# 引張り補強材による砂の補強についての基礎的研究

Fundamental study on tensile-reinforcing of sand



## 1. まえがき

杭・ケーソンなどのマッシブな構造物を用いずに、細長 比が非常に大きく曲げ抵抗が小さい土以外の部材(鉄筋, 布など)を地盤内に配置して、地盤の支持力や斜面の安定 性を向上させる工法を一般に「補強土工法」と呼ぶ。ロッ クアンカー工法、アースアンカー工法では、アンカーされ てプレテンションを加えられているアンカーロッドが土あ るいは岩の塊を支えていると考えて設計・施工されるのに 対して、補強土工法ではプレテンションを加えられていな い補強材の配置によって土の変形が拘束され、土の強度自 身が増加することにより、支持力・斜面安定性が向上する と考えて設計・施工されていると思われる。

補強土工法は,近代的なものとしてはテールアルメ工法 が有名であるが,上述の定義に従えば,それ以前にも軟弱 地盤上の城の石垣を支えるために用いた筏地業や茅を地盤 の中に敷いた方法<sup>1)</sup>も一種の補強土工法であろう。しか し,近代的補強土工法はテールアルメ工法,ルートパイル 工法,敷網・敷布工法,ソイルネイリング工法等の開発以 降と言えよう。

本報文は,補強土工法における補強のメカニズムの理解 のために行った豊浦砂の内部に針金などを補強材として配 置した平面ひずみ圧縮試験,三軸圧縮試験,水平地盤の鉛 直支持力実験の結果をとりまとめたものである。本報文が 補強土の補強メカニズムの理解の一助になれば幸いである。

#### 2. 補強メカニズムからの補強土の分類

せん断変形をしている土の内部の主ひずみ(あるいは主 ひずみ増分)の方向と補強材の長手方向の関係と補強効果 の関係についてこれまでにいくつかの研究がある<sup>1)~8)</sup>。例 えば、Jewell(ジュウル)<sup>3)</sup>は長さ 25.4 cm,幅 15.2 cm, 高さ 15.2 cmの一面せん断箱の中に密な砂を詰め、径0.82 mmの針金で作った図—1に示すような格子をさまざまな 角度 $\theta$ で挿入してせん断強度の変化を調べている。すなわ ち格子の鉛直材の方向が補強されていない砂の供試体の破

September, 1983



壊時における最小主ひずみ増分 ia 方向と一致していると きに最も補強効果が大きく,最大主ひずみ増分 ii 方向と一 致しているときも若干補強効果があり,伸び縮みのない方 向と一致しているときは,補強効果が全くない。この結果 に従うと,補強土はその補強メカニズムから次の3つに分 類できよう。

(1) 狭い意味での,あるいは本来の意味での補強土であ る。補強材が,補強されていない場合に土の内部で生ずる  $\epsilon_3$ の方向に配置されており,土内部での $\epsilon_3$ (負)の絶対値を 小さく抑えることにより,最小主応力 $\sigma_3$ 'を増加させ,した がって最大主応力 $\sigma_1$ 'も増加し,せん断強度 $(\sigma_1' - \sigma_3')$ max も増加させる。このことにより,地盤の支持力,斜面・盛 土ののり面の安定性が増加する。この場合は,補強材内に 引張り力が作用しており,補強材を引張り補強材と呼ぶこ とができる<sup>9)</sup>。したがって,補強材の伸び剛性,引張り強 度,表面摩擦係数あるいは付着力,配置密度が補強効果に 対する主要な要因となる。

(2) 狭い意味では補強土とは呼ばない場合である<sup>9)</sup>。補 強材が主に地盤内の最大主応力 *o*<sub>1</sub> / を受け持ち,周辺の土 がこの補強材を保持している。原理的には群杭と同じメカ ニズムが作用しており,補強材には主に圧縮力が働くので 圧縮補強材と呼ぶことができる<sup>9)</sup>。一般には,補強材の細 長比は大変大きいので,補強材の座屈が主要な要因とな る。しかし,地盤内の杭は非常に座屈しにくいと言われて

<sup>\*</sup>東京大学助教授 生産技術研究所 \*\*共同通信社(元東大大学院生) \*\*\*横浜国立大学教授 \*\*\*\*廣瀬鋼材産業特 \*\*\*\*\*太洋技術開発特 \*\*\*\*\*東京大学生産技術研究所

いる<sup>10)</sup>。圧縮補強材の場合もなかなか座屈しにくいという 考え方もある<sup>11)</sup>が,解析も非常に複雑なものであり,また, 現場の試験施工の例も少なく,実際のことはまだよく分か っていないようである。

(3) これは(1)と(2)の中間的な場合である。実際の場合は, 1本の補強材全体にわたって純粋な引張り補強材あるいは 圧縮補強材となっている場合よりも,1本の補強材に沿っ てもその中間的な状態になっている部分もあるであろう。 図-1によると,伸び縮みのない方向は全く補強効果がな い。徳江ら<sup>4),5)</sup>も実験的に示しているように,(1)と(2)の中間 的な場合補強材表面に発揮しうる最大せん断応力が,この 方向に発揮しうる土のせん断強度よりも小さければかえっ てすべりが生じやすくなり,補強材を配置したことにより, 弱化することになる。図-18に示す模型支持力実験で表面 摩擦係数  $\mu \approx 0$ の補強材を用いた場合がこれに相当しよう。

