

礫質土の力学的性質と締固め効果に関する考察

中央大学理工学部 学生会員 ○深瀬直人
中央大学理工学部 正会員 平川大貴

1. はじめに：土構造物の安定計算に用いる設計用値(内部摩擦角 ϕ)や施工時の締固め管理値は、現状では粒度に基づいて分類・規定される場合が多い。しかし、同じ粒度区分の土であっても、経験的に締固め特性や強度変形特性には差がある場合があることが知られている。また、締固めは土の骨格構造を作る行為であり、締め固めた土は過圧密な状態にあると考えられる。本研究では粒度がほぼ等しい2種類の異なる礫質土を用いて突き固め後の強度変形特性の差を把握し、この要因として締固め効果の違いに注目した。

2. 使用材料：本研究では母岩の異なる2種類の礫質土、砂岩(以下、Gravel1)および安山岩(以下、Gravel2)の粒度調整砕石を用いた。以降に示す「突固めによる土の締固め試験(JIS A 1210, A-b法；以下、突固め試験と表記)」と三軸圧縮試験(供試体寸法 $\phi 100 \times$ 高さ200 mm)を実施するため、最大粒径 $D_{max}=19.0$ mmのせん頭粒度に再調整して使用した(図-1)。これら2種類の礫質土の使用粒度はほぼ等しく、土粒子密度 ρ_s とマクロ的な粒子形状(Zinggの粒子分類法)もほぼ同様であり¹⁾、粒子の硬さ(モース硬度)も5.5と一致している。細粒分含有率 F_c にも大差はないが、その塑性指数 I_p はGravel1が24.3($w_L=48.5\%$, $w_p=24.2\%$)に対してGravel2は10.0(31.0%, 21.0%)と大きく異なっている¹⁾。使用粒度で考えるとこれら2種類の礫質土は同一の粒度区分であるために現状では同様な締固め特性を有すると評価されるが、実際には転圧締固め特性は大きく異なり、 F_c が3%程度と微量であっても I_p 値が大きくなると締固め効率が悪化することが明らかとなっている¹⁾。このような工学的性質の差は、突固め試験で得られる $(\rho_d)_{max}$ と w_{opt} の値(図-2)から予測することは困難である。盛土構造物を安定的に構築・供用していくためには、「土構造物に求められる性能を満たすための材料の選択」や「使用する材料の特性に基づく施工の留意点」等を確立することが望まれる。

3. 締め固めた礫質土の変形強度特性とその影響要因：用いた2種類の礫質土の基本的な強度変形特性を把握するため、本研究ではまず三軸圧縮試験を実施した。突固め試験(図-2)で得られた $(\rho_d)_{max}$ の条件で供試体を作成した。供試体は突固め試験のA法のランマーを用い、 $\phi 100 \times$ 高さ200 mmの供試体に対して $1E_c=550$ kJ/m³の締固めエネルギーを与えた。同じランマーを使用しているため、1回の突固めで土に与える慣性力も等しい。供試体作成後、両者ともに凍結させて自立可能な状態にしてから三軸セル内に設置した。このような実験方法を採用したことによって、供試体の上下面にラテックスメンブレン(0.3 mm)と高真空グリース(50 μ m)による摩擦軽減層の設置も可能となる。突固めによって実現した土の骨格構造の特性に着目するため、供試体は飽和化してCD条件で軸圧縮した。圧密・拘束圧条件は、初期構造を壊さないように初期側圧係数 $K(=\sigma_3/\sigma_1)=0.5$, $\sigma_3=40$ kPaと設定した。三軸圧縮試験で得られた偏差応力 $q \sim$ 軸ひずみ $\epsilon_a \sim$ 体積ひずみ ϵ_{vol} 関係を図-3に示す。図-3より、粒度やマクロ的な粒子形状等が等しくても、礫質土の強度変形特性には大きな差があることが分かる。細粒分の I_p 値の低いGravel2は最大主応力比 $R_{max} \approx 15$ と非常に高い強度を発揮し、未固化の三軸圧縮条件であってもひずみ軟化挙動を示して

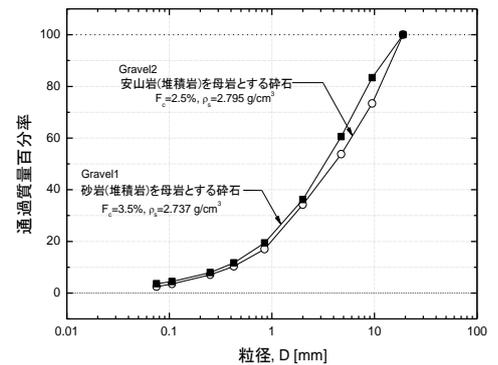


図-1 2種類の礫質土(砕石)

