

比較的短いロックボルトを用いた切り取り斜面の安定について

CUT SLOPE STABILIZATION BY USING ROCK BOLTS OF COMPARATIVELY SHORT LENGTH

西村和夫*・山本 稔**

By Kazuo NISHIMURA and Minoru YAMAMOTO

Many reinforcing methods and stabilization techniques of in-situ cut slope are fundamentally based on the statical conception, in which the internal forces of reinforcements at the place of crossing the (assumed) slip surface secure the stabilization of the cut slope, even when deformation of the slope is permitted.

In this paper, in order to clarify the mechanism of cut slope stabilization using comparatively short rock bolts which are same length and arrayed regularly, small scale laboratory tests of a vertical cut in a granular cohesionless soil and its simple analysis are studied. As a result, rock bolts make the soil around each of them perform almost a monolithic mass, and form the quasi-retaining wall made of in-situ soil.

This mechanism of rock bolts is the same of NATM which is a tunnelling method.

Keywords: slope stabilization, rock bolt, cut slope, laboratory test, stability analysis

1. はじめに

切り取り斜面の安定化工法には、のり枠工や擁壁工など斜面の表面に構造物を築いて安定を図る工法が従来から多く利用されているが、これらの工法の斜面安定化の考え方は、構造物それ自体が土圧に対抗するというものである。また、積極的に斜面の変形を抑止する能動的な工法としてアンカー工法があるが、この工法もその効果を確実にするためにはアンカーの設置規模が大きくなる傾向にあり、変形の抑止や急傾斜地の安定を確保するという特殊性との兼ね合いで利用されるのが実情である。

最近、これらの工法に対し、鉄筋類を地山に挿入して切り取り斜面の安定化を図る工法が利用されるようになってきた。この工法は鉄筋挿入孔の削孔長がアンカー工法などの場合より短く、そのため、取り扱う機材は簡便なもので済み、施工時間や作業サイクルの短縮単純化ができるなど施工性、経済性に優れていることもあって今後多くの方面での利用が予想される工法である。

鉄筋挿入工法については、鉄筋類の力学的作用に対す

る考え方の違いによってすでいくつかの実験¹⁾や工法^{2)~7)}が発表されている。しかし、これらの実験や工法の多くには、変形を許容できる場合でも、比較的長い鉄筋類をすべり域より奥の地山に定着し、そのアンカー力で斜面を安定させるという従来の考え方から脱し切れていないところが多く含まれているように思われる。その理由としては、挿入鉄筋類と地山との相互作用に関する吟味が不十分で、同一長さの鉄筋類でも、極限支持力(以下、引抜耐力とする)の大小や地山への定着条件の差による力学的効果の違いが不明確のまま残されていることを挙げることができる。そのため、より短い鉄筋類に十分な定着力を与えて実験を行う意義と効果とが認識されず、挿入鉄筋類に比較的長いものを用いた研究にとどまり、結果として安定化の視点が挿入した鉄筋類の内力による直接的な斜面の支持機構に向かい、NATMにおけるようなロックボルトの作用効果^{8)~10)}の認識が欠如した考え方になっているように思われる。

著者らは上記の点に鑑み、鉄筋を挿入した斜面の切り取りに伴う挙動を把握するため、連続して小型室内模型実験を行ってきた^{11)~14)}。そして、これら一連の実験とロックボルトに関する基礎的研究^{8)~15)}の結果に基づいて、実験装置や測定法、モデル化に改良を加えた実験を新たに行った。本研究はその結果と考察に基づき、比較

* 正会員 工修 東京都立大学助手 工学部土木工学科 (〒158 世田谷区深沢 2-1-1)

** 正会員 工博 東京都立大学教授 工学部土木工学科 (同上)

短いロックボルトを地山に挿入して切り取り斜面を安定化させる場合の地山とロックボルトの挙動を明らかにし、より合理的な斜面の安定化とその簡便な解析法を示すことを目的としている。

2. 鉄筋類を用いた斜面安定化工法の現状

本研究と対比する意図から、まず始めに現在実用化されている切り取り斜面の鉄筋類挿入工法としてアースアンカー工法、ルートパイル工法およびソイルネイリング工法の工法概念について説明する。

アースアンカー工法^{2),3)}の斜面安定化に対する基本的な考え方は、アンカーを引張り材として用い、導入したプレストレスですべり力に対抗し、積極的に地山の変形を抑えようとするものである。設計では仮想すべり面を考慮してつり合いを計算するが、実際にはすべり（変形）を生じさせない工法である。そのため、アンカー体の定着は仮想すべり面から奥か、それより深い位置にある基礎地盤に行われ、確実な定着と大きなプレストレスで地山の緩みの発生を抑える。

この工法の利点としては、不動の基盤にアンカーを定着して能動的に緩みを抑えるために、斜面の変形を防ぐことができるが、反面、その信頼性を確保するために削孔長が長くなり、施工性や経済性と、変形の抑止や安定の確保の必要性との兼ね合いを考慮する必要がある。

ルートパイル工法^{4),5)}は、異形棒鋼の全面接着式のアンカーを斜面に打設してルートパイルを地山内に作り、緩み領域や想定されるすべり層を下部の基盤に固定する工法で、緩み領域が比較的浅い場合と深い場合に大別される。前者の場合、斜面表面の吹付けコンクリートによって形成される RC 版とその下の地山部分とが一体となって作用するようにルートパイルを基盤に定着し、剛な擁壁に相当する土構造物が斜面内に形成されると考える。後者の場合、斜面内にルートパイルをトラス状に打設し、緩み領域の滑動に抵抗するとともにアンカー孔からグラウト注入して緩み領域の固結化を図る。設計では表面保護工の RC 版とルートパイルとから成る構造物を、緩み領域とすべり面との境界もしくはそれより奥の地山内に仮想固定点をもつラーメンとして解く。

この工法はアースアンカー工法と異なって挿入部材を曲げ材としても作用させ、一部地山の横抵抗を考慮するなどの点に特徴があるが、すべりを抑える考え方の基本は、アースアンカーと同様に想定される緩み領域を不動の基盤に固定しようとするものである。

ソイルネイリング工法^{3),6),7)}は斜面にネイル（金属ロッド）などを全面接着式ロックボルトのように打設し、すべり土塊を一体化させると同時に斜面全体の安定を保たせる工法で、ネイルの働きはその打設部位によって異な

る。すべり面内にとどまっている斜面上部のネイルは掘削初期の段階の地山を安定化させるとともに、すべり面内の土塊を一枚岩のように一体化したすべり体として挙動させる。一方、すべり面を越えて基盤に打設された斜面下方のネイルは、地山の変位によって生ずる軸引張力により、アンカーとして土塊全体の安定を保つ。そのため、すべてのネイルをすべり面より奥に挿入する必要はない。安定計算では、ネイリングされた土塊とその背後のすべり土塊を2つの疑似構造体と仮定し、この2つのブロックに働く力の極限つり合いから、すべり面を越えて不動の地山に定着された斜面下部のネイルの軸引張力の総和がすべり出そうとする力に抵抗すると考える。

