

浅層・深層併用型地盤改良技術の開発に関する研究(3)

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 31～令 3

担当チーム：施工技術チーム、寒地地盤チーム、先端技術チーム

研究担当者：畠山乃、林宏親、橋本聖

【要旨】

道路土工構造物技術基準では、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）およびこれらの組み合わせた外力に対して、求められる要求性能（性能 1～3）を満足すべきと記載された。このような背景を踏まえ、複合型地盤改良上の盛土が L1 および L2 地震動に対してどの程度の耐震性能を有するか動的遠心力載荷模型実験で検討した。その結果、限定された条件ではあるが、現行の浅層改良体の押抜きせん断破壊、曲げ引張り破壊、および深層改良体の鉛直応力に対する安全率が 1 を上回れば、道路土工構造物技術基準に示す盛土の耐震性能 1 を満足する知見を得た。

キーワード：軟弱地盤、セメント改良、ALiCC 工法、遠心力載荷模型実験

1. はじめに

セメント等で改良した地盤上の盛土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、軟弱地盤上の盛土は、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¹⁾。一方、道路土工構造物技術基準²⁾(以降、技術基準)では、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）を満足すべきとある。換言すると例えば、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、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。

このような背景を踏まえ、本研究では浅層改良体と深層改良体を併用した複合型地盤改良上の盛土が地震

動に対してどの程度の耐震性能を有するか動的遠心力載荷模型実験（以下、動的遠心実験）で検討した。

具体的には、実務で数多くの施工実績を有する改良パターン（複合型地盤改良の浅層改良体の厚さ、深層改良体の改良率、盛土高さ）を対象として、複合型地盤改良の設計照査法に従って得られた浅層改良体強度の違い（曲げ引張り破壊に対する安全率）が、L1 および L2 地震動を作用させた際に生じる盛土天端中央部の沈下量や周辺地盤の変形量、浅層改良体に生じる亀裂等の有無、深層改良体に生じる座屈や傾斜などの有無などの状態変化を踏まえ、盛土の耐震性能に及ぼす影響を考察した。

2. 複合型地盤改良とは

北海道には泥炭性軟弱地盤が広く分布している。このような地盤を深層改良体で固化処理する際に、深層改良体と深層改良体間の不同沈下や側方流動を抑制するには改良率 $a_p=50\%$ 以上で設計する³⁾。 $a_p=50\%$ 以上で

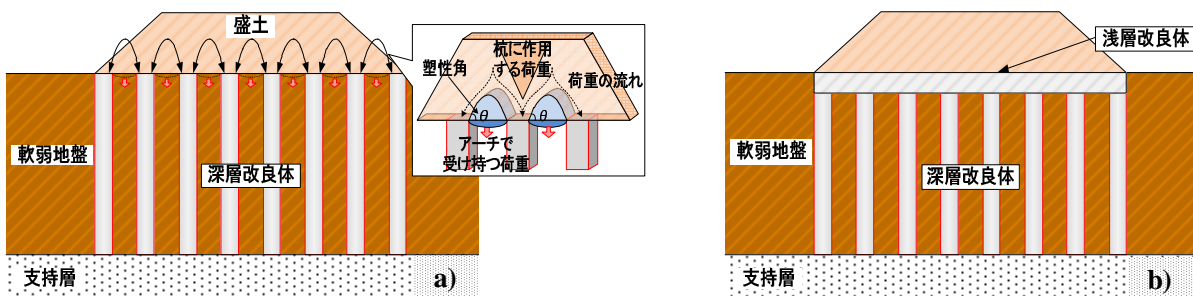


図-1 ALiCC 工法の改良形式（左：一般型、右：複合型）

は不同沈下や側方流動の問題は解消されるが、他の軟弱地盤対策工法と比較して不経済となる場合が多い。このような背景を踏まえ、土木研究所では低改良率地盤改良を効率的かつ効果的に設計する手法として、低改良率セメントコラム工法（Arch action low improvement ratio cement column，以降、ALiCC工法）⁴⁾を開発した。ALiCC工法は盛土材のアーチ効果を考慮し、深層改良体を盛土直下に全面的に配置することによって、軟弱地盤の圧密沈下の低減を図る工法である（図-1 a）。基本的には深層改良体単独の改良形式であるが、不同沈下対策として浅層改良体やジオテキスタイルを併用する形式もある（図-1 b）。本報ではALiCC工法の設計思想に基づいて深層改良体や浅層改良体を併用した改良形式を複合型地盤改良と称する。ALiCC工法による複合型地盤改良の設計は一般的なセメント改良と同様に常時の検討のみで、盛土の性能評価を意識した地震時（各地震動レベル）の検討手法が存在しない。

3. 複合型地盤改良における浅層改良体の強度設定法

3.1 複合型地盤改良の浅層改良体の強度設定法

複合型地盤改良の浅層改良体はALiCC工法マニュアル（以降、マニュアル）⁴⁾によると、すべり破壊のほかには押抜きせん断破壊（以降、パンチング破壊）と曲げ引張り破壊（以降、曲げ破壊）に対して必要な強度を確保する必要がある。図-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り、浅層改良体に盛土が作用した際に深層改良体間の未改良地盤に作用する鉛直土圧 P_{soil} と未改良地盤の支持力 q_a との差分で、下記の(1)式から浅層改良体への押抜きせん断応力 τ_{se} を算出し、それを上回る許容せん断応力度 τ_a よりパンチング破壊させない一軸圧縮強さ q_{uckse} を(2)式より設定する。実務では(2)式の安全率 $F_s=3$ とするが、動的遠心実験時の浅層改良体の強度で評価するため、パンチング破壊させない安全率 $F_{s,se}$ は浅層改良体の実強度 $q_{u,s}$ を q_{uckse} とみなして、(3)式の $F_{s,se}=\tau_a/\tau_{se}$ と定義した。

曲げ破壊についてはマニュアル⁴⁾には照査方法の記載が無いので、浅層改良体上に盛土荷重が等分布に作用する深層改良体間の単純梁と仮定して、(4)式で得た曲げ引張り応力 σ_{ba} から、曲げ破壊させない一軸圧縮強さ q_{uckbe} を(5)式で導出した。一軸圧縮強さと σ_{ba} の比は寺師ら⁵⁾の既往研究の結果を踏まえ0.15とした。曲げ破壊させない安全率 $F_{s,be}$ は浅層改良体の実強度 $q_{u,s}$ を q_{uckbe} の(6)式から $F_{s,be}=q_{u,s}/q_{uckbe}$ と定義した。

