

## FRP系ジオテキスタイルを用いた補強盛土に関する研究

川崎 廣貴 (土木本部) 佐藤 正義 (技術研究所)  
平井 孝典 (土木本部) 関島 謙蔵 (技術本部)

## § 1. はじめに

近年、土地の有効利用が可能となることから、盛土のり面を急勾配化する補強盛土工法が注目されており、施工実績も既に100件以上を数えている<sup>1)</sup>。一方、建設工事においては発生残土の有効利用・軟弱地盤上の土構造物の早期安定化・山岳道路などの施工条件の悪い所における、のり面安定化等を目的とした施工事例が増加しており、これらを解決する手段が重要となってきている。このような要求に対処できる工法として、土構造物の強化および安定性の向上をはかるジオテキスタイル補強盛土工法がある。

補強された盛土構造物は、土とジオテキスタイルの相互作用に最も特徴がある。その因子としては、土の強度・変形特性およびジオテキスタイルの引張剛性・引張強度・敷設間隔・摩擦特性が重要であり、これらの複合挙動により補強土の一体化がなされ、自重および上載荷重に対して安定性が保持される。この補強土の強度・変形特性は、種々の因子が作用しあった結果として出現するため、そのメカニズムを完全に解明するのはむずかしいというのが現状である。また、室内のモデル実験によっても現場の状態を十分に模擬することが不可能なため、実状に合った現場実験により補強土工法の効果を確認していくことが重要な課題となっている。

このため、実物のジオテキスタイルを用いた挙動を直接的に把握して設計・施工法の妥当性を確かめようとする研究も積極的に進められており、実施工の動態観測<sup>2)</sup>や実大規模試験盛土の長期動態計測<sup>3)</sup>を行ない、それを通じてより合理的で安定性の高い補強土工法を提供すべく研究が重ねられている。

筆者らは、のり面が急勾配化された盛土の安定性を高めるためにはのり面の変形をできるだけ抑え、土のひずみレベルを応力～ひずみ関係の弾性領域に留めた方がよいという観点に基づき、従来のジオテキスタイルに比べ高引張剛性・高引張強度という力学特性を持つFRP系

の新しいジオテキスタイルを開発し、それに関する研究を進め<sup>4)</sup>、種々のジオテキスタイル補強土工法に展開すべく検討中である。

本研究の端緒は、のり面が急勾配化された盛土の安定性のメカニズムを考え、さらに従来のジオテキスタイルにない高引張剛性という力学特性をより有効に引き出すためには、剛性の高いのり面工との組み合わせが良く、両者の相乗効果により地盤を拘束・一体化し、のり面変形の小さい安定度の高い盛土を構築できるという視点にあった。その効果を確認し、工法として確立するために現場において高さ5m、のり面勾配1:0.3の実大規模の補強盛土を構築し、その後盛土天端に最大荷重13tf/m<sup>2</sup>の載荷実験を実施した。同時に、ジオテキスタイルは高分子材料等の化学製品であり、コンクリートや鉄筋に比べて土木分野における歴史が比較的浅く馴染みが薄いため、その適用上の耐久性に関する力学特性を明らかにする必要もあったため、各種材料試験を実施した。

本報は、現在まで得られているFRP系ジオテキスタイルによる補強盛土工法を確立するための一連の研究成果について報告するものであり、次に示す構成でまとめられている。§2.ではFRP系ジオテキスタイルの材料特性を示す。§3.では補強盛土の実大実験の内容について述べ、§4.では補強盛土の実験結果を示し、そのメカニズムを考察する。最後に、§5.で本研究の結論と将来展望についてまとめる。

## § 2. FRP系ジオテキスタイルの材料特性

盛土や擁壁等の補強された土構造物において、補強領域に敷設されたジオテキスタイルには土の自重や上載荷重の影響による引張力が作用する。土構造物は、この作用力を受けた状態で長期的な安定性を確保する必要があり、そのためFRP系ジオテキスタイルの耐久性に関する力学特性を明らかにする必要がある。本章では、引張

試験，クリープ試験，耐薬品性試験，耐候性試験を実施した結果について示す。

## 2.1 材料諸元

FRP系ジオテキスタイルは，引張強度の高いガラス繊維等の連続繊維束をビニルエステル樹脂に含浸させて格子状に一体成形した地盤補強材である。

図-1に補強材の形状・寸法例を示す。表-1には標準的な諸元を示す。同表から，補強材の引張剛性は230～920 tf/mの範囲にあり，既存のジオテキスタイルに比べ2～10倍の引張剛性がある。これは，盛土材として利用される一般的な土の締固められた状態の変形係数に相当しており，また補強材構造が格子状となっていることから土との摩擦係数も高いのが特徴であり，両者の作用で盛土の変形をより小さく抑える効果がある。

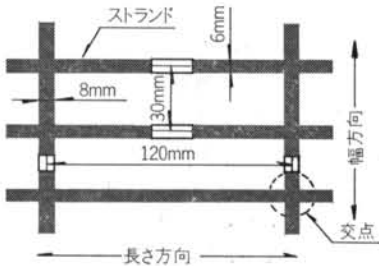


図-1 形状・寸法例 (GB10)

種類		GB5	GB10	GB20
格子間隔 (mm)	タテ	120	120	120
	ヨコ	30	30	30
単位重量 (gf/m <sup>2</sup> )		200	400	800
引張強度 (tf/m)	タテ	5	10	20
	ヨコ	2.5	5	10
引張剛性 (tf/m)	タテ	230	460	920
	ヨコ	115	230	460

