

ジオコンポジット補強粘性土盛土の設計法試案

棚橋 由彦¹・永嶋 洋政²・陶山 健太³・平井 貴雄⁴・安原 一哉⁵

¹正会員 工博 長崎大学教授 工学部社会開発工学科 (〒852-8521 長崎市文教町1-14)

²正会員 長崎大学大学院 海洋生産科学研究科 博士後期課程 (〒852-8521 長崎市文教町1-14)

³正会員 五洋建設(株) (〒140-0013 東京都品川区南大井6-26-3)

⁴正会員 博士(工学) 三井化学産資(株) (〒113-0034 東京都文京区湯島3-39-10)

⁵フェロー会員 工博 茨城大学教授 工学部都市システム工学科 (〒316-8511 茨城県日立市中成沢町4-12-1)

現在、織布を2枚の不織布で挟んだ補強材(以後、ジオコンポジットと呼称)が開発されている。このジオコンポジットを用いることにより、圧密促進を図りながら、急勾配な盛土を築造することができ、合理的かつ経済的な施工が可能となる。本研究は、排水・引張り補強両機能を有するジオコンポジットによる高含水比粘性土の補強盛土を設計することを想定し、施工期間、施工過程を考慮した実務性の高い設計法を提示した。提案設計法を用いて安定解析を行った結果、無補強で築造することができない盛土が、ジオコンポジットの排水機能による土自身の強度増加により築造可能であることが確認された。

Key Words : earth fill, reinforcement, geocomposite, design method, marginal cohesive soil

1. 研究の背景

近年、都市開発の活発化や地下利用の増大等に伴って、建設現場から発生する土砂の増加が問題になっている。

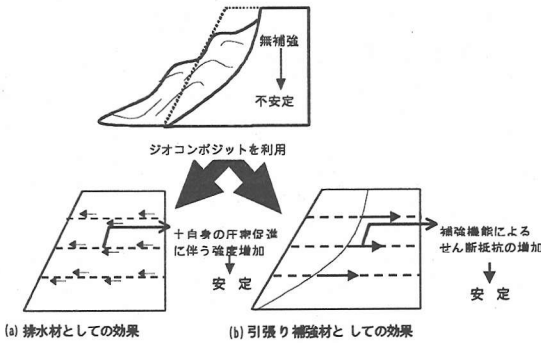
特に、土工や浚渫工事などの建設現場から発生する低品質な軟弱土や粘性土は増加の一途をたどっている。このような建設発生土は処分する適地を確保することが困難な状況にあり、処分費用も急騰しているため、社会的要請としてその有効利用促進が求められている。低品質な発生土を有効利用する具体的な技術工法の一つに補強土工法が挙げられる。補強土工法の実用価値は広く認められており、またそれに関する研究・開発も活発に行われている¹⁾。例えば、低品質な高含水比粘性土を盛土材に用いた場合、排水機能を持つ補強材は極めて有効である。さらに、その排水機能に引張り補強機能が付加されれば合理的であるが、このような排水・引張り補強両機能を併せ持つ補強材(ジオコンポジットと称す)が現在開発されている。このジオコンポジットを用いることにより、圧密促進を図りながら、急勾配な盛土を築造することができ、合理的かつ経済的な施工が可能になる。しかしながら、ジオコンポジットを用いた設計法は研究段階であり、ジオコンポジットの両機能を同時に考慮した設計法の確立が望まれているところである。

2. 既往の研究

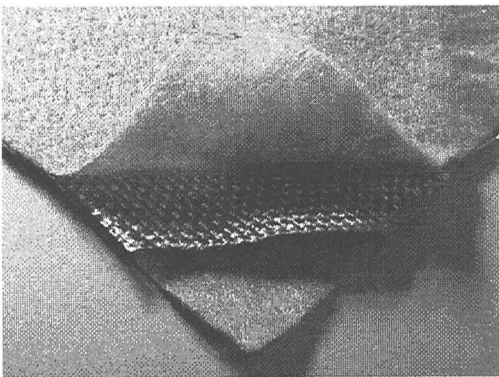
ジオシンティックスを用いた補強盛土工法の研究は、これまでそのほとんどが砂質土を盛土材としたものであった。近年、現地発生土の積極的な利用を目的として、補強土工法の盛土材料に粘性土を用いるケースが増加している。この場合補強材の他に排水材が併用して用いられる場合が多いが、引張り補強機能と排水機能の各々の効果について分離評価せず、引張り補強機能のみを考慮して設計を行い、排水機能についてはあまり考慮されていないのが現状である。本研究は盛土材に低品質な高含水比粘性土を使用し、盛土本体の引張り補強機能と盛土内排水機能を兼ね備えたジオコンポジットを使用した場合の圧密による強度増加を考慮した設計法に関するものである。ジオシンティックスを用いた粘性土盛土の研究には三木の排水用ジオテキスタイルの選定理論の研究²⁾、宮田、木暮らの引抜き試験による排水効果の研究³⁾、荻迫、了戒の引抜き試験及び解析⁴⁾、嘉門らの実大実験及び解析^{5), 6)}などの研究があるが、粘性土の排水時間効果による土とジオコンポジットの摩擦特性の変化について研究しているものは少ない。実用的な設計法は未だ研究段階にある。本研究は引張り補強・排水両機能を同時に設計に取り入れるとともに、排水時間効果による土とジオコンポジットの摩擦特性の変化および圧密状態の変化さらに施工期間、施工過程をも考慮した高盛土の実用的な設計法試案を提示するものである。

