

山留め変形抑制に適用した地中切梁型と控え壁型地盤改良体の変形挙動

Behaviors of Strut Wall Type and Buttress Wall Type Soil Improvement during Excavation

内 山 伸 (うちやま のぶる)

清水建設(株)技術研究所

桂 豊 (かつら ゆたか)

清水建設(株)技術研究所 主任研究員

1. はじめに

山留め掘削における地盤改良は、掘削面の安定や山留め壁の変形抑制などを目的にブロック形状あるいは格子形状（平面改良率60～80%以上）で多く用いられる^{1),2)}。また、壁形状で控え壁型や地中切梁型地盤改良体を適用した事例^{3),4)}も報告されているが、実際の形状抑制挙動は十分把握されておらず、定量的な評価や改良体の形状効果も不明確である。そのため掘削地盤への低改良率（10～20%）の部分的改良の有効性、合理的な改良範囲、改良形状などを考慮した設計手法の検討はまだ進んでいない。

今回、壁形状の深層混合処理工法を軟弱沖積粘性土層での山留め掘削工事に適用⁵⁾し、以下の点について検討したので報告する。

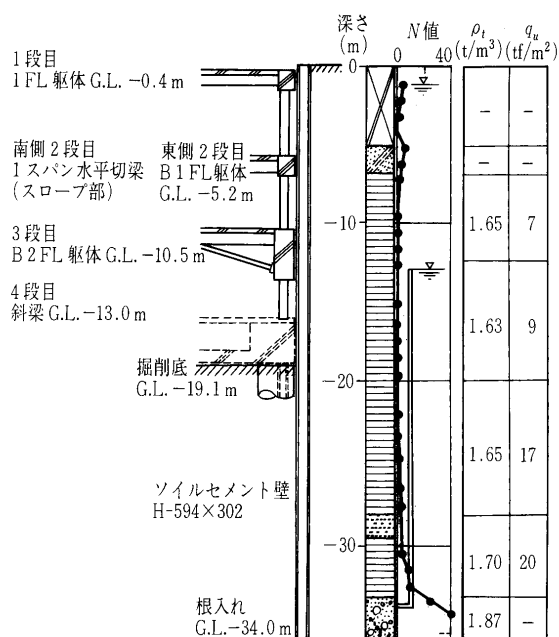
- (1) 山留め壁の掘削時変形を固定式（一部、挿入式）傾斜計で計測し、壁状地盤改良体の変形抑制効果について検討した。
- (2) 壁状地盤改良体の掘削時変形を固定式傾斜計で計測し、控え壁型改良体と地中切梁型改良体の変形挙動の違いを検討した。

2. 適用概要

現場は鉄道高架との近接施工であり、周辺地盤を含めて山留め壁の変形抑制が重要視されていた⁶⁾。図—1に山留め断面図と土質柱状図を示す。地盤は軟弱な沖積粘性土層がG.L.—28 m付近まで堆積している。粘性土の一軸圧縮強さは7～17 tf/m²であった。山留め壁はソイルセメント連続壁（φ850）で、G.L.—35 mの洪積砂礫層まで根入れされている。地下工事は3段の逆打ちスラブと1段の鋼製斜め切梁によるG.L.—19.1 mの掘削である。

図—2 (a)は地盤改良体の平面配置図、図—2 (b)は改良体詳細図である。地盤改良は機械攪拌式セメント系深層混合処理工法（φ1 000, 2軸）を用い、山留め壁構築ののち地表面よりG.L.—27.0 mまで施工した。2列1組の壁状改良体の設置形状は、山留め壁に直交する控え壁型と、対面する山留め壁をつなぐ地中切梁型の2種類である。山留め壁と改良体の間には、山留め壁と同じソイルセメント柱列体（芯材無し）をコネクションとして設置した。

図—2 (a)には変形計測用の固定傾斜計位置も記した。



図—1 山留め断面図、土質柱状図

測点 A～E は山留め壁，測点 F は地中切梁型改良体の中間部，測点 G は控え壁型改良体の端部に配置した。測点 AF 間と測点 DG 間の距離はほぼ同じである。なお、傾斜計のガイド管固定点はすべて G.L.—35.0 m とした。

図—3 は地盤改良体（測点 G）のボーリング試料による一軸圧縮強さ（ q_u ）の深度分布である。深さとともに強度が低下する傾向が見られるが、ほぼ所要の強度を満たしている。

