

地山補強土工法における補強機構と のり面保護工の効果

村松正重¹・末岡 徹²・龍岡文夫³

¹正会員 工修 大成建設(株)技術研究所(〒245 横浜市戸塚区名瀬町344-1)

²正会員 工博 大成建設(株)技術研究所(〒245 横浜市戸塚区名瀬町344-1)

³正会員 工博 東京大学教授 東京大学生産技術研究所(〒106 東京都港区六本木7-22-1)

地山補強土工法の掘削除荷過程における補強メカニズムとのり面保護工の効果を調べるために、段階掘削を模擬した模型実験を実施した。地山に挿入された補強材は、切土や掘削時における応力解放を抑える働きを有しており、補強材に発生する引張り力はこのり面保護工の影響を強く受け、すべり面と最大引張り力位置は一致しない結果となった。このり面保護工の影響を考慮した補強材引張り力の推定式を提案すると共に安定解析法を提案し、実験結果とよく一致する結果を得た。

Key Words: reinforced cut slope, slope facing, relief stress, laboratory test, stability analysis, tensile force

1. はじめに

切取り斜面の安定化工法や山留め工法の一つとして、鉄筋類を地山に挿入し安定化を図る工法の施工例が増えている。この工法の特徴は、簡易な構造により斜面の急勾配化や山留めが行えることであり、施工性、経済性に優れているばかりでなく環境面においても長大切取り斜面を無くし自然破壊を最小限にできるなどの利点がある。本文では本工法を盛土補強土工法と区別するために地山補強土工法と呼ぶ。

類似の工法は、欧米ではネイリング工法と呼ばれており、国内においては、同名のものやルートパイル工法、ソイルウオール工法、鉄筋補強土工法など種々の工法が提案されている。しかし、その補強原理や設計の考え方に統一的な見解はなく、また明確な指針化がなく発注者や設計者によって異なる設計法が採用され、施工されているのが現状である。

現在までの本工法の設計の考え方は、大きく分けて以下の二つに分類できる。

- 1) 極限つりあい安定解析による考え方
- 2) 疑似擁壁による考え方

1) は、従来の円弧すべり解析等に見られるような移動土塊と不動地山の剛体間の釣合を確認する方法であり、補強材は不動地山に定着されそのアンカー力で移動土塊を安定化させる考え方が基本である¹⁾。

一方、2) は補強材の挿入された領域の地山変形が拘束されることにより、その領域があたかも擁壁のごとく挙動すると考え、重力式擁壁としての設計法を準用するものである²⁾。両者に共通した限界は設計で地山の変形を考慮していないことである。しかし、引張り補強土工法では、補強材の引張り剛性で地盤の変形を拘束することにより補強効果が発生する³⁾ことからすれば本工法を設計する上で『変形』を考慮することは本質的なことである。特に切土や掘削の場合、地山の変形(ゆるみ)は応力解放量に強く依存し、掘削面からの深さにも依存している。また、地山の安定性の判断も通常変形量(ひずみ)に基づいて行う。現在の段階では『変形』を推定できる実用的方法を提案することはむずかしい。むしろ、地山の変形モードの検討を行うことにより補強領域内の応力・ひずみ状態を十分に考察して、それに基づいて安定解析を改善することがまず必要であると思われる。しかし、これまでの地山補強土工法の模型実験では天端からの載荷実験を主体としたものが多く⁴⁾、掘削解放力を伴うような切土や山留めの場合と盛土の場合の補強原理との差⁵⁾が明確に吟味されなかった。

一方、のり面保護工としてこれまでコンクリート吹付けがほとんどであった。しかし、これは近年の景観に対する重要度を考慮するとあまり好ましいも

のでなく、のり面緑化や化粧パネル等の適用⁶⁾が不可欠となってきていると思われる。一方において、のり面保護工の力学的役割を十分に考慮した上で実施しないと、のり面ひいては斜面全体崩壊を発生させる危険性もある⁷⁾。すなわち、のり面保護工の補強地山の変形モードとの関わりが深く、この観点からも議論されるべきものである⁸⁾。

本論文は、同工法の掘削除荷過程における補強メカニズムを検討するために、段階掘削を模擬した模型実験を行い斜面崩壊時における挙動を調べた結果について示すと共に、のり面保護工の効果についても示した。また、これらの結果に基づいて安定解析法についても言及した。

2. 地山補強土工法の補強原理と従来の研究

(1) 地山補強土工法の補強原理

図-1は掘削斜面に対して変形を考慮して補強斜面の補強原理を考察したものである。図中ABCは、補強時の補強材方向の地山変位分布であり、DEは補強材の変位分布である。応力解放に伴う地山の变位は図のように掘削面より単調減少するとみてよいと考えられる。これを $U_g(z)$ とし、補強材の変位分布を $U_r(z)$ で表し、補強材に発生する単位長さあたりのせん断力(付着力)を t_r とすると、 t_r は地山と補強材の相対変位に依存しているので近似的に次式で表される。

$$t_r = K[U_g(z) - U_r(z)] \quad (1)$$

ここに K : 定数

ここで、補強材頭部に外力が作用していなければ、補強材には内力のみが作用して釣合状態であるので次式が成り立つ。

$$\int_0^L t_r dz = 0 \quad (2)$$

$$K \int_0^L [U_g(z) - U_r(z)] dz = 0$$

$$\int_0^L U_g(z) dz = \int_0^L U_r(z) dz \quad (3)$$

故に 面積OAD=面積OBE

したがって、図-1に示すように両者の変位は、途中で交差する。この交点はせん断力の釣合点であり、補強材引張力が最大となる地点である。釣合点よりのり面側を主働領域、地山側を定着領域と呼ばれている⁹⁾。この状態を考察すると、まず地山と補強材の付着力が大きい場合には両者の相対変位が減

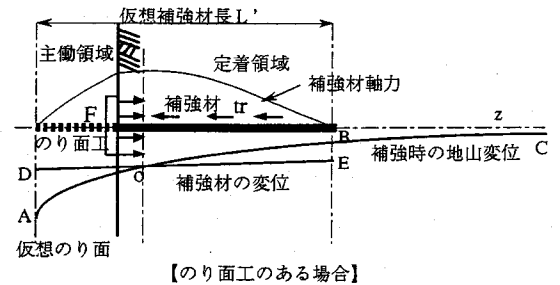
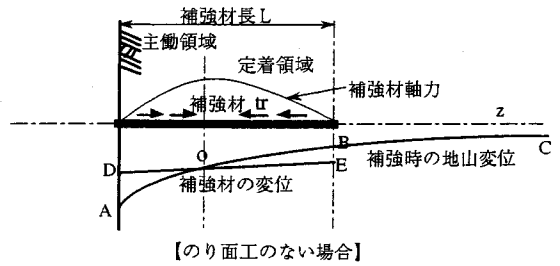


