

鉄筋補強土工法における情報化施工に関する研究

STUDY ON OBSERVATIONAL PROCEDURE FOR SOIL-REINFORCEMENT METHOD WITH STEEL BARS

北村照喜*・長尾哲**・則武邦具***・印南修三****
*By Teruki KITAMURA, Akira NAGAO, Kunitomo NORITAKE
 and Shuuozou INNAMI*

The design for reinforced cut slope with bars is not always reliable due to the many unknown soil properties of natural ground. It is considered that observational procedure is one of the methods to solve this problem.

The present paper is concerned with analysis method for observational procedure on reinforced cut slope. The authors try to explain the results of field loading tests on actual-scale specimens and the behaviors of the actual reinforced cut slope by two analysis; FEM considering slip joints and slope stability analysis method considering extension of bars.

As a result, it was proved that both analysis methods are applicable to observational procedure of soil-reinforced earth method.

Keywords : slope stability, soil-reinforcement, observational procedure, FEM

1. まえがき

最近、土木構造物あるいは建築構造物構築のための掘削において、従来の掘削方法が、工費、用地、景観、維持管理等の面で適用しがたいケースが増えてきている。

たとえば、急な斜面をさらに安定勾配で切土する場合、のり面が山頂まで達し長大のり面となるケースや、大型施工機械の搬入や移動あるいは支保材の架設が困難となる急傾斜地のケース、また、掘削が広範囲にわたり切ばり等を用いる工法が不経済、低能率となるケースなどである。

このような状況下において、ここ数年、有効な掘削・土留め工法として鉄筋補強土工法が普及してきた。

補強土工法は、テールアルメ工法に代表される盛土を対象にしたものと自然地山を対象にしたものに大別され、両者とも補強効果の基本原理は、地盤のひずみに伴って発生する補強材の引張り抵抗力が、地盤のすべり抵

抗力を増加させることにあるといえる。

これらの原理は主に模型実験から証明されてきた¹⁾⁻³⁾。しかし、自然地山を対象とした場合は自然地山と模型地盤の性状の差異が、盛土を対象とした場合に比べるかに大きい。したがって展開されたそれぞれの理論を実際の地盤に適用するにあたり、自然地山では、理論と実際に大きい隔たりの生じることがあり得る。それは、自然地山のもつ物性に関し未知のパラメーターが多いいため、情報入手のための手段に限界があることに起因している。

したがって、自然地山や切土における補強土工法では、何らかの方法で、この隔たりを埋める手段を理論に付加しておかなければ、十分な安全性を期することができないといえる。この解決手段として、自然地山を相手とする他の工法、たとえば山留め工、NATM、地すべり対策工などで一般化されている情報化施工方式が有効であると考えられる。しかし、このとき、自然地山あるいは切土斜面では無補強時と補強時の地山変状が異なることに留意し、補強地山の基本的な動態を解明しておく必要がある。

本論文では、補強された地山での現場載荷試験結果と実際に施工した補強土斜面の動態観測結果とから、補強土工法の情報化施工への適切な解析法について論じた。

* 日本道路公団理事

(〒100 千代田区霞が関 3-3-2)

** 正会員 工博 日本道路公団東京第一建設局松田工事事務所

(〒258 神奈川県足柄上郡松田町惣領 1634)

*** 正会員 住友建設(株) 土木部次長
 (〒160 新宿区荒木町 13-4)

**** 住友建設(株) 土木部(同上)

2. 補強土工法の概要

実際の現場において、地山掘削・山留めあるいは切土を行う際、地山補強は、以下の手順で実施する。

- ① 1.5~1.7 m の高さで切土(掘削)する。このときの切土勾配は 60°~90° とする。
 - ② 切土後ただちに、ラスと吹付けコンクリート等でのり面を防護する。
 - ③ 1~4 m² に 1 本程度の割合で、径 40~50 mm の削孔を行う。

④ 径 25 mm 程度の補強材を插入し、グラウトする。

以上の作業を計画掘削面まで順次繰り返す。補強材の長さは一般的に 3.0 m 程度であるが、1.0~7.0 m 程度の範囲のものを使い分ける。すなわち、補強土斜面は、長さ 3.0m 程度の鉄筋に類した補強材を、1~4 m² に 1 本程度の割合で打ち込まれた土と補強材との複合構造体といえる。

3. 補強された斜面の安定解析法について

本論文では、極限つまり合い法によるすべり安定解析法ならびに、平面ひずみモデルによるFEM解析法の適用を検討した。

(1) 極限つり合い法によるすべり安定解析法

極限つり合い法は、斜面の安定に関するすべての力をおのおの極限状態のもとでとらえ、それらのつり合い状態を解析するものである。したがって、この方法では地盤の変形過程を直接取り扱わないことになる。

補強土斜面の安定に關係する力は、土の自重、土のせん断抵抗力のほかに、補強材力として考えられる補強材の曲げ抵抗力、せん断抵抗力、引張り抵抗力が加わってくる。そして、これらの力が斜面のすべり問題に、どのようなつり合い要因でかかるかは、斜面のすべり形状パターンによって決定される。

一般的な土砂斜面のすべりは、円弧状のすべり形状で近似できる。岩盤斜面における節理や、多層地盤中の軟弱層がすべり面を形成する場合には、直線すべりや複合すべり形状を示すが、ここではまず、無補強時のすべり面が、円弧で近似できる土砂斜面を前提として説明を進める。

ここで問題となるのは、まず補強材を配置した場合のすべり形状である。龍岡ら⁴⁾は、補強材を配置した模型の室内実験で、補強斜面においても、破壊形状を円弧で近似できる結果を得ている。また本論文4.で述べる現場載荷試験⁵⁾においても、同様な結果が得られている。このことから、補強材を配置した斜面でもすべり面形状を円弧で近似し得ることがわかる。

