

鉄筋による斜面補強の模型実験と施工例

Model tests and practical examples of excavated slope reinforced with steel bars

おく	ぞの	せい	し*	てら	しま	はる	お**
のり	たけ	くに	とも***	やす	かわ	まさ	はる****
則	武	邦	具***	安	川	正	春****

1. はじめに

これからの高速道路は、急しゅんな山岳地帯に建設されることが多くなってきている。

一般に急しゅん（勾配 40° 以上）な自然斜面の表層数メートルは、表土、崩積土、風化岩などによって構成されている。このような地盤を掘削する場合、そののり面勾配は、一般に軟岩 $1:0.8$ （約 50° ）、土砂 $1:1.0 \sim 1.2$ （ $45^\circ \sim 40^\circ$ ）が標準¹⁾とされている。

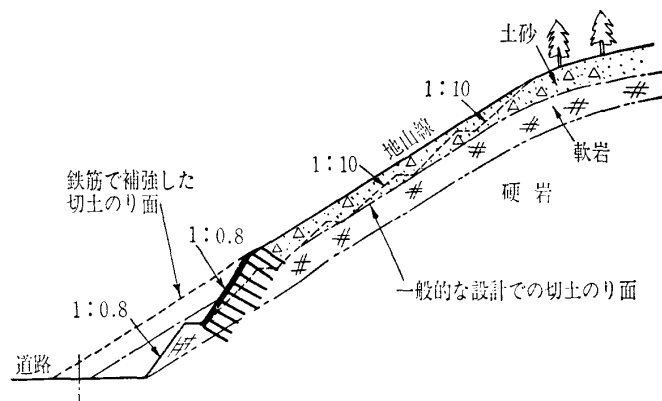
しかしもともと急しゅんな斜面の場合、標準勾配で切土すると、いわゆる追いかけてごつこととなり、薄皮を剥ぐようなスライスカットとなり、長大のり面が出現することになる。このような長大のり面は、環境上（自然破壊・景観）あるいは将来の安全管理上、多くの問題を残すこととなる。

したがって最近のり面を補強してでものり面勾配を標準より急にすることによって、長大のり面を避ける工法が注目されるようになってきた。

図—1は、本来長大のり面となるケースを鉄筋挿入による補強工法によって小規模化を図った例である。

本報告は、鉄筋によるのり面補強工法の補強効果を室内実験で確かめるとともに、現場での施工例とその後の変状実態を調査した例をまとめたものである。

なお、斜面安定を支配する条件として①応力変化（滑動力の増加、主働土圧の増加、受働土圧の低下）と②降雨によるせん断抵抗力の低下、間隙水圧の増加などが考えられ



図—1 鉄筋補強工法による切土のり面の小規模化例

*日本道路公団試験所 斜面試験室室長

**科学技術庁 国防防災科学技術センター 降雨実験室室長

***住友建設㈱ 土木部 土木設計課長

****日本道路公団新潟建設局糸魚川工事事務所

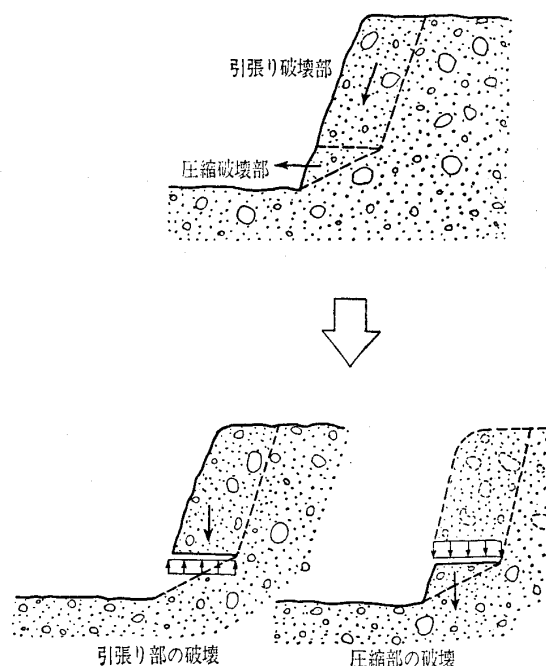
る。本報告は以下に述べる2つの実験によってこれら要因に対する補強工法の効果を確認めた結果をまとめたものである。

2. 斜面内応力変化に対する補強効果に関する実験

のり面の破壊は、図—2に示すようにすべり面上部における引張り領域と下部における圧縮領域に分けられる。本実験は、各々の領域に挿入した補強材（ビニールストロー）が安定上、どのような効果を発揮するかを知ることを目的とした。なお実験は、日本道路公団試験所と住友建設㈱の共同で行った²⁾。