図-1 地山補強土工法における補強原理

少し補強効果が上がることが分かる。また、補強材が長い程さらに剛性が高い程地山変位が低減し補強効果が大きくなることがわかる。また、これらは掘削に伴う地盤内の拘束圧の低下やせん断応力の発生が小さいことを意味し、掘削前からの安定性の低下が減少することを意味している。

次に、のり面保護工が補強材に結合されている場合を考えてみる。のり面保護工は、のり面からの土圧を受け、この合力は補強材頭部に引張り力 F として作用する。上記せん断力 t_r と同様 F も内力であるので次式が成り立つ。

$$F + \int_0^L t_r dz = 0 \quad (4)$$

また F はのり面保護工を介して、主働領域におけるせん断力 t_r と同様な働きをなしている。したがって図-1を参考にして F を L' を仮想補強材長として式(5)のように表すことが可能である。

$$F = \int_0^{L'} t_r dz \quad (5)$$

これを式(4)に代入すると式(6)になる。

$$\int_0^{L'} t_r dz = 0 \quad (6)$$

したがって、図-1中でやはり面積OAD=面積OBEとなり、のり面保護工の効果により見掛け上補強材長が長くなったのと同等の効果があることがわかる。

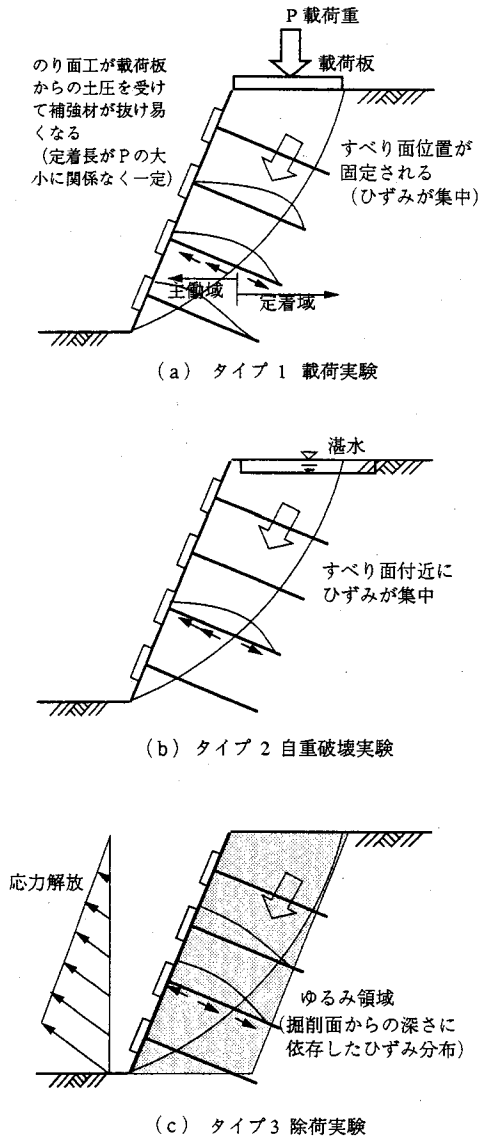


図-2 各種実験方法の分類と問題点

このような切土のり面や山留めにおける補強原理に基づいて、これまでに行われている模型実験と設計の考え方の問題点について整理してみる。

(2) これまでの実験的研究の問題点

これまでの切土のり面の補強土工法に関する実験的研究に見られる実験モデルを分類してみると次の3つに分類される。

タイプ1：天端からの荷重による破壊実験⁴⁾

タイプ2：自重破壊実験⁶⁾ (遠心力荷重, 降雨実験)

タイプ3：掘削除荷による破壊実験¹⁰⁾

タイプ1は、あらかじめ補強材の挿入された模型斜

面や盛土の上部に荷重し、補強斜面を破壊させるものである。この方法が最も広く行われており、現在の多くの安定計算法がこの実験結果に基づくものである。しかし、本方法には以下の様な問題がある。

- イ) 補強しながら切り下がるという建設時のプロセスか考慮されていない。
- ロ) したがって、切土時と応力と変形の状態が異なる。
- ハ) 荷重の影響ですべり破壊面が規定されてしまう。

本工法の場合、盛土と異なり天端に荷重が作用することは少なく、また天端荷重はのり面の安定上も本質的でない場合が多い。イ) ロ) が極限状態において補強効果にどの様に影響するかは微妙であるがハ) の問題点は明かである。すなわち、すべり破壊面は荷重端部に発生し易く、ひずみは比較的破壊面に局所化するので、掘削問題と比較してすべり土塊は比較的剛体的な挙動を示すものと考えられる。この結果、図-2 (a) に示すように補強材の主働域と定着域が明確に区分され、また固定化してしまう(すべり面と補強材最大引張り位置が一致する)。この状態は外的要因で補強のり面の補強機構が支配されたものであり、実際的ではない。また、切土問題におけるのり面保護工の効果を調べる場合には、十分でない。

次にタイプ2では、あらかじめ補強材の挿入された模型斜面や盛土を遠心力装置や上部より加水し飽和度を上げることによって、自重により補強斜面を破壊させる。本方法ではハ) の問題が解消されより現実に近い方法であるが、上記イ) ロ) の問題は相変わらず残り、切り取り時の応力解放やゆるみの影響が検討できない。

最後のタイプ3の方法では、あらかじめ補強材の挿入された模型斜面や盛土を土留め板で抑えておき実験時に土留め板を外し応力開放により補強斜面を破壊させる。この方法では、上記イ) ~ハ) の問題点が基本的には全て除かれており、本工法の補強原理にかなり忠実な実験方法といえる。

3. 除荷模型実験

(1) 実験装置及び方法

a) 実験土槽

図-3に実験装置を示す。土槽は内寸法で幅50 cm, 長さ200 cm, 高さ108 cmの平面ひずみ土槽である。一方の側面には、高さ12 cmの塩ビ製のブロックがベアリングを介して9個積み重ねられており、高さ108 cmの鉛直な可動式擁壁になってい

表-1 実験ケース

ケース NO.	のり面保護工			補強材	
	タイプ	寸法 (mm) t:肉厚	材質	長さ L(cm)	水平・鉛直間隔 d (cm)
NO.0	タイプA 支圧板	a=30,t=2	アクリル	L=15	d=6
NO.1	タイプC 格子枠	W=10,t=0.5	りん青銅	L=25	d=12
NO.2		W=20,t=0.5		〃	〃
NO.3		W=40,t=0.5		〃	〃
NO.4	タイプA 支圧板	a=15,t=2	アクリル	〃	〃
NO.5		a=30,t=2		〃	〃
NO.6		a=45,t=2		〃	〃
NO.7		a=60,t=2		〃	〃
NO.8	タイプB 支圧板 (十字)	a=20,l=60,t=2	アクリル	〃	〃
NO.9		a=20,l=110,t=2		〃	〃
NO.10		a=20,l=60,t=3		アルミ	〃

