

トンネル施工における許容変形量に関する研究

A Study on Allowable Limit of Deformation in Tunneling

谷本親伯¹・津坂仁和²・御手洗良夫³・青木俊彦⁴

Chikaosa Tanimoto, Kimikazu Tsusaka, Yoshio Mitarashi and Toshihiko Aoki

¹正会員 工博 大阪大学大学院教授 工学研究科地球総合工学専攻
(〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)

E-mail:tanimoto@civil.eng.osaka-u.ac.jp

²学生会員 工修 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)

³正会員 工博 株式会社熊谷組 土木技術本部 (〒162-8557 東京都新宿区津久戸町2-1)

⁴正会員 工修 大成建設株式会社 国際支店 (〒163-6006 東京都新宿区西新宿6-8-1)

From the experience with tunneling, it has been suggested how to mobilize ground arch in surrounding rock. It can be obtained by controlling a loosening zone, which is considered as the post-peak behavior of rock. Focused on the elastic and non-elastic behaviors of rock in tunneling, the authors investigated over 500 convergence curves observed in six tunnel projects through shale and sandstone, granodiorite and slate layers. In conclusion, the allowable limit of deformation should not exceed beyond the range of strain-softening, and should be smaller than 0.5 - 0.8 % in tunnel diameter so as to mobilize a potential bearing capacity of surrounding rock.

Key Words : Tunneling, Rock classification, Loosening, Allowable limit of deformation

1. 序論

1979年, 土木学会岩盤力学委員会¹⁾は, 1975年までに提案された国内外の33の岩盤分類を整理し, それらの現状や問題点を詳細に検討した. その結果, トンネルの地山分類に関して, 切羽の安定性, トンネル地圧の形態と大きさ, トンネルの変形といったトンネルの力学的挙動に基づく地山分類(既往の論文¹⁾中では「岩盤挙動分類」とある)を作成することとその岩盤挙動分類と岩盤の諸物性を分類化した岩盤分類との関連性を得ることの2つの必要性が論じられている. つまり, 特に国内で提案されている岩盤分類が岩種や岩質, 割れ目の性状や間隔といった地質学的側面を主として分類化したものにとどまっており, トンネル掘削に伴う地山の挙動を主眼においた分類が全く調査されていないことが指摘されている.

1970年代後半より我が国に山岳トンネルの新工法として導入され, それから約30年経った現在においてその一般的な工法となったNATMでは, 主として

コンバージェンス計測によって, トンネル掘削後の地山内応力が初期応力状態から二次応力状態へと変化する過程を壁面変位量の変化として把握し, 施工管理を行う. これまでのコンバージェンス計測結果の評価手法としては, 計測開始直後の変位速度から最終変位量を予測し, トンネル掘削後, 早期に建て込まれた支保工規模の適切度を評価しようと試みが行われている. 例えば, 吉川ら^{2), 3)}は鉄道トンネルを対象として計測開始直後の1日あたりの変位量に, 高橋ら⁴⁾は上半切羽が1D (Dは掘削径である) 進行した時点での変位量に, 中田ら⁵⁾は二車線道路トンネルを対象として計測開始より10日間における1日あたりの変位量の最大値に, 谷本ら⁶⁾は切羽が0.3D 進行した時点での変位量に, それぞれ着目し, 最終変位量の予測式や施工における管理基準値を提案した. このうち吉川^{2), 3)}らは日本鉄道建設公団の, 中田ら⁵⁾は日本道路公団のそれぞれのNATMの標準的な設計支保パターンと得られた結果との対応を考察した. また, 谷本・吉岡⁷⁾は, 自ら得た初期変形速度と断面変形率の関係を支保荷重と地山強度比に対

応させ、5つの分類からなるトンネル地山分類を提案した。一方、初期変形速度と最終変位量の関係の考察とは別に、竹林・松井⁹⁾は約60ほどの施工事例から得られたコンバージェンス計測結果と切羽の地質観察資料に基づいて坑内変位量を考慮した岩種分類を提案した。

このようにコンバージェンス計測結果を統計的に考察し、支保工の選定などの施工管理の一助とする多くの試みが行われている。しかし、得られた知見とともにトンネルの安定に対して大きく影響するゆるみ域の発達程度や施工管理としての許容変形量を考察した例はほとんどなく、また、それらを考慮したトンネル地山分類は未だに提案されていない。

