

# 鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験〔II〕

## ——補強材の長さの影響——

Laboratory Study on Reinforcing of Sand Slope with Steel Bars  
——Effects of Reinforce Length——

龍岡 文夫\*・浜田 英治\*\*  
Fumio TATSUOKA and Eiji HAMADA

### 1. はじめに

本報告では、無補強斜面の破壊のしかたの観察に基づき、まずその破壊を最小主ひずみ  $\epsilon_3$  を抑制することにより生じにくくする方法について研究した。すなわち、補強材には引張力が発生するようにして斜面内に配置した。その結果、以下に示すように原理的にはこの考え方による補強法は効果的であることが分かったが、補強材の長さおよび配置密度と補強効果の間の関係は必ずしも線型ではないことが判明した。

### 2. 引張補強材の配置計画

図-11 は、補強材を配置していない斜面の場合の載荷前からピーク強度時まで生じたひずみ増分の分布図で、図-11(a)は最大主ひずみ増分  $\epsilon_1$  (圧縮ひずみ) と最小主ひずみ増分  $\epsilon_3$  (伸びひずみ) のそれぞれの方向とその大きさを表し、図-11(b)は、伸び縮みの生じていない方向 (Zero-extension 方向) とその方向のせん断ひずみの半分 ( $\gamma/2$ ) を表している (図-12)。これらの図は、前述した土槽側壁面の摩擦軽減用の砂に接しているメンブレンにあらかじめ書かれている多数の三角形分割要素を載荷直前とピーク荷重時に写真撮影することによって得た。すなわち、写真から要素の格子点の変位を読みとり、写真上の変位から原位置での変位への変換は全て5部村井研究室の協力を得て写真測量の技術を用いて行った。これらの図から、ピーク強度時ですでにひずみが卓越しているすべり領域が明確に現れていることがわかる。また、Zero-extension (図-12 参照) 方向のベクトルを包絡した方向に大略すべり層が生じている。

この実験でフーチング最大荷重時にすでにすべり層が斜面内に明確に形成されていることは、水平地盤のフーチング支持力実験の場合と相当異なっている。後者の場合<sup>9)</sup>では、フーチング最大荷重時にはすべり層は完全には形成されておらず、今回の斜面実験の場合よりもはるかに大きな程度の進行性の破壊が生じている。今回の斜面実験ではすべり層の方向の回転の量が小さいことが主な理由で、すべり層に沿う破壊の進行性の程度が小さい

