

III-A 158

液状化性地盤上の補強盛土の挙動について

ハザマ 技術設計部 正会員 渦岡良介  
 同上 三原正哉  
 岐阜大学工学部 正会員 岡二三生  
 同上 八嶋 厚

1. まえがき

道路盛土などの盛土構造物に対し、補強土工法を用いた液状化対策が検討されている<sup>1)</sup>。補強土工法が軟弱粘性土地盤上の盛土の変形抑制に用いられていることから、基礎地盤が液状化した場合にも補強土工法により盛土の変形量を抑制できる可能性があると考えられる。本報告では、建設省土木研究所で実施された液状化性地盤上の補強盛土の模型振動台実験データ<sup>2)</sup>をもとに、有効応力法による数値シミュレーションを実施し、液状化性地盤上の補強盛土の変形抑制効果について検討する。有効応力解析コードには、砂の繰返し弾塑性モデルを組み込んだ土・水の2相系液状化解析プログラムLIQCA（95年版）<sup>3) 4)</sup>を用いた。

2. 振動台実験の概要<sup>2)</sup>

補強方法として5段の不織布を用いた盛土模型振動台実験を本検討の対象とする。実験模型の断面を図-1に示す。不織布の材質は、ナイロン70%、ポリエステル30%であり、厚さは0.217mmである。地盤及び盛土には、同じ浅間山砂が用いられており、相対密度は約50%である。

3. 解析条件

飽和砂地盤及び盛土に砂の繰返し弾塑性モデルを用いた。本検討で用いるモデルは変相線到達後の挙動を改善するためいくつかの修正を行っている<sup>5)</sup>。モデルパラメータの内、物理定数、力学定数については模型作製時の計測結果、既存の室内試験データなどをもとに設定した。硬化関数のパラメータなど一部のパラメータについては、所定の液状化強度<sup>6)</sup>を表現できるように要素試験のシミュレーションにより試行錯誤で設定した。設定した飽和砂地盤及び盛土のモデルパラメータを表-1に示す。

補強材として用いた不織布は曲げ剛性の小さい梁要素でモデル化した。不織布と盛土材料とのすべりは考慮していない。梁要素のパラメータについては、不織布の平面ひずみ引張試験<sup>7)</sup>などより設定した。不織布のモデルパラメータを表-2に示す。

解析は、模型サイズのものを対象とした。FEMモデルを図-2に示す。図中には節点及び要素の出力点を示

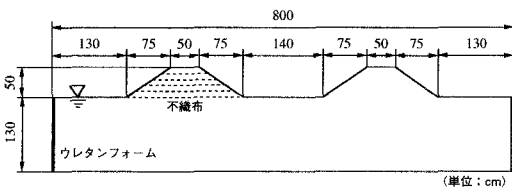


図-1 実験模型の断面図

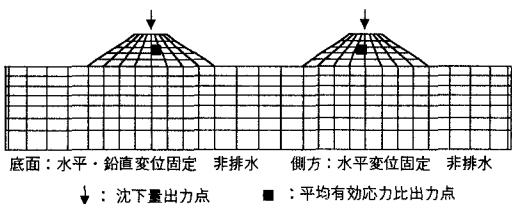


図-2 FEM モデル

表-1 飽和砂地盤及び盛土のモデルパラメータ

	Dr=50% embankment	Dr=50% ground
Density $\rho$	1.585 t/m <sup>3</sup>	1.937 t/m <sup>3</sup>
Initial void ratio $e_0$	0.837	0.837
Coefficient of permeability $k$	-	8.0E-5 m/s
Compression index $\lambda$	5.00E-3	5.00E-3
Swelling index $\kappa$	2.25E-4	2.83E-4
Initial Shear modulus $G_0$	15850 kPa	19370 kPa
Poisson's ratio $\nu$	0.2	0.2
Failure stress ratio $M_f$	0.909	0.909
Phase transformation stress ratio $M_{tr}$	1.105	1.105
Overconsolidation ratio OCR	1.2	1.2
Initial value of B $B_0$	9000	9000
lower limit of B $B_1$	90	90
Control parameter for B $C_1$	100	100
Control parameter of anisotropy $C_2$	2000	2000
Reference strain $\gamma_r$	0.002	0.002

表-2 不織布のモデルパラメータ

Elastic modulus $E$	9800 kPa
Density $\rho$	1.00E-6
Cross-sectional area $A$	2.17E-4 m <sup>2</sup>

している。時間ステップ増分は0.01秒とし、粘性減衰として剛性比例型のRayleigh減衰を採用し、その係数は減衰を5%と仮定し0.001とした。入力動には、振動台入力動とほぼ同等である最大173galの周波数2Hzの正弦波40波を用いた。解析時間は20秒である。

