

軟弱地盤上の盛土補強工法の安定性向上効果の有限要素法による検証

後藤政昭¹

¹正会員 基礎地盤コンサルタンツ(株) 関西支社 (〒550 大阪市西区阿波座1-11-14)

軟弱地盤上の盛土補強工法の設計法を補足検証するために、模型盛土の下部にアンカーを配置した実験結果(アンカーは盛土横断方向に連続した場合と、盛土中央部で切れて不連続になった場合の2ケース)の検証をおこなった。検証方法としては、模型盛土の立ち上がりまでの安定性、アンカー軸力、周辺地盤変位を予測するのに、バイリニア非線形弾性有限要素法解析を適用し、発生応力を読み取った安定解析を実施した。その結果、連続アンカー(安定に80cm盛り立て完了)と不連続アンカー(70cm盛り立て時に崩壊)の安定性の差を適切に表現できた。なお、従来から行われている円弧すべりの計算についても、連続アンカーの場合はアンカーによる引張力を考慮した場合は、実現象に近い安全率が得られることが明らかとなった。

Key Words : reinforced embankment, stability analysis, finite element method, soft ground, design

1. はじめに

軟弱地盤上に盛土を行う場合、問題になるのは安定と沈下である。盛土補強工法は、盛土体下部に引張補強材を配置し、盛土体の引張強度を増加させることにより、盛土の安定性の向上と側方変位の抑制をはかる工法であり、盛土の不等沈下を軽減する効果も期待できる。

軟弱地盤上の盛土の安定対策に鋼材等の人工の引張補強材を適用した比較的初期の例としては江別の試験盛土¹⁾が挙げられる。その後、本州四国連絡公団の早島インターチェンジで適用された際、種々検討されて、補強時や無補強時の安全率が提案された^{2),3)}。

以上の結果等を踏まえ、軟弱地盤上の盛土補強工法の設計については「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計、施工マニュアル」等では図-1の実線のフローに従って、無補強時の円弧すべり計算や、ジオテキスタイルを考慮した円弧すべり計算、ジオテキスタイル上の盛土の滑動の検討を行うように定められている⁴⁾。

この設計の考え方は上記の早島インターチェンジでの考え方等を参考にしているものの、経験に依

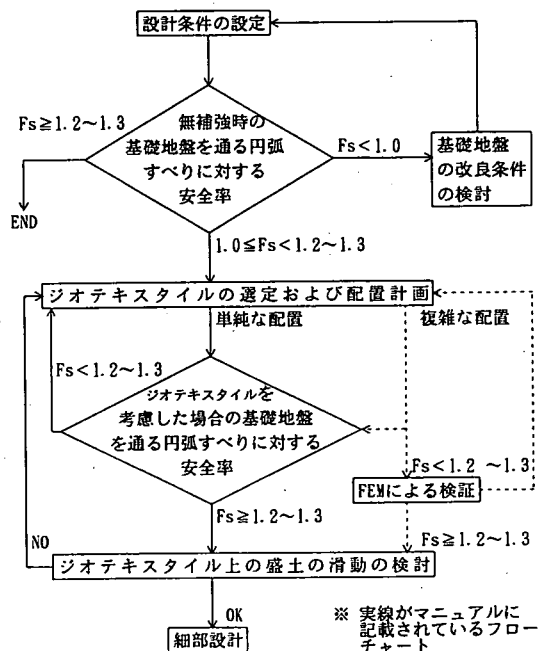


図-1 軟弱地盤上の盛土の補強にジオテキスタイルを適用する場合の設計手順⁴⁾

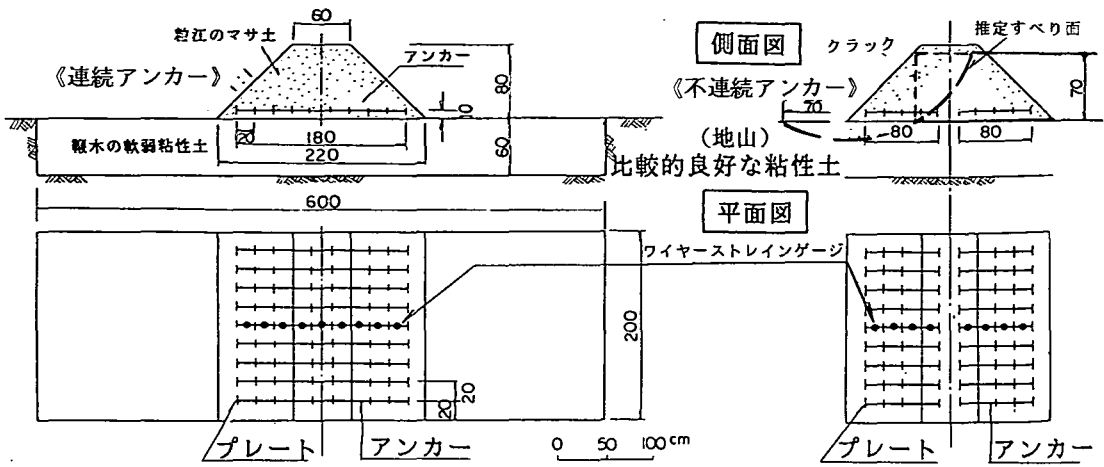


図-2 模型盛土概要

存する割合が大きく、安定解析手法については、末に確立されたとは言えない面がある。

すなわち、図-1のフロー中のジオテキスタイルの配置計画の中で、点線で示すように複雑な配置の場合にアンカーの配置位置やアンカー長の違いによる盛土補強効果の差を定量的に評価するには従来から行われている円弧すべり計算だけでは無理がある。

この原因としては、1)アンカー長さや形状(連続しているか否かや、アンカー段数)の差、2)盛土(材)と補強材の相互作用、3)軟弱地盤や盛土そのものの沈下や変形の問題、が考慮されていないこと等が挙げられる。

そこで、本論文では将来、図-1の点線で示すように、必要に応じて設計法の配置計画の中の一部として採用されることも期待して比較的簡便に行えるバイリニア非線形弾性有限要素法解析(以下FEM解析と略称する)で、アンカー形状の異なる2種類の模型盛土の安定性の差の検証を行った結果について述べる。

すなわち、FEMで得られた土要素の発生応力(σ_x , σ_y , τ_{xy})を読み取り、想定されるすべり面に沿う滑動力 M_r と抵抗力 M_d を計算して、すべり安全率 $F_s (=M_r/M_d)$ を求めるものである。土とアンカーの応力伝播および相対変位はバイリニア非線形のジョイント要素を用いてモデル化しているので、アンカーの有無によって土要素に発生する応力に違いが生じ、すべり安全率の差となって表れる。今回は土を非線形弾性体と考え、初期応力法(応力分配法)によって、モール・クーロンの破壊基準以上の応力を周辺要素やアンカーに再配分する手法によって、解析を行った。

