

(59) コンバージェンス計測結果に基づくトンネル地山強度の推定

京都大学工学部 谷本 親伯
梯 大 林 組 吉岡 尚也
" 藤原 紀夫
" 畑 浩二

Estimation of rock mass strength through convergence measurement in tunnelling

C. TANIMOTO, Kyoto University

H. YOSHIOKA, T. FUJIWARA and K. HATA, Ohbayashi Corporation

Abstract

The most popular and practical measurement for ground deformation caused by tunnelling is the convergence measurement. It is a simple measurement which can be easily carried out during construction, and provides serial information on the displacement of the tunnel wall and change in the radial stress corresponding to the displacements. When the ground behaves as an elastic body with no time dependency, the curve of convergence reaches a constant level within the range of a double distance of the tunnel diameter in the driving direction. On the other hand, when the ground is subject to the non-elastic behaviour such as the strain-softening and/or plastic flow, deformation does not reach a constant level within a double length of the tunnel diameter, and converges in the distance of 3 to 10 times longer than the tunnel diameter. As the ground arch formation based on the stress redistribution is mobilized along the elastic/nonelastic boundary around the tunnel opening, it has been verified through several case histories that the convergence curve suggests the development of the nonelastic zone.

Once convergence measurement provides us the location of the elastic/nonelastic boundary in the surrounding rock, we can estimate the strength of rock mass by using the equation of Kastner.

1. はじめに

わが国の文化や生産活動の大部分は、主として平野部で行なわれており、しかもそれを支える足は、その大半を道路交通に依存している。そして、将来の社会経済活動を支える基盤となる高速自動車道の整備計画として、今後約 3300 Km が予定されている。国土面積の 3/4 を山地が占めているため、トンネルが多くなりうることが想像される。したがって、トンネル技術者には腕の見せどころであろう。すなわち、“質のよいトンネルのあり方”について考えなければならないということである。

Pfaffensteim トンネルの試験掘削では、インターフェルス社が開発した各種の測定機器が設置された。これがトンネルにおける変位計測の始まりであろう。このように現場での鋭い観察と計測から、トンネルライニングの合理的な大きさを決定しようというのが、NATM の根本思想でもある。そういう意味において NATM は創意と工夫の結晶のように思われる。

ところが、日本ではNATMの根本思想がよく理解されないまま導入されたような感が強い。そのため、優れたモニタリングプログラムが適用されているにもかかわらず、計測値のもつ意味が具体的に解釈されないまま現在に至っているようである。その点、1601年に開掘された相川鉱山（佐渡鉱山として有名である）は、“いわゆる質のよいトンネルのあり方”の原点と言えるかも知れない。

以下では、モニタリングプログラムのうちで、最も簡便で実用的と考えているコンバージェンス計測から得られる事項とその具体的な解釈方法について言及したい。

2. 有限要素解析によるトンネルの壁面変位

これまでに日本のいくつかのプロジェクトで測定された初期応力比、すなわち鉛直応力と水平応力との比 K は、0.76から1.5の範囲にあり、その平均的な K 値は1.1、標準偏差0.22である（例えば土木学会（1987））。また、松本らは（1986）、吹付けコンクリートとロックボルトによって支保されるトンネルの内空変位と天端沈下量の計測事例から、側圧係数を求めている。その結果として、トンネル掘削前の初期応力状態は静水圧分布に近い状態にあると考えられることを指摘している。ところで、実際のトンネルは、切羽面を少しずつ前進させることで遂行される。しかも、トンネル掘削前の地山応力が静水圧状態に近いことなどの理由から、トンネル建設中の変形状態や非弾性域の形成状態を解析的に把握するためには、事ながらを軸対称問題として取り扱うのが便利である。

いま、静水圧的初期応力 $P_0 = 1.96 \text{ MPa}$ 、地山強度比 $C_f = 1.0$ なる地山に直径 $D = 10 \text{ m}$ のトンネルが掘削されたとする。Fig. 1は、地山・支保圧力比 I_s が0.1、0.2、0.3、0.5となるような内圧を与えたときに生じるトンネル壁面変位を切羽位置との関係で描いたものである。図中に記入した矢印は、トンネル掘削後に生じた非弾性域の幅 W_p をも含めた新たな直径 $D' (= D + 2W_p)$ に置き換えられた位置を意味している。地山が弾性的挙動を示す場合、すなわち $I_s = 0.5$ の場合には切羽が $2D$ 進行した時点で壁面変位がほぼある値に漸近している。一方、地山が非弾性的挙動を示す場合（ $I_s = 0.1$ 、0.2、0.3の場合）でも、新たな直径 D' という概念を取り入れると、切羽が $2D'$ 進行した時点で変位の収束が見られる。このことは直径 D' のトンネルを掘削していたものと考えればよい。したがって、建設中に観測されたコンバージェンスの収束状態がわかれば、逆に非弾性域の幅 W_p （一般にはゆるみ域あるいは塑性域と呼ばれる）を推定することが可能になる。この概念については、すでに谷本ら（1988）が提案している。

