

NATM 施工実績に基づく事前設計の評価に関する一考察

A STUDY ON THE EVALUATION FOR THE PRELIMINARY DESIGN OF SUPPORTS BASED ON THE PAST RECORDS OF TUNNEL CONSTRUCTION BY NATM

鈴木昌次*・古川浩平**・井上洋司***・中川浩二****

By Shoji SUZUKI, Kohei FURUKAWA, Hiroshi INOUE and Koji NAKAGAWA

Generally, supports for mountain tunnels constructed by NATM apply "Standard support patterns" due to the results of geological survey. Under existing circumstances, there are many support pattern alterations under construction. In this paper, we investigate the situation of support alterations in tunnels constructed in Granite, Slate, Schist mountains, respectively. Results obtained from the investigation indicate that the elastic wave velocity of the ground is the most effective parameter in the preliminary design of supports, but constructed support patterns barely correlate it and supports tend to alterate more safely under construction. Still more, we tried to find the factor of alteration and make a proposal to improve reliability of preliminary support designs for tunnels.

Keywords : NATM, past records of construction, standard support patterns, reliability, granite, slate, schist

1. はじめに

トンネルの事前設計のための調査は、既往の記録、文献等による資料調査、地形図、空中写真等による地質調査、水文調査を経て地表踏査、ボーリング、弾性波探査等の精査段階までが一般に行われる。必要に応じて調査坑調査等も行われるが、一般には前記の調査結果をもとに地山評価を行い、特に施工上問題のないトンネルでは標準支保パターンに沿って設計が進められる。

日本道路公団では、この地山評価において地山判定基準¹⁾を設けトンネル設計および施工の合理化を図っている。この地山判定基準においては岩種に応じた弾性波速度、地山強度比、ボーリングコアの状態が判定の重要な要因となっている。しかしながら、弾性波探査は本来、地山の平均的な弾性波速度値を求めるものであり、たとえば高弾性波速度層の下方に低速度層が分布する場合には低速度層に対する解析が不可能である等の本質的な欠

点も有している²⁾。また現状ではボーリング調査も坑口付近、沢部、もしくは断層破砕帯が予想される部分等に限られ、さらに土被りの厚い位置での調査はコスト面で現実的でないとして多くは行われていないようである。この結果、予測した地質と実際の地質との間に大きな差がみられることも多く、施工時の工法変更は頻繁に行われている。

トンネル施工における工法変更は施工の経済性、工程管理の面において好ましいことではない。こればかりではなく、時には工法変更の遅れが安全性に影響を及ぼす可能性を有することも考えられる。このようなことを考えれば、トンネルにおける事前設計の信頼性を向上させることが何より必要であると考えられる。信頼性向上のためには調査、計測技術の発展が望まれるが、今後の技術開発の方向性を探るうえにも、現状での事前設計における問題点を把握し、現状の技術レベルで事前設計の信頼性を向上させるための研究を行うことが必要であると思われる。

上記のような重要性の高さにもかかわらず、この点に関する既往の研究^{3),4)}は少なく十分な対応が図られているとはいいがたい。この中で文献4)は1982年以前に施工された多くの事例について個々のトンネルに関する具体的な検討を行ったうえで全般的な事前設計の変更状

* 正会員 (株)大本組 技術研究所研究員 (元・山口大学助手 工学部建設工学科) (〒700 岡山市内山下1-1-13)

** 正会員 工博 山口大学教授 工学部土木工学科 (〒755 宇部市常盤台2557)

*** 正会員 日本道路公団広島建設局建設第二部 調査役 (〒730 広島市中区土橋町7-1 中国新聞ビル6F)

**** 正会員 工博 山口大学教授 工学部建設工学科 (〒755 宇部市常盤台2557)

況を評価しており、以後のトンネル設計に対する重要な資料を与えた点において有用かつ貴重な研究であったと思われる。しかしながら、この研究においても具体的な変更原因や変更の一般的な傾向に対する具体的な説明付けを行うにいたっておらず、また以下の点に問題を残すと考えられる。

1) 実績調査においては地山を硬岩、軟岩、土砂といった地山区分に分類しており、たとえば火成岩、古生代の堆積岩、変成岩を硬岩地山の範疇とする区分を行っている。しかしながら、火成岩、堆積岩、変成岩ではおののちに岩石の基本組成が異なるためトンネル掘削時の地山挙動は異なった特徴を有すると考えられる。たとえば、堆積岩、変成岩類は結晶が一定方向に並ぶため組織に強い異方性を有する。また片理、層理が顕著であり、結晶片岩類では片理面に沿った滑性を有することもある。弾性波探査においては波動が選択的に硬い部分を伝わることから、これらの岩盤では見掛け上、弾性波速度が大きく出ることがある等の地質調査における特殊性も有している。これに対して火成岩類は一般に塊状構造を有するため工学的に問題となるほどの強い異方性を示すことはない^{5)~8)}。このようなことから火成岩、堆積岩、変成岩類を同一の地山区分に含めることには問題があると考えられる。

2) 調査当時は現在の地山等級、支保パターンに類する設計基準が明確に定められていなかった。このため、比較の基準として共通地山等級を設定しているが各トンネルでは地山評価、設計思想に違いがあり、すべての設計支保が必ずしも設定した共通地山等級に対応しない場合も考えられる。このため各トンネルの設計支保を共通地山等級に再評価する必要があるが各トンネルの地山状況と設計支保との関係を全体とのバランスにおいて満足できる再評価を行うことは現実的に困難であり、必ずしも絶対的な評価基準とはなっていないと考えられる。

このようなことから本研究では対象を明確にし、具体的な考察を加えるために地山を岩盤に限定し、地山岩種に火成岩、堆積岩、変成岩類の代表岩種として花崗岩、粘板岩、黒色片岩をとる。さらに、共通の設計基準に従って設計、施工されたトンネルにおける実績を調査対象としたうえで現状の事前設計における問題点、事前設計が施工中に変更される原因を具体的に評価し、事前設計における信頼性の向上に対する提案を行おうとしたものである。

本文では、まず施工実績に基づき、事前設計時の支保パターンが施工時に変更された延長距離に着目して工法変更の実態を調査する。次に、これらの変更がどのような事前調査データに対して生じているかの検討を行う。続いて、実際の施工中に記載された支保パターン選定に

関するデータを詳細にサンプリングし、統計手法を用いた解析を行う。この解析結果より岩種ごとの支保パターンの変更状況、支保パターンごとの変更動向を切羽観察記録等の実際の岩盤特性に基づいて明らかにしたうえで事前設計の現状における問題点を示す。最後に、具体的な変更要因を量的に評価したうえで支保設計の信頼性向上に対する考察を行うものである。