# 引張り補強材で補強された砂の供試体の圧縮 強度

実際の場合の補強土の境界応力・変位条件は非常に複雑 であるから、補強メカニズムの基礎的研究として境界条件 を単純化して補強材を内部に配置した供試体の圧縮、ある いはせん断試験がこれまでに数多く行われてきている<sup>3),4), <sup>8),9),12),13),14)</sup>。 筆者らは実験がしやすいという理由で三軸 圧縮試験(図-2(a))を行い、更に、供試体のひずみ分布 を直接測定しやすいこと、解析が容易な二次元状態にある ことの理由で図-2(b)に示すような平面ひずみ圧縮試験 を行った<sup>15),16)</sup>。三軸試験の場合飽和豊浦砂を用い、拘束圧 1kgf/cm<sup>2</sup> で密な供試体を基本として実験したが、他の拘束 圧でも、また、緩い砂でも実験した。平面ひずみ試験では 空気乾燥した密な豊浦砂に負圧0.5 kgf/cm<sup>2</sup>を加えてせん 断した。供試体の上下面はシリコングリースというラテッ クスゴムを用いて摩擦角が0.3°程度以下になっているよ</sup>



図-2 補強材を内部に配置した(a)三軸供試体,(b)平面ひ ずみ供試体の模式図

#### 表一1 用いた補強材の種類

_	And in case of the local division of the loc					_
•		ヤング率 E (kgf/cm²)	ポアソ ン比 り	厚さ(t)または 直径(d)(mm)	豊浦砂と の物理摩 擦係数 µ <sub>0</sub> (度)	その他
0	表面を粗にしたしんちゅう板 <sup>(1)</sup>	1.03×10 <sup>6</sup>	-	$t = 0.5^{(5)}(1.6^{(6)}), \\ 1.5^{(5)}(2.3^{(6)})$	>ø	
2	表面処理していな いしんちゅう板	1.03×10 <sup>6</sup>	_	t = 0.50	≈20(3)	
3	ウレタン	460	≈0.5	t = 1.0	$>\phi$	
4	ネオプレン	276	≈0.5	t = 1.0	$>\phi$	
5	ラテックス	15.2	0.48	t=2.32, 11.65	$>\phi$	
6	針金(表面粗) <sup>(1)</sup>	7. $11 \times 10^{5}$	-	$d=0.9^{(5)}(1.8^{(6)})$	>ø	本数 n= 2,4,8,21
Ø	針金(無処理)	7.11×10 <sup>5</sup>	-	d=0.9	不明	n=4
8	不織布(ポリプロ ピレン)	6, 16(7)	≈0	$t_0^{(2)}=3, 6.8$	>\$	

注. (1) 豊浦砂をアラルダイトで表面につけるか、ポンチで多孔にした。
(2) 圧力がないときの厚さ

(3) ねじりせん断試験で $\sigma_n = 1 \text{ kgf/cm}^2$ の実測

(4) 一面せん断試験による実測199

(5) 板または針金に対しての寸法

(6) アラルダイトでつけた豊浦砂粒子を含めた寸法

(7) 大気中での実測。幅 20 cm,長さ 20 cmの不織布の15%伸びにおける値。不織布には方向異方性がある。拘束圧が加わると、これらの値よりも大きくなる<sup>21</sup>。

うにした<sup>17),18)</sup>。したがって、上下端面は実質上、主応力 面と考えてよい。したがって、図ー2(a)(b)に示す供試 体は図ー2(c)に示す供試体と同等である。このことは実 験でも確認した。その他、平面ひずみ試験では拘束板面の 摩擦も十分除去している。供試体中央高さには表一1に示 すような補強材を水平に配置した。この中で、針金以外は 連続的な補強材である。補強効果は、補強材の間隔D/Hと補強材の変形特性(主にE,  $t_0$ ,  $E \cdot t$  が小さいときはvも) と、表面摩擦特性 $\mu_0$  に支配される。したがって、これら の定数も変化させるために、表一1に示すように各種の補 強材を用意した。それぞれの場合で、補強材間隔Hを変化 させた。供試体はすべて空中落下法で作成した。針金を用 いる場合はその本数を変えた。せん断変形時のひずみ分布 を求めるために 図ー2(b)に示す  $\sigma'_2$ 作用面のメンブレン



図-3 補強材①, ②の補強効果の比較

土と基礎, 31-9 (308)



図-6 平面ひずみ試験における D/Hによる補強効果の変化

September, 1983



図-7 三軸試験におけるしんちゅう板①, ②を補強材と したときの補強効果



図-8 三軸試験における  $D_0/H_0$ による補強効果の変化 (\*( $\overline{\sigma_i}'/\sigma_c'$ )max は $\overline{\epsilon_1}=15\%$ のときの( $\overline{\sigma_i}'/\sigma_c'$ ))

に間隔5mmの正方形格子を書いておき,写真を適宜撮り, 写真測量の技術を用いて<sup>200</sup>格子点の変位を0.025mmの精 度で求めて,三角形要素内のひずみは一定として,格子点 の変位からひずみ量を求めた。この手法は後に示す模型支 持力実験でも用いた。

