンカー体がせん断帯をまたいでおり、偏差ひずみの発達が明確に抑制されている。また、2 段目のアンカー長が長い Case2-C では、Case2-D と同様の偏差ひずみ分布を示しており、2 段目のアンカーのアンカー体が滑り面の外側にある。これにより、2 段目のアンカーが十分な引抜抵抗を發揮したため、2 段目のアンカーの張力が増加し、明確な支保効果が得られたと考えられる。一方で、1 段目のアンカーが長い Case2-B では、1 段目のアンカー体が滑り面の外側である

が、偏差ひずみの分布は Case2-A と同様であることがわかる。このことから、下方のアンカー長を十分に長く設定することが山留め壁の変位抑制に効果的といえる。

アンカーを 3 段設置した Case3-A,C について、図 10 に壁体の変位分布を、図 11 に地表面の沈下形状を示す。両ケースともに掘削深度 $d=150\text{mm}$ までは壁体の変位が抑制される。それ以深の掘削において、Case3-A については掘削深度 $d=210\text{mm}$ で変位が増大するが、Case3-C では明確に変位が抑制され、より深い深度まで掘削が可能になることがわかる。地表面の沈下量も壁体の変位と同様に掘削深度 $d=150\text{mm}$ まで地表面の沈下量は抑制される。その後、更に掘削を進めると Case3-A ではより広範囲にわたって沈下量が増加するのに対して、Case3-C では明確に沈下量が抑制され、沈下の範囲も狭くなる。また先述の 2 段式アンカーと比較して、掘削深度 $d=180\text{mm}$ における壁体の変位量と地表面の沈下量が抑制されていることがわかる。また 2 段式アンカーでは、特に 2 段目のアンカー長を長くすることでより深い掘削が可能となったが、Case3-A のように短いアンカーでも適切な掘削深度で 3 段目のアンカーを設置することで、壁体の変位と地表面沈下を明確に抑制する効果があるとわかる。

図 12 には、Case3-A,C についての張力の推移を示している。両ケースともに 2 段式アンカーと同様に 1 段目のアンカーにおける張力の変化量は小さいことがわかる。2 段目アンカーの張力は掘削の進行に伴って増加するが、3 段目

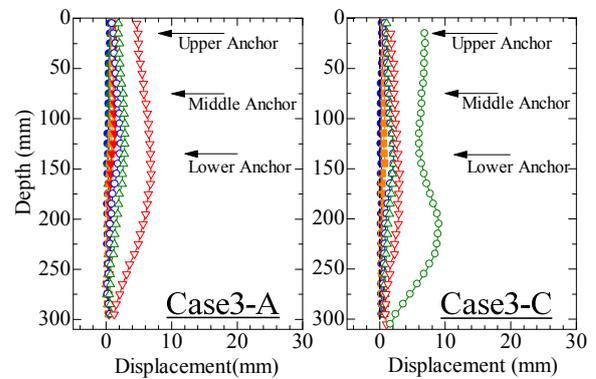


図 10 Case3-A,C での壁体の変位

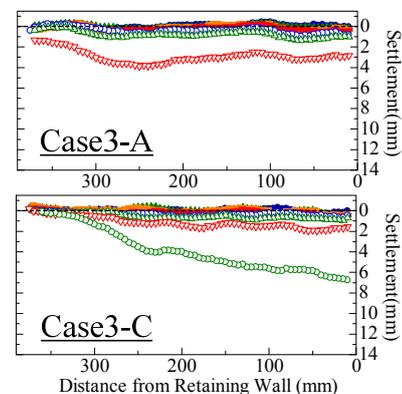
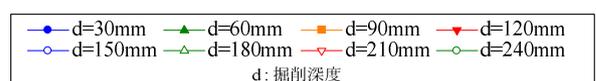


図 11 Case3-A,C での地表面の沈下形状



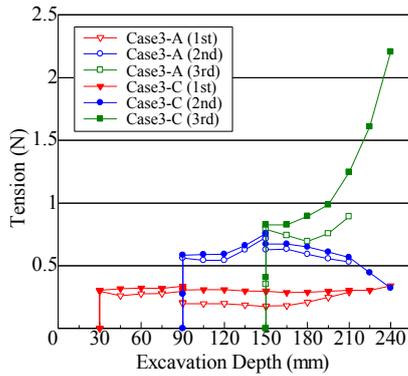


図12 3段設置時の張力の推移

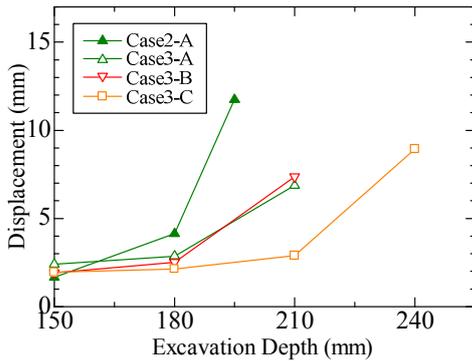


図13 3段設置時の壁体の最大変位量

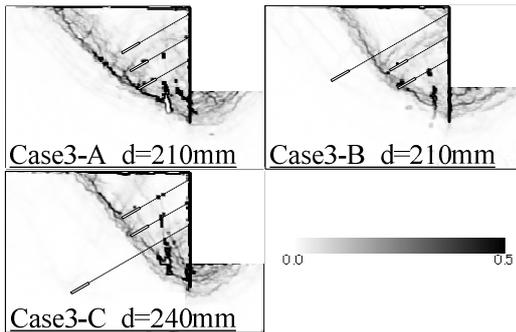


図14 3段設置時での偏差ひずみ分布

アンカーの初期緊張力の導入とともに明確に減少し、その後の掘削に伴って漸減する。3段目のアンカーの張力は、掘削の進行に伴う地盤の変形によって増加し、最終掘削深度で最大値となる。Case3-Cでは、その最大値がCase3-Aの2倍以上に達している。以上のことから、2段式アンカーと同様に、明確な支保効果を得るには最下段のアンカー長が重要で、最下段に適切な長さのアンカーを設置して引抜き抵抗を発揮させることで、壁体の変位や地表面の沈下は明確に抑制できるといえる。

図13には、壁体変位が顕著に現れた掘削深度 $d=150\text{mm}$ 以深について、2段式アンカーでアンカー長が短いCase2-Aと3段式アンカーのアンカー長を変化させた各ケースの壁体の最大変位量についてまとめている。3段目に長いアンカーを適用したCase3-Cでは、壁体の変位を明確に抑制し、最も深い掘削が可能となる。一方で、1段目のアンカー長を長く設定したCase3-Bは、全てのアンカー長が短いCase3-Aとほぼ同じ推移を示しており、上段のアンカーを

長く設定することは、必ずしも明確な支保効果は得られないことがわかる。また、2段式アンカーのCase2-Aにおいて、掘削深度 $d=150\text{mm}$ 以深で壁体の変位量が増加するのに対して、変位量が増加する掘削深度の直前 ($d=150\text{mm}$) でアンカーを設置したCase3-Aでは、壁体の変位が抑制され、2段式アンカーと比べてより深い掘削が可能となることがわかる。

