

ジオシンセティック水平排水材の 高含水比粘性土盛土試験施工への適用

嘉門 雅史・和田 秀俊

APPLICATION OF GEOSYNTHETIC HORIZONTAL DRAIN MATERIALS TO TEST EMBANKMENT OF HIGH WATER CONTENT SOFT CLAY

By Masashi KAMON and Hidetoshi WADA

Synopsis

Newly developed geosynthetic horizontal drain (abbreviated as GHD) was tried to apply to a full-scale test embankment by high water content soft clay soil. The GHD consists of geosynthetic materials and their transmissivity and core strengths are reliably high. The straw type GHD and a nonwoven fabric were used in three meter high test embankment. The slope deformation, pore water pressures and cone penetration strengths of the reinforced embankment were carefully monitored. According to the test results, the design procedure of GHD was evaluated and the GHD used worked as well reinforcing intrusions of the soft clay embankment.

1. 緒 論

近年の各種工業のめざましい発達により、従来では考えられないような性状を有する新素材、新材料が生産されるようになってきた。これは比較的自然材料を使用することの多い土木分野においても例外ではなく、新素材、新材料を積極的に導入されている。本研究で取り上げる「ジオシンセティック (Geosynthetic)」もそのような新材料の一つであり、プラスチック等の石油化学製品や合成繊維の技術を用いて生産されているものである。ジオシンセティック材料は土木材料としては比較的新しいものであるが、ここ数年の間にこれを用いた様々な工法が使用されるまでに普及している。一般的にジオシンセティックは、軽量である、施工が容易である、たわみ性に富んでいる、引張りに対する強度が高い、排水性がある、といった様々な特性を有しており、土材料との複合体として優れている。これらのことがジオシンセティックの使用機会の増加につながっている。

ジオシンセティックの使用に際しては、その単一の効果のみを評価して設計されることが多く、設計上無視された効果によって、隠された安全率が相当高いものである。例えば、軟弱粘土の圧密促進には不織布やプラスチックボードドレーンの様な排水効果が期待できる材料が用いられており、砂質土系の盛土の補強にはジオグリッドのような補強効果が期待できる材料が用いられている。排水効果を期待して用いている不織布には補強効果が期待できるにもかかわらず、設計においてはその効果が取り入れられていない。ジオグリッドの様な形状的に排水効果が期待できないものは単一の効果のみを評価すればよいが、不織布等の場合では補強効果が期待できるため、その効果は無視した設計は合理的とはいえず、ジオシンセティックの有する多面的な性状、性質を正當に評価しているとはいえない。

本研究は、様々な状況で使用され始めているジオシンセティックを取り上げ、その多岐に渡る性状の適正な評価方法、またその使用の可能性について、盛土補強材としての側面から論じるものである。具体的にはジオシンセティック水平排水材 (GHD: Geosynthetic Horizontal Drains) を用いており、GHD の排水及び補強効果を検討するために、高含水比粘性土を用いた盛土に GHD を使用し、盛立て状況を観測し、盛立て後の変形等を計測して、補強効果と排水効果の双方を設計へ反映することをめざすものである。

2. GHD による高含水比粘性土盛土の設計

2.1 GHD の機能に関する理論的考察

ここではジオシンセティック水平排水材 (GHD) が発揮していると考えられる排水機能および補強機能についての理論的考察を行う。また、これらの理論を実際の安定解析および設計に使用する際の考え方、条件についても取り扱う。

(1) 排水機能¹⁾

GHD はその名が示す通り、第一に排水材としての働きを目的としている。したがって本項では、一次元圧密理論とバーチカルドレーン理論に基づき、GHD を高含水比粘性土盛土内に敷設し圧密促進を図る場合の強度増加評価方法について考える。

まず、GHD を用いずに無補強のままで完成形盛土の急速施工が可能かどうかの検討を行う。ここでは円弧すべり法によって盛土の安定性を検討する。盛土材料の設計定数としては三軸 UU 試験等によって得られた c_u および $\phi = 0$ を用いる。この場合、安全率の値としては $F_s \geq 1.2$ をもって安定であるとし、通常の工法を用いて盛立てを行う。また、 $F_s < 1.2$ の場合は GHD による圧密促進を図る方針で、盛土安定の検討に移る。

次に GHD を用いて圧密促進を図れば、完成形の盛土の築造が可能かどうかを検討するために、圧密による土の強度増加を考慮に入れた安定計算を行う。この段階では、圧密が完了した時点においても盛立てが不可能となるような土材料を用いないように行うものである。検討には円弧すべり法を用い、盛土材料の設計定数としては圧密による強度増加を見込んだ c_u を用いる。ここでの c_u とは以下に示すとおりである。

$$c_u(h) = c_{u0} + U \cdot k_a \cdot \gamma_t \cdot h \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、

$c_u(h)$: 盛土上面から距離 $h(m)$ での粘着力

c_{u0} : 初期粘着力

U : 圧密度

k_a : 粘着力の増加率 (例えば $1/3$)

γ_t : 盛土材料の単位体積重量

h : 盛土天端よりの高さ、である。

GHD の配置方法としては、①全面敷設配置と②帯状千鳥配置の 2 種類が考えられる。ここではそれぞれの圧密計算方法について示す。

① 全面敷設配置

全面敷設配置の場合は Terzaghi の一次元圧密理論の式を用いている。以下にその基本式を示す。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$t = \frac{T_v \cdot H_s^2}{c_v} \dots\dots\dots (3)$$

