

締固め方法が細粒分礫質砂の三軸試験結果に及ぼす影響

神戸大学大学院	学生会員	○高橋 正和
北見工業大学	正会員	川口 貴之
神戸市立工業高等専門学校	正会員	鳥居 宣之
神戸大学大学院	正会員	澁谷 啓

1. はじめに

盛土構造物は他の土木構造物と比較して環境および経済面で優れていることから、道路・鉄道・河川堤防等の多くの用途で用いられている。また近年、この種の土構造物の大規模化・高盛土化が進んでいるが、その一方で地震や近年増加している集中豪雨に起因する盛土の崩壊事例¹⁾は後を絶たず、今後さらなる土構造物の高安定化の必要性が高まっているであろう。従来から地盤材料は良く締固めることでその工学的性質が向上すると言われており、土構造物の高安定化を考える場合、それらを定量的に評価し盛土施工管理や設計に陽な形で反映させることが重要であると考えられる。しかし現状の施工管理および設計方法ではそれらが十分に反映されているとは言い難い状況にある。

一般に、土構造物の施工では締固め度 D_c を基準として施工管理が行われている。しかしこの場合、盛土の乾燥密度 ρ_{dr} と室内締固め試験による最大乾燥密度 ρ_{dmax} から算出される D_c は、その値の大小が盛土の変形・強度特性と直結しておらず、出来上がった盛土の実際の品質が設計段階で要求された品質を満たしている保証はない。一方、設計段階で行う安定計算においては通常、砂質土・礫質土等で区分された標準的な設計せん断強度が用いることが一般的であるが、通常その値は残留せん断強度程度の値であり、良い地盤材料を良く締固めた場合のピークせん断強度よりも遥かに小さいため、過剰設計となってしまうことが考えられる。よって、 D_c の増加に伴う盛土材料の工学的性質の改善を定量化しそれらを適切に反映させることができれば、より経済的で優れた土構造物の設計・施工が可能となり、レベル II 地震や豪雨にも耐える盛土の建設が可能となると考えられる。

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 D_c および乾燥密度 ρ_d の影響についての研究が盛んに行われている^{2), 3)}。これらによると、砂礫材の強度特性と D_c との間には概ね一義的な関係があることが報告されている。そのほかにも、締固め土の変形・強度特性には粒度の違い、含水比や締固め方法の違いに起因する土構造の違いが影響を及ぼすことが知られており、これらに関しても近年研究が盛んに行われるようになってきており⁴⁾有益な情報が収集されつつある。

とりわけ土構造に関しては、含水比や密度が同じであっても締固め方法が異なると土構造が変わり、このため力学的特性にその違いが現れると言われている。これを実務に当てはめて考えると、異なる締固め方法で締固める場合、不均質な盛土を建設してしまう可能性がある。例えば、補強土壁の締固め施工では盛土の大部分はタイヤローラ（≒静的）等の大型締固め機械を用いて施工が行われるが、壁面直近の施工には振動コンパクター（≒動的）が用いられる。このような場合、仮に含水比や締固め度が均一になるように締固められていても、同一盛土層内に異なる締固め方法で施工された箇所が存在することとなり、強度的に不均質な盛土が建設されてしまっている可能性が考えられる。このことから、締固め方法の違いが及ぼす影響を詳細に把握することは先述の目的を考えても非常に有用だと考えられる。

この種の研究は古くから行われており、その考え方を最初に発表したのは Lambe⁵⁾である。この Lambe が提案した考え方では、異なる締固め方法で締固められた土構造は図-1 のように示される。つまり、最適含水比 w_{opt} の乾燥側に締固められた土構造は相対的にランダムな配列をなし、湿潤側では配列方向が整然とした土構造をなすとしている。続いて Seed et al.⁶⁾は異なる締固め方法で作製された供試体の力学特性を Lambe の提案する土構造の概念を用いて説明している。Seed et al.⁶⁾は異なる締固め方法で締固め時の含水を変化さ

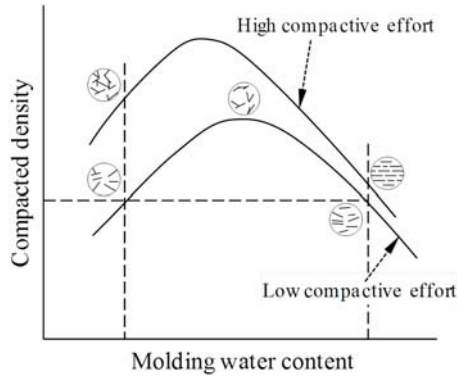


図-1 Lambe⁶⁾による締固め土の土構造の模式

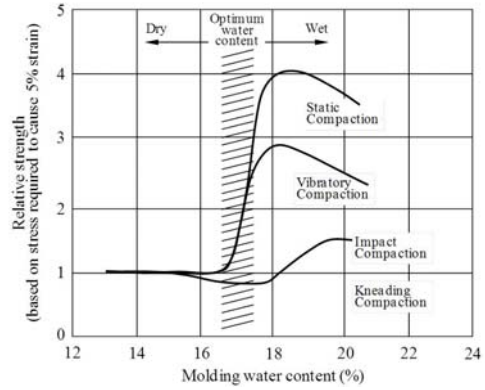


図-2 締固め方法の違いがシルト質土の強度特性に及ぼす影響 (Seed et al.⁵⁾)