表-1 材料諸元

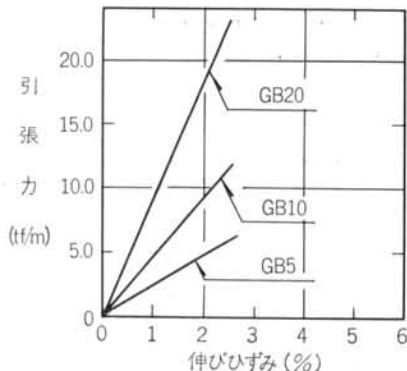


図-2 引張特性

## 2.2 引張特性

引張特性は JIS K 7054 (ガラス繊維強化プラスチックの引張試験方法) に基づき実施し，その試験結果 (ひずみ速度  $\dot{\epsilon}=5.0\%/min$ ) を図-2に示す。なお，引張強度は1本の部材強度を単位幅 (1 m) 当たり換算して表示したものである。ジオテキスタイルは一般に，その素材が繊維やプラスチック等であり，鉄やコンクリートに比べ力学特性がひずみ速度に依存しやすい材料である。そのため，土構造物の施工における荷重伝達速度を考慮して適切にジオテキスタイルの強度・変形特性を設定する必要がある。図-3に，ひずみ速度を変化させて引張試験を行なった場合の結果を示す。この結果より，引張強度にはひずみ速度依存性がみられ，詳細な検討の際にはこの影響を考慮することが重要になる。また，土構造物の耐用年数を考えたときの長期的な強度の設定に際しては，次節に示すクリープ強度を加味した設計引張強度を設定する必要がある。

## 2.3 クリープ特性

盛土内に敷設された補強材は，土中の間隙水の影響を受けながら盛土の安定上必要な自重等の荷重を保持している。一般に，高分子材料<sup>8)</sup>や FRP<sup>9)</sup> に関して水中のクリープ強度が空气中に比べ若干低下することが報告されているものもある。

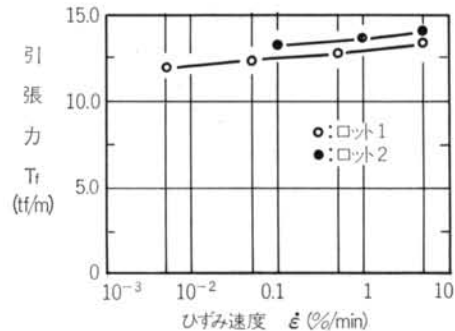


図-3 引張強度のひずみ速度依存性 (GB10)

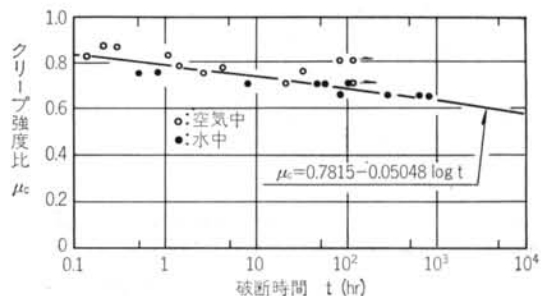


図-4 クリープ強度比  $\mu_c$  と破断時間の関係

ここでは、JIS K 7115 (プラスチックの引張クリープ試験方法)を参考にして、空気中と水中でのクリープ試験を実施した。その結果を、引張強度  $P_0$  (ひずみ速度  $\dot{\epsilon}=5.0\%/min$ ) とクリープ破断強度  $P_c$  との比(クリープ強度比  $\mu_c=P_c/P_0$ ) で表わして整理したものを図-4<sup>10)</sup>に示す。なお、図中の式は田尻<sup>11)</sup>により与えられた1方向強化 FRP 材の実験式(空気中)である。1000時間までの結果によれば、水中クリープの破断時間は空気中より若干低下する傾向もあるが、まだ明確な差が出ていないようである。また、試験結果は田尻の実験式とも比較的良好一致が見られている。

## 2.4 耐薬品性

土中に敷設された補強材は普通土のpH値<sup>12)</sup>が4.5~9.4の範囲にあるため、通常補強材の劣化が起こることは少ないと思われる。しかし、温泉地域(温泉水 pH=1.0~9.95) やセメント系固化材による改良地盤(pH=13)等の特殊条件下において補強材が使用される場合、それらの化学成分による補強材の強度低下の度合いを把握しておくことが必要となる。

ここでは、JIS K 7114 (プラスチックの耐薬品性試験方法)を参考にして、表-2に示す試験液に一定時間浸漬し、その後に引張試験を行ない浸漬後の強度を把握した。その結果を強度保持率  $f_c$  (=浸漬後の強度/浸漬前の強度) と浸漬時間との関係で表わし、図-5に示す。

