

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	筒状織物を用いた格子状補強シート工法の開発と実用化
Title(English)	
著者(和文)	岡本道孝
Author(English)	Michitaka Okamoto
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:乙第4142号, 授与年月日:2023年3月31日, 学位の種別:論文博士, 審査員:高橋 章浩,竹村 次朗,田村 修次,千々和 伸浩,澤田 茉伊
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:乙第4142号, Conferred date:2023/3/31, Degree Type:Thesis doctor, Examiner:,,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

筒状織物を用いた格子状補強シート工法の開発と実用化

岡本 道孝

筒状織物を用いた格子状補強シート工法の開発と実用化

目次

1. 序論		
1.1	はじめに	1-1
1.2	既存の軟弱地盤の安定対策	1-2
1.2.1	地盤改良などによる安定対策	1-4
1.2.2	ジオシンセティクスを用いた安定対策	1-19
1.2.3	既存技術の課題	1-24
1.3	本論文の構成	1-26
2. 筒状織物を用いた地盤補強材（ジオジャケット）の曲げ挙動に関する検討		
2.1	本章の概要	2-1
2.2	ジオジャケットの曲げ挙動	
2.2.1	目的	2-1
2.2.2	曲げ試験	2-1
2.2.3	数値解析	2-8
2.2.4	試験条件の影響	2-12
2.3	現場で施工したジオジャケットの曲げ挙動	
2.3.1	目的	2-17
2.3.2	回収したジオジャケットに関する曲げ試験	2-18
2.4	ジオジャケットの用途の検討	
2.4.1	他材料の $M-\phi$ 関係との比較	2-21
2.4.2	ジオジャケットの用途案	2-21
2.4.3	格子状補強シート工法の開発	2-25
2.5	まとめ	2-31
3. 覆土の地盤反力係数を指標とした補強効果に関する実験および解析的検討		
3.1	本章の概要	3-1
3.2	既往技術とその課題	
3.2.1	道路や軌道の構造と機能	3-1
3.2.2	既存技術	3-2
3.2.3	格子状補強シート工法が解決すべき課題	3-4
3.3	格子状補強シートで補強した覆土の地盤反力係数に関する現場実験	
3.3.1	目的	3-5

3.3.2	実験概要	3-6
3.3.3	実験結果	3-13
3.3.4	まとめ	3-15
3.4	格子状補強シートで補強した覆土の地盤反力係数に関する解析的検討	
3.4.1	目的	3-16
3.4.2	解析モデル	3-16
3.4.3	解析用物性値	3-17
3.4.4	再現解析	3-20
3.4.5	ノモグラムの作成	3-22
3.5	検討結果の活用例	
3.5.1	概要	3-25
3.5.2	一般道路への適用	3-26
3.5.3	鉄道軌道への適用	3-33
3.5.4	地盤反力係数 K_{30} の予測値と実測値の比較	3-38
3.6	まとめ	3-40

4. 覆土の沈下抑制効果に関する実験および解析的検討

4.1	本章の概要	4-1
4.2	既往技術とその課題	4-2
4.3	2次元平面ひずみ条件における沈下抑制効果の検討	
4.3.1	模型実験の方法	4-6
4.3.2	実験結果	4-9
4.3.3	2次元 FEM 解析	4-11
4.4	検討結果の活用例	
4.4.1	工事概要	4-23
4.4.2	解析検討	4-25
4.4.3	線形トラス要素を用いたモデル化方法の検討	4-33
4.5	まとめ	4-41

5. 重機施工基盤の沈下抑制効果に関する解析的検討

5.1	本章の概要	
5.1.1	重機の安定確保に関する状況と課題	5-1
5.1.2	本章の概要	5-5
5.2	3次元解析によるクレーン履帯の沈下対策に関する検討	
5.2.1	事前検討	5-6
5.2.2	補強効果の検証	5-17

5.3	格子状補強シート工法を適用可能な条件の整理	
5.3.1	目的	5-30
5.3.2	検討方法	5-31
5.3.3	格子状補強シート工法が有効に機能する条件	5-34
5.4	まとめ	5-40
6.	格子状補強シート工法の地盤補強効果の評価方法	
6.1	本章の概要	6-1
6.2	地盤反力係数の向上効果の評価方法	
6.2.1	検討の流れ	6-2
6.2.2	解析方法	6-4
6.2.3	留意事項	6-6
6.3	重機施工基盤の沈下抑制効果の評価方法	
6.3.1	検討の流れ	6-9
6.3.2	解析方法	6-11
6.4	まとめ	6-27
7.	結論	
付録	格子状補強シート工法を用いた土構造物の液状化対策に関する遠心模型実験	
付 1.1	研究の背景と本章の構成	付 1-1
付 1.2	遠心模型実験	
付 1.2.1	実験概要	付 1-2
付 1.2.2	実験結果	付 1-7
付 1.3	遠心模型実験結果の再現解析	
付 1.3.1	再現解析の目的	付 1-12
付 1.3.2	解析方法	付 1-12
付 1.3.3	解析結果	付 1-16
付 1.4	検討結果の活用例	
付 1.4.1	背景	付 1-18
付 1.4.2	解析条件	付 1-18
付 1.4.3	解析結果	付 1-21
付 1.5	まとめ	付 1-23

謝辞

1. 序論

1.1 はじめに

本論文は、「ジオジャケット」と称する筒状織物を用いて作製した地盤補強材と軟弱地盤の表層安定処理に活用されてきたシート工法を組み合わせた新しい地盤補強工法である「格子状補強シート工法」の開発と適用について述べるものである。ジオジャケットとは、「ジャケット」と呼ばれる筒状の織物内部にモルタルを充填して形成する棒状の補強材である。

シート工法は、工場で製造された地盤補強用のシート材を軟弱地盤上に展開し、覆土施工中の不安定化を防止するもので、改良材と軟弱地盤と混合する固化系地盤改良工法と比べて現場作業が少なく、広大な面積の軟弱地盤を短時間で安定化できる特長があり、1960年代の臨海地区の大規模開発において盛んに活用された。ただし、その安定化のメカニズムには未解明な部分が多く、補強効果の評価方法は未だに確立されていない。その結果、軟弱地盤の過大な不同沈下によってシート材が破断する事故も生じている。本論文の主題である「格子状補強シート工法」は、シート工法の弱点である過大な不同沈下をジオジャケットによって抑制する観点で発想したものである。詳細は本論文の中で述べていくが、格子状補強シートの上に施工した覆土は、単なるシート材の上に施工した覆土と比べて、剛性が向上し、同じ上載荷重が作用した場合の沈下量も小さくなる。

本論文のはじめとなる当章では、まず既存の軟弱地盤の安定対策に関する概要を述べ、格子状補強シート工法が解決すべき課題を整理する（1.2節）。その次の1.3節において、本論文の構成について述べる。



図 1.1.1 格子状補強シートの施工状況例（芦森工業（株）提供）

1.2 既存の軟弱地盤の安定対策

我が国の国土は、70%を山地が占めており、残る30%の平野や盆地に人口と社会資本が集中している。これらの低平地は、急峻な山地から急勾配の河川によって供給される土砂が堆積して形成されたものである。世界的にも多雨な気候のために土砂の供給速度が速く、平野部の多くは堆積時代が若い沖積層であり、年代効果を受けていないために軟弱な状態で広く分布している。また、海に面した平野部の洪積層には、最終氷期後の海流の影響で多くの不整合面が生じており、沖積層の厚さが場所によって大きく変化する。

我が国の社会資本整備は、この軟弱な沖積層への対策を伴うことが多く、多くの対策技術が開発・実用化されてきた。その原理や種類は多様であり、例えば軟弱地盤対策の1分野である液状化対策だけでも、細分化すると165種類もの工法があるとされている¹⁾。多くの技術者や研究グループによって、軟弱地盤対策工法に関する分類方法が紹介されてきたが、その中の1つに次のような考え方がある²⁾。

- 1) 圧密もしくは締固めによって、軟弱地盤を高密度化させるもの
- 2) セメントや薬液などの固化材を用いて、土粒子同士を固着させるもの
- 3) 軟弱地盤とそれとは別の材料（補強材）を接して配置し、それらの相互作用によって軟弱地盤を補強するもの
- 4) その他

上述した対策工法は、使用する材料や施工方法に応じ、例えば表1.2.1のように更に細かく整理することができる。表1.2.1は筆者が実務で取り扱う機会があったものを中心にまとめたもので、これ以外にも多様な工法が開発・実用化されている。この後の1.2.1節では、上述した軟弱地盤対策工のうち、1、2、4)に関する技術の概要と留意点をまとめる。3)については、本論文の主題である格子状補強シート工法の開発で参考とすべきことも多いことから、これらとは別に1.2.2節で述べる。なお、軟弱層を良質な土砂で置き換える、いわゆる置換工法については本章では触れない。

表 1.2.1 軟弱地盤対策工法の分類例

分類	工 法	概 要
圧密・締固め	載荷重工法	粘性土からの脱水による圧密の効果に期待する工法
	バーティカルドレーン工法 ・サンドドレーン工法 ・プラスチックボードドレーン工法	
	真空圧密工法	
	重錘落下工法	人為的に砂質土の密度を増大させる工法
	サンドコンパクションパイル工法	
	グラベルコンパクションパイル工法 コンパクショングラウティング工法	
	固化	浅層混合処理工法
中層混合処理工法		
深層混合処理工法 ・機械攪拌工法 ・高圧噴射攪拌工法 ・高圧噴射・機械攪拌併用工法		
薬液注入工法		固化性を持つ薬液を地盤に注入する工法
補強		シート工法
	マットレス工法	良質土を中詰した立体型の補強材で盤構造を構築する工法
その他	凍結工法	地盤の間隙水と凍結させて遮水性や強度を改善する工法
	荷重軽減工法	盛土材として土より軽い材料を用いることで軟弱地盤に作用する荷重を小さくする工法

1.2.1 地盤改良などによる安定対策

本節では地盤改良などによる安定対策の概要を以下の順で述べる。

(1) 圧密・締固め、(2) 固化改良、(3) その他

(1) では、軟弱地盤の性質を a) 圧密、b) 締固めによって改善する技術について述べる。(2) の固化改良は我が国が世界的にも最も先行する分野で様々な技術が実用化されているが、軟弱地盤を固化する手段ごとに a) 機械攪拌工法、b) 高圧噴射攪拌工法、c) 薬液注入工法の順で紹介する。最後に (3) その他として、a) 凍結工法、b) 軽量盛土工法について述べる。

(1) 圧密・締固め

軟弱地盤の圧密・締固めは、土の高密度化によって力学性能の改善を図るものである。透水性の低い粘性土地盤では圧密に長い時間を要するため、排水を速める技術が、排水速度が比較的早い砂質土では、深部まで効率的かつ均一に締め固める技術が開発されてきた。それぞれの概要を以下にまとめる。

a) 圧密

軟弱地盤に直接、荷重を作用させて圧密を進めるプレロード工法やサーチャージ工法は、圧密沈下の継続によって軟弱地盤上に建設された構造物の性能が損なわれるのを防ぐことを目的とするもので、古くから用いられてきた技術である。軟弱地盤上の敷地造成工事において盛土内部に函渠を設置するような場合、函渠の施工に先んじて載荷盛土を造成して圧密沈下を先取りする、プレロード工法が現代も一般的に行われている。プレロード工法の効果を十分に得るためには一定の圧密度にまで軟弱地盤を圧密させる必要があるが、これに要する時間は軟弱層の層厚や排水性に左右される。その際、更に載荷荷重を増やして圧密速度を速めることをサーチャージ工法という。また、泥炭性軟弱地盤では一次圧密完了後に長期間継続する二次圧密が問題となることが多いが、過圧密比 OCR を 1.3 以上にすると二次圧密の影響が小さくなることから³⁾、 OCR を大きくする目的でサーチャージ工法を適用することもある。

サーチャージ工法の他に、軟弱層内に人工の排水経路を設置して圧密時間を短縮させる工法もある。これはバーティカルドレーン (VD) 工法と呼ばれるもので、盛土施工時に発生する過剰間隙水圧を早期に消散させることを基本原理としている。この原理は圧密に要する時間の短縮のみならず、盛土施工中の軟弱地盤の不安定化の回避にも寄与することから、盛土施工範囲に近接する構造物の変状抑制にも効果的である⁴⁾。

人工排水経路の形成に砂や碎石を用いるのがサンドドレーン (SD)、グラベルドレーン (GD) 工法である。近年は排水性が良好な砂の調達が難しくなりつつあるため大規模な臨海埋立工事以外での SD 工法の適用事例は少なく、再生碎石を用いた GD 工法や、プラスチックボードドレーン工法の適用が増えている。プラスチックボードドレーン工法は人工排水経路として、工場で作成された樹脂製排水材を用いる工法で (図 1.2.1.1)、国外では PVD (Prefabricated Vertical Drain) 工法と呼ばれている。この工法では、ドレーン材を挿入したマンドレルと呼ばれる金属製の筒を軟弱地盤に貫入させ、これを引き抜く際にドレーン材

を地盤中に残置して排水経路を形成する。国際的に脱炭素化への取り組みが活発化する中、この PVD 工法に用いるドレーン材にバイオマスを活用し、CO₂ 排出量を削減する取り組み⁵⁾も進んでいる。また、PVD を介して真空ポンプで地盤に負圧を作用させて圧密を促進する真空圧密工法もある。真空圧密工法では載荷用の盛土を施工せずに沈下を促進でき、大規模な盛土造成を伴わない街区整備工事などで実績を増やしている⁶⁾。

上述した圧密促進工法の留意点としては、サーチャージ工法やバーティカルドレーン工法などによって時間を早めたとしても、通常は圧密完了に月単位の時間を要すること、特に VD 工法は、ドレーンの打設に大型の機械が必要（図 1.2.1.1）で、ある程度の施工量が無い場合は経済性が低下することなどが挙げられる。また、ドレーン材は半永久的に地中に残存するため、基礎地盤に打設された大量のドレーン材が後続するトンネル工事に支障するといった事例も報告されている⁷⁾。これに対し、生分解性を有するドレーン材も開発されているが⁵⁾、嫌気条件下での生分解反応の確実性といった課題が残されている。



図 1.2.1.1 バーティカルドレーン（VD）工法の施工状況例
（プラスチックボードドレーン工法）

b) 締固め

軟弱地盤を締め固める工法には、クレーンで吊り下げた重錘を自由落下させて表層地盤を締め固める重錘落下締固め工法や、鋼製のロッドを振動させながら軟弱地盤に貫入させてこれを締め固めるロッドコンパクション工法、バイブロフローテーション工法があるが、我が国では軟弱地盤中に砂杭を造成するサンドコンパクションパイル (SCP) 工法が最も多く活用されている。SCP 工法は我が国独自で開発された工法で、砂や礫を充填したケーシングパイプを地盤内に貫入し、ケーシングパイプを引き抜いて砂杭を造成するものである。ケーシングパイプを引き抜く工程までは前述したサンドドレーン (SD) の打設と同様だが、SCP の造成では一定の高さまでケーシングを引き抜いた後にこれを振動させながら打ち戻して砂杭を拡径させる。この拡径の作用によって周辺の地盤が締め固められる (図 1.2.1.2⁸⁾)。

SCP 工法は、もともと軟弱な粘性土地盤を補強する工法として適用が始まったが、その後、液状化対策工法に展開された。寺師、北詰らが実施した遠心模型実験⁹⁾によって、SCP を打設された軟弱粘性土地盤 (複合地盤) の強度を砂杭と杭間の粘性土のせん断強さの面積平均で評価して良いことが明らかにされ、その知見は現設計法にも活用されている¹⁰⁾。また、粘性土地盤に SCP を打設した場合、SCP 周辺の粘性土地盤には圧密による強度増加が生ずることが報告されている^{11、12)}。

一方、従来の SCP 工法の施工中に発生する振動は極めて大きく、その適用は港湾や空港用地の埋立造成といった施工による近隣への環境影響が軽微な条件に限られていたが、1996年に静的に SCP を造成する工法が開発された後¹³⁾、SCP 工法の適用範囲が大幅に広がった。図 1.2.1.3 は、この静的 SCP 工法によって市街地で SCP を打設している様子である。この写真では、沖積低地で計画されていた開削トンネル工事の掘削範囲に堆積する軟弱な沖積粘性土層を SCP によって事前に改良し、掘削作業の安全性向上と掘削土の改質促進を目的としたものである¹⁴⁾。

このように SCP 工法には数々の優れた特徴があるが、図 1.2.1.3 に示すように大型の施工重機が必要となり、コストも準備も大がかりなものとなることに加え、SCP の造成に必要な砂や礫の大量運搬が課題となる。また、SCP の打設に伴う地盤の側方変位は当工法の宿命的な課題であり、改良範囲に施設が近接している場合、その変位抑制対策も必要となる。施設の許容変位が小さい場合、SCP 工法を施工できないこともある。

サンドコンパクションとよく似た原理の工法にコンパクショングラウティング工法というものがある。これは地盤中に流動性の低いモルタルを静的に圧入させて固化体を造成するものである。固化体を形成する際に周辺地盤を締め固められ、液状化抵抗などを大きくすることが出来る。SCP 工法よりも施工設備が簡略であり、大規模な仮設備を設置できない宅地や空港などの耐震補強などに用いられている。

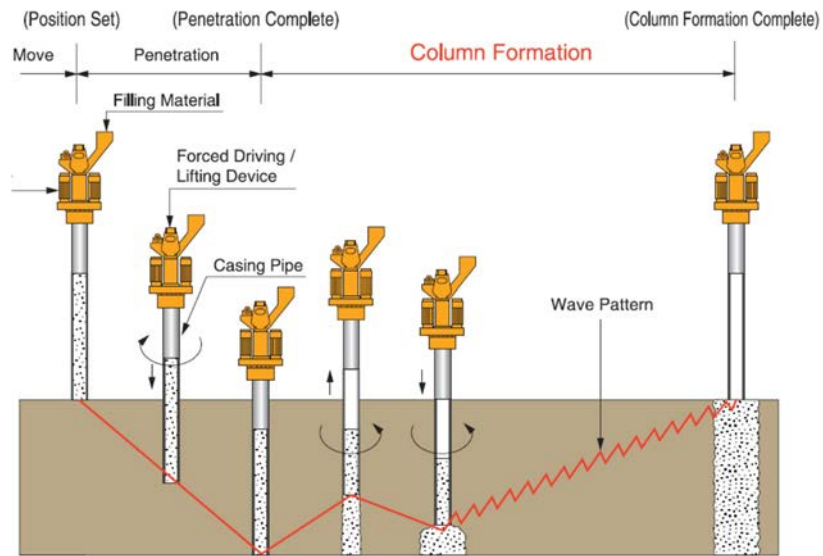


図 1.2.1.2 サンドコンパクションパイルの施工方法の例⁸⁾



図 1.2.1.3 市街地におけるサンドコンパクションパイルの施工状況例

(2) 固化改良

前述した VD 工法、SCP 工法は、それぞれ 1950、60 年代に開発されたが、軟弱地盤対策に求められる目的や用途の多様化・複雑化といった背景から、深層混合処理工法と呼ばれる軟弱地盤対策工法が 1970 年代に開発・実用化された¹⁵⁾。これは軟弱地盤にセメントを混合して固化した改良体を地中に造成するものである。VD 工法や SCP 工法で改良された地盤と比べ、固化改良した地盤は性能の定量化が比較的容易であり、軟弱地盤対策に複雑な機能を求められる場合でも設計的な考え方を整理しやすい。また、SCP 工法に比べて近接地盤への変状や振動の影響も少なく、臨海地区での大規模土木工事のみならず、建築工事などでも用いられている。

固化改良の実用化初期段階では、固化材として主にセメントが用いられていたが、細粒分を多く含む粘性土やセメントの固化阻害成分を含む有機質土¹⁶⁾でも一定の添加量で要求性能を確保できるように、セメントの成分や粒度が調整された「セメント系固化材」がセメントメーカーから供給されており、現代ではこちらを用いるのが一般的である。他に固化改良土からの六価クロムの溶出が問題となりやすい火山灰質粘性土に対応するタイプ（特殊土用）や、都市域での改良工事において改良材の粉塵発生量を低減できるタイプ（低粉塵型）など、多様なニーズに応じたセメント系固化材（以下、固化材とする）が実用化されている。以下、固化改良に関する施工技術について述べる。

a) 機械攪拌工法

機械攪拌工法とは、鋼製の攪拌翼（オーガー）を用いて軟弱地盤と改良材を混合する工法である。図 1.2.1.4 はその一例で、回転するロッドの先端に取り付けられた攪拌翼付近から固化材、もしくは固化材のミルクを吐出し、これと軟弱地盤を混合して円柱状の改良体（コラム）を造成する。攪拌翼を用いて軟弱地盤を切削するため、改良体の出来形（直径）が安定的に確保できる。また、攪拌翼形状や固化材の吐出位置、吐出圧などに工夫を凝らし、改良地盤の均質性や支持地盤との密着性を改善させた工法も展開されている。

機械攪拌工法は、改良体を造成する深さに応じて、表層、中層、深層混合処理と呼ばれる。このうち、10m以上の改良深さを対象とするものを深層混合処理工法（以下、DMM：Deep Mixing Method とする）と呼ぶ（図 1.2.1.5）。DMM には、粉体の固化材と軟弱地盤を混合する粉体混合方式と固化材ミルクを軟弱地盤と混合するスラリー攪拌方式の 2 つがある。攪拌設備を図 1.2.1.6 に示す。粉体混合方式の施工機械は、固化材の飛散防止設備を備えている。深層混合処理工法はもともと粉体混合方式から始まったが、やや硬質な粘性土地盤の均一な攪拌に対応するために、後からスラリー混合方式が開発された。固化材スラリーを使用することで攪拌性が改善され、改良体の均質性が向上する。ただし、粉体攪拌方式と比べて大量の固化材ミルクを地盤中に吐出するため排泥量が増加し、固化材スラリーの製造設備も必要なことから、スラリー混合方式の方が総じてコスト高となる。このため、地盤条件に応じて両工法を使い分けることが重要である。

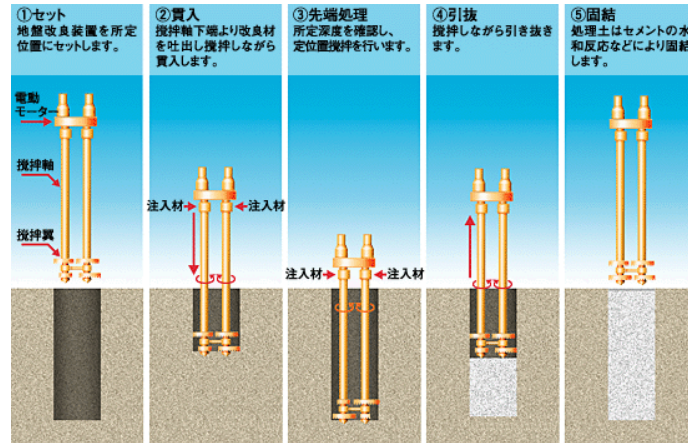


図 1.2.1.4 機械攪拌工法の施工手順の一例



図 1.2.1.5 深層混合処理工法の施工状況例

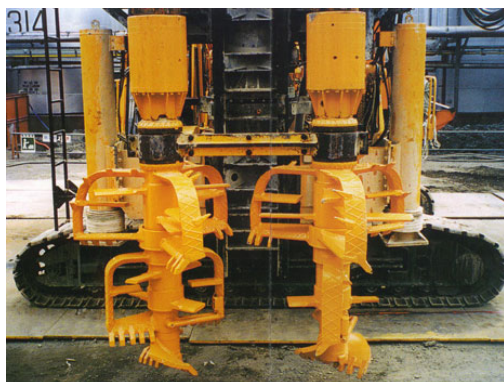


図 1.2.1.6 スラリー混合方式（左）と粉体混合方式（右）の施工機械

固化改良は道路を建設する上で、路盤としては性能が不十分な軟弱地盤の改良に端を発しており¹⁷⁾、その次に深い軟弱地盤を改良するためのDMMが開発された。図1.2.1.5に示すようにDMMに使用する機械は一般に大型なものが多く、機械の接地圧が大きくなる。また改良体の造成中に、攪拌ロッドとそれに攪拌力を付与するための減速機を高い位置まで移動させる必要があり、その際機械の重心位置も高くなるため、転倒防止のために平坦な施工基盤が必要となる。更には改良機械の他に固化材サイロやスラリー製造設備を設置する場所も確保しなくてはならず、施工に際しては工事用地にある程度の広さが求められる。このため、VD工法やSCP工法と同様に一定の施工量がある工事でないと、工期や経済性の面で採用が難しい。

中層混合処理工法（図1.2.1.7中のMiddle Depth Soil Mixing）は、この課題を補うことが可能で、近年急速に普及している。ベースマシンとしてDMM工法の施工機械よりコンパクトで機動性に優れたバックホウ（0.8～1.9m³クラス：図1.2.1.8）を用いており、バックホウのバケット部分に取り付けられたトレンチャーと呼ばれる攪拌装置によって固化材と軟弱地盤を混合する⁸⁾。

表層混合処理では、図1.2.1.7に示すようにバックホウやスタビライザーを用いて施工を行う。その場合、改良材をライムスプレッタやフレコンバックから直接、地表に散布するような施工形態となるため、市街地などでは粉塵防止対策が重要となる。

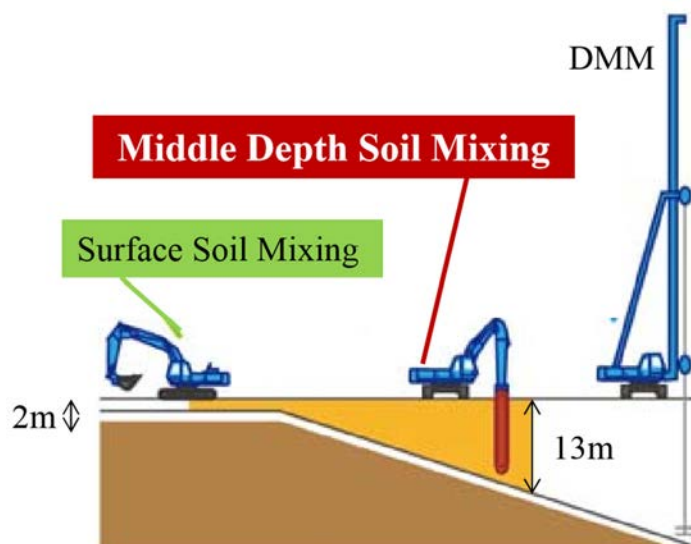


図 1.2.1.7 中層混合処理工法の概要
(パワーブレンダー工法協会 HP の図に一部加筆)



図 1.2.1.8 中層混合処理工法の施工状況例

2) 高圧噴射攪拌工法

高圧噴射攪拌工法はボーリング孔に挿入した回転ロッドの先端から固化材ミルクと空気を高圧で同時に噴射して地中に改良体を造成する工法である（図 1.2.1.9）。30～40MPa の注入圧で固化材ミルクをロッドの先端から噴射させながら、これを回転させて引き上げることで円柱形の改良体を造成する。当工法も日本で開発、実用化されたもので、1970 年代後半には海外への技術供与が開始された¹⁹⁾。改良深さは注入ロッドの挿入深さで制御でき、深さ 40m の大深度地下に改良体を造成することも出来る。こういった観点から高圧噴射攪拌工法は深層混合処理工法の一種類として分類されることもある。

工法開発当初は、ロッド先端から 1 方向に固化材ミルクのみを噴射する方式が採用されていたが、二重管のロッドが開発され、固化材ミルクと高圧空気を同時に噴射することが可能となった。固化材ミルクの噴射流の外周を高圧空気噴流で包むことでミルクの噴射流速の低下が軽減され、ロッドから遠方まで固化材ミルクを到達させられるようになり、大径の改良体の造成が可能となった。大径の改良体造成には噴射流量を大幅に増加させる必要があるが、ロッドの片側にだけ固化材ミルクを噴射した場合、ロッドの偏芯の影響を無視できなくなることから、対称な 2 方向への噴射を可能とした改良ロッドが開発された。現在は 3 重管ロッドも実用化されており、掘削用の清水供給やロッドを介した排泥回収といった用途に活用されている²⁰⁾。

高圧噴射攪拌工法に用いられる施工機械の多くは、機械攪拌工法用の機械と比べて小型である。ただし、改良深さが深い場合はロッドを吊り下げるためのクレーンを併用する必要がある（図 1.2.1.10）。また、機械と同様に噴射用のロッドの径も機械攪拌工法で用いられるオーガーより細く、構造物の直近や狭隘箇所でも作業が可能で、トンネルの中や橋梁直下、仮設栈橋の上部や屋内から、杭や地中構造物に密着させるようにして改良体を造成することが出来る（図 1.2.1.11）。この機能によって、高圧噴射攪拌工法は、深層混合処理工法の用途をシールドトンネルと立坑の接続部の止水防護や地中構造物直近の埋戻土の高剛性化といった範囲にまで拡大させた。

高圧噴射攪拌工法の開発当初は、直径 1～2m の改良体造成に主眼が置かれていたが、固化材ミルクの噴射圧や流量を大きくすることで、直径が 5～7m の改良体を造成する技術²¹⁾も実用化されている（図 1.2.1.12）。改良径の拡大によって、改良体造成のためのガイドホルの削孔本数を少なくできるため、工事の工期・コストの低減に効果的である。現在では地盤性状に応じて施工仕様（噴射圧、噴射流量など）を調整し、改良体の大きさや強度を制御する工法も実用化されている²²⁾。更には、固化材の噴射範囲を緻密に制御することによって、改良体の形状を制御する技術²³⁾や機械攪拌と高圧噴射攪拌工法を併用した工法も開発されている（図 1.2.2.13）。

高圧噴射攪拌工法の課題はいくつかあるが、その中で最も大きなものは品質（改良径、強度）の確保である。高圧噴流が切削可能な範囲は、対象地盤の土質、せん断強さや応力状態に影響を受ける。このため鉛直方向に性状が変化する地盤では、鉛直方向に改良体の直径や

品質（強度や剛性）も変動する可能性がある。改良範囲の土質が改良体強度に及ぼす影響については、ある程度定量的な整理が進められているが、複雑な互層地盤を改良する場合などは、改良体品質の想定が難しいため、対象地盤や改良体に要求する性能ごとに試験施工を行い、設計要求性能（改良径や強度）を確保可能か事前に確認する必要がある。その際、ボーリングによって改良範囲の大きさを確認し、採取したコアの一軸圧縮試験結果の統計値から、改良体の設計強度や剛性を設定する²⁴⁾。試験改良体の品質確認は、固化反応が進んでから実施しなくてはならないため、試験施工から品質確認までに数か月を要することも珍しくない。

上述のように、高圧噴射攪拌工法は構造物に密着させて改良体を造成できる特徴があるが、これは高圧噴流が鋼材やコンクリートで構築されている地中構造物を損傷しないことに寄る。例えば氾濫原に由来する地盤などでは大径の玉石が分布している場合があるが、これらを高圧噴流で破碎することはできないため、改良体のロッド付近に玉石が存在した場合、ロッドから見て玉石の背後となる範囲は未改良のまま残ることになる。また、推進工事の立坑の底盤安定性の確保のために、立坑底部に高圧噴射攪拌工法で改良地盤を造成することがある。山留材として一般的なハット型鋼矢板の形状に対し、改良ロッドを立て込むガイドホルの位置によっては鋼矢板直近に未改良範囲が発生する。これが原因で立坑掘削中に異常出水が生ずるといった事故も過去に発生しており、施工計画を立てる上で注意が必要である。

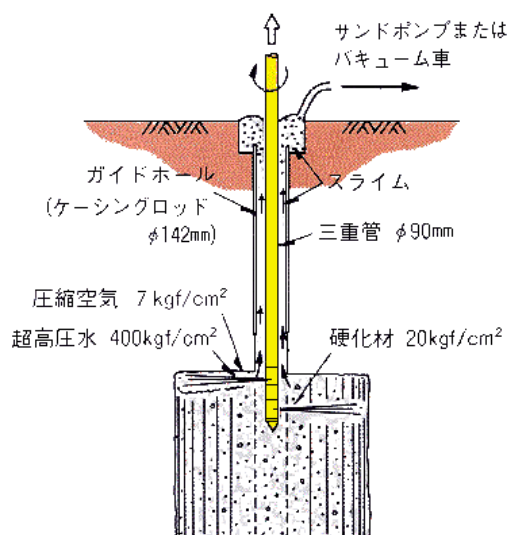


図 1.2.1.9 高圧噴射攪拌工法の構成例（3重管方式、2方向噴射）



図 1.2.1.10 高圧噴射攪拌工法の施工機械



図 1.2.1.11 高圧噴射攪拌工法の施工状況例



図 1.2.1.12 高圧噴射攪拌工法で造成した改良体（ $\phi 5\text{m}$ 級）の例



図 1.2.1.13 機械攪拌・高圧噴射併用工法

3) 薬液注入工法

薬液注入工法は、地盤の間隙に固結力を有する薬液を圧力注入し、間隙水と薬液を置換させて地盤を固化させる工法である。我が国では、ダムやトンネル工事での断層湧水処理にセメントを注入したのが最初だが、その後、開削工事などにおける山留め壁の止水補助技術や砂地盤の液状化対策などにも用いられるようになった。薬液には、セメント粉末の懸濁液を用いるもの、アルミン酸ソーダを利用した溶液型水ガラス系のものがある。水ガラス系の薬液では固結時間を人為的に調節することが可能で、地盤内に注入された直後（数秒）に固化する瞬結型や、注入後、数時間かけて緩やかに固化する緩結型がある。

薬液注入の工事に用いられる施工機械は前節で述べた高圧噴射攪拌工法に用いるものより更に小型で、より狭隘な条件での施工が可能である。自在ボーリングマシンを用いて、構造物の側方から注入孔を削孔し、構造物の直下地盤に薬液を注入するといった工法も実用化されている（図 1.2.1.14）。

薬液注入工法の効果は地盤の透水性に大きく影響を受け、一般に透水係数 k が $1.0E-05\text{m/sec}$ より小さくなると効果が殆ど得られない（薬液を浸透させられない）と言われている。このため、薬液注入工法の対象は、透水性の良い緩い砂や礫地盤に限定される。また、改良範囲の形状は透水性の不均質性に影響を受け、薬液注入範囲が計画と一致していることの確認が難しい。工事中の止水防護といった目的であれば、十分な止水効果が得られるまで追加注入を行えばよいが、安定対策のために一定の範囲を固結させる場合、注入範囲の管

理に相応の注意が必要となる。特に不飽和地盤では、薬液の重力流下などの影響も受けるため、注入範囲の制御が極めて難しくなる。

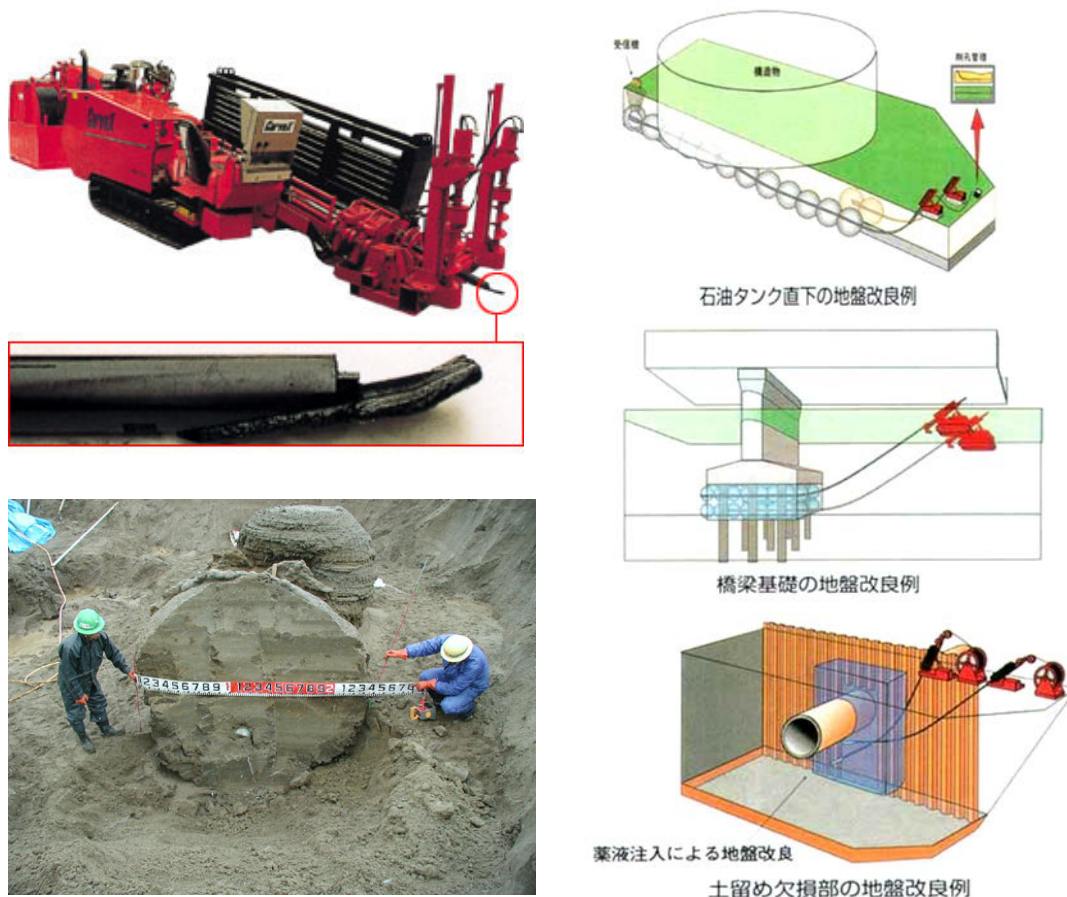


図 1.2.1.14 自在ボーリングを活用した薬液注入工法

4) 固化改良工法のとまとめ

軟弱地盤対策に対するニーズが高い我が国で、独自の発展を遂げてきた固化改良工法は、大深度から狭隘部まで対応可能な様々な技術が実用化されており、その技術水準は世界随一といっても良い。ただし、これらの多くは工事目的物として固化改良体を造成することを前提として開発が進めてこられたもので、大がかりな施工設備を必要とする上、改良体の造成に一定の時間を要する。特にセメント系固化材を用いる工法では、所要の改良強度を得るために改良体の造成から 28 日を考慮するのが一般的である。また、固化材コストや排泥処理費用も必要なため、一定量の施工数量を確保できない場合、経済性が低下する点にも注意しなくてはならない。また工事用の仮設基盤として改良体を造成することもあるが、硬化した改良体を容易に撤去できるのはごく浅層に限られる上、改良体の破碎や破碎した改良体の産廃処理が必要となる。これらが経済性や工期に及ぼす影響が課題となることもある。

(3) その他

1) 凍結工法

凍結工法は一定間隔で地盤中に埋設した多数の凍結管内に $-20\sim-40^{\circ}\text{C}$ まで冷却した不凍液（ブライン）を循環させ、間隙水を凍結させる工法である。これによって生成した氷が土粒子同士を固着させ、土粒子骨格を補強すると同時に凍結した氷の強度によって、軟弱地盤を安定化させる。また、ブラインの循環を停止させた後、氷が徐々に融解して元の状態に戻るというユニークな特徴を持つ²⁵⁾。

凍結工法は東京湾アクアラインにおける立坑とシールドの接続部の止水防護に用いられるなど、大深度・高水圧条件での止水技術として活用されてきた²⁶⁾。一定量の固化材を地盤内に噴射・注入する工程で完結する高圧噴射攪拌工法や薬液注入工法と比べ、冷媒である不凍液（ブライン）の循環・冷却という維持管理のための工程が必要なことから、凍結工法のコストはこれらの工法と比べて高くなる傾向がある。言い換えれば永久的に地盤を凍結させるといった目的で使用するのではなく、あくまで工事期間中の仮設的な止水構造として用いられる。ただし、前述した固化改良と比較して、地下水制御の確実性に優れるため、大深度・高水圧といった条件や、厳密な地下水位制御が必要な工事に適用されている。その象徴的な例が、福島第一原子力発電所に設置された凍土遮水壁である²⁷⁾。この遮水壁は放射性物質を含む地下水の海域流入を完全に防止する目的で設置された。

この様に凍結工法は、地下工事における地下水制御が主たる活用先であったが、大深度地下の開発が活発化する中で、凍土そのものの強度や凍土と構造部材の付着に期待した仮設構造も検討されるようになった。これに伴い、凍土に期待される強度を対象土質ごとに整理する検討も進められている²⁸⁾。ただし、地盤の凍結には時間を要すること、固化改良と比べてコストが高いことから、工期や経済性の面で適用可能な用途は限られている。また一旦凍結させた地盤を解凍する際、特に細粒土では解凍沈下が問題となることがある。凍結工法の更なる普及のためには、この凍結膨張と解凍収縮のメカニズムの検証、ならびに解凍沈下への対策を整理することが重要である。



図 1.2.1.15 凍結工法で造成した凍土の様子

2) 荷重軽減工法

これまでは軟弱地盤の性状そのものを物理的、化学的に改善する対策方法について述べてきたが、荷重軽減工法はこれらとは異なり、軟弱地盤に作用する荷重そのものを小さくすることで、沈下の軽減や安定性の向上を図る技術である。軽量盛土材としては、気泡混合土、発泡ビーズ混合土などが開発されているが、代表的なものとして EPS (Expanded-Poly-Styrol) 工法がある。これは直方体の EPS ブロックを並べることで道路の路体盛土を構築する技術で、1972 年にノルウェーで初めて施工された。EPS は非常に軽量であり、ある程度大きな体積の EPS でも人力で動かすことが出来る。設置に大型の重機を必要としないため、作業用地に制約を受けるような場所でも施工が可能である。

EPS 工法に関して、我が国では 1985 年に札幌市が公園の橋梁の取付道路の沈下軽減に使用したのが最初と言われている²⁹⁾。その後、EPS の化学的安定性や力学性能について検討が進み、路体盛土などに広く用いられている。例えば、軟弱地盤上に造成された道路盛土を、道路を供用しながら拡幅するような工事では、基礎地盤の沈下や側方流動の影響による本線盛土の変状を防ぐ必要があり、拡幅盛土に EPS を適用することがある。また、既設護岸越しに橋梁を新設する場合、護岸に近接して橋梁への取り付け道路を設けなくてはならないが、新たな荷重が作用することによって既設護岸の安定性を確保できなくなることがあるため、EPS を使用することもある。最近では、工場で製造された EPS ブロックではなく、硬質発泡ウレタンを現場で打設する工法も実用化されている。硬質発泡ウレタンの原材料の体積は盛土の約 1/30 であるため、盛土材運搬作業を大幅に省略でき、4t トラックに積載可能なプラントからホースで原材料を盛土箇所に輸送するだけで、路体を構築出来る。この工法は急傾斜地に存在する道路の拡幅事業などで活用が進められている³⁰⁾。

これらの工法は EPS や硬質発泡ウレタンは路体盛土に用いることを前提として開発されたもので、許容圧縮応力は 100kN/m^2 を下回る。このため、接地圧が 100kN/m^2 を上回る大型重機の安定対策には不適である。また、密度が水の 1/10 以下であり、地下水の作用が考えられるような場所に使用する際は、浮力への配慮が必要となる。

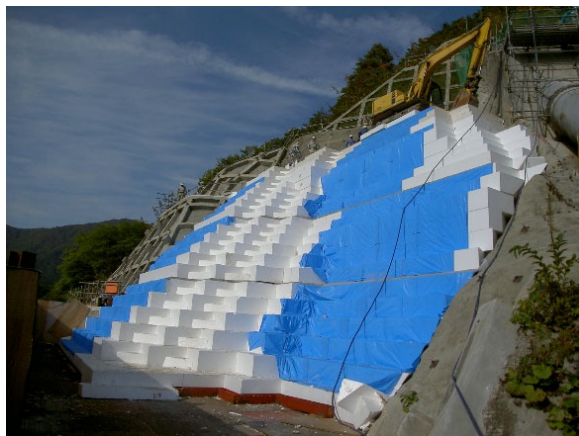


図 1.2.1.16 EPS 軽量盛土の例

1.2.2 ジオシンセティクスを用いた安定対策

無処理の軟弱地盤表層に良質土による盛土を造成しようとしても、撒き出した良質土の重さによって軟弱地盤が破壊し、良質土が軟弱地盤中に貫入して喪失してしまう。こういったことを防ぐため、古くから軟弱地盤上に粗朶や丸太、竹杵を敷設してから盛土を行うといった工夫が行われてきた。これらは、自然由来の材料を用いた軟弱地盤の補強工法に位置付けられる。例えば圃場などの畦道に筵が敷設されていることがあるが、これも筵の引張強度を利用した地盤補強である。工事の都合上、軟弱地盤上で重機を移動させる必要があり、前節で述べたような地盤改良を行う費用も時間も無かったため、地山表層から採取した根茎混じりの表土を敷き均し、その上を自走させて重機を移動させたという話を聞いたことがあるが、これも表土に混入していた草木の根茎や枝の引張強度や剛性によって地盤を補強した例と言える。現在は、人工の面的補強材を軟弱地盤の表面に敷設して補強することが一般的に行われるようになったが、その代表例として、(1) シート工法、(2) マットレス工法について述べる。

(1) シート工法

1960年代の我が国の高度経済成長期において、大規模臨海工業用地の開発が活発化した。同時に工事対象面積も数万～数十万 m^2 と大規模化し、広大な面積の軟弱地盤を効率的かつ経済的に処理できる新たな工法が必要となった。これに対応する技術として、化学繊維を素材とした不織布や織布、化学樹脂製のネットやグリッドといった面状補強材を地上に敷設して軟弱地盤を補強する工法が開発された。化学繊維製の織布を用いて軟弱地盤を補強する工法は1966年に世界に先駆けて我が国で開発された工法で、1970年代に入って世界各国に普及していった³¹⁾。

面状補強材はフレキシブルな素材で製作されるが、これらが埋設されて、地盤材料に拘束されると、土との摩擦によって軟弱地盤の表層を引張補強する効果を発揮する。また、軟弱地盤上に良質土で盛土を行う際、両者が混合して良質土が軟弱化しないように、それぞれを分離する機能が求められることもある。表 1.2.2.1 に面状補強材の特徴をまとめる³²⁾。これらの材料は土中で腐食・変質しないと同時に、覆土施工に起因する過剰間隙水圧の消散を妨げない透水性も求められる。なお、表 1.2.2.1 は一般的な面状補強材の特徴を示したもので、引張強さが $1,000\text{kN/m}$ 以上の高い強度を持つ補強材も実用化されている。ジオテキスタイルは縦方向や横方向に概ね等しい引張強さを発揮できるのに対して、ジオグリッドは1方向への引張剛性や強さを持つように製造される点が異なる。また、ジオグリッドの開口が比較的大きく設定されているのは、地盤材料とのかみ合わせを考慮しているためである。良質な覆土に軟弱地盤が貫入するリスクへの配慮が必要な場合、ジオグリッドと不織布を重ねて使用することもある。

表 1.2.2.1 一般的な面状補強材の特徴

	ジオテキスタイル		ジオグリッド
	織布	不織布	
構造	織機を用いてたて糸と横糸を直角に組み合わせた織物	長繊維もしくは短繊維をランダムに積層して一体化	引張部材を交点で一体化させた規則的な格子構造
素材	ポリエステル、ポリプロピレン、ビニロン	天然材料、ポリエステル、ポリプロピレン、ナイロン、アクリル	高密度ポリエチレン、アラミド繊維、ポリエステル
厚さ	0.5～3.0mm	1.0～20.0mm	—
引張強さ	30～100kN/m	5～20kN/m	40～200kN/m
伸度	10～20%	40～50%	約 5%
その他	材料分離機能に優れている。透水性が高く、目詰まりなどが生じにくい。厚さが薄く、摩耗や紫外線による劣化が生じやすい。	材料分離機能に優れている。厚さが厚く、摩耗や紫外線に対する耐久性が高い。排水材やクッション材として活用する場合もある。繰返荷重によって、不織布構造が崩れやすい。	土質材料とのかみ合わせのために、正方形もしくは長方形型の開口を持つ。開口の大きさ（目合い）は 30×30～20×160 など、メーカー毎で異なる。材料分離機能は無い。



図 1.2.2.1 織布のジオテキスタイルの例



図 1.2.2.2 不織布のジオテキスタイルの例

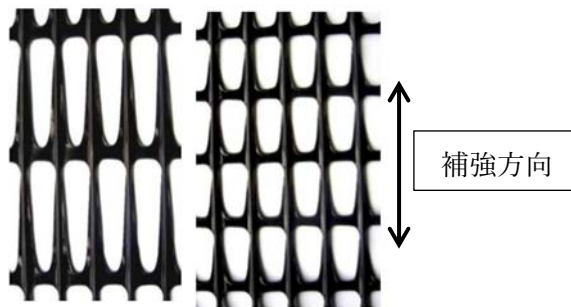


図 1.2.2.3 ジョグリッドの例（前田工織(株)アデム）

シート工法は軟弱地盤の覆土工事における覆土の消失や重機のトラフィカビリティ確保のために適用が始まり、臨海地区の開発に対し一定の成果を上げた³³⁾。その補強効果の評価に関しては、土木研究センター³⁴⁾や山内ら³⁵⁾はじめとして多くの検討がなされている。これらについては3.2節や4.2節で詳述するが、シート材の力学的補強効果の評価に関しては、未だに確立された方法はない。覆土造成の過程において表層の軟弱地盤はせん断破壊と圧密による強度回復を繰り返し受けると考えられるが、これらの影響を考慮した上で軟弱地盤の状態量を設計段階で決めることが極めて困難なこと、覆土形状や重機作業範囲が時々刻々と変化するため、載荷範囲とシートの敷設範囲の相対的な位置関係といった条件を単純化できないことが、評価方法の確立を難しくしているように思われる。このため、シート工法における安定管理は、施工中の動態観測結果をもとに、過大な不同沈下を生じさせないように慎重に施工するしか方法がない。結果として、過大な不同沈下に伴う局所荷重の作用によってシートが破断し、覆土材が軟弱地盤に飲み込まれるといった事故も発生している。

これに対し、軟弱地盤上に格子状の竹柵を事前に敷設し、その上にシートを展開する竹柵シート工法も広く実施されている^{36,37)}。図1.2.2.5はその施工状況の一例で、2010年代に施工されたものである。この工法は、竹柵の剛性によって不同沈下を防止し、局所荷重によるシート破断のリスクを低減することを意図している。ただし、竹柵の補強効果の評価に関しては、竹柵の曲げ剛性を仮定した上で山内らの検討結果を参考に計算した例³⁷⁾があるのみで、シート工法同様に未だにその方法は確立されていない。



図 1.2.2.4 シート工法の施工状況例 (文献³³⁾から抜粋)



図 1.2.2.5 竹柵の敷設状況例

(2) マットレス工法

マットレスとは、ジオグリッドを用いて立体的に組み立てた枠の内部に碎石を中詰めして形成する盤状の補強材を指す。これを軟弱地盤上に設置し、盛土や構造物の支持力対策、路床や路盤の強化を図る工法をマットレス工法という³⁸⁾。マットレス内の中詰め碎石の変形がジオグリッドによって拘束されるため、剛性の高い補強構造を構築できる。マットレスの上部に構築される構造物にはある程度の沈下が生ずることを許容する必要があるが、深層混合処理などと比べて改良範囲を小さくでき、特殊な施工機械も必要としないことから工期も短く経済性も極めて高いため、今後の普及が期待されている³⁹⁾。

ジオグリッド研究会によって1990年に提案されたマットレス工法の安定性評価方法では、図1.2.2.6に即して3つの効果を考慮することになっている⁴⁰⁾。

中詰め材のせん断抵抗 S

$$S = (\gamma_1 \cdot D_f \cdot H + 1/3 \cdot \gamma_2 \cdot H^2) \cdot K_p \cdot \tan \phi_2 \quad \text{式 (1.1)}$$

底部ジオグリッドの引上効果 T_D

$$T = 2 T_D \cdot \sin \theta \quad \text{式 (1.2)}$$

マットレス構造の荷重分散効果

$$p = (q \cdot B - S - T) / (B + 2 H \cdot \tan \psi) + \gamma_2 \cdot H \quad \text{式 (1.3)}$$

B : 載荷幅(m)、 H : マットレス厚(m)、 D_f : マットレスの根入れ深さ(m)

q : 載荷荷重(kN/m²)、 ψ : 荷重分散角(°)、 T_D : 補強材の設計引張強さ(kN/m)

p : マットレス底面の分散荷重(kN/m²)

θ : ジオグリッドの許容伸びに対する変位角 (=25°)

γ_1 、 γ_2 : 埋戻土、中詰め材の単位体積重量(kN/m³)

ϕ_2 : 中詰め材のせん断抵抗角(°)、 K_p : (=tan²(45 + $\phi_2/2$))

マットレス工法の設計では、式(1.3)で求められる p が軟弱地盤の許容支持力 q_a を下回るように、 H や D_f を決めることとなっている。

一方、マットレス工法に関する実大載荷実験⁴¹⁾では、 T や p の実測値は上式による評価値を大きく下回ることが報告されており、図1.2.2.6とは異なる支持メカニズムを考慮する必要があると結論付けている。マットレスの形状維持のためには、ジオグリッドに作用する引張応力を T_D よりも小さくする必要があるが、式(1.2)のように、補強材に T_D 相当の引張力が作用している状況下では、マットレスに大きな変形が生じて図1.2.2.6のような幾何条件が成立しない可能性がある。また、マットレス工法の展開用途の一つとして期待されているL形擁壁や逆T擁壁の支持地盤の改良では、 q の分布が一様でなくなるため、支持メカニズムが更に複雑になる。このように、マットレス工法の設計法については、更なる検討が必要な状況であり、その適用においては高度な技術的判断が求められる。

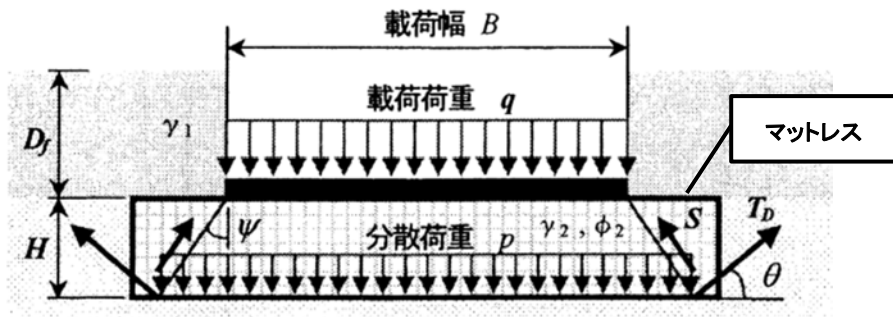


図 1.2.2.6 マットレス工法の安定性の考え方³⁹⁾

1.2.3 既存技術の課題

前述したように、我が国では社会資本整備において軟弱地盤対策が必要となることが多く、多様な地盤条件、施工条件、要求性能に応えるために様々な技術が開発されてきた。

1.2.1 節で紹介した技術の多くは我が国独自で発展してきたもので、北詰¹⁵⁾が指摘するように世界的にも随一の技術水準にある。ただし、これらは工事目的物として地盤を安定化することを前提として設計・施工法の開発が進められてきた。このため、工事における一時的な安定対策に適用するには、過剰な仕様となる傾向があり、時間的、経済的な制約に対応できない場合がある。一方、1.2.2 節で述べたジオシンセティクスを用いた安定対策は、適用当初から工事用の一時的な安定確保を主眼において実用化が進められた技術で、工場で作られた補強材を用いるために現場施工に要する時間が短く、特殊な施工機械も必要としない特長がある。一方で、補強材と地盤の相互作用や施工中に刻々と変化する荷重条件や境界条件を考慮するための設計的な考え方が十分に整理されないまま今日に至っており、対策効果を定量的に示すことが難しい。結果として不十分な対策効果しか得られずに工事中に深刻な事故に至ったこともある。

この様に、工事用仮設として成立可能な経済性を保ちつつ、短時間で一定の安定性を確保可能な対策に一定のニーズがあると考えられる。図 1.1.1 に示した格子状補強シート工法は、このニーズに応えるために開発・実用化した技術である。

図 1.2.3.1 に格子状補強シート工法の施工の流れを示す。軟弱地盤表層の基面成型後、シート材を敷設し、その上にジャケットと呼ばれる筒状織物を格子状に配置・展開する。ジャケット内部には流動化剤と材料不分離性剤を添加したモルタルを注入する。モルタルが固化することで曲げ剛性を有する地盤補強材「ジオジャケット」が形成され、これによって格子状の補強枠が形成される。竹枠工法では竹材を人力で運搬し、それらを現場で結束する作業が必要だが、本工法ではそれより少ない労力で補強枠を形成できる上、竹材の力学性能の不確定性の排除にも有効である。モルタル硬化後、補強枠の上に鉄板を敷設して仮設走路を設けることも可能だが、重機施工基盤の造成では、その上部に 0.3~0.4m の厚さで覆土を行う。図 1.2.3.1 の②~⑥の工程を 1 日で完了させる場合、最大施工量は 400m²/日である。更には⑧までの完了に開始から約 2 週間しか要しないため、工期の見通しも立てやすい。

借地によって事業用地を確保するケースでは、工事完了後に用地の復旧が必要だが、本工法ではシート上部の覆土の除去後、シートとジャケットを撤去・処分すればよく、復旧作業も容易である。また、軟弱地盤と覆土がシート材で分離されているため、覆土材が借地範囲に残存することも無い。撤去した覆土材は盛土材として再利用可能であり、産廃処理が必要なのはシート材とジオジャケットに限られる。例えば、安定対策として表層固化工法を適用し、固化改良体を全量産廃処分する場合と比べて、廃棄物量も圧倒的に少なくなる。

以上のように格子状補強シート工法は、工事用の仮設的な地盤安定対策として既存技術にはない特長を持つ。本論文では、この格子状補強シート工法の地盤補強効果について検討するものである。

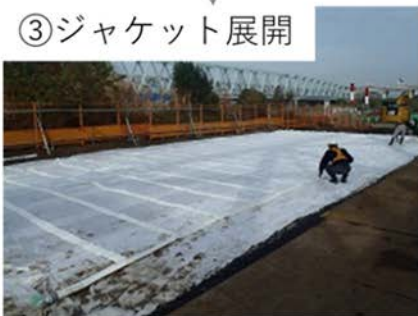
① 基面整形



② シート材敷設



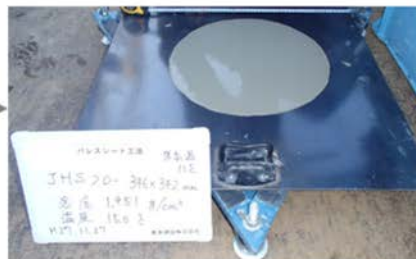
③ ジャケット展開



④ 注入モルタル調整



⑤ 注入モルタル性能確認



⑥ モルタル注入



⑦ 覆土施工



⑧ 鉄板敷設・重機進入



図 1.2.3.1 格子状補強シート工法の施工方法

1.3 本論文の構成

本論文では、格子状補強シート工法の有効性を明らかにするために行った実験や解析の結果をもとに、その補強メカニズムを検討する。その結果を踏まえ、格子状補強シート工法の補強効果を評価する方法を提案する。本論文の概要を表 1.3.1 に示す。

1 章「序論」では 1.2 節に述べたように、本研究の背景として軟弱地盤の安定対策に関する既存技術を概観するとともに、格子状補強シート工法の特徴と用途を示した。

2 章「筒状織物を用いた地盤補強材（ジオジャケット）の曲げ挙動に関する検討」では、格子状補強シート工法を構成する新しい地盤補強材「ジオジャケット」の曲げ挙動について実験、解析的に検討する。まず、試験用供試体の曲げ試験結果を整理し、ジオジャケットの曲げ挙動のメカニズムについて検討する。この結果と実際に工事用の仮設基盤の補強に用いられたジオジャケットの曲げ挙動を比較し、現場で施工されたジオジャケットに期待可能な補強性能を整理する。その上でジオジャケットを活用した地盤補強工法について検討し、格子状補強シートの開発に至る過程について述べる。

3 章「覆土の地盤反力係数を指標とした補強効果に関する実験および解析的検討」では、格子状補強シート工法で補強した覆土上で実施した道路平板載荷試験結果を整理し、路床や路盤の性能指標である地盤反力係数 K_{30} に対する補強効果を検証する。2 次元弾性 FEM 解析による実験結果の再現解析を通じて格子状補強シート工法の補強効果を定量化し、基礎地盤の N 値や格子枠の大きさ、覆土厚さに応じて覆土上面の K_{30} を概略予測可能なノモグラムを示す。また、これまでの施工実績をもとにノモグラムの信頼性についても検討する。

4 章「覆土の沈下抑制効果に関する実験および解析的検討」では、3 章で対象としたものより大きな応力レベルにおける格子状補強シート工法の補強メカニズムについて、実大載荷実験と 2 次元弾塑性 FEM 解析によって検討する。ここでジオジャケットの有無やジオジャケットの設置間隔をパラメータとした検討を行い、これらが覆土の荷重支持性能に及ぼす影響を明らかにする。また、格子状補強シート工法を実現場に適用する上で、本章に述べた検討内容をもとに補強効果を検討した結果も示す。

5 章「重機施工基盤の沈下抑制効果に関する解析的検討」では、格子状補強シート工法をクローラクレーンの安定対策として適用した事例を通じて、その補強効果を検討する。敷設面積に制約を受ける条件だったことから、3 次元弾塑性 FDM による現場測定結果の再現解析を通じて、測定結果を再現しうる解析条件を同定する。その次に、同定した解析条件を用いて基礎地盤の N 値や格子寸法、クローラクレーンの大きさをパラメータとした予測解析を行い、沈下対策として格子状補強シート工法が有効に機能する条件を整理する。

2～5 章は、格子状補強シート工法の開発着手から 10 年以上の期間、その時々での最新の知見をもとに検討した結果について述べている。そこで 6 章「格子状補強シート工法の地盤補強効果の評価方法」では、2～5 章の検討内容を総括し、今後、格子状補強シート工法を適用する上で、その補強効果を合理的に評価するための方法を提案する。

7 章「結論」では、本論文の結論と残された課題について述べる。

参考文献

- 1) (公社)土木学会 建設技術研究委員会 建設技術体系化小委員会：液状化対策工法の分類と工法概要（原理別分類表と地盤改良工法の選定表）、2012.
- 2) (社)土質工学会：補強土工法、土質基礎工学ライブラリー29、p.3、1986.
- 3) 深澤栄造、山田清臣、栗原宏武：プレローディング工法で改良した高有機質土地盤の長期沈下挙動、土木学会論文集、No.493、III-27、pp.59-68、1994.
- 4) 清田三四郎、坂本成良、山田由弘、宮嶋澄夫、井野寿人：泥炭性軟弱地盤における試験盛土の施工事例とその評価、地盤工学会 北海道支部 技術報告集、No.50、pp.19-26、2010.
- 5) 川鍋修、三成昌也：国産バイオマスを使用した環境配慮型プラスチックボードドレーン、土木学会第 66 回年次学術講演会、III-046、pp.91-92、2011.
- 6) 畠山貴嗣、村澤達也、山口留彦、久場健：大規模造成工事における真空圧密工法の施工実績、土木学会第 74 回年次学術講演会、VI-660、2019.
- 7) 三浦政美、木戸義和、直塚一博：ドレーン材埋設地山を泥水式シールドで掘進、トンネル工学研究論文・報告集、第 7 巻、pp.453-458、1997.
- 8) (株)不動テトラ、静的締固め砂杭工法 SAVE コンポーザー、2021.
- 9) 寺師昌明、北誥昌樹：低置換率 SCP 工法により改良された粘性土地盤の支持力、港湾技術研究所報告、Vol.29、No.2、pp.119-148、1990.
- 10) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、pp.817-824、2018.
- 11) 浅岡顕、松尾稔、野津光夫：SD、SCP における地盤改良原理の考察と応用、土と基礎、Vol.42、No.2、pp.7-12、1994.
- 12) 野津光夫、鈴木亮彦：サンドコンパクションパイル打設に伴う砂杭周辺粘土地盤の圧密効果とその利用事例、粘土地盤における最新の研究と実際に関するシンポジウム、pp.327-332、2002.
- 13) 竹内秀克、新川直利、鈴木亮彦、大林淳：静的締固め砂杭工法における基礎設計の事例紹介、基礎工、pp.91-94、2012.
- 14) 岡本道孝、品田康二、嵩直人、久保達也、岩上進也、橋本麻未、浅沼真仁：開削工事における掘削土再利用を目的としたサンドコンパクションパイルの適用事例、土木建設技術発表会概要集、pp.185-190、2014.
- 15) 北誥昌樹：地盤改良工法の最近の技術と今後の展望、地盤工学会誌、Vol.60、No.6、pp.1-3、2012.
- 16) 川崎順風、手林慎一、岡本道孝、佐藤周之：泥炭由来の液-液分配法による化学物質がセメントの強度発現に及ぼす影響、平成 28 年度農業農村工学会大会講演要旨集、7-14、pp.739-740、2015.
- 17) (一社)セメント協会：セメント系固化材の拡がる用途と役割、p.2、2018.
- 18) パワーブレンダー工法協会：パワーブレンダー工法 スラリー噴射方式/粉体噴射方式 技術資料、2021.

- 19) 赤木寛一：高圧噴射攪拌工法の技術動向、基礎工、Vol.50、No.3、pp.2-7、2022.
- 20) 吉田宏：高圧噴射攪拌工法の技術的課題と展望、基礎工、Vol.37、No.5、pp8-13、2009.
- 21) SUPERJET 研究会：SUPERJET 技術資料、2022.
- 22) JETCRETE 研究会：JETCRETE 技術資料、2022.
- 23) 島村淳、田中伸明、渡辺陽介、阿部宏幸：矩形高圧噴射攪拌工法の開発、第 51 回地盤工学研究発表会、pp.1189-1190、2016.
- 24) (一財)日本建築センター：2018 年版建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針 -セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法-、2018.
- 25) 吉田輝、川野健一、小原隆志：地盤凍結工法の適用性評価のための高度な予測技術、地盤工学会誌、Vol.60、No.6、pp.30-31、2012.
- 26) 伊藤譲、吉田聡志：我が国における地盤改良技術の変遷-5.人工地盤凍結工法とその展開、材料、Vol.65、No.12、pp.883-889、2016.
- 27) 浅村忠文、阿部功、山本正嗣、江崎太一、木田博光、深田敦宏、吉田輝：凍土方式遮水壁大規模実証事業、土木建設技術発表会概要集、pp.206-211、2016.
- 28) 辻良祐、吉田輝、照井秀幸、田口翔太、相馬啓、長田友里恵：凍結工法のための凍土試験体系とデータベースの構築、鹿島技術研究所年報、第 67 号、pp.35-42、2019.
- 29) 三木五三郎、塚本英樹、佐藤嘉広、大石美代子：2001 年 EPS 施工量の概要報告、第 37 回地盤工学研究発表会、pp.23-24、2002.
- 30) 中村和弘、清水敦夫：フォームライト W (R-PUR 工法) -現場発泡ウレタン軽量盛土工法-、建設の施工企画、No.698、pp.67-71、2008.
- 31) 西林清茂：わかりやすい土木技術 シートによる軟弱地盤表層処理工法、鹿島出版会、1984.
- 32) 国際ジオシンセティクス学会日本支部：ジオシンセティクス入門、理工図書、2001.
- 33) 西林清茂：軟弱地盤表層処理工法-シート工法を主体として-、基礎工、Vol.9、No.2、pp.38-47、1981.
- 34) 土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた軟弱路床上舗装の設計・施工マニュアル -路床/路盤分離材としての利用、pp.2-16、1992.
- 35) 例えば、山内豊聡、後藤恵之輔：敷網工の実用支持力公式の一提案、九大工学集報、Vol.52、No.3、pp.201-207、1979.
- 36) 佐々木俊佑、児玉泰男：東京港埋立地の竹組シート工法による施工例、基礎工、Vol.9、No.2、pp.70-75
- 37) 高橋真一、落合東興、西林清茂：超軟弱地盤埋立地におけるシート・竹枠工法の施工例、基礎工、Vol.16、No.12、pp.87-91、1988.
- 38) 実用軟弱地盤対策技術総覧編集委員会：土木・建築技術者のための実用軟弱地盤対策技術総覧、産業技術サービスセンター、pp.1278-1281、1993.
- 39) (社)土質工学会；補強土工法、土質基礎工学ライブラリー29、pp.341-352、1986.

- 40) 落合英俊、林重徳、塚本良道、朱宰祐：ジオグリッドマットレス基礎の荷重分散効果とその評価、第8回ジオテキスタイルシンポジウム、pp.18-28、1993.
- 41) 弘中淳市、平井貴雄、谷津淳：載荷実験によるマットレス工法の補強メカニズムの解明、ジオシンセティクス論文集、第20巻、pp.211-216、2005.

