

液状化地盤上の盛土耐震補強技術の開発(その2)

補強効果に関する遠心模型実験および現場施工試験

三角 真貴子^{*1}・藤原 斉郁^{*1}・立石 章^{*1}・青木 智幸^{*1}

Keywords : Embankment, Reinforcement against earthquake, Liquefaction, Ground improvement, Ground anchor

盛土, 耐震補強, 液状化, 地盤改良, グランドアンカー

1. はじめに

近年, 構造物の耐震設計では地震時における損傷の程度や変形量を予測する性能規定化が進められており, 地盤の分野においても沈下や側方変位量などの変形量予測手法の必要性が高まっている。このうち, 液状化対策に関しては, 地震による過剰間隙水圧の発生を抑制する従来の方法に対し, ある程度の水圧上昇や変形を許容しつつも所定の機能維持を図る方法が経済性の観点から有用であると考えられる。すなわち, 道路や鉄道などの線状構造物を考えた場合, 完全に液状化を防ぐ方法よりも個々の対策箇所毎の対策費用を抑えることができ, その分対策箇所を増やすことが可能になる。

著者らはこれまで, 液状化地盤上の既設盛土の耐震補強法として, 液状化による変形を許容しながらも盛土体として必要な機能維持を経済的に図る方法を提案してきた¹⁾。遠心模型実験を中心に工法の成立性について検証した結果, 無補強で盛土が破壊に至る実験モデルに対し補強を施すことにより, 盛土天端部に損傷が見られなくなるなど補強効果を確認できた。しかし, 道路用のように天端幅の広い盛土に対して確認できていない, その場合の構成要素の一つである改良体のより合理的・経済的な配置を検討できていないなどの課題も残っていた。そこで本研究では, 盛土寸法や改良体の配置などのパラメータを変えることで, それらの補強効果への影響を検証した。また, 本工法を実現するために, 液状化の懸念される緩い砂地盤内での改良体の造成確認を目的とした現場施工試験を実施したの

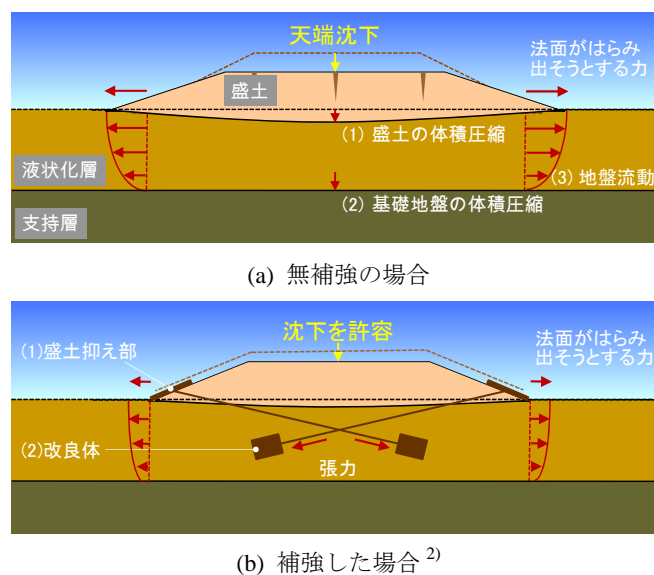


図-1 液状化地盤上の盛土の変形図

Fig.1 Deformation of the embankment on a liquefied foundation ground

で, その結果についても述べる。

2. 盛土耐震補強工法の概要

本補強工法は, 液状化地盤上の盛土構造物に対し, ある程度の基礎地盤の変形や盛土体の沈下は許容しつつも, 天端の平坦性など盛土体として要求される機能を確保することを目標としている。図-1に地盤の液状化により盛土と基礎地盤で想定される変形状況を示す。地震により基礎地盤が液状化に至った場合, 盛土天端の沈下は, (1)盛土の体積圧縮, (2)基礎地盤の体積圧縮, および(3)液状化層の側方への地盤流動による沈下が要因となって生じる。このとき, 盛土はストレッチングや法面のはらみ出しにより, その機能を著しく損なうことになる。そのため, 道路や鉄道などの盛土

