

◆ 報文 ◆

トンネル支保工に作用する荷重に関する一考察

砂金伸治* 真下英人** 高根 努***

1. はじめに

経済的で力学的にも安定なトンネルの支保設計を行う場合、支保工に作用する荷重を適切に算定し、その値に基づいた設計をすることが望ましい。しかしその算定は実際には困難であるため、現行のトンネル支保設計は、(1)類似例を参考にする方法、(2)標準支保パターンを用いる方法、および(3)数値解析による方法のいずれかによって設計される場合がほとんどである。

特に数値解析に基づき支保設計を行う場合は有限要素法が用いられることが多く、その場合は地山を連続体と仮定することが前提条件となる。支保構造が同一であり、地山が弾性の連続体であると仮定すれば、トンネル掘削部分の土被り厚の変化と種々の計測結果が概ね比例関係になると考えられる。しかし、既往の計測結果を分析すると、土被り厚の変化に対して、トンネル断面の天端沈下量および内空変位量等といった変形量の変化が近似的にも比例関係になっているとは判断できず、地山が連続体とは言い難い挙動をする場合が多く見られる。その理由の一つとして地山自体に存在する亀裂や風化の影響が考えられ、連続体と仮定できる地山とそうでない地山がある¹⁾。設計上は連続体かどうかといった地山の特性に対応した力学理論を用いることが望ましく、そのためには両ケースに対して適用できる荷重の評価・算定手法を把握し、それらの手法により支保設計に資する荷重を得ることが望ましいと考えられる。

そこで本研究では、連続体に近似できる地山で掘削したトンネルの断面における変位計測結果を用いて有限要素解析を実施し、それを基に地山特性曲線の基本的な概念を用いて、支保工に作用している荷重の算定を試みた。さらに連続体と近似できない地山での計測結果を用い、骨組み解析によって、その変形量を発生させる荷重量を直接的に算定することを試みた。また、それらの荷重の算定方法と切羽観察表に記録された評価指標との

関連性についても考察を行った。

2. 解析方法および条件

2.1 解析対象トンネル

解析の対象としたトンネルの代表的な諸元を表-1に示す。各トンネルで天端沈下と内空変位の計測を行っている断面は多数あるが、解析に使用した断面は以下の方法に基づき選択した。すなわち、各トンネルの、同一の支保パターンにおいて、全ての変位計測データを整理し、その中から土被り厚が最大、最小、および概ね平均の断面、また天端沈下量が最大、最小、および概ね平均の値をとる断面が含まれ、かつ湧水の影響が少ないことを確認したうえで断面を選択し、それらの変位を用いて解析を行うこととした。また、補助工法についてはCトンネルの一部で切羽面を安定させるための補助工法(鏡吹付けおよび鏡ボルト)を採用している以外は採用していない。

2.2 2次元有限要素解析の方法および条件

2次元有限要素解析は弾性解析とし、吹付けコンクリートと鋼材の弾性係数と断面積を基にして等価な弾性係数を算定し支保工の弾性係数として用いた。解析に使用した地山と支保工の諸定数を表-2に示す。また、地山の弾性係数の算定には、断面の天端沈下と内空変位の計測値を用い、それぞれ収束変位の値と一致するように解析上の地山の弾性係数と側方土圧係数(以下、側圧係数)を

表-1 解析対象トンネル諸元

トンネル	岩種	支保パターン	最小/最大 土被り (m)	トンネル 掘削幅B (m)	単位体積 重量 (kN/m ³)
A	花崗岩	CII	40/204	11.2	23.0
B	片岩	CII	100/540	10.4	26.8
C	泥岩	DII	33/80	12.5	28.5
D	砂岩	CII	33/91	11.8	23.7
E	花崗岩	DI	30/60	12.3	23.0
F	頁岩	CII	38/57	12.2	27.5
G	砂岩、 粘板岩	DI	53/246	12.9	25.8