次に、補強材に発生する三種の力が、補強効果にどの

ようにかかわってくるかという点を明確にしておく必要がある。現場載荷試験において、斜面が降伏した後で取り出した補強材の変形をみると、破壊面の付近でS字形に変形しているのが観察された⁶⁾。このことより、補強効果を支配するのは、斜面が降伏する時点までは、主に補強材に発生する引張り抵抗力あるいは曲げ抵抗力であると推定できる。そして、補強材の断面係数が非常に小さいことから、この両者のうち、曲げ抵抗力の効果は、引張り抵抗力の効果に対して非常に小さいことも予想できる。

以上の点を整理し、極限つり合い法の理論式を次の条件のもとに誘導する。

- ① 補強土斜面のすべり形状を円弧と仮定する。
 - ② 補強材の役割は、補強材に発生する引張り抵抗力であり、この力をすべり面上に作用させると仮定する。

まず図-1において簡易 Bishop 法を基本に円弧面上での力のつり合いを考えると、図-1 の 0 点に関する力のモーメントのつり合い式は次式で表わされる。

ここに, r はすべり円の半径, W_i は分割片の自重, α_i はすべり円の接線が水平となる角度, S_i は土のせん断抵抗力である.

このとき、すべりに対する抵抗力 τ_i は、C を土の粘着力、 ϕ を土の内部摩擦角、 θ_i をすべり円法線と補強材のなす角度、 L_i を分割片の円弧の長さ、 Q_i を土の自重に対する地盤反力、 T_i を補強材の引張り力、 F_s をすべりの安全率とすると

$$\tau_i = S_i + T_i \sin \theta_i \\ = \frac{\{cl_i + (Q_i + T_i \cos \theta_i) \tan \phi\}}{F_s} + T_i \sin \theta_i \\ \dots \dots \dots \quad (2)$$

であり、式(1)に式(2)を代入すると、安全率は、

$$F_s = \frac{\sum \{cl_i + (Q_i + T_i \cos \theta_i) \tan \phi\}}{\sum \{W_i \sin \alpha_i - T_i \sin \theta_i\}} \dots \dots \dots (3)$$

で表わされろ

次に鉛直方向のつり合いから地盤反力 N_i および Q_i は次のように表わされる。

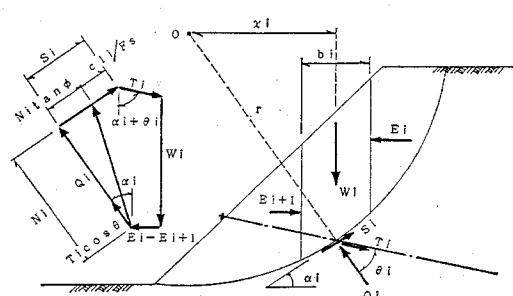


図-1 補強土斜面の分割蓋片に働く力

$$N_i = \frac{W_i - \frac{c_i \sin \alpha_i}{F_s} + T_i \cos(\theta_i + \alpha_i)}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \phi \sin \alpha_i}{F_s}} \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$Q_i = N_i - T_i \cos \theta_i$$

$$= \frac{W_i - \frac{c_i \sin \alpha_i}{F_s} + T_i \cos(\theta_i + \alpha_i)}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \phi \sin \alpha_i}{F_s}}$$

$$- T_i \cos \theta_i \quad \dots \dots \dots (5)$$

これを、式(3)に代入すると安全率を求める関係式を得る。

$$F_s = \frac{1}{\sum (W_i \sin \alpha_i - T_i \sin \theta_i)}$$

$$\times \sum \left[\frac{c_i \cos \alpha_i + \{W_i + T_i \cos(\theta_i + \alpha_i)\} \tan \phi}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \phi \sin \alpha_i}{F_s}} \right] \quad \dots \dots \dots (6)$$

(2) 平面ひずみモデルによる FEM 解析

FEM 解析のように連続体を前提とする解析法においては、補強材と地盤という異なる物性間に存在する不連続性をどのように評価するかが解析上問題となる。不連続面の性状を評価する方法としては、Goodman, R.E. ら¹⁾によって特殊なジョイント要素が考えられているが、これらの特殊なジョイント要素は、岩盤の節理や破碎帶のような不連続面を評価する目的で開発されたものであり、今回扱ったような地盤と補強材との不連続性を評価するのには適していない。このほか、ばね要素などを用いる方法も考えられるが、この場合、ばね係数の大きさの決定に際し信頼性が低いという問題が残る。

そこで、補強材と地盤との連続・不連続は、補強材と地盤との間の摩擦抵抗（付着力、摩擦力）に支配されるという考えに立った解析手法²⁾を用いる。

有限要素法に関する基本式は周知のため、ここでは不連続面における節点条件の考え方について説明を行う。

図-2 に示すように、境界面で同一座標位置をもつ2つの節点を表現し、変位の拘束、補強材と地盤との摩擦力、付着力を考慮して不連続性を評価する。図中の S は節点の影響幅、 $(U_1, V_1), (U_2, V_2)$ は座標位置を示

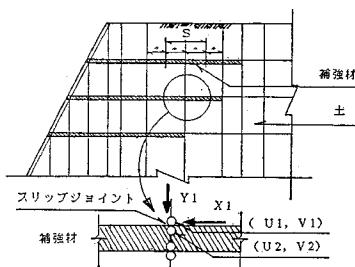


図-2 補強材と地盤との節点モデル

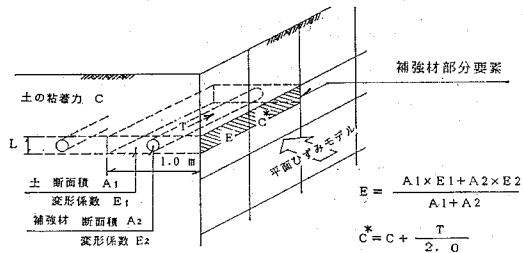


図-3 補強材の二次元モデルへの換算方法

す。

境界面での抵抗値は、地盤と補強材間の摩擦角 ϕ と換算付着力 C^* で表わす。境界面の節点は、最初はすべて結合の状態から始め、境界面での抵抗力 (X_1 または Y_1) を比較し、すべり結合の各状況を判断しながら計算を行う。計算は、不連続面での状態がある一定の状態に収束するまで繰り返し行う。

