アンカー工における最適な初期定着力の設定

Decision of initial anchor force for prestressed anchor

中 村 浩 之*
Hiroyuki NAKAMURA

星 野 和 彦**
Kazuhiko HOSHINO

奥 田 公 也***
Kimiya OKUDA

Abstract

Prestressed anchors are often used for landslide control, and many problems remain unsolved in design of anchor works.

The stress in sliding mass and along sliding surface of landslide slopes with anchors of a certain initial force, and stress in these slopes which become unstable due to the build up of pore water pressure, are analyzed by using finite element method.

The following conclusions as a result:

- ① Each anchor which are arranged in different height have different force acted if the prestress of the anchor is small.
- ② Adequate initial anchor force is equal to one to achieve the desired factor of safety of a slope as 1.0.

Then, the slope keeps stable and its deformation are controlled as the minimum by acting smaller anchor force.

キーワード: アンカー工, 地すべり, 初期定着力, 有限要素法

1. まえがき

アンカー工を地すべり対策工として用いる場合, その設計法についてはいくつかの問題点がある。そのうち

- ① アンカーの初期定着力はどの程度が適当か
- ② アンカーを多段に施工した場合の力のかかり方の二つはアンカーの設計, 施工上重要な問題であり, 何らかの基準の確立が望まれている。

これらの問題の解決には土塊内やすべり面の応力分布, 土塊の変形やすべり面の変位等を考えにいった解析が必要であると考え, 地すべり土塊のモデルについて有限要素法 (FEM) 解析を行った。

2. 解析手法

2.1 地すべり土塊とすべり面モデル

FEM 解析を行うにあたり地すべり土塊やすべり面を図-1 のように考えた。

地すべり土塊を直線 AB と弧 AB に囲まれた部分とし, 土塊は弾性体として考え三角形要素の集合体とする。すべり面は弧 AB と弧 A'B' ではさまれた部分とし複数のジョイント要素から成る。また弧 A'B' は不動層上面と

し, XY 方向固定の不動点とする。よって地すべり土塊は自重により弧 A'B' 上をジョイント要素を介してすべり落ちるという動きを示すことになる。

なおすべり面 (ジョイント要素) は, セン断力に対して変位が小さいときは弾性的な挙動を示すが変位が大きくなると塑性的となる, 図-2 のような強度特性を持つ

図-1 すべり土塊, すべり面モデル

図-2 ジョイント要素強度特性

* 東京農工大学
** 日本道路公団
*** 日特建設株式会社

ものとした。

図-2においてジョイント要素の安全率 f_s は弾性域では $f_s > 1.0$ であり、塑性域では $f_s = 1.0$ として表される。

ここでジョイント要素が塑性域 ($f_s = 1.0$) であればせん断抵抗力は変位に無関係になり、ジョイント要素は力がつりあうまでいくらかでも変位し得るということになる。一方ジョイント要素が弾性域 ($f_s > 1.0$) であれば変位は拘束される ($0 < \gamma < \gamma_p$)。

したがってすべりが発生するかしないかを判断する指標として、すべり面全体の安全率 F_s というものを考え、すべり面を構成する複数のジョイント要素がすべて塑性 ($f_s = 1.0$) であるとき $F_s = 1.0$ (すべり発生)、一つでも弾性域 ($f_s > 1.0$) のジョイント要素があるときは $F_s > 1.0$ (すべりは発生しない) であるものとする。

2.2 解析手順

地すべり土塊が地下水位の上昇(間隙水圧の増加)により不安定化し、すべり始めるという過程を考える。この過程の中で、アンカー施工完了時にアンカーに導入されている力(初期定着力)と地すべりがアンカーにより抑止された時にアンカーに作用している力(最終アンカー力)との差及びすべり力が作用したときの土塊の動きは初期定着力の大小により変わってくるものと思われる。この違いを明らかにするため、以下に示すような手順により解析を進めた(図-3)。