*1 技術センター土木技術研究所地盤・岩盤研究室

構造物では、盛土体自身の形状を出来るだけ保持し、天端部の平坦性や連続性を確保することが機能維持として重要となる。図-2に提案している耐震補強工法の概要を示す²⁾。本補強工法は、(1)盛土法尻部に法面抑え部、および(2)液状化地盤内に配した改良体により構成され、これらをクロス状に結ぶ形を基本としている。従来の矢板とタイロッドを併用した補強工法では、矢板先端を支持層まで到達させることで、液状化に伴う側方への地盤流動を抑制し、盛土の変形や沈下を抑制していた。一方、本補強工法では、側方への地盤流動に対し、改良体の支圧部が抵抗となり張力が発生し、この張力を盛土法面の抑え部の反力として作用させることではらみ出しを積極的に抑えることになる。すなわち、はらみ出しを抑えることにより、盛土体は多少の沈下は許容しつつもその形状を保持するため、結果として天端の平坦性や連続性など盛土体としての機能が確保される。なお、改良体の造成は既存の拡張型のグラウンドアンカー工法³⁾を応用し、法面の抑えとしてはコンクリートや法枠など既存の工法の流用を想定した。

3. 遠心模型実験

3.1 実験条件

表-1に実験ケース、図-2に遠心模型実験モデルを示す。実験は実換算で厚さ4.2m相当の相対密度60%の豊砂地盤上に、豊浦砂とカオリン粘土を乾燥重量比5:1で混合した材料により、同一法面勾配で高さ2.4～

3.6m(実換算)の盛土体を配したモデルを基本とした。なお、基礎地盤は地表面まで $30 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}(\text{cSt})$ のシリコンオイルで飽和させ、遠心加速度は $30g$ 、入力波はいずれのケースも正弦波40波、最大加速度 $350 \times 10^{-2} \text{m/s}^2$ (gal)(実換算)とした。また、Case-1の無補強ケースに対し、補強ケースについては法面の抑え部には厚さ10cm程度のコンクリート板に相当する剛性のアルミ板を盛土法尻部表面に設置した。改良体は直径1200mm×長さ1200mm(実換算)で周辺地盤と同等の密度に調整した剛体とし、中間部に曲げを伝達しない形で張力計を取り付けたロッドにより両者を結んだ。本実験では盛土高さ、改良体の位置(斜面直下、盛土天端直下)、改良体のピッチ(奥行き4.5m相当の土槽内に改良体1体もし

