

遠心力模型実験と2次元極限平衡解析を用いた 岩盤斜面の簡易安定度評価法

Simple evaluation method for rock slope stability with centrifugal model test and 2-D limit equilibrium analysis

(独)土木研究所寒地土木研究所○正 員 日下部祐基(Yuki Kusakabe)
豊橋技術科学大学 正 員 三浦 均也(Kinya Miura)
(独)土木研究所寒地土木研究所 正 員 伊東 佳彦(Yoshihiko Ito)
(独)土木研究所寒地土木研究所 正 員 表 真也 (Shin-ya Omote)

1. まえがき

我が国では、地すべりや岩盤崩壊などの斜面災害が毎年のように発生しており、土木構造物に多大な被害を生じさせ、時には人命をも奪っている。特に、北海道の日本海沿岸には火砕岩が広く分布しており、1996年の一般国道229号豊浜トンネルや1997年の同国道第2白糸トンネルなど、大規模な岩盤崩落事故の多発地帯となっている¹⁾。このような岩盤崩落では、背面の亀裂の進展や前面のオーバーハングの形成、および岩盤の強度劣化などが重要な要因と考えられるが、これらを考慮して岩盤斜面の安定度を定量的に評価する方法は確立されていない。

本研究では、背面亀裂やオーバーハングの深さ、岩体の引張強さを指標に岩盤斜面の安定性を簡便かつ定量的に評価する方法の検討として、岩盤模型に対する遠心力載荷実験（以下、遠心力模型実験）を実施している。日下部ほか(2009)²⁾では、過去に提案した遠心力模型実験による岩盤斜面の安全率評価法³⁾を、実岩盤斜面に適用してその妥当性を報告した。今回、これまでの遠心力模型実験結果をもとに、2次元極限平衡解析による簡易安定度評価法を考案したので報告する。

2. 対象崩落形態と岩盤斜面および実験条件

本安定度評価法で対象としている崩壊形態は、不連続面が少なく均質であるが脆さを有する軟岩斜面において、オーバーハングを有し背面亀裂が進展して比較的大規模な崩落に発展する形態である。このような岩盤崩落は、オーバーハングした岩盤の自重や岩盤上部に作用する外力、背面亀裂内の水圧や水の凍結圧などにより、背面亀裂先端に引張応力が働いて岩盤の引張強さを超えたときに生じる。

実験対象としたのは、北海道の5箇所の岩盤斜面である。表-1に各岩盤斜面の代表的な構成岩石と崩落危険岩体高さ H （最大高さ）、および遠心力模型実験で採用した模型縮尺を示す。模型縮尺は、遠心力載荷装置に設置可能な岩盤模型規模（一辺が0.6mの立方体）を目安として設定している。

遠心力模型実験の実験ケースを表-2に示す。各岩盤斜面において切欠き高さ H_c 、浸食深さ Z および切欠き面交角 χ の異なる全23ケースである。ここで、切欠き高さ H_c とは、斜面背面に想定した既存亀裂の位置を示し、斜面底部に設定した基準面から切欠き先端までの高さを表

表-1 対象岩盤斜面

斜面名	構成岩石	崩落危険 岩体高さ $H(\text{m})$	模型縮尺 $1/n$
K斜面	火砕岩	14.7	30
H斜面	//	6.7	15
G斜面	//	13.1	20
T斜面	//	34.7	60
S斜面	//	32.5	60

表-2 遠心力模型実験ケース一覧

No.	実験No.	切欠き高さ $H_c(\text{m})$	浸食深さ $Z(\text{m})$	切欠き面交角 $\chi(^{\circ})$
1	K-1	3.90	6.00	0
2	K-2	3.00	6.00	0
3	K-3	2.10	6.00	0
4	K-4	3.00	3.60	0
5	K-5	3.00	5.10	0
6	K-6	3.00	6.00	15
7	K-7	3.00	6.00	45
8	H-1	1.80	0.00	0
9	H-2	1.80	1.35	0
10	H-3	1.80	0.60	0
11	H-4	1.50	0.00	0
12	H-5	1.20	0.00	0
13	H-6	1.20	0.00	45
14	G-1	3.83	3.50	0
15	G-2	2.83	3.50	0
16	T-1	10.39	10.00	67
17	T-2	7.39	10.00	67
18	T-3	4.39	10.00	67
19	T-4	4.39	15.00	67
20	T-5	4.39	20.00	67
21	S-1	3.30	0.00	0
22	S-2	3.30	2.00	0
23	S-3	3.30	4.00	0

