

洪積地盤に施工された大断面双設トンネルの挙動について

渡辺 浩平
(技術研究所)

熊坂 博夫
(技術開発本部)

大塚 正幸
(土木本部)

河田 孝志
(土木東京支店)

§ 1. はじめに

近年、都市近郊における再開発や地下利用計画の拡大に伴い、固結度の低い沖積や洪積の地層に NATM(New Austrian Tunneling Method) によるトンネルが計画される機会が多くなってきた¹⁾²⁾。都市域においては用地事情が厳しいうえ、増加する交通量に伴って大断面で計画される傾向にあることも一つの特徴である。このような条件下では、地山の正確な評価と施工手順(加背割り)を加味した設計解析が重要な課題となり、また実施工に当たっては掘削に伴う地山の变形挙動を的確に把握することが重要となる。小山内裏トンネル(建設時の仮称:南大沢トンネル)は、土被りの小さい未固結地山に離間距離がトンネル直径の0.5倍と、他に例を見ない極めて近接した大断面双設トンネルで、典型的な都市型のトンネルである^{3)~5)}。工事は、双設トンネル相互の掘削による干渉を配慮して中壁(CD: Center Diaphragm)工法を適用して上下線を交互に掘削したが、計測データを活用して特別な補助工法を用いることなく完成することができた。本論文では、この間に町田側工区において得られた大断面双設トンネルの挙動に関する検討結果について述べる。まず、地山変位や支保部材力の変化などについて詳細な計測を行なうために、3地点に設けられた主計測断面のうち、平均的な挙動を示した主計測断面の計測結果について検討を行ない、掘削に伴う相互干渉の実情の把握に努めた。次に、地山特性の評価に当たっては、特に砂礫地盤が問題となり、不攪乱砂礫試料の採取に有効な原位置凍結サンプリング⁶⁾⁷⁾について検討を行なったが、工期的にも経済的にも適用は困難と判断した。このため、トンネル切羽に現われる砂礫層について、原位置でのブロックサンプリング法と室内での凍結整形を組み合わせた方法を用いて不攪乱砂礫供試体を作成し、室内試験に用いた。室内試験から求めた力学特性は、地山の力学特性にほぼ等しいものとして地山のモデル化を行なうとともに、切羽の進行や複雑な掘削段階を

考慮した有限要素法解析を行ない、計測結果との比較により大断面双設トンネルの挙動について検討を行なった。

§ 2. 工事の計画概要

小山内裏トンネルは、図-1に示すように多摩ニュータウンに位置し、八王子市、町田市にまたがる延長389mの道路トンネルである。計画幅30mの中に、歩道付上下各2車線の道路トンネルを配置するために、掘削断面積約100m²、離間距離5.5m(0.5D)の双設トンネルを採用することになった。双設トンネルでは、センターピラー部(トンネル間の地山部分)の地山の安定化が重要であるため、掘削方法、手順については縦に分割した中壁工法とし、上下両トンネルの中心側に寄せて「D部」を交互に掘進した後、外方に「C部」を逐次掘削することにした。図-2に標準断面図を、図-3に標準支保構造および加背割図を示した。掘削各施工段階のC部、D部の切羽距離は、相互の干渉を避けるため計測結果を勘案して50~100mとした。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5m以内の離れでインパートを掘削し、吹付けコンクリートによる閉合を行ない、地山の安定化に努めた。



図-1 小山内裏トンネルの位置図

§ 3. 地山の物性値の評価

3.1 地形・地質概要

トンネル計画地点は多摩丘陵の一角に当たり、トンネル付近は多摩川水系と境川水系の分水嶺に位置し、丘陵頂部の標高は170~180mである。地表からのボーリング調査により、地質は図-4に示すように、下位より上総層群固結シルト層 (Km)、御殿峠礫層 (Gg) 関東ローム層 (Lm) により構成されている。また、トンネルは御殿峠礫層と上総層群固結シルト層の層境を通過し、土被りは26m以下である。

3.2 不攪乱試料の採取および試験結果

トンネル切羽に現われる御殿峠礫層と上総層群固結シルト層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なった。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⁶⁾⁷⁾があるが、トンネル切羽での適用においては地盤の凍結に長時間がかかり、工程に大きな影響を与えるとともに、凍結設備が必要となり、高価になるなどにより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砂礫層に適合できるように改良し、不攪乱砂礫試料を原位置でブロックとして採取した。そして、室内に運搬したブロックは凍結させた後、ボーリングマシンおよびコアカッターを用いて所定の寸

