

立体ジオテキスタイルによる道路路盤補強の実験的研究

吉田 弘¹・佐治弘陽²

¹正会員 梶谷エンジニア(株) 技師長(〒106 東京都港区西麻布3-13-14)

²正会員 梶谷エンジニア(株) 調査部長(〒106 東京都港区西麻布3-13-14)

荷重が輪荷重として集中する路盤を補強する工法を実験的に研究するために、帯状の補強材をその面が鉛直となるように格子状に組み、格子内空に土を充填して路盤を形成する方法に関する研究である。第一にさまざまな形状の格子要素を入れた土供試体の三軸圧縮試験及びCBR型貫入試験を行い、第二に立体格子体による路盤の現場平板載荷試験を行った。現場試験の地盤係数を用いてFEMにより路盤の弾性係数を逆算し、立体格子体の効果を評価した。

Key Words : *geotextile grid cells, subbase course, geotextile oriented vertically, finite element method*

1. ま え が き

土体に補強材を入れて土の力学的性質の弱点を補う、いわゆる補強土工法は最近広く実施されている。しかし、その多くは盛土のように荷重分布が比較的一様な構造体に、面状の補強材を水平に層状に入れて、土の水平移動を阻止しようとする工法である。これに対して、本論文の目的は、荷重が輪荷重として比較的集中する路盤を補強する工法を実験的に検討することである。この場合、路盤の補強効果は、面状の補強材を水平に入れるよりも、帯状の補強材を、その面が鉛直となるように格子状に組んで敷設し、内空に土を充填して路盤を形成(Photo 1)する方が有効であることが知られている^{1),2)}。したがって、本研究対象も、主として上記の立体的格子体であり、この点も従来の多くの研究と異なっている。

道路の路盤は、舗装版からの輪荷重を土工面である路床が支持し得る荷重強度にまで分散させる役割を担っている。路盤の荷重分散能力は、路盤材の剛性と厚さによって決まる。都市内の街路では、路盤を薄くすることが求められており、そのために従来剛性の高いアスファルトあるいはセメント安定処理路盤が多用されてきた。しかし、安定処理土は、舗装の打ち替え時に建設副産物として処分しなければならない。

土質材料をジオテキスタイル等の立体格子で補強した路盤は、薄くできる可能性があり、また舗装の打ち替え時には、土砂が簡単に分離でき、それを再利用することにより建設副産物を減少させることが可能である。路盤

の補強材としては、主としてジオテキスタイルが考えられているので、本論文では、上記の立体的格子体を「立体ジオテキスタイル」と呼んでいるが、この用語は形状を表すものとし、材質は必ずしも典型的なジオテキスタイルではなく、不織布や金属帯も含ませている。

立体ジオテキスタイルが路盤の強度を増加させる機構を、Rea, C. and Mitchell, J. K.³⁾は、つぎのようにまとめている。

- 1) 土のせん断強度が増加するので、路盤に作用する水平力に抵抗する。
 - 2) 土のせん断強度は、補強体内空の土の圧縮力に比例する。
 - 3) せん断力の伝播を補強体壁が阻止する。
- また、龍岡ら³⁾は、つぎのように述べている。

- 1) 補強体の強度は、土の圧縮強度と補強材の座屈強度の双方による。
- 2) 上記1)の両強度とも、水平拘束力に影響される。

路盤としての補強体が備えるべき機能は、支持力のほかに多数ある。これらの機能に関連して、上掲の文献1), 2)を検討すると、まず両論文において支持力は大きな変位のもとで求められているが、路盤の変位は小さくしなければならぬ。また、路盤は立体ジオテキスタイルの格子の大きさより広い範囲に分布する荷重を受けられるが、文献では、格子内(壁間)、補強材上(壁心)に分けて載荷し、評価している。格子の平面形状についても、文献では正方格子のみを用いている。

