

(36) 小山内裏トンネルの計測結果に関する一考察

清水建設㈱	正会員	○ 渡辺浩平
清水建設㈱	正会員	熊坂博夫
清水建設㈱	正会員	河田孝志
清水建設㈱	正会員	大塚正幸
東京都多摩都市整備本部	正会員	小林正邦

Results of Field Measurements and Analyses of Oyamadairi Tunnel

Kohei WATANABE, Hiroo KUMASAKA, Shimizu Corporation
Takashi KAWATA, Masayuki OHTSUKA, Shimizu Corporation
Masakuni KOBAYASHI, Tokyo Metropolitan Government

Abstract

Oyamadairi Tunnel is a road tunnel with 389m of total extension and located between Hachioji and Machida cities. To allocate its two large-section two-lane road tunnels within a width of 30m, with clearance of 5.5m, tunnel was made into twin tunnels by CD method.

This paper discusses about comparison studies between measurement results, which were obtained at a point about 170m from the Machida entrance, and analysis results by FEM.

Incidentally, both measurement results and analysis results are discussed mainly about behaviors such as convergence change and support force during excavation at the section C.

And, for the analysis, material constants obtained from laboratory tests of undisturbed gravel and silt samples, were used. From these studies, effects of excavation at the section C to the precedently excavated tunnels are clarified to be small and negligible.

1. はじめに

小山内裏トンネルは、東京都の多摩ニュータウン西部地区、ニュータウン幹線の西端に位置し、八王子市および町田市にまたがる延長389mの道路トンネルである。本トンネルは、計画幅30m間に大断面の2車線道路トンネル2本を離間距離5.5m(0.5D)に配置するため、過去に例を見ない双設トンネルとしてCD工法により施工が行われたが、平成3年1月に無事完成した。この間、多くの貴重な計測データが得られ、D部掘削完了時の計測および解析結果については、既に報告を行った¹⁾。本論文は、D部掘削後に施工されたC部掘削完了時を含めた計測結果と有限要素法による解析結果との比較検討を行い考察を加えたものである。

2. 施工・地質概要

図-1には、町田側坑口より約170mほど入った主計測断面地点における地質図および加背割図を示した。双設トンネルにおける最も重要な問題は、トンネルの相互干渉であり、相互の施工による影響を極力小さくし、センターピラー部(トンネル間の地山部分)の安定を確保すべく、CD工法を用いた。施工は、ベンチ長12~

14mのショートベンチカット工法で、下半掘削時に最大5m離れで、インパルト施工を行い、早期閉合効果により地山の安定化を図った。なお、下り線C部(C2部)は、上り線の覆工コンクリート施工に先行して掘削を行った。

地質は、下位より、上総層群、御殿峠礫層、関東ローム層により構成されており、トンネル上半部に御殿峠礫層、下半部に上総層群の固結シルトが現れる。このため、本地点のトンネル切羽に現れる御殿峠礫層と上総層群の固結シルトについて、不攪乱試料を採取し物理・化学および力学特性について検討を行った。御殿峠礫層は、数10mm~数100mmの礫を主体とし腐り礫と新鮮な礫が混在しておりマトリックスは砂質粘性土である。不攪乱砂礫試料の採取方法としては原位置凍結サンプリングがあるが、トンネル切羽での凍結サンプリングは工程に大きな影響を与えるため使用することができなかった。そこで、砂質土などで用いられているブロックサンプリング法を礫層に適合できるように改良して、不攪乱砂礫試料を採取した。そして、室内に運搬したブロックを凍結させた後、ボーリングマシンおよびコアカッターを用いて直径10cm、高さ20cmの寸法に整形して、三軸圧縮試験に用いた。上総層群の固結シルトについては、ブロックサンプリングした試料を、直径5cm、高さ10cmの寸法に整形して、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験に用いた。三軸圧縮試験は、排水条件下でひずみ速度一定、側圧一定として行った。図-2、図-4には、それぞれ、砂礫と固結シルトについて得られた主応力差($\sigma_1 - \sigma_3$)~軸ひずみ(ϵ_1)~体積ひずみ(ϵ_v)関係を示した。また、図-3、図-5には、最大強度のモール円および式(1)で表されるモール・クーロンの破壊基準線を示した。

