

コンバージェンス計測に基づくトンネル壁面変形量の推定

吉岡 尚也 藤原 紀夫
畑 浩二

Estimate of Final Deformation through Convergence Measurement in Tunnelling

Hisaya Yoshioka Toshio Fujiwara
Koji Hata

Abstract

When the ground behaves as an elastic body, the convergence curve reaches a constant level in the direction of tunnel driving within a range of 2D, or a length double the tunnel diameter. On the other hand, when the ground exhibits non-elastic behavior, deformation does not reach a constant level within the range of 2D.

Once field measurements provide us with some pieces of information concerning magnitudes of tunnel wall deformation, we can analyze the relationship between final deformation and initial deformation rate. The authors found that there exists some rule between the magnitude of tunnel wall deformation and Barton's Q-values obtained from a contractor's daily reports on observations of tunnel face conditions.

概 要

トンネル周辺地山が弾性的挙動をする時は、コンバージェンス曲線は切羽が2D進行するまでにある一定レベルに達する。しかし、地山が非弾性的挙動をする時は、2Dを超えても変形量の増大が見られる。

現場における計測は、トンネル壁面の変形量に関していろいろな情報を提供してくれるため、初期変形率と観測される変形量との関係を解明できた。そして、日々の切羽観察記録から推定したバートンのQ値とトンネル壁面の変形量との間にもある関係があることを見い出せた。

1. はじめに

Rabcewicz¹⁾は、Water power 誌上に“The New Austrian Tunnelling Method”と題し、その概念を発表した。その中で、彼はトンネル掘削壁面を可能な限り早期に薄層の吹付けコンクリートで閉合することの有効性を提唱した。引き続き、同じWater power 誌上の1969年7月から8月号では、適度な剛性をもった支保を施し、トンネル壁面の変形をわずかに許せば、比較的短期間に新たな平衡状態の得られることをモデル実験と幾つかの実例に基づいて指摘した²⁾。

わが国では、岡³⁾がNATMをわかりやすく解説したことにより、本工法に対する関心が高まった。そして、1976年には中山トンネルでNATMの試験施工が行なわれた⁴⁾。その時以来、数多くのトンネル現場でNATMが急激に採用されるようになった。

1978年には、Mullerが“The so-called New Austrian Tunnelling Method”と断わり書きをして、NATMが誤解されていることを指摘した⁵⁾。すなわち、NATMは掘削と支保の手法そのものではなくて、むしろ概念であるということを示している。そして、NATMを成功させるためには、トンネル周辺の岩盤を最大限に利用しなければならないことを強調している。

“トンネル周辺の岩盤を最大限利用する”とか“適度な剛

性を持った支保を施し、わずかに変形を許す”といったNATMの概念を具体的に解釈しなければならない。そのため、わが国ではいろいろな部署で積極的に研究されるようになった。山本⁶⁾は落し戸の実験を通じて、ロックボルトによるブロック化効果を期待した。谷本⁷⁾は、吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製アーチなどの支保工の作用効果を等価な内圧に置き換えることによって、必要となる支保工の耐力が算定できることを示した。続いて、谷本⁸⁾らはFEM解析を行なって全面接着型ロックボルトの作用効果の解明を試みた。その結果として、弾塑性域内に打設されたロックボルトでも作用効果があるが、一定の作用効果を期待するためには、塑性域の1.5~2.0倍の長さが必要になることを示した。

トンネルが掘削されると応力再配置を伴って変形が生じる。この変形をモニタリングすることによって、トンネルの安定性を監視することができる。桜井⁹⁾は、現場計測で得たトンネル周辺の地山の変形から直接にひずみを求め、その結果を地山の破壊時のひずみと比較することによって、トンネルの安定性を評価し、施工管理を行なうことを提案した。Tanimotoら¹⁰⁾は、軟岩地山での現場計測事例に基づいて、初期変形速度から最終変形量と支保工に作用する地圧の大きさが予測できることを提案した。

