

# 地盤材料の脆性的性質が支持力特性に及ぼす影響

## Effects of brittleness of soil material on bearing capacity characteristics

山田正太郎<sup>1</sup>, 椎名貴彦<sup>2</sup>, 野田利弘<sup>1</sup>, 浅岡 顕<sup>3</sup>

- 1 名古屋大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻・s-yamada@civil.nagoya-u.ac.jp
- 2 五洋建設株式会社・技術研究所
- 3 地震予知総合研究振興会・地震防災調査研究部

### 概 要

骨格構造の変化を記述可能な **SYS Cam-clay model** によって、セメント改良土の非排水三軸せん断挙動を再現した。また、水～土骨格連成有限変形解析コード **GEOASIA** を用いて、セメント改良地盤を想定した支持力解析を行い、基礎端部からすべり線を徐々に伸展させながら破壊が進行してゆく様子を計算によって再現した。このとき地盤内では、すべり線上の各要素が順次軟化を生じているため、例え地盤が脆性的な材料で構成されていたとしても、荷重－沈下関係にはそのような材料特性は表立って表れてこないことが分かった。以上の議論に加え、地盤の構成材料の脆性的性質司る因子として、ピーク強度発揮後の強度低下率と強度低下速さを取り上げ、これらの因子が地盤の非排水支持力特性に与える影響について調べた。その結果、基礎端部からすべり線を徐々に伸展させながら破壊が進行してゆく場合には、すべり線上の各要素が一斉にピークを示すわけではないことに起因して、構成材料のピーク強度が等しくても、残留強度が低いほど地盤の支持力は小さくなることや、強度低下が速く生じるほど、地盤の支持力は小さくなると同時に、顕著な荷重低下が生じなくなることを示した。

キーワード：セメント改良土、脆性的性質、支持力、進行性破壊、ひずみの局所化

### 1. はじめに

本論文では、セメントなどの固化材で改良された粘土地盤の非排水支持力問題を取り上げる。解析の対象とするセメント改良土は剛性や強度が大きい一方で、比較的小さなひずみレベルでピークを示した後、急激な軟化挙動を示すという特徴を有する。このような脆性的性質を有する材料からなる地盤の破壊問題は、地盤を剛塑性体と仮定する実務レベルでの設計法にしばしば疑問を投げかけてきた。議論の最大の要点は、進行性破壊にある<sup>1) 2)</sup>。地盤の破壊は変形を通じて進行的に生じるのが常であるため、最終的に形成されるすべり線上の各要素が一斉にピーク強度を示すわけではなく、時間差を持ってピークを迎える。このため、古典的な極限釣合解析に対して、ピーク強度を用いて設計にあたれば過大評価を行うことになるし、残留強度を用いれば過小評価を行うことになるというのが一般的な見方である。安全側の評価という意味で残留強度が採用されることが多いようであるが、経済的な設計を行うために、中間的な強度を決めるような研究もなされてきた<sup>3)</sup>。このような簡便的な手法を基本とする試みとは異なり、本論文では、弾塑性構成式を用いた水～土骨格連成有限変形解析

によって、脆性材料の進行性破壊問題を取り扱う。

セメント改良土を対象とした数値解析を行うにあたり、固化材が添加された土を人工的な構造高位化と疑似的な過圧密土化<sup>4)</sup>がもたらされた土としてみなして、土骨格の弾塑性構成式には、骨格構造（構造・過圧密・異方性）の変化を記述可能な上下負荷面修正 **Cam-clay model** (**SYS Cam-clay model**)<sup>5)</sup>を用いた。また、初期値境界値問題を解くにあたり、同構成式を搭載した水～土骨格連成有限変形解析コード **GEOASIA**<sup>6) 7)</sup>を用いた。以下では、条件に応じて構成式を恣意的に軟化させたり、不連続な変形を許容する要素を導入したりすることなく、支持力問題において、軟化を示し得る材料で構成された地盤が、変形の結果、ひずみの局所化を伴って進行的に破壊に至る様子が数値解析によって再現される。結果として、例え材料として脆性的な性質を有していても、進行的に破壊が進むために、地盤全体の荷重－沈下関係には、必ずしも材料の脆性的な性質が表立って現れてこないことが示される。

以上に加え、本研究では、セメント改良土を対象に決めた材料定数と初期値を変化させることで、ピーク強度に対する残留強度の割合とピーク強度から残留強度に至るまでの強度の低下速さを系統的に変化させた地盤材料を用

