構造物に近接した非開削工法の施工

吉井 恭一朗1・本田 諭2・高橋 俊徳3・糸井 博之4

¹正会員 東日本旅客鉄道株式会社 東京工事事務所 (〒110-0005 東京都台東区上野7丁目1-1) E-mail:k-yoshii@jreast.co.jp

2正会員 東日本旅客鉄道株式会社 東京工事事務所 (〒151-8512東京都渋谷区代々木2丁目2-6) E-mail:hondas@jreast.co.jp

³東日本旅客鉄道株式会社 東京工事事務所 (〒151-8512東京都渋谷区代々木2丁目2-6) E-mail:toshin-takahashi@jreast.co.jp

⁴東日本旅客鉄道株式会社 東京工事事務所 (〒151-8512東京都渋谷区代々木2丁目2-6) E-mail:h-itoi@jreast.co.jp

非開削工法により線路下横断工を施工する際,これまでエレメント掘進の背面地盤への影響は,十分に 把握されていなかった.そこで,今回,高架橋橋脚基礎の近傍において,非開削工法によりボックスカル バートを構築する工事を対象に,既存構造物への影響対策工を実施するとともに,実際の地盤変位量等を 計測した.本稿では,その施工実績ならびに計測結果について報告するとともに,対策工の効果について 検証した.

Key Words : non-open cut methods, proximity construction, impact measures, measurement

1. はじめに

高架橋や駅舎等の基礎など、既設構造物に近接して、 非開削工法により線路下横断工を施工することがある. 本稿で報告する住吉こ道橋新設工事は、図-1に示すように東海道新幹線の高架橋と横須賀線(土路盤区間) が平行する区間において、HEP&JES工法によりボック スカルバートを構築するものであった.

本稿では、上記工事を対象に、既設橋脚基礎に近接 した施工について、施工計画検討内容および構造物計 測実績を報告する.



図-1 全体平面図

2. 工事概要

(1) HEP&JES工法の概要

本工事で採用したHEP&JES工法は,HEP (High Speed Element Pull) 工法,JES (Jointed Element Structure) 工法という2つの工法を組み合わせ,線路下横断工を構築する 非開削工法の一つであり,それぞれの工法は,下記のような特徴を有している.

HEP工法は、図-2に示すように、線路下横断工事に おいて到達側に設置したけん引装置で、掘削装置に定



図-2 HEP 工法¹⁾



図-4 JES 函体断面図

着したPC鋼より線を引張ることにより、掘削装置に直結されたエレメントを発進側から引き込む工法である.

JES工法は、地中に挿入するエレメントの軸直角方向 に力を伝達可能な継手(JES継手)を有する鋼製エレメ ントを用いることにより、路盤面下に非開削で函体を構 築することができる工法である.

(2) JES函体の構造形式

住吉こ道橋のJES函体は,幅11.5m,高さ7.7m,延長 31.6mの1層1径間のボックスカルバートで,自動車専用2 車線道路となる.なお,JESエレメントの割り付けにつ いては,ダブルエレメントと呼ばれる,通常の2倍の幅 で計画した²⁾. (上床版および下床版は高さ0.85m×幅 2.07m, 側壁は高さ1.46m×幅0.85m)

(3) 地質条件

当該箇所の柱状図を図-3に示す.上部より関東ローム 層(Lm,Lc),武蔵野段丘礫層(Mg),東京層 (Tosl,Toc,Tos2)で構成されており,武蔵野段丘礫層 (Mg)までの地盤が本工事の掘削対象層となる.なお, 地下水位については、自然水位がGL-4.60mと側壁中段の 高さとなっているため、地下水低下工法により、掘削底 面以下まで地下水を低下させ、施工を行った.

3. 既設高架橋への影響検討

(1) 影響対策工

図-4に示すように,新設函体と既設高架橋橋脚フーチングとの離隔が約400mmと非常に近接しているため,対策工の検討を行った.

対策工としては、エレメント掘進による既設橋脚への 影響を抑制するため、遮断壁により縁切りを行うことと した.遮断壁は、鋼矢板IV型を基本としたが、既設橋脚 のフーチングと新設函体の離隔が、最小395mmと狭隘で あるため、その区間については、図-5のように設置可能 な鋼矢板III型とした.また、鋼矢板打設に際しては、施 工による既設橋脚への影響を抑えるため、支障物等によ り高止まりした場合でも、無理に圧入しない計画とした.