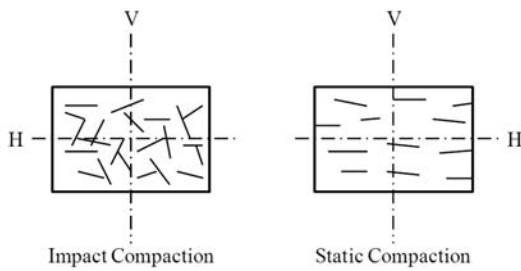


図-3 鬼塚ら⁸⁾が示した Yong and Warkentin⁷⁾による締固め土の土構造の模式図

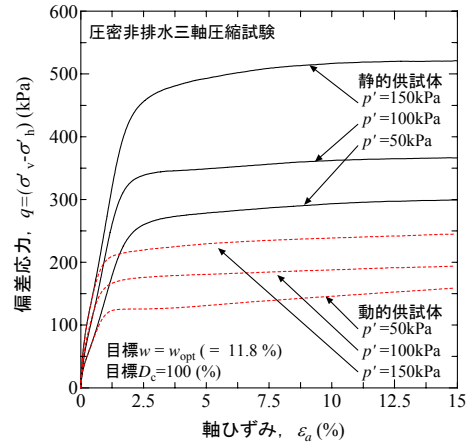


図-4 川尻ら⁹⁾が行った一連の三軸試験より得られた応力～ひずみ関係

せて同一の乾燥密度になるよう、異なる締固め方法で締固めた供試体を用いて三軸圧縮試験を実施し、最適含水比 w_{opt} の乾燥側よりも湿潤側の方が締固め方法が強度特性に及ぼす影響が大きくなることを報告している(図-2参照)。一方、Yong and Warkentin⁷⁾はLambeとは別の土構造を提案している。図-3はYong and Warkentinの提案する考え方をもとに鬼塚ら⁸⁾によって示された土構造の模式図である。この考え方では動的締固めによる供試体の土構造がランダム構造であるのに対して、静的締固めによる土構造がより配向した構造であることが示されている。図-4は川尻ら⁹⁾が異なる締固め方法で作製した供試体を用いて行った一連の三軸圧縮試験の試験結果を示している。川尻ら⁹⁾は静的および動的に締固めた供試体を用いて非排水三軸圧縮試験を行った結果、同じ締固め度および含水比になるよう締固めたにもかかわらず、静的供試体の非排水せん断強度が動的供試体よりも2倍程度大きくなることを報告している。また、ベンダーエレメント試験で得られた結果から土構造の配向性を反映する弾性係数の異方性が三軸試験結果と強い相関があることを示し、静的供試体と動的供試体における変形・強度特性の違いは締固め時のエネルギーの違いに起因する土構造の異方性(配向性)であると結論づけている。このように、土構造に関する研究は古くより行われているが、未だに統一的な考え方が示されていないのが現状である。

以上のような背景より、本研究では締固めた地盤材料の変形・強度特性に及ぼす締固め方法の影響を明らかにするため、 D_c および w が一定になるよう異なる固め方法で締固めて作製した供試体を用いて圧密非排水三軸圧縮試験を実施した。また、鬼塚ら¹⁰⁾は砂質土と粘性土を締固めて水平および垂直に切り出した供試体を用いて一面せん断試験を実施した結果、せん断強度特性の異方性は試料が砂質土か粘性土かによって異なると報告しており、このことから細粒分含有率の大小が締固め土の土構造に影響を及ぼすと考えられる。そこで本研究では、元の試料を最大粒径が2mmのせん頭粒度となるよう粒度を調整し、細粒分含有率を変化させた試料を用いて同様な試験を実施し、細粒分が強度特性に及ぼす影響についても検討を行った。

