

静的締固め粗粒材料の等体積単純せん断挙動

石垣 勉¹・渡邊真一²・尾本志展³・太田秀樹⁴

¹正会員 NIPPO コーポレーション 技術研究所 研究第一グループ (〒140-0002 東京都品川区東品川 3-32-34)

E-mail : ishigaki_tsutomu@nippo-c.jp

² 東京工業大学大学院 理工学研究科 修士課程 国際開発工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

³正会員 博(工) NIPPO コーポレーション 技術研究所 研究第一グループ (〒140-0002 東京都品川区東品川 3-32-34)

⁴フェロー会員 工博 東京工業大学大学院 理工学研究科 国際開発工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

静的締固め粗粒材料における有効応力に基づく弾塑性構成モデルの適用性の検討を目的に、大型等体積単純せん断試験機を試作し、多段階圧密等体積単純せん断試験を実施した。試料にはクラッシュランと粒度調整砕石を用いた。その結果、①静的締固め粗粒材料の $e-\log \sigma'_v$ 関係は直線性を示し、②正規圧密状態における応力-ひずみ関係と有効応力経路は限界状態に至るまでの小ひずみ領域において、飽和粘土の非排水せん断挙動と類似していることがわかった。そこで Sekiguchi and Ohta (1977) による弾塑性構成モデルを用いた数値計算結果と実験結果を比較した結果、本モデルは正規圧密状態の静的締固め粗粒材料における小ひずみ領域の等体積単純せん断挙動を概ね再現できることを示した。

Key Words : *statically compacted granular material, constant volume direct simple shear, effective stress, principal stress axis rotation, elasto-plastic constitutive model*

1. はじめに

舗装における性能設計の導入にあたり、舗装の基盤をなす路盤と路床の長期的なパフォーマンスを予測することは重要である。路盤と路床の強度は一般的な土構造物と同様に、間隙水の影響により変化することから、これまでの我が国の舗装の設計体系は水浸供試体を用いた CBR 試験による支持力指数をもとに成り立ってきた。過去の経験に基づいて舗装の性能を照査するこの体系は、試験法の簡便さとあわせて、舗装の普及に重要な役割を果たしたと筆者らは考えるが、路盤と路床の塑性変形が交通荷重の作用や間隙水の影響により、長期的にどの程度進行していくのかといった変形の問題に対応させることには不向きである。路盤と路床の変形に関わる性能を適切に照査する合理的な性能設計の体系を構築するには、これらを構成する締固め粗粒材料の弾塑性的な材料特性をより詳細に把握していく必要がある。

Momoya et al.¹⁾ は繰返し平面ひずみ試験機を、石川ら²⁾ は多重リングせん断試験機を用いた検討を行い、全応力下における粗粒材料の繰返し载荷における塑性体積ひずみの発現は主応力方向の連続的回転による影響が大きいことを示した。Ishikawa et al.³⁾ は多重リングせん断試験機を、Brown et al.⁴⁾ は繰返し中空ねじりせん断試験機を用いた検討を行い、有効応力下における粗粒材料の弾

塑性的変形挙動において、主応力方向の連続的回転の影響が大きいことを示した。これらの研究は交通荷重の作用下にある路盤や路床の弾塑性変形挙動を検討する上で、主応力方向の連続的回転を伴う力学試験の重要性を示唆している。

Ohta and Hata⁵⁾ は、伊勢田・水野⁶⁾ が提唱した締固め土における先行圧縮応力の概念に帰着する「等価先行圧密応力の考え方」を示し、室内において静的に締固めた土の等体積一面せん断試験結果と現場締固め土の含水比および密度とを関連付けることにより、現場締固め土の非排水せん断強度を簡易に推定できることを示した。太田ら⁷⁾ と森川ら⁸⁾ は粘性土を、伊藤ら⁹⁾ は礫分を混入する締固め土を、平田ら¹⁰⁾ は砂質土を対象に、Ohta and Hata と同様の検討を行っている。これらの研究では、締固め土における Sekiguchi and Ohta¹¹⁾ による弾塑性構成モデルの適用に関する検討も進めてきている。

著者らの研究は、上述した粗粒材料の弾塑性的変形挙動における主応力方向の連続的回転の影響に関する検討成果と、締固め土に等価先行圧密応力の考え方を適用した Ohta and Hata らの検討成果に立脚し、締固め粗粒材料の主応力方向の連続的回転を伴う弾塑性的変形挙動を実験的に把握し、有効応力の原理に基づく弾塑性構成モデルの適用性を検討することを目的にしている。

本論文ではその研究の第一段階として、緩結めした試

料を静的に圧縮させることで締固めた粗粒材料（以下、静的締固め粗粒材料）の弾塑性的変形挙動に関して、①締固め土における等価先行圧密応力の考え方、②有効応力を直接測定可能であり、その圧縮過程において一次元圧密状態（ K_0 圧密状態）、せん断過程において主応力方向が連続的に回転することを特徴とする大型等体積単純せん断試験機の試作内容、③クラッシャーランと粒度調整碎石の静的締固め供試体を用いた多段階圧密等体積単純せん断試験結果を述べる。次に、これらの静的締固め粗粒材料において、Sekiguchi and Ohta による弾塑性構成モデルの適用性を検討するため、④多段階圧密等体積単純せん断試験結果を用いた弾塑性構成モデルの構成パラメータの同定方法を述べ、⑤前進差分による数値計算結果と実際の試験結果を比較した結果、いくつかの知見を得たので報告する。

2. 締固め土における等価先行圧密応力の考え方

路盤と路床はタイヤローラや振動ローラなどにより動的に締固められて構築される。これらの力学特性を精緻に把握するためには、同様の方法で締固めた供試体を用いて検討すべきであるが、実際にこれは困難であり、突固めや振動締固め装置を用いて、室内で締固めた供試体で代用することが多い。Ohta and Hata が示した等価先行圧密応力の考え方は、このような締固め方法の違いや締固めの度合いを、圧密試験に供することで直接測定可能な力学パラメータとして表現するものと考えられ、既往研究において粘性土、砂質土、礫質土やロックフィルダムのコア材とロック材などの広範な締固め材料に対して、その実用性が検証されてきている。そこで本研究に理論的基礎を与える締固め土の等価先行圧密応力の考え方を、図-1を用いて説明⁷⁾すると、以下のとおりである。

