有限要素法による地すべりの安定解析と対策工の設計

Slope Stability Analysis and Prevention Work Planning by FEM

藤 田 壽 雄*
Hisao FUJITA

Abstract

The limit equilibrium method has been used for the stability calculation of landslide submerged by reservoir water. However, it is difficult to evaluate the relationship between sliding distance and pore-water pressure. The slope stability calculation by F.E.M. combined with joint element is studied to clarify the strain and stress condition along the slip surface, and also to analyze the stress of steel pile and anchor works constructed in landslide area. In this paper, the calculation procedure by F.E.M. is discussed.

キーワード：有限要素法，水没斜面，浸透流，杭工，アンカー工

1. まえがき

ダム貯水による水没斜面での地すべり発生について湛水位の変動状況及び地すべり発生時の標高から地すべり発生タイプを分類すると、

- (1) 初期湛水時に発生する地すべり
- (2) 湛水位が比較的一定な状況下で発生する地すべり
- (3) 湛水位の急速低下時に発生する地すべり

に大別できる^{1), 2), 3)}。

したがって、水没地すべり斜面の安定度評価においては、土塊の強度低下以外、斜面内の地下水位変動による精度の高い間隙水圧の評価が必要となる。これら目的に従い、水没地すべり斜面について有限要素法による飽和・不飽和浸透流解析および対策工を勘案した斜面安定解析を実施したので報告する。

2. 水没地すべり斜面の間隙水圧推定

有限要素法による飽和・不飽和浸透流解析法が Neuman⁴⁾ によって提案され、従来の飽和浸透流解析でみられた自由水面の接点を各時間ごとに移動させる必要がなくなり、計算スキームが単純化されるとともに複雑なモデルでも解析が可能となり、後述する対策工を含めた斜面安定解析のための有限要素網と容易に連結出来ることとなった。

2.1 飽和・不飽和浸透流解析の支配方程式

飽和・不飽和状態の土中を運動する地下水に対する連続式は次式で与えられる^{5), 6)}。

$$-\operatorname{div} \rho v = -\nabla \cdot \rho v = \frac{\partial}{\partial t}(\rho \theta) \quad \cdots \cdots \cdots (1)$$

ただし、 ρ ：水の密度、 v ：水の流速、 θ ：体積含水率

上式に土中の水の運動を規定する運動方程式として透水係数が体積含水率の関数とした上で、輸送現象の場合と同様な考え方より導かれた Darcy・Buckingham の方程式

$$v = -k(\theta) \cdot \nabla h \quad \cdots \cdots \cdots (2)$$

ただし、 k ：透水係数、 h ：全水頭

を代入し、全水頭を圧力水頭と位置水頭で表現し、水の密度が空間、時間に対して不変であり、体積含水率と圧力水頭の2変数を持つ偏微分方程式を1つの変数を基準にした方程式に変換し、重み付き残差法により整理を行うと最終的に次式が求められる。

$$A_{nm} \phi_m + F_{nm} \frac{\partial \phi_n}{\partial t} = Q_n - B_n - D_n \quad \cdots \cdots \cdots (3)$$

$$A_{nm} = \sum_{e=1}^n k_{ij} k_e \int_v N_e \frac{\partial N_n}{\partial x} \frac{\partial N_m}{\partial x} dv$$

$$+ \sum_{e=1}^n k_{ij} k_e \int_v N_e \frac{\partial N_n}{\partial z} \frac{\partial N_m}{\partial z} dv$$