トンネル掘削における許容変形量に関しては、竹林・松井⁹⁾が、これまでにわが国で施工された50を超える施工事例より内空変位量が50mm、天端沈下量が40mmを超えると吹付けコンクリートなど支保工の変状が生じ始めることを確認し、この値を施工上の管理基準値とした。また、筆者ら⁹⁾⁻¹³⁾は、トンネル施工に伴って発達するゆるみ域は、ひずみ軟化域と塑性流動域から成るとして、同一の地山条件において、内圧の変化に対してゆるみ域の幅が変化することによりトンネルの安定が保持されていることを表し、トンネルの安定に対するゆるみ域のはたらしの概念を示した。そして、この概念のもとに、地山中に塑性流動域が生じた場合、わずか0.1MPaの内圧変化に対しても壁面変位量やゆるみ域の幅、地山内応力が大きく変化し、トンネルが著しく不安定な状態に陥ることを示した。これにより、トンネル施工においては、許容されるゆるみ域はひずみ軟化域に限られ、地山に塑性流動を生じさせない最大の変形量を許容変形量として、施工管理を行うことを提唱してきた。

そこで、本研究では、6つの二車線道路トンネルで計測された約500例のコンバージェンス曲線を詳細に解析し、初期変形速度と最終変位量の関係および発達するゆるみ域の幅を求め、既往の変形に基づく地山分類⁷⁾との関係を考察した。さらに、非弾性挙動が卓越する地山区分においては理論解析を用いた特性曲線法により、一方、不連続面が発達する地山区分においては切羽および天端部の崩壊が生じた断面近傍のコンバージェンス計測結果より、塑性流動を生じさせない許容変形量を考察した。さらに、これらの結果に基づいて、初期変形速度、断面変形率、ゆるみ域の幅、そして、許容変形量の関係を示すトンネルの力学的挙動を考慮した地山分類を提案した。

2. トンネルの力学的挙動とゆるみ域の発達

今回、表-1に示す6つのトンネルで計測された約500例のコンバージェンス曲線の詳細な解析を行い、トンネル施工に伴うゆるみ域の発達と許容変形量を考察した。対象とした施工事例はいずれも掘削断面積が80~100m²（掘削径D=10~11m）の二車線道路トンネルである。はじめに、それぞれのトンネルで得られたコンバージェンス曲線から、初期変形速度 dU/dL （Uは壁面変位量、Lは計測断面と切羽との相対距離である）と断面変形率 $\Delta D/D$ の関係および断

表-1 対象としたトンネル

トンネル名	地質	延長(m)	土被り(m)	主要な掘削工法	計測断面数
A	砂岩・頁岩	2,305	60-240	補助ベンチ付全断面掘削	79
B	砂岩・頁岩	943	20-120	補助ベンチ付全断面掘削	68
C	砂岩・頁岩	1,694	20-170	ロングベンチカット	142
D-1	花崗閃緑岩	1,415	10-30	補助ベンチ付全断面掘削	62
D-2	花崗閃緑岩	1,440	10-30	補助ベンチ付全断面掘削	54
E-1	粘板岩	618	10-65	ロングベンチカット	33
E-2	粘板岩	650	10-70	ロングベンチカット	28
F-1	粘板岩	335	10-60	ロングベンチカット	21
F-2	粘板岩	322	10-68	ロングベンチカット	14

表-2 D-1およびD-2トンネルの実施支保パターン

支保区分	支保部材				掘削方式と掘進長
	SS	SC (mm)	RB 長さ(m)-本数	In. (mm)	
III	3LG130	200	4-10	SC200	DB, 1.5m
IV	3LG130	200	4-10	SC200	M, 1.0m
V	3LG180	250	4-6	SC250	M, 0.8m

[Key] SS:鋼製支保工, 3LG:3-bar lattice girder, SC:吹付けコンクリート
RB:ロックボルト, In.:インバート, DB:発破掘削, M:機械掘削