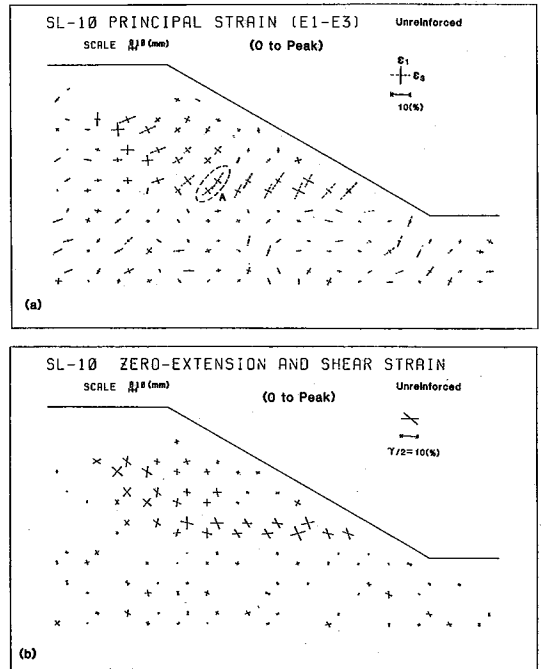


図11 無補強模型砂斜面内にピーク荷重までに生じたひずみの分布(a)主ひずみの方向とその大きさ、(b)伸び縮みのない方向とその方向のせん断ひずみの大きさの1/2

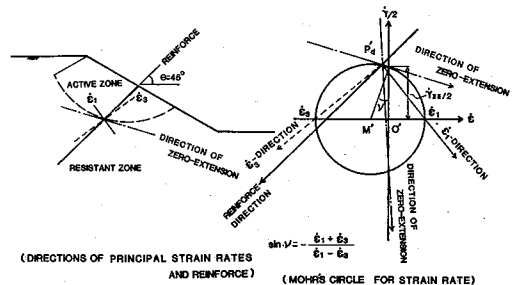


図12 ひずみの説明図

のであろう。

図-11 に示すひずみ分布が合理的であるかどうか若干理論的に検討した。理論的に正しいひずみ分布は解析対

\* 東京大学生産技術研究所 第5部

\*\* 太洋技術開発株式会社

研 究 速 報

象領域内の全ての点で①変位とひずみの適合条件, ②砂のダイレイタンスー特性や圧縮性も含む全面的な応力〜ひずみ関係, ③応力のつりあい方程式を満足し, かつ境界での④変位の条件, ⑤応力の条件を満足している必要がある。しかし, これを行うためには②に関する情報が不足し, また解析手法も確立していないので, 次の仮定を用いる。<sup>6)</sup>

(1) ②に関しては,  $\phi_{mob.} = \arcsin\{(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3)\}$  は解析対象領域内で一定であり, ダイレイタンスー角も一定で,  $\nu = \arcsin\{(SR - K)/(SR + K)\}$ ,  $SR = \sigma_1/\sigma_3$  である。<sup>7)</sup>  $K = 3.5$  とする。

(2) ③に関しては, 自重を無視する。これはフーチング応力が自重による応力に比して十分大きいので, 近似解法では許される仮定と思われる。フーチング底面は十分に粗で伸び縮みがないとする。いま図-13のように座標をとると, (1), (2)の仮定から, ひずみの特性曲線 (Zero-extension 方向の曲線) がⅡの領域では,

$$\alpha: r = B \cdot \exp\{\psi \cdot \tan \nu\} \quad (\psi \text{ は図-13 参照}) \quad (1)$$

$$\beta: r = r(O \text{ からの放射状の直線}) \quad (2)$$

であり, Ⅱの領域では  $OC, Ob$  に平行で格子状となっているようなひずみ場は①〜⑤の条件を満足している。フーチングの変位を  $V_B$  とするとⅢの領域内での変位  $V_1$  の方向は  $\beta$ -特性曲線に直交し, その大きさは

$$V_1 = V_B \cdot \exp\{\psi \cdot \tan \nu\} \quad (3)$$

となる。<sup>6)</sup> 領域Ⅲ内はひずみが生じており, そのひずみは

$$\begin{aligned} v = \varepsilon_1 + \varepsilon_3 = \varepsilon_r + \varepsilon_\psi &= -\frac{\partial u}{\partial r} - \left(\frac{u}{r} + \frac{\partial v}{r \partial \psi}\right) \\ &= -(1/r) V_B \cdot \tan \nu \cdot \exp\{\psi \cdot \tan \nu\} < 0 \end{aligned} \quad (4)$$

(膨張)

$$\begin{aligned} \gamma_{max} = \varepsilon_1 - \varepsilon_3 &= \sqrt{(\gamma_{r\psi})^2 + (\varepsilon_\psi)^2} \\ &= \sqrt{\left(-\frac{\partial u}{r \partial \psi} - \frac{\partial v}{\partial r} + \frac{v}{r}\right)^2 + \left(-\frac{u}{r} - \frac{\partial v}{r \partial \psi}\right)^2} \\ &= (1/r) V_B \cdot \sec \nu \cdot \exp\{\psi \cdot \tan \nu\} \end{aligned} \quad (5)$$