この工法の特徴として、すべり面内にとどまっている斜面上部のネイルの作用の考え方は NATM でのロックボルトのそれに近く、地山の変形を認めていることから削孔長も比較的短くなり、作用する土圧も小さくなるなど施工性、経済性でより優れていると考えられるが、斜面下部のネイルの作用はまだアンカーとして土圧に対抗するという発想から脱し切れぬものとなっている。

3. 模型実験

(1) 実験規模と実験概要

a) 実験のモデル化

相似則を考えると一般に実物と模型とでは同じ地盤を使用することはできないが、粘着力のない砂質地盤の場合は自重を考慮に入れても同一地盤材料を使用することができ、実験にあたって満たすべき条件はきわめて簡単なものとなる¹⁰⁾。しかし、斜面の切り取りに伴う安定実験において実物と模型とで同じ地山材料を使用すると、全体的な応力レベルは寸法に比例して小さくなるから自重による崩壊現象を扱うことは困難となる。この欠点を除く方法として遠心力載荷模型実験があるが、多くの測点をもつ計測が難しいなどの問題点もある。

そこで、研究にあたっては次のようにモデル化して実験を行う。均質模型地盤としては表一に示す物性をもつ銅粒子を用いる。作製した模型地盤の単位体積重量は $\gamma = 54.9 \text{ kN/m}^3$ (5.60 gf/cm^3)、内部摩擦角は一面せん断試験の結果では $\phi \approx 35^\circ$ である。銅粒子は自重が大きく、応力レベルの問題を解消でき、かつ相対的に土圧測定精度が上昇すること、また、実験を繰り返す中での粒子の摩耗、破砕がないことも実験の再現性を確保する点から重要な理由の1つである。そして、ロックボルトの基本的な作用効果を明らかにするためには、粘着力のない粒状地盤を使用することは現象が単純化されて都合がよいためでもある。なお、一面せん断試験と三軸圧縮試験とで求めた ϕ の値が大きく異なっているが、一面せん断試験（上部可動、定圧、ひずみ制御方式で本学お

表一 模型地盤材料の物性

	Value, Unit, Comment
Specific Gravity ; G _s	2.76
Unit Weight ; γ	57.2 kN/m ³ (5.83 gf/cm ³) ; Dense 53.0 kN/m ³ (5.41 gf/cm ³) ; Loose
Angle of Internal Friction ; φ	35° ; Dense ; Direct Shear Test 33° ; Loose ; Direct Shear Test 25° ; Dense ; Triaxial Compression Test 23° ; Loose ; Triaxial Compression Test
Angle of Internal Residual Friction ; φ _r	26° ; Dense ; Direct Shear Test 25° ; Loose ; Direct Shear Test 22° ; Dense ; Triaxial Compression Test 22° ; Loose ; Triaxial Compression Test ; ε = 10%
Cohesion ; c	0 kN/cm ² (0 gf/cm ²)
Grain Size ; D ₁₀ ; D ₅₀ ; D ₉₀	1.92 mm 4.00 mm 0.25 mm
Uniformity Coeff. ; U _c	2.18

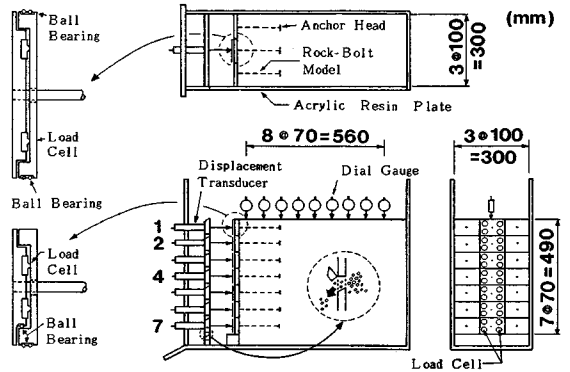
よび外部において実施, それぞれ同様の結果を得た。)の供試体寸法, 直径 6 cm, 厚さ 2 cm が最大粒径に比べて小さく, その影響が生じていると思われる。

ボルトモデルには, 地山との摩擦を大きくしてある程度の引抜耐力を得るために全ねじを切った φ 6 mm の丸鋼と, 引抜耐力のないモデルとして同じ太さの磨き丸鋼を用いる。相似を考えると, このモデルはきわめて大きな剛性と断面積をもつことになる。ロックボルトをルートパイルのように曲げ材として用いる場合や, 引張り材として用いても変位方向がボルトの軸方向と大きく異なる場合にはボルトの剛性が大きく影響してくる。しかし, 変形が主としてボルトの軸方向に生じる場合を対象にすれば, NATM でのロックボルトの作用効果と同様にボルトが斜面表面からどの程度奥までボルト周りの地山を一体化できるかが重要になると考えられる。したがって, 本実験ではパラメーターにボルトの剛性や断面積を選ぶのではなく, ボルトの長さや引抜耐力を選ぶこととする。

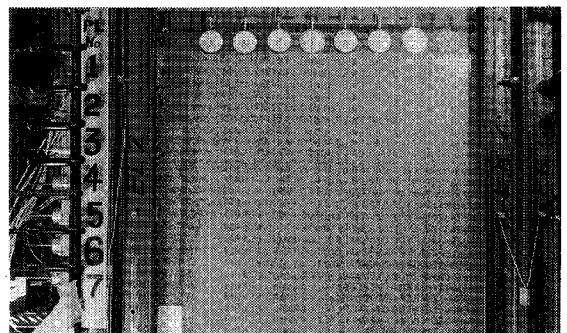
表面保護工は, 実際には可とう性の吹付けコンクリートなどで施工されるが, 本実験では表面保護工に作用する土圧を測定するので, 受圧板としての局部的なたわみによる土圧の減少を防ぐために, 厚さが 1.0 cm のアクリル樹脂板で表面保護工をモデル化する。そのため, 柔な保護工としての可とう性は, アクリル板を 1 本のロックボルトの分担保面積で上下左右完全に切り離し, 個々の剛体板の相対変位でモデル化する。これによって, 表面保護工の曲げ剛性の影響を除いたロックボルトだけの作用効果を明確にとらえることができる。

b) 実験装置と計測方法

実験土槽は図一に示すような, 内寸が幅 30 cm, 奥行き 90 cm, 高さ 120 cm の補剛された鋼枠製箱である。1 側面には地山の挙動を観察できるように厚さ 1.5 cm のアクリル樹脂板をあてがい, また, ほかの側面と底面には厚合板にアクリル樹脂板を内張りして実験槽内の壁面の条件を揃えてある。



図一 実験装置



写真一 実験装置 (切り取り途中の写真)

