

非排水繰返し载荷を受ける飽和土の非排水せん断強度の簡易推定手法

上野和広¹, 泉 明良², DUTTINE Antoine³, 矢崎澄雄³, 堀 俊和²

1 島根大学・学術研究院

2 農研機構・農村工学研究部門施設工学研究領域

3 株式会社複合技術研究所

概 要

レベル 2 地震動に対するため池堤体の耐震性照査を効率的に実施するため、非排水繰返し载荷を受ける飽和土の非排水せん断強度に関する多数の試験データを分析し、非排水繰返し強度特性と強度低下特性を簡易に推定する手法について検討を行った。その結果、非排水繰返し強度特性を規定するパラメータは、礫質土と砂質土の場合は締固め度、粘性土の場合は粘土分含有率と高い相関性を有することが明らかとなった。強度低下特性を規定するパラメータについては、重回帰分析による分析を行ったところ、礫質土と砂質土の場合は締固め度を説明変数の 1 つとして採用した時に、粘性土の場合は乾燥密度、細粒分含有率、平均粒径および粘着力（全応力表示）を説明変数とした時に決定係数が高くなった。これら分析結果に基づき、非排水繰返し強度モデルと強度低下モデルを提案した。

キーワード：非排水繰返し载荷、非排水せん断強度、修正ニューマーク-D 法、非排水繰返し強度モデル、強度低下モデル

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震で決壊した藤沼貯水池の決壊原因に関する委員会報告書¹⁾では、上流側に発生した堤体すべりがその後の堤体越流・侵食を誘発し、堤体の決壊を引き起こした可能性が高いとされている。特に、堤体上部盛土は、砂分に富む材料を用いて低い締固め度で建設されたため、その飽和部分の非排水せん断強度が地震動によって著しく低下して崩壊した可能性が指摘された。地震動が土質材料の強度に与える影響について、佐々木ら²⁾は繰返し三軸試験を行った後に引き続き単調圧縮载荷を実施する試験を不飽和排水排気条件と飽和非排水条件で実施した。その結果から、不飽和排水排気条件では供試体に繰返し载荷を与えてもその後の単調圧縮载荷過程で発揮する強度はほとんど変化しないこと、飽和非排水条件では締固め度が低いほど繰返し载荷を伴わない初期非排水せん断強度が低くなるだけでなく、非排水繰返し载荷を受けた後の単調圧縮载荷過程で発揮する非排水せん断強度の初期非排水せん断強度に対する低下率が大きくなることを示した。この実験結果は、近代的な設計・施工によって構築されており一般的に締固め度の程度が低いため池の地震被害が上流側で多く発生するという調査結果³⁾⁴⁾⁵⁾と整合する。したがって、ため池の耐震性の評価では、堤体上流側に存在する浸潤下で飽和した盛土部分の強度が、地震時の非排水繰返し载荷によって低下することを考慮する必要がある。

る。2015年に制定された土地改良事業設計指針「ため池整備」⁶⁾では、レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査を行うにあたり、地震時の間隙水圧の上昇や繰返し载荷による堤体土の強度低下を考慮することの必要性が指摘された。

この背景から、塑性すべり解析の一つであるニューマーク法による滑動変位量の計算に、非排水繰返し载荷に伴う強度低下を取り入れ、地震時におけるため池堤体のすべり変形を簡便に推定する手法が開発された（修正ニューマーク-D 法）⁷⁾⁸⁾⁹⁾。この解析を行うには、対象土の非排水繰返し载荷に伴う強度低下の特性を詳細に把握する必要がある。通常、上記材料特性を求めるには、JGS 0523「土の圧密非排水（CU_{bar}）三軸圧縮試験方法」に準じた試験に加え、圧密した供試体に対して非排水条件で繰返し载荷を与えた後に単調载荷を実施する試験を多数行わなければならない¹⁰⁾。材料特性を得るための試験の特殊性と数量が、修正ニューマーク-D 法によるため池の耐震性の評価を行う上での障壁になっており、その改善が求められている。砂質土と粘性土については、非排水繰返し载荷に伴う強度低下の傾向をモデル化した標準強度低下曲線（K2015モデル）が提案された¹¹⁾¹²⁾¹³⁾。しかしながら、礫質土に対する標準強度低下曲線や、非排水繰返し载荷に対する強度特性を表すモデルは示されておらず、その開発が求められている。非排水繰返し载荷に対する強度特性は、密度¹⁴⁾¹⁵⁾、粒度組成¹⁶⁾¹⁷⁾¹⁸⁾¹⁹⁾、塑性指数²⁰⁾などの影響を大きく受ける。また、非排水繰返し载荷に伴う非排水せん断強度の低

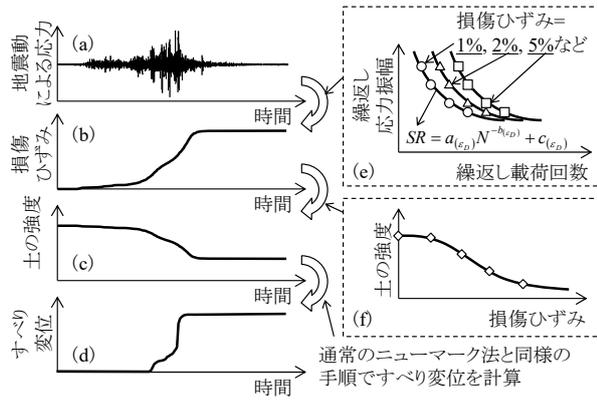


図 1 修正ニューマーク-D 法によるすべり変位計算過程

下抑制には、良好な締固めが極めて有効であることが報告されている²¹⁾。したがって、非排水繰返し載荷に伴う強度低下を推定するモデルは、上記の影響因子を考慮したものでなければならない。

本研究では、非排水繰返し載荷を受ける飽和土の非排水せん断強度に関する多数の試験データを分析し、修正ニューマーク-D 法で用いるため池堤体土の材料特性を簡易に推定する手法について検討を行った。分析結果に基づき、非排水繰返し強度モデルと強度低下モデルを提案した。

2. 修正ニューマーク-D 法に必要な材料特性

修正ニューマーク-D 法によるすべり変位計算過程の概略⁷⁾⁸⁾⁹⁾を図 1 に示す。この方法では、すべり面の位置に存在する土の要素が地震動による非排水繰返し載荷を受けた時(図 1(a))の、任意の時点までの繰返し載荷でその土要素に生じる最大のひずみ振幅(このひずみ振幅を損傷ひずみ ϵ_D と称する)を算出(図 1(b))し、その ϵ_D の値の増加に応じて土要素の非排水せん断強度を低下させる(図 1(c))。そして、地震中に継続的に低下してゆくすべり面の位置の土要素の非排水せん断強度を用い、通常ニューマーク法と同様な手法ですべり土塊の滑動変位量を算出(図 1(d))する。

地震動による不規則な繰返し荷重履歴を受けた時の ϵ_D の値(図 1(b))は、一様の応力振幅を変化させた一連の非排水繰返し載荷試験の結果(図 1(e))に、累積損傷度理論を適用して算出する。図 1(e)の関係は、複数の応力振幅で実施した一連の「繰返し+単調載荷試験(図 2)」の試験結果のうち、繰返し載荷過程の結果を用いて構築する。累積損傷度理論に基づく ϵ_D の算出は、繰返し載荷によって土要素に所定の ϵ_D が生じる状態を疲労破壊と捉え、その ϵ_D に対する「繰返し応力振幅比 SR の値と繰返し載荷回数 N_{cyc} の関係(図 1(e))(S-N 曲線に相当)」から不規則な繰返し荷重履歴を受けた際に累積増加する ϵ_D を算出する方法である。なお、 SR は $SR = \tau/(\sigma'_c)_i$ で定義される。ここに、 τ : せん断応力、 $(\sigma'_c)_i$: せん断開始時の有効直応力である。累積損傷度理論に基づく具体的な ϵ_D の算出方法を以下に示す。

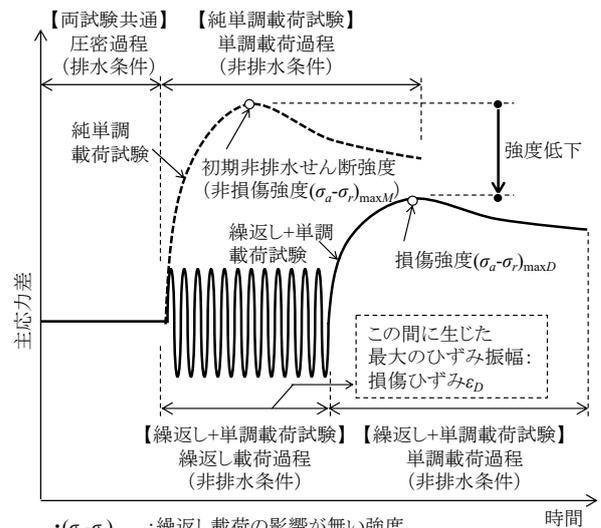


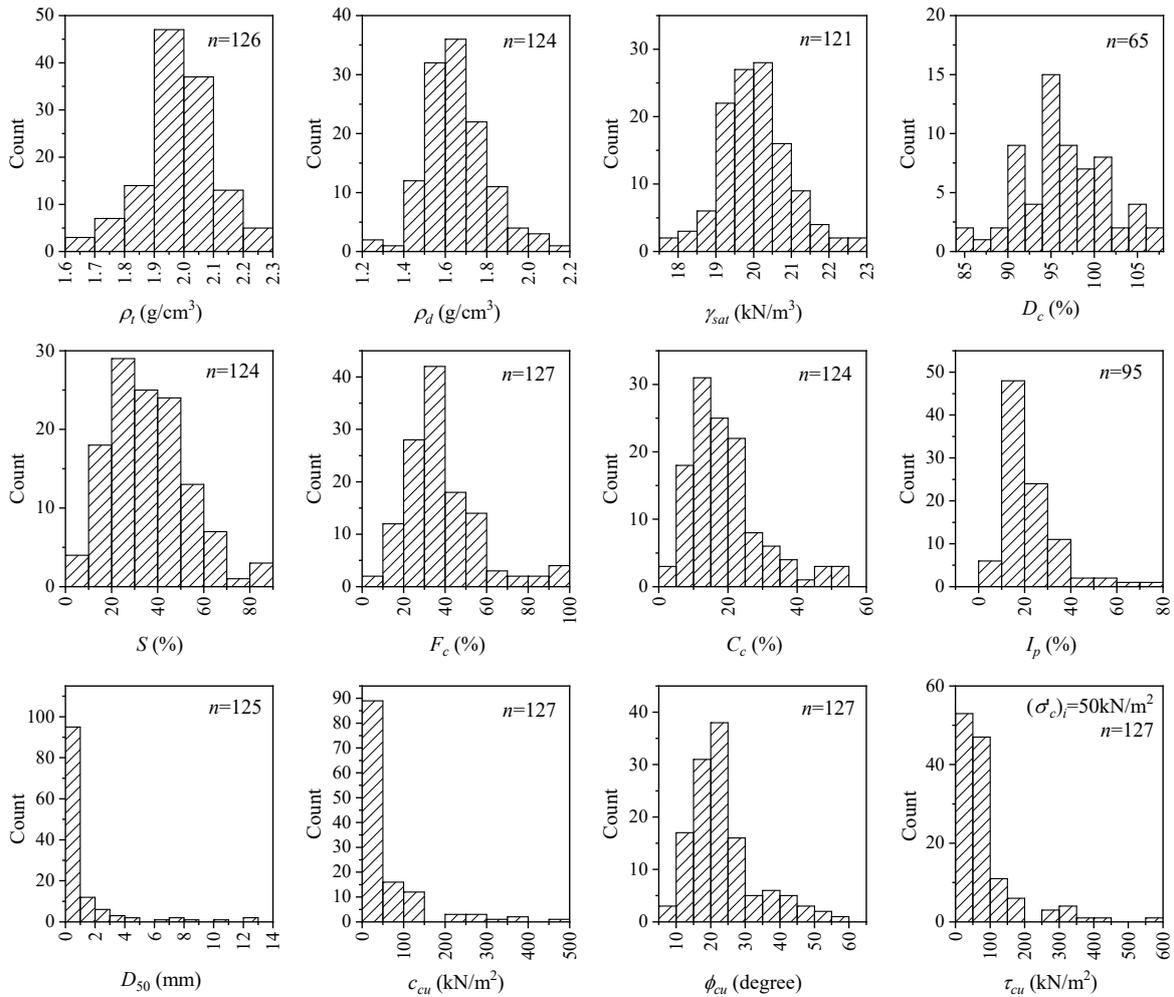
図 2 単調載荷試験と繰返し+単調載荷試験による応力～ひずみ関係

- $(\sigma_a - \sigma_r)_{maxM}$: 繰返し載荷の影響が無い強度
- $(\sigma_a - \sigma_r)_{maxD}$: 繰返し載荷後に残存する強度
- ϵ_D : 繰返し載荷過程で生じた最大ひずみあるいはひずみ振幅

