# 高架橋基礎杭直下の大深度・長距離 シールド掘削工事における近接影響評価

山内 雅基1・稲垣 祐輔2・譽田 孝宏3・原 信行4・内田 泰彦5

<sup>1</sup>正会員 株式会社 地域 地盤 環境 研究所 地盤解析部 (〒540-0008 大阪府大阪市中央区大手前2丁目1-2 國民會館大阪城ビル4F) E-mail: m.yamauchi@geor.co.jp

<sup>2</sup>正会員 株式会社 地域 地盤 環境 研究所 地盤解析部 (〒540-0008 大阪府大阪市中央区大手前2丁目1-2 國民會館大阪城ビル4F) E-mail: inagaki@geor.co.jp

<sup>3</sup>正会員 株式会社 地域 地盤 環境 研究所 地盤解析部 (〒540-0008 大阪府大阪市中央区大手前2丁目1-2 國民會館大阪城ビル4F) E-mail: konda@geor.co.jp

<sup>4</sup>正会員 大成・りんかい日産・本間特別共同企業体 (〒451-0062 愛知県名古屋市西区花の木3-17-15 クロスプラスハナノキビル) E-mail: n-hara@ce.taisei.co.jp

<sup>5</sup>正会員 大成・徳倉・大有特定建設工事共同企業体 (〒450-0003 愛知県名古屋市中村区名駅南3丁目12-8 第2安藤ビル2F) E-mail: yasuhiko@ce.taisei.co.jp

名古屋中央雨水幹線下水道築造工事(その2)および(その3)は、大深度かつ長距離のシールド掘削工事 であり、高水圧下における全断面砂礫層での掘進であった.本工事区間の半分以上は、名古屋高速道路(橋 軸方向)に平行しており、高架橋基礎杭の下部を近接施工することから、掘削領域から基礎杭に向かってせ ん断変形が進展し、高架橋への影響が懸念された.そこで、地盤の塑性変形を適切に表現できる弾塑性FEM 解析を事前に実施し、その予測解析結果とトライアル計測結果からシールド施工管理計画を立案して適用 した.その結果、大深度かつ高水圧下での全断面砂礫層のシールド掘進は、高架橋の変位を必要最小限に 抑制しながら安全に施工することができた.

# *Key Words :* shield tunnel, deep underground, gravel bed, neighboring construction, elasto-plastic *FE Analysis, monitoring*

### 1. はじめに

名古屋中央雨水幹線下水道築造工事(その2)および (その3)(以下,シールド工事)は、大深度(土被り厚約50 m)かつ長距離(総延長約5 km)のシールド掘削工事であ り、後半の約3 kmは名古屋高速道路に対して橋軸方向に 平行しており、その高架橋基礎杭(以下、橋脚杭)下端と 最小離隔が1D程度(約7.5 m, D:シールド外径)であった. 本工事は、高水圧下の全断面砂礫層を橋脚杭下部に近接 しながらシールド掘進するなど難易度が高く、高架橋へ の影響が懸念された.

そこで本工事では、地盤の塑性変形を適切に表現できる弾塑性FEM解析を用いて事前に予測をおこなった. そ

の結果,施工条件によっては高架橋の沈下量が許容値を 超過する恐れがあった.そのため,橋脚杭と近接する手 前の区間において地中変位計による地盤変位計測(以下, トライアル計測)を実施し,最適な掘進条件を検討した. これら予測解析結果とトライアル計測結果にもとづいて 作成した施工管理計画に沿って,橋脚杭近接区間でのシ ールド掘進を実施した.その結果,大深度かつ高水圧下 での全断面砂礫層のシールド掘削は,高架橋の変位を必 要最小限に抑制することができたことから,本稿ではそ の近接影響評価について報告する.

## 2. 本工事の特徴

#### (1) 工事概要1)2)

本シールド工事は、図-1左側に位置する発進立坑より 東進して菊井町線を南下した後、外堀通り菊井町交差点 から東進し、江川線を南下する雨水幹線トンネルを施工 するものである.本幹線は、既設の雨水貯留施設から導 かれた雨水を連続排水しながら貯留する「流下貯留方式」 の貯留管(貯留量:104,000 m<sup>3</sup>)であり、貯留量、深さとも に名古屋市内において最大規模の雨水貯留施設である.