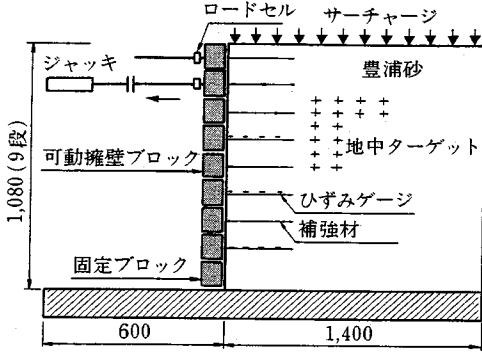


図-3 除荷タイプ実験模型

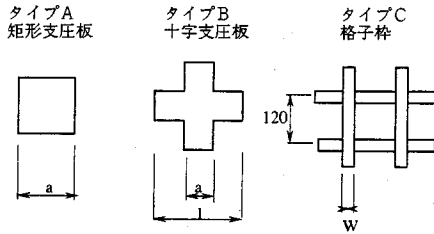


図-4 のり面保護工タイプ

る。各ブロックは背面の電動ジャッキにより支持されており、各々独立に移動できるようになっている。実験では、この擁壁の内側に空気乾燥した豊浦砂を詰め、ブロックの上段より1段ずつ移動除荷させてゆくことにより、切土時の掘削解放を模擬できるようにした。

b) 補強材

砂中に埋め込まれる補強材は、地山中における鉄筋と同様曲げ剛性が無視でき、引張りのみに抵抗できるように厚さ0.12mm、幅5.0mmの焼入れしたりん青銅板を用いた。長さは、実験ケースにより25cmと15cmのものを用いた。その表面には、砂との引き抜き抵抗を確保するために接着剤により、豊浦砂がまぶしてある。さらに、引張り力を測定するために、1本当たり5箇所にはずみゲージが貼布してある。

c) のり面

のり面表面には、砂のこぼれ出しが無いよう厚さ0.1mmのビニールシートを全面にあてがい、のり面保護工の格子枠や支圧板には、りん青銅板及びアクリル板を用いた。その形状と大きさは図-4、表-1に示すとおりである。

d) 模型斜面の作成方法

模型斜面は、気乾状態の豊浦砂を用いて空中落下法により密度が一様になるように作成した。密度は全てのケースで同一であり、気乾状態の単位重量で $\gamma_t = 1.53 \text{ tf/m}^3$ であった。補強材の設置は、所定の高さまで砂を投入した後ののり面保護工にボルトで固

定した。最上段まで砂が盛り上がった後、のり面工のビニールシートを巻き込み、おもりにより $q = 0.09 \text{ tf/m}^2$ のサーチャージを加えた。

e) 計測項目

計測項目は、各可動ブロックの荷重と変位を計ることにより、のり面の変位と土圧とした。また、2、4、6、8段目の補強材には、ストレインゲージを貼布して補強材軸力分布を測定した。また、側面には色砂とターゲットを設置し、地盤の変位やすべり面の測定を行った。

f) 実験方法

まず最上段の擁壁ブロックを変位速度0.3mm/分で後方に移動して除荷開放し、この時の土圧、変位、補強材軸力、地表面沈下を同時に測定した。最上段のブロックが完全にのり面と分離（のり面が自立した状態）するまで続け、さらにのり面とのクリアランスを十分確保するまで続けた。次に2段目ブロック以降についても同様に行い、のり面が自重で崩壊するまでこれを続けた。以上の実験をのり面保護工の異なるタイプのもので行い、最終的にのり面の自立高さとすべり面の形を調べることにより、その効果を調べた。

g) 実験ケース

実験ケースは、表-1に示すとおりである。補強材の密度（長さ、ピッチ）はcase 0のみが異なり、他は全て同一である。しかし、のり面保護工の大きさ、形状、剛性を変化させている。