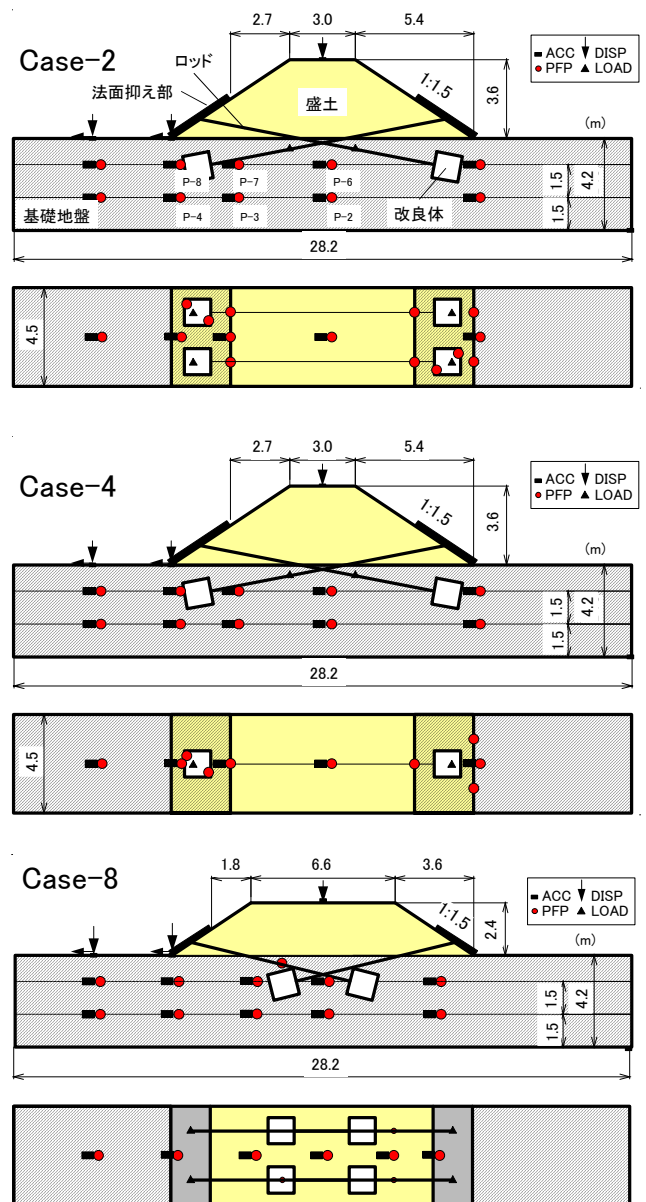


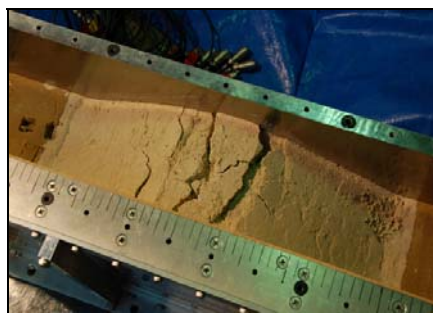
図-2 遠心模型実験モデル

Fig.2 Centrifuge models

表-1 実験ケース

Table 1 Summary of centrifuge test conditions (at prototype scale)

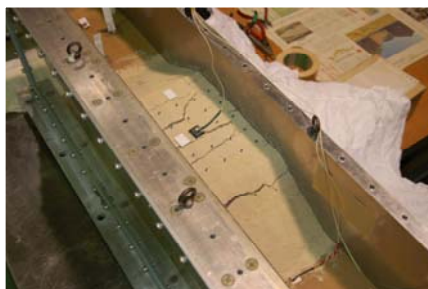
Case	盛土 高さ (m)	改良体 位置	改良体 ピッチ (m)	相対 密度 (%)	備考
1	3.6	-	-	60	無補強
2		斜面 直下	2.25		40
3					
4			4.5	60	
5	2.4	-	-		無補強
6		斜面 直下	2.25		
7			4.5		
8		天端 直下	2.25		プレート比率 1/2
9	プレート比率 1/4				
10	3.6			プレート比率 1/4	



Case-1 (盛土高 $H=3.6\text{m}$, 無補強)



Case-2 (盛土高 $H=3.6\text{m}$, 改良体位置: 斜面直下)



Case-5 (盛土高 $H=2.4\text{m}$, 無補強)



Case-8 (盛土高 $H=2.4\text{m}$, 改良体位置: 天端直下)

