

複合型地盤改良形式の変形抑制効果に関する動的遠心力載荷模型実験

土木研究所寒地土木研究所 正会員 ○橋本 聖, 土木研究所つくば中央研究所 正会員 近藤 益央
土木研究所寒地土木研究所 非会員 山梨 高裕, 土木研究所寒地土木研究所 正会員 林 宏親
土木研究所寒地土木研究所 正会員 青木 卓也, 土木研究所つくば中央研究所 正会員 宮武 裕昭

1. はじめに

道路土工構造物の設計は使用目的との適合性や構造物の安定性について, 作用(常時, 降雨, 地震時, その他)およびこれらの組み合わせを重要度に応じて, 求められる要求性能を満足しなければならない¹⁾。これは, 地盤改良上の盛土安定性評価に具体的な目標性能を定めた上で, その目標性能に対して検討すべき作用力を設定し照査することが明確に示されたといえる。本報は深層改良と浅層改良を併用した複合型地盤改良を対象に動的遠心力載荷模型実験を実施し, これらのレベル2地震動に対する変形抑制効果について述べる。

2. 実験概要

表-1 は実験ケースを示す。ケース 1 は未対策, ケース 2 は深層混合のみ(改良率 $a_p=30.6\%$)の地盤改良, ケース 3 はセメント固化による浅層改良と深層改良(改良率 $a_p=8.7\%$)の併用型, ケース 4 は 0-80mm の粒調碎石をジオテキスタイルで覆ったグラベル基礎補強(浅層改良)と深層改良(改良率 $a_p=8.7\%$)の併用型である。

図-1 は模型サイズと計測位置, 表-2 は盛土および軟弱地盤の諸元を示す。軟弱地盤は予め液性限界($w_L=110.1\%$)の 1.5 倍($w=165.1\%$)に含水比調整して 1 日以上養生し, 真空ミキサーで脱気しながら攪拌して均質な状態で土槽に投入した。その後, 遠心場で 60 時間遠心自重圧密させ 3t 法により沈下収束を確認した。軟弱地盤地表面の目標せん断強度は $\tau_f=5\text{kN/m}^2$ とし, 所定の厚さ($t=130\text{mm}$)となるよう自重圧密後に表面を整形した。

地盤改良模型の作製は, 浅層改良を有するケースでは浅層改良のサイズ(厚さ 40mm、幅 180mm、奥行き 200mm)を予め掘削して掘削底面から治具を用いて掘削孔を作製し, 粘土と早強ポルトランドセメントを水セメント比 $W/C=1.0$ で攪拌, 混合したセメントスラリーを掘削孔内に充填した。養生期間は 5 日材齢である。深層改良の改良率および強度はケース 3, 4 では文献 2) の最低値である改良率 $a_p=8.7\%$, ケース 2 は実務で採用されることが多い改良率 $a_p=30.6\%$ とした。深層改良の強度は盛土全荷重が改良体に作用すると仮定し, それを満足する値とした。浅層改良(ケース 3)は静的に押し抜きせん断および曲げ破壊が生じない強度, 同(ケース 4)では試験施工³⁾で使用したジオテキスタイルの 1/50 の引張剛性を有する補強材シートを使用し, 碎石は実サイズ(0-80mm)を 1/50 に粒度調整した C-40 を締固め度 $D_c=90\%$ で締固めた。

表-1 実験ケース

ケース	改良体	
	浅層改良	深層改良
1	未対策	未対策
2	未対策	改良径 : 20mm(1m) 改良率 : 30.6% 改良長 : 110mm(5.5m) 配置 : 正方 強度 : 200kPa
3	改良厚 : 20mm(1m) 改良幅 : 180mm(9m) 強度 : 270kPa	改良径 : 20mm(1m) 改良率 : 8.7% 改良長 : 110mm(5.5m) 配置 : 正方 強度 : 350kPa
4	グラベル基礎補強 20mm(1m)	改良径 : 20mm(1m) 改良率 : 8.7% 改良長 : 110mm(5.5m) 配置 : 正方 強度 : 400kPa

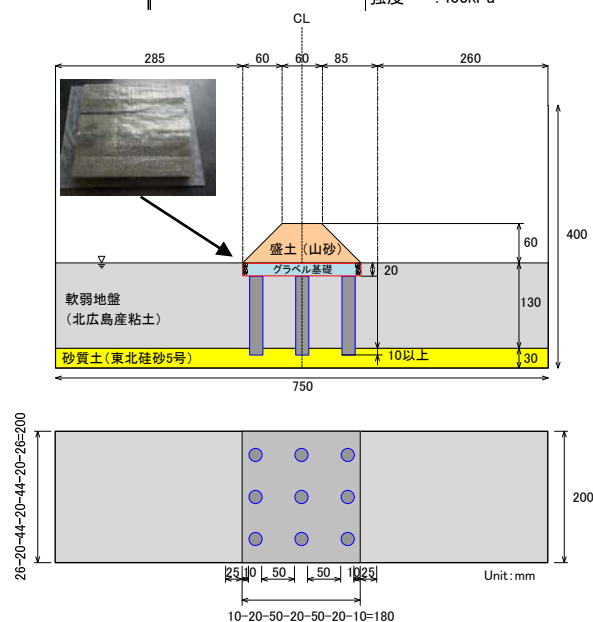


図-1 土槽断面および平面図(ケース 4)

キーワード: 複合型改良地盤、軟弱地盤、動的遠心力載荷模型実験

連絡先: 〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1 番 3 4 号 寒地土木研究所寒地地盤チーム TEL:011-841-1709