- ① 締固め土が新たな载荷を受けた際の挙動は、静的な圧縮後に応力解放を受けた土の载荷時の挙動に類似していることから、転圧を受けて締め固まった土を過圧密土とみなす。
- ② ある圧縮荷重に至るまで締固められた土は顕著な変形を示さず、 $e-\log \sigma'_v$ 上の膨潤曲線（図-1中の LC および HC の経路）に似た過圧密的経路をとる。
- ③ これを超える荷重を加えると、締固めによる先行効果が消失し、変形が急増する。この圧縮時の経路は $e-\log \sigma'_v$ 上の正規圧縮曲線（初期に先行圧密応力を極力与えないように緩詰めした試料を、静的に圧縮して締固めることにより得られる圧縮曲線；図-1中の S の経路）上へと遷移する。
- ④ 「等価先行圧密応力」とは締固められた土の圧縮曲線（図-1中の HC および LC の経路）が、これと同

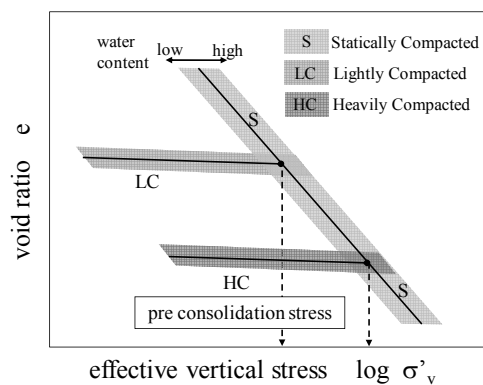


図-1 等価先行圧密応力の考え方⁷⁾

じ含水比状態にある土の正規圧縮曲線（図-1中の S の経路）と交わる点における応力である。

筆者らはこの等価先行圧密応力の考え方がクラッシャーランや粒度調整碎石などの粗粒材料にも適用できると推察した。そこで、本論文ではこの考え方の適用性に関する基礎的検討事項として、先行圧密応力を極力与えないように、空中落下法を用いて緩詰めした試料を、静的に圧縮することで得られる静的締固め粗粒材料の応力状態が、初期に正規圧縮曲線（図-1中の S の経路）上にある場合の力学特性に対象を限定して、今後の議論を進める。

3. 粗粒材料の多段階圧密等体積単純せん断試験

(1) 大型等体積単純せん断試験機

図-2に、試作した大型等体積単純せん断試験機の概要を示す。本試験機の構造は大島ら¹²⁾が試作した繰返し定体積単純せん断試験機を基本とし、最大粒径 40mm 程度の実粒度の路盤材料に対応可能となるように多段階単純せん断箱内の円筒モールドの大型化を図ったものである。

せん断領域のモールドの大きさは直径 300mm、高さ 125mm であり、その比は約 3:1 である。試料の最大粒径を 40mm とすると、モールド直径はその 7.5 倍、高さは約 3 倍であり、本検討で用いた最大粒径 30mm では、直径は 10 倍、高さは約 4 倍となる。

緩詰めした試料をモールド内で静的に圧縮した供試体の作製に対応できるように、せん断領域下部に直径 300mm、高さ 125mm のモールド部を設けた。

多段式単純せん断箱は 8 段の薄鋼板 ($h=15\text{mm}$) を 1 段あたり 6 枚のフラットローラを用いて 0.5mm の隙間を確保した積層構造で、せん断箱の左右各 3 箇所ガイドローラベアリングと 12 箇所のガイドにより、薄鋼板の相対水平変位の均一性が確保される仕組みとなっている。

なお、せん断箱 1 段あたりの高さ ($h=15\text{mm}$) と試料の最大粒径の比は最大粒径 40mm に対して約 1:3、最大粒径 30mm に対して 1:2 である。

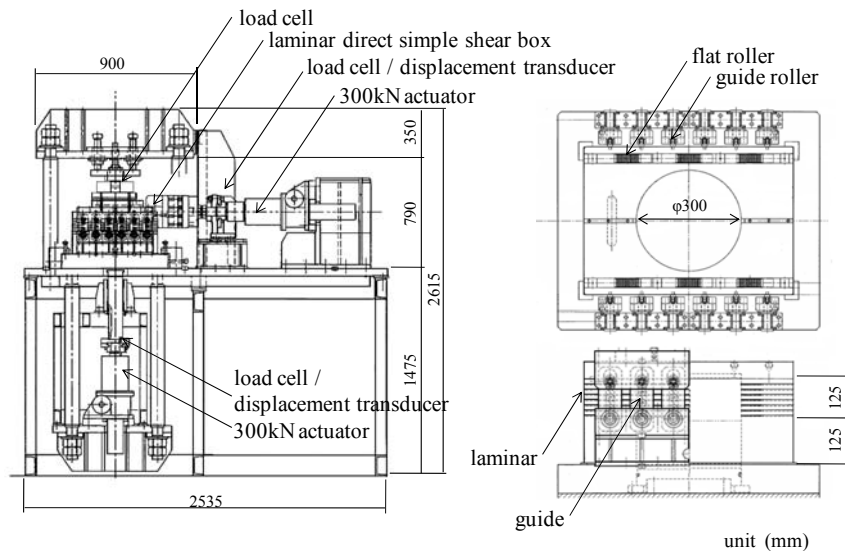


図-2 大型等体積単純せん断試験機の概要

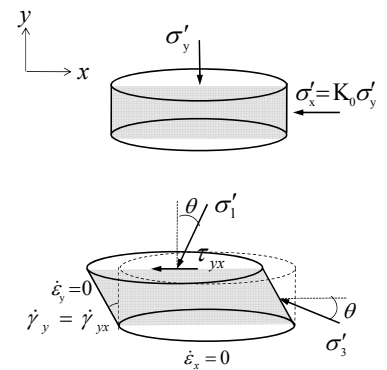


図-3 等体積単純せん断試験の制約条件

垂直および水平载荷装置は、ボールスクリージャッキを AC サーボモータで制御する方式を用いた。せん断箱内に作用する摩擦の影響を把握するため、垂直方向の加圧盤と反力盤側にロードセルをそれぞれ設置した。応力制御方式は垂直方向を加圧盤または反力盤側と水平方向のロードセルの出力をフィードバックし、設定応力が得られるよう位置補正制御を行うクローズドループ・フィードバック制御とした。最大設定可能応力は垂直・水平方向とも 4500kPa であり、粗粒材料の圧密、せん断に伴う骨材の破碎特性の再現も可能である。変位制御方式は AC サーボモータの出力をフィードバックするセミクローズドループ・フィードバック制御とした。変位速度は垂直・水平方向とも、0.1～62.5mm/min である。水平方向の変位範囲は+62.5mm～-30mm であり、設定可能な最大せん断ひずみは $\gamma=50\%$ である。なお、本試験機では静的と繰返し単純せん断試験の両方が可能である。