2. 筒状織物を用いた地盤補強材（ジオジャケット）の曲げ挙動に関する検討

2.1 本章の概要

地盤材料の弱点を補う補強土工法では、様々な補強材が用いられてきた。最も一般的な補強材であるジオグリッドやジオテキスタイルは、引張剛性や強度の付与といった力学性能の向上、遮水もしくは排水性向上といった水理性能の改善、良質土と軟弱層の分離やろ過といった目的のために土構造物内に面状に配置される。

一方でジオテキスタイルに用いられる織物に関しては、面状のもの以外にも袋状や球状、筒状などの形態が考えられる。更には、これらを組み合わせて十字や格子といった形状に発展させることも可能である。

ジオグリッドやジオテキスタイルは、樹脂や繊維の引張強度によって土構造物を補強している。この考えの延長として筆者らはジャケットと呼ばれる筒状織物¹⁾の内部にモルタルを充填・固化して補強部材を形成することを着想した。外縁の筒状織物が引張部材として、内部に充填されたモルタルが圧縮部材として機能すると考えられ、梁部材のように曲げ耐力を期待可能な地盤補強材として活用できる可能性がある²⁾。

本章では、このジャケットとモルタルで形成される地盤補強材（ジオジャケット）の用途を考案するにあたり、曲げ試験や数値解析を通じてその曲げ挙動について検討する。また、試験用に作製したジオジャケットと現場で施工したジオジャケットの曲げ挙動を比較し、現場で施工されたジオジャケットに期待可能な補強性能を整理する。最後にジオジャケットを用いた地盤補強工法である格子状補強シート工法の開発に至る経緯をまとめる。

2.2 ジオジャケットの曲げ挙動

2.2.1 目的

上述のように、ジオジャケットは一定以上の長さのジャケットにモルタルを注入して形成する地盤補強材である。モルタルには流動化剤や増粘剤を添加し、流動性と材料不分離性を付与するが、ジャケットは排水性を有するため、注入口から離れるに従ってモルタルの単位水量が変化し、モルタルの力学性能が変化する可能性がある。他にも材齢や供試体長さがジオジャケットの曲げ挙動に影響を及ぼすと考えられる。これらの影響を把握することを目的として、試験用にジオジャケットを作製し、曲げ試験によってその挙動を調べた。

2.2.2 曲げ試験

(1) 供試体作製

ジオジャケット作製状況の模式図と写真をそれぞれ図 2.2.2.1、2 に示す。50m 地点で折り返すように延長 100m、直径 0.1m のジャケットをコンクリート舗装された平坦な地表面に敷設し、スクイーズポンプを用いて 30~50L/min の注入速度でモルタルをジャケット内に注入・充填してジオジャケットを作製した。表 2.2.2.1 に当試験で使用したモルタルの配合

を示す。前述したようにジャケット内を長距離圧送するのに必要な流動性と圧送中の材料分離抵抗性の付与を目的として、ベースモルタルに流動化剤と増粘剤を現場で添加して注入モルタルを製造した（図 2.2.2.3）。モルタルの材齢と圧縮強度の関係を図 2.2.2.4 に示す。注入モルタルには早強セメントを用いているため、材齢 3 日で $20\text{N}/\text{mm}^2$ を上回る圧縮強度が得られるが、材齢 91 日以降の強度増加は僅かである。また、引張強度は圧縮強度の 1/10 以下である。

モルタル注入中は注入用ホースとジャケットの接続部に設置した圧力計で注入圧を測定し、注入圧が 0.3MPa に達した時点でモルタルの注入を終了した。モルタル注入後、水で濡らしたウェスでジオジャケットを被覆し、ここに定期的に散水して乾燥防止を図った。注入から 3 日後に可搬型研磨機（サンダー）を用いてジオジャケットを切断し、曲げ試験用の供試体を採取した。各所で採取した供試体は、それぞれ水分を含ませたウェスで包んで屋内に保管し、所定の材齢が経過した時点で曲げ試験に供した。

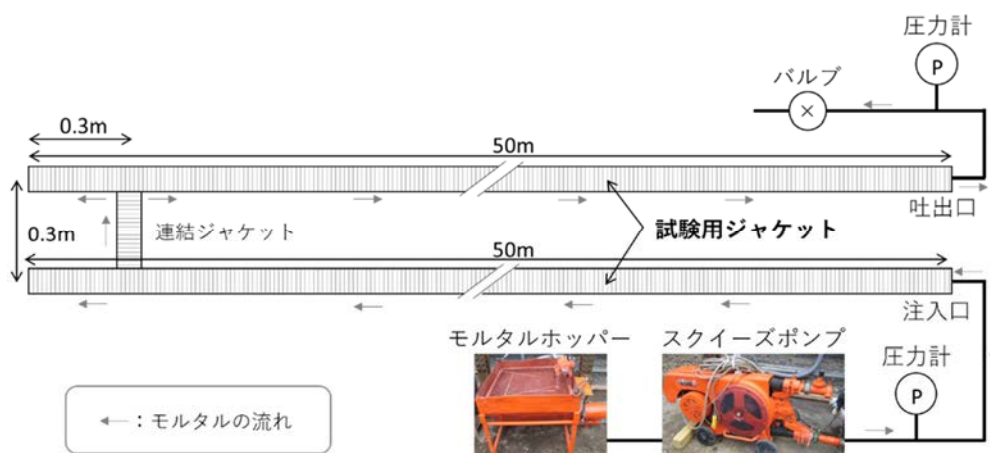


図 2.2.2.1 供試体作製の模式図

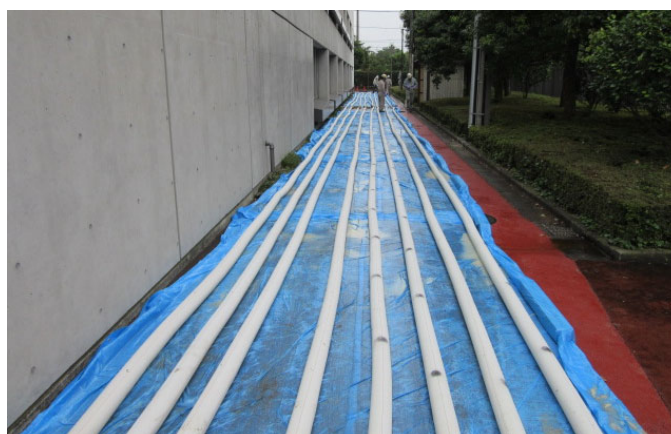


図 2.2.2.2 注入状況

表 2.2.2.1 モルタル配合

セメント量 C (kg/m ³)	833.0
単位水量 W (kg/m ³)	470.0
水セメント比 W/C (%)	60.0
細骨材量 S (kg/m ³)	578.0
流動化剤 (L/m ³)	30.0
増粘剤 (kg/m ³)	2.5
空気量 (%)	1.0

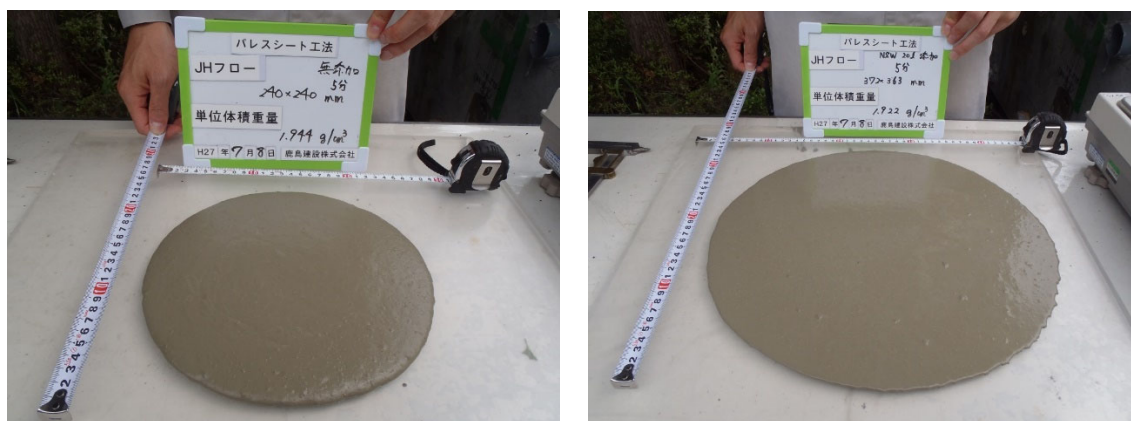


図 2.2.2.3 モルタルの流動性 (左：流動化剤添加前、右：添加後)

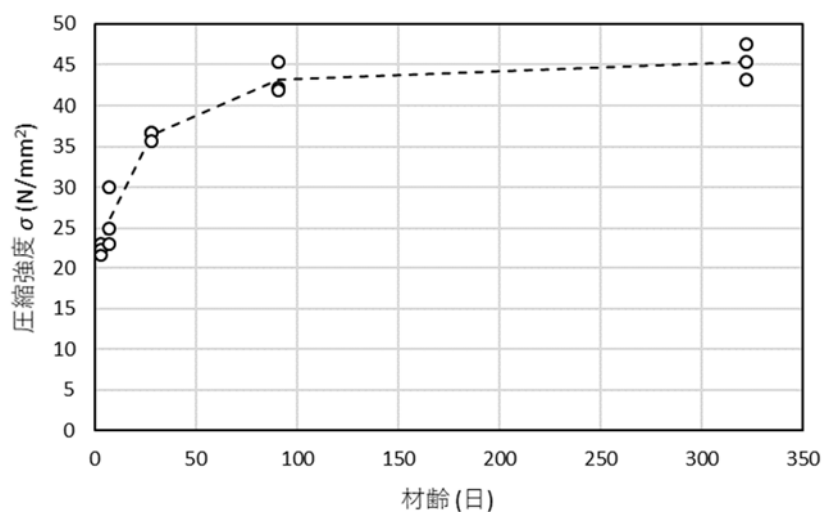


図 2.2.2.4 モルタルの圧縮強度と材齢の関係
(20°C封緘養生)

(2) 曲げ試験

曲げ試験の概要を図 2.2.2.5 に示す。電動式の载荷装置(株式会社島津製作所製 AG-300kNX、図 2.2.2.6)を用い、载荷点の鉛直変位を 20mm/min の定速で増加させる 2 点载荷の変位制御方式の曲げ試験を行った。支点間距離 L は 1.0m、2.0m の 2 水準とし、それぞれで载荷点の離隔は $L/3$ とした(図 2.2.2.7、8)。支点中央のジオジャケットの天端並びに下端に標点距離 150mm のパイ型変位計(東京測器株式会社製、PI-2-150、図 2.2.2.9)を設置し、曲げ载荷中にジオジャケットに生ずる軸方向ひずみ (ε_1 、 ε_2) を計測した。モルタルが硬化する過程でモルタルとジャケットの付着が進み、曲げ試験中に両者は一体となって挙動する。このためパイ型変位計は樹脂系接着剤によってジャケットに固定した。図 2.2.2.7 では、ジオジャケット端部にジャケットとモルタルの剥離とズレを防止するためにアルミ製の結束バンドを設置している。現場で施工されたジオジャケットではジャケットにモルタルが完全に拘束されるため、両者の間に相対変位が生ずることは考えにくい。一方、曲げ試験供試体のように供試体長が 1.5~2.5m で端部に開放面がある場合、モルタルとジャケットの間に相対変位が生ずることも予想された。現場施工されたジオジャケットの曲げ性能を評価するためには、モルタルとジャケットの相対変位を小さくすることが重要と考えられることから、この結束バンドを設置した。ただし一連の試験を実施した結果、両者の剥離は一度も確認されなかったため、途中から結束バンドの設置を取りやめた。

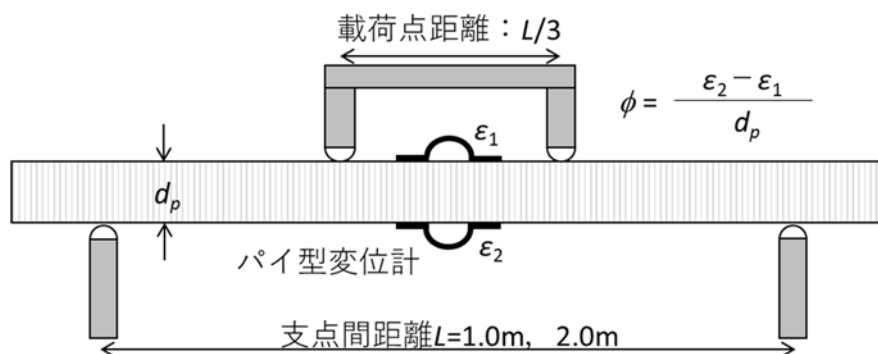


図 2.2.2.5 曲げ試験の概要



図 2.2.2.6 曲げ試験用载荷装置 ((株)島津製作所 AG-300kNX)



図 2.2.2.7 曲げ試験状況 ($L=1.0\text{m}$)

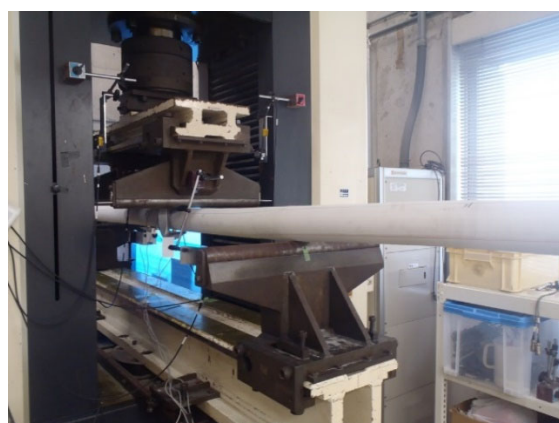


図 2.2.2.8 曲げ試験状況 ($L=2.0\text{m}$)



図 2.2.2.9 パイ型変位計 ((株)東京測器研究所 PI-2-150)

(3) 試験結果

試験結果から評価した曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係 (M - ϕ 関係) の 1 例として材齢 91 日、支点間距離 $L=1\text{m}$ の結果を図 2.2.2.10(a)、(b)に示す。図 2.2.2.10(b)は図 2.2.2.10(a)に関して $\phi \leq 0.2$ の範囲を拡大したものである。

$\phi < 0.1$ の領域では、 ϕ の増大に伴って M は急速に増加し、 ϕ が 0.1 を超えると M の増加勾配 ($\Delta M/\Delta \phi$) が低下している。その後、 $\Delta M/\Delta \phi$ が概ね一定のまま、 ϕ の増加に従って M が漸増する。 ϕ が 0.1 以下の $\Delta M/\Delta \phi$ の変化点 (例えば、図 2.2.2.10(b)の矢印) では、モルタルの破壊音が確認されたことから、 $\Delta M/\Delta \phi$ の変化はモルタルの引張破壊によってジオジャケットの断面性能が変化した影響と考えられる。

$\phi \geq 0.1$ で M が漸増している領域 (以後、漸増領域とする) では、モルタルの破壊音は初回の発生以後も断続的に発生し続けた。また、破壊音の発生と呼応するように M の急減が確認された。図 2.2.2.11 は試験後にジオジャケットからジャケットを除去した状況だが、モルタル下端側に曲げ引張破壊が原因と考えられる多数のひび割れが生じていることが分かる。漸増領域での M の急減は、初回のモルタルの引張破壊後に引張応力が再分配された結果、初回とは別の箇所でモルタルに引張破壊が生じた影響と考えられる。ただし M は急減後に緩やかに増加し、急減前と概ね等しい M - ϕ 関係に収斂している。これはモルタルが負担していた引張応力を、ジャケットが分担したためと考えられる。

曲げ試験後の供試体では、例外なく図 2.2.2.12、13 に示すような残留変形が観察された。ただし、当試験で付与した ϕ の範囲ではジャケットの破断は確認されなかった。

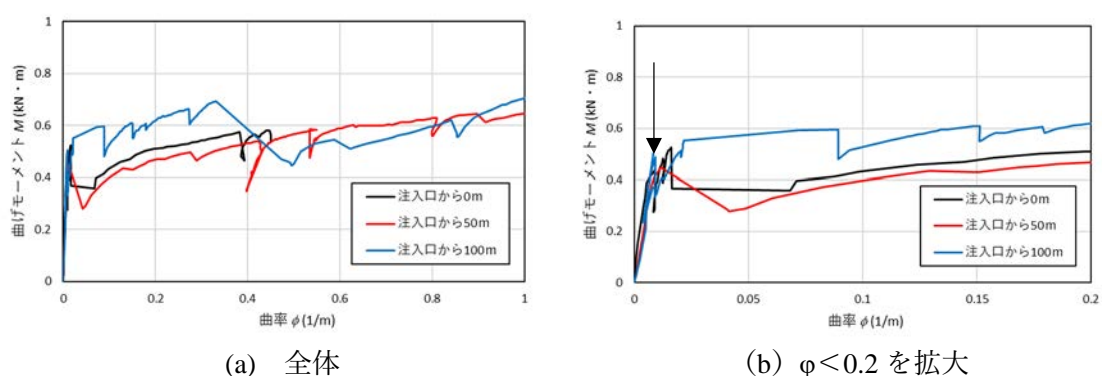


図 2.2.2.10 ジオジャケットの M - ϕ 関係の一例 (材齢 91 日、 $L=1\text{m}$)

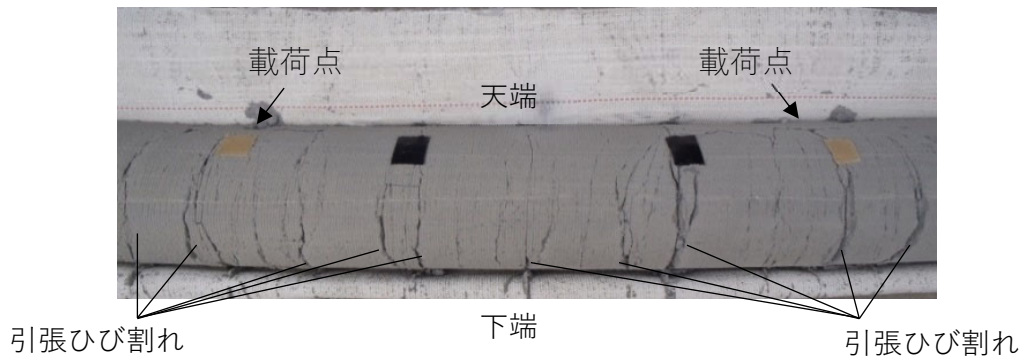


図 2.2.2.11 曲げ試験後のモルタルの状況

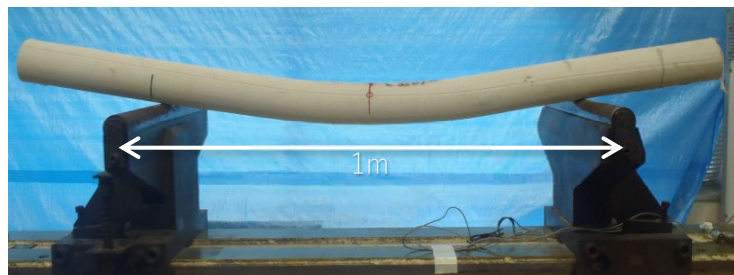


図 2.2.2.12 荷重試験後の供試体の例 ($L=1.0\text{m}$)

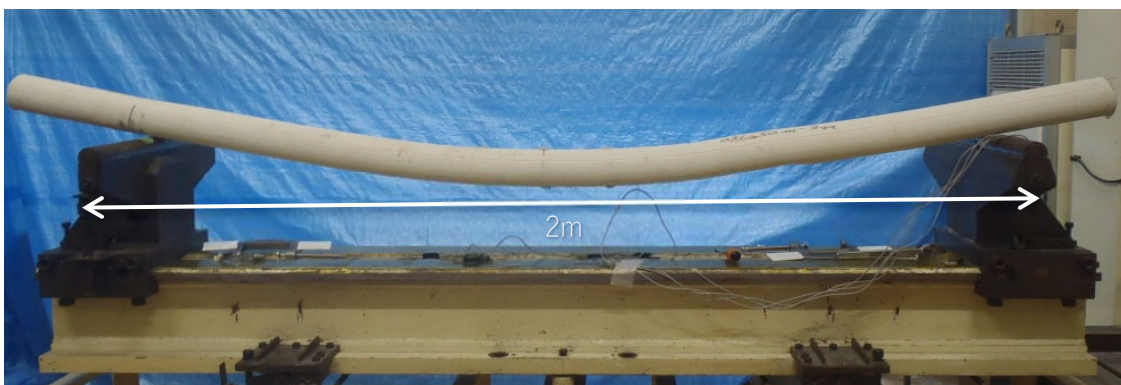


図 2.2.2.13 荷重試験後の供試体の例 ($L=2.0\text{m}$)

2.2.3 数値解析

(1) 目的

2.2.2 節では、ジオジャケットの曲げ挙動の概要を示した。ジオジャケットは織物であるジャケットと剛体のモルタルを複合させた地盤補強材であり、その曲げ挙動には両者の力学挙動が相互に影響していると考えられる。本節では、この推測の妥当性を検証するために行った数値解析について述べる。ここで行った解析には、鹿島建設(株)の内製プログラムである Super-SLAP を用いた。

(2) 解析モデル

数値解析のモデルを図 2.2.3.1 に示す。これは支点間距離 $L=1\text{m}$ の曲げ試験をモデル化したもので、支点間のジオジャケットを 10 要素に分割している。両支点では Y、Z 方向の変位ならびに X、Z 軸回りの回転を固定した。節点間のジオジャケットは、直径 0.1m のモルタルとその外縁に厚さ 0.0015m (1.5mm) のジャケットを配置したファイバー要素でモデル化した。ファイバー要素に関して、モルタルは天端側から下端方向に 20 分割し、ジャケットは円周方向に 360 分割した (図 2.2.3.2)。载荷過程は 1STEP ごとに 0.2mm の鉛直変位を载荷点に付与して模擬した。モルタルとジャケットの剥離の影響を考慮する必要性も考えられたが、図 2.2.2.11 のようにモルタルとジャケットを分離する際に、ジオジャケットのほぼ全長に渡ってモルタルとジャケットが付着していることが確認できたため、当解析では両者の剥離は考慮しないものとした。

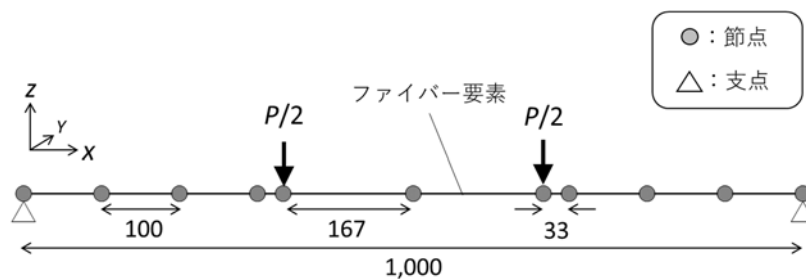


図 2.2.3.1 解析モデル ($L=1\text{m}$ 、単位：mm)

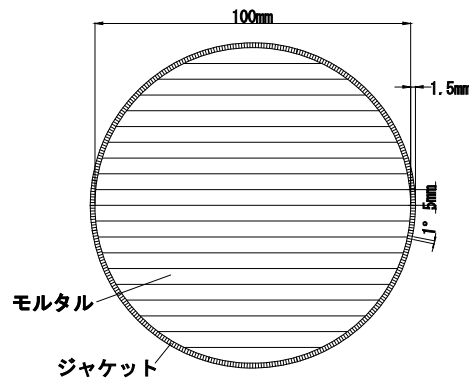


図 2.2.3.2 解析モデル (断面図、単位：mm)

ジャケットの応力-ひずみ関係は、ジオジャケットから採取したジャケットの引張試験結果（図 2.2.3.3）から定めた。引張試験は JIS L 1908-2000(ジオテキスタイル試験法)に則し、表 2.2.3.1 の条件で行った。試験結果を図 2.2.3.4 に示す。付与した引張ひずみ ϵ_t の増加に従って、引張応力 σ_t が大きくなっている。応力～ひずみ関係は下向き凸の形状を示しているが、載荷点のベディングエラーの影響の他に、載荷中の繊維配置の変化（ネッキング）の影響が考えられる。 ϵ_t がおよそ 0.3、 σ_t が約 80N/mm^2 に達した際、ジャケットに断裂が生じて σ_t が急減した。数値解析ではジャケットの応力-ひずみ関係として、引張試験結果の平均的な関係（図 2.2.3.4 中の太線）を用いた。



図 2.2.3.3 引張試験状況

表 2.2.3.1 ジャケットの引張試験条件

標本数	3
供試体幅	20mm
つかみ間隔	100mm
載荷速度	20%/min

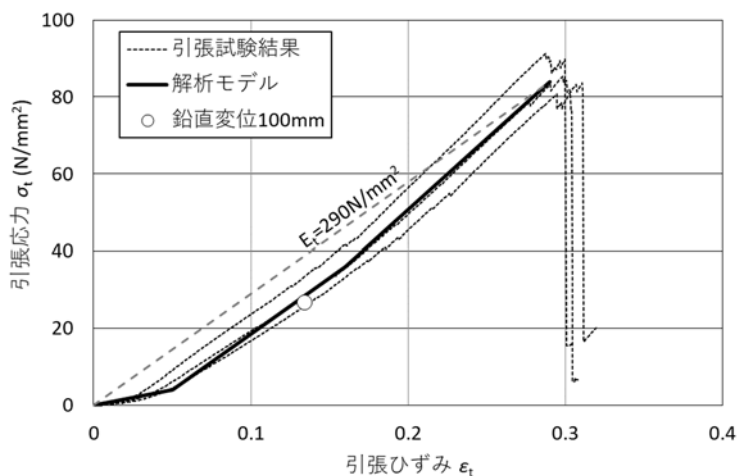


図 2.2.3.4 ジャケットの応力-ひずみ関係

モルタルの応力-ひずみ関係には、圧縮側では道路橋示方書の非線形モデルを、引張側はコンクリート標準示方書に掲載の引張軟化モデルを適用した³⁾。図 2.2.3.5 はモルタルの応力-ひずみ関係で応力、ひずみともに引張側を正としている。材齢 91 日の圧縮試験と割裂引張試験の結果から応力の上下限値をそれぞれ 2.5N/mm^2 (引張)、 -45N/mm^2 (圧縮) と定めた。また、弾性係数 E は引張側で $1.0\text{E}+04\text{ N/mm}^2$ ($1.0\text{E}+07\text{kN/m}^2$)、圧縮側で $7.5\text{E}+03\text{ N/mm}^2$ ($7.5\text{E}+06\text{kN/m}^2$) とした。コンクリートの E は圧縮と引張で同じ値を用いることが一般的だが、引張側の E は圧縮試験結果の荷重初期の E を参考として、圧縮側の E は圧縮応力が最大となった時の軸ひずみをもとに定めた。

引張破壊後の応力-ひずみ関係については、引張破壊直後に負担可能な引張応力を直ちにゼロにするなど複数の条件を用いて計算を行ったが、ここでは図 2.2.3.4 に示すように引張破壊後に応力がゼロに緩やかに近づくと仮定した。圧縮側については、モルタルの圧縮破壊後もジャケットがモルタルを拘束して脆性破壊的な挙動が抑制されるため、ひずみが更に増加しても破壊応力と同じ応力を負担できるものとした。

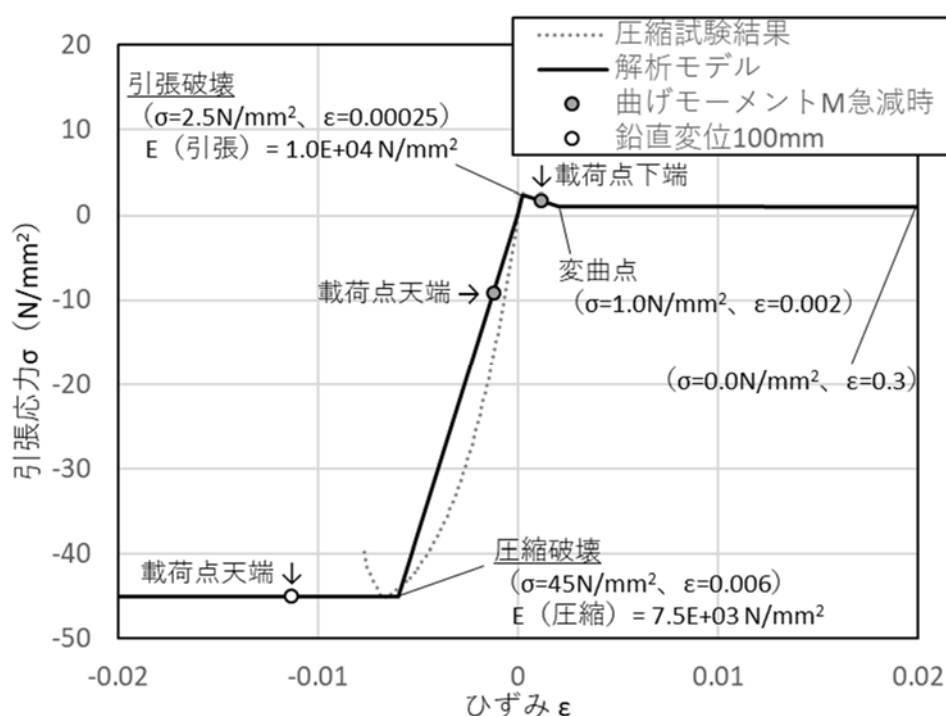


図 2.2.3.5 モルタルの応力-ひずみ関係

(3) 解析結果

数値解析から得られた M - ϕ 関係を試験結果と併せて図 2.2.3.6、7 に示す。図 2.2.3.7 は図 2.2.3.6 について $\phi \leq 0.2$ の範囲を拡大したものである。解析結果でも試験結果と同様に载荷のごく初期は M が急速に増加し、 $\phi = 0.02$ 付近で M がピークを示している。またピークを示した後に M は一旦急減するが、 $\phi \geq 0.1$ の範囲では $\Delta M / \Delta \phi$ が一定のまま M が増加している。これらの挙動は試験結果とよく一致している。

図 2.2.3.5 に灰色で示した M 急減時のプロットは、 M がピークを示した STEP の次 STEP における载荷点下端および载荷天端の要素の応力状態である。载荷点下端では、引張応力が上限に達し、そこから更にひずみが進展していることが分かる。前述したように、実験でも初回のモルタル引張破壊音とほぼ同時に M の急減が生じており、この点について解析結果と実験結果は整合している。 M の急減以降のジオジャケットの曲げ挙動は、ジオジャケット下端のジャケットの引張挙動に依存するようになる。ジャケットの引張剛性はモルタルに比べて小さいため、漸増領域の $\Delta M / \Delta \phi$ は载荷初期と比べて小さくなる。このように、载荷のごく初期の M - ϕ 関係にはモルタルの引張変形性能が、漸増領域に遷移した後はジャケットの引張変形性能が寄与すると解釈できる。

漸増領域の M - ϕ 関係に関して、解析結果では、実験結果に見られるような M の細かな増減は見られないが、試験結果の概ね下限を包絡しており、概略的な挙動を精度よく再現できている。試験結果と解析結果の乖離の理由としては、モルタルの力学性能のばらつき (2.2.4 節)、モルタル注入時に生じたジャケット張力の変動、初回に発生したひび割れ位置の変動の影響が考えられる。図 2.2.3.4 には载荷点の鉛直変位が 100mm 時の支点中央部におけるジャケットの引張応力 σ_t を併記したが、ジャケットの最大引張応力 $\sigma_{t \max}$ の 30% 未満であり一連の曲げ実験でジャケットの破断を確認できなかったことと整合している。また、図 2.2.3.4 にはこれと同じステップにおける载荷点天端のモルタル要素の応力とひずみを示したが、この要素のひずみは破壊ひずみ σ_f を上回っている。図 2.2.2.11 では不明瞭だが、载荷点の天端側では圧縮破壊が原因と考えられるモルタルのひび割れも確認されており、この点に関しても実験結果と解析結果は一致した。また今回の解析では、ジャケットの拘束効果が有る程度寄与することを念頭に、圧縮破壊後もモルタルが一定の圧縮応力を負担する応力～ひずみ関係を設定したが、妥当な設定だったと考えられる。

(4) まとめ

以上のように解析と試験から得られた M - ϕ 関係は概ね同様の傾向を示した。また解析から得られた要素の応力やひずみの状態と試験後の供試体の観察結果も概ね整合しており、解析でのモデル化が概ね妥当だったと考えられる。

一方、本節でも $\phi < 0.05$ のごくわずかな曲げ変形でモルタルに引張破壊が生じることが明らかとなった。このことは、施工荷重によるわずかな変形でジオジャケットの曲げ変形性能が変化する可能性を示唆している。これについては、2.3 節で詳述する。

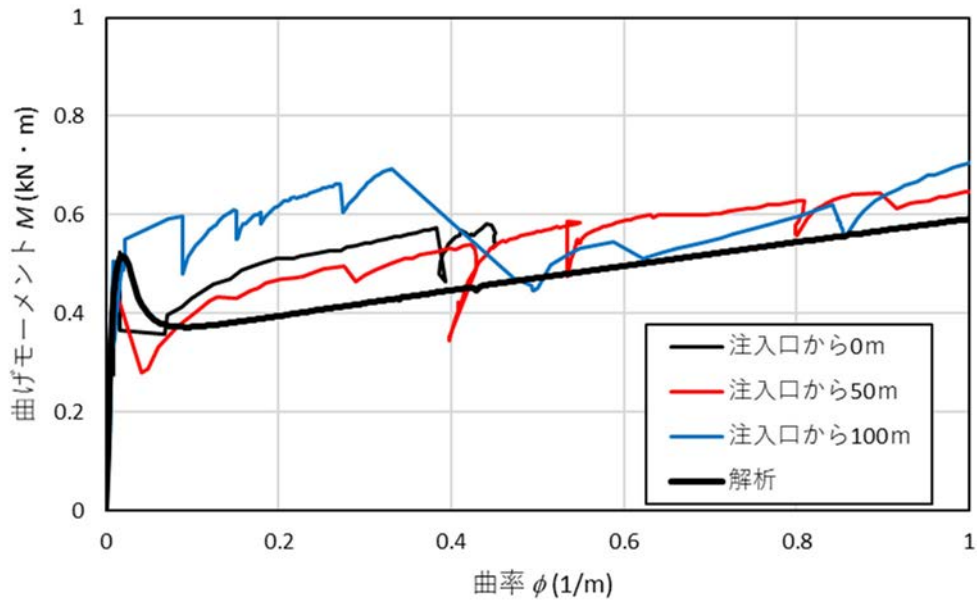


図 2.2.3.6 実験結果と解析結果の比較 ($L=1.0\text{m}$)

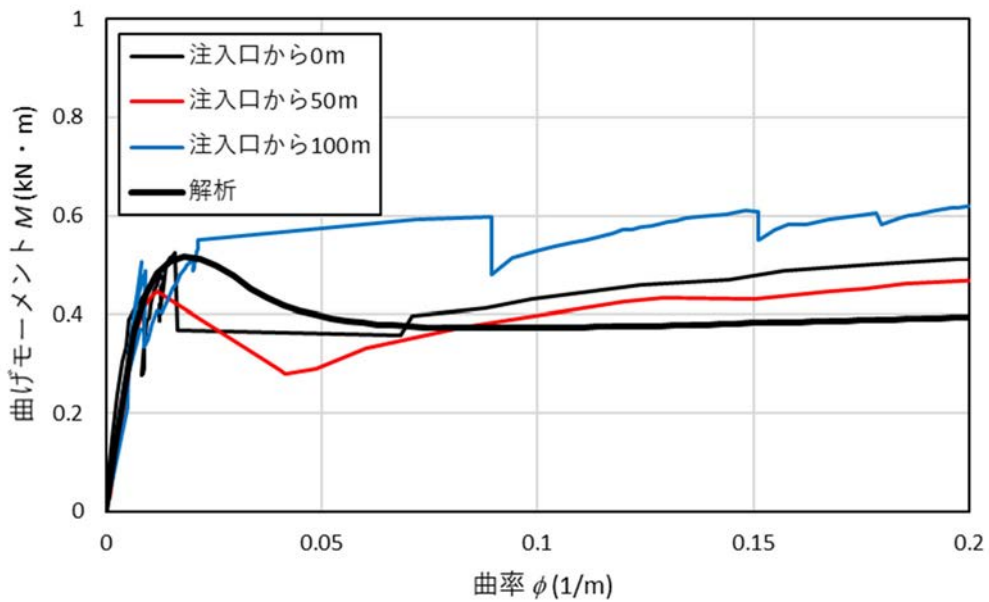


図 2.2.3.7 実験結果と解析結果の比較 ($L=1.0\text{m}$ 、 $\phi \leq 0.2$)

2.2.4 試験条件の影響

(1) 試験ケース

2.2.3 節では、支点間距離 L を 1m とした材齢 91 日のジオジャケットに関する曲げ試験・解析の結果をもとに、曲げ挙動中のメカニズムについて検討した。ここでは材齢や支点間距離、注入口から距離の影響について整理する。検討パラメータを表 2.2.4.1 に示す。

表 2.2.4.1 検討パラメータ

材齢	28 日、91 日
支点間距離 L	1m、2m
注入口からの距離	0、50、100m

*材齢 28 日、注入口からの距離 50m のケースは繰返し載荷を実施。

(2) 試験結果と考察

図 2.2.4.1、2 は、表 2.2.4.1 に示したケースごとに M - ϕ 関係を比較した結果である。また、支点間距離 $L=1m$ 、材齢 91 日の試験結果は、図 2.2.2.4(a)、(b) の再掲である。支点間距離 $L=2m$ のケースでは、 $L=1m$ のケースと比べて小さな ϕ で M - ϕ 関係が終了しているが、付与した鉛直変位が同じでも支点間距離が長いとジオジャケットに生ずるひずみが小さくなるためである。

傾向がやや不明確な結果が幾つかあるが、前節で説明したように載荷初期の $\Delta M/\Delta\phi$ が大きく、 ϕ が大きくなると $\Delta M/\Delta\phi$ が低下して漸増領域に至る傾向は全試験結果で共通している。ケースごとに比較すると以下の傾向が認められる。

- ① 支点間距離 L が大きくなると、同一の ϕ における M は小さくなる。
- ② 注入口からの距離が M - ϕ 関係に及ぼす影響は小さい。
- ③ 繰返し載荷時の M - ϕ 関係は、単調載荷時の M - ϕ 関係に包絡される。ただし、残留変位が大きいほど、再載荷初期段階の $\Delta M/\Delta\phi$ は低下する。

まず、①に関して、ジオジャケットを格子状に配置する格子状補強シート工法では、格子間隔に応じた適切な M - ϕ 関係を考慮すべきことを示唆している。また、②に関しては少なくともモルタルの注入延長が 100m 以内の条件であれば、ジオジャケットの曲げ剛性はばらつきの範囲内で一定と見做せることを表している。③については 2.3 節で検討する。また、材齢 28 日と 91 日での M - ϕ 関係を比較すると、材齢 91 日の方が同一の ϕ に対する M がやや小さい傾向がある。これについては次の (3) で詳述する。

(3) 材齢の影響

図 2.2.2.4 に示すように、材齢 91 日まではモルタルの圧縮強度は時間の経過とともに増加している。引張強度や剛性もこれと同様の傾向を示すと考えられる。一方、漸増領域の M - ϕ 関係に寄与するジャケットはポリエステル繊維を原料としているが、このポリエステル繊

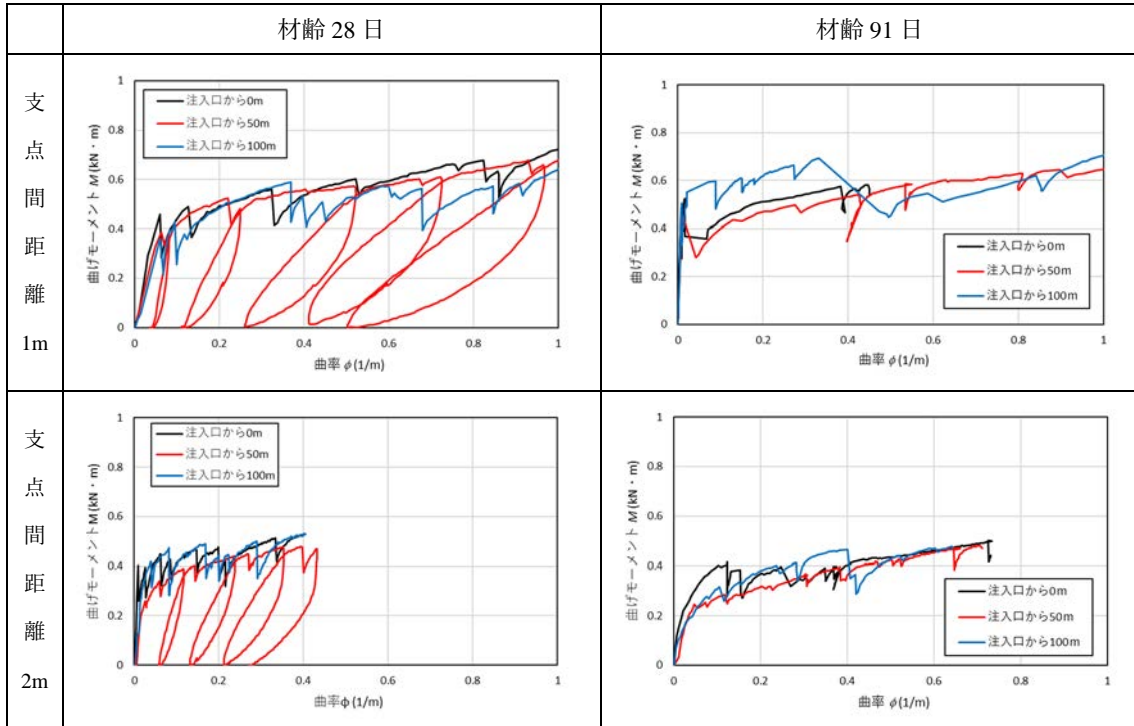


図 2.2.4.1 ジオジャケットの M - ϕ 関係

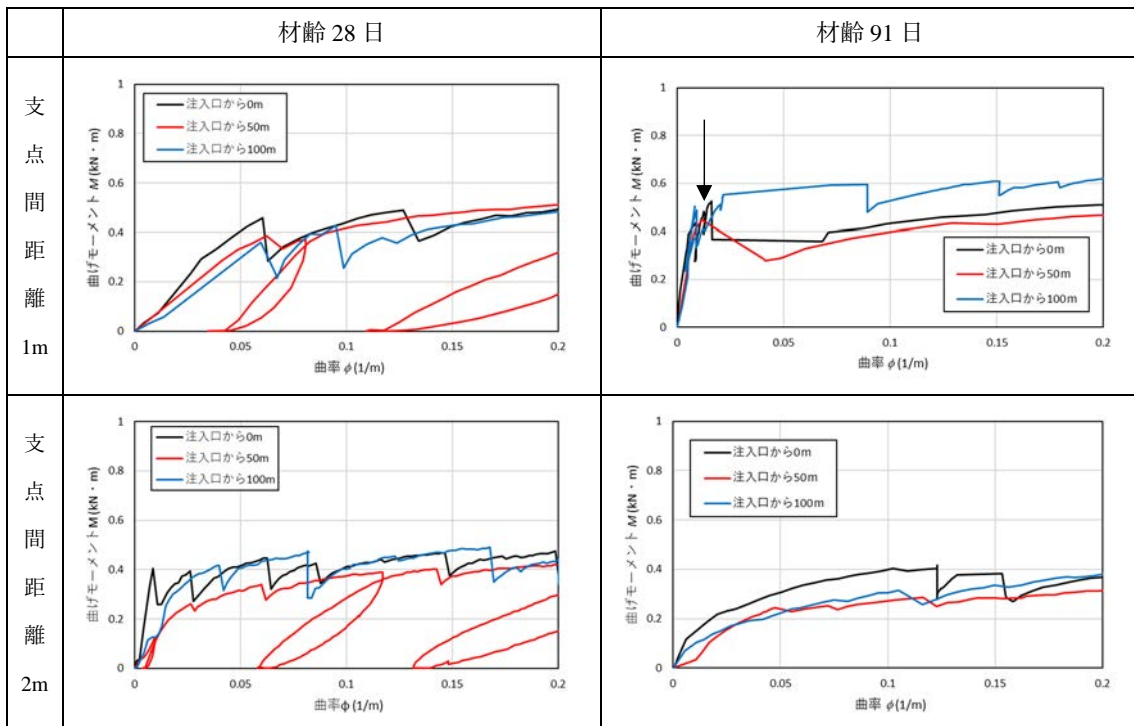


図 2.2.4.2 ジオジャケットの M - ϕ 関係 ($\phi \leq 0.2$ を拡大)

維はアルカリ環境下で分解が進むことが知られている。つまり、ジオジャケットの曲げ抵抗の変化はポリエステル繊維の劣化が原因となっている可能性がある。図 2.2.4.3 は未使用のジャケットと材齢 91 日のジオジャケットから回収したジャケットの引張試験結果を比較した結果である。ジオジャケットから回収したジャケットの試験結果は図 2.2.3.4 と同じ結果だが、ここでは JIS L 1908-2000 に倣い、縦軸を単位幅あたりの引張力 T で整理した。なお、未使用のジャケットの試験も表 2.2.3.1 と同じ条件で行っている。両者とも ε_t の増加に従って T が大きくなるが、 T が急減する ε_t は未使用のジャケットの試験結果の方が大きい。このため引張力の最大値 T_{\max} はジオジャケットからの回収供試体の方が未使用のものより約 15% 小さくなった。ただし、 T_{\max} に至るまでの T - ε_t 関係の勾配である割線係数 $J_{\text{sec}} (= \Delta T / \Delta \varepsilon_t)$ は、未使用の供試体と回収供試体でほぼ等しい。このことから、材齢 28 日と 91 日のジオジャケットで比較しても、外周を被覆しているジャケットの J_{sec} は変化しないと考えられる。図 2.2.3.4 に示すように曲げ載荷中にジャケットに作用する σ_t はジャケットの破断応力を下回るため、材齢 28 日と 91 日の M - ϕ 関係の相違はジャケットの劣化が要因とは考えにくい。また、2.3 節では 91 日より材齢が経過した、現場で施工したジオジャケットの曲げ挙動を扱っているが、これまで示した結果と比べて M が極端に小さくなる結果は得られていない。

図 2.2.4.1、2 に示した 4 ケースのジオジャケットの製造では、3 台のコンクリートミキサー車でベースモルタルを搬入した。つまり一連の試験において、モルタルの練混ぜを 3 バッチ実施していることになる。図 2.2.4.4 は 1 台目と 3 台目のミキサー車のモルタルの圧縮強度を比較した結果だが、これを見ると 3 台目のモルタルの圧縮強度は、1 台目のそれよりも材齢 28 日で約 7%、材齢 91 日で約 4% 大きく、変動係数も小さくなっている。更に最大値と最小値で比較した場合、1 台目に搬入したモルタルの材齢 91 日の圧縮強度の最小値は、3 台目に搬入したモルタルの材齢 28 日の圧縮強度を下回る。いささか極端な例だが、 M - ϕ 関係のごく初期の $\Delta M / \Delta \phi$ や M - ϕ 関係の変曲点の発生タイミングはモルタルの変形特性に依存することから、 M - ϕ 関係について材齢 28 日と 91 日で確認された相違は、モルタルの弾性係数や強度のばらつきの影響である可能性であることも否定できない。

他の要因として、養生中にモルタル内に発生した乾燥クラックやジャケットの J_{sec} のひずみ依存性の影響が考えられる。 J_{sec} に関しては図 2.2.4.3 に示すように特に $\varepsilon_t < 0.1$ の範囲では ε_t の増加とともに $\Delta T / \Delta \varepsilon_t$ が大きくなる傾向がある。モルタル注入時にジャケットには注入圧に起因する引張応力が作用するが、その残留の程度によって曲げ載荷中のジャケットの引張変形性能が変化して M - ϕ 関係に影響した可能性も考えられる。

(3) まとめ

実験結果をもとにジオジャケットの曲げ変形挙動に及ぼす材齢、支点間距離、注入口からの離隔や繰返しの影響を検討した。支点間距離、注入口からの離隔、繰返し載荷に関しては一定の傾向を確認できた。ただし、ジオジャケットの M - ϕ 関係について、材齢 28 日と 91 日で比較すると、材齢 91 日の方が同一の ϕ における M が小さい傾向が認められた。この要因についても検討したが、本研究では明確な理由を明らかにすることはできなかった。ジオ

ジャケットの $M-\phi$ 関係に寄与するモルタル、ジャケットの剛性は、材齢 28 から 91 日に至る間に低下しないため、モルタルの力学性能のばらつき、モルタル注入時にジャケット発生した引張応力の残留の程度といった要因の影響である可能性がある。

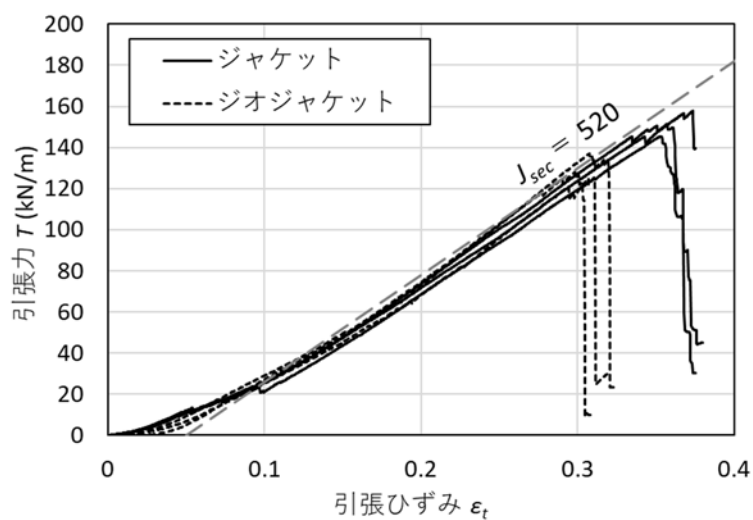


図 2.2.4.3 ジャケットの引張挙動

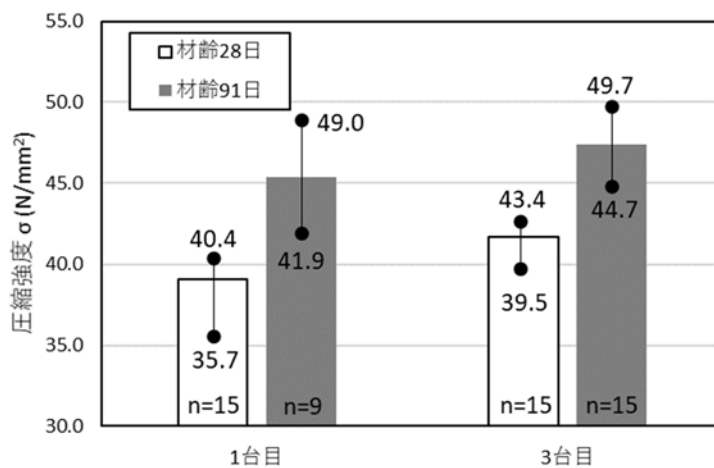


図 2.2.4.4 注入モルタルの圧縮強度の変動

2.3 現場で施工したジオジャケットの曲げ挙動

2.3.1 目的

2.2 節では実験用に作製したジオジャケットを対象とした曲げ試験結果をもとに、その曲げ挙動について検討した。その結果、ごく僅かな曲げ変形によってジオジャケット内部のモルタルに引張破壊が生じ、ジオジャケットの曲げ性能が変化することが分かった。現場に設置されたジオジャケットにはモルタル注入後から供用開始までの間、覆土荷重や覆土を施工する重機の荷重が作用する。試験施工などでは、ジオジャケット上に覆土を行う際にモルタルの破壊音を確認されることもあった。これは覆土施工中にモルタルに引張破壊が生じたことを示している。これらのことから、現場で施工したジオジャケットの曲げ変形性能は、2.2 節で述べたものと異なる可能性がある。

本節では、実工事で地盤補強材として適用したジオジャケットに関する曲げ試験結果をもとに、現場で施工されたジオジャケットに期待可能な力学性能を整理する。



図 2.3.1.1 供用後のジオジャケットの状況
(表 2.3.2.1 中、施工現場 A)

2.3.2 回収したジオジャケットに関する曲げ試験

(1) 概要

本節では、2つの現場から回収したジオジャケットの曲げ試験結果について述べる。回収したジオジャケット、ならびに覆土施工機械の諸元を表 2.3.2.1 に示す。両現場とも C40 砕石を用いて造成した仮設基盤を補強する目的で格子状補強シートを施工した現場である。覆土に C40 砕石（最大粒径 40mm）を用いたことは共通しているが、材齢や格子寸法、覆土の施工重機が異なる。いずれも施工面積に制約を受ける市街地での工事で、施工基盤の造成では小型～中型の施工機械を使用した。仮設基盤の供用終了後、バックホウを用いて慎重に格子状補強シートを露出させ、格子枠内の砕石を人力で撤去した後に、可搬型研磨機を用いてジオジャケットを切断し、曲げ試験用の供試体を採取した。なお、図 2.3.1.1 に示すように掘削範囲のジオジャケットには、目視で確認できるほどの残留変形やジャケットの破断は認められなかった。

回収したジオジャケットをトラックの荷台に平積みし、現場から実験場に輸送した。これを可搬型研磨機によって長さ 1.5m となるように再切断した。曲げ試験は 2.2.2 (2) で述べた方法で行った。なお、支点間距離 L は 1.0m とした。

表 2.3.2.1 回収したジオジャケット、覆土施工機械の諸元

施工現場	A ⁴⁾	B ⁵⁾
補強対象	仮設軌道路盤	重機施工基盤
材齢	2,500 日 (約 7 年)	200 日
格子寸法	1m×1.5m	1m×2m
覆土材	C40 砕石	C40 砕石
覆土厚	0.4m	0.3m
敷均し機械 (接地圧)	0.25m ³ 級バックホウ (36.1kN/m ²)	0.45m ³ 級バックホウ (45kN/m ²)
転圧機械 (起振力)	2.5t 級コンバインドローラ (20.6kN)	4t 級コンバインドローラ (34.3kN)

(2) 試験結果

図 2.3.2.2 に回収したジオジャケット（以下、回収供試体とする）の曲げ試験結果（ M - ϕ 関係）を示す。回収供試体の場合、曲率 $\phi=0.1\sim 0.3$ の範囲で $\Delta M/\Delta\phi$ が低下し、漸増領域に移行していることが分かる。試験供試体の M - ϕ 関係と比較すると、載荷開始直後の $\Delta M/\Delta\phi$ が総じて小さく、試験供試体の M - ϕ 関係に見られる $\phi\leq 1.0$ の範囲での曲げモーメント M のピーク挙動が喪失しているといった特徴が見られる。これらの M - ϕ 関係の載荷初期の $\Delta M/\Delta\phi$ を曲げ剛性 EI と見做して求めた弾性係数 E を表 2.3.2.2 に示す。ここでジオジャケットの断面二次モーメント I は直径 0.1m の円の値($=4.91\text{E}-06\text{m}^4$)を用いた。試験供試体の値は $7.0\text{E}+03\sim 1.0\text{E}+04\text{ N/mm}^2$ と図 2.2.3.5 に示した値と同等となったが、回収供試体の E は材齢 91 日の試験結果の $1/10$ 以下にまで低下し、ジャケットの引張弾性係数 $E_t(2.9\text{E}+02\text{ N/mm}^2$:図 2.2.3.4)や後述する砕石($1.0\text{E}+02\text{ N/mm}^2$:表 3.4.3.1)と同オーダーの値となった。この違いは、回収したジオジャケットでは覆土施工時の重機荷重などによってモルタルの引張破壊が生じ、断面性能が変化していることが原因と考えられる。ジャケットに拘束されたモルタル片の値と見做せば、回収供試体の M - ϕ 関係から推定される E は比較的妥当な値と思われる。

図 2.2.4.1 左上に示した材齢 28 日のジオジャケットの曲げ試験結果を見ると、繰返し載荷時の M - ϕ 関係は単調載荷時の M - ϕ 関係で包絡されている。特に漸増領域の M - ϕ 関係は繰返し載荷の影響を殆ど受けず、単調載荷時と概ね一致している。ただし、繰返し載荷における再載荷過程初期の $\Delta M/\Delta\phi$ は除荷後の残留曲率が大きいほど小さくなる。以上を踏まえて図 2.3.2.1 の M - ϕ 関係を観察すると、回収供試体の M - ϕ 関係は図 2.2.4.1 に示した繰返し荷重を受けたジオジャケットの再載荷過程の M - ϕ 関係に相当すると考えられる。すなわち、モルタルの引張剛性に依存する曲率のごく小さい領域の M - ϕ 関係は施工の影響(載荷履歴)に応じて変化するものの、ジャケットの引張剛性に依存する漸増領域の曲げ耐力は維持されていると見做せる(図 2.3.2.2)。覆土施工時にジャケットに損傷が生ずることも考えられるが、図 2.3.2.1 では回収供試体の漸増領域の M - ϕ 関係は試験用供試体の M - ϕ 関係と一致するか、それより大きな M を発揮する傾向にあり、その影響は非常に小さい。2.2.3 節ではジオジャケットの材齢によって M - ϕ 関係が変化するような結果も得られており、その理由を明確にすることができなかったが、この結果を考慮すると材齢の進展によって M - ϕ 関係が大幅に低減するような現象を考慮する必要性は少ないと判断できる。

(3) まとめ

現場施工したジオジャケットに関して曲げ試験を行い、 M - ϕ 関係を確認した。目視できるほどの残留変形が残っていない状況でも、現場施工や供用中の荷重によって生ずる微小な曲げ変形の影響で、モルタル硬化直後と比べて曲げ載荷初期の $\Delta M/\Delta\phi$ が低下することが分かった。ジオジャケットを現場適用する上で、補強効果を事前に検討する場合は、この影響を考慮する必要があると考えられる。ただし、曲げ挙動がジャケットの引張性能に支配される漸増領域の M - ϕ 関係に関しては、材齢や施工履歴の影響を考慮しなくても実用上の問題は少ないと考えられる。

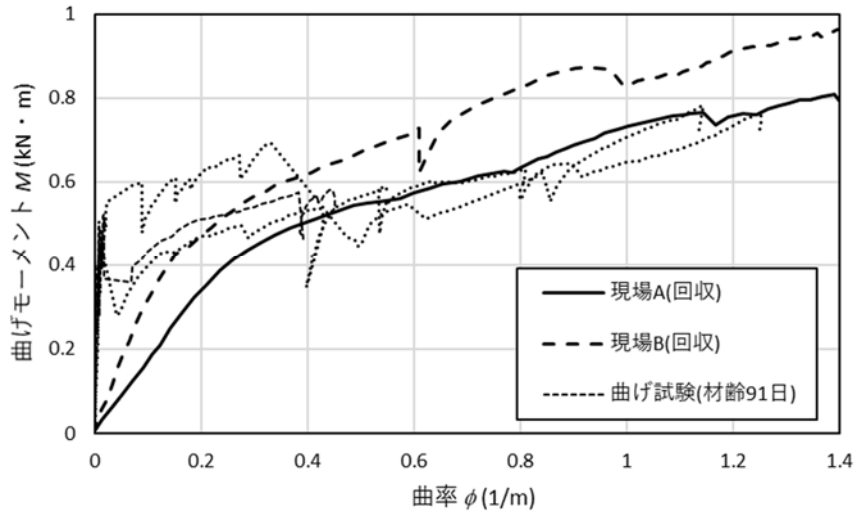


図 2.3.2.1 回収したジオジャケットの M - ϕ 関係

表 2.3.2.2 ジオジャケットの弾性係数 E の推定結果

		降伏モーメント M_y (kN · m)	降伏曲率 ϕ_y (1/m)	曲げ剛性 EI (kN · m ²)	弾性係数 E (N/mm ²)	弾性係数 E (kN/m ²)
試験 供試体	No.1	0.482	0.0126	38.3	7.8E+03	7.8E+06
	No.2	0.448	0.0121	37.1	7.6E+03	7.6E+06
	No.3	0.474	0.0087	54.5	1.1E+04	1.1E+07
回収 供試体	現場 A	0.354	0.210	1.68	3.4E+02	3.4E+05
	現場 B	0.331	0.105	3.15	6.4E+02	6.4E+05

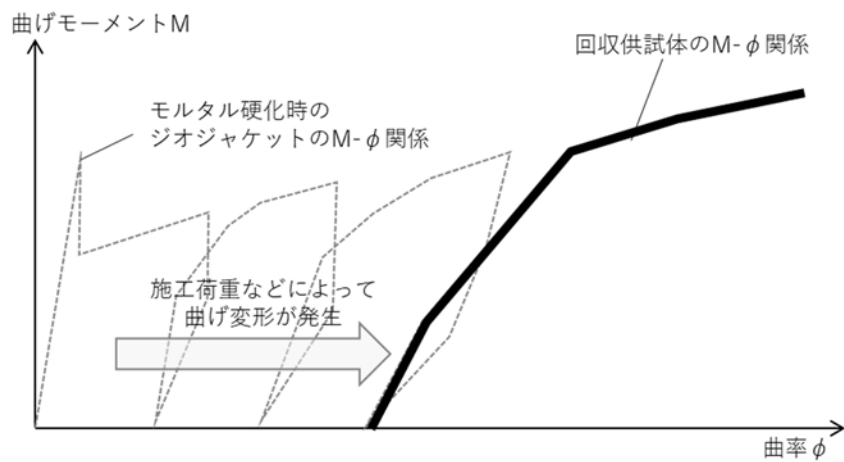


図 2.3.2.2 現場施工されたジオジャケットの M - ϕ 関係 (模式図)

2.4 ジオジャケットの用途の検討

2.4.1 他材料の M - ϕ 関係との比較

2.3 節まではジオジャケットの曲げ試験結果をもとに、その曲げ挙動について検討してきた。その結果、施工荷重によってモルタルに引張破壊が生じ得ること、モルタルのアルカリ成分によるジャケットの強度低下が生ずることといった留意点はあるものの、ジオジャケットには一定の曲げ耐力を期待できることが分かった。

図 2.4.1.1 にジオジャケットの M - ϕ 関係を再掲する。ここには 2.2.3 節に述べたジオジャケットの曲げ試験に関する解析結果、2.3.2 節に述べた現場から回収したジオジャケットの曲げ試験結果を示した。比較のために、ここには道路橋示方書IV下部構造編⁶⁾に記載の方法で評価したガス管、単管の降伏曲率 ϕ_y 、降伏モーメント M_y と原点 (0, 0) を結んだ直線も示した。ガス管と単管の計算に用いた諸数値を表 2.4.1.1 に示す。ガス管についてはジオジャケットとほぼ同径 ($\phi=0.1\text{m}$) のものを想定した。単管は建設用の仮設足場の構築などに一般的に用いられるものの値を用いた。なお、これらの評価において腐食代や軸力は考慮していない。

図 2.4.1.1 から明らかなように、ジオジャケットの M - ϕ 関係の変曲点は、ガス管や単管の M_y よりもはるかに小さい。結果としてジオジャケット内部のモルタルに引張破壊が生じた後の M - ϕ 関係を比較すると、同じ M の場合、ジオジャケットの ϕ はガス管や単管よりかなり大きなものとなる。これは、鋼材に比べてジオジャケットの可撓性が高いことを示すが、型枠支保や足場は変形を起さないことを前提として設計するのが普通であり、ジオジャケットのように大変形を生ずる部材を使用することは考えにくい。

2.4.2 ジオジャケットの用途案

このように考えていくと、ジオジャケットの用途としては補強土工法のように地盤の変形を前提としたものとすべきと考えられる。そういった用途の一例を図 2.4.2.1 に示す⁷⁾。これは法面保護のための法枠工法としてジオジャケットを適用したものである。白黒写真のため判別しがたいが、ポリエステル繊維の紫外線劣化を防ぐためにジャケット外面を塩化ビニル樹脂で被覆している。斜面に敷設したジャケットにモルタルを注入するだけで法枠を形成できるため、従来の吹付法枠工法で必要となる法面上での鉄筋設置作業やモルタルの吹付作業を省略できるメリットがある。特に建設資材の輸送が困難で作業ヤードに制約を受けるような斜面を迅速に補強するような事業において有用と考えられる。

この他に、図 2.4.2.2 に示すようなジオジャケットをトンネルの一次覆工用の吹付モルタルの代用とすることが考案された。山岳トンネルにおける一次覆工は、トンネル掘削面に露出した岩盤の肌落ちや風化を防止することを目的としており、変形抑制効果は期待されない。これに関しては図 2.4.2.3 のような形成実験も実施されたが⁸⁾、モルタル吹付工と比べて施工手間が多く、実用化には至らなかった。

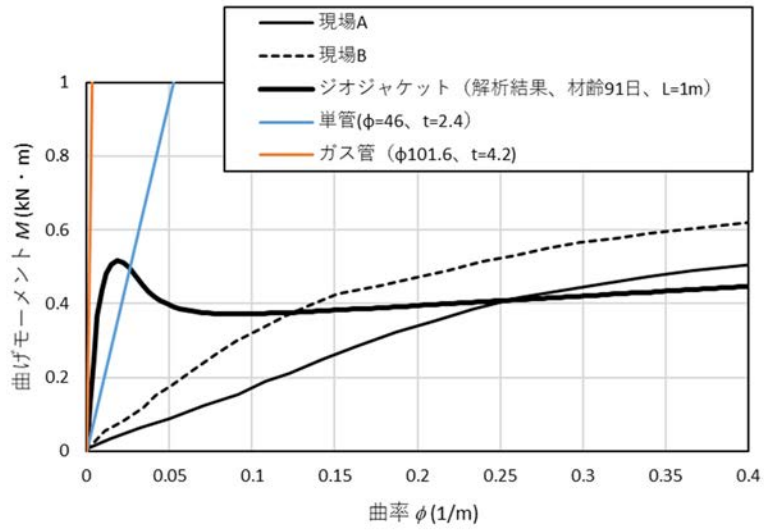


図 2.4.1.1 M - ϕ 関係の比較結果

表 2.4.1.1 ガス管、単管の計算に用いた諸値

	ガス管 (3.5B)	単管
直径 D (mm)	101.8	48.6
肉厚 t (mm)	4.2	2.4
降伏点 σ_y (kN/m ²)	3.15E+05	3.50E+05
ヤング係数 E (kN/m ²)	2.05E+08	2.05E+08
降伏モーメント M_y (kN·m)	9.47	1.34
降伏曲率 ϕ_y (1/m)	0.30	0.07

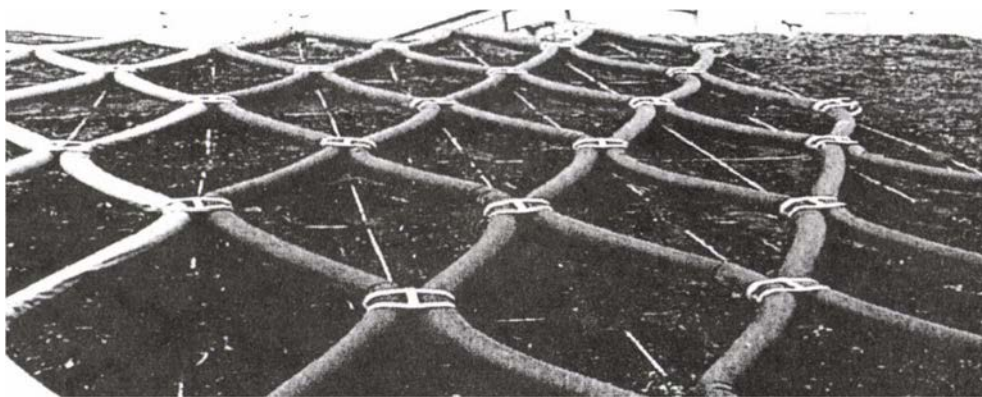


図 2.4.2.1 ジオジャケットを用いた法枠工法

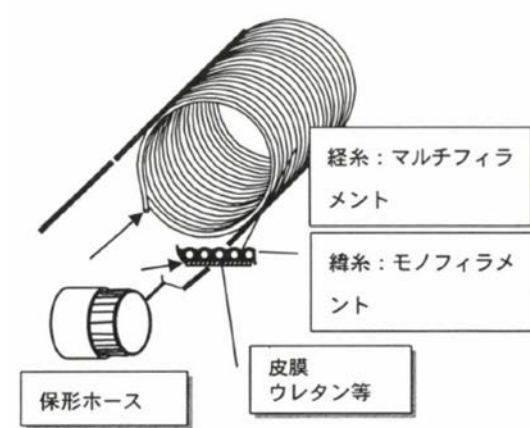


図 2.4.2.2 ジオジャケットのトンネル一次覆工への応用案



図 2.4.2.3 トンネル一次覆工の形成実験状況

2011年の東日本大震災では、道路直下にボックスカルバートなどの地中構造物が存在する箇所の路面に段差が生じ、車両走行が不可能となるという事象が多数発生した。これらの段差は、構造物周辺の裏込め土が地震によって揺すり込み沈下を生じたために発生したと考えられている。これを契機として、避難や救援物資輸送のために緊急事態でも利用可能な交通ルートを確認することが重要視されるようになり、様々な段差緩和対策工法が考案された⁹⁾。その一つとして、地中構造物の上部に多数のジオジャケットを配置して段差を緩和する工法(図2.4.2.4)について考案した¹⁰⁾。ここでは模型実験結果をもとに、ジオジャケット内の充填材の強度がジオジャケットの段差緩和対策効果や輪荷重作用時のジオジャケットの変形挙動に及ぼす影響について検討した。ジオジャケットの充填材として、調達や取り扱いの容易性からモルタルを多用しているが、地盤変形への追従性向上や注入材選定の自由度拡大も考慮し、ここではモルタルよりも強度の小さい流動化処理土を使用した実験も行った。

これら段差緩和対策には、地震によって路面が変状した際に路面の縦断線形を緩和することの他に、車両走行性確保のため、輪荷重作用時の鉛直変位を小さくすることが求められる。図2.4.1.1に示したように、ジオジャケットはガス管や単管などと比べて曲げ剛性 EI が小さく、輪荷重の作用によって生ずる沈下が相対的に大きくなる。また輪荷重の作用によって回復不可能な鉛直変位も発生する。このことは輪荷重が作用するたびに路面形状が変化することを表す。このような実験結果を踏まえ、図2.4.2.4のような用途の展開は断念することとした。

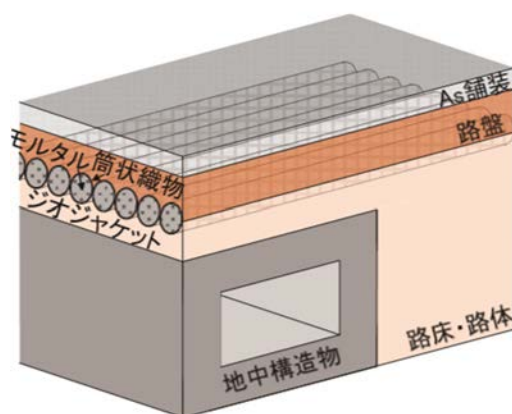


図 2.4.2.4 ジオジャケットを用いた道路の段差緩和対策 (案)

2.4.3 格子状補強シート工法の開発

(1) 背景

軟弱地盤上にジオテキスタイルなどのシート材を敷設し、土砂を撒き出しして覆土を行う工事では、覆土厚さや軟弱地盤の不均質性によって局所沈下が過剰になった場合、シート材が破断することがある。シート材が破断すると、それまでに施工した覆土が軟弱地盤中に瞬時に飲み込まれるといった事態に至る場合があり、工程や経済性に大きく影響する。

1.1.2 節でも述べたように、この対策のために軟弱地盤上の広範囲に竹柵を設置し、その上にシート材を敷設して不同沈下の抑制を図る竹柵工法¹¹⁾（竹組シート工法¹²⁾）が古くから用いられてきた（図 2.4.3.1）。この工法は現在でも軟弱地盤上での大規模覆土工事において用いられているが、広い範囲に竹材を配置し、これらを紐や金属線で締結して竹柵を構築する作業の多くは人力に負うところが多い。竹害防止のために伐採した竹材の利活用¹³⁾を図る上で竹柵工法は有効な手段だが、建設生産性向上の観点からすると合理化の余地は多い。また、竹材は優れた力学的性質を有しているが¹⁴⁾、これをジオジャケットで代替させて竹柵工法よりも少ない作業量で迅速に補強柵を形成できれば、図 2.4.3.1 のような工事の合理化に寄与できる可能性がある。



図 2.4.3.1 竹柵工法の実施例（図 1.2.2.5 再掲）

(2) 実大実験^{15, 16)}

そこで格子状に配置したジオジャケットで補強したシートに関する実大試験を実施した。実験概要を図 2.4.3.2、3 に示す。10m×10m の範囲を深さ 1.3m までプール状に掘削し、その内部に細粒分含有率 $F_c=61\%$ 、含水比 $w=64\%$ の細粒土を用いて人工の軟弱地盤を造成した。ベーンせん断試験 (JGS 1411) によって測定した軟弱地盤の非排水せん断強さ c_u は 1.0kN/m^2 で軟弱地盤上に人が立ち入ることも不可能であった。ジャケットは $2\text{m}\times 2\text{m}$ の格子枠を形成するように配置した上で、大きさ $12\text{m}\times 12\text{m}$ のシート材 (表 2.4.3.1、図 2.4.3.5) と一体となるように縫製した (図 2.4.3.4)。シート材を格子枠の下側に配置した場合、局所荷重によってシート材と格子枠が分離する可能性があるため、本実験では竹枠シート工法と同様に格子枠をシート材の下側に配置した。モルタル充填による格子枠の形成後、軟弱地盤の中央に木製合板 (コンクリート型枠パネル) で作製した底盤 ($1.8\text{m}\times 3.6\text{m}$) を設置し、その上部に鉄板 ($1.5\text{m}\times 3.0\text{m}$) を 1 枚ずつ積載して载荷を行った。鉄板は最大 10 枚まで積載している。鉄板を 10 枚積載した時の荷重強度 P ($=14.05\text{kN/m}^2$) は、超湿地ブルドーザの接地圧に相当する。鉄板 1 枚あたりの荷重保持時間は 5 分とし、その間に木製合板に設置した 4 つの光学ターゲットの鉛直変位 (沈下量) S を光波測量によって測定した。

図 2.4.3.6 は実験から得られた P - S 関係である。比較のため、ここにはシート材と同等の引張強度 ($T_{\max}=70\text{kN/m}$) を有する樹脂ネットを用いた実験の結果も併記した。同一の P で比較した場合、 S は格子状補強シートの方が明らかに小さい。図 2.4.3.7 は载荷最終段階 (図 2.4.3.6 中、矢印位置) での载荷範囲の様子だが、樹脂製ネットの場合、载荷範囲に大きな局所沈下が生じ、载荷用鉄板の天端位置が周辺地盤の高さとほぼ等しいのに対して、格子状補強シートのケースでは局所沈下が大幅に低減されていることが分かる。図 2.4.3.8 はこの段階でのシート材上面の標高変化をデジタル写真測量¹⁷⁾によって可視化した結果である。樹脂ネットのケースでは载荷範囲の周辺に約 0.3m の隆起が生じたが、格子状補強シートのケースでは、沈下・隆起ともに大幅に軽減されていることが分かる。図 2.4.3.1 に示したように载荷範囲直下には、縦・横断方向にそれぞれ 1 本のジオジャケットしか配置されていない。このような条件であるにも関わらず地表面の変状が小さくなったのは、ジオジャケットの曲げ耐力が荷重分散に寄与したためと考えられる。



図 2.4.3.2 実験状況

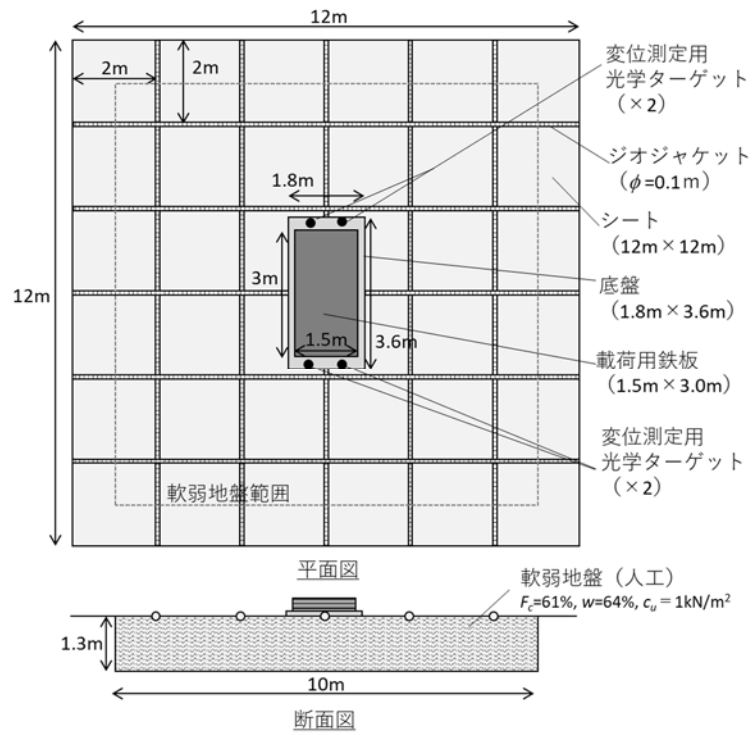


図 2.4.3.3 実大载荷実験の概要



図 2.4.3.4 使用したジャケットとシート材

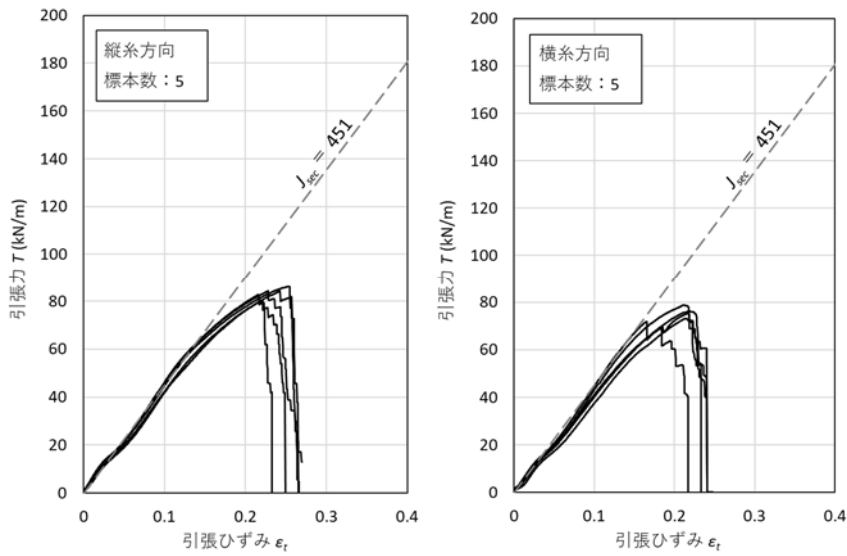


図 2.4.3.5 シート材の引張試験結果 (JIS L 1908)

表 2.4.3.1 シート材の力学性能

材質	ポリエステル
単位面積あたりの重量	0.24kg/m ²
最大引張強さ T _{max}	76.7kN/m
割線係数 J _{sec}	451kN/m

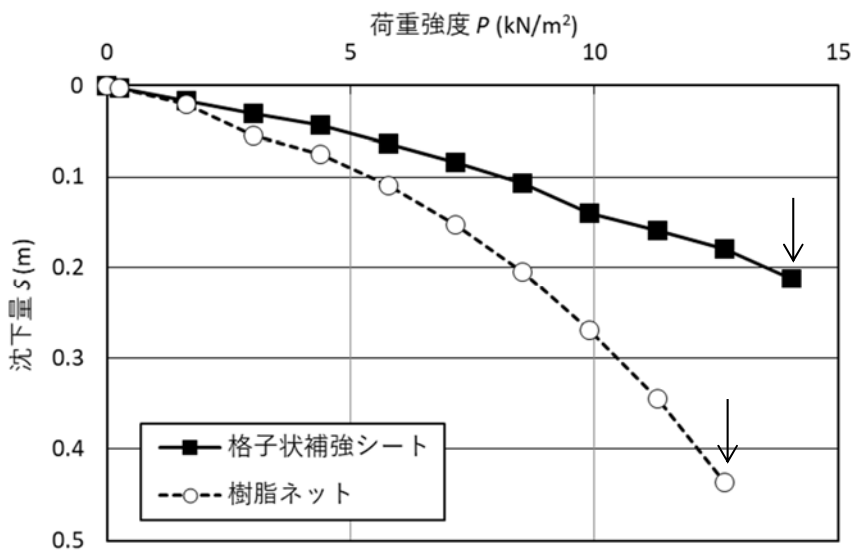


図 2.4.3.6 荷重～変位関係

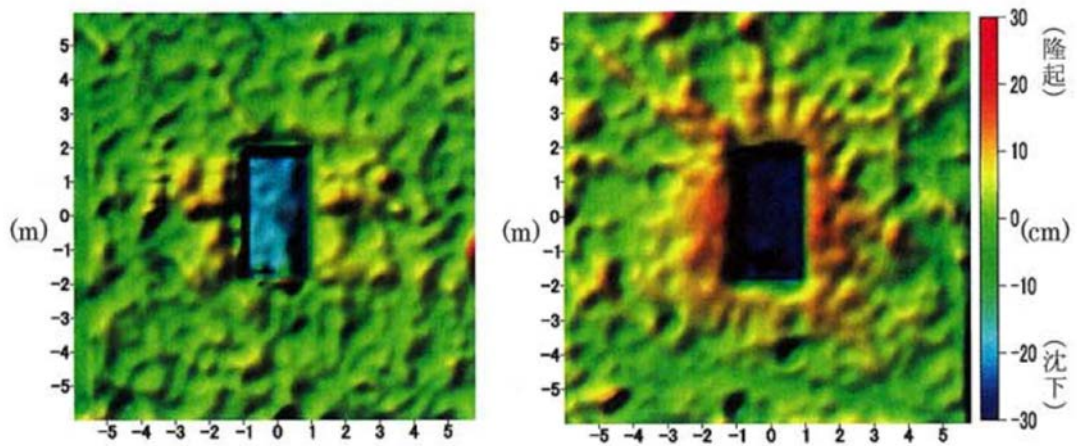


(a) 格子状補強シート



(b) 樹脂ネット

図 2.4.3.7 載荷最終段階における載荷範囲の状況



(a) 格子状補強シート

(b) 樹脂ネット

図 2.4.3.8 載荷最終段階での沈下分布図

(3) 試適用例

竹枠シート工法に代表される不同沈下抑制のための表層安定処理工法は現在も活用されているが、ジオジャケット製の格子枠で補強した格子状補強シートについても同様の補強効果が期待できることが実大実験で明らかとなった。当シートは、例えば水田のような軟弱地盤上でも重機の安定走行を可能とする。図 2.4.3.9 はその一例¹⁸⁾で、敷鉄板と格子状補強シートを組み合わせることで、重機の走行性を確保可能なことを示している。

図 2.4.3.10 はこれと類似の事例で、当工法によって軟弱な堤外地地盤に工事用の重機走路を設けたものである。重機走路用地には保護対象となる貴重植物(ヨシ)が繁茂していたが、重機安定性確保のために良質土置換や固化改良を行っていた場合、貴重植物の植生群を喪失した可能性が高い。これも当工法の副次的効果と言える¹⁹⁾。



図 2.4.3.9 軟弱な水田における重機走路の設置



図 2.4.3.10 貴重植物(ヨシ)の根茎保護

2.5 まとめ

本章では、ジャケットと呼ばれる筒状織物の内部にモルタルを充填して形成する地盤補強材「ジオジャケット」の性能を確認するため、種々の条件で試験用供試体の曲げ試験を実施した。また、ジオジャケットの曲げ挙動のメカニズムを解明するために数値解析によって曲げ試験結果のシミュレートを行った。さらには現場で補強材として使用されたジオジャケットの曲げ挙動を調査し、現場で施工されたジオジャケットに期待可能な補強効果を整理した。これらの結果を踏まえ、ジオジャケットの用途についても検討した。得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 載荷履歴を受けたことのないジオジャケットの $M-\phi$ 関係は、曲率が $\phi < 0.05$ の範囲ではモルタルの性能に、それより曲率が大きい範囲ではジャケットの性能に大きく影響を受ける。
- (2) モルタル注入延長が 100m 以内であれば、注入口からの距離が $M-\phi$ 関係に及ぼす影響は少ない。また、支点間距離に応じて $M-\phi$ 関係が変化するため、ジオジャケットの曲げ剛性に期待するような用途ではその影響に注意する必要がある。 $\phi < 1.5$ の領域では材齢が $M-\phi$ 関係に及ぼす影響も小さい。
- (3) 現場施工されたジオジャケットは、施工荷重や覆土荷重によって曲げ変形を受ける。この影響で載荷履歴を受けていないジオジャケットと比べ、 ϕ が小さい領域の $\Delta M/\Delta \phi$ が低下する。ただし、ジャケットの性能が支配的となる ϕ が大きい領域の $\Delta M/\Delta \phi$ は変化しない。この挙動は、載荷履歴を受けないジオジャケットに関する繰返し曲げ試験結果によって説明できる。
- (4) シートを格子状に配置したジオジャケットで補強する格子状補強シート工法は、局所荷重に起因する不同沈下の抑制に効果的である。当工法は軟弱地盤上の重機の走行性確保にも効果的である。

参考文献

- 1) 総務省：消防用ホースの技術上の規格を定める省令，平成 25 年総務省令第 22 号，2013.
- 2) 北本幸義、吉田輝、山本拓治、吉川正、柴田健一、柄崎和孝、糸久智、八木伊三郎： ジャケット工法について、ジオシンセティクス技術情報、Vol.20、No.3、pp.18-23、2004.
- 3) 土木学会：2017 年制定 コンクリート標準示方書【設計編】， pp. 42, 2017.
- 4) 岡本道孝、永谷英基、吉田輝、田淵哲也、中島悠介、田中恵佑、岡村昭彦、倉田正博： 軌道高架化工事における仮線路盤構築への格子状補強シート工法の適用実績、令和元年度土木学会第 74 回年次学術講演会、VI-870、2019.
- 5) 原田靖生、中島悠介、岡本道孝、三村育広：格子状補強シートによる 90t クローラクレーンの沈下対策（その 2）、施工実績と対策効果の確認、土木学会第 71 回年次学術講演会、VI-639、2016.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV 下部構造編、pp.298、2017.
- 7) 阿部裕：コーポレートメンバー紹介 鹿島建設(株)技術研究所、ジオシンセティクス技術情報、Vol.19、No.1、国際ジオシンセティクス学会日本支部、pp.19-21、2003.
- 8) 北本幸義、吉田輝、山本拓治、吉川正、柴田健一、柄崎和孝、糸久智、八木伊三郎：技術報文 ジャケット工法について、ジオシンセティクス技術情報、Vol.20、No.3、pp.18-23、2004.11
- 9) Mikami, T., Yoshida, T., Kitamoto, Y., Okamoto, M.: Application of cement-treated soil supported by a geotextile to prevent differential settlement on road surfaces, Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp.1399-1402, 2017.
- 10) 三上大道、吉田輝、岡本道孝、北本幸義：ジオシンセティクスを活用した道路段差対策工法の設計方法、鹿島技術研究所年報、Vol.64、pp.34-39、2016.
- 11) 高橋真一、落合東興、西林清茂：超軟弱地盤埋立地におけるシート・竹枠工法の施工例、基礎工、vol.16、No.12、pp.87-91、1988.
- 12) 佐々木俊佑、児玉泰男：東京港埋立地の竹組シート工法による施工例：基礎工、Vol.9、No.2、pp.70-75、1981.
- 13) 林野庁：竹の利活用推進にむけて、2019.
- 14) 例えば、永井拓生、陶器浩一：竹の設計強度の算定および人力施工が可能な接合法の開発、日本建築学会技術報告集 Vol.22、No.52、pp925-928、2016.
- 15) 吉田輝、北本幸義、黒沼出、大津啓介、柴田健一、柄崎和孝、後藤順一、八木伊三郎：格子状補強枠を有するシート工法の表層処理効果、第 40 回地盤工学研究発表会、972、2005.
- 16) Yoshida, T., Kitamoto, Y., Shimada, Y., Kuronuma, I., Shibata, K., Karasaki, K., Goto, J. and Yagi, I.: Effects of surface soil stabilization by a lattice-frame-reinforced sheet, Proc. of the 8th International conference on Geosynthetics, pp. 843-846, 2006.
- 17) 三浦悟、黒沼出、今井道男：デジタル写真測量による構造物の変位・変形計測、電力土

- 木、No.322、pp99-103、2006.
- 18) 後藤順一、三浦一男、柴田健一、柄崎和孝、河合徹夫、北本幸義、吉田輝：水田上の仮設道路を目的としたパレスシート工法の実証試験、ジオシンセティクス論文集、vol.21、pp.41-44、2006.
 - 19) 岡村昭彦、柴田健一、柄崎和孝、毛利尚弘：格子ジャケットを用いた河川護岸工事におけるヨシ地下茎保護工法施工例、ジオシンセティクス論文集、vol.22、pp.249-252、2007.

