

(46) NATM計測実績の統計分析

国鉄 鉄道技術研究所 正会員 吉川恵也
同上 正会員の朝倉俊弘
(株) ダイヤコンサルタント 日吉 直
同上 遠藤真一

1. まえがき

トンネル工事において、計測結果を設計・施工に反映することの重要性は、NATMが我国に導入されて以来常に強調されてきた。しかしながら、具体的なフィードバックの手法あるいは具体的な管理基準が示されていないため、現状では計測結果を十分に活用しているとは言い難い。本来、計測結果を設計・施工に反映する手法はそれぞれのトンネルで地山条件、施工法等を考慮して検討されるべきであり、また管理基準もそれぞれのトンネルの計測結果に基づいて定められるべきである。しかし、計画段階及び施工初期において計測値がまだ得られていない段階にも、標準的な管理基準が目安として必要である。

本研究は、目安としての標準的な管理基準を計測実績に基づいて示すことを目的とし、国鉄、鉄道公団によりNATMで施工された50トンネル、821計測地点の計測データを統計的に処理して考察したものである¹⁾。

2. データのファイリング

施工実績データを統計的に考察するために、表-1に示す項目毎にデータファイルとして編集した。これに基づいて設計パターンの検討も行ったが、これは標準設計パターン作成の資料を得る為に行なったものなので、ここでは計測結果の分析のうち、内空変位に関するものについてのみ述べる。

表-1 データのファイリング項目

コード No.	項 目	内 容
1	トンネル概要	トンネル、計測地点の位置、断面形状、地質、土質、地山強度等
2	工 法 概 要	掘削、支保工、補強工、金網、覆工法、ロックボルト
3	調査試験項目	調査、試験データの名称
4	計 測 項 目	計測項目毎のデータの名称
5	地質に関するアンケート結果	地質の状況、厚さ、傾斜、地下水、断層等
6	地山物性値 (1)	弾性係数、一軸圧縮強度、粘着力、内部摩擦角等
7	地山物性値 (2)	土質状態、N値等
8	地山物性値 (3)	岩石組成、含水比、コンシステンシー、CEC、吸水率等
9	弾 性 係 数 (1)	孔内膨張試験、平面応力試験による
10	弾 性 係 数 (2)	一軸圧縮試験、三軸圧縮試験による
11	掘 削 内 容 (1)	ベンチング、削削、ロックボルト、インバート、二次覆工の施工時期
12	掘 削 内 容 (2)	
13	ロックボルト (1)	天端、上平、側壁、インバートのボルト径、本数、長さ
14	ロックボルト (2)	
15	ロックボルト耐力(1)	最大値
16	ロックボルト耐力(2)	最大変位時
17	計測(1) 内空変位	初期測定時間、距離、最大変位量等
18	計測(2) 天端変位	同 上
19	計測(3) 内空変位	変位速度等
20	計測(4) 天端変位	同 上

3. データの分類

データは岩種、弾性波速度(Vp)、地山強度、支保の軽重などによって分類できる。このうち、岩種区分によるものは、地山評価の基準がトンネルによって異なることがあり、地山弾性波速度による方法は簡便ではあるが地表から測定したものが必ずしもトンネル位置での速度ではない所に難点がある。支保の軽重によるものは、これに対し、地山の応力状態や切羽状態を総合的に評価すると、特定の支保パターンにしほることができる。

ここで用いた支保の軽重によるパターン分類の構想は、表-2のようにほとんど支保を必要としないパターンVpから、インバート施工を必要とするパターンIpまでの5等級に区分したものである。

821データをこれにより分類し、各パターン毎の頻度分布を求めて図-1にまとめた。但し、膨張性地山、土被り厚さが20m未満である地山、および主砂地山などについては特殊地山のデータとして別扱いにし、この中には含んでいない。

表-2 NATM施工パターン(想定)