シールドの構成図を図-2に示す.

本工事では泥土圧シールド工法(シールド外径 \$\phi 6,510 mm)を採用し、合成セグメント(外径 \$\phi 6,350 mm,幅1.2 m,桁高0.3 m)を組み立てる.裏込め注入は、テール通過 0.5 リング後にセグメントのグラウトホールから注入する即時裏込め注入方式を採用した.

# (2) 地盤概要

検討断面付近の土質縦断図(南北方向)を図-3に示す.

当該工事範囲では、地表から盛土層(B)、沖積層である 南陽層(As)、洪積層である熱田層(D3U, D3L)が出現し、 シールドは、土被り厚が約50mとなる洪積層である海部・ 弥冨累層の砂礫層(Dmg, N値60以上、最大礫径 $\phi$ 100~ 150 mm)を掘進する.

橋脚杭の支持層であるDmgは、よく締まった洪積砂礫 層であるが、掘削に伴う応力解放が大きくなると崩れる 危険性がある.本層の透水係数は1.7×10<sup>4</sup> m/sと大きく、 地下水位は約GL-3mと高い状態にある.

また,シールド上部に位置するD3L-cは,橋脚杭下部付 近に位置する層厚約12 mの洪積粘性土であり,平均N値 は11,非排水せん断強度は*c*=60~140 kN/m<sup>2</sup>である.



橋脚杭に対して最も近接するT5断面(図-4参照)において、シールド掘進に伴う高架橋への影響を弾塑性FEM解析により事前に評価した.なお、T5断面におけるシールドと橋脚杭との最小離隔は、1D程度(約7.5m、D:シールド外径)である.

解析では、シールド掘進時における施工時荷重(切羽圧, 裏込め注入圧)と地山応力との差圧に着目した荷重モデ ルを採用することによって、実際のシールド掘進管理に 直結させて検討できるように工夫した.予測解析の結果、 施工時荷重が低めの施工条件の場合において、高架橋の 沈下量が許容変位量を超過する可能性が考えられた.詳 細については、5章を参照いただきたい.

この予測解析結果を踏まえ,高架橋への影響を必要最 小限に抑制する最適な掘進管理条件を確定することを目 的に,橋脚杭に近接する手前の区間にトライアル計測断 面を合計3断面設定した(図-1,図-3,図-5参照).詳細な トライアル計測の結果は6章に示す.

予測解析結果とトライアル計測結果にもとづいて,橋 脚杭近接区間における施工管理計画を立案した.具体的 には,T5断面における高架橋の沈下量が許容変位量内に 収束するような施工管理方法を検討した.詳細を7章に 示す.また,決定した施工管理計画にもとづいてT5断面 をシールド掘進した実績を8章に示す.

## 4. 解析条件

#### (1) 境界条件

有限要素メッシュ図を図-6に示す.

地盤および橋脚杭は平面ひずみ要素で設定し,橋脚杭 の剛性は、フーチング奥行き幅当たりで仮定した.また、 シールドトンネル覆工は、梁要素によりモデル化した. 橋脚杭とトンネルの諸元を表-1に示す.各構造物と地盤 間の相互作用については、シールド掘進による影響が地 盤を介して橋脚杭に直接作用することを優先させること を目的に考慮しなかった.

解析領域は、文献3)に準拠してシールド掘進に伴う影響が無視できる領域まで広げてモデル化した. 具体的には、水平方向はシールド下端深度Hの4倍程度を影響範囲として考え、シールド中心から全体215 mをモデル化した.また、深度方向は、シールド下端から2D程度を影響範囲として考え、GL-66 m (Dms-2)までモデル化した.

変位境界は、側方を鉛直ローラー、底面を水平ローラ ーとした.また、水理境界は、側方を排水条件(静水圧条 件)に、底面を排水条件に、トンネルを非排水条件に、地 下水位を排水条件に設定し、土~水連成解析を実施した. なお、排水条件とは静水圧状態を表し、過剰間隙水圧が ゼロとなる境界を指す.橋脚杭およびフーチングの透水 係数は、地下水が橋脚杭の間を流れることを考慮して、 周辺地盤と同じであると仮定した.