3. 覆土の地盤反力係数を指標とした補強効果の検討

3.1 本章の概要

前章の検討によって、ジオジャケットを用いて補強したシート（格子状補強シート工法）が、軟弱地盤の不同沈下対策として一定の効果を有することが明らかとなった。一方、人の立ち入りが困難なほどに極端な軟弱地盤でなくとも、地盤補強が必要となるケースは多い。例えば、道路や軌道の路盤は1m以下の薄層で構築されることが多く、その荷重支持性能は基礎地盤（路床）の性能の影響を受ける。このため、軟弱地盤上に道路や軌道を施工する際は、基礎地盤の置換や改良が頻繁に行われる。そこで本章では、本工法によって補強した軟弱地盤上の路盤の性能確認を通じて、その有効性を検討する。後述のように、路盤の性能は路盤表面の地盤反力係数などで規定されることが多いため、これを指標として本工法の補強効果を議論する。

本章ではまず、当該分野の既往技術について述べ、格子状補強シート工法が解決すべき課題を整理する。その次に、実大実験によって軟弱地盤上に軌道路盤を構築する際の格子状補強シート工法の補強効果を検討する。その上で、実験から得られた結果の妥当性を2次元弾性FEM解析によって検証する。最後に軟弱地盤上に路盤を構築する上で格子状補強シート工法の有効性を簡易的に判断するためのノモグラムを提案する。

3.2 既往技術とその課題

3.2.1 道路や軌道の構造と機能

道路構造のうち、路体より上部の一般的な構成を図3.2.1.1¹⁾に示す。下から、路床、路盤、基層、表層が配置されている。路盤を上層路盤と下層路盤に分割し、それぞれ別の仕様を定める場合もある。一般に路盤と基層、表層を一体として「舗装」と呼称する。路床は舗装の基礎地盤であり、道路分野では舗装の下部1mの範囲を差す。路床には、舗装と一体となって交通荷重を支持すると同時に、路体に対して交通荷重をほぼ一定に分散させることが求められる。路盤と路床の関係もこれと同様である。ただし路盤に作用する荷重は、路床より大きく、衝撃的なため、路床より耐久性に富む材料を用いられることが多い。

鉄道軌道の場合、粒状材料を強固に締固めて構築する路盤を「強化路盤」という。これは上述した道路の舗装構造を参考に考案されたもので²⁾、北陸新幹線の長野付近の建設時に採用され、1992年に刊行された「鉄道構造物等設計標準・同解説-土構造物-(以下、鉄道標準とする)」で本格運用が始まった。この構造では路盤表面を施工基面と称し³⁾、路盤の下位には盛土や切土、素地（原地盤）が配置される。道路の舗装構造と異なり、施工基面から3mの範囲の路盤や排水工以外の範囲を路床と呼称する。なお、路床と路盤に求められる性能は道路の場合と同じである。

路床や路盤は交通荷重を単に支持するだけでは無く、それらの荷重が作用した場合の変形を僅か（2.5mm）に留めることが求められる⁴⁾。このため、路床や路盤には変形性に関する

る仕様が定められ、例えば軌道の場合、道路の平板載荷試験（JIS A 1215）で得られる地盤反力係数 K_{30} に下限値が設けられている³⁾。地盤材料は、鋼構造やコンクリートと比べて小さいひずみで非線形的な応力～ひずみ関係を示すが、路盤や路床にこのような仕様を設定することによって、交通荷重の作用によって生ずる変形を弾性範囲に収めるとともに、繰り返し荷重に対する耐久性を確保することを意図したものと理解される。また、このような仕様を定めることは、車両の走行性や快適な乗り心地の確保にも寄与している。

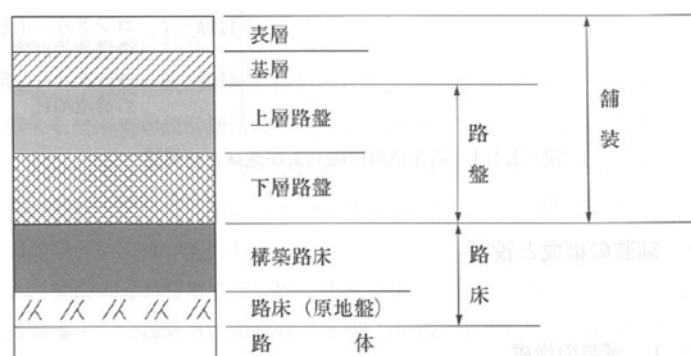


図 3.2.1.1 道路構造の一例¹⁾

3.2.2 既存技術

前述のように道路や軌道を構成する路床・路盤には、荷重支持性能のみならず交通荷重の作用による変形を小さく抑える機能が求められる。図 3.2.1.1 には路床範囲に構築路床という記述がある。これは原地盤や盛土に所要の路床性能を期待できない場合、これらを改良して造成する路床を指し、一般的に (1) 置換、(2) 固化改良、(3) 地盤補強、といった工法で施工される。それぞれの施工方法と課題を以下に整理する。

(1) 置換

表層の軟弱地盤の全部もしくは一部を掘削して取り除き、碎石などの良質な材料に置き換えることをいう。置換厚さは経験的に定められることが多い。前述した 3 工法で比較すると工程が一番単純だが、掘削土量が最も多く、大量の土運搬を伴う上、掘削用の土留め工や近接施設の変状対策が必要となる。また、置換土が軟弱層内に貫入したり、軟弱土が置換土内に浸入したりして、置換路床の性能が時間の経過に伴って低下することもある。

(2) 固化改良

軟弱地盤にセメントや石灰などの改良材を混合してこれを固化させ、路床性能を確保する方法である。改良深さは置換工法と同様の考え方で設定されることが多いが、置換工法よりも大きな剛性・強度を確保可能な場合、置換工法よりも改良深さを浅く設定できる。改良材の混合量は室内配合試験によって定めるが、軟弱土や現場施工の不均一性を考慮する上で、混合量を配合試験結果よりも大きく設定して目標性能が確実に得られるように施工する。その結果、現場で施工した改良体の強度は設計強度を上回るのが普通である。1.2 で述

べたように、様々な施工条件に対応するため、数多くの施工機械や改良材が実用化されているが、その一方で施工中の粉塵や施工時に発生する排泥、改良土のアルカリ溶出といった環境負荷が問題となることもある。

(3) 地盤補強⁵⁾

これは、軟弱地盤面にジオテキスタイルのような面状補強材（シート材）を敷設して、その上部に路盤を構築する方法で、軟弱地盤上にシートを直接敷設することから、前述した置換や固化改良と比べた場合、以下の点で有利とされている。

- 1) 軟弱層を直接改良する必要が無いため、掘削土が殆ど発生しない。
- 2) 掘削土が殆ど発生しないため、発生土搬出に伴う交通量や事故リスク、沿道環境負荷の増加が少ない。
- 3) 対策工としては軟弱層表面にシート材を敷設するだけであり、重機作業に伴う粉塵、騒音、振動が発生しない。
- 4) 固化改良に必要な養生期間を必要としないため、工期を短縮できる。
- 5) シート材敷設は季節や天候に影響されにくいいため、計画どおりに施工を進めやすい。
- 6) 置換や固化改良と比べて必要な仮設物が少なく、コストを低減できる。
- 7) 資材の購入や搬入が場所・時期・量に関係なく容易に行うことができる。

これらの利点を踏まえ、道路舗装の分野においてジオテキスタイルを用いた安定処理方法が実用化されている⁵⁾。2.4.3 で述べたように、シート材にはその引張力に因る補強効果や載荷範囲側部地盤の隆起をシートが抑える効果などが期待できるが、路床補強に関する現行の設計法⁵⁾では軟弱土と路盤を分離する機能だけを考慮して良いことになっている。また、過度に軟弱な地盤を対象とした場合、路盤の締固めを満足に実施できない可能性があるため、当工法の適用範囲は *CBR* が 0.5 以上の軟弱地盤に限られている。また、繰り返し作用する交通荷重下でのジオテキスタイルの挙動について未解明なことも多いため、使用可能な道路は交通量が 1,000 台/日未満の範囲に限定されている。

3.2.3 格子状補強シート工法が解決すべき課題

路床や路盤をシート材で補強する技術には他の工法には無い利点があるものの、現状で期待される機能は、軟弱土と路盤材の分離だけに限定されている。例えば、シート材そのものの地盤補強効果を考慮できるようになれば舗装や軌道の構造の合理化が可能となり、コストや工期の削減に寄与できる。

次節以降は、合理的な舗装・軌道構造の実現に向けた地盤補強工法の提案を目的として、格子状補強シート工法で補強した路床・路盤に関し、以下の順序で検討する。

- 1) 現場実験による軌道路盤の補強効果の確認 (3.3.2、3 節)
- 2) 現場実験結果の再現解析 (二次元弾性 FEM 解析) および基礎地盤の性状、施工仕様 (路盤厚、格子寸法) の影響評価 (仕様選定ノモグラム作成) (3.3.4 節)
- 3) 適用事例とそこから得られた知見の整理 (3.4 節)

3.3 格子状補強シートで補強した覆土の地盤反力係数に関する現場実験

3.3.1 目的

前述のように軟弱地盤上の路床・路盤の補強にシート材を適用するには、シート材の力学的補強効果を定量的に評価する必要がある。そこで、格子状補強シートを軟弱地盤上に敷設し、その覆土として施工した碎石層上で道路平板載荷試験を実施し、補強効果を検討することとした。

3.3.2 実験概要

(1) 背景

軌道の高架化事業には、軌道を一時的に仮線に移設して工事用地を確保する仮線方式がある（図 3.3.2.1）。高架化事業中も仮線を用いて鉄道が運行されるため、仮設の軌道路盤にも、本設軌道と同様に $K_{30} \geq 110\text{MN/m}^3$ を確保することが求められる。従って、仮線用地に軟弱地盤が分布している場合、地盤改良が必要となる。

ある軌道高架化事業において、事業用地近隣への施工時の環境負荷（騒音・振動・粉塵）低減や工期短縮の都合から、置換や固化改良以外の方法で軟弱地盤の改良を行う必要が生じたことから、格子状補強シート工法の有効性を現場実験によって確認することとなった。本節では、こういった背景のもと仮線用地で実施した実験について述べる⁶⁾。なお、軌道構造では施工基面（路盤面）から深さ 3m の範囲を路盤とみなすため、ここでの格子状補強シート工法は路盤補強工法に位置付けられる。

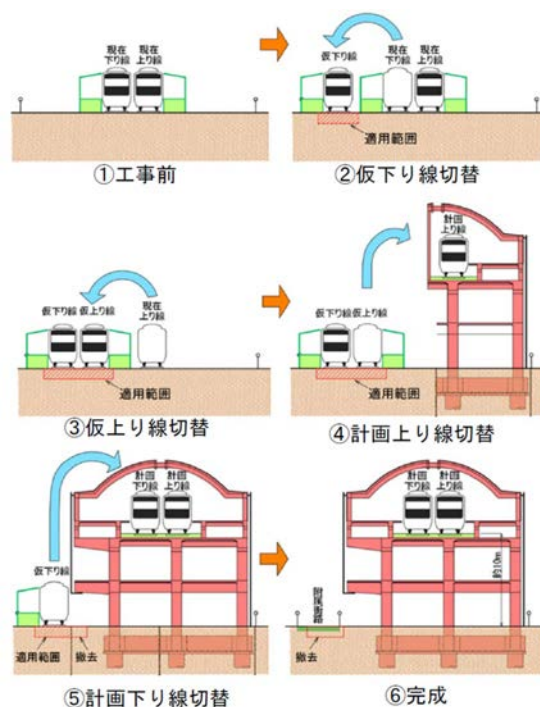


図 3.3.2.1 仮線方式による軌道高架化事業の例

(2) 地盤調査

施工範囲の調査平面図を図 3.3.2.2 に示す。破線は後述する格子状補強シートの敷設範囲と格子枠の平面配置を表す。地盤調査では、現地表面を試験基盤として標準貫入試験、スウェーデン式サウンディング試験、ポータブルコーン貫入試験、現場密度試験を行った。また、ピット掘削箇所（図 3.3.2.3）から採取した試料を用いて物理試験を実施した。道路の平板載荷試験は現地盤の表層 0.2m を掘削除去した整形基面において実施した。

試験施工箇所の地層構成を N 値の深さ分布と併せて図 3.3.2.4 に示す。地表には層厚が約 1.2m で平均 N 値が 2 の粘性土質砂が分布し、その下に層厚 0.65m の粘性土混り礫質砂、層厚 0.7m の細砂、層厚 1.6m 以上の礫層が堆積していた。GL-4.0m までボーリングで削孔したが、地下水は確認されなかった。

表層の粘性土質砂と粘性土混じり礫質砂の物理試験結果を表 3.3.2.1 に、地表面で実施した粘性土質砂の現場密度試験結果を表 3.3.2.2 に示す。粘性土質砂の飽和度 S_r は約 70% であった。

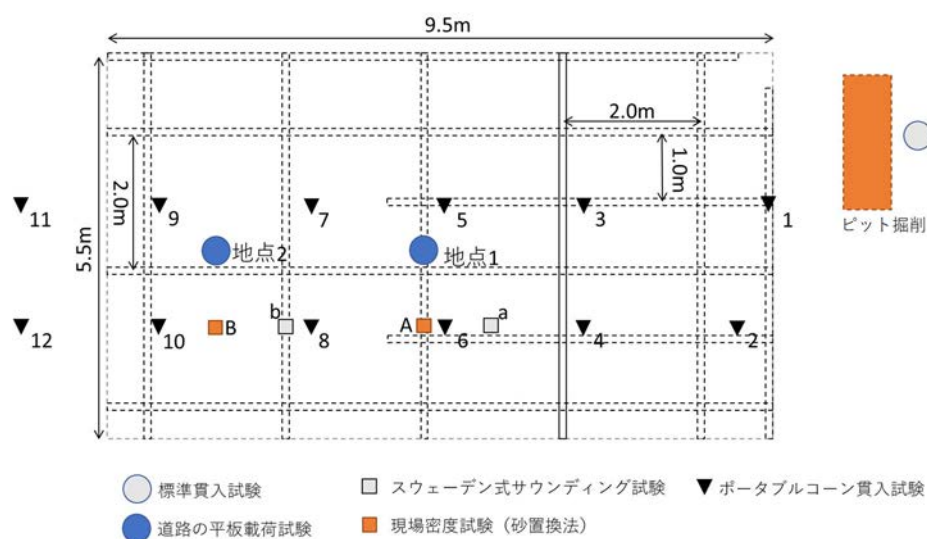


図 3.3.2.2 地盤調査位置

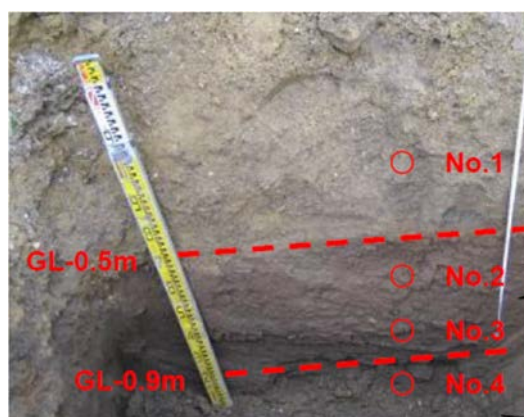


図 3.3.2.3 ピット掘削状況

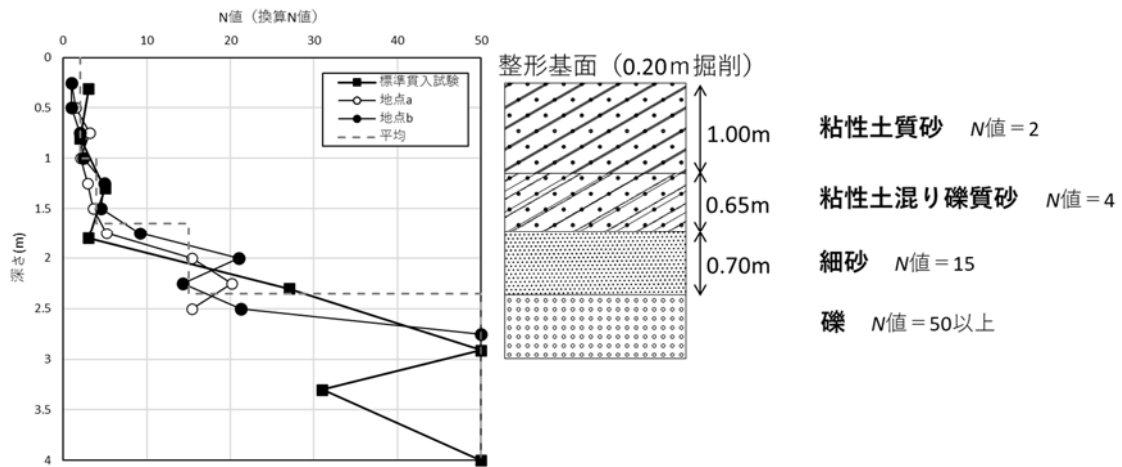


図 3.3.2.4 基礎地盤の地層構成

表 3.3.2.1 物理試験結果

試料名	粘性土質砂			粘性土混り 礫質砂	
	GL-0.3m	GL-0.7m	GL-0.8m	GL-0.9m	
採取深さ*					
土粒子密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	2.667	2.664	2.683	2.692	
自然含水比 $w_n(\%)$	30.8	32.5	24.8	10.8	
粒度分布	礫分(%)	0.4	0.5	3.2	21.2
	砂分(%)	51.0	53.0	48.0	66.2
	シルト分(%)	33.8	26.7	33.4	10.0
	粘土分(%)	14.8	19.8	15.4	2.6
	最大粒径 $D_{\max}(\text{mm})$	4.8	4.8	4.8	26.5
	均等係数 U_c	—	—	—	11.7

*基面整形前の深さ

表 3.3.2.2 現場密度試験結果 (粘性土質砂)

測点	湿潤密度 $\rho_t(\text{g}/\text{cm}^3)$	含水比 $w_n(\%)$	乾燥密度 $\rho_d(\text{g}/\text{cm}^3)$	間隙比 e	飽和度 $S_r(\%)$
A	1.650	28.43	1.285	1.075	70.5
B	1.698	26.85	1.338	0.993	72.1
平均	1.674	27.64	1.312	1.033	71.3

シートの敷設前に整形基面で行った道路の平板載荷試験（JIS A 1215）で得られた地盤反力係数 K_{30} を表 3.3.2.3、図 3.3.2.5 に示す。図 3.3.2.5 にはポータブルコーン貫入試験から得られたコーン指数 q_c をもとに式 (3-1~3) ^{7, 8)} で推定した $K_{30,qc}$ の深さ分布も併記した。各式での CBR 、 q_c 、 K_{30} の単位はそれぞれ%、 kN/m^2 、 MN/m^3 である。

$$\text{現場 } CBR = q_c / 200 \quad (3-1)$$

$$\text{室内 } CBR = 2/3 \cdot \text{現場 } CBR \quad (3-2)$$

$$K_{30} = 9.80665 \cdot \{(\log (\text{室内 } CBR) + 0.192) / 0.115\} \quad (3-3)$$

図 3.3.2.5 にはポータブルコーン貫入試験実施位置のうち、No.4~10 の結果を示した。これは、No.1 で $K_{30,qc}$ が負値となったことや、No.2、3、11、12 で礫の影響と推定される過大な q_c が得られたことを考慮したためである。物理的に K_{30} が負値になることは有り得ないため、No.1 では q_c から評価した室内 CBR は、式 (3-3) の適用範囲外だったと考えられる。

図 3.3.2.4 から、平板載荷試験で確認された K_{30} は当該深さの $K_{30,qc}$ のばらつきの下限付近の値であることが分かる。また K_{30} 、 $K_{30,qc}$ は軌道路床の規格下限値 ($70MN/m^3$) を下回っており、試験箇所に軌道を設置する場合、基礎地盤の改良が必要と判定される。なお、表 3.3.2.3 に示した変形係数 E は式 (3-4) ⁸⁾ を用いて K_{30} から求めた値である。

$$E = \{\pi \cdot a \cdot (1 - \nu^2)\} \cdot K_{30} / 2 \quad (3-4)$$

但し、 a : 載荷盤直径 (=0.3m)

ν : ポアソン比 (=0.4)

表 3.3.2.3 整形基面の平板載荷試験結果

	地盤反力係数 K_{30} (MN/m^3)	変形係数 E (kN/m^2)
地点 1	18.1	3,582
地点 2	24.2	4,790
平均	21.2	4,186

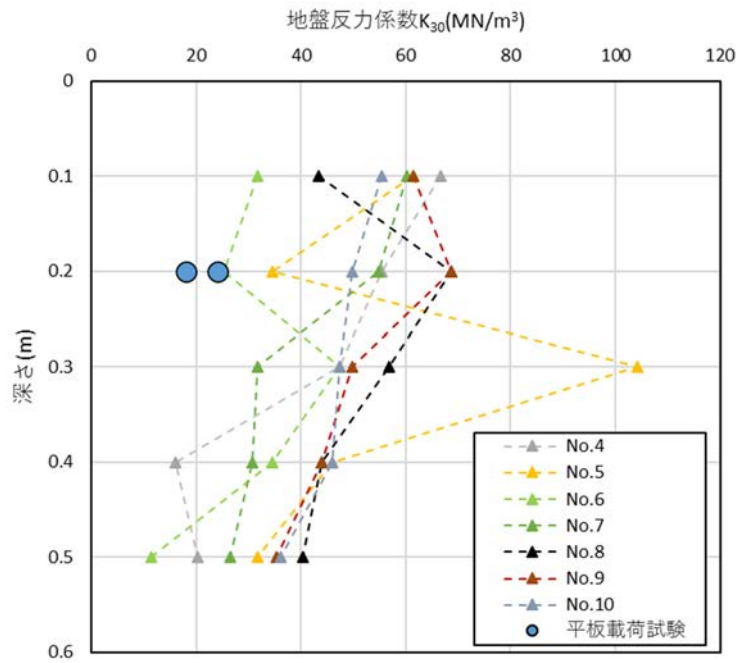


図 3.3.2.5 コーン指数 q_c から推定した地盤反力係数 K_{30} の分布

(3) 試験路盤の造成

敷設した格子状補強シートの平面図を図 3.3.2.6 に示す。格子間隔が路盤性能に及ぼす影響を確認するため、当実験では 1m×2m、2m×2m の 2 種類の格子枠を採用した。2.4.3 で述べた実大実験ではシート材の下に格子枠を配置したが、本実験でそのようにした場合、シート材の張力によって覆土の締固めが阻害されたり、格子枠内を覆土材で完全に充填できなったりする可能性があるため、本実験ではシート材の上に格子枠を配置することとした。モルタル注入から 3 日経過後に C40 砕石（表 3.3.2.4、図 3.3.2.8、3.3.2.9）でシート上に厚さ 0.3m の覆土を行い、試験路盤を造成した。覆土は 1 層あたりの仕上り厚を 0.15m として 1t 級ハンドガイドローラを用いて転圧した。転圧後に砂置換法によって確認した締固め度 D_c は、JISA 1210（突き固めによる土の締固め試験）の E-b 法で得られた最大乾燥密度 ρ_{dmax} の 90% 以上だった（図 3.3.2.9）。また、格子状補強シートの有無の影響を確認するため、近傍地盤に格子状補強シートを敷設せずに路盤を造成した（以下、無補強とする）。

路盤の造成後、図 3.3.2.6 に示す A~D の添え字付きの白丸、a~f の添え字付きの黒丸で示した計 10 箇所での平板載荷試験を行い、 K_{30} を測定した。試験箇所は格子枠との相対位置が K_{30} に及ぼす影響を評価できるように設定しており、これらを統合すると図 3.3.2.7 のようになる。それぞれ、ジオジャケットの交差部（○_A、●_a）を原点とする X、Y 座標系において、X=0.0、1.0m とした Y 軸上で、Y を 0.5m ごとに変化させた。なお、ジオジャケットの交差部（○_A、●_a）と各格子枠の中心（○_D、●_f）では、覆土厚 0.3m での試験後に、覆土を 0.1m 追加し、覆土厚を 0.4m とした平板載荷試験を行った。平板載荷試験は、モルタル注入から 6~7 日経過後に行った。

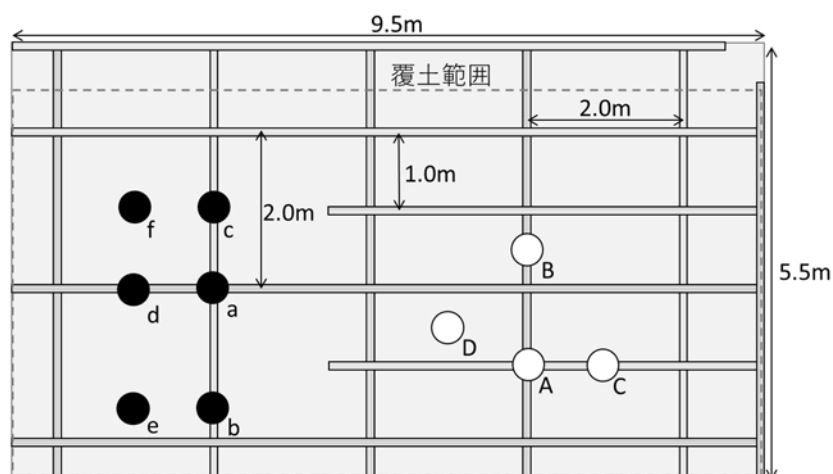


図 3.3.2.6 格子状補強シートの平面図

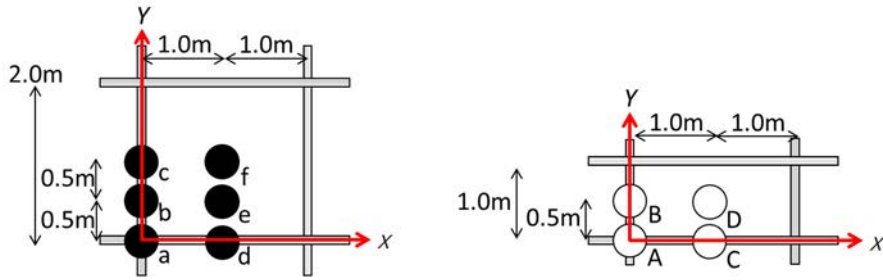


図 3.3.2.7 平板載荷試験の位置関係

表 3.3.2.4 覆土材 (C40 碎石) の材料試験結果

土粒子密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	2.725
自然含水比 $w_n(\%)$	4.4
締固め試験方法	(E-b)
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(\text{g}/\text{cm}^3)$	2.173
最適含水比 $w_{opt}(\%)$	7.2

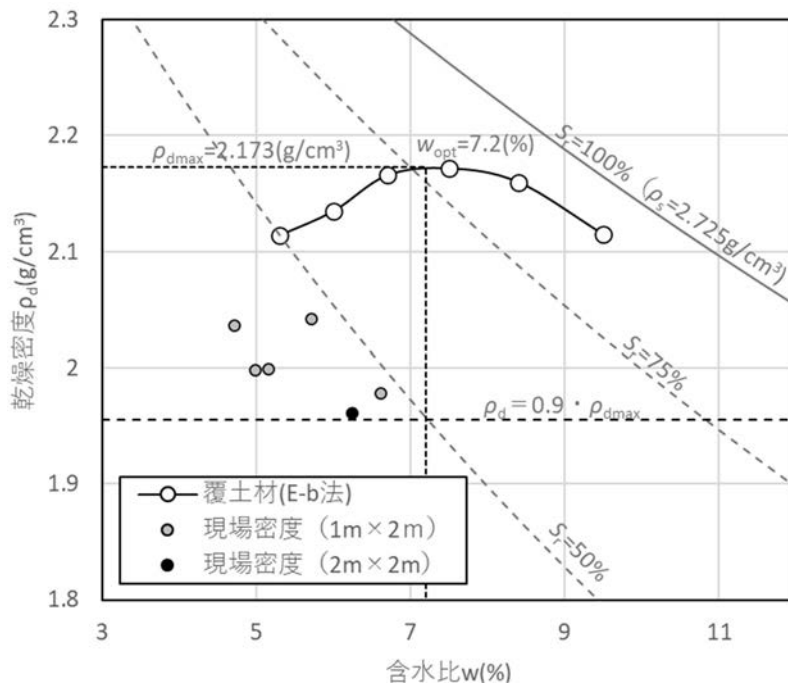


図 3.3.2.8 覆土材 (C40 碎石) の締固め曲線と現場密度試験結果

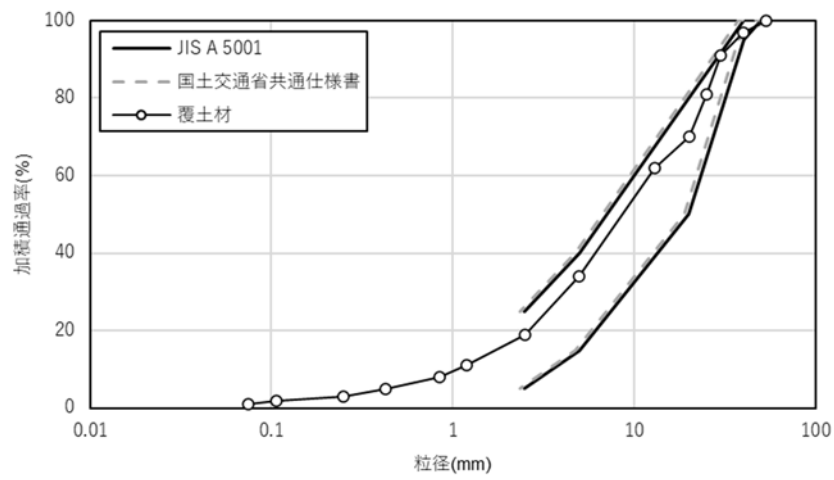


図 3.3.2.9 覆土材 (C40 碎石) の粒度分布



写真 3.3.2.1 格子状補強シートの施工 (左:敷設直後、右:モルタル充填後)



写真 3.3.2.2 試験路盤の造成



写真 3.3.2.3 平板載荷試験 (JIS A 1215)

3.3.3 実験結果

(1) 格子枠との相対位置の影響

図 3.3.3.1 に覆土厚を 0.3m とした時の K_{30} と格子枠との相対位置 Y (図 3.3.2.6) の関係を示す。実線が $X=0.0\text{m}$ 、破線が $X=0.5\text{m}$ とした関係である。格子状補強シート上に施工した路盤の K_{30} は規格値 (110MN/m^3) を上回ったが、無補強ケースの K_{30} は 64MN/m^3 と規格値を下回り、格子状補強シートの補強効果が明確に表れた。格子状補強シートに関する試験結果では、格子寸法 $2\text{m}\times 2\text{m}$ の格子中央部 (\bullet_f) で K_{30} が最小となった。また、 \circ_A の結果を除けば、格子枠中央の K_{30} が最も小さいことが分かる。これは、格子枠中央でジオジャケットの補強効果が最も小さくなるためである。

\bullet_f に次いで K_{30} が小さい \circ_A 地点は、格子寸法 $1\text{m}\times 2\text{m}$ のジオジャケット交差部にあたる。 \circ_A では K_{30} が最も大きくなることが期待されたが、ここで K_{30} が小さくなった原因として、ジオジャケット交差部に生ずる空洞の影響が考えられる。交差部では 2 本のジオジャケットが上下に重なるように配置されるため、下のジオジャケットの側部に空洞が発生する (図 3.3.3.2)。 \circ_A の K_{30} が小さいのは、この空洞への覆土材の充填が不十分だったことの影響によるものと考えられる。

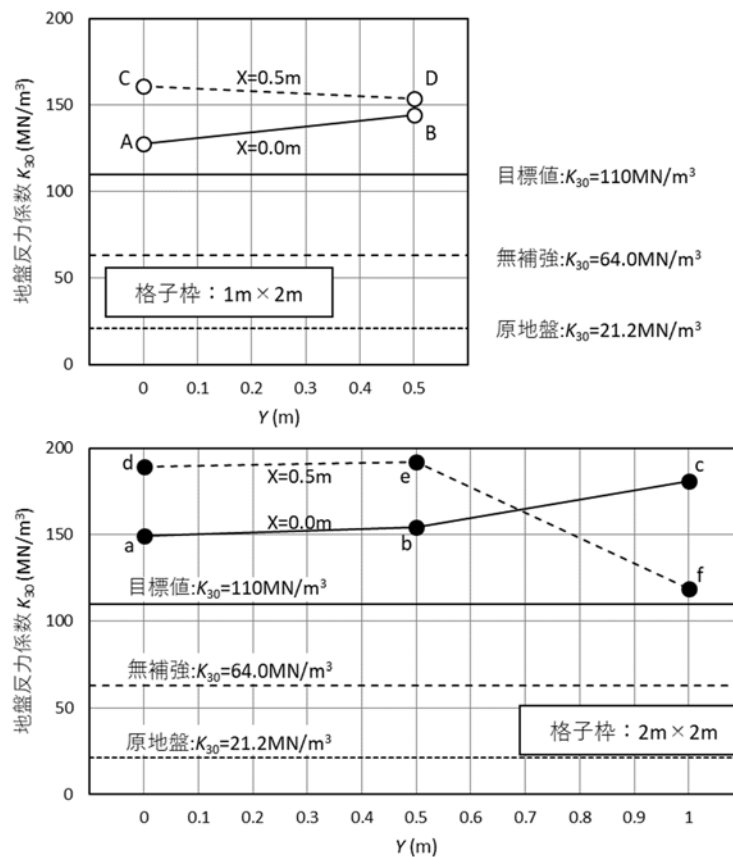


図 3.3.3.1 K_{30} とジオジャケットからの相対位置 Y の関係 (覆土厚 0.3m)



図 3.3.3.2 ジオジャケットの交差部の状況

(2) 覆土厚の影響

図 3.3.3.3 に覆土厚を 0.3m と 0.4m とした時の K_{30} の比較結果を示す。ここでいう覆土厚とは、格子状補強シート上面に設置した覆土の厚さを指し、覆土天端と基礎地盤の高さの差を表す。格子枠の補強効果が最も小さくなる格子中央部（D、f 地点）では、覆土厚を増したことで K_{30} が増加した。覆土厚を大きくしたことで荷重分散効果が増し、 K_{30} に対する基礎地盤の影響が低下したためと考えられる。

なお、 \bigcirc_A 地点でも K_{30} が増加したが、前述した空洞の影響で覆土厚を増した効果は僅かに留まった。図 3.3.3.1、2 に示した結果を踏まえ、当実験以後の格子状補強シートの施工では、ジオジャケット交差部の覆土材の充填と締固めを特に入念に行うこととした。

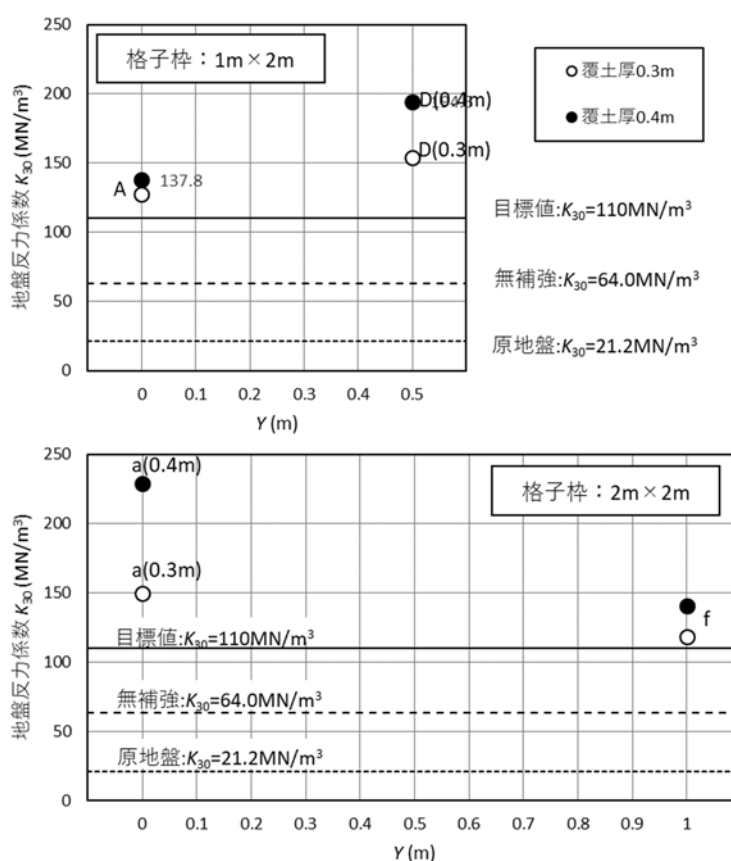


図 3.3.3.3 K_{30} と Y の関係（覆土厚 0.4m）

3.3.4 実験のまとめ

実験から、底部を格子状補強シートで補強することで覆土の K_{30} が大きくなることが明らかになった。さらには、格子間隔が小さく、また覆土厚が厚いほど、 K_{30} が大きくなることも分かった。これらの結果から、軟弱地盤上で軌道の路盤を施工するにあたり、格子状補強シートを碎石で覆土する工法は性能確保に有効に機能すると判断できる。

3.4 格子状補強シートで補強した覆土の地盤反力係数に関する解析的検討

3.4.1 目的

3.3 で述べた実験と地盤条件が異なる場合、格子状補強シートの補強効果も変化すると予想される。本節では、前節に述べた実験結果の妥当性を FEM 解析によって検証するとともに、基礎地盤の N 値、格子寸法や覆土厚に関するパラメトリックスタディーを行い、種々の地盤条件下で所定の K_{30} の確保に必要な施工仕様を検討する。

3.4.2 解析モデル

図 3.4.2.1 に FEM 解析モデルを示す。当解析では鹿島建設(株)の内製 FEM 解析プログラムである Geotechs を用いた。このモデルは、前節で述べた実験のうち格子状補強シートの補強効果が最も小さい格子枠中央の平板載荷試験（図 3.3.3.5 の \bigcirc_D 、 \bullet_F 地点）の試験状況を 2次元断面でモデル化したものである。ここでは基礎地盤を弾性床として、その上に位置する厚さ 0.3m の覆土を 2次元の有限要素としてモデル化した。覆土については、ジオジャケットを含まない上部 0.2m（上部覆土）を碎石層として、碎石層と直径 0.1m のジオジャケット、シートが複合している下部 0.1m の範囲を補強層として扱った。補強層の挙動は、これら 3 材料の相互作用の影響を受けるが、本解析では補強層を単一の力学性能を持つ層として単純化し、その物性値を現場実験結果の再現解析によって求めた。

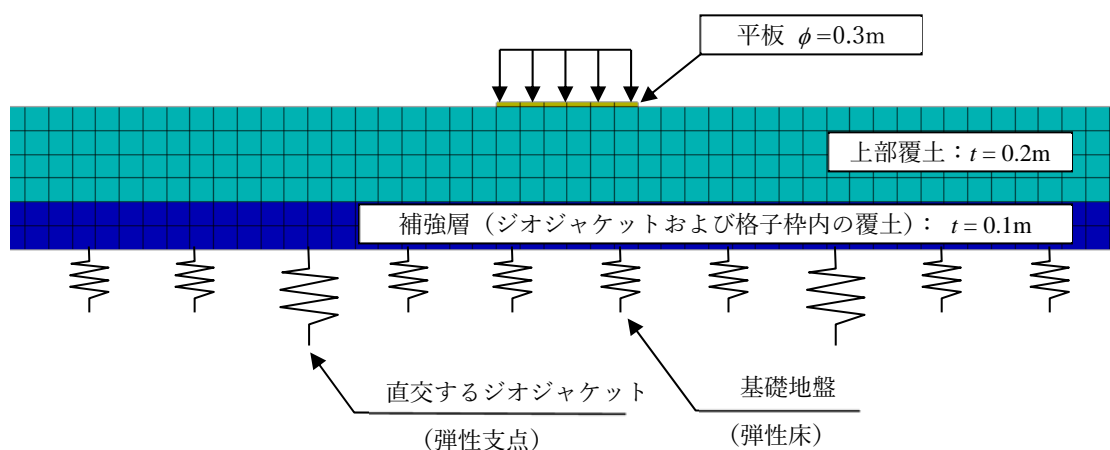


図 3.4.2.1 解析モデル（覆土厚 0.3m）

3.4.3 解析用物性値

地盤反力係数 K_{30} は、直径 0.3m の载荷盤を用いた応力制御方式の鉛直载荷試験から得られる沈下量 1.25mm に対応する地盤反力係数をいう⁹⁾。 K_{30} に対する地盤材料の応力～ひずみ関係の非線形性の影響は比較的軽微と考えられており、これまでも弾性解析による検討を通じて設計的な考え方が整理されてきた³⁾。このため、本解析においても地盤材料を線形弾性体として、基礎地盤は弾性床としてモデル化した。断面直交方向に配置されるジオジャケットは弾性支点としてモデル化し、基礎地盤より大きな地盤反力係数を与えることで補強効果を考慮することとした。

解析用物性値を表 3.4.3.1 に示す。鋼製の载荷盤は载荷中の変形が微小と見なし、便宜的に大きな E を設定した。碎石層の E には、鉄道標準にある“有道床軌道用アスファルト路盤の設計方法と設計例¹⁰⁾”に記載の物性値（表 3.4.3.2）を参考にバラストの値を引用した。これは、図 3.3.2.8 に示した碎石層の締め固め度 D_c が、鉄道標準にある路盤規格値 ($D_c \geq 95\%$) を僅かに下回っており、表 3.3.4.2 に併記されている粒度調整碎石層の E を下回る可能性を考慮したためである。補強層の E は 3.4.4 節で述べる。

表 3.4.3.1 解析用物性値

	変形係数 E (MN/m ²)	ポアソン比 N
载荷盤	100,000	0.2
上部覆土	100	0.3
補強層	3.4.4 節	0.3

表 3.4.3.2 参考とした解析用物性値¹⁰⁾

	弾性係数 E (MN/m ²)	ポアソン比 ν
レール	210000	0.3
まくらぎ	35000	0.17
バラスト	100	0.3
アスファルト混合物層	4000 (春期) 2000 (夏期) 3000 (秋期) 7000 (冬期)	0.3
粒度調整碎石層	180	0.3
水硬性粒度調整鉄鋼スラグ層	300	0.3
路床 $K_{30}=70 \text{ MN/m}^3$	42.6 (深さ 0~3 m) 85.2 (深さ 3~10 m)	0.3
路床 $K_{30}=110 \text{ MN/m}^3$	67.0 (深さ 0~3 m) 133.9 (深さ 3~10 m)	0.3

基礎地盤の鉛直方向の地盤反力係数 K_v を表 3.4.3.3 に示す。これは、土木学会のトンネル標準示方書¹¹⁾に記載の下床版下面の地盤反力係数 K_v の算定式で求めた値である。

$$K_v = f_{tk} \cdot (1.7 \cdot \alpha \cdot E \cdot B_v^{-3/4}) \quad (3-5)$$

ただし、 f_{tk} ：地盤抵抗係数

α ： E の算定方法および荷重条件に係る補正係数 (=1.0)

E ：変形係数 (MN/m²)

B_v ：下床版の換算幅 (=1.0m)

基礎地盤の E は、Terzaghi & Peck の関係 (式 (3-6))¹²⁾と、軟弱地盤を対象とした線形解析などで広く用いられている竹中らの関係 (式 (3-8))¹³⁾を併用して求めた。基礎地盤の N 値には、図 3.3.2.3 に示した N 値分布を参考として、地表付近の平均的な値 (=2) を用いた。

$$q_u = 12.5 \cdot N \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3-6)$$

$$c_u = q_u / 2 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3-7)$$

$$E = 210 \cdot c_u \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3-8)$$

ただし、 N ： N 値

q_u ：一軸圧縮強さ (kN/m²)

c_u ：非排水せん断強さ (kN/m²)

E ：変形係数 (kN/m²)

また、断面直交方向に配置されたジオジャケットに対応する弾性支点の地盤反力係数 K_v は、式 (3-1~8) とは別に弾性床土上の梁の計算 (図 3.4.3.1) を行い、載荷点のジオジャケット天端の沈下量 S を用いて、 $K_v = 1/S$ (kN/m³) として定めた。この計算では、基礎地盤と同じ K_v の弾性床土上に直径 0.1m、長さ 10m のジオジャケットを配置し、その中央に 1.0kN の集中荷重を鉛直下向きに作用させた。平板載荷試験をモルタル注入から 6~7 日で実施していることから、2 章に述べたジオジャケットの EI を用いた場合、ジオジャケットの補強効果を過大に評価する可能性がある。このため、ジオジャケットの曲げ剛性 EI には、2 章で述べたものとは別のジオジャケット供試体の曲げ試験 (2 点単純支持、中央 1 点集中載荷、図 3.4.3.2¹⁴⁾、図 3.4.3.3¹⁵⁾) 結果から求めた値 (0.741kN・m²) を用いた。この値には覆土施工中のモルタル破損の影響は含まれないが、平板載荷試験よりも若材齢で実施した曲げ試験結果であることや、表 2.3.2.2 に示した現場採取のジオジャケットの EI を下回っていることから、2 章で述べたジオジャケットの EI より当解析への適用性が比較的高いと判断した。

表 3.4.3.3 地盤反力係数 K_v (N 値=2)

	地盤反力係数 K_v (kN/m ³)
基礎地盤	4,500
ジオジャケット	14,500

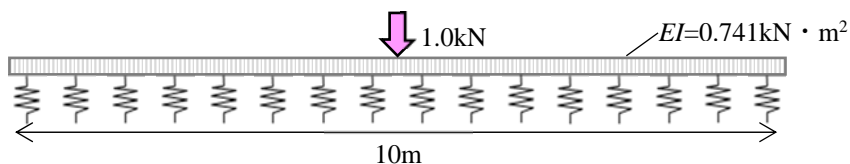


図 3.4.3.1 弾性支点の地盤反力の決定方法



図 3.4.3.2 ジオジャケットの曲げ試験の状況¹⁴⁾

(2点単純支持、1点集中荷重)

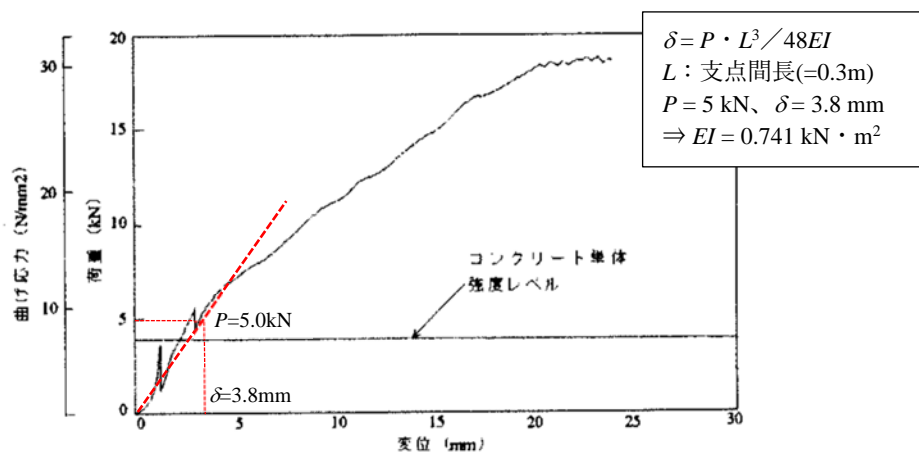


図 3.4.3.3 曲げ試験から得られた P - δ 関係 (文献¹⁵⁾に加筆)

3.4.4 再現解析

再現解析の結果を表 3.4.4.1 に示す。○_D 地点に関して上部覆土厚 0.2m と 0.3m の変形係数 E を比較すると、0.3m の時の E が 0.2m の E の 2 倍以上となった。これに対し、●_f 地点の上部覆土厚ごとの E の違いは○_D 地点より小さく、ほぼ同等である。

川尻らは最大粒径 D_{max} が 19mm の礫質砂を用いて締固め時の含水比 w が変形・強度特性に及ぼす影響を弾性波速度の変化や圧密非排水三軸圧縮試験の応力～ひずみ関係の比較を通じて調査している¹⁶⁾。図 3.4.4.1 はその結果の一例だが、最適含水比 w_{opt} より乾燥側で、締固め時の w が 9% から 11% に約 2% 変化するだけで、等価せん断弾性係数 G が 4 倍近く変化することが分かる。図 3.3.2.8 の現場密度の測定結果を見ると、覆土材の w は w_{opt} より乾燥側で変動し、ばらつきは約 2% と見做せる。図 3.3.2.8 には路盤増厚時のデータは含まれていないが、 w や D_c などのばらつきの影響があったと仮定すると、○_D 地点で同定された補強層の E に 2 倍程度の相違が生ずる可能性は十分に考えられる。

表 3.4.4.1 補強層の変形係数 E の同定結果

	上部覆土厚 (m) *	覆土厚 (m)	変形係数 E (MN/m ²)	K_{30} 試験値 (MN/m ³)	K_{30} 解析値 (MN/m ³)
○ _D 地点 (格子寸法 1×2m)	0.2	0.3	2,600	153.7	153.6
	0.3	0.4	8,000	194.3	192.3
● _f 地点 (格子寸法 2×2m)	0.2	0.3	600	118.4	118.2
	0.3	0.4	520	140.6	140.0
無補強	0.3	0.3	—	54~72	93.0

*補強層上面の覆土厚を差す。覆土厚はこの値に補強層厚 (0.1m) を加えた値。

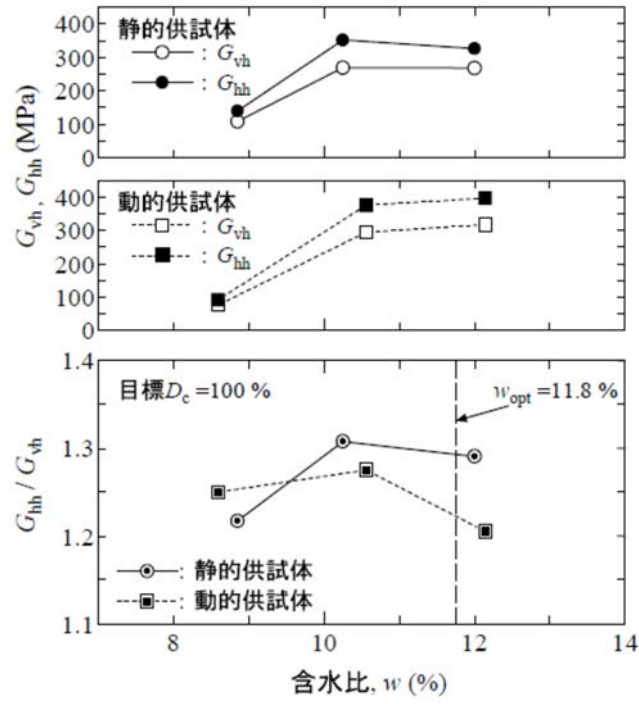


図 3.4.4.1 締固め時の含水比 w が地盤材料の変形特性に及ぼす影響¹⁶⁾

3.4.5 ノモグラムの作成

前節（3.4.4 節）に述べた補強層の E を用いて、基礎地盤の N 値、格子状補強シートの格子寸法、並びに覆土厚が、路盤上面の K_{30} に及ぼす影響を検討する。ここで覆土厚とは補強層厚（=0.1m）とジオジャケットを含まない上部覆土厚の合計厚を表す。表 3.4.5.1 に解析条件を、表 3.4.5.2、3 に解析用物性値と基礎地盤の K_v を示す。表 3.4.5.1 に示す全覆土層厚とは、厚さ 0.1m の補強層と上部覆土層の厚さを合計した厚さである。また、補強層の E は格子寸法や覆土層厚ごとに異なる値が得られたが、安全側の評価を行う（小さめの K_{30} を求める）ことを考慮し、表 3.4.4.1 に示した値のうち、小さい値を参考に定めた。基礎地盤の K_v は、式（3-6～8）を用いて N 値に応じた値を設定した。また、ジオジャケット部の弾性支点の K_v も 3.4.3 と同じ方法で定めた。

表 3.4.5.1 解析条件

項目	パラメータ
基礎地盤の N 値	1、2、3
格子寸法	1m×2m、2m×2m
覆土厚	0.2、0.3、0.4m

表 3.4.5.2 解析用物性値

	変形係数 E (MN/m ²)	ポアソン比 ν
平板	100,000	0.2
上部覆土	100	0.3
補強層（格子寸法 1m×2m）	2,500	0.3
補強層（格子寸法 2m×2m）	500	0.3

表 3.4.5.3 基礎地盤の地盤反力係数 K_v

	N 値	地盤反力係数 K (kN/m ³)
基礎地盤	1	2,300
	2	4,500
	3	6,700
ジオジャケット	1	8,700
	2	14,500
	3	19,300

解析から得られた K_{30} と N 値の関係を覆土厚ごとに図 3.4.5.1、2、3 に示す。 K_{30} は、 N 値や覆土厚の増加に従って大きくなった。これらの図には 3.3.3 で述べた実験結果も併記したが、解析結果と実験結果の乖離は比較的小さいことが分かる。覆土厚を 0.4m とした図 3.4.5.3 において、補強層の E を同定解析結果よりも小さく評価した影響で、解析結果が実験結果を比較的大きく下回っているが、実用的には安全確保上の裕度として見なせる程度の差異と考えられる。

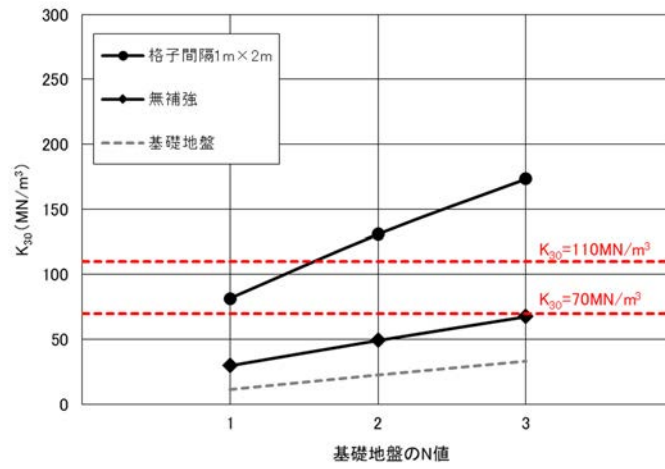


図 3.4.5.1 N 値と K_{30} の関係 (覆土厚 0.2m)

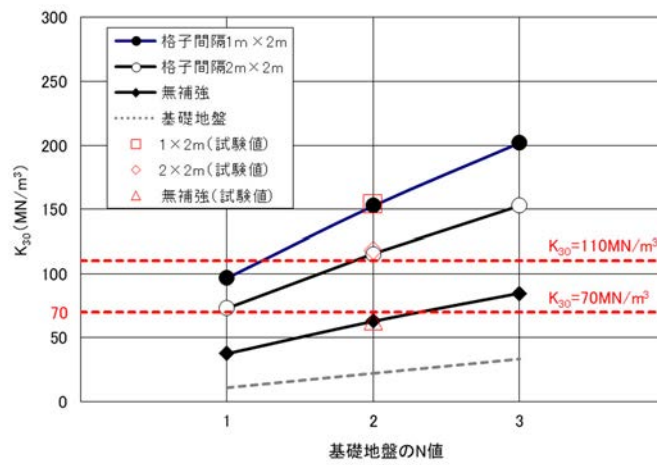


図 3.4.5.2 N 値と K_{30} の関係 (覆土厚 0.3m)

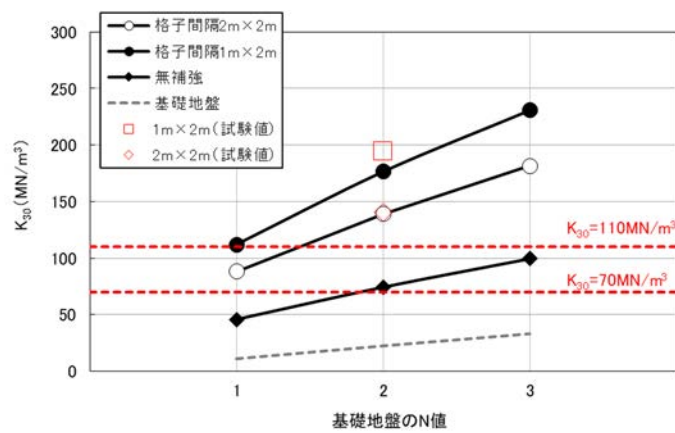


図 3.4.5.3 N 値と K_{30} の関係 (覆土厚 0.4m)

3.5 検討成果の活用例

3.5.1 概要

本節では格子状補強シート工法を道路や軌道の路盤補強に適用した事例とそこで得られた知見について述べる。表 3.5.1.1 に適用事例をまとめる。これらの代表事例として一般道路に適用した No.2 と鉄道の軌道に適用した No.3 の事例について 3.5.2、3 で詳述する。

表 3.5.1.1 適用事例

No.	場所	目的	格子寸法
1	愛知県名古屋市	工事用道路 ¹⁷⁾	2.0m×2.0m
2	長野県諏訪市	一般道路（仮設） ¹⁸⁾	2.0m×1.0m
3	東京都墨田区	鉄道軌道（仮設） ¹⁹⁾	1.5m×1.0m
4	千葉県千葉市	工事用道路 ²⁰⁾	2.0m×1.0m
5	佐賀県	一般道路（仮設） ²¹⁾	2.0m×1.0m



図 3.5.1.1 工事用道路への適用事例 (No.1)



図 3.5.1.2 一般道路への適用事例 (No.2)



図 3.5.1.3 鉄道軌道への適用事例 (No.3)



図 3.5.1.4 工事用道路への適用事例 (No.4)



図 3.5.1.5 一般道路への適用事例 (No.5)

3.5.2 一般道路への適用

(1) 目的

河川拡幅に伴い、市道用に供用している橋梁の更新が必要となった。対象市道の交通量は1,000台/日未満であるものの、当地点を通行止めとした場合に交通の利便性が大きく損なわれると予想されたため、対象橋梁付近に迂回路を設置し、架替工事中の仮設市道として供することとした¹⁸⁾。

市道に隣接する耕作地(圃場)を借地して迂回路用地を確保する計画であった。用地表層には層厚2mでN値=2の耕土が分布し、その下にN値が0~2の腐植土層がGL-10.6mまで堆積していた(図3.5.2.1)。このように基礎地盤が軟弱なため、迂回路範囲の路床安定対策が必要となった。当地区の同種工事で実績のある安定対策工を表3.5.2.1に示す。

置換工法の場合、耕作地の表層0.45mを掘削除去した後、厚さ0.65mの路床と厚さ0.52mの路盤を施工し、その上にアスファルト(As)舗装を行う。路床厚は当地区の工事実績から経験的に定めたもので、路床面のCBRは3.0と評価されており、この値からT_A法によって路盤厚(=0.65m)と舗装厚(=0.05m)が設定された。置換工法は施工が最も単純だが、掘削土の搬出量や砕石の搬入量が最も多くなる。また、路床材の軟弱地盤中への貫入や軟弱地盤の路床内への進入によって、舗装構造の性能劣化が生じやすい。さらには施工中の路床材の損失(軟弱地盤中への食い込み)が生じやすく、受注者側の負担が大きくなる上、用地返還時の原形復旧(砕石の完全撤去)も難しくなる。これらを防ぐために、軟弱地盤上面に分離材(ジオテキスタイル)を設置することも考えられるが、コスト要因となる。原型復旧工事では、路盤・路床の撤去後に最初に掘削除去した耕土を掘削範囲に再投入する作業も必要になる。

掘削土量や砕石搬入量の削減を重視した場合、敷地表層を固化改良する方法が考えられる。この方法では、現地盤に生石灰などの改良材を散布・混合し、敷地表層0.35mの範囲をCBRが0.5以上となるように改良する。改良土で造成した路床のCBRを0.5としているのは、これより強度を大きくしようとする、置換工法とコストの乖離が著しくなるためである。しかしながらCBRを0.5程度に留めた場合、改良土への路盤材の貫入を防ぐことが困難となり、置換工法と同様に改良土表層に貫入防止用のジオテキスタイルを敷設することになる。固化改良の最大の利点は、仮設道路建設時の掘削土量の削減だが、アルカリ性を呈する改良土を耕作地に残すことはできないため、工事完了後の原型復旧において、置換工法とほぼ同量の掘削土を場外に搬出する必要がある。これに加え、セメント改良土の産廃処理と、改良土の廃棄分を補うための耕土の調達も必要となる。

このように表3.5.2.1に示した既存工法にはそれぞれ課題があることから、その解決を目的として、格子状補強シート工法を適用することとなった。

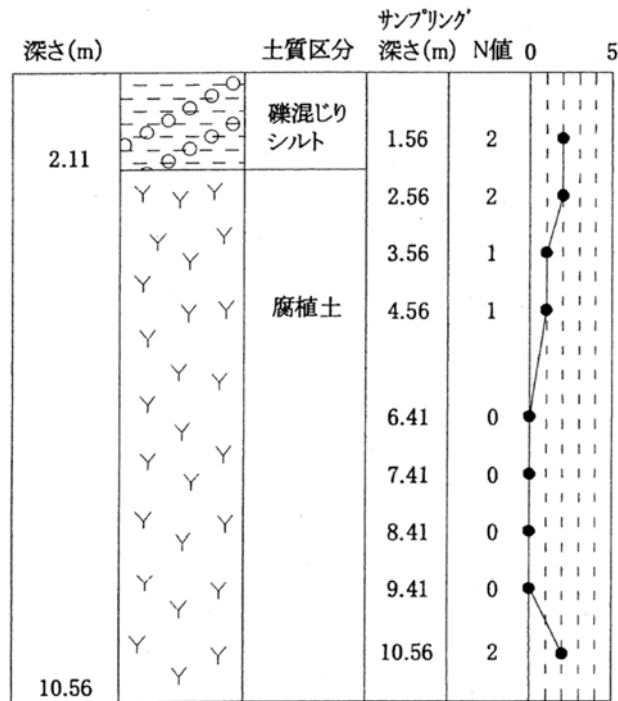


図 3.5.2.1 地層構成

表 3.5.2.1 従来の安定対策工

	置換	固化改良
構造		
設計	<p>路床厚さは近傍工事の実績から決定。 路床面の CBR=3.0 T_A 法によって路盤厚を決定。</p>	<p>路床改良厚は T_A 法の最小厚から決定。 路床面の CBR は 0.5。 T_A 法によって路盤厚を決定。</p>

(2) 適用の考え方

格子状補強シートを用いた舗装構造例を図 3.5.2.2 に示す。

計画舗装面から 0.77m 下方まで掘削後、基礎地盤（掘削底面）に単体のジオテキスタイルを敷設し、0.2m 厚の碎石層を施工して K_{30} を確認した。ここで確認された K_{30} は 16.8MN/m^3 で、覆土厚 0.2m を想定して解析で求めた無補強時の K_{30} （図 3.4.5.1）の予測値（ 30MN/m^3 ）の約 50% となった。図 3.5.2.1 に示すように敷地表層の N 値は 2 と判定されていたが、地盤のばらつきや、掘削作業中のかく乱の影響の影響で、基礎地盤の N 値が 2 を下回った可能性がある。

全覆土厚 0.2m とした解析の結果（図 3.5.2.4）によれば、 N 値 = 1 で格子寸法を $1\text{m} \times 2\text{m}$ とした時の K_{30} は約 80MN/m^3 と予測される。上述のように無補強時の K_{30} は予測値の約 50% だったことを踏まえ、当地盤上に格子状補強シートを敷設した時の K_{30} も予測値の 50%（ $= 40\text{MN/m}^3$ と）と想定する。三木らが整理した室内 CBR と K_{30} の関係（図 3.5.2.3）のうち、東京都の設計基準に対応する曲線を適用すると、 K_{30} が 40MN/m^3 の時の室内 CBR は 2.3 と評価される。室内 CBR は現場 CBR の 0.6~1.5 倍とされているが⁸⁾、3.3 節と同様に現場 CBR を室内 CBR の 1.5 倍とする式 (3-2) を適用すると、現場 CBR は 3.45 となる。ここで表 3.5.2.2 を考慮し、図 3.5.2.2 の路床面の設計 CBR を 3 と設定する。

路床面の CBR を 3 と評価した場合、表 3.5.2.1 の置換工法と同様、路盤厚さは 0.52m を確保すれば良いことになる。こうした場合、図 3.5.2.2 から明らかなように、格子状補強シート工法の適用によって、置換や固化改良と比べて掘削深さを 0.4~0.5m 低減できることになる。また、ジオテキスタイルによって現地盤と碎石層が分離されているため、原形復旧の確実性や作業効率の向上にも寄与することが期待される。

これらの有効性を鑑み、当工事で格子状補強シート工法を適用することとなった。

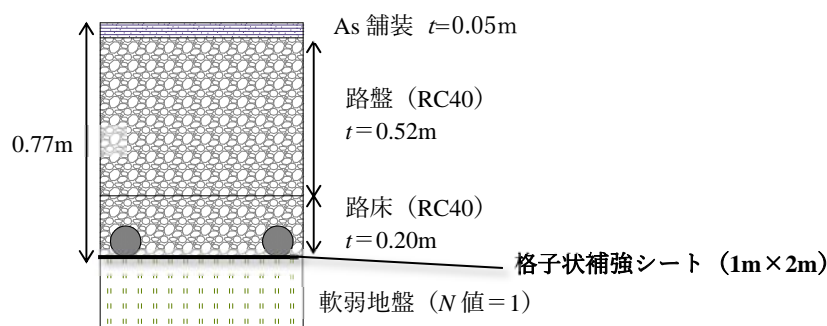


図 3.5.2.2 格子状補強シートを用いた舗装構造例

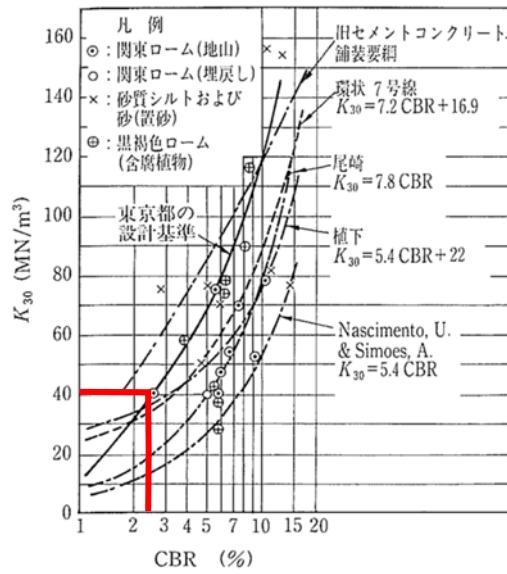


図 3.5.2.3 路床における室内 CBR と K_{30} の関係
 ((社) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説⁸⁾)

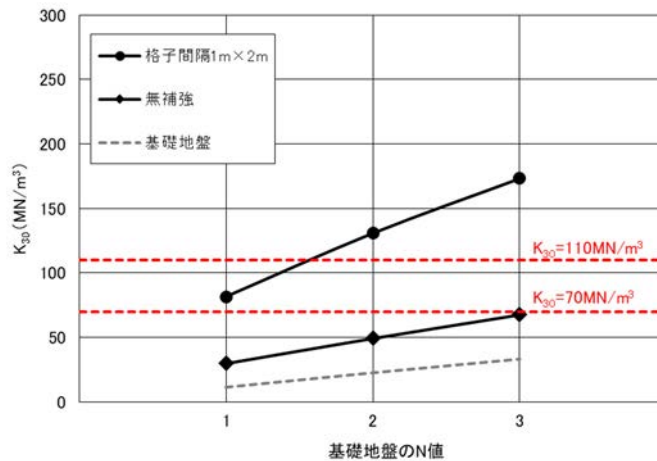


図 3.5.2.4 N 値と K_{30} の関係 (覆土厚 0.2m、図 3.4.5.1 再掲)

表 3.5.2.2 設計 CBR の評価値⁵⁾

CBR の調査結果	設計 CBR
3 以上 4 未満	3
4 以上 6 未満	4
6 以上 8 未満	6
8 以上 12 未満	8
12 以上 20 未満	12
20 以上	20

(3) 施工結果

図 3.5.2.5 に格子状補強シートの平面図を示す。格子寸法 $1\text{m} \times 2\text{m}$ の格子状補強シートを合計約 800m^2 (左岸、右岸合計) を敷設した。道路縦断方向の不同沈下が車両走行性により大きく影響すると考え、縦断方向の格子間隔を 1m とした。図 3.5.1.2 は河川の右岸に敷設した格子状補強シートの様子である。

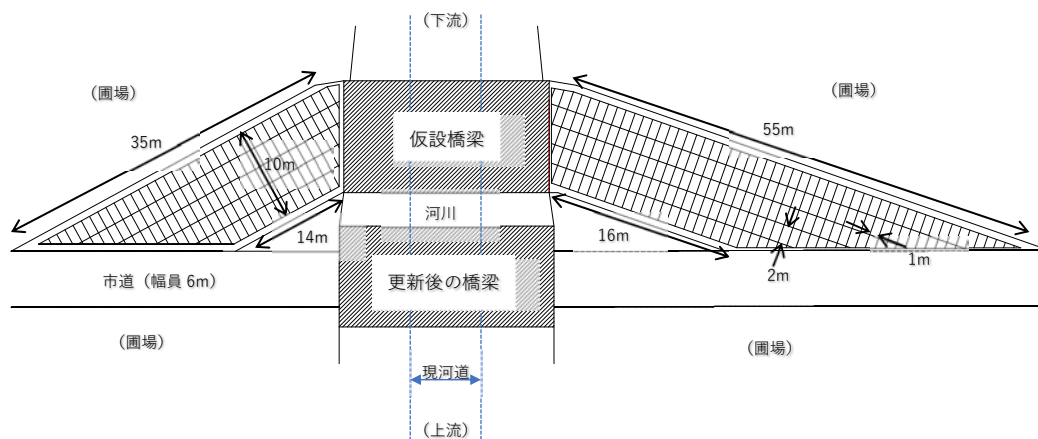
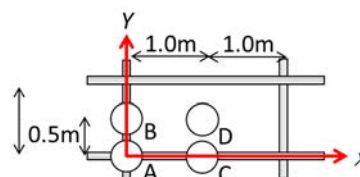


図 3.5.2.5 格子状補強シートの敷設平面図

格子状補強シート上での路床設置完了後、JIS A 1215 によって路床の K_{30} を確認した。結果を表 3.4.2.3 に示す。表 3.4.2.3 に併記した試験地点は、3.3.2 で述べた実験と同様(図 3.3.2.7)である。表 3.5.2.3 の D 地点の値は、図 3.5.2.4 の N 値=1 の時の予測値 ($=80\text{MN}/\text{m}^3$) と概ね等しい。なお、本実験の K_{30} の最小値も、ジオジャケット交差部 (A 地点) で確認され、ジオジャケット交差部に発生する空洞への対処の重要性が改めて示唆された。ただし、この値も前節で述べた要求性能 ($K_{30}=40\text{MN}/\text{m}^3$) を上回っており、本工事で求められる路床性能を確保することができた。当迂回路は約 1 年間、市道として一般供用された。供用中に軽微な路面補修が 1 度必要となったが、これは仮設橋梁と仮設走路の接続部に相対沈下が生じたことによるもので、それ以外では大きな問題を生ずることは無かった。

表 3.5.2.3 路床面での平板載荷試験結果

試験地点	地盤反力係数 $K_{30}(\text{MN}/\text{m}^3)$
A	67.1
B	101.2
C	125.5
D	86.2



このように路床の K_{30} は要求性能を上回る一方で、 $70\sim 130\text{MN/m}^3$ の幅で変動し、格子枠を路床内に配置したことで、剛性が面的に不均一化したと考えることもできる。この影響で交通荷重に対する舗装構造の応答に差異が生じ、舗装にひび割れなどの悪影響が生じた可能性も考えられるが、今回、その影響が殆ど認められなかった原因を簡単な計算によって考察する。図 3.5.2.6 は計算の模式図である。格子状補強シート工法で補強された構築路床上に路盤と舗装が構築されている。この舗装面に T 荷重²²⁾を作用させた時の構築路床上面の弾性沈下量に及ぼす路盤厚の影響を検討した。ここで路盤内の荷重分散角は 45° を仮定した。表 3.5.2.3 を参考に路床の K_{30} は $70、130\text{MN/m}^3$ の 2 水準とした。計算結果を図 3.5.2.7 に示す。路盤が厚い程、荷重分散効果によって路床面の沈下量は小さくなる。同図中の沈下差とは、 $K_{30}=70\text{MN/m}^3$ 時の沈下と $K_{30}=130\text{MN/m}^3$ の時の沈下差である。路盤厚が 0.5m 以上の範囲で沈下差は 0.001m (1mm) を下回ることが分かる。本事例での路盤厚は 0.52m であったことから、路床剛性の不均一性によって生じた沈下差も 1mm 以下であったと推定される。菅原らの研究²³⁾によれば、交通荷重によるアスファルト舗装の緻密化が期待できる条件では、アスファルト混合物の(引張)破壊ひずみは 10^{-1} オーダーとされている。舗装面に 1mm 程度の沈下差が生じたとしても 10^{-1} オーダーに達する引張ひずみがアスファルト舗装に発生するとは考えにくく、路盤厚を 0.5m 程度としたことが舗装のひび割れなどを生じさせなかった理由と考えられる。言い換えれば、路盤を薄くする場合は、路床の不均一性によってアスファルト舗装が変状する可能性に対して注意が必要である。

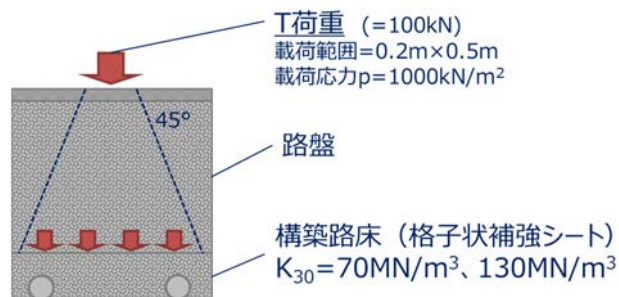


図 3.5.2.6 計算の考え方

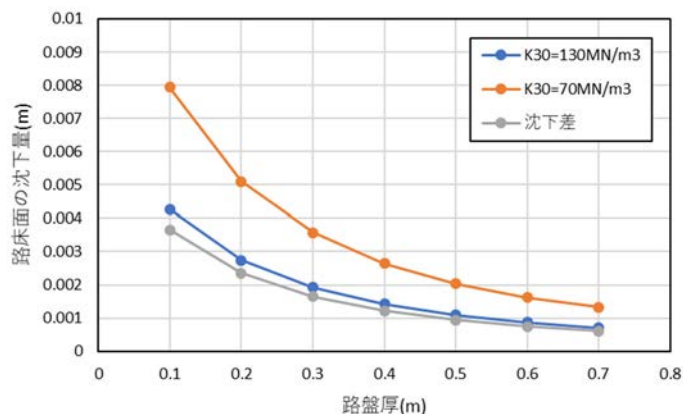


図 3.5.2.7 路床面の沈下量と路盤厚の関係

3.5.3 鉄道軌道への適用

(1) 目的

図 3.3.2.1 に示す仮線方式によって軌道を高架化する工事では、用地確保のために工事初期段階で供用中の軌道を仮線に移設する必要がある。本節で紹介する東京都墨田区の事例では、仮線用地にコンクリートや瓦礫を含む埋土が分布していることが確認されていた。埋土の層厚は約 1.5m で N 値は 8~20 とされていたが、場所によっては極めて小さな N 値が確認されていたため、掘削床付け面で埋土下位に分布する N 値=0~2 の有楽町層上部層が出現することが懸念されていた。このため、設計段階から基礎地盤の表層 1m の範囲を目標一軸圧縮強さ $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ (1.0MPa) で固化改良することが計画されていた。

図 3.5.3.1 は仮線軌道施工基面の床付け掘削状況だが、用地のほぼ全長で攪乱による泥濘化が生じた。このように人の歩行すら困難な状況を考慮すると、軌道の性能確保のみならず、施工時の安全性確保のためにも、固化改良が必要である。

一方、事業完了後に仮線用地を街路として整備する計画だったため、用地を原形復旧する必要がある。これは街路に様々なライフラインを埋設することを想定したルールで、その埋設作業の難渋化防止を目的としている。つまり、基礎地盤の固化改良を行った場合、高架化事業において改良体の撤去作業が必要となる。工事用地付近には商業施設や一般住戸が密集しており、地盤の固化改良時の改良材の飛散や改良体撤去時の騒音・振動が問題となることが予想された。3.5.2 に述べた実績を踏まえ、地盤の固化改良が不要かつ撤去が容易な格子状補強シートを適用することで、仮線の構築・撤去作業を合理化できる可能性があることから、適用性確認のための検討に着手することとした。



図 3.5.3.1 仮設軌道の床付け掘削状況

(2) 適用の考え方

路盤厚を 0.4m とした時の N 値と K_{30} の関係 (図 3.4.5.3) によれば、基礎地盤の N 値が 1 の場合でも格子間隔を $1\text{m} \times 2\text{m}$ とすることで、 $110\text{MN}/\text{m}^3$ 以上の K_{30} を確保可能と判定される。しかしながら、目標値に対する K_{30} の予測値の裕度が僅かなことに加え、図 3.5.3.1 の状況から基礎地盤の N 値が 1 を下回る可能性にも注意が必要である。

これまで述べた検討から明らかのように、格子寸法を小さくすることで格子状補強シートの補強効果は大きくなる。そこで本事例では、3.3 節で検討したものより小さい $1\text{m} \times 1.5\text{m}$ とした格子状補強シートの適用性を検討することとした。図 3.4.3.2 は試験施工の状況で、図 3.4.3.1 の状態を呈した箇所に隣接する用地に実験用の格子状補強シートを敷設した状況である。ここでの覆土厚は 0.4m とした。

施工した格子状補強シートの中央格子を対象に図 3.4.3.3 に示す位置で K_{30} を確認した。同図にその結果も併記したが、軌道路盤の規格値 ($110\text{MN}/\text{m}^3$) を満足していることが分かる。ただし、格子間隔を小さくしたにも拘らず格子中央の K_{30} は、格子間隔 $1\text{m} \times 2\text{m}$ 、覆土厚 0.4m、 N 値=1 とした時の予測結果 (図 3.4.5.3、 $K_{30}=112\text{MN}/\text{m}^3$) とほぼ同じ値となった。覆土施工中の降雨によって覆土 (C40 碎石) の含水比が上昇した影響や基礎地盤の N 値が 1 をさらに下回っていた影響が考えられる。



図 3.5.3.2 試験施工の状況 (格子間隔 $1\text{m} \times 1.5\text{m}$)

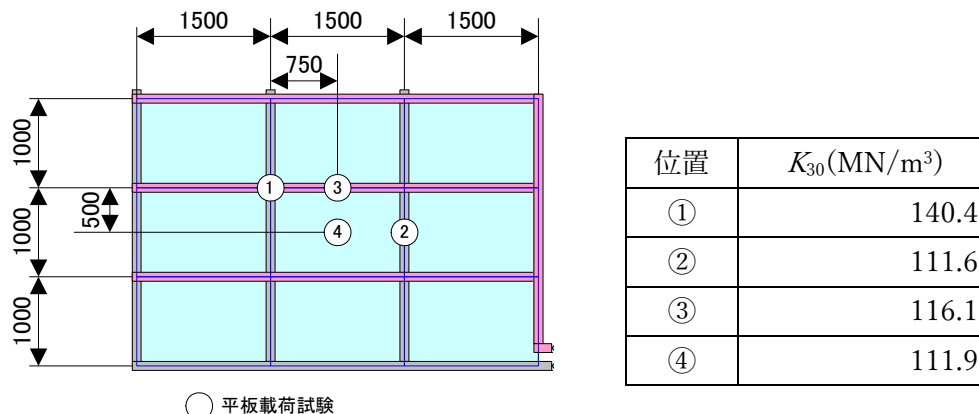


図 3.5.3.3 平板載荷試験の実施位置と結果 (左図の単位: mm)

(3) 施工結果

試験施工の結果から格子状補強シートは路盤性能の確保に有効と判断し、仮線路盤の底部に格子状補強シートを施工することとなった。格子状補強シートの配置図を図 3.5.3.4、5 に示す。枕木の下にジオジャケットを多く配置できるように、軌道平行方向のジオジャケットの間隔を 1.0m とした。図 3.3.2.1 に示したように下り線を仮下り線に切り替えた後に、上り線を仮上り線に切り替えた。このため仮線切替ごとに格子状補強シートを施工する必要があり、仮上り線と仮下り線のシートは連結されていない。

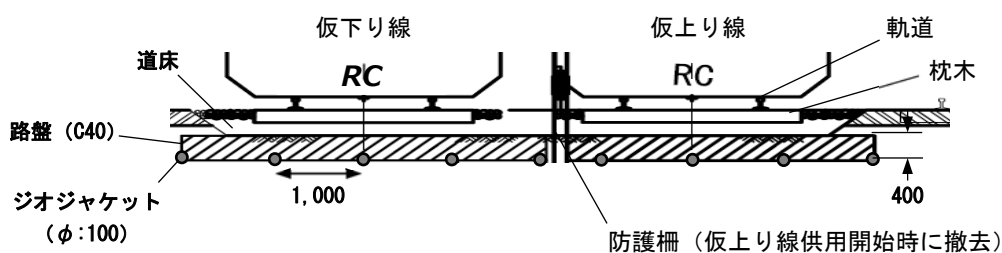


図 3.5.3.4 格子状補強シートの配置 (断面図、単位：mm)

