

# ジオシンセティックスによるダイレイタンスー拘束効果

飯塚 敦<sup>1</sup>・平田 昌史<sup>2</sup>・太田 秀樹<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 神戸大学助教授 工学部建設学科 (〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台 1-1)

<sup>2</sup>正会員 工博 東洋建設(株) 東京支店 東京営業所 (〒102-0083 東京都千代田区麹町 1-10)

<sup>3</sup>フェロー会員 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科 (〒152-8550 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

本論文では、ジオシンセティックスによる補強効果を定量的に検討することを目的に、モデル実験および有限要素シミュレーションを実施している。土を円柱形状に締固め、その外周が簀巻き状にジオシンセティックスで覆われている。このような供試体に外力を載荷し、供試体の変形とジオシンセティックスに作用する力を調べている。土の締固め度合いを変えた実験を行い、土の変形と補強効果の関係を調べている。さらに、このような補強材と締固め土の力学的相互作用を模擬できる有限要素解析手法を提案している。ジオシンセティックス補強材に作用する力は、締固め土のダイレイタンスー変形を拘束することによって生じ、締固め度合いの違いにより、ジオシンセティックスによる補強効果に差が生じることがわかった。

*Key Words : geosynthetics, compacted soil, dilatancy, reinforcement, stiffness and strength, finite element simulation*

## 1. はじめに

ジオシンセティックスなどの補強材を地盤内に敷設し、補強複合地盤としての剛性や支持力の増加を期待する「補強土工法」が注目を集めている<sup>1)</sup>。もともとは、土自身では多くを支えることのできない引張り力を、ジオシンセティックスなどの補強材で受け持たせようと発想されたものであろう(引張り補強土工法)。従って、土に比べて伸長剛性が格段に高く、十分な引張り強度を持つ材料が補強材として選ばれる。中でもジオシンセティックス補強材は、面状材料であること、曲げ剛性が小さいことから、土材料との接触面積を十分に確保して敷設できる特徴がある。このような補強材による効果を評価するとき、補強材に作用する力(分担力)の見積もりが重要となる。一般には、地盤内に想定されるすべり面上で、滑らそうとする力に抵抗する成分として補強材に作用する引っ張り力が算定される。想定すべり面に沿って力の釣り合いを考えるわけである。しかし実際は、補強材に作用した力は、反作用として土に作用し変形を促す。その大きさは補強材の変形に拘束される土の変形によって決まる。しかもこのような土と補強材との力のやり取りは、もはやすべり面上にとどまらず、補強材敷設域全体に及んでしまっている。すなわち、補強材と地盤材料

との力学的相互作用が重要なのであって、少なくとも土の変形を考慮することなしに、作用力を算定することは叶わないはずである。ジオシンセティックスによる補強メカニズムは、原則として、1)補強材と土との力の釣り合い(力学的条件)と、2)補強材による土の変形拘束(幾何学的条件)とを同時に考慮しなければならない。このような観点から補強効果を検討した研究は、すでにいくつか見られるが<sup>2),3),4)</sup>、本論文も、この立場に立って、ジオシンセティックスによる補強効果を考察している。過去に著者らは、ジオシンセティックスが層状に敷設された盛土構造物を対象に、有限要素シミュレーションを行っている<sup>5),6)</sup>。せん断に伴う土の体積膨張をジオシンセティックスが拘束する効果(ダイレイタンスー拘束効果)を考慮しながら、領域全体にわたって力の釣り合いを解くことによって、ジオシンセティックス補強盛土の挙動をシミュレーションした。実測された現場の挙動を良く説明できることが示されたが、ジオシンセティックスによる補強効果を定量的に検証できるまでには至らなかった。そこで本論文では、簡単な境界値問題を設定し、モデル実験および有限要素シミュレーションを通して、ジオシンセティックスによる補強効果、すなわち土の変形拘束効果を調べている。土を円柱形状に締固め、その外周を簀巻き状にジオシンセティックスで覆う。このよう

表-1 大桑砂の物性値

specific gravity of soil particle $\rho_s$ ( $t/m^3$ )	2.74
grain size distribution	
gravel fraction 2mm~75mm (%)	2
sand fraction 75 $\mu$ m~2mm (%)	80
silt fraction 5 $\mu$ m~75 $\mu$ m (%)	11
clay fraction less than 5 $\mu$ m (%)	7
uniformity coefficient $U_c$	21.8
coefficient of curvature $U_c'$	5.8
maximum grain size (mm)	9.5

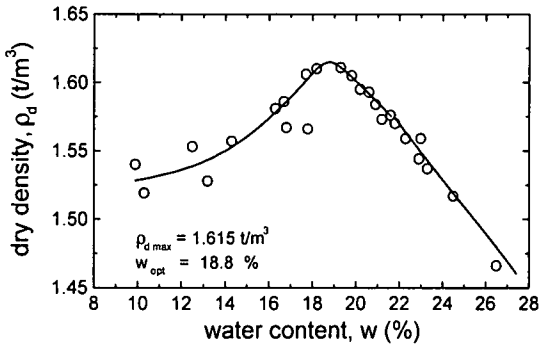


図-1 大桑砂の締固め試験結果

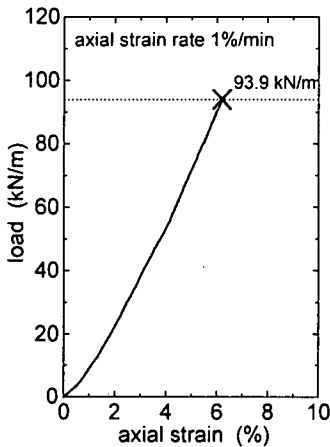


図-2 ジオシンセティックスの伸長試験結果

表-2 ジオシンセティックスのパラメータ

cross-sectional area A ( $m^2$ )	Young's modulus E ( $kN/m^2$ )
$3.20 \times 10^{-4}$	$4.86 \times 10^6$

な供試体に外力を載荷し、供試体の変形とジオシンセティックスに作用する力を調べている。土の締固め度合いを変えた実験を行い、土の変形と補強効果の関係を調べている。さらに、このような補強材と締固め土の力学的相互作用を模擬できる数値解析手法を提案している。

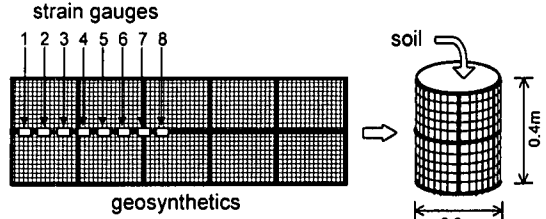


図-3 供試体作成方法

表-3 供試体初期条件

test No	degree of compaction (the number of compaction) $\times$ (layers)	water content w (%)	dry density $\rho_d$ ( $g/cm^3$ )
2	50 $\times$ 10	18.09	1.526
3	50 $\times$ 10	17.55	1.562
4	50 $\times$ 10	17.34	1.599
5	50 $\times$ 10	17.09	1.539
6	30 $\times$ 6	16.59	1.427
7	30 $\times$ 6	16.98	1.426
8	25 $\times$ 5	16.77	1.454
9	50 $\times$ 10	16.49	1.550

## 2. モデル実験

ジオシンセティックスによる補強効果と土の締固め度合いとの関係を調べる目的で、締固め土をジオシンセティックスで巻巻き状に補強された供試体を作成し、モデル実験を行った。

締固め土供試体は、直径 0.3m、高さ 0.4m の円柱形で、その外周を巻巻き状にジオシンセティックスで巻く。この時、実験に利用できるジオシンセティックスの帯幅と載荷装置の容量から、供試体寸法を決定している。土材料は、1996 年度に金沢市内で実施された実物大現場実験<sup>7),8),9)</sup>の際に採取した不飽和砂質土(大桑砂)である。用いた大桑砂の物性値を表-1 に示す。大桑砂の締固め曲線が図-1 である。補強材には、アラミド繊維とポリエステル繊維を交織したグリッド状の織物を、塩化ビニル系樹脂でコーティングしたジオシンセティックス(引張り試験結果: 図-2, 材料諸元: 表-2 参照)を用いた。

実験の手順は以下のものである(図-3 参照)。

- 1) まず、ジオシンセティックスの所定の位置にひずみゲージを貼り、それを筒状に接合する。ただし、ひずみゲージを、図-3 に示すように、筒形状の外周の片半分に等間隔(筒の中心から約 20 度ごと)となるように、8 個所に貼り付けている。
- 2) 次に、その筒の中に含水比調整した大桑砂を、40mm から 50mm を単位の層厚とし、ジオシンセティックス円筒高さ 400mm まで複数回に分けて撒き出す。ただし、各層毎に、3.5kg のランマーで、均質に突き固め、

