



Title	表層処理された超軟弱地盤の支持メカニズムおよび支持力算定法に関する研究
Author(s)	安, 東漢
Citation	大阪大学, 2011, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://hdl.handle.net/11094/1336
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

<https://ir.library.osaka-u.ac.jp/>

The University of Osaka

博士学位論文

表層処理された超軟弱地盤の支持メカニ
ズムおよび支持力算定法に関する研究

2010年12月

大阪大学大学院 工学研究科
地球総合工学専攻 社会基盤工学コース

安 東 漢

表層処理された超軟弱地盤の支持メカニズムおよび支持力算定法に関する研究

第1章 序論

1. 1 背景と目的.....	1
1. 2 本論分の構成と内容.....	3

第2章 既往の研究

2. 1 超軟弱地盤の表層処理.....	6
2. 2 表層処理の設計法.....	8
2. 2. 1 既往の支持力理論に基づく方法.....	8
2. 2. 2 ケーブル理論に基づく方法.....	10
2. 2. 3 版理論に基づく方法.....	11

第3章 解析手法

3. 1 地盤材料モデル.....	13
3. 2 リタネンマッピング手法.....	13
3. 3 弧長増分法.....	15
3. 4 ジョイント要素.....	17
3. 4. 1 構成モデル.....	17
3. 4. 2 摩擦特性のモデル化.....	19
3. 5 ケーブル構造の有限変位解析.....	21
3. 6 ビーム要素の概要.....	22

第4章 模型実験とその支持メカニズム

4. 1 模型実験の概要.....	26
4. 1. 1 実験材料の工学的な特性.....	26
4. 1. 2 模型実験装置.....	27
4. 1. 3 模型実験方法と流れ.....	28
4. 2 完全拘束されたジオテキスタイルにおける模型実験に対する数値解析とその支持メカニズム.....	30
4. 2. 1 数値解析の概要.....	30
4. 2. 2 解析手法の検証とその支持メカニズム.....	31
4. 3 部分拘束されたジオテキスタイルにおける模型実験に対する数値解析とその支持メカニズム.....	36
4. 3. 1 数値解析の概要.....	36

4. 3. 2 解析手法の検証とその支持メカニズム	3 7
4. 4 完全拘束されたスチール棒における模型実験に対する数値解析とその支持メカニズム.....	4 2
4. 4. 1 数値解析の概要	4 2
4. 4. 2 解析手法の検証とその支持メカニズム	4 2
4. 5 まとめ.....	4 9

第5章 部分拘束されたジオテキスタイルが覆われた超軟弱地盤の支持力特性

5. 1 ジオテキスタイルと地盤の付着強度が支持力特性に及ぼす影響.....	5 1
5. 1. 1 解析概要	5 1
5. 1. 2 ジオテキスタイルと地盤の付着強度による支持力特性	5 2
5. 2 ジオテキスタイルの初期張力が支持力特性に及ぼす影響.....	6 0
5. 2. 1 解析概要	6 0
5. 2. 2 ジオテキスタイルと地盤の付着強度による支持力特性	6 1
5. 3 まとめ.....	6 8

第6章 完全拘束されたジオテキスタイルが覆われた超軟弱地盤の支持力特性

6. 1 地盤粘着力が支持力特性に及ぼす影響.....	6 9
6. 1. 1 解析概要	6 9
6. 1. 2 地盤粘着力による支持力特性	7 0
6. 2 ジオテキスタイルの伸び剛性が支持力特性に及ぼす影響.....	7 4
6. 2. 1 解析概要	7 4
6. 2. 2 ジオテキスタイルの伸び剛性による支持力特性	7 5
6. 3 地盤の弾性係数が支持力特性に及ぼす影響.....	8 2
6. 3. 1 解析概要	8 2
6. 3. 2 地盤の弾性係数による支持力特性	8 3
6. 4 覆土の厚さが支持力特性に及ぼす影響.....	8 9
6. 4. 1 解析概要	8 9
6. 4. 2 地盤の弾性係数による支持力特性	9 0
6. 5 まとめ.....	9 5

第7章 曲げ剛性が大きい補強材によって表層補強された超軟弱地盤の支持力特性

7. 1 地盤粘着力が支持力特性に及ぼす影響.....	9 6
7. 1. 1 解析概要	9 6
7. 1. 2 地盤粘着力による支持力特性	9 7
7. 2 補強材の曲げ剛性が支持力特性に及ぼす影響.....	1 0 3

7. 2. 1	解析概要	1 0 3
7. 2. 2	ジ補強材の曲げ剛性による支持力特性	1 0 4
7. 3	地盤の弾性係数が支持力特性に及ぼす影響.....	1 1 1
7. 3. 1	解析概要	1 1 1
7. 3. 2	地盤の弾性係数による支持力特性	1 1 2
7. 4	まとめ.....	1 1 9

第8章 補強材によって表層処理された超軟弱地盤の支持力算定方法の提案

8. 1	各沈下量における支持反力の推定方法.....	1 2 0
8. 1. 1	曲げ剛性が小さい補強材によって表層処理された場合	1 2 0
8. 1. 2	曲げ剛性が大きい補強材によって表層処理された場合	1 2 4
8. 2	覆土された場合への適用.....	1 2 8
8. 3	補強材によって覆われた超南ア弱地盤の支持力算定の手順.....	1 3 0
8. 4	まとめ.....	1 3 4

第9章 結論

参考文献

本論文に関する発表論文

謝辞

1. 序 論

1. 1. 研究の背景と目的

国土を効率的に利用するために、浚渫した砂や粘土を埋め立てることにより大規模な港湾・空港・新都市・工業団地および農業団地を確保しようとするプロジェクトが数多く企画されている。浚渫埋立土は含水比が非常に高いため、それによる埋立地盤は超軟弱となる。

その超軟弱埋立地盤の特長として、

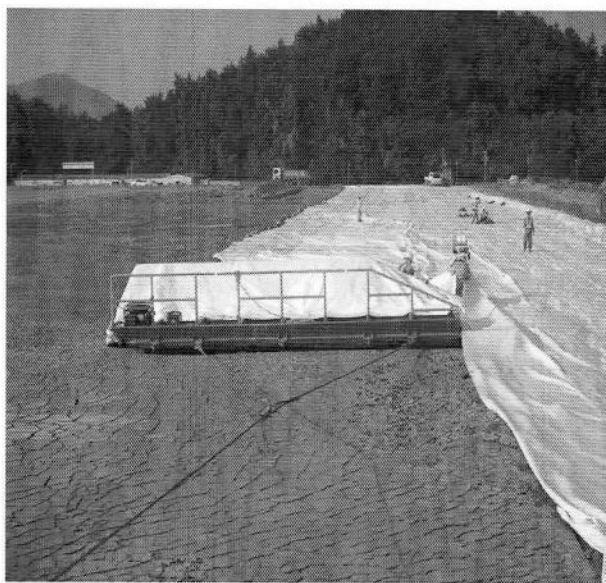
- ① 沈降・自重圧密過程も含めて沈下量が大きく、設計・施工時には、造成中の沈下量も考慮する必要がある。
 - ② 埋立層の含水比が高く、地盤の流動性も高いため、上載荷重に対しては、直ちに荷重パンランスを保つよう側方流動が発生する。
 - ③ 同一の埋立材料を用いても、施工法や施工条件の違いにより埋め立て地盤の特性が異なる。また、地盤内の物性のばらつきも多い。
 - ④ 一盤的に経験的な指標が数多く用いられている。
- などが挙げられる。

このような地盤はその支持力が極めて小さいため、施工重機の搬入はもちろんのこと、歩行ですら困難である。一般的に超軟弱粘土地盤においては、施工重機のトラフィカビリティを確保するための表層処理工法として曲げ剛性が小さいジオテキスタイルなどの補強材と曲げ剛性が大きい竹格子などの補強材が敷設されることが多い。写真1-1はその事例を示している。

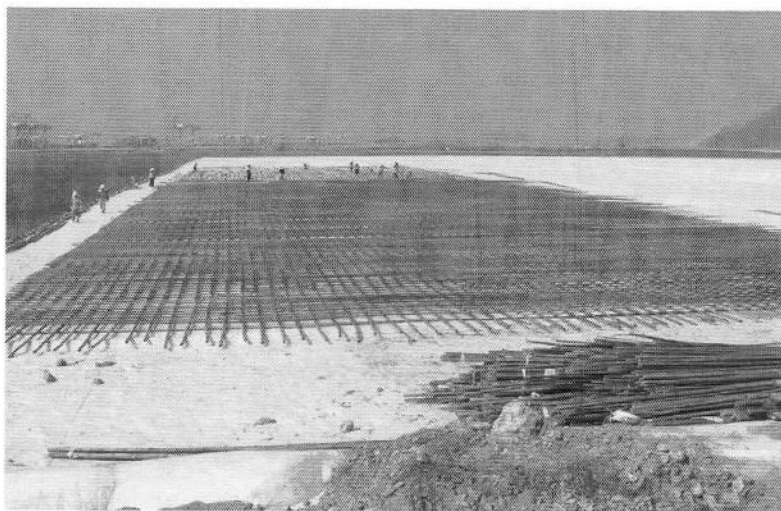
補強材によって表層補強された超軟弱地盤の挙動に関する研究は、様々に報告されている。しかしジオテキスタイルが敷設された超軟弱地盤の支持力の計算法は、いまだ確立されているとはいいがたい。すなわち、施工実績に基づく経験的な方法が用いられている。

本論文では、表層処理された超軟弱地盤に対する合理的な支持力算定法を確立するために、表層がジオテキスタイルのような曲げ剛性が小さい補強材と竹格子などの曲げ剛性が大きい補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力に対する数値解析を行う。数値解析法は、模型実験の結果と比較することによって、その妥当性を検証する。そして完全拘束された曲げ剛性が小さい補強材、部分拘束された曲げ剛性が小さい補強材および完全拘束された曲げ剛性が大きい補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持メカニズムを明らかにする。また、ジオテキスタイルの拘束条件が超軟弱地盤の支持力特性に及ぼす影響を、補強材のすべりを考慮するためのジョイント要素を導入した数値解析によって評価する。さらに、超軟弱地盤の支持力特性に及ぼす地盤の粘着力と弾性係数、補強材の伸び剛性の影響を、それらを変動パラメータとするパラメトリックスタディーを行うことによって明らかにする。さらに、曲げ剛性が大きい補強材を模擬したスチール棒によって表層補強された

模型実験ケースに対する解析も行うことによって、曲げ剛性が大きい補強材によって表層補強された超軟弱地盤の支持力特性に及ぼす地盤の粘着力と弾性係数および補強材の曲げ剛性の影響を明らかにする。最後にそれらの結果に基づいて、補強材によって表層処理された超軟弱地盤の支持力支持力算定法を提案する。



a) ジオテキスタイル敷設工事



b) 竹格子の敷設工事

写真 1-1 ジオテキスタイルと竹格子の敷設工事例

1. 2 研究の内容と構成

本研究の目的は、第1節に示した表層処理された超軟弱地盤の支持メカニズムを明らかにするとともに、その結果を基づいて支持力算定法を提案することである。

本論文は総 9 章で構成されている。本論文の内容を各章ごとに要約すると以下のようなものである。

第1章では、本論文の背景と目的を述べるとともに、本論文の内容と構成を説明する。

第2章では、既往の研究としてジオテキスタイルや竹格子を敷設する表層工法に対する代表的な設計法を紹介するとともに、それらの問題点を論じる。

第3章では、本論文で用いた数値解析法の説明をする。まず、本研究で用いた地盤材料に対するモデルである von Mises の基準に基づく弾塑性体に関する説明をする。そして残留変形状態に到るまでの解の安定を図っているリターンマッピング法と変位制御法として弧長増分法を紹介する。ジオテキスタイルと地盤の間の不連続面での接触力挙動を再現するために用いたジョイント要素の構成モデルを説明し、その摩擦特性のモデル化について論じる。また地盤表面に配置されるジオテキスタイルをモデル化するケーブル要素とスチール棒をモデル化するビーム要素に関して説明する。

第4章では、解析対象となる補強材によって表層補強された超軟弱地盤に対する模型実験について述べる。模型実験で用いた材料の特性と実験装置そして実験手順を説明する。その後、提案した数値解析法の検証を行う。完全拘束されたジオテキスタイルによって覆われた模型実験結果と解析結果を比較することによって、地盤モデルとジオテキスタイルをモデル化するケーブル要素の検証を行う。また部分拘束されたジオテキスタイルによって覆われた模型実験結果と解析結果を比較することによって、ジョイント要素の検証を行う。最後に完全拘束されたスチール棒によって覆われた模型実験結果と解析結果を比較することによって、ビーム要素の検証を行う。そしてそれぞれのケースに関する支持メカニズムを論じる。

第5章では、部分拘束された曲げ剛性が小さい補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力特性を、地盤とジオテキスタイルの付着強度とジオテキスタイルの初期張力に対するパラメトリックスタディーの結果に基づいて明らかにする。特に、代表的な解析ケースにおいての荷重沈下曲線と地表面の鉛直応力分布及びジオテキスタイルの張力分布、地盤モデルの局所安全率分布、そして地盤変形図に対する結果を考察することによって、端部拘束条件の影響を明らかにする。

第6章では、完全拘束された曲げ剛性が小さい補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力特性に及ぼす地盤粘着力、地盤弾性係数及びジオテキスタイルの伸び剛性の影響を明らかにするために、それらを変動パラメータとするパラメトリックスタディーを行う。特に、代表的な解析ケースにおいての荷重沈下曲線、地表面の鉛直応力分布、ジオテキスタイルの張力分布、地盤モデルの局所安全率分布および地盤変形図に対する結果を考察すること

によって、地盤粘着力、地盤弾性係数及びジオテキスタイルの伸び剛性の影響を明らかにする。

第 7 章では、完全拘束された曲げ剛性が大きい補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力特性に及ぼす地盤粘着力、地盤弾性係数及び補強材の曲げ剛性を影響明らかにするために、それらを変動パラメータとするパラメトリックスタディーを行う。特に、代表的な解析ケースにおいての荷重沈下曲線、地表面の鉛直応力分布、補強材の曲げモーメント分布、地盤モデルの局所安全率分布および地盤変形図に対する結果を考察することによって、地盤粘着力、地盤弾性係数及び補強材の曲げ剛性の影響を明らかにする。

第 8 章では、5 章と 6 章および 7 章から得られた解析結果に基づいて、補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力算定法を提案する。曲げ剛性が小さい補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力に大きく影響を与える地盤弾性係数と補強材の伸び剛性及び載荷圧力の関係図を各沈下量において提案する。同様に、曲げ剛性が大きい材料で覆われた超軟弱地盤の支持力に大きく影響を与える地盤弾性係数と補強材の曲げ剛性及び載荷圧力の関係図を各沈下量において提案する。次に、補強材上に覆土したケースに対する支持力算定法も提案する。最後に支持力算定法のフローチャートを提案する。

第 9 章は総括であり、各章ごとに得られた成果を要約して全体の結論としている。

本論文の内容と構成を示すと図 1-1 のようになる。

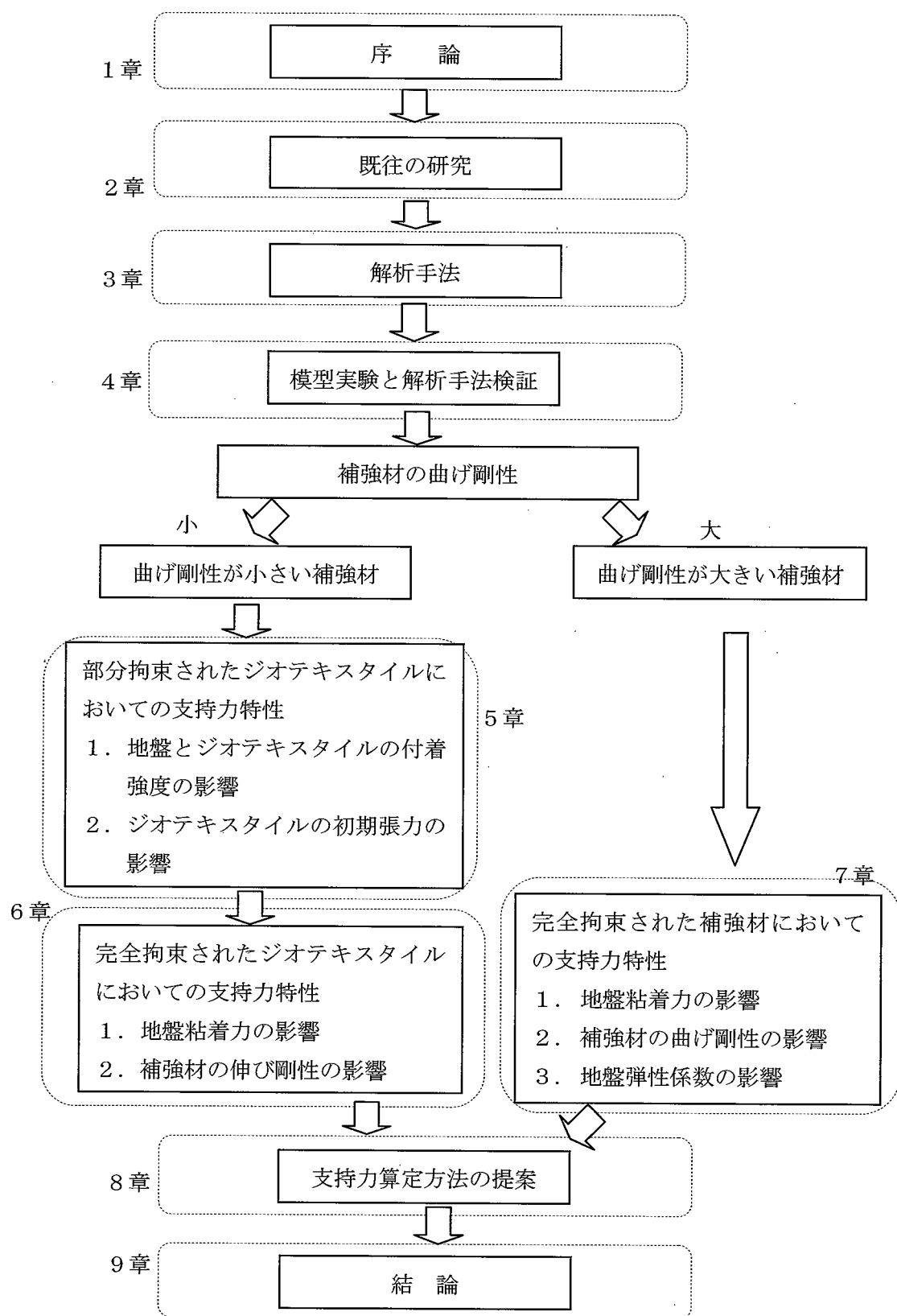


図1-1 論文の内容と構成

2. 既往の研究

2. 1 超軟弱地盤の表層処理

図2-1は超軟弱埋立地盤が完成するまでに必要となる調査・解析・設計・計測の一般的な流れを示したものである。図2-1中の中心軸は施工過程を示すもので、各施工段階においてどのような検討が必要となるかを簡明に表したものである。浚渫した粘性土を用いて埋立を行った場合、高含水比の超軟弱地盤が形成される。浚渫土の投入直後の埋立地はその後の埋立地の造成や道路・地下構造物の築造や建造物の施工に先立って、沈下や滑りに対して安定した地盤としなければならない。そのような本工事における重機の進入や地盤造成地盤改良のために、主に仮設的な意味での表層処理が必要とされる。

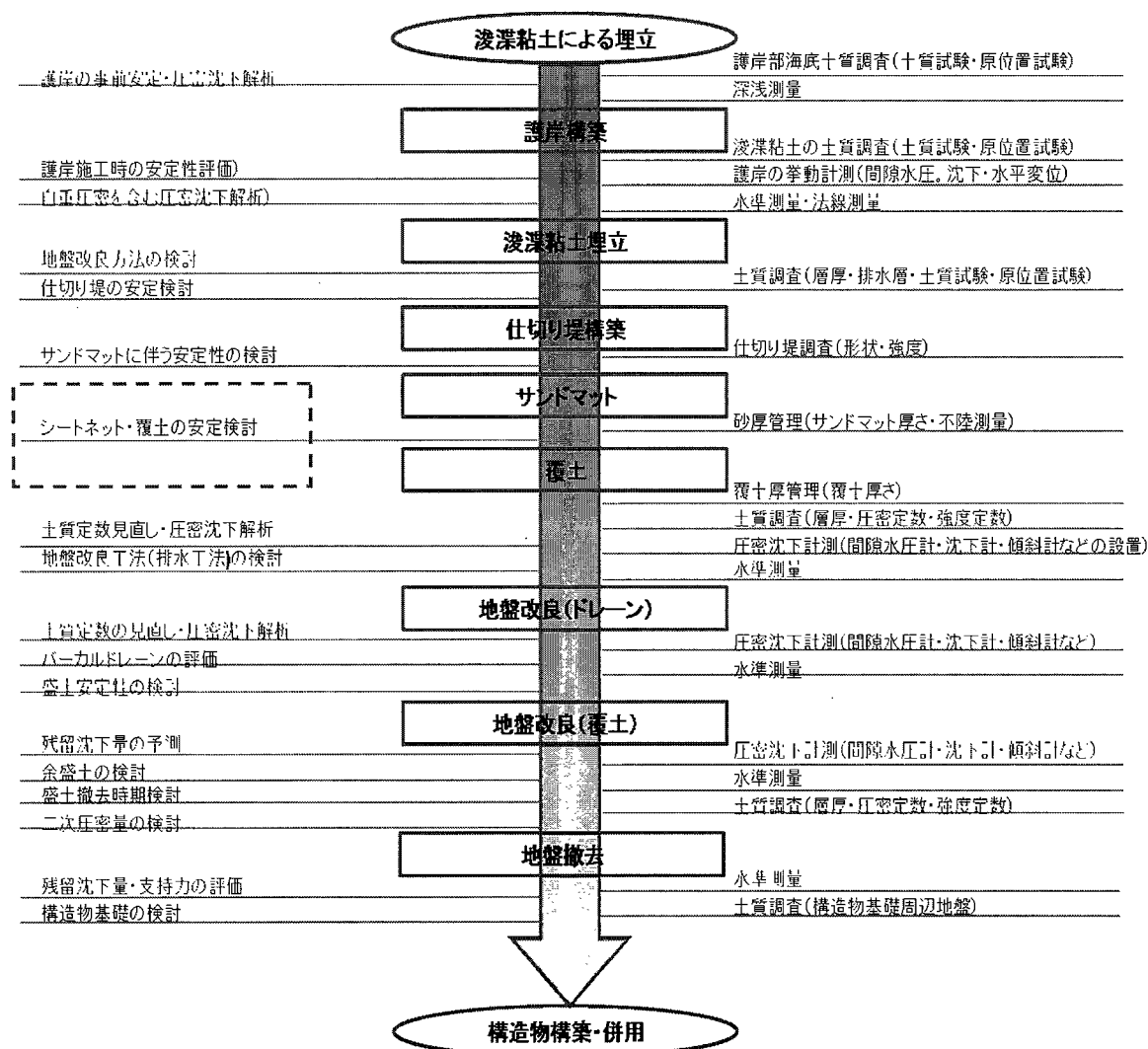


図2-1 超軟弱埋立地盤における調査・設計・施工の流れ¹⁾

表層処理の方法は表 2－1 のように 4 つに分けることが一般的である。

表 2－1 超軟弱地盤の表層処理工法の分類と特徴

表層処理方法	工法説明
表層排水 天日乾燥工法	排水溝で、地表面部部分の水切りとトレンチまでの深さの重力排水によって地表面近くの土中水の搬出し、加えて天日による自然乾燥も期待して安定化を図る。期間が長くかかるので、ほかの工法を用いる前段階として用いられる。
置換工法	軟弱土の一部または全部を取り除いて良質土と置き換える場合と、強制的に片押して良質土砂を撒きだし、軟弱土のすべりを発生させることで軟弱土の一部を置き換える場合とに分けられる。軟弱部が厚い場合、経済的に使うのは無理である。
表層混合 処理工法	灰やセメントなどの固化材を用いて、化学的に固結させることで地盤の表層部改良をする工法である。固化処理は軟弱地盤が厚くても表層部の 0.5m-2m 程度で行う。固化処理を採用する場合は、まず対象となる土の物理・化学特性を把握することが必要である。次に固化材の種類と添加量を決定するための事前室内配合試験を行う。現場配合強度は、設計上必要な地盤強度に対して、現場の施工条件のばらつき・養生環境のばらつきなどを考慮した安全率をかけた値として決められる。このようにして決めた現場配合強度に対して、事前配合試験の結果から現場における固化材添加量を決定する。
被覆工法	超軟弱土の表面に直接土砂を撒きだした場合、土砂のめり込みや土砂と超軟弱地盤との混合を防止することを目的としてジオテキスタイルなどを軟弱地盤表面に敷設を行われるものである。従って、超軟弱地盤の性状（土質、含水比や強度）を把握するとともに、それに見合った被覆材（補強材）の強度も重要な検討項目である。超軟弱地盤の地盤性状（特に強度）を正確に把握することが難しいため、場合によっては、室内試験や現場実験を行うことやモニタリングを検討する必要がある。

本研究では、代表的な四つの表層処理工法の中でジオテキスタイルや曲げ剛性が大きい補強材などを地表面に敷設する被覆工法を対象としている。

2. 2 表層処理の設計法

表層処理工法において、シートが適用された事例は、1969 年に福住ら²⁾によって最初報告された。その後、ケーブル理論に基づく方法が清水³⁾によって提案された。また、山内らは1979 年に山内らがネット工法の実用支持力公式⁴⁾を提案した後、版理論に基づく沈下量算定式⁵⁾を提案した。これらの代表的な方法以外には、膜理論に基づく方法⁷⁾と放物線を用いた方法⁸⁾などが提案されている。以下に代表的な研究を紹介する。

2. 2. 1 既往の支持力理論に基づく方法

図2-2はジオテキスタイル・ネット工法において、敷設後に土砂を撒きだした時点の、シート・ネットが上載荷重に対する支持の様子を模式的に示したものである。

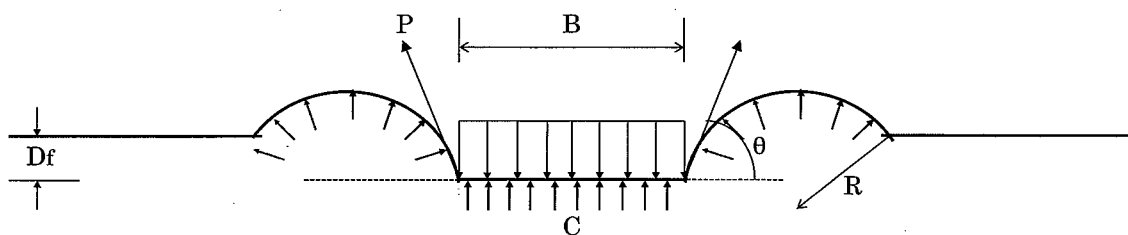


図2-2 ジオテキスタイル・ネット工法の支持機構の模式図

この場合の計算式は、福住ら²⁾によって最初提案された。後に、山内ら⁴⁾は盛土部の沈み込みや周辺地盤の盛り上がりに伴う抑え（根入れ）効果を加えて、計算式の改良を行った。山内らは、支持力を次の4つに分けて考え、これらをテルツァーギの支持力理論に基づく支持力公式で表現した。

$$q = cN_c + \frac{2p \sin \theta}{B} + \frac{p}{r}N_q + \gamma_t D_f \quad (2-1)$$

ここに、 q は支持力、 c は粘着力（盛土後の値）、 N_c と N_q はテルツァーギの支持力係数、 γ_t は地盤の単位体積重量、 B は盛土の幅、 p はジオテキスタイルの引張強さ、 θ はジオテキスタイルと水平面との角、 D_f は盛土の根入れ深さ、 r は仮想円の半径である。式(2-1)の、第1項目は原地盤による支持力である。超軟弱地盤の場合は原地盤の粘着力が非常に小さく、かつ盛土時に破壊が生じるケースが多いため、この支持力の効果は小さい。第2項目は盛土荷重によって地盤が沈下しようとするときにジオテキスタイルに張力が動き、沈下を防ごうと上方に引っ張り上げようとする力である。地盤が破壊して沈下が大きい場合はこの効果が

きい。第3項目は押さえ盛土効果である。ジオテキスタイルの引張力が盛土周辺の地盤の膨れ上がりを押さえる力は仮想円を設定して求める。第4項目は盛土が地盤中に沈下した分の浮力的な効果であり、超軟弱地盤ほど沈下量が大きくなるため、効果が大きくなる。この式によると支持力が決まると、ジオテキスタイルの張力は D_f , r および θ の関数となる。

また、西林⁹⁾は過去の載荷試験データから θ , D_f/H , r の値を整理し、地盤の粘着力 c との相関図を提示している。ここに、 H は盛土厚である。ここで、粘土層の摩擦角が 0° の条件下では、 $N_q = 1$ になって、盛土効果と D_f による浮力的な効果を見捨てた式(2-2)が適用される。

$$q = cN_c + \frac{2p \sin \theta}{B} \quad (2-2)$$

山内¹⁰⁾は軟弱地盤上に Geo-net の敷設および覆土完了後、覆土の上端で載荷試験時の荷重増加と沈下量の関係において、ある荷重強度で変曲点があることを明らかにした。図2-3は覆土完了後のネットの支持力の概念を示している。

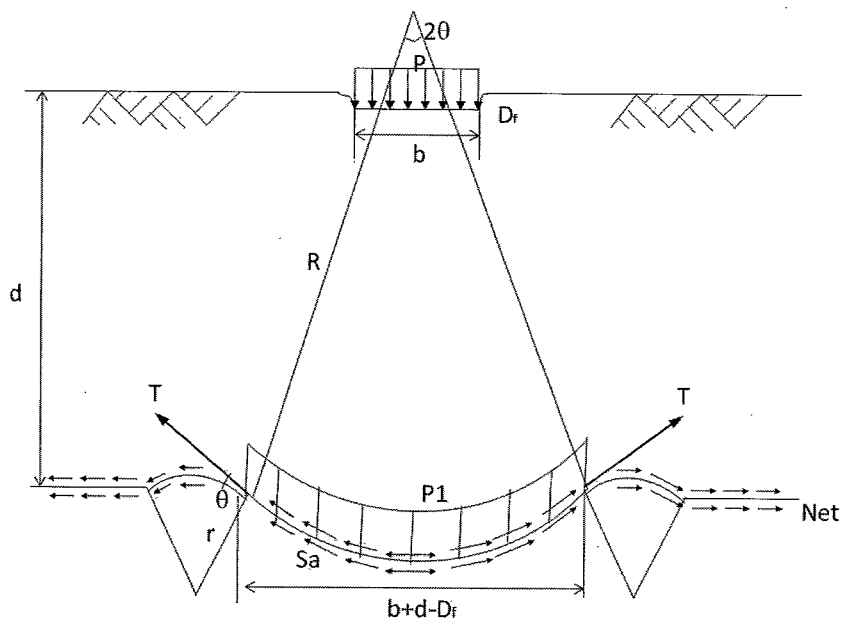


図2-3 覆土完了後のネットの支持力の概念

上層において破壊が発生するときの許容支持力は式(2-3)であり、下層で破壊が発生するときの許容支持力は式(2-4)である。式(2-4)から補強材のせん断抵抗力 S_a 、隆起膜の半径 r 、盛土の根入れ深さである D_f を見捨てて整理すると式(2-5)になる。二層地盤の許容支持力は式

(2-3)と式(2-5)を比較して小さい値を適用する

$$q_a = \frac{1}{F_s} (\beta \gamma_1 b N_r + \gamma_1 D_f N_q) \quad (2-3)$$

$$q_a = \frac{1}{F_s} \left(1 + \frac{d - D_f}{b} \right) \left[\left\{ 5.3c + T \left(\frac{2 \sin \theta}{b} + \frac{1}{r} \right) + \frac{4 S_a R (1 - \cos \theta)}{b + d - D_f} \right\} + \gamma_1 D_f \right] \quad (2-4)$$

$$q_a = \frac{1}{F_s} \left(1 + \frac{d}{b} \right) \left(5.3c + \frac{2 T_a \sin \theta}{b} \right) \quad (2-5)$$

ここに、 F_s は安全率(=2.0)、 β は基礎の形状係数、 N_r と N_q は支持力係数、 c は浚渫埋立層の非排水せん断強度(tf/m²)、 d は覆土の厚さ、 D_f は盛土の根入れ深さ、 r は仮想円の半径、 γ_1 は覆土層の単位重量、 r は隆起膜の半径、 b は施工重機の接地幅、 T_a は補強材の許容引張力、 θ は補強材と水平面の角度である。竹格子を用いる表層処理工法の設計は補強材によって補強された二層地盤の支持力算定式である山内の提案式を適用する。しかしながら、シートの変形状況、すなわち、それを反映した D_f 、 r および θ は、地盤の弾性係数に大きく依存することから、張力は一義的に決定できないことになる。

2. 2. 2 ケーブル理論に基づく方法³⁾

清水らは、ネットは非常にたわみ性の良い材料であり、その剛性を無視できるとしてネットの沈下形状をWinklerの地盤係数法とトラス理論を応用してネットの沈下曲線方程式を誘導して、沈下量との関係からネットの引張力を求める方法を提案した。図2-4にトラス理論によるネット工法の支持力原理を示す。

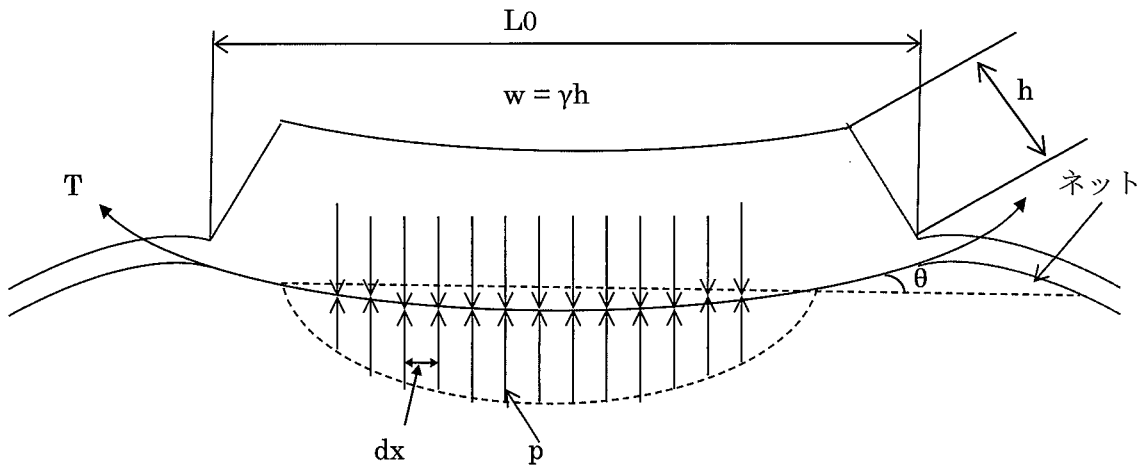


図2-4 ケーブル理論によるネット工法の支持原理

$$y = \frac{w}{k} \left\{ 1 - \frac{0.5}{\sinh \beta} \left[(1 - e^{-\beta}) e^{\beta \left(\frac{x}{L_0} \right)} + (e^{\beta} - 1) e^{-\beta \left(\frac{x}{L_0} \right)} \right] \right\} \quad (2-6)$$

ここに, $\beta = \sqrt{KL_0^2 \div (T \cos \theta)}$

$$L_0 = 2B = (b + d)$$

$w = \gamma abh / [(a + d)(b + d)]$ で,

k は Winkler の地盤係数法に基づく地盤反力係数, y はネットの沈下量, w はネット上に作用する荷重強度, T はネットの引張力, d は撒きだし厚, $2a, 2b$ は盛土の辺幅である. また, 式(2-6)に関して, 地盤反力係数については, 吉田ら¹¹⁾が複数の現場載荷試験を行った結果から軟弱土のせん断強度と地盤反力係数の間に関数を示し次の式(2-7)を提案した.

$$k = 5 \cdot C_u^{0.88} \times \frac{1}{10} \quad (2-7)$$

ここに, C_u は地盤のせん断強度である. しかし, ネットの場合, たわみ剛性が大きいので, その沈下形状が複雑であり, ネットの傾斜角の設定が難しいこと, Winkler の地盤係数法に基づく地盤反力係数の算定が複雑であることなどの問題がある.

2. 2. 3 版理論に基づく方法⁵⁾⁶⁾

図2-5は版理論によるネット工法の支持原理を示している. この理論は, ネット付近では, 盛土荷重によってネットの網目に土が詰まって, その付着力によってネットを中心とした剛性のある版構造になると仮定した考え方に基づいたものである.

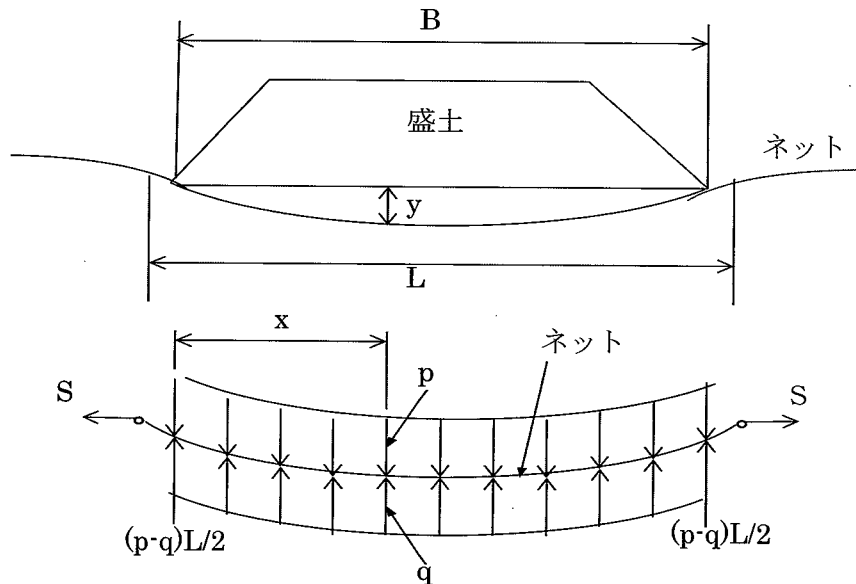


図2-5 版理論によるネット工法の支持原理

$$y = \frac{(p - q) D \sinh \sqrt{S/D_x} \times D \sinh \sqrt{S/D_x} (L - x)}{S^2 \sinh \sqrt{S/DL}} - \left(\frac{p - q}{2S} \right) \left(x^2 - Lx + \frac{2D}{S} \right) \quad (2-8)$$

ここに、 y はネットの沈下量、 x は端部からの距離、 D はネットの曲げ剛性、 p は盛土の荷重強度、 q は地盤反力、 S はネットと土のせん断抵抗の合力、 L はネットが単純支持とみなせる支点間距離である。式(2-9)は佐藤¹²⁾が提案した地盤反力 q の計算式である。

$$q = \left(1 + \frac{d - D_f}{b} \right) \left\{ 5.3C + T \left(\frac{2 \sin \theta}{b} + \frac{1}{r} \right) + \frac{4S_a R (1 - \cos \theta)}{b + d - D_f} + \gamma D_f \right\} \quad (2-9)$$

版理論に基づく方法は補強材の曲げ剛性とせん断抵抗力を考慮できる長所があるが、補強材の引張剛性を無視し、盛土地盤と軟弱地盤が混じる場合は適用できないという問題がある。

3. 解析手法

本研究では数値解析に弾塑性有限要素法を用いた。解析対象とする超軟弱地盤は、高含水比でありかつ透水性が低い粘土地盤を想定しているため、地盤材料をvon Misesの基準に基づく弾塑性体としてモデル化した。数値解析では、リターンマッピング法と変位制御法として弧長増分法を適用することにより、残留変形状態に到るまでの解の安定を図っている。また、地盤表面に配置されるジオテキスタイルは、曲げ剛性と圧縮剛性が極めて小さいことに加え、伸び剛性に及ぼす張力の影響を考慮するため、ケーブル要素としてモデル化した。そして曲げ剛性が大きい補強材に対しては、ビーム要素によってモデル化した。ジオテキスタイルと地盤の間の不連続面での接触挙動を再現するためジョイント要素を導入した。以下に解析手法について説明する。

3. 1 地盤材料の構成モデル

本研究では以下の構成モデルによって地盤材料の力学挙動を再現した。地盤の弾性係数はその拘束依存性を再現するために、式(3-1)によって表した。

$$E = E_0 \left(\frac{P}{P_0} \right)^m \quad (3-1)$$

ここに、 P は平均応力、 P_0 は基準状態における平均応力、 E_0 は基準状態における弾性係数、 m は材料定数である。 $m = 0$ の場合は線形弾性となる。解析対象とする超軟弱地盤は、高含水比でありかつ透水性が低い粘土地盤を想定しているため、破壊基準として式(3-2)によって表わされる von Mises タイプの破壊基準を用いた。

$$f = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + (\tau_{xy})^2} - c \quad (3-2)$$

ここに、 σ_x と σ_y はそれぞれ x 、 y 方向の応力、 τ_{xy} はせん断応力、 c は粘着力である。 $f < 0$ では弾性状態であり、 $f = 0$ に達した時点で塑性ひずみが生じる。

3. 2 リターンマッピング手法¹³⁾

応力状態が降伏基準に達した場合、弾塑性応力増分～ひずみ増分関係マトリックスを作

成し、増分法により解を求めることが一般的に用いられている。しかし、ひずみ硬化をしない構成式を用いる場合、剛性行列を解く際に結果が不安定になることや一義的に結果が与えられないことが指摘されている。そこで本解析では、Ortiz と Simo によって提案されたリターンマッピング手法を改良して用いることにより、弾塑性状態における解を求めている。この手法は、弾性状態における応力～ひずみ関係マトリックスのみを使用し、繰り返し計算によって応力状態を決定するため、ひずみ軟化特性を示す構成式を用いても安定した解が得られる。以下にその概略を示す。

現在、応力状態が降伏基準を満足しているものとし、その応力状態を、塑性ひずみ及び硬化・軟化パラメータで表す。今、新たなひずみ増分が与えられた時、ひずみ増分がすべて弾性状態と仮定すると、その時の応力増分は式(3-3)ようになる。

$$\delta\sigma_{n+1}^{(0)} = D_e \delta\varepsilon_{n+1}^{e(0)} \quad (3-3)$$

ここに、 $\delta\sigma_{n+1}^{(0)}$ は応力増分、 D_e は弾性状態の応力～ひずみ関係マトリックス及び $\delta\varepsilon_{n+1}^{e(0)}$ は弾性ひずみ増分である。したがって、新たな応力状態は式(3-4)によって表わすことができる。

$$\sigma_{n+1}^{(0)} = \sigma_n + \delta\sigma_{n+1}^{e(0)} \quad (3-4)$$

ここに、 $\sigma_{n+1}^{(0)}$ は新たな応力状態である。今、この応力状態が降伏基準を満足する必要があるため、応力を引き戻す必要がある。このとき、全ひずみ増分の変化がないと仮定すると、塑性ひずみ増分と引き戻す応力増分は以下のようになる。

$$\delta\varepsilon_{n+1} = \delta\varepsilon_{n+1}^{e(0)} + \delta\varepsilon_{n+1}^{p(0)} \quad (3-5)$$

$$\delta\sigma_{n+1}^{b(0)} = -D_e \delta\varepsilon_{n+1}^{p(0)} \quad (3-6)$$

$$\delta\varepsilon_{n+1}^{p(0)} = \lambda_0 \frac{\delta g}{\delta \sigma} \quad (3-7)$$

ここに、 $\delta\varepsilon_{n+1}^{e(0)}$ は弾性ひずみ増分、 $\delta\varepsilon_{n+1}^{p(0)}$ は塑性ひずみ増分、 $\delta\sigma_{n+1}^{b(0)}$ は引き戻す応力増分、 λ_0 は正の定数及び g は塑性ポテンシャルである。

また、塑性ひずみ及び硬化・軟化パラメータも式(3-8)と式(3-9)で与えられる。

$$\varepsilon_{n+1}^{p(0)} = \varepsilon_n^p + d\varepsilon_{n+1}^{p(0)} = \varepsilon_n^p + \lambda_0 \frac{\delta g}{\delta \sigma} \quad (3-8)$$

$$\kappa_{n+1} = \kappa_n + \delta\kappa_{n+1}^{(0)} \quad (3-9)$$

ここに、 $\delta\kappa_{n+1}^{(0)}$ は硬化・軟化パラメータの増分である。

今、硬化・軟化パラメータとして相当塑性ひずみを用い、塑性ポテンシャルとして von Mises タイプを採用すると、硬化・軟化パラメータは以下ようになる。

$$\delta\kappa = \left(\frac{2}{3}\delta\varepsilon^P\delta\varepsilon^P\right)^{\frac{1}{2}} \quad (3-10)$$

$$\kappa = \int \delta\bar{\varepsilon}^P \quad (3-11)$$

$$\delta\kappa = \lambda \quad (3-12)$$

ここに、 $\delta\bar{\varepsilon}^P$ は相当塑性ひずみ増分である。

さて、降伏関数のテーラー展開を行い、高次の項を無視すると、

$$\begin{aligned} (\sigma, \kappa) = f(\sigma_{n+1}^{(0)}, \kappa_{n+1}^{(0)}) &+ \frac{\partial f(\sigma_{n+1}^{(0)}, \kappa_{n+1}^{(0)})}{\partial \sigma} (\sigma - \sigma_{n+1}^{(0)}) \\ &+ \frac{\partial f(\sigma_{n+1}^{(0)}, \kappa_{n+1}^{(0)})}{\partial \kappa} (\kappa - \kappa_{n+1}^{(0)}) \end{aligned} \quad (3-13)$$

したがって、引き戻しによって生じる応力増分と効果パラメータの増分は、式(3-14)と式(3-15)で与えられる。

$$\sigma_{n+1}^{(1)} - \sigma_{n+1}^{(0)} = \delta\sigma_{n+1}^{b(0)} = -D_e\delta\varepsilon_{n+1}^{p(0)} \quad (3-14)$$

$$\kappa_{n+1}^{(1)} - \kappa_{n+1}^{(0)} = \delta\kappa = \lambda \quad (3-15)$$

これを降伏関数のテーラー展開に代入し、 $f = 0$ という条件を与えると、

$$\lambda_0 = \frac{f(\sigma_{n+1}^{(0)}, \kappa_{n+1}^{(0)})}{\frac{\delta f}{\delta \sigma} D_e \frac{\delta g}{\delta \sigma} - \frac{\delta f}{\delta \kappa}} \quad (3-16)$$

が得られる。その結果、塑性ひずみ増分及び新たな応力状態が確定される。

本解析では、塑性ひずみ増分から計算される要素各点の節点力を不釣り合い力として計算し、これが無視できるほどになるまで、繰返し計算し、解を求めている。

3. 3 弧長増分法¹⁴⁾

非線形有限要素方程式の解法には、変位増分法を用いることが一般的である。しかし、

一般的な変位増分法を用いて，snap-through や snap-buckling といった変位の増分とともに荷重が減少する特性を示す構造系を解くことは難しい．というのも，制御する変位の選択に際し，対象の崩壊モードに対する予備知識が必要となるためである．弧長増分法とは，変位増分法的一种であり，解析過程をより汎用的にしたものである．

本解析では，Crisfield によって提案された弧長増分法を用いている．以下にその概要を示す．対象となる構造系に作用する荷重 F は，その基本分布形状 q は変化せずにその大きさ λ が増加または減少する．したがって，

$$F = \lambda q \quad (3-17)$$

したがって，収束計算中の増分方程式は式(3-18)のように表せる．

$$K\Delta u_{i+1} = \Delta \lambda_i q - g_i(\lambda_i) \quad (3-18)$$

ここに， K は剛性行列， Δu は節点変位増分， g は不釣り合い力である．

今， g は式(3-19)のように表せる．

$$g(\lambda + \delta \lambda) = g(\lambda) - \delta \lambda q \quad (3-19)$$

したがって，修正計算中の変位増分 δ_i は，式(3-20)のようになる．

$$\delta_i = -K^{-1}g(\lambda_i + \delta \lambda_i) = \delta_i(\lambda_i) + \delta \lambda_i \delta_T \quad (3-20)$$

$\delta_i(\lambda_i)$ は既知の λ による不釣り合い力 $g_i(\lambda_i)$ による標準的な修正変位増分である．

したがって，次式が成り立つ．

$$\delta_i(\lambda_i) = -K^{-1}g_i(\lambda_i) \quad (3-21)$$

一方， δ_T は基本分布荷重による節点変位増分である．つまり，式(3-22)のようになる．

$$\delta_T = K^{-1}q \quad (3-22)$$

したがって，最初の増分については，式(3-23)が成り立つ．

$$\Delta u_o = \Delta \lambda_o \delta_T \quad (3-23)$$

節点変位増分は式(3-24)のようになる．

$$\Delta u_{i+1} = \Delta u_i + \delta_i \quad (3-24)$$

今，変位増分を制約する条件式として，式(3-25)を導入する．

$$\Delta u_i^T \Delta u_i = \Delta l^2 \quad (3-25)$$

この式は， N 次元の変位空間においてその二乗和が一定値をとることを示している．
今，式(3-20)と式(3-24)を式(3-25)に代入すると，次式(3-26)のような荷重増分パラメータ $\delta\lambda_i$ の二次方程式を得る．

$$\begin{aligned} a_1 \delta\lambda_i^2 + a_2 \delta\lambda_i + a_3 &= 0 \\ a_1 &= \delta_T^T \delta_T \\ a_2 &= 2\{\Delta u_i + \delta_i(\lambda_i)\}^T \delta_T \\ a_3 &= \{\Delta u_i + \delta_i(\lambda_i)\}^T \{\Delta u_i + \delta_i(\lambda_i)\} - \Delta l^2 \end{aligned} \quad (3-26)$$

ここで，式(3-26)には2つの解が存在する．荷重～変位経路における Doubling-back を避けるために， Δu_i と Δu_{i+1} の間の角度は正でなくてはならない．その角度は，式(3-27)で与えられる．

$$\theta_1 = \Delta u_{i+1,1}^T \Delta u_i \quad (3-27-1)$$

$$\theta_2 = \Delta u_{i+1,2}^T \Delta u_i \quad (3-27-2)$$

したがって， θ_1 および θ_2 のうち，正の値をとる解を選べばよい．この手順を十分な精度が得られるまで繰返すことにより，解を得ることができる．

3. 4 ジョイント要素

3. 4. 1 構成モデル

本研究では地盤と補強材の不連続面での接触挙動を再現するため Goodman¹⁵⁾らが開発したジョイント要素を導入した．図3-1は平面ひずみ条件におけるジョイント要素を示している．図中それぞれ第1，第4節点と第2第3節点は初期状態において同一の座標を持っているものを模式的に表現したものである．すなわち解析モデル上で扱われるのは厚さ0の要素である．

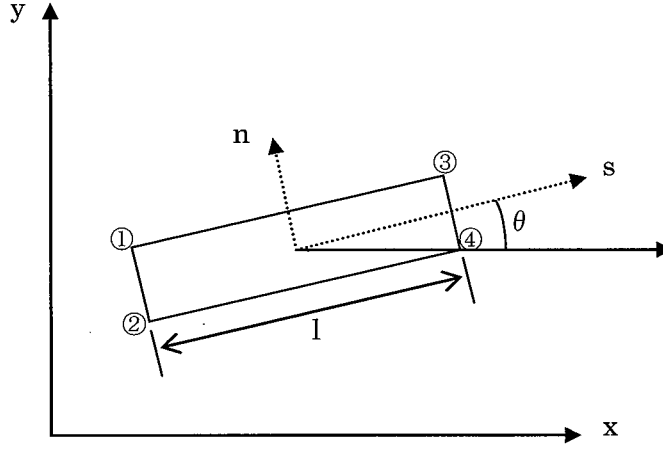


図 3-1 ジョイント要素の配置

$\{du\}$ を局所座標系における変位増分ベクトルとして以下のように表す.

$$\{du\} = \{du_s^1, u_n^1, u_s^2, u_n^2, u_s^3, u_n^3, u_s^4, u_n^4\} \quad (3-28)$$

ジョイント要素の相対変位ベクトルを式(3-29)のように定義する.

$$\{dw\} = \begin{Bmatrix} dw_s \\ dw_n \end{Bmatrix} \quad (3-29)$$

ここに, dw_s および dw_n はそれぞれ, せん断方向及びジョイント対して直角方向の相対変位増分である. 変位増分ベクトルと相対変位増分の内挿関係は式(3-30)~式(3-32)によって表す.

$$\{dw\} = [B_j]\{du\} \quad (3-30)$$

$$[B_j] = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} -A & 0 & -B & 0 & B & 0 & A & 0 \\ 0 & -A & 0 & -B & 0 & B & 0 & A \end{bmatrix} \quad (3-31)$$

$$A = 1 - \frac{2s}{l} \quad B = 1 + \frac{2s}{l} \quad (3-32)$$

ここに l はジョイント要素の長さである.