意し、支持力解析を行った。本論文では、この結果をもとに、変形の先に破壊を求める体系の中で、地盤材料の脆性的性質が支持力特性に与える影響についても述べる。

## 2. SYS Cam-clay model によるセメント改良土の力学挙動のシミュレーション

はじめに、セメント改良土の非排水三軸せん断試験結果を示すと共に、三軸試験を要素試験と見做す立場に立って、SYS Cam-clay model によりセメント改良土の非排水三軸せん断挙動を再現することを試みる。

### 2.1 セメント改良土の非排水三軸せん断挙動

改良の対象となる原料土の物理特性と、改良時のセメントの配合条件を表 1 に示す。材齢 28 日における一軸圧縮試験の目標強度を 200kPa、施工性を考慮して初期含水比を液性限界の 1.8 倍に設定して固化材(高炉セメント B 種)の添加量を決定した。

上記の条件で作製したセメント改良土に対して、三軸試験装置を用いて、拘束圧が 50kPa および 200kPa になるまで圧密した後、非排水せん断を行った。実験結果を図 1 に示す。拘束圧の高いレベルでは、平均有効応力  $p'$  の減少(塑性圧縮)を伴う軟化挙動が現われていることが分かる。一方で、拘束圧の低いレベルでは、平均有効応力  $p'$  の増加(塑性膨張)を伴う硬化挙動が現れた後、平均有効応力  $p'$  の減少(塑性圧縮)を伴う軟化挙動へと移行している。このような挙動は自然堆積粘土に見られる挙動とよく似ているが、一般の自然堆積粘土に比べセメント改良土は急激な軟化を示している。

### 2.2 SYS Cam-clay model によるセメント改良土の非排水三軸せん断試験結果の再現

SYS Cam-clay model によって、図 1 に示す非排水三軸せん断挙動を再現するのに際し、表 2 に示す材料定数と初期値を用いた(表 2 において、特に説明のない記号は、SYS Cam-clay model に関する既往の論文<sup>5) 8)</sup>の表記に準ずる。土の構造の程度を表す定量的指標  $R^*$  の発展則については、塑性ストレッチングのせん断成分の大きさ  $\|D_p^*\|$  と体積成分の大きさ  $\|D_v^*\|$  の和を使う方法<sup>8)</sup>を用いた)。これらの値を決めるにあたって、固化材が添加された土を人工的に構造を発達させた土とみなして、初期に構造を与えた。一方で、固化する過程では異方性の発達に寄与するような塑性変形が生じないと仮定して、初期に等方的な状態を仮定した。過圧密比  $1/R$  は表 2 に示すその他の初期値を元に自動的に決定される値である<sup>9)</sup>が、この値が 1 以上であることは、セメント改良土が特別な応力履歴なしに疑似的に過圧密な状態<sup>4)</sup>になっていることに対応している。また、構造劣化指数  $a$  は、セメント改良土の脆性的な性質を考慮した結果、自然堆積粘土を想定した場合<sup>9)</sup>に比べて大きめの値となった。なお、表 2 に示す初期値は拘束圧 50kPa に対する値である。拘束圧 200kPa の非排水三軸せん断試験のシ

ミュレーションは、この状態から、等方圧縮する過程も含めて行った。

SYS Cam-clay model による計算結果を図 1 の実験結果に重ねて示す。今述べた条件設定(表 2)の下で、SYS Cam-clay model によって、先に挙げたようなセメント改良土の脆性的な挙動が概ね再現できていることが見て取れる。また、ピーク強度と残留強度の比もほぼ実験値と一致している。

表 1 原料土の物性と配合条件

【物理特性】		
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.70
液性限界 $LL$ (%)		82.0
液塑性限界 $PL$ (%)		34.0
塑性指数 $PI$		48.0
砂分 (%)		2.0
粒度塑性 シルト分 (%)		48.0
粘土分 (%)		50.0
【配合条件】		
調整土の含水比 $w_0$ (%)		147.0
セメント添加量 $C$ (kg/m <sup>3</sup> )		65.5