① 土塊自重による応力を求める。

土塊自重により地すべり土塊内、すべり面に作用する応力を求める。ただしこのときすべり面の c, ϕ はすべり面全体の安全率 F_s がほとんど $F_s = 1.0$ (1つのジョイント要素のみ $f_s > 1.0$) となるように定める。

② 初期定着力を作用させる。

①で求めた応力を初期応力として与え、土塊にアンカーの初期定着力 P を集中荷重として与える。

③ すべり力を作用させる。

②で求めた応力を初期応力として与え、地下水位が上昇したとしてすべり面下部のジョイント要素に間隙水圧を作用させる。これにより間隙水圧を与えたジョイント要素のせん断抵抗力は減少し土塊はすべり落ちようとする。このときアンカー作用点はアンカー鋼材と同じバネ定数をもつバネで支えられているものとしこのバネに作用する力(力の増分)を q とする。なお、このバネはアンカー自由長と同じ長さで同じ断面積の棒要素として与える。そして②で与えた初期定着力 p と間隙水圧作用時にアンカー(バネ)に加わる力 q の和 $p+q$ をすべりが発生したときにアンカーに作用する最終アンカー力と考える。

上記のような3段階の計算を行うことにより、初期定着力(p)と最終アンカー力($p+q$)の関係を求めること

図-3 解析手順

表-1 計算ケース

CASE	アンカー段数	すべり形状
E1	1段	円弧
H1		複合
E3	3段	円弧
H3		複合

ができる。また各段階での地すべり土塊内やすべり面の応力分布を求めることができ、アンカー力がすべり力、すべり面抵抗力に与える影響について考察することができる。

3. 解析結果

計算は円弧、複合すべりのそれぞれについてアンカーを1段施工した場合と3段施工した場合について行った。

計算に用いた土塊形状及び地下水位分布を、アンカー1段の場合を図-4に、アンカー3段の場合を図-5に示す。また計算を行ったケースを表-1に、計算に使用した土質定数を表-2に示す。

なおアンカー3段の場合は、実際の地すべり事例をモデル化したものである。

以下計算結果より得られた

- ① すべり面、地すべり土塊内応力分布及び土塊の変位
- ② 初期定着力と最終アンカー力の関係について記す。

3.1 すべり面、地すべり土塊内応力分布及び土塊の変位

すべり面、土塊内応力分布及び土塊の変位の傾向はアンカーが1段の場合でも3段の場合でもほぼ同じであるため、ここではアンカー1段の場合について計算結果を

図-4 土塊形状及び地下水位分布 (アンカー1段)

表-2 土質定数

CASE	すべり土塊					すべり面					アンカー		
	ϕ [deg]	C [tf/m ²]	ν	E_s [tf/m ²]	γ_s [tf/m ³]	$\tan\phi_j$	C_j [tf/m ²]	G [tf/m ²]	K_1 [tf/m ²]	K_2 [tf/m ²]	A [m ²]	θ [deg]	L_f [m]
E 1	30	1.0	0.3	1000	1.8	0.2586	4.0	100	100	100	0.001382	33.45	30.314
H 1	30	1.0	0.3	1000	1.8	0.2516	2.0	100	100	100	0.002367	30	28.284
E 3	30	1.0	0.3	1000	1.8	0.2976	2.0	100	100	100	0.000296	30	24.667 22.653 19.634
H 3	30	1.0	0.3	1000	1.8	0.1633	4.0	100	100	100	0.001382	33	47.187 40.252 33.318

(1[deg]=0.017[rad], 1[tf/m²]=9.8[kN/m²], 1[tf/m³]=9.8[kN/m³])

示す。

アンカー力によるすべり面の各ジョイント要素における垂直応力(土塊自重による応力を除いてある)の分布を図-6に、すべりが発生しアンカーで抑止されたときの土塊の変位状況を図-7に示す。