2. 模型盛土

模型盛土は実際の盛土の1/10のスケールで実施した。また、後述するように盛土や軟弱地盤の強度も実際の1/10程度になるように盛土は非常に緩く作成し、軟弱地盤は水を加えてヘドロ状に軟らかくなるように作成した。

(1) 実験概要⁵⁾

実際に施工する現地の軟弱地盤上に、現地のマサ土による盛土を行った場合のアンカーに働く軸力及び地盤や盛土の変形を測定し、盛土の安定性、変形量とアンカーに働く軸力との関係を把握するために、模型盛土を実施した。盛土下部に埋設するアンカーについては、盛土横断方向に連続した場合(“連続アンカー”と称す)と盛土中央部で切れて不連続になった場合(“不連続アンカー”と称す)の2ケースとし、盛土の安定性、軸力並びに変形量を比較した。実験結果によれば、連続アンカーは所定高80cmの盛土を安定な状態で立ち上げることができたのに対し、不連続アンカーは盛土高70cmの時に図-2に示した円弧すべりに近い形状で法面崩壊を生じた。

(2) 実験モデル

図-2に示すように、野外実験場に幅2m、長さ6m、深さ0.6mのピットを作成し、このピットに現地の軟弱粘土を搬入し、水を加えて均一になるように攪拌し、表面を平滑化して軟弱地盤を作成した。その上に現地で使用されるマサ土を用いて高さ80cm、天端幅60cm、法勾配1割、延長2mの盛土を作成した。盛土中央部のアンカーの周囲は、ワイヤーストレインゲージを貼り付けている関係上、乾燥し、か

表-1 地盤及び盛土の土性値

項目		土質	地盤	盛土
粒特性	最大粒径 (mm)		3.0	25.4
	シルト・粘土分 (%)		56.3	32.2
液性	限界 (%)		45.3	34.8
塑性	指数		17.6	11.7
日本統一分類			シルト (M.L)	粘土質砂 (Sc)
含水比 (w) (%)			45~55	20~23
湿潤重量 (ρ_t) (KN/m ³)			17.5	17.0
三縮軸試圧験*	粘着力 c_u (KN/cm ²)		23	22
	内部摩擦角 ϕ_u (度)		0.8	10.4
締固め試験	最適含水比 W_{opt} (%)		22.0	16.6
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (Mg/cm ³)		1.574	1.759
q_c (コーン指数) (KN/m ²)			0 (-20~30cmまで) 40~100 (-30~-60cm)	50~100

*最適含水比付近でモールド内にて3層15回で締め固めた後実施したものであり、実際の強度とは異なる。

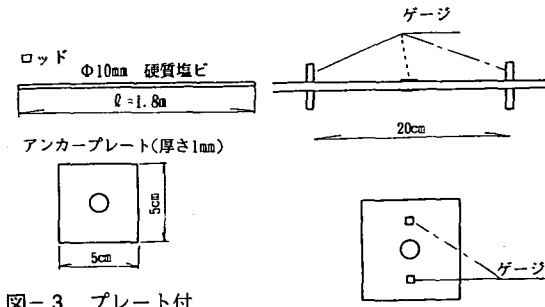


図-3 プレート付

アンカーの形状

図-4 ゲージ貼付位置

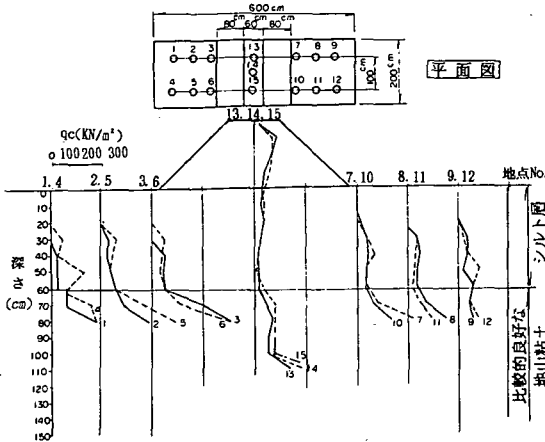


図-5 地盤のqc分布 (連続アンカー)

つ、ふるい分けたマサ土で埋め戻し、その他は一層20cmとして木ゴテで軽く押える程度に非常に緩く締固めて、プレート付アンカーの効果が表れ易いように配慮した。

盛土下部 (盛土下端から10cmの位置) には図-3に示す硬質塩ビ製のプレート付アンカー ($\phi=1.0$ cm) を20cmピッチで9列埋設した。中央のアンカーには図-4に示すようにプレート (5cm×5cmの正方形で厚さ0.1cm) 間のロッドとプレートそのものにワイヤーストレインゲージを貼付して軸力を測定した。

(3) 支圧式アンカーの検定

アンカーロッドは引張り試験を実施し、弾性係数 $E=3.49 \times 10^6$ KN/m²、引張破壊荷重4,020Nであることを確認した。また、プレートについても引張試験を実施し、ロッドの引張力686Nでプレートが破壊することを確認した (これらの値は、盛土に作用する土圧が、後述する式(1)で明らかのように盛土高 (実物の1/10) の2乗に比例することを考慮し、実物のほぼ1/100となるようにした)。

(4) 軟弱地盤及び盛土材の土性

軟弱地盤と盛土材料の土質試験結果は表-1に示したとおりである。連続アンカーモデルについて試験終了後実施した単管式コーンペネトロメーターの貫入試験結果によれば、図-5に示すように盛土の q_c 値は50~100KN/m²、地盤の q_c 値は地表より20cm~30cm迄は $q_c=0$ KN/m² (自沈)、30~60cm迄は $q_c=40\sim100$ KN/m² 前後、60cm以深の地山は $q_c=100\sim500$ KN/m² であった。尚、不連続アンカーの実験においても同様の傾向を示していた。

(5) 測定方法

地盤の水平変位は地盤上にメッシュ状に張った水糸の交点に設けた基標をスチールテープにより測定して求めた。鉛直変位も水糸と基標との高低差をスチールテープで計ることにより求めた。

盛土の沈下は連続アンカーの場合、盛土側方に設

表-2 入力地盤定数一覧表

材料 No.	土層	変形係数 E (KN/m ²)	ポアソン比 ν	湿潤重量 γ _t (KN/m ³)	粘着力 C (KN/m ²)	内部摩擦角 φ _u (度)
①~⑧	盛土	470	0.30	17.0	2	10.0
⑨	軟弱	50	0.45	7.5	1	0.0
⑩		100	0.45	7.5	2	0.0
⑪	粘性土	240	0.45	7.5	5	0.0
⑫		470	0.45	7.5	10	0.0
⑬	地山	1180	0.45	5.0	25	10.0
⑭	粘性土	2350	0.45	5.0	50	10.0