表一1 ジオコンポジットの基本物性

ジオシンセティック クスの種類	ジオコンポジット
補強機能	○
引張強さ (実測)	48.05kN/m
排水機能	○
通水性能	0.066cm ² /s



図一1 ジオコンポジットの2つの補強効果



写真一1 ジオコンポジットの構造

3. 研究の目的及び着目点

従来の設計法は瞬時荷重、圧密度 U 及び c_v 一定とした計算条件のため、かなり安全側の計算結果になっていると考えられる。本設計法は段階荷重をイメージでき、時間的な変化に伴う強度増加を計算に取り入れることができるため施工期間、施工速度のコントロールにより、より高盛土の施工が可能であるか検討可能となる。本研究で扱うジオコンポジットは織布を不織布で挟み込むサンドイッチ構造(写真一1)になっており、織布には引張り補強機能、不織布には排水機能を期待したものである。

ジオコンポジットの基本物性を表一1に示すが、製品の特徴としては一枚で両機能を備えているため、敷設手間が半減し、施工コストの低減が可能である。この2つの機能を考慮した設計法は、未だ確立までには至っていない。例えば、棚橋ら(1998)が提案した設計法⁷⁾は排水・

引張り補強両機能を考慮しているが、施工期間や施工過程は設計に考慮されておらず、実務性の低いものとなっている。したがって、本研究の目的は、既往の設計法の不備な点を改善し、より実務的な設計法を提示することにある。ジオコンポジットを用いた粘性土補強盛土の新たな設計法を提案するにあたって、特に4つの点に着目する。以下に、この4つの点について略述する。

(1)着目点①: ジオコンポジットの2つの機能を同時に期待した設計法の提案

高含水比粘性土を盛土材として扱う場合、補強材には排水材を用い、盛土の圧密促進を図ることによって盛土本体を補強するのが一般的であった。しかしながら、図一1に示すように1つの補強材に2つの機能 (a)排水材としての機能、(b)引張り補強材としての機能が期待できるジオコンポジットが開発され、より経済的で合理的な設計を行うことが可能になった。新たな補強材の開発により、2つの機能を同時に考慮した設計法を確立する必要があり、設計法の中の安定解析に関しても新たな方法が必要になってくる。そこで、この着目点に対して、2つの機能に対するそれぞれの安定解析法を統合した段階的な安定解析法(図一2参照)を考えることで対応する。

(2)着目点②: 引張り補強機能にジオコンポジットの摩擦特性を考慮

現行の引張り補強材を用いた補強盛土の設計法では、補強材の引抜き抵抗力はφ材を対象としているため一様と考えられている。しかしながら、盛土材に粘性土を用いた場合、引抜き抵抗力は土と補強材との間の摩擦特性に密接な関係があり、一様とは考えにくい。そこで、本研究では高含水比粘性土とジオコンポジットの摩擦特性を実験的に把握しつつ、圧密に伴う土とジオコンポジットのインターフェイスの摩擦特性の変化を考慮に入れた安定解析法を提案する。

(3)着目点③: 安定解析において想定盛土内における圧密状態の変化を考慮

現行の排水材を用いた補強盛土設計法は図一3に示すように盛土内の圧密状態は常に一様な状態(平均化)として考えている。しかしながら、通常、盛土は段階毎に盛り立てられるので、盛土上層部分より下層部分が圧密

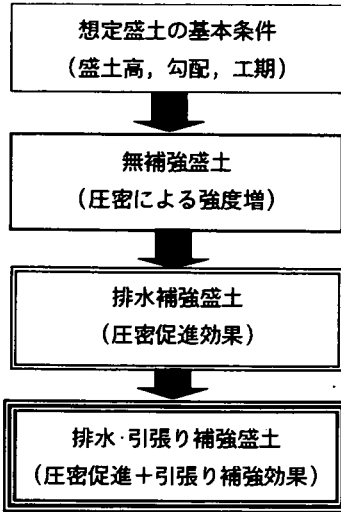


図-2 本提案設計法の補強順序

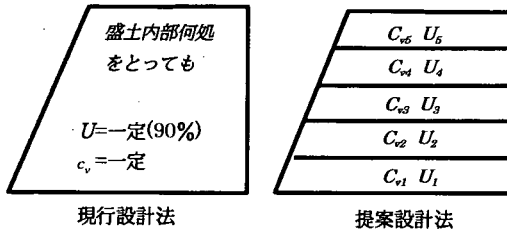


図-3 現行設計法と提案設計法の考え方

は進行しているものと予想される。そこで、本研究で提案する安定解析法では、想定盛土を幾つかに領域分けし、各領域によって時間経過に伴う上載圧の変化ならびに圧密係数の変化を考慮し、盛土内の圧密状態の変化とそれに伴う強度増加を考慮している。

(4)着目点④：想定盛土の施工期間，施工過程を考慮

通常、想定盛土を施工・管理する前に施工期間が設定され、この決められた期間内に想定盛土の施工を終了することが望まれている。しかしながら、現在、施工期間、施工工程を考慮している設計法は皆無である。