本研究では、第1に格子の平面形状と補強効果の関係

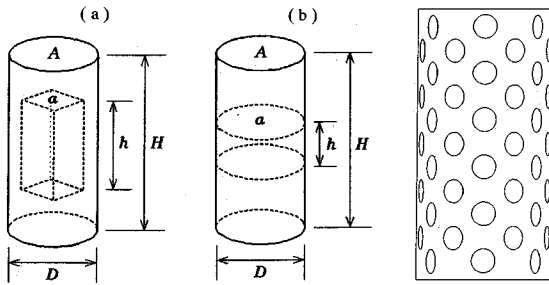


Fig.1 Reinforcing material in cylinder specimen⁴⁾

Fig.2 Cylinder type reinforcing material (aluminium foil)⁴⁾

Table 1 Mechanical properties of Aluminium foil with sand adhered by epoxy resin

変形係数 E_{50}	3,640 GP_a
引張強さ	104 MP_a
破断ひずみ	3.72 %
豊浦砂との摩擦係数	(一面せん断) $\mu=1.2$

Table 2 Triaxial test results⁴⁾

形状	補強材			圧縮強度 kP_a	破壊ひずみ %	E_{50} GP_a	残留強度 kP_a
	h/H	a/A	表面積*				
円筒	1/3	1/4	103	252	3.5	36.0	158
		1/2	145	221	3.9	29.4	167
円筒	2/3	1/4	205	271	1.1	① 61.7	161
		1/2	290	257	1.8	③ 42.8	153
四角筒	1/3	1/4	116	274	2.5	27.3	157
		1/2	164	268	2.6	31.2	164
	2/3	1/4	232	① 360	2.3	34.6	183
		1/2	328	307	1.7	41.4	165
三角筒	1/3	1/4	132	239	2.7	28.4	159
		1/2	187	251	3.0	32.9	165
	2/3	1/4	264	② 3.43	2.5	41.6	169
		1/2	274	③ 3.39	1.8	② 49.8	197
円板2枚	0	1/1	77	221	3.5	21.7	157
	1/8	1/1	154	× 218	2.5	25.3	145
	1/4	1/1	154	238	2.6	22.4	138
	1/3	1/1	154	221	4.3	22.1	143
なし	0	0	0	228	4.2	28.5	158

* cm^2

を知るために、さまざまな形状の格子要素を入れた土供試体の三軸圧縮試験を行った。一方、立体ジオテキスタイルによる路盤の補強効果に与える路床の影響を知るために、現場における平板載荷試験を行った。両試験の中間的な試験として、立体ジオテキスタイルあるいはその格子要素を入れた土供試体に対して、CBR型の貫入試験を行った。このCBR型試験の結果が平板載荷試験と同様の傾向を示すならば、この種の補強地盤の簡易評価

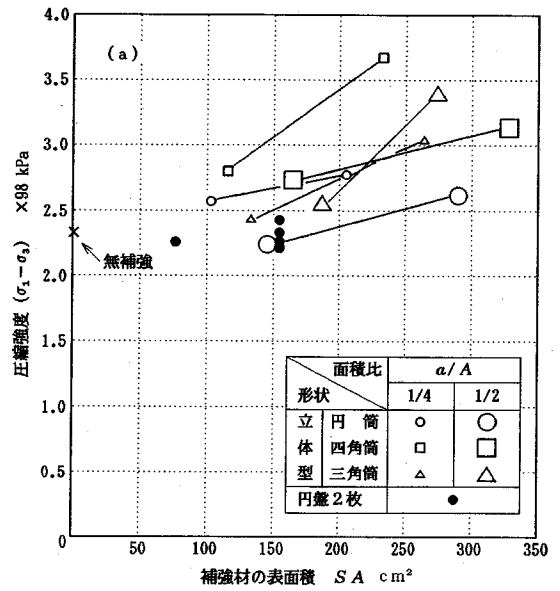


Fig.3(a) Relationship between compressive strength and surface area of geotextile⁵⁾

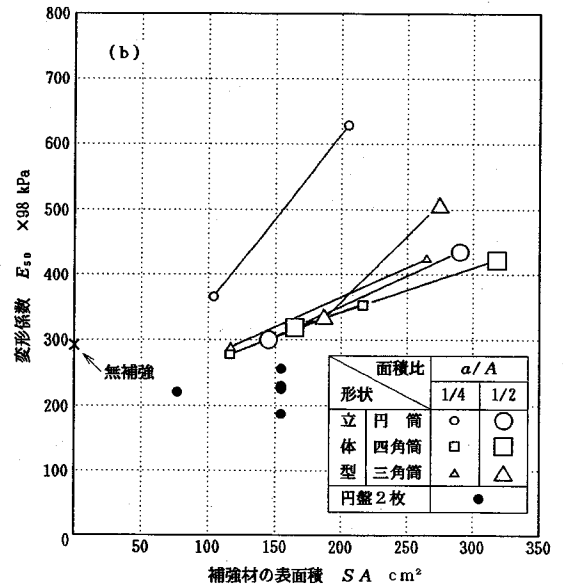


Fig.3(b) Relationship between modulus of deformation (E_{50}) and surface area of geotextile⁵⁾

法と見なせることとなる。最後に、路盤-路床系を弾性二層問題と考えると、現場試験で得た地盤係数 K 値を用いて、FEMにより路盤と路床の弾性係数を逆算し、逆算弾性係数によって立体ジオテキスタイルの効果の評価した。

実際の路盤は、繰返し荷重や水浸の影響を受ける。本論文はこれらに言及していないが、著者らは、たとえば繰返し挙動については文献6)の共同研究に係わり、ま

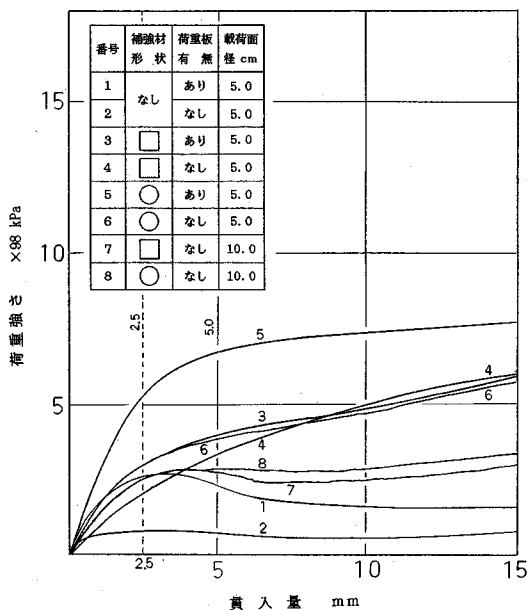


Fig.4 Relationship between load and Penetration in single geotextile

Table 3 Result of CBR type test (1)

