

非排水繰返し載荷による強度低下とひずみ軟化を考慮した ニューマーク法による地震時斜面残留変位推定

龍岡文夫¹, DUTTINE, Antoine², 矢崎澄雄³, 毛利栄征⁴

- 1 東京理科大学土木工学科
- 2 ㈱複合技術研究所設計部
- 3 ㈱複合技術研究所設計部
- 4 (独)農村工学研究所施設工学研究領域

概 要

実務の盛土の地震時の安定解析では、レベルⅠ設計地震動相当の水平震度 k_h （例えば 0.15）に対する極限つり合い法によるすべり安全率が所定の値（例えば 1.2）以上であることを確認してきた。レベルⅡ設計地震動に対しては、残留変位に基づいて安定性を判断する方が合理的である。排水条件でのピーク後のひずみ軟化挙動を考慮して円弧すべりによる残留変位を算定する Newmark 法は、既に実用化されている。飽和している盛土・支持地盤では、良く締固まっていれば地震時でも安定性が高いが、締固まっていない場合は飽和非排水強度が排水強度より小さくなる上に非排水繰返し載荷によって大きく低下して流動すべりが生じる虞がある。これらの要因を考慮して締固めの影響を鋭敏に反映できるように、Newmark 法を改良した。

キーワード：地震時残留変位，Newmark 法，非排水繰返し載荷、累積損傷度

1. はじめに

飽和した緩い盛土・支持地盤は、地震時に非排水状態で繰返し載荷を受けると初期非排水強度が小さい上に強度が著しく低下して（極端な場合は液状化が生じて）崩壊する例が多い。このことから、実務設計では盛土・支持地盤の液状化解析の結果を安定解析に反映させることが必要になっている。この場合の盛土・支持地盤の崩壊でもすべり面（層）が形成される場合が多いと考えられることから、すべり面の形成を前提にした円弧すべり極限つり合い法による安定解析と、この安定解析法を基礎にして残留ひずみを算定する Newmark 法には一定の合理性がある。

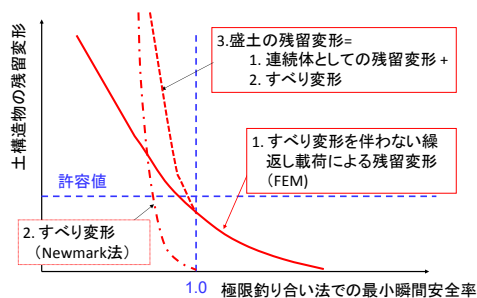


図1 盛土の残留変形と Newmark 法によるすべり変形の関係

非線形弾塑性 FEM による有効応力解析は遥かに高度であるが、すべりの解析には 1)粒径に比例する厚さを持つせん断層、2)せん断層内のダイレイタンス（体積膨張）と

粒子構造の破壊によるひずみ軟化特性、3)全体的な非排水状態の下でのせん断層への間隙水の局所的な移動を適切にモデル化することによってすべり層の形成が再現できて、解が mesh size に独立である必要がある。このような FEM 解析は、現在の段階では通常の盛土の耐震設計には適用し難い。このことから、せん断層の形成を伴わない残留変形は非排水繰返し載荷による剛性低下を考慮した FEM で求め^{1,2)}、残留すべり変形は円弧すべり安定計算に基づく Newmark 法で別途計算し、両者による変形を足し合わせる近似法（図1）が実務的である。

盛土・地盤の安定性は締固め度と排水性に非常に敏感であり、締固めが良い盛土は強震動でも十分に安定であるが、飽和した締固めが悪い盛土・支持地盤では流動すべりが生じる虞がある。Newmark 法でも、上記のことを再現できる必要がある。排水状態での残留すべり変位は、「締固めによって増加するピーク強度 ϕ_{peak} 」と「残留強度 ϕ_{res} 」を用いてひずみ軟化を考慮する Newmark-S 法によって算定できる³⁾。また、耐震診断では締固めが悪く排水性が悪い既設盛土も検討対象になる。その検討でも、飽和土の非排水強度は排水強度よりも締固めに敏感に反応し、非排水繰返し載荷による強度低下の速度も締固めの影響を強く受けることを考慮できる必要がある。以下、この要因を考慮した Newmark-D 法を紹介し、盛土の地震時安定には良い締固めが非常に重要であることを示す。

2. 非排水せん断強度に対する締固めの影響

2.1 排水条件と繰返し载荷の影響

図 2a は、等方圧密した豊浦砂の中空供試体のねじりせん断試験による(A)排水単調载荷強度、(B)非排水単調载荷強度、(C)非排水繰返し载荷強度と相対密度 D_r の関係である。(C)は 15 %と大きなせん断ひずみ γ で定義しているが、これは液状化は小さな応力で非常に大きなひずみが生じる現象である一方、図 2b に示すように D_r の影響は γ が小さい内は小さいが γ が大きくなると非常に大きくなるからである。(B)もそれに対応して $\gamma = 15\%$ で定義してある。