また、今田¹¹⁾は、トンネルの合理的な設計手法の開発に資するため、トンネル周辺地山の応力状態を3次元模型実

験によって明らかにした。足立ら¹²⁾は、地山を緩ませることなく掘削すれば、定性的であるが柔支保構造でもトンネルの安定性が得られることを提案した。

本研究では、堆積岩地山に掘削された高速自動車道トンネルでの現場計測事例を詳細に分析し、トンネル掘削によって生じる変形量の予測方法について提案する。併せて、トンネルにおけるモニタリング手法として最も簡便で実用的なコンバージェンスの具体的な解釈方法についても言及する。

2. グランドアーチの概念

トンネル掘削後、人工的に施す支保部材（吹付けコンクリートやロックボルトなど）の支保効果を、壁面に作用する等価な内圧に換算すると、支保工の設計を考える上で都合がよい^{13),14)}。

谷本ら¹⁵⁾は、地山強度比が0.5前後のような地山にトンネルを掘削すると、内圧効果のわずかな違いがトンネルに悪影響を及ぼすことを示している。すなわち、図-1に示されているように、地山強度比が0.5というような悪質な条件下でも、静水圧の初期応力 P_0 の半分に相当する内圧 P_i のもとでは地山全域は、弾性挙動を示す。しかし、内圧 P_i が低下すると非弾性域が生じ始め、 P_i/P_0 がわずか0.1ちがうことによって、ひずみ軟化帯およびきわめて不安定な塑性流動帯が急激に増大する。一方、主応力 σ_1 および σ_3 に相当する接線方向応力 σ_t と半径方向応力 σ_r に注目すると、地山が降伏し始める弾性・非弾性域の境界上では応力状態は常に一定で、壁面に作用する内圧 P_i の程度に応じて非弾性域の幅が変化しているだけである。これは、弾性・非弾性境界から外側に向かって形成される地山アーチに対し、常に一定の内圧を与えるように非弾性域が発達するためであると考えられる。すなわち、トンネル壁面に作用する内圧効果が不十分な場合には、地山自身が非弾性リングを形成して、弾性・非弾性境界上で必要な内圧を補充しているとも説明できよう。

トンネル壁面の変位を考える必要のない場合には、地山自身で必要なアーチを形成するので支保は不要である。しかし、究極では地山のひずみが100%に達し、トンネル内空をすべて地山材料で満たす状態となる。これではトンネルとしての意味がなく、トンネルの力学的釣り合いが得られるための変形量を設定し、人工的な支保により必要な内圧を与えることを計らねばならない。以上では、地山の初期応力状態として、静水圧的な応力を仮定していた。ここで、現実の地山の初期応力状態について考察しておこう。

これまでに日本の幾つかのプロジェクトで測定された地山の初期応力比、すなわち鉛直応力と水平応力との比 K を深さとの関係で整理してみると図-2のようになる。図-2より、平均的な K 値は1.1である。松本ら¹⁶⁾は、現場計測事例(202ケース)を分析して側圧係数 k を求めている。その結果として、軟岩地山での側圧係数 k は、ほぼ0.7~1.1の範囲に入っており、掘削前の地山の初期応力状態は静水圧分布に近いものと考えられることを指摘している。以上