なお図-6はすべり面を0軸にして垂直応力の増加分をグラフにしたものである。

アンカー力によるすべり面垂直応力(図-6)はアンカー力作用位置の直下付近でピークを持つ分布となる。そして初期定着力が大きい(円弧すべりでは120 tf(1176 kN)以上、複合すべりでは200 tf(1960 kN)以上)ときは、初期定着力作用時とすべり力作用時で応力分布のパターンはほとんど変化しないが、初期定着力が小さいときは大きく変化する。すなわち、円弧すべりの場合は

図-5 土塊形状及び地下水位分布（アンカー3段）

アンカー作用位置の直下付近でピークを持つという応力分布のパターンは変わらないがすべり力作用時の応力の値は初期定着力の大きさにかわらずほぼ同じになる。また複合すべりの場合は分布のパターンが変化し、すべり面の変曲点（円弧と直線）付近に別のピークが生じる。

またすべり力作用時のすべり面のジョイント要素は、円弧すべりでは初期定着力 90 tf (882 kN) 以下、複合すべりでは 150 tf (1470 kN) 以下のときすべて塑性域にあり ($F_s=1.0$) その他の初期定着力（円弧すべり 120 tf (1176 kN) 以上、複合すべり 200 tf (1960 kN) 以上）では弾性域にある ($F_s>1.0$) ものが残っている。

計算から得られたアンカー力による土塊内応力（土塊自重による応力を除いている）の分布の模式図を図-8 に示す。ここですべり方向の応力は図-8 に示すような断面（A, B, C, D）に接する三角形要素に作用する応力の断面線に直交する成分をとったもので、断面線を 0

軸としてグラフに表してある。このようにアンカー力による応力の増加量はアンカーから離れるにしたがって小さくなっていく。

すべり力作用時の土塊の変位は初期定着力に反比例して変化するのではなく、図-7 に示すように初期定着力が大きくなると急激に少なくなっている。

3.2 初期定着力と最終アンカー力の関係

3.2.1 アンカー1段の場合

初期定着力 (p) とそのときの最終アンカー力 ($p+q$) の関係を図-9 に示す。

図-9 からわかるようにすべり力作用時のアンカー力の増加量は初期定着力の大小によって違ってくる。すなわち、円弧すべりの場合初期定着力が 90 tf (882 kN) 以下であればアンカー力は増加（初期定着力が小さいほど増加量は大きい）し、初期定着力に増加分を加えた最終アンカー力は初期定着力の大きさに関係なくほぼ同じ値

図-6 アンカー力によるすべり面垂直応力の増加

(110 tf (1078 kN) ~ 120 tf (1176 kN)) になるが, 初期定着力が 120 tf (1176 kN) 以上であればアンカー力はほとんど増加せず, 初期定着力がそのまま残っている。複合すべりの場合も同様の傾向が見られ, すべり力が作用した時, 初期定着力が 150 tf (1470 kN) 以下であればアンカー力は増加し, 初期定着力が 200 tf (1960 kN) 以上になるとアンカー力はほとんど増加せず初期定着力がそのまま残るようになる。

3.2.2 アンカー3段の場合

初期定着力 (p) とそのときの最終アンカー力 (p+q) の関係を図-10, 11 に示す。なお今回の計算では上, 中, 下段とも同量の初期定着力 p (あわせて 3p) を与えた。

図-10, 11 からわかるように最終アンカー力には, 複合すべりの場合にはそれほどではないが, 円弧すべりの場合には初期定着力の大きさにより顕著な差が見られる。すなわち初期定着力が小さいとき (20tf (196kN) 以下)

図-7 土塊の変位状況 (すべり力作用時)

各段の最終アンカー力には差が生じ (下段ほど最終アンカー力が大きい), 初期定着力が小さいほどその差は大きい。しかし初期定着力が大きくなると (30 tf (294 kN) 以上), 各段とも初期定着力がそのまま残るようになり, 各段の差は小さくなる。なお各段のアンカー力を合計したもので考えると, 初期定着力と最終アンカー力の関係にはアンカー1段の場合と同じ傾向が見られる。