ここで、

t : 所定の圧密に要する時間

T_v : 圧密度に応じた時間係数

H_s : GHD の敷設間隔の 1 / 2 の長さ

c_v : 盛土材料の圧密係数, である。

本研究では盛立てに要した時間 t_0 を瞬間載荷の条件に換算するため, 式(3) で $t = t_0 / 2$ とおき, H_s , t_0 , c_v により T_v を算出し, それに対応する圧密度 U を用いて粘着力の増加を求め安定解析に反映させる。

② 帯状千鳥配置

帯状千鳥配置の場合には, サンドドレーンを対象とした Barron の圧密理論の式を準用する。以下にその基本式を示す。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \dots\dots\dots (4)$$

$$t = \frac{T_h \cdot d_e^2}{c_v} \dots\dots\dots (5)$$

ここで、

t : 所定の圧密に要する時間

T_h : 放射流の場合の時間係数

d_e : 帯状 GHD を円柱状ドレーンに換算したときのドレーンの有効径

c_v : 盛土材料の圧密係数, である。

なお, T_h は次式によって求められる。

$$T_h = -\frac{F(n)}{8} \log_e(1-U) \dots\dots\dots (6)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2-1} \log_e n - \frac{3n^2-1}{4n^2} \dots\dots\dots (7)$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \dots\dots\dots (8)$$

ここで

d_w : GHD のドレーン換算径, である。

ここでは先と同様に圧密に要する時間 t を決定して圧密度を算出し, 粘性土の強度増加を評価している。

次にドレーン材の有効半径の考え方について述べる。ドレーン材 (GHD) は正方形または正三角形に配置されるのが普通である。このとき, それらの中心間隔を d (敷設間隔) とするならば, 正方形または正六角形のドレーン受け持ち分担範囲ができると考えられる。そこで, これらの分担範囲と同じ面積の円を仮想したものがドレーン有効円の考え方であり, その直径をドレーン有効径 d_e としている。

ここまで GHD の圧密促進効果の計算方法について述べてきたが, ここで重要なことは GHD の敷設方法では計算の基本仮定として, GHD を砂質土層のような排水層であると考えていることである。全面敷設置の場合は GHD の選定を適切に行えば GHD を排水層とみなすことについての問題はないと考えられるが, 帯状千鳥配置の場合では GHD をサンドドレーンと同等と考えることには 2 つの問題点がある。第 1 点は, 帯状の GHD を円形のサンドドレーンであると考えていることである。第 2 点は, サンドドレー

ンではその内部は砂質土によって充填されているが、GHDの場合では内部が空洞であり、そのために通水性、透水係数の変換が必要なことである。そこで、先に述べたドレーン理論をGHDに適用するためには、GHDをその性能と等価なサンドドレーンに変換し、その直径を求める方法について考える必要がある。このような考え方のもとに求められたドレーンの直径のことをGHDのドレーン換算径と称している。本研究ではプラスチックボードドレーン理論等で用いられている等周長換算法を用いてGHDのドレーン換算径を算出している。

この方法ではGHD周長がドレーン効果についての重要な要素であると考え、GHDの周長と円柱ドレーンの周長が等しいと仮定し、有効径を次式のように求めるものである²⁾。

$$d_w = \lambda \cdot \frac{S_g}{\pi} \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここで、

S_g : GHDの周長

λ : 換算係数, である。

(2) 補強機能

本来、盛土築造などでの土の弱点はせん断強さ、特に引張り強さが相対的に低いこと、変形性が高いことであり、補強土工法はこの弱点を補強するものである。本研究でのジオシンセティックを用いた工法では、ジオシンセティックが土に作用するせん断応力を分担することで盛土を安定化させている。

Fig. 1にジオシンセティックの補強効果を示す概念図を示し、ここではジオシンセティックの引抜き抵抗がジオシンセティックの敷設方向に作用すると仮定している。この図においてすべり面上のジオシンセティックによって発揮される引き抜き力を T とすると、すべり線方向の成分 $T_H = T \cdot \cos \alpha$ がすべりに対する直接抵抗力になり、土に作用するせん断応力はこの分減少する。これはアンカー工法では「吊り下げ効果」と呼ばれているものである。また、すべり面に垂直な方向の成分 $T_V = T \cdot \sin \alpha$ によるせん断面に作用する垂直応力が増加することで、それに伴う土のせん断抵抗力 $T \cdot \sin \alpha \cdot \tan \phi$ の増加が発生する。これはアンカー工法では「締め付け効果」と呼ばれているものである³⁾。本研究では、ジオシンセティックによるこれらの補強効果を従来の円弧すべり法を用いた斜面安定解析法に取り入れることにより得られる以下の式を安定解析の基本式として採用した。

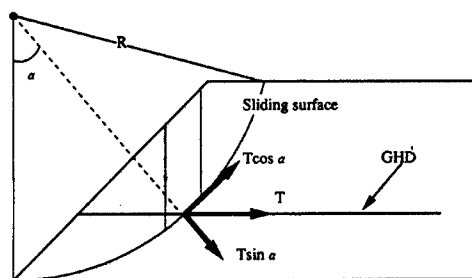


Fig. 1. Model of GHD's reinforcement effect

$$F_s = \frac{M_R + \sum R \cdot (T_i \cdot \cos \alpha + T_i \cdot \sin \alpha \cdot \tan \phi)}{M_D} \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$M_R = R \sum (c \cdot l + W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi) \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$M_D = R \sum W \cdot \sin \alpha \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここで、

F_s : 安全率

M_R : 無補強時の抵抗モーメント

M_D : 無補強時の起動モーメント

T_i : 各ジオシンセティックの引抜き抵抗力

R : すべり円弧の半径

- l : 分割片で切られたすべり面の弧長
 W : 分割片の土塊重量
 α : 各分割片で切られたすべり円弧の midpoint における接線角
 c : 土の粘着力
 ϕ : 土の内部摩擦角, である。