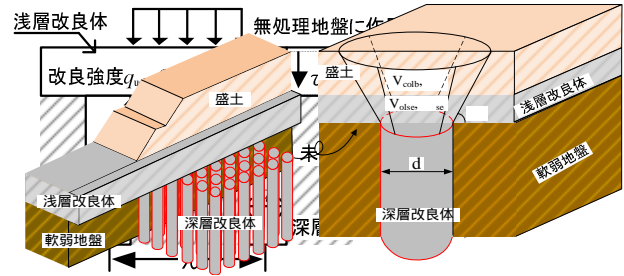


図-3 深層改良体頭部に荷重が作用するイメージ⁴⁾一部修正

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

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

$$F_{s,se} = \frac{\tau_a}{\tau_{se}} \quad (3)$$

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

$$\sigma_{ba} = 0.15 \times q_{uckbe} \quad (5)$$

$$F_{s,be} = \frac{q_{u,s}}{q_{uckbe}} \quad (6)$$

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} ：浅層改良体厚さ（ m ）、 τ_a ：許容せん断応力度（ kN/m^2 ）、 $F_{s,se}$ ：浅層改良体のパンチングに対する安全率、 σ_{ba} ：曲げ引張り応力（ kN/m^2 ）、 q_{uckbe} ：曲げ破壊させない一軸圧縮強さ（ kN/m^2 ）、 $q_{u,s}$ ：動的遠心実験時の浅層改良体の一軸圧縮強さ（ kN/m^2 ）、 w ：盛土荷重（ kN ）、 I ：断面2次モーメント（ m^4 ）、 $F_{s,be}$ ：浅層改良体の曲げ破壊に対する安全率、である。

3.2 複合型地盤改良の深層改良体の強度設定法

通常、複合型地盤改良における深層改良体の一軸圧縮強さ q_{uckdpt} は図-3に示すとおり、深層改良体の頭部に浅層改良体とその上の盛土荷重が集中的に作用したと仮定して、深層改良体頭部に作用する鉛直荷重 P_{col} を(7)式で算出し安全率 $F_{s,c}=1.2$ を乗じて導出する。今回は動的遠心実験時の一軸圧縮強さ $q_{u,c}$ と q_{uckdpt} を同等とみなし、各実験ケースの P_{col} から(8)式で逆算的

に動的遠心実験時における深層改良体の安全率 $F_{s,c}$ を導出し、各地震動レベルによる深層改良体の健全性を評価した。

$$P_{col} = \frac{(V_{colb} \cdot \gamma + V_{colse} \cdot \gamma_{se})}{(\pi \times d^2 / 4)} \quad (7)$$

$$F_{s,c} = \frac{q_{uckdpt} (= q_{u,c})}{P_{col}} \quad (8)$$

ここに、 P_{col} ：深層改良体頭部に作用する鉛直荷重 (kN/m²)、 V_{colb} ：改良体頭部に作用する盛土の体積 (m³)、 γ ：盛土の単位体積重量 (kN/m³)、 V_{colse} ：改良体頭部に作用する浅層改良体の体積 (m³)、 γ_{se} ：浅層改良体の単位体積重量 (kN/m³)、 d ：深層改良体の直径 (m)、 $F_{s,c}$ ：本実験における深層改良体の安全率、 q_{uckdpt} ：深層改良体の一軸圧縮強さ (kN/m²)、 $q_{u,c}$ ：動的遠心実験時の一軸圧縮強さ (kN/m²) である。

3.3 複合型地盤改良における浅層改良体の強度設定の課題

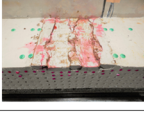


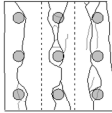
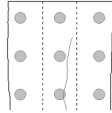
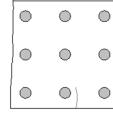



複合型地盤改良は深層改良体と浅層改良体を併用した改良形式であるが、一般的に浅層改良体のような矩形構造物上に盛土を施工する場合、盛土荷重による変形を抑制するには剛性を高くする必要がある。矩形構造物の剛性は弾性係数 E と断面 2 次モーメント I で決定されるため、改良率を低く設定すると浅層改良体の形状あるいは強度を大きくして曲げ破壊に対応する必要がある。

村田ら⁶⁾は複合型地盤改良の浅層改良体強度の違いが破壊形態に及ぼす影響を把握する目的で、実換算で盛土高 $H_s=3m$ 、浅層改良厚 $H_{se}=1m$ 、改良率 $a_p=6.4\%$ の静的遠心力载荷模型実験 (静的遠心実験) を実施した。

表-1 は実験条件および静的遠心実験後の浅層改良体の変状などの抜粋であり、浅層改良体の q_u の違いによるパンチング破壊や曲げ破壊への照査結果、浅層改良体の変状状況、同じく破壊形態や盛土や深層改良体の観測記録などが示された。

Case2 ~ Case4 をみると、浅層改良体のパンチングや曲げ破壊の照査結果と浅層改良体の変状状況は調和的であった。パンチングおよび曲げ破壊の安全率 1 以下の Case2 は浅層改良体に大きな亀裂を呈し、盛土の形状も保持されなかった。一方、静的遠心実験後の盛土天端や法面上の状態、盛土沈下量の考察は無いが、曲げ破壊が生じたとされる Case3 でも曲げ破壊が生じていない Case4 と同様、盛土形状が保持され、盛土およ

表-1 静的遠心力载荷模型実験の結果^{5)修正}

実験ケース	Case2	Case3	Case4	
深層改良杭平面改良率	6.4%	6.4%	6.4%	
浅層改良体強度 q_u (kN/m ²)	191	679	947	
浅層改良体変状 (写真記録)				
浅層改良体変状 (平面)				
浅層改良体変状 (正面)				
浅層改良体照査 (安全率)	パンチング	0.73	2.60	3.62
	曲げ	0.34	0.77	1.02
実験時の破壊形態	曲げ破壊 パンチング	曲げ破壊	損傷なし	
備考 (浅層改良体の変状)	盛土断面方向に改良杭に沿って開口幅が大きいクラック。改良体全体に侵襲が及ぼされる。クラックは、盛土強度が400kN/m ² 以上の発生が確認。	盛土中央付近の断面方向に軽微なクラック。改良体全体に侵襲が及ぼされる。クラックは、盛土強度が400kN/m ² 以上の発生が確認。	浅層改良体の改良杭間1か所に極めて軽微なクラック。全体的には侵襲もなく健全である。	