試薬名	濃度	pH
蒸留水	—	7.0
水酸化カルシウム	0.14 w/w% (飽和)	13.0
塩酸	10 w/w%	1.0
硫酸	10 w/w%	1.0

表-2 耐薬品性試験の試験液

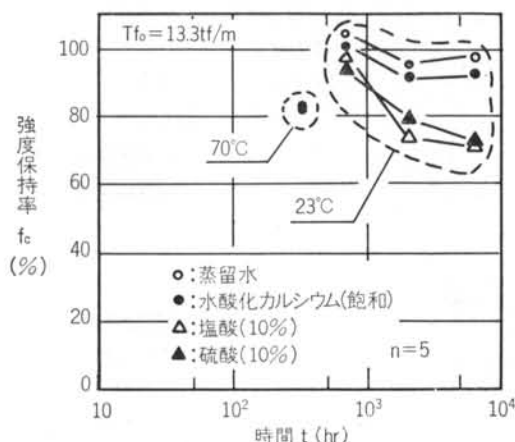


図-5 強度保持率  $f_c$  と浸漬時間の関係

同図より、常温(23°C)において蒸留水および水酸化カルシウム溶液の影響による強度低下は小さいことが分かる。塩酸および硫酸溶液に対しては、時間の経過とともに強度が徐々に低下する傾向にある。しかし、鉄筋ではこのような条件下においてほとんど溶失してしまうこと<sup>13)</sup>から、FRPの補強材は鉄筋に比べ耐食性が高いといえる。70°C加熱溶液に浸漬した結果は薬品劣化の促進試験として実施を試みたものであるが、現状では常温の結果と必ずしも対応しておらず、今後の吟味が必要と考える。また、このときの蒸留水と水酸化カルシウム溶液の結果が、両者とも80%程度の強度保持率とほぼ同じになっている。これは、FRPのガラス繊維と樹脂との界面付着に対して、温水の方が水酸化カルシウム溶液のアルカリ分よりも大きく影響するためと考えられる。

## 2.5 耐候性

巻込み型の急勾配盛土構造のように、補強材がのり面で露出した状態にある場合、または施工前の保管状態によっては補強材が直射日光・雨雪にさらされる場合があり、このような状態において補強材が紫外線等の影響を受け、時間の経過とともに強度劣化を起こす可能性も想定され、その影響を確認する必要がある。

ここでは、JIS A 1415 (プラスチック建築材料の促進暴露試験方法)を参考にして、WS形(サンシャインカーボンアーク燈)による促進暴露試験(2000hr, 4000hr, 6000hr)と屋外暴露試験(1年)を行なった。試験は、無色(ガラス繊維と樹脂の色)の補強材と黒色(無色にカーボンブラック混合)の補強材について行ない、引張試験により強度保持率  $f_s$  (=暴露後の強度/暴露前の強度)を求めた。

図-6に強度保持率と暴露時間との関係を示す。促進暴露試験では、無色・黒色とも4000時間以上で90%前後

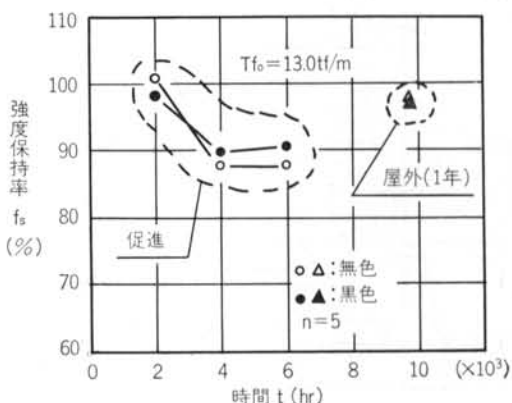


図-6 強度保持率  $f_s$  と暴露時間の関係

の強度保持率を示し、無色の補強材は黒色のものに比較し、わずかではあるが3%程度の強度低下が見られる。また、4000時間と6000時間の強度保持率にはあまり差がでない結果となった。これは、促進暴露の影響が補強材表面のみに留まっているためとも考えられ、その点からいえばほぼ収束傾向になりつつあると判断される。屋外暴露試験の1年経過後の結果は、無色・黒色とも97%前後の強度保持率でほとんど低下が見られず、また両者の間にも明確な差がでない。

### § 3. 補強盛土の実大実験

剛性の高いり面工としてはソイルモルタル、コンクリートブロック、コンクリート被覆など種々のものが考えられるが、本実験ではり面工にソイルモルタルを使用し、り面表面においてはジオテキスタイルで土のうを巻込む形式を採用した。この工法は、盛土工程と並行して一体型の剛な壁面を構築できるため施工時安定性が高く、またり面緑化がはかれ、ジオテキスタイルが火災や衝突等の予期しない外的要因に遭っても、ソイルモルタル壁と壁に定着されたジオテキスタイルがあるため、盛土の安定性には影響を及ぼさないという利点を持っている。以下に、実験内容について述べる。

#### 3.1 盛土構造

盛土構造は図-7に示すとおりであり、試験体はタイプA、タイプB、タイプCの3体からなる。盛土高さは5m、幅は2.2m、り面勾配1:0.3であり、試験体間

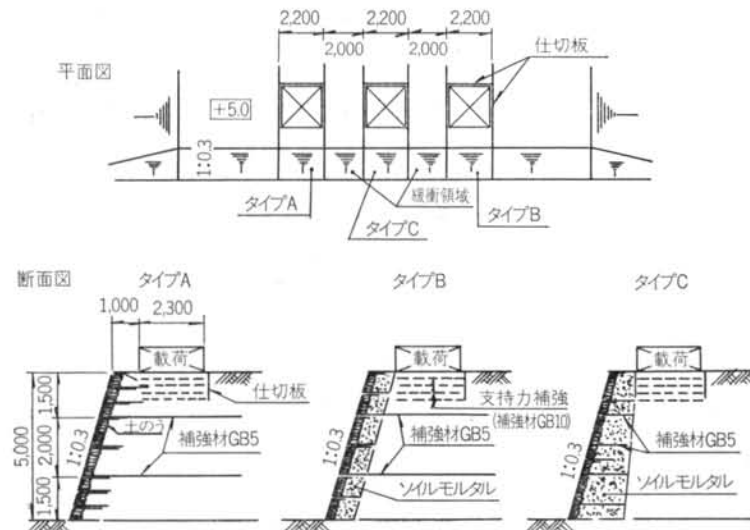


図-7 盛土構造

の相互干渉を防止する目的で幅2mの緩衝領域を設けている。なお、補強材にはFRP系ジオテキスタイルを使用し、盛土補強用はGB5、支持力補強用はGB10を用いている。