次に、モデルにおける物性値は、平面ひずみモデルに極限近似できるよう図-3 に示す方法で換算する。ここで C^* は換算付着力、 A_1, A_2 はそれぞれ土および補強材の断面積、 E は換算変形係数、 E_1, E_2 はそれぞれ土および補強材の変形係数、 C は土の粘着力、 T は 1.0 m 当たりの補強材の引抜き抵抗力を示す。

摩擦角、ポアソン比は、地盤の値そのままとする。また吹付けコンクリートと補強材頭部は、プレートで連結されているため剛結節点として取り扱う。

(3) 適用範囲

ここでは、極限つり合い法、および地盤と補強材間のスリップジョイントを組み入れた FEM 解析法が、情報化施工における管理手法として適用できるかどうか検討するために、それらの方法による解析値と現場試験および実施工補強土斜面での動態観測による実測値との照査を行う。

後述するように、両者の解析法とも、実測のものに比較的精度よく整合することがわかった。

さて情報化施工の大きい意味は、設計時あるいは施工初期において不確定だった要素を施工時の情報から明確にすることであるといえる。

極限つり合い法では、各要因を極限値で取り扱うため、斜面が極限状態にならない限り、計測値から各要因を推定し直すということは無理である。そして施工時に、斜面が極限状態にさらされることは当初より避けていたため、施工時の情報から不確定要素を推定し直すことは一般的に非常に難しいといえる。したがって極限つり合い法は、信頼性の高い土質定数が決定できる比較的均一な地盤に適用すべきと考えられる。

一方、FEM 解析は、計測結果をもとにモデルへの入力物性値を逆解析することが可能であるため、モデルを

ある程度簡略化し、物性値を総合的に判断することを前提に、複雑な地盤に適用すべきと考えられる。

4. 補強された供試体の現場載荷試験結果と解析結果

(1) 補強された供試体の現場載荷試験

ここで述べる事例は、日本道路公団石部植栽場内で実施した「鉄筋による補強土工法の現地実験」^{⑨~12)}におけるもの一部である。

図-4は、現地で作製した補強土供試体である。供試体は、長さ4.0mで径25mmの異径鉄筋を1.0m間隔に配置し補強している。のり面の防護は行わず、補強材頭部に10cm×10cmのプレートをあてナット締めのみ行った。なお現地の地山の物性値は表-1に示すところである。

試験は、載荷板として剛性の大きいコンクリート板を図中の位置に設置し、12体のジャッキで供試体が破壊

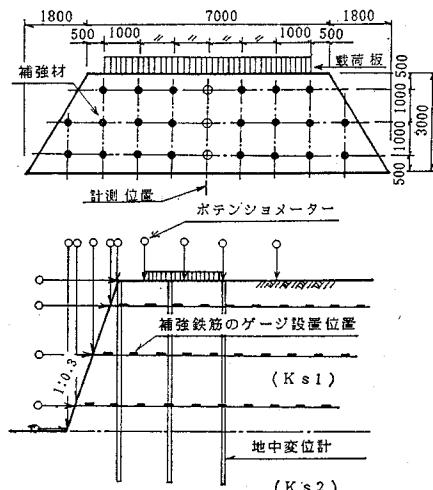


図-4 計測器設置概略図

表-1 供試体の各試験による物性値

		第一層砂質土(KS1)	第二層砂質土(KS2)
N値	N 回	20~30	30~35
弾性波速度	VS m/sec	240~280	340~360
弾性波速度	VP m/sec	580~590	580~590
弾性係数(LLT)	E _{llt} kgf/cm ²	325	
弾性係数(三軸)	E ₅₀ kgf/cm ²	270	380
土粒子の比重	Gs	2.63	2.62
均等係数	C _c	3.5	8.1
自然含水比	W _n %	11	10
満潤密度	p _t t/m ³	2.10	1.73
飽和度	S _r %	63.0	40.5
粘着力(三軸)	C _u kgf/cm ²	0.45	0.4
内部摩擦角	φ _u 度	35	34

するまで載荷する方法とした。また、図-4に示す位置に地中変位計3か所、ポテンショメーター14か所、鉄筋ひずみゲージ3本を配置し計測した。

その結果、本供試体は、載荷応力 $q=47.0 \text{ tf/m}^2$ で降伏した。供試体は最終的に破壊状態となつたが、この時点で各計測器は計測不能となった。

(2) FEM 解析結果と実測値の比較

前項で述べた解析方法により弹性解析を行つた。図-5は解析モデル、表-2は入力物性値である。そして、このモデルに試験結果の降伏載荷応力 $q=47.0 \text{ tf/m}^2$ を作用させ解析を行つた。

図-6はFEM解析結果で全体の変形形状を示したものである。

図-7は、地表面変位(沈下)の実測値と解析値との比較図である。載荷板下部で解析値は実測値よりわずかに大きい値となっているが、変位分布形状を合わせて判断した場合、解析結果が実測の変位量および形状をよく表現しているといえる。

図-8は地中水平変位を、また図-9は、のり面表面

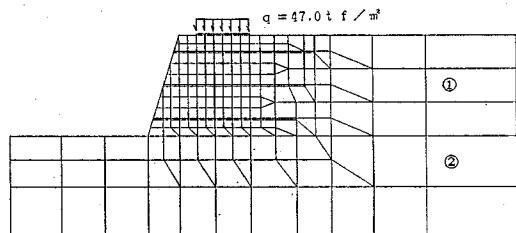


図-5 FEM 解析のための解析モデル

表-2 入力物性値

		地層 ①	地層 ②	補強材
弾性係数	E tf/m ²	3700	14800	206000
単位体積重量	γ tf/m ³	2.10	1.73	2.06
ボアソン比	ν	0.35	0.25	0.3
粘着力	C tf/m ²	4.5	4	—
内部摩擦角	φ 度	35	34	—
土と補強材間力	$C = 6.26 \text{ tf/m}^2, \phi = 35^\circ$			

