

軟弱地盤の嵩上げ仕切り堤の軽量安定処理の適用性について

熊本大学工学部 学生員 ○梶原 智宏

熊本大学工学部 正会員 鈴木 敦巳

熊本大学工学部 正会員 林 泰弘

熊本大学工学部 正会員 丸山 繁

熊本大学大学院 学生員 菊池 真司

1.はじめに

軟弱地盤上に社会基盤整備を行う場合、地盤改良が必要な場合がある。その地盤改良工法として従来用いられているドレーン工法やパイプロフローテーション工法などの工法には、軟弱層が厚くなるにしたがってコスト面や施工期間等に負荷が大きくなる。そこで、当研究室ではこのような場合に有効な地盤改良工法としてセメントスラリー土を用いた安定処理(以下、軽量安定処理工法)についての研究を行ってきた。

本研究で、軽量安定処理工法を嵩上げ仕切り堤に用いた場合の周辺地盤における側方流動、円弧すべり等の挙動に関する安定性を、縮尺模型で実物と同じ応力状態を再現できる遠心模型実験によって把握することを目的とした。

2.実験概要

2.1 試料 今回の実験で用いた試料は熊本港航路浚渫土であり、試料採取後 2 mmふるいで裏ごしを行い使用した。表-1 に試料の物理特性を示す。

表-1 熊本港浚渫土の物理特性

土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	2.587
自然含水比 w_n (%)	129.1
液性限界 w_L (%)	75.4
塑性限界 w_p (%)	39.4
塑性指数 I_p	36
砂分(%)	2.2
シルト分(%)	47.8
粘土分(%)	50

2.2 模型の安定計算 遠心模型実験を行うにあたって事前に実験モデルに対して安定計算を行った。未改良地盤の粘着力 C (kPa) は、熊本港の値を参考¹⁾にし、

$$C=C_0+kZ=4.34+0.07Z\cdots (1)$$

とした。ここで、 Z : 深さ (m) である。埋め立て地盤は未改良地盤と同じく式 (1) で求め、改良地盤は $C_0=109.4$ (kPa)、 $\phi=34.1^\circ$ とした。また側方流動の発生の可能性を判定する F 値²⁾ を求める式は次式で与えられる。

表-2 重力場における F_s と F 値

重力場 (g)	安全率 F_s	F 値
60	1.25	0.052
70	1.11	0.038
80	0.93	0.029

$$F=c_u/(\gamma_E\cdot h\cdot H)\cdots (2)$$

ここで、 c_u : 粘着力、 γ_E : 単位体積重量、 h : 盛土高、 H : 軟弱層圧である。この式 (2) の F 値が 0.04 より小さいと側方流動の恐れがあるとされている。表-2 に各重力場における実験モデルの安全率 F_s と F 値の関係を示す。これらから 70g において安全率は 1 を超えているが、 F 値において 0.04 を下回っており側方流動の可能性があると考えられる。ちなみにすべり面は改良体の下端部を通る浅い位置で現れた。

2.3 実験方法

実験で用いた地盤モデルを図-1 に示す。実験土槽は幅 35cm、深さ 18cm、奥行き 10cm のもので前面は強化ガラス張りである。ここで地盤挙動を確認するためにマーカーを図-1 の点線部に示す範囲で等間隔に設置し

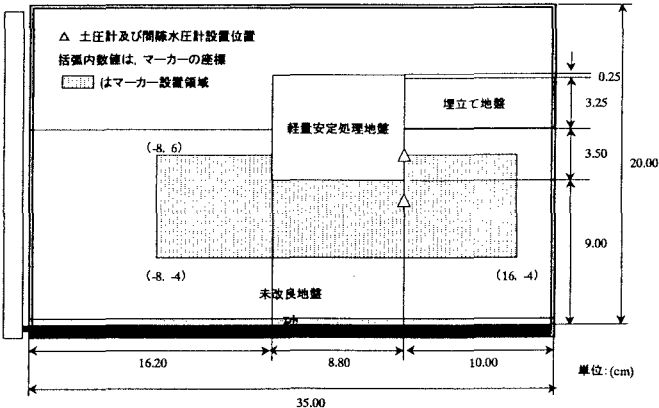


図-1 実験モデル

た。模型実験の作成は、まず排水層として土槽内に砂を 1cm 敷き詰めた後、自然含水比状態の試料を投入し、1g 場において 9.0kPa で約 72 時間予圧密を行い粘土層を作成した。この模型を遠心模型実験によって 80g 場において約 3.9 時間(実時間で約 1050 日)圧密する。その後、一旦遠心装置を停止させ、改良体と埋め立て土を図-1 に示す位置に設置し、ほぼ一定の速度で加速度を 90g まで上げていった。軽量安定処理を施した地盤のモデルとして、改良体と同じ質量となるように調整したプラスチック容器を用いた。実験中は常に、土圧、間隙水圧を計測するとともにマーカーの位置を観測し、録画した。