タイプAは、り面に土のう積みのみを行なう柔なり面工の通常の補強盛土、タイプBはソイルモルタル型の補強盛土、タイプCはソイルモルタル型の重力式擁壁である。タイプB、Cは盛土工程に合わせてソイルモルタル壁を構築するものであり、り面の圧縮破壊を抑え、ブロック積擁壁のように壁体重量による抵抗が期待できる。さらに、タイプBは土圧等の外荷重に対して壁全体に剛性を持たせて補強材と一体化しているため、補強材に作用する引張力を均等化する効果もある。一方、このときに引張剛性の高い補強材を用いることで、壁面の土圧力に対して全面定着型のアンカーのように補強材全面にわたって土のせん断抵抗を一様に働かせることができるため、柔なり面工に比べ一層盛土の安定性が増加するものと考えられる。タイプCは重力式擁壁構造とし、タイプBとの変形挙動と比較することとした。また、タイプB、C両者の工費はほぼ同一となるようにした。なお、実験計画段階においてタイプA～Cの試験体は、上載荷重の値が約10tf/m<sup>2</sup>のときに安全率が1.0を下回るように設計している。したがって、設計安全率が満足されている本設構造等の盛土構造物に比べ、所要の長さを満した補強材の敷設本数は極めて少ないものとなっている。また、タイプA、Bの長い補強材は載荷時に定着破壊を起こさないよう十分長く敷設した。

#### 3.2 基礎地盤および盛土材

盛土の基礎地盤は、関東ローム層5m、成田砂層3mの計8mを盤下げした後の成田砂層とし、N値はGL-5.0mまで15~25、それ以深はN値30以上であり、盛土の支持地盤として良好である。盛土材は現地発生シルト混り砂を使用し、その物理特性を表-3に示す。

#### 3.3 盛土施工

盛土施工は転圧後の厚さが25cmとなるように盛土材を撤出して、90%程度の締固め度が得られるようにRI計器で管理しながら、振動ローラおよびプレートコンパ

項	目	値
自然含水比	$w_n$ (%)	12.6
土粒子の比重	$G_s$	2.683
粒度特性	礫分(2000 $\mu\text{m}$ 以上) (%)	0.0
	砂分(200~74 $\mu\text{m}$ ) (%)	87.4
	シルト分(74~5 $\mu\text{m}$ ) (%)	8.6
	粘土分(5 $\mu\text{m}$ 以下) (%)	4.0
	最大粒径 $D_{max}$ (mm)	2.0
	均等係数 $U_c$	5.75
最適含水比	$w_{opt}$ (%)	18.6
最大乾燥重量	$\gamma_{dmax}$ (tf/m <sup>3</sup> )	1.56

表-3 盛土材の物理特性

タで転圧するという工程を繰り返した。RI 測定は高さ方向に6断面実施しており、測定結果は全データの平均値で、湿潤重量  $\gamma_w = 1.65 \text{ tf/m}^3$ 、乾燥重量  $\gamma_d = 1.43 \text{ tf/m}^3$ 、含水比  $w = 16\%$  であった。

タイプB, Cのソイルモルタルは28日後の目標一軸圧縮強度を  $20 \text{ kgf/cm}^2$  以上として、重量比で8%添加率のセメント量とした。現場においては、盛土材とセメントとをミキサにて練り混ぜ、砂の乾燥状態によっては若干の水を加えて固練りのソイルモルタルを作り、それを土のう背面に撒出してプレートコンパクタで締め固めた。

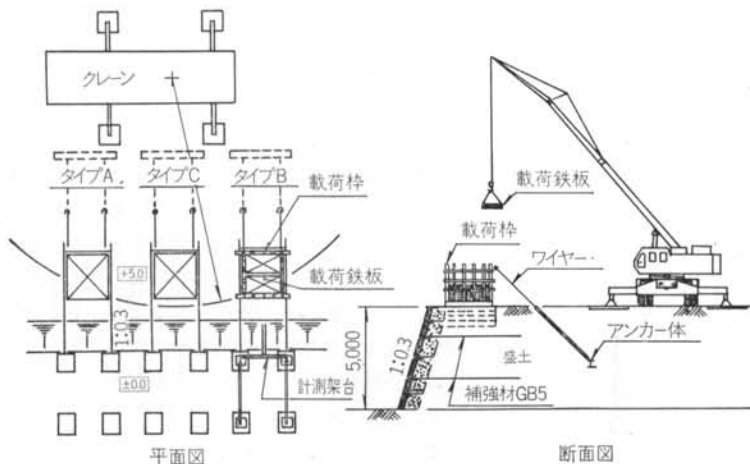


図-8 荷重装置

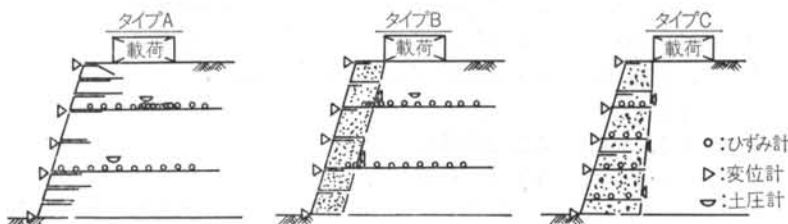


図-9 計器配置

仕切板は、試験体と非試験体との側面摩擦を可能な限り小さくする目的で設けたものであり、試験体と緩衝領域の間およびすべり面を誘発させる目的で荷重部背面に設けた。仕切板構造は緩衝領域に接している側にベニヤ板で壁を作り、シート・グリース・小割シートの3層構造となって試験体と接するようにし、両者の縁切りを行なった。