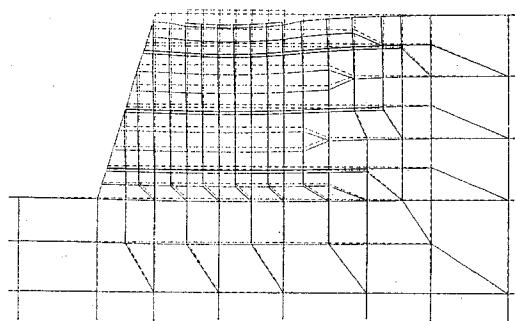


図-6 FEM 解析による変位図

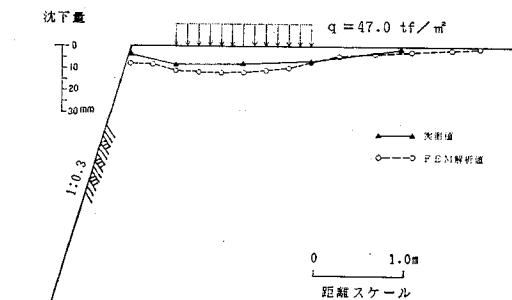


図-7 地表面沈下の解析値と実測値との比較

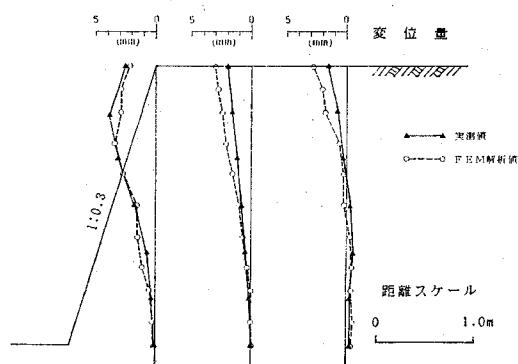


図-8 地中水平変位の解析値と実測値との比較

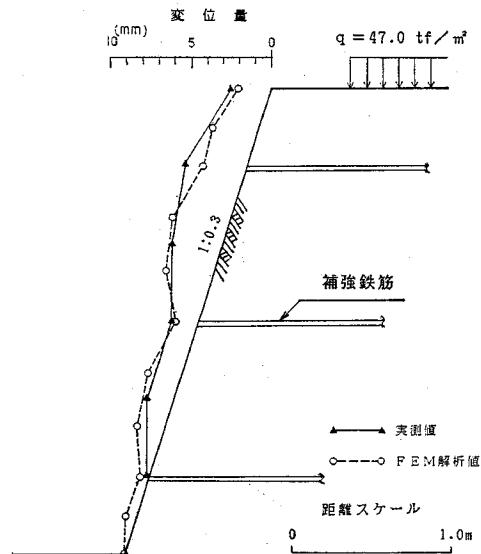


図-9 のり表面変位の解析値と実測値との比較

の水平変位の実測値と解析値との比較を示したものである。地中水平変位は、わずかに解析値の方が大きい値となっている。一方、のり表面水平変位は、非常によく一致した結果が得られ、両者とも補強材間ではらみを示し、のり面の変形を補強材が引張るような形態で押さえていることがわかる。これらの結果から、変形量が非常

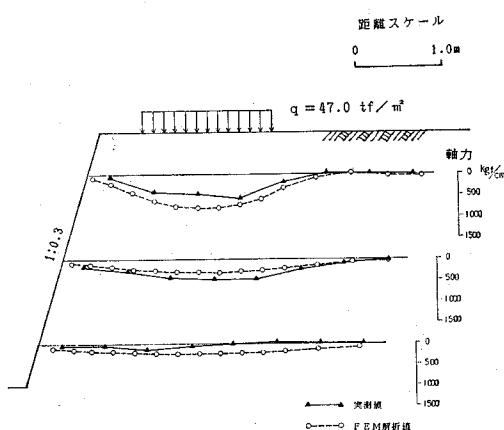


図-10 補強材軸力の解析値と実測値との比較

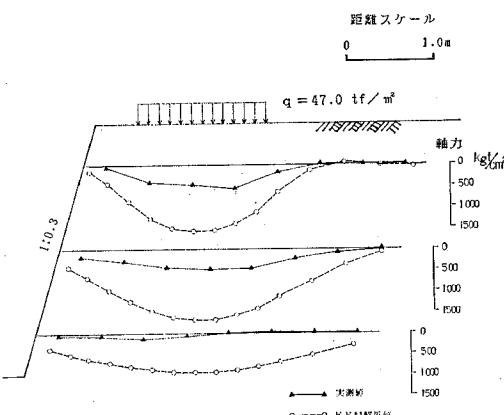


図-11 平面ひずみ条件でのFEM解析結果

に小さい範囲での比較であること、地中変位計最下点から累積する形で変形量を求めるによる誤差などを考慮すれば、両者はよく一致していると考えられる。また計測点を解析要素と同じ程度の個数としたならば、さらによく一致したものと考えられる。

図-10 は、補強材軸力の実測値と解析値との比較図である。図に示すとおり、実測値と解析値がよく一致しているといえる。

平面ひずみ条件で同じモデルをFEM解析すれば、図-11のように解析値は実測値の2~5倍の値となる。しかし実際の供試体は、幅が7.0mといえども完全に平面ひずみ状態ではなく、図の直角断面方向にも応力の逸散がある。さらに載荷板は剛性をもつため、載荷応力に対する地盤反力は、載荷中央部を凹とした形状になる¹⁸⁾。このことを考慮して、計測位置である供試体中央断面の各深さ位置での地中応力によって図-11の解析値を補正したのが図-10である。以上のことから、奥行きが半無限でない補強土斜面では、平面ひずみ解析の