図14に、3段式アンカーについての偏差ひずみ分布を示す。Case3-Aではアンカー体の外側から掘削底面にわたるせん断帯が発生することで地盤が崩壊するのに対し、Case3-Cでは3段目のアンカー体が滑り面の外側に設置されているため、十分なアンカーの引抜き抵抗が発揮されたと考えられる。またCase3-Cでは、せん断帯が発生する領域が狭くなっており、このことが地表面沈下の範囲を抑制する要因と考えられる。一方、Case3-Bでは1段目のアンカー体が滑り面外側に設置されているが、Case3-Aと比較してせん断帯が発達する領域や偏差ひずみの量に明確な差異は見られなかった。

これらのことから、山留め壁が深さ 150mm あたりからはらみ出すようなモードで変位するのに対して、壁体の変位が大きく生じる深度に設置する下方すなわち3段目のアンカーを長く設置することが効果的であるといえる。つまり、壁体変位モードを勘案して、変位が大きくなる箇所に十分な長さのアンカーを設置することが効果的な支保効果を得るためには重要であり、適切な間隔と長さでアンカーを設置すれば壁体の変位や地表面の沈下を明確に抑制できることがわかった。

施工事例⁴⁾⁵⁾によると、山留め掘削に伴う壁体の変位は、地盤条件等によって異なるものの、一般的には2次掘削以降において壁体頭部よりも掘削底面付近で最大となる。これは本実験と同様の結果であるため、実際の現場においても下段に適切な長さのアンカーを設置することが、より合理的であると推察される。ただし、実地盤との対応に関しては、今後、実構造物のスケールで地盤物性等を変化させた詳細な数値解析により更なる検討を行う予定である。

3.2 根入れ長を変化させた場合の支保機構に関する検討

短いアンカーを3段設置したCase3-A,Dについて、図15に壁体の変位分布を、図16に地表面の沈下形状を示す。両ケースともに、掘削深度 $d=180\text{mm}$ までは壁体の変位と地表面の沈下量は抑制されており、根入れ長による差異は見られない。しかし掘削深度 $d=210\text{mm}$ では、壁体の変位モードと地表面の沈下形状に違いは見られないものの、根入れ長を長くしたCase3-Dでの壁体の変位と地表面の沈下量は抑制され、最終掘削深度も深くなることがわかる。図17は、Case3-A,Dにおける偏差ひずみの分布を示している。最終掘削深度は異なるものの、両ケースともに、いずれの偏差ひずみ分布も根入れ長の違いによる差異は見られない。これは根入れ長によらずアンカー体の外側から掘削底

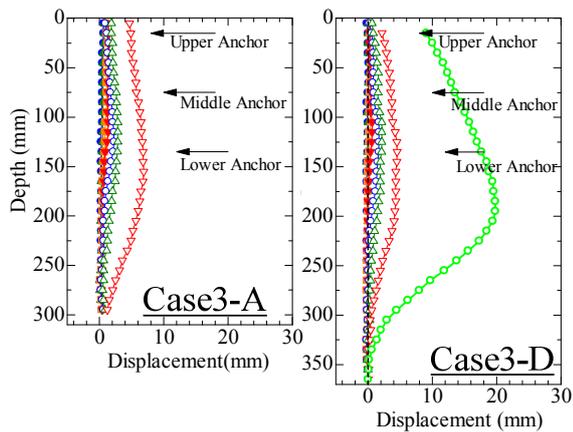


図15 Case3-A,Dでの壁体の変位

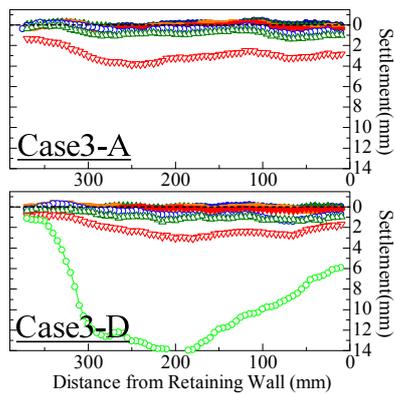


図16 Case3-A,Dでの地表面の沈下形状

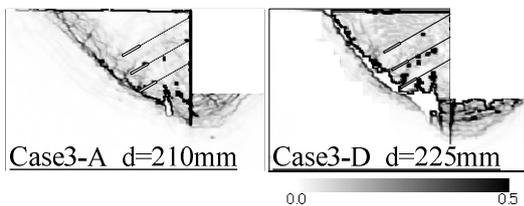
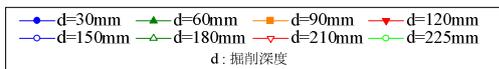


図17 Case3-A,Dでの偏差ひずみ分布

面にわたるせん断帯が発達するため、アンカーの支保効果に明確な差異はないものと考えられる。すなわち、根入れ長を長くすることによりわずかに壁体の変位と地表面の沈下が抑制されるが、より明確な支保効果を得るためには根入れ長に加えて、前述のアンカーの長さや深さ方向の設置間隔を合理的に設定することが重要といえる。

3.3 実験結果と解析結果の比較

図18および図19には、Case3-AとCase3-Cについて壁体の変位分布と地表面の沈下形状の実験と解析結果を示している。解析結果は、掘削深度 $d=150$ から 210 mmにおいて壁体の変位、地表面の沈下とも定量的にやや大きめに評価するものの、3.1節で述べた模型実験の山留め壁の変形モードと地表面の沈下が生じる範囲を的確に捉えてい

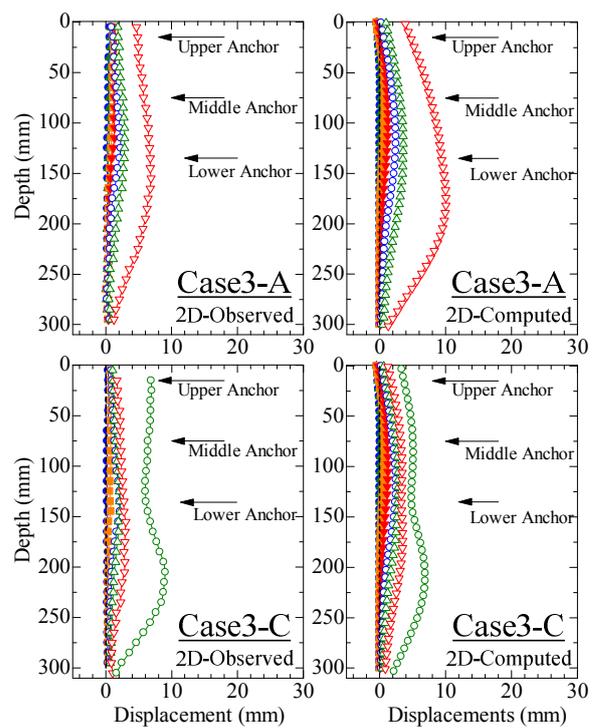


図18 Case3-A,Cでの壁体変位(実験と解析)

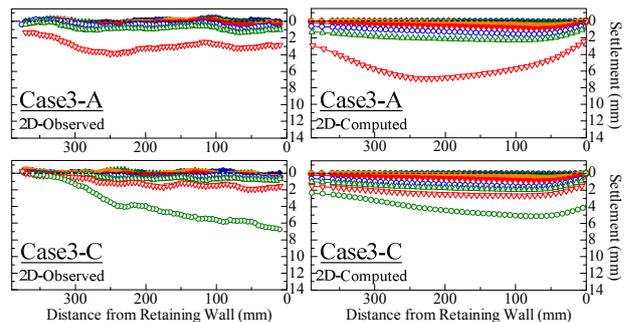


図19 Case3-A,Cでの地表面の沈下形状(実験と解析)