試験番号	補強材形状	荷重板有無	ピストン径 mm	5mm貫入抵抗 kPa	D_r %
①	なし	有	50	221	79
②	なし	無		69	83
③	□	有		392	78
④	□	無		328	78
⑤	○	有		559	80
⑥	○	無		377	78
⑦	□	無	100	265	79
⑧	○	無		274	79

注1) モールド寸法：内径300mm，深さ200mm
 注2) 凡例：□=四角筒の単体，○=円筒の単体
 注3) 補強材の材質：不織布 (E5100)

た、水浸を含めた供用性については、すでにギニア国コナクリ市などで施工し、本路盤の供用性を確認している。

2. 三軸圧縮試験

炉乾燥状態の豊浦砂から成る供試体に、補強材の格子の1単位、すなわち筒状の補強体を入れて、三軸圧縮試験を行った。Fig.1は、補強体の位置状況を表している。Fig.1(a)は、筒状補強材の場合であるが、形状は円筒、四角筒、三角筒とし、大きさは、高さ h および内空断面積 a ともに2種類ずつとした。Fig.1(b)は、比較のために2枚の円板を入れた場合を示している。補強材

Table 4 Relationship between penetration with load plate and penetration without load plate

荷重板	補強体	
	四角筒補強体	円筒補強体
有	$\frac{③}{①} = 1.8$	$\frac{⑤}{①} = 2.5$
無	$\frac{④}{②} = 4.8$	$\frac{⑥}{②} = 5.5$

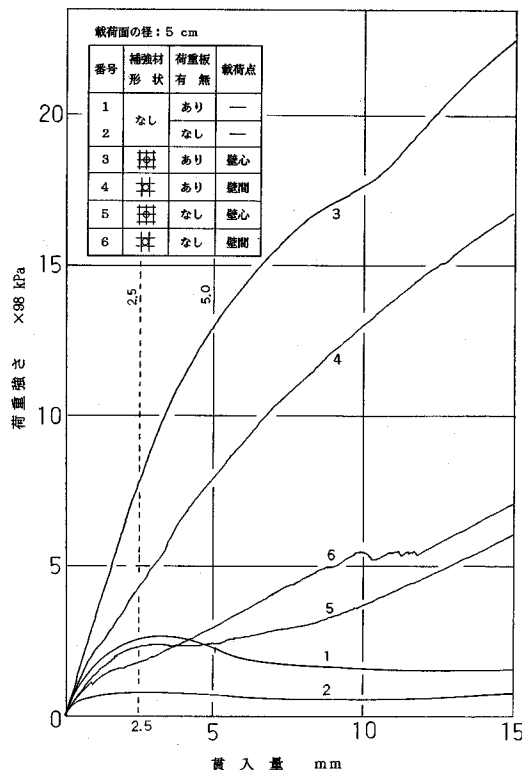


Fig.5 Relationship between load and penetration in multiple geotextiles

の材質は、成形のしやすさから加工アルミ箔を用いた。厚さ0.017mmのアルミ箔に直径8mmの丸穴を開口面積率20%となるようにあけ、エポキシ樹脂で豊浦砂を塗布したもので、その外見はFig.2のようであり、力学的性質はTable 1に示す通りである。

豊浦砂供試体は、高さ $H=4$ cm、直径 $D=7$ cmであり、乾燥密度 $\rho_d=1.14$ g/cm³(相対密度 $D_r=80\%$)とした。試験中の排水(気)条件は、圧密排水とし、側圧 $\sigma_3=49$ kPaのもとで、圧縮速度0.8%/minで軸圧縮を行った。

Table 2は試験結果を表している。表中で圧縮強度欄および変形係数 E_{50} 欄に付けた番号①②③は、それぞれ

Table 5 Influence of piston diameter on penetration resistance

ピストン直径 mm	貫入抵抗 (kPa)		補強体形状の影響
	四角補強体	円筒補強体	
50	④ 328	⑥ 377	$\frac{⑥}{④}=1.15$
100	⑦ 265	⑧ 274	$\frac{⑧}{⑦}=1.03$
ピストン径の影響	$\frac{④}{⑦}=1.24$	$\frac{⑥}{⑧}=1.36$	

Table 7(a) Influence of surcharge on penetration resistance

荷重板 有 無	載荷位置		載荷位置の影響
	壁心	壁間	
有	③ 1,269	④ 774	$\frac{③}{④}=1.6$
無	⑤ 235	⑥ 288	$\frac{⑤}{⑥}=0.82$
荷重板の影響	$\frac{③}{⑤}=5.4$	$\frac{④}{⑥}=2.7$	