本研究では盛土材料として高含水比粘性土を対象としており, 盛土盛立て時の安定性を検討する必要があることから, $\phi = 0$ 解析法を採用している。したがって, (10)式は次のように書き直すことができる。

$$F_s = \frac{R \sum c \cdot l + R \sum T_i \cdot \cos \alpha}{R \sum W \cdot \sin \alpha} \dots\dots\dots (13)$$

(13)式は (10)式に $\phi = 0$ を代入した式であり, 盛立て時の補強効果については有用であると考えられる。盛土築造後放置し, 圧密を促進させた場合の安定性については, 式(1) で示したように粘着力 c を増加させることで対応する。

次に問題となることはジオシンセティックの引抜き抵抗力 T の設定方法であるが, 本研究では引抜き試験を行うことによって得られる引抜き荷重と土のせん断強さから推定する方法を採用する。

引抜き試験とは土試料の中に敷設されたジオシンセティックの一方を固定し, 水平方向の荷重(引抜き荷重)を作用させ, ジオシンセティックが引き抜ける時の引抜き抵抗力すなわち引抜き荷重を求めるものである。この引抜き荷重は土中において計測されており, また土とジオシンセティックの摩擦によって発生するものである。しかし, 引抜き荷重では土との相互作用が大きいため, 盛土材として使用される土材料によって引抜き荷重が大きく変化することが考えられる。そのため, 引抜き強さを設計に用いる場合も土材料の変化によって引抜き荷重を変換する必要があると考えられる。一般的に引抜き抵抗力を表すためには, 引抜き試験の結果から土とジオシンセティックの間の見かけの粘着力 c^* , 内部摩擦角 ϕ^* を設定する必要がある⁴⁾。以下に引抜き力を表す式を示す。

$$T = 2 \cdot f_p \cdot (c^* + \sigma_v \cdot \tan \phi^*) \cdot L_g \dots\dots\dots (14)$$

ここで,

f_p : ジオシンセティックの引抜きに対する換算係数

L_g : ジオシンセティックの敷設長

土のせん断強さから補強効果を推定する方法では, 土材料が高含水比粘性土であることから, 新たに次のような仮定を設けた。GHD の周囲に粘性土が付着し, 実際に摩擦力を発揮するのは粘性土同士であるとするものである。すなわち GHD を敷設している部分ではその周りを粘性土が被い, すべり面以外でも粘着力が発揮され, すべりに対して抵抗することで安定性を高めていると仮定している。この仮定を用いれば GHD 自体の引抜き強度に関して全く評価できないことになるが, 粘性土の場合ではジオシンセティックの表面特性がそれほど大きな要素とならないと考え, この仮定を設けた。次にその式を示す。

$$T = 2 \cdot f_c \cdot c_u(h) \cdot L_g \dots\dots\dots (15)$$

ここで,

f_c : 土のせん断強さ(粘着力)の換算係数, である。また, $c_u(h)$ とは式(1) に示した通り, 圧密による強度増加を取り入れたものである。

次にジオシンセティックの敷設長の取扱い方について述べる。安定計算ではジオシンセティックの敷設長が重要である。これはジオシンセティックの補強効果として引抜き試験結果, 土のせん断強さのどちらを用いるとしても, 敷設面積ひいては敷設長の関数となるからである。本来はジオシンセティックの敷設長は設計および施工時に管理でき, ことさら問題にする必要がなく実際に敷設したジオシンセティックの

長さ（全敷設長）を用いればよいのであるが、本研究では、この敷設長の評価として、すべり円弧の後方の長さを有効敷設長と称し、安定計算に用いている。これは土塊がすべり崩壊する場合にはすべり面の後方にある土と定着している部分のジオシンセティックが引抜き力を発揮すると考えたためである。Fig. 2 に有効敷設長の考え方を示す。

また、ジオシンセティックの敷設面積を考える際にはその配置方法も考慮する必要がある。今回の盛土載荷実験では全面敷設配置と帯状千鳥配置の2種類の敷設方法が用いられた。そこで敷設方法の違いに対応する必要があるが、敷設方法の違いに関する評価は敷設面積を重視して行った。すなわち帯状千鳥配置ではその配置特性から、モデル化には3次元的な考察を必要とするが、先の理由により帯状千鳥配置ではジオシンセティックの敷設面積が全面敷設配置の1/2であることのみを取り入れたモデルを用いた。つまり、設定した引抜き抵抗力に1/2を乗じることによって、帯状千鳥配置の引抜き抵抗力としている。

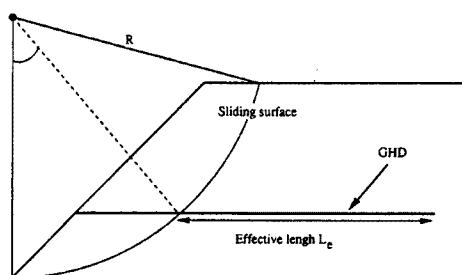


Fig. 2. Effective length of GHD

2.2 高含水比粘性土を用いた試験盛土の諸元

本研究の高含水比粘性土を用いた試験盛土は大阪府、堺7-3区産業廃棄物処分場において行われた。試験盛土材料としては同処分場において採取された乱された高含水比粘性土（沖積粘土）を使用している。この高含水比粘性土の土質定数は単位体積重量 $\gamma_t = 14.6$ (kN/m³)、粘着力 $c = 42.1$ (kPa)、内部摩擦角 $\phi = 0^\circ$ である。また、自然含水比は液性限界とほぼ等しく（液性指数が平均0.879）、一軸圧縮強さが3.9～33.6 kPaの範囲にあり非常に小さい値である。Table 1 にこの盛土材料の諸元を示す。以上の土質定数が示すように盛土材料として用いた高含水比粘性土が軟弱であるため、この状態のまま通常の方法を用いて、所定の形状まで（盛土高さ3.0 m）盛立てを行うのは困難であることが予想できる。そこで、設計盛土形状を型どった盛土枠を土材料で築造し、その枠内に高含水比粘性土を盛立てることを計画した。