4. 考 察

計算結果よりいずれのケースでも初期定着力のある値を境にして,

- ① すべり力作用時のアンカー力によるすべり面垂直応力分布 (図-6)
- ② すべり力作用時のすべり面ジョイント要素の安全率
- ③ すべり力作用時の土塊変位量 (図-7)

図-8 土塊内応力の分布

図-9 初期定着力と最終アンカー力の関係（アンカー1段）

図-10 初期定着力と最終アンカー力の関係（アンカー3段 円弧すべり）

図-11 初期定着力と最終アンカー力の関係（アンカー3段 複合すべり）

④ 最終アンカー力の値（図-9, 10, 11）

以上四つがそろってその変化の傾向を変えることが明かとなった。これらのことからアンカー工における初期定着力の効果について考えてみる。

4.1 初期定着力と最終アンカー力の関係について

計算から求められた初期定着力と最終アンカー力の関係から以下のようなことがわかる。なおアンカー3段の場合はアンカー3本の合力で考えるとすると、初期定着力と最終アンカー力の関係は模式的に図-12のように表せる。

① すべり力が作用したとき、初期定着力のある値 P_a を境にして、初期定着力が P_a より小さいときはアンカー力は増加するが、初期定着力が P_a より大きいときはアンカー力はほとんど増加せず初期定着力がそのまま残る。

② ①の傾向は円弧すべりでも複合すべりでも同様である。

図-12 初期定着力と最終アンカー力の関係（模 式 図）

初期定着力と最終アンカー力がこのような関係になる理由をジョイント要素（すべり面）の強度特性（図-2）から考えてみる。

アンカー力を A とし、すべり力 S に対してアンカーに

よる抑止力 R_t とすべり面抵抗力 R_s で対抗すると考えると、すべりが止まった状態では抵抗力を R として

$$S = R = R_t + R_s$$

である。

ここで R_s の値について考えると、図-2 に示す様にジョイント要素の変位 γ に対して

$\gamma > \gamma_p$ のとき (ジョイント要素は塑性域)

$$R_s = R_{sp} = \Sigma (C * l + \sigma * l * \tan \phi)$$

ここで σ : ジョイント要素の垂直応力

τ : ジョイント要素の長さ

$0 < \gamma < \gamma_p$ のとき (ジョイント要素は弾性域)

$$R_s = (G * \gamma) * l < \tau_p * l$$

となる。

初期定着力が小さいとき、初期定着力が作用してすべり面全体の安全率が $F_s > 1.0$ となっていたすべり面は間隙水圧が作用するとすべり面抵抗力が減少して不安定化し、すべり面は全域が塑性 ($F_s = 1.0$) となって土塊は動き出す。土塊が動くときアンカー力は増加し、

$$S = R = R_t + R_s$$

となったところで止まる。ここで R_t はアンカー力のみの関数であり、 R_s も変位に無関係で σ の関数であり結局アンカー力のみの関数である。よって必要な抵抗力 R を得るためのアンカー力は一義的に定まる。

したがって初期定着力が小さく間隙水圧が作用して $F_s = 1.0$ となる場合には、初期定着力の違いはアンカー力が増加を始める初期値が違っただけで最終アンカー力はほぼ一定になる。そして最終アンカー力作用時には、 $F_s = 1.0$ すなわち全てのジョイント要素について $f_s = 1.0$ であり各ジョイント要素は最大のせん断抵抗力 ($\tau_p * l$) を発揮している。なお複合すべりの場合は一定にはならないが、これは図-6において初期定着力が小さいとき、すべり力作用時のすべり面応力分布にアンカー力によるものとは別のピーク (A, B) が円弧と直線の変曲点付近で生じていることから、すべり面の円弧から直線の変曲点で土塊が引っかかり、そこで少量の抑止力が発揮されるためと考えられる。すべり面変位が大きいほどこの引っかかりを原因とした抑止力は大きく、そのため初期定着力が小さいほど最終アンカー力は小さくなる。

