

ハイブリッド・サンドイッチ補強土工法

Hybrid-sandwiched Reinforcement with Geosynthetics

安原一哉

Kazuya YASUHARA

(茨城大学工学部)



本文は、まず、低品質な土質材料による盛土中にジオシンセティックスと砂層を組み合わせることによって得られるアドバンテージ (i) 支持力改善効果, (ii) 剛性改善効果, (iii) 透水・通水性能を長期間維持できる) を利用して、安定した基礎地盤と土構造物を構築できることを模型実験によって実証した。加えて、このようなサンドイッチ補強によれば、上記のような効果に加えて、靱性(粘り強さ)の高い土構造物となりうることも明らかにした。最後に、これらの複合的な構造を有する補強盛土の安定性向上効果を数値実験的に実証し、それらに基づいた設計法を提案した。

キーワード：ハイブリッド・サンドイッチ補強, 支持力, 剛性, 透水・通水性能, 粒状土 (IGC : E3, E6)

1. 緒言

低品質で軟弱な土を使って盛土構築を成功させる補強方法のひとつとして、サンドイッチ工法が古くから提案されているが、それほど広く行き渡っているわけではない。1980年代に山内と三浦¹⁾らによって提案されたジオシンセティックスと生石灰を組み合わせた多段的サンドイッチ工法にしても、ジオシンセティックス工法が普及してきた今日から振り返ってみても、新鮮さを失わないハイブリッドなコンセプトに立った画期的な工法であったにもかかわらず、その後広く使われた形跡がない。一方、最近になって、Mechanical stabilizationの補強土工法とChemical stabilizationの地盤改良工法を組み合わせたハイブリッドな工法が提案されるようになってきた²⁾。これらの方法に比べて、ジオシンセティックスの上下に粒状層を敷設するという著者らの提案する補強方法は、サンドイッチ工法の一つに属するが、内容は幾分シンプルである。しかし、その有効性は多様であり、一層の可能性を秘めている。ここではそのことに関する基礎的実験結果とその考察結果を紹介したい。

2. ジオシンセティックスを適用したサンドイッチ補強土のレビュー

サンドイッチ工法というTechnical termは地盤工学以外の建設分野でも使用されているようであるが、ここでは、地盤工学のうちでも、ジオシンセティックスを適用したサンドイッチ工法に限定して論じることとする。

緒言でも述べたように、この分野の先駆けとなったのは、いわゆる“多段的サンドイッチ工法 (Multiple-sandwich

method)” と呼称されている、山内・三浦・福田 (1980) からの提案によるもので軟弱な粘土による河川堤防盛土を可能にした工法である。これは、生石灰 (Quicklime) の高い吸水性によって粘土中の含水比は低下することと併せて、給水に伴って熱と膨張圧が生じるために、さらに軟弱土の含水比が低下するという、画期的な方法である。この工法は、後述するハイブリッドなサンドイッチ補強工法に属する嚆矢となった方法である。

ついで、提案されたのは軟弱な粘性土を用いて盛土を構築する際に、粘性土の間に薄い砂層 (安原他^{3), 5)~10)}、棚橋他¹¹⁾) または碎石層 (宮田他^{12), 13)}) を敷設してこれとジオシンセティックスを組み合わせる方法である。安原の提案の場合、敢えてジオシンセティックスを併用したのは、砂層のみではかえって盛土の安定性を失わせるという模型実験の結果^{4), 5)}によっている。

このような補強方法は2つに大別される。ひとつは、不織布やジオコンポジットを碎石層¹³⁾または砂層でサンドイッチ状に挟む構造^{3), 4)}のものであるのに対し、もう一つは、不織布やジオコンポジットの代わりに、ジオネットかジオグリッドを使うという構造¹¹⁾である。前者は、どちらかという粒状層の透水性・通水性を確保する効果であるのに対し、後者はジオシンセティックスによる土構造物の補強を確保することを狙いに行っている。ただ、前者のうち、ジオコンポジットを用いる方法は、透水・通水効果とともに、補強効果も併せて維持できることからこれを用いたサンドイッチ工法は有望な施工方法と考えられる。

本文では、便宜的にこの方法の有効性を排水性能の改善と支持力・剛性、さらには、靱性(粘り強さ)の改善に分けて考察することとする。

3. ハイブリッド・サンドイッチ補強土

3.1 サンドイッチ補強とハイブリッド・サンドイッチ補強

安定した粘性土盛土を可能にすることを目的としたサンドイッチ工法は、図-1に示されるように、盛土内に砂層やジオシンセティックス（GS）を敷設したものをサンドイッチ補強（SR）と称するのに対し、両者を組み合わせて複合化したサンドイッチ補強をここではハイブリッド・サンドイッチ補強（HBS）と称することにする。このような方法によれば、先に述べたように透水性のGSの透水性能を維持できるし、グリッド系のGSでは粘性土に直接接するよりは補強の効果を増大できることは容易に理解できる。しかし、施工する立場からは、このような方法は、材料が二重になる上に手間がかかるのでコスト高になるということ必ずしも現場では歓迎されるものではない。このことを克服するためには、このような補強方法がライフサイクルで考えたコストとしてどうなのかを示していかなければ、容易にはフィールドでは使ってもらえないだろうと考えられる。

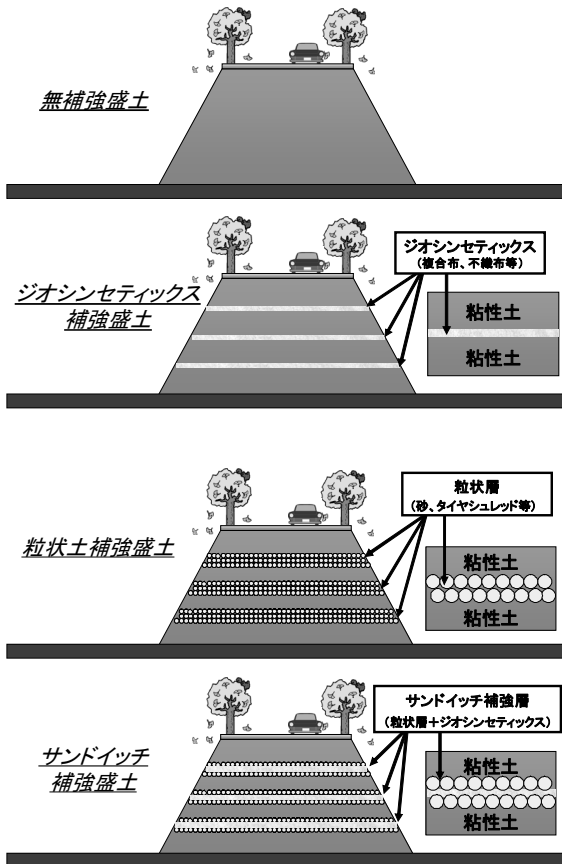


図-1 無補強盛土と補強盛土

3.2 安定化工法の複合化

榎原ら¹⁴⁾は、図-2に示すような模型実験を行って、HBS補強構造の粒状土が排水機能を終えたと見られるときを

見計らってセメントのような固化材を注入してしまえば一層補強効果が增加することを確認している。

榎原らの方法は最近見られるようになってきた2つの安定化技術を複合的に適用した土構造物の一種と考えられる。

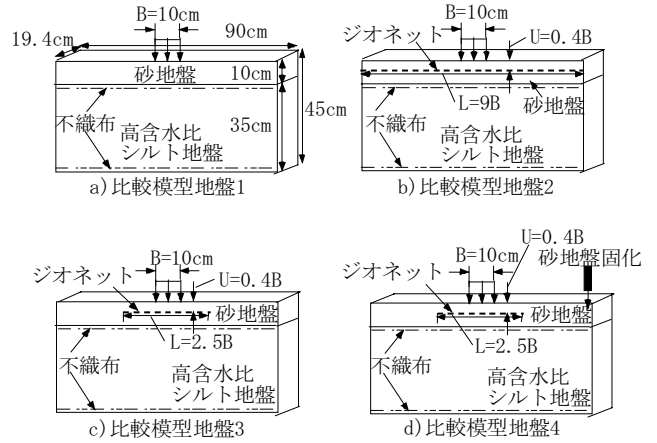


図-2 HBSを基礎地盤に適用した実験の例

4. ハイブリッド・サンドイッチ補強土（HBS）構造によるクロッキング低減に関する模型実験と結果の考察¹⁵⁾

まず、HBS補強土がどの程度排水性能（Hydraulic conductivity）を有するか調べるための基礎実験を行って、その維持能力を検証した。ここでいう排水性能とは、(i)鉛直方向の透水性能と(ii)水平方向の通水性能の両方をさすものとする。

4.1 試験方法

本実験で用いられた実験装置を図-3に示す。アクリルセル内に2つの排水経路を取り付け、これをGSの排水部に設置することにより、地盤内に敷設されたGSの面内方向に通水することができる側方変位拘束の一次元圧密実験装置である。使用された試料は、(i)後述の模型実験で用いるシルト質粘土と(ii)関東ロームともにスラリー状態（初期含水比 $w_i \approx 101\%$ ）である。また、GSとしては支持力模型実験で用いられるものうちジオコンポジット（GC、幅120mm×奥行き50mm）を選んだ。本実験では、20、50、100、200、400kN/cm²の5段階の圧密圧力を与えた。実験条件は図-4に示すように、a)関東ロームのみ、b)地盤内に薄い砂層を配置したもの（SD排水）、c)GCを敷設したもの（GCD排水）、d)GCの上部に砂層を配置したもの（HBS1排水）、e)GCの上下に砂層を配置したもの（HBS2排水（HBS補強土））、f)砂層の上下にGCを敷設したもの（HBS3排水）、の計6パターンである。各