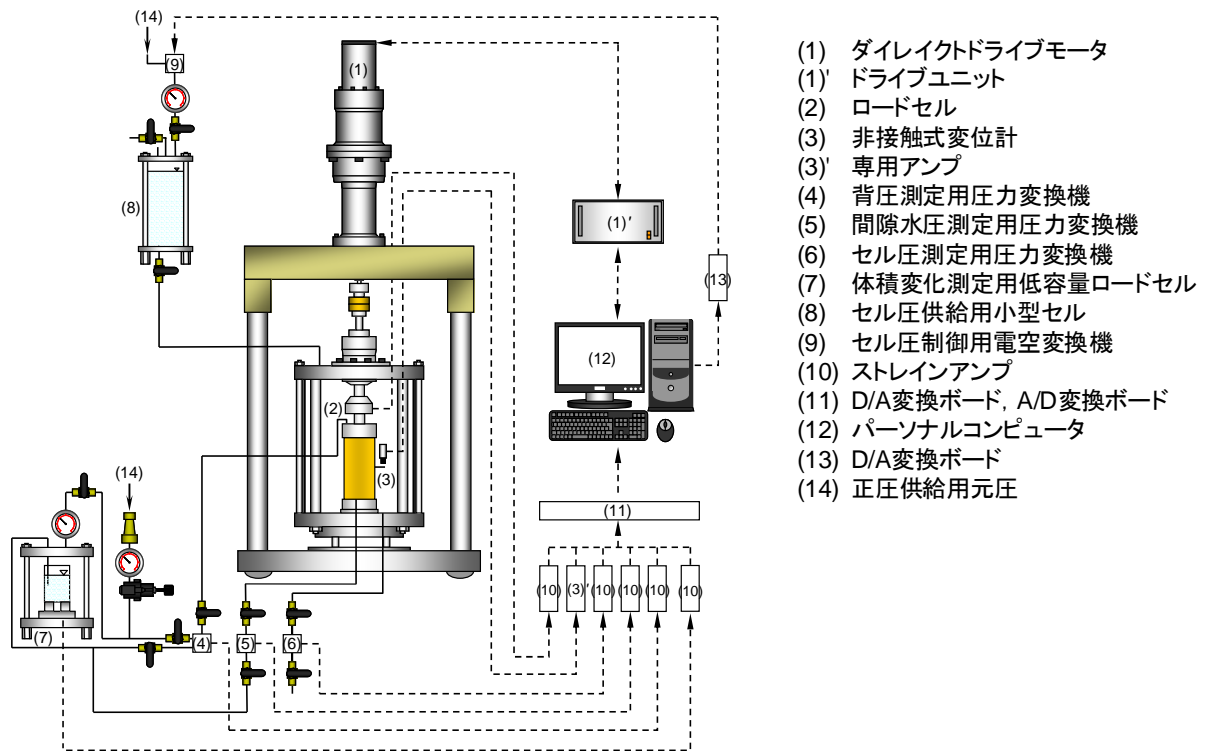


図-5 使用した三軸試験装置の概要

2. 試験装置および用いた試料

(1) 試験装置

図-4 に本研究で使用した三軸試験装置の概略である¹¹⁾。荷重装置には高精度デジタルサーボモーターが取り付けられている。このモーターには所定の荷重速度を得るために減速機が取り付けられており、ボールスプライン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。データの収集および制御はパーソナルコンピュータによって完全自動化されている。供試体サイズは、礫材等も含んだ地盤材料を対象としているため、直径 10cm、高さ 20cm である。

(2) 試験に用いた試料

表-1 に本研究で用いた試料の物性値の一覧を示す。また図-6 は試験に用いた試料の粒径加積曲線である。試験に用いた試料は淀川の堤防拡幅工事に用いられた細粒分礫質砂(SFG, $\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$, $w_L = 33.9\%$, $w_P = 20.8\%$)で、供試体サイズ(直径 10cm × 高さ 20cm)を考慮して最大粒径が 19mm のせん頭粒度となるよう粒度を調整したものを BC19、細粒分の影響を把握するために最大粒径が 2mm のせん頭粒度となるよう粒度を調整したものを BC2 とする。図-7 は JIS A 1210 に規定される A-b 法に準じて実施した締固め試験結果である。この結果よりそれぞれの試料の最大乾燥密度 ρ_{dmax} (BC19 : 1.86 g/cm^3 , BC2 : $\rho_{dmax} = 1.81 \text{ g/cm}^3$) と最適含水比 w_{opt} (BC19 : 13.8%, BC2 : 14.9%) を得た。

表-1 試験に用いた試料の物性値

	BC19	BC2
土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)	2.65	2.65
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm^3)	1.86	1.81
最適含水比 w_{opt} (%)	13.8	14.9
液性限界 w_L (%)	30.9	
塑性限界 w_P (%)	18.9	
塑性指数 I_P	12.1	