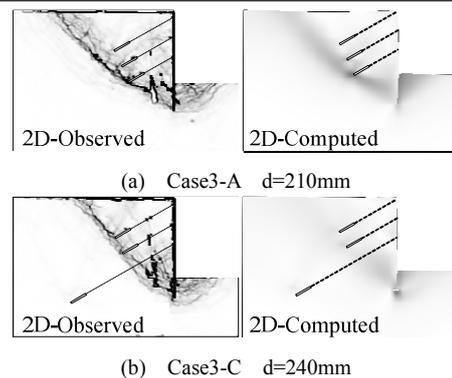
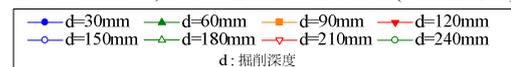


図20 Case3-A,Cでの偏差ひずみ分布(実験と解析)

ることがわかる。また、模型実験と同様に、数値解析でも効果的な支保効果を得るためには、最下段のアンカーを長く設置することが重要であるという結果を見出すことができる。図20は、両ケースにおける偏差ひずみ分布の実験と解析の結果を示している。解析結果は実測された偏差ひずみ分布をよく表現しており、アンカー長が異なること

による偏差ひずみの分布の違いを的確に捉えている。以上のように、数値解析は掘削に伴う壁体の変位や地表面の沈下をグラウンドアンカーの長さの影響も含めて実測値をよく表現できることがわかった。そこで次節からは、アンカーの傾角と初期緊張力が山留め支保効果に及ぼす影響について、解析結果をもとに検討を行う。

3.4 傾角を変化させた場合の支保機構に関する検討

既往の研究⁶⁾では、2 段式アンカーでアンカー長を長く設定したケース (Case2-D) において、傾角を変化させた検討を行っている。傾角 30°でアンカーを設置したケースでは、掘削深度 $d=180\text{mm}$ 以深で壁体の変位や地表面の沈下量を僅かに抑制し、地表面沈下の影響範囲が抑えられることがわかっている。そこで本検討では、アンカーの明確な支保効果が得られた Case3-C におけるアンカー長について、傾角 15°、30°、45° に設定した数値解析を行い、支保効果に関する検討を行った。なお、各ケースの初期緊張力は、山留め壁に与える初期水平力が傾角 30°の Case3-C と等しくなるように設定している。

図 21 に掘削深度 $d=150\text{mm}$ 以深における壁体の最大変位量を示す。掘削深度 $d=180\text{mm}$ までは壁体の変位量に明確な違いが見られないものの、 $d=210\text{mm}$ において傾角 45°でアンカーを設置した Case3-C(45)では、他の 2 ケースと比較して変位量が大きくなり、浅い掘削深度で崩壊することがわかる。傾角を 15° に設定した Case3-C(15)は、傾角 30° の Case3-C(30)と同じ掘削深度で地盤が崩壊するものの、最終掘削深度における最大変位量は僅かに抑制されることがわかる。図 22 に偏差ひずみ分布を示す。いずれのケースも偏差ひずみの量や、せん断帯の分布に明確な違いは見られないが、Case3-C(45)では他の 2 ケースと比べて浅い掘削深度で、偏差ひずみの量が大きくなる。

以上のことから、アンカー張力の水平成分が等しくなるように初期のアンカー張力を与えても、アンカーの傾角を小さく設定した方がより効果的に山留めの支保効果を得ることができることがわかった。また本検討では、アンカーの初期緊張力の水平成分、すなわちアンカーから山留め壁に作用する水平拘束力が等しくなる条件なので傾角 15° のケースが最もアンカーの初期緊張力が最も小さくなる。それにも関わらず、傾角 15° で最も高い支保効果が得られることがわかった。これは、アンカー自身は軸方向の変位に対してのみ剛性を発揮するためであり、水平に近い傾角で設置されたアンカーが壁体の水平方向の変位を抑制するのに最も有利であると言える。

3.5 初期緊張力を変化させた場合の支保機構に関する検討

既往の研究⁶⁾から、2 段式アンカーでアンカー長を長く設定した Case2-D において、2 段目のアンカーの初期緊張力を変化させた検討を行っている。初期緊張力を 2 倍とし

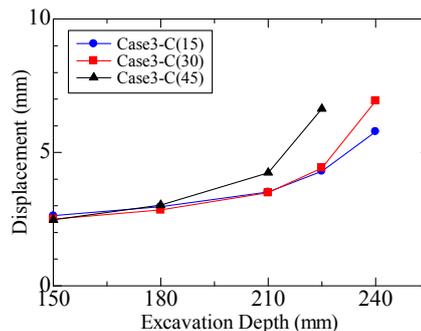


図 21 Case3-C における壁体の最大変位量 (傾角の違い)

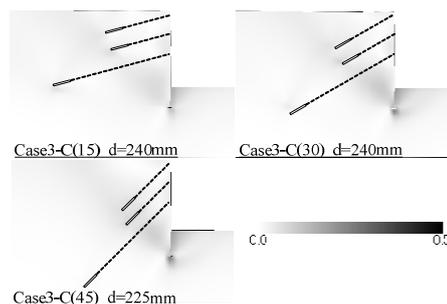


図 22 Case3-C における偏差ひずみ分布 (傾角の違い)

たケースでは、2 段目アンカーの張力は、崩壊時に Case2-D とほぼ同等の値を示し、崩壊深度は同じとなる。また、壁体の変位や地表面の沈下は Case2-D と比較して僅かに抑制されるものの、両者に明確な違いは見られないことがわかっている。そこで本検討では、前節 3.4 と同様の Case3-C について 3 段目のアンカーに導入する初期緊張力を 2 倍としたケース (Case3-C'), 初期緊張力を導入しないケース (No Tension) について数値解析を行い、支保効果に関する検討を行った。

図 23 に掘削深度 $d=150\text{mm}$ 以深における壁体の最大変位量を示す。 $d=150\text{mm}$ から地盤の崩壊する掘削深度 ($d=240\text{mm}$) に至るまで、初期緊張力の大きさに関わらず壁体の最大変位量に明確な違いが見られないことがわかる。図 24 は各ケースの張力の推移を示している。初期緊張力の導入量が小さいほど、アンカー設置後の張力の増加量が大きくなる。しかし、各アンカーの張力の最大値と最終掘削深度における値は、初期緊張力の大きさによらず、それぞれのアンカーにおける固有の値に収束することがわかる。すなわち、アンカーの長さや本数が定まれば、張力の極限値と残留の張力は決まり、初期緊張力はそれほど支保効果に違いを及ぼさないことがわかった。

一般的には、壁体の変位による大きな引張力が作用することでアンカー自体に変位が生じるため、それによる山留め壁への過大な変形の防止を目的として初期緊張力を導入している。本実験ではアンカーの剛性が高いため、アンカーが伸びることは考慮していない。そのため、異なる初期緊張力を導入することにより背面地盤の側圧が変化する