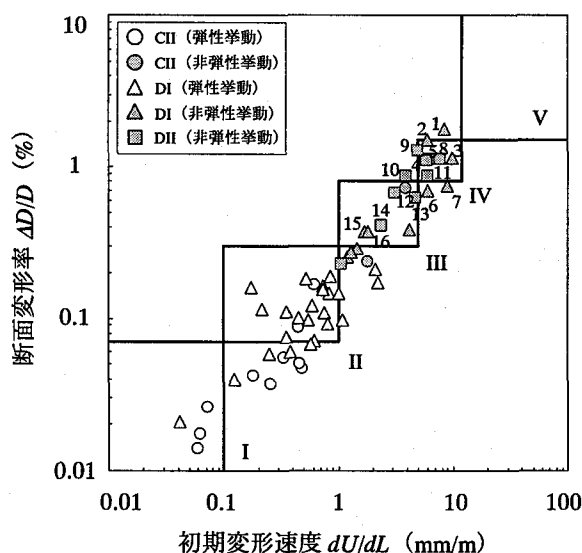
表-3 既往の変形に基づくトンネル地山分類⁷⁾

地山区分	支保荷重	地山強度比	初期変形速度 (mm/m)	断面変形率 (%)
I	軽微	1.5以上	0.1以下	0.07以下
II	中	1.0 - 1.5	0.1 - 1	0.07 - 0.3
III	大	0.75 - 1.0	1 - 5	0.3 - 0.8
IV	非常に大	0.5 - 0.75	5 - 12	0.8 - 1.5
V	極めて大	0.5以下	12以上	1.5以上

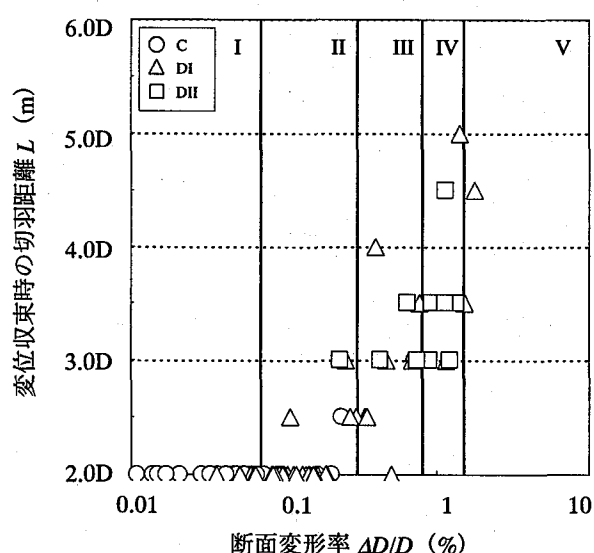
面変形率 $\Delta D/D$ と変位が収束した時点の計測断面と切羽との相対距離 L の関係を求めた。その結果を図-1～3に示す。ここで、各トンネルの実施支保パターンはD-1およびD-2トンネルでは、大まかに表-2に示す3つの支保パターンが採用され、それ以外のトンネルでは日本道路公団の標準支保パターン¹⁴⁾に準じている。また、コンバージェンス計測は、縦断方向における計測断面と切羽の相対距離 L が0である条件下で初期値が計測されることが望ましいが、施工では、このように初期値を設定することはきわめて困難である。よって、ここでは、トンネル掘削後、計測断面と切羽面との相対距離 L が3m以下の条件でその初期値が計測された断面を用いることとした。また、被り厚 H においては、最大土被りが30mであ

るDトンネルでは $1.5D$ 以上を有する断面を、その他のトンネルでは $2D$ 以上を有する断面を解析対象とした。

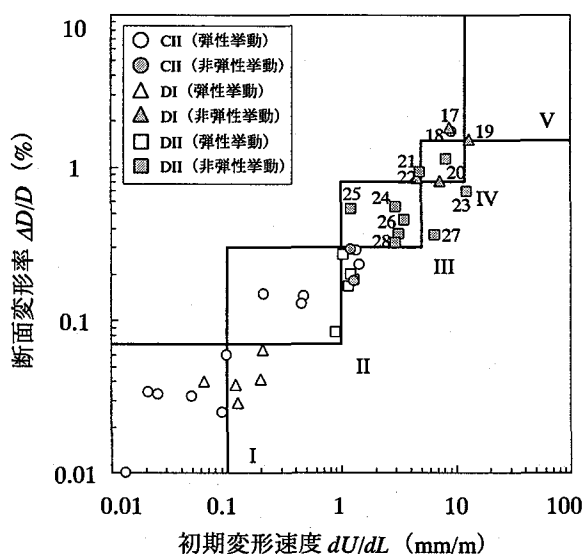
対象としたコンバージェンス計測結果では、切羽停止時には概ね変位は生じておらず、地山の時間依存性に起因する変位は、切羽の進行に伴う仮支保効果や支保工の打設によるトンネル壁面に作用する内圧の変化に起因する変位に比べて非常に小さいことを確認した。そこで、時系列で得られるコンバージェンス曲線と切羽の進行実績を用いて、計測断面と進行する切羽面のトンネル縦断方向における相対距離 L に対して整理し直した。そして、NATMでのトンネル施工において、一般的な一日の掘進長が2～5mと想定されることから、初期変形速度 dU/dL を切