Table 7(b) Influence of surcharge on penetration resistance

荷重板	載荷点	
	壁心載荷	壁間載荷
有	$\frac{③}{①}=5.8$	$\frac{④}{①}=3.5$
無	$\frac{⑤}{②}=3.4$	$\frac{⑥}{②}=3.7$

大きさの順位を表し、×印は最小値を表している。圧縮強度が大きいのは、補強材が背の高い ($h/H=2/3$) 三角筒および四角筒の場合であり、圧縮強度が立体補強材の表面積に支配されることをうかがわせる。 E_{50} が大きいのは、背の高い円筒の場合であり、 E_{50} には補強材の表面積とともに、形状が影響することを示している。また、2枚の円板で供試体を水平に仕切った場合は、豊浦砂だけの供試体より圧縮強度も E_{50} も小さくなっているが、これはジオテキスタイルの摩擦が小さいためである。

Fig. 3 (a), (b) はそれぞれ補強体の形状別に、その表面積と三軸供試体の圧縮強度及び E_{50} の関係を表している。**Fig. 3 (a)** に於て補強体の形状と圧縮強度の関係は、細長筒 ($a/A=1/4$ $S=200$ cm^2) では四角筒：三角筒：円筒=1：0.8：0.8であり、また太長筒 ($a/A=1/2$ $S=270$ cm^2) では三角筒：四角筒：円筒=1：0.9：0.8である。

Fig. 3 (b) の変形係数 E_{50} については、細長筒では

Table 6 Result of CBR Type Test (2)

試験番号	補強材形状	荷重板有無	載荷点の位置	5mm貫入抵抗 kPa	D_r %
①	なし	有	—	221	79
②	なし	無	—	69	83
③	⊠	有	壁心	1,269	80
④	⊠	有	壁間	774	78
⑤	⊠	無	壁心	235	78
⑥	⊠	無	壁間	288	78

注1) モールド寸法：内径300mm、深さ200mm

注2) 凡例：⊠ 四角筒集合体の壁心載荷、⊠ 同壁間載荷、○ 載荷点

注3) 補強材の材質：不織布 (E5100)

注4) ピストン径：50mm

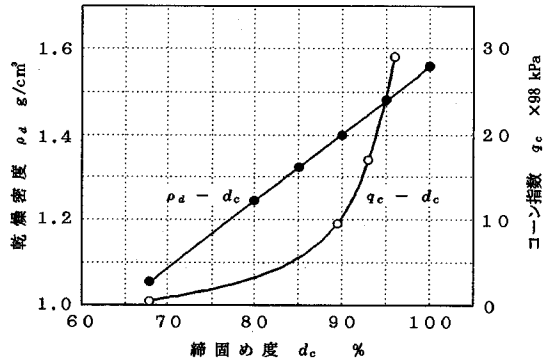


Fig. 6 Relationship among dry density coefficient of cone index and degree of compaction

円筒：三角筒：四角筒=1：0.6：0.6であり、太長筒では三角筒：円筒：四角筒=1：0.9：0.8である。

実際に路盤に使用する集合補強体は太長筒に近いが、この場合は三角筒が強く、たとえば圧縮強度は四角筒より約10%強いことがわかる。

3. CBR型貫入試験

立体ジオテキスタイルで補強された路盤では、舗装版を介するために荷重はやや分散してはいるが、輪荷重による局部鉛直荷重を受ける。この力学的条件を室内で模擬する一手段として、CBR型の貫入試験を行った。土試料としては、先の三軸圧縮試験と同じ炉乾燥豊浦砂を用いたが、補強材は不織布とした。その材料特性は **Appendix 1** 及び **2** に示されている。また豊浦砂との摩擦係数 μ を一面せん断試験機によって垂直応力 25~98 kPa の範囲で測定したところ、 $\mu=1.1$ であった。

試験は、大きく2種類に分けられる。第1はCBR型試験の結果を三軸圧縮試験の結果と比較するためのもので、補強体は円筒及四角筒のもの1個をモールドの中央

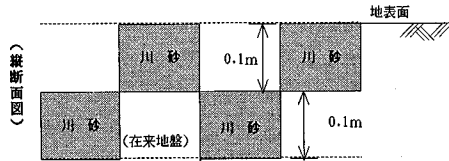
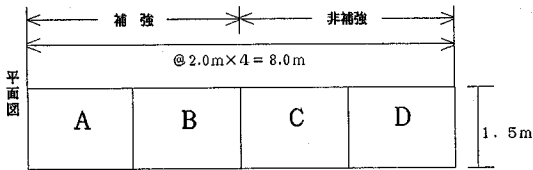


Fig. 7 Disposition of test field

Table 8 Results of plate bearing test

路盤条件	補強体あり		補強体なし	
	A	B	C	D
路盤記号				
地盤係数 K_{30} GN/m ³	路盤 69 路床 34	路盤 128 路床 62	路盤 49 路床 34	路盤 37* 路床 62

* 砂が動いて締め固めが困難であった。

に埋設した。これを単体の貫入試験と呼ぶ。第2は、より現場条件に近づけるために、連続した格子状の立体ジオテキスタイルをモールド全面に埋設したもので、集合体の貫入試験と呼ぶ。

