

## 固化改良土（砕・転圧盛土工法）の繰返し三軸試験による変形特性

株式会社フジタ 技術センター 正会員 ○北島 明  
株式会社フジタ 建設本部 フォロー会員 福島伸二

### §1. まえがき

砕・転圧盛土工法<sup>1)2)</sup>は老朽化したフィルダムやため池の堤体改修（補強や漏水防止）を貯水池内に堆積した底泥土を所要の強度や遮水性を有するように固化改良した築堤土（砕・転圧土）により行うもので、これまでにフィルダム4例、ため池9例の合計13例に適用されている。堤体改修は既設堤体の上流側を一部掘削除去して砕・転圧土ゾーンを腹付けるもので、新たに腹付けたゾーンを含む堤体全体の地震時挙動を評価するには砕・転圧土ゾーンと既設堤体の動的応力変形解析が実施されるが、それには既設堤体とともに砕・転圧土ゾーンの変形特性が必要となる。既設堤体のような通常土の変形特性は調べられているが、固化改良土である砕・転圧土の変形特性はほとんど調べられていない。そこで、本稿は、砕・転圧土の変形特性を繰返し三軸試験を実施して調べた結果を報告するものである。

### §2. 砕・転圧盛土工法によるフィルダムの堤体改修法

砕・転圧盛土工法によりフィルダムやため池の堤体を改修するには、図1に概念的に示すように、既設堤体の上流側の一部を掘削除去して、堤体安定に必要な強度と貯水機能を満足する遮水性を持つ砕・転圧土の傾斜ゾーンを腹付けるのが基本となる。砕・転圧土ゾーンを含む新堤体の地震時挙動を評価するには既設堤体だけでなく砕・転圧土ゾーンの変形特性を知る必要がある。砕・転圧土ゾーンは内部摩擦角による強度成分が小さく、粘着力に卓越した強度特性にあるのに対して、既設堤体は多少の粘着力を期待できるもののほとんどが内部摩擦角からなる強度特性にあり、両者間に強度特性の相違がある。このことから、砕・転圧土ゾーンと既設堤体は、強度特性の相違に対応して変形特性にも相違があるものと考えられる。

### §3. 砕・転圧土供試体の準備と繰返し三軸試験方法

繰返し三軸試験は「地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法（JGS 0542）」に準じて実施した。試験には、図2に粒度曲線を示すような、堤体改修を計画中のSKダムで砕・転圧盛土工法の原料土として使用を予定している池内に堆積した底泥土Mdと既設堤体土Ebを体積比で1:3.0の割合で加え合わせた混合泥土を試料として使用した。砕・転圧土供試体は混合泥土をセメント系固化材（高有機質土用GS225）により固化改良して参考文献1), 2)に規定された方法で直径 $D \times$ 高さ $H=50\text{mm} \times 100\text{mm}$ の三分割型モールドを用いて準備した。固化養生条件は初期固化日数 $t_s=3$ 日、解砕・転圧してから $t_{cc}=7$ 日後に、すなわち混合泥土に固化材を添加してから $t=t_s+t_{cc}=3+7=10$ 日目に試験を実施した。

### §4. 砕・転圧土の繰返し三軸試験結果

繰返し三軸圧縮試験は、まず固化材添加量 $AM_c=50, 75, 100\text{kg/m}^3$ として強度レベルを変えて準備した砕・転圧土供試体を軸応力 $\sigma_a$ と側方応力 $\sigma_r$ が同じ等方応力 $\sigma_a=\sigma_r=\sigma_c=20\text{kN/m}^2$ のもとで高飽和度化のために背圧 $\sigma_{Bp}=100\text{kN/m}^2$ を加え、その後 $\sigma_c=100\text{kN/m}^2$ まで等方圧密してから、非排水状態で繰返し回数 $N=10$ 回で繰返し応力振幅 $\sigma_d$ を段階的に増加させて（ $\sigma_a=\sigma_c \pm \sigma_d$ ,  $\sigma_r=\sigma_c$ ）を実施した。

