

締固めた細粒分質礫質砂の広範囲のひずみレベルにおける変形・強度特性

Deformation and strength characteristics of compacted soil over a wide strain range

川尻峻三*・三浦みなみ**・高橋正和**・鳥居宣之***・川口貴之****・渕谷啓*****

Shunzo KAWAJIRI, Minami MIURA, Masakazu TAKAHASHI

Nobuyuki TORII, Takayuki KAWAGUCHI, Satoru SHIBUYA

* 修士(工) 神戸大学大学院 博士課程後期課程 工学研究科市民工学専攻(〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1)

** 神戸大学大学院 博士課程前期課程 工学研究科市民工学専攻(〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1)

*** 博士(工) 神戸大学大学院 助教 工学研究科市民工学専攻(〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1)

**** 博士(工) 函館工業高等専門学校 准教授 環境都市工学科(〒042-8501 函館市戸倉町14-1)

*****Ph.D, 博士(工) 神戸大学大学院 教授 工学研究科市民工学専攻(〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1)

An embankment failure often occurs in the events of earthquakes and/or rainfall attacks. In the stability and deformation analysis of embankment, it is important to manifest the effects of dry density, ρ_d , as well as the degree of compaction, D_c ($= \rho_d / \rho_{d\max} \times 100$), on stress-deformation characteristics of the fill material. However, the effects of D_c on the stress-deformation characteristics over a wide strain range are not well known for the well graded fill materials such as silty sand. In this study, the effects of compaction conditions in term of D_c on strength and deformation properties over a wide strain range were evaluated by using triaxial compression test on a silty sand. A fully digitized triaxial apparatus was employed for the testing. Note that the axial deformation was measured locally by using a pair of proximity transducer. A triaxial specimen was prepared using metal mould of 20cm high and 10cm in diameter, in which soil sample prepared with the water content at w_{opt} was statistically compacted to D_c of 84, 90 and 98%.

Key Words: deformation and strength, degree of compaction, wide strain range

1. はじめに

盛土のような締固め土を材料とする土構造物の施工には、締固め度 D_c (= 盛土の乾燥密度 ρ_{df} / 室内締固め試験による最大乾燥密度 $\rho_{d\max}$) が基準となっている。例えば河川堤防における施工管理では D_c の下限値として、JIS A 1210 (突固めによる土の締固め試験方法) の最大乾燥密度の 80%以上 ($D_c = 80\%$) の乾燥密度を規定している¹⁾。しかし、 D_c は ρ_{df} と $\rho_{d\max}$ から算出されているため、その値の大小が盛土の変形・強度特性と直結していない。すなわち、現状では盛土施工に使用する地盤材料の変形・強度特性が陽な形で設計に反映されているとは言い難い。 D_c が大きくなれば盛土材料の透水性やせん断強度などの工学的性質が向上することは容易に想像ができる。しかし、現在の設計・施工管理体系では D_c の増加による盛土材料の工学的性質の向上を定量的に評価して反映する事例は稀である。

つまり、 D_c の増加に伴う盛土材料の工学的性質の改善を明らかにして定量化することは、これまで低く設定された品質管理値を高く設定できることになる。良

く締固めた盛土材料の工学的性質を正当に評価することでより経済的な設計が可能となり、土構造物であってもレベル II 地震に耐えうる設計・施工が可能となる。

以上のような観点から近年、締固め土の変形・強度特性に及ぼす締固め時の乾燥密度や含水比²⁾、供試体サイズの影響³⁾についての研究が行われている。しかし、本研究で用いたような細粒分を多く含む地盤材料を対象とした試験結果は少ない。また、締固め土の微小ひずみレベルでの変形係数と非排水せん断強度についての報告例は少なく、これらの関連性を検討することは今後、既存盛土の現状把握や変形予測・破壊強度推定に寄与する可能性があり、その意義は大きい。最近、盛土の締固め状況の把握や自然堆積地盤の現状評価のために表面波探査を使用する事例が増えている^{4,5,6,7)}。表面波探査は対象地盤の S 波速度 (V_s) 構造と密度検層や RI 試験より得ることができる湿潤密度 ρ_t から微小ひずみレベルにおける地盤の剛性 (せん断弾性係数 $G = \rho_t \cdot (V_s)^2$) の分布を得ることができる。しかし、得られた G から盛土の変形予測や破壊強度推定を行う

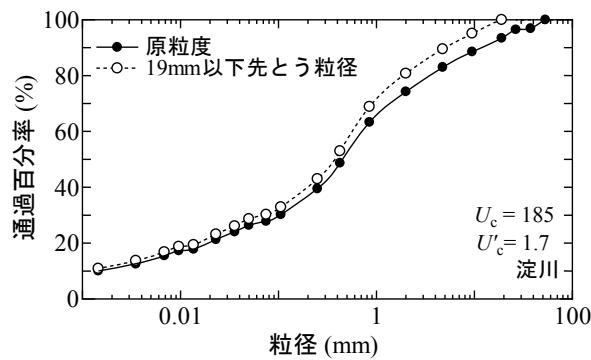


図-1 試験に用いた試料の粒径加積曲線

には、原位置でどのような応力やひずみ状態を反映しているか原位置の複雑な応力とひずみ履歴を再現した室内試験によって確認する必要がある。

そこで本研究では、河川堤防の改修現場で採取された細粒分を含んだ砂礫を対象に、河川堤防の浸透時の円弧すべりに対する安定解析には CU 試験から得られた強度定数を使用する⁸⁾ことと、細粒分の影響によって破壊時には非排水条件下にあると考えて、非排水せん断時の広範囲のひずみにおける変形挙動を測定した。そして、微小ひずみレベルから破壊に至るまでの変形・強度特性に及ぼす締固め効果と拘束圧の影響について議論している。