2. 支保パターン変更の実態調査

対象としたトンネルは日本道路公団広島建設局管内において発破掘削による NATM で施工されたトンネルのうち花崗岩を主とする地山に施工されたトンネル 14 本（以下、花崗岩トンネルという）、粘板岩を主とする地山に施工されたトンネル 8 本（以下、粘板岩トンネルという）、黒色片岩を主とする地山に施工されたトンネル 10 本（以下、片岩トンネルという）を取り出したものである。なお、以下で支保パターンとは日本道路公団の定める標準支保パターン⁹⁾をいい、表-1 にその内容を示す。表-1 においては支保パターンが地山等級に対応して記載されているが、本文中では混乱を避けるため、表-1 の各支保パターンを地山等級名でよぶこととする。また、表-1 には記載されていないが実際には地山等級 A が定義されている。地山等級 A は上部半断面の切羽が良好な自立状態にあり、長期にわたって緩むことがないと考えられるため特に支保パターンは定められていないが、ここでは上記と同様に地山等級 A に対応する工法も 1 つの支保パターンとして扱い、A パターンと称する。

最初に、表-2 は調査したトンネルごとの調査区間の総延長と変更延長を示したものである。ここでいう延長

表-1 標準支保パターン⁹⁾

地山等級	掘削工法	一掘進長(上半)(m)	ロックボルト		鋼製支保工			吹付		覆工厚(cm)		変形余裕量(cm)		
			長さ(m)	掘削方向	掘削方向	掘削方向	掘削方向	掘削方向	掘削方向	掘削方向	掘削方向	掘削方向	掘削方向	
														掘削方向
B	上半工法	2.0	3.0	1.5	2.0	なし	なし	なし	5	30	0	0	0	0
C ₁	上半工法	1.5	3.0	1.5	1.5	なし	なし	なし	10	30	0	0	0	0
C ₂	上半工法	1.2	3.0	1.5	1.2	H-125	なし	1.2	10	30	0	0	0	0
D ₁	上半工法	1.0	4.0	1.2	1.0	H-125	H-125	1.0	15	30	45	0	0	0
D ₂	上半工法	1.0以下	4.0	1.2	1.0以下	H-150	H-150	1.0以下	20	30	50	10	0	0

表-2 調査トンネルでの調査延長距離と支保パターン変更距離

番号	花崗岩トンネル			粘板岩トンネル			片岩トンネル		
	総延長	変更長	変更率	総延長	変更長	変更率	総延長	変更長	変更率
1	782	139	17.8	1349	809	60.0	580	381	65.7
2	813	130	16.0	1360	914	67.2	690	341	49.4
3	619	204	33.0	415	161	38.8	420	372	88.6
4	805	398	49.4	376	95	25.3	492	422	85.8
5	1011	795	78.6	1381	963	69.7	363	74	20.4
6	1020	765	75.0	1766	1209	68.5	304	13	4.3
7	585	522	89.2				1001	788	78.7
8	558	344	61.6				1053	913	86.7
9	316	136	43.0				231	89	38.5
10	366	101	27.6				295	170	57.6
11	612	199	32.5						
12	879	170	19.3						
13	875	178	20.3						
14	758	69	9.1						
全	9999	4150	41.5	6647	4151	62.4	5429	3563	65.6

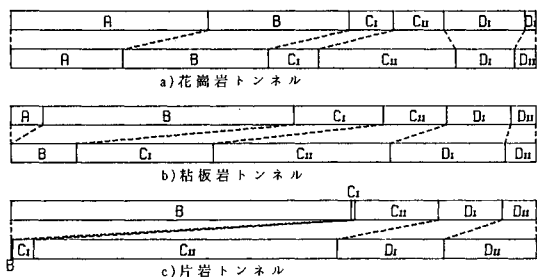
距離は本研究の必要とする資料が得られた区間についての延長距離であり、実際のトンネル延長とは異なる。表一2より、花崗岩トンネルでは最も変更が少ないトンネルで約9%、多いトンネルで約90%、平均的には約42%の変更がなされている。同様に粘板岩トンネルでは最少で約25%、最多で約70%、平均では約62%の変更となっている。また、片岩トンネルでは最少で約4%、最多で約89%、平均的には約66%の変更がなされている。これより、変更率に関して岩種ごとに差はみられるが、一般的には変更の多いトンネルで約70~90%の変更がなされ、平均的にはトンネル延長の約半分で支保パターンの変更がなされていると考えることができよう。

次に、支保パターンの具体的な変更内容についての比較を行う。本文ではAパターンを最も上位の支保パターン、D_{II}パターンを最も下位の支保パターンであるとしてAパターンに近いほど上位であり、D_{II}パターンに近いほど下位の支保パターンであると称する。これに応じて支保パターンの変更に関してもB→C_{II}等の変更は下位側変更、C_{II}→A等の変更は上位側変更という。また、表一1より標準支保パターンは上半部に対する鋼製支保工の有無で大きく2つに分けることができる。そこで、鋼製支保工を用いないA、B、C_Iパターンを上位グループ、鋼製支保工を用いるC_{II}、D_I、D_{II}パターンを下位グループと称する。

図一1は岩種ごとの延長距離に関する事前設計時と施工時の支保パターン区分を示したものである。図一1 a), b), c) の上段はおのおの、花崗岩、粘板岩、片岩トンネルにおける事前設計支保パターン延長、下段は施工支保パターン延長を示す。図一1より、全岩種に共通してA、Bパターンの減少が顕著であることがわかる。これとは逆に、C_{II}、D_I、D_{II}パターンが増加し、下位グループのうちで最も上位にあるC_{II}パターンの増加が著しいことも示されている。

ここで、さらに変更状況を具体的に示すために式(1)による換算変更率を用いる。

$$\text{換算変更率 (\%)} = (\text{事前設計時各支保パターン}$$

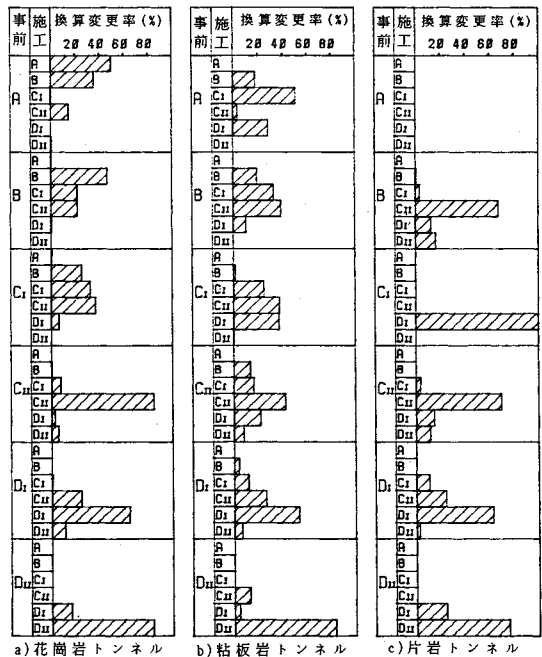


図一1 事前設計と施工支保パターンの距離区分 (上段：事前設計 下段：施工)

$$\text{ごとの施工支保パターン距離}) / (\text{事前設計時各支保パターンごとの延長距離}) \times 100 \dots \dots \dots (1)$$