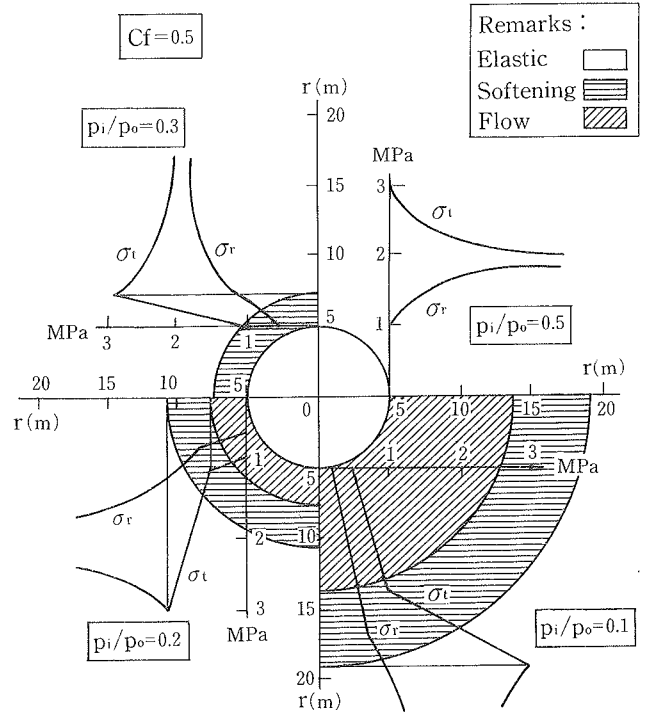


図-1 非弾性リングとグランドアーチ

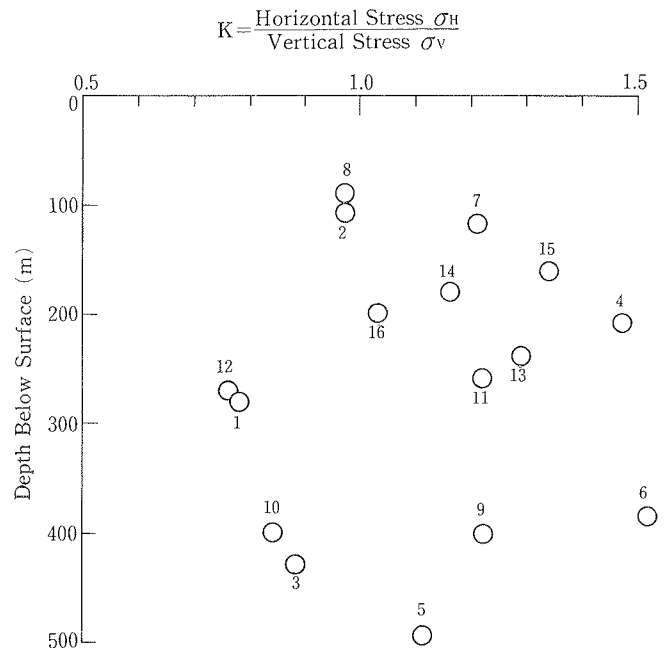


図-2 水平方向応力と鉛直方向応力との比

より、トンネル掘削前の地山の初期応力状態は静水圧分布に近いことがわかった。従って、静水圧的な初期応力状態を仮定することにより不都合がないように思われる。

3. コンバージェンスの具体的な解釈方法

トンネルは一発破長の繰り返して掘削が進められていく。従って、この過程における変形状態、非弾性域の形成状態を解析的に知るためには、事柄を軸対象問題として取り扱う方が簡単である。

解析および入力条件は以下のものである。

- ① 軸対象問題として、FEMで解析する。
- ② 地山強度比 C_f を σ_c/P_o で表わす。また、地山の弾性係数は $E=100 \sigma_c$ から算出する。ただし、ポアソン比 ν は 0.3 を仮定する。
- ③ 降伏条件式として Druker-Prager の破壊基準を用いる。
- ④ 地山の内部マサツ角を 0.26 rad. とし、粘着力 C は $\sigma_c/[2 \cdot (\tan(45^\circ + \phi/2))]$ より求める。

いま、静水圧的初期応力 $P_o=1.96 \text{ Mpa}$ 、地山強度比 $C_f=1.0$ なる条件下の地山に直径 $D=10 \text{ m}$ のトンネルが掘削されたとする。図-3は、地山・支保圧力比 P_i/P_o が 0.1, 0.2, 0.3 となるような内圧が与えられたときのトンネル壁面変位を切羽との関係で描いたものである。図中の矢印は非弾性域の幅 W_p を考慮して新たな直径 ($D'=D+2W_p$) に置き換えて記入されている。 $P_i/P_o=0.1$ の例では $W_p=1.5 \text{ m}$ であったので、新たな直径 D' は $1.3D$ となる。このように、非弾性域の幅を含めた直径 D' の概念を取り入れると、トンネル切羽が $2 \cdot D'$ 進行した時点でほぼ収束している。言い換えると、コンバージェンス曲線の収束状態から非弾性域の幅(一般に、ゆるみ域あるいは塑性域とよんでいる)を推定できる。この概念を描くと図-4 のようになる。