図-3 加振後の盛土の状況

Fig.3 Photographs of embankment models after the shaking

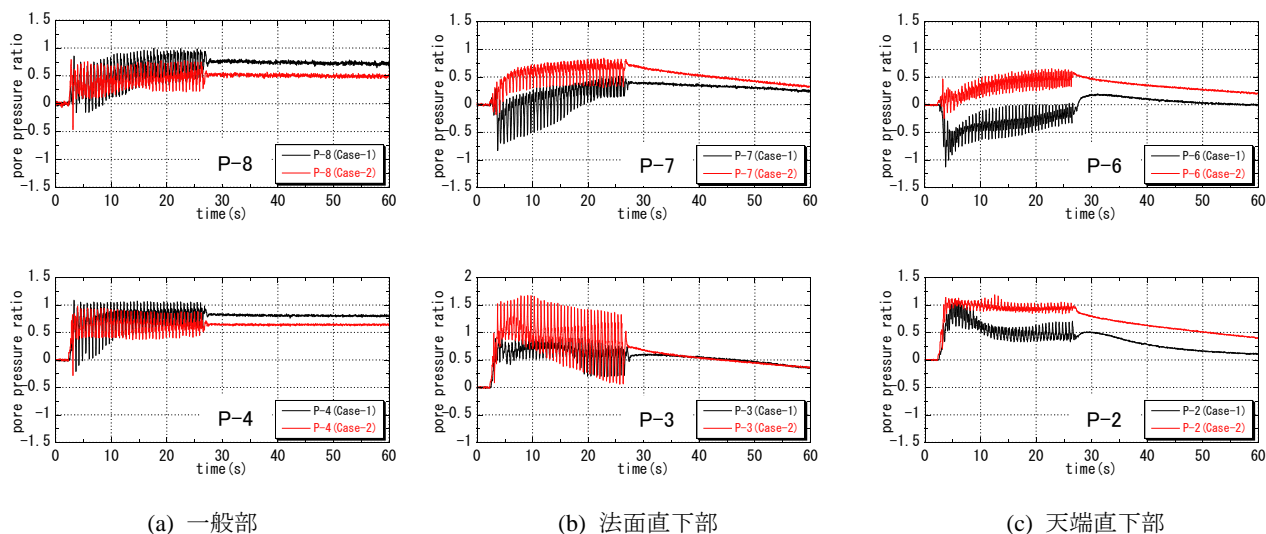


図-4 過剰間隙水圧比の経時変化

Fig.4 Time histories of measured excess pore pressure ratio

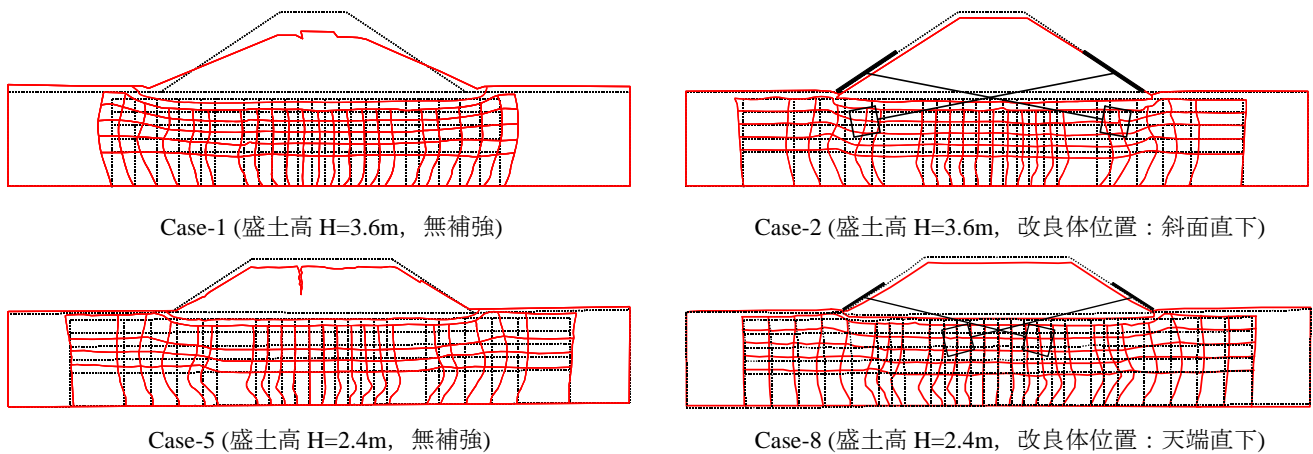
くは 2 体配置), 基礎地盤の相対密度(40%~60%)をパラメータとした。また, 図-2 に示すように加速度計, 間隙水圧計および変位計を配し, 加振前後でのモデルの挙動を計測した。

3.2 実験結果

3.2.1 過剰間隙水圧

図-3 に, Case-1,2(盛土高 $H=3.6\text{m}$), Case-5,8 (盛土高 $H=2.4\text{m}$)における加振後の盛土の状況を示す。実験の結果, 無補強ケースについては, いずれも基礎地盤の液化化により盛土天端付近に亀裂が生じるなど致命的

な破壊に至った。一方, 補強ケースについてはケース毎に基礎地盤や盛土体の水平変位や沈下量が異なるものの, いずれも盛土体天端に亀裂が発生するなどの致命的破壊に至るまでは至らず, 補強の有無による明確な挙動の違いが見られた。図-4 に, 代表的なケースとして Case-1,2(盛土高 $H=3.6\text{m}$)における加振時の基礎地盤中の過剰間隙水圧比の経時変化を示す。いずれのケースも加振により盛土による上載荷重の影響の無い一般部の過剰間隙水圧比(P-8,P-4)は 1 付近まで上昇していた。また, 天端直下部(P-2,6)ではいずれのケースも間隙水圧比の上昇が抑制されたが, 補強ケースに対し