- (1) 一連の非排水繰返し載荷試験の結果(図 1(e))から、大きさが SR_i の一様振幅の繰返し載荷によって、ある値の損傷ひずみ ϵ_D^* を発生させるのに必要な繰返し載荷回数が $(N_{cyc})_i$ であった場合、大きさが SR_i の地震動パルス 1 波によって生じる ϵ_D^* に対する損傷度 D_i を $1/(N_{cyc})_i$ とする。
- (2) 異なる大きさの地震動パルス 1 波による ϵ_D^* に対する損傷度 D_i は、その地震動パルスの大きさ SR_i に対応した $(N_{cyc})_i$ を、一連の非排水繰返し載荷試験の結果(図 1(e))から読み取り、 $1/(N_{cyc})_i$ を算出することで求める。
- (3) 不規則な大きさの SR_i が作用する繰返し載荷中の、任意の時刻 t の時点での損傷度は、その時刻 t 以前に発生した地震動パルスによる損傷度 D_i を累積することで求める(累積損傷度 $D(t)$)。この累積損傷度 $D(t)$ が 1.0 となる時に ϵ_D^* の損傷ひずみが発生する。
- (4) (3)の内容を換言すると、任意の時刻 t の時点での ϵ_D の値は、時刻 t の時に $D(t) = 1.0$ を満足する ϵ_D の値を探索することによって求められる。

ϵ_D の値の増加に応じて継続的に低下してゆく土要素の非排水せん断強度(図 1(c))の算出には、一連の「繰返し+単調載荷試験(図 2)」の結果から求めた「非排水繰返し載荷過程で生じた最大のひずみ振幅(損傷ひずみ ϵ_D)と、その後に行った非排水単調載荷で発揮した非排水せん断強度(この非排水せん断強度を損傷強度 $(\sigma_a - \sigma_r)_{maxD}$ と称する)の関係(図 1(f))」を用いる。「繰返し+単調載荷試験」は、圧密した飽和供試体に対し、非排水繰返し載荷(応力振幅一定)を行った後、非排水状態を保ったまま引き続き単調載荷を行う試験である。地震中の任意の時点での損傷強度 $(\sigma_a - \sigma_r)_{maxD}$ は、図 1(f)の関係に任意の時点までの繰返し載荷で生じた ϵ_D の値を代入すること求める。

修正ニューマーク-D 法では、上記のように「非排水繰返



※ ρ_t : 湿潤密度, ρ_d : 乾燥密度, γ_{sat} : 飽和单位体積重量, D_c : 縮固め度, S : 砂分, F_c : 細粒分含有率, C_c : 粘土分含有率, I_p : 塑性指数, D_{50} : 平均粒径, c_{cu} : 粘着力 (全応力表示), ϕ_{cu} : 内部摩擦角 (全応力表示), τ_{cu} : 非排水せん断強度 ($(\sigma'_c)_l = 50\text{kN/m}^2$). ここに, $(\sigma'_c)_l$: せん断開始時の有効直応力.

図 3 物理試験, 縮固め試験および強度試験結果のヒストグラム

し、荷重によって継続的に低下してゆく土要素の非排水せん断強度の時刻歴」を求め、その非排水せん断強度に基づき、各地震動パルスによって生じるすべり土塊のすべり変位増分を通常のニューマーク法と同様な手法で計算し、それを積分してすべり量の時刻歴を求める。したがって、修正ニューマーク-D法を実施するには、対象土の非排水繰返し荷重に対する強度特性（非排水繰返し強度特性、図 1(e)）と非排水繰返し荷重に伴う強度低下の傾向（強度低下特性、図 1(f)）が必要である。

3. モデルの構築に使用したデータ

修正ニューマーク-D法で用いる非排水繰返し強度特性と強度低下特性を求めるには、圧密供試体に対する非排水三軸圧縮試験と繰返し+単調荷重試験を多数（通常、合計 11 試験。）実施する必要がある。本研究では、以下のデータを用いて上記材料特性を簡易に推定するためのモデル（非排水繰返し強度モデルと強度低下モデル）の構築を行った。

本研究では、ため池堤体土を対象に実施された物理試験結果、突固めによる土の縮固め試験結果、JGS 0523「土の圧密非排水（CUbar）三軸圧縮試験方法」に準じた強度試験結果および一連の繰返し+単調荷重試験結果のデータセットを収集し、以下の分析に用いた。収集した各試料の土質分類の内訳は、礫質土 44 試料、砂質土 58 試料および粘性土 25 試料である。土質材料の非排水繰返し荷重に対する強度特性は、粒度組成¹⁶⁾¹⁷⁾¹⁸⁾¹⁹⁾や塑性指数²⁰⁾の影響を大きく受けるため、モデルの構築は上記の土質分類毎に行った。本研究で使用したデータの代表的な物理試験、突固めによる土の縮固め試験および強度試験結果のヒストグラムを図 3 に示す。なお、非排水せん断強度 τ_{cu} は、全応力表示の応力のモール円から求めた内部摩擦角 ϕ_{cu} と粘着力 c_{cu} を用いて算出した、有効直応力 50kN/m^2 の条件下での非排水せん断強度である。有効直応力 50kN/m^2 の条件下での非排水せん断強度を用いた理由は、後述する回帰分析を実施した際、他の有効直応力での値と比較して決定係数が高くなったためである。そのため、今後のデータの蓄積に伴い、採用する有効直応力の値は変化する可能性がある。

4. 非排水繰返し強度モデル

本項では、非排水繰返し強度モデルの構築手法と構築したモデルについて述べる。図 4 に、損傷ひずみ $\varepsilon_D=1, 2, 5, 10\%$ に対する非排水繰返し強度特性の例 (供試体 A, B) を示す。この関係は、複数の応力振幅で実施した一連の「繰返し+単調載荷試験 (図 2)」の試験結果のうち、繰返し載荷過程の結果から、所定の繰返し応力振幅比 SR で $\varepsilon_D=1, 2, 5, 10\%$ が生じるまでに要する繰返し載荷回数 N_{cyc} を算出することで求められる。繰返し載荷中に時々刻々と変化する損傷ひずみの値から、 $\varepsilon_D=1, 2, 5, 10\%$ が生じる時の繰返し載荷回数 N_{cyc} を求める際の算出方法は「JGS 0541 土の繰返し非排水三軸試験方法」に準ずる。

図 4 に示した 2 つの非排水繰返し強度特性は、B が A よりも非排水繰返し載荷に対する抵抗性が高い供試体のものである。供試体 A と B の諸特性を表 1 に示す。非排水繰返し強度特性は、ある繰返し応力振幅比 SR で非排水繰返し載荷を行った時に、所定の ε_D が生じるまでに要する繰返し載荷回数 N_{cyc} を表す。図 4 の A と B に同じ SR (例えば、 $SR = 0.15$) が作用した場合で比較すると、同じ ε_D (例えば、 $\varepsilon_D=1\%$) が生じるまでに要する N_{cyc} は、B で約 37 回 (図中の右側の矢印)、A で約 8 回 (図中の左側の矢印) であり、非排水繰返し強度特性が上方に位置する B の方が N_{cyc} 多い。B は A と比較してより多くの回数の非排水繰返し載荷に耐えることができることから、B の方が非排水繰返し載荷に対する抵抗性が高いと言える。換言すると、同じ SR の履歴が両非排水繰返し強度特性を有する土質材料に作用した時、試料に生じる ε_D は A の方が大きくなる。非排水繰返し強度特性は、図 4 の試験結果を式(1)で近似することにより表される。

$$SR = a(\varepsilon_D) \cdot N_{cyc}^{-b(\varepsilon_D)} + c(\varepsilon_D) \quad (1)$$

ここに、 $a(\varepsilon_D)$, $b(\varepsilon_D)$ および $c(\varepsilon_D)$: ε_D 毎に求まる、 $SR-N_{cyc}$ 関係を規定する材料パラメータである。非排水繰返し強度モデルを構築するには、簡便に取得可能な物性値などのデータから、材料パラメータである $a(\varepsilon_D)$, $b(\varepsilon_D)$ および $c(\varepsilon_D)$ を推定する手法を開発する必要がある。

各試料の $\varepsilon_D=1, 2, 5, 10\%$ に対する非排水繰返し強度特性 ($SR-N_{cyc}$ 関係) を図 5 に示す。 $SR-N_{cyc}$ 関係は、試料の物性値や密度などの影響を受けることから、その関係は同じ土質分類内であっても大きく異なっている。そこで、図 5 の非排水繰返し強度特性 ($SR-N_{cyc}$ 関係) の SR を、それぞれの試料の「20 回の繰返し載荷で 5% の損傷ひずみ ε_D を生じる繰返し応力振幅比 $SR_{20(5\%)}$ 」で正規化することを試みた。正規化した結果を図 6 に示す。 SR と $SR_{20(5\%)}$ の双方が試料の物性値や密度などの影響を受けることから、 SR を $SR_{20(5\%)}$ で正規化することにより、 $SR-N_{cyc}$ 関係は同じ土質分類内での相違が非常に少なくなった。これより、図 6

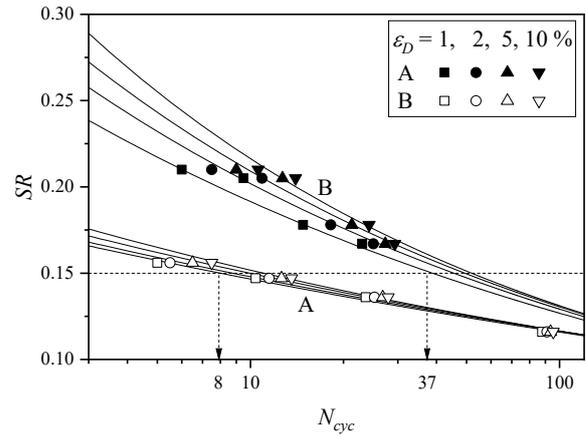


図 4 非排水繰返し強度特性の例

表 1 供試体 A, B, C の諸特性

項目	A	B	C
土質分類	礫質土	砂質土	粘性土
ρ_d	1.638	1.748	1.480
D_c	-	-	-
F_c	32.5	21.9	53.3
C_c	15.2	14.0	36.5
I_p	19.1	19.7	57.1
D_{50}	0.489	0.604	0.035
c_{cu}	2.1	5.0	29.2
ϕ_{cu}	12.0	12.3	23.2
τ_{cu}	12.7	15.9	50.6

に示すそれぞれの図に対し、共通の近似式によるフィッティングで $SR/SR_{20(5\%)}-N_{cyc}$ 関係を代表させることとし、以下の手順により非排水繰返し強度モデルを作成した。

