

坑内変位の大きいトンネルにおける地山指標に関する研究

Study on character of natural ground in tunneling of large deformation

三上元弘¹⁾・國村省吾¹⁾・奥井裕三¹⁾・竹林亜夫¹⁾

Motohiro Mikami, Shogo Kunimura, Yuzo Okui and Tsuguo Takebayashi

In tunnel construction, the phenomenon in which displacement becomes large is the result of plastic deformation of the surrounding natural ground of tunnel. We reported that the case is remarkable case where a competence factor (the competence factor is the ratio of unconfined compressive strength to initial stress) is less than 2 and an internal friction angle is less than 30 degrees, according to arrangement of the past example of construction by NATM and numerical analysis etc.

In this paper, as a method of evaluation the generating conditions and area of a plastic deformation in NATM, the function that uses the internal friction angle, cohesion, etc. as a factor was drawn. Then, the ratio of ground stability that is the reciprocal of a coefficient of stability is shown the effective factor that evaluates the grade of tunnel deformation. In the natural ground where a hard part, soft part and weak part are intermingled, due to the quality of soft and weak parts mainly influences the grade of the displacement at tunnel construction, it is important to evaluate as the whole of natural ground, from carrying out a tri-axial compressive test for estimating the factors (internal friction angle, cohesion, etc.), in order to evaluate the existence and area of plastic deformation.

Key Words : tunnel, large displacement, ratio of ground stability, cohesion, internal friction angle

1. はじめに

トンネル施工において、坑内変位（ここでは内空変位と天端沈下の総称をいう）が大きくなる現象は、トンネル周辺地山に塑性領域が形成された結果であり、その場合、地山強度比が2以下かつ内部摩擦角が30°以下の場合が顕著であることを、既往のNATM施工事例ならびに数値解析により整理し、報告してきた^{1) 2)}。

トンネル周辺の塑性領域発生の有無を判定する方法として、一軸圧縮強度を初期応力で除した地山強度比が多く用いられており、また塑性領域の大きさを求める方法として、一軸圧縮強度をパラメータとした理論式が提言されている。しかし、NATMにおいては支保によって内圧が与えられるので、地山は一軸応力状態ではなく三軸応力状態となっていることから、内部摩擦角、粘着力をパラメータとすべきであると考えられる。そこで、本論文においては既往の理論式を発展させ、塑性領域の大きさを内部摩擦角と粘着力から求める関数を導いた。また、安定係数³⁾の逆数である“地山安定比”(c/γH)が、トンネルの変形の大きさを示す有効な指標であることがわかった。さらに、導いた理論式や地山安定比を既往の施工データと照合させ、その妥当性を評価するとともに、トンネル掘削時の塑性領域発生の有無を予測する方法について提言する。

2. NATMにおける支保の内圧効果

トンネル掘削時の塑性化の有無を判断する指標の一つとして、地山強度比が多く用いられている。これは、側

1) 正会員 応用地質株式会社 技術本部

圧係数 1.0 の初期応力状態において、無支保でトンネルを掘削した場合、地山の壁面は $2\gamma H$ (γH : 初期応力) の一軸応力状態になる (図-1 (a)) ため、岩石の一軸圧縮強度 q_u が $2\gamma H$ より小さい場合、すなわち地山強度比 $\alpha = q_u/\gamma H$ が 2.0 より小さい場合に岩石が破壊し、塑性変形を生じるというものである。

一方、NATMのように地山に密着した支保工を掘削直後に施工する場合、支保工との境界部における地山の壁面は支保による内圧によって三軸応力状態 (図-1 (b)) を保つ。そのため、地山の塑性化条件は、一軸圧縮強度のみで決まるのではなく、地山の粘着力、内部摩擦角の大きさによって決定され、特に内部摩擦角が大きな要因となる。なお、これまでの報告において、地山強度比が 2 以下で内部摩擦角が 30° 未満の場合に、塑性領域が発生して変位が大きくなる傾向が顕著になることを明らかにしている^{1) 2)}。