この実験槽内に, ボルトモデルを直角に取り付けた表面保護工モデルを水平 3 列, 鉛直 7 段に設置する。このうち中央 1 列の表面保護工モデルは図一のように凹凸 2 枚のプレートから成る入れ子構造とし, 各プレートに剛性をもたせると同時に, その間に 4 個の超小型荷重計を組み込んで受圧板に作用する土圧を荷重として計測する。表面保護工モデルの大きさは 7×10 cm とし, 摩擦を取り除くために上下左右の各表面保護工間と, 2 重構造の中央表面保護工モデルの中には直径 1 mm のボールベアリングを挿入してある。したがって, 表面保護工に作用する土圧のボルト軸方向成分は, そのプレートに取り付けられたボルトの軸力のみで支えられなければならない。また, 斜面の切り取りに伴う表面保護工の水平変位 (以下, 変位と省略する) は変位変換器を用いて, また, 地表面沈下 (以下, 沈下と省略する) はダイヤルゲージでそれぞれ中央モデルの中心線上で計測する。

c) 実験条件

実験は斜面安定化の代表的な例として条件が相対的に明確な場合を取り扱うことにし, 同一長さのボルトを一定間隔で打設して鉛直斜面を安定化する場合を対象とする。表一に実験条件を示す。実験では, ボルトの長さを 24.5 cm から原則として表面保護工の高さの半分の

表—2 実験条件一覧

Test No.	Bolt Length (cm)	Surface of Bolt S or P*	Anchor Head (cm)	Level of Self-Standing
TN-1	31.5	S		7
TN-2	31.5	S		7
TN-3	24.5	S		5
TN-4	24.5	S	—	5
TN-5	24.5	S		4
TN-6	21.0	S		3
TN-7	21.0	S		3
TN-8	24.5	S		7
TN-9	24.5	S		7
TN-10	21.0	S	1.5×1.5	5
TN-11	21.0	S		5
TN-12	17.5	S		3
TN-13	17.5	S		3
TN-14	24.5	S		7
TN-15	24.5	S		7
TN-16**	21.0	S		7
TN-17**	21.0	S		7
TN-18	21.0	S		7
TN-19	21.0	S		7
TN-20	17.5	S	3.0×3.0	6
TN-21	17.5	S		6
TN-22	14.0	S		4
TN-23	14.0	S		4
TN-24	12.25	S		3
TN-25	12.25	S		3
TN-26	12.25	S	9.0×6.0	7
TN-27	7.0	S		2
TN-28	7.0	S		2
TN-29	31.5	P	—	0
TN-30	31.5	P		0
TN1-1	17.5	S		7
TN1-2	17.5	S		7
TN1-3	14.0	S	3.0×3.0	5
TN1-4	14.0	S		4
TN1-5	14.0	S		4

*) S: Screw Surface Bar
P: Polished Surface Bar
**) Some Defects in Measurements

3.5 cm 間隔で短くし、かつ、ボルトの定着力はアンカーヘッドで加減することにして、アンカーヘッドが無、1.5×1.5 cm、3.0×3.0 cm の各場合の実験（実験 No. TN-3～25）を行う。また、ボルトの引抜耐力が大きく、斜面表面からボルトの長さとはほぼ等しい深さの地山がボルトによって一体化される場合を想定して、アンカーヘッドが 9.0×6.0 cm と大きい場合の実験（TN-26～28）と、逆に地山の一体化が期待できない場合を想定して、ボルトの長さが長くともほとんど引抜耐力のないボルト長さが 31.5 cm の磨き丸鋼を用いた実験（TN-29～30）、および後者の比較実験として同じ長さ太さの全ねじ丸鋼を用いた実験（TN-1～2）も行う。

以上の実験（TN-1～30）にあたっては、後の実験手順で述べるが、実験の都合上、斜面の切り取り前に表面保護工をあらかじめ埋設する。実験結果に対するその影響を評価するため、斜面の上段 1～4 段にモデルを設置し、5～7 段の位置にはモデルを埋設しない実験（TN 1-4～5）も行う。なお、TN 1-1～3 の実験は、全実験の期間が 1 年近くにわたるため、TN-No. の実験との再現性を確認する手段として逐次に行う。さらに、実験に用いるボルトの引抜耐力を調べるために、本実験と同じ条件でボルトの引抜実験を行う。このとき、ボルトの設置部位は本実験の 1, 3, 5, 7 段の土かぶりに相当するよう設定する。引抜荷重法は、引抜抵抗力のピークが明確に

とらえられるように変位制御方式として自動記録する。

d) 実験手順

実験の手順を以下に示す。

i) 実験槽内に表面保護工モデルを 3 列に並べ、ボルトの先端部のみを銅粒子で埋設して各ボルトが水平かつ平行となるように支持する。そして、変位を測る変位変換器を中央のモデルの中心位置に合わせて取り付け。

ii) 中央の表面保護工モデルの中に組み込んである 4 個の超小型荷重計の初期値を測定して、この時点土圧に対するゼロ点とする。

iii) 表面保護工モデルの切り取り側と地山側に銅粒子を均等に詰める。このとき、表面保護工モデル間の隙間に細かい銅粒子が挟まらないよう、隙間の近傍には局部的に細かい粒子を除いて詰める。

iv) 表面保護工モデル 1 段分を埋設してその上面を水平にならしたのち、すでに埋設してあるすべての表面保護工モデルの作用土圧を測定する。

v) 上記 i)～iv) までの手順を所定の埋設高さまで繰り返す。この結果、順次埋設してゆくにつれて土圧が正しく測定されているか、また、土圧がどのように増加してゆくかが判断、記録できる。

vi) 所定の高さ（7 段、49 cm）に達したのち、地表面の沈下を測定するダイヤルゲージを、最初の 1 つは表面保護工モデルから 3.5 cm の位置に、以下 7 cm 間隔に地表面中心線上に設置する。

vii) 表面保護工モデルの変位を測定する変位変換器と、vi) の沈下を測定するダイヤルゲージの初期値を測定して、この時点を変位と沈下に対するゼロ点とする。次に土圧を測定し、この値をもって静止土圧とする。

これで準備は終了し、以下切り取り実験に入る。

viii) 各表面保護工モデルの設置部位の下側に合わせて設けたスリット状の排出口（図—1 の点線丸内）から、モデル 1 段分の切り取り側の銅粒子を徐々に抜き取る。

ix) 1 段分の抜き取りが終了した時点で、土圧、変位、沈下を測定する。このとき、1 段分の切り取りの最中に複数回のすべりが生じることもあるが、計測されるデータはそれらの値の合計となる。

x) viii)～ix) の手順を斜面が崩壊するか 7 段切り取り後自立するまで繰り返す。ここで、崩壊とは上下に位置する表面保護工モデルが相互にはずれた場合をいう。上記の手順を表—2 の実験条件について繰り返す。

