

(28) ジョイント要素による地震時における斜面の安定解析

京都大学 防災研究所 正会員 ○土岐憲三
 (財)大阪土質試験所 正会員 岩崎好規
 同上 正会員 田居 優
 日本コンピュータコンサルタント 岸本英明

1. まえがき

地震時における斜面崩壊の問題が最近クローズアップされている。これは重要な構造物や施設が山腹斜面やその下方に設けられる機会が増えたことと、従来は地震時における斜面の安定性の問題は静的な検討にとどまっていたが、これを動的な見地からも検討し、その安全性を量的に論じる途が開けはじめたことによるものである。

斜面の崩壊は一種の破壊現象であるから、一般の構造物の地震応答解析におけるような振動現象とは異なり、線形の振動モデルにより、これを検討することは無意味である。通常地震応答解析では震動に対する抵抗力が運動の方向により異なることは考えないでよいが、斜面の場合には斜面に沿って上方への運動よりは下方への運動がより抵抗が小さく、運動方向に関する異方向性が強い。これは斜面の安定の問題には動的な解析においても重力の影響を考慮しなければならないことを意味している。

斜面の安定解析は一般には円弧すべり面などによる方法が用いられることが多いが、これは不特定多数のすべり面を仮定し、この面上でのすべり抵抗と静的に作用させた地震力ならびに土塊の重量の和との比較から滑動の安全性を検討するものである。したがって、すべり面より上方の土塊の全域が同一位相の地震力を受け、かつ全域が同時に同じ安全率を有していると考えていることになる。しかるに、実際の斜面崩壊においては、斜面上での局所的な滑動が生じた結果、斜面上の応力の再配分が行われて他の領域へと破壊が拡がるという過程を経るものと考えられる。このような破壊の過程をも考慮して、地震時における斜面の崩壊に対する安全性を量的に把握する方法を見出すために、筆者の一人が地盤と構造物の非線形な動的相互作用の解析に用いた手法を応用して、斜面のすべりに対する安全率と入力地震動強度との関係を検討した。

2. モデル斜面

解析の対象としたのは、ある実在の斜面であり、その概況は図-1に示されている。基盤岩は粘板岩であつて、その上面は風化している。その上方に盛土がある。

斜面の法尻には石積みの擁壁があるが、ここから常時湧水が観察されている。この斜面の上方ならびに下方に構造物があり、また、斜面上には道路が設けられ、管路が斜面の中腹に埋設されている。構造物はいずれもその大部分は岩着しているが、斜面が崩壊した場合には道路と埋設管路の損傷ならびに斜面下方の構造物への影響が懸念される。当該斜面での詳細なボーリング調査ならびにPS検層の結果による地盤構成および横波速度の分布は図-1に示すとおりである。また、採取した土試料に対する土質試験の結果は表-1に示されている。

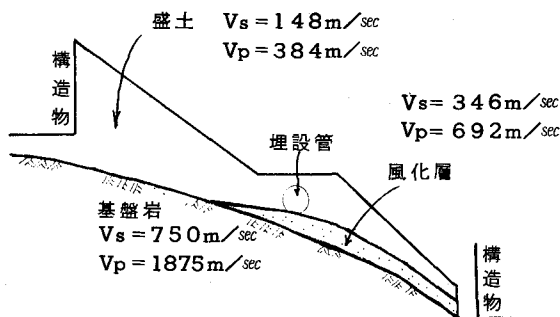


図-1 解析の対象とした斜面の概要

	C (kg/cm ²)	φ (度)	C' (kg/cm ²)	φ' (度)
No. 1	0.	24°30'	0.	29°15'
2	0.	24°10'	0.	29°20'
3	0.	24°30'	0.	30°0'

表-1 盛土の強度定数

3. 非円弧すべり面による滑動安全率

図-1に示したモデル斜面に対して多くの非円弧すべり面を設定し、各すべり面に沿つての滑動安全率を算定した。これらのすべり面のうち、代表的なものが図-2に破線で示された、すべり面Aおよびすべり面Bである。

