複合型地盤改良による盛土および周辺地盤の変形抑制効果に関する 遠心力载荷模型実験

橋本 聖* 林 宏親*

Centrifugal Model Test on Deformation Control of Embankment and Surrounding Ground
by Using Composite Ground Improvement

by

Hijiri HASHIMOTO* and Hirochika HAYASHI*

In this paper, Dynamic centrifuge model tests were conducted to understand the effects of different cross-sections and unconfined compression strength of Composite ground improvement on the deformation of embankments and surrounding ground in response to Level-2 seismic motion. The result of dynamic centrifuge model experiment, we verified that Composite ground improvement can be expected to control the deformation of the surrounding ground against Level-2 seismic motion under the experimental conditions. However, the deformation control effect of the embankment depends on the cross section and strength of the shallow improvement.

Key words:

Dynamic centrifugal model test, Level-2 seismic motion, Composite ground improvement

1. 緒 言

セメント等で改良した地盤上の盛土の安定検討は、一般的に常時のみで地震時の検討は実施されない。この理由として、改良された地盤上の盛土は、地震により致命的な被害を被った事例が稀であることが背景にある。一方、道路土工構造物の設計は使用目的との適合性および構造物の安定性について、作用（常時、降雨、地震時、その他）およびこれらを組み合わせた外力に対して、道路土工構造物の重要度に応じて、求められる要求性能（性能1～3）を満足すべきとあり、換言すると、改良された軟弱地盤上の盛土の安定性を評価するには、具体的な目標性能（使用限界、修復限界、終局限界）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評価する必要があることを示唆している。

本報は浅層改良体と深層改良体を組み合わせた複合型地盤改良の浅層改良体に着目して、その改良断面や一軸圧縮強さの違いが、レベル2地震動に対して盛土や周辺地盤の変形に及ぼす影響を把握することを目的として、動的遠心力载荷実験により無対策、深層改良体単独、複合型地盤改良のケースを比較、検討した結果である。

2. 動的遠心力模型実験

2・1 複合型地盤改良の浅層改良体の強度設定法

複合型地盤改良は浅層改良体と深層改良体を組み合わせた地盤改良形式（Fig.1）であるため、盛土の安定性および深層改良体間に生じる不同沈下の抑制も期待できる。

複合型地盤改良の浅層改良体の強度はALiCC工法マニュアル（以降、マニュアル）²⁾によると、常時（静的状態）における押抜きせん断破壊（以降、パンチング破壊）で検討することになっている。さらに、深層改良体が低改良率で検討される場合、曲げ引張り破壊（以降、曲げ破壊）も検討する。Fig.2は複合型地盤改良の浅層改良体に生じるパンチング破壊のイメージである。

パンチング破壊とは深層改良体が浅層改良体を貫通するような破壊形態であるため、浅層改良体上に盛土を载荷させた際、深層改良体間の未改良地盤に作用する盛土の鉛直土圧 P_{soil} と未改良地盤の支持力 q_a との差分によって、深層改良体によるパンチング破壊が生じない浅層改良厚と改良強度（一軸圧縮強さ）の設定が必要である。

具体的には、下記の(1)式で浅層改良体に生じる押抜きせん断応力 τ_{se} を算出し、それが許容せん断応力度 τ_a （同(2)式）を上回らないパンチング破壊させない一軸圧縮強さ $q_{quickse}$ を求める。

Fig.1 Composite ground improvements.

$$\tau_{se} = \frac{(P_{soil} - q_a) \times (\lambda^2 - \pi \cdot d^2 / 4)}{(\pi \cdot d \times H_{se})} \quad (1)$$