表 2 セメント改良土の材料定数と初期値

【弾塑性パラメータ】		
圧縮指数 $\bar{\epsilon}$		0.9
膨潤指数 $\bar{\kappa}$		0.004
境界状態定数 $M$		2.3
NCL の切片 <sup>*</sup> $N$		5.45
ポアソン比 $\nu$		0.15
【発展則パラメータ】		
構造劣化指数 $a$ (b, c)		8.0 (1.0, 1.0)
$c_s$		0.9
正規圧密土化指数 $m$		9.0
回転硬化指数 $b_r$		0.01
回転硬化境界面 $m_b$		0.6
【初期値】		
比体積 $v_0$		5.36
過圧密比 $1/R$		6.66
構造の程度 $1/R^*$		3.00
平均有効応力 $p'_0$ (kPa)		50.0
静止土圧係数 $K_0$		1.0
異方性の程度 $\zeta_0$		0.0

\*  $p'=98.1$ kPa における NCL 上の比体積

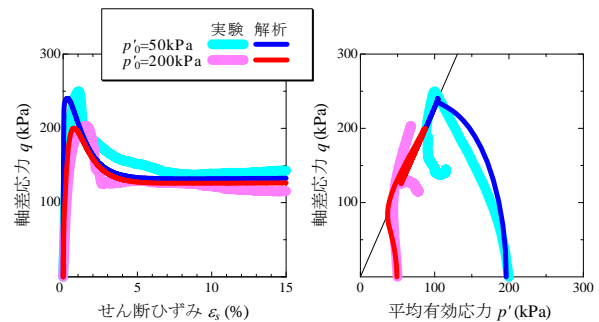


図 1 セメント改良土の非排水せん断挙動と SYS Cam-clay model によるその再現

## 3. セメント改良地盤の非排水支持力解析

次に、セメント改良土の非排水三軸せん断試験結果の再現に用いた材料定数と初期値(表 2)を基に、水～土骨格連成有限変形解析コード **GEOASIA** を用いて行った非排水支持力解析結果を示す。

### 3.1 有限要素メッシュと境界条件

計算は平面ひずみ条件下で行った。図 2 に有限要素メッシュと境界条件を示す。典型的な支持力問題を考えるため、剛で摩擦のある基礎に鉛直変位を与える問題を設定した。

基礎は簡単のため相当する節点間に線形制約条件<sup>10)</sup>(距離不変・角度不変・方向不変条件)を課して表現した。解析は全断面を対象に行ったが、基礎が傾いたりずれたりするような変形を許さないような条件で解析を行った。これは、非対称な変形モードが現われる場合は、対称に変形する場合よりも顕著な荷重低下が生じる<sup>9)</sup>が、そのような効果抜きで、どの程度の荷重低下が生じるか示すためである。鉛直変位は、基礎中心節点に、地盤内部で間隙水の移動がほとんど生じることのないような速い速度(10<sup>-3</sup>cm/sec)で与えた。

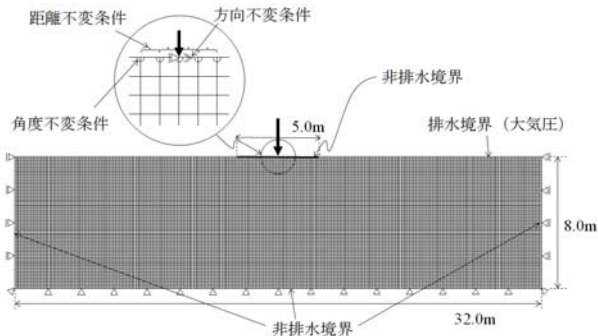


図2 有限要素メッシュおよび境界条件

### 3.2 地盤の材料定数と初期条件

SYS Cam-clay modelに必要な材料定数は表2に示す値を用いた。その他の材料定数として、透水係数  $k = 1.0 \times 10^{-6}$ cm/sec, 土粒子の密度  $\rho_s = 2.70$ g/cm<sup>3</sup>を用いた。