2. 試料および試験概要

2. 1 試料および供試体

図-1は試験に用いた試料の粒度曲線であり、試料は淀川の堤防強化工事で使用されている細粒分質礫質砂 (SFG) ($\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$, $w_L = 33.9\%$, $w_p = 20.8\%$) である。試料は供試体のサイズ(直径 10cm×高さ 20cm)を考慮して、 $D_{\max} = 19\text{mm}$ に粒度調整した。図-2は JIS A 1210 に規定される A 法および B 法に準じて実施した締固め試験結果である。ここで、A 法はモールド内径 10cm, 締固め回数 25 回, 許容最大粒径 19mm と規定されている。一方、B 法はモールド内径 15cm, 締固め回数 55 回, 許容最大粒径 37.5mm と規定されている。具体的には、A-b 法では $D_{\max} = 19\text{mm}$ に粒度調整した試料を用いて、B-c 法では原粒度の試料を用いてそれぞれ締固め試験を実施することになる。締固めエネルギーは A, B 法によらず $E_c = 550 \text{ kJ/m}^3$ である。本試験に用いた試料の締固め曲線は、乾燥側で若干の乖離があるものの A-b 法と B-c 法の違いによる最大乾燥密度 $\rho_{d\max}$ および最適含水比 w_{opt} の違いは小さい。これは $D_{\max} = 19\text{mm}$ に粒度調整した試料と原粒度との粒度分布の違いの影響があまり反映されず、同一の締固めエネルギーで締固められたため、同程度の $\rho_{d\max}$ および w_{opt} が得られたと考えられる。以上の結果を勘案して本研究では、原粒度の試験結果である B 法より得られた $\rho_{d\max}$ および w_{opt} を採用して供試体を作製した。

供試体は自然乾燥状態にある試料に蒸留水を加え、一様に混合して w_{opt} になるように含水比調整を行った。

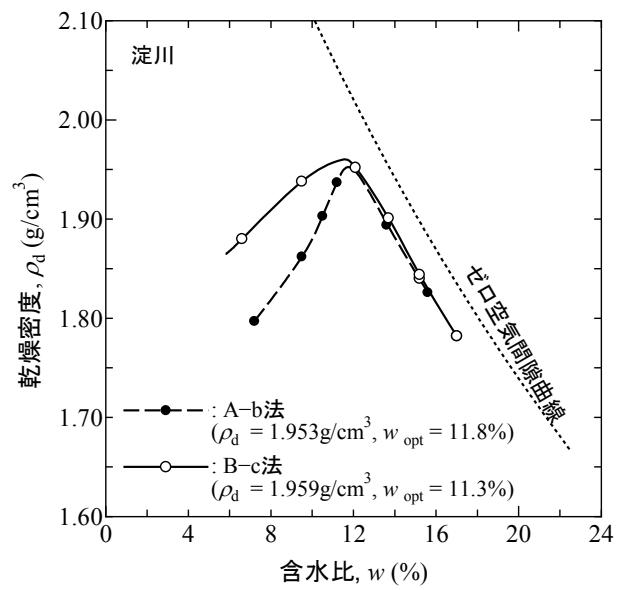


図-2 試験に用いた試料の締固め曲線

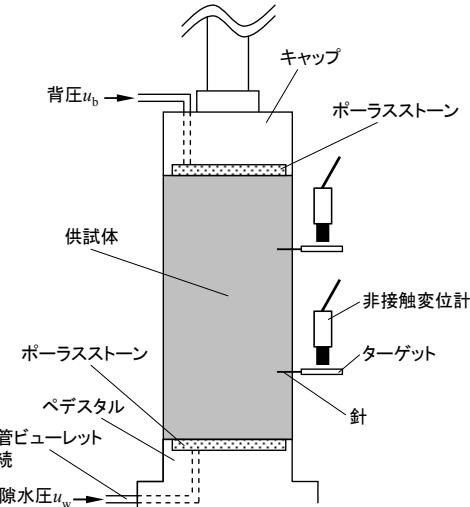


図-3 本研究で用いた局所ひずみ測定システム

その後、所定の $D_c(\rho_d)$ が得られる量の試料を直径 10cm および高さ 20cm の供試体作製用の二つ割れモールドに 5 層に分け入れ、載荷フレームに油圧ジャッキを取り付けた装置を用いて静的に締固めた。なお、本研究では D_c の違いが変形・強度特性に与える影響を把握することを目的としているため、ランマーを用いた突き固めによる供試体の作製方法よりも正確かつ簡便に $D_c(\rho_d)$ のコントロールが可能である静的締固めによる供試体の作製方法を採用した。ただし、ランマーを用いた突き固めによる動的な締固めによる供試体と静的な締固めによる供試体では力学挙動が異なることが予想される⁹⁾。

2. 2 試験装置

本研究におけるすべての試験は高精度デジタルサーボモータを載荷装置とした三軸試験装置を用いて実施し、データの収集および制御はパソコンコンピュータによって自動化されている¹⁰⁾。供試体サイズは、礫材等も含んだ盛土材料を対象としているため、直径

表-1 試験条件のまとめ

目標締固め度 D_c (%)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	有効拘束圧 p' (kPa)
85	1.665	50, 100, 150
90	1.763	
98	1.920	

10cm、高さ20cmである。載荷装置には高精度デジタルサーボモータが取り付けられている。このモーターには所定の載荷速度を得るために、減速機が取り付けられており、ボールスライドネジを用いることで、モーターの回転運動をスムーズな軸方向の上下運動に転換している。また、モーターの回転数、減速比、ボールネジのリード長から計算された変位はトップキャップの変位と一致することを確認している。図-3は本試験システムで採用した局所軸ひずみの測定システムである。供試体端部とトップキャップやペデスタルとの接触摩擦やベディングエラーの影響¹¹⁾を考慮して、供試体側面に供試体中央部から同程度の位置となるようにターゲットを設置し、それらの変位を非接触型変位計で計測することによって局所ひずみ(ε_a)_{local}を測定した。モーターの回転量から計算した軸ひずみ(ε_a)_{motor}を用いた際に得られたヤング率はこれまでの研究成果¹²⁾よりかなり小さい値となつたが、(ε_a)_{local}を用いた場合のヤング率はこれまでの研究成果と同程度であった¹⁰⁾。よって、本文における繰返し載荷および単調載荷時のヤング率は $q \sim (\varepsilon_a)$ _{local}関係を用いて算出している。