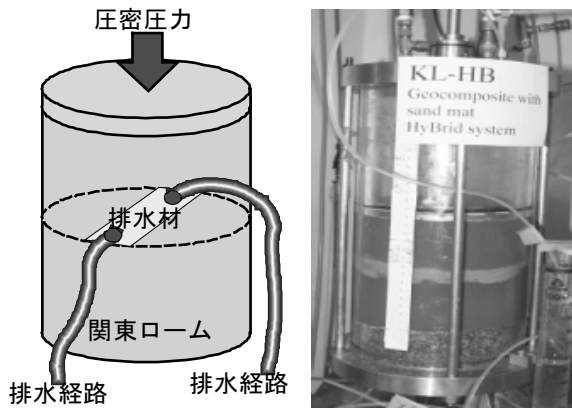


図-3 排水性能検証試験装置

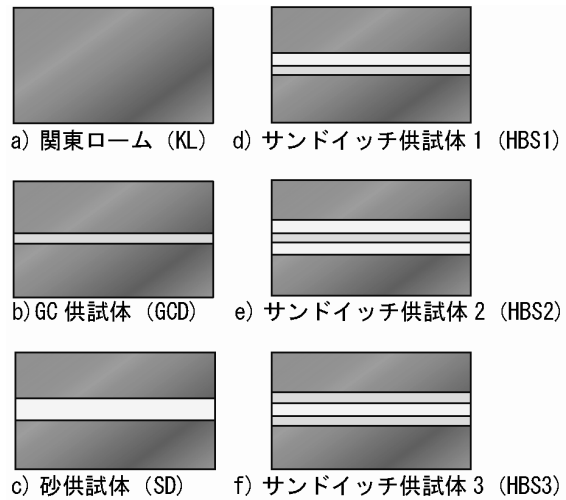
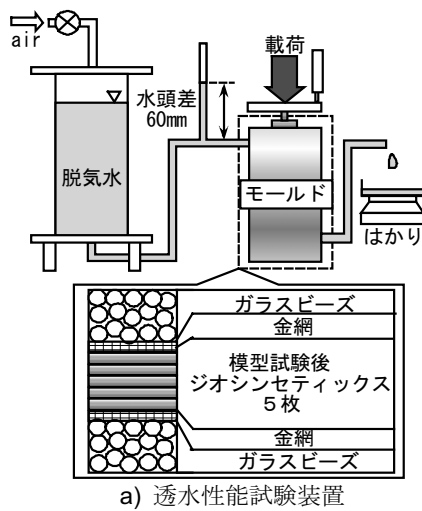
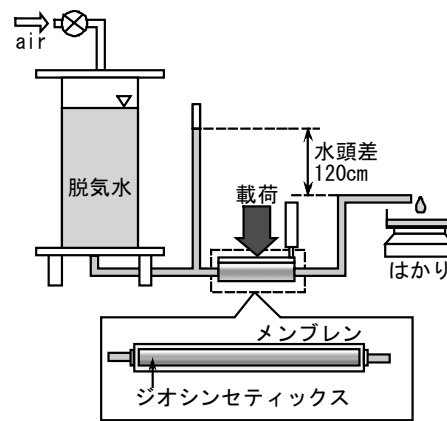


図-4 実験条件



a) 透水性能試験装置



b) 通水性能試験装置

図-5 排水性能試験装置

圧密終了後、図-3の排水経路からGCの面内方向に動水勾配 $i=1$ のもとで通水し、排水量を計測した。次に、支持力試験と同様に、実験後のGCに対して、垂直方向透水性能試験（図-5 a）、面内方向通水性能試験（図-5 b）を行った。

4.2 実験結果⁹⁾

各実験条件における模型地盤内での面内方向通水性能の変化を図-6に示す。図中の未使用とは、実験に供用していないGCに対して、面内方向通水性能試験を実施した結果を示したものである。これによると、未使用時に比べ、GCD排水の面内方向通水性能が減少していることがわかる。一方、HBS排水とSD排水は、通水性能の減少をある程度抑えることができていることがわかる。特に、GCの上下に砂層を設置したHBS2排水（HBS補強土）は、最も通水性能の減少を維持できている。これは、土とGCの間に粒状土を設けることにより、不織布部へ粘性土中の細粒土の侵入を低減する効果によるものと推察される。

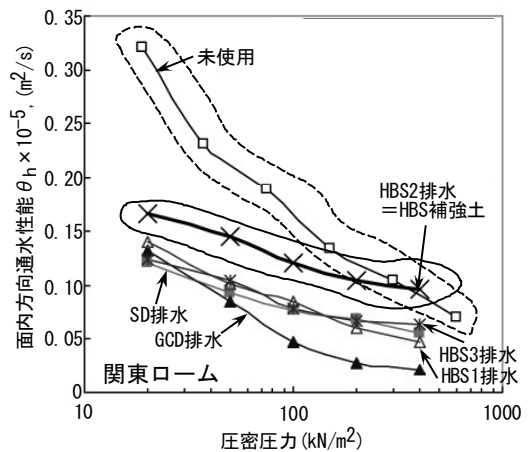


図-6 各排水システムの面内方向通水性能の変化

図-7はGCD排水、SD排水及びHBS排水の通水性能を相対的に表現するため、クロッキング率という指標を定義し、これによってクロッキング抑制効果を比較したものである。ここで、クロッキング率とは、本試験で算出されたGCの通水性能 θ_{hr} を、未使用時のGCの通水性能 θ_{hn} を用いて無次元化したもので、次式で定義されるものである。

$$q_c = \frac{\theta_{hr}}{\theta_{hn}} \quad (1)$$

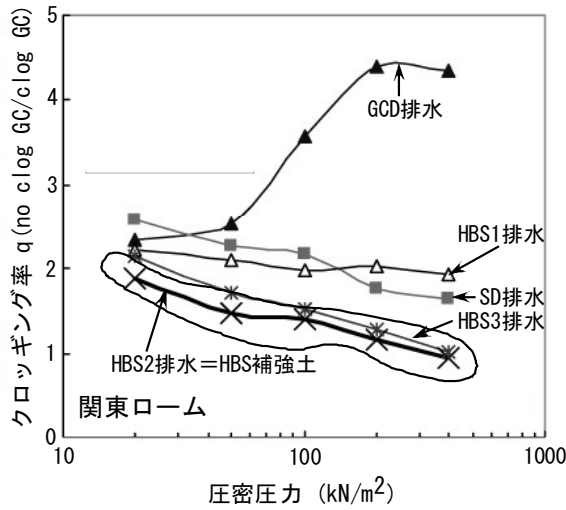


図-7 圧密圧力の増加に伴うクロッキング率の変化

つまり、排水システムの見詰まりの可能性が高ければ、クロッキング率も高くなるということを意味している。ここで着目すべき点は、排水システムの違いにより圧密圧力の増加に伴うクロッキング率の変化が異なることである。GCD排水の場合、圧密圧力の増加に伴いクロッキング率が増加している。つまり、クロッキングが進行しているということである。一方、HBS排水は、圧密圧力の増加に伴いクロッキングが抑制されていることがわかる。

図-8は、圧密荷重に伴う垂直方向の透水性能と水平方向の通水性能の変化を示したものである。これによれば、GCの上下に砂層を有するHBS補強土では、排水性能は圧密荷重が大きくなってほとんど変化していないのに対し、砂層を敷設していないGCのみ敷設の場合は、鉛直排水性能、水平排水性能ともに圧密荷重に伴って急激に低下している。このことから、HBS構造が排水性能の維持に極めて有効であることがわかる。

図-9は、各拘束圧下でのHBS2排水（HBS補強土）の砂層の排水性能改善へ及ぼす影響を示している。ここで、図-7は実験後のGCに対して垂直方向透水性能試験、面内方向通水性能試験を実施し、透水性能、通水性能を算出した結果を整理したものである。図-6で説明されたとおり、砂層を有さないGCD排水の場合、垂直圧力の増加に伴いクロッキングが進行しているが、砂層を有するHBS補強土の場合、ほぼ未使用時の排水性能を維持していることが図-9からよくわかる。このことから、HBS2排水（HBS補強土）は圧密圧力の増加に伴うクロッキングの進行をより効果的に抑制できることがわかる。

