

トンネル支保に作用する荷重に関する一考察

Study of Load Acting on Tunnel Supports

砂金 伸治¹⁾, 真下 英人²⁾, 鈴木 正彦³⁾, 高根 努⁴⁾

Nobuharu ISAGO, Hideto MASHIMO, Masahiko SUZUKI, Tsutomu TAKANE

To design optimal tunnel supports, the load acting on supports have to be evaluated. In this study, the value of the load to deform the support accordant with the result of displacement data in tunnel fields was calculated. The results were acquired as follows: (1)depth of overburden is approximately proportionate to the load acting on the support in the ground behaving as continuum, (2)the load is nearly constant in some grounds with deterioration and openness of cracks reported by face observation, but there may be a large difference between the load with irregular geological conditions.

Keywords: tunnel, support design, load, ground behavior, continuum

1. はじめに

経済的で力学的にも安定な支保設計を行う場合、支保に作用する荷重の評価を行い、それに基づいた設計をすることが望ましい。しかしその評価は困難であり、実際の支保設計では既往の実績に基づく方法、標準支保パターンを用いる方法が多い。また、支保設計を解析手法により実施する場合は有限要素法を用いることが多いが、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。その中で、特に地山が弾性で連続体と仮定すれば、トンネル掘削時の土被りの変化と種々の計測結果が線形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の変化に対して、例えば天端沈下や内空変位の変化が見合っておらず、連続体とは言い難い挙動をする場合が多い。その理由の一つとして地山自体の亀裂等の存在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と考えられるためである¹⁾。それぞれの地山の特性に対応した力学理論を用いて設計することが本来は望ましく、それらの両ケースにおいても支保に加わっている荷重の評価を事前に行っておく必要がある。

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を算定し、支保の変形を生じさせるために支保に作用していると考えられる荷重を算定した。さらに骨組み解析によって、連続体と近似できない地山での計測結果を用い、その変形量を発生させる荷重量を直接的に算定した。また、切羽観察表に記録された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

(1)解析対象トンネル

-
- 1) 正会員 修士(工学) 建設省土木研究所トンネル研究室
 - 2) 正会員 博士(工学) 建設省土木研究所トンネル研究室
 - 3) 正会員 建設省土木研究所トンネル研究室
 - 4) 正会員 建設省土木研究所トンネル研究室交流研究員

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。各トンネルで変位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、同一のトンネルの、同一の支保パターンでの変位計測データを整理し、その中から土被り厚と実測の内空変位量が概ね最大、最小、およびそれらの平均の値をとる断面を選択し、それらの断面における変位を用いて解析を行うこととした。なお、それらの断面については、湧水の影響は少ないと考えられ、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。

表-1 解析使用トンネル諸元

トンネル	岩種	支保パターン	最大/最小土被り(m)	トンネル掘削幅B(m)	単位体積重量(gf/cm ³)
A	花崗岩	C II	40/204	11.2	2.30
B	泥岩	D II	33/ 80	12.5	2.85
C	片岩	C II	100/540	10.4	2.68
D	砂岩	C II	33/ 91	11.8	2.37
E	花崗岩	D I	30/ 60	12.3	2.30
F	頁岩	C II	38/ 57	12.2	2.75
G	砂岩、粘板岩	D I	53/246	12.9	2.58

(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、支保工については梁要素として検討した。支保工の弾性係数は、吹付コンクリートと鋼材の弾性係数と断面積を基に等価な弾性係数を算定し使用した。解析に使用した地山と支保工の諸定数等を表-2 に示す。また地山の弾性係数の算定には、断面の天端沈下量と S. L. の内空変位量の計測値を用い、それぞれ収束変位の値と一致するように側圧係数と地山の弾性係数を変化させていき、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、3. で述べる方法により、支保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、本解析についてロックボルトは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 断面を除いて考慮しなかった。また、切羽観察表に示されている指標との関連については、土圧による変状に関係する指標のうち、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。

表-2 地山および覆工の諸定数

吹付コンクリートの弾性係数	3.5×10 ⁴ kgf/cm ²
H鋼の弾性係数	2.1×10 ⁶ kgf/cm ²
吹付けコンクリート、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）	30%
（支保達込み時）	70%

表-3 切羽観察表での指標

評価指標	圧縮強度(kgf/cm ²)	風化変質	割目の状態
1	σ ≥ 1000	なし・健全	密着
2	200 ~ 1000	強度やや低下	部分的に開口
3	50 ~ 200	強度相当に低下	開口
4	σ < 50	破碎・未固結	未固結

