

正規圧密粘土地盤上盛土の織布補強効果 に関する遠心模型実験

Weeraya SAE-TIA¹・神田政幸²・日下部治³・竹村次朗⁴

¹Member of JSCE, Lecturer, Department of Civil Engineering, Thammasat University (Phatumthani, Thailand)

²正会員 工修 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

³正会員 Ph.D. 東京工業大学工学部土木工学科教授 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

⁴正会員 工博 東京工業大学工学部土木工学科助教授 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

正規圧密粘土地盤上の盛土構築に関して、盛土と粘土地盤間に設置された織布の補強効果を調べることを目的として粘土層厚と盛土幅の比を3種類変化させた遠心模型実験を行った。実験では直接補強織布内の引張り力分布を計測し、引張り力分布の時間的変化を詳細に調べ、その補強の時間依存メカニズムの理解のために圧密連成弾塑性FEM解析を行った。さらに特性曲線法を用いて補強による支持力増加を主応力の回転による支持力増加と結びつけた視点から解析を行い、遠心模型実験との対比を行った。

Key Words : reinforcement, centrifuge test, time-dependent behavior, embankment, stability, FEM, clay

1. はじめに—既往の研究と課題

軟弱地盤上に盛土を構築する場合、地盤改良を行わず補強材料を水平方向に敷き、その上に直接盛土を構築することが行われるが、このような補強材の利用についての我が国の設計法はYamanouchi¹⁾によって解説されている。Haliburtonら²⁾を参照したと思われる現行設計³⁾では、

- (1)基礎地盤の支持力不足による過大な沈下・変形
 - (2)ジオテキスタイルと交差し、基礎地盤を通るすべり破壊
 - (3)ジオテキスタイル上の盛土の滑動
- の3つの破壊モードを考えている。(1)には支持力照査、(2)はすべり安定照査、(3)は土圧と補強材に発生する引張り力とのバランスを照査している。支持力増加機構はハンモック効果、根入れ効果、引張り力によるすべり抵抗効果、摩擦力などの要因を考慮した支持力照査式を提示している。

補強材の支持力増加の主な機能は、基礎の粗滑が支持力に及ぼす影響と同種の問題として捉えることが出来よう。Jewell⁴⁾は軟弱層と盛土境界に発生する盛土中央方向への内向きせん断応力の鉛直支持力増加効果が、補強された盛土の挙動理解の鍵を握ると述べている。この指摘は本質的である。傾斜荷重を受ける浅い基礎の支持力の塑性解析(たとえばMeyerhof,1953⁵⁾)から知られているように、鉛直方向と主応力方向のなす角

δ の増大に伴いすべり場が浅くなり、水平方向の変位成分が卓越し、支持力が低下する。従って、補強材に内向きせん断応力を発生させて鉛直方向と主応力方向のなす角 δ を減らすことができれば支持力の増加、水平方向の変位の抑制、深いすべり場の形成が期待される。しかし、内向きせん断応力が時間的に減少する状況下では長期圧密沈下量の減少には寄与が少ないことも予想される。

このような内向きのせん断応力が作用する浅い基礎の支持力問題としてSilvestri⁶⁾は、軟弱層厚 D と盛土幅 B との比 D/B が比較的小さい安定問題の事例を10例取り上げ既往の塑性解(たとえばSalencon,1974⁷⁾)に基づき検討したところ、塑性解析との良い一致を得ている。Jewell⁸⁾は、強度が均質な粘土地盤上の浅い基礎の支持力値として下界値計算式を導いて内向きせん断力による支持力係数の低減図を与えている。さらに彼は、粘土の強度が深さと共に直線的に増加する場合には基礎の粗滑による支持力係数の変化を既往の上・下界塑性解から整理し、内向きせん断応力による支持力変化の幅を示している。深さと共に強度増加があり、かつ盛土と粘土境界にせん断応力が存在する場合についてMichalowski & Shi⁹⁾はすべり線解法と上界値計算を用いて支持力解析を行い、事例解析からその有効性を示している。この解析では D/B をパラメータとして取り入れることも可能である。なおJewell⁸⁾は同種の問題に対する近似解を与えており、支持力論から見た補強材の効果

を評価する基礎的環境は出来ていると判断される。

しかし補強材の効果を支持力面から議論出来る詳細な現場データは必ずしも十分蓄積されているとは言えない。Roweら¹⁰⁾はピート上にジオテキスタイルを敷設した上に構築された盛土についての詳細な観察事例を報告している。そこで注目されている点は、盛土の荷重に伴いジオテキスタイルの伸びひずみは増加するが、荷重終了後(一定荷重下での圧密過程)では経過時間と共に伸びひずみが低減するデータを与えている点である。Brandl¹¹⁾は、ジオテキスタイルの長期挙動について、圧密による地盤の強度増加に伴い、時間に対して指数的に補強材の寄与が低減することを指摘し、補強材のクリープ挙動を一つの原因として挙げている。Rowe&Soderman¹²⁾は、ピート地盤の事例についてFEM解析を行い、地盤内の塑性域の拡大に伴いジオテキスタイルの補強効果は顕著になり、補強材は主に水平方向の変形量の低減に寄与するが、圧密沈下量の低減に効果は少ないことを結論付けている。さらにRoweら¹³⁾は、詳細なFEM解析との比較の中で、ジオテキスタイルの伸びひずみ分布について、盛土法尻から盛土中央に向けてほぼ線形で増加し、中央部近傍で平坦化するデータを与えている。Bergadoら¹⁴⁾は異なる2種の伸縮計とひずみゲージを用いてジオテキスタイル内の伸縮を計測し、ひずみ分布を示した。BergadoらもRowe&Soderman¹²⁾の結果と同様に盛土法部では盛土厚の増加に伴い伸びひずみが増加し、法肩から中央部に向かってはほぼ一定値を与える分布形状を観測している。これはDelmasら¹⁵⁾の現場観察傾向とも一致している。ただしBergadoら¹⁴⁾のデータでは盛土法尻で圧縮ひずみが観察されており、このひずみの符号が法肩付近で反転する傾向はChai&Bergado¹⁶⁾がマレーシアの試験盛土結果のFEM解析結果にも表れている。今西・落合¹⁷⁾は水圧計と金属探知器を有する2DDMと称するセンサーを、盛土下に予め水平方向に設置された可とう管内に通すことによって間接的に補強材の変形を計測し、2m間隔の平均的なひずみを計算して時々刻々の補強材の伸びひずみ分布の形状を捉えている。伸びひずみデータの一部は盛土構築に伴い増加した後、時間の経過につれて減少しておりRoweら¹⁰⁾のデータと類似しているが、今西・落合¹⁷⁾のデータではさらに再び上昇している。

限られた原位置データを補完するために実験的研究も行われて来ている。補強材を含む地盤挙動の縮尺模型実験では、地盤内の強度分布、応力レベルを一致させることはもちろんのこと、模型補強材の応力～ひずみ関係、織布では織り目幅と地盤材料の粒径との寸法比などプロトタイプと模型との相似則についての詳細な検討が必要である(たとえばSpringmanら、1992¹⁸⁾)。地盤

内の強度分布と応力レベルの一致を得るために補強材を含む粘土地盤上盛土の挙動についての遠心模型実験を用いた研究がいくつか報告されている。初期の実験はOvesen¹⁹⁾によって報告された。彼は1/50の縮尺模型の正規圧密粘土を作成し、市販のガーゼを塩酸液処理して劣化させて模型ジオテキスタイルとして用いている。50G下で正規圧密地盤を形成したのち、遠心装置を止め補強材を含む全断面の模型盛土を設置し再度遠心加速度を上昇させて補強盛土および基礎地盤の変形の観察を8ケース行い、補強材による盛土の安定性の改善を確認すると共に補強材の導入によって盛土下の鉛直変位の均一性が高まる結論を得ている。Liuら²⁰⁾は、防波堤の安定性向上のため補強材の効果を遠心模型実験で検討しており、ポリセム絹紡績糸の特殊な織物を模型補強材としている。実験では、現場で採取された土を100G下で遠心圧密を行い、圧密終了後一旦遠心装置を止め模型盛土を1G下で設置して遠心加速度を上げて変形を観察するという方法でOvesen¹⁹⁾の実験に近い。観察の結果、Ovesenの結果とほぼ同様で補強材の存在によって地盤の側方変位が拘束され、最大側方変位が発生する位置は深くなり、盛土下の沈下性状は均一となり、最大沈下量、不等沈下量ともに減少する。Liuら²⁰⁾は実験で観察された盛土部の沈下量と盛り上がり量を用いてすべり線解析を実施し、補強材に発生する引張り応力分布として盛土法尻から法肩にかけてほぼ線形的に増加し、法肩近傍で一定値になる解析結果を与えている。これら2つの実験では、遠心場での盛土構築が行われていないとの弱点を持っている。遠心場での盛土構築を可能にするシステムを用いて、東京工業大学グループが補強材による盛土の安定効果についての一連の実験を行っている。小泉ら²¹⁾は、軟弱粘土地盤上の半断面盛土の構築実験を遠心場内で行い、補強材の効果を調べている。模型補強材として0.6mm厚のポリエステル長繊維不織布を用い、100G下で正規圧密地盤を作成し、遠心場で砂降らし器を用いて急速に盛土の構築を行った。その結果、無補強の場合に比べて補強材のある場合は、すべり領域が深くなると同時にすべり面境界が不明瞭となり、最大変位量が60%に減ると報告している。さらにKimuraら²²⁾、小泉ら²³⁾は同じ実験システム、同じ地盤条件の下、段階荷重によって不織布系ジオテキスタイルの排水効果が顕著であることを確認している。さらに同じ実験システムで広岡ら²⁴⁾、²⁵⁾は、半断面盛土構築の際の容器端部の影響を取り除いた全断面盛土の急速荷重実験を行い、無補強盛土の場合に比べて、補強盛土の場合、中央部の荷重と比較して1.5倍の支持力増加が認められたと述べている。さらに無補強の場合では、変位ベクトル方向が地表面から30度傾いていたのが、補強によってほぼ鉛直