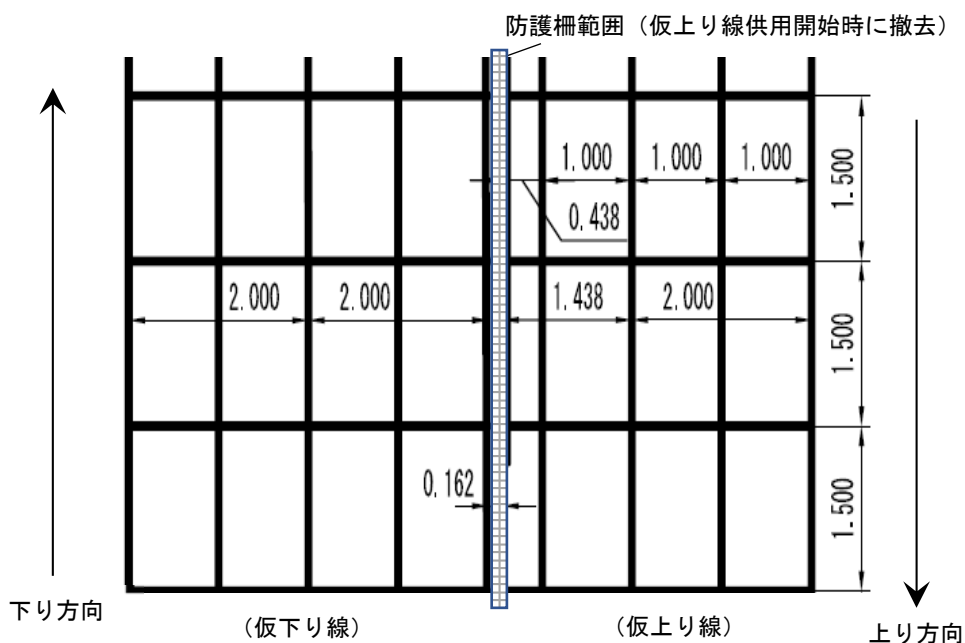


図 3.5.3.5 格子状補強シートの配置 (平面図、単位：mm)

図 3.5.3.6 は線路延長方向のジオジャケット底部に貼付したひずみゲージによって、列車走行中の曲げ引張ひずみを測定した結果である。列車走行中に発生する引張ひずみの増分は最大で約 40μ であった。図 3.5.3.7 は、仮下り線撤去時に回収したジオジャケットに関する曲げ試験の結果である。引張ひずみ 40μ に対応する曲率 ϕ は極めて小さく、ジオジャケットで補強された路盤は列車荷重を安定的に支持できていたと判断される。

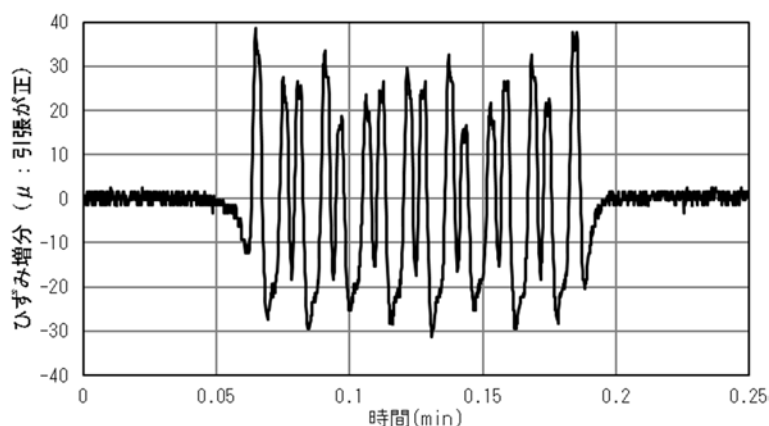


図 3.5.3.6 ジオジャケットの曲げ引張ひずみの測定結果

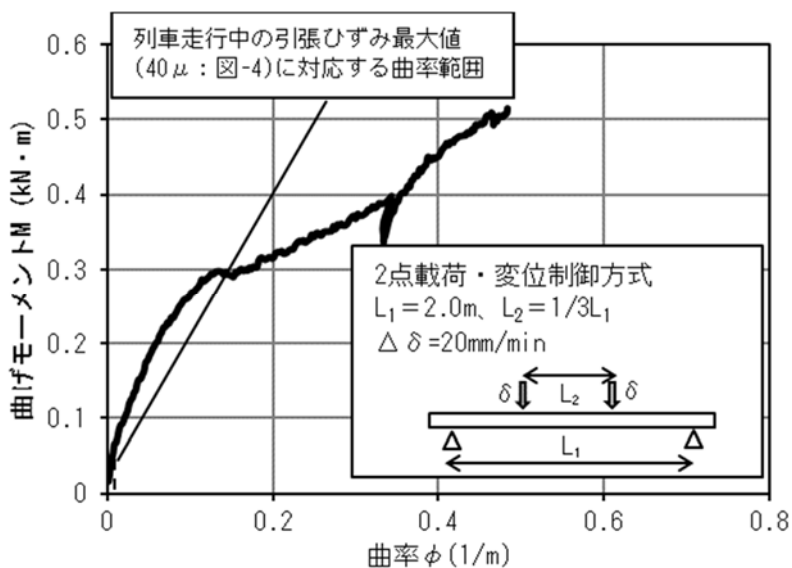


図 3.5.3.7 回収したジオジャケットの M - ϕ 関係

図 3.5.1.3 は当工事における格子状補強シートの施工状況で、左が仮下り線、右が仮上り線の状況である。仮上り線は供用中の仮下り線と上り線に挟まれた狭隘な敷地で作業を行う必要があり、資材搬入の安全確保のため、鉄道の運行が停止した夜間に格子状補強シートの施工を行った。路盤層の施工完了後、施工延長 10～15m ごとに路盤面の K_{30} を測定したところ、全地点で規格値 (110MN/m^3) を満足した。当工事での施工数量と実績を表 3.5.3.1 に示す。仮線の供用期間中、1 日に約 200 本（平日）の列車が運行したが、これに重大な支障を来すような軌道の変状は報告されなかった。

ジオジャケットは敷地内に進入可能な小型のバックホウの刃先で容易に切断できる。また覆土材の撤去も同じ機械で実施できる（図 2.3.1.1）。一方、本来の設計で実施予定だった改良路盤の場合、撤去作業でブレーカによる破碎作業が必要になり、騒音・振動問題への対応から作業時間に著しい制約を受けたことが予想される。類似工事の実績と比較すると、当工事で軌道路盤の撤去に要した日数は固化改良を実施した工事の約半分で収まり、工期短縮にも寄与する結果となった。

表 3.5.3.1 格子状補強シートの施工数量・実績

	延長	面積	施工日数	供用期間
仮下り線	70m	280m ²	1 日	2009.8～2016.8（約 7 年）
仮上り線	170m	580m ²	2 日	2010.3～2013.8（約 3 年）

3.5.4 地盤反力係数 K_{30} の予測値と実測値の比較

表 3.5.1.1 に示した No.2~5 の事例で測定した格子中央部の K_{30} を表 3.5.4.1 に、ノモグラムと K_{30} の計測値を比較した結果を図 3.5.4.1 に示す。No.3 の結果はそれ以外の実績よりも格子間隔が小さいため、図 3.5.4.1 には示していない。No.4、5 の事例では N 値が 0~1 の基礎地盤を対象としているが、図 3.5.4.1 では N 値=1 として整理した。図 3.5.4.1 に記したノモグラムの予測値は、図 3.4.5.1~3 に示した結果のうち、格子間隔 1m×2m、 N 値=1 の K_{30} と碎石層厚（全覆土厚）の関係として再整理した結果である。No.5 での実測値は予測値の約 80%となったが、それ以外の結果はノモグラムとの整合性が高い。No.5 での基礎地盤の剛性が N 値=1 と見做すには過小だったと考えると、ノモグラムには一定の信頼性があると考えられる。また、この結果は表 3.4.5.2 に示した FEM 解析用の物性値が妥当であったことを裏付けているとも言える。ノモグラムの信頼性確認に向けては、実測データとの比較検証の継続が重要である。

表 3.5.4.1 適用事例

No.	格子間隔 (m×m)	用途：碎石厚 (m)	基礎地盤の N 値	K_{30} (MN/m ³)
2	1.0×2.2	路床：0.2	1	87 MN/m ³
3	1.0×1.5	路盤：0.4	0~1	112 MN/m ³
4	1.0×2.0	路盤：0.4	0~1	104 MN/m ³
				114 MN/m ³
5	1.0×2.0	路床：0.3	0~1	77 MN/m ³

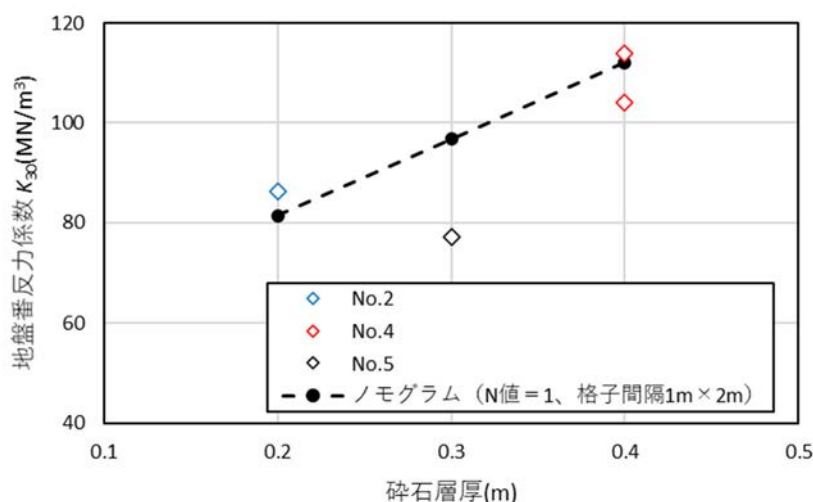


図 3.5.4.1 K_{30} の実測値とノモグラム予測値の比較結果
(格子寸法 1m×2m、 N 値=1)

3.6 まとめ

本章では、軟弱地盤表層に格子状補強シートを敷設し、その上を砕石で覆土して道路や軌道の路盤を造成する工法の有効性について、覆土表面の地盤反力係数 K_{30} を指標として検討した。これは、軟弱地盤上に道路や軌道を構築する際、それらの構造の合理化に寄与できる工法である。まず、実規模実験によって、格子状補強シートの補強効果を確認した。次に2次元弾性 FEM によって実規模実験の再現解析を行い、その結果をもとに基礎地盤の N 値に応じて施工仕様（格子間隔、全覆土厚）を選定するための、ノモグラムを作成した。また実工事における本工法の適用例とその考え方を紹介した。本章で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 軟弱地盤上に敷設した格子状補強シート上の砕石層の地盤反力係数 K_{30} は、格子状補強シートを敷設しない場合と比べて、大きくなる。これによって、軟弱地盤上であっても軌道の強化路盤に関する K_{30} の規格値（110MN/m³）を確保することができる。
- (2) 格子状補強シート上の砕石層の K_{30} は、シートの格子間隔が小さいほど、また砕石層が厚くなるほど大きくなる。前者は格子枠の補強効果、後者は砕石層の荷重分散効果が寄与していると考えられる。
- (3) (2) に述べた効果は2次元弾性 FEM 解析で表現できる。2次元弾性 FEM 解析によって格子間隔、砕石層厚、基礎地盤の N 値のパラメトリックスタディーを行い、これらが砕石層表面の K_{30} に及ぼす影響を評価するためのノモグラムを作成した。
- (4) 格子状補強シート工法は、軟弱地盤上に仮設の道路や軌道を設置する際、掘削土量の低減や原形復旧の確実性向上に有効である。当工法で補強した仮設軌道を最長で約 7 年供用した実績があるが、供用期間中、安定対策として十分に機能した。
- (5) 各施工事例での K_{30} の実測値と (3) で述べたノモグラムによる K_{30} の予測値は比較的よく一致した。このためノモグラムにはある程度の信頼性があると判断される。しかしながら、比較事例の数がまだ少ないため、データの集積と比較を通じてノモグラムの妥当性を検証していくことが重要である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：舗装設計施工指針、pp.41、2001.
- 2) 須長誠：新しい設計法による鉄道強化路盤の現場実態調査、土木学会論文集、No.528、VI-29、pp.49-55、1995.
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説-土構造物-、pp.5、1992.
- 4) 須長誠、関根悦夫：FEM 解析による鉄道強化路盤厚さの検討、土木学会論文集、No.510、VI-26、pp.43-48、1995.
- 5) 土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた軟弱路床上舗装の設計・施工マニュアル-路床/路盤分離材としての利用、pp.2-16、1992.
- 6) 岡本道孝、吉田輝、北本幸義、豊島正治、柄崎和孝、後藤順一：格子状補強枠を有したシート材による軌道路盤改良効果、第 42 回地盤工学研究発表会、pp.1595-1596、2007.
- 7) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、pp.728-729、2013.
- 8) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、pp.722-723、2013.
- 9) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、pp.720-721、2013.
- 10) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説-土構造物-、pp.609-617、1992.
- 11) 土木学会：トンネル標準示方書（開削工法編）・同解説、pp.266、1996.
- 12) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、pp.308、2013.
- 13) 竹中準之助：粘土のサンプリングとその信頼度、日本材料協会関西支部、pp.1-22、1962.
- 14) 岡村昭彦、柄崎和孝、北本幸義、吉田輝：格子ジャケットを用いた軟弱地盤表層安定処理工法の施工、第 8 回地盤改良シンポジウム論文集、2008.
- 15) 北本幸義、吉田輝、山本拓治、吉川正、柴田健一、柄崎和孝、糸久智、八木伊三郎：ジャケット工法について、ジオシンセティクス技術情報、Vol.20、No.3、pp.18-23、2004.
- 16) 川尻峻三、川口貴之、渋谷啓、高橋正和：締固めた地盤材料の変形・強度特性に及ぼす締固め時の含水比および締固め方法の影響、土木学会論文集 C、Vol.67、No.4、pp.532-543、2011.
- 17) 岡村昭彦、柴田健一、柄崎和孝、毛利尚弘：格子ジャケットを用いた河川護岸工事におけるヨシ地下茎保護工法施工例、ジオシンセティクス論文集、第 22 巻、pp.249-252、2007.
- 18) 岡村昭彦、倉田正博、北本幸義、吉田輝：格子ジャケットを用いたシート工法による軟弱地盤上の仮設道路施工、ジオシンセティクス論文集、第 23 巻、pp.107-112、2008.
- 19) 岡本道孝、永谷英基、吉田輝、田淵哲也、中島悠介、田中恵佑、岡村昭彦、倉田正博：軌道高架化工事における仮線路盤構築への格子状補強シート工法の適用実績、土木学会全国大会第 74 回年次学術講演会、VI-870、2019.
- 20) 岡村昭彦、齊藤隆幸：格子状補強シートを用いた軟弱地盤上の仮設道路施工、第 48 回地盤工学研究発表会、pp.697-698、2013.
- 21) 岡村昭彦、小川隆博、岡本道孝、森啓年：格子状補強シート工法による軟弱地盤の路床改良、土木学会全国大会第 75 回年次学術講演会、III-313、2020.

- 22) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説 I 共通編、pp.47-48、2017.
- 23) 上島壮、森吉昭博、菅原照雄：アスファルト混合物の破壊時のひずみに関する研究、土木学会論文集、Vol.1973、No.221、pp.73-80、1974.

4. 覆土の沈下抑制効果に関する実験および解析的検討

4.1 本章の概要

3章で述べたように、格子状補強シートで底部を補強された覆土は、無補強の場合と比べて大きな地盤反力係数 K_{30} を示す。これは、荷重によって生ずるひずみが比較的小さく、地盤材料を弾性体として扱っても実用上の問題が少ない領域を対象とした現象である。地盤の鉛直載荷試験などで得られる地盤の荷重強度 P と沈下量 S の関係を模式的に図 4.1.1 に示す。本章では、それより大きな荷重レベルの現象、すなわち地盤に塑性変形が生ずる領域での格子状補強シートの補強効果を検討する。

初めにジオシンセティクスで補強した地盤の鉛直支持力に関する既往の研究事例を説明する。これらの多くは補強材の引張強さ σ_t に着目してジオシンセティクスの補強効果を定量評価することを試みている。一方、本工法では、シート材に加えて格子枠の補強効果も期待することができるため、この補強効果の確認を目的として実施した実大模型実験の結果について述べる。さらに、2次元弾塑性 FEM 解析による実験結果の再現解析を通じて、本工法の地盤補強メカニズムについても検討する。最後にこれらの検討結果をもとにした、本工法の実適用事例について述べる。

なお3章で取り扱った地盤反力係数 K_{30} は、直径 0.3m の円形の載荷盤を用いた道路の平板載荷試験 (JIS A 1215) で得られた P - S 関係に関して、 $S = 1.25\text{mm}$ に対応する割線勾配として求められる。本章では、それとは異なる載荷条件 (平面ひずみ条件) で得られる P - S 関係を扱う。このため、図 4.1.1 では地盤反力係数を K_{30} ではなく、 K_v と表した。

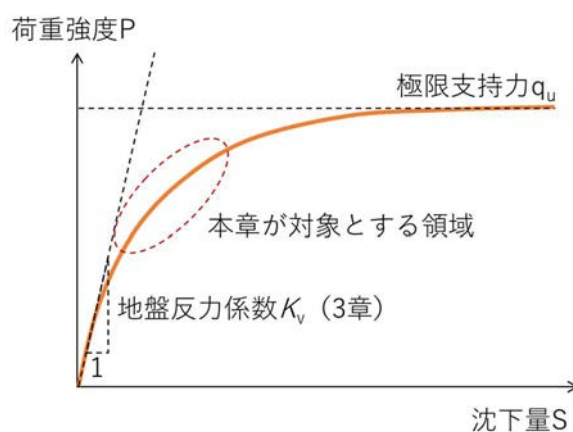


図 4.1.1 本章の検討対象

4.2 既往技術とその課題

1.2.で述べたように、支持力対策としてジオシンセティクスを用いる工法は、臨海地区における軟弱地盤の覆土工事で広く利用されてきた。具体的には軟弱地盤上にシート材を敷設し、その上にブルドーザなどで覆土材を敷き均すもので、シート材には、その張力によって重機荷重や覆土荷重を支持することが期待されている。シート材の支持力向上効果の評価法に関する先駆的な研究として、シート材の引張強度を考慮する福住ら¹⁾や山内ら²⁾の研究がある。これは Terzaghi の支持力公式のうち、粘着力項と載荷範囲の沈下量に応じた土被り圧の効果、シート材の引張補強効果（ハンモック効果）、シート材がその引張剛性によって周辺地盤の隆起を抑制する効果を重ね合わせる方法である（図 4.2.1、式 4.1）。ただし、シート材の隆起抑制効果を過大に評価しているといった指摘もある³⁾。また、シート材と水平面がなす角度 θ や隆起形状の曲線半径 r のように、事前設計段階での決定が難しいパラメータを使用する必要がある。

$$q_u = \alpha \cdot c \cdot N_c + T \cdot (2 \cdot \sin\theta / B + N_q/r) + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \quad (4.1)$$

q_u : シート材で補強された地盤の極限支持力

α : Terzaghi の支持力公式における形状係数、 c : 地盤の粘着力

N_c 、 N_q : 支持力係数、 T : シート材の引張強度

θ : 載荷面側部のシート材が水平面となす角度、 B : 載荷幅

r : 図 4.2.1 参照、 γ : 地盤の単位体積重量、

D_f : 上載荷重 p によって生じた沈下量

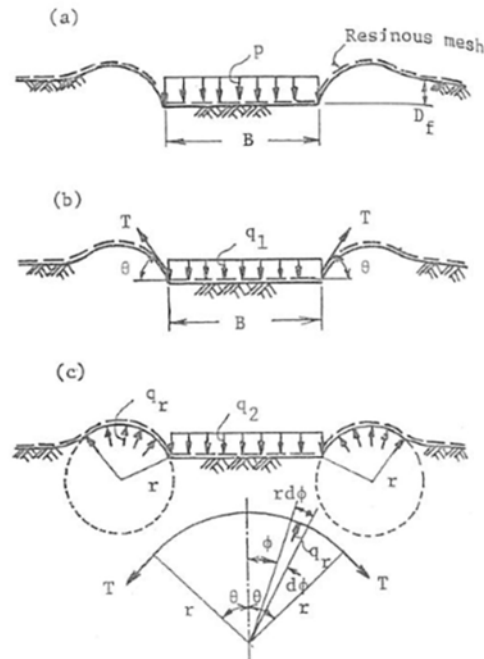


図 4.2.1 シート材による支持力向上効果の考え方²⁾

(a : 沈下量に応じた土被り圧の考慮、b : ハンモック効果、c : 隆起の抑制効果)

前述した支持力公式にシート材の引張強度を重ね合わせる方法は、その後、ジオシンセテイクスを用いた表層安定処理工法の支持力評価用の簡便式として広く用いられた。当式を用いた実務での地盤の安定評価では、安全率 F_s を大きな値で設定（一般に2~3）する。これは、地盤物性の不確定性に対応することの他に、荷重が作用した際に過大な沈下を生じさせないことも目的としている。一方、図 2.4.3.5 のシート材の引張試験結果のように、シート材が引張強度 T を発揮するのは、シート材自体にかなり大きな引張ひずみが発生した段階である。このため、4.1 式で求められる q_u に安全率を設定して安定性を評価しても、実際に荷重が作用した時には、載荷範囲に大きな沈下が発生している可能性がある。また、シート材の引張強度が最大限発揮されるような沈下が生じた際、基礎地盤が局所せん断破壊を起こしていることも考えられる。4.1 式の有効性は実験的にも検討されてはいるが、補強効果の重ね合わせ、という仮定が成立しない条件を念頭に置く必要がある。

こういった課題を踏まえ、山内らはシート材とその付近の地盤材料が一体となった盤構造（スラブ）として上載荷重に抵抗する考え方についても検討している⁴⁾。地盤とスラブとの間の摩擦力とスラブの曲げ剛性が、上載荷重に対して抵抗すると仮定し、基礎地盤の極限支持力 q_u や載荷範囲中央部の沈下量の評価式の導出を試みているが、地盤の塑性変形を伴うようなケースへの適用は難しいと結論している。

この他に、シート材を弾性床上的ケーブルと見做し、ケーブル理論を応用した補強地盤の安定評価方法も提案されているが⁵⁾、シート材を用いて補強した地盤の安定性評価手法としては定着していない。

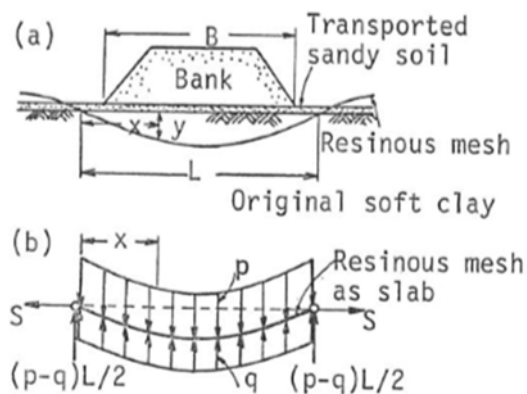


図 4.3.2 スラブとして挙動するシート材の考え方⁴⁾

楊らは、シート材（ジオグリッド）で補強した砂地盤を対象とした支持力実験の結果⁶⁾をもとに、極限解析法の一つである速度場法を用いた支持力評価方法について検討している⁷⁾。図 4.3.3、4 は支持力実験から得られた補強地盤の極限支持力 q_R を無補強地盤の極限支持力 q_0 との比 (q_R/q_0) で整理した結果である。敷設深度が載荷幅と等しい場合 ($z/B=1.0$) に補強効果が最大となり、シート材の敷設幅が載荷幅の 3 倍となるまで ($L/B \leq 3.0$) は、敷設幅を長くするほど、補強効果が大きくなることを示している。また、これらの結果のうち、シート材が載荷幅より浅い深度に敷設されている場合 ($L/B \leq 1.0$)、補強地盤の極限支持力 q_R が速度場法による極限解析結果（図 4.3.5）とよく一致すると結論している（図 4.3.6）。

一方、速度場法は境界条件が比較的明確で、仮定した破壊メカニズムが実現象を忠実に再現している場合に正解に近い解を与えるとされている。楊らは均一な砂地盤中にシート材を敷設した条件で実験と解析を行っているが、シート材を用いた表層安定処理工法は、シート直下の軟弱地盤とその直上に施工される覆土（一般には良質土）のように、シート材の上下で地盤材料が異なることが多い。また、格子状補強シートのようにシート材と格子枠とを組み合わせた複合材料を用いる場合、シート材の引張強度に加え、格子枠（ジオジャケット）の曲げ剛性や格子枠が覆土の変形を拘束する効果も考慮する必要がある。

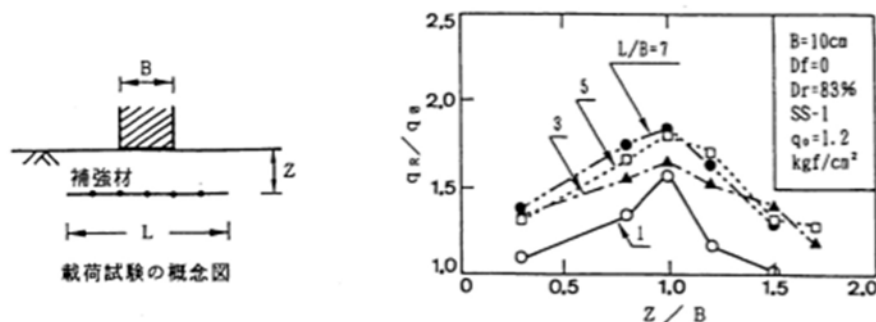


図 4.3.3 ジオグリッド補強地盤に関する楊らの検討⁶⁾

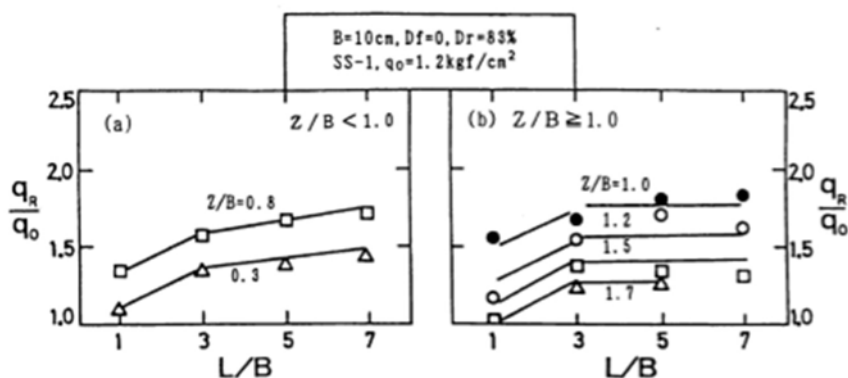


図 4.3.4 ジオグリッドの敷設幅と支持力比 (q_R/q_0) の関係⁶⁾

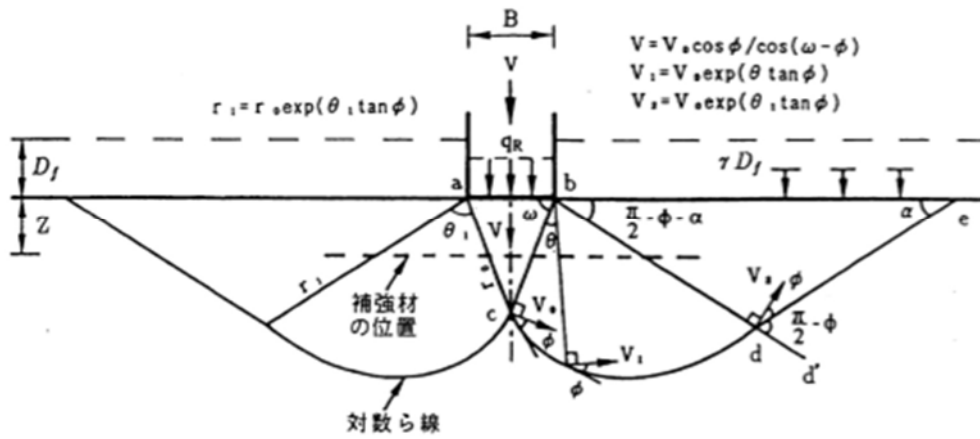


図 4.3.5 楊らが仮定した破壊メカニズムと速度場⁷⁾

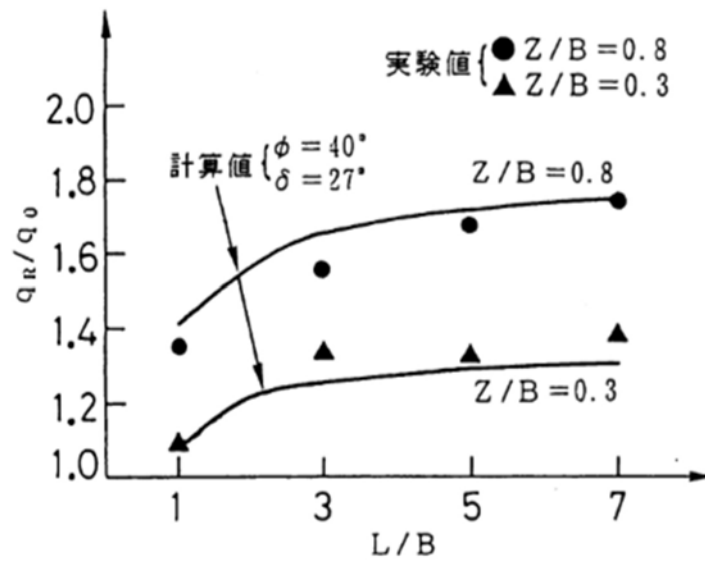


図 4.3.6 実験結果と極限解析結果の比較⁷⁾

4.3 2次元平面ひずみ条件における沈下抑制効果の検討

4.2で述べたように、シート材を用いた地盤補強工法の安定性評価は、シート材の引張強度 σ を考慮した極限支持力問題として取り扱われてきた。シート材の延性を考慮すると、シート材が最大限の引張応力を負担するような極限状態では、許容できない程の大沈下が生じている可能性がある。格子状補強シート工法について、ジオジャケットやシート材の極限状態を前提とした検討方法を考案したとしても、覆土とジオジャケット、シート材の相互作用の効果を考慮できない上、過大な沈下の許容に繋がる可能性がある。本節では、2次元平面ひずみ条件における実大模型実験とその再現解析を通じて、格子状補強シートで補強された覆土層の荷重～沈下関係について検討し、本工法の補強効果を沈下抑制効果として整理する。

4.3.1 模型実験の方法

図 4.3.1.1、2 に実験概要とその状況写真を示す。実験は2次元平面ひずみ条件で行うこととし、幅 2.8m、奥行き 0.4m の矩形土槽を使用した。土槽前面はアクリル樹脂製とし、内部の観察を可能とした。土槽背面にはグリースを塗布して摩擦低減処理を施した。この土槽底部に自然含水比 w_n が約 120% の火山灰質粘性土（栃木県内採取）で厚さ 0.1m の軟弱層を作製し、その上部に C40 砕石で厚さ 0.3m の覆土を設置した。軟弱層の作製に用いた粘性土（表 4.3.1.1）は地山から塊状で採取したが、液性指数 I_L が 0.80 を上回っており、こね返しによる強度低下が著しく、ランマーなどの工具を用いた締固めが不可能だった。このため、自然含水比状態の粘土塊を土槽内に平滑に敷き均した後、空隙を無くしながら層厚 0.1m となるように表面が平滑になるように人力で作製した。その上部の覆土は、東京都奥多摩地区で製造された C40 砕石を用いて作製した（表 4.3.1.2）。覆土を設置する際、ランマーを用いて突き固めを行うと、かく乱のために軟弱層厚が不均質化する可能性があるため、層厚 0.1m で覆土材を敷き均した後、その表面に覆土範囲全面を覆うことが可能な鋼板（ $L \times W = 2.0\text{m} \times 0.4\text{m}$ ）を設置し、この上から油圧ジャッキを用いて静的に締め固めた。この際、JIS A1210 の E-c 法（ $4.5E_c$ ）で得られた最大乾燥密度 $\rho_{d\max}$ （ $=2.22\text{g/cm}^3$ ）に対する締固め度 D_c が 90% となるように荷重応力を制御した。

検討ケースを表 4.3.1.3 に示す。格子状補強シートを対象としたケースでは、軟弱層の表面に幅 2m のシート材（ジオテキスタイル：表 2.4.3.1、図 2.4.3.2）を敷設し、シート上に長さ 0.4m のジオジャケット 2 本を平行に設置した。ただし無対策のケースは、覆土設置中に砕石が軟弱層内に貫入して境界条件が不明確化すると予想されたことから、実験を断念した。格子枠を形成しているジオジャケットは、交差するジオジャケットによって相互の水平変位が拘束される。この効果を考慮するため、覆土内に配置した 2 本のジオジャケットの間隔が荷重中に変化しないように 2 本のジオジャケットを布製のベルトスリングで連結した（図 4.3.1.4）。

覆土模型の完成後、その天端に矩形の鋼製荷重盤（幅 0.3m、奥行き 0.4m、厚さ 0.01m）

を設置し、油圧ジャッキを用いて道路の平板載荷試験（JIS A 1215）と同様の荷重制御方式で鉛直載荷試験を行った。3章で述べたように格子枠中央で、格子状補強シートの補強効果が最も小さくなると考え、載荷盤は2本のジオジャケットの中央に配置した。

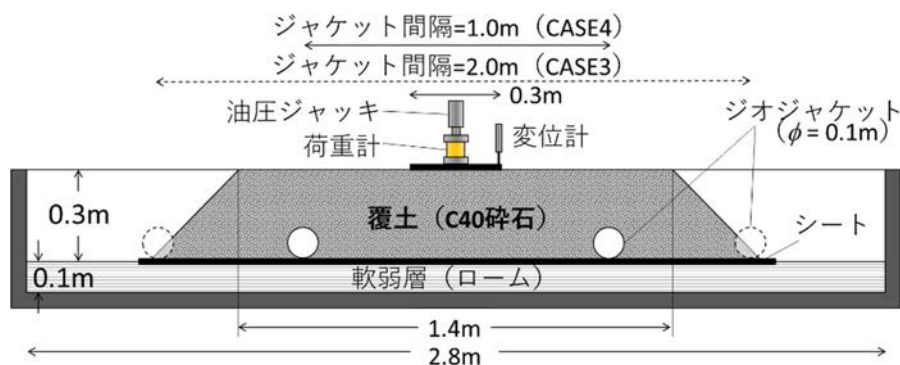


図 4.3.1.1 実大模型実験概要

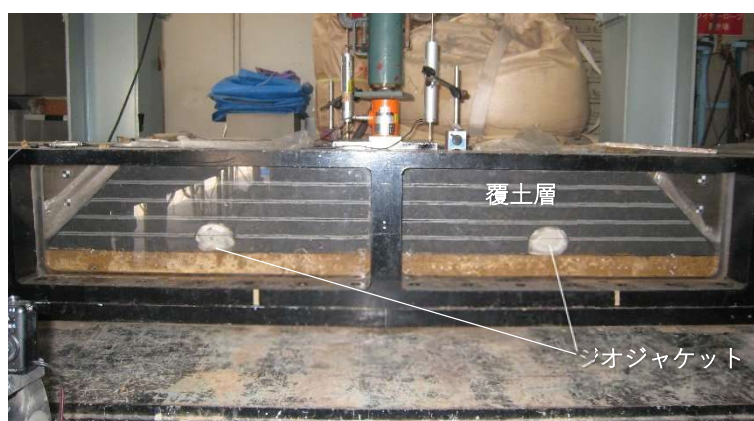


図 4.3.1.2 実験状況（ジオジャケット間隔 1.0m）

表 4.3.1.1 火山灰質粘性土（栃木県内採取）の物理試験結果

土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.725	液性限界 w_L (%)	109.8
自然含水比 w_n (%)	98.9~118.1	塑性限界 w_p (%)	55.4
最大粒径 D_{max} (mm)	2.0	塑性指数 I_p	54.4
細粒分含有率 F_c (%)	98.0	液性指数 I_L	0.80~1.15

表 4.3.1.2 覆土材（奥多摩産 C40 碎石）の物理試験結果

土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.645	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	2.22
自然含水比 w_n (%)	2.2	最適含水比 w_{opt} (%)	4.7
最大粒径 D_{max} (mm)	37.5		

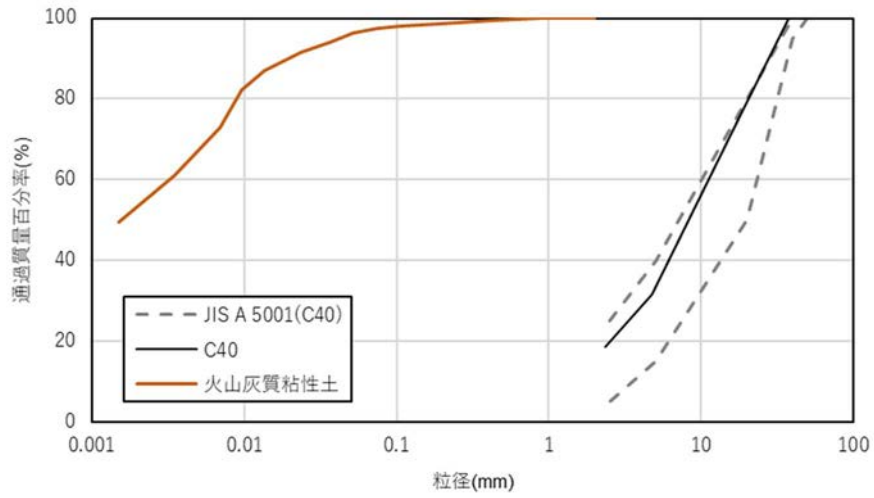


図 4.3.1.3 粒径加積曲線

表 4.3.1.3 検討ケース

	対策工	実験	解析
CASE 1	無対策	—	○
CASE 2	シートのみ	○	○
CASE 3	ジオジャケット間隔 2.0m	○	○
CASE 4	ジオジャケット間隔 1.0m	○	○

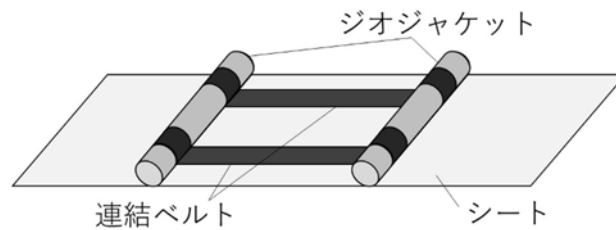


図 4.3.1.4 ジオジャケットの連結方法に関する模式図

4.3.2 実験結果

実験から得られた荷重強度 P と沈下量 S の関係 (P - S 関係) を図 4.3.2.1 に示す。JIS A 1215 に倣い、段階的に 35kN/m^2 ずつ P を増加させた。地盤の極限支持力を求める際に実施される地盤の平板載荷試験 (JGS 1512) では、初期載荷段階での荷重保持時間は 1STEP ごとに 30 分程度で良いとされている⁸⁾。一方、道路の平板載荷試験では 1STEP の荷重保持について、1 分間の沈下量の増分が、その荷重強度での沈下増分の 1%以下となるまでとしている⁹⁾。前述したように当実験は道路の平板載荷試験に則して行ったため、載荷初期段階の荷重保持時間は 5~15 分/STEP だったが、最終段階では 30 分以上の保持時間が必要となった。このため、載荷試験は 1 ケースあたり 7~9 時間を要した。

P - S 関係については S の増加に従って P も増加しており、地盤の鉛直載荷試験として妥当な結果が得られている。 S が 0.01m を超える領域では、同一の S に対する P が CASE 2、3、4 の順に大きくなっており、3 章で検討した地盤反力係数 K_{30} と同様に格子間隔が小さいほど、沈下量が小さくなった。当試験の範囲では P にピークは見られず、 S の増加に従って P の増加が継続した。また、載荷試験中に 1~2 回の除荷・再載荷を行ったが、再載荷時の P - S 関係が処女載荷時の P - S 関係に漸近する挙動が確認された。これは地盤の平板載荷試験で一般的に見られる挙動である。

図 4.3.2.2 はブロックサンプリングによって試験後の軟弱層から採取したコアの湿潤密度試験、一軸圧縮試験の結果である。載荷範囲直下 ($X=0$) で、軟弱層の含水比 w は 100%未満まで低下しており、載荷中に軟弱層が圧密したと考えられる。これを裏付けるように試験後に土槽周囲には水溜まりができていた。なお、CASE 2 と 3 での P の最大値は約 600kN/m^2 と等しいが、載荷盤直下の軟弱層の間隙比 e 、一軸圧縮強さ q_u もほぼ等しくなっている。

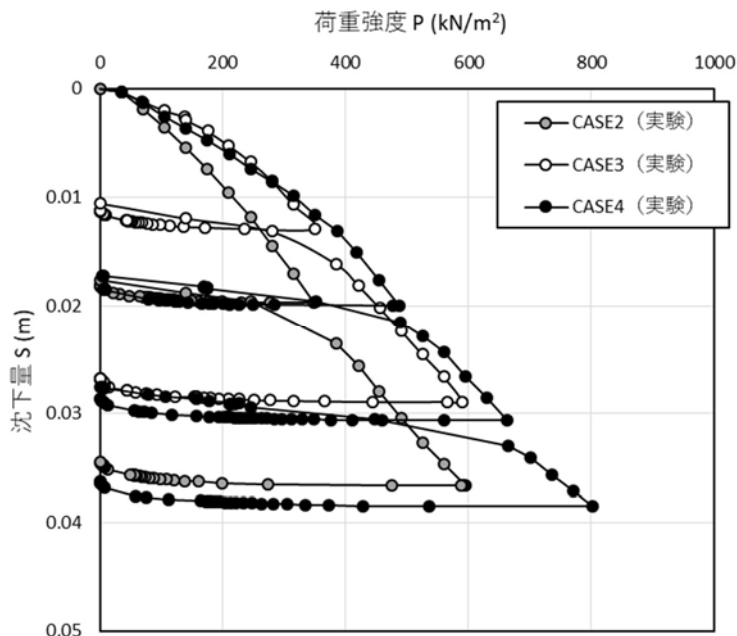


図 4.3.2.1 P - S 関係

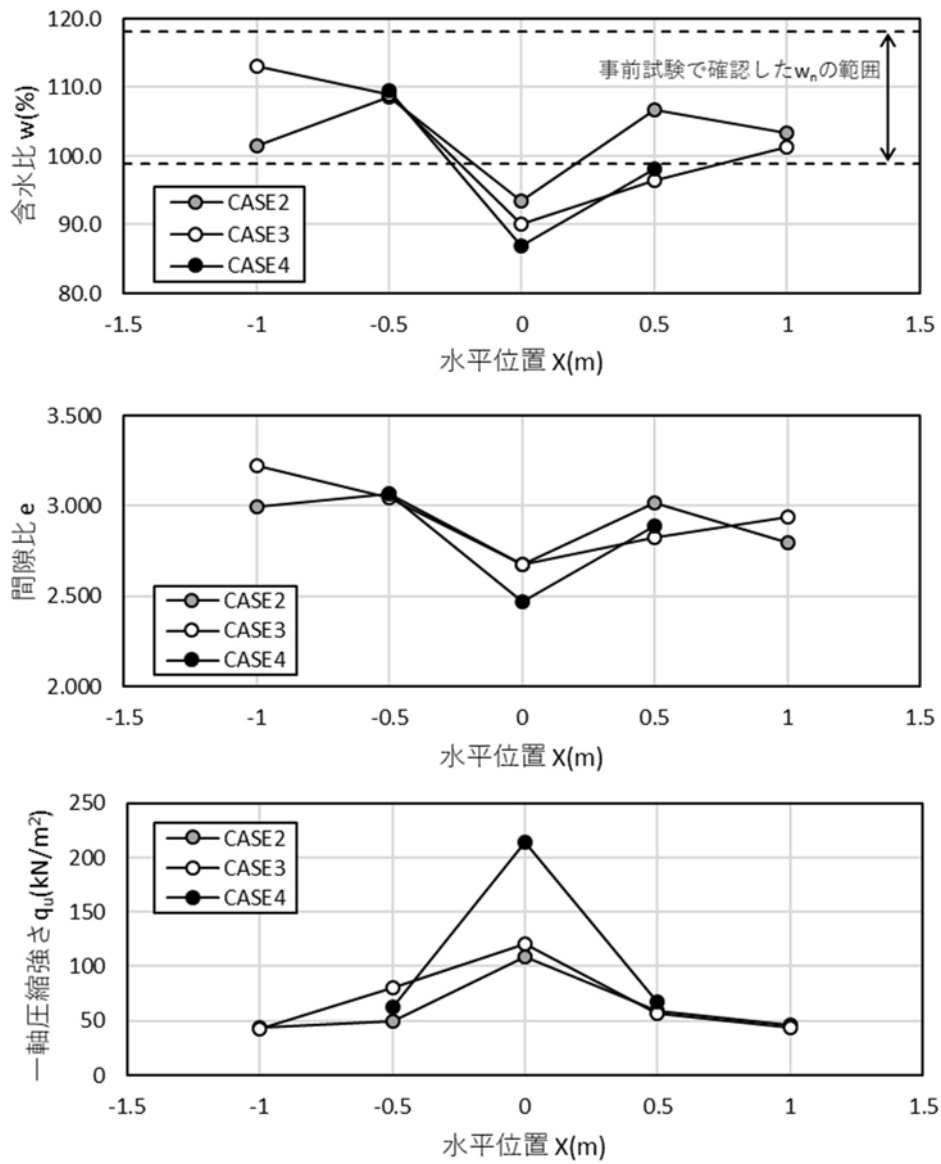


図 4.3.2.2 試験後に確認した軟弱層の特性

4.3.3 2次元 FEM 解析

(1) 目的

図 4.3.2.1 に示したように格子状補強シート工法によって底部を補強することで、上載荷重が作用した時の覆土の沈下が低減することが明らかとなった。ただし、載荷盤はジオジャケットの補強効果を最も受けにくい格子枠中央部に配置されており、沈下抑制効果には、ジオジャケットの曲げ耐力以外の要因も作用していると考えられる。このメカニズムの検証を目的として2次元 FEM 解析によって実験結果の再現解析を実施した。FEM 解析では、鹿島建設(株)の内製有限要素解析コード LIMDAC を使用した。

(2) 解析モデル

図 4.3.3.1、2 に解析モデルを示す。これはジオジャケットの間隔を 1.0、2.0m とした CASE3 と CASE4 (表 4.3.1.3) の実験模型の半断面をモデル化したものである。モデル底部境界には変位を固定する条件を、左右端境界には水平変位を固定する条件を適用した。また、実験中にジオジャケットの水平変位を確認できなかったため、その水平変位も固定した。載荷過程に関しては、載荷範囲の鉛直下方に 100mm の強制変位を 2,000 ステップに分けて付与して、これを模擬した。

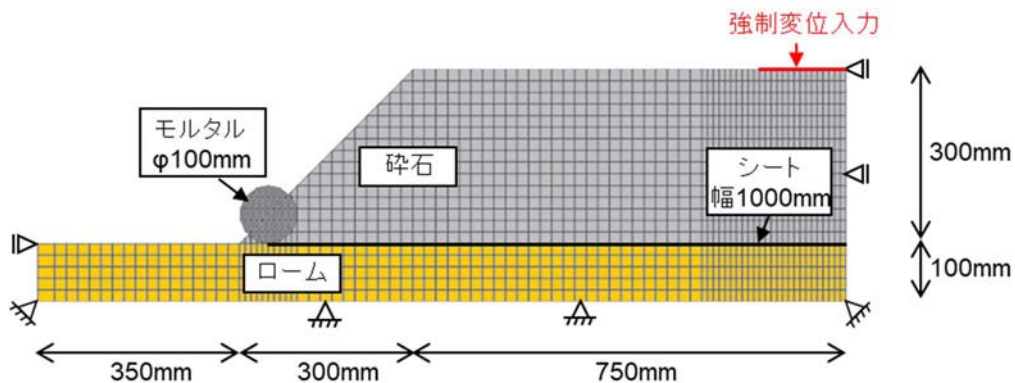


図 4.3.3.1 解析モデル (CASE3: ジオジャケット間隔 2m)

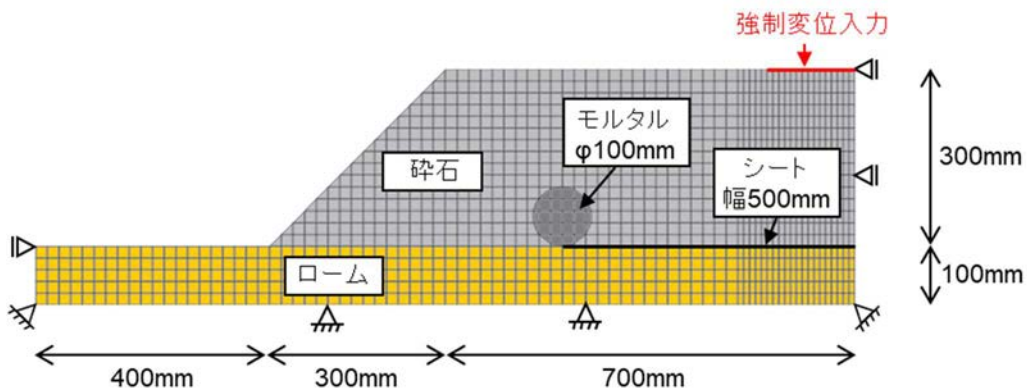


図 4.3.3.2 解析モデル (CASE4: ジオジャケット間隔 1m)

(3) 応力-ひずみ関係と解析パラメータ

ジオジャケットはモルタルと同様の变形性能 (図 2.2.3.4) を持つ線形弾性体として、またシート材は図 2.4.3.2 に示した割線係数 J_{sec} から換算した引張弾性係数 E_t を持つ線形トラス要素としてモデル化した。これらの解析パラメータを表 4.3.3.1、2 に示す。なお、図 4.3.3.3 に示すようにシート材に対応する線形トラス要素は圧縮応力を負担しないものとして取り扱った。これは面状補強材 (シート材) で補強された土構造物を対象とした数値解析において、補強材の補強効果を考慮するために提案された方法である^{10、11)}。

表 4.3.3.1 解析用パラメータ (ジオジャケット)

		備考
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.90	測定値
弾性係数 E (kN/m ²)	1.0E+07	図 2.2.3.4
ポアソン比 ν	0.20	一般値

表 4.3.3.2 解析用パラメータ (シート材)

		備考
割線係数 J_{sec} (kN/m)	451	図 2.4.3.2
厚さ t (mm)	0.35	測定値
弾性係数 E_t (kN/m ²)	1.3E+06	(=451/0.00035)

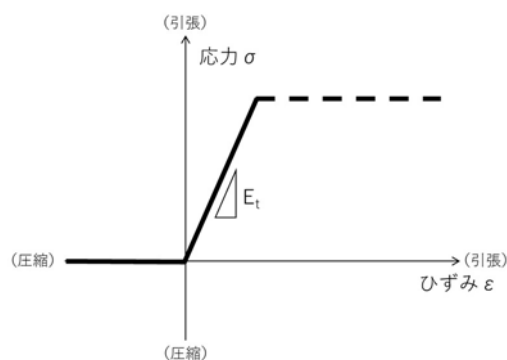


図 4.3.3.3 線形トラス要素 (シート材) の応力~ひずみ関係

覆土の解析パラメータを表 4.3.3.3 に示す。覆土の応力~ひずみ関係には Drucker-Prager モデルを降伏曲面とする弾塑性モデルを適用した。強度定数 c' 、 ϕ' には直径 300mm の大型供試体を用いた三軸圧縮試験 (CUB) の結果を用いた (図 4.3.3.4)。弾性係数 E は、気乾状態の試料を対象とした大型三軸圧縮試験結果 (図 4.3.3.5) や直径 200mm の圧密リングを用いた一次元圧縮試験 (図 4.3.3.6) の除荷過程で得られた体積弾性係数 K の換算値をもとに、載荷応力レベル内の平均的な値 ($2.0E+05\text{kN/m}^2$) を用いた (図 4.3.3.7)。ここで、一次元圧縮試験とは標準圧密試験 (JIS A 1217) と同じ装置と操作で行う試験だが、気乾状態の供試体を用いる点や圧縮中に排気のみが生ずるとみなす点が JIS A 1217 と異なるため、呼び方を区別している。覆土の E は、舗装設計施工指針¹²⁾に記載のクラッシュランの値 ($2.0E+05\text{kN/m}^2$) や鉄道構造物等設計標準・同解説¹³⁾の粒度調整碎石の値 ($1.8E+05\text{kN/m}^2$) と同等となった。

軟弱層の解析用パラメータを表 4.3.3.4 に示す。軟弱層には修正カムクレイ型の関口・太田モデル¹⁴⁾を適用した。これらのパラメータは、既往のパラメータ設定方法¹⁵⁾を参考に、三軸圧縮試験 (CUB: 図 4.3.3.8~10) や圧密試験 (図 4.3.3.11) の結果から決定した。軟弱層のせん断抵抗角 ϕ' は粘着力 $c'=0\text{kN/m}^2$ として求めた値で、覆土の ϕ' より大きい。覆土材 (C40) は、一般に大きな ϕ' を持つ ϕ 材と見做されるが、設計的に c のみが考慮される火山灰質粘性土の ϕ' ($=39.1^\circ$) が C40 の ϕ' を上回っており、異常値という見方もできる。ただし、当実験の軟弱層と同様に栃木県で採取された火山灰質粘性土の ϕ' について同様の値 ($\phi'=38.94^\circ$) が報告されていることから¹⁶⁾、結果は妥当と判断した。

覆土は不飽和状態であるため、計算では排水条件を適用した。また、図 4.3.2.2 に示すように載荷範囲直下の軟弱層では実験前後で w が低下し、載荷中に排水が生じたと考えられるため、軟弱層についても排水条件を適用した。

表 4.3.3.3 解析用パラメータ (覆土)

	覆土 (C40)	備考
湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	1.88	測定値
粘着力 c' (kN/m^2)	6.7	図 4.3.3.4
せん断抵抗角 ϕ' (deg.)	32.2	
弾性係数 E (kN/m^2)	$2.0E+05$	図 4.3.3.7
ポアソン比 ν'	0.32	$\nu'=K_0/(1+K_0)$
静止土圧係数 K_0	0.47	$K_0=1-\sin\phi'$

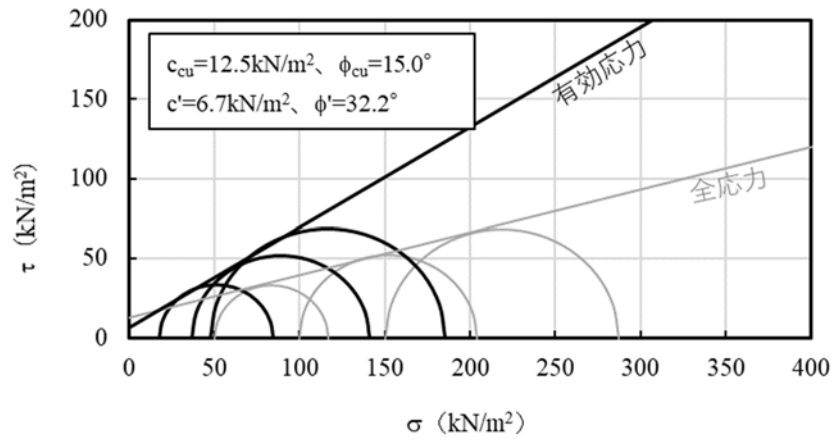


図 4.3.3.4 覆土の三軸圧縮試験 (CUB) 結果 (破壊包絡線)

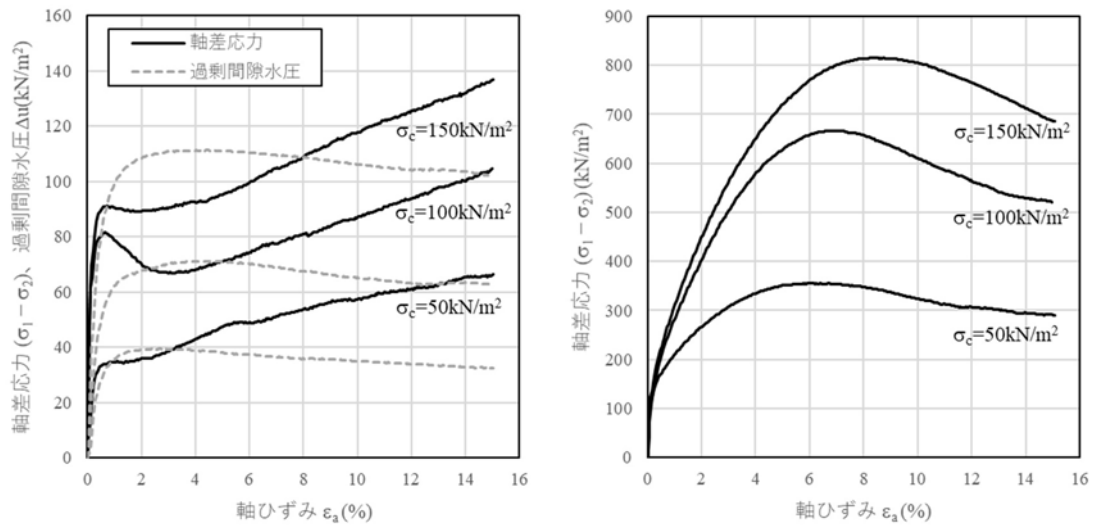


図 4.3.3.5 覆土の三軸圧縮試験 (CU) 結果
(軸差応力 $q \sim$ 軸ひずみ ϵ_a 関係、左：飽和、右：気乾)

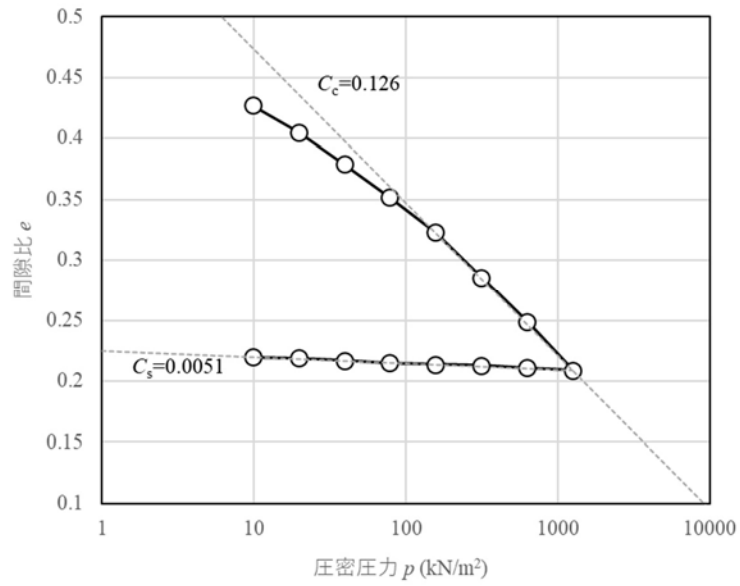


図 4.3.3.6 覆土の一次元圧縮試験結果 (e - $\log P$ 関係)

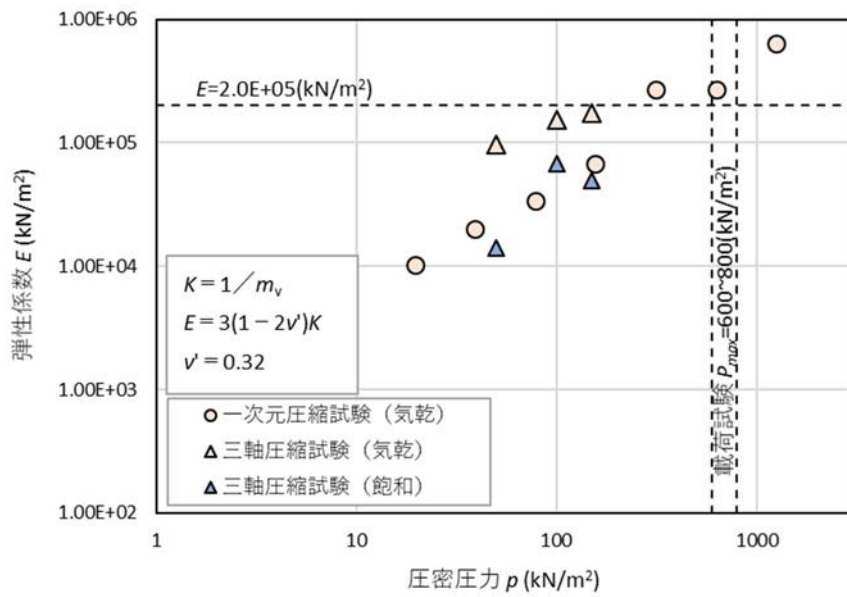


図 4.3.3.7 覆土の弾性係数 E

表 4.3.3.4 解析用パラメータ (軟弱層)

	軟弱層	備考
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.33	測定値
せん断抵抗角 ϕ' (deg.)	39.1	図 4.3.3.8
限界状態応力比 M	1.597	$M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$ 図 4.3.3.10
非可逆比 A	0.913	$A = M / 1.75$
ダイレイタンスー係数 D	0.061	$D = (\lambda - \kappa) / (M(1 + e_0))$
ポアソン比 ν'	0.27	$\nu' = K_0 / (1 + K_0)$
静止土圧係数 K_0	0.37	$K_0 = 1 - \sin \phi'$
圧縮指数 λ	0.45	図 4.3.3.11
膨潤指数 κ	0.04	
圧密降伏応力 p_c'	79.3	
圧密降伏時間隙比 e_0	3.16	

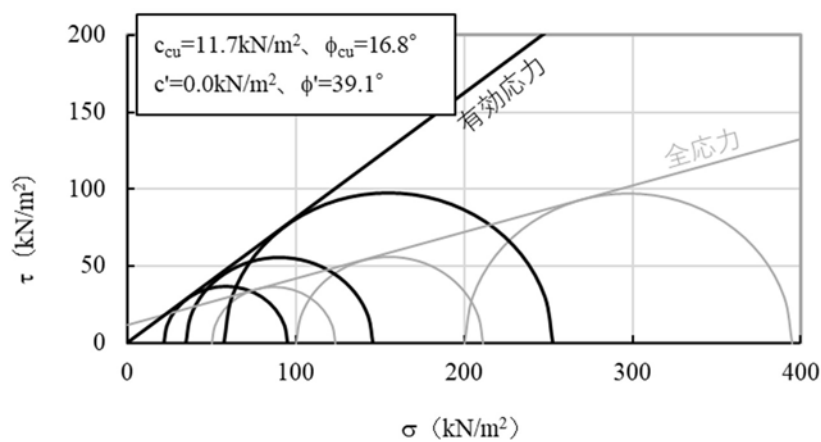


図 4.3.3.8 軟弱層の三軸圧縮試験結果 (破壊包絡線)

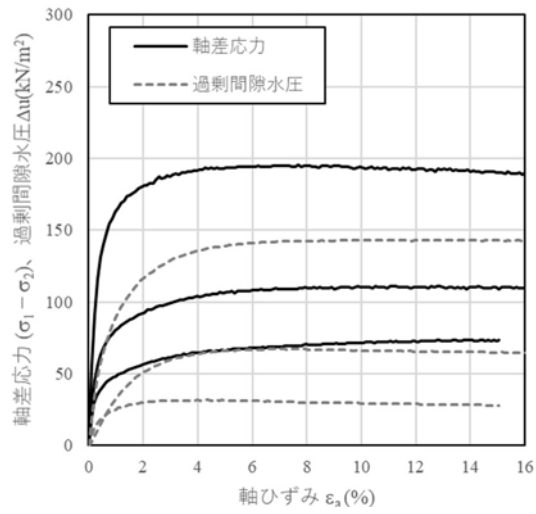


図 4.3.3.9 軟弱層の三軸圧縮試験結果
(軸差応力 q ~ 軸ひずみ ε_a 関係)

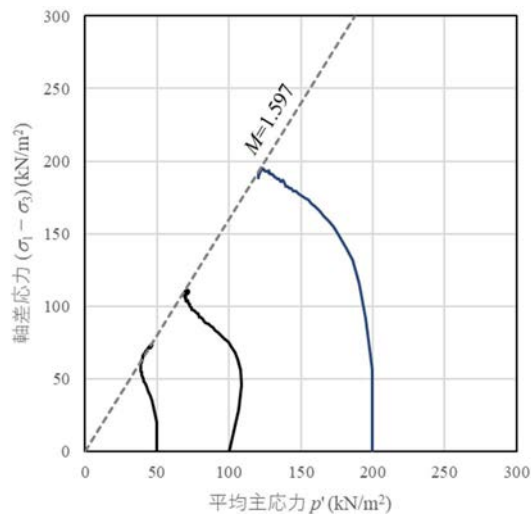


図 4.3.3.10 軟弱層の三軸圧縮試験結果 (応力経路)

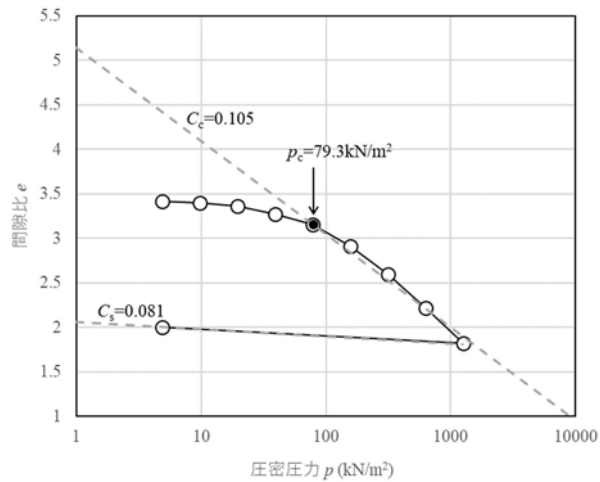


図 4.3.3.11 軟弱層の圧密試験結果 (e - $\log p$ 関係)

(4) 解析結果

実験ならびに解析から得られた P - S 関係の比較結果を図 4.3.3.12 に示す。両者は精度よく一致しており、解析結果は格子状補強シート工法の補強効果を適切に評価できていることが分かる。また実験を実施していない無対策ケースの解析結果は、全ケースの中で P が最も小さくなり、シート材だけを使用する従来の表層安定処理工法の補強効果をも裏付ける結果となった。

図 4.3.3.13 に解析から得られたせん断応力分布図を示す。無対策のケースでは荷重範囲直下にくさび型の応力帯が形成され、その先端が覆土底部に達して軟弱層内にも大きなせん断応力が発生している。シート材だけを考慮した CASE2 では、シートの引張補強の影響で覆土と軟弱層の境界のせん断応力が無対策の場合より僅かに小さくなっているが、CASE1 と概ね同様の傾向を示している。一方、ジオジャケットを考慮した CASE3、4 では、荷重範囲直下のせん断応力の発生が覆土上部に限定され、その領域からジオジャケット側方に向かってせん断応力が伝播している。これはジオジャケットが覆土のせん断変形を拘束していることを表す。また、軟弱層内のせん断応力の大きさ、発生範囲が無対策の場合と比べて明らかに小さくなっている。

図 4.3.3.14 は解析から得られた平均主応力の分布である。主応力が大きい範囲はせん断応力の発生範囲とほぼ等しく、荷重範囲直下の軟弱層内に主応力の比較的大きな範囲が形成されている。ただし、ジオジャケットの無い CASE1、2 とジオジャケットが配置されている CASE3、4 にほとんど違いは見られない。一方、覆土内の平均主応力に着目すると、最も小さな水平離隔でジオジャケットが配置されている CASE4 では、荷重範囲直下からジオジャケットの間に主応力の大きな領域が形成される一方で、ジオジャケットの左側の覆土の平均主応力の変化が極めて小さいことが分かる。この特徴は、CASE4 で特に明確だが、CASE3 でも同様の傾向を確認できる。これは、ジオジャケットが覆土底部の側方変位を拘束することでこの範囲の平均主応力が増加して塑性変形の生じにくい領域を形成していることを表している。すなわち、この領域が版状構造（スラブ）のように挙動して、上載荷重を支持しているものと理解できる。この効果によって、格子状補強シートを用いた CASE3、4 では、シート単独で覆土を補強した CASE2 と比べて、沈下が低減したと考えられる。また、格子枠内の平均主応力の増加を効率的に生じさせるには、覆土がせん断変形中に体積膨張挙動を示すことも重要である。つまり、沈下低減効果を得るためには、格子枠内の覆土が密に締め固められている必要がある。これらの格子状補強シートの沈下低減メカニズムを図 4.3.3.15 に示す。

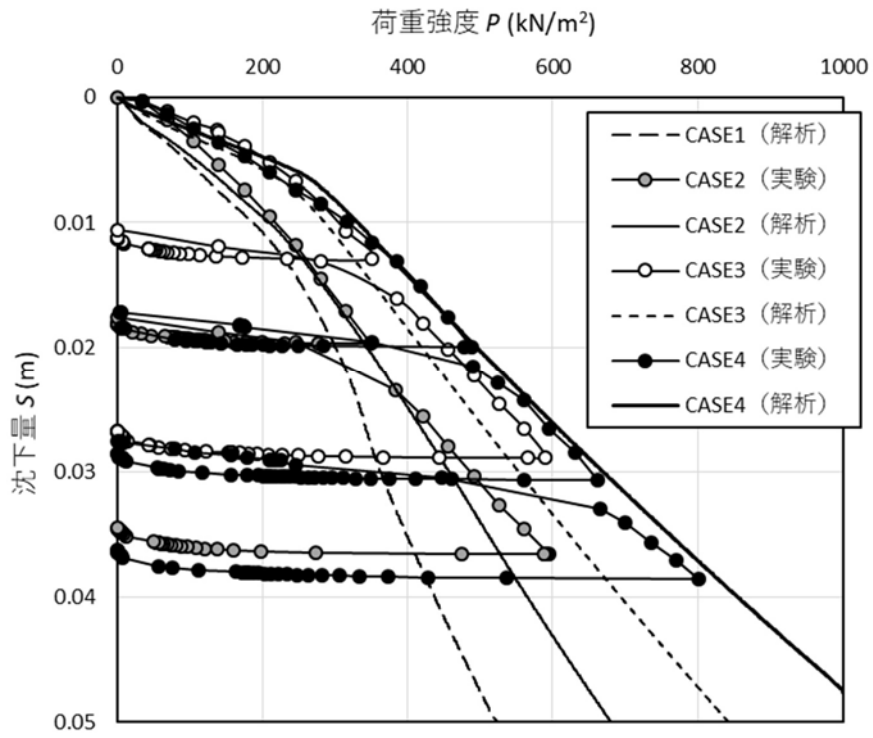
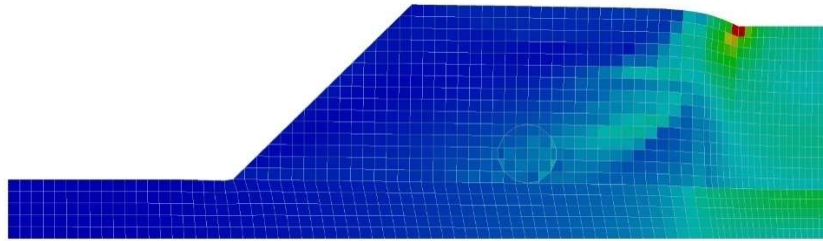
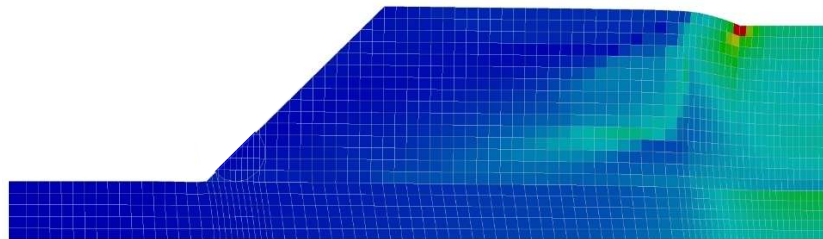


図 4.3.3.12 P - S 関係に関する実験結果と解析結果の比較

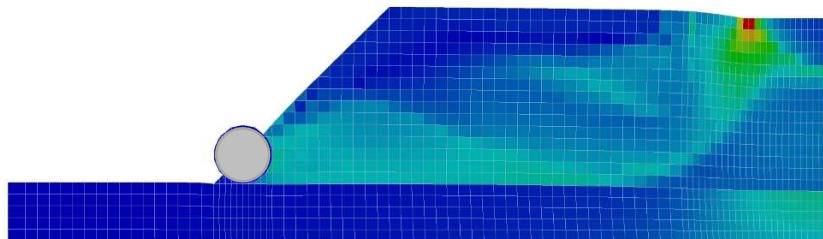
0kN/m² 300kN/m²



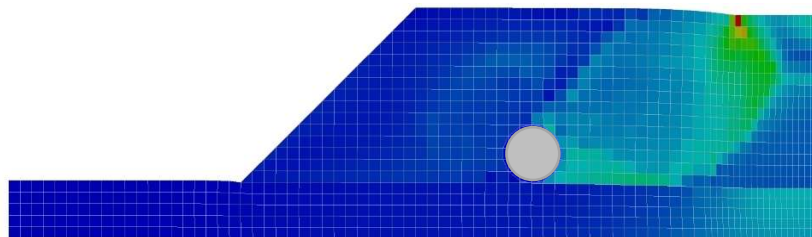
(a) CASE1 無対策



(b) CASE2 シート材のみ



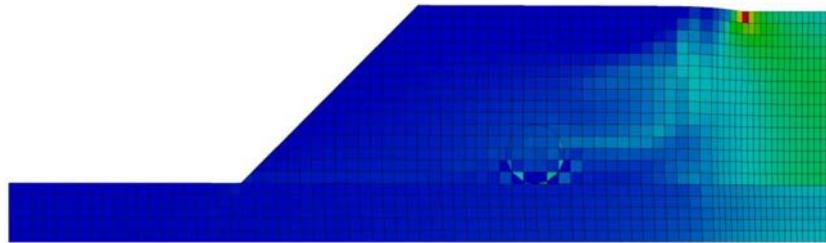
(c) CASE3 ジョジャケット間隔 2m



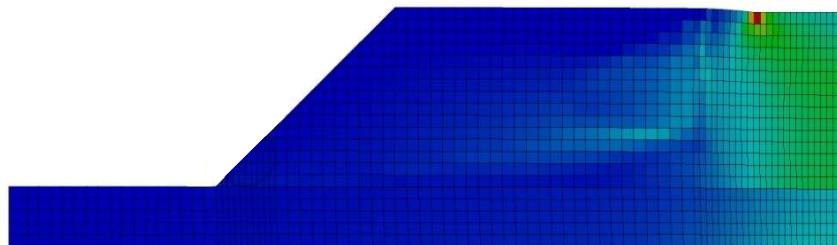
(d) CASE4 ジョジャケット間隔 1.0m

図 4.3.3.13 せん断応力分布図 ($P=200\text{kN/m}^2$ 、変形倍率 4 倍)

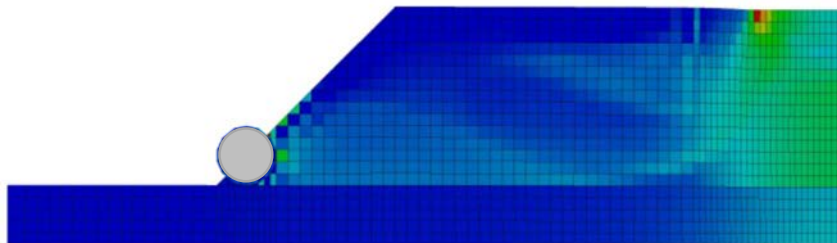
0kN/m² 300kN/m²



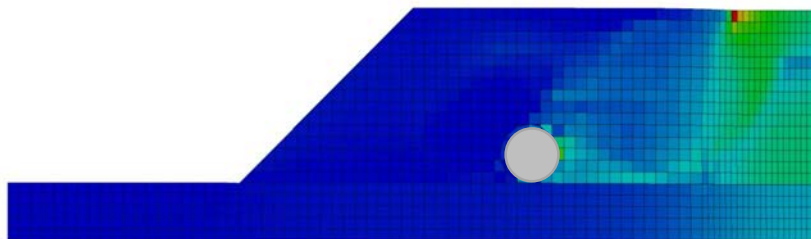
(a) CASE1 無対策



(b) CASE2 シート材のみ



(c) CASE3 ジョジャケット間隔 2m



(d) CASE4 ジョジャケット間隔 1.0m

図 4.3.3.14 平均主応力分布 ($P=200\text{kN/m}^2$ 、変形倍率 1 倍)

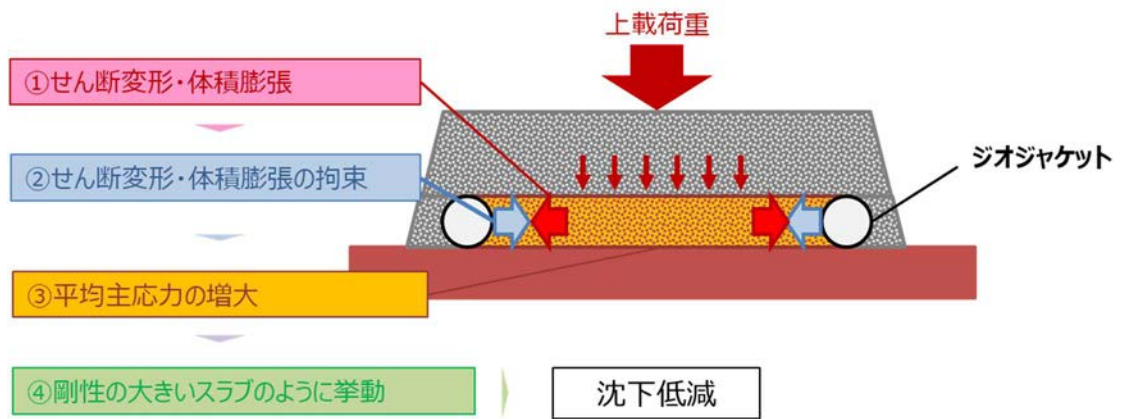


図 4.3.3.15 格子状補強シートの沈下低減メカニズム

4.4 検討結果の活用例

4.4.1 工事概要

前節で述べた検討から、格子状補強シート工法は地盤反力係数 K_v のみならず、より大きな荷重に対する沈下の抑制にも効果があることが明らかとなった。本節ではこの検討結果をもとに、格子状補強シート工法を工事用クレーンの安定対策に活用した事例について述べる。

図 4.4.1.1 に工事概要を示す。土地利用が高度化した市街地での軌道高架化事業¹⁷⁾において、鉄道用地に隣接する耕作地を借地して PC 桁の架設作業を行うこととなった。耕作地表面には平均 N 値が 2 の耕土が分布しており、PC 桁架設用の揚重機械 (200t 級ラフタークレーン) の安定対策が必要と考えられた。工事用地に分布する耕土と火山灰質粘性土 (ローム) の物理試験結果を表 4.4.1.1 に示す。いずれも細粒土であり、重機の安定確保に注意が必要な土質である。工事用地周辺には住宅や商業施設が密集しているため、大量の土運搬を伴う良質土置換や固化系地盤改良は近隣地域への環境負荷や経済性、工期の面で難しいと考えられた。これらの理由から耕作地表面に格子状補強シートを敷設し、これを厚さ 0.3m の C40 碎石で覆土して施工基盤を造成する計画について検討することになった。なお、クレーン揚重作業中は覆土上に鉄板を敷設し、アウトリガー荷重の更なる分散を図ることとした。