施工要素	パターン	Ip	IIp	IIIp	Np	Vp
吹付コンクリート	厚 い	やや厚い	薄 い			
ロックボルト	上半・下半	上半のみ	ランダム	なし		
支 保 工	あり	なし又は軽い支保	なし			
掘削工法	ベンチカット	全 断 面				
インバート	あり	なし				

4. 内空変位量の頻度分布

図-1は最大内空変位量の頻度分布を複線と単線とに分けて示したものである。もとより、単線・複線トンネルにおける分布域の形態は、母集団によって異なるものであり、ここに示したものが全てを包括または代表するものではないが、定性的な傾向としては次のようである。

複線トンネルにおいてはパターンIpだけ特に大きな値を示し、他のパターンは漸減している。平均値(幾何平均)でいえばパターンIpで40mm、Ip~Vpでは10mm以下である。

単線トンネルにおいては、平均値(幾何平均)で言えばパターンIpからVpに向かって漸減しているし分布域もパターンIpを除いては対数正規分布を示している。パターンIpは分布域が対数正規分布を示さず変位量の小さい方に偏っている。これは変位量10mm以下でインバート閉合しているデータが多く含まれているためである。変位量の平均値(幾何平均)は、Ipパターンでは20mm、Ip~Vpでは10mm以下である。また、岩種別変位量の分析結果によれば、支保パターンが同一ならば硬岩<中硬岩<軟岩であり、岩種も内空変位量に対して意味を持っている。

内空変位量と施工時の管理基準として用いることのできる範囲は変位量が急増するパターンIp以上であり、表-3で示される。

表-3における内空変位量による管理基準は、図-1の結果を参考にして決定したものである。

特殊パターンとIpパターンの境界は、谷本が述べている $d/D = 1.5\%$ (多くの文献に現われる安定問題に関するトンネル直径とコンバージェンスの比)というのと一致する。

しかし、これはあくまでも目安であり、各トンネルに於る管理基準は、掘削進行に伴って計測データが蓄積された時点で個別に定められなければならない。

5. 最大変位速度と最大変位量(最終変位量)

NATMにおいては、例えば、フルバラストンネルで切羽通過後2日目迄の変位量を管理基準値として支保の軽重を調整したように、できるだけ早い段階で最終的な変位量と予測することが必要である。

そこで、計測開始初期の段階に現われる最大日変位量と最大変位速度(δv_{max})とし、その地点において計測期間中最大を示す変位量と最大変位量(δ_{max})とした時に、両者が単純な比例関係にあることに着目して、計測実績による回帰分析を行った。掘削断面別、掘削工法別の分析結果を図-2に示す。