(2) 実験結果と考察

a) 壁面摩擦の影響について

実験は壁面摩擦をある程度認めたくえで行っている。その理由は、実験槽側面が広く、実験回数も多いため、壁面摩擦を低減する方法¹⁷⁾を毎回同じ状態で施すことが難しいこと、さらに、本実験は主動的な現象であるため、

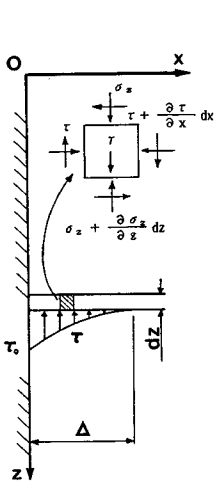


図-2 壁面摩擦の計算モデル

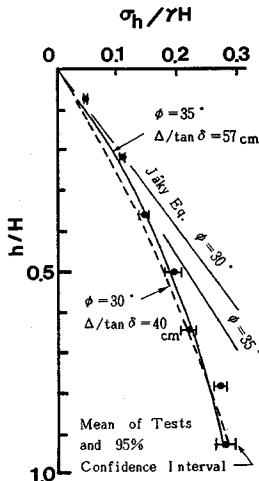


図-3 壁面摩擦の計算結果

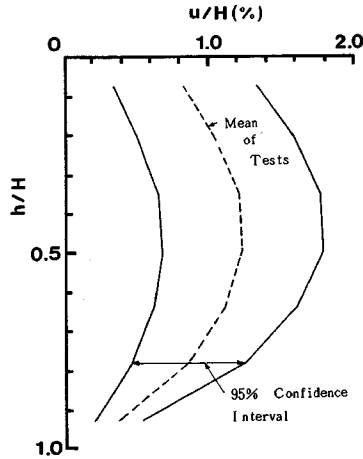


図-4 無次元化変位—その1

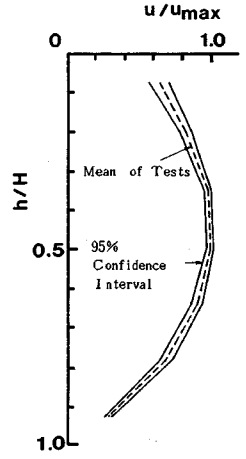


図-5 無次元化変位—その2

壁面摩擦は受動的な場合に比べて小さいと判断できることによるが、ここで静止状態での壁面摩擦の影響の概算を行っておく。壁面から Δ の距離まで壁面摩擦 $\tau(x, z)$ の影響があると考え、その分布形状を壁面から Δ の位置で勾配と値が0になる放物線と仮定する(図-2)。

$$\tau(x, z) = (\Delta - x)^2 / \Delta^2 \cdot \tau_w(0, z), \quad (x \leq \Delta)$$

$$\tau_w(0, z) = \sigma_z(0, z) \lambda \tan \delta, \quad (x=0) \dots \dots \dots (1)$$

τ を微小要素の鉛直つり合い式に代入して解くと、壁面に沿って作用する鉛直土圧 $\sigma_z(0, z)$ は Terzaghi の土圧式¹⁸⁾に類似した次式となる。

$$\sigma_z(0, z) = \frac{\gamma \Delta}{2 \lambda \tan \delta} (1 - e^{-2\lambda z \tan \delta / 4}) \dots \dots \dots (2)$$

ここで、 δ は地山とアクリル板の摩擦角、 λ は側方土圧係数で Ja'ky の式を採用する。水平土圧 σ_h は $x=0$ で

$$\sigma_h = \lambda \sigma_z(0, z) = \frac{\gamma \Delta}{2 \tan \delta} (1 - e^{-2\lambda z \tan \delta / 4}) \dots \dots \dots (3)$$

上式は $\Delta / \tan \delta$ が1つのパラメーターとなる。最大摩擦角 δ_{max} は摩擦実験で別途求められるから計算の結果を静止土圧分布図に重ねて比較すれば最大影響範囲 Δ_{max} が推定できる。図-3にその結果を示す。 $\phi = 35^\circ$ のときは $\Delta / \tan \delta \approx 57$ cm、 $\phi = 30^\circ$ のときは約 40 cm で実験値とよく一致する。摩擦実験の結果では δ_{max} は 11° 前後であり、 $\delta_{max} \approx 10^\circ$ とすると Δ_{max} は $\phi = 35^\circ$ の場合で約 10 cm、 30° で約 7 cm となる。土圧は幅 30 cm の実験槽の中央 10 cm で測定していること、また、静止土圧状態での δ は δ_{max} より小さいことから、観測されている壁面摩擦は実験槽側面の影響ではなく土圧を測る受圧板と地山材料の摩擦の影響であることがわかる。

一方、切り取り時に変位が生じると受圧板と地山は縁切れする方向に動くから、今度は静止の状態とは逆に受

圧板の摩擦の影響は減少し、側面の影響が大きくなると考えられるが、前述したように最大壁面摩擦が作用したとしても土圧測定に与える側面の摩擦の影響はほとんどないことから、中央モデルで計測する土圧や変位挙動には実験槽壁面の摩擦の影響は無視できると考えられる。

b) 変位挙動について

7段切り取って自立した11の事例について変位 u を高さ H ($=H_1=49$ cm) で除した u/H の平均とその95%信頼区間を示した図-4から、変位の絶対値には大きな幅があることがわかる。ところが、各事例の最大変位 u_{max} に対する無次元化変位 u/u_{max} を図-5に描くと、データ数が比較的少ないにもかかわらず各事例ともよく一致する。また、図-6は切り取られた J 番目のプレートまでの高さ H_j に対する無次元化最大変位 u_{max}/H_j と切り取り段階 J の関係を、図-7は H_j に対する無次元化最大変位増分 $\Delta u_{max}/H_j$ と切り取り段階 J の関係を代表例について示しているが、図-7において崩壊する事例の $\Delta u_{max}/H_j$ は指数的に増加し、逆に自立する場合はほぼ一定である。この実験では TN-26 と TN-20, 21 が自立と崩壊の限界になっている。

これらの結果から、無次元化変位増分 $\Delta u_{max}/H_j$ は切り取りに伴う地山状態を管理する1つのパラメーターとして十分利用できると思われる。また、切り取り高さが浅い場合を除いて各切り取りごとに生じる Δu_{max} はそのとき切り取り中の表面保護工モデルの位置に生じることが観察されていて、しかも図-7の結果から斜面が自立する場合には Δu_{max} は H_j に比例して増加している。このような値をもつ Δu_{max} を切り取り回数ごとに重ね合わせると、斜面全体の変形形状は各切り取りごとに生じる変位増分の累積としてそのときの切り取り高さ