- (1) 図 6 の $SR/SR_{20(5\%)}-N_{cyc}$ 関係を式(2)で近似し、非排水繰返し強度特性に関するパラメータを取得する。

$$SR/SR_{20(5\%)} = a^*(\varepsilon_D) \cdot N_{cyc}^{-b^*(\varepsilon_D)} + c^*(\varepsilon_D) \quad (2)$$

ここに、 $a^*(\varepsilon_D)$, $b^*(\varepsilon_D)$ および $c^*(\varepsilon_D)$: 土質分類と ε_D の条件毎に求まる、 $SR/SR_{20(5\%)}-N_{cyc}$ 関係を規定するパラメータである。式(2)による近似曲線を図 6 に併せて示す。

- (2) 任意の ε_D に対する $SR/SR_{20(5\%)}-N_{cyc}$ 関係を得るため、 $a^*(\varepsilon_D)$, $b^*(\varepsilon_D)$ および $c^*(\varepsilon_D)$ と ε_D の関係 (図 7) を式(3)で近似する。

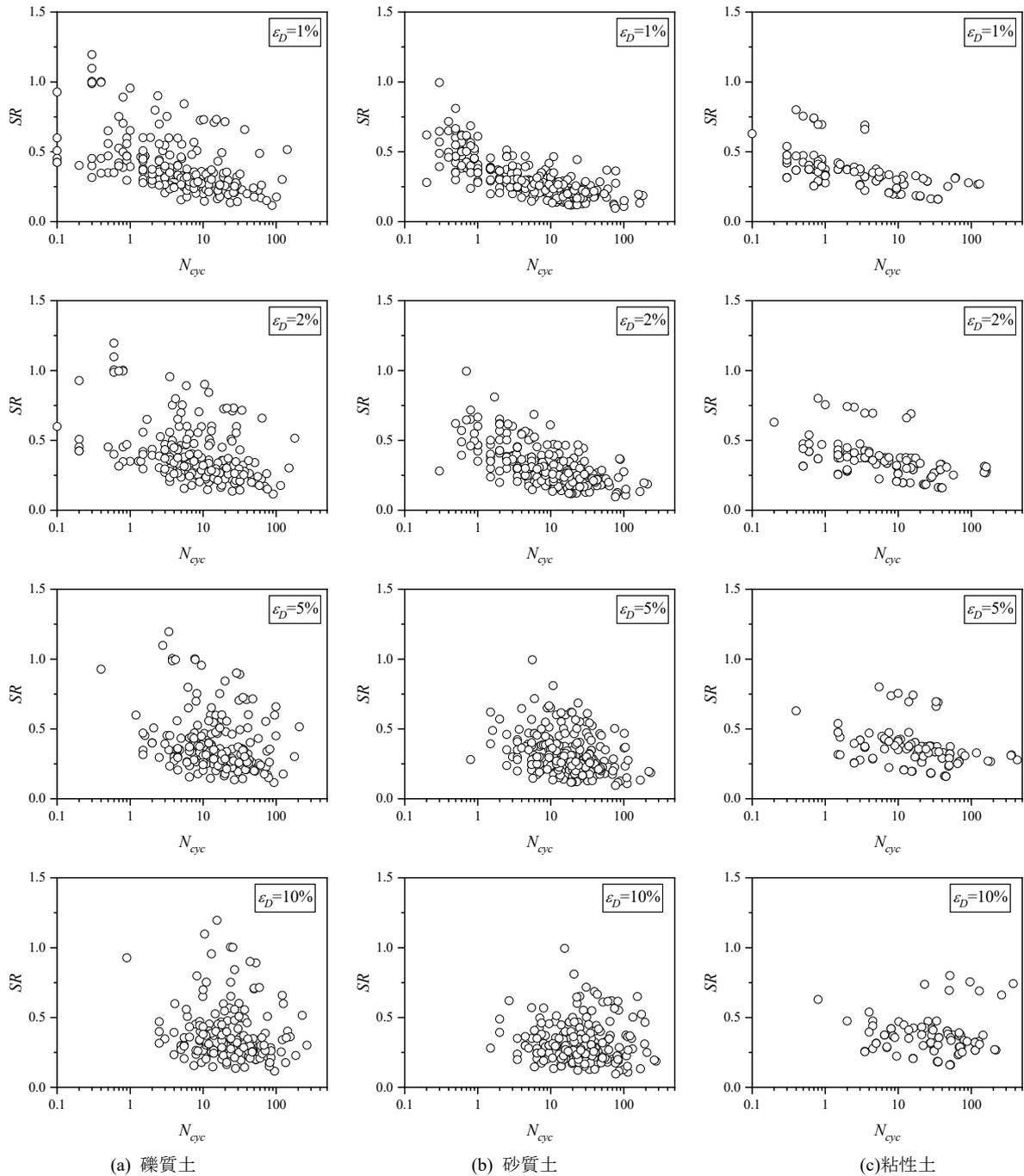
$$a^*(\varepsilon_D) = A_0 + A_1 [1 - e^{-\varepsilon_D/A_2}] + A_3 [1 - e^{-\varepsilon_D/A_4}] \quad (3-1)$$

$$b^*(\varepsilon_D) = A_0 + A_1 [1 - e^{-\varepsilon_D/A_2}] + A_3 [1 - e^{-\varepsilon_D/A_4}] \quad (3-2)$$

$$c^*(\varepsilon_D) = A_0 + A_1 [1 - e^{-\varepsilon_D/A_2}] + A_3 [1 - e^{-\varepsilon_D/A_4}] \quad (3-3)$$

ここに、 $A_0 \sim A_4$: 土質分類毎に求まる、 $a^*(\varepsilon_D)$, $b^*(\varepsilon_D)$ および $c^*(\varepsilon_D)$ と ε_D の関係を規定するパラメータである。式(3)による近似曲線を図 7 に併せて示す。

- (3) 図 3 に示す各種データと $SR_{20(5\%)}$ の相関性を回帰分析により求める。図 3 に示す各種データと $SR_{20(5\%)}$ の関係のうち、回帰分析の決定係数が高いものを図 8 に、それら回帰分析の結果を表 2 に示す。本研究で

図 5 SR と N_{cyc} の関係

収集したデータセットの中には、図 3 に示す物理試験などの試験結果が全て含まれない供試体も存在したことから、回帰分析に使用したデータ数は説明変数によって異なっている。なお、本研究で実施した回帰分析では、提案するモデルによる推定精度をより高くするため、複数の関数形を使用して回帰分析を実施し、その中から決定係数が高くなるものを採用した。そのため、今後のデータの蓄積に伴い、モデルに採用する関数形は変化する可能性がある。

回帰分析の結果、礫質土と砂質土では、締固め度 D_c と非排水せん断強度 τ_{cu} を説明変数として採用した時に $SR_{20(5\%)}$ との決定係数が高くなり、これらの値が大きいほど

$SR_{20(5\%)}$ が大きくなる（すなわち、非排水繰返し载荷に対する抵抗性が高くなる。）ことが示された。Tatsuoka et al¹⁴⁾ は豊浦砂を用いた非排水繰返しねじりせん断試験を複数の密度条件下で実施し、液状化強度が相対密度の増加とともに上昇することと、相対密度が 80% 程度以上になった際に液状化強度が急増することを示した。また、上野ら¹⁵⁾ は細粒分を含む複数の試料を対象に、締固め度 D_c が異なる条件下で液状化試験を実施し、液状化強度が $D_c=90\%$ 付近から急増することと、液状化強度が急増する D_c の値が試料の細粒分含有率 F_c によらずほぼ一定であることを示した。礫質土と砂質土を対象にした非排水繰返し強度特性に対する回帰分析結果は、既往の研究で得られた知見と整合す

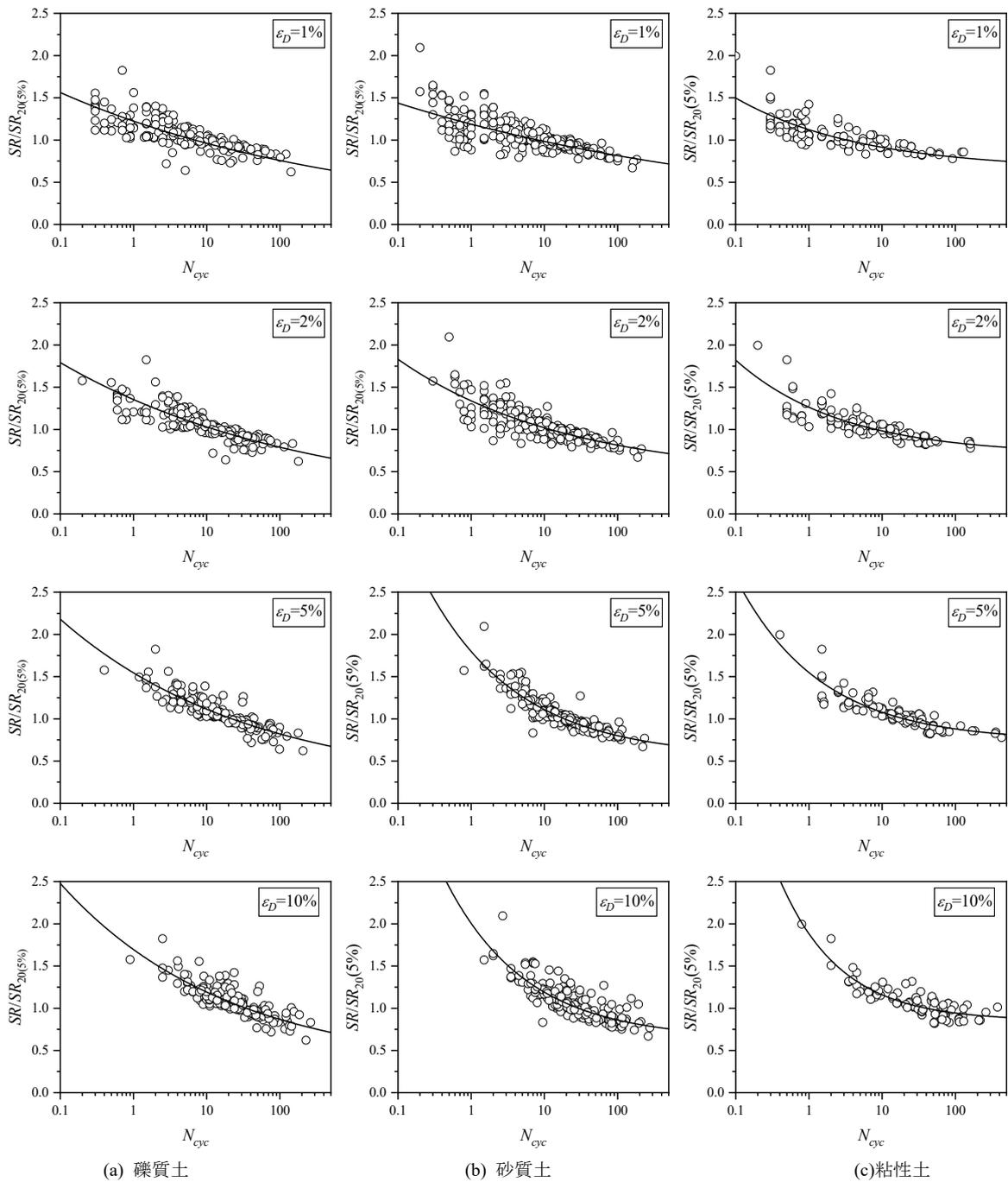


図 6 正規化した SR ($SR/SR_{20(5\%)}$) と N_{cyc} の関係

る。

一方、粘性土では、粘土分含有率 C_c と塑性指数 I_p を説明変数とした時に決定係数が比較的高くなり、これらの値が大きいくほど $SR_{20(5\%)}$ が大きくなる（すなわち、非排水繰返し载荷に対する抵抗性が高くなる。）ことが示された。古関ら²⁰⁾は豊浦砂と様々な細粒分を混合した試料の液状化試験を実施し、液状化強度は塑性指数 I_p との相関が高く、試料の I_p が大きいほど液状化強度が高くなることを示した。粘性土を対象にした非排水繰返し強度特性に対する回帰分析結果は、古関ら²⁰⁾による研究結果と同様の傾向を示している。