Fig. 3 に試験盛土の正面図及び断面図を示す。盛土補強材としては不織布とストロー構造を有するGHDの2種類を使用した。不織布材（スパンボンド不織布）は盛土中の排水工法等に一般的によく使用されているもので、やわらかく加工、敷設しやすいものの塑性変形を生じやすい欠点がある。厚さは3 mmである。ストロー材は厚さ10 mmと厚くかなり硬い材料である。同材料はプラスチック樹脂製の通水コア部

Table 1. Material properties of soil used

unit weight	liquid limit	plastic limit	compression index	cohesion
14.6 kN/m ³	100.5%	31.7%	0.85	42.1 kPa

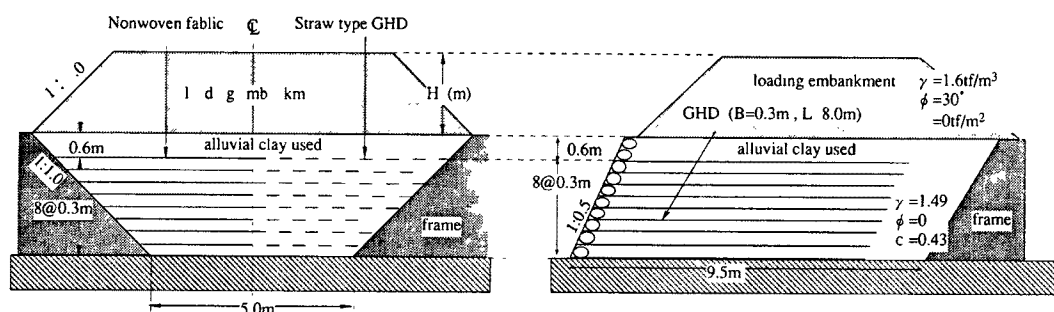


Fig. 3. Front view and cross-section of soft clay test embankment

Table 2. Material properties of GHDs used

Materials	Thickness (mm)	Unit density (g/m ²)	In-plate permeability (cm/s)		Tensile strength (kN/m)	Transmissivity (cm ³ /s) at 98.0 kPa
			Normal stress at 98.0 kPa	Normal stress at 294.0 kPa		
Nonwoven fabric	3	436	1.8×10^{-1}	1.3×10^{-1}	15.7	0.14
Straw type GHD	10	1981	2.3×10^{-1}	2.2×10^{-1}	49.6	23.0

Note: Materials transmissivity was calculated for a 30 cm wide sample.

と不織布フィルター材の複合材料であり、通水性が高いものである。Table 2 に 2 種類の GHD の諸元を示す。これらの GHD は Fig. 3 の正面図に示すように盛土を 2 つの区域に分割し、その左側に不織布を、右側にストロー材を配する形式で敷設されている。また、配置方法としては不織布敷設区域 (A 区) では全面敷設配置、ストロー材敷設区域 (B 区) では帯状千鳥配置を用いている。GHD の敷設層厚は 0.3 m、敷設長は 8.0 m であり、帯状千鳥配置での敷設幅は 0.3 m である。

実験手順を以下に示す。試験盛土の施工は上記の粘性土を 0.3 m の盛立て層厚で 10 層、3.0 m までを 2 日間で盛立てるものとする。この際、斜面の表面部は一層毎に土のうと不織布で保護しながら盛立てを行っている。

Fig. 4 にこの斜面保護の様子を示す。設計盛土高さまでの盛立てを確認した後、圧密期間として 14 日間放置する。このことは GHD の排水効果による圧密を促進させ、盛土の強度増加を図るためである。14 日間の放置後、載荷盛土を設置し盛土の安定性を確認する。本試験施工では載荷盛土 (3.0 m) 盛立て後 9 日間、沈下量および斜面の水平変位を測定し、実験の終了とした。なお、載荷盛土に使用された土材料は砂質土であり、単位体積重量 $\gamma_t = 15.7$ (kN/m³) である。

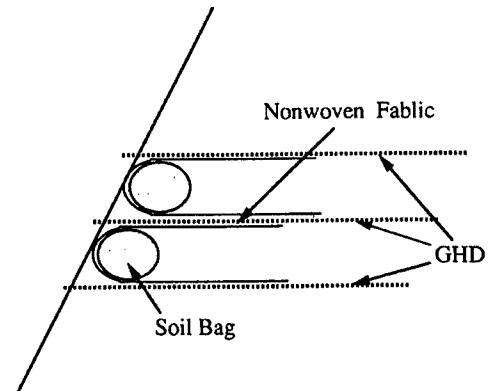


Fig. 4. Cross-section of facial protection

2.3 安定解析結果

これまでの理論および仮定を用いて、本研究での高含水比粘性土盛土について安定解析を行う。円弧すべり法では粘性土を 3.0 m 盛立てた時点の基本としており、この場合の斜面肩を原点とし、天端面を横軸、これと鉛直方向に縦軸をとっており、座標単位は m である。また、各軸の方向は横軸が斜面表面から盛土枠に向かう方向を正、縦軸は鉛直上向きを正としている。したがって、この座標平面内では斜面先の座標が (−1.5, −3) となる。以下で示す中心座標はすべてこの座標軸上での座標である。