び複合型地盤改良は健全な状態にみえる。Case4 の浅層改良体強度 q_u は $q_u=1MN/m^2$ だが、バックホウスタビライザー等による浅層改良を考えると、施工機械の特性上、浅層改良体の設計基準強度 $q_{uck}=1MN/m^2$ の施工は困難である。Case3 の浅層改良体に生じた亀裂を曲げ破壊とみなすかとの議論もあるが、盛土天端や法面に亀裂が生じなければ、浅層改良体の曲げ破壊を許容した設計も一つの選択肢と思われる。

4. 動的遠心力载荷模型実験

4.1 実験条件

表-2 は実験条件一覧で数値は実物換算値である。図-4 は模型断面を示す。図-4 a) は複合型地盤改良が採用される現場条件としては低盛土でかつ低改良率 ($H_e=3m$ 、 $a_p=7.1\%$) を模擬した実験ケース (Case1 ~ Case7) である。このうち、Case1 ~ Case3 は L1 地震動、Case4 ~ Case7 は L2 地震動に対する盛土の耐震性能を評価した。なお、浅層改良体厚さ H_{se} は Case1、Case4、Case5 が $H_{se}=1.0m$ 、Case2 と Case6 は $H_{se}=1.5m$ 、Case3 と Case7 は $H_{se}=2.0m$ である。

図-4 b) は同じく複合型地盤改良の現場条件として、汎用的に用いられている盛土高、改良率、浅層改良体厚さ ($H_e=5m$ 、 $a_p=15.7\%$ 、 $H_{se}=1.5m$) を模擬した実験ケース (Case8 ~ Case11) である。強度が異なる浅層改良体の L2 地震動に対する盛土の耐震性能を評価した。

表-3、表-4 は試料の主な物性値を示す。盛土材は北

表-2 実験条件一覧

ケース		Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	Case7	Case8	Case9	Case10	Case11
粘土地盤	表面強度 τ (kN/m ²)	4	4	4	4	4	4	5	4	4	4	4
入力加速度	加速度 a_{max} (gal)	150	150	150	500	500	500	500	500	500	500	500
盛土	高さ H_c (m)	3	3	3	3	3	3	3	5	5	5	5
	天端幅 W (m)	3	3	3	3	3	3	3	5	5	5	5
	締固め度 D_c (%)	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
	単位体積重量 γ_c (kN/m ³)	15.7	15.7	15.7	15.7	15.7	15.7	15.7	15.7	15.7	15.7	15.7
浅層改良体	厚さ H_{sc} (m)	1.0	1.5	2.0	1.0	1.0	1.5	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5
	幅 B (m)	9	9	9	9	9	9	9	15	15	15	15
	単位体積重量 γ_{sc} (kN/m ³)	14.3	14.3	14.5	14.2	14.3	14.5	14.3	14.3	14.4	14.4	14.5
	押抜きせん断応力 τ_{sc} (kN/m ²)	157	107	80	157	157	107	80	24	24	24	24
	許容せん断応力度 τ_u (kN/m ²)	128	233	218	92	141	235	197	224	431	502	700
	設計基準強度(曲げ) q_{ucksc} (kN/m ²)	824	366	206	824	824	366	206	436	436	436	436
	実強度 q_{usc} (kN/m ²)	258	466	437	184	283	472	396	449	863	1005	1401
	パンチングに対する安全率 $F_{s,sc}$	1.64	4.35	5.43	1.17	1.80	4.39	4.93	18.60	36.0	41.9	58.10
	曲げ破壊に対する安全率 $F_{s,bc}$	0.31	1.27	2.12	0.22	0.34	1.29	1.92	1.03	1.98	2.31	3.21
	深層改良体	直径 ϕ (m)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
単位体積重量 γ_c (kN/m ³)		14.5	14.3	14.6	14.5	14.4	14.5	14.5	14.3	14.4	14.3	14.3
改良率 a_p (%)		7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	15.7	15.7	15.7	15.7
改良体中心スパン d (m)		3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	2.5	2.5	2.5	2.5
設計基準強度 $q_{uck,c}$ (kN/m ²)		279	355	457	278	279	359	452	582	582	582	582
実強度 $q_{u,c}$ (kN/m ²)		681	529	1060	470	442	540	1029	577	579	619	608
安全率 $F_{s,c}$		2.44	1.49	2.32	1.69	1.58	1.51	2.28	0.99	0.99	1.06	1.04

