京都第二外環状道路北春日トンネル工事 超近接双設トンネルにおける変位とその対策

佐藤 将路1·滋野 勝稔2

¹大成建設(株) 土木設計部 陸上設計室 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿1-25-1) ²近畿地方整備局 道路部 道路計画第一課 (〒540-8586 大阪府大阪市中央区大手前1-5-44)

近接する複数のトンネルは、掘削による応力再配分の影響を相互に受けるため、周辺地山の応力状態は 単独のトンネルの場合と異なる。特に軟質な地山や相互の離隔が小さい場合には、その影響は大きいこと が知られている。北春日トンネルは、低土被り・未固結地山という条件の中で施工した超近接双設トンネ ルである。本稿は、当トンネルに発生した想定以上の変位に対して実施した対策工について報告する。

キーワード 超近接双設トンネル,変位抑制, PC鋼棒,モルタル杭,覆工巻厚減

1. はじめに

京都第二外環状道路(通称:にそと)は、沓掛ICと久 御山ICをつなぐ総延長15.7kmの片側2車線、上り下り線 を合わせて4車線の自動車専用道路である.また、一般 国道478号京都縦貫自動車道を構成する自動車道の一部 で名神高速道路とも連結するもっとも京都市寄りの部分 であり、京都都市圏の交通混雑を緩和すると同時に、近 畿地方の広域交通網強化の一端を担う道路である.

このうち,北春日トンネルは,京都三山の一つである 西山の大原野エリアに位置し,近隣には長岡京に由来す る大原野神社や花の寺などが近在する.この地域一帯は, 第一種風致地区および第一種自然風景保全地区に指定さ れていることもあり,トンネル掘削工法は環境保全に有 利な非開削のNATM工法を採用している. 北春日トンネルは,最小3mの低土被り・未固結地山 を施工した最小離隔2mの超近接双設トンネル(延長: 約460m,掘削断面:標準部-約100m²,拡幅部-約200m², ウォータータイト構造)である.本稿では,当トンネル の標準部にて発生した想定以上の変位を抑制するために 実施したPC鋼棒およびモルタル杭による対策工につい て報告する.図-1に全体平面図を示す.

2. トンネル構造概要

図-2の地質縦断図に示すように、トンネル掘削部は、 扇状地堆積物層や段丘堆積物層、大阪層群から構成され る未固結地山であり、土被りが3~15m程度と非常に小 さい(0.3D~1.5D程度).トンネル上部にあたる扇状地



図-1 全体平面図

施工·安全管理対策部門:No.12



図-2 地質縦断図

堆積物層は粘土質砂礫および礫混り粘土から構成され, 土石流堆積物の特徴が見られる.その下部に存在する段 丘堆積物層は粘土質砂礫層を主体としている.大阪層群 は過去数回にわたり,大阪湾を通じて京都盆地内に海水 が浸入して海域となった際に堆積した海成層であり,均 質な粘土およびシルトを主体とし,砂層や砂礫層が挟在 する.

北春日トンネルはウォータータイト(防水型)構造と なっていることから、完成後に想定される設計荷重とし て上載荷重や土圧に加え、水圧も考慮されており、トン ネルには高い外力が作用することとなる.このため、ト ンネル断面形状は外力に対して有利な円形あるいは楕円 形に近い形状を有している.トンネルの内径は図-3に示 すように、標準部で内径10m程度の円形(断面:約 100m²), 拡幅部で内径14~15m程度の楕円形(断面:約200m²)となる.

トンネル掘削の補助工法としては、標準部で注入式長 尺鋼管先受(AGF)・鏡ボルト・鏡吹付けコンクリート など、拡幅部で地盤改良(機械撹拌深層混合処理工法 1600,一軸圧縮強度1MN/m²)を実施した.

3. 変位発生状況

トンネル掘削工事は機械掘削により起点・終点の両坑 ロから開始した(先進坑:下り線、後進坑:上り線). 終点側にある拡幅部においては地盤改良を実施した効果 が高かったことから、200m²を超える大断面双設トンネ



図-3 トンネル断面図

ルであるにもかかわらず、トンネルの沈下および内空変 位はともに最大15mm程度と小さく、特に問題なく施工を 進めることができた.