表-2 地山および支保工の諸定数

吹付コンクリートの弾性係数	$3.5 \times 10^3 \text{ MPa}$
H鋼の弾性係数	$2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$
吹付コンクリート、H鋼のポアソン比	0.3
地山のポアソン比	0.3
応力開放率(掘削時) (支保工建込み時)	30% 70%

表-3 切羽観察表での評価指標

評価指標	圧縮強度 (MPa)	風化変質	割目の状態
1	$\sigma \geq 100$	なし・健全	密着
2	20~100	強度やや低下	部分的に開口
3	5~20	強度相当に低下	開口
4	$\sigma < 5$	破碎・未固結	未固結

変化させていき、繰り返し計算により地山の弾性係数を算定した。その側圧係数と弾性係数を用いて、以下に述べる方法により、支保工に作用していると考えられる荷重の大きさを算定した。なお、本解析において、作用している荷重の大きさの傾向を把握するために、参考で行ったCトンネルの1断面を除いてロックボルトは考慮しなかった。また、切羽観察表に示されている評価指標との関連については、土圧による変状に関係する評価指標のうち、影響が大きいと報告²⁾されている表-3に示した各指標について比較を行うこととした。

有限要素解析結果を用いた荷重については、図-1に示す地山特性曲線の概念に基づき算定した。初めに、実測の変位と同一の天端沈下と内空変位を生じるような地山の変形係数と側圧係数を繰り返し計算により算定した。次にその変形係数と側圧係数を使用して、同一断面で素掘り、すなわち支保工を建て込まない場合の解析を行い、素掘り時の断面の天端沈下と内空変位を算定した。特に天端沈下に着目し、図-1の実線に示すような支保内圧と変位量の関係を算定した。ここで、 p_0 は初期の支保内圧、すなわち、その断面における土被り厚に単位体積重量を乗じた値に等しいものであり、また δ_2 は素掘時の天端沈下量である。しかし、実際には支保工を施工することにより、天端沈下量が δ_1 にまで抑制されることになり、この時の支保工に作用する圧力は p_1 と算定できる。その結果、 p_1/p_0 の値を、全土被りに対する土荷重高さの割合と考えることができる。また支保工の特性曲線

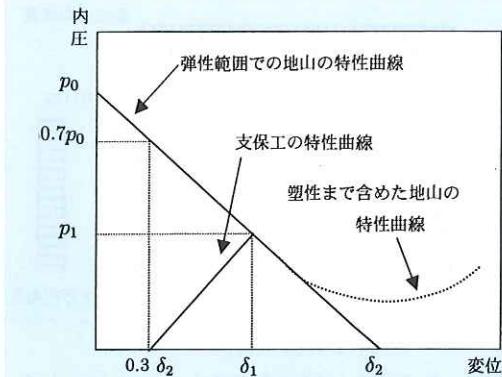


図-1 地山特性曲線による内圧の算定

については応力開放率を実績としてよく用いられている30%として解析を行ったため、 $0.3\delta_2$ 以上の変位が発生した場合の圧力が支保工に作用することになる、すなわち $0.3\delta_2$ までは支保工が建て込まれる前に変位として発生しており、支保工自身には圧力としては作用していない。支保工に加わっている荷重の大きさの評価は、 p_1/p_0 に全土被り厚を乗じて土荷重高さ H_0 に換算し、それらを表-1に示した各トンネルの掘削幅 B で除したもの、すなわち H_0/B を用いて行った。

2.3.2 次元骨組み解析の方法および条件

骨組み解析においては、図-2に示すようにトンネル支保工を直線の梁部材を結合させたものと仮定し解析を行った。ロックボルトの効果については考慮しないものとし、有限要素解析の場合と同様に吹付けコンクリートとH鋼の断面積に基づいた等価な支保工の剛性を算定し解析に用いた。また支保工のモデル化の際には、支保工の自重は考慮せず、直線の梁要素を結合してトンネル形状に近似させたものとし、さらに、それらに対して地盤反力ばねを半円を50分割させた3.6°間隔で法線方向および接線方向に取り付けた。地盤ばね定数については、式(1)に示すECL工法指針(案)³⁾に示される地盤反力係数を基に算定した。

$$k_n = 0.5 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \alpha_s \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot B_h^{-3/4} \quad (1)$$