安定解析では GHD の補強効果を評価する必要があるが、これには先の (14), (15) 式を使用するが、(14) 式を使用する際には若干の修正が必要である。それは引抜き試験で得られた結果から見かけの粘着力 c^* 、内部摩擦角 ϕ^* を推定する際に誤差が大きくなるためである。よって、補強効果としては引抜き試験時に使用した上載圧である 49.0 kPa における引抜き荷重で一定とし、用いることとした。これらの仮定によりジオシンセティックの引抜き抵抗力 T は次式のように表すことができる。

$$T = 2 \cdot f_p \cdot \tau_5 \cdot L_g \quad \dots\dots\dots (16)$$

ここで、

f_p : ジオシンセティックの引抜きに対する換算係数

τ_5 : GHD 5 % ひずみ時の引抜き荷重を敷設面積で除したもの

L_g : ジオシンセティックの敷設長、である。

さらに、 τ_5 は5%ひずみ時引抜き荷重を敷設面積の2倍で除することによって求められるが、この5%ひずみ時引抜き強度とは引抜き試験を行った際の先端部ひずみが5%の時の引抜き荷重のことである。これを採用した理由は最大引抜き荷重時ではGHDの変形(ひずみ)が大きく、設計において許容できるものでは無いためである。実際の解析においてはこの τ_5 に敷設面積を乗じて補強効果としている。具体的な数値は、不織布材料では $\tau_5 = 60.8$ (kPa)、ストロー材では $\tau_5 = 255$ (kPa)である。

ジオシンセティックを使用しない無補強時の円弧すべり法による粘性土盛立て時の安全率は0.601であった。したがって、補強を行わずに完成形の盛土を築造することは不可能であると判断できる。つぎにGHDの補強効果を考慮した安定計算の結果について配置方法別に示す。

(1) 全面敷設配置区域

全面敷設配置の場合の盛立て時の安定計算結果について述べる。まず、載荷盛土を考慮しない盛立て時の安定検討について示す。この断面では盛土築造に約2日間かかっており、急速施工と考えるために圧密に要した時間を1日とした。その結果、圧密度 $U = 47.6\%$ となり、この値を安定解析に用いた。圧密計算の式として Terzaghi の一次元圧密理論を用いている。

補強効果の評価方法として引抜き強度を用いて安定計算を行った場合では最小安全率1.285がえられた。引抜き強度に対する換算係数すなわち式(14)での f_p を0.5とした。

また、補強効果の評価方法として土の粘着力を用いた場合について述べる。ここでは粘着力に対する換算係数(式(15)での f_c)を0.7と設定している²⁾。結果は最小安全率として1.426が得られた。

次に載荷盛土3m時の安定性検討について述べる。圧密度は90%を越えたために90%とした。補強効果として引抜き強度を用いた場合の最小安全率は1.047であり、粘着力を用いた場合では1.375であった。諸条件は上で用いたものと同様のものを使用している。

(2) 帯状千鳥配置区域

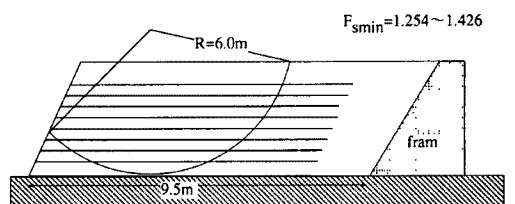
帯状千鳥配置では圧密についての計算は等周長換算法で行い、式(9)での換算係数 λ を0.5としている。結果、平均圧密度は43.7%となり、これに応じた粘着力の増加を見込んでいる。

補強効果の評価方法として引抜き荷重を用いて安定計算を行った場合では最小安全率1.336がえられた。引抜き荷重に対する安全率すなわち式(14)での f_p を0.5とした。

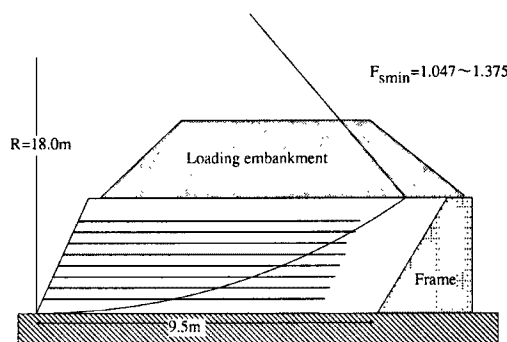
また、補強効果の評価方法として土の粘着力を用いた場合について述べる。ここでは粘着力に対する安全率(式(15)での f_c)を0.7と設定している。結果は最小安全率として1.254が得られた。

次に載荷盛土3m時の安定性検討について述べる。圧密度は90%を越えたために90%とした。補強効果として引抜き荷重を用いた場合の最小安全率は1.164であり、粘着力を用いた場合では1.154であった。諸条件は上で用いたものと同様のものを使用している。

なお、表中での粘着力を示す式(1)と同じものである。Fig. 5 (a), (b) に盛立て時および載荷盛土設置時それぞれの場合の最小安全率を与える円弧を示す。



(a) Earth work of soft soil test embankment



(b) Loaking test of soft soil embankment

Fig. 5. Minimum safety factor of sliding surface

3. 試験結果および観測データ

3.1 試験概要

高含水比粘性土盛土の施工手順等は先に述べた通りである。**Photo 1**、**Photo 2**に盛立て中の現場状況を示す。**Photo 1**は盛土第1層目盛立て前の、**Photo 2**は第5層目盛立て中の GHD 敷設状況である。この粘性土盛土の施工は2日間で設計形状の通り完了した。**Photo 3**、**Photo 4**に粘性土盛立て完了時の正面および斜め前方からの写真を示す。

円弧すべり法による安定計算では、この盛土形状における無補強時の安全率は0.601であり、3.0 mの高さまで盛立てが完了した時点で GHD が高含水比粘性土中においても補強効果を発揮していることが明らかとなった。