2.1 実験装置と方法

今回実験に用いた装置の概要を図—3に示す。図—3(a)は、引張り破壊部対象の実験装置であり、土槽底盤に $20\text{ cm} \times 50\text{ cm}$ の開口部を設け、この底盤を降下させることによって斜面内に引張り領域を作り出そうとするものである。この開口部に盤をあてロードセルを介してひずみ制御 (1 mm/min) のできるジャッキを設置した。この土槽中に豊浦標準砂（自然乾燥砂）で模型斜面（のり面）を作成した。砂は、定位置からの落下方式で投入した。斜面は、 $1:0.5$ （約 60° ）の勾配をもたせ地盤内は補強材としてビ



図—2 斜面崩壊の推定

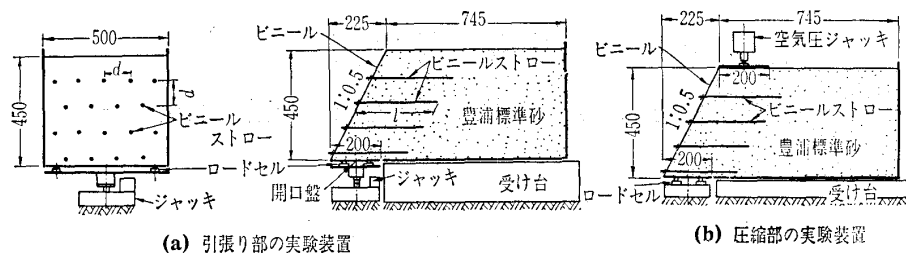


図-3 実験装置図

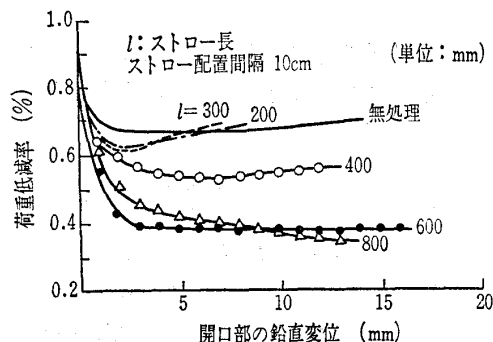


図-4 長さの違いによる引張り部の補強効果

ニールストロー（径 2 mm，肉厚 0.1 mm）に砂を接着させたものを適宜に配置し補強した。のり面は，表面保護として肉厚 0.3 mm のビニールで被覆した。そしてこの開口部をひずみ制御で下げ，その際の開口盤に作用している荷重を読み取った。

図-3 (b) は，圧縮破壊対象の実験装置である。これは，上記と同じ方法で作成した模型地盤において平板載荷試験に準じた方法で載荷することによって斜面内部に圧縮領域を作り出し，その場合の補強効果を確認するものである。なお，模型斜面には，変形状況を確かめるため 5 cm 間隔で色砂層を設けた。地盤の単位体積重量は， 1.4 tf/m^3 である。

2.2 実験結果

図-4 は，引張り破壊部でのストローの長さ（ l ）と補強効果の関係を示したものである。このとき，図 3-(a) に示したストローの配置間隔（ d ）は 10 cm である。横軸には開口部の鉛直変位を，縦軸には荷重低減率として開口部を鉛直変位させたとき開口部にかかる荷重を変位「0」のときの荷重で除した値で表している。

この図に示すように開口部の幅 20 cm に対しストロー長

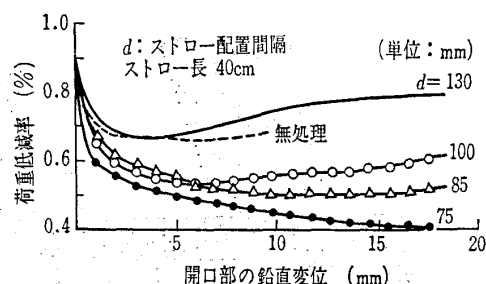


図-5 ピッチの違いによる引張り部の補強効果

(l) が 20～30 cm ではその効果がほとんどない。一方ストロー長 60 cm 以上では，その効果がほとんど一定となることが分かる。そのとき，板に作用する荷重は 4 割程度まで低減され，3 mm 程度の変位を境とし，その後変位が大きくなってもその効果が持続されていることが分かる。

図-5 は，引張り破壊部でのストロー配置間隔（ d ）に対する補強効果を示したものである。図から間隔が狭くなるほど，荷重の減少が大きくなり，補強効果が認められる。しかし，間隔 13 cm 以上では無処理との差はなくなり，補強効果は認められない。なお図-4，5 で補強しているにもかかわらず，無処理のものより低減率が小さいが，これは無処理のり面では 1:0.5 の勾配で自立できないため，できる限り摩擦が働かないよう表面処理した型枠でのり面を押さえた条件で試験を行ったことから，それらの影響がでたものと思われる。

図-6 は，圧縮破壊部でのストロー長（ l ）およびストロー配置間隔（ d ）の変化に対する補強効果を示したものでありストローの配置間隔，長さの差が荷重増加に伴う変位を大きく制御していることが分かる。