一方初期定着力が大きいとき、初期定着力が作用して $F_s > 1.0$ となっていたすべり面は間隙水圧が作用してもジョイント要素の中で弾性域に残っているものがあり、なお $F_s > 1.0$ の状態にある。したがってすべり面中の $f_s > 1.0$ のジョイント要素で変位が抑えられ土塊の動きは小さくアンカー力の変化も小さい (初期定着力がそのまま残る)。これは

$$S = R = R_t + R_s$$

において、すべりを抑止するのに必要な抵抗力 R はアン

カー力、土塊の変位量にかかわらず一定であるから、 R_t がすでに大きく作用している場合には、 R_s が弾性域の少量な抵抗力であっても必要な抑止力 R を満足することになるとも考えられる。またこのことはすべり面が発揮しうる抵抗力の一部をアンカーに肩代りさせることになり、緊張力のかけすぎであるとも言える。

4.2 最適な初期定着力の大きさについて

このような初期定着力と最終アンカー力の関係から、最適な初期定着力の大きさについて考えてみる。

図-12において初期定着力が大きい (P4, P5) 場合、この大きな初期定着力がすべり発生の有無にかかわらず常に作用していることになり、アンカーの長期的な安定を考えた場合好ましいとは言えない。また初期定着力が小さい (P1, P2) 場合、すべり面抵抗力を最大限発揮させることができ、最終アンカー力は必要最小限に抑えられる。しかしアンカーを多段に打設した場合 (特に円弧すべりにおいて) には、アンカー力の和は必要最小限になるがアンカーの各段のアンカー力にばらつきが生じる。このことは必要アンカー力を各段に均等に割り振って1本当りの設計アンカー力を定めた場合には、場所により設計アンカー力を超えた力が作用する可能性があるということであり好ましくない。

また変位について考えてみると、すべり面の変位は初期定着力に反比例して小さくなるのではなく、初期定着力がある程度大きくなって、間隙水圧が作用してもジョイント要素の一部が弾性域に残るようになると、すべり面変位は急激に小さくなり初期定着力による変位量の差は小さくなる。図-7では初期定着力 $P > 30 \text{ tf} (294 \text{ kN})$ になるとすべり面の変位にはほとんど差がなくなっている。またすべり面変位が小さくなるとアンカー点の変位も小さくなり、アンカーを多段に打設してもアンカー力のばらつきは小さくなるものと考えられる。

したがって、今回検討したようなケースでは図-12のPaで表されるアンカー力を初期定着力として与えておくとき最終アンカー力は最小限で抑えられ、アンカーを多段に打設した場合には各段の最終アンカー力に差が生じるのを防ぐことができる。また土塊の変位も少なく抑えることができる。このような初期定着力が最適な初期定着力と考えられる。

4.3 初期定着力の決定手法について

前節で述べた最適な初期定着力は、

間隙水圧作用時に

- ・すべり面が全域塑性 ($F_s = 1.0$) となって土塊がすべり出す
- ・すべり面が一部弾性 ($F_s > 1.0$) で残り土塊はすべらない

以上二つのケースのちょうど境界の初期定着力であり、

極限平衡法の考え方では間隙水圧作用時（すべり力作用時）にすべり面の安全率がちょうど1.0になるような初期定着力であり、安全率=1.0として求められる必要アンカー力である。

今回 FEM 解析を行った土塊形状で簡便法の安定計算を行い、安全率=1.0としたときの1本

当りの必要アンカー力を求めた(表-3)。表-3より簡便法で安全率=1.0としたときに求められる必要アンカー力はFEM解析から得られた最適初期定着力と大きな差はない（簡便法で計算したほうが若干大きい）という結果になっている。したがって、FEM解析で得られる最適な初期定着力は簡便法で安全率=1.0としたときの必要アンカー力としてある程度精度よく求められると考え、以下簡便法の安定計算結果を用いて最適な初期定着力について考えてみる。