(2) 補強メカニズムに関する実験結果および考察

a) 補強のり面の変形とすべり面

図-5 (a) ~ (d) に各ケースの典型的な実験結果を示す。図の左側には各段除荷時ののり面の変

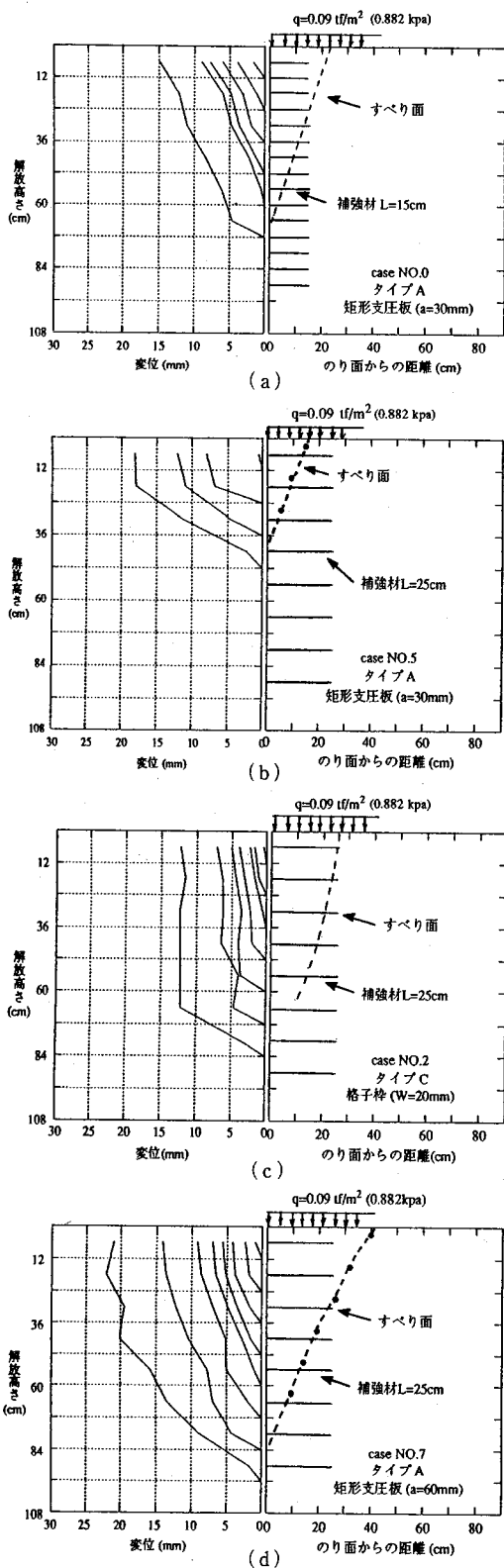


図-5 典型的な実験結果

位分布図を、右側には発生したすべり面を示した。また写真-1 に典型的な実験結果を示した。まず、(a) と (b) はのり面保護工を同一 ($a = 3 \text{ cm}$ 支圧板) とし、補強密度を変えた場合である。補強密度を $D = \text{補強材長さ } L / (\text{水平間隔} \times \text{鉛直間隔})^2$ で表すと (a) は $D = 2.50$ 、(b) は $D = 2.08$ である。すべり面の入った位置で自立高さを比較すると、補強材長さで除した高さ $Hfm = (\text{自立高さ } Hf) / (\text{補強材長さ } L)$ は (b) で $Hfm = 1.68$ に対して、補強密度の高い (a) で $Hfm = 4.80$ と 3 倍近い差になっている。すなわち、これまで言われているのと同様²⁾、補強密度をあげることにより、補強のり面の変形性や安定性が向上することがわかる。さらにこれらケースにおいて注目すべきは、のり面の変形モードとすべり面形状の差である。両ケースを比較すると、(a) はのり面の高さ方向での区間ひずみが小さく一体化が促進されている様子を伺わせる変形モードである。

次にのり面保護工に格子枠を用いた場合を図-5 (c) に示している。本ケースは上述の (b) と補強密度が同一であるにもかかわらず、のり面の変形性や安定性が向上していることがわかる。このケースにおいてものり面の区間ひずみが小さく一体化の促進された様子が伺えるが、補強密度の高い (a) は全体に倒れ込む変形に対して (b) は下部にひずみが集中し、一体化の様相は両者で異にしている。

最後に (b) における支圧板サイズを大きくした場合 (一辺 $3 \text{ cm} \rightarrow 6 \text{ cm}$) の実験結果を図-5 (d) に示した。この場合ののり面は一体化した様子はみられないことは (b) と同様であるが、変形量や安定性は向上していることがわかる。すべり面の発生状況はやはり上記全てのケースと同様である。

以上の実験結果を総合すると、補強密度の増加やのり面保護工の大きさやタイプにより補強のり面の一体化が促進され、変形性や安定性が向上することがわかる。しかし、すべり面の発生状況 (発生位置、形状) からすれば、全てのケースで補強領域内で発生し、しかも主働崩壊角により直線的に発生している。a) の場合は、すべり面の角度は、主働崩壊角 $\theta = 45^\circ - \phi/2 = 45^\circ - 48/2 = 21^\circ$ に一致している。このことは、補強のり面の安定性評価において補強領域の一体性を前提とする疑似擁壁²⁾と言われる概念の適用には注意が必要であるとともに、安定解析におけるいわゆる内的安定性の評価が不可欠であることを示唆している。

b) 補強材に発生する引張り力

大型の支圧板を用いた case7 (前節の図-5 (d)) を例にとって補強材に発生した引張り力分布を図-6

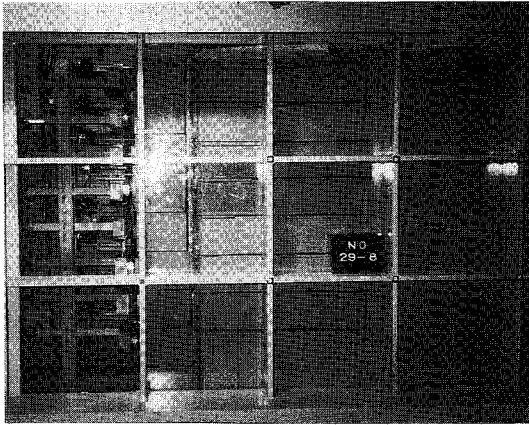


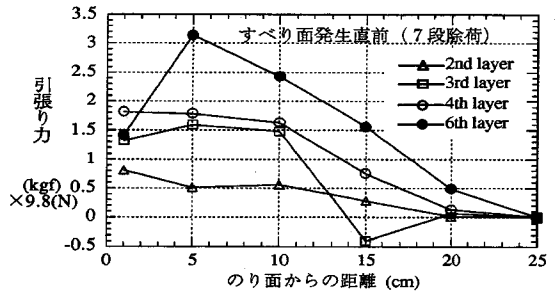
写真-1 実験模型と発生すべり面 (case7)

に示した。図-6 (a)はすべり面発生直前、同(b)はすべり面発生直後の各段(2, 3, 4, 6段)の補強材引張り力分布を示している。これまでの研究ではすべり面の発生位置で最大引張り力が発生するというのが一般的である¹⁰⁾が、本ケースにおいてはそのような傾向はみられず、すべり面発生前後で分布形が大きく変ることもない。(図-6 (b)中で6段補強材全体の引張り力が低下しているのは、すべり発生後のり面が擁壁ブロックにもたれ掛かったためである。)これらの傾向は他の全てのケースにおいても同様であった。

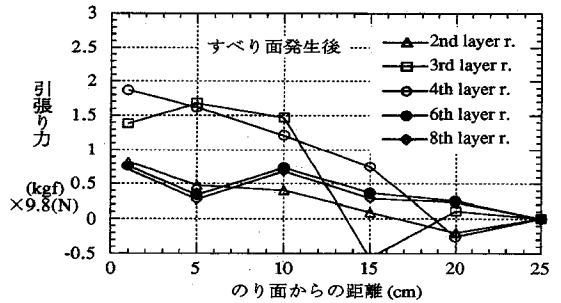
図-7は除荷過程における4段目補強材の引張り力分布変化をみたものである。除荷ステップの進行とともに引張り力は増加するが、すぐに頭打ちとなり、そのまますべり発生まで保持されていることがわかる。またその分布形は、のり面側へ最大値の位置が偏った形となっている。

以上の実験結果は、図-2の(a)と(b)の方法によるこれまでの研究結果¹⁰⁾とは異なる。すなわち、本実験で発生した補強材引張り力のパターンはすべり面の不連続面やひずみの局所化に起因して発生したものでなく、地山の応力解放(ゆるみ)に起因して発生したとみることができる。また、明らかにのり面保護工の影響(後述)を受けている。

一方、ここで得られた補強材力の分布形は、テールアルメ実擁壁における実測値の分布形⁹⁾に非常に近いことは興味深いことである。すなわち同工法では、盛土過程において発生したストリップの引張り力であるのに対して、地山補強土工法は掘削過程において発生した補強材力であるが、結果的に両者は非常に近いものとなっている⁹⁾。すなわち、テールアルメ擁壁でも、盛土の自重による引張り力分布は、のり面保護工の背面に土圧が発生することによる影



(a)



(b)