図一2は地山岩種別に支保パターンごとの換算変更率を示したものである。また、表一3には各事前設計支保パターンにおける下位側変更に対する換算変更率の総和、上位側変更に対する換算変更率の総和および上位、下位側変更を合わせた換算変更率を示してある。

図一2、表一3より全岩種においてA、B、C_Iパターンの鋼製支保工を使用しない上位グループが変更される傾向が強いことがわかる。支保パターンごとの総変更率をみると、花崗岩トンネルではC_Iパターンで最大の約68%を示し、平均的には54%、粘板岩トンネルではA、B、C_Iパターンとも70%以上を示し平均的には約86%、片岩トンネルでは事前設計でAパターンとされたケースはなかったがB、C_Iパターンの100%が変更されている。これに対してC_{II}、D_I、D_{II}パターンの鋼製支保工を使用する下位グループについての換算変更率の平均値は花崗岩トンネルで約23%、粘板岩トンネルで約39%、片岩トンネルで約31%と上位グループの変更度合に比し低く、特にAパターンの下位側変更が花崗岩ト



図一2 岩種ごとの換算変更率

表一3 支保パターンごとの換算変更率

支保	花崗岩トンネル			粘板岩トンネル			片岩トンネル		
	下位側	上位側	総合	下位側	上位側	総合	下位側	上位側	総合
A	50.5	—	50.5	100.	—	100.	—	—	—
B	43.7	0.1	43.8	80.9	0.0	80.9	99.5	0.0	99.5
C _I	42.6	25.6	68.2	74.2	1.5	75.7	100.	0.0	100.
C _{II}	8.2	7.7	15.9	29.1	29.2	58.3	26.5	3.7	30.2
D _I	11.0	25.0	36.0	6.3	41.0	47.3	2.6	34.8	37.4
D _{II}	—	16.3	16.3	—	16.9	16.9	—	24.5	24.5

ンネルで約 51 %，粘板岩トンネルで 100 % と高いのに対し， D_{II} パターンの上位側変更率は花崗岩トンネルで約 16 %，粘板岩トンネルで約 17 % と非常に低いのがわかる。さらに，変更幅に対して 2 段階以上の変更に對する換算変更率も表-4 に示すように上位グループが下位グループに比しかなり大きく，特に粘板岩トンネルの A，片岩トンネルの B， C_I パターンではきわめて高い変更率となっている。

以上，施工実績に基づき，変更距離に着目したデータ分析から導かれた結論を以下に列記する。

1) 現状での支保パターンの変更を施工延長距離についてみた場合，平均的に花崗岩トンネルでは約 42 %，粘板岩，片岩トンネルでは 60 % 以上の変更がなされており，比較的变化の少ない花崗岩トンネルにおいてもトンネルによっては 90 % 近くの変更がなされている。

2) 支保パターンの変更は事前設計で鋼製支保工を用いない上位グループとされたものに対してなされた場合が多く，特に鋼製支保工の導入される下位グループ中，最も上位の支保パターンである C_{II} パターンへの変更が著しい。

3) 上位グループが下位グループに変更される割合に比し下位グループが上位グループに変更される割合は低い。

4) 粘板岩，片岩トンネルにおいては上位グループについて 2 ランク以上の変更がなされる割合が高く，事前設計の信頼性があまり高くはないことが示唆される。

以上より，一般に事前設計支保パターンは施工時に安全側への変更がなされる傾向にあり，特に粘板岩，片岩トンネルではその傾向が著しい。これは，前述のように火成岩類，堆積岩類，変成岩類では基本的な組成構造が異なることから，おのおのに力学的特徴を有するためであり，粘板岩，片岩トンネルに対しては地山岩種に対する特別な配慮が必要であったことが推測される。日本道路公団の定める地山判定基準では，このような岩種に対する区別が弾性波速度範囲を主として与えられているのみであり，粘板岩，片岩トンネルに対しては明らかに問題があると思われる。

また，岩種を問わず施工時の C_{II} パターンの増加が著しいことの要因として，施工時には鋼製支保工の採用によって，より安全性への配慮ができること，および測量や削岩等の作業精度の向上が図れることも考えられる。

表-4 2 段階以上の変更に對する換算変更率の総和

支保	換算変更率 (%)		
	花崗岩	粘板岩	片岩
A	15.3	82.1	—
B	22.1	48.5	96.3
C_I	6.9	36.7	100.0
C_{II}	5.5	21.1	11.8
D_I	0.7	11.5	10.5
D_{II}	0.0	12.5	0.0

すなわち，該当地山の構造安定化のために鋼製支保工が必要であるか否かの力学的な要求とは別に，鋼製支保工の導入による施工の安全性，構造の信頼性に対する経験に基づいた心理的要素や施工上の利便性に関する要求も C_{II} パターン増加の要因であると考えられる。この点に関してはデータから明らかにすることは困難であるが，上記の要因はトンネル施工を安全かつ円滑に進めるうえで必要と思われる，事前設計においても十分に考慮することが必要であろう。

3. 事前調査データからみた支保変更状況の検討

前節の施工延長距離に着目した分析に対して本節および次節では事前調査データおよび施工時のデータを用いて変更頻度に着目した分析を行う。特に本節では事前設計のための地質調査で一般に行われている弾性波探査，ボーリング調査といった事前設計データからみた支保パターンの変更状況を明らかにする。なお，日本道路公団では施工中の岩質判定時に支保パターンの選定を行っていることから，ここでは岩質判定記録に記載された支保パターン選定結果と岩質判定のなされた地点に該当する事前調査時データを用いる。分析に用いた岩質判定記録の数は花崗岩トンネルで 189，粘板岩トンネルで 151，片岩トンネルで 80 であった。一般に岩質判定はトンネル全長に対して平均的に実施されているとは限らず，さらに著者らは各トンネルでの岩質判定記録のすべてを入手していない場合もある。したがって，著者らが入手した岩質判定記録はトンネルによっては位置的に偏った資料である可能性もある。そこで，これらのデータが地形条件，地質条件に対して良好にサンプリングされているか否かを明確にするため，弾性波速度と土被り厚に関する基礎統計量を算出した。結果を表-5 に示す。表中，歪度 S は分布の左右対称性を示すもので $S > 0$ のとき数値の大きい側に長く， $S = 0$ で対称， $S < 0$ で数値の小さい側に長い分布となっている。また，尖度 K は分布の尖り具合を示すもので $K < 3$ のとき，なだらかであり， $K = 3$ で正規分布， $K > 3$ で尖った分布となっている。以上を考慮すると，片岩トンネルの弾性波速度以外はいずれも比較的正規分布に近くっており，良好にサンプリングされていると思われる。