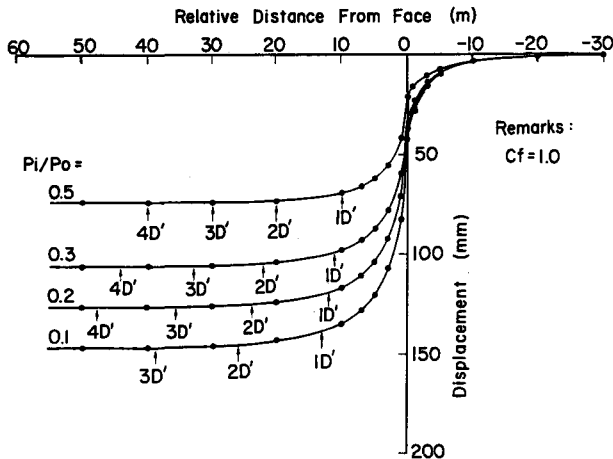


Fig.1 Convergence curve

Table 1 Estimated competence factor

地山支保 圧 力 比	非弾性域 の 幅 (m)	推 定 し た 地 山 強 度 比
0.1	1.5	0.95
0.2	1.0	0.91
0.3	0.5	0.89

静水圧の初期応力下で半径 a のトンネルが開孔されたとき、周辺地山に生じる塑性域の幅 W_p は、Kas-
tner (1971) によって次式のように与えられている。

$$W_p = a \left\{ \frac{2}{(f+1)} \cdot \frac{P_o (f-1) + \sigma_{gd}}{P_i (f-1) + \sigma_{gd}} \right\}^{1/(f-1)} - a \quad \dots\dots\dots (1)$$

式中の P_o : 初期応力、 f : $(1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$ 、 ϕ : 内部マサツ角、 σ_{gd} : 地山の一軸圧縮強度、
 P_i : 内圧を意味している。したがって、地山の一軸圧縮強度 σ_{gd} は式(1)を変形して

$$\frac{\sigma_{gd}}{P_o} = \frac{f-1}{(f+1) ((a+W_p)/a)^{f-1} - 2} \left\{ 2 - \frac{P_i}{P_o} (f+1) \left(\frac{a+W_p}{a} \right)^{f-1} \right\} \quad \dots\dots\dots (2)$$

から求めることができる。

そこで、Fig.1に示されたコンバージェンスの収束状態から推定した非弾性域の幅 W_p を用いて地山強度比 C_f' (σ_{gd}/P_o) を式(2)から求めてみよう。得られた結果をTable 1に示す。当初仮定した地山強度比が1であるのに対し、推定された地山強度比はほぼ1に近い値が得られている。よって、建設中のコンバージェンスの収束状態から W_p がわかれば、式(2)を用いて地山強度比を求めることができよう。

3. コンバージェンスの実体

現場におけるモニタリングの主たる目的は、岩盤と支保の挙動に関する定量的なデータを提供することによって、空洞の安定条件を決定することである。それゆえ、地下空洞の安定性の問題は、基本的には支保システムの設計であると言えよう。

利用できるモニタリング技術のうちで、変位計測が有用である。特に、トンネルでは壁面間の相対的な変形を測るために作られたコンバージェンスメジャーが最も有用である。Rabcewicz らは (1974)、コンバージェンスを経時に整理して、その評価を試みている。一方、Bieniawski らは (1975)、コンバージェンスを切羽位置との関係で整理している。若者らも又、コンバージェンスを切羽位置との関係で整理している。これは、一日当りのトンネル進行長が切羽の地山条件によって異なるのみならず、観測される変位の大きさは、半ドーム作用の変化による影響を強く受けるからである。Fig. 2は、高速道路トンネル現場で観測されたコンバージェンスの例を示したものである。④は凝灰角レキ岩地山、⑩、⑬は凝灰岩地山、⑯は輝緑凝灰岩地山、そして⑫は粘板岩地山でのモニタリングデータである。Pacher が示した例に比べるとかなり大きな変形が観測されている。この原因としては、トンネル周辺の支持リングがかなり遅れて形成されていること、支保荷重最小点に対応する変形量を許容し過ぎていることなどが考えられる。例えば、④の例では上半が掘削されてからインパートを施工するまでに約50日を要した。そして、モニタリング断面から30数m先までリングが形成されたのち、コンバージェンスの収束が見られた。