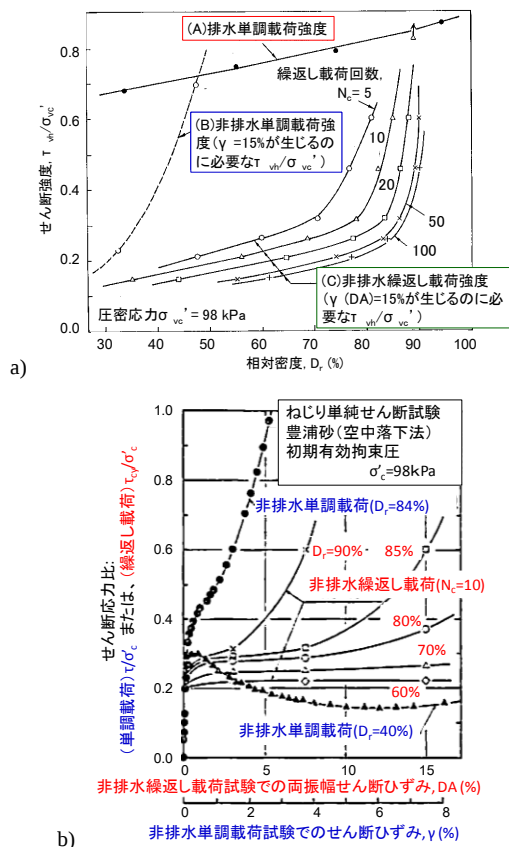


図 2 等方圧密豊浦砂（空中落打法）のねじりせん断試験による強度の: a) 相対密度との関係; b) せん断ひずみとの関係⁴⁾

図 2a から、(A)排水単調载荷強度は D_r の増加によって（すなわち締固めによって）増加するがその率は非常に大きくはないことが分かる。例えば、 $D_r = 70\% \rightarrow 90\%$ での増加率は 10 %である。一方、(B)非排水単調载荷強度は密度の増加により著しく増加する。例えば、 $D_r = 40\% \rightarrow 60\%$ での増加は 3 倍以上である。すなわち、飽和非排水条件にある盛土の安定性を排水せん断強度に基づいて判定すると、締固めの効果を著しく過小評価する。また、(C)非排水繰返し载荷強度は、ある密度以上では非常に大きく増加する。 $D_r = 70\% \rightarrow 90\%$ で増加は 3 倍以上になり、(A)排水単調载荷強度を超える。飽和非排水条件にある盛土の地震時安定性に対する締固めの効果は、この特性を考慮しないと著しく過小評価する。

2004 年新潟県中越地震で、JR 東日本新山本調整池の堤

体（フィルダム）は堤高のほぼ 2%も沈下した。その強化復旧では、締固めの強い影響が考慮された⁵⁾。シェル部の締固めエネルギー $4.5E_c$ に対する締固め度 D_c は 90 %～100%に分布しており、厚さ 100cm の撒き出し層の下層の D_c が小さく、この部分が地震時に変形したと判断された。

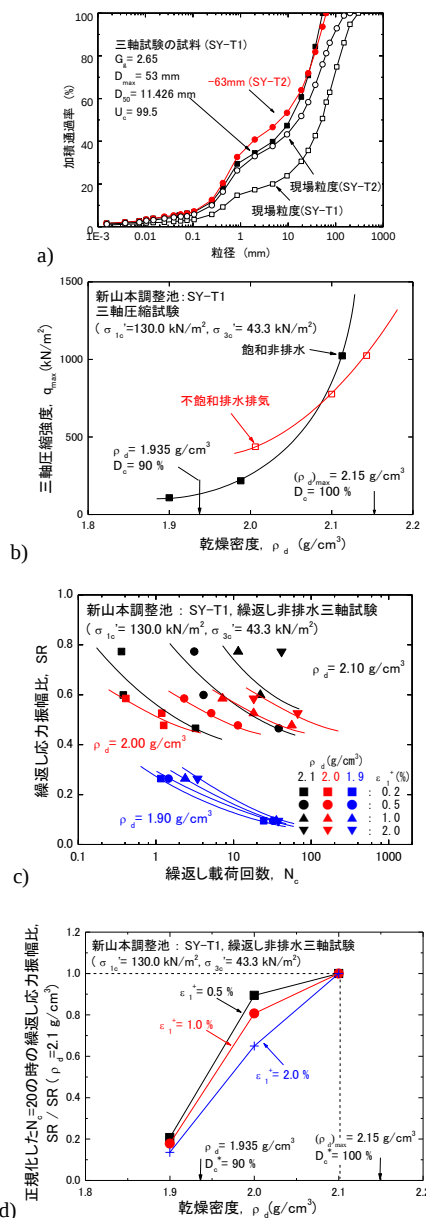


図 3 新山本調整池堤体の盛土材: a) 粒度分布; b) 飽和非排水と飽和非排水での単調载荷三軸圧縮強度 q_{max} と ρ_d の関係; c) 飽和非排水繰返し载荷での繰返し応力振幅比 $\sim N_c$ 関係に対する ρ_d の影響; d) 正規化した飽和非排水繰返し強度と ρ_d の関係⁵⁾

円礫の盛土材(図 3a)を用いて一連の室内試験が行われ、 D_c が 90 %から 100 %に向かって増加すると、排水単調载荷強度、非排水単調载荷強度、非排水繰返し载荷強度の順で大きく増加した(図 3b, c, d)。特に、 $D_c = 90\%$ は緩い状態であることから、変形が大きかった上流シェル部 16 万 m^3 とドレーン部の一部 5 万 m^3 を締固め層厚 50 cm で 10ton 振動ローラを用いて 10 回転圧して再盛り立てた。

1990 年の盛立て工事では $\rho_d \geq 2.09 \text{ g/cm}^3$ となるように管理していたが、再盛り立てでは ρ_d の平均値として 2.27 g/cm^3 ($\rho_d = 2.09 \text{ g/cm}^3$ を $D_c = 90\%$ とすると $D_c = 98\%$ に相当) を実現できた。

2.3 全応力法と有効応力法

飽和軟弱粘性土の非排水せん断強度 τ_f の推定法として、従来次の二つの方法が用いられてきた。

有効応力法： τ_f を一定の物性値である c' と ϕ' を用いて τ_f が発揮される時のすべり面に作用する有効直応力 σ'_f で表現する（1 式）。

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \cdot \tan \phi' = c' + (\sigma'_c + \Delta\sigma - \Delta u_f) \cdot \tan \phi' \quad (1)$$

σ'_c はせん断開始時の有効直応力、 $\Delta\sigma$ は载荷による直応力（全応力）の増分、 Δu_f は τ_f 発揮時の過剰間隙水圧である。この方法は、破壊時有効応力法とも呼べる。