図-1に示す地層構成からも明らかなように、滑動の可能性の高いのは盛土とその下にある風化した岩との境界面であり、非円弧すべり面法による安全率もこの境界線を通るすべり面での値が小さくなっている。

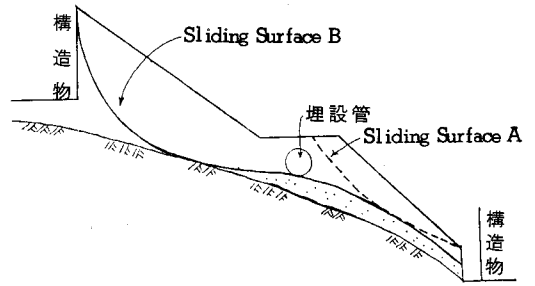


図-2 非円弧すべり面

非円弧すべり面によるすべり計算法は、Bishop(1955)³⁾により提案された手法を基にしており、これを分割細片法に拡張したものをを用いている。すべりに対する安全率Fは、 $F = (\sum \{ (c + (p-u)\tan\phi) / \sum p \sin \alpha$ (c: 粘着力, ϕ : 摩擦角, p: 垂直応力, u: 間げき水圧)の式より算定した。この式は両辺に未知数を含むことから、逐次近似法による収束計算を行っている。

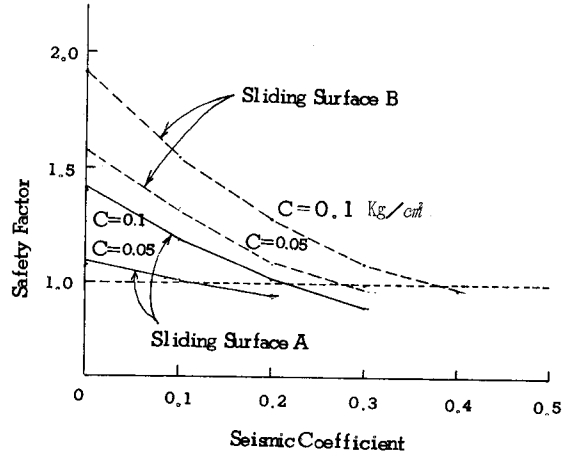


図-3 非円弧によるすべり安全率

このような方法によつて算定した滑動安全率と震度との関係を示したのが図-3である。図中にはすべり面Aとすべり面Bに対する結果を示してあるが、前者の安全率が小さくなっている。これは、すべり面Bにおいてはすべり面Aよりも緩い斜面が含まれているためであり、想定されるいくつかのすべり面のうちでは、すべり面Aの出現の可能性がもつとも高い。

表-1に示したように、土質試験によれば盛土部分の粘着力はほぼ0であつたが、図-3では $C = 0.1 \text{ Kg/cm}^2$ としている。粘着力がさらに小さくなれば滑動安全率も低下するが、すべり面Aが最も危険なすべり面であることには変わりない。

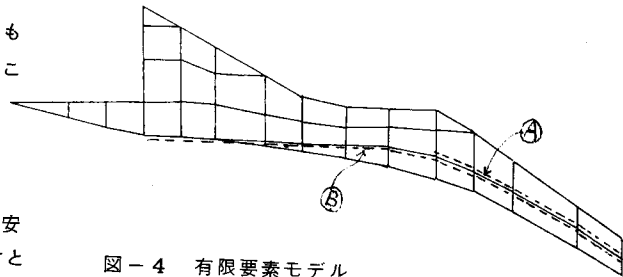
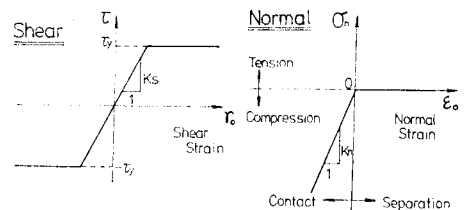