$$\tau_a = \frac{1}{F_s} \times \frac{q_{uckse}}{2} \quad (2)$$

$$\sigma_{ba} = 0.15 \times q_{uckbe} \quad (3)$$

$$\sigma_{ba} = \frac{w\lambda^2}{8} \div I \times \frac{H_{se}}{2} \quad (4)$$

ここに、 τ_{se} : 押抜きせん断応力 (kN/m^2)、 P_{soil} : 改良体間に作用する鉛直応力 (kN/m^2)、 q_a : 未改良地盤の長期許容支持力 (kN/m^2)、 λ : 深層改良体中心間隔 (m)、 d : 改良体直径 (m)、 H_{se} : 浅層改良層の厚さ (m)、 τ_a : 許容せん断応力度 (kN/m^2)、 q_{uckse} : パンチング破壊させない一軸圧縮強さ (kN/m^2)、 F_s : 浅層改良体の安全率、 σ_{ba} : 曲げ応力 (kN/m^2)、 q_{uckbe} : 曲げ破壊させない一軸圧縮強さ (kN/m^2)、 w : 盛土荷重 (kN)、 I : 断面 2 次モーメント (m^4)、である。

一方、深層改良体間の未改良地盤のせん断強さが 10kN/m^2 未満では、浅層改良体に引張りクラックが発生する可能性を防ぐため曲げ応力照査を行う必要がある、としている。ところが、マニュアル²⁾には具体的な照査方法の記載が無いため、本実験では深層改良体間上の浅層改良体を単純梁と仮定し、盛土荷重が浅層改良体に等分布で作用する曲げ応力 σ_{ba} を(4)式で算出し、曲げ破壊させない一軸圧縮強さ q_{uckbe} を導出した。その際、許容曲げ応力度係数 (割裂引張り強さ／一軸圧縮強さ) は 0.15 とした。

以上より、浅層改良体の一軸圧縮強さは、パンチング破壊させない一軸圧縮強さ q_{uckse} と曲げ破壊させない一軸圧縮強さ q_{uckbe} の大きい値を設計値とするのが一般的である。なお、これらは常時 (静的) の強度設定である。

2・2 実験条件

Table1 は実験条件一覧、Fig.3, Fig.4 は Case1～5 (Case4 を除く) の模型断面を示す。Case1 は地震動による盛土の破壊モードの再現を目的とした無対策のケース、Case2 は

Fig.2 Punching and bending tensile shear strength on shallow stabilized soil²⁾.

従来実施されている深層改良体単独のケース、Case3～5 は複合型地盤改良を施したケースである。Case3～5 の深層改良体のすべて改良率 $a_p=7.0\%$ であるが、浅層改良体の厚さは実物換算で Case3 では $H_{se}=1.0\text{m}$ 、Case4 は $H_{se}=1.5\text{m}$ 、Case5 は $H_{se}=2.0\text{m}$ であり、工事で採用されている事例に基づいて設定した。

本実験はレベル 2 地震動に対して複合型地盤改良の浅層改良体の改良断面と一軸圧縮強さの違いが、盛土の変形抑制効果に及ぼす影響を把握することに主眼を置いている。この理由として、地震動に対する盛土の安定確保に必要な浅層改良体の強度設定法が未だ不明確なためである。そこで、浅層改良体のパラメータは改良厚と一軸圧縮強さとし、浅層改良体の一軸圧縮強さ q_u は 2.1 節で述べたパンチング破壊と曲げ破壊を生じさせない強度として、(1)～(3)式で得た q_{uckse} と q_{uckbe} を満足することとした。

Case3～Case5 の計算で算出されたパンチング破壊と曲げ破壊を生じさせない一軸圧縮強さは Table 2 に記載したとおりであり、実際に得られた Case3～Case5 の一軸圧縮強さは Table 1 (Shallow stabilized soil_Actual UCS) に記載した。各ケースで得られた浅層改良体の一軸圧縮強さは Case3 では常時 (静的) の曲げ破壊させない一軸圧縮強さは得られていないが、Case4 と Case5 は常時 (静的) におけるパンチング破壊と曲げ破壊を生じさせない一軸圧縮強さとなった。

Table 1 Experiment model.