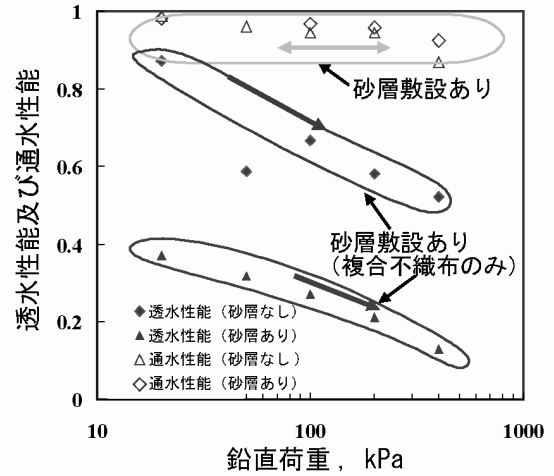


図-8 排水性能の低下の圧密荷重依存性

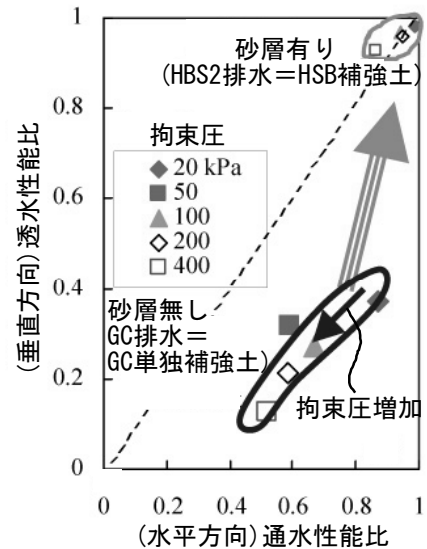


図-9 HBS2（HBS補強土）排水の排水性能改善効果

写真-1はHBS補強後のGCの様子を示したものである。GCを敷設した場合はほとんど関東ロームの色（茶色）の影響を受けていないことが認識できる。また、写真-2は圧密透水試験後に供試体中から取り出したGCのクロッキ



写真-1 HBS敷設後のジオコンポジット(GC)の状況 (目詰まりが見られない)

ングの様子を、砂層のある HBS 構造後とない場合とを比べてみたものである。明らかに、HBS 構造の GC の方がクレンジングによる汚れが極めて少ないことが確認できる。

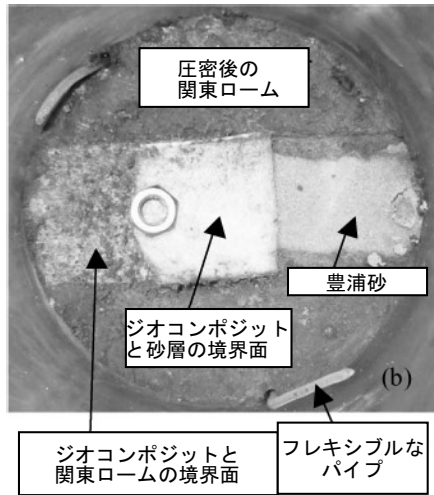


写真-2 実験後のジオコンポジット

5. HBS 構造による力学性能の改善

本実験は、1G 場室内小型模型試験と排水性能試験から構成される。前者は、サンドイッチ補強構造の補強基礎地盤としての有効性を示す支持力、剛性、靱性の検討、後者はサンドイッチ補強基礎に利用された GS の水理特性の維持に関する検討を目的としている。

5.1 試験方法

1) 1G 場室内小型模型実験

本実験で使用した実験装置は図-10 に示すように土槽と載荷装置で構成される。土槽の内寸法は、高さ 50cm、幅 90cm、奥行き 19.4cm であり、前面部は模型地盤内部を可視できるようにアクリルを使用している。載荷装置は、載荷モーターとシャフトを電磁クラッチで接続することにより、変位制御の静的荷重を生じさせることができる。本実験では変位速度 0.24mm/min で載荷を行った。

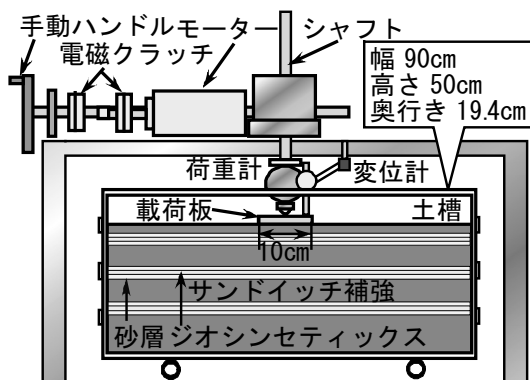


図-10 支持力試験装置

模型地盤は、試料を予圧密させることにより作製した。用いた試料は粒状層に豊浦砂、基礎地盤にシルト質粘性土を使用した。試料の粒径加積曲線と物理特性を図-11、表-1 に示す。スラリー状シルト質粘性土は液性限界の 3 倍に含水比を調節し、試料内の空気を除去するため攪拌したものである。この試料を 20kPa、50kPa と段階的に圧密（圧密時間はそれぞれ 12 時間）させた。この手順を繰り返して、高さ 35cm を目標に模型地盤を作製した。GS の敷設位置は、既往の研究⁵⁾より S/B (S:沈下量, B:載荷幅) = 0.2 ~ 0.5 が補強に対し効果的であることがわかっているため、S/B=0.2 の位置と、圧密促進効果を期待した S/B=1.2, S/B=2.2 に敷設した。本研究で使用した GS は、不織布（以下 NW）、ジオコンポジット（複合不織布）（以下 GC）、ジオネット（以下 GN）の 3 種類であり、それぞれの引張剛性は図-12 の通りである。以上の過程から作製された模型地盤に、幅 B=10cm、奥行き 19.4cm の載荷板を設置し 2 次元平面ひずみ条件下、変位制御の下で支持力試験を行った。模型地盤ケースを図-13 に示している。

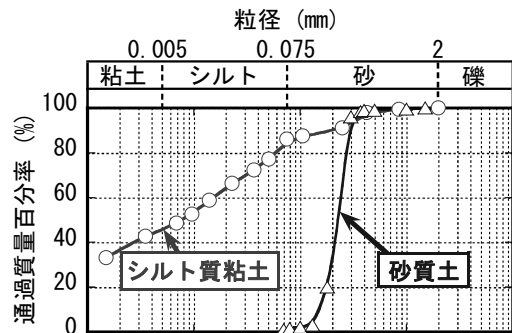


図-11 試料の粒径加積曲線

表-1 模型実験に使用した粘性土と砂の物性

豊浦砂		シルト質粘性土	
土粒子密度 ρ_s	2.643 (g/cm ³)	土粒子密度 ρ_s	2.631 (g/cm ³)
最大間隙比 e_{max}	0.977	液性限界 w_L	37.7 (%)
最小間隙比 e_{min}	0.605	塑性限界 w_P	16.4 (%)
細粒分含有率	0 (%)	塑性指数 I_p	21.3

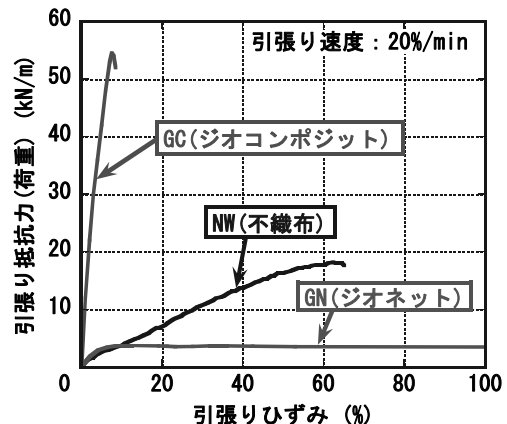


図-12 ジオシンセティックスの材料特性

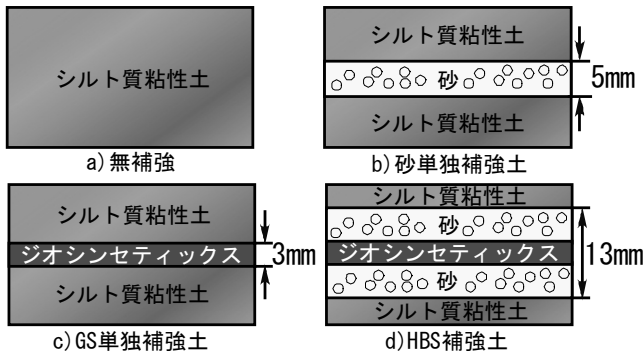


図-13 補強地盤ケース

2) 排水性能試験

本研究では、支持力試験に使用されたGSを取り出し、所定の試験に適合する大きさ（面内方向透水性能試験：長さ120mm×幅50mm，垂直方向透水性能試験：φ50mm）の試験片を作製し、排水性能試験（地盤工学会学会基準案）に準ずる面内方向透水性能試験と垂直方向透水性能試験によって水理特性を調べた。試験装置と実験条件をそれぞれ図-5（既出）、表-2に示す。本装置は空気圧を脱気水槽内に供給することにより、水頭差を生じさせることができる。透水性の試験に利用したGSは支持力試験を行った後から取り出されたNWとGCであり、それぞれ排水機能を有する材料である。

表-2 試験条件

	垂直方向透水性能試験	面内方向透水性能試験
使用したジオシンセティックス	ジオコンポジット，不織布	
ジオシンセティックスの寸法（厚さは除く）	φ50mm	幅120mm × 奥行き50mm
ジオシンセティックスの初期厚さ	約2.6mm	約3.5mm
通水中の水頭差	60mm	120mm
拘束圧 (kN/m ²)	4.7, 9.5, 19, 37, 75, 150, 300	14, 28, 56.5, 113, 226, 450, 900

まず垂直方向透水性能試験は、図-5 a)のように、GSを5枚重ねた状態でモールド内にセットし、各拘束圧下での垂直方向透水性能を調べた。水頭差については、常に60mmを保つよう空気圧を供給した。

