



ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法 に関する共同研究報告書

平成元年1月

建設省土木研究所
機械施工部施工研究室
清水建設株式会社
不動建設株式会社

ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法に関する

共同研究報告書

機械施工部長	嶋 津 晃 臣*
施工研究室 室 長	苗 村 正 三
研究員	塚 田 幸 広**
	川 村 浩 二***
清水建設株式会社	高 木 肇
	町 田 泰 法
	了 戒 公 利
	荻 迫 栄 治
	川 邊 衛
不動建設株式会社	水 野 恭 男
	磯 田 知 広
	奥 田 達 矢

要旨

本研究では、ジオテキスタイルと深層混合処理工法との併用工法を提案し、その改良効果や改良形式の合理化を図るため、3年間にわたり以下の様な研究を行なった。

- (1) 模型実験による変形抑止効果に関する研究。
- (2) F E M非線形解析による応力変形特性に関する研究。
- (3) 現地計測による改良効果に関する研究。

この結果、併用工法による改良効果として、以下のことが期待されることがわかった。

- (1) 軟弱地盤上の低盛土に併用工法を用いた場合、低改良率であっても、改良柱体と柱体間未改良部の不同沈下防止や支持力増加が期待できる。
- (2) 軟弱地盤上の高盛土に併用工法を用いた場合、基礎地盤のスベリ破壊防止や改良部と未改良部の不同沈下防止の効果とともに、低改良率の適用も期待される。
- (3) 橋台の側方移動対策として、併用工法を用いた場合、経済的な側方流動抑止が期待できる。

キーワード：ジオテキスタイル、深層混合処理工法、盛土、改良地盤、変形抑止
不同沈下、側方流動、F E M解析、模型実験、現地試験、設計手法

* 前施工研究室長

** 現大臣官房技術調査室

*** 現北海道開発局

ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法に関する研究

まえがき

深層混合処理工法は、軟弱地盤上に構造物や盛土などを築造する際のすべり破壊防止、沈下抑止、側方流動抑止などを目的として広く採用されてきており、上部構造物の重要度あるいは改良目的に応じて現在様々改良形式が用いられている。例えば、港湾等の重要構造物の改良の場合では、ブロック式や格子式あるいは壁式という地下構造物的な改良形式を用いることが多いのに対して、陸上部での改良においては、経済性はもとより改良時の周辺地盤・既設構造物等への影響から杭式改良を採用するケースが多い。

しかしながら、本工法の場合改良部と未改良部との間に不同沈下を生じたり、改良柱体が曲げ引張り応力に対して抵抗力が小さいなどの課題が残されている。また、他の地盤改良工法と比較して一般に高価であり、改良形式（改良率、改良範囲など）の合理化が望まれている。

そこで、本研究では、これらの課題を解決するためジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法を提案し、その改良効果を模型実験、数値解析及び現地動態観測により把握するとともに、深層混合処理工法の改良形式の合理化を図るため、3年間にわたり以下の様な研究を行った。

なお、研究項目毎の担当者名もあわせて記す。

① 模型実験による変形抑止効果に関する研究

（嶋津・塚田・川村）

② F E M非線形解析による応力変形特性に関する研究

（町田・了戒・荻迫・川辺）

③ 現地計測による改良効果に関する研究

（磯田・奥田）

目 次

まえがき

1. 研究概要	1
1.1 研究目的と着目点	1
1.2 研究内容	1
2. 改良地盤の変形抑止効果に関する実験的検討	2
2.1 模型実験その1（改良形式）	2
2.2 模型実験その2（改良体と未処理土の相対変形）	13
3. 改良地盤の応力変形特性に関する解析的検討	21
3.1 F E M弾性解析	21
3.2 F E M非線形解析法および試験装置の検討	27
3.3 改良地盤の応力変形に関するシミュレーション	36
4. 改良地盤の変形抑止効果に関する現地計測による検討	47
4.1 現地試験その1（全面改良形式）	47
4.2 現地試験その2（部分改良形式）	55
4.3 現地試験その3（部分改良形式）	70
5. 併用工法による改良効果に関する総括	81
5.1 支持力増加	81
5.2 不同沈下軽減	82
5.3 側方流動抑制	82
6. 併用工法の設計に関する検討	85
6.1 設計の基本的な考え方	85
6.2 盛土における設計手法	85
6.3 橋台の側方移動対策における設計手法	89

あ と が き

参 考 文 献

1. 研究概要

1.1 研究目的と着目点

本研究では、ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法に関して、以下の項目について検討する。

- ① ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法の設計法の提案
- ② ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法の合理化の提案
- ③ 実際工事への適用事例の拡大

本研究で着目している改良形式の一例を図-1.1 に示す。

すなわち、この例は、改良柱体を全面に粗に配置し、盛土等の上載荷重を改良柱体で支持することによって盛土全体の沈下を抑えるとともに、未改良部に生じる盛土材のめり込みについては、ジオテキスタイルによって防止しようとするものである。

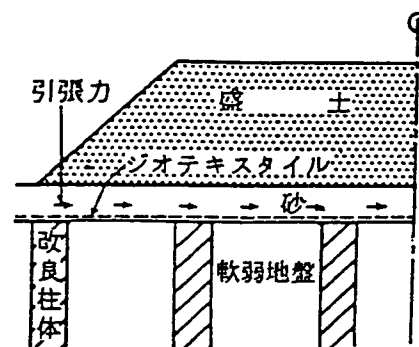


図-1.1 深層混合処理・ジオテキスタイル併用工法の概念例

1.2 研究内容

本研究では、以下の内容を3年間にわたり研究した。

研究内容	昭和60年度	昭和61年度	昭和62年度
既往研究および施工事例の収集・整理			
構造形式および効果に関する概念の整理			
改良地盤の変形抑止効果に関する実験的検討			
改良地盤の変形抑止効果に関する解析的検討			
改良地盤の変形抑止効果に関する現地計測による検討			
併用工法による改良効果・設計に関する検討			
研究のまとめ			

2. 改良地盤の変形抑止効果に関する実験的検討

2.1 模型実験その1 (改良形式)

2.1.1 実験の目的と概要

本実験は、小型実験土槽内に軟弱地盤及び改良部を想定して「ジオテキスタイル・深層混合処理併用法」による盛土の安定、沈下軽減及び側方流動抑制効果などを二次元的に把握することを目的としている。

本年度の実験では、「ジオテキスタイル・深層混合処理併用法」に関して改良形式の異なる実験ケースを3条件設定し、改良位置（のり尻改良、全面改良）による地盤の変形抑止効果（盛土の安定性、載荷材のめり込み、周辺地盤の変位等）を比較するとともに、柱体及びネットに作用する応力を測定し、各改良形式における留意点を抽出することに着目点を置いている。なお、本実験では、ジオテキスタイルを盛土底面に一段敷設するものとして実施した。

2.1.2 実験方法

(1) 模擬軟弱地盤の性状

実験に用いた土槽は、長さ2.5m、幅0.5m、高さ1.0mである（写真-4.1参照）。模型地盤の作成に当たり実験時に支持地盤の変形が起こらないように切り込み碎石（最大径30mm）をタンパーを用い締固めながら40cmの厚さに仕上げ支持地盤を造成した。

なお、最上部2cmは軟弱層が碎石に入り込むのを防止するため砂層を設けた。軟弱地盤は乾燥した粉末状の粘土に含水比45%を目標として、密度、強度も一定になるよう水を加え、平型モル

タルミキサーで混合むらがなくなるまで約30分間攪拌混合し練り上げたものを使用した。練り混ぜ後、含水比およびマイクロベーンによりせん断強さのチェックを行い、実験後においても同様の測定を行った。本実験に用いた軟弱土の特性および軟弱地盤の強度を表-2.1に示す。表に示すとおり、含水比45%の時練り混ぜた軟弱土はマイクロベーンによるせん断強さが0.015kgf/cm²であった。なお、実験槽内のアクリル板には摩擦を軽減するためシリコンオイルを塗布し、練り混ぜたクレイサンドを空隙のないようコテで敷均しながら35cmの厚さに仕上げた。

本実験では柱体として、「硬強度発泡スチロール」を用い、その性質を表-2.2に示す。表に示すとおり柱体は直径 2.94cm、圧縮強さ 10.8kgf/cm²である。柱体設置後、軟弱層最上部には柱体及び土圧計

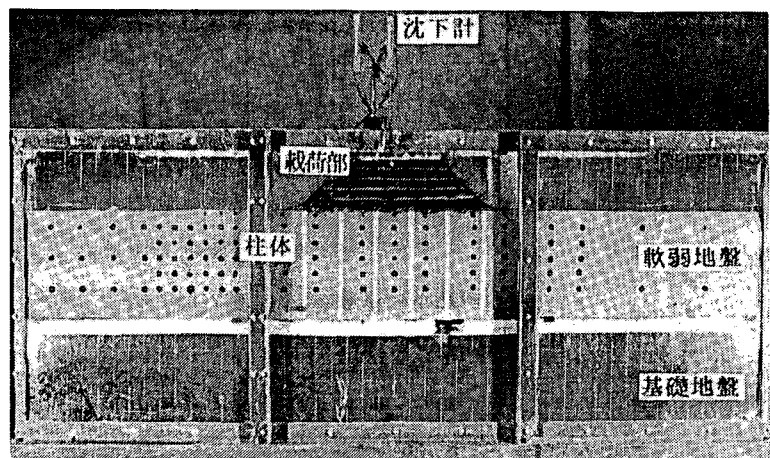


写真-2.1 模型実験の概要

表-2.1 軟弱土の性状

比重	粒度特性				コンシステンシー特性			せん断強さ (kgf/cm ²)
	礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数	
2.684	0	17	43	40	42.6	28.7	13.9	0.015

・マイクロベーンによる (w=45%の時)

への均等荷重を目的として、約1cmの砂層を設けた。

(2) 載荷条件

1) 載荷方法

載荷材には「鉛球+砂鉄+タービン油」混合物を用いた。実験に用いた載荷材の性状を表-2.3に示す。表に示すとおり載荷材は、密度 4.35g/cm³、粘着力 Cu=0kgf/cm²、内部摩擦角 $\phi_u=20^\circ$ で

ある。荷重の載荷方法は、図-2.1に示すように1:1のり面勾配で、各段階ともに原則として層厚3cmとなるように載荷した。ただし、無処理の場合は盛土中央部の変形が大きいため、のり肩が3cmとなるように載荷した。各段階の載荷時間は1時間とし軟弱地盤および柱体に作用する応力、軟弱地盤中の土圧、地盤の沈下、地盤表面および側面の変位等を経時的に測定した。なお、載荷中の内部の挙動は土槽正面の亚克力板を通して観察した。

2) 開削方法

各ケースともに第7荷重段階(最終荷重)終了後、図-2.2に示すようにのり先の開削を行った。開削は、のり尻10cmの箇所から1:1勾配で深度5cmピッチに3段階に分けて行なった。各段階の開削後、開削に伴う盛土中央の沈下量及び表面、側面の変位量等を段階別に測定した。

(3) 実験ケース

表-2.4には、本試験で行った実験ケースを示す。Case1~3共に砂層上部にジオテキスタイル(長さ70cm、幅50cm)を一枚設置した。各ケースの改良条件を以下に示す。

Case 1: 地盤は無処理の状態で改良形態はジオテキスタイルの設置のみである。

Case 2: ジオテキスタイルの設置に加えのり面下部の軟弱地盤中に柱体を密に配置した。(図-2.3(a))

Case 3: ジオテキスタイルの設置に加え盛土下部全体の軟弱地盤中にCase 2 とほぼ同本数の柱体を粗に配置した。(図-2.3(b))

表-2.2 柱体の性状

柱体径 (cm)	柱体長 (cm)	単位体積重量 (gf/cm ³)	圧縮強さ (kgf/cm ²)	破壊ひずみ (%)	弾性係数 (kgf/cm ²)	曲げ強度 (kgf/cm ²)
2.94	35.0	0.058	10.8	3.3	1,500	2.47

・一点載荷

表-2.3 載荷材の性状

重量配合比			密度 (g/cm ³)	鉛球の径 (mm)	粘着力 (kgf/cm ²)	内部摩擦角 (°)
鉛	球	砂鉄+タービン油				
9.75	5	0.075	4.35	1.0	0	20°

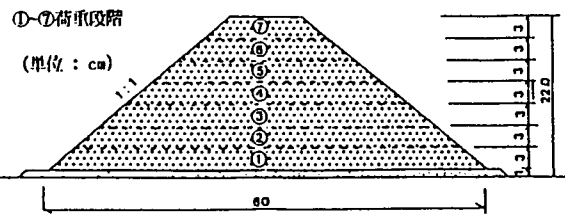


図-2.1 載荷方法

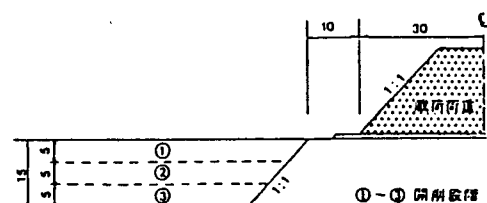


図-2.2 開削方法

表-2.4 実験ケース

	Case 1	Case 2	Case 3
支持形式	無処理 + ジオテキスタイル	着底 + ジオテキスタイル	着底 + ジオテキスタイル
改良率	—	6.3%	6.8%
改良柱体長	—	35cm	35cm
軟弱層厚	35cm	35cm	35cm
改良幅(B)	—	12cm	30cm
略図			

(4) 実験装置

図-2.4には、本実験における測定の概要を示すが、実験装置として変位計、沈下板、土圧計、間隙水圧計、表面マーカー、側面マーカー、を設置した。沈下板は、ジオテキスタイル設置後、載荷部中央及びのり中央部に設置し、沈下板の最上部に変位計を設けた。側面マーカーは、載荷範囲直下及びその付近は縦横とも5cmピッチとし、他の部分は縦横とも10cmピッチに設けた。土圧計は、柱体頭部及び柱体間に設置した。

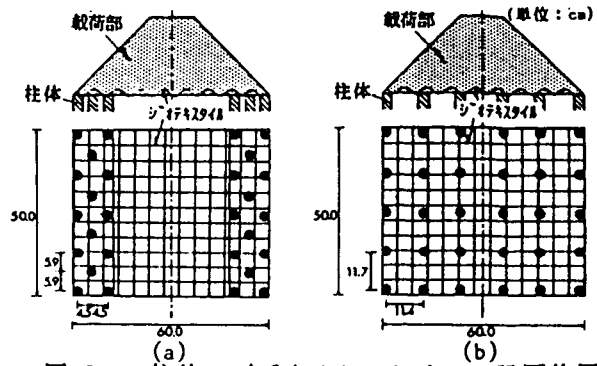


図-2.3 柱体及びジオテキスタイルの設置位置図

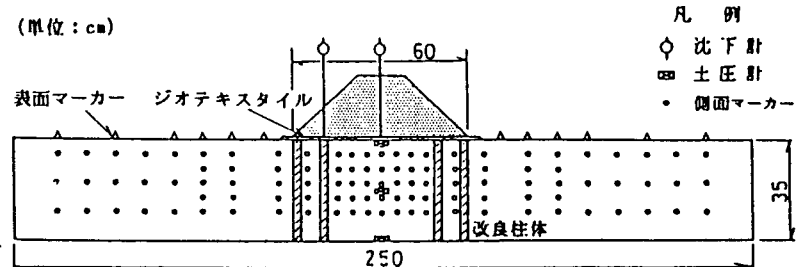


図-2.4 測定概要

2.1.3 実験結果

本実験において得られた各ケースの沈下・変形抑止効果に関する結果を以下に示すが、ここでは、同様の実験から得られた「無処理」、「のり尻改良」についても参考データとして用い併記している。

(1) 載荷時の地盤変形抑止効果の比較

1) 沈下量及び沈下形状

図-2.5には、載荷時の載荷部中央の載荷応力と沈下の関係を示す。この図より、「ジオテキスタイルのみ (Case1)」の条件では、「無処理」のケースの結果とほとんど差がないのに対して、「柱体+ジオテキスタイル」の条件では、かなりの沈下軽減効果が認められる。また、同図において、「のり尻改良」と「のり尻改良+ジオテキスタイル (Case2)」とを比較すると、柱体の

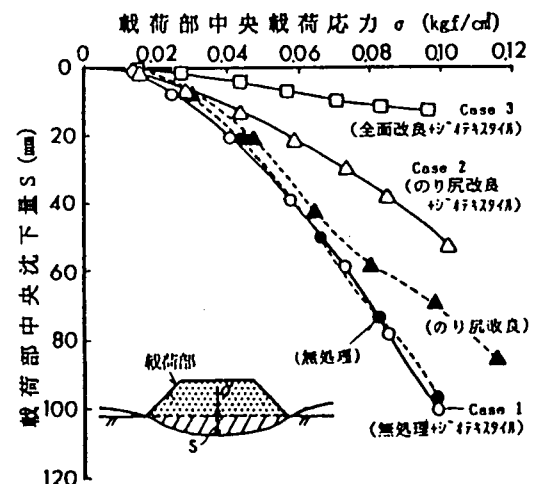


図-2.5 載荷部中央における応力-沈下の関係

本数が同じ場合、柱体を盛土のり尻に密に配置するよりも、載荷部全面に配置する方が載荷荷重の増加に伴う沈下量が小さく、載荷材の未改良地盤へのめり込み、改良部と未改良部境界での不同沈下が低減しているなど、盛土の沈下量に関してはかなり効果的であると言える。

図-2.6には、「ジオテキスタイルのみ (Case1)」の条件における載荷部中央での沈下量を基準にして、「のり尻改良+ジオテキスタイル (Case2)」及び「全面改良+ジオテキスタイル (Case3)」の沈下量の比をとり、載荷応力の増加に伴う沈下低減の程度を示したものである。なお、同図において、載荷応力 σ と「無処理+ジオテキスタイル」の条件における降伏応力 $\sigma_y = 0.033 \text{ kgf/cm}^2$ の比を横軸にとり整理している。図より、Case2, Case3とも載荷応力の増加に伴い低減効果が增大している (沈下量の比率は減少している) 傾向が認められる。また、同図において Case2 と Case3 との沈下軽減効果の差も明瞭に読み取るこ

とができ、例えば最終載荷段階での低減率を比較すると、Case2がCase1の沈下量の45%程度であるのに対して、Case3では18%もの沈下低減効果が得られている。

次に、各ケースでの沈下形状及び載荷部の安定性についてまとめると、以下のとおりである。なお、各ケースでの変形状況については、後掲した各実験ケースの変形比較写真(写真-2.2)及び実験総括表(表-2.5)を参照されたい。

①「無処理+ジオテキスタイル(Case1)」の場合、無処理と比較するとジオテキスタイルを敷設することにより、載荷部自体の安定が保たれた状態で沈下している。すなわち、載荷部中央に沈下量が集中せず、沈下が載荷部底面全体に均等に生じる傾向が見られた。

②「のり尻改良+ジオテキスタイル(Case2)」の場合、「のり尻改良」と比較すると改良部と未改良部との不同沈下は顕著に認められたが、ジオテキスタイルを敷設することにより、全体的に未改良部の沈下量が低減している。そのため、載荷部全体の安定性が確保されている。

③「全面改良+ジオテキスタイル(Case3)」の場合、載荷部全体を杭で支持した状態となっているため、沈下量はわずかである。その結果載荷部の安定も十分確保されている。さらに、柱体間の未改良部についてもジオテキスタイルによって載荷材のめり込みが若干認められる程度で、その効果はかなり期待できるものと考えられる。

以上の結果、ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法の場合、沈下量の低減をかなり期待でき、さらに盛土体の安定にも効果があると言える。さらに、沈下量の低減および盛土体の安定に着目すると、改良率が小さくとも盛土全面に柱体を設置しジオテキスタイルを敷設する改良形式の方がより効果的であることが判明した。

2) 表面変位及び地中変位

図-2.7は、各実験ケースでの最終載荷段階($\sigma=0.096\text{kgf/cm}^2$)における表面変位の全体比較を示したものである。

また、図-2.8には、表面マーカにより測定した表面垂直変位 δ_v と表面水平変位 δ_h の載荷応力の増加に伴う変化を示

す。これらの図より、沈下と同様に各実験ケース改良効果の差異が表面変位においても明瞭に表れているとともに、表面変位は各ケースとも載荷部のり尻から10cm以内の地点で最大となっていることがわかる。

3) 沈下土量及び側方移動土量の比較

図-2.9は、各実験ケースでの沈下及びのり尻部での側方移動の状態を土量(面積)で整理し比較し

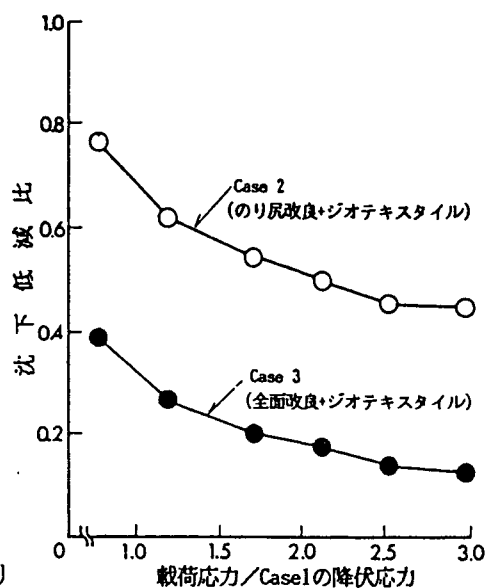


図-2.6 載荷に伴う沈下低減比の変化

注) 沈下低減比とは載荷部での各ケースの沈下量/Case 1の沈下量である。

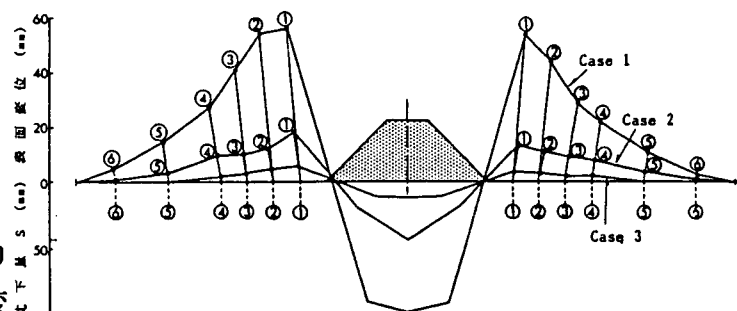


図-2.7 表面変位の全体比較(最終載荷段階)

た結果である。この図より、先に示した載荷部中央における沈下量～載荷応力の関係と同様の傾向が認められる。すなわち、「ジオテキスタイルのみ(Case1)」の条件では、沈下・側方移動面積に関して「無処理」の条件と大差なく、柱体を配置することによる地盤の変形抑止効果が大きいことがわかる。これは、柱体が地中壁あるいは杭として作用し地盤の側方移動を抑止していることを意味するものと考えられる。この点は、沈下面積と側方移動面積の載荷応力の増加に伴う変化がほぼ一致することから

も推定できよう。さらに、同図において、Case2とCase3を比較すると全面に柱体を粗に配置した条件の方が効果的であることを再確認できる。

(2) 周辺地盤の開削時の変形抑止効果の比較

図-2.10は、開削深度に伴う載荷部中央での沈下量の増分 ΔS を示したものである。図より「全面改良+ジオテキスタイル(Case3)」の条件では、開削深度が増加してもほとんど沈下量が生じていないのに対して、他のケースでは、かなり大きな沈下の増加が生じていることがわかる。特に「のり尻改良+ジオテキスタイル(Case2)」の条件では、開削深度10cmにおいて急激に沈下量が増大している。これは、周辺を開削することにより、柱体上部の水平抵抗が減少するとともに、改良部に過度の偏土圧が作用し、上部でのジオテキスタイルによる拘束が切れた状態(柱体とジオテキスタイルとが離れる)となったためと考えられる。この点に関しては、アクリル板を通して観察できたとともに、図-2.11に示す開削深度と柱体の水平移動量の関係からも認められる。すなわち、図-2.11においては、Case2の表層付近での柱体の水平移動が急激に生じており、この結果、沈下量が急増したものと推測できる。なお、後掲した変形状況の写真から、急激な変形を生じたもののジオテキスタイルの拘束効果により載荷部本体の安定性は確保されていた。

図-2.12には、各実験ケースの開削時の変形状態を示す。図より、Case1及びCase2において開削に

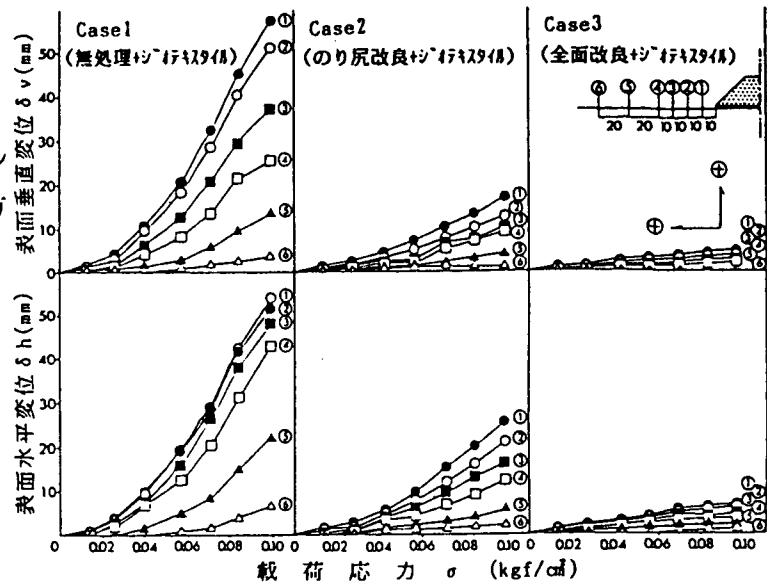


図-2.8 表面変位～載荷応力(載荷部中央)の関係

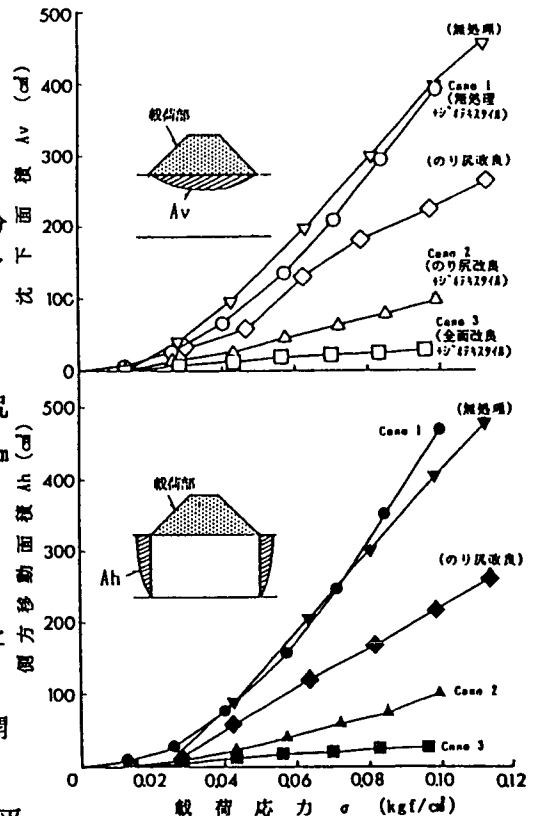


図-2.9 載荷部中央の沈下面積・側方移動面積～載荷応力の関係

伴う大きな地盤の変形が認められるが、Case3では、あまり変形が生じていない。ただし、Case3の場合では、開削深度15cmの段階で改良柱体の抜け上がり、のり表面の小崩壊が観察された。

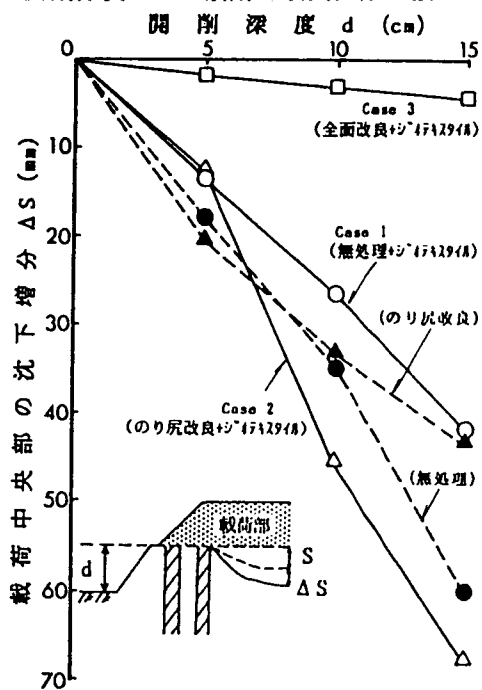


図-2.10 荷重部中央の沈下増分-開削深度の関係

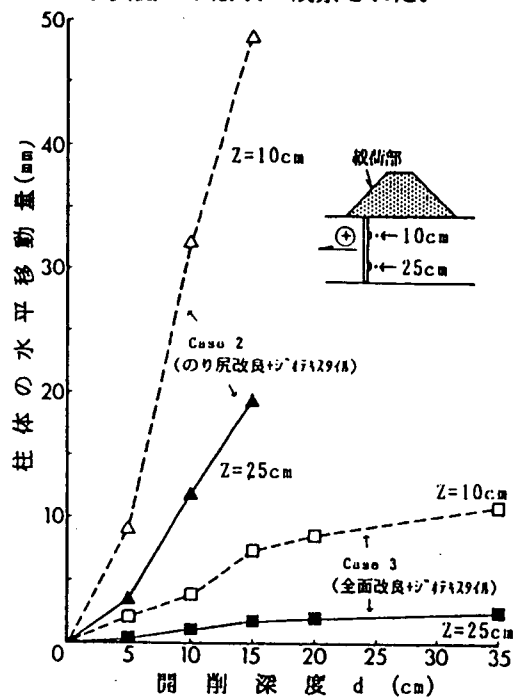


図-2.11 柱体の水平移動量-開削深度の関係

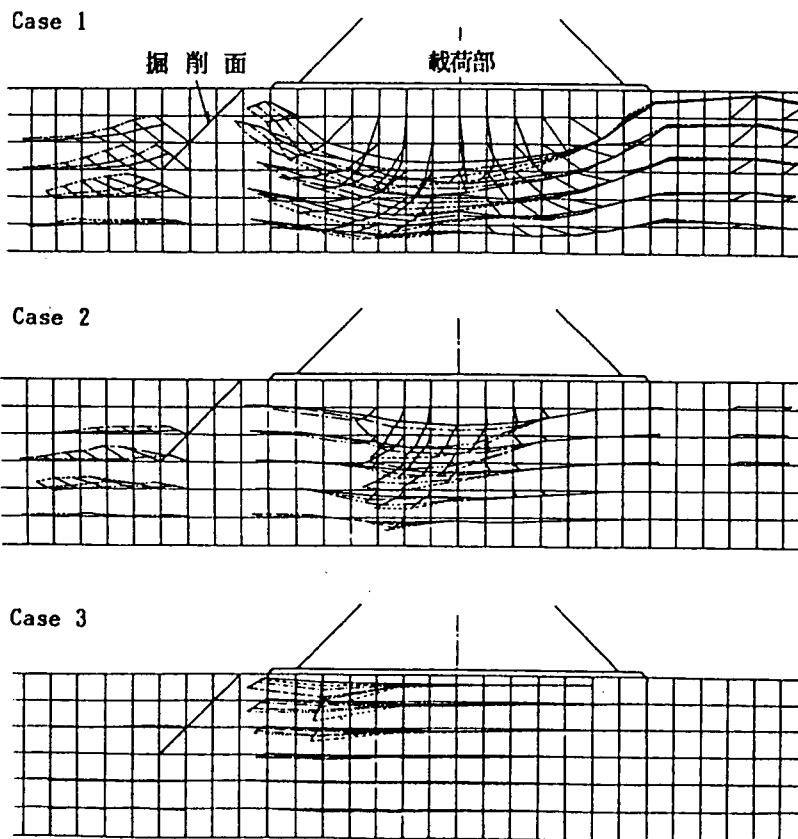


図-2.12 開削時における地盤変形の比較

(3) 柱体及びジオテキスタイルに作用する応力の比較

1) 柱体に作用する圧縮応力

図-2.13には、のり肩部に設置した柱体に作用する圧縮応力と載荷応力の関係を示す。この図より、「のり尻改良+ジオテキスタイル(Case2)」と「全面改良+ジオテキスタイル(Case3)」を比較すると、Case3の方は載荷応力にほぼ比例して大きく増加しているのに対して、Case2の場合では、発生する圧縮応力の増加割合が小さいことがわかる。また、図においてCase3の場合、柱体に作用する圧縮応力と載荷応力とを比較するとほぼ10倍以上の圧縮応力が発生しており、この発生圧縮応力は、上載荷重を全て柱体のみで支持した値(未改良部の支持力を無視)と対応する。これは、Case3の場合では、先に変形状について述べたように載荷荷重を柱体が「杭」として支え、さらに、柱体上部にジオテキスタイルを敷設することによって上載荷重の大部分を柱体で支持して、支持地盤に伝達させているためであると考えられる。一方、Case2の場合では、載荷応力よりも若干大きな圧縮応力が発生しているものの、載荷荷重の増加とともに柱体が大きく側方へ変位しているため、圧縮応力の発生が小さいものと考えられる。

以上の結果から、「全面改良+ジオテキスタイル」の改良形式の場合、載荷部全体の沈下を抑えるという改良の原理上、本改良形式の設計においては、上載荷重に応じた柱体の圧縮応力あるいはせん断応力の検討が重要であると言える。

2) 柱体に作用する曲げ応力

図-2.14には、のり肩部に設置した柱体に作用する曲げひずみと載荷応力の関係を示す。この図より、上記に示した載荷応力と圧縮応力の関係とは逆にCase2の方が大きな曲げひずみを生じていることが認められる。これに対してCase3の場合は、ほとんど曲げひずみが発生していない。また、同図において深度方向の曲げひずみを比較すると、両ケースとも柱体の中央部(上端から17cmの位置)に最も大きなひずみを生じていることがわかる。これは、支持地盤の摩擦力及びジオテキスタイルによって両端部を拘束されていることに加えて地盤中央部の軟弱地盤の側方流動が大きいことに起因するものと考えられる。

以上の結果は、「のり尻改良+ジオテキスタイル」の改良形式では、曲げ応力の検討が重要であることを示唆するものと考えられる。

3) ジオテキスタイルに作用する引張応力

図-2.15には、各実験ケースにおけるジオテキスタイルに作用する引張応力の発生の程度を載荷部

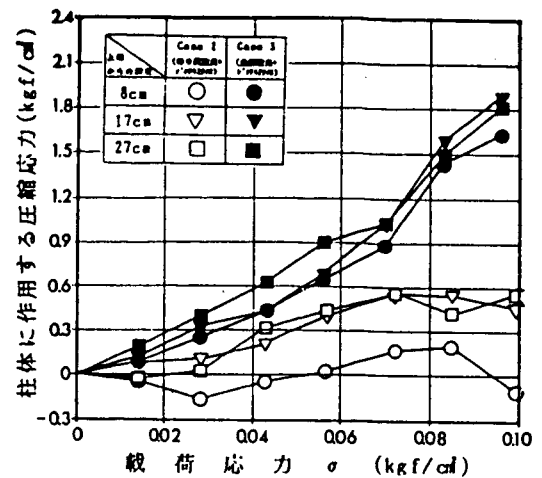


図-2.13 載荷応力と柱体に作用する圧縮応力の関係(載荷のり肩部)

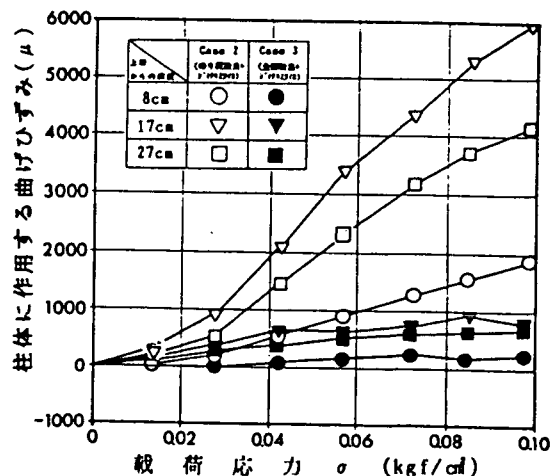


図-2.14 載荷応力と柱体に作用する曲げひずみの関係(載荷のり肩部)

中央の載荷応力によって整理し、比較して示す。この図より、各ケースとも載荷応力の増加に伴って各測定点の引張応力が増大していることが認められる。また、各ケースの引張応力の分布及び傾向を比較すると以下のようなものである。

- ①「無処理+ジオテキスタイル(Case1)」の場合、のり尻から載荷部中央に向かって徐々に引張力が大きくなっている。なお、本実験においてはジオテキスタイルの端部を固定していないため、発生する引張応力が小さい。しかし、載荷部の沈下・変形を更に抑止するためには、端部を拘束した方が効果的であり、この場合ジオテキスタイルに作用する引張応力の検討が必要となるものと考えられる。
- ②「のり尻改良+ジオテキスタイル(Case2)」の場合、のり尻の改良部の引張応力は小さいが、載荷部中央の未改良部に関しては、大きな引張応力が生じているとともに、未改良部分の各測定点の差異は僅かであることが認められる。これは、改良部と未改良部の間に不同沈下を生じており、「ハンモック」上の変形形状を呈しているためと考えられる。
- ③「全面改良+ジオテキスタイル(Case3)」の場合、のり尻から載荷部中央に向かって引張応力が大きくなっており、Case1と比較すると全体に大きな引張応力が発生している。また、柱体直上の測定点(図中④)では、大きな引張応力が生じており、載荷材のめり込みによる影響をうかがうことができる。

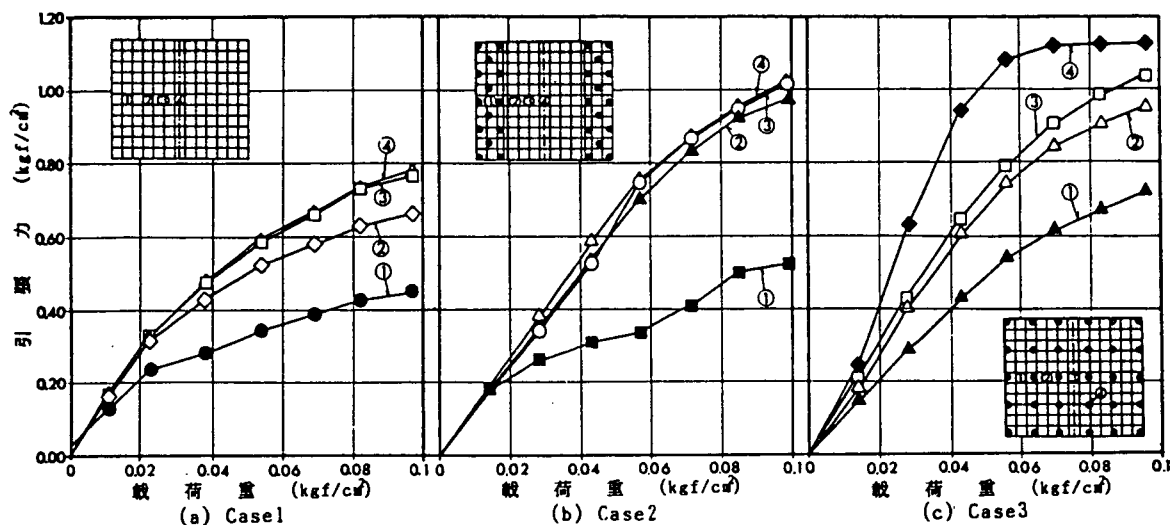


図-2.15 載荷応力とジオテキスタイルに作用する引張力の関係

2.1.4 模型実験のまとめ

本模型実験により、改良形式による沈下・変形抑止効果の差異を見出すことができ、「全面改良+ジオテキスタイル」が沈下・変形の観点から最も効果的であることが明らかとなった。また、ジオテキスタイルを用いることによって載荷部(盛土)の安定性が向上することも確認できた。しかしながら、柱体及びジオテキスタイルに作用する応力の測定結果から見ると、この「全面改良+ジオテキスタイル」の改良形式の場合、比較的大きな強度を必要とすることが予想される。今後は、土とジオテキスタイルとの複合体の曲げ剛性を強化することによる沈下・変形の抑止、さらには柱体に作用する応力の低減効果を模型実験により検証していくとともに、最適な改良形式(柱体の配置、幅、ジオテキスタイルの構造など)を検討していく予定である。