一方、標準部では掘削開始直後に先進坑(下り線)側 でトンネルの沈下および内空変位が大きくなる傾向が計 測されたため, 掘削工法を当初計画である上半先進ベン チカット工法から補助ベンチ付き全断面工法へ変更した

(図-4). これにより、仮インバート (t=150mm)の閉 合効果が得られ、変位は収束する傾向を示した、しかし ながら、一部の区間で先進坑(下り線)掘削後の後進坑 (上り線) 掘削に伴い, 先進坑の沈下・内空変位および 地表面沈下が図-5に示すように急増傾向を示した。両ト ンネルに挟まれた柱状の地山部(以下、ピラー部と称 す) 側における変位が大きく、特に沈下量は累計36mm に達し、管理基準値(管理レベルⅢ、41mm)に一挙に近 づいた.

仮インバートの状態を確認すると、 ピラー部側の鋼製 支保工の脚部付近において、トンネル軸方向に沿ってひ





図-5 変位発生状況

び割れが発生していた. ピラー部のはらみ出しによるト ンネル内側への変位に対し、仮インバートが耐え切れず に発生したものと考えられた. そこで、 仮インバートの 再施工を実施するとともに、以後の仮インバートの厚さ を150mmから200mmに増厚し、変位への抵抗力を高める 対策を実施した. その結果, 変位は収束傾向を示したた め、掘削を再開することが可能となった.

トンネルの上下半掘削を完了し、インバート掘削を残 したこの時点において、上記のように管理基準値(レベ ルⅢ)程度に及ぶ変位が発生したことから、その後のイ ンバート掘削時に対する安全性について検討を実施した.

4. 計測結果の再現と予測解析検討

インバート掘削時の挙動を予測するために、 FEM解 析(有限要素法)を実施した.FEM解析ステップを図-6 に示す.変位が急増傾向を示した状態が図-6のSTEP 9に 該当するため、地山物性値を同定するための事後解析は、 STEP 1からSTEP 9までとし、その後のインバート掘削時 の予測解析をSTEP 10からSTEP 13までとなる.以下に検 討内容を記述する.

(1) 事後解析による再現

計測結果(変位量)を再現すべく、事後解析を実施し た. 当初, 弾性解析を用いたが, 変位挙動を再現するこ とができなかったことから、弾塑性解析によって再現を 試みた. その結果、トンネルの変形モード(水平・鉛直 変位の比)を再現することができたが、変形量を再現す るための地盤強度は当初推定値よりも低い値を示した (当初はN値からの推定値:粘着力C=140~250kN/m² ⇒ 解析結果: C=40~70kN/m²). また,解析の結果から変 位が急増した原因としては後進坑(上り線)掘削に伴い、 ピラー部のほぼ全域が塑性化(不安定化)し、トンネル 周辺地山の安定性が損なわれたと考えられた.

(2) 追加土質調査

前項の事後解析により、実地盤が有する強度は当初よ りも低いものと推定されたことから、その強度定数の妥 当性を確認することを目的として、追加の土質調査を実 施した. トンネル上部の地表から行った調査ボーリング (ロータリー式チューブサンプリング) およびトンネル 内部から行ったブロックサンプリングにより、それぞれ 試料を採取した.

当初のN値から推定した値と一軸圧縮試験の結果を表-1に示す.一軸圧縮試験より得られる実地盤の強度(粘 着力)は採取方法によらず、当初のN値から推定した値 と比較して小さく, 室内試験結果と事後解析結果



図-6 FEM解析ステップ

表-1 当初推定値と一軸圧縮試験結果の比較

	(当初)N値からの推定値	一軸圧縮試験結果
	c = N / 0.16 (kN/m ²)	c = qu / 2 (kN/m^2)
Fm2-2(粘性土)	144 (N=23)	43
THm1(粘性土)	219 (N=35)	71
THm2(粘性土)	250 (N=40)	62
Om1 (粘性土)	250 (N=40)	48

(C=40~70kN/m²)を比較すると、両者は同等程度であることから、事後解析より推定された強度は、実地盤が有する強度に比較しても、妥当であると判断できた.

(3) 無対策時の予測解析

無対策時におけるインバート掘削時の予測解析を実施 した結果,図-7に示すようにピラー部はさらに塑性化 (安全率が1.00以下の濃色箇所)し、トンネルの沈下と 下半の内空変位はさらに増加するものと予測された.