全応力法： τ_f を圧密時の有効直応力 σ'_c で表現する（2 式）。

$$\tau_f = c_{cu} + \sigma'_c \cdot \tan \phi_{cu} \quad (2)$$

c_{cu} と ϕ_{cu} は、圧密非排水試験の実験条件に支配される見掛けの物性値である。圧密時有効応力法とも呼べる。

有効応力法の方が土質力学的にはより本質的であるが、実際には Δu_f の正確な推定は困難であるため、実務では全応力法を用いることが多い。

上記に平行して、非排水繰返し载荷過程での非排水せん断強度 τ_f も、次の二つの方法で表現できる。

いわゆる有効応力法： τ_f を一定の物性値である c' と ϕ' を用いて次式で表現する。

$$\tau_f = c' + (\sigma'_c - \Delta u_d) \cdot \tan \phi' \quad (3)$$

Δu_d は非排水繰返し载荷で生じる過剰間隙水圧であり、通常図 4b に示すように Δu_d ~ 時間関係の包絡関係の値を用いている。この方法は、 Δu 法とも呼ばれている。

いわゆる全応力法：非排水繰返し载荷で生じたひずみによって低下してゆく非排水せん断強度 τ_f を、 Δu_d を参照しないで、(4) 式によって表現する。

$$\tau_f = c_u + \sigma'_c \cdot \tan \phi_u \quad (4)$$

c_u と ϕ_u は見掛けの物性値であり、非排水繰返し载荷によって低下してゆく。 τ_f は圧密時有効直応力 σ'_c の関数なので、これも圧密時有効応力法とも呼べる。

(3) 式による Δu 法は、緩い飽和土に対しては一定程度有効であるが、締固めの効果を著しく過小評価する。まず、非排水繰返し载荷開始時（図 4b の O 点）では、 $\Delta u_d = 0$ であるので (3) 式に基づく τ_f は排水強度となる。このため、密な土の初期非排水強度を著しく過小評価する（図 5c）。さらに、非排水繰返し载荷過程では Δu_d は偏差応力が小さい時に測定されるが、密な土ではダイレイタンスーのためそれよりも遥かに小さい Δu_f で非排水強度が発揮される（Cyclic mobility）。図 4b では $\Delta u_d > 0.8\sigma'_c$ となっている

(3) 式による τ_f は非常に小さいが、実際の τ_f は遥かに大きい（図 5b）。(3) 式による τ_f の過小評価の程度は、初期非排水強度（図 5c）よりも大きくなる。同様な傾向は、500 回の非排水繰返し载荷後に行った非排水単調载荷（図 6a, b）でも見られる。実際、非排水繰返し载荷による強度低下は、(3) 式による低下よりも遥かに小さい（図 6c）。

以上の考察に基づいて、以下で紹介する Newmark-D 法では締固め効果を適切に考慮できるように、全応力法（4 式）によって非排水せん断強度 τ_f を直接定式化した。

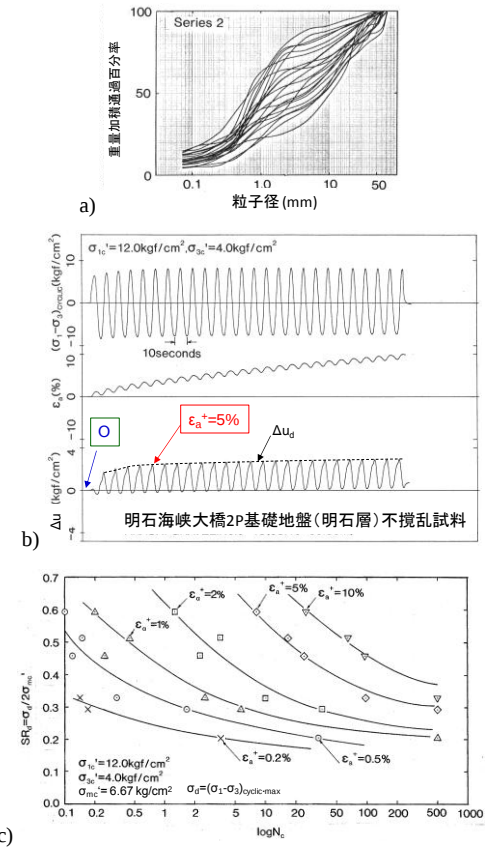


図 4 明石海峡大橋 2P 基礎地盤の明石層（密な礫質土）の不攪乱試料の：a) 粒度分布；b) 異方圧密供試体の代表的非排水繰返し载荷実験結果；c) 非排水繰返し変形特性のまとめ¹⁾

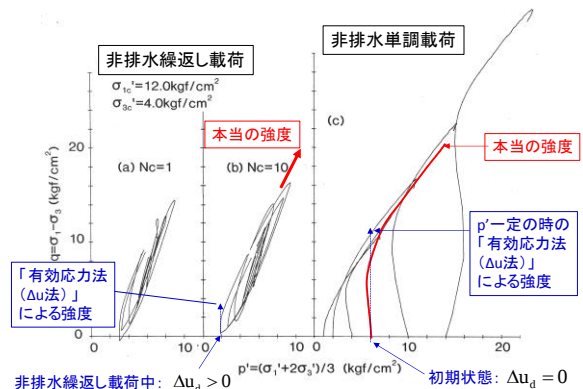


図 5 明石層不攪乱試料の試験結果¹⁾：a), b) 異方圧密供試体の非排水繰返し载荷中の有効応力経路；c) 等方圧密供試体の非排水単調载荷試験での有効応力経路（「有効応力法（ Δu ）」による強度は、 p' 一定で排水せん断されると仮定した場合の値）