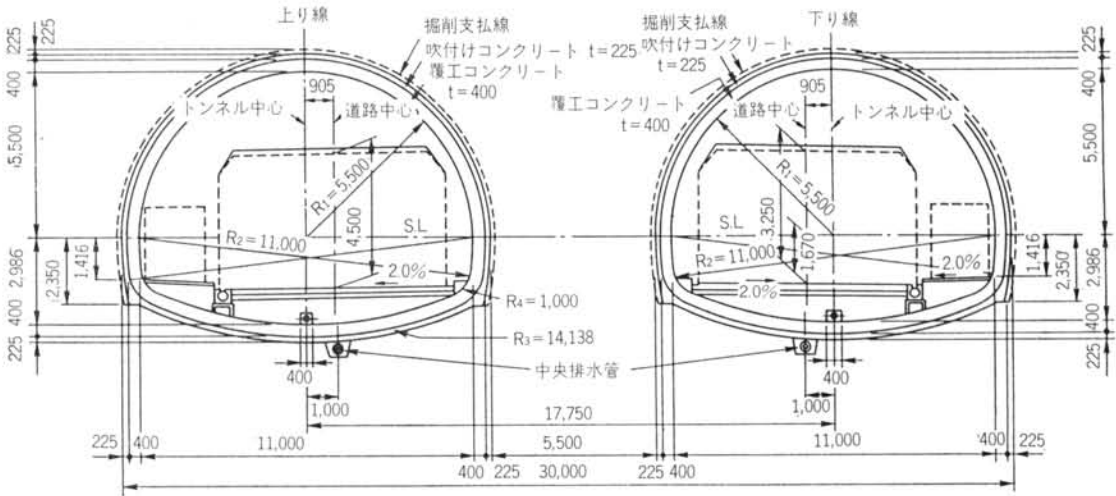


図-2 標準断面図

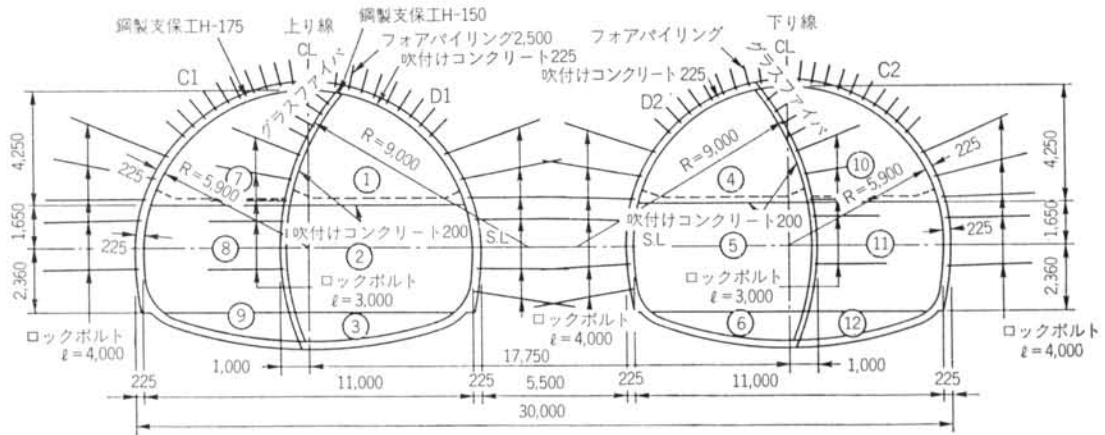


図-3 標準支保構造および加背割図

法に整形した。図-5は、凍結した砂礫試料ブロックからボーリングマシンにより不攪乱砂礫コアを整形する装置を示したものであるが、ボーリング中の発熱により循環液として用いたエチレングリコールの温度が上昇するのを制御するために、液体窒素を用いて冷却を行なうことにより常にほぼ -20°C に保った。コアチューブおよびダイヤモンドビットの寸法を変えることによって任意の寸法の円柱供試体に整形できるが、今回は直径10cm、高さ20cmの寸法に整形して、三軸圧縮試験に用いた。なお、写真-1、写真-2には三軸圧縮試験に用いた御殿峠礫層供試体の試験前と試験後の状態を示した。上総層群固結シルト層については、ブロックサンプリングした試料をトリマーおよびマイターボックスを用いて、直径5cm、高さ10cmの円柱供試体に整形し、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験に用いた。表-1には、御殿峠礫層と上総層群固結シルト層について、物理試験から得られた物理特性を示した。次に、三軸圧縮試験を御殿峠礫層と上総

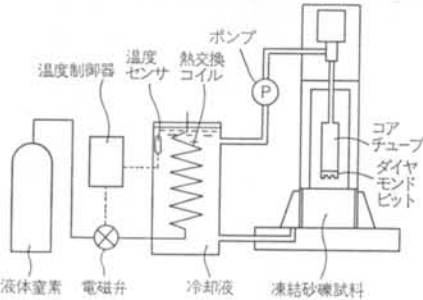


図-5 凍結砂礫ブロックのボーリング装置

層群固結シルト層について、CD(圧密排水)条件によって、ひずみ速度一定、側圧一定として行なった。図-6、図-7にはそれぞれ、御殿峠礫層と上総層群固結シルト層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-8、図-9には最大強度のモール円および式(1)で表わされるモール・クーロンの破壊基準線を示した。