		Case1	Case2	Case3	Case4	Case5
Soft ground	Strength (Ground Surface)			$\tau_f=4\text{kN/m}^2$		
Embankment	Height			60mm [3m]		
	Crown width			60mm [3m]		
	Slope surface gradient			1.0 : 1.0		
	Degree of compaction			90%		
Shallow stabilized soil (Curing 5 days)	Height	-	-	20mm [1m]	30mm [1.5m]	40mm [2m]
	Width	-	-	20mm (1.0m)		
	Actual UCS	-	-	281kN/m ²	472kN/m ²	396kN/m ²
Deep soil stabilization (Curing 5 days)	Diameter	-		20mm [1m]		
	Length	-		130mm [6.5m]	110mm [5.5m]	100mm [5.0m]
	Improved ratio	-	30.7%	7.0%		
	Design strength	-	200kN/m ²	400kN/m ²	440kN/m ²	660kN/m ²
	Actual UCS	-	219kN/m ²	442kN/m ²	540kN/m ²	1029kN/m ²
Shaking conditions	Shaking wave	Sine wave, 40 waves				
	Frequency	75Hz [1.5Hz]				
	Input acceleration	534 cm/s ²	545cm/s ²	531cm/s ²	475cm/s ²	515cm/s ²
Centrifugal force		50 G

Fig.3 Experiment model. a)Case1, b)Case2

Fig.4 Experiment model. a)Case3, b)Case5

Table 2 Stress by acting on shallow stabilized soil and unconfined compression strength to resist each stress.

Shallow stabilized soil	Case3		Case4		Case5	
	Stress by acting on shallow stabilized soil(kN/m ²)	Unconfined compression strength to resist each stress q_u (kN/m ²)	Stress by acting on shallow stabilized soil(kN/m ²)	Unconfined compression strength to resist each stress q_u (kN/m ²)	Stress by acting on shallow stabilized soil(kN/m ²)	Unconfined compression strength to resist each stress q_u (kN/m ²)
Punching shear strength	$\tau_{se}=111.56$	$223(\tau_{se}=q_{uckbe}/2 \times F_s) \times F_s=1$	$\tau_{se}=87.87$	$176(\tau_{se}=q_{uckbe}/2 \times F_s) \times F_s=1$	$\tau_{se}=65.42$	$131(\tau_{se}=q_{uckbe}/2 \times F_s) \times F_s=1$
Bending tensile strength	$\sigma_{bs}=42.75$	$285(\sigma_{bs}=0.15 \times q_{uckce})$	$\sigma_{bs}=57.25$	$382(\sigma_{bs}=0.15 \times q_{uckce})$	$\sigma_{bs}=32.06$	$214(\sigma_{bs}=0.15 \times q_{uckce})$

2・3 実験手法

Table.3, Table.4 は試料の主な物性値を示す。盛土材は北広島市内で採取した山砂、軟弱地盤は同じく同市内で採取した粘土（高液性限界粘土_CH）を使用した。

軟弱地盤層下部の砂質土（東北珪砂 5 号）は排水層として、所定の厚さ（30mm）となるよう空中落下法により相対密度 $D_r=90\%$ で作製した。排水層は土槽下部からポーラストーンを介し、脱気水を供給して飽和させた。次いで、軟弱地盤は予め液性限界（ $w_L=82.7\%$ ）の 1.5 倍（ $w=124.1\%$ ）に含水比調整して 1 日以上養生した後、真空ミキサーで

脱気しながら攪拌し、均質状態になった粘土を実験土槽に投入した。その後、遠心場（50G）で 60 時間遠心自重圧密させて 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いずれのケースも $\tau_f=4\text{kN/m}^2$ とし、事前に 1 次元圧密計算で遠心自重圧密時の粘土層厚を決定した後、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。以上の手法で軟弱地盤を作製した後に改良体を作製した。

Fig.5 は浅層改良体の作成状況を示している。深層改良体の孔は外径 $\phi=20\text{mm}$ のハンドドリルを軟弱地盤と基盤

Table 3 Physical properties of the embankment material.

Density of soil particles (g/cm ³)	Maximum dry density (A-c method) (g/cm ³)	Optimum moisture content (%)	Fine particle content (%)	Foundation material classification
2.708	1.429	24.8	6.5	Fine particle mixed sand (S-F)

Table 4 Clay physical properties.

