

不連続性岩盤斜面の安定性評価に関する統一的手法について

AN INTEGRATED METHOD FOR SLOPE STABILITY IN DISCONTINUOUS ROCK MASS

清水泰弘*・Ömer AYDAN**・土山茂希***・市川康明****

By Yasuhiro SHIMIZU, Ömer AYDAN, Shigeki TSUCHIYAMA and Yasuaki ICHIKAWA

The stability of rock slopes in discontinuous rock mass associated with the construction of power plants, highways and open-pit mines is always of paramount importance during the lifetime of these structures. As compared with soil slopes, the failure modes of slopes are various and are closely associated with the spatial distributions of discontinuities in relation to slope geometry and their mechanical resistances as well as those of intact rock. Therefore, any design scheme for rock slopes must consider various possible failure modes and evaluate the stability of designed slopes in relation to the above elements. In this paper, the authors first classified various failure modes in relation to the spatial distributions of discontinuities in relation to slope geometry and its mechanical properties as well as those of intact rock and have developed a system for such analysis. Then, they used this system to predict the stability of rock slopes of a dam site in intercalated sandstone and shale against various possible forms of instability before the excavation. The results of this investigation are presented and then are compared with those observed during and after the construction of the slopes. It is found that the developed system is proved to be efficient and capable of providing reliable answers for the designers.

Keywords: rock slope, discontinuity, stability, sandstone

1. はじめに

一般に岩盤には、規則的に配列された、複数組の不連続面群が存在しており、それらが岩盤の力学特性に大きな影響を及ぼしている。岩盤の力学特性は、母岩と不連続面の力学特性および不連続面の空間的な幾何学特性の3つの要因を反映している。このため、岩盤は大変複雑な力学挙動を呈し、斜面等の岩盤構造物の破壊様式もさまざまである。

ところで、岩盤斜面構造物を対象とした安定解析の手法には①有限要素法等による連続体解析、②個別剛体要素法 (DEM)、剛体ばねモデル (RBSM) 等による不連続体解析および③極限平衡理論による解析等が考えられる。

大型コンピュータの著しい発達とともに、斜面の応力・変形状態、あるいはその変形に応じた塑性域の発達とそれに伴う破壊の可能性などを評価するために、各種

の非線形解析が行われている。しかしながら、岩盤を対象としたこれらの解析手法は、岩盤中に存在する不連続面の影響を評価することは困難である。

しかしながら、顕著な断層や破碎帯、あるいは斜面規模から考えて無視し得ない節理群が存在する場合には、不連続体としての取扱いが必要となる。その解析には不連続面そのものをモデル化したジョイント要素を含む FEM^{(1),(2)} や岩盤を剛体ブロックの集合体と考える DEM⁽³⁾、RBSM⁽⁴⁾、キープロック解析⁽⁵⁾等が提案されている。

これらの不連続体力学モデルを用いる数値解析法では、入力物性値や要素形状の決定などによりかなり高度な知識が必要とされる。また、このような数値解析的な取扱いには、いずれも大型コンピュータを必要とし、その計算時間と経費がかさむうえ、進行中の現地施工状況に応じた敏速な対応が困難である。

極限平衡理論に基づく斜面の安定解析法は、主に分割法⁽⁶⁾⁻⁽⁸⁾が用いられている。しかしながらこれらのすべり面法は、主として土質斜面を対象としており、不連続面を多く内包する岩盤斜面の安定解析に用いることは不適當である場合が多い。なぜならば、岩盤斜面にはその岩盤の力学特性や不連続面の幾何学的な形状により Fig. 2 にみられるごとくさまざま異なる破壊様式が存在する

* 正会員 名城大学講師 理工学部土木工学科
(〒468 名古屋市天白区塩釜口1-501)

** 正会員 工修 名古屋大学助手 工学部地盤工学科
(〒464 名古屋市千種区不老町)

*** 正会員 工修 中部電力株式会社
(〒460 名古屋市東区東新町)

**** 正会員 工博 名古屋大学助教授 工学部地盤工学科
(〒464 名古屋市千種区不老町)

からである^{9)~12)}。

このように多くの破壊様式をもつ岩盤斜面の安定解析には、それぞれの破壊様式に対して最も妥当な安定解析法を適用する必要がある。

本論文では、不連続性岩盤斜面を対象として、現地調査結果のデータに基づいた適切な安定解析法を選択・実行し、その解析結果により破壊の有無を判断し、必要な対策を導入する手順について提案した。全体の手順は、数多くの過程に細分されているが、Fig.1に示すように5つのSTAGEにまとめることができる。これらのSTAGEではそれぞれの内容に応じた処理システムが準備されている。

次に、山岳部の道路斜面の設計にこれを適用し、施工中および施工後のデータと比較して一連の処理システムの有効性を調べた。

施工中の観察では予測したように切取斜面の成形中に小規模なくさび破壊が断続的に発生した。この破壊に対してはスチールネットを布設する工法で対処した。せん断破壊は現在に至ってもその形態の破壊は生じていない。たわみ性トッピング破壊に対しては、安定解析結果を考慮して、斜面高さが高い一部区間をトンネル構造とする設計変更を行った。この設計変更によって、危険箇所とされていた20m前後の高さを有する斜面区間が

なくなったため、たわみ性トッピング破壊は生ぜず、また斜面上ののり先部分の変形等も発生しなかった。

また、施工後の完成状態を調べたところ、ここで開発されたシステムは十分に信頼性があり、施工中においてもすみやかに対処できる柔軟性も備えていることが確認された。

2. 不連続性岩盤斜面に対する安定性評価手順

不連続性岩盤斜面の安定性評価の手順をFig.1に示すように5つのSTAGEに分けて提案する。各STAGEの詳細は以下のとおりである。

STAGE I：地質調査結果の整理と評価

現地踏査により岩種とともに、断層、シーム、破碎帯、層理、節理等について詳細に調査する。不連続面についてはその方向、間隔、連続性、粗さ、壁面強度、間隙幅、充填物、浸透水、セットの数、ブロックサイズの各項目を調べる。これらの調査データを整理し斜面の地質構造を明らかにするとともにその後の解析に使用できる形でデータを入力する。