さらに、遮断壁内側については、打設した鋼矢板を土 留として、切梁による支保工を設置しながら、上床版エ レメント下面高さまで掘削し、空伏せ施工する計画とし た.これにより、エレメント掘進に伴う橋脚への影響の 抑制を図った.



(2) 計測管理値の設定

高架橋の計測管理については,表-1に示す計測管理値 を設定した.既設橋脚の計測管理値は,①軌道管理目標 値から定まる項目,②杭部材の変位から定まる項目,③ 支承部の可動範囲から定まる項目とし,それぞれ主計測 項目と検証のための副計測項目を設定した.また,計測 機器の配置を図-6に示す.

一方,遮断壁の挙動および側道下の地盤影響を把握するため,図-7のように多段式傾斜計を設置し,計測を行った.

4. 高架橋の計測管理

(1) 軌道に関する管理項目

軌道に関する管理項目は,表-1に示すように高架橋桁 に取り付けたラインゲージによる桁の水平変位および鉛 直変位を主計測値として計測を行った.ラインゲージは, 隣接する6P,9Pに不動点を設置し,7Pおよび8P上の起点 方,終点方をそれぞれ計測した.

a) 水平変位

エレメント掘進施工時のラインゲージによる桁の水平 変位の計測結果を図-8に示す.なお、図中のA~Gは、 エレメント施工期間を記載しており、エレメント名称は、

表-1 計測管理值

管理項目			管理值					根拠	計測器
軌道	鉛直変位	軌 道階	警戒値	4.8				0.8×保守計画値6mm	●ラインゲージ 〇層別沈下計
			工事 中止値	8.0				0.8×予防管理值10mm	
			限界値	19.0				徐行管理值19mm	
	水平変位	軌道階	警戒値	3.2				0.8×保守計画値4mm	 ●ラインゲージ ○多段式傾斜計 (地中) ○傾斜計(橋脚)
			工事 中止値	4.8				0.8×予防管理值6mm	
			限界値	11.0				徐行管理值11mm	
杭部材	水平変位	7 P	警戒値	①空伏セ掘削	34.6	②エレメント掘進	39.6	0.7×¢c	 多段式傾斜計 (地中) 〇レーザー距離計 〇傾斜計(橋脚)
			工事 中止値		42.0		48.0	ひび割れ発生φc	
			限界値		49.4		56.5	耐久性ひび割れ <i>ф</i> w=0.3mm	
		8 P	警戒値		35.6		37.7	0.7×¢c	 多段式傾斜計 (地中) 〇レーザー距離計 〇傾斜計(橋脚)
			工事 中止値		43.3		45.8	ひび割れ発生φc	
			限界値		50.9		53.9	耐久性ひび割れ <i>ф</i> w=0.3mm	
支承部	水平変位	可動支承	警戒値	6.9				0.5 × δ	 ●支承部変位計 ○多段式傾斜計 (地中) ○傾斜計(橋脚)
			工事 中止値	11.0				0.8×δ	
			限界値	13.8				余裕限界る (=可動域2mm-温度変化6.2mm)	0レーザー距離計

凡例)●:管理値と比較する主計測 〇:主計測値を検証するための副計測





図-7 遮断壁計測器の配置



図-9の通りとなっている.

水平変位は、7Pが海側へ、8Pが山側へそれぞれ変位しており(図-10参照)、いずれも下床版施工時(E,E'、 F1,F1')に変位が大きくなっている.

7Pと8Pが、それぞれ逆方向への変位が観測されている 要因として、図-10に示すように高架橋と新設函体が斜 角となっているため、それぞれの橋脚が新設函体に対し て、直角方向に変位したことにより、その高架橋直角方 向成分が計測されたことが想定される.そこで、橋脚全 体の変位を検証するため、橋脚の傾斜および多段式傾斜 計による地盤の水平変位の計測値を確認した.図-11~ 図-14に計測値を示す.

図-11に示す橋脚の橋軸直角方向の傾斜については, 8Pは上部で桁の水平変位と同様に山側への傾斜傾向が見 られる一方で,7Pは同じ方向へ若干の変位は見られるも のの,その値は8Pと比べて小さい.一方,図-12に示す 橋軸方向の傾斜については,両橋脚ともに大きな変位は 観測されなかった.