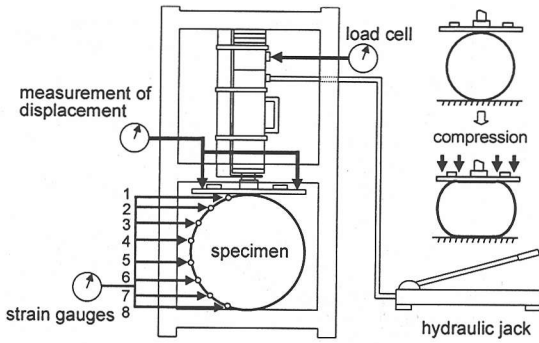


図-4 実験期概略図

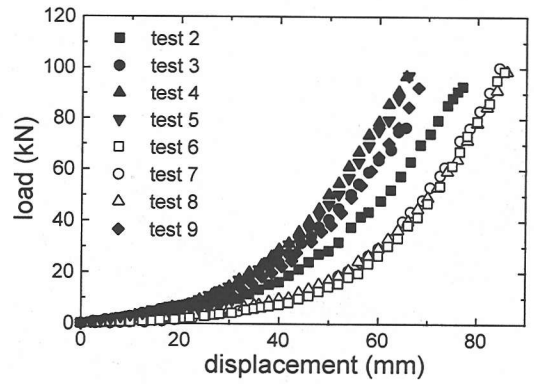
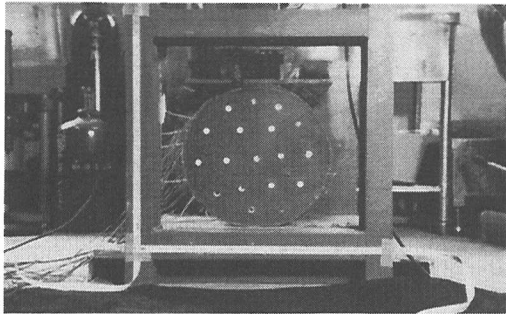
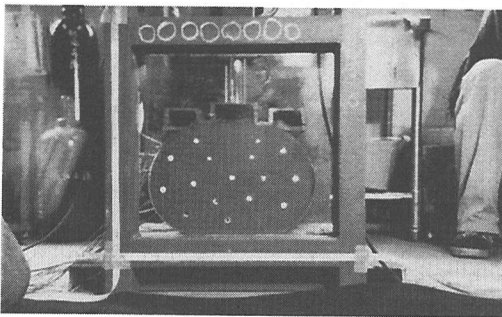


図-5 圧縮荷重-圧縮変位関係



(a) 供試体初期状態 (test 6)



(b) 圧縮変位 80mm (test 6)

写真-1 モデル実験

断面の変形が観測できるように強化ガラス、载荷試験装置後面では、供試体からの土の流出を鉄板によって防いでいる。

4) 図-4 の右側に描かれるように、供試体に変位制御で圧縮载荷し、圧縮荷重、圧縮変位、ジオシンセティックスのひずみを計測した。さらに、供試体前断面には、標点となるピンを予め 10~15 個所埋め込んでおき、载荷中の供試体断面の変形を、圧縮変位量 10mm 毎に写真計測した。写真-1 に実際の実験の様子を示す。

なお、ジオシンセティックスで覆うことなしに（補強せずに）、締め供試体を载荷装置にセットすることができなかった（自立しなかった）ことを付記する。

### 3. 実験結果

载荷実験の結果を図-5 に示す。圧縮荷重と圧縮変位の関係である。図中の黒色のプロットが締め度合いの高い供試体、白色のプロットが低い供試体と、2 種類に大別して色分けした。圧縮変位が大きくなるにつれ、圧縮荷重の増加率が大きくなるような下に凸の緩やかな曲線を描いている。初期の締め度合いが高い（初期の乾燥密度が大きい）ものの方が、荷重が大きくなっている。

ジオシンセティックスに作用する引張り力を図-6 に示す。例として、No. 2 と No. 4 の位置に貼付したひずみゲージ（図-3、図-4 参照）から求めた引張り力を、供試体の圧縮変位に対して示している。なお、ひずみゲージの読みを作用力に換算するため、表-2 にまとめられるジオシンセティックスの弾性係数を用いた。初期の締め度合いが高く（初期の乾燥密度が大きく）なるほど、ジオシンセティックスに発生する引張り力が大きくなっている。初期の締め度合いが高いほど、ジオシンセティックスによる変形の拘束効果が大きく現れることがわかる。図には示さないが、他の位置で貼付されたひずみゲージの読みも、同様の結果となった。

所定の締め土供試体を作成した。なお、ランマーの突き固め回数を変えることによって、締め度合いの異なる供試体を準備した。供試体の初期条件が表-3 にまとめられている。また、ジオシンセティックスと大桑砂の間には、土の流出を防ぐ目的で薄い不織布を挟んでいるが、締め土とジオシンセティックスとは十分に密着・一体化したものとなっている。

3) このような巻巻き供試体を、図-4 に示すように、横向きに寝かせて、载荷装置にセットした。油圧シリンダー上端に取り付けられたロードセルと、载荷板に取り付けられた変位計により、载荷重（圧縮荷重）と供試体の圧縮変位を計測する。载荷試験装置前面は供試体

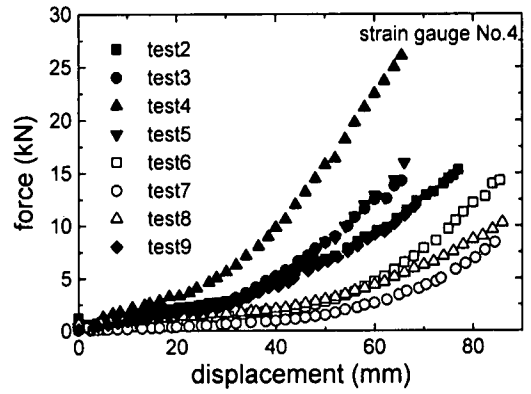
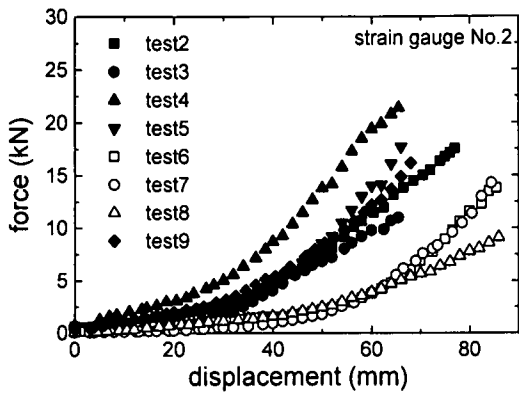


図-6 ジオシンセティックスに生じるカー圧縮変位関係

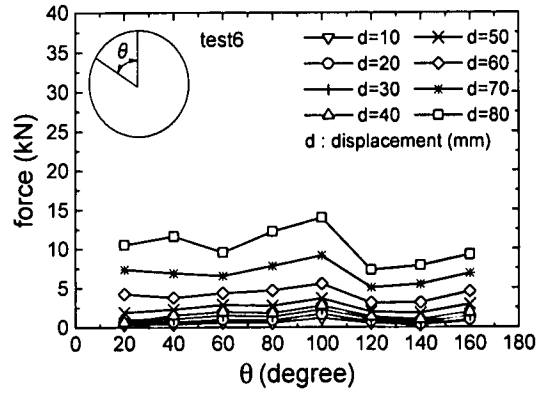
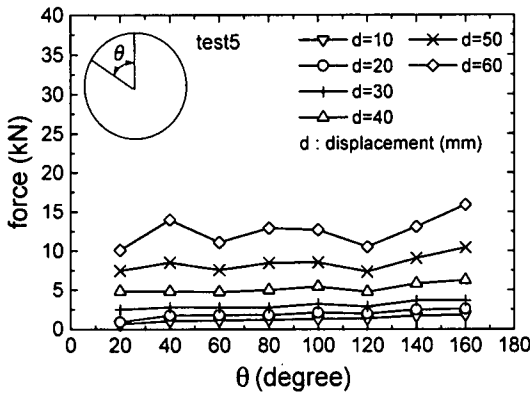


