研究速報

UDC 624.012.45：624.131.21：624.059.3：53.072.001.5

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——

Laboratory Study on Reinforcing of Sand Slope with Steel Bars〔I〕
——Behaviors of Unreinforced Slopes——

龍岡文夫*・浜田英治**
Fumio TATSUOKA and Eiji HAMADA

1. はじめに

近年の山間部における道路等の交通網の発達により斜面工事を伴う施工の例が増加し，簡易で経済的な斜面施工法の開発が求められている．仮りに図-1のような場所に道路面を作らなければならない場合，従来はおもに次の3つの工法が採用されていた．ひとつは図-2に示すように重力式の擁壁を建設する方法である．この方法だと擁壁工事が非常に大がかりになってしまい不経済になりうる．また，擁壁建設時に法面が安定していなくてはならないが，このためにはけっきょく法面勾配を小さくし，切土法面をある程度広くしなければならない．別の方法は図-3に示すように勾配が小さい切取り法面を作り安定化を図る方法である．この方法だと切取り面積が非常に大きくなり，また斜面の美観を損ねたりし，かつ十分に安定であるとは限らないことがある．もうひとつの方法は図-4に示すアースアンカー工法である．基岩盤にアンカーした鋼棒（アンカーロッド）にプレストレスを与え，フェーシングで法面を押える．この工法ではアンカーロッドの表面にせん断応力が作用しないように工夫し，与えたプレストレスが全てアンカー部分に伝わるようにしてある．したがってアンカーすることのできる基岩盤が深い場合は，それだけアンカーロッドが長くなる．

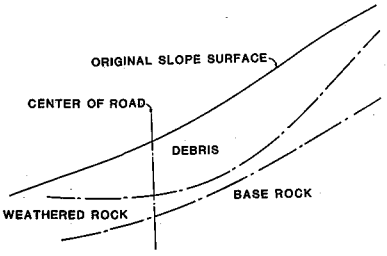

図1　道路建設予定地の模式図

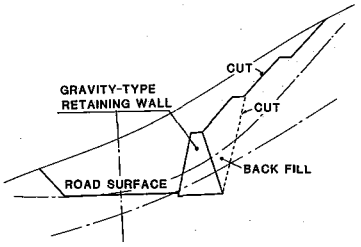

図2　擁壁と切土法面施工の模式図

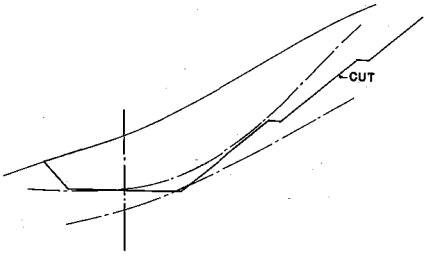

図3　切土法面施工の模式図

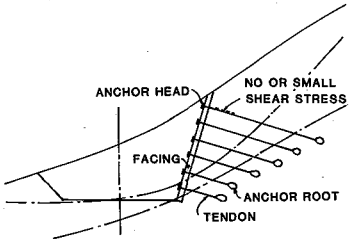

図4　アースアンカー施工の模式図

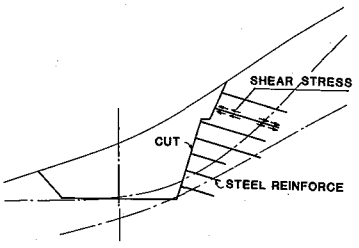

図5　鉄筋による補強法の模式図

* 東京大学生産技術研究所　第5部
** 太洋技術開発株式会社

また，フェーシングに大きな土圧が作用することになるので，フェーシングには十分な構造的強さが必要である．

以上述べた従来工法は，土自身を強化していないことに共通性がある．これに対して図-5に示す補強土工法では，地山の中に挿入した鉄筋の補強材の表面にはせん断力が作用し，鉄筋配置部分の地山自身が強化されることを期待している．図-5に示す例では堀削—鉄筋挿入—堀削—鉄筋挿入…を繰り返すことにより，切取り法面を安定化しつつ堀削面を下げてゆくこともできる．この工法では鉄筋にプレストレスを与えない代わりに地山が法面方向に移動しようとしたときに図-5に示すように鉄筋表面にせん断力が作用し，鉄筋に引張応力が作用し，鉄筋の一部は連続的アンカー部，残りは連続的な山留め部として機能することになる．したがって，深い位置でのアンカー工，大きな構造的強さを持つフェーシングは必要ないことになる．切取り斜面が広範囲になることはないこと，本格的フェーシング工が不要なので施工斜面の緑化も可能になること，材料も安価で施工も大規模にならないことなどの利点がある．