また、盛立て終了時点では粘性土中の間隙水圧は減少しているものの完全には消散しておらず、排水効果のみではなく GHD の引抜き抵抗力が発揮されたことも重要である。

設計高さまでの盛立てが終了した時点より14日間放置し GHD の排水効果による圧密を促進させ盛土の強度増加を図り、その後載荷盛土を作用させる。この載荷盛土は設計高さが3.0 mであり、ほぼ安全率が1.0に近いところを設定した。**Photo 5**に載荷盛土3.0

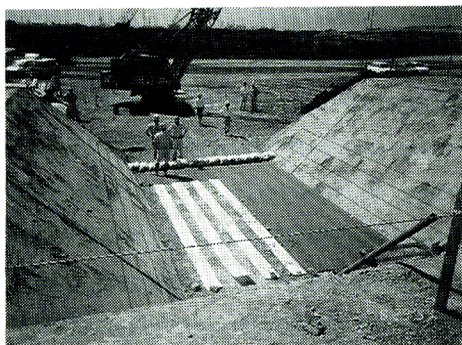


Photo 1. Containment for soft clay embankment

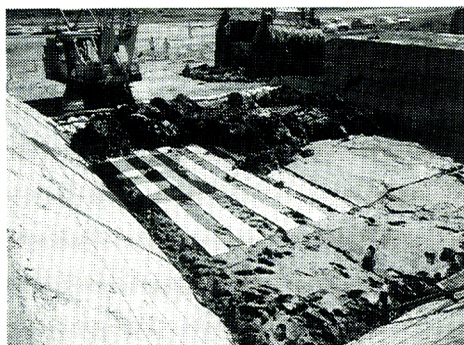


Photo 2. Embankment step of soft alluvial clay soil

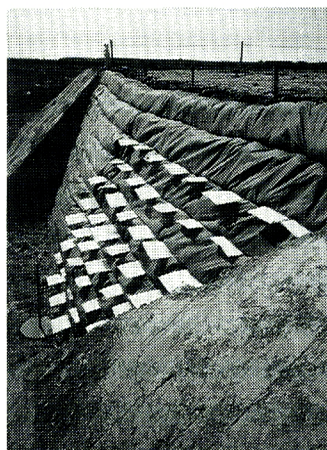


Photo 4. Side view of completed embankment

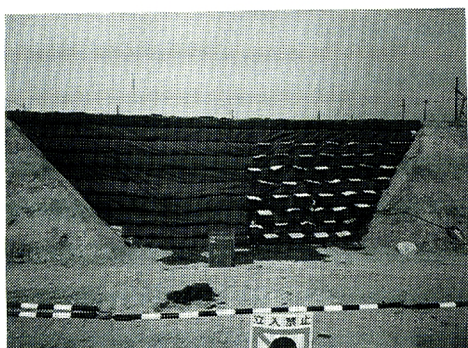


Photo 3. Front view of completed embankment

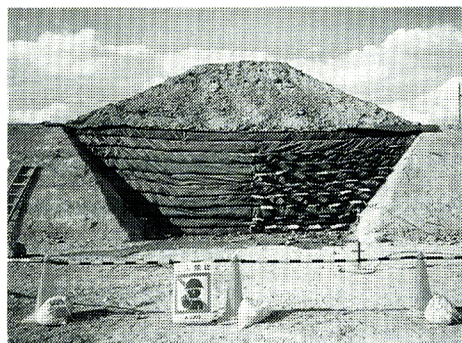


Photo 5. Final step of loading embankment

m 盛立て後の正面よりの様子を示す。

載荷盛土盛立て後は9日間沈下量および斜面の変位量を観測し、実験の終了としている。

3.2 高含水比粘性土盛立て時の観測データ

不織布敷設区域 (A 区), ストロー材料敷設区域 (B 区) とともに 3.0 m までの盛立てが無事完了した。粘性土盛土盛立て中では, 斜面の変位量, GHD 上および粘土内 (GHD の 30 cm 上) の間隙水圧等を測定し, またコーンペネトロメーター試験により各盛立て層毎の粘着力を計測した。Fig. 6 にそれぞれの計測位置を示す。

粘性土盛立て完了時までの斜面変位は下部地盤より 1.2 m の位置で計測されている。3.0 m までの盛立て終了時点での変位量は約 9.5 cm であり, この時点ではそれほど大きな変位は計測されていない。盛立て完了後約 1 時間の時点では 13 cm 程度の水平変位が観測された。

盛立て中の間隙水圧の測定結果を以下に示す。まず, 下部地盤より 30 cm 地点 (1 層目) における GHD 上の間隙水圧はほとんど上昇せず, 最大でも 4.9 kPa であった。したがって粘性土盛立て直後から GHD 付近では排水効果が発揮されていることが確認できる。また, GHD の 30 cm 上における盛立て中の粘土層内の間隙水圧は下部地盤より 60 cm の地点で計測し, その結果は Fig. 7 に示すとおりである。このグラフでは土被り圧と比較して, 間隙水圧がすみやかに低下していることがわかり, ここでも GHD の排水効果が確認できる。また, 盛立て終了後 3 日経過時点での間隙水圧は約 49 kPa であり, 盛立て後も GHD の排水効果により間隙水圧がほとんど消散していることがわかる。粘性土の盛立て完了後, 2 週間放置し圧密を促進させた後に載荷盛土を 0.5 m ごとの層厚で行ったが, 3.0 m の盛土載荷後には, 粘性土盛土体になずかに変形が見られた。