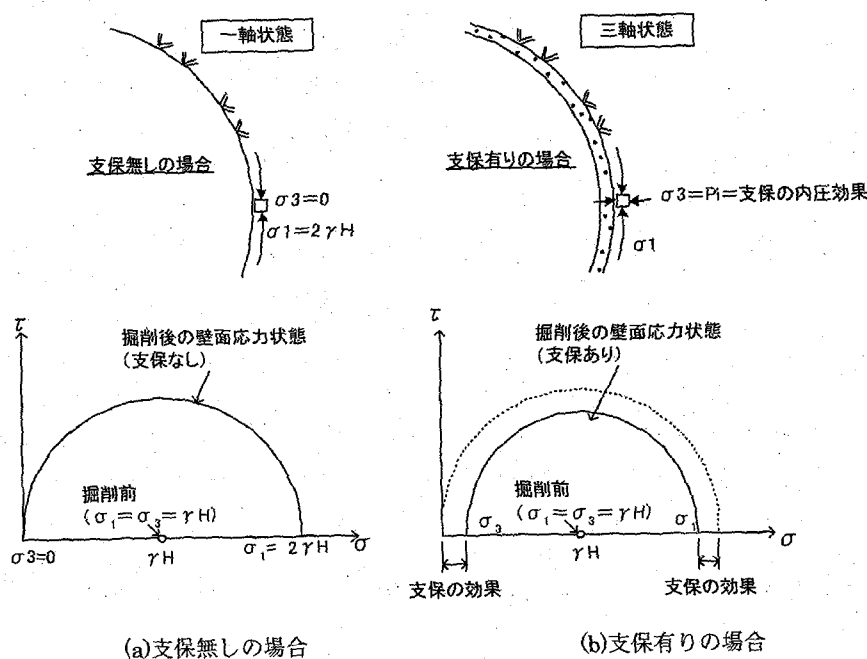


図-1 トンネル掘削後の応力状態の概念図

3. 支保内圧を考慮した塑性領域の発生条件

完全弾塑性体の地山において、側圧係数を 1 とした場合、支保の内圧を考慮した円形トンネルの周辺に生じる塑性領域は、下記の式で与えられる^{4) 5) 6)}。

$$\frac{\rho}{a} = \left[\frac{2}{\zeta+1} \cdot \frac{\gamma H(\zeta-1) + q_u}{P_i(\zeta-1) + q_u} \right]^{\frac{1}{\zeta-1}} \quad (3.1)$$

ここに、 ρ : 塑性領域の半径、 a : トンネル掘削半径、 q_u : 地山の一軸圧縮強度

$$P_i: \text{支保の内圧}, \quad \zeta = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad \phi: \text{地山の内部摩擦角}$$

地山の一軸圧縮強度 q_u は、モール・クーロンの破壊基準に従うとすると、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ により、

$$q_u = \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3.2)$$

で与えられ、さらに式(3.1)において、 $\zeta+1=\frac{2}{1-\sin\phi}$ 、 $\zeta-1=\frac{2\sin\phi}{1-\sin\phi}$ であるので、

$$\frac{\rho}{a} = \left[(1-\sin\phi) \cdot \frac{\gamma H \cdot \sin\phi + c \cdot \cos\phi}{P_i \cdot \sin\phi + c \cdot \cos\phi} \right]^{\frac{1-\sin\phi}{2\sin\phi}} \quad (3.3)$$

となる。ここで、支保耐力と初期応力の比 $\omega = \frac{P_i}{\gamma H}$ を“支保内圧比”と称し、さらに粘着力と初期応力の比 $\lambda = \frac{c}{\gamma H}$ を“地山安定比”と称して、それぞれ式(3.3)に代入すると、

$$\frac{\rho}{a} = \left[(1-\sin\phi) \cdot \frac{\sin\phi + \lambda \cdot \cos\phi}{\omega \cdot \sin\phi + \lambda \cdot \cos\phi} \right]^{\frac{1-\sin\phi}{2\sin\phi}} \quad (3.4)$$