そこで、本研究では想定盛土の施工条件に施工期間（圧密時間）を取り入れ、さらに施工過程（層厚，各層に費やす圧密時間）を自由に設定することができる方法を提案した。

4. 提案設計法

(1) 提案設計法の基本的流れ

既往設計法の不備な点を改善するため、前述した4つの着目点を考慮して新たな設計法を試案した。本設計法

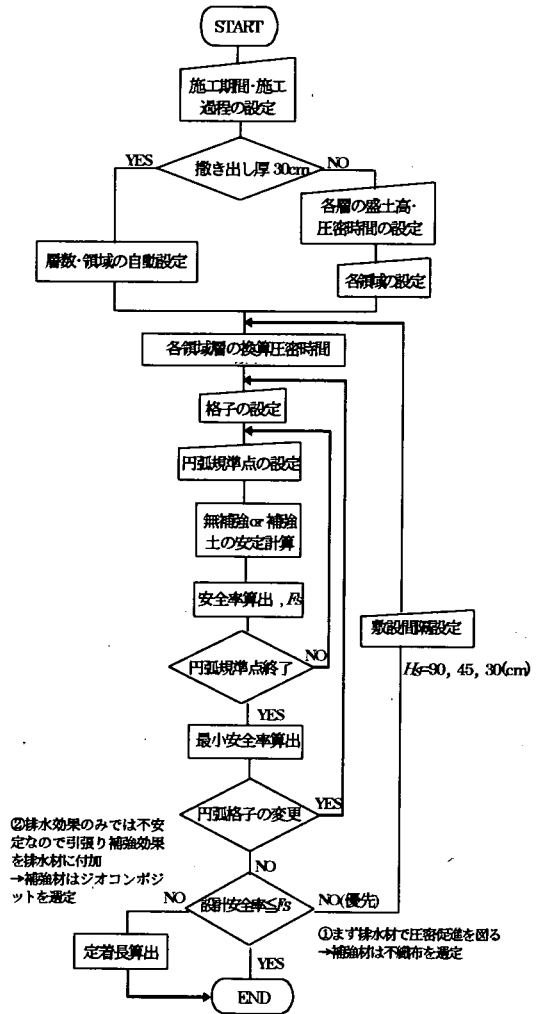


図-4 提案設計法での安定解析のフロー

はジオコンポジットの2つの補強機能に対して、段階的に安定解析を行っている。図-2に示すように基本条件（盛土高，勾配，施工期間）を設定した後、まず想定盛土は圧密による強度増加を考慮する無補強盛土として安定計算を行う。その結果、盛土の安定が確保されない場合、排水材による圧密促進効果を見込み、再び安定計算を行う。依然、設計安全率が確保できない場合、排水材に引張り補強効果を付加し、排水・引張り補強両効果を併用させて盛土の安定化を図るものである。本設計法で行う安定解析のフローを図-4に示す。まず、施工期間施工過程を設定し、領域毎の圧密時間を独自の換算法（式(6)~(9)）を用いて換算圧密時間として算出する。次に、斜面の安定解析には分割法を用いるので円弧中心座標（格子），円弧規準点を設定し、全円弧格子における規準点が終了するまで計算を行い、安全率を算出する。算出した安全率の最小値が設計安全率以下の場合、盛土を補強する必要があるので、図-2の順序で排水

機能・引張り補強機能を付与し、先の手順で安定計算を繰り返す。そして、設計安全率を満たしている補強材の総定着長、総敷設長を算出して終了する。なお、本設計法は上述のように段階的に安定解析を行えるので、排水機能のみを有する不織布等にも図-3で適応が可能である。

(2) 計算方法

ジオシンセティックスを引張り補強材として用いる時の安定解析は、ジオシンセティックスに働く引張力がせん断強度の増加に寄与していると考え、内的安定計算の基本式は次式を用いる。

$$F_s = (M_R + \sum RT_i) / M_D \quad (1)$$

ここに、 M_R 、 M_D ：抵抗および起動モーメント、 R ：すべり円の半径、 T_i ：各層のジオシンセティックスの引張力

式(1)の安全率算定式の分子項にある土の抵抗モーメント M_R と引抜き抵抗モーメント RT_i の T_i は以下の式で与えられる。

$$M_R = R \cdot \sum (c_{\alpha}(t_c) \cdot l_i + W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \phi_{\alpha}(t_c)) \quad (2)$$

$$T_i = 2\tau_{fs}(t_c) \cdot l_c / F_{sm} \quad (3)$$

ここに、 $c_{\alpha}(t_c)$ 、 $\phi_{\alpha}(t_c)$ ：圧密時間 t_c における粘着力、内部摩擦角、 τ_{fs} ：土-ジオコンポジット・インターフェイスのせん断強度、 l_i ：分割片で切られたすべり面の弧長、また、 l_c ：定着長(すべり面より奥のジオシンセティックス敷設長)、 F_{sm} ：引抜き安全率

本設計法の特徴の一つとして、圧密の進行に伴う土の強度増加および土-ジオコンポジット・インターフェイスの摩擦特性の変化を考慮することにあるので、式(2)、(3)中の粘着力成分と摩擦抵抗成分は圧密時間 t_c の関数として扱う。以上の計算は間隙水圧は考慮しておらず、全応力法の範囲である。なお、土の強度特性ならびにジオコンポジットの摩擦特性は定体積一面せん断試験を行って把握するが、圧密圧力と摩擦抵抗の関係(全応力表示)から評価している。