$$F_{nm} = \sum_{e=1}^n \int_v (C_e N_e N_n + \alpha S_s N_n) dv$$

$$Q_n = \sum_{e=1}^n \int N_n \cdot q ds$$

$$B_n = \sum_{e=1}^n k_{ij} k_e \int_v N_e \frac{\partial N_n}{\partial x} dv$$

$$D_n = \sum_{e=1}^n S_q N_n dv$$

ただし、 N ：形状関数、 ϕ ：圧力水頭、 S_s ：比貯留係数、 q ：要素境界部での流出入量、 S_q ：領域内の流出入量

2.2 事例解析

解析に使用した地すべり地は、高知県大渡ダム貯水池周辺に位置する森山、戸崎地区である。解析計算は貯水

* 砂防・地すべり技術センター

位上昇と下降期の存在する試験湛水の実施された昭和60年10月22日より昭和61年7月9日に至る期間である。

森山地区においては、比較的良く地下水位の観測がなされているB、Cの2測線について浸透流解析を実施した。三角形要素分割は後述の斜面安定解析の際に必要なすべり面での間隙水圧分布特性を正確に把握するためすべり面の形状を配慮した。

計算結果は、貯水位変動に伴って境界条件が変化する非定常解析であるので貯水位の変動速度が急変する時期で出力することとし、その時期における地下水位観測結果と対比することとした。

森山地区B測線に関して貯水位の1昇期における観測値と計算結果を図-1に示す。当図によれば、標高155.5m, 188.5mで地下水位観測値と計算値間には若干の相違が見られる。これは現地地すべり地における地下水位観測手法がボーリング孔内の水位をフロートによって自

図-1 森山地区（B断面）観測値と計算値比較

図-2 森山地区（B断面）全水頭分布図

記記録するというものであるため、観測値に誤差を含んでいることが最大の原因であると思われる。図-2には、森山地区B断面における貯水位の上昇、下降時における同一貯水位標高における全水頭分布図を示した。貯水位上昇と下降時の地すべり地内地下水位標高は同じであっても、すべり面に作用する全水頭分布値は相違している。従来の水没地すべり斜面の安定解析においては水位標高より間隙水圧を推定していたため同じ地下水位の場合同じ間隙水圧値を与えることとなっていたが、今回実施した解析の結果から判断すると従来の手法では貯水位上昇、下降時における厳密な安定度評価は問題が多いことが理解される。

図-3 戸崎地区観測値と計算値の比較

図-4 戸崎地区全水頭分布図

戸崎地区は昭和57年度に実施された試験湛水期間中に地すべりが発生した箇所である。図-3に観測値と計算値の比較結果を示す。図-4に森山地区を同様に同じ貯水位標高における低下、上昇時の全水頭分布を示す。解析結果によれば森山地区と相違して貯水位上昇時と低下時の全水頭分布に相違は認められない。これは当地区が森山地区と相違して比較的急傾斜面であるため残留間隙水圧の残余が少ない理由による。このように残留間隙水圧の分布は斜面の形状及び、これを構成する土塊の透水係数等の影響を受ける。

3. 対策工を勘案した斜面安定解析

最近になって、応力法（有限要素法）^{13), 14)}による解析が、材料の非均質性および力学的特性の非線形性、さらには不連続性及び複雑な境界条件等容易に解析に取り入れることが可能なため盛んに地盤工学の分野で活用されている。これら有限要素法による斜面安定解析は、地すべり土塊の応力と歪の関係をを用い、すべり面での安全率の一意性を求めないため、前述の地すべり頭部、末端部スライスでの安全率の相違を比較検討することが可能である。しかしながら、地すべり斜面の安定性について有限要素法を用いて論じた報告は非常に少ない^{15), 16)}。地すべり斜面の安定性問題において有限要素法が適用されなかった理由としては、各地盤材料の力学モデルへ導入される材質定数の不確定さ、すべり面粘土の土質力学的特性を反映したモデルの有限要素法での確立が困難であったことに起因していると思われる。

一方、地すべり対策工としての抑止工を考えると、抑止工の概念からして地すべり土塊の変形あるいは滑動力に応じてこれら対策工はその抑止力を発揮する。したがって、本来ならば杭工の設計は地すべり土塊の許容変形量を設定後、杭工の剛性等を決定すべきであると考えているが、従来の極限平衡法による斜面安定解析式には歪の概念が導入されていないこと、および歪を基にした杭工の設計の解析が非常に困難を伴うことから簡便的な手法が用いられて来た。特殊要素を勘案した有限要素法¹⁷⁾を利用すると直接応力～歪関係を用いるのでこれら問題は合理的に処理可能となる。