しかし，上述の補強工法が確立し普及するためには少なくとも次の2つのことを解決する必要がある．まず，鉄筋を挿入するボーリング孔の堀削施工をシステム化し安価にすることである．このことについては本研究の対象外である．もうひとつは鉄筋の太さ，長さ，間隔，位置に関する設計方法の確立である．そのためには鉄筋による斜面の補強工法の基本メカニズムの解明がまず必要であり，本研究の目的はここにある．

現在，補強のメカニズムとして2つの考え方がある．ひとつは，引張補強材としての考え方で，[1),2)] 前述の図-5に関連した若干の説明もこの考え方に従っている．すなわち，土がせん断破壊するときは負の（伸びの）最小主ひずみ ε_3 が必ず発生する．したがって，補強されていない地山が破壊するときには地山内の発生する ε_3 が生じないように，その ε_3 の方向に表面が十分に粗な鉄筋を配置すれば ε_3 の発生がその鉄筋の伸び抵抗によって抑えられ，したがって地山内の最小主応力 σ_3（圧縮正）が増加し，けっきょくせん断強度 τ_f が増加し，地山が安定化することになる．すなわち，

$$\tau_f = c + \sigma \tan\phi \qquad (1)$$

における強度定数 c, ϕ は補強工法によって増加しないが，

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin\phi \qquad (2)$$

が補強工法により増加する．σ の増加ではなく c または ϕ あるいは両方の増加による τ_f の増加を図るいわゆる地盤改良工法との違いがここにあると思われる．本研究の結果もこの考え方を支持している．もうひとつの考え方は，鉄筋はすべり面でせん断抵抗しているという考え方[3)]である．すなわち，鉄筋は図-6に示すように変形し，τ_f は補強前に比較して，$\Delta\tau = s/(a \cdot b)$ だけ増加する．s は鉄筋1本あたりのせん断抵抗であり，a, b は鉄筋の鉛直間隔と水平間隔である．この考え方に従うと，補強される前の地山が破壊するときの最大せん断ひずみの方向に直交する方向に鉄筋を配置する方が効果的であることになる．後に詳しく述べるように，本研究の結果によると，このような現象は斜面の変位が相当生じないと生ぜず，斜面の初期崩壊を抑える方法としては効果的な方法ではないことが分かった．さらに，この第2の考え方では s が鉄筋断面積に比例するとすれば，補強効果は $s/(a \cdot b)$ に比例するから，補強効果は使用した鉄筋の総断面積に比例することになる．すなわち，鉄筋が太くてその数が少ないときと，鉄筋が細くてその数が多いときで，鉄筋総断面積が同じであれば補強効果は両者で同じことになる．しかし，本研究の結果によると，補強効果は挿入鉄筋の総断面積に比例するとは限らず，むしろ，同じ鉄筋量を用いるのならば，鉄筋を細くし総表面積を大きくして分散して用いるほうが効果的である．すなわち，第1の考え方を支持している．

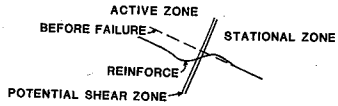

図6　せん断抵抗する鉄筋の変形

本研究では室内での砂箱[4)]内に作成した模型砂斜面を用いて実験した．得られた結果は基礎的なものであるが，いくつかの新しい知見が得られた．

2. 実験方法

実験は砂箱（内寸法，40×122×60 cm）内に砂地盤を作成して行った．砂箱と斜面の形状を図-7に示す．土槽の側壁面は厚さ30 mmのアクリル板でできているが，側壁表面には砂との摩擦を軽減させる工夫を行っている．すなわち，まずアクリル板表面にシリコングリース（KS 63 G）を薄く塗って（数 μm）テフロンシート（厚さ0.05 mm）を密着させ，さらにその上にシリコングリース（厚さ約50 μm）とメンブレン（32 cm×48 cm，厚さ0.2 mmのゴム膜）による摩擦軽減層を作った[4)]．アクリル板の外側には地盤の平面ひずみ状態を保つために，格子状の鉄製の外枠を取り付けている．

模型地盤は，気乾状態の豊浦標準砂（比重 $G_s = 2.64$，最大間げき比 $e_{max} = 0.977$，最小間げき比 $e_{min} = 0.605$）で作成した．砂は落下高さが常に一定になるように砂撒