図-6 補強材引張り力分布 (case7)

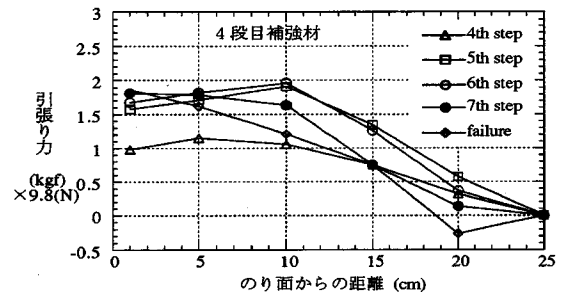


図-7 除荷過程における引張り力分布の変化(case7)

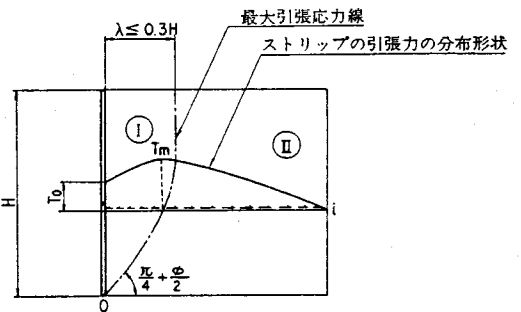


図-8 ストリップの引張り力分布 (テールアルメ)⁹⁾

響を受けている。なお、テールアルメ工法ではこれを基に主働領域と抵抗領域に分けた考え方で設計を行っている。補強材力の発生は、補強のり面の補強メカニズムにかかわる問題であり、安定解析にも当然考慮されなければならない。ここでの設計

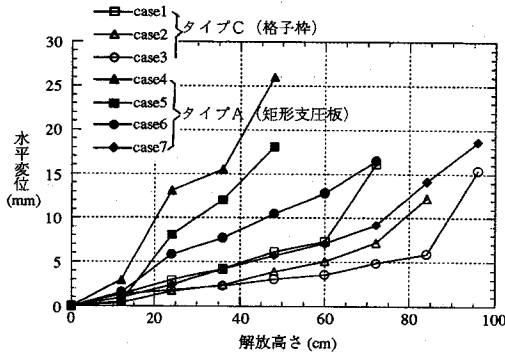


図-9 除荷過程に伴うのり肩水平変位

の考え方は、次章で述べられる。

(3) のり面保護工の効果に関する実験結果と考察 a) 補強のり面の変形と安定性

各ケースにおけるすべり面が発生するまでの除荷ステップ毎にのり肩の水平変位をプロットすると、図-9の様になる。全てのケースで、変位は解放高さの増加と共に増加してゆくが、支圧板タイプのもは全体に変位が大きくなっている。しかも、すべり面発生時の変位（図中の最大変位時のプロット、実際にはすべり面発生の直前である一段前の変位）も同じく支圧板タイプの方が大きくなっている。格子枠タイプのもは、図-5の変形モードからも分かるように、発生する変位は小さいが、すべり破壊も小さい変位で発生することから、ひずみがすべり面に沿って集中しやすく、より脆性的な挙動を示しているといえる。

次に、タイプの異なるのり面保護工の効果と比較するために、のり面自立高さとのり面保護工ののり面占有率 β ($\beta = \text{のり面保護工の面積 } A_f / \text{のり面面積 } A_s$) との関係求めた(図-10)。図よりそれぞれのタイプののり面保護工において、両者には明確な関係があり、のり面保護工占有率の増加と共に飛躍的に自立高さが増加し、のり面の安定性が向上していることがわかる。特に、矩形の支圧板に関しては、占有率が5%を越えると急激な自立高さの増加がみられ、30%程度の占有率になると約2倍の自立高さとなり、非常に大きな変化を示している。

次に、矩形支圧板と他の形状ののり面保護工と比較してみる。まず十字タイプの支圧板を用いた場合には、占有率の増加に伴って自立高さは増加しているが、同一の占有率で比較してみると自立高さは低くなっている。この原因として、十字にしたことにより支圧板の曲げ剛性が低下したためと考えられた。

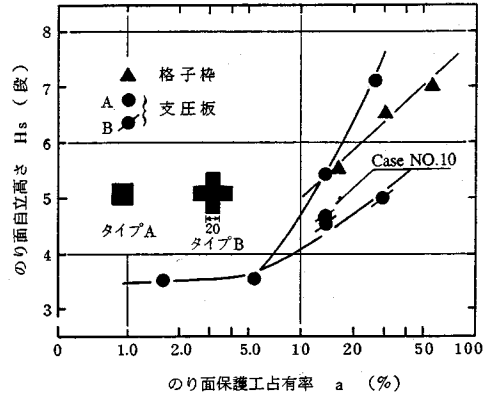


図-10 のり面保護工占有率と自立高さ

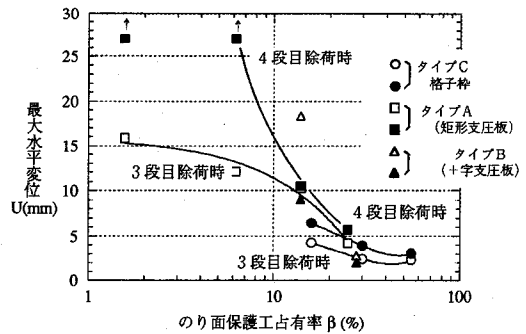


図-11 のり面保護工占有率とのり面最大水平変位

そこで、さらに剛性の高い場合(実験case10)を行ったが、図-10中のプロットで示すようにその傾向は変らなかった。したがって、のり面の安定性に差が生じた原因は、のり面保護工の剛性不足によるものでなく形状による影響とみられる。また、格子枠タイプの場合も、占有率の増加に伴って自立高さは増加する傾向にある。しかし、十字タイプの支圧板の場合よりも明確に安定性が高く、矩形支圧板よりはやや低めの傾向にある。これは、格子枠の曲げ剛性が支圧板と比較して格段に小さくなっており、この場合は剛性によっても自立高さが影響を受けたと考えられる。いずれにせよ、格段に剛性の小さい格子枠を用いても連続させることにより、支圧板と同程度の自立高さが得られたことは注目すべきことである。

次に、のり面の最大水平変位とのり面保護工占有率について整理したのが図-11である。図中には、3段と4段解放時における最大水平変位を支圧板、格子枠の場合について比較して示した。どのケースにおいてものり面保護工占有率が増加するにつれて水平変位が減少し、安定性が向上することがわかる。支圧板の場合、占有率の増加に対して変位の減少程度は顕著であるが、格子枠の場合さほど顕著でない。