ジョイント要素の応力増分ベクトルを式(3-33)によって定義する.

$$\{d\sigma\} = \begin{Bmatrix} d\sigma_s \\ d\sigma_n \end{Bmatrix} \quad (3-33)$$

ここに、 $d\sigma_s$ および $d\sigma_n$ はそれぞれせん断応力増分および垂直応力増分である。相対変位増分と応力増分の間に次式の関係を保定し、 $[D_j]$ によってジョイント要素の力学特性を表現することができる。

$$\{d\sigma\} = [D_j]\{dw\} \quad (3-34)$$

$$[D_j] = \begin{bmatrix} D_j^{11} & D_j^{12} \\ D_j^{21} & D_j^{22} \end{bmatrix} \quad (3-35)$$

仮想仕事の原理に基づいてジョイント要素の剛性マトリックスは式(3-36)で与えられる。

$$[K_L] = \int_V [B_j]^T [D_j] [B_j] dV \quad (3-36)$$

以上より平面ひずみ条件における $[K_L]$ は式(3-37)のようになる。

$$[K_L] = \frac{l}{6} \begin{bmatrix} 2D_j & D_j & -D_j & -2D_j \\ D_j & 2D_j & -2D_j & -D_j \\ -D_j & -2D_j & 2D_j & D_j \\ -2D_j & -D_j & D_j & 2D_j \end{bmatrix} \quad (3-37)$$

3. 4. 2 摩擦特性のモデル化

本項では前項で示したジョイント要素に与える摩擦特性について示す。一般にせん断強度のモデルはクーロンの摩擦則に基づいた式(3-38)で与えられる。

$$\sigma_s = c + \sigma_n \tan \phi \quad (3-38)$$

ここに σ_s および σ_n はジョイント要素のせん断方向および垂直方向の応力であり、 c および ϕ は粘着力とせん断抵抗角である。図3-2はジョイントに発生するせん断方向の相対変位量 w_s とせん断応力の関係を示したものである。 k_s は σ_s の w_s に対する傾きでありジョイントのせん断剛性を表す。図のように w_s が小さい領域において線形関係を与えた場合、 k_s が非常に大きな値であれば τ_{max} に達するまで実質的に相対変位が生じていない、すなわちジョイ

ント要素によってつながれた要素同士が一体となって挙動するとみなすことができる．また τ_{max} に達したあとはせん断応力の増加なしに w_s が増加する，すなわちジョイントのスリップを表現することができる．しかし， k_s を大きくすることによって線形領域からスリップを発生する領域への遷移時の数値計算過程においてせん断剛性の急激な変化に起因する繰り返し計算回数の著しい増加が発生する．

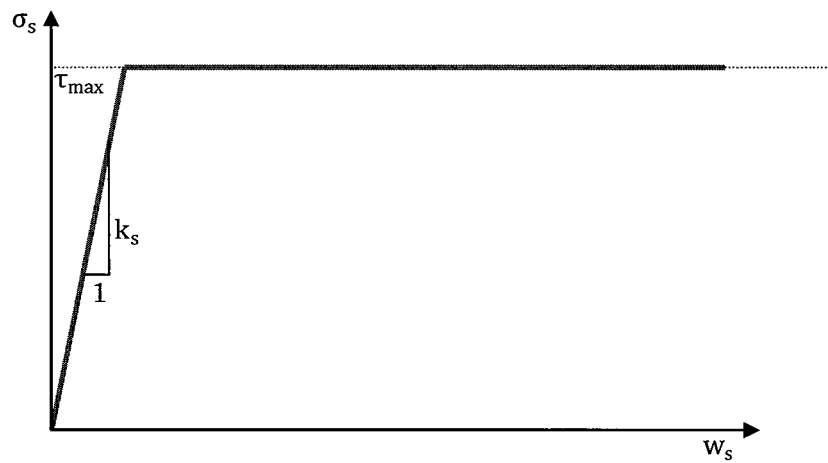


図 3－2 相対変位量 w_s とせん断応力の関係①

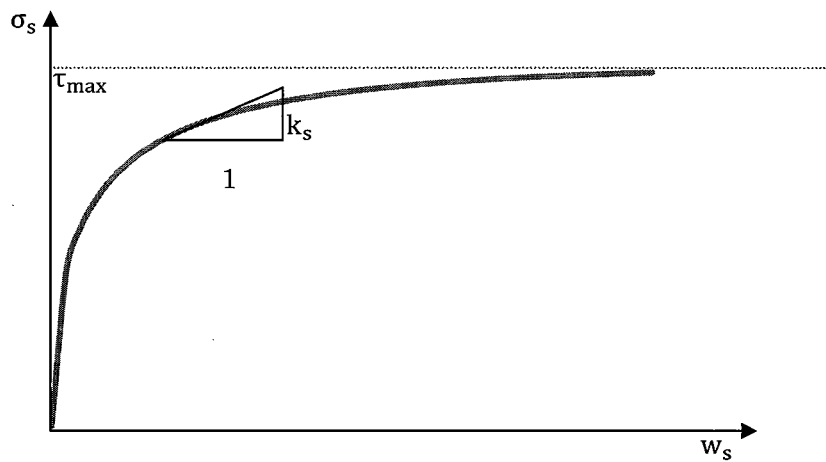


図 3－3 相対変位量 w_s とせん断応力の関係②

そこで前述のような関係の代わりに w_s が小さい領域ではせん断剛性が大きく、相対変位量が大きくなるにつれ0に近づく関係を与えた。関係式は式(3-39)のとおりである。

$$\sigma_s = \tau_{max} \left\{ 1 - \exp \left(-\frac{W_s}{W_0} \right)^m \right\}, w_0 = 3 \times 10^{-4}, m = 0.5 \quad (3-39)$$

また、相対変位量に対応するせん断剛性は式(3-40)となる。

$$k_s = \frac{d\sigma_s}{dw_s} = \frac{\tau_{max} \times m}{w_s^{1-m} \times w_0^m} \left\{ -\exp \left(-\frac{w_s}{w_0} \right)^m \right\} \quad (3-40)$$

一方、垂直応力と相対変位量の垂直成分に関しては線形関係のみを考え、その剛性を k_n とする。ここで $d\sigma_s$ は dw_s とのみ、また $d\sigma_n$ は dw_n とのみそれぞれ関係するので式(3-41)~式(3-43)が成り立つ。

$$d\sigma_s = k_s dw_s \quad (3-41)$$

$$d\sigma_n = k_n dw_n \quad (3-42)$$

$$[D_j] = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \quad (3-43)$$

3. 5 ケーブル構造の有限変位解析¹⁶⁾

本研究では、ジオテキスタイルをケーブル構造としてモデル化した。図3-4に示したように、ピン結合した構造物を考える。図3-5は変形後初期状態から鉛直方向の荷重 P を載荷したときの既知の釣り合い状態を示している。この状態における要素の軸力を N とし、荷重増分 ΔP を載荷したときの変位増分を $\Delta \delta$ とする

ここで、要素の接線剛性マトリックスを求めると式(3-44)のようになる。

$$K = \frac{EA}{l_0} \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & -\sin \theta \cos \theta & -\cos^2 \theta & \sin \theta \cos \theta \\ & \sin^2 \theta & \sin \theta \cos \theta & -\sin^2 \theta \\ \text{sym} & & \cos^2 \theta & -\sin \theta \cos \theta \\ & & & \sin^2 \theta \end{bmatrix} + \frac{N}{l} \begin{bmatrix} 1 - \cos^2 \theta & \sin \theta \cos \theta & 1 + \cos^2 \theta & -\sin \theta \cos \theta \\ & 1 - \sin^2 \theta & -\sin \theta \cos \theta & 1 + \sin^2 \theta \\ \text{sym} & & 1 - \cos^2 \theta & \sin \theta \cos \theta \\ & & & 1 - \sin^2 \theta \end{bmatrix} \quad (3-44)$$

式(3-44)の要素における接線剛性マトリックスは式(3-45)を満たしている.

$$\Delta f = K \Delta u \quad (3-45)$$

ここに, Δf と Δu は, それぞれ節点荷重増分ベクトルと節点変位増分ベクトルである.

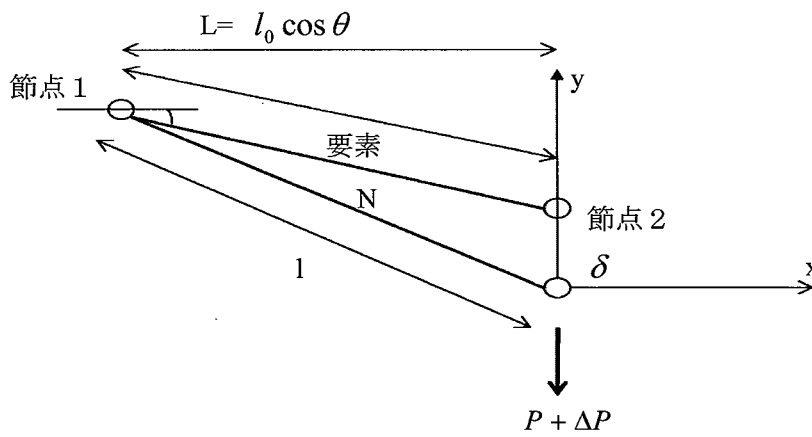


図 3-4 ピン結合した構造物

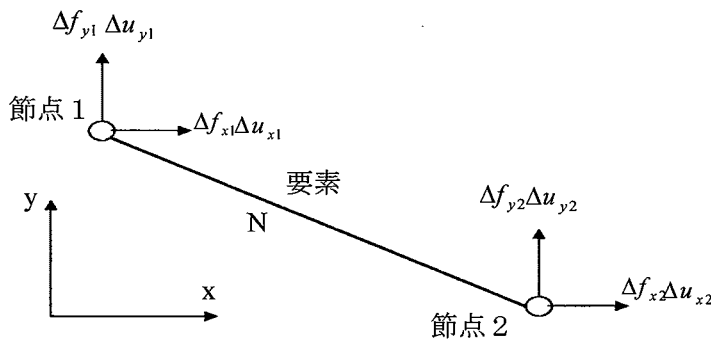


図 3-5 変形後初期状態から鉛直方向の荷重 P を載荷したときの釣り合い状態

3. 6 ビーム要素の概要

図 3-6 は代表的なビーム要素を示している。ビーム要素はモーメント m が生じるため、節点力は三つの成分、というと軸力 P_x 、その直角方向せん断力 P_y および モーメント m で構成される。

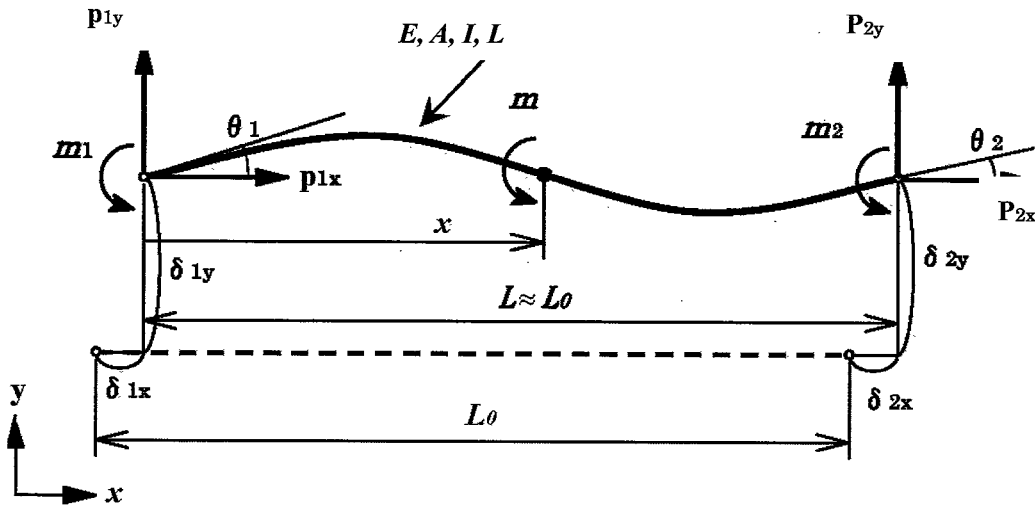


図 3-6 ビーム要素モデル

モーメントに関しては、各節点に外部から作用する反時計方向のモーメントを正の方向とする。まずビームの長さ L の中間に集中力もしくは分布荷重がないものとする。節点力間には式(3-46)が成立する。

$$\begin{aligned} P_{1x} + P_{2x} &= 0 \\ P_{1y} + P_{2y} &= 0 \\ m_1 + P_{2y}L + m_2 &= 0 \end{aligned} \quad (3-46)$$

行列で表すと、

$$\begin{Bmatrix} P_{1x} \\ P_{1y} \\ m_1 \end{Bmatrix} + [H] \begin{Bmatrix} P_{2x} \\ P_{2y} \\ m_2 \end{Bmatrix} = 0 \quad , \quad [H] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & L & 1 \end{bmatrix} \quad (3-47)$$

ここに, $[H]$ は平衡行列である.

式(3-46)を用いて, 式 (3-47)を節点でのモーメントだけを含んだ関係で表すと,

$$EI \frac{dv}{dx} = -m_1 + (m_1 + m_2) \frac{x}{L} \quad (3-48)$$

ビーム要素内で縦弾性係数 E および 断面 2 次モーメント I を一定であると仮定する. そうすると式(3-47)の解は,

$$\begin{aligned} m_1 &= \frac{6EI}{L^2} \delta_{1y} + \frac{4EI}{L} \theta_1 - \frac{6EI}{L^2} \delta_{2y} + \frac{2EI}{L} \theta_2 \\ m_2 &= \frac{6EI}{L^2} \delta_{1y} + \frac{2EI}{L} \theta_1 - \frac{6EI}{L^2} \delta_{2y} + \frac{4EI}{L} \theta_2 \\ P_{1y} &= -P_{2y} = \frac{12EI}{L^3} \delta_{1y} + \frac{6EI}{L} \theta_1 - \frac{12EI}{L^3} \delta_{2y} + \frac{6EI}{L} \theta_2 \end{aligned} \quad (3-49)$$

軸方向の節点力 P_{1x} , P_{2x} と節点変位 δ_{1x} , δ_{2x} の間には式(3-50)が成立する.

$$P_{1x} = -P_{2x} = \frac{EA}{L} (\delta_{1x} - \delta_{2x}) \quad (3-50)$$

式(3-49)を行列で表すと式(3-51)ようになる.

$$\begin{Bmatrix} P_{1x} \\ P_{1y} \\ m_1 \\ P_{2x} \\ P_{2y} \\ m_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_{1x} \\ \delta_{1y} \\ \theta_1 \\ \delta_{2x} \\ \delta_{2y} \\ \theta_2 \end{Bmatrix}, \quad \text{または} \quad \{p\} = [k]\{d\} \quad (3-51)$$

ただし, ビーム要素の剛性マトリックス $[k]$ は式(3-52)のようである.

$$[k] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \end{bmatrix} \quad (3-52)$$

4. 模型実験とその支持メカニズム

本章では、対象となる模型実験について述べると共に、提案した数値解析法の検証を行う。そのために、完全拘束されたジオテキスタイル、部分拘束されたジオテキスタイルおよび完全拘束されたスチール棒によって補強された超軟弱地盤粘土地盤の支持力に対する解析結果を実内模型実験の結果と比較する。次に、それぞれの支持メカニズムを、荷重-沈下曲線、地盤の局所安全率、地表面の鉛直応力分布、ジオテキスタイルの張力分布などの結果から明らかにする。

4. 1 模型実験の概要¹⁷⁾¹⁸⁾

4. 1. 1 実験材料の工学的な特性

本実験で用いた地盤材料は韓国の全羅南道光陽港 3 段階 3 次予定地区現場で採取した浚渫粘土である。採取した粘土は液性限界の約 3 倍で練り返して使用した。採取した粘土の物理特性と力学特性を調べるために、土質試験を行った結果を表 4－1 に示している。粘土の比重が 2.65、液性限界(LL)が 45.9%、塑性指数(PI)が 24.2%である。そしてペーンせん断試験の結果、粘土のせん断強度は含水比 130%の場合、1.0kN/m²であった。また、本実験では覆土材料は韓国の注文津標準砂を用いた。最大/最少密度試験を実施した結果、最少密度が 1.39g/cm³、最大密度が 1.62g/cm³であった。

本実験ではジオテキスタイルとスチール棒（竹格子の代替）を使用した。表 4－2 はジオテキスタイルの広幅引張試験の結果を示している。ジオテキスタイルの最大引張強度 35.41kN/m における引張ひずみは 16%であった。その結果として、ジオテキスタイルの平均引張強度は約 35kN/m で、その伸び剛性は 220kN/m であった。また、スチール棒 は外径 10mm、内径 8.5mm であり、剛性試験を行った結果、2.75kgf・m²であった。

表 4－1 光陽港の浚渫埋立粘土の物理特性

Specific gravity	Unit weight (kN/m ³)	Liquid limit (%)	Plastic limit (%)
2.65	16.82	45.9	21.7

表 4－2 ジオテキスタイルに対する広幅引張試験の結果

Test No.	Wide width tensile strength (kN/m)	Tensile strain (%)
1	33.9	21.1
2	36.1	16.5
3	37.3	16.9
4	32.4	20.7
5	37.3	17.3
Average	35.4	16.0

4. 1. 2 模型実験装置

図 4－1 は模型実験装置を示している。実内模型実験装置は模型土槽（写真 4－1(a)），荷重装置(写真 4－1(b))および計測装置(写真 4－1(c))で構成されている。模型実験に用いた土槽は長さ 2m，高さ 1m，幅 0.5m である。本実験では最大 100mm まで測定可能で誤差範囲 1/100mm 変位を測定できる LVDT と軟弱地盤と表層処理材料の定性的な挙動を測定するために，最大測定範囲 200mm，誤差範囲 1/100mm である Laser Displacement Transducer を用いた。

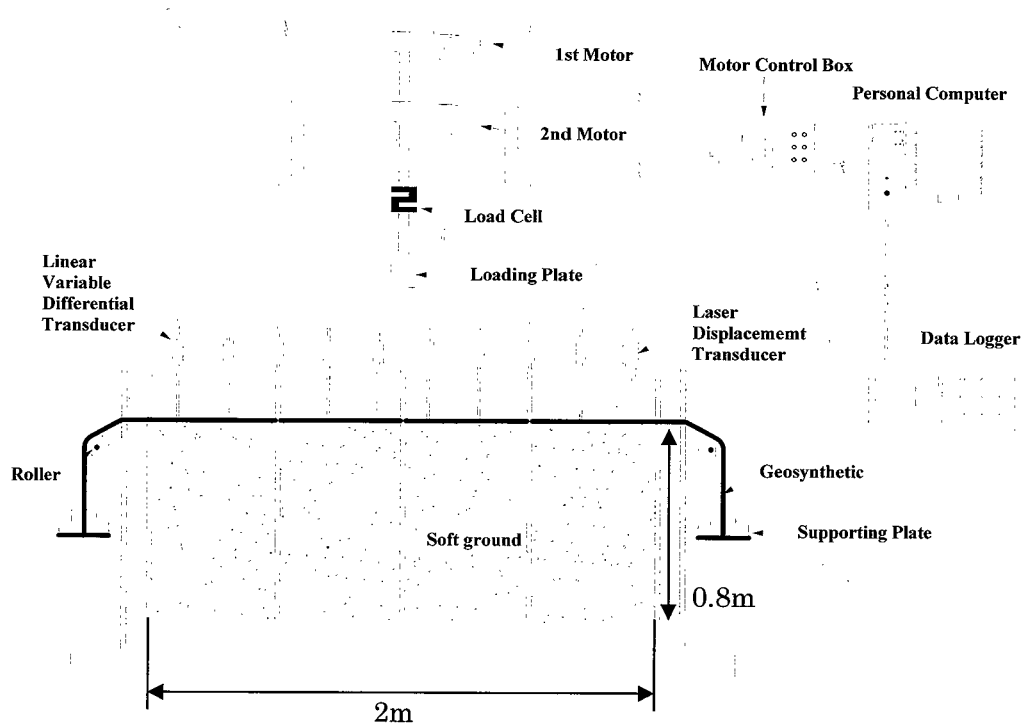
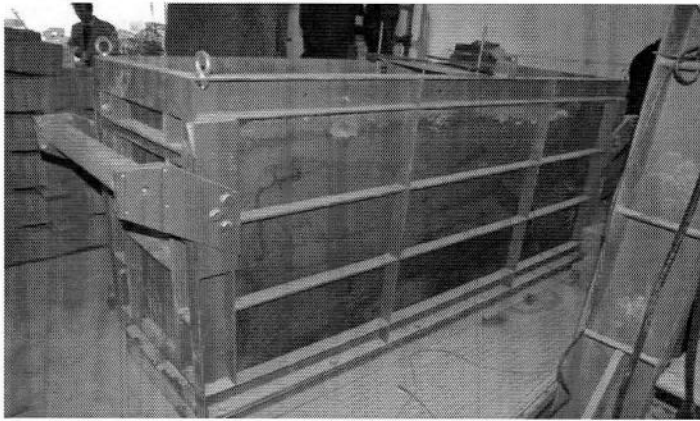


図 4－1 模型実験装置

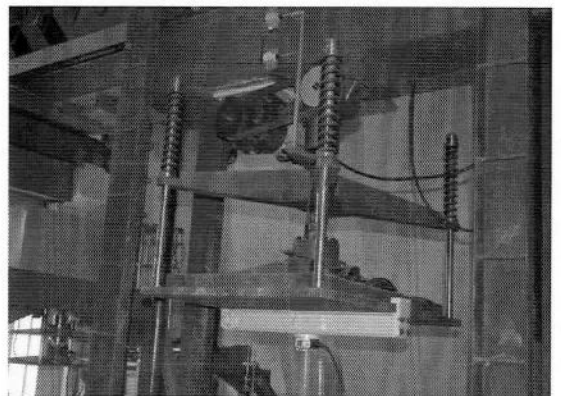
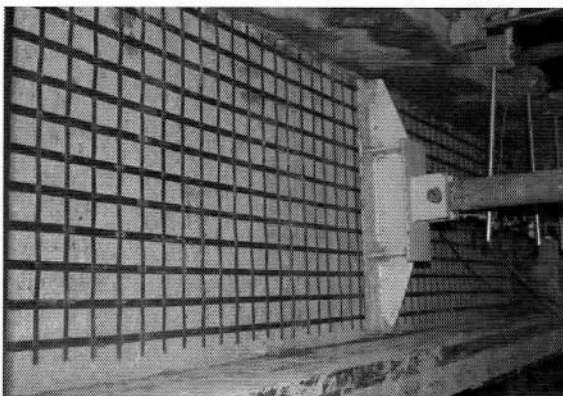
4. 1. 3 模型実験方法と流れとケース

本実験では粘土と土槽壁面の間に発生する摩擦を最少化するために壁面にオイルとビニルラップを用いた摩擦定減処理を実施した。実験では粘土の含水比を 130%に調整し、大型土槽に充填した後、表層にジオテキスタイルを敷設した。ジオテキスタイルの端部拘束は、完全拘束と部分拘束に分けて行った。ジオテキスタイルの両端部を、クランプを用いて固定させるのを完全拘束条件、ジオテキスタイルの端部に錘を用いて先行荷重を加えるのを部分拘束条件と定義した。部分拘束の先行荷重は 23.kgf, 55.6kgf, 85.6kgf の 3 種類によって実施した。

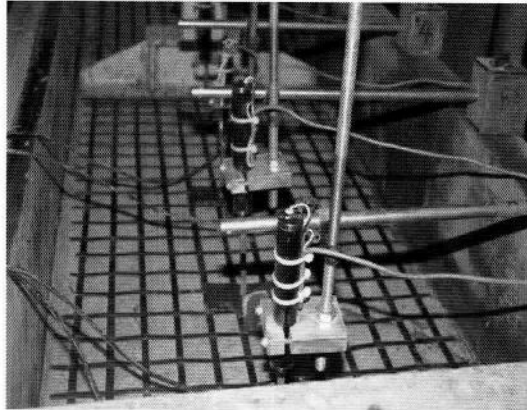
載荷方法は実際現場での急速施工（非排水条件）を想定したため、急速荷重を基本とする静的載荷によるものとした。また、載荷 15 分後、次の荷重を載荷した。試験終了後、粘土アジテーターを用いて粘土をかき混ぜた後、次の実験を行った。



(a) 土槽



(b) 載荷装置



(c) 計測装置

写真 4－1 模型実験装置

表 4－3 は実験ケースを示している。実験ケースは補強材の種類と端部拘束条件および覆土の有無によって分かれている。

Test No.	補強材の種類	拘束条件	覆土
1	ジオテキスタイル	完全拘束	無
2		部分拘束（先行荷重 23.kgf）	
3		部分拘束（先行荷重 23.kgf）	
4		部分拘束（先行荷重 23.kgf）	
5	スチール棒	完全拘束	有(覆土厚 5cm)
6			有(覆土厚 10cm)
7			無

4. 2 完全拘束されたジオテキスタイルにおける模型実験に対する数値解析とその支持メカニズム^{19)20) 21)22) 23)}

4. 2. 1 数値解析の概要

本節ではジオテキスタイルによって覆われて端部が完全拘束された実験ケースに対する数値解析を行う。そして実験結果と解析結果を比較することにより、数値解析法の妥当性を検証するとともに模型実験結果の支持メカニズムを明らかにする。

図4-2は解析モデルを示している。解析では対称性を考慮し、载荷領域の中央を対称面とした半断面を解析対象領域とした。すなわち、解析領域は長さ1m、深さ0.8mである。地盤境界条件は左右側面を水平変位方向拘束し、底面は鉛直の変位拘束とした。地盤表面にはジオテキスタイルを模擬したケーブル要素を配置した。地盤とジオテキスタイルは一体化した。但し、载荷方法は模型実験と異なり、等分布荷重によるものとした。解析ではジオテキスタイルが敷設された均一な超軟弱粘土地盤上に等分布荷重が载荷されるケースを想定した。

表4-4は解析に用いたモデル地盤とジオテキスタイルのパラメータを示している。ここに、 c 、 E 、 T 、そして EA は、それぞれ地盤の粘着力、地盤の弾性係数、ジオテキスタイルの引張強度、ジオテキスタイルの伸び剛性を示している。モデル地盤の粘着力はベーンせん断試験の結果、ジオテキスタイルの引張強度と伸び剛性はジオテキスタイルに対する広幅引張試験の結果をそれぞれ用いた。

表4-5は解析ケースを示している。ここで、 R は補強地盤、 $R-1$ はジオテキスタイル端部を鉛直自由に設定したケース、 NR は無補強地盤、 G はジオテキスタイルのみを意味している。

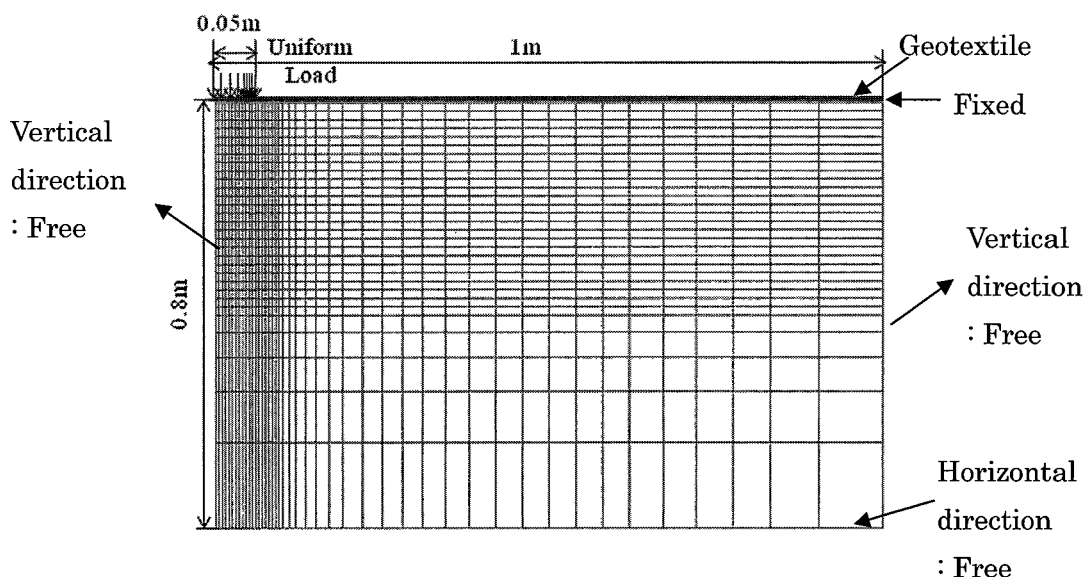


図4-2 数値解析モデル

表 4－4 解析パラメータ

	E_0 (kN/m ²)	ν	c (kN/m ²)	ϕ (°)
Ground	8	0.49	1	0
Geotextile	EA=220	T=34		

表 4－5 解析ケース

解析ケース	モデル地盤	ジオテキスタイル	補強材端部拘束条件
NR	有	無	無
R		有	完全拘束
R-1			鉛直自由
G	無		完全拘束

4. 2. 2 解析手法の検証とその支持メカニズム

図 4－3 は荷重－沈下曲線を示している。図中、実線は解析結果、プロットは実験結果を示している。解析結果は模型実験結果とほぼ一致している。また、NR における載荷圧力は R および模型実験結果と比べると、非常に小さい。そしてジオテキスタイルのみの G と比べると、R の載荷圧力は大きい。ジオテキスタイルの端部を完全拘束していない R-1 においても、R の結果より載荷圧力と沈下の関係の傾きが非常に小さい。以上のことから、模型実験における支持力は、地盤の支持力の影響は非常に小さく、ジオテキスタイルの伸び剛性によって支配され则认为られる。一方、ジオテキスタイルのみで支持する場合、その支持力が、地盤上のジオテキスタイルによって支持するケースより小さい。さらに、R と R-1 の結果を比較すると、ジオテキスタイルの拘束条件も支持力に大きな影響を与え则认为られる。

図 4－4 は R におけるモデル地盤の地表面の鉛直応力分布を示している。載荷圧力は 20kN/m²、40kN/m²、60kN/m² と 100kN/m² である。最大鉛直応力はモデル左端、すなわち、載荷領域の中央部分で発生する。鉛直応力はモデル左端から側方に離れるのに伴い単調に減少しているが、ジオテキスタイルの荷重分散効果によって載荷圧力を受けていない部分にも顕著な地盤の反力が生じている。それが、図 4－3 に示したように R と G 違いの原因になると考えられる。以上のことから、ジオテキスタイルによって覆われた超軟弱地盤は、ジオテキスタイルの張力とジオテキスタイルの荷重分散効果によるジオテキスタイルが覆われた地盤での顕著な反力によって、上載荷重を支持すると考えられる。

図 4－5 は R におけるジオテキスタイル張力の分布を示している。最大張力は等分布荷重の端部において発生している。ジオテキスタイル全長において、大きな張力が発生している。そして載荷圧力が大きくなるほど、ジオテキスタイルの張力が大きくなることため、

ジオテキスタイルの伸び剛性が大きくなる。そのため、図4-3に示したように、Rにおいて、載荷圧力が大きくなるほど、荷重と沈下の関係の傾きは小さくなったと考えられる。

図4-6はGにおけるジオテキスタイル張力の分布を示している。載荷圧力を受けていない部分に載荷領域の端部で発生している最大張力が概ね同じ張力が発生している。そしてジオテキスタイルの全体でRより張力が大きく発生している。以上のことより、ジオテキスタイルによって表層補強する場合は、図4-4に示したように、ジオテキスタイルによって覆われた地表面に顕著な地盤反力が発生するため、ジオテキスタイルのみの場合より、支持力が大きくなると考えられる。

図4-7はRにおける地盤のせん断強度に対する地盤に発生するせん断応力の比である局所安全率の分布を示している。載荷圧力が 40kN/m^2 および 100kN/m^2 に達した時点での分布を示している。載荷圧力が 40kN/m^2 に達した段階で地盤中には破壊状態に達している部分が生じ始める。そして載荷圧力が 100kN/m^2 の時点では、破壊に達している領域は涙滴状に拡大している。そこで、載荷圧力を直接受けている地表面には、破壊状態に達している部分が生じてない。それは、超軟弱地盤上にジオテキスタイルを敷設することで、覆われた部分に地盤反力が発生するためであると考えられる。

図4-8はRにおける地盤変形図を示している。変形図は載荷圧力がそれぞれ19.2, 37.4, 78.7, 98.2kN/m^2 に達した時点での結果である。ジオテキスタイルを敷設することによって、載荷圧力が増加しても、載荷領域の周辺の段差などはみられず、なだらかに変形している。

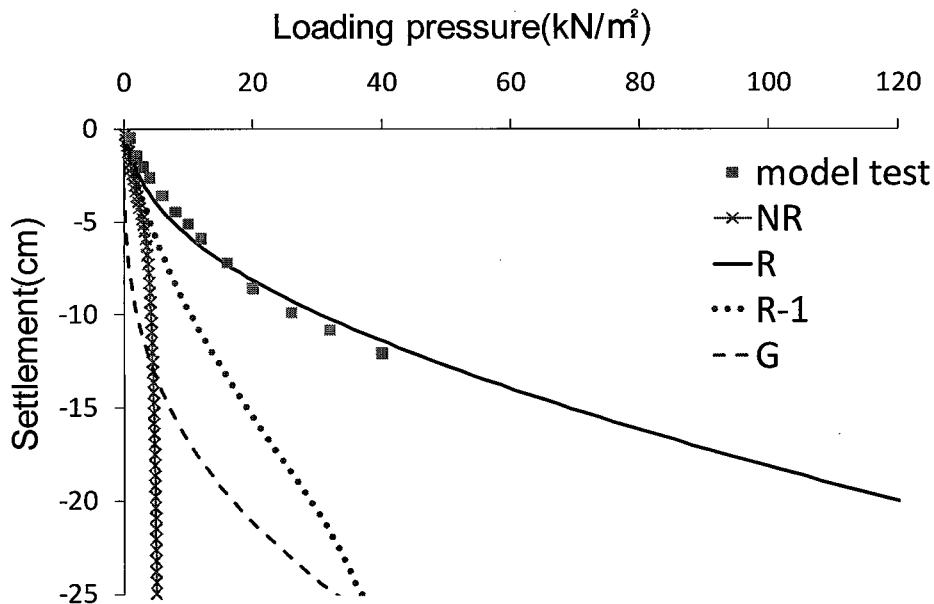


図4-3 実験結果と解析結果に対する荷重-沈下曲線

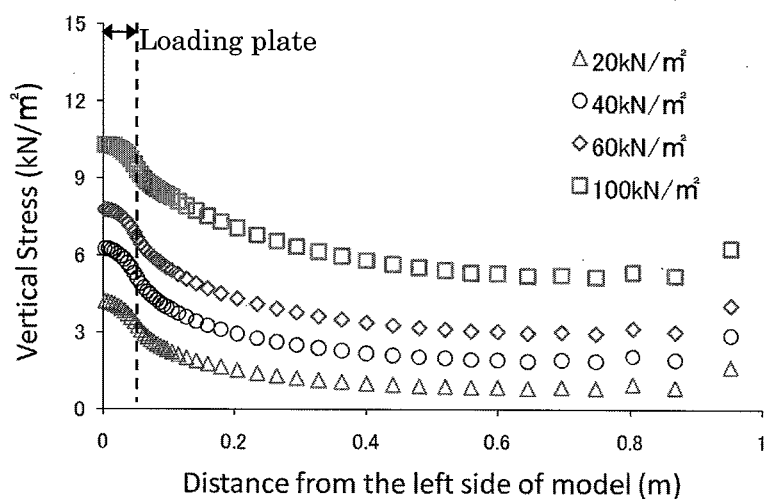


図 4—4 R における地表面の鉛直応力分布

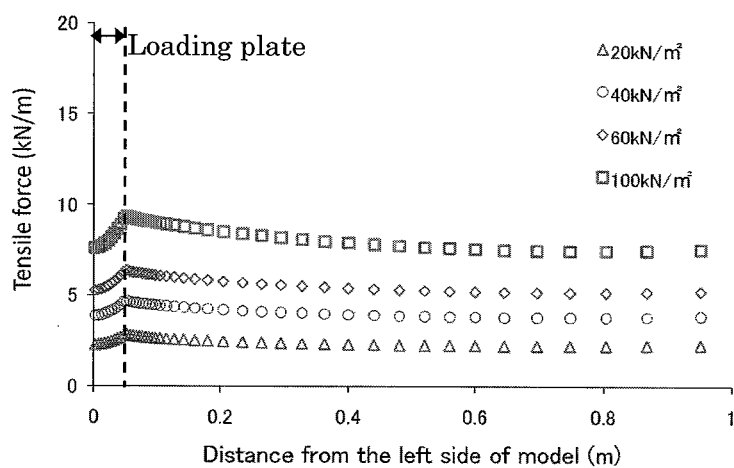


図 4—5 R におけるジオテキスタイル張力の分布

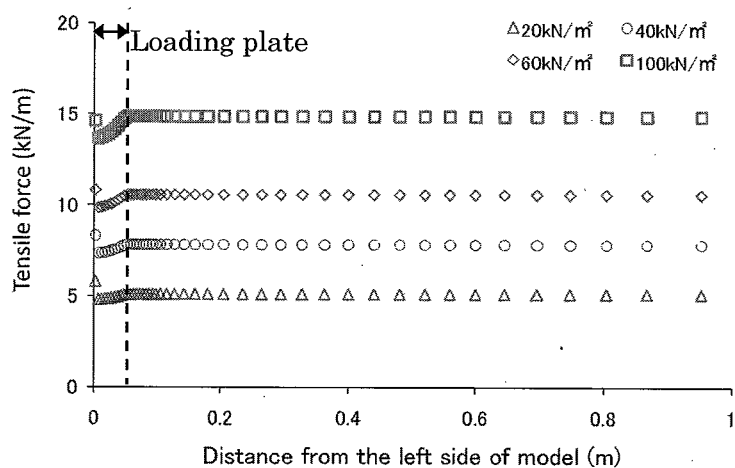
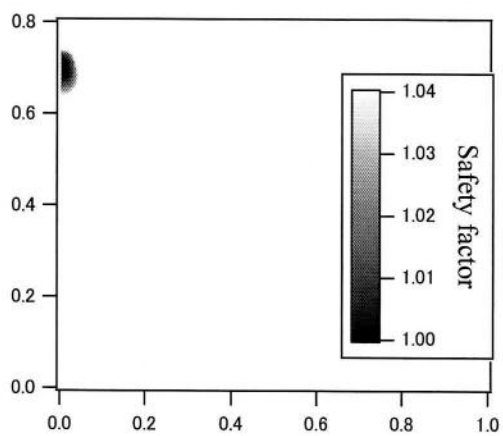
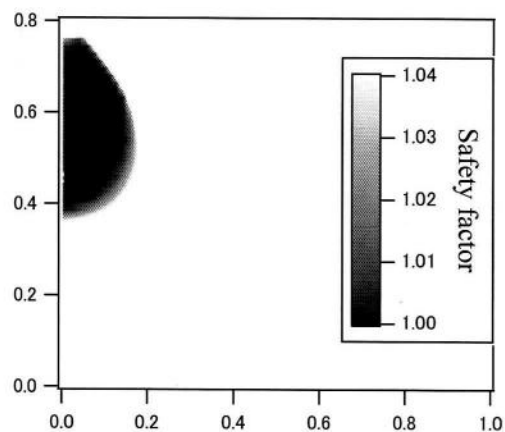


図 4—6 G におけるジオテキスタイル張力の分布

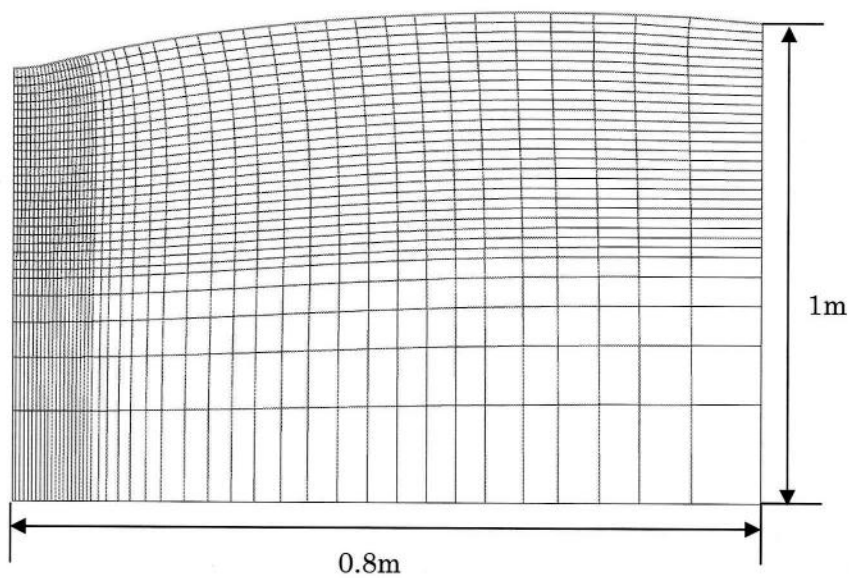


a) Uniform load 40kN/m^2

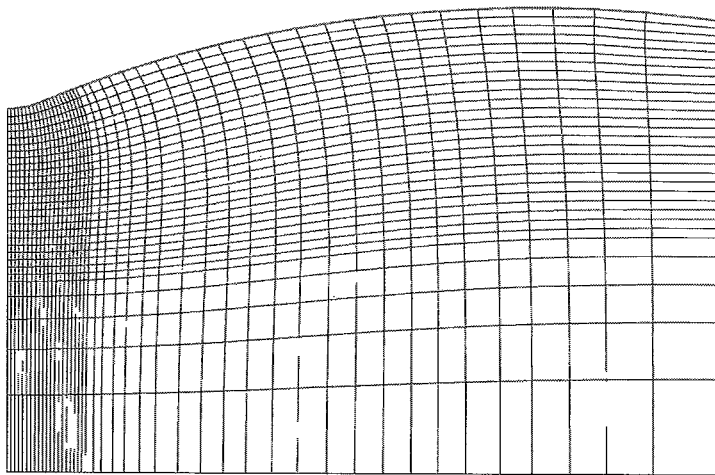


b) Uniform load 100kN/m^2

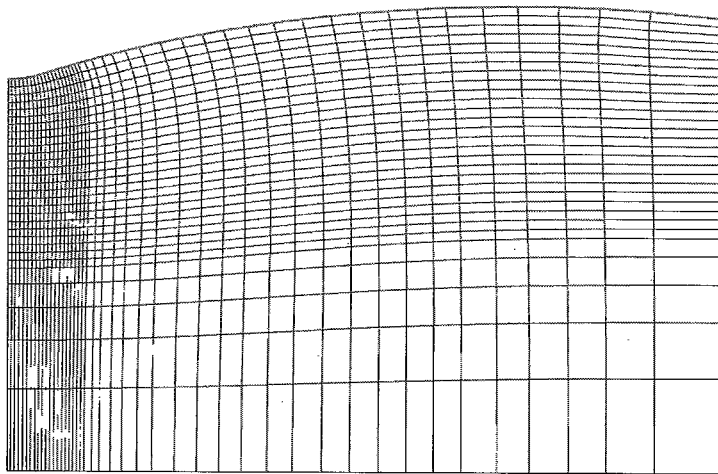
図 4—7 R における局所安全率の分布



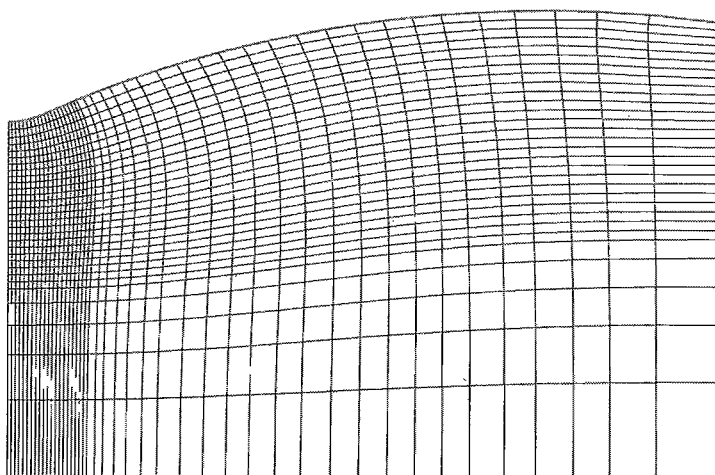
a) Loading pressure 19.2kN/m^2



b) Loading pressure 37.4kN/m^2



c) Loading pressure 78.7kN/m^2



d) Loading pressure 98.2kN/m^2

図 4—8 R における地盤変形図

4. 3 部分拘束されたジオテキスタイルにおける模型実験に対する数値解析とその支持メカニズム

4. 3. 1 数値解析の概要

本節ではジオテキスタイルが覆われて端部が 55.6kgf の錘によって部分拘束された実験ケースに対する数値解析を行うことによって、数値解析法の妥当性を検証するとともに模型実験結果の支持メカニズムを明らかにするために、ジョイント要素を導入した数値解析を行った。

数値解析モデルは図 4－2 に示したものと同様であるが、端部拘束が違う。図 4－9 はジオテキスタイル端部にモデル化の様子を示している。図中の太い線はジオテキスタイルを、点線の部分はジョイント要素を示している。なお図中ではジョイント要素は分かりやすいように厚みを持たせて描いているが実際の解析では厚みはない。ジオテキスタイルの下に配置したジョイント要素は主として地盤とジオテキスタイルのすべりを表現しようとするものである。図 4－9 に示したように、ジオテキスタイルは鉛直のみを固定し、ジョイント要素は完全拘束した。

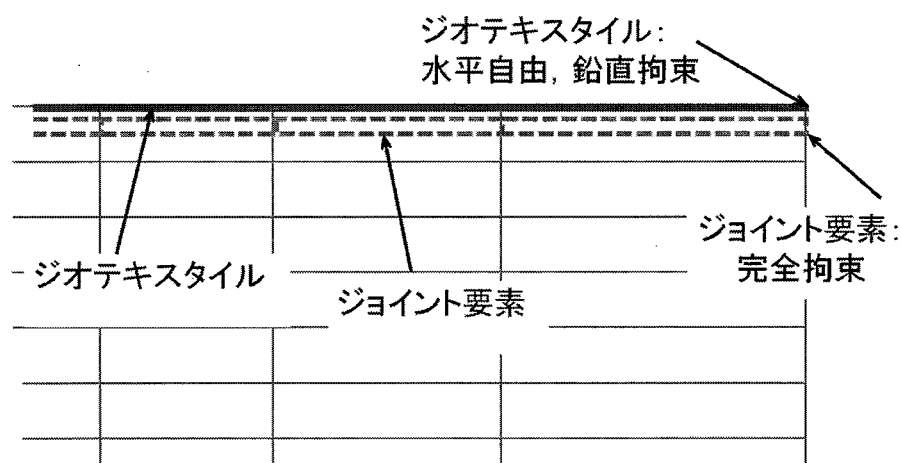


図 4－9 ジオテキスタイル端部のモデル化

表 4－6 は解析パラメータを示している。解析ケースはジョイント要素のせん断抵抗角 $\phi=0^\circ$ ，せん断強度 F_j を 0.4kN/m^2 とした。ジオテキスタイルの両端部に 55.6kgf の錘を用いて先行荷重を加えた部分拘束条件を想定しているため、初期張力を与える。但し、今回の模型実験では網状のジオテキスタイルを用いたため、張力が発生する端面積が小さくなる。そのため、実際に 55.6kgf の錘によってジオテキスタイルに発生する張力は大きくなる。数値解析の結果、錘の重さの概ね 2 倍が発生すると評価できたため、ジオテキスタイルの初

期張力は 111.2kgf とした.

表 4－7 は解析ケースを示している. RF-3 は 5.6kgf の錘を用いてジオテキスタイルを部分拘束した実験ケースに対する解析ケースである.

表 4－6 解析パラメータ

	E_0 (kN/m ²)	ν	c (kN/m ²)	ϕ (°)
Ground	8	0.49	1	0
Geotextile	EA=220	T=34		
Joint Element	Fj=0.4	初期張力=111.2kgf		

表 4－7 解析ケース

解析ケース	端部拘束
RF-3	部分拘束 (先行荷重 55.6kgf)

4．3．2 解析手法の検証とその支持メカニズム

図 4－10 は載荷圧力と沈下量の関係を示している. 図中, 線は解析結果, プロットは実験結果を示している. 模型実験結果は, ジオテキスタイルの両端部に 55.6kgf の錘を用いて先行荷重を加えた部分拘束条件下の結果である. 模型実験の結果は RF-3 の結果とほぼ一致している. また, 実験結果と解析結果地盤ともに, 沈下量が約 15cm に達する時点において, 載荷圧力と沈下量の関係の傾きが急激に大きくなっている. また, ジオテキスタイルを完全拘束したケースである R と比較すると, 載荷圧力が約 10kN/m² に達する前の段階において, 同じ沈下量に対する載荷圧力が大きい. しかし載荷圧力がそれ以上大きくなると, RF-3 の同じ沈下量に対する載荷圧力が R より小さくなる.

図 4－11 は RF-3 におけるジョイント要素の相対変位量を示している. 載荷圧力が 10kN/m², 20kN/m², 25kN/m² および 30kN/m² に達した時点での分布を示している. ジオテキスタイルが載荷領域の方向にすべた場合を正方向として表している. 載荷圧力が 10kN/m² に達した時点においては, ジオテキスタイルのすべりはほとんど生じてない. 載荷圧力が 20kN/m² に達した時点においても, ジオテキスタイルのすべりはジオテキスタイル端部から 30cm 離れた地点まで発生している. しかし載荷圧力が 25kN/m² 以上になるとジョイント要素に相対変位がジオテキスタイルの端部周辺に大きく生じると共に, 載荷領域の周辺まで生じている. 図 4－10 に示したように, 載荷圧力が 25kN/m² に達した時点は, 載荷圧力と沈下量の関係の傾きが変化する時点である. それはジオテキスタイルのすべりによるものであると考えられる.