なお、盛土構築後に実施した盛土の土質調査結果によれば、N値は4~10で盛土天端から下端方向にほぼ直線的に増加する傾向が得られた。また、このときの重量特性は盛土中央付近で湿潤重量  $\gamma_w = 1.79 \text{ tf/m}^3$ 、乾燥重量  $\gamma_d = 1.48 \text{ tf/m}^3$ 、自然含水比  $w_n = 21\%$  であり、盛土転圧直後の RI 計測値に比べ若干増加しているようである。

### 3.4 荷重方法

試験体である補強盛土への荷重は図-8に示すように荷重鉄板と荷重枠で構成される荷重装置にて実施した。荷重は、最初に荷重枠 ( $0.78 \text{ tf/m}^2$ ) をのり層から1.0m離して盛土上に置き、その後1荷重段階を  $1.22 \text{ tf/m}^2$  として荷重鉄板を荷重枠の中に入れ、総荷重  $60 \text{ tf}$  ( $q = 13 \text{ tf/m}^2$ ) になるまで荷重した。

各荷重段階の収束は、最大水平変位が発生しているのり面の変位計の変位速度が、 $3 \times 10^{-5} \text{ mm/min}$  以下になったときとして、次段階荷重を行なった。

### 3.5 計測

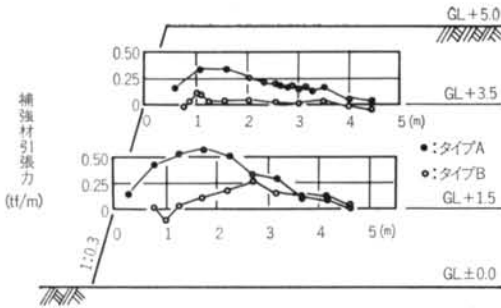
図-9に示す計器配置で、盛土施工時および荷重実験時における計測を行なった。計測項目は図中に示しているように、補強材ひずみ、のり面の水平変位と鉛直変位、ソイルモルタル背面の水平土圧および土中の鉛直土圧である。なお、のり面の変位は荷重実験時のみを計測した。

## § 4. 補強盛土の実験結果と考察

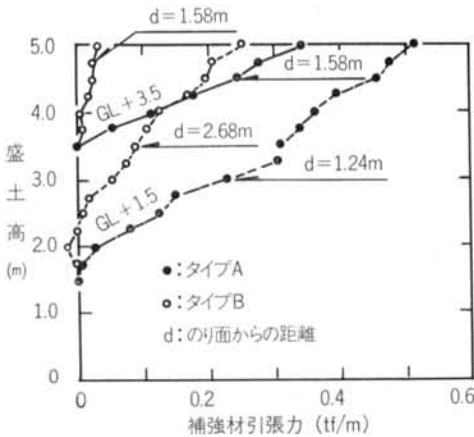
### 4.1 盛土施工時の挙動

#### 1) 補強材の引張力

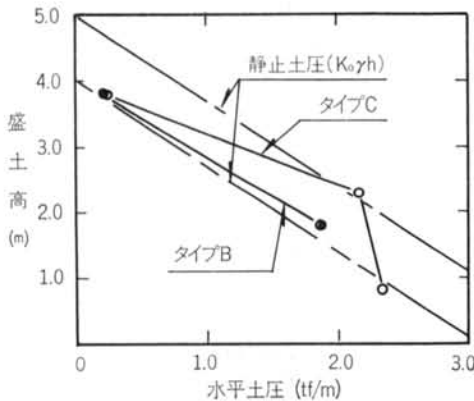
盛土の施工完了時における補強材の引張力分布を図-10に示す。



図一10 補強材の引張力分布（施工時）



図一11 盛土高と補強材引張力の関係



図一12 水平土圧分布（施工時）

ここで、補強材引張力はひずみゲージによる測定値にその引張剛性を乗じたもので、初期値は各補強材に砂を5cm撤出した後とした。発生している引張力は、上部(GL+3.5m)および下部(GL+1.5m)の補強材ともタイプAよりもタイプBのほうが全体的にかなり小さく、タイプBの盛土においてソイルモルタルによる剛なりの面工の効果が現われている。上下の補強材を比較すると、引張力はタイプA、Bとも上部補強材に比べ下部補強材

が大きい。これは、盛土自重が下部ほど大きく、それに伴い下部ののり面近傍が上部より大きく水平変位しているためであろう。分布形状を見ると、タイプBの下部補強材の引張力のピーク位置はタイプAに比べ背面側に移動しており、結果的にすべり円弧を大きくするため、安定性上からも有利であるといえる。また、タイプBの上部補強材の引張力がほとんど発生していないことは、一体壁による重量抵抗があるためと解釈でき、興味深い結果である。