2.3 試験方法・条件

メンブレンを装着した供試体を三軸セル内に設置後、二重負圧法と背圧(200kPa)を併用することで飽和化を図っている。なお、B値はすべての試験で0.96以上である。また、飽和による体積変化は $D_c = 85\%$ の供試体については0.1%程度の体積収縮があり、 $D_c = 100\%$ の供試体については0.2%程度の体積膨張があった。 $D_c = 90\%$ の供試体については体積変化が極めて小さかった。

表-1は試験条件のまとめである。B値を確認後にそれぞれの D_c の供試体に対して、軸応力増加速度1kPa/minで所定の有効拘束圧まで等方圧密を実施し、所定の有効拘束圧で一時間程度排水クリープさせた。その後、セル圧 σ_c 一定のまま非排水状態で $\varepsilon_a = 15\%$ まで軸ひずみ速度 $d\varepsilon_a/dt = 0.05\%/min$ の単調載荷を行った。また、すべての試験で圧密終了後(単調載荷前)に載荷モードの違いがヤング率に与える影響を検討するため、繰返し載荷試験を実施した。具体的には、まず非排水条件下での繰返し載荷試験を実施して、一旦過剰間隙水圧を消散させた後、排水条件下での繰返し載荷試験を実施した。その際、繰返し載荷時における片振幅軸ひずみは $(\varepsilon_a)_{SA} = 0.005\%$ とし、非排水繰返し載荷は載荷速度 $d\varepsilon_a/dt = 0.2\%/min$ 、繰返し回数 $N_{cyc} = 5$ 、排水繰返し載荷は載荷速度 $d\varepsilon_a/dt = 0.02\%/min$ 、繰返

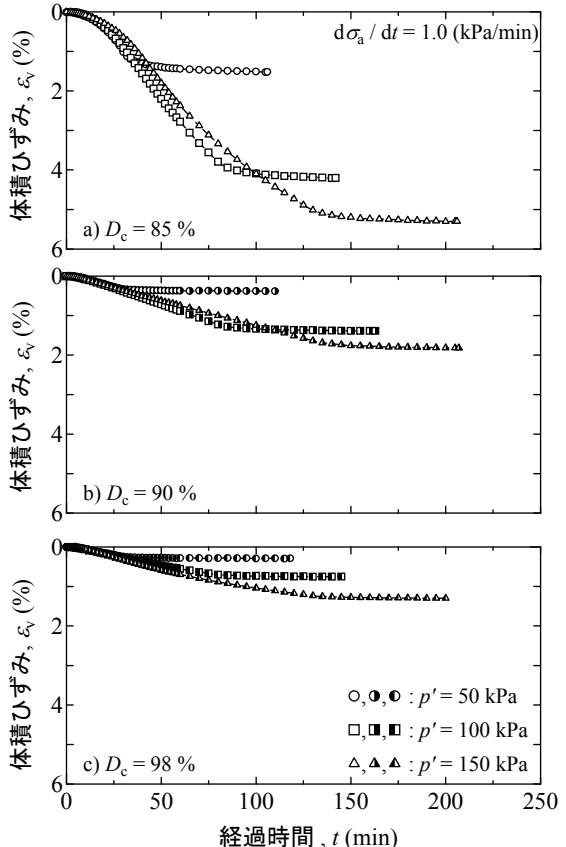


図-4 体積ひずみ～経過時間関係
(a) $D_c = 85\%$, (b) $D_c = 90\%$, (c) $D_c = 98\%$)

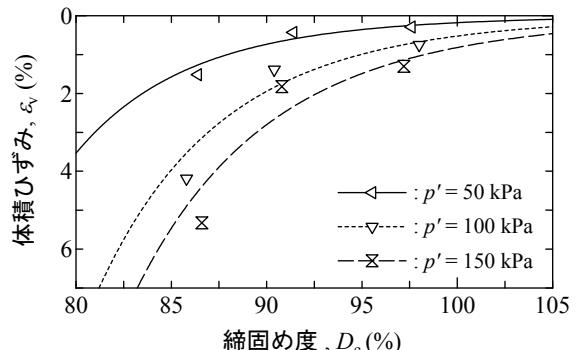


図-5 体積ひずみ～締固め度関係

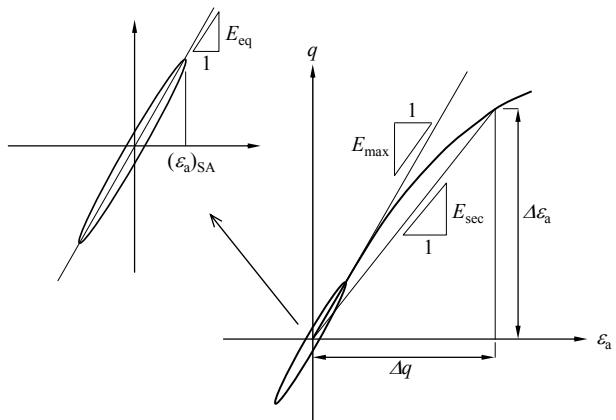


図-6 本研究におけるヤング率の定義

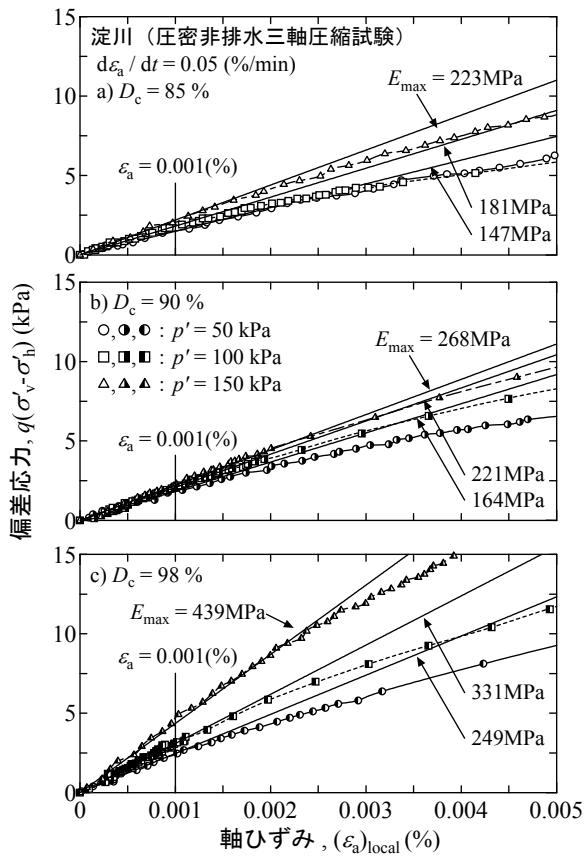


図-7 異なる D_c および p' における $q \sim \varepsilon_a$ 関係
(a) $D_c = 85\%$, (b) $D_c = 90\%$, (c) $D_c = 98\%$