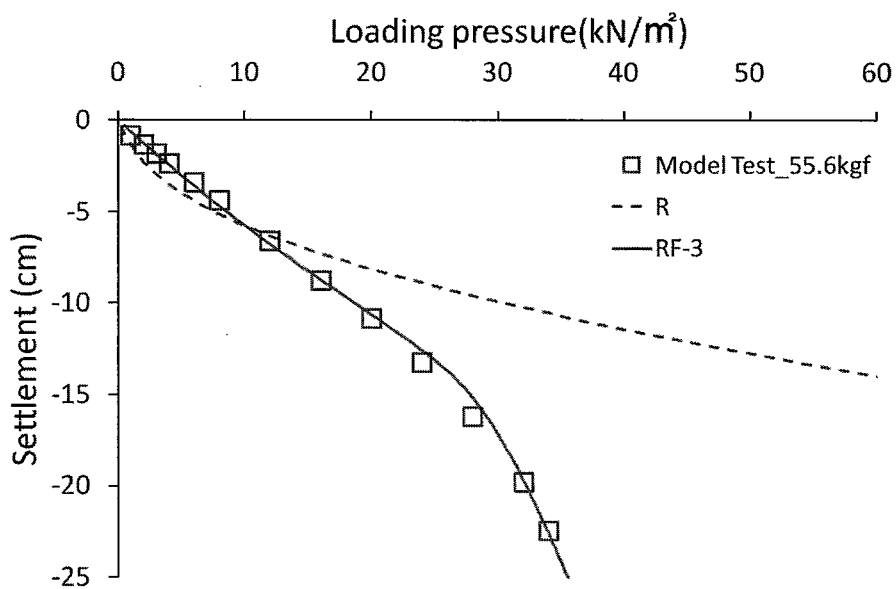


図 4—1 0 実験結果と解析結果に対する荷重—沈下曲線

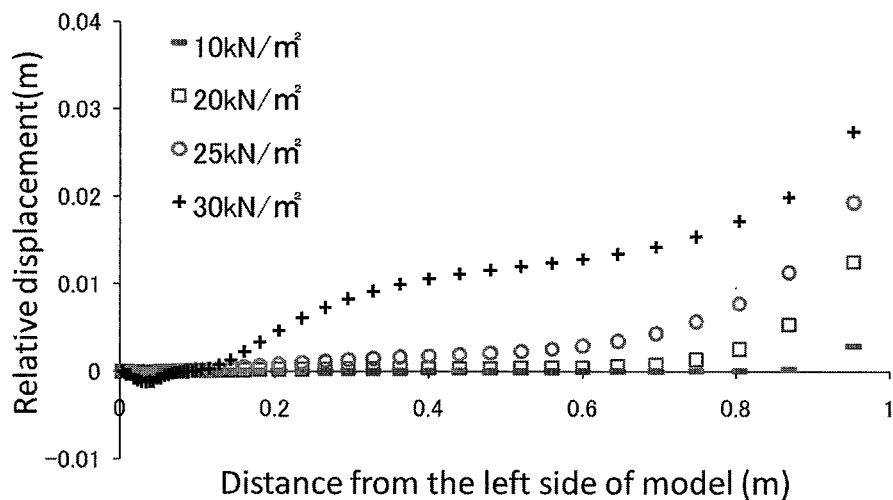


図 4—1 1 RF-3 におけるジョイント要素の相対変位量

図 4—1 2 は RF-3 における載荷圧力とジオテキスタイル張力の関係を示している。載荷圧力が 10kN/m^2 、 20kN/m^2 、 25kN/m^2 および 30kN/m^2 に達した時点での分布を示している。載荷圧力が 25kN/m^2 に達する前においては、載荷圧力が大きくなるほど、ジオテキスタイルの張力は直線的に増加している。しかし載荷圧力が 25kN/m^2 に達した後、ジオテキスタイルのすべりが載荷領域の周辺まで生じているため、張力の増加の割合が小さくなっている。

特に、荷重領域中央から 50cm 以上離れている地点では、荷重圧力が増加しても張力はほぼ一定である。図 4-10 に示したように、RF-3 においては、与えられた初期張力によって荷重圧力が約 10kN/m^2 に達するまで、R より同じ沈下量に対する荷重圧力が大きいと考えられる。以上のことより、ジオテキスタイルの初期張力を与えることが支持力改善に有効的であると考えられる。また、ジオテキスタイルのすべりが全体的に発生していない段階では、ジオテキスタイルと地盤の間の摩擦抵抗によって、ジオテキスタイルの張力が増加している。しかしジオテキスタイルのすべりが生じると、ジオテキスタイルの張力が荷重の増加に伴って増加しなくなるため、RF-3 における荷重圧力と沈下量の関係の傾きが急激に大きくなったと考えられる。

図 4-13 は荷重圧力が 10, 20, 25 および 30kN/m^2 に達した時点での RF-3 における地表面の鉛直応力分布を示している。いずれも荷重領域の中央部分で最大となるが、その値は図 4-5 に示した R と比べてやや大きい。そして荷重圧力を受けていない部分に発生している鉛直応力はモデル左端から側方に離れるのに伴い、急激に減少している。それはジオテキスタイルのすべりが発生することによって、ジオテキスタイルの張力も荷重荷重によって増加しなくなり、それによってジオテキスタイルの荷重分散効果も小さくなったためであると考えられる。以上のことより、ジオテキスタイルの荷重分散効果はジオテキスタイルのすべり発生によって左右されることが考えられる。

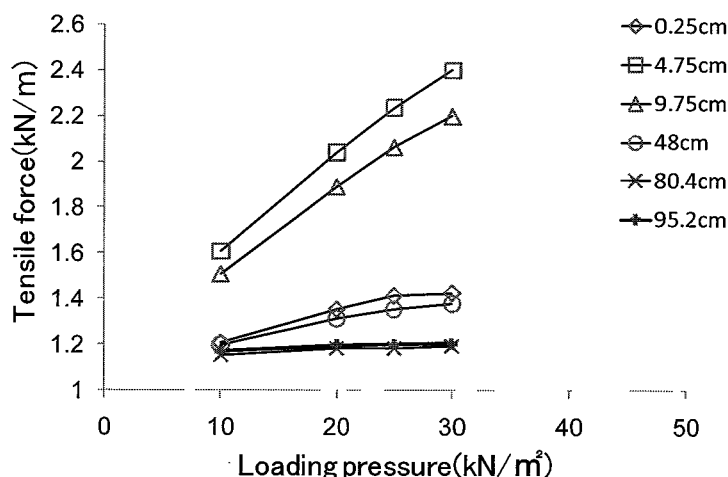


図 4-12 RF-3 における荷重圧力とジオテキスタイル張力の関係

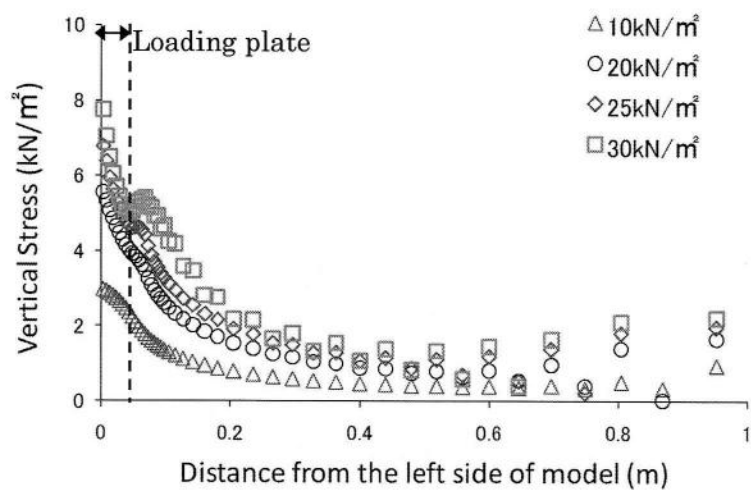


図 4—1 3 RF-3 における地表面の鉛直応力分布

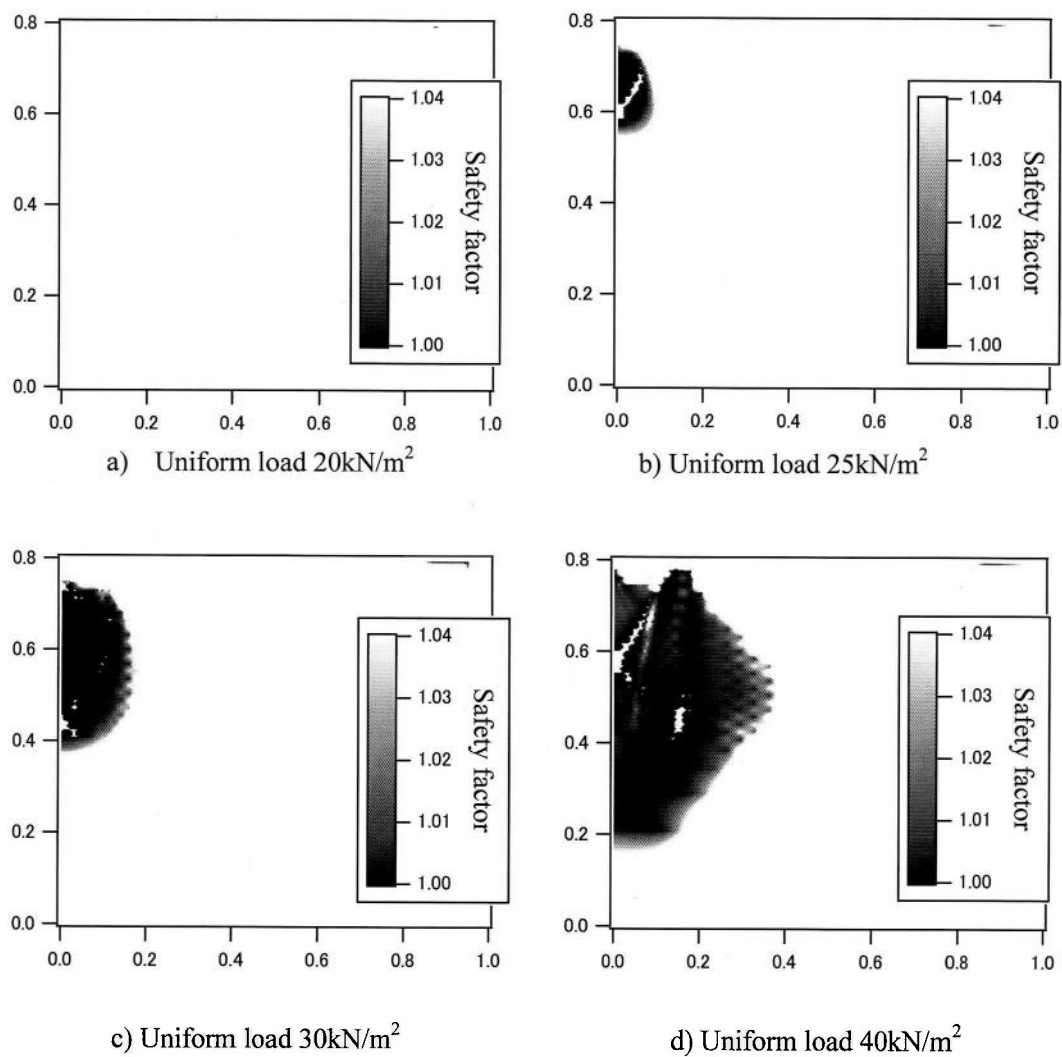
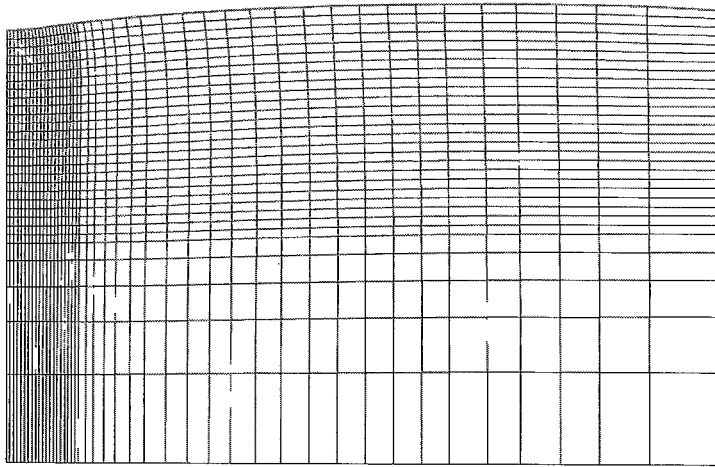
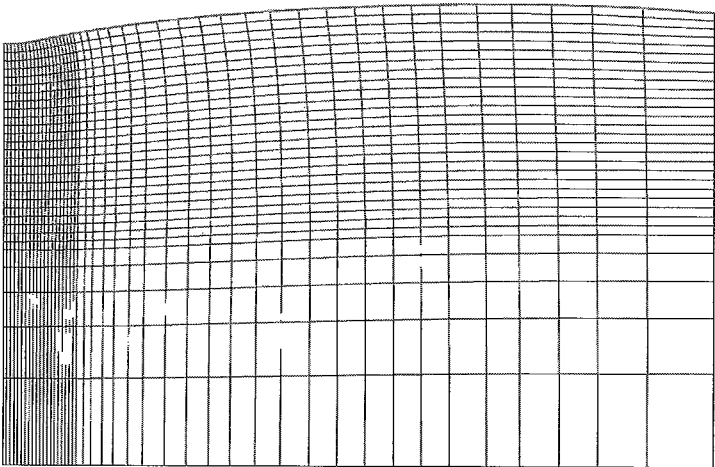


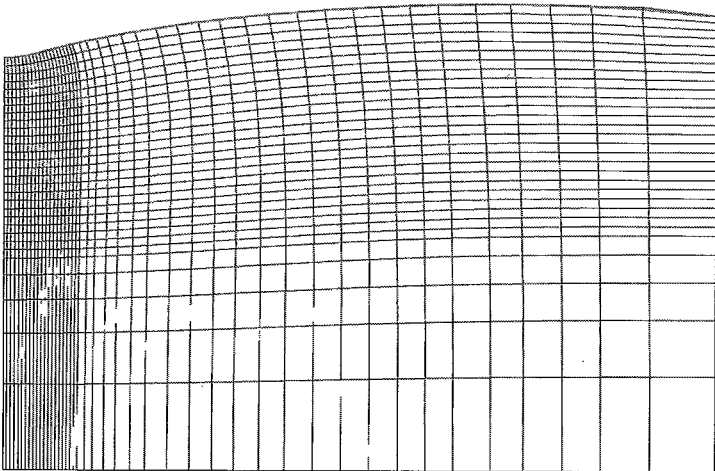
図 4—1 4 RF-3 における局所安全率の分布



a) Loading pressure 10kN/m²



b) Loading pressure 15kN/m²



c) Loading pressure 20kN/m²

図 4—1 5 RF-3 における地盤変形図

4. 4 完全拘束されたスチール棒における模型実験に対する数値解析とその支持メカニズム

4. 4. 1 数値解析の概要

本節では、竹格子の代替材料であるスチール棒が覆われて端部が完全拘束された実験ケースに対する数値解析を行うことによって、数値解析法の妥当性を検証するとともに模型実験結果の支持メカニズムを明らかにする。

解析モデルは、図4-2に示したものと同様であるが、地盤表面にはジオテキスタイルを模擬したケーブル要素ではなく、スチール棒を模擬したビーム要素を配置した。地盤とスチール棒は一体化になっている。

表4-8は解析に用いたモデル地盤とジオテキスタイルのパラメータを示している。ここで、 I は断面二次モーメントを示している。剛性度試験で求められたスチール棒の曲げ剛性は一つの部材の値である。そのため、模型実験で用いられたネット状のスチール棒補強材の曲げ剛性はその値より大きくなる。解析結果、補強材の曲げ剛性は一つの部材の曲げ剛性より約30倍であった。

表4-9は解析ケースを示している。Sは竹格子の代替材料であるスチール棒が覆われて端部が完全拘束された実験ケースのための解析ケースである。S-1は補強材のみのケースである。

表4-8 解析パラメータ

	E_0 (kN/m ²)	ν	c (kN/m ²)	ϕ (°)
Ground	8	0.49	1	0
Steel bar	$E=3.0 \times 10^9$	$I=2.58 \times 10^{-10} \text{ m}^4$		

表4-9 解析ケース

解析ケース	モデル地盤	ジオテキスタイル
S	有	有
S-1	無	

4. 4. 2 解析手法の検証とその支持メカニズム

図4—16は実験結果と解析結果に対する荷重—沈下曲線を示している。図中、実線は解析結果、プロットは実験結果を示している。解析結果 S は模型実験結果とほぼ一致している。解析結果 S と実験結果は両方ともに、載荷圧力が大きくなるほど、沈下量は直線的に増加している。解析結果 S は、ジオテキスタイルが覆われた解析結果 R と比較すると、載荷圧力と沈下量の関係の傾きは沈下量が約 15cm になるまで小さい。しかし解析結果 S の傾きは一定であることに対して、解析結果 R は載荷圧力が大きくなることによって傾きが小さくなっている。以上のことより、竹格子などの曲げ剛性が大きい補強材によって表層処理すると、剛性が非常に小さいジオテキスタイルを用いた場合より、上載荷重が比較的小さい段階において、支持力改善効果が大きい。しかし荷重が大きくなるとジオテキスタイルの張力が大きくなるため、ジオテキスタイルの効果が大きくなる。S-1 においては、載荷圧力が大きくなるほど、沈下量は直線的に増加している。しかし S における載荷圧力と沈下量の関係の傾きより S-1 が非常に大きい。

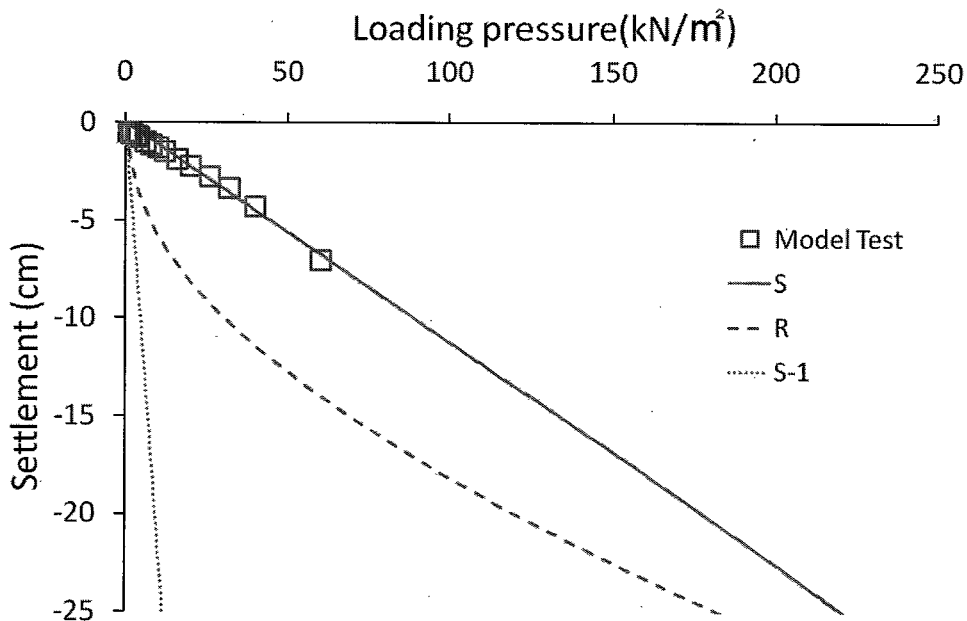


図4—16 実験結果と解析結果に対する荷重—沈下曲線

図4—17は S におけるモデル地盤の地表面の鉛直応力分布を示している。載荷圧力は 50kN/m^2 、 100kN/m^2 、 150kN/m^2 および 200kN/m^2 である。最大鉛直応力はモデル左端、すなわち、載荷領域の中央部分で発生する。そして補強材の荷重分散効果によって載荷圧力を受けていない部分にも最大鉛直応力とほぼ一定の地盤反力が生じている。それが、図4—1

6に示したようにSとS-1の違いの原因になると考えられる。以上のことから、曲げ剛性が大きい材料によって覆われた超軟弱地盤は、補強材の曲げモーメントと共に、補強材の荷重分散効果による顕著な地盤反力によって、上載荷重を支持すると考えられる。

図4-18と図4-19は、それぞれSとS-1における補強材の鉛直応力分布を示している。Sにおいて、載荷圧力は 50kN/m^2 、 100kN/m^2 、 150kN/m^2 および 200kN/m^2 である。S-1においては、載荷圧力は 30kN/m^2 と 48kN/m^2 である。載荷領域の中央から端部まで、補強材の鉛直応力はSとS-1両方とも直線的に増加している。そして、最大鉛直応力は補強材端部において発生し、その値を概ね一致する。Sにおいては、載荷領域端部から遠ざかっていくほど直線的に減少している。そして補強材端部から約30cm離れた地点で鉛直応力は0となる。さらにジオテキスタイルの端部付近では逆方向、すなわち上方向の鉛直応力が発生している。それに対し、S-1においては、載荷領域端部からジオテキスタイル端部まで一定の鉛直応力が発生している。

図4-20と図4-21は、それぞれSとS-1における補強材の曲げモーメント分布を示している。Sにおいて、載荷圧力は 50kN/m^2 、 100kN/m^2 、 150kN/m^2 および 200kN/m^2 である。S-1においては、載荷圧力は 30kN/m^2 と 48kN/m^2 である。Sにおいて、載荷領域の中央で最大モーメントが発生している。しかし載荷領域端部から遠ざかっていくほど曲げモーメント急激に減少している。そして補強材端部から約30cm離れた地点でまた正のモーメントが最大になり、端部の周辺では減少している。それに対し、S-1においては、載荷領域の中央で最大モーメントが発生している。また、曲げモーメントは載荷領域端部から遠ざかっていくほど一定の傾きで減少している。しかしS-1における補強材の曲げモーメントはSより大きく発生している。以上のことより、曲げ剛性が大きい補強材によって表層補強する場合は、図4-17に示したように、補強材によって覆われた地表面に顕著な地盤反力が発生するため、補強材のみの場合より、支持力が大きくなると考えられる。

図4-22は解析結果Sにおける地盤のせん断強度に対する地盤に発生するせん断応力の比である局所安全率の分布を示している。載荷圧力が 150kN/m^2 、 200kN/m^2 、 250kN/m^2 および 300kN/m^2 に達した時点での分布を示している。載荷圧力が 150kN/m^2 に達したら破壊状態に達している部分が生じ始める。そして破壊領域は載荷圧力の増加と伴って、涙滴状に拡大している。そして載荷圧力が 300kN/m^2 の時点では、破壊に達している領域がモデル地盤の底面まで広がっている。しかし図4-17に示したように、曲げ剛性が大きい補強材を敷設することによって、地表面に大きな反力が発生するため、地表面付近には破壊領域に達した部分が生じてない。

図4-23はSにおける地盤変形図を示している。変形図は載荷圧力がそれぞれ47, 93, 155, 200kN/m^2 に達した時点での結果である。補強材を敷設することによって、載荷圧力が増加しても、載荷領域の周辺の段差などはみられず、なだらかに変形している。地表面の沈下は、図4-20に示した補強材の曲げモーメント分布と変形がほぼ一致している。それは、補強材の沈下と曲げモーメントは直線的な関係であるためであると考えられる。

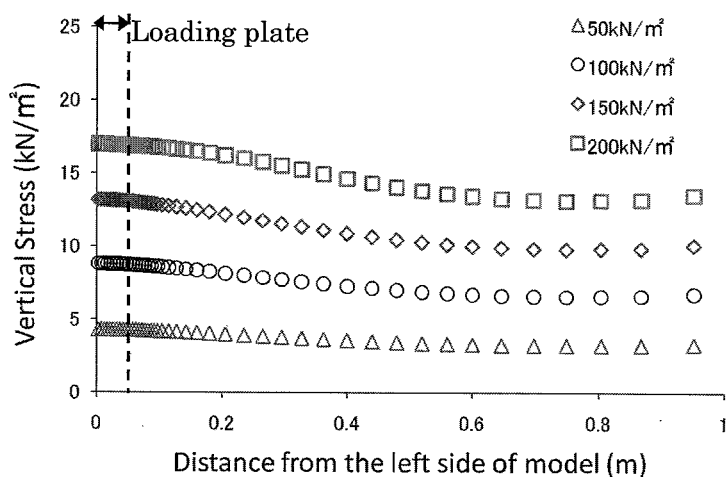


図 4—1 7 S におけるモデル地盤の地表面の鉛直応力分布

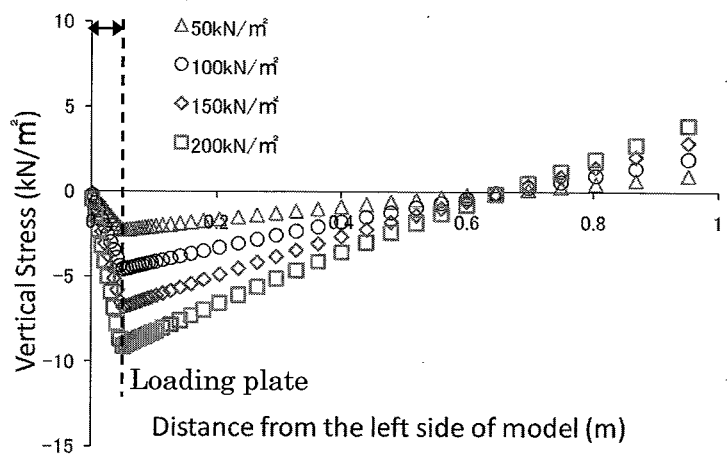


図 4—1 8 S における補強材の鉛直力分布

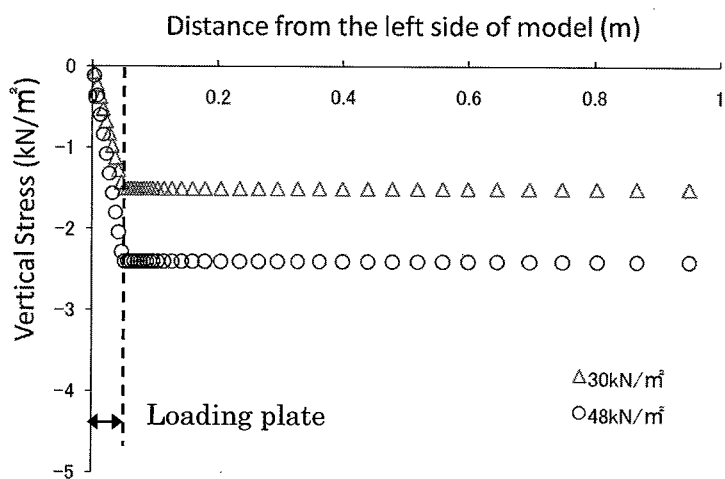


図 4—1 9 S-1 における補強材の鉛直力分布

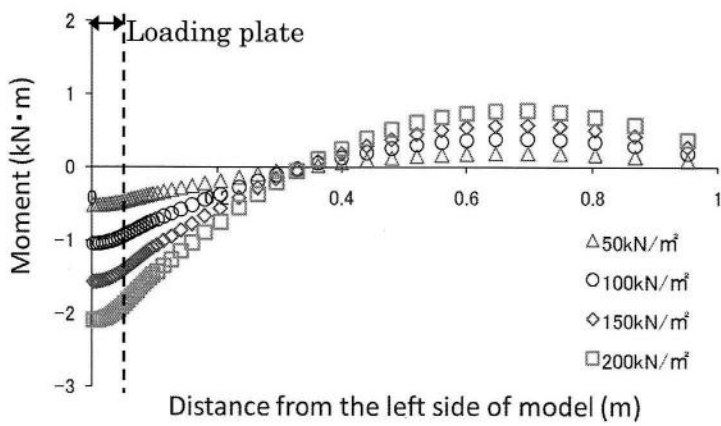


図 4—2 0 S における補強材の曲げモーメント分布

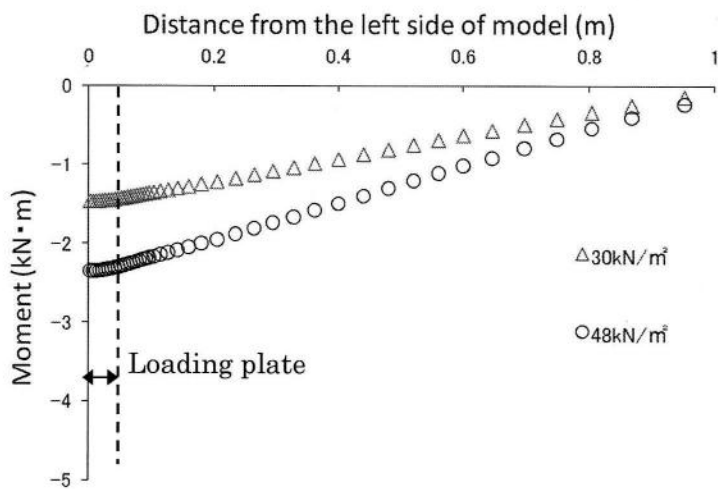
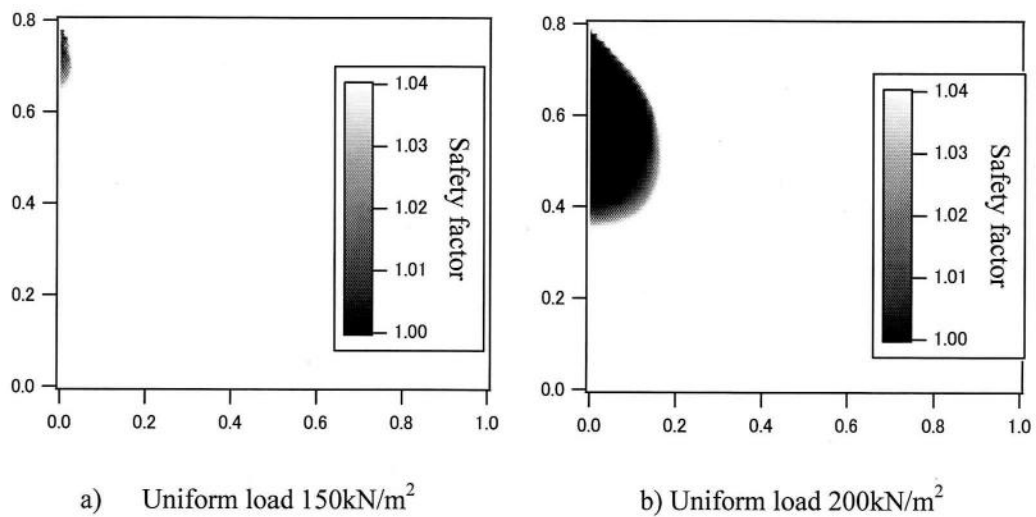
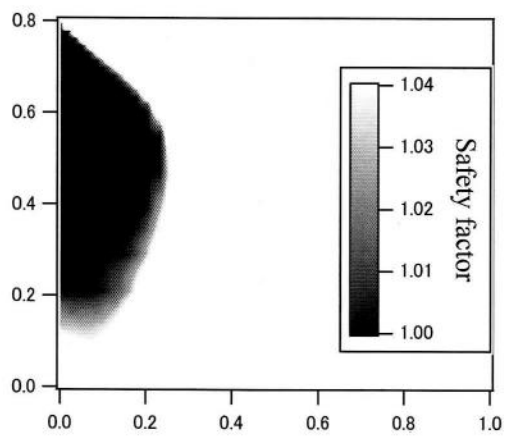
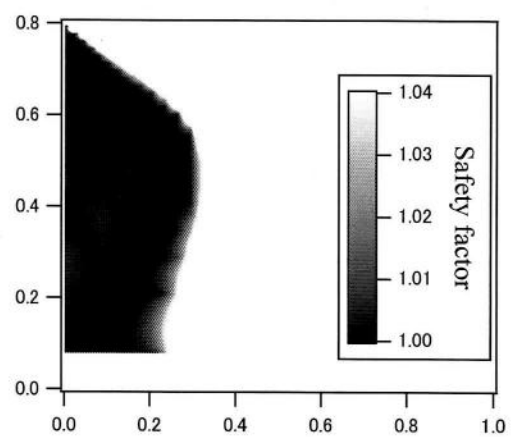


図 4—2 1 S-1 における補強材の曲げモーメント分布



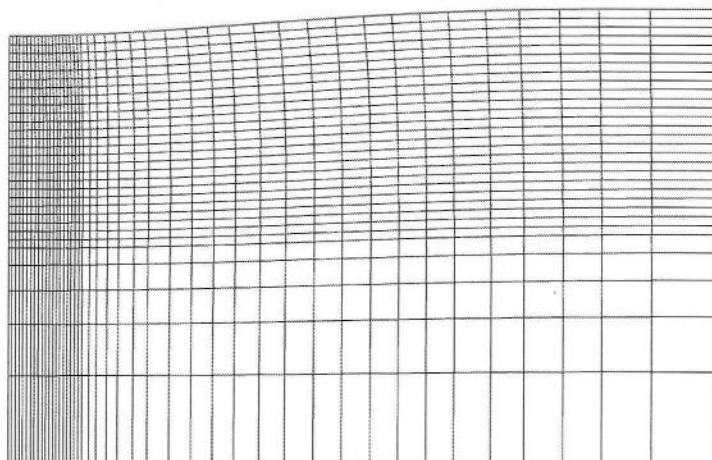


c) Uniform load 250kN/m²

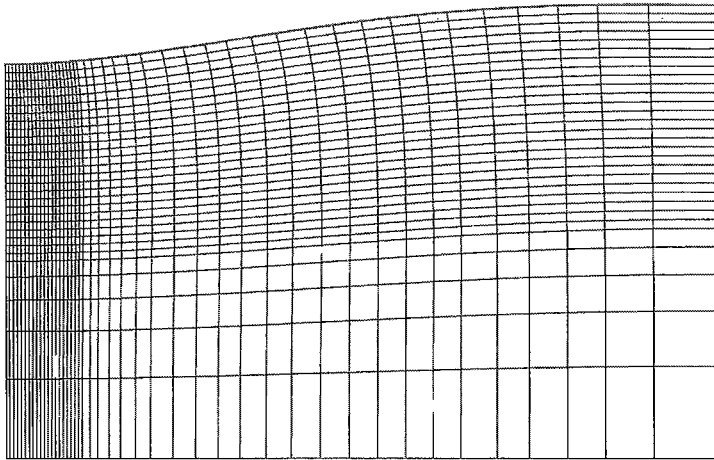


d) Uniform load 300kN/m²

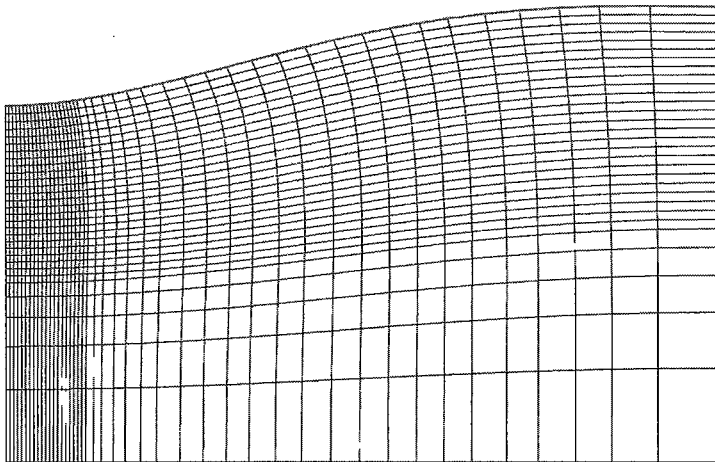
図 4—2 1 S における局所安全率の分布



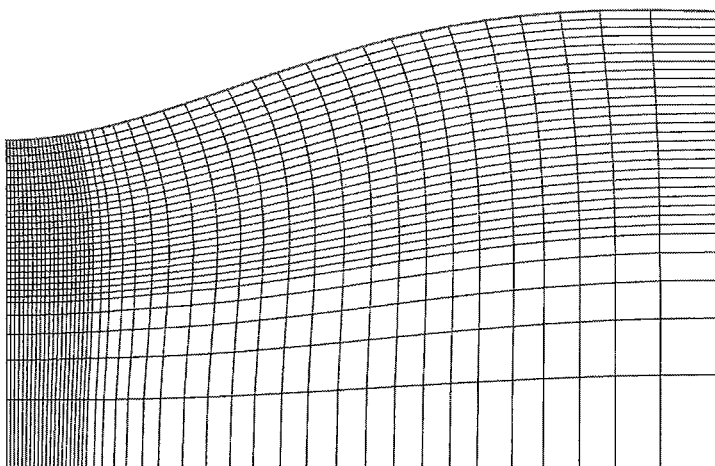
a) Loading pressure 47kN/m²



b) Loading pressure 93kN/m^2



c) Loading pressure 155kN/m^2



d) Loading pressure 200kN/m^2

図 4—2 3 S における地盤変形図

4. 5 まとめ

本章では、実内模型実験の概要を記述し、代表的な実験ケースであるジオテキスタイルが覆われて端部が完全拘束されたケース、部分拘束されたジオテキスタイルが覆われたケース、そして完全拘束されたスチール棒が覆われたケースに対する数値解析を行うことによって、数値解析手法の妥当性を検証した。また、それぞれの支持メカニズムを、荷重-沈下曲線、地盤の局所安全率、地表面の鉛直応力分布、ジオテキスタイルの張力分布などの結果から明らかにした。主な知見をまとめると次のようである。

- 1) 提案した数値解析法によってジオテキスタイルが覆われて端部が完全拘束されたケース、部分拘束されたジオテキスタイルが覆われたケース、そして完全拘束されたスチール棒が覆われた模型試験の結果を再現することができた。

完全拘束されたジオテキスタイルに対するケースの支持メカニズムに関して、

- 2) 模型実験における支持力に対して、地盤の支持力の影響は非常に小さく、ジオテキスタイルの伸び剛性によって支配される。
- 3) ジオテキスタイルによって覆われた超軟弱地盤は、ジオテキスタイルの張力とジオテキスタイルの荷重分散効果による顕著な地盤反力によって、上載荷重を支持する。
- 4) 載荷圧力が大きくなるほど、ジオテキスタイルの張力が大きくなり、それによってジオテキスタイルの伸び剛性が大きくなる。
- 5) 超軟弱地盤上にジオテキスタイルを敷設することで、覆われた部分に地盤反力が発生するため、載荷圧力を直接受けている地表面においても、破壊状態に達している部分が発生しない。

部分拘束されたジオテキスタイルに対するケースの支持メカニズムに関して、

- 6) ジオテキスタイルのすべりが全体的に発生しないとジオテキスタイルと地盤の間の摩擦抵抗によって、ジオテキスタイルの張力が発揮するため、載荷圧力が大きくなるほど、張力も大きくなる。
- 7) ジオテキスタイルのすべりが載荷領域付近まで発生すると、載荷圧力と沈下量の関係の傾きが急激に大きくなる。それは、ジオテキスタイルのすべりが生じると、ジオテキスタイルの張力が荷重の増加に伴って増加しなくなるためである。
- 8) ジオテキスタイルのすべりが発生すると、ジオテキスタイルの張力も載荷荷重によって増加しなくなり、それによってジオテキスタイルの荷重分散効果も小さくなるため、ジオテキスタイルの荷重分散効果はジオテキスタイルのすべり発生によって左右されると考えられる。
- 9) ジオテキスタイルの初期張力を与えることによって、載荷圧力が比較的に小さい段階

では、ジオテキスタイルを完全拘束したケースより、支持力は大きい。それはジオテキスタイルの初期張力によってジオテキスタイルの伸び剛性が大きくなるためであると考えられる。したがって、ジオテキスタイルに初期張力を与えるのが、支持力増加に有効的であると考えられる。

完全拘束された曲げ剛性が大きい補強材に対するケースの支持メカニズムに関して、

- 1 0) 曲げ剛性が大きい補強材によって表層処理すると、剛性が非常に小さいジオテキスタイルを用いた場合より、上載荷重が比較的小さい段階において、支持力改善効果が大きい。しかし荷重が大きくなるとジオテキスタイルの張力が大きくなるため、ジオテキスタイルの効果が大きくなる。
- 1 1) 曲げ剛性が大きい材料によって覆われた超軟弱地盤は、補強材の曲げモーメントと共に、補強材の荷重分散効果による顕著な地盤反力によって、上載荷重を支持する。
- 1 2) 補強材の沈下と曲げモーメントは直線的な関係であるため、補強材の曲げモーメント分布は地表面の沈下変形とほぼ一致する。
- 1 3) 曲げ剛性が大きい補強材を敷設することによって、地表面に大きな反力が発生するため、地表面付近には破壊領域に達した部分が生じない。

5. 部分拘束されたジオテキスタイルが覆われた超軟弱地盤の支持力特性²⁴⁾²⁵⁾

この章では、表層がジオテキスタイルによって覆われた超軟弱粘土地盤の支持力に及ぼすジオテキスタイルの端部拘束条件の影響を明らかにする。ジオテキスタイルの摩擦抵抗力を上回るせん断応力が発生した場合に発生するジオテキスタイルのすべりを考慮するために、ジョイント要素を導入した数値解析を実施する。超軟弱地盤の支持力に及ぼすジオテキスタイルの端部拘束条件の影響を明らかにするために、ジオテキスタイルと地盤の付着強度とジオテキスタイルの初期張力の影響に対するパラメトリックスタディーを行う。

5. 1 ジオテキスタイルと地盤の付着強度が支持力特性に及ぼす影響

5. 1. 1 解析概要

表5－1は解析に用いたモデル地盤とジオテキスタイルのパラメータを示している。
表5－2は解析ケースを示している。解析ケースはジョイント要素のせん断抵抗角 $\phi=0^\circ$ に固定し、せん断強度 F_j を変動パラメータとして設定した。ジオテキスタイルの両端部に55.6kgfの錘を用いて先行荷重を加えた部分拘束条件を想定しているため初期張力を与える。但し、今回の模型実験では網状のジオテキスタイルを用いたため、張力が発生する端面積が小さくなる。そのため、実際に55.6kgfの錘によってジオテキスタイルに発生する張力は大きくなる。数値解析の結果、錘の重さの概ね2倍の張力が発生すると評価できたため、ジオテキスタイルの初期張力は111.2kgfとした。

表5－1 解析パラメータ

	E_0 (kN/m ²)	ν	c (kN/m ²)	ϕ (°)
Ground	8	0.49	1	0
Geotextile	EA=220kN/m	T=34kN/m		

表5－2 解析ケース

Analytical case	F_j (kN/m ²)	Initial tensile force(kgf)
RF-1	0.05	111.2
RF-2	0.2	
RF-3	0.4	
RF-4	0.6	
RF-5	0.8	

5. 1. 2 ジオテキスタイルと地盤の付着強度による支持力特性

図5-1は載荷圧力と沈下量の関係に及ぼすジオテキスタイルと地盤の付着強度の影響を示している。図中、線は解析結果、プロットは実験結果を示している。模型実験結果は、ジオテキスタイルの両端部に55.6kgfの錘を用いて先行荷重を加えた部分拘束条件下の結果である。地盤の沈下量が5cmに達する前は全ケースにおいて、載荷圧力と沈下量の関係の傾きが一致している。しかし地盤の沈下が大きくなるほど、ジオテキスタイルと地盤の付着強度が小さいケース順に傾きが急激に大きくなる。

図5-2 載荷圧力が25kN/m²に達した時点での各ケースにおけるジョイント要素の相対変位量を示している。ジオテキスタイルが載荷領域の方向にすべった場合を正方向として表している。RF-1とRF-2においては、ジオテキスタイルの全長にすべりが発生している。RF-3においては、ジョイント要素に相対変位がジオテキスタイルの端部周辺に大きく生じると共に、載荷領域の周辺まで生じている。図5-1に示したように、載荷圧力が25kN/m²に達した時点は、載荷圧力と沈下量の関係の傾きが変化する時点である。それはジオテキスタイルのすべりによるものと考えられる。RF-4とRF-5においては、ジョイント要素に相対変位がジオテキスタイルの端部周辺で生じているが、その以外の部分では生じてないため、載荷圧力と沈下量の関係の傾きが変化していないと考えられる。

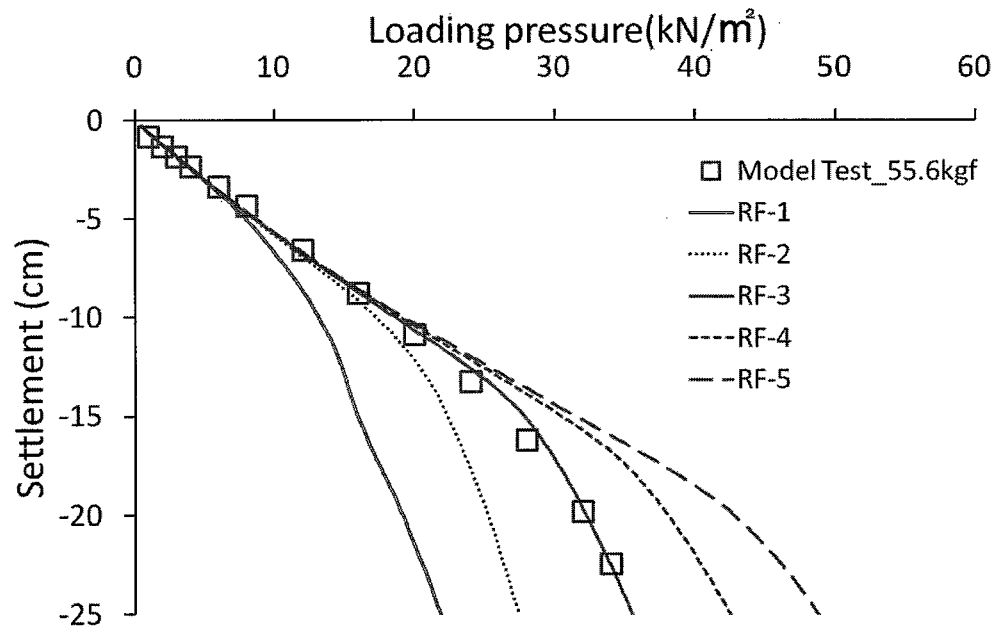


図5-1 ジョイント要素のせん断強度による荷重-沈下曲線

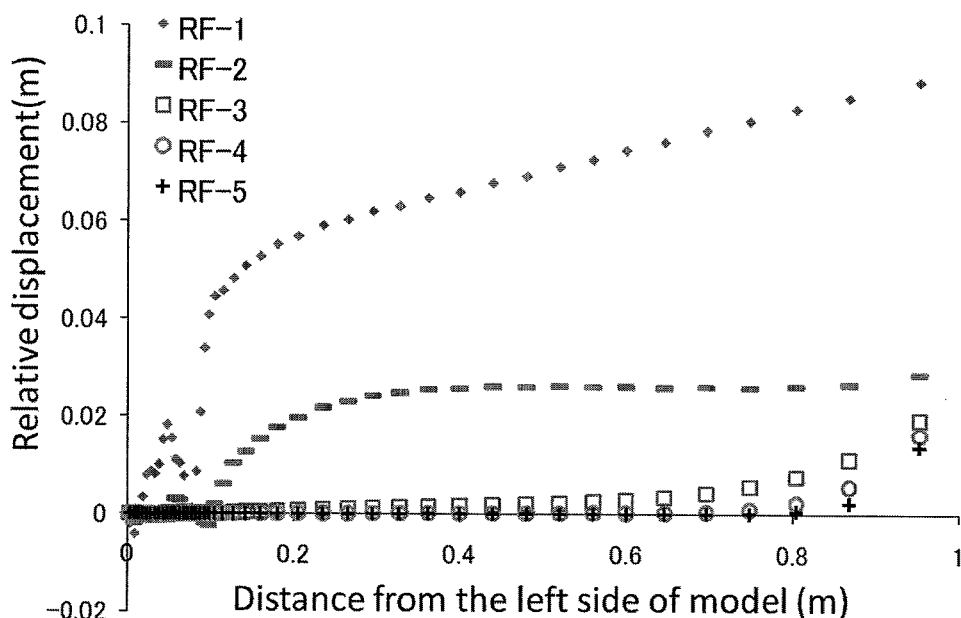


図 5-2 ジョイント要素の相対変位量（載荷圧力 25kN/m^2 ）

図 5-3 は RF-1 におけるモデル地盤の地表面の鉛直応力分布を示している。鉛直応力分布は載荷圧力が 10kN/m^2 、 15kN/m^2 、 20kN/m^2 、 25kN/m^2 に達した時点での結果である。載荷圧力を受けてない部分にはほとんど鉛直応力が発生していない。ジオテキスタイルのすべりが発生することによって、ジオテキスタイルの荷重分散効果がほとんど見られない。

図 5-4 は RF-1 における各地点での地表面の鉛直応力と載荷圧力の関係を示している。載荷圧力が 15kN/m^2 に達した時点までは、載荷圧力が増加するほど地表面の鉛直応力が増加しているが、その以上になると一定、もしくは減少している。

図 5-5 は RF-5 におけるモデル地盤の地表面の鉛直応力分布を示している。鉛直応力分布は載荷圧力が 10kN/m^2 、 20kN/m^2 、 25kN/m^2 、 30kN/m^2 に達した時点での結果である。載荷圧力が 30kN/m^2 に達した時点では、ジオテキスタイルのすべりが発生しておらず、地盤と補強材は一体となっているため、ジオテキスタイルの荷重分散効果が発揮している。載荷圧力が増加すると伴い、ジオテキスタイルの荷重分散効果は図 5-3 に示した RF-1 よりは大きいが、図 4-5 に示した完全拘束された R の結果より小さい。

図 5-6 は RF-5 における各地点での地表面の鉛直応力と載荷圧力の関係を示している。載荷圧力が大きくなるほど、全地点においての地表面の鉛直応力は直線的に増加している。

図 5-7 は載荷圧力が 25kN/m^2 に達した時点における RF-1 と RF-3 および RF-5 の地表面の鉛直応力分布を示している。ジオテキスタイルのすべりが全長で発生している RF-1 においては、ジオテキスタイルの荷重分散効果が発揮されてない。ジオテキスタイルのすべりが全長で発生していない RF-3 と RF-5 においては、地表面の鉛直応力分布がほぼ一致している。以上のことより、ジオテキスタイルと地盤の付着強度が大きくなるほど、ジオテキ

スタイルのすべりが発生し難くなるため、ジオテキスタイルの荷重分散効果を期待できる。しかし図5-1に示したように、ジオテキスタイルのすべりが発生する前においては、ジオテキスタイルと地盤の付着強度が支持力及ぼす影響はないと考えられる。

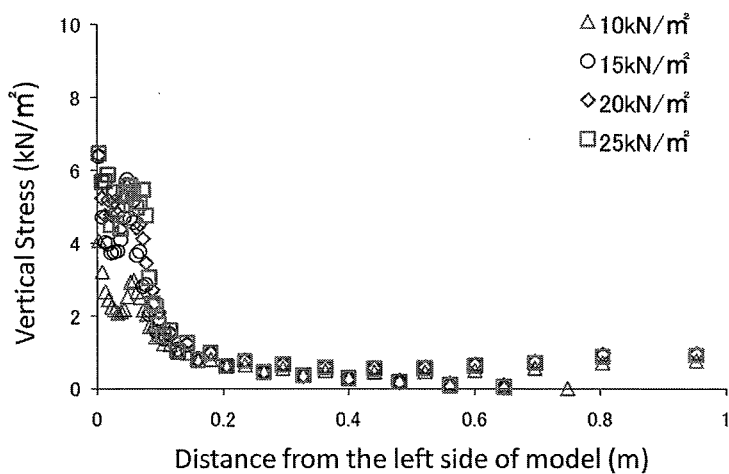


図5-3 RF-1におけるモデル地盤の地表面の鉛直応力分布

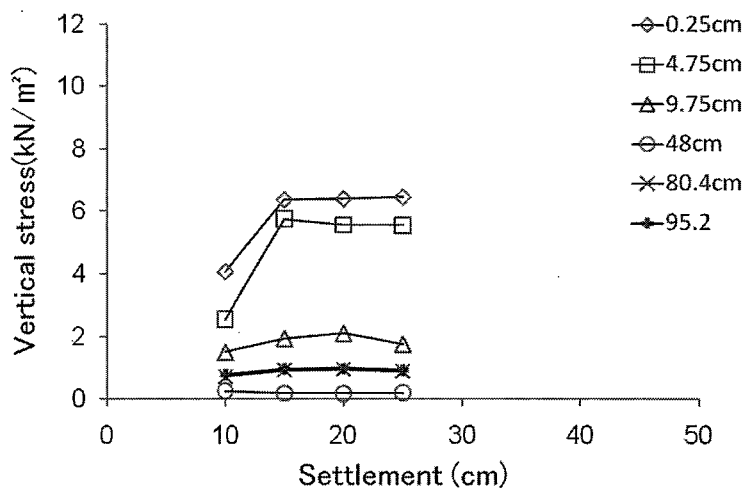


図5-4 RF-1における各地点での地表面の鉛直応力と載荷圧力の関係

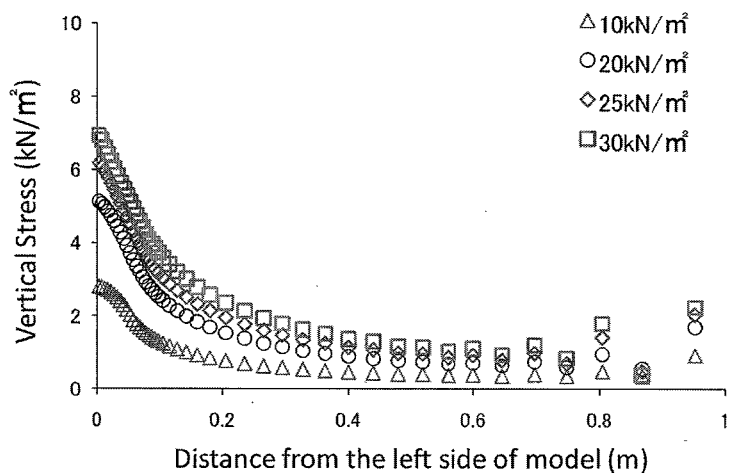


図 5—5 RF-5 におけるモデル地盤の地表面の鉛直応力分布

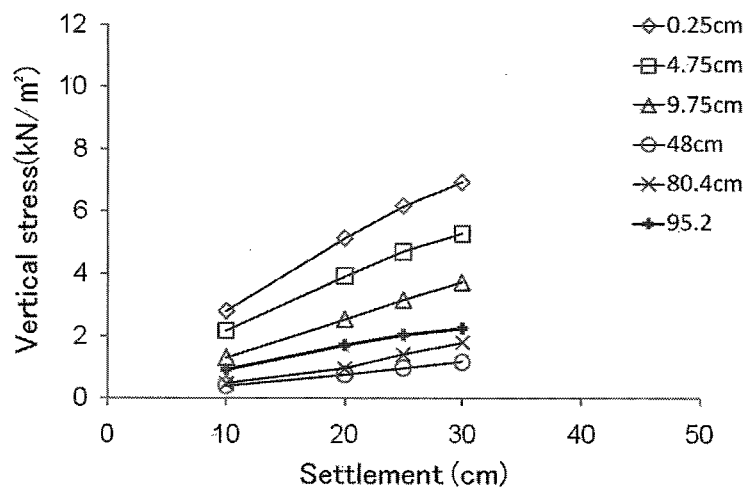


図 5—6 RF-5 における各地点での地表面の鉛直応力と载荷圧力の関係

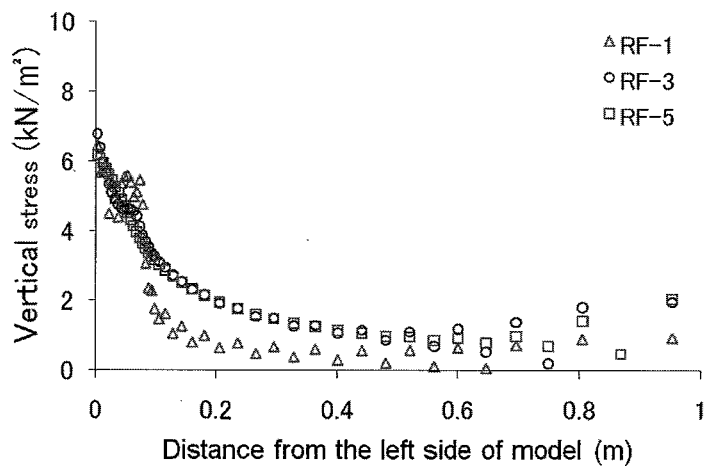


図 5—7 ジョイント要素のせん断強度による地表面の鉛直応力分布

図5-8は、荷重圧力が 25kN/m^2 に達した時点におけるRF-1とRF-3およびRF-5のジオテキスタイル張力の分布を示している。ジオテキスタイルのすべりが全長で発生していないRF-3とRF-5においては、ジオテキスタイル分布がほぼ一致している。ジオテキスタイルのすべりが全長で発生しているRF-1においては、荷重領域の端部で発生しているジオテキスタイル張力がRF-3とRF-5より小さい。しかし荷重領域の中央から30cm離れた地点からは、RF-1の張力がRF-3とRF-5より大きくなる。ジオテキスタイルと地盤の付着強度によるジオテキスタイルの張力の差は大きく見られない。それは、図5-2に示したように、ジオテキスタイルと地盤の付着強度が大きくなってもジオテキスタイルの端部付近において、全ケースですべりが発生しているためであると考えられる。以上のことより、部分拘束された場合は、ジオテキスタイルと地盤の付着強度が大きくなるほど、ジオテキスタイルの荷重分散効果による地盤反力が期待できる。しかしジオテキスタイル張力の増加による支持力増加は小さいと考えられる。