(2) 多段階圧密等体積単純せん断試験

大型等体積単純せん断試験機では剛なせん断箱内に供試体を作製し、圧密およびせん断を行うため、一次元圧密 (K_0 圧密) と平面ひずみ条件を満足する。図-3 に等体積単純せん断の制約条件を示す。

等体積単純せん断試験とは、排水条件下のせん断過程において、供試体の体積変化を生じさせないよう垂直応力を制御する試験方法であり、その主応力方向は連続的に回転する。本試験機では圧密終了後、モーター回転を停止して加圧盤高さを固定することにより、せん断過程における供試体の体積変化を生じさせない受動制御方式とした。等体積せん断過程では、排水条件かつ低速で载荷することから過剰間隙水圧は発生しない。よって垂直方向に設置したロードセルに出力される垂直応力は全応

力=有効応力となる。この試験から得られる結果は、飽和土であれば非排水条件と等価と考えられる。本検討では不飽和な粗粒材料を対象としているが、松尾・軽部¹³⁾の検討に基づいて、「不飽和な締固め土の等体積せん断時の応力経路を、飽和土における有効応力経路に対応するもの」とした。

多段階圧密等体積単純せん断試験とは一本の供試体で圧密応力を段階的に上げながら、圧密とせん断を交互に繰り返す試験法であり、経済的かつ供試体作製に伴うばらつきの影響を軽減することが可能な試験方法である。Fredlund and Rahardjo¹⁴⁾ は多段階不飽和制御一面せん断試験方法での一連の試験結果を示し、多段階試験方法の有効性を示している。

(3) 供試体の作製

試料には最適含水比に調整したクラッシュラン C-30 と粒度調整砕石 M-30 を用いた。粒径加積曲線を図-4、試料性状を表-1 に示す。C-30 と M-30 は、図-4 に示す粒度範囲 (JIS A 5001) がある。本検討では粒度範囲の中央粒度を目安に、最大粒径を 30mm に調製したものを用いた。単純せん断箱の内壁には摩擦軽減を目的にシリコングリースを薄く塗布した。供試体作製方法は先行圧密応力を極力生じさせないよう、多重ふるい (3 段、ふるい格子寸法 50mm×50mm) を用いた空中落下法 (多重ふるい底部からの落下高さ 10cm) によりモールド内に緩詰めとし、これを静的圧縮することで供試体を作製した。試料はモールド内に 2 層に分けて作製し、各層毎に表面に円形の合板を軽く押しあてて表面の整形した。なお 1 層目の整形は仕上り層厚の確認が目的であり、測定終了後、その表面をかきほぐした後に、2 層目を作製した。また加圧盤・反力盤と供試体との密着を十分に図るため、圧

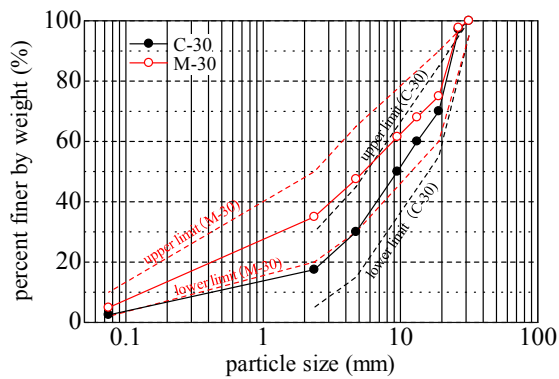


図-4 試験に用いた粗粒材料の粒径加積曲線

表-1 試験に用いた粗粒材料の性状

property of granular material	C-30	M-30
maximum grain size ; D_{max} (mm)	30	30
10% on the grain size diagram ; D_{10} (mm)	0.41	0.14
30% on the grain size diagram ; D_{30} (mm)	4.75	1.40
60% on the grain size diagram ; D_{60} (mm)	13.4	9.0
uniformity coefficient ; U_c	32.68	64.29
coefficient of curvature ; U'_c	4.11	1.56
water absorption (%)	0.59	0.60
plasticity index ; I_p	NP	NP
specific gravity of soil particle ; G_s	2.690	2.690
maximum dry density ; γ_{dmax} (g/cm^3)	2.145	2.258
optimum moisture content ; w_{opt} (%)	3.2	4.9

密圧力 4.9kPa, 9.8kPa, 19.6kPa の 3 段階を予備载荷として段階的に圧縮载荷した。

(4) 圧密試験の結果と考察

図-5 に垂直载荷装置を用いて、静的に圧縮した粗粒材料の $e-\log \sigma'_v$ 関係を示す。縦軸は間隙比、横軸は鉛直有効応力である。図中の実プロットは多段階圧密等体積単純せん断試験における圧密過程、空丸プロットは比較のため本試験機で実施した一次元圧密試験（供試体寸法 $\phi 300 \times t=150mm$ ）の結果を示している。図には正規圧縮曲線（N.C.L）と最終ステージにおける膨潤曲線を実線で示した。破線上の実プロットは後述する等体積単純せん断試験結果から有効応力経路をもとに求めた限界状態時における $e-\log \sigma'_v$ 関係（限界状態線：C.S.L）である。圧密打ち切り時間は载荷後 10 分後とした。各ステージとも所定の圧密圧力を载荷後、約 1 分程度で一次元圧密が終了していることを 3t 法で確認している。

図-5 より、正規圧縮曲線と限界状態線は C-30, M-30 ともほぼ直線的であり、その傾向は飽和粘土の正規圧縮特性と類似している。2500kPa 付近では間隙比が直線と比較して低い値となっているが、これは圧縮に伴う骨材の破碎による細粒化が原因と考えられる。正規圧縮曲線と