3.1 地すべり斜面の有限要素法のためのモデル化

地すべり斜面の安定解析においては、斜面に潜在または明瞭に存在するすべり面特性を有限要素解析モデルに組み込む必要がある。土質構造物や岩盤構造物の安定性の検討の際に用いられている不連続面としては¹⁸⁾

① 構造物と地面との接触面や岩盤内の断層やジョイントなどのようにあらかじめ系全体における不連続面（弱面、すべり面、はく離面等）が明らかである場合

② 応力あるいは歪の状態に応じて発生する局所的な破壊面やさらにはそれから進展する逐次破壊面のように、

あらかじめ不連続面の位置や方向が明確にできない場合に区分することができる。

不連続面を表現する要素としては、これまでに Goodman 型¹⁹⁾と Zienkiewicz 型²⁰⁾が提案されている。前者は不連続の厚さが零のジョイント要素を考え、その相対するジョイント方向での変位と平均的な力の関係を用い、単位長さ当りのジョイントに対する垂直方向剛性と接線方向剛性がジョイントの力学的特性を表すとしている。

一般に、現実の地すべり斜面でのすべり面は、スリッケンサイドと呼称される薄層として観察されることが多い²¹⁾。ある場合にはすべり面上部に攪乱された粘土層が見られることもあるが、すべり層は移動土塊層に比較して非常に薄い場合が多い。これら現地観察結果から判断すると残留強度特性に焦点をあてた、要素の厚さを考えない Goodman 型のジョイントが当面の目的に適うと考えられる。

有限要素法による斜面安定解析法は Zienkiewicz²²⁾によって詳しく述べられているが、すべり面の力学的特性をジョイント要素で表わし、Goodman によって与えられた変形モードを導入すればジョイント要素の応力と歪は次式で表わされる剛性特性で与えられる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta \sigma_s \\ \Delta \sigma_n \\ M_0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_s & 0 & 0 \\ 0 & k_n & 0 \\ 0 & 0 & l^3 k_n / 4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_0 \\ V_0 \\ \omega \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (4)$$

ただし、 σ_s : 水平応力、 σ_n : 垂直応力、 M_0 : モーメント、 l : ジョイント要素長、 k : 要素の剛性、 U_0 : 水平相対変位、 V_0 : 垂直相対変位、 ω : 回転量

よって、ジョイント要素の節点変位とそれに対応する外力増分の関係は次式で与えられる。

$$\{ \Delta F \}_{s,n} = [k]_{s,n} \{ U \}_0$$

アンカー工の特性としてはアンカー工の軸力のみ評価するため棒要素を適用する。棒要素の剛性マトリックス表示式を求めると次式が得られる。

$$\{ P \} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix} = [k] \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (5)$$

ただし、 P : 外力、 E : 弾性係数、 L : 要素長、 δ : 歪量
杭の特性としては、せん断力、曲げ応力が作用するので本解析では梁要素でモデル化すると次式が得られる。

$$\begin{Bmatrix} P_{1x} \\ P_{2y} \\ M_1 \\ P_{2x} \\ P_{2y} \\ M_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} EA/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 12EI/L^3 & 6EI/L^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 6EI/L^2 & 4EI/L^2 & 0 & 0 & 0 \\ -EA/L & 0 & 0 & EA/L & 0 & 0 \\ 0 & -12EI/L^3 & -6EI/L^2 & 0 & 12EI/L^3 & 6EI/L^2 \\ 0 & 6EI/L^2 & 2EI/L^2 & 0 & -6EI/L^2 & 4EI/L^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_{1x} \\ \delta_{1y} \\ \theta_1 \\ \delta_{2x} \\ \delta_{2y} \\ \theta_2 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (6)$$