4. 解析結果

加振終了後の模型全体の変形図を図-3に示す。解析では、盛土下部地盤の側方流動などの実験の傾向をシミュレートできている。

加振終了後の盛上天端（図-2参照）での沈下量を補強、無補強盛土盛土について表-3に示す。また、表には補強盛土を弾性体でモデル化した場合の結果も示している。実験では、無補強盛土の半分程度であるのに対し、有効応力解析では無補強盛土と同等である。実験では盛土下部の地盤の水圧の発生傾向が異なるために補強盛土の沈下量が少なくなった<sup>2)</sup>ものと考えられ、解析結果からは、沈下に対する盛土体の補強効果は、少ないと考えられる。しかしながら、補強盛土を弾性体とした場合は、沈下量の抑制効果がみられる。より剛性の高い補強土工法を用いれば、沈下量を抑制できる可能性があると思われる。

補強及び無補強の盛土中心（図-2参照）での平均有効応力の初期平均有効応力に対する比の時刻歴を図-4に示す。加振開始後6秒過ぎに基礎地盤の液状化の発生に伴って、盛土中心での平均有効応力は急減する。無補強盛土では、そのまま、平均有効応力が0となるが、補強盛土では初期値の40%程度の値で一定となり、補強により盛土内応力が引っ張り状態になることを抑制できる効果が現れている。

5. あとがき

本研究で解析の対象とした模型振動台実験は、建設省土木研究所で実施されたものであり、動土質研究室の松尾修室長、島津多賀夫氏には実験データを提供して頂きました。復建調査設計株式会社の福田直三氏、田尻宜夫氏、藤井照久氏には解析パラメータの設定等で大変お世話になりました。また、有効応力解析にあたっては岐阜大学4回生の白川博幸君に大変お世話になりました。ここに記して深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所他：軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書，1993
- 2) 建設省土木研究所：取付盛土の地震時沈下及びそ

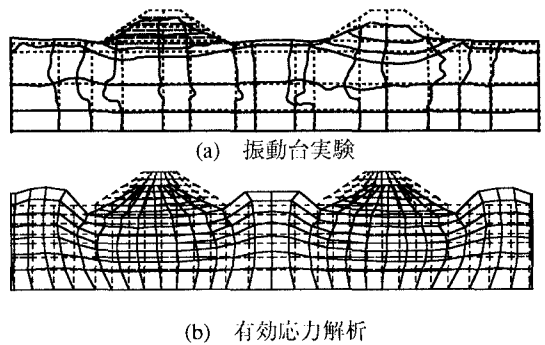


図-3 加振終了後の変形図（破線は加振前）

表-3 加振終了後の盛土天端での沈下量

	補強盛土	無補強盛土
振動台実験	12.5	20.6
有効応力解析	20.2	20.1
有効応力解析 (補強盛土を弾性体)	17.2	20.6

(cm)

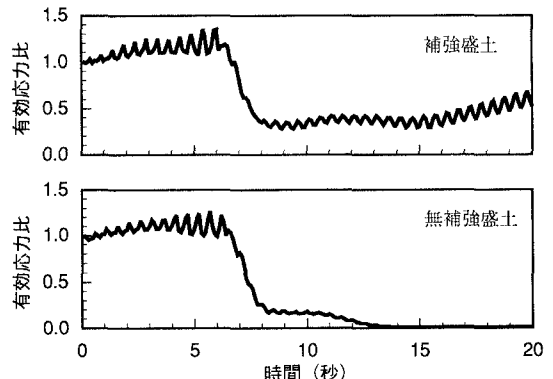


図-4 平均有効応力比の時刻歴

の対策に関する調査報告書，土木研究所資料，第2769号，1989

- 3) Shibata, T., Sato, T., Uzuoka, R., Oka, F., Yashima, A. and Kato, M. : FEM - DEM coupled liquefaction analysis of a fluid saturated ground, Proc. IACMAG 91, Vol.2, pp.869~874, 1991
- 4) 岡二三生他：非線形移動硬化則を用いた砂の繰返し弾塑性構成式の拡張，第28回土質工学研究発表会，pp.489~490, 1994
- 5) Tateishi, A., Taguchi, Y., Oka, F. and Yashima, A. : A cyclic elasto-plastic model for sand and its application under various stress conditions, Proc. IS-Tokyo, Vol.1, pp.399~404, 1995
- 6) Tatsuoka, F., Muramatsu, M. and Sasaki, T. : Cyclic undrained stress-strain behavior of dense sands by torsional simple shear test, Soils and Foundations, Vol.22, No.2, pp.55-70, 1982
- 7) Tatsuoka, F. and Yamauchi, H. : A reinforcing method for steep clay slopes using a non-woven geotextile, Geotextiles and Geomembranes 4, pp.241-268, 1986