図-7 ジオシンセティックスに生じる力の分布

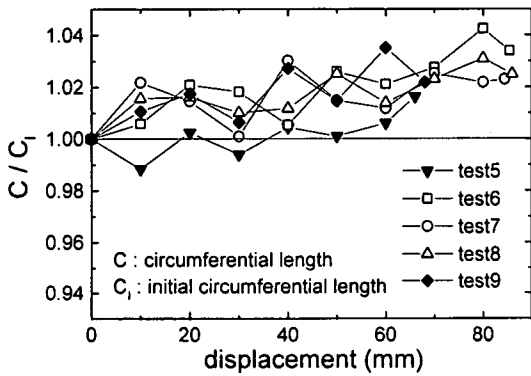


図-8 供試体周長の変化率

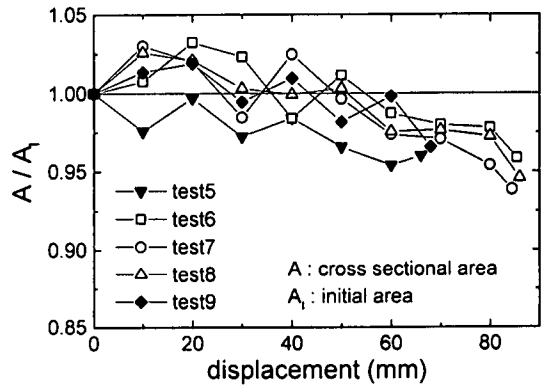


図-9 供試体断面積の変化率

ジオシンセティックスに作用する引張り力の分布を、供試体の圧縮変位  $d$  ごとに示したのが図-7である。初期の締め度合いが高い場合 (test 5 : 表-3 参照) と低い場合 (test 6 : 表-3 参照) が示されている。図中の横軸は供試体頂点からの傾き  $\theta$  であり、 $\theta$  が 0 度で供試体頂点、 $\theta$  が 180 度で供試体下端位置での値を表わしている。初期の締め度合いが高いほど、ジオシンセティックスに作用する引張り力は大きい、その分布は、位置に関

係なく、供試体の圧縮変位ごとにほぼ一様であることがわかる。表-3 中のその他の test においても、同様の結果であった。

実験中の供試体断面変形を写真計測し、デジタイザを用いて、供試体外周および断面内の標点の変位を求めた。図-8 に供試体の圧縮変位に対する供試体周長の変化を示す。ある圧縮変位における供試体の周長を初期の周長で除し、周長の変化率を縦軸にとっている。一方、図

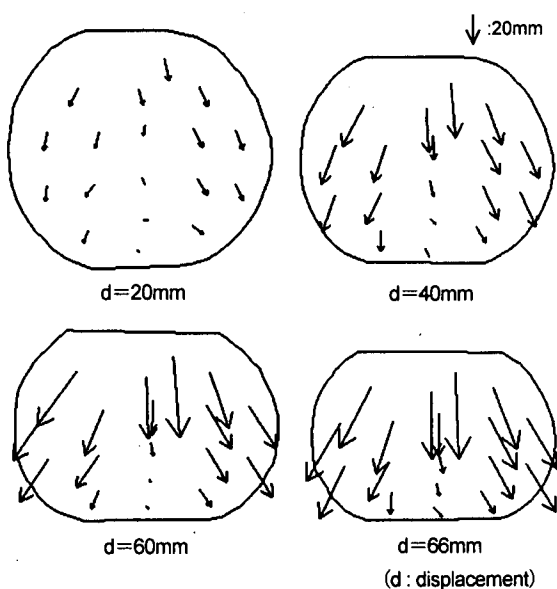


図-10 標点の変位 (test 5)

・9 は供試体の断面積の変化率と圧縮変位の関係である。ある圧縮変位における供試体の断面積を初期の断面積で除し、断面積変化率としている。初期の締固め度合いに関わらず、圧縮変位を与えるにしたがって、供試体の周長は増大し、断面積は減少してゆく。供試体断面内の標点の変位を変位ベクトルで表わしたのが、図-10である。一例として、表-3 の test 5 において、圧縮変位を 20, 40, 60, 66mm と与えたときの様子が示されている。圧縮が進むにつれて、土が中心から外方向に押し出されていく様子がわかる。

#### 4. 有限要素シミュレーション

3. で述べたモデル実験の有限要素シミュレーションを試みる。平面ひずみ条件を仮定し、直径 0.3m の円形メッシュの下端を固定し、上端から強制変位を与えて圧縮せん断する。せん断に伴うダイレイタンス特性を表現できるように、関口・太田による弾塑性体<sup>12)</sup>を用いて締固め土をモデル化することにした(付録1参照)。また、ジオシンセティックスは弾性棒材(トラス材)として取り扱い、土供試体の外周に配置した。用いたプログラムは、有限要素解析プログラム(DACSAR-L)<sup>5),13)</sup>ある。なお、ここでは完全排水条件を仮定しているため、間隙水圧の発生は考慮していない。

##### (1) 入力パラメータの決定

モデル実験には大桑砂が用いられている。この大桑砂

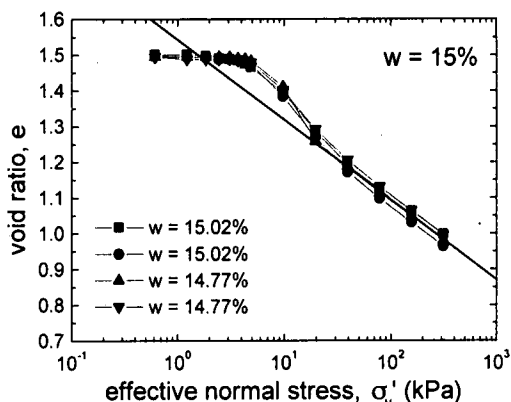


図-11 等体積一面せん断試験結果 (e-log σ<sub>v</sub>'関係)

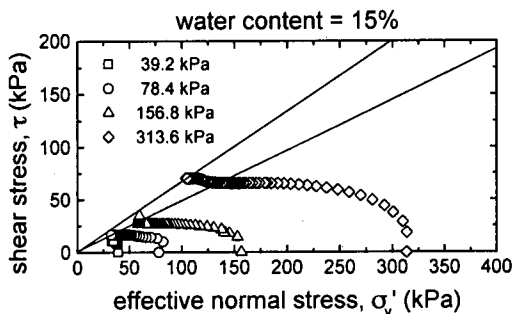


図-12 等体積一面せん断試験結果 (有効応力経路)

を締固めた試料を用いて、一連の等体積一面せん断試験が実施されている<sup>10)</sup>。所定の初期含水比に調整された十分にゆるい攪乱試料を用意し、一面せん断箱内で一次元圧密する。得られた圧縮特性の一例を図-11 に示す。所定の鉛直応力まで圧密した後、せん断速度 0.25mm/min で等体積一面せん断を行った。得られた有効応力経路の一例が図-12 である。本論文では、正規圧密粘性土とゆるい砂、過圧密粘性土と密な(締固められた)砂のダイレイタンス特性の類似性(図-12 と付図-A1 を比較)に着目し、粘性土に対して提案された弾塑性構成モデル<sup>12)</sup>を締固め土に対して用いる(付録1 参照)。従って、計算に必要な入力パラメータの決定には、ゆるい状態での圧縮特性とせん断特性が求められる。図-11 と図-12 は、十分にゆるい状態での実験結果であり、正規圧密粘土に相当するものとする。モデル実験では、この大桑砂を締固めて用いているが、締固め度合いは、太田ら<sup>14)</sup>および平田ら<sup>5)</sup>の方法によって、締固め土を過圧密粘土に置き換えて取り扱うことにより、過圧密比 OCR で表わす。この時、締固め度合いを評価するために、先行圧密相当応力の決定が重要となる。図-13 に、この先行圧密相当応力の決定方法が示されている<sup>5),11)</sup>。図-11 に示される圧縮特性を乾燥密度 ρ<sub>d</sub> で再整理し、各モデル実験での締固め試料の乾燥密度と含水比(表-3 参照)に対する有効