している。切欠き面交角 χ とは、切欠き面が2面になる場合の交角であり、浸食深さ Z とは、基準面から下部の岩体を表面から任意の厚さ削り取った長さを示す。

3. 極限平衡解析による岩盤斜面崩壊の解析

用いた極限平衡解析は、岩盤斜面背面に設定した切欠き先端と崩落時に発生する亀裂面（以下、進展亀裂面）の先端を結ぶ直線の3分の2の位置を中心に、崩落危険岩

体の自重による起動モーメントと、進展亀裂面に生じる応力による抵抗モーメントのつり合いを解いたものである。崩落は、切欠き先端に発生する引張応力が、岩盤斜面を構成する岩石の引張強さを超えたときに発生することになる。解析に用いる強度定数が引張強さだけの簡易な解析法である。斜面の安定解析と同様に、安定係数 N_s を以下のように定義する。

$$N_s = \frac{\gamma H}{\tilde{\sigma}_t} \quad (1)$$

ここに、 N_s : 岩体の崩落に対する安定係数

H : 岩体の代表的な高さ (m) (以下、崩落危険岩体高さ)

γ : 単位体積重量 (N/m³)

$\tilde{\sigma}_t$: 切欠き先端における最大引張応力 (N/m²)

安定係数 N_s は無次元であり、形状には依存するが寸法には依存しない。遠心力場における模型であれば、応力レベルを再現できるので、遠心力模型実験で得られた安定係数は実岩盤斜面のそれに等しいと考えることができる。仮に安定係数の値が既知であれば、安全率 F_s を次式で計算できる。

$$F_s = \frac{\sigma_t}{\tilde{\sigma}_t} = \frac{\sigma_t}{\gamma H} N_s \quad (2)$$

ここに、 σ_t : 切欠き先端の引張強さ (N/m²)

上式より安定係数 N_s が大きいほど岩盤斜面の安全率が大きくなり、安定していることがわかる。

図-1のように危険岩体を直方体でモデル化した単純な2次元条件では、安定係数 N_s が解析的に求められる。岩盤斜面の安定性をモーメントのつり合いで評価するものとして、起動モーメント M_d と抵抗モーメント M_r を以下のような式で表し、それらの関係から安定係数を以下のように定義できる。ただし、ここでは、図-1における岩盤崩落により新たに発生する進展亀裂面（図中のab線）の引張応力の分布を図-2に示すように直線的に仮定して、実際との差を応力集中係数 ψ で評価している。

$$M_r = \frac{1}{6} \tilde{\sigma}_t \frac{\tilde{H}_c^2 + \tilde{L}^2}{\psi}, \quad M_d = \gamma H \times \left[\frac{\tilde{B}^2}{2} + \frac{2\tilde{B}\tilde{L}}{3} + \frac{\tilde{H}_c \tilde{L}^2}{6} \right] \quad (3)$$

$$M_r = M_d \quad (4)$$

$$N_s = \frac{\gamma H}{\tilde{\sigma}_t} = \frac{\tilde{H}_c^2 + \tilde{L}^2}{\psi (3\tilde{B}^2 + 4\tilde{B}\tilde{L} + \tilde{H}_c \tilde{L}^2)} \quad (5)$$

$$\tilde{B} = B/H, \quad \tilde{H}_c = H_c/H, \quad \tilde{L} = L/H$$

ここに、 ψ : 応力集中係数（次項では形状補正係数）

H, B : 図-1に示した崩落危険岩体高さと厚さ (m)

H_c : 切欠き先端から斜面下部まで鉛直に測った高さ（以下、切欠き高さ）(m)