となる。式(3.4)において、塑性領域が生じる場合は $\rho/a \geq 1$ となるので、同式を変形すると、

$$\lambda \leq \frac{1 - \omega - \sin\phi}{\cos\phi} \quad (3.5)$$

となり、この式がトンネル周辺に塑性領域が生じる条件となる。地山安定比 λ は、安定係数³⁾の逆数であるが、トンネル掘削において塑性領域の発生条件の指標とすることができる。

式(3.5)から、塑性領域が発生する限界における支保内圧比(ω)と地山安定比(λ)、内部摩擦角(ϕ)の関係をグラフ化すると図-2のようなになる。同図において、 λ ならびに ϕ の値が、支保内圧曲線の左下になる場合、塑性領域が発生することになる。例えば、 $\omega=0$ (素掘り)の場合、 ϕ が 50° あっても λ が0.4以上ないと塑性領域が生じるが、 $\omega=0.5$ が与えられると、 λ が0.5以上または ϕ が 30° 以上あれば塑性領域は生じない。

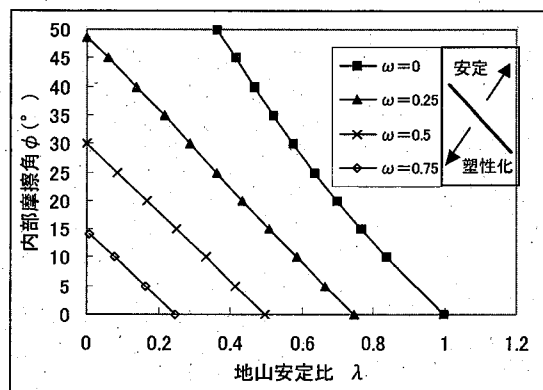
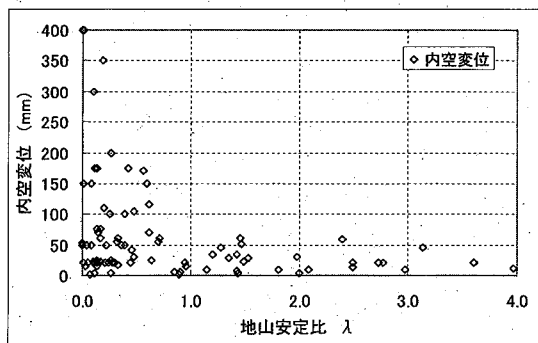


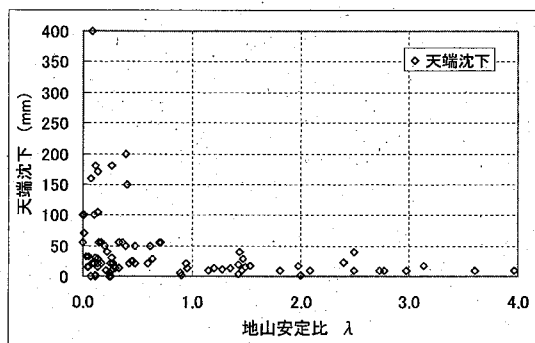
図-2 支保内圧を考慮した場合の塑性化条件

4. 施工実績との照合

わが国で施工されたNATMの工事事例の中で内部摩擦角、粘着力が明らかとなっているものについて、計測



(a)内空変位



(b)天端沈下

図-3 地山安定比と実測変位量との関係

された内空変位、天端沈下量と地山安定比の関係を図-3に示す。同図より、内空変位、天端沈下量ともに地山安定比が0.7程度以下の場合に増大する傾向があることが同える。

次に、実測の坑内変位量の程度と地山安定比(λ)—内部摩擦角(ϕ)の関係を図-4に整理した。同図においては、計測値の大きさを大まかに分けてプロットするとともに、上述の理論で得た塑性領域発生条件を支保内圧比で区分してプロットしている。

図中、①の範囲は $\omega=0$ でも塑

性領域は発生しない範囲であり、小さな支保耐力でも変形はさほど大きくはならないと考えられる。実測変位量を見ても、ほとんどが50mm以下の坑内変位であり、支保の変状も発生していないことから、塑性領域は発生しても小さいと推定される。この領域には固結度の高い泥岩や通常の良い地山のトンネルが該当している。