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (1)$$

ここで、 c は粘着力、 ϕ は内部摩擦角である。これより、強度定数として砂礫については粘着力 $c = 1.00 \text{ kgf/cm}^2$ 、内部摩擦角 $\phi = 36.1^\circ$ 、固結シルトについては $c = 1.38 \text{ kgf/cm}^2$ 、内部摩擦角 $\phi = 26.7^\circ$ の値が得られた。なお、固結シルトの一軸圧縮強度としては、 4.06 kgf/cm^2 の値が得られた。

3. 計測結果

双設トンネルの挙動を詳細に把握するため天端沈下、内空変位を除く計測項目には自動計測を用いた。図-6、図-7には、試料の採取を行った主計測断面における主要計測項目の掘削段階別断面分布を示した。以下では、C部掘削による影響について検討を行う。

(1) 天端沈下

天端沈下は、D1部では、D部、C1部掘削完了時に14mm、19mmの沈下となったが、C2部掘削の影響は見られなかった。

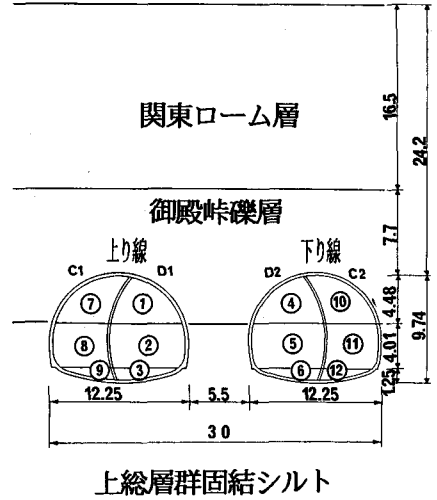


図-1 地質図および加背割図

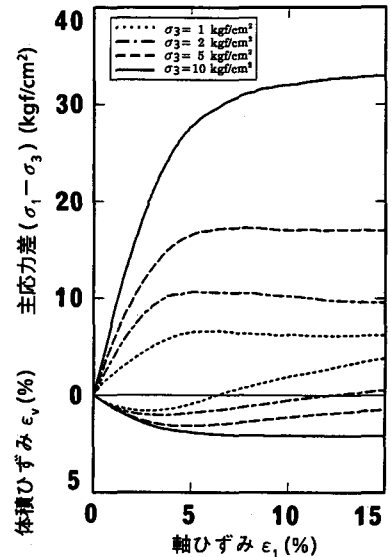


図-2 応力ひずみ関係(砂礫)

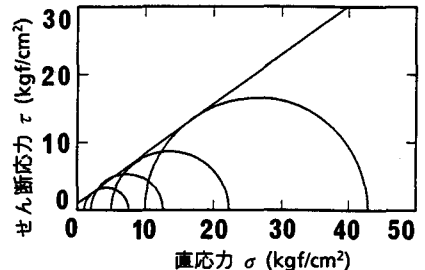


図-3 最大強度のモール円および破壊基準線(砂礫)

D2部では、D2部掘削完了時に6mm沈下、C1部掘削の影響は見られず、C2上半掘削により再び増加し8mmの沈下となった。なお、D部上半掘削時の天端沈下量と脚部沈下量がほとんど同じ値という結果が得られており、D部掘削時の天端沈下はトンネルの変形によるものではなく、トンネルの脚部沈下の影響が支配的であると考えられる。

(2) 内空変位

D1部上半水平測線は、D部掘削完了時に22.3mmの収縮を生じた後、C1部掘削によって-25.1mmの変位増分を生じ、逆に、-2.8mmと断面の拡幅となったが、C2部掘削による変位増分は上半掘削によるものであるが-0.6mmと小さく影響はほとんど見られなかった。また、上り線全断面の上半水平測線は、C1部掘削完了時に3.0mmの収縮を生じた後、C2上半掘削時に0.7mmの変位増分を生じ、3.7mmの断面収縮となった。上り線の内空変位の計測結果より、C1部の掘削に伴い中壁が大きく動くものの、C2部の掘削が中壁や全断面の変形に及ぼす影響は小さくしかも上半掘削時のみに生じることが分かった。