ここに、 k_n : 法線方向地盤反力係数(N/cm³)、 η_1 : 断面の補正係数、 η_2 : 変形量の補正係数、 α_s : 側面の補正係数、 α : 変形係数の評価法による補正係数、 E_0 : 地盤の変形係数(N/cm²)、 B_h : トンネル側面の換算幅(cm)である。地盤反力ばねのうち、法線ばねについては非線形とし、地山が

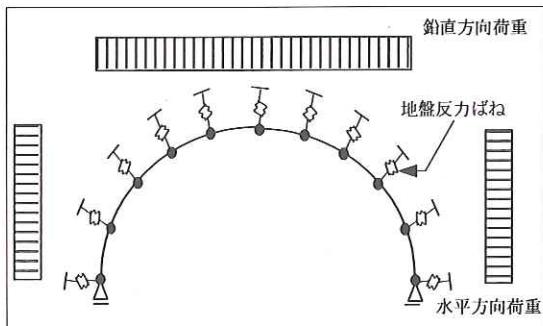


図-2 骨組み解析モデル

引張りとなる場合はばねを考慮しないものとした。また接線ばねについては線形とし、ばね定数については法線ばねの1/3として解析を行った。地盤反力係数の算定には地山の変形係数が必要となるが、変位計測を行ったすべての断面近傍では変形係数が算定されていないため、本研究では切羽観察表に示された評価指標を参考に決定した。また地盤反力係数の算定では、考慮する断面において変形量の補正係数を算定し補正を行う必要があるが、それについては実際の変位データの平均値を参考に決定した。また、解析モデル上の支保工の脚部の拘束条件は、鉛直方向変位のみを固定する支承として解析を行った。

また、骨組み要素に載荷した荷重については、鉛直方向については等分布荷重、水平方向については鉛直方向の等分布荷重に側圧係数を乗じた等分布荷重を載荷した。

2次元骨組み解析結果を用いた荷重の算定については、断面毎にそれぞれ収束変位の値と一致するように、載荷する荷重の大きさと側圧係数を変化させていき、繰り返し計算により荷重値を算定した。その載荷した荷重の大きさを土荷重高さに換算し、有限要素解析の場合と同様に H_0/B を用いて荷重の大きさの評価を試みた。

3. 解析結果

3.1 トンネル別の変位-土被りの関係

連続体に近似できる挙動を示す地山において、地山の変形係数が概ね一定である場合については、それぞれの断面で発生する天端沈下量や内空変位量と土被りの間に比例関係が成立すると考えられる。また、この場合には H_0/B と土被りの間にも概ね比例関係が成立する。逆に連続体とは言えない挙動をとる地山は H_0/B の変化が土被りの変化

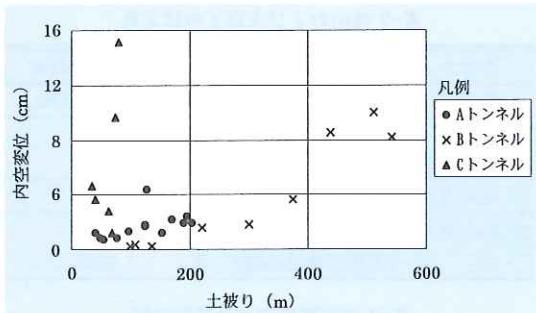


図-3(a) 内空変位 - 土被り関係 (A~C トンネル)

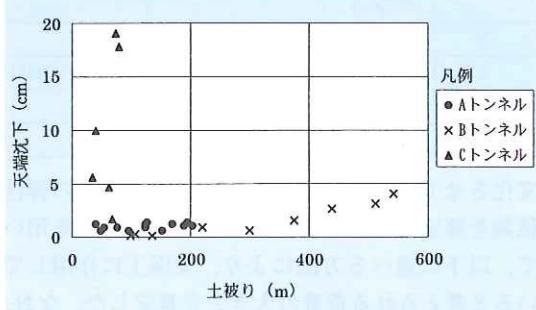


図-3(b) 天端沈下 - 土被り関係 (A~C トンネル)