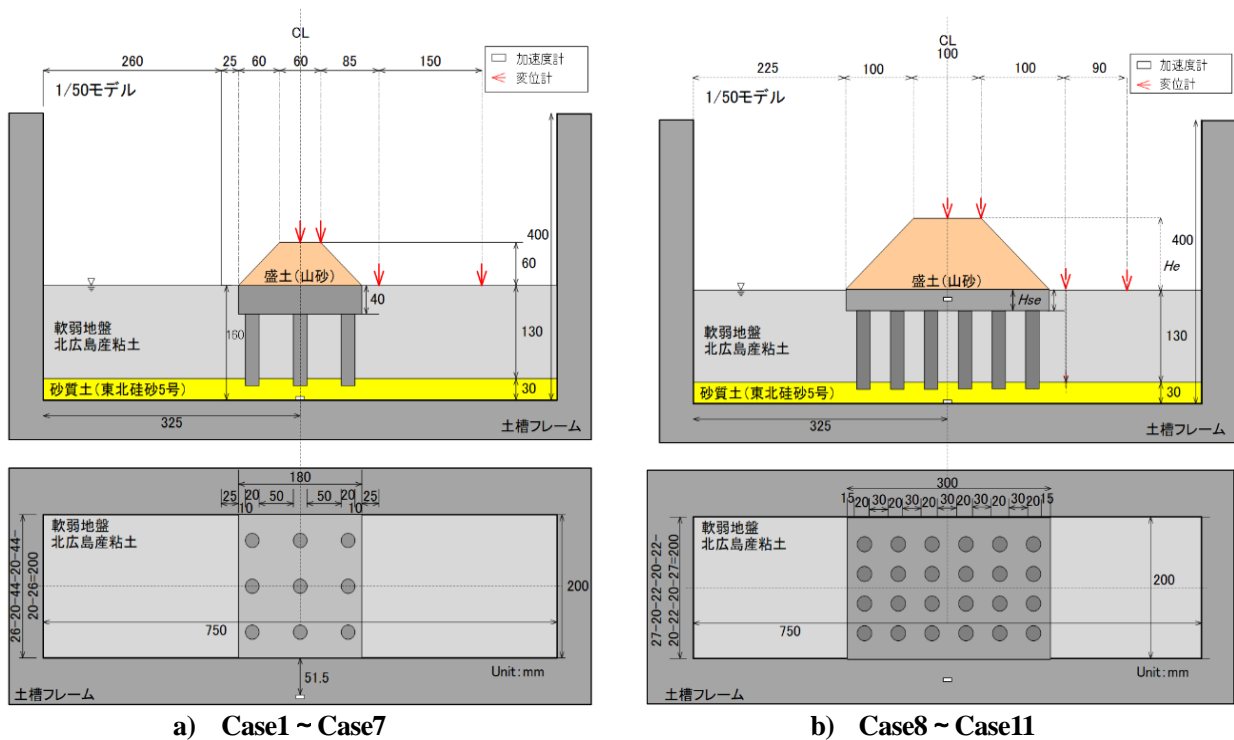


図-4 動的遠心力荷重模型実験の模型断面

海道北広島市内で採取した山砂、軟弱地盤は同じく北広島市内で採取した粘土（高液性限界粘土_{CH}）を使用した。図-5は実験手順を示す。軟弱地盤層下部の砂質土（東北珪砂5号）は排水層として機能することを目的として、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、土槽下部からポラスストーンを介して脱気水を供給して飽和させた。

次いで、軟弱地盤（北広島産粘土）は予め液性限界（ $w_L=82.7\%$ ）の1.5倍（ $w=110.1\%$ ）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 τ_f はいずれのケースも $\tau_f=4\sim 5\text{kN/m}^2$ と

表-3 盛土材の物性値

土粒子の密度 (g/cm^3)	最大乾燥密度 (A-c法) (g/cm^3)	最適含水比 (%)	細粒分含有率 (%)	地盤材料の分類名
2.708	1.429	24.8	6.5	細粒分混じり砂 (S-F)

表-4 粘土の物性値

土粒子の密度 (g/cm^3)	含水比 (%)	礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)
2.614	110.2	0	4.2	32.8	63.0
細粒分含有率 (%)	最大粒径 (mm)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数	地盤材料の分類名
95.8	2	82.7	33.7	49.0	粘土 (CH)

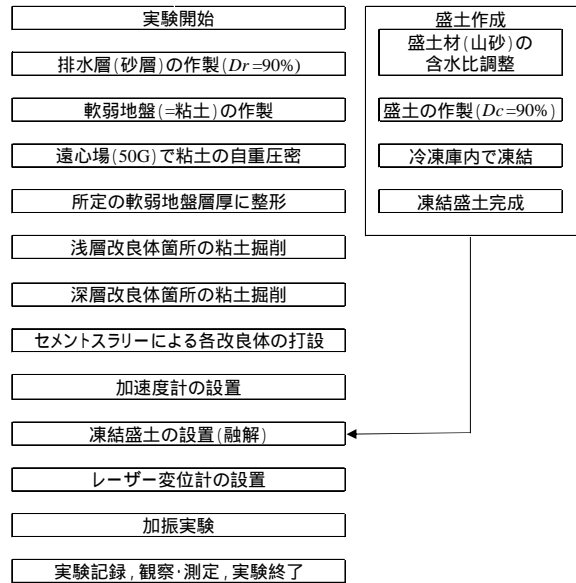


図-5 実験手順



図-6 改良体の作成 (左: 深層改良体, 中: 浅層改良体) と盛土の作成 (右)

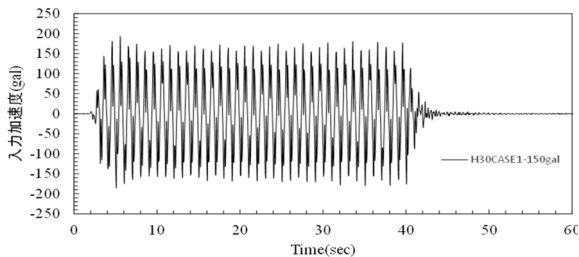


図-7 L1 入力地震動の波形 (実換算)

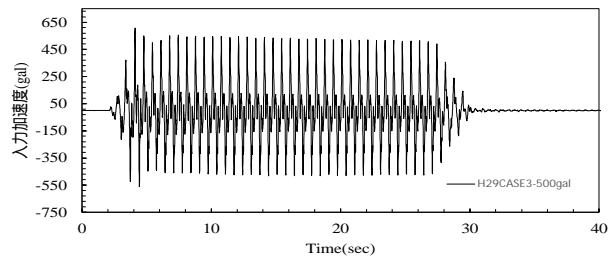


図-8 L2 入力地震動の波形 (実換算)

し、事前に一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順次、深層改良体と浅層改良体を作製した。

図-6 は各改良体および盛土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の砂質土内に厚さ $t=10\text{mm}$ 挿入し除去したあと、外径 $\phi=20\text{mm}$ の外管 (アルミニウム管) その内側に外径 $\phi=18\text{mm}$ の内管 (アルミニウム管) 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 $W/C=1.0$ にて攪

拌、混合したセメントスラリーを掘削孔内に充填した (図-6 a)。各改良体の養生期間は 5 日材齢とし、セメントスラリーに気泡等が混入しないよう真空攪拌装置を用いて攪拌、混合した試料を使用した。浅層改良体は軟弱地盤に対して所定のサイズ (厚さ 20、30、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 (図-6 b)。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 (図-6 c)。