Density of soil particles (g/cm ³)	Water content (%)	Gravel ratio (%)	Sand ratio (%)	Silt ratio (%)	Clay ratio (%)
2.612	124.1	0	4.2	32.8	63.0
Fine particle content (%)	Maximum grain size (mm)	Liquid limit (%)	Plastic limit (%)	Plasticity index	Foundation material classification
95.8	2	82.7	33.7	49.0	Clay(CH)

の砂質土（厚さ $t=10\text{mm}$ ）内に挿入し除去したあと、外径 $\phi=20\text{mm}$ の外管、その内側に外径 $\phi=18\text{mm}$ の内管を挿入し、内管を引抜くことで外管内の試料をより丁寧に除去した。その後、深層改良体の打設は、粘土と早強ポルトランドセメントを水セメント比 $W/C=1.0$ で地盤工学会基準（JGS0821-2009）に従って攪拌、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 日材齢とした。

浅層改良体は軟弱地盤に対して所定のサイズ（厚さ 40mm 、幅 180mm 、奥行き 200mm ）を予め掘削し、深層改良体と同様に作成したセメントスラリーを打設した。深層改良体の改良率は文献 2) で定める下限値を下回る改良率 $a_p=7.0\%$ 、Case2 の改良率は深層改良体単独で一般的に採用される改良率 $a_p=30.7\%$ とした。

盛土は横断面が開放された型枠内に最適含水比で調整した山砂を奥行き方向に厚さ $t=20\text{cm}$ を $t=2\text{cm}$ ごと締固め度 $D_c=90\%$ で締固めた。その後、盛土を凍結させた後に型枠を脱形し予め作製した軟弱地盤上に設置した。

各観測機器は Fig.3, Fig.4 の記載位置に設置した。レーザー変位計は、盛土天端中央部と盛土法肩、盛土法尻と盛土法尻から 150mm 離れた位置の計 4 か所に設置した。加速度計は各ケースの土槽底面に設置した。すべての作業が終了したあと実験土槽を遠心力载荷試験装置に設置し、重力場から $5G$ ごと段階的に $50G$ まで加速度を増加させた。各重力場へ到達した後は 3 分間状態を保持し、盛土天端、盛土法肩の沈下が収束したことを確認したあと加振実験を行った。設定した加速度波形は入力周波数 75Hz の正弦波（40 波）とした。目標入力加速度はレベル 2 地震動の 500gal 、各ケースの実験の入力加速度は Table 1 に記載した。Fig.6 は Case1 の実験土槽底部に設置した加速度計の地震動を実換算した値である。

軟弱地盤の変形状態は加振前後で実験土槽内を撮影し、予め軟弱地盤の横断面に対して軟弱地盤地表面から底部まで幅 2cm 間隔（Case1, Case5 は水平方向のみ）で設置した素麺の動きをトレースしこれらの挙動を確認した。深層改良体や浅層改良体の変形や破壊状況は、加振実験後に軟弱地盤を取出し改良体を露出させ詳細を確認した。

Fig.5 Condition of building on Shallow stabilized soil(Case4).

Fig.6 Waveform of earthquake motion (Case1).

3. 調査・試験結果

3・1 動的遠心実験後の観察

Table 5 は各 Case における加振前後の盛土および軟弱地盤の変形状況、加振後の盛土と改良体の状況を示す。

Case1 の加振前後の変形（Table 5 a）に着目すると、加振前に盛土天端中央部に沈下、法尻部も水平変位が生じたことから、軟弱地盤対策が必要な地盤であることがわかる。加振後、盛土天端中央部を起点として左右両方向にすべり破壊が見られ、その位置に大きな沈下が生じて周辺地盤には隆起が確認された。盛土が主として慣性力で崩壊すると考えれば、加振に伴う盛土荷重の増加と盛土下部の粘土のせん断応力の低下³⁾によると思われる。

加振後の盛土（Table 5 b）をみると、盛土天端中央部が大きく凹むとともに盛土法尻と軟弱地盤の境界部に大きなき裂が生じており、軟弱地盤上盛土の機能が地震動で著しく損なわれた状態を再現できたと判断される。