図-4 検討断面図(橋脚杭最近接部, T5 断面)



図-5 検討断面図(トライアル計測部, T3 断面)

## (2) 地盤構成モデル

予測解析には、土の弾塑性構成モデル(Subloading  $t_{ij}$  model)<sup>4/5)</sup>を用いた弾塑性FEM解析(解析コード:FEMtij-2D)を採用した.本地盤構成モデルの特徴は、以下に示す通りであり、特に粘土も砂も統一された数少ない土質パラメータ群で表現できることが特長的である.

- (a)中間主応力の変形・強度特性に及ぼす影響
- (b) 正負のダイレイタンシー特性
- (c)密度や拘束応力が変形・強度特性に及ぼす影響
- (d) 塑性ひずみ増分方向の応力経路依存性

(e)自然堆積粘土に見られるボンディングの影響

### (3) 土質パラメータ

解析に用いた地盤材料パラメータを表-2に示す.

砂・砂礫質土のパラメータは、T5断面付近から採取した乱れた試料に対して、粒度補正後に再構成した供試体を用いた三軸圧縮試験結果(CD条件)と、孔内水平載荷試験結果から決定した.粘性土のパラメータは、同じくT5 断面付近から採取した乱れの少ない試料を用いた定ひずみ速度圧密試験結果と三軸圧縮試験結果(CU条件)から決定した.例として、掘削対象土層であるDmg-2とその

表-1 橋脚杭とトンネルの諸元



表-2 地盤材料パラメータ(T5 断面)

		甘大体和				弾塑性解析								弾性解析		
	土層	盔平恒報				圧密特性		せん断特性		過圧密特性	自然堆積構造特性					
₽		層厚	N値	単位体積 重量	透水係数	圧縮指数	膨潤指数	大気圧下 の間隙比	極限状態の 主応力比	降伏曲面 形状 パラメータ	密度と 拘束圧の パラメータ	ボンディング 効果を表す パラメータ	仮想上の 密度増加 初期値	初期 間隙比	弾性係数	ポアソン 比
		[m]		$\gamma [kN/m^3]$	<i>k</i> [m/s]	λ	κ	N	Rcs	β	а	b	ω 0	е	$E [kN/m^2]$	ν
	B B	2.95 0.56	2	18.3	o. o. c. v. 40 <sup>-7</sup>	0.0400	0.0040	1.09	3.40	1.1	1.1 50.0	0.0	0.0	1.069	5,600	0.39
1	As	2.05	8	17.2										1.043	22,400	0.39
[	D3U-s1上	4.20	10	17.0	9.96 × 10									1.035	28,000	0.39
[	D3U-s1下	10.00	16	17.4		0.0700	0.0070			1.2				0.962	44,100	0.38
	D3U-s2	5.25	41	17.5		0.0700				1.2				0.940	114,800	0.38
	D3L-c1	6.85	11	17.3	$5.00 \times 10^{-9}$	0.1700	0.0050	1.34	4.56	1.9	200.0	10.0	0.5	1.196	30,800	0.25
	D3L-c2	5.90	11	17.6	$2.20 \times 10^{-9}$	0.2000	0.0050	1.38	5.09	1.5	100.0	10.0	0.4	1.168	30,800	0.26
_ [	Dmg-1	4.95	83	19.9	1 (7) (10 <sup>4</sup> 0.0400	0.0400	0.0040	0.61	4.00	1.6	200.0	0.0	0.0	0.400	232,400	0.27
	Dmg-2	13.00	100	19.5	1.6/×10	0 <sup>-8</sup> 0.1400		0.58	4.50	1.2				0.370	280,000	0.28
	Dmc-3	7.30	11	17.0	1.10×10 <sup>-8</sup>		0.0050	1.20	4.57	1.8		10.0	0.4	0.975	30,800	0.26
	Dms-2	3.20	85	17.6	$1.67 \times 10^{-4}$	0.0400	0.0040	0.58	4.50	1.2		0.0	0.0	0.370	238,000	0.28



上部に位置するD3L-c2の要素シミュレーション結果を 図-7に示す.透水係数は、砂層は現場透水試験結果を採 用し、粘土層は定ひずみ速度圧密試験結果を用いた.初 期地盤における間隙比は、砂層と砂礫層はN値より設定 し、粘土層は定ひずみ速度圧密試験結果を参考にしなが ら地盤内の拘束応力の変化に着目して再現した.

