

(55) 初期変形速度に基づくトンネル岩盤分類の適用性評価

日本道路公団新潟建設局 正会員 島田巖乃

○正会員 谷 信弘

京都大学工学部

正会員 谷本親伯

"Feasibility of the Rock Classification Based on Initial Deformation Rate in Difficult Tunnelling"

by Iwanai SHIMADA, Nobuhiro TANI -Nihon Doro Kodan
and Chikaosa TANIMOTO -Dept. of Civil Eng., Kyoto University

ABSTRACT

When a tunnel is driven through Neogene Tertiary mudstone which widely covers the north-eastern Japan with a considerable thickness such as 2 - 5 km, the ground shows remarkable expansion. It is one of the major problems in Japanese tunnelling. From the observations, Tanimoto, et al.[1983;1986;1987] have pointed out that the allowable deformation accepted in tunnelling has been often too large, resulting in support loads larger than necessary. They analyzed the results of measurements obtained from several tunnel projects in detail, and proposed their own support load classification which enables to estimate the magnitude of final deformation and available support pressure by means of an initial deformation rate obtained from an one-day driving. This paper discusses its feasibility through 23 tunnels which have been recently constructed in the Hokuriku Highway Project with a total length of 74 km.

Considering the development of non-elastic zone, especially plastic flow around an opening with respect of competence factor (q_u/P_o) and support intensity (P_i/P_o), many convergence curves were analyzed, and the correspondence of ranking by initial deformation rate with inverse ranking by final deformation was discussed. It is concluded that the Tanimoto's Rock Classification for tunnelling is fully applicable and convenient for the purpose of controlling support requirement with monitoring convergence.

1. 緒 言

グリーンタフ地帯に代表される第三紀層の泥岩地帯でトンネルを掘削すると、地山の変状が著しく、いわゆる膨張性地圧と称せられる現象に遭遇することが多い。現在日本のトンネル施工の大きな課題である。

日本道路公団は、北陸自動車道上越・朝日間約74kmの建設において、35本のトンネルを施工し、この中23本が第三紀層泥岩中に掘削された。特に延長2,992mの能生トンネルは、その路線より海側約300mを隔てて昭和40年前半に施工された国鉄頸城隧道で著しい膨張現象を経験したこともあり、難工事が予想された。実際に施工に当たっては、特に西工区でかなり著しい膨張現象が認められ、数々の現場計測とともに膨張性地圧の発生原因の究明と施工のための指標の検討が行われた。〔1〕

泥岩中に掘削された赤倉トンネル、鍋立山トンネル、塩嶺トンネル等での知見と共に供試体試験および現地試験により得られた多くの物性値と膨張性との相関関係が多数の回帰分析を中心として追究されたが、現場技術者の立場からはいずれの知見にしても定量的表現が不十分で、設計や施工管理に直接結びつけることが困難であった。

そこで、膨張性の主たる原因は、泥岩のせん断強度特性に起因するとみなし、塑性流動域の拡がりと変形量をひずみ軟化モデル〔2〕により評価し、さらに施工管理指標として設定された、切羽掘進時の初期変形速度から最終変形量と所要支保圧を推定する谷本の提唱するトンネル岩盤分類の適用性について詳細に検討した。さらに、泥岩を対象とした場合、過大に評価されがちなロックボルトの効果についてもその軸力分布モードを分析した。これらの結果を報告するものである。

2. せん断強度特性に基づくトンネルの挙動解析

「せん断強度特性説」とは、「トンネル掘削によってトンネル周辺に応力集中が生じ、それによって地山岩石がせん断破壊を生じ、それによるダイレイタンスによる体積増加と、卓越して発達するせん断面に沿って岩塊の塑性流動によって地山がトンネル内空に押し出して来る」と考えるものである。

トンネルの膨張現象を定量的に評価する上で留意せねばならないことは、ひずみ軟化を考慮しないFEM解析によりかなり複雑な条件を考慮して変位を算出しても、地山強度比が1.5以下になると非現実的な解しか得られない点である。すなわち、塑性流動域の発達は拘束圧（支保効果）の低下に比べ、加速度的に拡がって行くことである。これを言葉に換えて説明してみよう。

図-1は、初期応力 $p_0=20\text{kgf/cm}^2$ 、地山強度比0.5、ピーク強度に相当する一軸圧縮強度 q_u に対し、塑性流動状態での残留強度がその20%に減少し、内部摩擦角は半分に低下するという仮定の下に描いた応力経路でせん断応力の変化を示している。まず、トンネルの力学的変状の始まりは、必ず初期応力状態から始まる。静水圧の初期応力を想定するなら、出発点は①の横軸上の $p_0=20\text{kgf/cm}^2$ から始まる。もし、初期応力状態に異方性があればある大きさを持ったモール円が出发点である。トンネルの掘削により切羽面が接近してくるとトンネル壁面付近で一番顕著に接線方向応力 σ_t と半径方向応力 σ_n の差が広がり、せん断応力は増加し、ピ