みでは不十分であり、奥行き方向の応力分布を十分考慮しておく必要があるといえる。ただし、奥行き方向が半無限である補強土斜面では、図-11に示す軸力の性状を示すと考えてよいと思われる。

図-12は、FEM解析による供試体の安全率分布を示したものである。図より供試体が降伏状態を呈しているにもかかわらず、載荷板下部の各要素は安定しており不安定となる要素がのり面付近に集中しているのがわかる。しかもそれらは、補強材で分断されており、ちょうど補強材位置でスライスされた各土層ごとに、側方拘束力の小さいのり表面部に圧縮破壊される領域が生じる形となっている。これは、適切なのり面防護工で十分防ぎ得るものであり、のり面防護工が重要な役割を果たすことを示唆している。

図-13は、3.で述べた極限つり合い法に、補強材の実測の引張り力¹⁴⁾を入力し計算した結果を示したものである。補強材引張り力は分布形状で入力することとし、任意の円弧に対し、円弧が補強材を横切る点に発生している引張り力を分布形状から読み取る方法とした。

載荷応力として実測値の降伏載荷応力 $q=47.0 \text{ tf/m}^2$ を入力した結果、供試体の最小安全率は、図中の円弧で $F_{s\min}=1.05$ の結果が得られた。実際、試験において

$F_s \leq 1.0$
 $F_s \leq 0.8$

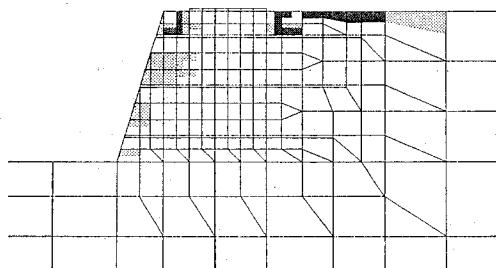


図-12 FEM 解析による供試体の安全率分布図

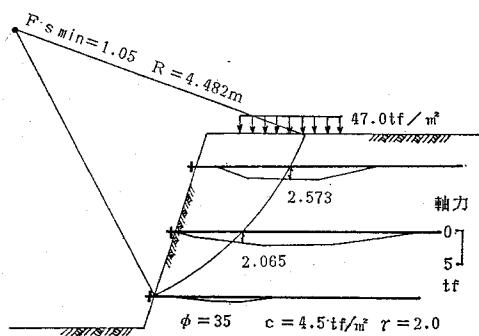


図-13 極限つり合い法による計算結果

も供試体は、3段目補強材を含まない部分で破壊しており、計算結果による破壊土塊範囲が試験結果の破壊土塊範囲によく一致している。さらにFEM解析(図-12)の安全率が1.0以下となる範囲もこの円弧で囲まれた範囲に近いといえる。また計算結果として得られた $F_{s\min}=1.05$ は、試験結果に対して非常に妥当な値であるといえる。

以上のことから、スリップジョイントを考慮したFEM解析および極限つり合い法によって、かなり精度よく補強土斜面の安定性あるいは補強材の設計ができるものと考えられる。ただし、ここでは補強材力が試験結果から明確である特殊条件を有するが、実際の設計に際しては、補強材力の推定法が今後の課題として残る。

5. 実際に施工した補強土斜面の動態観測結果と解析値

(1) 補強土斜面の概要

本工事は、福島県安達郡において、鉄道に近接し橋脚を構築する際に、根切り山留め工として補強土工法を用いたものである¹⁵⁾。

図-14は、本補強土斜面の断面を示したものである。補強材として、径25mm、長さ3.0m~7.0mの異形鉄筋を用いた。のり勾配1:0.5で、深さ11.6mまで切土したものであり、切土のり面は、7.0cm厚の吹付けコンクリートで防護した。

掘削は、各段約1.5mとし、7段に分けて行った。掘削開始から掘削完了までに用いた日数は20日である。

地盤は、大きく分けて、表土、まさ土、風化花崗岩の3層で構成されている。表土は N 値0~5の粘性土である。まさ土は粗粒状にまで風化し、 $D_M \sim D_L$ ¹⁶⁾とみなせる。 N 値は10~20である。風化花崗岩は $C_M \sim C_L$ ¹⁶⁾程度まで風化されており、 N 値50以上を示すが節理面は粘土化している。図中に示した土性値は、室内三軸圧縮試験および現場せん断試験で求めた値である。

当斜面では図中に示す位置に、地中変位計、沈下計、

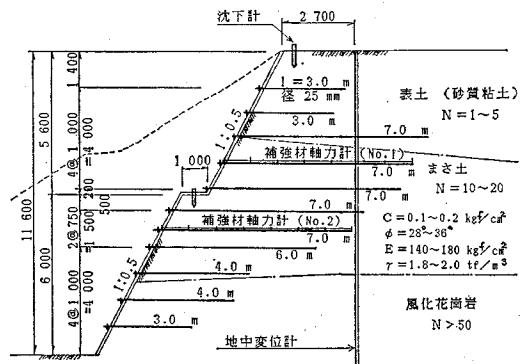


図-14 実際に施工した補強土斜面の断面図

補強材軸力計等の計測器を設置し、動態観測を行った。

(2) 動態観測結果

図-15は、GL±0～-7.0m(変位が大)間の地中変位および地表変位、地表沈下の経時変化を示したものである。掘削は約20日間で終了しているが、この間、各変位とも時間あるいは掘削の進行に伴って増加している。これは応力解放の影響で当然のことではあるが、掘削終了時点での斜面の変形速度が変化していることがわかる。掘削完了後、橋脚構築期間中は、補強土斜面を放置した状態であった。この間、変位速度は非常に遅く、掘削時の変位が応力解放による弾性変形であるのに対し、放置期間中の変形は、クリープ変形に近いものであると考えられる。またこの図から、地中の水平変位速度、変位量と地表面の水平変位速度、変位量は大略的にみて同じであるといえる。