ただし、 θ ：たわみ角、 X ：要素断面積、その他の記号は棒要素と同じである。

したがって、本解析では(4)、(5)、(6)式の基本剛性方程式を整理後離散化し、杭工あるいはアンカー工施工位置相当の有限要素節点に重ね合わせ荷重増分法によりこれら剛性マトリックスを解くことにすれば、杭工およびアンカー工等の抑止工を勘案した地すべり斜面の安定度評価が実施出来ることとなる。

3.2 杭工 および アンカー工 を勘案した斜面安定解析例

本解析手法においては地すべり土塊及び地山を弾性力学モデルで、地すべり面を弾塑性型の特性を有するジョイント要素で表わし、抑止工としての抑止杭を曲げ剛性と軸力剛性が考慮可能な梁要素で、アンカー工は軸剛性のみ考慮可能な棒要素でモデル化する。ジョイントの剛性は表-1に示す値を用いた。すなわち、ピーク強度に達するまではセン断剛性はG1で、ピーク強度以外の剛性はG2で、それ以降は残留強度で与えられる。また、すべり面のセン断強度はクーロンの破壊基準を適用する。以上の概念を基に、有限要素法による解析モデルの条件を次のように設定した。

㉑ 単位体積重量は、大渡ダム森山地すべり地区の抑止工設計の際に用いられた極限平衡解析に使用された値、 1.8t/m^3 とする。

㉒ 地すべり土塊及び地山の弾性係数及びポアソン比は、森山地区土質調査報告書²³⁾より、弾性係数値について移動層で $3,200\text{tf/m}^2$ 、不動層では $4,700\text{tf/m}^2$ とした。ポアソン比については、前述の横坑内原位置試験より弾性係数算出に用いられている0.25を採用した。

㉓ すべり面の粘着力、内部摩擦角は、森山B測線より採取されたすべり面土塊強度より、粘着力 3.0tf/m^2 、内部摩擦角 $22^\circ 08'$ と設定した。戸崎地すべり地区では土質試験結果がないので森山地すべり地区土塊より類推して、粘着力 3.0tf/m^2 、内部摩擦角 $34^\circ 01'$ と設定した。

㉔ すべり面のセン断剛性係数、垂直剛性係数は、前述の森山地すべり地区で実施されたT-2横坑内の原位置セン断試験結果の応力～変位曲線図より求め、引張側の垂直剛性係数は圧縮側の1/10とした。

㉕ 杭工の条件は、杭種：鋼管付フレキシブル鉄筋コンクリート杭、杭径： $\phi 406.4\text{mm}$ 、杭間隔：1.2m、配列：千鳥配列、杭長：21.0mである。一方、アンカー工は、鋼線：PC 鋼線7本より12.7mm 12本、施工間隔：

横断方向4.0m、縦断方向4.0m、10段、断面積： 11.845cm^2 、初期緊張力：60t/1本である。解析に当たっては、アンカー段数を10段に設定すると解析領域の規模から判断して要素数が増加するので5段ピッチの計算を実施した。なお、本解析では、B測線においてアンカー工と杭工の抑止効果の比較検討を行うため仮想抑止杭を設定し、その応力解析も実施することとした。その仮想杭の設計条件は次のように設定する。すなわち、アンカー工の設計を基本として、必要抑止力：306.66t（アンカー抑止力と同じ）、根入れ長：11.2m（全長の1/3）、杭全長：34.0m、杭径：杭径については曲げモーメントより検討し、杭径508.0mmが得られた。

解析の対象とした3測線（戸崎地区、森山B、C測線）の各計算結果は表-2の計算結果一覧表に示す。以下に今回実施した各測線の解析結果について詳述する。

1) 戸崎地区

当地区は抑止工なしで貯水位が低水位（標高188.5m）の場合と、低水位から高水位（標高204.0m）に上昇させた場合の計算のみ実施した。すなわち、当地区は試験湛水位時の標高204mの貯水位で地すべりが発生したためである。

解析ケースは表-2の1、2ケースで解析結果として初期応力時のすべり面の応力状態及び安全率分布を図-5に示す。これによると、すべり面の頭部より下流域の1/4の範囲まで安全率は1.00となる。すなわち塑性状態を示しており、すべり面土塊強度が残留強度へ低下している。この時のすべり面全領域のセン断力とセン断抵抗力の比、いわゆる極限平衡法でいうすべり面安全率は $F_s=1.130$