実験結果を図-3~図-9に示す。これらの図と以下の 説明文において①,②、③等は表-1に示す補強材の番号 を示す。また、 $H_0$ 、 $D_0$ 、 $e_0$  はせん断開始時の供試体高さ、 幅(直径)、砂の部分の間隙比を表す。 $\bar{\epsilon}_1$ 、 $\bar{\sigma}_1$  は供試体の 平均的軸方向ひずみ、軸方向応力である。補強された砂の 内部で真の $\bar{\epsilon}_1 \geq \sigma_1'$  は方向、大きさはともに非一様な分布 をしているので $\bar{\sigma}_1'$ 、 $\bar{\epsilon}_1$  は強度、変位の指標と考えるべきで あろう。これらの図から以下のことが分かる。

(1) 補強材間隔 H/D (または  $H_0/D_0$ )の影響 いずれ の場合でも D/H>tan(45°+ $\phi/2$ )になると D/Hの増加に 従って急速に 補強効果は増加してゆく (図-6, 8)。ただ



図一9 三軸試験における補強効果と拘束圧の関係

し,その増加の程度はEが大きいほど,表面摩擦係数が大きいほど大きい。このような強度増加の傾向は後述する解 析法である程度説明がつくようである。

(2) 補強材のEおよび ν の影響 図-4から ν~0.5 でE が小さい③~⑤の補強材を配置した供試体の強度増加量は 非常に小さい。⑤のラテックス板の場合は、補強されてい ない砂の供試体と同等かやや弱い。しかし、圧縮に対して のポアソン比レが小さい⑧の不織布の場合は, E・t が非常 に小さいのにもかかわらず,その補強効果は極めて高く, 最終強度は①の表面が粗なしんちゅう板とほぼ同等である。  $\bar{\epsilon}_1 > \bar{\epsilon}_1^* = 1.8\%$ では $\bar{\sigma}_1 / \sigma_c' \sim \epsilon_1$ 曲線の形も, ①の表面が粗 なしんしゅう板と⑧の不織布で非常によく似ている。 ミーく ē1\* では不織布が圧縮して不織布を配置したことにより 変 形性が増加しているのであろう。これらのことから補強効 果は*E*・tのみならずレに支配されることが分かる。すなわ ち,他の条件が同じであれば, *ν*が小さい方が補強効果が 大きいようである。今、補強されていないときの砂の水平 方向のひずみ(最小主ひずみ)を(€\$)\$<0とし,一方,補 強材だけを同じ軸力(最大主応力 g1)で圧縮したときの補 強材に発生する水平方向のひずみを *€x* < 0 とする。平面ひ ずみの条件と、 $\sigma_1' = \sigma_{s'}$ のときに  $\epsilon_x = 0$ という条件から、 $\sigma_1'$ >σ3'のときの補強材内の水平ひずみは、次式で表せる。

図-3~5に示す補強されていない砂の破壊時の( $\epsilon_3$ )s は大略-4%であり、このとき $\bar{\sigma}_1'/\sigma_c'=7.5$ である。補強材が内部に配置されていても、 $\bar{\sigma}_1'/\sigma_c'=7.5$ のとき $\epsilon_x$ も-4%ならば、砂と補強材の干渉はないことになり、補強材は砂を強化も弱化もしていないことになる。 $\nu=0.5$ 、 $\sigma_c'=0.5$ kgf/cm<sup>2</sup>、 $\epsilon_x=-0.04$ 、 $\bar{\sigma}_1'/\sigma_c'=7.5$ を(1)に代入すると、E=60 kgf/cm<sup>2</sup> が得られる。すなわち、E>60 kgf/cm<sup>2</sup> であ

る③,④の補強材は砂の供試体を強化するが、 $E < 60 \text{ kgf}/cm^2$ である⑤の「補強材」は砂の供試体を弱化することになり、tがより大きいほど、挿入した「補強材」が砂の供 試体を横に押し広げようとする力も大きくなるから<sup>22)</sup>、弱 化の程度も大きくなるはずである。実験結果(図-4)も そのようになっている。また、式(1)から、 $\nu$ が小さいほど、 補強効果が発揮されるのに必要なEは小さくなることも分 かる。

(3) 補強材厚さtの影響 Eが非常に大きい①の表面粗 のしんちゅう板の場合,図-3に示すようにt=0.5mmと t=1.5mmで補強効果の差はない。このことは,潜在すべ り面の位置におけるtに大きさが比例する補強材のせん断 抵抗力だけで補強効果を考えようとすると理解できない現 象である。後に示すように砂内部の応力・ひずみ分布を厳 密に検討しないと理解できないと思われる。

(4) 表面摩擦係数  $\mu_0$  の影響 他の条件が同じであれば, 図一3, 5, 9に示すように  $\mu_0$  が大きい方が,補強効果は大 きい。しかも, D/Hが大きいほど,  $\mu_0$  による差が大きく なる。針金を補強材として用いた場合でも,  $\mu_0$  の影響は明 らかに見られる(図一5)。このことは図一6 で破線で示す 解析の結果でも示されているように, ある D/H以下では,  $\mu_0$  がある値以上(その値はその D/Hの値による)では  $\mu_0$ の違いによる補強効果の差は出ない。