図5-9と図5-10は、それぞれRF-1とRF-5における地盤のせん断強度に対する地盤に発生するせん断応力の比である局所安全率の分布を示している。RF-1においては、荷重圧力が 15kN/m^2 と 20kN/m^2 および 25kN/m^2 に達した時点での分布を示している。荷重圧力が 15kN/m^2 に達した段階ですでに地盤中の破壊状態に達している部分が地表面から深さ20cmまで生じている。一方、RF-5においては、荷重圧力が 30kN/m^2 、 40kN/m^2 、 45kN/m^2 および 50kN/m^2 に達した時点での分布を示している。荷重圧力が 30kN/m^2 に達した段階では地盤中の破壊状態に達している部分が発生している。そして荷重圧力が 45kN/m^2 に達した段階で地盤底面まで破壊が拡大していく。

図5-11はRF-5における地盤変形図を示している。変形図は荷重圧力がそれぞれ10, 21, 27kN/m^2 に達した時点での結果である。

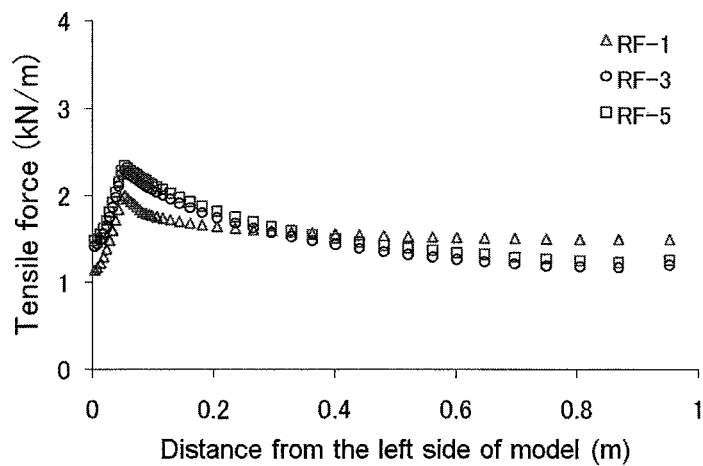
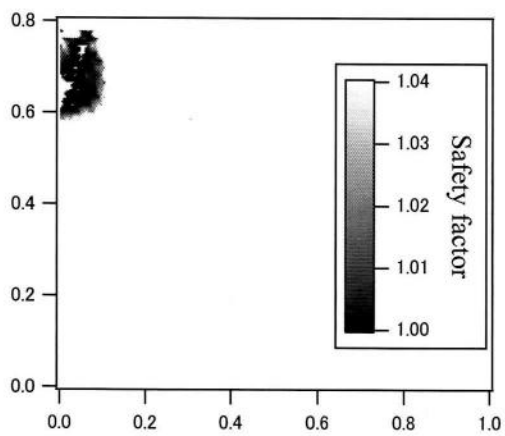
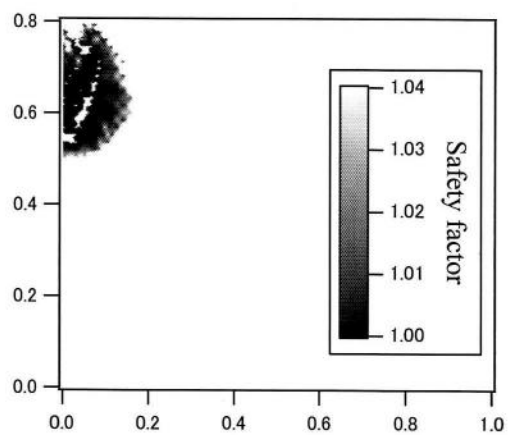


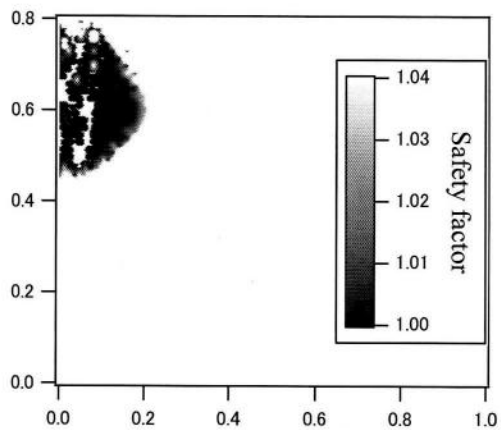
図5-8 ジョイント要素のせん断強度によるジオテキスタイル張力分布



b) Uniform load 15kN/m²

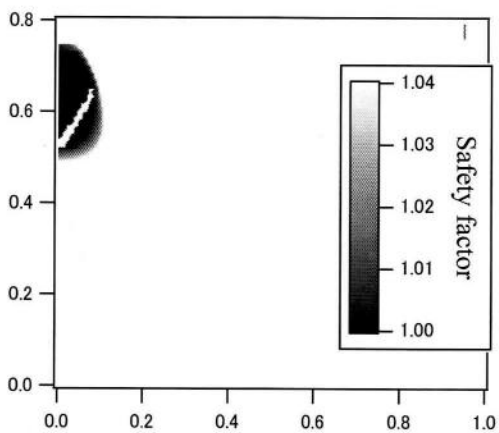


b) Uniform load 20kN/m²

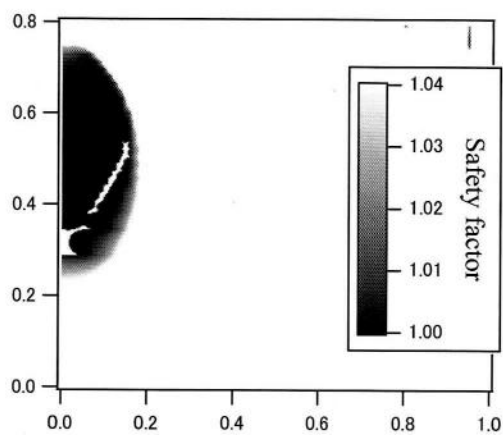


c) Uniform load 25kN/m²

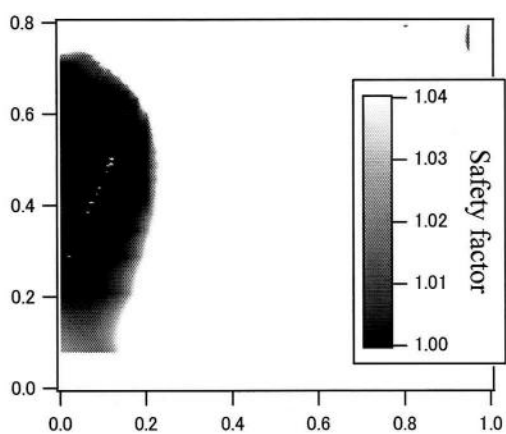
図 5-9 RF-1 における局所安全率分布



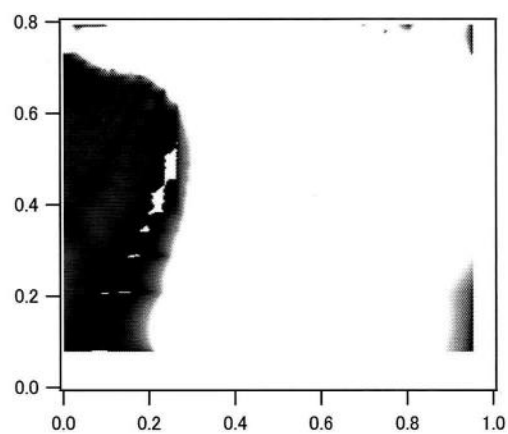
a) Uniform load 30kN/m²



b) Uniform load 40kN/m²

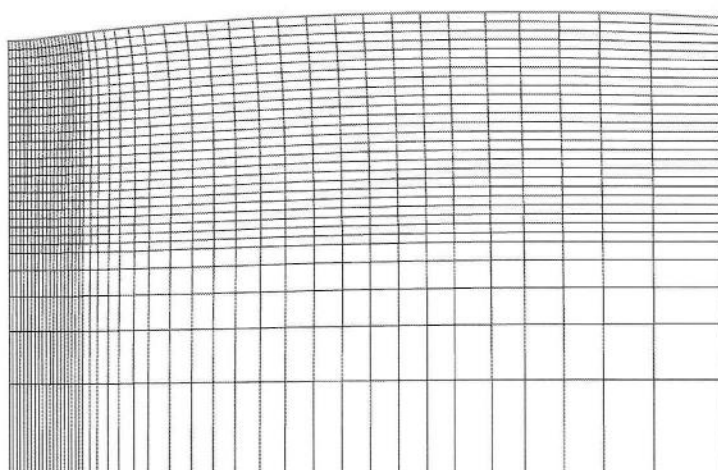


c) Uniform load 45 kN/m^2

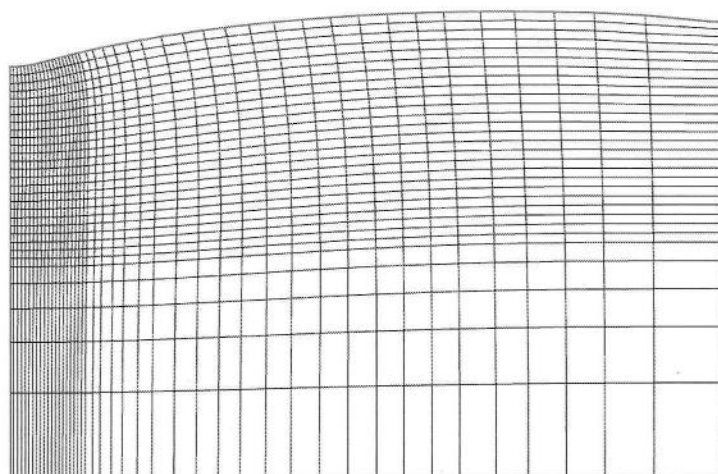


d) Uniform load 50 kN/m^2

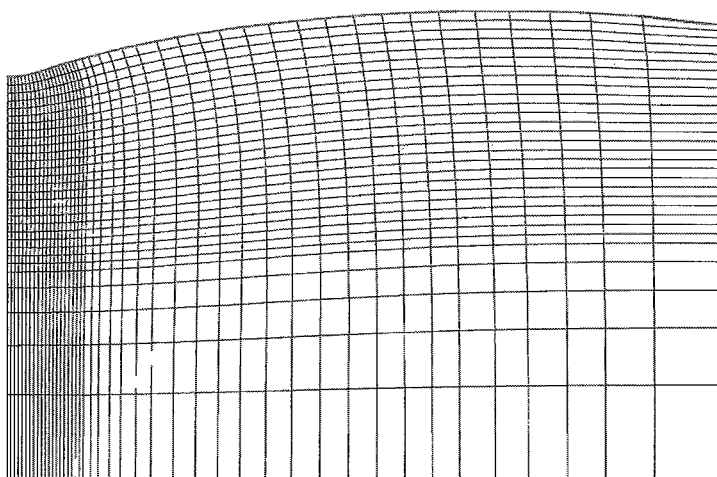
図 5-10 RF-5 における局所安全率分布



a) Loading pressure 10 kN/m^2



b) Loading pressure 21 kN/m^2



c) Loading pressure 27kN/m²

図 5 - 1 1 RF-5 における地盤変形図

5. 2 ジオテキスタイルの初期張力が支持力特性に及ぼす影響

5. 2. 1 解析概要

表 5－3 は解析に用いたモデル地盤とジオテキスタイルのパラメータを示している。

表 5－4 は解析ケースを示している。R はジオテキスタイルを完全拘束したケースである。その以外の解析ケースはジョイント要素のせん断抵抗角 $\phi=0^\circ$ とせん断強度 $F_j=0.4\text{kN/m}^2$ に固定し、ジオテキスタイルの初期張力を変動パラメータとして設定した。ジオテキスタイルに初期応力を与えた理由は、ジオテキスタイルの端部に錘を用いて先行荷重を加えた部分拘束条件を再現するためである。解析ケースはジオテキスタイルの端部を拘束してない RT-1 と部分拘束の先行荷重 23.kgf と 85.6kgf を想定した RT-2 と RT-3 を含め、総 6 ケースである。

表 5－3 解析パラメータ

	E_0 (kN/m ²)	ν	c (kN/m ²)	ϕ ($^\circ$)
Ground	8	0.49	1	0
Geotextile	EA=220kN/m	T=34kN/m		

表 5－4 解析ケース

Analytical case	F_j (kN/m ²)	Initial tensile force(kgf)	Boundary condition of geotextile
R	0.4	0	Complete Fixed
RT-1	0.4	0	Partial fixed
RT-2		46	
RT-3		171.2	
RT-4		408	
RT-5		816	

5. 2. 2 ジオテキスタイルの初期張力による支持力特性

図5-12は模型実験と数値解析に対する載荷圧力と沈下量の関係を示している。図中、線は解析結果、プロットは実験結果を示している。模型実験結果は、ジオテキスタイルの端部をクランプによって固定した完全拘束条件下の結果とジオテキスタイルの端部に23.kgf, 55.6kgf, 85.6kgf の3種類の錘を用いて先行荷重を加えた部分拘束条件下の結果である。RT-2 と23kgfの部分拘束の実験結果は若干違いが見られるが、部分拘束条件下の模型実験結果は、それぞれRT-2, RF-3とRT-3の結果とほぼ一致している。ジオテキスタイルの初期応力が大きいほど、載荷圧力と沈下量の関係の傾きが小さくなっている。特に、RT-4とRT-5においては、地盤の最大沈下量が概ね7cmに達した時点まではRより傾きが小さい。しかし載荷圧力が増加することに伴い、Rの傾きが小さくなるのに対してRT-4とRT-5はほぼ一定である。そしてある限界を超えると両者とも傾きが急激に大きくなる。

図5-13は載荷圧力が 25kN/m^2 に達した時点での各ケースにおけるジョイント要素の相対変位量を示している。RT-2において、ジオテキスタイルの全長に渡って相対変位が発生している。RT-3においてはジョイントのすべりが発生しているのはジオテキスタイルの右端から30cmの地点までである。RT-4とRT-5においては、ジオテキスタイルの端部に小さい相対変位量が見られるが、ほとんどすべりが見られない。ジオテキスタイルの初期張力が大きいほど、ジオテキスタイルのすべり量が小さくなっている。それはジオテキスタイルの初期張力がジオテキスタイルを引抜き力に対して抵抗するためである。

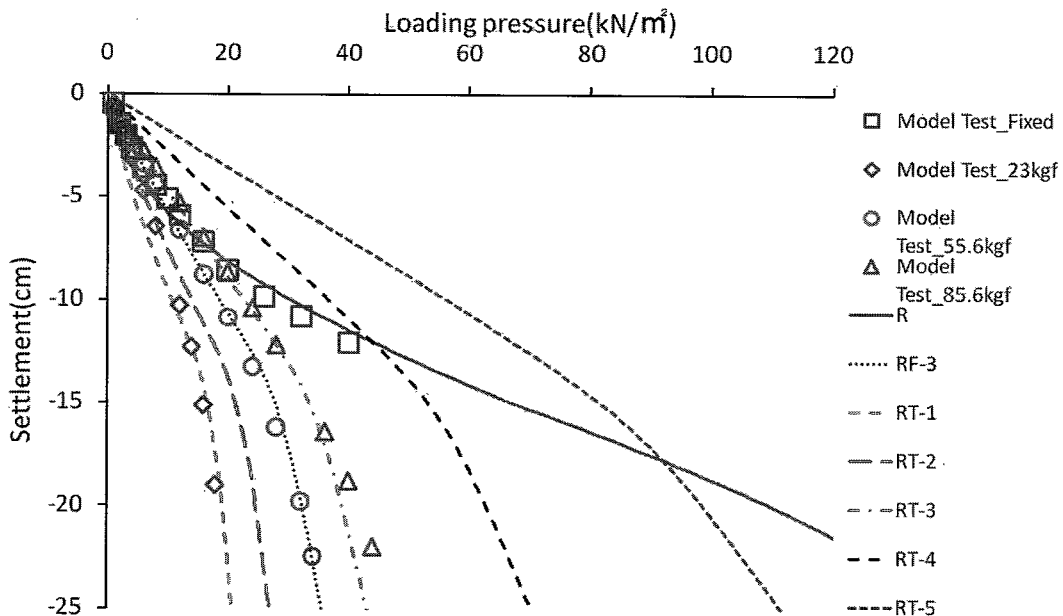


図5-12 ジオテキスタイルの初期張力による荷重-沈下曲線

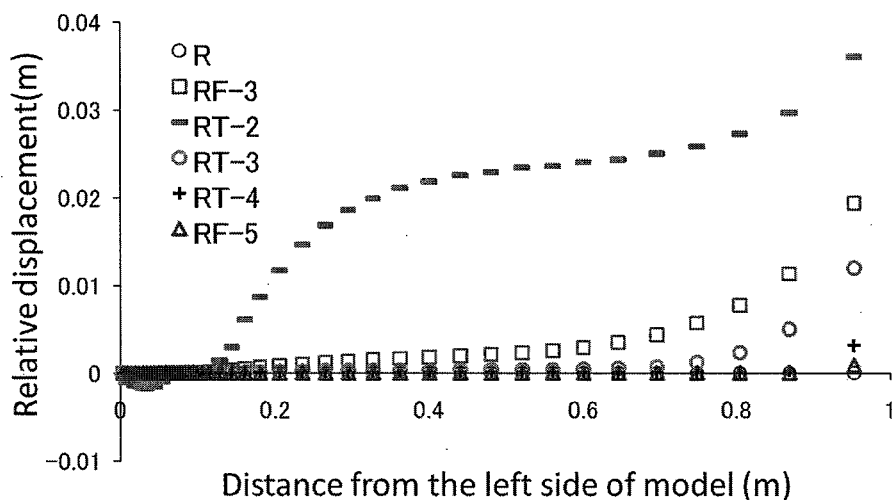


図 5-13 ジョイント要素の相対変位量 (載荷圧力 25kN/m^2)

図 5-14 は RT-5 におけるモデル地盤の地表面の鉛直応力分布を示している。鉛直応力分布は載荷圧力が 20kN/m^2 , 40kN/m^2 , 60kN/m^2 , 100kN/m^2 , 150kN/m^2 に達した時点での結果である。ジオテキスタイルのすべりが発生してないため、図 4-5 に示した R の分布と値は若干違いがあるが、似ている。

そこで R と RT-5 の両ケースにおいてジオテキスタイルの荷重分散効果の違いを明らかにするために、各地点においての載荷圧力と地表面の鉛直応力の関係を図 5-15 に示している。モデル左端からの距離が 0.25cm , 5.25cm , 9.75cm , 48cm での結果である。載荷圧力が 60kN/m^2 に達した時点までは、RT-5 における鉛直応力の最大値は R より小さいが、載荷領域から離れた地点ではむしろ RT-5 における鉛直応力が R より若干大きい、すなわち、RT-5 におけるジオテキスタイルの荷重分散効果が R より大きい。それは、大きな初期張力によって、載荷圧力をジオテキスタイルが負担する割合が大きくなったためである。しかし載荷圧力が大きくなるほど、RT-5 において載荷圧力と地表面の鉛直応力の傾きが R のそれより小さくなる。それは、載荷圧力が大きくなるとジオテキスタイルのすべりが発生するため、ジオテキスタイルの荷重分散効果が小さくなるためであると考えられる。

図 5-16 は載荷圧力が 40kN/m^2 に達した時点における R と RF-3 および RT-5 の地表面の鉛直応力分布を示している。RT-5 において、載荷領域の中央に発生している最大鉛直応力が R と RF-3 より小さい。しかしモデル地盤左端から離れることによって、鉛直応力が R と RF-3 より小さくなっている。以上のことより、ジオテキスタイルの初期張力が大きくなるほど、荷重分散効果が大きくなると考えられる。

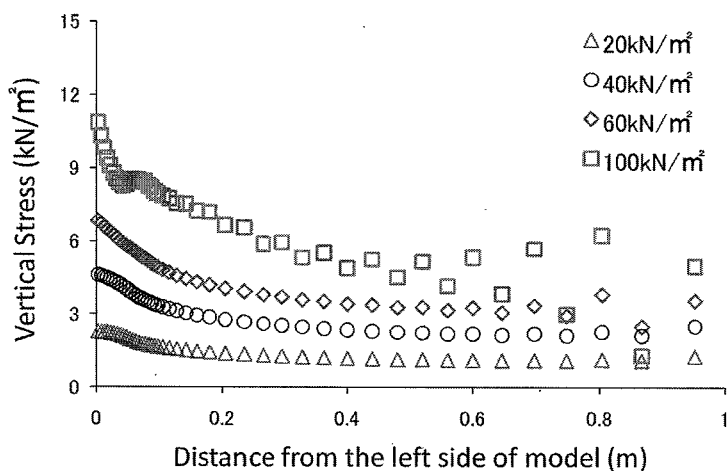


図 5—1 4 RT-5 におけるモデル地盤の地表面の鉛直応力分布

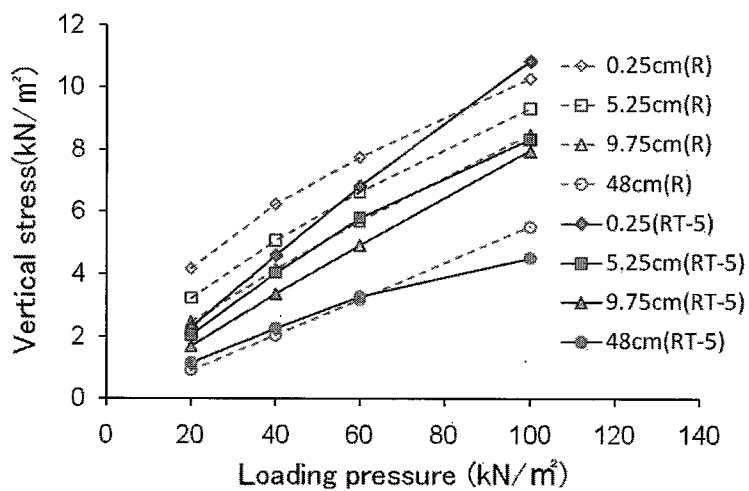


図 5—1 5 R と RT-5 における载荷圧力と鉛直応力の関係

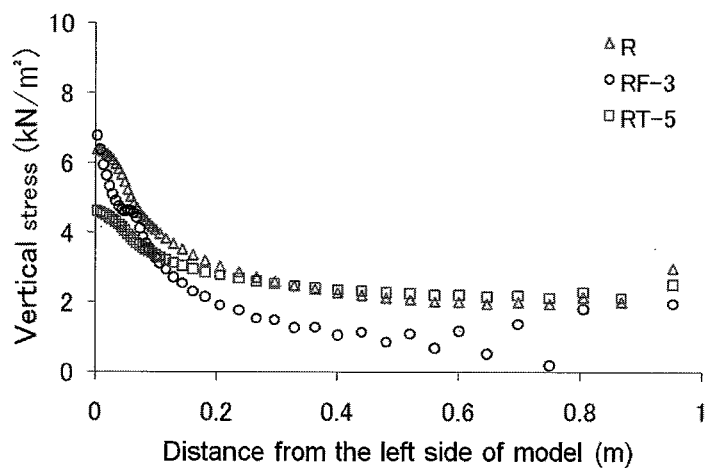


図 5—1 6 ジオテキスタイルの初期張力による地表面の鉛直応力分布

図5-17はRT-5におけるジオテキスタイル張力の分布を示している。張力分布は載荷圧力が20kN/m²、40kN/m²、60kN/m²、100kN/m²、150kN/m²に達した時点での結果である。載荷圧力が60kN/m²に達した時点まで、初期応力とほぼ同じ張力がジオテキスタイルの全長において一様に発生している。

図5-18は各地点でのRとRT-5における載荷圧力とジオテキスタイル張力の関係を示している。ジオテキスタイルの初期張力によって、載荷圧力が80kN/m²に達する前は、RT-5の張力はRより大きい。しかしRにおいては、載荷圧力が増加すると伴い、各地点でジオテキスタイルの張力は直線的に増加しているのに対して、RT-5においては、載荷領域の下の部分では張力が若干増加するが、載荷領域の右側の部分では概ね一定である。そのため、載荷圧力が80kN/m²を超えるとRにおける張力がRT-5より大きくなる。以上のことより、ジオテキスタイルに大きい初期張力を与えると、一定の載荷圧力、すなわちジオテキスタイルのすべりが載荷領域の付近まで発生する前は、完全拘束したケースより張力が大きく発生するため、大きな荷重分散効果が期待できる。そのため、支持力が完全拘束されたケースより大きくなる。

図5-19は載荷圧力が40kN/m²に達した時点におけるRとRF-3およびRT-5のジオテキスタイル張力分布を示している。ジオテキスタイル張力の大きさはRT-5、R、RF-3の順になっている。以上のことより、ある程度以上の初期張力をジオテキスタイルに与えることによって完全拘束したケースより大きな荷重分散効果が得られると考えられる。

図5-20はRT-5における地盤のせん断強度に対する地盤に発生するせん断応力の比である局所安全率の分布を示している。載荷圧力が80kN/m²、90kN/m²、100kN/m²および120kN/m²に達した時点での分布を示している。載荷圧力が80kN/m²に達した段階で地盤中の破壊状態に達している部分が生じ始まる。そして載荷圧力が120kN/m²に達した段階で地盤底面まで破壊が拡大していく。しかし大きな初期張力によって荷重分散効果が大きくなり、そのため顕著な地盤反力が生じる地表面には破壊領域に達した部分が発生していない。

図5-21はRT-5における地盤変形図を示している。変形図は載荷圧力がそれぞれ15、29、44kN/m²に達した時点での結果である。

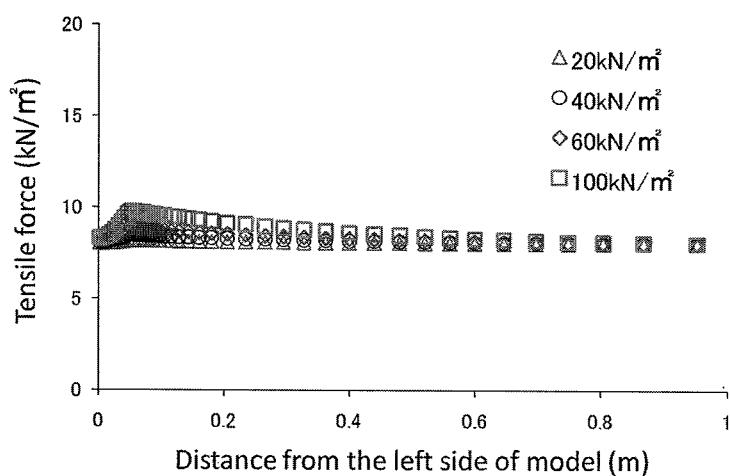


図 5—1 7 RT-5 におけるジオテキスタイルの張力分布

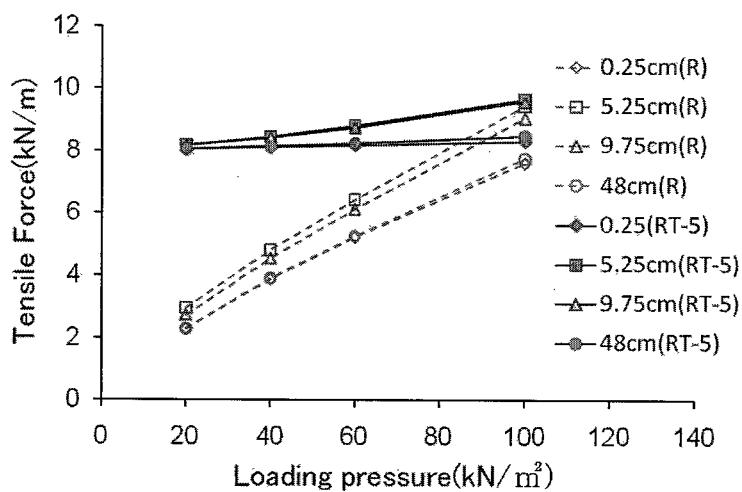


図 5—1 8 R と RT-5 における載荷圧力と張力の関係

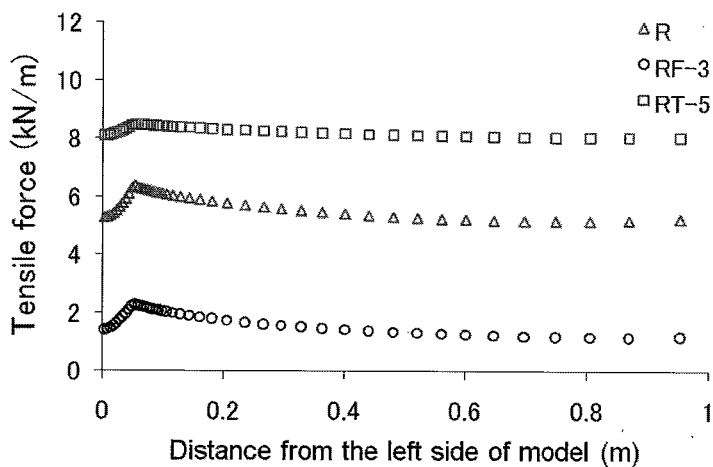
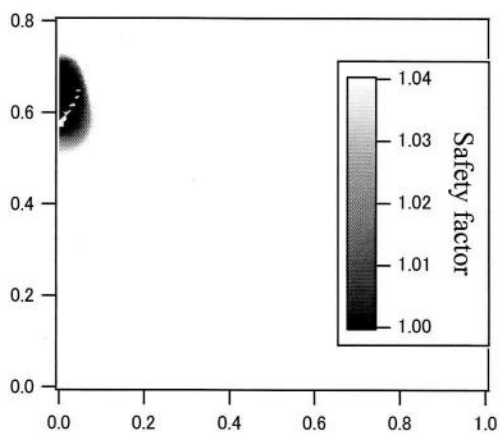
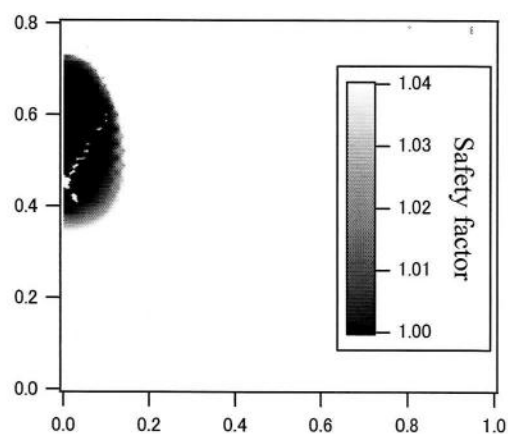


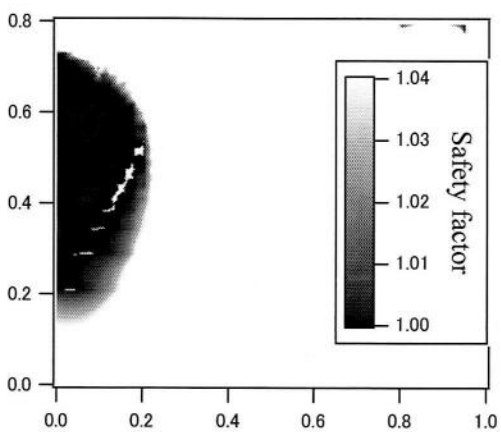
図 5—1 9 ジオテキスタイルの初期張力によるジオテキスタイルの張力分布



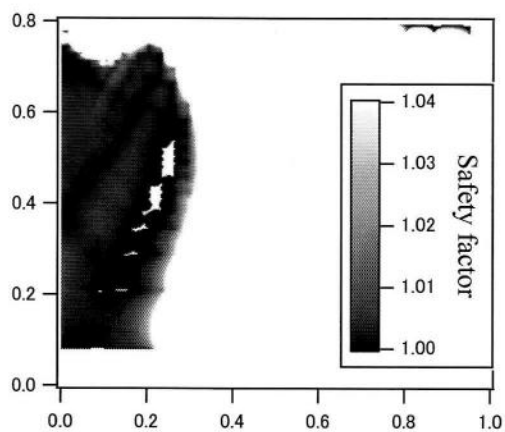
a) Uniform load 80kN/m²



b) Uniform load 90kN/m²

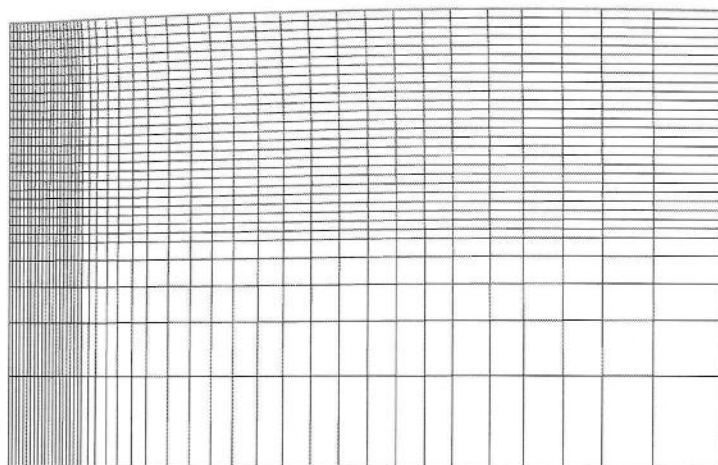


c) Uniform load 100kN/m²

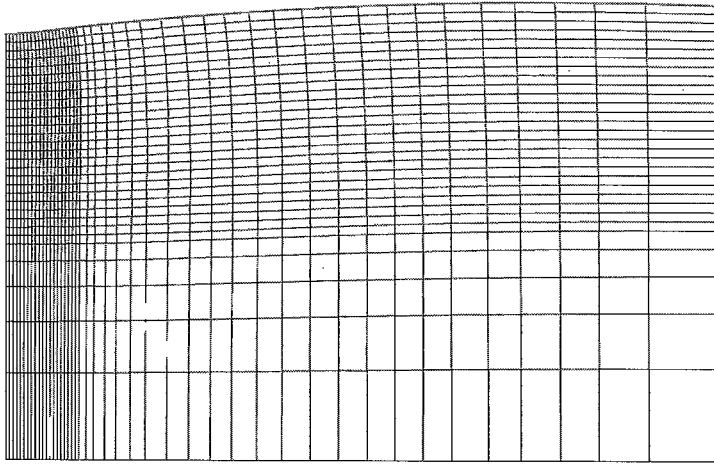


d) Uniform load 120kN/m²

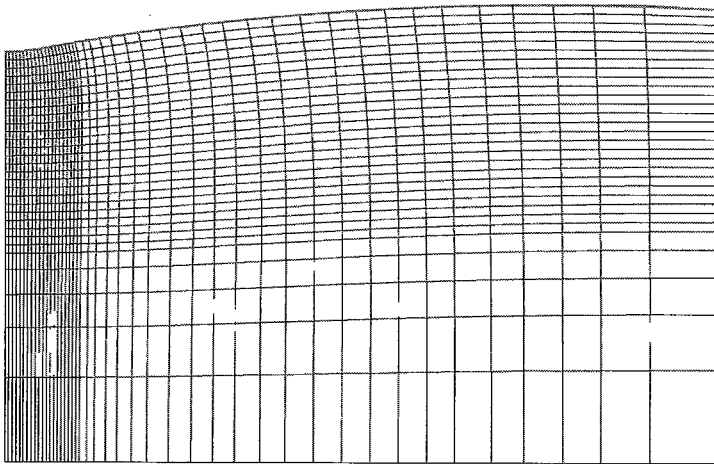
図 5 - 2 0 RT-5 における局所安全率分布



a) Loading pressure 15kN/m²



b) Loading pressure 29kN/m²



c) Loading pressure 44kN/m²

図 5 - 2 1 RT-5 における地盤変形図

5. 3 まとめ

本章では、部分拘束されたジオテキスタイルによって覆われた超軟弱地盤の支持力特性を、ジオテキスタイルと地盤の付着強度とジオテキスタイルの初期張力の影響に対するパラメトリックスタディーの結果に基づいて明らかにした。特に、代表的な解析ケースにおいての荷重沈下曲線、地表面の鉛直応力分布、ジオテキスタイルの張力分布、地盤モデルの局所安全率分布および地盤変形図に対する結果を考察することによって、端部拘束条件の影響を明らかにした。得られた主な結論は以下のとおりである。

- 1) ジオテキスタイルのすべりが、荷重領域付近まで発生する前は、ジオテキスタイルによって覆われた超軟弱地盤の支持力に及ぼす地盤とジオテキスタイルの間の付着強度の影響はない。
- 2) ジオテキスタイルのすべりが、荷重領域付近まで発生する後は、地盤とジオテキスタイルの間の付着強度が大きいほど、ジオテキスタイルによって覆われた超軟弱地盤の支持力は大きくなる。
- 3) 部分拘束された場合は、ジオテキスタイルと地盤の付着強度が大きくなるほど、ジオテキスタイルの荷重分散効果による地盤反力が期待できる。しかしジオテキスタイル張力の増加による支持力増加は小さい。
- 4) ジオテキスタイルの初期応力が大きいほど、荷重圧力と沈下量の関係の傾きが小さくなるため、支持力は大きくなる。
- 5) ジオテキスタイルの初期張力が大きいほど、ジオテキスタイルを引抜き力に対して抵抗する力が大きくなるため、ジオテキスタイルのすべり量が小さくなる。
- 6) ジオテキスタイルの初期張力が大きくなるほど、荷重分散効果が大きくなるため、地盤反力による支持力増加が大きくなる。
- 7) ある程度以上の初期張力をジオテキスタイルに与えることによって、ジオテキスタイルのすべりが荷重領域の付近まで発生する前は、完全拘束したケースより張力が大きく発生するため、大きな荷重分散効果が期待できる。そのため、支持力が完全拘束されたケースより大きくなる。しかしジオテキスタイルのすべりが発生すると、ジオテキスタイルの荷重分散効果は急激に減少するため、荷重圧力と沈下量の関係の傾きが急激に大きくなる。ジオテキスタイルによって覆われた超軟弱地盤の支持力には、ジオテキスタイルと地盤の付着が重要であり、そのためには、ジオテキスタイルのすべりが発生しないようにジオテキスタイルの端部を完全に拘束する必要がある。

6. 完全拘束されたジオテキスタイルによって覆われた超軟弱地盤の支持特性^{26) 27)28)29)}

5 章では、表層処理した超軟弱地盤の支持力は、地盤と補強材の付着が重要であり、そのためには、ジオテキスタイルの端部を完全に拘束する必要があることを示した。

本章では、ジオテキスタイルの端部が完全拘束された前提下で数値解析を行う。そして完全拘束されたジオテキスタイルが覆われた超軟弱地盤の支持力に及ぼす地盤粘着力とジオテキスタイルの伸び剛性、地盤弾性係数および覆土の厚さの影響を具体的に調べるために、それらを変動パラメータとするパラメトリックスタディーを行う。

6. 1 地盤粘着力が支持力特性に及ぼす影響

6. 1. 1 解析概要

表 6－1 は解析に用いたモデル地盤とジオテキスタイルのパラメータを示している。地盤粘着力は変動パラメータとして変化させる。

表 6－2 は解析ケースを示している。解析ケースは他のパラメータは固定して地盤の粘着力を変化させる。NR は無補強のケースである。

表 6－1 解析パラメータ

	E_0 (kN/m ²)	ν	c (kN/m ²)	ϕ (°)
Ground	8	0.49	変動パラメータ	0
Geotextile	EA=220	T=34		

表 6－2 解析ケース

Analytical case	Model ground
	c (kN/m ²)
NR	1
R	1
RC-1	0.33
RC-2	0.5
RC-3	2
RC-4	4

6. 1. 2 地盤粘着力による支持力特性

図6-1は載荷圧力と沈下量の関係に及ぼす粘着力の影響を示している。図中、線は解析結果、プロットは実験結果を表れている。RCの全ケースにおいて、結果はRとほぼ一致している。以上のことより、ジオテキスタイルが覆われた超軟弱地盤の支持力に及ぼす地盤粘着力の影響はほとんどないと考えられる。

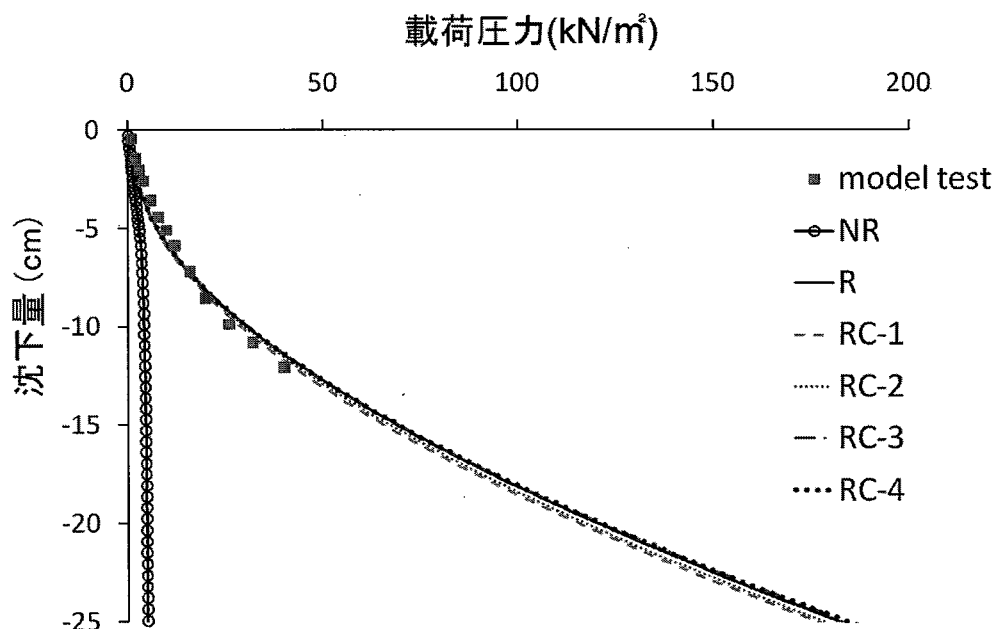


図6-1 実験結果と解析結果に対する荷重-沈下曲線

図6-2は地盤粘着力の変化による地表面の鉛直応力分布を示している。全ケースは載荷圧力 40kN/m^2 に達した時点での分布を示している。地盤粘着力が R より小さい RC-1 と RC-2 においては、最大鉛直応力が R のそれより小さい。しかし載荷領域から離れた地表面にはほぼ同じ鉛直応力が発生している。地盤粘着力が R より大きい RC-3 においては、全地点で R と同じ鉛直応力が発生している。

図6-3は地盤粘着力の変化によるジオテキスタイル張力分布を示している。全ケースは載荷圧力が 40kN/m^2 に達した時点での分布を示している。地盤粘着力の変化にも関わらず、ジオテキスタイルの張力は R のそれと一致していることより、ジオテキスタイルの張力は、地盤の破壊に影響を受けないと考えられる。以上のことより、図6-1に示した世に、RC-1 と R の荷重-沈下曲線に若干違いが見られるのは、図6-2に示したように、載荷領域における地盤反力の違いが原因であると考えられる。

図 6-4 は RC-1 地盤のせん断強度に対する地盤に発生するせん断応力の比である局所安全率の分布を示している。載荷圧力が 20kN/m^2 , 40kN/m^2 , 60kN/m^2 , 100kN/m^2 に達した時点での分布を示している。載荷圧力が 20kN/m^2 に達した時点ですでに地表面から 60cm 深さまで破壊状態に達した領域が見られる。載荷圧力が 40kN/m^2 に達した時点においては、図 4-4 に示したように、R は破壊状態に達した領域がほとんどないことに比べて、RC-1 はその領域がモデル地盤の底面まで広い範囲で生じている。以上のことより、地盤の破壊は、載荷圧力と沈下量の関係に影響をほとんど及ぼさないと考えられる。

図 6-5 は RC-1 における地盤変形図を示している。変形図は載荷圧力がそれぞれ $24, 35.5, 81, 99\text{kN/m}^2$ に達した時点での結果である。

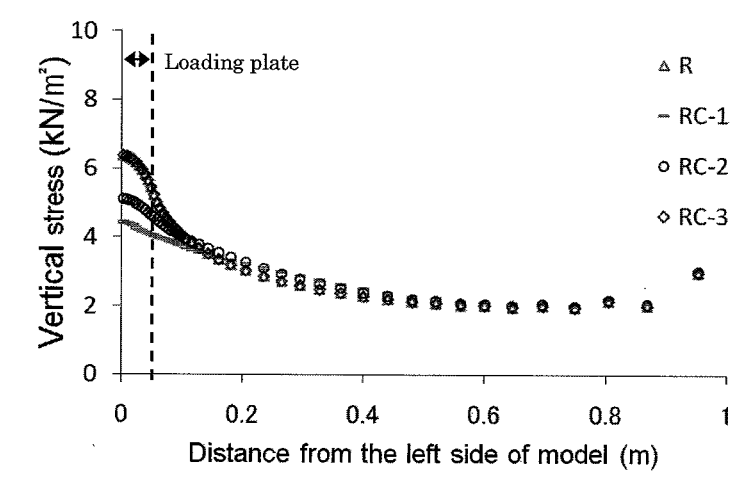


図 6-2 地盤粘着力による地表面の鉛直応力分布

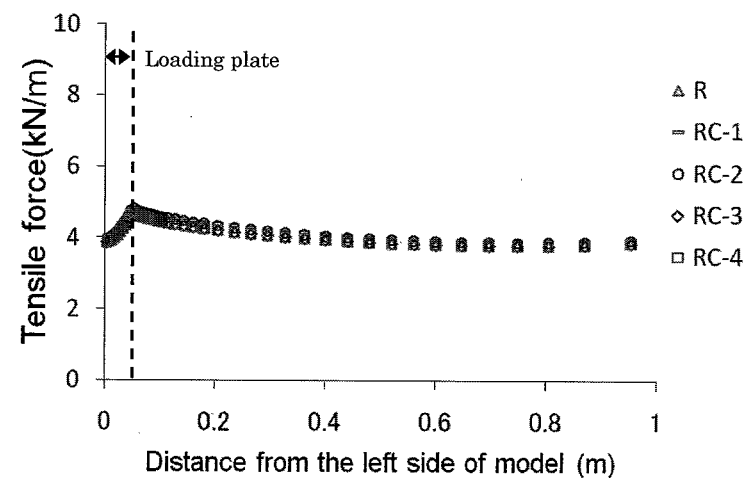
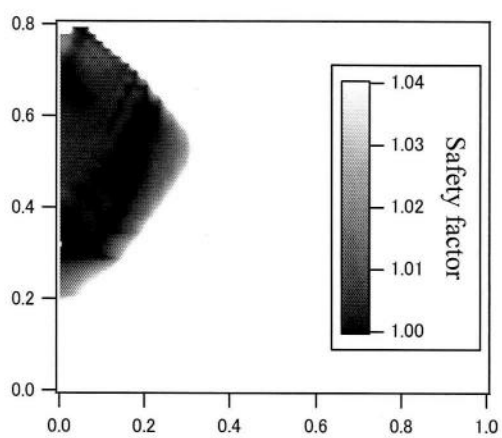
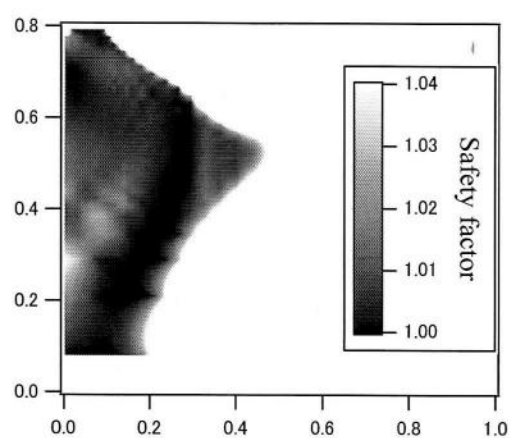