とは傾向が一致せず、土被りに関わりなく、断面直上の地山の緩んだ部分が荷重として支保工に作用すると考えられる。

A~C トンネルにおける内空変位と土被りの関係を図-3(a)、天端沈下と土被りの関係を図-3(b)に示す。これらを総合して判断すると、この3トンネルについては概ね土被りと変位の間に比例関係が成立していると考えられ、連続体の地山で近似できると考えられる。

また、D~G トンネルの内空変位と土被りの関係を図-4(a)、天端沈下と土被りの関係を図-4(b)に示す。A~C トンネルとは逆にこれらのトンネルでは土被りの変化と天端沈下および内空変位の変化は比例関係ではなく、連続体とは言い難い地山と考えられる。

3.2 2次元有限要素解析結果

連続体で近似できる A~C トンネルについて、有限要素解析を行い、 H_0/B の値を算定した。表-5に解析結果を示す。土被りが増加するに従い、 H_0/B の値も増加している。そのため支保工に作用する荷重の算定を行う場合には、連続体を基本とする有限要素解析が適用でき、適切な地山物性値と土被り厚を用いることにより、最大荷重や最大変位の評価が可能であると考えられる。これら

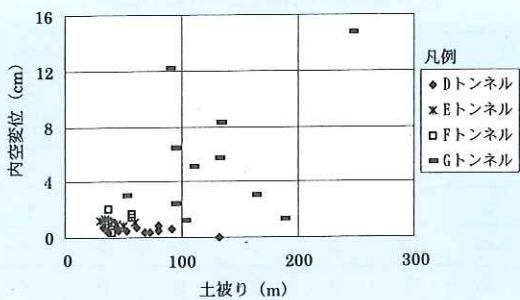


図-4(a) 内空変位-土被り関係 (D~G トンネル)

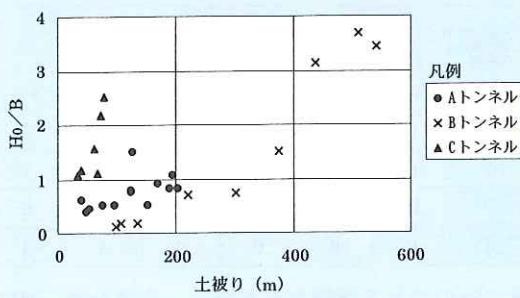


図-4(b) 天端沈下-土被り関係 (D~G トンネル)

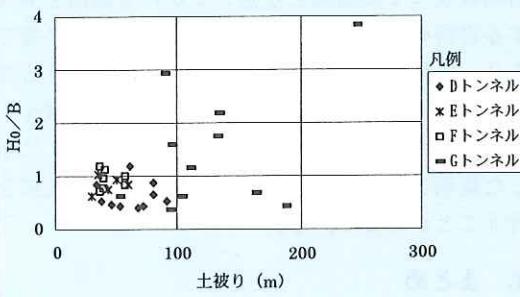


図-5 有限要素解析結果 (A~C トンネル)

表-4 有限要素解析での諸定数の分布

トンネル	変形係数(MPa)	側圧係数
A	365~2,800	0.67~1.23
B	1,750~14,000	0.82~1.54
C	24~355	0.72~0.89

表-5 骨組み解析での諸定数

トンネル	変形係数(MPa)	補正に用いた変位量(cm)
D	2,000	0.5
E	2,000	1.0
F	500	1.5
G	500	5.0

3トンネルの地山の性質は、表-3に示した切羽観察表の評価指標により表わすと、岩の圧縮強度については、AおよびBトンネルでは2と3、Cトンネルでは4の評価指標となっており、圧縮強度の大きさに関わらず、地山が連続体と判断された。また風化変質については、3トンネルの解析対象断面数の総合計に対する割合で、2が72%であり、3と4がそれぞれ12%になっており、また割目の状態については2と3がそれぞれ45%となっていた。また、これらの場合での各トンネルで解析的に算定した地山の変形係数と側圧係数の分布については表-4に示すとおりであった。変形係数についてはばらつきが非常に大きいが、最大値と最小値を除いて考えると3~5倍程度の差となっていた。