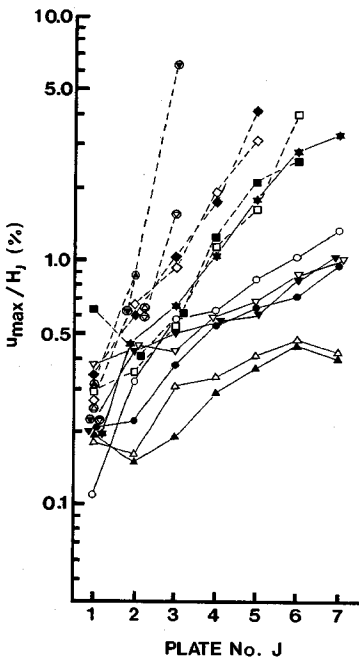


図-6 切り取りに伴う無次元化最大変位
実線は7段自立した事例
破線は途中崩壊した事例

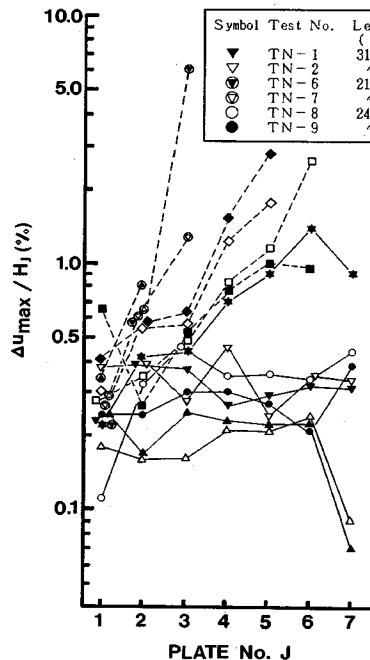


図-7 切り取りに伴う無次元化最大変位増分
実線は7段自立した事例
破線は途中崩壊した事例

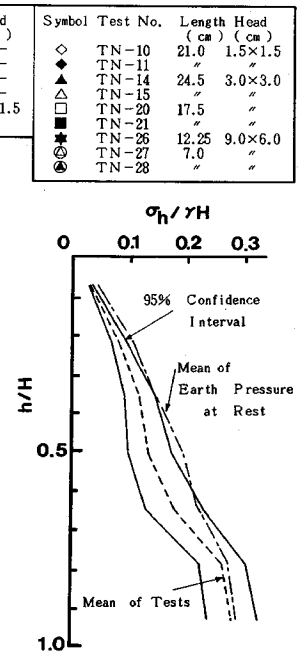


図-8 7段切り取り後に自立した11事例の無次元化土圧分布

の中段が最大となる一定の形となることがわかる。このような変位挙動を示すのは、同一長さのボルトを一定間隔に配置することによって、ボルトが各段位の地山変位を同じように制御していることによると思われる。

c) 土圧について

ここで述べる土圧は、表面保護工モデルに作用する、ボルトによって一体化された地山内部の土圧である。

7段切り取って自立した11の事例の切り取り後の土圧分布を図-8に示す。静止土圧に対して斜面下部での切り取り後の土圧の減少が少ないのは、a) で述べたように静止土圧が表面保護工モデルの摩擦の影響で始めからやや小さいこと、ある段位の切り取りのときにその下段のまだ埋設されている表面保護工モデルに作用する土圧が地山変位に伴うせん断応力の反力として静止土圧より増加し、下段切り取りのときの土圧はその増加した土圧から減少することが理由として考えられる。また、中段位で土圧が相対的に減少する傾向にあるのは、b) で述べたように、この部位の変位が一番大きく、NATMにおけるロックボルトの作用と同様に、ボルトの支持能力に応じて生じる各表面保護工モデルの相対変位が、斜面の全体的な変位に伴う土圧減少の中でさらに局部的な土圧の再配分を生じさせている¹⁵⁾ためと思われる。したがって、斜面の一部で局部的な緩み土圧となることもあり、計算上の主動土圧より小さい土圧のところがあった

としても現象として問題はないと考える。

図-9は変位計測に一部欠落のあるTN-16, 17を除いた全実験例を、切り取られた高さ H_j ($J=1\sim7$) までの全土圧をその高さ H_j についてのクーロン土圧 P_c ($\phi=\delta=35^\circ$) で無次元化して縦軸に、 u_{max}/H_j を横軸にして表示した図である。ボルトの引抜耐力が引抜実験の結果小さいTN-1~13の土圧の収束値は、早い段階で崩壊した例を除いて $\phi=35^\circ$ のクーロン土圧に近く、変位も全体の平均よりかなり少ないことが特徴的である。しかも、変位が小さいにもかかわらずTN-1, 2, 8, 9を除いて崩壊していてぜい性的な挙動を示している。また、このTN-1, 2, 8, 9も図-6, 7の結果から推定できるように、このあと崩壊する可能性が高いと考えられる。一方、ボルトが短くとも引抜耐力が十分大きいTN-26, 14~19などは、変位は上記の例と同じか大きいにもかかわらず大きい土圧を保持しながら自立している。

以上の例について、3番目のプレートに作用する土圧係数の切り取りに伴う変化を図-10に示す。(a) 図はボルト長が長く、引抜耐力も大きくて7段まで自立する例で、各段の切り取りによって生じる変位増分 Δu は小さく、土圧は一定に近い。(b) 図は、(a) 図の例よりボルト長がやや短くて引抜耐力も小さいが、それでもまだ7段まで自立する例(TN-18)と、ボルト長は短い、引抜耐力はきわめて大きく7段まで自立する場合の例

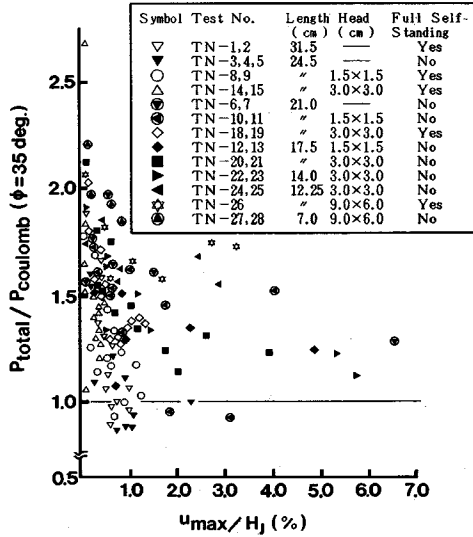


図9 切り取りに伴う無次元化土圧と無次元化変位の関係

(TN-26)である。いずれも切り取りによって変位すると土圧は減少するが、さらに下段の切り取りによって土圧は増加している。(c)図は引抜耐力が小さく、崩壊した場合の例であり、3段目の切り取りとともに土圧が減少するのは(b)図の例と同じであるが、その後の切り取りによって土圧はさらに減少し続けて6段目と7段目の切り取りで崩壊している。