し回数 $N_{cyc} = 2$ とした。なお、 $(\varepsilon_a)_{SA}$ はあくまでも先述した $(\varepsilon_a)_{motor}$ に基づいて設定された値であるため、実際の $(\varepsilon_a)_{local}$ は $(\varepsilon_a)_{motor}$ と比較すると4~5割程度小さくなる。また、本研究では微小ひずみレベルにおける変形・強度特性の正確な把握を目的としているため供試体上下端面にろ紙などは一切敷いていない。

3. 試験結果および考察

3. 1 圧密量に及ぼす締固め度および有効拘束圧の影響

図-4 a), b), c)はそれぞれ $D_c = 85\%$, 90% , 98% で締固めた供試体の等方圧密時の体積ひずみ ε_v と経過時間 t の関係である。それぞれの供試体で有効拘束圧 p' が大きくなるほど ε_v が大きくなることがわかる。また、 D_c が大きくなると p' の増加に対する ε_v の増加が著しく小さくなっていることがわかる。図-5は圧密終了時の体積ひずみ ε_v と D_c の関係である。 $p' = 150\text{ kPa}$ の結果に着目すると、 $D_c = 85\%$ と $D_c = 98\%$ での ε_v は約4倍程度の違いがある。これらの結果は、良く締固める(D_c を増加させる)ことによって施工時の盛土の変形を著しく抑制できることを示唆している。

3. 2 微小ひずみ領域の変形係数に及ぼす締固め度および有効拘束圧の影響

土構造物の変形や変位が問題となる際に地盤内で発

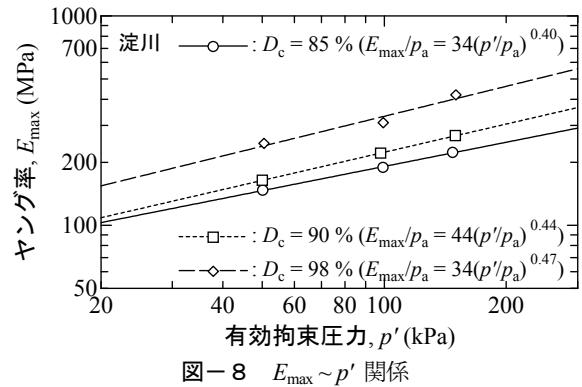


図-8 $E_{max} \sim p'$ 関係

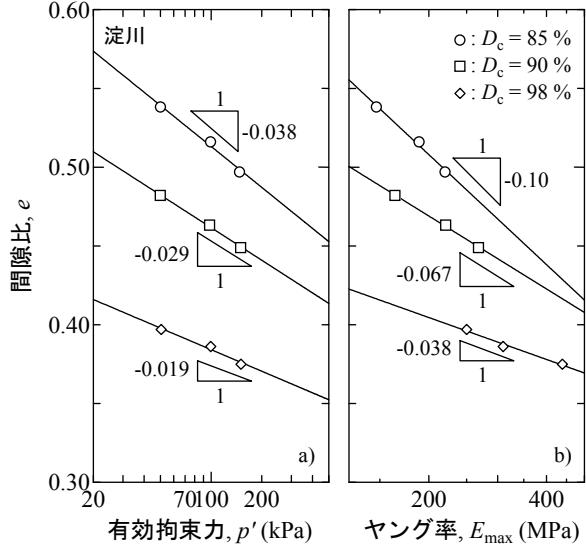


図-9 等方圧密における E_{max} の変化
(a) $e \sim \ln p'$ 関係, (b) $e \sim \ln E_{max}$ 関係

生するひずみは1%以下（硬質地盤では0.1%以下）である¹²⁾ことから、土構造物の精確な変位・変形予測には地盤材料の微小ひずみ～小ひずみ領域の変形特性を把握する必要がある。

本研究では微小～小ひずみ領域での測定したヤング率を図-6のように定義した。最大ヤング率 E_{max} は単調載荷時の偏差応力 q ～軸ひずみ ε_a 関係における $\varepsilon_a \leq 0.001\%$ までの $q \sim \varepsilon_a$ 関係を線形近似したときの傾きとした。等価ヤング率 E_{eq} は $(\varepsilon_a)_{SA} = 0.005\%$ とした繰返し載荷試験から得られた $q \sim \varepsilon_a$ 関係の頂点を結ぶ傾きとした。割線ヤング率 E_{sec} は単調載荷を行った際の $q \sim \varepsilon_a$ 関係における $\Delta q / \Delta \varepsilon_a$ とした。なお、得られたそれぞれのヤング率は非排水条件下でのヤング率であり、ヤング率を算出したひずみ領域については測定するひずみおよび軸応力の分解能、採取可能なデータ数、そして十分な線形性を有していることを考慮して決定している。

図-7 a), b), c)はそれぞれ $D_c = 85\%$, 90% , 98% の供試体に対する E_{max} を比較している。 $q \sim \varepsilon_a$ 関係の傾きで表すことができる E_{max} は D_c および p' とともに大きくなっている。図-8は D_c と p' の増加に対する E_{max} の変化を表している。 D_c および p' の増加とともに E_{max} は増加している。図中の式に示した指数は E_{max} の p' の