3. 計測結果と考察

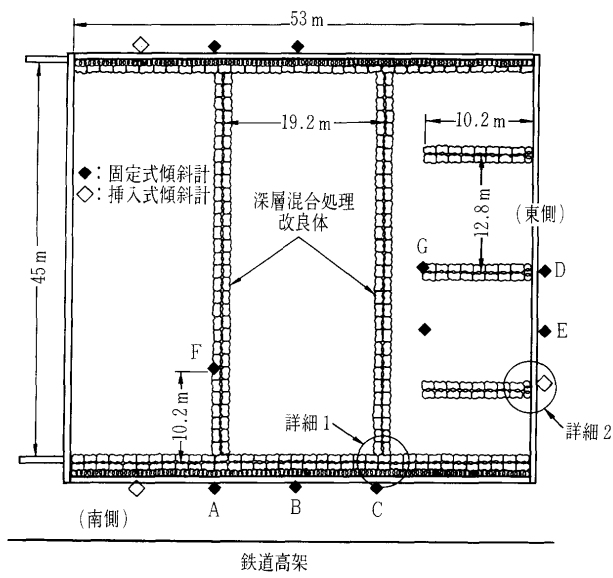
図—4～6 は、改良体形状の違い（測点 A, F：地中切梁型改良位置，測点 D, G：控え壁型改良位置）による山留め壁と改良体の実測変形比較である。

3.1 山留め壁の変形比較

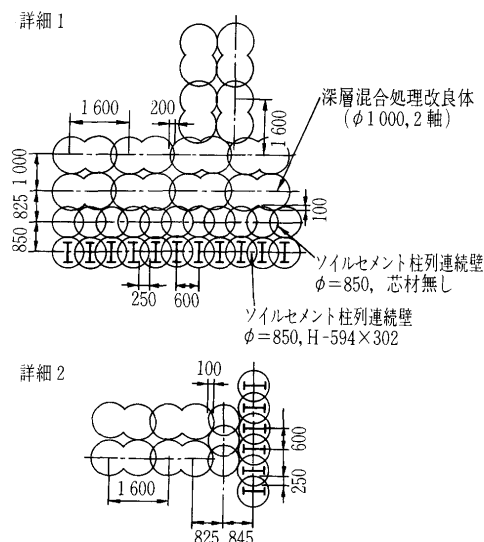
図—4～6 の(a)は山留め壁の実測変形（測点 A と測点 D）である。通常、軟弱な粘性土層の掘削工事において、二次根切り以降の山留め壁は根切り底付近が最大となる変形形状を示す⁷⁾。実測の山留め壁形状は、三次根切りまでは根切り底付近が最大変形、それ以降は根切り底の上方 3～5 m の位置で最大となり、粘性土地盤の変形形状とは異なっている。