まず，弾性波速度からみた支保パターン変更状況についての検討を行う。図-3 は各岩種における事前設計支保パターンと地質調査時の弾性波速度の相関図，図-4

表-5 計測データの基礎統計量

岩種	花崗岩トンネル		粘板岩トンネル		片岩トンネル	
	V_p	土被り	V_p	土被り	V_p	土被り
平均	4.06	67.71	4.63	127.68	4.56	65.45
標準偏差	1.12	54.79	0.89	61.24	0.76	28.81
歪度 (S)	-0.89	1.0	-1.59	-0.1	-3.72	0.11
尖度 (K)	2.68	2.96	4.68	1.95	17.14	2.9

は施工支保パターンと弾性波速度の相関図である。なお、上記各図中の r は相関係数である。円の面積は同一点でのデータ数を表わし、図ごとに最もデータ数が多い点での面積を最大として、その他をデータ数に応じて描いてある。また、図-3、4中の各支保パターンに対して示された実線は日本道路公団の定める地山判定基準¹⁾での各地山等級に対する弾性波速度範囲である。以下に各図からの考察を行う。

1) 図-3より全岩種において事前設計での支保パターンは地山判定基準の定める弾性波速度範囲に必ずしも一致しないが、弾性波速度に対して比較的良好な相関を示しており、事前設計において弾性波速度がかなり重要な位置を占めていることがわかる。これは、現在用いられている地山判定基準が弾性波速度を重要な指標として採用していることから当然の結果であると考えられる。

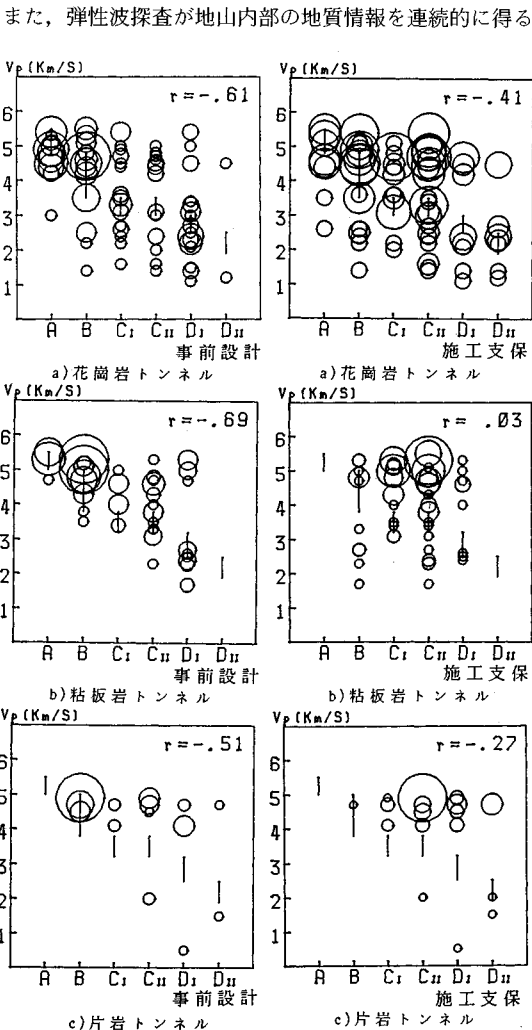


図-3 事前設計支保パターンと弾性波速度の相関図

ことのできる有力な調査法であり、さらに弾性波速度は力学量であることから他の地質情報に比し客観的な計測値として扱いやすく、工学的判断のための資料として比較的容易に利用できることから理解ができる。なお、これに関してはアンケート調査の結果から硬岩地山に施工されたトンネルでの設計支保パターンの決定要因は弾性波速度が中心になっていることが明らかにされている¹⁰⁾。

2) 図-3に対し、施工支保パターンに関する図-4では相関が低くばらついている。花崗岩トンネルでは比較的良好な相関が認められるものの粘板岩、片岩トンネルでは相関は低く、特に粘板岩トンネルでは無相関である。これは、明らかに弾性波速度に依存した支保設計の信頼性が低いことを示している。

このように、弾性波速度に依存した支保設計の信頼性が乏しい理由の1つとして弾性波探査の技術的境界が地山の平均的状況を表現する程度にすぎず、実際のトンネル計画位置での弾性波速度を事前に知ることができないためと考えられる。前述のように火成岩類が塊状構造を有するのに対し、堆積岩、変成岩類は層状構造を有する。このためトンネル縦断方向に発振した弾性波は硬質層を優先的に通過し、計測値は硬質層の平均的弾性波速度となる場合も多く、計測された弾性波速度がトンネル位置のものとは異なる可能性がないとはいえない。このような場合はトンネル横断方向の弾性波探査を行うなど適当な方法を用いることによって縦断方向の計測値に対する確認を行うことが有効であるが、これをトンネルルート全域にわたって広く実施することは弾性波探査の技術的境界と実施コストを考慮すれば現実的とはいえず、一般には断層破砕帯の予測される部分等に限定される。このため、特に粘板岩、片岩トンネルでの弾性波速度値に大きなずれが生じ、それが事前設計支保パターンと施工支保パターンの大きな差につながったものと考えられる。

以上より、現状の事前設計は明らかに弾性波速度に依存しているが、弾性波速度は探査法の技術的境界によって必ずしもトンネルにおける岩盤の自立性を反映できず、その結果、事前設計の信頼性は必ずしも高くはないといえよう。特に粘板岩、片岩トンネルにおいては弾性波速度が一般に高く計測される傾向にある。この結果、事前設計支保パターンは施工時の多くの場合に安全側への変更を受けることになる。

次にボーリング調査と支保パターン変更状況についての検討を加える。事前調査で行われるボーリングには垂直ボーリングと坑口付近での水平ボーリングがある。このうち、トンネル坑口部はほとんどの場合に土被りが浅く風化も進んでいるため地山状況はかなり悪化しており、A~D_{II}の標準支保パターンがそのまま適用される

図-4 施工支保パターンと弾性波速度の相関図

ことはまれである。このためトンネルの一般部と坑口部を同一の範疇で論じることは適切でない。そこで、ここではトンネル一般部での垂直ボーリングのみについて言及する。

ボーリング調査の主たる目的は地中の地質状況を実際に目で見て調査することであり、特に層序、岩相、断層破砕帯の存在および地下水の状態を推定することにある。具体的な調査項目としては地質分布、断層、割れ目、風化変質、固結程度、地下水等がある。ボーリングは実際にトンネル計画位置の岩質を見ることのできる唯一の調査法であり、ボーリングがなされた地点では、精度良く支保パターンが設計されていることが期待される。そこで、ボーリングの実施が事前設計の精度に与えた影響の程度を調べる必要がある。ところが、前述のように岩盤トンネルでは一般にボーリング実施数が非常に少ない。また、前出のアンケート結果によれば、硬岩トンネルではボーリングを行わない例が半数を占め、調査方法としてのボーリングへの依存度は低いことが指摘されている¹⁰⁾。