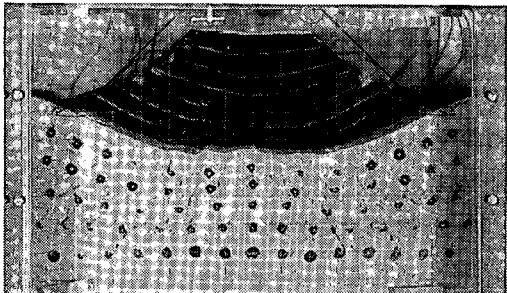
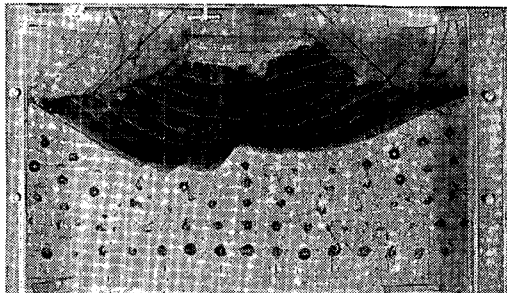
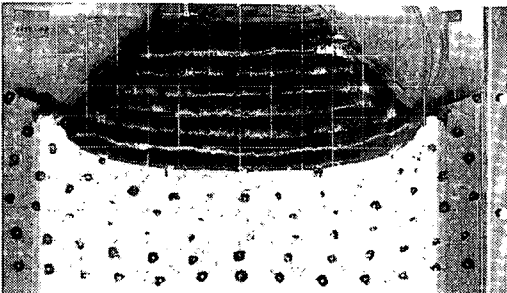
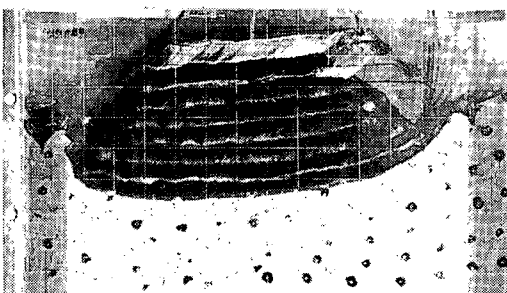
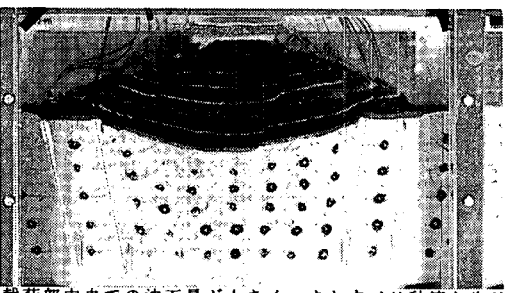
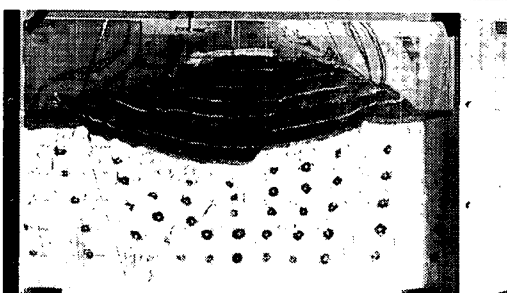
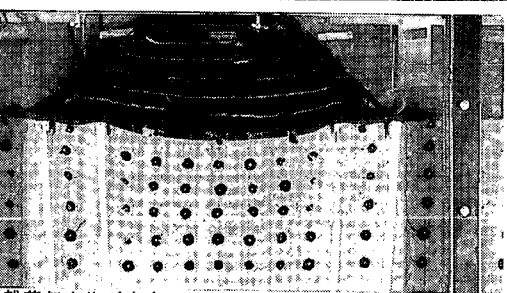
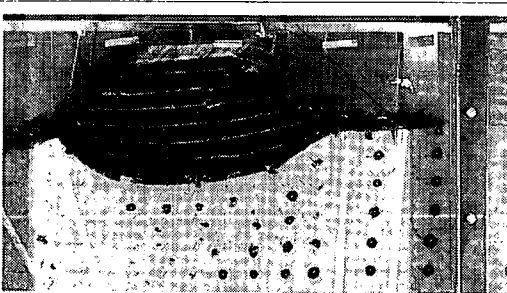
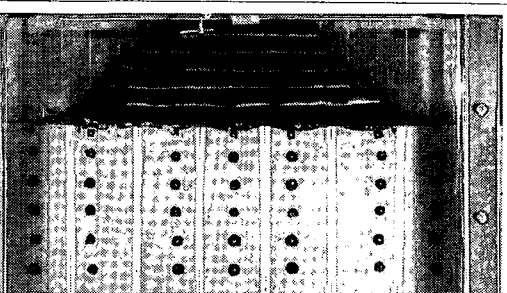
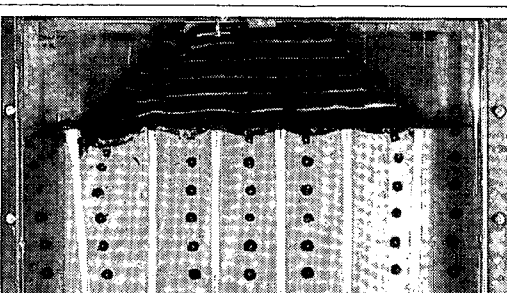
	載荷最終段階	開削最終段階
無処理	 (沈下量が大きく、載荷部全体が側方に流動している。)	 (載荷部中央に顕著なすべり面が生じている。)
ジオテキスタイル + 無処理	 (沈下量は大きい、載荷部の安定は保たれている。)	 (軟弱層の沈下側方流動は大きい、載荷部は安定している。)
のり尻改良	 (載荷部中央での沈下量が大きく、またすべり破壊を生じている。)	 (側方流動が著しく、明瞭なすべり面が確認できる。)
ジオテキスタイル + のり尻改良	 (載荷部全体が安定しており、載荷部中央における沈下量もジオテキスタイルにより低減している。)	 (載荷部の安定は保たれているが、側方流動による改良柱体の移動が顕著である。)
ジオテキスタイル + 全面改良	 (載荷部の沈下量がほとんど無く、安定も保たれている。但し、柱体間のパンチングが認められる。)	 (のり尻部に浅いすべりが見られるが、他のケースと比較して変形は著しく低減される。)

写真-4.2 載荷時及び開削時の変形状況

表-2.5 実験結果一覧表

ケース ▲	支保形式 および 改良位置	改良率 (%) 改良柱体 本数	盛土 または 開削	実験の略図 (単位: cm)	実験結果			変状パターン略図 (単位: cm)
					盛土中央の沈下	表面変位	側面変位	
1	ジョウキ スタイル + 無処理	0	盛土		- 最大沈下量は盛土中央部で発生している。 - ケース▲1, 2ともに明確な破壊を示さない。 - 降伏応力は0.033kgf/cm²程度と想定される。	- 表面変位が最大となる箇所は、のり戻りより10cmである。 - 最大隆起量は、沈下量の57%程度、最大水平移動量は沈下量の53%程度で隆起量の方が大きい。 - 表面変位が生じる応力はほぼ降伏応力に対応している。 - 側方移動の範囲は層厚の2.6倍程度。	- 垂直変位は盛土中央が最大で、のり戻り付近ではほとんどない。のり戻りの外側では向上に変位する。 - 水平変位は、のり戻り側10~15cmの最大で、のり戻りの外側より盛土中央側へ向って減少する。 - 側面の盛土中央の沈下量は、本来の盛土中央の沈下量の90%程度である。 - 側面の垂直変位土量と水平変位土量は同じ。	
			開削		- 開削後の沈下量は開削深度が深くなるのに伴い増加する。(全ケース) - 開削後の最大沈下量は、開削側の盛土ののり戻り付近で発生している。 - 明確な地すべり面は発生していない。	- 開削深度が深くなるのに伴い沈下水平移動ともに増加するが、各ケースともに水平移動の方が大きい。 - 水平移動量は盛土中央沈下量の1.76倍のり戻りの沈下は57%程度で、水平移動の方が大きい。	- 開削深度が深くなるのに伴い沈下水平移動ともに増加するが、各ケースともに水平移動の方が大きい。 - 開削部と逆の盛土のり戻り付近は時計と逆回りの変位を示している。 - 盛土全体が開削により縮む。	
2	ジョウキ スタイル + 着底 のり戻	6.3 (28本)	盛土		- 最大沈下量は盛土中央部で発生している。 - 降伏応力は、0.035kgf/cm²程度と想定される。 - 沈下低減率は降伏応力までは低下し65%に至り、その後若干低下する様を示す。 - 改良効果は、沈下の低減にみられる。	- 表面変位が最大となる箇所は、のり戻りより10cmである。 - 最大隆起量は無処理の沈下量の17%程度、最大水平移動量は25%程度で水平移動の方が大きい。 - 側方移動の範囲は層厚の2.4倍程度。 - 改良効果は変位の低減にみられる。	- 垂直変位、水平変位ともにケース▲1より小さい。 - 水平変位が最大となるのはのり戻りの側5cmで無処理より小さい。 - のり戻りの外側の変位は水平変位が主体で、向上の変位は非常に小さい。 - 改良柱体間部からのり戻りの方向に移動する。 - 改良効果は、変位の低減にみられる。	
			開削		- 開削後の盛土中央部の沈下量は無処理の1.6倍程度である。 - 最大沈下量の発生する箇所は、ケース▲1と同じである。 - 明確な地すべり面は発生していない。 - 改良効果は顕著でない。	- 水平移動量、沈下量は、無処理の盛土中央沈下量の4.38倍と41%程度で、水平移動が非常に大きい。 - 改良効果は顕著でない。	- 地盤の変位の形状はケース▲1とは同じであるが、改良柱体の変位が大きく、盛土より外れ、一部切断したため、盛土の傾斜が大きい。水平移動も非常に大きい。 - 改良効果は顕著でない。	
3	ジョウキ スタイル + 着底 全面	6.8 (30本)	盛土		- 最大沈下量は、盛土の中央部で発生している。 - 降伏応力は0.096kgf/cm²以上である。 - 沈下低減率は12%以下を示す。 - 沈下に対する改良効果はケース▲2より大きい。	- 表面変位が最大となる箇所はのり戻りより10cmである。 - 最大隆起量は無処理の沈下量の5%程度、最大水平移動量は、7%程度で、水平移動の方が若干大きい。 - 側方移動の範囲は層厚の2.3倍程度。 - 改良効果は、ケース▲2より大きい。	- 垂直変位、水平変位ともにケース▲2より小さい。 - 水平変位が最大となる箇所はケース▲2と同じである。 - 改良柱体の動きは若干あるが、ほとんどないに等しい。 - 改良効果は、ケース▲2より大きい。	
			開削		- 開削後の盛土中央部の沈下量は、無処理の9%程度で非常に小さい。 - 盛土のり戻り側が若干落ちたが明確な地すべり面は発生していない。 - 改良効果は沈下量の低減にみられる。	- 水平移動量は、無処理の盛土中央沈下量の9.5%、沈下量は47%と非常に小さい。 - 改良効果は顕著である。	- 垂直変位、水平変位ともにケース▲1, 2より小さい。 - のり戻りの外側の変位は、ほとんど水平方向で、向上の変位はみられない。 - 改良柱体は、のり戻り付近で若干変位がみられる。 - 改良効果は顕著である。	

2.2 模型実験その2（改良体と未処理土の相対変形）

2.2.1 実験の目的と概要

本実験は、小型実験土槽内に軟弱地盤および改良部を想定して「ジオテキスタイル・深層混合処理併用工法」による盛土の安定、沈下軽減および側方流動抑制効果などを二次元的に把握することを目的としている。昨年度の実験では、「ジオテキスタイル・深層混合処理併用工法」に関して改良形式の異なる実験ケースを3条件設定し、改良位置（のり尻改良、全面改良）による地盤の変形抑止効果（盛土の安定性、載荷材のめり込み、周辺地盤の変位等）を比較するとともに、柱体やネットに作用する応力を測定した。その結果、各改良形式のうち柱体を盛土底面に全体に設置しジオテキスタイルを敷設した改良形式が、沈下・側方流動の面で最も抑止効果が高いなど、各改良形式における変形挙動を把握することができた。

本年度は、改良体と未処理土の相対変形抑止に及ぼすジオテキスタイル（以下、補強材と称す）の敷設の有無および剛性の違いの影響等を把握するために小型土槽実験を行った。

2.2.2 実験方法

(1) 模擬軟弱地盤の性状

実験に用いた土槽は、長さ75cm、幅50cm、高さ1.0mである。模型地盤の作成に当たり実験時に支持地盤の変形が起こらないように切り込み砕石（最大径30mm）をタンパーを用い締固めながら40cmの厚さに仕上げ支持地盤を造成した。なお、最上部2cmは軟弱層が砕石に入り込むのを防止するため砂層を設けた。軟弱地盤は市販の乾燥した粉末状の粘土に含水比45%を目標として、強度が一定になるよう水を加え、平型モルタルミキサーで混合むらがなくなるまで約30分間攪拌混合し練り上げたものを使用した。練り混ぜ後、含水比およびマイクロベーンによりせん断強さのチェックを行い、実験後においても同様の測定を行った。模擬粘性土の強度を表-2.6に示す。表に示すとおり、練り混ぜた軟弱土は含水比47%の時マイクロベーンによるせん断強さが $c=0.015\text{kgf/cm}^2$ であった。

実験槽内のアクリル板には摩擦を軽減するためシリコンオイルを塗布し、練り混ぜたクレイサンドを空隙のないようコテで敷均しながら35cmの厚さに仕上げた。また、軟弱地盤の左右には壁体として、高強度の発泡ポリスチレン等を用いた。

表-2.6 各ケースの含水比、せん断強さ

Case	1	2	3	4
含水比 %	46.3	47.2	45.8	46.7
せん断強さ kgf/cm^2	0.015	0.015	0.015	0.015

(2) 補強材の諸元

本実験において用いた補強材は、表-2.7に示す剛性の異なる2種類のネット状の高密度ポリエチレン（以下、補強網「強」、「弱」と称する）である。

表-2.7 補強材の諸元

呼 称	糸本数 (本/規格巾)		降 伏 点 強 度	E・A
	タ テ	ヨ コ	(kgf/cm)	(kgf)
強	40/50	40/50	0.66	19.2
弱	200/200	200/200	0.33	7.3

(3) 実験装置

実験装置は、実験土槽、荷重(鋼球、ペロフラムシリンダ、コンプレッサ、レギュレータ)、銅板、ひずみ測定器、側面マーカーなどによって構成されている。載荷荷重は、鋼球およびペロフラムシリンダ8個を使用し、静的に載荷した。実験装置を模式的に示すと図-2.16のとおりである。

載荷中は地盤表面の変位、地中の土圧、壁体にかかる水平土圧、間隙水圧、銅板のひずみの測定を変位計、沈下板、土圧計、ワイヤーストレインゲージなどによって測定した。

(4) 実験ケース

実験は、表-2.8に示すように壁体間隔、補強材の引張り剛性などの条件を変化させて4ケース実施した。

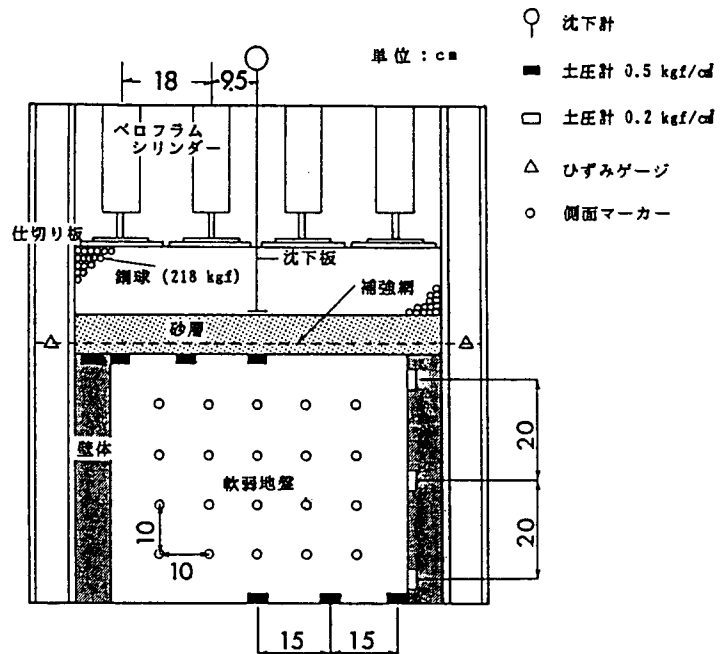
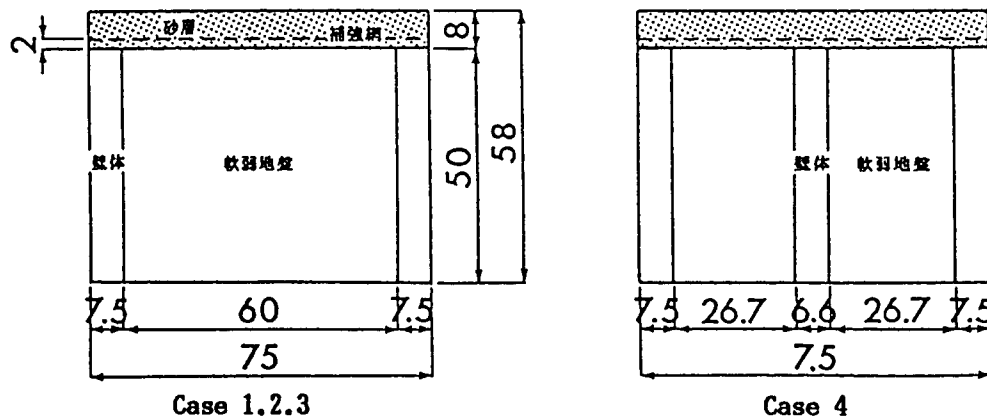


図-2.16 実験装置模式図

表-2.8 実験ケース一覧表

Case No.	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
補強材の種類	—	弱	強	強
壁体間隔 (内々;cm)		60.0	60.0	26.7

単位: cm



2.2.3 実験結果

(1) 載荷応力と沈下量、沈下低減率の関係

i) 沈下量

軟弱地盤上部に設置した沈下板により測定した沈下量と載荷応力の関係を図-2.17に示す。この図より載荷応力の増加に伴って未改良部の沈下量は直線的に伸びている。しかし、この図において明確な降伏応力を判定することは難しい。各ケースの沈下抑止効果を比較すると補強材を敷設しない無補強の条件であるCase 1に比べて、Case 3（補強材：強、壁体間隔60cm）および Case 4（補強材：強、壁体間隔27cm）では明らかに沈下が抑制されており、特にCase 4においては顕著な効果が認められる。しかしながら、剛性の小さい補強材を敷設したCase 2では無処理の条件とはほとんど差違が認められない。これらの結果から、未改良部の沈下に対しては、補強材の剛性に加えて深層混合処理の改良間隔が大きく影響すること、また、剛性の小さな補強材ではあまり沈下抑制効果がないことなどがあきらかとなった。

ii) 沈下低減率

Case 1（無補強）の沈下量を基準にして、他ケースの沈下量低減の割合を S_n/S_1 （沈下低減率）として図-2.18に示す。この図よりCase 2（補強材：弱）では、沈下低減率はほとんど1の近傍にあるのに対して、補強材（強）を挿入することによ

り 0.7程度に、またさらに軟弱地盤中央に壁体を設置することにより 0.5程度まで低下している。すなわち、沈下低減率で整理することによって、同じ補強材を使用し、壁体間隔を変えた Case 3（壁体間隔 60cm）と Case 4（同 26.7cm）を比較すると、壁体間隔を約半分に縮小することにより沈下量を約70%に抑えることが可能である。

ここで、補強材を敷設することによって、どのようなメカニズムにより沈下量が低減されるのかを

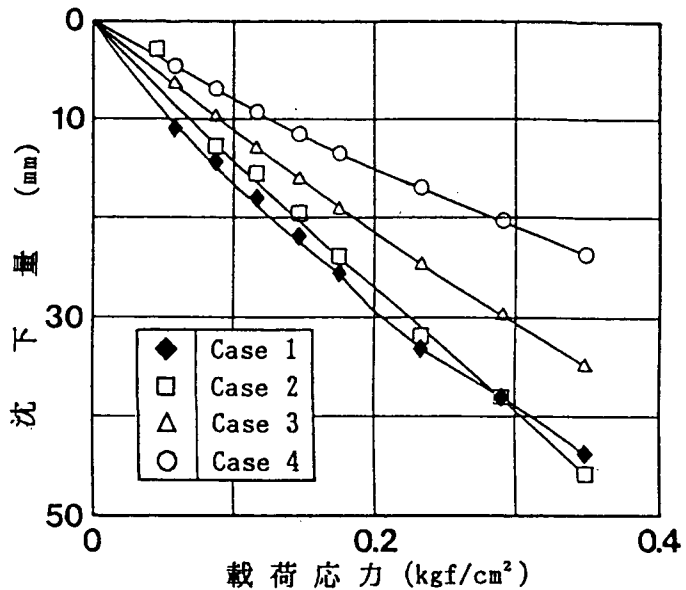


図-2.17 各ケースの載荷応力と沈下量の関係

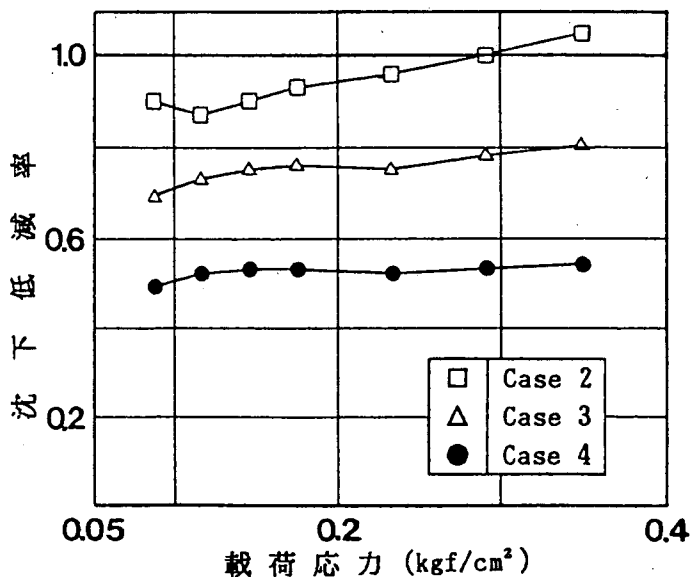


図-2.18 各ケースのCase1に対する沈下低減率

考えてみる。まず、補強材に生ずる引張り応力がある。地盤が沈下し、補強材がたわむことによって引張り応力が生ずる。そして、この鉛直成分が上向きの力となって荷重に抵抗し、地盤の沈下に抑制するというものである。しかし、本実験においては、Case 3 を例にとると最終載荷段階における載荷荷重は 1300 kgf、その時補強材に生じる引張り力は 30 kgf 程度(ひずみゲージによる測定)であり、その鉛直成分はさらにわずかなものであると考えられる。これらのことから、補強材に発生する引張り力だけで荷重に抵抗するとは考えにくい。そこで、補強材を挿入する厚さ 8 cm の砂層の剛性に着目して、Barber(1940)の提案した二層地盤の表面変位を求める近似計算法を用い、補強材を敷設した場合の砂層の弾性係数を求めてみた。

この計算法は二層弾性体の第一層を第二層と同じ弾性係数を持った層で等価するものである。したがって、二層地盤の表面変位は

$$S = \frac{1.5 a P_0}{E_2} \left\{ \frac{1}{\{1 + (h_1/a)^2 (E_1/E_2)^2\}^{1/2}} \left(1 - \frac{E_2}{E_1}\right) + \frac{E_2}{E_1} \right\}$$

上式において、S:表面変位，a:載荷部半径， P_0 :載荷荷重
 h_1 :砂層厚， E_1 :第一層の弾性係数， E_2 :第二層の弾性係数

で表せる。ここで $a=30$ cm, $h_1=8$ cm, $E_2=1$ kgf/cm² として Case 1 および Case 3 について計算を行い砂層の弾性係数 E_1 を求めてみた。その結果、無補強の Case 1 では $E_1=1310$ kgf/cm² であるのに対して、補強材を敷設した Case 3 では $E_1=3473$ kgf/cm² の値が得られた。すなわち、無補強の砂層に比べ補強材「強」を挿入した砂層は剛性が約 3 倍の強さになったことになる。これらの結果から砂層中に補強材を敷設することによって、補強材の伸び剛性、曲げ剛性および局所変形を抑制し地盤を一体化させる効果などが複雑に絡み合い、まき出し砂層自体の剛性を高めると同様の効果が得られるものと考えられる。

(2) 地盤内変位および応力

i) 地盤内変位

地盤内の変位は全ケースともすべての点において沈下傾向を示し、載荷中央部では鉛直下方に移動し、他の点では左右対象に外側下方に移動している。そして中心から離れるにしたがって、鉛直移動量に対する水平移動量の割合が大きくなっている。また、地盤表面の沈下量の大きいケースほど地盤内変位も大きくなっている。

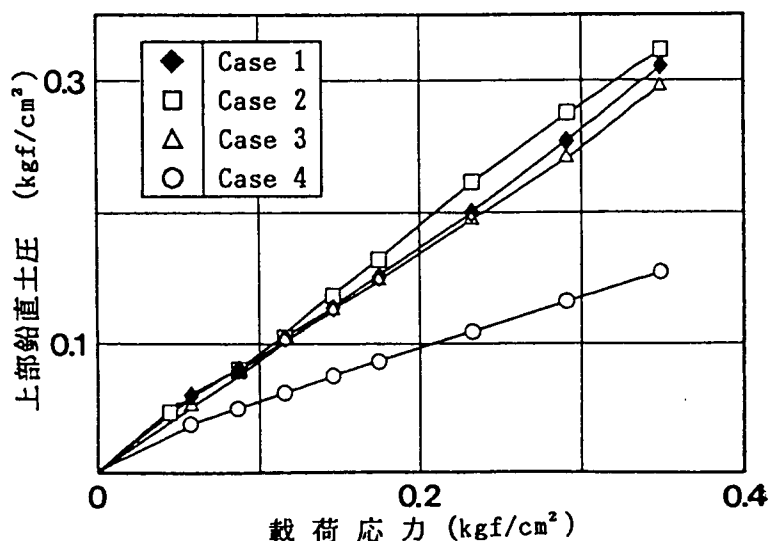


図-2.19 載荷応力と上部鉛直土圧の関係

ii) 鉛直土圧

軟弱地盤上部中央および底部中央の土圧をそれぞれ図-2.19 図-2.20に示す。上部、底部ともに Case 4 を除く 3 ケースの間には差はほとんど見られない。一般的に部分載荷の場合では、補強材によって荷重が分散されるが、等分布載荷の場合では、荷重が分散されても応力の重ね合わせが生じ、Case 1 ~ Case 3 の土圧に差が認められない結果になったものと考えられる。

なお、各ケース、各載荷ステップごとの載荷荷重と、土圧計を基に計算した地盤反力を比較した結果、地盤反力は載荷

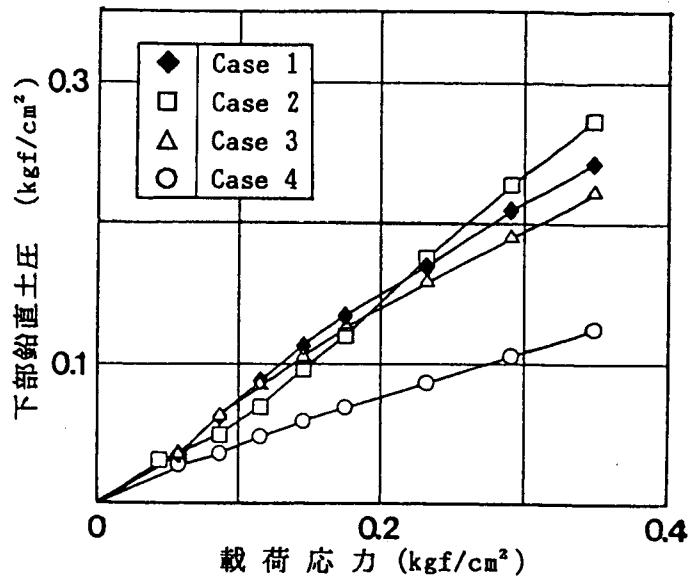


図-2.20 載荷応力と下部鉛直土圧の関係

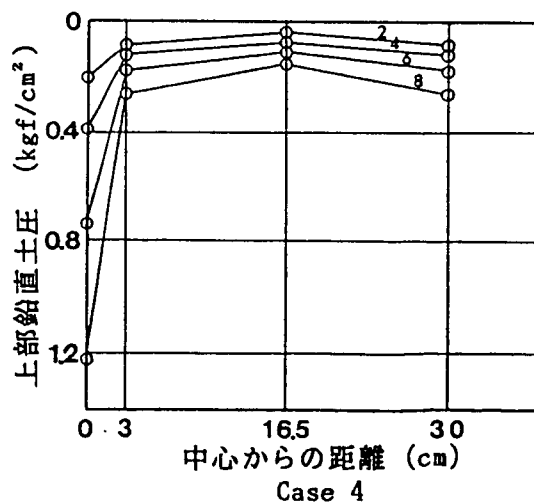
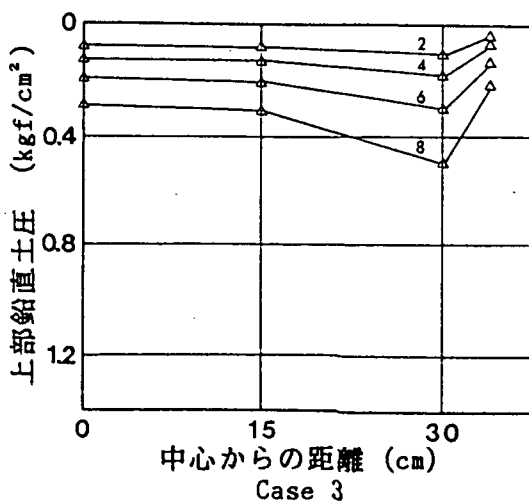
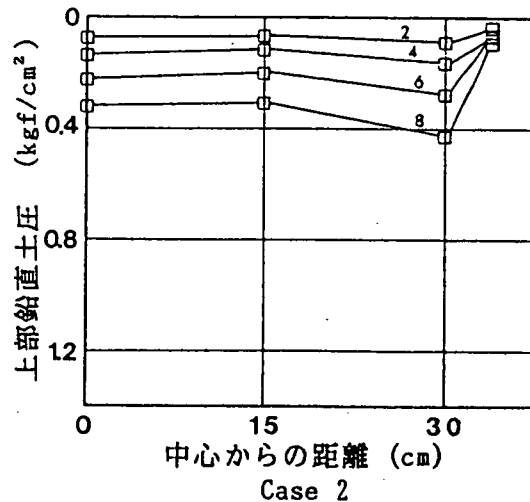
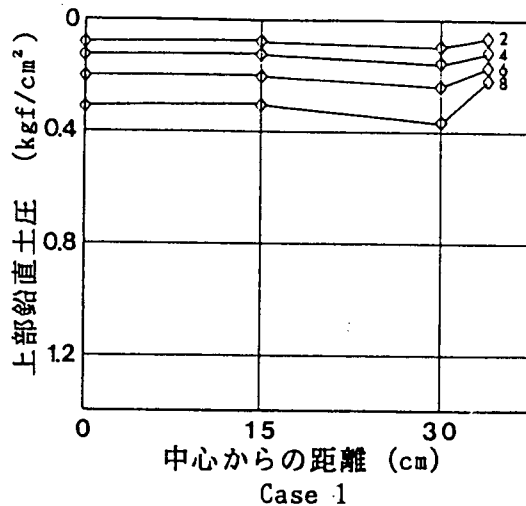


図-2.21 各ケースの上部土圧分布

荷重の 90% 程度であった。

次に、軟弱地盤上部の土圧分布を図-2.21に示す。これによると、概して上部土圧分布は中央部で小さく、端部で大きくなっている。また、補強材を敷設し、その剛性を大きくすることによって、この土圧分布形状の傾向が顕著に表れている。

iii) 水平土圧

図-2.22 には、各ケースの載荷応力と壁体にかかる水平土圧(H_1) の関係を示す。この図より、Case 1, 2, 3 の値に大きな違いは無く、Case 4 ではこれらの約 3/5 程度である。

Case 4 では、中央の壁体によって載荷荷重の多くが受け持たれることにより軟弱地盤の分担する荷重が軽減されるため当然の結果といえる。そこで、軟弱地盤中央の鉛直土圧と壁体にかかる水平土圧の関数に整理したのが図-2.23 である。この図から、全ケースとも大きな差異は無く、壁体に作用する水平土圧は軟弱地盤に作用する鉛直土圧の大きさにより一義的な関係にあり、壁体側面の摩擦が無視できるならば壁体間隔にはあまり影響されないものと考えられる。

図-2.24 には Case 3 と Case 4 の水平土圧分布

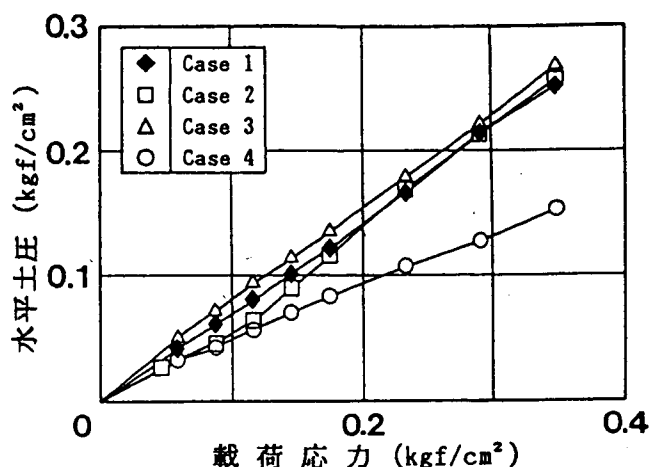


図-2.22 載荷応力と水平土圧の関係

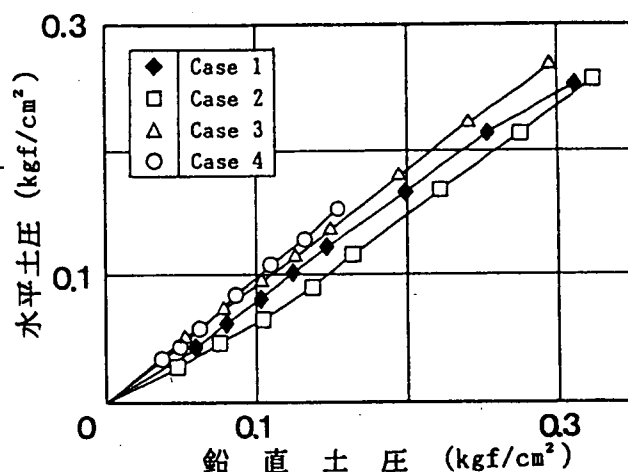


図-2.23 鉛直土圧と水平土圧の関係

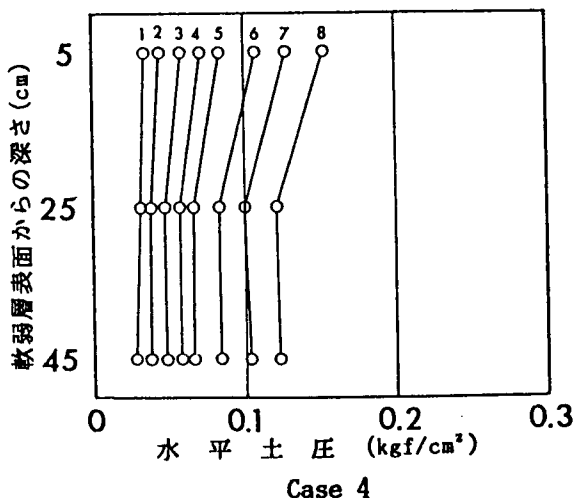
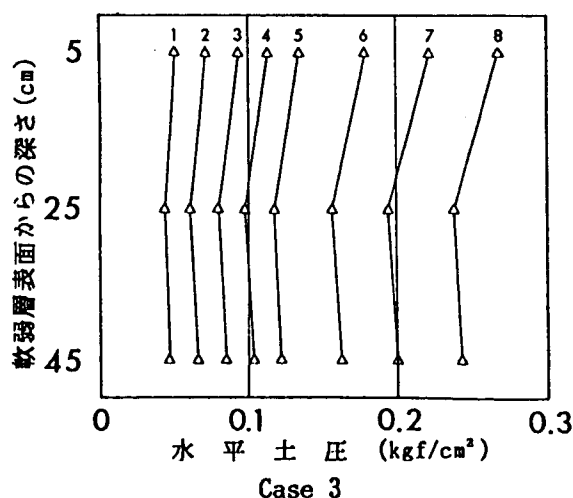


図-2.24 Case 3 と Case 4 の水平土圧分布

図を示す。この図から両ケースを比較すると、Case 4の方がわずかながら土圧分布が倒れ込んだ形状となった。これは壁体間隔を狭めたことによって壁体側面の摩擦力の影響が大きくなったためと思われる。

iv) 補強材に働く引張り力

補強材に働く引張り力を、補強材に接続した銅板に取付けたひずみゲージにより測定した。結果を図-2.25に示す。Case 3, Case 4の両ケースとも、載荷応力の増大にともない引張り力も増大している。そして載荷応力 0.15~0.30 kgf/cm²の間でピークを迎え、その後減少に転じている。これはひずみゲージの付近の補強材が降伏を迎えたと判断できるが、このことによる影響は沈下量、土圧に表れていない。したがって、補強材に働く引張り力は地盤の沈下にあまり抵抗していないものと考えられる。

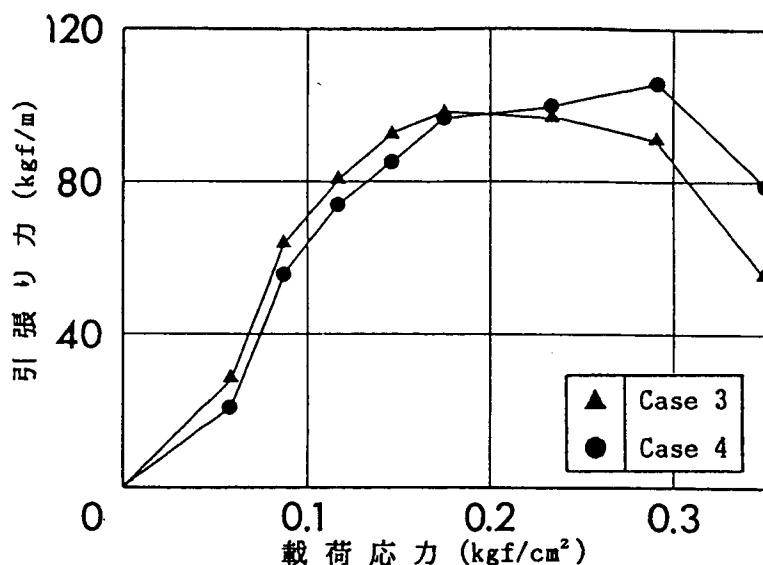


図-2.25 載荷応力と補強材に働く引張り力の関係

2.2.4 小型土槽実験のまとめと今後の課題

本小型土槽実験から、以下の事項が明らかとなった。

- ① 載荷応力と沈下量の関係において、補強材の剛性が大きいものほど沈下抑止効果がある。
- ② また、改良部の間隔を狭めることによって、さらに相対沈下量を低減できる。

すなわち、「ジオテキスタイル+深層混合処理併用工法」において、その改良効果は補強材の種類、改良柱体の配置などの要因に左右され、今回の土槽実験からは、特に改良間隔を狭めることが相対沈下低減につながる事が明らかとなった。

今後は、数値解析・現地動態観測などの結果を踏まえて合理的なジオテキスタイル(補強材)の選定方法および改良配置(改良間隔、改良幅等)について検討していく。

また、深層混合処理工法の改良形式(全面改良、部分のり尻改良)に対応した改良部と未改良部の境界部の相対変形(沈下)に着目し、ジオテキスタイルに作用する応力の測定および合理的な敷設パターンを土槽実験から検証していく。さらに、これらの実験結果と現場試験の結果を比較し、FEM解析によるシミュレーションを行う予定である。

3. 改良地盤の応力変形特性に関する解析的検討

ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法の併用工法に関して、解析的検討をおこなった。

まず、最初に併用工法の地下変形抑止効果を検討するために、FEM弾性解析を行った。次にジョイント要素の非線形性を考慮したFEM解析手法の検討および、そのパラメータを求めるための試験装置の開発を行った。そして、最終年度には、現地試験で得られた動態観測結果のシュミレーションを行うとともに、橋台背面に併用工法を適用した場合の改良設計の合理化に関する検討を行った。

3.1 FEM弾性解析

3.1.1 解析の目的と概要

本章においては、軟弱地盤上の盛土工事において、深層混合処理とジオテキスタイルを併用した地盤改良を行う場合に、盛土-基礎地盤の沈下や側方流動等の変形挙動に対する本工法の効果を把握し、本研究を進める上での目安を得ることを目的として、FEMによる盛土-基礎地盤の変形解析を行う。

今回は、まず解析の緒として地盤を弾性体と仮定し、また、ジオテキスタイルについては引張力のみに抵抗し曲げには抵抗しない棒要素としてモデル化を行った。

解析条件としては、ジオテキスタイルの敷設位置、種類、改良柱体の配置および改良率等を変えて検討を行い、ジオテキスタイルおよび改良柱体の効果に対する知見を得ることを試みた。

3. 1. 2 解析手法

(1) 解析手法

解析はFEM2次元解析とし、解析に際しては次の条件を仮定した。

① 平面ひずみ条件 ② 弾性解析 ③ 盛土荷重による圧密完了時点の応力・変形解析

(2) 土層構造および土質定数

解析に用いた土層構成を図-3.1に、入力した土質定数を表-3.1に示す。

表-3.1 土質定数

土層	単位体積重量 γ (tf/m^3)	弾性係数 E (tf/m^2)	ポアソン比 ν
盛土 および サンドマット	2.0	2 000	0.3
Ac(1)	0.7	112.5	0.33
Ac(1) 改良部	0.7	500	0.33
Asc(1)	1.0	70	0.3
Asc(1) 改良部	1.0	10 000	0.3
Ac(2)	0.7	135	0.33
Ac(2) 改良部	0.7	10 000	0.33
Asc(2)	1.0	800	0.3
Dc	0.7	2 000	0.33
Ds	1.0	5 000	0.3
Trs	1.0	15 000	0.3

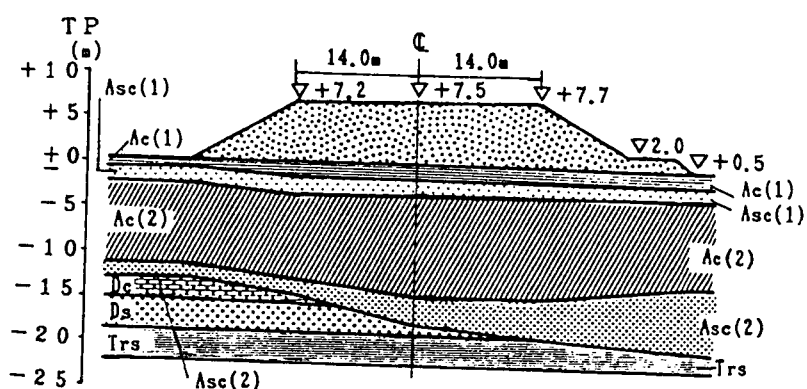


図-3.1 土層構成図

(3) 検討手順

解析に当たっては、ジオテキスタイルの敷設位置、種類、改良柱体の配置および改良率等を変えて検討を行うこととし、検討の手順を次のようにした。

- ① ジオテキスタイルの敷設位置を変えて検討し、最適の位置を決定する。
- ② ジオテキスタイルの敷設位置を①で決定した位置とし、ジオテキスタイルの剛性を変えて検討する。
- ③ ジオテキスタイルの敷設位置および剛性を①、②の結果より設定し、改良柱体の配置および改良率を変えて、ジオテキスタイルを敷設する場合としない場合について検討する。

(4) 検討ケースおよび解析モデル

前述の検討手順①、②の解析結果より、ジオテキスタイルの敷設位置をサンドマットの下で地盤幅に敷設するとし、剛性を 1600 tf/m と設定した。手順③の検討ケースとして右図の4ケースを考慮し、各ケースについて、改良柱体の改良率を10%、20%、40%の3種類に変えて解析を行った。ここで、改良率とは、盛土敷設面積に対する改良柱体の面積の比である。

解析モデル図の一例(改良率20% Case 1)を図-3.2に示す。解析は盛土天端中央部で切った半断面(図-3.1の左側半断面)について行った。また、境界条件は、左右端は水平方向固定、鉛直方向自由とし、下端は両方向固定とした。

3. 1. 3 解析結果

(1) 沈下性状

図-3.3~図-3.5は、各改良率に対する地表面沈下量の水平方向分布を示したものである。

改良柱体の配置の違いによる沈下性状の違いについて見ると、全面改良の場合、沈下は均等に近い形で生じているのに対し、のり尻改良の場合は、のり尻付近の沈下は抑えられるが、盛土中央部の沈下量が、全面改良の場合に比べてはるかに大きく、盛土中央部とりのり尻部の沈下量の差が大きい。また、のり尻部の沈下量も改良率が上がるに従って、のり尻改良の場合と全面改良の場合の差が小さくなり、改良率40%ではその差はほとんどなくなっている。以上のようなことから、沈下量に関しては、のり尻改良より全面改良の方が有効であると考えられる。