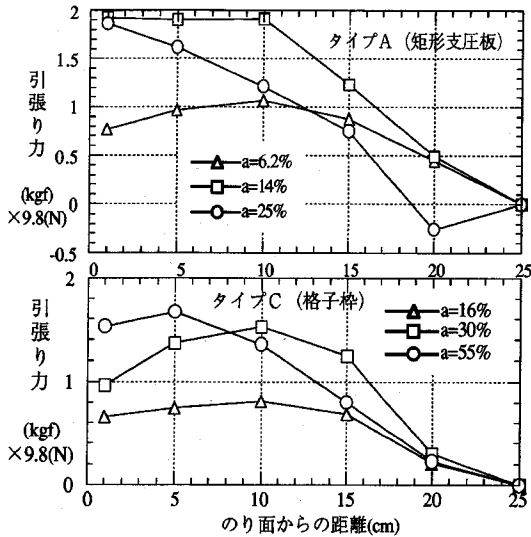


図-1 2 のり面保護工の違いによる引張力分布の差

しかし、変位量は、全体に小さくなっている。これは、図-5 に示す変形モードから分かるように、格子枠を用いたのり面は、補強領域の一体性が進んでいることに対応している。

b) 補強材引張り力分布

すべり面が発生する直前における補強材の軸力分布について調べた。図-1 2 は、すべり面発生直前に4段階補強材に発生した軸力分布(引張りが正)をのり面保護工の占有率の異なるものについて比較したものである。占有率が大きくなると共に、のり面保護工結合部での引張りが増大し、最大軸力発生位置がのり面保護工側に移動していることがわかる。これは前節で示したように、最大軸力発生位置はすべり面位置とは直接関係しているわけではなく、のり面保護工の特性に強く影響されていることを示している。これに対して、すべり面の位置が深い盛土の場合や急勾配の場合でも既にゆるんでしまったのり面のような応力解放を伴わないような補強のり面の場合では、地山の変形の影響よりもすべり面などの不連続面の影響が強く、補強材最大引張りはすべり面の位置にあると仮定してもよいと思われる。

今回の実験における全ての補強材について、最大軸力発生位置を補強材後端からの距離を a とし、補強材全長を L に対する比 ($\alpha = a/L$) で表すと、のり面保護工占有率 β との関係プロットすると図-1 3 の様になった。なお図中には、実施工における計測値もプロットしている。これより最大軸力発生位置はのり面保護工占有率と強い相関があること

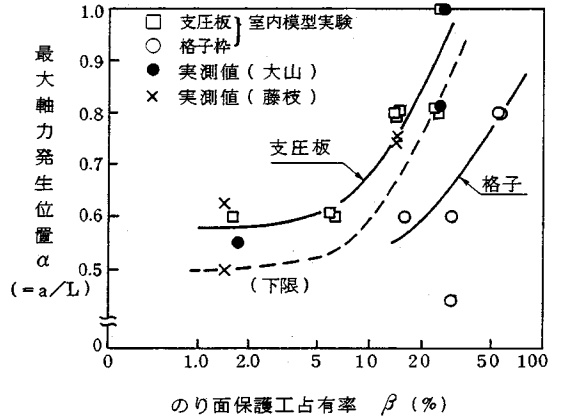


図-1 3 のり面保護工占有率と最大引張力位置

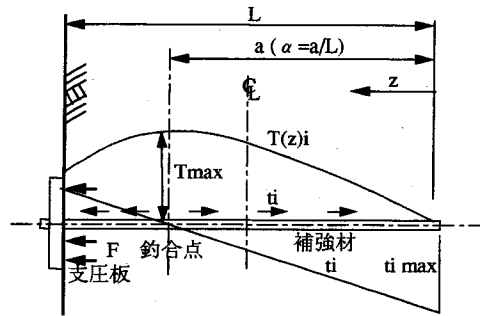


図-1 4 補強材引張り力分布モデル

がわかる。ただし、支圧板と格子枠ではこの傾向が異なっている。この原因については明確でないが、のり面保護工の剛性が影響しているものと考えられる。

4. のり面保護工を考慮した安定性評価

(1) 補強材引張力のモデル化

実験結果と2章で示した補強原理より、補強材に発生する引張り力は、模式的に図-1 4 の様に示される。すなわち、補強材と地山の力の伝達は、定着材を介したせん断応力によって行われる他、のり面保護工を介しても地山に力が伝達され、2章で示した式(4)が成り立つ。式(4)で、 $\int_0^z \tau dx$ は地山から補強材に作用するせん断力の総和であり、 F はのり面保護工を介して地山に伝達される力である。占有率の増大により、のり面保護工による F は増大し、補強材に作用するせん断力の総和も増大する。この結果、のり面保護工の効果 (F による抑え効果) が補強材引張り力分布に反映され、最大引張り力発生位置が変動することになる。

ここで地山・補強材間の単位長さ当りのせん断力 τ は、線型な分布をすると仮定し、占有率 β によ

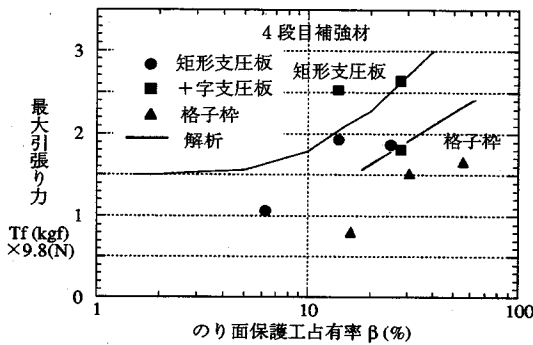


図-15 すべり発生時における引張力とのり面占有率

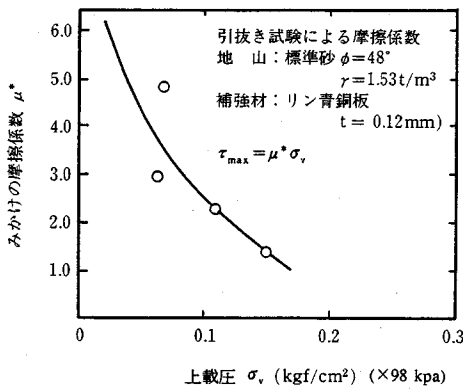


図-16 補強材の引抜き特性

り、その釣合点（最大引張力位置）が変動するものとするとき、 i 番目の補強材に作用するせん断力 t_i と軸力 $T(z)_i$ は、補強材の引抜き摩擦特性を用いて式 (7) (8) のように表される (図-14参照)。

$$t_i = -\frac{t_{i\max}}{\alpha L} z + t_{i\max} \quad (7)$$

ここに、 $t_{i\max}$: 補強材と地山の最大付着力
 α : せん断応力の釣合点 (図-14)

$$T(z)_i = \int_0^z t_i dz \quad (8)$$

以上の式と図-13 から求まる α を用いることより、のり面保護工の影響による補強材軸力を推定することができる。

図-15 は式 (7) (8) より予測された最大引張力 (図中実線) と実験によるすべり発生直前あるいは直後の最大引張力力をプロットしたものである。なお予測値に対しては、図-16 の補強材の引抜き摩擦特性が用いられている。支圧板タイプの場合は、実験値と予測値はほぼ対応しており、すべり