計測開始直後のコンバージェンスから、最終変形量を予測する試みがいろいろなされている¹⁷⁾。ここでは、トンネルプロジェクトにおけるコンバージェンス曲線を回帰するために、いろいろな回帰曲線を用いた¹⁸⁾。その結果、ワイブル分布曲線を用いるとこの種のコンバージェンス曲線を適切に回帰し得ることがわかった。

図-5は、トンネル切羽が計測断面から $0.3D$ (ここに、 D はトンネルの最大掘削幅) 進行した時点での初期変形率と観測された最終変形率との関係を示したものである。ここで、図-5を五つのカテゴリーに区分した。従って、例えば、初期変形率が $1 \sim 5 \text{ mm/m}$ の範囲であれば、 $0.3 \sim 1\%$ に相当する変形が見込まれることになる。

Tanimoto ら¹⁰⁾は、最大許容変形量について、日本および外国の13の事例を解析し、掘削後5日以内の計測値に基づく初期変形速度 (mm/day) と最終変形量との関係を示し、岩石地山では 1.5% 、土砂地山では 4% が許容変形量の上限であることを示した。分析の対象となった事例では、 2% を超える変形が生じると施工面でかなり難渋し、再掘削を余儀なくされているところが多かった。

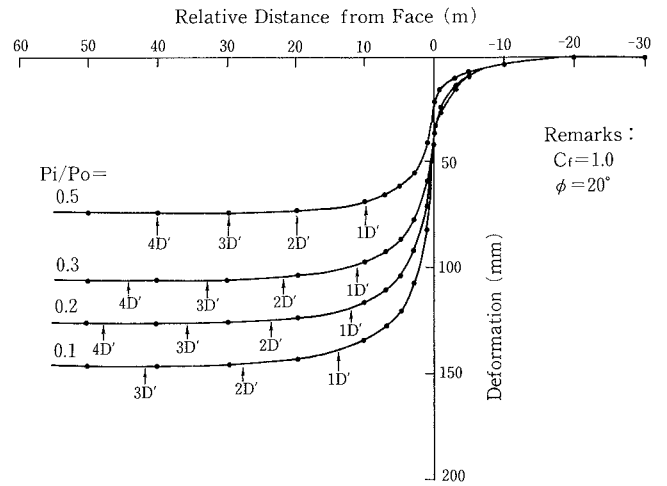


図-3 有限要素法解析に基づくコンバージェンス曲線

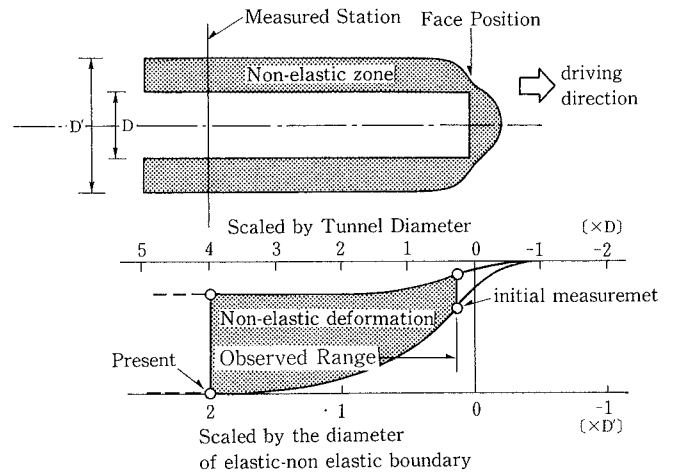


図-4 コンバージェンス曲線の概念

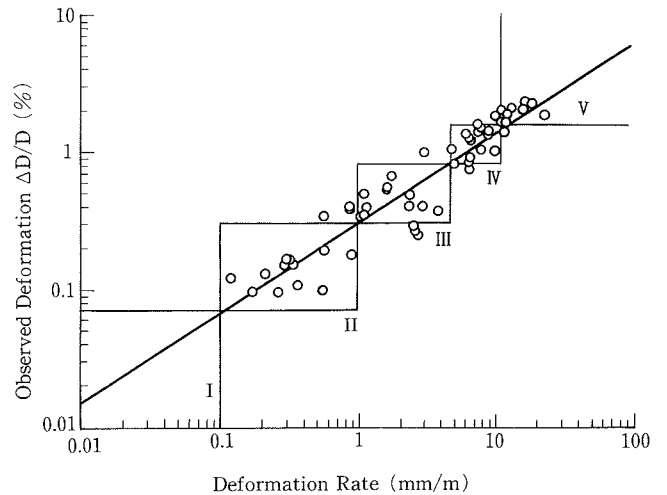
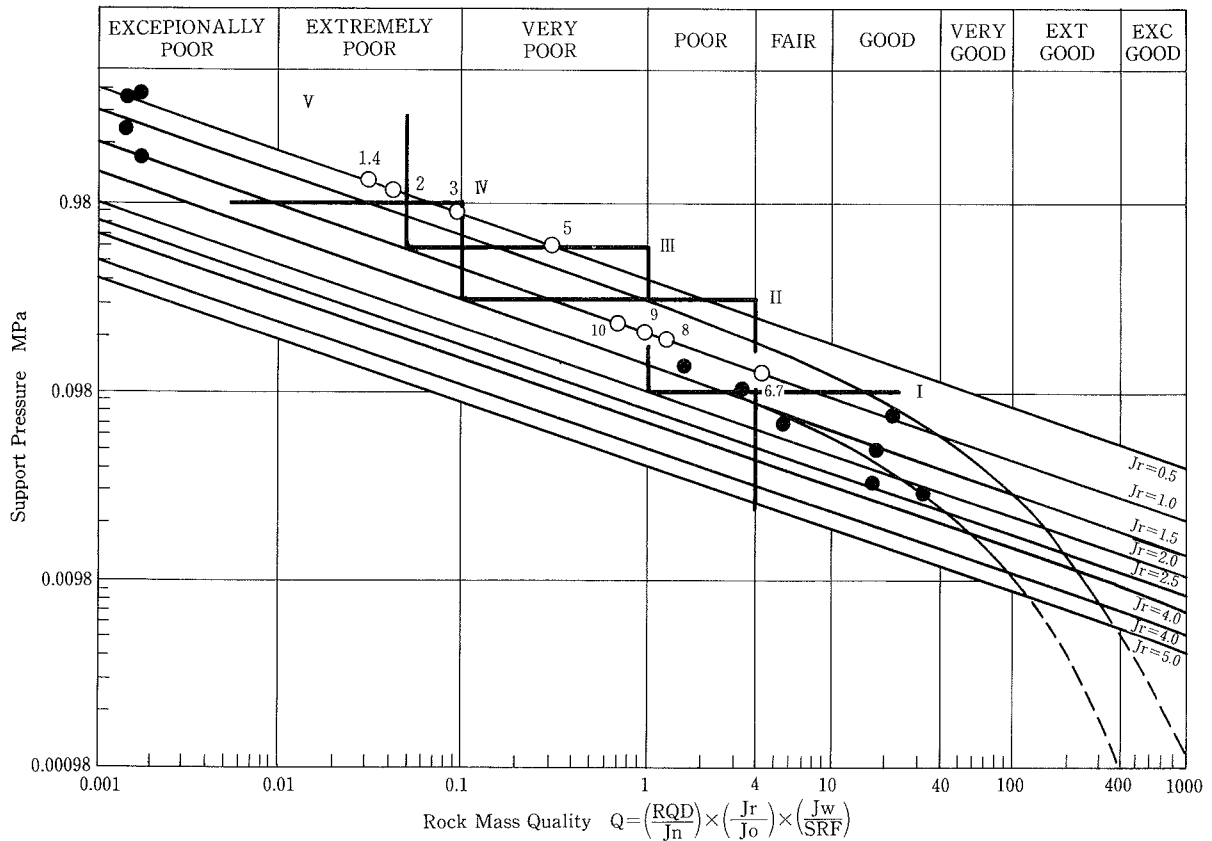