図-7 は，引張り部の破壊形状を示したものであるが，開口部の幅と同じ幅で斜面に平行なすべり線が認められる。また，図-8 は，圧縮部の破壊形状を示したものであるが，圧縮部では載荷板幅を上端としてのり尻を結ぶすべり線が認められるり尻部において最下段のストローが引き抜けることにより大きく前面にはらみがみられた。また，剛性が高く径の等しい補強材を使った場合の実験も同時に行ったが，ビニールストローの場合とほとんど変わらなかった。

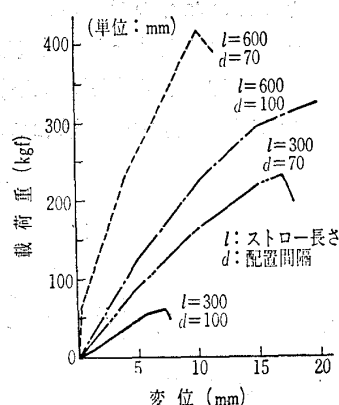


図-6 圧縮部での補強効果

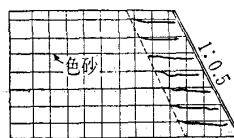


図-7 引張り部の破壊形状

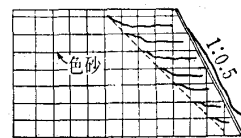


図-8 圧縮部の破壊形状

以上のビニールストローを補強材に見たてた実験から次のことが推定される。

- 1) 引張り部においても補強効果があり、その効果は圧縮部に作用する荷重の軽減である。
- 2) 補強材の配置間隔を狭くすること、長さを長くすることにより効果があがるが、ある点を越えるとその効果の増加が鈍くなる。
- 3) 補強材の剛性度は、補強効果に及ぼす影響が小さい。補強材と土との摩擦力が補強効果をもたらしていると推測される。

3. 降雨（土中水）条件下における補強効果に関する実験

本実験は、降雨が斜面崩壊をもたらす誘因として大きな要素を占めることに着目し、斜面を補強する鉄筋の配置間隔や頭部連結が補強効果にどのような影響を及ぼすかを調べるために実施したものである。実験は、科学技術庁・国立防災科学技術センターに所属する大型降雨実験施設によって国立防災科学技術センター、日本道路公団試験所および(株)間組の三者共同で行った。雨滴粒径は0.1~2.2 mmとし、比較的的自然に近い降雨を再現し、本実験では、時間当たり25 mmの降雨強度を採用した。

3.1 実験に用いた模型斜面

実験に用いた模型斜面の代表例を図-9に示す。計測器種は、図に示すように地すべり面計、地下水位計、地表面伸縮計および鉄筋ひずみ計などである。なお、図中において、1:0.5の斜面部を切土のり面とし、それより上方を自然斜面と想定している。鉄筋の設置角度は、現場との施工例が多い切土のり面に直角方向とした。

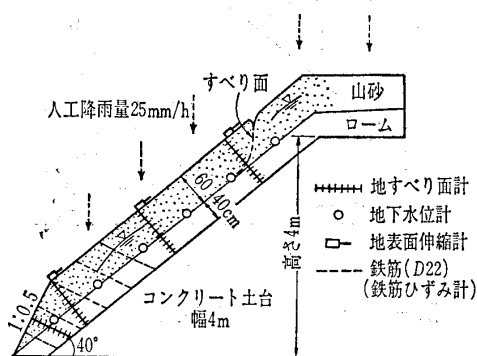


図-9 模型斜面の概要断面図

表-1 供試土の性質

項 目	山 砂	ローム
日本統一土質分類	SPu	VH ₂
土粒子の比重	2.733	2.750
自然含水比(%)	13.7	94.4
一軸圧縮強さ (kgf/cm ²)	—	5回3層 0.587
三軸圧縮試験	試験条件	UU
	粘着力 (kgf/cm ²)	0.05
	せん断抵抗角 (度)	30
	供試体の飽和度(%)	40
透水性係数 (cm/s)	5回3層 2.5×10 ⁻³	15回3層 1.02×10 ⁻⁵
	最適含水比(%)	18.0
締固め性	最大乾燥密度(t/m ³)	1.695
		0.781

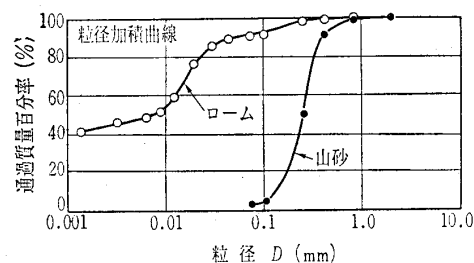


図-10 供試土の粒度分布

3.2 実験供試材料

今回の実験は、降雨により発生が予想される表層すべりの対策工の効果の確認を主目的としているため供試材料としては表層に降雨の影響を受けやすい山砂を用い、基盤層に不透水性の火山灰質粘性土（関東ローム）を用いた。これらの材料の粒度分布を図-10に、土性を表-1に示す。