D2部上半水平測線について見ると、D2部、C1部掘削完了時に14.9mm、16.5mmの収縮となった後、C2部掘削完了時に中壁の動きによって-29.1mmの変位増分を生じ、逆に、-12.6mmと断面の拡幅となった。また、下り線全断面上半水平測線は、C2部掘削完了時に1.6mmの収縮を生じた。

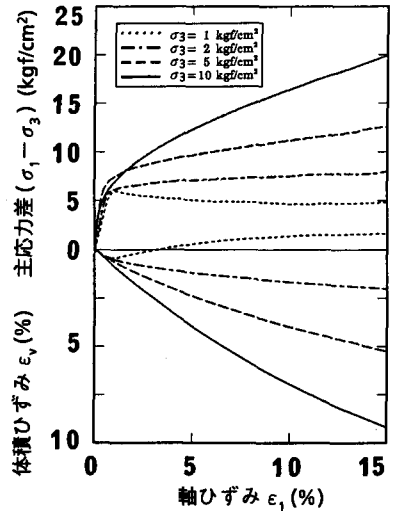


図-4 応力ひずみ関係(固結シルト)

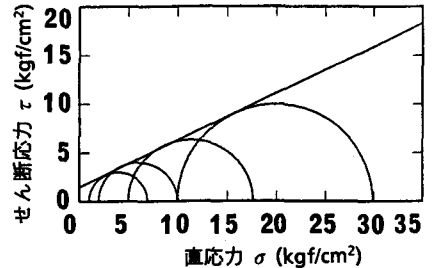


図-5 最大強度のモール円および破壊基準線(固結シルト)

掘削ステップ	D1上半掘削時		D1下半掘削時		D2上半掘削時		D2下半掘削時	
	上り線 C1 D1	下り線 D2 C2	上り線 C1 D1	下り線 D2 C2	上り線 C1 D1	下り線 D2 C2	上り線 C1 D1	下り線 D2 C2
天端沈下 (mm)	6		14		14	3	14	6
内空変位 (mm)	7.6		-18.6 -10.2		-20.9 -11.9	-3.3	-22.3 -13.0	-4.9
鋼製支保工軸力 (tf)	2.0 9.3	28.7 20.9 18.4	1.7 -0.9 2.7 3.3	30.2 27.8 12.1 11.3	8.3 2.1 4.0 6.4	47.1 37.7 24.0 24.0	10.4 4.7 5.3 8.3	46.1 41.2 31.4 38.2
吹付けコンクリート応力 (kgf/cm²)	20.7 7.0	28.1 19.2 15.8	25.4 -0.6 3.9	43.2 29.0 20.4 14.8	34.3 10.9 11.4	48.1 36.9 37.1 36.7	41.8 18.4 20.3	42.0 37.8 45.4 35.8

図-6 計測結果(その1)