本研究で求めた非排水繰返し強度モデルを土質分類毎

に式(4)~(6)に示す。式(4)~(6)では、回帰分析の決定係数が高い上位 2 つを用いた非排水繰返し強度モデルを各土質分類に対して示している。礫質土と砂質土の場合、最も決定係数が高い説明変数は締固め度 D_c である。しかしながら、一般的に既存のため池堤体（特に堤体内の深部）から「突固めによる土の締固め試験」を実施するのに必要な量の堤体土を採取することは困難であることから、締固め度 D_c を計測することは容易ではない。締固め度 D_c を説明変数とした非排水繰返し強度モデルを適用できない場合は、非排水せん断強度 τ_{cu} を説明変数とした非排水繰返し強度モデルが最も決定係数が高くなる。ただし、締固め度 D_c を説明変数とした場合と比較して非排水繰返し強度

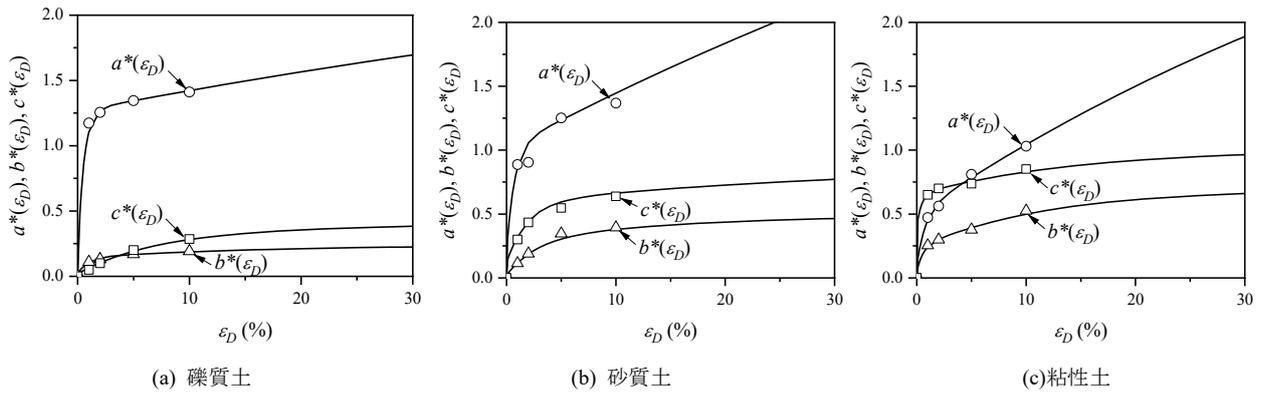


図 7 $a^*(\varepsilon_D)$, $b^*(\varepsilon_D)$ および $c^*(\varepsilon_D)$ と ε_D の関係

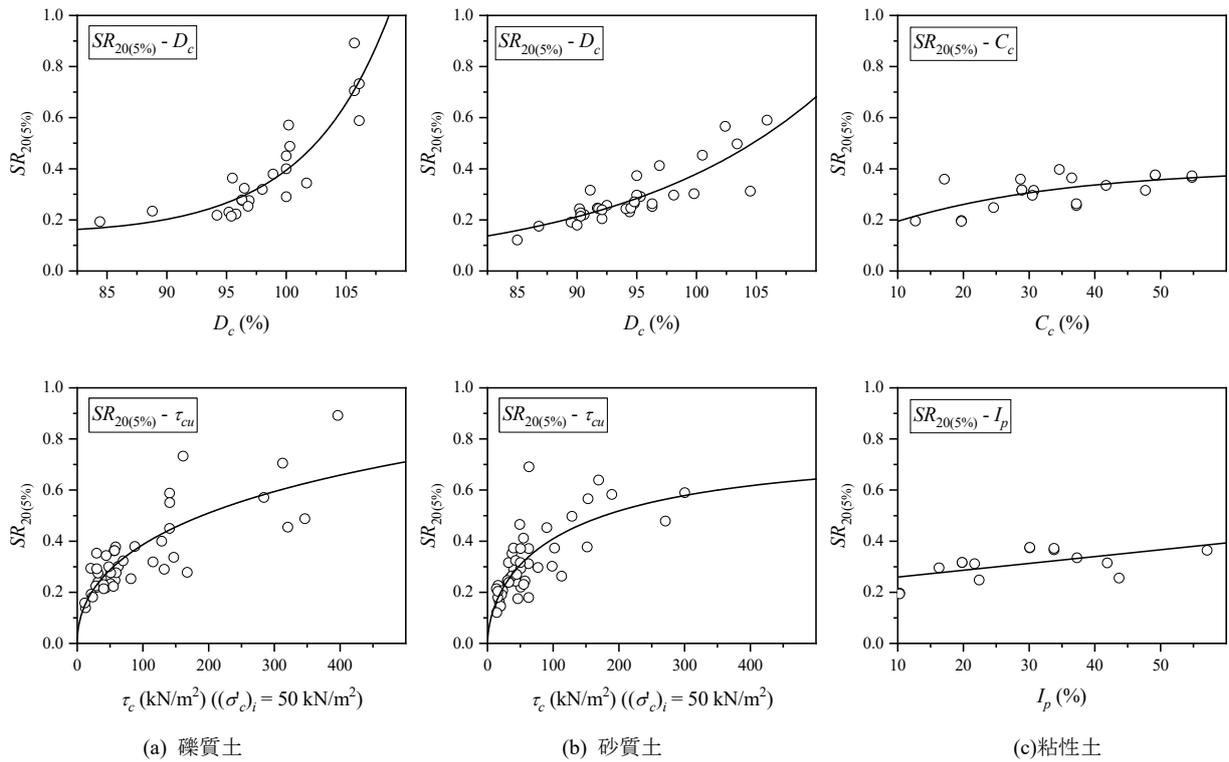


図 8 $SR_{20(5\%)}$ と表 2 の説明変数の関係

特性の推定精度が劣ることに留意する必要がある。締固め度 D_c と非排水せん断強度 τ_{cu} の双方が得られている場合は、基本的には締固め度 D_c を説明変数とした非排水繰返し強度モデルを使用することになる。しかしながら、本モデルがあくまでも簡易的に非排水繰返し強度特性を推定するためのものであり、その推定には誤差が含まれることを考慮すると、両説明変数を用いた場合の滑動変位量を求め、滑動変位量が大きくなる方を安全側の評価結果として採用する方法も有効であると考えらえる。各土質分類に対する $SR/SR_{20(5\%)}-N_{cyc}$ 関係を図 9 に示す。図 9 の縦軸の値を対象土の $SR_{20(5\%)}$ 倍することで、その土の非排水繰返し強度特性 ($SR-N_{cyc}$ 関係) を得ることができる。

【礫質土】

$$SR = SR_{20(5\%)} [a^*(\varepsilon_D) \cdot N_{cyc}^{-b^*(\varepsilon_D)} + c^*(\varepsilon_D)] \quad (4-1)$$

$$a^*(\varepsilon_D) = 0.11 + 1.15 [1 - e^{-\varepsilon_D/0.53}] + 1.67 [1 - e^{-\varepsilon_D/100}] \quad (4-2)$$

表 2 $SR_{20(5\%)}$ に対する回帰分析結果

(a) 礫質土		
x	N	R^2
D_c	24	0.82
τ_{cu}	44	0.65
(b) 砂質土		
x_1	N	R^2
D_c	32	0.72
τ_{cu}	56	0.59
(c) 粘性土		
x_1	N	R^2
C_c	21	0.43
I_p	15	0.34

※ x : 説明変数, N : 回帰分析に使用したデータ数, R^2 : 決定係数

$$b^*(\varepsilon_D) = 0.02 + 0.12 [1 - e^{-\varepsilon_D/0.95}] + 0.10 [1 - e^{-\varepsilon_D/16.9}] \quad (4-3)$$

$$c^*(\varepsilon_D) = 0.02 + 0.32 [1 - e^{-\varepsilon_D/7.07}] + 0.17 [1 - e^{-\varepsilon_D/100}] \quad (4-4)$$

$$SR_{20(5\%)} = 0.14 + e^{(D_c - 110)/7.05} \quad (\text{説明変数: } D_c) \quad (4-5)$$

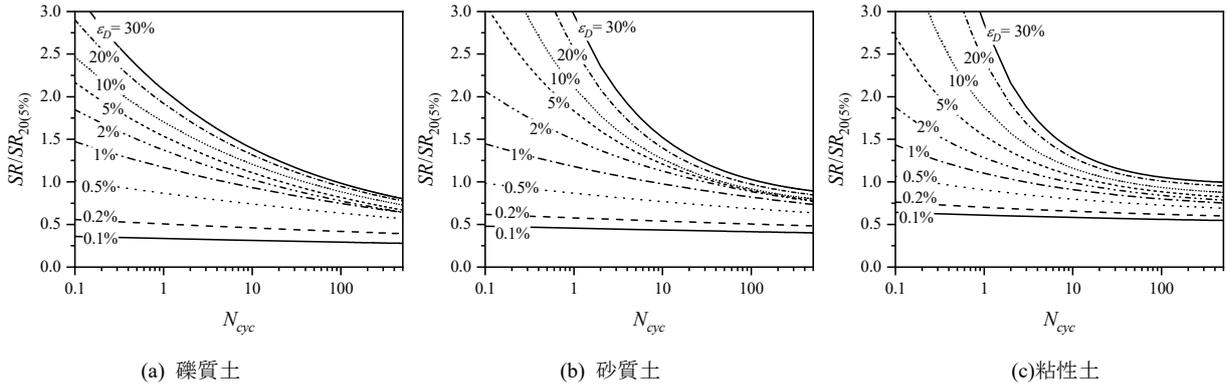


図 9 非排水繰返し強度モデル

$$SR_{20(5\%)} = 1.40(1 - e^{-(\tau_{cu}/1013)^{0.49}}) \quad (\text{説明変数: } \tau_{cu}) \quad (4-6)$$

ただし, $82.5 \leq D_c \leq 110$, $0 \leq \tau_{cu} \leq 500$

【砂質土】

$$SR = SR_{20(5\%)} [a^*(\epsilon_D) \cdot N_{cyc}^{-b^*(\epsilon_D)} + c^*(\epsilon_D)] \quad (5-1)$$

$$a^*(\epsilon_D) = 0.20 + 0.82[1 - e^{-\epsilon_D/0.71}] + 4.53[1 - e^{-\epsilon_D/100}] \quad (5-2)$$

$$b^*(\epsilon_D) = 0.02 + 0.27[1 - e^{-\epsilon_D/2.62}] + 0.21[1 - e^{-\epsilon_D/16.1}] \quad (5-3)$$

$$c^*(\epsilon_D) = 0.12 + 0.47[1 - e^{-\epsilon_D/1.90}] + 0.32[1 - e^{-\epsilon_D/34.2}] \quad (5-4)$$

$$SR_{20(5\%)} = e^{(D_c - 117)/17.1} \quad (\text{説明変数: } D_c) \quad (5-5)$$

$$SR_{20(5\%)} = 0.73(1 - e^{-(\tau_{cu}/140)^{0.59}}) \quad (\text{説明変数: } \tau_{cu}) \quad (5-6)$$