②の範囲は $\omega=0$ では塑性領域が発生するが、 $\omega=0.25$ が与えられると塑性領域は発生しない範囲である。この範囲に該当する実測値は、変位量が50~100mmのものが多く、塑性領域が発生していることが推定される。これらのデータには蛇紋岩や砂質泥岩および砂礫層等のトンネルが含まれており、支保剛性を大きくして施工したり、切羽天端のゆるみを抑制するために先受け工等の補助工法を採用したりしている例が多い。

③の範囲は $\omega=0.5$ 以上しないと塑性領域が発生する範囲である。実測値は50mm以上の坑内変位が大部分であり、100~200mmのデータはほぼすべてこの範囲に該当していることから、実施工においても塑性領域が発生していると考えられる。

この領域のデータの内、 ϕ が 30° より小さいものには強度の小さい粘土質蛇紋岩や泥岩、凝灰岩類のいわゆる膨張性地山のトンネルが含まれ、これらのトンネルでは支保の剛性を大きくした特殊支保パターンやインバートの早期閉合を行って対応している。一方、 ϕ が 30° 以上のものの大部分は、成田層等の砂層や砂礫層、ならびにシラス層のトンネルである。これらのトンネルにおいては、内空変位は小さく天端沈下が大きくなる傾向があるために、沈下対策として側壁導坑先進工法等での施工や脚部補強工等の補助工法が採用されている事例が多い。

④の範囲は、 $\omega=0.5$ を与えても塑性領域が発生する範囲である。この範囲には実測変位量が200mm以上と著しく大きいものが含まれ、これらは新潟の泥岩や断層粘土または凝灰岩といった強度の極めて小さいトンネルのデータであり、鍋立山トンネルの最も難渋した区間等が含まれる。これらのトンネルは支保の剛性を大きくしても坑内変位が著しく増大し、二重支保工の施工や切羽付近での早期インバート閉合等の対処に加え、切羽前方のゆるみ防止のため長尺鏡ボルト等を施工している。

坑内変位が大きい②③④の各範囲には、蛇紋岩(粘土質、葉片状)、泥岩、凝灰岩、および断層粘土が多く含まれている。これらの岩種は、内部摩擦角が小さくかつ粘着力が小さいために地山安定比も小さくなっている。

上記のように、地山安定比(λ)、内部摩擦角(ϕ)および支保内圧比 ω で与えられる塑性領域の発生条件と、実際の施工方法や変位データはよい相関を示している。すなわち、地山安定比、内部摩擦角の大きさに応じて支保の耐力を大きくしないと塑性領域が発生して坑内変位が増大する可能性があるため、これらの指標を事前に把握することが有効と考えられる。

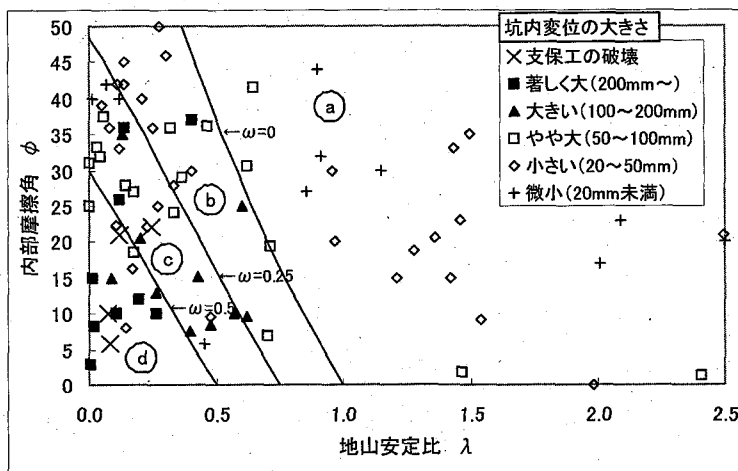


図-4 坑内変位の計測実績と地山安定比—内部摩擦角の関係

5. 支保内圧の推定

上述の理論や施工実績との比較に基づいて、地山安定比、内部摩擦角の大きさに応じた支保の設計を行うためには、支保による内圧の大きさを推定する必要がある。支保による内圧の最大値は、支保耐力に等しいと考えられるので、支保の構成部材である吹付けコンクリート、ロックボルトおよび鋼製支保工のそれぞれの支保耐力を Hoek & Brown による方法を基本として試算し、期待できる支保内圧を推定する⁷⁾。