方向に変化した観察事実から、粘土層と盛土との境界で内向きせん断力の発生が示唆されたと指摘している。また補強材の存在によって盛土の変形が均質となり、地盤内せん断ひずみはひずみの大きさは小さいものの、領域が深くそして広くなるとしている。さらに補強盛土の場合、地盤内の最大変位量が1/3に減少し、その発生位置が深くなることを観察している。Terashi&Kitazume²⁶⁾は、東京工業大学グループとほぼ同様な実験システムを用いて、盛土構築プロセスを遠心場で行い、盛土のみ、堤防が両端にある盛土、盛土法肩に基礎載荷が行われる3種類の載荷条件で実験を行っている。本論文で対象としている盛土のみの実験では、1/50の縮尺模型の正規圧密粘土地盤を用い、厚さ0.038mmのポリエステル不織布を用いている。盛土載荷は砂降らし器を用いて、1.5分程度の急速載荷試験と段階載荷試験を行っている。盛土高さで表した安全率($F_s=2.5/1.5$)の向上で補強効果を確認している。この値はBrakelら²⁷⁾の原位置試験の報告($F_s=2.75/1.75$)に極めて近い。無補強の場合、最大水平変位量は地表面で発生したのに対して、補強盛土の場合は同じ水平変位量が20~40mm深い位置に発生したと報告して、補強によって破壊領域が広く、深くなることを観察している。この結果は小泉ら²¹⁾、広岡ら²⁴⁾、²⁵⁾の観察とも整合している。Terashi&Kitazume²⁶⁾はFEM解析も行い、盛土下の変位量は一致しないものの他の部分ではよい一致を示した結果となっている。その際、粘土地盤の破壊時でも補強材は弾性領域にとどまっている。また彼らは補強効果は、補強材と地盤間に発生するせん断応力によって最大主応力方向が回転し、底面が滑の基礎から粗い基礎に変化する現象と類似であると考察している。しかし、補強材に発生する伸びひずみの計測は行われていない。

補強材の効果を支持力論から定量的に議論するには、遠心場での盛土構築を行い同時に、補強材のひずみ分布計測が行われなければならない。Bolton&Sharma²⁸⁾は1/40の縮尺模型を用いて初めて遠心場での盛土構築と補強材に発生する引張りひずみの計測を半断面盛土について実施した。ひずみゲージの設置には、補強材の奥行き方向全面にエポキシ樹脂を塗布してゲージの保護を施した。彼らは2種の補強材について粘土層厚を2種類変化させ実験を行い、定性的ではあるが粘土層厚と盛土幅の比 D/B の違いにも着目した。その結果、引張りひずみの分布は、盛土中央部に向かって増加し一定値になる傾向を報告して、さらに盛土構築後の圧密過程時には引張りひずみがわずかに減少すると述べている。粘土層厚の影響については、非排水変形量は粘土層厚に強く影響され、層厚の薄い方が非

排水変形量が小さいと述べている。

以上の様に、既往の研究を概観してみると、盛土底部に設置された織布による補強を行った盛土の挙動をさらに理解するためには、以下の4点に集約される課題が残されていることが明らかである。

- (1)織布類の補強材を用いた縮尺模型実験上の課題の整理と、補強材内に発生する応力計測を可能とする方策の開発。
- (2)粘土層厚と盛土幅比(D/B)を変化させた場合の補強効果の定量的変化の解明。
- (3)補強材の寄与を支持力論から捉えることを可能にするため実測内向きせん断力分布データを提供し、それに基づき特性曲線法による支持力増加の定量的評価。
- (4)間隙水圧挙動、地盤変形挙動と連成して補強材の時間依存挙動の解明。

このような研究の視点から一連の遠心模型実験、補強材の材料実験、FEM解析、および特性曲線解析を実施した。

2. 遠心実験とその結果

(1) 遠心装置と模型

実験には東京工業大学工学部に設置されたMarkIII遠心模型実験装置を用いた。装置は回転中心からプラットフォームまでの距離が2.32m、有効半径が2.1m、プラットフォーム寸法0.9m×0.9m、最大遠心加速度210Gの性能を有する。使用した鋼性容器は、内寸法が幅500mm、高さ360mm、奥行き150mmで、内面は摩擦低減のために厚さ10~13 μ mのクロームコーティングを施してある。容器前面は32mm厚のレキサンシートであり、写真撮影によって地盤変位計測が可能である。遠心場での盛土の構築には砂降らし器を用いた。その内部は所定の盛土形状を精度良く構築するために高さ100mm、長手方向に12mm毎計18室、奥行き方向に45mm、60mm、45mmの計3室、合計54室に分割にされており、各分割室に所定量の砂を入れ遠心場内で砂を落下させる。遠心回転中のコリオリ力による砂の落下軌跡の影響を低減するため、容器を遠心回転方向に対して直角に設置し、さらに長さ110mmのガイドプレートを砂降らし器の下部に設置し、砂の自由落下高さを180mm以下とした。本実験前に4回以上のキャリブレーション試験を行い最適な分割室への砂の量を決定した。実験システムをPhoto1に示す。なお、すべての実験は100G場で実施した。

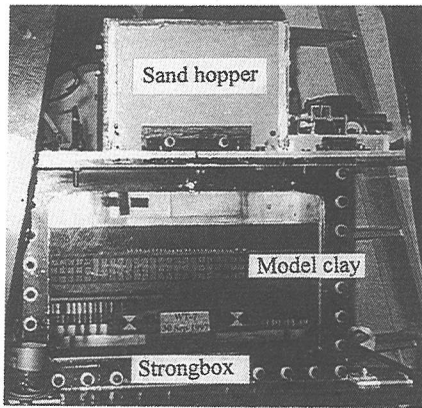


Photo 1 Typical set-up of centrifuge model test.

(2) 実験に用いた材料の選定とその特性

a) 地盤材料

地盤作成に用いた試料は、東京湾川崎沖より採取された海成粘土(川崎粘土と呼ぶ)で、液性限界 $w_L=54\%$ 、塑性限界 $w_p=25.5\%$ 、土粒子比重 $G_s=2.69$ 、圧縮指数 $C_c=0.33$ 、三軸圧縮条件から求まる強度増加率 $c_u/\sigma'_{vc}=0.41$ 、静止土圧係数 $K_0=0.41$ 、98kPaでの間隙比1.045の材料特性を有する。下部排水層には石英砂、盛土材料にはオーストラリア産のZircon砂を使用した。Zircon砂は平均粒径 $D_{50}=0.18\text{mm}$ 、比重 G_s が4.66であり、100Gの遠心場の自由落下によって間隙比 $e=0.585$ 、相対密度 $D_r=80\%$ 、水中単位体積重量 γ' で 22kN/m^3 となることをキャリブレーション試験で確認した。なお三軸排水圧縮試験からZircon砂のせん断抵抗角は、側圧50~200kPaの範囲で $\phi'=38.7$ 度と計測された。

b) 補強材料

織布のモデル化

織布の遠心模型を考える上で、以下の4点を検討した。すなわち、(1)幾何学的縮尺 $1/N$ を満たす。(2)応力~ひずみ関係がプロトタイプと相似である。(3)盛土材料との外部摩擦抵抗挙動がプロトタイプと相似である。(4)織布の織り目幅と接触する粒子との相対的大きさが相似である。織布が弾性挙動をする場合、(1)、(2)から、 t を織布の厚さ、 E を伸び弾性係数とし、 p および m の下添え字はそれぞれプロトタイプ、モデルを示すものとするれば

$$(E_p/E_m)/(t_m/t_p) = N \quad (1)$$

が得られる。Ovesen¹⁹⁾、小泉ら²³⁾、Terashi&Kitazume²⁶⁾そしてBolton&Sharma²⁸⁾はこの方法によりモデル材料を選定している。今回の実験でもこれを採用し、プロタイ

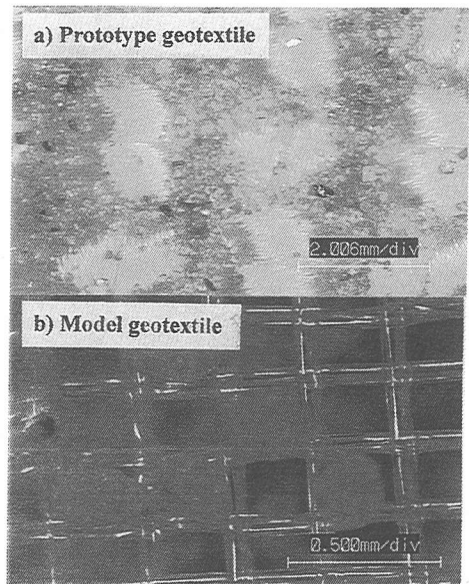


Photo 2 Geotextile with Zircon sand particles.