また, 盛立て中には粘性土の粘着力を測定する目的で各層ごとにコーンペネトロメーター試験を実施している。この結果を Fig. 8 に示す。この結果により安定計算における粘着力 $c = 42.1 \text{ kPa}$ としたことが妥当であると判断できる。

3.3 載荷盛土盛立て時の観測データ

本節では, 盛立て完了後から載荷盛土設置後までの観測データについて述べる。測定項目は盛土天端の沈

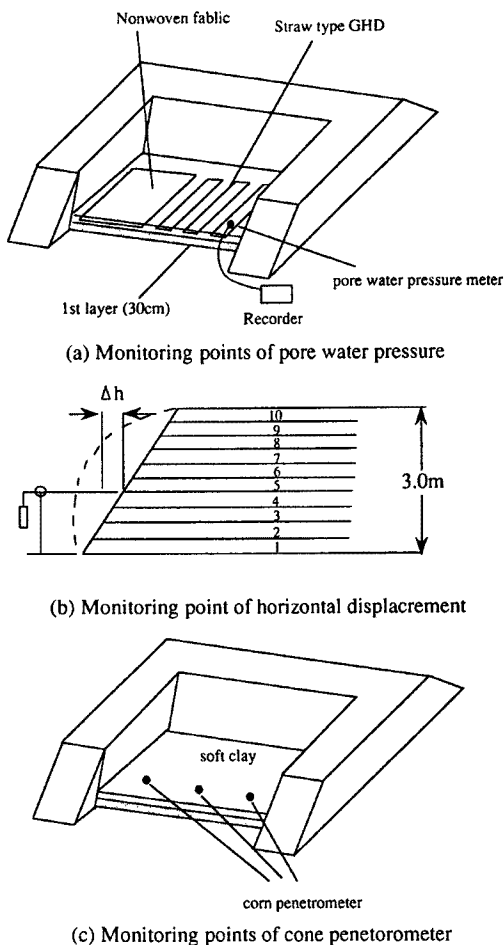


Fig. 6. Monitoring instrumentation of test embankment

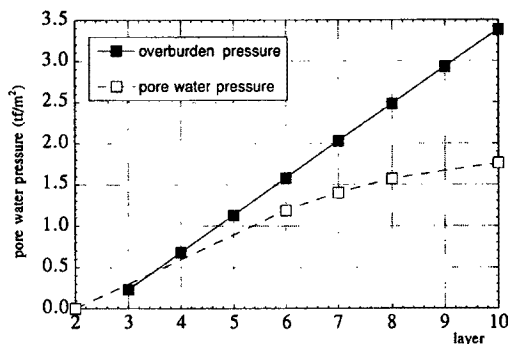


Fig. 7. Induced pore pressure (during earth work)

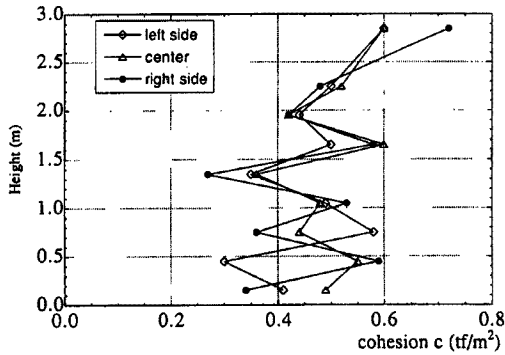
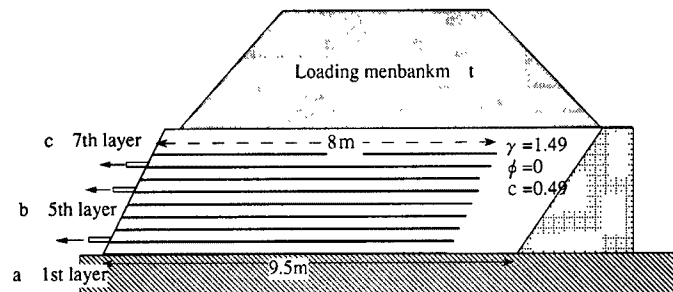


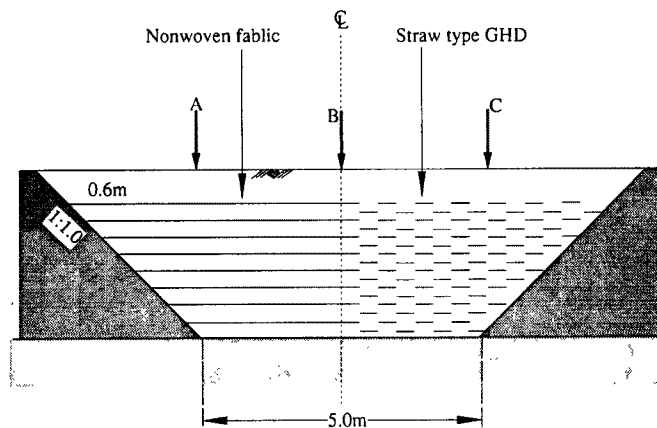
Fig. 8. Results of cone penetrometer test

mm, 完了後1日で100 mmが観測された。その後は、ほとんど盛土斜面の表面における変形は進行していない。さらに盛土の下段部の方が水平変位量が小さくなっているが (Fig. 10), これは下段の方が排水が良く進行し、土の強度が増加したためであると考えている。

Fig. 12 に載荷盛土盛り立て時の粘性土中の間隙水圧変化を示す。ここでの間隙水圧計 1, 2 とはそれぞれ Fig. 6 (a) に示す GHD 上の間隙水圧, GHD から 30 cm 上の間隙水圧である。Fig. 12 では GHD 近傍における間隙水圧が急速に減少していることがわかる。また、この観測結果では 437 (min) 後に間隙水圧 2 が 68.6 kPa であることが分かるが、この粘性土中の間隙水圧は約 7 日 (8840 min) 後に 4.9 kPa まで減