両者の関係を次式で表わした時の係数及び相関係数は表-4の通りである。これにより早い段階での最終変位量が予測できる。

$$\delta_{max} = m \cdot \delta v_{max} \quad \text{-----(1)}$$

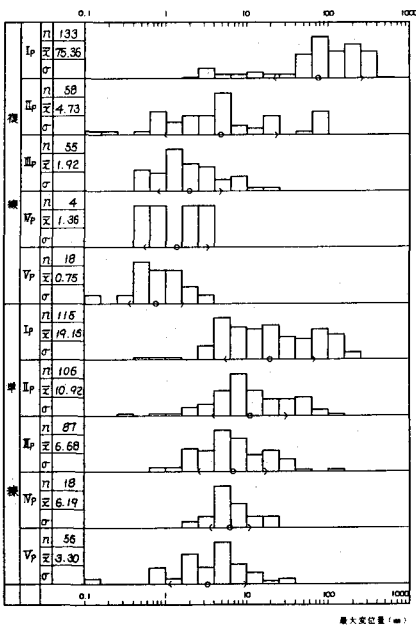


図-1 施工パターン別による最大内空変位量

表-3 内空変位量による管理基準

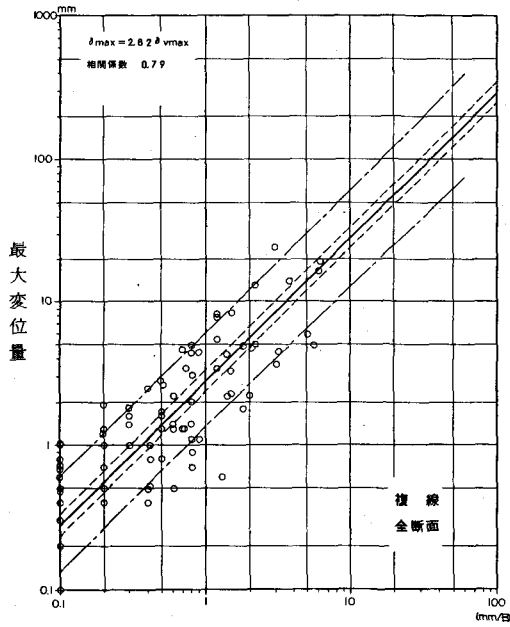
(単位: mm)

断面 \ パターン	Vp~Ip	Ip	特殊
単線	2.5以下	2.5~7.5	7.5以上
複線	5.0以下	5.0~15.0	15.0以上

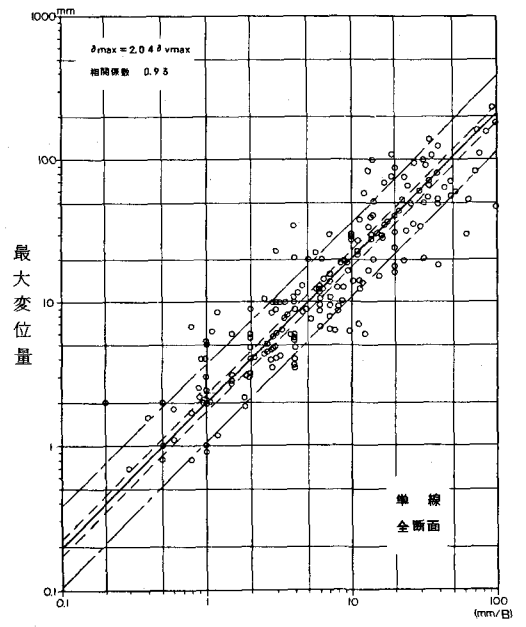
表-4 内空変位における最大変位速度と最大変位量

(最大変位量) = m × (最大変位速度)

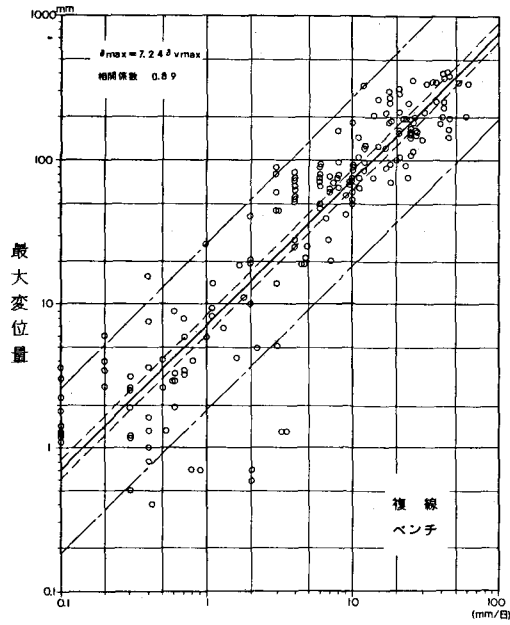
工法・断面	m	相関係数
全断面・複線	2.82	0.79
全断面・単線	2.04	0.93
ショットヘンチ・複線	7.24	0.89
ショットヘンチ・単線	5.01	0.64