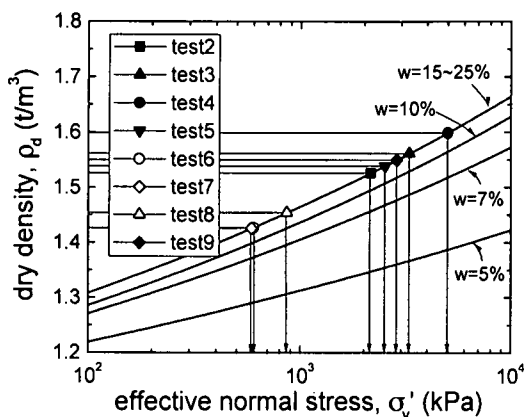


図-13 先行圧密相当圧力の推定

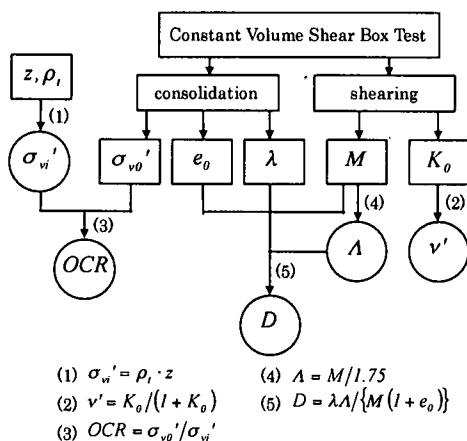


図-14 パラメータ決定フローチャート

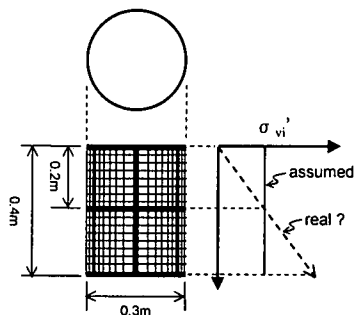


図-15 有効鉛直応力の決定

鉛直応力を読み取る(図中の矢印)。締固められた状態(過圧密状態に相当)での膨潤過程では、乾燥密度の変化量は十分に小さいと仮定できれば、このように読み取った有効鉛直応力を先行圧密相当応力とみなすことができよう。以上の室内実験結果より、図-14に示す手順に従って、計算に必要な材料パラメータを定めた。締固め度合いを評価する過圧密比OCRを決定するには、モデル実験供試体内の初期の有効上載圧分布を知らねばならない。

表-4 砂質土(大桑砂)のパラメータ

	case 1	case 2	case 3
critical state parameter M	1.59	1.41	1.94
coefficient of earth pressure at rest $K_0$	0.37	0.49	0.45
irreversibility ratio $\Lambda$	0.91	0.80	0.95
effective Poisson's ratio $v'$	0.27	0.33	0.31

表-5 推定された先行圧密相当圧力と有効上載圧

	FEM 5	FEM 6	FEM 7	FEM 8	FEM 9
effective overburden pressure $\sigma_{vi}'$ (kPa)	7.06	6.52	6.54	6.66	7.08
pre-consolidation pressure $\sigma_{v0}'$ (kPa)	418	127	283	121	505
initial void ratio $e_0$	0.78	0.92	0.92	0.89	0.77
over-consolidation ratio OCR	357	93	90	130	406

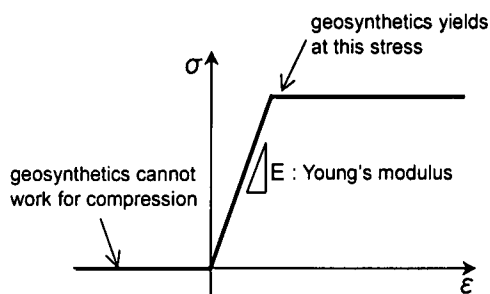


図-16 ジオシンセティックスのモデル化

しかしその推定は容易ではない。本論文では、潤潤単位体積密度(表-3参照)から図-15に示される中心高さ位置での上載圧を求め、供試体内で等方・一様に分布していると仮定した。以上のように求められた材料パラメータが表-4に、先行圧密相当応力と初期有効上載圧および過圧密比が表-5にまとめられている。室内試験結果から推定される値の幅を考慮して、case 1からcase 3までの3通りを考えている<sup>10)</sup>。また、モデル実験の番号(test 2からtest 9:表-3参照)に対応して、締固め度合いの違いから、FEM 5からFEM 9までの5ケースを設定した。従って、合計15ケースの計算を行っている。

## (2) ジオシンセティックスのモデル化

ジオシンセティックス材は、図-2に示す引張り試験結果より、線形弾性体棒要素として取り扱うことにした(表-2)。ただし、ジオシンセティックスは、圧縮変形に抵抗しないこと、伸長側で降伏強度を有すること(図-2参照)

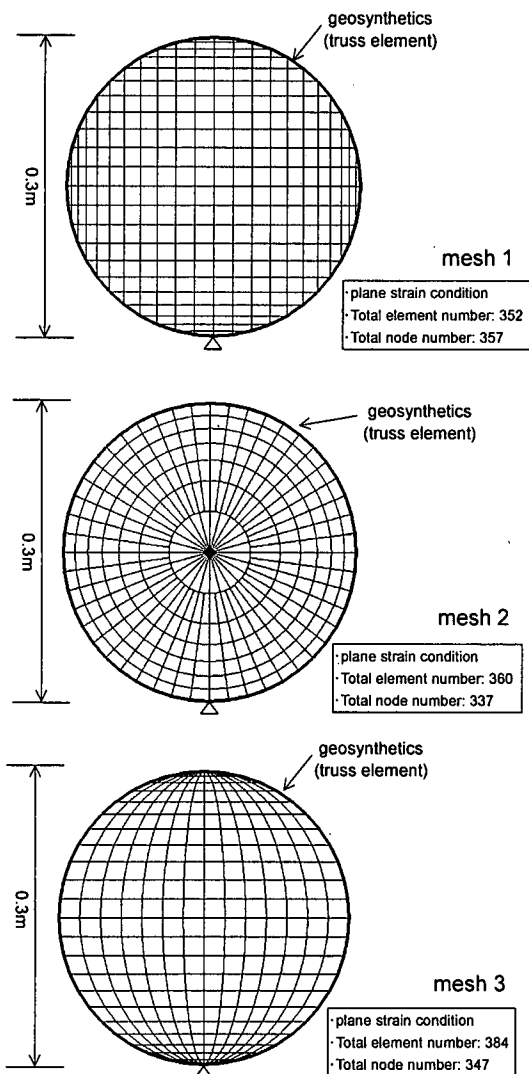


図-17 シミュレーションに用いたメッシュ

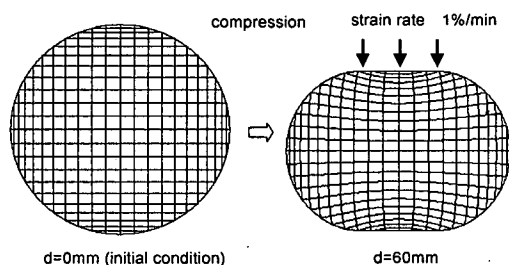


図-18 シミュレーションにおけるメッシュの変化 (mesh 1)

から、図-16 に示すような応力ひずみモデルで表現することにした。また、本論文で扱うシミュレーションでは、トラス要素を円形供試体外周に配置し、ジオシンセティックスを模擬している。ただし、土要素とトラス要素とは節点を介して剛結されており、両者の間ですべり

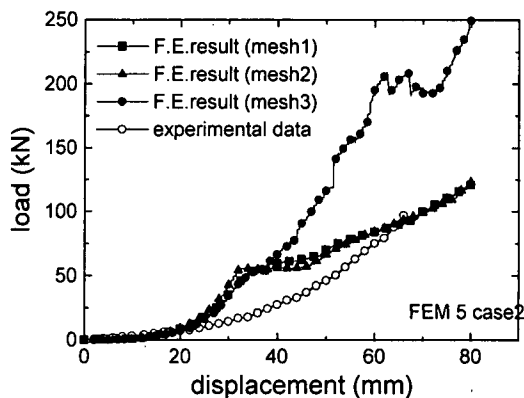


図-19 圧縮荷重 - 圧縮変位関係の比較

は生じないものとしている。また、供試体の変形にもなって、トラス要素は回転を伴いながら変形する。従来の計算（ただし、微小変形理論）では、基準を初期配置にとるため、トラス要素には軸力が作用しない場合が生じる。本論文では、増分ステップごとに、トラス要素の配置を更新することによって、このような不都合を回避している（付録2参照）。

### (3) 有限要素メッシュの選定

図-17 に示すような 3 種類の有限要素メッシュを検討した。表-4 の case 2 の材料パラメータを用い、締固め度合いの高い場合である表-5 の FEM 5 の場合を取り上げる。要素分割数は 352 から 384 個の範囲であり、ジオシンセティックス（トラス材）は、どれも同じ初期長さになるようにメッシュは組まれている。それぞれのメッシュに対して、図-18 に示すように鉛直方向に載荷変位を与え、供試体をせん断する。実際の実験を模擬すべく、載荷板で押し付けるように節点に鉛直変位を与える。従って最初は、最上下端に位置する節点のみが、鉛直変位が与えられる変位境界であるが、載荷板との接触面が増すにつれて、載荷板と接する節点が、順次、応力境界（自由境界）から変位境界に変更されてゆく。