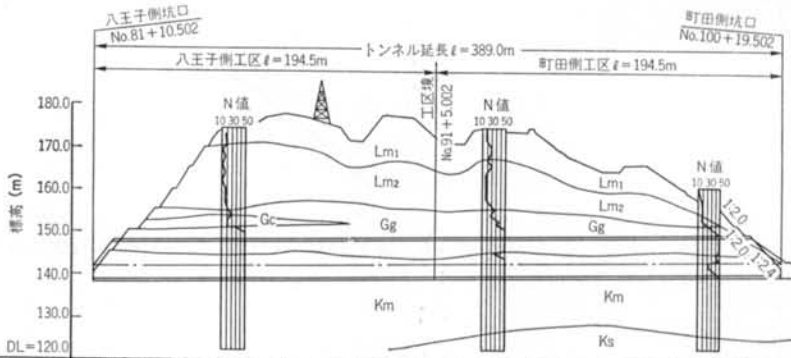
$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad \dots(1)$$

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、御殿峠礫層については粘着力 $c=0.098$ MPa、内部摩擦角 $\phi=36.1^{\circ}$ 、上総層群固結シルト層については粘着力 $c=0.135$ MPa、内部摩擦角 $\phi=26.7^{\circ}$ の値が得られた。

また、上総層群固結シルト層の一軸圧縮強度 q_u として、0.398 MPaの値が得られた。

項目	御殿峠礫層	上総層群
湿潤密度 $\rho_t(\text{t/m}^3)$	2.14	1.86
乾燥密度 $\rho_d(\text{t/m}^3)$	1.88	1.39
自然間隙比 e_n	0.41	0.89
自然間隙率 $n_n(\%)$	29.1	47.1
自然含水比 $w_n(\%)$	13.8	33.2
粒度組成	礫分(%)	66.0
	砂分(%)	26.0
	シルト分(%)	8.0
	粘土分(%)	21.7

表-1 御殿峠礫層、上総層群の物理特性



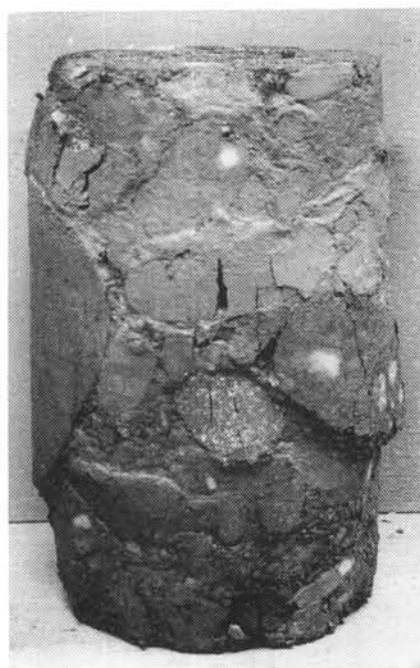
地質時代	地層名	記号
新 世	新期ローム	Lm
	古期ローム	Lm
	御殿峠礫層 (機混り粘性土)	Gg
生 紀	御殿峠礫層 (砂質粘土)	Gc
	御殿峠礫層 (砂質粘土)	Gc
代 代	上総層群 固結シルト	Km
	上総層群 砂質土	Ks
	上総層群 砂質土	Ks

測 点	八王子側										町田側														
	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20					
断面区分	明り巻断面 坑口部					標準部					坑口部					明り巻断面									
工数(計測+整理)	60(80)					40(40)					40(60)					60(80)									
支柱径厚(cm)	25					22.5					25														
コア径	$\phi=2.5\text{m} \times 0.5\text{m}$					$\phi=3.0\text{m} \times 0.5\text{m}$					$\phi=2.5\text{m} \times 0.5\text{m}$														
ロックボルト	水平 $\phi=4.0\text{m} \times 0.8\text{m}$					水平 $\phi=4.0\text{m} \times 0.8\text{m} - 1.0\text{m}$					水平 $\phi=4.0\text{m} \times 0.8\text{m}$														
鋼製支保工	H=200 P=0.9m					H=175 P=1.0m					H=200 P=0.9m														
延長(mm)	18.0					31.5					八王子側標準部 $\ell=145.0$					町田側標準部 $\ell=131.5$					21.0				
掘削工法	掘削工法					掘削工法					掘削工法					掘削工法									