以上のことから、切土による弾性変形が掘削終了時点ではほぼ終了するため、動態観測のための計器は、極力、掘削開始時点から計測できるものが適切である。また、のり表面の変位計測のみでも十分斜面の動態を把握できるといえる。

(3) FEM 解析結果と実測との比較

前項述べた解析方法により、弾性解析を行った。図-16は解析モデル、表-3は入力物性値である。

解析は、まず原地盤における地中応力を計算し、計画

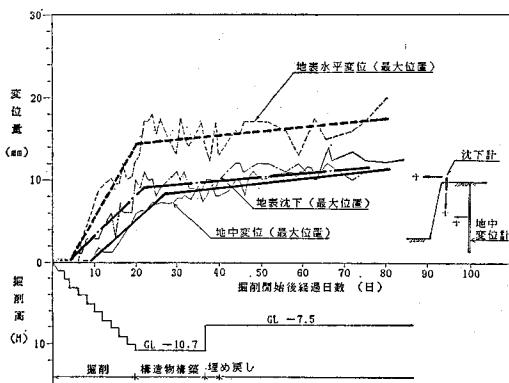


図-15 地中および地表変位の経時変化

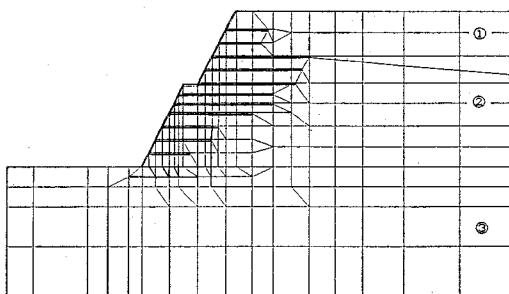


図-16 FEM 解析のための解析モデル

のり面位置に作用している節点応力を、掘削相当開放外力としてのり面に作用させる手順で行った。このとき、鉛直応力除去による実際のリバウンド量は小さいと判断し、鉛直外力は0とし水平外力のみ入力した。

図-17は、FEM解析結果によるモデル全体の変位を示したものである。ここで計測器設置位置に対応した断面で実測値と解析値とを比較してみる。

図-18は、掘削終了時点での地中変位について、FEM解析結果と実測値とを比較したものである。両者とも、GL±0～-7.0mまでは7.0～9.0mm程度変位し、

表-3 入力物性値

		地層 ①	地層 ②	地層 ③	補強材	
弾性係数	E	t ² /n ²	400	1500	5000	104600
単位体積重量	r	t ² /n ³	1.6	1.9	2.0	1.92
ボアソン比	v		0.40	0.35	0.20	0.30
粘着力	C	t ² /n ²	1.0	1.5	10.0	—
内部摩擦角	φ	度	15	30	30	—
土と補強材間力			C = 2.63t ² /n ² , φ = 30°			

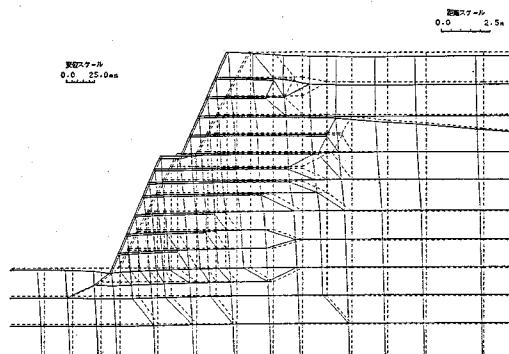


図-17 FEM 解析による変位図

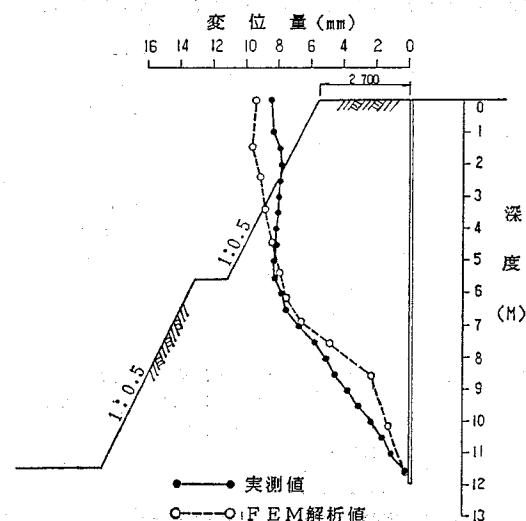


図-18 FEM 解析値と実測値との地中変位比較

それより深い部分でも、変位形態がよく一致する結果を得られている。

図-19は、補強材に発生する軸力分布のFEM解析結果と実測結果との比較である。

実斜面では、鉄筋ひずみ計を、掘削作業がかなり進んだ時点で設置せざるを得ないことから、実測値が、解析値より小さい値となっている。しかし、軸力分布形状はよく一致しており、のり面表面付近で、両者とも圧縮力が発生していることが特徴的である。また、ここでは図示していないが、掘削後、斜面を放置している期間中に、この圧縮力がさらに大きくなり、地中内部の補強材の引張り力は0に近づくという変化が生じた。後者の現象については、補強材に発生した引張り力が逸散するよう地盤がクリープしていったためと考えられる。

以上の地中変位、補強材軸力の実測値と解析値との比較結果から、土質物性値および平面ひずみモデルにおける補強材と地盤との相互作用が、大略的に表現できているものと考えられる。次に、このモデルから補強材をは

