

III-428 不攪乱早川河口砂の圧縮・変形特性について

群馬大学 正会員 ○ 萩原 敏行
 広島大学 正会員 日下部 治
 (株)白石 正会員 大内 正敏
 日本道路公団 正会員 前田 良刀

1. はじめに

筆者らは、別報^{1), 2)}において神奈川県小田原市で施工中のニューマチックケーソン内で行った直接基礎の載荷試験³⁾および試験地盤からブロックサンプリングした早川河口砂の不攪乱試料ならびに攪乱試料を用いた排水三軸圧縮試験結果を報告している。本研究は、不攪乱ならびに攪乱試料を用いて一次元圧縮試験、等方圧縮・除荷試験を行なうとともに、三軸圧縮試験より得られた変形係数を検討し、不攪乱早川河口砂の圧縮・変形特性について考察を行ったものである。

2. 試料、供試体作成法及び試験方法

試験に用いた試料は、砂質土($G_s=2.764$ 、 $D_{50}=0.17$ mm)で、試料の詳細については文献¹⁾に詳しい。一次元圧縮試験は、直径70 mm、高さ100 mmの飽和供試体を用いペロフラムシリンダーにより載荷を行った。鉛直圧力は、最大80 kgf/cm²まで15段階で行い、1段階の荷重保持時間は15分として行った。等方圧縮・除荷試験は、三軸試験装置を用いて、直径75 mm、高さ150 mmの円柱供試体により最大80 kgf/cm²の拘束圧まで行った。試験は、不攪乱供試体とこれと密度を等しくなるように調整した攪乱供試体について実施した。なお、攪乱供試体の作成方法については文献²⁾を参照されたい。

3. 実験結果および考察

(1) 圧縮特性

図-1は、不攪乱および攪乱試料の一次元圧縮試験結果を示している。Casagrandeの方法により求めた不攪乱試料の圧密降伏応力 p_e は23.5、30.5 kgf/cm²である。また、圧縮指数 C_c は0.198、0.227、膨張指数は0.0096、0.0130である。 C_c は、スコリアの結果⁴⁾とほぼ同程度の値である。攪乱試料の結果は、30 kgf/cm²付近より直線的となっているが、不攪乱に比べると勾配は緩く、全体的に曲線がややフラットである。不攪乱試料では、セメンテーションが見かけの圧密降伏圧力を増加させる場合のあることが指摘されている⁵⁾が、今回の早川河口砂には不攪乱の曲線に明確な変曲点は見られなかった。これは、不攪乱早川河口砂の粘着力が0.05 kgf/cm²と小さいことおよび p_e を越える正規圧縮領域では、主に粒子破碎に起因した構造特性の変化が生じているためと考えられる。

図-2は、等方圧縮・除荷試験の結果を示している。初期間隙比にバラツキはあるが、全体的な曲線傾向は不攪乱と攪乱試料でほぼ同様である。不攪乱試料の曲線の変曲点の応力レベルは、30 kgf/cm²であり一次元圧縮曲線から得られた p_e にほぼ一致している。以上より、早川河口砂の構造特性の変化する圧力レベルは、30 kgf/cm²付近であると考えられる。

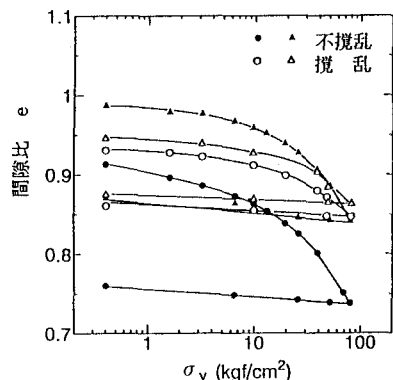


図-1 一次元圧縮試験結果

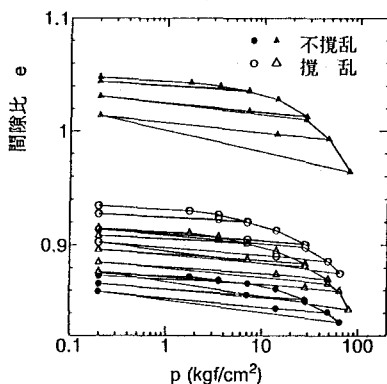


図-2 等方圧縮・除荷試験結果

(2) ポアソン比 ν 、弾性係数 E

応力-ひずみ関係にピークの生じた6 kgf/cm²以下の拘束圧で実施した不攪乱試料の三軸圧縮試験結果¹⁾について、ポアソン比 ν 、弾性係数 E を求めた。図-3は、最大主応力差の15、25、50、75%の各応力レベルで整理した ν と拘束圧との関係を示している。25%の応力レベルの結果についてみると、 σ_3 の増加に伴う ν の変化は少ない。また ν は、いずれの拘束圧でも応力レベルとともに増大しているが、特に $\sigma_3=3$ kgf/cm²以下の圧力では変化が大きい。低圧部の応力-ひずみ関係は、セメンテーション成分がピークに達する軸ひずみ1%付近²⁾までのひずみレベルの小さい部分でのブリットな挙動から、セメンテーションの破壊により塑性的な挙動へと大きく変化しており、 ν の変化と対応する。