①吹付けコンクリートの支保耐力

厚肉円筒に均等圧が作用したときの軸圧縮強度から吹付けコンクリート部材の支保耐力を式 (5. 1) で求める。

$$P_{sc} = \frac{1}{2} \sigma_{cc} \left\{ 1 - \frac{(r_i - t_c)^2}{r_i^2} \right\} \quad (5. 1)$$

ここに、 P_{sc} : 吹付けコンクリートの支保耐力 (kN/m²)

σ_{cc} : 吹付けコンクリートの軸圧縮強度 (kN/m²)

r_i : トンネルの半径 (m)

t_c : 吹付けコンクリートの厚み (m)

②鋼製支保工の支保耐力

同様に鋼製支保工の支保耐力を式 (5. 2) で求める。

$$P_{ss} = \frac{\sigma_{ss} \cdot A_s}{S \cdot r_i} \quad (5. 2)$$

ここに、 P_{ss} : 鋼製支保工の支保耐力 (kN/m²)

σ_{ss} : 鋼製支保工の降伏強度 (kN/m²)

A_s : 鋼製支保工の断面積 (m²)

S : 鋼製支保工の設置間隔 (m)

③ロックボルトの支保耐力

単位面積当たりのロックボルトの引抜強度から支保耐力を (5. 3) で求める。

$$P_{sb} = \frac{T_{bf}}{S_c \cdot S_l} \quad (5. 3)$$

ここに、 P_{sb} : ロックボルトの支保耐力 (kN/m²)

T_{bf} : ロックボルトの引抜強度 (kN)

S_c, S_l : トンネル円周方向および縦断方向のロックボルト設置間隔 (m)

わが国の道路トンネルに採用されている標準支保パターンであるB、CI、CII、DI、DIIおよび坑内変位が大きい場合に採用される特殊支保パターン（ここではE1、E2とする）について、上記の式によって支保耐力を求め、表-1に示す。標準支保パターンで最も剛性の大きいDIIパターンの支保耐力に対して、特殊支保パターンE1は2割増し、E2は5割増しとなる。

なお、図-4の④の領域では、支保内圧比を $\omega=0.5$ 以上確保できないと大きな塑性領域が発生すると考えられるが、表-1で得られた支保耐力から単位体積重量を20kN/m³と仮定して $\omega=0.5$ になる土被りを算定すると、DIIの場合でH=113m、E2の場合でH=177mとなり、土被りが200mを超えるような場合に支保内圧比0.5以上を確保するのは実質的に困難であることがわかる。

表-1 支保パターン毎の推定支保耐力(内圧)

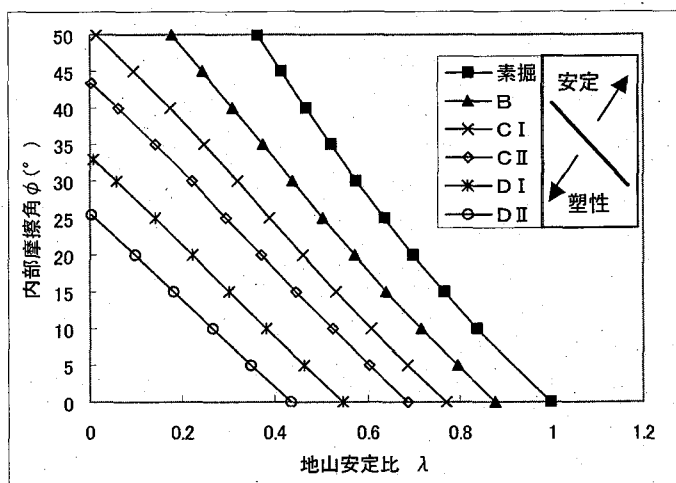
		標準支保パターン					特殊支保パターン	
支保パターン		B	C _I	C _{II}	D _I	D _{II}	E1	E2
吹付けコンクリート厚 (cm)		5	10	10	15	20	25	30
ロックボルト	ボルト長 (m)	3.0	3.0	3.0	4.0	4.0	4.0	4.0
	耐力 (kN)	120	120	180	180	180	180	180
	縦断方向間隔 (m)	2.0	1.5	1.2	1.0	1.0	0.9	0.8
鋼製支保工	種類	—	—	H-125	H-125	H-150	H-200	H-250
	ピッチ (m)	—	—	1.2	1.0	1.0	0.9	0.8
	設置個所	—	—	上半	全断面	全断面	全断面	全断面
支保内圧耐力	吹付けコンクリート (kN/m ²)	200	400	400	590	780	880	1005
	ロックボルト (kN/m ²)	40	50	100	150	150	167	188
	鋼製支保工 (kN/m ²)	—	—	120	160	200	350	580
	合計 (kN/m ²)	240	450	620	900	1130	1397	1773