盛土は最適含水比に調整した山砂を、盛土型枠内で締固め度 $D_c=90\%$ になるよう締固めて作製した。作製した盛土は冷凍庫内で凍結させ、凍結を確認してから盛土型枠を脱形し軟弱地盤上に設置した。加振実験は土槽を重力場から 50G 到達後に実施した。設定した加速度波形は入力周波数 75Hz (実物換算 1.5Hz) の正弦波 (40 波)、目標入力加速度はレベル 2 地震動を想定して 500gal とした。

3. 実験結果と考察

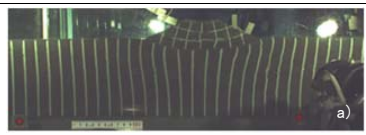
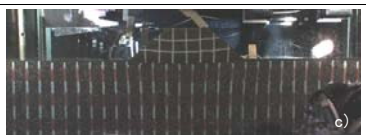
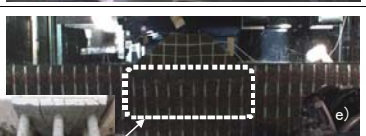
表-3 は各ケースにおける加振後の土槽断面 (盛土, 軟弱地盤の変形) および盛土天端の状況を示す。ケース 1 の軟弱地盤と盛土の変形モードをみると、盛土天端中央を起点として左右方向にすべり破壊的な挙動を呈しており、盛土天端中央部の極端な沈下および周辺地盤の隆起が確認された (**表-3 a), b**)。これは、粘土の場合、初期せん断応力が大きい (ここでは、盛土下部の粘土) ほど、破壊に要するせん断応力が低くなる⁴⁾ことを裏付けている。一方、ケース 2~4 の土槽断面をみると、加振による周辺地盤への変形は明らかに小さい (**表-3 c), e), g**) が、盛土天端の破壊形態は大きく異なっている。ケース 2 は盛土天端全体に亀裂が生じ、盛土法面にも影響が及んでいる。この要因として、加振により盛土に大きな慣性力が作用すると同時に軟弱地盤のせん断応力の低下によって、盛土が改良体間の軟弱地盤に落ち込んだと推察される (**表-3 d**)。ケース 3 はケース 2 ほどではないが盛土天端縦断方向に亀裂が生じ、盛土法面のはらみ出しが見られる (**表-3 f**)。実験後に軟弱地盤を開削したところ、浅層改良には改良体間および改良体上にクラックが発生していることから、浅層改良に押し抜きせん断 (パンチング破壊) や曲げ破壊が生じたことが推察される (**表-3 e**)。一方、ケース 4 は盛土天端に若干の亀裂が見られるものの盛土法面にはらみ出しも見られず盛土形状が保持されている (**表-3 h**)。ケース 4 の場合、グラベル基礎内の碎石は引張剛性が高いジオテキスタイルで拘束されているため可撓性を有する矩形構造物として機能し、これに作用する盛土荷重に対してグラベル基礎は緩やかに変形すると考える (**図-2**)。主な盛土荷重はグラベル基礎を介して改良体に伝達されることがわかっており³⁾、改良体間上に作用する一部の応力も、グラベル基礎底部は高い引張剛性を持つジオテキスタイルにより不同沈下が抑制されたと推測される (**図-2**)。以上より、グラベル基礎は高い耐震機能を有することが明らかになった。

【参考文献】1) 国土交通省大臣官房技術調査課：道路土工構造物技術基準 (pdf 版), 2015. 2) ALiCC 工法研究会：ALiCC 工法マニュアル, 2015. 3) 橋本聖, 林憲裕, 林宏親：碎石マット併用低改良率地盤改良の不同沈下抑制効果に関する検討, 地盤工学会北海道支部技術報告集第 56 号 pp.1-8, 2016. 4) Hyodo, M., Yamamoto, Y., and Sugiyama, M.: Undrained cyclic shear behavior of normally consolidated clay subjected to initial static shear stress, Soil and Foundations, Vol.34, No.4, pp.1-11, 1994.

表-2 使用した盛土および軟弱地盤の諸元

使用材料		盛土	軟弱地盤
地盤材料の分類名		細粒分まじり砂	砂まじり粘土
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)		2.708	2.62
自然含水比 w_n (%)		15.9	110.1
粒度特性	礫分 (%)	0.0	0.0
	砂分 (%)	93.5	5.3
	細粒分 (%)	6.5	94.7
	最大粒径 (mm)	2.0	2.0
コンシステンシー	液性限界 w_L (%)	—	82.7
	塑性限界 w_p (%)	—	28.1
	塑性指数 I_p	—	54.6
圧密	圧縮指数 C_c	—	0.53
	圧密降伏応力 p_e (kN/m ²)	—	50.9
締固め試験	試験法	A-b	—
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.429	—
	最適含水比 w_{opt} (%)	24.8	—
三軸圧縮試験	試験方法	CD	CU (bar)
	粘着力 (kN/m ²)	6.5	4.0
	せん断抵抗角 (°)	34.9	33.3

表-3 各実験ケースにおける加振後の変形状況

	土槽断面 (加振後)	盛土天端 (加振後)
1		
2		
3		
4		

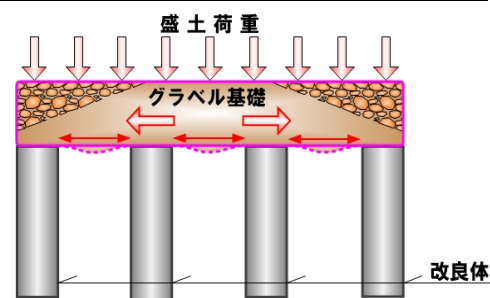


図-2 グラベル基礎の改良メカニズム