図-19 に、圧縮荷重と圧縮変位の関係を実験値と比較して示す。mesh 3 を用いた場合は、他のふたつのメッシュを用いた場合と比較して、荷重～変位曲線に凹凸が目立ち、実測挙動をうまく表現できていない。図-20 には、ジオシンセティックスに発生する軸力分布を、各メッシュごとに実験値と比較して示している。実測では、ジオシンセティックスに発生する軸力は、ジオシンセティックスの位置に関わらず、ほぼ一定に分布しているのに対して、計算では、上下端付近の分布をうまく表現できていない。その中で、mesh 1 による場合が、比較的実測分布を表現できているようである。以上より、以降の計算では、有限要素メッシュとして、mesh 1 を採用することにする。

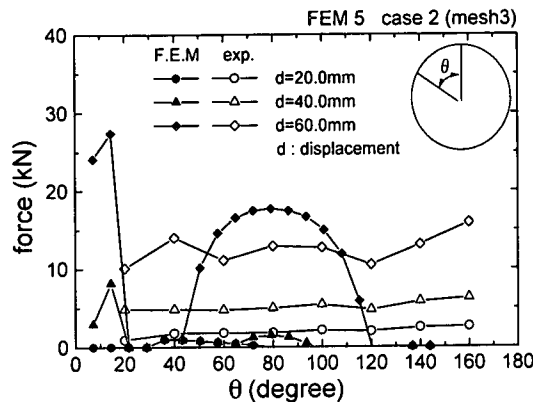
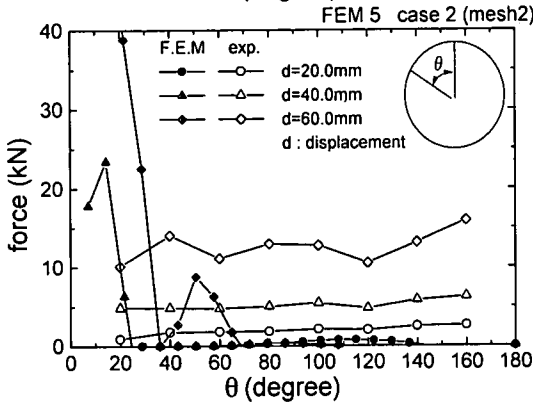
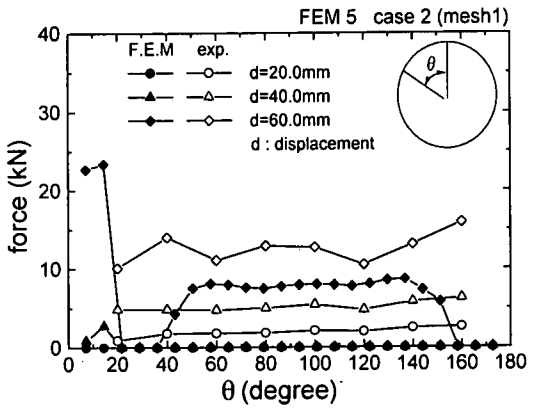


図20 ジオシンセティックスに生じる力分布の比較

## 5. シミュレーション結果

モデル実験のシミュレーションは、締固め度合いの違いにより5つのケース(表-5)、材料パラメータの推定値の違いから3つのケース(表-4)、合計15ケースについて行なわれている。

図21には、載荷重～圧縮変位関係が実験値と比較して示されている。図中のプロットが計算結果、実線が実験結果である。計算結果が実験値と完全に一致しているとは言えないが、乾燥密度が大きくなる(締固め度合い

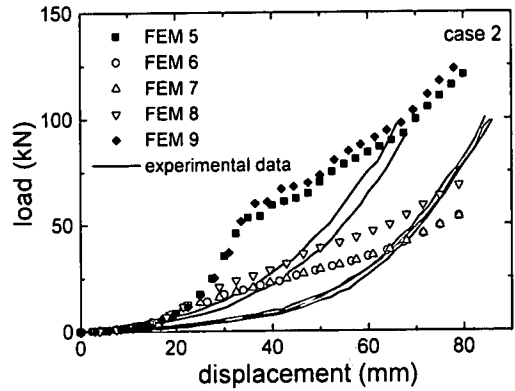


図21 シミュレーションによる圧縮荷重・圧縮変位関係

が大きくなる)ほど、ジオシンセティックスに作用する力が增大する傾向を説明できている。図22は、ジオシンセティックスに作用する軸引張り力を実験値と比較したものである。上端付近(No.2、図-4参照)と中央付近(No.4、図-4参照)に位置するジオシンセティックスを選び、ジオシンセティックスに作用する引張り力と圧縮変位の関係を示している。乾燥密度が大きい(締固め度合いが高い)ほど、作用する引張り力が大きくなるという実験挙動を表現できている。締固め土を強く過圧密された材料としてモデル化しているため、塑性膨張(ダイレイタンス)が生じる降伏応力点に達するまでに十分なせん断を要するが、一度、降伏応力点に達すると、急激な体積膨張が生じることにより、ジオシンセティックスに作用する軸引張り力は著しく上昇する。実験挙動では、計算結果ほど顕著な引張り力の上昇は見られないが、総じて下に凸の曲線を描いていることから、せん断が進行するにつれて、締固め土の体積膨張(ダイレイタンス)が顕在化していることが推察される。

図23には、FEM 6(表-5参照)の場合(締固め度合いが低い場合)における、ジオシンセティックスに発生する軸引張り力分布が示されている(締固め度合いの高い場合:FEM 5の結果は、図20(mesh 1)参照)。供試体上下端部を除いて、ジオシンセティックスに作用する引張り力は場所によらずほぼ一定で、締固め度合いが高いほど大きくなっており、実験結果と矛盾していない。しかし、実験結果では、載荷重が増加するに伴って、ジオシンセティックスに作用する引張り力が単調に大きくなってゆけど、計算では、そのような単調な引張り力の増加を表現できていない。図22より明らかなように、計算では、土要素が降伏に至るまでは体積膨張が生じず、その結果、初期にはジオシンセティックスに引張り力が生じない。そのため、載荷初期の段階(圧縮変位 $d$ が40.0mm以下)では、引張り力の発生が現れていない。なお、ジオシンセティックスに作用する引張り力と締固



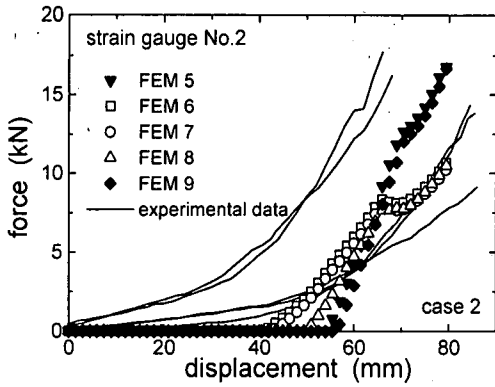


図-22 ジオシンセティックスに生じる力-圧縮変位関係

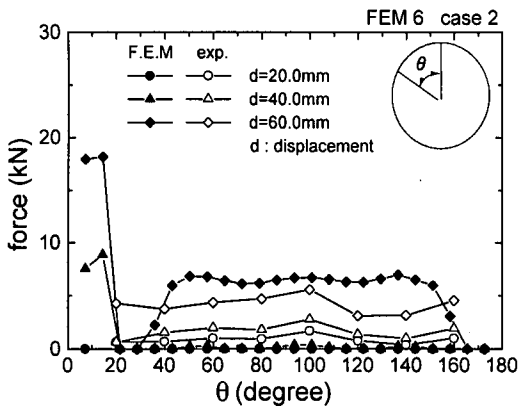
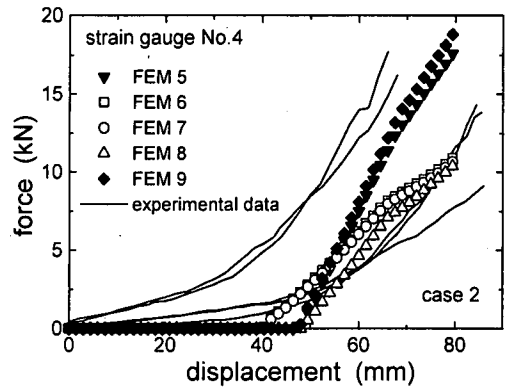