3.3 実験のケース数

実験ケース数は、鉄筋の配置範囲、間隔およびモルタル吹付けによる頭部連結効果などを把握することを目的とし、図-11に示す5ケースを行った。ここでケース2は、切土のり面内のみを補強（のり面内補強）したものであり、ケース3~5は、のり面上方斜面の一部を含め全面補強したものである。

3.4 供試体の作成

供試体は、基盤層を作成した後に表層を一層20 cmの仕上がり厚さになるよう山砂をまき出した。鉄筋は、砂層が予定高さに達した時点で埋設（基盤中にハンマー打設）し

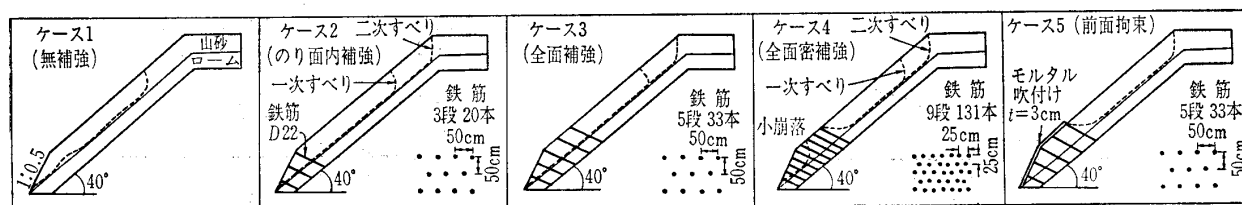


図-11 実験のケース数とすべり面の形状

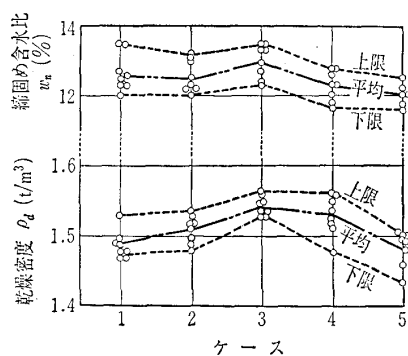


図-12 すべり面の形状

ていった。各ケースの供試体は、同じ条件になるよう留意し作成したが含水比と乾燥密度において図-2に示すばらつきが生じた。

3.5 実験結果

3.5.1 崩壊面形状（形態）からみた補強効果

すべり面の挙動を把握するために地表面伸縮計を、更に破壊時における土層中のすべり面を確認するために薄いりん青銅板（厚さ 0.3 mm）にひずみゲージを貼り付けたすべり面計をハンドオーガーで掘った孔に埋設した。これら計器の動きと斜面上のクラック発生位置から推定したすべり面は図-11に併記している。すべり面は、山砂層とローム層との境界付近に発生した。なおケース 2, 3 は補強部分を含め全面崩壊を起こしたが、ケース 4, 5 は、補強部分での崩壊はほとんどみられなかった。

3.5.2 崩壊までの時間（総降雨量）からみた補強効果

図-13は、地表面伸縮計の変位量と経過時間から崩壊推

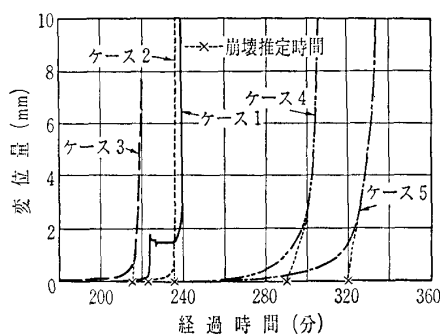


図-13 伸縮計による崩壊推定時間

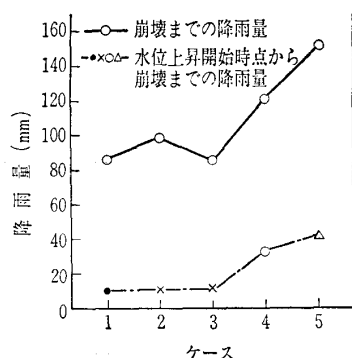


図-14 崩壊にいたる降雨量の比較

定時間を示したものである。図からケース 3 を除き補強材が増えるに従って崩壊に至るまでの耐久時間が長くなることが分かる。

図-14は、上記の崩壊推定時間に基づき、各ケースの崩壊に至るまでに受けた降雨量を示したものである。やはり、補強材が増えるほど、多量の雨を受けなければ崩れないという傾向がうかがえる。なお、図中のケース 3 が補強しているにもかかわらず崩壊時間がケース 1, 2 よりも早いのは、供試体作成時の含水比がこれらよりも多少高かった（図-12参照）ことに起因していると思われる。なお、図中に地下水位観測用に設けたマンオメーター内の水位上昇が始まった時点から崩壊に至るまでの降雨量を併記したが、これによるとケース 2, 3 を除き補強材が増すほど崩壊に至る降雨量が多いことがうかがえる。なお各ケースでの印（●×○△）は図-15での同じ印の測定位置に一致する。