(3) 実験のまとめ

同じ長さのボルトを一定間隔で配置した本実験の結果をまとめると以下のようなになる。

a) ロックボルトには、ボルトが地山を全く緩めない場合に生ずる静止土圧と、ぜい性的な破壊の場合に生ずるクーロンの主動土圧のあいだの土圧につき合う軸力しか発現せず、アースアンカーとはその作用効果が全く異なる。したがって、ボルトには最低クーロンの主動土圧程度に相当する引抜耐力が必要であるが、静止土圧以上に相当する引抜耐力を与えても、外的な土圧増加等がなければその能力を発揮することはないと考えられる。

b) 切り取りに伴う土圧変化は、NATMにおけるのと同様、切り取り斜面全体の変位に対する変化と、それぞれのボルトの支持能力に応じて生じる各表面保護工モデルの相対変位に対する変化とが重なって現われる。

c) 実験事例は、ボルトの打設によって切り取りに伴う緩みが生ぜず、ボルトが地山を一体化して疑似擁壁を形成して斜面を安定化する場合と、切り取りに伴って生じる緩みのために土圧が一時低下しても、そのあとの切り取りに伴って土圧を徐々に回復してボルトが斜面に疑似擁壁を形成して安定を保つ場合、そして、切り取りに伴って緩みが進行して土圧が低下し続けて斜面に疑似擁

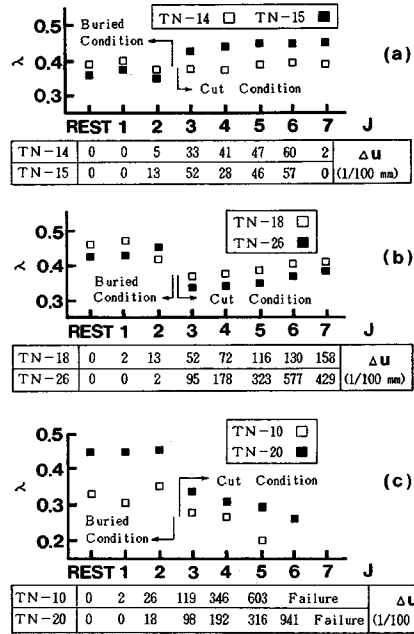
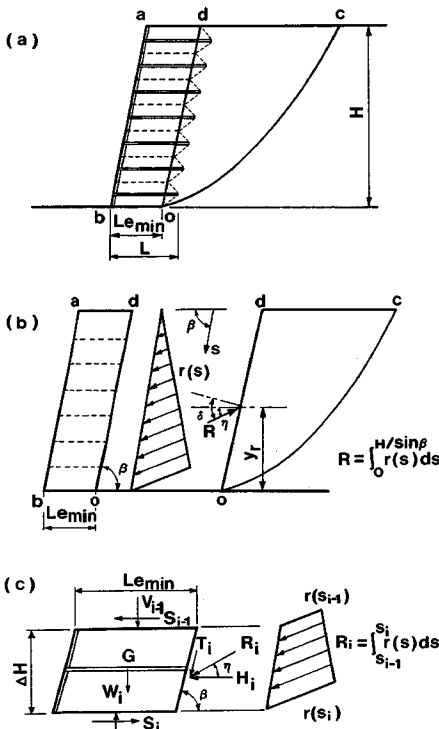


図10 プレート No.3 に作用する土圧係数 λ の切り取りに伴う変化と発生変位

壁が形成されずに崩壊する場合の3つに大別できる。第一の場合には斜面は粘り強い変形能力を示すが、第三の場合、ボルトは地山を一体化しきれないために疑似擁壁内の地山は緩み、斜面は変形能力の小さいぜい性的な挙動となる。第二の場合はこれらの中間の挙動になる。

d) 崩壊は変位が大きい場合に生じるとは限らない。崩壊と自立の事例で明確な差が現われるのは、切り取りに伴って生じる無次元化変位増分 Δumax/Hj である。

これらの挙動の差を支配する要因は単なるボルト長ではなく、ボルトが地山をどの程度有効に一体化(mass化)して疑似擁壁を構成できるかを示すボルトの有効長 Le (図-11参照)であると考えられる。ボルトが十分長くとも引抜耐力が小さいならば、このボルトの有効長は短いから、ボルトの引抜耐力を大きくして斜面を安定化させるために必要なボルト長はさらに長いものとなる。このとき、崩壊はボルトによって一体化された疑似擁壁(図-11の abod 領域)背後のすべり土塊が及ぼす土圧(以下背面土圧と略す)に対するボルトの引抜耐力不足で生じる。ボルト長が短くとも引抜耐力が大きい場合、ボルトの有効長はボルトの実長に近いものとなる。このとき、斜面の安定は背面土圧に対する疑似擁壁のせん断抵抗の大きさに決定され、背面土圧に対するせん断抵抗が大きい場合には、疑似擁壁、すなわち、一体化された地山は初期の土圧を保持し、粘り強い変形能力を発揮して自立する。しかし、さらにボルトが短くなると、ボル



図一11 計算モデルと地山ブロックモデル

トの引抜耐力が背面土圧より十分大きくとも疑似擁壁のせん断抵抗が不足して斜面は崩壊する。このとき、崩壊に至る限界の疑似擁壁の厚さが図一11の L_{min} である。

なお、TN 1-4, 5の変位と土圧の値や分布はTN-No.の結果のばらつき範囲内であり、表面保護工モデルを事前に埋設している影響は小さいと判断できる。

4. 理論的解析

(1) 解析方法とモデル化

従来用いられてきた古典的な斜面安定解析法は計算の簡略化を目的として多くの仮定や省略を行っているにもかかわらず解析結果の信頼性は高く評価されている^{19), 20)}。この点を考慮し、地山の安定に必要なロックボルトの最小有効長さを求める目的に、均質地盤に対する摩擦円法を基礎とした解析法を用いる。非円弧すべりや層状地盤への応用は、この考え方を分割法に適用すれば可能であろう。なお、この解析においては、前頁(3)実験のまとめのc)の第一の場合を対象とするため、ボルトの引抜耐力が大きく、ボルトを打設した地山領域には確実に疑似擁壁が形成されていることが前提条件である。なお、第二、第三の場合はこの工法の目的とする状態ではないので解析の対象外とする。

3.(3)のまとめに基づいて、安定解析のモデルを次

のように組み立てる。

実験では上下の表面保護工モデル間の最大相対変位はその最終自立高さの約2%、最大絶対変位は同約7%にも達し、疑似擁壁背後の地山は初期の状態より緩んで残留強度状態に近いと考えられる。これほどの変形は事実上許容することはできないが、崩壊を対象とした計算である以上、背面土圧を求めるときに残留強度定数を用いるのが妥当と考える。また、ピーク強度での ϕ は、相対密度や試験方法などによって値が変化するが、残留せん断強度は応力履歴に独立でかつ供試体寸法の影響を受けないこと、また、速度依存性が少ないことなどが一般に認められており²¹⁾、物性の決定が前者より容易となることも大きな利点である。安全率についてはFelleniusの安全率決定法に基づいて c と ϕ の安全率を等しく置くことが多いが、本来安全率は強度で決定されるべきであること、また、計算を単純化できることから、本解析では入力物性に対する安全率は考慮しない。