4. トンネル掘削前の地山の一軸圧縮強度の推定

前章に示したコンバージェンスに併せて、ここでは23の事例におけるトンネル掘削前の地山の一軸圧縮強度の推定を試みてみよう。式(2)の未知数は以下のようにして決めた。まず、非弾性域の幅 W_p は、全ての工

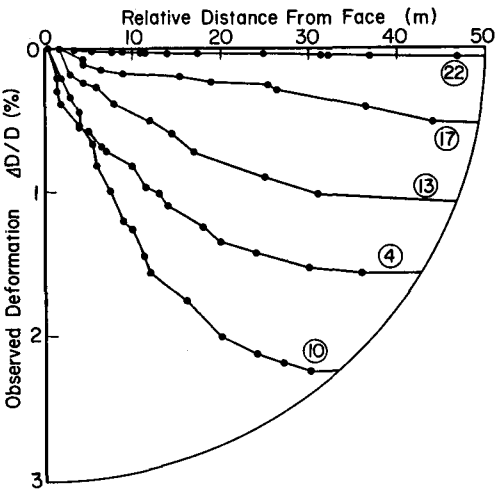


Fig.2 Monitoring data

事が分割掘削で行なわれたので、インパートがある場合はリング構造になった状態、そうでない場合は下半が通過した状態で $2D'$ に相当する位置がわかれば求められる。内部マッサ角 θ は、日々の切羽観察に記録された不連続面の変質に対する指標 (Bartonら(1974)) から推定できる。内圧 P_i については、すでに Tanimotoら (1987) が報告した値から換算した。そして、初期地圧 P_0 としては、土被り圧を採用した。

Table.2 には、式(2)から求めた地山の軸圧縮強度を初期地圧で割った値が示されている。併せて、地質条件、使用した支保工、観測された変形量等も記入されている。

Fig. 3 は、推定された地山強度比と観測された変形量との関係を Table 2 をもとに描いたものである。図中の番号は、Table 2 のケース番号に対応している。ここでは、両者の関係を5つのカテゴリーに区分した。地山強度比が0.4以下になると、トンネル掘削後に生じる変形量も急激に大きくなっている。そのため、工事面では最も難渋したところである。

5. おわりに

トンネルにおけるモニタリングプログラムのうちで、コンバージェンス計測から得られる事項とその解釈方法について具体的に言及した。まとめると以下になる。

- 1) コンバージェンスの収束状態から、トンネル掘削前の地山強度比を推定できる。
- 2) 推定された地山強度比と観測された変形量との関係を5つのカテゴリーに分けることができた。

今後は、建設中のモニタリングを通して合理的な支保工の大きさを決めるだけでなく、出来上がった構造物の品質を保証するためのモニタリングプログラムを検討しなければならないかも知れない。

参考文献

- 1) 例えば土木学会, トンネルにおける調査・計測の評価と利用, pp. 318, 1987
- 2) 松本嘉司他, 吹付けコンクリートとロックボルトを用いたトンネルの特性と事前設計方法, 土木学会論文集, 第376号/Ⅲ-6, pp. 161-169, 1986
- 3) Tanimoto, et al., RELATIONSHIP BETWEEN DEFORMATION AND SUPPORT PRESSURE IN TUNNELLING THROUGH OVERSTRESSED ROCKS, 6th ISRM, pp. 1271-1274, 1987
- 4) Kastner, Statik des Tunnel und Stollenbaues, Springer-Verlag, 1971
- 5) Rabcewicz, et al., Application of the NATM to the Underground Works at Tarbela, Water power, September, pp. 314-335, 1974
- 6) Bieniawski, et al., Monitoring the behavior of rock tunnels during construction, The Civil Engineer in South Africa, Vol. 17, pp. 255-264, 1975
- 7) Barton, et al., Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, Rock Mechanics 6, pp. 189-236, 1974