図-4 有限要素モデル

4. ジョイント要素による静的解析

図-1に示す地盤構成に基づいて有限要素法による安定解析を行った。その有限要素モデルは図-4に示すとおりであるが、各要素間にはすべてジョイント要素を配置してある。したがつて、すべての要素は相互に平行、垂直ならびに回転運動が可能である。各ジョイント要素は図-5に示すような構成関係を持つものとする。



(a) Shearing Direction (b) Normal Direction

図-5 ジョイント要素の構成関係

すなわち、ジョイント要素におけるせん断応力が当該地盤のせん断強度に達したときには滑動をする、弾性-完全塑性型の挙動をし、ジョイント面における垂直応力に関しては、圧縮方向には非常に高い抵抗を示すが、引張り力に対しては抵抗せずには剥離を生ずるものとする。

また、相隣る要素がジョイント要素を介して剥離した

場合には、せん断応力も伝達されないものとする。

このような力学モデルに対して地盤の自重に相当する荷重ならびに水平震度に自重を乗じた地震荷重とを作用させて、全領域の応力状態を算定した。次に、図-4中に破線で示した線をすべり面とみなし、すべり面AならびにBに沿ったジョイント要素における変形ならびに応力状態から、それぞれのすべり線ごとの滑動に対する安全率を次式により算出した。

$$F.S. = \frac{\sum_{j=1}^N \tau_{f,j} l_j}{\sum_{j=1}^N \tau_j l_j} \quad (1)$$

ここに、 N はすべり線に含まれるジョイント要素の数、 l_j はそれらの要素の長さ、 τ_j はジョイント要素におけるせん断力、 $\tau_{f,j}$ はそれらの要素でのせん断強度である。 $\tau_{f,j}$ はモールの破壊規準に従うものとして、粘着力 C と内部摩擦角 ϕ とから決定した。また、式(1)による $F.S.$ の算定には水平な要素のみを対象としており、鉛直に配置されたジョイント要素に対してはこれは滑動抵抗としては考慮していない。

図-6は上述の方法によつて算出した滑動安全率 $F.S.$ と水平震度との関係を示したものである。土質試験による C の値は0であるが、3.に述べた非円弧すべり面法による結果との対比のために、 C の値を 0.05 Kg/cm^2 と 0.1 Kg/cm^2 の両者について算定した。すべり面Aにおいては、非円弧すべり面法によるものと非常によい対応を示しているが、すべり面Bにおいてはジョイント要素によるものが、安全率をより低く評価されている。

ジョイント要素を用いた有限要素法による解析では、図-6にみるように安全率が1より小さくなった場合には、ほぼ横ばい状態になっているが、これはある領域において滑動が生じると、 $\tau_{f,j}$ に相当するせん断以上の応力は生じないことから隣接する要素での応力が増大するという、荷重の再配分が生じるためである。したがつて、式(1)で算定される $F.S.$ が1より小さくなることは設定したすべり面の全体が滑動することを意味しており、すべり面Aでは $C = 0.1 \text{ Kg/cm}^2$ の場合には震度0.2で、 $C = 0.05 \text{ Kg/cm}^2$ の場合とは震度0.1で滑動することを示唆している。一方、すべり面Aに含まれるジョイント要素のそれぞれについての滑動安全率、すなわち局所安全率を算定し、その最大と最小値の範囲を示したのが図-7の斜線で示される範囲である。