ただし, $82.5 \leq D_c \leq 110$, $0 \leq \tau_{cu} \leq 400$

【粘性土】

$$SR = SR_{20(5\%)} [a^*(\epsilon_D) \cdot N_{cyc}^{-b^*(\epsilon_D)} + c^*(\epsilon_D)] \quad (6-1)$$

$$a^*(\epsilon_D) = 0.10 + 0.41[1 - e^{-\epsilon_D/0.79}] + 3.62[1 - e^{-\epsilon_D/62.2}] \quad (6-2)$$

$$b^*(\epsilon_D) = 0.05 + 0.18[1 - e^{-\epsilon_D/0.56}] + 0.46[1 - e^{-\epsilon_D/11.8}] \quad (6-3)$$

$$c^*(\epsilon_D) = 0.40 + 0.25[1 - e^{-\epsilon_D/0.43}] + 0.36[1 - e^{-\epsilon_D/14.4}] \quad (6-4)$$

$$SR_{20(5\%)} = 0.10 + 0.30(1 - e^{-(c_c/26.0)^{1.02}}) \quad (\text{説明変数: } c_c) \quad (6-5)$$

$$SR_{20(5\%)} = 0.23 + 2.7 \times 10^{-3} I_p \quad (\text{説明変数: } I_p) \quad (6-6)$$

ただし, $10 \leq C_c \leq 60$, $10 \leq I_p \leq 60$

5. 強度低下モデル

本項では、強度低下モデルの構築手法と構築したモデルについて述べる。図 10 に、強度低下特性の例 (B, C) を示す。図 10 の供試体 B は、図 4 に示した供試体 B と同条件の供試体である。図 10 に示した 2 つの強度低下特性は、C が B よりも非排水繰返し载荷に伴う強度低下が緩慢な供試体のものである。供試体 B と C の諸特性を表 1 に示す。強度低下特性は、非排水繰返し载荷によってある損傷ひずみ ϵ_D が生じた時の非排水せん断強度の残存率 $\varphi_{cu}(\epsilon_D)/(\varphi_{cu})_0$ を表す。ここに、 $\varphi_{cu}(\epsilon_D)$: 非排水繰返し载荷によってある損傷ひずみ ϵ_D が生じた時に残存する内部摩擦角、 $(\varphi_{cu})_0$: 非排水繰返し载荷の影響がない初期内部摩擦角である。なお、本研究では非排水繰返し载荷に伴う内部摩擦角 φ_{cu} と粘着力 c_{cu} の低下について、 $\tan \varphi_{cu}(\epsilon_D)/\tan(\varphi_{cu})_0 = c_{cu}(\epsilon_D)/(c_{cu})_0$ と仮定した¹⁰⁾。ここに、 $c_{cu}(\epsilon_D)$: 非排水繰返し载荷によってある損傷ひずみ ϵ_D が生じた時に残存する粘

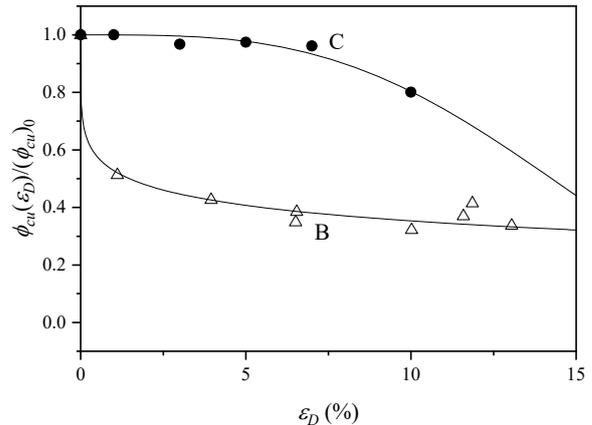


図 10 強度低下特性の例

着力、 $(c_{cu})_0$: 非排水繰返し载荷の影響がない初期粘着力である。図 10 の B と C を比較すると、C の方が ϵ_D の増加に伴う $\varphi_{cu}(\epsilon_D)/(\varphi_{cu})_0$ の低下が緩やかである。したがって、非排水繰返し载荷によって同じ ϵ_D が生じた時の非排水せん断強度の残存率 $\varphi_{cu}(\epsilon_D)/(\varphi_{cu})_0$ は C の方が高くなる。

強度低下特性は、図 10 の試験結果を式(7)で近似することにより表される。

$$\varphi_{cu}(\epsilon_D)/(\varphi_{cu})_0 = e^{-(\epsilon_D/t_1)^{d_1}} \quad (7)$$

ここに、 t_1 と d_1 : 土質分類毎に求まる、 $\varphi_{cu}(\epsilon_D)/(\varphi_{cu})_0$ - ϵ_D 関係を規定する材料パラメータである。式(7)による近似曲線を図 10 に併せて示す。強度低下モデルを構築するには、簡便に取得可能な物性値などのデータから、材料パラメータである t_1 と d_1 を推定する手法を開発する必要がある。

図 3 に示す物理試験、突固めによる土の締固め試験および強度試験結果と、上記の材料パラメータ t_1 と d_1 のそれぞれの相関性を分析するに先立ち、 t_1 と d_1 の相互の関係を分析したところ、図 11 のように両者には相関性が認められ、 d_1 が大きくなるほど t_1 が小さくなることが確認された。そこで、本研究では以下の手順により強度低下モデルを作成した。

- (1) 図 10 の $\varphi_{cu}(\epsilon_D)/(\varphi_{cu})_0$ - ϵ_D 関係を式(7)で近似し、各試料の強度低下特性に関する材料パラメータ (t_1 と

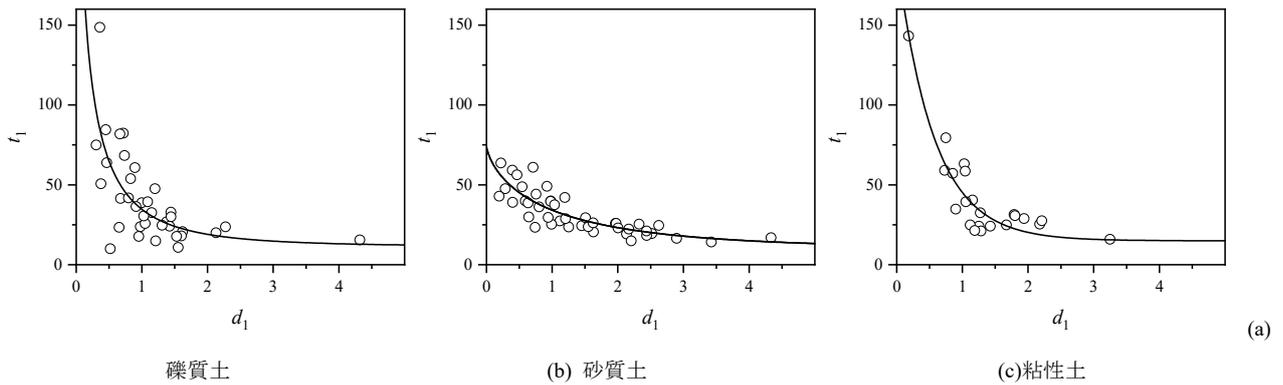


図 11 材料パラメータ t_1 と d_1 の関係

- (1) d_1 を取得する。
- (2) 材料パラメータ (t_1 と d_1) のうちの 1 つから他方を推定するため、 t_1 と d_1 相互の関係 (図 11) を式(8)で近似する。

$$t_1 = B_0 + B_1 \cdot e^{-(d_1/B_2)^{B_3}} \quad (8)$$

ここに、 $B_0 \sim B_3$: 土質分類毎に求まる、 $t_1 \sim d_1$ 関係を規定するパラメータである。

- (3) 図 3 に示す各種データと材料パラメータ t_1 あるいは d_1 との相関性を回帰分析により求める。 t_1 あるいは d_1 に対する回帰分析では、図 3 に示す各種データとの単回帰分析によって良好な相関性を得ることができなかつたため、複数の説明変数を採用した重回帰分析により検討を行った。重回帰分析の結果を表 3 に示す。なお、本研究では礫質土の場合は d_1 を、砂質土と粘性土の場合は t_1 を重回帰分析の目的変数に用いた。これは、本モデルの推定精度を高めるため、重回帰分析の決定係数がより高くなる方を採用した結果である。したがって、今後さらなるデータの収集に伴い、重回帰分析の目的変数となる材料パラメータ (t_1 あるいは d_1) は変化する可能性がある。

礫質土と砂質土では、説明変数の 1 つに締固め度 D_c を採用した時に決定係数の値が高くなり、締固め度 D_c が非排水繰返し载荷中の非排水せん断強度に大きく影響することが確認された。これは、既往の研究結果²²⁾や非排水繰返し強度モデルの構築の際に実施した回帰分析結果と整合する。締固め度 D_c のデータが存在する場合、礫質土では乾燥密度 ρ_d 、細粒分含有率 F_c 、平均粒径 D_{50} および締固め度 D_c を説明変数として採用した時に、砂質土では塑性指数 I_p 、平均粒径 D_{50} 、粘着力 (全応力表示) c_{cu} 、内部摩擦角 (全応力表示) ϕ_{cu} および締固め度 D_c を説明変数として採用した時に決定係数が高くなる結果となった。しかしながら、前述したように既存ため池の堤体土の締固め度を計測することは容易ではない。そこで、締固め度 D_c を説明変数に含まない強度低下モデルの構築についても検討を行った。締固め度 D_c を説明変数から除外する条件で重

表 3 t_1 あるいは d_1 に対する回帰分析結果

(a) 礫質土			
x	y	N	R ²
ρ_d, F_c, D_{50}, D_c	d_1	21	0.74
$\rho_d, F_c, D_{50}, c_{cu}, \phi_{cu}$	d_1	35	0.66
(b) 砂質土			
x	y	N	R ²
$I_p, D_{50}, c_{cu}, \phi_{cu}, D_c$	t_1	21	0.70
$I_p, F_c, D_{50}, c_{cu}, \phi_{cu}$	t_1	34	0.69
(c) 粘性土			
x	y	N	R ²
$\rho_d, F_c, D_{50}, c_{cu}$	t_1	20	0.95

※x: 説明変数, y: 目的変数, N: 重回帰分析に使用したデータ数, R²: 決定係数

回帰分析を行ったところ、礫質土では乾燥密度 ρ_d 、細粒分含有率 F_c 、平均粒径 D_{50} 、粘着力 (全応力表示) c_{cu} および内部摩擦角 (全応力表示) ϕ_{cu} を説明変数として採用した時に、砂質土では塑性指数 I_p 、細粒分含有率 F_c 、平均粒径 D_{50} 、粘着力 (全応力表示) c_{cu} および内部摩擦角 (全応力表示) ϕ_{cu} を説明変数として採用した時に決定係数が高くなった。堤体土の締固め度 D_c の計測が困難な場合、礫質土では粘着力 (全応力表示) c_{cu} と内部摩擦角 (全応力表示) ϕ_{cu} を、砂質土では細粒分含有率 F_c を説明変数に加えることで、材料パラメータ (t_1 あるいは d_1) を推定する際の決定係数が比較的高い値で維持される結果となった。なお、締固め度 D_c を含むモデルと含まないモデルの双方を適用可能な場合は、基本的には締固め度 D_c を含むモデルを使用することになる。しかしながら、本モデルによる推定に誤差が含まれることを考慮すると、締固め度 D_c を含むモデルと含まないモデルの双方を用いた場合の滑動変位量を求め、滑動変位量が大きくなる方を安全側の評価結果として採用する方法も有効であると考えられる。

一方、粘性土の場合は、乾燥密度 ρ_d 、細粒分含有率 F_c 、平均粒径 D_{50} および粘着力 (全応力表示) c_{cu} を説明変数として採用した時に決定係数が高くなった。粘性土の強度低下特性に与える締固め度 D_c の影響は、礫質土や砂質土の場合と比較して小さい。これは、非排水繰返し強度モデルの構築の際に実施した回帰分析結果と同様な傾向を示している。非排水繰返し载荷中の粘性土の非排水せん断強度には、締固めの程度よりも粒度組成や細粒分の性質 (塑性