(5) 拘束圧 σ<sub>c</sub><sup>'</sup>, 砂の密度の影響 他の条件が同じであれ ば, 図-7, 9に示すように,密度が小さいほど拘束圧が大 きいほど補強効果は小さくなる。すなわち,砂の内部摩擦 角が大きく,ダイレイタンシー傾向が強いときほど補強効 果は大きいようである。特に,不織布の場合は拘束圧が高 くなると急速に補強効果が減じてくる。これは,拘束圧が 大きくなってくると,不織布と砂の剛性の比が低下してく るからであろう。後に示すβという補強材伸び特性を表す パラメーターを用いて,この現象は解釈できよう。

(6) 補強材の連続性の影響 針金の補強材を用いたとき,



図-10 針金平面充てん率 f, 空隙率 n と補強効果

土と基礎, 31-9(308)

図一5に示すように、本数nが大きいほど補強効果は大き い。しかしながら,ある本数以上になると,①の表面粗なし んちゅう板の場合と同等な補強効果を示す。例えば、n=8 本のとき、針金とそのまわりの付着した砂粒子を含めた直 径は d=1.8 mm であり、補強材充てん率(水平面内での)  $f = d/(d+d_s)$ は 0.36 であり、まだ 0.64 の空隙 が残って いる。このとき、既に充てん率100%のときの補強効果と 同等となっている。図―10に示すように、充てん率による 補強効果の差は、ひずみが大きくなるほど大きくなるよう である。これ以上針金を増加してもピーク強度が増加しな い限界の充てん率fは大体0.3である。結局,補強材の配 置密度は,充てん率が補強効果を増加する限界より小さく ないと、経済的ではないことになる。また、充てん率fが 0.2以下ではfの増加とピーク強度比Rの増加率は比例し ているから、この範囲のfの値では1つ1つの針金の補強 範囲が独立していて干渉していないのであろう<sup>3)</sup>。

結局,引張り補強材の補強効果は、今回の実験範囲では、 補強材の配置密度、物性により大きく変わることが分かっ た。少なくとも、充てん率、H/D, E, t,  $\nu$ ,  $\mu_0$  の影響は 明らかである。しかし、個々のパラメーターの影響度の線 型和により、実際の補強土の補強効果を推定することは難 しいことは明らかであろうか。例えば、不織布のEは必ず しも大きくはないが、 $\nu$ が小さいため、案外補強効果が大 きい。

#### 4. 応力特性曲線法による若干の解析

補強土の崩壊のパターンは次のように分類できよう。

- (a) 補強された部分とは全く関係ない部分でのすべりで 崩壊する。
- (b) 補強された部分が剛体のように変位し、これに接している非補強領域内にすべりが生じて崩壊に至る。
- (c) 補強された部分の土内部にすべりが生じ、補強部分 全体にわたりすべり面が発展し崩壊に至る。
- (d) ある補強材に引張り破壊が生じて,これが全体の崩 壊に進展してゆく。
- (e) ある補強材の表面ですべりが生じ、これが全体の崩 壊に進展してゆく。

(a)~(c)の解析には、すべり面を仮定して、最小の安全率 を与えるすべり面の形と位置をさがし出すという極限つり あい法がとられる<sup>23)~25)</sup>。一方、(c)、(d)、(e)の解析をする ためには、弾性状態にある土の解析に適している有限要素 法<sup>21),28)</sup>よりも、Rankine(ランキン)土圧のような応力特 性曲線法<sup>26),27)</sup>が有利であろう。補強材が複雑に入り組ん でいる場合にこの方法の適用はそう単純ではないが、図一 2(b)に示すような単純な境界条件に対しては各種の単純 化を行って適用できる。ここでは全体が極限平衡状態にあ るという本来の仮定に加えて、次の仮定を用いることにす る。

September, 1983

- (1) 自重の影響はこの場合は小さいので無視する。
- (2) 粘着係数 c は無視し,動員された摩擦角ρは一定と する。ρの最大値 ρmax は内部摩擦角φ である。本来 は,ρの値は図-2(b)に示す砂の内部でも場所場所 により拘束圧,主応力方向の変化による異方性の影響, 進行性破壊の程度により変化する。
- (3) 平面ひずみ状態,すなわち二次元問題として扱う。 針金のように不連続に存在しているものも,等価で剛 な平板として扱う。

(1), (2)の仮定を用いなくても解析できる27,29)が、 複雑 になるのでここでは行わない。(3)の仮定の意味は、この解 析では、補強材の補強効果はすべてその表面の摩擦係数で 表そうということである。この摩擦係数は本来の物理的な 摩擦係数 µu と必ずしも同一ではない。ここでは µ の値は (a)不連続に存在しているものを等価な剛体の板で置きかえ たときはその仮想的な板の摩擦係数である,また,(b)µの 値の中に補強材の伸び特性の影響もとり入れる, (c) µの値 の中に砂自身の内部摩擦角、ダイレイタンシー特性の影響 もとり入れる, という意味で μo とは異なっているの で μ を等価摩擦係数と呼ぶことにする。すなわち、不織布の場 合のように物理摩擦係数 µ₀ は十分大きくても、 変形性が 大きいために、それと補強効果が等価な剛な板の表面摩擦 係数, すなわち等価摩擦係数 µは µ₀ より小さくなる。 針 金のように不連続に存在する場合も、針金表面のµ₀は十 分に大きくとも、それと補強効果が等価で連続的な剛な板 の µ は µo よりも小さいと考える。