また、これらのデータから不連続面の傾斜(dip)と方位(dip direction)を赤道および極ステレオネット上に投影して表示する。併せて切取斜面の方位と傾斜を同じ図に投影表示する。さらに、この図に摩擦角 ϕ も加え平面すべりやくさび形すべり等に対して安定性を評価する資料とする。

STAGE II：可能な破壊様式とそれに対応する安定解析法の選択と評価

不連続性岩盤斜面は、内包している不連続面の方向、間隔、連続性、ブロックサイズ等によりいろいろな破壊様式が考えられるが、その基本的なパターンを模式図で示すとFig.2のようである。この破壊様式は次のように大きく3つに分類することができる⁹⁾。

- 1) 岩石の強度のみに依存する破壊様式
 - a) せん断すべり破壊 (Fig.2(a))
 - b) トッピング破壊 (Fig.2(b))
- 2) 岩石と不連続面の強度に依存する破壊様式
 - c) せん断とすべりの複合破壊 (Fig.2(c))
 - d) バックリング破壊 (Fig.2(d))
 - e) たわみ性トッピング破壊 (Fig.2(e))
- 3) 不連続面の強度に依存する破壊様式
 - f) 平面すべり破壊 (Fig.2(f))
 - g) くさび形すべり破壊 (Fig.2(g))
 - h) トッピング破壊 (Fig.2(h))

斜面が特定された場合に可能な破壊様式は、前に述べたSTAGE Iによって作られたステレオネット図や地質構造によって推定される。

たとえば、互層の岩盤斜面に対しては層の傾斜角 α (β

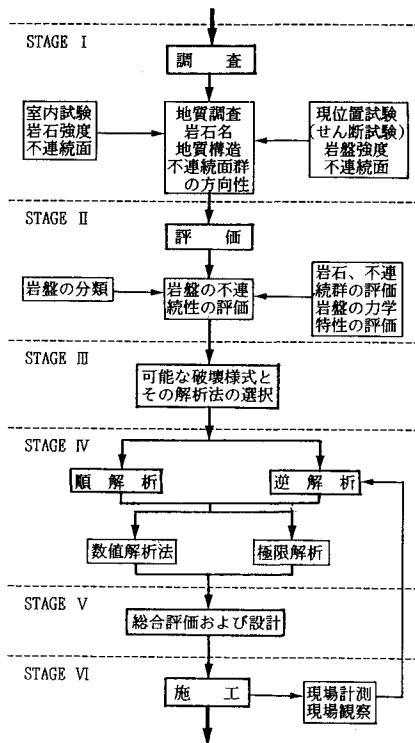
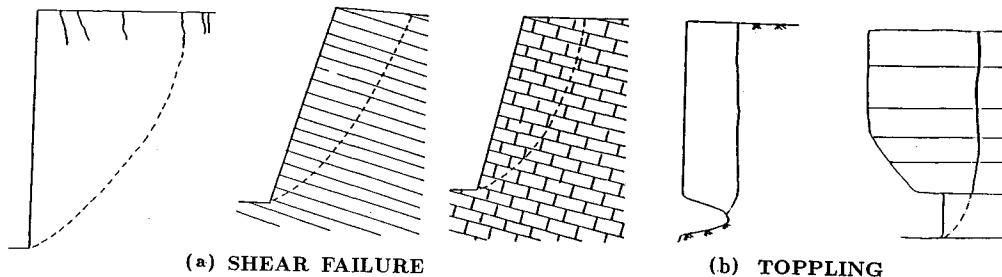
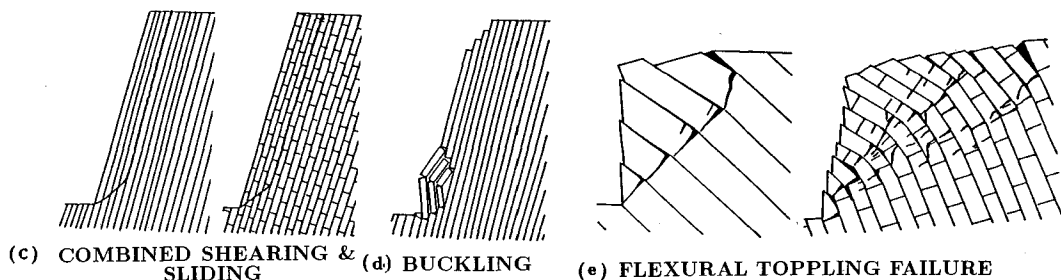


Fig.1 Flow chart for the slope design.

FAILURES INVOLVING ONLY INTACT ROCK



FAILURES INVOLVING DISCONTINUITIES AND INTACT ROCK



FAILURES INVOLVING ONLY DISCONTINUITIES

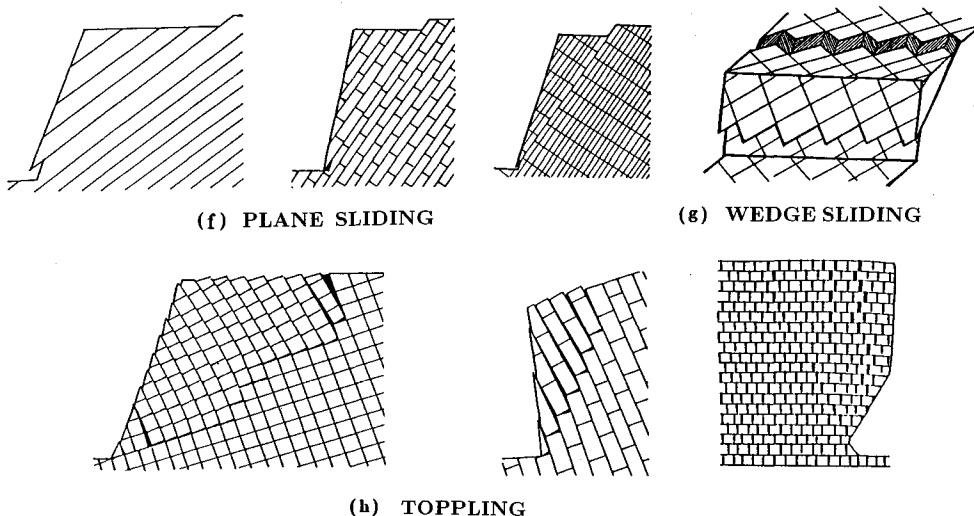


Fig. 2 Classification of failure modes of rock slopes.