L : 切欠き先端位置を基準にした進展亀裂面が出現する位置までの水平距離（以下、オーバーハング深さ；図-1および図-3に示すように、亀裂進展面が山側（図-1）に

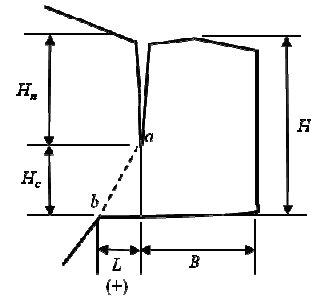


図-1 岩盤斜面形状概念図

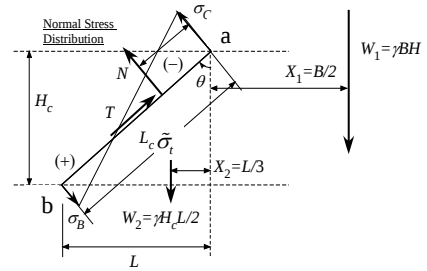


図-2 進展亀裂面の応力分布概念図

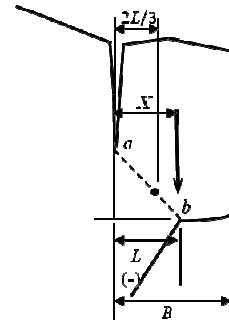


図-3 解析適用条件概要図

発生する場合は+に、崩落危険岩体側（図-3）に生じる場合には-になる。）(m)

式中には、崩落危険岩体高さ H で正規化した値を用いて式を単純化している。また、本解析法を適用する岩盤斜面においては、適用の限界条件がある。図-3に示すようにオーバーハング深さ L が崩落危険岩体側に発生する場合は、崩落危険岩体の重心と切欠き先端との水平距離 X が、オーバーハング深さ L の3分の2以上であることが必要である。 X が L の3分の2以下である場合には、崩落危険岩体の自重が崩落に対して抵抗するモーメントになって崩落しない。

オーバーハング深さ L が図-1に示すように山側に発生する場合には、任意の L において形状寸法から求められる安定係数 N_s が最小値を示し、それ以降増加に転ずる。安定係数 N_s が最小値になるオーバーハング深さ L_{min} は、(5)式右辺の L に関する導関数を0として求められるが、複雑な式になるのでここでは用いない。この値の求め方としては、オーバーハング深さ L を任意に変化させて安定係数 N_s を計算して最小値になる L_{min} を求める。このオーバーハン

表-3 崩落加速度と実験後供試体の室内試験結果および各安定係数

実験No.	崩落加速度 $n_f(g)$	岩盤模型の引張 強さ $\sigma_{tm}(MN/m^2)$	岩盤模型の単位 体積重量 $\gamma_m(kN/m^3)$	岩盤模型の崩落 危険岩体高さ $H_m(m)$	安定係数 N_s	崩落危険 岩体厚さ $B(m)$	オーバーハ ング深さ $L(m)$	形状安定 係数 N_{sm}	簡易安 定係数 N_{sa}
K-1	42	0.53	17.64	0.49	0.69	5.90	3.05	0.13	0.44
K-2	33	0.47	17.92	0.49	0.61	5.90	3.05	0.08	0.34
K-3	24	0.47	17.68	0.49	0.43	5.90	3.05	0.04	0.23
K-4	45	0.53	17.58	0.49	0.73	5.90	0.65	0.08	0.46
K-5	56	0.86	19.04	0.49	0.61	5.90	2.15	0.08	0.37
K-6	42	0.55	18.13	0.49	0.68	4.55	3.73	0.12	0.36
K-7	42	0.60	17.65	0.49	0.61	6.18	2.91	0.07	0.33
H-1	68	0.39	17.86	0.45	1.40	1.84	-0.92	1.13	1.95
H-2	53	0.37	17.83	0.45	1.14	1.84	0.43	0.26	0.79
H-3	77	0.35	17.86	0.45	1.76	1.84	-0.32	0.43	1.18
H-4	68	0.32	17.65	0.45	1.68	1.84	-0.92	0.86	1.63
H-5	91	0.33	17.93	0.45	2.21	1.84	-0.92	0.65	1.30
H-6	82	0.43	17.48	0.45	1.49	2.48	-1.24	0.46	0.97
G-1	67	0.33	17.11	0.66	2.28	2.38	2.31	0.49	0.82
G-2	43	0.20	17.17	0.66	2.41	2.38	2.31	0.33	0.60
T-1	55	0.37	17.43	0.58	1.50	12.33	3.83	0.19	0.64
T-2	26	0.37	17.66	0.58	0.71	12.33	3.83	0.11	0.46
T-3	28	0.88	19.05	0.58	0.35	12.33	3.83	0.04	0.27
T-4	52	1.74	22.24	0.58	0.38	12.33	8.83	0.04	0.21
T-5	37	1.54	21.90	0.58	0.30	12.33	13.83	0.04	0.17
S-1	91	0.42	18.28	0.54	2.14	4.59	-2.30	0.75	1.44
S-2	34	0.45	18.06	0.54	0.73	4.59	-0.30	0.19	0.77
S-3	68	1.64	21.88	0.54	0.49	4.59	1.70	0.14	0.52