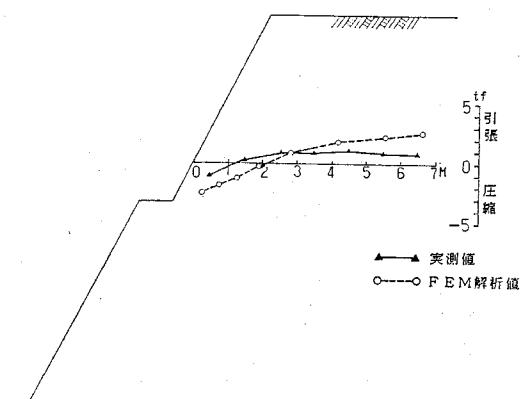


図-19 補強材軸力分布のFEM解析値と実測値との比較

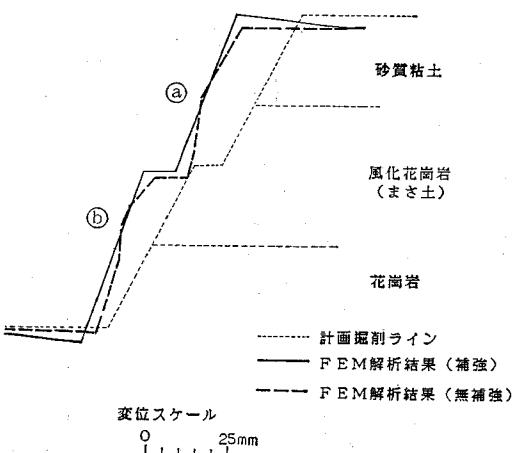


図-20 FEM解析による無補強および補強土斜面ののり面変形状態

ずした無補強状態での解析を行ってみた。

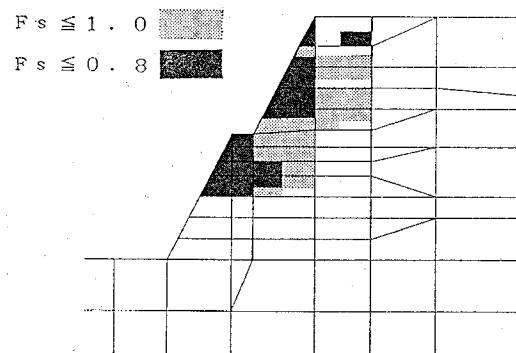
図-20は、FEM解析によるのり面表面の変形を示したものであるが、破線は無補強のもの、実線は補強したときのものを示す。

無補強斜面では、地層の物性値の違いに応じて、いびつな形で変形しているのに対し、補強斜面では、物性値の相違に左右されず、掘削のり面形状を保持したまま変形しているのがわかる。この現象によって、先述したのり面付近の補強材に発生する圧縮力の意味を説明できよう。すなわち、この圧縮力は、本来、大きくひずむはずののり面の④、⑥部分が、元ののり面形状を保持する補強土の機構により、④、⑥以外ののり面に打設された補強材と吹付けコンクリートで、押し付けられることによって発生したものである。

また、補強材には、地盤を一体化させる作用が働き、そのとき、補強材に引張り力のほか、圧縮力も発生することがわかる。ただし、この圧縮力は、補強効果に寄与するものでないと考えられる。圧縮力と同等の力が他の補強材に増加引張り力として発生しているはずであるため、むしろ除去すべき力といえる。すなわち圧縮力が發

a) 無補強斜面

要素安全率



b) 補強斜面

要素安全率

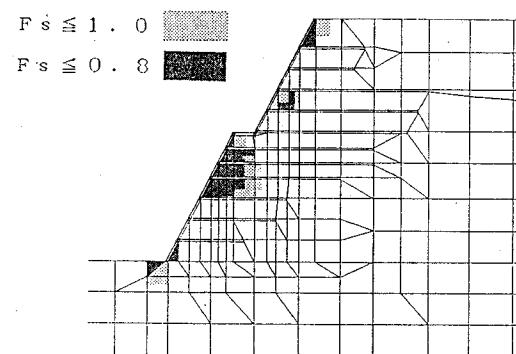


図-21 FEM解析による無補強、補強土斜面の安全率分布

生している補強材は、再度ナット締めを実施する必要のあることを意味する。

図-21 は、FEM 解析による無補強斜面、補強斜面の安全率分布を示したものである。

両者を比較すれば、無補強斜面で安全率が 1.0 以下（着色部）の範囲が、かなり広く分布しているのに対して補強土斜面では、それらが分散しているとともに縮小しているのがわかる。特に、補強土斜面では、のり尻部に応力が集中し、安全率 1.0 以下の部分が生じている。これは、補強材で剛体化したブロックが、擁壁に似た形で安定する結果¹⁷⁾であり、ブロック化した範囲の底部に応力を伝達させた結果であると考えられる。したがってブロック底部（ここではのり尻部）の地盤強度が安定性に対して重要なファクターになると推測される。

無補強斜面で着色部を含む形状で円弧すべり計算を行った結果、安全率は、 $F_s=0.94$ となった。一方、補強斜面で、前述した、極限つり合い法で安定計算してみると、補強材を多く通るすべりに対しては安全率が大きく、補強材の先端をかすめるすべりが安全率最小となり、その値は $F_s=1.22$ という結果が得られた。これらの結果は、FEM 解析による安全率分布ともよく整合しており、安定性の表現が異なるが、両者とも安定性を検討するうえで適用性の高い方法といえる。

6. 情報化施工への応用

以上述べたように、簡易 Bishop 円弧すべり安定解析法に、補強材の引張り抵抗力を付加した極限つり合い安定解析法あるいはスリップジョイントを考慮した FEM 解析法は、どちらも実際の補強土の挙動、安定性、変形等をよく表現できることがわかった。これらのことから、この 2 つの解析法は、補強土の設計および情報化施工における解析に十分適用し得るものと考えられる。特に、地盤あるいは地盤と補強材間の正確な物性値がわかっているれば、かなり精度のよい解析値を得ることができ。しかし、一般的の自然地山は非常に複雑で不均一であるため、正確な物性値や地盤特性を事前に知ることには限界がある。それゆえに自然地山を取り扱う際、特に地盤と補強材の相互作用を期待する補強土工法においては、情報化施工が有効な現場管理手法であるといえる。

情報化施工において欠くことのできないものは、情報を得るための計測と、情報を処理する解析法である。このうち後者は、本論文で示した解析法が適用し得ることがわかった。それに対し前者は、地中の変位計測、地表の変位計測、補強材軸力（応力）の計測の三種類が考えられる。情報は、極力手間がかからず、施工初期から連続的に入手できるものが好ましい。このような要因から補強材の軸力測定は情報入手が遅れる点で、最適な計測