一方、ジオテキスタイルの有無による沈下性状の違いについて見ると、のり尻改良の場合の盛土中央部の沈下がジオテキスタイルによって

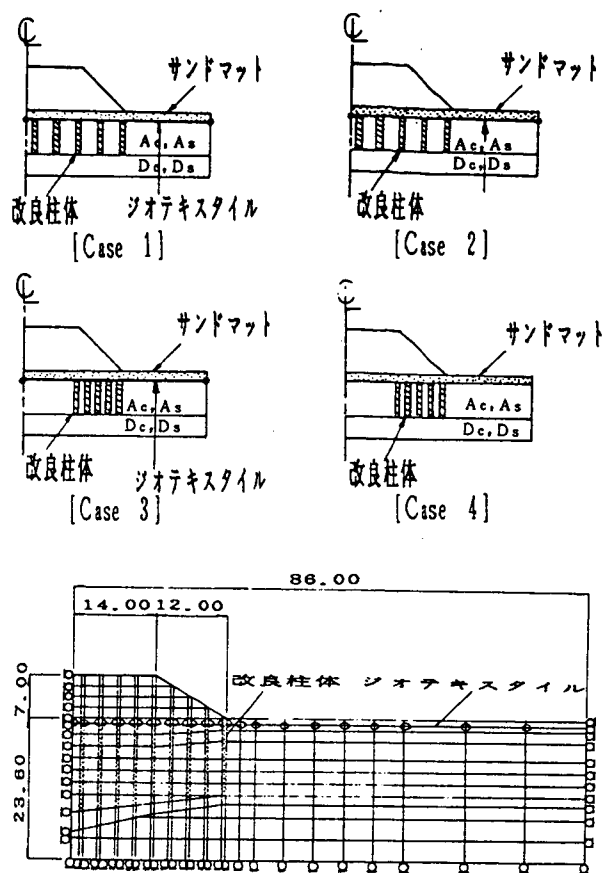


図-3.2 解析モデル図(改良率20% Case 1)

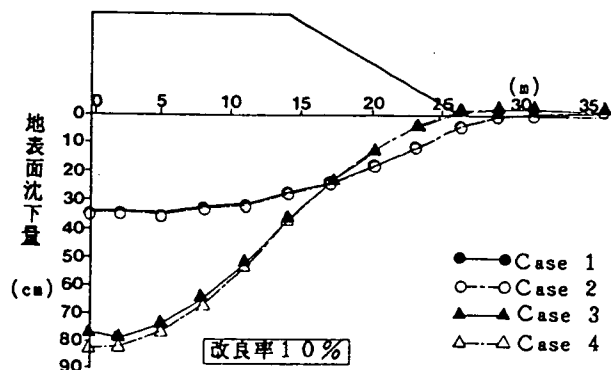


図-3.3 地表面沈下量の水平方向分布

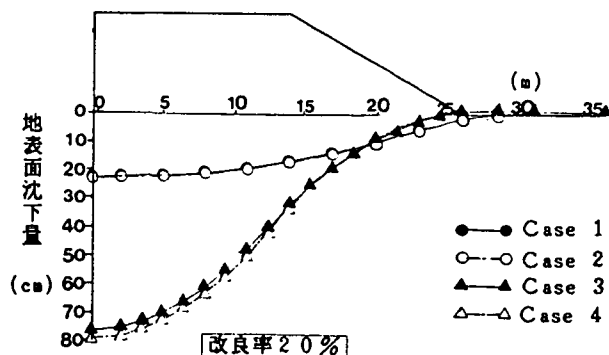


図-3.4 地表面沈下量の水平方向分布

若干抑えられてはいるが、全体としては、ジオテキスタイルの有無による沈下量の差はあまり見られない結果となっている。

(2) 側方変位性状

図-3.6～図-3.8は、各改良率に対するのり尻部側方変位量の鉛直方向分布を示したものである。

改良柱体の配置の違いによる側方変位性状の違いについて見ると、改良率40%の場合の地表面付近を除いて、各改良率とも全面改良の方がのり尻改良の場合より変位が小さく、のり尻部のみを重点的に改良したからといって、必ずしもり尻部の側方変位は抑えられないという結果になっている。

また、ジオテキスタイルの有無による側方変位性状の違いについて見ると、改良率の如何にかかわらず、ジオテキスタイルを敷設することによって側方変位が減少している。

従って、側方変位に関しては、全面改良の方がのり尻改良より効果的であり、ジオテキスタイルも側方変位の低減に寄与していることがわかる。

(3) 鉛直応力性状

図-3.9～図-3.14は、サンドマット下の地盤の改良部と未改良部の鉛直応力の水平方向分布を示したものである。

全面改良の場合ものり尻改良の場合も、未改良部の応力の分布は改良率が変わってもあまり変わらないが、改良部の応力は改良率が上がるに従って小さくなっている。

応力の分布形状について見ると、全面改良の方は分布がなめらかで均等に近いのに対し、のり尻改良の方は改良部の応力の差が大きい。

従って、未改良部の応力の分布は、全面改良とのり尻改良とで大きな差はないが、改良部の応力の分布については、全面改良の方がのり尻改良の場合より、改良柱体の

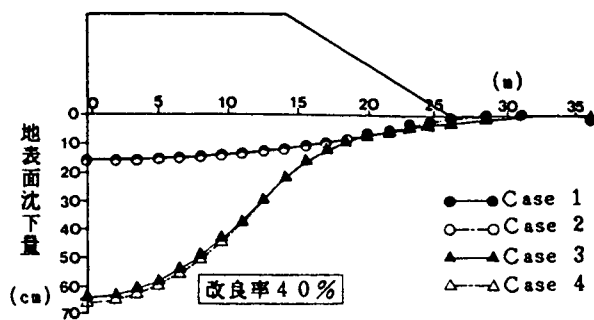


図-3.5 地表面沈下量の水平方向分布

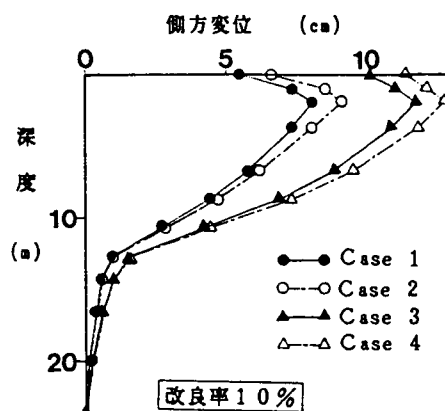


図-3.6 のり尻部側方変位量の鉛直方向分布

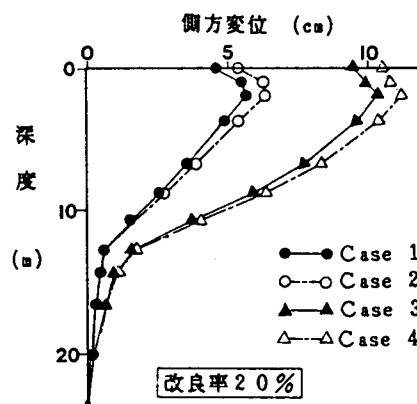


図-3.7 のり尻部側方変位量の鉛直方向分布

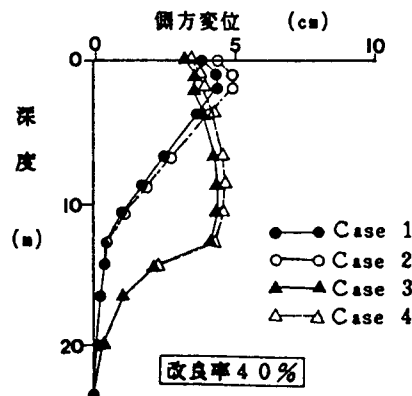


図-3.8 のり尻部側方変位量の鉛直方向分布

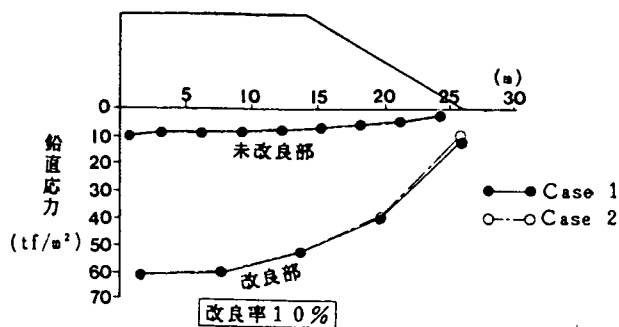


図-3.9 鉛直応力の水平方向分布

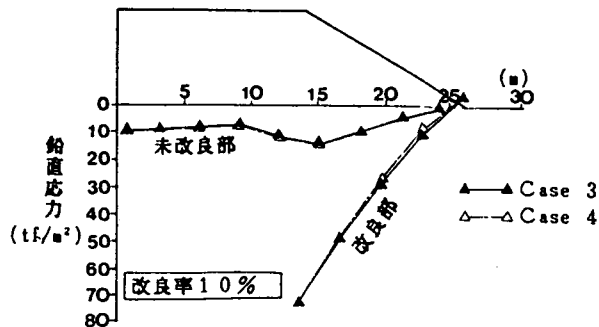


図-3.10 鉛直応力の水平方向分布

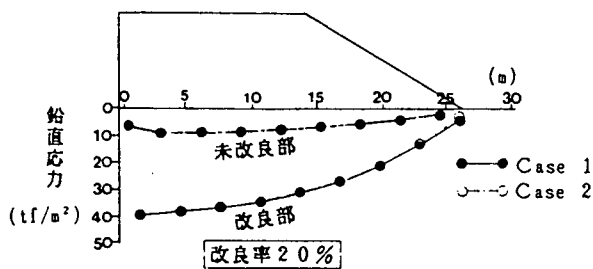


図-3.11 鉛直応力の水平方向分布

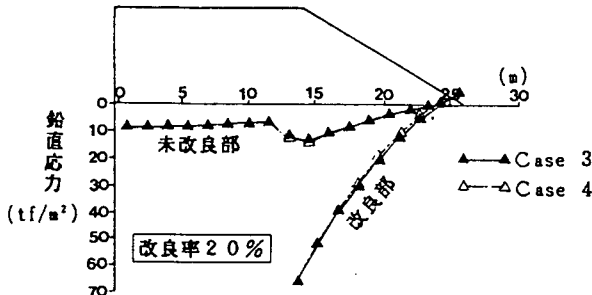


図-3.12 鉛直応力の水平方向分布

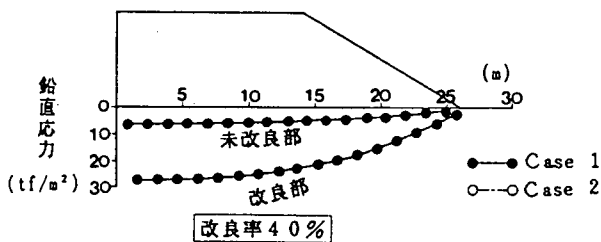


図-3.13 鉛直応力の水平方向分布

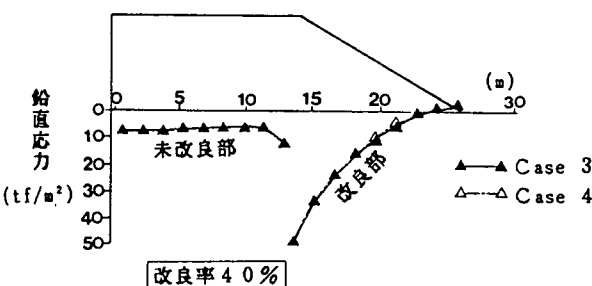


図-3.14 鉛直応力の水平方向分布

負担する応力は均等に近く、応力の最大値も小さく、改良率が上がるに従ってこの傾向は強くなり、全面改良の方がより尻改良より効率的であると言える。

一方、ジオテキスタイルの有無による鉛直応力の分布の差はあまり見られない結果となっている。

(4) ジオテキスタイルの発生張力

図-3.15は、各改良率に関するCase 1の改良部分のジオテキスタイルに発生する張力を示したものである。

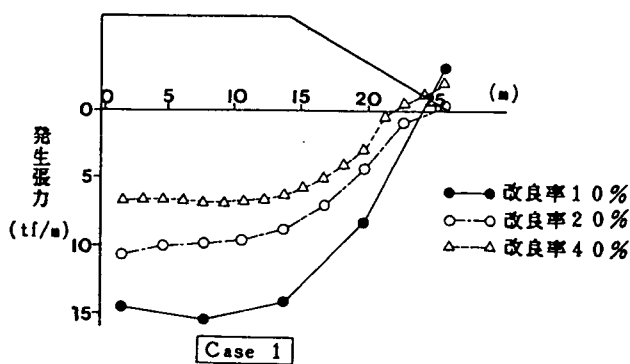


図-3.15 ジオテキスタイルの発生張力(改良部)

発生張力の最大値は、改良率10%の場合で15.5tf/m²、改良率20%の場合で10.7tf/m²、改良率40%の場合で6.8tf/m²である。

3. 1. 4 解析結果のまとめ

(1) 解析結果

今回、地盤を弾性体と仮定して応力・変形解析を行ったが、その結果をまとめると次のようである。

- ① 沈下量、側方変位、鉛直応力分布いずれに関しても、全面に改良柱体を配した全面改良の方が、のり尻部のみに改良柱体を配するのり尻改良よりも変位、応力ともに小さくなっている。
- ② 全面改良、のり尻改良いずれの場合も、ジオテキスタイルの効果としては、沈下や鉛直応力の低減に対してよりも側方変位の低減が著しくなっている。

(2) 解析結果の考察

- ① 改良柱体に作用する最大の鉛直応力は、改良柱体の配置、改良率に伴って増加しており、盛土高さなどによっては改良柱体の強度を高める必要がある。
- ② 今回解析に用いたジオテキスタイルの剛性は1600tf/m²であり、これは、市販のジオグリッドの剛性の10倍程度である。今回はジオテキスタイルのモデル化に際し、軸剛性のみを評価したが、解析結果から判断すると、曲げ剛性が変形抑止に寄与することが予想される。従って、今後、敷設方法に関して、ジオテキスタイルの剛性を高める等検討する余地があろう。
- ③ 今回は、FEM弾性解析でジオテキスタイルの補強効果について検討を行った。しかし、ジオテキスタイルの効果について十分に把握されていない。これは今回の解析手法の問題にあると考えられるため、今後、軟弱地盤上のジオテキスタイルの補強効果をより忠実にシミュレートできる解析手法の適用が必要であらう。

(3) 今後の解析の方向

今回の解析結果から今後の解析の方向として、次のような点が上げられる。

- ① 今回解析の対象としたような高盛土の場合、土とジオテキスタイルとの間に発生するせん断力がかかなり大きくなり、土とジオテキスタイルとの間にすべりが生じることが予想される。従って、そのような土とジオテキスタイルとの間の相互作用を評価し得るような配慮(例えば、ジョイント要素やリンケージ要素の使用)を施す必要があろう。
- ② 土の応力状態から判断して、盛土完成後の未改良部の土はすでに極限状態に達していることも予想される。その場合、このような部分の土の剛性は現実にはほとんどゼロになると思われるから、ジオテキスタイルの効果をもっと明確に表われると考えられる。従って、今後、地盤の材料特性を弾塑性で評価する必要性が問われよう。
- ③ 改良柱体と未改良部とではその物性や挙動に大きな違いがあるため、実際の現象との整合性を確認し、両者の相互作用を忠実に評価し得るような解析手法上の工夫が必要となろう。

3.2 FEM非線形解析法および試験装置の検討

地盤内に挿入するジオテキスタイルの補強効果を確認するためには土とジオテキスタイルの複合体の応力・変形特性を明らかにする必要がある。そこで、土とジオテキスタイルとの間の相互作用をより忠実に評価できる解析手法(解析プログラム)の検討、および新しく開発した引抜き・曲げ試験装置による実験的検討を行った。

3.2.1 FEM非線形解析法による応力変形特性の検討

(1) 目的

前年度は、FEM弾性解析によって、ジオテキスタイルと深層混合処理で改良された地盤の変形解析を行ったが、その結果、ジオテキスタイルの補強効果が部分的に認められたものの、十分に把握されているとは言えなかった。その原因の一つとして、解析手法上の問題点が上げられ、特に、土とジオテキスタイルとの間の相互作用をより忠実に評価し得るような解析手法を用いることが必要であると判断された。

そこで、本年度は、上記の点を考慮し、土とジオテキスタイルの不連続性を表現するために、ジョイント要素を用い、落合ら¹⁾の提案している、ジョイント要素のせん断変位に対する非線形性を考慮した解析手法を用い、その妥当性について検討を行った。

(2) 解析手法

ジオテキスタイルを用いた補強土のメカニズムとしての土と敷設材料の相互作用については不明確な点が多く、土中における補強材の引抜き抵抗機構は複雑である。従って、補強材を敷設した土構造物の応力・変形解析には、特異なせん断方向の摩擦特性やすべりを有する不連続面の挙動を表現し得る解析手法が必要である。本研究では、敷設材料としてポリマーグリッドを用いて改良された地盤の変形解析を行うために、ポリマーグリッドの引抜き抵抗機構を考慮した有限要素法による解析手法を用い、その有用性について検討を行った。

(i) ポリマーグリッドの引抜き抵抗機構

図-3.16は、任意の引張り荷重におけるグリッド節点の変位とそのとき節点に作用した引抜き抵抗力の関係を示したものである。いずれの鉛直応力の場合も、節点の変位とその引抜き抵抗力の曲線は破線で描いた2本の曲線の間に分布する。ポリマーグリッドの初期の変位段階では、節点の付加抵抗力は上限の曲線に沿って立ち上がるが、変位の進行に伴い、前方の節点の付加抵抗力は低下し、下限曲線に漸近する一方、後続の節点付加力が上限曲線に近づく。

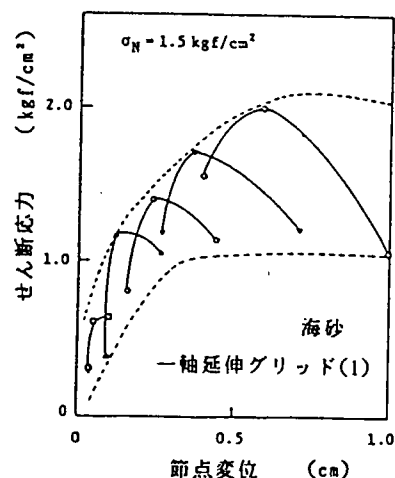


図-3.16 節点変位に対するせん断応力分布

1) 坂井、落合、林、了戒;ジオグリッドを用いた土構造物の応力・変形解析、第21回土質工学研究発表会論文集、1986

各節点の引抜き抵抗力の上限及び下限を与える2本の曲線について、鉛直応力の影響を調べたものが図-3.17である。上・下限界曲線とも任意の変位レベルにおいて、せん断応力と垂直応力の関係は、ほぼ直線上に分布している。これは、それぞれの限界曲線において一種の摩擦則が成り立つことを意味している($2\tau = C + \sigma_N \cdot f$)。図-3.18は、これらの直線から得られるC, fを節点変位を横座標としてプロットしたものである。Cは摩擦則の粘着力成分に、また、fは摩擦係数に対応するものであり、図-3.18の曲線はそれぞれ土中のグリッドにおいてその変位に伴って作用する引抜き抵抗の粘着力成分及び摩擦成分の発現過程と範囲を表現していると考えることができる。

(ii) ジョイント要素を用いた有限要素法による解析手法

a) 補強機構のモデル化

本研究では、特定の不連続面の変形特性を表現できるジョイント要素とポリマーグリッドをモデル化した平面トラス要素を組み合わせることによって、ポリマーグリッドの補強機構のモデル化を行った。図-3.19に、その有限要素モデルを示す。

b) ジョイント要素の適用法

ジョイント要素を用いて土とポリマーグリッドの間の引抜き抵抗機構、特に引抜き抵抗係数のせん断変位に伴う発現過程を考慮するために、せん断剛性 k_s の決定には引抜き抵抗の粘着力成分C及び摩擦成分fの発現過程とその範囲(破線)を示した図-3.20の關係を用いる。ここに、C及びfが、それぞれ図-3.20の破線の領域内においてせん断変位uの線形関数($C = nu$, $f = mu$)で表されるものとする、せん断応力 $2\tau = C + \sigma_N \cdot f = (n + \sigma_N \cdot m)u$ となり、ジョイント要素のせん断剛性 k_s は次式で与えられる。

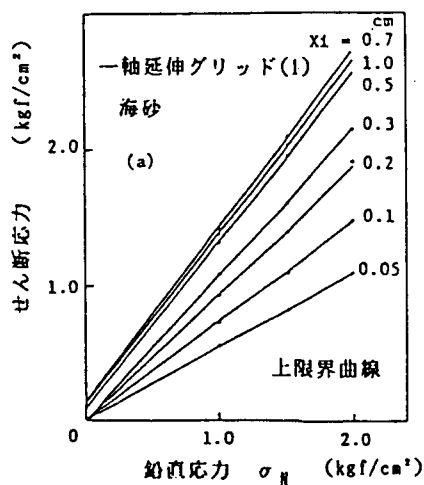


図-3.17 垂直応力の影響

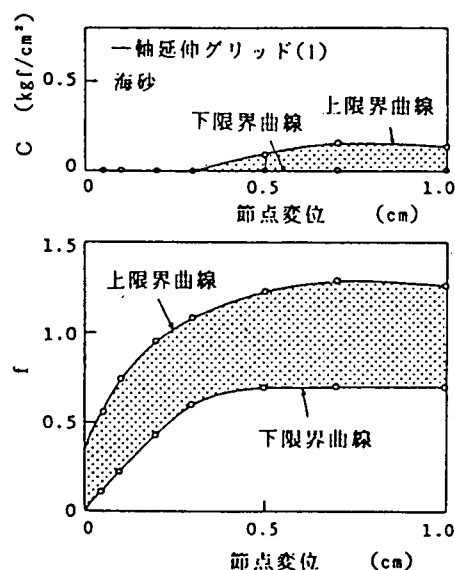


図-3.18 引抜き抵抗係数の
発現過程と範囲

$$2ks = n + \sigma_N \cdot m \quad (1)$$

各変位に対する n , m の決定に際しては、その時の最大せん断変位 U_{max} の値によって次の3つの領域に区分する。

(I) U_{max} がせん断変位 U_I (上限界曲線

と下限界曲線の収束点 C_r, f_r との交点におけるせん断変位)に達するまでの領域であり、 n, m の値は原点から上限界曲線上の点 U_{max} の点を結んだ直線の傾きで与えられる。

(II) U_{max} が U_I を越える場合で、 U_{max} を生じたジョイント要素のせん断抵抗は、残留抵抗 τ_r の値を示すものとする。また、 U_{max} 以下のせん断変位に対する C, f は、上限界曲線上の点を折返し点とした傾き $\pm n', \pm m'$ の2本の直線で与えられる。

(III) U_{max} がせん断変位 U_{II} (領域(II)において原点を通る直線が限界曲線に接するときの最大せん断変位)を越える場合で、せん断変位に対する C, f の値は、領域(II)と同様に2本の直線で与えられるが、原点を通る直線は U_{max} の値にかかわらず、 $U_{max} = U_{II}$ のときの直線とする。

以上のように、ジョイント要素の非線形性は、図-3.20に示す3つの領域区分に対して表わした比較的簡単なせん断剛性 ks の最大せん断変位 U_{max} 依存性によって表わされる。

図-3.21は、三種類のポリマーグリッド(一軸延伸グリッド(1), (2)及び二軸延伸グリッド)を用いて得られた引抜き抵抗係数の領域(I), (II), (III)の範囲を示す。

また、ジョイント要素の垂直剛性 kn は、垂直変位に対し圧縮側と引張側でそれぞれ一定値をとるものとする。

c) 平面トラス要素の適用

ポリマーグリッドは、軸方向の引張力に抵抗し、曲げやねじりの抵抗力は小さい。従って、ポリマーグリッドのモデル化に際しては、軸方向の剛性だけ考慮し、部材の接合部をピン継手で結んだ平面トラス要素を用いる。図-3.22は、ポリマーグリッドの大気中における引張力とひずみの関係を示す。

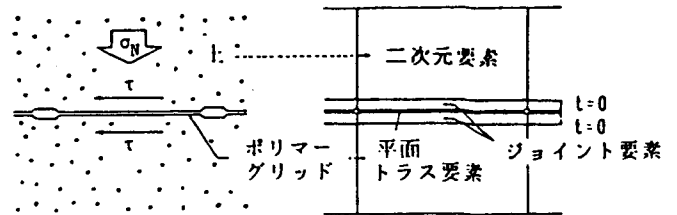


図-3.19 ポリマーグリッドの補強機構のモデル化

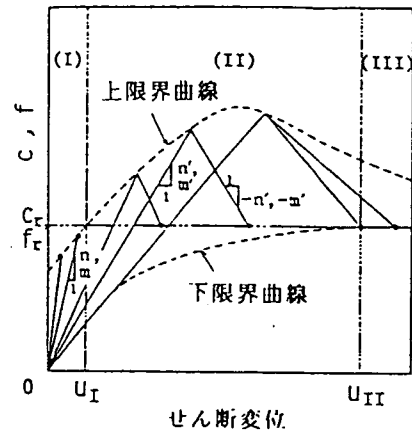
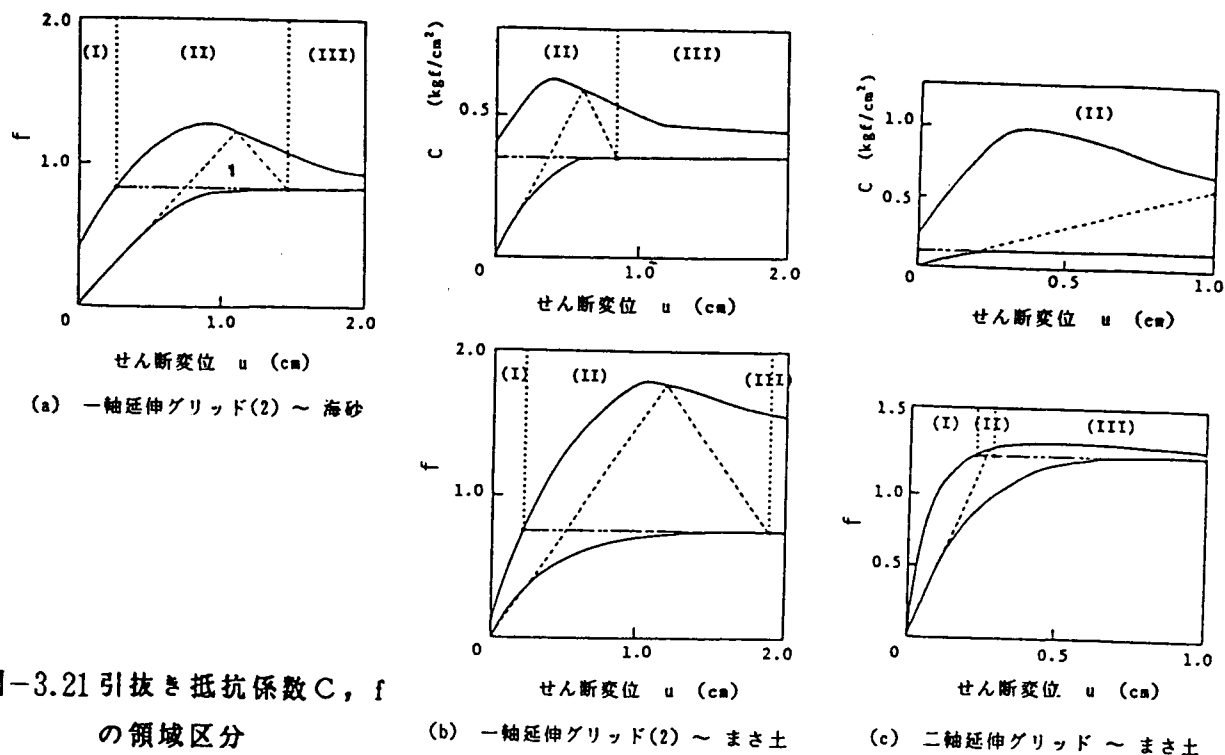


図-3.20 ジョイント要素のせん断剛性 ks の決定法



(3) 引抜き試験における変形解析

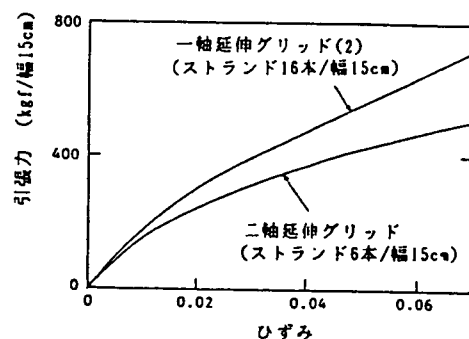
本解析は、ポリマーグリッドの引抜き試験を対象にジョイント要素を用いた有限要素解析を行い、実験値との比較を行った。

(i) 解析モデルと解析手順

図-3.23 は解析に用いた解析モデルである。

ジョイントの設定には、左方向へのポリマーグリッド(平面トラス要素)の引抜き状態を考慮して、平面トラス要素の上下面に接するポリマーグリッドと土の間の不連続な特性を表わす要素(JOINT

T1)だけでなく、不連続面を生じる解析モデルの右端にもジョイント要素(JOINT2)を用いた。解析は、まず自重と任意の上載圧 σ_N を載荷したときの応力解析を行い、このときの応力値を初期状態として、ポリマーグリッドを表わす平面トラス要素の左端の節点に任意の変位量を与えて応力・変形解析を行った。なお、節点変位の計算では、平面トラス要素のヤング率 E 、ジョイント要素のせん断剛性率 k_s の非線形性のために、そのときの定数 E , k_s の値が所定の収束条件を満足するまで繰返して計算を行う。解析に用いた海砂及びまさ土の物性値はそれぞれ、 $\gamma = 1.4$ 及び 1.7 tf/m^3 , $E = 200$ 及び 500 kgf/cm^2 , $\nu = 0.4$ である。また解析の対象としたポリマーグリッドは一軸延伸グリッド(1), (2)及び二



軸延伸グリッドの3種類である。

(ii) 解析結果と実験値の比較

ポリマーグリッドの引抜き試験によって得られた実測値とジョイント要素を用いた有限要素法による解析結果を比較したのが、図-3.24, 図-3.25, 図-3.26 である。

図-3.24 (a)(b)(c)(d)は、節点位置

①に任意の強制変位Xを与えたときの各

グリッド節点位置とその節点変位の関係を示したものである。図中の実線(解析値)で示したグリッドの節点変位曲線は、変位Xの増加とともにその変曲点が移動し、土の最大せん断抵抗を受ける節点位置が次第に後方へ移動していく傾向をよく表わしている。

図-3.25 (a)(b)(c)(d)は、任意の強制変位Xを与えたときのポリマーグリッドの引張り力分布である。解析による引張り力分布は、実測値と比べて若干の差異はあるものの、変位Xの増加とともに最大せん断抵抗を受ける節点位置が次第に後方へ移動していく様子をよくとらえている。

図-3.26 (a)(b)(c)(d)は、グリッド間に働くせん断応力と節点変位との関係を示したものである。解析によって得られたせん断応力は、各節点変位に対して凸型のせん断応力分布を示しており、節点変位の大きな領域ではせん断応力を幾分過小評価するものの、実測値とほぼ一致していることがわかる。

図-3.27 は、通常のジョイント要素(せん断変位に対する非線形性を考慮しない)を用い、せん断剛性 k_s を適当に定めて、解析を行った結果を示したものである。同図から、せん断応力と節点変位の関係はほぼ直線となっていることがわかる。 図-3.26 (a)と

図-3.27 とを比較すればわかるように、このような各節点変位の進行に伴うジョイント要素のせん断応力分布特性は、各せん断変位に対するせん断剛性 k_s の非線形性を導入することによって得られるものである。

以上の結果は、本解析において採用した、各せん断変位に対する k_s の決定法の妥当性を示しており、ポリマーグリッドを用いた改良地盤の変形解析における本解析手法の有用性を示唆するものである。

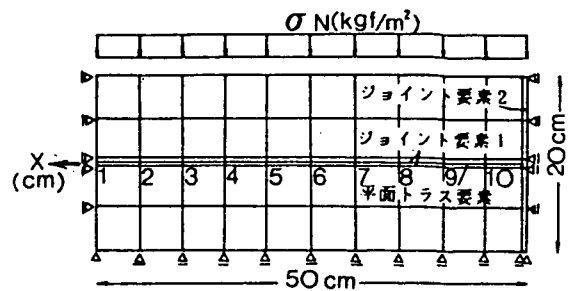


図-3.23 解析モデル

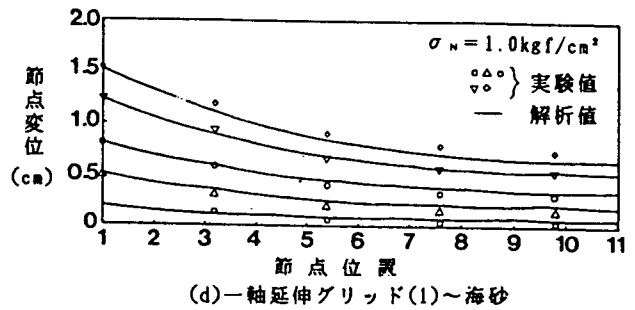
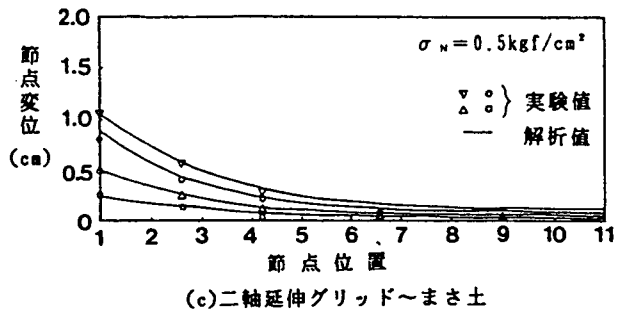
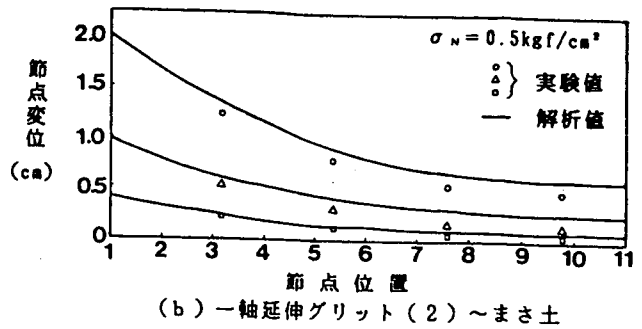
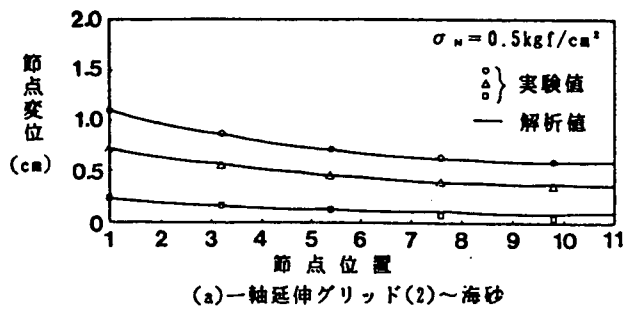


図-3.24 グリッドの節点変位

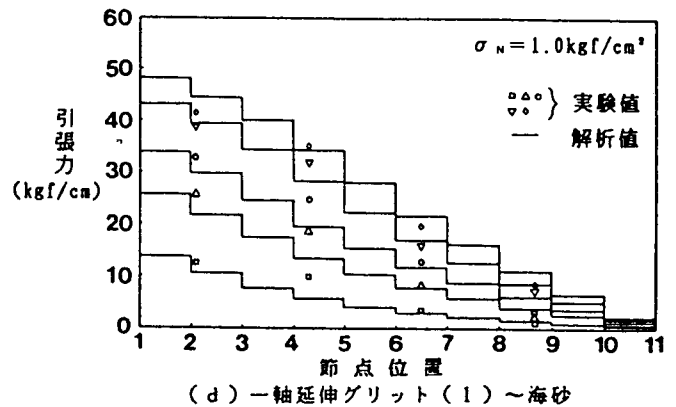
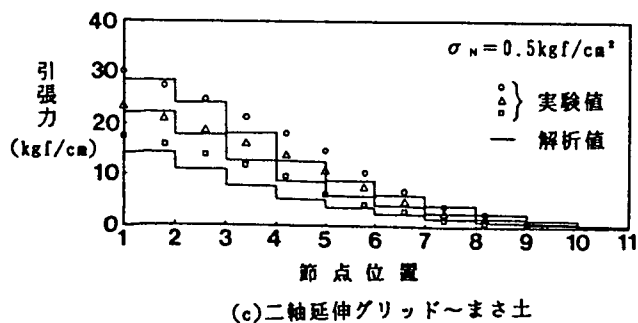
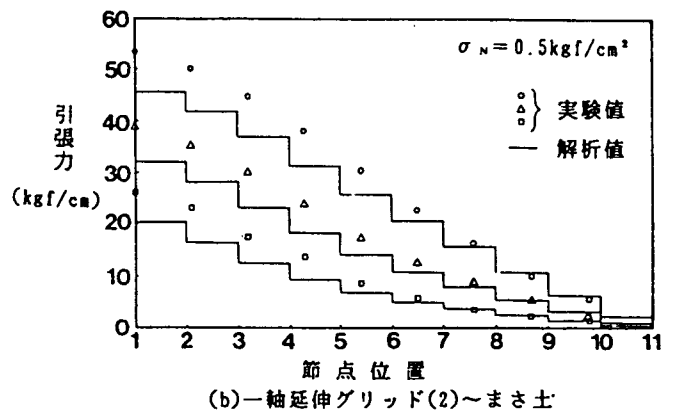
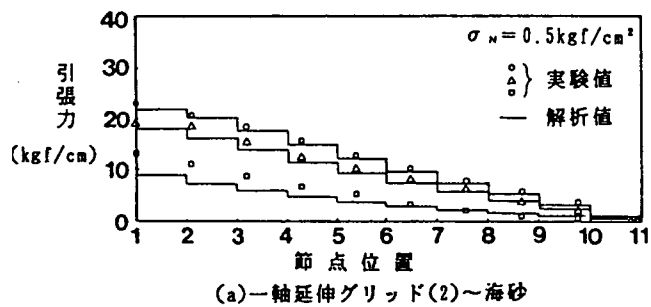


図-3.25 グリッド間の引張力分布

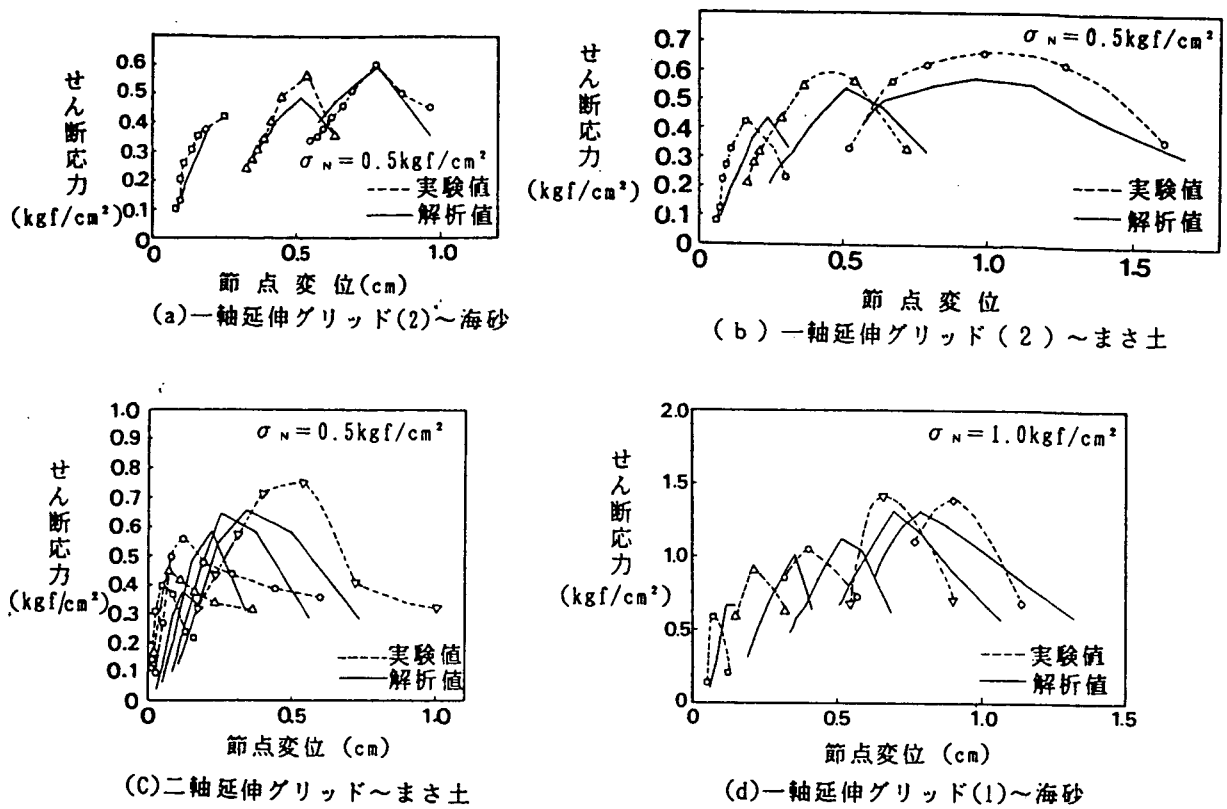


図-3.26 節点変位に対するせん断応力分布

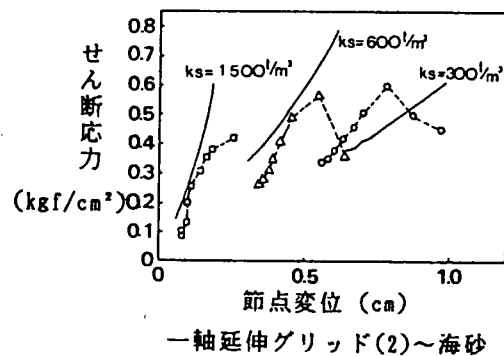


図-3.27 節点変位に対するせん断応力分布
(通常のジョイント要素使用の場合)

3. 2. 2 ジオテキスタイルと土の複合体の引抜きおよび曲げ試験

(1) 概要

ジオテキスタイルを挿入した地盤の補強効果を明らかにするために、引抜き試験が行われている。その方法は、変形しない堅固な試験容器の底部に所定厚さの土を撒き、その上に両端部を容器外に露出させたジオテキスタイルを敷設し、更にその上を所定の厚さの土で覆う。最後に、ゴム膜のついた圧力容器をかぶせ、供試体に所定の圧力をかけた状態で引抜き試験を実施するものである。

軟弱地盤上の盛土は、中央部の沈下が大きいため、挿入したジオテキスタイルに曲げ応力が作用することになる。このような状態での補強効果を再現するためには、上記の方法のみでは困難となる場合がある。

(2) ジオテキスタイルと土の複合体の引抜きおよび曲げ試験装置

コンクリートの曲げ試験では供試体の中央部に荷重を作用させ、供試体の下に凸に変形させるのが一般的である。しかし、このような載荷方法では、供試体を圧密、あるいは圧縮させた後、引抜き試験を実施することは困難である。

そこで、図-3.28 に示すように、本装置(写真3.1)は基本的には(1)概要に示した装置と引抜き試験に関しては同様である。曲げ試験のために、下部にもゴム膜の圧力室を設け、図-3.29 に示す

ように、供試体が上に凸の形に変形するように改良を加えている。測定項目は、ジオテキスタイルの節点変位が6点、引抜き荷重が1点、そして試料土両端部の応力が2点で、合計15点である。