本研究で採集したトンネル群についてもボーリングに関する資料は非常に少なく、トンネル一般部での垂直ボーリングは花崗岩トンネルで11サンプル、粘板岩トンネルで2サンプル、片岩トンネルで4サンプルのみであった。このため数量的な検討を加えることは困難であると思われるが、参考として花崗岩トンネルでの状況を述べると以下のとおりである。ボーリングが実施された位置で支保パターンの変更がなされたケースは3サンプルであった。また、変更のなかった8サンプルについてボーリング実施位置から最も近い変更地点までの距離は最短7m、最長24m、平均14mであった。

上記の参考データのみではボーリングの実施効果を論ずるには不十分であるが、ボーリングがトンネル計画断面のある一部を観察する程度のものであるにもかかわらず、ボーリングの実施によって少なくとも実施地点から10m程度の範囲内で良好な設計ができているということの推測は可能であろう。また、一般に垂直ボーリングは地質的に問題のある位置で行われることが多いことを考慮すれば、この意味はさらに大きくなる。このようなことから、ボーリングデータは前記の横断方向の弾性波探査とともに事前調査データ確認のために有用であると考えられる。

4. 岩質判定記録を用いた詳細検討

前節では事前調査データと支保パターンの変更状況の関係について検討を加えた。本節では事前調査データに加え、施工時データを用いて支保パターン変更の有無に影響を与える要因を具体的に検討する。施工時データと

しては前述の岩質判定記録を用いており、ここには判定時の施工状況、切羽状況、判定理由等が記録されている。施工中の岩質判定とそれに伴う支保パターンの選定は該当する切羽の状況、従前の施工経験等を踏まえたうえで日本道路公団の技術者による判断のもとに行われる。岩質判定記録に記載された判定理由は信頼性、重要性の高い貴重な資料であるが、判定理由は一般に定性的であり数量的に表現することの困難な内容となる。一方、該当切羽の状況は切羽観察記録にも記載されている。図-5に示すように切羽観察記録は圧縮強度、風化変質等の切羽状況を示す9項目に対し、岩盤工學上良好な状態から不良な状態へ4段階の評価を行っている。この切羽観察記録は、観察者の技術的主観に依存した評価であり、かつ段階的な評価であるため厳密さに欠けるものの切羽状況を定量的に表現した記録としてはきわめて有用なものである。そこで、詳細検討に用いるデータには岩質判定理由の代表データとして切羽観察記録を採用することとした。

ここでは、支保パターン変更の要因を抽出するために数量化理論Ⅱ類を適用した。判別群は第一群を下位側変更時のサンプルグループ、第二群を無変更、第三群を上位変更とした全三群を設定している。アイテムは、切羽観察記録における④~⑩の9項目、弾性波速度 V_p 、土被り厚 h の全11種としている。各アイテムのカテゴリー化は以下のように行っている。

- 1) 切羽観察記録は図-5に示すように観察項目ごとに4段階の評価を行っている。そこで、この各段階を直接カテゴリーとして採用した。
- 2) 弾性波速度は日本道路公団の定める地山判定基準に従った岩種ごとの弾性波速度範囲をカテゴリーとした。事前の地質調査で計測された弾性波速度がこの範囲

④	切羽の の状態	1.安 定	2.鏡面から岩塊が 抜け落ちる	3.鏡面の押出しを 生じる	4.鏡面は自立せず 崩れあるいは流出	
⑤	素掘面 の状態	1.自 立 (岩詰不要)	2.時間がたつと根 み眼落ちする (後普請)	3.自立困難脱削後 早期に支保する (先普請)	4.掘削に先行して 山を受けておく 必要がある	
⑥	圧縮 強度	1. $\sigma_c \geq 1000 \text{ kgf/cm}^2$ ハンマー打撃は お返る	2. $1000 > \sigma_c \geq 200$ ハンマー打撃で くだける	3. $200 > \sigma_c \geq 50$ 軽い打撃でくだ ける	4. $50 \text{ kgf/cm}^2 > \sigma_c$ ハンマー刀先く い込む	
⑦	風化 変質	1. な し・健全	2. 岩目に沿って変 色、強度やや低下	3. 全体に変色、強 度相当に低下	4. 土砂状、粘土状、 破砕、当初より 未固結	
⑧	割れ目 の頻度	1. 間隔 $d \geq 1 \text{ m}$	2. $1 \text{ m} > d \geq 20 \text{ cm}$	3. $20 \text{ cm} > d \geq 5 \text{ cm}$	4. $5 \text{ cm} > d$ 破砕、 当初より未固結	
⑨	割れ目 の状態	1. 密	2. 部分的に開口	3. 開 口	4. 粘土をはきむ、 当初より未固結	
⑩	割れ目 の形態	1. フラン ク ム 方 形	2. 柱状	3. 層状、片状、 板状	4. 土砂状、細片状 当初より未固結	
⑪	湧水	1. な し、湧水程度	2. 湧水程度	3. 集中湧水	4. 全面湧水	
⑫	水による 劣化	1. な し	2. 破みを生ず	3. 軟弱化	4. 崩壊・流出	
判別 基準 の 方 向 の 傾 斜 角 を と る	縦断方向 (切羽面) (をみて)	1. 水平 ($10^\circ > \theta > 0^\circ$) 2. さし目 ($30^\circ > \theta \geq 10^\circ, 80^\circ > \theta \geq 60^\circ$) 3. さし目 ($60^\circ > \theta \geq 30^\circ$) 4. 流れ目 ($60^\circ > \theta \geq 30^\circ$) 5. 流れ目 ($30^\circ > \theta \geq 10^\circ, 80^\circ > \theta \geq 60^\circ$) 6. 垂直 ($\theta \geq 80^\circ$) [最大傾斜角をとる]				
	横断方向 (切羽面) (をみて)	1. 水平 ($10^\circ > \theta > 0^\circ$) 2. 右から左 ($30^\circ > \theta \geq 10^\circ, 80^\circ > \theta \geq 60^\circ$) 3. 右から 左 ($60^\circ > \theta \geq 30^\circ$) 4. 左から右 ($60^\circ > \theta \geq 30^\circ$) 5. 左から右 ($30^\circ > \theta \geq 10^\circ, 80^\circ > \theta \geq 60^\circ$) 6. 垂直 ($\theta \geq 80^\circ$) [切羽面のみかけの傾斜角をとる]				

図-5 切羽観察記録

表一六 弾性波速度と土被り厚のカテゴリー範囲

カテゴリー	1	2	3	4	5
弾性波速度	花崗岩 ～4.8	4.8～3.5	3.5～3.0	3.0～2.5	2.5～
	粘板岩 ～5.0	5.0～3.8	3.8～3.2	3.2～2.5	2.5～
	片岩 ～5.0	5.0～3.8	3.8～3.2	3.2～2.5	2.5～
土被り厚	～20	20～60	60～100	100～	—