図－5 加振後の残留変位分布
Fig.5 Deformation after the shaking

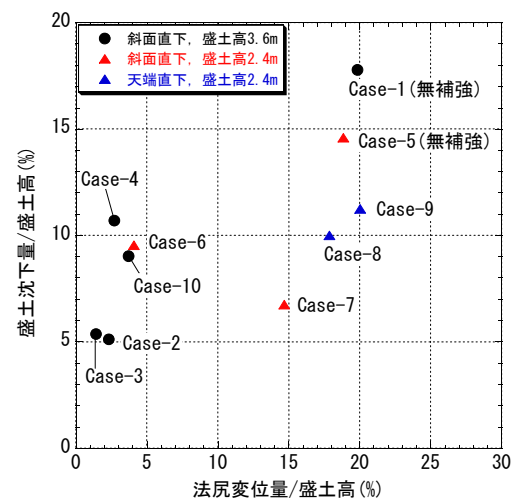
表－2 残留変位量
Table 2 Residual displacement

Case	天端 沈下量 (mm)	改良体 水平変位量 (mm)	法尻 水平変位量 (mm)
1	640	1113	714
2	184	282	84
3	193	83	51
4	385	643	98
5	350	451	452
6	229	230	98
7	162	338	352
8	240	185	428
9	270	118	481
10	325	54	134

無補強ケースの間隙水圧比の上昇がさらに抑えられる結果となった。この場合、液状化により剛性低下した地盤は、大きなひずみにより急速にその剛性が回復することから、補強ケースの場合、改良体の存在により盛土直下地盤の側方への変形が拘束されるのに対し、無補強ケースでは側方の拘束がないため加振開始から早い段階で大きなせん断ひずみが発生し、剛性が回復したため間隙水圧比の上昇が抑えられたと考えられる⁴⁾。

3.2.2 残留変位量

図－5に各ケースの加振後の残留変位分布、表－2に加振後の残留変位量を示す。なお、残留変位分布は、モデル側面に配した色砂をトレースすることにより求めた。無補強ケースについては、いずれも基礎地盤の側方への変位とともに盛土体のストレッチングや沈下



図－6 法尻変位量と盛土沈下量の関係
Fig.6 Relationship between displacement at the embankment slope toe and embankment settlement in each case

が見られ、天端部を含め盛土体にクラックが発生していた。一方、補強ケースについては、いずれも改良体付近の基礎地盤の側方変位が抑制され、盛土体についても側方へのストレッチングや沈下が抑制され、結果として天端付近のクラックなど盛土体として致命的な破壊は生じなかった。そこで、各ケースにおけるアンカー張力測定値と地盤の変形状況に着目し、盛土寸法や改良体の配置によるこれらの関係についてまとめた。図－6に盛土法尻水平変位量と盛土沈下量の関係を示す。ここで、縦軸は盛土高さに対する盛土天端の残留沈下量の割合、横軸は盛土高さに対する盛土法尻の残留水平変位量の割合である。図から無補強ケースを含め、いずれも法尻変位の割合が大きいほど盛土沈下率も大きく、盛土体のストレッチングが盛土沈下に影響を及ぼしていることが分かる。一方、盛土高さの違いに関しては、盛土高さ 2.4mの方が同一盛土沈下率に対する法尻変位の割合が大きいことが分かる。これは、

盛土寸法(例えば、盛土高さと天端幅の割合など)の違いにより変形モードが異なる影響と考えられる。本実験では、盛土高さが低く、天端幅の割合が大きい盛土ほど分断破壊に近いモードになる傾向があったことから、盛土高さ 2.4m の方が、盛土沈下に対する法尻変位の影響が大きくなったと考えられる。