$=\alpha-90^\circ$) と斜面の傾斜角 i および内部摩擦角 ϕ の関係によって Table 1 のような破壊様式が選択される (Fig. 3 参照). 他の地質構造をもつ斜面についても可能な破壊形態が同様に準備されている¹⁰⁾⁻¹³⁾.

STAGE III: 不連続面群と岩石の力学特性の評価

不連続岩盤の物性値を正確に求めることは非常な努力 (調査, 試験精度の向上と高度の判断) を必要とするが, ここでは現位置試験等で高い精度で求められたものとしてスタートする. この試験等が行われなときは, 岩盤

Table 1 Selection of possible failure modes in relation to the dip angle α of layers, slope angle i and the friction angle of bedding planes ϕ .

領域	α				
	$0 \leq \alpha < \phi$ $\alpha < i$	$\phi \leq \alpha \leq i$	$i \leq \alpha < 90^\circ$	$90^\circ \leq \alpha < 90^\circ + i, \beta < i$	$90^\circ + i \leq \alpha < 180, \beta \geq i$
破壊様式	せん断破壊	すべり破壊 すべりとせん断の複合破壊	すべりとせん断の複合破壊 座屈破壊	たわみ性トッピング破壊 せん断破壊	せん断破壊

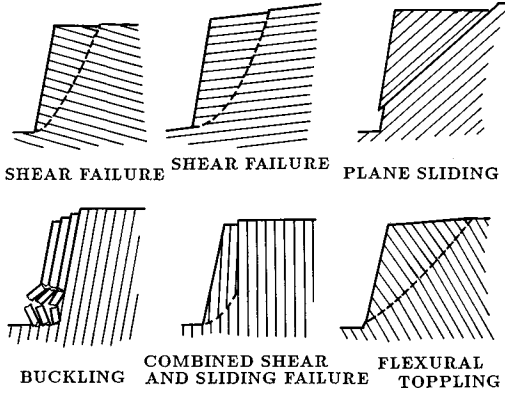


Fig. 3 Failure modes for slopes in layered rock mass in relation to the dip angle of the layers.

分類やデータベースあるいは逆解析法によって推定することができる。今回のシステムでは、岩盤分類や逆解析法によって岩盤物性を推定するルーチンをもっている。

STAGE IV：各種の破壊様式に対する安定解析

STAGE II で分類した破壊様式に対応した安定解析法が用意されている。この手順の中では、与えられた条件によって安定解析を実行すると同時にデータを変動させパラメトリックスタディーを行うことが可能である。

STAGE V：総合評価

それぞれの STAGE によって得られた結果を総合的に判定して斜面の安定性が評価されさらに、斜面の安定化に対する対策や施工法の選択を行う。

3. 岩盤斜面の安定性の評価事例

提案した手法を利用した岩盤斜面の安定性評価の事例を以下に述べる。対象地点は山岳部の道路建設に伴う斜面である。この道路は標高 1 150 m 程度の尾根が南北に続く高地の東側斜面の標高 1 030 m 付近に建設され、幅員は 3.50 m を有し、建設に伴う切取斜面の延長は約 350 m である。道路計画平面図を Fig. 4 に示す。岩盤調査はこの道路計画線に沿った 29 地点について行われた。

(1) 岩盤調査について

図から判断されるように建設予定地は、最大斜面勾配 65°、平均勾配 42° という急傾斜地である。岩盤は深部が流紋岩、その上部に砂岩と泥岩の互層となっている。山側斜面は上部の勾配が急で下になるほど緩くなっている。

新設道路の中心杭に沿った地点で計測した節理群の例をステレオネットによって示すと Fig. 5(a) と Fig. 5(b) になる。なお、この計測点は、Fig. 4 に示す道路中心線上の B 点と D 点である。図中の記号 BP は層理面、SF は切取斜面 J1, J2, J3 は節理群のセットを示している。

以下に B, D 計測点について説明する。なお、調査データの整理と、ステレオネットの作図および安定解析のすべてに対して独自のプログラムを開発して処理を行った。

a) B 計測点について (Fig. 5(a) 参照)

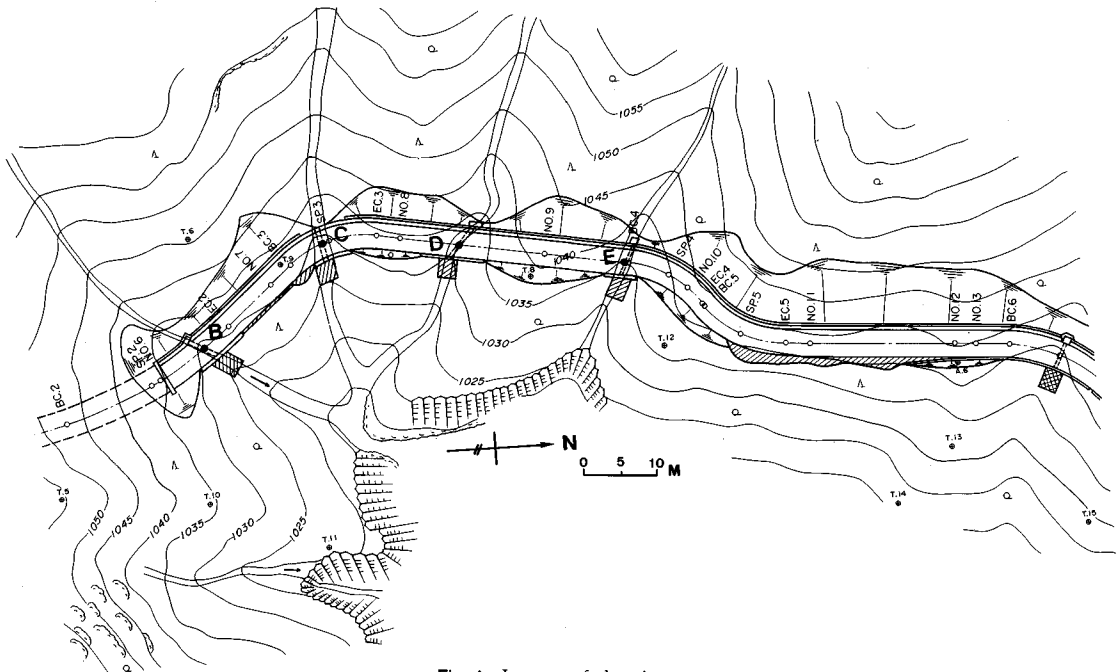


Fig. 4 Layout of the site.