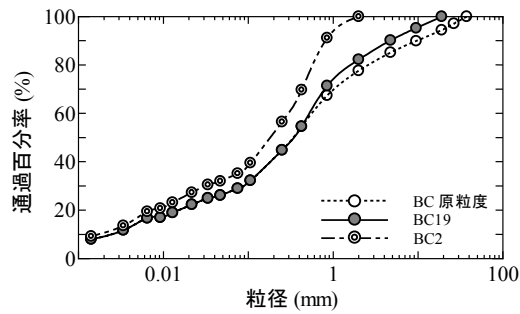


図-6 試験に用いた試料の粒径加積曲線

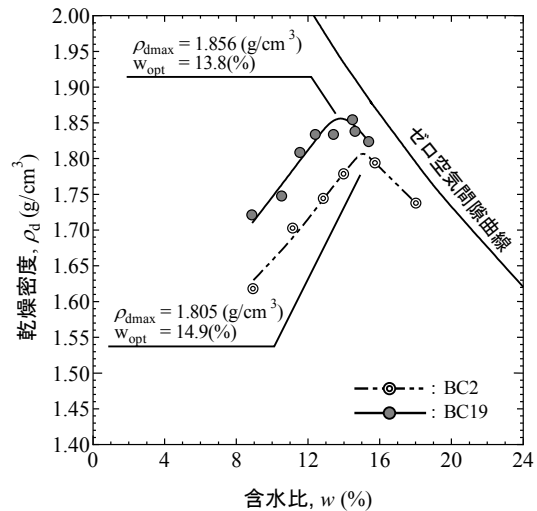


図-7 試験に用いた試料の締固め曲線

表-2 試験条件の一覧

試験方法	三軸圧縮試験		
用いた試料	BC19・BC2		
締固め方法	静的・動的		
供試体寸法 (mm)	φ100×H200		
拘束圧 σ'_c (kPa)	50	100	150
締固め度 D_c (%)	100		
排水条件	非排水・排水※		

※ $\sigma'_c=50\text{kPa}$ でのみ実施

3. 試験条件および試験方法

表-2 に本研究で行った試験条件の一覧を示す。供試体は自然乾燥状態にある試料に蒸留水を加え、一様に混合して最適含水比 w_{opt} になるように含水比調整を行った後、所定量の試料を直径 10cm および高さ 20cm の供試体作製の二つ割れモールドに 5 層に分け入れ $D_c = 100\%$ となるように締固めた。静的締固めによる供試体（以下、静的供試体と称する）は写真-1 に示すような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。一方、動的締固めでは、直径がモールド内径よりも小さなランマーが用いられることがあるが、ランマーによって締固め面が捏ね返されるおそれがある¹¹⁾。そこで本研究では、純粹に締固め時の静的圧力による締固め効果と衝撃力による締固め効果の違いを比較するため、写真-2 に示す全断面ピストンをモールド内に挿入し、所定の密度が得られるまで上からゴムハンマーで柄の部分打撃することで動的締固めによる供試体（以下、動的供試体と称する）を作製した。

三軸試験は供試体を三軸セル内に設置後、24 時間の通水、二重負圧法および背圧 200kPa を与えることで飽和化を図り、 B 値が 0.96 以上であることを確認した後



写真-1 油圧ジャッキ式静的締固め装置



写真-2 動的締固め用の器具

にそれぞれの供試体に対して、軸応力増加速度 1kPa/min で所定の有効拘束圧 $\sigma'_c = 50, 100, 150\text{kPa}$ になるまで等方圧密を実施した。所定の σ'_c に到達後、一時間程度排水クリープを許した。その後、セル圧 σ_c 一定のまま軸ひずみ $\varepsilon_a = 15\%$ まで、非排水試験では軸ひずみ速度 $d\varepsilon_a / dt = 0.05 \%/min$ 、排水試験では $d\varepsilon_a / dt = 0.02 \%/min$ で単調載荷を行った。

4. 試験結果および考察

4.1 試験結果

(1) 圧縮特性

図-8 は動的供試体および静的供試体に対して実施した圧密非排水三軸圧縮試験における等方圧密時の最終体積ひずみを有効拘束圧 σ'_c ごとにプロットしたグラフである。同一の D_c および含水比であっても供試体の作製方法によって圧縮特性が異なり、動的供試体と静的供試体では、BC19, BC2 のいずれにおいても動的供試体よりも静的供試体の方が圧縮性は高い。また拘束圧が大きくなるに従い、動的供試体と静的供試体の圧縮量の差が増していることがわかる。このことから、動的供試体の方が締固め終了時の土構造が安定していると解釈することもできる。