(a) Monitoring points of horizontal displacement of slope



(b) Monitoring points of settlement

Fig. 9. Monitoring points of horizontal displacement and settlement

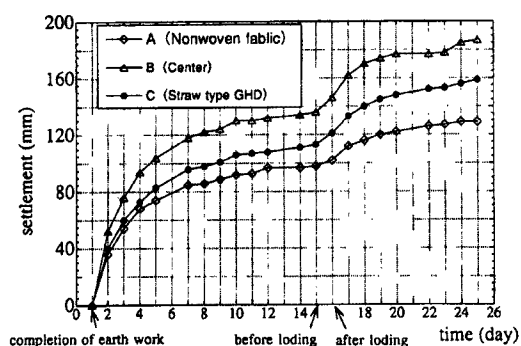


Fig. 10. Settlement of soft clay embankment

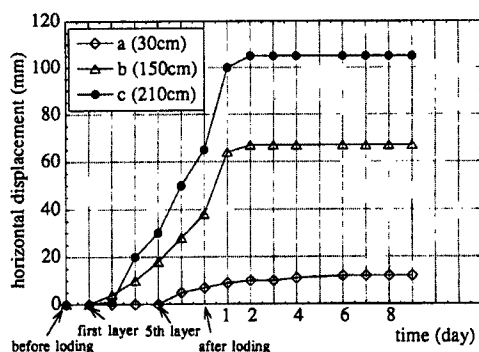


Fig. 11. Horizontal displacement of slope

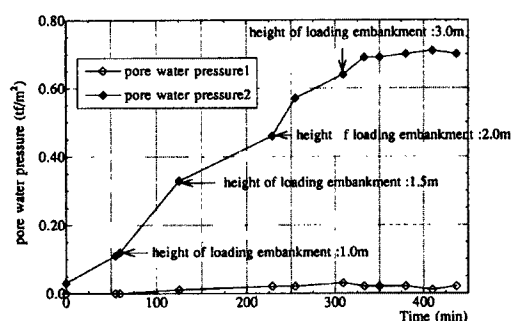


Fig. 12. Induced pore water pressure during loading test

少している。したがって、GHD から距離のある地点においても 7 日間で間隙水圧がほぼ完全に消散していることから、GHD の排水効果が確認できる。

円弧すべり法による安定計算では、この盛土形状における無補強時の安全率は 0.601 であり、3.0 m の高さまで盛立てが完了したことより、GHD が高含水比粘性土中においても補強効果を発揮していることが明らかとなった。また、盛立て完了時点では粘性土中の間隙水圧は減少しているものの完全には消散しておらず、先に示した圧密理論を用いて圧密度 U を算出すると、 $U = 45\%$ 前後であった。円弧

すべり法を用いて圧密度が 45% の場合の無補強時の安全率を計算すると $F_s = 0.97$ である。これは圧密促進効果（排水効果）のみでは盛土は 2 日間での盛立てが不可能であることを示している。このことから、排水効果のみで粘性土盛土が安定化したのではなく、GHD の引抜き抵抗力が発揮され、3.0 m の高さまで盛立てが可能となっていることが結論づけられる。

3.4 観測データに関する考察

前節までの観測データによって明らかとなった事柄を以下に示す。高含水比粘性土盛立て中の斜面水平変位データによれば、盛立て完了後の水平変位は 13 cm 程度であったが、このことから粘性土盛立て中から GHD による補強効果が発揮され盛土の変形が抑止されていることが分かる。また、補強効果のみではなく排水効果も顕著に発揮されていることが粘性土中の間隙水圧観測データによっても明らかとなっている。

次に載荷盛土設置後を含めた沈下量について考えると、載荷前の沈下量と比較して載荷による沈下量は半分以下であり、GHD の排水効果により盛土の強度が増加していることがわかる。また、水平変位に関しても盛立て完了時までに発生した変位量よりも載荷による変位量は小さく、盛土が安定化していることが確認できる。さらに載荷後の間隙水圧計測データを考慮すると、載荷により発生した過剰間隙水圧が消散していることも明らかとなっており、GHD の排水機能が確認できたのみではなく、1 ヶ月程度では GHD の排水機能が低下しないこともわかった。

4. 結 論

本盛土試験施工において得られた知見をまとめると以下の通りである。

(1) 盛土載荷実験において無補強では盛立て不可能な高含水比粘性土が GHD を敷設することによって盛立てが可能となり、このことから GHD が高含水比粘性土盛土の補強に有効であることが確認できた。また、GHD の排水効果によって、盛立て中に発生する過剰間隙水圧が急速に消散することが実験における計測により明らかとなった。

(2) GHD の排水機能および補強機能をともに評価し、取り入れた盛土安定解析モデルを構築することができた。さらに、この盛土安定解析モデルを用いることによって高含水比粘性土盛土試験における盛土の盛り立て可能盛土高さおよび載荷盛土設置後の盛土挙動を予測することができた。

(3) GHD を高含水比粘性土中に配置することによって、排水効果のみならず補強効果が期待でき、実際の盛土築造の際に有効であることが明らかとなった。

参 考 文 献

- 1) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会：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，1993，pp. 82－88.
- 2) 中堀和英：パーチカルドレーン工法，土木特殊工法シリーズ 2，森北出版，1982，pp. 19－20.
- 3) 龍岡文夫：ジオテキスタイルを用いた補強土工法 2，ジオテキスタイルによる補強メカニズムその 1，土と基礎，Vol. 41，No. 3，1993，pp. 76－82.
- 4) 建設省土木研究所：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，1992，pp. 111－112.