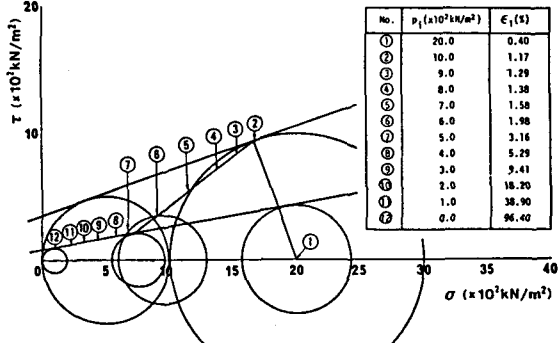


図-1 トンネル掘進に伴うせん断応力の変化

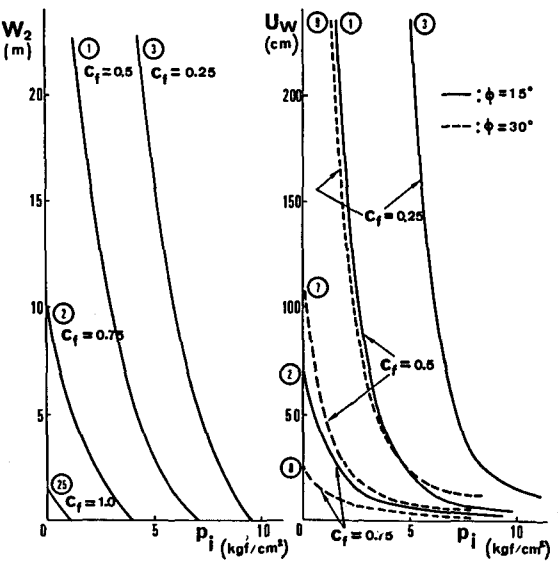


図-2 塑性流動域(W_2)と支保反力(p_i)との関係
図-3 トンネル壁面変位(U_w)と支保反力(p_i)との関係

表-1 D=12mの場合のトンネル地山分類
(支保荷重・初期変形量・最終変形量の関係)

地山等級	支保荷重	0.3D地点で評価した初期変形量 ΔD (mm/0.3D)	最終変形量 ΔD (mm)	推定される支保圧 P_i (t/m ²)
I	軽微	0.8 以下	6 以下	10 以下
II	中位	0.8 ~ 6	6 ~ 36	10 ~ 30
III	重い	6 ~ 12	36 ~ 120	30 ~ 60
IV	非常に重い	12 ~ 18	120 ~ 240	60 ~ 100
V	極めて重い	18 以上	240 以上	100 以上

注) 0.3Dの意味は、トンネルの進行速度を3~4m/dayに設定。測定開始から24時間の間に生じた変形量にて初期変形速度を定義する。したがって、 $\Delta D/0.3D$ (mm/0.3D)は、初期変形速度 (mm/day) とみなしてもよい。

ーク強度に対応する上部の破壊包絡線に接した時点で、弾性挙動から非弾性挙動、すなわち、ひずみ軟化挙動を示し始め、せん断強度は急速に低下する。図中の丸印の中の番号は、支保のもつ拘束作用に対応するトンネル壁面の半径方向応力の変化を示したもので、右側の欄に夫々の値を示してある。②に相当する $p_i=10\text{kgf/cm}^2$ にて非弾性領域が発生し、 1kgf/cm^2 の変化毎に②、③、④、…となる。⑥と⑦の間でさらに下側の残留強度を示す破壊包絡線に接し、それ以降はこの線に接しつつせん断強度が低下していく。

もう少し、注目すべきことは、 p_i の変化に相当するトンネルの壁面上の接線方向のひずみ(ε_1)を示してあるが、②はまだ弾性変形によるものでわずか0.77%のひずみ変化であるが、⑦以降、塑性流動状態が発生すると、⑦→⑧のようにわずか 1kgf/cm^2 の p_i の変化が2.1%のひずみとなり、⑨→⑩では9%、⑩→⑪ではなんと20%の変化を示すようになる。