初期条件については表2を基に、自重を考慮して以下のように決めた。一般に、高含水比粘土に対し、セメント添加による地盤改良がなされると、自重による圧密の進行速度よりも遥かに速い速度で、地盤の固化は進行する。固化後に過剰間隙水圧が消散して、有効応力が増加しても、その時すでに地盤は文字通り固くなっているから、間隙比はほとんど減少しない。このことは、攪拌不良に伴う不均質性などを無視すれば、深さ方向にも均質な含水比の高い地盤が形成されることを意味する。また、同じく地盤全体にセメントが均質に混合できたと仮定して、土の構造の程度を表す定量的指標  $R^*$ を地盤全体で一定とした。加えて、地盤の形成過程で塑性変形を伴うような一次元圧縮履歴を受けないことを考慮して、初期異方性がない状態を仮定した。具体的に与えた数値は、過圧密比  $1/R$ を除き表2に示す値と同じである。これらの条件の下、地表面にごく僅かな荷重(9.81×10<sup>2</sup>kPa)を作用させた状態で、自重を考慮して初期応力と初期過圧密比を計算した。地表面に与えた荷重は、値を1オーダー小さくしても初期分布がほぼ変わらないような小さな値である。図3に地盤の初期分布を示す。算出された過圧密比<sup>11)</sup>は、深度が大きくなるほど小さくなっている。これは、セメント改良地盤の圧密降伏応力が深さ方向にほぼ一定の値を取るのに対して、鉛直有効応力は地盤深部ほど大きくなることに対応している。また、図3に示す非排水せん断「強度」 $q_u$ は、理想的にサンプリングされた状態を数値的に再現して得られる粘土試料の