#### (4) 施工時荷重を考慮した荷重モデル

本検討では、施工時荷重(切羽圧,裏込め注入圧)と地 山応力との差圧に着目した荷重モデル(図-8 参照)を採 用した.本荷重モデルは、切羽通過時では「切羽面の応 力変化に対するシールド半径方向の応力変動割合  $\alpha$ 」, テール通過時では「3次元応力状態を2次元応力状態で 表現する補正値  $\beta$ 」を乗じて、シールド半径方向への荷 重変動量を載荷するものである。今回の予測解析では、 文献 6)および文献 7)を参照して、 $\alpha$ =49%および $\beta$ =40% を仮定した。

#### (5) 弾性解析の条件

全断面砂礫層をシールド掘進した際の地盤の塑性変形 を表現するため、ここでは弾塑性解析を実施しているが、



図-8 施工時荷重を考慮した荷重モデル

地盤構成モデルの違いによる解析結果の差異を確認する ことを目的に、弾性解析も合わせて実施した、弾性解析 では、弾塑性解析で得られたトンネル内空変位を強制変 位として作用させた、初期応力は、弾塑性解析も弾性解 析も同じとした、地盤の弾性係数は、N値を用いて E=2800×N( $kN/m^2$ )<sup>8</sup>より設定した、ポアソン比は、弾塑性 解析における初期の鉛直応力と水平応力の比から静止土 圧係数 $K_0$ を算定して、 $v=K_0/(1+K_0)$ より設定した.

# 5. 橋脚杭最近接断面(T5 断面)における予測解析 結果

## (1) 施工条件の違いによる比較

T5断面における解析結果を表-3,図-9および図-10に示 す.解析に用いた切羽圧と裏込め注入圧は,表-3に示す 「低めの施工条件」と「高めの施工条件」の2ケースを 想定した.

切羽通過時には、切羽圧(=地山からの側方土圧+水圧 +変動圧)の設定の内、(a)掘削対象地盤が硬質で側方土 圧が小さいこと、(b)地下水位が高く水圧が卓越していた ことから、切羽圧と地山応力がバランスして沈下量が小 さかったと考えられる.一方、テール通過時は、橋脚杭 重量の影響によりシールド上部の鉛直応力が大きいこと から、応力解放に伴って沈下したと考えられる.低めの 施工条件下におけるテール通過半年後の沈下量は8.6 mmであり、許容値6.0 mmを超過した.これは、切羽通過 時およびテール通過時に発生した過剰間隙水圧の消散に 伴い、シールド周辺地盤が圧密沈下したためである.一 方、高めの施工条件では最終的に5.6 mmの沈下となり、 許容値6.0 mm内に収束した.

以上のことから,高めの施工条件の方が,低めの施工 条件よりも高架橋への影響は小さくなる結果となった.

#### (2) 弾塑性解析と弾性解析の比較

テール通過時における弾塑性解析結果と弾性解析結果 の比較を図-11~図-12に示す.

偏差応力(の-の)分布は、弾塑性解析も弾性解析もト ンネル側部において大きくなる傾向を示した.これは、 裏込め注入圧と地山応力の関係が、トンネル中心深度で はバランスしたものの、トンネル上部では差圧が大きく なったことから沈下したためと考えられる.

偏差主ひずみ(a-c)分布は,弾塑性解析ではトンネル の両肩部から橋脚杭下端部に向かって局所的に進展して いるのに対して,弾性解析ではトンネル周辺地盤の全体 に発達する傾向であった.弾塑性解析に見られるような せん断変形に伴う局所的な偏差主ひずみの進展傾向は, 弾性解析では表現が困難である.