表-1に示した各支保パターンの支保の内圧を式(3.5)に代入して、地山安定比と塑性領域が発生する限界における支保内圧比、内部摩擦角の関係をグラフ化すると、図-5のようになる。ここで土被りを100m、単位体積重量を20kN/m³と仮定しているが、この条件下のDⅡパターンの場合、内部摩擦角が25°以上または地山安定比がおよそ0.4以上あれば、塑性領域は生じないことになる。

次に、各支保パターンの塑性領域の発生条件を土被り高さで整理し、図-6に示す。いずれの支保パターンでも、土被りが大きい場合には領域発生条件に大差はないが、土被りが小さくなると地山安定比や内部摩擦角の影響が大きくなるがわかる。

次に、塑性領域が発生した場合、塑性領域の大きさが支保パターンによってどの程度異なるのかを計算により求めた。土被りが100mで内部摩擦角を20°と仮定した場合、表-1で求めた各支保パターンの支保耐力から塑性領域の大きさを求めると図-7のようになる。地山安定比が0.5以上であれば各支保パターンとも塑性領域は小さいが、地山安定比が0.5以下になると支保パターン毎の塑性領域に違いが生じ、地山安定比が0に近づくほどその差は大きくなる。

また、表-1で求めた各支保パターンの支保耐力から、土被りと支保内圧比の関係を整理すると図-8のようになる。この図は、ある土被り高さにおいて目標とする支保内圧を得るための支保パターンを判定する目安とすることができる。ただし、これはあくまで計算上の値であり、実際の施工においては掘削面の不陸や支保の強度発現までのタイムラグ等、様々な要因によって支保内圧比は小さくなることに留意する必要がある。

図-5 各支保パターンの塑性化条件
(土被り100m、 $\gamma=20\text{kN/m}^3$ とした場合)