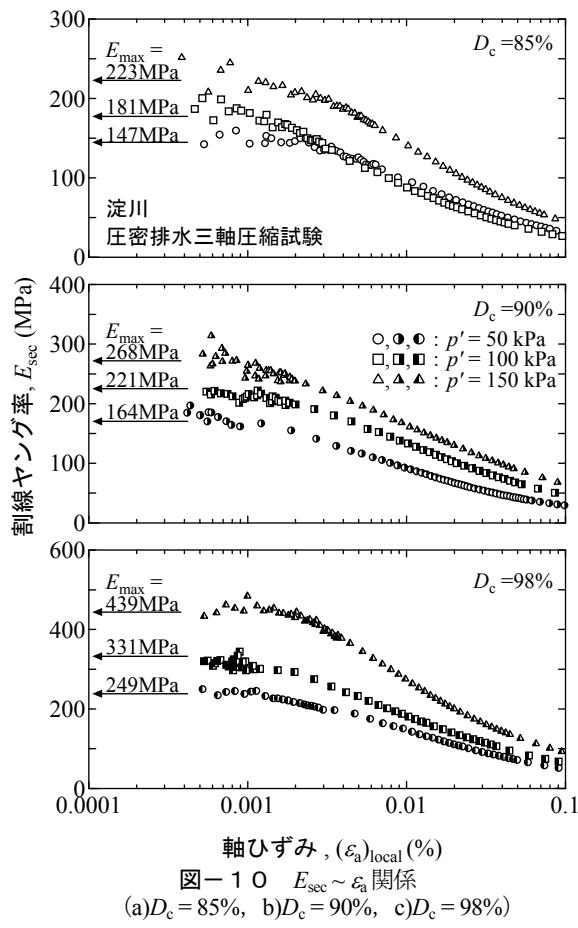


図-10 $E_{\text{sec}} \sim \varepsilon_a$ 関係
(a) $D_c = 85\%$, (b) $D_c = 90\%$, (c) $D_c = 98\%$)

依存性を示している¹⁴⁾が、その値が 0.40 ~ 0.47 の狭い範囲にあることから E_{max} の p' 依存性は D_c には大きく影響されないと見える。なお、式中の p_a は無次元化するための基準応力である。

図-9a)は一連の試験から得られた間隙比 $e \sim \ln p'$ 関係、図-9b)は間隙比 $e \sim \ln E_{\text{max}}$ 関係である。両図からこれらの関係は強い相関があることわかる。しかし、締固め時の乾燥密度の違い (D_c の違い) で $e \sim \ln p'$ 関係および $e \sim \ln E_{\text{max}}$ 関係の傾きが異なっている。これは、締固め時の乾燥密度の違いによって圧密特性が大きく異なり、それに伴う E_{max} の増減の程度も異なることを示唆している。

川口ら¹⁵⁾は、再構成した NSF 粘土および乱さない粘性土に対して等方応力状態で圧密および膨張履歴を与え、正規・過圧密状態において $e \sim \ln p'$ 関係は $e \sim \ln E_{\text{max}}$ 関係と同様にそれぞれ線形関係にあることを示している。そして、この両者の相関関係に着目しての変形係数の定式化を行っている。また、粘性土の場合は変形係数の支配因子となる e と p' の間に一義的な従属関係があるとして、圧密に伴う変形係数の増減が、 p' が増減することで生じる e の変化に大きく支配されると仮定することで、変形係数の定式化に際して e を用いずに p' を関数として表現することに成功している。

本 試験結果では先に示したように締固め時の ρ_d (D_c) の違いによって圧密特性および E_{max} の増加傾向が大きく異なるため ρ_d (もしくは e) をパラメータと

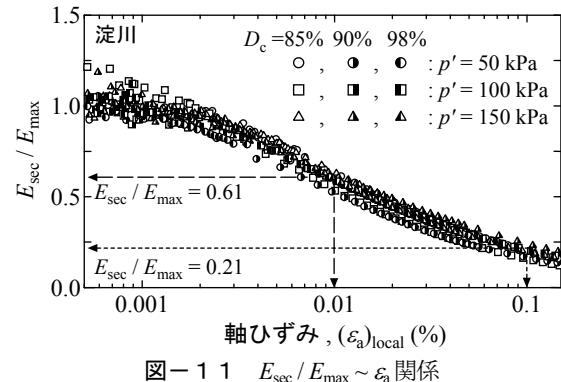


図-11 $E_{\text{sec}} / E_{\text{max}} \sim \varepsilon_a$ 関係

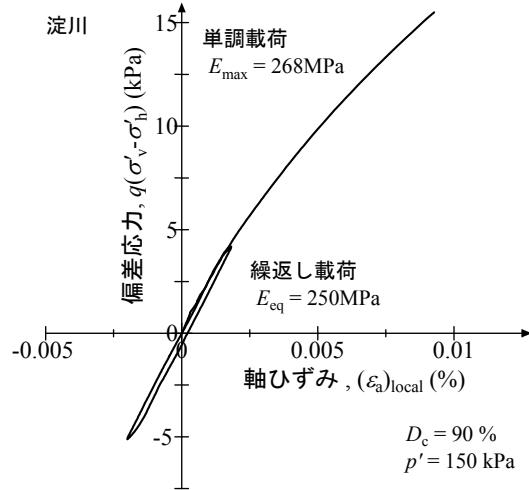


図-12 単調および繰返し載荷の $q \sim \varepsilon_a$ 関係の比較

した定式化が必要となるが、 $e \sim \ln p'$ 関係と $e \sim \ln E_{\text{max}}$ 関係の相関関係は強いことから川口ら¹⁵⁾と同様のアプローチでの定式化が期待できる。しかし、本試験結果のみからでは定式化に際しての過圧密履歴や応力比の影響などの必要事項が不足しているため定式化に関しては今後の試験結果の蓄積を待って報告する。