指数など)が大きく影響すると思われる。

上記の検討によって求めた強度低下モデルを土質分類毎に式(9)~(11)に示す。

【礫質土】

$$\varphi_{cu}(\varepsilon_D)/(\varphi_{cu})_0 = e^{-(\varepsilon_D/t_1)^{d_1}} \quad (9-1)$$

$$t_1 = 11.4 + 600e^{-(d_1/0.06)^{0.43}} \quad (9-2)$$

$$d_1 = 17.5 + 98.7\rho_d - 115\rho_d^{0.9} - 4.2 \times 10^{-3} F_c - 50.2 F_c^{-1.7} - 0.09 D_{50} + 1.77 \times 10^{-6} D_{50}^{5.4} + 0.02 D_c \quad (9-3)$$

(説明変数に D_c を含む。)

$$d_1 = 2.36 + 0.09\rho_d - 5.09 \times 10^{-2} F_c + 2.25 \times 10^{-17} F_c^{10} - 0.16 D_{50} + 1.98 \times 10^{-4} D_{50}^{3.6} - 1.41 \times 10^{-3} c_{cu} + 0.67 c_{cu}^{-2.5} + 0.68 \tan \varphi_{cu} - 3.08 \times 10^{-4} \tan \varphi_{cu}^{-4.4} \quad (9-4)$$

(説明変数に D_c を含まない。)

ただし, $1.50 \leq \rho_d \leq 2.04$, $9.6 \leq F_c \leq 49.4$, $0.16 \leq D_{50} \leq 12.8$, $84 \leq D_c \leq 106$, $0.7 \leq c_{cu} \leq 352$, $9.7 \leq \varphi_{cu} \leq 42.2$, $0.3 \leq d_1 \leq 1.5$

【砂質土】

$$\varphi_{cu}(\varepsilon_D)/(\varphi_{cu})_0 = e^{-(\varepsilon_D/t_1)^{d_1}} \quad (10-1)$$

$$d_1 = 1.02 [-\ln\{(t_1 - 10)/65\}]^{1/0.69} \quad (10-2)$$

$$t_1 = -82.7 - 5.47 \times 10^{-3} I_p + 1.89 \times 10^{-4} I_p^{1.1} - 40.0 D_{50} - 1.36 D_{50}^{-1.0} - 0.644 c_{cu} + 0.09 c_{cu}^{1.3} + 36.1 \tan \varphi_{cu} + 0.228 \tan \varphi_{cu}^{-3.0} + 1.34 D_c \quad (10-3)$$

(説明変数に D_c を含む。)

$$t_1 = 19.2 - 1.24 I_p + 1.75 \times 10^{-9} I_p^{6.6} - 1.27 F_c - 5.26 \times 10^{-6} F_c^{4.0} - 6.34 D_{50} - 0.09 c_{cu} + 5.86 \times 10^{-7} c_{cu}^{2.4} - 5.30 \tan \varphi_{cu} + 9.44 \tan \varphi_{cu}^{3.2} \quad (10-4)$$

(説明変数に D_c を含まない。)

ただし, $0 \leq I_p \leq 33.9$, $13.6 \leq F_c \leq 48.7$, $0.088 \leq D_{50} \leq 0.63$, $85 \leq D_c \leq 104$, $0 \leq c_{cu} \leq 207$, $11.3 \leq \varphi_{cu} \leq 52.2$, $15 \leq t_1 \leq 60$

【粘性土】

$$\varphi_{cu}(\varepsilon_D)/(\varphi_{cu})_0 = e^{-(\varepsilon_D/t_1)^{d_1}} \quad (11-1)$$

$$d_1 = 0.56 [-\ln\{(t_1 - 15)/180\}]^{1/0.99} \quad (11-2)$$

$$t_1 = 1521 - 2100\rho_d + 827\rho_d^{1.8} - 0.94 F_c + 1.55 \times 10^{-3} F_c^{2.2} - 1747 D_{50} + 544429 D_{50}^{3.0} - 0.679 c_{cu} + 8.29 c_{cu}^{0.4} \quad (11-3)$$

(説明変数に D_c を含まない。)

ただし, $1.27 \leq \rho_d \leq 1.82$, $50.2 \leq F_c \leq 94.6$, $0.004 \leq D_{50} \leq 0.073$, $1.0 \leq c_{cu} \leq 79.5$, $20 \leq t_1 \leq 145$

各土質分類に対する材料パラメータ (t_1 あるいは d_1) の実測値と推定値の関係を図 12 に示す。いずれの土質分類でも, 材料パラメータ (t_1 あるいは d_1) の実測値と推定値の関係は 1 : 1 直線の近傍にプロットされた。礫質土と砂質土で締め固め度のデータが無い場合でも, 材料パラメータ (t_1 あるいは d_1) の実測値と推定値は概ね 1 : 1 直線付近にプロットされていることから, 式(9)~(11)を用いて推定した強度低下特性は実際の特性から大きく乖離しないと考えられる。

6. 提案したモデルの実用に向けた留意点

本研究では, ため池堤体土を対象に実施された物理試験結果, 突固めによる土の締め固め試験結果, JGS 0523 「土の

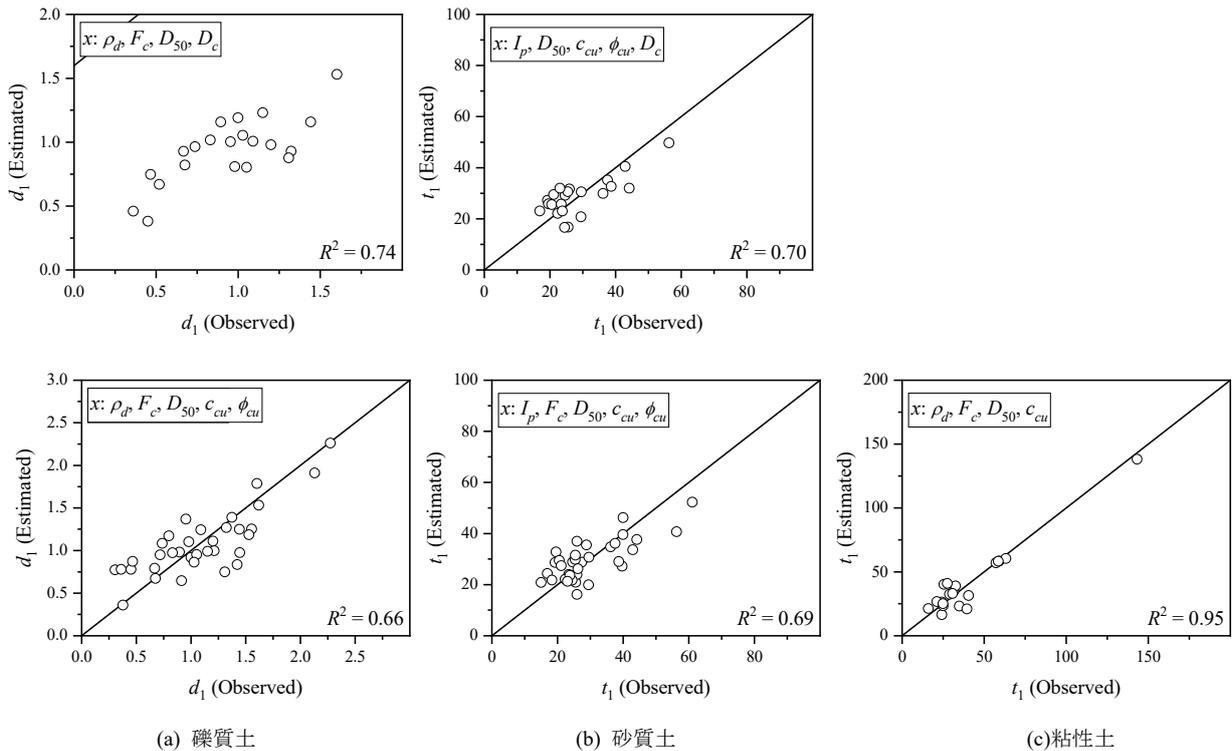


図 12 t_1 あるいは d_1 の実測値と推定値の関係

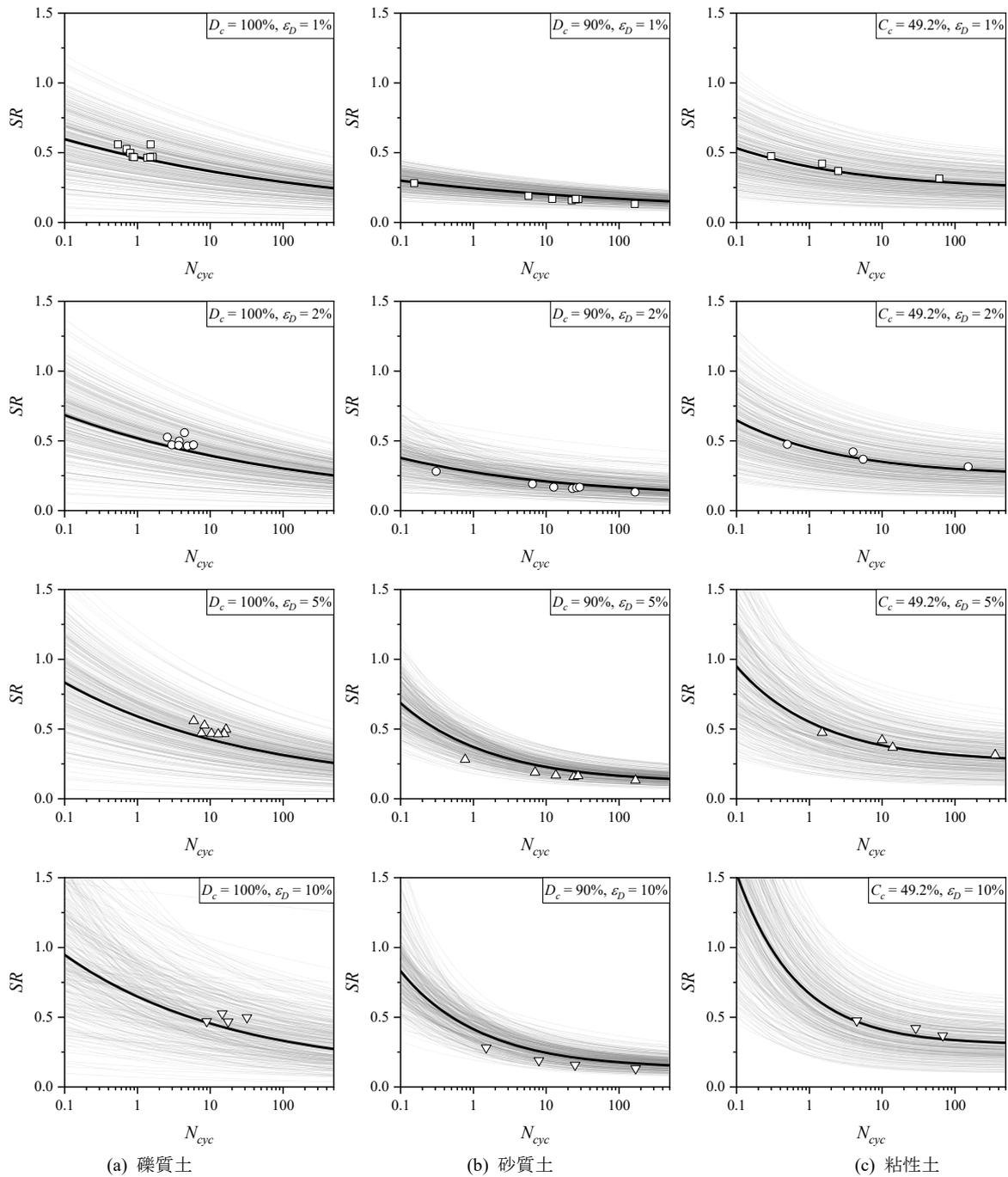


図 13 非排水繰返し強度モデルのばらつきと実測値との比較例

「圧密非排水 (CUBar) 三軸圧縮試験方法」に準じた強度試験結果および一連の繰返し+単調載荷試験結果のデータセットを収集し、その分析を行うことで式(4)~(6)の非排水繰返し強度モデルと、式(9)~(11)の強度低下モデルを提案した。これらのモデルは収集したデータを統計処理して作成したものであることから、モデルに含まれる回帰係数にはある程度のばらつきが存在する。そこで本節では、本論文で提案したモデルのばらつきを評価するとともに、モデルの実用に向けた留意点について述べる。