3.5.3 地下水位からみた補強効果

斜面内（地下）水位は、ピエゾメーター（連通管）方式により約30分間隔で測定した。図-15は、その一例としてケース 2での地下水位の経時変化を示したものである。この例をはじめとして各ケースとも降雨開始後3～4時間までは、ほとんど明りょうな水位の変化は認められず、それ以後に地層境界付近から急激な水位上昇があり崩壊に至り、崩壊と同時に水位が低下する。

次に、図-16は、各ケースの最大水位高さを示したものである。図から補強材が多いケースほど、地下水が上昇しても崩壊しにくい傾向がうかがえる。結局、水位の上昇は、間隙水圧の上昇と含水による土塊の滑動力の増大および抵抗力の減少につながるはずであり、これに対応するために

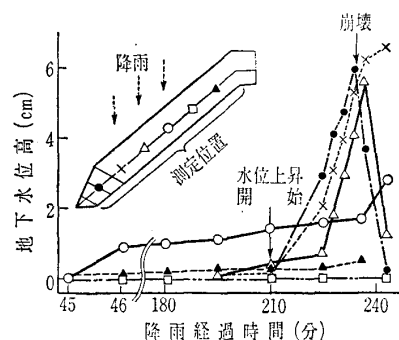


図-15 地下水位の経時変化（ケース 2）

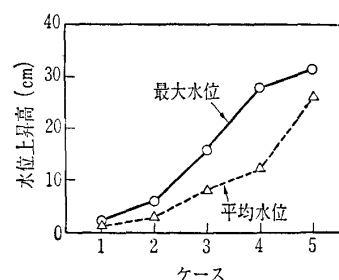


図-16 全面崩壊時の水位高さ

より大きな補強力（抑止力）が必要となる。したがって崩壊過程における水位上昇高さの差は、取りも直さず補強効果の差と考えてよい。

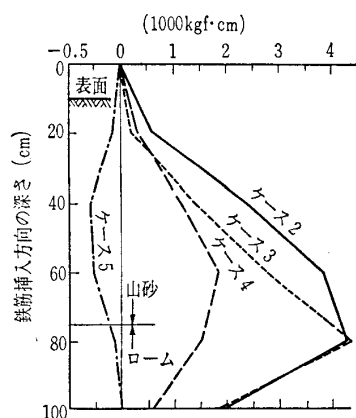
3.5.4 鉄筋が受ける作用力からみた補強効果

斜面が崩壊するときに鉄筋に及ぼす作用力は、鉄筋が伸びようとする軸力と曲げモーメントで測定できる。土塊に鉄筋を挿入することによって生じる補強効果は、鉄筋に働く引張り応力つまり、土塊が挙動するときに生ずる土と鉄筋との摩擦力が補強効果をもたらすと予測し軸力を測定した。しかし、鉄筋の引張り強度に比較し土との摩擦抵抗が小さいためか、あるいは鉄筋の建込み角度が適切でなかったためによるのか大きな作用力は現れず、曲げひずみだけが確認された。

図一17は、鉄筋に作用する曲げモーメントを測定するために鉄筋に20 cm 間隔で貼り付けた鉄筋ひずみゲージの計測値から求めた一連の地すべり活動中の最大曲げモーメント (M_{max}) の大きさを示したものである。図から補強効果をみると、ケース2と3ではほとんど差はない。ケース4では、鉄筋の配置間隔をケース3に比べ50 cm から25 cm へ1/2に小さくしたものであるが M_{max} は、ケース3の約1/2.5 近くになっている。また、ケース5は、ケース3の鉄筋補強範囲の表面に厚さ3 cm のモルタル吹付けによって前面拘束したものであるが、ケース3に比べ M_{max} は約1/7に低減しており前面拘束による頭部連結効果が非常に著しいことが分かる。

以上の降雨実験結果から次のことが推定できる。

- 1) 斜面の前面を拘束しない場合は、ある程度鉄筋の配置を密にしなければ補強効果を期待できない。
- 2) 鉄筋頭部を連絡すると鉄筋補強範囲が一体化をなし、補強効果が大きい。
- 3) 鉄筋と土との摩擦力によって補強効果を期待する場合、鉄筋の建込み角度の検討が必要となる。また、飽和した土のな