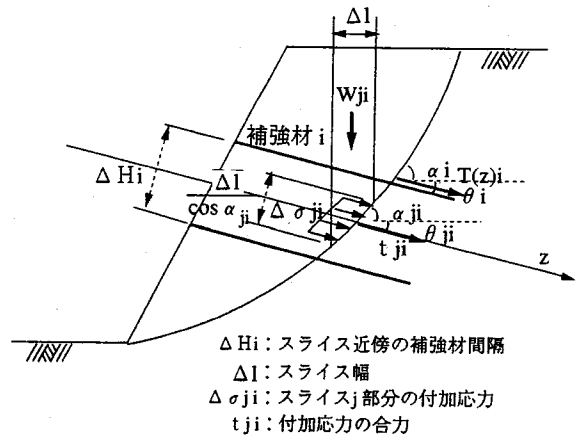


図-17 除荷過程を考慮した安定解析

発生時の補強材引張り力分布を引抜き摩擦特性より推定できそうである。ただし、格子枠タイプの場合は実験時に発生した補強材力は小さく異なる傾向である。これは、今回使用したのり面保護工の剛性が相当に小さいので、上記 F を発生させるために全保護工面積が有効に作用しなかったためと考えられる。

(2) 安定解析

通常、補強土工法における安定解析は補強材力を抑止力とした円弧すべり法等の極限釣合法が用いられるのが一般的である。本研究においても安定解析は極限釣合法によって行なっている。しかし、ここで提案する方法の特徴は主働領域内の応力・ひずみ状態を考慮することによって、より具体的には、のり面工の状態 (面積、剛性) によって主働領域内の応力ひずみ状態が支配されると考えることによって補強材力を予測する式を提案しているところにある。したがって、補強材力は式 (8) により事前に予測されることになる。

ところで、極限釣合法では補強材引張り力による抑止力の効果は次の 2 種類が考えられている。

- 1) 補強材力による引留め効果
- 2) 補強材力の締め付け効果

本論文では、予測された補強材引張り力によって地山内応力が改善され、新たに応力が付加されたとの考えの基に釣合式を組み立てると結果的に 1) 2) と同一の式で表されることが分かる。すなわち、図-17 を参考にすると i 番目の補強材近傍における j 番目のスライスに作用する付加応力 $\Delta\sigma_{ji}$ の合力 t_{ji} は i 番目補強材力 $T(z)_i$ を用いて近似的に式 (9) のように表される。

$$t_{ji} = T(z)_i (\Delta l / \cos \alpha_{ji}) / \Delta H_i \quad (9)$$

するとすべり面に直角方向の付加応力による補強効果ののり面全体の総計は式 (10) で表される。

$$\sum \sum_{i,j} t_{ji} \sin(\theta_{ji} + \alpha_{ji}) \tan \phi \quad (10)$$

ここで補強材が比較的密に配置されていれば、スライスと近傍の*i* 番目の補強材の間で近似的に $\theta_{ji} = \theta_i$, $\alpha_{ji} = \alpha_i$ と考えてよいものとするとき式 (10) は以下の式 (11) と同等である。

$$\sum_{\text{補強材数 } i} T(z)_i \sin(\theta_i + \alpha_i) \tan \phi \quad (11)$$

これは、2) の効果を示す式と同一である。また同様に、すべり面に平行な付加応力による補強効果は補強材軸力 $T(z)_i$ を用いて

$$\sum_{\text{補強材数 } i} T(z)_i \cos(\theta_i + \alpha_i) \quad (12)$$

と表され、1) の効果と同一の式で表されることが出来る。これらの力はアンカー工法においてプレストレスとして与えられたアンカー力と異なり、地山内の位置やのり面保護工、引抜き摩擦特性などによって異なる値になる。

式 (11) (12) を簡易分割法に組入れると以下の式 (13) になる。

$$F_s = \frac{\sum [c + (W_j \cos \alpha_i + T(z)_i \sin(\theta_i + \alpha_i)) \tan \phi]}{\sum [W_j \sin \alpha_j - T(z)_i \cos(\theta_i + \alpha_i)]} \quad (13)$$

ここに、*c* : 地山の粘着力
 ϕ : 地山の内部摩擦角

ここで、補強材軸力 $T(z)_i$ はのり面保護工により変化し、パラメーター α により式 (8) により求めることができる。

(3) 模型実験の安定解析結果

式 (13) を用いた簡易分割法により、模型実験の安定計算を実施した。なお、計算は簡易に行うために2直線すべりの方法により、のり先を通るすべりについて計算した。また、補強材と模型地盤とのみかけの摩擦係数 μ^* は図-16を用いた。なお、今回の場合では円弧すべりと2直線すべりの計算結果はこれまでの比較検討からほぼ同程度の安全率が与えられることが確かめられている。

計算から得られた各掘削段ののり先を通り、最小安全率を示すすべり線を図-18に示した。比較のために最大引張り力発生位置 $\alpha = 1$ の時と $\alpha = 0.5$ の時