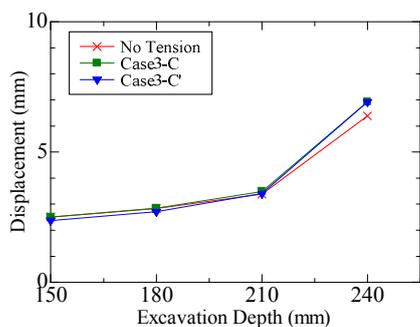


図 23 Case3-C における壁体の最大変位量
(初期緊張力の違い)

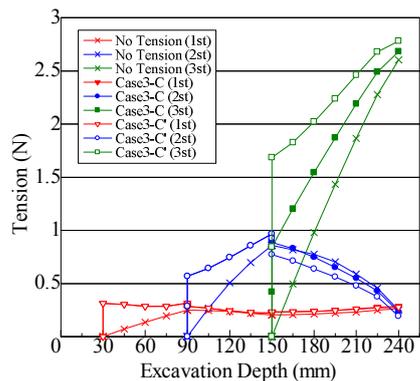


図 24 Case3-C における張力の推移
(初期緊張力の違い)

ることが考えられる。しかし、実験や数値解析で得られた結果から、今回行った実験条件の範囲内では、アンカーが引張に対して即座に剛性を発揮できるよう設置されていれば、初期緊張力の多寡は山留めの支保効果に必ずしも影響しないことがわかった。

4. 結論

本研究では、グラウンドアンカーを用いた山留め掘削において、アンカーの効果的な適用方法とその支保メカニズムについてアンカーの長さや本数、傾角、初期緊張力及び山留め壁の根入れ長を変化させた2次元模型実験と数値解析を実施した。その結果から得られた知見を以下に示す。

(1) 想定されるすべり面に対して十分な長さのアンカーを設置することで支保効果が得られ、特に下段のアンカーを長く設置することで効果的な支保効果が得られる。これは、掘削に伴って山留め壁が大きくはらみ出す深度に設置するアンカー長が山留め支保機構に対して特に重要であることを示しており、壁体の変位モードを勘案して変位が大きくなる箇所には十分な長さのアンカーを設置することで山留めの効果的な支保効果が得られる。

(2) アンカーの本数に関して、アンカーが短い場合でも適切な間隔でアンカーを設置することで、支保効果が得られることがわかった。ただし、壁体が大きくはらみ出す地表面からの深さ(本実験では150mm)におけるアンカーの引抜抵抗が重要であることから、その深さにおける設置間隔を小さくすることで、より高い支保効果が得られるものと

考えられる。

(3) 山留め壁の根入れ長が長いことは、必ずしも明確な支保効果が得られるとはいえない。したがって、壁体の変位モードを勘案してむしろアンカーの長さや設置間隔を適切に組み合わせることがより重要である。

(4) 明確に支保効果が得られるアンカーの設置パターンにおいて、水平に近い傾角でアンカーを設置することで山留め壁や地盤の変形が抑制される。ただし、本検討では均質な砂地盤を想定しており、実現場において地盤に対するアンカー体の引抜抵抗を勘案してアンカー長や傾角を設定する必要があることに注意されたい。

(5) アンカーに導入する初期緊張力の大きさによって、山留めの支保効果に明確な違いは見られない。ただし、本実験ではアンカーをピアノ線でモデル化しており、その剛性は非常に大きいため、アンカー自体の変位(伸び)は考慮していない。

(6) 数値解析は実験の結果をよく模擬しており、地盤材料の力学特性を適切にモデル化した数値解析が山留め、アンカーおよび周辺地盤の応答を予測する有用なツールになることが示された。

また著者らは、本稿と同様の手法の2次元模型実験と数値解析を用いて、切梁式山留め掘削に関する周辺構造物との相互作用や地盤の挙動についての検討を行っている⁷⁾。切梁式山留め掘削においても、解析結果は実験をよく模擬しており、本数値解析は種々の山留め掘削について地盤の変形・破壊挙動を予測する有用なツールとなることが示された。今後は、実地盤のスケールにおける数値解析を実地盤の物性を変化させ、実地盤に対応した数値解析を行なうことで、山留め掘削に伴う地盤の変形とグラウンドアンカーの相互作用メカニズムの解明と、本稿で得られたより効果的なグラウンドアンカーの適用方法についての具体的な検討を行う予定である。

参 考 文 献

- 1) 社団法人地盤工学会, グラウンドアンカーの調査・設計から施工まで, pp.158-217, 1997
- 2) Nakai, T. *S&F*, 25(3), pp.98-112, 1985.
- 3) Nakai, T. & Hinokio, M., *S&F*, 44(2), pp.53-70, 2004.
- 4) 佐々木俊平, 住吉卓, 廣島実, 杉本孝雄, 支保工形式が異なる土留め連壁の挙動比較, 基礎工, 36(2), pp.47-51, 2008
- 5) 社団法人地盤工学会, グラウンドアンカー設計・施工例, pp.38-46, 2004
- 6) 加藤ら, グラウンドアンカーによる山留め支保メカニズムに関する2次元モデル実験, 中部地盤工学シンポジウム, pp.129-134, 2010
- 7) 上谷泰高, 加藤盛大, 中井照夫, H.M.Shahin, 菊本統, 張鋒, 山留め掘削が近接構造物に及ぼす影響, 第45回地盤工学会全国大会, 2010.

固有振動解析による土構造物・地盤系の地震応答特性の把握
 Comprehension of seismic response characteristics of soil structure - ground system
 by eigen vibration analysis

清水亮太¹, 野田利弘¹, 山田正太郎¹, 浅岡顕²

1 名古屋大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻・shimizu@soil.civil.nagoya-u.ac.jp
 2 地震予知総合研究振興会

概 要

本稿では、地盤の初期値・境界値問題に対して固有振動解析する方法について示すとともに、土構造物を有する地盤の地震応答解析を水～土骨格連成有限変形解析コード *GEOASIA* によって行った。具体的には、土構造物・地盤系の初期の固有振動数を算定した上で、系の各固有振動数と地震動の卓越周期に着目しながら、系の地震応答の特徴について調べた。加えて、土構造物・地盤系の固有振動数の経時的変化に着目して、土構造物の耐震性や土構造物と地盤の相互作用について考察した。なお、本稿の解析で対象にしたような有限変形の弾塑性問題では、幾何学のおよび材料的非線形性を有するため固有振動数は時々刻々変化するが、それでも土構造物・地盤系の初期の固有振動数および固有モードが、その系の相互的な振動特性を把握する上で重要であることを示した。

キーワード：土構造物・地盤系，地震応答解析，固有振動解析，相互作用，水～土連成有限変形計算

1. はじめに

本稿では、地盤の初期値・境界値問題に対して、水～土骨格連成式を考慮した固有振動解析手法について示すとともに、土構造物を有する地盤の地震応答解析を水～土骨格連成有限変形解析コード *GEOASIA*¹⁾ によって行う。具体的には、土構造物・地盤系の初期の固有振動数を算定した上で、系の固有振動数に合わせた規則波を地盤に入射することによって、土構造物と地盤系の相互的な振動特性を把握するとともに、有限変形の弾塑性問題においても初期の固有振動数および固有モードが系全体の運動を把握する上で重要であることを示す。