なお、ロックボルトを考慮したCトンネルの1断面については、ロックボルトを考慮すると、同一の変位量を生じさせるためには土荷重高さが考慮しない場合の約1.5倍となった。この点については今後断面数を増加させて検討する必要がある。

3.3 2次元骨組み解析結果

次に連続体の挙動をしているとは言い難いD~Gトンネルについて、骨組み解析により土荷重高さを算定した。地盤反力係数の算定に用いた変形係数と変位量による補正のために用いた変位量は表-5のとおりである。図-6にD~Gトンネルの解析結果を示す。これらの結果を見ると、土被りの変化と支保工に作用している荷重の間には線形関係が見られない。しかし、土被りと荷重の関係は2つに分類することが可能である。すなわち、D、EおよびFトンネルについては、土被りが変化しているものの、一部のデータを除いて作用している荷重の値の最大値が概ね一定になっている。このことは地山の緩み部分が荷重としてそのまま支保工に作用していると考えることができ、緩み荷重の大きさの目安を与えることと考えられる。これらの地山については連続体の挙動をしているとは言えないが、支保設計を骨組み解析によって行うことにより作用荷重の最大値の評価が可能である。次にGトンネルについては、作用荷重の変化と土被りの変化に関連性がほとんどないと考えられ、しかもその値のばらつきも非常に大きい。このようなトンネルでは荷重の算定についてさらなる検討を要する。

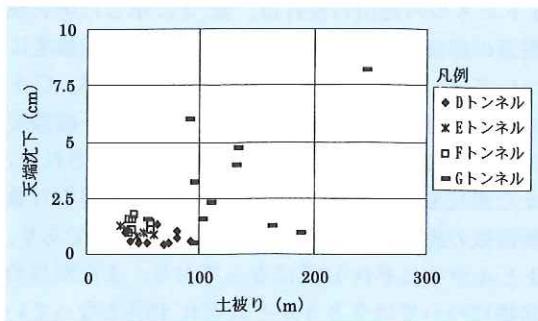


図-6 骨組み解析結果 (D~Gトンネル)

3.4 同一岩種間の観察表での比較結果

A~G トンネルのうち、岩質の同じトンネルについて、観察表の変化の傾向を比較した。それによると、同一岩種であっても切羽観察表に記載された評価指標のわずかな差で地山の挙動が異なることが分かった。A トンネルと E トンネルは花崗岩の地山であり、切羽観察表の評価指標の傾向は表-6 に示すとおりとなっていた。本来はこれら 3 つを含むすべての評価指標で 1 断面の性質を代表させるため、個々で取り扱う場合には注意を要するものの、大まかな傾向を把握することを目的として比較を行ったところ、A トンネルの方が風化変質は少なく、また割目の状態についても若干であるが健全であることが分かった。A トンネルの方が E トンネルに比較して連続体に似た挙動をとっていることから、連続体としての挙動を判断するには風化変質や割目の状態による影響を検討する必要があると考えられる。

また、連続体とは言い難い挙動をすると考えられる砂岩を基本とする D および G トンネルの 2 つについても比較を行った。その結果を表-7 に示す。G トンネルについては粘板岩を不規則に挟んでいることが報告されていることもあり、風化変質の進行や割目の不健全さの程度は G トンネルの方が大きいことが分かる。そのため、G トンネルの方が D トンネルに比較して実測変位のばらつきが非常に大きくなっていると考えられる。

切羽観察表の評価指標のみによりトンネルの性状を比較した場合、A トンネルと D トンネルは、圧縮強度では概ね一致すると見なすことができ、また風化変質については A トンネルの方が健全、割目の状態は D トンネルの方が健全であると言える。しかし、A トンネルが連続体に近似できる挙動をしているものの、D トンネルは連続