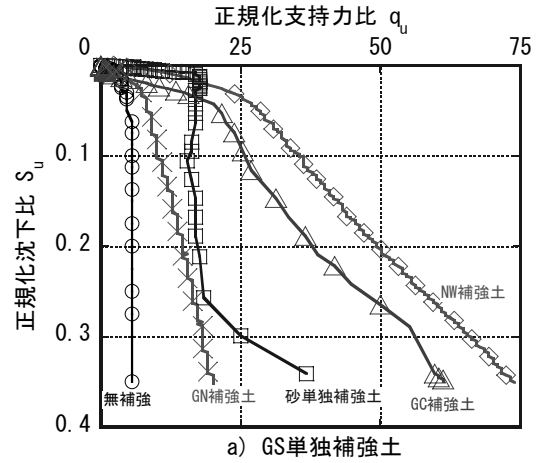
次に、面内方向透水試験は、幅120mm×奥行き50mmのGSをメンブレン内に配置した。水頭差については、常に120mmを保つよう空圧を供給した。

また両者ともに、GSは先に示した室内小型支持力模型実験後に取り出したものを使用した。なお、GSの厚さは、載荷板に直接取り付けられた変位計により計測された。

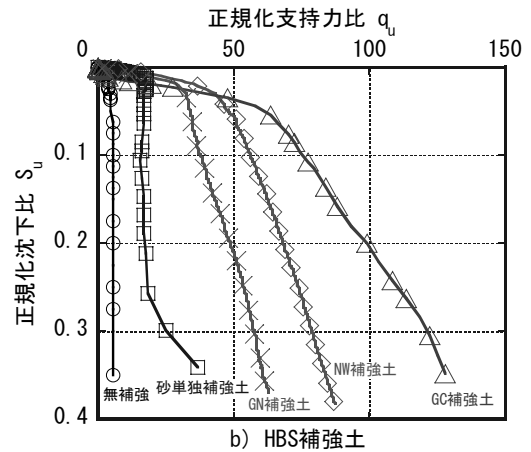
5.2 支持力と剛性改善特性

1) サンドイッチ構造（HBS）による補強効果

図-14は、本実験により得られた載荷圧 q と沈下量 S の関係から支持力比 $q_u=2q/\gamma B$ ，沈下比 $S_u=S/B$ に正規化し整理したものである¹⁾。ここで、 q (kN/m²)は載荷圧， γ (kN/m³)は土の単位体積重量， B (cm)は載荷幅， S (cm)は沈下量である。



a) GS単独補強土



b) HBS補強土

図-14 正規化支持力比と正規化沈下比の関係

GS補強の支持力試験結果を示した図-14 a)から次のことが推察できる。

- ①表面形状が布状であるGC敷設とNW敷設は、引張剛性に差異があるにも関わらず、補強効果に差は見られなかった。このことから、GSをシルト質粘性土に敷設した場合、土とGSの間に発揮されるインターロッキング効果の影響は小さく、したがって、載荷中に生じるGSの引張りひずみが微小となったと推察される。
- ②GN敷設の場合をGC敷設、NW敷設と比較した場合、GN敷設の場合の補強効果は非常に小さいことがわかる。この原因としては、GNが排水性能を有さないことや引張剛性（図-5参照）が最も小さいことなどが考えられる。このことに答えるひとつの根拠を得るために、支持力試験後の模型地盤に対してベーンせん断試験を行ったところ、GNを敷設した地盤の場合、せん断強度が低いことが認められた。このことから先行圧密時における

GSの排水機能の有無が実験結果に大きく関与していると考えられる。

③GSを敷設していない砂のみによる補強に関しては、やや軟化挙動を示している。これは粘性土と粒状土のダイレイタンス特性の違いによるものと考えられる。すなわち、粒状土の場合、2次元平面ひずみ条件下では、土粒子が急速にすべり面をすべるため、急速な沈下を示したと推察される。

一方、サンドイッチ補強土（以下HBS補強土）の支持力試験結果を示した図-14 b)から次のことが指摘される。

NWとGCを用いた砂層を併用したHBS補強土の結果に見られるように、GS敷設時では見られなかった補強効果の差がHBS補強土では明確である。このことから、HBS補強土を用いることで、土とGSの間で発揮されるインターロッキング効果が十分に発揮されることが推察できる。このことから、GSに引張りひずみが生じ、引張剛性が高いGC、NW、GNの順に高いHBS補強効果が得られたものと考えられる。

また、表-3は圧密後のシルト質粘土の乾燥密度を示したものである。GN敷設の結果に着目すると、単独敷設時の圧密後の単位体積重量が1.097g/cm³であるのに対し、HBS補強土によって砂層を併用することによって1.383g/cm³と大きな値を示していることから、砂層併用による圧密促進効果がGNによるHBS補強効果に寄与していると考えられる。

表-3 模型実験時のシルト質粘土の乾燥密度

	実験名	乾燥密度 ρ_d
無補強	NR	1.076 (g/cm ³)
砂補強	Sand	1.360 (g/cm ³)
ジオシンセティックス補強	GC	1.340 (g/cm ³)
	NW	1.297 (g/cm ³)
	GN	1.098 (g/cm ³)
サンドイッチ補強	SW-GC	1.383 (g/cm ³)
	SW-NW	1.335 (g/cm ³)
	SW-GN	1.354 (g/cm ³)

NR: 無補強, Sand: 砂補強, GC: ジオコンポジット, NW: 不織布, GN: ジオネット, SW: サンドイッチ補強

2) サンドイッチ補強土による支持力及び剛性改善効果

支持力試験に基づく補強地盤の正規化支持力増加比と正規化地盤反力係数増加比の関係を図-15に示す。ここで、図-16における各降伏点によって定義した正規化支持力比を q_{un} 、 q_{ur} とし、 q_{ur}/q_{un} を正規化支持力増加比 q_u^* とした。また、剛性を示すインデックスとして各初期直線部分から決められる地盤反力係数を K_n 、 K_r とし、 K_r/K_n を正規化地盤反力係数増加比 K^* とした¹⁾。前者は、支持力改善効果を

表し、後者は、剛性改善効果を表す指標である。なお、添字のnは無補強地盤をrは補強地盤を示している。

これによると、GS補強の場合、剛性の改善に効果的であることがわかる。さらに、HBS補強土の場合は、飛躍的に剛性が改善されるだけでなく、支持力の改善にも大きく寄与していることがわかる。これは、前節で考察されたように砂とGSの間に発揮されるインターロッキング効果によるものと考えられる。

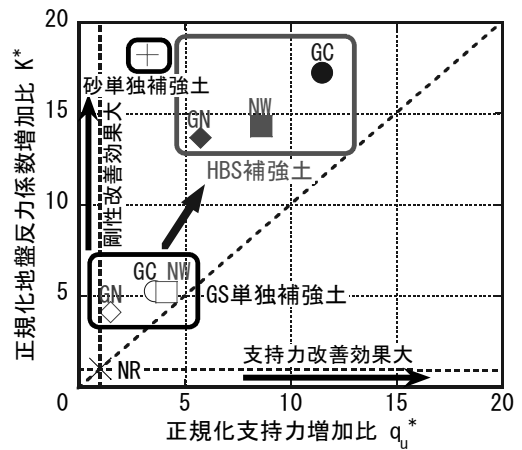


図-15 支持力および剛性の改善効果

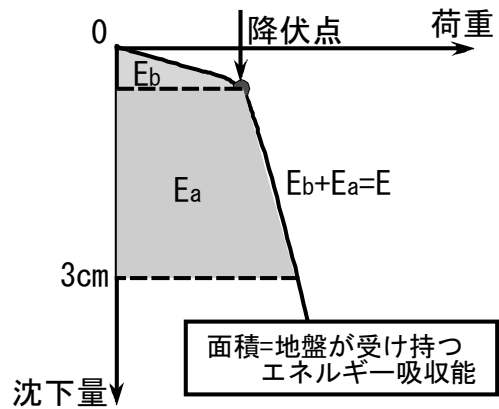
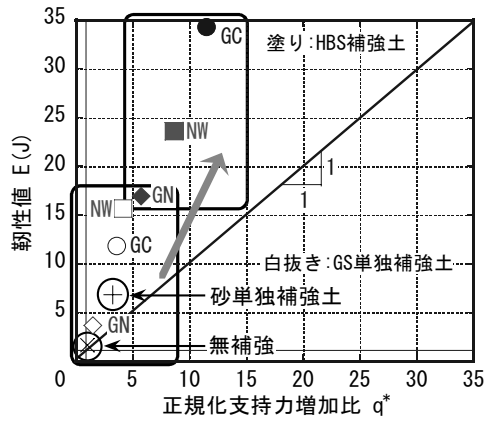


図-16 靱性の評価方法

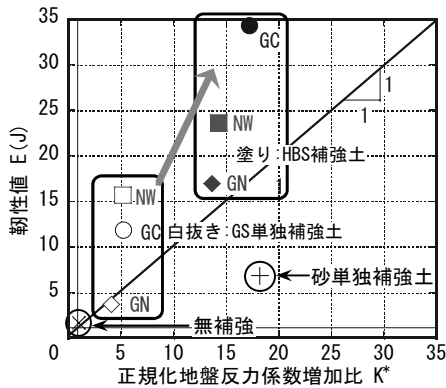
5.3 靱性改善効果

靱性とは、脆性破壊や延性破壊の程度を示し、材料の粘り強さを示す用語である。評価方法は、金属などの材料力学、破壊力学の分野で使用されており、様々な定義が提案されている。そのひとつとして、外力（荷重）がなす仕事を部材が受け持つエネルギー吸収能と考え、荷重-変位曲線の破壊に至るまでの面積で表す方法がある⁷⁾。ここではこれを採用した。金属材料では、破壊点（終局点）が明確に現れるが、地盤工学においては現れない場合もあるため、図-16のように、沈下比 $S/B=0.3$ である沈下量3cmまでを靱性評価の対象とした。沈下比 $S/B=0.3$ は、「平板載荷試験 (JGS 1521-1995)」等で採用されていることになった。