2. 有限要素離散化された速度型運動方程式と水～土骨格連成式の固有値問題としての定式化

弾塑性体のような速度型構成式で表される物体の動的境界値問題では、速度型運動方程式を解く必要がある。そこで、速度型運動方程式を弱形式化し、土骨格の構成式として有効応力を用いて記述された弾塑性構成式を適用すると共に、有限要素離散化することによって、形式上、以下のように表される連立常微分方程式が得られる²⁾。

$$[M]\ddot{v} + [K]v - [L]^T \dot{u} = \{f\} \quad (1)$$

ここに、 $[M]$ は質量マトリックス、 $[K]$ は接線剛性マトリク

ス、 $[L]$ は土骨格の速度を土骨格の体積変化に変換するマトリックス、 $\{v\}$ は節点の速度ベクトル、 $\{u\}$ は要素の間隙水圧速度である。

地盤と基盤（地盤の下端）の境界に粘性境界を与えた場合、解くべき連立常微分方程式は、減衰項を有する運動方程式として次式のように表される。

$$[M]\ddot{v} + [C]\dot{v} + [K]v - [L]^T \dot{u} = \{f\} \quad (2)$$

ここに、 $[C]$ は粘性境界を導入したことによって生じる減衰マトリックスであり、非比例減衰である。

また、水～土骨格連成式については、飽和土の連続式および平均的な間隙水の流速式に基づいて、各要素の中心に間隙水圧 u を代表させる Christian 流³⁾または田村流⁴⁾の物理モデルを拡張して用いると、形式上、以下のように表される連立常微分方程式が得られる²⁾。

$$[L']\dot{v} - [L]v + [H]u + [G]\dot{u} = \{f_s\} \quad (3)$$

ここに、 $[L']$ は $[L]$ を変形して作られるマトリックス、 $[H]$ は透水係数マトリックス、 $[G]$ は間隙率と水の圧縮率で与えられるマトリックスである。

さらに、有限要素法の速度場に線形制約条件が課せられる場合を考慮すると、解くべき連立常微分方程式の斉次方程式は次式のように表される²⁾。

$$\begin{cases} [\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{v}}\} + [\mathbf{C}^*]\{\dot{\mathbf{v}}\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{v}\} - [\mathbf{L}]^T\{\dot{\mathbf{u}}\} - [\mathbf{C}]^T\{\dot{\mathbf{u}}\} = \{\mathbf{0}\} \\ [\mathbf{L}]\{\dot{\mathbf{v}}\} - [\mathbf{L}]\{\mathbf{v}\} + [\mathbf{H}]\{\dot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{G}]\{\mathbf{u}\} = \{\mathbf{0}\} \\ -[\mathbf{C}]\{\mathbf{v}\} = \{\mathbf{0}\} \end{cases} \quad (4)$$

ここに、 $\{\dot{\mathbf{u}}\}$ は Lagrange の未定乗数であり、 $[\mathbf{C}]$ は線形制約条件を表すマトリックス、 $-[\mathbf{C}]^T\{\dot{\mathbf{u}}\}$ は節点に加わる束縛力を表す。

ここで、Foss の方法⁵⁾に倣って、

$$\{\mathbf{v}\} = \{\mathbf{w}\} \quad (5)$$

とおくと、式(4)は、

$$\begin{cases} [\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{w}}\} + [\mathbf{C}^*]\{\dot{\mathbf{w}}\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{w}\} - [\mathbf{L}]^T\{\dot{\mathbf{u}}\} - [\mathbf{C}]^T\{\dot{\mathbf{u}}\} = \{\mathbf{0}\} \\ [\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{w}}\} - [\mathbf{M}]\{\dot{\mathbf{w}}\} = \{\mathbf{0}\} \\ [\mathbf{L}]\{\dot{\mathbf{w}}\} - [\mathbf{L}]\{\mathbf{w}\} + [\mathbf{H}]\{\dot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{G}]\{\mathbf{u}\} = \{\mathbf{0}\} \\ -[\mathbf{C}]\{\mathbf{w}\} = \{\mathbf{0}\} \end{cases} \quad (6)$$

と書き換えることができる。式(6)の連立常微分方程式をまとめてマトリックスで表現すれば、

$$[\mathbf{A}]\{\dot{\mathbf{x}}\} = [\mathbf{B}]\{\mathbf{x}\} \quad (7)$$

となる。ここに、

$$[\mathbf{A}] = \begin{bmatrix} [\mathbf{C}^*] & [\mathbf{M}] & -[\mathbf{L}]^T & [\mathbf{O}] \\ [\mathbf{M}] & [\mathbf{O}] & [\mathbf{O}] & [\mathbf{O}] \\ [\mathbf{L}] & [\mathbf{O}] & [\mathbf{G}] & [\mathbf{O}] \\ [\mathbf{O}] & [\mathbf{O}] & [\mathbf{O}] & [\mathbf{O}] \end{bmatrix}, \quad \{\mathbf{x}\} = \begin{Bmatrix} \{\mathbf{v}\} \\ \{\mathbf{w}\} \\ \{\mathbf{u}\} \\ \{\dot{\mathbf{u}}\} \end{Bmatrix} \quad (8)$$

$$[\mathbf{B}] = - \begin{bmatrix} [\mathbf{K}] & [\mathbf{O}] & [\mathbf{O}] & -[\mathbf{C}]^T \\ [\mathbf{O}] & -[\mathbf{M}] & [\mathbf{O}] & [\mathbf{O}] \\ -[\mathbf{L}] & [\mathbf{O}] & [\mathbf{H}] & [\mathbf{O}] \\ -[\mathbf{C}] & [\mathbf{O}] & [\mathbf{O}] & [\mathbf{O}] \end{bmatrix} \quad (8)$$

である。

ここで、 $\{\mathbf{v}\} = \{\mathbf{v}_0\}e^{i\omega t}$ および $\{\mathbf{u}\} = \{\mathbf{u}_0\}e^{i\omega t}$ 、 $\{\dot{\mathbf{u}}\} = \{i\omega\mathbf{u}_0\}e^{i\omega t}$ と表されると仮定すると、

$$\{\mathbf{x}\} = \{\mathbf{x}_0\}e^{i\omega t}, \quad \text{ここに} \quad \{\mathbf{x}_0\} = \begin{Bmatrix} \{\mathbf{v}_0\} \\ \{\mathbf{w}_0\} \\ \{\mathbf{u}_0\} \\ \{i\omega\mathbf{u}_0\} \end{Bmatrix} e^{i\omega t} \quad (9)$$

が得られる。このように表される $\{\mathbf{x}\}$ が存在するのであれば、次式で表される一般固有値問題に帰結する。

$$\lambda[\mathbf{A}]\{\mathbf{x}_0\} = [\mathbf{B}]\{\mathbf{x}_0\} \quad (10)$$

なお、この一般固有値問題を解いて得られる固有値と固有ベクトルは、一般に複素数と複素ベクトルであり、本稿では固有モードが共役な複素固有値に対応する複素固有ベクトルの実部と虚部の線形結合で表されることから固有モードを複素固有ベクトルの成分の実部で表されるモードと虚部で表されるモードを用いて間接的に表現する。

3. 固有振動モードに与える水～土骨格連成効果

地盤の初期値・境界値問題に対して、本稿で示した方法で固有振動解析を行う際に、地盤を土骨格一相系で与えた場合と水～土骨格二相系で与えた場合とで得られる固有モードにどのような違いが現れるか比較する。