一軸圧縮強度を表している<sup>12)</sup>。均質にセメントが混合されたと仮定したことを反映して、地盤の「強度」は深さ方向にほぼ等しい値を取っている。

### 3.3 解析結果

図4に荷重-沈下関係を、図5にせん断ひずみ分布を示す(図4の鉛直荷重は、基礎に作用する地盤からの全反力

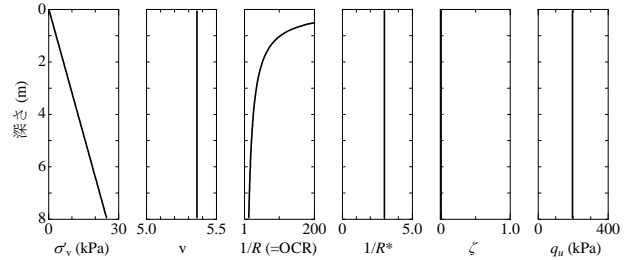


図3 初期分布

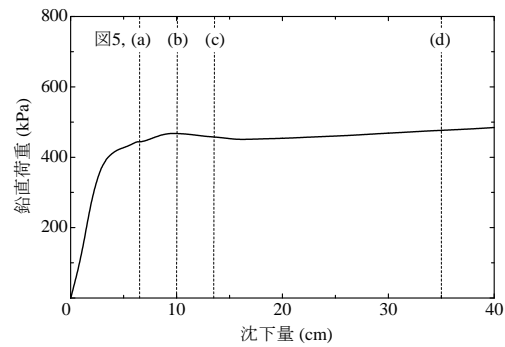


図4 荷重-沈下関係

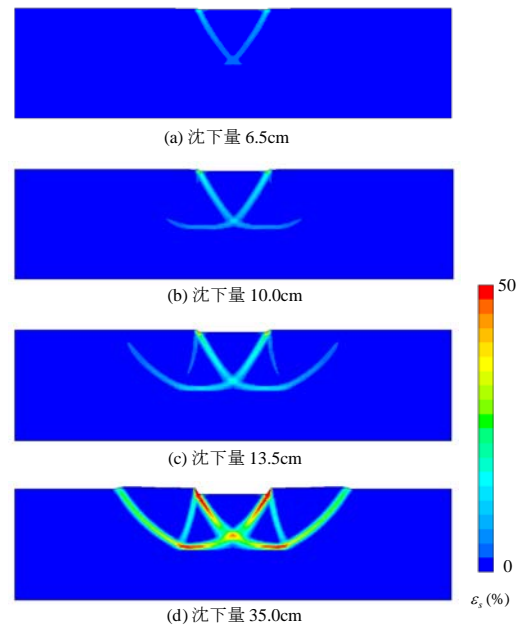


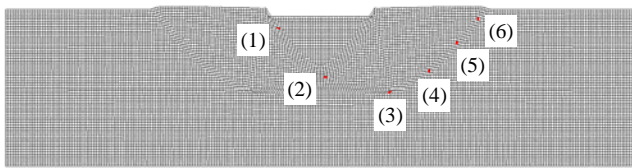
図5 せん断ひずみ分布

を基礎の面積で除した値である)。せん断ひずみ分布より、基礎の押し込みに伴いひずみの局所化が生じて、最終的に円弧状のすべり線が発生することが分かる。しかし、この

ような明確なひずみの局所化が生じる一方で、材料レベルでの脆性的な挙動から想像されるのとは裏腹に、荷重-沈下関係では顕著な荷重低下が見られない。

次に、地盤内のひずみの局所化領域において、各要素がどのような挙動を取っているのか見てゆく。すべり線上の要素の挙動を図7に示す(各要素の位置は、図6の変形図に示す)。図7の各要素の挙動に示した点(a)から(d)のプロットは、地盤全体の荷重-沈下関係(図4)に示した(a)から(d)における時点の状態を表している。図7の各要素は、急激な軟化を示しており、確かに脆性的な挙動を示していることが分かる。各要素がピークを示すタイミングについて着目してみると、荷重-沈下関係でピークが現れる前から軟化を始める要素もあれば、荷重-沈下関係でピークが現れた後に軟化を始める要素もあることに気づく。さらに詳しく見てみると、セメント改良地盤では、基礎端部直下の要素(1)から、すべり線のもう一方の端部に向かって順次軟化を生じていることが分かる。ここで改めて図5に示すせん断ひずみ分布にて、ひずみの局所化の進展の仕方に着目してみると、基礎端部から徐々にすべり線が伸びてゆく様子が伺える。局所化はピークに至る前からすでに進行しており、ピーク付近で一旦楔を形成してから、最終的に円弧状のすべり線を描いている。地盤が脆性的な材料で構成されているにも係わらず、荷重-沈下関係で明確なピークが現れないのは、すべり線上の土要素が一斉にピークを示すわけではなく、順次ピークを示しながら破壊が進行してゆくためであることがわかる。

なお、地盤の初期分布などによっては、すべり線上の要素がほぼ一斉にピークを示す場合もある。このような場合、要素レベルの軟化特性が素直に荷重-沈下関係に表れて、明確な荷重低下<sup>9)</sup>が生じる。



沈下量 35.0cm

図6 変形図と挙動を示す要素の位置

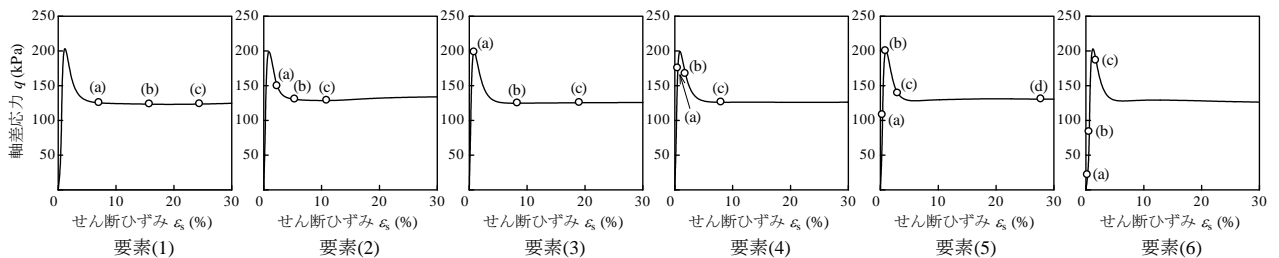


図7 すべり線上の要素の挙動

地盤の構成材料の脆性的性質を司る因子として、ピーク強度に対する残留強度の割合(強度低下率)とピーク強度発揮後の強度の低下速さを取り上げ、これらの因子が地盤の非排水支持力特性に与える影響について示す。ここでは、セメント改良土を対象に決めた材料定数と初期値を変化させることで、ピーク強度に対する残留強度の割合とピーク強度から残留強度に至るまでの強度の低下速さを系統的に変化させた地盤材料を用意し、これらの因子が支持力特性に及ぼす影響を調べる。

#### 4.1 強度低下率の影響

まずは、強度低下率が地盤の支持力特性に与える影響について示す。ここでは、ピーク強度を揃えた上で、ピーク強度に対する残留強度の比を3通りに変化させて解析を行った。表3に、ここでの議論にとって主要な材料定数と初期値を示す。表3に示す以外の値は、すべて表2に示す値に等しい。また、Case A2は3.で示したセメント改良地盤の解析と完全に同じ条件であり、これを基本ケースとする。強度の低下速さを一定にして比較するために、構造劣化指数  $a$  はすべてのケースで等しい値とした。SYS Cam-clay model の残留強度は比体積  $v$  によって一意に決まるため、Case A2に比べて、Case A1は残留強度が大きく、Case A3は残留強度が小さくなるように比体積  $v$  を与えた上で、ピーク強度が等しくなるように構造の程度  $1/R^*$  を決めた。過圧密比  $1/R$  は、これらの値を用いて計算された値である。