プ補強材として実務で採用されているクラシ#7895 Polypropylene 1.15mmを選び、1/100の縮尺模型補強材料としてはナイロン布(0.09mm厚)を選択した。織り目幅と粒子径との比は、モデルでは約1、プロトタイプでも同一の粒状材料を用いればその比は20となる。Photo 2にプロトタイプとモデル補強材料の拡大写真を示す。

引張り力の計測方法

補強材内の引張り応力分布を計測することは、本研究では必須である。そのため織布の長手方向5点に長さ8mmのひずみゲージ(共和KFE2-120C1)を配置し、その防水性、耐久性のために保護材(ビニール)を長手方向15mmで奥行き方向全面に塗布した。これはBolton&Sharma²⁸⁾が用いた方法と同様である。Fig.1に、ひずみゲージの設置位置と保護材塗布領域を示す。このような2種の材料が直列に配置された複合材料のヤング率 E_{comp} は、ジオテキスタイル全体の長さを1、保護材塗布領域の伸び弾性係数、および保護領域をそれぞれ E_s 、 V_s ($0 < V_s < 1$)とし、保護塗布領域以外の伸び弾性係数 E_f 、その領域を $1-V_s$ とすると

$$E_{comp} = \frac{1}{V_s/E_s + (1-V_s)/E_f} \quad (2)$$

となることが知られている²⁹⁾。異なる V_s に対して実験した結果、式(2)とよい一致を示したことから、今回採用したひずみ計測の妥当性を確認した。

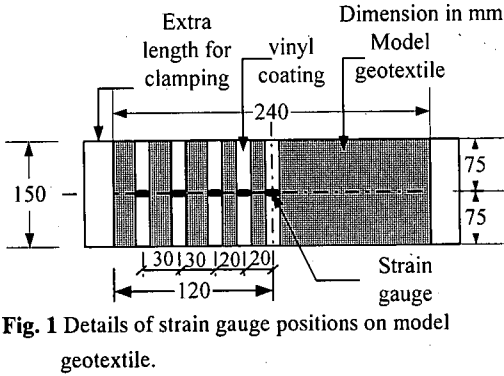


Fig. 1 Details of strain gauge positions on model geotextile.

引張り試験と引き抜き試験

実物および模型ジオテキスタイルの引張り載荷試験を実施した。Fig.1 に示す補強材の両端をクランプによってはさみ、一端固定し他端におもりを載荷することにより、補強材全体の平均的な引張りひずみと荷重の関係、およびひずみゲージを備えた補強材については、各ひずみゲージの局所的な引張りひずみを計測した。載荷荷重は0~500kNまでである。Fig.2 はひずみゲージの添付による単位幅当たりの引張り力と引張りひずみの関係への影響を示しており、接着剤、保護材などによりひずみゲージ付きではやや剛性が高くなっているが、プロトタイプと模型補強材の挙動との対応は良い。プロトタイプと模型補強材の Zircon 砂との外部摩擦を調べるために、遠心実験で使用した剛性容器と同一の大きさの剛性容器を用いて補強材を 0.3mm 厚のアルミニウム板の両面に添付して Zircon 砂中に設置し、上部からゴムバックを介した空気圧によって上載荷重($\sigma_v = 4.9, 9.8, 24.5, 49, 98\text{kPa}$)を与えて、水平方向にアルミニウム板を変位制御(1.0mm/min)で引き抜き、補強材表面に働くせん断応力と変位の関係を求めた。Fig.3 はプロトタイプおよび模型補強材と盛土材料である Zircon 砂の間に働くせん断応力と引き抜き変位量との関係の比較である。モデル化条件(2)はほぼ満足されていると判断されるが、動員される強度はモデルの方がやや小さく条件(4)の相似性の違いによる影響が伺える。

最大せん断強度と上載圧の破壊包絡線をFig.4に示す。プロトタイプと模型の両者では外部摩擦角でもほぼ一致し、条件(3)で示した補強材の摩擦特性に関する相似性が保たれていることが明らかになった。しかし実際には補強材に伸びが生じるため、補強材のみをZircon 砂中に設置し、補強材中の80mmの等間隔の4点での測定変位量から区間平均ひずみを求め、Fig.2で定めた弾性係数を用いて区間平均引張り力の分布から最大せん断強度を求めた。この結果はFig.4にプロットされているが、外部摩擦の破壊包絡線に近い。

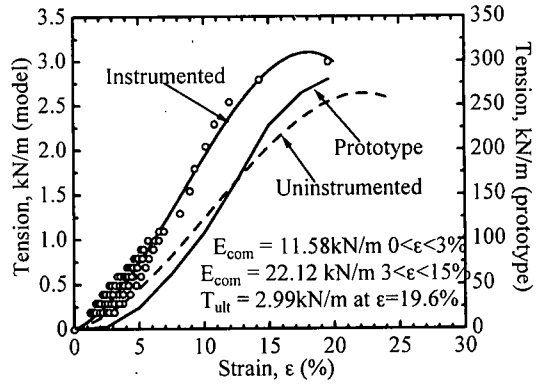


Fig. 2 Tension-strain relationships of model and prototype geotextile.

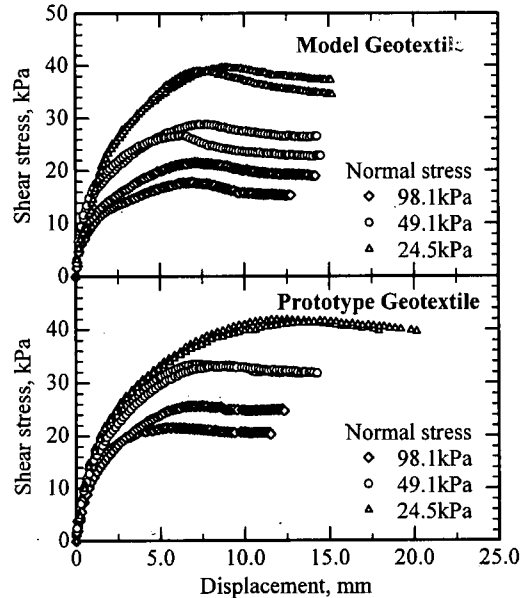


Fig. 3 Shear stress and displacement relations from pull-out tests.

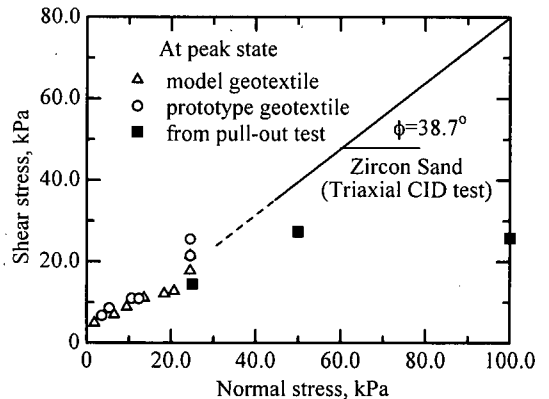


Fig. 4 Friction envelopes at interface between geotextile and Zircon sand.