※地下水位は地表付近にあるので材料No. ⑨~⑭は浮力を考慮した水中重量とした

法法の繰り返し回数は20回、許容誤差応力は0.1 KN/m²とした。尚、誤差応力については、当該ステップで20回で収束しない場合は後続ステップに引き継がれるので、全ステップで最大160回の繰り返し計算をすることになる。

(2) 解析モデル

a) 解析メッシュ

解析モデルの下端並びに左右端は軟弱層の下端や左右端から180cmまで(今回の盛土を幅140cmの等分布荷重と考えると、図-7の盛土センター直下の下端(盛土下端からの深さは240cm)での伝播応力は等分布荷重の0.1強となるが、変形係数は、2350KN/m²と軟弱層の50KN/m²の約50倍あるので、下端での歪みは軟弱層に比べると1/500程度で問題にならない)とした。境界条件は下端は完全固定とし、左右端は水平方向のみ固定とした。メッシュ分割は、初期応力法による応力再配分が必要となる盛土及び軟弱層は10cmピッチと細かく分割した。解析に用いたメッシュ図のうち半断面(左、右対称)を図-7に示す(節点数935、要素数846)。

b) 土質区分並びに入力定数

土質区分については、盛土内は10cmピッチに8層、軟弱層は4層、地山は2層に区分した。以上の材料区分図のうち半断面(左、右対称)を図-8に示す。また、各材料(土質)に対応する入力定数を表-2に示す。

盛土と軟弱粘性土の土質定数のうち、粘着力(c)については、表-1並びに図-3で既述したポータブル貫入試験結果の小さ目の値に着目して、qc=10・Cの関係式⁶⁾よりqcの1/10の値を用いた。また、単位体積重量(γ_t)と内部摩擦角についても表-1で示した試験結果に基づいて設定した。尚、盛土は非常に緩く、かつφ_u=10°を見込むので、見かけの粘着力は小さ目のc=2KN/m²を用いた。次に軟弱地盤のうち、20cmはqc=0KN/m²であるので、非常

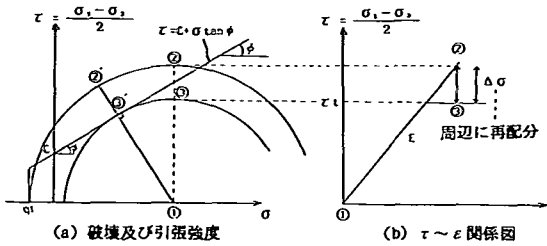


図-6 初期応力法説明模式図

けた不動型枠を基準として測定し、不連続アンカーの場合は小型の硬質塩ビ製沈下板を地盤面にセットして測定した。

なお、測定はアンカー土被り20cm、40cm、60cmと盛土完了後(土被り70cm)とした。

3. 有限要素法解析

模型実験結果の連続アンカーと不連続アンカーの違い(特に盛土の安定性と周辺地盤の変位)を検証する為にバイリニア型非線形弾性解析の1種である初期応力法(応力分配法)によるFEM解析を行った。

(1) 解析法

a) 初期応力法

初期応力法(応力分配法)は、土要素やジョイント要素のせん断応力レベルがモール・クーロンの破壊規準ないし引張レベルを超えると、超えた分の応力を破壊要素の周辺の要素に再配分する手法である。図-6で説明すると、破壊及び引張規準は(a)で与えられ、(b)に示すτ(せん断力)~ε(ひずみ)の図で、解析結果の応力(τ)とひずみ(ε)が破壊規準を超えて②地点になったとすると、破壊規準を超えるΔσの分の応力を周辺の要素に内向きの等価節点力Pとして再配分し、③地点まで戻すことになる。即ち、平均主応力は一定とし、超過したせん断応力(主応力の1/2)を内部不平衡力として、それと等価な節点力を求め、当該破壊要素の節点に作用させることによって行った。尚、応力を再配分した結果、新たに破壊する要素があればそれも含めて破壊規準を超える応力が0.1KN/m²となるまで繰り返し計算(最大繰り返し回数は20回)を行った。

その際、破壊した要素は破壊状態が持続される限り、その応力がモールの破壊基準に接するように挙動するが、応力配分の結果、破壊域から弾性域に応力レベルが低下する場合は再び弾性体として評価されるので、ひずみ硬化は考慮される。

b) ステップ解析の実施

解析は盛土前の応力状態を再現する解析(ステップ1)に続き、盛土高10cm毎にステップ解析(2~9)を行ない、前記したように、各ステップ毎の初期応

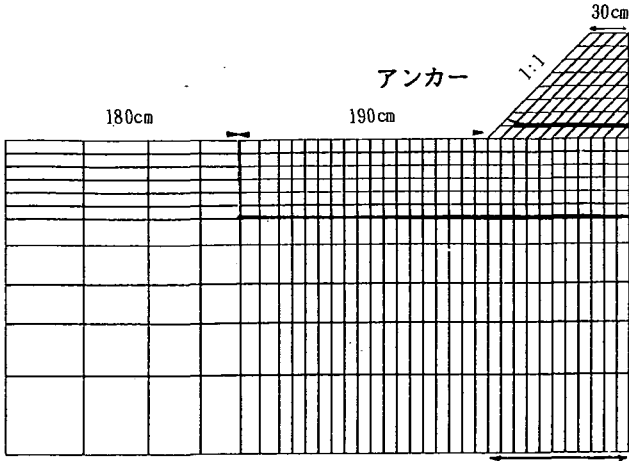


図-7 FEM解析メッシュ図(半断面)

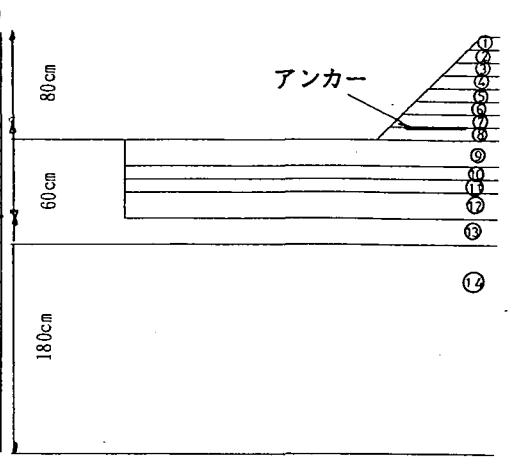
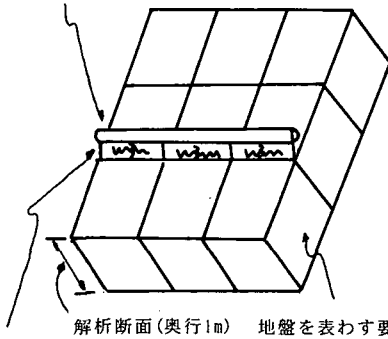


図-8 FEM材料区分図(半断面)

アンカーを表わす棒要素(解析断面から離れている)



