

非排水繰返し载荷による強度低下を考慮したニューマーク法解析の諸仮定の検討

斜面安定、耐震設計、ニューマーク法

複合技術研究所 正会員 DUTTINE, Antoine
東京理科大学 国際会員 龍岡文夫
複合技術研究所 正会員 矢崎澄雄
農村工学研究所 正会員 毛利栄征

1. はじめに

従来の Newmark 法では、図 1 を示すように一定の排水せん断強度 τ_f (通常は残留強度) を用いる。しかし、斜面の地震時残留すべり変位を正確に算定するためには、飽和状態と排水条件が強度に与える影響と、排水の場合や非排水でも不飽和の場合はすべり変位に伴うひずみ軟化によって、飽和非排水の場合は繰返し载荷履歴の影響によって、土のせん断強度は载荷中に低下してゆくことを考慮する必要がある。特に飽和した斜面で締固めが悪い場合は、非排水でのピーク及び残留強度が低い上に非排水繰返し载荷による強度低下が著しいために流動的なすべりが生じる危険が高くなる。筆者らは、これらの要因を考慮して斜面の地震時残留すべり変位の算定が出来るように Newmark 法を修正した。Newmark 法 (S 法) では排水状態でのすべりに伴うひずみ軟化を考慮する²⁾。Newmark (D 法) では、非排水繰返し载荷による強度低下を考慮する。今回、D 法の内容を紹介する。

2. Newmark D 法

図 2 に、解析フローを示す。以下、その詳細を説明する。

Step 1 初期設定: 盛土・地盤系の 2 次元断面形状、地層、土質物性、水位線、地震波形等を設定する。

Step 2 FEM 動的応答解析: 2 次元 FEM で初期静的有効応力解析、剛性と減衰のひずみ依存性を考慮した等価線形化 (又は非線形直接積分法) による動的応答解析の順で行い、初期有効応力状態、応答加速度の時刻歴、せん断応力の時刻歴を求める。

Step 3 初期臨界円弧すべり面の探索: 各スライス底面でのせん断強度 τ_f を (1) 式で求め、極限約合法 (Fellenius 法) によって一様一定水平震度 k_h が作用した場合における臨界円弧すべり面 C_0 を探索し、 C_0 に対する最も低い降伏開始震度 (k_{y0}) を求める。

$$\tau_f = c + \sigma' \cdot \tan \phi = F_s \cdot s_{mi} / L_i \quad \dots (1)$$

F_s は安全率、 s_{mi} はスライス底面でのせん断抵抗力、 L_i はスライス底面長さである (図 3)。 σ' は毎回の試行すべり面に沿った有効直応力であり、排水条件では k_h の影響を受ける。一方、非排水条件では初期値 (σ'_0) であり k_h に独立である。なお、Fellenius 法はスライス法の不静定問題を解くために、スライス両側面に働く土圧 Q_i (図 3) の合力はスライス底面に平行と仮定している。この仮定はスライス底面の方向が水平から離れるほど、非現実的になる。そこで、FEM 静的解析 (Step 2) で式 1 に用いる初期有効直応力求め、通常の Fellenius 法で求めた有効直応力と比較した (図 4)。

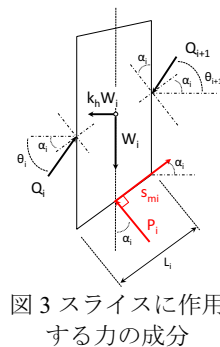


図 3 スライスに作用する力の成分

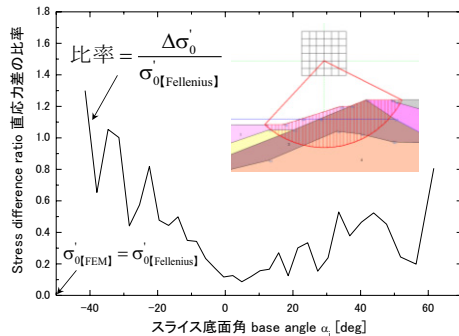


図 4 FEM と Fellenius 法で求めた直応力の差

スライス底面方向が水平から離れるほど、両者の差が大きくなり Fellenius 法では σ'_0 を過小評価してスライス底面での抵抗力の摩擦成分を過小評価する。また、1 式に用いる c と ϕ は、排水条件では有効応力で表した粘着力係数と内部摩擦角であり、非排水条件では非排水せん断強度 τ_f を表現する粘着力係数 c_u と摩擦角 ϕ_u である (所謂全応力法)。