谷本はこういったわずかの拘束圧の変化が著しい変形を誘起する原因とみなし、許容変形量としては、図-1の場合は、⑥と⑦の間、すなわち $p_i=5.5\text{kgf/cm}^2$ に相当する状態が臨界状態と考えている。基本的には塑性流動を生じさせてはならないという立場をとる。支保工の持つ内圧効果も、過去の山岳トンネルの歴史をふり返ってみると、高々 $200\sim 250\text{tf/m}^2$ で、ほとんどの場合その1/10に当たる $20\sim 30\text{tf/m}^2$ ではないかと推定する。したがって、 $10\sim 50\text{tf/m}^2$ といった範囲で支保効果を見込むのが一般的である。地山の条件により変形量のある限度内に収めるようにしようとすると高い p_i が必要となるわけであるが、実際には不十分な支保圧しか作用せず、著しい変形量を受け入れているのではなからうか。膨張現象の認められる地山では、わずかの拘束圧(p_i)の変化でも変形量は著しく違ってくることを強調しておきたい。

まず、図-2に、異なる地山強度比(C_r)の下での塑性流動域の幅 W_2 と内圧 p_i との関係を示す。 $C_r>1.0$ ではほぼ塑性流動は発生しない。 10tf/m^2 の支保効果があれば十分である。この量は、薄い5cm厚程度の吹付けコンクリートで支保される程度のものである。 $C_r=0.75$ では、 $p_i\geq 40\text{tf/m}^2$ 、 $C_r=0.5$ で 70tf/m^2 、さらに $C_r=0.25$ に至っては $p_i\geq 95\text{tf/m}^2$ が塑性流動を抑止する条件である。この量は、現行の日本のNATMで採用されている規模の支保工ではほとんど不可能なものである。わずか 5tf/m^2 の p_i の差であっても塑性流動域は5m以上の影響を受ける。

次に、トンネル壁面変位 U_w と p_i の関係を検討してみる。図-3は図-2の条件に対応する $U_w\sim p_i$ 関係を示したものである。これも低いレベルの p_i では U_w の変動に及ぼす影響は非常に著しいことがわかるであろう。

また、内部摩擦角の違いを①～③と⑦～⑨を取り上げ比較してみると、図-3では前者($\phi=15^\circ$)が実線、後者は点線で示されているが、低い地山強度比下では ϕ の影響は大きいことが分かる。

3. 初期変形速度に基づくトンネル岩盤分類の適用性

谷本らは、折爪トンネルをはじめ、20数ヶ所のトンネル施工で得られたコンバージェンス曲線について分析を行い、これが示す力学的意味と非弾性的挙動との関係を説明し、さらに施工管理を目的として、切羽近傍で得られた初期変形速度から最終変形量および支保荷重を推定するトンネル岩盤分類を提案している。[3]、[4]

今回の考察に当たり、この岩盤分類の適用性を検討した。 $D=12\text{m}$ の等価な円形トンネルとみなしてこのトンネルの地山分類を示すと、表-1のようになる。施工実績から、1日あたりの掘削距離を $3\sim 4\text{m}$ とみなせば、0.3Dに相当する。そこで、初期変形速度を測定開始から24時間の間に生じた変形量により定義すれば、 $[\text{mm/day}]$ または $[\text{mm}/0.3D]$ となる。

さて、能生トンネルの観察結果からいくつかの断面を取り上げ、例を示してみると、表-2および表-3のようである。これらの表の(a)欄は、STA.No. (断面位置)、(b)は初期値設定位置と切羽面との距離である(c)および(d)は、初期値設定後最初に計測した時点の、切羽面との距離および変形量 ΔD である。(g)および(h)は切羽がほぼ1.0D進行した時点での測定時の相対距離 d およびその時の変形量、(i)および(j)は、切羽が約3.0D進行した時の d とそれに対応する変形量である。そして、(k)および(l)は、コンバージェンスが収束したと判断される最終状態の切羽面との相対距離および変形量で、この(l)欄の変形量が最終変形量とみなせる。

表-2 能生トンネル(東工区)内空変位測定結果(一部を抜粋したもの)