(2) 変形・強度特性

図-9 および図-10 は BC19 および BC2 の動的・静的供試体に対して実施した圧密非排水三軸圧縮試験における単調載荷時の応力～ひずみ関係である。また図-11 は応力～ひずみ関係より求めた最大偏差応力 q_{max} と σ'_c の関係を示している。BC19 に関して σ'_c ごとに動的および静的供試体を比較すると、同一の含水比および乾燥密度の供試体であっても、静的供試体の q_{max} の方が動的供試体よりも平均して 15%程度大きな値を示している。この試験結果は図-4 に示す川尻ら⁹⁾の試験結果と程度の違いはあるものの同様な傾向であるといえる。川尻らは本研究で用いた試料と類似した地盤材料（細粒分礫質砂、 $\rho_s = 2.67 \text{ g/cm}^3$, $w_L = 33.9\%$, $w_p = 20.8\%$, $\rho_{dmax} = 1.95 \text{ g/cm}^3$, $w_{opt} = 11.3\%$) を動的および静的に締固めて作製した供試体を用いて非排水三軸試験を行った結果、同じ締固め度および含水比になるよう締固めたにもかかわらず静的供試体の偏差応力が動的供試体よりも 100%程度大きくなることを報告している。一方 BC2 に関しては、 $\sigma'_c = 50\text{kPa}$ においては BC19 と同様に静的供試体の q_{max} の方が動的供試体よりも大きい、拘束圧が高くなり $\sigma'_c = 150\text{kPa}$ となるとその大小関係が逆転していることがわかる。また、 σ'_c ごとの動的および静的供試体の q_{max} の差は BC19 に比べると幾分小さいことがわかる。以上より、締固め方法の違いが強度特性に及ぼす影響は試料によって大きく異なることがわかる。特に、川尻らの用いた淀川試料と本研究で用いた BC19 とは土質分類が同じであり、物理特

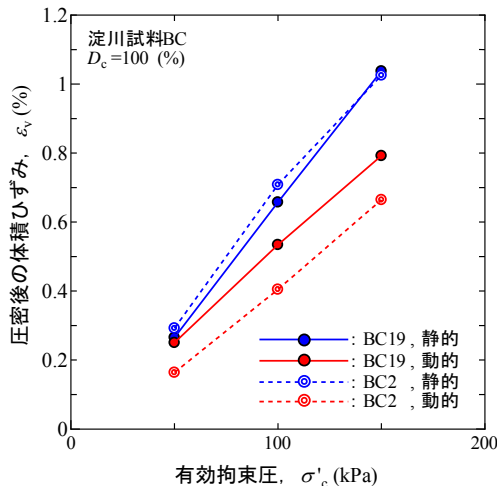


図-8 等方圧密時の最終体積ひずみ～ σ'_c 関係

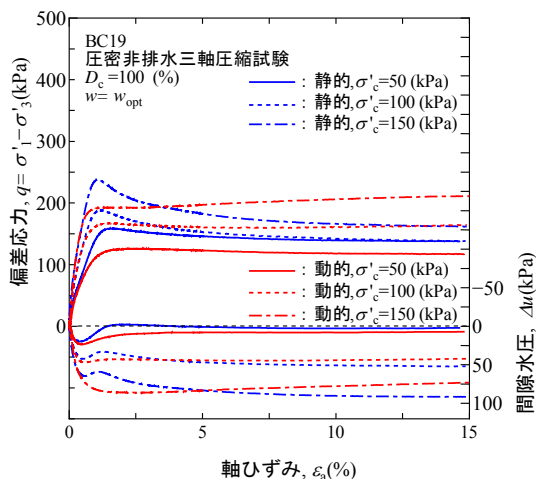


図-9 BC19 の応力～ひずみ関係

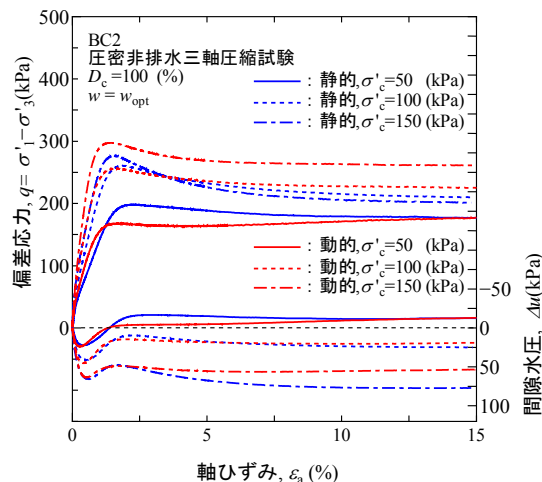


図-10 BC2 の応力～ひずみ関係

性に一見差がないような試料であるにもかかわらず、締め固め方法が非排水のせん断強度特性に及ぼす影響に大きな差を生じた。現在の盛土の施工管理ではこの程度の物理特性の差が考慮されることはほとんどなく、仮に異なる締め固め機械を用いるような場合、用いる試料によっては非排水強度に差が生じ、強度的に不均質な盛土を建設してしまう可能性を示唆する結果であるといえよう。

次に、BC19とBC2を比較した場合、いずれの拘束圧においてもBC2の方がBC19よりも q_{max} は大きいことがわかる。図-12は単調載荷時における過剰間隙水圧 Δu の挙動を示しているが、図には代表してBC19およびBC2の静的供試体を用いて行った $\sigma'_c = 100\text{kPa}$ での試験結果を示している。BC19、BC2ともに載荷初期では Δu が増加し40kPa程度の正の過剰間隙水圧が発生した後に減少に転じる、正のダイレイタンス傾向を示している。BC19の Δu が35kPa程度までしか減少していないのに対しBC2は10kPa程度まで減少していることから、BC2はBC19よりも正のダイレイタンス傾向が強く比較的密詰め傾向が強いといえ、この違いが両者の強度差を生み出していると考えられる。

