

III-34

軟弱地盤における噴射攪拌型地盤改良を用いた仮土留変位抑制対策とその効果の確認

JR 東日本 東北工事事務所 正会員○有光 武

JR 東日本 東北工事事務所 正会員 瀧内 義男

1. はじめに

従来から鉄道営業線に近接して掘削土留工を施工する場合、列車の安全運行確保のために徐行運転を行ってきたが、山形新幹線新庄延伸に伴う踏切除却立体交差化計画では同時施工箇所が約 40 箇所となり、列車徐行を行うことによる旅客サービスの低下を招く恐れがあることから、列車無徐行による施工を計画した。当社においては、列車無徐行による施工の場合、仮土留の変位抑制を考慮した設計・施工を行い、変位量を計測管理しているが、今回は特に軟弱地盤における変位抑制対策として噴射攪拌型の地盤改良を用いた箇所の設計と計測等管理手法及び変位測定結果について報告する。

2. 対策概要(図-1)

線路近接の立坑構築の場合、仮土留根入部の変位を抑制するために地中梁を構築するように立坑底盤部を全面地盤改良する方法を多く用いてきた。

今回は経済性、工期の短縮を考慮し、仮土留先端部からの受働すべり線をカバーするような範囲を改良することとした。設計上の基本的な考え方は、仮土留根入部の最大地盤反力に対して、改良体の自重・改良体底面のせん断抵抗・側部(線路直角方向)仮土留とのせん断抵抗の和の抵抗力が安全度(=抵抗力/最大地盤反力)1.2 を確保することとした。本箇所では線路左側で安全度 1.3、右側で 1.9 を確保している。

また、仮土留上部の変位を抑制するために、線路直角方向をタイロッド 5 段により緊張している。

さらに、今回仮土留壁として用いた鋼矢板の継手部にグラウト注入を行った。

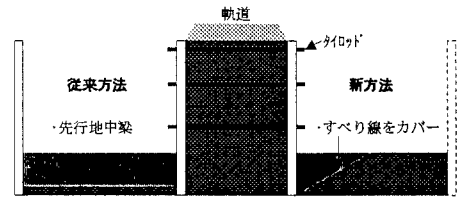


図-1 変位抑制対策概要

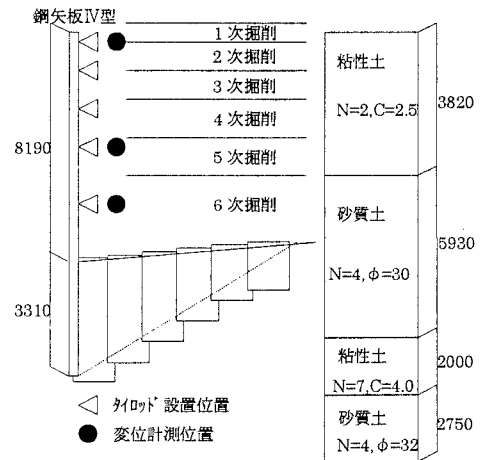


図-2 地盤条件と変位抑制対策

3. 設計変位量と管理値

本箇所の設計上の地盤条件は図-2 に示すとおりである。土留壁根入部付近の砂質土を適用し、受働すべり線 $\phi = 30^\circ$ とした。掘削面側の地盤改良部分については $N=20$ 、 $C=18.0\text{tf/m}^2$ 、一軸圧縮強度 $q_u=4.0\text{kgf/cm}^2$ とした。また、仮土留壁として鋼矢板Ⅳ型を用いている。

当社における設計変位量検討のフローは図-3 に示すとおりである。本箇所右側において弾塑性法により各掘削段階における土留壁変位量を算出した結果のうち最大変位量を生じたのは 5 次掘削(4 段目タイロッド施工)時で $\delta_a=69.5\text{mm}$ であった(表-1)。また、本箇所は列車の運行速度が 120km/h 以上の線区であるため、フロー中の A(軌道の管理基準値:高低、通り)は 15mm となる。よって $\delta_a \leq \alpha_1 A$ を満足することが出来ず、フローに従い δ_L 、 δ_s で管理することとした。弾塑性法による δ_L 、 δ_s の値は表-1 に示すとおりで、それぞれ最大値が 30mm 以下となり、軌道整備を行うことを条件として本箇所における列車無徐行による施工が可能となった。