グ深さ L_{min} 以降に対する安定係数には、最小値の一定値を用いる。なお、厳密にはオーバーハング深さ L が山側になる場合（+の場合）は、すべてこの条件を考慮する必要があるが、作業が繁雑になって簡易な評価法にならないため、実験結果の考察では考慮しない。この条件は、オーバーハング深さ L を指標とした関係曲線を求めるときのみ考慮するものとする。

実際の不整形な岩盤斜面では、上式のように解析的に安定係数を求めることはできないので、応力集中係数の値も含めた形で、本研究で採用した遠心力模型実験によって実験的に求めることになる。次項での解析では、応力集中係数 ψ が断面形状の影響を強く受けることから形状補正係数と呼ぶ。

4. 実験結果と考察

4. 1 実験結果とパラメータの対比

遠心力模型実験より得られた崩落加速度、実験後の岩盤模型より抜き取ったコアの圧裂引張り試験による引張強さと単位体積重量を表-3に示す。崩落加速度は、遠心力装置の有効半径（3.5m）位置の測定加速度を、模型供試体の重心位置に換算して示した。

遠心力模型実験の岩盤模型崩落時においては、安全率 F_s が1まで低下していて、発生する引張応力は引張強さに等しい($\sigma_t = \sigma_i$)ので、安定係数 N_s は遠心力模型実験結果より以下のように求めることができる。

$$N_s = \frac{n_f \gamma_m H_m}{\sigma_{tm}} \quad (6)$$

ここに、 n_f : 遠心力模型実験による崩落加速度 (g)

γ_m : 岩盤模型の単位体積重量 (N/m³)

H_m : 岩盤模型の崩落危険岩体高さ (m)

σ_{tm} : 岩盤模型の引張強さ (N/m²)

なお、添え字 m はパラメータが模型のものであることを示す。表-3には、岩盤模型の崩落危険岩体高さ（最大高さ）とそれを用いて計算した安定係数 N_s を示した。

実岩盤斜面に2次元極限平衡解析を適用する方法としては、解析に必要な形状寸法を、岩盤斜面の代表値として用いた。代表値としては、崩落危険岩体高さ H と厚さ B には最大値を、切欠き高さ H_c には実験条件の値を用いた。オーバーハング深さ L については、実斜面の代表断面図をみると分かるが、進展亀裂面が発生する位置を決定するのが難しい。また、解析適用の条件として示したように、崩落危険岩体の重心と切欠き先端との水平距離 X が、オーバーハング深さ L の3分の2以上であることが必要である。そこで、簡易な設定方法として初期値が崩落危険岩体厚さ B の1/2を負とした値、浸食深さ Z がある場合には次の式を用いて求めた。

$$L = -B/2 + Z \quad (7)$$

安定係数 N_s は、(5)式右辺の式を用いて各形状寸法比から求めることができる。表-3には、各遠心力模型実験の形状寸法と安定係数も示した（形状補正係数 ψ は1.0とする）。形状補正係数 ψ を1.0とした安定係数を、以下、形状安定係数 N_{sm} と呼ぶ。

4. 2 形状補正係数の設定

図-4に安定係数 N_s と形状安定係数 N_{sm} の関係を示す。両者には、正の相関が認められるが、形状安定係数の方

が小さく算出されている。形状安定係数が安定係数のほぼ下限値を通る直線式は、以下になる。

$$N_s = 2.5 \cdot N_{sm} = \frac{1}{0.4} N_{sm} \quad (8)$$

上式のように係数2.5を(5)式の形状補正係数（応力集中係数） ψ に換算すると逆数の $\psi=0.4$ が得られる。この値を(5)式右辺の式に代入して、岩盤斜面の形状寸法から安定係数 N_s が安全側の値として求められる。

形状安定係数が小さく算出された原因は、形状寸法として用いた岩盤斜面の代表値の取り方に起因すると考えられる。適当な各形状寸法の値を求める方法として、各値の平均値や最大値の1/3、1/4の値を用いたトライアル計算により、最も相関の良い組み合わせを求めることが考えられる。しかし、トライアル計算で求められた形状寸法の組み合わせには、妥当な値とする明確な根拠がない。実用的には、2次元極限平衡解析の岩盤斜面への利用法として、簡易に安定度の目安値を得ることが考えられる。