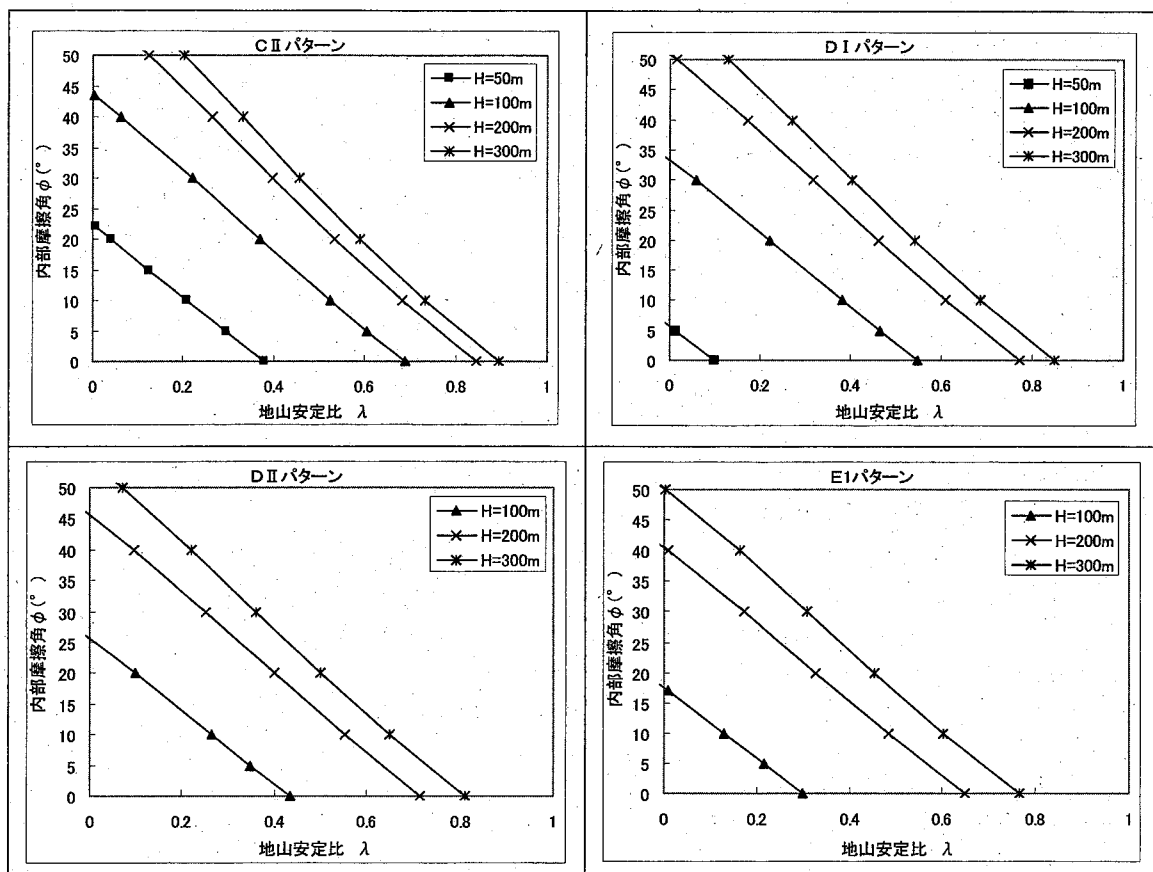


図-6 各支保パターンの塑性領域発生条件

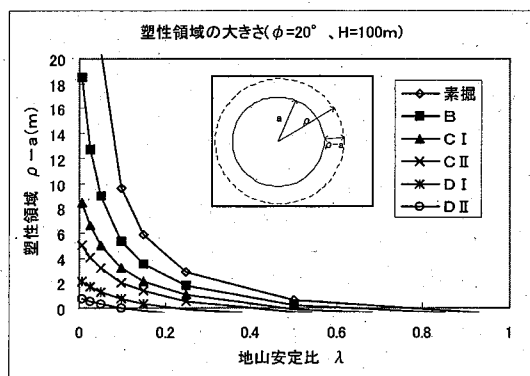


図-7 各支保パターンの地山安定比と塑性領域の大きさの関係

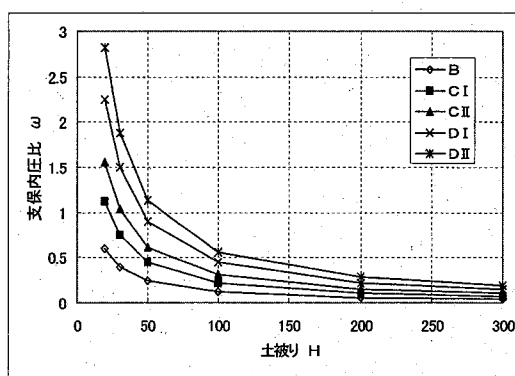


図-8 各支保パターンの土被りと支保内圧比の関係 ($\gamma=20\text{kN/m}^3$)

6. 地山安定比と地山強度比の関係

式(3.2)および地山強度比を表す式 $\alpha = q_0 / \gamma H$ から下記の式が得られる。

$$c = \frac{1 - \sin \phi}{2 \cos \phi} \cdot \gamma H \cdot \alpha \quad (6.1)$$