3.2.3 アンカー張力

図-7に各ケースのアンカー張力と基礎地盤残留変形の関係を示す。ここで、図中の縦軸は各斜面に対し測定張力の最大値を盛土斜面部の重量で除すことにより無次元化した値を示している。また、横軸の基礎地盤水平変位割合は、トレースにより求めた各ケースの改良体部の水平変位残留値に対し、無補強ケースのそれで正規化した値である。その結果、地盤水平変位が大きいほど張力は小さくなる傾向であり、改良体による地盤水平変位の抑制量と張力に関係があることがわかる。すなわち、無補強ケースにおいて想定される地盤変位に対し、改良体を配することにより抑制された地盤変位量が大きいほど大きな張力が期待される結果であった。なお、これらの関係には一部例外はあるものの、盛土高さの異なるケース毎に直線的な関係があった。また、改良体ピッチに関しては、4.5m(Case-4,7)に比べて 2.25m(Case-2,6)の方が地盤変位量を抑制され、張力も大きくなっていった。図-8に盛土の沈下量とアンカー張力の関係を示す。アンカー張力がゼロである無補強ケースに対し、補強ケースでは盛土沈下率が小さいほどアンカー張力が大きく、図-8同様、盛土高さ毎に異なる傾向が伺われた。これより、基礎地盤の水平変位量～盛土の沈下量～アンカー張力の関連性が示され、これらの関係は盛土体の高さなどの寸法条件により異なることが示された。また、改良体の配置に着目すると、改良体を天端直下に配したケース(Case-8,9)は、斜面直下に配したケース(Case-6)に比べ、張力は小さいものの沈下量に大きな差はなく、両ケースとも天端の平坦性は保たれていた。この結果から、改良体を天端直下に配したケースにおいても補強効果が期待でき、アンカーロード長の短縮化を図ることが可能であると考えられる。盛土法面長に対する抑えプレート長の割合(プレート比率)に着目すると、プレート比率 1/2 の Case-2 や Case-8 に対し、それぞれ対応するプレート比率 1/4 の Case-9 および Case-10 の方が盛土沈下率が大きく、アンカー張力も小さくなっており、補強効果が低下する結果であった。ただし、いずれのケースも補強

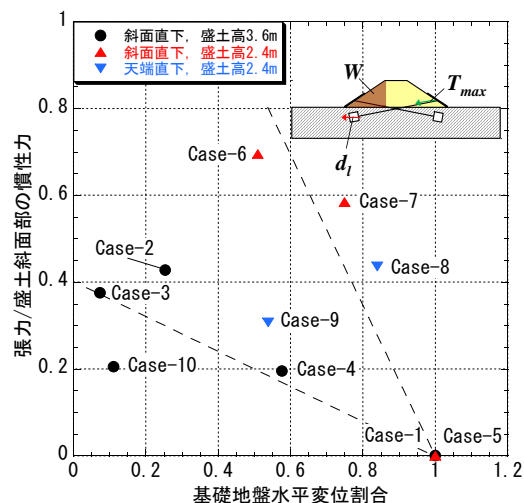


図-7 アンカー張力と基礎地盤水平変位の関係
Fig.7 Relationship between anchor tension and lateral displacement of the foundation ground

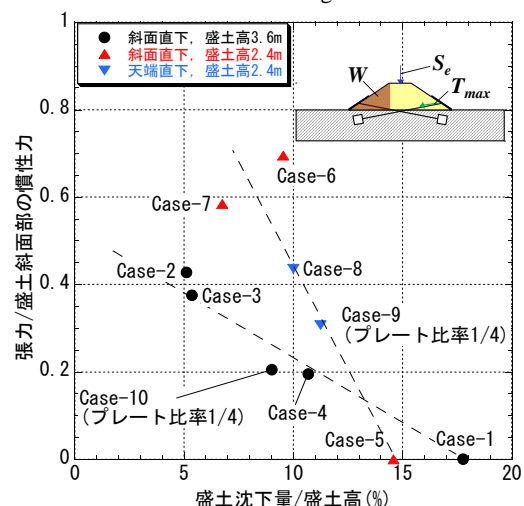


図-8 アンカー張力と盛土沈下量の関係
Fig.8 Relationship between anchor tension and embankment settlement