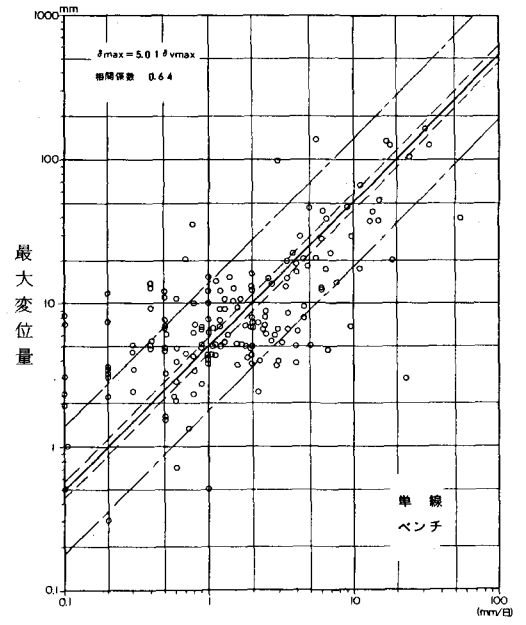
最大変位速度



最大変位速度



最大変位速度



最大変位速度

— 実線 回帰直線
 - - - 破線 回帰直線の95%信頼域
 - · - 一点鎖線 最大変位速度から最大変位量を予測する場合の70%信頼域

図-2 最大変位量-最大変位速度関係図

6. 理論的背景

図-3に示す水平方向応力 P_h 、鉛直方向応力 P_v の様な2次元応力場に設けられた円孔をモデルとすると、円孔周囲の変位は初期応力を考慮して次式で与えられる⁴⁾。

$$U = \frac{(1+\nu)\alpha P_h}{2E} \left\{ (K+1) + (3-2\nu)(K-1)\cos 2\theta \right\} \quad \text{----- (2)}$$

$\theta = 0$ の時の変位 U_H を内空変位量とし、等価初期地圧の概念⁵⁾を導入して切羽通過後の変位量だけに限定すれば、切羽の進行に伴う変位は次式となる。

$$U_H = \frac{0.65(1+\nu)\alpha P_0}{E} \left\{ (K+1) + (3-2\nu)(K-1) \right\} (1 - e^{\beta L/D}) \quad \text{----- (3)}$$

E : 地山の変形係数, K : 側圧係数 (P_h/P_v), ν : ポアソン比
 α : トンネル半径, P_0 : 初期地圧, L : 計測点と切羽の離れ,
 β : 切羽の進行に伴う見かけのクリープ係数, D : トンネル直径

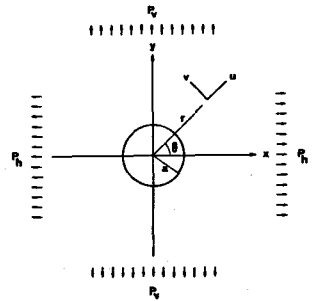


図-3 2次元円孔モデル

ここでは問題を複雑にしないため、地山のクリープは考慮しない。

式(3)において、計測開始(切羽からの離れ L_0)以降の変位量を δ_{max} 、
 一抵進長を x 、日進 $2x$ とした時の n 日目の日変位量を δ_{vmax} とすると

$$\frac{E}{P_0} \cdot \delta_{max} = 0.65(1+\nu)\alpha \left\{ (1+K) + (3-2\nu)(K-1) \right\} e^{-\beta L_0/D} \quad \text{----- (4)}$$

$$\frac{E}{P_0} \cdot \delta_{vmax} = 0.65(1+\nu)\alpha \left\{ (1+K) + (3-2\nu)(K-1) \right\} (e^{-\beta L_0/D} - e^{-\beta(L_0+2x)/D}) \quad \text{----- (5)}$$

$$\therefore \delta_{max} = \frac{1}{C} \cdot \delta_{vmax} \quad (C = 1 - e^{-2\beta x/D}) \quad \text{----- (6)}$$

