

苫小牧工業高等専門学校 正員 澤田知之
 日本大学 生産工学部 正員 能町純雄

1. まえがき

地震時斜面安定解析には二通りのアプローチが考えられる。一つは、すべり面を仮定する擬静定力釣り合い法で、その二は土の構成方程式を仮定し、有限要素法などにより要素分割した斜面に設計地震加速度の時刻歴を与え、それに対する応力、ひずみを計算して、土塊構造の安定係数や変形を解析する方法である。

擬静定力釣り合い法は地震時斜面安定の解析に簡便であるが、変位の計算には不適當で、また要素分割法は地震時安定解析に莫大な計算量を必要とする。本研究は、この両者の中間に位置すると考えられ、前者より工学的情報量に富み、後者より計算量の少ない簡便な解析法を目指したものである。構造媒体はモール・クーロンの破壊規準と関連流れ則に従う完全塑性体で、塑性媒体の幾何学上の変形は考慮しないと仮定している。解析の方法は、擬静的エネルギー法ですべり面を対数螺旋線とした地震時斜面の限界状態の水平地震加速度と重力加速度との比を限界地震加速度係数(K_c)と定義し、ドラッカー、チェンの極限塑性理論に基づく限界法によりこれを非線形最適化問題として求め、斜面の安定度を評価している。また、ニューマークの力積変位理論を応用して地震時斜面に生ずる土塊のすべり変位を計算する方法を検討したものである。

2. 限界地震加速度係数(K_c)の評価

地震時における地盤の急激な動きは横方向の大きな慣性力を伴いこの影響を受けて斜面の安定は著しく減少するものと考えられ、この水平地震加速度が作用する際の斜面を取り上げ極限解析法の上界法により、斜面の局部崩壊における限界加速度係数(K_c)を評価しようとするものである。この時、崩壊形式は対数螺旋線すべり面を仮定し、斜面を形成する土は Coulomb の流れ則に従うところの完全剛塑性体と見なし、解析法としては非線形最適化手法を用いて解析を進めるものである。

図-1 に示すような斜面の局部崩壊モデルにおいて、土の自重と慣性力及び載荷重とその慣性力が回転中心(O)の回りに行なう仕事率の総和と、すべり面に沿って生ずる粘着抵抗である内部逸散エネルギーが等しいと置くことにより、地震加速度係数(K)は次式のように斜面形成上の媒介変数の関数となる。

$$K = F_r(\theta_0, \theta_h) \quad (1)$$

故に、限界地震加速度係数は次のように上限界として表わし得る。

$$K_c = \text{Min.} F_r(\theta_0, \theta_h) \quad (2)$$

3. すべり変位の計算

前述の斜面の限界地震加速度係数(K_c)を地震加速度が越える時、すべり変位が生ずると考えられる。この時、図-2 に示すように、完全塑性体と見なすすべり土塊について、地震加速度がこの限界加速度に等しい場合とそれを越える場合に生ずる重心の回転中心(O)回りのモーメントを考慮した2本の釣り合い式により次のように慣性力の

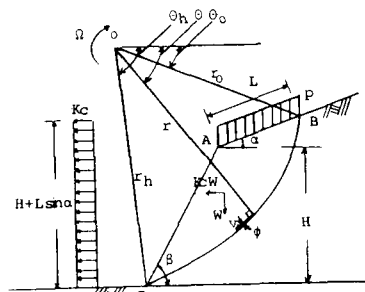


図-1 一般図

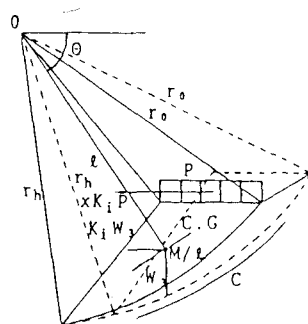


図-2 すべり時の力

項のみで斜面のすべり角加速度 ($\ddot{\theta}$) が求め得る。

$$\ddot{\theta} = \{ (K_i - K_c) \cdot g \gamma r_0 \cdot (f_4 - f_5 - f_6) + x p r_0^3 f_g \} / (W_3 Q^2) \quad (3)$$

K_i : 地震の加速度係数 g : 重力加速度 x : 載荷重と地盤との質量比
 W_3 : すべり土塊の重量 $f_4 \sim f_6, f_g$: 各々土と載荷重の慣性力による仕事率を成す項
 Q : すべり土塊の重心とO点間の距離 (図-2 参照)