表一七 数量化理論Ⅱ類の解析データと結果

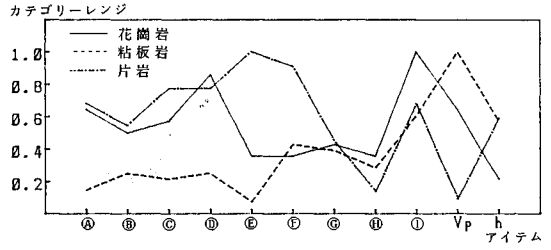
岩種	サンプル数			相関比	誤判別率
	1群	2群	3群		
花崗岩	105	51	33	0.45	0.317
粘板岩	103	25	23	0.57	0.318
片岩	57	17	6	0.54	0.375

に該当するとき、カテゴリーに反応したと考える。岩種ごとのカテゴリー範囲を表一六に示す。

3) 土被り厚には特に範囲を限定する基準がないため、「薄い」、「比較的薄い」、「比較的厚い」、「厚い」と考えられる厚さを表一六に示すように分類しカテゴリーとした。弾性波速度と同様に、事前調査において計測された土被り厚が各範囲に該当するときカテゴリーに反応したと考える。

以上より、解析モデルは11アイテム、45カテゴリーで構成される。各群のサンプル数、各岩種での相関比 η 、誤判別率を表一七に示す。表より相関比は必ずしも高いとはいえないし、誤判別率も十分低いとはいえない。しかしながら、1) 前述のようにトンネル延長の約半数の支保パターンが変更されており、さらに下位側へ変更される傾向が強いため各群のサンプル数にばらつきがあること、2) 扱ったデータのうち、切羽観察記録が切羽状況をすべて記述しているわけではなく、あくまで観察者の主観に基づく代表値であること、3) 実際の支保パターンはここで用いたデータ以外に多くの要因を総合的に評価したうえで技術者の主観的判断によって決定されている。そのため何らかの特殊状況下にあると推測されるデータも存在するが、それらも特に除外することなく採用していること、等のデータ特性を考慮すれば比較的良好な評価ができたものと考えられる。

次に、カテゴリーレンジを図一六に示す。カテゴリーレンジは本来連続値ではないが、視覚的に比較できるように各岩種でのカテゴリーレンジの最大を1.0に基準化したうえで縦軸にカテゴリーレンジ、横軸に切羽観察記録の評価項目④～⑩、弾性波速度 V_p 、土被り厚 h を取って折れ線グラフで示してある。図一六より各岩種において特徴を有し、判別に関する支配要因が異なることがわかる。ただし、片岩トンネルの弾性波速度は前述のように、かなりサンプルデータに偏りがあるため影響が極端に低くなったものと思われる。表一八は岩種ごとにカテゴリーレンジの大きい順に該当アイテムを示したものであり、同程度の数値を示したアイテムは同一欄にまとめてある。以下では図一六、表一八より岩種ごとの一般的な物理的性質^{5)~8)}に基づいて各岩種での変更原因に



図一六 数量化理論Ⅱ類によるカテゴリーレンジ

表一八 岩種ごとの支保パターン変更要因

花崗岩	粘板岩	片岩
水による劣化	弾性波速度	割れ目の頻度 割れ目の状態
風化変質	水による劣化 土被り厚	圧縮強度 風化変質
切羽の状態 弾性波速度	割れ目の状態 割れ目の形態	水による劣化 切羽の状態

についての検討を行う。

全岩種に共通して「水による劣化①」が重要な判別因子となっており、その他については花崗岩トンネルでは「風化変質⑩」、弾性波速度と「切羽の状態④」、粘板岩トンネルでは弾性波速度、「割れ目」に関する項目⑤、⑥と土被り厚、片岩トンネルでは「割れ目」に関する項目⑤、⑥と「風化変質⑩」、「圧縮強度③」および「切羽の状態④」が判別因子として挙げられる。花崗岩は一般に、耐圧強度は大きい風化しやすい性質を有する。これに対して、粘板岩は泥質系堆積物の中で最も固結度が高く風化を受けにくい。また、一般に薄板状にはがれやすい構造を有する。このようなことから、花崗岩トンネルでは「風化」、粘板岩トンネルでは「割れ目」が重要因子として抽出されたものと考えられる。また、黒色片岩は結晶片岩類に属し、一定方向に対する破壊強度がきわめて低く、片理、層理が剥離面となり、滑落、崩落を生じやすい。このため粘板岩トンネルと同様に割れ目に関する項目と強度に関する項目が重要因子として抽出されたものと考えられる。なお、「水による劣化①」は地下水が長期にわたって滞留することによる岩盤の変質とともに湧水の有無が施工に及ぼす影響を考慮したものと考えられる。特に、片岩トンネルにおいては片理面に地下水が付着することによる滑性の増大を考えると施工時の安全面でも重要となろう。

以上より、支保パターンの変更、無変更に関する判別における主たる影響因子は地下水の状況と各岩種の一般的性質に依存した項目であることがわかる。このことから、事前設計の信頼性の向上のためには地下水の綿密な調査および、岩種別にその特殊性を考慮することが有用であることがわかる。

5. 支保設計の改善に関する一考察

前節までの調査時および施工時データに基づく解析によって、1) 支保パターンは弾性波速度に多くを依存して設計されているが、施工支保パターンは弾性波速度には必ずしも対応せず、事前設計支保パターンの変更がしばしば行われること、2) 岩種によってかなり変更の形態が異なること、3) 切羽状況からみた支保パターン変更の要因は切羽観察項目の「水による劣化」、「割れ目の状態、形態」、「風化変質」であることを明らかにした。

上記各項目と弾性波速度の関係について、一般に弾性波速度は乾燥岩石では割れ目の存在で著しく低下し、同時に風化の進行によっても低下する。また、湿潤岩石では割れ目が弾性波速度を低下させる程度は大幅に減少し、水で飽和された場合には割れ目のない岩体と同程度の弾性波速度を示すこともある¹¹⁾。以上のことは理論的には岩盤においても同様の傾向にあると考えられ、この応用として亀裂係数、準岩盤強度等も定義されている¹²⁾。このように、実際には弾性波探査の原理上問題のある地山は少ないとはいえ、たとえ問題なく計測できたとしても計測値は地山の平均的な状況を説明するにすぎない。したがって、弾性波速度からトンネル計画位置の状況を推定することには限界があり、これは前記までの調査結果から明らかである。

以上のことから、弾性波速度からは「割れ目」や「風化」の状況を正確に推定することは不可能であり、このためにはボーリングによって実際にトンネル計画位置の状況を知る以外にないと考えられる。これに対し、現状では多くの場合にトンネル縦断方向の弾性波探査と坑口付近の数少ないボーリング調査のみによって設計がなされており、事前設計の信頼性が低くなるのはいたしかたのないことであろう。しかしながら、トンネル計画位置での「地下水」、「風化」、「割れ目」をボーリング以外の現状の測定技術で具体的に知ることは困難であり、またトンネル縦断に沿って数多くのボーリングを行うことはコスト面で現実的ではないことから弾性波速度に依存せざるを得ないのは事実である。また、該当地山の航空写真によるリニアメントの調査、入念な地表踏査を行い弾性波探査の結果を総合して地下の状況をより具体的に推定することも可能であると考えられるが、これは実際に調査を行う技術者の専門的熟練度に多くを依存している。さらに、地質調査とトンネル設計とは一般に分業化されているため両者の意思伝達が有機的に行われにくいきらいがあり、これを規格化し、普遍化することも実際には困難であると考えられる。