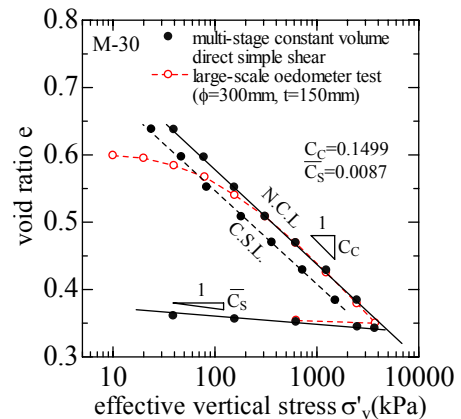
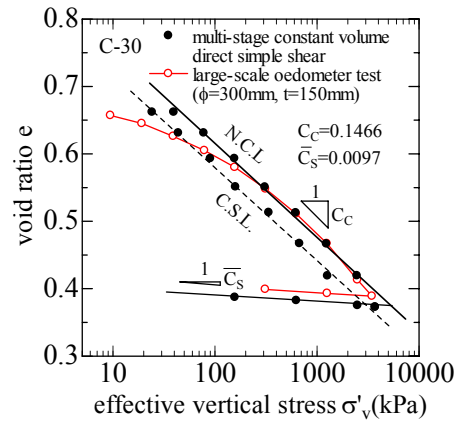


図-5 静的に締固めた C-30 と M-30 の $e-\log \sigma'_v$ 関係

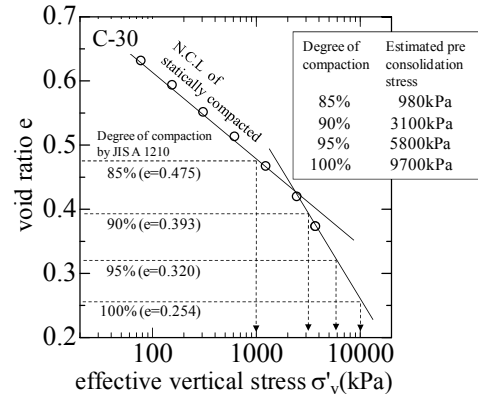


図-6 締固め試験（JISA 1210）により動的に締固めた C-30 の等価先行圧密応力の推定

膨潤曲線の傾きを示す圧縮指数 C_c と膨潤指数 C'_s を図-3 中に示す。 C_c が大きいほど圧縮性が高いことから C-30 よりも M-30 は圧縮性が高いことがわかる。このことは、表-1 に示した M-30 の曲率係数 U'_c が 1~3 の範囲にあり、粒径幅が広いことによるものと考えられる。 C'_s と C_c の比はいずれも約 1/20 である。飽和粘土ではその比は 1/5 から 1/10 程度である。よって試料に用いた C-30 と M-30 の膨潤性は飽和粘土と比較して低いといえる。

一次元圧密試験との比較では鉛直有効応力 200kPa 以上

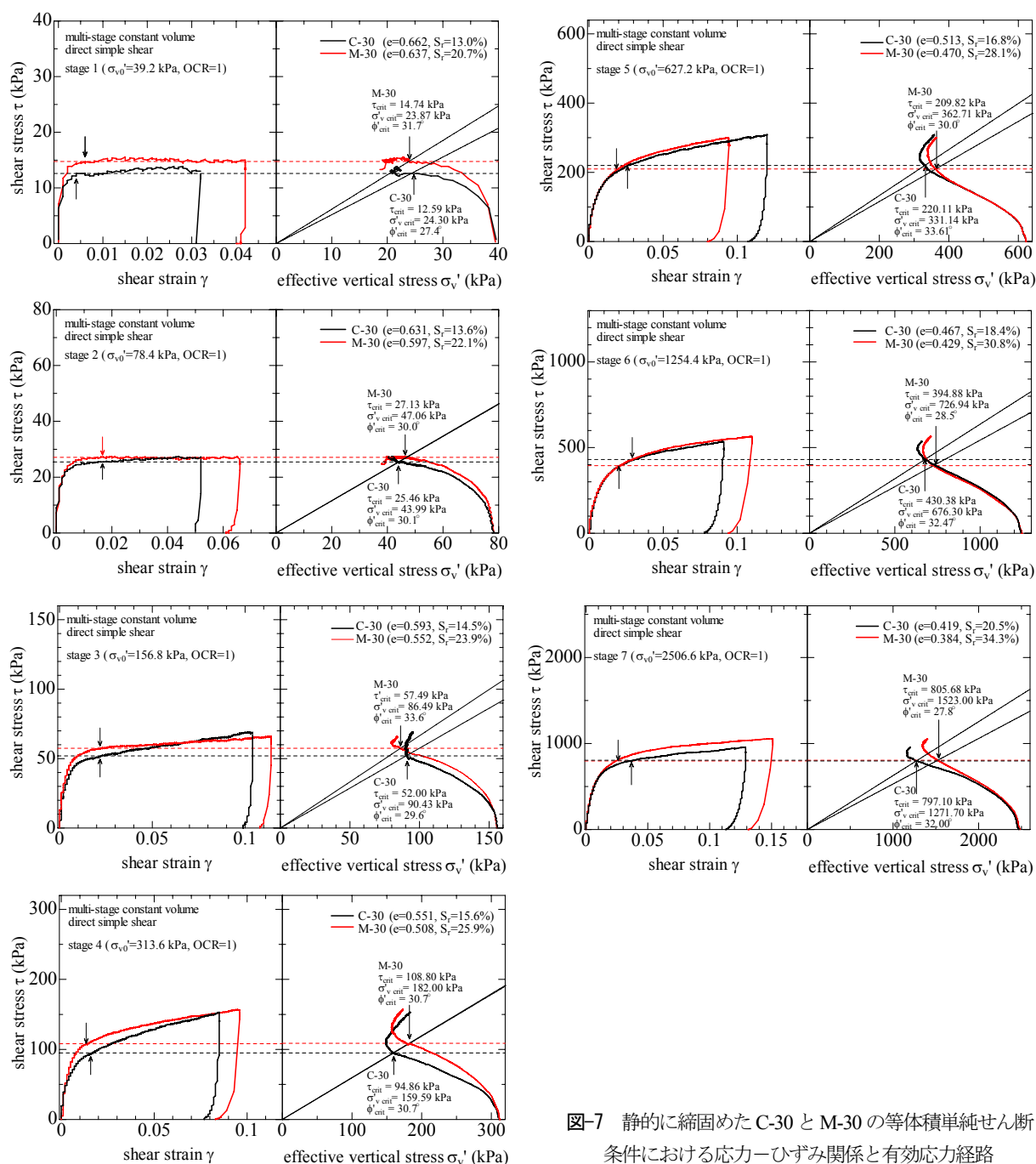


図-7 静的に締固めたC-30とM-30の等体積単純せん断条件における応力-ひずみ関係と有効応力経路

ではほぼ一致しているが、その応力以下では応力レベルが低くなるほど間隙比の差は大きくなっている。多段階圧密等体積単純せん断試験における圧密過程ではせん断終了後、せん断応力を0とする応力制御で水平載荷装置のみを用いて除荷し、次ステージの圧密過程では圧密に伴うせん断力の発生を生じさせないようにその応力制御を継続した。この間隙比の差が発生した原因は、圧密試験を巨視的にみれば、一次元的な圧縮変形であるが、供試体内部では圧縮変形とせん断変形の双方が混在していると仮定すると、圧密過程でせん断応力を0とする応力制御を行った多段階圧密等体積単純せん断試験よりも一次元圧密試験の方が、供試体内部のせん断変形の影響