(3) 圧密時間の算出法及び換算

式(1)から、安全率に起動モーメントを乗じた値から未圧密層(N次盛土)の抵抗および引抜き抵抗によるモーメントを引いた値が、圧密層に求められる必要モーメントとなる(式(1)の M_R 、 T_i には未圧密層(N次盛土)分と圧密層(N-1次以下盛土)分が含まれている)。

圧密層の抵抗及び引抜き抵抗によるモーメントは圧密時間の関数であるから、圧密時間 t_c を変化させ、必要最低圧密時間 t_{c0} を求めることができる。変化させる t_c は、実験値 t' に変換させる必要があり、さらに層ごとに排水距離が異なるので各々の変換が必要となる。

盛土施工の実情と実験結果より、圧密時間の各々の換

算にはテルツァギの二乗則を用いることとする。求められた必要最低圧密時間 t_{c0} は、N-1次盛土載荷後の、N次盛土が施工可能となる圧密時間である。しかし、N-2次以下盛土はそれ以前にも圧密により強度増加している。

したがって、ある時点の間隙比までの応力履歴は、それ以降の圧密沈下には影響しないものと仮定し、以下にある層の換算圧密時間について述べる。沈下量 S は平均圧密度 \bar{U} の近似式³⁾を用いると(沈下量) = (最終沈下量) × (圧密度) より次のように表せる。

(I) 時間係数 $T_v \geq 0.5$ の時

$$S = \frac{k \cdot H \cdot p \cdot \left[1 - 8 \cdot \frac{\exp(-\pi^2 c_v \cdot t / 4H_d^2)}{\pi^2} \right]}{\gamma_w c_v} \quad (4)$$

(II) 時間係数 $T_v < 0.5$ の時

$$S = \frac{4kp \cdot \sqrt{c_v \cdot t} / \pi}{\gamma_w c_v} \quad (5)$$

ここに、 c_v ：圧密係数、 H_d ：排水距離、 γ_w ：水の単位体積重量、 k ：透水係数、 p ：圧密圧力、 H ：層厚
紙面の都合上、ケース(II)について説明する。

式(5)の関係より沈下量は \sqrt{t} の関数であることが分かる。図-5において線分 \overline{OA} は、次の盛土(ある層に対して n 層目)による自重圧密の経路を示し(\overline{AB} 、 \overline{BC} 、 \overline{CD} は $n+1 \sim n+3$ 層目を盛る為に $n+0 \sim n+2$ 層の荷重と自重による圧密の経路)、 $t_n \sim t_{n+3}$ は圧密時間、 $t'_{n+1} \sim t'_{n+3}$ は換算圧密時間を表す。また、各々の傾きを $a_n \sim a_{n+3}$ とする。

ある層が、B点の沈下量を得るためには(p_n 、 t_n)から(p_{n+1} 、 t_{n+1})の応力経路を経る。もし、初めから p_{n+1} の荷重を受けていたならば、B点の沈下量を得るためには(p_{n+1} 、 $t_{n+1} + t'_{n+1}$)という唯一の応力経路として表わされる。ある層に対して n 層目を盛るためとし、実験値への変換(供試体の有効排水距離 H'_d)を含めた換算圧密時間 t'_c を一般式として以下に示す。

$$t'_n = (a_{n-1}/a_n)^2 \cdot \left\{ t'_{n-1} + t_{n-1} \cdot (H'_d/H_d)^2 \right\}^2 \quad (6)$$

$$a_n = 4kp_n / \sqrt{c_{v(n-1)}} \cdot \pi \gamma_w \quad (7)$$

同様にして求めたケース(I)の場合の一般式を示す。ただし、 $a_1=0$ $t_1=0$ t'_1 、 $t'_2=0$ 。

$$t'_n = \left\{ t'_{n-1} + t_{n-1} \cdot (H'_d/H_d)^2 \right\} + \ln(a_{n-1}/a_n) \quad (8)$$

$$a_n = 8kHp_n \cdot \exp\left(-\pi^2 c_{v(n-1)} / 4H_d^2\right) / \gamma_w c_{v(n-1)} \pi \quad (9)$$

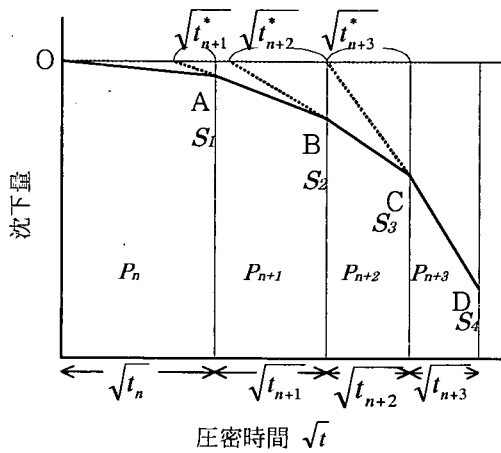


図-5 換算圧密時間

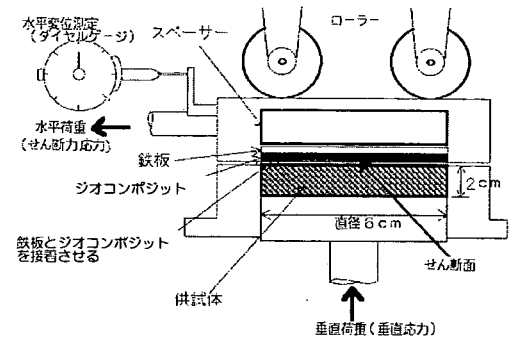


図-6 土とジオコンポジットを用いた時のせん断箱の拡大図

5. パラメータ選定実験

本研究で提案する設計法は、高含水比火山灰質粘性土の代表的な関東ロームを盛土材として用いた急勾配補強盛土を想定している。したがって、安定解析に必要なパラメータとして土の強度特性と土-ジオコンポジット・インターフェースの摩擦特性を関東ロームを用いて把握する必要がある。そこで、2種の特性を得るため、定体積一面せん断試験を行った⁹⁾。

