

ニューマーク法を用いた地震時盛土すべり変位量の推定

Estimation of Sliding Displacement of Embankments during Earthquakes by Newmark's Method

安田 進 (やすだ すすむ)

東京電機大学 教授

安達 健司 (あだち けんじ)

株地盤ソフト工房 社長

1. 地震時におけるすべり変位量推定の必要性

過去の地震時により道路、鉄道、宅地などの盛土は多くの被害を受けてきた。ただし、その被災パターンにはすべりや沈下、側方流動、クラックなどがあり、地盤や盛土がどのような被害を受けるかは条件によって異なる。盛土に関してはまだ耐震設計はあまり行われてきていなかつても、すべり面に沿ってすべるパターンに関しては、震度法により安定解析を行って設計することも行われてきた。

ところが、1995年兵庫県南部地震以来、レベル2地震動に対する耐震性の議論が高まり、それを対象とした安定計算を行うと、よく締め固めてあるような盛土でも安全率が1を下回り、すべる結果になる場合がよくある。ただし、震度法では静的な荷重を加えるのに対し、実際の地震時にはパルス的な荷重が数回加わるだけであり、実際には完全にはすべらずに、ある程度すべり変位が生じたところで止まってしまう可能性がある。レベル2地震動のもとではある程度のすべり変位量を許容できると考えれば、Newmark(ニューマーク)が提案している方法を利用して、すべり面に沿った変位量を求めることができる。そこで最近、盛土の耐震設計にNewmark法を導入しようとの動きが活発になってきた。

2. Newmarkのすべり変位量の考え方と盛土の円弧すべりへの適用

Newmarkがダムや堤防に対し地震時の変形量を求める簡略法を考案したのは半世紀以上前になる¹⁾。そこでは土を剛塑性体と仮定し、ある一定以上の加速度が土塊に働くとその土塊はすべり始めると考え、加速度の継続時間をもとに、すべり変位量を簡易的に求める方法を提案した。

今、図-1のような円弧すべり土塊を考えると、土塊重量Wと地震時慣性力k·Wによる滑動モーメントM_Dが盛土または地盤のせん断抵抗Sによる抵抗モーメントM_Rを上回れば土塊は超過モーメントの作用により回転運動を始める。そして、土塊重心点の運動方程式はニュートンの角運動量保存則(角運動量の時間変化率は作用モーメントの大きさに等しい)により次式で与えられる。

$$MR_g^2\ddot{\theta} = M_D - M_R, M = W/g$$

$$M_D = (1 + k_V) WR_g \sin \theta + k_h WR_g \cos \theta$$

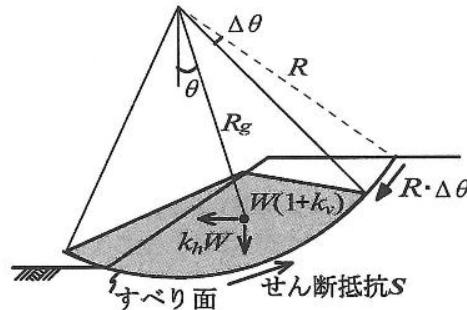


図-1 滑動変位量計算モデル

$$M_R = SR = R \sum \Delta l (c + \sigma \tan \phi)$$

ここに、

θ : 土塊重心とすべり円弧中心を結ぶ線が鉛直線となす角度

M : 土塊質量, W : 土塊重量, g : 重力加速度

R_g : 土塊重心点とすべり円弧中心点の距離

k_h : 水平震度, k_V : 鉛直震度, c : 粘着力

ϕ : せん断抵抗角, Δl : 分割されたすべり面の長さ

σ : すべり面に作用する直応力

上式では、すべり土塊の回転加速度 $\ddot{\theta}$ が時間の関数である M_D, M_R によって表されているから、地震慣性力の作用後に初めて $M_D > M_R$ (すべり安全率 $F_s < 1$) となる時刻を滑動開始点 ($t=0$) とし、初期条件 ($t=0$ で $\theta = \dot{\theta} = 0$) を与えて回転速度 $\dot{\theta}$ がゼロに戻るまで数値積分(例えは Newmark の β 法)すれば、回転角 θ の時刻歴を求めることができる。滑動土塊に作用するモーメント M_D, M_R の時刻歴はすべり計算から求めることになるが、その手法には次の2法が適用されており、前者については鉄道や高速道路の設計基準類^{2),3)}にその詳細が記されている。

① 簡便分割法すべり計算

震度 k_h, k_V を一定値ではなく時刻歴として地震継続時間内のすべり計算を行い M_D, M_R の時刻歴を求める。

② FEM 地震応答解析法

FEM モデルにすべり面を想定し、すべり面上の応力時刻歴から M_D, M_R の時刻歴を求める。この場合、 k_h と k_V 双方の影響が自動的に考慮される。

3. 盛土への適用にあたって設定が必要な条件

上述したように Newmark 法は盛土の円弧すべりへ適用されるようになりつつあるが、以下に示すいくつかの条件を設定しなければならない。

3.1 安定解析手法の選定

一般に盛土法面の安定解析はフェレニウス法などの分割法によって行うことが多い。ただし、すべり面脚部が砂質土の場合、分割法ではせん断抵抗を低くみすぎているとの指摘もある。このような場合、分割法よりは、FEMによってすべり面上の応力とせん断抵抗を正しく求めた方が良い。