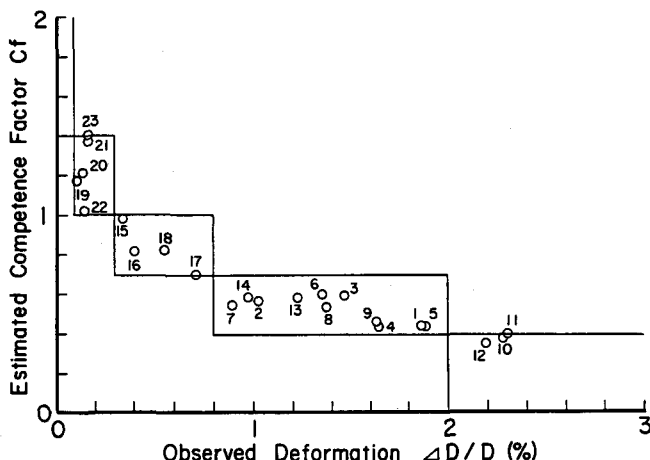


Fig.3 Estimated Cf and observed deformation

Table 2 Estimated rock mass strength

ケース	地質条件	Vp (km/s)	RQD (%)	Po (MPa)	σ_c (MPa)	使用した支保工			Is (Pi/Po)	$\Delta D/D$ (%)	Wp (m)	Cf (σ_{gi}/P_o)
						SC (cm)	SS	RB (長さ(m)-本数)				
1	凝灰角闪岩	2.4	20	0.59	0.45	20	MU-29	6-21	0.32	1.86	2.33	0.43
2	凝灰角闪岩	2.4	20	0.71	0.45	20	MU-29	6-21	0.27	1.02	1.33	0.56
3	凝灰角闪岩	2.5	30	1.57	0.45	20	H-200	6-19, 3-12, 9-24	0.25	1.46	2.10	0.59
4	凝灰角闪岩	2.5	20	1.43	0.45	20	H-200	6-19, 3-12, 9-24	0.27	1.64	3.03	0.43
5	凝灰岩	2.5	30	1.51	0.71	20	H-200	6-19, 3-12, 9-24	0.26	1.88	3.15	0.43
6	凝灰岩	2.5	30	1.47	0.71	20	H-200	6-17, 3-9, 9-10	0.27	1.35	1.20	0.60
7	凝灰岩	2.5	30	1.57	0.71	20	H-200	6-17, 3-9, 9-10	0.25	0.89	1.58	0.54
8	凝灰岩	2.5	30	1.57	0.71	20	H-200	6-21, 3-9	0.25	1.37	2.45	0.53
9	凝灰岩	1.8	30	1.59	0.71	20	H-200	6-21, 3-12	0.25	1.63	3.08	0.45
10	凝灰岩	1.8	30	1.57	0.71	20	H-200	6-13, 3-12, 9-18	0.25	2.28	3.95	0.37
11	凝灰岩	1.8	30	1.59	0.71	20	H-200	6-19, 3-28, 9-24	0.25	2.30	3.70	0.39
12	凝灰岩	1.8	30	1.65	0.71	20	H-200	6-19, 3-25, 9-32	0.24	2.19	4.45	0.35
13	凝灰岩	2.5	30	1.76	0.71	20	H-200	9-18, 6-17	0.22	1.22	2.45	0.58
14	凝灰岩	2.5	30	1.78	0.71	20	H-200	9-18, 6-17	0.22	0.97	2.45	0.58
15	輝緑凝灰岩	2.5	40	2.03	111.9	15	H-150	4-19	0.11	0.34	0.85	0.98
16	輝緑凝灰岩	2.5	40	2.05	111.9	15	H-150	4-19	0.11	0.40	1.23	0.81
17	輝緑凝灰岩	2.5	40	2.05	111.9	15	H-150	4-19	0.11	0.71	2.10	0.70
18	輝緑凝灰岩	2.5	40	2.07	111.9	15	H-150	4-19	0.11	0.55	1.60	0.82
19	粘板岩	3.0	50	2.35	45.8	15	H-150	4-19	0.09	0.10	0.60	1.17
20	粘板岩	3.0	40	2.42	45.8	10	H-125	3-15	0.05	0.13	0.73	1.21
21	粘板岩	3.0	40	2.44	45.8	10	H-125	3-15	0.05	0.16	0.48	1.37
22	粘板岩	3.0	40	2.46	45.8	10	H-125	3-15	0.05	0.14	1.10	1.02
23	粘板岩	3.0	40	3.24	45.8	10	H-125	3-15	0.04	0.16	0.48	1.40

key : Po : 初期地圧 γH , σ_c : 岩石の一軸圧縮強度, SC : 吹付コンクリート, SS : 鋼製支保工, RB : ロックボルト
Is : 地山・支保圧力比, $\Delta D/D$: 最終変形量, Wp : 非弾性域の幅, Cf : 推定した地山強度比