表-3 T5 断面における予測解析結果(弾塑性解析)

		低めの施工条件	高めの施工条件		
切羽	切羽圧 [kPa]	主働土圧(緩み土圧) +水圧+20(変動圧)	静止土圧(緩み土圧) +水圧+20(変動圧)		
通道時	橋脚沈下量[mm]	1.5	1.1		
テール	最大裏込め注入圧 [kPa]	水圧+100	水圧+300		
通道時	橋脚沈下量[mm]	4.9	3.0		
テール 通過 半年後	橋脚沈下量[mm] (過剰間隙水圧 消散後)	8.6	5.6		

※橋脚の沈下量の許容値:6.0mm













図-12 偏差主ひずみ(ε1-ε2)分布図(T5 断面,低めの施工条件)

# 橋脚杭に近接する手前の区間(T1~T3 断面)に おけるトライアル計測結果および分析

予測解析結果から,裏込め注入圧が地山応力に対して 小さい場合,高架橋への影響は大きくなることが判明し た.そこで,シールド掘進に伴う地盤変状を抑制するた めの最適な掘進管理条件を把握することを目的に,橋脚 杭に近接する手前区間の合計3断面(T1~T3)において トライアル計測を実施した.ここでは、切羽圧や裏込め 注入圧等の掘進条件を変更して、シールド上部地盤の鉛 直変位を確認することに主眼を置いた.

各トライアル断面における施工条件と高架橋沈下量の 比較一覧表を表-4 に,T3 断面における地盤内鉛直変位 量の経時変化図を図-13 に示す.

T1 断面では、「切羽圧=(緩み土圧に対する)主働土圧 +水圧+変動圧」「最大裏込め注入圧=水圧+300 kPa」 とした結果、鉛直変位量はほとんど発生しなかった.こ れは、ここで設定した切羽圧や裏込め注入圧がトンネル 周辺の地山応力とバランスしたためと考えられる.

T2 断面では、切羽圧はT1 断面と同じとしたが、最大 裏込め注入圧は、実施工において所定の注入圧が確保で きない場合を想定して、「最大裏込め注入圧=水圧+ 200kPa」にて施工した.なお、裏込め注入率は、T1 断面 と同じテールボイド計算量の約110%である.その結果、 切羽通過時における鉛直変位量は、T1 同様にほとんど発 生せず、テール通過時の沈下はシールド上端1m直上で 1.8mmであり、シールド上端1D直上ではほとんど発生 しなかった.

T3 断面では、切羽圧および最大裏込め注入圧はT2 断 面と同じであるが、裏込め注入率が少なくなった場合を 想定した.具体的には、注入率を100%≦注入率≦110% の範囲内に設定した.その結果、切羽通過前に鉛直変位 量はほとんど発生せず、シールド通過時にカッターが回 転した際に1.9 mm 沈下した後、裏込め注入圧作用時に 沈下量が7.6mm に達した.ただし、その影響はシールド 上端のDmg-2 のみであり、その影響はその上部層である Dmc-s にわずかにおよぶ程度(0.3 mm 沈下)であった.

シールド周辺地盤における沈下概念図を図-14 に示す. 今回の地盤変形は、シールド直上における沈下の影響が



図-14 トンネル周辺地盤における沈下概念図

			トライアル計測結果							
			T1 🛓	新面	T2	断面	T3 断面			
	切羽圧	[kPa]	主働土圧(緩み土圧)+水圧+20(変動圧*)							
施工条件	最大裏込め注入圧	[kPa]	水圧・	+300	水圧+200					
	裏込め注入率	[%]		約	110		100~110			
			1m直上部	1D直上部	1m直上部	1D 直上部	1m直上部	1D直上部		
地盤	切羽通過時 テール通過時		沈下なし		沈下なし	油モイン	1.9	沈下なし		
沉下重 [mm]					1.8	汎下なし	7.6	0.3		

表-4 各トライアル断面における施工条件と地盤沈下量

\*)掘進中のカッター回転や排土を考慮した切羽圧の変動





上部に位置する Dmc-s より下部にとどまり,地表まで影響がおよばない特徴を有している.この原因としては,シールド直上では砂礫粒子のかみ合わせが緩んだことによってわずかに沈下するものの,シールド上部地盤内にアーチングが発生して,以浅における沈下が抑制された可能性が考えられる.また,シールド直上の地盤沈下に伴って Dmg-2 が体積膨張し,上部地盤の沈下と相殺してDmc-s やシールド側部地盤で沈下しなかった可能性も考えられる.いずれにしても弾性解析では表現できない挙動である.

以上のトライアル計測結果は、大深度で硬質な地盤環 境下であっても、シールド施工条件(切羽圧、裏込め注入 圧)の違いによっては地盤変形が増大し、影響範囲が拡大 する可能性があることを示唆している.