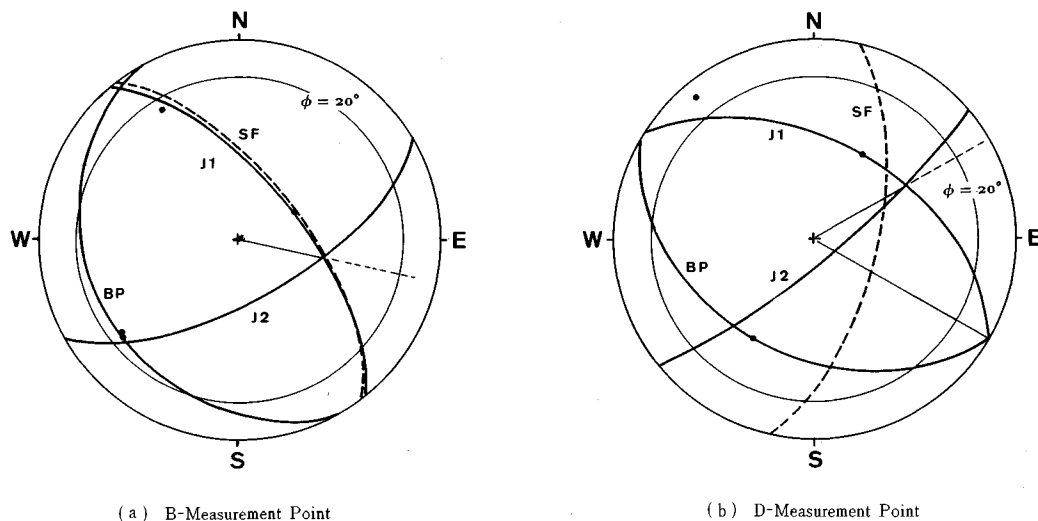


Fig.5 Stereo-net projections.

B計測点はトンネル出口より7mの道路中心線上に位置し、地表形状は谷部をなす。成層面(BP)の方位角は 240° で切取斜面勾配(SF)の方位角 52° とはほぼ逆方向である。ジョイントのJ1はほとんど斜面勾配と同一方向であり、傾斜角も同一である。くさび形を形成する二平面のジョイントJ1とJ2の交線方位角は、 102° 、その交線の傾斜角は 65° である。

b) D計測点について (Fig.5(b) 参照)

D計測点は、道路中心杭No.8+10.00mの位置である。この成層面の方位角は 210° 、切取斜面勾配の方位角は 103° である。その切取斜面に出てくる交線はジョイントJ1とJ2によるもので、その交線方位角は 60° 、傾斜角は 46° である。

得られたステレオネットと地質構造のデータにより、STAGE IIの手法を用いてa) くさび破壊、b) せん断破壊、c) たわみ性トップリング破壊という3種類の破壊様式が予測された。これらの破壊様式について以下で詳細な検討を行った。

なお、今回の安定解析では短期と長期の2つの安定条件で解析を行った。短期の条件は地震荷重と地盤からの水圧を無視し、長期の条件はこれらを考慮した。次章で述べる破壊様式の検討では、それぞれの安定解析の結果から、くさび破壊に対しては短期、せん断破壊とたわみ性トップリング破壊では、安定性に余裕があることから長期の条件で行った解析によって考察する。

(2) 破壊様式の検討

a) くさび破壊 (Appendix A 参照)

たとえば、D計測点では、J1とJ2によってくさびブロックが形成される。このくさびブロックの交線方位角は 60° 、傾斜角が 46° となり、切取斜面の傾斜角より

小さいので切取斜面にくさびブロックが現われる。また、交線傾斜角が摩擦角より大きいのでこのくさびブロックはすべる可能性がある。

一般にくさび形すべりは、くさびを形成する二平面の間の角度 ω_1 、 ω_2 の大きさにより表面摩擦角(ϕ)よりも大きな角度ですべりが発生する。この増加する角度を等価な摩擦角(ϕ^*)とよぶこととする。つり合い方程式(A.1)、(A.2)および(A.3)より導いた式(A.7)において短期の安定解析の条件である平均震度 $\eta=0$ とすればよく、さらに地盤内からの水圧 $U=0$ を仮定すれば、くさび形すべりに対する等価な摩擦角は式(A.9)となる。ここで表面摩擦角を 20° から 40° まで変えたときの等価な摩擦角と二面の交角(2ω)の関係をFig.6に示す。

D計測点に対しての解析結果はFig.7のようである。この図は岩盤の表面摩擦角 ϕ を 30° (現場で砂岩の表面摩擦係数を測定したところ 30° であった)とし、くさびの二平面と水平のなす角 ξ (くさびの二平面と水平とのなす角 ξ_1 、 ξ_2 のうちの小さい方の角度を ξ とする)と等価な摩擦角 ϕ^* の関係を、 2ω を変化させながら示したものである。

また、同図に現場調査で判明したくさびの交線の傾斜角 $\phi=46^\circ$ と ξ の関係をプロットすると・印となる。この・印の位置が 2ω の 60° と 70° の間にあり、現場の 2ω の値が 70° であることからD計測点ではくさび形すべり破壊の発生が予測された。

次に、くさびすべりが起こるブロックの規模を推定すると、ブロック理論⁵⁾によればすべり破壊部分は、大規模な形状となることが予想されるが、地質構造からみて大きな破壊は考えられない。しかし、局所的な破壊が掘

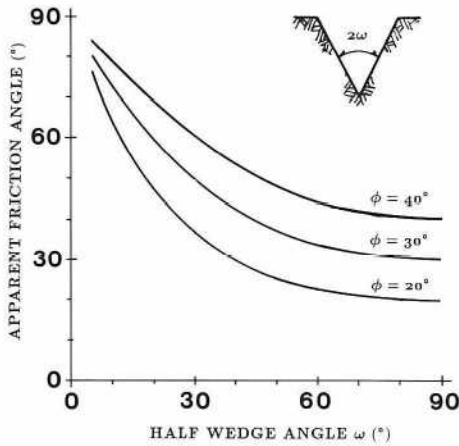


Fig. 6 Effect of wedge angle on the apparent friction angle.