3.1 解析条件

計算に用いた有限要素メッシュを図 1 に示す。高さ 30(m)、幅 1(m)とした。計算は二次元平面ひずみ条件で行い、無限に続く水平地盤を想定して、一次元メッシュを用いるとともにメッシュ側面には周期境界を与え、メッシュ下端水平方向には粘性境界($\rho=2.0\text{g/cm}^3$, $V_s=570\text{m/s}$)を与えた。一見すると、棒の振動を考えるような条件に見えるが、左右両方向に同じ地盤が連続している条件になっている。表 1 に地盤の材料定数および初期値をそれぞれ示す。材料定数は砂を想定した値となっている。また、初期の比体積を 1.4 とし地盤内で一定とした。連成させる場合は水の体積圧縮率を $9.81 \times 10^{21}(\text{kN/m}^2)$ とした。以上の計算条件のもとで、2. で示した方法を用いて、地盤を土骨格一相系で与えた場合と水～土骨格二相系で与えた場合について固有振動解析を行った。

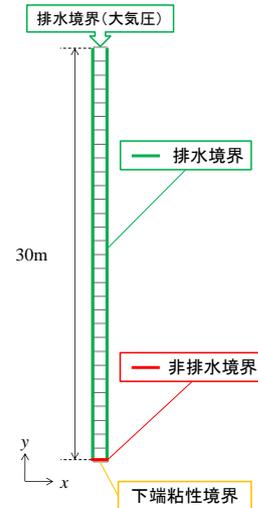


図 1 有限要素メッシュ図

表 1 材料定数および初期値

地盤の弾塑性性状					
《弾塑性パラメータ》		《発展則パラメータ》			
圧縮指数	$\hat{\lambda}$	0.180	正規圧密土化指数	m	0.300
膨潤指数	$\hat{\kappa}$	0.012	構造劣化指数	a	2.500
限界状態定数	M	1.500		b	0.800
NCLの切片	N	2.300		c	2.000
ポアソン比	ν	0.400		c_s	1.000
			回転硬化指数	b_r	0.200
透水係数(cm/s)	k	0.100	回転硬化限界定数	m_r	0.450
《初期値》					
比体積	v_n	1.400	静止土圧係数	K_n	1.000
構造の程度	$1/R_n^*$	1.000	異方性の程度	K_a	1.000

3.2 解析結果

計算によって得られた固有振動数・固有モードを図 2、図 3 に示す。なお、本稿では計算によって得られた固有振動数の最小値から順に第 1 固有振動数、第 2 固有振動数としている。また、同図の実部および虚部は複素固有ベクトルの成分の実部で表されるモードと虚部で表されるモードをそれぞれ表している。

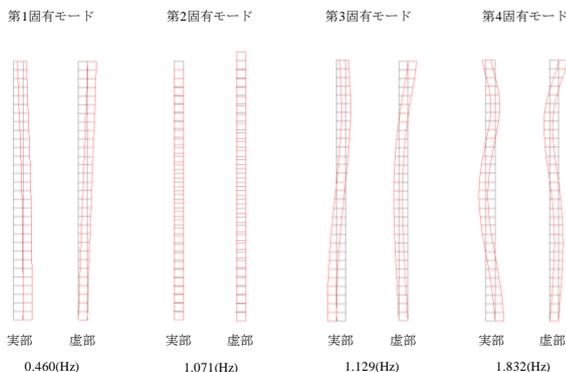


図 2 固有振動数および固有モード（土骨格一相系）

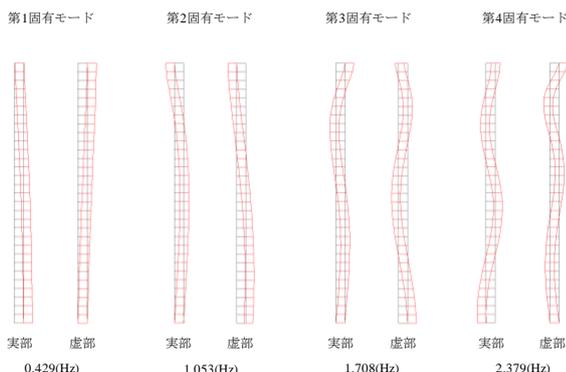


図 3 固有振動数および固有モード（水～土骨格二相系）

図 2 に示す地盤を土骨格一相系で与えた場合の固有モードに着目すると、第 2 固有モードからも分かるように、地盤の体積変化を生じさせるモードが現れることが見て取れる。一方、図 3 の地盤を水～土骨格二相系で与えた場合の固有モードに着目すると、どのモードも等体積変形を生じさせるようなモードであることが見て取れる。これは非圧縮性の水によって土骨格が束縛されていることが原因であると考えられる。つまり、2. で示した方法は間隙水による土骨格の束縛を考慮した固有振動解析手法であることが確認できる。

4. 土構造物・地盤系の地震応答解析

本章では、まず、土構造物を有する地盤に対し、2. で示した方法を用いて固有振動解析を行い、系全体としての固有振動数および固有モードについて調べる。次に、ここで得られた固有振動数と同じ振動数の規則波を地盤下端に入射することによって、土構造物・地盤系の相互的な振

動特性を把握する。

4.1 解析条件

計算は二次元平面ひずみ条件で行い、水平飽和粘土地盤の上に盛土を施工した場合を考える。計算に用いた有限要素メッシュを図 4 に示す。粘土地盤の境界条件として地盤下端の水平方向に粘性境界($\rho=2.0\text{g/cm}^3$, $V_s=570\text{m/s}$)を与え、側方には周期境界を与えた。盛土は飽和状態とし、水～土骨格二相系の弾塑性有限要素を図 4 に示す位置に追加し、圧密が終了するまで計算を行った。ここでは、実際の盛土とは異なり、一回で全ての盛土要素を地盤上に立ち上げ、定常状態に落ち着くまで圧密放置を行った。表 2 および表 3 に計算で用いた地盤と盛土の材料定数および初期値を示す。粘土地盤にはトチクレーの材料定数を用い、盛土材には珪砂 7 号とトチクレーを混ぜた中間土の材料定数を用いた⁶⁾。以上の条件より、圧密放置後の土構造物・地盤系に対し、2. で示した方法を用いて固有振動解析を行った。

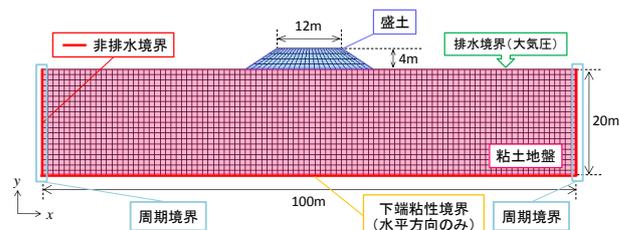


図 4 有限要素メッシュ図

表 2 粘土地盤の材料定数および初期値

粘土地盤の弾塑性性状					
《弾塑性パラメータ》			《発展則パラメータ》		
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.060	正規圧密土化指数	m	1.200
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.025	構造劣化指数	a	0.800
限界状態定数	M	1.100		b	1.000
NCL の切片	N	1.642		c	1.000
ポアソン比	ν	0.300		c_s	0.300
			回転硬化指数	b_r	0.001
透水係数(cm/s)	k	2.0×10^{-6}	回転硬化限界定数	m_b	1.000
《初期値》					
比体積	v_0	1.730	静止土圧係数	K_0	0.6658
構造の程度	$1/R_0^*$	30.00	異方性の程度	K_β	0.6658