図—7 は最終根切り（G.L.—19.1 m）の実測変形と逆解析（山留め弾塑性解析）結果^{8),9)}である。解析では、

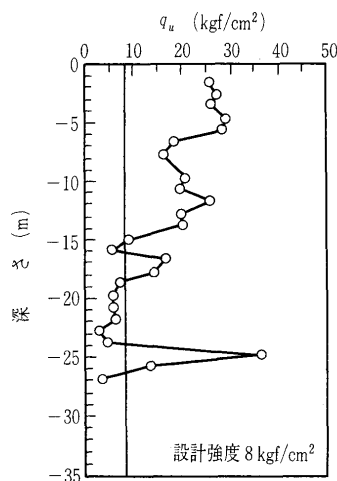
事例報告



図—2 (a) 地盤改良および傾斜計配置図

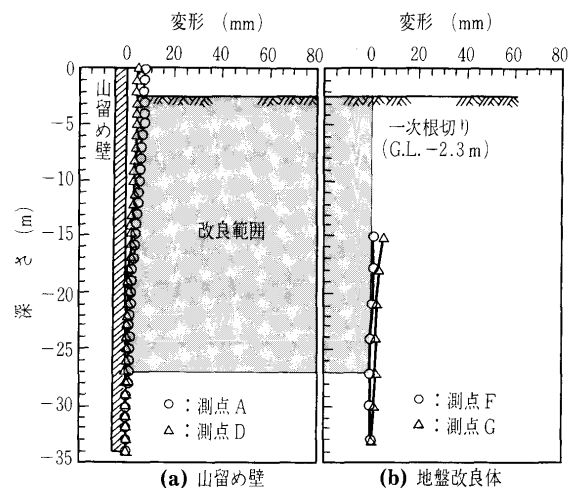


図—2 (b) 改良体の詳細図

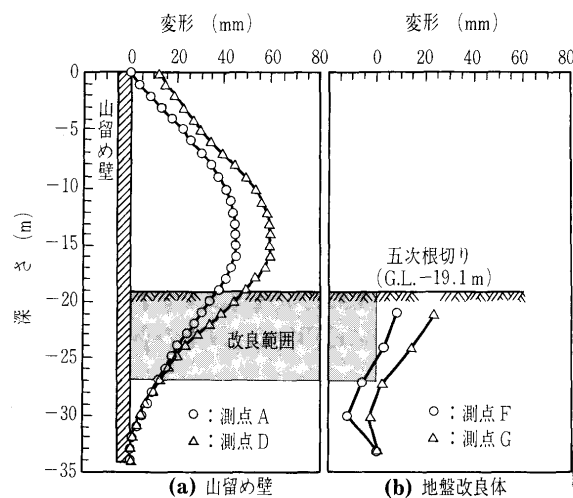


図—3 改良体の強度分布 (測点 G)

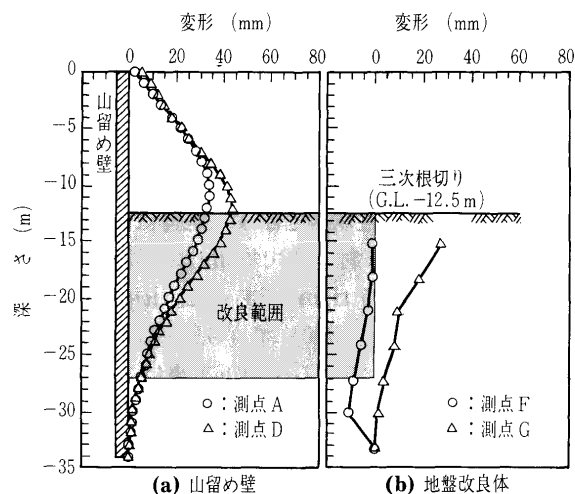
実測側圧 (測点 B 背面) と実測変形 (測点 B) から改良体による地盤剛性増分を推定し、あらためて無改良時の山留め壁変形量を求めた。解析最大値は84 mm



図—4 山留め壁と改良体の変形比較 (一次根切り)



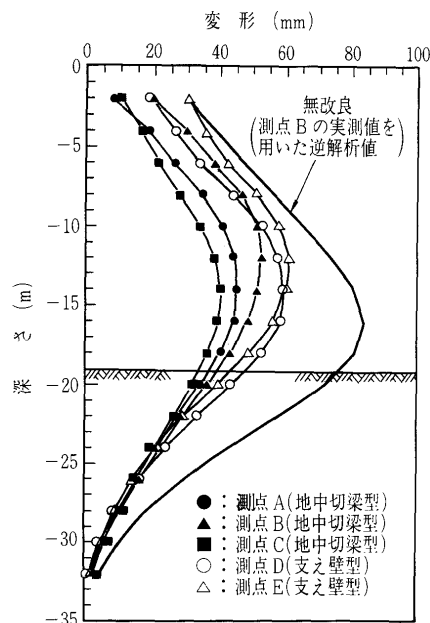
図—5 山留め壁と改良体の変形比較 (三次根切り)



図—6 山留め壁と改良体の変形比較 (五次根切り)

(G.L. -17.0 m 付近) となり、根切り底以深の広い範囲にも大きな変形が発生している。

実測変形は、前面に改良体がある位置 (測点 A, C, D) と無い位置 (測点 B, E) の山留め壁変形を記した。実測最大値はいずれの測点でも解析値より抑制され、その発現深度も3~5 m 上方に移動している。変形量を根



図一7 最終根切りの実測変形と無改良時の逆解析結果

切り底付近で比較すると、約80 mm の解析値に対して実測値は40 mm 前後である。また、各測点の変形は根切り底以浅で多少ばらつきがあるものの、根切り底以深ではほぼ同様な分布を示した。