(3)2 次元骨組み解析の方法および条件

骨組み解析については、図-1 に示すようにトンネル支保工を骨組みと仮定した。ロックボルトの効果については考慮しないものとし、支保工の剛性は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剛性を算定して使用した。また支保工のモデル化では、自重については本解析では考慮せず、要素として直線の梁要素を結合したものとし、それらに対して地盤反力ばねを 3.6° 毎に法線方向および接線方向に取り付けた。その地盤ばね定数の算定については、以下に示す 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。すなわち、

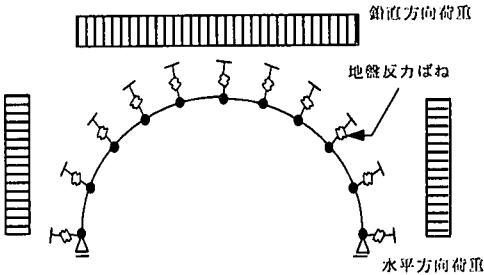


図-1 骨組み解析モデル

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

ここに、 k_n :法線方向地盤反力係数(kgf/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、 B_h :トンネル側面の換算幅、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本研究では線形とし、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、実際の変位計測を行っているすべての断面近傍では変形係数を算定していないため、本研究では切羽観察表に示された指標を参考に決定した。また同式では考慮する断面での変形量に対する補正が行われているが、それについては実際の変位を参考に決定した。また、支保工の脚部の拘束条件については、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、また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。

3. 荷重の評価方法

(1) 2次元有限要素解析結果による方法

荷重の評価については、地山特性曲線の概念に基づき検討を行った。すなわち、実測変位と同一の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あらかじめ算定し、それらの同一の変形係数と側圧係数を使用して、同一断面で素掘りとした場合の解析を行い、断面の変位量を算定した。その中で特に天端沈下量に着目し、図-2の実線に示すような支保の内圧と変位量の関係を算定した。ここで、 p_0 は初期の支保の内圧、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、実際は支保の建込みにより、天端沈下量が δ_1 にまで抑制されており、この時の支保に作用する圧力は p_1 と算定できる。その結果、 p_1/p_0 の値が、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。また支保の変形特性曲線については応力開放率を30%と仮定したため、 $0.3\delta_2$ より支保の変位が発生し、それ以降の圧力が支保に作用すると考えられる。支保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 で除したもので、すなわち H_0/B を用いて行った。

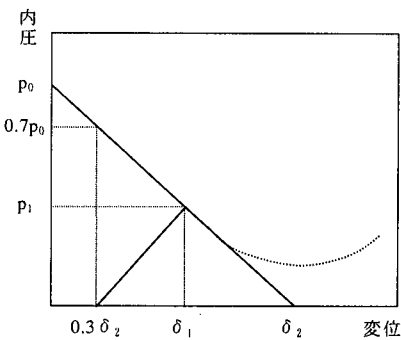


図-2 地山特性曲線による内圧の算定

高さを割合と考えることができる。また支保の変形特性曲線については応力開放率を30%と仮定したため、 $0.3\delta_2$ より支保の変位が発生し、それ以降の圧力が支保に作用すると考えられる。支保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 で除したもので、すなわち H_0/B を用いて行った。

(2) 2次元骨組み解析結果による方法

荷重の評価については、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行った。

4. 解析結果

(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の場合、地山の変形係数が一定とした場合は、発生する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、変位量と H_0/B が概ね比例するため、 H_0/B と土被りの間にも概ね比例関係が成立すると言える。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とは傾向が一致せず、断面直上の地山の緩み部分が荷重として加わっていると考えられる。

内空変位と土被りの関係を、A～B トンネルについて図-3、C トンネルについて図-4、D～F トンネルについて図-5、G トンネルについて図-6に示す。A～B トンネルについては土被りが最大で204m、C トンネルについては540mとなっているが、これら3トンネルについては土被りと変位の間に概ね比例関係が成立していると考えられ、連続体の地山に近似できると考えられる。また、D～F トンネルについては土被りの変化

に天端沈下および内空変位の変化が見合わず、連続体とは言い難い地山と考えられ、特に G トンネルについては、それらのばらつきが非常に大きいと考えられるトンネルである。

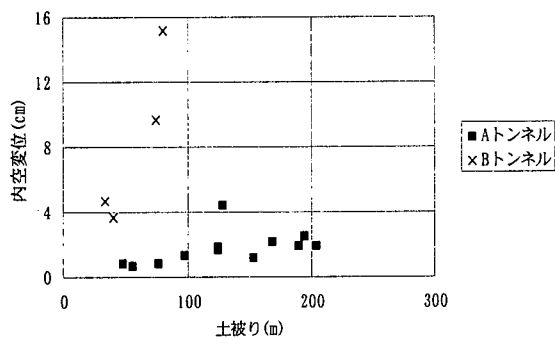


図-3 内空変位-土被り関係(A～B トンネル)