図-5 初期変形率と最終変形率との関係



図一6 支保工荷重と Q インデックスとの関係

4. 支保工荷重の推定とその分類

ロックボルトと吹付けコンクリートを主たる支保部材としてトンネルを合理的に施工するためには、いかにして支保工荷重の最小化を図るかが問題となる。そのためには、トンネル切羽の観察から得られる情報を最大限に生かして、地山を定量的に評価しなければならない。地山評価に関して、いろいろな方法が提案されている。それらの中で、Barton¹⁹⁾らが提案した Q インデックスは、不連続岩盤の地山分類として優れたものであると思われる。

トンネル切羽観察から Q インデックスを求めておくことが便利が多い。まず、トンネル掘削によって支保工に作用する地圧は、

$$P = \left(\frac{2.0}{J_r}\right) Q^{-1/3} \quad (\text{ただし, } J_n \leq 6) \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$P = \frac{2J_n^{1/2} \cdot Q^{-1/3}}{3J_r} \quad (\text{ただし, } J_n > 6) \quad \dots\dots\dots(2)$$

なる式を用いて推定できるため¹⁹⁾、必要な内圧 (すなわち、支保工の規模) をただちに知ることができる。式中の Jn は不連続面系の数を示すパラメータ、Jr は不連続の粗さを表すパラメータである。(1)式は Jn ≤ 6 の場合に、(2)式は Jn < 6 の場合に適用できる。また、Hoek¹³⁾らが提案した式を用いると、掘削に伴うトンネル壁面の変形量を推定することも可能となる。

図一6 における 1～10 までの事例は、地質観察記録に基

表一1 支保工荷重の分類

Class	Barton's Q Index	Estimated Support Pressur Pi (MPa)
I	over 4	less than 0.098
II	1 - 4	0.098 - 0.294
III	0.1 - 1	0.294 - 0.588
IV	0.05 - 0.1	0.588 - 0.98
V	less than 0.05	over 0.98

づいてプロットしたものである。1 は火山レキ凝灰岩で、2.35%の変形を生じた。2 は凝灰岩で4.3%以上の変形を生じ縫い返しを行なった。3 は凝灰角レキ岩で1.69%の変形を、4 は輝緑凝灰岩で3.41%の変形を、5 は石灰岩で0.72%の変形を生じた。6 と 7 は粘板岩とチャートの互層でそれぞれ0.27%、0.24%の変形を生じた。8, 9, 10 は泥岩でそれぞれ0.22%、0.14%、0.35%の変形を生じた。1 から 4 については、大きな地圧が作用することが推察されるのに対し、実施面での内圧効果が小さかったために工事が難渋した。5 から10については、図一6 から推定される地圧に抵抗できるだけの支保工が建込まれたため、スムーズな施工がなされたところである。

図一6 にプロットされた事例から、支保工に作用する荷

重の大きさを五つのカテゴリーに分類した。その結果をまとめると表-1のようになる。従って、Qインデックスが例えば0.1~1であったとすれば、施工時には0.3~0.6 MPaに相当する内圧を与えておくと、力学的な釣り合いの得られることがわかる。しかし、Qインデックスが0.05以下となるような地山では、作用する地圧が大きくなるため支保工が内圧効果をフルに発揮するような施工をしない限り、施工面でかなり難渋することが予想される。

5. おわりに

トンネルの施工は、切羽面を少しずつ前進させることにより遂行される。合理的な支保工は、施工中の切羽の地質観察から、地山を定量的に評価し、半ドーム作用の発揮されている間に施さねばならない。高速自動車道トンネルにおける観測事例を分析し、変形量と支保工荷重の解明を試みた。その結果として、以下のようなことがわかった。

① 切羽位置との関係で整理されたコンバージェンス曲線は、非弾性域の幅をも含めた新たな直径 D' という概念を取り入れると、ほぼ $2D'$ で収束する。従って、コンバージェンスの収束状態がわかれば、逆に非弾性域の幅を知ることができる。