# 7. 橋脚杭近接区間における施工管理計画

6章に示したトライアル計測結果からは、シールド掘 削による影響は、シールド直上地盤において限定的に発 生し、地表まで達しない傾向を確認した.しかし、橋脚 杭の先端支持対象地盤がDmg-2であることから、本層で の変形挙動を必要最小限に抑制する必要があった.

以上のことから、橋脚杭近接区間における施工管理計 画を以下のように立案した.

#### (1) 切羽管理

切羽圧は、シールド掘進時の切羽安定を保つことを目 的に、「切羽圧=(緩み土圧に対する)主働土圧+水圧+ 変動圧(20 kPa)」に設定した.これは、T5 断面における 予測解析結果および T1~T3 のトライアル計測結果とも に、このように設定した切羽圧でも橋脚杭またはシール ド上部地盤への影響が小さかったためである. なお、添 加材は、主たる掘削土層がよく締まった砂礫層であり、 高水圧下での掘進であることから、T1~T3 断面で使用し た塑性流動性・止水性の向上を目的としたアクリル系水 溶性ポリマーを主成分とする材料を使用した.

### (2) 裏込め注入管理

最大裏込め注入圧は、高架橋への影響を抑制すること を目的に、「最大裏込め注入圧=水圧+230kPa」に設定 するとともに、裏込め注入率は130%を基本とした. 裏 込め注入圧については、高架橋の自重による偏荷重が作 用している特殊条件を踏まえ、トライアル計測断面にお ける裏込め注入圧よりも少し大きく設定した. また、裏 込め注入率については、T1断面およびT2断面において 裏込め注入率を約 110%としたことによって沈下量を抑 制できたことから、上記と同じ理由から少し大きめに設 定した.

# 8. 橋脚杭最近接断面(T5断面)における計測管理

橋脚杭近接区間では、予測解析およびトライアル計測 にもとづいた施工管理計画に準じてシールド掘進を実施 したが、ここではその1例として、橋脚杭最近接断面(T5 断面)における高架橋の計測管理結果を図-15に示す.

高架橋の鉛直変位量に関する経時変化図からもわかる ように、先行沈下や切羽前沈下は0.5 mm程度であったこ とから、実施工時における切羽圧の管理は適切であった



と考えられる.一方,シールド通過時の沈下は、徐々に 増加して約1.0mmに達した.これは、セグメント組立時 のシールドジャッキ引抜き操作に伴って、シールドの微 小な変動(ピッチング等の変化)、振動、切羽圧の僅かな 低下が発生し、シールド近傍地盤における応力バランス が変化したことが原因として考えられる.

テール通過以降の挙動は、自然変動幅内の変化を確認 したものの、一定の沈下傾向等はなく微小な変位量にと どまり、計測管理値内に収束した.

解析値は、計測値と同様、シールド通過に伴ってトン ネル直上地盤の沈下が進行しており、切羽通過時におい ては定量的にも適切に評価できた.一方、テール通過時 の沈下量は、解析値の方が計測値よりも大きい沈下量に なった.これは、今回採用した施工時荷重を考慮した荷 重モデルは、シールド通過中の影響を考慮し切れていな いことが原因の1つとして考えられる.

# 9. おわりに

本工事は、大深度かつ高水圧下で全断面砂礫層をシー ルド掘進する工事であり、名古屋高速道路の橋軸方向に 平行しながら橋脚杭下端部を近接施工する難易度の高い シールド施工であった.

ここでは、弾塑性FEM解析を用いた予測解析とトライ アル計測を駆使することで、高架橋への影響を適切に制 御できる施工管理方法を確立し、それを実施工に反映し た結果、安全にシールド掘進を完了することができた.

本工事で得られた知見を以下に示す.