μ と  $\mu_0$  の関係は一般に図—11 のようである。  $\mu_0$  は補強 材表面ですべりが生じたときの  $\arctan(\tau_n/\sigma_n)_{max}$ ,  $\mu^*$  は 補強材表面ではすべりは生じないが補強材に隣接する砂の 内部が極限状態になったときの  $\arctan(\tau_n/\sigma_n)_{max}$  であり,  $\mu$  は  $\mu_0$  と  $\mu^*$  の小さい方の値に等 し い。 $\mu = \mu^*$  は  $\mu_0$  が非 常に大きい場合に,  $\mu = \mu_0$  は  $\mu_0$  小さい場合に生じうる。 $\mu^*$ の値は次式で求まる<sup>30),81)</sup>。

 $z z \overline{c}, \ \nu = \arcsin\{-(\dot{\varepsilon}_1 + \dot{\varepsilon}_3)/(\dot{\varepsilon}_1 - \dot{\varepsilon}_3)\}$ = arc sin {(R-K)/(R+K)} .....(3)



図-11  $\mu \ge \mu_0$ ,  $\mu^*$  との関係



されている。  $\sigma_1'$ ,  $\sigma_3'$  は補強材に接している砂内部での最 大,最小主応力である。レはダイレイタンシー角であり, Kはダイレイタンシー係数<sup>33)</sup>で平面ひずみ状態の豊浦砂で は3.5 である。 $\delta$ は補強材面で砂内部の $\sigma_1$  方向 と $\dot{\epsilon}_1$  (最 大主ひずみ増分)の方向のなす角度である<sup>34)</sup>(図―11)。単 純せん断ではピーク応力時に、密な砂ではδはほぼゼロで あるが,緩くなると5°程度になるようである。nは補強材 の長手方向(図-2での x 軸方向)の伸び特性を表したも ので,補強材内部の x 軸方向のひずみ増分を *ɛx* (圧縮正), 補強材面での砂内部の最小主ひずみ増分を 🖏 (圧縮正)と すると、 $\beta = i_x/i_3$ として、次式から求まる。

 $\mu^*$  と  $\rho$  の関係を  $\delta + \eta$  をパラメーターとして示したのが図 -12である。補強材が剛だと  $\beta \approx 0$ ,  $\eta \approx 0$  である。 また,  $\delta = 0$  としても  $\mu^* < \rho$ , すなわち  $\mu^* < \phi$  となっている。すな わち、補強材の表面を非常に粗としµ0>0としても、µ=  $\mu^* < \phi$ となる。補強材が伸びる場合は $\beta > 0$ となり、 $\eta > 0$ となり  $\mu^*$  が減ずる。 $\beta=1$ のときは  $\mu^*=0$  となるから,補 強材が砂を補強も弱化もしていない。 $0 < \beta < 1$ のときは  $\eta$ には1つの解がある。 $\eta < \nu/2 + \pi/4$ の解では  $\mu^* > 0$  となり 砂を強化し、 $\eta > \nu/2 + \pi/4$ の解では $\mu^* < 0$ となり砂を弱化 する。⑤のラテックスを用いた実験でこのような状況にな っている (図-4)。

内部摩擦角 P=45°のときの応力特性曲線の例 を図-13 に示す35)。この場合、応力特性曲線は て/の が最大になっ ている面の方向を表している。図―14は、図―3に示す Test PST-38 でのピーク応力時までの供試体内での伸び 縮みのない方向を示したものである15)。理論的にこの方向 は応力の特性曲線方向と似ているべきであり、図-13と比 べると、実際そのようになっているようである。図-6に この方法で求めた  $(\bar{\sigma}_1'/\sigma_c')_{max} \ge D/H$ の関係を破線で示 す。図—15にD/Hをパラメーターとした  $(\bar{\sigma}_1'/\sigma_{c'})_{\text{max}}$ と  $\mu$ の関係を示す。この解析法でも $\mu$ の影響はD/Hが大き いほど大きくなり, また, ある D/H の値に対して, 補強 効果はμがある値以上であれば,μの値によらない。例え



補強材面 (RF)



図-14 図-4の test PST-38 でのピーク応力時までの 伸び縮みのない方向 (a, b, c, d, L, RF は図-2 (b)参照)15)



図-15 応力特性曲線法による ō1'/oc' と µ の関係<sup>35</sup>

ば、*D*/*H*=1.18のとき、µは 30°以上であれば補強 効果 はµによらない。この解析で砂だけの供試体に対する平面 ひずみ圧縮試験で得られた内部摩擦角 ØPs=50°よりも小 さい値である P=45°を用いた理由は、次のとおりである。 すなわち補強効果がある場合は供試体内で の1'の方向が鉛 直でなくなる部分が出てきて,異方性の影響のため ØPs が減少する。平均主応力が増加する部分ではその影響のた めにも \$Ps が減少する。また、供試体全体 で 一 斉 に P=  $\rho_{\max} = \phi_{PS}$ になることはなく,進行性破壊の現象のために

土と基礎, 31-9(308)