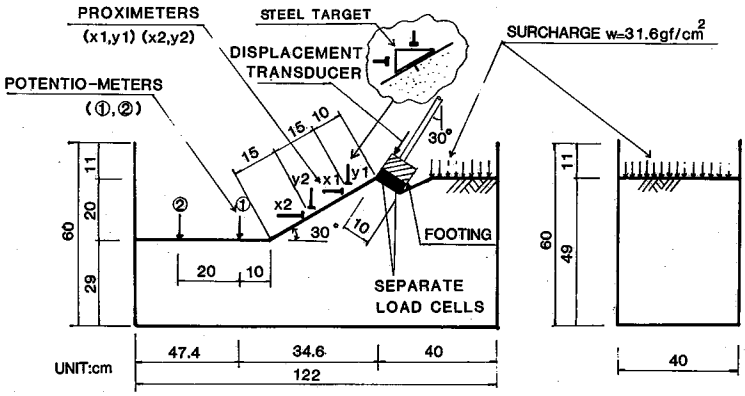

図7　実験装置の概要

出器から落下させた．砂撒出器は左右に水平移動させて砂層を作った．補強材（後述）を完成した砂斜面内に砂斜面を乱すことなしに挿入することはできないので，適当なレベルまで砂撒出後，次の方法で設置した．すなわち，補強材の配置予定位置に所定の角度でステンレス板（厚さ2 mm）を差し込み，その上の砂をいったん除去して補強材を置き，再び砂を撒きながらステンレス板を引き抜く方法で配置した．再び砂を撒出した後，図-7に示す形状に表面を切り取る方法で整形した．

斜面は，図-7に示すようにフーチング（底面形状10 cm×39.9 cm）をベロフラムシリンダーによる変位制御法（0.8 mm/min）で載荷することにより破壊させた[4]．フーチングに結合されているロッドはガイドされていて傾くことはない．模型斜面の破壊形状を切土斜面の破壊形状にできるだけ近づけるために，載荷軸を鉛直より30°傾斜させた．フーチングの底面には載荷面との摩擦が十分に発揮されるようにエポキシ系接着剤（アラルダイト）で豊浦標準砂を付着させている．フーチング背後の地盤表面には斜面方向に変位を集中させるためにサーチャージ（w=31.6 gf/cm²）を加えた．

フーチングに作用している荷重，フーチング軸変位，地盤の表面変位の測定方法を図-7中に示す．荷重はフーチングの底面に設置された二方向ロードセル[4]によって，軸荷重（AX.1～AX.8）とフーチング底面のせん断力（S.1～S.4）を測定した．地盤の表面変位は非接触型変位計（ギャップセンサー）とポテンショメーターで測定した．

3. 無補強斜面の実験

補強材を配置した実験を行う前に無補強斜面の実験を行った．荷重の測定は図-7に示す分割ロードセルで測定したが，壁面摩擦を軽減してもなお側壁面側の荷重が中央の荷重よりも20～30%大きく測定された．したがって図-8中に示すように中央の分割ロードセル成分（AX.1, AX.2, AX.5, AX.6, S.1, S.3）で測定された荷重成分のみ以下の解析に用いた．図-8に無補強斜面でのフーチング応力の測定結果を示している．すなわち，フーチング中央1/3の平均軸応力 q とフーチング沈下量の関係およびフーチング中央1/3の斜面側と斜面背後側に分割して測定した軸応力 q_1, q_2 とフーチング沈下量の関係，および同じく分割したフーチング底面のせん断応力 τ_1, τ_2 とフーチング沈下量の関係を示している．この図から，軸応力のピーク荷重はフーチング沈下量 s=3.5 mm のとき斜面側と斜面背後側でほぼ同時に現れ，その強度