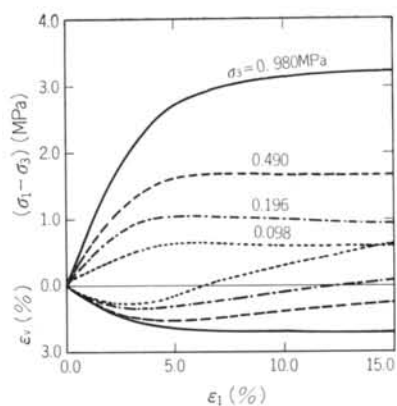
図-4 地質断面図



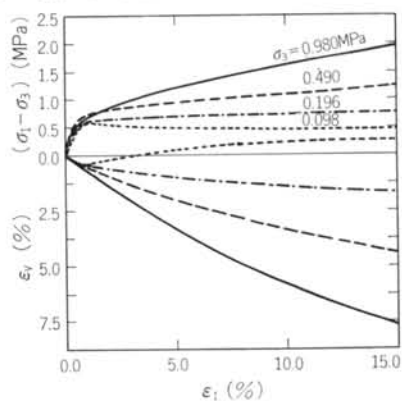
写真一 1 御殿峠礫層供試体 (三軸圧縮試験前)



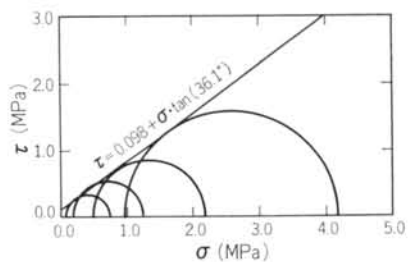
写真一 2 御殿峠礫層供試体 (三軸圧縮試験後)



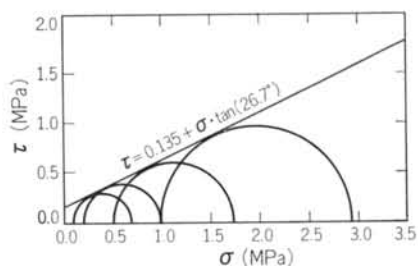
図一 6 応力ひずみ関係 (御殿峠礫層)



図一 7 応力ひずみ関係 (上総層群固結シルト層)



図一 8 最大強度のモール円および破壊基準 (御殿峠礫層)



図一 9 最大強度のモール円および破壊基準 (上総層群固結シルト層)

§ 4. 計測

中壁工法による双設トンネルの施工においては、掘削段階に伴い複雑な挙動をするため、空洞の安定性を確保するためには綿密な計測管理が要求される。このため、町田側工区においては3地点に主計測断面を設け、内空変位、鋼製支保工軸力、吹付けコンクリート応力などの計測を行なうとともに、計測管理のための許容値として、弾性的挙動の範囲内にとどめることを基本として管理基準を設定し、双設トンネルの力学的な安定性について検討を行なった。なお、多測点で長期にわたる計測管理作業の省力化を図るため、内空変位を除く計測項目については自動計測を用いた。図-10には、町田側坑口より71.5mの位置にあり、平均的な挙動を示した主計測断面における計測器の配置図、および主要計測項目の掘削段階別断面分布を示した。また、双設トンネルの交互掘削による相互干渉の影響についても、計測結果に基づき検討を行なった。

4.1 内空変位の計測結果

内空変位は、D2部掘削時に最大値18.1mmの収縮を生じているが、管理基準値20mm以内に収まっている。相互干渉は、D1部の天端V1については、上り線のD1部、

C1部の掘削により10mm、2mm沈下したが、下り線のD2部、C2部掘削による沈下は殆ど見られなかった。また、D2部の天端V2については、下り線のD2部、C2部の掘削により7mm、4mm沈下したが、上り線のC1部掘削による沈下は見られなかった。D1部上半水平測線(H1)では、上り線のD1部、C1部掘削時に16.9mm、-24.0mmの変位増分を生じたが、下り線のD2部、C2部掘削による影響は1.2mm、-0.9mmと小さかった。D2部上半水平測線(H2)では、下り線のD2部、C2部掘削時に14.2mm、-26.9mmの変位増分が見られたが、上り線のC1部掘削時には0.6mmの変位を生じただけであった。なお、C1部掘削によるH1の拡幅およびC2部掘削によるH2の拡幅は、センターピラー側に設置した地中変位計の挙動から判断して、センターピラー側の変形は殆ど無く、中壁自体の動きと考えられる。上り線全断面についての上半水平測線(H3)では、C1部掘削時に4.2mm変位したが、C2部掘削による変位は-0.4mmとわずかであった。なお、D2部掘削時のH2の内空変位が、D1部掘削時のH1の内空変位に比べて16%小さくなっているのは、D1部掘削による応力解放の影響と考えられる。このように、内空変位は管理基準値以内に収まるとともに、双設トンネルの相互干渉は小さいことが分かった。