図8に各ケースの非排水せん断挙動を示す。すべてのケースでピーク強度が等しいことを確認できる。また、Case A1からA3の順で残留強度が小さくなっていることを確認できる。Case A1からA3のピーク強度に対する残留強度の比は、それぞれ0.75, 0.63, 0.50である。

これらの材料で構成された地盤の荷重-沈下関係とせん断ひずみ分布を、それぞれ図9と10に示す。荷重-沈下関係(図9)からは、材料レベルでのピーク強度が等しくても、残留強度が異なれば、地盤の支持力(ピーク荷重)に違いが表れることが分かる。より具体的には、残留強度が小さいほど、すなわちピーク後の強度低下率が大きいほど

### 4. 地盤の構成材料の脆性的性質が非排水支持力特性に及ぼす影響

表3 主要な材料定数と初期値(強度低下率の違い)



解析ケース	Case A1	Case A2	Case A3
[発展則パラメータ]			
構造劣化指数 $a$	8.0	8.0	8.0
[初期値]			
比体積 $v_0$	5.21	5.36	5.56
過圧密比 $1/R$	6.24	6.66	7.01
構造の程度 $1/R^*_0$	2.38	3.00	3.95

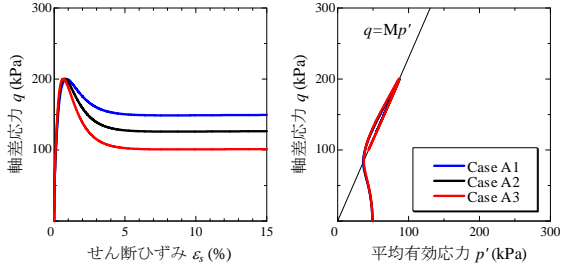


図 8 非排水せん断挙動 (強度低下率の違い)

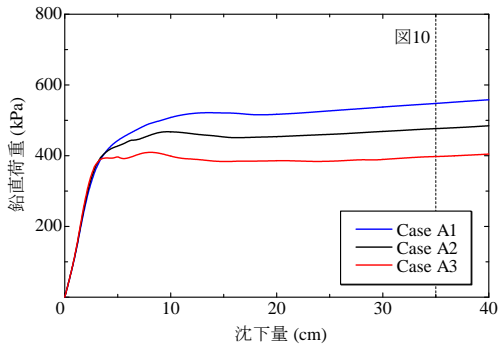


図 9 荷重-沈下関係 (強度低下率の影響)

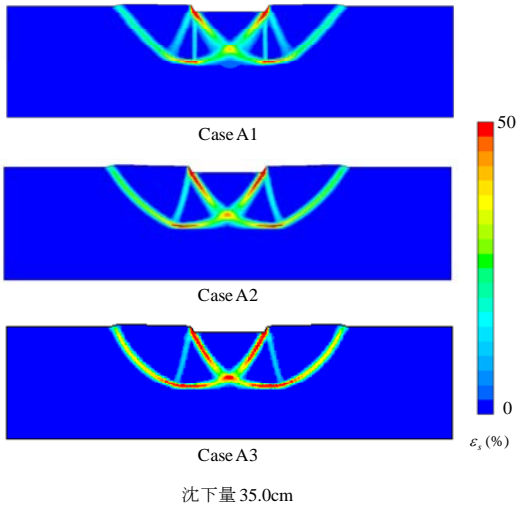


図 10 せん断ひずみ分布 (強度低下率の影響)

ど、地盤の支持力は小さくなる。残留強度がピーク強度に影響を及ぼすのは、これらのケースでは、すべり線上の要素が順次ピークを示すためである。すなわち、容易に想像がつくように、荷重-沈下関係でピークが表れるとき、すべり線上の要素の一部はすでに残留状態もしくは軟化状態にあるために、残留強度がピーク荷重に影響を及ぼすのである。ひずみ分布 (図 10) からは、強度低下率が大き

い材料で構成された地盤ほど、顕著な局所化を生じることが分かる。また、強度低下率が大きい地盤では、より円弧に近いすべり線が形成されており、強度低下率は地盤の破壊モードにも影響を及ぼすことが分かる。なお、この中では Case A3 が最も大きな破壊領域を示しているが、それにも係わらず Case A3 のピーク荷重が最も小さいのは、すでに述べたように、ピーク荷重が示されるときに、すべり線上の要素の一部はすでに残留状態もしくは軟化状態にあるためである。

