盛土荷重下の杭式改良地盤の内部安定性に関する遠心模型実験[†]

北 詰 昌 樹* 丸 山 憲 治**

Centrifuge Model Tests on Internal Stability of Group Column Type Improved Ground under Embankment

by

Masaki KITAZUME* and Kenji MARUYAMA**

The Deep Mixing Method, an in-situ soil stabilization technique using cement and/or lime, is often applied to improve soft soils. The group column type improvement is extensively applied to stabilize foundations of embankment or lightweight structures. The improved ground design procedure in Japan assumes two failure patterns related to external and internal stabilities. External stability is evaluated for the possibility of sliding failure, in which DM columns and clay between show horizontal displacement on a stiff layer without any rearrangement of columns. For internal stability, the possibility of rupture breaking failure is evaluated by slip circle analysis, assuming the shear failure mode of DM columns. In this study, a series of centrifuge model tests was carried out to investigate the internal stability of improved ground under embankment loading. This paper describes the failure modes of DM columns and a proposed simple calculation that takes into account the bending failure mode.

Key words : Deep mixing method, Group column type improved ground, Internal stability, Failure mode, Centrifuge model test

1 はじめに

杭式深層混合処理地盤は盛土や比較的軽量の構造物の基礎地盤の改良などに多く用いられている。杭式改良地盤の現行設計法では、外部安定および内部安定の検討を行っており、内部安定性においては円弧すべり解析によって改良杭自体の安定性を検討している (Fig. 1)。杭式改良地盤の挙動については、これまで多くの研究機関で実験的に研究がなされており、改良杭は地盤条件や外力条件だけでなく各改良杭の位置に応じて、せん断破壊、曲げ破壊や引張り破壊することが分かっている。^{1), 2)}しかしながら、現行設計法では破壊モードとしてせん断破壊のみを想定している。安定処理土の曲げ強度や引張り強度

Fig. 1 Assumed failure pattern of DM improved ground for internal stability in the current design method.

は圧縮強度に比べて小さいため、現行設計法は改良地盤の内部安定性を過大評価している可能性が高いと思われる。そこで、本研究では盛土荷重下の杭式改良地盤の内部安定性に着目し、改良地盤の改良幅および改良杭の強度を変化させた遠心模型実験を行った。また、実験で得られた改良杭の破壊パターンを基に簡単な安定計算法を提案し、その妥当性を示すとともに改良地盤の破壊メカニズムについて検討した。

2 実験概要

模型地盤の概要図を Fig. 2 に示す。実験に用いた試料容器は内寸法が長さ 70cm、幅 20cm、深さ 60cm で剛性の高いものである。模型地盤は試料容器底面に豊浦砂を用いて排水層を作製した後、120%の含水比で十分に練り混ぜたカオリン粘土スラリーを投入した。そして 9.8kN/m²の圧密圧力で予圧密を行った後、遠心場 (50g) において自重圧密を行い、層厚が 20cm の正規圧密地盤を作製した。自重圧密終了後、遠心模型実験装置を一旦停止し、粘土地盤の所定の位置に改良杭を打設した。

本実験で用いた改良杭を Fig. 3 に示す。改良杭は直径 2cm、長さ 20cm とし、川崎粘土に普通ポルトランドセメントを混合して作製した。その際、未固結状態のすべての改良杭中に炭素棒を埋め込み、いくつかの改良杭 (Fig. 2 の模型地盤奥行き方向に対して b, c, d 列) ではその電気抵抗を計測できるようにした。これは、载荷中の改良杭の破壊時を特定するためで、改良杭が破壊すると電気抵抗は無限大に変化する。本実験では強度が比較

[†] 原稿受理 平成 19 年 4 月 6 日 Received Apr. 6, 2007 ©2008 The Society of Materials Science, Japan

* 正 会 員 (勸港湾空港技術研究所 〒239-0826 横須賀市長瀬, Port and Airport Res. Inst., Nagase, Yokosuka, 239-0826

** (株)ジオデザイン 〒108-0023 東京都港区芝浦, Geodesign, Co. Ltd., Minato-ku, Tokyo, 108-0023

Fig. 2 Model ground setup for Case 3 and Case 6.

Fig. 3 Model columns and carbon rods.