図-5 すべり面の応力状態（初期応力-戸崎測線）

表-1 すべり面の物性値

測線	$G_1(\text{kgf/cm}^2)$	$k_1(\text{kgf/cm}^2)$	$k_2(\text{kgf/cm}^2)$	$c(\text{tf/m}^2)$	$\phi(^{\circ})$
戸崎地区	8.0	4.0	40.0	3.0	34.1
森山地区 B測線	8.0	4.0	40.0	3.0	22.14
森山地区 C測線	8.0	4.0	40.0	3.0	22.14

表-2 計算結果一覧表

測線名	計算 ケース番号	抑止工	貯水位 (m)	移動層 E(kt/m ²)	抵抗力(k)		滑動力(k)		安全率		杭・アンカーに生じる断面力(最大値)			杭の安全率 (せん断)	アンカーの 安全率
					すべり方向	水平方向	滑り方向	水平方向	すべり方向	水平方向	軸力(k)	せん断力(k)	モーメント(km)		
戸崎地区	初期応力		—	3200	3114.0	2449.0	2755.0	2150.0	1.130	1.139					
	1		188.5	3200	3104.0	2437.0	2756.0	2151.0	1.126	1.133					
	2		204.0		2872.0	2241.0	2682.0	2088.0	1.071	1.073					
森山地区 C測線	初期応力		—	3200	1262.0	1040.0	1004.0	787.8	1.257	1.322					
	3	杭 φ408.4 1.2mピッチ 千島列島	177.5		1016.0	805.2 (811.88)	957.1	746.2	1.062	1.079 (1.088)	7.25	6.31	5.12	52.81	
	4		188.5		934.4	734.8 (758.1)	878.8	679.2	1.063	1.083 (1.116)	27.0	21.2	18.6	15.70	
	5		214.0		690.1	561.8 (586.8)	638.1	508.9	1.082	1.104 (1.153)	36.0	22.3	21.2	14.95	
	6		177.5		999.2	789.8 (799.99)	945.6	736.4	1.057	1.073 (1.086)	11.28	9.48	7.95	35.15	
森山地区 B測線			—	3200	1171.0	971.6	981.9	790.4	1.191	1.229					
	7	板杭 φ508.0 0.4mピッチ 千島列島	188.5	3200	1107.0	907.9	964.3	773.5	1.148	1.174					
	8		214.0		733.9	574.9 (608.4)	738.1	578.3	0.994	0.994	25.0	24.6	47.4	52.68	
森山地区 B測線	9	アンカー 7本に より12.7mm φ4mmピッチ10 段施工を3 段にモデル化	188.5	3200	1155.0	951.3 (1081.2)	874.1	691.5	1.321	1.376 (1.564)	150.0				2.243
	10		214.0		776.6	614.1 (747.1)	756.7	594.2	1.026	1.033 (1.257)	153.52				2.171

1. () 内の数値は杭、アンカーの抑止力を加算した結果
2. アンカーの軸力はアンカーの自由長部の合計

の値が得られる。

次に貯水位を標高188.5mから204.0mに上昇させた場合の変位図を図-6に示すが、地盤変位はすべり末端部付近が大きい。この時のすべり面の応力状態は図-7に示すとおり、せん断応力が減少している。このためすべり末端より上部にわたって1/4の領域が塑性状態となり、その部分のすべり面での安全率は1.0の値となっている。当戸崎地区の試験湛水時の地すべり状況は、貯水位標高が204mに達した時地すべり末端部のすべりが発生し、その後上部が引きつられるようにして背後斜面に大規模な地すべりが発生した。地すべり末端部の地すべりによってその背後の地すべりが移動する解析を実施するには、その部分に引張応力特性が勘案可能なジョイント要素を導入しなければならない。今回はこの特性を導入せず連続体として取り扱ったため、この背後斜面のすべり面の安全率が1.0になるような計算結果は得られなかったが、少なくとも今回得られた解析結果は、これら戸崎地区の地すべり実態を説明し得るものとする。