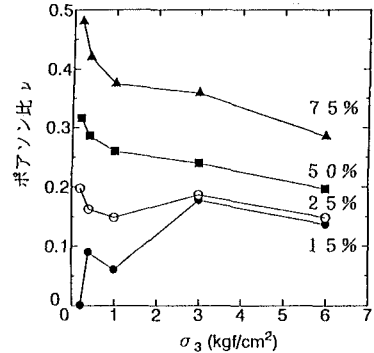


図-3 $\nu - \sigma_3$ 関係

弾性係数 E について同様に整理した結果を図-4に示す。ひずみレベルの小さい15%の E は、拘束圧とともに直線的に増大しているが、75%では拘束圧によらず510 kgf/cm²程度で一定値をとっている。この値は、現場で行った孔内水平載荷試験より得られた値206 kgf/cm²と比べると約2.5倍である。

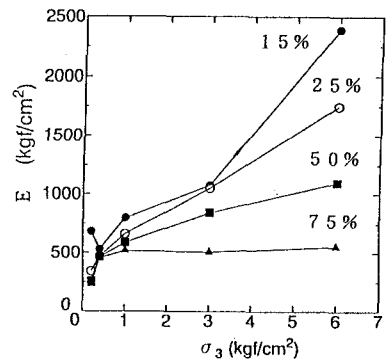


図-4 $E - \sigma_3$ 関係

(3) 変形係数の劣化

図-5は、変形係数 E_{50} を攪乱試料に対する不攪乱試料の比として各拘束圧レベルでプロットしたものである。変形係数比は、早川河口砂もスコリアの結果⁷⁾と同様に拘束圧の増加につれて減少している。特に早川河口砂の結果は、拘束圧10 kgf/cm²を挟んで劣化の程度が急減しており、これより高压域では攪乱と不攪乱との間に変形係数の相違は見られない。このことは、不攪乱早川河口砂の応力-ひずみ関係が、拘束圧10 kgf/cm²を境にして明確なピークの現れない挙動へと変化していること¹⁾と対応している。

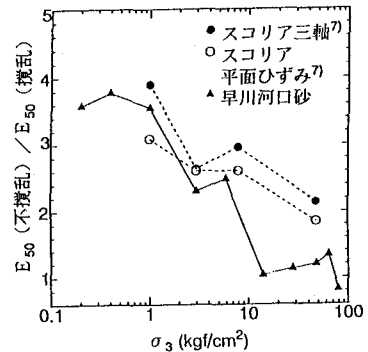
4. おわりに

不攪乱早川河口砂の圧縮・変形特性には、拘束圧、ひずみレベルにより変化する構造特性が深く関係することが定量的に明らかにされた。なお、微小ひずみレベルの変形係数については、現有の計測精度（軸ひずみを供試体外部で測定）と不攪乱供試体の不均質性との問題から検討を行わなかった。今後の課題としたい。

最後に、本研究の一部は群馬大学科学技術振興会研究助成金の援助を受けたことを付記する。

【参考文献】 1) 萩原敏行他：早川河口砂の三軸圧縮試験、第28回土質工学研究発表会、1993。 2) 柴崎進一他：乱した早川河口砂

図-5 変形係数の劣化と σ_3 との関係



のせん断特性について、第28回土質工学研究発表会、1993。 3) 阿部慎太郎他：砂地盤でのケーソン内支持力

試験と原位置引張り試験、第28回土質工学研究発表会、1993。 4) 日下部 治他：不攪乱スコリアの強度・変

形特性と攪乱の影響、土木学会論文集、No. 439/Ⅲ-17, pp. 69-78, 1991。 5) Leroueil, S. et al: The general

and congruent effects of structures in natural soils and weak rock, Geotechnique, Vol. 40, No. 3, pp.

467-488, 1990。 6) 小野寺勇他：不攪乱試料を用いた室内試験と原位置試験から求めた砂地盤の変形係数、第

28回土質工学研究発表会、1993。 7) 萩原敏行他：密なスコリアの不攪乱と攪乱試料を用いた遠心支持力実験

の比較、土木学会第47回年次学術講演会概要集、pp. 530-531, 1992。