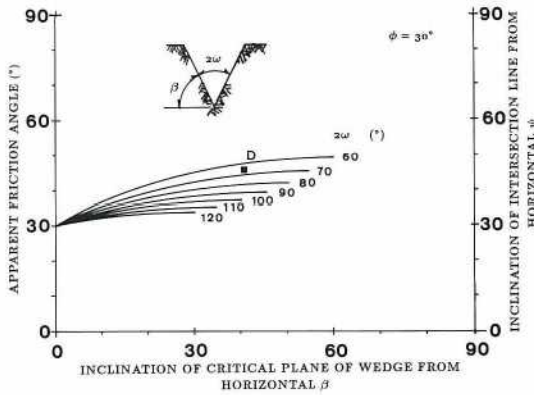


Fig. 7 The chart for the stability of the designed slope for the various values of wedge angle 2ω (by considering wedge failure of slope) ($\phi=30^\circ$).

崩中にも断続的に発生することが考えられる (Photo 1 および Fig. 8 参照).

b) せん断破壊 (Appendix B 参照)

せん断破壊に対する安定解析を実行するためには、つり合い方程式 (B・1), (B・2) より導きだされた式 (B・6) を使用する。この式では粘着力 c と摩擦角 ϕ が必要となるが、現位置のせん断強度試験が行われていないので、STAGE III の手法を用いて c と ϕ を予測する。

現場は泥岩・砂岩の互層であり、せん断すべりに対しては泥岩の強度に依存すると考え、摩擦角を 20° と設定した。この摩擦角のもとで c/γ (γ は岩の単位体積重量) をパラメーターとして斜面高さとその勾配を計算すると Fig. 9 のようになる。ただし長期の安定解析条件で解析するとして、平均震度を $\eta=0.2$ に設定し、岩盤は飽和しているものとする。いま、現場の自然斜面の高さと平均斜面勾配が、Fig. 9 中の黒点・で与えられるので、 c/γ は 8 から 11 (m) であると考えられる。

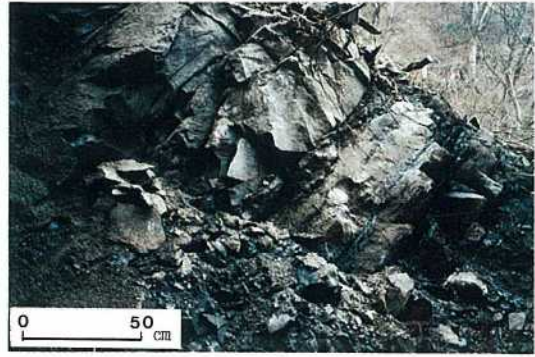


Photo 1 Picture of the outcrop.

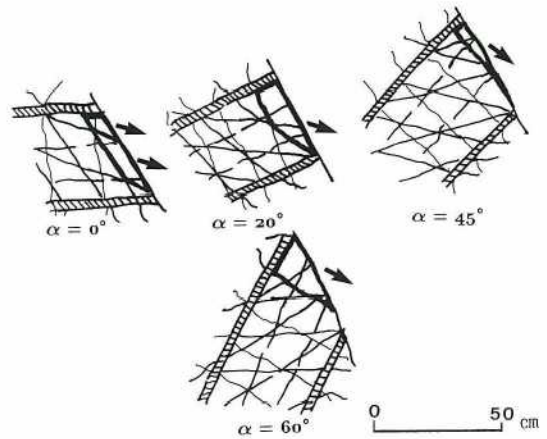


Fig. 8 Jointed state of sandstone layer.

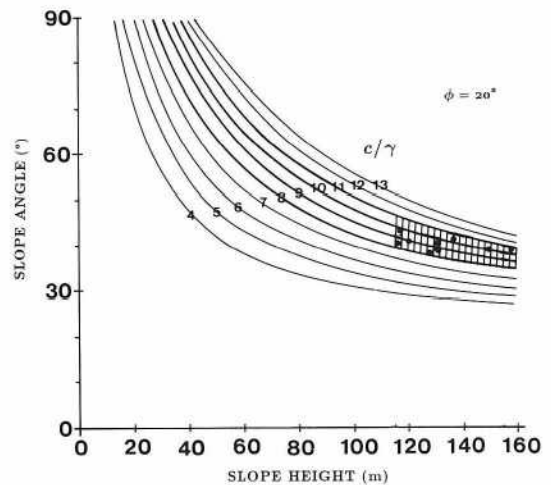


Fig. 9 The chart for estimating the ratio of the apparent cohesion c of rock mass to its unit weight $\gamma(c/\gamma)$ (by considering the shear failure of slope) ($\phi=20^\circ$).

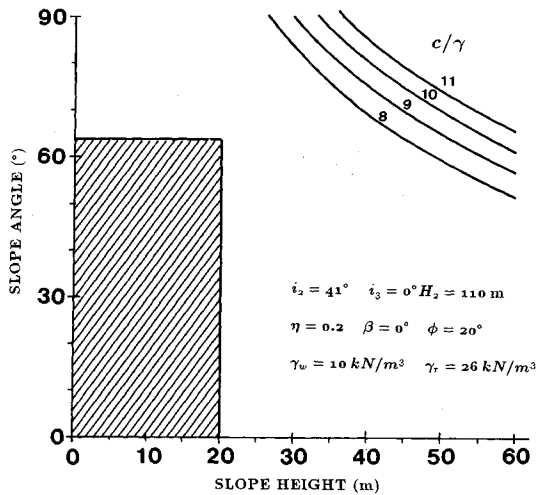


Fig. 10 The chart for the stability of designed slope for the various ratios of the apparent cohesion c of rock mass to its unit weight $\gamma(c/\gamma)$ (by considering the shear failure of slope) ($\phi=20^\circ$).