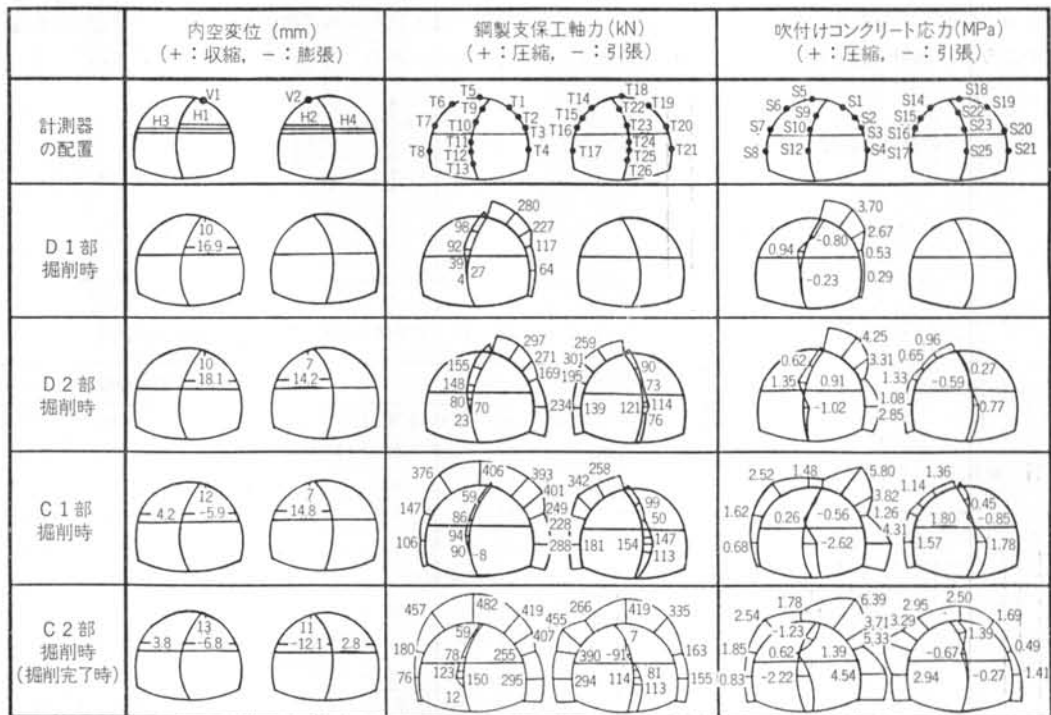


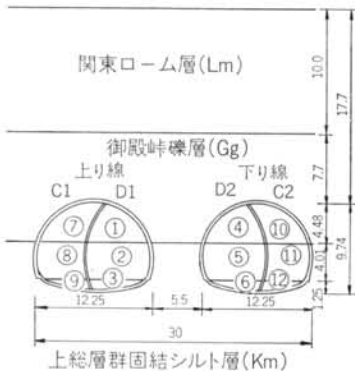
図-10 計測器の配置図および主要計測項目の掘削段階別断面分布

4.2 支保部材力の計測結果

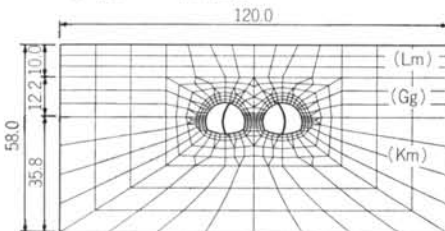
鋼製支保工軸力は、掘削完了時にT5で最大値482kNが生じているが、管理基準値903kN以内に収まっている。相互干渉については、D1部では掘削完了時に419kNが発生したT1の掘削段階による軸力変化は、上り線のD1部、C1部掘削時には280kN、96kNであるが、下り線のD2部、C2部掘削による影響は17kN、26kNと小さかった。D2部では、掘削完了時に下り線における最大値455kNが発生したT15における軸力変化は、下り線のD2部、C2部掘削時には301kN、113kNであるが、上り線のC1部掘削による影響は41kNと小さかった。

吹付けコンクリート応力は、鋼製支保工軸力の場合と異なり、掘削完了時にS1で最大値6.39MPaが生じているが、管理基準値8.82MPa以内に収まっている。相互干渉については、D1部では最大値が発生したS1の掘削段階による応力変化は、上り線のD1部、C1部掘削時には3.70MPa、1.55MPaであったが、下り線のD2部、C2部掘削による影響は0.55MPa、0.59MPaと小さかった。D2部では、掘削完了時に下り線における最大値5.33MPaが生じたのは鋼製支保工軸力の場合と異なりS16で、下り線のD2部、C2部掘削時に1.33MPa、3.53MPaの応力変化が生じたが、上り線のC1部掘削時には0.47MPaの変化を生じたのみであった。

このように、鋼製支保工軸力および吹付けコンクリー



図—11 地質図および加背割図



図—12 解析モデル図

ト応力とも管理基準値以内に収まっており、力学的な安定性に関して特に問題がないことが判明した。また、双設トンネルの相互干渉は、支保部材力についても小さいことが明らかとなった。