整理方法は、原点～降伏点、降伏点～沈下量3cm、原点～沈下量3cmまでの靱性値を算出し、それぞれE、E_b、E_aとした。図-17 a)、b)はそれぞれ正規化支持力増加比、正規化地盤反力係数増加比と原点～沈下量3cmまでの靱性値Eの関係を示したものである。図-17 a)、b)を見ると、正規化支持力増加比、正規化地盤反力係数増加比ともにそれぞれの値が高いほど、靱性値Eも増加していることがわかる。しかし、砂単独補強の場合、正規化地盤反力係数増



a) 正規化支持力増加比



b) 正規化地盤反力係数増加比
図-17 増加比と靱性値Eの関係

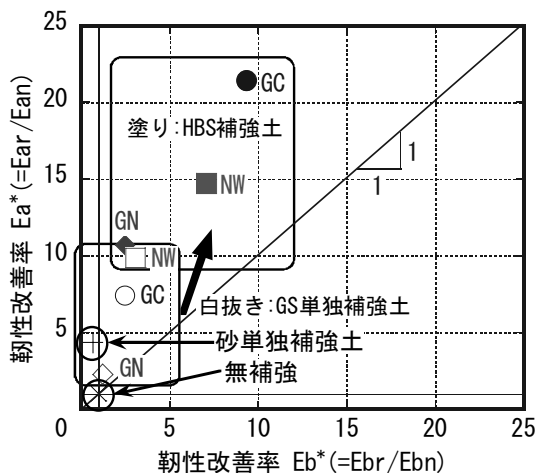
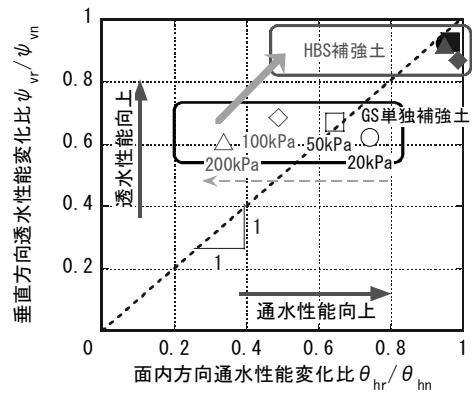


図-18 2つの靱性改善率の関係

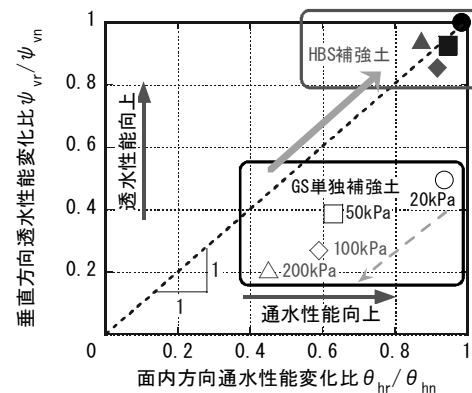
加比が最大値を示しているが、靱性値Eは低い。これは、図-18の結果から判るように、他の補強方法よりも沈下が進行しない段階で降伏していることから、靱性値が小さくなったと推察される。図-18は、それぞれ降伏前後の靱性値を無補強時の靱性値を用いて無次元化したものである。これを見ると、GSの種類に関わらず、HBS補強土の場合、靱性値がGS単独補強土の場合に比べて大きくなっており、靱性が改善されていることがわかる。特に着目すべき点として、降伏前の靱性改善率より、降伏後の靱性改善率の方が大きいことである。これは、降伏後のGSの引張りひずみに伴う、インターロッキング効果により地盤内の拘束圧を増加し続けることから、沈下が進行するにつれ強度も増加し靱性改善率が増加したためと推察される。この結果から、“変形しても完全に破壊しなければ後で修復できる土構造物を構築する”という考えに基づけば、降伏後の靱性改善率が大きいHBS補強土はこのような目的に非常に有効的な補強方法であるということが出来る。

5.4 透水性と通水性

本試験における実験結果は、「ジオテキスタイルの垂直方向透水性能試験方法(地盤工学会学会基準案)」および「ジオテキスタイルの面内方向通水性性能試験方法(地盤工学会



a) 不織布



b) ジオコンポジット

図-19 排水性能の変化

会基準案)」に基づき整理した。未使用時のGSの垂直方向透水性能と面内方向透水性能を ϕ_{vn} , θ_{hn} 、支持力試験後に取り出されたGSの垂直方向透水性能と面内方向透水性能を ϕ_{vr} , θ_{hr} とする。この値を用いて支持力試験使用前のフレッシュな状態でのGSの排水性能の変化率を ϕ_{vr}/ϕ_{vn} , θ_{hr}/θ_{hn} と表し、GS単独補強時とHBS補強時の変化率を比較した。図-19はその一例を示したものである。

まず、透水性能および通水性能と拘束圧の関係を図-20に示す。これを見ると、砂層のないGS単独補強時は垂直方向透水性能、面内方向通水性能ともに、未使用時に比べ大きく低下していることがわかる。一方、HBS補強時はほぼ未使用時と変化無く同程度の排水性能を維持していることがわかる。この原因として、HBS補強時に使用された砂層がろ過材として機能するとともに、GS内部への粘土粒子の侵入を防止したためであると推測される。これは、排水性能の変化を示した図-21より、GS単独補強時は拘束圧が増加するにつれ、通水性能が低下しているのに対し、HBS補強時は拘束圧に関わらず、ほぼ初期と同程度の排水性能を維持していることから確認できることである。

ある。

次に、GSの種類に着目して図-21を考察してみる。粘性土中に敷設後の通水性能の変化を比較すると、NWは通水性能変化比、GCは透水性能変化比、通水性能変化比ともに低下していることがわかる。これは、GS補強の場合、拘束圧の増加に伴い不織布内部へ侵入する粘土粒子量が増加したためであると推測される。GCに関しては、図-21からわかるように未使用時の透水性能がNWに比べ顕著に低下していることから、内部に織布を有する構造が透水性能に影響していると考えられる。

5.5 韌性改善に及ぼす通水性能改善効果の影響

排水性能の維持は韌性の改善と密接に関連すると考えられる。図-22はこのことを確認しようとしたものである。韌性改善比A, Bと言うのは、図-16におけるHBS補強土の E_a , E_b と補強のない場合のそれとの比を示したものである。

図-22から通水性能を維持することが韌性の向上にもつながることを示している。

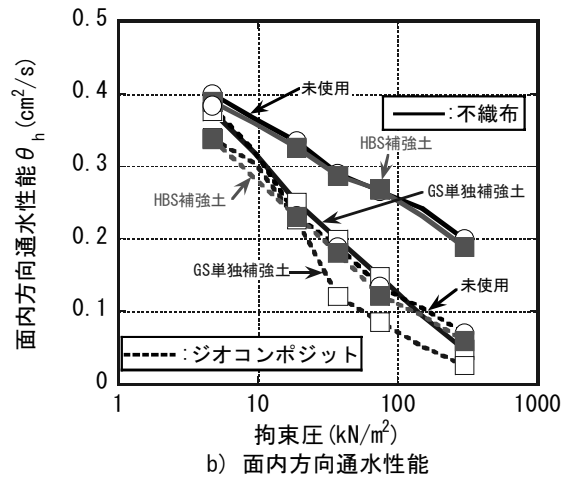
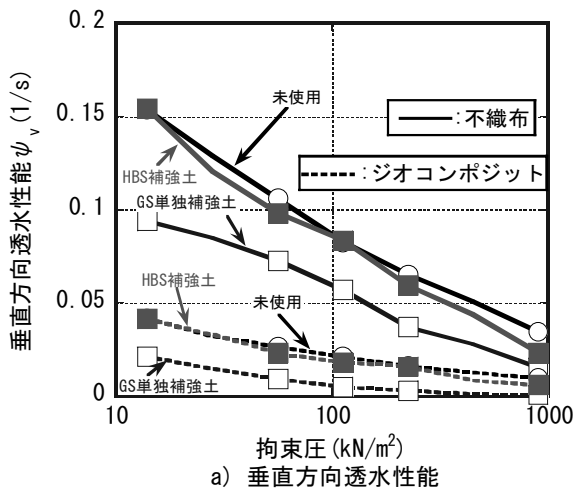