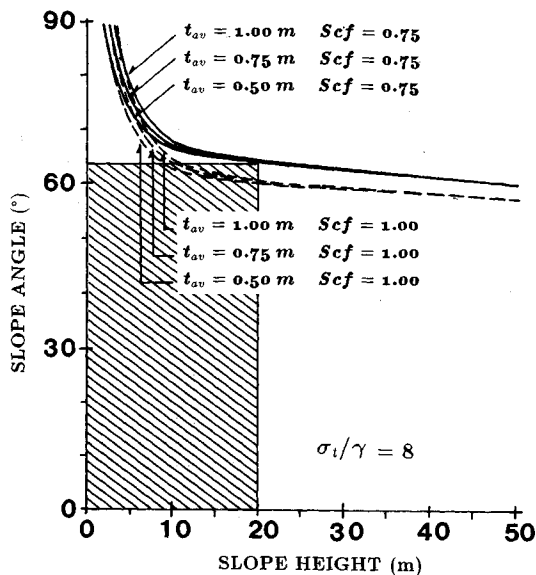


Fig. 11 The chart for the stability of designed slope for the various ratios of the apparent tensile strength σ_t of rock mass to its unit weight $\gamma(\sigma_t/\gamma)$ (by considering the flexural toppling failure of slope) ($\phi=20^\circ$).

さらに c/γ を 8 から 11 の範囲とし $i_2=41^\circ$, $i_3=0^\circ$, $H_2=110\text{ m}$, $\eta=0.2$, $\beta=0^\circ$, $\phi=20^\circ$, $\gamma_w=10\text{ kN/m}^3$, $\gamma_r=26\text{ kN/m}^3$ (Fig. B・1 参照) の条件のもとで切取斜面の安定性を計算すると, Fig. 10 の曲線群が得られる。斜面の計算高さと同角度は図中の斜線部で示した領域に収まるので, この斜面はせん断破壊に対して安定であると予測される。

c) たわみ性トップリング破壊 (Appendix C 参照)
たわみ性トップリング破壊についての解析では式 (C・4) を使用するが, ここで岩盤の引張強度 σ_t が必要となる。この現場では現位置での岩盤の引張強度試験は行われていない。

しかしながら, 一般には c/γ と σ_t/γ とは近い値を示すと考えられることから, 前記の c/γ の値を利用し σ_t/γ を 8 とし, せん断破壊の解析条件と同一の条件で, 層厚 (t_{av}) を 0.5~1.0 m, S_{cf} (Fig. C・1, C・2 参照) を 0.75 と 1.00 の 2 つについて安定解析を行った結果 Fig. 11 を得た。この図から S_{cf} の値が 0.75 であるときは現在の切取斜面は安定であり, S_{cf} が最も厳しい 1.0 になると不安定となることが予測された。

この切取岩盤斜面の安定解析の結果, 不安定部分が生じた場合の対策が以下のように考えられる。

- 1) くさび形すべり破壊は局所的に起こると考えられるのでその補強としては, 吹付けコンクリートで十分である。しかし, 掘削中にも落石があるので注意が必要である。
- 2) せん断破壊に対しては, 切取斜面は安定であるので無対策でよい。
- 3) たわみ性トップリング破壊に対しては, $S_{cf}=1.0$ の場合に斜面が 60° 以上で斜面高さが 20 m 以上になると不安定となる。たわみ性トップリング破壊では斜面の変状がのり肩に集中的に現われるので, 施工中はのり肩部分の観察を常時行う必要がある。

(3) 予測に対する評価

現地調査による計測データによってステレオネットを作成するとともに, 岩盤の強度特性およびその他の不連続面に関する諸データから, 3つの可能な破壊様式すなわちくさび破壊, せん断破壊, たわみ性トップリング破壊について安定解析を行い, その安定性を評価し, 破壊挙動を予測した。施工中および施工後の状態からこの予測に対する評価を行うと以下のようなものである。

くさび破壊が D 計測点付近に最も顕著に現われ, ここでは, 掘削中に小規模な落石があることが予測された。施工中においては予測どおり局部的なくさび形すべり破壊による落石が断続的に発生した。その状況を Photo 2 に示す。この対策として斜面成形が済みしだいすみやかにスチールネットの布設を施して落石を防止した (Photo 3)。

せん断破壊は, 発生しないことが予想された。工事完了後現在までこの種の破壊が生ずるような変形は報告されていない。

当初の計画では, 斜面高さが 20 m 程度になる箇所が 3 か所あり, 安定解析の結果, たわみ性トップリング破壊が発生する可能性が指摘された。



Photo 2 Picture of wedge slides.



Photo 3 Picture of the excavated slope.

このため、危険区間をトンネル構造に設計変更した。結果として斜面高さが12 m程度となり、たわみ性トップリング破壊が発生する可能性がほとんどなくなった。

4. おわりに

本研究では、不連続性岩盤斜面の安定性に関する一連の統一した評価法を提案した。さらに、この評価法の有効性を明らかにするために、実際に施工された切取岩盤斜面に適用したところ良い結果を得た。

不連続面を多数内包する岩盤斜面の工事では、現場技術者に有能な判断と細心の注意が要求される。しかしながら、不連続岩盤斜面にはさまざまな破壊様式があり、現場調査データや計測結果により敏速に総合的な結論を出すことは、現場経験豊かな技術者でも困難である。本論文で提案した処理システムを利用することで、経験が浅い現場技術者でもすみやかに適切な判断が可能になるものと考えられる。

最後に、本研究を遂行するにあたり、名古屋大学工学部教授 川本眺万氏には、細部にわたり多大なるご指導を賜った。また同助手 京谷孝史氏には地質調査に協力していただき、そのうえ数多くの助言を頂いたことに厚く感謝の意を表します。