図 13 に、本研究で分析対象データとして用いたある供試体に対する、非排水繰返し強度特性の実測値 (データポイント)、その供試体に対する非排水繰返し強度モデル (太

い黒色実線) および回帰係数のばらつきを考慮して変動させた非排水繰返し強度モデル (細い灰色実線) の一例を示す。また、図 14 に、強度低下特性と強度低下モデルに対して整理した同様の関係を示す。図 13 と図 14 に例示した各供試体は、締固め度 D_c が得られているものから抽出した。各供試体の諸特性を表 4 に示す。締固め度 D_c が得られていることから、礫質土と砂質土では締固め度 D_c を説明変数として採用した。非排水繰返し強度モデルは礫質土が式(4-5)、砂質土が式(5-5)、粘性土が式(6-5)を用いたものであり、強度低下モデルは礫質土が式(9-3)、砂質土が式(10-3)、粘性土が式(11-3)を用いたものである。なお、回帰係数のばらつきに応じたモデルの変動は、各回帰係数の値

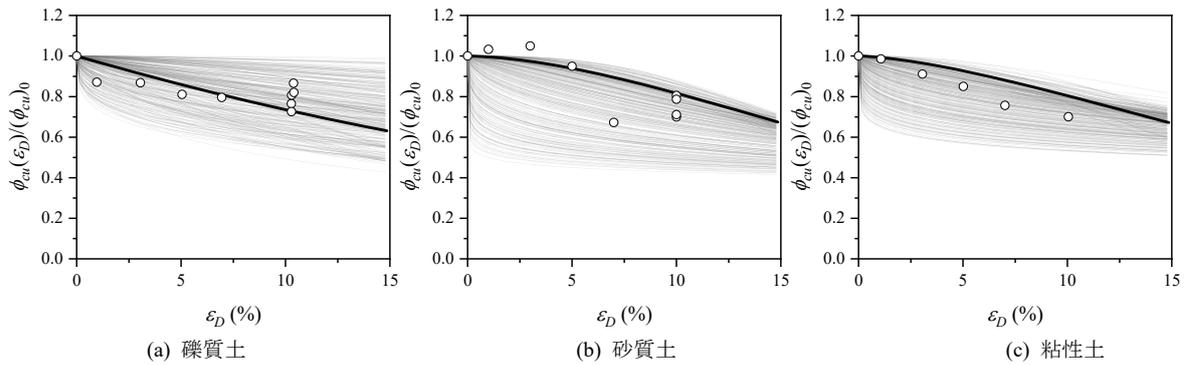


図 14 強度低下モデルのばらつきと実測値との比較例

がそれぞれの標準誤差と自由度に応じたt分布に従って無作為に変化するとした場合のモデルを合計 300 ケース計算出すことによって求めた。

図 13 を見ると、式(4)~(6)に示した非排水繰返し強度モデル(太い黒色実線)は実測値のデータポイント付近に位置していることから、この図で示した 3 供試体については、本論文で提案したモデルが実測値から大きく乖離することなく、非排水繰返し強度特性を推定したことが分かる。また、図 13 では、回帰係数のばらつきに伴う非排水繰返し強度モデルの変動を確認することができる。その変動を土質分類間で比較すると、砂質土に対するモデルの変動が小さいのに対し、礫質土と粘性土では砂質土と比較して大きく変動している。礫質土と粘性土で非排水繰返し強度モデルの変動が比較的大きくなった理由は、両土質分類でモデルを構築する際に使用したデータ数が砂質土よりも少なかったこと、本論文で提案したモデルで採用した説明変数(礫質土では締固め度 D_c 、粘性土では粘土分含有率 C_c)以外にも非排水繰返し強度特性に影響するパラメータがあり、その影響が考慮されていないこと、などが考えられる。したがって、本論文で提案した非排水繰返し強度モデルの実用にあたっては、このモデルがあくまでも簡易的に非排水繰返し強度特性を推定するためのものであり、その推定にはある程度の誤差が含まれることに留意する必要がある。そのため、場合によっては、本モデルを使用する際に図 13 に示すようなモデルの変動を考慮し、モデルから得られる非排水繰返し強度特性を低減させて安全側の評価とする手法をとることも必要と考えられる。また、上記の理由から、今後もデータの蓄積と分析を継続し、非排水繰返し強度モデルを順次更新することで、その推定精度の向上に努めることが肝要である。

一方、図 14 を見ると、式(9)~(11)に示した強度低下モデル(太い黒色実線)が実測値のデータポイント付近に位置していることから、この図で示した 3 供試体については、本論文で提案した強度低下モデルが実測値から大きく乖離することなく、強度低下特性を推定したことが分かる。しかしながら、非排水繰返し強度モデルの場合と同様に、強度低下モデルは回帰係数のばらつきに伴って変動することから、その使用の際には前述した推定誤差に留意するとともに、今後のデータの蓄積と分析によって強度低下モデルの推定精度の向上に努める必要がある。

表 4 図 13 と図 14 に例示した供試体の諸特性

項目	(a)	(b)	(c)
土質分類	礫質土	砂質土	粘性土
ρ_d	1.642	1.530	1.652
D_c	100	90	98.5
F_c	30.0	13.6	93.9
C_c	14.0	7.9	49.2
I_p	24.1	NP	30.1
D_{50}	0.576	0.204	0.005
c_{cu}	121.5	41.9	71.0
ϕ_{cu}	20.9	22.6	8.5
τ_{cu}	140.6	62.7	78.5

次に、図 15 と図 16 に、図 13 および図 14 と同様な比較を行った他の事例を示す。図 15 と図 16 の比較結果は、図 4 で非排水繰返し強度特性を、図 10 で強度低下特性を例示した供試体 A, B, C に対するものである。供試体 A, B, C の諸特性は表 1 に示す通りであり、全ての供試体で締固め度 D_c が得られていない。そのため、供試体 A (礫質土) と供試体 B (砂質土) では締固め度 D_c を説明変数としないモデルを用いている。図 15 を見ると、供試体 A (礫質土) と供試体 B (砂質土) で締固め度 D_c が得られない場合でも、非排水せん断強度 τ_{cu} を説明変数に用いることで、非排水繰返し強度モデル(太い黒色実線)が実測値(データポイント)から大きく乖離することなく、非排水繰返し強度特性を推定したことが分かる。また、供試体 C (粘性土) の場合も、非排水繰返し強度モデルは非排水繰返し強度特性の実測値の近傍に位置している。回帰係数のばらつきに伴う非排水繰返し強度モデルの変動を図 13 と図 15 で比較すると、供試体 B (砂質土) の場合は、説明変数に締固め度 D_c を用いた時(図 13)の方が、説明変数に非排水せん断強度 τ_{cu} を用いた時(図 15)よりも変動が小さい。供試体 A (礫質土) の場合は、供試体 B (砂質土) とは逆の傾向を示し、説明変数に非排水せん断強度 τ_{cu} を用いた時(図 15)の方が非排水繰返し強度モデルの変動が小さくなっている。回帰分析時の決定係数の値は、礫質土と砂質土の双方で説明変数に締固め度 D_c を用いた時の方が高い(表 2)。しかしながら、図 13 と図 15 で示されるように、モデルに用いた関数形や各回帰係数の標準誤差、説明変数の値によっては、説明変数に締固め度 D_c を用いた場合でも非排水繰返し強度モデルが比較的大きなばらつきを持って変動する可能性を有している。したがって、本モデルを使用する際には、この変動に留意すると

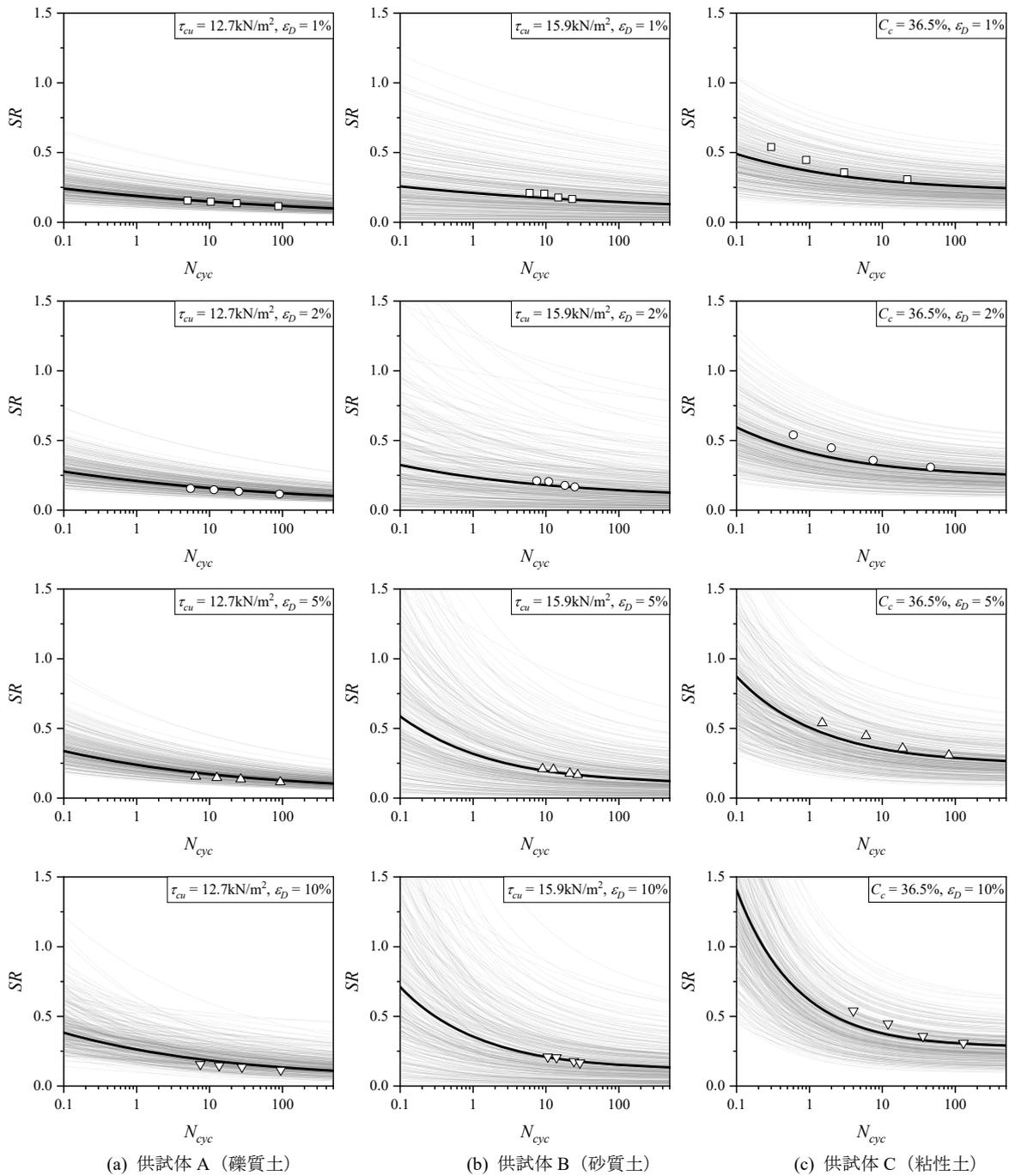


図 15 非排水繰返し強度モデルのばらつきと実測値との比較例 (供試体 A, B, C)