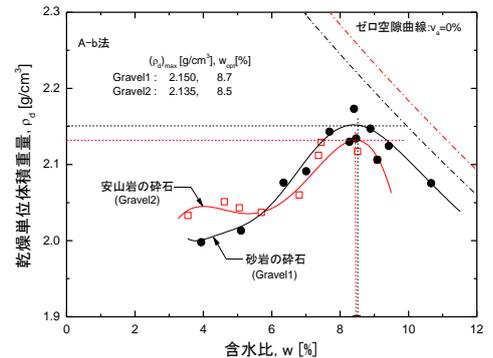


図-2 突固めによる土の締固め試験結果

いる。このような力学的特性の差は、a)粒子の特性(粒子表面の粗度等)や b)土骨格の違い(締固めの効果)が複合的に反映された結果であると考えられる。

また、三軸試験結果(図-3)では、初期剛性も大きく異なっていることが特記される。本研究での ϵ_a 値は外部変位計による測定値を公称ひずみ値として算出したものであり、ベッティングエラー等の誤差を含んでいる。しかし、本研究での ϵ_a の算出方法は材料に関わらず一致しているために互いに含まれる誤差には大差は無いと考えられ、図-3で確認できる初期剛性の違いは締固め効果の違いであると判断した。これは上述のb)の要因であり、 E_c が同じであっても締固め時に土の構造化に使われるエネルギーは地盤材料によって異なる事を示している。そこで本研究ではそれぞれの礫質土に対して一次元圧縮試験を行い、 K_0 条件下での先行応力を算出・比較を試みた。ラテックスメンブレンと三軸試験用モールドを用い、三軸セル内で図-3の結果と同様な方法・条件で突き固めて供試体を作成した。三軸試験用モールドを取り付けたままの状態を外セルを設置し、セル内を軽く脱気した後に脱気水を供試体下部から通水させることでマトリックスサクシジョンの影響を取り除いた。段階载荷による圧密試験(JIS A 1217)と同様な载荷パターンを与え、図-4に示す $(\sigma_v)_c \sim \epsilon_a$ 関係を算出した。単調载荷時では過剰間隙水圧が生じないように0.1%/min(一定)とし、クリープ载荷は2次クリープがほぼ収束するまで実施している。試験機の载荷能力のために粘性土のように正規圧密挙動を示すような応力域までの負荷は不可能であったが、粘性土の $e \sim \log p$ 曲線と同様な特性の曲線を礫質土においても得ることができた。 K_0 条件下での段階载荷で得られた $(\sigma_v)_c \sim \epsilon_a$ 関係に対して、Gravel1とGravel2の比較を図-5に示す。図-5での最大変曲点 $(\sigma_v)_y$ を求めると、Gravel1とGravel2それぞれで(670 kPa, 970 kPa)の値となり、細粒分の I_p 値の低いGravel2(安山岩碎石)の方が高い値となった。粘性土の圧密降伏応力 p_c ではキャサグランデ法²⁾等の幾つかの算出方法が示され、段階载荷の応力ステップや片対数グラフのスケールの取り方などの問題も認識されている。本研究で得られた結果においてもこれらの問題は同様であるため、突固め時でそれぞれの礫質土が受けた先行応力の値の妥当性は今後さらなる検討が必要である。しかしながら、図-3~5の結果は、突固めによって実現した土骨格の差をおおよそ把握できる可能性があることを示唆していると考えられる。

4. まとめ：粒度区分に基づいた礫質土の分類の限界を検討するため、2種類の礫質土の力学的性質を比較した。この結果、粒度が等しくても突固めた礫質土の力学的性質は異なり、この要因の一つに突固め後での土骨格の程度の違いがある。本研究では1次元圧縮試験でその差をおおよそ把握可能であることが確認された。

【参考文献】1) 後藤裕たら、礫質土の力学的性質に及ぼす細粒分の影響、第41回土木学会関東支部技術発表会(DVD-Rom)、III-22, 2014. 2) Casagrande, A. The Determination of the Pre-consolidation Load and its Practical Significance, Proceedings of First International Conference on Soil mechanics and Foundation Engineering, pp.60-64, 1936.

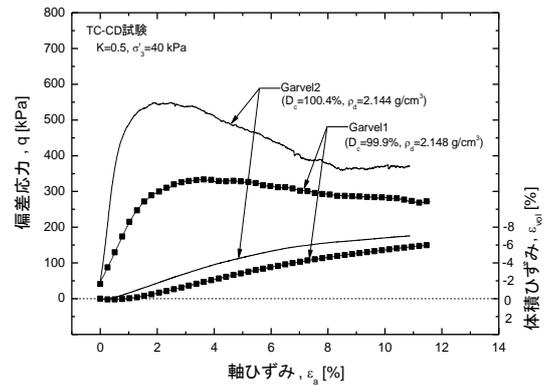


図-3 締め固めた礫質土の強度変形特性の差

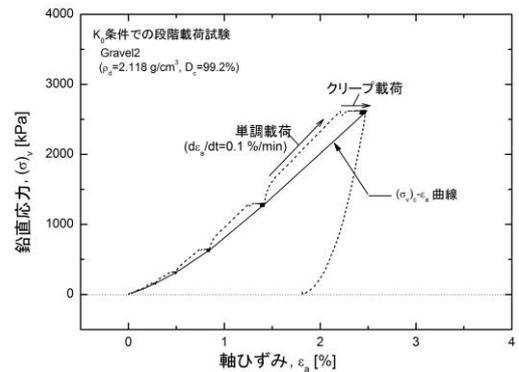


図-4 K_0 条件下での段階载荷と $(\sigma_v)_c \sim \epsilon_a$ 関係 (Gravel2:安山岩碎石)

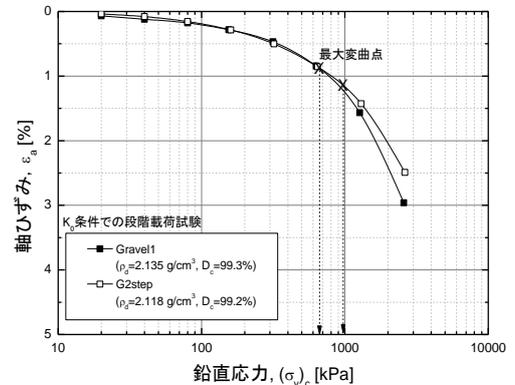


図-5 $(\sigma_v)_c \sim \epsilon_a$ 関係の比較