Appendix A 斜面のくさび破壊

Fig. A-1 にみられるくさびブロックの $O t s n$ 座標の各方向に関するつり合い方程式は

$$\sum F_s = W \sin \phi + E \sin(\phi + \beta) - S = 0 \dots\dots\dots (A-1)$$

$$\sum F_n = W \cos \phi + E \sin(\phi + \beta) - N_1 \sin \omega_1 - N_2 \sin \omega_2 - U = 0 \dots\dots\dots (A-2)$$

$$\sum F_t = -N_1 \cos \omega_1 + N_2 \cos \omega_2 = 0 \dots\dots\dots (A-3)$$

である。ここで W はすべりの範囲の重量、 E は地震力、 N は与えられた面に対する垂直力、 S はせん断力、 U は水圧力、 ϕ はくさびの交線角度、 ω_i ($i=1, 2$) はくさびを形成する面と垂線との角度、 β は地震力の水平からの角度である。破壊基準を

$$T = N \tan \phi \dots\dots\dots (A-4)$$

地震力 E を

$$E = \eta W \dots\dots\dots (A-5)$$

とすると安全率は

$$SF = \frac{T}{S} \dots\dots\dots (A-6)$$

と考えられる。式 (A-1), (A-2) および (A-3) により前式を書き換えると

$$SF = \frac{\cos \omega_1 + \cos \omega_2}{\sin(\omega_1 + \omega_2)} \cdot \frac{[W(\cos \phi - \eta \sin(\phi + \beta)) - U] \tan \phi}{W(\sin \phi + \eta \cos(\phi + \beta))} \dots\dots\dots (A-7)$$

となる。式 (A-7) の最初の項をくさび係数 λ と定義する。

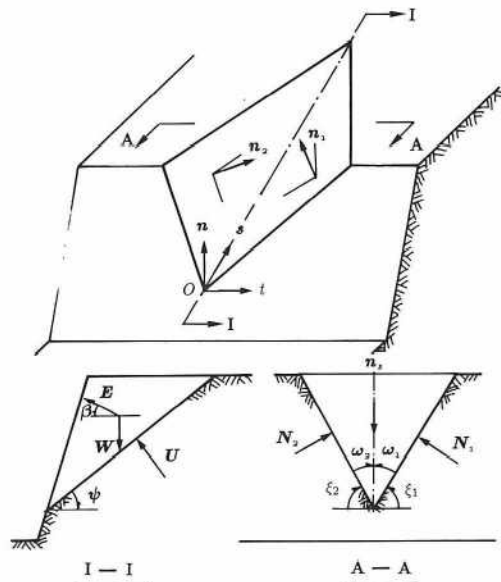


Fig. A-1 Notations for wedge sliding model.

$$\lambda = \frac{\cos \omega_1 + \cos \omega_2}{\sin(\omega_1 + \omega_2)} \dots\dots\dots (A \cdot 8)$$

ここで $\eta=0$ と $U=0$ と仮定し $SF=1$ とすると等価摩擦角 ϕ^* はくさびの幾何学形状に従って

$$\phi^* = \tan^{-1}(\lambda \tan \phi) \dots\dots\dots (A \cdot 9)$$

と考えられる。くさび効果が最大となるのは $\omega_1 = \omega_2 = \omega$ のときである。

Appendix B 斜面のせん断破壊

Fig. B-1 にみられる OXH 座標でのつり合い方程式は $\sum F_s = W \sin \alpha + E \cos(\alpha + \beta) - S = 0 \dots\dots\dots (B \cdot 1)$

$$\sum F_n = W \cos \alpha + E \sin(\alpha + \beta) - N - U = 0 \dots\dots\dots (B \cdot 2)$$

ここで W, E, N, S, U 等は Appendix A と同一の意味をもつ、 C は粘着力、 T はせん断抵抗力、 n は間隙率、 α はすべり面の水平からの角度である。破壊基準を

$$T = C + N \tan \phi \dots\dots\dots (B \cdot 3)$$

地震力 E を

$$E = \eta W \dots\dots\dots (B \cdot 4)$$

とすると、安全率が

$$SF = \frac{T}{S} \dots\dots\dots (B \cdot 5)$$

と定義される。式 (B-1) および (B-2) により前式を書き換えると

$$SF = \frac{C + [W(\cos \alpha - \sin(\alpha + \beta)) - U] \tan \phi}{W(\sin \alpha \cos(\alpha + \beta))} \dots\dots\dots (B \cdot 6)$$

すべりの範囲の重量は

$$W = \sum_i^n W_i \dots\dots\dots (B \cdot 7)$$

$$W_1 = \gamma_b t \left[(\tan i_1 - \tan \alpha) \frac{X_1^2}{2} + (b_1 - b_a) X_1 \right]$$

$$W_2 = \gamma_b t \left[(\tan i_2 - \tan \alpha) \frac{X_2^2 - X_1^2}{2} + (b_2 - b_a)(X_2 - X_1) \right]$$

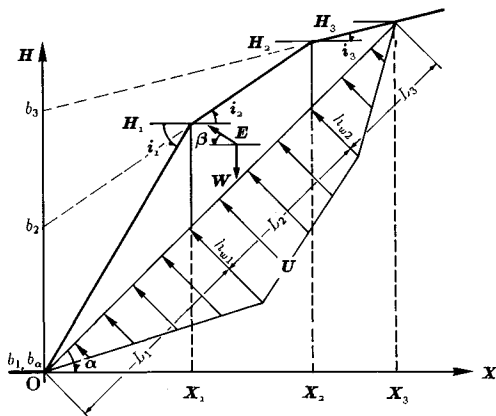


Fig. B-1 Notations for shear failure model.

$$W_3 = \gamma_b t \left[(\tan i_3 - \tan \alpha) \frac{X_3^2 - X_2^2}{2} + (b_3 - b_a)(X_3 - X_2) \right]$$

と計算される。ここで

$$\gamma_b = (1-n)\gamma_r + n\gamma_w$$

とした。

同様に水圧は

$$U = \sum_i^n U_i \dots\dots\dots (B \cdot 8)$$

$$U_1 = \gamma_w t \frac{h_{w1} L_1}{2}$$

$$U_2 = \gamma_w t \frac{(h_{w1} + h_{w2}) L_2}{2}$$

$$U_3 = \gamma_w t \frac{h_{w2} L_3}{2}$$

と計算される。

Appendix C たわみ性トップリング破壊

Fig. C-1 でみられる斜面を考えると、この斜面内の岩柱 i の底面に発生する最大引張応力は

$$\sigma_x^{y=h_i/2} = \frac{U_i^b - N_i}{A_i} + \frac{t_i}{2} \left(P_{i+1} S_{cf} h_i + S_i \frac{h_i}{2} - (T_{i+1} + T_{i-1}) \frac{t_i}{2} - P_{i-1} S_{cf} \cdot h_{i-1} + u_i^b b_i + U_{i+1}^s l_i - U_{i-1}^s l_{i-1} \right) / I_i \dots\dots\dots (C \cdot 1)$$