(1) 単体の貫入試験

補強材の形状は円筒と四角筒とし、寸法は、高さ5cm、断面は円筒では直径5.6cm、四角筒では一辺4.4cmまたは5cmとした。豊浦砂を目標相対密度 $D_r=80\%$ として空中落下法でモールドに入れた。補強材の土かぶり厚さは1cmとした。

Fig.4は貫入抵抗～貫入量関係の例であり、Table 3は試験結果の総括表である。補強効果を荷重板の影響も含めて検討するとTable 4のようである。表において、貫入抵抗はTable 3の5cm貫入値で評価した。補強体を入れない砂供試体①、②の貫入抵抗に対する補強供試体の貫入抵抗は、表に示すように、円筒補強体の方が大きい。そして、補強効果は荷重板がない状態より顕著に表われている。

つぎに、Table 5は、ピストン径の影響を調べたものである。表を縦方向に読みとると、直径が50mmの場合の方が大きな貫入抵抗を示すことがわかる。この結果は、貫入試験を半無限弾性体の表面で行えば、貫入抵抗応力はピストンの直径に反比例するという弾性解から類推されるであろう。また、補強体形状が貫入抵抗に与える影響は、表を横に読みとると、ピストン径50mmの

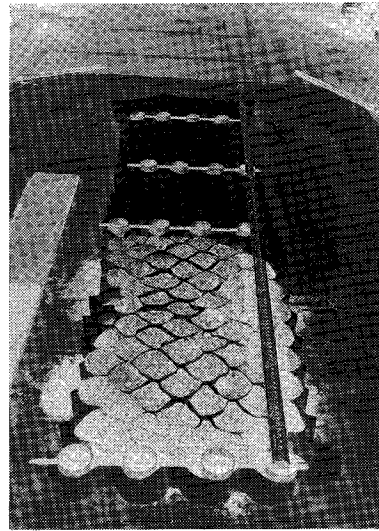


Photo 1 Experiment for geotextile excution

方に明確に現われることがわかる。Table 4, 5から共通に導かれる結論は、補強体の補強効果は、载荷が小面積についてなされる程顕著に現われるということである。

(2) 集合体の貫入試験

連続した立体ジオテキスタイルは、幅5cmの不織布をエポキシ樹脂で格子点のみを接着してから縫い付けて成形した。格子の断面形状は、一辺4.38cmの四角形とした。これらの立体ジオテキスタイルをモールドの全断面を覆うように土かぶりを1cmとして埋設した。モールドの中心軸(载荷軸)と格子断面の相対位置は、格子点を中心軸に合わせるもの(壁心载荷)と、格子内空の中心をモールドの中心軸に合わせるもの(壁間载荷)の両方に設定した。豊浦砂の締め固め方法および貫入試験の方法は(1)の単体の場合と同様である。Fig.5は貫入抵抗～貫入量関係である。Table 6は試験結果の総括表である。

集合体補強供試体の貫入試験は、路盤の平板载荷試験を念頭に置いている。この場合、路盤支持力に及ぼす土被りの影響は、荷重板の有無によって定性的に評価できると思われる。Table 7(a)は、本貫入試験結果に及ぼす荷重板と载荷位置の影響を表わしている。表を縦に読みとると、(i)荷重板の影響は壁心(格子点)载荷に大きく現われている。また、表を横に読みとると、(ii)载荷位置の影響は、荷重板がある場合は壁心载荷の抵抗が大きく、荷重板がない場合は、その逆になっている。

Table 7(b)は、無補強供試体①、②との比較により、補強効果を検討している。すなわち、(iii)壁心(格子点)载荷の場合、荷重板がある方が補強効果がよく現われる

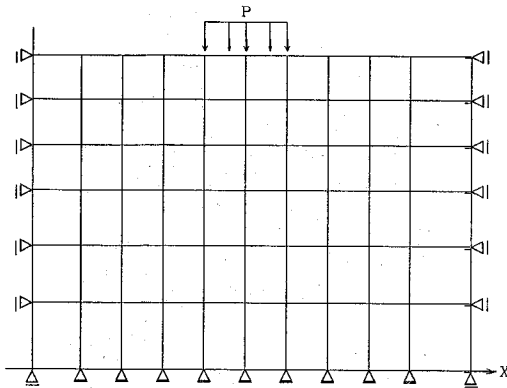


Fig.8 Mesh by FEM for model of field test

Table 9 Results of analysis by FEM

路盤の種類	補強体あり				補強体なし			
	A		B		C		D	
	路盤	路床	路盤	路床	路盤	路床	路盤	路床
弾性係数 GP_a	392	11.0	833	20.0	147	11.0	3.4	20.0

が、(iv) 壁間 (内空中心) 載荷の場合は、荷重板の有無は補強効果の表示に影響していない。これらの結果を Table 4 の単体補強の結果と照合すると、(iii) は矛盾している。