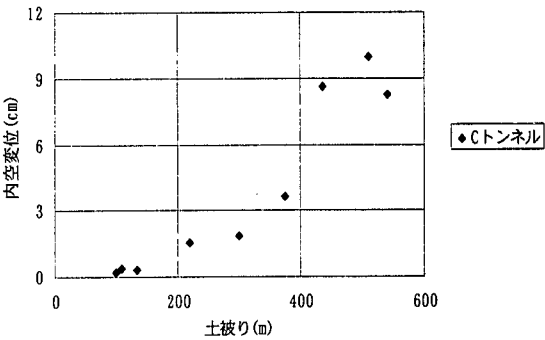


図-4 内空変位-土被り関係(C トンネル)

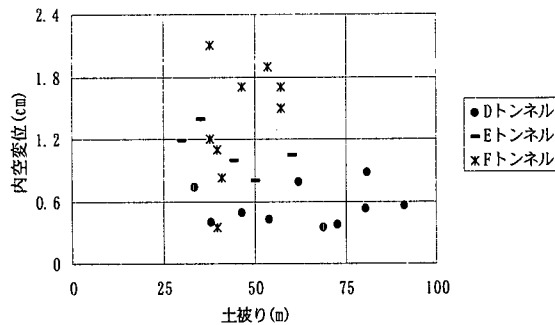


図-5 内空変位-土被り関係(D～F トンネル)

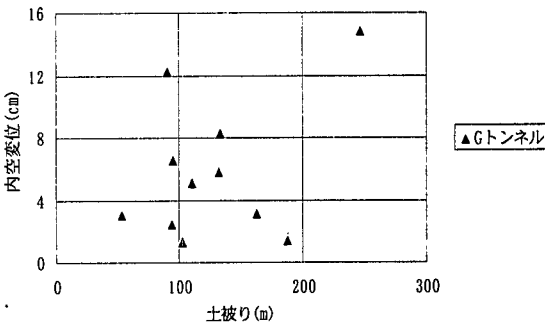


図-6 内空変位-土被り関係(G トンネル)

(2) 2次元有限要素解析結果

連続体と近似できる A～C トンネルについて、有限要素解析を行った。図-7 に H_0/B と土被りの解析結果、表-4 に変形係数と側圧係数の分布を示す。表-4 より、有限要素解析を行った断面における変形係数の差は 2～3 倍程度となっている。また、作用している荷重については土被りが増加するに従い、 H_0/B の値も増加している。地山が連続体の場合においては、変位が増大する理由として土被り高さの増加と変形係数の低下が大きな要因として考えられるが、A～C トンネルにおいては有限要素解析により得られた変形係数の変動は比較的小さい結果が得られた。そのためトンネルおよび周辺地山の挙動の評価を行う場合には有限要素解析が適用でき、種々の地山物性値と土被りを適切に評価することにより支保工の発生応力や最大変位の評価が可能であると考えられる。これら 3 トンネルの切羽観察表の指標によると、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 となっており、また風化変質については、3 トンネルの解析総断面数に対する割合が、2 が 72%、3 と 4 がそれぞれ 12%になっていた。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。

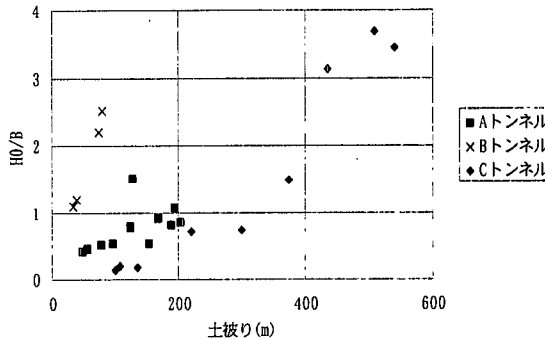


図-7 有限要素解析結果(A～C トンネル)

表-4 有限要素解析での諸定数の分布

トンネル	変形係数(kgf/cm ²)	側圧係数
A	7900～28000	0.67～1.50
B	240～315	0.72～0.89
C	17500～63000	0.82～1.54

なお、参考のために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した場合、同一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に比較して約 1.5 倍となっていた。これ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)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、骨組み解析により支保に作用している荷重を算定した。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-8 に D～F トンネルの解析結果について示す。これらの結果を見ると、土被りの変化と支保に作用している荷重の間に線形関係が見られない。D トンネルでは H_0/B が 0.45～0.9 程度、E トンネルでは 0.6～1.0 程度、F トンネルでは 0.7～1.2 程度となっているように、一部のデータを除いて土被りの変化に対して作用している荷重の幅が概ね一定になっていると考えられる。このことは、地山の緩み部分の土荷重がそのまま支保に作用していることにより、緩み荷重の目安を示していると考えられる。土被りの変化に伴って変位が見合っていないことから、地山の变形係数によらず、作用している荷重はある一定の幅をもって評価すれば可能と考えられる。