もに、今後のデータの蓄積と分析を継続し、推定精度の向上に努める必要がある。

一方、図 16 を見ると、供試体 C (粘性土) の場合は図 14 と同様に強度低下モデル (太い黒色実線) が実測値のデータポイント付近に位置していることから、強度低下モデルが実測値から大きく乖離することなく、強度低下特性を推定したことが分かる。しかしながら、供試体 A (礫質土) と供試体 B (砂質土) の場合は、強度低下モデルと実測値が大きく異なる結果となった。

図 13～図 16 で確認できるように、本論文で提案したモデルは、あくまでも簡易的に非排水繰返し強度特性と強度低下特性を推定するためのものであり、その推定にはあ

る程度の誤差が含まれる。また、モデルに含まれる回帰係数にはある程度のばらつきが存在することから、今後のデータの蓄積に伴って両モデルは変化する可能性がある。そのため、本論文で提案したモデルの実用にあたっては、推定誤差やモデルの変動の可能性に留意することが必要である。そのため、モデルの推定誤差や変動の可能性を考慮し、「モデルから得られる非排水繰返し強度特性や強度低下特性を低減させて安全側の評価とする手法をとること」や、「異なる説明変数を用いる複数のモデルを使用して滑動変位量を求め、滑動変位量が大きくなる方を安全側の評価結果として採用する」などの方法を適宜適用することが重要である。

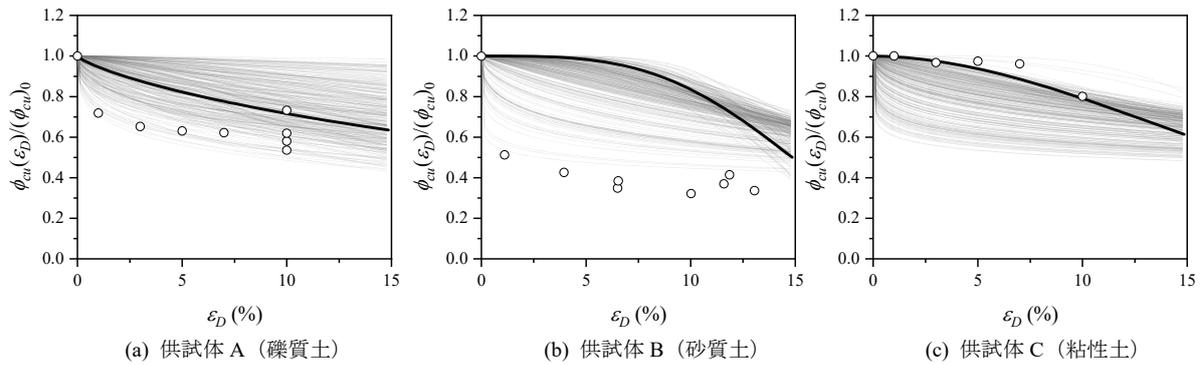


図 16 強度低下モデルのばらつきと実測値との比較例 (供試体 A, B, C)

7. まとめ

本研究では、修正ニューマーク-D法で用いるため池堤体土の材料特性を簡易に推定するため、非排水繰返し载荷を受ける飽和土の非排水せん断強度に関する多数の試験データを分析し、非排水繰返し強度モデルと強度低下モデルを作成した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 非排水繰返し強度モデルを構築するにあたり、非排水繰返し強度特性 (所定の損傷ひずみ ε_D が生じるまでに要する繰返し応力振幅比 SR と繰返し载荷回数 N_{cyc} の関係) の SR を、20 回の繰返し载荷で 5% のひずみ ε_D を生じる繰返し応力振幅比 $SR_{20(5\%)}$ で正規化することを試みた。その結果、 SR と $SR_{20(5\%)}$ の双方が試料の物性値や密度などの影響を受けることから、 SR を $SR_{20(5\%)}$ で正規化することにより、 $SR/SR_{20(5\%)}$ - N_{cyc} 関係は同じ土質分類内での相違が非常に少なくなった。これより、同じ土質分類内の $SR/SR_{20(5\%)}$ - N_{cyc} 関係に対し、共通の近似式によるフィッティングで関係を代表させることが可能と考えられた。
- (2) 礫質土と砂質土では、締固め度 D_c と非排水せん断強度 τ_{cu} が $SR_{20(5\%)}$ との間に高い相関性を有し、これらの値が大きいほど $SR_{20(5\%)}$ が大きくなる。粘性土では、粘土分含有率 C_c と塑性指数 I_p が $SR_{20(5\%)}$ との間に高い相関性を有し、これらの値が大きいほど $SR_{20(5\%)}$ が大きくなる。
- (3) 礫質土と砂質土では、締固め度 D_c を説明変数とした際に非排水繰返し強度モデルの決定係数が最も高くなった。一方、締固め度 D_c のデータが無い条件では、非排水せん断強度 τ_{cu} を説明変数として用いることで、非排水繰返し強度モデルの決定係数が比較的高い値で維持される結果となった。
- (4) 粘性土では、粘土分含有率 C_c を説明変数とした際に非排水繰返し強度モデルの決定係数が最も高くなった。
- (5) 強度低下特性に対しては、礫質土と砂質土の場合、説明変数の 1 つに締固め度 D_c を採用した時に強度低下モデルの決定係数が最も高くなった。また、締固め度 D_c のデータが無い条件では、礫質土では粘着力 (全

応力表示) c_{cu} と内部摩擦角 (全応力表示) ϕ_{cu} を、砂質土では細粒分含有率 F_c を説明変数に加えることで、強度低下モデルの決定係数が比較的高い値で維持される結果となった。

- (6) 粘性土の場合、乾燥密度 ρ_d 、細粒分含有率 F_c 、平均粒径 D_{50} および粘着力 (全応力表示) c_{cu} を説明変数とした強度低下モデルの決定係数が最も高くなった。
- (7) 本論文で提案した非排水繰返し強度モデルと強度低下モデルは、回帰係数のばらつきに起因してある程度の誤差を含むものである。そのため、それらの実用にあたっては、このモデルがあくまでも簡易的に非排水繰返し強度特性を推定するためのものであり、場合によっては、モデルから得られる非排水繰返し強度特性や強度低下特性を低減させて安全側の評価とする手法をとることも必要と考えられる。また、モデルの推定精度の向上のためには、今後もデータの蓄積と分析を継続することが必要であり、それに伴ってモデルが順次更新されることに留意する必要がある。

謝辞

本研究は、総合技術会議の SIP (戦略的イノベーション創造プログラム) 「レジリエントな防災・減災機能の強化」 (管理法人 JST) によって実施した。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 福島県農業用ダム・ため池耐震性検証委員会 (2012) (参照 2013.10.30) : 藤沼湖の決壊原因調査報告書, (オンライン), 入手先 http://www.cms.pref.fukushima.jp/download/1/nosonkeikaku_kensyo_houkoku1.pdf, 2012.
- 2) 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 C, 64(2), pp.209-225, 2008.
- 3) 秋葉満寿次, 仙波秀男: 秋田県男鹿地震と溜池被害, 農業土木研究, 13(1), pp.31-59, 1941.
- 4) 谷 茂, 堀 俊和: 日本におけるため池を含めた農業用フィルダムの地震災害に関する研究, 農業工学研究所報告, 37, pp.51-90, 1998.
- 5) 堀 俊和, 上野和広, 松島健一: 平成23年度 (2011年) 東北地方太平洋沖地震による福島県のため池被災の特徴と応急対策, 農村工学研究所技報, 213, pp.175-199, 2012.

- 6) 農林水産省農村振興局整備部設計課：土地改良事業設計指針「ため池整備」，2015.
- 7) Duttine, A., 龍岡文夫, 堀井克己, 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，pp.1589-1590, 2013.
- 8) 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，pp.1591-1592, 2013.
- 9) 龍岡文夫, Duttine, A., 矢崎澄雄, 毛利栄征：非排水繰返し载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，地盤工学会特別シンポジウム-東日本大震災を乗り越えて-論文集，pp.394-402, 2014.
- 10) 上野和広, 毛利栄征, 田中忠次, 龍岡文夫：非排水繰返し载荷による強度低下の評価法および強度低下を考慮したため池堤体の滑動変位量解析例，地盤工学会特別シンポジウム-東日本大震災を乗り越えて-論文集，pp.403-410, 2014.
- 11) 毛利栄征：ため池の地震被害に対応する耐震診断の考え方，材料と施工，53，pp.33-49, 2015.
- 12) 毛利栄征, 龍岡文夫, デューティン・アントワン, 矢崎澄雄：ため池堤体の耐震診断のための土の強度低下モデルの提案，H27農業農村工学会大会講演会講演要旨集，pp.806-807, 2015.
- 13) 毛利栄征, デューティン・アントワン, 龍岡文夫, 矢崎澄雄：レベル2地震動に対するため池堤体の簡易耐震診断について，水土の知，83(12)，pp.19-22, 2015.
- 14) Tatsuoka, F., Muramatsu, M. and Sasaki, T.: Cyclic undrained stress-strain behavior of dense sands by torsional simple shear tests, *Soils and Foundation*, 22(2), pp.55-70, 1982)
- 15) 上野和広, 毛利栄征, 堀 俊和, 松島健一, 有吉 充：締固め度と細粒分含有率が液状化強度に与える影響，H26農業農村工学会大会講演会講演要旨集，pp. 780-781, 2014.
- 16) Lee, K. L. and Fitton, J. A.: Factors affecting the cyclic loading strength of soil, *Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations*, ASTM, STP 450, pp.71-95, 1968.
- 17) 黄 大振, 柳沢栄司, 菅野高弘：シルトを含む砂のせん断特性について，土木学会論文集，No.463/III-22，pp.25-33, 1993.
- 18) 矢島寿一, 沼田佳久, 中根 淳：細粒分を含む砂質土の液状化特性と液状化強度評価に関する一考察，土木学会論文集，No.624/III-47，pp.113-122, 1999.
- 19) 佐藤正行, 小田匡寛, 風間秀彦, 小瀬木克己：細粒分が埋立地盤の液状化特性に及ぼす影響に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.561/III-38，pp.271-282, 1997.
- 20) 古関潤一, 石原研而, 藤井光久：細粒分を含む砂の三軸液状化試験，第21回土質工学研究発表会講演集，pp.595-596, 1986.
- 21) 上野和広, 毛利栄征, 田中忠次, 龍岡文夫：非排水繰返し载荷を受ける飽和土の非排水せん断強度に対する締固めの効果，農業農村工学会論文集，No. 294，pp.35-45, 2014.

Simple Method for Prediction of Undrained Shear Strength of Saturated Soil Subjected to Cyclic Loading

Kazuhiro UENO¹, Akira IZUMI², Antoine DUTTINE³, Sumio YAZAKI³ and Toshikazu HORI²

- 1 Academic Assembly, Shimane University
- 2 NARO: The National Agriculture and Food Research Organization
- 3 Integrated Geotechnology Institute Limited

Abstract

To evaluate undrained shear strength of saturated soil during undrained cyclic loading without performing a large number of laboratory tests, simple methods for prediction of undrained cyclic strength and strength reduction characteristics were proposed. Analyses of the relationships between properties of soil which is commonly obtained when seismic capacity of irrigation earth dams is evaluated and the characteristics of undrained cyclic strength and strength reduction showed key parameters governing above characteristics. Undrained cyclic strength of gravelly soil and sandy soil increases with an increase in degree of compaction, while that of cohesive soil increases with an increase in clay content. For gravelly soil and sandy soil, when degree of compaction is used as one of explanatory variables, strength reduction characteristics predicted from the model proposed in this paper have good correlation with that obtained from laboratory tests. In contrast, strength reduction characteristics of cohesive soil can be predicted from the model which incorporates dry density, fines content, mean diameter and cohesion as explanatory variables.

Key words: Undrained cyclic loading, Undrained shear strength, Modified Newmark - D method, Undrained cyclic strength model, Strength reduction model