供試体全体に対する平均的  $\rho$  の値は  $\phi_{PS}$  より小さくなる。 図-6 を見ると,実験結果と $\mu$ を一定とした解析結果は傾向が一致しているようである。すなわち,①の表面粗のしんちゅう板では  $\mu \approx 30^\circ$ ,②の表面無処理のしんちゅう板と ⑧の不織布で  $\mu \approx 20^\circ$ である。②の場合は  $\mu = \mu \approx 20^\circ$  となっていると考えてよいようである。また⑥の針金(表面粗), n = 4本,で $\mu \approx 17^\circ$ である。以上のことから、 $\mu > \rho$ でも  $\mu = \mu^* < \rho$  となりうること、針金の場合でも等価摩擦係数 を用いて二次元的に解析できそうであることなどが分かる。 すなわち、以上をまとめると、引張り補強材の補強効果は 次のように考えてよいであろう。

補強効果 <i>=f(D/H, µ, P</i> )	(図―6)
µ=(µ₀と µ* の小さい方の値)	<b>(図―11</b> )
$\mu^* = g(\rho, \delta, K, \eta)$	<b>(図―12</b> )

η=h (補強材の E, t, ν 充てん率等々)

関数形f,g,hの内容をこれからも研究する必要があろう。

# 5. 引張り補強材で補強された模型砂地盤の支持 力実験

引張り補強材で補強された補強地盤の典型的なものとし て、図-16に示す模型砂層中に、フーチングの直下に水平 に一層の補強材を配置して変位制御の鉛直支持力実験を行







図-17 小型模型実験のまとめ(Rは図-16の条件のときのquに対する図中の条件のときのquの比である。 図中の2,3は実験回数。無印は実験1回)

September, 1983





図-18 中型模型実験のまとめ(()内の数字は砂の初期間隙 比 e<sub>0</sub>, ①, ②……は表-1参照)



図-19 ピーク強度に至るまでに生じたひずみ



図-20 S/B=0.3~0.4 で観察されたすべり面(片側のみ表示)

った。小型模型実験<sup>36)</sup>では**表**— 1 の⑥の針金を 9本(充て ん率f=0.162)を用いた(図—17)。 図—17から(1)針金の 長さLはフーチング幅Bで十分であり,(2)深さ $d\approx0.8B$ のとき最も効果があり,(3)d<0.8Bのときは深い基礎の 挙動に,d>0.8Bのときは、底盤が浅くなったときの 挙 動に似ていることが分かった。結局、針金は必要以上長い 必要はないことになる。

以上の結果を踏まえて中型の模型実験37),38)を詳細に行

った。この場合は補強材は表―1の①, ②, ⑥等を用いた。 図―18にそのまとめが示されているが, これから次のこと が分かる。

(1) *d*/*B*=0.8で,長さ*L*=*B*,*n*=39本の⑥の針金を用 いたとき、平面充てん率fは0.18になるが、その補強効果 は①の表面粗のしんちゅう板を長さL=Bを用いてf=1.0としたときと同等である。この条件でn, fだけと変えた 一連の実験の結果を図―10に示す。Rの値は同一の砂層初 期間隙比 eo に対する支持力の比 で ある。模型支持力実験 でもf=0.35以上針金を増加しても補強効果が増加しない。 むしろ, f>0.35では R の若干の減少の傾向さえ見られる。 図―19にピーク荷重までの(a)補強されていない砂地盤のフ ーチング直下のひずみ分布, (b)同じく d/B=0.8, n=39の ⑥の針金で補強された砂地盤のひずみ分布を示す。明らか に補強されていない場合にフーチング下の d/B=0.8 の位 置ではBの幅の範囲で水平方向が €3の方向になっている。 - ここに針金を配置すると針金周辺の砂の変形は拘束されて 、ひずみは小さくなっている。この段階ではまだ図―19(b) に示すようにフーチング底面と補強材間での変形の集中は 特には生じておらず、明確なすべり面も発生していない。

(2) S/B=0.15 あたりの残留状態では, d/B=0.8に補 強材を配置した場合はいずれの場合も補強されていない場 合より弱くなっている。ピーク強度が補強されていない砂 地盤より弱い  $\mu_0\approx0.0$  のしんちゅう板の場合に残留状態で も弱化していることは理解できるが, ピーク強度が補強さ れていない地盤より強い他の3ケースで残留状態では弱化 してしまっているのはなぜであろうか。図-20ではS/B= $0.3\sim0.4$ で観察されたすべり面を示すが, d/B=0.8の場 合はいずれも補強材上面に接するようなすべり面が形成さ れていて, これは補強されていない砂地盤のすべり面より 浅い。このことにより残留支持力が減少したことが考えら れる。これに加えて, 補強材表面の $\mu$ の値も残留強度に影 響を与えているのであろう。 $\mu < \phi_r$ (砂の残留内部摩擦角) となっているであろう。明らかに $\mu$ が小さいほど残留支持 力は小さい。

(3) *d*/*B*=0.6の所に⑥の針金を 39本配置すると, 図-20に示すように, 主要なすべり面は補強していないときよ りも深くなり, それに対応して残留支持力 (*S*/*B*≈0.15 の ときの *q*) も大きい。

(4) d/B=1.0の所に⑥の針金を39本配置すると,補強材とフーチング底面間のすべりはより生じやすくなり,残 留支持力も d/B=0.8の場合よりも小さくなる。