上述の結果 (i)~(iv) は、載荷によって供試体内に現われるすべり面の位置により概ね説明できる。補強体が単体の場合および集合体の壁間の場合、載荷は補強体の内空になされるので、荷重は内空に集中したままで補強体の下端まで伝達される。したがって、すべり面は、補強体より下方の砂のみの部分に現われる。この場合、無補強の供試体との差は、補強体の下端までの土被りの有無のみとなる。上記 (iv) は、その結果であろう。一方、集合補強体の壁心載荷の場合は、すべり面が補強体の存在範囲に現われるため、荷重板を置けば非常に大きな受働抵抗が起こる。逆に荷重板がなければ、すべり面が浅いために受働抵抗が小さくなり、上記 (i)~(iii) の結果を与える。最後に Table 4 において、荷重板がない方が単体補強の効果が明瞭となる原因は、単体補強では前述の理由で無補強に較べてすべり面が深いために、土被り圧による受働抵抗が相対的に大きくなるが、荷重板を置けば、その重力による土被り圧が卓越して、両者の受働抵抗がほぼ等しくなるためであろう。

4. 路盤の平板載荷試験

地盤係数の異なる 2 種類の路床の上に、川砂だけを材料とする路盤と立体ジオテキスタイルで補強した路盤を

敷設し、平板載荷試験を行って、補強効果を評価した。

(1) 補強体と路盤材料

格子形状は、三軸・CBR 両試験結果に大きくは影響しなかったから大量に作り易い正方形格子とした。

補強体の材料は、不織布 N1100 でありその力学的性質等は、Appendix 1 及び Appendix 2 に示している。埋設用の砂は、利根川産のものを使用した。その力学的性質は Fig.6 のようである。補強体は、高さが 10 cm で、平面形状は 1 辺 10 cm の正方形の集合体である。集合体の製作方法は 10 cm 幅の長さ 150 cm の帯状不織布を相互に圧着させたものを現場で 150×200 cm に拡大して所定の格子状に成形した後、砂を投入した。(Photo 1 参照)。

(2) 路床

路床強度の大きい場所と、小さい場所の各々について補強体の効果を確認するために、表層だけが硬い地盤を掘削して、Fig.7 に示すように浅深二種類の路床面を設定した。強度の大きい路床として、地表から 0.1 m の深さに 2 面、強度の小さい路床として、地表から 0.2 m の深さに 2 面、各面 1.5 m×2.0 m のものを準備した。

この試験地は、畑地に切込砂利を約 15 cm 投入、転圧し、簡易舗装 3 cm を施した元駐車場である。簡易舗装は、路床掘削に先立って撤去した。路床の強度は、平板載荷試験により評価した。載荷板直径 30 cm、ジャッキ容量 5 t、反力荷重を 4 t トラックとして試験を行い、2.5 mm の沈下量に対する地盤係数 K を得た。強度の大きい路床 K 値は 62 GN/m³、強度の小さい路床 K 値は 34 GN/m³ であった。

(3) 路盤の施工

補強路盤と無補強路盤をそれぞれ 2 種類の路床の上に、計 4 種類施工した。路盤厚はいずれも 0.1 m とした。

路盤材 (川砂) の締固めは、振動バイブレーターで行った。砂に直接振動を与えると砂が左右に移動するだけで締固めが困難なので 1 m×1 m×厚さ 3 mm のベニヤ板を介して間接的に振動を与えた。締固め度は $d_c=90\%$ を目標とした。予め砂の締固め度とコーン指数 q_c の関係を Fig.6 のように調べておき、現場コーン試験で管理した。目標の $d_c=90\%$ に対し、補強路盤は $d_c=87\%$ に達したが、非補強路盤は、より大きな締固めエネルギーを与えているにも拘らず $d_c=81\%$ にとどまった。

(4) 路盤の平板載荷試験

平板載荷試験の方法は、路床の場合と同様とした。試験位置は、各面の略中央で 1 ヶ所とし、計 4 ヶ所で行った。Table 8 に測定結果を示す。

(5) 補強効果の評価

路床の K 値が同じ組 (A と C, B と D) について路盤面の K 値を比較すると,

$$\text{弱い路床について: } \frac{A \text{ 路盤(補強あり)}}{C \text{ 路盤(補強なし)}} = \frac{69.0}{49.4} = 1.39$$

$$\text{強い路床について: } \frac{B \text{ 路盤(補強あり)}}{D \text{ 路盤(補強なし)}} = \frac{128.6}{37.6} = 3.42$$

したがって補強の効果は約 1.4 倍以上あるといえる。つぎに、路盤の補強効果に与える路床強度の影響を見ると、 $B/A = (\text{強い路床上の路盤 } K \text{ 値}) / (\text{弱い路床上の路盤 } K \text{ 値}) = \frac{128.6}{37.6} = 1.86$ 倍となり、路床の影響が大きいことがわかる。

4つの路盤がそれぞれの K 値を示した理由は、次のように推測される。

A の場合、路床の拘束は充分ではないが、路盤砂は水平方向には補強体の拘束があるので、締固められて路盤強度が増加した。B の場合、路床が強いので路盤の下部も拘束され、路盤は強く締固められた。C の場合、水平方向には補強体で拘束されていないが、砂が軟らかい路床にめり込んで固定され、それが上方の砂の水平移動を妨げるためか、次の「D の場合」よりもよく締固められた。D の場合、路床が硬く、補強体による水平方向の拘束もないので、加振により砂が逃げ、締固められなかった。