図-20 排水性能試験結果

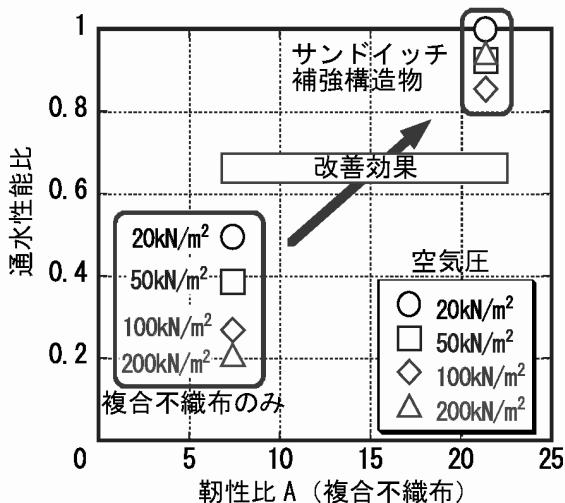


図-21 韌性率 A と通水性能の関係

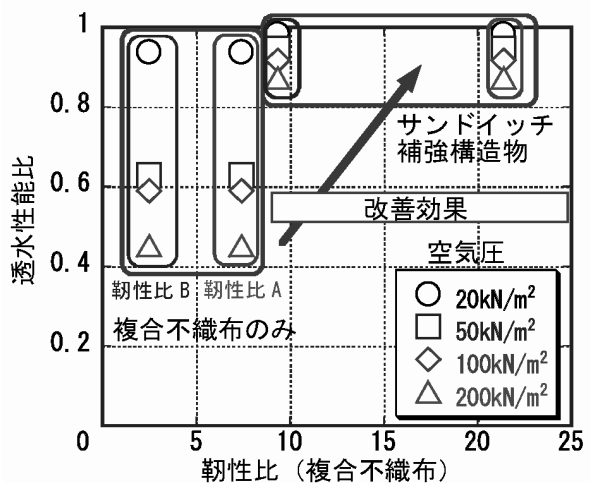


図-22 通水性能と韌性率 A, B の関係

6. HBS 工法による盛土の安定性増加

補強土工法の現行の設計法「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¹⁷⁾」により、安定解析を実施し、HBS 工法による盛土の安定性の評価を行った。一般的に、補強土工法の設計は、内的安定（補強材の配置の決定）、外的安定（滑動・転倒・支持力の検討）、全体安定（円弧すべり法）の手順にて設計が行われる。

HBS 工法の計算方法は、まず、内的安定では、GS に砂を挟んだ層を 2m 間隔にて配置すると仮定し（図-23）、次に、全体安定の検討として、円弧すべり法による安定計算を行う。なお、安定計算を行うにあたって、砂層部分の考慮方法は、想定するすべり線と砂層が交差している分割片は、砂の定数（ $c' = 0 \text{ kN/m}^2$, $\phi' = 35^\circ$ ）を用いて計算を行うこととした（図-24）。そして、全体安定の検討を行った結果、HBS 工法を 2m 間隔にて配置するだけでは、安定性を確保できない場合には、2m 間隔で配置した HBS 工法の間にはジオシンセティックスを単独で敷設することとした。

ここでは、以上の計算手法に基づいて、無補強、補強盛土、HBS 工法の全体安定を行った結果を述べる。

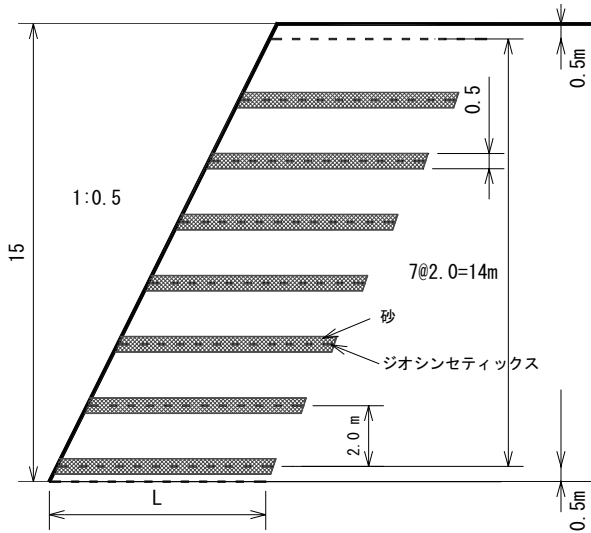


図-23 仮定の HBS 工法の敷設断面

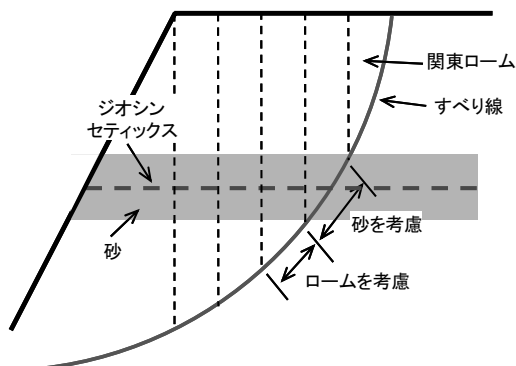


図-24 分割片における砂の考慮方法

6.1 無補強盛土の安定解析

無補強盛土の場合の安定計算の式を式 (2) に示す。ここでは、盛土材は関東ロームを想定し、粘着力 $c' = 10 (\text{kN/m}^2)$ 、内部摩擦角 $\phi' = 20^\circ$ 、湿潤時単位体積重量 $\gamma_r = 14.0 (\text{kN/m}^3)$ とし、盛土の高さや勾配を変えて計算を行った。検討結果を図-25 に示す。

これより、無補強時では高さ 10m 以上、勾配 1.2 以下の場合、盛土の安定性が欠けていることがわかる。よって、この結果より、次節の従来の補強土工法や HBS 補強土工法の検討では、盛土高さ 15m、盛土勾配 1:0.5 の盛土を基本モデルとし、計算を行った。

$$F_s = \frac{R \sum \{c'l + (W \cos \alpha \tan \phi')\}}{R \sum (W \sin \alpha)} \quad (2)$$

ここに、
 F_s :安全率、 l :分割片で切られたすべり線の弧長 (m)、
 W :分割片の土塊重量 (kN/m)、 b :分割片の幅 (m)、
 α :分割片で切られたすべり線の中心とすべり円中心を結ぶ直線が円直線とのなす角度 ($^\circ$)、
 c' :土の有効粘着力 (kN/m²)、 ϕ' :土の有効内部摩擦角 ($^\circ$)、
 R :すべり円弧の半径 (m)

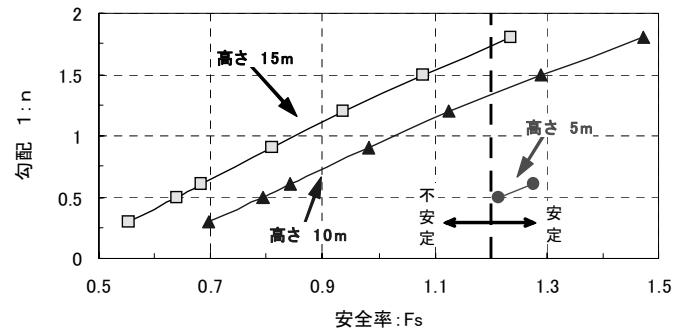


図-25 盛土勾配と安全率の関係

6.2 補強盛土の安定解析

補強盛土の安定解析方法は、無補強盛土の計算式にジオシンセティックスの引張力を考慮したものである。安定計算の式を式 (3) に示す。計算条件は、盛土高さ 15m、盛土勾配 1:0.5 とし、ジオシンセティックスは引張強度 $T_A = 40 \text{ kN/m}$ を使い、敷設長は全段同長、ジオシンセティックスと土との摩擦係数は、「ジオシンセティックスを用いた補強土の設計・施工マニュアル¹⁷⁾」に従った。

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} = \frac{M_R + R \sum \{T(\sin \theta \tan \phi' + \cos \theta)\}}{M_D} \quad (3)$$

ここに、
 M_R :無補強時の土塊の抵抗モーメント (kN/m)、
 M_D :無補強時の土塊の起動モーメント (kN/m)、
 ΔM_R :GS の引張力による抵抗モーメント (kN/m)、
 T :GS の引張力 (kN/m)、
 θ :各 GS と円弧すべり線の接線がなす角 ($^\circ$)

計算の結果、安全率 1.2 を満たすジオシンセティックスの配置は図-26 のようになった。

補強盛土では、ジオシンセティックスのみを使用した通常の引張補強盛土と比べると、ジオシンセティックスの使用数量は 25% まで減少できることがわかった。

6.3 HBS 工法の安定解析

HBS 工法の安定解析方法は、砂層を考慮し、すべり線が砂層になる分割片に、砂の定数 ($c' = 0 \text{ kN/m}^2$, $\phi' = 35^\circ$) を用いて計算を行った。安定計算式を式 (4) に示す。

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} = \frac{M_R + R \sum \{T(\sin \theta \tan \phi' + \cos \theta)\}}{M_D}$$

$$= \frac{R \sum (c'_{s,i} l + W \cos \alpha \tan \phi'_{s,i}) + R \sum \{T(\sin \theta \tan \phi'_s + \cos \theta)\}}{R \sum (W \sin \alpha)} \quad (4)$$

ここに、
 $c'_{s,i}$: 関東ロームまたは砂の粘着力、
 $\phi'_{s,i}$: 関東ロームまたは砂の内部摩擦角、
 ϕ'_s : 砂の内部摩擦角

計算方法は、まず、HBS 工法を 2m 間隔に配置し、安定計算を行う。安定性を確保できない場合は、ジオシンセティックスをさらに、単独で敷設する。なお、砂層の厚さは 50cm とした。これは、模型実験の結果より、盛土の安定性に砂層の厚さによる影響は確認されなかったことから、砂層の厚さを施工性の点から考慮し、50cm と決定した。計算の結果、安全率 1.2 を満たすジオシンセティックスの配置は図-27 のようになった。