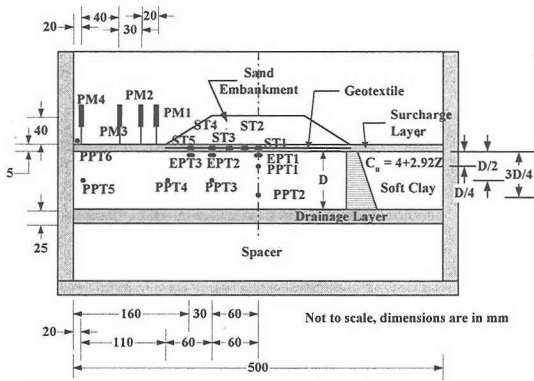


Fig. 5 Locations of all instruments in centrifuge model test

(3) 計測

Fig. 5に示すように遠心実験の計測項目は、盛土下の粘土層表面下に埋め込んだ土圧3点(EPT1~EPT3)、地盤内の所定の位置での間隙水圧5点(PPT1~PPT5)、盛土法尻から0mm, 20mm, 50mm, 90mmでの地表面鉛直変位4点(PM1~PM4)、および模型補強材を盛土下部に埋設する場合には補強材内に発生する引張りひずみ5点(ST1~ST5)である。土圧計は定格容量が500kPa, 半径が3mmあるいは5mm, 厚みが2mmのSSKエンジニアリング社製, 間隙水圧計は容量300kPa, 直径5mmのドラック社製, 地表面沈下はデータインストラメント社のポテンシオメータで測定容量は50mmである。地盤内変位計測用光学ターゲットにはビニールチューブにビーズを埋め込みレキサンシート側の地盤側面に、間隔15mm四方に最大165個配置して写真撮影を行った。

(4) 模型地盤作成手順

川崎粘土を液性限界の約 1.5 倍の含水比に調整したスラリーを-90kPa 下で 30 分間以上真空脱気および攪拌したのち、試料容器に投入し最終圧密圧力 10kPa となるように 3 段階で圧密荷重を与えた。地盤内の間隙水圧計は最終圧密段階直前、即ち 2 段階目の圧密終了時に気泡が混入することのないよう脱気水を挿入孔に充填しながら、所定の位置に埋設した。最終圧密荷重段階で模型地盤の沈下量の計測から平均圧密度 U が 90% 以上に達したとき除荷し、容器前面のレキサンシートを除去し、格子状のメッシュをカオリンパウダーにより描き、15mm 間隔に光学ターゲットを設置した後、再び前面レキサンシートを剛性容器に取り付けた。その後粘土層表面の所定の位置に盛土荷重を測定するための土圧計を埋め込み、地盤表面に所定の高さまで注水した後、Zircon 砂をサーチャージとして約 5mm 敷設し

た。Zircon 砂の水中重量による荷重は 100G の遠心加速度場で 10kPa の表面荷重に等しくなる。模型織布は Zircon 砂層内の中央に設置し、その後法尻から盛土外側での地盤表面の沈下あるいは隆起を測定するためのポテンシオメータを設置し、砂降らし機を剛性容器上部に据え付けた。

(5) 遠心実験操作

Photo 1に示した実験システムを遠心装置に設置し、約10分で所定の100Gに到達させた後、5個の間隙水圧 u の消散過程および地盤の沈下量 s を継続的に計測した。沈下量計測($s-\sqrt{t}$ 関係)から圧密度 U が90%以上に達し、さらに間隙水圧と時間の対数関係($u-\log t$ 関係)が直線部から離れ、変化割合が充分小さくなったと認められた時を遠心圧密終了と判断した。粘土層厚80mmの場合、遠心圧密に約16時間を要している。その後、遠隔操作により砂降らし機の開閉を操作し、およそ15秒(プロトタイプで2日間)の間隔で6段階に分割して盛土を構築した。なお、砂降らし機はすべての実験において同一の時間間隔で開閉を行ったが、タンク内の Zircon 砂の局所的な相対密度の違いにより多少盛土構築過程が異なる結果となった。この間、間隙水圧、土圧、表層地盤変位、織布内の引張り力を計測し、同時に各載荷荷重段階ごとに写真撮影を行った。実験終了後、粘土層内の含水比を測定した。

(6) 実験ケース

今回特に着目した要因の一つは、 D/B の変化に伴う補強効果の変化であり、盛土幅 $B=180\text{mm}$ と一定として粘土層厚 D を変化させて $D/B=0.14, 0.22, 0.44$ の3ケースに対してそれぞれ補強材の有無の実験を行い、合計6ケースの実験を実施した。Table 1に実験ケースの一覧を示す。無補強、補強ありの場合共に盛土構築までのプロセスを6段階、2分間(プロトタイプ換算で10日間)で構築した。最終的な盛土高さをすべての実験で同一とするため、無補強の場合でBishop法による円弧すべり安全率が $F_s=1.0$ となるように設定し約40mmを目標とした。これは100Gの遠心場においてサーチャージ表面で88kPaの載荷重が作用していることに対応する。実験では盛土センターが盛土法肩より高く盛られ盛土全体の形状が丸みを帯び、盛土高さは約50mmに達する結果となっている。補強ありの場合、すべり破壊が生じないことが予想されたため、長期にわたるジオテキスタイルおよび模型地盤の時間依存挙動を観察するため最大6時間連続して計測を行った。なお、以下の実験結果についてはプロトタイプスケールに表示する。

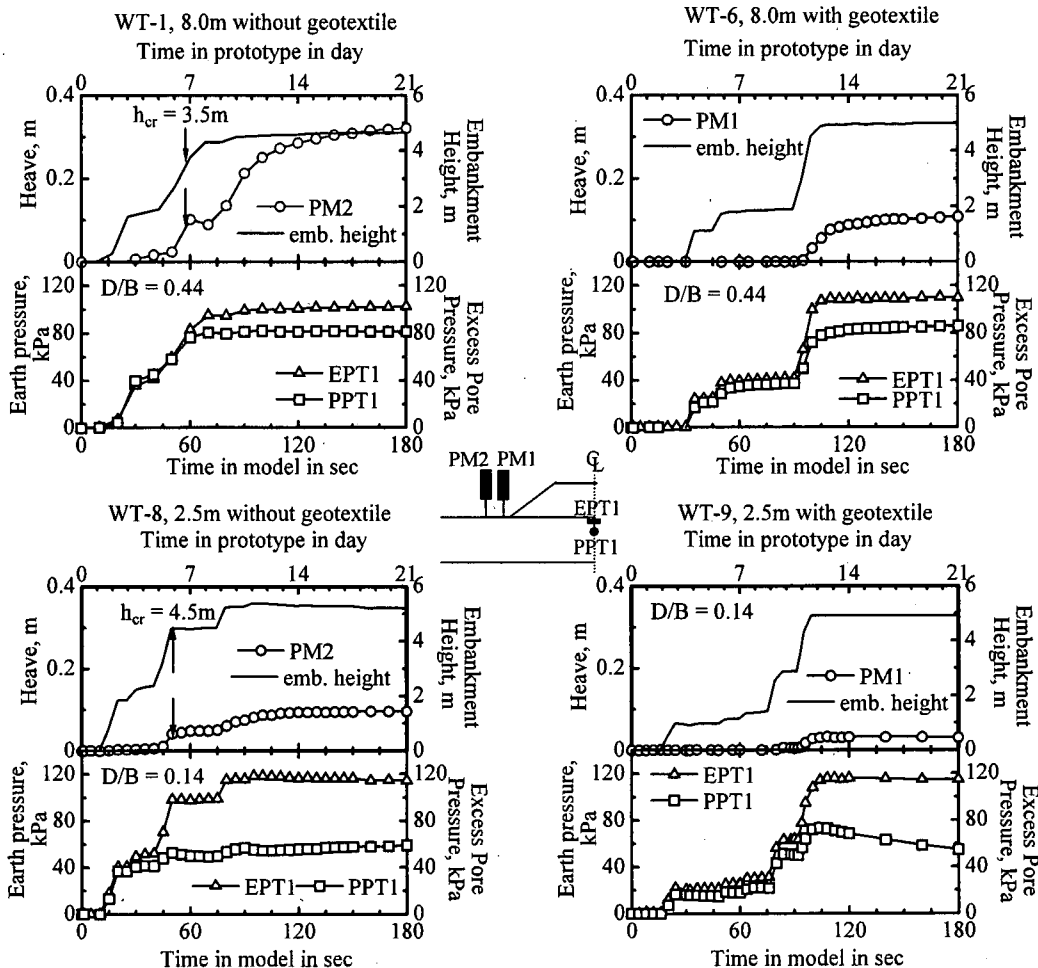
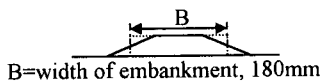


Fig. 6 The measured excess pore pressure, earth pressure, heave and calculated embankment height with time.

Table1 Descriptions of each centrifuge model test.

Test Code	Depth of soft clay, D (mm)	Reinforcement	Ratio of D/B
WT-1	80	Unreinforced	0.44
WT-4	40	Unreinforced	0.22
WT-6	80	Reinforced	0.44
WT-7	40	Reinforced	0.22
WT-8	25	Unreinforced	0.14
WT-9	25	Reinforced	0.14



(7) 実験結果

a) 破壊時盛土高さ

Fig.6は盛土中央部の粘土層表面に設置した土圧計 (EPT1)で計測された鉛直応力と、その直下D/4の深さで計測された間隙水圧(PPT1、ただしWT-8、WT-9では粘

土層厚が25mmと非常に小さいため、層厚の中心に埋設している。)、および盛土法尻近傍の浮き上がり量 (PM1)に関する時刻歴挙動である。WT-1およびWT-8は盛土構築の際、PM1が盛土に埋没し正確な膨れ上がり量を計測できなかったためPM2のデータを用いた。なお図中には鉛直応力および水中単位体積重量 $\gamma' = 22 \text{ kN/m}^3$ から求められた盛土高さも合わせて示している。無補強の場合、破壊時盛土高さ h_{cr} を各盛土構築段階時の鉛直変位速度が最大となる点として定義し、 $D/B = 0.44, 0.22, 0.14$ に対してプロトタイプスケールで3.5, 4.5, 4.5mとなり、 D/B の増大につれ破壊時盛土高さは減少する結果となった。破壊時盛土高さに達するまでに、WT-1で7日、WT-4で12日、WT-8で6日を要しており、いずれも粘土層内で破壊が生じている。補強ありの場合、無補強のような盛土法尻での急激な浮き上がりや粘土地盤内での滑りは起こらず、最終的に盛土高さは、WT-6, 7, 9の順に5.0, 4.5, 4.9mとなった。Fig.7に

