

鹿島建設東京支店

正会員 渡辺 健治

東京電力地中線建設所銀座工事事務所

非会員 神田 忠孝

鹿島建設東京支店

非会員 荒牧 廣實

1. まえがき

東京電力(株)地中線管路工事における発進立坑の土留め(16.1m×32.6m×深さ32.55m)のうち上部一次土留めの棲部は、既設洞道(シールド)及び埋設管が輻輳しており、通常の工法では完全な土留め及び止水を目的とした地下壁を構築することができないため、高圧噴射注入工法による地盤改良体(長さ16.1m×深さ12.5m)を土留め壁として利用している。

ここでは、一次掘削の開始から床付け(GL-10.0m)までと、その後の地盤改良、二次土留め施工までの地盤改良体の計測結果について報告する。

2. 発進立坑土留め工工事概要

発進立坑の土留め工は、立坑形状が浅部と深部とで構造が大きく異なること、東西方向に既設洞道(シールド)及び地下埋設管が敷設されていること、及び経済性等の理由により、三次土留めとなっている。特に、その一次土留めの棲部(東西方向)は通常の工法で土留め壁が構築できず地盤改良体を土留め壁(長さ16.1m×深さ12.5m×厚さ3.9m)とした。

土留め壁は、南側はSMWで建築工事との共用壁、北側はH型鋼矢板、BH(今回の床付け地盤より施工)、東側及び西側はこの地盤改良体、BH(今回の床付け地盤より施工)としている。

なお、当該地域の地形は東京湾岸低地のうち、江戸時代初期に新橋から丸ノ内にかけて、日比谷入江と呼ばれる三角洲低地を埋め立てたもので、地表から3~5mの埋土、その下部には層厚約20mの粘性土が厚く堆積している。さらにその下部には洪積世の東京礫層そして砂質土となっている。

表-1 土留め形状

一次土留め	B16.1m×L32.6m×H10.0m
二次土留め	B16.1m×L29.35m×H6.45m
三次土留め	B6.35m×L23.2m×H16.1m

94/01/18 15:45	→	(初期値)
94/03/04 12:22	→	(一段掘削後)
94/04/27 11:10	→	(二段掘削後)
94/08/03 11:38	→	(土留め歯抜部地盤改良後)
94/10/26 11:54	→	(現在)
	→	(設計時)

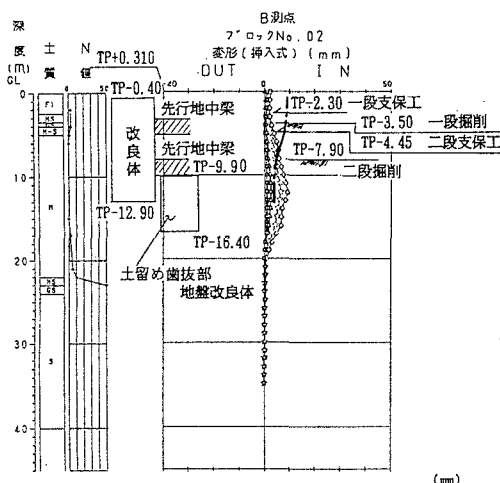


図-2 計測結果

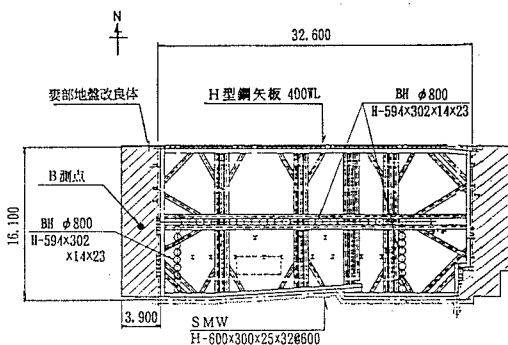


図-1 土留工形状図

また、本工事全体の地盤改良は今回報告する棲部地盤改良の他に、(1)先行地中梁、(2)既設シールド下部土留め歯抜部、(3)シールド発進防護、(4)底盤改良、(5)柱列杭背面部があり、このうち(2)の一部、(3)、(4)、(5)の地盤改良は、今回の床付け地盤より施工した。

3. 計測結果及び考察

計測は、改良体頭部の変位を測量で把握するとともに、壁体の全体変形を把握するため挿入式傾斜計を設置している。改良体頭部の変位が殆ど発生していなかったのでここでは挿入式傾斜計による計測結果（B測点）について報告する。

図-2に示す計測結果より、一段掘削後では頭部0.9mm，改良体下端1.2mm，最大1.4mm 変位していた。これは、地盤改良体に作用する側圧に対し、地中梁の影響を含んだ受働抵抗が大きかったため、殆ど変形が発生しなかったと思われる。

二段掘削後では設計時においては頭部9.0mm，改良体下端5.0mm としていたが、計測結果は頭部0.3mm，改良体下端3.2mm，最大3.2mm 変位しており、設計時と比べ変位の絶対量、変形状ともに異なっていた。これは、地盤改良体に作用する側圧に対し、頭部付近は支保工が抵抗し、変位が発生しなかったが、根入れ部は受働抵抗が掘削解放等の影響により、側圧に対し小さくなったため、掘削側に変位したと思われる。また、改良体頭部の変形には現れなかったが、リバウンドにより地盤改良体の足元がすくわれ、背面に倒れる様な変形が発生したのではないかと推察される。したがって、今回の変形状は変位が止められていた支保工位置付近を中心に回転しているような形状となったと思われる。

その後のBH施工後では変位の増加は見られなかった。これは、BH施工時において地中梁を切断しており、受働抵抗を低下させていたと思われるが、BH位置と地盤改良体との間に残されていた地中梁残部が抵抗していたため、変位は増大しなかったと思われる。

そして地盤改良工時において、頭部1.8mm，改良体下端5.4mm，最大6.2mm と変形は増加し、その増加傾向が2週間程度進んだのち、8月末から現在(10/26)までは頭部1.8mm，改良体下端8.1mm，最大9.3mm と1cm以下の変形した状態で安定した。これは、前記したその地中梁残部も乱したために受働抵抗が減少し、変位が増大し、特に改良体下端で変位が増加した。そして、地盤が安定するまで変位が増加し、最終的には頭部で1.8mm、改良体下端で8.1mm となったと思われる。

これらの現象を、変形状から逆解析して二段掘削時(4/27)から今日(10/26)までの地中梁の地盤バネ値の低下状況を求めた。その結果を表-2に示す。

この結果から、初期(4/27)においては地盤バネ値は設計時とほぼ同じであったが、地盤改良工後(8/3)にバネ値が初期に対し1/2になり、その後の長期放置によるクリープ等により現在(10/26)ではバネ値が初期に対し1/4.5と低下した事が分る。

この様に掘削および長期放置などにより地盤改良体に変形が発生していたが、その変形状は梁的な曲げ変形ではなく重力擁壁的な剛体変形が発生していることが分った。

4. まとめ

これらの変形状を踏まえると、今回の地盤改良体はコラム改良体1本1本とした柱状の改良体でなく、マッシブな剛体で十分品質の良いものが造成できたといえ、かつ変形量も非常に小さいことから土留め壁としても通常の工法に比べ十分安定したものであったと思われる。

現在、二次土留め内の掘削を行っており、地盤改良体には直接的影響はないとされるが、引続き計測を続けながら不測の事態に備えるとともに、その結果も今後に役立てたいと思っている。

表-2 地盤バネ値の変動

日付	4/27	8/3	10/26	設計時
地盤バネ (kg/cm ³)	11.8	5.0	2.6	9.6