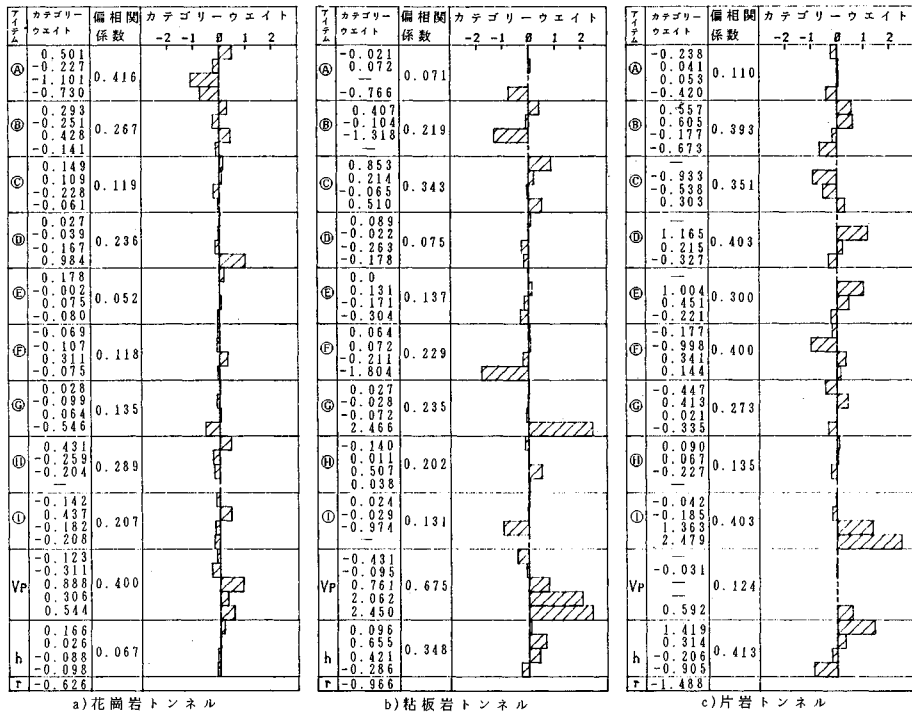
そこで、以下では現状の事前調査の精度、形態等を早急に改善することは困難であると考え、現状の事前設計を補正し、ある程度の精度向上を図るための具体的な考察を行う。考察内容としては、1) 現状での事前設計に

よる支保パターンが施工時の支保パターンに対して平均的どの程度のずれを有しているか、2) 支保パターンが変更される可能性が大きくなる時の条件は何か、という2点について明らかにしたうえで、事前設計支保パターンを基本設計と考え、これに対する補正を試みるものである。

このための方法として数量化理論Ⅰ類による解析を行う。数量化理論Ⅰ類は反応したカテゴリーのカテゴリーウェイトの総和で目的変数を説明しようとするものである。そこで、目的変数を支保パターンの変更幅とし、前節で用いたアイテムを説明変数に用いる。ここで、変更幅は支保パターン A~D_{II} を 1~6 の数値に対応させたいので事前設計支保パターンと施工支保パターンの差として定義する。したがって、変更幅が負値の場合は下位側への変更、正值の場合は上位側への変更となる。結果として得られた各カテゴリーウェイトは対象とする地質状況が各カテゴリーに反応した場合に、事前設計支保パターンを施工支保パターンに一致させるための支保パターン補正量を表わし、最終的な補正量はそれらの総和によって推定することが可能と考えられる。ただし、この場合は補正量が実数値で算出されるため補正指標としてとらえる方が妥当であろう。図-7 は数量化理論Ⅰ類による解析結果としてカテゴリーウェイト、偏相関係数を示したものである。図中、最下欄の r は定数項である。なお、目的変数の定義より、カテゴリーウェイトが負値の場合は下位側への補正量、正值の場合は上位側への補正量を示す。

前述のように支保パターンの補正量はカテゴリーウェイト値の総和で与えられる。したがって、下位側補正要因のウェイト値と上位側補正要因のウェイト値の組合せに対して多くの場合が考えられる。これに対して、図-7 に示す定数項のウェイト値はカテゴリーに反応したか否かを問わず規定されており、現状の事前設計に対して必要とされる平均的な基本補正量を示すと考えられる。これに関して、花崗岩、粘板岩、片岩トンネルにおよそ -0.6, -1.0, -1.5 の負値が与えられており、現状の事前設計支保パターンには基本的に下位側への補正が必要とされることがわかる。

図-7 ではアイテムごとに補正量が与えられており、①~④の切羽観察項目に関するアイテムにも比較的大きな補正量が与えられているものもある。ところが、切羽観察項目は事前調査時には未知である。実際にこれらを利用するためには、ボーリングコアに対して切羽観察項目の検討を行うことが考えられ、ある程度の判断を行うことは可能であると思われる。しかしながら、前述のようにボーリングを数多く行うことは現実的でないし、ボーリングを実施した地点では、現状において良好な事



図一 数量化理論I類による解析結果

前設計が行われていることを考えると、上記アイテムを直接補正に利用することは有意ではない。これに対し、弾性波速度、土被り厚は事前設計時には既知であり、支保パターンの変更に関する影響も大きい。さらに、花崗岩トンネルと粘板岩トンネルにおいて、弾性波速度に関する下位側補正と上位側補正の境界が 3.8 km/s であることもわかる。片岩トンネルの場合は弾性波速度に関してデータに偏りがあるため明確な指摘をすることは困難であるが花崗岩、粘板岩トンネルでの結果から片岩トンネルにおいても弾性波速度に関して同様な傾向を推測することも困難ではないと思われる。そこで、以下では基本補正量、弾性波速度、土被り厚を用いて初期設計の補正を試みる。ただし、ここでは上記以外に工学的判断を行うためのデータがないため、単に数値的な補正のみを行うことになる。そこで、実数値で与えられた補正量は四捨五入した後に補正幅として用いている。

表一は補正効果を示したもので、第1欄は無補正の場合の施工支保パターンに対する変更度数、第2欄は基本補正量のみを用いて初期設計を一律に補正した場合、第3欄は弾性波速度、土被り厚を加えて補正した場合の変更度数である。表より、全般的に上位側への変更が増加しているものの、下位側変更度は半数近くに減少し、無変更の切羽も増加していることがわかる。特に、2ランク以上の変更については粘板岩、片岩トンネルでの減