2) 森山地区C測線

本測線の抑止工は鋼管杭である。貯水位条件は標高177.5m、188.5mと最高水位214m及び最高水位から標

図-6 地盤変位図 (CASE 2)

高177.5mに低下させた場合の4ケース(3, 4, 5, 6ケース)である。

この条件では、初期応力時にはすべり面中央部から頭部域にかけて局所安全率は1.0となり、塑性状態を示す。この場合のすべり面安全率は1.257である。貯水位を標高177.5mまで上昇させると間隙水圧の増大によって塑性領域が広がり、すべり面安全率は1.062となり、初期応力時より約0.2の安全率の低下が見られる。

さらに貯水位標高を188.5mまで上昇させると間隙水

図-7 すべり面の応力状態 (CASE 2)

図-8 すべり面の応力状態 (CASE 5)

圧の増大によってすべり面の塑性領域は貯水位標高 177.5m に比較してやや拡大するが、すべり面の応力状態によればすべり面安全率は 1.063 となり相違は見られない。しかしながら、杭に作用する軸力は 7.25 t から 27.0 t、せん断力は 6.31 t から 21.2 t、曲げモーメントは 5.12 t・m から 18.6 t・m に増大している。すなわち、抑止杭によって抑止効果が発揮されていることが理解される。この場合の抑止杭の変位量はすべり面位置で 0.6mm から 2.0mm と増大している。

さらに貯水位標高を標高 214m まで上昇させた場合すべり面の応力状態を図-8、せん断力、モーメント分布を図-9~10に示す。解析によると抑止杭の頭部変位量は 5.5mm から 12.0mm へと増大する。抑止杭は全体として変位量が大きくなるため軸力は 27.0 t から 36.0 t へ、せん断力は 21.2 t から 22.3 t へ、曲げモーメントは 18.6 t・m から 21.2 t・m へと増加する。したがって、貯水位上昇によってすべり面強度は低下するが抑止杭の抑止効果が発揮されるためすべり面安全率の極端な低下は見られない。

さらに、貯水位が最高水位 214m より標高 177.5m に低下した場合同じ貯水位標高でもすべり面に作用する間隙水圧が相違するためすべり面全領域の安全率は上昇時が

図-9 抑止杭のせん断応力分布 (CASE 5)

図-10 抑止杭のモーメント分布 (CASE 5)

1.088であるが、下降時のそれは1.086となり、若干ではあるが残留間隙水圧の影響が見られる。

当地区では、抑止杭設置位置において孔内傾斜計による観測が実施されている。本解析期間における貯水位条件と観測期間が一致する昭和60年12月9日の貯水位標高 188.5m (ケース 4) における孔内傾斜計測定値と解析結果を比較したのが図-11である。これによると、すべり面付近の抑止杭の変位量は一致しているが、杭頭では測定値が約 2.1cm であり、解析結果は約 0.6cm と相違がみられる。また、測定値では、すべり面から地表にか

けて変位量が増加しているが、解析結果では深度8m付近より反対に減少の傾向がみられ、変形形態は一致していない。この最大の理由は、すべり面付近で実施された横杭内原位置セン断試験結果を地すべり土塊の土質特性として地すべり地表部土塊特性にまで適用したことによる。

3) 森山地区B測線(7, 8, 9, 10ケース)

当地区においては抑止工としてアンカー工が実施されたが、前述したようにアンカーと杭工の抑止効果比較を実施するため仮想杭の設計を行い応力解析を実施した。貯水位条件は、低水位(標高188.5m)の場合と低水位から高水位(標高214.0m)に上昇させた場合について実施した。

(1) 杭工の場合(7, 8ケース)