図-23 ジオシンセティックスに生じる力の分布

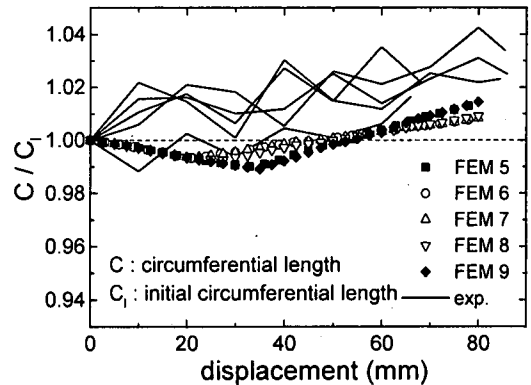


図-24 供試体周長の変化率の比較

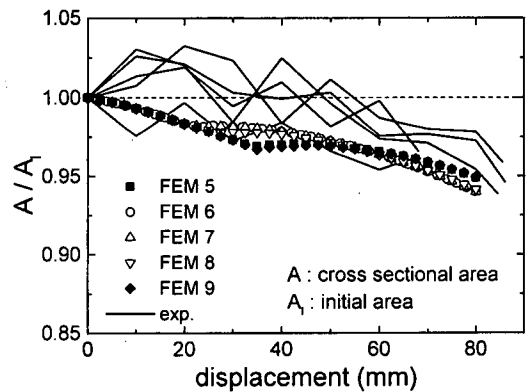


図-25 供試体断面面積の変化率の比較

め土のダイレイタンスー挙動との関係については、次章において述べる。供試体全体の形状がどのように変化したかを比べたのが図-24 と図-25 である。図-24 には、供試体周長の増加率と圧縮変位の関係、図-25 には、供試体断面面積の変化率と圧縮変位の関係が示されている。せん断が進むにつれて、一旦、供試体周長は若干減少するものの、しだいに増大してゆく結果となっている。初期に供試体周長が減少している間は、塑性膨張を生じ始める降伏応力点に未だ達しておらず、多くの要素で応力状態が弾性域内にとどまっているためであり、降伏応力点を越えて塑性膨張が生じ始めると、この土の体積膨張を押さえる形で周長が伸びてゆく。実測でも、同様のメカニズムによって供試体周長の増大が現れると考えられる。しかし、図-25 に認められるように、载荷に伴う圧縮変形が卓越するため、供試体の断面面積はかえって減少してゆく。

図-26 には、計算で得られた各節点の変位ベクトルが描かれている。表-5 中の FEM 5 の結果である。圧縮せん断が進むと、供試体の中心部から膨張し始め、外方向に押し出されてゆくようである。実測された変位ベクト

ル図(図-10)と矛盾ないようであるが、図-10 の標点の数が少なく、詳細な比較は叶わない。

図-27 に、計算で得られた体積ひずみの分布が描かれている。締固め度合いの高い場合(FEM 5、表-5)と締固め度合いの低い場合(FEM 6、表-5)が比較されている。締固め度合いの高い方が、供試体中心部での体積膨張が著しいことがわかる。以上、計算結果と実測挙動と

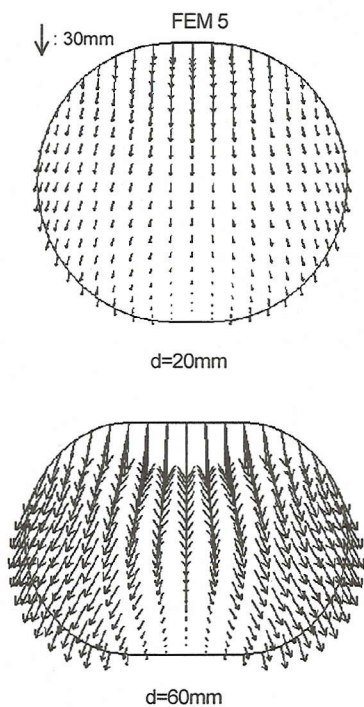


図-26 各節点の移動 (FEM 5)

の比較を通して、ジオシンセティックスによる補強効果に、せん断に伴う締固め土の体積膨張変形の拘束が少なからぬ役割を負っていることがうかがわれる。締固め土の体積膨張変形をジオシンセティックスが拘束することは、締固め土自身の剛性、強度も向上していることになる。ジオシンセティックス補強効果は、単に土のすべりを押し止めることにとどまらず、土自身も改良(地盤改良)されていることが予想される。なお、材料パラメータが異なる case 1 および case 3 (表-4 参照) の結果もほぼ同様であったが、実測値との差は case 2 の場合よりも大きかった。

## 6. ジオシンセティックスの補強効果

以上のモデル実験と有限要素解析により、ジオシンセティックスによる補強効果は、土のダイレイタンスー変形を拘束することによってもたらされる寄与が多いと予想される。ここでは、有限要素シミュレーションから、この補強効果におけるダイレイタンスー拘束の役割を検討する。すなわち、ジオシンセティックス補強材が用いられていない場合と、ダイレイタンスー特性を持たない弾性体として土を取り扱った場合を考える。まず、供試

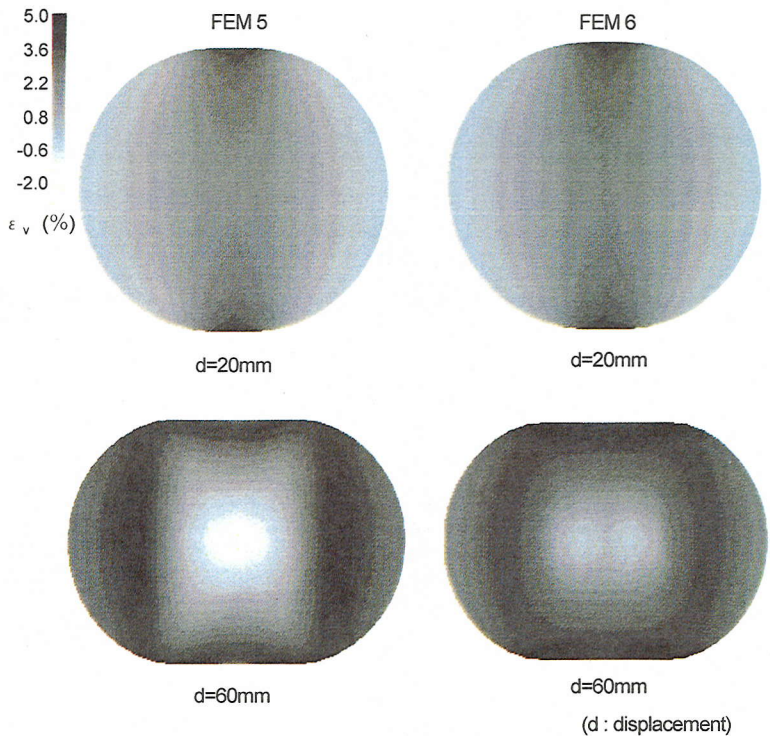


図-27 体積ひずみ分布  $\epsilon_v$

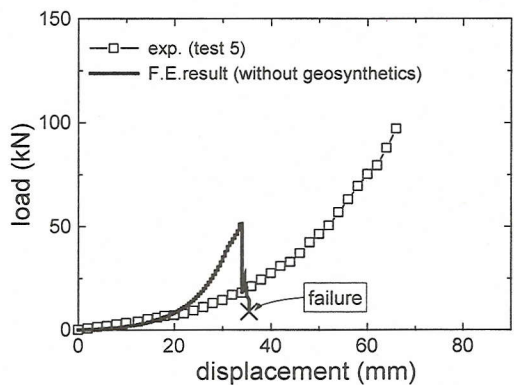


図-28 圧縮荷重 - 圧縮変位関係

体の外周にジオシンセティックス補強材を巻いていない架空の計算を行った。図-28に、載荷重～圧縮変位関係、図-29に供試体周長の変化、そして図-30に供試体の断面積の変化を示す。材料パラメータは、表-4の case 2 を用い、表-5中の FEM 5 (締固め度合いが高い場合) の結果である。ジオシンセティックス補強がなされていなければ、供試体は荷重を受け持つことができない結果となる。載荷に伴って応力状態が初期降伏曲面に達し、塑性膨張を生じるとすぐに、破壊に達してしまう。ジオシン