6.4 排水効果を考慮した安定解析結果

HBS 工法では、砂層及びジオシンセティックスを盛土内に敷設することにより、排水効果による盛土の強度増加(圧密)を期待できる。しかし、上記 6.2 および 6.3 では、圧密による盛土の強度増加を考慮していない。よって、ここでは、圧密を考慮した安定解析の検討を行った。計算の結果を図-28 に示す。なお、ここでは、盛立てに要する時間を 120 日とした。

6.5 安定解析結果のまとめ

以上より、盛土高さ 10m、勾配 1:0.5 の無補強時の安全率が 0.64 の盛土に補強土工法を用いることによって、盛土の安定性を向上させることができた。また、HBS 工法を適用することによって、補強土工法と同等な安定性を有するとともに、従来の補強土工法に比べて、ジオシンセティックスの敷設長を短く、敷設間隔を広くすることができることがわかった。表-4 に各工法におけるジオシンセティックスの敷設長、敷設層数および敷設総数量を示す。これより、排水効果を加味した HBS 工法による排水引張

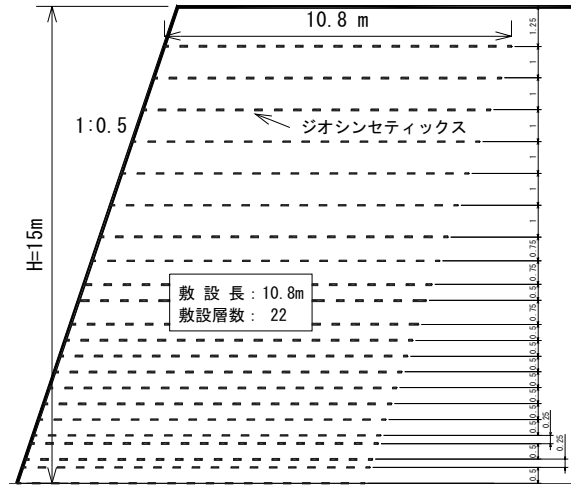


図-26 補強盛土の安定解析結果 (GS の敷設位置)

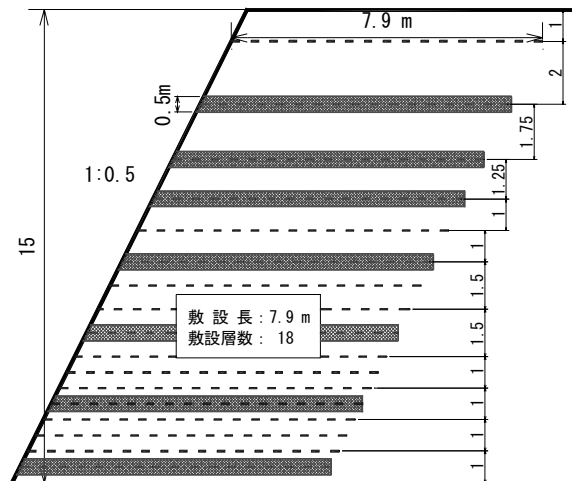


図-27 HBS 工法の安定解析結果 (GS の敷設位置)

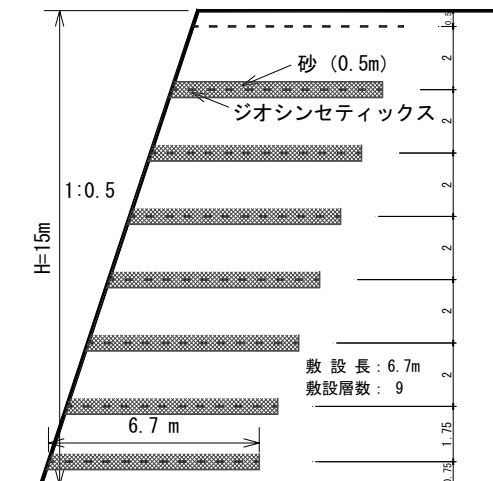


図-28 HBS 工法の安定解析結果 (GS の敷設位置)

表-4 各工法におけるジオシンセティックスの敷設長，敷設総数量

	引張補強盛土	HBS 引張補強盛土	HBS 排水引張補強盛土
敷設長 (m)	10.8	7.9	6.7
敷設層数	22	18	9
敷設総数量 (m)	237.6	142.2	60.3
引張補強盛土のGS量に対するGS量 (%)	237.6/237.6 =100	142.2/237.6 =59.8	60.3/237.6 =25.4

7. HBS 補強土工法の設計法

前章に示した安定解析より，HBS 補強は既存の安定解析手法に砂層の効果を加味することによって，ジオシンセティックスの敷設量を少なくすることができることがわかった。

そこでここでは，HBS 補強工法の設計として，図-29 に示す項目について検討を行った。まず，前章で記述したように，安定解析を行い，盛土の安定性を検証する。次に，コストの検討を行う。HBS 工法は通常の補強土工法に比べると施工性は落ちるため，この施工費と材料費の点から HBS 工法のコストによる優位性を検討する。最後に，数値解析によって，載荷重に対する盛土の変位を算出し，構造物の重要性から許容値を決定する。その際に，靱性値(載荷重と変位の面積)を算出し，補強土工法に対する HBS

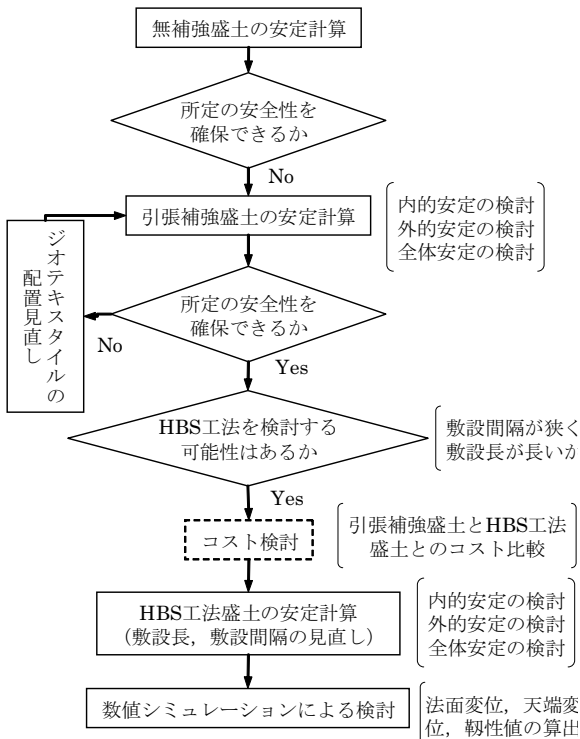


図-29 設計フロー

工法の優位性を示していく。図-30～図-32 に，高さ 10m の通常の補強盛土と HBS 工法を適用した盛土の天端変位，法面変位および靱性値の数値解析結果を示す。なお，ここでは，HBS 盛土 (GS2m 間隔+砂) と補強盛土 (0.5m 間隔) について検討を行った。

これより，例えば，載荷重 10kN/m²時の場合，天端変位量では，補強盛土(0.5m 間隔)では 30cm，HBS 盛土(GS2m 間隔+砂)では 24cm であった。また，法面変位量では，補強盛土 (0.5m 間隔)では 48cm，HBS 盛土 (GS2m 間隔+砂)では 41cm であった。よって，HBS 盛土 (GS2m 間隔+砂)は，補強盛土 (0.5m 間隔)と比べると天端変位量は，6cm (24/30=80%)，法面変位は 7cm (41/48=85%)，

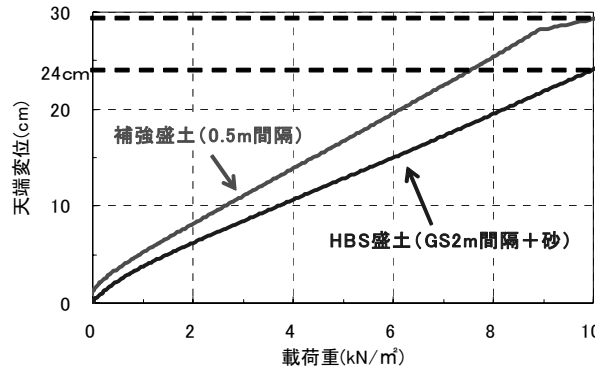


図-30 補強盛土と HBS 盛土における載荷重と天端変位

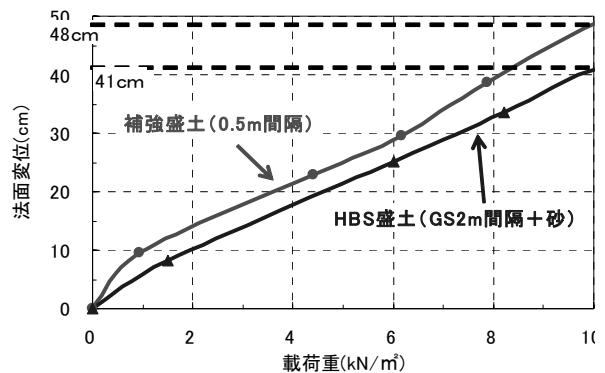


図-31 補強盛土と HBS 盛土における載荷重と法面変位

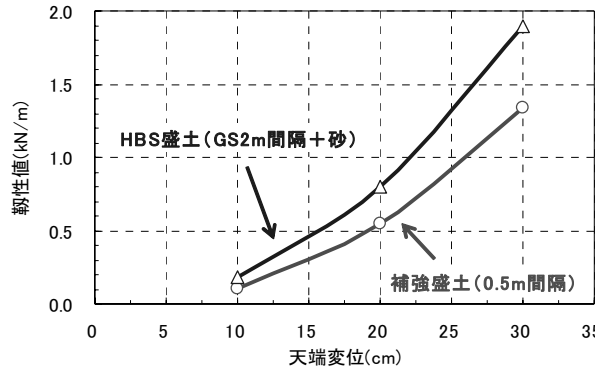


図-32 天端変位と靱性値の関係

変形を抑制していることがわかる。

一方、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計マニュアル」では、コンクリート壁面を使用した補強土構造体の鉛直変位の許容値は、 $0.03 H$ (3%) 以下¹⁷⁾と定められている(ここで、 H : 盛土高さ)。今回の場合、盛土高さは10mであるから、鉛直変位の許容値は30cmとなり、両工法とも許容値内に含まれている。