(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)	(i)	(j)	(k)	(l)	(m)	(n)
STA.	計測開始時			初期変形等						最終時			初期変形
	d(m)	d(m)	ΔD (mm)	速 度 級		d=1.0D ΔD (mm)	d=3.0D ΔD (mm)	d=3.0D ΔD (mm)	ΔD (mm)	d(m)	ΔD (mm)		速度に比べ
209+01	0.5	3.0	2.3	2.76	Ⅱ	13	1.7	40	0.6	50	4.5	I	$\Delta(-)$
210+11	0.5	5.0	-1.3	(-0.94)		13	-0.9	37	0.8	43	-0.3	(I)	?
211+01	0.5	5.0	-0.4	(-0.29)		12	-0.4	30	-1.4	27	-1.3	(I)	?
212+00	6.0	7.0	-0.4	(-0.21)		13	-0.8	30	-0.9	61	13.5	Ⅱ	?
213+11	0.5	2.0	12.2	22.00	V	13	16.8	36	18.0	88	32.1	Ⅱ	$\times(-)$
214+01	0.5	4.0	14.2	12.50	Ⅳ	11	22.9	34	32.8	144	48.6	Ⅲ	$\Delta(-)$
215+01	0.5	5.0	28.3	20.40	V	15	43.1	37	55.8	132	104.6	Ⅲ	$\times(-)$
216+20	0.5	4.0	12.8	11.50	Ⅲ	12	24.5	34	26.6	15	37.1	Ⅲ	○
217+13	0.5	5.0	25.7	18.50	V	15	36.0	38	42.9	260	109.0	Ⅲ	$\times(-)$
218+07	0.5	4.0	15.8	14.20	Ⅳ	14	23.0	35	27.6	83	65.8	Ⅲ	$\Delta(-)$
219+21	0.5	5.0	6.6	4.75	Ⅱ	14	8.5	30	9.0	139	28.2	Ⅱ	○
220+12	1.5	5.0	19.6	14.10	Ⅳ	11	22.9	36	29.2	144	80.5	Ⅲ	$\Delta(-)$
221+01	1.5	6.0	4.2	2.52	Ⅱ	11	4.9	37	5.5	128	12.1	Ⅱ	○
222+25	0.5	4.0	10.2	9.20	Ⅲ	12	13.3	15	13.9	15	37.7	Ⅲ	○

表-3 能生トンネル(西工区)内空変位測定結果(一部を抜粋したもの)

(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)	(i)	(j)	(k)	(l)	(m)	(n)
STA.	計測開始時	d(m)	ΔD(mm)	初期変形等		d=1.0D	ΔD(mm)	d=3.0D	ΔD(mm)	最終時	ΔD(mm)		初期変形
	d(m)			速	度級					d(m)			速度に比べ
237+55.70	3.70	5.70	1.75	1.11	Ⅱ	11.70	5.85	(d=25.7	19.30)*	32.70	19.30	Ⅱ	○
236+92.80	2.05	2.05	1.20	2.11	Ⅱ	12.55	2.90	37.30	4.1	141.55	4.90	Ⅰ	△(-)
235+55.00	1.75	3.75	0.20	0.19	Ⅰ	11.75	3.50	37.75	4.0	239.80	15.40	Ⅱ	△(+)
234+71.00	4.75	7.15	1.20	0.60	Ⅰ	14.35	1.30	35.95	1.4	275.80	3.80	Ⅰ	○
233+84.00	1.25	5.35	1.80	1.21	Ⅱ	10.75	3.00	36.40	4.1	292.00	11.80	Ⅱ	○
232+98.00	5.75	8.45	1.30	0.55	Ⅰ	12.50	1.90	36.80	2.3	259.50	16.20	Ⅱ	△(+)
231+89.00	8.20	13.00	1.60	0.44	Ⅰ	13.00	1.60	37.00	4.4	208.50	29.70	Ⅱ	△(+)
230+73.00	3.50	5.50	5.30	3.47	Ⅱ	11.50	11.50	34.50	18.6	187.25	91.90	Ⅲ	△(+)
229+81.00	0.50	3.50	14.80	15.22	Ⅳ	14.25	34.10	36.00	51.6	214.50	162.30	Ⅳ	○
228+85.50	0.50	2.75	5.10	6.68	Ⅲ	11.50	13.40	37.25	21.6	191.50	83.20	Ⅲ	○
227+84.50	0.50	1.50	18.80	45.10	Ⅴ	12.00	46.50	36.00	59.5	175.50	114.60	Ⅲ	×(-)
227+21.00	0.25	2.50	4.40	6.30	Ⅲ	12.25	20.50	40.00	27.5	206.50	104.80	Ⅲ	○
226+95.50	1.50	3.50	21.00	21.60	Ⅴ	11.50	48.00	37.50	72.0	181.00	185.00	Ⅳ	△(-)
225+98.00	0.75	2.50	8.50	12.20	Ⅳ	13.75	16.80	36.25	22.2	192.75	107.80	Ⅲ	△(-)
224+88.00	0.50	3.50	12.40	12.80	Ⅳ	11.75	34.20	35.75	54.5	134.50	202.50	Ⅳ	○
223+87.00	2.50	5.50	3.90	2.60	Ⅱ	13.50	6.80	37.50	12.0	142.50	58.60	Ⅲ	△(+)