したがつて震度0.1においても、局所的には滑動が生

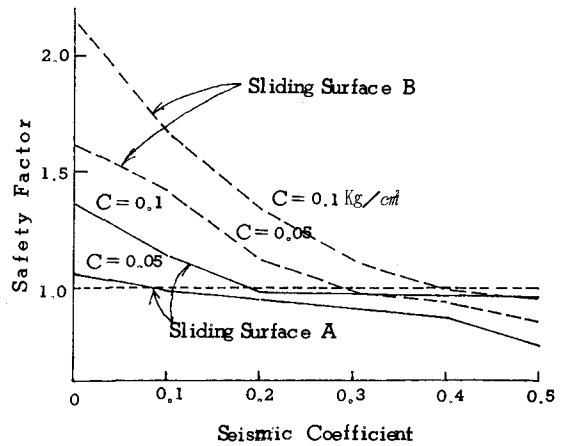


図-6 静的滑動安全率

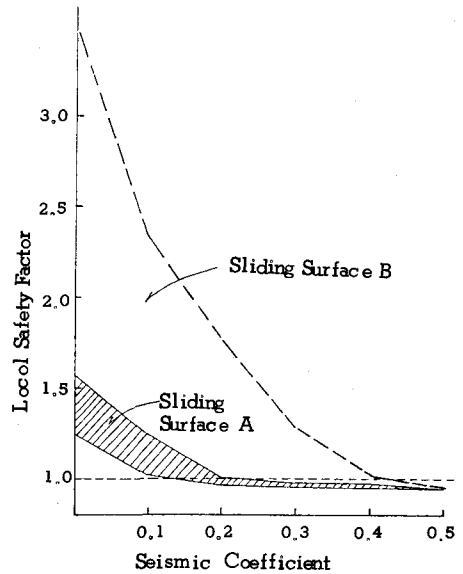


図-7 局所安全率の範囲

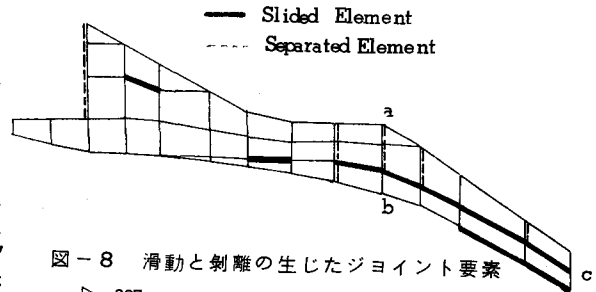


図-8 滑動と剝離の生じたジョイント要素

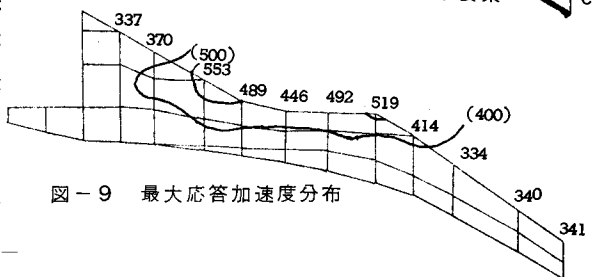


図-9 最大応答加速度分布

じていることになるが、他の要素での抵抗により全体としては滑動するに到っていないことがわかる。

同図中の破線はすべり面Bに含まれる要素のうちで最も高い局所安全率を連ねたものであり、最も小さなものはすべり面Aのそれと同じである。これより、すべり面Bにおいても震度0.5では滑動の生じることがわかる。

5. 動的安定解析

静的解析を行つたのと同じ有限要素モデルにおいて、基盤岩に El Centro (1940) の NS 成分と UD 成分とを同時に作用させたときの動的応答解析を実施した。

この波形の強度は 2.25 秒前後で最大となることから、2.0~2.5 秒の間において、滑動したジョイント要素を実線で剥離したジョイント要素を点線で示したのが図-8である。この時間内では図中に示す a-b 線では両側の地盤が離れており、b-c 間では滑動していることになる。これらの剥離や滑動はごくわずかの位相差はあるが、時間の帯域が 0.5 秒間であることを考えると、a-b-c の領域はこの時点で滑動するものと考えてよからう。すべり面 B に相当する領域においては、上方の構造物と地盤との間が離れるだけで、全体としての滑動を生じることにはないことがわかる。また、応答解析結果に基づいて、水平方向の最大応答加速度分布を示したのが図-9である。これより、滑動の危険度の高い領域と応答加速度とは必ずしも対応しないことが明らかである。