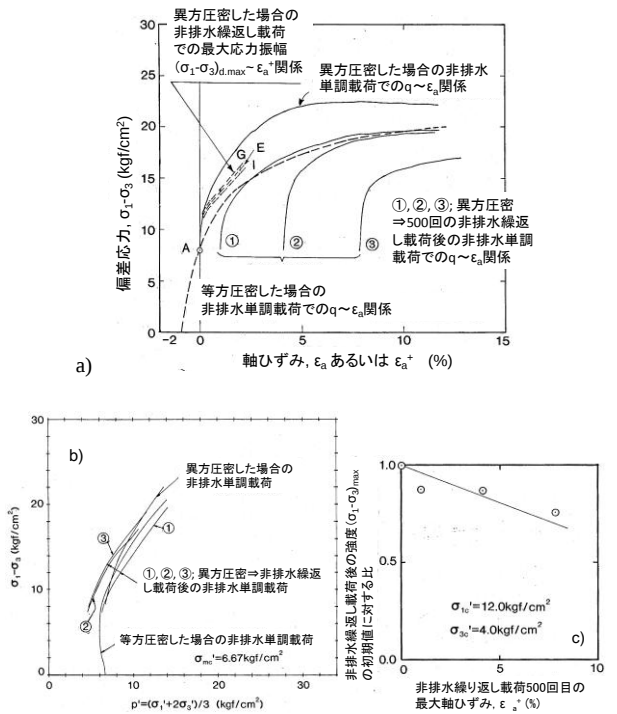


図6 明石層不攪乱試料: a) 異方圧密供試体の非排水単調載荷での応力・ひずみ関係に対する非排水繰返し載荷の影響(等方圧密供試体の σ'_c は異方圧密平均有効応力 $\sigma'_{mc}=6.67\text{kg/cm}^2$ と同じ); b) 有効応力経路; c) 異方圧密供試体の非排水単調載荷ピーク強度に対する非排水繰返し載荷の影響¹⁾

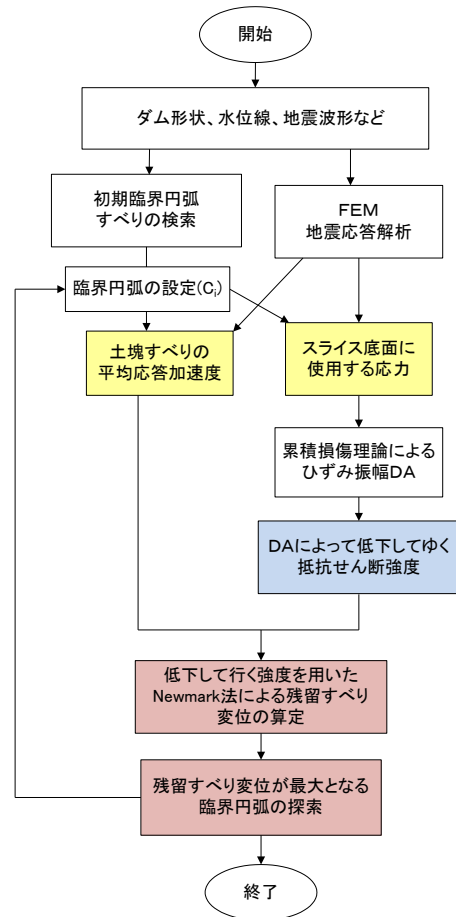


図8 Newmark-D法の解析フロー⁷⁾

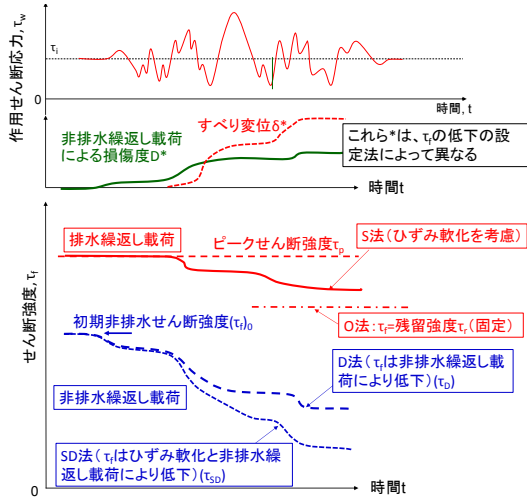


図7 非排水繰返し載荷過程での強度低下の仕方の各種モデル(ここに示すのは緩詰めの土の場合であり、密詰めの土では初期非排水強度(τ_i)>排水ピーク強度 τ_p となる)^{6,7)}

3. Newmark-D 法

3.1 各種の強度モデルと Newmark-D 法の解析フロー

従来の標準的な Newmark-O 法では、図7を示すように一定の排水せん断強度 τ_r (通常は残留強度) を用いる。Newmark-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³⁾。Newmark-D 法では、非排水繰返し載荷による強度低下を考慮する^{6,7)}。図8に、Newmark-D 法の解析フローを示す。以下、その詳細を説明する。

Step 1 初期設定: 盛土・地盤系の2次元断面モデルの形状、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で初期静的自重解析と剛性と減衰のひずみ依存性を考慮した等価線形化法(又は非線形直接積分法)による動的地震応答解析を行い、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。求めた作用せん断応力 τ_w は、降伏時は実際の土の抵抗応力 τ_f を超える(図9a)。簡易法では、応答解析を実施しないで応答倍率=1.0とする。

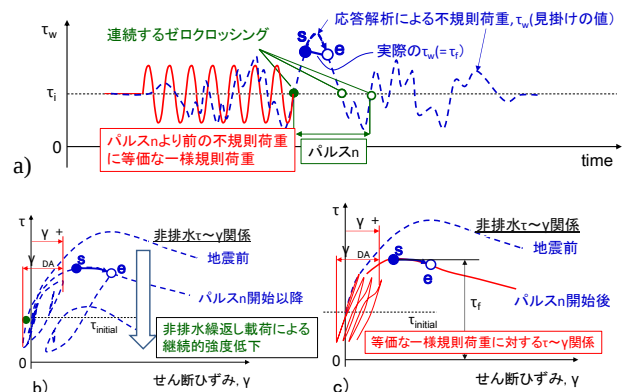


図9 a) 応答解析による作用せん断応力 τ_w の時刻歴と等価な一様規則荷重の時刻歴; b) 実際の $\tau \sim \gamma$ 関係; c) 累積損傷度理論による等価な $\tau \sim \gamma$ 関係^{6,7)}