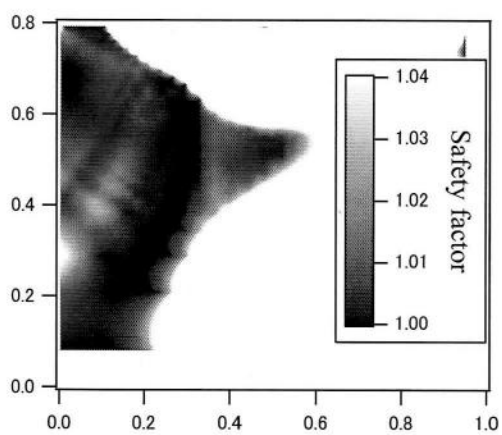
図 6-3 地盤粘着力によるジオテキスタイル張力分布



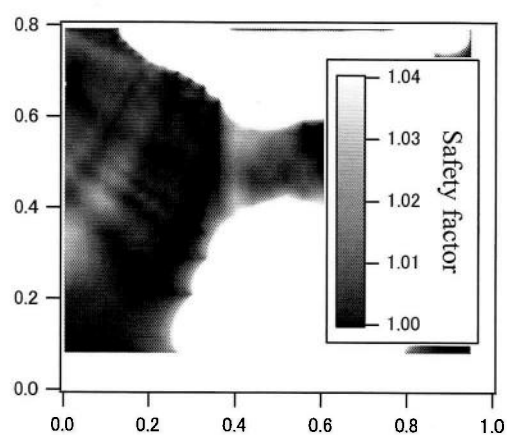
a) Uniform load 20kN/m²



b) Uniform load 40kN/m²

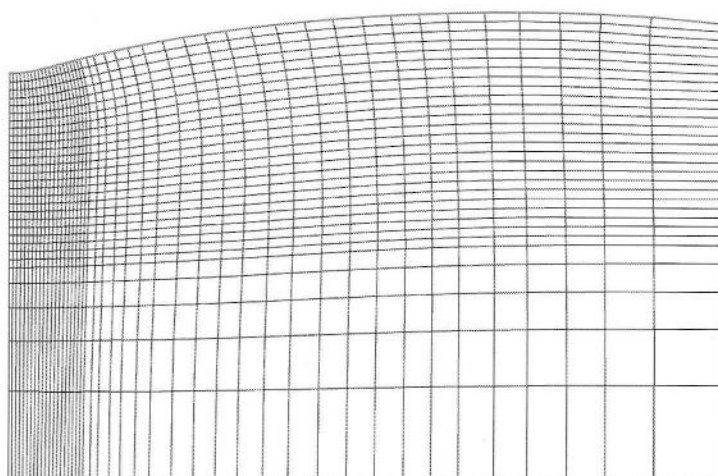


c) Uniform load 60kN/m²

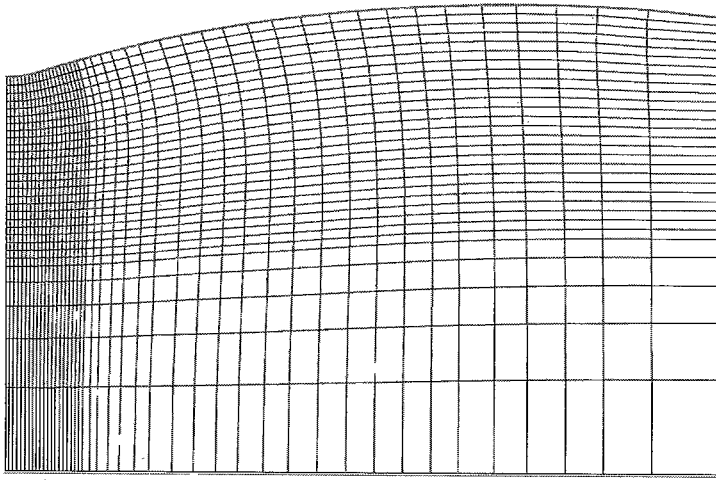


d) Uniform load 100kN/m²

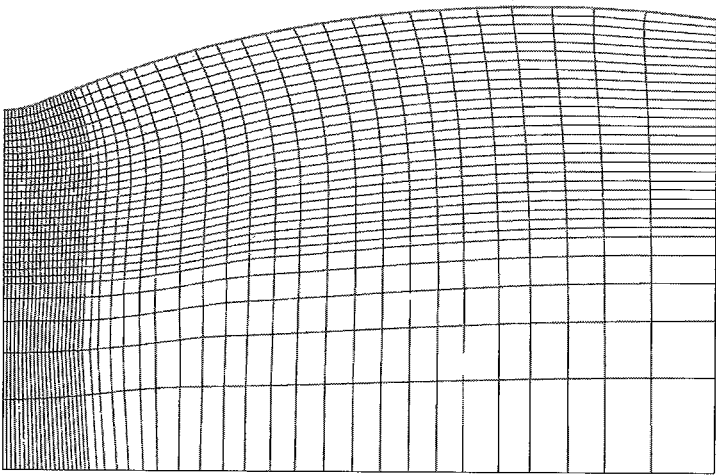
図 6—4 RC-1 における局所安全率の分布



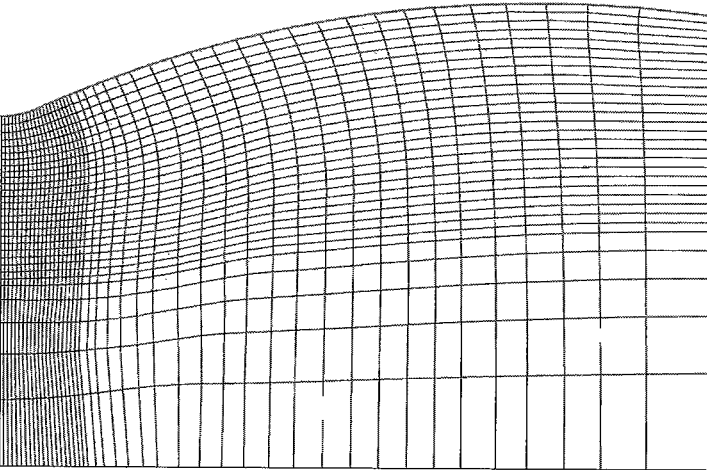
a) Loading pressure 24kN/m²



b) Uniform load 35.5kN/m^2



c) Uniform load 81kN/m^2



d) Uniform load 99kN/m^2

図 6 - 5 RC-1 における地盤変形図

6. 2 ジオテキスタイルの伸び剛性が支持力特性に及ぼす影響

6. 2. 1 解析概要

表 6－3 は解析に用いたモデル地盤とジオテキスタイルのパラメータを示している．ジオテキスタイルと地盤の弾性係数は変動パラメータとして変化させる．

表 6－4 は解析ケースを示している．解析ケースは他のパラメータは固定してジオテキスタイルの伸び剛性と地盤弾性係数を変化させる．しかしこの節では，地盤弾性係数が 8kN/m^2 の場合のみを考える．

表 6－3 解析パラメータ

	$E_0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	ν	$c \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$
Ground	変動パラメータ	0.49	1	0
Geotextile	変動パラメータ	T=34		

表 6－4 解析ケース

解析 ケース	モデル地盤 $E(\text{kN/m}^2)$	ジオテキスタイル $EA(\text{kN/m})$	解析 ケース	モデル地盤 $E(\text{kN/m}^2)$	ジオテキスタイル $EA(\text{kN/m})$
1	1	100	15	13	100
2		160	16		160
3		220	17		220
4		400	18		400
5		1000	19		1000
6		2000	20		2000
7		4000	21		4000
8	4	100	22	20	100
9		160	23		160
10		220	24		220
11		400	25		400
12		1000	26		1000
13		2000	27		2000
14		4000	28		4000
RE-1	8	100	29	50	100
RE-2		160	30		160
R		220	31		220
RE-3		400	32		400
RE-4		1000	33		1000
RE-5		2000	34		2000
RE-6		4000	35		4000

6. 2. 2 ジオテキスタイルの伸び剛性による支持力特性

図6-6は載荷圧力と沈下量の関係に及ぼすジオテキスタイルの伸び剛性の影響を示している。図中、線は解析結果、プロットは実験結果を表れている。ジオテキスタイルの伸び剛性が大きくなるほど、載荷圧力と沈下量の関係の傾きが小さくなっているため、支持力が大きくなる。しかしジオテキスタイルの伸び剛性が最も大きいRE-4においては、地盤沈下量が約23cmに達した時点でジオテキスタイルに降伏が発生している。

図6-7は地盤の最大沈下量が10cmに達した時点でのジオテキスタイルの伸び剛性と載荷圧力の関係を示している。同じ沈下量において、ジオテキスタイルの伸び剛性が大きくなるほど、若干傾きは小さくなるが、載荷圧力はほぼ直線的に増加している。

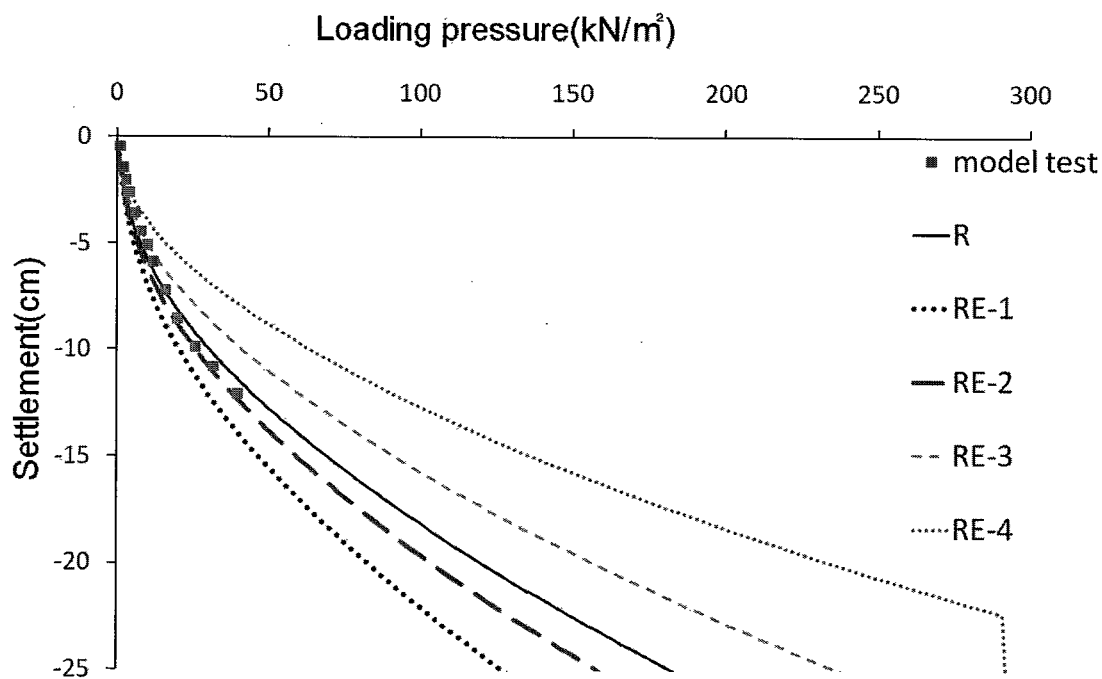


図6-6 曲げ剛性による荷重-沈下曲線

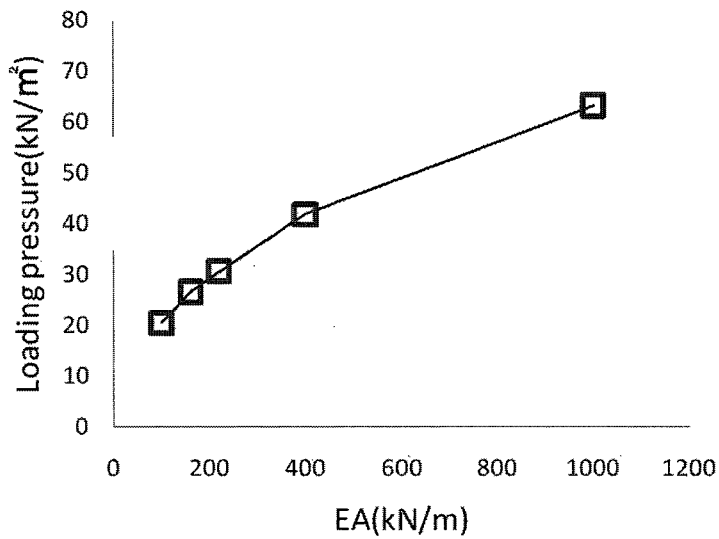


図 6－7 ジオテキスタイルの伸び剛性と載荷圧力の関係（最大沈下量 10cm）

図 6－8 は載荷圧力が 40kN/m^2 に達した時点における R と RE-1 および RE-4 の地表面の鉛直応力分布を示している。ジオテキスタイルの伸び剛性が最も小さい RE-1 においては、載荷領域の中央に生じている最大鉛直応力が R と RE-4 より大きい。しかしモデル左端から 0.2m 以上遠くなると RE-1 における鉛直応力は R と RE-4 より小さくなる。以上のことより、ジオテキスタイルの分散効果はジオテキスタイルの伸び剛性が大きくなるほど大きくなると考えられる。

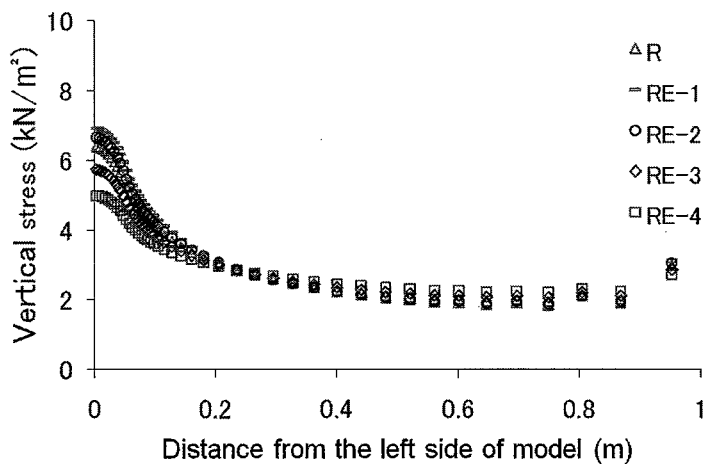


図 6－8 ジオテキスタイルの伸び剛性による地表面の鉛直応力分布

図 6—9 は載荷圧力が 40kN/m^2 に達した時点における R と RE-1 および RE-4 のジオテキスタイルの張力分布を示している。ジオテキスタイルの伸び剛性が大きいほど、ジオテキスタイルの張力が大きく発生している。そのため、図 6—6 に示したように、ジオテキスタイルの伸び剛性が大きくなるほど、支持力が大きくなると考えられる。

図 6—10 は各地点において、載荷圧力が 40kN/m^2 に達した時点でのジオテキスタイルの伸び剛性と張力の関係を示している。全体的に伸び剛性が大きくなるほど、ジオテキスタイルに発生する張力も増加しているが、R の剛性($EA=220\text{kN/m}$)より大きくなるほど傾きが小さくなる。以上のことより、伸び剛性が大きいジオテキスタイルを敷設することによって、超軟弱地盤の支持力改善効果は大きくなるが、伸び剛性が大きくなるほど、その効果は比例的に増加せず、効果の増加が小さくなる。

図 6—11 は、RE-1 における地盤のせん断強度に対する地盤に発生するせん断応力の比である局所安全率の分布を示している。載荷圧力が 20kN/m^2 , 40kN/m^2 , 60kN/m^2 , 100kN/m^2 に達した時点での分布を示している。載荷圧力が 20kN/m^2 に達した段階ですでに地盤中の破壊状態に達している部分が生じ始まる。そして図 4—4 に示した R の破壊分布より広い範囲で破壊が生じている。

図 6—12 は RE-1 における地盤変形図を示している。変形図は載荷圧力がそれぞれ 26.3 , 37.78kN/m^2 に達した時点での結果である。

図 6—13 は RE-4 における地盤変形図を示している。変形図は載荷圧力がそれぞれ 28 , 47 , 95kN/m^2 に達した時点での結果である。

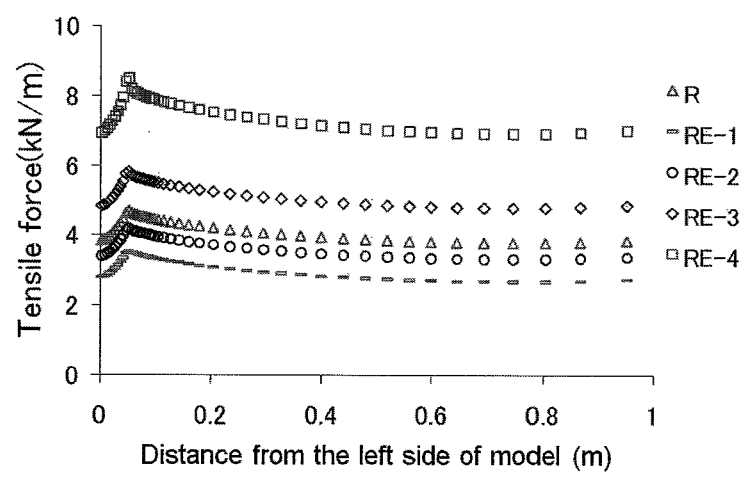


図 6—9 ジオテキスタイルの伸び剛性によるジオテキスタイルの張力分布

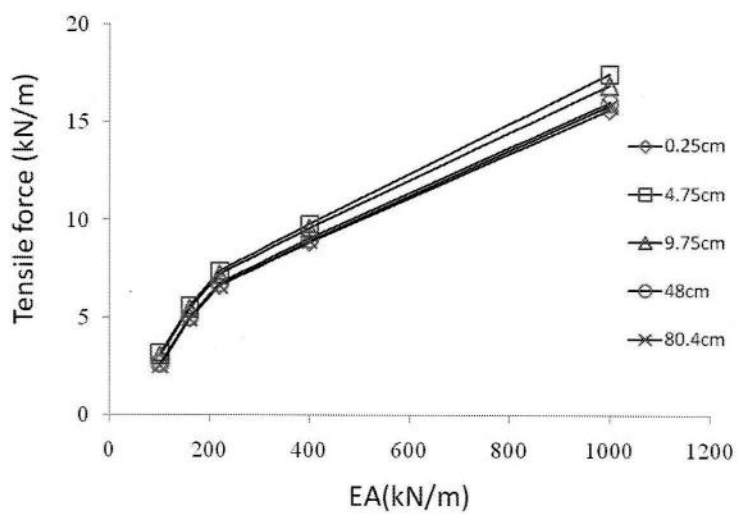
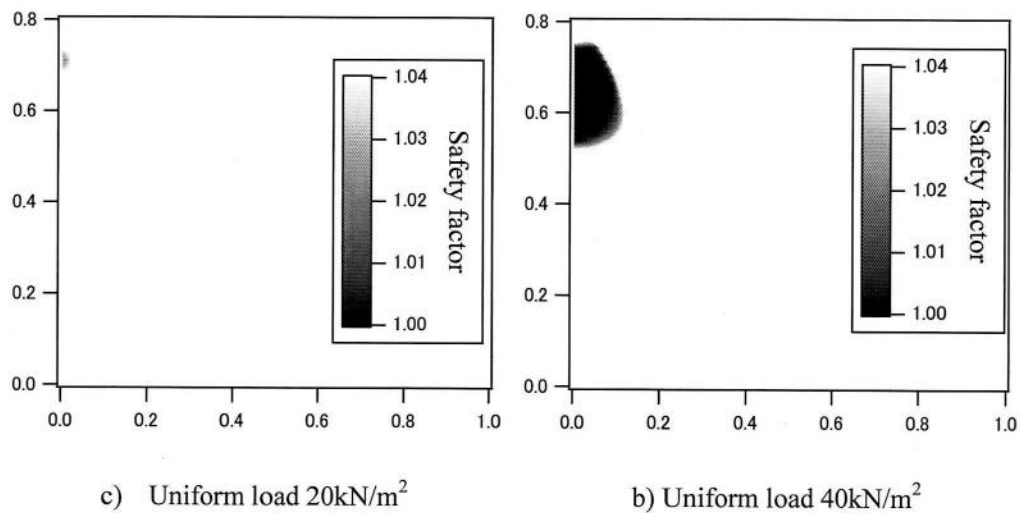
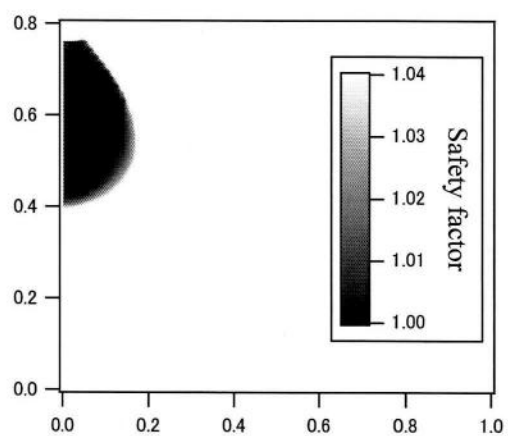
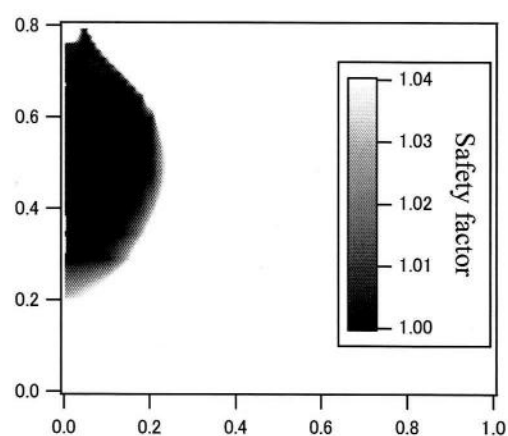


図 6 - 1 0 ジオテキスタイルの伸び剛性によるジオテキスタイルの張力分布



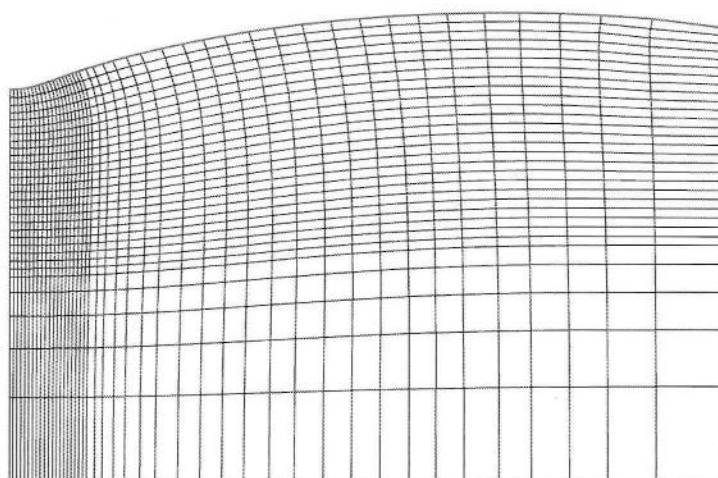


c) Uniform load 60kN/m²

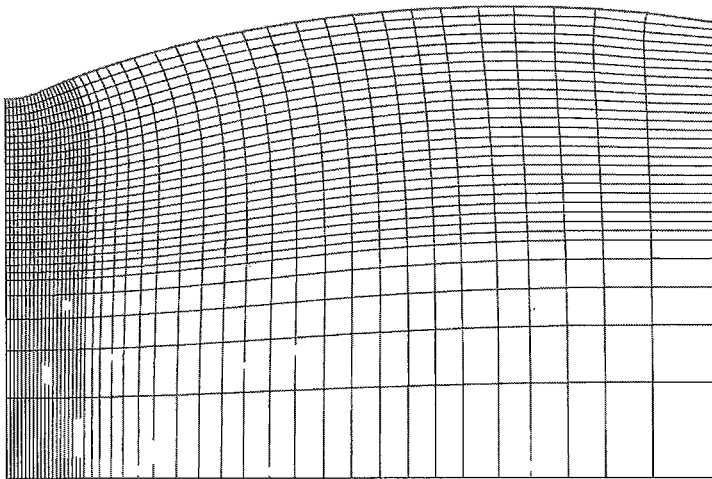


d) Uniform load 100kN/m²

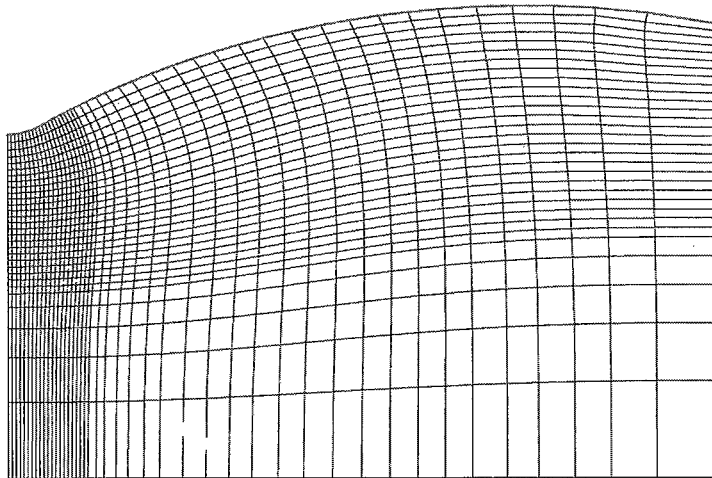
図 6 - 1 1 RE-1 における局所安全率分布



a) Loading pressure 26.3kN/m²

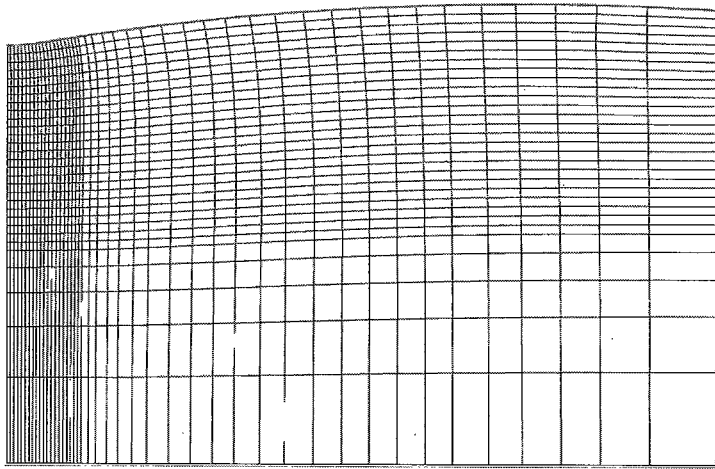


b) Loading pressure 37kN/m^2

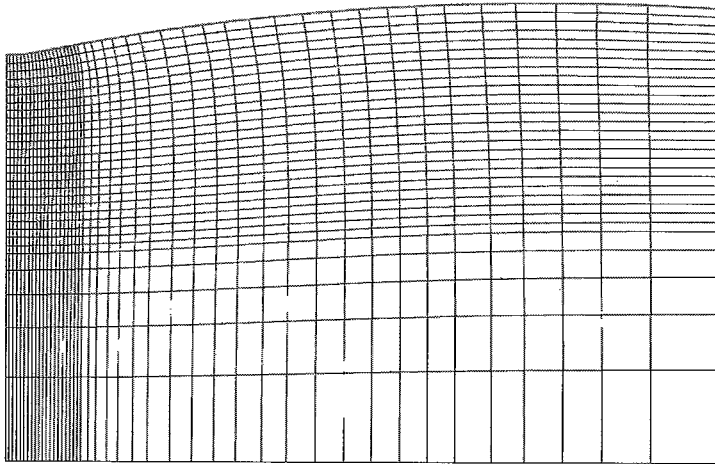


c) Loading pressure 78kN/m^2

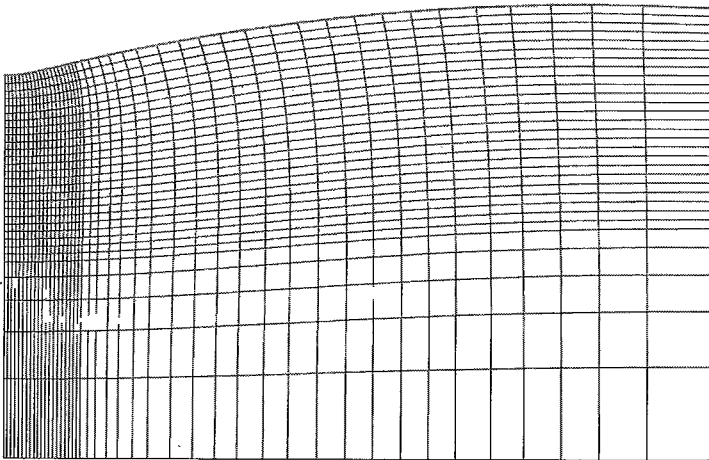
図 6 - 1 2 RE-1 におけるにおける地盤変形図



a) Loading pressure 28kN/m²



b) Loading pressure 47kN/m²



c) Loading pressure 95kN/m²

図 6 - 1 3 RE-4 におけるにおける地盤変形図

6. 3 地盤の弾性係数が支持力特性に及ぼす影響

6. 3. 1 解析概要

表 6－5 は解析に用いたモデル地盤とジオテキスタイルのパラメータを示している。モデル地盤の弾性係数は変動パラメータとして変化させる。

表 6－6 は解析ケースを示している。解析ケースは他のパラメータは固定して地盤の弾性係数を変化させる。

表 6－5 解析パラメータ

	E_0 (kN/m ²)	ν	c (kN/m ²)	ϕ (°)
Ground	変動パラメータ	0.49	1	0
Geotextile	EA=220kN/m	T=34		

表 6－6 解析ケース

Analytical case	Model ground
	E_0 (kN/m ²)
R	8
REE-1	1
REE-2	4
REE-3	13
REE-4	20
REE-5	50

6. 3. 2 地盤の弾性係数による支持力特性

図6-14は載荷圧力と沈下量の関係に及ぼす地盤弾性係数の影響を示している。図中、線は解析結果、プロットは実験結果を表れている。地盤弾性係数が大きくなるほど、載荷圧力と沈下量の関係の傾きが小さくなるため、支持力が大きくなる。

図6-15は地盤の最大沈下量が10cmに達した時点での地盤弾性係数と載荷圧力の関係を示している。同じ沈下量において、地盤弾性係数が大きくなるほど、載荷圧力は増加している。しかし弾性係数が大きくなるほど、その傾きが減少していく。以上のことより、ジオテキスタイルによって覆われた超軟弱地盤の支持力にはジオテキスタイルの伸び剛性と地盤弾性係数が大きく影響を与えると考えられる。しかし地盤弾性係数が大きくなるほど、支持力の増分は小さくなることが分かる。

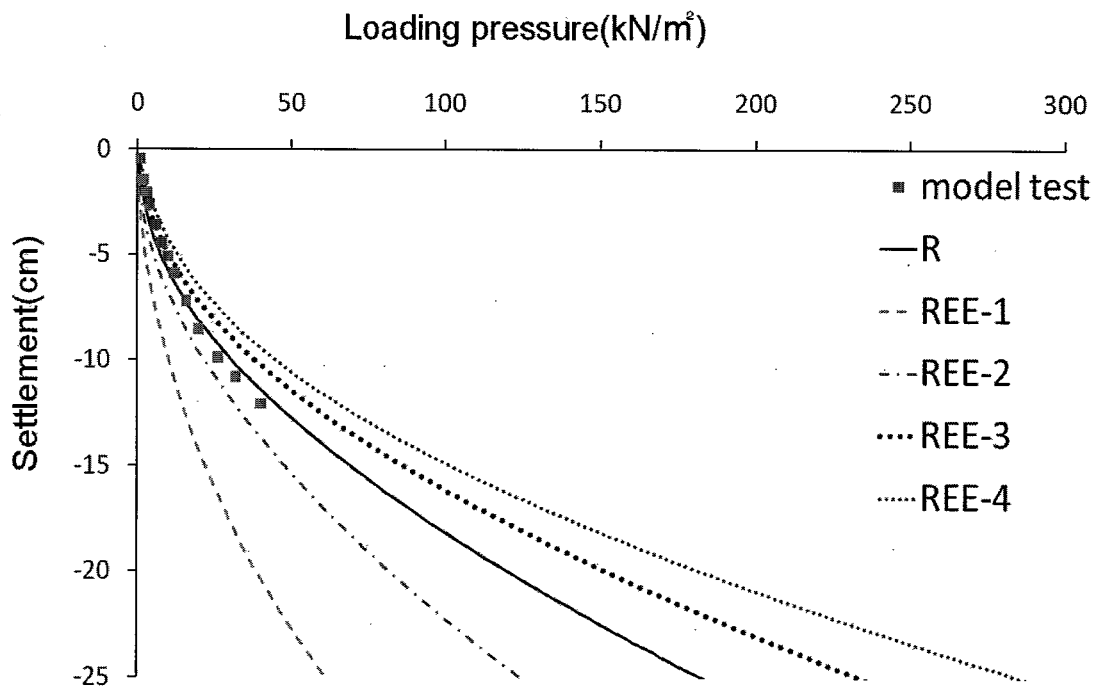


図6-14 地盤弾性係数による荷重-沈下曲線

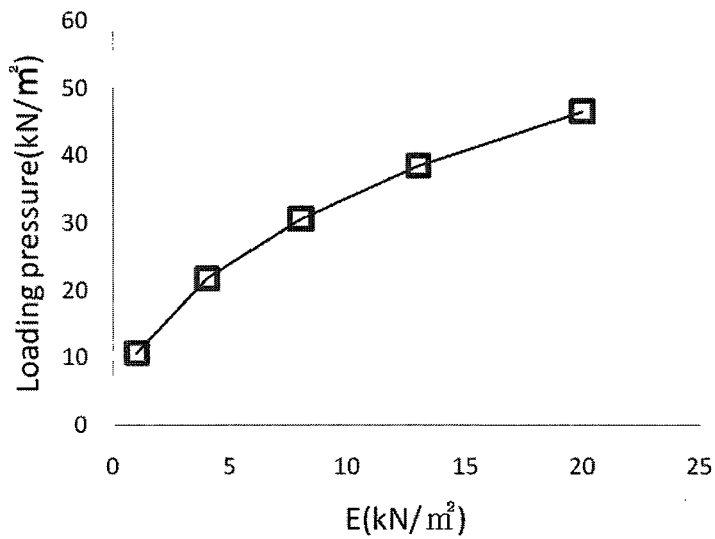


図 6－1 5 地盤弾性係数と載荷圧力の関係（最大沈下量 10cm）

図 6－1 6 は載荷圧力が 40kN/m^2 に達した時点における R と REE-1 および REE-4 の地表面の鉛直応力分布を示している。地盤弾性係数が最も小さい REE-1 においては、鉛直応力は地表面全体で一様に発生している。地盤弾性係数が最も大きい REE-4 においては、鉛直応力は載荷領域から側方に離れるのに伴い急激に減少している。地盤弾性係数が小さくなるほど、モデル左端に発生する最大鉛直応力が小さくなる。しかしモデル左端から 30cm 離れた地点からは、地盤弾性係数が小さくなるほど、鉛直応力が大きく発生している。全体的には、地盤弾性係数が大きくなるほど、地盤反力が大きく発生している。そのため、図 6－1 4 に示したように、地盤弾性係数が大きくなるほど支持力が大きくなったと考えられる。

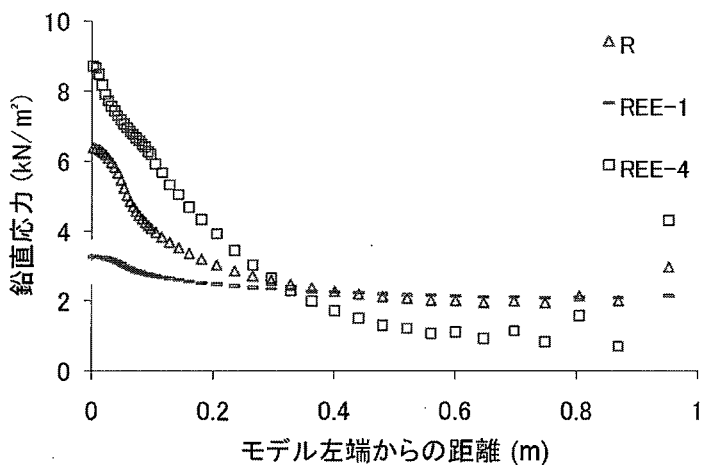


図 6－1 6 地盤弾性係数による地表面の鉛直応力分布

図6-17は、荷重圧力が 40kN/m^2 に達した時点におけるRとREE-1およびREE-4のジオテキスタイルの張力分布を示している。地盤弾性係数が最も小さいREE-1においては、ジオテキスタイルの張力は、ジオテキスタイル全体で概ね一様に発生している。そして地盤弾性係数が大きくなるほど、ジオテキスタイルの張力は小さく発生している。以上のことから、地盤の弾性係数の増加による支持力改善効果は、地盤反力の増加のためであると考えられる。

図6-18はREE-4における地盤のせん断強度に対する地盤に発生するせん断応力の比である局所安全率の分布を示している。荷重圧力が 20kN/m^2 、 40kN/m^2 、 60kN/m^2 、 100kN/m^2 に達した時点での分布を示している。荷重圧力が 20kN/m^2 に達した段階ですでに地盤中の破壊状態に達している部分が地表面から深さ30cmまで生じている。そして荷重圧力が 100kN/m^2 に達した段階で、地盤底面まで破壊が広がるとともに、モデル地盤右端からすべり線が形成されている。

図6-19はREE-1における地盤変形図を示している。変形図は荷重圧力がそれぞれ24、 43kN/m^2 に達した時点での結果である。

図6-30はREE-4における地盤変形図を示している。変形図は荷重圧力がそれぞれ25.2、40、80、 105kN/m^2 に達した時点での結果である。

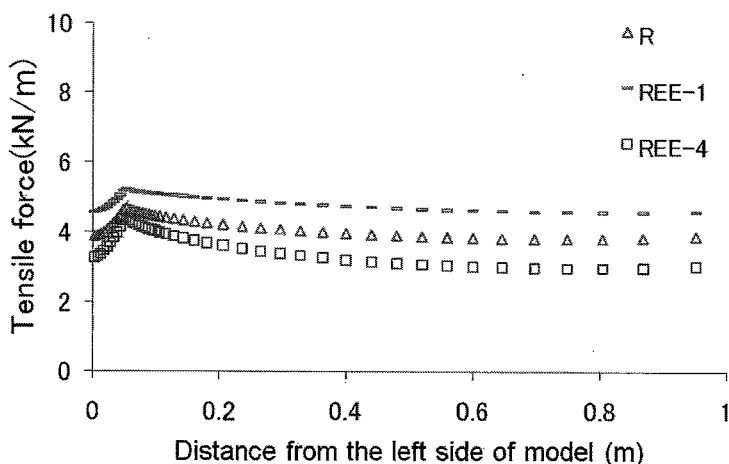


図6-17 地盤弾性係数によるジオテキスタイルの張力分布

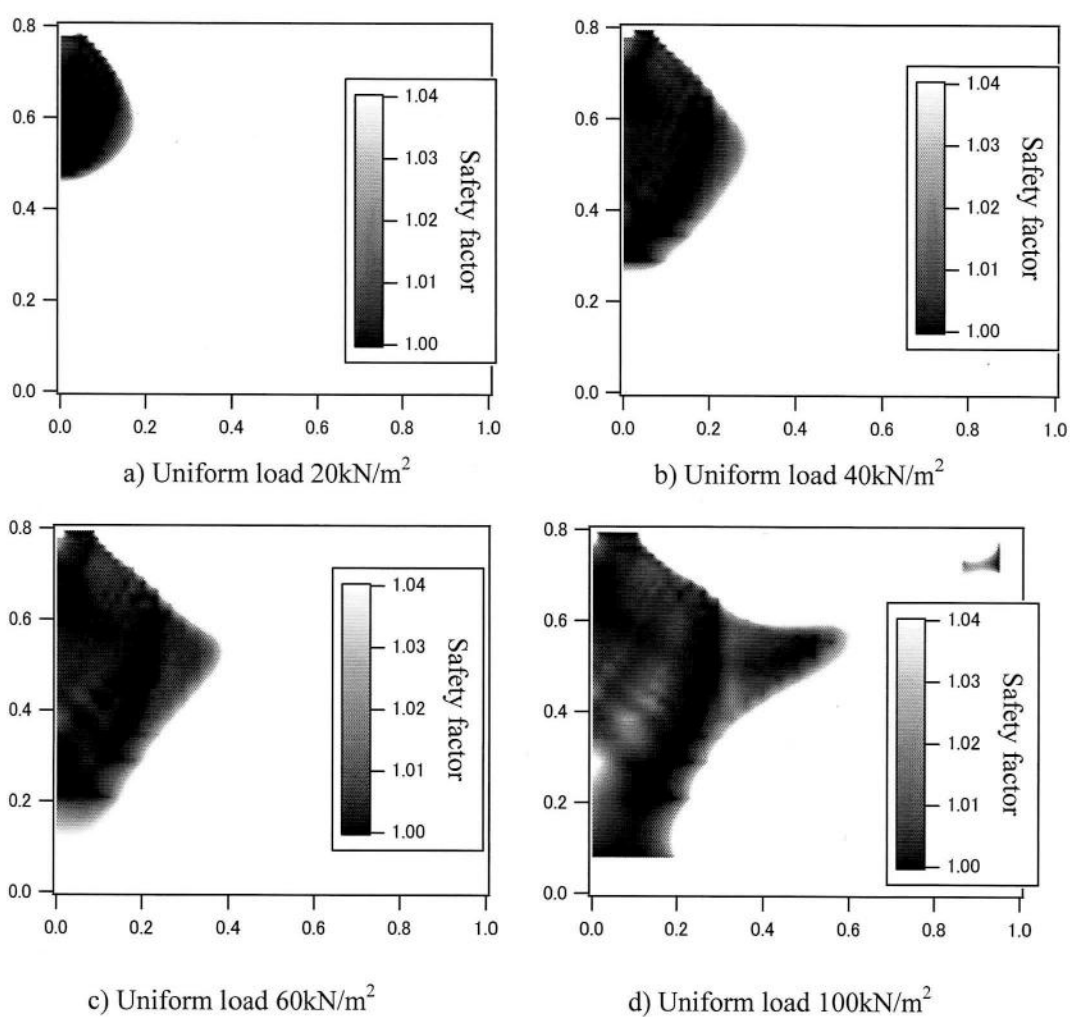
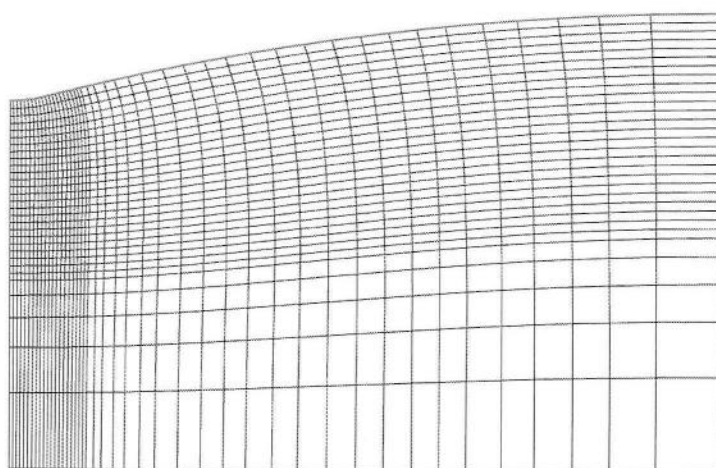
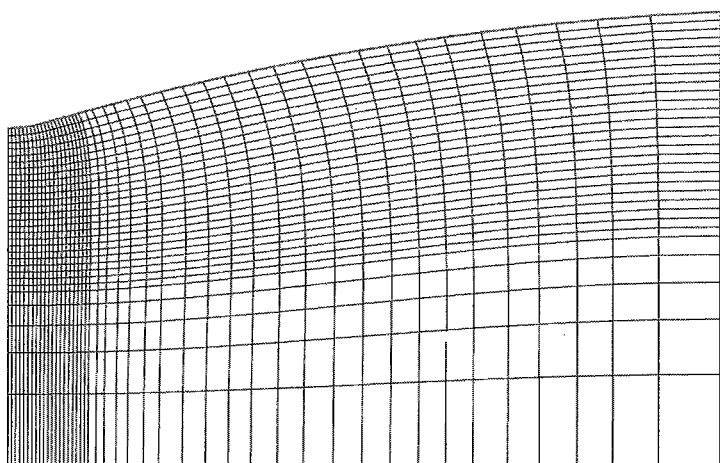


図 6 - 1 8 REE-4 における局所安全率分布

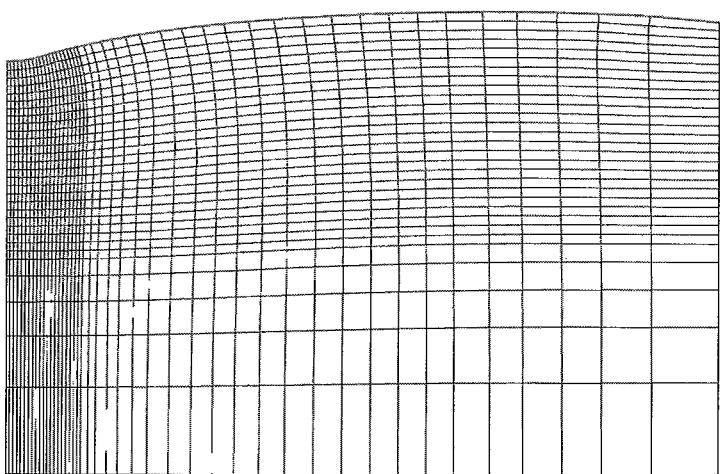


a) Loading pressure 24kN/m^2

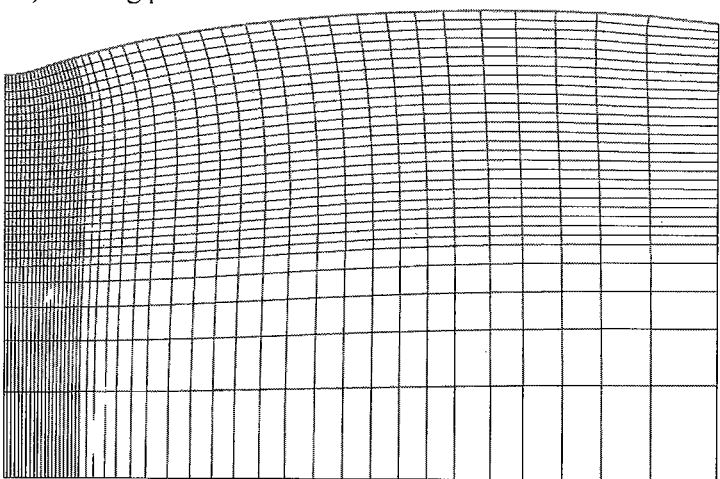


b) Loading pressure 43kN/m²

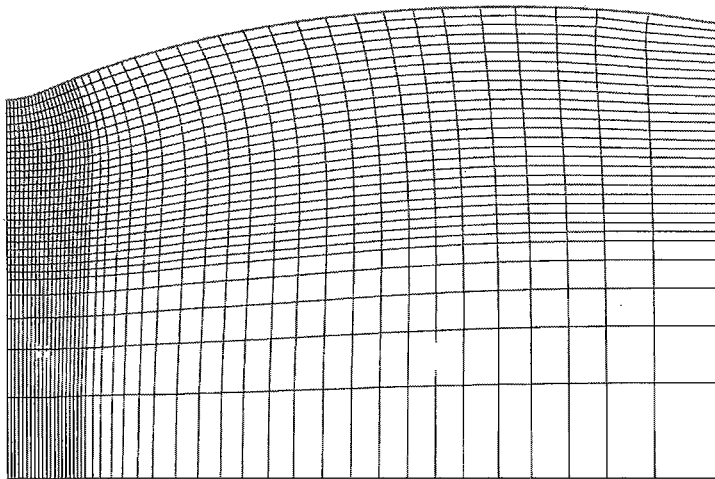
図 6—1 9 REE-1 におけるにおける地盤変形図



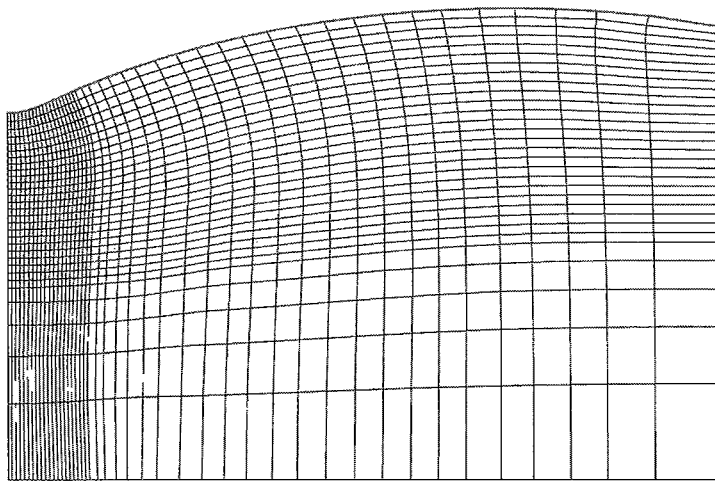
a) Loading pressure 25.2kN/m²



b) Loading pressure 40kN/m²



c) Loading pressure 80kN/m^2



d) Loading pressure 105kN/m^2

図 6 — 2 0 REE-4 におけるにおける地盤変形図

6. 4 覆土の厚さが支持力特性に及ぼす影響

6. 4. 1 解析概要

一般的に剛性が小さいジオテキスタイルによって表層処理する場合，所定の荷重分散効果および剛性を確保するために，1~2m 程度の覆土をしないとトラフィカビリティを確保できない．そこで本章では，覆土の厚さがる支持力メカニズムに及ぼす影響を明らかにするために，図6—2 1のようにジオテキスタイル上に厚さ D の覆土をしたケースに対して解析を行った．

表6—7は解析に用いたモデル地盤と覆土及びジオテキスタイルのパラメータを示している．

表6—8は解析ケースを示している．解析ケースは他のパラメータは固定して覆土の厚さ D を変化させている．

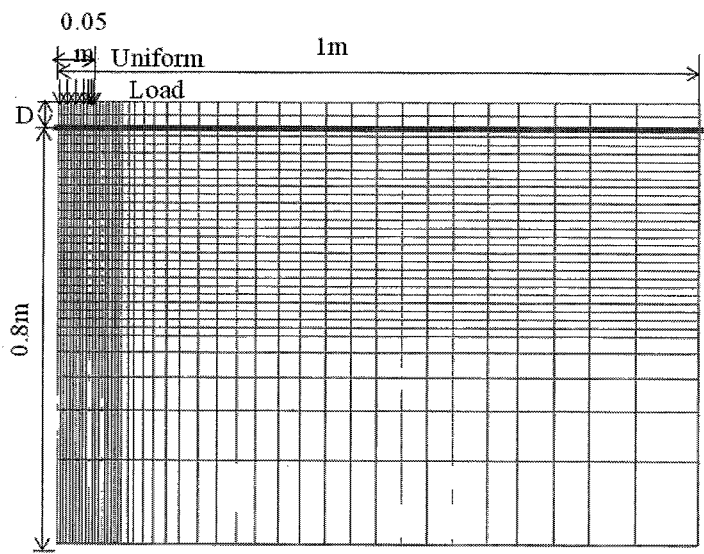


図6—2 1 解析モデル

表6—7 解析パラメータ

	E_0 (kN/m ²)	ν	c (kN/m ²)	ϕ (°)
Ground	8	0.49	1	0
Cover soil	150	0.30	5	30
Geotextile	EA=220kN/m	T=34		

表 6－8 解析ケース

Analytical case	Cover soil
	D (cm)
R	0
RD1	5
RD-2	10
RD-3	20
RD-4	40

6．4．2 覆土の厚さによる支持力特性

図 6－2 1 は載荷圧力と沈下量の関係に及ぼす覆土の影響を示している．図中，線は解析結果，プロットは実験結果を表れている．模型実験の結果は覆土の厚さが 0cm と 5cm および 10cm のケースである．模型実験の結果は覆土の厚さによる影響が小さいが，覆土が厚いほど同じ沈下量に対する載荷圧力が若干大きくなる．解析結果においては，覆土の厚さが厚いほど，地盤の沈下量が 10cm に達するまで，傾きが小さくなる．しかし覆土が最も厚い RD4 においては，沈下量が約 8cm 以上になると傾きが急激に大きくなり，約 15cm に達する後，同じ沈下量に対する載荷圧力 R の結果より小さくなる．

図 6－2 2 は覆土の厚さと各沈下量に達した時点での載荷圧力の関係を示している．地盤の沈下量が 5cm と 10cm に達した時点においては，覆土の厚さが厚いほど，載荷圧力が直線的に増加している．しかし地盤の沈下量が 20cm 以上になると覆土の厚さが厚くなっても載荷圧力は減少している．以上のことより，覆土を厚くするほど，沈下量が比較的に小さい段階において，支持力改善効果があると考えられる．