以上より、HBS工法の設計において、数値解析は、HBS工法の盛土の変形量が一般的な補強土構造物の範疇(許容値 $0.03 H=3\%$)に入っているかどうかの検証に利用することができる。

次に、靱性値については、図-32の結果より、天端変位20cm時の補強盛土(0.5m間隔)の靱性値が0.55に対して、HBS盛土(GS2m間隔+砂)の靱性値は0.80で、約1.5倍増加していることがわかる。

これより、従来の安定解析による設計法に加えて、数値計算を行うことによって、盛土の変形量を考慮し、より盛土に安定性を考慮することができる。また、盛土の変形や靱性を考慮することにより、HBS工法を適用する利点が増えることがわかる。図-33に、設計チャートの一例として、HBS工法における排水引張補強盛土の盛土高さとジオシンセティックス敷設長の関係を示した。これによって目的とする盛土高さと盛土斜面勾配が与えられれば、GSの敷設長さを決めることができる。

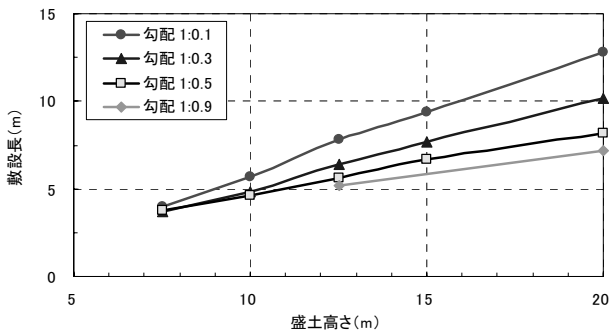


図-33 HBS工法における排水引張補強盛土の盛土高さとジオシンセティックス敷設長の関係

8. 結言

ジオシンセティックスと砂層を組み合わせたサンドイッチ工法(ここでは、これを特に、ハイブリッド・サンドイッチ補強土(HBS)と名づけた)は粘性土による安定した盛土や基礎地盤の構築を可能にさせることができる。その理由は、ジオシンセティックスと砂層との間の摩擦の改善によって生じる飛躍的な補強効果(支持力、剛性)の改善に起因している。また、HBS補強土構造は、粘性土粒子のGSへの侵入(クロッキング)を抑制できるため、透水性・通水性を長期に確保・維持することができる。こ

のことも、安定性の高い盛土や基礎地盤を構築できる要因となっている。この点で、HBS構造は、ジオシンセティックス単体敷設によって粘性土盛土を構築するよりもはるかに有効であると考えられる。

次に、補強土の靱性を表示するインデックスを提案し、HBS補強土は支持力、剛性の改善とともに、靱性(粘り強さ)も改善できることを示した。そして、この靱性改善効果は、透水性能の改善効果と密接に関わっていることも明らかにした。

最後に、数値解析に基づいてHBS補強土工法の設計方法(GSの敷設間隔と敷設長さの決め方)を示した。

謝辞

本研究の一部は、文部科学省科学研究費助成(研究代表者 安原一哉, 基盤研究B(展開):「ジオコンポジットを適用して高規格な土構造物を構築する補強方法」, 平成12年度~14年度)によって行われたものである。

また、ここで行った数値解析手法は、東京農工大の向後雄二准教授が開発された、解析プログラムGEOCUPを使用させていただいた。また、(独)農業・食品産業技術総合研究機構 農村工学研究所の毛利栄征博士、堀俊和博士の両氏にも多大なご助言・ご協力を頂いた。ここに感謝の意を示す。

本文の作成に当たっては、三井化学産資(株)の山崎真司氏と東亜建設工業の榊原務氏の協力を得た。付記して深甚の謝意を表したい。

参考文献

- 1) Yamanouchi, T., Miura, N., Mitsubayashi, N. and Fukuda, N.: Soil improvement with quicklime and filter fabric, *Journal of Geotechnical Eng. Division, ASCE*, Vol. 108, No. GT7, pp. 953-965, 1982.
- 2) 幸原淳, 青木一二三, 米澤豊司, 渡邊修, 館山勝, 龍岡丈夫: ジオテキスタイルで補強されたセメント改良補強盛土からなる橋台の耐震設計, ジオシンセティックス論文集, 第17号, pp. 111-116, 2002.
- 3) 安原一哉, 棚橋由彦, 平尾和年, 平井正雄: 粘性土補強材料として求められるジオコンポジットの特性, ジオシンセティックス論文集, 第14号, pp. 277-283, 1999.
- 4) Tanabashi, Y., Yasuhara, K., Hirao, K., Kiyokawa, N. and Itoh, H.: Improvement of Bearing Capacity of Soft Clay Using Geogrids, 6th Int. Conf. on Geosynthetics, ASCE, Canadian Geotechnical Society, AFAI, IGS, 25-29 March, Atlanta, Georgia USA, Vol. 2, pp. 895-900, 1998.

- 5) 安原一哉, 鈴木宏幸, 阿部基雄 : 室内模型実験結果からジオコンポジットによる粘性土の補強効果と排水効果を評価する方法, ジオシンセティックス論文集, 第15号, pp. 138-145, 277, 2000.
- 6) Yasuhara, K., Murakami, S., Ghosh, C., and Recio-Molina, J. A. : A diagrammatic evaluation of geo-composites for reinforcing Cohesive soils, *Landmarks in Earth reinforcement*, Vol. 1, pp. 299–304, 2001.
- 7) Yasuhara, K., Murakami, S., Ghosh, C. and Recio-Molina, J. A. : Advantageous aspects of the geo-composite learned from small-scaled model tests, Proc. 7th International Conf. Geosynthetics, Vol. 1, pp. 435-450, Nice, France, 2002.
- 8) Yasuhara, K. : Sandwiched and hybrid reinforcement of earth structures and foundations using geosynthetics, Invited Lecture, Proc. 2nd International Conf. Lowland Technology, Vol. 1, pp. 27–39, Saga, Japan, 2002.
- 9) Yasuhara, K., Hirao, K. and Tanabashi, Y. : Effects of sand mat on soft soil reinforcement using geosynthetics, Proc. 2nd International Conf. Lowland Technology, Vol. 1, pp. 149-154, Saga, Japan, 2002.
- 10) 安原一哉, 平尾和年 : ジオシンセティックスによる軟弱地盤の補強効果に及ぼす砂層の拘束の影響, 土木学会第57回年次学術講演会後援概要集, III-430, pp. 859-860, 2002.
- 11) 棚橋由彦, Jiang, Y., 河東立, 太田泰裕 : 補強材を併用したサンドイッチ盛土工法の遠心力載荷模型実験による効果判定, 地盤工学研究発表会発表講演集 特集号2分冊の2, pp. 1981-1982, 2000.
- 12) 宮田喜壽 : ジオテキスタイルを排水材として用いた粘性土盛土の安定化に関する研究, 九州大学学位論文, 1999.
- 13) Miyata, Y., Kogure, K., Tanizawa, F. and Ogasawara, K. : Pore pressure behavior in the high embankment with volcanic cohesive soil placed horizontal drainage, Proc. of International. Symposium on Problematic Soils, Vol. 1, pp. 231-234, 1998.
- 14) 榊原務, 安原一哉, 村上哲, 小峯秀雄 : 軟弱地盤におけるハイブリッド・サンドイッチ工法による補強のメカニズム, 第38回地盤工学講演発表会発表論文集, pp. 726-727, 2003.
- 15) Ghosh, C. and Yasuhara, K. : Clogging and flow characteristics of a geosynthetic drain confined in soils undergoing Consolidation, *Geosynthetics International*, Vol. 11, No. 1, pp. 19–34, 2004.
- 16) 安原一哉, Ghosh, C., 榊原務, 村上哲, 小峯秀雄 : 不織布によるハイブリッド・サンドイッチ補強土の有効性と多機能性, ジオシンセティックス論文集, 第19号, pp. 139-146, 2004.
- 17) (財) 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, 2000.
- 18) 向後雄二 : 不飽和土の力学的特性と土質構造物の安定性の解析について, 農村工学研究所報告第34号, pp. 42-159, 1995.
- 19) 山崎真司, 安原一哉 : ハイブリッドサンドイッチ補強土の靱性に及ぼす要因, ジオシンセティックス論文集, 第21巻, pp.319-326, 2006.12.
- 20) Yamazaki, S., Yasuhara, K., Murakami, S. and Komine, H : Toughness improvement of hybrid sandwiched foundations and embankment reinforced with geosynthetics, Proceeding of the 5th International Symposium on Earth Reinforcement (IS Kyusyu'07), pp.673-680, 2007.11.

(2009年6月29日 受付)