図一11に、盛土構築中における盛土高と補強材引張力の関係を示す。補強材の引張力は盛土の構築高さに比例してほぼ直線的に増加しているが、その挙動を詳細に見ると次の傾向がある。タイプAでは、盛土高さに対する補強材引張力の増加割合は初期状態を除き高さが増すごとに小さくなる傾向にある。一方、タイプBでは補強材敷設後の初期の盛土厚さ（補強材上1.25~1.5m）までソイルモルタル壁の影響で引張力がほとんど発生せず、その後引張力が直線的に増加している。これらの挙動は、実験に用いた盛土材の強度・変形特性と補強盛土の寸法（作用荷重の大きさ）との相対的關係に支配されることができると考えられる。この施工時挙動は土の弾性挙動が支配的に生じ、引張剛性が高く線形材料の補強材が土の移動を良好に拘束したためと考える。

## 2) 水平土圧

盛土の施工完了時における水平土圧を図一12に示す。図中には、 $K_0 = 1 - \sin \phi$  ( $\phi = 35^\circ$ )により求めた静止土圧を同時に示している。水平土圧はタイプB、Cともに静止土圧状態に近く、構築完了時の盛土はほぼ弾性状態にあると判断される。この点からも、のり面付近の土のゆるみを抑えている剛なりの面工の効果が分かり、結果的にタイプBの補強材の引張力が小さいということが裏付けられる。盛土上部の水平土圧を見ると、高さ1m範囲はほぼ土圧がゼロに近い状態にある。また、図一10のタイプBの上部補強材の引張力もほとんど発生していないことから、ここで用いた盛土材は適当な自立高さを有していると考えられる。これは剛なりの面工でのり面変位が抑えられるため、その付近の土の締固めが良好になったことおよび上部の土が締固め後の状態から動いていないこと、あるいは不飽和土内の負の間隙水（サクシオン）の影響によっていると思われる。

## 4.2 載荷実験時の挙動

### 1) のり面変位

図一13に、載荷時の最大荷重(13 tf/m<sup>2</sup>)によるのり面の水平変位を示す。同図より、各タイプの変形モードに

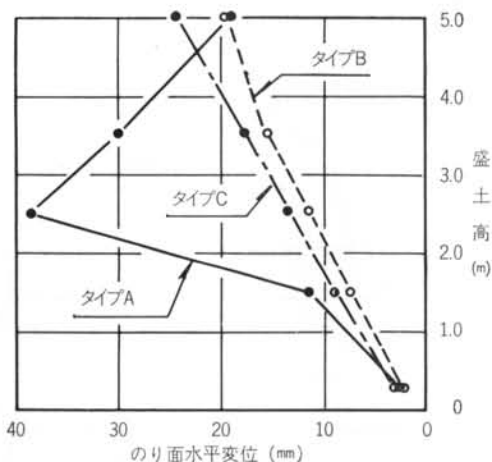


図-13 最大荷重時ののり面水平変位

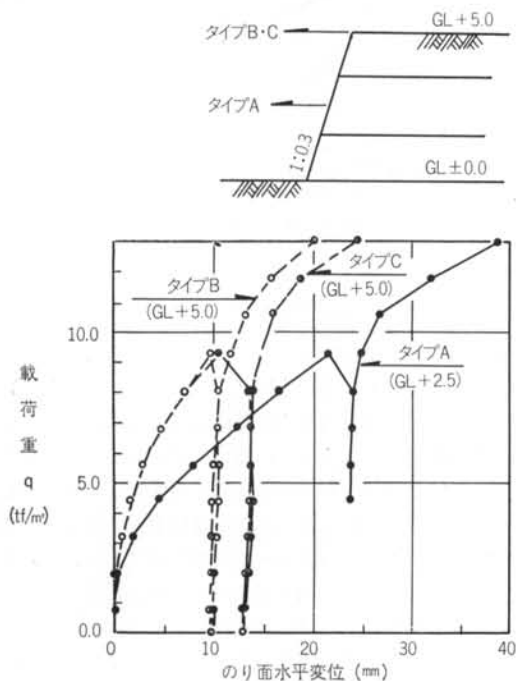


図-14 載荷重とのり面水平変位の関係

はのり面工の影響による相違が明確に現われており、柔なのり面工のタイプAははらみ出しモード、剛なのり面工のタイプB、Cは前倒れモードとなっている。この変形モードから最終的な破壊形態を推測すると、タイプAは長い補強材間に挟まれたのり面部のすべりが進行して行くことによる上部補強材の引張破壊、タイプBは前倒れによる上部補強材の引張破壊、タイプCは壁体の滑動破壊になるものと想定される。

図-14は、載荷重とのり面水平変位の関係を示したも

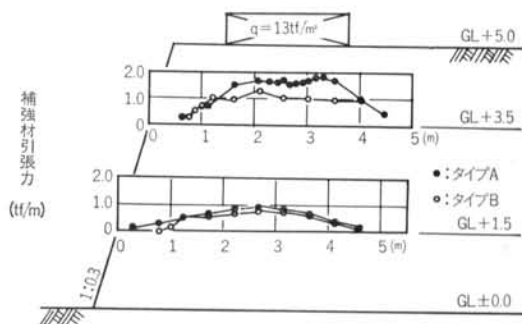
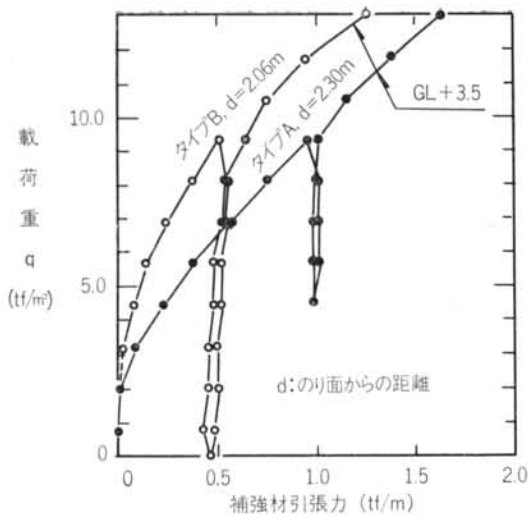