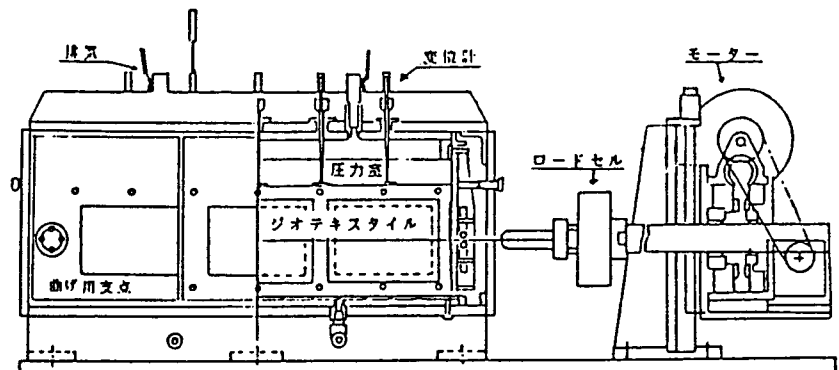


図-3.28 引抜き・曲げ試験装置

(3) 試験手順

引抜き試験は以下の手順で実施する。

- (1)試験容器の下部の圧力室を構成するゴム膜の上にジオテキスタイルを挟んだ供試体を充填する。
- (2)この供試体の上に上板とゴム膜とから構成された上部圧力室を設置する。
- (3)上部圧力室に、所定の空気圧をゴム膜を介して供試体に所定の荷重を作用させる。
- (4)圧力が完了したら、ジオテキスタイルを引き抜く。そのとき、引張力とジオテキスタイルの変位を測定する。

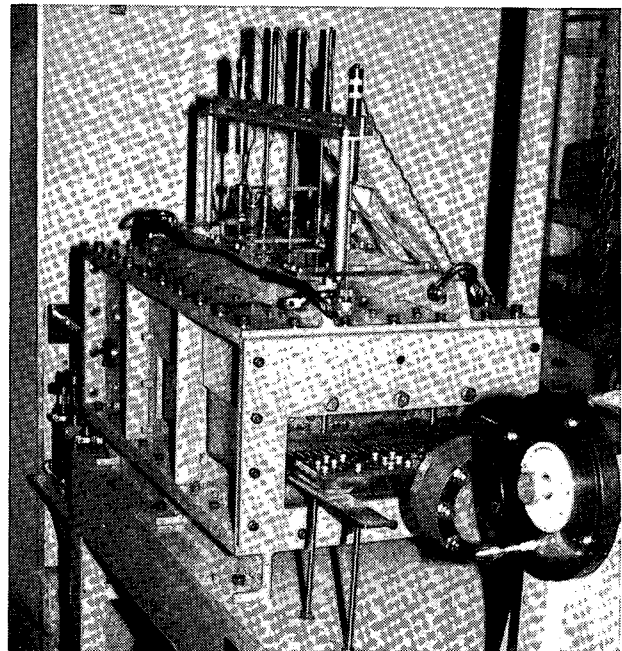


写真-3.1 引抜き・曲げ試験装置

曲げ試験は以下の手順で実施する。

- (1) ジオテキスタイルを含む供試体を前記(1)～(3)で実施する。
- (2) 下部圧力室に空気圧をかけ、上部圧力室と下部圧力室との間に差圧を発生させ、それにより供試体を変形させ、曲げ試験を実施する。

(4) 実験例

実験例として、図-3.30 に引抜き試験における引抜き荷重と各節点変位を、図-3.31 に曲げ試験における表面変位の経時変化を示す。

3. 2. 3 解析及び試験についてのまとめ

今後の課題として以下の項目があげられる。

- (1) 現場実験に対応した、土質材料、ジオテキスタイルを用いて土とジオテキスタイルの複合体の引抜き・曲げ試験を行う。
- (2) 土とジオテキスタイルの補強効果を解析するに当たり、その不連続性を表現できるジョイント要素を採用する。
- (3) 盛土の施工段階を考慮して、基礎地盤を粘弾塑性としたFEM解析を行う。
- (4) 上記の点を考慮して、現場実験のシミュレーションを行なった後、本解析手法を用いて、ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法の合理化の提案を行う。

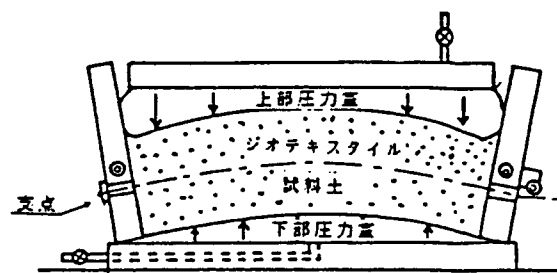


図-3.29 曲げ試験時の装置の概略図

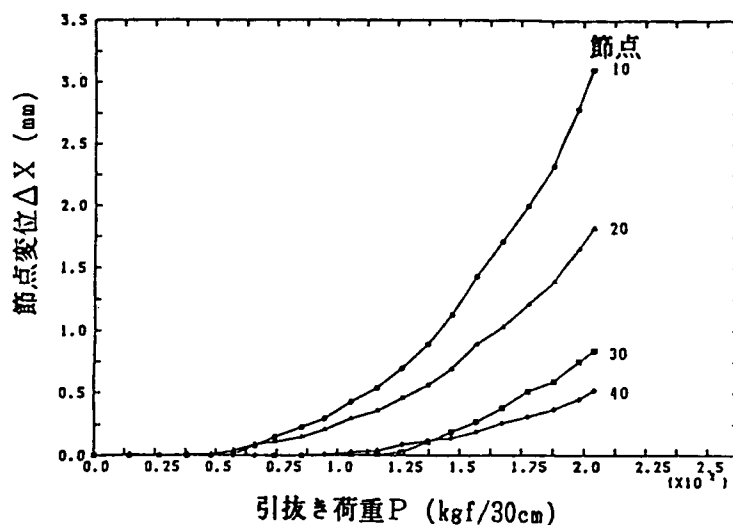


図-3.30 引抜き試験時における引抜き荷重と節点変位

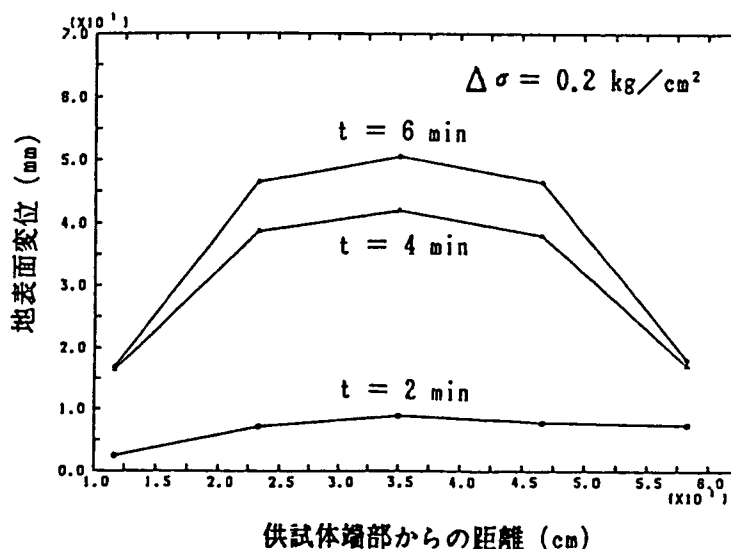


図-3.31 曲げ試験時における供試体上部表面変位の経時変化

3.3 改良地盤の応力変形に関するシミュレーション

ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法の合理化を図ることを目的として、前年度までに、模型実験、FEM弾性解析、現場動態観測、解析手法(解析プログラム)の検討などを行なった。

本年度は、前年度その有用性を確認した、土とジオテキスタイルとの間の相互作用をより忠実に評価できる解析プログラムを用い、以下の項目についてシミュレーションを行いジオテキスタイルの効果の把握及び検討を行なった。

- ① ポリマーグリッドを用いた道路盛土工事(建設省山形工事事務所管内、南陽バイパス深沼地区における、ポリマーグリッドと深層混合処理工法を併用した道路盛土工事)のシミュレーション。
- ② 道路盛土工事シミュレーションで得られた知見をもとに、橋台背面を深層混合処理工法により改良された地盤を想定し、改良設計の合理化に関する検討。(合理化シミュレーション)

3.3.1 道路盛土工事シミュレーション

本研究では、ポリマーグリッドを用いた道路盛土工事をシミュレートするために、実際に現場で使用された盛土材とポリマーグリッドを用いて引抜き試験を行ない、落合らの提案する手法^{1)~3)}に基づき土中でのポリマーグリッドの引抜き抵抗の関係式を求め、得られた関係式に基づき盛土地盤のFEM変形解析を行ない、実測結果との比較、検討を行った。当現場は、ジオテキスタイルと深層混合処理工法を併用した道路盛土工事である。(不動建設施工)

(1) 解析対象地盤

原地盤は、図-3.32に示すように、上部3~4mに有材質土を有する軟弱地盤である。盛土の右側には、サンドマットのり尻位置から5m程度離れて幅15m水路の護岸があり、盛土載荷による水路側へのすべり破壊を防止するために、盛土のり尻付近の地盤は、深層混合処理工法によって改良されている。盛土は、1mのサンドマットの上に1.3mの一次盛土を載荷し、約6ヶ月後に一次盛土上に2.1mの二次盛土をさらに載荷するものである。盛土材には、マサ土を使用し、締固め度85~90%で締固められている。本解析では、二次盛土施工後の、沈下量、ジオテキスタイルに発生するひずみなどの最終変形量が測定されていない事より、一次盛土分による解析を行うものとする。

また、敷設したポリマーグリッドは、SS-2であり、縦断方向延長40m、横断方向幅20mにわたってサンドマットに上敷設されている。

ポリマーグリッドには、盛土横断方向のポリマーグリッドのひずみを測定するために、ひずみ計を8個貼付している。また、改良部と未改良部の土圧および沈下量を測定するために、それぞれ土圧計および沈下計を設け、さらに改良柱体の外側には、地中変位計を設置している。計測器の配置図を、図-3.33に示す。

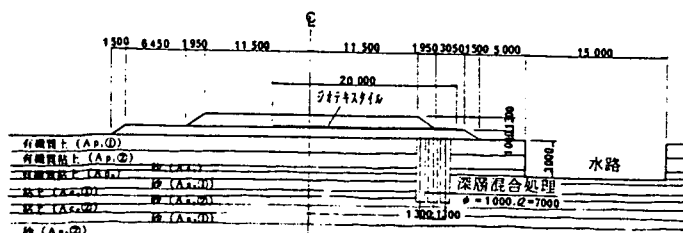


図-3.32 盛土断面図

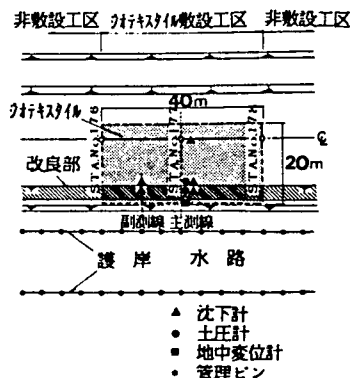


図-3.33 計器配置平面図

(2) 解析方法および土質定数

解析に際しては、まず現地で使用した盛土材とポリマーグリッドを用いて室内にて引抜き試験を行ない、試験結果より得られた盛土材とポリマーグリッド間の引抜き抵抗機構を考慮したFEMによる変形解析を行なった。なお、盛土材および原地盤については、弾性体と仮定した。解析に用いた土質定数は、当該地盤のボーリングデータおよび土質試験結果を基に決定した。表-3.2 にその値を示す。

土質	GL (m)	弾性係数 E (t/m ²)	単位体積重量 γ (t/m ³)	ポアソン比 ν
盛土	2.3 ~ 0.0	500	1.977	0.333
Ap1①	0.0 ~ -1.7	23(13)	1.036	
Ap1②	-1.7 ~ -3.3	55(13)	1.151	
As1	-3.3 ~ -3.85	140	1.800	
Ap2	-3.85 ~ -4.7	60	1.346	
As2①	-4.7 ~ -5.9	1190	1.800	
Ac2①	-5.9 ~ -6.4	100	1.754	
As2②	-6.4 ~ -7.45	1190	1.800	
Ac2②	-7.45 ~ -8.5	1190	1.258	
As3①	-8.5 ~ -9.45	1820	1.800	
As3②	-9.45 ~ -13.0	1820	1.800	
改良柱体	0.0 ~ -7.0	8000	2.000	

() 値は、CASE-2.3 用

(3) 盛土およびジオテキスタイル間の引抜き抵抗

(i) 引抜き試験

試験に用いたジオテキスタイルは、二軸延伸のポリマーグリッドSS-2であり、その材料特性は表-3.3 に示すとおりである。

試験に用いた盛土材はマサ土で、平均乾燥密度 $\gamma_d = 1.782 \text{ tf/m}^3$ 、平均含水比 $\omega = 7.18\%$ である。引抜き試験装置は、図-3.34に示すようにジオテキスタイルを挟む供試体を上下の圧力室でおおうようになっており、試験は以下の手順で実施した。

- 1) 試験容器の下部の圧力室を構成するゴム膜の上にジオテキスタイルを挟んだ供試体を充填する。
- 2) この供試体の上に、上板とゴム膜とから構成された上部圧力室を設置する。
- 3) 上部圧力室に空気圧をかけ、ゴム膜を介して供試験に所定の荷重を作用させる。
- 4) 圧力の負荷が完了したら、ジオテキスタイルを引き抜く。そのとき、引張力とジオテキスタイルの変位を測定する。

なお、引抜き速度は 1.0 mm/min の一定速度で行ない、鉛直応力は5段階に変えて試験を行なった。

(ii) 実験結果より得られる引抜き抵抗係数

落合らの提案する手法^{1)~6)}によって実験結果を整理すると、土とポリマーグリッド間の相互作用を表現するジョイント要素のせん断剛性 k_s ($2k_s = n + \sigma n \cdot m$)の、粘着力成分および摩擦成分を決定する係数 n および m は、それぞれ次のように与えられる。

区分	目合寸法 縦×横 (mm)	単位面積当たりの質量 (g/m ²)	単位幅当たりの引張り強度 縦×横 (t/m)	初期接触変形係数 縦×横 (t/m)	材質
SS-2	29×40	200	1.50×2.80	72×43	ポリプロピレン

表-3.3
ポリマーグリッド (SS-2) 材料特性

1) n

(i) 第(I)領域 : $u_{\max} \leq 0.17 \text{ cm}$

(a) $u_{\max} \leq 0.11$ の場合 : $n = 2.273$

(b) $0.11 \text{ cm} \leq u_{\max} \leq 0.17 \text{ cm}$ の場合 : $n = -19.767 u_{\max} + 4.447$

(ii) 第(II)領域 : $0.17 \text{ cm} < u_{\max} \leq 0.36 \text{ cm}$

$n' = -1.337 \cdot u_{\max} + 1.314$

$d = n' \cdot u_{\max} + 0.189$

$u_t = d / (2 \cdot n')$

(a) $u \leq u_t$: $n = n'$

(b) $u > u_t$ の場合 : $n = n' / u - n'$

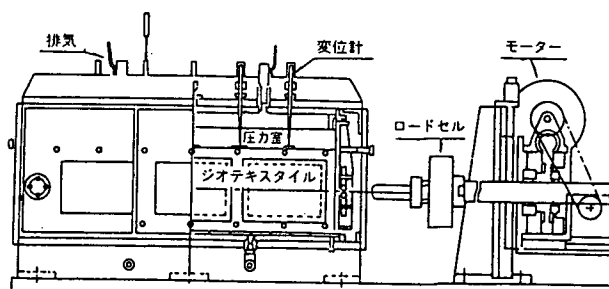


図-3.34 引抜き試験装置

(iii)第(Ⅲ)領域 : $u_{\max} > 0.36\text{cm}$

(a) $u \leq 0.29\text{cm}$ の場合 : $n = 0.833$

(b) $u > 0.29\text{cm}$ の場合 : $n = \frac{0.0526 \cdot u - 0.242 \cdot u_{\max} + 0.0548}{(0.29 - u_{\max}) \cdot u}$

2) m

(i)第(I)領域 : $u_{\max} \leq 0.10\text{cm}$

(a) $u_{\max} \leq 0.02\text{cm}$ の場合 : $m = 6.875$

(b) $0.02\text{cm} < u_{\max} \leq 0.05\text{cm}$ の場合 : $m = -90.8 \cdot u_{\max} + 8.69$

(c) $0.05\text{cm} < u_{\max} \leq 0.10\text{cm}$ の場合 : $m = -30.0 \cdot u_{\max} + 6.05$

(ii)第(Ⅱ)領域 : $0.10\text{cm} < u_{\max} \leq 0.16\text{cm}$

$$m' = -10.67 \cdot u_{\max} + 3.32$$

$$d = m' \cdot u_{\max} + 0.225$$

$$u_t = d / (2 \cdot m')$$

(a) $u \leq u_t$ の場合 : $m = m'$

(b) $u > u_t$ の場合 : $m = d / (u - m')$

(iii)第(Ⅲ)領域 : $u_{\max} > 0.16\text{cm}$

(a) $u \leq 0.15\text{cm}$ の場合 : $m = 1.61$

(b) $u > 0.15\text{cm}$ の場合 : $m = \frac{0.0165 \cdot u - 0.242 \cdot u_{\max} + 0.0338}{(0.15 - u_{\max}) \cdot u}$

(4) 解析モデルおよび解析条件

図-3.35～3.37に解析モデルを示す。落合らの手法1)～6)に従い、ポリマーグリッドは、平面トラス要素とし、土とポリマーグリッドの境界面に前節で求めた n , m より決まるせん断剛性 k_s を有するジョイント要素を用いた。図-3.36～3.37に示す解析モデルは、改良柱体部と未改良部に生ずる段差を表現するため、改良柱体部と未改良部の境界面に、通常ジョイント要素を用いたものである。表-3.4に解析ケースを示す。なお、解析に際しては、平面ひずみ条件を仮定した。

CASE-1	・ポリマーグリッド敷設
CASE-2	・ポリマーグリッド敷設 ・改良柱体部未改良部間 ジョイント要素使用
CASE-3	・ポリマーグリッド非敷設 ・改良柱体部未改良部間 ジョイント要素使用

表-3.4 検討ケース

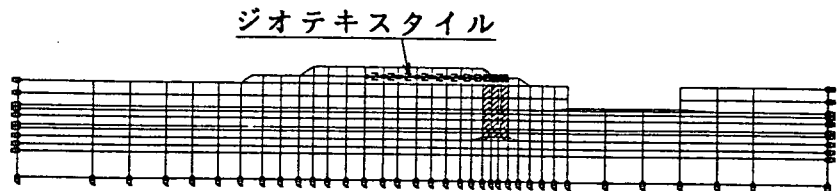


図-3.35 解析モデル図 (CASE-1)

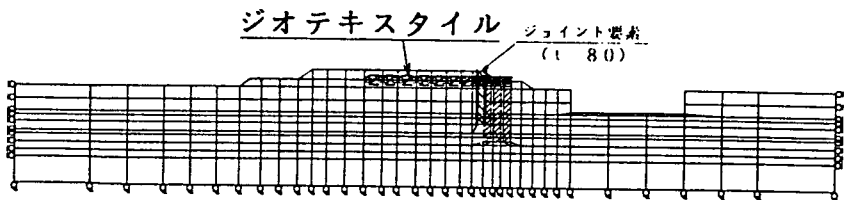


図-3.36 解析モデル図 (CASE-2)

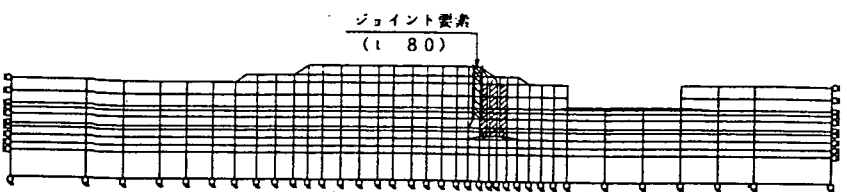


図-3.37 解析モデル図 (CASE-3)

(5) 解析結果

図-3.38 に、CASE-1の地表面沈下量の水平分布を示す。一点鎖線が解析値、黒丸が実測値を表わしている。盛土センターおよび改良柱体上については解析値が実測値より小さめ、また未改良部については、解析値が実測値よりやや大きめである。これは、盛土横断方向には、ボーリング調査が行なわれていないため確認できないが、横方向の地層に変化があること、また地盤を弾性体と仮定していることなどに起因するものと考えられる。しかしながら、全体としては、解析値は、実測値と比較的よく一致している。

図-3.39 は、CASE-1における改良柱体外縁部の側方変位の地中方向分布を示したものである。実測値は、EL-3.3～5.9m付近において盛土内側に引き込まれており、解析値とは異った挙動を示している。このような解析値と実測値との違いは、やはり上述したような理由によるものと考えられるが、変位量自体がかなり小さな値であり、測定精度に言及すれば必ずしも解析値と実測値との誤差が大きいとは言えない。

図-3.40 は、CASE-1における、ポリマーグリッドに発生するひずみの分布を示したものである。ポリマーグリッドに発生するひずみは、盛土荷重のみならず盛土材とポリマーグリッド間の力の伝達、また盛土による地盤の変形などの複雑な相互作用の影響を受けるものと思われる。図-3.40によれば、ポリマーグリッドに発生するひずみの最大値は、実測値では、改良柱体部と未改良部との境界上に発生しているのに対して、解析値では、改良柱体部上に発生しているものの、全体として、定性的にも、定量的にも解析値は、実測値とよく一致していると言える。

また、土圧は、改良部上で実測値 7.5t/m^2 、解析値 8.7t/m^2 および未改良部上で実測値 1.5t/m^2 、解析値 2.5t/m^2 であり両者ともかなりよく一致している。

CASE-2およびCASE-3では、改良柱体部と未改良部に生ずる段差を表現するため、その境界部に、通常のジョイント要素を用いている。また、盛土センターの沈下量をより実測値と近づけるため有機質土層の剛性を、若干小さくして解析を行っている。

図-3.41 に、CASE-2の地表面沈下量の水平分布を示す。ここで、改良部および未改良部の段差に注目すると、解析値は、18cmであり、実測値17cmとほぼ等しい値が得られた。また盛土センターの沈下量に関しては、解析値87cm(実測値95cm)とかなりよく一致した値となった。ここで盛土センターの沈下量を S_c 、改良部の沈下量を S_d 、未改良部の沈下量を S_n として、 S_n と S_d の相対変位量を S_n' 、 S_c と S_d の相対変位量を S_c' としてまとめてみる。解析値において、 $S_n' = 18.19\text{cm}$ 、 $S_c' = 46.86\text{cm}$ となり、 S_n' と S_c' の比をとると $S_n'/S_c' = 0.39$ となり、実測値のまとめから得られた値 $S_n'/S_c' = 0.35$ とよく一致した値となった。

図-3.42 に、CASE-3の地表面沈下量の水平分布を示す。このモデルは、ポリマーグリッドを敷設しない場合のシミュレーションである。CASE-1と比較すると、盛土センターの沈下量は、ほぼ同一の値であるが、改良部、未改良部の段差に注目すると、CASE-3では、20cm、CASE-2では18cmとなり、ポリマーグリッドを敷設しない方が、段差が若干大きくなっている。

S_n'/S_c' の値は、CASE-3において、0.4となり、実測値からの値0.55と比較すると小さめの値となった。

図-3.43 は、CASE-2における、ポリマーグリッドに発生するひずみの分布を示したものである。CASE-1では、ポリマーグリッドに発生するひずみの最大値が、改良柱体上に発生したのに対しCASE-2では、改良柱体部と未改良部の境界上に発生している。また発生ひずみ量も解析値1.85%実測値1.8%とほぼ等しい値となった。

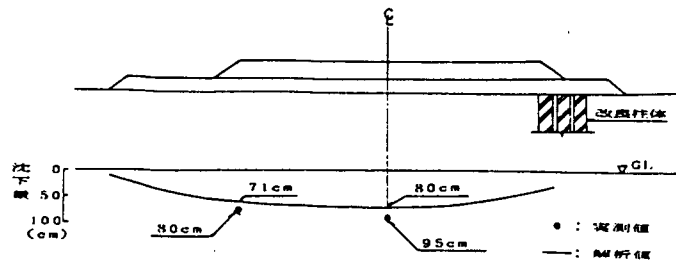


図-3.38 地表面沈下量 (CASE-1)

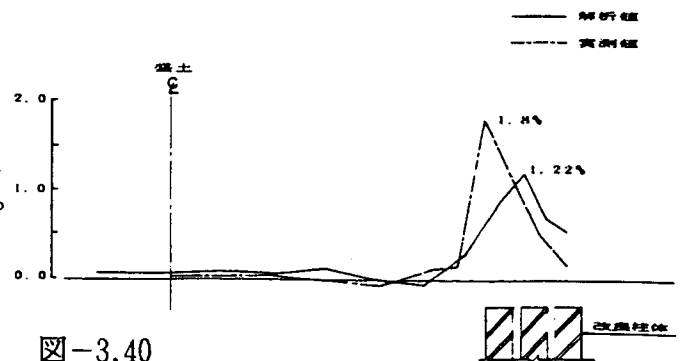


図-3.40
ポリマーグリッドに発生するひずみ (CASE-1)

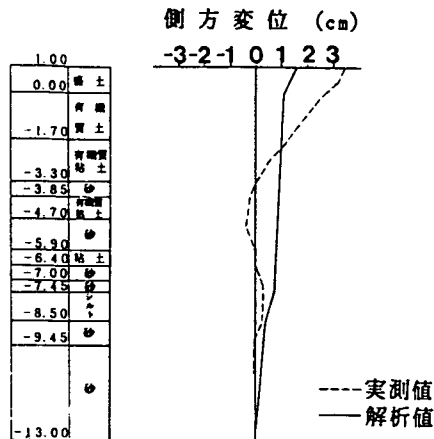


図-3.39
側方変位の地中方向分布 (CASE-1)

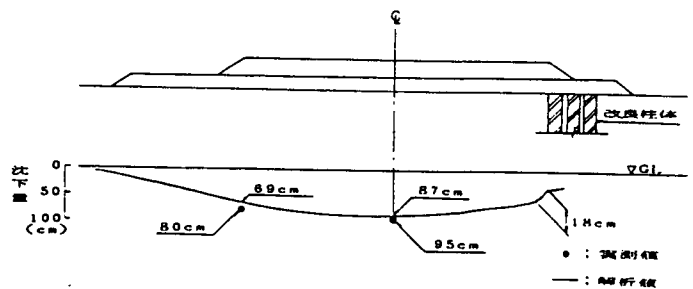


図-3.41 地表面沈下量 (CASE-2)

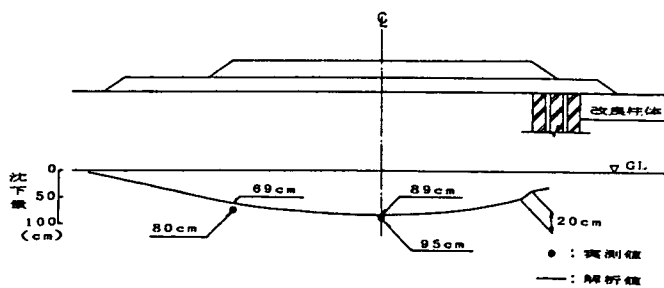


図-3.42 地表面沈下量 (CASE-3)

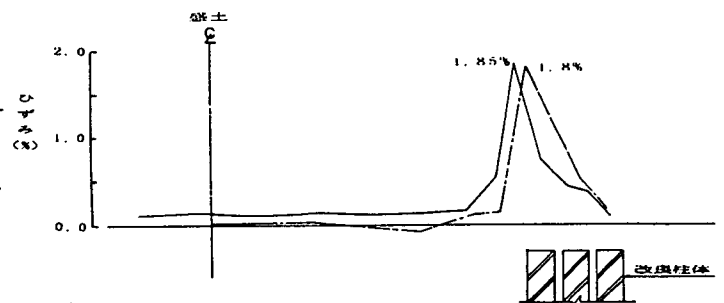


図-3.43
ポリマーグリッドに発生するひずみ (CASE-2)

(6) 解析結果のまとめ

土とジオテキスタイルとの間の相互作用をより忠実に評価できる本解析手法を用い、道路盛土工事のシミュレーションを行なったが、その結果をまとめると以下のようになる。

- (1) 盛土の沈下量、側方変位のいずれに関しても、解析値は、実測値とよく一致した。
- (2) 改良柱体部、未改良部の段差についても、実際の挙動をよくシミュレートできた。
- (3) ポリマーグリッドに発生するひずみ分布についても、解析値は、定量的にも定性的にもかなり良く一致した。

以上より、本解析手法が、ジオテキスタイルで補強された土構造物の補強効果や、変形の予測に有用である事が分かった。

3. 3. 2 合理化シミュレーション

道路盛土工事シミュレーションより得られた様々な知見をもとに、橋台背面を深層混合処理工法により改良された地盤を想定し、その地盤にジオテキスタイルを用いた場合のシミュレーションを行った。

橋台の背面を深層混合処理工法により改良する最大の目的は、橋台背面盛土荷重等による軟弱層の側方流動、沈下、すべり等の抑止にある。そこで、深層混合処理工法とジオテキスタイルを組み合わせた場合、地盤の変形に対しどの程度効果が期待できるのか、改良部、未改良部の不同沈下に対しどのような効果が表われるのか、また、地盤改良の工費に対してどのような影響があるのかに着目し、改良設計の合理化に関する検討を行なった。

(1) 解析対象地盤

合理化シミュレーション用に仮定した原地盤は、支持層が砂層であるとし、その上に厚さ15mの軟弱層(粘性土)が存在しているものとした。

この軟弱地盤上に、T型杭基礎橋台が施工され、橋台背面の盛土荷重による側方流動等の抑止の目的で、深層混合処理工法($\phi 1000$, $l=15m$)により地盤改良がなされ、その後高さ5mの盛土(まさ土)が施工される場合を解析の対象とした。

また、敷設されるポリマーグリッドは、一軸延伸のポリマーグリッドSR-1とし、橋台底版端に結合されるものとする。ポリマーグリッドSR-1の材料特性を表-3.5に示す。

(2) 解析方法および解析諸定数

(i) 解析方法

まさ土とポリマーグリッドSR-1の引抜き抵抗機構は、既存のもの⁴⁾を用いて、FEM変形解析を行った。表-3.5 ポリマーグリッド(SR-1)なお、盛土材および原地盤については、弾性体と仮定し、平面ひずみ条件を仮定した。

区分	目寸法 縦×横 (mm)	単位面積当 りの質量 (g/m^2)	単位幅当 りの引張り強度 縦×横(t/m)	初期接合変形 係数 縦×横(t/m)	材 質
SR-1	53×10	870	6.00×1.30	130×58	高密度ポリエチレン

(ii) 解析ケース

地盤改良の改良諸元としては、i)改良幅(B)、ii)改良率(a_p)、iii)改良体の強度が挙げられる。そこで、本合理化シミュレーションにおいては、改良体の強度は一定とし、改良幅および改良率を種々変化させることにした。これに、ジオテキスタイルを敷設する場合、しない場合を組み合わせ、改良幅、改良率およびジオテキスタイルが改良効果にどのような影響を与えるかを検討した。表-3.6に解析ケースを示す。(全17ケース)

a_p	B	1/2・D	1・D	2・D
10%	○	○	○	○
20%	○	○	○	○
30%	○	○	○	○
40%	○	○	○	○

○ : ポリマーグリッド非敷設ケース
● : ポリマーグリッド敷設および
非敷設ケース
B : 改良幅 , Q_p : 改良率
D : 軟弱層厚

表-3.6 検討ケース

(iii) 解析モデルおよび解析諸定数

解析モデル図 ($a_p=10\%$, $B=1D$)

解析モデルは、全17ケースあるが、代表的モデルを図-3.44に示す。

モデル化に際して、改良柱体は、直径1mで正方形配置とし、改良率により剛性を決定した。また改良柱体端部と未改良部間には、鉛直方向に、通常のジョイント要素を使用し、不同沈下(段差)を考慮でき

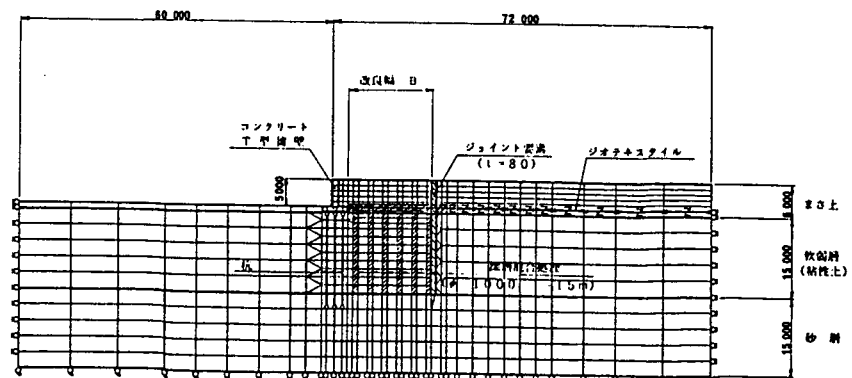


図-3.44

解析モデル図 ($a_p=10\%$, $B=1D$)

るようにした。解析に用いた諸定数を、表-3.7 に示す。

(3) 解析結果

表-3.8 に解析結果の一覧表を示す。

表-3.8 の橋台天端水平方向変位については、変位は改良幅の増加に従い必ずしも減少していないという結果が出た。これは、改良柱体、盛土、橋台基礎の剛性等の複雑な要因により、盛土部の変形のモードが多少異なり、橋台天端については、ある条件のもと盛土側に引き込

みに近い現象が表われるからと思われる。また橋台天端水平変位について、いずれのケースの場合も、ポリマーグリッド敷設により水平変位は減少している。

表-3.8 の橋台部水平変位(地中部max)について、縦軸に水平変位、横軸に改良率、改良幅を示し表わした図を 図-3.45 に示す。この図より、いずれのケースも、ポリマーグリッド敷設による水平変位低減効果が把握できる。また各点を水平変位、改良率面へ投影したものを 図-3.46 に、また水平変位・改良幅面へ投影したものを 図-3.47 に示す。これら図より、改良率の増加に従い水平変位は減少し、また、改良幅の増加に従い水平変位が減少するという事が言える。

改良部右端部水平変位(地中部max)について、縦軸に水平変位、横軸に改良率としたものを 図-3.48に、また縦軸に水平変位、横軸に改良幅をとったものを 図-3.49 に示す。いずれのケースも、ポリマーグリッド敷設による水平変位低減効果がみられる。また改良率、改良幅の増加に従い水平変位が減少していることがわかる。

土質	GL (m)	弾性係数 E (t/m ²)	単位体積重量 γ (t/m ³)	ポアソン比 ν
盛土	6.0~	0.0	1500	1.9
軟弱層 (粘性土)	0.0~15.0	100	0.6	
砂層	15.0~30.0	1750	0.8	
改良柱体	0.0~15.0	ap=10%	0.6	0.333
		7072		
		ap=20%		
		9811		
		ap=30%		
		12301		
		ap=40%		
		14044		

表-3.7 土質定数

◆橋台天端水平変位 (cm)

・ポリマーグリッド非敷設

ap	B	1/2 D	D	2 D
10%		-4.19	-5.01	-3.93
20%		-4.82	-4.98	
30%			-4.37	
40%		-4.18	-3.90	-3.01

・ポリマーグリッド敷設

ap	B	1/2 D	D	2 D
10%		-2.79	-3.43	-2.81
20%		-2.34	-2.90	
30%			-2.35	
40%		-3.03	-2.07	

◆橋台部水平変位(地中部max) (cm)

・ポリマーグリッド非敷設

ap	B	1/2 D	D	2 D
10%		-11.25	-9.80	-8.47
20%		-10.74	-9.04	
30%			-8.30	
40%		-9.78	-7.72	-6.42

・ポリマーグリッド敷設

ap	B	1/2 D	D	2 D
10%		-10.53	-8.24	-7.25
20%		-9.32	-7.17	
30%			-6.40	
40%		-9.10	-6.09	

◆改良柱体部・未改良部 段差 (cm)

・ポリマーグリッド非敷設

ap	B	1/2 D	D	2 D
10%		54.31	56.10	55.40
20%		56.25	56.77	
30%			58.68	
40%		57.23	57.68	57.80

・ポリマーグリッド敷設

ap	B	1/2 D	D	2 D
10%		39.12	21.15	14.31
20%		30.19	15.63	
30%			15.34	
40%		45.24	22.36	

◆ポリマーグリッド発生ひずみ (%)

ap	B	1/2 D	D	2 D
10%		10.5	2.6	1.4
20%		5.4	1.6	
30%			1.5	
40%		15.0	3.1	

◆ポリマーグリッド発生応力 (t)

ap	B	1/2 D	D	2 D
10%		6.8	2.5	1.71
20%		4.3	1.9	
30%			1.8	
40%		7.7	2.8	

◆改良部右端部水平変位(地中部max) (cm)

・ポリマーグリッド非敷設

ap	B	1/2 D	D	2 D
10%		-18.31	-17.53	-15.85
20%		-16.44	-15.02	
30%			-12.88	
40%		-13.33	-11.15	-9.81

・ポリマーグリッド敷設

ap	B	1/2 D	D	2 D
10%		-18.12	-17.17	-15.51
20%		-16.23	-14.58	
30%			-12.54	
40%		-13.09	-11.01	

◆S_n' / S_c'

・GEO 集

ap	B	1/2 D	D	2 D
10%		0.65	0.65	0.62
20%		0.65	0.65	
30%			0.65	
40%		0.65	0.65	0.63

・GEO 有

ap	B	1/2 D	D	2 D
10%		0.48	0.27	0.17
20%		0.37	0.19	
30%			0.19	
40%		0.52	0.26	

表-3.8 解析結果一覧表

ap : 改良率
B : 改良幅
D : 改良厚
S_n' = S_n - S_d
S_c' = S_c - S_d
S_n : 未改良部沈下量
S_d : 改良部沈下量
S_c : 盛土右端部沈下量

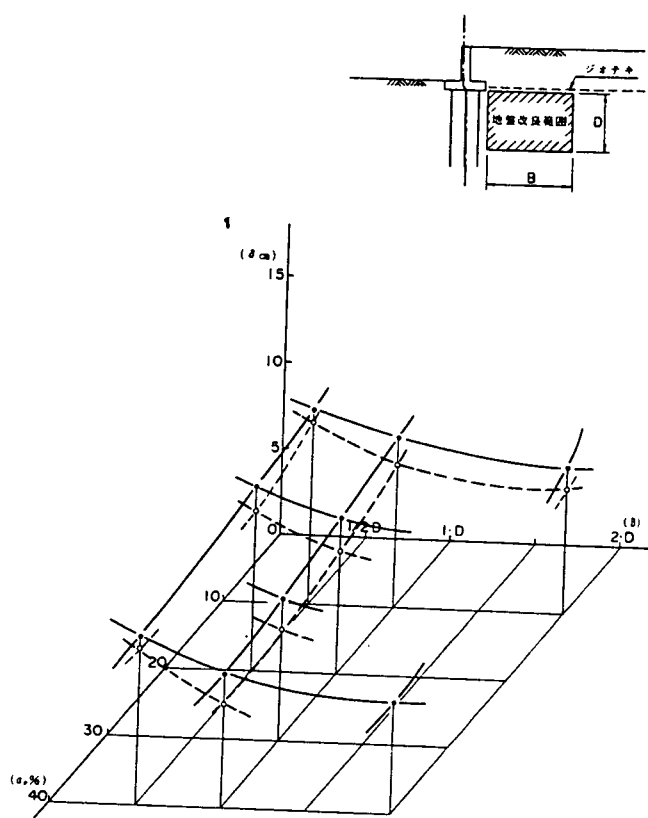


図-3.45
橋台部水平変位(地中部 max)～改良率～改良幅

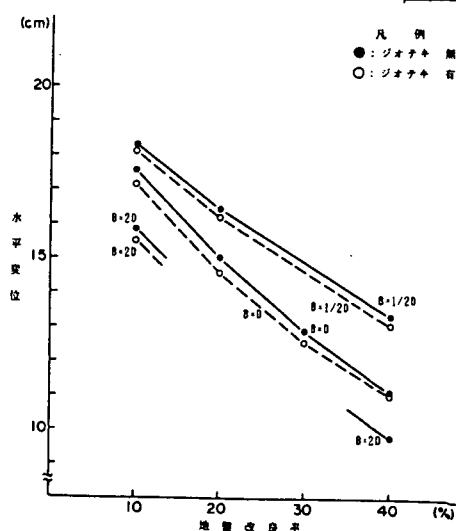
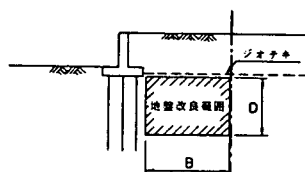


図-3.48
改良部右端部水平変位(地中部 max)～改良率

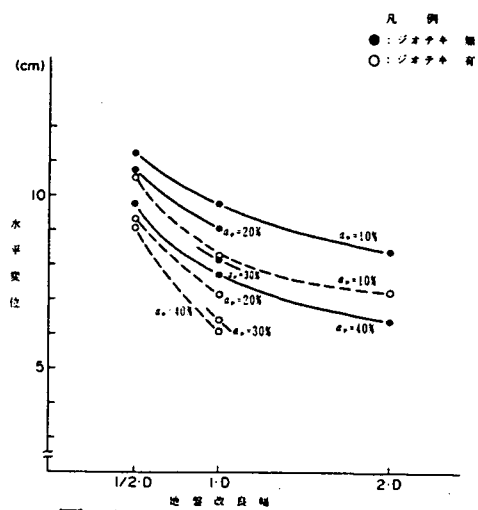


図-3.46
橋台部水平変位(地中部 max)～改良率

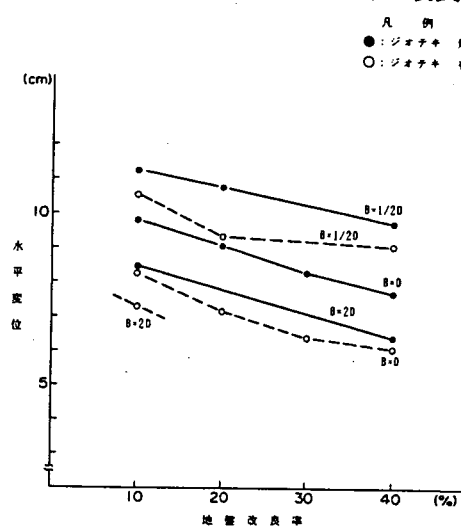


図-3.47
橋台部水平変位(地中部 max)～改良幅

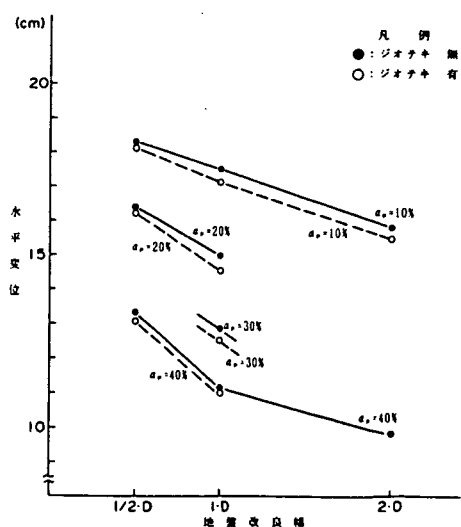


図-3.49
改良部右端部水平変位(地中部 max)～改良幅

表-3.8 の改良柱体部・未改良部の不同沈下(段差)について、ポリマーグリッド非敷設の場合は、段差の量が、ほぼ57cmと一定であるのに対し、敷設の場合は、14cm～45cmと変化している。いずれのケースの場合もポリマーグリッド敷設の場合の方が段差の量が少なく不同沈下低減効果が確認できる。ここで、前節2.5と同様に S_n' / S_c' の値を求め、縦軸に S_n' / S_c' 改良率、改良幅を取り、ポリマーグリッド敷設の場合について表わしたものを 図-3.50 に示す。この図から、改良率一定のもとに改良幅の増加に従い S_n' / S_c' は小さくなる傾向がわかる。また各点を S_n' / S_c' ・改良率面へ投影したものを 図-3.51 に示す。この図より、改良幅一定のもとに改良率20%～30%の間で最小値をとる傾向がわかる。ポリマーグリッド敷設・非敷設の効果は、周辺地盤の剛性、変形モード、改良率、改良幅等の様々な影響を敏感に受けるが、今回の解析では、改良率20%～30%において不同沈下低減に対し、その効果を最大に発揮することがうかがえる。 図-3.52 に改良率30%、改良幅1・Dの場合の地表面沈下量図を示す。他の全てのケースについても同様に言えるが、沈下曲線は、改良柱体端より改良幅1・D程度で水平となっている。このことより、ポリマーグリッドの敷設長は改良柱体端より1・D程度で十分であると思われる。