3. 3 変形係数のひずみ依存性と載荷モードの違いによる検討

図-10a), b), c)はそれぞれ $D_c = 85\%$, 90% , 98% に対する微小ひずみ~小ひずみ領域までの $E_{\text{sec}} \sim \varepsilon_a$ 関係を示している。図中には図-7で算出した E_{max} の値も示している。すべての試験結果において E_{sec} はひずみに対する強い非線形性があることを確認できる。また、データにはばらつきが、全体の傾向として $D_c = 98\%$ では弾性体として扱えるひずみ領域が $D_c = 85\%$, 90% と比較して大きいと言える。

図-11は E_{sec} を E_{max} で正規化した $E_{\text{sec}} / E_{\text{max}}$ と ε_a の関係を示している。図-10で弾性体として扱えるひずみ領域が D_c によって異なることを示したが D_c の違いによって弾性体として扱えるひずみ領域の絶対値の差が小さいため、本研究で用いた試料に関しては D_c より p' によらず E_{max} を用いることで概ね正規化できる。一方、これまでの研究成果からおおよその傾向としてきれいな砂や粘性土では $\varepsilon_a = 0.1\%$ 程度付近で

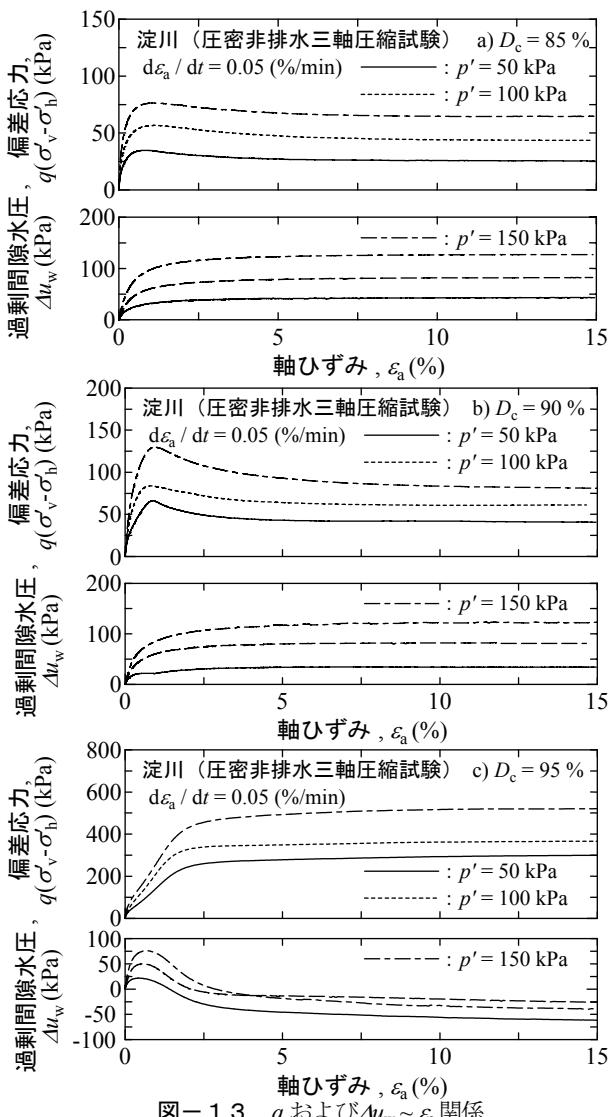


図-13 q および $\Delta u_w \sim \epsilon_a$ 関係
(a) $D_c = 85\%$, (b) $D_c = 90\%$, (c) $D_c = 98\%$

$E_{sec} / E_{max} = 0.5$ 程度になることが報告されている¹⁶⁾.しかし、本試験結果は $\epsilon_a = 0.1\%$ 程度付近で $E_{sec} / E_{max} = 0.21$ であり、 $\epsilon_a = 0.01\%$ 程度付近では $E_{sec} / E_{max} = 0.61$ となった。すなわち、本研究で用いた試料の微小～小ひずみ領域での変形特性は、これまでに報告されている試料の結果と比べて脆性的であるといえる。今後、物性が異なる試料に対して同様な試験を実施して、試料の一次的性質が微小ひずみ～小ひずみ領域での変形係数のひずみ依存性に及ぼす影響についての検討が必要であると考えている。

近年、微小ひずみレベルでの変形係数（せん断弾性係数 G やヤング率 E ）は単調載荷と繰返し載荷の違いや、載荷周波数、ひずみ速度の違いなどの載荷モードによらないことが報告されている^{17), 18)}。しかし、これらの研究成果はきれいな砂や粘性土を対象としたものが多く、本研究で用いたような幅広い粒度分布を持つ中間土のような地盤材料の研究成果は少ない。図-1-2は繰返し載荷と単調載荷での試験結果の代表例であり、載荷モードの違いによるヤング率の違いを比較している。 E_{eq} は E_{max} と比較してわずかに小さい。しか