以上をまとめると、補強材の表面の $\mu$ 。をゼロ近くにす れば、かえって支持力 $q_u$ (qの最大値)は減少することが あるが、他の場合は伸張補強材を配置すること で $q_u$ は増 加する。最も $q_u$ が増するのは $d/B\approx 0.8$ のときである。残 留状態でのすべり面はd/B> 0.8のときはフーチングが深 くなったときに似ており、d/B> 0.8のときは底盤が浅く なったときに似ている。 残留支持力は,  $d/B \ge 0.8$  のとき は針金を用いても,表面粗のしんちゅう板を用いても,か えって低下してしまう。したがって,今回の実験の条件の 範囲では,このような引張り補強材を使用するときは,補 強材とフーチング底面間ですべりが生じないように一層の 補強材を用いる場合はそれの深度(多層の補強材を用いる 場合は最上層の深度)は d/B = 0.6 以上大きくしない方が 安全であろう。

## 6. まとめ

三軸圧縮試験・平面ひずみ圧縮試験の結果から引張り補 強材の補強効果は補強材のヤング率Eのみならず, ポアソ ン比いに大きく左右されることが判明した。いの小さい物 質(不織布など)はEが相当小さくても補強効果が大きく なりうる。また、補強土の極限応力状態を応力特性曲線法 で解析しようとするとき、補強材と土の物性、水平配置密 度等の影響をとりこんだ等価摩擦係数 µ を用いるべきであ ろう。表面が非常に粗で剛性の高い補強材でもμの値は内 部摩擦角∮より小さくなることに注意する必要がある。ま た、模型支持力実験から、補強土のピーク強度と残留強度 の特性は必ずしも同一ではないことが判明した。すべり面 の形成パターンは残留強度特性と対応し、ピーク強度はむ しろ土中のひずみ分布のパターンに対応しているようであ る。すなわち,砂(土)の最小主ひずみ ♀を小さく抑える ように必要にして十分の補強材を配置することで qu は2 倍弱に増加させうる。更に、上記2種の実験から針金(鉄 筋)の平面充てん率が100%よりはるかに小さくても、100 %の場合と同等の補強効果を発揮しうることも判明した。

本報文は東京大学生産技術研究所でここ数年間行ってき た研究をまとめたものである。本研究に参加した広瀬鋼材 産業(株)児玉秀文,党宣夫両氏,太洋技術開発(株)松 尾恵一,西村利弥両氏,元卒論生,竹内達也,窪田勉,道 元基氏他多数の方に末筆ながら深い感謝の意を表します。

### 参考文献

- 1) 内藤 昌・穂積和夫:江戸の町(上)巨大都市の誕生,日本人 はどのように建造物をつくってきたか4, 草思社, pp. 34-35, 1982.
- Bassett, R.H. and Last, N.C.: Reinforcing Earth below Footings and Embankments, Proc. Sym. on Earth Reinforcement, ASCE, pp. 202-231, 1978.
- Jewell, R.A.: Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Behaviour of Soils. Ph. D. Thesis, Cambridge Univ., 1980.
- 4) 徳江俊秀・梅津喜美夫:補強土の強度・変形特性と補強材挿 入角度,第16回土質工学研究発表会,128,pp.509-512, 1981.
- 5) 徳江俊秀・梅津喜美夫:補強土の強度・変形特性と補強機構, 土木学会第36回年次学術講演会,Ⅲ-308, pp. 614-615, 1981.
- 6) 徳江俊秀・梅津喜美夫:斜面安定に及ぼす補強材挿入方向の 影響,第17回土質工学研究発表会,292, pp. 1165-1168. 1982.
- 7) 古川和弘・徳江俊秀:補強土における補強材の有効挿入方向, 土木学会第37回年次学術講演会,Ⅲ-231, pp. 459-460, 1982.

土と基礎, 31-9 (308)