Step3 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(5)式で求め、極限釣合い法(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最も低い降伏震度(k_{y0})₀を与える臨界円弧すべり面 C_0 を探索する。

$$\tau_f = c + \sigma' \cdot \tan \phi = F_s \cdot s_{mi} / L_i \quad (5)$$

F_s はすべり安全率、 s_{mi} はスライス底面での作用せん断力、 L_i はスライス底面長さである。 c と ϕ は、排水条件では有効応力で表した c' と ϕ' である(3式)。飽和非排水条件では、その時々非排水せん断強度 τ_f を表現する粘着力係数 c_u と摩擦角 ϕ_u であり非排水繰返し载荷によって低下してゆく(4式)。現在の段階では、 $c_u/c_{u0} = \tan \phi_u / \tan \phi_{u0}$ (c_{u0} と ϕ_{u0} は初期値)と仮定している。 σ' はそれぞれ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、飽和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法で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 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土圧 Q_i の合力の実際の作用方向から離れるほど誤差が大きくなり σ' と σ'_0 の値を過小評価する。Fellenius法はこの点で通常安全側となるが、必要に応じてFEMによってこの値を求めても良い。

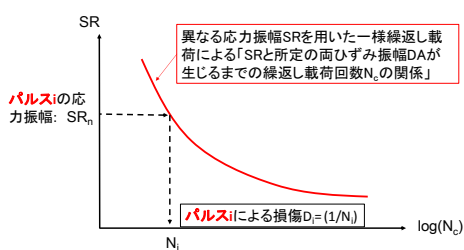


図10 累積損傷度理論における損傷の定義

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Step2でのFEM応答解析の結果から求める。それに基づき、飽和非排水条件での 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。各スライスの τ_w の時刻歴をパルス集合に置き換え、そのパルス集合によって生じるせん断ひずみ両振幅 DA を累積損傷度理論によって求める。つまり、不規則载荷中の任意のパルス i に対して、パルス i と同一の応力両振幅比($2SR = \Delta \tau / \sigma'_0$)を持つ一様対称規則荷重による非排水繰返し载荷が N_i 回加わることによってある値の DA が発生したとする。その場合、そのパルス i による損傷 D_i を($1/N_i$)とする。 N_i は、一連の非排水繰返し実験で求めたその値の DA が生じる $SR \sim \log(N_i)$ 関係に SR_i を代入して求める(図10)。 N_i は、 SR が小さいほど DA が大きいほど大きくなる。パルス集合 1~ i によって生じた全損傷 $D = \sum D_i = \sum (1/N_i)$ が1.0になれば、そのパルス集合によってひずみ DA が生じ

ると考える。このようにして、各スライス底面で生じた DA の時刻歴が求められる。

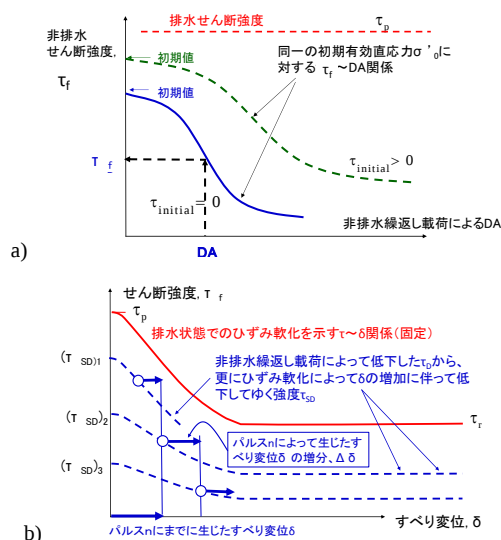


図11 非排水繰返し载荷によって低下する強度 τ_f : a) D法; b) 非排水繰返し载荷とひずみ軟化によって低下する場合(SD法)

パルス n での非排水せん断強度 τ_f は、図9に模式的に示すように、「パルス集合 1~($n-1$)によって生じた DA と同じ DA が生じる等価な一様規則荷重での非排水繰返し载荷の直後に行った非排水単調载荷試験」で発揮される τ_f に等しいとする。このようにして求めた τ_f と DA の関係を、図11aに模式的に示すように定式化しておく^{8,9)}。それぞれの DA を値をこの関係に代入して τ_f の値を求めて、各スライス底面での低下してゆく τ_f の時刻歴(すなわち c_u 、 ϕ_u の時刻歴)を求める(図7)。なお、図7に示すSD法では、非排水繰返し载荷による強度低下に加えてひずみ軟化によるひずみの増加に伴う強度低下を考慮したせん断強度 τ_{SD} を用いる(図11b)。

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動的応答解析によって得られた応答加速度から初期臨界円 C_0 の土塊すべり内の平均応答加速度を求める。あるいは、後述のようにすべり底面での節点応答加速度の平均値を求める。この値は、Step6で用いる。

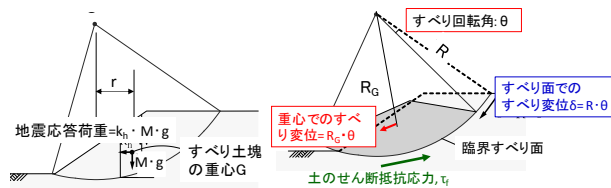


図12 Newmark法での荷重とすべり変位

Step 6 すべり変位の計算(図12): 初期臨界円 C_0 に沿って、滑動モーメント M_d (6式)が抵抗モーメント M_r (7式)を超えるパルスにおいて、8式によってすべり回転加速度 $\ddot{\theta}$ 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 $\delta = R \cdot \theta$ の増分 $\Delta\delta$ を求める。

$$M_d = M \cdot g \cdot r + M \cdot R_G \cdot \ddot{x} \quad (6); \quad M_r = \sum \{R \cdot (\tau_f \cdot L_i)\} \quad (7)$$

$$M \cdot (R_G)^2 \cdot \ddot{\theta} = M_d - M_r \quad (8)$$

M はすべり土塊の質量、 g は重力加速度、 $\ddot{x}$ 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 Step4 で求めた各スライス底面での低下してゆくせん断強度である。図 13 に、次節で説明する解析例でのすべり土塊の平均応答加速度と低下してゆく強度に基づく降伏加速度の時刻歴の比較例を示す。図 14 に、図 13 の例でのすべり計算例を示す。図 7 に示すいずれの強度低下モデルでも、すべり変位 δ の時刻歴は、各パルス中は τ_f が一定として計算した増分 $\Delta\delta$ を加算して求める。