図-15 補強材の引張力分布 (載荷時)

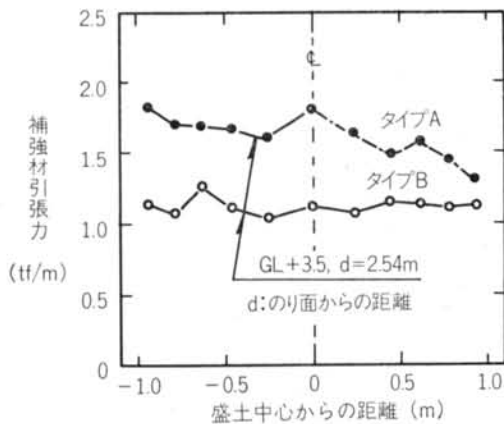
のであり、最大変位が発生している位置で各タイプを比較している。各タイプの水平変位の増加勾配は、タイプA>タイプC>タイプBの順であり、変形拘束性という点からみてタイプBが優れている。重力式擁壁のタイプCの変位は $q=8\text{tf/m}^2$ までタイプBと等しいが、それ以上の載荷重ではタイプBより大きくなる傾向にあり、重量のみによる抵抗が限界に達しつつあるのではないかと判断される。このことから逆に、タイプBでは初期の荷重段階において主に重量による抵抗が働き、荷重が大きくなるにつれて補強材の効果が現われると考えられる。載荷実験では、図中に示したように除荷過程を含んでいるが、これを見ると完全に除荷した後でも残留変位が認められ、補強土は通常の鉄筋コンクリート構造と同様な弾性挙動を示さず、非線形材料である土の挙動に支配されやすいということが分かる。換言すれば、地震荷重等により最大荷重履歴を受けた補強土はその除荷後も変形が残留し、補強材の引張力もその状態近傍に保たれると考えられる。したがって、補強土構造物の設計に際しては補強材の材料安全率の設定法、および一時的な外荷重の見積りについて適切に対応することが必要である。

## 2) 補強材の引張力

載荷時の最大荷重 ( $q=13\text{tf/m}^2$ ) による補強材の引張力分布を図-15に示す。ここで、補強材引張力の初期値は載荷前としている。このときの補強材引張力は、施工時に比べ載荷重による水平土圧増加が上方ほど大きいため、上下補強材に発生する引張力の大小関係が逆転する。載荷時の挙動において特徴的なことは、載荷装置直下の引張力分布がほぼフラットになっていることで、これは盛土上部の土が載荷重により水平方向に伸長しようとするとき、高引張剛性の補強材がそれを一様に拘束している結果と考えられる。特に、剛なのり面工に片端を定着しているタイプBはその境界から補強材全長にわたってほぼ一様な引張力が発生しており、土の拘束効果が高いことが分かる。



図一16 載荷重と補強材引張力の関係

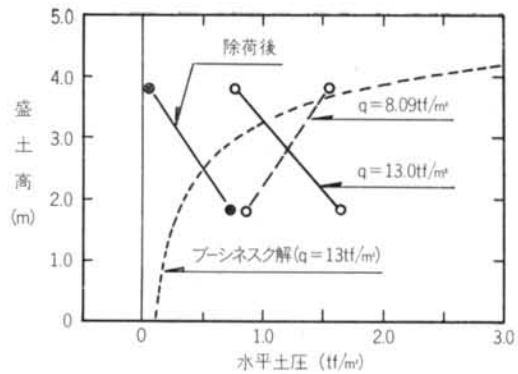


図一17 最大荷重時の幅方向の補強材引張力

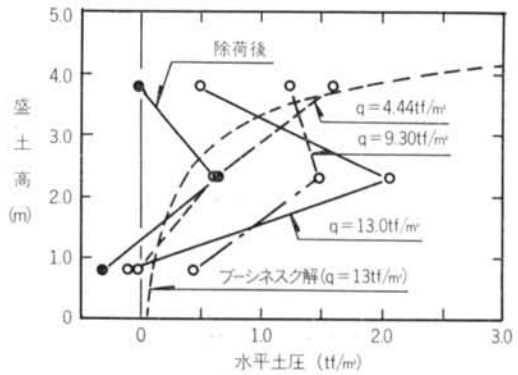
載荷重と補強材引張力の関係を図一16に示す。なお、図中の  $d$  はのり面から測点までの距離を示している。載荷重に対する引張力の勾配はタイプBよりもタイプAの方が大きく、タイプBは盛土の変形拘束において優れていることが分かる。