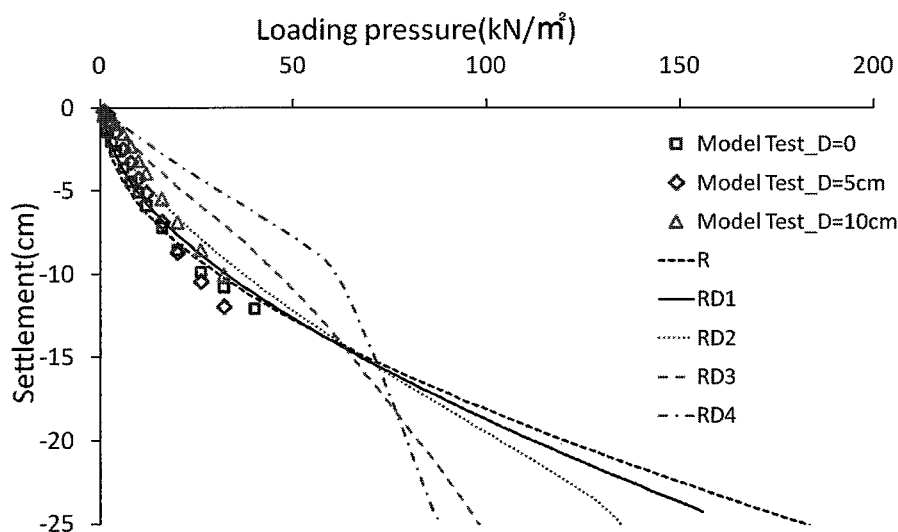


図 6－2 1 覆土の厚さによる荷重－沈下曲線

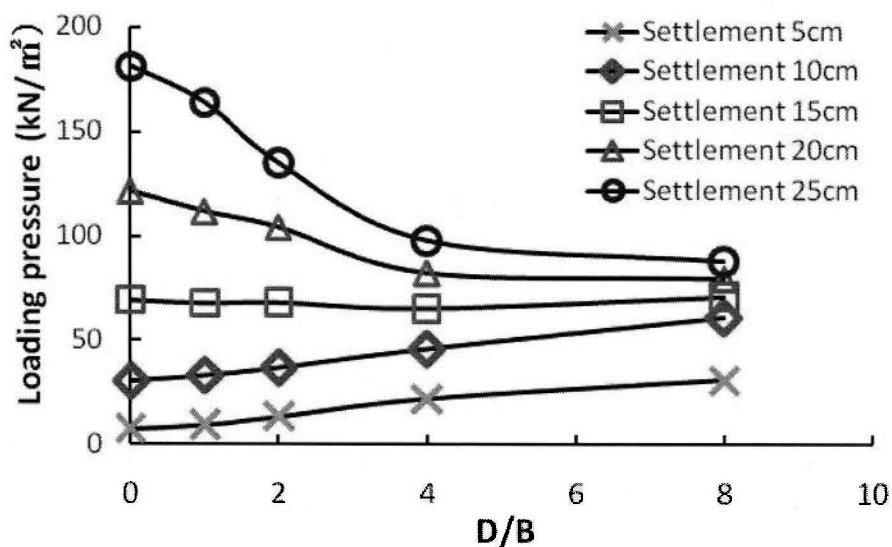
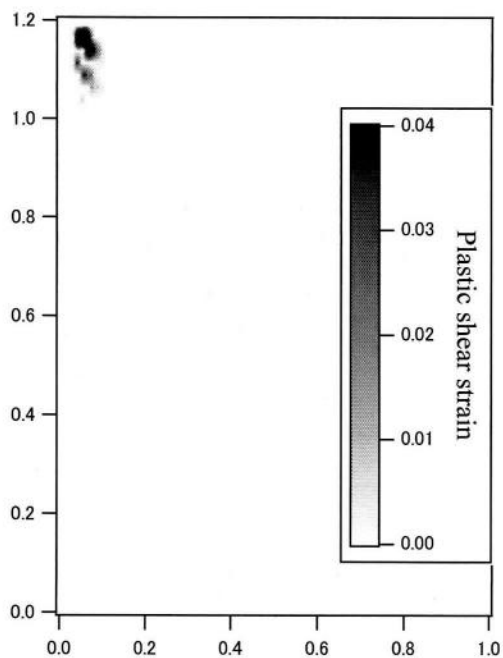
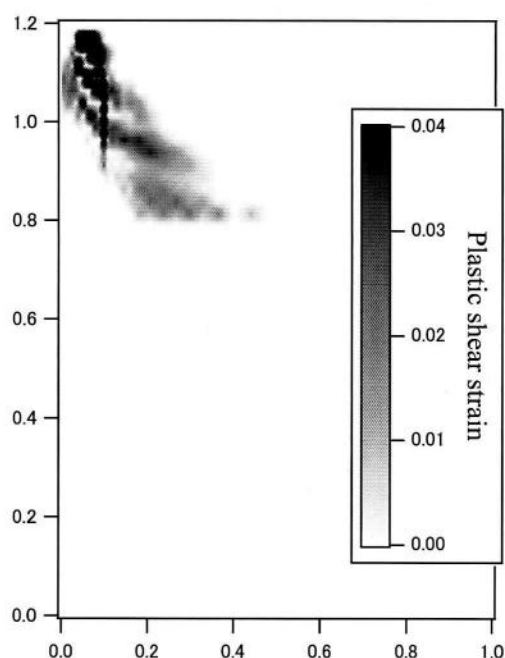


図6—2 2 覆土の厚さと各沈下量に達した時点での載荷圧力の関係

図6—2 3はRD-4における沈下がそれぞれ8cm, 10cm, 15cm, 20mに達した時点での塑性せん断ひずみの分布を示している。地盤の沈下が8cmに達した時点では、覆土に塑性域に達した部分が載荷領域の端部から生じ始め、20cm以上になると、すべり線が発生するとともに広い範囲で塑性域が発生する。これらの結果より、覆土に破壊が発生したため、図6—2 1に示したようにRD-4において、沈下量が8cm以上になると傾きが急激に大きくなったと考えられる。



a) Settlement 8cm



b) Settlement 10cm

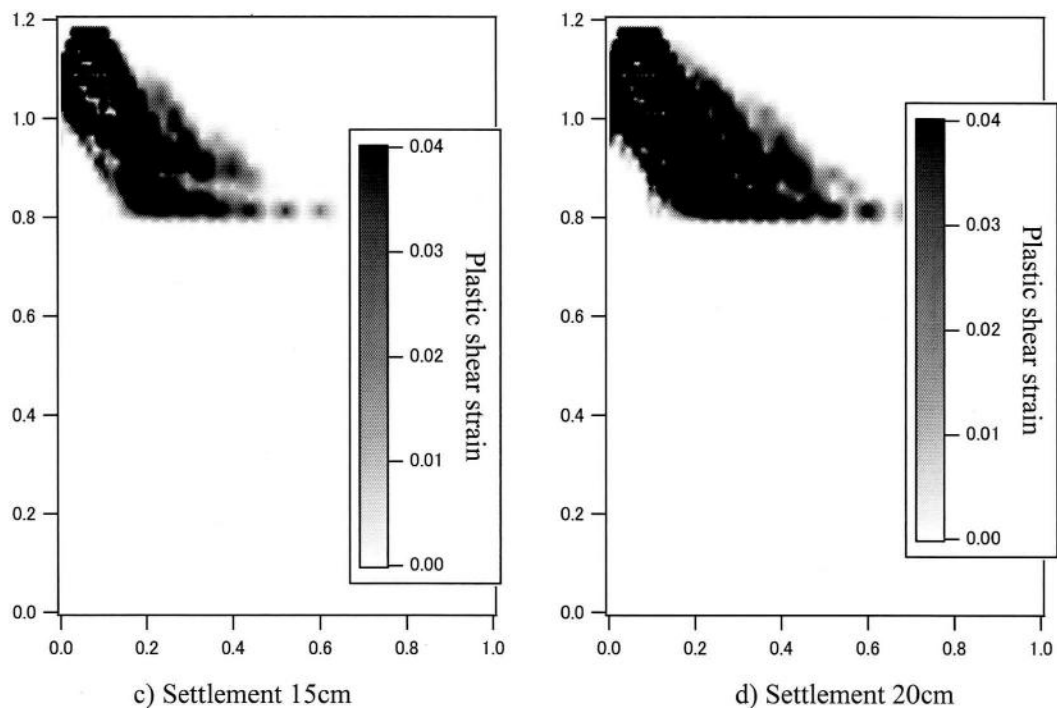


図 6—2 3 RD-4 における塑性せん断ひずみの分布

図 6—2 4 は RD-4 における沈下が 10cm, 15cm, 20cm および 25cm に達した時点でのジオテキスタイルの張力分布を示している。最大張力は载荷領域の中央で発生する。そして载荷領域の中央から離れるほど、ジオテキスタイル張力が単調に減少する。

図 6—2 5 は R と RD-4 における沈下量と载荷領域の中央に発生するジオテキスタイル張力分布を示している。R は沈下量が大きくなるほど、張力が直線的に増加する。それに対して、RD-4 においては、沈下量が 5cm に達した時点では、R の張力より大きい。そして沈下量が 10cm に達した時点までは、沈下の増加するほど、張力は R より小さい傾きで直線的に増加するが、沈下量が 10cm 以上になると張力の増加の割合が急激に減少している。それは地盤の沈下が 8cm 以上になると、覆土に塑性域が発生し始め、沈下が大きくなると共に、塑性域が広がることによって、ジオテキスタイルに上载荷重がよく伝達されてないためである。

図 6—2 6 は RD-4 における地盤変形図を示している。変形図は最大沈下量がそれぞれ 2.6, 5, 7.4cm, 10.4cm に達した時点での結果である。

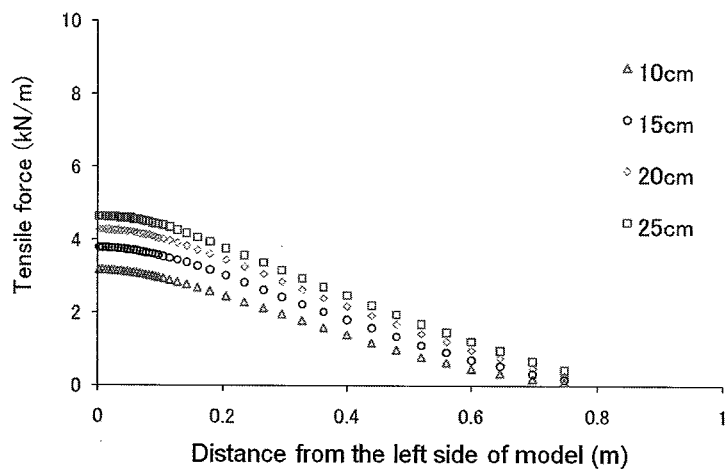


図 6—2 4 RD-4 におけるジオテキスタイルの張力分布

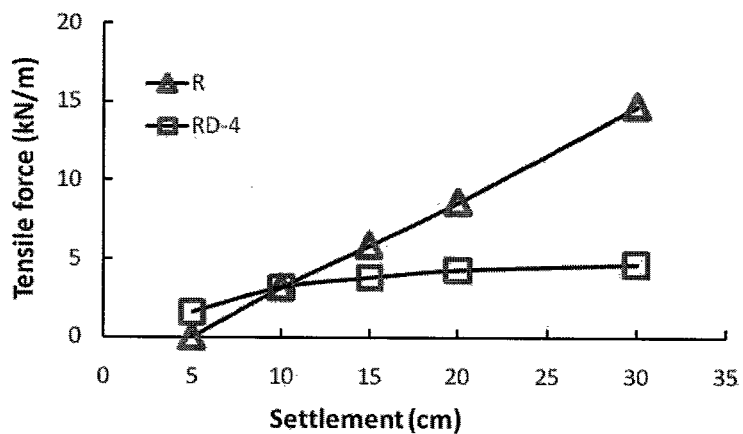
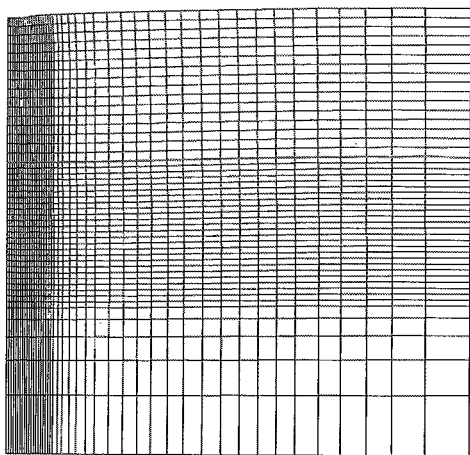
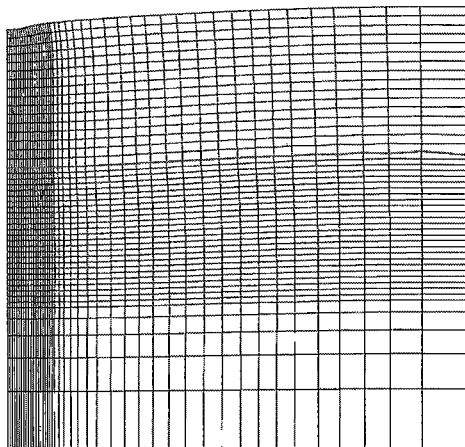


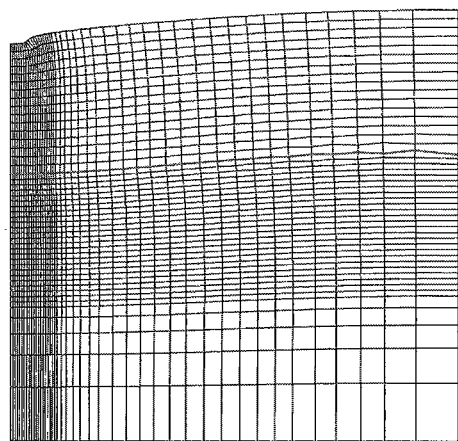
図 6—2 5 沈下量とジオテキスタイル張力関係（載荷領域中央）



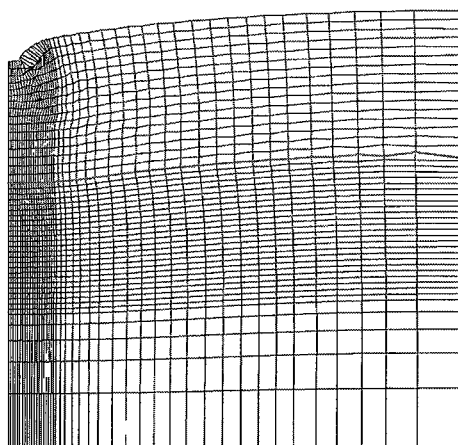
a) Settlement 2.6cm



b) Settlement 5cm



c) Settlement 7.4cm



d) Settlement 10.4cm

図 6—2 6 RD-4 における地盤変形図

6. 5 まとめ

本章では、5章で得られた結果に基づいて、補強材の端部が完全に拘束された前提下で解析を行った。そのため、完全拘束されたジオテキスタイルによって覆われた超軟弱地盤の支持力特性に及ぼす地盤粘着力、地盤弾性係数およびジオテキスタイルの伸び剛性の影響を明らかにするために、それらを変動パラメータとするパラメトリックスタディーを行った。特に、代表的な解析ケースにおいての荷重沈下曲線、地表面の鉛直応力分布、ジオテキスタイルの張力分布、地盤モデルの局所安全率分布および地盤変形図に対する結果を考察することによって、地盤粘着力、地盤弾性係数及びジオテキスタイルの伸び剛性の影響を明らかにした。得られた主な結論は以下のとおりである。

- 1) ジオテキスタイルが覆われた超軟弱地盤の支持力に及ぼす地盤粘着力の影響はほとんどないと考えられる。
- 2) 地盤粘着力による支持力の小さな違いは、載荷領域においての地盤反力の違いが原因である。
- 3) ジオテキスタイルの伸び剛性が大きくなるほど、載荷圧力と沈下量の関係の傾きが小さくなっているため、支持力が大きくなる。
- 4) ジオテキスタイルの伸び剛性が大きくなるほど、支持力増加の割合は減少する。
- 5) ジオテキスタイルの伸び剛性が大きくなるほど、ジオテキスタイルの分散効果と張力は大きくなる。
- 6) 地盤弾性係数が大きくなるほど、載荷圧力と沈下量の関係の傾きが小さくなるため、支持力が大きくなる。
- 7) 地盤弾性係数が大きくなるほど、支持力増加の割合は減少する。
- 8) 地盤弾性係数が大きくなるほど、ジオテキスタイル張力の増加は見られず、地盤反力が大きく発生する。そのため、支持力が大きくなる。
- 9) 覆土を厚くするほど、沈下量が比較的に小さい段階において、支持力改善効果が大きくなる。しかし沈下量がある程度以上を超えると覆土に破壊が生じることによって、ジオテキスタイルに上載荷重がよく伝達されないため、覆土が厚くなるほど、支持力改善効果が無くなる。

7. 曲げ剛性が大きい補強材によって表層補強された超軟弱地盤の支持力特性

本章では、完全拘束された曲げ剛性が大きい補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力特性に及ぼす地盤粘着力、地盤弾性係数および補強材の曲げ剛性を影響明らかにするために、それらを変動パラメータとするパラメトリックスタディを行う。特に、代表的な解析ケースにおいての荷重沈下曲線、地表面の鉛直応力分布、補強材の曲げモーメント分布、地盤モデルの局所安全率分布および地盤変形図に対する結果を考察することによって、地盤粘着力、地盤弾性係数および補強材の曲げ剛性の影響を明らかにする。

7. 1 地盤粘着力が支持力特性に及ぼす影響

7. 1. 1 解析概要

表 7-1 は解析に用いたモデル地盤と補強材のパラメータを示している。地盤の粘着力は変動パラメータである。

表 7-2 は解析ケースを示している。解析ケースは他のパラメータは固定して地盤粘着を変化させた 5 ケースを想定した。

表 7-1 解析パラメータ

	E_0 (kN/m ²)	ν	c (kN/m ²)	ϕ (°)
Ground	8	0.49	変動パラメータ	0
Steel bar	2.9×10^{10}	$I = 2.58 \times 10^{-10} \text{ m}^4$		

表 7-2 解析ケース

Analytical case	Model ground
	c (kN/m ²)
S	1
SC-1	0.33
SC-2	0.5
SC-3	2
SC-4	4

7. 1. 2 地盤粘着力による支持力特性

図7-1は載荷圧力と沈下量の関係に及ぼす地盤粘着力の影響を示している。図中、線は解析結果、プロットは実験結果を表れている。全解析ケースにおいて、載荷圧力と沈下量の関係はSとほぼ一致している。以上のことより、曲げ剛性の大きい補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力に及ぼす地盤粘着力の影響は非常に小さい。

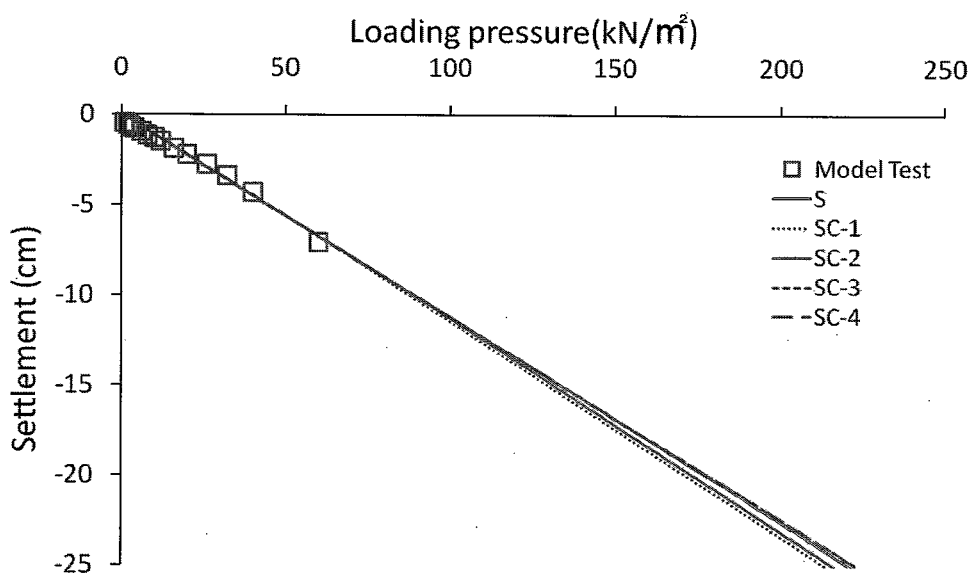


図7-1 地盤粘着力による荷重-沈下曲線

図7-2は載荷圧力が100kN/m²に達した時点での地盤粘着力による地表面の鉛直応力の分布を示している。地盤粘着力がSより小さいSC-2においては、最大鉛直応力がSのそれより小さい。また、全地点において、地表面の鉛直応力はほぼ一定である。一方、地盤粘着力がSより大きいSC-3においては、地表面の鉛直応力の分布がSのそれと一致している。

図7-3と図7-4は、それぞれ載荷圧力が150kN/m²に達した時点での地盤粘着力による補強材に発生する曲げモーメント分布と鉛直応力分布を示している。地盤粘着力の違いにもかかわらず、全ケースにおいて曲げモーメントと鉛直応力分布は一致している。以上のことより、図7-1に示したように、SC-2とSの荷重-沈下曲線に若干違いが見られるのは、図7-2に示したように、載荷領域における地盤反力の違いが原因であると考えられる。

図7-5はSC-1における地盤のせん断強度に対する地盤に発生するせん断応力の比であ

る局所安全率の分布を示している。局所安全率の分布は、載荷圧力が 100kN/m^2 , 150kN/m^2 , 200kN/m^2 および 250kN/m^2 に達した時点での分布を示している。載荷圧力が 100kN/m^2 に達した時点ですでに地盤底面まで、地盤中の破壊状態に達している部分が広がっている。これに比べて、S においては、図 4-21 に示したように載荷圧力が 150kN/m^2 に達したら破壊状態に達している部分が生じ始める。また、載荷圧力が 150kN/m^2 に達した時点においては、地表面まで破壊が発生している。以上のことより、曲げ剛性の大きい補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力に及ぼす地盤破壊の影響は非常に小さい。

図 7-6 と図 7-7 は、それぞれ SC-1 と SC-4 における地盤変形図を示している。SC-1 の変形図は、載荷圧力がそれぞれ $47, 91, 148, 205\text{kN/m}^2$ に達した時点での結果である。SC-4 の変形図は、載荷圧力がそれぞれ $47, 93, 155, 201\text{kN/m}^2$ に達した時点での結果である。

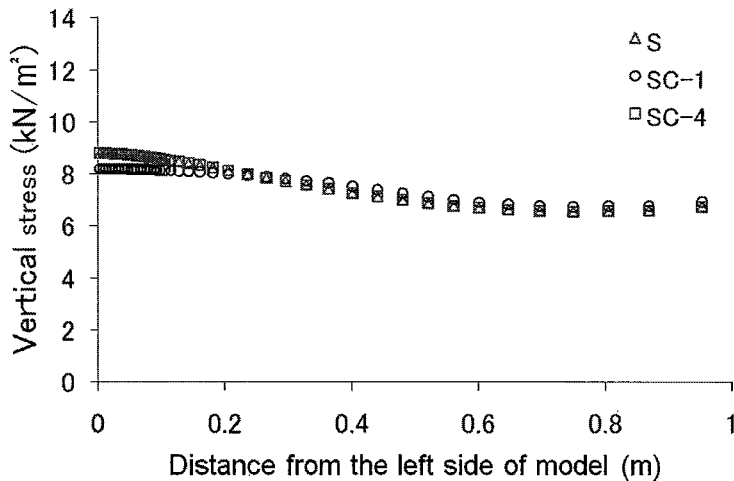


図 7-2 地盤粘着力による地表面の鉛直応力分布

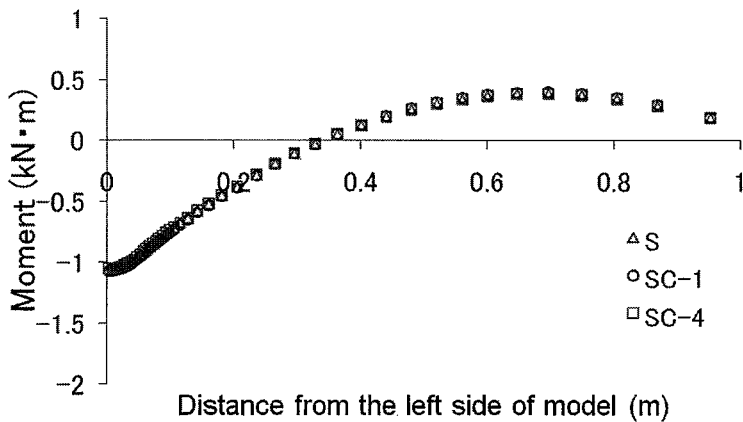


図 7-3 地盤粘着力による補強材に発生する曲げモーメント分布

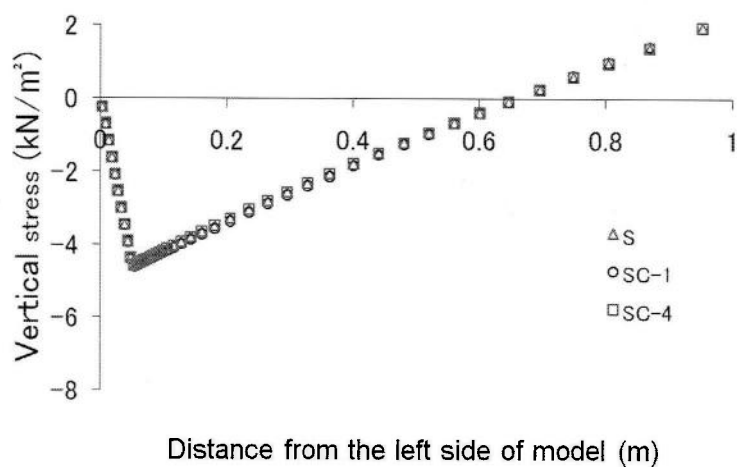


図 7—4 地盤粘着力による補強材に発生する鉛直応力分布

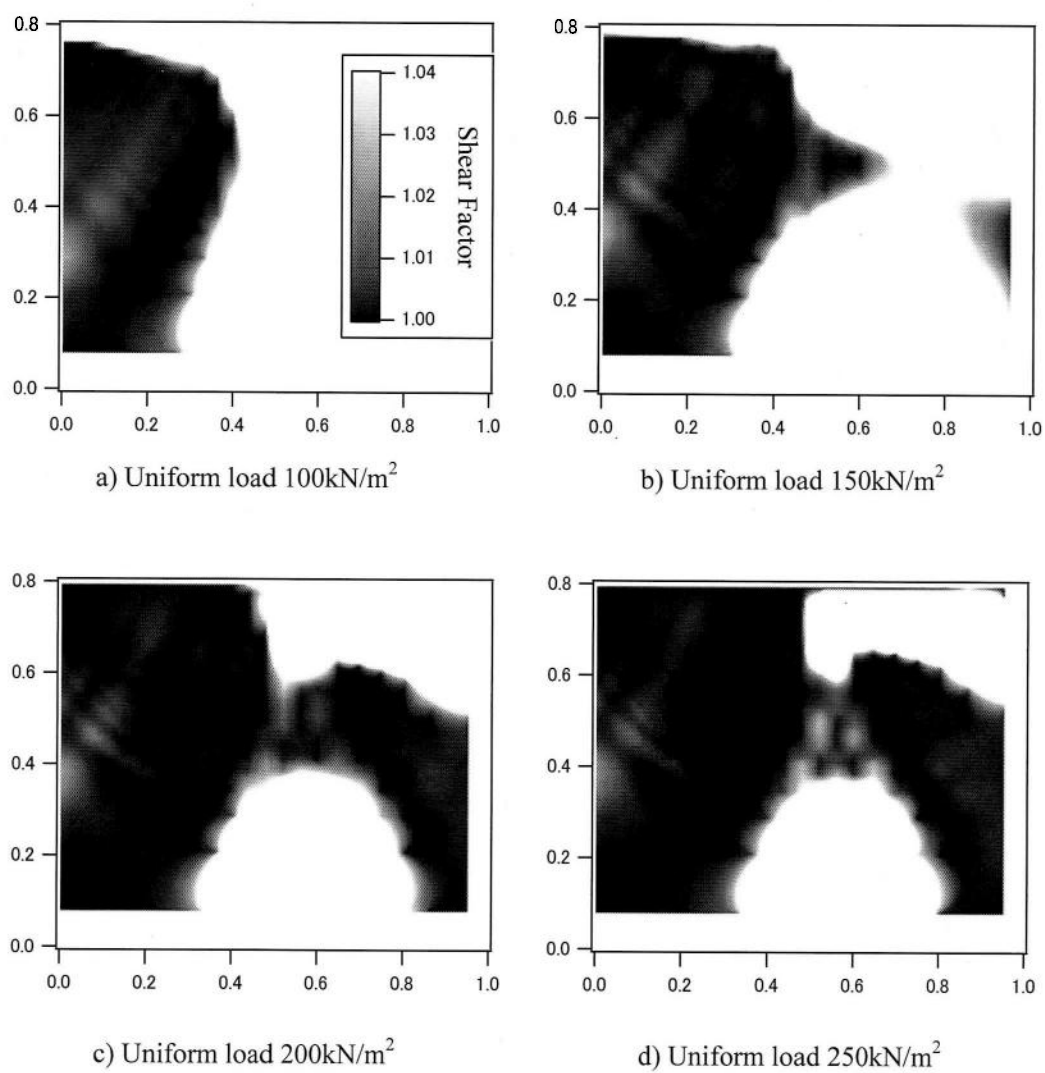
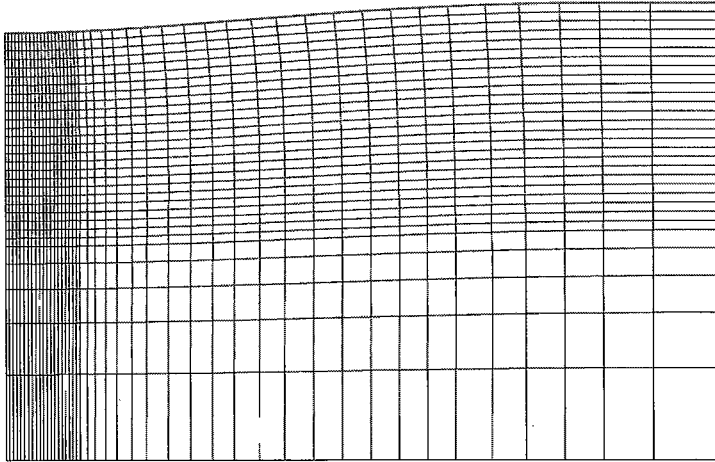
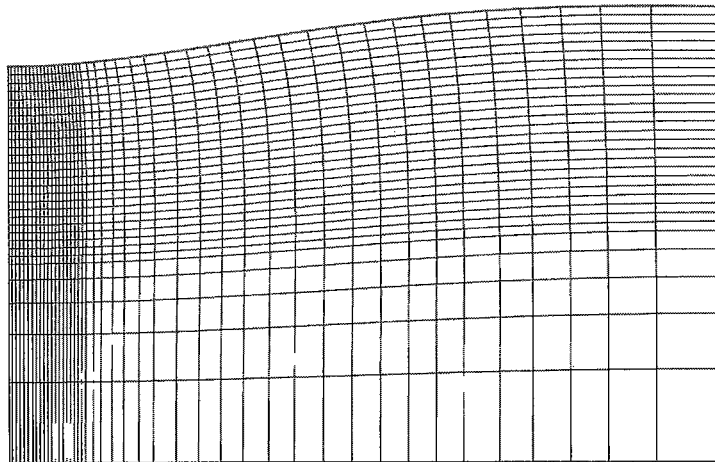


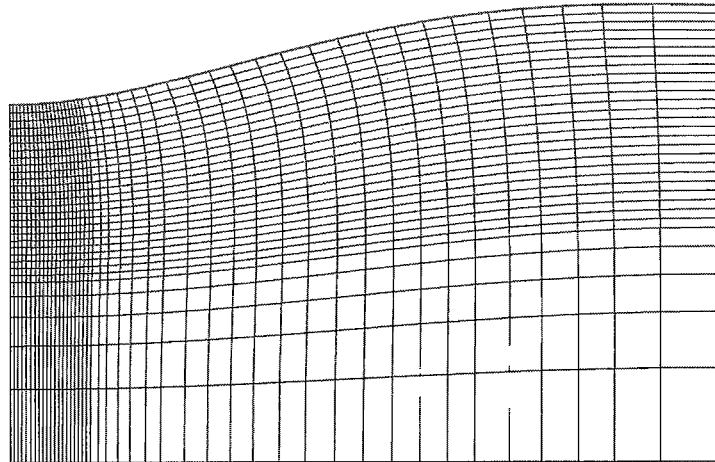
図 7—5 SC-1 における局所安全率の分布



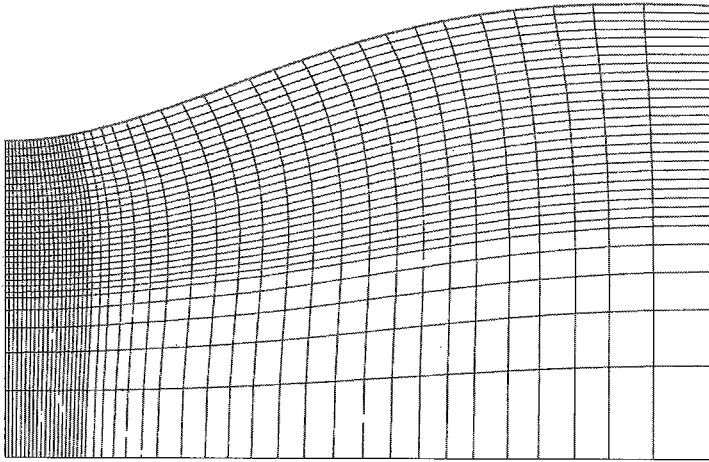
a) Loading pressure 47kN/m²



b) Uniform load 91kN/m²

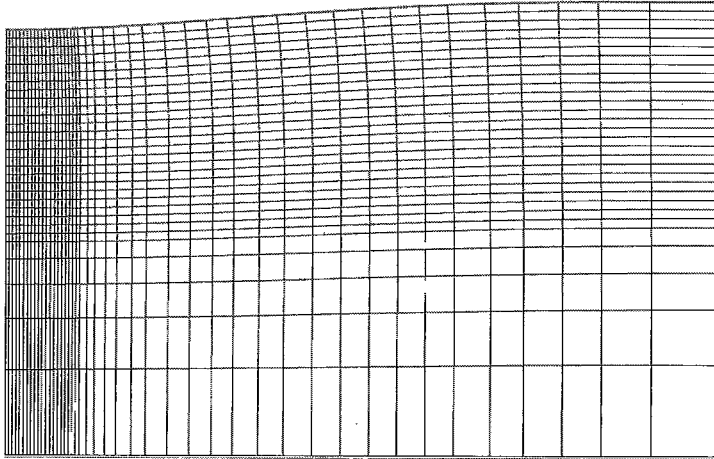


c) Uniform load 148kN/m²

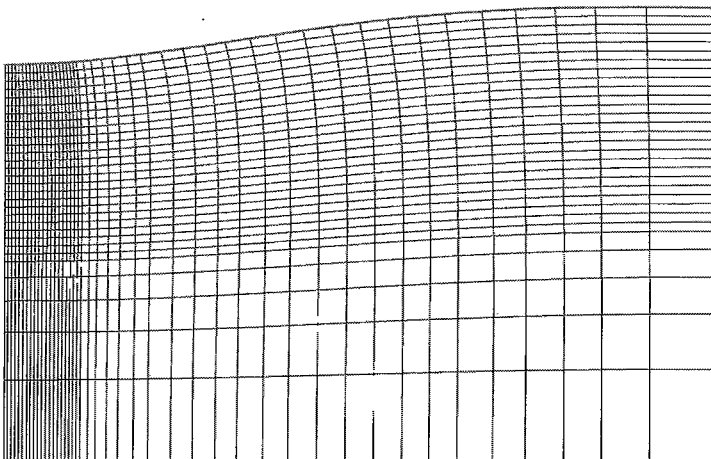


d) Uniform load 205kN/m^2

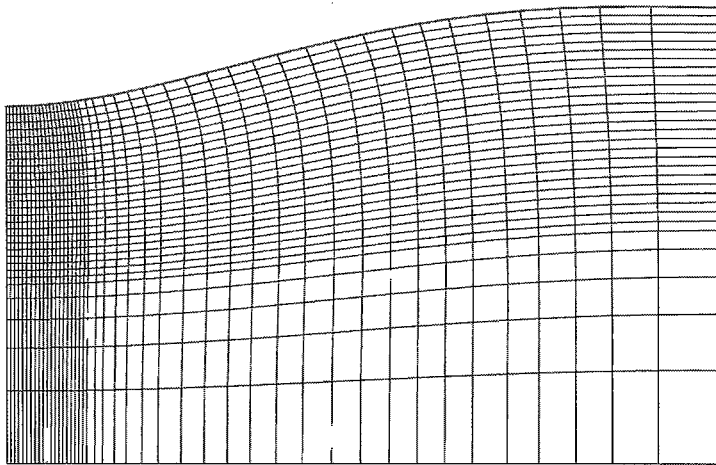
図 7-6 SC-1 における地盤変形図



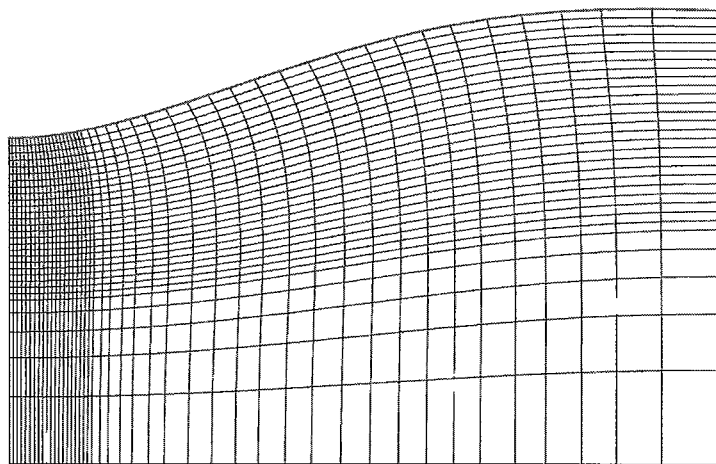
a) Uniform load 47kN/m^2



b) Uniform load 93kN/m^2



c) Uniform load 155kN/m^2



d) Uniform load 201kN/m^2

図 7 - 7 SC-4 における地盤変形図

7. 2 補強材の曲げ剛性が支持力特性に及ぼす影響

7. 2. 1 解析概要

表 7-3 は解析に用いたモデル地盤と補強材のパラメータを示している。補強材と地盤の弾性係数を変動パラメータとして変化させる。

表 7-4 は解析ケースを示している。解析ケースは他のパラメータは固定して補強材の弾性係数と地盤の弾性係数を変化させた 30 ケースを想定した。しかしこの節では、地盤の弾性係数が 8kN/m^2 の場合のみを考える。

表 7-1 解析パラメータ

	$E_0 (\text{kN/m}^2)$	ν	$c (\text{kN/m}^2)$	$\phi (\square)$
Ground	変動パラメータ	0.49	1	0
Steel bar	変動パラメータ	$I=2.58 \times 10^{-10} \text{m}^4$		

表 7-2 解析ケース

解析 ケース	モデル地盤	補強材	解析 ケース	モデル地盤	補強材
	$E(\text{kN/m}^2)$	$EI (\text{kN} \cdot \text{m}^2)$		$E(\text{kN/m}^2)$	$EI (\text{kN} \cdot \text{m}^2)$
1	1	0.258	11	13	0.258
2		0.774	12		0.774
3		3.87	13		3.87
4		25.8	14		25.8
5		129	15		129
6	4	0.258	16	20	0.258
7		0.774	17		0.774
8		3.87	18		3.87
9		25.8	19		25.8
10		129	20		129
SE-1	8	0.258	21	50	0.258
S		0.774	22		0.774
SE-2		3.87	23		3.87
SE-3		25.8	24		25.8
SE-4		129	25		129

7. 2. 2 補強材の曲げ剛性による支持力特性

図7-8は荷重圧力と沈下量の関係に及ぼす補強材の曲げ剛性の影響を示している。図中、線は解析結果、プロットは実験結果を表れている。補強材の曲げ剛性が大きくなるほど、荷重圧力と沈下量の関係の傾きが小さくなっているため、支持力が大きくなる。

図7-9は地盤の最大沈下量が10cmに達した時点での補強材の曲げ剛性と荷重圧力の関係を示している。同じ沈下量において、補強材の曲げ剛性が大きくなるほど、荷重圧力はほぼ直線的に増加している。以上のことより、曲げ剛性の大きい補強材によって表層処理された超軟弱地盤の支持力は、補強材の曲げ剛性の影響が支配的であると考えられる。

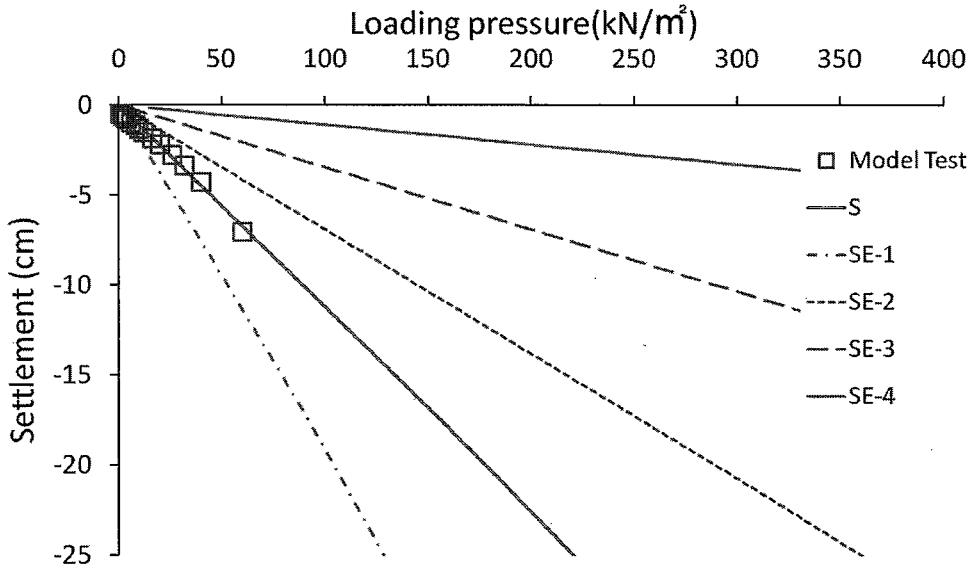


図7-8 曲げ剛性による荷重-沈下曲線

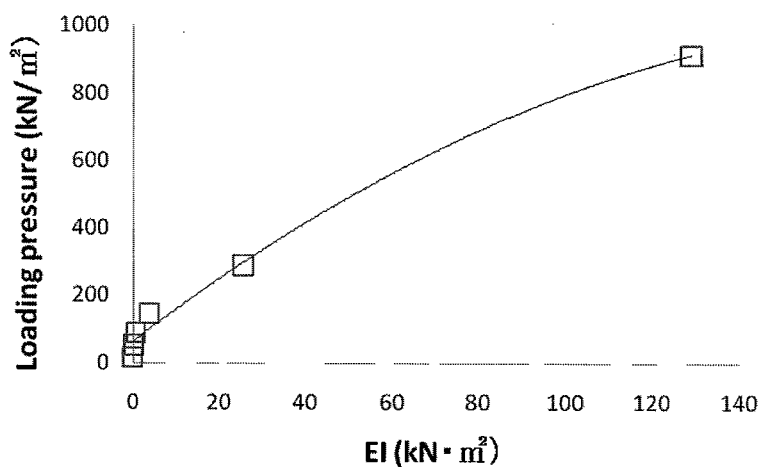


図 7-9 補強材の曲げ剛性と載荷圧力の関係（最大沈下量 10cm）

図 7-10 は載荷圧力が 100kN/m^2 に達した時点における S と SE-2 および SE-3 の地表面の鉛直応力分布を示している。補強材の曲げ剛性が最も小さい S-1 においては、載荷領域付近地表面の鉛直応力は S と S-2 より大きく発生している。しかし載荷領域中央から 40cm 離れた地点からむしろ S と SE-2 より小さくなる。補強材の曲げ剛性が S より大きい SE-2 においては、地表面全長で一様な鉛直応力が発生している。以上のことより、曲げ剛性が大きい補強材を敷設することによって上載荷重に対する地盤の負担が小さくなると考えられる。また、補強材の曲げ剛性が大きいほど、荷重分散効果が大きくなると考えられる。

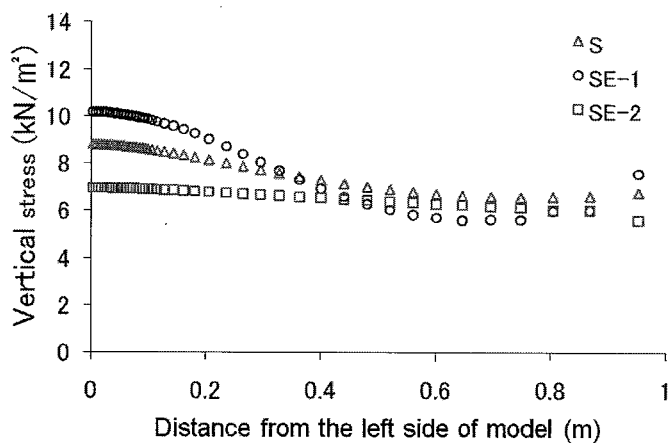


図 7-10 曲げ剛性による地表面の鉛直応力分布

図 7-1 1 は載荷圧力が 100kN/m^2 に達した時点における S と SE-1 および SE-2 の曲げモーメント分布を示している。補強材の曲げ剛性が S より小さい SE-1 においては、載荷中央で発生する最大曲げモーメントが S と SE-2 より小さい。補強材の曲げ剛性が大きくなるほど、補強材に発生する曲げモーメントは大きく発生している。以上のことより、補強材の曲げ剛性が大きくなると、地盤反力は小さく発生するが、補強材の曲げモーメントが大きくなるため、図 7-8 に示したように、支持力改善効果が大きくなると考えられる。

図 7-1 2 は載荷圧力が 100kN/m^2 に達した時点における S と SE-1 および SE-2 の補強材の鉛直応力を示分布している。全ケースにおいて、補強材の最大鉛直応力は載荷領域の端部で発生している。そしてその分布は 3 ケースとも同じである。しかし載荷領域の右方向の補強材においては、曲げ剛性によってその分布の差が生じている。補強材の曲げ剛性が小さくなるほど、載荷領域の端部から急激に減少している。

図 7-1 3 は SE-1 における地盤のせん断強度に対する地盤に発生するせん断応力の比である局所安全率の分布を示している。載荷圧力が 75kN/m^2 , 100kN/m^2 , 150kN/m^2 および 170kN/m^2 に達した時点での分布を示している。載荷圧力が 75kN/m^2 に達した段階で地盤の破壊が生じ始まる。そして載荷圧力が増加し、 170kN/m^2 に達した段階で地盤底面まで破壊が拡大していく。

図 7-1 4 は SE-1 における地盤変形図を示している。変形図は載荷圧力がそれぞれ 46, 91, 116, 156kN/m^2 に達した時点での結果である。

図 7-1 5 は SE-2 における地盤変形図を示している。変形図は載荷圧力がそれぞれ 48, 97, 145, 217kN/m^2 に達した時点での結果である。

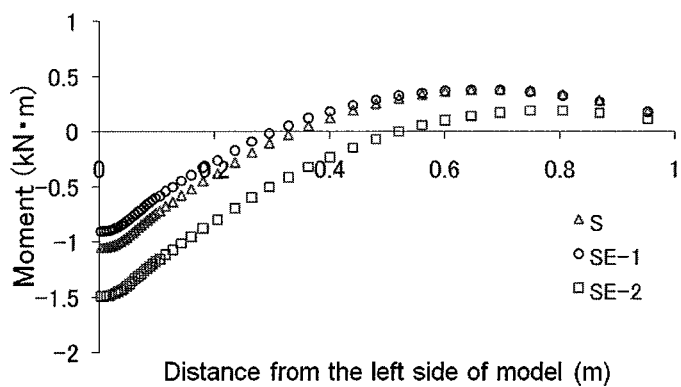


図 7-1 1 曲げ剛性による曲げモーメント分布

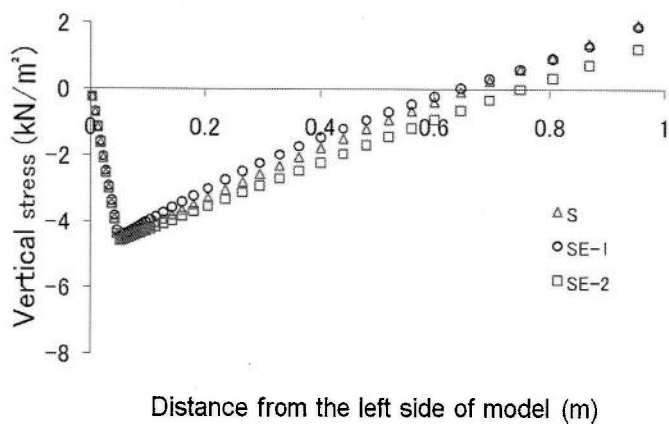


図 7 - 1 2 曲げ剛性による補強材の鉛直応力分布

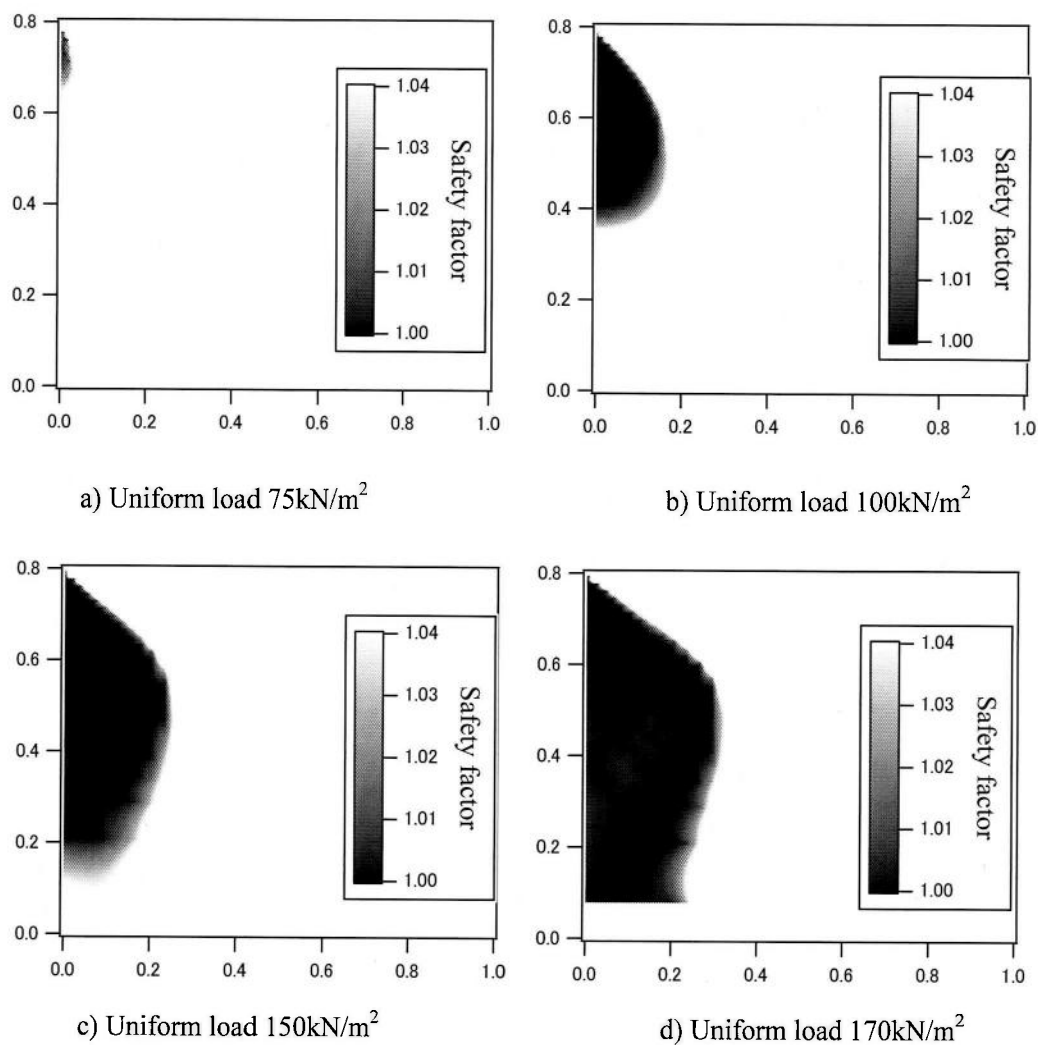
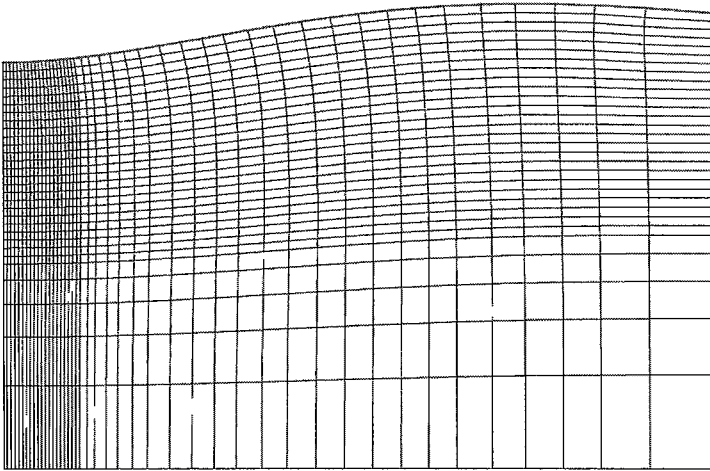
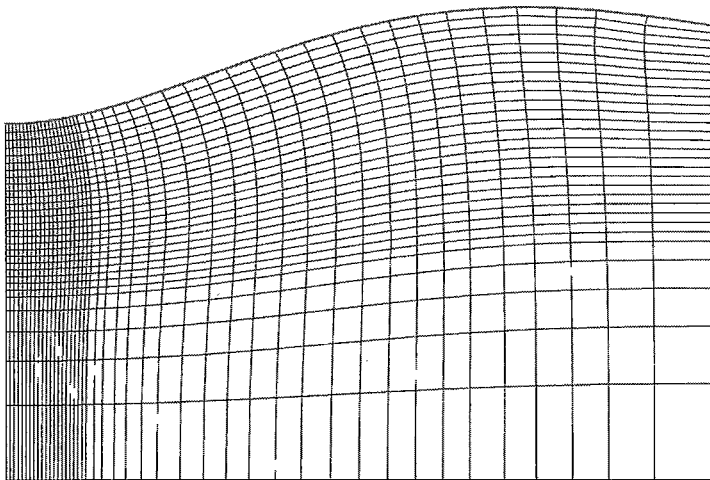