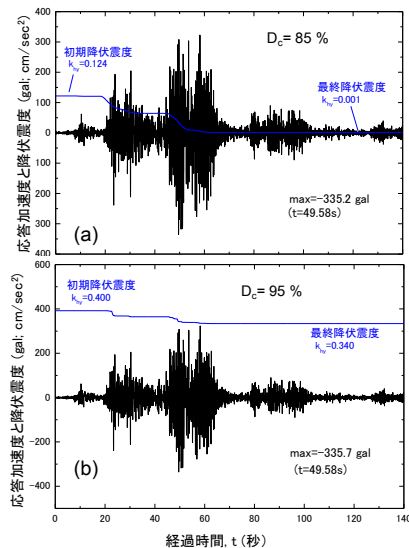


図 13 詳細 Newmark-D 法での応答加速度と降伏震度の比較例

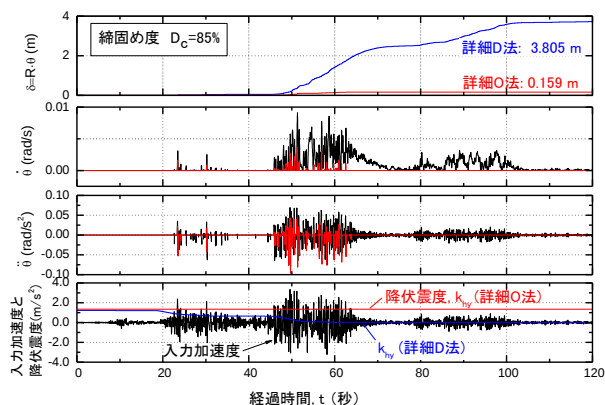


図 14 $D_c=85\%$ の場合の詳細 Newmark-O 法と詳細 Newmark-D 法による解析の比較例

$\ddot{x}$ は、Newmark 法による剛体すべりの運動方程式に基づくとすべり剛体を支持する剛体に作用する入力加速度であり、円弧すべりを対象とした Newmark 法では本来すべり土塊を支持する土塊内で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。すべ

り土塊内で応答が減衰する場合は、支持土塊内のすべり面に沿った平均応答加速度を使用するのが安全側となる。

Step 7 残留すべりが最大となる臨界円の探索：上記の Step4~6 を繰り返して、残留すべりが最大となる臨界円を探索する。参考として、最初にすべりが生じる円弧も求めておく。Step 7 を忠実に実行する方法（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 逆算の過程を簡略化して臨界円を探索する方法が提案できる。近似法 1 では、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。近似法 1 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。近似法 2 では、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。

4. 解析例^{10, 11)}

4.1 解析目的

排水せん断強度（地震中は一定）を用いた Newmark-O 法と非排水繰返し載荷によって低下する非排水強度を用いた Newmark-D 法を実施して、結果を比較した。特に、実際の代表的なため池堤体材料を用いて 3 種類の締固め度（1 Ec による $D_c = 85, 90, 95\%$ ）で行った各種強度試験の結果に基づいて、 D_c の影響を検討した。また、従来のレベル 1 地震に対する設計法である円弧すべり極限釣合い法（安全率計算）も実施した。この方法では、Newmark-O 法と同様に締固めの効果を過小評価する。

表 1 実施した各 Newmark 法の概要

解析手法	名称	6 式での入力加速度	堤体の強度特性
Newmark-O	簡略法	南海トラフ基盤表面波	一定の排水せん断強度 (c' , ϕ')
	詳細法	すべり土塊の応答加速度	
Newmark-D	詳細法	すべり土塊の応答加速度	非排水繰返し載荷により低下してゆく非排水せん断強度 (c_u , ϕ_u)

4.2 解析の概要(表 1)

レベル 1 地震に対する円弧すべり極限釣合い法（震度法）： 実験結果に基づいて決定した D_c によって異なる堤体の排水せん断強度 (c', ϕ') を適用して、レベル 1 設計地震動の水平震度 $k_h = 0.15$ に対する安全率を求めた。

レベル 2 地震に対する Newmark 法： レベル 2 地震に対して、Newmark-O 法と Newmark-D 法を実施し、解析法および締固め度の影響を検討した。(6)式での入力加速度 $\ddot{x}$ として、すべり土塊の応答加速度を用いる詳細法を実施した。なお、Newmark-O 法では $\ddot{x}$ として入力地震動を用いる簡易法も実施した。

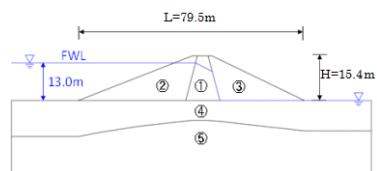


図 15 解析対象

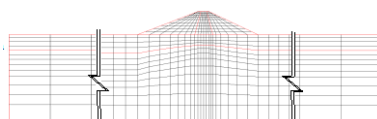


図 16 応答解析用モデル図 (幅 5L × 高 4H)