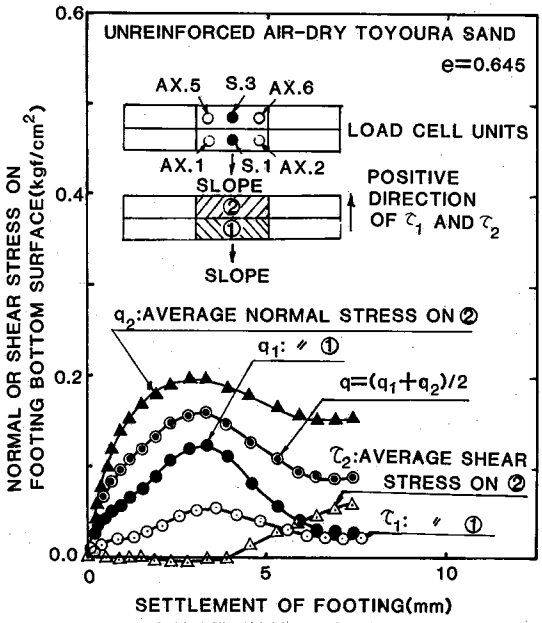

図8　無補強模型砂斜面の破壊実験結果

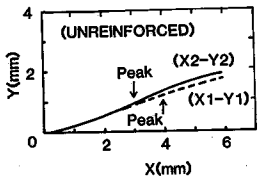

図9　無補強模型砂斜面の表面変位

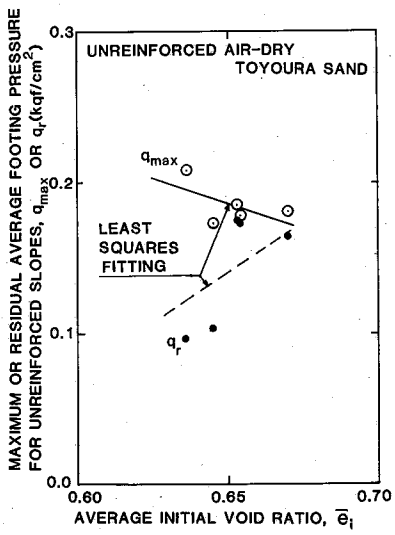

図10　無補強模型砂斜面の結果のまとめ

は斜面背後側のほうが斜面側よりも約1.7倍大きいことがわかる．ピーク以後のいわゆる残留状態では，斜面背後側の強度はピーク強度 $(q_2)_{max}$ の約1/2になっているのに対し，斜面側は $(q_1)_{max}$ の約1/4まで低下している．このことは，斜面の強度はピーク時もピーク以後も斜面内部の強度に大きく依存しているといえる．このようなフーチング応力分布は，補強材を配置した場合における補強材表面の直応力分布にも影響すると思われる．さらに図-8から斜面側のフーチング底面のせん断応力は軸応力とほぼ同時にピークが生じているのに対し，背後側ではピーク以後も応力が増加していることがわかる．これは，背後側ではフーチング底面と砂地盤との摩擦角がピーク前にはほとんど動員されていないこと，ピーク以降にようやく動員されてくるようになることを示している．すなわち，この種の問題では，フーチング底面の動員された摩擦角 δ の分布は一様ではない．たとえば，この無補強斜面の場合ではピーク荷重で斜面側分割フーチングで平均して $\mu=30.12°$，背後側分割フーチングで平均して $\mu=-1.69°$ である．これらのことは，この種の問題の安定解析を正しく行うためには非常に重要な情報である．

図-9に斜面の表面変位の測定結果を示す．補強材がない場合，斜面の動く方向は斜面の上部 (X1-Y1) も下部 (X2-Y2) もほぼ等しくX方向が卓越しているが，ピーク強度時のX方向の変位の大きさは，斜面の上部のほうが大きい(Y方向はほぼ等しい)．フーチングの背後のサーチャージの表面と斜面先の水平地盤面の変位はポテンショメーターで垂直変位のみ測定したが，全てのケースで載荷中まったく変位していなかった．

図-10は，図-9に示すのと同様な無補強斜面の q の最大値 q_{max} およびフーチング沈下量 $h=7.5$ mm における残留値 q_r とその砂斜面の初期平均間隙比 $\bar{e}_i$ の関係である．データのばらつきが小さいことが分かる．補強斜面の $(q)_{max}$ あるいは q_r は，その補強斜面の $\bar{e}_i$ に対応する無補強斜面の $(q)_{max}$・q_r を図中に示す最小自乗法による平均線から求めて比較した．

4. あ と が き

砂質土の斜面をその内に鉄筋を配置することにより補強する工法についての概説と，実験方法，無補強斜面についての実験結果を示した．この実験結果に基づき，鉄筋の配置計画を作り，それに基づいて補強した斜面の破壊実験を行い，その補強斜面の強度を無補強斜面の強度と比較した．このことについては次号以降に述べる．

謝　　辞

本研究は第2筆者が生産技術研究所に受託研究員として滞在したときに行ったものである．この間，第5部　佐藤剛司氏，第1部　加藤勝行氏，森平啓一氏（当時日本大学生産工学部4年生），試作工場のスタッフの方々，広瀬鋼材産業KK　生原修氏に協力いただいた．末筆ながら感謝の意を表します．　(1984年7月2日受理)

参 考 文 献

1) 龍岡文夫・金藤浩司・三木五三郎・生原修・浜田英治・佐藤剛司(1983),“引張補強材による砂の補強についての基礎的研究,”土と基礎，31巻，9号，11～19頁.
2) Gässler, G. and Gudehus, G. (1981), “Soil nailing-some aspects of a new technique,” Proc. 10th Int. Conf. on SMFE, Stockholm, Vol. 3, pp. 665-670.
3) Juran, I. (1983), “Reinforced soil systems-applications in retaining structures,”State-of-the-art report, Proc. 7th Asian regional conf. on SMFE.
4) 龍岡文夫・党宣夫・生原修・佐藤剛司(1983～1984)“模型砂地盤の支持力実験における砂箱側壁面摩擦の影響Ⅰ～Ⅶ”生産研究35巻12号～36巻8号.
5) 龍岡文夫 (1984)，“砂地盤の浅い基礎の支持力についてⅠ，Ⅱ，”生産研究.36巻，6号，9号.