5. FEM による補強効果の逆解析⁹⁾

浅い基礎のモデル実験⁹⁾によると、沈下量 S と基礎幅 B の比は S/B が約 3% 程度から基礎下にひずみの集中域が発達するといわれ、これ以内では地盤は連続体と考えて良いといわれている。今回の平板載荷試験の S/B は 0.8% 程度であるから、地盤は連続な弾性体と仮定できると考えられる。また、周辺の試験地盤などの拘束の範囲は、模型実験の場合底面が滑らかな時は、載荷板巾 B の 5 倍程度以上と言われている¹⁰⁾。このため現場試験の路盤幅は 1.5 m とした。

これらを前提として、試験地盤の有限要素法解析を行った。地盤は平面ひずみ条件とし、解析領域を幅 150 cm × 深さ 90 cm、地表面への載荷を幅 30 cm の等分布荷重とした。メッシュ分割は Fig.8 に示すようであり、地盤周辺の境界条件は、左右鉛直面は鉛直方向のみ可動、底面は固定とした。地盤は等方弾性体とし、地盤パラメータはポアソン比 0.45、密度 1.6 g/cm³ とした。解析は、Table 8 の現場試験結果が得られるように弾性係数 E を逆算するものである。まず路床平板載荷試験結果を逆算して、路床の弾性係数を求めた。つぎに、その路床の弾性係数を与えて、路盤の弾性係数を逆算した。

Table 9 は逆解析から求められた路盤・路床の弾性係

数を示している。各値を比較することで補強の程度を推測することが出来る。

路盤を Barber の 2 層系弾性地盤⁷⁾と考えた時は、第一層路盤の表面に於ける沈下量 Δ_1 は

$$\Delta_1 = \frac{1.5pa}{E_2} \left[\frac{1}{\{1 + (h/a)^2 (E_1/E_2)^{2/3}\}^{1/2}} + \frac{1}{(E_1/E_2)} \left\{ 1 - \frac{1}{\{1 + (h/a)^2 (E_1/E_2)^{2/3}\}^{1/2}} \right\} \right]$$

E_1 : 路盤の弾性係数

E_2 : 路床

h : 路盤厚さ

a : 荷重の接地面積

p : 荷重の接地圧

上式によれば、路盤の沈下量は E_2 (路床の弾性係数) が大きいほど、また弾性係数比 (E_1/E_2) が大きいほど小さくなる。

現場試験結果 Table 8 に示した路盤の K 値は、路床の効果を含んだものであり、路盤固有の強度が解らなかった。しかし、FEM で各層の弾性係数が逆算出来、このため補強層の弾性係数を次のように比較することが可能となった。

Table 9 に示した計算結果から、補強体を設置した路盤 (A) と、設置しない路盤 (C) の弾性係数の比は、

$$\frac{A}{C} = \frac{392}{147} = 2.7 (1.39)$$

$$\frac{B}{D} = \frac{833}{3.4} = 245 (3.41)$$

ただし、() 内は K 値の比。

したがって、補強体による補強効果は、 K 値より、逆算弾性係数で表す方が明確となる。

つぎに、補強体を設置した路盤の弾性係数に対する路床の弾性係数の影響は、

$$\frac{A \text{ 路盤}}{A \text{ 路床}} = \frac{392}{11.0} = 35.6$$

$$\frac{B \text{ 路盤}}{B \text{ 路床}} = \frac{833}{20.0} = 41.7$$

となる。

リーとミチェル¹¹⁾も路床強度が増加すると補強体路盤強度も比例的に増加するとしている。

6. 結 論

立体補強体を利用することで、2.5 倍以上の弾性係数の増加を得ることが出来た。また、路床の強度が比例的に路盤強度に表れることが解った。このように、砂を立体補強体で水平方向に拘束すると、砂の締固め率が向上し、せん断抵抗が増加して路盤強度が増加する。また、水平に拘束があり、しかも下方にも強い拘束がある時は

より大きい弾性係数を示す事が解った。また、補強体の面積が大きいほど拘束力が大きく路盤弾性係数が大きくなる、四角柱集合体では面積を大きくし1辺の長さを短くすることで強度を増加する事が出来る。従来、路床路盤の締固め率を向上させるには砂の粒度、含水比、細粒分の含有率の適当な組み合わせが必要であり、細粒分のない砂には、粘土、石灰、セメント等の細粒分を混合することで締固め度の向上を図ってきた。立体補強体の利用は、路盤土の改良なしに、路盤の弾性係数を大きくする道を拓くものである。つまり、この場合、路盤は土と不織布の複合体といえよう。

本論文を執筆するに当たり、建設省ジオテキスタイル共同研究委員会の古賀泰之氏、色々コメントを頂いた神戸大学谷本喜一名誉教授、神戸大学軽部大蔵教授に深謝致します。

Appendix 1 The tensile and stripping test of non-woven fabric (E5100 & N1100)