図一17 鉄筋に作用した最大曲げモーメント

かでは摩擦効果が期待できないことが懸念される。

なお、今後は、鉄筋の設置角度を変化させ、角度効果を確かめる実験も必要であると考えられる。

4. 現場における鉄筋補強工法の施工例

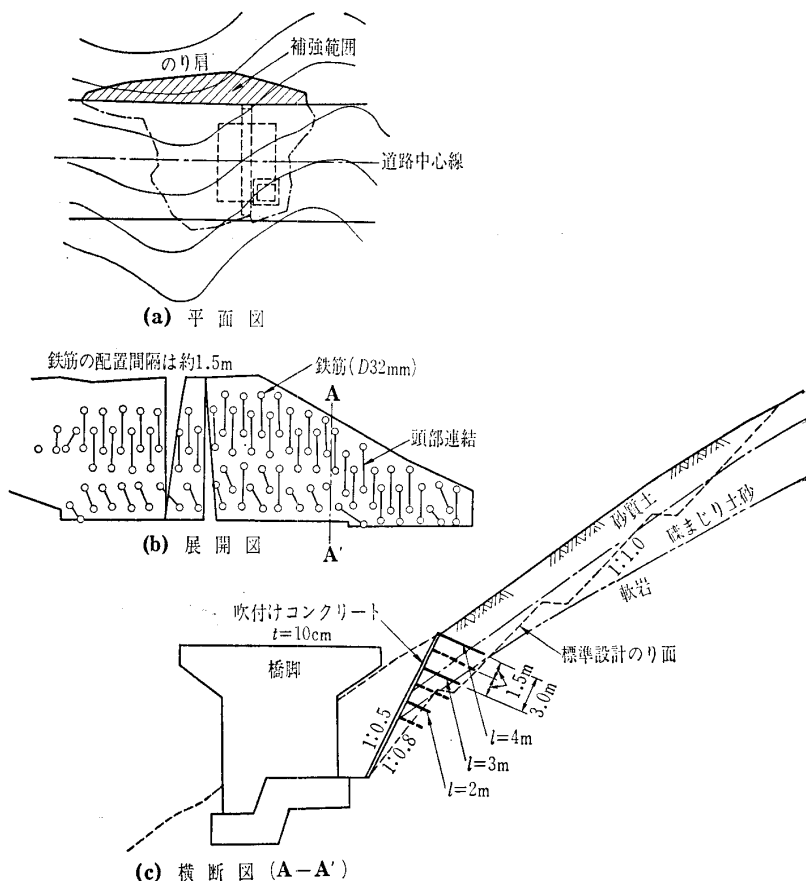
鉄筋によるのり面補強工法（以下：鉄筋補強工法）は、明確な理論的解明はされていないが、各所で採用されだし、いずれも現場技術者からその効果は、かなり期待できると報告されている。以下に当工法の施工例を紹介する。

4.1 構造物掘削の小規模化例

本例は、橋梁基礎工事に伴い構造物掘削のり面の長大化を防ぐために鉄筋補強工法を採用した例³⁾である。橋梁架設位置は、自然斜面勾配が35°～45°の山岳急しゅん地地形の中腹に位置する。地質は、緑色片岩を主とし、そこに角閃岩、蛇紋岩が貫入している。表層には基岩の強風化層または、崖錐性堆積物が覆っている。

当箇所は、その地質から判断し、安定切土勾配で掘削すると図一18に示すような長大のり面が出現し、用地取得や橋梁基礎施工後の埋戻しおよびのり面保護工など、種々の問題点があげられ検討の結果、当工法が採用されることになった。

当箇所では、鉄筋による補強効果を調べるために、のり肩に地すべり計やパイプひずみ計ならびに鉄筋計などを設置し動態観測を行った。パイプひずみ計には崖錐層と軟岩



図一18 構造物掘削の小規模化例

に示す鉄筋補強工法を採用した。掘削は、崖錐部を1:0.6、頁岩部を1:0.3の勾配で切り取るものとし、長さ3mの鉄筋を、崖錐部は2m²に1本、頁岩部では1.5m²に1本の割合で設置した。また、トンネル掘削外周部には50cm間隔で配置した。

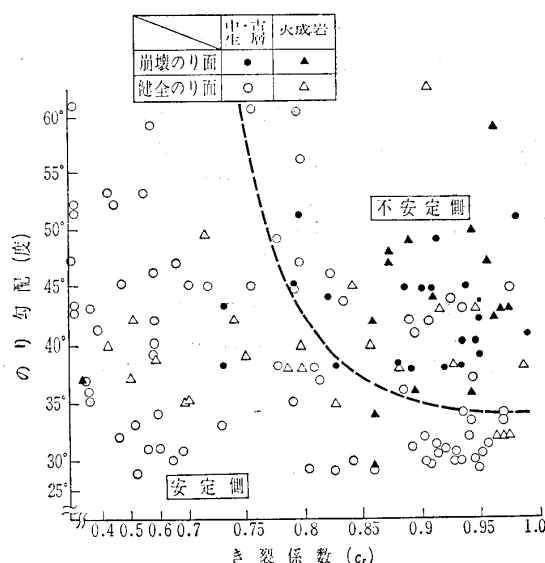
本坑口掘削施工中は、当工法の効果の確認と地山の安定性を確認するために、変位杭、メカニカルアンカーおよび地すべり計を設置し、動態観測を行った。その結果、いずれも切羽が鉄筋補強ゾーンを通過した時点で大きな変化を示し、補強ゾーンより奥の地山が沈下するに伴い、補強ゾーンがそれに引っ張られる傾向を示した。更に、補強ゾーンを過ぎるとトンネル内支保工が急激に変化し、支保工間の矢板が折れるほどであった。補強ゾーンでの変位が少なかったのはとりも直さず補強材の効果、特に荷重の軽減がものごと、この現象は、2節で述べた引張り部での補強効果に類似している。