その後、凍結させた盛土を型枠から脱形し、予め作製した軟弱地盤上に設置した。

図-4は各観測機器の設置位置を示す。レーザー変位計は盛土および周辺地盤の変形状況を把握するために、盛土天端中央部と盛土法肩、盛土法尻と盛土法尻から150mm(実換算7.5m)離れた位置の計4か所、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、1G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、盛土天端および盛土法肩の沈下が概ね収束したことを確認し加振実験を実施した。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)とした。目標入力加速度は170gal(L1

地震動)と500gal(L2地震動)である。

図-7、図-8は実験土槽底部の加振加速度を実物換算した値である。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間隔で設置した素麺の動きをトレースしてこれらの挙動を確認した。浅層改良体および深層改良体の変形や破壊状況は、加振実験後に軟弱地盤を丁寧に取り出して改良体を露出させて、加振前後の土槽横断面を詳細にスケッチした。

4.2 動的遠心模型実験の結果

4.2.1 加振後の盛土、浅層改良体および深層改良体の状態

表-5 低盛土高、低改良率の実験諸元および動的遠心実験結果

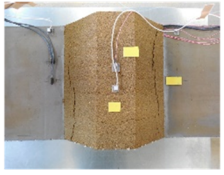
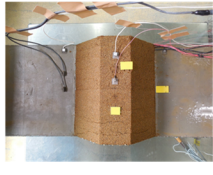
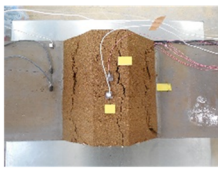

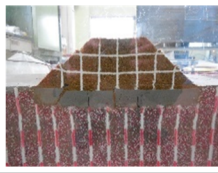
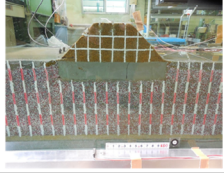








実験ケース	Case1	Case2	Case5	Case6	
入力加速度(gal)	150		500		
盛土高(m)	3		3		
改良体間隔(m)	2.5		2.5		
改良率(%)	7.1		7.1		
浅層改良体厚さ(m)	1.0	1.5	1.0	1.5	
浅層改良体実強度(kN/m ²)	257.9	466.0	282.9	471.7	
浅層改良体 照査(安全率)	バンチング	1.60	4.35	1.80	4.39
	曲げ	0.31	1.27	0.34	1.29
深層改良体照査 安全率	2.44	1.49	1.58	1.51	
150/500gal加振後 土槽上面					
150/500gal加振後 土槽横断面					
150/500gal加振後 浅層改良体の状態					
浅層改良体の破壊形態	曲げ破壊	なし	曲げ破壊	曲げ破壊	
150/500gal加振後 深層改良体の状態					
深層改良体の破壊形態	なし	なし	なし	なし	

表-6 一般的な盛土高、改良率の実験諸元および動的遠心実験結果

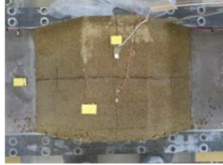
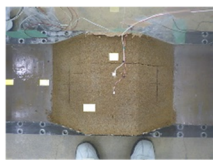
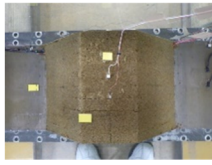
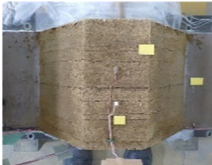
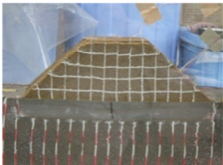

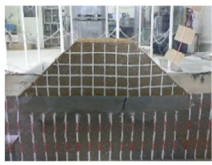


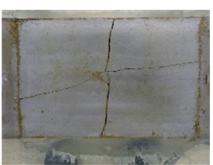






実験ケース	Case8	Case9	Case10	Case11	
盛土高(m)	5				
改良体間隔(m)	1.5				
改良率 (%)	15.7				
浅層改良体 実強度(kN/m ²)	449.1	863.0	1005.4	1400.7	
浅層改良体 照査(安全率)	パンチング	64.0	36.0	41.9	58.1
	曲げ	1.03	1.98	2.31	3.21
深層改良体照査 安全率	1.13	0.99	1.06	1.04	
500gal加振後					
土槽上面					
500gal加振後					
土槽横断面					
500gal加振後					
浅層改良体の状態					
浅層改良体の破壊形態	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	なし	
500gal加振後					
深層改良体の状態					
深層改良体の破壊形態	なし	なし	なし	なし	

表-5 は低盛土高、低改良率 (Case1、Case2、Case5、Case6) の実験諸元および加振後の盛土や各改良体の状態を示す。まず、L1 地震動加振後 (Case1、Case2) の状況について述べる。Case1 ($H_{sc}=1.0m$) の盛土をみると、盛土法面の法線方向に大きな亀裂が生じ、浅層改良体も同じ方向に3本の大きな亀裂が確認された。これらは、深層改良体間上の浅層改良体に曲げ破壊が生じたことに伴い盛土が沈下したと思われる。しかしながら、深層改良体には曲げやせん断等が生じておらず鉛直性が保持されていた。一方、Case2 ($H_{sc}=1.5m$) をみると、盛土と浅層改良体に目立った亀裂等は生じておらず、Case1 と同様に深層改良体は健全な状態で鉛直性が保持されていた。

次に L2 地震動加振後 (Case5、Case6) の状況である。

Case5 ($H_{sc}=1.0m$) は盛土天端および法面の法線方向への亀裂のほか、浅層改良体にも曲げ破壊による複数の亀裂が発生し、盛土法面の深層改良体は法面から離れる方向に傾斜していた。一方、Case6 ($H_{sc}=1.5m$) は浅層改良体に亀裂が生じたが盛土天端や法面に亀裂は認められず、深層改良体も鉛直性が保持されていた。

表-6 は一般的な盛土高および改良率 (Case8 ~ Case11) の実験諸元および加振後の盛土や各改良体の状態である。L2 地震動を作用させた後の土槽上面をみると、Case10 を除くケースの浅層改良体には、盛土天端中央から法面直下の深層改良体間に盛土法線方向へ亀裂が生じた。しかし、盛土にはすべり破壊的な挙動は見られず、盛土天端や法面に目立った亀裂は生じていない。また、深層改良体はすべて鉛直性が保持され、座屈、