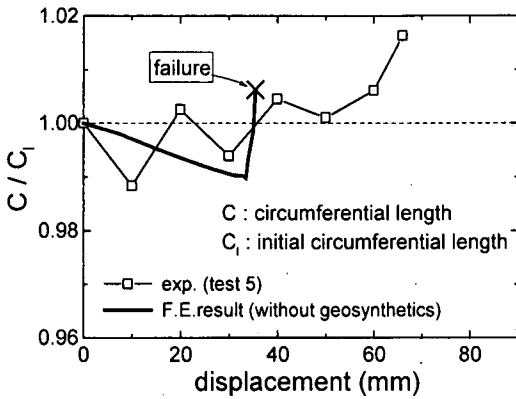


図-29 供試体周長の変化率

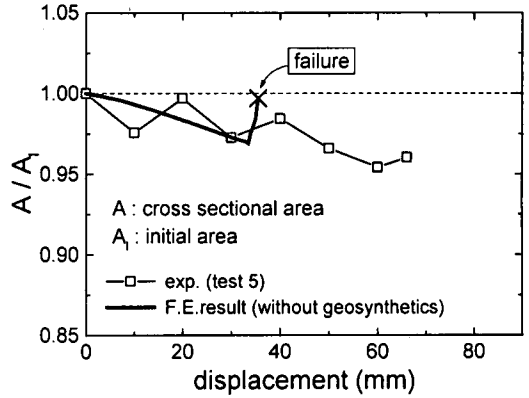


図-30 供試体断面積の変化率

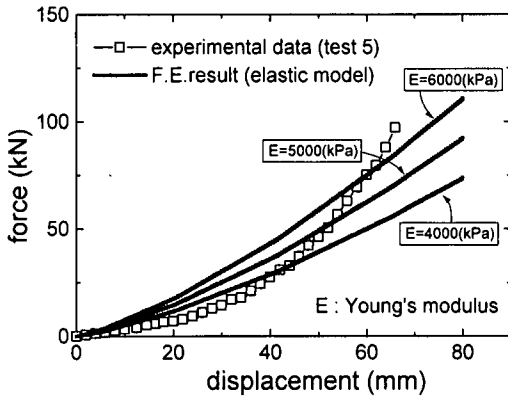


図-31 圧縮荷重・圧縮変位関係

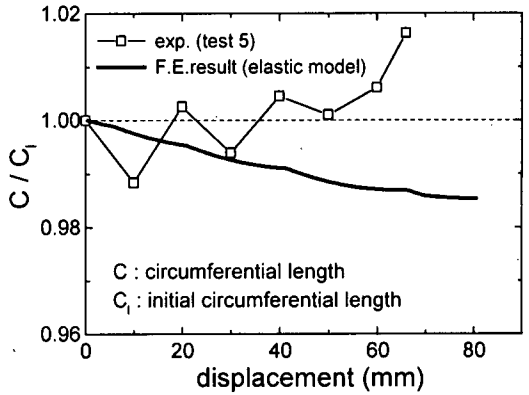


図-32 供試体周長の変化率

セティックスによる変形の拘束がなければ、供試体の圧縮せん断に伴う荷重の著しい増加、供試体周長の変化（ごく初期には周長が減少しても、全体として周長が増大している結果）を説明することができない。

締固め土を弾・塑性体ではなく、ダイレイタンスー特性を持たない弾性体と仮定して計算を行った結果が、図-31（荷重～圧縮変位関係）、図-32（供試体周長の変化）そして図-33（供試体の断面積の変化）である。荷重～圧縮変位関係（図-31）には、ポアソン比は0.33とし（表-4のcase2）<sup>1</sup>、弾性定数を3通りに変えた計算結果が描かれているが、いずれの場合も、圧縮せん断変位に伴う荷重反力の急速な立ち上がりとうまく表現できない。ただし、計算に用いた弾性定数は図-5の実験結果に合うように、試行錯誤より逆算されたものである。以上より、このような荷重反力の上昇には、ジオシンセティックスによる土のダイレイタンスー変形の拘束が重要な役割を担っていることがわかる。さらに締固め土を弾性体と仮定しては、供試体周長の増大を説明できないことがわか

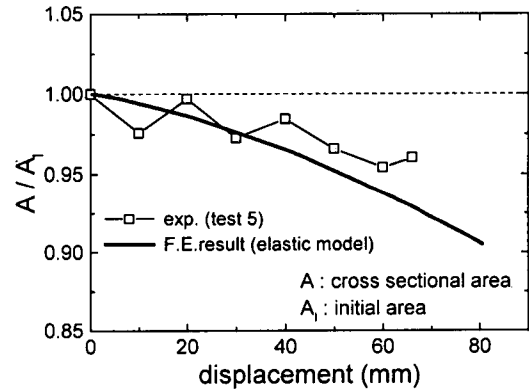


図-33 供試体断面積の変化率

る（図-32）<sup>2</sup>。なお、供試体周長の変化と供試体断面積の変化に弾性定数は影響せず、弾性定数を変えた計算結果は全て一致した（図-32、図-33の図中で、1本の実線に一致して描かれる結果となっている）。

<sup>1</sup>ここでは、土骨格が通常とりうるポアソン比を仮定している。

<sup>2</sup>供試体を弾性体と考えた場合、一般には、周長の変化はポアソン比に依存する。しかし、土骨格が通常取りうるのポアソン比の範囲では、周長は減少する。

以上より、ジオシンセティックスが締固め土のダイレイタンスー変形を拘束する効果が、ジオシンセティックス～締固め土複合材料の力学挙動を特徴づけていると結論される。また、上記のような俵形状の供試体圧縮は、その圧縮機構そのものが供試体の断面積を減少されるものであると考えられる。供試体の圧縮に伴う正のダイレイタンスーの発現は、ジオシンセティックスによる変形の拘束も相俟って、局所的であって(図-27)、供試体全体の断面積までを増加させるには至らないようである。

## 7. おわりに

本論文では、ジオシンセティックスによる補強効果を定量的に検討することを目的に、モデル実験および有限要素シミュレーションを実施した。土を円柱形状に締固め、その外周に箔巻き状にジオシンセティックスが覆われている。このような円柱供試体を横置きにして、鉛直方向に圧縮変位を作用させ、ジオシンセティックス～締固め土複合供試体の挙動を調べた。締固め土の変形とジオシンセティックス補強材への作用力に注目した。締固め度合いの違いによる影響も検討した。得られた結論をまとめると以下ようになる。

1. ジオシンセティックス補強材に作用する力は、締固め土のダイレイタンスー変形を拘束することによって生じ、締固め度合いを変えると、ダイレイタンスーの発現が異なるので、ジオシンセティックスによる補強効果に差が生じる。本論文では、締固め度合いを高くすると、補強複合構造物の剛性は向上し、ジオシンセティックスに作用する内力も大きくなり、補強効果の向上が認められた。
2. 有限要素シミュレーションにおいて、少なくとも、締固め土のダイレイタンスー発現を記述できる弾塑性構成モデルを用いねばならない。本論文では、関口・太田による弾塑性構成モデルを採用した。締固め土の締固め度合いの違いを先行圧密相当応力の違いとして表わした。

ジオシンセティックスによる土のダイレイタンスー変形拘束は、反作用として、締固め土自身の剛性の向上をもたらす。ジオシンセティックスによる補強とは、単に土の変形を押し止めることにとどまらず、かえって土自身の改良(地盤改良)がなされることになる。

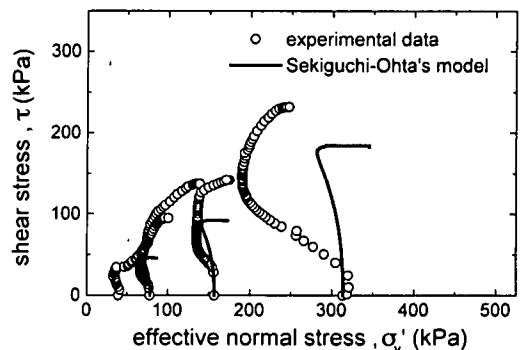
謝辞：本論文を作成するにあたって、ご協力頂いた前田工織(株)の関係各位、ならびにおしみなないご援助をいただいた神戸大学の軽部大蔵教授に感謝いたします。

## 付録 1

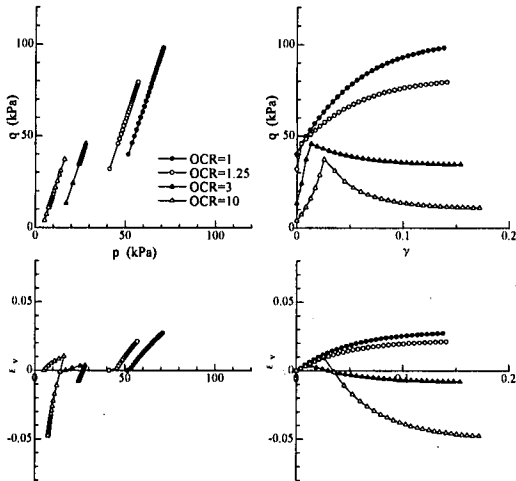
締固め土と過圧密粘性土のせん断特性の類似性から、粘性土に対して提案された弾塑性構成モデルを締固め土に用いている。Cam-clay系の弾塑性モデルの一つである関口・太田による構成モデル<sup>12)</sup>である。締固め土への適用性および適用方法については、参考文献5)に詳述しているが、締固め土のダイレイタンスー特性の表現について補足する。