項目とはいがたい。前項の実測値と解析値との比較から、両者の変形量、性状がよく一致していれば、解析から軸力をほぼ推定できると考えられる。したがって計測は、変位を中心に計画、実施するのが良策であろう。

変位の計測については、実測値と解析値との比較より、地表変位の一致が地中変位の一致を意味するため、地表変位の計測のみでも効率的な計測ができるといえる。特に、補強斜面が、元の地表形状をあまり変化させないで剛体的に変形するという特性から、のり面表面の変位計測は最も重要といえる。

こののり面表面の変形計測結果に、施工時における地盤の力学試験および補強材の引抜き試験結果を加えれば施工時の補強土斜面の情報は十分であると考えられる。

一方、実施工では、地盤と補強材とがスリップする状態まで達しないということで情報化施工を考えれば、解析法は、地盤と補強材間のスリップジョイントを簡素化した FEM 弾性解析でもよいと考えられる。これらは、パソコンコンピューターの能力で十分可能である。ただし、地盤と補強材間の応力値には始終注意を払い、極限つり合い法による計算結果をも含め総合的に判断、修正していくことが重要である。

7. 結 論

本研究では、補強土斜面の安定解析法を二通り示し、それらの解析結果と現場載荷試験結果、および実施工補強土斜面の動態観測結果とを比較し、両者の整合性のよいことを証明した。また補強土斜面における情報化施工の重要性と解析法の適用範囲について論じた。本研究によって得られた主たる結論は以下のとおりである。

(1) 補強材力を考慮した極限つり合い円弧すべり法によって補強土斜面の安定性を精度よく表現できる。

(2) スリップジョイントを組み入れた FEM 解析法によって補強土斜面の変位量、形態を精度よく表現することができる。

(3) 補強土斜面ののり面の変形は、元ののり面形状をあまり崩すことなく、ほぼ元の形で全体的に変形する形態を示す。

(4) 無補強時に広く分布する安全率の値の小さい範囲は、補強材を挿入することにより、補強材間ののり面表面付近のみに縮小する。

(5) 補強材に作用する軸力は、引張り力のみでなく、のり面付近部には圧縮力が発生する場合もある。

(6) のり面の変位量を計測することだけでも、補強土斜面の情報は十分であり、FEM 解析と極限つり合い法によって合理的な情報化施工ができる。

最後に、解析にご協力いただいた住友建設(株)土木部設計第一課の水谷淳氏に感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 龍岡文夫・浜田英治：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, No. 10～Vol. 37, No. 9, 1984, 1985.
- 2) 北村照喜・長尾 哲・奥原正由・斎藤孝夫：鉄筋補強土工法の斜面安定への適用と設計法に関する考え方について，土木学会論文集，No. 385, VI-7, pp. 79～87, 1987.
- 3) Gässler, G. and Gudehus, G.: Soil nailing-statistical design, Proc. 8th European Conf. on SMFE, Helsinki, Vol. 2, pp. 491～494, 1983.
- 4) 浜田英治・龍岡文夫・森平啓一：鉄筋による斜面の補強模型実験（第2報），第19回土質工学研究発表会，pp. 1167～1170, 1984.
- 5) 北村照喜・奥園誠之・長尾 哲：鉄筋による補強土工法に関する実験的研究，第16回日本道路会議論文集，pp. 93～94, 1985.
- 6) 印南修三・則武邦具：鉄筋による自然地山の安定工法，土木学会—最新の施工技術・No. 3, pp. 19～28, 1987.
- 7) Goodman, R.E. and St. John, C.: Finite element analysis for discontinuous rocks, Numerical Methods in Geotechnical Engineering, McGraw-Hill, New York, 1976.
- 8) 伊勢田哲也・棚橋由彦・樋口敏昭：壁面摩擦を考慮したFEM解析，第14回土質工学研究発表会，pp. 989～992, 1979.
- 9) 長尾 哲・則武邦具・印南修三：鉄筋による補強斜面の載荷実験時のグラウトと地盤との摩擦抵抗について，第39回土木学会年次学術講演会概要集，第III部門，pp. 383～384, 1984.
- 10) 三上 博・上原精治・長尾 哲・印南修三：有限要素解析を用いた鉄筋による補強斜面の変位予測について，第40回土木学会年次学術講演会概要集，第III部門，pp. 667～668, 1985.
- 11) 長尾 哲・金子恵二・上原精治・太田元明・三上 博：鉄筋による補強斜面での載荷実験—補強鉄筋の応力ならびに周面摩擦について，第20回土質工学研究発表会，pp. 1349～1352, 1985.
- 12) 奥園誠之・奥原正由・長尾 哲・上原精治・印南修三：鉄筋による補強斜面での載荷実験—打設鉄筋長の補強効果への影響，第20回土質工学研究発表会，pp. 1353～1356, 1985.
- 13) Kitamura, T., Nagao, A. and Mizutani, J.: Field Experiment On Reinforced Earth And Its Evaluation By FEM, Kyushu International Geotechnical Symposium On Theory And Practice Of Earth Reinforcement, 1988 (投稿中).
- 14) 日本道路公団試験所, 建設機械化研究所：昭和60年度鉄筋による斜面補強工法に関する調査報告書, 1986.
- 15) 須田孝夫・則武邦具・瀬川達夫・佐々木健二：補強材による斜面安定工法—SW工法の施工（その2），第19回土質工学研究発表会，pp. 1319～1320, 1984.
- 16) 土質工学会編：風化花崗岩とまさ土の工学的性質とその応用，pp. 128～133, 1979.
- 17) Noritake, K. and Innami, S.: Stabilizing Method For Cut Slope By Reinforcement Bars, 13th ARRB-5th REAAA Combined Conference, 1986.

(1987.10.23・受付)