となる。ひずみが生じていない領域Ⅳと領域Ⅲの間の  $\alpha$ -特性曲線  $ab$  は変位の不連続線になっており, ここにすべり層 (shear band) が形成されることになる。このすべり層の厚さを  $\Delta$  とすれば, すべり層内部のひずみは,

$$\gamma_{max} = V_B \cdot \exp\{\psi \cdot \tan \nu\} / \Delta \quad (6)$$

となる。 $\Delta$  は砂粒子 10 個分くらいと言われていてたいへん小さいので, この  $\gamma_{max}$  はすべり層近くの領域Ⅲ内の  $\gamma_{max}$  ((5)式) より相当大きいことになる。領域Ⅳでは変位  $V_2$  の方向は  $\beta$ -特性曲線 ( $ob$  はその中の 1 つ) に直交し, その大きさは

$$V_2 = V_B \cdot \exp\{\psi_{ob} \cdot \tan \nu\} = a \text{ constant} \quad (7)$$

である。 $\psi_{ob}$  は  $\angle aob$  の角度である。 $V_2$  は領域Ⅳで一定なので, 領域Ⅳ内部では  $v = \gamma = 0$ , すなわちひずみはゼロ

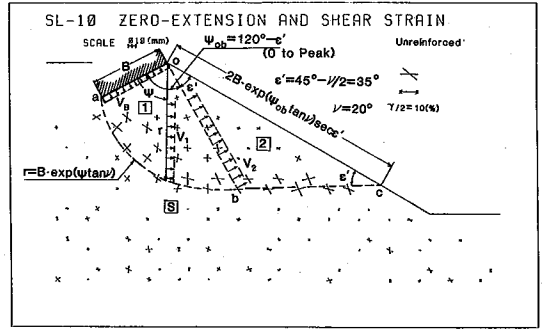


図13 自重を無視し,  $\phi_{mob.} = 49^\circ$  (一定) としたときの理論的変位場 (ひずみ場) と実測のひずみ場の比較

であり, 領域Ⅳは剛体のごとく振る舞うことになる。すべり層  $bc$  内のひずみは大きく

$$\gamma_{max} = V_B \cdot \exp\{\psi_{ob} \cdot \tan \nu\} / \Delta \quad (8)$$

となる。図-13 に示すごとく,  $\nu = 20^\circ$  すなわち (1) の仮定から,  $\phi_{mob.} = 49^\circ$  とすると理論的に求めたひずみ分布と実験で求めたひずみ分布はよく一致する。 $\phi_{mob.} = 49^\circ$  は後に示すように, 円弧すべり安定計算法で逆算して求めた値  $\phi = 47^\circ$  に非常に近い値である。したがって, 図-11 に示すひずみ分布は理論的にも十分説明がつく。

砂(土)は, いかなる場合も負の最小主ひずみ  $\varepsilon_3$  が生じない限り, せん断破壊は生じ得ない。一方, 正の最大主ひずみ  $\varepsilon_1$  が生じてせん断破壊が生じないことはありうる。一次元圧縮がその典型的な例である。したがって, 負の最小主ひずみ  $\varepsilon_3$  が生じないように, あるいは生じる量が小さくなるようにすれば, 砂(土)は強化されることになる。この観点にたてば, 今回の場合は, 図 11(a) で見られる最小主ひずみ  $\varepsilon_3$  が生じないように引張鉄筋を配置するのが合理的と思われる。

そこで, 問題を単純化するために, 補強材を図-14 に示すように一層に配置する実験から開始した。そして, 図-11(a) に示す領域 A での  $\varepsilon_3$  を減少させる効果を検討することにした。補強材は領域 A での  $\varepsilon_3$  の方向に近い水平方向から  $45^\circ$  の方向に配置した。この場合, 補強材頭部の位置は斜面の肩から 16 cm となる。補強材としては長さ  $L = 15\text{cm}, 22\text{cm}, 30\text{cm}$  の軟鋼の針金 (直径 0.09 cm,  $EI = 2.289 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^2$ ) を用いた。補強材の表面には, 砂との摩擦が十分発揮されるようにエポキシ系接着剤で豊浦砂の粒子を付着させた。砂粒子付着後の直径は大略 0.18 cm となった。一部の補強材は実験中の引張力, 曲げの大きさと分布を測定するために長方形断面の燐青銅で作成した。このことについては後に詳述する。