により致命的な亀裂の発生もなく、天端の平坦性も維持できていたことから、盛土の許容沈下量など必要とされる補強の程度により調整が可能であることが示された。

4. 現場施工試験

本補強工法の成立のためには、基礎地盤内での所定形状の改良体の造成为重要な要件の一つである。そこで、液状化の懸念される緩い砂地盤での改良体の造成为確認する実規模大の施工試験を実施した⁵⁾。試験は、図-9に示すように地山を最大約 3m 掘削した箇所に遮水シートを布設し、砂で埋戻した後に地下水面が地表面となるように飽和させ、さらに高さ 2m の盛土を造成し、盛土法面部から延長約 10m の削孔および改良

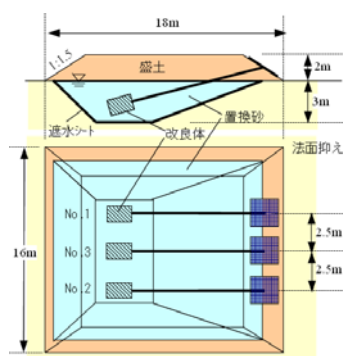


図-9 施工試験の概要図
Fig.9 Schematic of field test



図-10 施工時の状況
Fig.10 Boling the ground



図-11 改良体(左:No.1 右:No.3)
Fig.11 Improved soil column

体の造成を行った。改良体形状は直径 1200mm×長さ 1500mm の円筒形状とし、W/C=0.6 のセメントミルクにより、注入量の異なる 3 供試体を造成した。図-10 に施工時の状況、図-11 に事後調査により改良体を掘り出した状況を示すが、いずれも所定形状であったことから、緩い砂地盤においても改良体の造成が可能であることが示唆された。テンドンとアンカー体の定着を確認するための多サイクル引き抜き試験では、いずれも使用したテンダンの降伏荷重の 90% に相当する 280kN(計画最大荷重)が保持された。また、改良体の一軸圧縮強度についてもいずれも 1MPa 以上であり、改良体の健全性が確認された。

5. おわりに

本研究では、液状化地盤上の既設盛土構造物において必要な機能維持を図ることを目的として、新たな耐震補強工法を提案し、遠心模型実験により補強原理の成立性を確認した。以下に結論を示す。

- 1) 無補強で盛土が破壊に至る実験モデルに対し補強を施すことにより、盛土天端部に損傷が見られないなど補強効果を確認した。
- 2) 天端幅の割合の大きい盛土高さ 2.4m の方が分断破壊に近いモードとなり、盛土沈下に対する法尻変位の影響が大きい結果となった。
- 3) 遠心模型実験の張力データから、設計法を確立す

るうえで必要となる基礎地盤の水平変位量～盛土の沈下量～アンカー張力の関係性を示した。

- 4) 実規模大の施工試験により、液状化が懸念される緩い砂地盤において耐震補強法の構成要素である改良体の施工が可能であることが示された。

今後は、解析等による評価法の検討を進め、本補強工法の実用化を目指す予定である。なお、本現場施工試験は日特建設との共同研究で実施した。

参考文献

- 1) 藤原 斉郁, 森川 義人, 堀越 研一: 液状化地盤上の盛土耐震補強技術の開発, 大成建設技術センター報, 第 41 号, 2008.
- 2) Misumi, M., Fujiwara, T., Tateishi, A. and Aoki, T.: Centrifuge testing of reinforcement method for embankments on liquefiable ground, 4th Japan-Korea Geotechnical Engineering Workshop Geotechnics for Human Security, 2011.
- 3) 岡崎 賢治, 三上 登, 菅 浩一, 外崎 亘, 澤松 俊寿: 実物大モデルを用いた拡張型アンカーの引き抜き試験, 第 44 回地盤工学研究発表会, 2009.
- 4) Yoshida, N., Yasuda, S., Kiku, H., Masuda, T. and Finn, W.D.L.: Behavior of Sand After Liquefaction, Proc., 5th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction, 1994.
- 5) 藤原 斉郁, 三角 真貴子, 青木 智幸, 菅 浩一, 岡崎 賢治, 三上 登: 既設盛土耐震補強のための改良体造成に関する現場施工試験, 第 46 回地盤工学研究発表会, 2011.