図一17には、最大荷重時における盛土の幅方向の補強材引張力分布を示す。タイプAでは、引張力分布に若干の傾きが見られるが、補強材が格子状であることを考えるとタイプA、Bとも引張力が幅方向にほぼ一様に発生し、2次元状態はおおむね満足されていると考えて良いであろう。ただし、厳密に言えば剛なり面工のタイプBの方が、タイプAに比較し引張力の一様性が高い。これは、タイプBの方には剛なり面工があり、幅方向に局所的な弱部が生じにくいからであろう。

### 3) 水平土圧



(a) タイプB



(b) タイプC

図一18 水平土圧分布(載荷時)

載荷時に発生した水平土圧(載荷重による増分土圧)および除荷後の残留水平土圧を図一18に示す。載荷途中の荷重段階における土圧は、測定位置のある点で土圧が減少に転じるため、ピーク値を明らかにする意味で示したものである。同図より、盛土のほぼ中央の水平土圧は増加し続けること、盛土上部および下部(タイプC)の水平土圧は載荷途中段階で減少に転じることが分かる。盛土上部の土圧の減少は、剛なり面工の前倒れ変形に伴うものと考えられる。測定点の位置が若干ずれているため厳密には論じられないが、タイプB、Cの水平土圧を比較した場合、盛土高中央付近の  $q=13 \text{ tf/m}^2$  時の水平土圧はタイプCの方が大きい。これは、タイプCの壁体重量がタイプBに比べて大きいこと、およびタイプBにおいては補強材が敷設されているため、それによる水平土圧軽減効果があることによる影響が考えられる。

なお、図中には最大荷重時の壁に作用するプーシネスク解による水平土圧を示している。実測土圧はプーシネスク解の分布形状と異なり、特に荷重が大きくなるに従ってその傾向が顕著となる。これは、プーシネスク解が



弾性解であるのに対して、実挙動は載荷重の増加に従い盛土の塑性域が徐々に増加する弾性域と塑性域の混在状態となり、応力の再配分過程における土圧分布が得られているためと考えられる。

## § 5. 結論

従来のジオテキスタイルの概念と異なる引張剛性の高い FRP 系ジオテキスタイルに関する一連の研究成果について報告した。最初に、FRP 系ジオテキスタイルの耐久性を明らかにするために行なった各種材料試験結果を示した。次に、FRP 系ジオテキスタイルを使用した高さ 5 m、のり面勾配 1:0.3 の実大規模の 3 種類の型式の異なる補強盛土を構築し、載荷実験を行なった内容と計測により得られた結果を示し、その挙動について考察した。本実験により、FRP 系ジオテキスタイルは

盛土の変形を良好に拘束し、特にそれと一体型の剛なのり面工を組合せた補強盛土は、柔なのり面工を利用した構造に比較して一層安定性と変形拘束性を高めることを確認した。また、重力式擁壁構造も比較的変形の拘束性が良いという結果が得られた。

今後は材料特性に関して、より長期のクリープ破断強度が得られる荷重レベルに対して引続き検討を行ない、耐久性に関わる各種の試験方法についても検討して行きたい。また、実験結果の数値解析を通じて、補強盛土の安定性のメカニズムを明らかにするとともに、補強盛土の簡易な設計方法に結び付けて行きたいと考える。

謝辞 本研究は、技術本部の開発プロジェクトとして進められたものであり、ここに本研究成果をまとめるに当たり、協力して下さった同プロジェクトの方々に深く謝意を表します。また、材料試験の多方面にわたり、大日本硝子工業㈱関根健一氏、林耕二郎氏の両氏にご協力をいただいた。記して、感謝の意を表します。

### <参考文献>

- 1) 苗村：“補強土擁壁の設計・施工の考え方” 土木技術 Vol.45, No.2 (1990年)
- 2) 安田：“近畿地方建設局における施工事例” Proc. of International Geotextile Seminar (1989年10月)
- 3) 村田, 館山, 龍岡：“短い面状補強材と剛な壁面を有する試験盛土の長期動態計測” 土と基礎 Vol.37, No.11(1989年)
- 4) 青山, 平井, 了戒, 小田原：“ファイバグリッドで補強した土の引き抜き抵抗” 第24回土質工学研究発表会発表講演集 (1989年)
- 5) 佐藤, 川崎, 関島：“ファイバグリッドを用いた補強盛土の試験施工” 土木学会第44回年次学術講演会講演概要集 第3部 (1989年)
- 6) 土木学会編：“コンクリート構造物の耐久設計指針 (試案)” コンクリート・ライブラリー 第65号 (1989年)
- 7) 国土開発技術センター編：“鉄筋コンクリート造建築物の耐久設計・施工指針・同解説”
- 8) 高分子学会編：“高分子材料の工学的性質Ⅱ (高分子工学講座・13)” 地人書館 (1969年)
- 9) K. H. Boller：“Effect of Long-term Loading on Glass-reinforced Plastic Laminates” 14th SPI Annual Meeting Preprint, 1-C (1959)
- 10) 林, 関根, 関島, 中辻, 平井：“FRP 系ジオテキスタイルの材料特性” 土木学会第45回年次学術講演会講演概要集 第3部 (1990年)
- 11) 田尻：“FRP のクリープ特性について” 強化プラスチック Vol.13, No.2 (1967年)
- 12) 土質工学会編：“土質工学における化学の基礎と応用 (土質工学ライブラリー・15)” 土質工学会 (1978年)
- 13) 中辻, 中野, 杉田, 藤崎：“繊維強化複合材料 (NFM) の建築構造への利用に関する研究” 日本建築学会大会学術講演梗概集 (1990年)