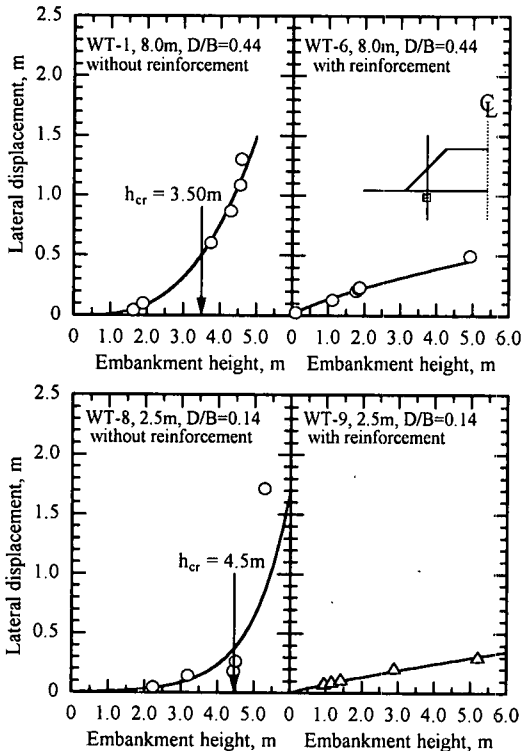


Fig. 7 Maximum lateral displacement versus embankment height.

は写真計測より求めた法面中央粘土層表面の側方変位を各ステップの盛土高さに対しプロットしたものである。上述した盛土法尻の最大浮き上がり速度より定義した破壊時盛土高さ h_{cr} も示した。無補強の場合、破壊時盛土高さ h_{cr} より法面下の粘土層の側方変位も急激に増加し破壊に至る様子がわかる。これに対し補強有りの場合、側方変位の急激な増加は見られず、粘土層厚8mの場合約0.5m程度、粘土層厚2.5mの場合約0.3mの側方変位に落ち着いている。なお、WT-7では土圧計のデータより求めた最終的な盛土高さ(3.2m)は、写真計測から計測される盛土高(4.5m)より小さく、WT-7の土圧データ(EPT1)の信頼性は低いと考え、以下の議論の対象から除外した。

b) 地盤変形への補強効果

Fig.8は、すべてのケースでの粘土層内の変位ベクトル図である。変位ベクトルの起点を盛土構築直前、終点を無補強の場合は、破壊時、補強の場合は盛土構築直後とした。これによると、いずれの D/B の場合も、補強によって施工直後の鉛直、水平変位ともに減少し、従来から観察、指摘されてきた補強の水平方向の変位拘束効果が顕著である。また D/B の減少に伴い地盤変形領域が上部に集中し、かつ水平方向の変位が卓越するこ

とも明瞭である。Fig.9は、施工直後のほぼ同レベルの荷重の盛土直下の鉛直方向変位と盛土法尻直下の水平変位に関する補強の有無の比較である。これによれば、無補強の場合は法肩下部近傍に大きな鉛直下方変位が卓越しているのに対して、補強がある場合はほぼ均等に鉛直変位が発生していることが明らかである。さらに水平方向変位は、無補強の場合、 D/B の増大に伴い水平変位が増大し、かつ地表面で最大値が表れるのに対して、補強ありの場合、水平方向変位は D/B によらずいずれも小さい。

c) 引張り力の分布と時間変化

Fig.10は、 $D/B=0.44$ と 0.14 の場合についての盛土荷重と補強材内の引張り力の発生を見たものである。両者は極めて類似の傾向を示しており、いずれも載荷荷重75kPaまでの引張り力の発生は極めて小さい。この荷重は、無補強の破壊荷重の90%程度である。以降最終載荷段階(6段階)にかけて急速に引張り力が発生している。隣り合った各歪みゲージから得られる張力の差の2分の1が補強材とZircon砂間で生じるせん断力であることからこれを鉛直有効応力で除き求めたモビライズされた摩擦角を経過時間に対してプロットした図がFig.11である。モビライズされた最大摩擦角はST1で5~10度で、引き抜き試験結果より小さい。これよりZircon砂と補強材との相対的な移動はなかったものと推察できる。

Fig.12は、引張り力発生の時間的変化である。縦軸の引張り力は、施工直後の引張り力で無次元化してある。盛土中央部での引張り力(ST1, ST2)は D/B によらずほぼ施工直後から時間と共に指数的に減少し、2年で60%程度までに減少するのに対して、斜面下のST3, ST4, ST5の地点では施工直後から0~200日の間は D/B によらずやや漸増する。特に $D/B=0.22$ の場合で200日後に最大1.4倍の張力を示し、そこから減少に転じる。 $D/B=0.44$ でのST3(盛土法肩部)では施工直後の値に2年後に戻り、さらに低減を続ける。すなわち低減の程度は、中央部で大きく、法尻部近傍で小さい。時間と共に引張り力が増加するとの報告(Roweら¹³⁾、今西・落合¹⁷⁾)とは異なり、むしろRoweら¹⁰⁾、Bolton&Sharme²⁰⁾の結果を支持する結果となった。

今、補強材と周辺の地盤との水平方向の力の釣り合いを考えると、全抵抗 P は地盤からの水平抵抗力 R_s 、補強材の抵抗力 R_r を用いて $P=R_s+R_r$ と表され、盛土斜面を滑らそうとする土圧に時間的変化が無く、地盤からの水平抵抗力 R_s が時間と共に増加するならば、補強材の抵抗力 R_r は時間と共に減少することが予想される。

Fig.13は盛土下の引張り力分布を盛土構築終了直後と、載荷による圧密終了時である7年後($D/B=0.44$)、2年($D/B=0.14$)後について描いたものである。引張り力の分布は、ほぼ盛土形状に類似な台形状をなし、Roweら¹³⁾、

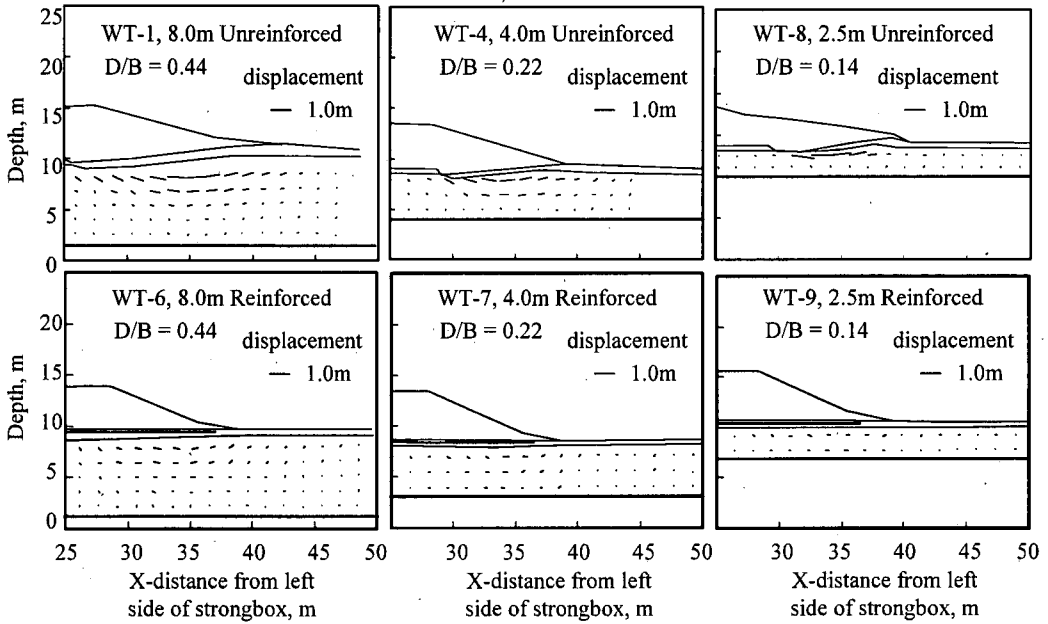


Fig. 8 Displacement vectors at the end of construction.