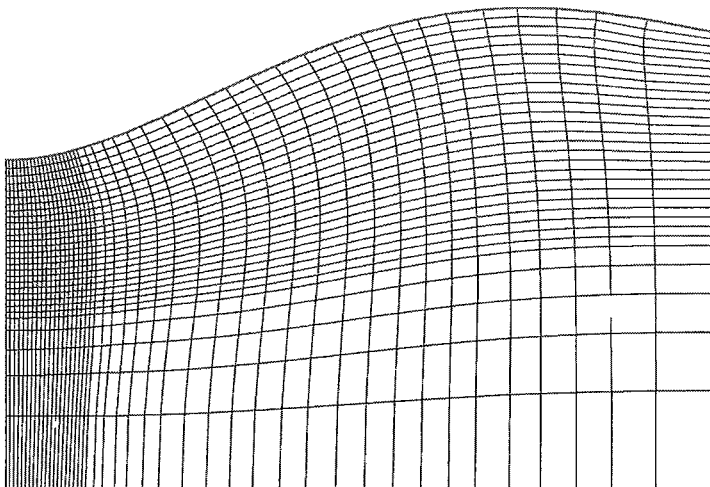
図 7 - 1 3 SE-1 における局所安全率分布



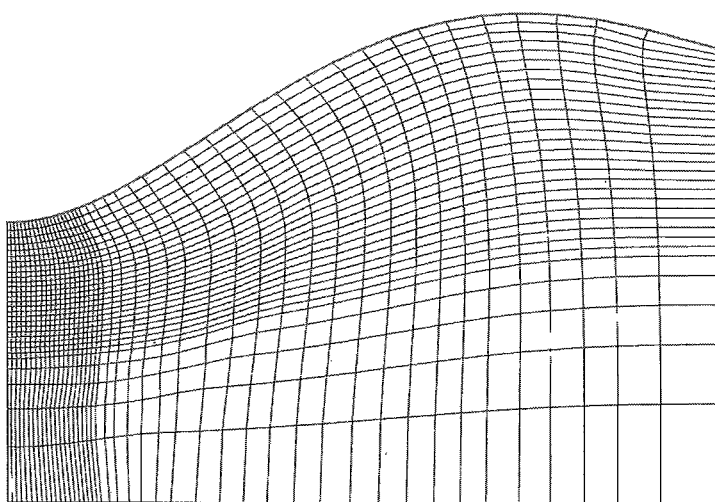
a) Loading pressure 46kN/m^2



b) Loading pressure 96kN/m^2

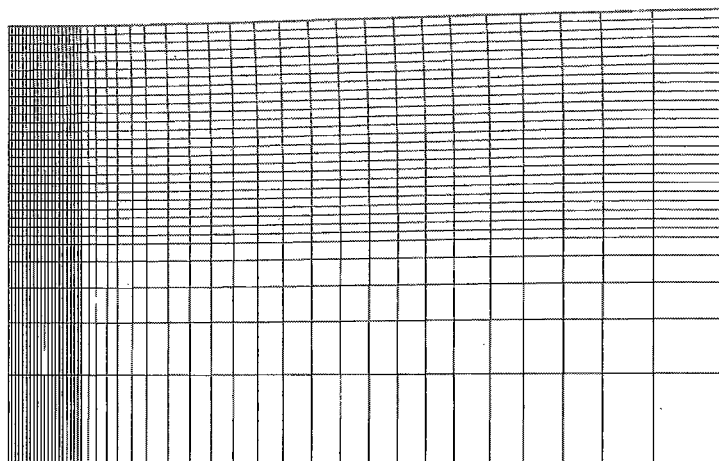


c) Loading pressure 116kN/m^2

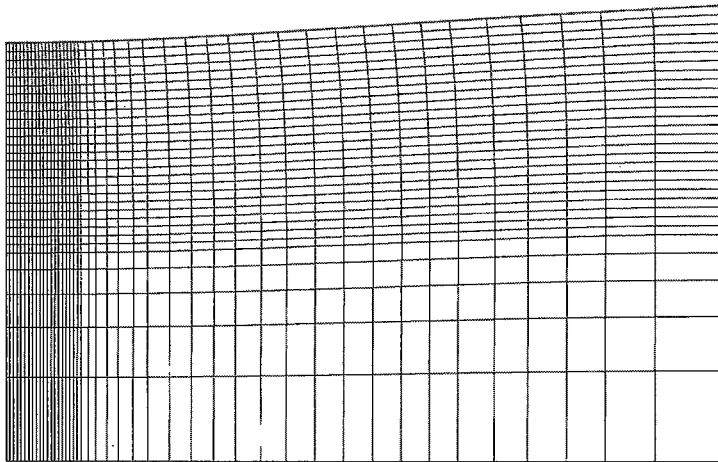


d) Loading pressure 156kN/m^2

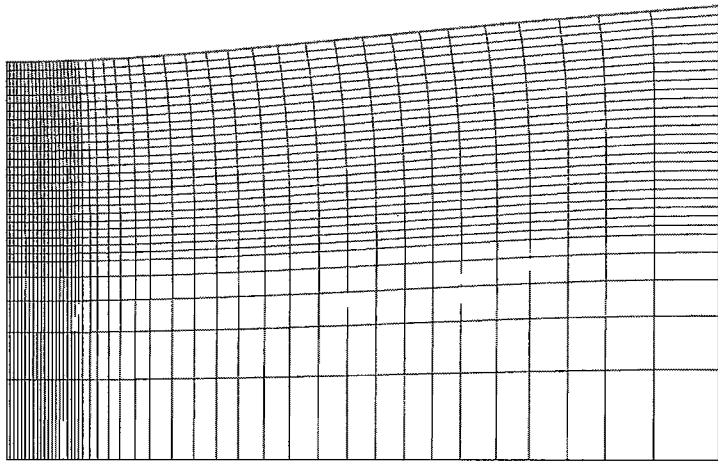
図 7 - 1 4 SE-2 におけるにおける地盤変形図



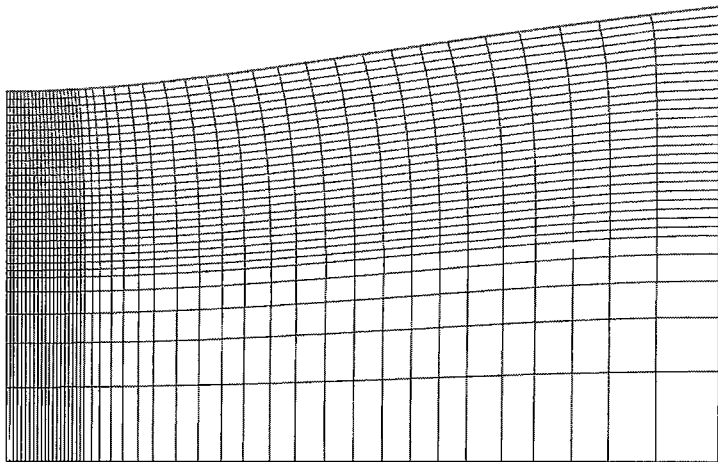
a) Loading pressure 48kN/m^2



b) Loading pressure 97kN/m^2



c) Loading pressure 145kN/m^2



d) Loading pressure 217kN/m^2

図 7 - 1 5 SE-2 におけるにおける地盤変形図

7. 3 地盤の弾性係数が支持力特性に及ぼす影響

7. 3. 1 解析概要

表 7－5 は解析に用いたモデル地盤とスチール棒のパラメータを示している。地盤弾性係数は変動パラメータである。

表 7－6 は解析ケースを示している。解析ケースは他のパラメータは固定して地盤弾性係数を変化させた 6 ケースを想定した。

表 7－5 解析パラメータ

	E_0 (kN/m ²)	ν	c (kN/m ²)	ϕ (°)
Ground	変動パラメータ	0.49	1	0
Steel bar	3.0×10^{10}	$I = 2.58 \times 10^{-10} \text{m}^4$		

表 7－6 解析ケース

Analytical case	Model ground
	E_0 (kN/m ²)
S	8
SEE-1	1
SEE-2	4
SEE-3	13
SEE-4	20
SEE-5	50

7. 3. 2 地盤の弾性係数による支持力特性

図7-16は載荷圧力と沈下量の関係に及ぼす地盤弾性係数の影響を示している。図中、線は解析結果、プロットは実験結果を表れている。地盤弾性係数が大きくなるほど、載荷圧力と沈下量の関係の傾きが小さくなるため、支持力が大きくなる。

図7-17は地盤の最大沈下量が10cmに達した時点での地盤弾性係数と載荷圧力の関係を示している。同じ沈下量において、地盤弾性係数が大きくなるほど、載荷圧力はほぼ線形的に増加している。以上のことより、曲げ剛性が大きい補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力には、補強材の曲げ剛性と地盤弾性係数が大きく影響を与えると考えられる。

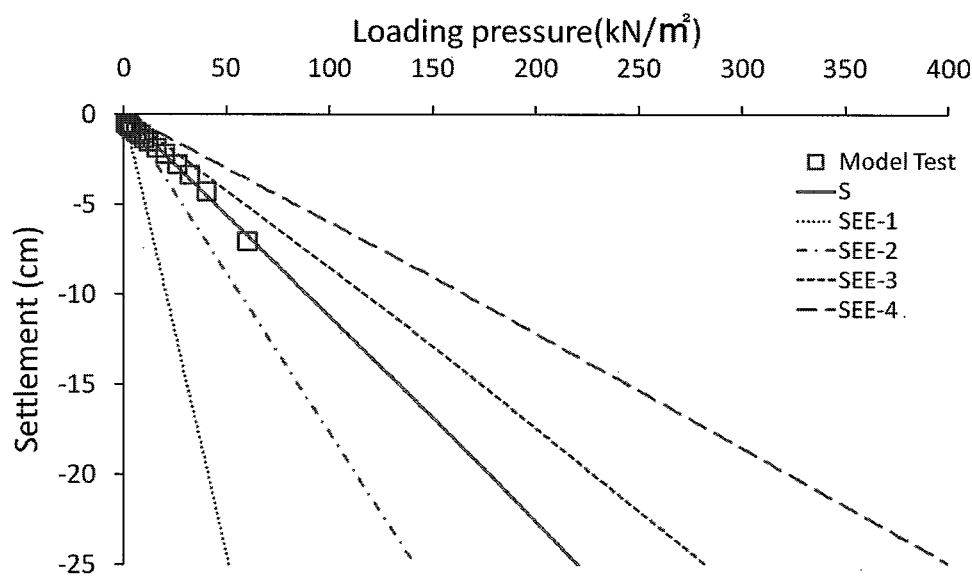


図7-16 曲げ剛性による荷重-沈下曲線

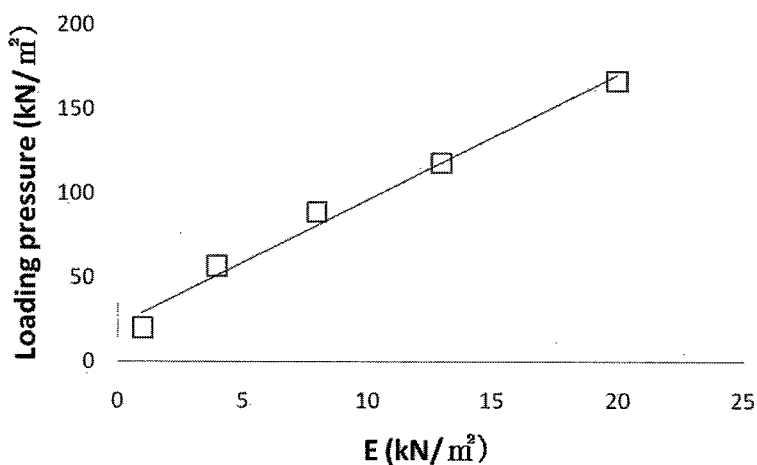


図 7-17 補強材の曲げ剛性と載荷圧力の関係（最大沈下量 10cm）

図 7-18 は載荷圧力が 100kN/m^2 に達した時点における S と SEE-2 および SEE-4 の地表面の鉛直応力分布を示している。地盤弾性係数が S より小さい SEE-1 においては、鉛直応力は地表面全体で一様に発生している。地盤弾性係数が S より大きい SEE-4 においては、載荷領域の中央で発生している最大鉛直応力は S と SEE-2 より大きい。しかし載荷領域の中央から 30cm 以上離れた地点からは、鉛直応力が S と SEE-2 より小さくなる。また、地盤弾性係数が大きくなるほど、全体的に地表面に鉛直応力が大きく発生する。そのため、図 7-16 に示したように、地盤弾性係数が大きくなるほど支持力が大きくなったと考えられる。

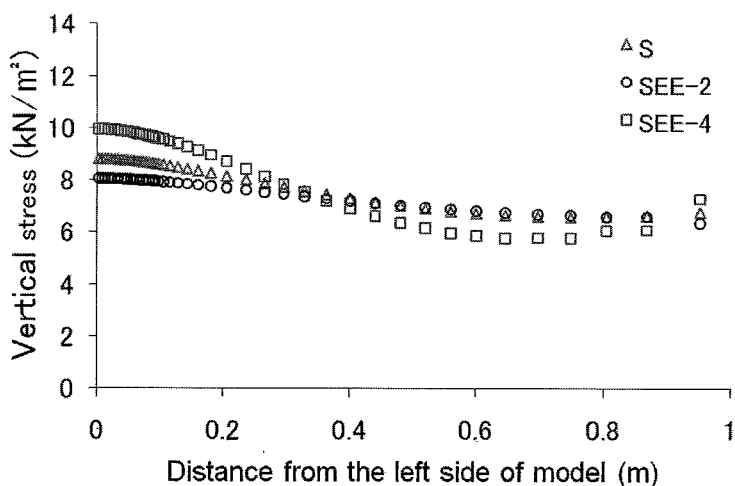


図 7-18 地盤弾性係数による地表面の鉛直応力分布

図 7-19 は載荷圧力が 100kN/m^2 に達した時点における S と SEE-2 および SEE-4 の曲げモーメント分布を示している。地盤弾性係数が S より小さい SEE-2 においては、載荷領域の中央で発生する最大曲げモーメントが、S と SEE-4 より大きい。そして地盤左端から遠くなるほど減少していく。地盤弾性係数が小さくなるほど、補強材に発生する曲げモーメントは若干大きく発生している。以上のことより、地盤の弾性係数の増加による支持力改善効果は、地盤反力の増加のためであると考えられる。

図 7-20 は載荷圧力が 100kN/m^2 に達した時点における S と SEE-2 および SEE-4 の補強材の鉛直応力を示分布している。補強材に発生する最大鉛直応力は載荷領域の端部で発生している。そしてその分布は 3 ケースとも同じである。また、載荷領域の右方向の補強材においては、地盤弾性係数によってその分布の差が少し生じている。地盤弾性係数が大きくなるほど、載荷領域の端部からより急激に減少している。

図 7-21 は SEE-4 における地盤のせん断強度に対する地盤に発生するせん断応力の比である局所安全率の分布を示している。載荷圧力が 100kN/m^2 , 150kN/m^2 , 200kN/m^2 , 250kN/m^2 に達した時点での分布を示している。破壊領域は、載荷圧力が 150kN/m^2 に達した段階でモデル地盤底面まで達している。

図 7-22 は SEE-2 における地盤変形図を示している。変形図は載荷圧力がそれぞれ 49, 78, 97, 145kN/m^2 に達した時点での結果である。

図 7-23 は SEE-4 における地盤変形図を示している。変形図は載荷圧力がそれぞれ 50, 100, 147, 214kN/m^2 に達した時点での結果である。

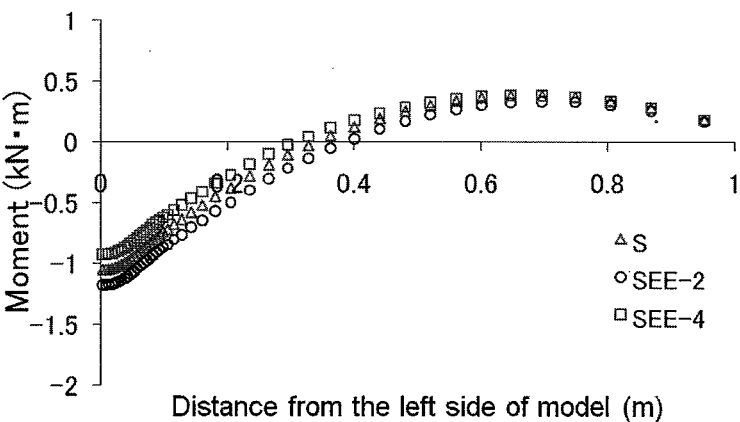


図 7-19 地盤弾性係数による曲げモーメント分布

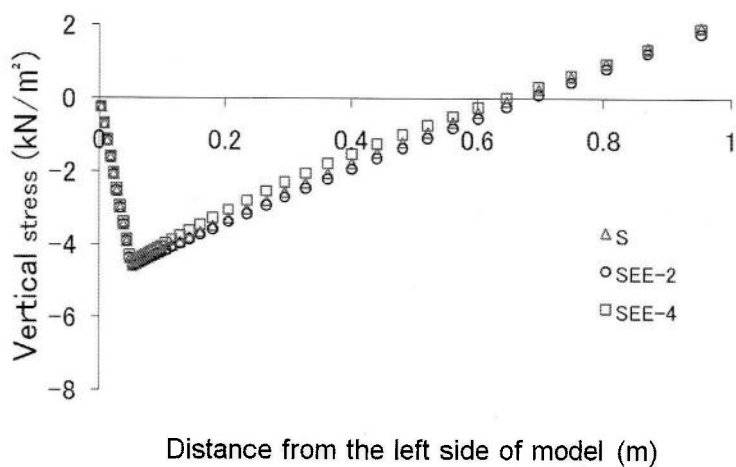


図 7-20 地盤弾性係数による補強材に生じる鉛直応力分布

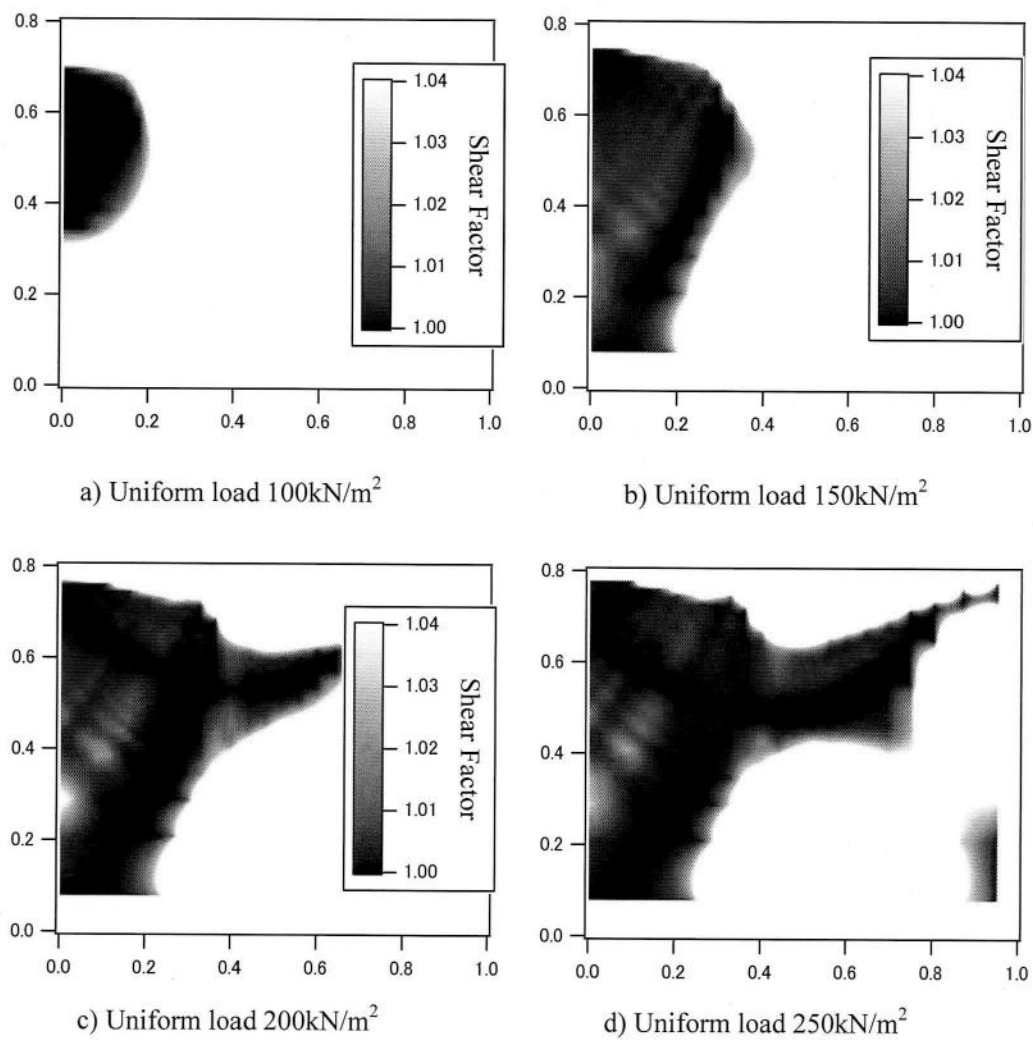
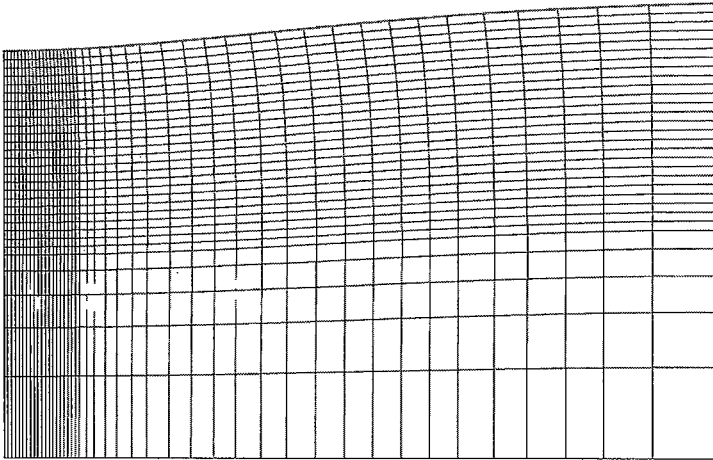
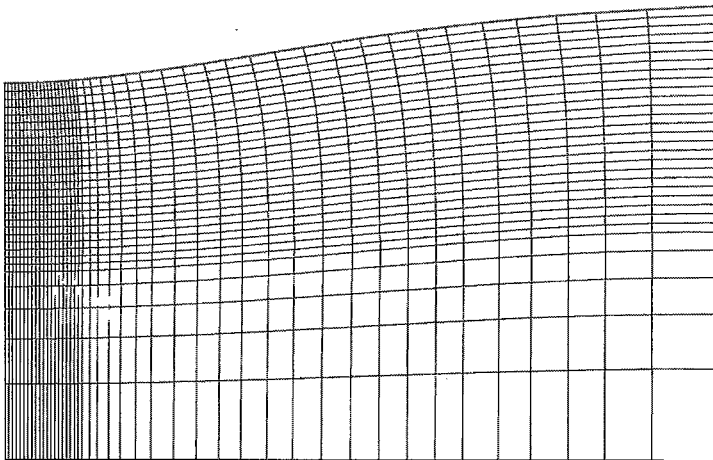


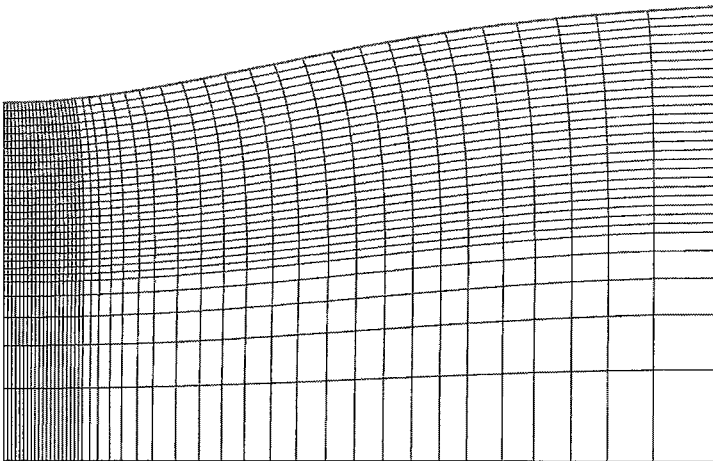
図 7-21 SEE-4 における局所安全率分布



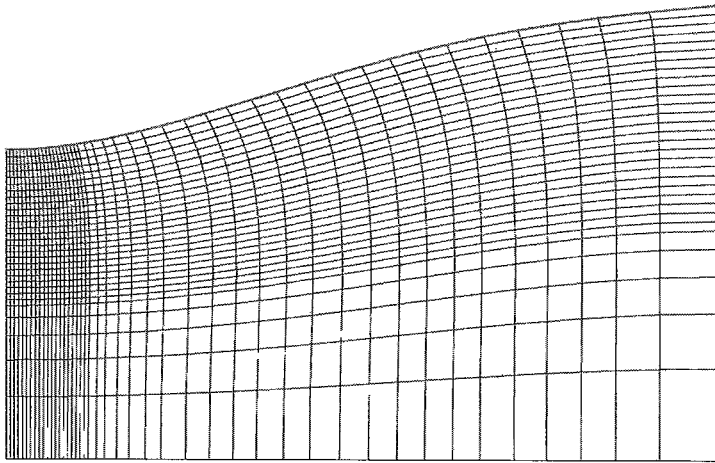
a) Loading pressure 49kN/m^2



b) Loading pressure 78kN/m^2

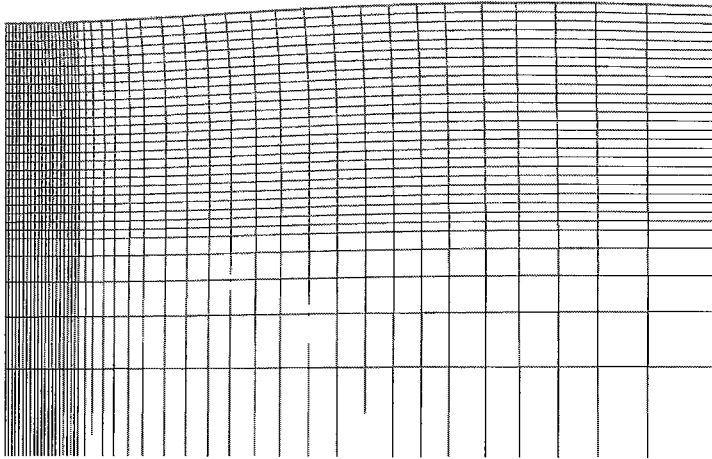


c) Loading pressure 97kN/m^2

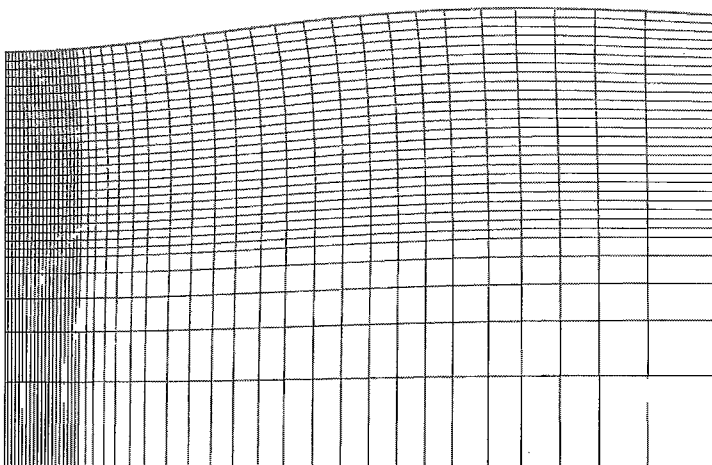


d) Loading pressure 145kN/m^2

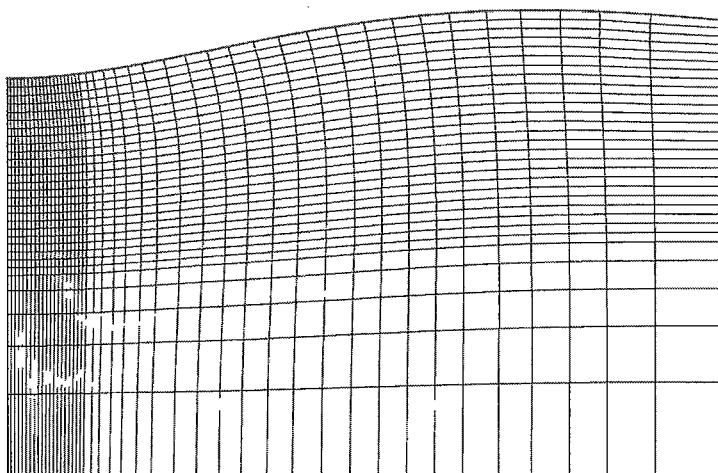
図 7 - 2 2 SEE-2 におけるにおける地盤変形図



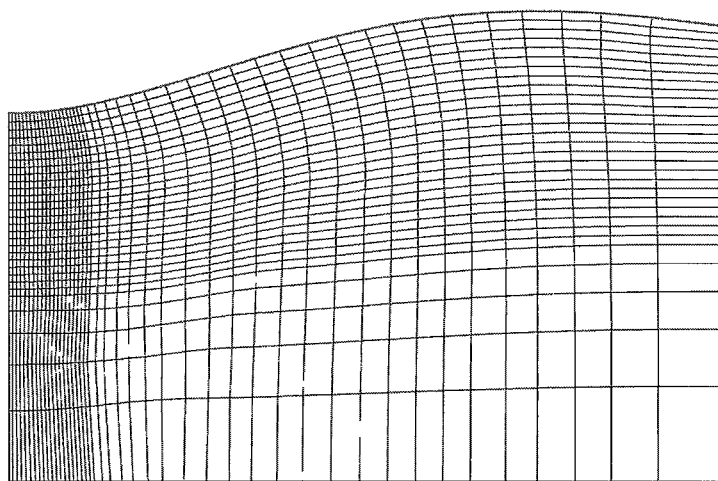
a) Loading pressure 50kN/m^2



b) Loading pressure 100kN/m^2



c) Loading pressure 147kN/m²



d) Loading pressure 214kN/m²

図 7 - 2 3 SEE-4 における地盤変形図

7. 4 まとめ

本章では、完全拘束された竹格子などの曲げ剛性が大きい補強材によって覆われた超軟弱地盤の**支持力特性**に及ぼす補強材の曲げ剛性と地盤粘着力および弾性係数の影響を明らかにするために、それらを変動パラメータとしたパラメトリックスタディーを行った。主な知見をまとめると次のようである。

- 1) 曲げ剛性の大きい補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力に及ぼす地盤粘着力の影響は非常に小さい。
- 2) 地盤粘着力による荷重-沈下曲線での小さな違いは、載荷領域においての地盤反力の違いが原因である。
- 3) 補強材の曲げ剛性が大きくなるほど、載荷圧力と沈下量の関係の傾きが小さくなっているため、支持力がほぼ線形的に大きくなる。
- 4) 補強材の曲げ剛性が大きくなると、地盤反力は小さく発生するが、補強材の曲げモーメントが大きくなるため、支持力改善効果が大きくなる。
- 5) 地盤弾性係数が大きくなるほど、載荷圧力と沈下量の関係の傾きが小さくなるため、支持力がほぼ線形的に大きくなる。
- 6) 地盤の弾性係数の増加による支持力改善効果は、地盤反力の増加のためである。また、地盤の弾性係数が大きくなると、曲げモーメントが小さく発生するため、支持力の増分は急激に小さくなる。

8. 補強材によって表層処理された超軟弱地盤の支持力算定方法の提案

8. 1 各沈下量における支持反力の推定方法

8. 1. 1 曲げ剛性が小さい補強材によって表層処理された場合

6 章では曲げ剛性が小さいジオテキスタイルが覆われた超軟弱地盤の支持力には補強材の伸び剛性と地盤弾性係数が大きな影響を及ぼすことが明らかになった。この章では、6 章に行ったパラメトリックスタディーの結果に基づいて、曲げ剛性が小さい補強材が覆われた超軟弱地盤の支持力算定方法を提案する。ここで提案する支持力算定法は、超軟弱地盤を対象にした模型実験に対する数値解析結果に基づくものであるため、液性限界を超える高含水比の粘土地盤に適応できるものである。

図 8-1 ～ 7 はそれぞれ載荷幅に対する沈下量が 0.1, 0.2, 0.25, 0.4, 0.5, 0.6, 0.75 に達した時点においての地盤弾性係数と補強材の伸び剛性と載荷圧力の関係を示している。これらの結果によって、載荷幅と地盤の弾性係数および補強材の伸び剛性が分かれば、地盤の許容沈下量に対する支持力を推定することができる。

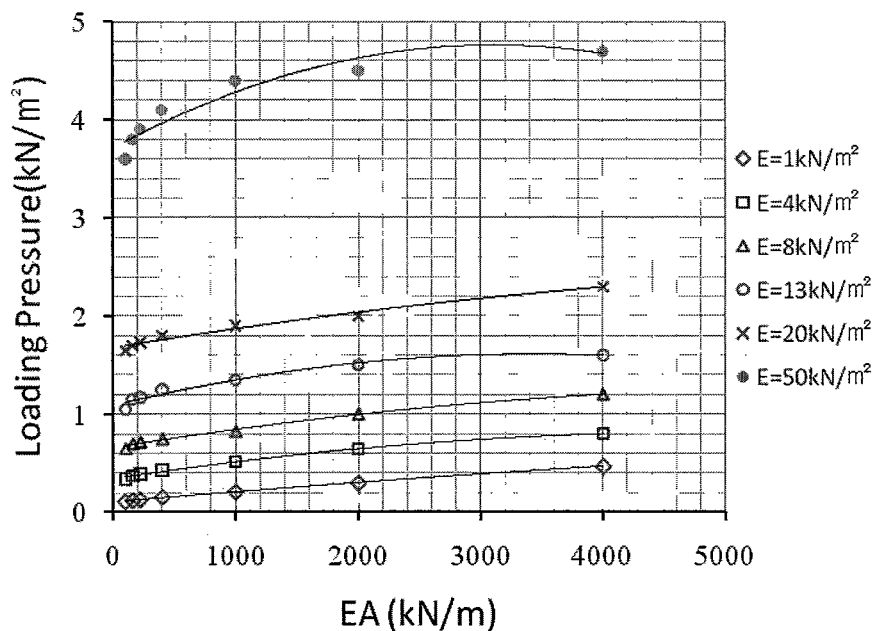


図 8-1 地盤弾性係数とジオテキスタイルの伸び剛性と載荷圧力の関係 (S/B=0.1)

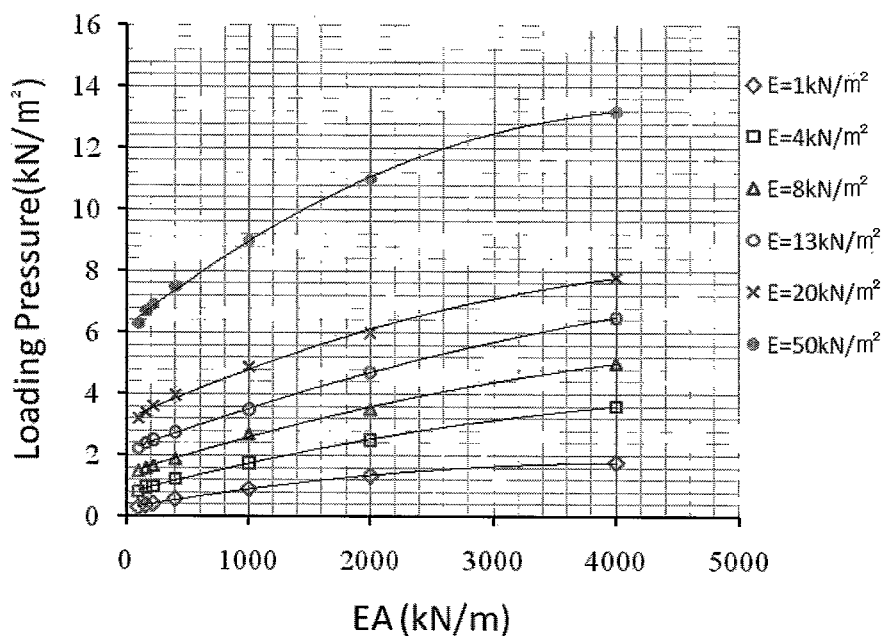


図 8-2 地盤弾性係数とジオテキスタイルの伸び剛性と載荷圧力の関係 (S/B=0.2)

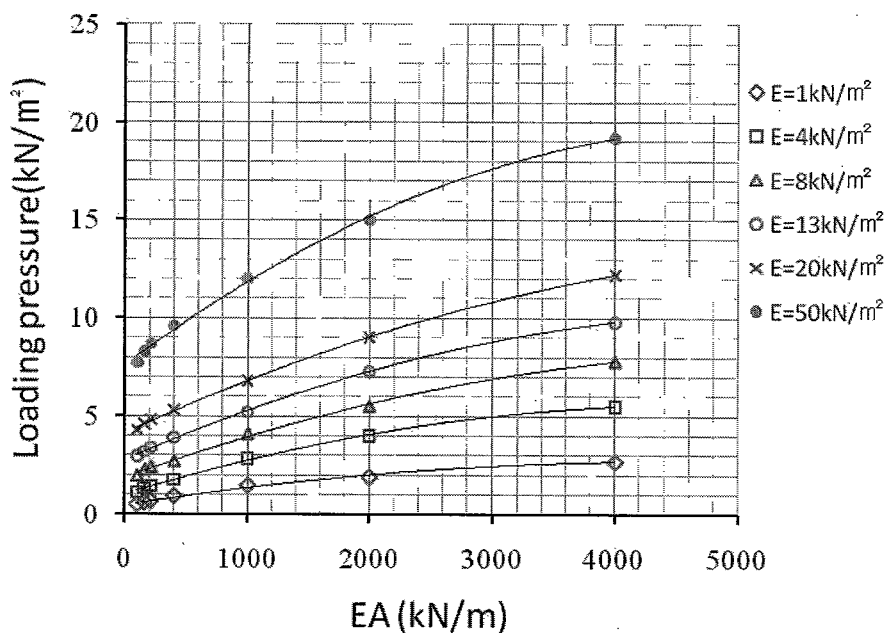


図 8-3 地盤弾性係数とジオテキスタイルの伸び剛性と載荷圧力の関係 (S/B=0.25)

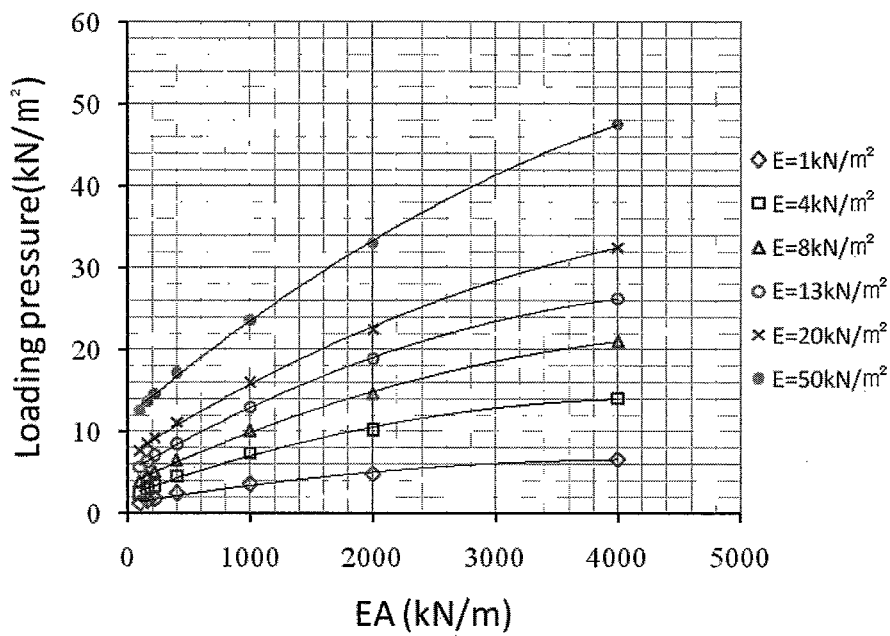


図 8 - 4 地盤弾性係数とジオテキスタイルの伸び剛性と載荷圧力の関係 (S/B=0.4)

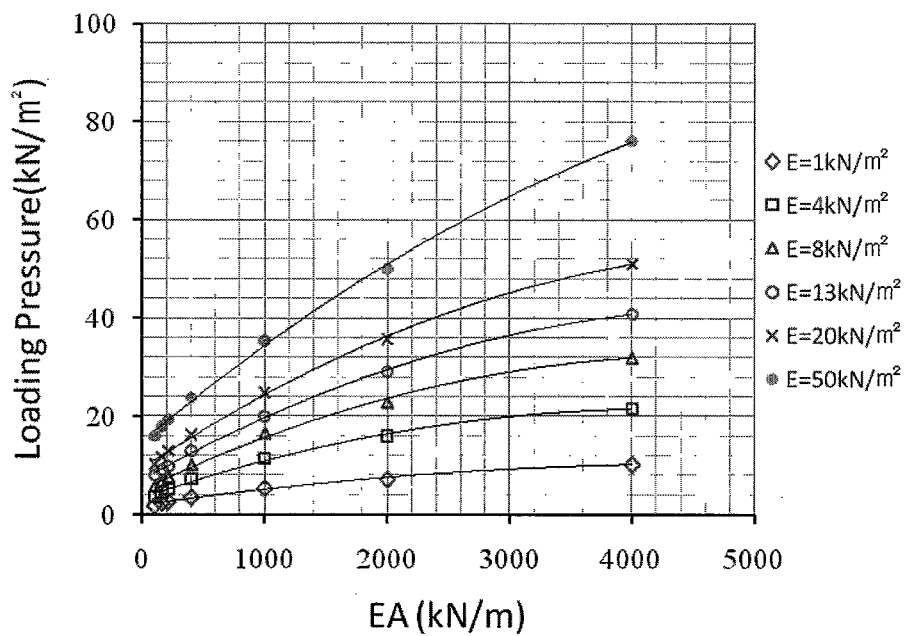


図 8 - 5 地盤弾性係数とジオテキスタイルの伸び剛性と載荷圧力の関係 (S/B=0.5)

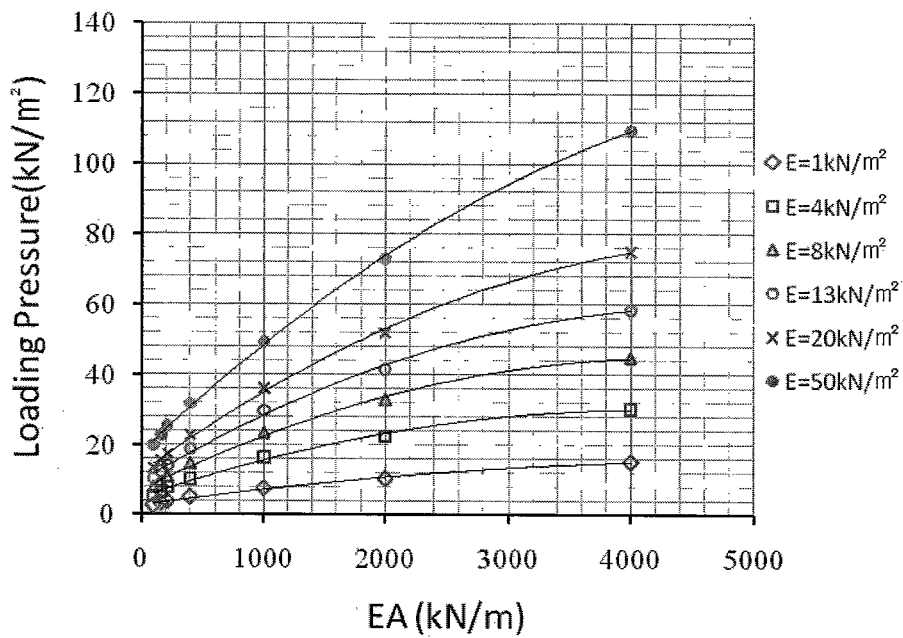


図 8-6 地盤弾性係数とジオテキスタイルの伸び剛性と載荷圧力の関係 ($S/B=0.6$)

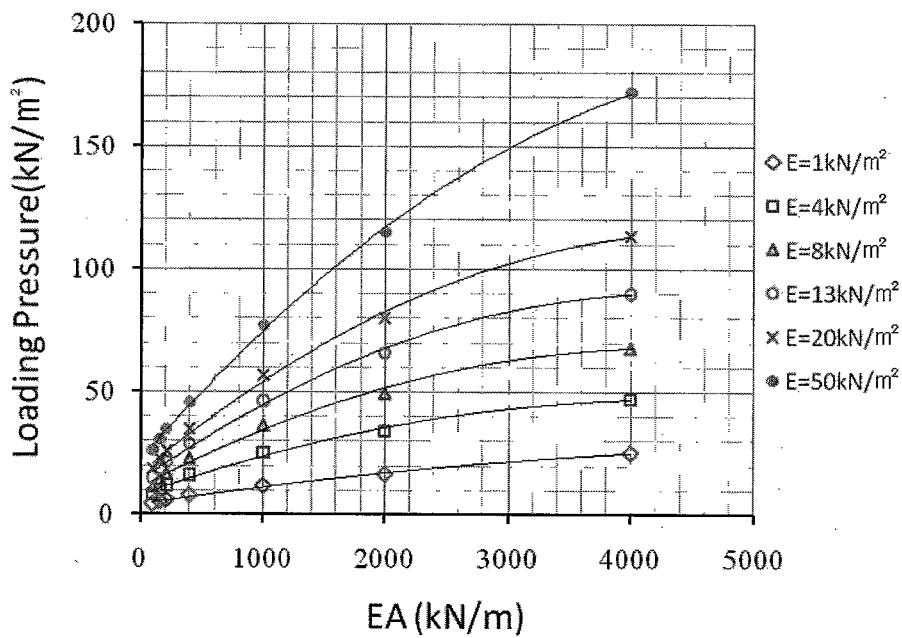


図 8-7 地盤弾性係数とジオテキスタイルの伸び剛性と載荷圧力の関係 ($S/B=0.75$)

8. 1. 2 曲げ剛性が大きい補強材によって表層処理された場合

7章では曲げ剛性が大きい補強材が覆われた超軟弱地盤の支持力には補強材の曲げ剛性と地盤弾性係数が大きな影響を及ぼすことが明らかになった。7章に行ったパラメトリックスタディーの結果に基づいて、曲げ剛性が大きい補強材が覆われた超軟弱地盤の支持力算定方法を提案する。

図8-8～14はそれぞれ載荷幅に対する沈下量が0.1, 0.2, 0.25, 0.4, 0.5, 0.6, 0.75に達した時点においての地盤弾性係数と補強材の曲げ剛性と載荷圧力の関係を示している。これらの結果によって、載荷幅と地盤の弾性係数および補強材の曲げ剛性が分かれば、地盤の許容沈下量に対する支持力を推定することができる。

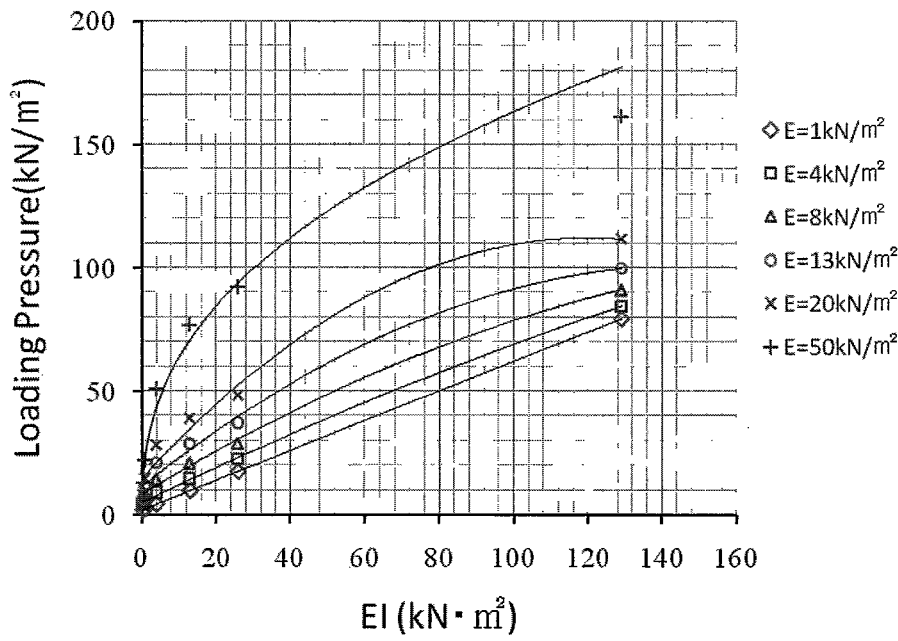


図8-8 地盤弾性係数と補強材の曲げ剛性と載荷圧力の関係 (S/B=0.1)

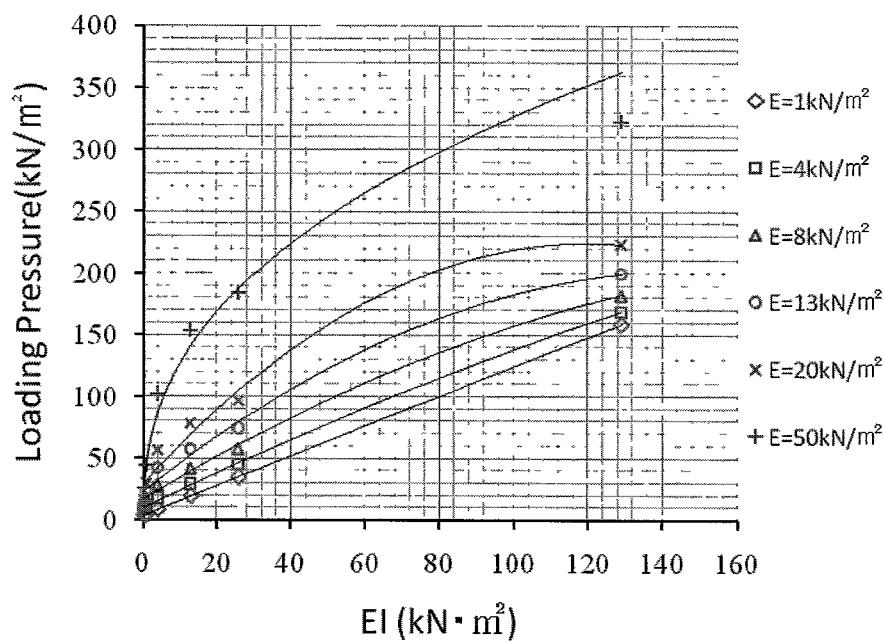


図 8 - 9 地盤弾性係数と補強材の曲げ剛性と載荷圧力の関係 (S/B=0.2)

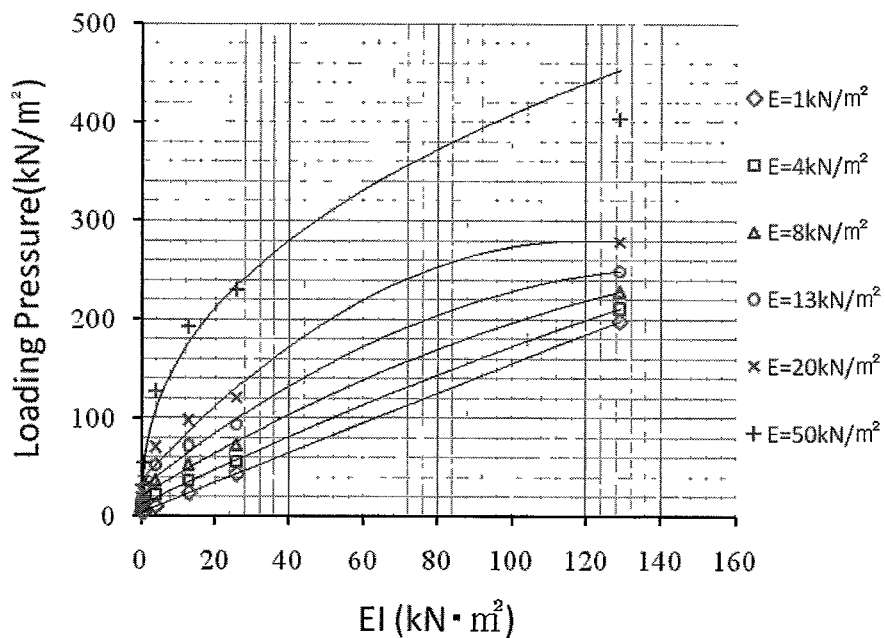


図 8 - 1 0 地盤弾性係数と補強材の曲げ剛性と載荷圧力の関係 (S/B=0.25)