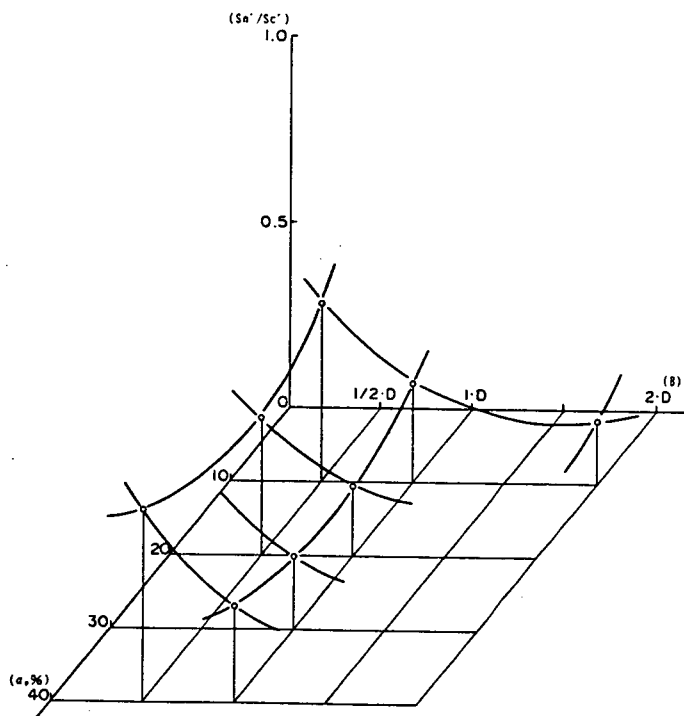


図-3.50 S_n' / S_c' ～改良率～改良幅

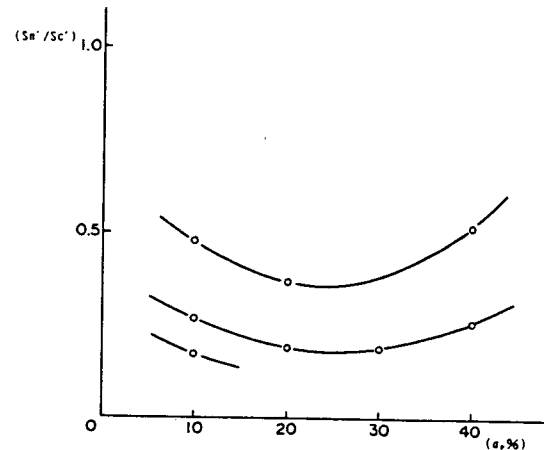


図-3.51 S_n' / S_c' ～改良率

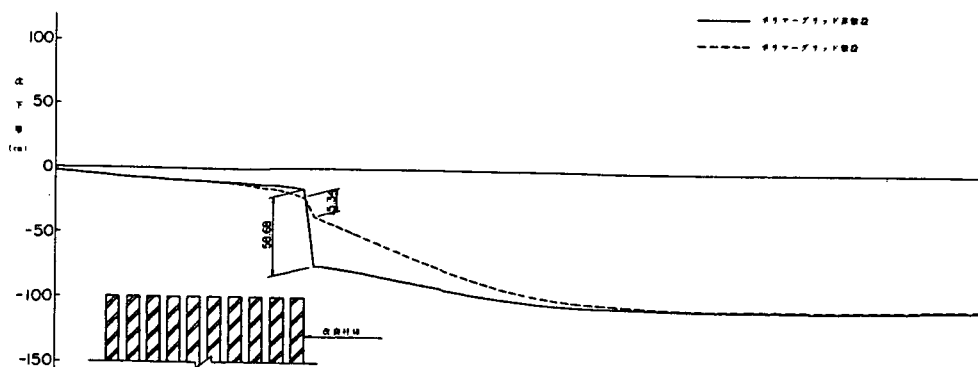


図-3.52 地表面沈下量図 ($a=30\%$, $B=1D$)

(4) 経済比較

低改良率(例10%、20%)の地盤改良は、改良柱体間の間隔が広くなり、改良地盤として一体となって側方変形や沈下に対して抵抗しないという理由によりあまり施工されていない。しかしポリマーグリッドを敷設することにより改良柱体間が頭部において連結され改良地盤との一体化が図られるのであれば、次の様な経済比較ができる。合計17ケースについてそれぞれの地盤改良に要する経済指数を、橋台水平変位(地中部max)と関連づけたものを 図-3.53 に示す。工費計算に際し、改良柱体は $\phi 1000$ 、ポリマーグリッドSR-1の敷設長は、改良柱体端部より $1 \cdot D$ として経済指数の算出を行った。

図-3.53 から、例えば、水平変位を8 cm程度におさえたい場合、次の3ケースは、ほぼ同じ改良効果があると言える。①改良率40%、改良幅 $1 \cdot D$ 、ポリマーグリッド非敷設。②改良率30%、改良幅 $1 \cdot D$ 、ポリマーグリッド非敷設。③改良率10%、改良幅 $1 \cdot D$ 、ポリマーグリッド敷設。ここで工費を比較すると、①約107経済指数、②約98経済指数、③約68経済指数となる。ここで、ポリマーグリッドを用いた③を採用すれば、①の費用の64%程度で①と同様な改良ができる。あるいは、②の費用の70%程度で①と同様な改良ができると言え、ポリマーグリッドを敷設する事による経済効果を見る事ができる。

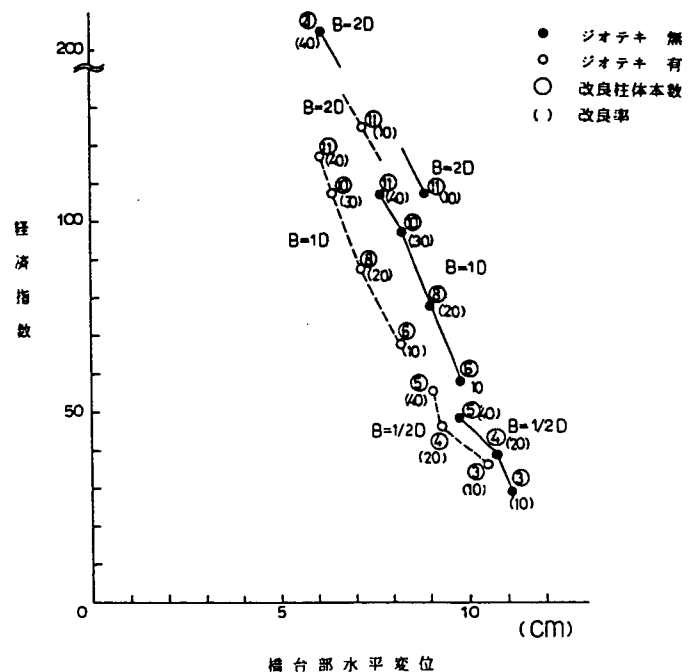


図-3.53 経済指数～橋台部水平変位

(5) 解析結果のまとめ

合理化シミュレーションの結果をまとめると以下ようになる。

- (1) ポリマーグリッド敷設により、水平変位に対して、抑止効果がある。
- (2) 改良柱体部と未改良部の不同沈下(段差)に対して、ポリマーグリッドは低減効果がある。
今回の解析では、改良率20%～30%でポリマーグリッドがその効果を最大に発揮した。
このことよりポリマーグリッドがその効果を最大に発揮する地盤、改良率、ポリマーグリッドの材質等の諸条件の組み合わせがある事がうかがえた。
- (3) ポリマーグリッドの敷設長は、改良部端より軟弱層厚程度が適当であると思われる。
- (4) 低改良率でポリマーグリッドを敷設した方が、地盤改良工費に対し経済効果がある。

3. 3. 3 まとめ

ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法の合理化を図ることを目的とし、道路盛土工事のシミュレーション、合理化シミュレーションを行い、ジオテキスタイルの効果の把握検討を行ってきた。前述の通り、様々な知見を得る事ができたが、今後の課題としては以下の項目があげられる。

- (1) 現場施工に対応した、土とジオテキスタイルの複合体の引抜き曲げ試験。
- (2) 低改良率時にジオテキスタイルを使用した際の、各改良柱体の一体化の問題。
- (3) 地盤条件、改良率、改良幅、ジオテキスタイルの材質が異なった場合のジオテキスタイルの効果予測。



4. 改良地盤の変形抑止効果に関する現地計測による検討

4.1 現地試験その1（全面改良形式）

4.1.1 現地試験の目的と概要

埼玉県与野市において、杭状改良形式の深層混合処理工法により基礎地盤を改良し、路床部に補強のためジオテキスタイルを敷設して道路を建設する工事が行なわれた。この現地試験は当工事区域内の一部を使用し、ジオテキスタイルの補強による改良柱体部と柱体間未改良部との間に生じる沈下差（不同沈下）の低減効果をジオテキスタイルの敷設方式を変えて調査したものである。

4.1.2 現地試験条件

(1) 現地地盤の性状

原地盤は埋土層、腐植土層、シルト層およびゆるいシルト混じり砂層からなる軟弱地盤である。当該地区土性の概要は図-4.1に示すようであり、最上位の埋土層は当試験区域内においてはガラ等を含み不均一である。改良地盤は粉体噴射攪拌工法（DJM工法）を用いて改良率10%で改良されている。

(2) 試験ケース

路床内に設置するジオテキスタイルの敷設方式により、図-4.2に示す4つの試験工区を設けた。測定計器は図-4.3に示すように改良柱体部と柱体間未改良部の沈下量およびジオテキスタイルに発生する道路横断方向のひずみを測定するために、沈下計・ひずみ計を配置し、1工区と3工区には改良柱体部上と柱体間未改良部上に土圧計を配置した。

調査として、施工中および竣工後の動態観測とともに、平板載荷試験（載荷板直径30cm）を路床完成後、改良柱体部上と柱体間未改良部上の路床面において実施した。

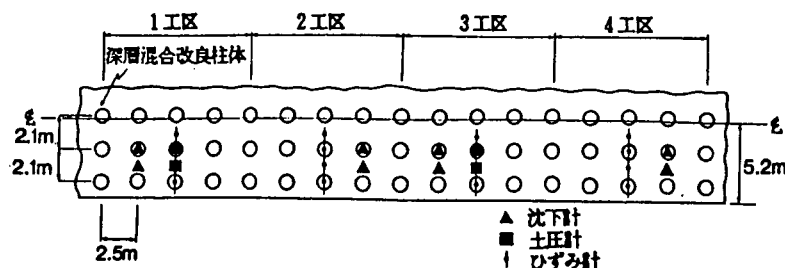


図-4.3 計器配置平面図

深度 (m)	柱状 図	含水 率 (%)	液性 指数 (IL)	塑性 指数 (PI)	N 値	備 考
0						
1		—	—	—	—	
2		100~	0.95~	0.05~	0	深層混合改良柱体
3		750	1.6	0.4		
4						
5		40~	1.3	0.15~	0~1	
6		150	1.65	0.8		
7		—	1.8~	—	4~10	
8		—	2.0	—		
9		—	—	—	10~30	
10						

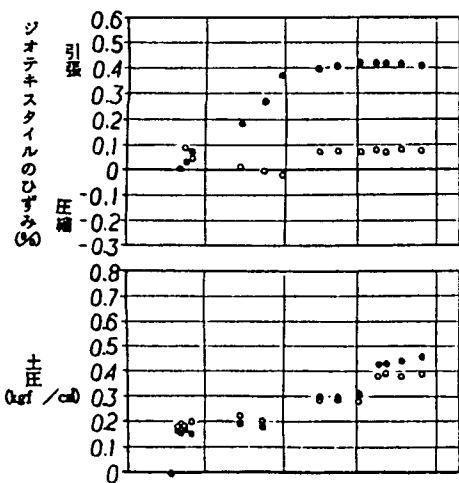
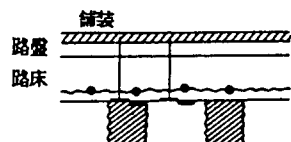
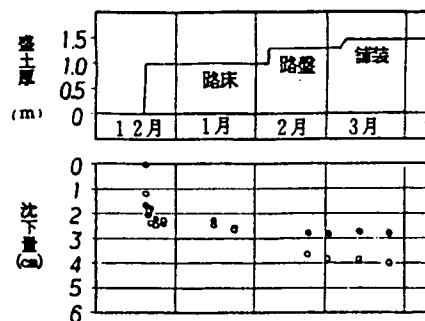
注) 路床下面からの深度で表している。

図-4.1 当該地区土性の概要

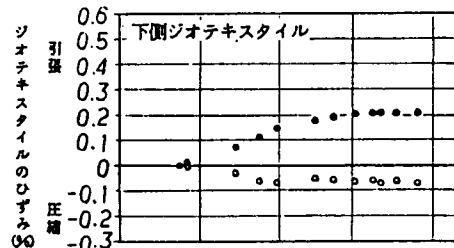
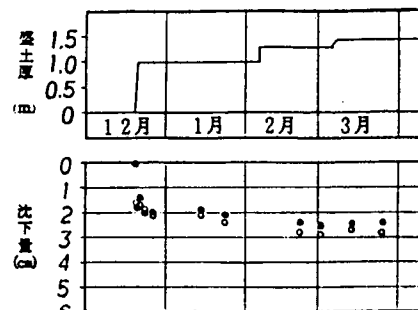
工区	内 容
1	1工区 ジオテキスタイル1枚 17cm 30cm 100cm 沈下計 ひずみ計 土圧計 深層混合改良柱体
2	2工区 ジオテキスタイル2枚 舗装 路盤 路床 60cm 20cm 20cm
3	3工区 ジオテキスタイル2枚 マットレス方式20cm厚 60cm 20cm 20cm
4	4工区 ジオテキスタイル2枚 マットレス方式40cm厚 40cm 40cm 20cm

図-4.2 各試験工区横断面図

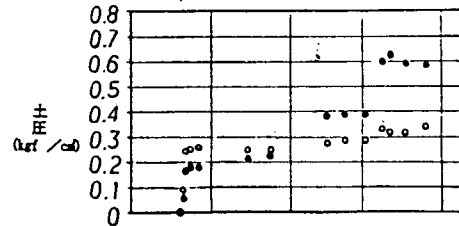
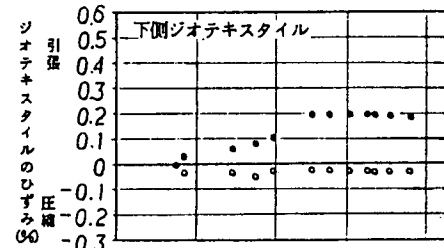
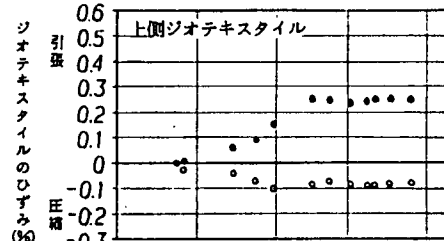
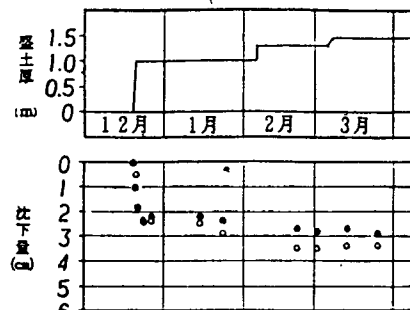
1 工区 (ジオテキスタイル1枚)



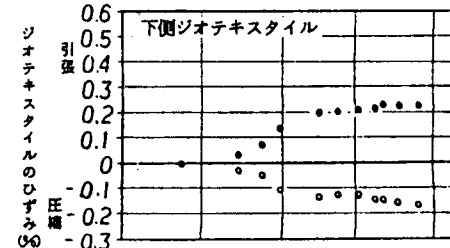
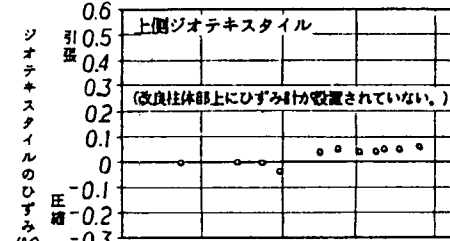
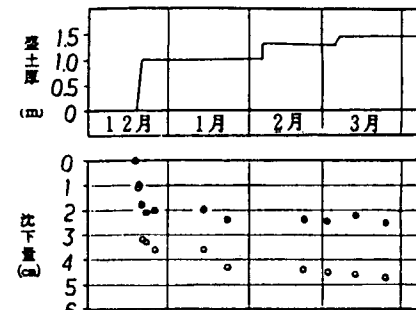
2 工区 (ジオテキスタイル2枚)



3 工区 (ジオテキスタイル2枚
マットレス方式20cm厚)



4 工区 (ジオテキスタイル2枚
マットレス方式40cm厚)



凡 例

- : 改良柱体部上
- : 柱体間未改良部上

図-4.4 長期動態観測結果

4.1.3 測定結果

(1)長期動態観測結果 (途中結果)

各測定項目について昭和60年12月に設置してから昭和61年3月までの実測データを図-4.5に示し、これより得られる状況を考察も含めて以下に列記する。

1) 地盤に生じる変形 (沈下)

- i) 現在のところ深層混合処理工法により改良された地盤全体の沈下量は、3～4 cm程度である。
- ii) 柱体間未改良部の沈下量は各工区ともに改良柱体部よりも大きい傾向にあり、両者間には不同沈下が生じている。不同沈下量は1～2 cmである。

2) ジオテキスタイルに生じるひずみ

- i) ジオテキスタイルのひずみは、改良柱体部と柱体間未改良部において明らかに挙動が異なる。柱体間未改良部上のひずみはほとんど零であるか若干圧縮側に生じているのに対し、改良柱体部上では現時点で引張側に0.2～0.4 %のひずみが生じている。

- ii) この改良柱体部の引張ひずみはi)の不同沈下の発生に応じて生じると考えられる。図-4.5に示す不同沈下量と改良柱体部上の引張ひずみ量の関係をみると、両者の間には相関関係がみられる。

- iii) 2および3工区 (ジオテキスタイル2枚敷設) では改良柱体部上の引張ひずみ量は上側下側双方のジオテキスタイルにおいても0.2 %前後で、上下のひずみ量に差がない。ジオテキスタイルで補強された路床部分が一体となって変形していると考えられる。

- iv) 1工区 (ジオテキスタイル1枚) の改良柱体部上の引張ひずみは他工区 (ジオテキスタイル2枚) と比較して2倍程度大きい。ジオテキスタイル2枚に分担して受け持たれることによりひずみ量が半減したものと考えられる。土とジオテキスタイルが一体化しているという前提のもとで、ジオテキスタイルの敷設枚数を増やすことによって、土の変形をより小さく抑制でき、改良柱体によるパンチング等に対する局部変形 (クラック) 等の発生を低減できるようである。

(2)平板載荷試験結果

路床工事を完了して1ヶ月後、路床上面において平板載荷試験を実施した。平板載荷試験は局所的な試験であること、および路床材である山ヅリの材料や締固めなどの局所的なバラツキの影響も含まれると思われるが、以下にこれから認められる状況を列記する。

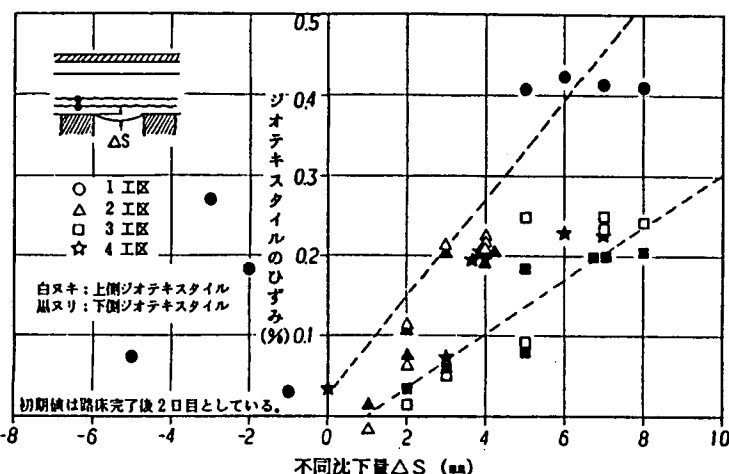


図-4.5 不同沈下量～改良柱体部ジオテキスタイルのひずみ

1) 地盤に生じる変形 (沈下)

載荷板の沈下量と載荷重の関係の直線勾配をK値とし、図-4.6には各工区のK値を示す。未改良部上のK値をみると、1工区 (ジオテキスタイル1枚敷設) < 2工区 (ジオテキスタイル2枚敷設) < 3工区 (2枚マットレス方式20cm厚) < 4工区 (2枚マットレス方式40cm厚) の順で次第に大きくなる。絶対値としての差はさほど大きくはないので明確には判断しにくい、ジオテキスタイルの敷設方式の相違による効果は傾向的には現れているように思われる。

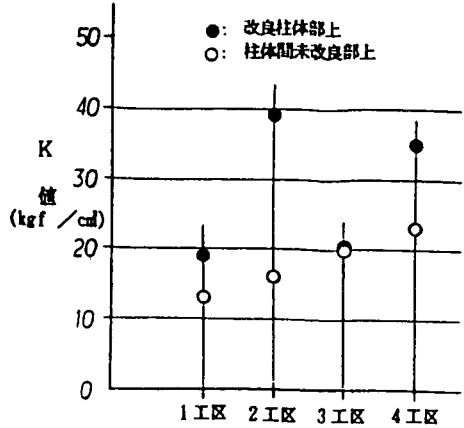


図-4.6 各工区のK値

2) ジオテキスタイルに生じるひずみ

i) ジオテキスタイルに生じるひずみは載荷位置直下においては引張側であり、その両側においてはほとんど零か圧縮側となっている。これは工区・載荷位置・ジオテキスタイルの敷設深度によらず、すべて同一パターンである。このパターンを図-4.7に示す。

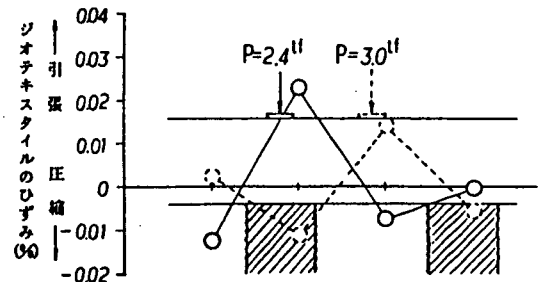


図-4.7 ジオテキスタイルに発生するひずみの横断方向分布 (1工区を例として)

ii) このような載荷位置直下で水平引張りひずみ、その両側で圧縮ひずみが発生する現象はBoussinesqによる半無限弾性地盤面に鉛直集中荷重が作用したときの水平方向の地盤内応力により説明できる。これによると地盤のポアソン比が0.5より小さい場合、集中荷重位置付近には水平応力の引張領域が生じ、水平方向に離れた位置には圧縮領域が発生することになる。今回のジオテキスタイルのひずみの実測値はこの状況を反映したものと考えられる。載荷重 (油圧荷重) を載荷板中心位置に作用する集中荷重と仮定して計算した水平応力とジオテキスタイルのひずみの関係を図-4.8示す。両者の間にはかなり明瞭な相関が認められ、上述のひずみ発生状況が理解される。

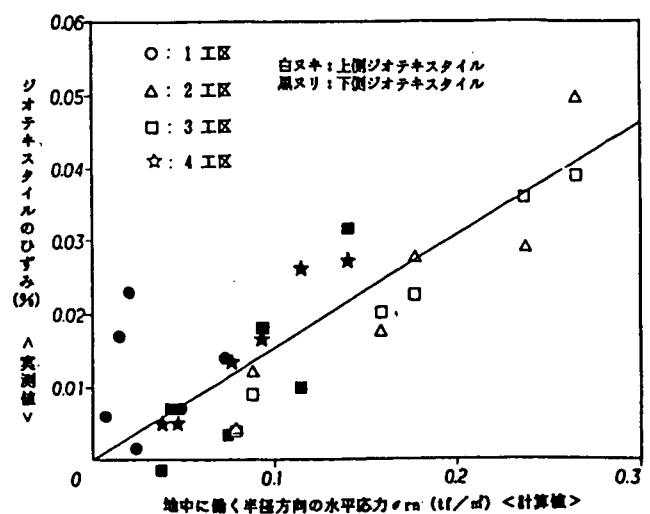


図-4.8 計算水平応力～ジオテキスタイルのひずみ (実測値)

3) 地盤に生じる鉛直土圧

i) 図-4.9に上載荷重と実測土圧の関係を示し、さらに幾つかの理論計算により得られる推定値も併せて示している。1,3工区の土圧の大きさに明瞭な相違がみられ、1工区 (ジオテキスタイル1枚) の実測土圧は3工区 (ジオテキスタイル2枚) のそのの

1.5 倍程度大きい。これは安原・三浦らが報告している荷重分散効果によるものと思われる。

ii) 同図には理論値として載荷重を集中荷重とした場合の鉛直応力を Boussinesq, Fröhlich, Strohschneider の 3 通りの考え方で示してある。

各理論値の特徴として、Boussinesq は地盤を半無限弾性体と考え純理論的に地盤内に発生する応力を求めており、砂質土地盤よりも粘性土地盤によく一致するといわれている。これに対し Fröhlich や Strohschneider は Boussinesq の理論に修正を加え、実際の砂質土地盤においても適用可能な式を導いている。今回の路床材は粗粒であり、Fröhlich や Strohschneider の考え方を適用するのが妥当であろう。ジオテキスタイルがない場合の土圧はこれらの理論予測値のうち Fröhlich または Strohschneider あるいはこの二者の間であろうと想像される。この推定範囲と実測土圧とを比べると、ジオテキスタイル 1 枚および

2 枚敷設による鉛直土圧の軽減がみられ、ジオテキスタイルの荷重分散効果が認められる。

4.1.4 まとめ

今回の現地試験は路床・舗装体（合計厚 1.5 m）を対象としているため荷重としては小さく、各測定値とも、絶対値としては比較的小さなレベルであるためジオテキスタイルの効果を明瞭に把握するまでには至っていない。しかし、全体的な傾向としての不同沈下低減効果や荷重分散効果について以下のような知見を得ることができた。

(1) 不同沈下低減効果

- ① ジオテキスタイルは深層混合処理工法の改良柱体部と柱体間未改良部の不同沈下に対して抵抗する。
- ② ジオテキスタイルに発生するひずみは改良柱体部上で引張ひずみ、柱体間未改良部上において零もしくはやや圧縮側のひずみとなる。
- ③ この引張ひずみ量は不同沈下量とほぼ相関する。
- ④ ジオテキスタイルの敷設枚数を増やすことにより、土の変形を小さく抑制でき、パンチング等による盛土体の局部変形を抑えられる。

(2) 荷重分散効果

- ① 地盤内に敷設されたジオテキスタイルは下方へ伝播する鉛直応力を低減する効果がある。
- ② ジオテキスタイルの敷設枚数を増やせばこの荷重分散効果をより大きくすることができる。

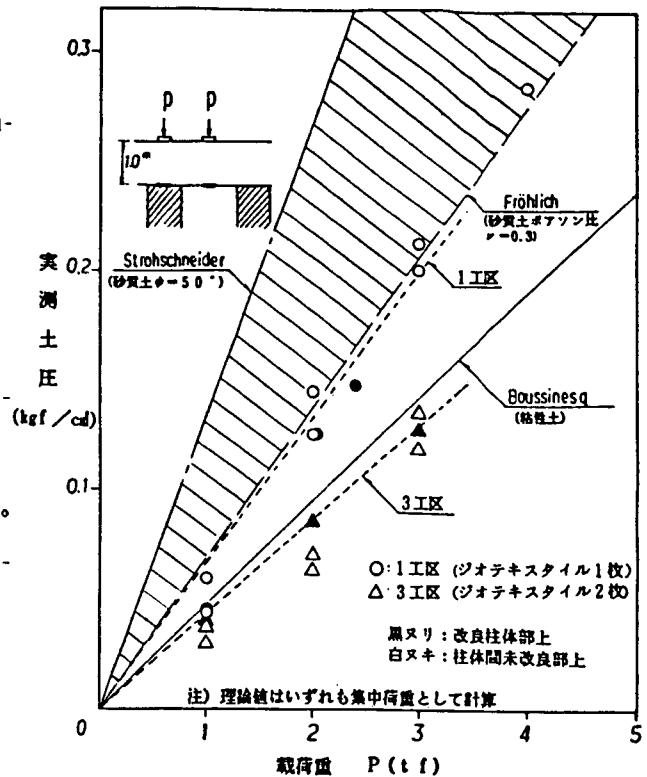


図-4.9 実測土圧と理論値との関係

今後の課題として、上記の不同沈下低減効果をより明瞭に把握するとともに、ジオテキスタイルの敷設位置、枚数等効果的な配置方法も検討する必要がある。また、今回の測定項目にはなかったが盛土周辺地盤の側方変位低減もジオテキスタイルの重要な効果と考えられるから、この挙動についても明らかにする必要がある。

写真4.1～4.5に、今回試験工区の施工状況と完成状況、共用開始後の状況を示す。

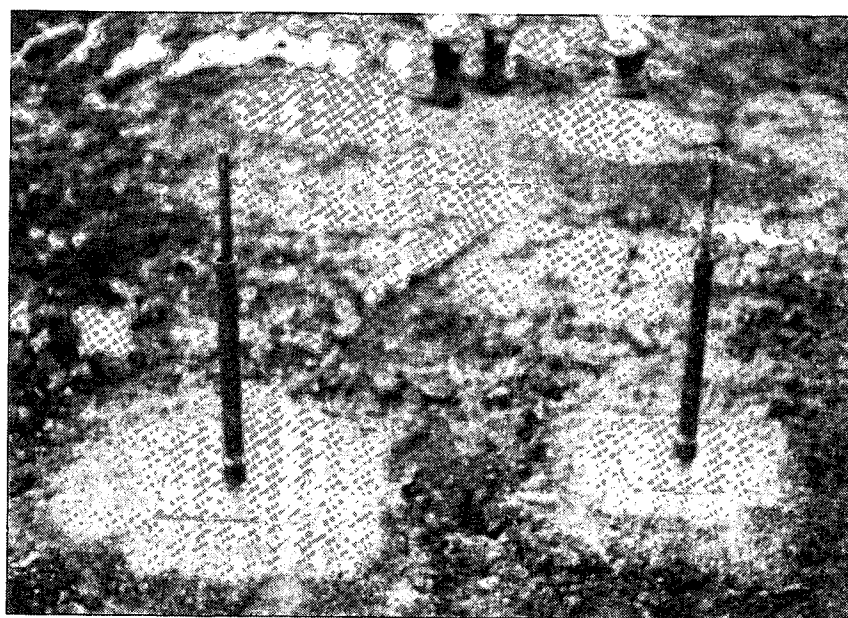


写真-4.1 沈下計設置状況

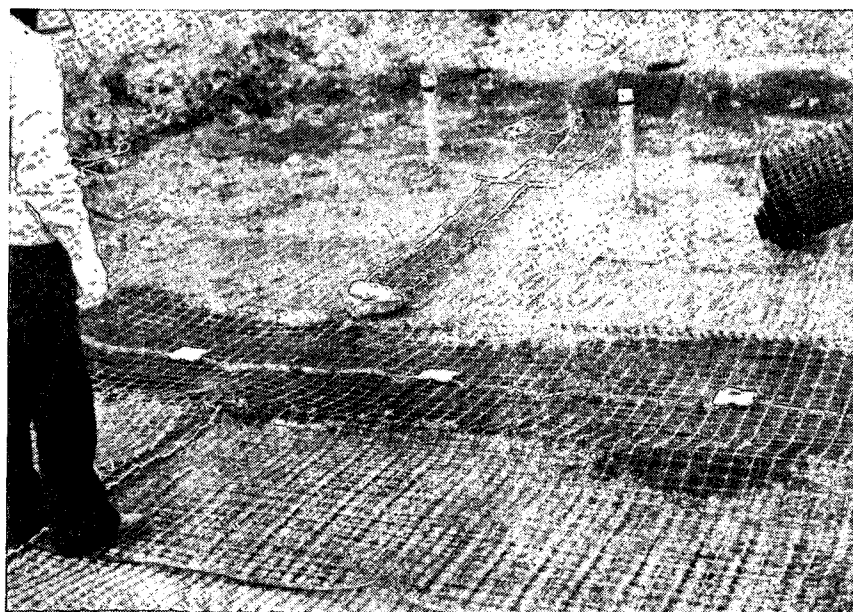


写真-4.2 ひずみ計設置状況



写真-4.3 土圧計設置状況



写真-4.4 試験工区施工状況

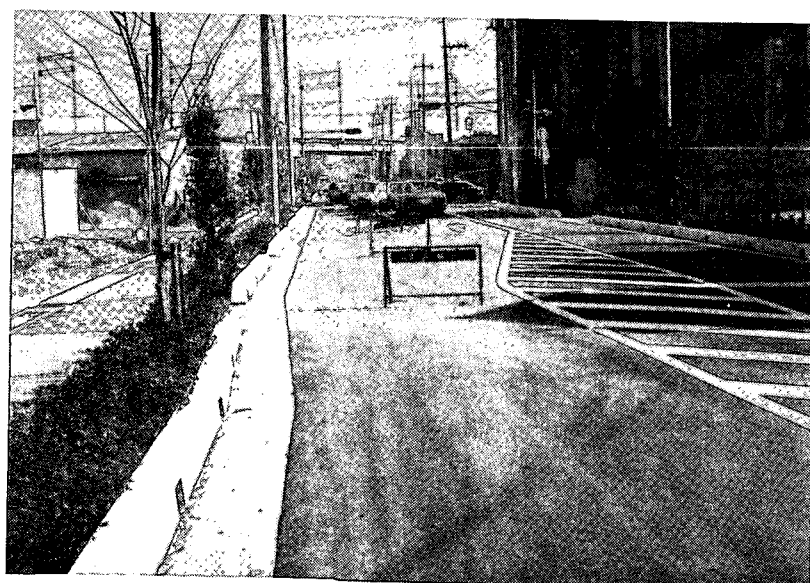


写真-4.5(その1) 試験工区完成状況

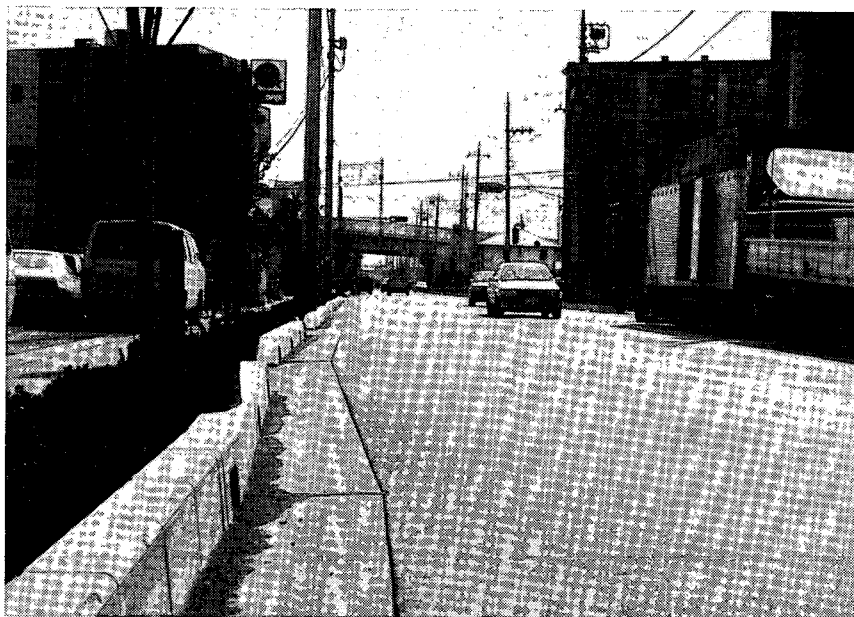


写真-4.5(その2) 試験工区共用開始後の状況

横断方向の長さ20mで敷設工区と同様にひずみ計を貼附したジオテキスタイルを設置している。改良部と未改良部の土圧測定のため、両工区に土圧計一対（改良部上と未改良部上）つつを設置した。改良部と未改良部の沈下量測定のため沈下計を両工区に二対

（主測線と副測線の改良部上と未改良部上）つつ設置し、さらに沈下計は盛土センターにも設置している。なお、改良部上と未改良部上の土圧計と沈下計の設置状況は図-4.14に示すように、改良柱体（直

径1m）のセンターとこれより1m離れた未改良部上で、サンドマット下部に設置している。また盛土載荷による地盤の水平変位量を測定するため、地中変位計および管理ピン（水路両護岸のコーピング上に5mピッチで設置したピンで、テーピングにより護岸の水平変位量を測定する）により測定した。以上の各測定計器の配置について表-4.1にまとめる。

(3) 試験工程

今回の現地試験の工程を表-4.2に示す。表の中にあるように、地盤改良後計器を設置しジオテキスタイルを敷設しているため、各計器の初期値は盛土（1.3m）前となっている。ただし、土圧計の測定値はサンドマットの土被り圧を含んでいる。

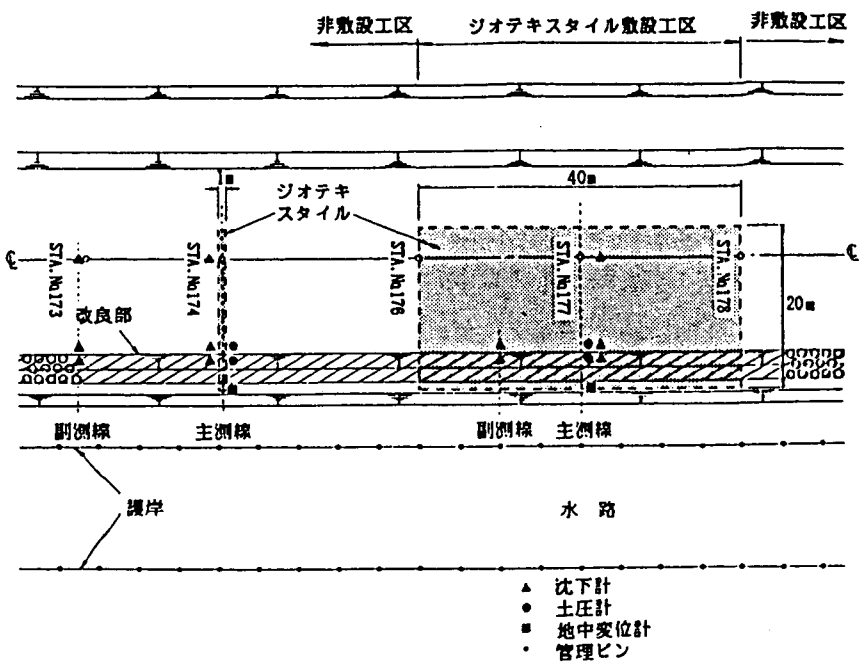


図-4.13 計器配置平面図

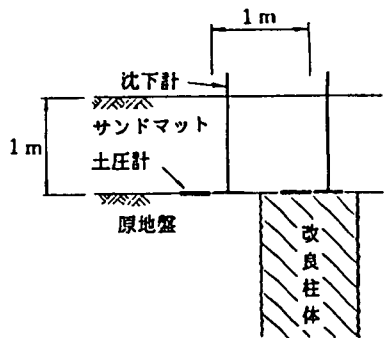
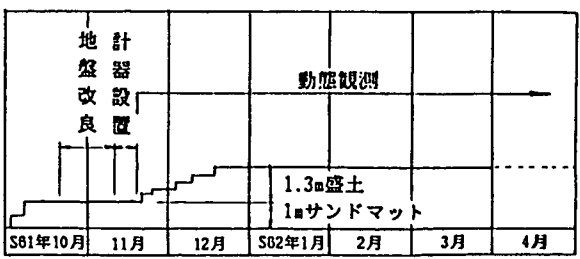


図-4.14 沈下計・土圧計設置詳細図

表-4.1 測定計器数量表

工区		測定計器				
		沈下計	土圧計	地中変位計	管理ピン	ひずみ計
非敷設工区	主測線 STA.No.174	3	2	1	7	8
	副測線 STA.No.173	3	0	0		0
敷設工区	主測線 STA.No.177	3	2	1	26	8
	副測線 STA.No.176+12.5m	2	0	0		0

表-4.2 現地試験の工程



4.2.3 現地試験測定結果（その1:一次盛土）

昭和62年3月現在までの測定結果をもとに、ジオテキスタイルの側方変位低減効果および改良部と未改良部の不同沈下低減効果について考察されることを以下に述べる。

(1) 側方変位低減効果

地中変位計による地盤の水平変位状況を図-4.15に示す。これによると現在の地盤の水平変位量は、地表面で最大であり非敷設工区で2cm程度、敷設工区で3cm程度である。両者とも水平変位の絶対量としては小さいながらも敷設工区が逆に大きい。

管理ピンによる護岸の水平変位状況を図-4.16に示す。これによると現在の護岸の水平変位量は非敷設工区の主測線で1.5cm程度、また敷設工区の主測線で2.5cm程度であり、地中変位計の測定値と比較して量としては少なめではあるが、敷設工区が非敷設工区よりもやはり大きく、地中変位状況と同じ傾向である。

敷設工区は非敷設工区よりも水平変位量が逆に大きいことの原因については、図-4.15の地中変位形状に注目すると、非敷設工区は深度4mより地表面にかけて変位しているのに対し、敷設工区は深度5mから地表面、さらに深度7～10mの深部の層が変位している。これは両工区の間土性の違いによるものと考えられ、敷設工区は非敷設工区と比較してより軟弱であったためと考えられる。