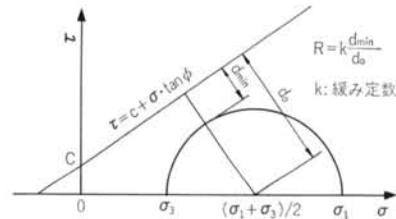
§ 5. 掘削解析

5.1 解析条件

平均的な挙動を示した主計測断面について、有限要素法により二次元平面ひずみ条件で掘削解析を行なった。図—11には地質図および加背割図を、図—12には掘削解析に用いた解析モデル図を示した。また、地山の物性値としては、関東ローム層についてはボーリングコアを用いた室内試験から得られた値を、御殿峠礫層と上総層群固結シルト層については施工時に採取した不攪乱試料の室内試験から得られた値を用いた。地山のモデル化は、電力中央研究所の林・日比野によって提案され、式(2)のように表わされる非線形弾性モデルによった⁸⁾。

$$\frac{D-D_f}{D_0-D_f} = R^{1/a}, \quad \frac{\nu-\nu_f}{\nu_0-\nu_f} = R^{1/b} \quad \dots\dots(2)$$

ここで、 D, ν は変形係数、ポアソン比で、添字の0、 f は初期および緩み時を表わす。 R は緩み係数で、図—13に示すようにモール円の破壊包絡線への接近度の関数として定められる。なお、 R の値は式(2)において、 $R > 1$



図—13 電中研モデルにおける緩み係数Rの定義

	関東ローム層	御殿峠礫層	上総層群
初期変形係数 D_0 (MPa)	9.8	55.0	167.0
緩み時変形係数 D_f (MPa)	0.098	0.55	1.670
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
湿潤密度 ρ_t (t/m^3)	1.70	2.14	1.86
粘着力 c (MPa)	0.049	0.098	0.135
内部摩擦角 ϕ (°)	10.0	36.1	26.7

表—2 解析に用いた地盤定数

の場合には $R=1$, $R<0$ の場合には $R=0$ として用いられる。 a , b は定数である。表-2には、室内試験結果に基づいて、今回解析に用いた地盤定数を示した。支保部材については、トンネル外壁とロックボルトは軸力を分担する弾性体の棒要素とし、中壁については、部材の曲げが大きくなることを考慮してトラス要素とした。なお、吹付けコンクリートの弾性係数 E_c は、土屋の研

究⁹⁾を参考に 3,430 MPa の一定値とした。鋼製支保工については、計測結果を踏まえて、吹付けコンクリートとの荷重分担が1:2になるように、軸剛性 $(E \times A)_s$ をコンクリートの軸剛性 $(E \times A)_c$ の1/2になるように設定した。ロックボルトについては、弾性係数 E_s , 断面積 A_s をそれぞれ 206,000 MPa, 5.067 cm² とした。初期地圧については、側圧係数 $\lambda=0.67$ として算定した。掘削ステップについては、図-11においてそれぞれ①, ②, ③, ④, ⑤⑥, ⑦, ⑧⑨, ⑩, ⑪⑫を1ステップとして、全体で8ステップとした。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%として、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。

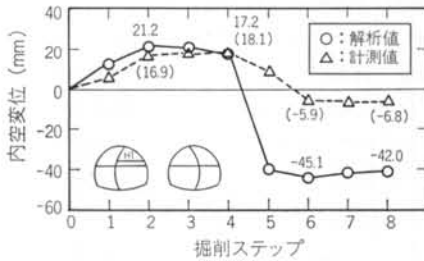


図-14 内空変位の掘削ステップによる変化 (H1)

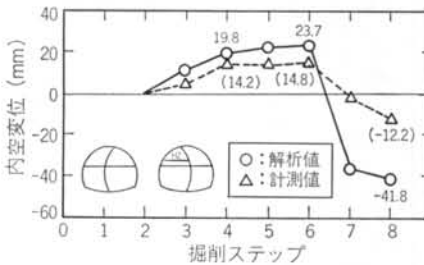


図-15 内空変位の掘削ステップによる変化 (H2)