動的解析における入力と安全率の関係を示したのが図 10~12 である。まず、図-10 は入力加速度の水平成分と上下成分との 2 乗和の平方根を示したものである。図-11 と 12 は式 (1) により算定した安全率の時間的変動を示しており、この値が 1.0 になった時点ではすべり面全体での滑動が生じていることになる。図-11 はすべり面 A に対するものであり、1.7 秒、2.2 秒、2.4 秒付近で滑動しており、図-12 に示す、すべり面 B では一度も滑動は起こらないことがわかる。

図-10 中に示す 3 つの・印は上記の滑動の生じた時刻に対応しており、これらの時刻には基盤加速度がいずれも 200 gal 以上となっている。図-10 の 3.3 秒付近にも 300 gal 近いピークがあるが、これは主として上下動による貢献度が高く、この時点では図-11 の安全率は高く、2 に近い値となっている。

また、6~8 秒にかけての基盤での入力強度の低い時点では F.S. も 2 以上であり、9 秒前後において基盤加速度の増大とともに F.S. も小さくなっている。このように、斜面の滑動には応答加速度よりはむしろ基盤加速度が直接的な関わりを持つており、かつ水平加速度が支配的であることが明らかである。

この動的解析においては $C = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ の値を用いており、水平加速度が約 200 gal に達した時点で滑動が生じるが、これは静的解析による結果とよい対応を示している。

参考文献 1) 土岐・佐藤・三浦; 強震時における地盤と構造物の剥離と滑動, 土木学会論文報告集 NO. 302, 1980

2) 土岐・三浦 ; 構造物-地盤系の非線形地震応答解析, 土木学会論文報告集(投稿中)

3) Bishop, A.W. (1955): The Use of Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. Geotechnique, Vol. 5, NO. 1, P. 7-17

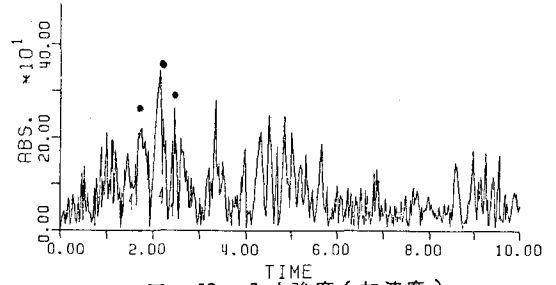


図-10 入力強度(加速度)

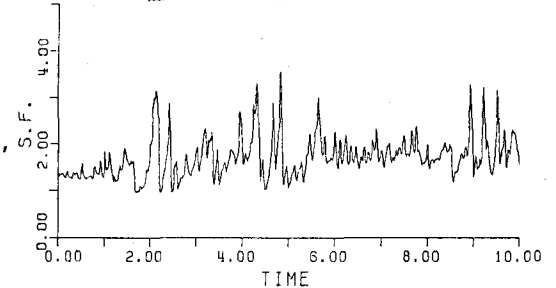


図-11 すべり面Aの安全率

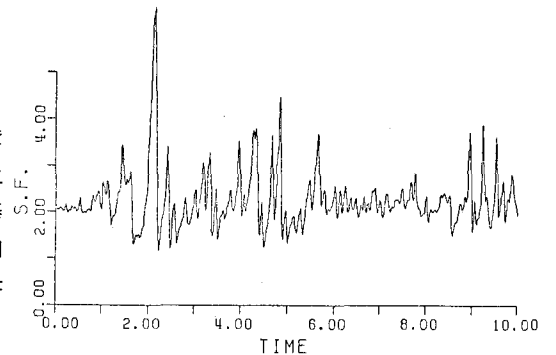


図-12 すべり面Bの安全率