2工区の土性の相違による影響を除く一方法としてこれらの水平変位を沈下量と対応させるため、管理ピンの水平変位量と後述する盛土センターの沈下量との関係を図-4.17に示す。両者はほぼ正の相関関係にあり、管理ピン水平変位量は土性の相違を反

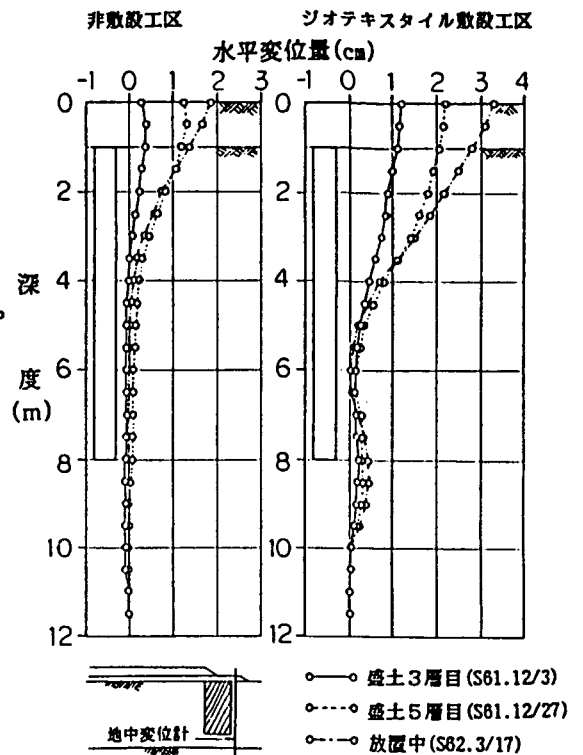


図-4.15 地中変位状況

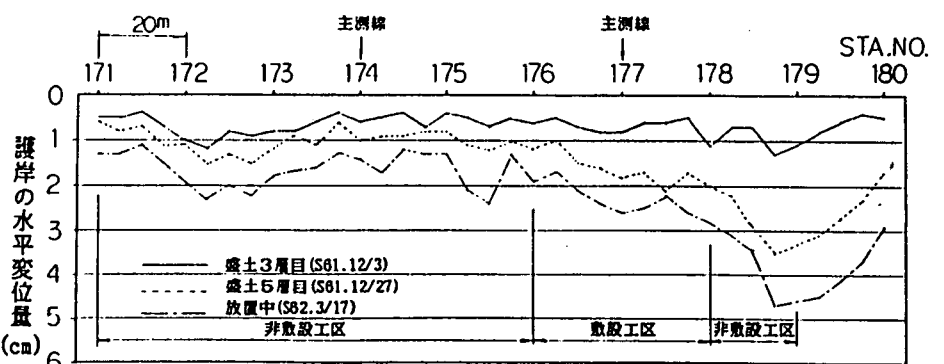


図-4.16 護岸の水平変位状況

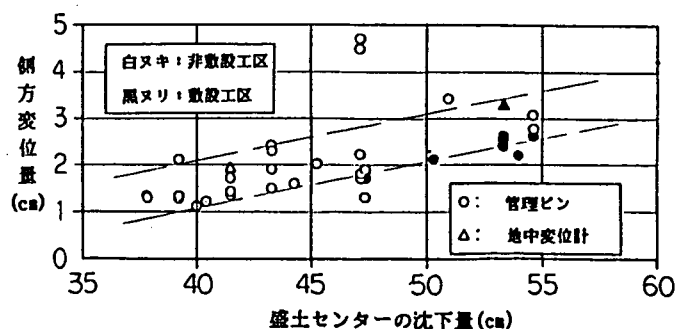


図-4.17 盛土センターの沈下量と側方変位量の関係

映したものと考えられる。この図に盛土のり尻位置の地中変位（地表）をプロット（△印）すると管理ピン変位の相関の中に含まれ、地中変位量が敷設工区で大きくなっているのは土性の相違によるものと判断される。したがって今回の計測結果ではジオテキスタイル敷設の有無による側方変位の有意差は表れていない。この原因が側方変位量2～3cm程度に対しジオテキスタイルが十分な張力を発生できないためか、あるいはジオテキスタイル1枚のみの敷設では低減効果を期待しにくいいためかは今回の試験では不明である。

(2) 不同沈下低減効果

改良部・未改良部および盛土センターの沈下量、改良部と未改良部の境界位置のジオテキスタイルひずみ、および改良部と未改良部の土圧の経時変化を図-4.19に示す。

i) 沈下計測定結果

図-4.19の沈下計の測定値より盛土センターの沈下量は非敷設工区で40cm程度、敷設工区で50cm程度であり、敷設工区が10cm程度沈下量大きい。前述のように敷設工区の土性は非敷設工区よりも全体的に軟弱である。未改良部の沈下量はどちらの工区も20cm程度で大きな違いはない。改良部の沈下量は敷設工区が非敷設工区よりも大きい傾向にある。このため改良部と未改良部の沈下差（不同沈下量）としては、敷設工区の方が一見したところ小さい。

両工区におけるこの不同沈下を定量的に比較するため、図-4.18に盛土センターの相対沈下量 S_c' （ただし $S_c' = S_c - S_D$ ）と未改良部の相対沈下量 S_N' （ただし $S_N' = S_N - S_D$ ）の関係を示す。これによれば未改良部と盛土センターとの相対沈下量の比 S_N' / S_c' は、

非敷設工区： $S_N' / S_c' \approx 0.40$

敷設工区： $S_N' / S_c' \approx 0.25$

となっており、敷設工区の相対沈下量の比は非敷設工区のその約60%（ $=0.25/0.40$ ）となっている。この S_N' は改良部と未改良部の不同沈下を表わしているから、ジオテキスタイル敷設により不同沈下低減効果が現れているものと解釈できる。

また、非敷設工区で $S_N' / S_c' \approx 0.40$ となっているが、これについてはいま仮に改良部直上の盛土荷重は未改良部地盤にはまったく載荷されないものと単純化すると改良部と未改良部の境界付近の盛土荷重の影響値は0.5となることから、増加応力と沈下量とがおおむね1：1に対応するものと考えれば、この実測結果はやや小さめであるがほぼ妥当な値と考えられる。

ii) 土圧計測定結果

図-4.19に示した土圧計測定結果より、改良部上の土圧に関しては敷設・非敷設による有意差は特にはみられない。一方、未改良部上の土圧は、非敷設工区においては盛土荷重とともに徐々に増加しているが、敷設工区においてはほぼ一定の土圧となっている。図-4.20はこの両工区の土圧と盛土荷

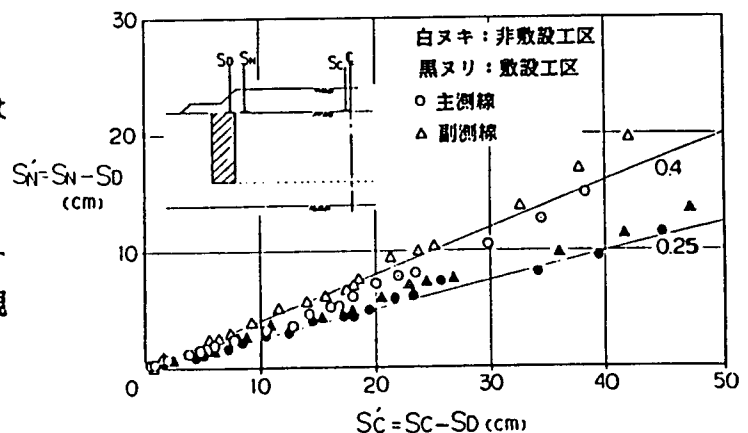


図-4.18 $S_c' \sim S_N'$ の関係

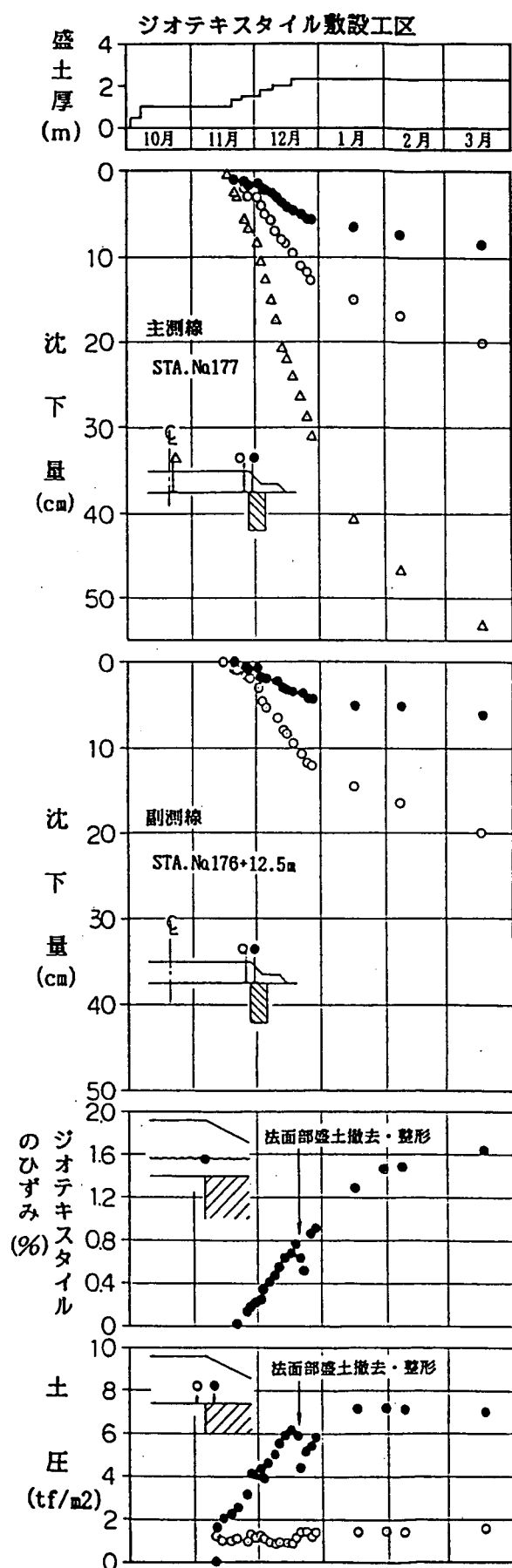
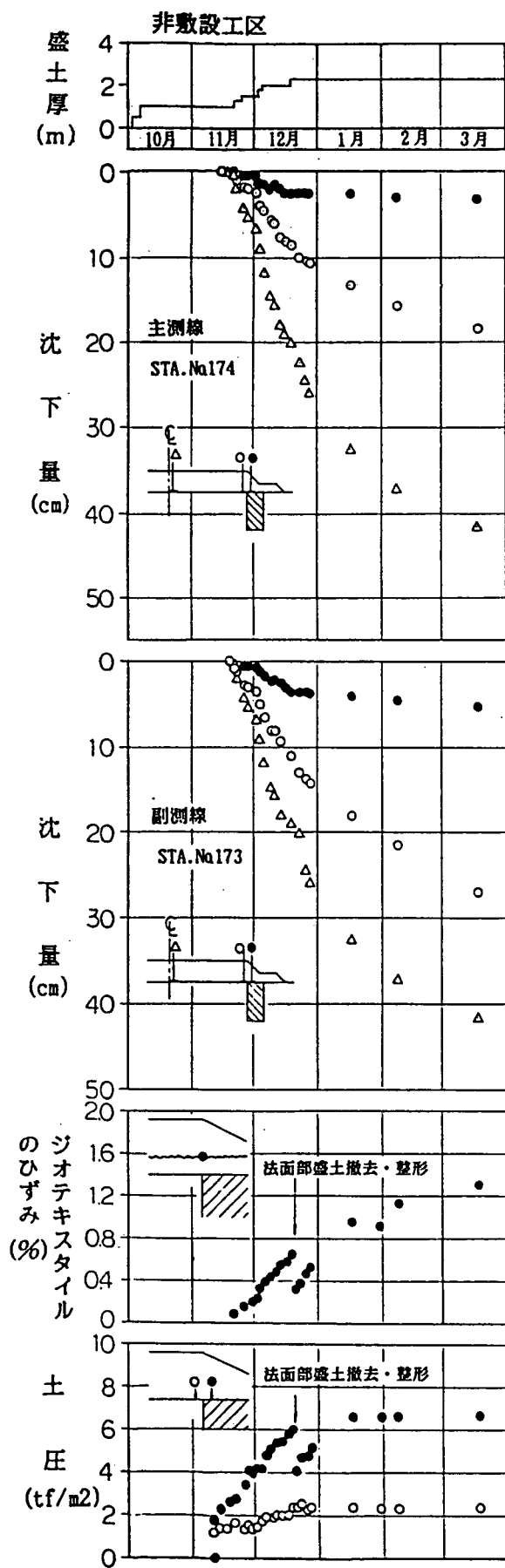


図-4.19 測定結果(不同沈下関係)

重（サンドマット荷重を含む）を対比したものである。
 図-4.20によると改良部の土圧は両工区とも盛土荷重の約1.4倍であるのに対し、未改良部上の土圧については非敷設工区で約0.55倍、敷設工区で約0.35倍となっている。この未改良部土圧に関する両工区の比率は約0.6（ $\approx 0.35/0.55$ ）倍程度となり、土圧の面からもジオテキスタイル敷設による不同沈下低減効果が認められる。

iii) ひずみ計測定結果

ジオテキスタイルの盛土横断方向のひずみ分布を図-4.21に示す。改良部と未改良部の境において最大の引張りひずみが発生しており、それより盛土センター側へ2m離れた位置においては、ほとんど零で引張りひずみは発生していない。よって今回のような1.3m程度の盛土においては、不同沈下低減効果のみを期待しようとする場合には、改良部と未改良部の境界より2m程度の定着長を考えればよさそうである。なお、盛土法尻側においては引張りひずみが生じているが、これは盛土端部のため拘束上載荷重が小さく、ジオテキスタイルの引抜き抵抗が盛土センター側よりも小さいことによるものと考えられる。

また、改良部と未改良部との境界位置のジオテキスタイルのひずみと改良部と未改良部の不同沈下量 S_N' の関係を図-4.22に示す。ジオテキスタイルのひずみと不同沈下量は直線関係にあり、ジオテキスタイルが不同沈下に対して抵抗している様子がうかがえる。

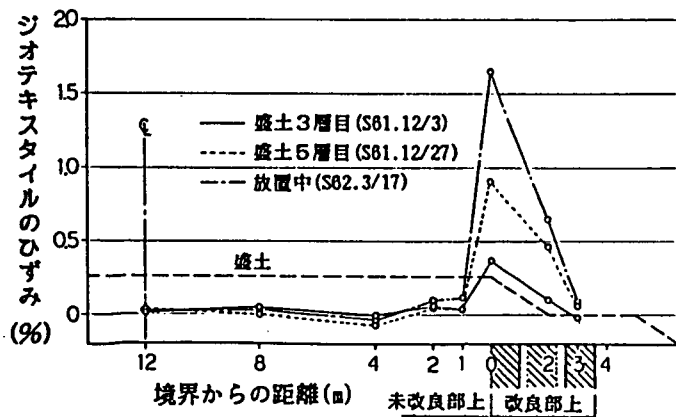


図-4.21 ジオテキスタイルのひずみ分布

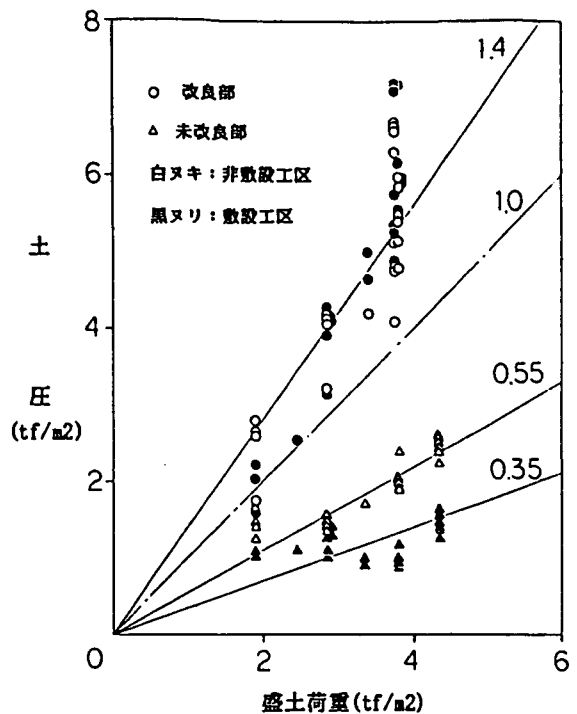


図-4.20 盛土荷重～土圧の関係

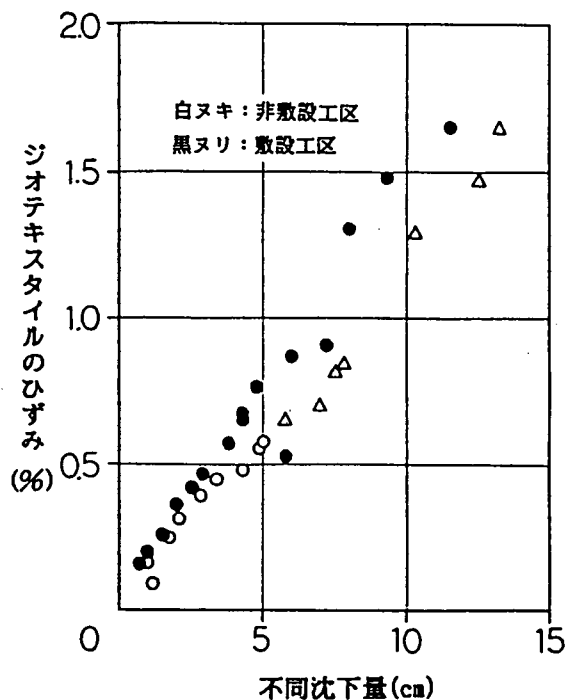


図-4.22 不同沈下量とジオテキスタイルのひずみの関係

(3) 考 察

今回、ジオテキスタイルの不同沈下低減効果がある程度定量的に把握することができたので、これらの知見をもとにジオテキスタイルの不同沈下低減に関する定量化を試みたい。まず、次の仮定 i)、ii)、iii) を設定する。

i) 改良部と未改良部との間に不同沈下が発生し、ジオテキスタイルに張力が生じるが、この張力の鉛直上向き方向の分力により盛土荷重の未改良部地盤への伝達が軽減されるものとする。したがってジオテキスタイルの不同沈下低減効果をこの荷重軽減作用と置き換えるものとし、さらにこの荷重軽減力は次式のように不同沈下量に比例すると仮定する。

$$p_u = k S_G \cdots \cdots (1)$$

ここに、 p_u : 荷重軽減力 (tf/m²)、 k : 比例係数 (tf/m²)、 S_G : ジオテキスタイルを敷設したときの未改良部の沈下量 (不同沈下量) (m)。

ii) 対象地盤を図-4.23のような均一なモデルと考え、 m_v 法により沈下計算する。

$$S = m_v \Delta p H \cdots \cdots (2)$$

ここに、 S : 軟弱層の沈下量 (m)、 m_v : 体積圧縮係数 (m²/tf)、 Δp : 盛土荷重 (tf/m²)、 H : 層厚 (m)。

iii) 改良部と近接した未改良部の地盤における盛土荷重の影響値が0.5程度であることから、ジオテキスタイルを敷設していないときの未改良部の沈下量は式(3)で表わされるものとする。

$$S_N = 0.5 m_v \Delta p H \cdots \cdots (3)$$

ここに、 S_N : ジオテキスタイルなしのときの未改良部の沈下量 (不同沈下量) (m)。

これらの仮定を前提として、ジオテキスタイルを敷設したときの未改良部の沈下量を求めると、式(3)において式(1)で表わされる荷重軽減を見込み、

$$S_G = 0.5 m_v (\Delta p - k S_G) H$$

$$\therefore S_G = \frac{0.5 m_v \Delta p H}{1 + 0.5 m_v H k} \cdots \cdots (4)$$

と表わされる。式(3)(4)より不同沈下低減率は式(5)で表される。

$$\frac{S_G}{S_N} = \frac{1}{1 + 0.5 m_v H k} \cdots \cdots (5)$$

この式(4)が現時点で設定したジオテキスタイルによる不同沈下低減効果の予測式である。

この定量化の中に含まれる比例係数 k の値は、今回の現地試験においては次のようになる。まず、今回の計測によると不同沈下低減率 $S_G / S_N \approx 0.6$ である。また今回の盛土荷重 (サンドマット荷重も含む) による盛土センターの最終沈下量を双曲線法で推定すると、計測地点によりバラツキがある

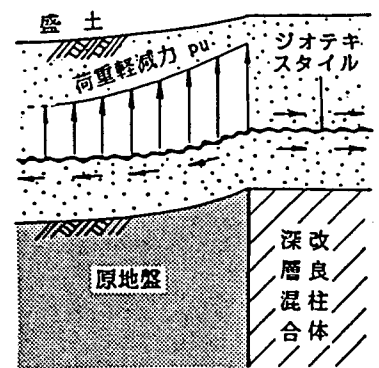


図-4.23 モデル断面

が約75~100cm (平均的に約90cm) となる。したがって式(2)より

$$m_v H = \frac{S}{\Delta p} = \frac{0.75 \sim 1.0 \text{m}}{1.9 \text{tf/m}^2 \times 2.3 \text{m}} = 0.17 \sim 0.23 \text{ (m}^2/\text{tf)}$$

となり、これを式(5)に代入して比例係数 k は、 $k = 6 \sim 8$ (平均的に7) tf/m^2 と導かれる。

上述のようにジオテキスタイルによる荷重軽減力 p_u と不同沈下量 S_g との間に

$$p_u = (6 \sim 8) \cdot S_g \dots\dots\dots(6)$$

なる関係が得られたが、この妥当性を土圧計測データで検討してみる。図-4.24は実測した不同沈下量と未改良部の土圧の関係を示したものである。図中の実線は非敷設工区における盛土施工中の実測データの平均的なラインを示しており、ほぼ次のような直線関係で表わされる。

$$p_N = 13S_N + 1.4 \dots\dots\dots(7)$$

ここに、 p_N : ジオテキスタイルなしのときの未改良部の土圧 (tf/m^2)。

ジオテキスタイルを敷設したときの両者の関係を式(7)から導くため、式(7)右辺第1項から式(6)で表わされる軽減力を差引き、第2項は前述した敷設の有無による土圧比約0.6 ($\approx 0.35/0.55$) を考慮して低減すると、次のようになる。

$$\begin{aligned} p_g &= \{13 - (6 \sim 8)\} S_g + 1.4 \times 0.6 \\ &\approx (5 \sim 7) S_g + 0.9 \dots\dots\dots(8) \end{aligned}$$

式(8)を図-4.24に表わすと点線となり、敷設工区の実測データは必ずしも直線的ではないが、この点線は実測値のほぼ平均的な傾向を示していると考えられる。ちなみに式(7)全体に上記の土圧比0.6を乗じたものを図中に一点鎖線で示したが、式(8)の近傍にある。

以上のことからジオテキスタイルの不同沈下低減効果を荷重軽減とおきかえて未改良部の沈下量を推定する方法は、一手法として適用可能であると考えられる。しかし、上と述べた比例定数 k などは、おおまかな見地に立ち求めたものであり、ジオテキスタイルの種類、敷設方法、荷重条件、地盤条件などにより左右されることが考えられるから、今後これらのデータの蓄積するとともにこの推定手法の精度や適用限界などの検討が必要である。

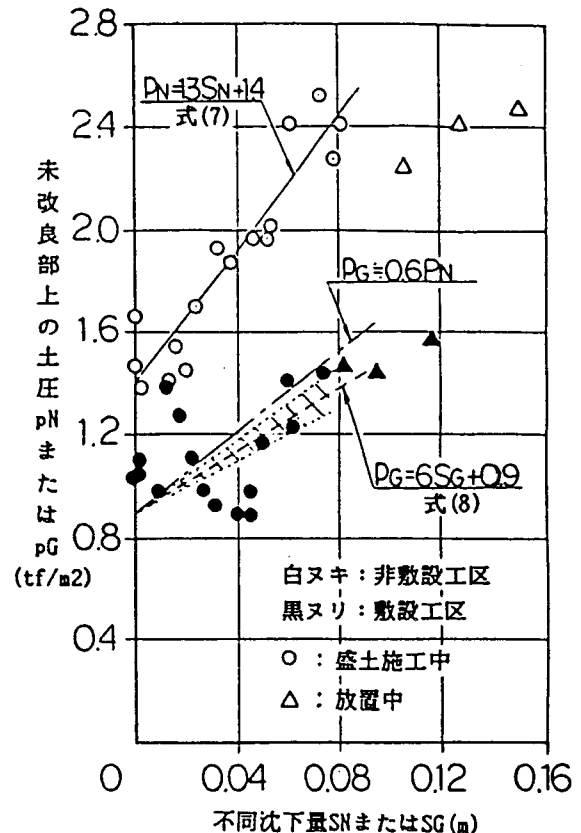


図-4.24 不同沈下量と未改良部上の土圧の関係

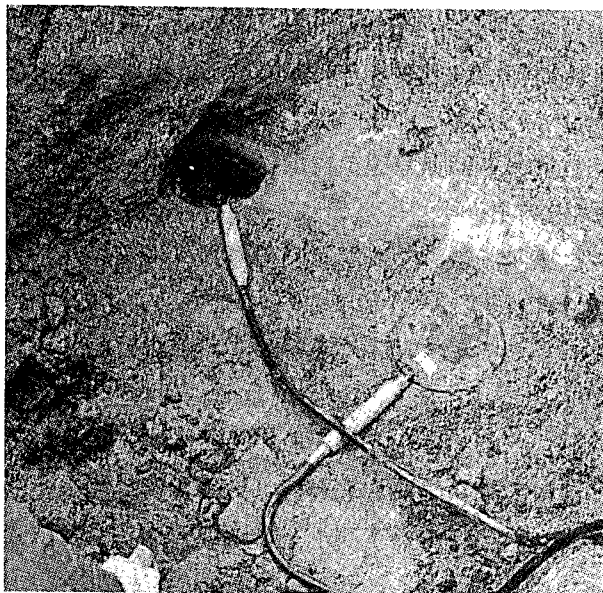


写真-4.6 土圧計設置状況

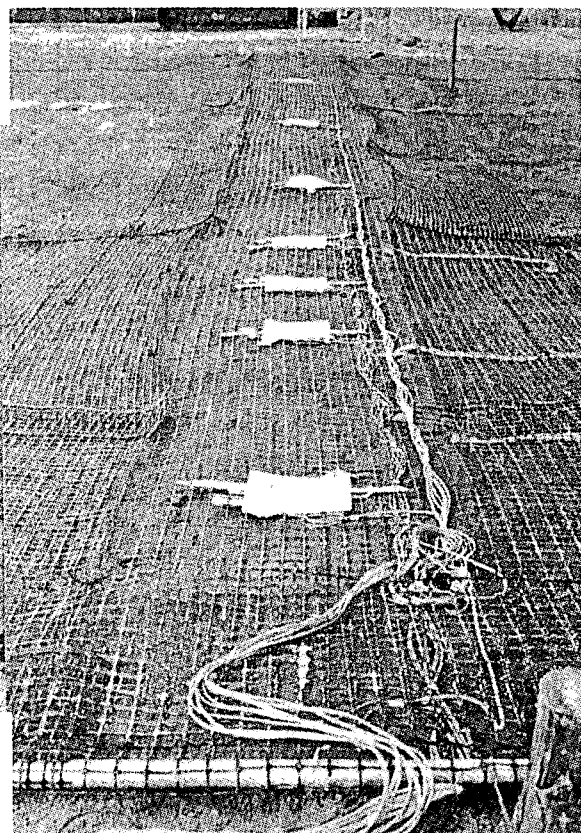


写真-4.7 ひずみ計設置状況

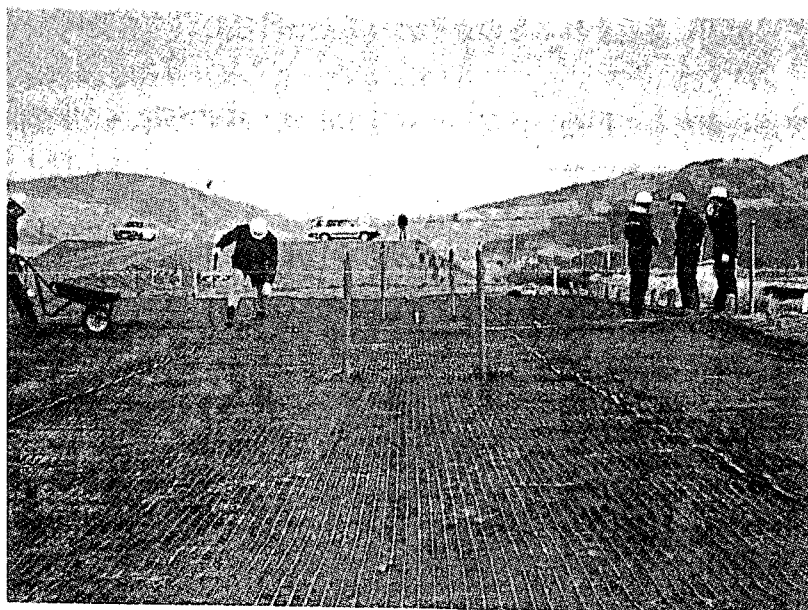


写真-4.8 沈下計設置状況

(左側沈下計:未改良部上,右側沈下計:改良部上)

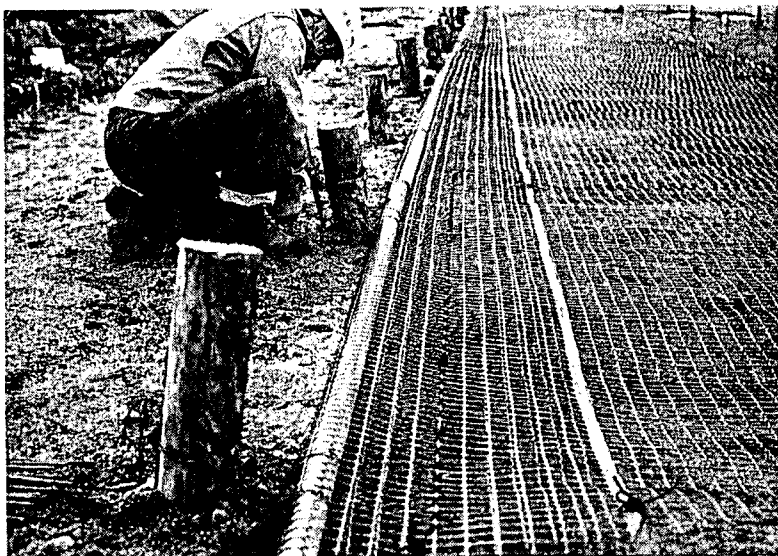


写真-4.9 ジオテキスタイル端部定着状況



写真-4.10 ジオテキスタイル敷設状況

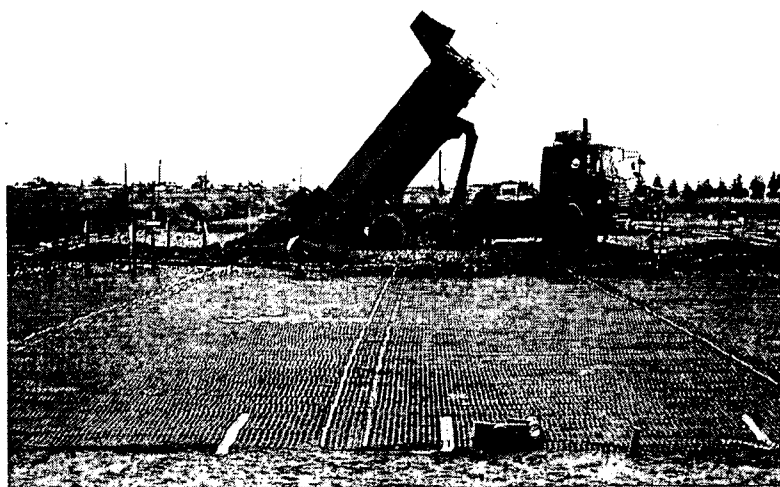


写真-4.11 盛土施工状況 (その1)

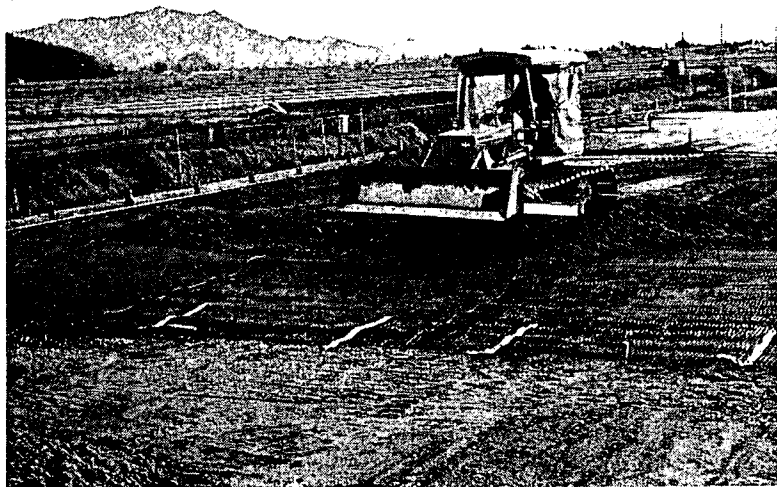


写真-4.12 盛土施工状況（その2）

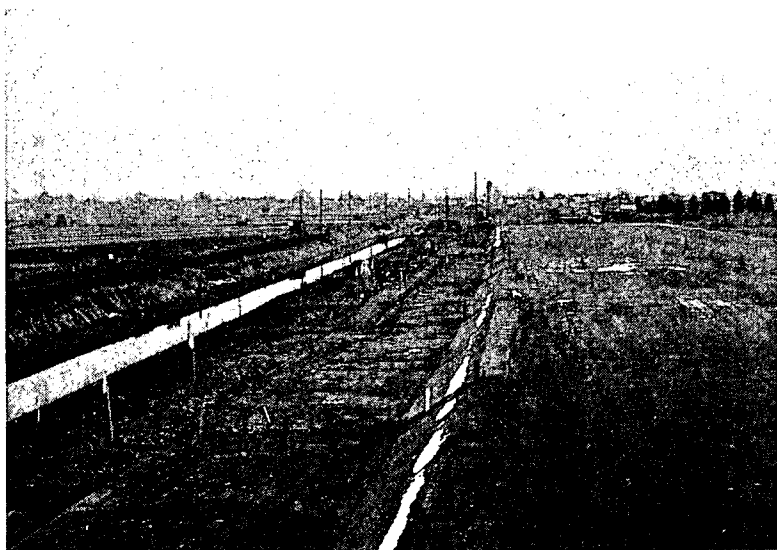


写真-4.13 盛土完成状況

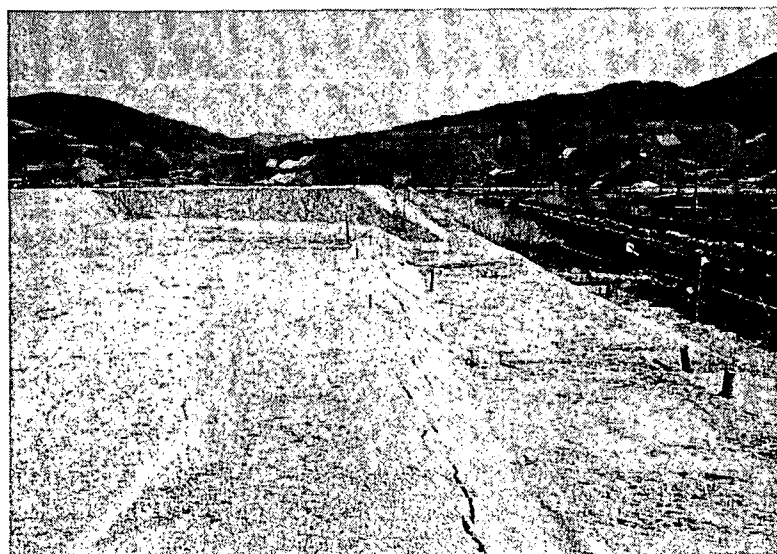


写真-4.14 クラック発生状況

4.2.4 現地試験測定結果（その2：二次盛土）

昭和61年度にジオテキスタイルと深層混合処理工法を併用した現地試験を実施し、盛土内に敷設したジオテキスタイルの、盛土载荷による地盤の側方変位低減効果、および深層混合処理工法の適用上の課題とされる改良部と未改良部の不同沈下低減効果について調査した結果を前項で述べているが、この報告したデータは、一次盛土までの測定結果である。昭和62年度に、図-4.25にしめすようにこの地区の二次盛土が施工されたことから、動態観測を引き続き実施された。この二次盛土までの測定データから考察されるジオテキスタイルの側方変位低減効果および不同沈下低減効果について以下に述べる。

（1）側方変位低減効果

地中変位計による地盤の水平変位状況を図-4.26に示す。二次盛土においてもジオテキスタイル敷設工区の水平変位量が非敷設工区よりも逆に大きい傾向は一次盛土から変わらず、両工区間の土性の違いによる影響がでている。

管理ピンによる護岸の水平変位状況を図-4.27に示す。サンドマットによる護岸の水平変位量は深層混合改良柱体打設前、またジオテキスタイルの敷設前であるため、地盤の土性の分布を忠実に表わすことになる。ただし、既設盛土付近については既設盛土による強度増加の影響を受け、護岸の水平変位量は徐々に減少している。この影響を省くために、既設盛土時のサンドマットによる護岸の水平変位により、サンドマットによる護岸の

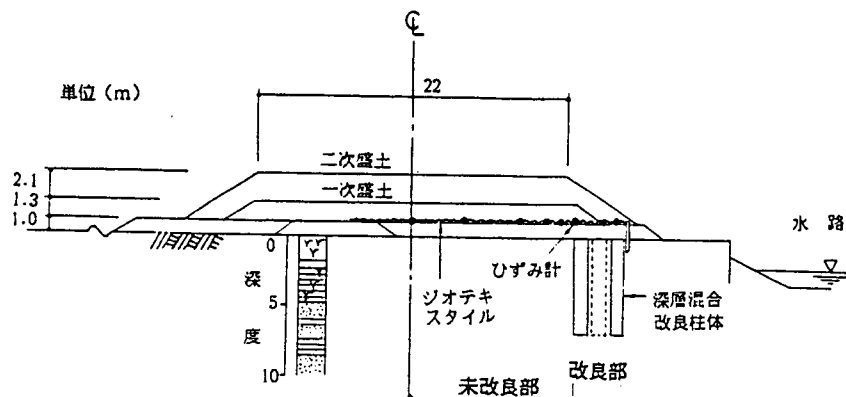


図-4.25 敷設工区横断面図

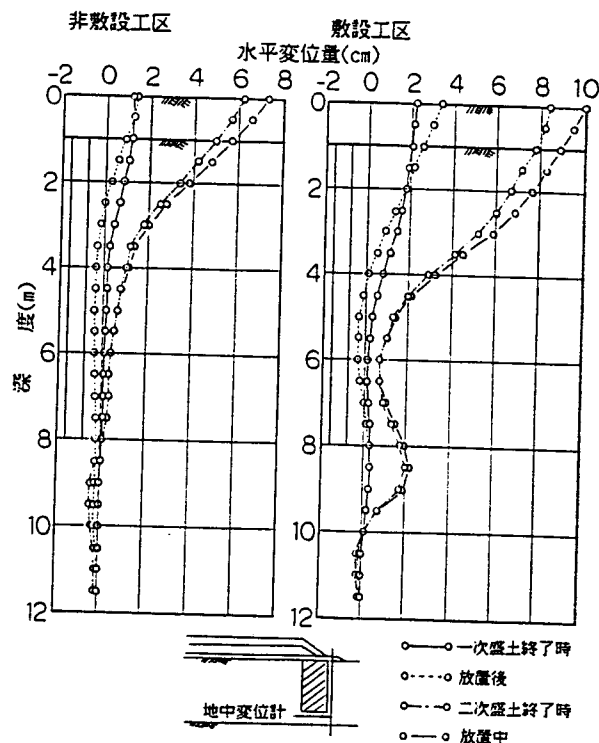


図-4.26 地中変位状況

水平変位の補正を行うと、これが地盤の硬軟を表わす純粋な土性分布となる。また、盛土センターの沈下量もまた土性を比較する指標となりうるが、サンドマットによる水平変位とほぼ同様な傾向となっている。敷設工区と非敷設工区を比較すると、非敷設工区の二次盛土までの盛土による護岸の水平変位はサンドマットによる変位とほぼ同量が発生しているのに対し、敷設工区の変位量はサンドマットによる変位量よりも小さくなっている。このことよりジオテキスタイルは地盤の側方変位を低減していることがわかる。図-4.28に二次盛土の放置中データにおける護岸の水平変位量を盛土センターの沈下量と対比して示す。これによると敷設工区の水平変位量は非敷設工区のそれよりも小さく、ジオテキスタイルにより、約6~7割程度に低減されていることがわかる。

今回、二次盛土に対して初めてジオテキスタイルの側方変位量低減効果が認められたことについては、敷設したジオテキスタイルの引張剛性に対して一次盛土においては側方変位量が2~3cmと微少であったため効果がでにくい状況にあったものと思われる。

(2) 不同沈下低減効果

非敷設工区の一次盛土から二次盛土にかけての沈下量経時変化図を図-4.29に示す。盛土荷重による地盤の圧密沈下に伴い、改良部~未改良部の不同沈下量が増大する様子がわかる。敷設工区および非敷設工区の不同沈下を定量的に比較するために、不同沈下量 S_N' ($S_N' = S_N - S_D$)を盛土センターの相対沈下量 S_C' ($S_C' = S_C - S_D$)と対比して図-4.30に示す。これより相対沈下量の比 S_N' / S_C' は、

$$\text{非敷設工区} : S_N' / S_C' \approx 0.55$$

$$\text{敷設工区} : S_N' / S_C' \approx 0.35$$

となる。敷設工区の相対沈下量の比は非敷設工区のその約60%であり、ジオテキスタイル敷設により不同沈下量 S_N' が低減されていることがわかる。このジオテキスタイルによる不同沈下の低減量は、一次盛土においても約60%が観測されており、盛土荷重が増加しても低減効果は