② トンネル切羽が $0.3D$ 進行した時点でのコンバージェンスの変形率に着目して、最終変形率 $\Delta D/D$ (%) との関係で整理したものが図-5である。この図から、最終変形量のおおよその範囲を予測することができる。

③ トンネル切羽の地質観察から、Qインデックスが求められれば、必要となる支保工耐力の目安を得ることができる。しかし、地山強度比が小さい場合には、わずかな内圧の違いによって非弾性域が急激に増大することを忘れてはならない。

なお、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3,000km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。従って、トンネル技術者にとっては腕の見せどころとなろう。すなわち、トンネル標準示方書に記述されている“質のよいトンネルのあり方”について思考しなければならないということである。そのためには、計測値がもつ意味を具体的に分析し、出来上がった構造物の品質を評価するシステムを作らなければならない。

最後に、本研究を進めるに当たり、京都大学 谷本親伯助教授から多大な援助を戴いた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Rabcewicz: The New Austrian Tunnelling Method, Water Power, p. 453-515 (Nov. 1964)-p. 19-24 (Jan., 1965)
- 2) Rabcewicz: Stability of Tunnels under Rock Load,

Water Power, p. 225-273 (Jun-Aug., 1969)

- 3) 岡 行俊: 薄肉理論とその応用(1), (2), トンネルと地下, vol. 7, No. 4, p. 7~14, (1974), No. 5, p. 7~12, (1974)
- 4) 日本トンネル技術協会: NATM の設計と施工実例集, 土木工学社, (1980)
- 5) Muller: Removing Misconceptions on the New Austrian Tunnelling Method, Tunnels & Tunnelling, p. 29-32, (Oct., 1978)
- 6) 山本 稔: ロックボルトの作用効果, 土木学会論文報告集, 第277号, p. 95-104, (1978, 9)
- 7) Tanimoto, C., Hata, S. and Kariya, K.: Interaction Between Fully Bonded Bolts and Strain Softening Rock in Tunnelling, Proc. of the 22nd U. S. Sympo. on Rock Mechanics, p. 347-352, (1981)
- 8) Tanimoto, C., Hata, S. and Kariya, K.: Interaction Between Rockbolts and Weak Rock in Tunnelling, Int. Sympo. on Weak Rock, Theme 3, p. 157-162, (1981)
- 9) 桜井春輔: トンネル工事における変位計測結果の評価法, 土木学会論文報告集, 第317号, p. 93-100, (1982, 1)
- 10) Tanimoto, C., BOHLKE, B. M. and Iwasaki, Y.: Allowable Limit of Convergence in Tunnelling, 24th U. S. Sympo. on Rock Mechanics, p. 251-263, (1983)
- 11) 今田 徹, 猪熊 明, 石村利明: トンネルの力学に関する三次元的模型実験, 土木学会論文報告集, 第322号, p. 89-100, (1982, 6)
- 12) 足立紀尚, 田村 武, 八嶋 厚: 薄肉柔構造(吹付けコンクリート, ロックボルト)の支保機構に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第358号/III-3, p. 47-52, (1985)
- 13) Hoek, E. and E. T. Brown: Underground Excavations in Rock, The Institute of Mining and Metallurgy, London, Chapter 8
- 14) 谷本親伯, 畠昭治郎: 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, p. 93-106, (1982)
- 15) 谷本親伯, 畠昭治郎, 藤原紀夫, 吉岡尚也: トンネル地山分類と許容変形量との関係, 第18回岩盤力学に関するシンポジウム, p. 431-435, (1986)
- 16) 松本嘉司, 西岡 隆, 鹿野正人: 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, p. 161-169, (1986)
- 17) 例えば, 吉川恵也, 朝倉俊弘, 日吉 進, 遠藤真一: NATM 計測実績の統計分析, 第15回岩盤力学に関するシンポジウム, p. 220-224, (1983)
- 18) 谷本親伯, 畠昭治郎, 吉岡尚也, 藤原紀夫: 山岳トンネルにおけるコンバージェンス計測の意義, 土木学会論文集投稿中
- 19) Barton, N., Lien, R. and Lunde, J.: Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, Rock Mechanics 6, p. 189-236, (1974)