解析断面(奥行1m) 地盤を表わす要素
アンカーと地盤を結ぶジョイント

図-9 棒要素並びにジョイント要素の模式図

小さな値として $c = 1\text{KN/m}^2$ を代入した。

尚、ポアソン比については盛土内は、側方拘束が無く、排水変形に近い変形するものと考え、小さ目の $\nu = 0.3$ とし、軟弱粘性土と地山粘性土については、非排水変形に近い変形をするものと考え、 $\nu = 0.45$ とした。

(3) アンカー並びにジョイント要素

a) アンカーのモデル化

アンカーは引張力や圧縮力のみ抵抗する棒要素としてモデル化し、弾性係数は引張試験結果に基づいて $E = 3.49 \times 10^6 \text{KN/m}^2$ とした。また、断面積は1本当たり $A = 0.785 \text{cm}^2 = 7.85 \times 10^{-5} \text{m}^2$ であるので、単位奥行当たりに換算して、 $7.85 \times 10^{-5} \text{m}^2 \times 9 \text{本}/2 \text{m} = 3.53 \times 10^{-4} \text{m}^2/\text{m}$ とした。

b) ジョイント要素のモデル化

土とアンカーの相互作用はジョイント要素でモデル化した。ジョイントの物性は、せん断方向(すべ

り方向)と開閉方向(要素直角方向)の剛性 k_s, k_n で表せるが、すべり方向についてはモール・クロン型の破壊規準

$$\tau = C + \sigma \tan \phi$$

を満足するものとした。また、アンカーは図-9に示すように2次元平面外にあり、2次元平面内の地盤はジョイント要素で結合されているものと仮定した。

c) ジョイント要素の入力定数

ジョイントは、アンカー周囲の土要素をモデル化したものである。要素の C, ϕ は盛土と同じ値を代入した。せん断剛性 (k_s) は k 値 $= 43 \text{MN/m}^3$ のマサ土に対してプレート寸法 $18 \times 18 \text{cm} \sim 25 \times 30 \text{cm}$ の場合に得られた引抜試験結果のバネ定数⁷⁾ を外挿した 490KN/m をトライアルによって求めて代入した。開閉剛性は大きな値を代入し、アンカーと盛土高が一体となって沈下するよう配慮した。

(4) 解析ケース

解析ケースは一連アンカー、二連アンカーの他にアンカーが無い場合を加えた3ケースとし、周辺地盤の変形、盛土の沈下、アンカー軸力、盛土の安定性について比較した。

4. アンカー軸力と変形についての実測値と解析結果の比較

(1) アンカーの軸力

a) 軸力の横断分布の比較

連続アンカーの場合の各盛土高の軸力分布の測定結果とFEM解析結果を比較して図-10に示す。実測された軸力は盛土の立ち上がりと共に増加し、盛土完了時の最大軸力は盛土中央部で 385N であり、端部に向かいほぼ左右対称に減少している。次にFEM

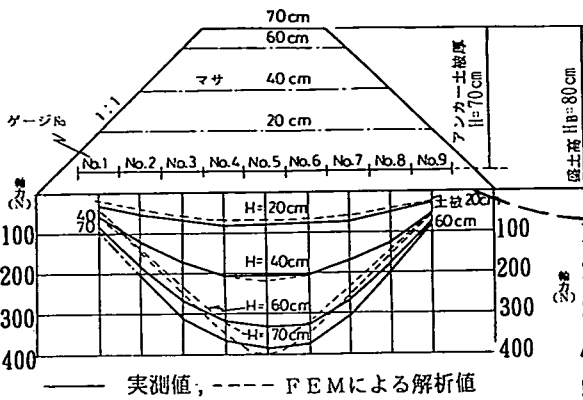


図-10 軸力の分布比較図(連続アンカー)

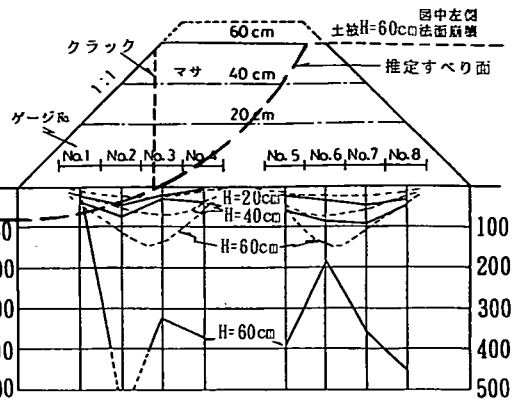


図-11 軸力の分布比較図(不連続アンカー)

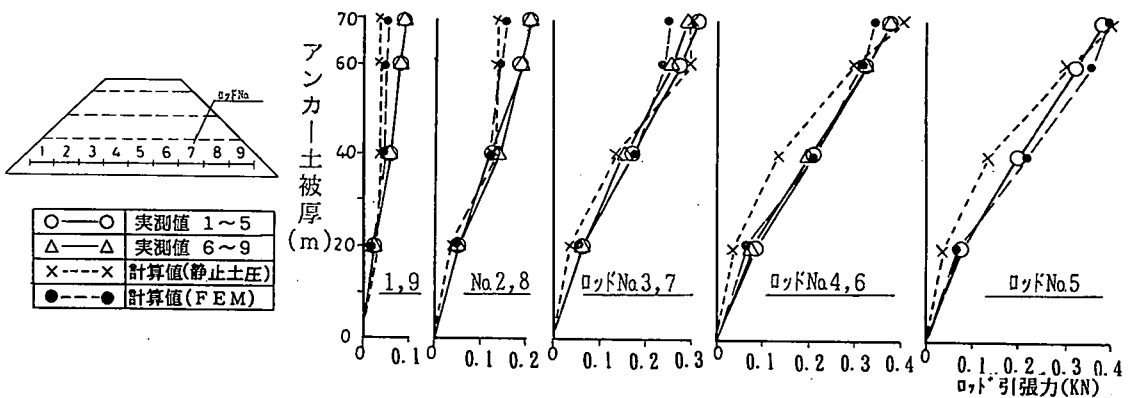


図-12 アンカー軸力の実測値と計算値の比較図(連続アンカー)

Mによる解析値に着目すると、盛土中央部での最大軸力については、各アンカーの土被厚毎の変化をほぼ定量的に予測できているのが明らかであり、盛土完了時の最大軸力は盛土中央部で398N/本と、実測値とほぼ同じ値となっている。

不連続アンカーの場合の土被り厚60cmまでの軸力分布の測定結果をFEM解析結果と比較して図-11に示す。同図より明らかなように、アンカーの土被り60cmの時に推定すべり面に沿う形状で盛土法面の崩壊を生じ、同時に法面にクラックが生じたので、それ以後の盛土は中止した。軸力分布は土被り40cmまでは、中央部と最端部で小さくその中間で大きい傾向が見られ、FEMでも定性的な傾向は把握できている。

b) 静止土圧係数を用いた連続アンカーの軸力の算出

図-10より連続アンカーの場合のアンカー軸力は盛土の立ち上がりとともに増加することが明らかとなった。そこで、福岡ら³⁾も試みているように、アンカー位置より上の部分の静止土圧相当分の水平土圧がアンカー軸力(引張力)として作用すると仮定した式(1)で計算されるアンカー引張力と実測値と