初期応力時には地すべり中央部から頭部域にかけて局所安全率が1.0となり塑性状態を示している。この時のすべり面安全率は1.192の値が得られる。貯水位を標高188.5mに上昇させた場合には地盤変位は生じないが、すべり面に作用する間隙水圧が増大するためすべり面安全率が低下し、1.148の値が得られる。一方、仮想杭には地盤変位が生じないため杭変位、セン断力、モーメントの発生は見られない。さらに貯水位を標高214mまで上昇させるとすべり面全域が塑性状態を示し、すべり面ジョイント部での局所安全率は1.0となるが、地すべり中央部に仮想杭が設置されているため仮想杭を加算したすべり面安全率は1.052となり、仮想杭によって0.06の安全率が増加する。

(2) アンカー工設計の場合(9, 10ケース)

解析の基本となる初期条件は仮想杭工と同じである。貯水位標高を188.5mに上昇させた場合のアンカー工施工により、初期応力時の応力分布に比較してほぼすべり面全域において垂直応力が増加したセン断力が減少している。これはアンカー工の初期緊張力によるものである。このためすべり面安全率は初期応力時に比較して増加し、1.321の値が得られる。貯水位標高が214.4mに上昇するとすべり面の応力状態は末端を除いて塑性領域となり、すべり面安全率も1.026と低下する。

アンカー工の変位、軸力分布、定着部の軸及びセン断応力分布を図-12～13に示す。これによれば変位は斜面上部のアンカー工の変位量が大きく、下部に行くに従って小さくなる傾向がある。軸力は図に見られるように、

図-11 抑止杭の計算変位量と孔内傾斜計の測定変位量

図-12 アンカーの変位及び軸力分布 (CASE 10)

図-13 アンカー定着部の軸力分布 (CASE 10)

自由長部の軸力の大きさは下方から二段目のアンカー工の定着力部が最も小さい。これはアンカー工群効果が発揮されたためである。一般にアンカー工実施において初期緊張力が大きいと定着部上部に応力が集中し、アンカー工定着部において順次深部に向かって鋼材と地山が剝離するといった進行性破壊現象が見られる。こういった定着部上部に応力が集中する現象は図-12にも見られる。しかし、この現象は前にも述べたが群効果のちめ個々のアンカー工ごとに相違がみられる。したがって、多段施工アンカー工の初期緊張力はすべてのアンカー工が均一に地すべりに対して抑止効果を発揮するように計画されなければならない。アンカー工の軸力を加算したすべり

面の安全率は貯水位188.5m, 214.0mのそれぞれで1.564, 1.257である。

当解析では、アンカー工と抑止杭との比較を実施したが、最高水位でのすべり面安全率は前者が1.257となり、後者は1.052の値が得られる。この相違は抑止杭が完全に地すべり土塊の変位に応じて抑止力が発揮されるのに対してアンカー工はプレストレスを作用させる。このため地すべり土塊の変位量が少なく、すべり面の塑性領域も狭い。したがって、すべり面粘度の力学特性としてすべり変位に応じてピーク強度より残留強度へと低下する性質を考慮すれば杭工に比較してアンカー工の方が有利であると言える。

4. 結 語

地すべり斜面の安定解析は、一般に極限平衡法が用いられている。この手法によると地すべり移動量と間隙水圧の変動量について定量的評価は困難である。そこで地下水位変動に伴うすべり面の応力状態、変位状態および抑止工構造物に生ずる応力特性を明らかにするため、有限要素法による浸透流解析および安定解析を実施し、現実水没地すべり斜面と対比検討した。今回実施した解析手法の特徴を要約すると以下の通りである。

1) 水没地すべり斜面での残留間隙水圧は、地下水標高より推定するのではなく、有限要素等の解析によってすべり面の間隙水圧を直接求めることが必要である。

2) 有限要素法解析を実施することによって、移動量に応じたすべり面土塊のせん断抵抗力の評価、特に残留強度の特性を安定度評価に反映出来る。

3) 有限要素法解析を実施することによって地すべり土塊の移動量に応じた抑止構造物の抑止力特性を検討することが出来る。

有限要素法解析で最も重要なことは、解析に用いる材料定数であり、解析結果はこれら定数の信頼性に依存する。したがって、有限要素法による非線形解析手法等の解析技術の向上以上に材料定数把握のための調査手法の確立が最も重要であると考えている。