解析では簡便な方法を示すことを目的としているので、長さ L の単位のボルトによって一体化された幅 L_{min} の地山が1つのブロックとして挙動すると考え、図一11(a)に示すような地山ブロックで形成される疑似擁壁 $abod$ の底面が直線すべり線に、その背後から曲線すべり線になる複合すべり線に単純化してモデル化する。そして、疑似擁壁背後のすべり土塊に作用する力のつり合いを考える。これらの力の不つり合い力 R が背面土圧として疑似擁壁に作用するが、疑似擁壁は地山そのもので形成されているので、 R は疑似擁壁背面の壁面粗さ角 $\delta = \phi_r$ だけ疑似擁壁背面法線から傾いている。なお、背面土圧の分布形状は三角形分布で仮定する。

単位のロックボルトで一体化された上から i 番目の地山ブロックに作用する力を図一11(c)に示す。ここで、 S_i は疑似擁壁内のせん断抵抗であり、底面全長 L_{min} にわたって最大値が同時に動員されると仮定する。このとき、ロックボルトの軸力と表面保護工が地山に及ぼす力は内力であり、つり合いには出てこない。

ロックボルトによって一体化された地山の底部に動員されるせん断抵抗と、疑似擁壁の背面土圧の水平成分との比を安全率と定義し、ブロックの安定はこれによって評価する。地山ブロック i に作用する力のつり合いは、自重を W_i とすれば

$$\left. \begin{aligned} S_i &= S_{i-1} + T_i \cos \beta + H_i \\ V_i &= V_{i-1} + T_i \sin \beta + W_i \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

最下部でのつり合いを考えると、

$$\left. \begin{aligned} S_7 &= \sum_{i=1}^7 (T_i \cos \beta + H_i) = R \cos \eta \\ V_7 &= \sum_{i=1}^7 (T_i \sin \beta + W_i) = R \sin \eta + W \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

斜面の安全率 F_s は次式で与えられる。

$$F_s = \frac{(R \sin \eta + W) \tan \phi + c L_{emin}}{R \cos \eta} \dots\dots\dots (6)$$

最小安全率はすべり線の弦 OC の水平角 α と円弧の中心角 θ に対する多変数関数の最小化問題として求めるが、層状地盤などの場合で背面土圧が単調増加とならないときや弱層がある場合には、切り取り段階ごとに安全率の吟味が必要となる。

解析では疑似擁壁のせん断（滑動）に対する安全率の吟味のみ行っていてモーメント（転倒）に対しての吟味を行っていない。これは、ボルトで一体化された疑似擁壁は、土嚢を積み重ねた構造物のようにモーメントを生じさせるような力が作用しても、モーメントを各土嚢間のせん断変形に変えてしまうため、転倒に対する吟味は不要となる。ただし、底部破壊は疑似擁壁の作用いかんにかかわらず根底から崩壊するため、ここでの対象から外しており、底部破壊が考えられるときには別にその吟味が必要となる。

(2) 解析結果

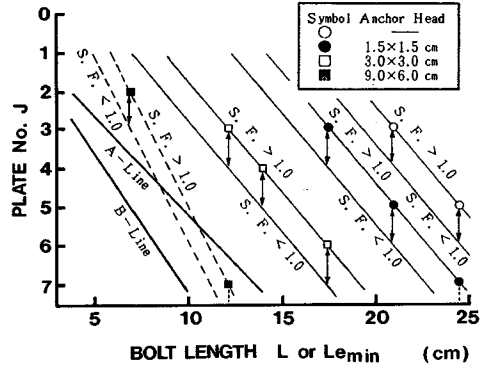
本実験結果を解析対象とするにあたり、以下の条件を加える。疑似擁壁底部で動員されるせん断抵抗を計算するときの物性には、アンカーヘッドの大きさが $9.0 \times 6.0 \text{ cm}$ の場合を除いて、背面土圧を計算するときと同じ理由によって残留強度定数を用いる。しかし、アンカーヘッドの大きさが $9.0 \times 6.0 \text{ cm}$ の場合には、地山はほぼ完全に一体化されていると考えられるから、初期のピーク強度に対する定数を用いる。

また、前述のように、疑似擁壁背面の壁面粗さ角 δ は地山の残留内部摩擦角 ϕ_r と等しいが、本実験では、ボルトの引抜耐力を調整するために、定着の程度の違いをアンカーヘッドの大小に置き換えて考えている。そのため、アンカーヘッドの背面の δ が地山の ϕ_r よりも小さい値になることが考えられる。そこで、実験結果と比較するにあたっては、アンカーヘッドのない場合と、アンカーヘッドが $1.5 \times 1.5 \text{ cm}$ （背面でのアンカーヘッドの面積占有率 3.2%）、 $3.0 \times 3.0 \text{ cm}$ （同 12.9%）の場合はその影響を無視して $\delta = \phi_r$ として計算するが、アンカーヘッドが $9.0 \times 6.0 \text{ cm}$ （同 77.1%）の場合にはアンカーヘッドの影響が無視できないことから、 δ には $\tan \delta = \tan 10^\circ \times 0.771 + \tan 35^\circ \times 0.229 \dots\dots\dots (7)$

によって求められる δ を近似的に用いる。

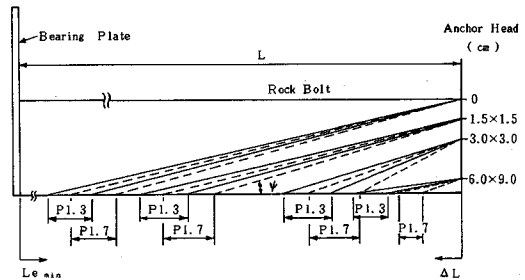
以下、解析結果について述べる。

図一十二は崩壊近傍の実験結果に対して、表面保護工モデルの自立部位と計算結果を重ねて示した図である。実験での安全率 $F=1.0$ となる切り取り高さは、最終自立位置とその1段下の位置の間にあるので、図では切り取り高さ1段分の幅でその存在範囲を示している。なお、



A-Line : $\phi = \delta = 25^\circ (= \phi_r)$
 B-Line : $\phi = 25^\circ$ in the Ground behind Quasi-Retaining Wall
 $\phi = 35^\circ$ in the Ground of Quasi-Retaining Wall

図一十二 実験結果と計算結果の比較



図一十三 L_{emin} と ΔL の関係（実線は Pl. No. 3、破線は Pl. No. 7 の位置での結果）

横軸はボルトの実長 L であるが計算結果はボルトの最小有効長 L_{emin} で表示している。アンカーヘッドの大きさが無、 $1.5 \times 1.5 \text{ cm}$ 、 $3.0 \times 3.0 \text{ cm}$ の場合の実験値は図中 A-line で示される計算値と、 $9.0 \times 6.0 \text{ cm}$ の場合の実験値は B-line で示される計算値とそれぞれ対応する。どちらの場合も実験値と計算値の線の勾配はほぼ等しく、アンカーヘッドの有無や大きさに応じてボルトの実長 L と最小有効長 L_{emin} とのあいだに $\Delta L (= L - L_{emin})$ に相当する一定差があることを表わしている。