による圧縮が低い圧密応力レベルでは大きいことによるものと推察される。

図-6に締固め試験(JISA 1210)により動的に締固めたC-30における等価先行圧密応力の推定結果を示す。図中の正規圧縮曲線は図-5に示すものであり、2500kPa以上については破碎の影響で正規圧縮曲線が折れ曲がるものと仮定して外挿した。最適含水比における締固め度85%から100%の4水準の先行圧密応力を推定した。但し図-5に示すように膨潤指数が小さいことから、締固め試験供試体の間隙比から先行圧密応力を簡略的に推定している。その結果、等価先行圧密応力が980kPaから9700kPaの範囲の大きな応力レベルとなっていることがわかる。通常、

路床と路盤の拘束圧は 10kPa から 20kPa 程度であるが、筆者らがこのような大きな圧密応力下で試験を実施した意義は図-6 が示すように、動的な方法で締め固めた粗粒材料を等価先行圧密応力という静的に締め固めた材料の圧密試験から得られる力学パラメータを用いて表現するために大きな圧密応力下における試験データが必要であるからである。

(5) 等体積単純せん断試験の結果と考察

図-7 に静的締め固め粗粒材料の応力-ひずみ関係と有効応力経路を示す。本試験は先行圧密応力 σ'_{v0} が 39.2kPa から 2508.8kPa の広い範囲における 7 段階の多段階試験である。せん断速度は 0.2mm/min とした。各図の左側は応力-ひずみ関係を示している。縦軸はせん断応力、横軸はせん断ひずみである。各図の右側は有効応力経路を示している。縦軸はせん断応力、横軸は鉛直有効応力である。図では各ステージにおける C-30 と M-30 の等体積単純せん断挙動を比較している。

本試験では試験中に応力-ひずみ関係と有効応力経路をモニターし、ひずみ軟化またはひずみ硬化に伴う有効応力経路の変相を確認した時点でせん断を打ち切った。その後、せん断応力 τ を 0 とする応力制御で水平載荷装置のみを用いてせん断応力を除荷した。

図中に示す除荷時の応力-ひずみ関係より、等体積単純せん断に伴う塑性ひずみが発生していることがわかる。静的締め固め粗粒材料の応力-ひずみ関係は間隙比（密度）の違いにより変化する砂質土の非排水せん断挙動に類似している。Ishihara¹⁵⁾ によれば、砂質土の非排水せん断試験における応力-ひずみ関係は、①密度が大きい場合は非流動型であり、応力が常に増加傾向を示す。②密度が小さい場合は流動型であり、ピークを過ぎて応力が減少し、ひずみの大きい領域で一定値に収束する。③密度が中間的な場合は限定的流動型であり、ピークを過ぎて応力が減少し、その後増加する。の三点に分類されている。本試験では C-30 のステージ 1 が③の限定的流動型、M-30 のステージ 1 とステージ 2 が②の流動型を示し、その他は①の非流動型を示している。

ひずみが小さい領域では、せん断の進行に伴い鉛直有効応力が低下するコンラクタンシー特性を示している。この特性は松尾・軽部が示したように正規圧密状態における飽和粘土の特性と類似している。有効応力経路が変相する始点を限界状態（図中の矢印の位置）とみなすと、この点以降は徐々に鉛直有効応力が増加するダイレイタンシー特性を示している。本研究ではこの限界状態を示す点と原点を結ぶ線がなす角を有効内部摩擦角 ϕ'_{crit} とみなして、その算出結果を図中に示した。また初期含水比をもとに算出した供試体の飽和度を示した。石垣・根本¹⁶⁾ が行ったクラッシュランの土柱法保水性試験結果に

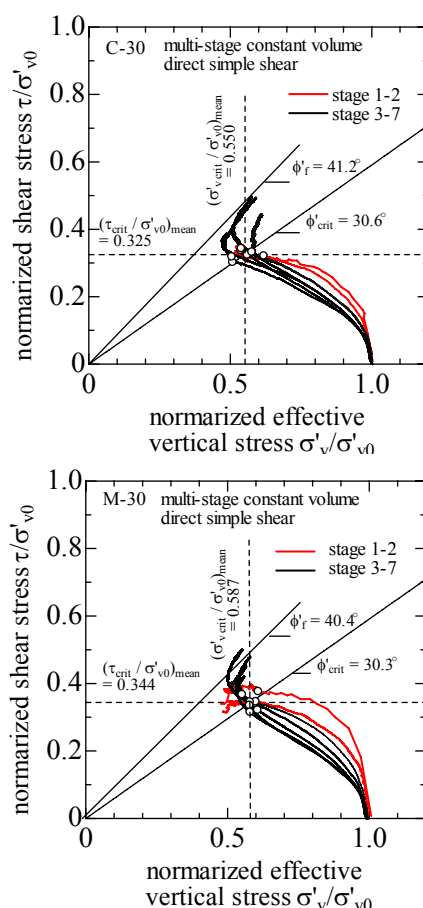


図-8 静的に締め固めた C-30 と M-30 の等体積単純せん断条件における正規化された有効応力経路

よれば、クラッシュランのマトリックポテンシャル（サクション）は非常に低いものであることを示している。よって、筆者らはサクションの影響は小さいものと考えているが、飽和度が静的締め固め粗粒材料の等体積単純せん断挙動に及ぼす影響は今後の課題としたい。

図-8 に粗粒材料の正規化された有効応力経路を示す。図-8 は図-7 に示す有効応力経路を先行圧密応力 σ'_{v0} で正規化し、全ステージを一つのグラフに整理したものである。有効応力レベルが小さいステージ 1 と 2 では C-30 と M-30 は、ともに有効応力経路の立ち上がりが早く、有効応力レベルが大きくなるに従い有効応力経路は下方へ移動している。本試験は正規圧密状態における試験であるから有効応力レベルすなわち間隙比の大小によって有効応力経路が変化していることがわかる。但し限界状態の点を示す図中の空プロット位置はいずれの有効応力レベルにおいてもほぼ同じ位置となっている。そこで先行圧密応力で正規化されたせん断応力と鉛直有効応力の平均値を図中に示す。また平均値と原点の結ぶ線のなす角を平均化された有効内部摩擦角とみなし、 ϕ'_r とあわせて図中に示した。