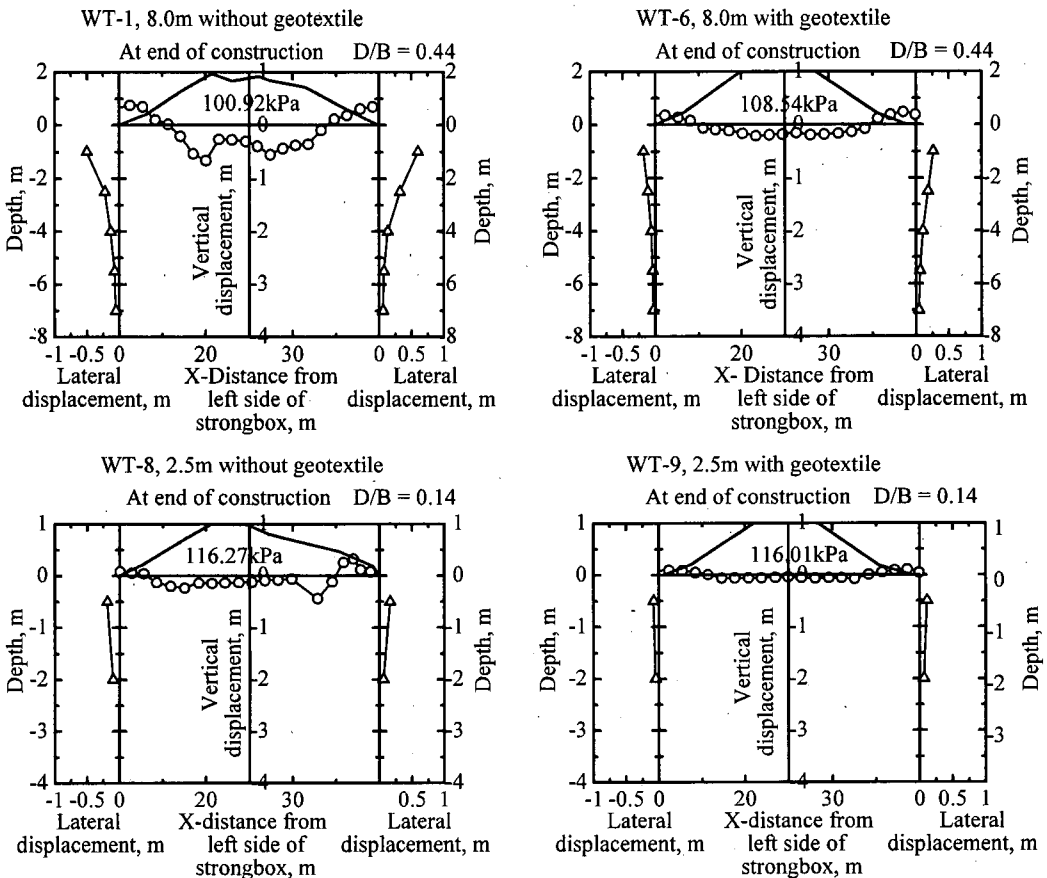


Fig. 9 Vertical displacement profile along embankment and lateral displacement profile with depth.

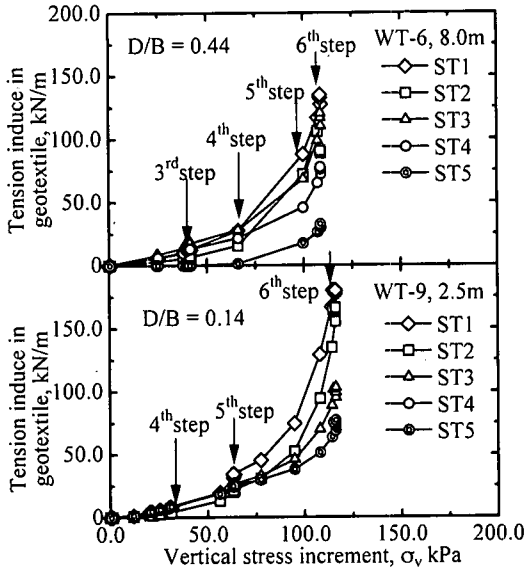


Fig. 10 Relation of induced tensions in geotextile with vertical stress increments.

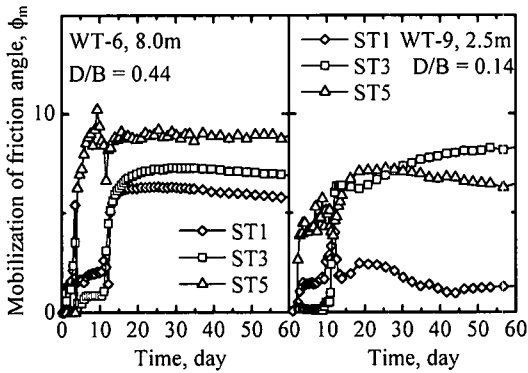


Fig. 11 Mobilized friction angle with time.

Bergado¹⁴⁾の結果に近い。時間経過による変化は、引張り力はすべての点で減少しており、Rowe^ら¹⁰⁾の結果と対応している。Fig.14に示すようにST1～ST5の隣り合った各点での張力の差の半分をジオテキスタイル下面のZircon砂層内で発揮されるせん断力とし、Zircon砂は塑性応力状態にあり、強度はモール・クーロンの破壊規準に従うものとする

$$\frac{\sigma_v + \sigma_x \sin \phi}{2} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_v - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (3)$$

が成り立ち、 σ_x を求めることができる。主応力方向角 δ に関してはFig.14に示すモール円の幾何学的条件より以下に示す式(4)より求めた。

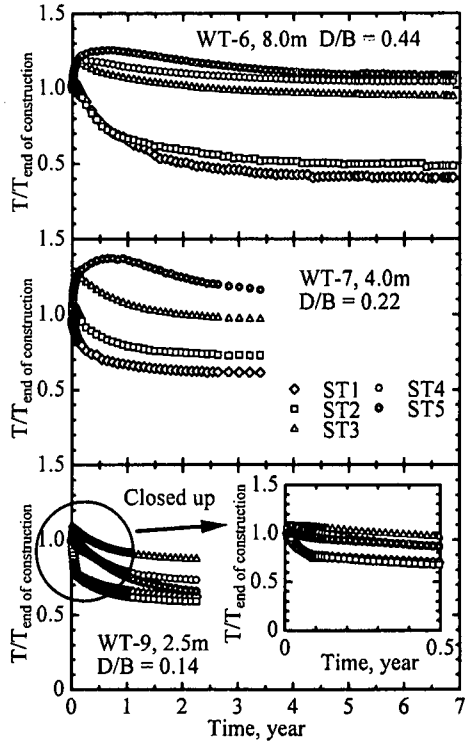


Fig. 12 Normalized tensions during consolidation period (from centrifuge test).

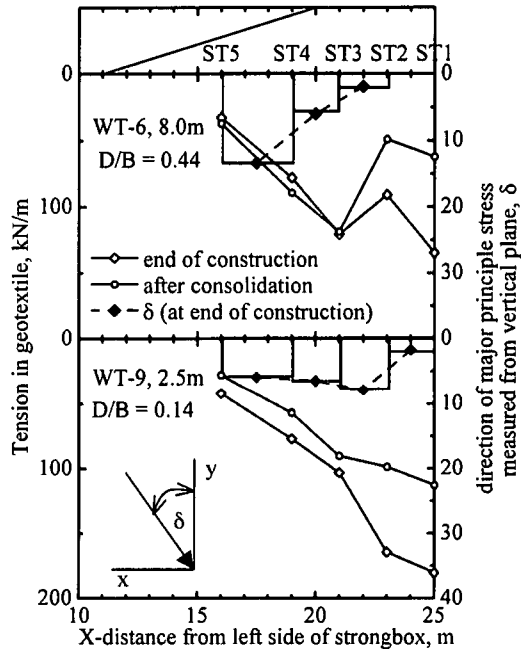


Fig. 13 Induced tensions and direction of major principal stress profile along embankment base.

$$\tan 2\delta = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_v - \sigma_x} \quad (4)$$

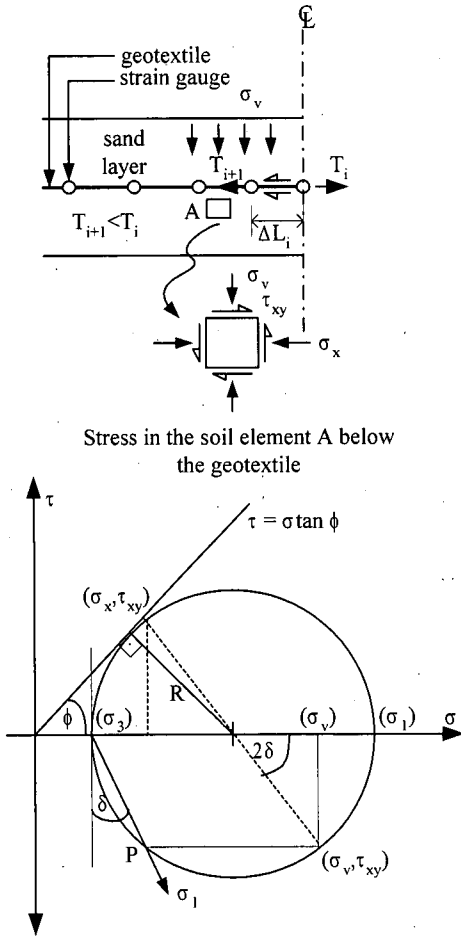


Fig. 14 The mobilized shear stress between the geotextile and soil.