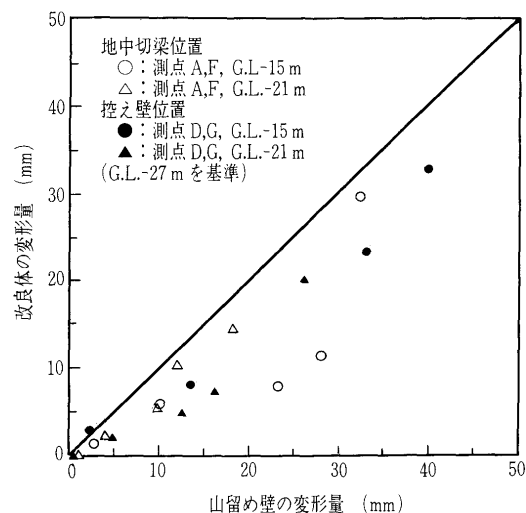
地中切梁型と控え壁型地盤改良による山留め変形抑制が実証されるとともに、特に根切り底以深での抑制効果が顕著となった。

3.2 地盤改良体の変形比較

図一4～6の(b)は地盤改良体の実測変形(測点Fと測点G)である。両測点の位置は山留め壁から等距離(10.2 m)にある。控え壁型改良体(測点G)は、各根切り段階を通じてほぼ直線的な傾斜形状を示している。地中切梁型改良体(測点F)は、掘削底付近の浅い部分で水平ばね的挙動が残っているものの、全体形状は控え壁型と同様、直線的な傾斜形状を示した。改良体底部(G.L.-27 m 付近)の変形量はどちらの改良体とも小さく、回転的な挙動が卓越していると考えて良い。

図一8は山留め壁とそれに相対する改良体の変形量比較である。G.L.-27 m のそれぞれの変形量を基準に、G.L.-15 m と G.L.-21 m の変形量変化を、各根切り段階で求めた。山留め壁の変形量と対応する改良体の変形量が等しい場合、両者の関係は図中の直線で表される。変形量の分布は山留め壁と改良体で比例関係が認められ、その傾きは改良体形状に関係なくほぼ一定値である。

したがって、地盤改良体の変形抑制効果の定量的な把握にあたっては、通常山留め解析で用いられる水平方向のみの地盤ばね、切梁ばねだけではなく、改良体の剛体的な回転挙動に伴う地盤反力を考慮した検討が必要と考えられる。



図一8 山留め壁と改良体の変形比較

4. 結論

控え壁型および地中切梁型地盤改良体の変形実測より以下の結論を得た。

- (1) 控え壁型の低改良率地盤改良による山留め変形抑制効果が確認された。
- (2) 地盤改良体は、山留め壁変形に対応する回転挙動を示す。この傾向は、控え壁型地盤改良体と地中切梁型地盤改良体ではほぼ共通している。

参考文献

- 1) 大石宏行・宮尾新治・越沼 環・杉本隆男：環状8号線羽田空港トンネル工事におけるヒービング計測管理(その1)，第23回土質工学研究発表会講演集，pp. 1583～1584，1989。
- 2) 鈴木孝明・菅原忠弘・山田好美：深層混合改良工法によって改良された地盤の評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 877～878，1995。
- 3) 青木雅路：攪拌混合処理工法によるソイルストラットの地盤改良を用いた事例，建築技術，No. 10，pp. 170～173，1989。
- 4) Hiroyuki Tanaka：深層混合処理工法による切梁掘削の挙動，土壌と基礎，Vol. 33，No. 2，pp. 1～20，1993。
- 5) 加藤英記・内山 伸・桂 豊：深層混合処理工法による複合山留め(その1 現場概要と計測結果)，第31回地盤工学研究発表会講演集，pp. 1857～1858，1996。
- 6) 内山 伸・桂 豊：鉄道高架に近接した沖積粘性土の掘削工事，基礎工，Vol. 24，No. 3，pp. 95～101，1996。
- 7) 例えば，佐々木道雄・金安 進・榎尾恒次：都営地下鉄新宿線の軟弱粘性土地盤における計測事例，基礎工，Vol. 13，No. 7，pp. 61～70，1985。
- 8) 内山 伸・桂 豊：深層混合処理工法による複合山留め(その2 改良地盤の評価)，第31回地盤工学研究発表会講演集，pp. 1859～1860，1996。
- 9) 内山 伸・桂 豊：深層混合処理工法を用いた複合地盤に関する研究(その1 改良形状による山留め変形抑制の検討)，清水建設研究報告，第63号，pp. 53～62，1996。

(原稿受理 1997.6.3)