的小さい杭（以下、Tl 杭、一軸圧縮強さ $q_u = 410 \text{ kN/m}^2$ 、曲げ強さ $\sigma_b = 130 \text{ kN/m}^2$ ）と、強度が比較的大きい杭（以下、Th 杭、 $q_u = 1300 \text{ kN/m}^2$ 、 $\sigma_b = 330 \text{ kN/m}^2$ ）の 2 種類の杭を作製した。Fig. 4 に Tl 杭および Th 杭における典型的な一軸圧縮試験結果の例を示す。ここで、Tl 杭および Th 杭は直径 2cm、長さ 4cm の寸法にトリミングして一軸圧縮試験を行った。また同図には、炭素棒を埋め込んでいない、ほぼ同強度のモールド供試体の一軸圧縮試験結果も参考として示している（図中点線）。Fig. 4 を見ると、Tl 杭および Th 杭のいずれも軸応力は急速に増加し、かなり小さい軸ひずみで鋭いピーク値を示し、その後急速に減少していることが分かる。また、各杭をほぼ同強度の参考値と比較すると、Tl 杭と Th 杭のいずれもピーク値までは応力ひずみの関係がよく類似していることが分かる。ピーク後を見ると、炭素棒を内蔵している Tl 杭および Th 杭の方がより急速に軸応力が減少し

Fig. 4 Stress strain curves of model columns.

ており、炭素棒を内蔵している改良土の方が多少脆性的な材料であることが分かる。

Fig. 5 に Tl 杭と Th 杭における一軸圧縮強さと曲げ強さの関係を示す。ここで、曲げ試験は供試体寸法が直径 2cm、長さ 20cm のものに対して行い、一軸圧縮試験は曲げ試験後の供試体の破壊が生じていない部分を長さ 4cm にトリミングして行った。Fig. 5 を見ると、Th 杭の実験値に多少ばらつきがみられるものの、その強度比は平均して 0.28 であり、寺師ら³⁾の研究データの範囲内であった。

模型地盤の改良率は 0.28 とした。模型地盤を遠心場 (50g) において再度自重圧密を行った後、砂降らし装置により 30 秒間隔で高さ約 1cm ずつ段階的に盛土を築造し、大きな地盤変形が生じるまで载荷を行った。各実験ケースでの実験条件を Table 1 に示す。表中、実験ケー

Fig. 5 Strength ratio of model columns.

Table 1 Test conditions.

Case No.	width (cm)	rows	material	q_u (kN/m ²)	σ_b (kN/m ²)
Case1	0	0	—	—	—
Case2	8.6	3	Tl	425	122
Case3	15.2	5	Tl	411	131
Case4	21.8	7	Tl	390	142
Case5	8.6	3	Th	1271	312
Case6	15.2	5	Th	1290	367
Case7	21.8	7	Th	1434	316

ス Case 1 は無改良地盤, Case 2 ~ Case 4 は改良杭に Tl 杭を用い杭列を 3 列, 5 列, 7 列に変化させた改良地盤, Case 5 ~ Case 7 は改良杭に Th 杭を用い杭列を 3 列, 5 列, 7 列と変化したものである。なお, 本研究での改良幅は最前部の改良杭の前面から最後部の改良杭の後面までの距離と定義した。⁴⁾

3 実験結果および考察

3.1 盛土圧と変位の関係

各ケースにおける盛土圧と水平変位の関係を Fig. 6 に示す。Fig. 6 (a) は Tl 杭を使用したケースを, Fig. 6 (b) は Th 杭を使用したケースをそれぞれまとめたものである。また, 各図中の縦軸は地盤表面に設置した土圧計 (2 カ所) で計測された盛土圧を, 横軸は盛土法尻での水平変位をそれぞれ示している。まず, 図 (a) の Tl 杭の場合について, 無改良の Case 1 を見ると, 盛土圧が比較的小さい段階では水平変位も相対的に小さいが, 盛土圧の増加に伴い急速に水平変位が増加していることが分かる。Tl 杭による改良地盤の Case 2 ~ 4 を見ると, いずれのケースにおいても水平変位は盛土圧の増加に伴い単調に増加しており, その大きさは無改良の Case 1 より小さいことが分かる。また, 改良幅が大きくなるほど水平変位は小さくなることが分かる。これらと同様な傾向は, 図 (b) の Th 杭の場合の Case 5 ~ 7 でも見られる。また改良地盤のすべてのケースにおいて, 盛土圧と水平

