異なる拘束圧下での三軸圧縮試験における高強度改良粘土の局所変形挙動

東京大学生産技術研究所 正会員〇堤 千花 古関潤一 株式会社竹中工務店 技術研究所 鬼丸貞友

1. はじめに

発電プラントおよびその関連施設のような重要度の極めて高い構造物 の支持地盤に、セメント系固化材による改良地盤を採用する^{例えば 10}場合、 改良地盤には非常に高い強度が要求されるため、セメント添加量が通常 の改良地盤よりも多くなる可能性が考えられる。固化材を多量に添加し た高強度改良土の力学特性に関する詳細な研究例は少ないため、本研究 では粘性土の高強度改良土の三軸圧縮試験を異なる拘束圧下で実施し、 画像解析から得られる局所変形挙動について検討した。

2. 試験方法

自然含水比状態(129%)の粘性土²に水セメント比を 80% とした 高炉B種セメントスラリーを混合した。固化材添加量は 300 kg/m³ であ り、28日養生時の一軸圧縮強度 q の平均値は 5.1 MPa であった。こ の改良土を矩形モールドに打設し、7日間の密封養生後に脱型、上端面 の成形を行い、断面 58 mm x 76 mm, 高さ 160 mm の矩形供試体を作成 した。供試体は材齢28日程度まで湿潤状態を保って養生した。中圧平 面ひずみ圧縮試験装置を三軸圧縮試験に転用した。二重負圧を与えた後 背圧を 200 kPa として供試体の飽和度を高め、拘束圧 σ_c'を 400,800, 1600, 2400 kPa までそれぞれ増加させて等方圧密した。過剰間隙水圧の 消散を確認後,排水/非排水状態でひずみ速度を 0.005 %/min. とし て単調載荷した (CD/CUB試験)。 圧力セルの平面観察窓を通し て矩形供試体の一側面の変形過程を 1200 万画素のデジタルカメラ で記録した。この画像を解析し、メンブレン上の 2.5 mm 四方の 4 標点からなる要素内での最大主ひずみ ɛ, 最小主ひずみ ɛ, を計算 した。実際の変形は三次元で生じるが、画像解析結果としては観察 側面の二次元成分のみを考え、最大せん断ひずみを $\gamma_{mx} = \epsilon_1 - \epsilon_3$ 、体 積ひずみに相当する成分を $\epsilon_1 + \epsilon_3$ とそれぞれ定義した。

3. 試験結果

拘束圧を 30 kPa から $\Delta \sigma_c$ '= 3 kPa/min. で所定の圧力まで増加さ せた後,等方応力状態を約半日間保つことにより各供試体を等方圧 密した。この間に生じた鉛直,水平方向の LDT による体積ひずみ の計測値と平均有効主応力との関係を図1に示す。 q_a を下回る本試 験条件の拘束圧下において,改良粘土の体積収縮は最大でも 0.2 % 程度と極めて小さかった。TC-1,3,5,6 の等方圧密終了までに蓄積さ れた $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の分布を図2に示す。図では赤が体積膨張,黄が体積収 縮を示している。図1によると高拘束圧下ほど供試体全体の体積収 縮量はわずかに増大したが,図2のひずみ分布ではその明確な差が 現れず,またいずれの拘束圧下においても際立ったひずみの局所化 傾向は確認できなかった。



改良粘土, 三軸圧縮試験, 拘束圧依存性, 画像解析, 局所変形挙動 〒153-8505 東京都目黒区駒場 4-6-1 東京大学生産技術研究所 古関研究室 Tel 03-5452-6421 三軸圧縮試験で得られた軸差応力と外部変位計による軸ひずみと の関係を図3に、CD試験で供試体からの排水量により求めた体積 ひずみと軸ひずみとの関係を図4にそれぞれ示す。図3より、拘束 圧 400 kPa 下において非排水強度は排水強度よりも低く、ピーク強 度を発揮した段階で有効拘束圧はほぼゼロであった。拘束圧 800 kPa 以下ではピーク強度発揮後に明確なせん断層が形成され、残留 状態まで応力が低下するひずみ軟化挙動を示した。拘束圧 1600 kPa