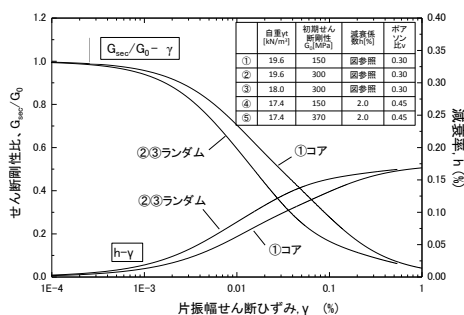


図 17 堤体材料の変形特性

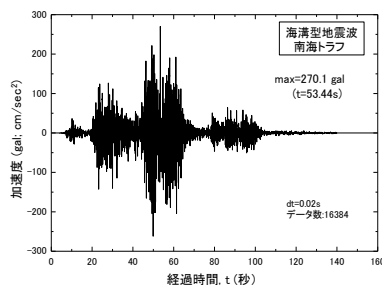
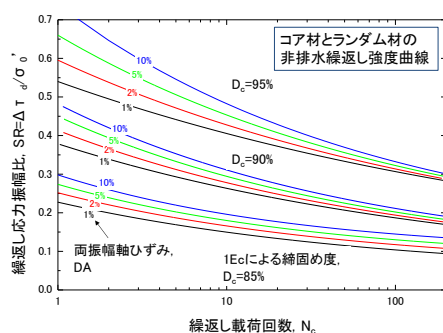
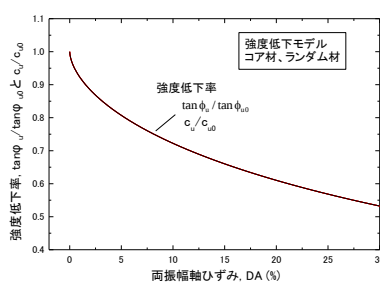


図 18 南海トラフ基盤表面波



a)



b)

図 19 D 法で用いる: a)異なる D_c での異なる DA に対する繰返し応力振幅比 $\sim N_c$ 関係; b)強度低下率関係（全ケースに共通）

表 2 各試験結果により設定した解析に用いる土質特性

地層		単位体積重量 (kN/m ³)		排水せん断強度		非排水せん断強度	
No.名称	D _c	湿潤 γ_t	飽和 γ_{sat}	c' (kPa)	ϕ' (deg)	c _{u0} (kPa)	ϕ_{u0} (度)
① コア	95%	18.5	19.6	15	22	30	20
②③ ランダム		18.0	19.6	8	40	30	30
① コア	90%	18.0	19.1	12	19	18	13
②③ ランダム		17.0	19.1	6	35	10	28
① コア	85%	16.5	18.5	10	15	15	10
②③ ランダム		16.0	18.5	4	30	5	25
④ 地盤 N20		17.0	17.4	37	31.5	37	31.5

解析対象を図 15 に、図 16 に等価線型化法 FEM 動的応答解析のモデルを示す。地盤底面は粘性境界、側面はエネルギー伝達境界とした。非排水繰返し三軸試験によって求めた $D_c = 95\%$ での堤体材料の剛性と減衰率のひずみ依存性を図 17 に、南海トラフ基盤表面波を図 18 に示す。 $D_c = 85\%$ と 90% の場合でも同様な室内試験と応答解析を行ったが、今回は強度モデルの影響を直接比較するために、全ての解析で $D_c = 95\%$ での応答値を用いた。試験結果に基づいて設定した各 D_c での土質特性を表 2 に示す。Newmark-D 法に用いる異なる軸ひずみ両振幅 DA に対する繰返し応力振幅と繰返し載荷回数を図 19a に示す。強度低下特性は、実験結果に基づき D_c の違いによらず図 19b に示す曲線でモデル化した。

4.3 解析結果

堤体の応答加速度は、堤体上位ほど増加して天端で最大値 376.6gal を示し、堤体底面での最大値は 251.1gal に対して 1.5 倍程度に増幅している（図 20）。地震応答解析の結果から、すべり変位計算で用いる応答加速度およびせん断応力 τ_w の時刻歴を抽出し、 τ_w の時刻歴から堤体材料の低下して行く非排水せん断強度 τ_f の時刻歴を算出した。

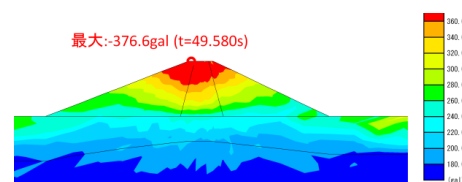


図 20 地震応答解析による最大応答加速度分布

表 3 各解析法による解析結果

	$k_h=0.15$ に対する安全率 F_s	Newmark 法によるレベル 2 地震動で生じる残留すべり変位量 δ (mm)		
		標準 O 法	詳細 O 法	詳細 D 法
$D_c=95\%$	1.466	0.0	2.5	0.0
$D_c=90\%$	1.200	2.0	33.4	112.9
$D_c=85\%$	0.954	31.2	158.6	3804.6

レベル 1 地震に対する安全率は、 D_c が大きいほど大きくなる（表 3）。それに対応して、Newmark-O によるレベル 2 地震動に対する残留変位量 δ も D_c が大きいほど小さい。Newmark-O 法での残留すべりは、FEM による応答加速度