変位の関係には明確なピーク値が見られなかった。Tl 杭と Th 杭の各ケースを同じ改良幅で比較すると, Th 杭の方が Tl 杭より盛土圧に対する水平変位が多少小さくなる傾向が分かる。このことから, 改良杭の強度が大きくなると水平変位が小さくなることが分かった。

Fig. 7 に, 改良幅が 15.2cm である Case 3 および Case 6 における盛土圧と水平変位の関係を示す。同図には破壊した改良杭の時点と ID 番号を示している。Case 3 の場合を見ると, 盛土圧が約 26.2kN/m² の時に最初に最前列の杭の 1b が破壊していることが分かる。また, 同時点に最前列から 2, 3 列目の 2b, 2d, 3c も破壊していることが分かる。そして, 盛土圧が増加すると, 改良杭は最前列から後方へと 1 本ずつ連続的に破壊していることが分かる。これらと同様な傾向は Case 2 ~ 5 でも観察された。Case 6 の場合を見ると, 改良杭は盛土圧が 34.2 ~ 50.1kN/m² の時に最前列の杭の 1c, 1b, 1d が最初に破壊した。盛土圧が 50.1kN/m² の時には 2c の杭も破壊した。そして, 盛土圧が 79.6kN/m² になると, 逆に最後方の 5b, 5c, 5d の改良杭に破壊が生じた。その後, 盛土圧の増加に伴い最前列から 4 列目, 3 列目の杭が破壊している。同様な傾向は Case 7 でも見られた。これらのことから, 改良杭は最前列の杭から後方の杭へ順次破壊し, 盛土築造により改良領域背後の粘土地盤の沈下が卓越してくると逆に最後方の杭から前方へと破壊していくことが分かった。⁵⁾ また, 盛土圧と水平変位の関係を見ると, 多くの改良杭に破壊が生じてても急激な水平変位の増加が生じず, ほぼ一定の割合で盛土圧が増加していることが分かる。

3.2 改良杭の破壊状況

改良幅が 15.2cm である Case 3 と Case 6 における盛土築造後の改良杭の破壊状況を Fig. 8 (a) および (b) にそれぞれ示す。まず, Fig. 8 (a) の Tl 杭の Case 3 の場合を見ると, 最前列の杭と 2 列目の杭が比較的浅い部分で反時計回りに破壊していることが分かる。一方, Fig. 8 (b) の Th 杭の Case 6 の場合には, 最前列の杭と 2 列目の杭は反時計回りに破壊しているが, 5 列目と 4 列目は時計回りに破壊していることが分かる。いずれの図からも, 改

(a) Improved ground with Tl-columns

(b) Improved ground with Th-columns

Fig. 6 Embankment pressure and horizontal displacement curves.

Fig. 7 Embankment pressure and horizontal displacement curves together with column failure.

(a) Case3 (b-line)

(b) Case6 (c-line)

Fig. 8 Column failure.

良杭にはせん断破壊ではなく曲げ破壊が生じていることが分かる。また、改良杭の強度が大きい Case 6 より強度が小さい Case 3 の方が、比較的浅い深度で改良杭の破壊が生じていることが分かる。

3・3 水平変位の深度分布

無改良地盤および改良地盤における地盤変形の詳細を調べるため、各盛土築造段階で計測された盛土法尻下での水平変位の深度分布を Fig. 9 に示す。Fig. 9 (a) は無改良の Case 1 の場合、(b) は Case 3 場合、(c) は Case 6 の場合をそれぞれ示している。まず、図 (a) の無改良地盤 (Case 1) について見ると、盛土圧が 10.8kN/m^2 の時に粘土地盤の浅い深度で比較的小さい水平変位が生じていることが分かる。そして、盛土圧が徐々に大きくなると、非常に大きな水平変位が生じている。一方、粘土地盤の深い部分での水平変位は、盛土圧が大きくなってもほとんど生じていないことが分かる。これらのことから、無改良地盤の場合には粘土地盤の浅い部分を通る円弧すべり破壊で地盤が破壊したことが分かる。次に、図 (b) の改良地盤の T1 杭 (Case 3) の場合を見ると、最前列の杭が打設されている盛土法尻の水平変位は、盛土圧の増加とともに大きくなり、深度に対してほぼ直線的な分布形状であることが分かる。同図には実験後に観察された改良杭の破壊位置を矢印で示している。水平変位分布は杭が破壊した後でさえほとんど直線的な形状を示してい

(a) Unimproved ground (Case1)

(b) Improved ground (Case3)

(c) Improved ground (Case6)

Fig. 9 Horizontal displacement distribution with depth.