Step 4 臨界すべり面でのせん断強度低下過程の計算: 臨界円 C_0 の各分割スライス底面での作用せん断応力 τ_w の時刻歴を Step 2 の FEM 応答解析から求め、非排水条件での τ_w の繰返し载荷によって低下してゆく τ_f の時刻歴 (即ち c_u , ϕ_u の時刻歴) を求める。累積損傷度理論によって、各スライスの τ_w のパル

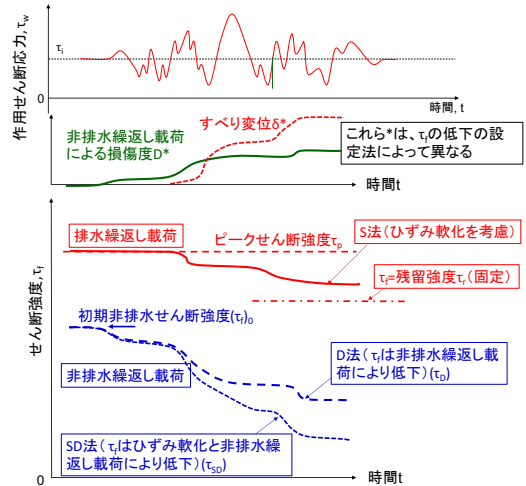


図 1 すべり過程での各種の強度低下の仕方

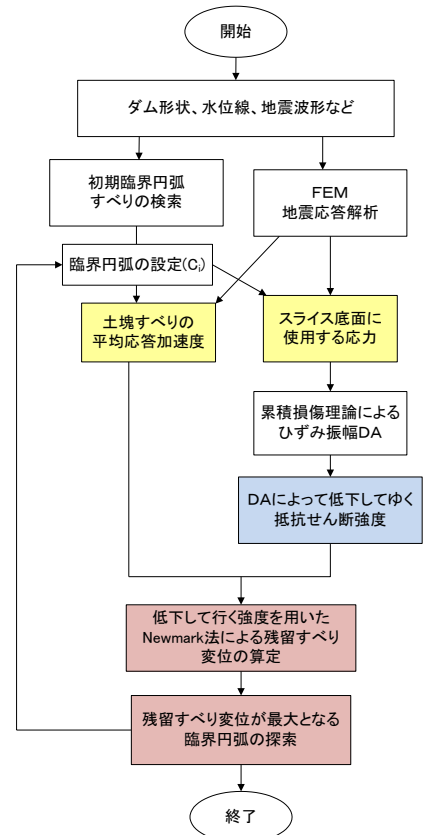


図 2 NewmarkD 法の解析フロー

“Examination of several postulates used in the Newmark method accounting for strength degradation by cyclic undrained loading”

A.Duttine (Integrated Geotechnolgy Institute, IGI); F. Tatsuoka (Tokyo University of Science); S. Yazaki (IGS); and Y.Mohri (National Institute for Rural Engineering)