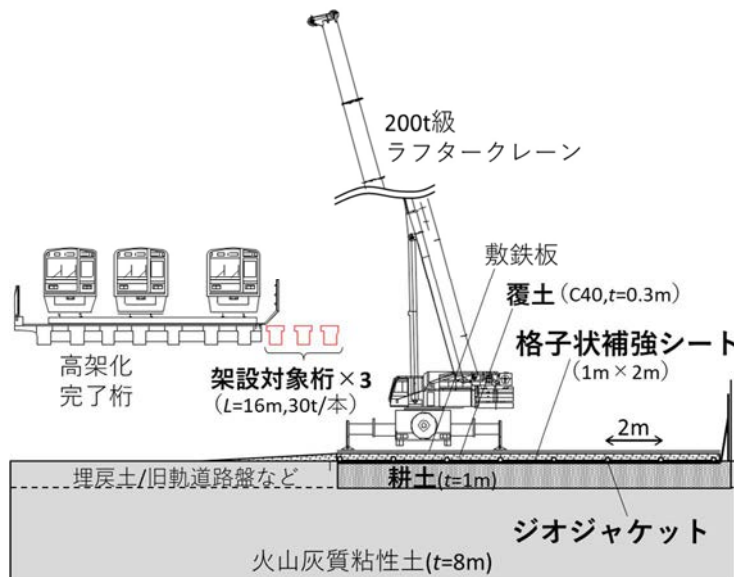


図 4.4.1.1 格子状補強シート工法を用いた揚重機械の安定対策

表 4.4.1.1 耕土・火山灰質粘性土の物理的性質

	耕土	ローム
湿潤密度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$	1.14	1.18
乾燥密度 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$	0.69	0.52
土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.370	2.725
自然含水比 $w_n(\%)$	65.4	126.7
間隙比 e	2.44	4.25
飽和度 S_r	63.6	81.2
液性限界 $w_L(\%)$	74.9	147.8
塑性限界 $w_P(\%)$	56.4	90.1
塑性指数 I_P	18.5	57.7
液性指数 I_L	0.49	0.63

4.4.2 解析検討

(1) 解析モデル

鉄道のように公共性の高い施設に近接して揚重作業を行うにあたり、施工基盤やその下の基礎地盤の非線形的な挙動の影響を事前に把握することが重要と考えた。そこで 2 次元 FEM 解析によって揚重作業中のクレーンアウトリガーの沈下量を予測することとした。この予測解析でも 4.3.3 と同じプログラム「LIMDAC」を用いた。解析モデルを図 4.4.2.1、2 に示す。各要素は全て長方形もしくは正方形で構成されている。このためジオジャケットは直径 0.1m の円と等しい面積を持つ正方形（1 辺の長さが 0.089m）要素でモデル化した。

覆土やシート材、モデル外周部の境界条件は 4.3 節で述べた実大模型実験の再現解析と同様とした。ただし、今回は実大模型実験よりも載荷面積が大きいアウトリガーベース範囲にクレーンの荷重が作用する。アウトリガーベースは複数のジオジャケットの上部に跨るように配置されるため、ジオジャケットに偏芯荷重が直接的に作用して水平変位が発生する可能性がある。従って、当解析でジオジャケットの水平変位を固定した場合、解析結果が補強効果を過大に評価すると考えられた。ただし、図 4.4.2.2 に示したジオジャケットは、断面平行方向に配置されているジオジャケットによって変位を拘束されている。図 4.4.2.3 に施工中の格子状補強シートを示す。3 章でも述べたように格子枠の交差部では、2 本のジオジャケットが上下に重なるように配置される。このケースでは断面並行方向のジオジャケットが上側に配置されると同時に、上側に凸となって断面直交方向のジオジャケットの水平変位を拘束するような形状となっている（図 4.4.2.4）。また、断面直交方向のジオジャケットの側部に生じている空洞部分には覆土材が充填され、そのせん断変形も断面並行方向のジオジャケットに拘束される。これらの効果によって断面並行方向のジオジャケットが、断面直交方向のジオジャケットの水平変位を拘束すると考えた。この効果を考慮するため、図 4.4.2.5 に示すように断面平行方向に隣接する相互のジオジャケットを線形トラス要素で連結させた。ジオジャケットについては引張破壊を生じたとしても内部のモルタルが圧縮応力を負担すると考えられるため、図 4.4.2.6 のような応力～ひずみ関係を適用した。断面平行方向のジオジャケットは 1.0m 間隔で配置されているため、単位奥行き方向に 1 本のジオジャケットが配置されることになる。そこで、線形トラス要素の引張剛性として、単位奥行き当たりの断面積 A にモルタルの圧縮試験から得られた E を乗じた値（ $=E \times A$ ）を適用した（表 4.4.2.1）。2 章で述べたように内部モルタルは、覆土施工中の局所荷重によって損傷するため、 E が低下すると考えられるが、これに関しては次節で詳述する。

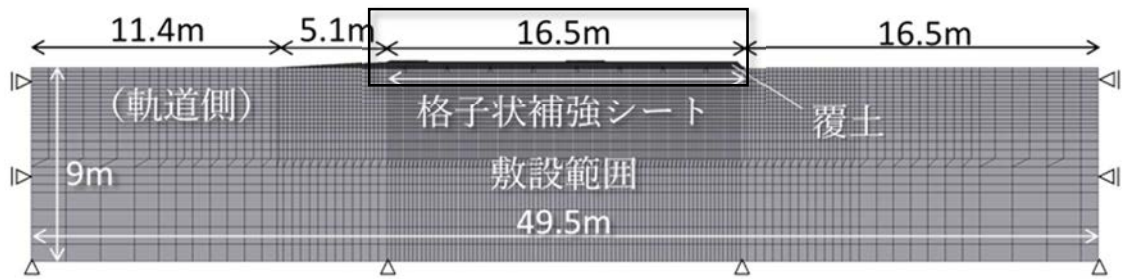


図 4.4.2.1 解析モデル (全体)

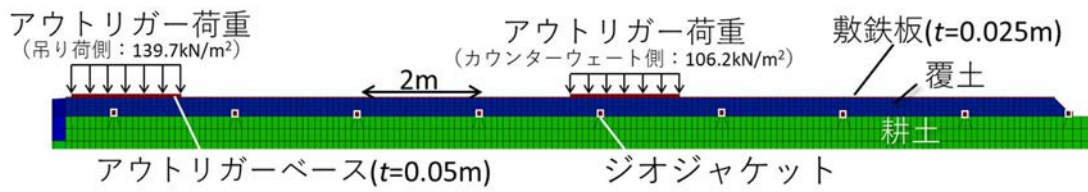


図 4.4.2.2 解析モデル (図 4.4.1.2 中、黒枠範囲を拡大)

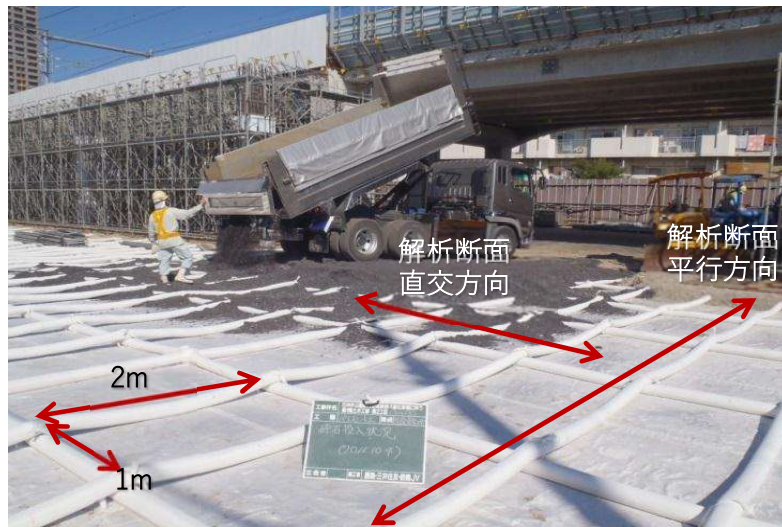


図 4.4.2.3 格子状補強シートの施工状況

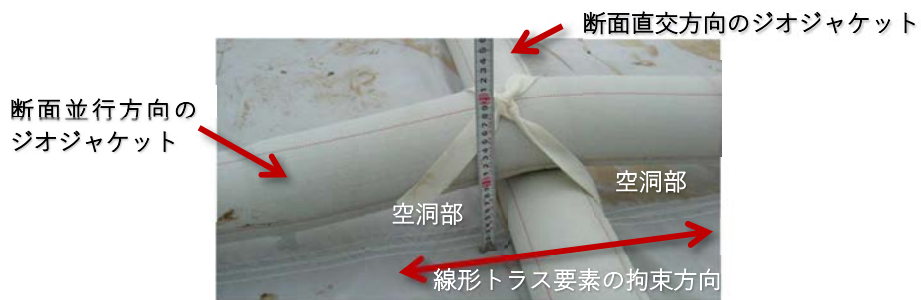


図 4.4.2.4 ジオジャケットの交差部

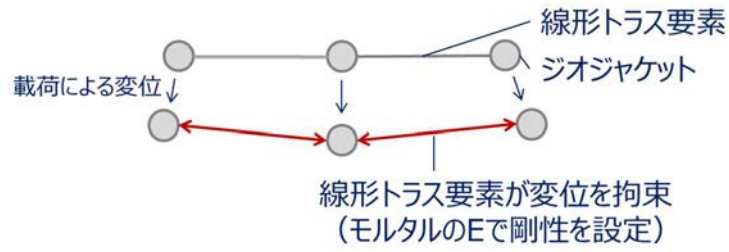


図 4.4.2.5 線形トラス要素のイメージ

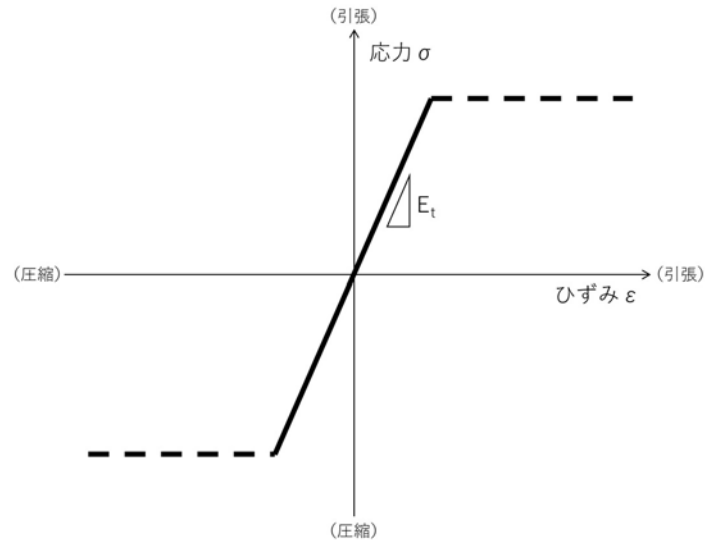


図 4.4.2.6 線形トラス要素 (ジオジャケット) の応力-ひずみ関係

表 4.4.2.1 解析用パラメータ (線形トラス要素)

シート材	弾性係数 E (kN/m ²)	1.30E+05	引張試験結果
	断面積 A (m ²)	0.0035	単位奥行き当たり
ジオジャケット	弾性係数 E (kN/m ²)	1.90E+07	圧縮試験結果
	断面積 A (m ²)	0.089	単位奥行き当たり

(2) 基礎地盤の解析用物性値

耕土とその下位の火山灰質粘性土層には修正カムクレイ型の関口・太田モデルを適用し、各層のブロックサンプリング試料に関する圧密試験、三軸圧縮試験の結果から、解析用物性値を設定した（表 4.4.2.2、図 4.4.2.7、8）。耕土の圧密降伏応力 p_c は当初、アウトリガーの上載圧を大きく下回る 40kN/m^2 未満という結果が得られていた。このため、耕土を転圧機械（4t 級振動ローラ）で締め固めたうえで、格子状補強シートを設置した。表 4.4.2.2 は、振動ローラによって転圧を行った後にブロックサンプリングした試料に関する試験結果である。図 4.4.2.7 に示すように、転圧によって p_c が増加すると同時に圧縮指数 C_c も大幅に低下した。また、地表から 9m の範囲に地下水位は確認されなかったため、施工基盤および基礎地盤に排水条件を適用した。

表 4.4.2.2 解析パラメータ

	耕土	ローム	備考
湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	1.14	1.18	測定値
せん断抵抗角 ϕ' (deg.)	36.7	28.5	図 4.4.2.7
限界状態応力比 M	1.493	1.135	$M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$
非可逆比 A	0.901	0.921	$A = M / 1.75$
ダイレイタンス係数 D	0.025	0.111	$D = (\lambda - \kappa) / (M(1 + e_0))$
ポアソン比 ν'	0.29	0.34	$\nu' = K_0 / (1 + K_0)$
静止土圧係数 K_0	0.402	0.523	$K_0 = 1 - \sin \phi'$
圧縮指数 λ	0.136	0.677	圧密試験結果から設定 (図 4.4.2.8)
膨潤指数 κ	0.013	0.053	
圧密降伏応力 p_c'	332.7	183.0	
圧密降伏時の間隙比 e_0	1.450	3.956	

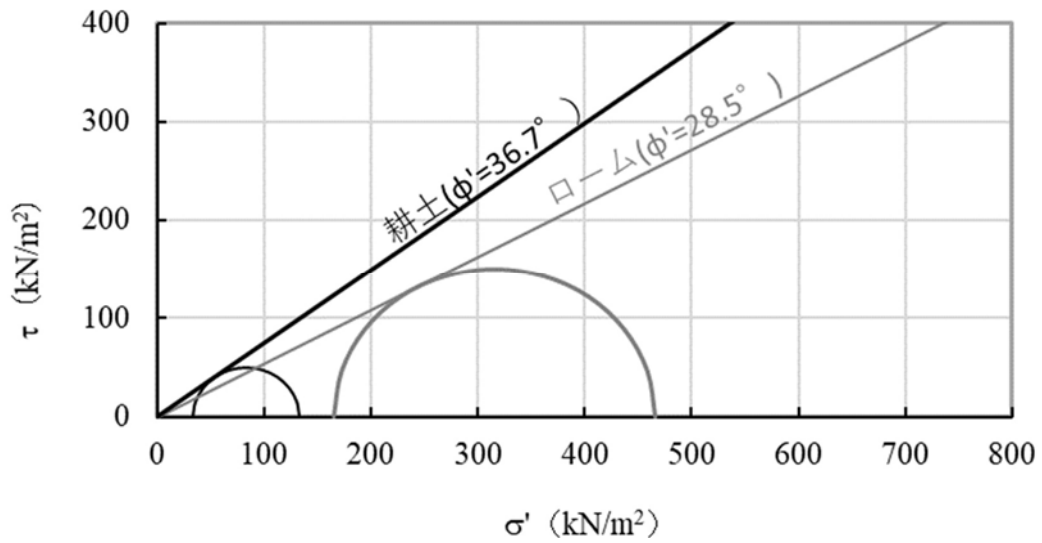


図 4.4.2.7 三軸圧縮試験結果 (破壊包絡線)

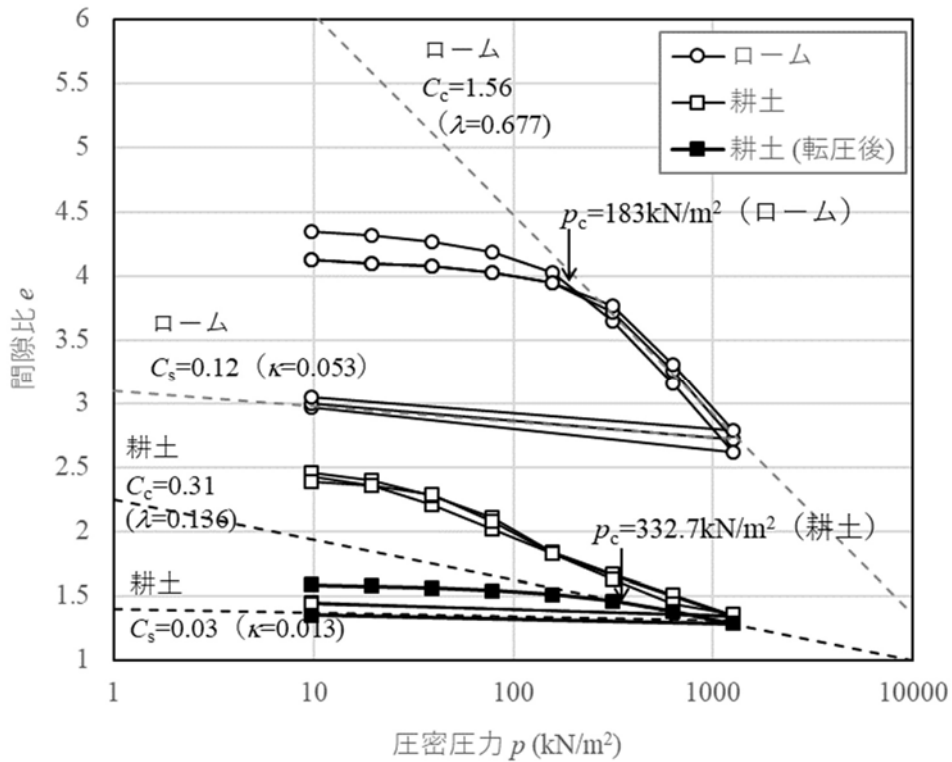


図 4.4.2.8 e - $\log p$ 関係 (耕土、ロ-△)

(3) 解析ならびに施工の結果

解析から得られた揚重作業時の覆土表層の沈下分布の予測結果を図 4.4.2.9 に示す。同図の左 ($X=0.0$) が吊り荷 (橋脚) 側で、揚重作業中に大きなアウトリガー荷重が作用する箇所である。2次元モデルを用いて3次元の変形問題を解析していることによって変形量を過大に評価している可能性を考慮し、ここには実最大荷重の 0.30~0.35 倍のアウトリガー荷重に対応する沈下予測値¹⁸⁾を示した。この段階において、隣り合うジオジャケットの離隔変動の予測値は 1mm 未満であった。図 4.4.2.9 に示した結果から揚重作業で生ずるアウトリガーの沈下はクレーン作業の安全上の目安値 (=0.05m)¹⁹⁾を下回ったことから、クレーン施工ヤードに格子間隔 1m×2m の格子状補強シートを敷設して、PC 桁の架設作業を行った (図 4.4.2.10、11)。図 4.4.2.9 には揚重作業時のアウトリガー沈下の実測値を併記している。実測値は 0.05m を下回るとともに予測値とも概ね一致し、結果として解析手法はある程度、妥当だったと判断できる。PC 桁の架設作業は無事完了し、本工法の適用によって高架化事業を円滑に進捗させることができた。

なお、高架化事業の完了後、覆土と格子状補強シートを撤去して地権者に工事用地を返還した (図 4.4.2.12)。返還後、特段の問題を生ずることもなく、用地は耕作地として活用された (図 4.4.2.13)。現在、当該用地は宅地に転用されているが、問題は報告されていない。

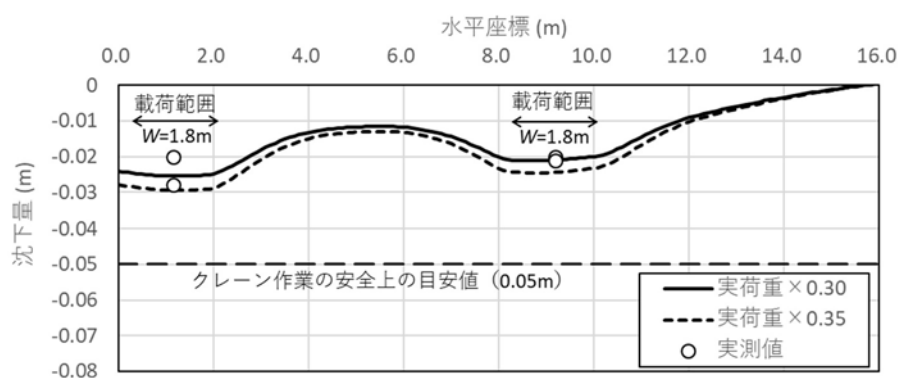


図 4.4.2.9 沈下分布の予測値と実測値の比較



図 4.4.2.10 格子状補強シートと覆土の施工状況



図 4.4.2.11 PC 桁架設作業の状況



図 4.4.2.12 格子状補強シート撤去作業の状況



图 4.4.2.12 原型復旧状況

4.4.3 線形トラス要素を用いたモデル化方法の検討

(1) 線形トラス要素の弾性係数 E

4.4.2 で述べた解析では、クレーンアウトリガー部の沈下量について解析結果と実測結果が比較的よく一致する結果が得られた。

格子状補強シートは、シート材とジオジャケットで構成した格子枠を複合した補強材で、4.3 で述べたように、その補強効果は施工範囲に面的に展開された格子枠が覆土砕石のせん断変形を抑制する効果に拠ると考えられる。2次元 FEM 解析によってその補強効果を予測する上で、前節ではジオジャケット同士の相互作用を線形トラス要素でモデル化し、その弾性係数としてモルタルの圧縮試験結果を用いた。2章で述べたように、覆土施工中にジオジャケット内のモルタルが損傷した場合、ジオジャケットの E は健全時の 4~8% にまで低下する (表 2.3.2.2) が、圧縮試験結果を用いたのは、解析実施時点で施工中のモルタル損傷に関する知見が不足していたためである。つまり、施工中のモルタル損傷の影響は考慮していないため、図 4.4.2.8 の解析結果は格子状補強シートの補強効果を過大評価していた可能性がある。

そこで、事後解析として、ジオジャケットの弾性係数 E に関するパラメトリックスタディを行い、格子状補強シートの補強効果について検証することとした。表 4.4.3.1 に解析ケースを示す。Case1 は 4.4.2 に述べた予測解析と同一のケースである。これに対し、施工によるモルタル損傷の影響を考慮するため、表 2.3.2.2 に示したジオジャケットの曲げ試験結果のうち、現場から回収したジオジャケットの E の最小値 ($3.4E+05\text{kN/m}^2$) を適用したのが Case3 である。また、格子状補強シートで補強した盛土に関する遠心模型実験の再現解析結果を踏まえ、Case2 では E を Case3 の 10 倍 ($3.4E+06\text{kN/m}^2$) とした。なお、遠心模型実験については次節 (4.4.4) で概略を述べるとともに、付録で詳述する。

図 4.4.3.1 は地表面の沈下分布である。線形トラス要素の E の低下に従って、アウトリガー範囲の最大沈下量が大きくなる傾向が認められるが、その影響は僅かでモルタルの損傷を考慮しても解析値と実測値は概ね一致する結果となった。

図 4.4.3.2 にジオジャケット同士を連結している線形トラス要素の軸応力 σ 、軸ひずみ ε の分布を示す。 σ 、 ε ともに引張が正である。 σ は、圧縮側はジオジャケットの断面積で、引張側はジャケット (厚さ 1.5mm) の断面積で、トラス要素に生じた軸力を除して求めた。 σ と ε は、断面直交方向のジオジャケットが存在する位置付近でスパイク状に変動している。これは 2次元断面上でモデル化されているジオジャケットとトラス要素が節点を共有する都合で、トラス要素の σ と ε がジオジャケットに拘束されるためである。 E が大きいほど、 σ が大きく、 ε は小さくなる。つまり E が小さいほど、覆土の変形拘束効果が低下していることになる。 E を最も大きくした Case1 では σ がジャケットの破断応力 (約 $80,000\text{kN/m}^2$ (80N/mm^2 : 図 2.2.3.4)) に近い値 ($75,000\text{kN/m}^2$ (75N/mm^2)) に達したが、モルタルの損傷によってジオジャケットの引張側の E が低下するため、大きな σ がジャケットに実際に作用することはなく、Case2 や 3 のような値に留まると考えられる。

表 4.4.3.1 線形トラス要素（ジオジャケット）の E に関するパラメータスタディ

	線形トラス要素の $E(\text{kN/m}^2)$	備考
Case1	1.9E+07	4.3.2 節と同じ
Case2	3.4E+06	Case3 の 10 倍の値
Case3	3.4E+05	表 2.3.2.2 中、現場 A の結果を適用

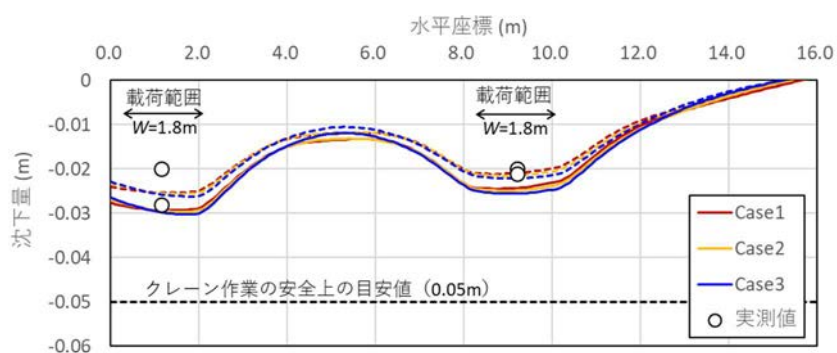


図 4.4.3.1 地表面の沈下分布

(破線：荷重低減係数 0.30、実線：荷重低減係数 0.35)

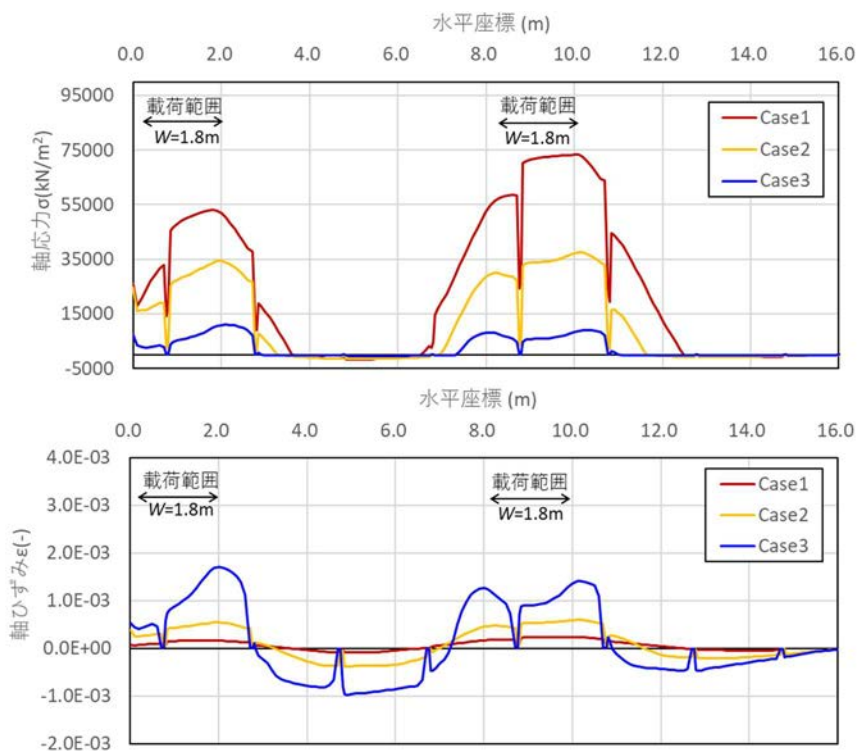


図 4.4.3.2 線形トラス要素（ジオジャケット）の軸応力、軸ひずみ分布
(荷重低減係数：0.35)

図 4.4.3.3 は、シート材の引張応力 σ_t 、引張ひずみ ε_t の分布である。アウトリガー直下でシート材が引張変形を生じていることが分かる。ジオジャケットを模擬した線形トラス要素の E が小さいほど、引張変形範囲が局所化し、 σ_t や ε_t も大きくなった。このことは、ジオジャケットの E を小さくすると、代わりにシート材が引張応力を負担するようになることを表す。このことが寄与して、ジオジャケット同士を連結する線形トラス要素の E を変動させても、沈下量の予測値が僅かしか変化しなかったと考えられる。シート材やジオジャケットに関する応力やひずみの測定値が存在しないため Case1~3 のいずれの結果が実現象に近いのかこの検討結果からは結論することはできないが、解析結果を正とするならば、ジオジャケット内部のモルタルの損傷に対し、シート材がロバスト性を有することになる。

なお、シート材の σ_t の最大値は Case3 で 150kN/m^2 となった。シート材に期待すべき引張強さ σ_{t_max} については、6章で詳述するが、表 2.4.3.1 に示したシート材の最大引張強さ T_{max} ($=76.7\text{kN/m}$) をシートの厚さ (0.35mm) で除して求めた σ_{t_max} は 220MN/m^2 で、Case3 で想定される σ_t の最大値より 1,000 倍以上大きい。また、4.3.2 の事例でシート材に破断が認められなかったことから、この程度の応力に対して、シート材は十分大きな強度を持つと判断される。

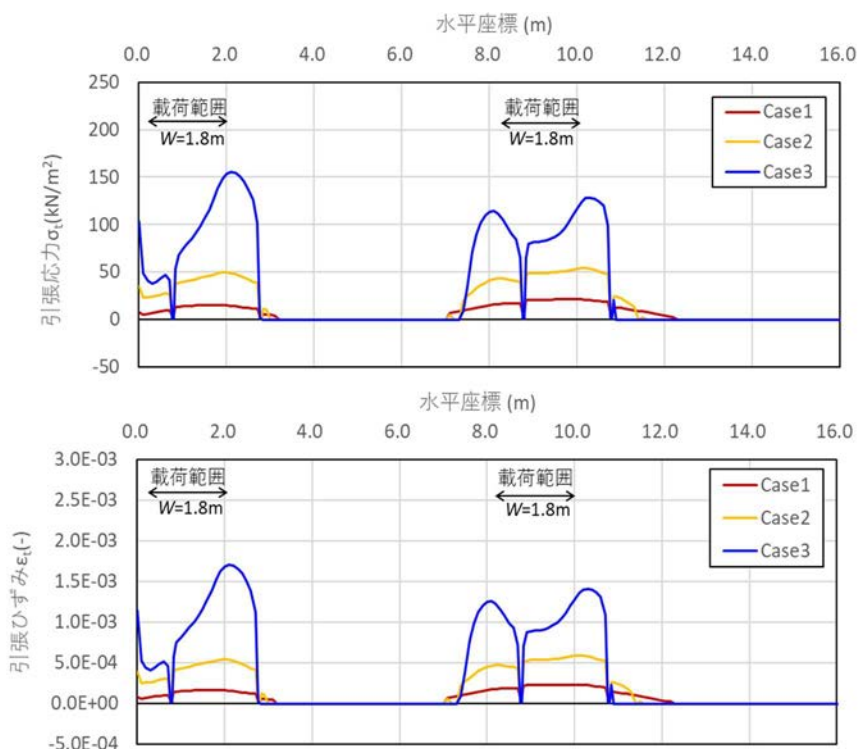


図 4.4.3.3 線形トラス要素（シート材）の引張応力、引張ひずみ分布
(荷重低減係数：0.35)

(2) 線形トラス要素の引張剛性に関する検討事例

線形トラス要素の E について、表 4.4.3.1 の Case2 の値の設定根拠について簡単に紹介する。図 4.4.3.4 に実験の概要で、緩い砂地盤上に設置された盛土の底部を格子状補強シートで補強した際の地震による盛土の損傷防止効果を検証することを目的としている。図 4.4.3.5 に示すように、補強無しのケースでは盛土底部に多数のクラックが発生したのに対し、底部を格子状補強シートで補強したケースでは盛土底部のクラックは見られない。これは格子状補強シートの敷設によって不同沈下が低減した効果と考えられる²⁰⁾。この遠心模型実験結果をもとに2次元 FEM 解析によって、格子状補強シートの補強効果の検証を試みた(図 4.4.3.6)²¹⁾。有限要素解析には液状化解析プログラム FLIP²²⁾を用いた。断面並行方向の格子状補強シートは、前節と同じ方法(図 4.4.2.5)でモデル化した。

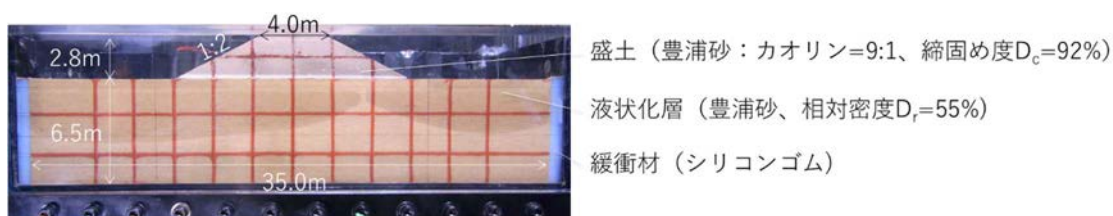


図 4.4.3.4 格子状補強シートの補強効果に関する動的遠心模型実験の概要

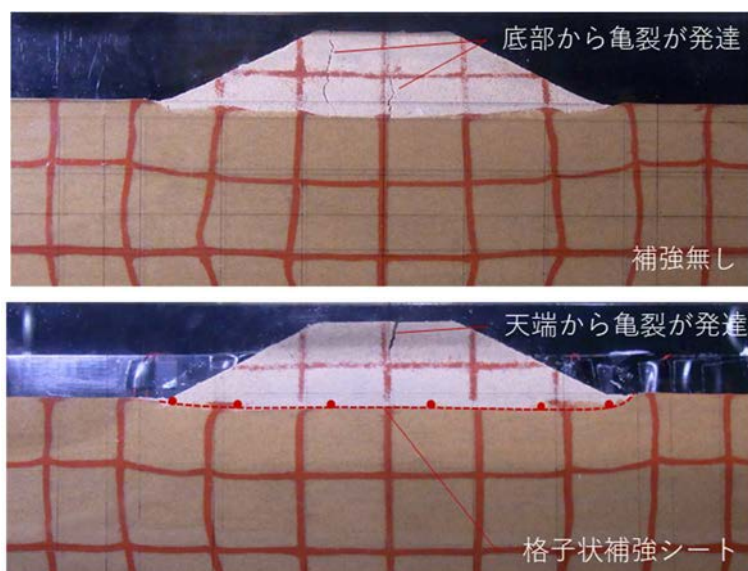


図 4.4.3.5 動的遠心模型実験結果の概要

(上：補強無し、下：格子状補強シートで底部を補強)

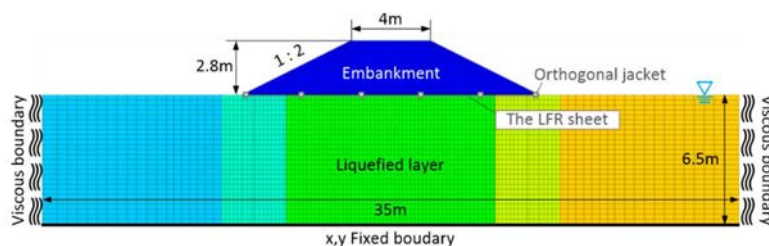


図 4.4.3.6 解析モデル

(The LFR Sheet : 格子状補強シート (The Lattice-Frame-Reinforced Sheet))

図 4.4.3.7 は解析結果の一例で、上から盛土内の主ひずみ分布、盛土底部（基礎地盤面）の鉛直変位分布、断面平行方向に配置されたジオジャケットの引張ひずみの時刻歴である。鉛直変位分布は無対策時の盛土中央部の沈下量で正規化している。またジオジャケットのひずみは盛土中央での測定結果で、テフロン製のジオジャケット模型に貼付したひずみゲージで測定した軸方向ひずみである。加振は時間=1.5sec.で開始した。加振の継続時間は約17秒である。図 4.4.3.7 のうち、a、d、g は線形トラス要素の E をテフロンの $E (=533\text{N/mm}^2)$ を用いた結果 ($1E$) で、b、e、h は E をその 10 倍 ($10E$)、c、f、i は 50 倍 ($50E$) とした時の結果である。テフロンの E をそのまま用いた解析では、盛土内の広い範囲に引張ひずみが発生するとともに、無対策の場合と同等の不同沈下が発生し、遠心模型実験と整合しない結果となった。また、ジオジャケットの引張ひずみも、解析値は実測値を大きく上回った。これに対し、 E をテフロンの 10 倍とした解析結果 ($10E$) では、盛土内のひずみ分布や鉛直沈下分布が遠心模型実験結果と似た傾向を示し、ジオジャケットの引張ひずみの最大値も、解析値と実験値がほぼ一致した。解析プログラムの相違の影響も考えられるが、アウトリガー荷重によって生じた沈下分布の予測値 (図 4.4.3.1) が、線形トラス要素の E にほとんど影響を受けないことと対照的である。

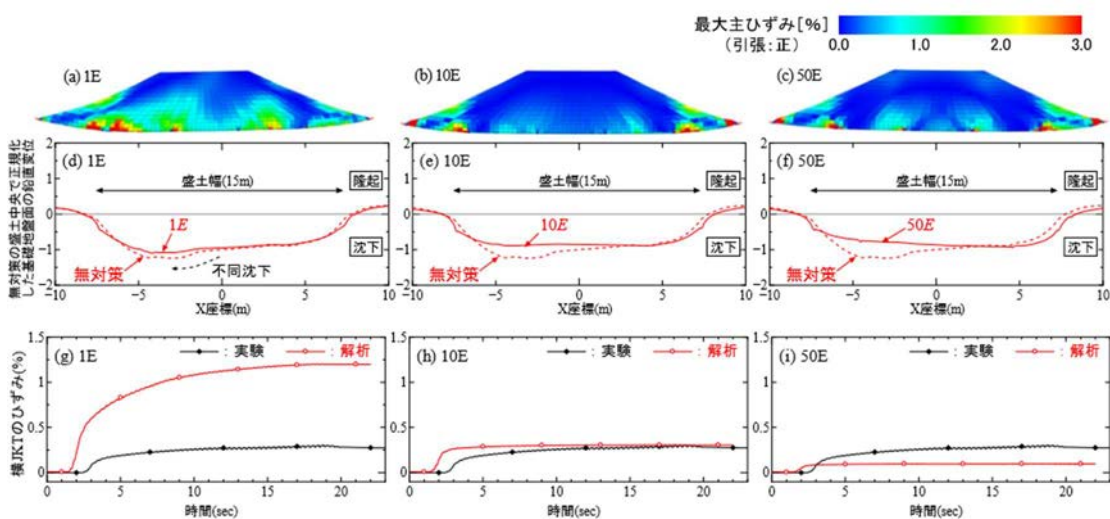


図 4.4.3.7 解析結果 (a~c : 盛土内部の最大主ひずみ分布、d~f : 盛土底面の変位形状、g~i : 断面平行方向のジオジャケットの引張ひずみの時刻歴)

遠心模型実験とその再現解析から得られた基礎地盤の鉛直変位分布を図 4.4.3.8 に示す。沈下量は実物換算値である。盛土端部では隆起が、盛土中央付近では沈下が生じており、格子状補強シートの敷設範囲で 0.3m を上回る沈下差が生じていることになる。これは 4.4.2 で取り扱った沈下量（最大 0.03m）のおよそ 10 倍である。格子状補強シートに生ずる沈下が大きくなると、断面並行方向のジオジャケットの荷重分散効果や曲げ抵抗が沈下抑制効果に寄与する程度が増すと考えられるが、線形トラス要素の E を大きくしたことで、疑似的にそれらの効果が表現され、解析値と実験値が一致したものと考えられる。

この遠心模型実験の背景や結果については、付録で詳述する。

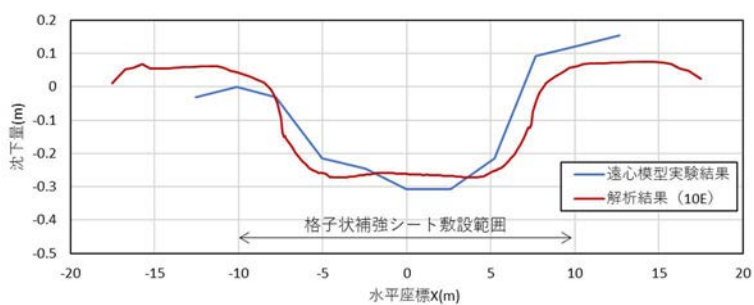


図 4.4.3.8 基礎地盤の沈下分布（遠心模型実験）

(3) 交差部の考え方

図 4.4.2.4 に示した交差部の状況から、2次元解析において断面並行方向のジオジャケットの補強効果を考慮する上で、交差部における2本のジオジャケットの相対変位の影響は軽微と見做し、断面並行方向のジオジャケットが断面直交方向のジオジャケットの水平変位を拘束すると見做し、両者の相互作用を線形トラス要素でモデル化した。一方、現場条件によっては、断面直交方向のジオジャケットが上、断面並行方向のジオジャケットが下に配置されるケースも想定される。つまり、線形トラス要素の拘束方向が図 4.4.2.4 に対して90°回転した場合についても、モデル化の考え方を整理する必要がある(図 4.4.3.9)。

通常、交差部で下に配置されるジオジャケットへのモルタル注入を先行させ、交差部上側のジオジャケットの注入はその後に行う。交差部上側のジオジャケットへのモルタル注入は、下側のジオジャケットへのモルタル注入完了直後に開始するが、両者の時間差は概ね2時間以内である。つまり、下側のジオジャケット内のモルタルが硬化する前に上側のジオジャケットにもモルタルが注入されることになる。このため上側のジオジャケットの重量の影響で下側ジオジャケットは、交差部で僅かに凹型を呈する。この形状効果によって交差部で2本のジオジャケット同士が安定化し、両者の相対変位が生じにくくなる。このため、解析断面に対して交差部が図 4.4.3.9 のように配置された場合でも、ジオジャケットの相互作用は線形トラス要素でモデル化して良いと考えられる。



図 4.4.3.9 ジオジャケット交差部の状況

(4) まとめ

4.4.2 の事例では、格子状補強シート工法の補強効果を 2 次元 FEM 解析によって評価する上で、断面平行方向に配置されるジオジャケットの補強効果を線形トラス要素でモデル化した。その弾性係数 E の設定方法を検討するため、それに関するパラメータスタディを行った。また、本研究とは別の目的で実施した遠心模型実験の再現解析結果も踏まえ、断面並行方向のジオジャケットのモデル化方法について考察した。

4.4.2 の予測解析ではジオジャケット内部のモルタルの損傷を考慮していなかったにも関わらず、予測値と実測値が一致する結果となった。パラメータスタディの結果、ジオジャケット同士を連結する線形トラス要素の E が低下すると、その影響をシート材が代替して引張応力を負担するようになり、 E を変更しても載荷範囲の沈下量の解析値に差異は生じなかった。4.4.2 の事例ではシート材やジオジャケットのひずみや応力を測定していなかったため、線形トラス要素の E の妥当性を議論することは難しいが、これを小さくするとシート材に作用する引張応力が大きく評価されることを考慮すると、重機安定性を確保するような用途では、線形トラス要素の E としてモルタルの損傷を考慮した値を用い、シート材の内的安定性が確保可能な範囲で本工法を適用すべきと考えられる。

ただし、液状化対策のように断面並行方向のジオジャケットの曲げ補強効果が顕在化するような用途では、上述したモデル化では格子状補強シートの補強効果を過小評価する可能性がある。また、遠心模型実験では顕在化しなかったが、このように大きな沈下が実際の格子状補強シートに生じた場合、交差部で重なり合う 2 本のジオジャケットが分離する可能性にも配慮が必要である。交差部が分離すれば、断面並行方向のジオジャケットが断面直交方向のジオジャケットの水平変位を拘束する効果が喪失し、線形トラス要素でモデル化したような補強効果を必ずしも期待できなくなる。一方で、ジオジャケットの曲げ耐力や荷重分散効果が期待できるようになることから、補強効果のモデル化方法を別途検討する必要がある。

4.5 まとめ

格子状補強シートで補強した覆土の沈下抑制効果について、実大模型実験によって検討した。また2次元弾塑性FEM解析による実験結果の再現解析を行い、格子状補強シートが覆土の沈下を抑制するメカニズムを検討した。更に、この結果を用いて工事用重機の安定対策を行った事例を紹介した。本章で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 底部を格子状補強シートで補強することで、上載荷重に対する覆土の沈下は低減する。低減の程度は、シート材を単体で用いる従来の表層安定処理工法を上回る。また、格子間隔を密にするほど、低減効果が大きくなる。
- (2) 格子枠が覆土のせん断変形を抑制することで、格子状補強シートと覆土が版状構造（スラブ）のように挙動し、下部の軟弱層に作用するせん断応力が低減されて覆土の沈下が抑制される。この効果は2次元弾塑性FEM解析によって表現できる。
- (3) 2次元弾塑性FEM解析において、解析断面と平行方向に配置されたジオジャケットの補強効果をモデル化する手段として、平面トラス要素を用いて断面直交方向のジオジャケットの変位を拘束する方法を考案した。その際、線形トラス要素の弾性係数 E は、ジオジャケット内部のモルタルの損傷の影響を考慮した値で評価すべきである。
- (4) 重機安定対策のように荷重作用範囲の沈下量が0.05m程度を想定する場合、モルタル損傷の影響でジオジャケットの弾性係数 E が低下しても、格子状補強シートの沈下抑制効果は殆ど変化しない。これは、モルタル損傷の影響をシート材が補うためと推定される。
- (5) 上記(3)(4)の考え方が有効なのは、クレーン安定対策のように覆土面の沈下量が0.05m程度の変形を対象とした場合に限られる。これよりも大きな変形に対して格子状補強シートを適用する場合については、モデル化方法を新たに考案すべきである。

参考文献

- 1) 福住隆二、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5回土木学会年次学術講演会概要集、pp.122.1-4、1967.
- 2) 山内豊聡、後藤恵之輔：敷網工の実用支持力公式の一提案、九大工学集報、Vol.52、No.3、pp.201-207、1979.
- 3) 北本幸義、吉田輝、柴田健一、柄崎和孝：シート工法を用いた軟弱地盤表層処理の支持力評価、第40回地盤工学研究発表会、No.971、pp.1939-1940、2005.
- 4) 山内豊聡、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：九大工学集報、Vol.52、No.4、pp.433-440、1979.
- 5) 落合英俊、林重徳、渡義治：軟弱地盤における補強土壁工法、講座ジオテクスタイルを用いた補強土工法、土と基礎、Vol.42、No.1、pp.65-72、1994.
- 6) 楊俊傑、落合英俊、林重徳：ジオグリッド補強基礎地盤の支持力特性に関する実験的研究、土木学会論文集、No.499/III-28、pp.117-126、1994.9
- 7) 楊俊傑、落合英俊、林重徳：ジオグリッド補強基礎地盤の支持力評価に関する研究、土木学会論文集、No.505/III-29、pp.123-132、1994.
- 8) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、p.702、2013.
- 9) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、p.718、2013.
- 10) 平田昌史、飯塚敦、太田秀樹、山上尚之、横田善弘、大森晃治：ダイレイタンスーを考慮したジオシンセティックス補強盛土の有限要素解析、土木学会論文集、No.631、III-48、pp.179-192、1999.
- 11) 宮田喜壽、重久伸一：補強材の引張り強度の影響を考慮した補強土構造物の剛塑性有限要素解析、土木学会論文集、No.736、III-63、pp.83-92、2003.
- 12) 日本道路協会：舗装設計施工指針、p.200、2001.
- 13) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説-土構造物-、p.5、1992.
- 14) 村上武志、新原雄二、山田岳峰、大野進太郎、野口孝俊、宮田正史：弾塑性 FEM 解析による大規模護岸構造物の変形予測、土木学会論文集 C、Vol.68、No.2、pp.224-238、2012.
- 15) Atushi Iizuka、Hideki Ohta：Determination procedure of input parameters in elasto - visco plastic finite element analysis、Soils and foundations、Vol.27、No.3、pp.71-87、1987.
- 16) 小沢正文、日下部治、横山幸満：練り返した北関東ロームの圧密・せん断特性、第22回土質工学研究発表会、N.182、pp.479-480、1987.
- 17) 東京都、練馬区、西武鉄道（株）：西武鉄道池袋線（練馬高野台駅～大泉学園駅間）連続立体交差事業及びこれに伴う付属街路事業同線（練馬高野台～石神井公園駅間）複々線化事業の概要、2011.
- 18) 仲村治朗、河村精一、村中健二：大型構造物基礎岩盤としての互層堆積軟岩の変形・強度特性に関する考察、土木学会論文集 C、Vol. 62、No. 2、pp. 414-428、2006.
- 19) 日本建設機械化協会：移動式クレーン・杭打機等の支持地盤養生マニュアル、2000.

- 20) Okamoto M., Obara T., Nakajima Y., Yoshida T., Kitamoto Y., Kyokawa H., Sawada Y., Fujisaki K. : Effect of Lattice-Frame-Reinforced geosynthetics on seismic stability improvement of embankment on loose sand deposit, The 15th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, IGS-28, 2015.
- 21) 小原隆志、岡本道孝、京川裕之、吉田輝、北本幸義：格子状補強シートによる液状化対策工の数値解析におけるモデル化手法、第 50 回地盤工学研究発表会、No.829、pp.1657-1658、2015.
- 22) Iai S., Matsunaga Y., Kameoka T. : Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, pp.1-15, 1992.

5. 重機施工基盤の沈下抑制効果に関する解析的検討

5.1 本章の概要

5.1.1 重機安定対策に関する現状と課題

昭和 62 年から平成 2 年までの労働死亡災害統計によれば、建設機械が関連する建設業での死亡災害は 623 件発生しており、そのうち移動式クレーンなどの施工機械に関連するものは 283 件である。さらに、その要因として機械の転倒が原因のものは 56 件となった¹⁾。図 5.1.1.1 は、一般社団法人日本クレーン協会が取りまとめた 1976 年（昭和 51 年）以降に発生したクレーン関連の労働災害の死傷者数、死者数の推移である²⁾。死傷者、死亡者ともに減少傾向にあるが、建設業での死亡者数は全産業で製造業と並んで多く、近年下げ止まる傾向がある。なおクレーンの転倒に起因する災害は 2018、19 年の 2 年で計 5 件が発生している。建設業におけるクレーン災害の機械の転倒の要因としては、運転手の誤操作、不適切な作業条件の設定（機械能力を超過した吊荷重量など）があるが、支持地盤が軟弱なためにアウトリガーやクローラに過大な沈下が生じてクレーンが転倒するケースも少なくない。2019 年 12 月には、宮城県で 80t 級クローラークレーンが 10.5t の吊荷の揚重作業中に転倒し、倒壊したクレーンのブームに直撃された工事関係者 1 名が死亡、5 名が負傷するという事故が発生している³⁾。

労働安全衛生法に係わるクレーン等安全規則第六十六条の二には、「事業者は、移動式クレーンを用いて作業を行うときは、移動式クレーンの転倒等による労働者の危険を防止するため、あらかじめ、当該作業に係る場所の広さ、地形及び地質の状態、運搬しようとする荷の重量、使用する移動式クレーンの種類及び能力等を考慮して、」作業計画を立案する義務があるとされている。つまり、事業者はクレーン作業に先立ち、支持地盤の状態を考慮した上で、その転倒を防止するための対策をとる必要がある。

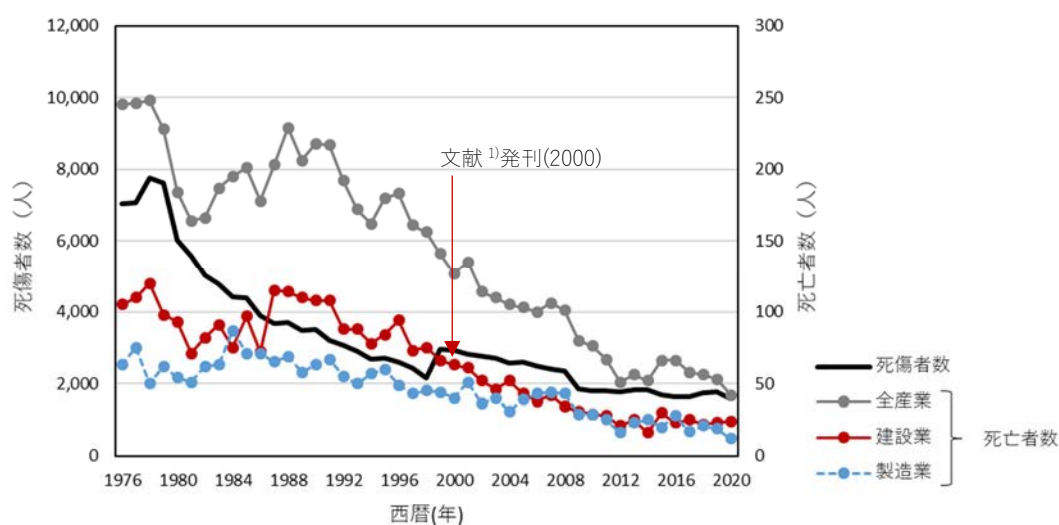


図 5.1.1.1 クレーン作業に関連する労働災害の死傷者・死亡者の推移

このような法的背景に対し、クレーン転倒防止のための安定対策を適切に行うための技術的指針を示すことを目的として2000年に「移動式クレーン、杭打機等の支持地盤養生マニュアル（以下、マニュアルとする）」が制定された¹⁾

当マニュアルでは、クレーンの安定性を確保する上で、その接地圧に対し支持地盤の許容支持力 q_a （式（5-1））を確保することが定められている。式（5-1）はTerzaghiの支持力公式であり、構造物基礎の支持力を評価するものと同じである。ただし、クレーンの支持力を求める場合は、自重項（第2項）、根入れ項（第3項）を考慮せず、粘着力項（第1項）だけで支持力を求めることとなっている。式（5-1）の先頭の2/3は、極限支持力 q_u に対して安全率1.5を考慮することを表している。構造物などの設計で用いられる安全率（2～3）より小さいのは、構造物の荷重などと比べてクレーン荷重の作用時間が極めて短いためである。粘着力 c は標準貫入試験、静的コーン貫入試験、スクリーウェート貫入試験（旧スウェーデン式サウンディング試験）などの結果を用いて評価して良いとされている。クレーン安定性の評価では、工事目的物の設計のために実施された調査結果を援用することが多い。

$$q_a = 2/3 \cdot (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma \cdot N_\gamma + 1/2 \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \quad (5-1)$$

q_a ：短期許容支持力

α 、 β ：形状係数

N_c 、 N_γ 、 N_q ：支持力係数（ $N_c=5.3$ 、 N_γ 、 $N_q=0.0$ ）

c ：粘着力

マニュアルでは、支持地盤が軟弱な粘性土層や緩い砂層で構成される場合や、接地圧が極めて大きいなどの理由でクレーンの安定が沈下によって損なわれる可能性がある場合、式(5-2)によって沈下量 S_E を求めて安定性を評価することになっている。 S_i は建設機械の許容安定角(傾斜角)を満足できるように定めるべき値だが、その目安として0.05m という値がマニュアルに示されている。これは過去の施工実績やクレーンの支持地盤養生方法を検討した FEM 解析の結果などを総合的に勘案して定められたもので、クローラ型杭打ち機械の許容安定角(=5°)に影響しないほど、小さな値である。

クレーン等の支持地盤の養生方法として、マニュアルには敷鉄板の敷設仕様(鉄板厚、枚数)が示されているが、それらはこの目安値をもとに定められたものである。

$$S_i = I_s \cdot (1 - \nu^2) / E \cdot q \cdot B \quad (5-2)$$

I_s : 沈下係数(表 5.1.1.1)

ν : ポアソン比 (=0.3)

E : 地盤の弾性係数 (=2,800 · N (kN/m²))

q : 作用荷重

B : 載荷面の短辺長もしくは直径(m)

N : 支持地盤の N 値

表 5.1.1.1 沈下係数 I_s の設定¹⁾

底面形状	基礎の鋼性※	底面上の位置	I_s	
円 (直径B)	0	中 央	1.000	
		辺	0.636	
	∞	全 体	0.785	
正方形 (B×B)	0	中 央	1.122	
		隅 角	0.561	
		辺 の 中 央	0.767	
	∞	全 体	0.88	
長方形 (B×L)	0	隅 角	L/B=1.0	0.56
			1.5	0.68
			2.0	0.76
			2.5	0.84
			3.0	0.89
			4.0	0.98
			5.0	1.05
			10.0	1.27
			100.0	2.00

※ 基礎の剛性の内 ∞ は完全剛体であり、0は剛性が極めて低い状態をいう。

マニュアルでは、機械の接地圧や沈下量 S_i が、支持地盤の許容支持力 q_a 、許容沈下量 S_a を満たさない場合、図 5.1.1.2 のフローに沿って安定対策を検討することになっている。対策工は敷鉄板、地盤改良（浅層混合）、敷碎石（碎石覆土）、それらの複合、コンクリート床版や作業架台の設置という流れで重厚化している。対策が重厚になるほど機械の安全性は高まるが、トレードオフとしてコストや長い準備期間が必要になる。4.4 で述べたような地盤改良や大規模な工事仮設物の設置が困難なケースでは、ここには記されていないような工夫が必要となり、格子状補強シート工法のように設置と撤去が容易な安定対策が求められる。

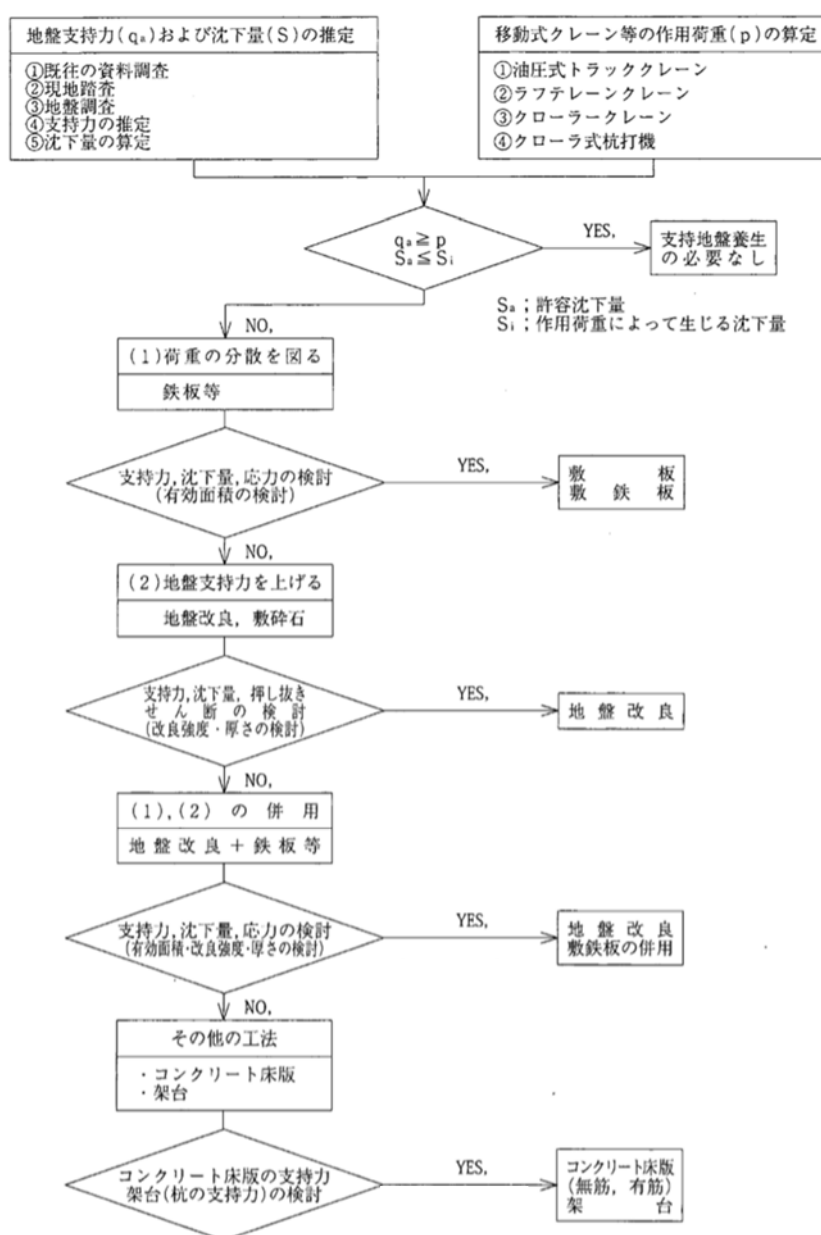


図 5.1.1.2 支持地盤の安定対策検討フロー¹⁾

5.1.2 本章の概要

4.4で格子状補強シート工法を建設工事用のクレーン安定対策に使用した事例を説明したが、本章ではこの用途をさらに発展させる方法を述べる。4.4の事例では、鉄道用地に隣接する幅が約14m、長さが約100mの耕作地を工事用地として借地し、敷地全面に格子状補強シートを敷設した。使用した200t級ラフテレーンクレーンの大きさは、アウトリガーを含む全幅が約10m、長さが約17mであった。揚重機械を網羅できる範囲に格子状補強シートを敷設すれば、十分な安定対策効果を得られた可能性もあるが、200t級ラフテレーンクレーンの組立てに用いる小型のラフテレーンクレーンや架設するPC桁を敷地内に仮置きする際の安定確保も兼ねて、敷地全面に安定対策を施した。またPC桁の架設作業は用地のほぼ中央に200tラフテレーンクレーンを配置して実施したため、平面ひずみ条件を仮定しても実用上の問題は少ないと考え、2次元弾塑性FEM解析によってクレーンの安定性を予測した(図5.1.2.1)。

一方、高度に土地利用が進んだ都市域において既存施設の補強や拡張を行う事業では、必ずしも十分な広さの工事用地を確保できるとは限らない。また、工事用地の借地面積や安定対策範囲を最小化して事業経済性を向上させることも重視される。これらの理由で格子状補強シート工法の施工範囲を最小限とした場合、平面ひずみ条件を仮定した数値解析では補強効果を合理的に評価できない可能性がある。

本章では、クローラークレーンの安定対策として限られた面積の格子状補強シート工法を適用した事例をもとに、3次元変形解析を通じてその対策効果を検証する。また対策効果を検証した解析手法を用いて、格子状補強シート工法がクローラークレーンの安定対策として有効に機能する条件を整理する。

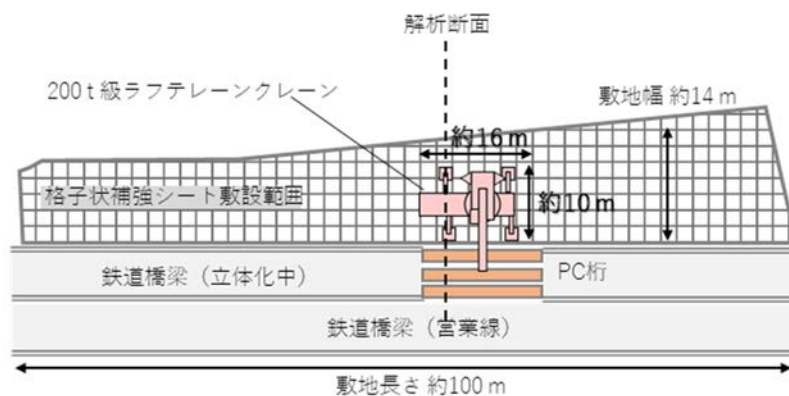


図 5.1.2.1 適用事例 (4.4) における格子状補強シートの敷設範囲

5.2 3次元解析によるクレーン履帯の沈下対策に関する検討

5.2.1 事前検討

(1) 工事概要と施工上の課題

本事例は、1級河川に架設された供用中の鉄道橋橋脚の補強工事に関連するものである。工事概要を図5.2.1.1に示す。対象橋脚は低水路内に位置し、高水敷に設けられた作業用地から補強対象の橋脚周囲への資機材輸送に90t級クローラークレーンを用いる計画であった。クレーン支持地盤となる川表の高水敷は人工的に造成された盛土で、直近のボーリング調査結果から、表層から5mの範囲は礫混じり粘土質砂が分布していることが確認されていた。また、工事準備から仮設備の撤去までを非出水期（11月～5月）で完了させる必要があった。

本用地に近接する高水敷でこれと同様の工事を行った際、地表面を敷鉄板で養生してクローラークレーンを使用したところ、捏ね返しによる強度低下をはじめ、履帯直下の地盤が極めて不安定な様相を呈した。このことから、工事作業のみならず、営業線の安全確保のためにはクレーンの安定対策が必要と判断された。一方、堤外地土壌に関する環境規制や非出水期内に制限された工期、河川管理者による堤防の形状改変規制を考慮すると、セメント系固化材を用いた地盤改良や多量の碎石運搬を伴う敷碎石、仮設杭を堤防内に打設する構台設置といった対策は困難である。このため、4.4で述べた施工実績を考慮し、格子状補強シート工法を用いて安定対策を行うこととなった。本工法の利点として、

- ・堤外地土壌への環境負荷が固化系地盤改良より少ない。
- ・従来と同様に0.3～0.4m厚の覆土で安定性を確保できれば全体工程への影響が少ない。
- ・土壌と覆土がシート材で分離され、覆土材撤去と原型復旧を確実かつ容易に行える。
- ・河川堤防の形状改変が不要。

といったことが挙げられる。

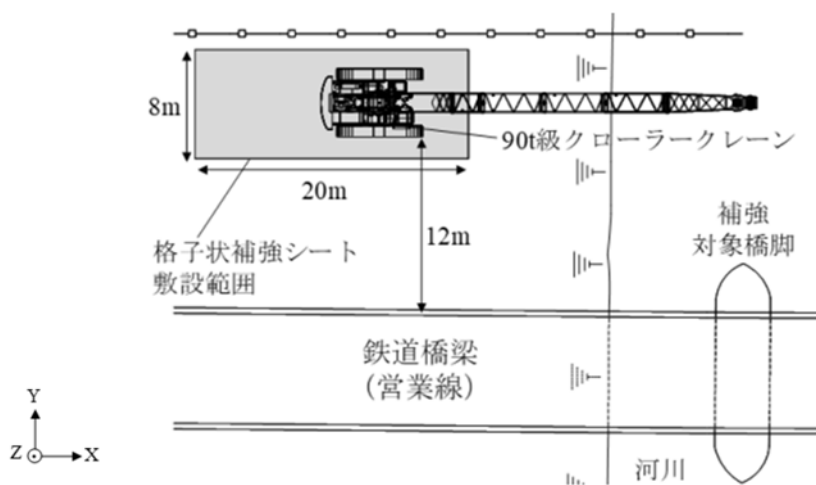


図 5.2.1.1 工事の概要（平面図）

(2) 地盤条件

工事に先立ち、作業用地の地盤調査を行った。用地表層で採取した試料の土質区分は、礫まじり粘土質砂で、事前ボーリング調査結果と整合した。土質試験結果の一覧を表 5.2.1.1 に、粒径加積曲線を図 5.2.1.2 に示す。液性指数 I_L は小さく、鋭敏比 S_t は 1 を下回っていた。圧密試験、三軸圧縮試験 (CUB) の結果を図 5.2.1.3~5 に示す。

また、図 5.2.1.6 は工事用地で実施した簡易動的コーン貫入試験 (JGS1433-2012) の結果で、打撃回数 N_d から換算した N 値 ($=N_d/1.5$) の深度分布である。表層から深さ 0.5 m までの換算 N 値は平均的に 3 程度だったが、1 m に渡って 2 以下の換算 N 値が断続的に計測される場所もあった。深さ 1 m 以深の換算 N 値は、表層 1 m の範囲より大きい傾向がある。なお、簡易動的コーン貫入試験を実施した範囲で地下水位は確認されなかった。

表 5.2.1.1 土質試験結果

土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.721	一軸圧縮強さ q_u (kN/m ²)	33.0
湿潤密度 ρ (g/cm ³)	1.837	一軸圧縮強さ q_{ur} (kN/m ²)*	52.5
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.512	鋭敏比 S_t ($=q_u/q_{ur}$)	0.63
自然含水比 w_n (%)	21.1	粘着力 c_{cu} (kN/m ²)	18.3
最大粒径 D_{max} (mm)	19.0	せん断抵抗角 ϕ_{cu} (deg.)	21.1
細粒分含有率 F_c (%)	32.5	粘着力 c' (kN/m ²)	4.4
液性限界 w_L (%)	30.4	せん断抵抗角 ϕ' (deg.)	34.1
塑性限界 w_P (%)	17.0	強度増加率 m ($=q_u/(2 \cdot p_c)$)	0.33
塑性指数 I_p	13.4		
液性指数 I_L	0.31		
圧縮指数 C_c	0.190		
膨潤指数 C_s	0.019		
圧密降伏応力 p_c (kN/m ²)	50.7		

*練返した試料

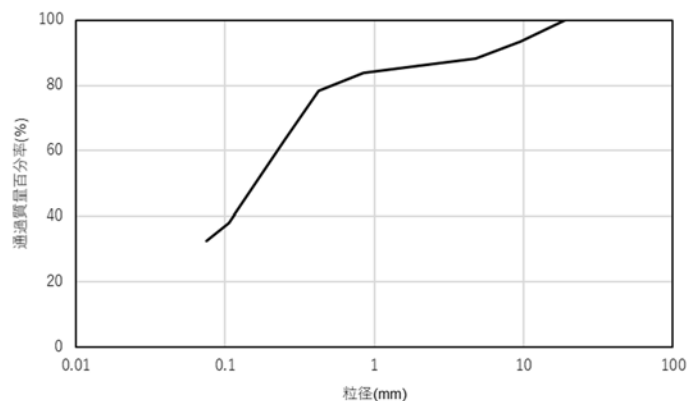


図 5.2.1.2 粒径加積曲線

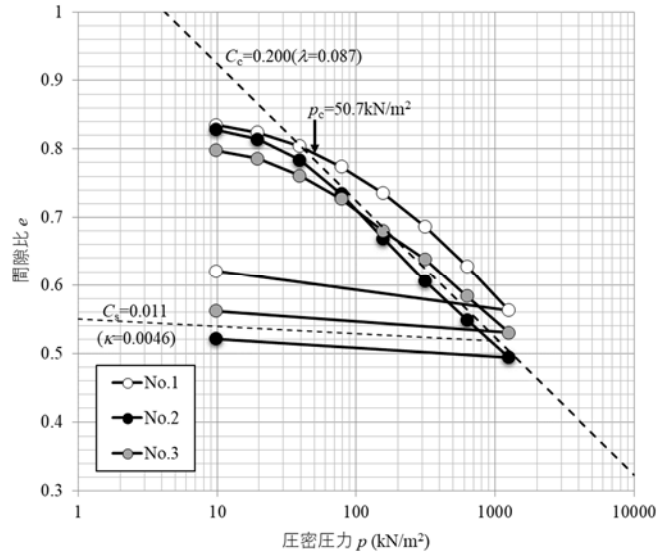


図 5.2.1.3 $e - \log p$ 関係

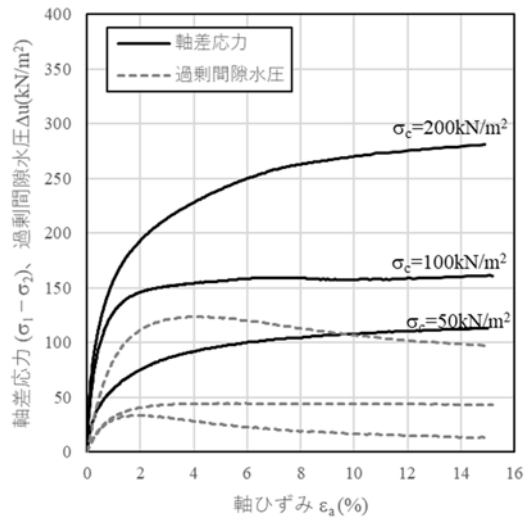


図 5.2.1.4 応力～ひずみ関係（三軸圧縮試験（CUB））

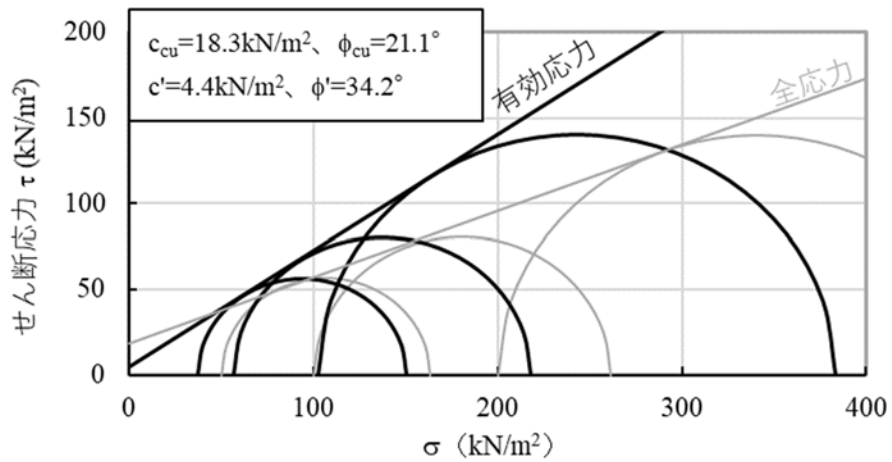


図 5.2.1.5 破壊包絡線（三軸圧縮試験（CUB））

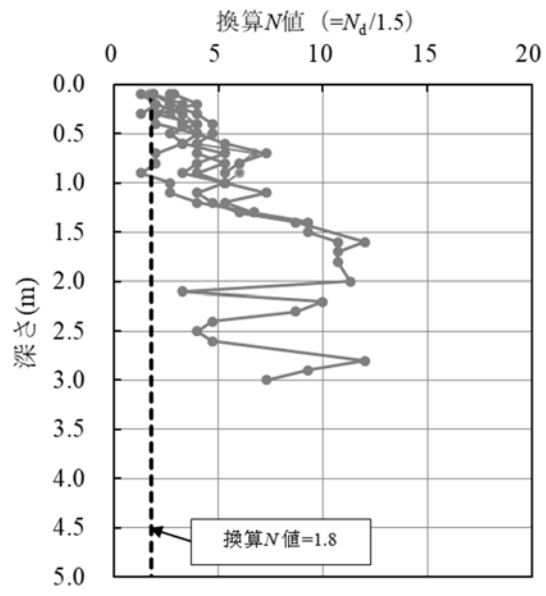


図 5.2.1.6 換算 N 値の深度分布

(3) 対策効果の事前検討（予測解析）

作業用地の面積や工期、コストの都合から、格子状補強シートの敷設は、図 5.2.1.1 に示す 8m×20m の範囲で考えることとなった。重機と営業線の接近が規制されていたため、クレーンと補修対象橋梁の間に 12m の離隔を設けた。図 5.1.2.1 と比べると重機荷重の作用範囲に対してシートの敷設面積が小さく、2次元モデルによる解析では格子状補強シートの対策効果を過大に評価する可能性がある。このため 3次元モデルを用いた変形解析によってその補強効果を予測することとした。この予測解析では、(株)伊藤忠テクノソリューションズ製の SoilPlus を使用した。

検討ケースを表 5.2.1.2 に示す。無対策、敷鉄板、C40 砕石を用いた施工基盤造成（敷砕石）、格子状補強シートを用いた施工基盤補強、の順で対策のグレードを上げた 4 ケースを設定した。

解析モデルを図 5.2.1.7、8 に示す。これは格子状補強シートの敷設を想定した Case4 に対応するものである。工事経済性の向上と計算時間の短縮化、ならびにクローラークレーンの履帯（キャタピラ）を網羅することを考慮し、格子状補強シートの敷設範囲を図 5.2.1.1 よりも狭い 7m×10m とした（図 5.2.1.9）。4.4 に述べた事例に倣い、格子状補強シートの格子寸法は 1m×2m とし、履帯直下にできるだけ多くのジオジャケットを配置できるように、履帯直交方向のジオジャケットの間隔を 1m とした。C40 砕石による覆土（以下、施工基盤とする）の厚さも 0.3m とし、施工基盤の表層に敷鉄板（厚さ 0.022m）を配置した。なお、当解析では安全側の解析結果を得ることを考慮し、シート材のモデル化を省略した。基礎地盤については、試算で解析結果（履帯直下の沈下量）に影響しないことを確認した上で、 $L \times W \times H = 25 \text{ m} \times 25 \text{ m} \times 7 \text{ m}$ の範囲をモデル化した。基礎地盤の境界に関しては、底部の変位と側部の水平変位を固定した。なお、敷鉄板はシェル要素、覆土層、ジオジャケット、基礎地盤はソリッド要素でモデル化した。要素の最小寸法は 0.1m である。

図 5.2.1.9 は、工事で扱う最も重い吊荷（10t：油圧式矢板圧入機）を橋脚方向（図 5.2.1.1 右下方向）に吊り上げた時の履帯の接地圧分布である。載荷範囲 A、B にこれを作用させ、全応力解析によって履帯直下の沈下量を求めた。

表 5.2.1.2 検討ケース

	対策工		
	敷鉄板 (厚さ 0.022m)	施工基盤 (厚さ 0.3m)	格子状補強シート (格子柵 1m×2m)
CASE 1	無し	無し	無し
CASE 2	有り	無し	無し
CASE 3	有り	有り	無し
CASE 4	有り	有り	有り

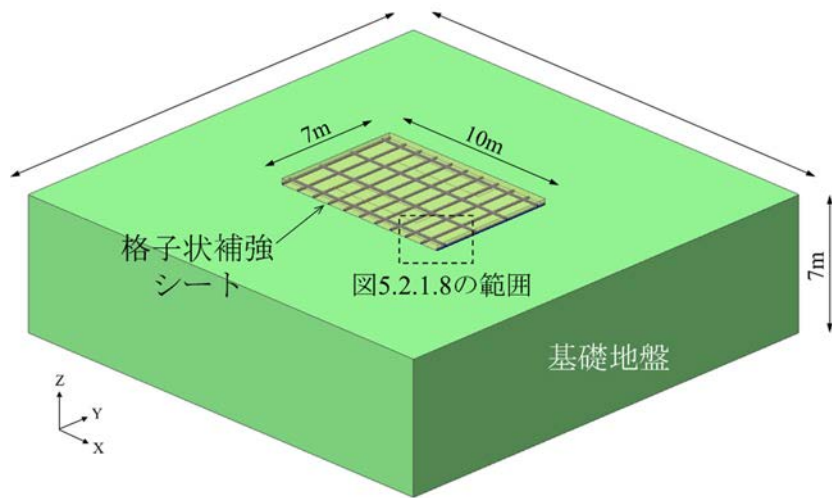


図 5.2.1.7 3次元解析モデル

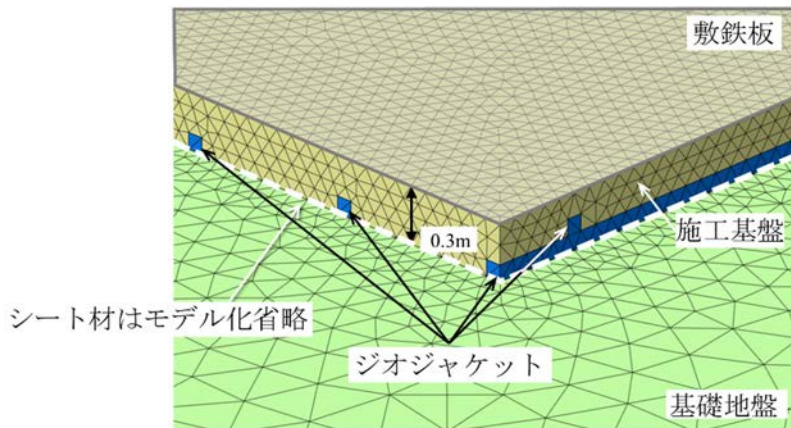


図 5.2.1.8 3次元解析モデル（格子状補強シート部の拡大）

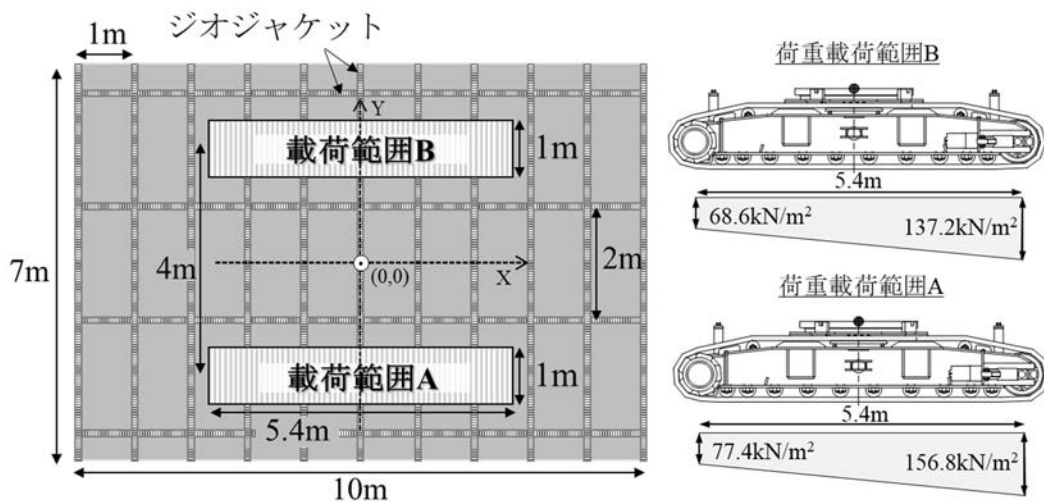


図 5.2.1.9 モデル化した格子状補強シートの概要

解析パラメータを表 5.2.1.3 に示す。基礎地盤と施工基盤は弾塑性体として扱うこととし、前者の破壊基準には Mohr-Coulomb (MC) モデルを、後者の破壊基準には Drucker-Prager (DP) モデルを適用した。基礎地盤には 4 章で使用した修正カムクレイ型の関口・太田モデルを適用することを考えたが、使用する解析プログラムの都合からそれが難しく、格子状補強シートの施工判断を早期に行う必要もあったことから、プログラム変更などを断念し Mohr-Coulomb モデルを適用した。敷鉄板とジオジャケットは弾性体として扱った。