Fig.13に示すように盛土下面の δ は盛土中心でゼロに近く、法肩から法尻に沿って δ は増加し2~10度の範囲にあり、平均的には約5度の盛土中心に向かう傾斜荷重となることが分かった。

3. 有限要素解析による時間依存性の解釈

CRISPプログラムを用いて補強材を含めた圧密連成弾塑性FEM解析から補強材の時間依存性に関する検討を行った。構成モデルは粘土地盤を修正Cam-clay, Zircon砂をモール・クーロン破壊規準を持つ弾塑性材料, 補強材を弾性材料の梁とした。それぞれの入力パラメーターをTable2に示した。その詳細はWeerayaら³⁰⁾に述べた。実施したケースは、補強材を有する2ケース(WT-6, WT-9)にほぼ対応するものであり、本論文では特に施工直後の地盤変形挙動と補強材の時間依存性挙

Table 2 Parameters of materials used in FEM analysis

Soft clay foundation	
Swelling index, κ	0.018
Compression index, λ	0.141
Friction constant, M	1.658
Void ratio, e_{cs}	1.239
Unit weight, γ , kN/m ³	16.98
Poisson's ratio, ν	0.35
Horizontal permeability, k_h , m/sec	2.5×10^{-10}
Vertical permeability, k_v , m/sec	2.5×10^{-10}
Sand embankment	
Young's modulus, E kPa	1500
Poisson's ratio, ν	0.35
Cohesion, C kPa	1.0
Friction angle, ϕ'	34
Unit weight, γ' kN/m ³	22.0
Geotextile material	
Young's modulus, E kPa	6.32×10^{-6}
Area, m ² /m	3.5×10^{-4}
Poisson's ratio	0.35

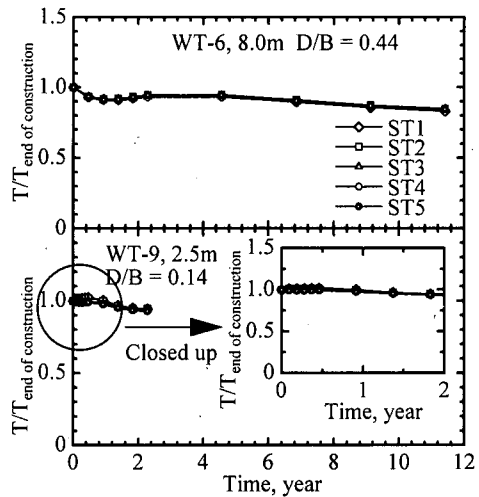


Fig. 15 Normalized tension during consolidation period (from FEM)

動に着目する。Fig.15は引張り力の盛土施工中およびその後の時間的変化についてのFEM結果であり、Fig.12に対応している。FEM解析において引張り力の低減量は実測値より小さいものの、時間と共に低減している様子が再現されている。実験で示した法肩付近での張力の増加傾向は解析結果では小さく、この差の理由として、補強材と周辺の土要素の材料定数の相対的な差が考えられる。つまり、法肩から法尻下部での補強材は盛土内側から外側へせん断力を受けるが(補強材の張力の分布が盛土法尻で小さく、中央で大きい。)、この力は粘土層の盛土外側方向への側方移動により短期的に増加される。実験では法肩付近の粘土層表面で

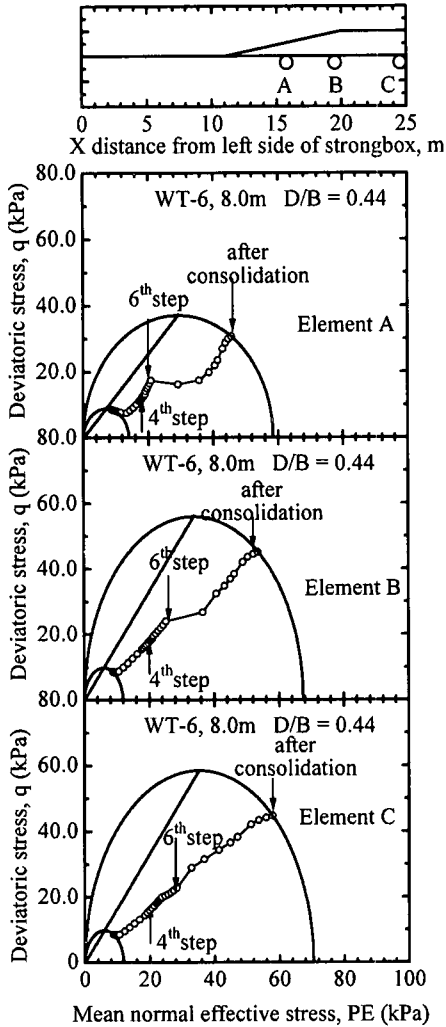


Fig. 16 Stress paths of soil elements at the surface of soft clay foundation (from FEM).

WT-6, 7の順にそれぞれ0.5m, 0.3mの側方移動が生じたのに対し, FEM解析ではそれぞれ0.2m, 0.1mと小さくこのため解析結果の法肩付近での盛土構築直後の張力の増加が小さくなったと考えられる. そのときの盛土下部の3つの土要素について有効応力パスをFig.16に示す. 盛土下のST1地点に対応する要素Cでは, 最終盛土荷重直後から地盤強度が増加し, その結果引張り力の低下が生じ(Fig.12), 盛土斜面下のST4, 5に対応する要素Aでは, 荷重後一時的な強度低下が生じ, その後強度増加に転じている. これはFig.12のST4, 5の時間挙動によく対応している. 即ちFEM解析の結果は, 先に述べた地盤の強度増加につれて補強材内に発生する引張り力が減少する考えを支持している. Fig.17は, 施工直後と荷重による圧密終了時である7年後

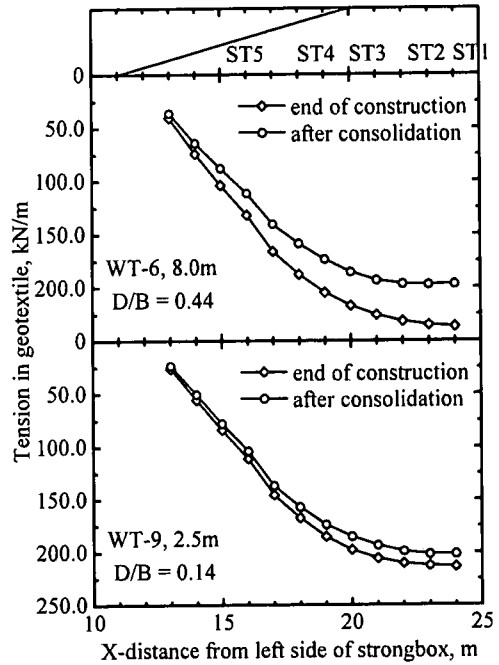


Fig. 17 Induced tensions profile along embankment base (from FEM).

($D/B=0.44$), 2年後($D/B=0.14$)の引張り力分布に関するFEM解析結果であり, Fig.13の実験結果に対応している. FEM解析は実験データより滑らかな傾向ではあるが, 定性的な一致をみている.

4. 支持力理論からみた補強効果

補強材料が無い場合, 盛土直下の最大主応力方向は, 盛土中央で鉛直方向, 盛土中央から盛土法尻方向したがって, 斜面方向に傾斜していると考えられる. 先に述べたように補強材の導入によって補強材には盛土中央部で最大となり, 法尻付近で最小となる張力が発生するため, 盛土法肩付近から法尻にかけて土塊の最大主応力方向は回転し, 盛土中央方向に傾斜する合応力を持ち, この結果として極限支持力は増大する. 荷重に伴い補強材に生じる引張り力は増加するが, 荷重後の時間経過と共に引張り力は低下するとの実験事実は, 経時的に地盤強度が増加し, 補強材と地盤との間で応力の再分配が発生したものと理解される. そのため補強材の工学的設計を考えたとき, 短期安定問題として捉えてよい. 非排水強度が深さと共に増加する地盤強度を $c_u=c_0+kz$ と表現し, 盛土下面で最大主応力方向が鉛直面から一定の角度 δ 回転した場合の, 支持力係

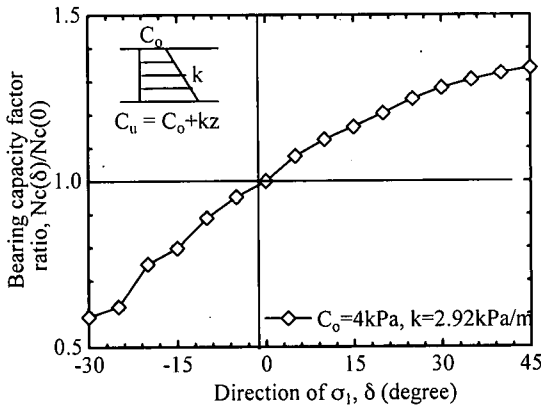


Fig. 18 Bearing capacity factor ratio.