そこで、表-1に示したコンバージェンス曲線に基づくトンネル地山分類により、表-2および3に示した結果を評価してみることにする。表-1により初期変形速度と最終変形量を分類する。(e)欄は(d)の ΔD を(c)のdで除し、 $3.6 (=0.3d)$ を乗じたものである。また、(f)および(m)欄のローマ数字は、表-1の分類に従った結果である。なお、表-2および3に示す結果は約100m毎の観察結果であるが、実際の分析に当たっては、20m毎の記録を分析している。

このようにして、(f)および(m)欄に示す分類を対比させると、東工区については、STA.213の沢部から最大被りを受けるSTA.217までについては、初期変形速度が1~2等級大きく出ているが、他はほとんど一対一に対応している。今後の課題としては、地質・地形条件が急速に変化する部分での初期変形速度の定義付けとその測定方法を検討せねばならない。次に、西工区に着目すると、東工区に比べ、初期変形速度に基づく等級と最終変形量のそれとに不一致が見られるので、各等級ごとに内容を分析した。なお、表-2および3に、(n)欄を設け、(f)と(m)の等級の整合性を調べている。記号は以下のとおりである。

○：初期変形速度と最終変位量の関係が谷本の提案する地山分類と一致しているもの。

$\Delta(+)$ および $\Delta(-)$ ：最終変形量に基づく地山等級から見て、初期変形速度による等級が1ランク低い場合ならびに高い場合。

× (+) および × (-) : 両者がかなり食い違う場合で、初期変形速度による等級が著しく低い場合、および高い場合である。

さて、結果は、

等級Ⅰ : ○および△(-)が各1ヶではば一致

等級Ⅱ : 21ケース中、○が7ヶ、△(+)が12ヶ、△(-)、×(-)が各1ヶで、概ね良好であるが、初期変形速度が低い傾向が認められる。

等級Ⅲ : 全等級の約50%を占め、42ケース中○印7ヶ、△(+)が17ヶ、△(-)13ヶ、×(+)1ヶ、および×(-)が7ヶで、全体としてはかなり良好ではあるが、約20%は大きく不一致であった。

等級Ⅳ : 18ケース中、○8ヶ、△(+)5ヶ、△(-)4ヶ、×(+)1ヶと良好な関係が認められる。

等級Ⅴ : ○1ヶのみ

等級Ⅲは、初期変形速度 $6\sim 12\text{mm}/0.3\text{D}$ (または mm/day) および最終変形量 ($\Delta D/D$) $36\sim 120\text{mm}$ で分類付けを行っているが、上記の結果から判断すると、初期変形速度の範囲に比べ、最終変形量の範囲が非常に大きい。吹付けコンクリートにひび割れが発生する限界も考慮し、この等級Ⅲを細分化した方が良いように思われる。初期変形速度を $6\sim 8\text{mm}/\text{day}$ と $8\sim 12\text{mm}/\text{day}$ 、また最終変形量を $36\sim 60\text{mm}$ と $60\sim 120\text{mm}$ に二分するのが良いであろう。

4. 結 言

本論文では、紙面の都合上、能生トンネルのみを取り挙げたが、同様の分析を、大平寺トンネル(上り線 $L=1,196\text{m}$ 、下り線 $L=1,140\text{m}$)、金山トンネル($L=1,235\text{m}$)、平井トンネル(上り線 $L=873\text{m}$ 、下り線 $L=891\text{m}$)について実施している。その結果、谷本らの提唱するトンネル岩盤分類は、等級Ⅲを細分化すれば、北陸地方の泥岩地山に対して十分適用することができ、Ⅱ期線工事に採用できることが示された。

本論文の作成にあたっては、京都大学工学部森木亮氏および古本吉倫氏の協力を得た。深甚の謝意を表する。

参考文献

- [1] 高速道路技術センター(1988):北陸自動車道上越～朝日間総合検討(昭和62年度)第三紀泥岩地帯におけるNATMの計測管理検討委員会報告書(総括)
- [2] 谷本親伯他(1982):切羽周辺での地山挙動を考慮したトンネル支保の基本的概念、土木学会論文報告集第325号、pp.93-106.
- [3] 谷本親伯他(1986):トンネル岩盤分類と許容変形量との関係、土木学会第18回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp.431-434.
- [4] Tanimoto, C. et al(1987):Relationship between deformation and support pressure in tunnelling through overstressed rocks, 6th ISRM Congress, Montreal, Canada.