基礎地盤の解析用物性値のうち、変形係数 E_s は、道路橋示方書⁴⁾に記載の N 値と E_s の関数式 ($E_s=2800 \cdot N$) で評価した。安全側の予測結果を得るため、ここでは図 5.3.1.6 の換算 N 値分布のうち、表層付近の比較的小さな値 (N 値=1.8) を用いた。基礎地盤の強度定数は表層部のブロックサンプリング試料に関する三軸圧縮試験 (CUB) の結果 (c_{cu} 、 ϕ_{cu}) で評価した (図 5.3.1.5)。表 5.2.1.1、図 5.2.1.2 に示すように、基礎地盤の細粒分含有率 F_c は 30% を上回っていたため、クレーン重量のような短期荷重に対して排水は生じないと考え、ここでは非排水条件で得られた強度定数を用いることとした。

施工基盤の解析用物性値のうち、 E_s に関しては施工基盤の転圧完了時に実施した落球探査法 (図 5.2.1.10)^{5, 6)}による計測結果を参考に、格子状補強材の有無 (CASE3 と 4) でそれぞれ別の値を設定した。3 章で述べたように覆土の地盤反力係数 K_{30} は、覆土単独の場合よりも格子状補強シートで補強した場合のほうが大きくなる。この理由として、ジオジャケットの荷重分散効果や格子材が覆土のせん断変形を拘束する効果の影響と考えてきた。一方、図 5.2.1.11 は覆土施工時の現場密度試験結果 (砂置換法、JIS A 1213-2013) である。格子状補強シート上の覆土の乾燥密度 ρ_d が大きいことが分かる。転圧仕様 (4 t 級コンバインドローラ、仕上り 0.3 m、4 回転圧) が同じだったにも関わらず、締固め密度に違いが生じた理由として、格子材が覆土の水平変位を拘束することで転圧エネルギーが密度増加に効率的に作用した可能性がある。強度定数については、供試体の ρ_d が格子状補強シート上の覆土と同等 ($\rho_d=2.0 \text{ g/cm}^3$) だった、当現場とは別の C40 に関する三軸圧縮試験 (CU) 結果 (c_{cu} 、 ϕ_{cu}) を援用した (図 5.3.1.12)。施工基盤についても基礎地盤と同様に非排水条件で得られた値を用いた。 ρ_d や E_s と同様に、格子材の有無で強度定数も変化すると予想され、CASE3 で表 5.2.1.3 の値を用いた場合、危険側の予測結果が得られる可能性があった。ただし、CASE3 ではクレーンの安定性が不十分という結果が得られたことから、CASE3 での強度定数の見直しを省略した。

ジオジャケットは弾性体として取り扱うこととした。3 章で述べたように覆土施工中の局所荷重などの影響でジオジャケット内部のモルタルが破損し、曲げ剛性が低下する可能性が考えられた。図 5.2.1.13 は図 2.2.4.1 に示した支点間長 1.0m、材齢 28 日の試験供試体について、繰り返し荷重による曲げ試験を実施した結果である。この試験では 6 回の繰り返し荷重を実施したが、繰返し回数 6 回で、 EI は初期の 20% 近くまで低下した。予測解析段階では、施工による EI の低下の程度が不明だったため、この結果を参考に、ジオジャケットの E は、2.2.3 で述べたファイバーモデルの解析に用いた引張側の弾性係数 (図 2.2.3.4、

$E=1.0E+07kN/m^2$ の 20%低減値 ($=2.0E+06kN/m^2$) を用いた。

表 5.2.1.3 解析パラメータ

部位	応力 ひずみ 関係	密度 ρ kN/m ³	変形係数 E_s kN/m ²	ポアソン比 ν_s —	強度定数	
					粘着力 c kN/m ²	せん断抵抗角 ϕ deg.
					敷鉄板	弾性
ジオジャケット	弾性	19	2.0E+06	0.20	—	—
施工基盤※	DP	19	1.0E+04	0.45	20.0	46.0
			2.5E+04			
基礎地盤	MC	18	5.0E+03	0.30	18.3	21.1

※ 上段：格子状補強シート無、下段：格子状補強シート有

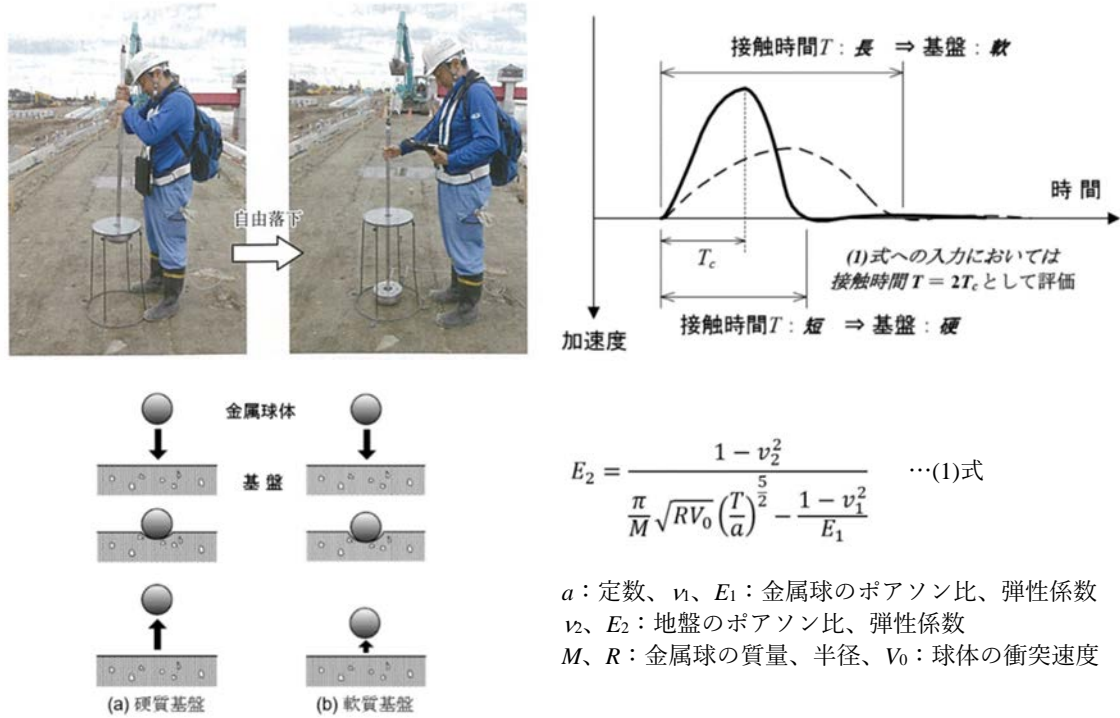


図 5.2.1.10 落球探査法の概要^{5,6)}

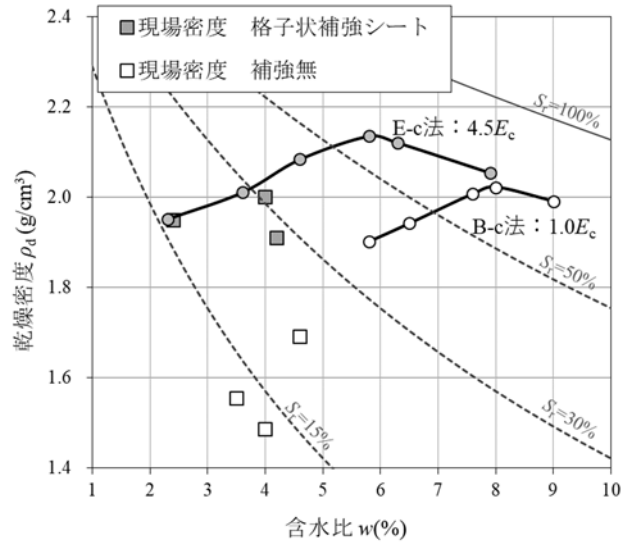


図 5.2.1.11 覆土の締固め品質

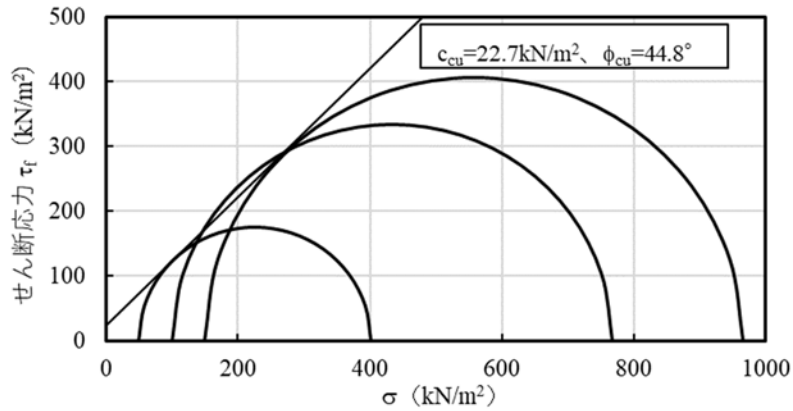


図 5.2.1.12 覆土材 (C40) の破壊包絡線の例

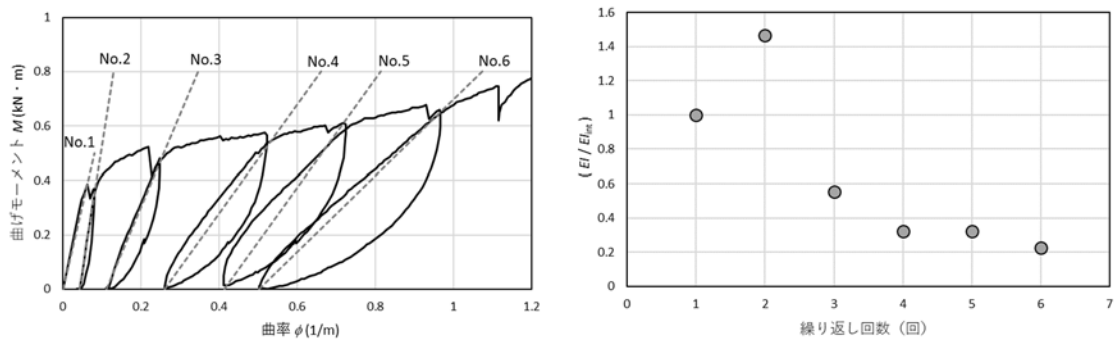


図 5.2.1.13 繰返載荷に伴うジオジャケットの弾性係数の変遷
(左: $M-\phi$ 関係 (支点間長 1m、材齢 28 日)、右: 繰返し回数と EI の低下率の関係)

履帯縦断方向(載荷範囲 A)と履帯横断方向の沈下量分布の解析結果を図 5.2.1.14 に示す。ここに示した X、Y 座標は、図 5.2.1.9 (格子状補強シートの平面モデル図) に示した X、Y 軸に対応するもので、それぞれクレーン中心が原点である。図 5.2.1.14 の上は載荷範囲 A の中央部の履帯平行方向 (Y=2.5 m) の、図 5.2.1.14 の下はクレーン中心部の履帯直交方向 (X=0) の沈下分布である。履帯直下の沈下量の予測値は CASE1、2、3 で 5.1.1 に述べた安全確保の目安値 (0.05 m) を上回り、安定性が不十分という結果となった。一方、格子状補強シート工法を適用した CASE4 の沈下量の予測値は 0.05 m を下回った。この結果から格子状補強シート工法はクレーン作業の安全確保に効果があると判断し、本工法によって補強した施工基盤上で揚重作業を行うことを決定した。

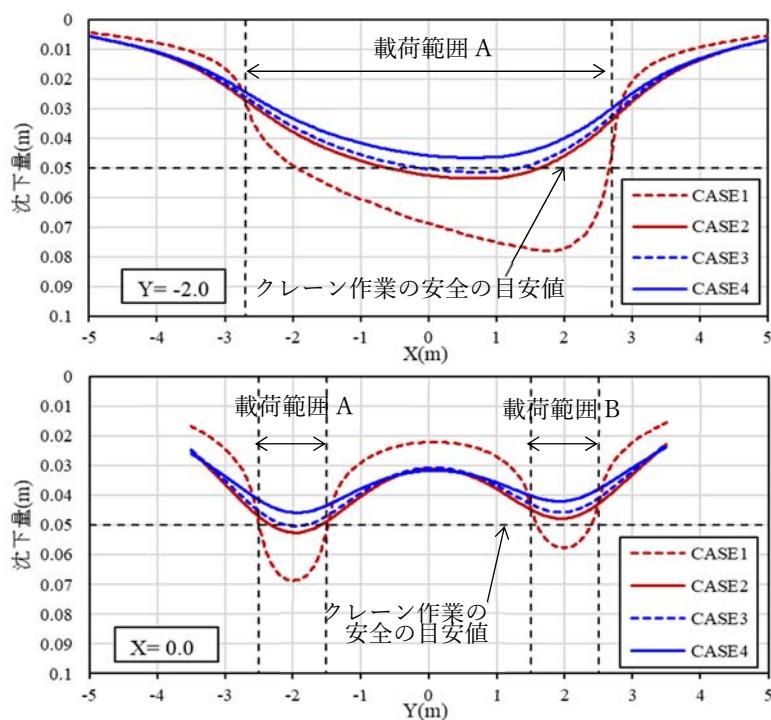


図 5.2.1.14 沈下量の予測結果

(4) 施工の結果

図 5.2.1.14 の結果から格子状補強シート工法の施工を決定したが、格子状補強シートを考慮した CASE4 の沈下量の予測値も、安全確保上の目安 (0.05m) を僅かに下回る程度であった。このため対策範囲の合理化は断念し、図 5.2.1.1 に示したように 8m×20m の範囲に格子状補強シートを敷設した。図 5.2.1.15 は載荷範囲 A の履帯側部の沈下分布の予測結果に計測値を併記したものである。計測値はクレーンを作業位置に配置してから吊荷を揚重する前後で生じた沈下差 (図 5.2.1.16) を水準測量によって計測した結果で、クレーン本体が作業位置に進入する際に生ずる自重による沈下が含まれていない。このため、同図にはクレーン自重相当の均等分布荷重 (接地圧 $\sigma_v = 98.7 \text{ kN/m}^2$) 載荷時の沈下量と揚重作業時に生ずる沈下量の差、すなわち揚重によって生ずる沈下増分の予測値も併記した。ただし、沈下差の予測値も計測値を大幅に上回る結果となった。実施工で施工した格子状補強シートの面積が、予測解析の設定より広がったことを始め、予測値と計測値の相違に関しては様々な要因が考えられる。これについては次節 (5.2.2) で検討する。

揚重作業そのものは、安定上の問題を生ずることもなく無事完了した。全工程を通じて施工基盤は作業荷重を安定的に支持し、撤去工事も非出水期限内に終了した。現在、工事用地の植生も回復しており、原型復旧に問題は認められない。

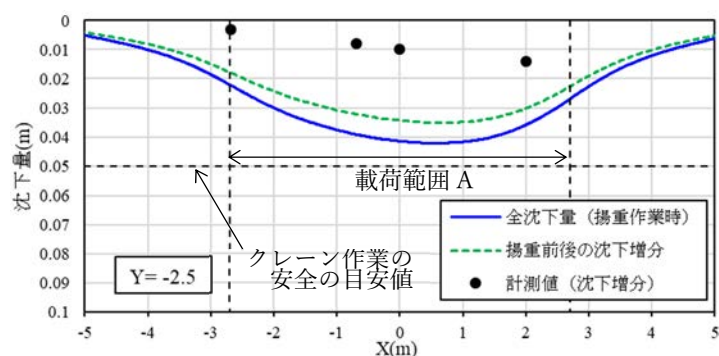


図 5.2.1.15 沈下量の実測値と予測値の比較結果

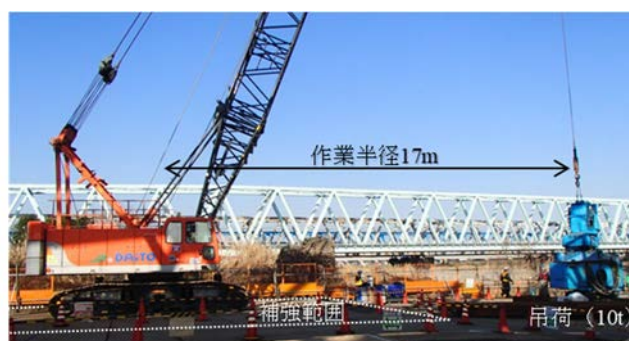


図 5.2.1.16 作業状況

5.2.2 補強効果の検証

(1) 見直し項目

前述のように、格子状補強シート工法の適用によって揚重作業を無事完了させることができたが、クレーン履帯側部の沈下量の予測値（図 5.2.1.15 の沈下増分）は実測値と大きく異なる結果となった。予測では履帯中央から前方約 1 m で沈下増分が最大となっていたが、実測沈下量はクレーン前方に向かって増大している。更には沈下増分の予測値は最大 0.035 m と揚重作業中の最大沈下量予測値（約 0.04 m）の 80 % に達した。つまり 90 t 級クローラークレーンの自重による沈下が僅か 0.005 m で、10 t の吊荷を揚重した時にその 7 倍の沈下が生ずるという現実には考えにくい予測結果が得られていたことになる。

このように予測値と実測値は大きく異なる結果となったが、格子状補強シートの敷設面積をはじめ、解析条件と実条件が異なることや、安定確保を重視する都合で敢えて安全側に解析条件を設定した影響も考えられる。そこで、解析条件を現場条件に近づけた解析を行い、これを通じて本工事における格子状補強シート工法の対策効果を検証することとした。再現解析での主な見直し項目を表 5.2.2.1 に示す。

表 5.2.2.1 再現解析における見直し項目

見直し項目	予測解析	再現解析
a) 計算方法	有限要素法	有限差分法 ⁷⁾
b) 敷設面積	7m×10m	8m×10m
c) 载荷過程	初期応力計算後に揚重作業時の分布荷重を载荷。	初期応力計算後、クレーン自重相当の等分布荷重を载荷。その後、揚重作業時の分布荷重を载荷。
d) 敷鉄板	7m×10m のシェル要素として一体でモデル化。	実形状に合わせて分割したシェル要素を適用。施工基盤との境界にインターフェース要素を導入。
e) シート材	考慮せず。	膜要素を適用。
f) 基礎地盤の N 値	安全側を考慮し、N 値 = 1.8 の一様な地盤を仮定。	追加調査結果を踏まえ、7 層に分割。N 値の深度分布を考慮。
g) 応力～ひずみ関係	ジオジャケット：弾性モデル 施工基盤：DP モデル 基礎地盤：MC モデル	ジオジャケット： ひずみ硬化型弾塑性モデル 施工基盤・基礎地盤： 修正カムクレイモデル

表 5.2.2.1 に示した見直し項目の考え方を以下に述べる。

a) 計算方法

予測解析では有限要素法による解析を行っていたが、局所的に大きな変形が生じている可能性を考慮し、大変形問題でも安定して解を求められる特徴を持つ有限差分法を用いた変形解析プログラム FLAC 5.0⁷⁾を使用した。

b) 敷設面積

実工事では図 5.2.1.1 に示したように幅 8m×20m の格子状補強シートを敷設した。このため、再現解析では実施工と同じ敷設幅 (8m) に見直した。ただし吊荷と反対側の履帯端部の変位量は僅かだったことから、計算時間の短縮化のために敷設長さは予測解析と同じ 10m とした。また、図 5.2.2.1 に示すように荷重範囲の位置、形状も実際と整合するように修正した。

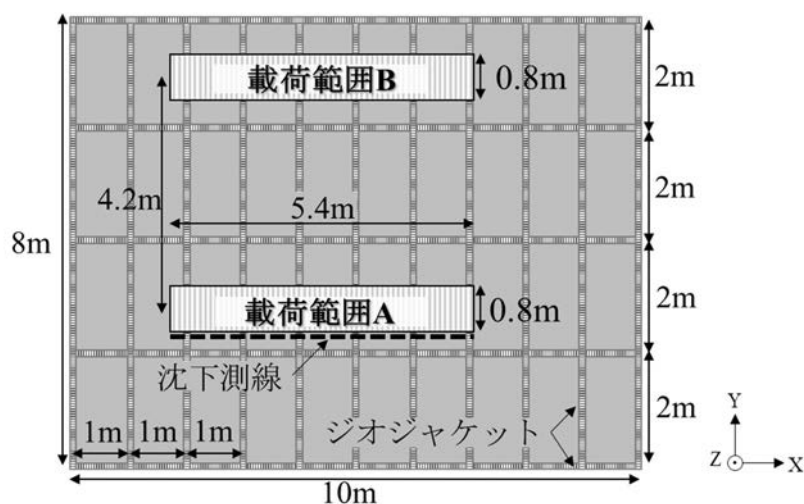


図 5.2.2.1 格子状補強シートのモデル化 (再現解析)

c) 載荷過程

載荷過程に関しては、載荷範囲 A、B にそれぞれクレーンの自重に相当する均等分布荷重 ($\sigma_v = 98.7 \text{ kN/m}^2$) を作用させた後、吊荷を揚重した時の分布荷重 (図 5.2.1.9 右) を作用させた。吊荷の揚重によって履帯前部では荷重が更に増加するが、履帯後部では除荷が発生することになる。

d) 敷鉄板

敷鉄板に関しては、形状寸法を見直すとともに、施工基盤との境界面にインターフェース要素を導入した。詳細を以下に述べる。

まず、予測解析では隣接する敷鉄板同士を溶接することを前提に、敷鉄板をその設置範囲と同じ大きさ (7m×10m) を持つシェル要素でモデル化した。一方、予測値と計測値が乖離した事実を考慮すると、敷鉄板を一体でモデル化したことでその荷重分散効果を過大

に評価した可能性がある。そこで、敷鉄板についても実施工と同じ寸法で分割し、相互の敷鉄板の間に 0.01 m の離隔を設けた (図 5.2.2.2)。

敷鉄板と施工基盤の境界部について、予測解析では両要素で節点を共有していたが、ここでは敷鉄板と施工基盤の境界にインターフェース要素を導入し、両者の境界に生じたせん断応力が一定の値を超えた時に相対変位が生ずるようにした。相対変位の発生が始まるせん断応力 τ_{int} と相対変位を算出するための剛性 E_{int} は式 (5-3、4) で求めた⁷⁾。

$$\tau_{int} = \sigma_{vint} \times \tan \phi_{int} \quad (5-3)$$

$$E_{int} = (K + 4/3 \cdot G) / h \quad (5-4)$$

σ_{vint} : インターフェース要素に作用する面直応力

ϕ_{int} : せん断抵抗角

K 、 G : 施工基盤の体積弾性係数、せん断弾性係数

h : 施工基盤の厚さ

表 5.2.2.2 にインターフェース要素の物性設定に用いた各値を示す。既往文献^{4、8)}を参考に、インターフェース要素のせん断抵抗角 ϕ_{int} には覆土のせん断抵抗角 ϕ_{cu} の 2/3 の値を用いた。 ϕ_{cu} は工事で使用した覆土材 ($w = 2.5\%$) を対象とした三軸圧縮試験 (CU) 結果を用いた (図 5.3.2.4)。 ϕ_{cu} は予測解析に用いた値 (表 5.2.1.3) より約 10° 小さいが、模型実験の再現解析に用いた値 (表 4.3.3.3) と同等である。また、体積弾性係数 K (図 5.2.2.5) は体積圧縮係数 m_v の逆数で定めた。4.3.3 (2) で述べたのと同様に体積圧縮係数 m_v は三軸圧縮試験と同じ試料を対象とした一次元圧縮試験結果をもとに、敷鉄板直下に作用する鉛直応力 σ_v の範囲 ($1.7 \sim 156.8 \text{ kN/m}^2$) を考慮して定めた。式 5-3 に用いるせん断弾性係数 G はこの K と表 4.3.3.3 に示した覆土材のポアソン比 $\nu (=0.32)$ から求めた。

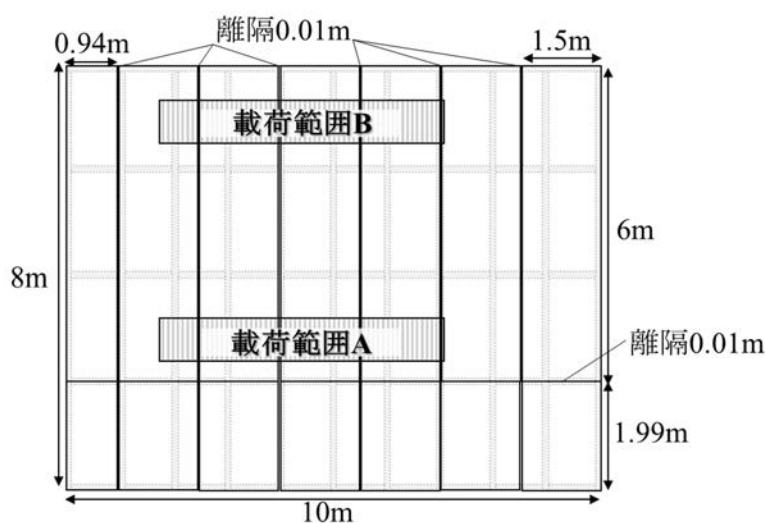


図 5.2.2.2 敷鉄板のモデル化

表 5.2.2.2 インターフェース要素の物性設定に用いた試験結果

せん断抵抗角 ϕ (°)	体積弾性係数 K	ポアソン比 ν
36.6	3536	0.32
図 5.2.2.4	図 5.2.2.5	表 4.3.3.3

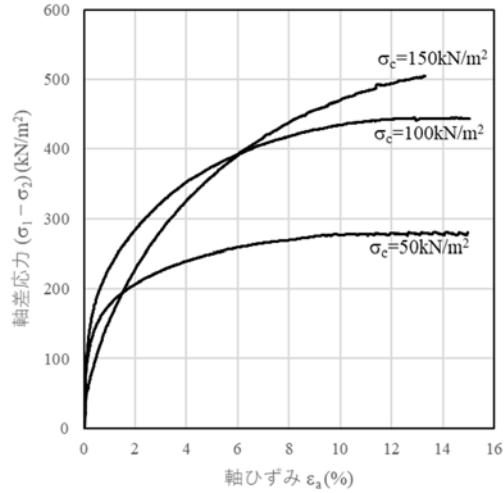


図 5.2.2.3 覆土材の三軸圧縮試験結果 (応力～ひずみ関係)

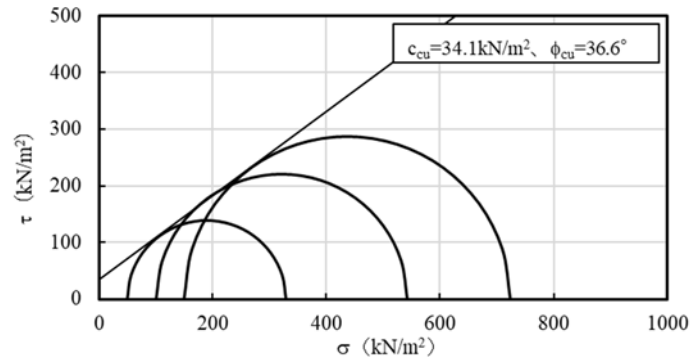


図 5.2.2.4 覆土材の三軸圧縮試験結果 (破壊包絡線)

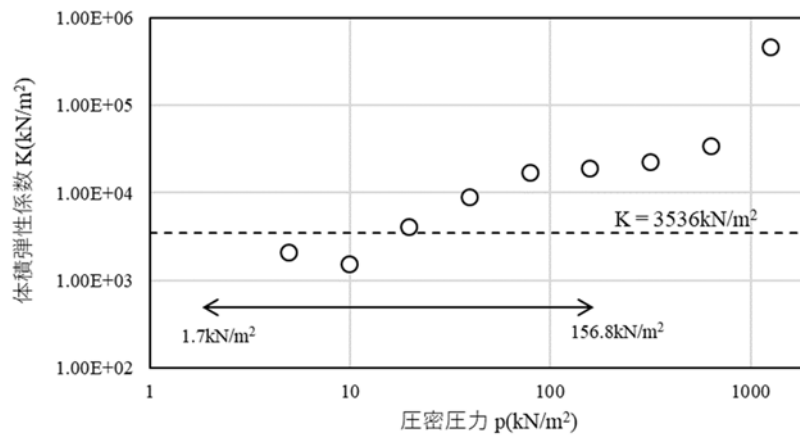


図 5.2.2.5 体積弾性係数 K (一次元圧縮試験結果)

e) シート材

予測解析ではシート材のモデル化を省略したが、再現解析では膜要素（曲げ応力を負担しないシェル要素）でモデル化した。

膜要素の引張弾性係数 E_t は、施工基盤撤去時に回収したシート材に関する引張試験結果から定めた。格子状補強シートの敷設範囲は植生の刈り取りを行ったが、残存した根茎によるシート材の破損を防ぐため、地盤補強用のシート材（土木シート、引張強さ 70kN/m^2 、厚さ 0.38 mm ）の下に植生対策用のシート材（織布：厚さ 1.3 mm ）を敷設し、シート材を2重化した。シート材の E_t の試験法として一般的な JIS L 1908 - 2000（ジオテキスタイル試験方法：以下、JIS 法とする）では、引張载荷中に引張直交方向の変形（ネッキング）によって供試体の断面寸法が変化する様子がよく見られる（図 5.2.2.6）。一方、土構造物内のシート材には拘束圧が作用することから、ネッキングは生じにくいと予想されるため、本検討ではネッキングを機械的に拘束して引張荷重を载荷する片軸拘束式の引張試験（図 5.2.2.7、以下、片軸拘束法とする）⁹⁾を行い、その結果から E_t を評価した。試験結果を JIS 法の結果と併せて図 5.2.2.8、9 に示す。図中には各試験法で得られた平均的な E_t も示した。片軸拘束法の E_t は JIS 法と同様に破断点と原点を結ぶ直線の勾配で評価した値で、JIS 法の E_t と同等かそれより大きい傾向がある。ただし、同一の引張応力で発生する引張ひずみ ε_t は片軸拘束法の方が総じて小さい。これはネッキングに随伴する ε_t の増加が抑制された影響と考えられる。今回のように表層安定処理用のシート材を2重で用いた場合の E_t の設定方法については議論が必要と考えられるが、本検討では両シートの厚さで重み付けした加重平均値として、以下の値を用いた。

$$E_t = (1170 \times 0.38 + 680 \times 1.3) / (0.38 + 1.30) = 790 \text{ MN/m}^2$$



図 5.2.2.6 ジオテキスタイルの引張試験 (JIS L 1908) 状況

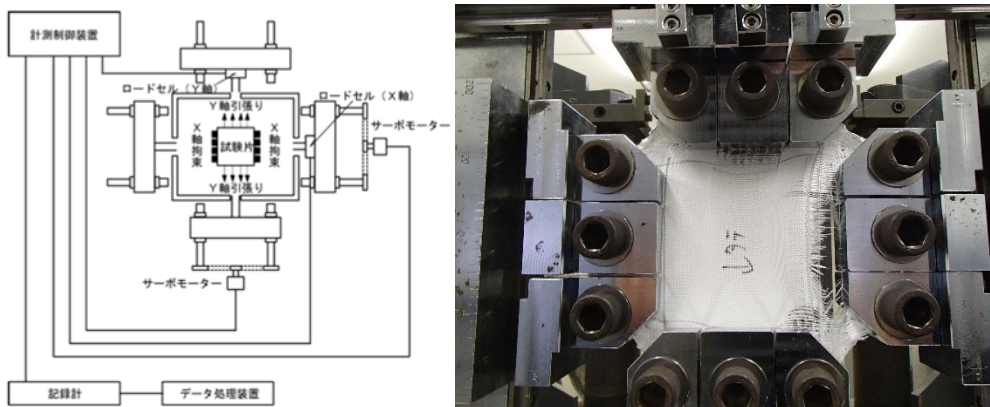


図 5.2.2.7 片軸拘束式の引張試験装置の概要⁹⁾および試験状況

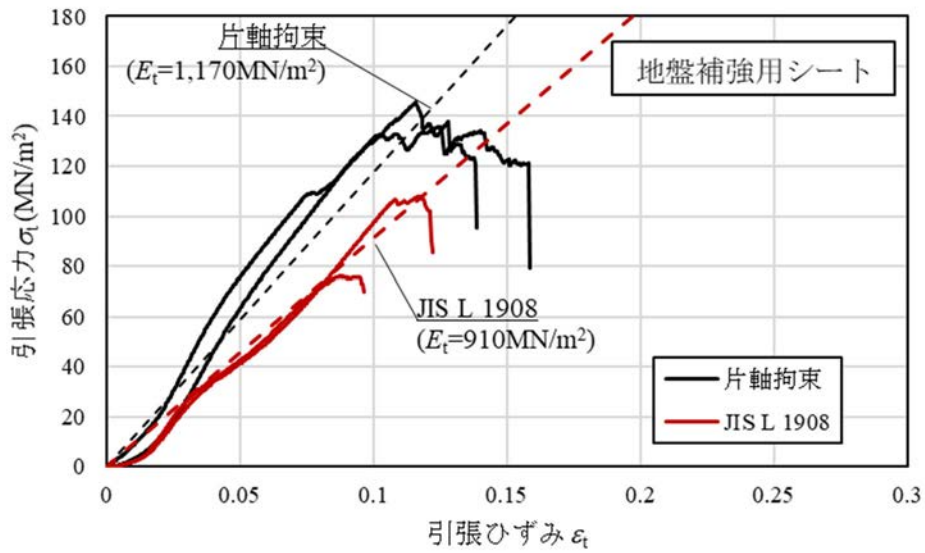


図 5.2.2.8 引張試験結果（地盤補強用シート）

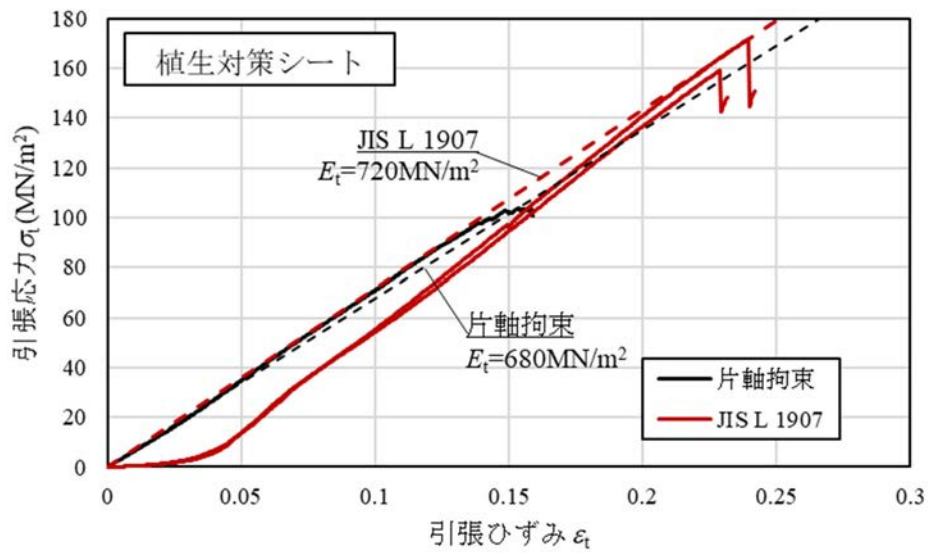


図 5.2.2.9 引張試験結果（植生対策シート）

f) 基礎地盤の N 値

安全側の評価結果を得ることを目的として予測解析では換算 N 値=1.8（表層部の最小値）の一様な地盤を仮定した（図 5.2.1.6）。これによってクレーン沈下量を過大に評価した可能性があるため、再現解析では換算 N 値の深度分布を考慮することとした。

再現解析で考慮した基礎地盤の換算 N 値分布を図 5.2.2.10 に示す。予測段階では表層から深さ 3m までの調査しか行っていなかったが、工事後に簡易動的コーン貫入試験を追加実施し、深さ 5m までの換算 N 値分布を取得した。

再現解析では、図 5.2.2.10 中の黒実線の換算 N 値分布を考慮した。これらは深度ごとの換算 N 値の平均的な値から求めた結果である。ただし、表層 0.5 m の範囲に関しては施工基盤造成中の攪乱の影響を考慮し、予測解析と同等の値（換算 N 値=2）を用いた。

予測解析と同様に基礎地盤の解析モデルの厚さは 7m としたが、黒実線の値を考慮して 7 層に分割した。深さ 5~7m の範囲はその上部（4~5m）と同じ換算 N 値と見做した。

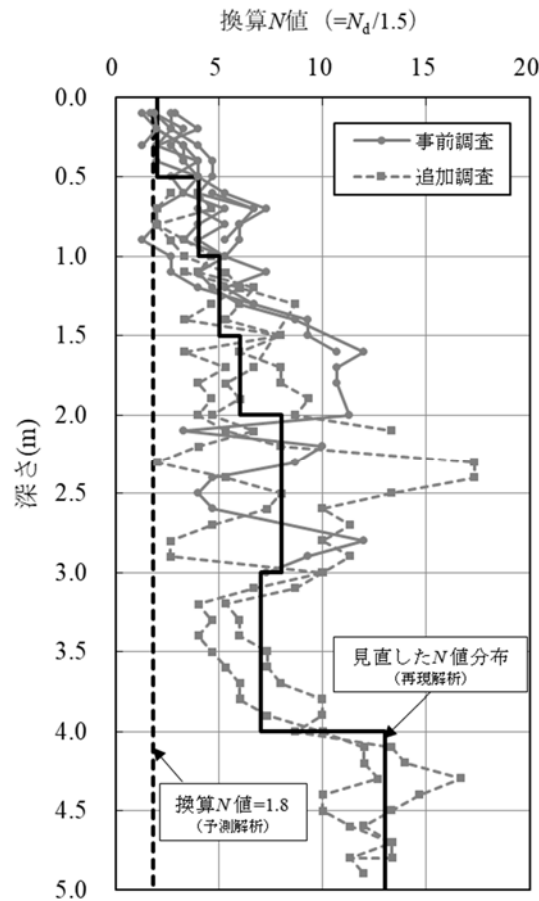


図 5.2.2.10 基礎地盤の N 値分布の見直し

g) 応力-ひずみ関係

・ジオジャケット

ジオジャケットは予測解析と同様にソリッド要素でモデル化した。図 5.2.2.11 は格子状補強シートの撤去時に採取したジオジャケットの曲げ試験結果である。ジオジャケットは図 5.3.2.1 に示した格子状補強シートのうち、載荷範囲 A の直下から採取した。曲げ試験は 2.2.2 と同じ方法（鉛直変位（たわみ δ ）速度を 20 mm/min とした 2 点載荷方式）で行った。 P - δ 関係は、 δ の増大に従って P が増加する傾向を示しているが、図 2.2.2.4 に見られるようなピーク挙動は認められない。施工基盤を造成した時の重機荷重や揚重作業による荷重の影響で、内部のモルタルが引張破壊を生じた影響と考えられる。また、 $\delta=15$ mm 付近で増加勾配 ($\Delta P / \Delta \delta$) が低下する非線形的な挙動が確認できる。図 5.3.1.14 に示したように重量約 10t の吊荷の揚重作業によって履帯側部の沈下が 10mm 以上増加したことから、クレーン自重 (90t) による沈下によってジオジャケットの δ が 15 mm を上回る可能性もあるため、ここでは P - δ 関係の非線形性を考慮する必要があると考えた。そこで、ジオジャケットのモデルを構成するソリッド要素の応力～ひずみ関係として、ひずみ硬化型の Mohr-Coulomb モデルを用いることとした。これは降伏後の塑性ひずみの増加に従って強度定数を変更し、材料試験結果と整合する力学挙動を表現するもので、補強土の分野では地震荷重が作用する EPS の挙動評価への適用が試みられている¹⁰⁾。本解析ではひずみの進展に従って粘着力 c を増加させ（表 5.3.2.3）、図 5.2.2.11 に示す P - δ 関係を表せるようにした。なお、ひずみ硬化モデルの弾性係数 E は M - ϕ 関係の初期勾配から定めた（図 5.2.2.12）。回収したジオジャケットの観察の結果、ジャケットに破断は生じておらず、曲げ試験においてもジャケットの破断を確認できなかったことから、再現解析でジオジャケットの破断現象を考慮する必要性は低いと考えられる。表 5.2.2.3 に示したジオジャケットの引張強さ σ_t は、このことや計算の安定性を考慮して便宜的に設定した値である。

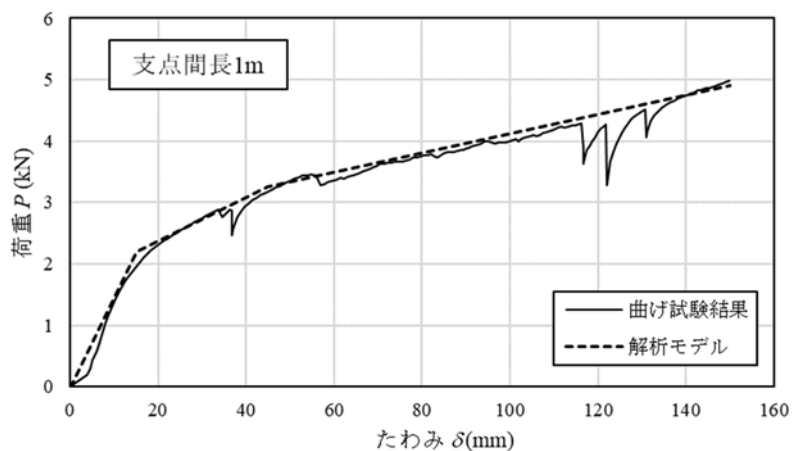


図 5.2.2.11 回収したジオジャケットの曲げ試験結果 (P - δ 関係)

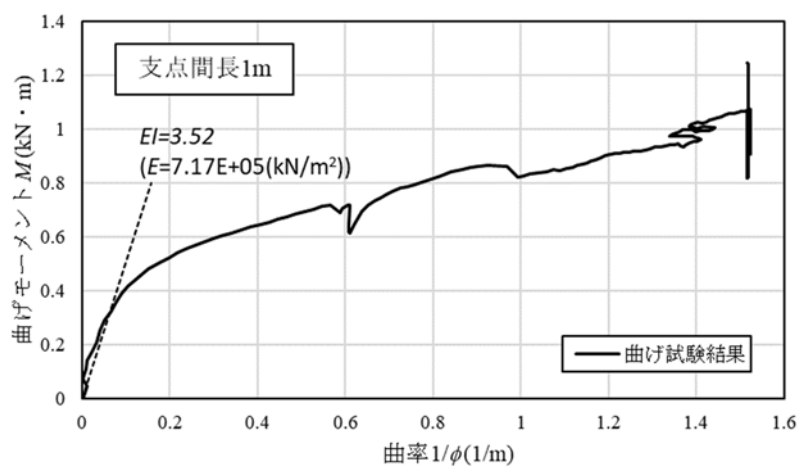


図 5.2.2.12 回収したジオジャケットの曲げ試験結果 (M - ϕ 関係)

表 5.2.2.3 解析用物性値 (再現解析：ジオジャケット)

項目		
粘着力 c (kN/m^2)	初期	2.0E+02
	$\varepsilon_{vp}=0.003$	3.0E+02
	$\varepsilon_{vp}=0.010$	4.0E+02
せん断抵抗角 ϕ ($^\circ$)		46.0
引張強さ σ_t (kN/m^2)		1.0E+07
変形係数 E (kN/m^2)		7.2E+05
ポアソン比 ν		0.2

・施工基盤および基礎地盤

施工基盤と基礎地盤は、予測解析と同様にソリッド要素でモデル化した。その応力-ひずみ関係については、地盤のせん断変形時のダイレイタンス挙動を考慮可能な修正カムクレイモデルを適用した。解析用物性値を表 5.2.2.4 に示す。

施工基盤の物性値は図 5.2.2.3～5、13 に示した C40 碎石の三軸圧縮試験 (CUB)、一次元圧縮試験の結果から評価した。いずれも不飽和状態の試験結果だが、飽和度 S_r が小さく間隙水圧が試験結果に及ぼす影響は僅かと考え、三軸圧縮試験で得られたせん断抵抗角 ϕ_u を ϕ と見做して限界状態応力比 M を求めた。また膨潤指数 κ は、処女載荷時の過圧密領域の e - $\log p$ 関係の勾配から定めた。

基礎地盤の物性値のうち、 M と p_c は深度方向に変化するものと考え、換算 N 値をもとに式 (5-5～9) を用いて設定した。ただし、圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ 、比体積 v の設定、ならびに各層の圧密降伏応力 p_c の推定に用いた強度増加率 m ($=0.33$) は第 1 層のブロックサンプリング試料を用いた一軸圧縮試験や圧密試験の結果から定めた (表 5.2.1.1、図 5.2.1.3)。

$$p_c = c_u / m \quad c_u : \text{非排水せん断強さ (kN/m}^2\text{)} \quad (5-5)$$

$$c_u = q_u / 2 \quad q_u : \text{一軸圧縮強さ (kN/m}^2\text{)} \quad (5-6)$$

$$q_u = 12.5 \cdot N \quad N : \text{換算 } N \text{ 値} \quad (5-7)^{11)}$$

$$M = 6 \cdot \sin \phi / (3 + \sin \phi) \quad \phi : \text{せん断抵抗角 (}^\circ\text{)} \quad (5-8)$$

$$\phi = (15 \cdot N)^{0.5} + 15 \quad N : \text{換算 } N \text{ 値} \quad (5-9)^{11)}$$

荷重作用時の変形が最も大きい基礎地盤表層は比較的排水性の高い砂質土で飽和度 S_r が約 70% であったこと、施工基盤の S_r の実測値は更にそれを下回る 15～30% であったことから、両者の挙動に及ぼす間隙水圧の影響は少ないと考え、これを考慮せずに計算を行った。

表 5.2.2.4 解析用物性値 (再現解析)

		層厚 (m)	圧密降伏応力 p_c (kN/m ²)	限界状態応力比 M	圧縮指数 λ	膨潤指数 κ	比体積 ν
施工基盤		0.3	177.0	1.49	0.031	0.0087	1.39
基礎地盤	1	0.5	37.5	0.79	0.087	0.0046	1.82
	2	0.5	75.0	0.89			
	3	0.5	93.8	0.93			
	4	0.5	112.5	0.96			
	5	1.0	150.0	1.02			
	6	1.0	131.3	0.99			
	7	3.0	243.8	1.15			

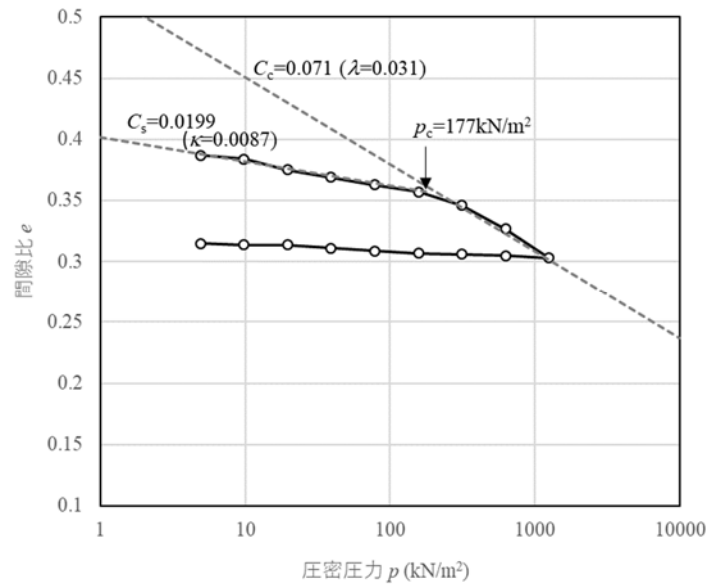


図 5.2.2.13 $e - \log p$ 関係 (施工基盤、C40 碎石)

(2) 解析結果

再現解析から得られた載荷範囲Aの側部(図5.2.2.15中、沈下測線)の沈下分布を図5.2.2.14に示す。図中の破線は総沈下量の分布で、その最大値は図5.2.1.14に示した予測解析と結果的に同等となった。ただし、揚重による沈下増分(実線)は計測値とほぼ一致した。再現解析での解析条件の見直しが妥当であったことを示している。

図5.2.2.15は砕石層上面の総沈下量の平面分布である。履帯直下の最大沈下量は0.045mとなり、安全上の目安値を下回ったと推定される。このことはクレーン操作者の「地盤は安定していた」という証言とも符合する。以上から、本事例において格子状補強シート工法は安定対策として有効に機能したと結論付けることができる。

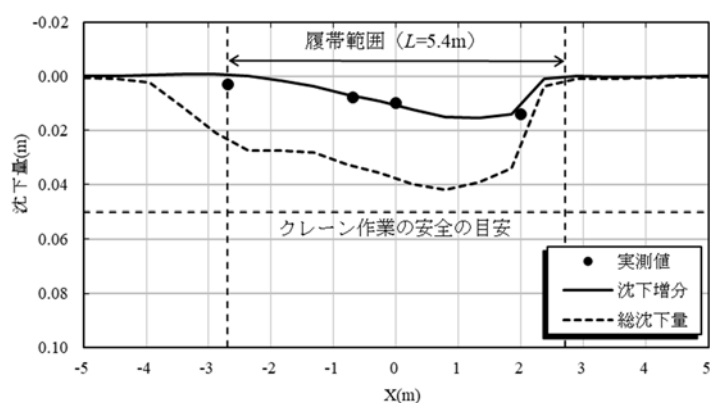


図 5.2.2.14 履帯側部の沈下量分布

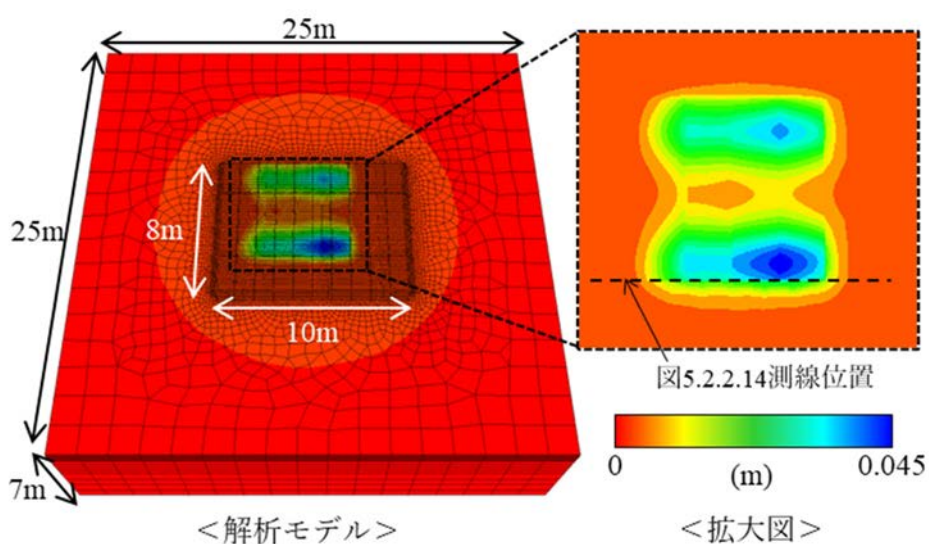


図 5.2.2.15 平面的な沈下分布

5.3 格子状補強シート工法を適用可能な条件の整理

5.3.1 目的

5.2 の検討によって、90 t 級クローラークレーンの安定対策として格子状補強シート工法が有効に機能したことを検証することができた。格子状補強シート工法を重機の安定対策として用いる場合、これまでは 4.4 や 5.2 に述べたように 2 次元もしくは 3 次元モデルを用いた変形解析を行い、その有効性を予測した上で適用を進めてきたが、本工法を工事のごく初期に行う仮設施工基盤の造成に適用する場合、地盤調査や解析的検討の時間を十分に得られない可能性が十分に考えられる。これに対し、5.2 と同じ手法で種々の条件を想定した検討を予め行っておけば、概略的ではあるが格子状補強シート工法の有効性を速やかに判断することが可能となる。そこで本節では、地盤条件、格子寸法、クレーンの仕様をパラメトリックに変更した検討を通じて、格子状補強シート工法が安定対策として有効に機能する条件を整理する。

5.3.2 検討方法

(1) 解析モデル

図 5.3.2.1 に本検討で使用した解析モデルを示す。5.3 では 90t 級のクローラークレーンを対象として検討を行ったが、本節では更に大型のクレーン（150t 級、350t 級）に対する格子状補強シート工法の適用性も検討する。表 5.3.2.1、図 5.3.2.2～4 に検討対象としたクローラークレーンの諸元および概要を示す。

格子状補強シートの敷設範囲は 350t 級クレーンの履帯範囲を網羅できるように、幅 12m、長さ 14m とした。シートの上部には前節と同様に厚さ 0.3m の施工基盤を設置した。当モデルの基礎地盤は 40m 四方、厚さ 10m とし、その中心に施工基盤を配置した。解析条件の対称性や計算時間の短縮化を考慮し、解析モデルはその 4 分の 1 の範囲を対象とし、これまでと同様に底部の変位と側部の水平変位を固定した。これによってジオジャケットについては、曲げ変形に伴う伸びの影響を拘束する可能性があるが、本解析ではその影響は軽微と見做すこととした。

施工基盤表面には敷鉄板（厚さ 0.022mm）を配置した。これに関してはインターフェース要素も含めて再現解析と同様にモデル化した。解析では敷鉄板の上面からクローラークレーンの履帯範囲に一律な分布荷重を作用させて履帯直下の沈下量を求めた。図 5.3.2.1 に示すようにクローラークレーンの履帯位置はクレーンの大型化に伴ってモデル中心から施工基盤の端部に向かって移動し、履帯面積も大きくなる。解析モデルは全体の 4 分の 1 の範囲を対象とするため、モデル上の履帯長も表 5.4.2.1 に示した値の半分になる。覆土、ジオジャケット、基礎地盤も再現解析と同じ方法でモデル化した。基礎地盤の解析用パラメータについては、 N 値の影響を考慮するために設定方法を変更した。これについては(3)で詳述する。

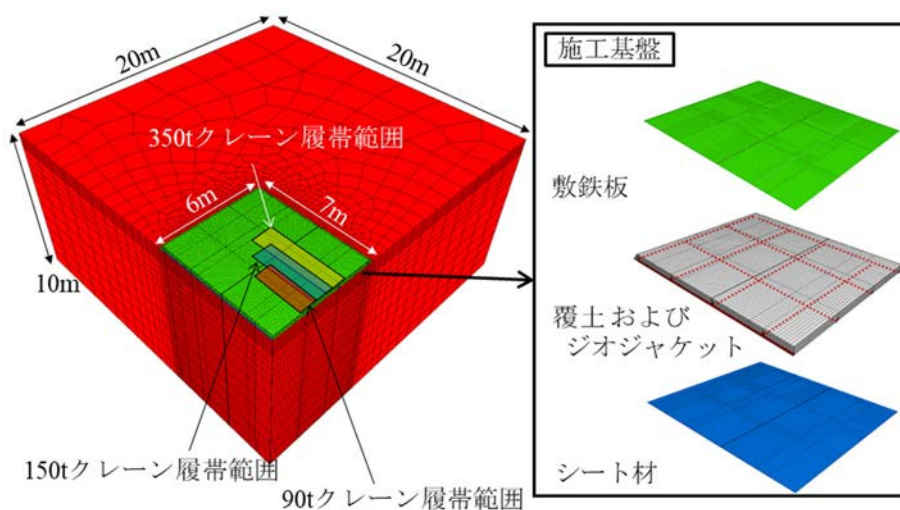


図 5.3.2.1 解析モデル

表 5.3.2.1 検討対象とするクローラークレーンの諸元

	90t 級 ¹²⁾	150t 級 ¹³⁾	350t 級 ¹⁴⁾
履帯幅(m)	0.81	1.12	1.25
履帯長(m)	5.40	7.86	9.26
接地圧(kN/m ²)	89~117	81~111	96~152

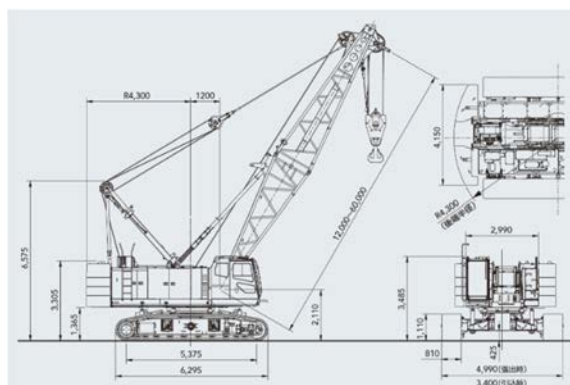


図 5.3.2.2 90t 級クローラークレーンの概要¹²⁾

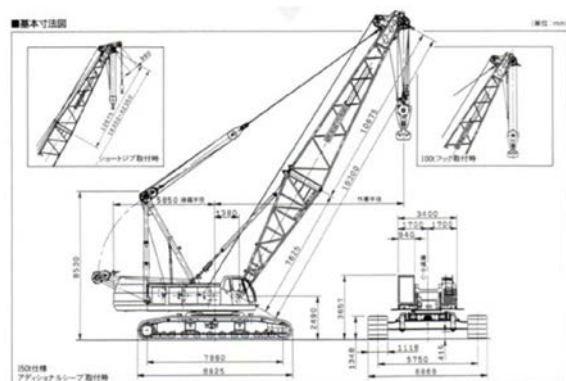


図 5.3.2.3 150t 級クローラークレーンの概要¹³⁾

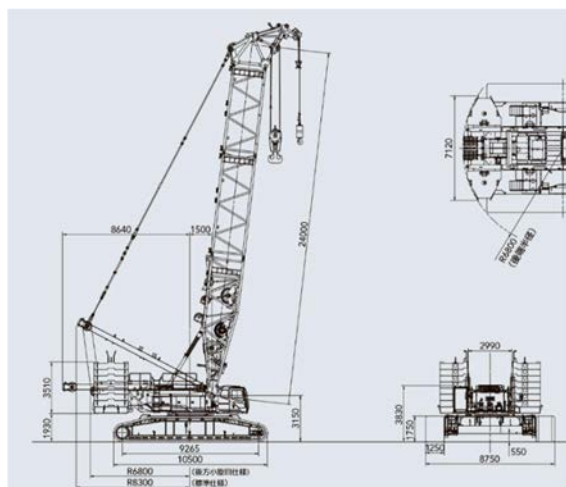


図 5.3.2.4 350t 級クローラークレーンの概要¹⁴⁾

(2) 検討条件

検討条件を表 5.3.2.2 に示す。2 種類の格子寸法のうち、1 m×2 m のケースでは図 5.2.2.1 と同様に履帯直交方向のジオジャケットの間隔を 1 m とした。基礎地盤については深さ方向に N 値が一定とし、 N 値を 4 水準で変化させた。この他に 350t 級クレーンを対象として N 値=5 の地盤で敷鉄板単体での安定対策を考慮したケース、90t 級クレーンを対象として軟弱層厚を 1、3 m としたケースについても計算を行った。

表 5.3.2.2 検討条件

	設定条件
格子寸法	1m×2m、2m×2m
基礎地盤の N 値	1、2、3、5
基礎地盤の層厚	(1m、3m、) 10m

(3) 解析パラメータ

敷鉄板、敷鉄板と施工基盤境界のインターフェース要素、シート材、ジオジャケット、施工基盤については 5.2.2 と同じ応力～ひずみ関係、パラメータを適用した(表 5.2.1.3、5.2.2.2、3、4)。基礎地盤の応力～ひずみ関係には前節と同様に修正カムクレイモデルを適用したが、粘性土地盤を想定し、表 5.3.2.3 に示す解析パラメータを用いた。限界状態応力比 M は既往研究¹⁵⁾に示された値の範囲(1.2～1.5)の最小値で定めた。圧縮指数 λ は $\rho_{\text{sat}}=1.7 \text{ g/cm}^3$ 、 $\rho_s=2.6 \text{ g/cm}^3$ に対応する間隙比 $e (=0.53)$ を用いて式(5-10)¹⁶⁾で求めた圧縮指数 C_c の0.434倍とした。

$$C_c = 0.60 \cdot (e - 0.80) \quad (5-10)$$

膨潤指数 κ は既往研究¹⁵⁾を参考に上述の方法で評価した圧縮指数 λ の0.1倍とした。圧密降伏応力 p_c は N 値に対応して変化するものとし、式(5-5～7)を用いて定めた。また再現解析と同様に、当解析でも施工基盤と基礎地盤の間隙水圧の影響を考慮せずに計算を行った。

表 5.3.2.3 解析パラメータ (基礎地盤)

限界状態応力比	圧縮指数	膨潤指数	比体積
M	λ	κ	ν
1.20	0.14	0.014	2.29

5.3.3 格子状補強シートが有効に機能する条件

図 5.3.3.1 は N 値=5 の地盤上の 350t 級クレーンを対象とした解析結果である。ここでは安定対策を敷鉄板単体としたケースと格子寸法 2 m×2 m の格子状補強シートを適用したケースで軟弱地盤表面の沈下分布を比較した。敷鉄板単体の解析でも、図 5.3.2.1 に示したモデルを使用した。シート材要素を消去した上で、覆土およびジオジャケット要素に基礎地盤と同じ物性値を与えた。当解析では 350 t 級クレーンの履帯範囲に $\sigma_v = 95 \text{ kN/m}^2$ の鉛直圧を一様に載荷した。

敷鉄板しか敷設しなかった場合、最大沈下量は 0.063 m に達し、 N 値=5 という粘性土としては比較的硬質な条件でも、不十分な対策効果しか得られない結果となった。一方で格子状補強シートを敷設した場合の最大沈下量は 0.05 m を下回り、敷鉄板単体を用いる場合よりも沈下量が小さくなることが分かる。

図 5.3.3.2~4 は各クレーンの履帯範囲の接地圧 σ_v を段階的に増加させた時の接地圧 σ_v と沈下量の関係である。ここでの沈下量は、履帯直下範囲の最大値である。基礎地盤の N 値が大きい程、沈下量が小さくなっている。また、クレーンが大型化するほど、沈下量は大きくなり、沈下量 0.05 m に対応する接地圧 σ_v も小さくなった。履帯面積が大きくなることで、クレーン荷重が広範囲かつ深部にまで作用した影響と考えられる。

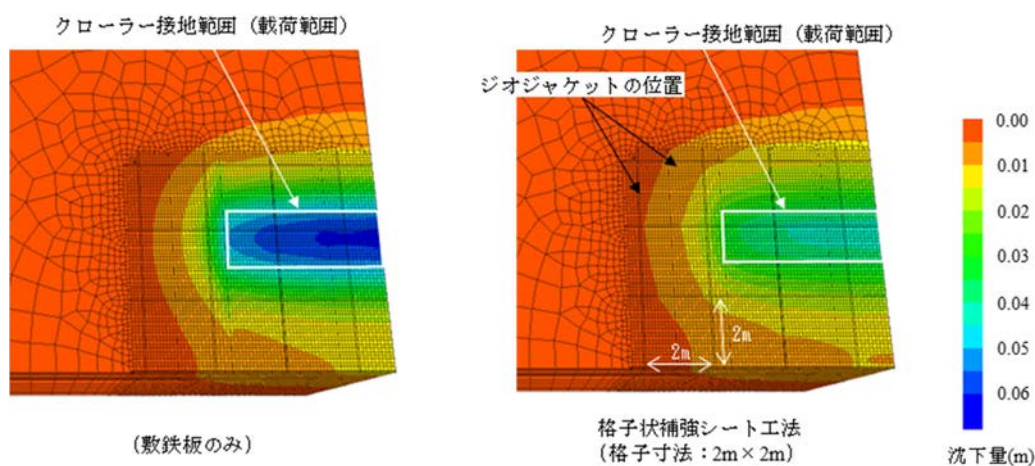


図 5.3.3.1 沈下量の平面分布
(350t 級クレーン、 $\sigma_v = 95 \text{ kN/m}^2$ 、 N 値=5)

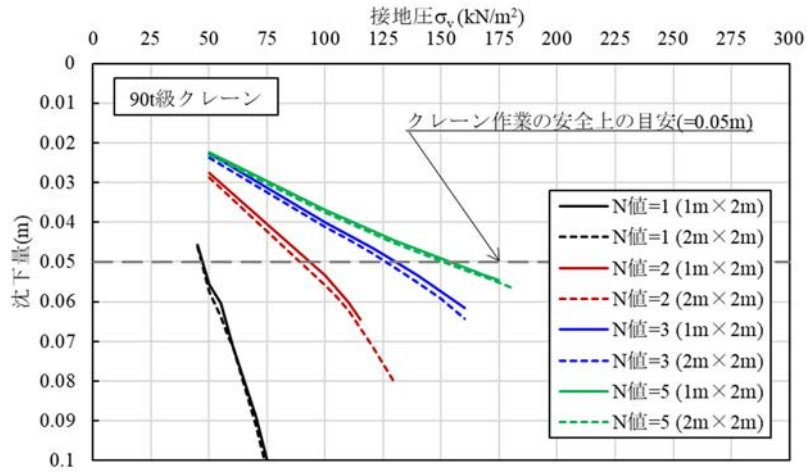


図 5.3.3.2 接地圧と沈下量の関係 (90t 級クレーン、軟弱層厚 10m)

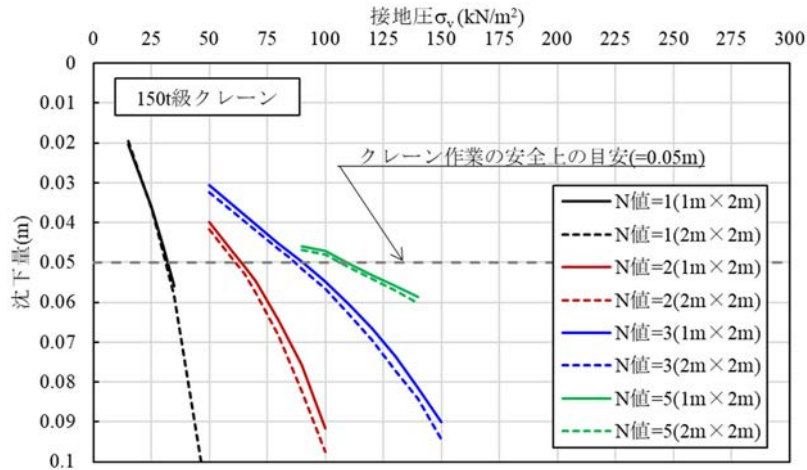


図 5.3.3.3 接地圧と沈下量の関係 (150t 級クレーン、軟弱層厚 10m)

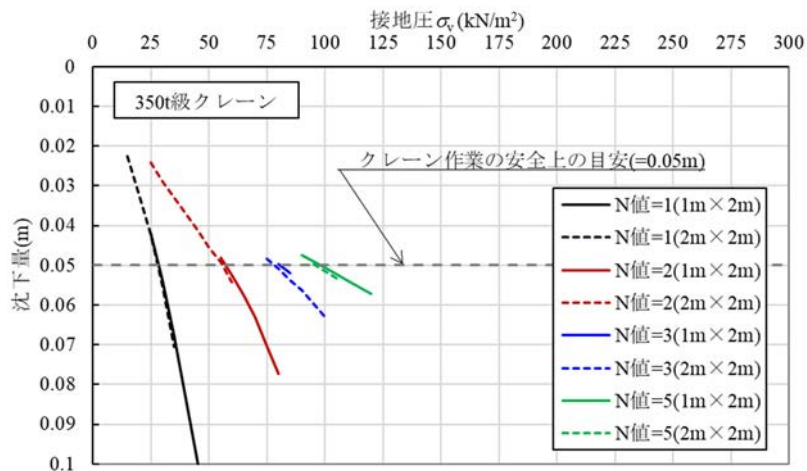


図 5.3.3.4 接地圧と沈下量の関係 (350t 級クレーン、軟弱層厚 10m)

図 5.3.3.2～4 に示した接地圧 σ_v と沈下量の関係から、沈下量 0.05 m に対応する σ_v をクレーン作業上の許容接地圧 σ_a と定義し、 N 値との関係に再整理した結果が図 5.3.3.5～7 である。 N 値の増加に従って σ_a が増加していることが分かる。定義からも明らかなようにこの許容接地圧 σ_a は、いわゆる地盤の許容支持力 q_a と異なる意味合いの値である。同図中には表 5.3.2.1 に示した各クレーンの通常装備状態（自重）による接地圧 σ_v も併記した。これらは日本国内で使用可能な同級クレーンのカタログから抽出した値である¹⁷⁾。

軟弱地盤の層厚が 10m の場合、格子状補強シートで補強した施工基盤を造成することで 90 t 級クレーンであれば N 値が 2 以上の条件で最大沈下量を 0.05 m 以下に抑制可能という結果となった。しかしながら、クレーンが大型化するに従って格子状補強シートの補強効果が不十分となり、安定確保に有効な地盤条件は、150 t 級クレーンの標準的な機体では N 値が 5 以上、接地圧 σ_v の小さい機体では N 値が 3 以上となった。さらに大型の 350 t 級クレーンでは、 N 値が 5 より小さい条件では格子状補強シート工法単体での対策では不十分な効果しか得られないという結果となった。ただし軟弱層厚が 1 m の場合、接地圧の小さな 90 t 級クレーンであれば N 値が 1 でも沈下量は 0.05 m 未満に抑制可能という結果も得られており、格子状補強シート工法が有効に機能することになる。90 t 級クレーンでのみ軟弱層厚についてのパラメトリックスタディーを実施したが、これより大型のクレーンでも同様の傾向となることが予想される。

3 章や 4 章では、格子状補強シートによって補強された施工基盤に関しては、格子間隔が小さくなるほど地盤反力係数 K_{30} が大きくなり、同一荷重に対する沈下が小さくなることを示した。一方で、図 5.3.3.5～7 を見ると、格子枠が小さいほど許容接地圧 σ_a が大きくなる傾向は認められるものの、その違いは僅かである。図 5.3.3.8 は図 5.3.3.1 と同じ条件のもと、軟弱地盤の沈下分布を格子寸法 2 m×2 m と 1 m×2 m で比較した結果である。これによれば、格子寸法 1 m×2 m の方が図面下方境界付近の履帯が配置されていない箇所の沈下が大きくなっていることが分かる。これは格子寸法の縮小によって、格子状補強シート工法の荷重分散効果が向上し、沈下範囲が拡大した影響である。つまり、補強するジオジャケットの本数が増えたことで施工基盤全体としての剛性が増し、施工基盤下部の軟弱地盤の沈下が低減した効果と解釈できる。一方で格子寸法に関わらず沈下範囲は格子状補強シート敷設範囲の約 2m 外側にまで及んでおり、施工基盤が全体的に沈下していることが分かる。ジオジャケットの端部が沈下範囲外となるように格子状補強シートの敷設範囲を設定すれば、格子間隔の縮小に伴って沈下量が低減し、図 5.3.3.5～7 に示したよりも大きな許容接地圧 σ_a が評価された可能性がある。

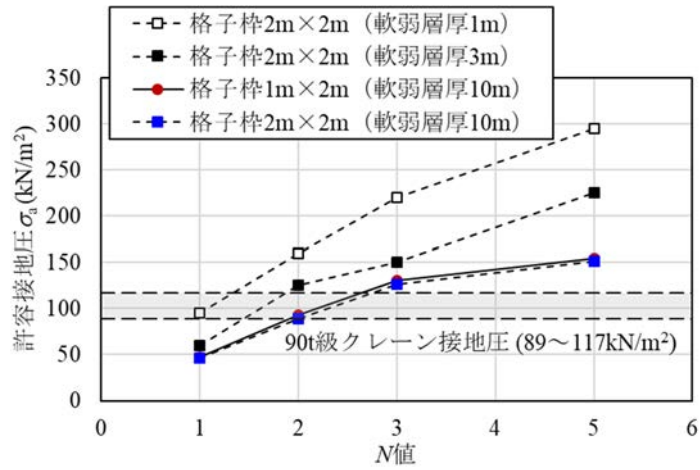


図 5.3.3.5 N 値と許容接地圧 σ_a の関係 (90t 級クレーン)

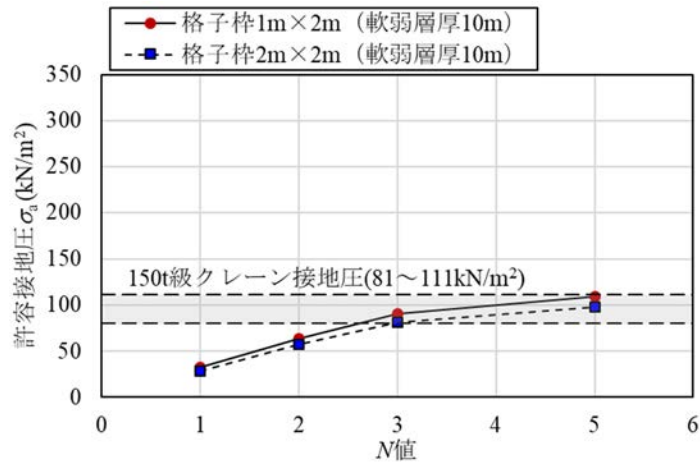


図 5.3.3.6 N 値と許容接地圧 σ_a の関係 (150t 級クレーン)

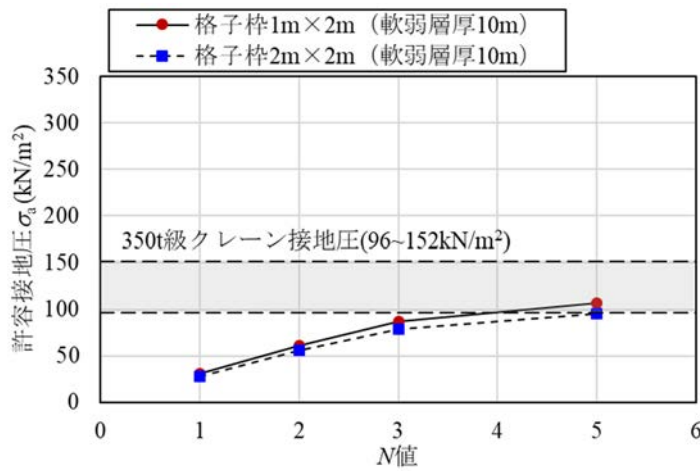


図 5.3.3.7 N 値と許容接地圧 σ_a の関係 (350t 級クレーン)

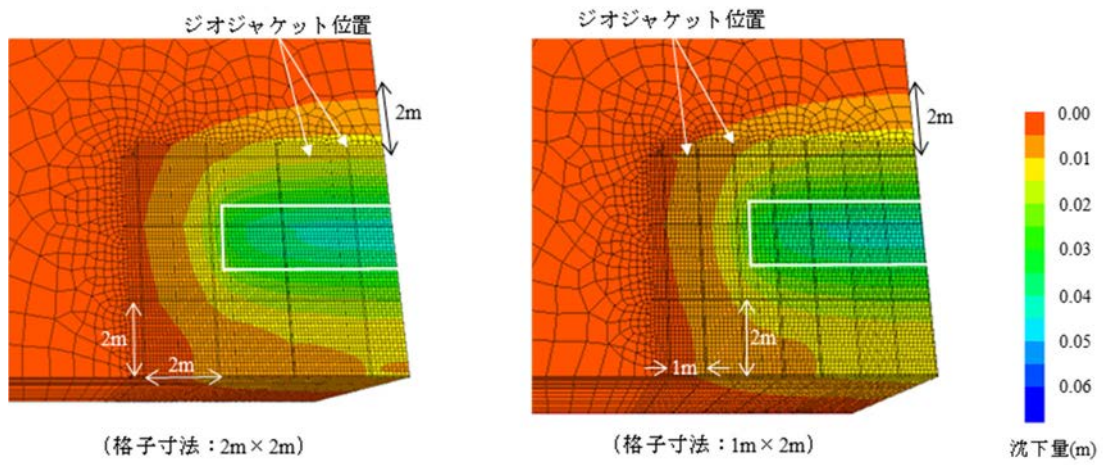


図 5.3.3.8 沈下量の平面分布
 (350t 級クレーン、 $\sigma_v=95\text{kN/m}^2$ 、 N 値=5)

図 5.3.3.5～7 は格子状補強シートの適用性を判断する上で目安を設けるために作成したものである。図 5.3.3.9 は、その利用方法を整理したフローである。対象地盤の層厚、 N 値、使用するクレーンの大きさから、図 5.3.3.5～7 を用いて許容接地圧 σ_a を評価し、これを揚重作業時の最大接地圧 $\sigma_{v\max}$ と比較する。その結果、 $\sigma_a \geq \sigma_{v\max}$ となった場合は格子状補強シート工法によって相応の対策効果を得ることが可能と判断できるが、 $\sigma_a < \sigma_{v\max}$ となった場合は格子状補強シートのみでは十分な対策効果が得られない可能性が高く、詳細な条件を考慮した数値解析や対策の重厚化が必要となる。

図 5.3.3.5～7 は層厚 10 m の軟弱層を想定し、履帯範囲に一律な接地圧 σ_v を作用させて予測した結果であり、5.3 で述べたように実際の土層構成や揚重作業時の履帯接地圧分布を詳細に考慮することで、異なる結論が得られる可能性がある。また、対策の重厚化の方策としては、格子状補強シートの敷設範囲の拡大や施工基盤の増厚、敷鉄板の 2 重化¹⁾などが考えられる。5.2 に述べた格子状補強シートの適用事例では、工期の都合から予測検討が完全に完了する前に格子状補強シートの製作と施工を開始した。つまり、予測検討と施工を並行させたのが実態である。予測解析で安定性が十分に確保できない結果が得られた場合は、上記の対策に加え、覆土碎石を固化改良するといった対策を講ずる可能性も考慮して、施工に臨んだことを付記しておく。

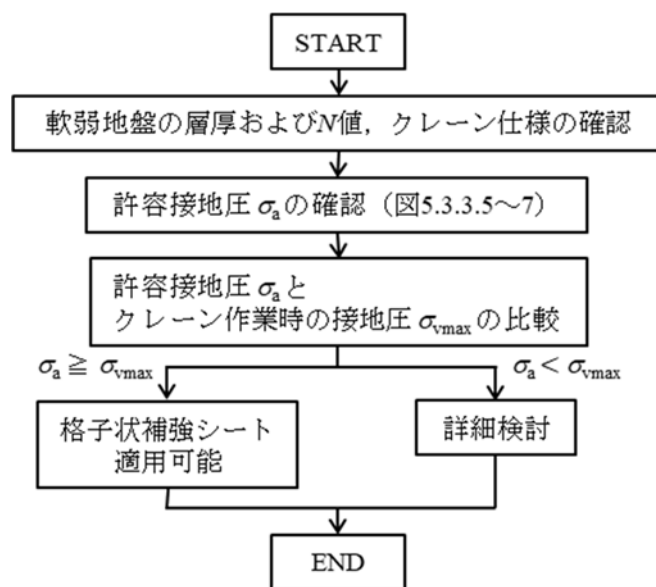


図 5.3.3.9 検討フロー

5.4 まとめ

本章では、工事用重機の安定対策に関する現状と課題をまとめた上で、その対策の一つとして限られた範囲に施工した格子状補強シート工法を用いる方法について検討した。クローラークレーンを用いた揚重作業を対象とした3次元変形解析と現場計測結果の比較を通じて本工法の適用効果について検証し、クレーン履帯の沈下抑制対策として本工法が有効に機能する条件について整理した。本章で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 建設労働災害において、重機の転倒が原因の災害は少なくなってきてはいるものの、完全に根絶されたわけではなく、重機の安定対策は工事の安全確保上、重要な課題である。
- (2) 限られた範囲ではあっても底部を格子状補強シートで補強することで、重機施工基盤の沈下抑制対策として、本工法は有効に機能する。沈下抑制効果は、ジオジャケットやシート材、地盤や覆土の力学性能を適切に考慮した3次元弾塑性 FDM 解析によって検討することができる。
- (3) 3次元弾塑性 FDM 解析の結果をもとに 90t～350t 級のクローラークレーンを用いた揚重作業時の安定対策として本工法が有効に機能する条件を整理した。格子状補強シートによって履帯沈下を 0.05m 未満とするには、90t 級クローラークレーンの場合は軟弱層厚にもよるが、 N 値=1 から適用できる場合があるが、クローラークレーンの大型化に従って適用可能範囲が限定的となる。ただし、荷重条件や地盤条件を精緻に考慮することで、本検討と異なる結論が得られる可能性はある。
- (4) 3、4章で述べた結果と異なり、敷設範囲が限定された条件の場合、格子寸法がクレーン安定性に及ぼす影響は僅かとなった。ただし、本検討より広範囲に格子状補強シートを敷設する条件であれば、前章と同様の結論を得られた可能性がある。

参考文献

- 1) 日本建設機械化協会：移動式クレーン、杭打機等の支持地盤養生マニュアル、2000
- 2) 日本クレーン協会 HP
- 3) 厚生労働省 HP
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV 下部構造編、p.309、2012.
- 5) 吉田輝、川野健一、池尻健：トリクレーターによる簡易地耐力調査法、基礎工、Vol.47、No.8、pp.77-80、2019.
- 6) 北本幸義、吉田輝、川野健一、池尻健、鈴木明夫、Jiaye Wu：球体衝突理論に基づく眼疾および土質物性の迅速評価手法、土木学会論文集 F3、Vol.75、No.1、pp21-35、2019.
- 7) ITASCA Consulting Group Inc.：FLAC3D、version 5.0、2012.
- 8) K. Wong、C.I.Teh：Negative skin friction angle on piles in layered soil deposits、Journal of Geotechnical Engineering、ASCE、121 (6)、pp.457-465、1995.
- 9) 大阪府立産業技術総合研究所：機器紹介 二軸引張り試験機、TRI-Osaka Technical sheet、No.01029、2002.
- 10) Zarnani、 S、 Bathurst、 R.J.: Numerical parametric study of geofabric seismic buffers with different constitutive models、 Proc. of 9th International conference on Geosynthetics、 pp.1665-1670、2009.
- 11) 例えば、地盤工学会：地盤調査の方法と解説-二分冊の 1-、pp305-308、2013.
- 12) 日立住友重機械建機クレーン株式会社：SCX-900-HD-2、2008.
- 13) 住友建機株式会社：SC1500-2、1995.
- 14) 日立住友重機械建機クレーン株式会社：SCX3500-3、2016.
- 15) 嘉門雅史、三村衛、加藤隆、赤井智幸：ジオシンセティック水平排水材を用いた粘性土補強盛土の変形挙動解析、第 13 回ジオシンセティックスシンポジウム、pp.1-12、1998.
- 16) 土質工学会：軟弱地盤の調査・設計・施工法、p.107、1966.
- 17) 例えば、住友建機株式会社：SC900-3、2000.