18

- Gray, D.H. and Ohashi, H.: Mechanics of Fiber Reinforcement in Sand, Jour. Geotechnical Eng., Vol. 109, No. 3, March, pp. 335-353, 1983.
- McGown, A., Andrawes, K.Z. and Al-Hasani, M.M.: Effects of Inclusion Properties on the Behaviour of Sand, Géotechnique 28, No. 3, pp. 327-346, 1978.
- Bjerrum, L.: Norwegian Experience with Steel Pile Foundation to Rock, Jour. of the Boston Society of Civil Engineers, Vol. 44, No. 3, July, pp. 155–198, 1957.
- Schlosser, F. and Juran, I.: 8, Design Parameters for Artificially Improved Soils, General Report, Session 8, Proc. 7th ECSMFE, Vol. 5, pp. 197-252, 1979.
- 12) Schlosser, F. and Long, N.T.: Recent Results in French on Reinforced Earth, Jour. Construction Div., Proc. ASCE, Vol. 100, No. CO 3, pp. 223-237, 1974.
- Yang, Z.: Strength and Deformation Characteristics of Reinforced Sand, Ph. D. Thesis, Univ. of California, LA, 1972.
- Broms, B.B.: Triaxial Tests with Fabric-Reinforced Soil, C.R. Coll. Inst. Soils Textiles, Paris, Vol. III, pp. 129-133, 1977.
- 15) 浜田英治・龍岡文夫・金藤浩司・窪田 勉・佐藤剛司:補強 材を配置した供試体の平面ひずみ試験,第18回土質工学研究 発表会,458, pp. 1201-1204, 1983.
- 16) 浜田英治・龍岡文夫・金藤浩司:鉄筋を配置した供試体の平 面ひずみ試験,土木学会第38回年次学術講演会,Ⅲ-279, 1983.
- 17) 日野 努・龍岡文夫・Molenkamp, F.・鳥居 剛・高木昌 人:室内土質試験における端面摩擦除去法について,第18回 土質工学研究発表会,151, pp. 379-382, 1983.
- 18) 龍岡文夫・鳥居 剛:室内セン断試験における供試体端面摩 擦軽減法,土と基礎, Vol. 31, No. 7, pp. 65-67, 1983.
- 19) 龍岡文夫・佐藤剛司・岩崎高明・山田真一・内藤新吉: 不織 布で補強した関東ロームの試験盛土の挙動, 土と基礎, Vol. 31, No. 9, pp. 21-28, 1983.
- 20) 東京大学生産技術研究所第5部村井研究室による。
- 21) Andraws, K.Z., McGown, A.M., Mashhour, M.M. and Wilson-Fahmy, R.F.: Tension Resistant Inclusions in Soils, Jour. of G.E. Div., Proc. ASCE, Vol. 106, No. GT 12, pp. 1313-1326, 1980.
- 22) Norris, G.M.: Effect of End Membrane Thickness on the Strength of Frictionless Cap and Base Tests, ASTM STP 740, Laboratory Shear Strength of Soil, ASTM, pp. 303-314, 1981.
- 23) Stocker, M.F., Korber, G.W., Gässler, G. and Gudehus, G.: Soil Nailing, C.R. Coll. Int. Renforcement des Sols,

発行:土質工学会

学会発行図書案内

現場技術者のための土と基礎シリーズ

Paris, pp. 469-474, 1979.

- 24) Gässler, G. and Gudehus, G.: Soil Nailing-Some Aspects of a New Technique, Proc. Tenth Int Conf. on SMFE, Stockholm, June Vol. 3, pp. 665-670, 1981.
- 25) 川上 浩: 埋設網による急傾斜盛土工法の研究,土木技術26 巻, 8号, pp. 24-32, 1971.
- 26) 山口柏樹:土質力学(最上武雄編),第7章土の塑性力学,技 報堂出版,1969.
- 27) Sokolovskii, V.V.: Statics of Granular Media, Pergamon Press, 1965.
- 28) Harrison, W.J. and Gerrad, C.M.: Elastic Theory Applied to Reinforced Earth, Jour. SMF Div., Proc. ASCE, Vol. 98, No. SM12, pp. 1325–1345, 1972.
- 29) Oda, M. and Koishikawa, I.: Effect of Strength Anisotropy on Bearing Capacity of Shallow Footing in a Dense Sand, Soils and Foundations, Vol. 19, No. 3, pp. 15-28, 1979.
- 30) 龍岡文夫: 粒状体の平面ひずみ強度に及ぼす端面条件の影響 についての一考察,第18回土質工学研究発表会,127,pp. 301-304,1983.
- 31) 龍岡文夫:端面の変形と粒状体のダイレイタンシー特性を考 慮した粒状体の圧縮強度について,生産研究, Vol. 35, No. 3, pp. 41-44, 1983.
- 32) Lee, I.K. and Herington, J.R.: A Theoretical Study of the Pressures Acting on a Rigid Wall by a Sloping Earth or Rock Fill, Géotechnique, Vol. 22, No. 1, pp. 1-26, 1972.
- 33) Rowe, P.W.: The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact, Proc. Royal Soc., A. 269, pp. 500-527, 1962.
- 34) 福島伸二・龍岡文夫:土のねじり単純せん断試験(VI)一砂の 平面ひずみねじり単純せん断試験(その4)一, 生産研究, Vol. 34, No. 10, pp. 1-3, 1982.
- 35) 金藤浩司・龍岡文夫・竹内則雄・生原 修・窪田 勉:引張 補強材による砂の拘束効果に関する極限解析,第18回土質工 学研究発表会,460,pp. 1209-1212, 1983.
- 36) 龍岡文夫・三木五三郎・松尾恵一・児玉秀文:鉄筋により補 強された砂地盤の支持力特性 I ~VII, 生産研究, Vol. 33, No. 10~Vol. 34, No. 4, 1981-1982.
- 37) 生原 修・金藤浩司・龍岡文夫・窪田 勉:模型砂地盤の支持力実験における水平鉄筋による補強メカニズムについて、 第18回土質工学研究発表会、459、pp. 1205-1208、1983.
- 38) 生原 修・金藤浩司・龍岡文夫:水平鉄筋を配置した模型地 盤内のフーチング直下のひずみ分布,土木学会第38回年次学 術講演会,Ⅲ-278, 1983.

(原稿受理 1983.6.6)

6. 建設工事に伴う公害とその対策

A 5 判 344ページ 送料 350円 定価 4,100円 会員特価 3,200円

### 東京都千代田区神田淡路町2-23(菅山ビル4階) 〒101 電話 03-251-7661(代)

September, 1983

19