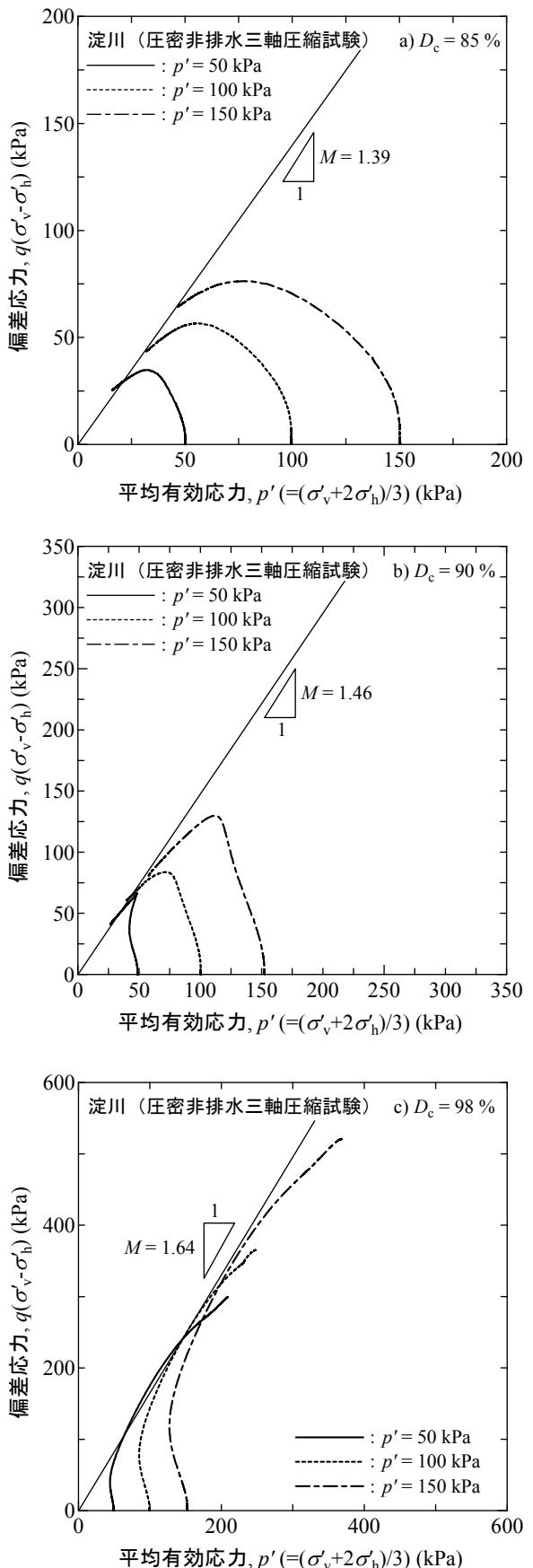


図-1-4 有効応力経路
(a) $D_c = 85\%$, (b) $D_c = 90\%$, (c) $D_c = 98\%$

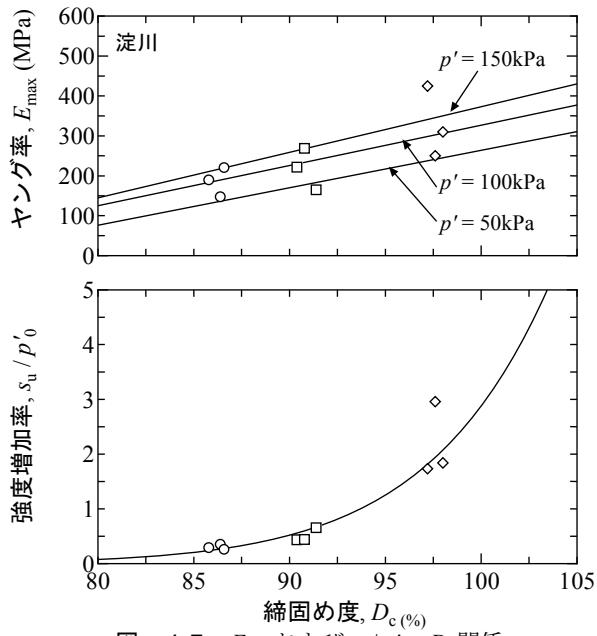


図-15 E_{\max} および $s_u / p'_0 \sim D_c$ 関係

し、 E_{\max} は図-7で示したように $\varepsilon_a \leq 0.001\%$ での試験結果から算出しており、一方で E_{eq} を求めるための繰返し載荷時の(ε_a)_{SA,local} = 0.002%は弾性領域をわずかに超えているため過小評価されていると解釈すると、本研究で用いた試料はこれまで多くの研究で対象となっていたきれいな砂や粘性土と同様に微小ひずみ領域での変形特性である E_{\max} と E_{eq} は載荷モードによらず等しいと考えられる。

3. 4 非排水せん断強度に及ぼす締固め度および有効拘束圧の影響

図-13a), b), c)および図-14a), b), c)はそれぞれ $D_c = 85\%$, 90%, 98%の供試体に対して実施した非排水条件下での単調載荷時における q , $\Delta u_w \sim \varepsilon_a$ 関係と有効応力経路である。

図-13a), b), c)の q , $\Delta u_w \sim \varepsilon_a$ 関係をみると、 $D_c = 98\%$ の供試体では $\varepsilon_a = 2\%$ 程度までは急激に偏差応力は増加したがそれ以降は増加が止まり、明確なピークは確認できない。また、過剰間隙水圧はせん断の初期段階では正の過剰間隙水圧が発生するが、その後は負の過剰間隙水圧が発生し、その後は増加し続けた。 $D_c = 90$, 85%の供試体では、せん断の初期段階でピーク強度を示し、その後は減少して残留状態に至っている。過剰間隙水圧に関しては、せん断初期から増加し続けている。

図-14a), b), c)の有効応力経路をみると、 $D_c = 98\%$ の供試体はせん断初期の初期段階では正の過剰間隙水圧の発生によって平均有効応力が減少するものの、すぐに正のダイレイタンシーによって負の過剰間隙水圧が発生して平均有効応力が増加し、偏差応力も増加していることがわかる。これは密詰め砂あるいは過圧密状態の粘性土の典型的な挙動である。一方、 $D_c = 90$, 85%の供試体では、せん断初期から正の過剰間隙水圧

が上昇することによって平均有効応力は減少し続けて破壊に至る。これはゆる詰め砂あるいは正規圧密状態にある粘性土の典型的な挙動である。また、破壊時の応力比 $M (= q / p')$ は D_c の増加とともに大きくなる。

さらに注目すべき点は $D_c = 98\%$ の供試体と $D_c = 90$, 85%の供試体におけるピーク時もしくはせん断終了時の q_{\max} の違いである。非排水単調載荷試験では得られた q_{\max} を 1/2 倍することで非排水せん断強度 s_u を得ることができる。 $p' = 150\text{kPa}$ の場合で s_u を比較すると $D_c = 98\%$ では $s_u = 262\text{kPa}$ であり、 $D_c = 90$, 85% ではそれぞれ $s_u = 64\text{kPa}$, 39kPa となる。 s_u は D_c を変化させただけで最大で 7 倍程度も大きくなる。