3. 実験結果

図-2 に 80g における水平方向の変位ベクトル図を示す。ちなみに点線の部分は 1g における改良体の位置、傾いているものは 80g における改良体の位置である。改良体直下の部分で左下方向の移動が卓越しており、これにより側方流動が発生したと考えられる。また、図-3 に 70g から 80g における最大せん断ひずみのコンター図を示す。その際、ひずみの方向は幾何学的に非線形であるため、ひずみを求める際、三角形要素を形作るマーカーの座標を段階的に更新させ、その間の変位は線形と仮定し、グリーンのひずみ³⁾で評価し、コンター図を描いた。初期値から 60g まではさほど変化が現れなかったが、図-3 より 70g から 80g にかけて大きくひずみが変化し、特に改良体直下の部分において左水平方向に大きく移動していることがわかる。以上より 70g から 80g において側方変位が生じたと考察でき、安定計算において求めた安全率 F_s 、 F 値の妥当性が確認できた。

この結果、実際のスケールに直すと、埋め立て土の高さは 60g、70g、80g それぞれにおいて 1.95m、2.28m、2.60m となり埋め立て高さが 2.00m を超えると地盤の挙動が大きく変化すると考えられる。

4. まとめと今後の課題

本研究において側方流動が起こる可能性は確認できたがもっと対策工を考えて実用性の高い工法を考える必要がある。そこで今後の課題として、改良体の深さを深くしたり、改良体直下に矢板を挿入したりするなどの対策工を考え、安定計算を含めて実験、解析両方から検討する必要がある。

- ＜参考文献＞ 1) (株)東光コンサルタンツ：平成 5 年度熊本港臨海用地造成設計委託報告書、1993
2) 地盤の側方流動、土質工学会編、1994
3) 岡 二三生：土質力学演習、pp.37～40、1995

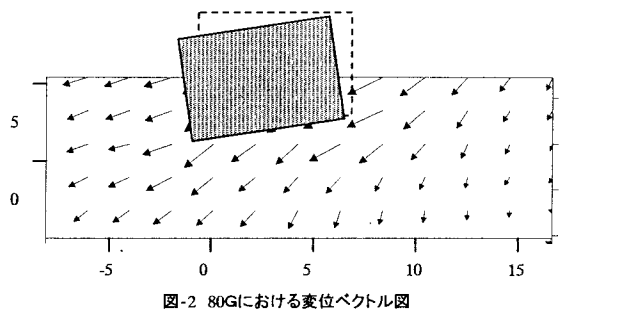


図-2 80Gにおける変位ベクトル図

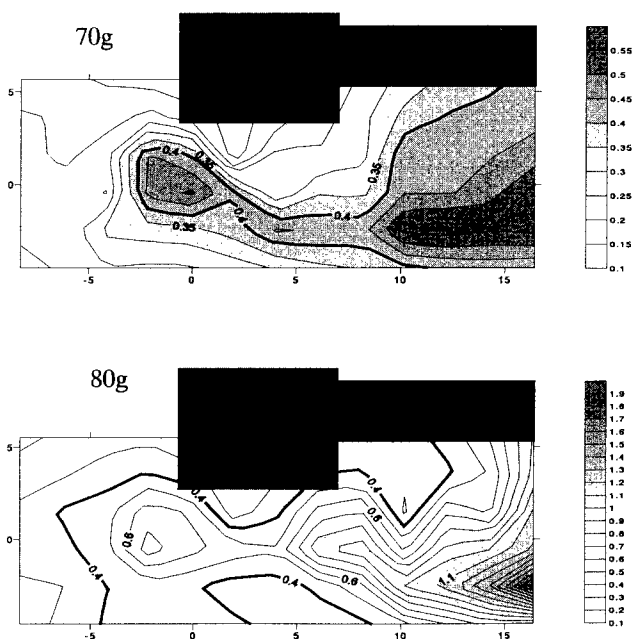


図-3 最大せん断ひずみ分布図