よって、すべり始めてからの任意の時刻 (t_r) におけるすべり角速度 ($\dot{\theta}$) が求められ、斜面が上方にすべろうとする時の抵抗は、すべり落ちる場合に比べて極めて大きいと考えられる為、すべり崩壊部分は、下方へのみ移動するものとし、すべり角速度が負 ($\dot{\theta} \leq 0$) と計算される時は $\dot{\theta} = 0$ とする。

また、 $\dot{\theta}_{n-1} \geq 0$ であり $\dot{\theta}_n \leq 0$ の時、この区間ですべり角速度が0となり、すべり変位は停止する。また、 $\dot{\theta}_{n-1} \geq 0$ 、 $\dot{\theta}_n \geq 0$ の時にも $\dot{\theta} = 0$ の場合が想定されるが詳細は省略する。いずれの場合も、すべり角速度 ($\dot{\theta}$) は t_{n-1} で負、 t_n で正である時のみに限る。以上の事柄を基として次式のように各々の時刻におけるすべり角は示され、すべり変位はこのすべり角にアームを乗じることにより求め得る。

$$\theta_{r-1} = \theta_r + \dot{\theta}_{r-1} \cdot (t_{r-1} - t_r) + (2\ddot{\theta}_r + \ddot{\theta}_{r-1}) \cdot (t_{r-1} - t_r)^2 / 6 \quad (4)$$

4. 解析結果および考察

図-3には、本解析値と円弧すべり面を仮定した倉田の解析値(1953)との比較を示したものである。図から明らかなように、内部摩擦角 (ϕ) の小さな所では、ほぼ両者は一致するが、 ϕ が大きくなるとともに、また斜面角 (β) の小さくなるにつれて、対数螺旋線すべり面を仮定している本解析値の値は円弧すべり面の値に比べて小さな値を示し工学的に安全側の値を呈する。

次に、図-4に示すような正弦波を地動として与える時図-5のように崩壊形式は異なるがほぼ同じ限界地震加速度係数を得た斜面 (図-5(a),(b) 参照) について累積変位の比較を周波数の変化とともに表わしたものを図-4(c)に示す。図から明らかなように低周波数の波動になるに従い、円振動数の2乗に逆比例する形ですべり変位は増加することが示されている。

謝辞

本稿の作成にあたり、苦小牧高専土木工学科 柳谷 豊技官の御協力を得たことを記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Chen, W.F.: Limit Analysis and Soil Plasticity, Elsevier Publishing Co., PP47~99, 1975.
- 2) 倉田宗章: 地震時の Stability Number について, 土木学会誌 38-11, PP.11 ~15, 1954
- 3) Newmark, N.M.: Effect of Earthquakes on Dams and Embankment, Geotech., Vol.15, No.2, PP.137 ~160, 1965

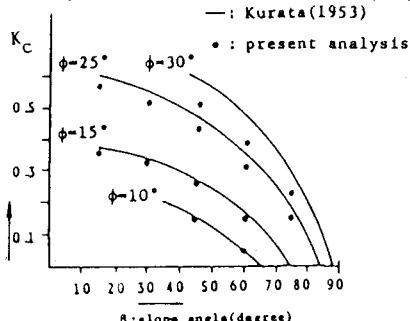


図-3 Kcの比較

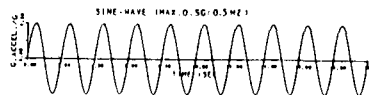


図-4 正弦波地動

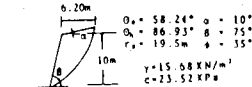


図-5(a) Case of Toe-failure

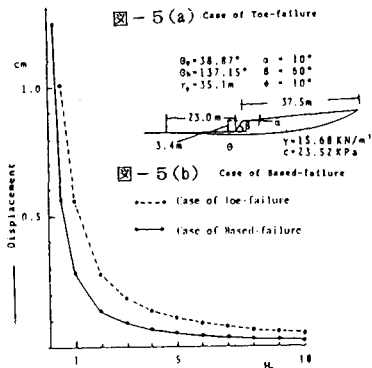


図-5(b) Case of Head-failure

図-5(c) 周期数と変位の関係