ることが分かる。また、改良杭下端では水平変位はほとんど生じていない。これと同様な傾向は、図 (c) の T1 杭 (Case 6) の場合を含め、すべての改良地盤のケースで見られた。これらのことから、改良地盤は改良幅によらず円弧すべり的な破壊をしていないことが分かる。また、改良領域は杭が破壊した後でも滑動破壊パターンで破壊するのではなく、単純せん断変形のような倒れ込み破壊をすることが確認できる。

3・4 実験値と現行設計法との比較

各実験ケースから得られた破壊時の盛土圧と改良幅の関係を Fig. 10 に示す。本実験では盛土圧と水平変位の関係において明確なピーク値が見られなかったが (Fig. 6 参照), いずれの実験ケースにおいても最前列の改良杭が最初に破壊していた。そのため、本研究では最前列の杭に破壊が生じた時を地盤の破壊と定義した。同一列の改良杭すべてが同時に破壊していないので, Fig. 10 では破壊時の盛土圧を幅を持たせて表示している。図より, 実験値は改良杭強度や改良幅の増加に伴い, 破壊時の盛土圧が増加することが分かる。同図には実験条件の改良杭強度にあわせた円弧すべり解析の計算値ならびに比較のために強度を変化させた計算値をあわせて示している。ここで, 計算値は円弧すべり解析において, すべり破壊に対する安全率が1になるまで盛土高さを変化させて計算している。計算値は実験値と同様に, 改良杭の強度または改良幅の増加に伴い, 破壊時の盛土圧が増加することが分かる。しかし, 実験値と比較すると, 計算値は実験値の3~5倍も過大評価していることが分かる。これは現行設計法が改良杭の破壊モードを曲げ破壊ではなく, せん断破壊モードを仮定しているためと考えられる。

次に各実験ケースから得られた改良杭の破壊深度と改良幅の関係を Fig. 11 に示す。ここでは, 最前列の杭についての破壊深度を示している。各ケースにおける杭の破壊深度は同一列でも多少ばらつきがあるため, Fig. 11 では杭の破壊深度を幅を持たせて表示している。図より, 実験での破壊深度は改良杭の強度が増加すると増加することが分かる。また, 改良幅が増加しても破壊深度が増加することが分かる。同図には円弧すべり解析で得られた円弧すべりの最大深度の計算値も合わせて示している。計算値は実験値と同様に, 改良杭の強度または改良幅の増加に伴い杭の破壊深度も増加している。しかし, 実験値と比較すると, 計算値は実験値より Case 5 で多少大きく, その他の実験ケースでは全体的にかなり大きな値となっていることが分かる。

以上のことにより, 円弧すべり解析による現行設計法

Fig. 10 Embankment pressure at ground failure and improvement width for slip circle failure.

Fig. 11 Depth of failure plane and improvement width for slip circle failure.

では, 地盤の破壊盛土圧および杭の破壊深度を合理的に評価することができないと思われる。

3・5 曲げ破壊を考慮した安定性の評価

ここでは, 実験で観察された改良杭の曲げ破壊モードを考慮した簡単な安定計算を提案する。計算においては Fig. 12 の模式図に示すように, すべての改良杭が曲げ破壊モードで同時に破壊し, 改良領域は図に示すような破壊面で単純せん断変形すると仮定する。ここで提案した安定計算では, すべての改良杭の曲げ強度が同時に発揮すると仮定しているが, 実験では改良杭が1本ずつ個別に破壊しており, この仮定に関しては正確には一致していない。改良杭の破壊については曲げモーメントだけでなく盛土荷重によって作用する軸応力も考慮して計算した。計算は仮定した破壊面におけるモーメントの釣り合い条件により解析を行った。盛土の主働土圧 M_{ae} および粘土地盤の主働土圧 M_{ac} による転倒モーメントをランキン理論に基づき求めた。抵抗モーメントとしては, 改良杭周辺の粘着力 M_{rc} , 改良杭の重量 M_{rt} , 改良杭上面に作用する盛土重量 M_{re} , 改良杭間の粘土地盤のせん断強さ M_{sc} , 粘土地盤の受働土圧 M_{pc} , 改良杭の曲げ強度 M_{pb} をそれぞれ考慮した。⁶⁾ 計算では, 破壊深度 z を変化させ, 最小の盛土高さを求めた。

Fig. 13 に計算で得られた改良杭の破壊面の深度と改良幅の関係を示す。図では, 実験条件に相当する改良杭強度の他に比較のために様々な改良杭の強度に対する破壊面の深度を示している。計算値は, 改良幅および改良

Fig. 12 Bending failure analysis.