せん断および曲げ破壊等は認められない。

以上より、盛土高、深層改良体の改良率、浅層改良層厚の違いはあるが、浅層改良体の曲げ破壊に対する安全率 $F_{s_be}=1.0$ 以下では地震動で浅層改良体に曲げ破壊が生じ、特に L2 地震動では、盛土天端や法面のほか浅層改良体に複数の致命的な損傷が生じた。しかしながら、 $F_{s_be}=1.0$ 以上であれば浅層改良体に亀裂が生じたが、盛土天端や法面、深層改良体に健全性を及ぼす事象は無く、盛土の耐震性が高いことが確認された。

4.2.2 浅層改良体の曲げ破壊に対する安全率と変形量の関係

図-9 は F_{s_be} と各計測箇所の変形量の関係について、動的遠心実験で得た盛土天端(中央、法肩)の沈下量、盛土法尻および法尻から 7.5m 離れた位置の変形量、浅層改良体の亀裂の有無を整理したものである。

図-9 a) は Case1 ~ Case3 (L1 地震動) における F_{s_be} と各計測箇所の変形量の関係である。 H_{se} が厚くかつ F_{s_be} が大きいほど、盛土天端中央および盛土法肩の沈下量は減少傾向にある。また、浅層改良体への亀裂の有無に拘わらず、 $F_{s_be}=1.0$ 以上であれば沈下抑制効果が高い。周辺地盤の変位抑制効果は、盛土法尻および法尻から 7.5m 離れの変位量の差が最大 5cm で F_{s_be} や H_{se} の違いによる影響は少ない。

図-9 b) は Case4 ~ Case7 (L2 地震動) における F_{s_be} と各計測箇所の変形量の関係である。Case1 ~ Case3 と同様、 H_{se} が厚くかつ F_{s_be} が大きいほど、亀裂の有無に拘わらず盛土天端中央、盛土法肩沈下量は減少が顕著であった。こちらも Case1 ~ Case3 と同様、 $F_{s_be}=1.0$ 以上であれば浅層改良体の亀裂の有無に拘わらず、盛土天端中央および法肩の沈下量は顕著に減少した。しかしながら、盛土法尻、盛土法尻から 7.5m 離れの変位抑制効果に明確な違いは認められなかった。

図-9 c) は Case8 ~ Case11 (L2 地震動) における F_{s_be} と各計測箇所の変形量の関係である。同じ浅層改良厚であれば F_{s_be} が大きくなるのに従って、盛土天端沈下量は減少傾向にあり、相対的に盛土中央の沈下量が多い。 F_{s_be} に 3 倍の相違がある Case8 と Case11 を比較した場合、Case11 の盛土法肩変位量は Case8 の約 5 割減、同じく盛土天端中央部沈下量では約 6 割減であった。ただし、同じ浅層改良厚の F_{s_be} の違いによる盛土、法尻、法尻から 7.5m 離れの変位抑制効果には明瞭な差は認められなかった。

以上より、 F_{s_be} が大きいほど盛土天端の沈下量は低下傾向にあり、周辺地盤の変形抑制効果は F_{s_be} の大小に拘わらず期待出来ることが分かった。

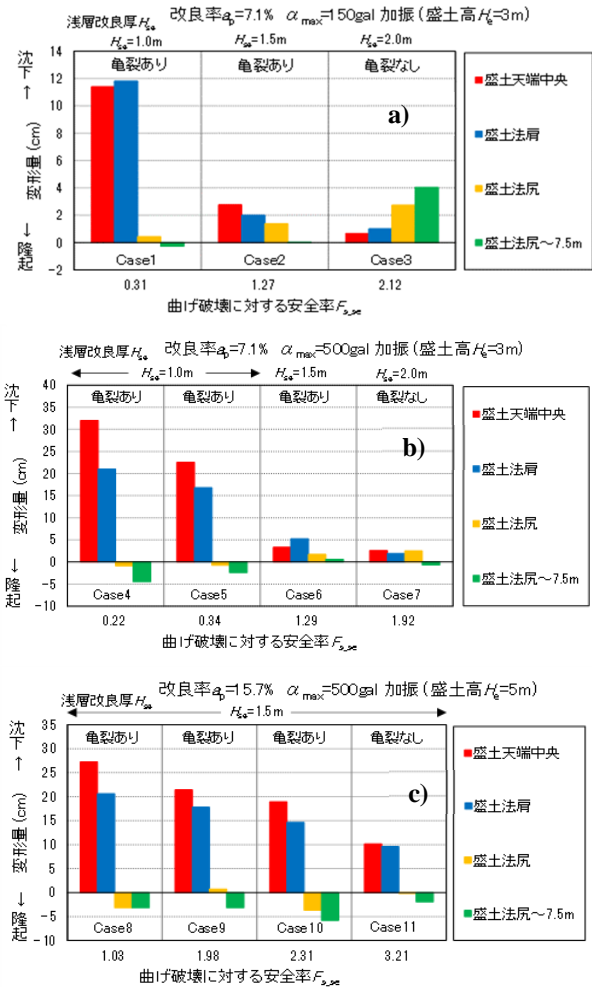


図-9 浅層改良体の曲げ破壊に対する安全率と変形量の関係

4.2.3 現設計法の強度設定と盛土の耐震性能に関する考察

表-7 は常田らが提案する道路盛土の耐震性能の評価項目とランク区分⁷⁾(以降、常田らの表)である。常田らの表は道路盛土の耐震性能に関して、新潟県中越地震時の道路盛土の実被害状況(路面の段差量、すべり崩壊など)や道路管理の運用等に関する事例調査⁸⁾、地震時の盛土のすべり破壊に対する耐震性向上に関する遠心力載荷実験⁹⁾、道路の段差規模と車両の走行性に段差走行実験¹⁰⁾を取りまとめたものである。

一方、技術基準では道路盛土に要求される性能を3段階(性能1~性能3)に分類している。性能1は想定する作用によって土工構造物としての健全性を損わない性能、性能2は想定する作用による損傷が限定的で土工構造物としての機能の回復が速やかに行い得る性能、性能3は想定する作用による損傷が土工構造物として致命的とならない性能としている。