3.2 すべり面の設定方法

震度法による安定解析ではいくつかすべり面を設定し、そのうちの最小の安全率となるすべり面を選定する。Newmark法で変位量を求める場合も同様にいくつかのすべり面を仮定し、最大のすべり変位量になるすべり面を選定すれば良い。

3.3 考慮すべき加速度波形の方向

震度法による盛土の安定解析では一般に水平方向の震度だけを考慮している。これは、水平地盤に盛土したような場合には、水平方向に比べて鉛直方向の盛土への入力地震動が小さく、水平方向だけを考えておけば良いことに起因していると考えられる。ところが、地震時にすべり崩壊が発生しやすい傾斜地盤上の盛土では、水平動の入力地震動でも盛土内に大きな応答鉛直加速度を生じることがある。したがって、傾斜地盤上の盛土では水平動のみならず鉛直動も考慮する必要があると考えられる。

3.4 加速度の盛土内鉛直分布

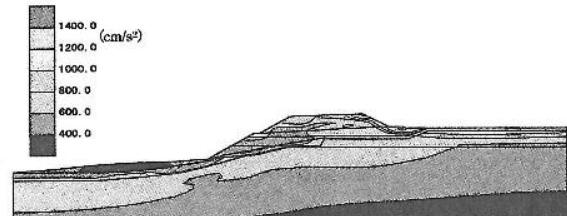
高い盛土では高さ方向に盛土内の応答加速度分布が異なる。この様な場合には2次元の地震応答解析を行って、盛土内の加速度分布および時刻歴を求めることが大切である。この影響は一般的な分割法では考慮し難いが、FEM結果との類似性などを参考にして考慮する必要がある。

3.5 盛土の強度の考え方

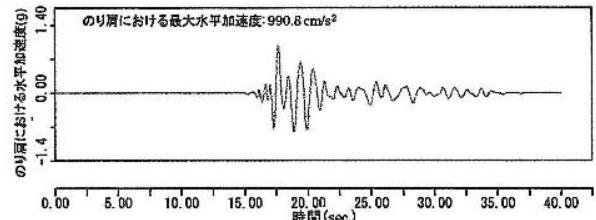
Newmark法では最初の1波ですべり始めた後は、盛土のせん断強度としてピーク強度を使うのは過大評価となる。そこで、残留強度を用いることも行われている。

4. Newmark法により変位量を推定した事例

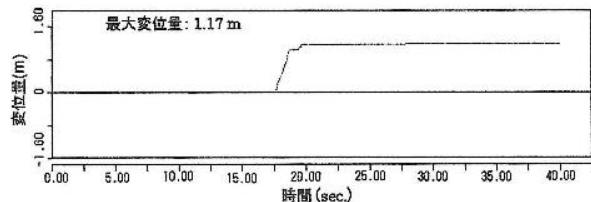
筆者らが最近Newmark法を適用して解析した事例⁴⁾を図-2に示す。ここでは、2004年新潟県中越地震ですべり破壊を生じた関越自動車道の盛土に対し、2次元断面でまず静的FEM解析を行って盛土内の常時の応力分布を求め、次に2次元地震応答解析を行って動的に加わる応力を求めて、これらを合成した。そして、実際にすべった面をもとに円弧状のすべり面を設定し、そこにおけるすべり変位量を求めた。図-2(1)～(3)に最大応答水平加速度分布、法肩における応答水平加速度の時刻歴およびすべり変位量の時刻歴を示す。地震応答解析において基盤へ入力した波の水平最大加速度は667 cm/s²であるが、法肩では990.8 cm/s²に増幅している。法肩



(1) 水平最大加速度の分布



(2) のり肩における水平加速度の時刻歴



(3) すべり変位量の時刻歴

図-2 Newmark法によるすべり変位量の解析例⁴⁾

の水平加速度の主要動は17秒目付近から始まり、3波ほど振幅の大きな波が発生している。この大きな波を受けるたびにすべり変位が発生し、変位量の累積値は117cmに達している。なお、用いたプログラムはARCF/Winである。

5. あとがき

以上、盛土の地震時すべりに対してNewmark法を適用して変位量を求める必要性および現状を述べた。まだ適用が始まったばかりであり、今後実際の被害を解析して妥当性を検証することなどの研究が必要と思われる。

参考文献

- 1) Newmark, N. M.: Effect of earthquakes on dams and embankments, 5th Rankine Lecture, *Geotechnique*, No. 2, 1965.
- 2) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説、土構造物、丸善、2007.
- 3) 東日本高速道路㈱、中日本高速道路㈱、西日本高速道路㈱：設計要領第一集、土工編、2009.
- 4) Yasuda, S. and Fujioka, K.: A study on the method for the seismic design of expressway embankments, *Earthquake Geotechnical Engineering Satellite Conference*, 2009.

(原稿受理 2010.6.15)