5. 現場における補強工法の効果

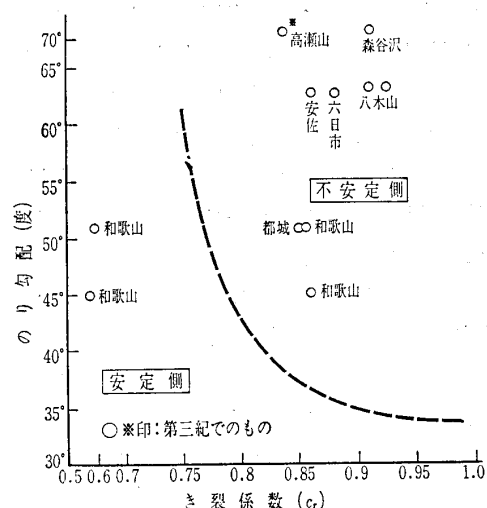
現場で実際に鉄筋によるのり面補強工法を行い、それが崩壊せず完成すればそれは一応成功といえる。しかし、もしこの工法を施工しなければ崩壊したかどうかは本当のところは分からない。しかしこの工法を採用せず無処理で施工したら、多分崩壊したであろうという証明をすれば一応この工法の効果を評価できるものとする。

この工法が、最も有効と思われる地質は、従来のロックボルトの施工実績から考えて、き裂の多い火成岩や中・古生代層（もともとが硬質岩）であろう。

地山のき裂を定量的に評価するインデックスとして、弾性波探査結果から求められるき裂係数(c_r)がある。これは、き裂を含む地山の弾性波(P波)速度 V_{p1} とその地山から採取した代表的な無き裂サンプルの超音波(P波)速度 V_{p0} から式(1)によって求められる。



図—21 き裂係数—のり勾配とのり面の安定性(中・古生層)



図—22 施工実績箇所でのき裂係数とのり勾配との関係(中・古生層)

$$c_r = 1 - (V_{p1}/V_{p0})^2 \dots\dots\dots (1)$$

これは、地山にき裂が少なければ V_{p1} は V_{p0} に近くなることから、 c_r は0に近づき、また、地山にき裂が多ければ $V_{p0} > V_{p1}$ となり、 c_r は1.0に近づくという式である。

図—21は、高速道路の無処理(植生工のみ)の切土のり面(中・古生層、火成岩)で測定したき裂係数と、その地点の実績のり勾配との関係をその後の安定状況(崩壊したか、健全か)別にプロットしたものである⁵⁾。同図によると、やはりき裂係数が多いにもかかわらず急勾配で切土したのり面、つまり図の右上側に崩壊したのり面(●印)が多く分布していることが分かる。図中の破線は○印(健全のり面)と●印がそれぞれ主として分布する領域を概略区分した線である。したがって調査によってき裂係数が求められたら、同図の破線より下側の(緩い)勾配で設計すれば一応安定を保つものと思われる。さて、過去に補強工法を行った実績切土のり面がこの図のどの位置にプロットされるであろうか。

図—22は、4章で紹介した実例のほかに道路公団試験所で調査した実績をも加えてプロットしたものである。同図でも分かるとおり図—21で述べた破線よりも右上側、つまり不安定側に位置しているものが大半であることがわかる。つまり本来、無処理でこの勾配を採用していれば崩壊を起こしてもおかしくないものが補強工を行ったために安定を保っていると考えてもよいのではなかろうか。

6. 施工上の問題点

鉄筋補強工は、施工上以下に述べる問題点がある。

①施工速度として鉄筋棒の建込み方法、②経済性として施工規模、③補強効果の確実性として地盤の変形管理の3点である。

まず、鉄筋棒の建込み方法について述べる。現在、行っている建込み方法は、ブレーカーなどにより直接打ち込む

方法とレッグハンマーなど削岩機で削孔した後に建て込む方法、更に機械ボーリングによる方法がある。機械ボーリングによる削孔法は確実性が高いが高価なため、ここでは取り扱わない。ここで、直径 25 mm、長さ 3 m の異形鉄筋の建込みに要した時間を紹介する。まず、崖錐層にブレーカーで打ち込む場合には 5～7 分間、き裂が発達した岩盤部にレッグハンマー（10 kg 級）で削孔後挿入した場合には 10～12 分間要した。ただし、これらの時間は、建込み方法が地山地質に適合した場合であり、実際には地質状況により試行錯誤で決定しているのが現状であり、もう少しかかるようである。特に、礫混じり地盤の場合は、礫の大きさ、分布状態によって建込み能力が著しく変化し、打込み方式では不可能な場合もある。したがって、これらの地盤では礫を破碎し、排除しながら鉄筋棒を建て込めるような機械と特殊鉄筋棒が必要となり、その開発が望まれる。なお、これらの地質では削岩機を使用し削孔しても孔壁が乱れ再度、打込みを要する。