ス集合を等価な一様規則荷重に置き換える。つまり、不規則载荷中の任意のパルスに対して、そのパルスと同一の応力両振幅比(2SR=Δτ/σ′₀)を持つ一様対称規則荷重の非排水繰返し载荷が N_n 回加わると一定のせん断ひずみの両振幅 DA が発生した場合、そのパルスによる損傷を(1/N_n)とする。N_nは、SR が小さいほど DA が大きいほど大きくなり、一連の非排水繰返し実験で求めた異なる DA に対する SR~log(N)関係に SR と DA の値を代入して求める。最初のパルスからパルス n 終了点までに生じた全損傷 D=Σ(1/N_n)が 1.0 になれば、パルス n でひずみ DA が生じるとする。このようにして、各スライス底面で生じた DA の時刻歴を求められる。また、一様規則荷重の非排水繰返し载荷で DA が発生した直後に非排水単調载荷を実施することによってピーク強度特性(c_w, φ_w)を測定して DA との関係を求めておく⁴⁾。上記のように求めた DA の時刻歴と強度低下率~DA 関係から、各スライス底面での低下してゆくピーク強度 τ_f の時刻歴を求める。

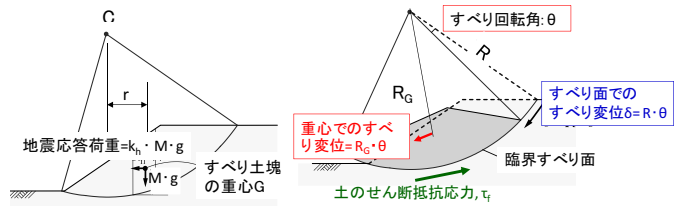


図5 Newmark 法での荷重とすべり変位

Step 5 すべり変位の計算に用いる応答加速度の計算: Step2 の FEM 動的解析による応答加速度に基づいて初期臨界面 C₀ に沿って土塊すべり内での節点の応答加速度を平均して求める。あるいは、後述のようにすべり底面での節点応答加速度を平均して求める。

Step 6 すべり変位の計算 (図5参照): 初期臨界面 C₀ に沿って滑動モーメント M_d (2式) が抵抗モーメント M_r (3式) を超えるパルスにおいて、4式によってすべり回転加速度 θ̈ の時刻歴を求め、これを二回時間積分してそのパルスによって生じるすべり変位量 δ = R · θ の増分 Δδ を求める。

$$M_d = M \cdot g \cdot r + M \cdot R_G \cdot \ddot{x} \quad (1) \quad M_r = \sum \{R \cdot (\tau_f \cdot L_i)\} \quad (2)$$

$$M \cdot (R_G)^2 \cdot \ddot{\theta} = M_d - M_r \quad (3)$$

M はすべり土塊の質量、g は重力加速度、ẍ は Step5 で求めた平均応答加速度、L_i は各スライスの底面長さ、τ_f は各スライス底面での低下してゆくせん断強度(Step4)である。すべり変位 δ の時刻歴は、応答加速度 ẍ の各パルスでの増分 Δδ を加算して求める。Newmark 法による剛体すべりの運動方程式に基づけば、ẍ はすべり剛体を支持する剛体に作用する入力加速度である。円弧すべりでは、すべり底土塊を支持する土塊のすべり面に沿った応答加速度である。すべり土塊内で応答が増幅する場合は、土塊すべり内の平均応答加速度を使用すると安全側となる。逆に、すべり土塊内で応答が減衰する場合、支持土塊内のすべり底面に沿った平均応答加速度を使用するのが安全側である。図6には、すべり土塊の平均応答加速度および全スライスの低下してゆく強度に基づく M_d=M_r の条件を満たす降伏加速度の時刻歴の例を示す。

Step 7 すべり変位が最大となる臨界面の探索: 上記の Step4-6 を繰り返して、すべり変位が最大となる臨界面を探索する。参考に、最初にすべりが生じる円弧も求める。

Step 7 を忠実に実行する詳細探索法では、計算時間は入力波のパルス数にほぼ比例し、継続時間が長い地震動では過長になる(図7)。そこで、最終すべり変位計算は簡略化しないが、計算時間を要するパルス整理・損傷度計算・ひずみ DA 逆算の過程の簡略化して臨界面を探索する方法を検討した。[近似法1] Step4 で、例えば地震波のパルス数が 500 の場合、5~10 パルスごとに DA を逆算する。この近似法による誤差は、入力地震動のパルスが多いほど小さくなる(図8)。[近似法2] 主要動前後で有意の損傷が生じない部分での損傷度計算を省略する。これらの近似法によって、計算時間は大幅に短縮する(図8)。