6. 格子状補強シートの地盤補強効果の評価方法

6.1 本章の概要

3、4、5章では、格子状補強シート工法を用いた安定対策に関する実験や現場適用事例、それらを対象とした解析の結果について述べた。

3章では、格子状補強シート工法を道路や軌道の路床・路盤補強に用いる上で必要な覆土の地盤反力係数 K_{30} の予測を行った。 K_{30} は、道路の平板載荷試験 (JIS A 1215) で得られる値で、直径 0.3m の剛性円盤によって地盤に鉛直荷重を作用させた時の荷重強度 P と沈下量 S の関係のうち、 $S = 1.25\text{mm}$ に対応する P - S 関係の割線勾配である。3章で述べたように、軌道の強化路盤では 110MN/m^3 以上の K_{30} が要求される。この値は 2次元弾性 FEM 解析結果¹⁾をもとに設定された値で、地盤材料が弾性体として挙動する小さなひずみ領域の性能に関する特性値と見なせる。これに倣い、3章でも格子状補強シートが強化路盤の K_{30} を向上させる効果に関して 2次元弾性 FEM 解析によって検討し、基礎地盤の N 値 ($=1\sim 3$) に応じて、 110MN/m^3 以上の K_{30} の確保に必要な覆土厚さや格子間隔を選定可能なノモグラムを作成した。施工実績との比較を通じて、ノモグラムに一定の信頼性があることを示したが、格子状補強シート工法の活用にあたっては、基礎地盤の力学性能を適切に考慮し、覆土厚さや格子間隔を最適化するための考え方を整理しておくことも重要である。

4、5章では、大型クレーンのように接地圧の大きな重機の施工基盤の安定対策として格子状補強シートを用いた場合の沈下抑制効果について検討した。格子状補強シートや覆土、基礎地盤に 3章よりも大きな応力が作用することから、沈下抑制効果の評価において地盤の塑性変形の影響を考慮する必要があることから、弾塑性解析によって重機の接地圧が作用した時の覆土の沈下量を検討した。対策効果を沈下量によって評価したのは、重機の安定確保上、履帯やアウトリガーの沈下を 0.05m 以下に抑制²⁾することが求められているためである。覆土の沈下を抑制する上で、格子状補強シートが覆土のせん断変形を抑制する効果が重要な役割を果たしていると考えられるが、その効果を得るための必要条件として、ジオジャケットやシートが重機荷重によって破壊しないこと (内的安定性の確保) が挙げられる。また、4、5章では、基礎地盤の支持力破壊に関する検討を省略していたが、格子状補強シートで補強した覆土の外的安定性についても検討する必要がある。

そこで本章では、格子状補強シート工法をこれらの用途に用いる際に事前に行うべき、

- (1) 路床や路盤の地盤反力係数の確保を目的とした補強効果の評価
- (2) 重機施工基盤の沈下抑制効果の評価

の流れ・項目を整理し、それぞれの評価方法を提案する。

6.2 地盤反力係数を指標とした補強効果の評価方法

6.2.1 検討の流れ

図 6.2.1.1 に地盤反力係数に関する補強効果の検討の流れを示す。図 3.4.5.1～3 に示した N 値と K_{30} の関係から格子状補強シートの施工仕様を設定する方法も考えられるが、このフローは、基礎地盤の変形係数 E を具体的に考慮するとともに、多様な覆土厚を設定可能にしたものである。

まず、 N 値をもとに図 3.4.5.1～3 から格子間隔と覆土厚の目安を得た上で、表 6.2.1.1 から弾性解析に用いる補強層の変形係数 E を決定する。基礎地盤の E に関しては N 値をもとに道路橋示方書（道示）³⁾ の式 ($E=2,800 \cdot N$) や鉄道標準⁴⁾ の式 ($E=2,500 \cdot N$) などの関係式で評価する。これらのパラメータをもとに道路の平板載荷試験を模擬した弾性解析を行い、上部覆土表層の K_{30} を求め、これが所要の性能を満足するように補強層の仕様や上部覆土厚を定める。本検討フローの留意点を以下に示す。

- ・表 6.2.1.1 の値を用いて良いのは、C40 砕石と同等以上の性能（修正 CBR やすり減り減量）を持つ覆土材を JIS A 1210 の E 法で得られた最大乾燥密度 ρ_{dmax} に対する締固め度 90% 以上まで締め固めて、覆土を造成する場合に限る。
- ・表 6.2.1.1 に示されていない格子間隔の格子状補強シートを用いる場合、図 6.2.1.1 で検討を行わずに、試験施工によって所定の K_{30} が得られることを確認する。その上で、逆解析などを実施し、補強層の変形係数を適切に定める。
- ・解析から得られた最大沈下量 S_{max} が 1.25mm を上回った場合、道路の平板載荷試験（JIS A 1215）で考慮しているよりも、地盤のひずみレベルが大きくなっていると考えられるため、解析結果について慎重に検討するものとし、場合によっては構造を見直す。
- ・基礎地盤の E が適切に設定されていれば、 K_{30} が軌道の強化路盤の要求性能（ $K_{30} \cong 110\text{MN/m}^3$ ）を満たした上で、基礎地盤が支持力破壊を生ずるような事態は想定しにくい。パラメータ設定の妥当性確認も兼ねて、基礎地盤に作用する最大鉛直応力 σ_v の評価値が基礎地盤の許容支持力度 q_a を下回ることを確認する。

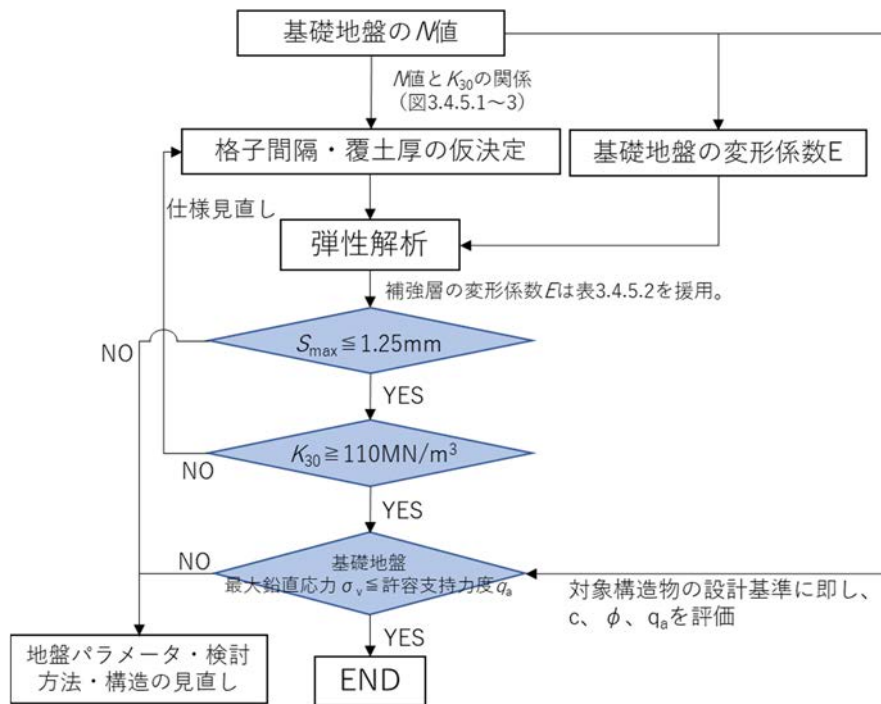


図 6.2.1.1 地盤反力係数に関する補強効果の検討の流れ

表 6.2.1.1 補強層の変形係数 E (表 3.5.4.2 再掲)

	変形係数 E (MN/m ²)	ポアソン比 ν
上部覆土	100	0.3
補強層 (格子寸法 1m×2m)	2,500	0.3
補強層 (格子寸法 2m×2m)	500	0.3

6.2.2 解析方法

弾性解析には、3章に述べた2次元FEM解析と同様の方法を適用する方法があるが、これより簡便な方法として舗装設計用に開発された多層弾性理論に基づく解析システム（例えば、General Analysis of Multi-layered Elastic Systems : GAMES）⁵⁾を活用する方法もある。図6.2.2.1は、3.3節で述べた軌道路盤に関する現場実験で行った平板載荷試験について、格子枠中央の K_{30} の実測値と解析値を比較した結果である。FEM解析は3.4に述べた2次元弾性FEM解析、多層弾性解析は上述したGAMESによって得られた値である。GAMESでも、上部覆土と補強層に表6.2.1.1のパラメータを入力し、基礎地盤表層（粘性土質砂、 N 値=2）の弾性係数 E を(3-6~8)式から求めた値を入力した。

$$q_u = 12.5 \cdot N \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3-6) \text{ 再掲}$$

$$c_u = q_u / 2 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3-7) \text{ 再掲}$$

$$E = 210 \cdot c_u \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3-8) \text{ 再掲}$$

ただし、それより深い層の E は道示式 $E=2800 \cdot N^3$ で評価した。

多層弾性理論による K_{30} の解析値は、実験結果並びにFEM解析結果よりやや小さめだが、その違いは実用上、問題とならない程度に小さい。多層弾性解析では、2次元弾性FEMで考慮していた断面直交方向のジオジャケットの荷重分散効果を考慮していないことが影響している可能性がある。図6.2.2.2は同解析から得られた鉛直ひずみ ε_z の分布である。 ε_z は引張側を正とし、載荷盤直下で1.0E-03オーダー、それ以外の範囲で1.0E-04のオーダーと比較的小さなひずみレベルに留まっている。また ε_z の鉛直分布から、上部覆土に載荷された平板の荷重が、剛性の大きな補強層によって粘性土質砂層の広範囲に分散している様子が分かる。GAMESでは、基礎地盤の層構造を考慮可能な上、それぞれの力学特性に応じたパラメータを設定できるため、図3.4.5.1~3に示した N 値と K_{30} の関係を用いるよりも詳細な検討が可能である。

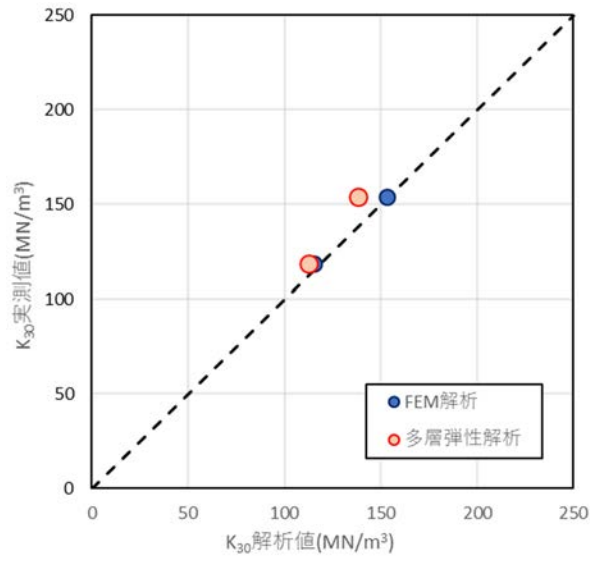
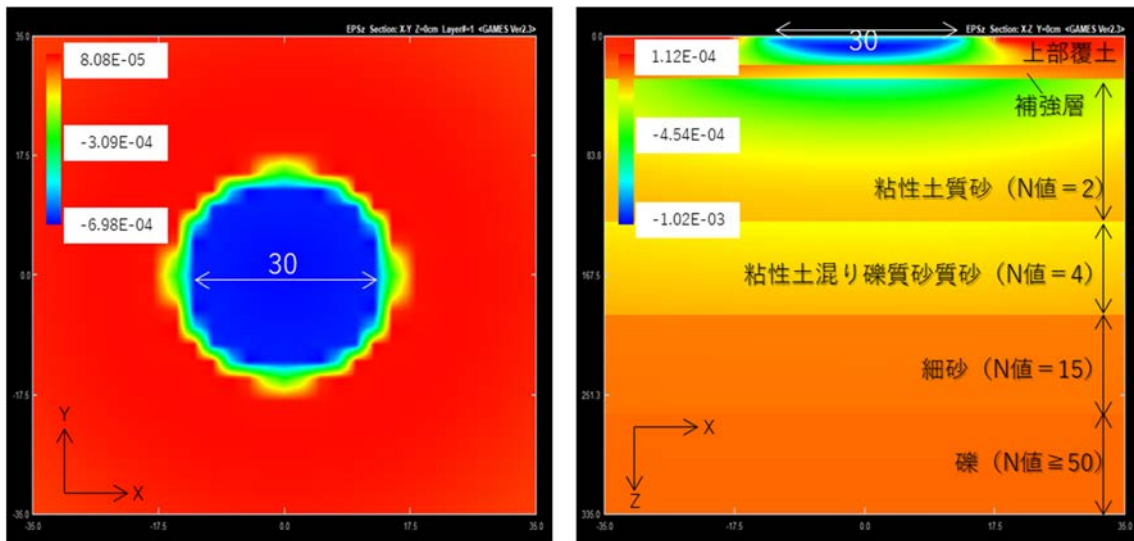


図 6.2.2.1 K_{30} の実測値と解析値の比較



(平面分布：深さ 0m)

(深度分布)

図 6.2.2.2 多層弾性解析の鉛直ひずみ ε_z 分布の出力例

(格子間隔 2m×2m、X,Y,Z 座標、寸法の単位：cm)

6.2.3 留意事項

(1) 道路の路床・路盤への活用

図 6.2.1.1 に示したフローは、要求性能が地盤反力係数 K_{30} で設定されている軌道の強化路盤に対応することを想定したものである。一方、道路のように路盤や路床に CBR が要求される箇所に格子状補強シートを適用する場合は、図 6.2.3.1⁶⁾ の関係を用いて、弾性解析から求めた K_{30} を CBR に換算し、表 6.2.3.1⁷⁾ のように設計 CBR を評価して路盤や路床の施工仕様を定める。

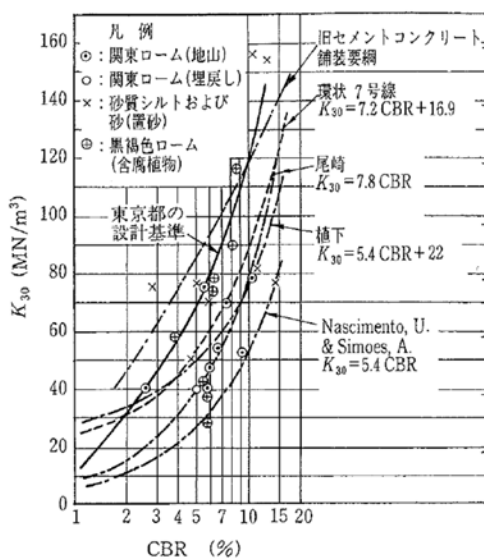


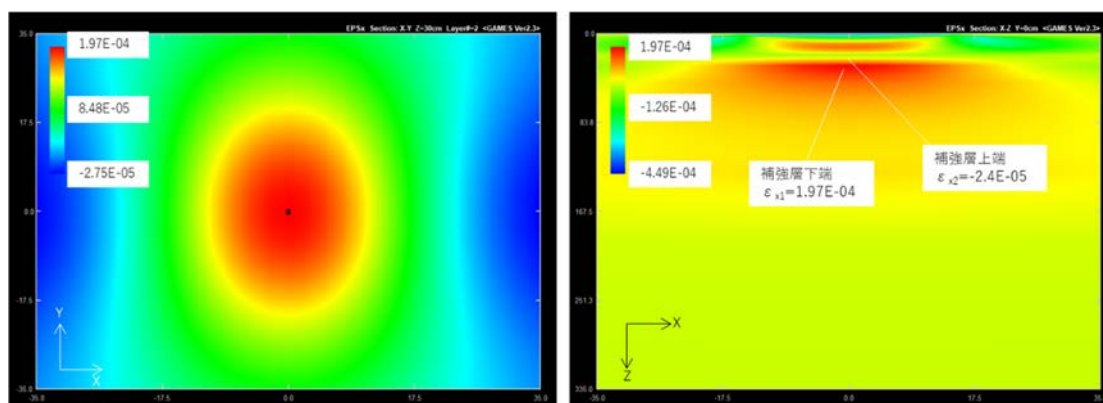
図 6.2.3.1 K_{30} と CBR の関係⁶⁾

表 6.2.1.1 設計 CBR への換算⁷⁾

	K_{30} から換算した CBR	設計 CBR
軟弱路床	0.5 以上 1 未満	0.5
	1 以上 2 未満	1
	2 以上 3 未満	2
一般路床	3 以上 4 未満	3
	4 以上 6 未満	4
	6 以上 8 未満	6
	8 以上 12 未満	8
	12 以上 20 未満	12
	20 以上	20

(2) 格子状補強シートの内的安定

本章冒頭で述べたように、強化路盤の要求性能は K_{30} で定められており、格子状補強シートも覆土の K_{30} を向上させる目的で適用している。また図 3.5.3.6、7 に示すように列車の走行荷重が作用した時にジオジャケットに生ずるひずみや曲率 ϕ は非常に小さく、ジオジャケットの破壊を考慮すべき挙動は認められない。このことはシート材についても同様と考えられる。このため、路床や路盤の補強を目的とした用途において、強化路盤の K_{30} が 110MN/m^3 を上回るようなケースでは、格子状補強シートの内的安定を検討する重要性は低い。ただし、基礎地盤の N 値が 1 を下回るようなケースや覆土厚が小さいケース、道路のように路床や路盤の性能が CBR で規定され、覆土上面の K_{30} を 110MN/m^3 より小さく設定するようなケースでは、6.3 で述べる方法で格子状補強シートの内的安定性を検討する必要がある。前述した GAMES では X-Y 平面上の X 方向の水平ひずみ ε_x の面的分布を求めることが可能で、例えばシート設置深さの ε_x の面的分布を求め、シートやジャケットの破断ひずみ ($\approx 2.0\text{E}-01$) との大小を照査する方法が考えられる。図 6.2.3.2 は図 6.2.2.1 と同じ条件で得た解析結果で、シート設置面 (深さ 0.3m) の X 方向 (図面左右方向) の ε_x の面的分布である。 ε_x の最大値は $2.0\text{E}-04$ とシートやジャケットの破断ひずみを大きく下回っており、シートが破断する可能性は極めて低い。また、補強層の曲率 ϕ が最大となる载荷盤直下の補強層上端、下端の ε_x をもとに X 方向の補強層の曲率 ϕ を概略推定することも出来る。図 6.2.3.2 に示した補強層下端および上端の ε_x から求めた補強層の ϕ は $2.2\text{E}-03$ となる。図 2.2.3.7 に示した曲げ試験の結果では、モルタルの引張破壊が $\phi = 0.01$ ($1.0\text{E}-02$) で生じているが、道路の平板載荷試験で想定している荷重レベルでは、モルタルの損傷が生ずる可能性は低いと判断される。



(平面分布 深さ 0.3m)

(深度分布)

図 6.2.3.2 多層弾性解析の水平ひずみ ε_x 分布の出力例

(格子間隔 $2\text{m} \times 2\text{m}$ 、X,Y,Z 座標の単位 : cm)

(3) 基礎地盤の許容支持力

弾性解析によって補強層直下の基礎地盤に作用する最大鉛直圧 σ_v が基礎地盤の許容支持力度 q_a を下回ることを確認し、交通荷重などによって基礎地盤が破壊しないことを確認する。 q_a は対象構造物の設計基準類に記載の直接基礎の支持力評価式^{例えば8、9}から求めた短期許容支持力度を用いる方法が考えられる。前述のように、 K_{30} が要求性能を満たすと同時に、 σ_v が基礎地盤の q_a を上回るような事態が生ずることは一般に考えにくいですが、仮にそのような結果が得られた場合、地盤パラメータの評価が異常となっている可能性があるため、地盤調査結果や計算経過の妥当性を確認する必要がある。また、パラメータを見直しても σ_v が基礎地盤の q_a を上回るような場合、前提としている構造が不適切と考えられるため、格子状補強シート工法の適用以前に、地盤の応力状態が弾性範囲に収まるように構造を見直す必要がある。

6.3 重機施工基盤の沈下抑制効果の評価方法

6.3.1 検討の流れ

格子状補強シート工法を重機安定対策として用いる上で、施工基盤の沈下抑制効果を評価する流れを図 6.3.1.1 に示す。4、5 章と同様に、このフローではクレーンの安定性確保のために履帯やアウトリガーの沈下量を 0.05m 以下に抑制することを対策工の目標性能としている。ここでフローの最初に 5.4.3 で提案した N 値と σ_a の関係 (図 5.3.3.5~7) を使用するものとしたが、施工機械の種類や地盤条件がこれに当てはまらない場合は、変形解析によって補強効果を検討するようになっている。

格子状補強シートが覆土変形の拘束効果や荷重分散効果を発揮するには、外荷重に対してジオジャケットやシート材が破壊しない (内的安定を確保できる) ことが必要条件となる。このため、格子状補強シートの内的安定の評価項目として以下の 2 つを設定した。

- ・ジオジャケットの最大曲率 ϕ_{\max} が所定の値を下回ること
(ジオジャケットを構成するジャケットが破断しないこと)
- ・シート材に作用する最大引張応力 $\sigma_{t_{\max}}$ がシート材の設計引張強さ T_A を下回ること
(シート材が破断しないこと)

ここで、シート材の T_A は、ジオテキスタイルやジオグリッドに関する既存の方法¹⁰⁾に倣い、クリープ、耐久性、施工中の損傷や接合部の安全性などを考慮した値として 6-1 式のように定める。

$$T_A = T_{\max} / (F_{cr} \cdot F_D \cdot F_C \cdot F_B) \quad (6-1)$$

ここで、 T_A ：設計引張強さ

T_{\max} ：シート材の呼び引張強さ

F_{cr} ：クリープに関する材料安全率

F_D ：化学的・生物的作用に対する耐久性に関する材料安全率

F_C ：施工中の損傷に関する材料安全率

F_B ：接続部の強度低下に関する材料安全率

なお、6.2 で述べた路床・路盤の補強も含め、所定の覆土性能を確保する上で、覆土の締固めやジオジャケットの交差部への碎石の充填を確実に行うことが重要なことから、シート材は格子枠の下に配置しなくてはならない。

接地圧が大きな大型重機の場合、基礎地盤が支持力破壊を生ずる可能性への配慮が必要なことから、基礎地盤に作用する鉛直圧 σ_v と基礎地盤の許容支持力度 q_a の照査も行うものとした。また、許容支持力度が満足されている場合は、沈下量の照査を省略しても良いという考え方もあることから^{例えば²⁾}、沈下量の照査は必要に応じて行うものとした。

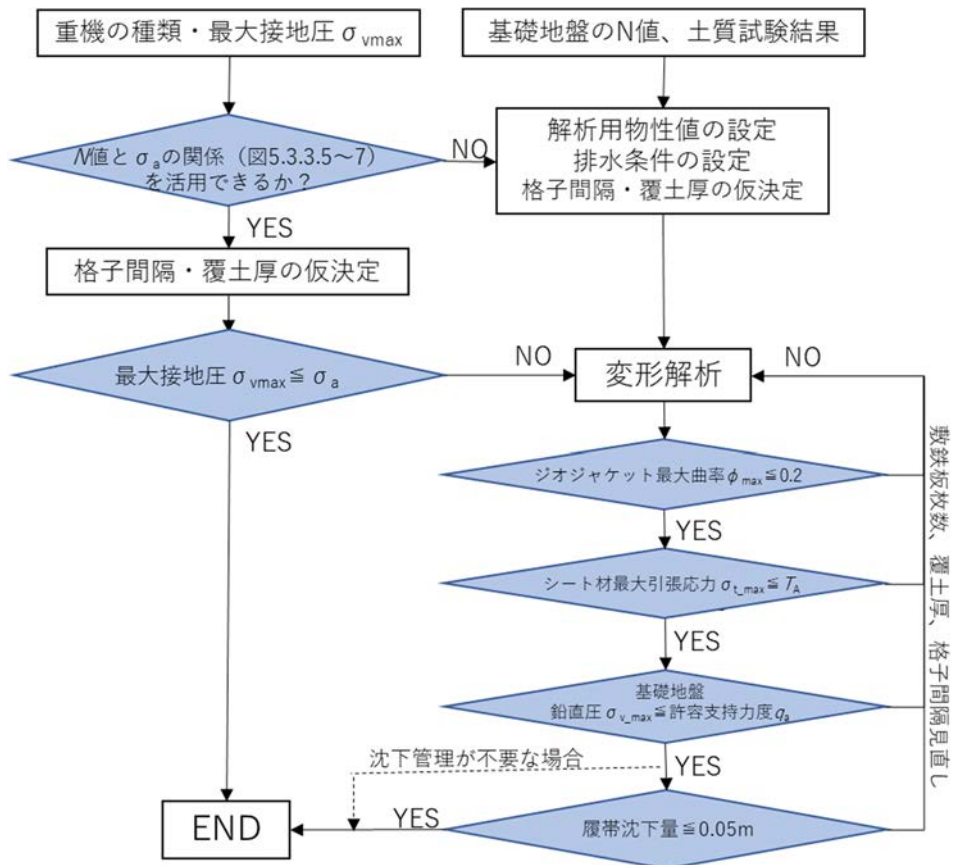


図 6.3.1.1 施工基盤の沈下抑制効果の流れ

6.3.2 解析方法

(1) 本論文で採用した解析方法

4、5 章では、クレーンなどの大型重機の接地圧によって生ずる覆土表面の沈下の抑制を目的とした格子状補強シート工法の補強効果に関して、弾塑性解析によって検討した。弾塑性解析を採用したのは、重機荷重によって覆土や基礎地盤に塑性変形が生ずる可能性を考慮するためである。なお、格子枠のせん断変形拘束効果を考慮するため、本論文で述べた弾塑性解析では、覆土材の応力～ひずみ関係としてダイレイタンス挙動を考慮可能なモデル（Drucker-Prager モデル、修正カムクレイモデルなど）を採用した。各章で採用した解析方法を表 6.3.2.1 に示す。

4 章では 2 次元の実大模型実験結果をもとに、2 次元弾塑性 FEM 解析における格子状補強シートのモデル化方法を考案し、これを実工事における 200t 級ラフタークレーンを用いた揚重作業中のアウトリガー沈下量の予測解析に展開した。この解析では、断面平行方向に配置されているジオジャケットが断面直交方向に配置されているジオジャケットの変位を拘束すると考え、その補強効果を線形トラス要素でモデル化した。一方、5 章では格子状補強シート工法の施工範囲を必要最小限とした時の大型クレーンの安定対策効果について、3 次元弾塑性 FDM 解析で検討した。ここでは格子状補強シートを構成するジオジャケットの 3 次元的形状を弾塑性ソリッド要素でモデル化した。ジオジャケットの力学パラメータを現場採取した供試体の曲げ試験結果から設定することで、現場計測結果との整合性が高い解析結果を得ることが出来た。

表 6.3.1.1 には各解析方法の利点と課題も示した。5 章で述べた 3 次元弾塑性解析では現場条件に適合した解析モデルを精緻に作成できるが、解析の実施や結果の検証に多大な労力を要する。一方、2 次元解析は 3 次元解析より容易であり、実務への適用性は比較的高いものの、ジオジャケットの内的安定性を直接的に評価できないという課題がある。

表 6.3.2.1 4、5章での解析方法

	4章	5章
解析プログラム	2次元弾塑性 FEM (LIMDAC)	3次元弾塑性 FDM (FLAC)
覆土材 軟弱地盤	覆土材の力学試験結果をもとに弾塑性体としてモデル化。	
ジオジャケット	断面直交方向：弾性要素 断面平行方向：線形トラス要素 でモデル化。	3次元の弾塑性ソリッド要素でモデル化。
シート材	線形トラス要素でモデル化。	膜要素でモデル化。
利 点	3次元解析に比べて比較的容易に実施できる。	補強材（ジオジャケット、敷鉄板）の幾何学形状を精緻に考慮できる。
課 題	ジオジャケットの曲率 ϕ を直接的に算出できない。	モデル作成や解析に、時間と労力を要する。

(2) 2次元解析におけるジオジャケットの内的安定性の照査

前述したように、格子状補強シートが所定の補強性能を発揮するには、シートやジオジャケットが外荷重によって破損せずに覆土のせん断変形を拘束する効果を発揮することが、前提条件となる。そこで実施が比較的容易な2次元の変形解析において、ジオジャケットの内的安定性を評価する方法について整理する。

図 6.3.2.1 はジオジャケットに関する2点単純支持、1点集中荷重による曲げ試験の結果を、最大曲げモーメント M_{max} 、曲げ剛性 EI とたわみ δ の関係で整理した結果である。支点間長は 0.3m で、同じ条件で作成した3本の供試体を対象に試験を行った。試験結果にばらつきがみられるが、 δ が 25~35mm で支点間中央底部のジャケットが破断し、最大曲げモーメント M_{max} が急減した。一方、 EI は荷重開始直後に急増し、モルタルの引張破壊後に漸減傾向に遷移する。ただし、 $\delta=25\sim35\text{mm}$ に生じた M_{max} の急減と同じタイミングで EI も急減し、 EI は初期の 1/10 以下になる。ジオジャケットの EI がここまで低下した場合、荷重分散効果も覆土のせん断変形を拘束する効果も喪失すると予想されるため、格子状補強シート工法によって重機の安定性を確保する場合は、ジャケットの破断の有無を照査する必要がある。

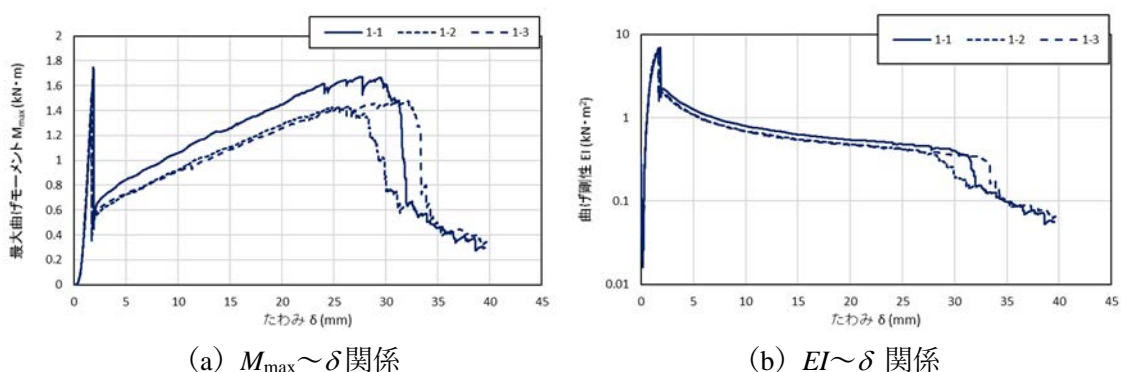


図 6.3.2.1 ジオジャケットの曲げ試験結果 (2点単純支持、1点集中荷重方式)

2.2.3 では、ジオジャケットの曲げ挙動についてファイバーモデルを用いた解析によって検討した。図 6.3.2.2 はこの解析から得た支点中央の曲率 ϕ と支点中央底部のジオジャケット、支点中央天端のモルタルのジオジャケット軸方向のひずみの関係で、引張側のひずみを正としている。曲率 ϕ の増加に従って底部ジオジャケットのひずみが線形的に増加していることが分かる。図 6.3.2.3 のジオジャケットの応力～ひずみ関係によれば、ジャケットの引張ひずみ ε_t が0.3、引張応力 σ_t が約80kN/m²でジャケットが破断している。図 6.3.2.3 はジオジャケットから回収したジャケットの引張試験結果だが、地盤補強材を扱う上で考慮すべきクリープや施工による損傷の影響は考慮されていない。そこで以下の考え方に基づき、使用中のジオジャケットが許容できる ϕ の上限値（許容曲率 ϕ_a ）を2.0と定める。

- ① ジャケット破断応力の平均的な値（80kN/m²）に対し、経年によるアルカリ劣化やクリープ、施工による損傷の影響を考慮する。この時の安全率 F_s として1.5を考慮する。
- ② $F_s=1.5$ に対応する σ_t （ $\approx 50\text{N/mm}^2$ ）に対応する ε_t は0.2である。
- ③ 図 6.3.2.2 から、ジャケットの ε_t が0.2に達するときの ϕ はおよそ2.0と評価できる。これをジオジャケットの許容曲率 ϕ_a とする。

上記①では、 F_s として直接基礎の短期許容支持力度 q_a の評価などで考慮される値を便宜的に援用した。この値の合理的な設定のためには、現場から回収したジオジャケットの曲げ試験結果の集積と分析が重要と考えられる。

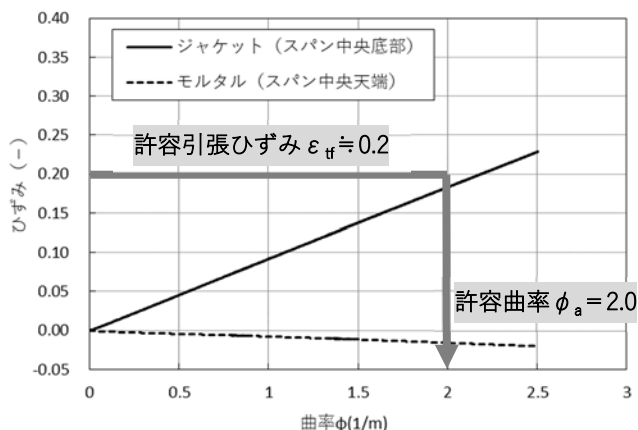


図 6.3.2.2 ジャケット、モルタルのひずみと曲率 ϕ の関係

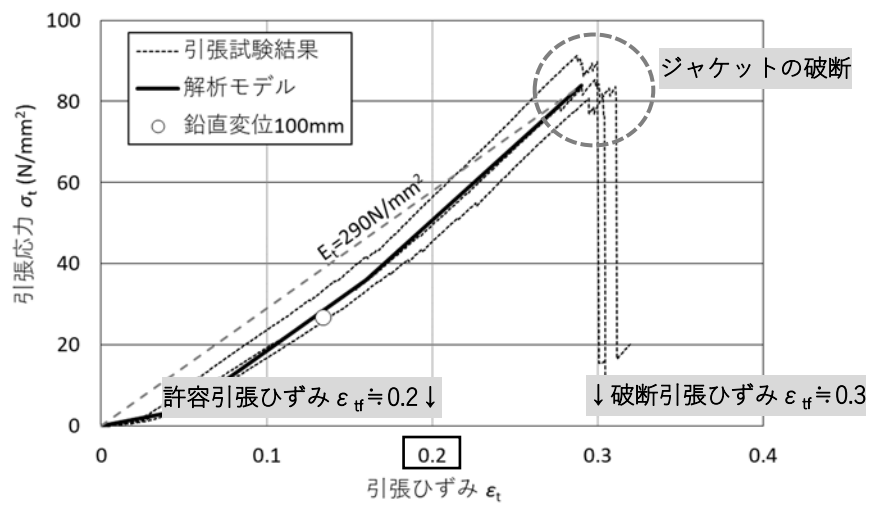


図 6.3.2.3 ジャケットの応力～ひずみ関係 (図 2.2.3.4 に追記)

3次元解析においてジオジャケットを3次的にモデル化した場合、重機荷重が作用した時のジオジャケットの ϕ を、要素の変形量から直接的に求めることができるが、2次元解析では異なる変形量から、ジオジャケットの ϕ を照査する必要がある。これまでの格子状補強シート工法の適用の結果、ジオジャケットやシート材が基礎地盤と分離していた事例を確認できなかったことから、基礎地盤の変形にジオジャケットが完全に追従すると見做し、基礎地盤表面の沈下分布の曲率 ϕ をもとにジオジャケットの内的安定性を評価する。

図 6.3.2.4 は 4.4.3 節で述べた線形トラス要素の E に関する検証解析のうち、 E を最も小さくした Case3 から求めた基礎地盤面（耕土表面）の ϕ の分布である。ここでは荷重低減係数を 0.3、0.5、1.0 とした結果を示した。荷重低減係数が大きいほど沈下量も ϕ も大きくなる傾向があるが、 ϕ の最大値は 0.1 未満であり、許容曲率 $\phi_a (=2.0)$ の 10%にも達しておらず、ジャケットの破断に対する裕度は大きい。一方、図 2.2.3.6 に示したようにモルタルの引張破壊は $\phi=0.01$ 付近で生ずるが、複数の地点で ϕ がこれを上回っているため、揚重作業中に内部モルタルに引張破壊が生ずると考えられる。

図 6.3.2.5 は 5.3.2 節（図 5.3.2.14）で述べたクローラークレーンの揚重作業時の沈下分布からジオジャケットの曲率分布を求めた結果である。載荷範囲端部で ϕ が大きくなる傾向がある。こちらの場合、 $X=3$ 付近で ϕ が約 0.1 に達したが、図 6.3.2.4 と同様に ϕ_a の 10%未満であり、ジャケットに破断は生じないと判断される。

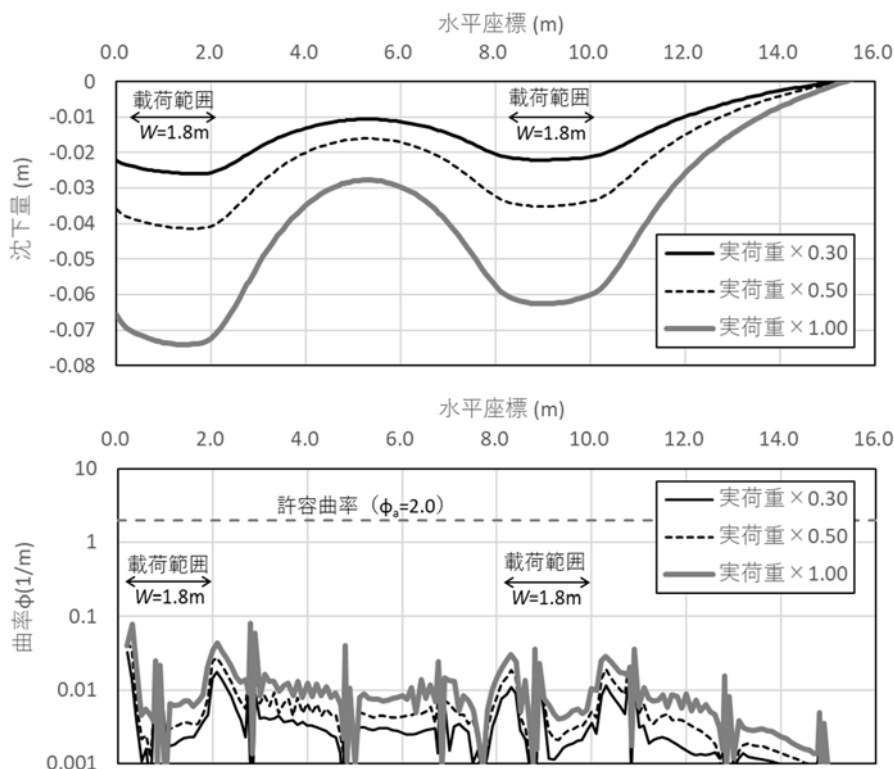


図 6.3.2.4 基礎地盤面の沈下分布から求めたジオジャケットの曲率分布

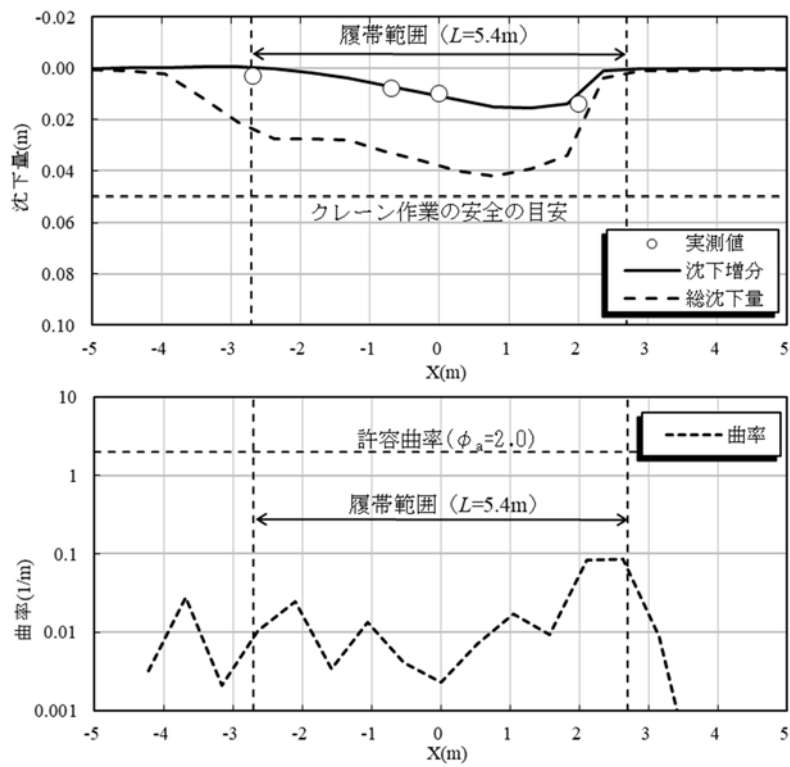


図 6.3.2.5 基礎地盤面の沈下分布から求めたジオジャケットの曲率分布

(3) 2次元解析におけるシート材の内的安定性の照査

格子状補強シートが覆土のせん断変形を拘束する際、ジオジャケットの他に、シート材の引張補強効果も考慮する必要がある。4.4.3 で述べたように、ジオジャケット内部のモルタルが損傷した場合でも、シート材がこれに置き換わるように機能するため、重機荷重に対する安定性は変化しないという解析結果が得られている。このようなロバスト性を期待する上で、外荷重によってシート材が破断しないことを確認しておく必要がある。

図 6.3.2.6 は、シート材の製品と現場から回収した試料の引張試験から得られた応力～ひずみ関係を比較した結果である。回収試料の試験結果は 5.3.2 に述べたものと同じで、C40 砕石による覆土や、90t 級クローラークレーンの荷重や揚重作業の履歴を受けている。応力～ひずみ関係からも明らかなように、破断強度は製品段階の約 1/4 まで低下している。6-1 式に示したように面状補強材の引張強度は、覆土施工時の損傷や化学的要因によって、製品段階から低下する。このため、シート材の内的安定性の評価でも、その影響を考慮する必要がある。

図 6.3.2.7 は 4.3.3 で述べた 2次元解析で断面並行方向のジオジャケットの補強効果を模擬する線形トラス要素の弾性係数 E に関する検証解析結果のうち、シート材に作用する引張応力 σ_t の分布を比較した結果である。 E を最も小さく設定した Case3 で σ_t が最大となったが、それでも σ_t は 150kN/m^2 以下となった。これは、図 6.3.2.6 に示した回収試料のシート材の破断強度 ($50\sim 100\text{MN/m}^2$) の 1% 未満であり、施工の影響による強度低下を考慮しても、シート材が破断する可能性は小さいと判断される。シート材の設計強度 T_A については 6-1 式のような評価方法も考えられるが、5 章と同じような施工条件下 (シート材、覆土材、覆土の施工方法) の場合は、図 6.3.2.6 に示した回収試料に関する試験結果の最小値 (約 50MN/m^2) を用いることも考えられる。

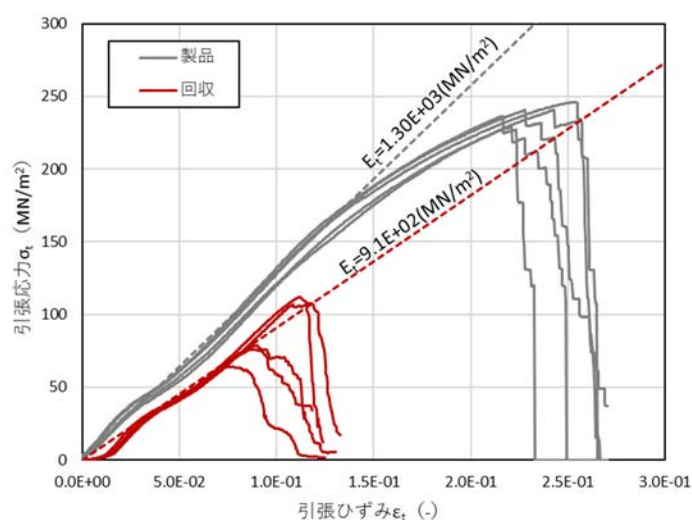


図 6.3.2.6 シート材の応力～ひずみ関係

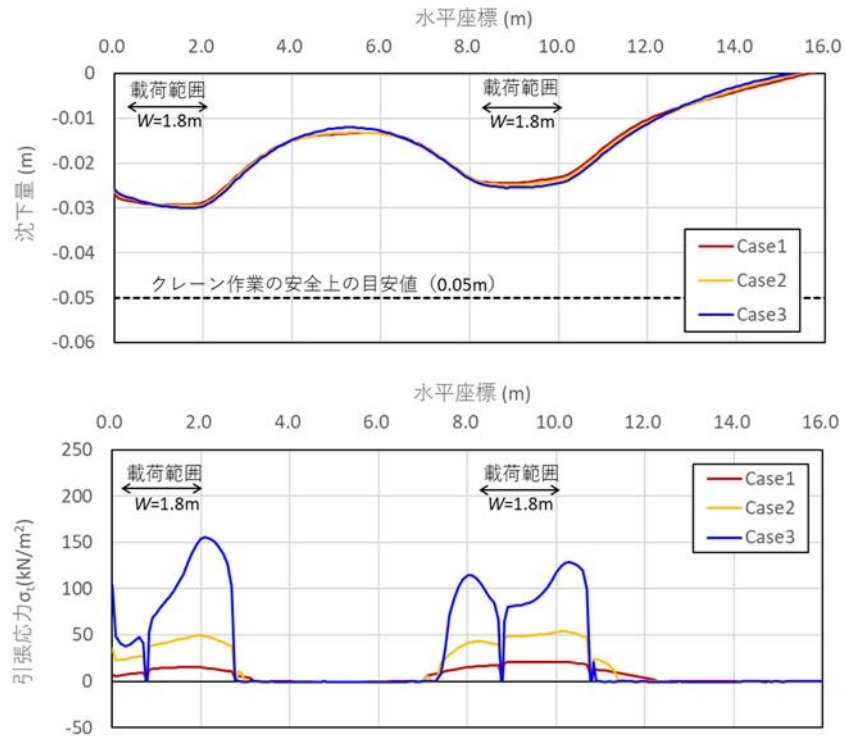


図 6.3.2.7 シート材に作用する引張応力 σ_t の分布
(荷重低減係数：0.35)

(4) 基礎地盤の外的安定性の照査

格子状補強シートで補強された覆土層は荷重分散効果を有している。ただし、重機荷重によって基礎地盤が支持力破壊を生じないことを確認するために、基礎地盤に作用する鉛直応力 σ_v が基礎地盤の許容支持力度 q_a を下回ることを確認する。

図 6.3.2.8 はシート材に作用する引張応力 σ_t の比較検討と同様に、4.3.3 で述べた検証解析結果をもとに、基礎地盤に作用する σ_v の分布を比較した結果である。線形トラス要素の E は、 σ_v の分布にわずかしき影響していないことが分かる。

また、 σ_v は載荷範囲端部からやや外側でやや大きくなる傾向がある。熊ら¹¹⁾は砂地盤上の帯基礎の支持力に関する遠心模型実験において、沈下量 S が基礎幅 W に対して $S/W \leq 0.05$ の範囲では、実験値でも載荷範囲端部の応力が大きくなり (図 6.3.2.9 (3) 極端 saddle 型)、それより更に沈下が増加すると、図 6.3.2.9 (4) のような分布 (saddle 型) となる結果を示している。ただし、遠心模型実験結果を模擬した FEM 解析では、沈下量の大きさに係わらず、極端 saddle 型のような応力分布を示すとしており、図 6.3.2.8 でもこれと同じ傾向が見られる。

なお、基礎地盤に作用する σ_v は、耕土面の許容支持力 q_a を下回っており、4.2.2 で述べた事例において、基礎地盤が支持力破壊を生じなかったことと整合する結果となった。

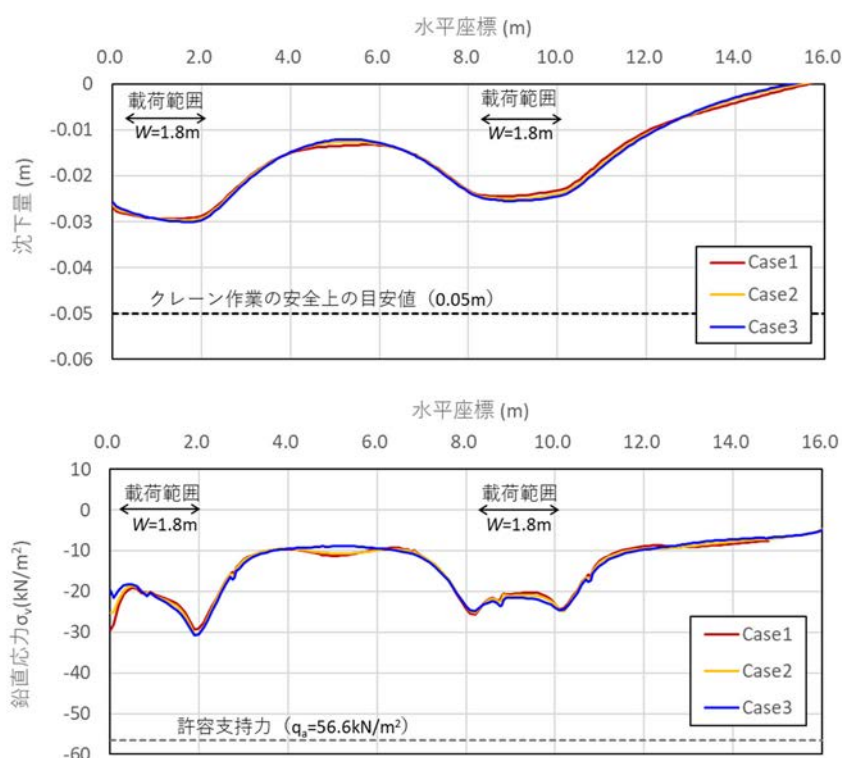


図 6.3.2.8 基礎地盤に作用する鉛直応力 σ_v の分布
(荷重低減係数 0.35、 $S/W = 0.17$)

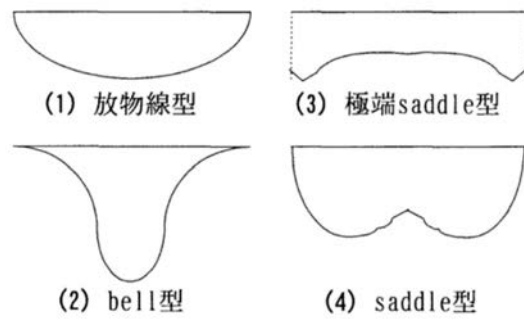


図 6.3.2.9 剛体基礎による載荷範囲直下の応力分布の例¹⁾

(5) 解析上のジオジャケット・シート材の効果

本節では、4.4.3 で述べた格子状補強シート工法の 2 次元解析に関して、断面並行方向のジオジャケット、シート材を省略した場合の影響について検討する。この検討は、解析モデル上の格子状補強シートの有無が、計算結果に及ぼす影響の検証を目的としている。検討ケースを表 6.3.2.2 に示す。これは表 4.4.3.1 に Case4、5、6 を追加したもので、Case4 は断面並行方向のジオジャケットに対応する線形トラス要素を省略したケース、Case5 はそれに加えてシート材も省略したケース、更に Case6 は断面直交方向のジオジャケットも省略したケースである。

基礎地盤の沈下分布、鉛直応力分布を図 6.3.2.10、11 に示す。それぞれの荷重低減係数は 0.35、1.0 である。Case4～6 の沈下量は Case1～3 と比べて大きくなる傾向があり、Case4～6 でもモデル化の省略部分が増えるほど、沈下量が大きくなった。ただし、その差異はごく僅かで、格子状補強シート工法の有効性を左右するほどの違いは見られない。また、鉛直応力に関してはむしろ Case4～6 の方が小さくなる様子も伺われる。このことは、クレーン荷重に対する解析上の沈下抑制効果には、ジオジャケットやシート材の補強効果よりも、覆土の変形係数 E が支配的に作用していることを表している。

図 6.3.2.12、13、14 は荷重低減係数 1.0 の時の Case3、5、6 に関する覆土内部のせん断応力 τ 、平均有効応力 σ_m 、せん断ひずみ γ の分布図で、2 つのアウトリガーのうち、大きな荷重が作用する方の近傍を拡大したものである。格子状補強シートのモデル化の省略の程度に従い、応力やひずみの分布に僅かな違いが生ずるものの、4.3.3 に示した模型実験の再現解析結果 (図 4.3.3.13、14) ほど、明確な違いは生じていない。また、載荷範囲左端に τ がやや大きい領域が形成されているが、 γ は殆ど生じていない。Case ごとに僅かな差異はあるが、載荷範囲の直下全域で σ_m が大きくなる傾向があり、この範囲の覆土は総じて圧縮傾向にあることが伺われる。

表 6.3.2.2 解析ケース

	線形トラス要素 の $E(\text{kN/m}^2)$	備考
Case1	1.9E+07	4.3.2 節と同じ
Case2	3.4E+06	Case3 の 10 倍の値
Case3	3.4E+05	表 2.3.2.2 中、現場 A の結果を適用 (現実に近いケース)
Case4	0.0	断面並行方向のジオジャケットを省略 (シート材のみ考慮)
Case5	0.0	断面並行方向のジオジャケット、シート材を省略
Case6	0.0	断面並行・直交方向のジオジャケットとシート材を省略 (無補強のケース)

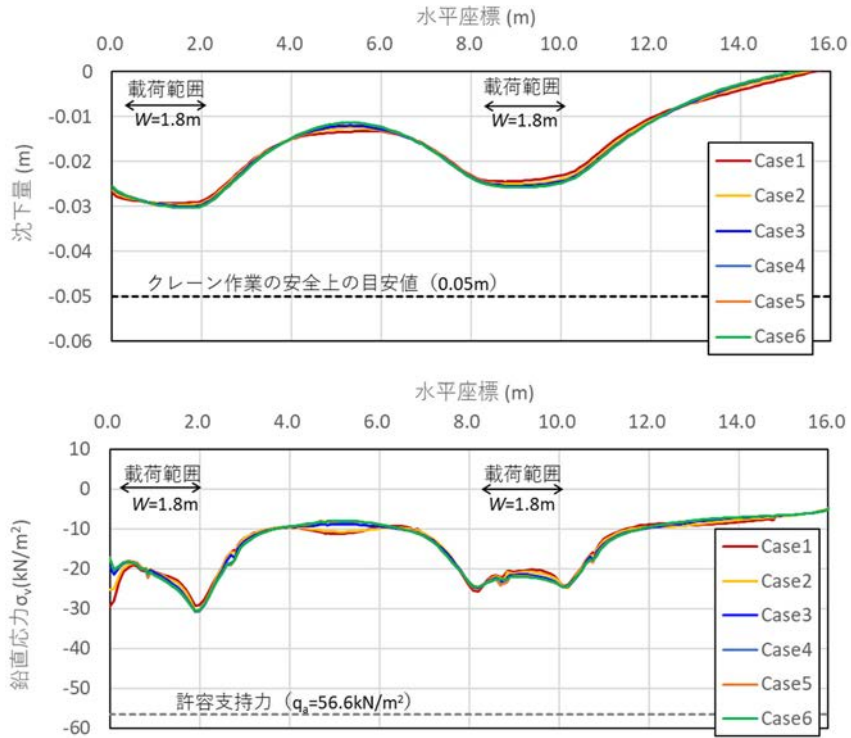


図 6.3.2.10 基礎地盤面の沈下、鉛直応力分布 (荷重低減係数 0.35)

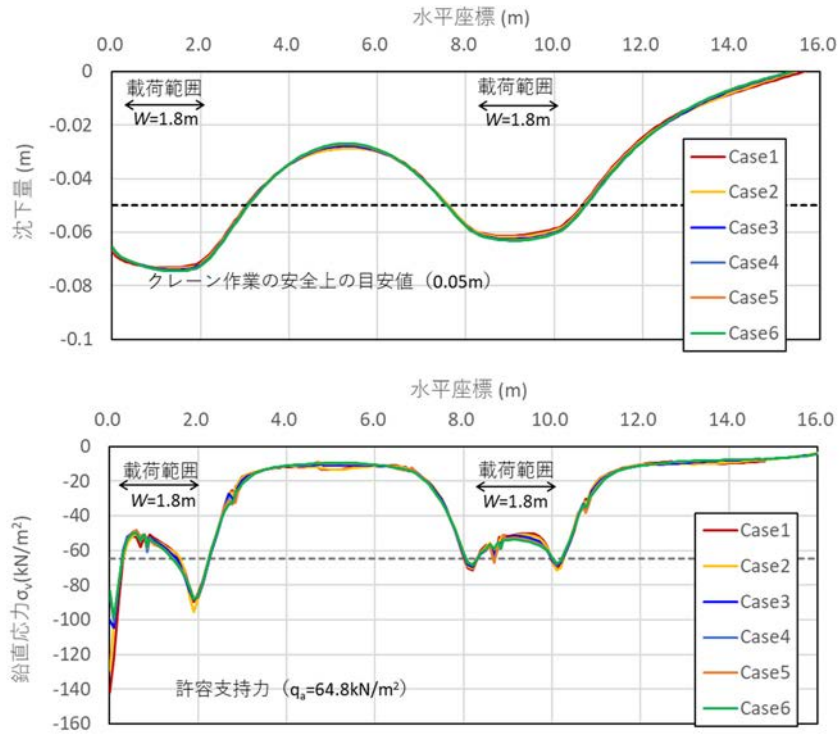


図 6.3.2.11 基礎地盤面の沈下、鉛直応力分布 (荷重低減係数 1.0)

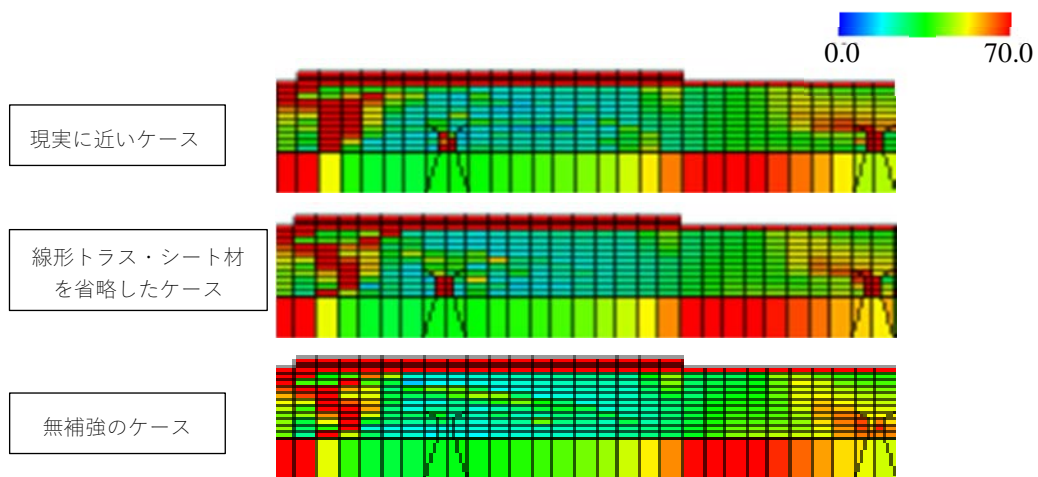


図 6.3.2.12 せん断応力(τ)分布図 (上: Case3、中: Case5、下: Case6、単位: kN/m^2)

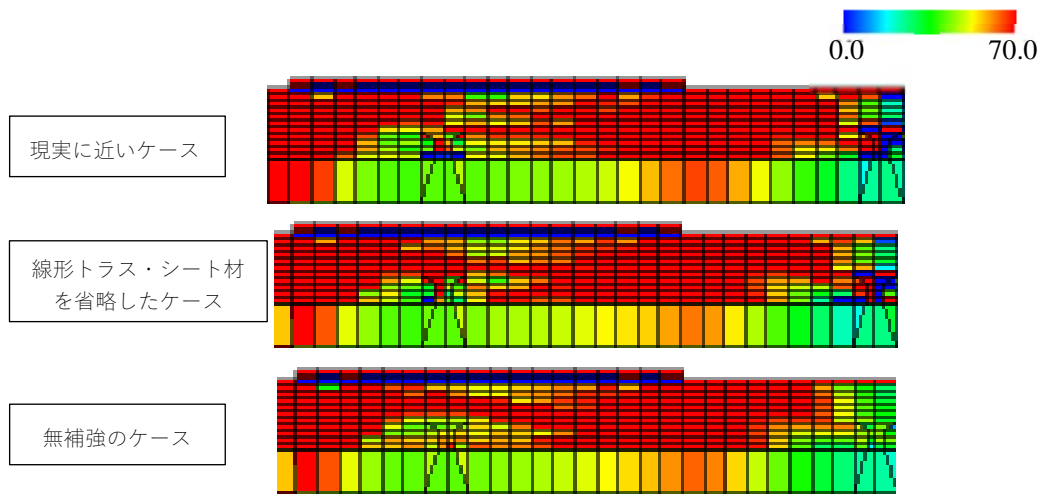


図 6.3.2.13 平均有効応力(σ_m)分布図 (上: Case3、中: Case5、下: Case6、単位: kN/m^2)

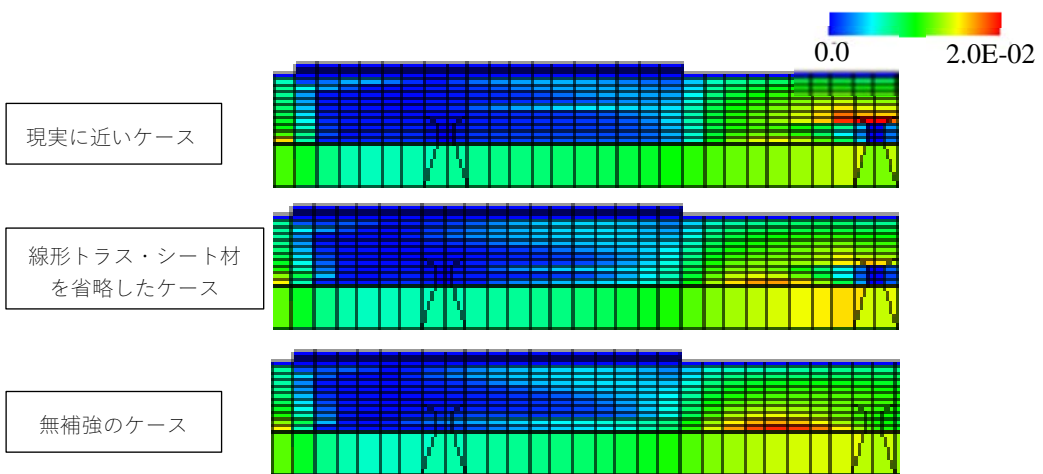


図 6.3.2.14 せん断ひずみ(γ)分布図 (上: Case3、中: Case5、下: Case6、単位: なし)

このように、4.3.3 と異なる結果となった理由として、次の2点が考えられる。

- ・応力レベルの違い
- ・載荷範囲の大きさの違い

まず、実大模型実験では、荷重強度 P の最大値を 800kN/m^2 としたが、クレーン安定対策で想定しているアウトリガー荷重は 140kN/m^2 で、ここに荷重低減係数も考慮している。実大模型実験結果（図 4.3.3.12）では $P=150\text{kN/m}^2$ 付近から P - S 関係に補強の有無による差異が生じていることから、今回想定したアウトリガーの荷重レベルでは補強効果による差異が表れにくかった可能性がある。またクレーン安定対策では、ジオジャケット間隔と載荷範囲の大きさがほぼ等しく、更に覆土上の敷鉄板の影響で荷重が分散する。その結果として図 6.2.3.14 に示したように格子枠内の覆土にせん断変形が殆ど発生していないことも、効果が不明確化した要因となっている可能性がある。図 6.3.2.15 は、Case3、4、6 に関して覆土上部の敷鉄板を無くした時の P - S 関係である。 $P=400\text{kN/m}^2$ 付近から Case3 の沈下量が他のケースを下回るようになり、Case4 と 6 の沈下量はほぼ等しい結果となった。このように荷重レベルを大きくした上で、敷鉄板の荷重分散効果を無くした場合、格子状補強シートが沈下量 S の低減に寄与するようになることが分かる。ただし、その効果が明確化するのには、重機施工基盤として許容される値（ 0.05m ）を大きく上回る沈下レベルに達してからであり、対策の更なる重厚化が必要な状況である。

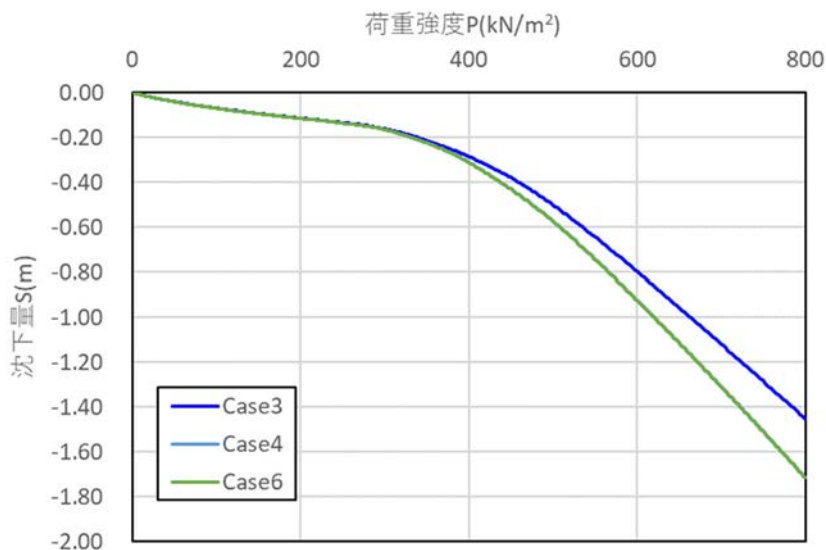


図 6.3.2.15 載荷範囲中央部の荷重強度 P と沈下量 S の関係

一方、図 6.3.2.16、表 6.3.2.3 に示すように覆土の締固め品質は、格子状補強シートの有無で大きく異なるという結果も得られている。表 6.3.2.2 の解析では、覆土の E として路盤相当の E を用いている。このように大きな E を解析用パラメータとして採用するには、覆土に関して路盤相当の締固め品質を確保する必要があるが、軟弱地盤上でそのような締固め品質を確保するのは容易ではない。格子状補強シートの場合、格子枠が締固め中の覆土の水平変位を拘束することで、締固めエネルギーが覆土の密度増加に効率的に作用したことや、シート材の存在によって覆土材の軟弱層中への貫入が防がれるため、覆土について高い締固め品質を確保できるが、格子枠やシート材が無い状態で、高い剛性を持つ覆土を軟弱地盤上に造成することは難しく、Case4~6 のような条件を実現すること自体が不可能である。今回のように、ジオジャケットやシート材を解析モデル上で省略しても、基礎地盤の沈下量や鉛直応力分布に対する影響は軽微となる場合があるが、これを理由として、実施工上も格子状補強シートを省略して良いと判断すべきではない。格子状補強シートを実施工においても省略するのであれば、覆土の変形性能の見直しも併せて行う必要がある。

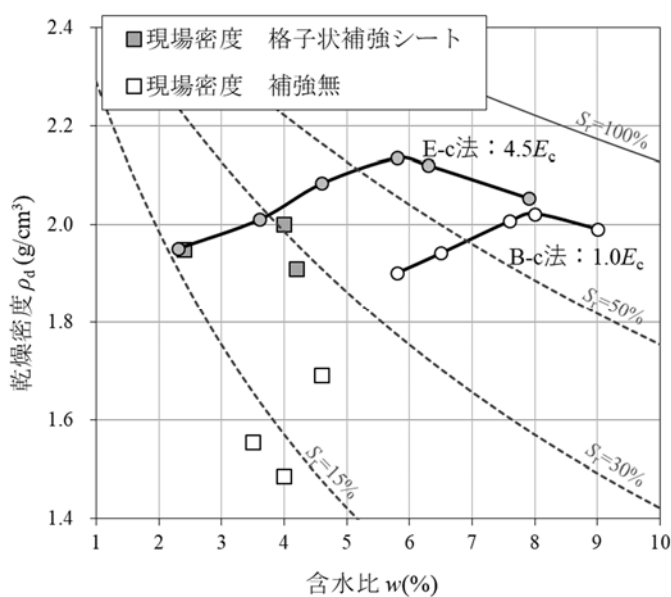


図 6.3.2.16 覆土の締固め品質
(図 5.2.1.11 再掲)

表 6.3.2.3 覆土の締固め品質 (図 6.3.2.16)

	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	締固め度 D_c (E 法)	間隙比 e
格子状補強シート有	1.954	0.95	0.375
補強無	1.578	0.74	0.706

6.4 まとめ

本章では、3～5章で実施した格子状補強シート工法の補強効果に関する検討結果について総括し、今後、本工法を活用する上で補強効果を評価・予測する方法を取りまとめた。本章で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 格子状補強シート工法を用いた表層安定処理の用途として、道路や軌道の路盤補強と工事用重機の安定対策の2つがある。この2つの用途では、想定する荷重の大きさ、沈下量が異なることから、それぞれ別の評価方法を提案した。
- (2) 格子状補強シート工法を用いた路盤補強に関して、3章において格子寸法や覆土厚の選定ノモグラムとして、基礎地盤の N 値と覆土層の地盤反力係数 K_{30} の関係を示した。本章ではこれより更に詳細な条件を反映した検討を可能とする評価フローと解析方法を提案した。本章で提案した検討フローの場合、基礎地盤の弾性係数 E や覆土厚さの効果を上述したノモグラムよりも詳細に考慮することができるため、補強仕様を更に合理的に設定することが出来る。
- (3) 格子状補強シート工法を用いた重機の安定対策に関して、4、5章において変形解析を用いた検討を行った。5章で述べた3次元変形解析を行うことで、クレーンの安定性のみならず、格子状補強シートに用いる各部材の内的安定も照査可能だが、仮設設計のために3次元変形解析を行うことは費用、時間の面で難しい局面も考えられる。このため、実施が比較的容易な2次元変形解析を用いた評価方法を考案した。
- (4) 2次元変形解析ではジオジャケットの内的安定性を直接評価できないため、基礎地盤表面の曲率分布からその内的安定性を評価する方法を提案した。また、同解析結果から、シート材の内的安定性や基礎地盤の安定性を評価する方法も併せて示した。
- (5) 2次元変形解析で、線形トラス要素やシート材のモデル化を省略しても載荷範囲の沈下量の予測結果に及ぼす影響は軽微となる場合がある。軽微となった理由として、沈下抑制効果が覆土の弾性係数 E に大きく依存することや、荷重レベル、載荷範囲と格子間隔の大小関係などが影響している可能性がある。このような解析結果をもとに、格子状補強シート工法を省略することを検討する場合、覆土の弾性係数 E を再設定した上で、変形解析を行うべきである。

参考文献

- 1) 須長誠、関根悦夫：FEM 解析による鉄道強化路盤厚さの検討、土木学会論文集、No.510、VI-26、pp.43-48、1995.
- 2) 日本建設機械化協会：移動式クレーン・杭打機等の支持地盤養生マニュアル、2000.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV 下部構造編、p.309、2012.
- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説-基礎・抗土圧構造物-、pp.5、1992.N値
- 5) 土木学会舗装工学委員会：多層弾性理論による舗装構造解析入門-GAMES (General Analysis of Multi-layered Elastic Systems) -を利用して、舗装工学ライブラリー3、2005.
- 6) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説：p.510、2004.
- 7) 土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた軟弱路床上舗装の設計・施工マニュアル-路床/路盤分離材としての利用-、p.16、2002.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV 下部構造編、p.309、2012. (支持力)
- 9) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説-基礎・抗土圧構造物-、p.5、1992.
- 10) 土木研究センター：ジオテキスタイル補強土工法設計・施工マニュアル
- 11) 熊潔、望月秋利、馬陰峰、平塚正純：二重負荷型双曲線モデルと砂地盤上の帯基礎の支持力特性、土木学会論文集、No.708、III-59、pp.107-116、2002.