を比較して図-12に示す。なお、同図中にはFEM解析で計算される軸力(引張力)も併記してある。ここで用いる静止土圧係数(K_0)は盛土内であるので、0.5よりやや小さ目の値として、FEM解析で用いたポアソン比 $\nu = 0.3$ に対応する0.43を用いた。

$$P = \frac{1}{2} \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot H^2 \times a \quad (1)$$

- ここに、 K_0 : 静止土圧係数 (=0.43)
- γ : 盛土の単位体積重量 (=17KN/m³)
- H : アンカー面からの土被厚 (m)
- a : ロッド1本当たりの引張力換算係数 (2m ÷ 9本 = 0.222)

図-12によれば、アンカーに発生する引張力は定性的には式(1)で比較的良く推定できることが明らかである。なお、式(1)によればアンカー軸力の最大値はアンカー土被厚70cm(盛土高80cm)の時、398Nと求まり、実測値385Nとかなり良く一致している。また、静止土圧を用いた計算値とFEMによる計算値を比較すると、FEMの方がより実測値に近い値が得られている(特にアンカー土被厚60cmまで)ことが明らかである。

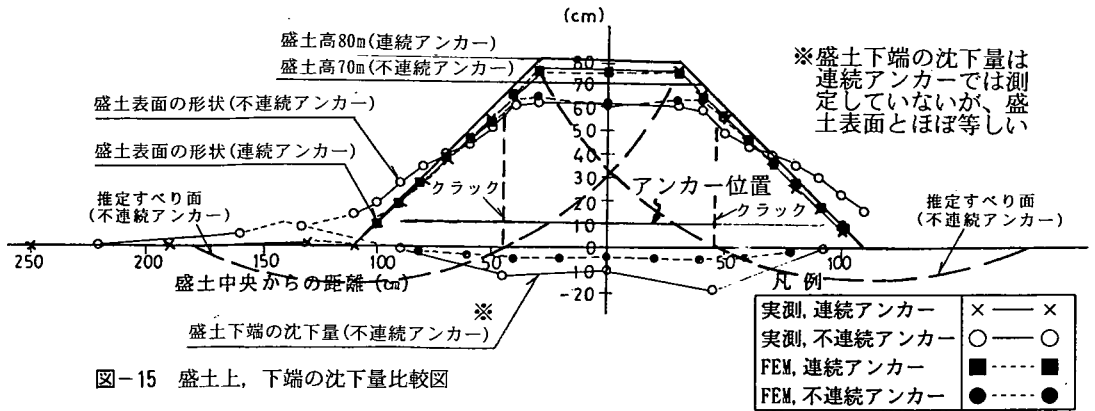


図-15 盛土上, 下端の沈下量比較図

(2) 周辺地盤の変形

a) 軟弱地盤表面の水平変位

図-13は軟弱地盤表面の水平変位について連続アンカーのアンカー土被厚70cm時点と不連続アンカー土被厚60cm(破壊)時点と比較したものである。

連続アンカーの場合の実測変位は盛土法尻の測点で最も大きく、3.0cm程度となっているが、変位量としてはさほど大きくなく、それ以遠では極めて小さい。なお、FEMによる解析値は実測値とかなり一致している。

不連続アンカーの場合の水平方向変位は盛土法尻から10cm離れた測点で最も大きく、盛土高70cm(アンカー土被厚60cm)の時に法面の崩壊を生じ、その時点での側方変位は右側で23cm, 左側で33cm程度である。なお、FEMによる解析値は実測値に比べて1/5前後と非常に小さく、このように崩壊を生じている場合の予測は、初期応力法による非線形解析を行っても、FEMの適用限界を超えていると考えられる。

b) 軟弱地盤表面の鉛直変位

図-14は軟弱地盤表面の鉛直変位について、連続アンカーと不連続アンカーを比較したものである。連続アンカーの場合、盛土法尻から20cm離れた測点で1.1cmの隆起を生じているが、隆起量としては少ない。なお、FEMによる解析値は法尻付近では比較的良く一致している。次に、不連続アンカーの場合、破壊した為に盛土法尻から50cm離れた測点でも4cm程度の隆起を生じており、水平変位と同じく、FEMによる解析はかなり小さくなっている。こちらも破壊した為にFEMの適用限界を超えているものと考えられる。

(3) 盛土表面及び盛土下端面の鉛直変位の比較

連続アンカー(盛土高80cm)と不連続アンカー(盛土高70cm)の盛土表面の沈下を比較して図-15に示す。連続アンカーの場合は、盛土天端で4cm程度の沈下に収まっており、法面の沈下も盛土形状を保った状態で法尻に向かって減少している。なお、FEM