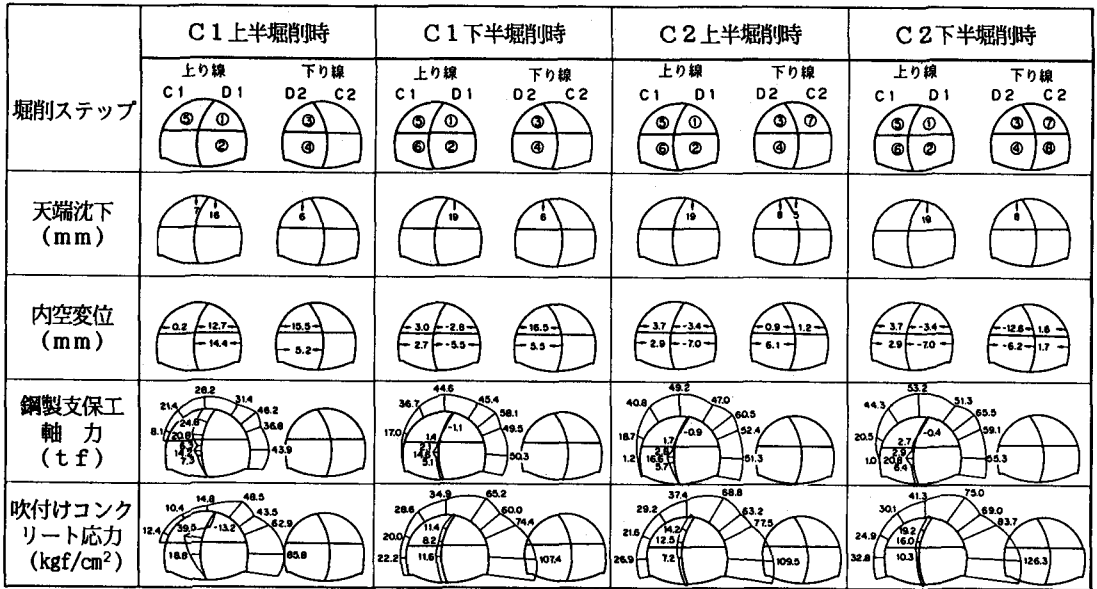


図-7 計測結果 (その2)

(3) 支保部材力

吹付けコンクリート応力が最大となったD1部下半センターピラー側S.L部分において鋼製支保工軸力は、D部掘削完了時に38.2tfを生じた後、C1部、C2部掘削完了時に、それぞれ50.3tf、55.3tfとなり、また、吹付けコンクリート応力は、D部掘削完了時に65.6kgf/cm²を生じた後、C1部、C2部掘削完了時に107.4kgf/cm²、126.3kgf/cm²となった。D部掘削完了時の支保部材力に対するC部掘削による増加率は、鋼製支保工軸力では45%、吹付けコンクリート応力では93%となった。また、C1部掘削完了時の支保部材力に対するC2部掘削による増加率は、鋼製支保工軸力では10%、吹付けコンクリート応力では18%となった。なお、吹付けコンクリート応力が、C1部の下半掘削に伴い、管理レベル値の90kgf/cm²を超えたため、センターピラー側の支保剛性を高めるため、長さ21mの区間について、補強吹付けコンクリートと補強ロックボルトの対策工を実施した。

4. 解析結果

試料の採取を行った主計測断面について、有限要素法により2次元平面ひずみ条件で掘削解析を行った。地山の力学特性については、第2節で述べたサンプリング試料の室内試験結果に基づいて、電力中央研究所の林・日比野²⁾によって提案されている非線形弾性モデルにより評価し、表-1に示す地盤定数を用いた。トンネル外壁は軸力を分担する弾性体の棒要素とし、中壁は部材の曲げが大きくなることを考えトラス要素とした。吹付けコンクリートと鋼製支保工の荷重分担については、計測結果をふまえ2:1となるように剛性を設定した。なお、吹付けコンクリートの変形係数は、35,000kgf/cm²とした。掘削は、図-6、

表-1 地盤定数

	関東ローム層	御殿峠礫層	上総層群
初期変形係数 E_0 (kgf/cm ²)	100	560	1700
緩み時変形係数 E_f (kgf/cm ²)	1.0	5.6	17
初期ポアソン比 ν_0	0.40	0.19	0.17
緩み時ポアソン比 ν_f	0.45	0.45	0.45
緩み定数 k	10.0	3.00	2.00
破壊包絡線指数 a	1.00	1.00	1.00
ポアソン比非線形指数 b	1.00	2.00	2.00
湿潤単位体積重量 γ_t (tf/m ³)	1.70	2.14	1.86
粘着力 C (kgf/cm ²)	0.50	1.00	1.38
内部摩擦角 ϕ (°)	10	36.1	26.7
初期応力計算用ポアソン比 ν'_0	0.40	0.40	0.40