- 1) 当該工事の特徴を考慮して、砂・砂礫地盤の塑性変形 を適切に表現できる弾塑性FEM解析を実施したこと により、弾性FEM解析では表現できない各施工段階 におけるせん断変形の進展を事前に確認することが できた.また、本解析手法は、シールド掘進時におけ る施工時荷重を考慮した荷重モデルを採用しており、 実施工におけるシールド掘進管理に直結させて検討 できることから、有用性は高いと考える。
- 2)トライアル計測の結果、当該地盤の特徴としてシー ルド掘進に伴う影響は、トンネル周辺に位置する砂・ 砂礫地盤において限定的に発生し、その影響は上部 に位置する洪積粘性土層よりも下部にとどまり、地 表まで影響しなかった.この原因は、シールド直上は 砂礫粒子のかみ合わせが緩んだことによってわずか に沈下するものの、シールド上部地盤内にアーチン グ作用が働いて沈下が抑制された可能性が考えられ る.また、シールド直上の地盤沈下に伴ってDmg-2が 体積膨張したことによってDmc-sやシールド側部地 盤で沈下が発生しなかった可能性も考えられる.

3)予測解析結果とトライアル計測結果を踏まえた結果、「切羽圧=(緩み土圧に対する)主働土圧+水圧+変動圧(20 kPa)」「最大裏込め注入圧=水圧+230 kPa」「裏込め注入率=130%(テールボイド計算量)」を基本とする施工管理計画を立案した.この方針にもとづいて橋脚杭近接区間をシールド掘進した結果、高架橋の変位を必要最小限に抑制できた.

なお、切羽圧や裏込め注入圧による影響などを含む3 次元的なトンネル掘削問題を定量的に評価する場合、ダ イレクトに3次元解析を実施する以外に、ここで採用し たような3次元的な影響を2次元状態に変換する補正値 を活用した2次元解析も有用である、今後は、両者の精 度を比較するなどの検討を進めるとともに、施工時荷重 の影響を適切に表現できる荷重モデルの検討を深度化し たいと考える.

謝辞:本稿の検討では、名古屋工業大学中井照夫名誉教授によりご指導頂いた.ここに付記して謝意を表す.

#### 参考文献

- 田中考二:大規模貯留施設の大深度・長距離シールド による設計施工-名古屋市上下水道局 名古屋中央雨 水調整池-,トンネルと地下,第54巻,第7号,pp.67-73,2023.
- 名古屋中央雨水幹線下水道築造工事(その3) パンフレット.
- (公財)鉄道総合技術研究所:都市部鉄道構造物の近接 施工対策マニュアル, pp.158-160, 2007.
- Nakai, T. : Constitutive Modeling of Geomaterials: Principles and Applications, CRC Press, Boca Raton / London / New York, 2012.
- Nakai, T., H. M. Shahin, Kikumoto, M., Kyokawa, H., F. Zhang, and M. M. Farias : A simple and unified threedimensional model to describe various characteristics of soils, *Soil and Foundations*, pp.1149-1168, 2011.
- 6) 崎谷淨,新名勉,卜部賢一,陣野員久,長屋淳一:大断面, 超近接併設シールドトンネル設計手法の提案,土木学会トンネル工学報告集,Vol.24, II-8, 2014.
- 7) 沢田充弘,太田拡,橋本正,長屋淳一:施工過程を考慮したシールド掘進に伴う近接構造物の影響予測,地盤工学会委員会主催シンポジウム No.126,施工過程を考慮した地盤の変形・破壊予測に関するシンポジウム発表論文集, pp.175-182,2002.
- 8) (公社)日本道路協会:道路橋示方書(IV下部構造編)・
  同解説, p.188, 2017.

(2023.8.25 受付)

# EVALUATION OF THE INFLUENCE ON DEEP AND LONG-DISTANCE SHIELD TUNNELING CONSTRUCTION CLOSE TO EXISTING HIGHWAY OVERPASS FOUNDATION PILES

# Masaki YAMAUCHI, Yusuke INAGAKI, Takahiro KONDA, Nobuyuki HARA and Yasuhiko UCHIDA

The Nagoya Central Rainwater Main Sewerage Constructions were deep and long-distance shield excavation projects. The entire cross section was excavated in a sand and gravel layer under high water pressure. More than half of the construction section was parallel to the axis direction of the Nagoya Expressway, and the shield excavated in close proximity to lower part of the highway overpass pier piles. As a results, shear deformation progressed from the excavated area toward the pier piles, and there was concern that the highway would be affected. In light of this situation, elastoplastic Finite Element Method analysis, which can adequately represent the soil's plastic deformation, was employed in advance. Moreover, shield construction management plan was developed to guide the construction process based on some predictive analysis results and on-site measurements results. This construction was safely executed while controlling the highway displacement to the minimum necessary.