また、施工時においては軌道整備基準値(A)及び各掘削ステップ毎の δ_a の40%を警戒値、70%を工事中止値、100%を限界値として計測管理を行った。

4. 計測結果

仮土留壁の変位量は、鋼矢板天端付近に不動点を設けて天端の絶対変位量を計測し、天端からの下げ振りと鋼矢板の離れを計測することにより管理した。計測点は図-2に示すとおりタイロッドの1、4、5段目とした。

掘削床付時の変位量の計算値を図-4、実測値を図-5に示す。実測値は全体的に計算値よりかなり小さな値となっている。

列車荷重による自立時の最大変位量(δ_L)は6mm程度であった。

また、掘削完了時から鋼矢板の床付部分の変位量を計測したが、変位は見られなかった。

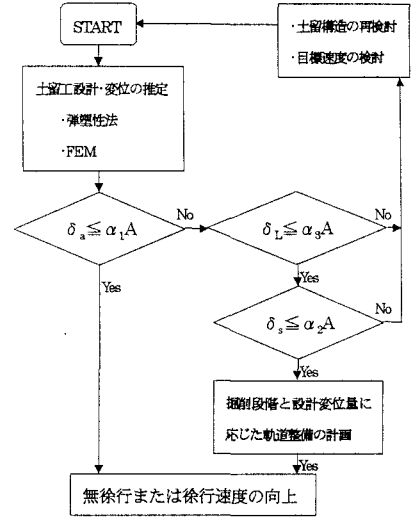
5. まとめと考察

今回の計測結果から、

- ①掘削完了時以降の鋼矢板床付部分の変位がほとんど見られないことから、今回のように受働すべり線を地盤改良によりカバーする方法は、壁体下部の変位を抑制するためには効果的な方法であり、設計上の考え方の妥当性が確認できた。ただし本方法を実施できた背景として、今回のように計測管理を行い、過大変位が生じた時に対応できる体制を常時整えておいたことが挙げられる。
- ②立坑に近接して列車荷重が载荷された時の土圧分布は弾塑性法より求められる分布と類似していたが、土圧力は異なっていたと考えられる。全体的に変位が小さく現れた原因として、鋼矢板打設時に周辺地盤が乱されたことにより仮土留壁に作用する土圧が小さくなったこと、タイロッドによるプレロード荷重が大きかったこと、施工の影響で地下水位が予測(設計時)より下がっていて、仮土留壁に作用する水圧が実際とは異なっていた等が考えられる。

6. おわりに

今回、軟弱地盤箇所における仮土留変位抑制対策として、経済性等を考慮した新たな設計法を提案し、計測管理を行いながら安全に掘削作業を完了することが出来た。今後、数多くのデータを蓄積していくことにより、精度の高い変位予測及び変位抑制対策方法を追求したい。



δ_a :全掘削段階を通じての最大変位
 δ_s :各掘削段階での前掘削段階からの最大変位の増分値
 δ_L :列車荷重による自立時の最大変位
 $\delta_a, \delta_s, \delta_L$ は弾塑性解析により求めた土留壁変位
A:目標速度に応じた管理基準値
 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$:土留壁変位と軌道変位の比。今回は2.0。

図-3 設計変位量検討フロー

表-1 設計変位量一覧表

施工ステップ	-GL	δ_a	δ_s	δ_L
1	0.000	22.43	-	12.77
2	0.000	20.27	-2.16	-
3	4.163	44.60	24.33	-
4	4.989	66.26	21.66	-
5	5.481	69.51	3.25	-
6	5.347	65.36	-4.15	-
許容変位量		30.00	30.00	30.00
判定		×	○	○

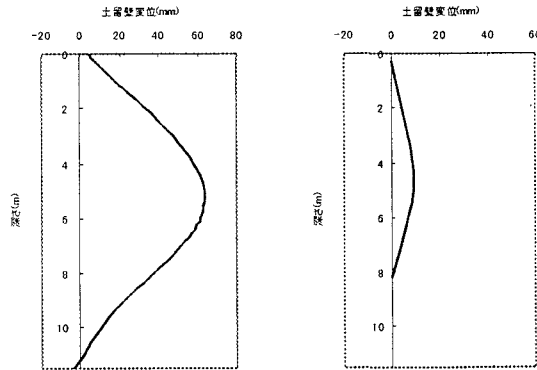


図-4 床付時変位(計算値) 図-5 床付時変位(実測値)

【参考文献】 無徐行(徐行速度向上)のための構造物の設計・施工の手引(JR 東日本 1997.4)