また、この原因は小高ら¹²⁾が示したマトリックスの間隙構造を考慮する考え方をを用いることで説明ができる。小高らは原粒度試料を用いた大型三軸試験および粒度調整試料（以下通常粒調試料）を用いた小型三軸試験を非排水条件で行った結果、小型三軸試験による変形・強度特性の方が大型三軸試験よりも密詰め傾向が強くなることを報告している。その理由として図-13に示した模式図を用いて以下のように説明している。まず、「礫分が60%以下では礫粒子は集合体の中で個々に存在し、細粒分が混合土の主たる構造をなしている」と指摘されている¹³⁾ことから、礫粒子がそれ以外の砂やシルトを主体とするマトリックス部分の中に浮いた状態で存在していると考え、力学特性はそのマトリックスに強く依存すると考えられる。すると土全体では大型供試体、小型供試体ともに同じ間隙比であるが、礫を除外した場合の間隙比（=間隙の体積/マトリックスの体積）は小型供試体（通常粒調試料）よりも大型供試体（原粒度）の方が大きくなる。そのため、原粒度の大型供試体の方が緩詰め傾向が強くなったと考えられる。

続いてこの考え方をを用いて本研究の結果を考察する。本研究で用いたBC19およびBC2はそれぞれ礫分含有率が22%および0%であることから、小高らと同様に力学特性が礫以外の砂やシルトで構成されたマトリックスの力学特性に強く依存すると考えられる。そこで図-14にBC19およびBC2の供試体を示相図で模式的に示す。た

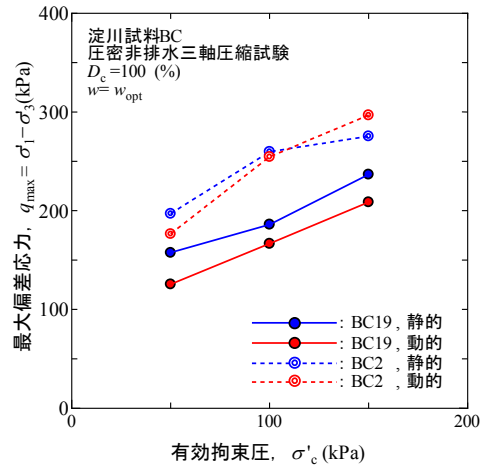


図-11 各試験で得られた q_{max} と σ'_c の関係

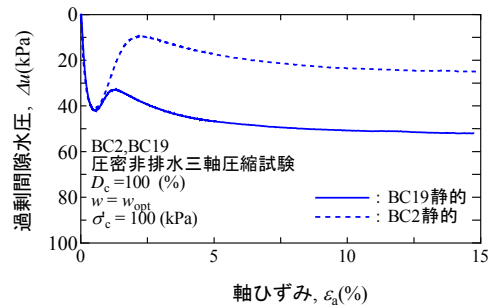


図-12 単調載荷時の過剰間隙水圧挙動

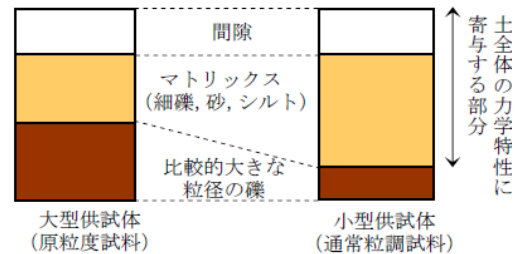


図-13 小高ら¹²⁾が示した示相図

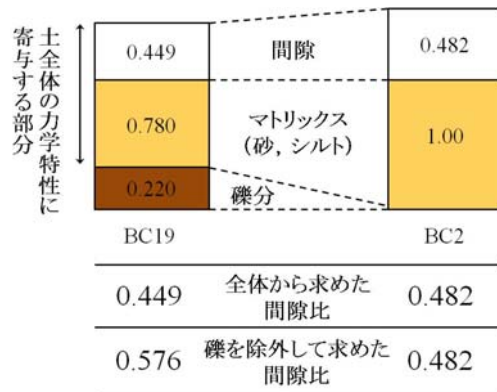


図-14 BC19およびBC2の示相図の比較

だし、マトリックスの粒径の境界を仮に 2mm とし、粒径によらず土粒子密度をすべて同一であると簡素化している。図には一例として静的締固めによる BC19 および BC2 の供試体の間隙比を示している。両供試体は同じ D_c (= 100%) になるように締固めているが、 ρ_{dmax} が BC19 の方が BC2 よりも大きいため間隙比は BC19 で 0.449、BC2 で 0.482 と BC19 の方が BC2 よりも小さな値を示している。しかし礫を除外した場合の間隙比 (= 間隙の体積/マトリックスの体積) を求めると、BC19 で 0.576 (=0.449/0.780)、BC2 で 0.482 (=0.482/1.00) となる。よって、BC19 よりも BC2 の方がマトリックスの密度が大きいため、BC2 の供試体の方が密詰め傾向が強くと解釈できる。