以上では図中の矢印の段階を境に軸差応力が低下したが, 拘束圧 800 kPa 以下のような明確なピーク値, 残留値は得られなかった。またこれらの矢印の段階における 軸差応力は, 800 kPa 以下の拘束圧下で得られたピーク強度よりもやや大きな値で あった。図4より, 載荷初期から軸ひずみが約 1.5% 程度まではいずれの拘束圧下 においても供試体の体積変化が収縮傾向を示し, 収縮量はほぼ同一であった。拘束 圧 800 kPa 以下ではピーク強度発揮後に供試体全体の体積変化としての計測値が 膨張傾向に転じたのに対し, 拘束圧 1600 kPa 以上では軸圧縮中の体積変化は一貫 して収縮傾向を示した。

TC-1,3のピーク強度付近の応力ひずみ関係の拡大図を図5に、最大せん断ひず み増分 Δγ_{max}の分布を図6にそれぞれ示す。図6の白い点線は最終的に最も発達し たせん断層の位置である。図6 a) より、800 kPa の拘束圧下ではピーク強度発揮前 から明確なひずみの局所化領域が現れ、これらは最終的なせん断層の発達領域に含 まれていた。すなわち、顕著な局所ひずみは一貫して最終的なせん断層の発達領域のみに蓄積 した。一方図6 b)の拘束圧 2400 kPa 下では、図5 b)で一時的に軸差応力が低下した段階で 供試体下部、上部の異なる領域でひずみが局所化し、これらのピーク強度発揮前の局所化領域 とは異なる位置、角度で最終的なせん断層が発達した。なお 1600 kPa 以上の拘束圧下では、 全てのケースで図5 b)のようにピーク強度への到達以前に軸差応力が一時的に低下した。

TC-1,3,5,6 のピーク強度発揮後の最大せん断ひずみと $\epsilon_1 + \epsilon_3$ の分布を図7に示す。TC-1,3, 6 ではせん断層は図中の白い点線上に現れ,TC-5,2,4 では観察面と 90 度異なる側面でせん 断層が確認された。高拘束圧下ほどひずみの局所化領域が複数形成され,それ以外の箇所での 変形が大きくなった。せん断層上の体積ひずみは拘束圧 400 kPa 下では膨張側に蓄積したが、 拘束圧 2400 kPa 下では収縮側に蓄積した。また、高拘束圧下ほど供試体全体で体積収縮傾向が

強くなった。図7に点線で示したせん断層付近のみの局所ひずみの平 均値の推移をTC-1,3 で求め、図8に示す。ピーク強度発揮後のひず みの蓄積量に着目すると、拘束E 800 kPa 下では ε_1 の増加量が ε_3 の膨張側への増加量を下回った結果、 $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$ の値は収縮から膨張傾向 に転じた。一方拘束E 2400 kPa 下では ε_1 の増加量は拘束E 800 kPa 下と同程度であったが、 ε_3 の膨張側への増加量が小さかったため、 $\varepsilon_1 + \varepsilon_3$ の値はピーク強度発揮以前よりも更に強い収縮傾向を示した。

4. まとめ

ー軸圧縮強度 q_u 以下の拘束圧下での高強度改良粘土の圧密による 収縮量は非常に小さく,際立ったひずみの局所化傾向は確認できなか った。拘束圧 800 kPa (q_u に対して比較的低拘束圧)下ではピーク強

度発揮以前から最終的なせん断層の発達領域のみでひずみが局所化し、応力ひずみ関係は典型的なひずみ軟化挙動を示した。 ピーク強度の発揮前後でせん断層付近の体積ひずみは収縮から膨張傾向に転じた。拘束圧 2400 kPa (qu の半分程度の拘束圧) 下ではひずみの局所化領域が複数の異なる箇所に現れ、ピーク強度がわずかに増大し、明確なひずみ軟化挙動を示さなかった。 最小主ひずみの膨張側への増加量が小さいため、せん断層付近の体積ひずみはピーク強度発揮後により強い収縮傾向を示した。 <参考文献> 1) 鬼丸ら:セメント系固化材による高強度改良地盤の力学特性、第8回地盤改良シンポジウム論文集、pp. 311-314, 2008 2) 堤ら:異なる拘束圧 下における粘性土の高強度改良土の力学特性、第45回地盤工学研究発表会、2010



図5 ピーク強度付近の応力ひずみ関係の拡大図



b) TC-1, 拘束圧 2400 kPa 図6 Δγ_{max} の分布