表一 初期設計に対する補正結果

岩種	変更内容	変更度数		
		無補正	基本補正	基本補正+Vp+h
花崗岩	下位側変更	105 (56%)	35 (19%)	53 (28%)
	上位側変更	33 (17%)	84 (44%)	67 (35%)
	無変更	51 (27%)	70 (37%)	69 (37%)
	2ランク以上変更	40 (21%)	49 (26%)	38 (20%)
粘板岩	下位側変更	103 (68%)	65 (43%)	49 (32%)
	上位側変更	23 (15%)	48 (32%)	45 (30%)
	無変更	25 (17%)	38 (25%)	57 (38%)
	2ランク以上変更	73 (48%)	37 (25%)	21 (14%)
片岩	下位側変更	57 (71%)	52 (65%)	27 (34%)
	上位側変更	6 (8%)	23 (29%)	22 (28%)
	無変更	17 (21%)	5 (6%)	31 (39%)
	2ランク以上変更	54 (68%)	19 (24%)	16 (20%)

少が顕著である。基本補正量のみの場合と弾性波速度、土被り厚を考慮した場合とは、後者の方が補正効果が高いことも当然のことながら示されている。ただし、花崗岩トンネルにおいては他の岩種に比し補正効果は低く、特に基本補正量のみの場合には2ランク以上変更の度数が増加していることから、一律に1ランクを下位側に補正することは過大な補正となる傾向にあると考えられる。また、花崗岩トンネルにおいて弾性波速度、土被り厚を考慮した場合の補正効果が上がらない理由としては、花崗岩トンネルでは事前設計支保パターンと施工支保パターンおのおのの弾性波速度との相関に他の岩種ほどの差がないことが考えられる。

以上のことから、事前設計時の資料に基づく工学的判

断のもとに、1) 花崗岩トンネルでは基本補正量として1ランク下位側への補正、2) 粘板岩トンネルでは基本補正量1ランクと弾性波速度、土被り厚による補正、3) 片岩トンネルでは基本補正量2ランクと弾性波速度、土被り厚による補正を施すことが有効と考えられる。なお、表—9に示すように、本研究で対象としたトンネルの範囲内では上記の補正によって、無変更区間が花崗岩トンネルで10%、粘板岩トンネルで21%、片岩トンネルで18%増加している。さらに、粘板岩および片岩トンネルにおける2ランク以上の変更区間がそれぞれ34%、48%減少している。これからも明らかのように、上記の補正方法により、ある程度の精度向上を図ることは可能と考えられる。

現在、日本道路公団広島建設局においては粘板岩、片岩トンネルに対し、必要に応じて事前設計を基本設計に対して1ランク下位側へ補正することを試みている。残念ながら、現在のところ補正による施工実績は得られておらず、補正の効果を実証することはできないが、現在着工しているトンネルの工事完了後、順次データの収集ができるものと考えている。

6. おわりに

本研究ではNATMで施工された日本道路公団広島建設局管内の道路トンネルについて対象地山を花崗岩、粘板岩、黒色片岩に区別したうえで、事前設計支保パターンと施工支保パターンについて変更距離、変更頻度に着目した比較検討を行った。さらに、事前調査時のデータと施工時のデータを用いた統計解析の結果から支保パターンの具体的な変更要因を量的に評価し、支保設計の信頼性向上のための考察を行った。結論を以下に列記する。

(1) 支保パターンの変更はトンネル延長の約半分について行われており、A、B、C₁パターンが下位側に変更される割合が高い。また、鋼製支保工の導入される最も上位の支保パターンであるC_nパターンの増加が著しい。特に粘板岩、片岩トンネルでは花崗岩トンネルに比し上記傾向が顕著であり、変更幅についても大幅な変更がなされている。

(2) C_nパターンの増加理由については鋼製支保工の導入によるトンネル構造上の力学的な問題とともに施工時の安全および作業の精度向上に関する配慮の現われであるとも考えられる。このことはトンネルの設計においてはトンネル構造に対する力学的妥当性のみでなく、特に岩種それぞれの特性を考慮した施工時の安全性および施工性に対する配慮が必要であることを示すものと考えられる。

(3) 現状の事前設計は地山弾性波速度に多くを依存しているが、施工支保パターンと地山弾性波速度との相

関は低い。特に粘板岩、片岩トンネルでは顕著な傾向を示す。これより、地山の平均的な弾性波速度に依存し、さらに地山岩種の特性に対する考慮が不足した現状の事前設計の信頼性は高くはないと考えられる。

(4) 施工支保パターンを決定する要因はトンネル計画位置での風化状況、割れ目状況、地下水状況であり、これらは地質調査時の弾性波速度から予測することは困難である。また、上記各要因はボーリング調査以外では評価することが不可能であるにもかかわらず、現状ではボーリング調査がほとんど行われていない。事前設計の信頼性を向上させるには、ボーリング調査をより重要視する必要があると思われる。

(5) 以上に対して、現状でできる限り事前設計の信頼性を向上させるための一方策として事前設計時の支保パターンの補正を積極的に行うための方法を考察した。ここでは、岩種ごとの基本補正量を示し、弾性波速度、土被り厚をデータとした場合の補正結果を示した。

地山の調査、設計法に関する技術開発はいうまでもなく今後の重要な研究テーマであると考えられるが、現段階では現状の調査、設計法を見直し、対応を図ることが急がれる。本研究は地山内部の調査に限界がある現状において、最近のNATM施工実績に基づいた一般的傾向を具体的に示すことができたという点で今後の事前設計の改善に向けて有効に利用できるものと思われる。

参考文献

- 1) 日本道路公団：設計要領第三集第9編トンネル，pp. 34, 1985. 10.
- 2) 土木学会：トンネルにおける調査・計測の評価と利用，pp. 52～53, 1987. 9.
- 3) 吉川恵也・朝倉俊弘・木谷日出男・小野田滋：トンネルの事前設計と実績の対比，土木学会第39回年次学術講演会講演概要集Ⅲ-247，pp. 493～494, 1984. 10.
- 4) (社)日本トンネル技術協会：NATMにおける事前調査のあり方に関する研究報告書，pp. 32～84, 1983. 2.
- 5) 土質工学会：岩の工学的性質と設計・施工への応用，1977. 7.
- 6) 小松田精吉・西尾潤四朗・忠岡志善・橋川邦武：わかりやすい岩盤調査の基礎知識，鹿島出版会，1985. 3.
- 7) 三木幸蔵：わかりやすい岩石と岩盤の知識，鹿島出版会，1984. 5.
- 8) 藤本治義：新地質学汎論，地人書館，1985. 4.
- 9) 日本道路公団：設計要領第三集第9編トンネル，pp. 79, 1985. 10.
- 10) (社)日本トンネル技術協会：NATMにおける事前調査のあり方に関する研究報告書，pp. 37, 1983. 2.
- 11) M. S. Paterson 著，荻野正二・水田義明・佐野 修共訳：実験岩石力学，古今書院，pp. 115～125, 1986. 9.
- 12) 土木学会：トンネルの地質調査と岩盤計測，pp. 125, 1988. 7.

(1990. 7. 16・受付)