(1) 試験方法

試験は関東ロームの一面せん断試験と関東ローム-ジオコンポジット・インターフェースの一面せん断試験の2種類を行った。関東ロームは5mmである分けしたものを含水比調整して用いた。一般に関東ロームの飽和度は突き固めることによって90数%まで増加するが、オーバーコンパクションになるまで締め固めてもなお100%に達せず飽和土とは言えない。このような土に対して、飽和土を対象としたテルツァギの圧密理論を用いるのは適当でないと考えられるが、不飽和土の圧密機構について未知な部分が多く、理論的に明らかにされていないため、正確性を欠くが以下に示す理由からテルツァギの圧密理論によって検討する。

こね返され強度低下したロームを転圧した場合、土の飽和度は96%程度で上限となるが、土中の空気は分離気泡となっていると考えられ、圧密等の力学的挙動はほとんど飽和土として扱おうと言われている。また、乱したロームを等方圧縮したときの水圧発生率は飽和土に近い値となっている。このことは、関東ロームの土粒子中

に含まれる多量の拘束(非自由)水分の考え方によって理解できる。即ち、拘束水分は“含水比”においては水でありながら、実質的には土粒子的な挙動を示し、実際の“水”としての水分は自由水のみと考えるものである。したがって、圧密試験、三軸圧縮試験等、通常の飽和粘性土に近い取り扱いで実用的に十分な精度の土質定数が求められると言われている¹⁰⁾。

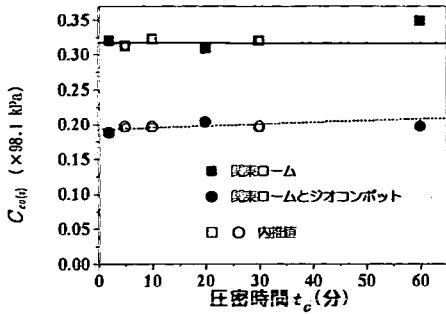
また、一般的に関東ロームはそれぞれの圧密時間ごとの圧密圧力~せん断強度関係は全ての圧密時間においてほぼ直線的な関係になるとの秋澤らの研究報告¹¹⁾がある。今回の締め固めた試料は $p_c=147\sim 196$ kPaの範囲であり、一般的な粘土に較べかなり過圧密状態である。

せん断試験の圧密圧力は p_c をカバーした範囲であるが、今回の試験では過圧密、正規圧密領域を含め粘着力はほぼ一定で、摩擦抵抗成分のみ直線的に増加する傾向にある。また、関東ロームは性質上、実際の現場で飽和度規定($S_r=85\sim 98\%$)に基づいて締め固められるため、本試験においてもその規定に基づき供試体を作製し、含水比 $w=128\%$ 、湿潤密度 $\rho=1.363$ g/cm³、飽和度 $S_r=98\%$ に設定した。

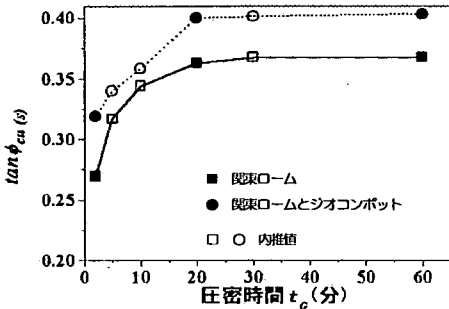
一面せん断試験は圧密時間を6通り{2, 5, 10, 20, 30, 60(min)}、載荷圧は4通り{49, 98, 196, 294 (kPa)}変化させ、せん断過程は定体積で行った。図-6に土とジオコンポジットを用いた試験時のせん断箱の拡大図を示しているが、この試験は土とジオコンポジットの境界面をせん断する必要があり、試験の中で最も重要な作業である。圧密終了時にせん断するために関東ロームとジオコンポジット(約2.5mm)の圧縮量だけ上方に変位させ、インターフェースとせん断面を一致させる。以降は、定体積せん断のため、せん断位置がインターフェースからずれることは無い。

表-2 解析ケース

盛土撒き出し厚 30 cm(領域厚 90 cm)		
圧密状態	未圧密	圧密
補強状態	無補強, 引張り補強	無補強, 排水補強, 排水・引張り補強
敷設間隔(cm)	30, 45, 90	
盛土高(m)	5, 6, 7, 8, 9, 10, 15, 20	5, 10, 15, 20
のり勾配(割)	0.1, 0.3, 0.6, 0.8, 1.0	0.1
施工期間(hr)	0	24(1日), 72(3日), 120(5日), 240(10日), 480(20日), 720(30日)