3. まとめ

非排水繰返し载荷による経時的強度低下を考慮できる Newmark D 法を開発した。締固め度が高い土は初期非排水単調载荷強度が大きい上に、同じ繰返し荷重でも損傷ひずみ DA が小さくなり非排水繰返し载荷による強度低下が小さくなる。この二重のメカニズムによって、地震中に高い強度が維持されて残留変位が全く生じないか小さい変位しか生じない。締固め度が低い土では、逆の結果になる。Newmark D 法では、この締固めの著しい効果を考慮できる。試算例は、文献4)に示す。

参考文献: 1)Duttine,A.・龍岡文夫・堀井克己・矢崎澄雄・毛利栄征 (2013): ひずみ軟化と非排水繰返し载荷による強度低下を考慮したニューマーク法による地震時斜面変位推定、第48回盤工学研究発表会、富山、1589-1590。2)吉田達也・大家充裕・佐藤信光・堀井克己・龍岡文夫 (2003): 土構造物の強震時すべり変位に及ぼす締固め度と粒径の影響の評価、第38回地盤工学研究発表会、1729-1730。3)上野和広・毛利栄征・田中忠次・龍岡文夫(2014): 飽和土の非排水繰返し载荷による強度低下率に対する締固め度の影響、本地盤工学研究発表会。4)矢崎澄雄・Duttine,A.・龍岡文夫・毛利栄征・上野和広(2014): 非排水繰返しによる強度低下の諸モデルを用いた Newmark 法解析例、本地盤工学研究発表会。

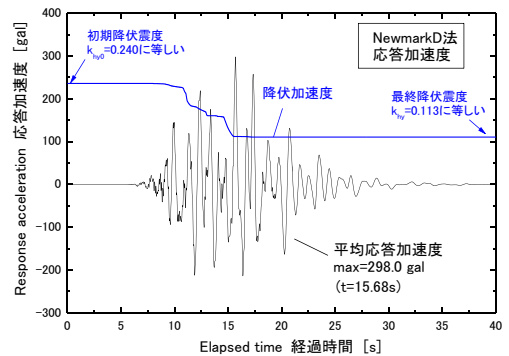


図6 NewmarkD 法による応答加速度

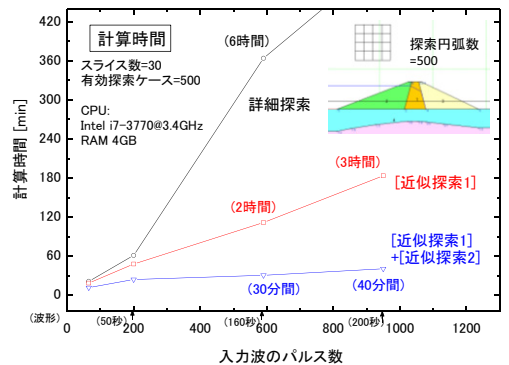


図7 Step7 の計算時間事例

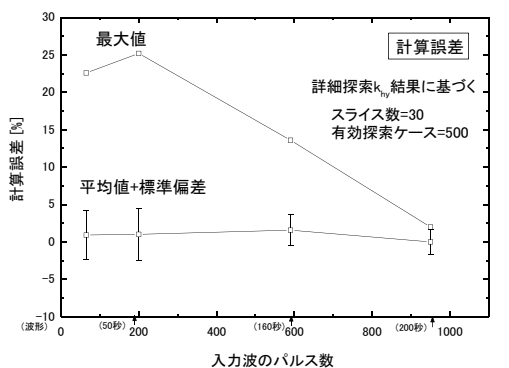


図8 簡略探索法1での計算誤差