図-15 は粘着力 $c=0$ として有効応力で整理した各拘束圧のモール円から求めた内部摩擦角 ϕ_{peak} ($=\sin^{-1}\{(\sigma'_1-\sigma'_3)/(\sigma'_1+\sigma'_3)\}$) と σ'_c との関係を示している。従来から言われている通り、拘束圧の増加に応じて ϕ が減少する拘束圧依存性¹⁴⁾が確認された。また試料および動的と静的で比較すると BC2 の動的供試体の結果を除いて、 ϕ_{peak} には大きな違いがみられなかった。

図-16 は $\sigma'_c=50\text{kPa}$ で行った排水三軸圧縮試験における単調載荷時の応力～ひずみ関係を示している。非排水試験における傾向とは異なり、 q_{max} は BC19 と BC2、動的と静的によらずほぼ等しく、ダイレイタンシー挙動にも大きな違いは見られないことがわかる。ここで、先述のマトリックス密度に差があった BC19 と BC2 の強度がほぼ等しかったことについて考えると、排水試験ではマトリックスの密度が比較的小さい BC19 はせん断中に密になるように、マトリックス密度が比較的大きな BC2 は疎になるように体積が変化し、両者のせん断開始当初におけるマトリックス密度の差が小さくなることによって、結果的に強度差が小さくなったのではないかと推測できる。一方、体積変化を伴わない非排水試験ではせん断中に両者のせん断開始当初におけるマトリックス密度の差が変化しないため、元来マトリックス密度が大きかった BC2 が、ダイレイタンシーに伴う有効応力の増加によって、BC19 に比べてより大きな強度を発揮したのではないかと推測される。ただし、このようなマトリックス密度に基づく強度変化は本試験結果のみから説明することは困難であるため、今後より詳細な検討が必要であると言える。しかしながら、排水条件によって強度およびダイレイタンシー挙動の違いに変化が生じたことは少なくとも、静的供試体と動的供試体、BC19 と BC2 のいずれの強度差においてもダイレイタンシーが深く関与していることを示唆する結果であると言える。

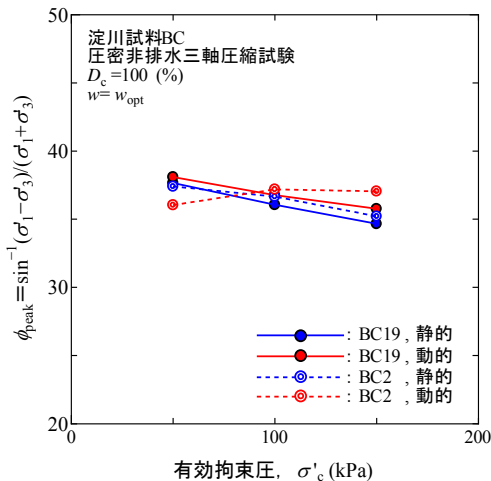


図-15 ϕ_{peak} ～有効拘束圧 σ'_c 関係

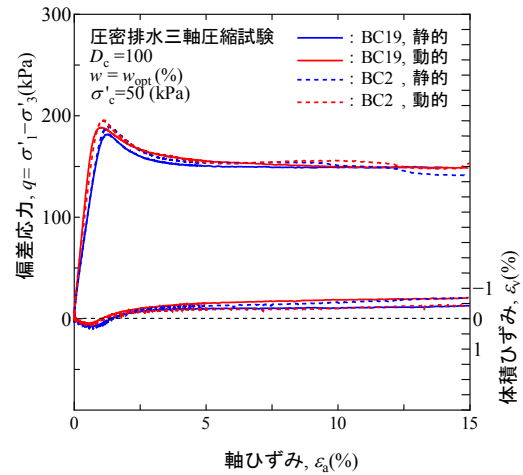


図-16 排水三軸圧縮試験の応力～ひずみ関係

表-3 各試験結果から求めた強度定数の一覧

	$\phi_{peak}^{※1}$	ϕ_{cu}	c_{cu}	ϕ'	$\phi_{cd}^{※2}$
BC19 静的	36.1	16.5	42.8	35.6	40.7
BC19 動的	36.8	17.3	31.0	36.4	41.0
BC2 静的	36.7	16.3	62.5	36.1	41.4
BC2 動的	37.2	22.2	41.4	35.4	41.8