(a) 粘着力成分



(b) 摩擦抵抗成分

図-7 粘着力成分と摩擦抵抗成分の変化

(2) 試験結果

関東ロームの強度特性と関東ローム-ジオコンポジット・インターフェイスの摩擦特性の指標となるそれぞれの粘着力成分と摩擦抵抗成分の変化を図-7に示す。

下添字Sは土とジオコンポジットを用いた試験結果を表したものである。粘着力成分は関東ロームおよび関東ローム-ジオコンポジット・インターフェイスいずれも圧密時間に関係なくほぼ一定であった。また、摩擦抵抗成分は両者とも圧密の初期の段階で変化し、その後は一定値に漸近する傾向が確認できた。例えば関東ロームの $t_c=20$ 分の場合、 $\tau=31.4+0.36\sigma$ (kPa)となる。これらの試験結果から、関東ロームの強度特性ならびに関東ローム-ジオコンポジット・インターフェイスの摩擦特性は圧密の進行に伴って変化することがわかり、さらにジオコンポジットは関東ローム自体の摩擦抵抗に較べて10%程大きな値が得られた。これはジオコンポジットと関東ロームとのかみ合わせ効果に起因するものと考えられる。このことから、ジオコンポジットは引張り補強材としても有効に機能することが確認できた。

6. 安定解析

(1) パラメータ

一面せん断試験より求めた関東ローム及び関東ローム-ジオコンポジット・インターフェイスの粘着力 $c_{cv}(t_c)$, せん断抵抗角 $\phi_{cv}(t_c)$ を以下のように決定する。

$$c_{aa}(t_c) = 31.4 \text{ (kPa)}$$

$$\phi_{aa}(t_c) = 20.2 - 1/\exp(-3.00 + 0.941\sqrt{t_c}) \quad (10)$$

$$c_{aa}(t_c) = 19.6 \text{ (kPa)}$$

$$\phi_{aa}(t_c) = 22.0 - 1/\exp(-3.09 + 0.944\sqrt{t_c}) \quad (11)$$

また、土の透水係数 k 及び圧密係数 c_v は

$$k = 0.0042 \text{ (m/min)},$$

$$c_v = 2.04 \times 10^{-6} + 2.72 \times 10^{-6} \ln Q \text{ (m}^2\text{/min)} \quad (12)$$

但し、 σ_c : ジオコンポジットに作用する拘束圧 (kPa) に決定する。

(2) 解析ケース

本研究で行った安定解析は、大別して2ケースあり、未圧密盛土と圧密させた盛土である。未圧密状態は急速施工を想定した概略安定検討として位置づけ、圧密させた盛土は施工期間を設けることによって実際の施工条件を想定できる詳細安定検討として解析を行う。

また、施工過程は撒き出し厚 30cm(圧密度一定の領域層厚 90cm), 各層に費やす圧密時間は施工期間を盛土の層数で除したものである。解析ケースの詳細を表-2に示すなお、本設計法では設計安全率を 1.2 と設定した。

(3) 解析結果

a) 概略安定検討

未圧密で無補強状態の盛土を想定して盛土高を8通り、勾配を5通り変化させて解析を行った(表-2参照)。その結果、図-8に示すように、安全率は盛土高が

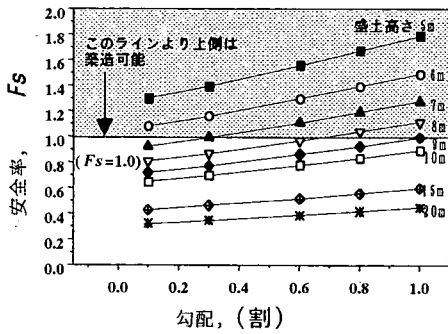


図-8 安全率 (F_s) と勾配 (割) の関係

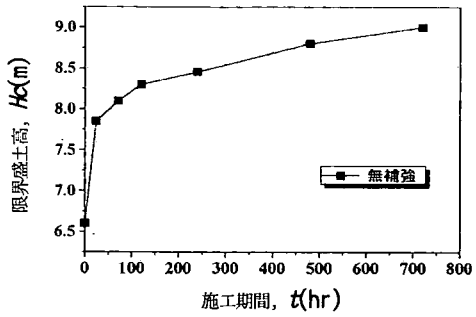
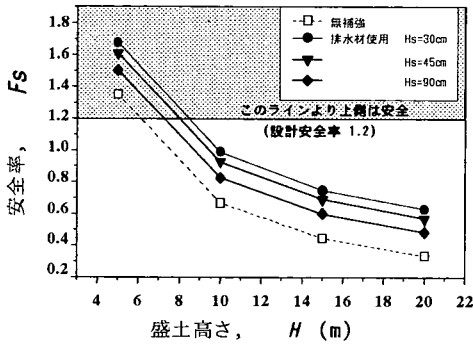
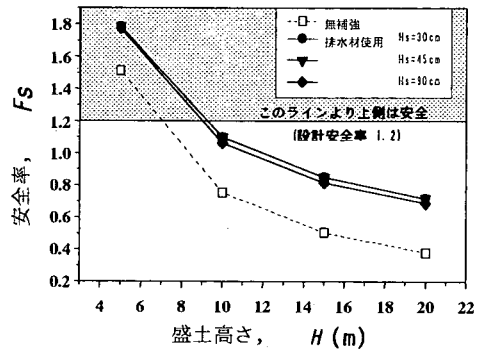


図-9 施工期間に伴う限界盛土高 H_c の変化 (無補強盛土)



(a) 施工期間 24hr (1日)



(b) 施工期間 720hr (30日)