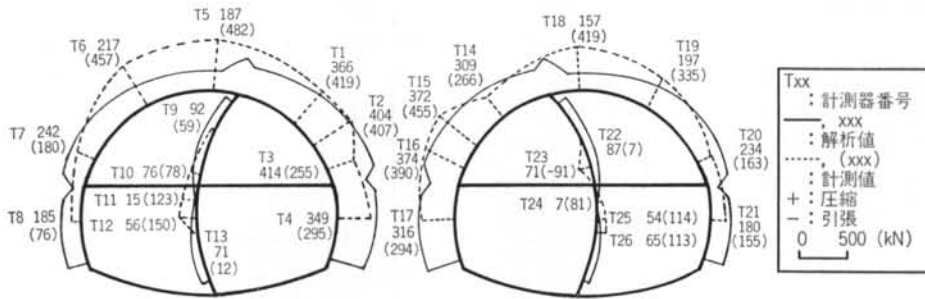


図-16 鋼製支保工軸力の掘削完了時における断面分布

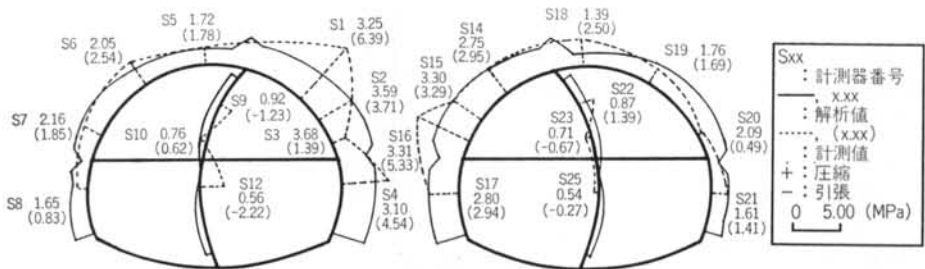


図-17 吹付けコンクリート応力の掘削完了時における断面分布

62.3mmと大きな増分となったが、下り線のD2部、C2部掘削時には-4.0mm、3.1mmと増分は小さな値となった。H2の変化については、下り線のD2部、C2部掘削時に19.8mm、-65.5mmの増分となったが、上り線のC1部掘削時には、3.9mmとあまり大きな増分とはならなかった。

このように、内空変位の解析結果についても、計測結果と同様に双設トンネルの相互干渉の影響は小さいことが明らかとなった。

5.3 支保部材力の解析結果

鋼製支保工軸力と吹付けコンクリート応力の掘削完了時における断面分布について、解析結果と計測結果を比較したものを、それぞれ図-16と図-17に示した。

鋼製支保工軸力は、外壁部分についてはD1部、D2部で良い対応を示したが、C1部、C2部ではアーチ部において解析値は、計測値に対して0.4~0.6倍と小さく、側壁部においては1.4~2.4倍と大きいという結果が得られた。中壁部分については、計測値ではT23が引張力となっているが、解析値はすべて圧縮力となった。また、中壁部分の軸力の値は外壁部分に比べて計測値、解析値ともに小さな値となっており、掘削完了時には荷重がスムーズに抜けていることが分かる。

吹付けコンクリート応力は、外壁部分については、D1部では解析値は滑らかな分布となり、計測値は変化の大きな分布となったが、平均値として比較すると良い対応を示した。D2部ではS16において計測値が大きくなっている他は対応は良かった。C1部では良い対応が見られたが、C2部については鋼製支保工軸力の場合と同じく、解析値はアーチ部で小さく、側壁部で大きいという結果が得られた。中壁部分については、計測値に引張応力となっている部分が多く見られるが、解析値はすべて圧縮応力となった。絶対値については、鋼製支保工軸力の場合と同じく、外壁部分に比べ小さな値となっている。

次に、鋼製支保工軸力および吹付けコンクリート応力の掘削ステップによる変化について、D1部のT2およびS2、D2部のT15およびS15について検討を行なった。図-18、図-19には鋼製支保工軸力について、図-20、図-21には吹付けコンクリート応力について、解析結果と計測結果を比較したものをそれぞれ示した。

鋼製支保工軸力について、D1部のT2では掘削に伴う変化に関して計測値と解析値は良い対応を示した。また、上り線のD1部、C1部掘削時の軸力変化量と下り線のD2部、C2部掘削時の軸力変化量を、掘削完了時の最終軸力に対する割合として求めると、計測値については

88%、12%、解析値については87%、13%となり、隣接する下り線の掘削による影響は小さいことが分かった。D2部のT15については、解析値は計測値の0.6~0.8倍とやや小さい値となった。また、下り線のD2部、C2部掘削時と上り線C1部掘削時の軸力変化量の最終軸力に対する割合を求めると、計測値については91%、9%、解析値については94%、6%となり、隣接する上り線の掘削による影響は殆ど見られなかった。

吹付けコンクリート応力については、D1部のS2では解析値と計測値の比率は、D1部、D2部掘削時には0.58、0.55と小さいが、C1部、C2部掘削時には0.88、

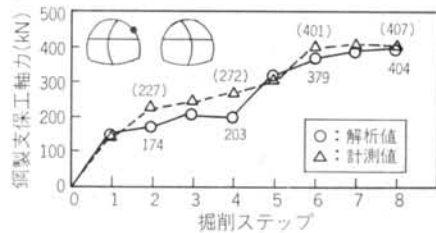


図-18 鋼製支保工軸力の掘削ステップによる変化 (T2)

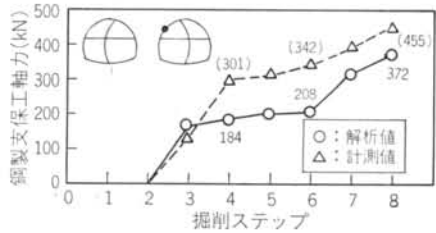


図-19 鋼製支保工軸力の掘削ステップによる変化 (T15)