数を特性曲線法により求めた。ここで、 c_0 は粘土層表面での非排水強度、 k は単位深さ当たりの非排水強度増加率である。今回計算対象とした地盤強度の深さ方向の分布は、Fig.5内に示したものとした。Fig.18には主応力方向が鉛直である支持力係数 N_{c0} で正規化した主応力方向 δ 時の支持力係数 $N_c(\delta)$ を δ に対して示したものである。Fig.13で観察された鉛直方向と主応力方向のなす角 δ は平均的に5度であり、無補強の場合盛土下面の主応力方向は平均的に $\delta=0$ とすれば、これに対応する支持力係数比は1.1程度であり、補強効果を支持力理論から表現したことになる。しかしこの値はTerashi & Kitazume²⁶⁾、Brakelら²⁷⁾の1.6程度の観測値より小さい。この差異は、それぞれの事例の地盤の強度分布の違いおよび現実の盛土載荷過程では解析で仮定した完全なる非排水状態ではなく、排水効果による地盤の強度増加による増分が考えられ、これに加えて彼らの補強時の破壊時盛土高の定義が、大きな変形を許容し補強材の破断の際に得られた盛土高であり、破壊モードが本解析と異なることが理由であると考えられる。

5. 結論

正規圧密地盤上の盛土直下に水平に敷設された織布の補強効果に関する遠心模型実験と関連する解析を行い以下の結論を得た。

- 1) 縮尺模型としての模型織布の要件を満足する材料選択を行い、遠心場で正規圧密地盤上に盛土構築を行い、同時に織布の引張り力を計測する手法を確立した。
- 2) 粘土層厚 D と盛土幅 B の比によって、無補強盛土の変形メカニズムが変化し、 D/B の減少によって水平変位が卓越する破壊メカニズムが観察された。織布補強ありの場合は、変形量が小さく D/B の変形メカニ

ムへの影響は顕著には現れない。

- 3) 織布補強効果には時間依存性が存在し、織布内の引張り力は盛土施工直後の増加以後、経時的に低減する。この低減は D/B が大きい方が長期に継続し最終的低減量も増加する。FEM解析からも同様な結果が得られ、これは盛土直下の粘土地盤の強度増加が主な原因による応力の再配分と考えられる。
- 4) 織布の補強効果を最大主応力方向の回転による支持力増加として捉え、特性曲線法により非排水支持力解析を行ったところ、実測された回転角に対応して約10%程度の補強効果が表現された。なお、破壊モードの定義の相違により補強効果の定量的評価は変化し、支持力増加による補強効果に加えて盛土構築期間の排水効果が付与されるものと考えられる。

参考文献

- 1) Yamanouchi, T. : Historical review of geotextile for reinforcement of earth works in Asia, *Proc. of Earth Reinforcement Practice*, Vol.2, pp.737-751, 1993.
- 2) Haliburton, T.A., Anglin, C.C. & Lawmaster, J.D. : Testing of geotechnical fabric for use as reinforcement, *ASTM, Geotech. Testing J.*, Vol.1, No.4, pp.203-212, 1978.
- 3) 土木研究センター : ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル, pp.201-215, 1994.
- 4) Jewell, R.A. : Links between the testing, modeling and design of reinforced soil, *Proc. of Earth Reinforcement Practice*, Vol.2, pp.755-772, 1993.
- 5) Meyerhof, G.G. : The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads, *Proc. 3rd ICSMFE*, Vol.1, pp.440-445, 1953.
- 6) Silvestri, V. : The bearing capacity of dykes and fills founded on soft soils of limited thickness, *Canadian Geotech. J.*, Vol.20, pp.428-436, 1983.
- 7) Salencon, J. : Bearing capacity of a footing on a $c=0$ soil with linearly varying shear strength, *Geotechnique*, Vol.24, No.3, pp.443-446, 1974.
- 8) Jewell, R.A. : The mechanics of reinforced embankments on soft soils, *Geotextile and Geomembranes*, Vol.7, pp.237-273, 1988.
- 9) Michalowski, R.L. & Shi, L. : Bearing capacity of nonhomogeneous clay layers under embankment, *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.119, No.10, pp.1657-1669, 1993.
- 10) Rowe, R.K., MacLean, M.D. & Barsvary, A.K. : The observed behavior of a geotextile - reinforced embankment constructed on peat, *Canadian Geotech. J.*, Vol.21, pp.289-304, 1984.
- 11) Brandl, H. : Some design aspects and special applications

- of geotextiles, *Proc. of 11th ICSMFE*, Vol.5, pp.2776-2779, 1985.
- 12) Rowe, R.K., & Soderman, K.L. : An approximate method for estimating the stability of geotextile-reinforced embankments, *Canadian Geotech. J.*, Vol.22, pp.392-398, 1985.
 - 13) Rowe, R.K., Gnanendran, C.T., Landva, A.O. & Valsangkar, A.J. : Calculated and observed behaviour of a reinforced embankment over soft compressible soil, *Canadian Geotech. J.*, Vol.33, pp.324-338, 1996.
 - 14) Bergado, D.T., Long, P.V., Loke, K.H., Christopher, B.R. & Delmas, P. : Geotextile reinforcement in full scale test embankment on soft ground, *Proc. of 5th Int. Conf. on Geotextile, Geomembranes and Related Products*, pp.21-24, 1994.
 - 15) Delmas, Ph., Queyroi, D., Quaresma, M., Amand, D.S. & Puech, A. : Failure of an experimental embankment on soft soil reinforced with geotextile, *Proc. of 6th Int. Conf. on Geotextile, Geomembranes and Related Products*, pp.1019-1025, 1992.
 - 16) Chai, J. & Bergado, D.T. : Performance of reinforced embankment on muar clay deposit, *Soils and Foundations*, Vol.33, No.4, pp.1-17, 1993.
 - 17) 今西 隆, 落合 英俊 : 粘土ペースト地盤におけるジオネット補強置換土の形状の推定, 第12回ジオセンティックシンポジウム発表論文集, pp.123-131, 1997.
 - 18) Springman, S.M., Bolton, M.D., Sharma, J. & Balachandran, S. : Modeling and instrumentation of a geotextile in the geotechnical centrifuge, *Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice*, pp.167-172, Balkema, 1992.
 - 19) Ovesen, N.K. : Centrifuge tests of embankments reinforced with geotextiles on soft clay, *Proc. of Geotechnical Centrifuge Model Testing*, pp.14-21, 1984.
 - 20) Liu, L., Wang, M. & Ding, E. : Centrifugal tests of mechanism of geotextile-reinforced soft foundation under breakwater, *Proc. of Centrifuge 91*, pp.319-324, Balkema, 1991.
 - 21) 小泉 哲也, 太田 明, 木村 孟, 斉藤 邦男 : 高伸度ジェオテキスタイルを用いた軟弱地盤の補強に関する研究, 第20回土質工学研究発表会, pp.1329-1330, 1985.
 - 22) Kimura, T., Saitoh, K. & Takemura, J. : Behaviour of clay reinforced with a geotextile, *Proc. of 11th ICSMFE*, Vol.5, pp.2778-2781, 1985.
 - 23) 小泉 哲也, 斉藤 邦男, 木村 孟, 太田 明 : 不織布系ジェオテキスタイルの排水性が基礎地盤の安定性に及ぼす効果について, 第21回土質工学研究発表会, pp.1435-1436, 1986.
 - 24) 広岡 明彦 : Geotextileによる地盤の補強効果に関する研究, 東京工業大学土木工学科卒業論文, 1985.
 - 25) 広岡 明彦, 木村 孟, 斉藤 邦男, 太田 明 : 不織布系ジェオテキスタイルで補強した軟弱地盤の盛土荷重による変形, 第21回土質工学研究発表会, pp.1431-1432, 1986.
 - 26) Terashi, M. & Kitazume, M. : Behaviour of fabric reinforced clay ground under an embankment, *Proc. of Centrifuge 88*, pp.243-252, 1988.
 - 27) Brakel, J., Coppens, A.C., Maagdenberg & Risseeuw, P. : Stability of slopes constructed with polyester reinforcing fabric, test section at Almere-Holland, *Proc. of 2nd Int. Conf. on Geotextiles*, Vol.3, pp.727-732, 1982.
 - 28) Bolton, M.D. & Sharma, J.S. : Embankments with base reinforcement on soft clay, *Proc. of Centrifuge 94*, pp.587-592, 1994.
 - 29) Ashby, M.F. & Jones, D.R.H. : *Engineering Materials*, p.60, Pergamon Press, 1980.
 - 30) Sae-Tia, W., Kouda, M. & Kusakabe, O. : Finite element analysis of centrifuged unreinforced and reinforced embankments on soft clay, *Proc. of 13th South - East Asian Geotechnical Conf.*, pp.825-830, 1998.

(1998.8.13 受付)

OBSERVED BEHAVIOR OF REINFORCEMENT EFFECT OF WOVEN SHEET FOR EMBANKMENT ON SOFT CLAY IN CENTRIFUGE

Weeraya SAE-TIA, Masayuki KODA, Osamu KUSAKABE and Jiro TAKEMURA

A series of centrifuge tests was conducted on the stabilizing effect of woven sheet reinforcement under an embankment resting on normally consolidated clay for various ratios of the depth of the clay to the embankment width. The experimental results were presented mainly in view of time dependent behavior of the reinforcement, and compared with FEM analysis. Bearing capacity analysis using stress characteristic method was also conducted to examine the reinforcing effect to be viewed by the increase in inward shear stresses developed along the sheet.