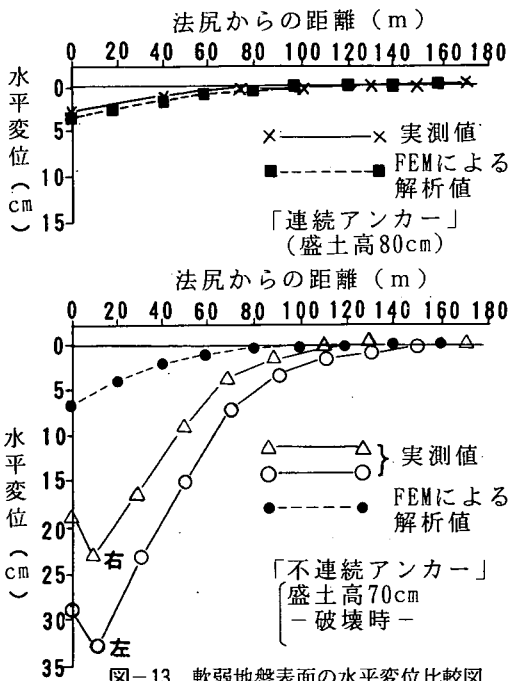


図-13 軟弱地盤表面の水平変位比較図

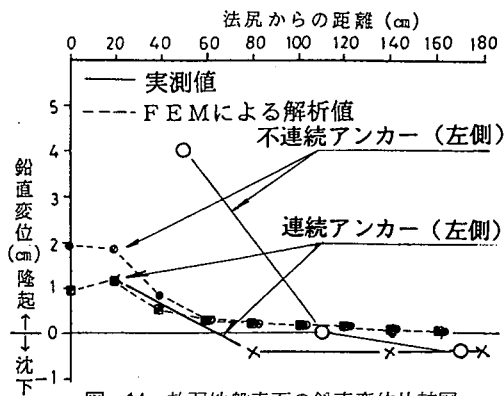


図-14 軟弱地盤表面の鉛直変位比較図

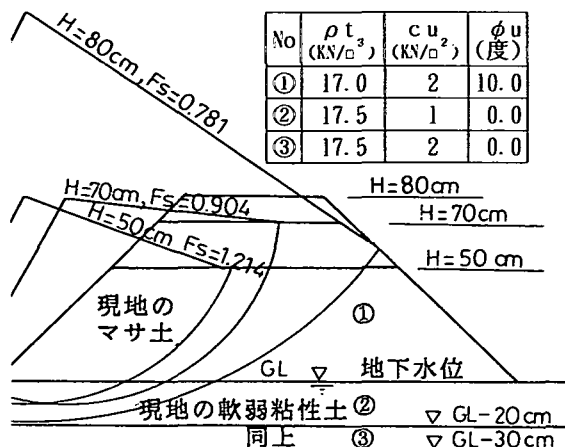


図-16 円弧すべり解析結果「アンカー無の場合」
(H=50cm, 70cm, 80cm)

M解析結果の盛土表面の沈下量は実測値とかなり良く対応しており、盛土立ち上がりまでは、FEM解析でかなり良く予測できることを示している。

不連続アンカーの場合は、図-15に併記したように盛土高70cmの時に盛土にすべり破壊が生じた。即ち、破壊後間もなく、法尻は15cm程度隆起し、天端は10cm程度沈下し、法面にはクラックが発生した。FEM解析結果は天端の沈下量はほぼ等しくなっているが、法尻付近の隆起量は実測よりかなり少なくなっている。こちらは破壊を生じているので、FEM解析による予測の限界を超えていると見なせよう。

不連続アンカーの場合は盛土下端面の沈下も測定したが、10cm~15cmの沈下が生じている。なお、FEM解析結果盛土下端の沈下量も実測値の1/2~1/3となっており、こちらも破壊したことにより、FEMの予測の限界を超えていると見なせる。

5. 盛土の安定性の検証

(1) 円弧すべり解析による盛土の安定性評価

従来の円弧すべりによる軟弱地盤上の盛土補強工法の安定性の検討は無補強時と補強時の両ケースで行うのが一般的である^{2),4)}。

a) アンカー引張力を考慮しない場合の盛土の安定性
盛土高H=50cm, 70cm, 80cmの時のアンカー引張力を考慮しない場合の盛土の安定解析を修正フェレニウス法で行った。なお、湿潤密度(ρ_t)と強度定数(c_u, ϕ_u)はFEM解析と同じ値を用いた。

円弧すべりに対応する、最小安全率時の円弧は図-16に示すように求まる。H=70cmに対応する安全率はFs=0.904となり、不連続アンカーの場合、アンカーの無い部分を通るすべり破壊を生じていることと良い対応を示している。

b) アンカー軸力を考慮した場合の盛土の安定性

連続アンカーの場合は、盛土高H=80cmの場合でも安定な状態で盛土を立ち上げることができたので、アンカーの引張力(実測値)を考慮した場合の盛土の安全率(Fs')を次式で求めた。

$$Fs' = (Mr + T \cdot \ell) / Md \quad (2)$$

ここに、

Mr: 最小安全率を与える円弧に対応する抵抗モーメント (KN・m)

Md: 同じく滑動モーメント (KN・m)

T: 単位奥行(1m)当たりの実測されたアンカー引張力 (KN)

ℓ : 円弧中心からアンカー位置までの鉛直距離 (m)

・ H=50cmの場合、Mr=2.23KN・m, Md=1.83KN・m, T=0.199KN×9本/2m=0.896KN, $\ell=0.7m$ を代入して $Fs'=(2.23+0.896 \times 0.7) \div 1.83=1.56$

・ H=70cmの場合、Mr=2.76KN・m, Md=3.05KN・m, T=0.324KN×9本/2m=1.458KN, $\ell=0.7m$ を代入して $Fs'=(2.76+1.458 \times 0.7) \div 3.05=1.24$

・ H=80cmの場合、Mr=7.80KN・m, Md=9.98KN・m, T=0.378KN×9本/2m=1.700KN, $\ell=1.51m$ を代入して $Fs'=(7.80+1.700 \times 1.51) \div 9.98=1.04$

と求まり、H=80cmの場合でも $Fs > 1.0$ の安全率が得られ、実現象に見合った値となっている。

(2) 有限要素法解析結果の発生応力を用いたすべり安定解析

アンカー土被厚40cm, 60cm, 70cm(盛土高だと50cm, 70cm, 80cm)の時のFEM解析結果の各要素の発生応力(σ_x ; 水平応力, σ_y ; 鉛直応力, τ_{xy} ; 2次元平面歪み断面上のせん断応力)を用いて、各要素の滑り面に対する直応力 σ_e と滑り面に沿うせん断力 τ_e を求め、渡辺ら⁸⁾が試みているように、次式で滑り安全率を求めた。

$$Fs = \sum (C_e + \sigma_e \tan \Phi_e) \ell_e / \sum \tau_e \ell_e \quad (3)$$

ここに C_e : 各要素の粘着力

σ_e : 各要素の滑り面に対する直応力

Φ_e : 各要素の内部摩擦角

ℓ_e : 各要素の滑り面の長さ

τ_e : 各要素の滑り面に沿うせん断力

(以下、この手法をFEMARCと略称する)。

なお、この手法ではアンカーが分担する応力(引張力)の分だけ、土要素に発生する引張力が少なくなるので、土要素の安全率が向上することになり、アンカーの有無による差が考慮できる。すなわち、土が受け持つべきすべりに対する抵抗力を、アンカーが引張力として受け持つ為、土の応力が減少し、

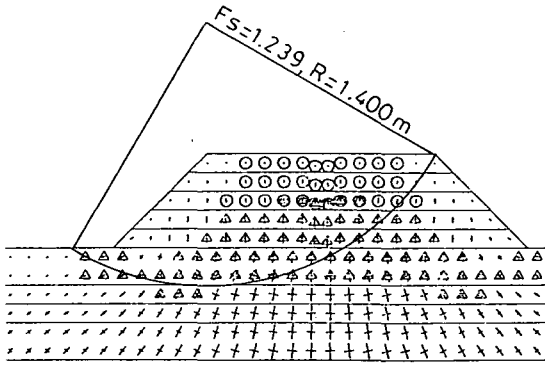


図-17 FEM解析結果の主応力図と安定計算結果
(アンカー無モデル, 盛土高50cm)