なお、事例解析を実施するに当って利用した諸資料に関しては、元四国地方建設局長中西秩氏の御好意を得たもので、誌上を借り厚く御礼申し上げます。

参 考 文 献

1) Q. Zaruba and V. Mencl: Landslides and their Cont-

- rol, Elsevier Scientific Publishing Company, New York, pp.237~256, 1982
- 2) Hisao Fujita: Influence of Water Level Fluctuations in A Reservoir on Slope Stability, Bull. Int. Asso. Eng. Geolo. No.16, pp.170~173, 1977
- 3) 藤田寿雄: ダム貯水池周辺の地すべり機構と対策, ダム技術, Vol.3, No.1, pp.12~26, 1985
- 4) S. P. Neuman: Saturated Unsaturated Seepage by Finite Elements, Proc. ASCE. Vol.99, No.12, pp.2233~2250, 1973
- 5) 大西有三: 浸透, 土質・基礎工学における有限要素法の適用, 土質工学会講習会テキスト, pp.137~152, 昭和57年
- 6) 開発一郎: 浅層地下水の涵養と流出材構(その1), 地下水と井戸とポンプ, 第26巻, 第11号, pp.9~17, 1984
- 7) 藤田寿雄・吉松弘行・坂元靖秀: 水没斜面の安定解析手法について, 土木研究所資料, 第1909号, p.50, 昭和58年
- 8) N. R. Morgenstern and V. E. Price: A Numerical Method for Solving the Equation of Slope Stability of General Slip Surfaces, The computer Journal, Vol.19, No.4, pp.388~393, 1967
- 9) A. W. Bishop: The Use of Pressure Coefficients in Practice, Geotechnique, Vol.4, No.4, pp.148~152, 1954
- 10) N. Janbu: Slope Stability Computations, Embankment and Dam, Engineering, pp.47~86, 1973
- 11) 中村浩之: 地すべり斜面の安定計算式の検討, 土木技術資料, Vol.20, No.8, 1978
- 12) 川本 治: スライス間力を考慮した極限平衡法の検討と地すべり斜面安定解析の適用, 農土試技報, C22, pp.53~86, 1981
- 13) G. グーデフス著・川本眺万・桜井春輔・足立紀尚共訳: 地盤力学の有限要素解析 1, 森北出版, p.324, 1981
- 14) 川本眺万・林 正夫: 地盤工学における有限要素解析, 土質力学と岩盤力学へのアプローチ, 培凡館, p.448, 昭和56年
- 15) 亀ノ瀬地すべり調査報告書, 土研資料, 1323号, 昭和53年
- 16) 島 通保: 地すべり移動機構の粘弾性的解釈について, 地すべり, Vol.11, No.4, pp.1~8, 1974
- 17) 藤田寿雄・吉松弘行・白石一夫: 地すべり対策杭の挙動とその解析, 地すべり, Vol.25, No.3, pp.15~22, 1988
- 19) 土質・基礎工学における有限要素法の適用, 講習会テキスト, 土質工学会, 昭和57年
- 20) R. E. Goodman, R. L. Taylor and T. L. Brekke: A Model for the Mechanics of Jointed Rock, Proc. A SCE, Vol.94, SM 3, pp.637~659, 1968
- 21) O. C. Zienkiewicz: Analysis of Nonlinear Problems in Rock Mechanics with Particular Reference to Jointed Rock System, Pros. 2nd, Congr. ISRM, Beograd, pp.8~14, 1970
- 22) 玉田文吾: 口之津地すべり 面形成過程について (I), 地すべり, Vol.7, No.4, pp.1~8, 1971
- 23) O. C. Zienkiewicz: 基礎工学におけるマトリックス有限要素法, p.369, 培凡館
- 24) 昭和50年大渡ダム地すべり調査報告書, 四国地方建設局, 大渡ダム工事事務所, 昭和51年2月
(原稿受理日 平成元年10月30日)