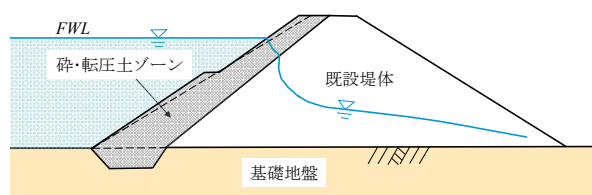


図1 砕・転圧盛土工法による堤体改修における基本形

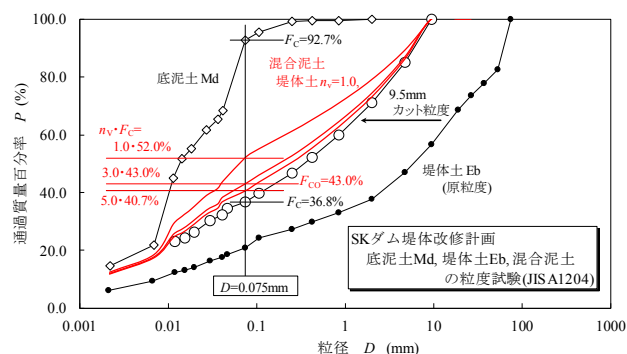


図2 試料土（底泥土+堤体土）の粒度曲線

図3は $N=10$ 回に相当する等価変形係数 $E$ 、履歴減衰率 $\eta$ と片振幅軸ひずみ $\varepsilon=(\varepsilon_a)_{SA}$ の関係を示す。図中の曲線は最大偏差応力を $q=\sigma_a-\sigma_r=\sigma_d$ として、 $\sigma_d$ を段階的に増加させた時の骨格曲線 $q \sim \varepsilon$ 関係を双曲線 $q=\varepsilon/(\alpha+\beta \cdot \varepsilon)$ で近似して求めた最大偏差応力 $q_{max}$ （ $=1/\beta$ ）と最大変形係数 $E_{max}(=1/\alpha)$ を用いた $E$ のひずみ依存性曲線 $E=E_{max}/(1+\varepsilon/\vare_c)$ （規準ひずみ $\varepsilon_c=q_{max}/E_{max}$ ）と、Hardin-Drebnichモデルによる $\eta$ のひずみ依存性曲線 $\eta=\eta_{max}(1-E/E_{max})$ をそれぞれ示したものである。なお、 $\eta_{max}$ は試験で得られた $\eta \sim E$ 関係を直線近似した時の $E \rightarrow 0$ 時の値として求めた最大履歴減衰率である。通常土の $E$ と $\eta$ のひずみ依存性は上記の式によりうまく近似できることがわかっているが<sup>3)</sup>、図から砕・転圧土においても強度レベルに関係なく土質材料と同様のことがなりたつことがわかる。

図4は試験時の圧密応力レベルを $\sigma_c=50, 100, 200\text{kN/m}^2$ と変えた砕・転圧土（ $AM_c=75\text{kg/m}^3$ ）の $E$ と $\eta$ のひずみ依存性を調べた結

キーワード：固化改良土、動的変形特性、繰返し三軸試験、変形係数

連絡先 〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1 株式会社フジタ 技術センター 土木研究部 ☎ 046-250-7095

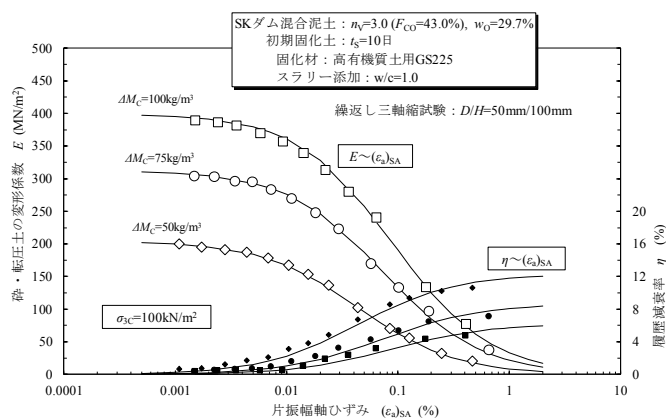
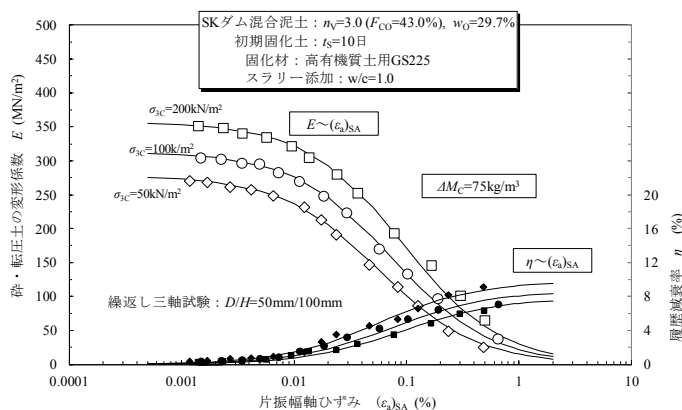


図3 強度レベルの異なる砕・転圧土のEとηのひずみ依存性

図4 圧密応力レベルの異なる砕・転圧土のE<sub>eq</sub>とηのひずみ依存性

果を示す。図から、砕・転圧土のEとηのひずみ依存性は $\sigma_c$ により影響を受けるが、強度レベルの影響より少ないことがわかる。

図5は図3の砕・転圧土のE・η関係から、 $E_{max}$ とひずみレベル $\varepsilon=0.01\%$ ,  $0.05\%$ ,  $0.1\%$ におけるEと一軸圧縮強さ $(q_u)_{CC7}$ の関係を両対数グラフ上に示す。 $(q_u)_{CC7}$ は別途 $\Delta M_c$ を変えて準備した砕・転圧土供試体について、一軸圧縮試験を実施して求めたものである。図中には、 $E_{max} \sim (q_u)_{CC7}$ 関係を $E=a \cdot \{(q_u)_{CC7}/638\}^b$ で近似した曲線を示す。ここで、 $a$ は圧密応力レベル $\sigma_c=100\text{ kN/m}^2$ ,  $(q_u)_{CC7}=638\text{ kN/m}^2$  ( $\Delta M_c=75\text{ kg/m}^3$ )における $E_{max}$ 値であり $a=312\text{ MN/m}^2$ ,  $b$ は直線の傾きで $E_{max}$ やEの $(q_u)_{CC7}$ への依存性の程度を表している。各ひずみレベルにおける $E \sim (q_u)_{CC7}$ 関係も同様の方法で近似した。図から、 $E_{max}$ やEは $(q_u)_{CC7}$ に依存しているが、ひずみレベルが増加するほどその傾向が強くなることわかる。