となる。ここで N_i, S_i, W_i, E_i は i 番目の岩柱の垂直力、せん断力、自重、地震力であり、

$$N_i = W_i \cos \alpha - E_i \sin(\alpha + \beta)$$

$$S_i = W_i \sin \alpha - E_i \cos(\alpha + \beta)$$

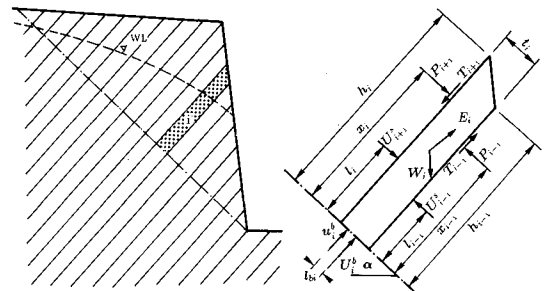


Fig. C-1 Notations for flexural topping failure model.

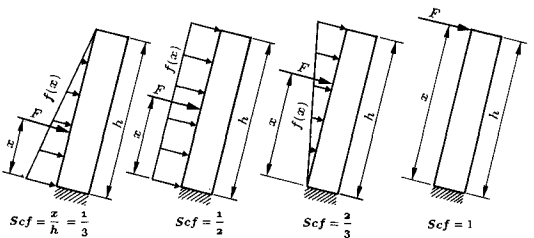


Fig. C-2 Geometric illustration of the parameter S_{cf} .

$$W_i = \gamma \bar{t}_i (h_i - h_{i-1}) / 2$$

$$h_i = (h_i - h_{i-1}) / 2$$

である。また P_k, T_k, U_k ($K=i+1, i-1$) は i 番目の岩柱と K 側の隣り合う岩柱との間に生ずる垂直力、せん断力、水圧力である。隣り合う岩柱との間に生ずる力の関係を

$$T_{i+1} = \mu P_{i+1}, \quad T_{i-1} = \mu P_{i-1} \dots \dots \dots (C \cdot 2)$$

と仮定すると、引張破壊に対する安全率は

$$FS = \frac{\sigma_t}{\sigma_x^{y=4/z}} \dots \dots \dots (C \cdot 3)$$

である。式 (C.1) と (C.2) および (C.3) により

$$P_{i-1} = \left(P_{i+1} \left(S_{cr} \cdot h_i - \mu \frac{\bar{t}_i}{2} \right) + S_i \frac{\bar{h}_i}{2} + \{ u_i^s l_{bi} + U_{i+1}^s l_i - U_{i-1}^s l_{i-1} \} - \frac{2 I_i}{t_i} \left(\frac{\sigma_t}{FS} + \frac{N_i - U_i^b}{A_i} \right) \right) / \left(S_{cr} \cdot h_{i-1} + \mu \frac{\bar{t}_i}{2} \right) \dots \dots \dots (C \cdot 4)$$

となる。 $P_{n+1}=0, T_{n+1}=0$ の境界条件を使って式 (C.4) を差分的に解析した結果

$$\left. \begin{array}{l} P_0 < 0 \text{ 安定} \\ P_0 = 0 \text{ 安定限界} \\ P_0 > 0 \text{ 不安定} \end{array} \right\} \dots \dots \dots (C \cdot 5)$$

によってたわみ性トップリング破壊に対する安定性を評価する。

参 考 文 献

1) Goodman, R. E., Taylor, R. L. and Brekke, T. L. : A Model for Mechanics of Jointed Rock, Proc. of ASCE, SM3, pp.637~659, May 1968.
 2) Zienkiewicz, O. C. *et al.* : Analysis of Nonlinear Problems in Rock Mechanics with Particular Reference to Jointed Rock Systems, Proc. 2nd Congress ISRM, pp. 8

~14, Beograd, 1970.
 3) Cundall, P. A. : A Computer Model for Simulating Progressive Large-Scale Movements in Blocky Systems, Syp. of ISRM, pp.8~11, Nancy, France, Oct. 1971.
 4) 川井忠彦 : 物理モデルによる連続体力学諸問題の解析, 生研セミナーテキスト, 1980年10月.
 5) Goodman, R. E. and Shi, G. H. : Block Theory and Its Application to Rock Engineering, Prentice-Hall, 1985.
 6) Fellenius, W. : Calculation of the Stability of Earth Dams, Trans. 2nd Congress on Large Dams, Vol. 4, pp.445~462, 1936.
 7) Skempton, A. W. : The $\phi=0$ Analysis of Stability and Its Theoretical Basis, Proc. 2nd ICSMFE, Vol.1, pp.72~78, 1948.
 8) Bishop, A. W. : The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes, Geotechnique, Vol.5, No.1, pp.7~17, 1955.
 9) Aydan, Ö., Kyoya, T., Ichikawa, Y., Kawamoto, T. and Shimizu, Y. : A Model Study on Failure Modes and Mechanisms of Slopes in Discontinuous Rock Mass, 第23回土質工学研究発表会, pp.1089~1092, 昭和63年6月.
 10) 清水泰弘・Ömer AYDAN・市川康明・川本眺万 : 不連続性岩盤斜面の地震時における安定性と崩壊形状, 土木学会論文集, 第400号/III-10, pp.189~198, 1988年12月.
 11) オメル アイダン・川本眺万 : 不連続性岩盤斜面のトップリング破壊とその安定化について, 日本鉱業会誌, 103巻197号, pp.763~770, 1987年11月.
 12) Aydan, Ö., Shimizu, Y. and Ichikawa, Y. : The Stability of Slopes in Rock Mass With Two Discontinuity Sets, Rock Mechanics and Rock Engineering, 1989 (to be appeared).
 13) Hoek, E. and Bray, J. : 岩盤斜面工学, 朝倉書店, pp.43~47.

(1989.9.25・受付)