次に Case2 について述べる。Case2 の加振前後の変形（Table 5 c）をみると、加振後に盛土全体が若干沈下しているが、Case1 のようなすべり破壊は確認されず、盛土の原形も保持されていた。また、深層改良体は盛土横断方向の最も左側の深層改良体に若干の傾斜が見られる（Table 5 e）が、その他の深層改良体はいずれも鉛直性を保持していた。ところが、深層改良体は概ね健全であるにも拘わらず、盛土天端全体と一部の法面に数多くのき裂が生じた（Table 5 d）。これは、上述のとおり、加振に伴う盛土荷重の増加と浅層改良体間の粘土のせん断強度の低下で、粘土の沈下による影響と推察される。

最後に、複合型地盤改良である Case3～Case5 の観察結果について述べる。各 Case の加振前後の変形モードをみると、Case3 では加振後に盛土全体が若干沈下（Table 5 f）したほか、盛土の天端および法面の法線方向に大きなき裂が生じた（Table 5 g）が、Case4, Case5 では加振前後で盛土の沈下（Table 5 i, l）、盛土天端および法面全体にき裂等は認められなかった（Table 5 j, m）。

Table 5 Deformation before and after shaking and the condition of the embankment crown and deep-layer improved columns after shaking.

Case	Deformation before and after shaking	Embankment crown (after shaking)	Condition columns improved columns (after shaking)
1	a)	b)	No deep-layer improved columns
2	c)	d)	e)
3	f)	g)	h)
4	i)	j)	k)
5	l)	m)	n)

次に、深層改良体と浅層改良体の状態をみる。Case3は深層改良体の鉛直性が保持され、かつき裂は認められないが、浅層改良体には数多くのき裂が生じ、深層改良体と接する箇所に円形の凹みが見られた (Table 5 h))。

Case3の浅層改良体が破壊した要因は、レベル2地震動によって静的な盛土荷重以上の盛土荷重が浅層改良体に作用したことで、当初想定した静的なパンチング破壊や曲げ破壊のいずれの応力も増加したため、静的に破壊させない一軸圧縮強さ $q_u=281\text{kN/m}^2$ では上記の破壊応力に耐える強度が不足していたと推察される。

これに対し、Case4とCase5の深層改良体はCase3と同様に深層改良体の鉛直性が保持されていたが、Case4では深層改良体間中央部の浅層改良体にき裂が生じ (Table 5 k))、Case5ではき裂は認められなかった (Table 5 n))。Case4とCase5の浅層改良体の一軸圧縮強さは、各ケースで想定したパンチング破壊および曲げ破壊に必要な強度を満たしているが、Case4とCase5に違いが生じた形である。これらに関しては3.2節で詳細を考察する。

3・2 盛土および周辺地盤の変状と浅層改良体の考察

Fig.7は地震動による盛土の変状および周辺地盤の変形状態をより定量的に評価するために、各ケースの計測位置における加振前後の変形量の差を実物換算で示したものである。プラス表示は沈下量、マイナス表示は隆起量である。まず、盛土天端および盛土法肩の沈下量について述べる。Case1は改良体が存在しないため、盛土天端および盛土法肩で100cm前後の大きな沈下が生じた。これに対して、Case2の沈下量は盛土天端と盛土法肩において30cm前後であり、深層改良体単独であってもL2地震動に対して一定の沈下抑制効果が得られた。

一方、複合型地盤改良のCase3~Case5をみると、Case3では盛土天端および盛土法肩の沈下量は20cm前後、Case4とCase5のそれは平均5cm未満であった。このため、複合型地盤改良は深層改良体単独の地盤改良と比較して盛土の変形抑制効果が高いことが明らかになった。ただし、3.1節で述べたとおり、Case3の盛土天端には加振後に大規模なき裂等が生じたため、道路の要求性能 (例えば安全性、使用性など) を考慮した場合、盛土の変形抑制効果 (盛

Fig.7 Displacement of each location.