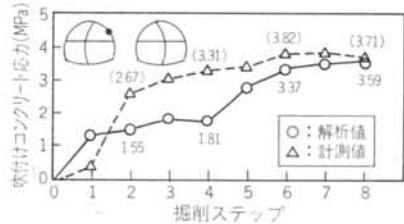


図-20 吹付けコンクリート応力の掘削ステップによる変化 (S2)

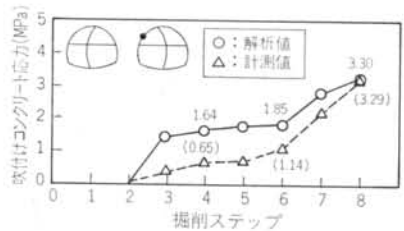


図-21 吹付けコンクリート応力の掘削ステップによる変化 (S15)

0.97と掘削が進むにつれて良い対応を示した。また、鋼製支保工軸力の場合と同様に、掘削完了時の最終応力に対する上り線と下り線の掘削時の応力変化量の割合を求めると、計測値については86%、14%、解析値については87%、13%となり、隣接する下り線の影響は小さいことが判明した。D2部のS15では、解析値と計測値は掘削の進行とともに良い対応が得られた。また、下り線と上り線の掘削時の応力変化量の割合を求めると、計測値については85%、15%、解析値については94%、6%となり、隣接する上り線の影響は殆ど見られなかったが、解析値の方がやや小さい値となった。

このように、支保部材力の掘削ステップによる変化について、計測結果と解析結果について検討した結果、双設トンネルの相互干渉については、隣接するトンネルの掘削による影響は15%以下と小さいことが判明した。

§ 6. 結 論

土破りの小さい未固結地山に、極めて近接して建設された大断面双設トンネルである小山西内裏トンネルの挙動について、綿密な計測と解析により検討した結果、以下のような結論が得られた。

(1)トンネル掘削時に現われる不攪乱砂礫試料のサンプリング方法として、原位置でのブロックサンプリング法と室内での凍結整形を組み合わせた方法の適用が有効である。また、本方法により御殿峠礫層の強度定数として粘着力 $c=0.098$ MPa, および内部摩擦角 $\phi=36.1^\circ$ の値が得られた。

(2)内空変位については、管理基準内に収まる計測値が得られるとともに、計測結果および解析結果ともに相互干渉の影響は小さいことが分かった。

(3)支保部材力については、鋼製支保工軸力、吹付けコンクリート応力とも管理基準内に収まる計測値が得られ、力学的安定性について特に問題がないことが判明した。

(4)支保部材力の掘削完了時における断面分布について検討した結果、鋼製支保工軸力については、計測値および解析値ともに滑らかに変化するとともに、良い対応を示した。吹付けコンクリート応力については、解析値は全体的に滑らかに変化したが、計測値は特にD1部で変化の大きい分布となったが、平均値として比較すると良い対応が見られた。

(5)支保部材力の掘削ステップによる変化について、計測値および解析値について検討したところ、隣接するトンネルの掘削による影響は15%以下であり、相互干渉の影響は小さいことが明らかとなった。

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なうことによって計測結果を検討し、都市域における近接トンネルの設計や施工時の安定性評価の方法についてさらに検討して行きたい。

謝辞 本トンネルの施工に当たり、技術的課題について適切なご指導・ご助言を頂いた「南大沢トンネル(仮称)施工検討委員会(委員長 今田 徹東京都立大学教授)」の委員各位ならびに東京都多摩都市整備本部の関係各位に深く感謝申し上げます。

<参考文献>

- 1) 桜井春輔, 足立紀尚: “都市トンネルにおける NATM” 鹿島出版会 (1988年)
- 2) 土質工学会編: “NATM 工法の調査・設計から施工まで” 土質工学会 (1986年)
- 3) 松川安満, 塚本幸男, 小林正邦: “大断面双設トンネルを CD, NATM で掘る, 多摩ニュータウン幹線 南大沢トンネル(仮称)” トンネルと地下 第20巻, 第10号 (1989年) pp. 7~16
- 4) 今田徹, 小林正邦, 水野登志夫, 近藤達敏: “NATM による近接トンネルの設計例” 第21回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集 (1989年) pp. 81~85
- 5) 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 (1990年) pp. 26~30
- 6) 後藤茂, 西尾伸也, 社本康広, 赤川敏, 玉置克之: “凍結サンプリングによる洪積砂礫試料の採取とその動的性質” 清水建設研究報告 第44号 (1986年) pp. 13~23
- 7) 玉置克之, 西尾伸也, 社本康広, 後藤茂, 馬場幸吉: “洪積砂礫試料の静的強度変形特性(凍結採取法による洪積砂礫地盤の力学特性の評価方法に関する研究)” 第22回土質工学会研究発表会発表講演集 (1987年) pp. 339~340
- 8) 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” 電力中央研究所報告, 研究報告 67095

(1968年)

- 9) 土屋敬: "NATMFEM における入力物性値に関する研究" 第16回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集 (1984年)
pp. 121~124