表-2 圧密等体積単純せん断試験結果に基づいて算出した構成パラメータ群

C-30						(kPa)		(kPa)		
	K_0	D	Λ	M	v'	σ'_{v0}	σ'_{vi}	K_i	λ	e_0
stage2	0.40	0.0145	0.934	2.512	0.286	78.4	78.4	0.400	0.064	0.631
	0.50	0.0164	0.934	2.228	0.333	78.4	78.4	0.500	0.064	0.631
	0.60	0.0182	0.934	2.000	0.375	78.4	78.4	0.600	0.064	0.631
stage4	0.40	0.0153	0.934	2.512	0.286	313.6	313.6	0.400	0.064	0.551
	0.50	0.0172	0.934	2.228	0.333	313.6	313.6	0.500	0.064	0.551
	0.60	0.0192	0.934	2.000	0.375	313.6	313.6	0.600	0.064	0.551
stage6	0.40	0.0161	0.934	2.512	0.286	1254.4	1254.4	0.400	0.064	0.467
	0.50	0.0182	0.934	2.228	0.333	1254.4	1254.4	0.500	0.064	0.467
	0.60	0.0203	0.934	2.000	0.375	1254.4	1254.4	0.600	0.064	0.467

M-30						(kPa)		(kPa)		
	K_0	D	Λ	M	v'	σ'_{v0}	σ'_{vi}	K_i	λ	e_0
stage2	0.40	0.0144	0.942	2.667	0.286	78.4	78.4	0.400	0.065	0.597
	0.50	0.0162	0.942	2.369	0.333	78.4	78.4	0.500	0.065	0.597
	0.60	0.0180	0.942	2.130	0.375	78.4	78.4	0.600	0.065	0.597
stage4	0.40	0.0152	0.942	2.667	0.286	313.6	313.6	0.400	0.065	0.508
	0.50	0.0172	0.942	2.369	0.333	313.6	313.6	0.500	0.065	0.508
	0.60	0.0191	0.942	2.130	0.375	313.6	313.6	0.600	0.065	0.508
stage6	0.40	0.0161	0.942	2.667	0.286	1254.4	1254.4	0.400	0.065	0.429
	0.50	0.0181	0.942	2.370	0.333	1254.4	1254.4	0.500	0.065	0.429
	0.60	0.0201	0.942	2.130	0.375	1254.4	1254.4	0.600	0.065	0.429

4. 粗粒材料における弾塑性構成モデルの適用性

静的締固め粗粒材料における有効応力の原理に基づく弾塑性構成モデルの適用性を検討する。本研究ではSekiguchi and Ohta による弾塑性構成モデルを用いた。

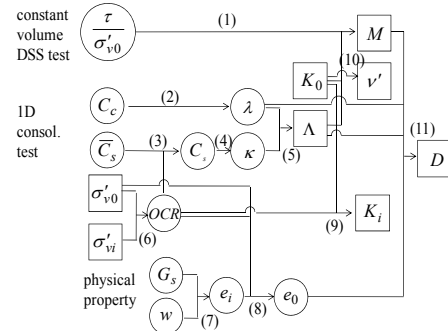
本弾塑性構成モデルの降伏関数は、

$$f = MD \ln \frac{p'}{p'_0} + D\eta^* - \varepsilon_v^p = 0 \quad (1)$$

ここに、 M ：限界状態比、 D ：柴田（1963）によるダイレイタンシー係数、 p' ：平均有効主応力、 p'_0 ：初期平均有効主応力、 η^* ：正規化されたせん断応力、 ε_v^p ：塑性体積ひずみである。

ここでSekiguchi and Ohta による弾塑性構成モデルに必要な構成パラメータを圧密等体積せん断試験結果より同定する方法を図-9に示す。図中の四角で囲まれたパラメータは本弾塑性構成モデルに必要なパラメータである。 $\bar{C}_s$ は一次元圧密試験、 C_s は等方圧密試験から得られる膨潤指数である。 τ/σ'_{v0} は等体積単純せん断過程において求めた実験値であり、図-8中に示してある。図-9中の（1）式は弾塑性構成モデルに破壊条件（限界状態）、非排水条件、平面ひずみ条件を課すことで求められた平面ひずみ非排水強度に単純せん断の破壊時の最大主応力の方向を鉛直下方からはかった角度（ $\theta = \pi/4$ ）を代入することで求めた等体積単純せん断条件の非排水せん断強度式である¹⁷⁾。

未知数は M 、 Λ ：非可逆比、 K_0 ：静止土圧係数の3つである。 Λ は圧密過程において求めた C_c と C_s より算出した。本試験では K_0 を直接試験で求めているので K_0 のパラメトリックスタディをすることで M を求めた。砂質土の K_0 は0.4程度であり、仮に等体積単純せん断試験による有効内部摩擦角よりJaky式（ $K_0 = 1 - \sin \phi'$ ）を用いて算出すると0.5程度である。よってパラメトリックスタディでは $K_0 = 0.4, 0.5, 0.6$ の三水準とした。なおOCRは過圧密比であり、本試験は正規圧密状態であるから、その値は1となる。このような方法で算出した構成パラメータ



- (1) $\frac{\tau}{\sigma'_{v0}} = \frac{(1+2K_0)M \exp(-\Lambda)}{3\sqrt{3} \cosh \beta}$
- (2) $\lambda = 0.434 C_c$
- (3) $\bar{C}_s / C_s = 1 - \log \beta / \log(OCR)$
- (4) $\kappa = 0.434 C_s$
- (5) $\Lambda = 1 - \kappa / \lambda$
- (6) $OCR = \sigma'_{v0} / \sigma'_{vi}$
- (7) $ei = G_s w_n$
- (8) $e_0 = e_i - \lambda(1 - \Lambda) \ln(OCR)$
- (9) $K_i = OCR(1+2K_0) / (1+2K_0)$
- (10) $v' = K_0 / (1 + K_0)$
- (11) $D = \lambda / (M(1 + e_0))$ Ohta et al.(1971)