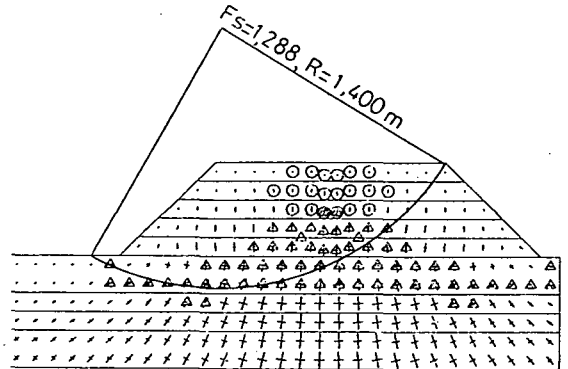


図-18 FEM解析結果の主応力図と安定計算結果
(不連続アンカー, 盛土高50cm)

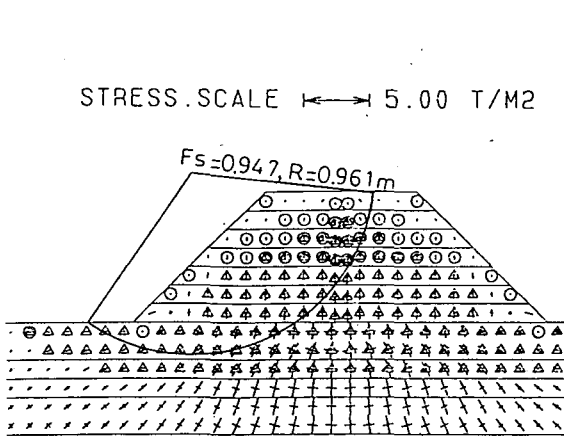


図-19 FEM解析結果の主応力図と安定計算結果
(アンカー無モデル, 盛土高70cm)

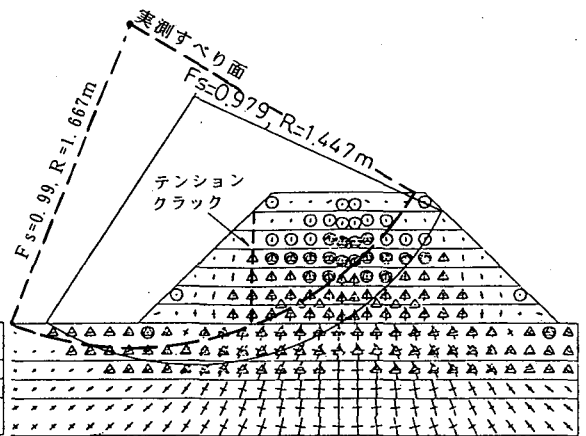


図-20 FEM解析結果の主応力図と安定計算結果
(不連続アンカー, 盛土高70cm)

※△ せん断破壊をしている要素
○ 引張破壊をしている要素

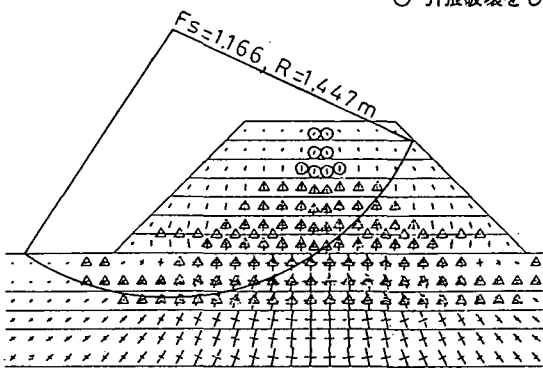


図-21 FEM解析結果の主応力図と安定計算結果
(連続アンカー, 盛土高70cm)

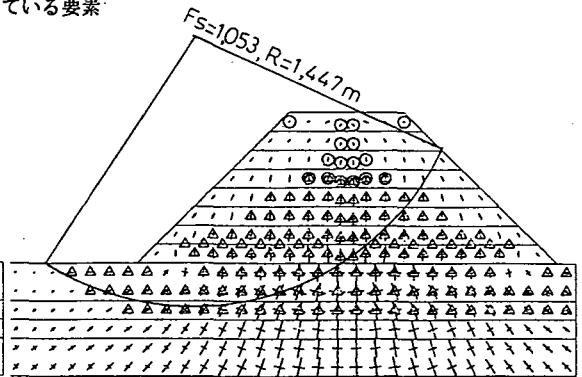


図-22 FEM解析結果の主応力図と安定計算結果
(連続アンカー, 盛土高80cm)

表-3 盛土のすべり安全率の比較表

盛土高 (7フカ) (1層) (m)	アンカー の条件	FEM解析結果に基づく安定解析 (FEMARC)								通常の円弧すべり安定解析					
		誤差応力 (KN/m ²)	図 No.	円弧中心座標(m)		半径 R(m)	Mr (KN・m)	Md (KN・m)	Fs = Mr Md	円弧中心座標(m)		半径 R(m)	Mr (KN・m)	Md (KN・m)	Fs = Mr Md
				X	Y					X	Y				
50 (40)	無	0.30	図 17	-0.61	1.20	1.400	3.25	2.62	1.24	-1.01	0.80	0.90	2.23	1.83	1.22
	不連続	0.60	図 18	-0.61	1.20	1.400	3.26	2.53	1.29	-					
	連続	0.10		0.61	1.40	1.600	3.35	2.07	1.62	1.01	0.80	0.90	2.85	1.83	1.56
70 (60)	無	1.19	図-19	-0.81	0.80	0.961	3.40	3.59	0.95	-0.81	0.80	0.90	2.76	3.05	0.90
	不連続	0.02	図-20	-0.81	1.20	1.447	4.45	4.55	0.98	-					
	連続	0.22	図-21	-0.81	1.20	1.447	4.60	3.94	1.17	-0.81	0.80	0.90	3.78	3.05	1.24
80 (70)	無	1.52	-	-1.01	1.00	1.143	3.74	4.39	0.85	-1.01	1.61	1.81	7.80	9.98	0.78
	不連続	1.22		0.81	0.80	0.961	3.47	3.90	0.89	-					
	連続	0.51	図-22	-0.81	1.20	1.447	4.69	4.45	1.05	-1.01	1.61	1.81	10.36	9.98	1.04

結果として滑動力が減少することになる。また、土要素の発生応力を読み取ってすべりの方向に沿った安全率を算出するので精度は非常に高いと見なせる。得られた安全率他をまとめて表-3に示す。同表中には、通常の円弧すべりの場合の安全率他も並記して示す。同表中の盛土高70cmの場合の連続アンカーと不連続アンカーのFEMARCの半径は等しいのでMdの差が、アンカー分担力の差である。同表で明らかになように、FEMARCでも連続アンカーの場合は盛土高80cmでも1.0以上の安全率(Fs=1.05)が得られており、盛土が安定に立ち上がったことと対応している。また、不連続アンカーの場合は盛土高70cmでもFs=1.0を若干下廻る安定率(Fs=0.98)が得られており、法面崩壊を生じたことと対応している。