図-15は E_{\max} および s_u を圧密終了時の有効拘束圧 p'_0 で除した強度増加率 s_u / p'_0 と D_c の関係である。 E_{\max} および s_u / p'_0 は D_c とともに増加することがわかる。 E_{\max} は有効拘束圧による影響がはっきりと現れている。しかし、一般に s_u / p'_0 は p' に対して一定値であるため本研究で用いた試料における s_u / p'_0 は p' にあまり影響せずに s_u / p'_0 と D_c には一義的な関係がある。これは D_c を用いて s_u / p'_0 をおおよそ推定できることを示唆している。また、 E_{\max} は D_c に対して線形的に増加する傾向にあるが、 s_u / p'_0 は D_c に対して指數的に増加する傾向にある。今後、物性が異なる地盤材料についても同様な関係性があるか検討する必要がある。

4.まとめ

本研究で得られた知見を以下のまとめる、

- 1) 締固め度が大きくなると等方圧密終了時の体積ひずみは著しく小さくなる。このことは良く締固めることが盛土の沈下抑制に効果的であることを示している。
- 2) 間隙比～圧密応力関係と間隙比～ヤング率 E_{\max} 関係には強い相関があった。しかし、締固め度の違いによって傾向が異なった。
- 3) 軸ひずみ $\varepsilon_a = 0.001\%$ での微小ひずみ領域から得られる E_{\max} は締固め度および有効拘束圧の増加とともに大きくなるが、締固め度の違いによる E_{\max} の有効拘束圧の依存性は小さい。また、粒度分布が広い締固め土に対しても載荷モードに影響されない真のヤング率（弾性係数）が測定された。
- 4) E_{sec} は強いひずみ依存性を有しているが、 E_{\max} で正規化することで締固め度および有効拘束圧によらない $E_{sec} / E_{\max} \sim \varepsilon_a$ 関係を示した。
- 5) 締固め度が大きくなると非排水せん断強度および s_u / p'_0 が著しく大きくなる。このことは施工時の締固め度の下限値を高めに設定して、その締固め度に応じた強度定数を用いることでより経済的な設計が可能であることを示唆している。
- 6) 本研究で使用した試料では s_u / p'_0 と締固め度には有効拘束圧の影響を受けずに一義的な関係にあった。

謝辞：本研究の一部は国土交通省の建設技術研究開発助成制度（研究開発課題名：高品質盛土を保証する施工管理技術に関する研究、研究代表者名：東京理科大学教授 龍岡文夫）の補助によって行われたものである。また、試験結果について神戸大学大学院 加藤正司准教授から貴重なご意見を頂いた。末筆ながら、記して深甚なる謝意を表す。

参考文献

- 1) (財) 国土技術研究センター：河川土工マニュアル, 2009.
- 2) 平川大貴, 川原園美幸, 龍岡文夫：砂礫盛土材の変形強度特性に与える締固め条件の影響, 土木学会論文集 C, Vol. 64, No. 2, pp.253-266, 2008.
- 3) 例えば, 小高猛司, 板橋一雄, 李圭太, 中島康介, 岸賢吾, 天野留実, 坪田邦治, 加藤雅也：三軸試験による河川堤防礫まじり砂の強度評価, 第 43 回地盤工学研究発表会 CD-ROM, pp.373-374, 2008.
- 4) 林宏一, 鈴木晴彦：二次元表面波探査の地盤調査への適用, 第 38 回地盤工学研究発表会, pp.33-34, 2003.
- 5) 中山文也, 林宏一, 石田章司：高盛土の S 波速度構造把握への表面波探査の適用, 第 36 回地盤工学研究発表会, pp.143-144, 2003.
- 6) 濵谷啓, 渡部要一, 田中政典, 山下聰, 林宏一, 荘司泰敬：遺跡の保守・保全のための地盤調査法：Pisa の斜塔を例として(<小特集>維持・管理および更新のための計測・解析技術：地中構造物・遺跡を対象として), 土と基礎, Vol.52, No.6, pp.35-37, 2004.
- 7) 川尻峻三, 濵谷啓, 川口貴之, 鳥居宣之：現場調査および室内試験による砂丘斜面の安定性の評価, 地盤工学ジャーナル, Vol.4, No.3, pp.233-244, 2009.
- 8) (財) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き, 2002.
- 9) 河原莊一郎, 室達朗, 深川良一, 市原一也：圧縮圧力による砂質土の一次元静的・動的締固め度の比較, 土木学会年次学術講演会講演概要集第 3 部 (B), Vol.50, pp.860-861, 1995.
- 10) 境芳樹, 川尻峻三, 濵谷啓, 加藤正司, 川口貴之：ベンダー要素および練返し三軸試験による不飽和地盤材料の変形特性の測定（その 1：試験装置の概要）, 第 44 回地盤工学研究発表会 CD-ROM, pp.665-666, 2009.
- 11) 龍岡文夫, 木幡行宏：ベディングエラー, 土と基礎, 42-9 (440), pp.231-233, 1994.
- 12) 例えば, Hoque, E. and Tatsuoka, F. : Anisotropy in elastic deformation of granular materials, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.1, pp.163-179, 1998.
- 13) Atkinson, J. H. : Rankin Lecture : Non-linear soil stiffness in routine design, *Géotechnique*, Vol.50, No.5, pp.487-508, 2000.
- 14) 例えば, 濵谷啓, 小高猛司, 龍岡文夫：地盤材料の小ひずみでの非線形性と地盤変形問題への適用 2. 地盤材料の変形特性(その 1), 土と基礎, Vol.45, No.4, pp.59-64, 1997.
- 15) 川口貴之, 三田地利之, 濵谷啓：練り返し飽和粘土の小ひずみ域における変形係数の定式化, 土木学会論文集, No.638/III-49, 1999.
- 16) 例えば, 李徳建, 濵谷啓, 三田地利之：大阪湾海底粘土の力学特性と年代効果, 土木学会論文集, No.736/III-63, pp.273-285, 2003.
- 17) Shibuya, S., Mitachi, T., Fukuda, F. and Degoshi, T. : Strain rate effects on shear modulus and damping of normally consolidated clay, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.18, No.3, pp.365-375, 1995.
- 18) Tatsuoka, F. and Shibuya, S. : Deformation Characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, *Proceedings of the Ninth Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Vol.2, pp.101-177, 1991.

(2010 年 3 月 9 日 受付)