を用いた詳細法の方が用いなかった簡易法よりも大きい。これは、堤体内での加速度の増幅のためであり、本解析例では詳細法の方が安全側である。

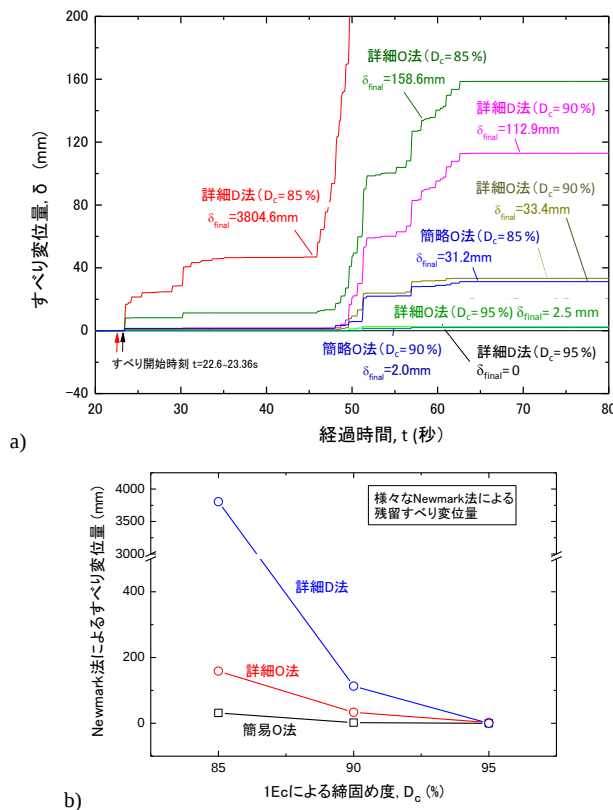


図 21 Newmark-O 法と N 法による: a) すべり変位 δ の時刻歴; b) 異なる解析法による最終残留すべり量 $\sim D_c$ 関係の比較

詳細 Newmark-D 法では、 D_c が低下すると降伏震度の初期値が下がるだけでなく地震中の降伏震度の低下率も大きくなる。 $D_c = 95\%$ (図 13b) では、降伏震度 k_{yh} の初期値は 0.400 と高くその後の低下も小さいため、すべり変位は発生していない。 $D_c = 85\%$ (図 13a) では、 k_{yh} の初期値は 0.124 と低くその後の低下も大きい (図 14)。このため、最終的に 3.8 m と非常に大きな残留変位が発生した。従って、Newmark-O 法と Newmark-D 法の差は大きくなっている (図 21)。即ち、Newmark-D 法では D_c が減少すると残留すべりは急激に大きくなり、逆に締固めによって D_c が増加すると堤体の安定性が著しく向上することが分かる。一方、Newmark-O 法では詳細法でもすべり変位に対する D_c の影響は遥かに小さく、締固めの効果を過小評価する。

5. まとめ

盛土・支持地盤系の地震時安定性を向上させるためには、盛土の締固め度と排水性の向上が必須である。これらの対応はレベル II 設計地震動に対して特に必要であり、これらを奨励するためには、締固めと排水設備の効果が適切に評価できる耐震設計を実施することが有効である。

排水挙動に対する締固めの効果は、ピーク強度から残留強度へのひずみ軟化による強度低下を再現できるようにした Newmark-S 法によって評価できる。

排水性が悪く飽和している、あるいはそれに近い状態になっている盛土・支持地盤は、地震時に非排水状態で繰返载荷によって強度が低下してゆく。締固めが悪い土は、初期非排水強度が小さくなっている上に、非排水繰返し载荷による強度の低下率が大きくなる。この二重の効果によって、地震中に強度が著しく低下して大きなすべり変位を生じることになる。締固めが良い場合は、その逆に高い強度が維持されて、すべり変位は生じないか、生じてもし小さい。本論文では、飽和非排水状態でのすべり変形の解析法として開発した Newmark-D 法を紹介した。この方法では、排水せん断強度を累積損傷度理論に基づいて全応力法で定式化することによって、締固めの著しい効果が再現できるようにした。

参考文献

- 1) Tatsuoka, F., Yamada, K., Yasuda, M., Yamada, S. and Manabe, S.: Cyclic undrained behaviour of an undisturbed gravel for aseismic design of a bridge foundation, *Proc. 2nd Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering & Soil Dynamics*, St Louis, 1: 141-148, 1991.
- 2) Yasuda, S.: Evaluation of liquefaction-induced deformation of structures, *Recent Advances in Earthquake Geotechnical Engineering and Microzonation*, Kluwer Academic Publishers, Ch.6: 199-230, 2004.
- 3) 吉田達也・大家充裕・佐藤信光・堀井克己・龍岡文夫: 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、38回地盤工学研究発表会、1729-1730, 2003.
- 4) Tatsuoka, F., Muramatsu, M. and Sasaki, T.: Cyclic undrained stress-strain behavior of dense sands by torsional simple shear test", *Soils and Foundations*, 22:2, 55-70, 1982.
- 5) 佐々木朋子・島峰徹夫・野澤伸一郎・木村勝・長谷川浩夫・龍岡文夫・平川大貴: 種々の条件での繰返し及び単調载荷における粗粒材の変形強度特性, 土木学会論文集, 64: 2, 209-225, 2008.
- 6) Duttine, A.・龍岡文夫・堀井克己・矢崎澄雄・毛利栄征: 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回地盤工学研究発表会、富山、1589-1590, 2013.
- 7) Duttine, A.・龍岡文夫・矢崎澄雄・毛利栄征: 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、北九州、第49回地盤工学研究発表会, 2014.
- 8) 上野和広・毛利栄征・田中忠次・龍岡文夫: ため池堤体土の非排水繰返し载荷に伴う強度低下特性、第48回地盤工学研究発表会、富山、1201-1202, 2013.
- 9) 上野和広・毛利栄征・田中忠次・龍岡文夫: 飽和度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、第49回地盤工学研究発表会、北九州, 2014.
- 10) 矢崎澄雄・Duttine, A.・龍岡文夫・毛利栄征: 载荷中の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の解析例、第48回地盤工学研究発表会、富山、1591-1592, 2013.
- 11) 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、第49回地盤工学研究発表会、北九州, 2014.

Evaluation of seismic slip displacement of slope by Newmark method taking into account soil strength reduction due to undrained cyclic loading and strain-softening

Fumio TATSUOKA¹, Antoine DUTTINE², Sumio YAZAKI³, Yoshiyuki MOHRI⁴

1 Tokyo University of Science, Department of Civil Engineering, Japan

2 Integrated Geotechnology Institute Limited, Design Division, Japan

3 Integrated Geotechnology Institute Limited, Design Division, Japan

4 National Institute for Rural Engineering, Tsukuba, Japan

Abstract

In practice, the seismic stability of embankment has been evaluated by examining whether the global safety factor obtained by limit equilibrium stability analysis for a given horizontal seismic coefficient (e.g., 0.15) is larger than a specified value (e.g., 1.2). The stability against Level II design seismic load can be evaluated more appropriately when based on the residual deformation. Newmark-S method, which takes into account post-peak strain-softening to evaluate drained slip displacement, has been used in practice. With saturated loose soil, the initial undrained strength could be smaller than the drained strength, while the undrained strength may decrease rapidly by undrained cyclic loading. Newmark-D method, which takes into account these factors to evaluate appropriately the effects of compaction, was developed. The structure of this method is explained. An analysis example is presented.

Key words: cumulative damage, Newmark method, seismic residual slip displacement, undrained cyclic loading