7. 結論

本研究では、筒状織物にモルタルを注入して形成する「ジオジャケット」と称する地盤補強材と従来から地盤補強用に用いられてきたシート材を組み合わせた新しい地盤補強工法である「格子状補強シート工法」の開発と実用化に取り組んだ。本工法は、良質土を用いた置換工法や固化材を用いた固化系の地盤改良工法を適用できない条件において、路床や路盤の性能確保や重機の施工基盤の沈下抑制に効果的な工法である。

まず、格子状補強シート工法の特徴の一つである筒状織物にモルタルを注入して形成される地盤補強材「ジオジャケット」に期待可能な補強効果を整理するため、その曲げ耐力について検討した。その結果を踏まえ、格子状に配置されたジオジャケットで補強されたシートが軟弱地盤上の覆土工事で問題となる不同沈下の抑制に効果的なことを実大載荷実験で確認した。さらには格子状補強シート上に施工された覆土の力学性能（地盤反力係数 K_{30} 、沈下抑制効果）が向上することを実規模実験、模型実験によって確認し、数値解析によって補強効果の定量化や補強メカニズムの検証を行った。次いで、これらの検討結果を基に格子状補強シート工法を実工事に適用し、工事の円滑な進捗や安全性の確保に貢献できることを示した。また、これらの適用結果をもとに格子状補強シート工法を有効に活用できる用途や条件を整理し、その補強効果の評価方法を提案した。本研究で得られた知見を以下にまとめる。

1章では、我が国で実用化されている地盤改良工法とその適用先、設計的な考え方を網羅的に取りまとめた。我が国では軟弱地盤の安定対策として1960年代からジオシンセティクス工法が用いられてきた。その補強効果の評価方法に関して幾つかの研究事例があるものの、地盤とジオシンセティクスの相互作用の複雑さから、設計的な考え方が実務に適用可能なほどには整理されておらず、結果として置換工法や地盤改良工法が多用されていることを示した。また、その総括として格子状補強シート工法が貢献すべき技術分野を整理した。

2章では、ジャケットと呼ばれる筒状織物の内部にモルタルを充填して形成する地盤補強材「ジオジャケット」の性能を確認するため、種々の条件で試験用供試体の曲げ試験を実施した。また、ジオジャケットの曲げ挙動のメカニズムを解明するために数値解析によって曲げ試験結果のシミュレートを行った。さらには現場で補強材として使用されたジオジャケットの曲げ挙動を調査し、現場で施工されたジオジャケットに期待可能な補強効果を整理した。これらの結果を踏まえ、ジオジャケットの用途についても検討した。2章で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 載荷履歴を受けたことのないジオジャケットの $M-\phi$ 関係は、曲率が $\phi < 0.05$ の範囲ではモルタルの性能に、それより曲率が大きい範囲ではジャケットの性能に大きく影響を受ける。

- (2) モルタル注入延長が 100m 以内であれば、注入口からの距離が $M-\phi$ 関係に及ぼす影響は少ない。また、支点間距離に応じて $M-\phi$ 関係が変化するため、ジオジャケットの曲げ剛性に期待するような用途ではその影響に注意する必要がある。 $\phi < 1.5$ の領域では材齢が $M-\phi$ 関係に及ぼす影響も小さい。
- (3) 現場施工されたジオジャケットは、施工荷重や覆土荷重によって曲げ変形を受ける。この影響で載荷履歴を受けていないジオジャケットと比べ、 ϕ が小さい領域の $\Delta M/\Delta \phi$ が低下する。ただし、ジャケットの性能が支配的となる ϕ が大きい領域の $\Delta M/\Delta \phi$ は変化しない。この挙動は、載荷履歴を受けないジオジャケットに関する繰返し曲げ試験結果によって説明できる。
- (4) シートを格子状に配置したジオジャケットで補強する格子状補強シート工法は、局所荷重に起因する不同沈下の抑制に効果的である。当工法は軟弱地盤上の重機の走行性確保にも効果的である。

3章では、軟弱地盤表層に格子状補強シートを敷設し、その上を碎石で覆土して道路や軌道の路盤を造成する工法の有効性について、覆土表面の地盤反力係数 K_{30} を指標として検討した。これは、軟弱地盤上に道路や軌道を構築する際、それらの構造の合理化に寄与できる工法である。まず、実規模実験によって、格子状補強シートの補強効果を確認した。次に 2次元弾性 FEM によって実規模実験の再現解析を行い、その結果をもとに基礎地盤の N 値に応じて施工仕様（格子間隔、全覆土厚）を選定するための、ノモグラムを作成した。また実工事における本工法の適用例とその考え方を紹介した。3章で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 軟弱地盤上に敷設した格子状補強シート上の碎石層の地盤反力係数 K_{30} は、格子状補強シートを敷設しない場合と比べて、大きくなる。これによって、軟弱地盤上であっても軌道の強化路盤に関する K_{30} の規格値（110MN/m³）を確保することができる。
- (2) 格子状補強シート上の碎石層の K_{30} は、シートの格子間隔が小さいほど、また碎石層が厚くなるほど大きくなる。前者は格子枠の補強効果、後者は碎石層の荷重分散効果が寄与していると考えられる。
- (3) (2) に述べた効果は 2次元弾性 FEM 解析で表現できる。2次元弾性 FEM 解析によって格子間隔、碎石層厚、基礎地盤の N 値のパラメトリックスタディーを行い、これらが碎石層表面の K_{30} に及ぼす影響を評価するためのノモグラムを作成した。
- (4) 格子状補強シート工法は、軟弱地盤上に仮設の道路や軌道を設置する際、掘削土量の低減や原形復旧の確実性向上に有効である。当工法で補強した仮設軌道を最長で約 7 年供用した実績があるが、供用期間中、安定対策として十分に機能した。
- (5) 各施工事例での K_{30} の実測値と (3) で述べたノモグラムによる K_{30} の予測値は比較적으로一致した。このためノモグラムにはある程度の信頼性があると判断される。しかしな

から、比較事例の数がまだ少ないため、データの集積と比較を通じてノモグラムの妥当性を検証していくことが重要である。

4章では、格子状補強シートで補強した覆土の沈下抑制効果について、実大模型実験によって検討した。また2次元弾塑性FEM解析による実験結果の再現解析を行い、格子状補強シートが覆土の沈下を抑制するメカニズムを検討した。更に、この結果を用いて工事用重機の安定対策を行った事例を紹介した。4章で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 底部を格子状補強シートで補強することで、上載荷重に対する覆土の沈下は低減する。低減の程度は、シート材を単体で用いる従来の表層安定処理工法を上回る。また、格子間隔を密にするほど、低減効果が大きくなる。
- (2) 格子枠が覆土のせん断変形を抑制することで、格子状補強シートと覆土が版状構造（スラブ）のように挙動し、下部の軟弱層に作用するせん断応力が低減されて覆土の沈下が抑制される。この効果は2次元弾塑性FEM解析によって表現できる。
- (3) 2次元弾塑性FEM解析において、解析断面と平行方向に配置されたジオジャケットの補強効果をモデル化する方法として、平面トラス要素を用いて断面直交方向のジオジャケットの変位を拘束する方法を考案した。その際、線形トラス要素の弾性係数 E は、ジオジャケット内部のモルタルの損傷の影響を考慮した値で評価すべきである。
- (4) 重機安定対策のように荷重作用範囲の沈下量が0.05m程度を想定する場合、モルタル損傷の影響でジオジャケットの弾性係数 E が低下しても、格子状補強シートの沈下抑制効果は殆ど変化しない。これは、モルタル損傷の影響をシート材が補うためと推定される。
- (5) 上記(3)(4)の考え方が有効なのは、クレーン安定対策のように覆土面の沈下量が0.05m程度の変形を対象とした場合に限られる。これよりも大きな変形に対して格子状補強シートを適用する場合については、モデル化方法を新たに考案すべきである。

5章では、工事用重機の安定対策に関する現状と課題をまとめた上で、その対策の一つとして限られた範囲に施工した格子状補強シート工法を用いる方法について検討した。クローラークレーンを用いた揚重作業を対象とした3次元変形解析と現場計測結果の比較を通じて本工法の適用効果について検証し、クレーン履帯の沈下抑制対策として本工法が有効に機能する条件について整理した。5章で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 建設労働災害において、重機の転倒が原因の災害は少なくなってきたのはいるものの、完全に根絶されたわけではなく、重機の安定対策は工事の安全確保上、重要な課題である。
- (2) 限られた範囲ではあっても底部を格子状補強シートで補強することで、重機施工基盤の沈下抑制対策として、本工法は有効に機能する。沈下抑制効果は、ジオジャケットやシート材、地盤や覆土の力学性能を適切に考慮した3次元弾塑性FDM解析によって検討することができる。

- (3) 3次元弾塑性 FDM 解析の結果をもとに 90t～350t 級のクローラクレーンを用いた揚重作業時の安定対策として本工法が有効に機能する条件を整理した。格子状補強シートによって履帯沈下を 0.05m 未満とするには、90t 級クローラクレーンの場合は軟弱層厚にもよるが、 N 値=1 から適用できる場合があるが、クローラクレーンの大型化に従って適用可能範囲が限定的となる。ただし、荷重条件や地盤条件を精緻に考慮することで、本検討と異なる結論が得られる可能性はある。
- (4) 3、4 章で述べた結果と異なり、敷設範囲が限定された条件の場合、格子寸法がクレーン安定性に及ぼす影響は僅かとなった。ただし、本検討より広範囲に格子状補強シートを敷設する条件であれば、前章と同様の結論を得られた可能性がある。

6 章では、3～5 章で実施した格子状補強シート工法の補強効果に関する検討結果について総括し、今後、本工法を活用する上で補強効果を評価・予測する方法を取りまとめた。6 章で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 格子状補強シート工法を用いた表層安定処理の用途として、道路や軌道の路盤補強と工事用重機の安定対策の 2 つがある。この 2 つの用途では、想定する荷重の大きさ、沈下量が異なることから、それぞれ別の評価方法を提案した。
- (2) 格子状補強シート工法を用いた路盤補強に関して、3 章において格子寸法や覆土厚の選定ノモグラムとして、基礎地盤の N 値と覆土層の地盤反力係数 K_{30} の関係を示した。本章ではこれより更に詳細な条件を反映した検討を可能とする評価フローと解析方法を提案した。本章で提案した検討フローの場合、基礎地盤の弾性係数 E や覆土厚さの効果を上述したノモグラムよりも詳細に考慮することができるため、補強仕様を更に合理的に設定することが出来る。
- (3) 格子状補強シート工法を用いた重機の安定対策に関して、4、5 章において変形解析を用いた検討を行った。5 章で述べた 3次元変形解析を行うことで、クレーンの安定性のみならず、格子状補強シートに用いる各部材の内的安定も照査可能だが、仮設設計のために 3次元変形解析を行うことは費用、時間の面で難しい局面も考えられる。このため、実施が比較的容易な 2次元変形解析を用いた評価方法を考案した。
- (4) 2次元変形解析ではジオジャケットの内的安定性を直接評価できないため、基礎地盤表面の曲率分布からその内的安定性を評価する方法を提案した。また、同解析結果から、シート材の内的安定性や基礎地盤の安定性を評価する方法も併せて示した。
- (5) 2次元変形解析で、線形トラス要素やシート材のモデル化を省略しても載荷範囲の沈下量の予測結果に及ぼす影響は軽微となる場合がある。軽微となった理由として、沈下抑制効果が覆土の弾性係数 E に大きく依存することや、荷重レベル、載荷範囲と格子間隔の大小関係などが影響している可能性がある。このような解析結果をもとに、格子状補強シート工法を省略することを検討する場合、覆土の弾性係数 E を再設定した上で、変形解析を行うべきである。

最後に、本研究が残した課題を以下にまとめる。

2章では、ジャケットを構成するポリエステル繊維のアルカリ劣化の影響について述べた。曲げ試験の結果から、ジオジャケットに0.1m程度のたわみが生じた場合でもジャケットが直ちに破断することは無く、また格子状補強シート工法の用途を工専用仮設に限定していることから、アルカリ劣化現象は補強性能に深刻には影響しないと考えられる。ただし、格子状補強シートを恒久構造物の安定対策として用いる場合は、ポリエステルのアルカリ劣化促進試験などを通じて劣化速度を予測し、耐久年数を予測することが重要である。あるいは、アルカリ環境下で劣化しない材料(ビニロン繊維)を用いることも検討する必要がある。

3章では、軟弱地盤上での路盤構築に格子状補強シート工法を用いる上で、施工仕様を決定するノモグラムを提案した。施工事例で確認した地盤反力係数 K_{30} の実測値とノモグラムの予測値は比較的一致する結果となったが、実測値の数も少ないため、今後もデータ集積を継続することが重要である。また本工法を路床・路盤に用いることで、それらの剛性が面的に不均一化することになる。これまでは工事用の仮設構造物として本工法を適用してきたが、恒久構造物として用いる際は剛性の面的な不均一性の影響(例えば、基礎地盤の長期的な不同沈下)についても検討する必要がある。

4章に示した適用事例では、ジオジャケットを平面的に展開して得られる補強効果を2次元断面で表現するために、断面並行方向のジオジャケットの補強効果を線形トラス要素で表現した。重機安定性の確保の目安となる沈下量=0.05mを対象とした解析では、線形トラス要素の弾性係数 E を覆土施工中のモルタル損傷の影響を考慮して設定すべきと結論づけたが、それよりも沈下量が大きくなると格子状補強シートの補強効果を過小評価する可能性がある。これを避ける方法の一つに、線形トラス要素の E を疑似的に大きく評価する方法が考えられるが、本研究よりも大きな変形領域の格子状補強シートの挙動には未解明のことが多く、検討の余地が残されている。また4章の解析では地盤補強材(ジオジャケット、シート材)と地盤材料(覆土材、軟弱地盤)要素で節点を共有化したが、大変形領域ではこれらに相対変位が生ずる可能性や、交差部の2本のジオジャケットの分離が生ずる可能性がある。交差部でジオジャケット同士が分離した場合、両者の相互作用を線形トラス要素でモデル化すること自体が適切でなくなるため、この方法が適用可能な変形レベルの上限についての検討が必要である。

5章では、90t~350t級クローラークレーンの安定対策として格子状補強シートが有効に機能する条件を整理した。本研究で格子状補強シートを敷設面積や施工基盤の厚さ、軟弱地盤の層厚や力学性能を本研究よりも精緻にモデル化することで、格子状補強シート工法を活用できる条件を拡大できる可能性がある。また、図5.3.2.1のように対称性を考慮した3次元モデルを使用する場合、地盤の変形解析では側方境界の水平変位を固定することが一般的で、本検討でもそれに倣って境界条件を設定した。ただし、ジオジャケットに関しては曲げ変形に伴い伸び挙動を生ずる。本研究ではこの影響を考慮せず、ジオジャケットの水平変位も固定したが、本検討よりも大きな変形を想定した解析では、ジオジャケットの伸び挙

動の影響についても注意を払うべきである。

6章では、路床や路盤、建設重機の施工基盤の補強に格子状補強シート工法を用いる場合の補強効果の評価方法を提言した。本工法を重機の施工基盤の沈下対策として用いる上で、ジオジャケットの内的安定性を確認するための曲率照査方法を提案した。その際、ジオジャケットの曲げ実験や解析の結果を考慮し、ジオジャケットの許容曲率 ϕ_a を設定した。本研究ではジャケットに発生する許容引張ひずみ ϵ_a を、破断ひずみに対して $F_s=1.5$ を考慮したが、本来はアルカリ劣化の影響や覆土施工によるジャケットの損傷の影響を体系的に整理した上で設定すべきである。また、4章で述べた解析結果に関して格子状補強シートを構成する部材のモデル化を段階的に省略した解析結果も示したが、各部材のモデル化の有無に関わらず、クレーンアウトリガーの沈下量の解析値にはわずかな違いしか生じなかった。この理由として、載荷範囲と格子間隔の大小関係や敷鉄板による荷重分散効果によって、覆土内にせん断変形が発生し難い条件だったことが影響している可能性がある。ただし、当解析で設定したほど大きな弾性係数 E を確保するには、軟弱地盤上の覆土に対して道路や軌道の路盤と同等の締固め品質を付与する必要がある。格子状補強シートは覆土の締固め品質の向上に寄与している可能性があり、一部それを裏付けるようなデータも得られている。ただし、これに関しては得られているデータ数も限られていることから、更なる検討が必要と思われる。

付録. 格子状補強シートを用いた土構造物の液状化対策に関する遠心模型実験

本章では4.4.3で紹介した格子状補強シート工法による液状化対策に関する遠心模型実験の実施背景や目的、実験結果について述べる。

付 1.1 研究の背景と本章の構成

2011年の東日本大震災を契機として、道路や堤防、防潮堤といった社会資本に関して、外力などに対する粘り強さといった観点での議論が行われるようになった。その結果、防潮堤に関しては、津波が越流した場合でも直ちに崩壊しないこと、道路盛土については、地震によって一時的に機能を喪失したとしても容易に復旧できること、といった性能が着目されるようになった。

東日本大震災の被害事例でも、地盤の液状化に起因するものが多数報告されているが、その多くは液状化対策が実施されていない箇所で発生している¹⁾。言い換えれば、適切に液状化対策が施された構造物では被害が殆ど生じておらず、これまで我が国で培われてきた対策技術が一定の効果を示したと言える。液状化対策として一般的なサンドコンパクションパイル工法や固化系の地盤改良工法は、設計的な考え方や機能が明確に整理されており、対策効果も実証されている。ただし、堤防や道路といった長い延長を持つ構造物では、対策工の施工数量も莫大となるため、その実施に当たっては極めて大きな経済的負担を事業者が強いることになる。

既存の液状化対策工法は、軟弱地盤を締め固めたり、固化させたりすることで、液状化強度を高め、その発生を抑制することを目的としたものが多いが、対策工の目的を、①外力に対して壊滅的な破壊を生じない、②機能を容易に回復できるようにする、といったように見直した場合、液状化の発生を許容しつつ、これに随伴する変状を軽微なレベルに留めるといった対策の在り方も考えられるようになる。構造物の重要度に応じて対策工への要求性能を選定できるようになれば、これに要する事業者負担の軽減にも寄与できることになる。

2.4.3でも述べたように、格子状補強シートは局所荷重に起因する軟弱地盤の不同沈下の抑制に有効である。これは液状化層上に施工された盛土構造物の地震による変状抑制にも寄与可能と考えられ、4.4.3で述べた遠心模型実験はまさにその効果の検証を目的として行ったものである。本章ではこの遠心模型実験に関して以下の構成で述べる。

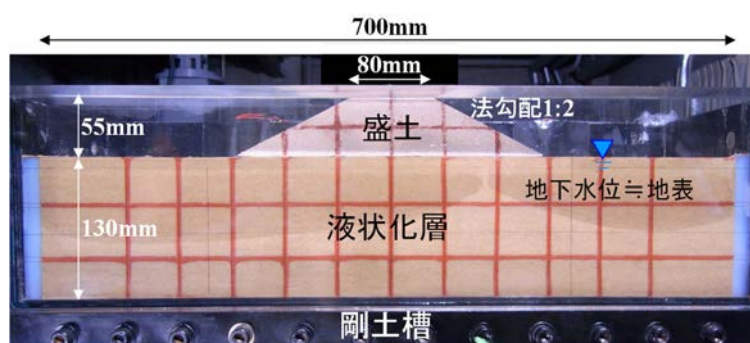
- ・遠心模型実験の概要と結果（付 1.2）
- ・遠心模型実験結果の再現解析（付 1.3）
- ・検討結果の活用事例（付 1.4）

付 1.2 遠心模型実験

付 1.2.1 実験概要

(1) 模型概要

付図 1.2.1.1 に実験模型を示す。同図中の寸法は模型サイズである。緩い飽和砂地盤上に建設された盛土を含む模型地盤を鋼製の剛性土槽内に作成した。土槽の内寸は、幅 700mm、高さ 185mm、奥行き 200mm で、模型内部の側壁と模型地盤の間にシリコンゴム製の緩衝材を設置し、土槽壁面の影響緩和を図った。模型土槽前面はアクリルプレートで形成されており、模型内部の変状を観察できるようになっている。当模型地盤に対し、50G の遠心加速度場で加振実験を行い、地盤の変状や盛土の損傷状況を観察した。加振は付図 1.2.1.1 の左右方向に水平に実施した。

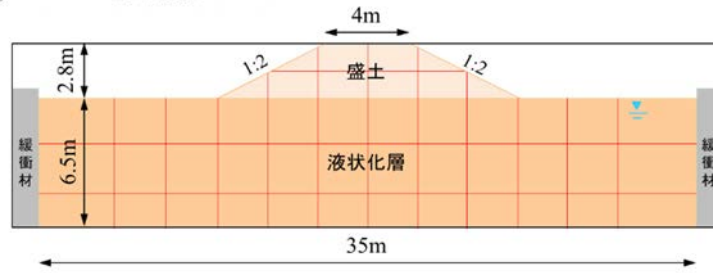


付図 1.2.1.1 実験模型の例 (CASE1)

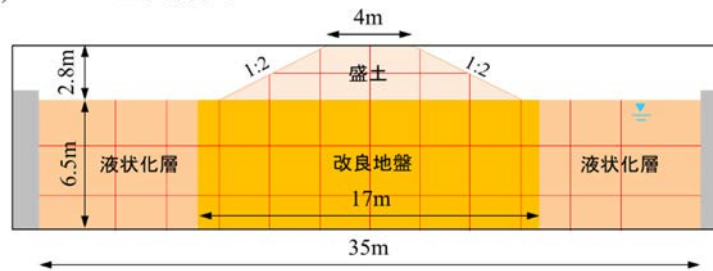
(2) 実験ケース

実験ケースを付図 1.2.1.2 に示す。以降、特に断りが無い限り、本文や図中の寸法は模型寸法を 50 倍した実物換算値を示す。CASE1 は層厚 6.5m の液状化層上に高さ 2.8m の盛土を配置した無対策のケースである。CASE2 は盛土直下の液状化層すべてをサンドコンパクションパイル工法のような締固め工法によって液状化対策を施した場合を想定している。また、CASE3 は液状化対策範囲を盛土法尻付近に限定し、対策費の合理化を図った場合を想定している。改良範囲の高密度化によって液状化の発生を抑制すると同時に、液状化に伴う側方流動や盛土のすべり破壊への抵抗性を改善したものである。一方、CASE4 は基礎地盤への対策は行わず、格子状補強シートによって盛土底部を補強し、液状化による不同沈下の抑制を狙ったもので、CASE5 は CASE3 と 4 を併用したものである。

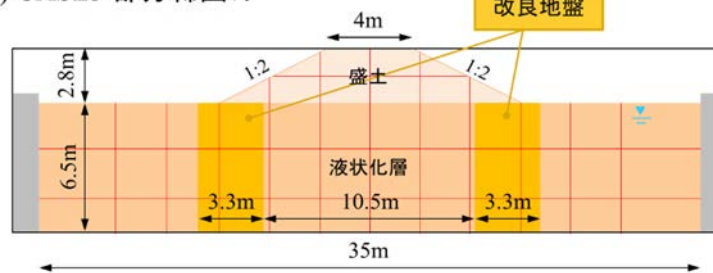
a) CASE1 無対策



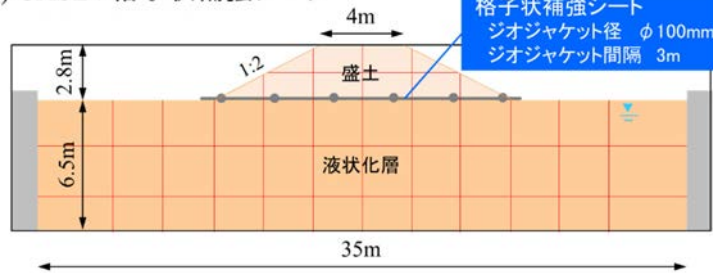
b) CASE2 全面締固め



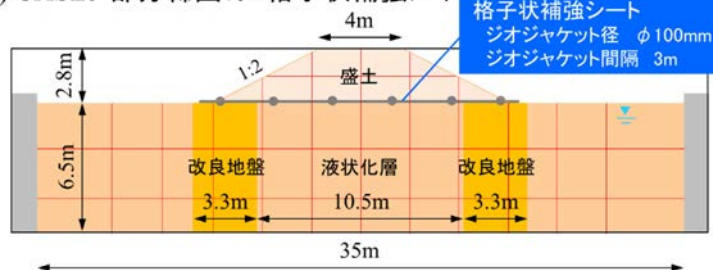
c) CASE3 部分締固め



d) CASE4 格子状補強シート



e) CASE5 部分締固め+格子状補強シート



付図 1.2.1.2 実験ケース

(3) 模型概要と作製方法

a) 液状化層

豊浦砂を用いた空中落下法によって相対密度 $D_r=55\%$ の液状化層を作製した。作製後、真空槽内で動粘度 50cSt のシリコンオイルを土槽底盤から地表面まで浸透させて、飽和させた。詳細は後述するが液状化層内の各 6 か所に加速度計、間隙水圧計を設置した。

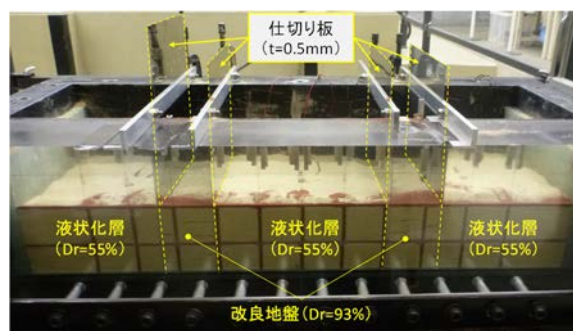
b) 盛土

盛土模型は豊浦砂とカオリン粘土を乾燥質量比 10 : 1 で混合した材料を、含水比 $w=18\%$ で締め固めて作製した。粘土の混合は、加振時に表層の崩落防止のための粘着力付与を目的としている。土槽内で盛土模型の締め固めを行った場合、液状化層の密度が変化する恐れがあったため、盛土寸法と等しい内寸の亚克力製型枠内で締め固めを行った。その際、A-c 法 (1E_c) で得られた最大乾燥密度 ρ_{dmax} に対し、締め固め度 D_c が 92% となるようにした。締め固めの完了後、盛土模型を冷凍庫内で凍結させ、凍結完了後に脱型し、液状化層上にこれを設置した。盛土設置から遠心模型実験まで室温環境下で 12 時間以上放置して、盛土模型を解凍した。

c) 改良地盤

改良地盤は、豊浦砂と珪砂 4 号を乾燥重量比 9 : 1 で混合した材料を用い、空中落下法によって作製した。CASE3 における模型地盤の作製状況を付図 1.2.1.3 に示す。改良範囲を厚さ 0.5mm (実寸法) の仕切り板で区切り、改良地盤と液状化層がほぼ同一高さとなるように作製高さを制御した。地盤作製完了後に仕切り板を撤去した。

模型地盤の物理特性を付表 1.2.1.1 に示す。



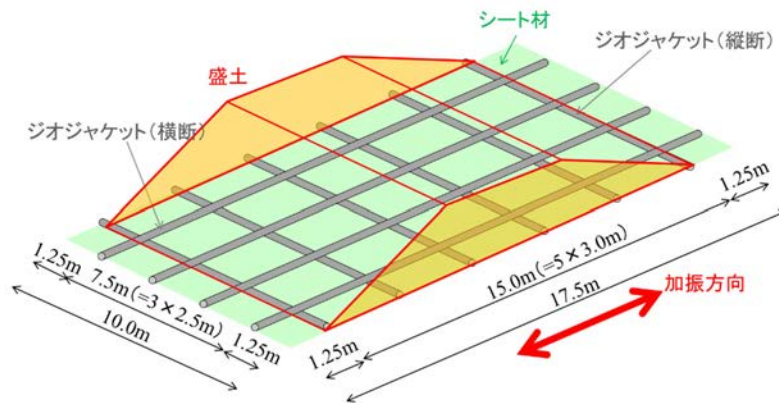
付図 1.2.1.3 模型地盤の作製状況 (CASE3)

付表 1.2.1.1 模型地盤の物理特性

	液状化層	盛土	改良地盤
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.642	2.642	2.637
細粒分含有率 F_c (%)	0.4	9.5	0.0
湿潤密度 ρ_s (g/cm ³)	1.907	1.849	2.017
間隙比 e	0.777	0.686	0.587
相対密度 D_r (%)	54.7	—	92.6

d) 格子状補強シート

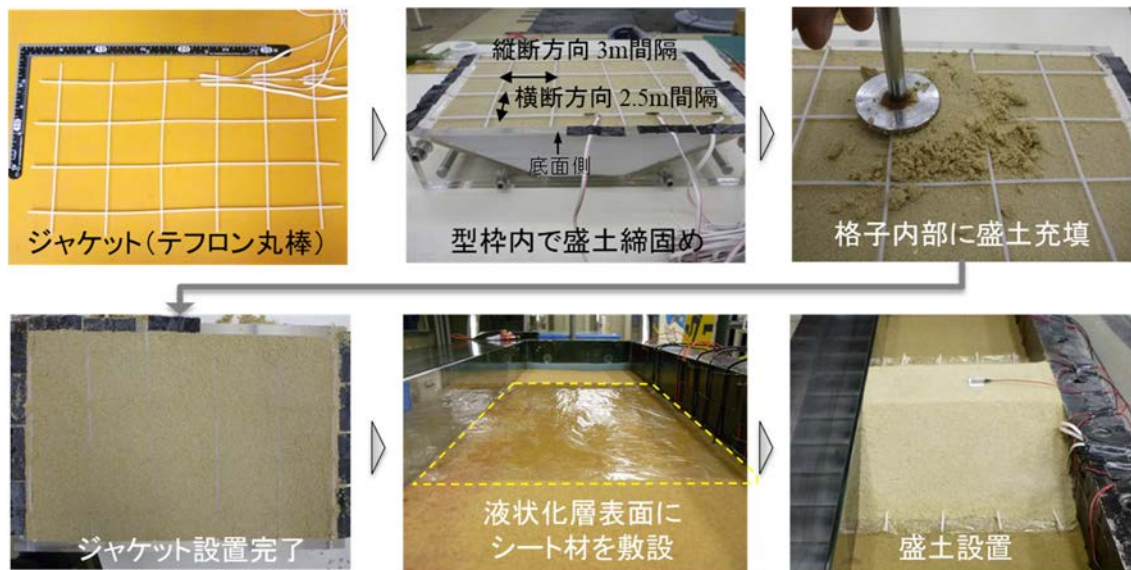
格子状補強シートのジオジャケットは、盛土の縦断（延長）方向を 3m 間隔、盛土の横断方向を 2.5m 間隔として、本編で述べたものより大きな格子間隔（3m×2.5m）とした（図 1.2.1.4）。格子状補強シートの模型のうち、シート材については引張弾性係数 E_t 、ジオジャケットについては曲げ剛性 EI が実物と同等となるよう、付表 1.2.1.2 となるように作製した。模型地盤上へのジオジャケットの設置手順を付図 1.2.1.5 に示す。所定の格子間隔となるようにテフロン丸棒を配置し、交差部を接着剤で軽く接着して格子枠模型を作製した。格子枠模型を盛土底部に設置して、その格子枠内に盛土材を締め固めて充填した後、これを凍結させた。一方、液状化層の表面にポリプロピレン製のフィルムを予め配置しておき、凍結した盛土模型をこの上に設置して、模型地盤を作製した。



付図 1.2.1.4 格子状補強シートの配置（寸法：実物換算値）

付表 1.2.1.2 格子状補強シートのモデル化

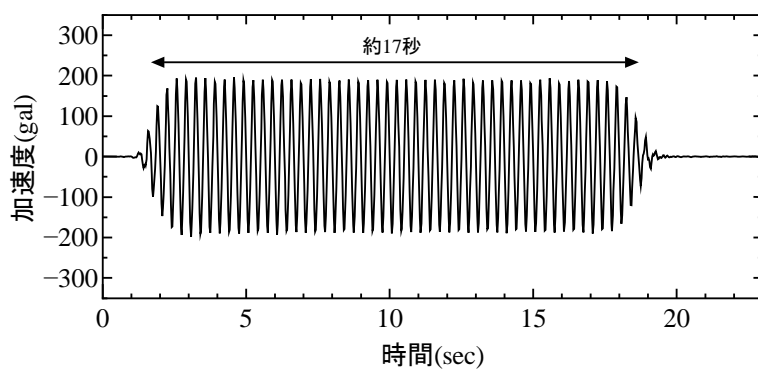
部材	項目	模型（実物換算値）	実物
シート材	材料	ポリプロピレンフィルム	ポリエステル織布
	厚さ t (m)	7.5E-05 (3.8E-04)	(3.5E-04)
	引張弾性係数 E_t (MN/m ²)	2.0E+03 (2.0E+03)	1.17E+03
ジオジャケット	材料	テフロン®丸棒	モルタル+ジャケット
	直径 ϕ (m)	0.002 (0.1)	0.1
	弾性係数 E (MN/m ²)	533 (533)	640 (表 2.3.2.2 現場 B)
	曲げ剛性 EI (kN・m ²)	4.19E-07 (2.62)	3.15 (表 2.3.2.2 現場 B)



付図 1.2.1.5 格子状補強シート模型の作製手順

(4) 入力波

入力波として、付図 1.2.1.6 に示す正弦波（振幅 200gal、周波数 3Hz、継続時間約 17 秒）を用いた。



付図 1.2.1.6 入力波

付 1.2.2 実験結果

(1) 液状化層の加速度、過剰間隙水圧の挙動

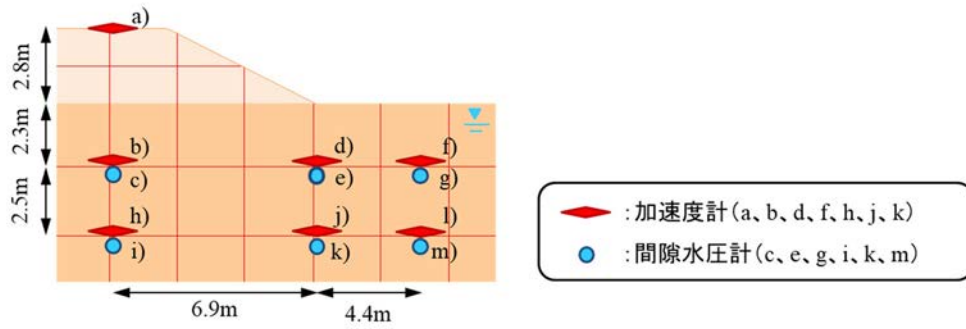
付図 1.2.2.1 に液状化層内の加速度計、間隙水圧計の配置を示す。盛土中央、盛土法尻ならびに盛土法尻から離隔 4.4m の 3 地点において、深さ 2.3、4.8m の計 6 か所に計測機を設置した。また加速度計は盛土の天端にも設置した。

付図 1.2.2.2 に 1 回目の加振時に得られた加速度、過剰間隙水圧の時刻歴を示す。CASE1 と 4、CASE3 と 5 は格子状補強シートの有無が異なるのみで、ほぼ同じ地盤構造を有している。このため、加速度や間隙水圧の応答がほぼ等しくなったことから、この図には CASE2、4、5 の結果のみを示した。過剰間隙水圧の時刻歴に併記した σ'_{v0} は盛土重量を考慮した初期有効鉛直応力である。

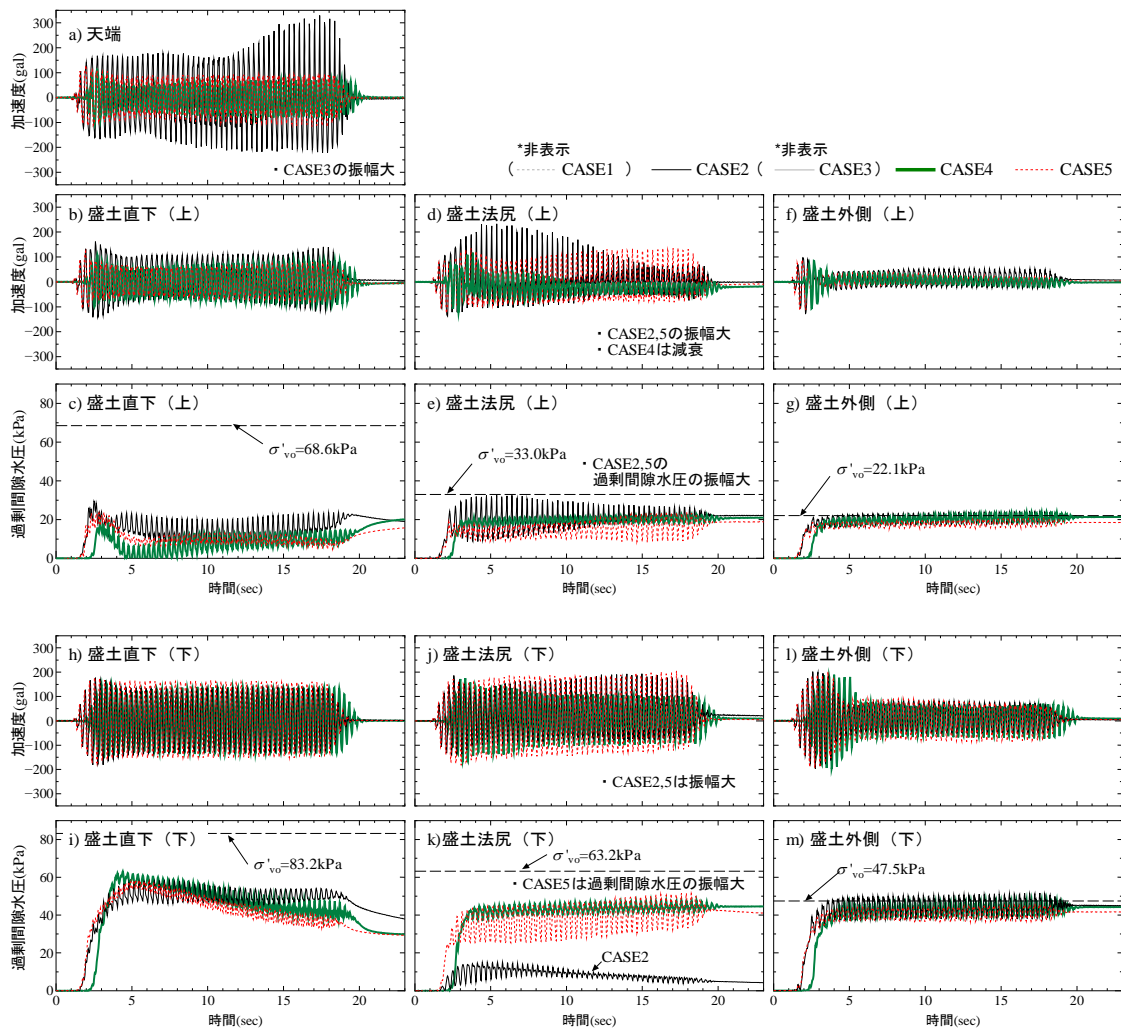
まず、盛土外側の地盤ではいずれのケースも同様な挙動を示しており、加振中の加速度の低下 (f、l) と過剰間隙水圧の σ'_{v0} 付近までの上昇 (g、m) から、液状化が生じたと判断できる。

一方、盛土下部地盤の過剰間隙水圧比の最大値は浅部で 0.5 (c)、深部で 0.7 で (i) となり、いずれのケースでも完全な液状化には至っていない。CASE4、5 では 4~5 波以降で加速度振幅が低下する様子が見られたが、盛土直下を全て改良した CASE2 では加速度振幅はほぼ一定で推移し、結果として、盛土天端の最大加速度振幅も他のケースより大きくなった。

盛土法尻に着目すると、改良を実施していない CASE4 では加速度の減衰が生じているのに対し (d、j)、盛土直下全域を改良した CASE2 では過剰間隙水圧の上昇が抑制された (e、k)。また、改良範囲を法尻に限定した CASE5 では CASE4 と比べて過剰間隙水圧の振幅が大きくなり、サイクリックモビリティ的な現象が生じている。また、CASE2、5 とともに法尻部の加速度振幅が加振中も一定の大きさを維持しており、液状化に伴う剛性低下の兆候は見られない。



付図 1.2.2.1 加速度計、間隙水圧計の配置



付図 1.2.2.2 加速度、過剰間隙水圧の時刻歴

(2) 加振後の地盤変状

遠心模型実験後の模型写真と地盤変状に関する監察結果の模式図を付図 1.2.2.3 に示す。ケースごとの地盤変状の観察結果を以下にまとめる。

a) CASE1；無対策

液状化層は盛土直下から側方に向けて大きく変形した。盛土底部は円弧状の不同沈下を生ずるとともに、外側に向けて水平に変位した。また、盛土底部から天端に向かう亀裂が多数発生し、そのうちの一つは底面から天端まで貫通した。

b) CASE2：全面改良

CASE1 と比べて盛土直下地盤の変状は小さく、盛土の沈下も軽微となった。一方で盛土天端、法面には CASE1 と同程度の数の亀裂が発生している。地盤改良によって地震力の減衰の影響が低下し、盛土に大きな慣性力が作用した影響と考えられる。地震動の増幅特性は地盤の諸条件（工学的基盤の深さ、盛土高さ、入力波）に依存し、改良地盤が必ずしも盛土の損傷を助長するとは限らないが、液状化対策を検討する上では注意が必要と考えられる。

c) CASE3：部分改良

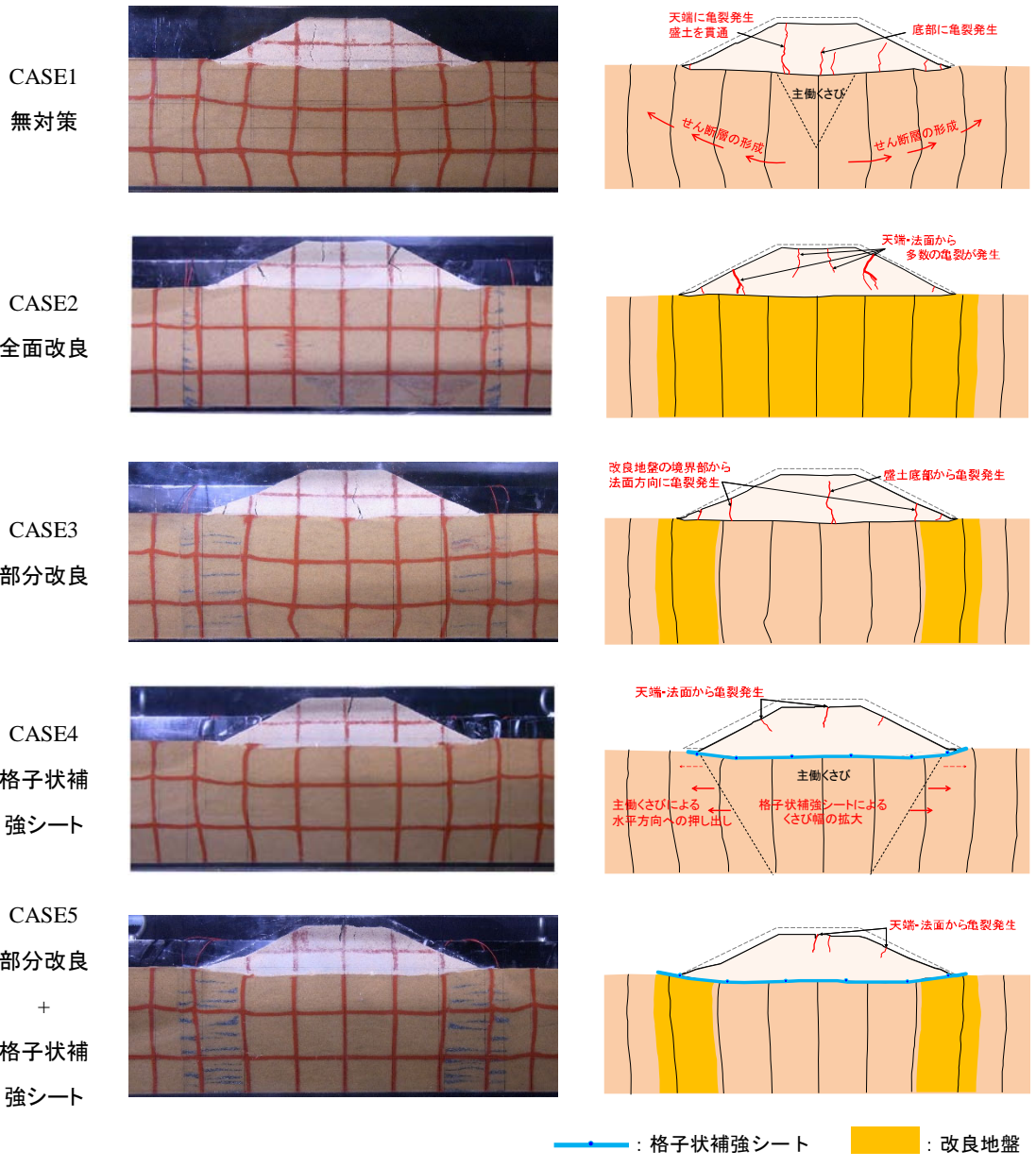
液状化層の側方変形が法尻部の改良地盤によって軽減され、盛土の沈下も CASE1 より小さくなった。ただし、盛土底部の改良地盤の内側境界から盛土法面に貫通する亀裂が発生しており、改良地盤と液状化層の沈下量の相違（不同沈下）が、盛土の損傷要因となっていることが分かる。

e) CASE4：格子状補強シート工法

CASE1 や 3 で確認された盛土底面から発生した亀裂は認められず、盛土は概ね初期の形状を維持したまま一様に沈下した。盛土表面にいくつかの亀裂がみられるが、CASE2 に比べ、規模、数ともに軽微である。

f) CASE5：部分改良+格子状補強シート

改良地盤に格子状補強シートの引張抵抗が付与されたことで、CASE3 と比べ、盛土法尻の水平変位が軽減した。また、CASE3 で確認された改良地盤の内側境界から発生した亀裂も解消しており、全ケース中、盛土の損傷や変状が最も軽微となった。



— : 格子状補強シート ■ : 改良地盤

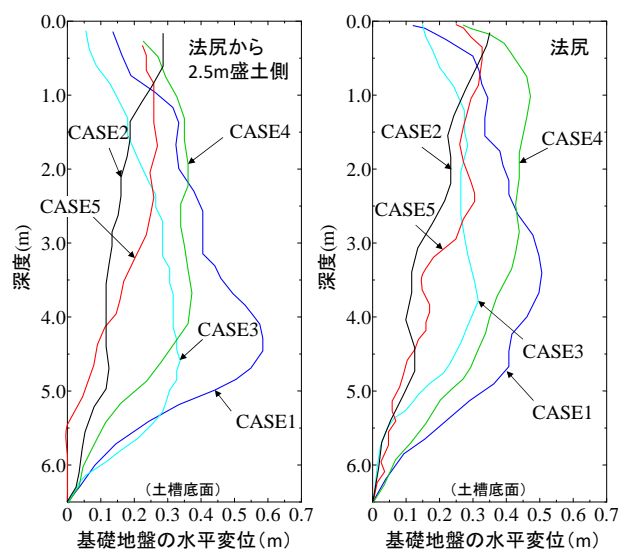
付図 1.2.2.3 2 回目の加振後の模型地盤の状況

(3) 実験結果のまとめ

遠心模型実験結果から、格子状補強シートには2つの効果が期待できると考えられる。

a) 不同沈下の抑制

格子状補強シートで底部を補強した盛土は、加振後も盛土底面が直線状を保持している。これは、ジャケットの曲げ剛性とシートの引張抵抗が盛土の不同沈下を抑制した効果によるものと考えられる。この効果は、付図 1.2.2.4 に示す基礎地盤の水平変位分布にも現れている。付図 1.2.2.4 は2回目の加振後の写真から読み取った盛土基礎地盤の水平変位の深度分布で、格子状補強シートの有無によって分布傾向に明瞭な差が現れていることが分かる。格子状補強シートが設置されていない CASE1、3 では水平変位の深度分布が弓型を呈し、液状化層の中～下層で水平変位が最大となる。一方、格子状補強シートを設置した CASE4、5 では水平変位が浅層部で最大となり、深度方向にこれが単調減少する傾向を示している。つまり、格子状補強シートを敷設しない場合は、盛土底面に作用する荷重分布は非一様で、CASE1 では荷重の大きな盛土中央付近に比較的小さな主働くさび領域が形成され、水平変位の最大深度を通るすべりモードが形成されたことが推察される(付図 1.2.2.3、CASE1)。一方、格子状補強シートで補強した場合は、その荷重分散効果によって盛土底面に作用する荷重分布が平準化され、局所的な破壊が防止されると同時に、より広い範囲に盛土荷重が分散する。その結果、CASE1 よりも大きなくさび領域が形成され、盛土直下では基礎地盤の一次元的な圧縮が、盛土外側の浅層部では主働くさびによって側部地盤が水平方向に押し出されるモードが顕在化したと考えられる(付図 1.2.2.3、CASE4)。また、CASE5 では格子状補強シートと部分改良の複合構造が互いの変形抑制効果を補完しあった結果、基礎地盤を全面改良した CASE2 に匹敵するほど、水平変位が抑制される結果となった。



付図 1.2.2.4 基礎地盤の水平変位分布

b) 盛土の損傷抑制

格子状補強シートを敷設した CASE4、5 では CASE1、3 で確認された盛土底面の亀裂は確認されなかった。これは、格子状補強シートの引張抵抗が盛土底部の水平変位を抑制した影響と考えられる。この効果は、盛土の安定性確保だけでなく、構造物機能の維持や補修性の向上にも本工法が寄与できることを示している。

また、CASE3 特有の改良範囲の内側端部から発生した盛土の損傷が CASE5 で解消されたのは、本工法の不同沈下抑制効果が、部分改良によって生じる地盤の沈下差を緩和した影響と考えられる。

付 1.3 遠心模型実験結果の再現解析

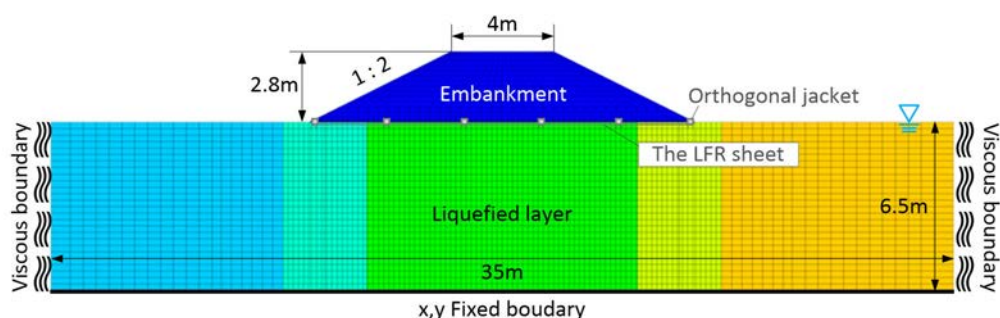
付 1.3.1 再現解析の目的

遠心模型実験の結果、格子状補強シートは、液状化層上に建設された盛土の不同沈下抑制や損傷防止に効果を有していることが分かった。本工法の液状化対策工法としての設計法を構築するには、まず、その補強効果を定量的に評価する方法の確立が必要である。そこで、遠心模型実験結果の再現解析を実施し、FEM 解析における格子状補強シート工法のモデル化方法を検討することとした。

付 1.3.2 解析方法

(1) 解析モデル

本検討では、井合らが提案したサイクリックモビリティの効果を考慮可能な構成モデル²⁾を採用している 2次元有効応力解析プログラム「FLIP」を使用した。解析モデルを付図 1.3.2.1 に示す。これは遠心模型実験の CASE4 に対応するものである。モデル底部の変位は固定した。遠心模型実験では土槽と模型地盤の境界に緩衝材を設置したことから、解析モデル側部には、粘性境界を適用した。また、加振後の過剰間隙水圧消散に伴う体積圧縮の影響について検討するため、石原ら³⁾が提案した液状化によって生じた最大せん断ひずみ γ_{max} と過剰間隙水圧の消散によって生ずる体積ひずみ ε_v の関係に基づく変形解析を別途実施し、これを加振によって生じた塑性変形に加算して、加振後の変状評価を試みた。入力波は付図 1.2.1.6 と同じもの（振幅 200gal、周波数 3Hz、継続時間約 17 秒）を用いた。



付図 1.3.2.1 解析モデル

(2) 解析パラメータ

解析パラメータを付表 1.3.2.1 に示す。これらのパラメータは非排水繰返し三軸試験結果を基にした要素シミュレーションによって決定した³⁾。また不飽和状態にある盛土の粘着力 c と液状化層が非排水条件で発揮できる最大せん断応力を表す S_{us} は、CASE1 に関するパラメトリックスタディーから決定した。

表 1.3.2.1 解析パラメータ

			盛土	液状化層
密度	ρ_t	(kN/m ³)	18.1	18.8
間隙率	n		0.407	0.437
基準初期せん断剛性	G_{ma}	(MN/m ²)	56.4	37.5
基準体積弾性係数	K_{ma}	(MN/m ²)	147.2	97.9
基準平均有効応力	σ_{ma}	(kN/m ²)	20.0	0.0
拘束圧依存指数	mG 、 mK		0.5	0.5
せん断抵抗角	ϕ_f	(deg.)	39.7	36.2
粘着力	c	(kN/m ²)	20.0	0.0
履歴減衰上限値	h_{max}		0.24	0.24
変相角	ϕ_p	(deg.)	—	28.0
液状化パラメータ	w_1			1.70
	p_1			0.60
	p_2			1.10
	c_1			1.79
	S_1			0.005
非排水せん断強さ	S_{us}	(kN/m ²)		34.0

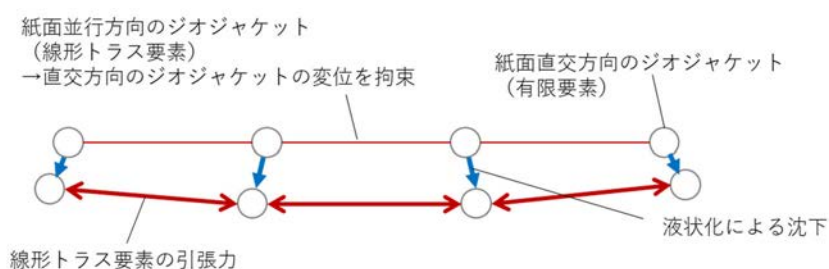
(3) 格子状補強シートのモデル化

平面ひずみ条件で格子状補強シートの補強効果を考慮するため、4.4.2 と同様の考え方で格子状補強シートをモデル化した。つまり、断面直交方向のジオジャケットはモルタル相当の剛性を持つ弾性体で、断面並行方向のジオジャケットは線形トラス要素でモデル化した。線形トラス要素の引張弾性係数 E_t は、ジオジャケットの弾性係数 E と単位奥行き当たりのジオジャケットの断面積 A の積 ($E_t = E \cdot A$) で与えた。平面並行方向のジオジャケット ($\phi = 0.01\text{m}$) は 2.5m 間隔で配置されていることから、

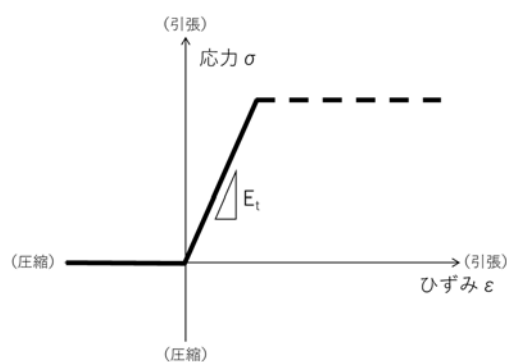
$$A = (\pi \cdot 0.01^2 / 4) / (0.01 \times 2.5) = 0.001 \pi$$

となる。

なお、シート材についても 4.2.1 で述べた解析と同様に線形トラス要素によってモデル化した。これら線形トラス要素の E_t を付表 1.3.1.2 に示す。後述のようにジオジャケットに関しては、線形トラス要素の E_t を E の 10、50 倍とした解析も行った。



付図 1.3.2.2 2次元変形解析における格子状補強シートのモデル化
(図 4.4.3.4、6.3.2.1 再掲)



付図 1.3.2.3 線形トラス要素の応力-ひずみ関係
(図 4.3.3.3、6.3.2.2 再掲)

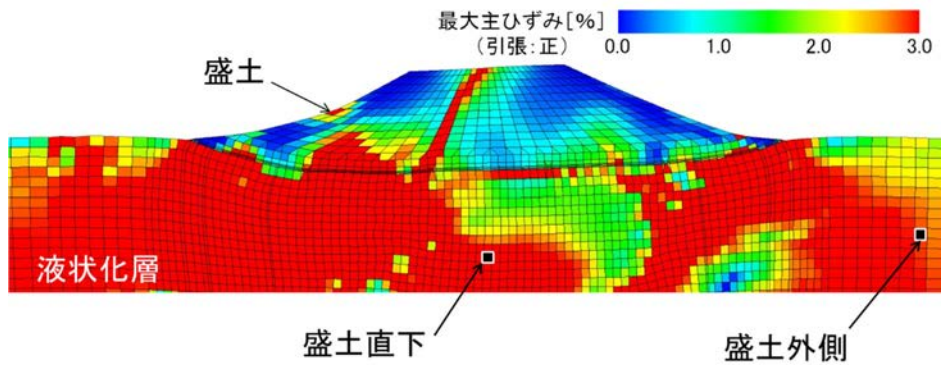
付表 1.3.2.2 線形トラス要素の引張弾性係数 E_t

	弾性係数 $E(\text{MN}/\text{m}^2)$	単位奥行き当たり断面積 $A(\text{m}^2)$	$E_t(\text{MN})$
ジオジャケット	533	0.001π	1.67
シート	2000	0.00038	0.76

付 1.3.3 解析結果

(1) CASE1 の再現解析

付図 1.3.3.1 に CASE1 加振後の盛土周辺の変形図/最大主ひずみ分布を、付図 1.3.3.2 に加振中の液状化層の加速度と過剰間隙水圧の応答を示す。加振に従って加速度が減衰する様子や過剰間隙水圧が発生する傾向が実験と整合しており、解析結果は加振実験中の挙動を概ね表現できていることが分かる。また、解析結果でも盛土底面に不同沈下が生じており、その影響で盛土底部に引張ひずみが発生している。この引張ひずみが大きな領域は、盛土底部から天端まで連続して形成されており、実験における亀裂発生状況と整合している。このように CASE1 を対象とした解析結果は、実験結果を定性的に再現できている。



付図 1.3.3.1 最大主ひずみ分布図 (CASE1、変形倍率 2 倍)

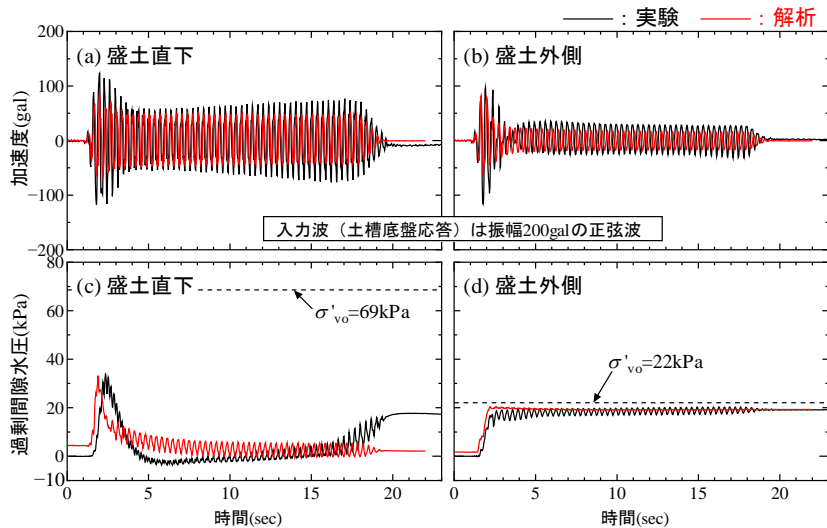
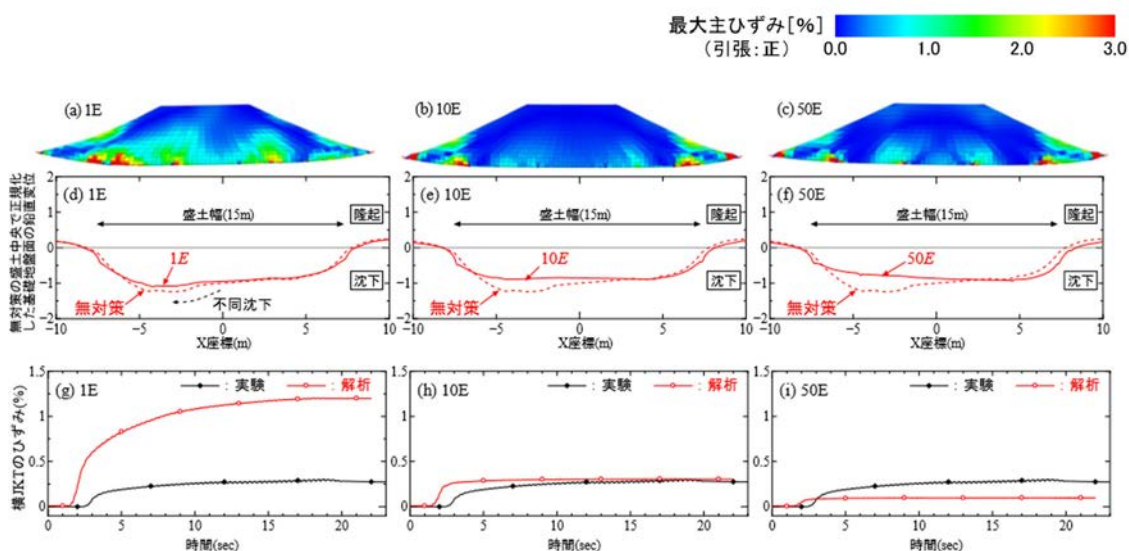


図 1.3.3.2 液状化層の加速度、過剰間隙水圧の時刻歴

(2) 格子状補強シートの補強効果

CASE1 の解析モデルに、前述した格子状補強シートのモデルを組み込み、その補強効果について検討した。平面平行方向のジオジャケットの効果を表す線形トラス要素の弾性係数 E_t に関するパラメトリックスタディーの結果を付図 1.3.3.3 に示す。線形トラス要素の E_t をテフロン製の E で評価したケース (ケース 1E) では、CASE1 を対象とした付図 1.3.3.1 と比べて盛土内の引張ひずみの発生量が大幅に少なくなった。ただし、盛土底部の沈下は CASE1 (無対策) と同等となった (図 1.3.3.3 (d))。付図 1.3.3.1 (g, h, i) は、断面並行方向のジオジャケットの盛土中央部の引張ひずみの時刻歴と、線形トラス要素の引張ひずみの時刻歴の比較結果だが、CASE1 では、線形トラス要素の引張ひずみを実験結果を大幅に上回っていることが分かる。

このように線形トラス要素の E_t をジオジャケットの E で評価すると、格子状補強シートの補強効果を過小に評価する結果となった。一方、 E_t をジオジャケットの E の 10 倍 (10E)、50 倍 (50E) としたケースについて見ると、 E_t を大きくするほど盛土底部の不同沈下が軽減され、線形トラス要素のひずみも小さくなることが分かる。線形トラス要素のひずみについては、 E_t をジオジャケットの E の 10 倍 (10E) とした解析結果と実験結果の一致性が高い。これに加えて、盛土底部の変位分布が一様となる点も実験結果と整合している。4.4.3 で述べたように、ここで採用したモデル化方法では、断面並行方向のジオジャケットの曲げ抵抗性や荷重分散効果を考慮できておらず、格子状補強シートの補強効果を過小評価している可能性があるが、便宜的に線形トラス要素の E_t を大きな値で評価することで、実験結果と整合性の高い結果が得られたものと考えられる。



付図 1.3.3.3 解析結果

(a~c: 盛土内部の最大主ひずみ分布、d~e: 盛土底面の変位形状、g~h: 紙面並行方向のジオジャケットの引張ひずみ、図 4.4.3.5 再掲)

付 1.4 検討結果の活用例

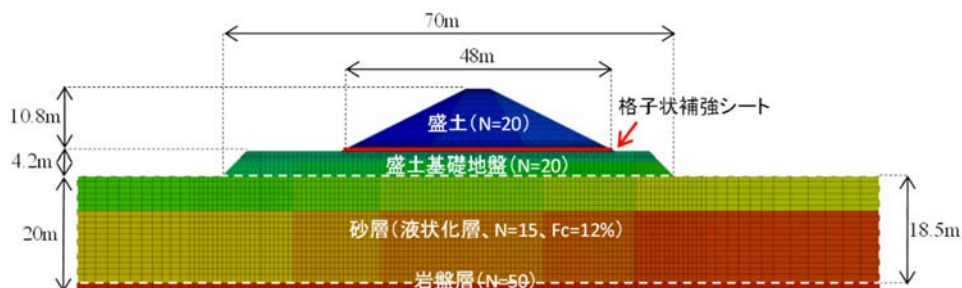
付 1.4.1 背景

津波防潮堤など海岸線に沿って建設される構造物の直下には、非常に大きな層厚で緩い砂層が分布していることがある。一般に深度が 20m 以上の砂層については、液状化の発生を考慮しなくてよいとされているが⁵⁾、それより浅い範囲に関しては液状化の影響を考慮する必要がある。本章の冒頭で述べたように、土構造物の耐震化を効率的に行うには、液状化の発生をある程度許容するという考え方を取り入れることも重要である。このような背景のもと、本節では、格子状補強シートを大型の土構造物の液状化対策に適用した時の補強効果について、検討した例を述べる⁶⁾。

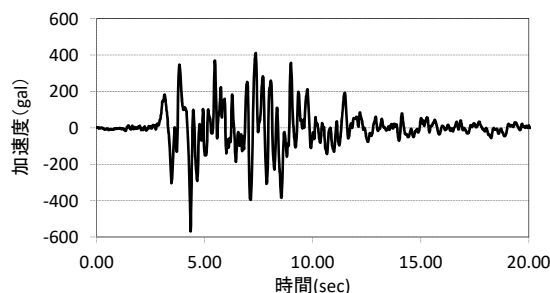
付 1.4.2 解析条件

(1) 解析モデル

解析モデルを付図 1.4.2.1 に示す。本検討では、層厚 18.5m の液状化層の上部に造成された敷地（盛土基礎地盤：層厚 4.2m）の上に、高さ 10.8m の盛土を建設することを想定した。液状化層の下部には基礎岩盤が存在し、地下水位は砂層の表面にあるものと見做した。この図 1 には示していないが、側部からの反射波の影響を考慮し、モデル幅を 700m とした上で側面には左右端の水平変位が同一となるような境界条件（循環境界）を設定した。また、モデルの底部には粘性境界を設定した。入力波には付図 1.4.2.2 に示すポートアイランド基盤波形を用いた。



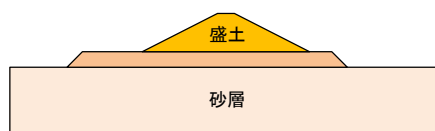
付図 1.4.2.1 解析モデル



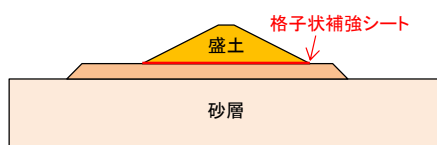
付図 1.4.2.2 入力波

(2) 解析ケース

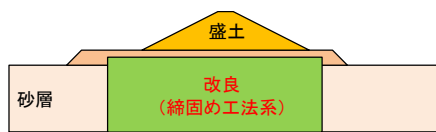
付図 1.4.2.2 に解析ケースを示す。CASE1 が液状化対策を行わないケース、CASE2 が盛土底部を格子状補強シートで補強するケース、CASE3 が盛土直下の液状化層をサンドコンパクションパイルやグラベルコンパクションパイルによって締め固めて改良するケースである。CASE2 の格子状補強シートのケースでは格子間隔を 3m×3m とした。



(a) CASE1 (無対策)



(b) CASE2 (格子状補強シート)



(c) CASE3 (地盤改良)

付図 1.4.2.2 解析ケース

(3) 解析パラメータ

解析パラメータ設定の考え方を付表 1.4.2.1 に示す。解析パラメータは、想定 N 値をもとに FLIP の簡易設定法⁴⁾に則して設定した。各層の想定 N 値は、対象構造物の建設予定地点で実施された地盤調査結果から定めた。盛土と盛土基礎地盤は地下水位以浅にあることから、岩盤層と同様に非液状化層として取り扱った。格子状補強シートは前節で述べた方法でモデル化したが、線形トラス要素の E_t は、6.3.2 での検討結果を踏まえ、注入モルタルの弾性係数 E で設定した。これは施工中の注入モルタルの損傷の影響を考慮しない値だが、付 1.3.3 で述べた、線形トラス要素の E_t をジオジャケットの E の 10 倍 ($10E$) で評価したケースに対応する。

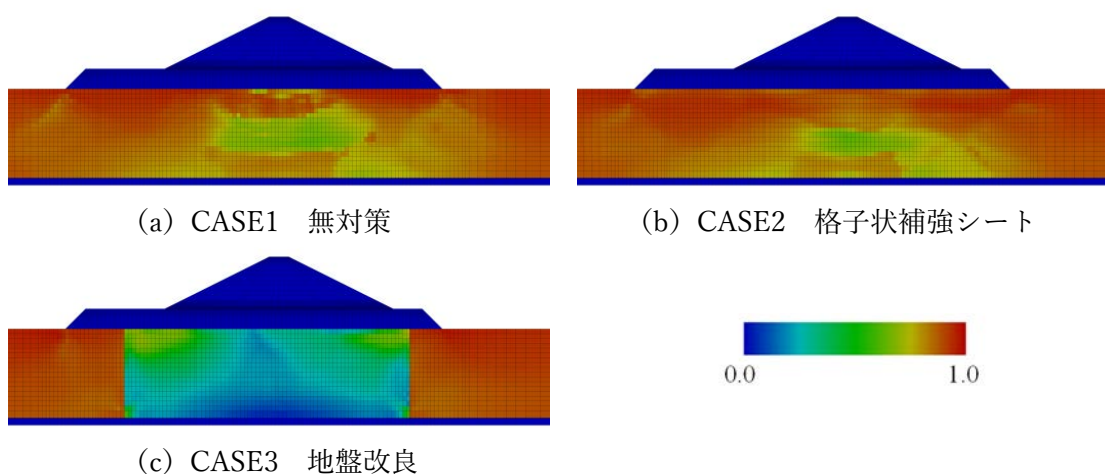
付表 1.4.2.1 各土層・土質材料の構成モデルと物性値の設定方針

	盛土	マルチスプリングモデル（非液状化） N 値=20 を想定し FLIP 簡易設定法によって設定
格子状補強シート	ジオジャケット	線形弾性モデル、モルタルの剛性を設定
	ジオジャケット間の相互作用	線形トラス要素 弾性係数 E_t はモルタルの弾性係数 E から設定
基礎地盤	盛土基礎地盤	マルチスプリングモデル（非液状化） N 値=20 を想定し FLIP 簡易設定法によって設定
	砂層（液状化層）	マルチスプリングモデル（液状化） N 値=15、細粒分含有率 $F_c=12\%$ を想定し、FLIP 簡易設定法によって決定
	岩盤層	線形弾性モデル N 値=50 を想定した値を設定
	改良地盤	マルチスプリングモデル（液状化） N 値=38（改良後の等価 N 値）、 $F_c=12\%$ （原地盤相当）を想定し、FLIP 簡易設定法によって設定

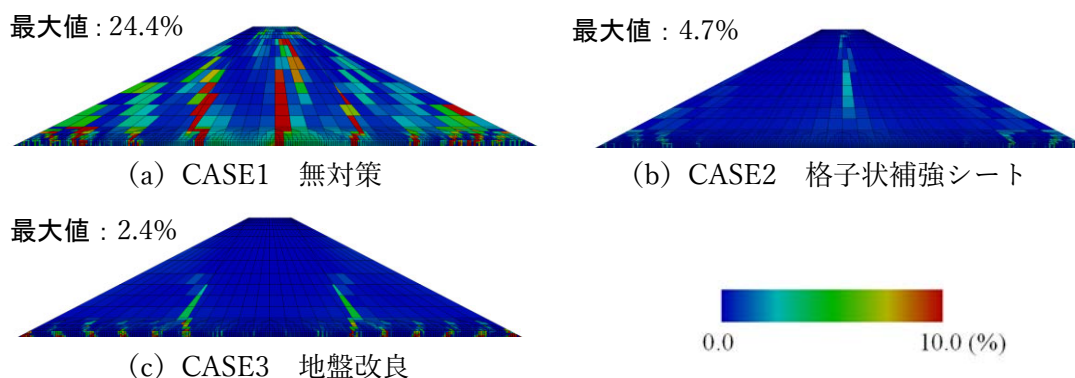
付 1.4.3 解析結果

各ケースの過剰間隙水圧比分布、最大主ひずみ分布、盛土底面の沈下分布、盛土表面の変形状態を、付図 1.4.3.1~4 に示す。

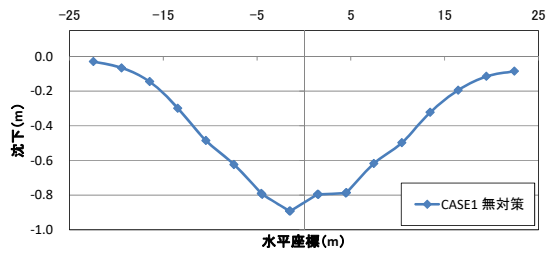
CASE3（地盤改良）では、盛土直下の液状化が抑制されるため、盛土底面の沈下や盛土の変形が他の解析ケースより小さくなった。これに対し、CASE1（無対策）と CASE2（格子状補強シート）では、盛土直下の液状化層の広範囲で過剰間隙水圧比が 1.0 付近に達し、ほぼ全面で液状化が生ずる結果となった。ただし、CASE2 では格子状補強シートの補強効果によって盛土底面の沈下量や盛土の変形が CASE1 と比べて大幅に小さくなった。CASE1 では盛土天端の沈下が約 1m に達したが、CASE2 では無対策のおよそ 50%である 46cm に留まった。盛土底面の沈下についても、CASE2 の沈下量の最大値は CASE1 の半分程度となり、更にその分布も均一化され、不同沈下が低減した。また、付図 1.4.3.2 の最大主ひずみ分布では、CASE1 で堤体中央に大きな引張ひずみが鉛直方向に連続して発生しているのに対し、CASE2、3 ではそのような傾向は見られない。このように解析結果では、CASE1 で盛土のすべり破壊の前兆が確認されたのに対して、盛土底部を補強しただけの Case2 では、CASE3 と同等にまで盛土本体の破損を抑制できる結果となった。



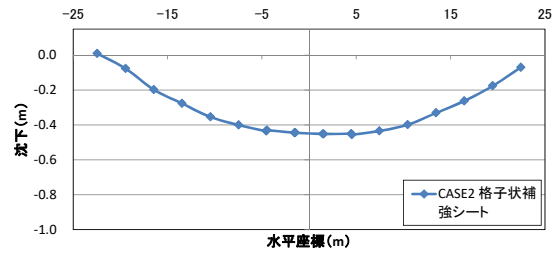
付図 1.4.3.1 過剰間隙水圧比の分布



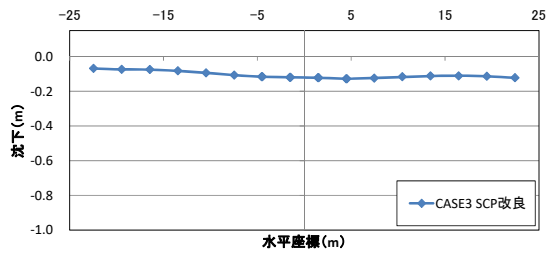
付図 1.4.3.2 最大主ひずみの分布



(a) CASE1 無対策

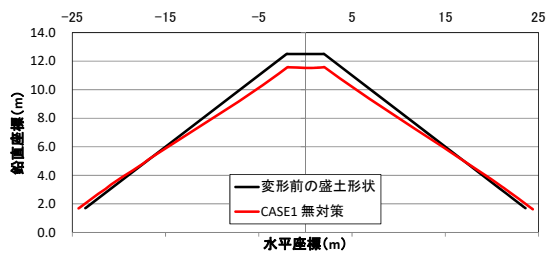


(b) CASE2 格子状補強シート

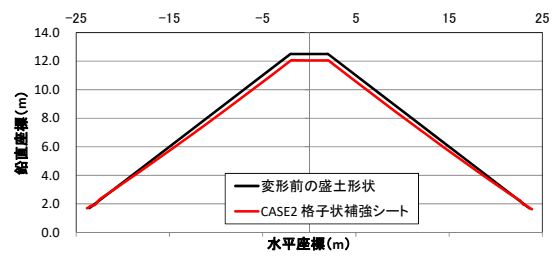


(c) CASE3 地盤改良

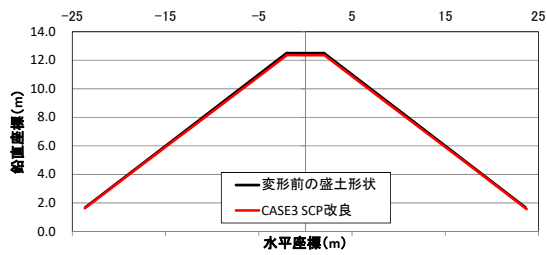
付図 1.4.3.3 盛土底面の沈下分布



(a) CASE1 無対策



(b) CASE2 格子状補強シート



(c) CASE3 地盤改良

付図 1.4.3.4 盛土表面の変形状態（地震終了時）

付 1.5 まとめ

遠心模型実験によって、液状化層状に構築された盛土の損傷防止に対して格子状補強シートが一定の効果を持つことが明らかとなった。格子状補強シートのモデル化方法に課題は残されているものの、線形トラス要素の引張弾性係数 E を調整することで、平面ひずみ条件を想定した 2 次元 FEM 解析でもその補強効果を定量的に再現できることが分かった。格子状補強シート工法の補強効果は実構造物を対象とした場合でも発揮され、特に盛土構造物の損傷防止に関しては、液状化層を全面改良するのに匹敵するほどの効果を示す可能性がある^{7,8,9)}。

参考文献

- 1) (公社)地盤工学会 平成 23 年度学会提言の検証と評価に関する委員会：地震時における地盤災害の課題と対策 2011 年東日本大震災の教訓と提言、2011.
- 2) Iai, S., Matsunaga, Y., Kameoka, T. : Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and foundations*, JGS, 32(2), pp.1-15, 1992.
- 3) Ishihara, K., Yoshimine, M.: Evaluation of settlement in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.1, pp.173-188, 1992.
- 4) FLIP コンソーシアム：User's Manual, 2011.
- 5) 例えば、日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、p.134、2012.
- 6) 大野進太郎、森川誠司、藤崎勝利、小原隆志、中島悠介、澤田叔宏：格子状補強シートによる液状化地盤の不同沈下対策その 2 FLIP による FEM 解析、第 49 回地盤工学研究発表会、E-08、682、pp.1363-1364、2014.
- 7) 小原隆志、吉田輝、岡本道孝、中島悠介、北本幸義：格子状補強枠を有するシートによる土構造物の液状化対策、*ジオシンセティクス論文集*、第 29 巻、pp.121-126、2014.
- 8) 小原隆志、吉田輝、岡本道孝、中島悠介、北本幸義：格子状補強枠を有するシートによる液状化対策、*鹿島技術研究所年報*、Vol.62、pp. 7-12、2014.
- 9) Okamoto, M., Obara, T., Nakajima, Y., Yoshida, T., Kitamoto, Y., Kyokawa, H., Sawada, Y., and Fujisaki, K.: Effect of lattice-frame-reinforced geosynthetics on seismic stability improvement of embankment on loose sand deposit, *Proceedings of the 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, IGS-28, 2015.

謝辞

筆者は、東京工業大学の理工学研究科土木工学専攻を修了後、鹿島建設株式会社に入社し、技術研究所に配属になった。入社後は技術研究所以外に工事現場や営業部門でも業務に当たる機会も得たが、基本的には大学で地盤研究室に所属して以後、ほぼ一貫して土木・地盤分野の実務と研究に携わってきた。本論文では、2007年～2018年の約10年に渡って取り組んだ、格子状補強シート工法の開発と実用化に関する検討成果を取りまとめた。3章以降は、実適用のたびに発見される課題への対応、本工法の用途を拡大するための検討内容を、ほぼ時系列に沿って記述したため、学術的な視座からすると分かりにくい構成となっているかもしれないが、ご容赦頂きたい。

本論文の査読を務めて頂いた東京工業大学 環境・社会理工学院の高橋章浩教授には、論文の構成、論理性、データの整合性など細部まで詳細にご指導いただいた。ジオジャケットの曲げ性能が施工によって影響を受け、補強効果の評価において、その影響を考慮する必要性に気付かされたのは、先生のご助言によるものである。また先生の親身な指導や励まし無しでは到底、論文の完成には至らなかった。深甚の感謝を申し上げる。

また、副査を務めて頂いた竹村次朗准教授には、筆者が学生時代のころと変わらぬエネルギーなど指導を頂いた。本研究の知見を集約した6章の執筆にあたり、先生のご助言を切っ掛けとして補強効果の評価方法を見直したが、これによって本論文で取り扱った評価方法の有効性や限界を明確化することができた。同じく副査をお引き受け頂いた田村修二教授、千々和伸浩准教授、澤田茉莉准教授におかれては、丁寧に論文を査読頂き、適格な助言と親切な励ましを頂戴した。先生方のご助言のおかげで論文の完成度が向上したのみならず、格子状補強シート工法の用途や補強メカニズムについての考え方を広げることができた。特に補強効果の評価方法を考案するにあたっては、多数の貴重なご指摘を頂戴した。感謝を申し上げる。

本論文で取り扱っている格子状補強シート工法は、鹿島建設株式会社の北本幸義博士（前技術研究所 主席研究員）、吉田輝博士（前 技術研究所 土質・地盤グループ長）が発明したものである。筆者が本工法の実用化と補強効果の評価方法の開発を担当し、学位論文として取りまとめることができたのも、両博士の発明があつてのことである。また、北本博士が考案した、本工法の特徴を希望的に表す「パレスシート工法」という名称は、本工法の普及・展開はもとより、断続的ではあつても研究を継続するエネルギーとなった。北本博士の秀逸なネーミングセンスに敬意を表するとともに、両博士の発明に深く感謝する次第である。

格子状補強シート工法は鹿島建設株式会社と芦森工業株式会社の共同開発成果である。現場施工手順の確立と改善、継続的な適用案件の確保は、同社の岡村昭彦部長をはじめとする芦森工業の皆様の技術力、努力、熱意に負うところが大きい。限られた職歴の中、良きパートナーのおかげで、工法開発から実用化に至る貴重な経験を得ることができた。このこと

に感謝を申し上げるとともに、本工法の普及展開のために発足したパレスシート研究会の更なる発展を祈念している。

3.5.3 に述べた軌道路盤補強への適用をきっかけとして、本工法の実適用が進み始め、今日では施工累計が2万 m²を超えるに至った。この企画を考案頂いた鹿島建設株式会社の永谷英基博士（現 技術研究所 土質・地盤グループ長）にも感謝を申し上げる。永谷グループ長の企画無くしては本工法の普及は無く、筆者が本論文を執筆する機会も無かったはずである。

その他、本論文で取り上げた検討結果は、鹿島建設株式会社の藤崎勝利博士（現 技術研究所 主席研究員）、川中徹人次長（現 東京土木支店）、大野進太郎博士（現 土木設計本部 地盤解析グループ長）、小原隆志課長代理（前 技術研究所 主任研究員）、中島悠介主任、田中恵祐主任（前 技術研究所 研究員）、名古屋工業大学の京川裕之准教授（前 土木設計本部 部員）、株式会社 IMAGEi Consultant の澤田叔宏氏、前 技術研究所 研究員の中本詩瑠氏に取り組んで頂いたものである。また、各種の実験・解析、現場適用においては鹿島建設株式会社の各位から多大なるご支援、ご協力、ご助言を頂いた。記して謝意を表するとともに、今後のご活躍を祈念申し上げます。

最後に、筆者の学位取得を激励してくれた両親、会社の休日を論文執筆に充てることに理解を示してくれた3人の家族にもこの場を借りて感謝の意を表する。

2023年3月 岡本道孝