また,図-13,14に示す地盤変位については、両橋脚と もに、フーチング直下において、橋脚の傾斜と同様の変 位が観測され、杭先端(フーチング下面-4.0m)付近で は変位がなかった.なお、両橋脚とも地盤変位は、側壁 エレメント掘進時から始まっており、橋脚の傾斜および ラインゲージの変位よりも先行して始まっていることが 分かった.

以上から,側壁エレメントの掘進以降,掘進施工に伴って,橋脚フーチング付近の地盤が新設函体方向へ変位し,その影響が,橋脚の傾斜および天端の変位として観測されたと考えられる.

b) 鉛直変位

エレメント掘進施工時のラインゲージによる桁の鉛直 変位の計測結果を図-15に示す.

鉛直変位については、7P,8Pともに下床版エレメント 施工時から沈下傾向が見られ、7Pの方が沈下が大きい結 果となった.沈下傾向は、下床版エレメントのコンクリ ート打設以降収束しており、函体の閉合により、周辺地 盤への影響も収束することが確認できる.なお、基準値 に対しては、いずれの観測点においても、警戒値以下で あった.

図-16は、フーチング直下の層別沈下計による鉛直地 盤変位の計測値である.フーチング直下の地盤の鉛直変 位については、7Pのフーチング直下(フーチング下面よ り-0.0m)地点において、沈下傾向が見られるが、その 他の観測点においては、ほとんど変化が見られない.そ のため、桁の鉛直変位の要因として、地盤の変位(沈下) の影響は小さいと考えられる.











(2) 杭部材に関する管理項目

杭部材に関する項目については、表-1に示す通り、前述の多段式傾斜計による地盤水平変位(図-13,14)による管理を行った.その結果、いずれの計測箇所においても警戒値に達することはなかった.

(3) 支承部に関する管理項目

支承部については、橋軸方向の水平変位が可動支承の 可動範囲内であることを確認するため、その変位を直接 計測した.計測結果は、図-17の通り、警戒値内の変位 であった.

5. 遮断壁の計測管理

遮断壁については、前述の通り、遮断壁背面にて4か 所と遮断壁の無い側道下で1ヵ所、多段式傾斜計により、 水平変位を計測した.図-18に遮断壁設置箇所および遮 断壁未設置箇所の地盤変位を示す.いずれの断面でも施 工の進捗に伴って、エレメント側に地盤が変位しており、 高架橋計測におけるフーチング直下の地盤変位と同様の 傾向が確認できる.

遮断壁の有無による違いに着目すると、全体的に、 遮断壁による変位抑制効果が確認できる. なお、本工事 では、遮断壁の設置に加えて、空伏せ掘削を行っている ため、図-18において、破線で示す通り、空伏せ掘削に より、エレメント掘進着手前から水平変位が生じており、 遮断壁の効果はその分を差し引いたものになる.



図-17 7P橋脚上の新大阪方支承部の変位



図-18 遮断壁背面の地盤変位

6. おわりに

本報告では、既設橋脚基礎に近接して、HEP&JES工 法によりボックスカルバートを構築する工事において、 実施した対策工および計測結果について報告した.

高架橋橋脚の計測結果からは、ボックスカルバート構築に伴って、近接する橋脚がボックスカルバートに近づ く方向に変位していることが確認された.

一方, 橋脚への影響を抑制するために設置した遮断壁 については, 遮断壁背面の地盤変位が, 遮断壁の無い観 測点と比べて, 小さいことが確認され, その効果が確認 された.

今後,同種工事において,実績を収集し,近接構造物 への影響について,知見を得ていきたいと考えている.

参考文献

- 東日本旅客鉄道(株):非開削工法設計施工マニュ アル, p.6-4, 2009.7
- 2) 中村,清水,桑原,小池,杉崎:横須賀線品川~西大井 間住吉こ道橋の設計,SED No.39,2012.5

(2015.8.7 受付)

CONSTRUCTION BY NON-OPEN CUT METHOD IN CLOSE PROXIMITY TO THE STRUCTURE

Kyoichiro YOSHII, Satoshi HONDA, Toshinori TAKAHASHI and Hiroyuki ITOI

In construction of a crossing structure under the traffic roads by non-open cut method, the influence of the elements excavation of the back ground has not been fully understood. Therefore, targeting construction of the box culvert by non-open cut method in the vicinity of the viaduct foundation, we performed countermeasure to reduce the impact on the existing structures. And we were measuring the actual ground displacement amount. In this paper, we report on the construction results as well as the measurement result.