土天端の沈下量)だけでは改良効果が得られたとは言いがたいと言えず、浅層改良体の強度設定が盛土の沈下抑制量のみならず健全性に大きく影響を及ぼすことがわかる。

次に、盛土法尻と法尻からの離れの盛土周辺地盤の変位について述べる。Case1は盛土法尻に沈下が生じ、法尻からの離れにおいて約20cmの隆起が生じた。一方、Case2～Case5はいずれも盛土法尻や法尻側方の変形量は非常に小さく、深層改良体単独および複合型地盤改良は浅層改良体の損傷の大小を問わず、周辺地盤の変形抑制効果に大きく寄与する結果を得た。

冒頭述べたとおり、複合型地盤改良における地震時の設計法は存在しないため、本実験におけるパンチング破壊および曲げ破壊させない一軸圧縮強さは常時(静的)の設計法で決定している。あらためて、Case3～Case5の浅層改良体の一軸圧縮強さの強度設定と浅層改良体の関係をみると、Case3はパンチング破壊させない一軸圧縮強さを有しているが、加振後の浅層改良体にはパンチング破壊と曲げ破壊のいずれも生じていた。一方、Case4とCase5はいずれの破壊モードを上回る一軸圧縮強さであり、両ケースとも浅層改良体にパンチング破壊は生じなかったが、Case4には曲げ破壊のなき裂が一部、認められ、Case5には確認されなかった。

一般的に浅層改良体のような矩形構造物上に荷重が作用する場合、それによる変形を抑制するには剛性を高くする必要があるが、矩形構造物の剛性は弾性係数 E と断面2次モーメント I で決定されるため、剛性を高くするには矩形形状あるいは強度を大きくする必要がある。

これに対して、Case4とCase5の浅層改良体の一軸圧縮強さとパンチング破壊や曲げ破壊させない一軸圧縮強さのうち大きな一軸圧縮強さ(曲げ破壊)の比はCase4では1.23倍 (q_u/q_{uckbe})、Case5は1.85倍 (q_u/q_{uckbe}) であることから、これらのケースにおける浅層改良体への曲げ破壊の有無は、改良断面が大きくかつ、各破壊モードの応力に対して強度に余裕があるCase5が曲げ破壊に有効と思われる。

これらから、盛土の健全度を損なわない要求性能(性能1)を複合型地盤改良に求める場合、浅層改良体がパンチング破壊や曲げ破壊を生じさせない強度設定が肝要であ

るが、各破壊モードに対して余裕度(安全率)を見込むことが有効である。しかしながら、曲げ破壊させない一軸圧縮強さの設計方法は仮定であるほか、盛土荷重、深層改良体の改良率、浅層改良層厚、地震動レベルで曲げ破壊させない一軸圧縮強さが大きく変わるために検討の余地がある。

4. まとめ

本報告は浅層改良体と深層改良体を組み合わせた複合型地盤改良の浅層改良体の改良断面や一軸圧縮強さの違いが、レベル2地震動に対して盛土や周辺地盤の変形抑制効果、得られる要求性能に及ぼす影響を把握することを目的として、無対策、深層改良体単独、複合型地盤改良の各ケースを動的遠心力荷重実験により比較、検討した結果である。得られた知見を以下に示す。

- ・ 深層改良体単独(改良率 $a_p=30.7\%$) および、複合型地盤改良は今回の実験条件ではレベル2地震動に対し周辺地盤の変形抑制効果は期待できる。
- ・ 加振後における盛土天端の沈下量は複合型地盤改良が深層改良体単独より、盛土天端の変形抑制効果は期待できるが、浅層改良体の改良断面および強度によって、盛土の変形抑制効果に差異が生じることがわかった。
- ・ 具体的には、本実験条件では浅層改良体の層厚 $H_{se}=1.5\text{m}$ 以上でパンチングおよび曲げ破壊に抗する一軸圧縮強さを有することで、浅層改良体および盛土全体が損傷せず盛土の健全性に大きく寄与することがわかった。
- ・ ただし、地震時の曲げ破壊に対して必要とする一軸圧縮強さは、浅層改良体の改良断面によっては常時の検討で網羅できる点もあるが、曲げ破壊に対する具体的な強度設定法は不明確であるため今後の検討課題である。

参考文献

- 1) Japan Road Association, "The Road Earthworks" Guidelines on Countermeasures against Soft Ground, (2012).
- 2) ALiCC Research Group, "ALiCC implementation manual" Ground improvement using cement columns, (2015).
- 3) M.Hyodo, Y.Yamamoto and M.Sugiyama, "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).