### 3. 補強材の長さ と 補強効果の関係

まず補強材の長さが補強効果に及ぼす影響を知る目的

で、図-14の表中に示すように、 $n=39$ 本(1cm間隔)で長さ $L=15$ cm,22cm,30cmの実験を行った。補強材の $L=15$ cmはすべり線付近までの長さである。 $L=22$ cm, $L=30$ cmの場合はひずみが生じていない部分(Resistant-zone)に補強材を定着させた(図11参照)。

図-15に、無補強斜面とそれぞれの補強材を配置した場合のフーチング軸応力 $q$ とフーチング沈下量との関係を示している。図から、補強材を配置した場合で $L=15$ cmの場合はほとんど補強効果はないが、 $L=22$ cm, $L=30$ cmの場合はほぼ同じ程度に補強効果があることが分かる。そこで、図-11<sup>8)</sup>に示す無補強斜面に対する $q_{max} \sim e$ 関係を用いて、同一の $e$ に対する補強率；

$$R = \frac{(\text{補強斜面の } q_{max}) - (\text{無補強斜面の } q_{max})}{(\text{無補強斜面の } q_{max})}$$

を求めると、 $L=22$ cmと $L=30$ cmの場合は $R=0.979$ , $R=1.134$ であるのに対し、 $L=15$ cmの場合は $R \approx 0$ となり、ほとんど補強効果がないことがわかる。図-16は斜面側フーチング直応力( $q_1$ )と斜面背後側フーチング直応力( $q_2$ )とフーチング沈下量との関係を示すが、強度増加量は $q_1$ よりも $q_2$ の方がはるかに大きい。このことは、補強された斜面全体の抵抗力は斜面側の抵抗力よりも斜面背後側の抵抗力によって決まることを示している。一方、図-17は斜面側フーチングせん断応力( $\tau_1$ )と斜面背後

側フーチングせん断応力( $\tau_2$ )が補強材の存在によりどのように変わるかを示している。明らかに $L=22$ cm,30cmの場合は直応力 $q_1, q_2$ の増加に対応して $\tau_1, \tau_2$ の値は増加している。図-16, 17に示す結果を見ると、 $L=22$ cm,30cmの場合でも、フーチング押し込み初期には補強効果は小さく、フーチングの押し込みがある程度大きくなって補強効果が出てくるのが分かる。すなわち、砂の変形が生じてはじめて引張補強材が働きはじめて砂の変形を拘束するようになるためと思われる。このことは、補強材の引張力の発揮され方を見れば分かるものと思わ