C_c : Compression index, C_s : Swelling index of isotropic consolidation, $\bar{C}_s$: Swelling index of 1D consolidation, D : Dilatancy coefficient proposed by Shibata (1963), Λ : Irreversibility ratio, M : Critical state parameter, K_0 : Coefficient of earth pressure at rest, K_i : Coefficient of earth pressure at initial state, v' : Effective Poisson's ratio, σ'_{v0} : Pre consolidation stress, σ'_{vi} : Effective overburden pressure, OCR: Over consolidation ratio, e_0 : Void ratio at rest, ei : Void ratio at initial state, G_s : Specific gravity, w : water content, τ : Undrained shear strength

図-9 圧密等体積単純せん断試験結果に基づく構成パラメータの同定方法

群を表-2に示す。本検討ではC-30とM-30におけるステージ2（ $\sigma'_{v0} = 78.4 \text{ kPa}$ ）、ステージ4（ $\sigma'_{v0} = 313.6 \text{ kPa}$ ）、ステージ6（ $\sigma'_{v0} = 1254.4 \text{ kPa}$ ）について数値計算を行った。

前進差分法（せん断ひずみ増分 0.0001）を用いた弾塑性構成モデルの数値計算結果と図-4に示した試験結果を比較した結果を図-7に示す。ステージ2～6のC-30とM-30の有効応力経路の計算値は限界状態にいたるまでの小ひずみ領域の試験結果とよく合っている。 K_0 が大きくなるほど計算値の有効応力経路は下方に移動するが、その影響は小さい。ステージ4、ステージ6はC-30とM-30の試験値とも限界状態以降の大ひずみ領域では応力が常に増加傾向を示す非流動型となり、有効応力経路

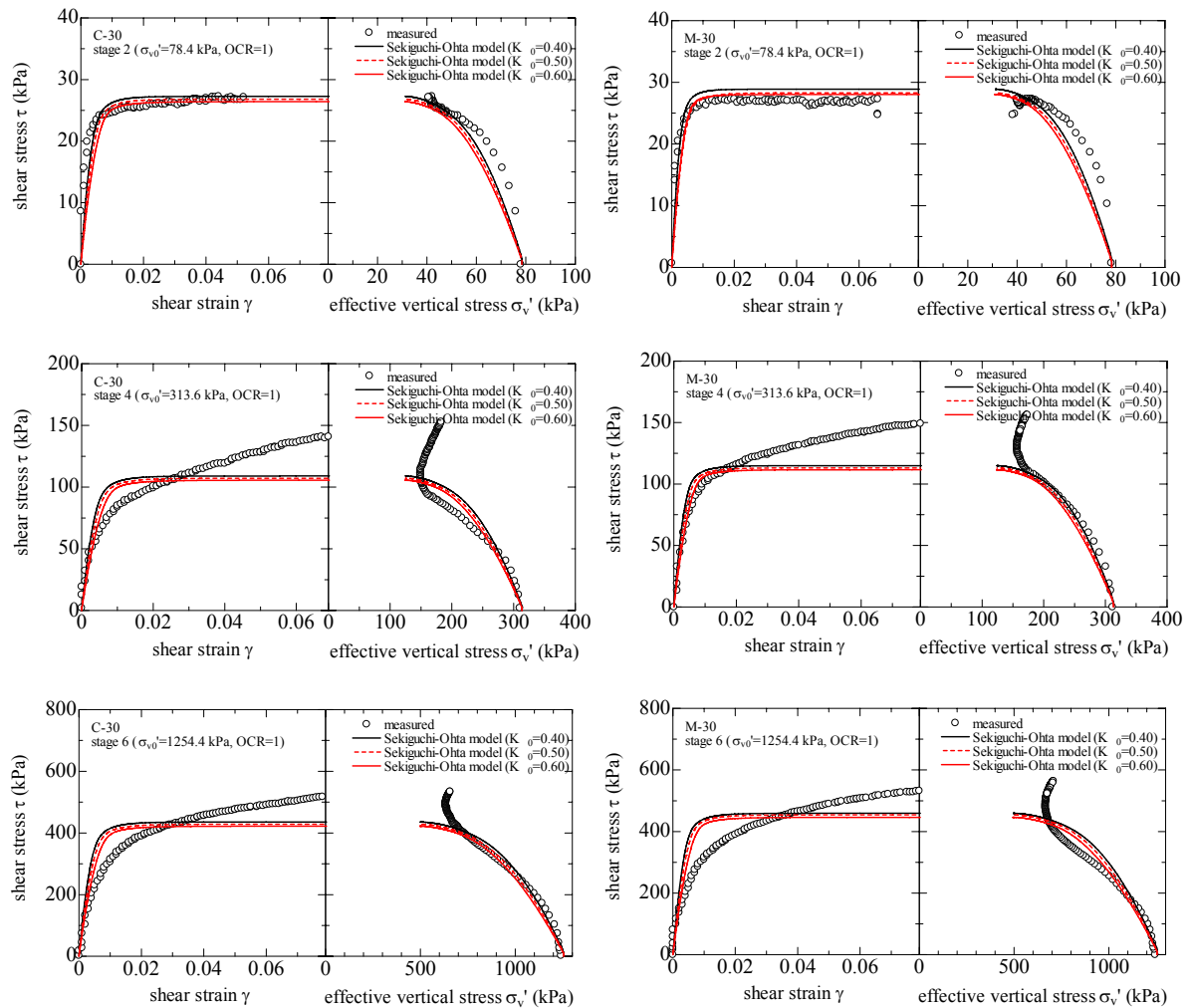


図-7 弾塑性モデルによる数値計算結果と試験結果の比較

は変相しているが、本弾塑性構成モデルでは非流動型の表現はできない。次に、ステージ 2 における応力-ひずみ関係はよく合っている。本モデルは流動型の等体積単純せん断挙動への適用性は高いようである。ステージ 4、ステージ 6 の計算値は小ひずみ領域における応力-ひずみ関係を良く説明しているが、限界状態に近づくにつれて、計算値はせん断応力を過大に算出している。以上より、本弾塑性モデルは正規圧密状態の静的締固め粗粒材料における小ひずみ領域の等体積単純せん断挙動が概ね再現できることがわかった。但し、実務において大ひずみ領域の再現性が要求されることは少ないと考えられるが、本モデルを静的締固め粗粒材料の解析に用いる実務者はこのような構成モデルの限界をよく理解しておく必要がある。