表 3 盛土の材料定数および初期値

盛土の弾塑性性状					
《弾塑性パラメータ》			《発展則パラメータ》		
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.052	正規圧密土化指数	m	0.028
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.008	構造劣化指数	a	0.800
限界状態定数	M	0.750		b	1.000
NCL の切片	N	1.880		c	1.000
ポアソン比	ν	0.200		c_s	0.650
			回転硬化指数	b_r	30.00
透水係数(cm/s)	k	2.0×10^{-3}	回転硬化限界定数	m_b	0.960
《初期値》					
比体積	v_0	1.700	静止土圧係数	K_0	0.750
構造の程度	$1/R_0^*$	1.300	異方性の程度	K_β	0.750

4.2 土構造物・地盤系の固有振動数と固有モード

計算によって得られた第1固有振動数・固有モードを図5に、第2固有振動数・固有モードを図6にそれぞれ示す。また、同図の実部モードおよび虚部モードは複素固有ベクトルの成分の実部で表されるモードと虚部で表されるモードをそれぞれ表している。

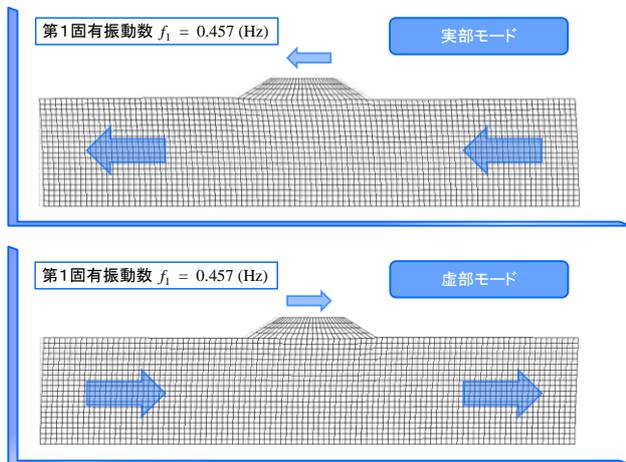


図5 第1固有振動数および固有モード

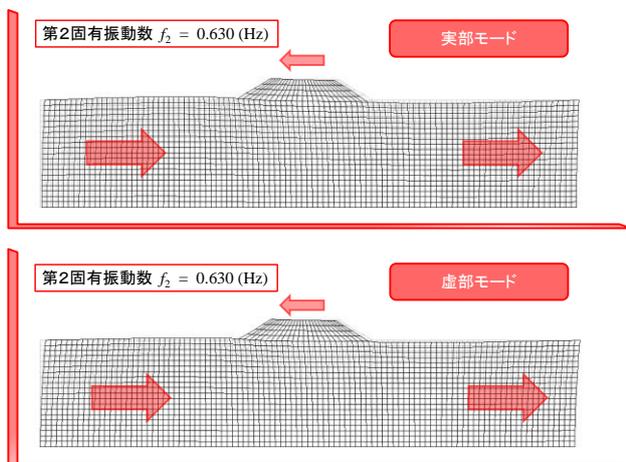


図6 第2固有振動数および固有モード

図5を見ると、第1固有モードは地盤の水平方向の運動に対して同じ向きに盛土が運動するようなモードであることが分かる。一方、図6を見ると、第2固有モードは地盤の水平方向の運動に対して逆向きに盛土が運動するようなモードであることが見て取れる。

4.3 土構造物を有する地盤の地震応答解析

計算は前章で用いた圧密放置後の土構造物・地盤系を対象とした。入力加速度は正弦波で与え、最大加速度を $0.05g(m/s^2)$ 、振動数を前章の計算によって求めた第1固有振動数および第2固有振動数の値とした。なお、以下では規

則波の振動数として系の第1固有振動数を用いた場合をCase.1、第2固有振動数を用いた場合をCase.2とする。また、加振中の地盤と盛土の運動履歴を調べる際には図7に示した節点を採用した。

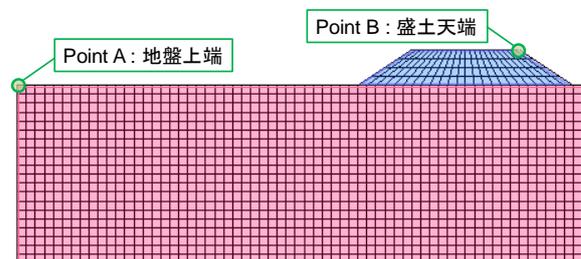


図7 地盤および盛土の運動履歴を調べる点

Case.1の場合の地盤および盛土の水平方向の運動を図8に、鉛直方向の運動を図9にそれぞれ示す。図8を見ると、地盤も盛土も約6秒まで変位が増大していることが分かる。このことから、加振初期において系全体の固有振動数が $0.457(Hz)$ 付近に存在し、共振が生じていると考えられる。また、地盤と盛土の水平変位はほぼ同位相で現れていることから、前章で得られた系全体としての第1固有モードが励起されていることが分かる。加えて、24秒付近から地盤と盛土の水平変位がある一定の値に落ち着いていることが見て取れる。これは、時間の経過に伴い、粘性境界による減衰効果によって定常振動状態となっているためであると考えられる。

Case.2の場合の地盤および盛土の水平方向の運動を図10に、鉛直方向の運動を図11にそれぞれ示す。図10を見ると、地盤も盛土も幾つかの波が集まってできる大きな波、すなわちうなりを確認することができる。したがって、加振初期における系全体の固有振動数が $0.630(Hz)$ 付近に存在し、その結果うなりが現れていると考えられる。また、地盤と盛土の水平変位は加振が進むにつれて互いに位相のずれを生じている。このことから前章で得られた系全体としての第2固有モードが励起されていることが分かる。

次に、各Caseにおける加振終了時までのせん断ひずみ分布図を図12および図13にそれぞれ示す。なお、ここでは揺れ方の違いを明確にするため、図中の変位量を3倍して表している。

図12および図13より、Case.1とCase.2のせん断ひずみの生じ方を比較すると、Case.2では盛土と地盤の境界や盛土直下の地盤にひずみが生じているのに対してCase.1では地盤と基盤の境界にもひずみが顕著に生じており、加振に伴って円弧上にひずみの局所化が進展していることが分かる。また、加振中の系の変形に着目して、図12および図13の一部分を拡大したものを図14に示す。地盤および盛土の変形の様子に前述の傾向が現れていることが見て取れる。

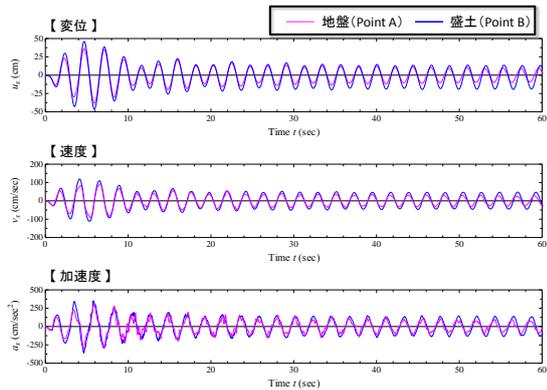


図 8 地盤および盛土の水平方向の運動 (Case.1)