地山安定比は $\lambda = c / \gamma H$ であるので、地山安定比と地山強度比の関係は、

$$\lambda = \frac{1 - \sin \phi}{2 \cos \phi} \cdot \alpha \quad (6.2)$$

となり、内部摩擦角に影響される。

図-9に示すように地山強度比が2.0に対応する地山安定比は、一般に坑内変位量の大きい地山は $\phi=10\sim30^\circ$ であることから、0.58~0.84と考えられる。

7. おわりに

本論文では、下記の事項を明らかにした。

1) NATMにおいて塑性領域の発生条件

は、内部摩擦角、粘着力、初期応力、支保の内圧から決定され、地山安定比、支保内圧比が有効な指標となる。

2) 地山安定比が0.7程度を下回ると、坑内変位量が増大する可能性がある。

3) 理論式から導いた塑性領域の発生条件は、実際のトンネル施工における坑内変位計測データとよい相関が見られる。今後、土質試験結果と坑内変位計測結果が集積されれば、さらに精度が向上すると考えられる。

4) 土盛りと支保内圧比の関係から、ある土盛り高さに対して必要な支保パターンを判定するための目安を得ることができる。ただし、期待できる支保耐力には限度があるのに対し、土盛りが大きくなるにつれて支保内圧比は小さくなるので、土盛りが大きくなると必要な支保内圧比を得られない場合がある。

5) 従来の地山強度比と地山安定比の関係は内部摩擦角に影響されるが、地山強度比が2.0に対応する地山安定比は0.58~0.84と考えられる。

これまで塑性変形の有無の指標として用いられてきた地山強度比は、地山が一軸状態にある場合の指標として有効であったが、地山が三軸応力状態になるNATMでは、本論文で導いたように内部摩擦角、粘着力、初期応力、支保の内圧をパラメータとした理論式や指標が有効と考えられる。

硬質部と軟質部が混在する地山においては、主に軟質部の性状がトンネル施工時の変位の大きさを左右する。塑性領域発生の有無やその大きさを推定するためには三軸圧縮試験を行って c 、 ϕ を把握し、地盤全体として評価することが重要である。

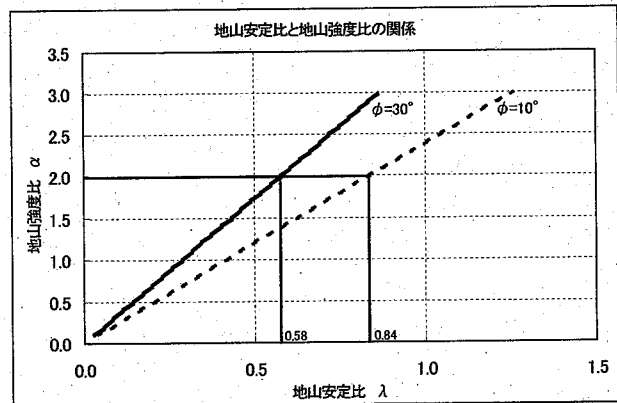


図-9 地山安定比と地山強度比の関係

参考文献

- 1) 竹林亜夫、三上元弘、國村省吾、奥井裕三：山岳トンネル工法における岩盤の強度定数と内空変位の関係に関する研究，土木学会トンネル工学研究論文・報告集，第11巻，pp183~188，2001。
- 2) 竹林亜夫、三上元弘、國村省吾、奥井裕三、松井保：内空変位の大きいトンネルの周辺地山物性に関する研究，土木学会トンネル工学研究論文・報告集，第12巻，pp17~24，2002。
- 3) 地盤工学ハンドブック：地盤工学会，P285，1999.3。
- 4) 谷本親伯：土木特殊工法シリーズ4-NATM-1，森北出版(株)，P158，1984。
- 5) 今田徹：NATMの理論と実際，土木工学社，pp10~16，1983。
- 6) 下河内稔：水底トンネルの静的性質についての考察，土木学会論文報告集第197号，pp93~100，1972。
- 7) 今田徹、岡林信行、野間正治：山岳トンネルの施工，鹿島出版会，pp22~36，1996。