同じように締固めた複数個の大桑砂供試体を一面せん断試験装置にセットし、それぞれ所定の有効上載圧 $\sigma'_{v0}$ まで圧密した後、等体積条件でせん断した(せん断速度0.25mm/min)。含水比 $w$ が16から17%、せん断初期の乾燥密度 $\rho_d$ が1.34から1.53g/cm<sup>3</sup>であった。得られた有効応力経路を付図-A1に示す。実線が、解析に用いた関口・太田モデルによる理論線である。表-4のcase-2に示すパラメータを用いている。締固め土の等体積一面せん断有効応力経路は、過圧密粘性土のそれに極めて類似したものとなっており、構成モデルの理論線は概ね説明できていると考えられる。ただし、圧密有効上載圧が大きくなると見られるせん断初期の鉛直有効応力 $\sigma'_v$ の減少と、せん断後期のせん断応力 $\tau$ の増加を十分に説明できるとは言いがたい。Cam-clay系弾塑性構成モデルの表現能力の限界が見える。しかしながら、締固め土が示す正のダイレイタンスー特性を弾塑性構成モデルは概ね説明できていることから、締固め土の正のダイレイタンスー特性が、ジオシンセティックス補強効果に及ぼす影響を、ダイレイタンスー特性を持たない弾性計算との比較を通して、本論文では議論している。

なお最後に、関口・太田による構成モデルが表わすダイレイタンスー挙動を付図-A2に示す。材料パラメータは表-4のcase2(先行上載圧 $\sigma'_{v0} = 78.4$  kPaとした)を用い、軸対称三軸条件下での軸ひずみを増加させてゆく



付図-A1 締固め大桑砂の等体積一面せん断

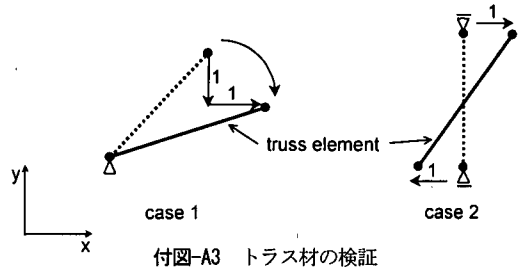


付図-A2 三軸完全排水軸圧縮せん断の理論曲線

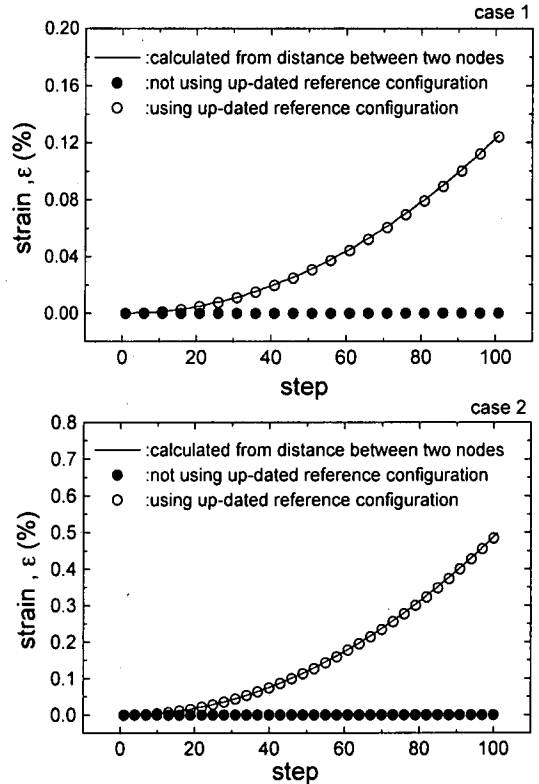
完全排水軸圧縮せん断の結果である。関口・太田による弾塑性構成モデルは、正規状態（本論文では、締め固め前の十分にゆるい砂質土に対応すると考えている）ではひずみ硬化を伴う体積収縮、過圧密状態（本論文では、締め固めた砂質土に対応すると考えている）ではひずみ軟化を伴う体積膨張を示す単調なダイレイタンスー挙動しか表現できない。

## 付録 2

従来の計算（ただし、微小変形理論）では、基準を初期配置にとるため、トラス要素には軸力が作用しない場合が生じる。付図-A3 に示すような2つの場合を取り上げる。case 1 は、片端点固定のトラス材を用意し、他端点で与えられる  $x$  方向変位と  $y$  方向変位が、変位量が同じで符号が異なる場合、case 2 は、両端点で  $x$  方向変位を互いに逆向きに与える場合である。基準を初期配置にとる従来の計算では、このような場合、トラス材長は伸びるにも関わらず、軸力が発生しない結果となる。このような不都合を解消するため、本論文では、増分ステップごとに基準を更新することにした。両者の比較を示したのが付図-A4 である。増分ステップごとに一定量の変位増分を与えた結果である。図中の●が基準配置を初期配置（初期の座標）に固定した場合、○が基準配置を変形に伴って更新した場合（本論文で用いた方法）である。基準配置を更新しなければ、トラス材の伸びに伴う軸力の発生を模擬できないことがわかる。



付図-A3 トラス材の検証



付図-A4 トラス材のシミュレーション結果

## 参考文献

- 1) 龍岡文夫: 講座「ジオテキスタイルを用いた補強土工法」1. 講座をはじめるにあたって, 土と基礎, Vol.41, No.3, pp.74-75, 1993.
- 2) 松岡 元, 劉 斯宏: 地盤の一部を包み込む支持力補強方法に関する研究. 土木学会論文集 No.617/III-46, pp.235-249, 1999.
- 3) Asaoka, A., Kodaka, T. and Pokharel, G.: Stability analysis of reinforced soil structure using rigid plastic finite element method, Soils and Foundations, Vol.34, No.1, pp.107-118, 1994.
- 4) Kodaka, T., Asaoka, A. and Pokharel, G.: Model tests and theoretical analysis of reinforced soil slopes with facing panels, Soils and Foundations, Vol.35, No.1, pp.133-145, 1995.

- 5) 平田昌史, 飯塚敦, 太田秀樹, 山上尚幸, 横田善弘, 大森晃治: ダイレイタンスーを考慮したジオシンセティックス補強盛土の有限要素解析, 土木学会論文集, No.631/III-48, pp.179-192, 1999.
- 6) Ohta, H. Hirata, M. Iizuka, A. Yamakami, T. Yokota, Y. and Ohmori, K.: Application of dilatancy models to soils reinforced by geosynthetics, Proc. of 6<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics, pp.551-556, 1998.
- 7) 前川隆志, 平田昌史, 山上尚幸, 森影篤史, 横田善弘, 太田秀樹: ジオシンセティックス補強盛土の現場実験-予備実験, 予備解析-, 第32回地盤工学研究発表会, pp.2537-2538, 1997.
- 8) 野室明久, 平田昌史, 山上尚幸, 熊谷幸博, 笠原清磨, 太田秀樹: ジオシンセティックス補強盛土の現場実験-実大実験-, 第32回地盤工学研究発表会, pp.2539-2540, 1997.
- 9) 太田秀樹: 斜面の進行性崩壊機構, 平成8年度科学技術費補助金報告書「基盤研究(A)(1)」, 1997.
- 10) 南詠志郎, 平田昌史, 太田秀樹, 飯塚敦, 野室明久, 横田善弘: ジオシンセティックスで補強した盛土の変形解析/パラメータの決定, 第34回地盤工学研究発表会, pp.787-788, 1999.
- 11) 太田秀樹, 西田義親, 国安逸郎, 金子義信: 土の締固め-管理基準と品質検査, 土と基礎, Vol.34, No.5, pp.43-48, 1986.
- 12) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. Specialty Session 9, 9th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, pp.229-239, 1977.
- 13) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.

(1999. 10. 12 受付)

## REINFORCEMENT EFFECT ARISING FROM CONFINING DILATANCY BY GEOSYNTHETICS

Atsushi IIZUKA, Masafumi HIRATA and Hideki OHTA

This paper discusses the geosynthetic-reinforcement effect. The reinforcing effect arises from the equilibrium of inner forces between extension forces working to the geosynthetics and stresses induced in the soil media. In this paper, a series of model tests and their numerical simulations are carried out to examine this geosynthetics-soils mechanical interaction. The compacted soils are wrapped by geosynthetics and sheared in the newly developed loading test apparatus with monitoring the deformation and stresses. It is revealed that, throughout this paper, the geosynthetic-reinforcement effect is mobilized by confining the 'dilatancy characteristics' of compacted soils. And also, a numerical simulation technique to rationally explain the observed facts obtained from model tests is proposed in this paper.