表-2 計測結果と解析結果の比較

			D1上半掘削時	D1下半掘削時	D2上半掘削時	D2下半掘削時	C1上半掘削時	C1下半掘削時	C2上半掘削時	C2下半掘削時
鋼製支保工軸力 (tf)	上半肩部	計測値	28.7	39.2	47.1	46.1	31.4	45.4	47.0	51.3
		解析値	17.1	20.9	24.3	21.7	35.2	41.5	45.2	46.3
	下半 S.L	計測値	—	11.3	24.0	38.2	43.9	50.3	51.3	55.3
		解析値	—	17.5	21.6	22.8	35.9	40.0	42.8	43.9
吹付けコンクリート応力 (kgf/cm ²)	上半肩部	計測値	28.1	43.2	48.1	45.0	48.5	65.2	68.8	75.0
		解析値	15.2	18.6	21.6	19.3	31.3	36.9	40.1	41.1
	下半 S.L	計測値	—	14.6	38.7	65.6	85.8	107.4	109.5	126.3
		解析値	—	15.5	19.2	20.2	31.9	35.6	38.1	39.1

図-7に示すように8ステップとし、応力解放率については、各掘削ステップにおいて掘削切羽到達までの地山の応力解放率を30%とし、残りの70%が地山と支保部材に解放応力として作用するものとした。以下では、C部掘削の影響を中心に計測結果と解析結果の比較検討を行った。内空変位については、D1部上半水平測線について、C2部掘削による変位増分は、C1部掘削による変位増分に対して5.3%となり、計測結果2.4%と同様に、C2部掘削による影響はほとんど見られなかった。鋼製支保工軸力、吹付けコンクリート応力については、各掘削ステップにおける計測値と解析値を表-2に示した。鋼製支保工軸力については、上半肩部、下半S.LともにC部掘削完了時の解析値と計測値とはよい対応を示した。また、C1部掘削完了時の軸力に対するC2部掘削による軸力増加率は、上半肩部、下半S.Lについて、解析値は12%、10%、計測値は13%、10%と良い対応を示すとともに、ほとんど影響がないことが分かった。吹付けコンクリート応力については、C部掘削完了時の解析値と計測値との比率は、上半肩部で1.9倍、下半S.Lで3.3倍となり、あまり良い対応を示さなかった。また、C1部掘削完了時の応力に対するC2部掘削による応力増加率は、上半肩部、下半S.Lについて、解析値は12%、10%、計測値は15%、18%となり、鋼製支保工軸力の場合と同様に、ほとんど影響がないことが分かった。なお、鋼製支保工軸力に比べ、吹付けコンクリート応力の解析値と計測値の対応が良くないのは、吹付けコンクリートの変形係数の経時変化を考慮していないことも一因と考えられる。

5. まとめ

地山の力学特性は、不攪乱試料の室内試験から求めたものとはほぼ等しいとして、双設トンネルの掘削解析を行い、D部掘削後に施工されたC部掘削時の挙動を中心に計測結果との比較検討を行った。その結果、C部掘削に伴う相互干渉は小さいこと、鋼製支保工軸力に比べ吹付けコンクリート応力の対応があまり良くないことが分かった。今後は、各掘削段階における切羽の応力の解放率の差異や吹付けコンクリートの変形係数の経時変化などを考慮した解析を行うことによって、計測結果を更に検討し、都市域の近接トンネルの設計や施工時の安定性評価を行うための方法について検討して行きたい。最後に、トンネルの施工にあたり技術的課題について、適切な指導・助言を頂いた南大沢トンネル（仮称）施工検討委員会の委員各位に深く感謝申し上げます。

参考文献

- (1) 津田幸司、河田孝志、小林正邦、安食芳夫：大断面超近接トンネルの相互干渉について、第22回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp.26~30、1990。
- (2) 林正夫、日比野敏：地下の開削にともなう周辺地盤の緩みの進展に関する解析、電力中央研究所 技研報告 No.67095、1968。