5. まとめ

本論文は主応力方向が連続的に回転する大型等体積単純せん断試験機を試作し、クラッシュランと粒度調整砕石の静的締固め供試体の多段階圧密等体積単純せん断試

験を実施した結果を示したものである。また、静的締固め粗粒材料における Sekiguchi and Ohta による有効応力に基づく弾塑性構成モデルの適用性を検討した。ここで得られた主な知見は、以下の通りである。

- 静的締固め粗粒材料 (C-30, M-30) の正規圧縮曲線、膨潤曲線と限界状態線はほぼ直線的であり、その傾向は飽和粘土の圧密特性と類似している。
- 正規圧密状態にある静的締固め粗粒材料の応力-ひずみ関係は、間隙比の違いにより挙動が変化する砂質土の非排水せん断挙動に類似している。
- 静的締固め粗粒材料 (C-30, M-30) の等体積単純せん断条件における有効応力経路は小ひずみ領域において、せん断の進行に伴い有効応力が低下するコントラクタンシー特性を示している。この特性は正規圧密状態における飽和粘土の特性と類似している。
- 静的締固め粗粒材料の限界状態における正規化されたせん断応力と鉛直有効応力は、有効応力レベルが異なる場合でもほぼ一定の値となる。

- (e) Sekiguchi and Ohta (1977) による弾塑性モデルは正規圧密状態の静的締固め粗粒材料における小ひずみ領域の等体積単純せん断挙動が概ね再現可能である。
- (f) 今後の課題として、①過圧密状態にある粗粒材料の等体積単純せん断挙動、②粒度、密度、飽和度の影響、③締固め方法による違いを実験的に検討し、弾塑性モデルの適用性を検証することがあげられる。

謝辞：本研究の遂行にあたり、試験機の設計において大阪市立大学工学部 東田淳教授、大島昭彦准教授より有意義な御助言と貴重な資料を御提供頂いた。試験機の試作において、(株)岩田工業所 岩田謙一郎氏、若杉剛氏に御尽力頂いた。試験方法の検討と実施にあたり、グリーンコンサルタント (株) 飯田隆紀氏の御援助を頂いた。ここに深甚なる感謝の意を表するものである。

尚、本研究は東京工業大学と(株)NIPPO コーポレーション技術研究所の共同研究「粗粒材料の力学特性に関する研究」の一環として実施したことを付記する。

参考文献

- 1) Momoya, Y., Watanabe, K., Sekine, E., Tateyama, M., Shinoda, M., and Tatsuoka, F.: Effects of Continuous Principal Axis Rotation on the Deformation Characteristics of Sand Under Traffic Load, Design and Construction of Pavement and Rail Tracks, Geotechnical Aspects and Processed Materials, Taylor & Francis, pp. 77-87, 2007.
- 2) 石川達也, 関根悦夫, 三浦清一: 粒状材料の繰返し変形挙動に及ぼす移動輪荷重の影響評価, 土木学会舗装工学論文集, Vol.11, pp.23-31, 2006.12
- 3) Ishikawa, T., Miura, S., and Sekine, E.,: Development and Performance Evaluation of Multi-ring Shear Apparatus, Design and Construction of Pavement and Rail Tracks, Geotechnical Aspects and Processed Materials, Taylor & Francis, pp. 53-64, 2007.
- 4) Brown, S.F.: The Effect of Shear Stress Reversal on the accumulation of Plastic Strain in Granular Materials under Cyclic Design and Construction of Pavement and Rail Tracks, Geotechnical Aspects and Processed Materials, Taylor & Francis, pp. 89-108, 2007.
- 5) Ohta, H and Hata, S. : Strength of Dynamically compacted Soils, Proc. of SS9 9th ICSMFE, pp.239-242, 1977.
- 6) 伊勢田哲也, 水野正徳: 締固めた土の圧縮特性に関する研究, 土木学会論文集, No.188, pp.45-52, 1971.
- 7) 太田秀樹, 伊藤雅夫, 石黒健, 米谷敏: 締固められた粘性土の先行圧縮応力と強度の推定, 土木学会論文集, No.436, III-16, pp.27-36, 1991.
- 8) 森川嘉之, 古田康裕, 飯塚敦, 太田秀樹: 粘性土の等体積一面せん断強さ, 土木学会論文集, No.582, III-41, pp.173-182, 1997.
- 9) 伊藤雅夫, 太田秀樹, 石黒健, 米谷敏: 礫分を混入する締固め土の先行圧縮応力と強度の推定, 土木学会論文集, No.439, III-17, pp.27-36, 1991.
- 10) 平田昌史, 飯塚敦, 太田秀樹, 山上尚幸, 横田義弘, 大森昇治: ダイレイトンシーを考慮したジオシンセティックス補強盛土の有限要素解析, 土木学会論文集, No.631, III-48, pp.179-192, 1999.
- 11) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, Constitutive Equation of Soils, Proc. of 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Specialty Session 9, pp.305-315. 1977.
- 12) 大島昭彦, 高田直俊, 柳瀬一範: 繰返し定体積単純せん断試験機の試作, 第35回地盤工学研究発表会, pp.763-764, 2000
- 13) 松尾稔, 軽部大蔵: 室内せん断試験結果の設計への適用に関する2,3の問題点, 第11回土質工学シンポジウム発表論文集, pp.91-100, 1966.
- 14) Fredlund, D. G. and Rahardjo, H. : Soil mechanics for unsaturated soils, Wiley Newyork. 1993
- 15) Ishihara, K. : Soil Behavior in Earthquake Geotechnics, Oxford Science Publications, 1996.
- 16) 石垣勉, 根本信行: 粒状路盤材料の透水特性と水分保持特性に関する検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集第5部 Vol. 60, pp.117-118, 2005.
- 17) 社団法人地盤工学会: 地盤工学基礎理論シリーズ 地盤の変形解析—基礎理論から応用まで, pp.70, 2002.

CONSTANT VOLUME DIRECT SIMPLE SHEAR BEHAVIOUR OF STATICALLY COMPACTED GRANULAR MATERIALS

Tsutomu ISHIGAKI, Shinichi WATANABE, Shinobu OMOTO and Hideki OHTA

This paper describes the applicability of soil-water coupled analysis for simulating the constant volume direct simple shear behaviour of statically compacted granular materials. Multi-stage constant volume direct simple shear tests are carried out for investigating the consolidation and simple shear behaviour of granular materials. The constitutive model mainly employed in the calculations is an elasto-plastic model developed by Sekiguchi and Ohta (1977). The calculated results are compared with actual laboratory test data. The small strain behaviour of the constant volume direct simple shear is well correlated with calculated results.