表-6 観察表の評価指標の比較 (花崗岩)

評価指標	圧縮強度		風化変質		割目の状態	
	A トン ネル	E トン ネル	A トン ネル	E トン ネル	A トン ネル	E トン ネル
1	0	0	0	0	0	0
2	3	0	12	0	6	0
3	10	5	1	5	7	3
4	0	0	0	0	0	2

表-7 観察表の評価指標の比較 (砂岩)

評価指標	圧縮強度		風化変質		割目の状態	
	D トン ネル	G トン ネル	D トン ネル	G トン ネル	D トン ネル	G トン ネル
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	5	0	8	1
3	10	5	4	7	1	6
4	0	6	0	4	1	4

体に近似できる挙動を示さない。そのため、連続体に近似できる地山かどうかを判断するためには、切羽観察による結果を考慮しながらも地山を構成する岩特有の性質を踏まえた地山の評価が必要であり、それを判断した上で荷重の評価を行う必要がある。そのためには解析に使用する断面数やトンネル数をさらに増加させて、表-6 や表-7 に示した観察表の評価指標を用いた地山挙動の比較を行うことが重要である。

4.まとめ

本研究では、変位計測結果を用いてトンネル支保工に作用する荷重の算定を試みた。得られた結果を下記に示す。

- (1) トンネル支保工に作用する荷重の算定および評価を行う方法は地山の特性、すなわち連続体で近似できるかどうかにより異なる。
- (2) 連続体に近似できる挙動をする地山では、土被りと支保工に作用する荷重は概ね比例関係になり、有限要素解析により、支保工に作用する荷重の算定が可能である。
- (3) 土被りと変位の変化が比例関係にない地山については、骨組み解析を行うことにより、支保工に作用する荷重の算定が可能である。

また、本研究から得られた今後の課題は以下に示すとおりである。

- (1) 荷重の算定を行うにあたっては、切羽観察表の評価指標が同程度であっても、同一傾向の挙動をとるとは必ずしも言えないため、地山の特性を詳細に検討し、地山が上記のどの種別に属するのかを岩質および切羽観察の両面から検討する必要がある。
- (2) 有限要素解析の場合、完全に塑性化した地山における場合の取り扱いや、非線形解析を含めた検討が必要である。また、本研究では天端沈下量に着目して荷重量を算定しているため、内空変位量に着目した場合の荷重についても検討する必要がある。
- (3) 骨組み解析の場合、地盤反力ばねおよび荷重分布形状のモデル化、また本研究で用いた方法により地盤反力定数を算定する場合に必要となる変位量による補正、さらに地山の変形係数について適切な評価を行う必要がある。特にこれらは設計の段階で必要な情報であり、これらの値により解析結果が大きく左右されることが考えられるため、検討を要する。
- (4) 両解析手法について日常の変位計測を主体として得られた計測 A の結果を用いて荷重の算定を試みたが、支保工の応力計測を主体として得られる計測 B の結果を用いての解析についても今後実施し、荷重の算定結果の比較を行うことにより精度を上げ、支保工に作用する荷重の大きさを適切に評価し、経済的で安全な支保設計を目指していく必要がある。

参考文献

- 1) 砂金伸治、真下英人、鈴木正彦：トンネル掘削時の地山挙動に関する一考察、土木学会第 52 回年次学術講演会概要集、III(B), pp.96-97, 平成 9 年 9 月
- 2) 真下英人、池口正晃、砂金伸治、大杉一郎：切羽観察・計測に基づくトンネルの地山評価に関する研究報告書、土木研究所資料、第 3571 号, pp.2-9, 平成 10 年 3 月
- 3) ECL 工法指針(案)[設計編], pp.11-12, 日本トンネル技術協会, 平成 4 年 3 月

砂金伸治*



建設省土木研究所道路部
トンネル研究室研究員
Nobuharu ISAGO

真下英人**



同 トンネル研究室長、工博
Dr. Hideto MASHIMO

高根 努***



(前) トンネル研究室
交流研究員
Tsutomu TAKANE