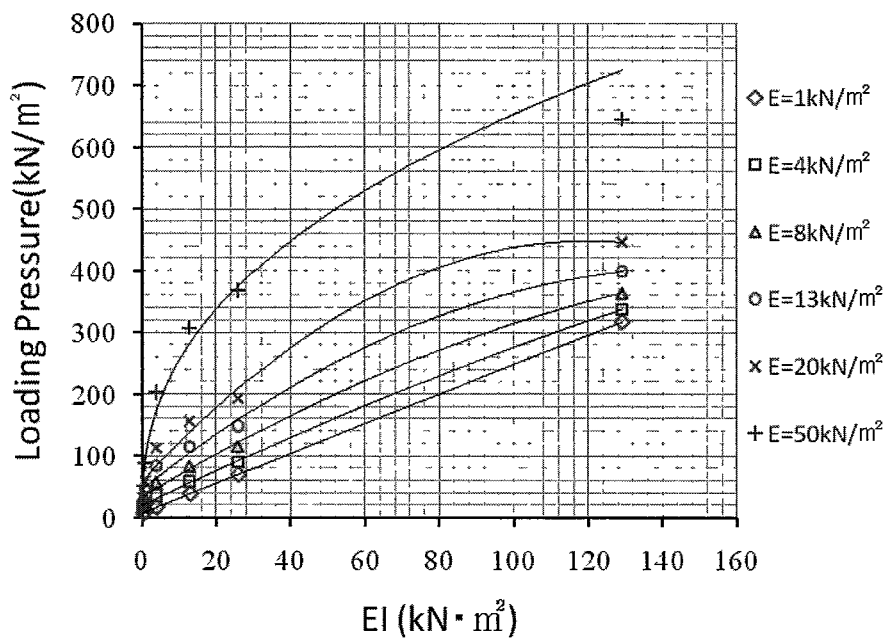


図 8 - 1 1 地盤弾性係数と補強材の曲げ剛性と載荷圧力の関係 (S/B=0.4)

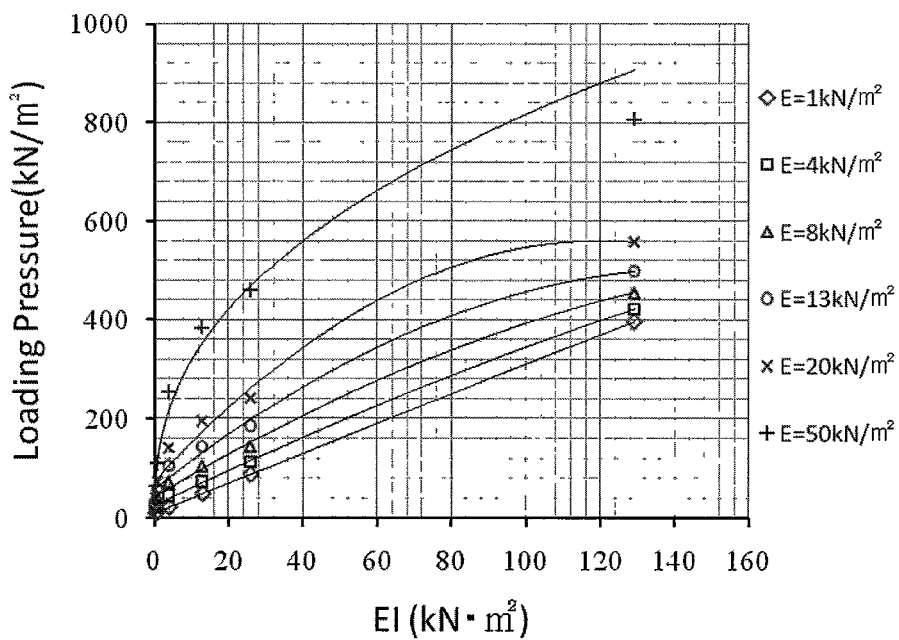


図 8 - 1 2 地盤弾性係数と補強材の曲げ剛性と載荷圧力の関係 (S/B=0.5)

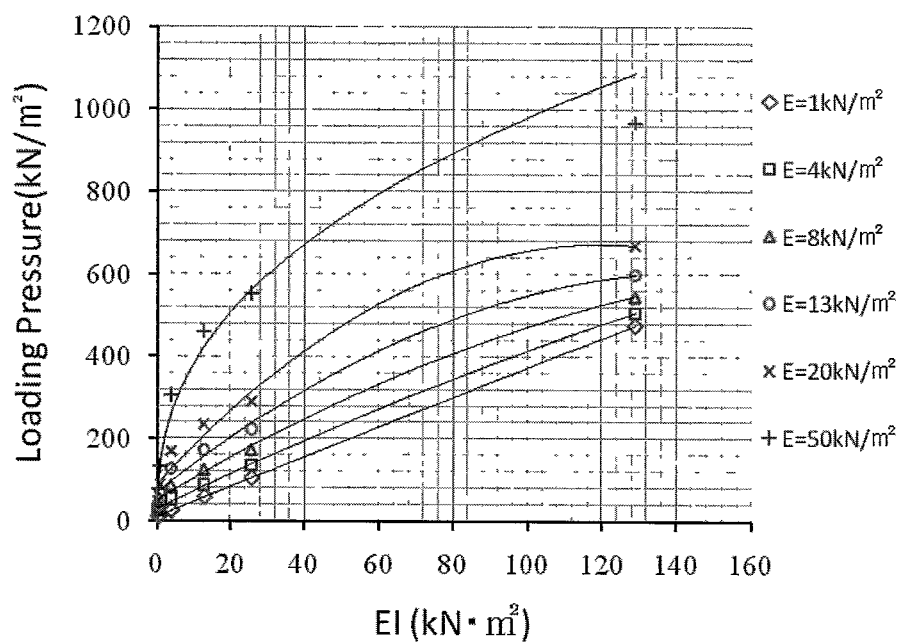


図 8 - 1 3 地盤弾性係数と補強材の曲げ剛性と載荷圧力の関係 (S/B=0.6)

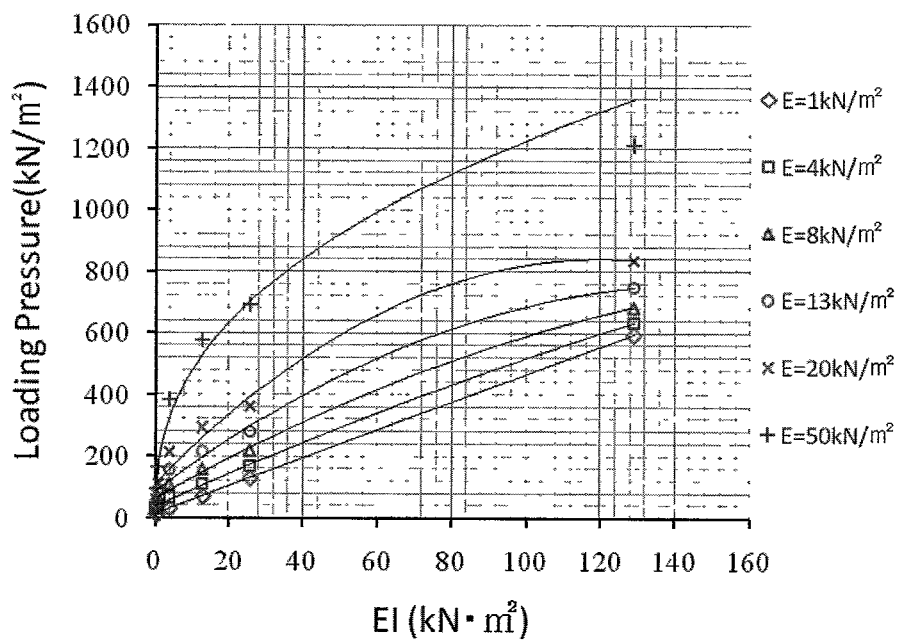


図 8 - 1 4 地盤弾性係数と補強材の曲げ剛性と載荷圧力の関係 (S/B=0.75)

8. 2 覆土された場合への適用

覆土完了後の支持反力を推定するために、山内が提案した式を用いる。山内は軟弱地盤上に Geo-net の敷設および覆土完了後、覆土の上端で載荷試験時の荷重増加と沈下量の関係において、ある荷重強度で変曲点があることを明らかにした。上層において破壊が発生するときの許容支持力は式(2-3)であり、下層で破壊が発生する時の許容支持力は式(2-4)である。式(2-4)から補強材のせん断抵抗力 S_a 、隆起膜の半径 r 、盛土の根入れ深さである D_f を無視して整理すると式(2-5)になる。二層地盤の許容支持力は式(2-3)と式(2-5)を比較して小さい値を適用する。ここで式(8-1)のように、式(2-5)の覆土効果を表している $(1 + D/B)$ を、地盤弾性係数とジオテキスタイルの伸び剛性と載荷圧力の関係から求めた支持力をかけることで覆土完了後の支持反力を求めることができる。しかし覆土効果を表している $(1 + D/B)$ は覆土の条件によって変化するため、覆土の効果を適切に評価する覆土係数 α を提案した。覆土係数を用いた提案式は式(8-1)のようになる。

$$q_a = \left[\alpha \times \left(1 + \frac{D}{B} \right) \right] \times \text{支持反力} \quad (8-1)$$

ここに、 B と D はそれぞれ載荷幅(m)と覆土の厚さ(m)である。

式(8-1)の α に 0.7 を代入して計算した支持力を求めて模型実験結果を比較したのが図 8-15 である。また、 α に 0.8 を代入して計算した支持力を求めて模型実験結果を比較したのが図 8-16 である。図 8-15 に示したように、 α に 0.7 を代入した計算結果が模型実験結果をよく推定している。また、その値は実験値より安全側になっている。それに比べて、 α に 0.8 を代入した計算結果は、実験結果を少し上回るケースが見られる。以上のことより、模型実験の結果においては、 $(1 + D/B)$ の 70%を評価することが適切であった。また、式(8-1)による支持力算定法の適用性が確認できた。覆土係数 α に関しては、実験や解析を通じて検証する必要がある。

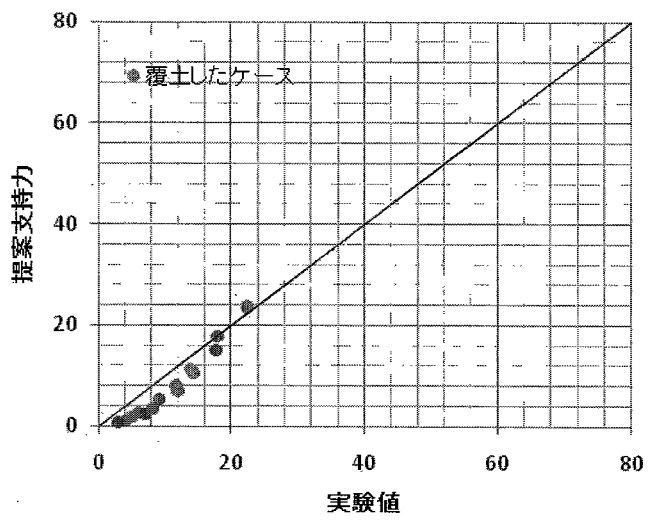


図 8-15 模型実験結果と提案支持力の比較 ($\alpha=0.7$)

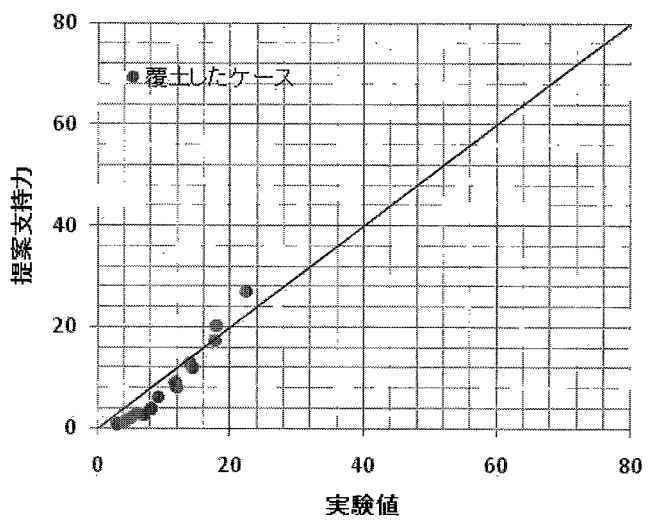


図 8-16 模型実験結果と提案支持力の比較 ($\alpha=0.8$)

8. 3 補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力算定の手順

この節では、表層処理された超軟弱地盤の支持力算定するための手順を説明する。図 8-17 は覆土されてなくて補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力算定法の手順をフローチャートとして示している。また、図 8-18 は覆土されて補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力算定法の手順をフローチャートとして示している。

まず、対象となる地盤の含水比と地盤粘着力を把握する。図 8-19 は全羅南道光陽港粘土の含水比による粘着力を示している。ここで粘着力は含水比を変化させた粘土試料に対するベーンせん断試験の結果を表している。これから粘着力と含水比の関係式を導くと式(8-2)となる。

$$c = 177.5e^{-0.043w} \quad (8-2)$$

ここに、 c は粘着力(kN/m^2)、 w は含水比(%)である。この式によって、地盤含水比から地盤の粘着力を推定することもできる。Youら³⁰⁾が数値解析から得られた地盤弾性係数 E と粘着力の関係式で表すと式(8-3)のようになる。

$$E = 4.1c + 7.76 \quad (8-3)$$

また、式(8-2)と式(8-3)を用いて超軟弱地盤の弾性係数と含水比の関係を表すと式(8-4)のようになる。

$$E = 727.5e^{-0.043w} + 7.76 \quad (8-4)$$

式(8-3)と式(8-4)を用いることによって、超軟弱地盤の弾性係数 E を推定する。その後、超軟弱地盤の最大許容沈下量 S を決定する。そして載荷幅 B を把握する。次に、曲げ剛性が小さい補強材と曲げ剛性が大きい補強材の中で補強材の種類を選択する。その後、それぞれの伸び剛性 EA と曲げ剛性 EI を把握する。ここで、曲げ剛性が小さい補強材としてジオテキスタイルとジオグリッドのように補強材の張力によって、上載荷重を支持するものであり、曲げ剛性が大きい補強材は、竹格子のように曲げモーメントによって上載荷重を支持するものである。

曲げ剛性が小さい補強材を選んだ場合は、8-1節で提案した最大許容沈下量と載荷幅の比である S/B と地盤弾性係数 E および補強材の伸び剛性 EA の関係図から支持力 P を算定する。また、曲げ剛性が大きい補強材を選んだ場合は、8-2節で提案した最大許容沈下量と載荷幅の比である S/B と地盤弾性係数 E および補強材の曲げ剛性 EI の関係図から支持力 P を算定する。

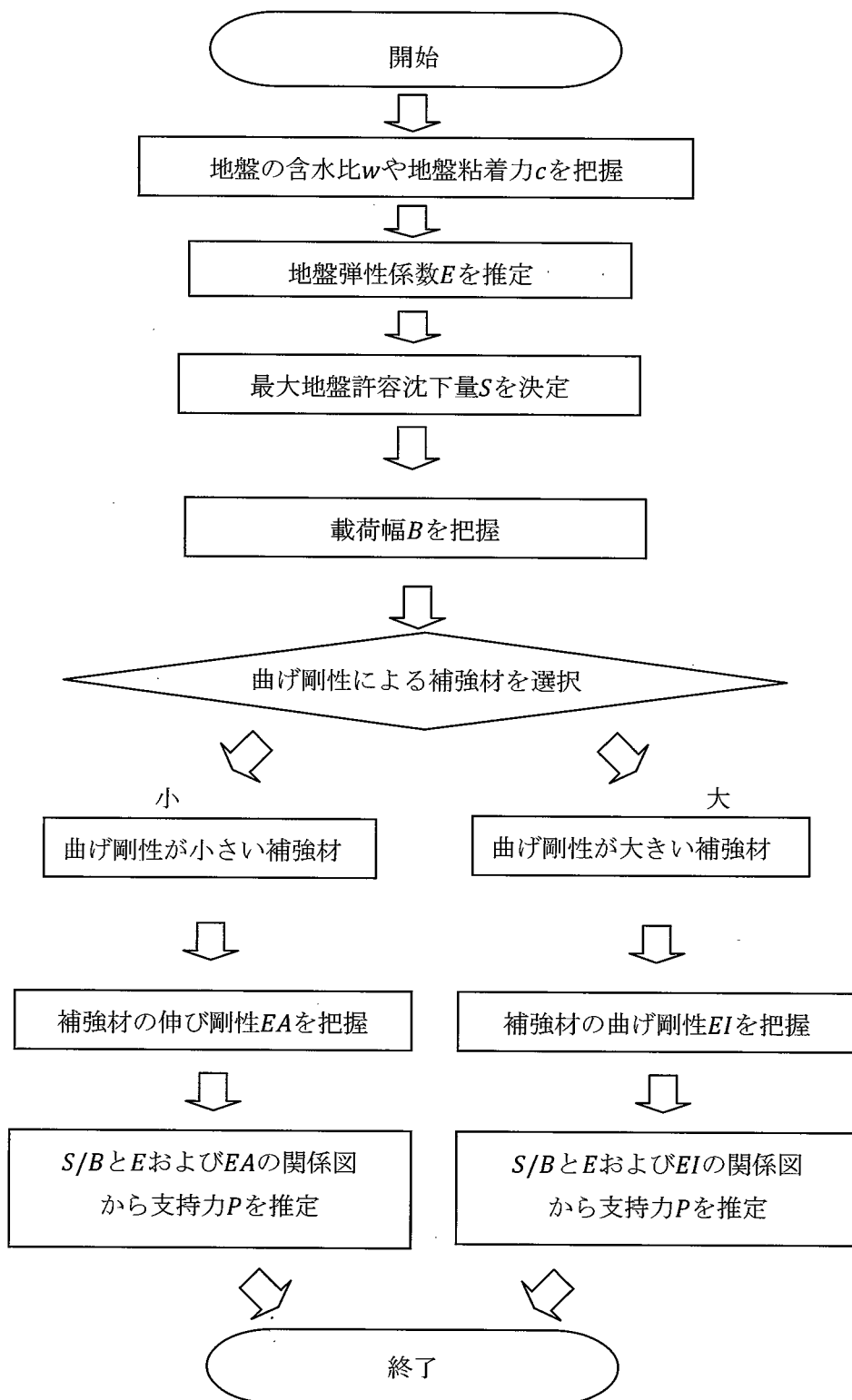


図 8-17 補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力算定法のプロアーチャート
(覆土無し)

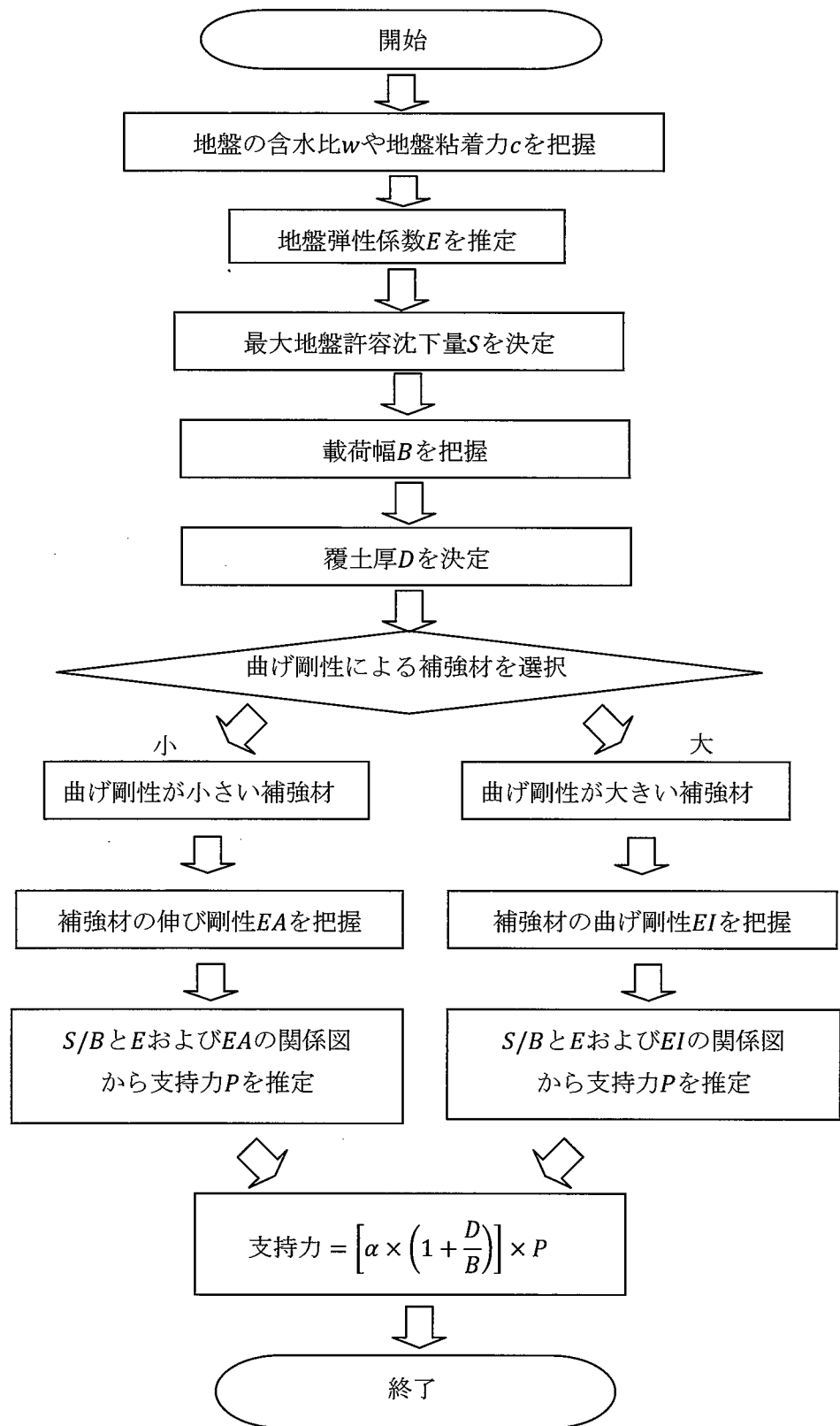


図 8－18 補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力算定法のフローチャート
(覆土有り)

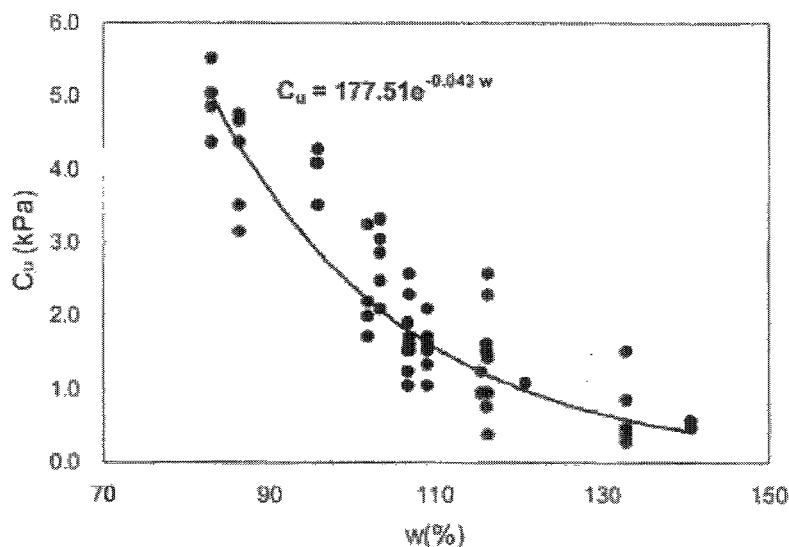


図 8-19 光陽港粘土の含水比による粘着力²⁵⁾

例えば、地盤粘着力が 1.77kN/m^2 である超軟弱地盤上に載荷幅 2m である場合を考える。曲げ剛性が小さい補強材によって表層工法を行う場合、地盤の最大許容沈下量を 1m に抑えるためには、 S/B が 0.5 になるため、図 8-5 を参考する。そして地盤の弾性係数を式(8-3)によって推定すると約 15kN/m^2 になる。補強材の伸び剛性は 3200kN/m である時、図 8-20 に示したように約 40kN/m^2 の支持力が算定される。また、覆土がされているケースに対しては、式(8-1)を用いて支持力は選定する。

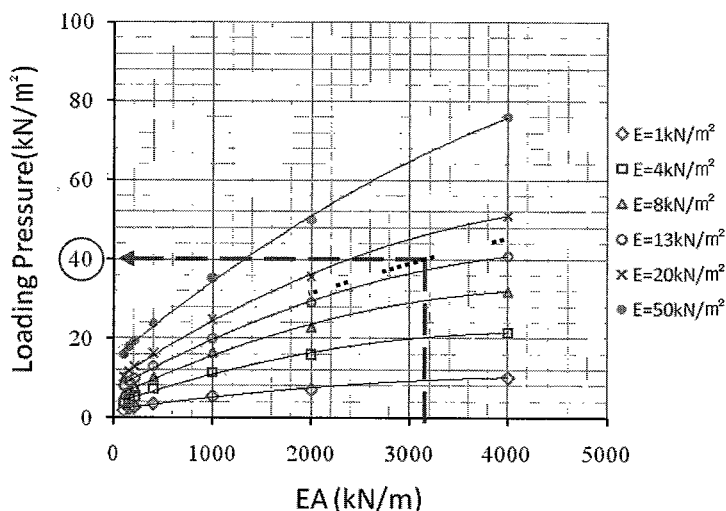


図 8-20 曲げ剛性が小さい補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力算定例

8. 4 まとめ

本章では、完全拘束された補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力算定法を提案した。曲げ剛性が小さい補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力に大きく影響を与える地盤弾性係数と補強材の伸び剛性及び載荷圧力の関係図を各沈下量において提案した。同様に、曲げ剛性が大きい補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力に大きく影響を与える地盤弾性係数と補強材の曲げ剛性及び載荷圧力の関係図を各沈下量において提案した。次に、覆土されたケースに対しても支持力算定法を提案した。最後に、支持力算定法のフローチャートを覆土されてないケースと覆土したケースに分けて提案した。得られた主な結論は以下のとおりである。

- 1) 載荷幅に対する各沈下量においての地盤弾性係数とジオテキスタイルの伸び剛性と載荷圧力の関係を提案した。また曲げ剛性が大きい補強材に対する関係も提案した。これらの結果によって、上載荷重と地盤の弾性係数および補強材の伸び剛性や曲げ剛性が分かれば、地盤の許容沈下量に対する支持力を推定することができる。
- 2) 山内が提案した式の中で覆土効果を表している $(1 + d/b)$ と覆土係数 α を用いて、覆土完了後の支持反力の推定を行った結果、今回の実験結果に対しては、 α が0.7となった。
- 3) 支持力算定法のフローチャートを覆土されてないケースと覆土したケースに分けて提案した。

9. 結 論

本論文では、超軟弱地盤の表層処理法として、幅広く使われているジオテキスタイルのようなシート状の補強材と竹格子に代表される曲げ剛性の大きい補強材を敷設する工法に対する支持メカニズムを数値解析によって明らかにすると共に、その支持力算定法を提案した。各章で得られた結論をまとめると以下ようになる。

第1章では、本論文の背景と目的を述べるとともに、本論文の内容と構成を説明した。

第2章では、既往の研究としてジオテキスタイルや竹格子を敷設する表層工法に対する代表的な設計法を紹介するとともに、それらの問題点を論じた。

第3章では、本論文で用いた数値解析法の説明をした。まず、本研究で用いた地盤材料と残留変形状態に到るまでの解の安定を図っているリターンマッピング法と変位制御法として弧長増分法を紹介した。次にジオテキスタイルと地盤の間の不連続面での接触力挙動を再現するために用いたジョイント要素の構成モデルを説明し、その摩擦特性のモデル化について論じた。また地盤表面に配置されるジオテキスタイルをモデル化したケーブル要素とスチール棒をモデル化したビーム要素に関して説明した。

第4章では、提案した数値解析法を検証するために、完全拘束されたジオテキスタイル、部分拘束されたジオテキスタイルおよび完全拘束されたスチール棒によって補強された超軟弱地盤粘土地盤の支持力に対する解析結果を実内模型実験の結果と比較した。次に、それぞれの支持メカニズムを、荷重-沈下曲線、地盤の局所安全率、地表面の鉛直応力分布、ジオテキスタイルの張力分布などの結果から明らかにした。得られた主な結論は以下のとおりである。

- 1) 提案した数値解析法によってジオテキスタイルが覆われて端部が完全拘束されたケース、部分拘束されたジオテキスタイルが覆われたケース、そして完全拘束されたスチール棒が覆われた模型試験の結果を再現することができた。

完全拘束されたジオテキスタイルに対するケースの支持メカニズムに関して、

- 2) 模型実験における支持力に対して、地盤の支持力の影響は非常に小さく、ジオテキスタイルの伸び剛性によって支配される。
- 3) ジオテキスタイルによって覆われた超軟弱地盤は、ジオテキスタイルの張力とジオテキスタイルの荷重分散効果による顕著な地盤反力によって、上載荷重を支持する。
- 4) 載荷圧力が大きくなるほど、ジオテキスタイルの張力が大きくなり、それによってジ

ジオテキスタイルの伸び剛性が大きくなる。

- 5) 超軟弱地盤上にジオテキスタイルを敷設することで、覆われた部分に地盤反力が発生するため、載荷圧力を直接受けている地表面においても、破壊状態に達している部分が発生しない。

部分拘束されたジオテキスタイルに対するケースの支持メカニズムに関して、

- 6) ジオテキスタイルのすべりが全体的に発生しないとジオテキスタイルと地盤の間の摩擦抵抗によって、ジオテキスタイルの張力が発揮するため、載荷圧力が大きくなるほど、張力も大きくなる。
- 7) ジオテキスタイルのすべりが載荷領域付近まで発生すると、載荷圧力と沈下量の関係の傾きが急激に大きくなる。それは、ジオテキスタイルのすべりが生じると、ジオテキスタイルの張力が荷重の増加に伴って増加しなくなるためである。
- 8) ジオテキスタイルのすべりが発生すると、ジオテキスタイルの張力も載荷荷重によって増加しなくなり、それによってジオテキスタイルの荷重分散効果も小さくなるため、ジオテキスタイルの荷重分散効果はジオテキスタイルのすべり発生によって左右されると考えられる。
- 9) ジオテキスタイルの初期張力を与えることによって、載荷圧力が比較的小さい段階では、ジオテキスタイルを完全拘束したケースより、支持力は大きい。それはジオテキスタイルの初期張力によってジオテキスタイルの伸び剛性が大きくなるためであると考えられる。したがって、ジオテキスタイルに初期張力を与えるのが、支持力増加に有効的であると考えられる。

完全拘束された曲げ剛性が大きい補強材に対するケースの支持メカニズムに関して、

- 1 0) 曲げ剛性が大きい補強材によって表層処理すると、剛性が非常に小さいジオテキスタイルを用いた場合より、上載荷重が比較的小さい段階において、支持力改善効果が大きい。しかし荷重が大きくなるとジオテキスタイルの張力が大きくなるため、ジオテキスタイルの効果が大きくなる。
- 1 1) 曲げ剛性が大きい材料によって覆われた超軟弱地盤は、補強材の曲げモーメントと共に、補強材の荷重分散効果による顕著な地盤反力によって、上載荷重を支持する。
- 1 2) 補強材の沈下と曲げモーメントは直線的な関係であるため、補強材の曲げモーメント分布は地表面の沈下変形とほぼ一致する。
- 1 3) 曲げ剛性が大きい補強材を敷設することによって、地表面に大きな反力が発生するため、地表面付近には破壊領域に達した部分が生じない。

第 5 章では、部分拘束されたジオテキスタイルによって覆われた超軟弱地盤の支持力特性を、ジオテキスタイルと地盤の付着強度とジオテキスタイルの初期張力の影響に対する

パラメトリックスタディーの結果に基づいて明らかにした。特に、代表的な解析ケースにおいての荷重沈下曲線、地表面の鉛直応力分布、ジオテキスタイルの張力分布、地盤モデルの局所安全率分布および地盤変形図に対する結果を考察することによって、端部拘束条件の影響を明らかにした。得られた主な結論は以下のとおりである。

- 1) ジオテキスタイルのすべりが、載荷領域付近まで発生する前は、ジオテキスタイルによって覆われた超軟弱地盤の支持力に及ぼす地盤とジオテキスタイルの間の付着強度の影響はない。
- 2) ジオテキスタイルのすべりが、載荷領域付近まで発生する後は、地盤とジオテキスタイルの間の付着強度が大きいほど、ジオテキスタイルによって覆われた超軟弱地盤の支持力は大きくなる。
- 3) 部分拘束された場合は、ジオテキスタイルと地盤の付着強度が大きくなるほど、ジオテキスタイルの荷重分散効果による地盤反力が期待できる。しかしジオテキスタイル張力の増加による支持力増加は小さい。
- 4) ジオテキスタイルの初期応力が大きいほど、載荷圧力と沈下量の関係の傾きが小さくなるため、支持力は大きくなる。
- 5) ジオテキスタイルの初期張力が大きいほど、ジオテキスタイルを引抜き力に対して抵抗する力が大きくなるため、ジオテキスタイルのすべり量が小さくなる。
- 6) ジオテキスタイルの初期張力が大きくなるほど、荷重分散効果が大きくなるため、地盤反力による支持力増加が大きくなる。
- 7) ある程度以上の初期張力をジオテキスタイルに与えることによって、ジオテキスタイルのすべりが載荷領域の付近まで発生する前は、完全拘束したケースより張力が大きく発生するため、大きな荷重分散効果が期待できる。そのため、支持力が完全拘束されたケースより大きくなる。

第6章では、5章で得られた結果に基づいて、補強材の端部が完全に拘束された前提下で解析を行った。そのため、完全拘束されたジオテキスタイルによって覆われた超軟弱地盤の支持力特性に及ぼす地盤粘着力、地盤弾性係数およびジオテキスタイルの伸び剛性の影響を明らかにするために、それらを変動パラメータとするパラメトリックスタディーを行った。特に、代表的な解析ケースにおいての荷重沈下曲線、地表面の鉛直応力分布、ジオテキスタイルの張力分布、地盤モデルの局所安全率分布および地盤変形図に対する結果を考察することによって、地盤粘着力、地盤弾性係数及びジオテキスタイルの伸び剛性の影響を明らかにした。得られた主な結論は以下のとおりである。

- 1) ジオテキスタイルが覆われた超軟弱地盤の支持力に及ぼす地盤粘着力の影響はほとんどないと考えられる。

- 2) 地盤粘着力による支持力の小さな違いは、載荷領域においての地盤反力の違いが原因である。
- 3) ジオテキスタイルの伸び剛性が大きくなるほど、載荷圧力と沈下量の関係の傾きが小さくなっているため、支持力が大きくなる。
- 4) ジオテキスタイルの伸び剛性が大きくなるほど、支持力増加の割合は減少する。
- 5) ジオテキスタイルの伸び剛性が大きくなるほど、ジオテキスタイルの分散効果と張力は大きくなる。
- 6) 地盤弾性係数が大きくなるほど、載荷圧力と沈下量の関係の傾きが小さくなるため、支持力が大きくなる。
- 7) 地盤弾性係数が大きくなるほど、支持力増加の割合は減少する。
- 8) 地盤弾性係数が大きくなるほど、ジオテキスタイル張力の増加は見られず、地盤反力が大きく発生するため、支持力が大きくなる。
- 9) 覆土を厚くするほど、沈下量が比較的に小さい段階において、支持力改善効果が大きくなる。しかし沈下量がある程度以上を超えると覆土に破壊が生じることによって、ジオテキスタイルに上載荷重がよく伝達されない。そのため、覆土が厚くなるほど、支持力改善効果が無くなる。

第 7 章では、完全拘束された曲げ剛性が大きい補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力特性に及ぼす地盤粘着力、地盤弾性係数および補強材の曲げ剛性を影響明らかにするために、それらを変動パラメータとするパラメトリックスタディを行った。特に、代表的な解析ケースにおいての荷重沈下曲線、地表面の鉛直応力分布、補強材の曲げモーメント分布、地盤モデルの局所安全率分布および地盤変形図に対する結果を考察することによって、地盤粘着力、地盤弾性係数および補強材の曲げ剛性の影響を明らかにした。得られた主な結論は以下のとおりである。

- 1) 曲げ剛性の大きい補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力に及ぼす地盤粘着力の影響は非常に小さい。
- 2) 地盤粘着力による荷重-沈下曲線での小さな違いは、載荷領域においての地盤反力の違いが原因である。
- 3) 補強材の曲げ剛性が大きくなるほど、載荷圧力と沈下量の関係の傾きが小さくなるため、支持力がほぼ線形的に大きくなる。
- 4) 補強材の曲げ剛性が大きくなると、地盤反力は小さく発生するが、補強材の曲げモーメントが大きく発生するため、支持力改善効果が大きくなる。
- 5) 地盤弾性係数が大きくなるほど、載荷圧力と沈下量の関係の傾きが小さくなるため、支持力がほぼ線形的に大きくなる。
- 6) 地盤の弾性係数の増加による支持力改善効果は、地盤反力の増加のためである。また、

地盤の弾性係数が大きくなると、曲げモーメントが小さく発生するため、支持力の増分は急激に小さくなる。

第8章では、5章で得られた解析結果から補強材の端部を完全に拘束する前提で、6章と7章から得られた解析結果に基づいて、補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力算定法を提案した。曲げ剛性が小さい補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力に大きく影響を与える地盤弾性係数と補強材の伸び剛性及び載荷圧力の関係図を各沈下量において提案した。同様に、曲げ剛性が大きい補強材によって覆われた超軟弱地盤の支持力に大きく影響を与える地盤弾性係数と補強材の曲げ剛性及び載荷圧力の関係図を各沈下量において提案した。次に、覆土されたケースに対して、支持力算定法を提案した。最後に、支持力算定法のフローチャートを覆土されていないケースと覆土したケースに分けて提案した。得られた主な結論は以下のとおりである。

- 1) 載荷幅に対する各沈下量においての地盤弾性係数とジオテキスタイルの伸び剛性と載荷圧力の関係を提案した。また曲げ剛性が大きい補強材に対する関係も提案した。これらの結果によって、上載荷重と地盤の弾性係数および補強材の伸び剛性や曲げ剛性が分かれば、地盤の許容沈下量に対する支持力を推定することができる。
- 2) 山内が提案した式の中で覆土効果を表している $(1 + D/B)$ と覆土係数 α を用いて、覆土完了後の支持力の推定を行った結果、今回の実験結果に対しては、 α が0.7となった。
- 3) 支持力算定法のフローチャートを覆土されていないケースと覆土したケースに分けて提案した。

参考文献

- 1) 今西肇, 林健二: 超軟弱埋立地盤の施工工程を考慮した調査・設計・計測・粘土地盤における最新の研究と実際シンポジウム, pp.159-164, 2002.
- 2) 福往隆二, 西林清茂: ビニロンシートによる軟弱地盤表層処理工法, 第22回土木学会年次学術講演概要集, pp.1-4, 1967.
- 3) 清水昭夫, 堀家茂一, 篤勇二, 西村義章: トリカルネット工法の基本原理と実施例, 熊谷網技報, No.22, pp.25-32.
- 4) 山内豊聰, 後藤恵之輔: 敷網工の実用支持力公式の一提案, 九州工学集報, Vol.52, No.3, pp.201-207, 1979.
- 5) 山内豊聰, 後藤恵之輔, 案浦徳治: 版理論を用いた敷網工の沈下量計算, 九州工学集報, Vol.52, No.3, pp.201-207, 1979.
- 6) 山内豊聰, 後藤恵之輔, 案浦徳治: 版理論を用いた敷網工の沈下量計算, 九州工学集報, Vol.52, No.4, pp.433-440, 1979.
- 7) 渡義治, 樋口洋平: 覆土工事におけるジオテキスタイルの設計, 第30回土質工学シンポジウム論文集, 土質工学会, pp.47-50, 1985.
- 8) 大北康治, 中澤重一, 柚木孝治: シート・敷網工法の最適ゆるませ量と支持効果, 第1回ジオテキスタイルシンポジウム, pp.67-70, 1982.
- 9) 寺師昌明, 嘉門雅史, 西林清茂, 樋口洋平, 渡義治: ジオテキスタイルを適用した埋立地盤・軟弱地盤の設計方法, 土質工学会ジオテキスタイルの適用方法に関するシンポジウム発表論文集, pp.23-36, 1990.
- 10) Yamanouchi.: Recent development in the used synthetic geofabrics and geogrids, Symposium on Recent Developements in Ground improvement techniques. Bangkok, pp.205~224, 1985.
- 11) 吉田信夫: 超軟弱地盤の地盤反力係数と改良土の変形係数について, 第33回土木学会年次講演概要集, 第3部, pp.306-307, 1978.
- 12) 佐藤典夫: 霞ヶ浦開発事業における軟弱地盤の表層改良工事例, 土と基礎, Vol.33, No.5, pp.39-44, 1985.
- 13) Ortiz, M. and Simo, J. C.: An Analysis of a New Class of Integration Algorithms for Elastoplastic Constitutive Relations, International Journal for Numerical Method in Engineering, Vol.23, pp.353-366, 1986.
- 14) Crisfield, M. A.: A Fast Incremental/iterative Solution Procedure that Handles Snap Through, Computer and Structure, Vol.13, pp.55-62, 1981.
- 15) Crisfield, M. A.: A Fast Incremental/iterative Solution Procedure that Handles Snap Through, Computer and Structure, Vol.13, pp.55-62, 1981.
- 16) Goodman, R. E., Taylor, R. L. and Brekke, T. L.: A Model for the Mechanics of Jointed

Rock, Journal of Soil Mechanics & Foundation Division, ASCE., Vol.94, SM 3, pp.637-659, 1968.

- 1 7) Ham, T.G, Cho, S.D, Yang, K.S and You, S.K.: A Study on The Improving Effects of the Bearing Capacity of Very Soft Ground by Restricting Conditions of Reinforcement, j. Korean Geosynthetics Society, Vol.7, No.3, pp.41-49, 2008.
- 1 8) Ham, T.G, Cho, S.D, Yang, K.S and You, S.K.: Characteristics of Settlement for Non-woven Geotextile through Cyclic Loading Model Test, j. Korean Geosynthetics Society, Vol.8, No.2, pp.11-20, 2009.
- 1 9) 安 東漢, 小田 和広, 常田 賢一: ジオテキスタイルが敷設された超軟弱地盤の支持力に関する弾塑性数値シミュレーション, 第 64 回年次学術講演会論文集, pp.623-624, 2008.
- 2 0) Dong HAN AHN, SEUNG KYONG YOU, KAZUHIRO ODA and KENICHI TOKIDA: Effect of length of geotextile on bearing capacity of very soft ground with geotextile through numerical analysis, Proceedings of second Japan-Korea Geotechnical engineering workshop, pp.13-18. 2008.
- 2 1) 安東漢, 柳承庚, 小田和広, 常田賢一: ジオテキスタイルが敷設された超軟弱地盤の支持力特性に関する数値解析, 第 8 回地盤改良シンポジウム論文集, pp.241-244, 2008.
- 2 2) Donghan Ahn, Seungkyong You: Numerical Analysis on Behaviors of Very Soft Ground Improved by Geotextile, j. Korean Geosynthetics Society, Vol.8, No.3, pp.9-16, September. 2009.
- 2 3) 安東漢, 小田和広, 常田賢一: ジオテキスタイルによって覆われた超軟弱地盤の模型実験に対する数値解析, 第 45 回地盤工学研究発表会, pp.843-844, 2010
- 2 4) 安東漢, 小田和広, 常田賢一, 柳承庚: ジオテキスタイルの拘束条件による超軟弱地盤の支持メカニズムに関する数値解析, ジオシンセティックス論文集, 第 25 巻, pp. 1-8, 2010.
- 2 5) Donghan Ahn, Seungkyong You: An Analytical Study on Bearing mechanism of Very Soft Ground Covered with Geotextile by Effects of Friction between Ground and Geotextile, j. Korean Geosynthetics Society, Vol.9, No.4, pp.47-55, December, 2010.
- 2 6) 安東漢, 小田和広, 常田賢一, 柳承庚: ジオテキスタイルによって表層補強された超軟弱地盤の変形挙動に関する数値解析, 第 54 回地盤工学シンポジウム論文集, pp.591-596, 2009.
- 2 7) D.H.AHN, K.ODA, K.TOKIDA, S.K.YOU: Numerical Analysis on Bearing Mechanism of Very Soft Ground Covered with Geotextile, ISOPE-2010 Beijing Conference, pp.720-725, 2010.
- 2 8) D.H.AHN, K.ODA, K.TOKIDA, S.K.YOU: Effects of Yield of Geotextile on Bearing

Mechanism of Very Soft Ground Covered with Geotextile through Numerical Analysis, Twin International Conferences on Geotechnical and Geo-Environmental Engineering cum (7th) Ground Improvement Techniques, pp.43-50, 2010.

- 29) 安東漢, 小田和広, 常田賢一, 柳承庚: 表層処理された超軟弱地盤の支持力に及ぼすジオテキスタイルの降伏の影響に関する数値解析, 第9回地盤改良シンポジウム論文集, 2010.
- 30) Seung-Kyong You, Jong-Sun Lee, Tae-Gew Ham, Kee-Suk Yang, Sam-Deok Cho, Hang-Seok Choi: Evaluation of Influencing Factors on Settlement Behavior of Very Soft Ground with Reinforced Surface, Journal of the Korean Geotechnical Society, Vol.24, No.12, pp.85-92, 2008.

本論文に関する発表論文

1

査読有りの論文目録

1. 安東漢, 柳承庚, 小田和広, 常田賢一: ジオテキスタイルが敷設された超軟弱地盤の支持力特性に関する数値解析, 第8回地盤改良シンポジウム論文集, pp.241-244, 2008.
2. 安東漢, 小田和広, 常田賢一, 柳承庚: ジオテキスタイルによって表層補強された超軟弱地盤の変形挙動に関する数値解析, 第54回地盤工学シンポジウム論文集, pp.591-596, 2009.
3. Donghan Ahn, Seungkyong You: Numerical Analysis on Behaviors of Very Soft Ground Improved by Geotextile, j. Korean Geosynthetics Society, Vol 8, No 3, pp.9-16, September. 2009.
4. D.H.AHN, K.ODA, K.TOKIDA, S.K.YOU: Numerical Analysis on Bearing Mechanism of Very Soft Ground Covered with Geotextile, ISOPE-2010 Beijing Conference, pp.720-725, 2010.
5. D.H.AHN, K.ODA, K.TOKIDA, S.K.YOU: Effects of Yield of Geotextile on Bearing Mechanism of Very Soft Ground Covered with Geotextile through Numerical Analysis, Twin International Conferences on Geotechnical and Geo-Environmental Engineering cum 7th Ground Improvement Techniques, pp.43-50, 2010.
6. 安東漢, 小田和広, 常田賢一, 柳承庚: 表層処理された超軟弱地盤の支持力に及ぼすジオテキスタイルの降伏の影響に関する数値解析, 第9回地盤改良シンポジウム論文集, pp.195-200, 2010.
7. 安東漢, 小田和広, 常田賢一, 柳承庚: ジオテキスタイルの拘束条件による超軟弱地盤の支持メカニズムに関する数値解析, ジオシンセティックス論文集, 第25巻, pp.1-8, 2010.
8. Donghan Ahn, Seungkyong You: An Analytical Study on Bearing mechanism of Very Soft Ground Covered with Geotextile by Effects of Friction between Ground and Geotextile, j. Korean Geosynthetics Society, Vol.9, No.4, pp.47-55, December, 2010.

査読無し of 論文目録

1. 安東漢, 小田 和広, 常田 賢一: ジオテキスタイルが敷設された超軟弱地盤の支持力に関する弾塑性数値シミュレーション, 第 64 回年次学術講演会論文集, pp.623-624, 2008.
2. D.H.AHN, S.K.YOU, K.ODA, K.TOKIDA: Effect of length of geotextile on bearing capacity of very soft ground with geotextile through numerical analysis, Proceedings of second Japan-Korea Geotechnical engineering workshop, pp.13-18, 2008.
3. D.H.AHN, S.K.YOU, K.ODA, K.TOKIDA: Bearing capacity of very soft ground reinforced by geotextile through numerical analysis, Proceedings of the 7th Japan/Korea Joint seminar on Geotechnical engineering, pp.175-182, 2008.
4. D.H.AHN, K.ODA, K.TOKIDA, S.K.YOU: Deformation behavior of very soft ground covered with geotextile, Proceedings of the 8th Japan/Korea Joint seminar on Geotechnical engineering, pp.167-176, 2009.
5. 安東漢, 小田和広, 常田賢一: ジオテキスタイルによって覆われた超軟弱地盤の模型実験に対する数値解析, 第 45 回地盤工学研究発表会, pp.843-844, 2010.
6. D.H.AHN, K.ODA, K.TOKIDA, S.K.YOU: Effects of friction between geotextile and ground on bearing mechanism of very soft ground covered with geotextile, Proceedings of the 9th Japan/Korea Joint seminar on Geotechnical engineering, pp.213-220, 2010.

謝 辞

本論文は、大阪大学の小田和広准教授のご指導のもとに、著者が大阪大学大学院工学研究科の修士課程に入学してから博士課程に至るまでの研究成果をまとめたものです。研究の一部は、韓国建設技術研究院と韓国明知専門大学の柳承庚副教授との共同研究として実施されたものです。

本論文をまとめるまでには、多くの方々のご指導とご助力をいただきました。

大阪大学の小田和広准教授には、研究の機会を与えていただけてから現在に至るまでの確なご指摘や指導をいただき、おかげで博士論文を完成ができ、大変感謝しています。なかなか結果が出ない時でも、研究のはかどらない私に対して見捨てることなくご指導して頂いたことを心から感謝いたします。また、セミナーの座長と英語での研究発表などの責任を与えてくださって、様々な経験ができました。ここに深甚なる感謝の意を表す次第です。

大阪大学の常田賢一教授には、研究でのご指導とご助言をいただきました。また、留学生として日本に来て、右も左も分からない時に、暖かいアドバイスをいただき、勇気付けられました。おかげで6年間の留学を無事に終えることができました。深く感謝いたします。

大阪大学の奈良敬教授には、博士論文でのご指導とご助言をいただきました。また、留学生として苦しい時も、暖かいアドバイスをいただきました。特に、先生の学生時代の貴重な経験談を聞かせていただき、現在に至って苦しい時に克服する力になっています。深く感謝いたします。

韓国明知専門大学の柳承庚副教授は、研究にあたり有益なご助言をいただくとともに、本論文に必要な実験データと参考文献を提供していただきました。また、模型実験が実際行われた韓国建設技術研究院と同行していただき、本論文にあたって貴重な経験となりました。深く感謝いたします。

韓国建設技術研究院の方々には、本論文の解析の対象となった模型実験の有益なデータをいただきました。また、模型実験現場を案内していただき、解析では分かれぬ貴重な知識を得ることができました。深く感謝いたします。

以上、本論文をまとめるにあたり、心温まるご支援を賜りました多くの方々にもう一度厚くお礼申し上げます。

研究室で共に過ごした後輩の皆様にも、この場を借りてお礼を申し上げたいと思います。特に、一階の研究室で長い間ともに過ごした卒業生の種田敦氏（現 西日本高速道路（株））、丹原秀大氏（現 関西電力（株））をはじめ、若松裕氏、工藤俊祐氏、山瀧裕貴氏、寺西弘一氏、山本祥子氏、池藤八起氏、神田真太郎氏、千頭啓司氏、平山淳基氏、野村雄樹氏、北村将太郎氏、木本早苗氏などの皆様のおかげで、楽しい研究生活を送れました。深く感謝いたします。また、同じ韓国出身留学生の李玟選氏には、実験などに手伝っていただき

ました。深く感謝いたします。

最後に、著者が日本への留学を始めてから、毎日著者のために、祈ってくれている両親と長い間共に留学生活を過ごした兄、そして大きな力になってくださった大阪聖光教会の崔柄九牧師と信徒の皆様に深く感謝の意を表します。また、海外での長い間、著者を支えてくださったイエスキリストに全ての栄光を捧げ、結びいたします。