Fig. 13 Depth of failure plane and improvement width for bending failure mode.

杭の強度の増加に伴い単調に増加することが分かる。同図には実験値も合わせて表示している。実験値と比較すると、計算値は強度の低い改良杭のケースでわずかに過大評価し、また強度の高い改良杭のケースでわずかに過小評価しているものの、全般的には破壊面の深度を合理的に評価していることが分かる。

Fig. 14 に計算で得られた地盤の破壊盛土圧と改良幅の関係を示す。地盤の破壊盛土圧の計算値は、改良幅および改良杭の強度の増加に伴い増加することが分かる。しかしながら、Fig. 10 に示した円弧すべり解析の結果と比較して、改良杭の強度の影響が相対的に小さいことが分かる。同図には実験値も合わせて表示している。実験値と比較すると、計算値は改良杭の強度が低いケースで若干過大評価をしており、改良杭の強度が高いケースで若干過小評価しているものの、全般的には実験値と比較的良好一致を示していることが分かる。このことから、今回提案した安定計算は、杭式改良地盤の内部安定性を十分に評価できることが分かる。以上のことから、合理的

Fig. 14 Embankment pressure at ground failure and improvement width for bending failure mode.

な安定性を評価するためには、実際の地盤の破壊パターンを再現した計算が重要であることが分かった。

4 結 論

本研究で得られた主な結論を以下に示す。

(1) 盛土圧の増加に伴い水平変位は単調に増加するが、多くの杭が破壊した後でさえ明確なピーク値はみられなかった。

(2) 改良杭はすべての杭が同時にせん断破壊するのではなく、個々の杭が個別に曲げ破壊する。また、改良杭は最前列の杭から後方の杭へと連続的に破壊し、盛土築造により改良領域背後の粘土地盤の沈下が卓越してくると逆に最後方の杭から前方の杭へと破壊が進展する。

(3) 最初に改良杭が破壊した時点地盤の破壊と定義すると、地盤が破壊した盛土圧は改良幅や改良杭の強度の増加に伴い徐々に増加する。

(4) 円弧すべり計算による現行設計法は、改良杭の破壊モードを曲げ破壊ではなくせん断破壊モードで仮定しているため、実験値を過大評価している。

(5) 曲げ破壊モードを考慮した安定計算は、杭式改良地盤の内部安定性を十分な精度で評価することができる。

(6) 杭式改良地盤の内部安定性を合理的に評価するためには、実際の地盤の破壊パターンを再現して計算することが重要である。

参 考 文 献

- 1) M. Terashi and H. Tanaka, "Bearing capacity and consolidation of ground improved by a group of treated soil columns", Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.22, No.2, pp.213-266 (1983).
- 2) H. Hashizume, Y. Okochi, J. Dong, N. Horii, Y. Toyosawa and S. Tamate, "Study on the behavior of soft ground improved using deep mixing method", Proceedings of the International Conference on Centrifuge 98, pp.851-856 (1998).
- 3) M. Terashi, H. Tanaka, T. Mitsumoto, Y. Niidome and S. Honma, "Fundamental properties of lime- and cement-treated soils (2nd Report)", Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.19, No.1, pp.33-62 (1980).
- 4) M. Kitazume and K. Maruyama, "Internal stability of group column type deep mixing improved ground under embankment loading", Soils and Foundations Vol.47, No.3, pp.437-455 (2007).
- 5) M. Kitazume and K. Maruyama, "External stability of group column type deep mixing improved ground under embankment", Soils and Foundations, Vol.46, No.3, pp.323-340 (2006).
- 6) M. Kitazume and K. Maruyama, "Centrifuge model tests on internal stability of group column type improved ground under embankment", Proceedings of the 7th National Symposium on Ground Improvement, pp.243-248 (2006).