図-10 安全率 (F_s) と盛土高 (H) の関係

高くなるにつれ低下していく。また、勾配が緩やかになると安全率は上昇するが、盛土高が高くなるにつれその影響は小さくなる。なお、限界盛土高 H_c は 6.6m となった(勾配 1:0.1)。

b) 詳細安定検討

ここでは施工期間を与え、想定盛土を圧密される盛土として検討を行う。補強状態は 3 通り、盛土高を 4 通り、施工期間は 6 通り変化させ、勾配は急勾配の 1:0.1 とし解析を行った(表-2 参照)。

(i) 無補強盛土の安定解析結果

無補強盛土は施工期間内で土自身の圧密による強度増加のみを期待して安定化を図る。いずれの盛土高でも施工期間を長くすると盛土本体が圧密され、安全率は大きくなる。図-9 は施工期間 t と限界盛土高 H_c の関係を示す。急速施工($t=0$)で盛土を築造できる高さは 6.6m であったが、施工期間 t を長くすると伴に H_c は大きくなり、 $t=720$ hr のときの H_c は 9.0m である。

これより、無補強状態でも施工期間に 30 日間を費やせば、未圧密時限界盛土高に 2.4m の増し盛土が可能になる。

(ii) 排水材を用いた補強盛土の安定解析結果

排水材を用いた補強盛土は圧密による土の強度増加を促進しながら安定化を図る。なお、排水材の敷設間隔 H_s

は 3 通り {30, 45, 90(cm)} 変化させている。図-10 は(a) 施工期間 $t=24$ hr と(b) 施工期間 $t=720$ hr の安全率 F_s の推移である。図-10 の(a), (b) ともに盛土高が高くなるにつれ安全率は低下していることがわかる。また、敷設間隔 H_s に着目すると、(a) では H_s が密になるにつれ安全率が大きくなるが(b) では H_s の影響は安全率に対してほとんど見られない。これより、十分な施工期間が許される工事であれば、敷設間隔を意図的に密にする必要はなく、経済的な施工が可能になると言える。

次に、図-11 に限界盛土高 H_c と施工期間 t の関係を示す。排水材を敷設した補強盛土は敷設間隔に関係なく H_c が常に無補強盛土より高いことから、確実に盛土は補強されていることがわかる。さらに、敷設間隔 H_s の影響を見ると、 $H_s=45$ cm は $t=480$ hr 後、 $H_s=30$ cm は $t=240$ hr 後に同一定値($H_c=12$ m)に漸近しており、圧密による強度増加がほぼ完了していることが予想される。

すなわち、敷設間隔を密にすれば早期に圧密が終了し、施工期間の短縮に効果があると言える。また、 $H_s=90$ cm の H_c は t の増加に伴い卓越していき、 $t=720$ hr 後は 12m に漸近していくものと思われる。したがって、排水補強盛土として築造可能($F_s=1.0$)な盛土高さは 12m 未満と判断される。

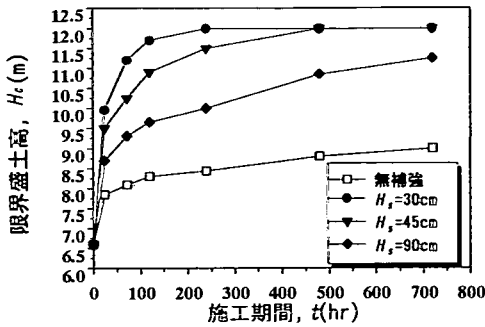


図-11 限界盛土高 H_c の変化
(排水補強盛土)

表-3 ジオコンポジットの総敷設長($H=20$)

H_s (m)	施工期間 t (hr)					
	24	72	120	240	480	720
0.30	391	348	347	347	347	347
0.45	306	274	245	243	243	243
0.90	231	180	178	160	140	140

(単位: m)

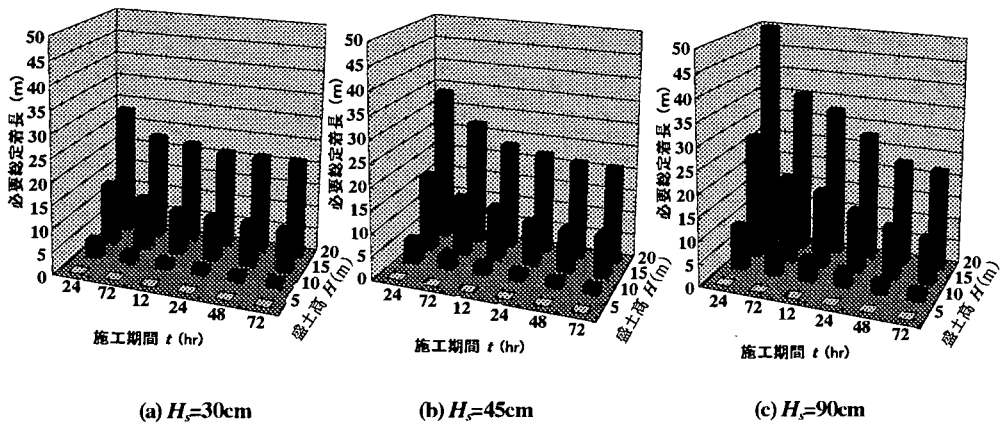


図-12 各敷設間隔 H_s で必要な総定着長 L

(iii) 排水・引張り補強両機能を考慮した補強盛土の安定解析結果

前述したように、本設計法は排水から引張り補強へと段階的な安定解析を行っている。したがって、排水効果によって安定度が高まった状態の盛土に対して、ジオコンポジットの引張り補強効果を加味させた計算を行う。