#### 4.2 強度の低下速さの影響

次に、地盤の構成材料の強度の低下速さが地盤の支持力特性に及ぼす影響について示す。ここでは、ピーク強度と残留強度を揃えた上で、強度の低下速さを 3 通りに変化させて解析を行った。表 4 に、ここでの議論にとって主要な材料定数と初期値を示す。先程と同様に、表 4 に示す以外の値は、すべて表 2 に示す値に等しい。また、Case B2 は 3. で示したセメント改良地盤の解析と完全に同じ条件であり、前節と同様にこれを基本ケースとする。Case B2 に比べて、Case B1 が緩やかに軟化し、Case B3 が急激に軟化するように、構造劣化指数  $a$  を与えた。すべてのケースで残留強度が等しくなるように、比体積  $v$  を与えた上で、ピーク強度が等しくなるように構造の程度  $1/R^*$  を決めた。過圧密比  $1/R$  は、これらの値を用いて計算された値である。

図 11 に各ケースの非排水せん断挙動を示す。すべてのケースでピーク強度と残留強度が等しいことが確認できる。また、Case B1 から B3 の順で強度の低下速さが増していることが確認できる。

これらの材料で構成された地盤の荷重-沈下関係とせん断ひずみ分布を、それぞれ図 12 と 13 に示す。荷重-沈下関係 (図 12) からは、材料レベルでのピーク強度が等しくても、強度の低下速さが異なれば、地盤の支持力に違いが表れることが分かる。より具体的には、強度の低下速さが増すほど明確な荷重低下が見られなくなり、地盤の支持力は小さくなる。強度の低下速さが増すほど明確な荷重低下が見られなくなるのは、やはり、これらのケースでも、すべり線上の要素が一斉にピークを示さないためである。すなわち、急激に軟化する場合は、ピークを過ぎた要素の多くがすぐに残留状態に至ってしまい、緩やかに軟化する場合に比べて同時に軟化状態を示す要素の数が限られてくるためである。ひずみ分布 (図 13) からは、強度の低下速さが増すほど破壊領域が若干大きくなる傾向が見られるが、それにもかかわらず、強度の低下速さが増すほどピーク荷重が小さくなるのは、やはり、各要素がピーク強度を示した後にすぐに残留状態に達してしまうためである。

表 4 主要な材料定数と初期値 (軟化速さの違い)

解析ケース	Case B1	Case B2	Case B3
[発展則パラメータ]			
構造劣化指数 $a$	4.0	8.0	16.0
[初期値]			
比体積 $v_0$	5.36	5.36	5.36
過圧密比 $1/R$	5.19	6.66	9.32
構造の程度 $1/R^*_0$	2.34	3.00	4.20

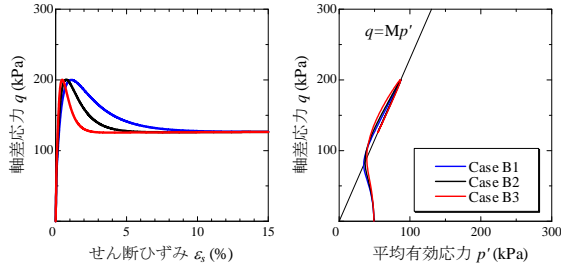


図 11 非排水せん断挙動 (軟化速さの違い)

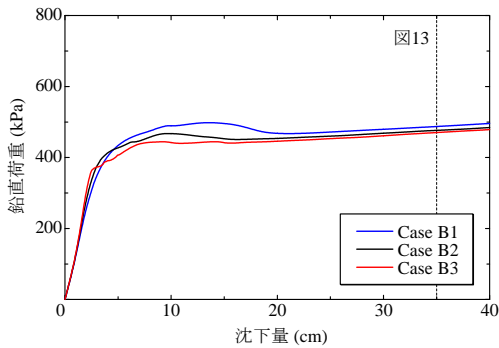


図 12 荷重-沈下関係 (軟化速さの影響)