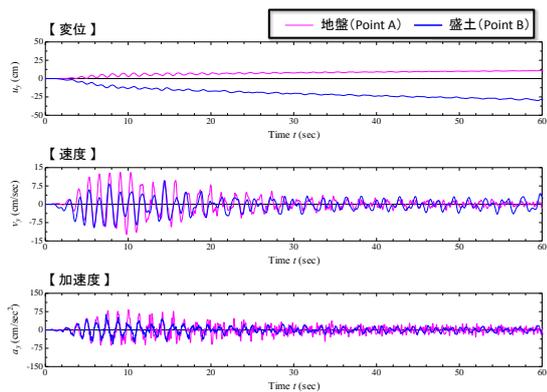


図 9 地盤および盛土の鉛直方向の運動 (Case.1)

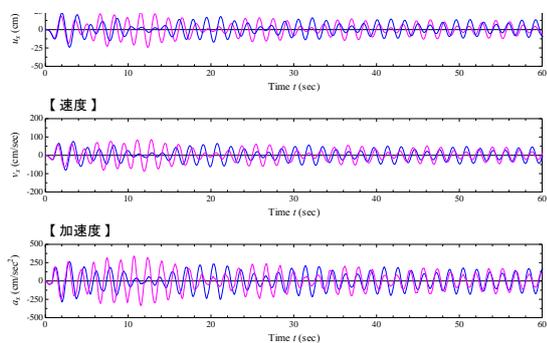


図 10 地盤および盛土の水平方向の運動 (Case.2)

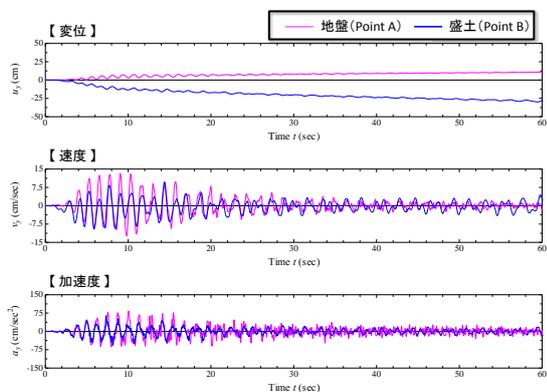


図 11 地盤および盛土の鉛直方向の運動 (Case.2)

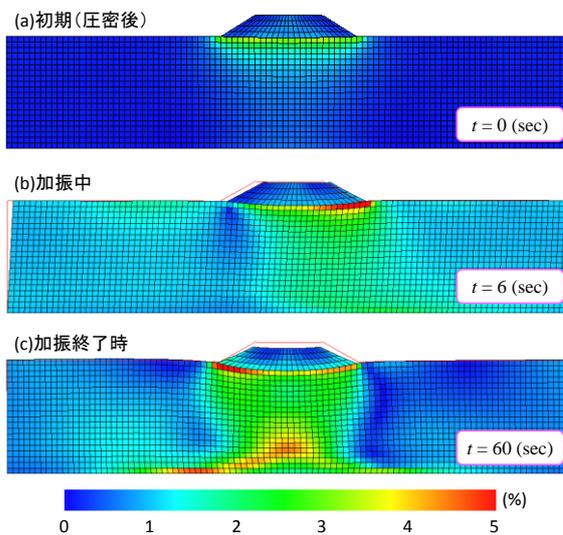


図 12 せん断ひずみ分布図 (Case.1)

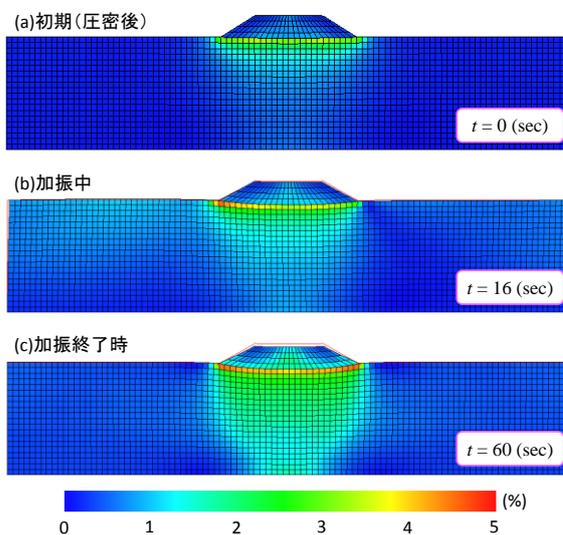


図 13 せん断ひずみ分布図 (Case.2)

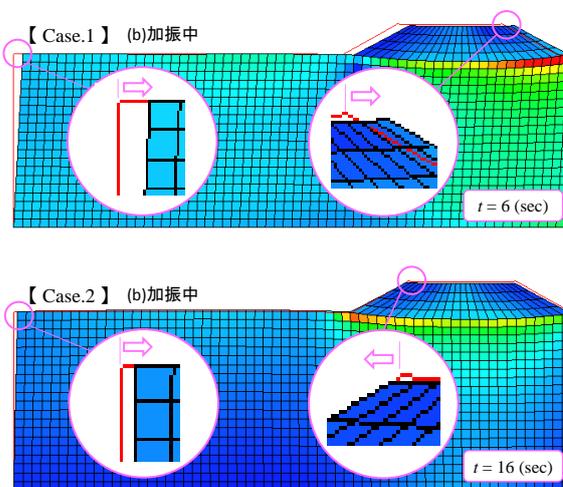


図 14 せん断ひずみ分布拡大図

5. 結論

本稿では、地盤の初期値・境界値問題に対して、間隙水による土骨格の束縛を考慮した固有振動解析手法について示した。今回の解析で対象にしたような有限変形の弾塑性問題では、幾何学および材料的非線形性を有するため固有振動数は時々刻々変化する。このため、線形問題のようにその系に真に固有の振動数およびモードが得られているわけではないが、それでも土構造物・地盤系の初期の固有振動数および固有モードが、その系の相互的な振動特性を把握する上で重要な値となっていることを本稿では示した。今後は各種土構造物の耐震性評価においても本稿で示した方法の利用を試みてゆきたい。

参考文献

- 1) Asaoka, A. and Noda, T. : All Soils All States All Round Geo-analysis Integration, International Workshop on Constitutive Modelling - Development, Implementation, Evaluation, and Application, Hong Kong, China, pp.11-27, 2007.
- 2) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M. : Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-slay model, Soils and Foundations, Vol. 48, No. 6, pp. 771-790, 2008.
- 3) Christian, J. T.(1968) : Undrained stress distribution by numerical method, Proceedings of ASCE, Vol.94, SM6, pp.1331-1345.
- 4) 赤井浩一, 田村武(1978) : 弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文集, 第269号, pp.95-104
- 5) Foss, K, A. : Coodinates which Uncouple the Equations of Motion of Damped Linear Dynamic Systems, Journal of Applied Mechanics, ASME, Vol.32, No.3, pp.361-364, Spet, 1958
- 6) Noda, T., Nakai, K. and Asaoka, A. (2008): Delayed failure of a clay foundation-embankment system after the occurrence of an earthquake, Theoretical and applied mechanics JAPAN, Vol.57, pp.41-47.