すなわち、最終的に安定に不足している抵抗力をジオコンポジットの定着長に期待するのである。図-12に施工期間 t と盛土高 H と必要総定着長 L_e の関係を示す。盛土高毎に見ると、高さ 5m の盛土は安定が確保されているため、定着長は必要とされない。

一方、高さ 10, 15, 20(m) の盛土は排水材による促進された圧密により強度増加しているが、未だ危険な状態 ($F_s \leq 1.2$) にあるため、ジオコンポジットの引張り補強効果が付加され、図-12に示すような、総定着長を必要とする。

敷設間隔 H_s を密にすると、圧密促進効果が十分に発揮され、必要とする総定着長も短くてすむ。しかし、施工期間が長くなると敷設間隔に関係なく、必要総定着長はほぼ同じ値を示す。

表-4 最適施工方法

(勾配 1:0.1 $F_s \geq 1.2$ の場合)

盛土高 H (m)	敷設間隔 H_s (cm)	施工期間 t (hr)	総敷設長 (m)
5	無補強・急速		0
10	90	480(20日)	50
15	90	720(30日)	85
20	90	720(30日)	140

各 H , t が示している総定着長を要せば、想定盛土は設計安全率を満足するので、ジオコンポジットの総敷設長が決定される。算出した総敷設長の一例(盛土高 20m)を表-3に示した。

本研究試料で勾配 1:0.1 の場合、最も経済的かつ合理的な施工条件は、ジオコンポジットの総敷設長と施工期間 t が短く、かつ、敷設間隔 H_s が大きいケースであり、

表-3でこの条件を満たすのは、塗色したケースである。

なお、盛土高ごとに求めた最適施工方法を表-4に示す。

7. 結論

本研究では、ジオコンポジットによる粘性土補強盛土を想定した排水・引張り補強両効果を考慮した設計法を提案した。提案設計法を用いて安定解析を行った結果、無補強で築造不可能と判断された盛土でも、ジオコンポジットの排水効果によって粘性土の強度増加が確認でき、補強効果によってより安定的に盛り立てることが可能であることが分かった。このことから、本設計法はジオコンポジットの両機能を考慮した設計法として粘性土盛土に対し適用可能であると考ええる。

また、本設計法の特徴として施工期間、施工過程を考慮しているため、今回設定した土性での最適な設計条件(施工期間、敷設間隔)が確認できた。今後は土質定数が異なる土や勾配が異なるケースでの試算が課題である。

参考文献

- 1) ジオテキスタイル補強盛土工法普及委員会：ジオテキスタイルを用いた設計・施工マニュアル, pp.51-83, 1996.
- 2) 三木博史：高含水比粘性土を用いた盛土の補強方法, 土と基礎, Vol.41, No.9(428), pp.69-76, 1993.
- 3) 宮田喜壽, 木暮敬二, 落合英俊：高含水比粘性土盛土における水平排水層の排水効果の評価法, 土木学会論文集, No.589/III-42, pp.121-129, 1998.
- 4) 荻迫英治, 了戒公利：ジオグリッドで補強された粘性土地盤の解析的評価, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.325-334, 1999.
- 5) Kamon, M., Akai, T., Fukuda, M., Nanbu, Y.: In situ failure test of high water content soft clay embankments reinforced by GHDs, *Earth reinforcement* vol.1 (IS Kyusyu' 96), pp.215-220, 1996.
- 6) 嘉門雅史, 三村衛, 加藤隆, 赤井智幸：ジオシンセティック水平排水材を用いた粘性土補強盛土の変形挙動解析, 第13回ジオシンセティック論文集, pp.1-12, 1998.
- 7) 棚橋由彦, 和久田直孝, 陶山健太, 安原一哉, 西村淳, 平井貴雄：複合ファブリックの排水・補強両機能を考慮した急勾配補強盛土の設計法試案, ジオシンセティックス論文集, 第13巻, pp.199-207, 1998.
- 8) 山口柏樹：土質力学(全改訂), 技報堂, pp.121-122, 1984.
- 9) 棚橋由彦, 清水裕介, 陶山健太, 持下輝雄, 北川圭介：ジオシンセティックスと火山灰質粘性土の一面せん断及び引抜き試験による抵抗特性の把握, 第34回地盤工学研究発表会講演概要集, 2分冊の2, 892, pp.1785-1786, 東京 1999.
- 10) 高速道路調査会：関東ロームの土工—その土質と設計・施工—, pp.69, 118, 161-162, 1973.
- 11) 秋澤賢：不織布によって補強した火山灰質粘性土高盛土の安定解析法, 茨城大大学院修士論文, 1996.

(2001. 1. 15 受付)

NEW DESIGN METHOD OF GEOCOMPOSITE-REINFORCED COHESIVE EARTH FILLS

Yoshihiko TANABASHI, Hiromasa NAGASHIMA, Kenta SUYAMA, Takao HIRAI
and Kazuya YASUHARA

Recently developed geocomposite has sandwiched structure of woven fabric in between both non-woven fabric and has over the tensile strength of geogrids of woven fabrics and also having the drainage effect of non-woven fabrics. However, current design methods of non-woven fabric-reinforced earth fills have considered the drainage function only. Therefore, this paper propose a new design method of earthfill structures considering the reinforcing effect together with strength increase of the volcanic loam caused mainly by drainage.