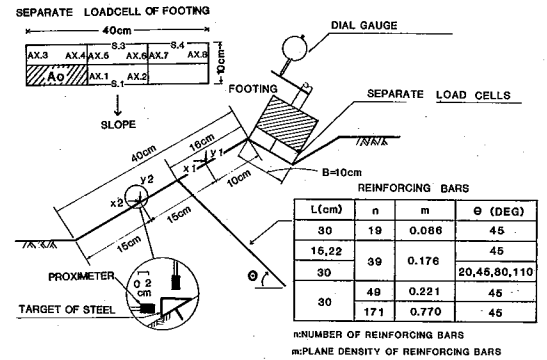


図14 補強材(1列)の配置法の説明

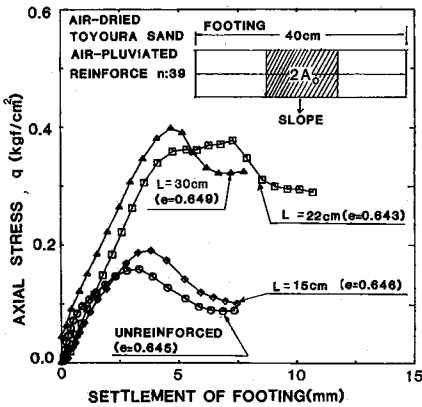


図15 補強材の長さLの変化によるフーチング平均直応力qの変化

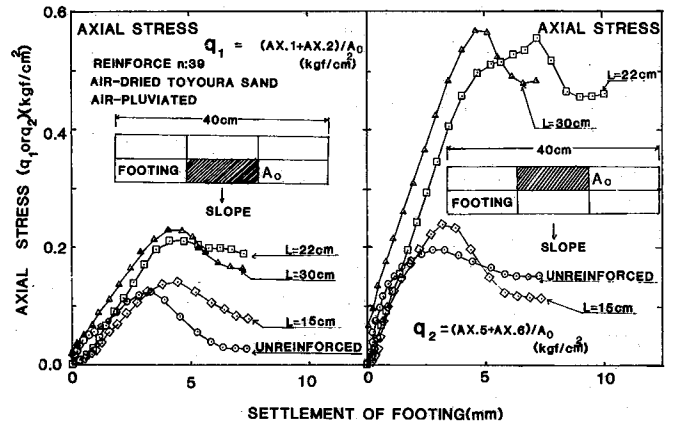


図16 補強材の長さLの変化によるフーチング斜面側半分の平均直応力 $q_1$ と斜面反対側半分の平均直応力 $q_2$ の変化

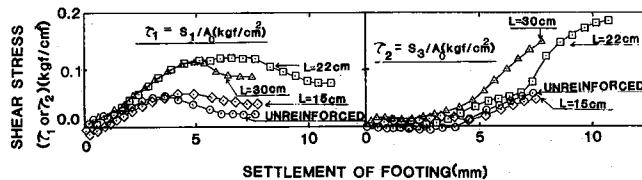


図17 補強材の長さLの変化によるフーチング斜面側半分の平均せん断応力 $\tau_1$ と斜面反対側半分の平均せん断応力 $\tau_2$ の変化

研 究 速 報

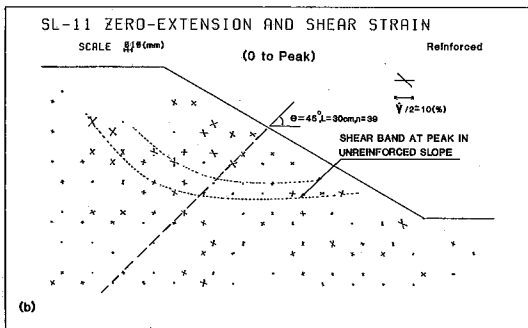
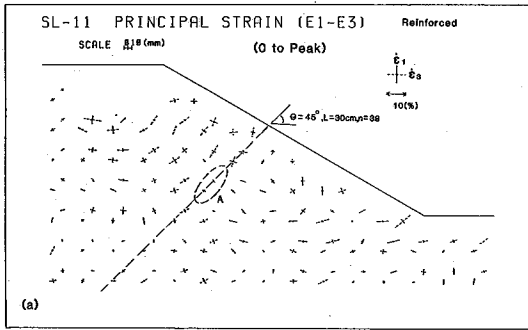


図18  $L=30\text{ cm}$ ,  $\theta=45^\circ$ ,  $n=39$ 本の補強材で補強した模型砂斜面内にピーク荷重までに生じたひずみの分布(a)主ひずみ, (b)伸び縮みのない方向とその方向のせん断ひずみの大きさの1/2