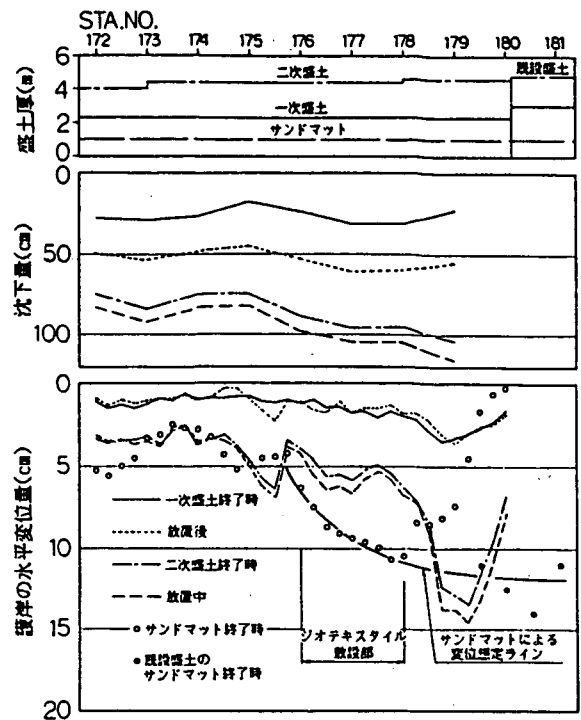


図-4.27 盛土による盛土センターの沈下量・護岸の水平変位状況

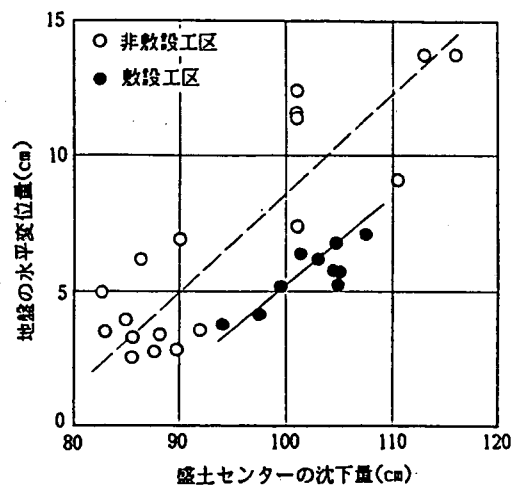


図-4.28 盛土センターの沈下量と地盤の水平変位量の関係

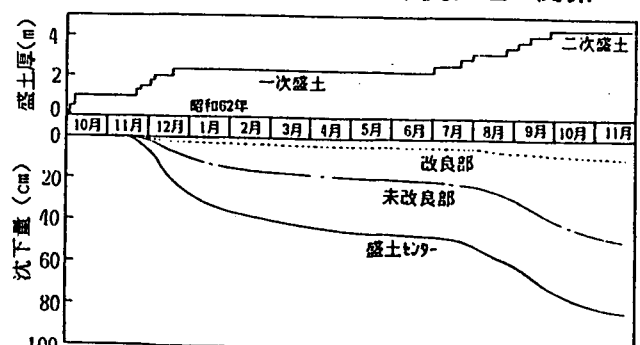


図-4.29 沈下量経時変化図
(例 非敷設工区 STA.No174)

変わらないことがわかる。

上記のことは、4.3.2項の不同沈下低減率を求める(2)式より説明される。(2)式は盛土荷重と沈下量の関係の比例係数 mvH と荷重軽減力と不同沈下量の比例係数 α の関数である。今回の実測値から推定した最終沈下量より比例係数 mvH は一次盛土から二次盛土を通じてほぼ一定であり、また、敷設したジオテキスタイルのヤング率は低ひずみにおいて一定であると見なせる。これらのことから、不同沈下低減率は一次盛土と二次盛土において一定であったものと思われる。

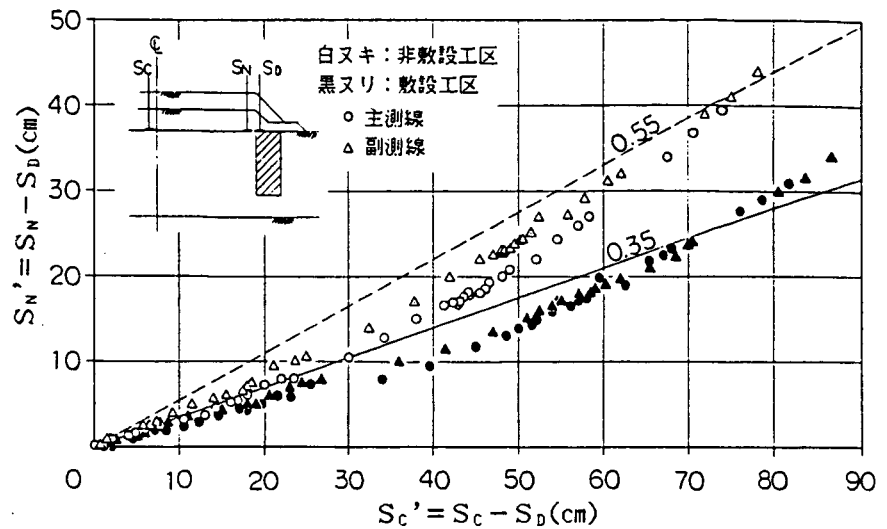


図-4.30 $S'_C \sim S'_N$ の関係

4.2.5 まとめ

今回の現地試験結果および得られた知見を以下にまとめてしめす。

現地試験 (その1:一次盛土)で得られた知見は次のようである。

- ① ジオテキスタイル敷設の有無による地盤の側方変位量の有意差を確認することはできなかった。これは側方変位量が2～3cmと微小であるため効果が発揮されなかったのか、あるいはジオテキスタイル1枚のみの敷設では側方変位拘束作用は期待しにくいためなのかは不明であった。
- ② 深層混合改良柱体により処理された改良部に近接している未改良部の沈下は、盛土センターなどの一般未改良における沈下量の0.4～0.5倍であり、これは改良部上の盛土荷重は未改良部地盤には伝播しないとした場合の荷重影響値 (0.5) とほぼ同等である。
- ③ 改良部に近接した未改良部の沈下量はジオテキスタイルを敷設することで60%程度に低減されており、改良部一未改良部間の不同沈下低減効果が確認できた。
- ④ 同じく改良部に近接した未改良部に作用する土圧はジオテキスタイルを敷設することで60%程度に低減される。
- ⑤ 改良部と未改良部の境界において他よりも大きな張力 (ひずみ) がジオテキスタイルに発生している。両者の不同沈下により発生するこの張力の鉛直成分を荷重軽減力とし、この荷重軽減力と不同沈下量が比例するとする計算方法は、ジオテキスタイル敷設のときの不同沈下量を推定する一方法となりうる。
- ⑥ 今回のような1.3m程度の盛土において不同沈下低減効果を期待する場合、ジオテキスタイルのひずみ発生位置からみて定着長は改良部と未改良部の境界から2m程度でよさそうである。

現地試験（その2:二次盛土）で得られた知見は次のようである。

- ① ジオテキスタイルを盛土中に敷設することにより、盛土載荷による地盤の側方変位を低減できる。今回の二次盛土に対しては、約6～7割の側方変位低減効果が認められた。
- ② 敷設したジオテキスタイルの一次盛土に対する改良部～未改良部間の不同沈下低減効果は、6割程度であった。今回の二次盛土の測定結果からも不同沈下低減効果は6割程度であることがわかり、地盤の荷重～沈下の関係が線形であればその効果は一定であることが判明した。

今後の課題として、不同沈下低減効果をさらに定量的に把握するには、不同沈下やジオテキスタイルに発生する引張応力などの挙動をより明らかにする必要がある。これらは一般にジオテキスタイルの剛性や引き抜き抵抗および敷設深度などの要因に左右されるものと思われるが、今後これらの関係についても把握するつもりでいる。

4.3 現地試験その3（部分改良形式）

4.3.1 現地試験の目的と概要

昭和62年度は、ジオテキスタイルの引張剛性が不同沈下低減効果に及ぼす影響についての調査を目的として、現地試験その2の隣接工区で引張剛性をかえた数種類のジオテキスタイルを敷設し、現地試験を実施した。なお、これらの現地試験は、建設省山形工事事務所管内で建設中である南陽バイパスの軟弱地盤においてなされた。

4.3.2 現地試験条件

(1) 現地地盤の性状

原地盤は上部に高含水比の腐植土層 ($w=300\sim700\%$) を有する軟弱地盤であり、盛土のり部の地盤はすべり破壊防止を目的として、深層混合処理工法（粉体供給方式）により改良されている。この改良仕様は、改良率40%、改良土強度 $q_u=1.5\text{kgf/cm}^2$ であり、改良深さは軟弱層途中の中間砂層までである。盛土はマサ土 ($D_{50}=1.5\text{mm}$, $U_c=60$) を使用し、サンドマット1mの上に1.9m盛り立てた。

(2) 試験ケース

ジオテキスタイルの引張剛性と不同沈下低減との関係を把握するために、図-4.31に示すような4つの試験工区を設けた。2, 3, 4工区はそ

それぞれ縦断方向延長10m、横断方向幅10mのジオテキスタイルをサンドマット上面に敷設した。ジオテキスタイルとして、2, 3工区では引張剛性の異なるポリマーグリッド（2工区： $EA=15\text{tf/m}$ 、3工区： $EA=160\text{tf/m}$ ）、4工区では引張剛性が特に大きい場合として鉄筋金網（直径6mm, 10cm正方形, $EA=6000\text{tf/m}$ ）を用いた。盛土の外に出たジオテキスタイルの端部は松杭により定着している。ジオテキスタイルには、盛土横断方向のジオテキスタイルのひずみを測定するために、図-4.32に示すように8

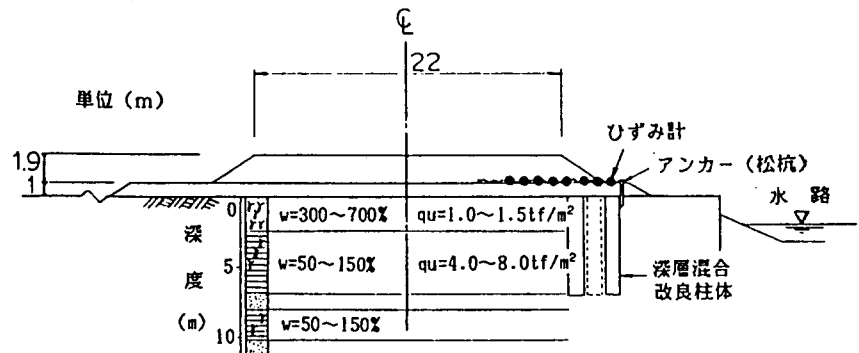


図-4.31 敷設工区横断面図(S62年度)

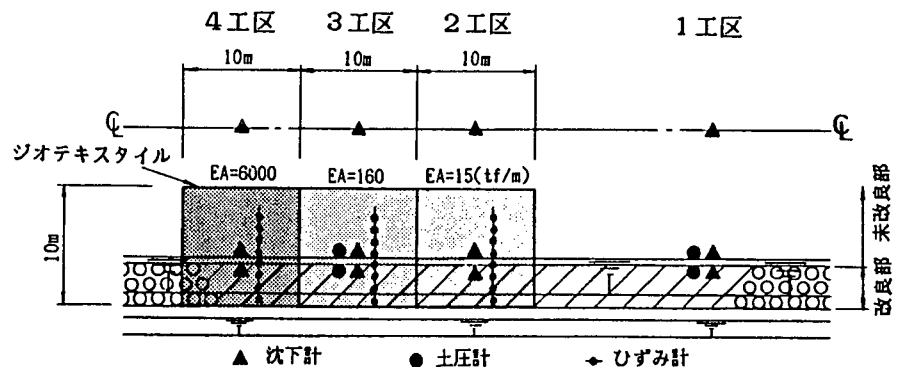


図-4.32 計器配置平面図

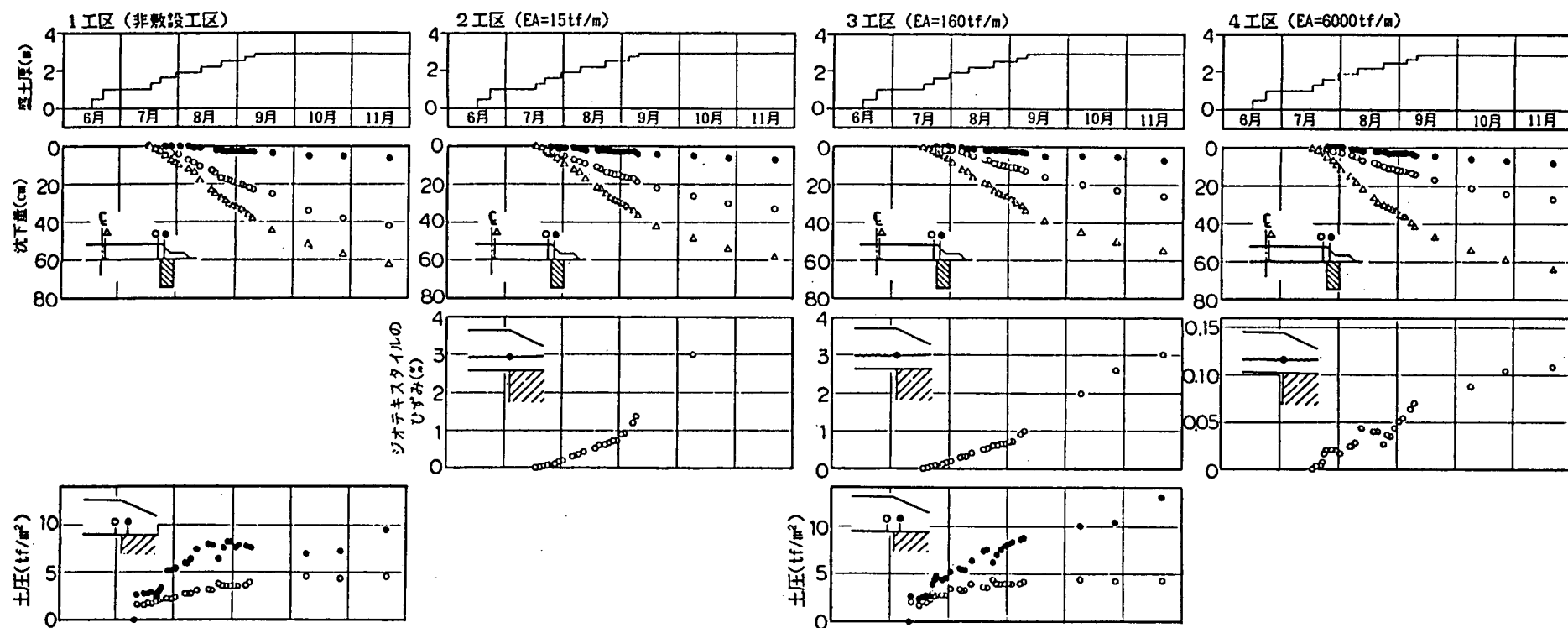


図-4.34 測定結果

個のひずみ計を1m間隔で設置している。改良部と未改良部の土圧および沈下量測定のため、土圧計と沈下計を図-4.32、4.33のように配置している。

(3) 現地試験測定結果

昭和62年7月から最終測定時点の11月までに測定された各データの経時変化を図-4.34に示す。

これより不同沈下低減効果について考察されることを以下に示す。

1) 沈下計測定結果

盛土センターの沈下量は各工区とも11月時点で60cm程度であり、改良部の沈下量は6~8cm程度である。これに対し、未改良部の沈下量は工区間で大きく異なり、ジオテキスタイルの引張剛性が大きくなるに従い、小さくなる傾向にある。これよりジオテキスタイルの引張剛性は改良部と未改良部の不同沈下量の低減に大きく影響することがわかる。

1,3工区の土圧計データを比較すると、未改良部の土圧は3工区の方が若干小さく、改良部の土圧においては3工区は1工区の1.5倍程度大きい。ジオテキスタイルによって盛土荷重が改良部に集中していることがわかり、これからもジオテキスタイルの不同沈下低減効果が観察される。

各工区における不同沈下を定量的に比較するため、図-4.35に盛土センターの相対沈下量 S_c' ($S_c' = S_c - S_D$)と未改良部の相対沈下量 S_N' ($S_N' = S_N - S_D$)の関係を示す。これより求まる未改良部と盛土センターとの相対沈下量の比 S_N'/S_c' を表-4.3に示し、さらに同表には非敷設工区の相対沈下量の比 S_N'/S_c' と敷設した工区のその比、すなわち不同沈下低減率 S_G'/S_N' も併せて示す。ジオテキスタイルの引張剛性が大きいほど、不同沈下低減率 S_G'/S_N' の値は小さく、不同沈下低減効果が大いことがわかる。

昭和61年度成果のひとつとして「改良部～未改良部間の不同沈下により生じるジオテキスタイルの引張力の鉛直上向きの力を『荷重軽減力』と称し、この『荷重軽減力』により不同沈下は軽減されるものと仮定し、

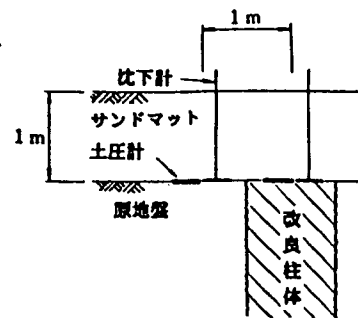


図-4.33 沈下計・土圧計設置詳細図

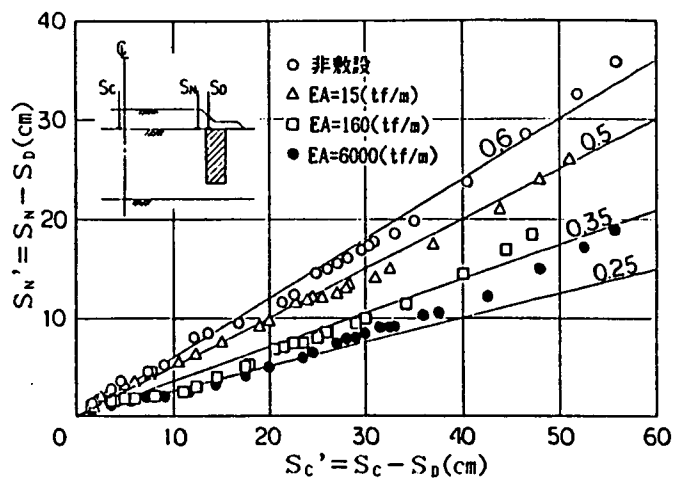


図-4.35 $S_c' \sim S_N'$ の関係

表-4.3 各工区の測定結果

工区	EA(tf/m)	S_N'/S_c'	S_G'/S_N'
1工区	0	0.6	1.0
2工区	15	0.5	0.83
3工区	160	0.35	0.58
4工区	6000	0.25	0.42

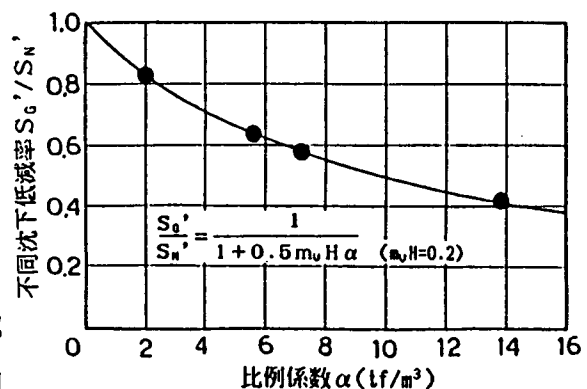


図-4.36 比例係数 α と不同沈下低減率 S_G'/S_N' の関係 ($m_u H = 0.2$)

従来の沈下量計算に『荷重軽減力』を付加することにより不同沈下量を推定できる。」と報告した。なお、この荷重軽減力は(9)式のように不同沈下量と比例するものとした。

$$P_u = \alpha \cdot S_G' \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 P_u ：荷重軽減力 (tf/m²)、 α ：比例係数 (tf/m³)、 S_G' ：不同沈下量 (m)。

今回の測定結果から、比例係数 α の値を(10)式より求め、当地盤における比例係数 α と不同沈下低減率 S_G'/S_N' との関係を図-4.36に示す。さらにジオテキスタイルの引張剛性とこの比例係数 α との関係を図-4.37に示す。

$$\frac{S_G'}{S_N'} = \frac{1}{1+0.5m_v \cdot H \cdot \alpha} \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 S_G'/S_N' ：不同沈下低減率、 m_v ：体積圧縮係数 (m²/tf)、 H ：層厚(m)。

図-4.37より、ジオテキスタイルの引張剛性 EA と比例係数 α の関係は(11)式より表わせる。

$$\alpha = 4.5 \log EA - 3.3 \quad \dots\dots\dots (11)$$

図-4.36, 4.37より不同沈下低減効果は引張剛性 EA を大きくすることにより、その効果を大きくすることができるが、その効果としての増加量は次第に小さくなる傾向にある。さらに不同沈下低減効果は、引張剛性ばかりでなく地盤の圧縮性にも大きく左右されるが、当地盤程度の軟弱地盤においては、ジオテキスタイルによって不同沈下を3~4割程度に低減できることがわかる。

2) ひずみ計測結果

各工区のジオテキスタイルの盛土横断方向のひずみ分布を図-4.38に示す。各工区とも改良部と未改良部の境界部において最大の引張ひずみが発生している。また、ジオテキスタイルの盛土センター側端部において若干の引張ひずみが発生しているが、これは盛土のたわみにより発生する引張ひずみと思われる。なお、この盛土のたわみによる引張ひずみは鉄筋金網の4工区において、不同沈下による引張ひずみと同程度が発生しており、他工区と比較してひずみ量としては小さいも

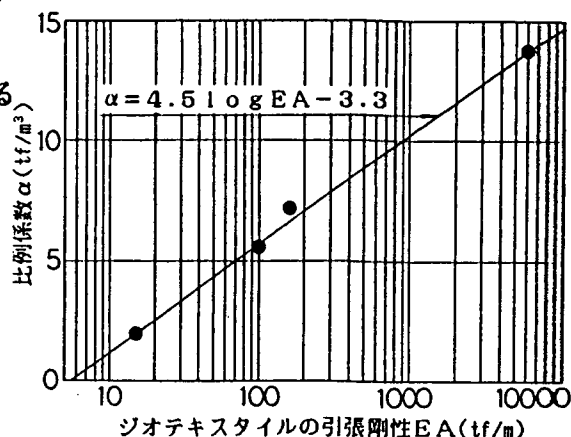


図-4.37 ジオテキスタイルの引張剛性 EA と比例係数 α の関係

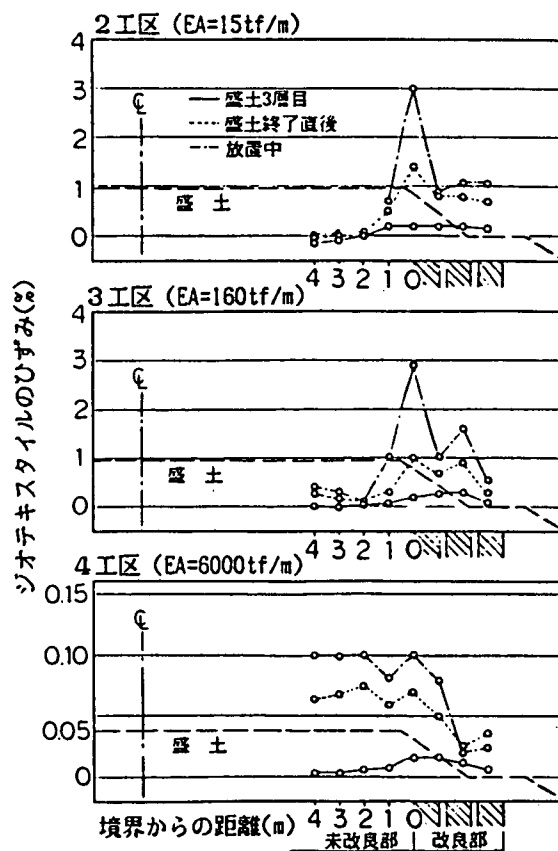


図-4.38 ジオテキスタイルのひずみ分布

のの許容応力を越える程 ($\sigma = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 \times 0.1\% = 2100 \text{ kgf/cm}^2 > \sigma_a = 1800 \text{ kgf/cm}^2$) となっている。このことからジオテキスタイルの代替えとして引張剛性の大きい鉄筋などを用いる場合には盛土のたわみによる引張力も配慮する必要があることがわかる。

改良部と未改良部の境界位置のジオテキスタイルのひずみと改良部と未改良部との不同沈下量の関係を図-4.39に示す。図中には前年度実施した現地試験のデータも併せてプロットしている。各工区とも不同沈下量が増大するにつれジオテキスタイルのひずみも増加するのが観察されるが、ポリマー系と鉄筋金網のこの挙動は大きく異なることが認められる。同図には(12)式より計算される結果を盛土に発生するすべり面の角度を変えて示している。

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{l_0^2 + \Delta s^2} - l_0}{l_0} \times 100 \quad \cdots (12)$$

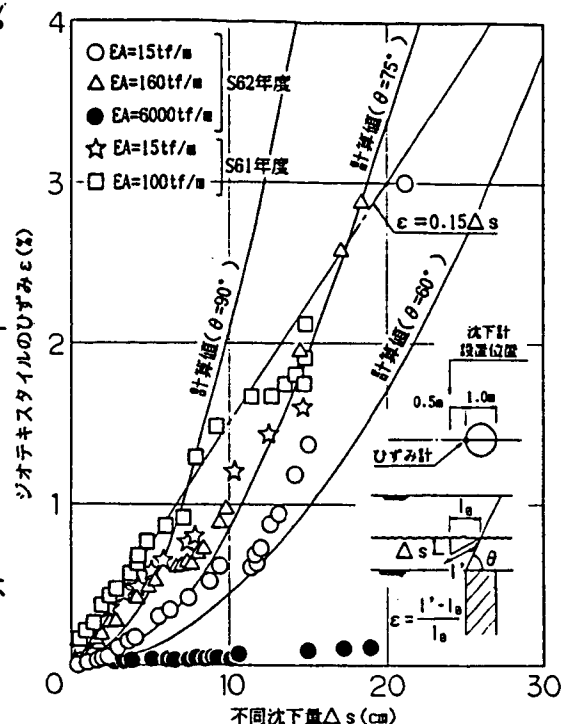


図-4.39 不同沈下量～ジオテキスタイルのひずみの関係

ここに、 l_0 ：初期のジオテキスタイルの長さ (m) (ジオテキスタイルとすべり面の交点から沈下計設置位置までの長さ)、 Δs ：改良部と未改良部の不同沈下量 (cm)、 ε ：ジオテキスタイルに生じるひずみ (%)。

これより、実測値はおおよそ θ が 90° から 60° の計算値の中にあり、不同沈下量が増大するにつれ、 $\theta = 60^\circ$ (主働崩壊角 $\theta = 45^\circ + 30^\circ/2$) の計算値に近づいて行く様子がわかる。不同沈下量とジオテキスタイルのひずみの関係は、不同沈下量が $10 \sim 20 \text{ cm}$ の間では $\theta = 75^\circ$ の計算値によっておおよそ表わせるようである。また、図中には直線近似式 $\varepsilon = 0.15\Delta s$ を示しているが、不同沈下量よりジオテキスタイルに生じるひずみを推定する場合、この式により安全側のひずみを推定することができる。ただし、この式はジオテキスタイルの敷設深度に当然影響されることが予想される。

4.3.3 FEM解析による検討

以上の計測により、盛土下部の一部に密な配置で改良した場合 (部分改良) について、ジオテキスタイルの引張剛性が改良部と未改良部の不同沈下低減に及ぼす効果について図-4.37のように求めることができたが、より一般的な、盛土敷全面に改良柱体を粗に配置した場合 (全面改良・低改良率) についてはまだ検討がなされていない。そこで以下にはこの部分改良に対する測定結果を基に、粗な全面改良タイプにおける改良柱体と柱体間未改良部の不同沈下についてFEM解析によって検討する。

(1) 解析手法

解析方法は、現地試験のモデルを図-4.40に示すような要素分割図にモデル化し、四辺形要素のみによる線形弾性体として計算を行う。計算に用いる各層の土質定数を表-4.4にまとめて示す。この表中

の変形係数は次のように考えて設定した。

1) 原地盤

原地盤の変形係数は、上部4mが特に軟弱であることから層厚を4mとし、測定結果より得られた $m_v \cdot H = 0.2 \text{ m}^3 / \text{tf}$ に相当するものとした。

2) ジオテキスタイル敷設部分 E_g

ジオテキスタイルを挟む上下

の盛土材は、ジオテキスタイルにより変形を拘束されることによって変形係数が上昇すると考え、ジオテキスタイルを挟む上下合わせて50cm厚の盛土の変形係数をその他の部分よりも上げることにより補強効果を評価する。

3) 盛土

盛土の変形係数として一般的に用いられる 1000 tf/m^2 程度で線形弾性解析を行うと、盛土全体に大きな引張応力が生じることになる。これを避けるためにはno tension解析などを用いることになるが、今回は簡便な方法として線形弾性のままで変形係数を極めて小さく設定し、引張応力の発生量をごく小さなものととめている。変形係数の値は実測結果でジオテキスタイルが敷設されない場合の不同沈下量が盛土センターの沈下量の5割程度が発生していることに注目し決定している。

4) 改良部と未改良部の境界部および直上の盛土部分 E_B

改良部と未改良部の境界部（厚さ10cm）および直上の盛土部分は、不同沈下による段差およびクラックを表すために極めて小さな値とし $E_B = 1 \text{ tf/m}^2$ とする。

以上の条件よりジオテキスタイル敷設部分の変形係数を数種類変えて計算した結果を表-4.5に示し、それぞれの地表面の沈下状況を図-4.41に示す。また、この計算結果をジオテキスタイル敷設部分の変形係数 E_g と不同沈下低減率 S_g'/S_N' との関係として図-4.42に

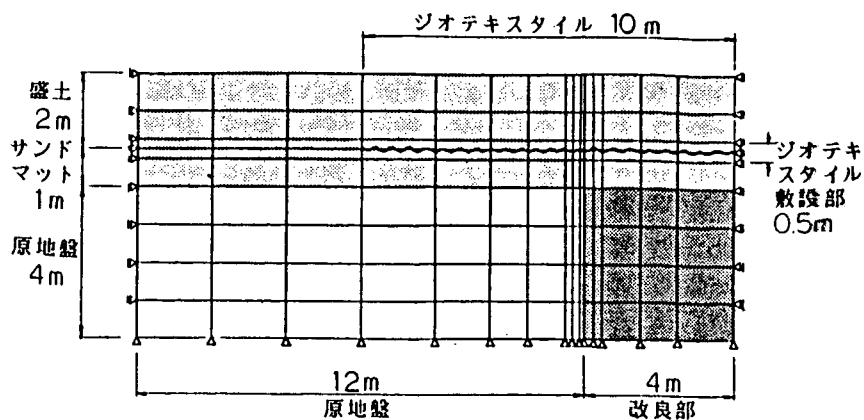


図-4.40 要素分割図(部分改良)

表-4.4 各層の土質定数(現地試験モデル)

	E (tf/m ²)	ν ポアソン比	γ (tf/m ³)	備 考
盛 土	10	0.3	1.9	
サンドマット	10	0.3	0	一部、 $E=1000 \text{ tf/m}^2$ 注1)
原地盤	14	0.33	0	$E = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{m_v(1-\nu)}$
改良部	2000	0.33	0	

注1) ジオテキスタイル敷設部と改良部ではさまれたサンドマットの変形係数は $E=1000 \text{ tf/m}^2$ とした。

表-4.5 FEM解析結果(部分改良)

ジオテキスタイル敷設部 変形係数 $E_g (\text{tf/m}^2)$	未改良部 沈下量 $S_N (\text{cm})$	改良部 沈下量 $S_g (\text{cm})$	不同沈下量 S_N', S_g' (cm)	不同沈下 低減率 S_g'/S_N'
非 敷 設	37.4	1.0	$S_N' = 36.4$	1
10	32.3	1.1	$S_g' = 31.2$	0.86
100	21.5	1.2	$S_g' = 20.3$	0.56
1000	13.0	1.5	$S_g' = 11.5$	0.32

注2) 非敷設の場合のジオテキスタイルの敷設部分は、 $E_g = 1 \text{ tf/m}^2$, $E_B = 10 \text{ tf/m}^2$ としている。

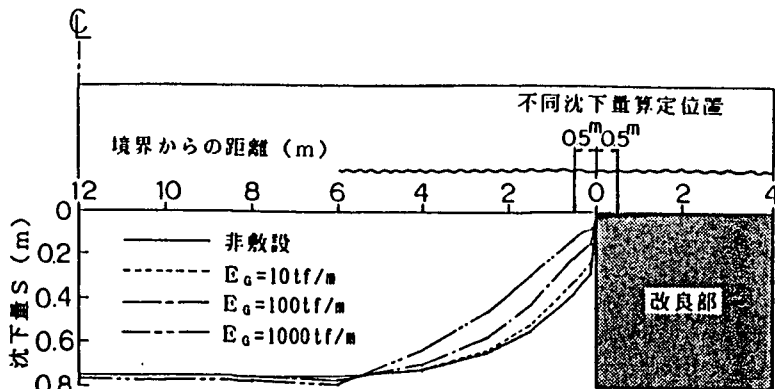


図-4.41 FEM解析による地表面沈下状況

示す。同図の曲線で表されるように E_G が大きくなると不同沈下低減率 S_G'/S_N' は小さくなる。

また、この曲線に前述の現地計測で実施された各工区不同沈下低減率 S_G'/S_N' をあてはめると、各工区の引張剛性 EA の相違に対応するジオテキスタイル敷設部分の変形係数 E_G が得られ、表-4.6のようになる。次には、この変形係数 E_G を用いて全面改良タイプに適用した場合について解析を行う。

(2) 全面改良への適用

粗な全面改良の場合におけるジオテキスタイルの不同沈下低減効果について検討するため図-4.43をモデルとし、ジオテキスタイルの引張剛性と改良柱体の間隔を変えてFEM解析を行う。このときの解析手法は前に述べた部分改良モデルにおけると全く同様である。なお、ここで表-4.6 計算に用いるジオテキスタイル敷設部分の変形係数 E_G の不同沈下量 S_N' とは改良柱体中心と柱体間未改良部中心位置の沈下差とする。

表-4.7にはこの計算結果と

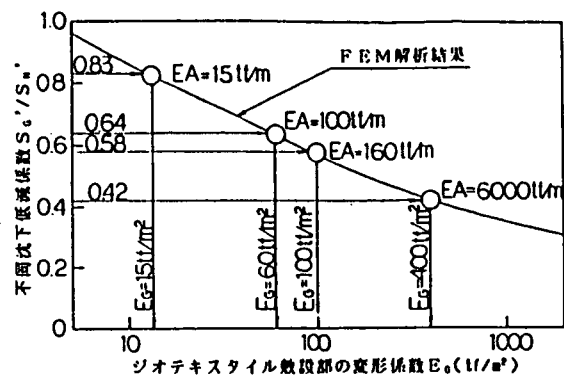


図-4.42 ジオテキスタイル敷設部分の変形係数 E_G と不同沈下低減率 S_G'/S_N' の関係

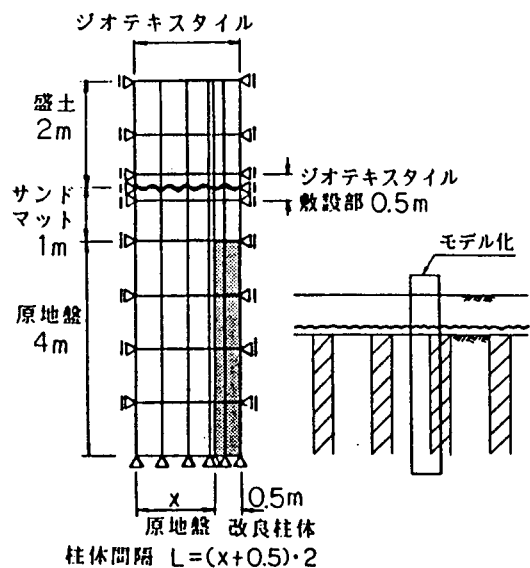
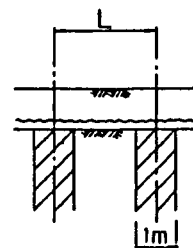


図-4.43 要素分割図(全面改良)

表-4.7 FEM解析結果(全面改良)

ジオテキスタイルの引張剛性 $EA(kN/m)$	ジオテキスタイル敷設部分変形係数 $E_G(kN/m^2)$	L=2m					L=3m					L=4m				
		S_N	S_D	S_N', S_D'	S_G'/S_N'	α	S_N	S_D	S_N', S_D'	S_G'/S_N'	α	S_N	S_D	S_N', S_D'	S_G'/S_N'	α
0	非敷設	13.3	1.2	$S_N'=12.1$	1.0	0	27.3	1.6	25.7	1.0	0	38.9	1.8	37.1	1.0	0
15	15	7.9	1.3	$S_N'=6.6$	0.55	26	19.7	1.7	18.0	0.70	6.1	31.3	2.0	29.3	0.79	2.7
100	60	4.0	1.3	$S_N'=2.7$	0.22	111	12.1	1.8	10.3	0.40	21	23.0	2.2	20.8	0.56	7.9
6000	400	1.9	1.3	$S_N'=0.6$	0.05	594	5.1	1.9	3.2	0.12	105	11.4	25	8.9	0.24	32

ジオテキスタイルの引張剛性 $EA(kN/m)$	ジオテキスタイル敷設部分変形係数 $E_G(kN/m^2)$	L=5m					L=6m				
		S_N	S_D	S_N', S_D'	S_G'/S_N'	α	S_N	S_D	S_N', S_D'	S_G'/S_N'	α
0	非敷設	48.3	1.9	46.4	1.0	0	55.9	2.0	53.9	1.0	0
15	15	41.6	2.2	39.4	0.85	1.4	50.3	2.3	48.0	0.87	0.85
100	60	34.0	2.5	31.5	0.68	3.7	44.1	2.6	41.5	0.77	2.0
6000	400	20.3	2.8	17.5	0.38	12.9	30.4	3.1	27.3	0.51	6.6



(13)式より、逆算される比例係数 α も併せて示している。

$$\frac{S_N'}{S_N} = \frac{1}{1 + \beta_D \cdot m_v \cdot H \cdot \alpha} \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここに、 β_D ：沈下低減係数。この沈下低減係数とは、柱体間未改良部の沈下量と改良柱体がない無処理のときの沈下量との比であり、前述の部分改良の測定では $\beta_D = 0.5$ であった。(13)式で α を逆算するときの β_D は、無処理の場合に対するFEM解析結果が $S_0 = 74\text{cm}$ であることから、この S_0 を用い $\beta_D = S_N' / S_0$ とした。この表より、ジオテキスタイルの引張剛性EAと比例係数 α との関係として図-4.44に示す。この図より、ジオテキスタイルの引張剛性EAが大きいほど、また改良柱体の間隔Lが狭いほど比例係数 α は大きくなる。すなわち荷重軽減力が増加し、不同沈下低減効果も大きくなることがわかる。

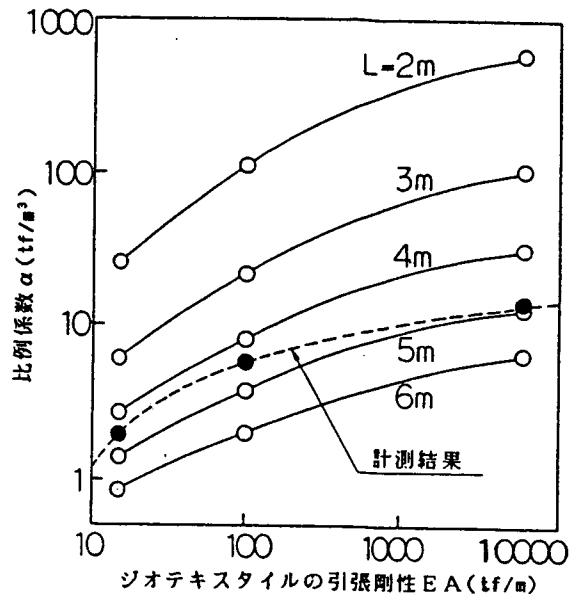


図-4.44 ジオテキスタイルの引張剛性と比例係数 α の関係

また、同図中には、実測した部分改良に対する同様の関係も点線で示しているが、この実測の値は、全面改良の場合の柱体間隔4~5mのときに相当する。

ところで、図-4.45に深層混合処理工法（粗な全面改良）の場合、ジオテキスタイルと深層混合処理とを併用した場合、および全く改良が施されていない無処理の場合について沈下形状の模式図を示す。これまで検討してきた不同沈下低減効果

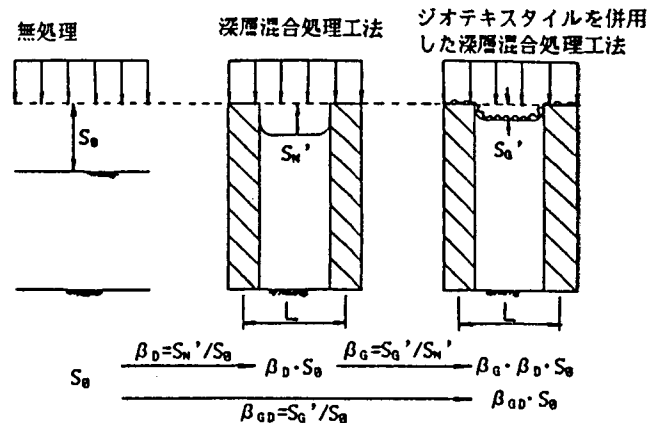


図-4.45 沈下の模式図

は主にジオテキスタイルによる効果、すなわち β_G に関するものであった。しかし一方、実際の設計を意識すると無処理の場合の沈下量を基準とし、それからの低減を考えるべきであろう。すなわち沈下低減の係数として β_G の他に β_D （または $\beta_{GD} = \beta_D \times \beta_G$ ）も考える必要がある。これらの係数についてFEM解析結果を整理すると表-4.8のようになり、このうち改良柱体間隔と沈下低減係数との関係を図-4.46に示す。この図から改良柱体の間隔を広げる

表-4.8 沈下低減係数計算結果

ジオテキスタイルの引張剛性 EA (tf/m)	ジオテキスタイル敷設部変形係数 E _G (tf/m ²)	L = 2m		L = 3m		L = 4m		L = 5m		L = 6m	
		S_N', S_0'	β_D, β_{GD}	S_N', S_0'	β_D, β_{GD}	S_N', S_0'	β_D, β_{GD}	S_N', S_0'	β_D, β_{GD}	S_N', S_0'	β_D, β_{GD}
0	非敷設	$S_N' = 12.1$	$\beta_D = 0.16$	25.7	0.35	37.1	0.50	46.4	0.63	53.9	0.73
15	15	$S_0' = 6.6$	$\beta_{GD} = 0.09$	18.0	0.24	29.3	0.40	39.4	0.53	48.0	0.65
100	60	$S_0' = 2.7$	$\beta_{GD} = 0.04$	10.3	0.14	20.8	0.28	31.5	0.43	41.5	0.56
6000	400	$S_0' = 0.6$	$\beta_{GD} = 0.01$	3.2	0.04	8.9	0.12	17.5	0.24	27.3	0.37

と β_D が大きく、すなわち改良柱体による沈下低減効果は小さくなるが、一方ジオテキスタイルの剛性を大きくすると β_G が小さく、すなわちジオテキスタイルによる沈下低減効果は大きくなることがわかり、ある沈下低減係数を得るためには引張剛性のより大きなジオテキスタイルを併用することで改良柱体間隔を広げられることになる。