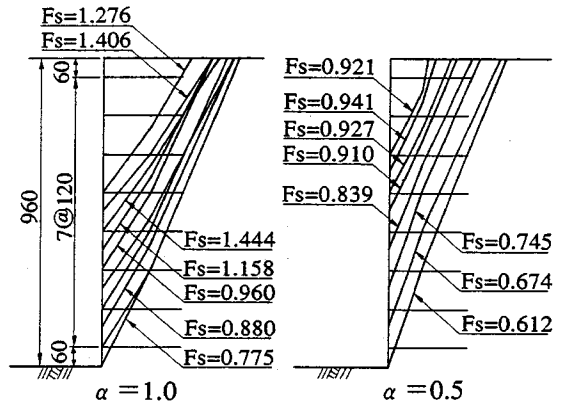


図-18 安定計算によるすべり面と安全率

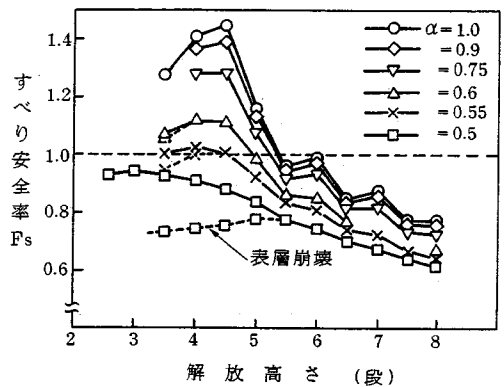


図-19 掘削高さの増加に伴う安全率変化

の計算結果を示している。 $\alpha = 1$ の場合には最小安全率を示すすべり面は奥の方にあることがわかる。その結果安全率も全体に大きくなっている。安全率と解放高さの関係をまとめると図-19のようになる。安全率は、解放高さの増加と共に減少してゆくが α が大きい場合には全体に高い安全率となっている。また解放高さが低い場合には特に顕著である。これは、解放高さが低い場合にはすべり面が補強領域ののり面に近い前半部にくるためである。したがって、補強材長さがより長い場合には、より高い解放まで α の影響がみられることになる。次に安全率 $F_s = 1.0$ および 0.9 の時の解放高さ α の関係を調べると図-20のようになる。図より α の影響は、解放高さ5段目までが特に顕著であることがわかる。最後に、図-13中の下限曲線を用いて α をのり面保護工占有率 β に置き換えて、安全率 $F_s = 1.0$ および 0.9 の場合について支圧板を用いた実験結果と比較したものが図-21である。計算結果は、のり面保護工占有率の高い部分を除いて、実験結果の全体的傾向をよく説明している。占有率の高い部分では、保護工自体によるのり面のせん断変形の拘束効果な

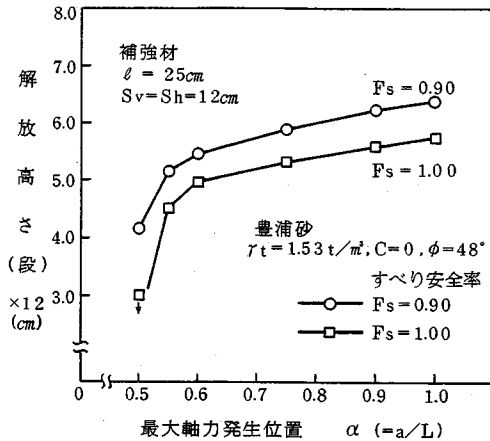


図-20 最大引張力位置とのり面安定高さ

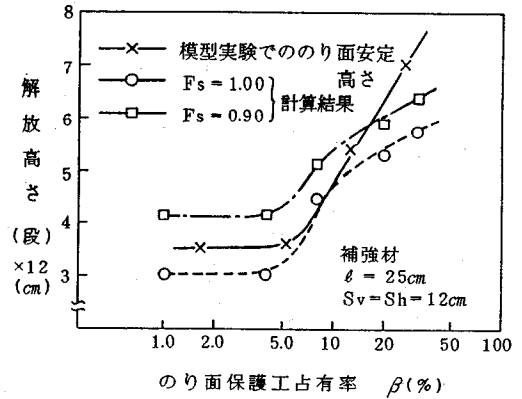


図-21 のり面保護工占有率とのり面安定高さ

どの他の要因が卓越してくるため、解析結果との差がでていいるものと考えられる。

5. まとめ

初期応力状態および地盤と補強材の相対剛性が一定のもとで、鉛直面を持つ除荷タイプの模型実験より、地山補強土工法の補強メカニズムとのり面保護工の効果およびこれらの評価法について検討した。得られた結果をまとめると次のとおりである。

- 1) 鉛直あるいはそれに近い地山補強土工法における補強材は、切土や掘削時における応力解放を抑える働きをしていることが実験的に示された。したがって、補強材引張り力分布は、のり面保護工の状態の影響を強く受けている。この影響はすべり面の位置の影響よりも卓越し、すべり面位置と最大引張り力位置は一致しない結果となった。
- 2) 補強材密度の増加やのり面保護工の適用により補強のり面は補強領域の一体性が促進され変形性や安定性が向上した。
- 3) のり面が急勾配の場合は、すべり面は補強領域内で発生するので、内的安定性の検討が重要である。
- 4) のり面保護工の条件と補強材引張り力分布形には強い相関がある。
- 5) 応力解放やのり面保護工条件を考慮した安定解析法を提案した。

参考文献

- 1) 土質工学会編:土質基礎工学ライブラリー補強土工法, 1986;産業技術サービスセンター:斜面土留め技術総覧など,1991.

- 2) 西村和夫, 山本稔:比較的短いロックボルトを用いた切取り斜面の安定について, 土木学会論文集, 第388号, pp.217~226,1987.
- 3) 土質工学会編:土質基礎工学ライブラリー補強土工法, 1986.
- 4) 林重徳, 落合英俊, 田山聡, 坂井見:鉄筋による斜面の補強機構における頭部プレートの効果, 土木学会論文集, 第367号, pp.62~70, 1986.
- 5) Bruce,D.A.and Jewell,R.A.: Soil nailing ; Application and Practice-Part 1, *Ground Engineering*, Vol.19,No.11,pp.10-15, 1986.
- 6) Gassler,G.: German Practice of Soil Nailing, Transportation Research Board-70th Annual Meeting, 1991.
- 7) Tatsuoka, F.: Role of Facing Rigidity in Soil Reinforcement, Keynote Lectures, IS Kyusyu, pp.77-115, 1992.
- 8) Muramatsu, M. Nagura, K. Sueoka, T. Suami, K. and Kitamura, T.: Stability Analysis for Reinforced Cut Slopes with a Rigid Facing. IS Kyusyu, pp.503-508, 1992.
- 9) (財) 土木研究センター:補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル改訂版, 1990.
- 10) Schloesser, F. and Unterreiner, P.: Soil Nailing in France: Research and Practice, Transportation Research Record, No.1330, Soils, Geology, and Foundations, Behaviour of Jointed Rock Masses and Reinforced Soil Structures, pp.72-79, 1991.
- 11) 村松正重, 中西章, 北村照喜:鉄筋で補強した切土斜面の模型実験(その1), 第25回土質工学研究発表会, 1990.

(1994. 6.16受付)

REINFORCING MECHANISM OF SOIL NAILING AND EFFECTS OF SLOPE FACING

Masashige MURAMATSU, Toru SUEOKA and Fumio TATSUOKA

In order to evaluate the effect of slope facing on the stability of nailed slope, a series of the small scale model tests were performed using sand with several different types of facings. In the tests, the excavation process in the field was simulated by removing the support to the vertical slope face incrementally from the top. The results revealed a significant effect of facing rigidity on the distribution pattern of mobilized tensile force in the reinforcement. A simplified practical stability analysis method for soil nailing using various facing types is proposed, which consists of the distribution of the tensile forces of the reinforcement at the relief stress as well as the effects of slope facings. The laboratory tests and the results obtained by the proposed analysis method are discussed and compared with each other, and the validity of the proposed stability analysis method is then verified by those results.