ところで、崖錐層にブレーカーで鉄筋（ $l=3\text{ m}$, $D=25\text{ mm}$ ）を打ち込んだときの引抜き耐力は $0.3\sim 0.9\text{ tf/本}$ であったが、鉄筋の一部をグラウトホース（ $\phi=1\text{ cm}$ ）用に溝切りしてモルタルグラウトを施すと $7\sim 12\text{ tf/本}$ の引抜き耐力が得られた。土と鉄筋との摩擦力に補強効果を期待する場合は、地山と鉄筋との密着性が問題点としてあげられるため鉄筋の断面改良とグラウト技術の向上によって引抜き耐力の向上を図ることはさらに必要であろう。

次に、施工規模についてであるが、地山掘削→コンクリート吹付け→鉄筋棒建込みの各工種が無駄なく行われることが理想的であり、これが経済性につながってゆくものである。施工規模が小さいと各工程が同時に施工できないため、待ち時間、段取替えの時間などにロスが生じ工費が高くなる傾向にある。

最後に効果の確実性という点についてであるが、現在切土のり面での鉄筋挿入による補強土の理論が確立されていないために施工管理のポイントをどこに置けば良いかがはっきりしていない。したがって現段階では、できるだけ地山を緩めないように施工することと、その結果地山の挙動がどうなるかを把握して当工法の効果を確認するように心がけなければならない。ここで問題となるのは、地山の変状を観測することは不可能であるが、地山がどのような動きを示したら危険であるかという基準値の設定が明確でないことである。現段階では目視観察による地表面のクラック調査と各種計測器による変状観測によって安全管理を行い、何らかの変状があれば鉄筋の増打ちを行っているのが

現状である。今後は、FEM 解析などによって理論的に変位を予測し、実際の挙動と照合しながら危険度判定の目安をつける手法の開発が望まれる。

7. おわりに

自然斜面や切土のり面を強化するために従来から採用されている工法としては、薬液注入などグラウトによる地盤改良工法や、擁壁、ロックアンカー、土留め杭などによる抑止工法が挙げられる。これら工法のうちグラウト工法は、注入したグラウトの状態が確認できにくいために改良効果の判定が難しい。また、アンカー工や土留め杭工は、効果をもたらす点では信頼がおけるものの施工費が高い。これらに比べると鉄筋補強工法は使用する機器もレッグハンマーなど小型軽量であり、施工も単純作業の繰返しであることから経済的な工法であるといえる。

本報告は鉄筋による補強工法が、斜面の応力変化（荷重増加、末端解放）や降雨による土中水の増加といったのり面の不安定化に対して効果があることを室内実験結果で確かめ、2, 3 章で報告した。また、4, 5 章では、現場で実際に行った経験から補強効果の一端を述べた。

この工法の有意性は疑う余地はなさそうであるが残された未解決な問題が多い。特に設計へのアプローチや設計計算手法の解明のためには当初設計と現場実測との関連性を追求し、試行錯誤の検討を繰り返す必要がある。現場における施工法も問題が山積みしている。特に経済性を無視した施工法なら従来のアンカー工法から踏み出したものとはいえない。本小論が今後の技術の発展のための一助となれば幸甚である。

最後に、3 章の降雨実験を担当していただいた（株）間組の大野、加藤両氏、5 章の調査を担当していただいた明治コンサルタント（株）の八木沢、坂本両氏に御礼申し上げて本報告の結びとする。

引用文献

- 1) 日本道路協会：道路土工、のり面工・斜面安定工指針, p. 77 1979.4
- 2) 則武, 印南, 佐々木, 松井：補強材による斜面安定工法に関する実験, 第18回土質工学研究発表会, pp. 1263～1264, 1983. 6.
- 3) 柳 裕昭, 仲柴二三夫：鉄筋補強工法による構造物掘削, 第24回業務研究発表会論文集, pp. 373～377, 日本道路公団.
- 4) 玉川 清, 山田喜四夫：ロックボルトによる切土のり面の保護工事, 土木技術, Vol. 36, No. 2, pp. 109～115, 理工図書1981. 2.
- 5) 奥園誠之：切土のり面の崩壊とその対策, 昭和56年度シンポジウム及び研究発表会予稿集, pp. 15～20, 日本応用地質学会, 1981.11. (原稿受理 1983. 6. 6)