次に G トンネルについての結果を図-9 に示す。このトンネルでは作用している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、かつその値のばらつきも非常に大きい。また土被りが同程度であっても作用荷重のばらつきが大きいと考えられる。このようなトンネルでは荷重の評価について今後も検討を要すると考えられる。

表-5 骨組み解析の諸定数

トンネル	変形係数 (kgf/cm ²)	補正に用いた変位量 (cm)
D	20000	0.5
E	20000	1.0
F	5000	1.5
G	5000	5.0

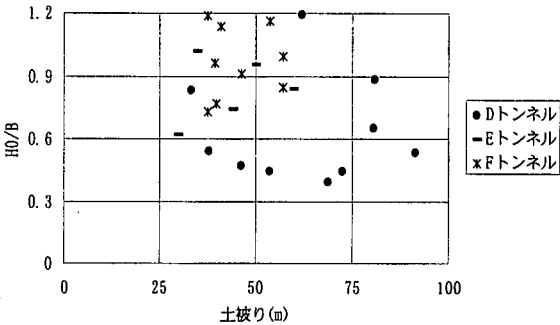


図-8 骨組み解析結果(D～F トンネル)

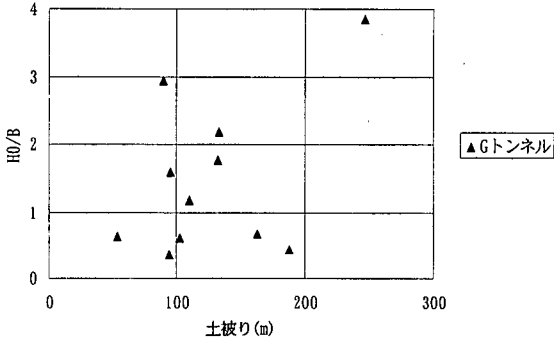


図-9 骨組み解析結果(G トンネル)

(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るが、観察表の傾向は表-6 に示す通りとなっていた。本来はこれら 3 つを含むすべての指標で 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目的のために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、風化変質や割目の状態による影響があることが考えられる。

また、連続体とは言い難い挙動をすると考えられる D トンネルと G トンネルの砂岩を基本とするトンネル

表-6 観察表の指標の比較(花崗岩)

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

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影響もあり、風化変質の進行や割目の不健全の度合は G トンネルの方が大きいことが分かる。その影響により、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。

表-7 観察表の指標の比較(砂岩)

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

観察表の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 トンネルの変化の傾向は、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、さらに割目の状態は 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 トンネルは連続体に近似できる挙動とは判断できない。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、地山を構成する岩特有の性質を踏まえて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っていく必要がある。そのためには表-6 や表-7 に示した観察表の指標を用いての地山挙動の比較は、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検討を行っていく必要があると考えられる。

5. 結論および今後の課題

変位計測結果を用いた 2 次元有限要素解析および骨組み解析の結果、以下の結論が得られた。

- ①土被りと変位の変化が見合う地山に対しては、有限要素解析による変位が実測値と適合するように変形係数、側圧係数および支保に作用する荷重を算定したところ、変形係数が比較的一定の範囲内におさまリ、土被りと支保に作用する荷重が概ね比例関係にあることが分かった。
- ②逆に土被りと変位の変化が見合わない地山については、変位を実測値と適合させるように骨組み解析を行い荷重値と側圧係数を算定したところ、支保に作用する荷重は一定の幅を持つ大きさで評価できることが分かった。
- ③特に割目の状態が不健全であるような地山において支保に作用している荷重は大きなばらつきを持って変化していることが骨組み解析により分かった。

また、今後の課題としては以下のことが挙げられる。

- ①切羽観察表の指標が同程度を示しているも、同一傾向の地山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、地山が連続体に属するかを岩質および切羽観察の面から検討する必要がある。
- ②土荷重高さの算定の場合、有限要素解析では天端沈下量に着目して荷重量を算定しているため、それらを内空変位量に着目した場合の荷重についても検討が必要である。
- ③骨組み解析については、地盤反力ばねや荷重分布形状のモデル化、また地山の変形係数に対して適切な評価が必要である。
- ④両解析手法について変位をもとに荷重を算定したが、計測 B による支保工応力のデータとの照合も行い、支保に作用する荷重の大きさを評価する必要がある。

参考文献

- 1) 砂金・真下・鈴木：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) 池口・真下・宮川・大杉：観察・計測による地山評価に関する研究，トンネル工学研究論文・報告集，第 6 巻，pp.269～274，平成 8 年 11 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