表-3中の初期応力法で解析した結果の誤差応力は、連続アンカーでは盛土高80cmでも誤差応力は0.5 KN/m²程度であり、収束はかなり良いことが明らかである。なお、不連続アンカー及びアンカー無の場合は盛土高70cmの時(法面崩壊時)の誤差応力は1.0 KN/m²以上となっている。

同表中に併記した図-18~図-23はFEM解析結果の主応力図に、FEMARCでの安定解析結果を併記したものである。なお、主応力図中の△はせん断破壊をしている要素、○は引張破壊をしている要素を示すので、不安定な範囲の広がりが見られる(ただし、誤差応力は、全体にかなり小さいので、各要素の安全率は1.0にかなり近い値となっている)。

すなわち、盛土高50cmの場合(図-17, 18)を比較すると、アンカー無モデルに比べて、不連続アンカーの方が盛土体下部のせん断破壊領域や、盛土体上部の引張破壊をしている要素が少なくなっており、円弧すべり安全率も0.05程度大きくなっている。

次に、盛土高70cmの3ケース(図-19~図-21)を比較すると、アンカー無、不連続アンカー、連続アンカーの順に盛土本体と軟弱地盤の第1層を中心に

破壊要素が少なくなっているのが明らかである。次に、FEMARCによる円弧すべり安全率も0.947<0.979<1.166と連続アンカーが最も大きくなっている。なお、図-20には実測されたすべり面とテンションクラックも併記して示すが、実測値とFEMARCによる推定値はかなり良く一致している。

最後に、連続アンカーの盛土高70cmと80cm(図-21, 図-22)を比較すると、盛土高80cmの方が、破壊要素が多くなっており、安全率も1.053と0.1程度小さくなっていることと対応している。

6. まとめ

本論文は、補強土を用いた軟弱地盤上の盛土の安定性評価に有限要素法解析(FEM)を用いた検討結果について述べている。FEMでは土をバイリニア型非線形弾性体と考え、初期応力法による解析を行い、土とアンカーの応力伝播と相対変位はジョイント要素を用いて模型実験の検証を行った。検証は、アンカー軸力、盛土の安定性、盛土並びに周辺地盤の変形に着目して行ったが、実際の現象をかなり良く予測できることが明らかとなった。本論文で明らかとなったことをまとめると以下の通りである。

a) FEMによる解析結果の主応力を読み取って安定計算を行ったところ、連続アンカーでは盛土高80cmまで盛り立てでき、不連続アンカーでは盛土高70cmで法面崩壊を生じたのと同じ安全率が得られた。すなわち、図-1で既述した従来の設計法では定量的に評価できなかったアンカーの配置やアンカー長が異なる場合の盛土のすべり安定性の評価にFEMが有効であるのが実証できた。

b) FEMによる推定結果のアンカー応力は、連続、不連続とも(ただし不連続は破壊するまでは)実測値とかなりよく対応した値が得られた。

c) FEMによる推定結果の周辺地盤変形や盛土部の沈下についても、連続の場合は、実測値に比較的

近い値が得られた。

d) FEM以外でアンカー応力を推定するには、連続アンカーの場合は従来の設計法と同じく、盛土内のアンカー位置より上の静止土圧がアンカー軸力として作用すると考える式(1)でも、実測値にかなり近い値が得られることが明らかとなった。

e) 盛土の安定性を評価するには、連続アンカーの場合は通常の間接すべり解析の抵抗モーメントにアンカー軸力によるモーメントを加えた式(2)でも、実態に見合った答えが得られることが明らかとなったが、不連続アンカーの場合はこの限りでない。

最後に、今回の結果よりFEMによる安定解析手法を必要に応じて図-1の点線のように取り入れれば、従来のフローでも複雑な配置の場合の設計も可能であることが明らかとなった。

なお、今回の模式実験結果に基づいた実施工は既に実施され、充分安定な状態で盛り立てを完了している⁹⁾。また、今回の検討手法は地すべりの安定対策にも応用可能であり、アンカー応力に余裕があれば、抵抗力の余裕分としての評価も可能となるので、今後さらに検討して行く所存である。

今回の解析は福岡正巳先生らが東京理科大で実施された模型実験結果を検証したものであり、記して感謝する。又、京都大学の大西有三教授の適切なアドバイスに対して、記して感謝する。

最後に、解析モデル、解析手法等について、有益な助言を頂いた基礎地盤コンサルタンツ(株)数値解析室の関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) Ohta, H., Mochinaga, R. and Kurihara: Investigation of soft foundations with surface reinforcement. *Proc. 3rd Australia-New Zealand Geomechanics Conference*, 1980.
- 2) 天野弘也, 友寄孝, 後藤政昭: プレートアンカー鉄筋を用いた盛土補強工の試験工事および設計・施工例, 基礎工, Vol. 14, No. 12, pp. 93-103, 1986.
- 3) Fukuoka Masami and Goto Masaaki: Design and construction of steel bars with anchor plates applying *International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement*, Fukuoka, pp. 389-394, 1988.
- 4) (財)土木研究センター, ジオテキスタイル補強土工法普及委員会: ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル, pp. 209-215, 1994年2月.
- 5) 西村淳, 福岡正巳, 今井芳徳, 竹村康比呂: プレートアンカーを用いた補強盛土工の実験的研究, 土木学会第40回年次学術講演会概要集, III pp. 381-382, 1984.
- 6) 地盤工学会: 地盤調査法, pp. 225, 1995.
- 7) 西宏昌, 福岡正巳, 今村芳徳, 西村淳, 永山貴志: プレートアンカー現場実物大引抜き試験, 第20回土質工学研究発表会, pp. 1341-1342, 1985.
- 8) 渡辺啓行, 馬場恭平: フィルダムの動的解析に基づくすべり安定評価手法の一考察, (社)日本大ダム会議会誌「大ダム」, No. 97(1981年9月)別刷.
- 9) 田中秀也, 武藤礼布, 中尾俊哉, 後藤政昭: 早島I.Cにおけるプレートアンカー工法の補強効果 第17回日本道路会議論文集, pp. 99-101, 1987.

(1996. 9. 3受付)

STUDY ON THE STABILITY OF EMBANKMENT WITH PLATE ANCHORS ON SOFT GROUND BY USING NON-LINEAR FINITE ELEMENT ANALYSIS

Masaaki GOTOH

To supplement the results of the model tests, the stability of the embankment with anchor plates on soft ground is analyzed not only by the conventional method of circular arc analysis, but also by using non-linear finite element analysis.

The results of the finite element calculations, i.e., the calculated axial force on the anchor, the stability of the embankment, and the deformation of the embankment and adjacent ground, agree very well with the results of the model tests. Particularly, the calculated factors of safety for sequence anchors (stable completed embankment) and for discontinuity anchors (collapse occurred midway) are simulated very well. In case of sequence anchor, the results of the stability analysis using the conventional circular arc method which takes into account the tensile force in the anchor also show good correlation with the observation.