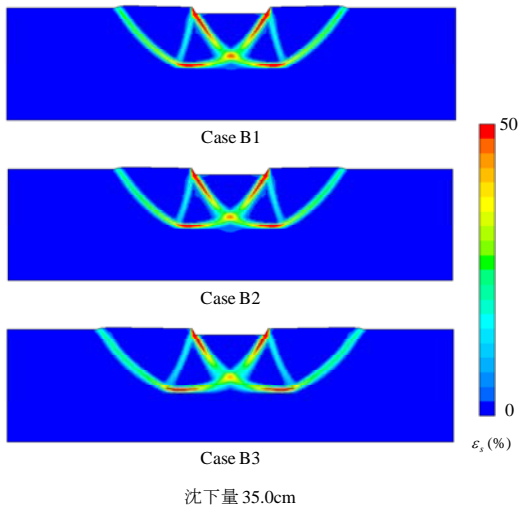


図 13 せん断ひずみ分布 (軟化速さの影響)

## 5. 結論

本研究では、まず、骨格構造の変化を記述可能な **SYS Cam-clay model** によって、セメント改良土の非排水三軸せん断挙動を再現した。さらに、セメント改良地盤の形成過程を考慮して地盤の初期分布を与えた上で、水～土骨格連成有限変形解析コード **GEOASIA** を用いて、セメント改良地盤を想定した非排水支持力解析を行った。その結果、セ

メント改良地盤が、基礎端部からすべり線を徐々に伸展させながら破壊が進行してゆく様子を計算によって再現した。このとき地盤内では、すべり線上の各要素が順次軟化を生じているため、例え地盤が脆性的な材料で構成されていたとしても、荷重-沈下関係にはそのような材料特性は表立って表れてこないことが分かった。

以上の議論に加え、地盤の構成材料の脆性的性質司る因子として、ピーク強度発揮後の強度低下率と強度低下速さを取り上げ、これらの因子が地盤の非排水支持力特性に与える影響について調べた。その結果、基礎端部からすべり線を徐々に伸展させながら破壊が進行してゆく場合には、すべり線上の各要素が一斉にピークを示すわけではないことに起因して、構成材料のピーク強度が等しくても、残留強度が低いほど地盤の支持力は小さくなることや、強度が速く低下するほど、地盤の支持力は小さくなると同時に、顕著な荷重低下が生じなくなることを示した。

## 参 考 文 献

- 1) Yamaguchi, H., Kimura, T. and Fujii, N.: On the influence of progressive failure on the bearing capacity of shallow foundations in dense sand, *Soils and Foundations*, Vol. 16, No. 4, pp. 25-38, 1976.
- 2) 龍岡文夫: 室内せん断試験・原位置地盤調査・安定解析・模型実験・実構造物の挙動の関連について一砂地盤上の基礎の支持力問題を例にして、わかりやすい土質力学原論 (第一回改訂版), 土質工学会, pp. 109-154, 1992.
- 3) Tatsuoka, F.: Design shear strength and compaction control of backfill a current wide and deep gap between industry and academia, *Proc. of the 13<sup>th</sup> Asian regional conference on soil mechanics and geotechnical engineering*, Vol. 2, pp. 442-451, 2007.
- 4) 田代むつみ, 野田利弘, 中野正樹: 土の骨格構造の働きに着目した「疑似過圧密効果」の一考察, 応用力学論文集, Vol. 7, pp. 589-596, 2004.
- 5) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 5, pp. 47-57, 2002.
- 6) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Soil-water coupled behaviour of saturated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, Vol. 34, No. 1, pp. 91-106, 1994.
- 7) 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.
- 8) Noda, T., Asaoka, A., Nakai, K. and Tashiro, M.: Structural upgradation in clay and sand accompanying plastic swelling, *Proc. of the 13<sup>th</sup> Asian regional conference on soil mechanics and geotechnical engineering*, pp. 23-26, 2007.
- 9) Noda, T., Asaoka, A. and Yamada, S.: Some bearing capacity characteristics of a structured naturally deposited clay soil, *Soils and Foundations*, Vol. 47, No. 2, pp. 285-301, 2007.
- 10) Asaoka, A., Noda, T. and Kaneda, K.: Displacement/traction boundary conditions represented by constraint conditions on velocity field of soil, *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 4, pp. 173-181, 1998.
- 11) Noda, T., Asaoka, A., Nakano, M., Yamada, E. and Tashiro, M.: Progressive consolidation settlement of naturally deposited clayey soil under embankment loading, Vol. 45, No. 5, pp. 39-51, 2005.
- 12) Noda, T., Yamada, S. and Asaoka, A.: Elasto-plastic behavior of naturally deposited clay during/after sampling, *Soils and Foundations*, Vol. 45, No. 1, pp. 51-64, 2005.