図6は図4の $\sigma_c$ レベルを $\sigma_c=50, 100, 200\text{ kN/m}^2$ と変えて求めた砕・転圧土のE・η関係から、 $E_{max}$ とひずみレベル $\varepsilon=0.01\%$ ,  $0.05\%$ ,  $0.1\%$ におけるEに及ぼす $\sigma_c$ の影響を両対数グラフ上で示したものである。図中には、 $E_{max} \sim \sigma_c$ 関係を $E=a \cdot (\sigma_c/100)^d$ で近似した関係を示す。ここで、 $d$ は直線の傾きで $E_{max}$ やEの $\sigma_c$ への依存性の程度を表す数値である。各ひずみレベルにおける $E \sim \sigma_c$ 関係も同様の方法で近似した。なお、図中には比較のために既設堤体土を締固め度 $D_c=95\%$ になるように突き固めて準備した供試体の $E_{max}$ と $\varepsilon=0.05\%$ におけるEの $\sigma_c$ への依存性を示した。図から、

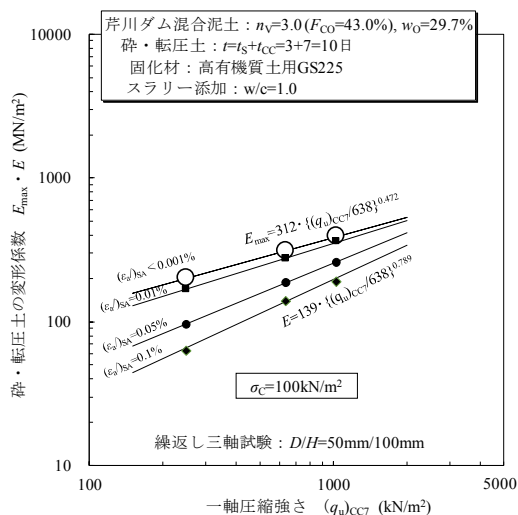


図5 砕・転圧土のEの強度レベル依存性

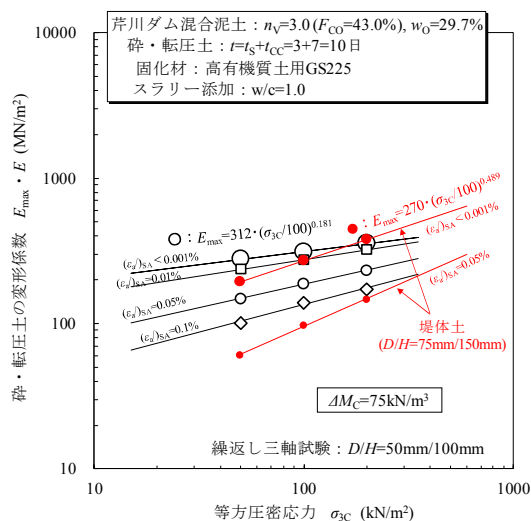


図6 砕・転圧土のEの圧密応力レベル依存性

砕・転圧土の $E_{max}$ やEは $(q_u)_{CC7}$ の場合と同様に $\sigma_c$ に依存するものの、 $(q_u)_{CC7}$ への依存性がより強いことがわかる。また、砕・転圧土の $E_{max}$ やEの $\sigma_c$ への依存性( $d \approx 0.18$ )は堤体土の場合( $d \approx 0.49$ )よりも少ないことがわかる。

## §6. あとがき

砕・転圧土の繰返し三軸試験による変形特性Eとηは通常土と同様にひずみ依存性を示し、圧密応力レベルよりも砕・転圧土の強度レベルに影響が大きいことがわかった。今後は、実際に改修した堤体から不攪乱状態で採取した砕・転圧土と既設堤体土の変形特性を調べ、両者の比較を行う計画であり、これについては別の機会に発表したい。

【参考文献】1) (社)農業農村整備情報総合センター編：ため池改修工事の効率化—砕・転圧盛土工法によるため池堤体改修—設計・施工・積算指針(案), (社)農業農村整備情報総合センター, 2006. 2) (社)農業農村整備情報総合センター編：砕・転圧盛土工法によるフィルダム堤体改修—設計・施工・積算指針(案), (社)農業農村整備情報総合センター, 2009. 3) 善 功企, 梅原靖文：講座 地震応答解析のための土の動的性質 2. 土の動的性質, 土と基礎, Vol.33, No.12, pp.63-69, 1985.