4. 3 簡易安定係数による評価

前述の $\psi=0.4$ として(5)式を用いる方法でも比較的簡易に安定度を評価できるが、さらに簡略化して岩盤斜面の安定度を評価する方法を検討した。各形状寸法と形状安定係数の関係では、切欠き高さ H_c は正の比例関係に、崩落危険岩体厚さ B とオーバーハング深さ L （オーバーハング深さが切欠き先端位置より深いと正の値になる）は反比例の関係にあることが想定できる。そこで、形状から求める安定係数を簡易な係数 N_{sa} （以下、簡易安定係数）として以下の式のように仮定した。

$$N_{sa} = \frac{\tilde{H}_c}{B + L} \quad (9)$$

ここに、 N_{sa} ：簡易安定係数

図-5に上式による簡易安定係数と安定係数の関係を示す。安定係数は簡易形状係数の概ね1～3倍の値になっており、簡易安定係数が安全側の値を示していることが分かる。

なお、ここでは全ての対象斜面で現状のオーバーハング深さ L の決定が困難であったために(7)式を用いて算出した。(9)式は、1次式であることから崩落危険岩体高さ H で正規化しない値を用いても同様であり、これに(7)式を代入すると以下になる。

$$N_{sa} = \frac{H_c}{B / 2 + Z} \quad (10)$$

さらに浸食深さ Z が0の場合は、以下のように簡単な式で表すことができる。

$$N_{sa} = \frac{2H_c}{B} \quad (11)$$

現場条件によっては安定度評価の精度が悪くなることが予想されるが、現状の安定度の目安値として利用できる可能性があると考えられる。なお、オーバーハング深さ L を明確に決定できるような岩盤斜面では、その値を用いるのが妥当であろう。

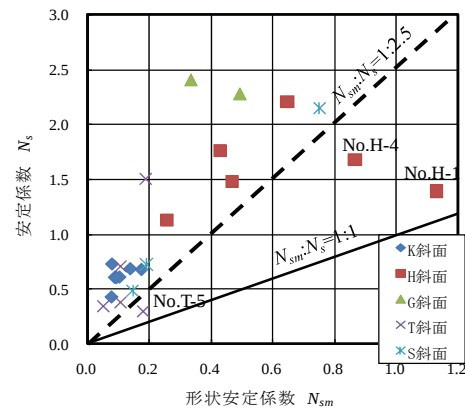


図-4 形状安定係数と安定係数

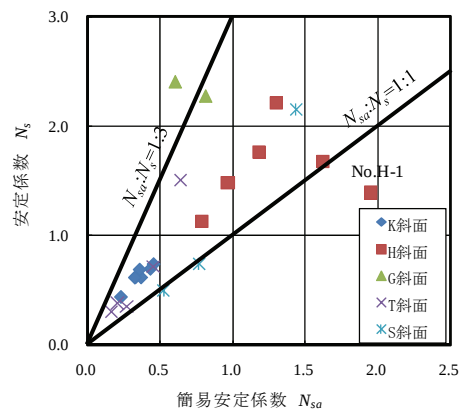


図-5 簡易安定係数と安定係数

5. まとめ

遠心力模型実験と2次元極限平衡解析を用いて岩盤斜面の簡易安定度評価法について検討した。結果は以下のとおりである。

- 1) 実岩盤斜面に2次元極限平衡解析を適用する方法として、安全率を求めるための安定係数 N_s の算出法を考案した。
- 2) さらに安定係数 N_s を簡便かつ定量的に求める方を考案した。
- 3) これらの安定係数は、遠心力模型実験結果より求めた安定係数に対して安全側の値を示す。

参考文献

- 1) 伊東佳彦：北海道における岩盤斜面の調査・対策の現状，(社)自動車技術会，自動車技術，Vol.61，No.5，pp.36-41，2007。
- 2) 日下部祐基，三浦均也，伊東佳彦，石川博之，表真也：切欠きを有する岩盤模型を用いた遠心力模型実験による危険度評価法適用例，平成20年度土木学会北海道支部 論文報告集，第65号，C-5，2009。
- 3) 日下部祐基，石川博之，伊東佳彦，國松博一，三浦均也，上堂蘭四男，只野暁，山本真裕，中田賢：遠心力模型実験による岩盤斜面の安全率評価法，平成17年度土木学会北海道支部 論文報告集 第62号，2006。