アンカーを3段打設した断面について考えてみる。表-3に示すように、簡便法による安定計算では円弧すべりの場合安全率は F 晏=1.0→0.897に低下する。したがって最適な初期定着力は F 晏=0.897→1.0に戻すようなアンカー力、すなわち斜面の安全率=1.0とした場合のアンカー力で、1m幅の土塊に対してアンカー1本すなわちアンカー間隔を1mとしたとき、一本あたり32.1tf(314.6kN)である。

このようなすべりに対して対策工を検討する場合は一般に計画安全率は1.1～1.2であることが多く、例えば計画安全率=1.2とすると設計アンカー力は一本あたり

$$32.1 / (1.0 - 0.897) * (1.2 - 0.897) = 94.4 \text{ [tf]} \\ (925.1 \text{ kN})$$

となる。したがって最適な初期定着力は設計アンカー力の約33%となる。

また計画安全率=1.1とすると設計アンカー力は一本あたり

$$32.1 / (1.0 - 0.897) * (1.1 - 0.897) = 63.3 \text{ [tf]} \\ (620.3 \text{ kN})$$

となり、最適な初期定着力は設計アンカー力の約50%となる。

したがって、設計アンカー力に対する最適初期定着力の割合は対策工の設計における計画安全率、及びすべり力作用時の安全率の低下量によって変化するものであり、前記の様な計算を行うことで初期定着力を具体的に決定することができるものとする。

4.2 アンカー力の土塊への伝わり方について

図-8に示すようにアンカー力による地すべり土塊内応力はアンカーから離れるほど小さくなっている。

表-3 安定計算結果

アンカー 段数	すべり 形状	現状（簡便法による）			間隙水圧作用時（簡便法による）		FEM解析で求められる最適な初期定着力
		安全率	C[tf/m-]	ϕ [deg]	安全率	必要アンカー力(tf)($F_s=1.0$)	
1段	円弧	1.0	4.0	16.86	0.936	123.1 tf	約 110 tf
	複合	1.0	2.0	16.41	0.905	214.8 tf	約 190 tf
3段	円弧	1.0	2.0	18.93	0.897	96.2 tf(32.1 tf/本)	約 30 tf/本
	複合	1.0	4.0	10.93	0.917	262.5 tf(87.5 tf/本)	約 80 tf/本

(1tf)=9.8(kN), 1[tf/m²]=9.8(kN/m²)

すべり面に平行な応力の増加量が、アンカーから離れるにしたがって減少しているということは、すべり面のせん断抵抗力のために応力が伝わりにくいことを意味しており、いいかえればアンカーによるすべり面に平行な力はすべり面でせん断応力（土塊を引き上げる力）として蓄えられていると考えられる。

5. あとがき

今回行った解析は比較的簡単なモデル化された土塊形状で行ったものであるが、アンカーに対する初期定着力の与え方などアンカー工の設計時に必要な問題点に対して一つの回答を与えることができたものと考えられる。しかし精度の高い設計を行うためには、より複雑な土塊形状、すべり面形状のすべりについてはさらに計算を行ってみる必要があると思われる。

また今回行った FEM 解析は地すべり土塊を弾性体として考えている。しかし実際の地すべり土塊は塑性体としての性質も持っており、アンカー力に対する土塊の挙動はより複雑であると思える。したがって今後は

- ① 実際の事例との比較
- ② 模型実験による検証
- ③ 土塊の塑性性を考慮にいたれた他の手法による解析、上記のようなことを行い、今回得られた結果の検証、修正を行う必要があると思われる。

最後に今回の解析を行うにあたり建設省土木研究所地すべり研究室の皆様及び勘高速道路調査会、斜面安定のためのアンカー工の計画・設計に関する研究委員会の皆様には貴重な御意見、御指導を頂きました。ここに記して感謝致します。

参 考 文 献

- 1) 中村浩之・奥田公也: アンカー工の地すべり抑止効果についての解析, 土木研究所資料第 2883 号, 1990
- 2) 吉松弘行: すべり面の土質力学的特性を勘案した地すべり斜面安定計算手法, 土木研究所資料第 1760 号, 1982 (原稿受理日 平成 3 年 12 月 20 日)