品番	目付 注2) g/m ²	厚さ mm	引張強度 kgf/m ²		破断伸度 %		巾5cm試験片 接着剤2cm			
			縦	横	縦	横	引張強度 (X) kgf	剥離 (Y) kgf		
								縦	横	
E5100	98.5	0.27	43.3	21.3	30.0	19.5	14.0	18.5	0.7	
	107.3	0.28	39.2	24.5	36.0	25.0	20.0	18.9	1.1	
	103.3	0.28	38.0	27.0	37.0	32.0	18.8	12.8	1.15	
			37.8	25.0	34.5	28.5	19.8	16.0	1.25	
			40.0	24.3	29.5	30.5	19.9	19.5	1.28	
			38.5	24.0	28.0	32.0	16.2	17.5	1.05	
							19.0	18.5	1.12	
							18.8	19.0	1.25	
							19.0	17.0	1.12	
							18.0	10.5	1.63	
	\bar{X}	103.0	0.28	39.5	24.4	32.5	27.9	18.4	16.8	1.17
	R	8.8	0.01	5.5	5.7	9.0	12.5	6.0	6.7	0.93
N1100	102.3	0.52	46.0	15.6	36.0	57.0				
	98.3	0.52	41.4	14.0	35.0	52.0				
	97.0	0.50	40.0	16.9	31.0	56.0				
			39.0	16.5	36.0	60.0				
			33.6	15.5	34.5	60.5				
			39.2	15.5	34.0	60.0				
	\bar{X}	99.2	0.51	39.9	15.7	34.4	57.6			
	R	5.3	0.02	12.4	2.9	5.0	8.5			

注) 引張強さ(X)のうち、アンダーラインは接着剥離。他は布破断。

注2) 単位面積当りの質量

Appendix 2 Friction between sand and non-woven fabric

Test No.	1	2	3
垂直応力 σ'_{v0} kPa	25	49	98
摩擦抵抗応力 F kPa	41	58	82
摩擦係数 (μ) (原点回帰法)	1.06 (接片=0で計算)		

参考文献

- 1) Rea, C. and Mitchell, J.K. : Sand Reinforcement using paper grid cells, *Symposium on earthe reinforcement*, pp.644, pp.659, Apr. 1978.
- 2) Denver, H. and Hansen, B. : Reinforcement of cohesion soil by PVC grid, pp.481, *The 8th ICSMFE, Helsinki 1983*.
- 3) 龍岡文夫, 三木五三郎, 児玉秀文, 松尾恵一: 鉄筋により補強された砂地盤の支持力特性VI, 生産研究, 34巻3号, p.83, 1982年3月.
- 4) 建設省土木研究所動土質研究室・梶谷エンジニア(株): 繰返し載荷時の路床の変形挙動の実験的解明, ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する研究報告書, (財)土木技術センター, p.141, 1986年6月.
- 5) 建設省土木研究所動土質研究室・梶谷エンジニア(株): 繰返し載荷時の路床の変形挙動の実験的解明, ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する研究報告書, (財)土木技術センター, p.71, 1987年10月.
- 6) 軟弱地盤表層処理ワーキンググループ・建設省土木研究所施工研究室・土質研究室・動土質研究室・梶谷エンジニア(株)・鉄建建設(株)・日本舗道(株): ジオテキスタイルを立体構造とした場合の検討, ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する共同研究報告書(その4), 建設省土木研究所, p.162, 1988年12月.
- 7) 土質工学会: 土工設計, 土質工学ハンドブック, p.857, 1982.
- 8) 田中忠次, 富沢佳代, 村越紳人: 拘束地盤における円形フーチングの支持力問題, 第23回土質工学研究発表会, p.1283, 1988年6月.
- 9) 風間了, 中川 淳, 青木雄二郎, 沼上 清: 筒基礎による地盤拘束の効果, 第25回土質工学研究発表会, p.1417, 1990年6月.
- 10) 岡原美知夫, 高木章次, 森 浩樹, 龍岡文夫, 森本 励: 根入力のある浅い基礎の支持力実験, 第25回土質工学研究発表会, p.1267, 1990年6月.

(1993.11.16 受付)

AN EXPERIMENTAL STUDY ON SUBBASE COURSE REINFORCEMENT USING GEOTEXTILE GRID CELLS ORIENTED VERTICALLY

Hiroshi YOSHIDA and Hiroharu SAJI

The objective of this study is to experimentally examine reinforcement methods for the subbase course on which relatively concentrated loads, such as wheel loads act. This study, among many past studies on this subject, is unique in that it mainly deals with vertical reinforcing grid cells by installing reinforcing strips to form grid cells oriented vertically and filling the grid cells with soil.

In this study, triaxial compression tests and CBR penetration tests of specimens having various reinforcing grid shapes were conducted to determine their relationship with grid cells oriented horizontally and their reinforcing efficiencies. Further, to determine the influencing factor on the reinforcement effect of geotextiles oriented vertically in the subbase course, in-situ plate bearing tests were conducted.

The elastic modulus of each layer was then calculated by the finite element method (FEM). Finally, the effect of the geotextiles oriented vertically was evaluated based on the calculated elastic moduli.