技術基準の道路盛土への要求性能は概念的な表現

表-7 道路盛土の耐震性能の評価項目とランク区分⁷⁾に加筆

性能	ランク	被災直後における常時の通行機能の確保の難易	被害の評価項目			
			車道路面の段差	すべり破壊	天端の沈下 横断方向 縦断方向	
1	1	通行機能が確保	段差高が2~3cm以下	すべり面が発生しない	沈下が発生しない	沈下が発生しない
	2	通行機能は低下するが、その確保は比較的容易	段差高が2~3cmを超えて、20~25cm以下	すべり面が路肩あるいはのり面内の発生に止まる	小規模で一様に沈下する	小規模で一様に沈下する
2	3	通行機能が低下し、確保がやや困難	段差高が20~25cmを超えて、50cm以下	すべり面が片側車線に掛かる	小規模だが不均一に沈下する	小規模だが不均一に沈下する
3	4	通行機能が喪失し、確保が困難であり、長期間を要する	段差高が50cmを超える	すべり面が上下方向車線に掛かる	大規模で不均一に沈下する	大規模で不均一に沈下する

のため、技術基準の性能評価基準と地震による盛土の状態や段差量など具体的な閾値が明示された常田ら表と関連付けた。具体的には、技術基準の目標性能（使用限界、修復限界、終局限界）を表-7に記載されている「被災直後における常時の通行機能の確保の難易」のほか、「車道路面の段差」、「すべり破壊」、「盛土天端の沈下」を関連付けて、技術基準の性能1が常田ら表のランク1~2、同性能2はランク3、同性能3はランク4に相当すると仮定して、動的遠心実験の複合型地盤改良の浅層改良体の曲げ破壊に対する安全率 $F_{s,be}$ と盛土の性能の関係を整理した。なお、動的遠心実験で生じた盛土天端中央沈下量は構造物近傍の沈下量、すなわち段差量とみなして評価した。

図-10は $F_{s,be}$ と加振後の盛土天端中央の沈下量の関係を表-7の車道路面の段差量を沈下量とみなした性能を併記したものである。はCase1~Case3、はCase4~Case7、はCase8~Case11である。まず、低盛土高でかつ低改良率の検討ケースであるとの性能について考察する。これらは $F_{s,be}$ が大きくなるのに従って盛土天端中央沈下量も低下する傾向にあり、沈下量的には性能2はCase4($H_{sc}=1.0m$)、その他は性能1に分類される。Case4は図-10に示すとおり、すべり破壊は生じていないが盛土天端および法面に亀裂が生じ不均一な沈下が生じていることから性能2と判断される。Case5($H_{sc}=1.0m$)とCase1($H_{sc}=1.0m$)は沈下量的には性能1に該当するが、盛土天端および法面(Case1は法面のみ)に複数の亀裂が認められた。特にCase1は小規模ではあるが、法面から路体内へ亀裂の到達が示唆されることから性能2とみなせる。一方、Case2($H_{sc}=1.5m$)、Case6($H_{sc}=1.5m$)は沈下量、加振後の盛土天端等は健全な状態でいずれも性能1にある

と判断される。

以上より、低盛土高($H_e=3m$)、低改良率($a_p=7.1%$)でかつ浅層改良体厚さ $H_{sc}=1.5m$ 以上の検討ケースの場合、地震動レベルに拘わらず、浅層改良体の $F_{s,be}=1.0$ 以下であれば盛土は性能2、同 $F_{s,be}=1.0$ 以上であれば同性能1を有すると判断される。

次に、汎用的に採用されている盛土高($H_e=5m$)、改良率($a_p=15.7%$)、浅層改良層厚さ($H_{sc}=1.5m$)一定のパターンに関して、浅層改良体の強度の違いがL2地震動に対する盛土の耐震性能について考察する。

Case9~Case11は盛土天端沈下量が25cm以下でかつ、盛土天端や法面には亀裂等が認められないため性能1を有すると考えられる。一方、Case8は盛土天端沈下量が性能1の目安である25cmを超過したが、加振後の盛土天端や法面に変状が確認されていないため、盛土が法線方向に均一な沈下が生じて問題無ければ、Case9~Case11と同様に性能1と判断出来る。このことから、浅層改良体厚さは一定で $F_{s,be}$ に3倍以上の差があった場合、浅層改良体への亀裂の有無、盛土天端

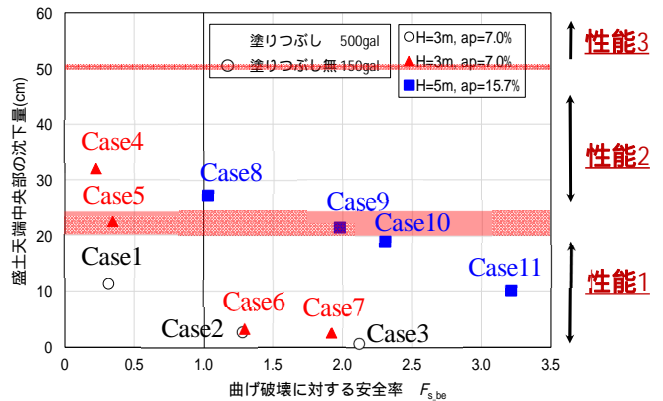


図-10 浅層改良体の曲げ破壊に対する安全率 $F_{s,be}$ と盛土天端中央の沈下量の関係

中央の沈下量に差異が生じたが、盛土の性能（健全性）の観点でみると、 $F_{s_be}=1.0$ 以上であれば L2 地震動に対しても盛土の耐震性能 1 を有することがわかった。

図-11 は加振後の実験土槽横断面のスケッチや最終的な観察結果より、加振に伴う浅層改良体上の盛土および各改良体の変状メカニズムを模式的に表した図である。複合型地盤改良上の盛土に地震動が作用すると、盛土が浅層改良体上を水平方向に揺動する。

$F_{s_be}=1.0$ 以下であれば、浅層改良体に既に亀裂が生じた状態にあったと推定され、その亀裂が加振に伴ってより大きな亀裂に進展し、盛土天端や法面にも複数の亀裂を伴いながら沈下が生じる。浅層改良体の破壊が顕著な場合、盛土法尻付近の深層改良体は法尻から離れる方向へそれぞれ傾斜して、未改良地盤を含む深層改良体の範囲全体沈下し、盛土の沈下量が大きくなったと推察される。