※1 代表として $\sigma'_c=100\text{kPa}$ での値を示している。

※2 $\sigma'_c=50\text{kPa}$ のみの結果より算出。

表-3に各試験結果から求めた強度定数をまとめたものを示している。非排水三軸圧縮試験の全応力のモール円から ϕ_{cu} および c_{cu} を、有効応力のモール円から粘着力 $c'=0$ として ϕ' を、排水三軸圧縮試験結果から ϕ_{cd} を求めた。なお ϕ_{peak} は代表として $\sigma'_c=100kPa$ での値を示している。 ϕ_{peak} , ϕ' , ϕ_{cd} の何れにおいても動的と静的の違いや、試料の違いによる影響は小さいことがわかる。一方、全応力のモール円から求めた強度定数を見ると、BC19, BC2共に ϕ_{cu} は動的供試体の方が静的供試体よりも大きな値または同程度の値を示しているが、 c_{cu} は静的供試体の方が動的供試体よりも大きな値を示している。

5. まとめ

本研究では二種類の試料を静的および動的に締固めた供試体を用いて一連の三軸圧縮試験を行い、締固め方法および試料の違いが地盤材料に及ぼす影響について検討を行った。本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 三軸圧縮試験の圧密過程における最終体積ひずみは静的供試体の方が動的供試体よりも大きいことがわかった。
- 2) 非排水三軸試験においてBC19の q_{max} は静的供試体の方が動的供試体よりも大きい、BC2では両者の違いが比較的小さく、試料により締固め方法が強度特性に及ぼす影響の度合いが異なることがわかった。
- 3) 非排水三軸試験において、締固め方法によらず q_{max} はBC2の方がBC19よりも大きいことが確認された。これはBC2の方が力学特性を左右するマトリックスが密であったためであると考えられる。
- 4) 排水三軸試験では締固め方法および試料の違いによらず q_{max} は同様な値を示したことから、静的供試体と動的供試体、BC19とBC2の強度差にはそれぞれダイレイタンスが深く関与していると考えられる。
- 5) 各試験結果から求めた強度定数のうち ϕ_{peak} , ϕ' , ϕ_{cd} の何れにおいても締固め方法の違いおよび試料の違いによる影響が小さいといえる。

参考文献

- 1) Shibuya, S., Kawaguchi, T., Chae, J. : Failure of Reinforced Earth as Attacked by Typhoon No.23 in 2004, soils and Foundations, Vol.47, No.1, pp.153-160, 2007.
- 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) 龍岡文夫, 望月勝紀, 望月一宏, 國廣勇三: 砂礫盛土材の強度・剛性関係と影響因子, 第46回地盤工学研究発表会 CD-ROM, pp.1771-1772, 2011.
- 4) 例えば; 上本雄也, 澁谷啓, 橋元洋典, 川尻峻三: 砂礫盛土材の締固め特性および変形・強度特性に及ぼす粒度特性の影響, 地盤工学ジャーナル, Vol.6, No.2, pp.181-190, 2011.
- 5) Lambe, T. W. : The structure of compacted clay, *Journal of SMFD*, Proceeding of ACSE, Vol.84, SM2, pp.1655-1-1655-35, 1958.
- 6) Seed, H. B., Mitchell, J. K. and Chan, C. K. : Structure and strength characteristics of compacted clays, *Journal of SMFD*, Proceeding of ACSE, SM5, pp.87-125, 1959.
- 7) Yong, R. N. and Warkentin, B. P. : *Introduction to Soil Behavior*, Macmillan, pp.106-107, 1966. (山崎不二夫, 山内豊聡 監修・訳: 土質工学の基礎, 鹿島出版会, 1972.)
- 8) 鬼塚克忠, 林重徳, 吉武茂樹, 大石英隆: 締固めた土の圧縮及び強度異方性について, 土質工学会論文報告集, Vol.19, No.3, pp.113-123, 1979.
- 9) 川尻峻三, 川口貴之, 澁谷啓, 高橋正和: 締固めた地盤材料の変形・強度特性に及ぼす締固め時の含水比および締固め方法の影響, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.67, No.4, pp.532-543, 2011.
- 10) 鬼塚克忠, 吉武茂樹: 締固めた混合土の強度異方性について, 土質工学会論文報告集, Vol.23, No.4, pp.149-156, 1983.
- 11) 境芳樹, 川尻峻三, 澁谷啓, 加藤正司, 川口貴之: ベンダーエレメントおよび繰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.
- 12) 小高猛司, 板橋一雄, 中島康介, 牧田祐輝, 李圭太, 上村俊英, 坪田邦治, 加藤雅也: 河川堤防砂礫の変形・強度特性の評価手法に関する考察, 地盤工学ジャーナル, Vol.5, No.2, pp.193-205, 2010.
- 13) 礫質土の力学特性についての研究委員会: 礫質土の力学特性に関するシンポジウム発表論文集, 第5章礫質土の室内試験技術, pp.60-73, 2001.
- 14) 野並賢: 粗粒土の一次性質が圧縮強度特性へ及ぼす影響についての基礎研究, 博士論文, 神戸大学, pp.7-30, 2006.