表-5 複線と単線の m の比較

工 法	複線 m /単線 m
全 断 面	1.38
ショートベンチ	1.44

表-6 工法別の m の比較

トンネル断面	ショートベンチ/全断面 m
複 線	2.57
単 線	2.46

(6)式は、(1)式と同じ形であり、 m (または $1/C$)は掘削断面(D)、掘削工法(ベンチカット工法の場合、上半掘削時には見掛け上断面が小さくなる)によって異なる。図-2の計測実績を分析した回帰曲線から、掘削断面別、掘削工法別に m を比較して、表-5, 6に示す。複線と単線との m の比は約1.4倍で、掘削幅の比1.7よりやや小さいが、これは計測開始時の L_0/D が掘削幅で異なるためである。工法別の m の比は約2.5倍で、上半掘削を全断面の $1/2$ 、切羽通過時までの変位量を35%とした時の計算値とほぼ一致する。

7. あとがき

NATM測定実績を統計分析することにより、標準的な管理基準と計測の初期段階のデータで最終的な変位量を予測する目安が得られた。現時点での分析では、データ数の関係で支保の形式や抵進長による影響を区別できないので、今後より多くのデータを蓄積した上で、これらを加味した分析を行ってゆきたい。

また、地山の条件を $E/\rho \sim \delta_{vmax}$ 関係によって統一的に考察できる可能性があるので、切羽掘削直後の初期変位速度測定(初期変位計)による分析も含め、この線に沿って検討中である。

なお、データの分析及び取りまとめに多大な協力をいただいた鉄道技術研究所地質研究室の小野田技術員、ならびにデータの収集に心よく協力下さった国鉄、鉄道公団関係者の方々に感謝いたします。

- (参考文献)
- 1) 吉川・朝倉(1983.38号): NATMのための設計のパターン化の研究, 鉄道技術研究所報告
 - 2) 谷本(1982): NATMにおける情報化施工, 土と基礎, Vol.30, No.7
 - 3) Judrmann(1978): Die Voriebsicherung des Aylberg-Straßentunnels Anpassung an die Gebirgsverhältnisse mit Hilfe von geotechnischen Messungen, Rock Mechanics, Suppl.7
 - 4) 島・ほか(1982): 和泉層岩盤の巨視的変形特性の異方性, 土木学会論文報告集, No.324
 - 5) 土木学会青函トンネル工圧研究委員会(1977): 青函トンネル工圧研究調査報告書

(46) STATISTIC ANALYSIS OF MEASURED RESULTS UNDER NATM

Keiya Yoshikawa, Toshihiro Asakura,
Suguru Hiyoshi, Shinichi Endoh

On the tunnel construction, it has been emphasized every time that the importance to reflect the measured results to its designing and execution. However, it might be hard to say at present that the practical application of the measured results for the construction works is thoroughly carried out. Because there are no indications of practical feed back methods or control criterias. Originally, the techniques of feeding back and the control criterias for supporting pattern have to be determined based on the results of measurements and observations with each tunnel. However, it would be required to establish some control criterias as a standard during designing and at the early stage of construction work. This study aimed to establish a standard control criterias based on the actual measurements and observations to meet the above-mentioned purposes, is a description regarding the convergence on the static results of measured values over the 821 measuring sections in 50 tunnels constructed by NATM.

- 1) The data used for this analysis are classified into 5 stages from the lighter to the heavier based on the supporting pattern.
- 2) When the boundary to the specially classified pattern is placed to the point where the ratio between the diameter of tunnel and the convergence ($\Delta D/D$) changes less than 1.5% and the pattern I and II are classified by convergence, the criterias in controlling construction pattern will be shown in the following Table.

	V~II (mm)	I (mm)	Special Pattern(mm)
Single Track	Less than 25	25 - 75	More than 75
Double Track	Less than 50	50 - 150	More than 150

- 3) In order to predict the final convergence at the stage as early as possible during construction works, the relative relation between the maximum deformation velocity (δv_{max}) and the maximum convergence (δmax) will be shown by the following equation:

$$\delta max = m \cdot \delta v_{max}$$

Where,

Excavation Width	Excavation Method	m	Correlation Coefficient
Single Track	Full Face	2.04	0.93
Double Track	Full Face	2.82	0.79
Single Track	Bench Cut	5.01	0.64
Double Track	Bench Cut	7.24	0.89