一方、 $F_{s_be}=1.0$ 以上のケースでは、浅層改良体の強度や浅層改良体の幅と厚さの比が大きくなるに従ってより剛性の高い盤状の一体的な構造体として機能するため、浅層改良体に亀裂が生じたとしても盛土の沈下および深層改良体に及ぼす影響は限定的であったと推察される。

加振後に浅層改良体には曲げ破壊的な亀裂が生じるケースが多く見られたが、土構造物の従来思想である「仕様規定」に従うと、浅層改良体には曲げ破壊させない強度（例えば、Case11 の一軸圧縮強さ $q_u=1.4\text{MPa}$ ）を必要とする。しかしながら、 $q_u=1\text{MPa}$ 以上の浅層改

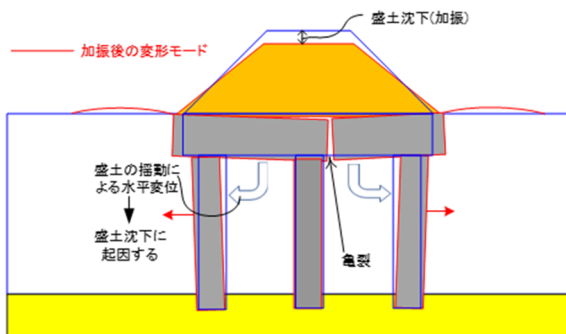


図-11 加振に伴う浅層改良体上の盛土および各改良体の変状メカニズム

良体の施工は困難であること、地震動に対する盛土の影響は限定的であることを踏まえると、特に L2 地震動のような発生確率の低い大規模地震に対しては、社会的に要求される性能から規定し設計する「性能設計」の概念を用いて、浅層改良体の損傷を許容した設計が合理的であると考えられる。

5. まとめ

本研究では、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強度の違いが盛土の耐震性能に及ぼす影響を把握することを目的として、動的遠心実験を実施した。動的遠心実験の結果は技術基準の性能評価基準と地震による盛土の状態や段差量など、具体的な閾値が明示された既往の研究成果と関連付けて考察した。本実験で得られた結果は以下のとおりである。

- 1) 限られた実験条件であるが、複合型地盤改良における浅層改良体に亀裂が生じていたとしても、マニュアルにおける浅層改良体の曲げ破壊 $F_{s_be}=1.0$ 以上であれば L1 および L2 地震動に対して盛土の性能 1 が確保されることがわかった。
- 2) その反面、複合型地盤改良における浅層改良体の曲げ破壊の安全率 $F_{s_be}=1.0$ 未満であれば、L1 および L2 地震動に対して盛土の性能 2 相当になる恐れがあることがわかった。
- 3) 複合型地盤改良における深層改良体は、マニュアルによる深層改良体の一軸圧縮強さ q_{uckydpt} が確保され、かつ、浅層改良体のパンチング破壊と曲げ破壊の安全率 $F_{s_be}=1.0$ 以上であれば、地震動レベルに拘わらず、鉛直性を保持し座屈、せん断および曲げ破壊等が生じないことが確認された。
- 4) 複合型地盤改良は浅層改良体厚さや曲げ破壊安全率、改良率に拘わらず、地震動に対して周辺地盤への変形抑制効果が高いことがわかった。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路土工指針 - 軟弱地盤対策工指針、pp.104-105、2012。
- 2) 道路土工構造物技術基準：国都街 115 号、国道企第 54 号国土交通省都市局長・国土交通省道路局長、2015。
- 3) 国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル、pp154-156、2017。
- 4) ALiCC 工法研究会：ALiCC 工法マニュアル、2015。
- 5) 寺師昌明、田中洋行、光本司、新留雄二、本間定吉：石灰・セメント系安定処理土の基本特性に関する研究(第 2 報)、港湾技術研究所報告集第 19 巻第 1 号、1980。
- 6) 村田健司、近藤益夫、間瀬利明：浅層改良と深層改良を併用した地盤改良について その 2 (遠心力载荷模型実験結果)、第 34 回日本道路会議、2021。
- 7) 常田賢一、小田和弘、中平明憲：道路機能に基づく道路盛土の経済的な耐震強化・補修技術に関する研究開

発、道路新技術会議道路政策の質の向上に資する技術
研究開発報告レポート、No.17-4、2008.

- 8) 常田賢一：中越地震における盛土構造物の被害と特徴、最新の耐震設計技術と課題シンポジウム論文集、pp.105-117、2006.
- 9) 常田賢一、張至鎬、小田和弘、中平明憲、大槻明：地震時のすべり破壊に対する道路盛土の耐震性向上に関する遠心載荷模型実験、土木学会地震工学論文集、Vol.29、No.11-0015、2007.
- 10) 常田賢一、小田和弘、中平明憲、林健二、佐藤光代：段差走行実験に基づく地震時の道路の性能評価および交通運用、土木学会地震工学論文集、Vol.29、No.10-1001、2007.

RESEARCH ON THE DEVELOPMENT OF COMBINED SHALLOW AND DEEP GROUND IMPROVEMENT TECHNOLOGY

Research Period: FY2019-2021

Research Team: Geotechnical Research Team ,
Cold-Region Construction Engineering
Research Group

Author: HATAKEYAMA Osamu
HAYASHI Hirochika
HASHIMOTO Hijiri

Abstract: The Road Earthwork Outlines, which is a guideline for road earthworks, states that the design of road earthwork structures should satisfy the performance requirements (requirements 1 to 3) for compatibility with the intended use and the structural stability of the structure to withstand external forces (regular use, rain, earthquakes, etc.) and combinations of these forces. In line with the technical standards, A dynamic centrifuge loading model test was therefore conducted to investigate the seismic performance of embankments comprising the shallow improved body and deep mixed columns against L1 and L2 seismic motion. Despite the limited conditions, it was found that if the safety factor for punching shear bending failure, bending failure of the current shallow improved body and the vertical stress of the deep mixed columns exceed 1, the seismic performance requirements for embankments presented in the Road Earthwork Outlines are satisfied.

Keywords: Soft ground, Cement stabilized soil, ALiCC (Arch action Low improvement ratio Cement Column) ,
Centrifugal model test