変形のモードは図-8に示すように、ピラー部の下端部 がトンネル内側へはらみ出すような形状となり、その変 位増分は11mmの沈下、36mmの内空変位が予測された.

(4) 変位対策工の検討

前述の予測結果および追加土質調査より、インバート 掘削時の変位対策工としてピラー部の補強が不可欠とな り、切羽作業に支障をきたさない施工方法として、図-9 および図-10に示すようなPC鋼棒あるいはモルタル杭に よりピラー部の補強を実施する対策工を提案した.

対策工実施時における予測解析の結果, PC鋼棒およ びモルタル杭の両工法ともに変位を抑制する効果が確認 された.特に, PC鋼棒は内空変位の抑制に効果が高く, モルタル杭は沈下の抑制に効果が高いことが判明したこ とから,各工法の特徴を踏まえ,場所ごとの変位状態に 応じた対策工を選定した.



図-7 安全率分布コンター



施工·安全管理対策部門:No.12





図-9 PC鋼棒による対策工

一例として、先進坑における無対策時の予測解析結果 とモルタル杭による対策時の予測解析結果を図-11に示 す(凡例における記号は図-5参照).図は各ステップに おける沈下量および内空変位量を示しており、前述した ようにSTEP 9までが事後解析、STEP 10からは予測解析 となっている.無対策時の予測解析結果をみると、



STEP 10のインバート掘削時に沈下量が管理基準値(レ ベルⅢ)を超えるとともに、内空変位量も管理基準値 (レベルⅢ)付近にまで一挙に到達する結果となってい る.一方、モルタル杭による対策時の予測解析結果をみ ると、STEP 10のインバート掘削時においても、沈下量 は管理基準値(レベルⅢ)を超過しない程度に収まるこ



図-11 先進坑(下り線)における予測解析結果

とがわかった.また,対策の効果として予測の沈下量で 約80%の低減(無対策11mm ⇒ 対策後2mm),内空変位 で約40%の低減(無対策39mm ⇒ 対策後24mm)となる ことがわかった.

5. 変位対策工の施工とその効果

試験施工を実施し、計測の結果からPC鋼棒およびモ ルタル杭の両工法ともに変位抑制対策として適用可能と 判断できたため、必要箇所における施工を実施した.

図-11の予測解析結果において変位量が大きかった測定箇所「沈下3」と「内空変位D」(位置は図-5参照)の STEP 9からSTEP 11までに着目し、計測結果と予測解析結果の比較をしたものを図-12に示す.この図はインバート切羽からの距離と変位量の関係を表したもので、距離が0mのときに当該計測位置の掘削が完了(通過)したことを示している.

計測の結果,沈下に関しては予測解析値よりも若干大きな値を示したが,管理基準値(レベルIII)程度,内空変位に関しては予測解析値の50%程度に留まり,対策工として十分な効果を発揮したと考えられる.



図-12 予測解析結果と計測値の比較

以上の計測結果が示すように、PC鋼棒およびモルタ ル杭による対策工を採用することにより、インバート掘 削を安全に施工することができた.いずれの工法ともに 予測値程度の沈下および予測値以上の内空変位の抑制効 果があった.

しかしながら,初期に発生した変位量が大きかったた めに、当初設計通りの覆工コンクリートの巻厚(500, 600mmの2種)の確保が困難となる区間が発生した.巻 厚を確保するための対策として、トンネルの縫い返しを 実施することも検討したが、その場合、吹付けコンクリ ートを撤去しなければならず、その影響によりトンネル が不安定化し変位が増大する恐れがあった.そこで、覆 エコンクリートの再設計を実施し、コンクリート強度の アップ(当初設計基準強度30N/mm² ⇒ 変更後33N/mm²) をすることにより巻厚の減少分(50~100mm)を補う対 策も併せて行った.

6. おわりに

本工事は、低土被り・未固結地山の超近接双設トンネ ルという厳しい施工条件であったが、PC鋼棒・モルタ ル杭および覆工コンクリートの再設計という各々の効果 を反映した変位対策により、安全に施工完了することが できた. 今回の報告が、同類のトンネル工事の変位対策 工として参考となれば幸いである.

謝辞:最後に、本トンネルの計画・設計・施工にあたり、 ご指導・ご協力をしていただいた関係各位に感謝の意を 申し上げたい.



写真-1 起点側坑口全景