図一十三は、上記の結果から求めた ΔL とボルトもしくはアンカーヘッドの先端を結んだ図である。各線の勾配 ψ はほぼ一定である。十分に定着された一体化能力（引抜耐力）が大きいボルトは、見掛け上、周辺地山を含めた径の大きいボルトと同じ効果をもつことがわかる。

この L_{emin} から必要ボルト長 L を見積もる方法として、長さ L のボルトの先端もしくはアンカーヘッド縁から水平角 $\phi = \pi/4 + \phi/2$ の線と表面保護工、およびその上下の水平線 (L_{emin}) で囲まれた地山が一体化されると仮定することは許容できるように思われるが、実験と計算の結果から求められた ψ は、アンカーヘッド $3.0 \times 3.0 \text{ cm}$ 以下の場合で約 $15 \sim 30^\circ$ 、 $9.0 \times 6.0 \text{ cm}$ の場合は約 $10 \sim 20^\circ$ になっていて、むしろ $\pi/4 - \phi/2$ に近い。

この理由として、実験におけるモデル化の手法や、地山の極端な緩み、または計算に用いた地山物性の評価のずれなどの影響が考えられる。

斜面安定に比較的短いロックボルトを応用するにあたっては、ロックボルトを注入などによって地山に確実に定着すると同時に地山との空隙や亀裂を満たすことで未知の不安定要素を取り除き、ロックボルトがその周辺の地山を有効に一体的に挙動させ得るようにすることが重要である。このような条件の下ではロックボルトの有効長は実長にかなり近いものになると考えられるが、本模型実験は斜面安定のメカニズムを追求したものであり、この結果から実用面に対して結論づけることは適当でなく、今後の課題として残されなければならない。

5. おわりに

従来行われている鉄筋類挿入工法には、鉄筋を不動の地山に定着して鉄筋の張力によって地山を直接的に支持しようとするアンカー的な思想が残されているため、挿入する鉄筋は比較的長くならざるを得ない。しかし、本研究によれば、打設されたロックボルトがすべり線内にとどまっても、そのボルトに適当な引抜耐力があつて個々に抜け出さずにシステマティックに作用すれば、ボルトは地山を一体化して地山が本来有しているせん断強度を十分に動員させることができ、地山は粘り強い変形能力を発揮して自立する。また、ボルトの支持能力に応じた土圧の再配分が地山内に生じることは、一部に弱い地山部分があつても、その周辺地山が弱い地山部分の土圧分担に協力することを示唆するものである。

このように臨機応変な対応ができること、また、この工法は崖錐や風化岩など幅広い地質に適用できると考えられることなどは他の斜面安定化構造物にはない大きな利点であると思われる。この工法は変位を許して成り立つ工法であるから、疑似擁壁に作用する背面土圧は軽減され、また、表面保護工は柔構造となるなど、合理的な工法に結び付く可能性をもっている。

なお、安定解析では簡便な解析法を示した。このとき、解析に用いるボルト長はボルトの実長ではなく、有効長であることに留意しなければならない。

以上の結果、切り取り斜面を比較的短いロックボルトで安定化する場合、ロックボルトの作用効果はNATMにおけるそれとほぼ同じであることが理解できる。

参考文献

- 1) たとえば、龍岡・浜田：鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験 I～XI，生産研究，Vol.36-10，1984～Vol.37-9，1985，および落合・林ほか：鉄筋による切土斜面の補強効果に関する実験研究（3編），土木学会第41

回年次学術講演会講演概要集，Vol.3，pp.873～878，1986など。

- 2) 土質工学会：アース・アンカー工法一付・土質工学会アースアンカー設計・施工基準一，土質工学会，1976。
- 3) 米倉・兼松・島田：新・補強土工法，山海堂，1986。
- 4) 岩淵・荒井：自然地山の補強工法—ルートパイル工法の自然地山への適用—，土と基礎，Vol.31-9，pp.29～33，1983。
- 5) 三木・坂下・児玉：網状ルートパイル（R.R.P.）工法の日本における実施例，土と基礎，Vol.31-9，pp.35～40，1983。
- 6) Gässler, G. and Gudehus, G.: Soil nailing—some aspects of a new technique, Proc. 10th Int. Conf. on S.M.F.E., Vol.3, pp.665～670, 1981.
- 7) Stocker, M.F. et al.: Soil nailing, C.R. Coll. Int. Renforcement des Sols, pp.469～474, 1979.
- 8) 山本 稔：ロックボルトの作用効果について，土木学会論文報告集，第277号，pp.95～104，1978。
- 9) 山本 稔：ロックボルトに関する一考察，トンネルと地下，第10巻8号，pp.7～14，1979。
- 10) 山本・大野：2枚落し戸の実験からみたロックボルトの挙動，土木学会論文集，第364号/Ⅲ-4，pp.143～152，1985。
- 11) 山本・山崎・西村：応力凍結光弾性実験法を併用した切土斜面の模型実験と斜面安定，土木学会第37回年次学術講演会講演概要集，Vol.3，pp.259～260，1982。
- 12) 西村・山本・山崎：比較的短いロックボルトによる斜面安定のメカニズム，土木学会第39回年次学術講演会講演概要集，Vol.3，pp.163～164，1984。
- 13) 中川・山本・西村：ロックボルトによる3分勾配模型斜面の安定実験，土木学会第40回年次学術講演会講演概要集，Vol.3，pp.167～168，1985。
- 14) 西村・山本：比較的短いロックボルトによる斜面安定のつり合い力，土木学会第40回年次学術講演会講演概要集，Vol.3，pp.163～164，1985。
- 15) 山本・西村・渡辺：水平天端に打設されたロックボルトの作用効果に関する研究，土木学会第37回年次学術講演会講演概要集，Vol.3，pp.343～344，1982。
- 16) Rocha, M.: The possibility of solving soil mechanics problems by the use of models, Proc. 4th Int. Conf. on S.M.F.E., Vol.1, pp.183～188, 1957.
- 17) たとえば、龍岡ほか：模型砂地盤の支持力実験における砂箱側面摩擦の影響 I～VII，生産研究，Vol.35-12，1983～Vol.36-8，1984。
- 18) Terzaghi, K.: Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, pp.66～76, 1959.
- 19) Duncan, J.M. and Wright, S.G.: The accuracy of equilibrium methods of slope stability analysis, Engineering Geology, Vol.16, pp.5～17, 1980.
- 20) Tavenas, F. et al.: Remarks on the validity of stability analyses, Can. Geotech., Vol.17, pp.61～73, 1980.
- 21) Brunsden, D. and Prior, D.B. eds.: Slope Instability, John Wiley and Sons, pp.85～89, 1984.

(1987.6.3・受付)