ちなみに、図中には等圧縮ひずみを前提とした複合地盤に適用する沈下低減係数 β_θ を分担比 n を変えて点線で示してある。 $n=20$ 程度で改良柱体のみによる沈下低減係数 β_D におおよそ等しくなるようである。

$$\beta_\theta = \frac{1}{1 + (n-1) \cdot a_0} \dots\dots\dots (14)$$

ここに、 a_0 ：改良率、 n ：応力分担比。

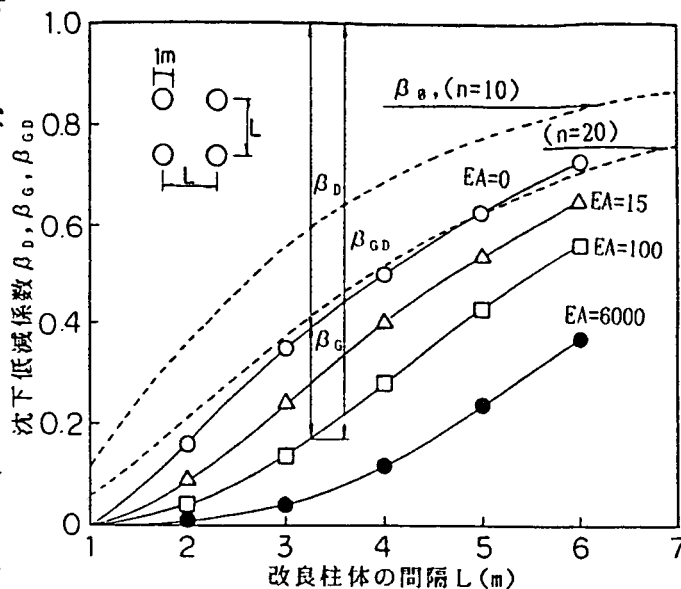


図-4.46 改良柱体の間隔と各沈下低減係数の関係

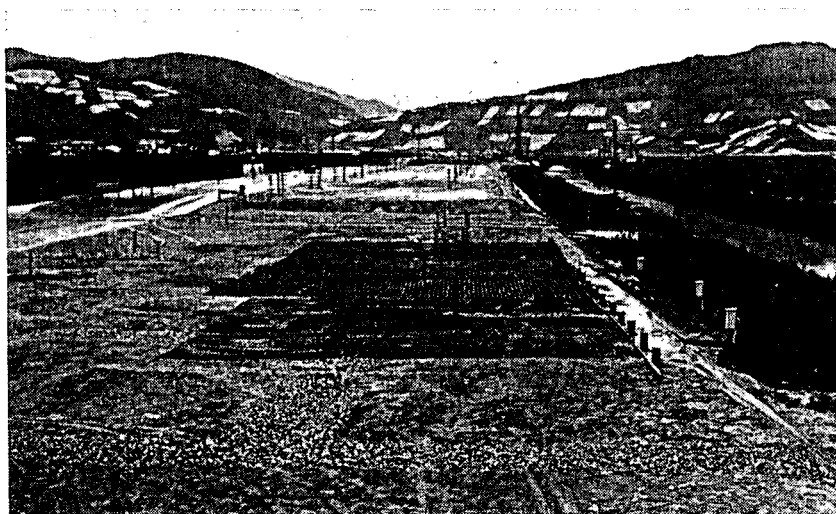


写真-4.15 ジオテキスタイル敷設状況 (S62年度)

4.3.4 まとめ

今回の現地試験結果およびFEM解析による検討結果より得られた成果をまとめると次のようになる。

(1) 現地試験測定結果

- ① ジオテキスタイルの不同沈下低減効果は、その引張剛性の大きさに左右されることがわかった。
- ② 改良部と未改良部の不同沈下はジオテキスタイルに発生する鉛直上向きの力、荷重軽減力により軽減されるものと考え、荷重軽減力は不同沈下量に比例するものとする、その比例係数 α とジオテキスタイルの引張剛性の関係は(11)式により表せる。
- ③ ジオテキスタイルのひずみは不同沈下量より(12)式を用いて概略値を推定することができる。

(2) FEM解析による検討

- ① 上記の現地試験結果をもとに、深層混合処理改良形式が粗な全面改良の場合に拡張したFEM解析によると、上記の値 α は改良柱体の間隔によって大きく異なり、柱体間隔が狭くなると非常に大きな値となる。
- ② 解析結果より不同沈下低減効果は、改良柱体間隔が狭いほど、またジオテキスタイルの引張剛性が大きいものほど大きな効果を発揮する。
- ③ 例えば不同沈下に関する許容量といったものを目標とすれば、引張剛性のより大きいジオテキスタイルを用いることにより、改良柱体間隔を広げることが可能である。

4章の一連の現地試験およびその結果にもとづいたFEM解析より得られた知見を総括すると次のようになる。

・ 不同沈下低減について

- ① ジオテキスタイルは深層混合処理工法の改良柱体部と柱体間未改良部の不同沈下に対して抵抗する。
- ② ジオテキスタイルに発生する引張ひずみ量は不同沈下量とほぼ相関する。
- ③ ジオテキスタイルの不同沈下低減効果は、その引張剛性の大きさに左右される。
- ④ 改良部と未改良部の不同沈下はジオテキスタイルに発生する鉛直上向きの力、荷重軽減力により軽減されるものと考え、荷重軽減力は不同沈下量に比例するものとする、その比例係数 α はジオテキスタイルの引張剛性の対数値と一次相関関係で表せる。

・ 荷重分散について

- ① 地盤内に敷設されたジオテキスタイルは下方へ伝播する鉛直応力を低減する効果がある。
- ② ジオテキスタイルの敷設枚数を増やせばこの荷重分散効果をより大きくすることができる。

・ 側方変位軽減について

ジオテキスタイルを盛土中に敷設することにより、盛土載荷による地盤の側方変位を低減する

効果を期待できそうである。

・ FEM解析結果について

- ① FEM解析によると、上記の比例係数 α は改良柱体の間隔によって大きく異なり、柱体間隔が狭くなると非常に大きな値となる。
- ② 解析結果より不同沈下低減効果は、改良柱体間隔が狭いほど、またジオテキスタイルの引張剛性が大きいものほど大きな効果を発揮する。

以上ジオテキスタイルを深層混合処理工法と併用した場合について、軟弱地盤の側方変形低減および不同沈下低減の効果等を確認、検討してきたが、いずれの効果もある程度の定量的把握ができたと考えている。しかし、土性や荷重条件、ジオテキスタイルの適用など諸条件の相違によるこれらの変形挙動に対する影響もあると思われる。また、沈下低減の検討に用いた解析手法にも改善の余地が残っている。今後さらに現地計測データを蓄積し、これらの再検討を行ってより精度の高い定量化を進めたい。

一連の現地試験の実施にあたり、ご援助いただいた与野市役所、建設省山形工事事務所、三井石化産資(株)の関係各位に深謝いたします。

5. 併用工法による改良効果に関する総括

本共同研究において実施した動態観測、数値解析等を踏まえて、本併用工法による改良効果を①支持力、②不同沈下軽減、③側方流動抑制に大別しとりまとめる。なお、ここでは、事例－1(市街地における路床補強)、事例－2(盛土に伴う側方流動抑制)といった2つの実測事例を主体として述べる。

5.1 支持力増加

図-5.1は、事例－1における深層混合処理による改良柱体の上部に種々の形式でジオテキスタイルを敷設した場合の支持力を平板載荷試験から得られるK値をもとに比較したものである。この図より、敷設枚数の多いものほど大きな支持力が得られている。

また、図-5.2は、盛土形式の基礎地盤における種々の改良形式を対象としたFEM計算結果を比較して示したものである。この図より面積改良率を小さく盛土全体に改良柱体を配置し、改良間をジオテキスタイルによって補強した形式が盛土全体の沈下量あるいは水平変位を抑制していることがわかる。

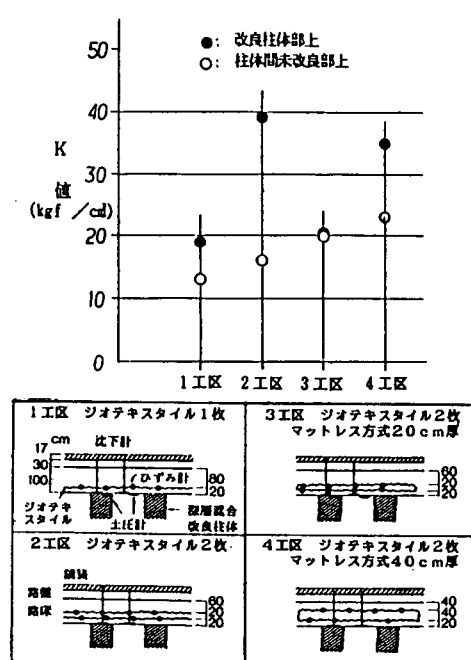


図-5.1 敷設形式によるK値の比較例
(事例－1、平板載荷試験実測値)

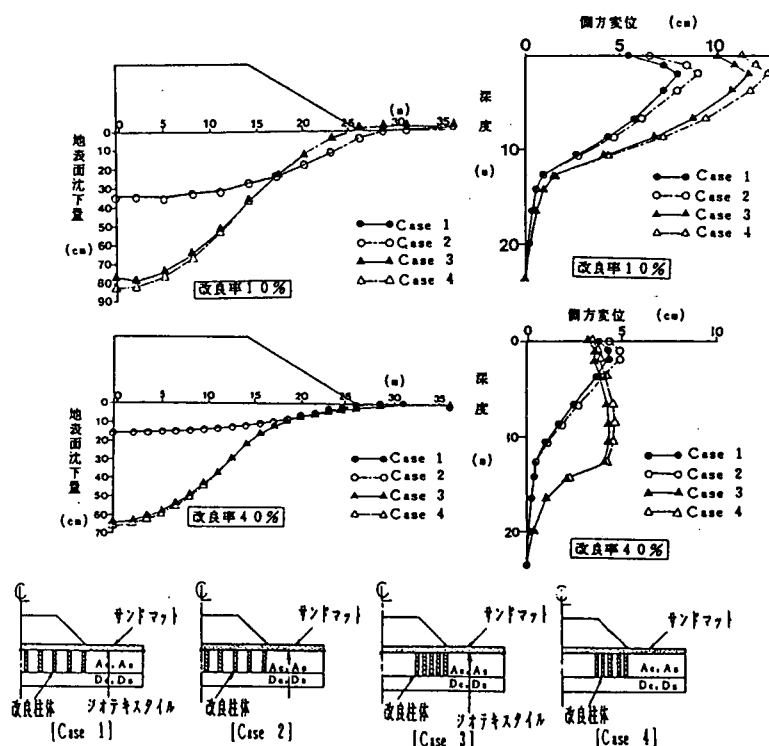


図-5.2 併用工法の改良形式による
沈下、水平変位の比較例
(FEM解析計算値)

5.2 不同沈下軽減

ジオテキスタイルを盛土底部に敷設することにより、改良部と未改良部の境界部に発生する不同沈下あるいは改良柱体間の未改良部への盛土材のめり込みを低減できる。図-5.3は、盛土のり尻部の地盤を深層混合処理工法により改良し、盛土中央部の相対沈下量 S_c' と境界部の相対沈下量 S_n' との関係を示したものである。この図より、ジオテキスタイルの剛性が大きいものほど S_n'/S_c' の値が小さく、不同沈下軽減効果が大きいことがわかる。

また、図-5.4には事例-1における改良柱体と未改良部の相対沈下量とジオテキスタイルに生じたひずみの相関を示した。また、図-5.5には事例-2における改良部と未改良部の境界の相対沈下とジオテキスタイルに生じたひずみの相関を示す。これらの図から、相対沈下に対応してジオテキスタイルに作用する引張り力が増大しており、すなわち、補強材の引張りあるいは曲げ剛性を高めることによって変形を抑制することが可能であることがわかる。

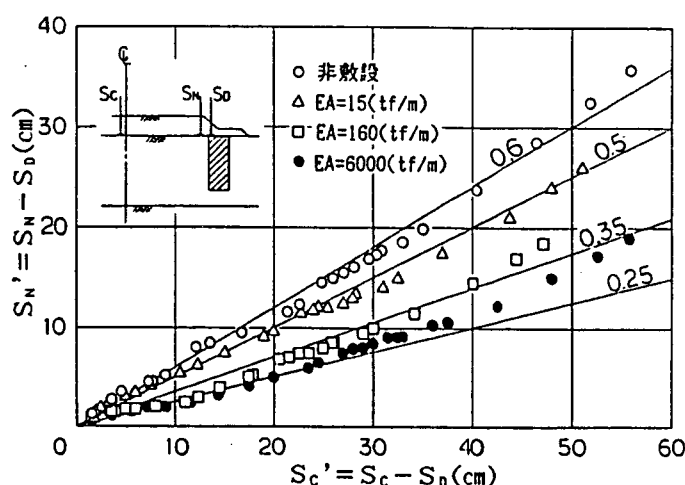


図-5.3 不同沈下軽減効果の比較例
(事例-2、実測値)

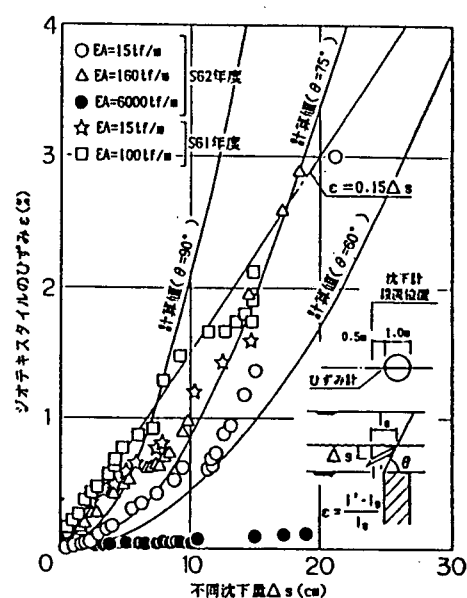


図-5.5 改良域、未改良域の境界部の
不同沈下量とジオテキスタイル
のひずみの関係(事例-2、実測値)

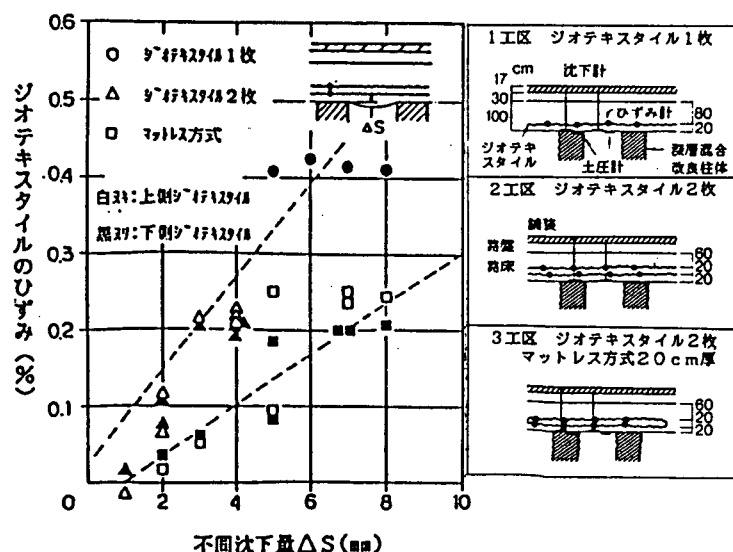


図-5.4 改良柱体間の不同沈下と
ジオテキスタイルのひずみの関係
(事例-1、実測値)

次に、図-5.6に事例-2におけるジオテキスタイルに発生するひずみの、実測値及びFEM解析値を示す。発生するひずみの分布及び値について、解析値は実測値と非常によく一致している。また解析値における S_n'/S_c' の値は0.39となり実測値0.35（図-5.3参照）とよく一致しており、解析値は実測値をよくシミュレートしていると言える。

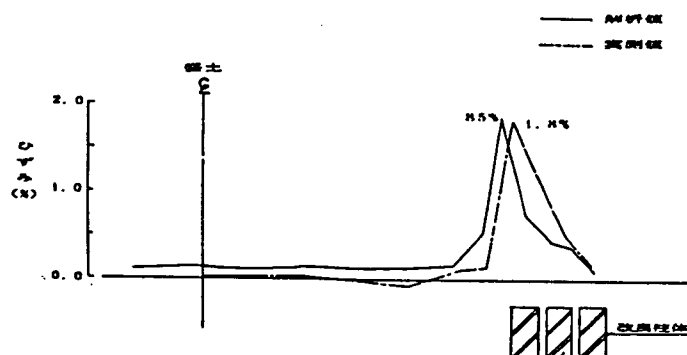


図-5.6 ポリマーグリッドに発生するひずみ

5.3 側方流動抑制

ジオテキスタイルを盛土内部に敷設することにより、盛土载荷に伴う地盤の側方流動を軽減することができる。図-5.7は、事例-2の動態観測の結果から、ジオテキスタイルを敷設していない箇所と敷設した箇所における盛土中央部の沈下量と地盤の水平変位量との関係を比較して示したものである。この図より盛土中央部の沈下量の箇所において、敷設箇所と非敷設箇所とを比較すると約6～7割程度に低減されていることがわかる。

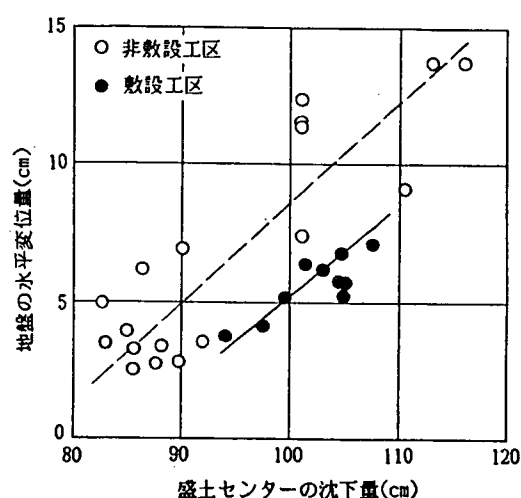


図-5.7 盛土中央部の沈下量と水平変位の関係
(敷設の有無による比較、事例-2、実測値)

次に、橋台背面にジオテキスタイルを敷設した場合の側方流動抑制効果をFEM解析によりシミュレートした結果を図-5.8図-5.9に示す。改良率、改良幅の増加に従い、水平変位量は減少する傾向があるが、いずれのケースの場合も、ジオテキスタイル敷設による側方流動抑制効果を見ることができる。

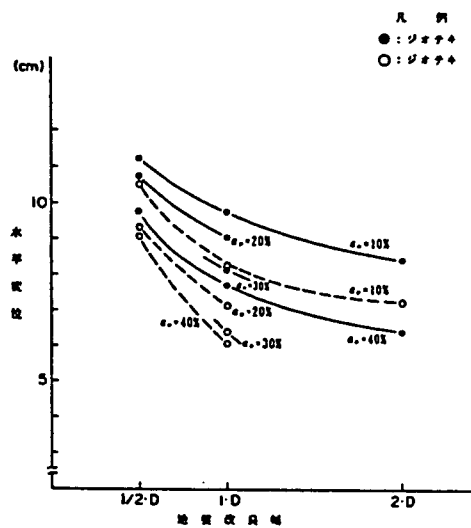


図-5.8 橋台部水平変位(地中部max)～改良率

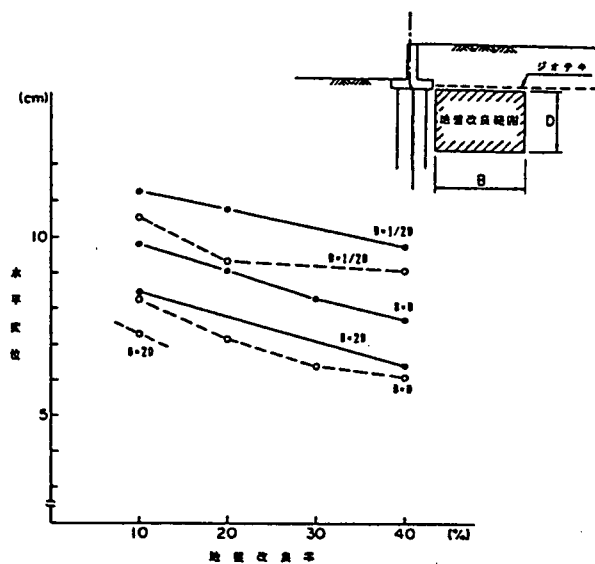


図-5.9 橋台部水平変位(地中部max)～改良幅

6.1 設計の基本的な考え方

軟弱地盤上の盛土 — 低盛土 — 全沈下抑制, 不同沈下抑制
— 高盛土 — 全沈下抑制, 不同沈下抑制, 安定

低盛土設計の場合、盛土のすべり破壊よりも盛土全体の沈下が問題となるため、盛土敷前面の改良が一般的である。この際の改良柱体と柱体間未改良部の不同沈下量はジオテキスタイルによって阻止されることになる。

橋台の側方移動対策設計の場合、沈下抑止、すべり破壊防止に加えて側方流動抑止が問題となる。このため、橋台背面に深層混合処理工法による杭式改良が行われる。この場合、改良部と未改良部の不同沈下や、改良柱体に曲げ引張応力が働くことになるため、それを防ぐためにジオテキスタイルを用いることになる。

6.2 盛土における設計手法

6. 2. 1 低盛土に対する設計の考え方

(1) 沈下・不同沈下について

The flowchart illustrates the design process for soil improvement, comparing two scenarios: '低盛土' (Low Embankment) and '高盛土' (High Embankment). The process begins with '設計条件' (Design Conditions) for each scenario, leading to '改良地盤の強度と諸元の假定' (Assumed strength and parameters of improved ground). For the '高盛土' scenario, an additional step '安定の検討' (Stability check) is included. Both paths then proceed through a series of checks: '抗力としての検討' (Check as resistance), '沈下の検討' (Check for settlement), and '不同沈下の検討' (Check for differential settlement). The process concludes with '改良地盤の強度と諸元の決定' (Determination of strength and parameters of improved ground) and finally '細部設計' (Detailed design).

```

graph TD
    subgraph Low_Embankment [低盛土]
        A[設計条件] --> B[改良地盤の強度と諸元の假定]
    end
    subgraph High_Embankment [高盛土]
        C[設計条件] --> D[改良地盤の強度と諸元の假定]
        D --> E[安定の検討]
    end
    B --> F[抗力としての検討]
    E --> F
    F --> G[沈下の検討]
    G --> H[不同沈下の検討]
    H --> I[改良地盤の強度と諸元の決定]
    I --> J[細部設計]
    F --> B
    G --> D
    H --> D
    
```

図-6.1 設計フロー (盛土)

端面（たとえば舗装面）の平坦性に支障をきたすことが想定されるため、不同沈下の検討が重要となってくる。

ジオテキスタイルの併用によりこの不同沈下が低減されることになるが、この不同沈下量は図-6.2 に示すフローで求めることができよう。ここで、無処理の沈下量、深層混合処理のみによる沈下量、併用法による沈下量の関係は図-6.3 で示すごとくであり、改良柱体が沈下しないと考えれば、深層混合処理のみ及び併用法による柱体間未改良部の沈下量は、不同沈下と考えることができる。

深層混合処理工法を施した場合のこの不同沈下量の算定方法は、いまだ確立されていないが、現段階では次のように考えることができる。すなわち図-6.4 を参照して、次式で表すこととする。

$$S_N = C \cdot S_0$$

$$S_0 = m_v \cdot \Delta p \cdot H$$

$$C = \frac{\sigma_c}{\sigma} = \frac{1}{1 + (n-1) \cdot a_p}$$

ここに、 S_N : 柱体間未改良部の沈下量、 S_0 : 無処理の沈下量、 m_v : 体積圧縮係数、 Δp : 増加荷重、 H : 層厚、 C : 応力低減比、 n : 分担比、 a_p : 改良率

(1)式中の応力低減比 C は、上載荷重により柱体間未改良部地盤に発生する応力と上載荷重の比で表せる。これによって、無処理の沈下量より深層混合処理工法のみによる柱体間未改良部の沈下量が求められる。

併用法による沈下量の算定方法は、(2)式で計算される荷重軽減力を(1)式に付加することにより得られた(3)式で求められる。

$$P_u = \alpha \cdot S_0 \quad (2)$$

$$S_0 = \frac{C \cdot m_v \cdot \Delta p \cdot H}{1 + C \cdot m_v \cdot H \cdot \alpha} \quad (3)$$

ここに、 P_u : 荷重軽減力、 α : 比例係数、

S_0 : ジオテキスタイルを併用した時の柱体間未改良部の沈下量

(2)式中の比例係数 α について、たとえば実測に基づくFEMによる試算では、ジオテキスタイルの引張剛性と改良柱体間隔との間に図-6.5 のような関係が得られている。

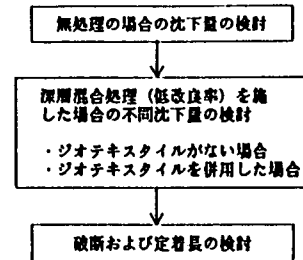


図-6.2 不同沈下の検討フロー

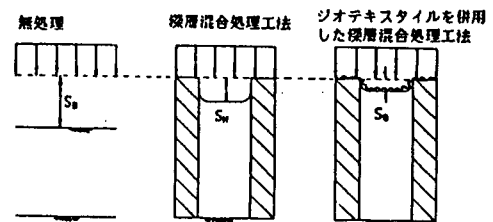


図-6.3 沈下の模式図

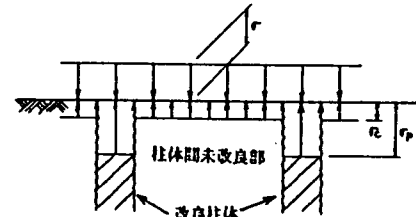


図-6.4 地盤に働く応力

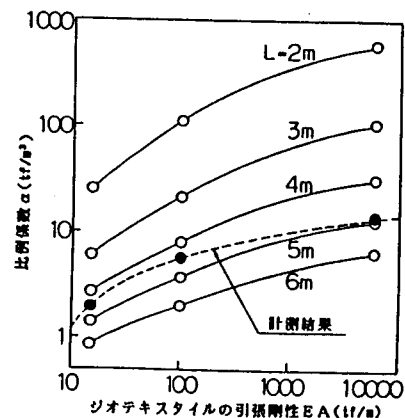


図-6.5 ジオテキスタイルの引張剛性 EA と比例係数 α の関係

(2)杭体の検討

深層混合処理を特に低改良率で適用するときには、杭としての機能がより大きな比重を占めることになるため、杭体の内部応力を照査しておくことが必要となる。杭体の内部応力の検討は、従来もしばしば用いられている、上載荷重がすべて改良柱体の上に載荷されるとみなした(4)式による。

$$F_s = \frac{qu_{ck}}{\left(\frac{\Delta p}{a_p}\right)} \quad \text{-----} \quad (4)$$

ここに、 F_s : 安全率、 qu_{ck} : 柱体の設計基準強度、 Δp : 増加応力、 a_p : 改良率

6.2.2 高盛土に対する設計の考え方

(1) 安定について

深層混合処理工法による盛土の安定の検討は、通常円弧すべり計算によって行われる。このときの改良地盤は、改良柱体のせん断強さと改良柱体の破壊ひずみレベルで未改良部が発揮し得るせん断抵抗を面積平均して求め、平均的な強度を有する均一な複合地盤として計算される。従来の改良率においては未改良部のせん断抵抗は無視される場合が多い。

ジオテキスタイルを併用した場合、ジオテキスタイルの寄与により安定性が増加することになるが、この方法として現時点においては、図-6.6 に示すような円弧すべりにおける抵抗側または滑動側に、ジオテキスタイルの引張力の寄与を付加または低減することにより評価することが考えられている。

しかし、低改良率の深層混合処理地盤を均一地盤とみなすことの妥当性や、ジオテキスタイルの安定に対する評価方法については、今後慎重な検討と実証が必要である。

(2) 沈下について

高盛土の場合、深層混合処理工法による改良形式は、図-6.7 に示す(a)、(b)の改良形式の適用方法が考えられる。(a)の場合には、改良柱体と柱体間未改良部の不同沈下が問題となり、前述の低盛土の場合の算定方法と同様となる。これに対し(b)の場合には、改良部と未改良部の不同沈下が問題となり、算定方法の手順としては同様であるが、以下のように一部考え方が異なる。

ジオテキスタイルがない場合の不同沈下量 S_N は、(1)式の応力低減比 C を0.5として求められる。これは仮に、改良部直上の盛土荷重が近傍の未改良部地盤にまったく載荷されないと単純化したとき、改良部と未改良部の盛土荷重の影響値

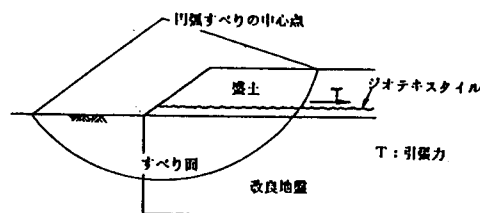


図-6.6 円弧すべり

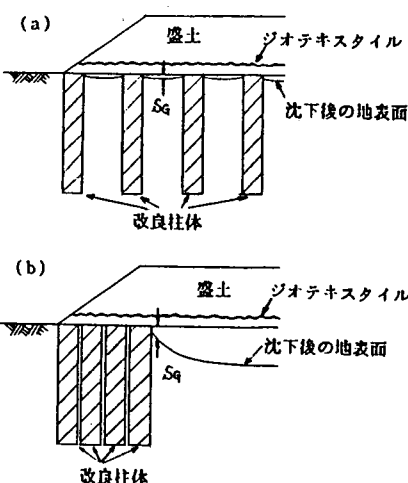


図-6.7 各改良形式の不同沈下状況

は0.5 となることによる。そしてジオテキスタイルを併用した場合の不同沈下量 S_g の算定には、荷重軽減力を求める(2)式中の比例係数 α を、実測による比例係数 α とジオテキスタイルの引張剛性との関係(図-6.8)より求めた値に置き換えればよい。

改良部と未改良部に不同沈下が生じるとジオテキスタイルに引張力が発生するが、この引張力に対するジオテキスタイルの破断および定着長の検討が必要となってくる。このための方法として、実測結果より得られた不同沈下量とジオテキスタイルのびずみの関係(前掲図-5.5)を用い、上で述べた S_g から対応するひずみを得て発生する引張力を推定する方法が考えられる。

定着長はこの引張力より(5)式で求められる。

$$\ell = \frac{T \cdot F_s}{2 \cdot a \cdot \sigma \cdot \tan \phi} \quad (5)$$

ここに、 ℓ : 定着長, F_s : 安全率, T : 引張力, a : 低減係数

σ : 上載圧, ϕ : 土の内部摩擦角

なお、実測値によればジオテキスタイルに引張力が生じる長さは、およそ2~3 m程度であった。

6. 2. 3 施工に関する留意事項

- 1) ジオテキスタイルの接続部分は通常ロープなどで縫合されるが、縫合方法によりその強度特性が異なるため、引張力の発生する方向などを考慮し縫合方法に留意する。通常、未延伸ネットにおいては重ね代として30cm程度とられているが、ポリマーグリッドにおいては製品端部の耳を利用することなどにより重ね代を狭くするなどの工夫が考えられる。
- 2) 盛土の構造上の制約によってジオテキスタイルの定着長が確保できない場合、あるいはジオテキスタイル上の土被りが十分とれない場合は、ジオテキスタイルの端部を固定するなどして定着性を補完する必要がある。前述の実測現場では、盛土のり尻に松杭を設置し、これにジオテキスタイルの端部を固定することにより対応した。
- 3) 盛土まき出しに関して、ジオテキスタイル直上の一段目のまき出しでは、ジオテキスタイルにたるみやひきつりが起きないように、重機の走行方向やまき出しの順序などに配慮する必要がある。たとえば、重機が直接ジオテキスタイル上に載ることを避けねばならない。これはひきつりやさらに切断の原因となる。またジオテキスタイル端部のまくれ上りに対して、その周囲や中央部を適宜簡単な目杭で抑えることなどにより施工性が向上する。

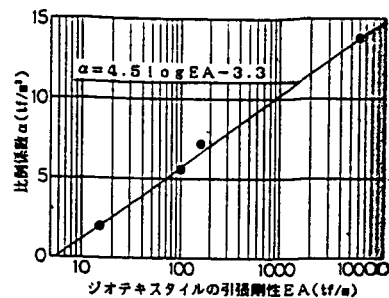


図-6.8 ジオテキスタイルの引張剛性 EA と比例係数 α の関係

6.3 橋台の側方移動対策における設計手法

橋台の側方移動対策における設計は、図-6.9に示すフローに従い設計することになる。フロー中の「安定の検討」、「杭体としての検討」および「沈下の検討」については、6.2 で述べられた手法によりおこなえばよい。

側方移動の検討は、①側方移動を生じる可能性の有無の判断、②側方移動を考慮した構造物の設計、③側方移動を起こさせない、または、その程度を軽減する有効な対策工法の選択、の3項目について検討が必要である。ここで①、②については通常行われている設計手法により検討を行えばよい。③の対策工法の一つとして位置づけされるジオテキスタイルと深層混合処理工法の併用工法を採用した場合は、設計上次の2点について留意する必要がある。

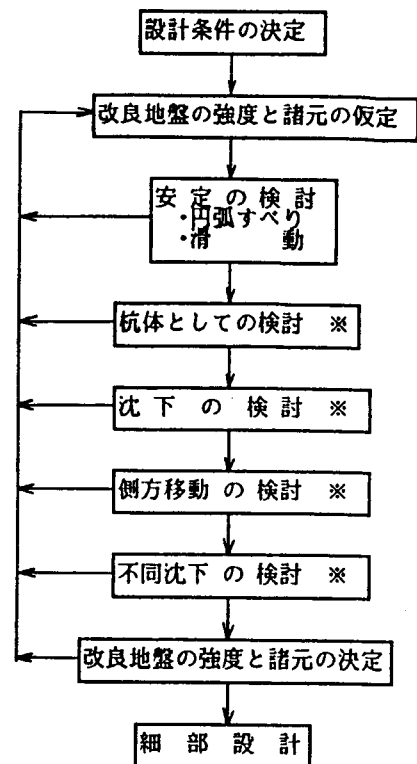
i) ジオテキスタイルの土中での引抜抵抗の把握。

ii) 併用工法の効果の予測。

土とジオテキスタイルとの相互作用は非常に複雑である。引抜抵抗をより現実近く忠実に評価しうる方法としては図-6.10に示す引抜試験機を用い引抜抵抗を把握する方法がある。また併用工法の効果の予測としては、ジオテキスタイルと土の引抜抵抗の非線形性を考慮したFEM解析が、橋台部周辺全体の変形状態を把握でき有用である。

不同沈下の検討は6.2に示めされている方法によるものと、FEM解析により検討する方法がある。改良部、未改良部の不同沈下つまり段差を解析で検討する場合、改良部、未改良部間にジョイント要素を組み込み解析を行なえば良い。

参考として橋台背面を深層混合処理工法とジオテキスタイルを併用した場合、しない場合についてシミュレーションをおこなった結果を示す。



※は、ジオテキスタイルを併用する際に設計上の配慮を要する項目

図-6.9 設計フロー

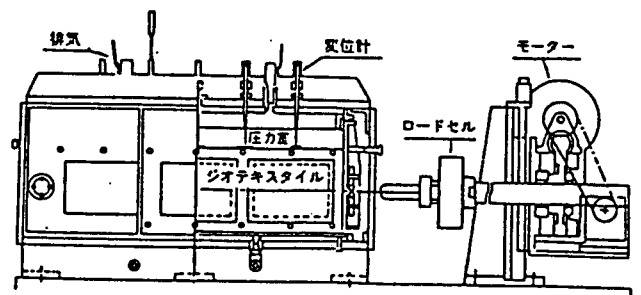


図-6.10 引抜試験装置

地盤は15mの軟弱層上に橋台を施工するもので橋台は杭基礎であり支持層に支持されている。橋台背面の軟弱層は深層混合処理工法により改良され、橋台背面の盛土材はまさ土である。使用するジオテキスタイルはポリマーグリッド(SR-1)である。

シミュレーションの結果は前掲の図-5.8,5.9である。この図に示すようにジオテキスタイル敷設により橋台部水平変位は全ケースについて減少しており橋台の側方移動抑制効果を見ることができる。

また図-6.11にジオテキスタイル敷設、非敷設の場合における不同沈下量を示したものを示す。ジオテキスタイルが不動沈下に対し抑制効果のあることを示している。

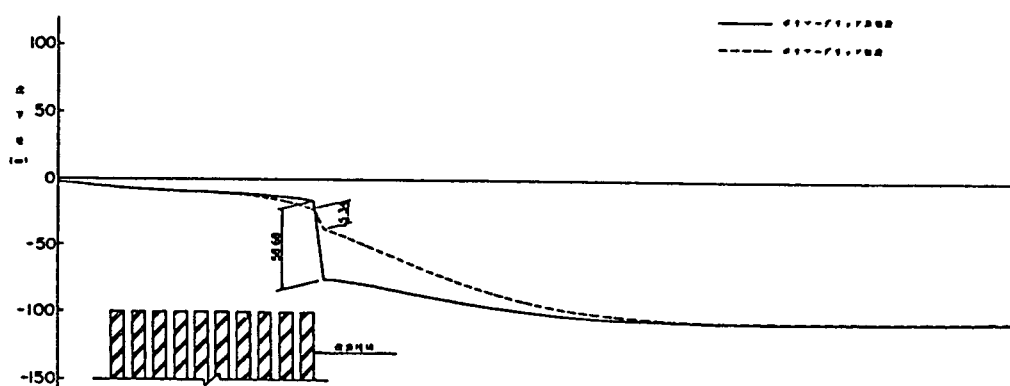


図-6.11 地表面沈下量図($a_p=30\%$, $B=1 \cdot D$)

次にジオテキスタイル敷設の場合の不同沈下の程度を示すパラメータ S_n'/S_c' と改良率の関係を図-6.12に示す。この解析結果では改良率20%~30%において不同沈下低減に対しジオテキスタイルがその効果を最大に発揮していることがわかる。

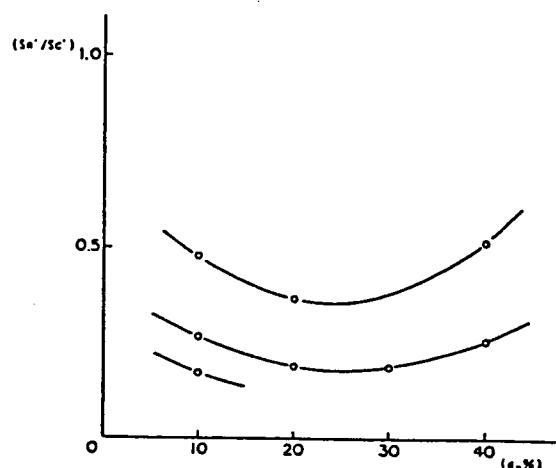


図-6.12 $S_n'/S_c' \sim$ 改良率

また本シミュレーションのうち図-5.9に示した橋台の水平変位がほぼ同じであるつぎの3ケース、

①改良率40%、改良幅1・D、ポリマーグリッド非敷設。

②改良率30%、改良幅1・D、ポリマーグリッド非敷設。

③改良率10%、改良幅1・D、ポリマーグリッド敷設。

についての工費を計算し経済比較をおこなうと、①約107経済指数、②約98経済指数、③約68経済指数を得た。ここでジオテキスタイルを用いた③を採用すれば①の費用の64%程度で、同等な改良ができ、また②を採用すれば①の費用の70%程度で、同等な改良ができると言えジオテキスタイルを敷設する事による経済効果をみる事ができる。

あ と が き

今回の「ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法に関する研究」の中で、併用工法におけるジオテキスタイルの効果について確認し、設計法の提案を試みた。併用工法による改良効果として、以下のことが期待される。

- ① 軟弱地盤上の低盛土に併用工法を用いた場合、低改良率であっても、改良柱体と柱体間未改良部の不同沈下防止や支持力増加が期待できる。
- ② 軟弱地盤上の高盛土に併用工法を用いた場合、基礎地盤のスベリ破壊防止や改良部と未改良部の不同沈下防止の効果とともに、低改良率の適用も期待される。
- ③ 橋台の側方移動対策として、併用工法を用いた場合、経済的な側方流動抑止が期待できる。

併用工法の用途としては、軟弱地盤上の盛土や橋台の側方移動対策ばかりでなく、地中構造物の基礎や周辺地盤との不同沈下が問題となる構造物においても有用であると思われる。また、併用工法を適用するにあたっては、補強材としてポリマー系のジオテキスタイルに限界が生じることも予想されるため、場合によってはその代替として鉄筋などの金属材料を用いることも考えられる。

今後は、この併用工法の現場適用を推進するとともに、実施を踏まえた知見の集積とそれに基づく合理的な設計、およびより経済的な適用を図ることが望まれる。

本報告をまとめるに当たり、多大なご協力をいただいた建設省土木研究所の関係各位、財団法人土木研究センター、ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する共同研究担当各社の方々に厚く御礼申上げる次第である。

〈参考文献〉

- 1) 林重徳・山内豊聡・落合英俊・孫純鐘:“土中におけるポリマーグリッドの引抜き抵抗機構”
土と基礎 Vol.33, No. 5 (1985年) pp. 21~26
- 2) 坂井晃・落合英俊・林重徳・了戒公利:“ジオグリッドを用いた土構造物の応力・変形解析” 第
21回土質工学研究発表会発表講演集 (1986年) pp. 1445~1448
- 3) H. Ochiai & A. Sakai: “Analytical Method for Geogrid-Reinforced Soil Structures” Proc. 8th Asian Regional Conf. on SMFE (1987) pp. 483~486
- 4) 坂井晃・落合英俊・林重徳: “ジオグリッドを用いた補強土の変形解析法” 土質工学会論文報告
集 Vol. 27, No. 3 (1987年) pp. 147~155
- 5) 建設省土木研究所編: “ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する研究報告書, 昭和
60年度” 建設省土木研究所 (1986年) pp. 194~217
- 6) 建設省土木研究所編: “同上, 昭和61年度” 建設省土木研究所 (1987年) pp. 156~184
- 7) 安原・平尾・三浦・了戒: “ジオテキスタイルによる軟弱地盤の沈下抑制工法に関する模型実験”
第30回土質工学シンポジウム (昭和59年) 土質工学会

ジオテキスタイルを用いた深層混合
処理工法に関する共同研究報告書

共同研究報告書第26号
平成元年1月(1989)
施工研究室

要旨

本研究では、ジオテキスタイルと深層混合処理工法との併用工法を提案し、その改良効果や改良形式の合理化を図るため、①模型実験、②FEM非線形解析、③現地計測、による研究を行った。この結果、併用工法による改良効果として以下のことが期待されることがわかった。①軟弱地盤上の低盛土に用いた場合、低改良率であっても改良柱体と柱体間未改良部との不同沈下防止や支持力増加が期待できる。②軟弱地盤上の高盛土に用いた場合、基礎地盤のスベリ破壊防止や改良部と未改良部との不同沈下防止の効果とともに、低改良率の適用も期待できる。③橋台の側方移動対策として用いた場合、経済的な側方流動防止が期待できる。

キーワード：ジオテキスタイル、深層混合処理工法、盛土、改良地盤、変形抑止、不同沈下、側方流動、FEM解析、模型実験、現地試験、設計手法

郵便はがき

四十円切手
をはって下
さい

305-□□

建設省土木研究所
機械施工部施工研究室 御中

茨城県つくば市大字旭一番地

11

No. _____

11

No. _____

配布先氏名

配布先住所

ジオテキスタイルを用いた深層混合
処理工法に関する共同研究報告書 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印