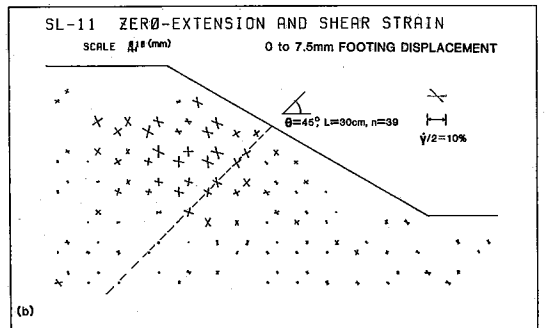
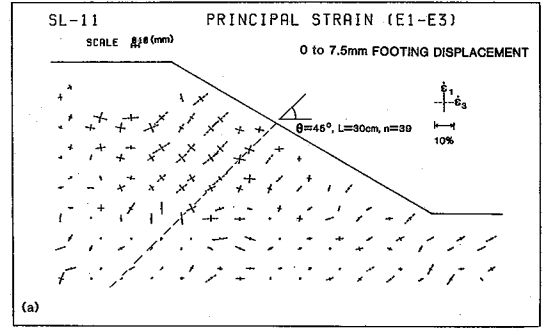


図19  $L=30\text{ cm}$ ,  $\theta=45^\circ$ ,  $n=39$ 本の補強材で補強した模型砂斜面内にフーチング押込み量7.5 mmまでに生じたひずみの分布(a)主ひずみ, (b)伸び縮みのない方向とその方向のせん断ひずみの大きさの1/2

れる。このことについては次回に報告する。

図-18(a), (b)は  $L=30\text{ cm}$ ,  $n=39$ 本の補強材で補強した斜面内にフーチングピーク荷重時までに生じたひずみの分布である。明らかに引張補強材に沿って(特に領域Aで)  $\epsilon_3$ の値は著しく減少し(図18(a)), 無補強斜面に生じたすべり層内のせん断ひずみが著しく減少していることが分かる(図-18(b))。図-11の無補強斜面内のひずみ分布と比較すると、ひずみ分散化されていることが分かる。このように、補強材の配置によりひずみ分布が著しく変化していることと、補強効果が大きいことは対応している。換言すれば、ひずみ分布を著しく変えるように補強材を配置しなければ補強効果は生じない。

今回の実験で補強効果が補強材長を22 cmから30 cmにしても増加しなかった理由について若干考察してみる。図-19は、 $L=30\text{ cm}$ の場合、フーチングを7.5 mm押し込みまでに生じたひずみ分布を示したものである。

図-18よりもさらに明確に、破壊が補強材の上方の砂斜面内に生じていることが分かる。すなわち、 $L=30\text{ cm}$ 全体にわたって補強材が有効に機能する前に他の破壊のメカニズムが生じたことが分かる。したがって、今回のように1列ではなく多数列に補強材を配置し、他の破壊の

メカニズムが容易に生じないようにすれば、 $L=22\text{ cm}$ から30 cm,あるいはそれ以上伸ばすことにより補強効果が增加する場合もあるものと思われる。

4. あとがき

補強していない斜面内に生ずる負の最小主ひずみが減少するようにその方向に引張鉄筋を配置すれば、効果的に斜面を強化できることを示した。しかし、この場合、補強材は無補強斜面に現れるすべり層より十分に深く挿入する必要がある。しかし、その補強材の配置のしかたが砂斜面の他の破壊メカニズムの発生を抑制しないようなものであるならば、不必要に長い必要はない。今回の場合、すべり領域の厚さの(約1.5倍)で十分( $L=22\text{ cm}$ )であることが分かった。(1984年7月2日受理)

参考文献

- 6) James, R. G. and Bransby, P. L. (1971), "A velocity field for some passive earth pressure problems", *Géotechnique*, Vol. 21, No. 1, pp. 61-83.
- 7) 龍岡 丈夫・軽部大蔵 (1983), "土の構成式入門——4.力学挙動と経験式——", 土と基礎, 31巻, 8月号, 57-64頁, 9月号, 79~87頁.
- 8) 龍岡 丈夫・浜田英治 (1984), "鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験 I——無補強斜面の挙動——", 生産研究, 36巻, 10号, 12~15頁.