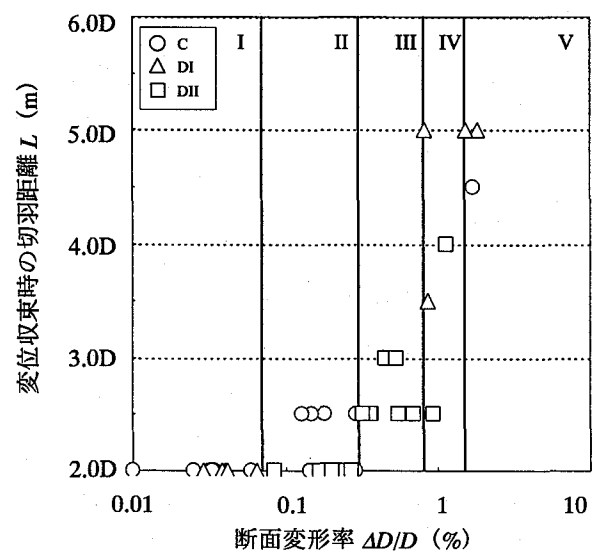
(a)-1 初期変形速度と断面変形率 (Aトンネル)



(a)-2 断面変形率と変位収束時の切羽距離 (Aトンネル)



(b)-1 初期変形速度と断面変形率 (Bトンネル)



(b)-2 断面変形率と変位収束時の切羽距離 (Bトンネル)

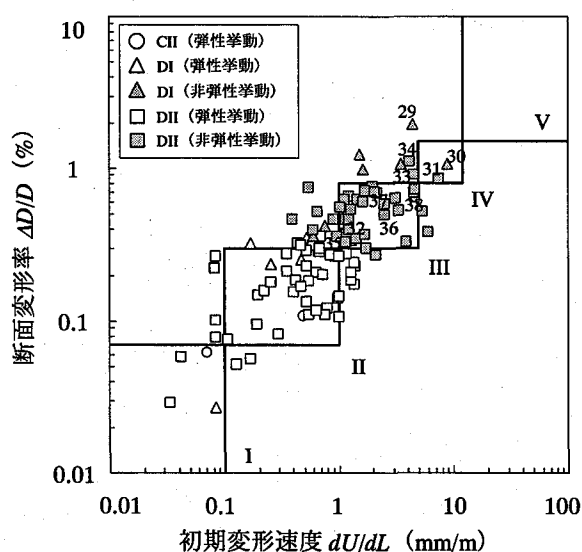
図-1 初期変形速度 dU/dL と断面変形率 $\Delta D/D$ および断面変形率 $\Delta D/D$ と変位収束時の切羽距離の関係 (A および B トンネルの場合)

羽が掘削径 D の0.3倍進行した時点での内空変位量 ΔD の半分の値を計測断面と切羽面との相対距離 $0.3D$ で除した値として算出した。その単位は mm/m である。また、C、D、E、Fトンネルではトンネル延長のほとんどをロングベンチカット工法で施工したため、初期変形速度 dU/dL を求める際に下半掘削に伴う影響が含まれず、全断面または補助ベンチ付全断面掘削で求められるものに比べて小さな値となる。そのため、ロングベンチカット工法により掘削された断面の初期変形速度 dU/dL を、上半掘削断面積（ $57\sim 61\text{m}^2$ ）に対する全掘削断面積（ $80\sim 98\text{m}^2$ ）の割合（ $1.4\sim 1.7$ ）に基づいてその値を補正した。一方、断面変形率 $\Delta D/D$ は、内空変位量 ΔD を掘削断面積に対し等価な円形断面の直径 D （ $D=10\sim$

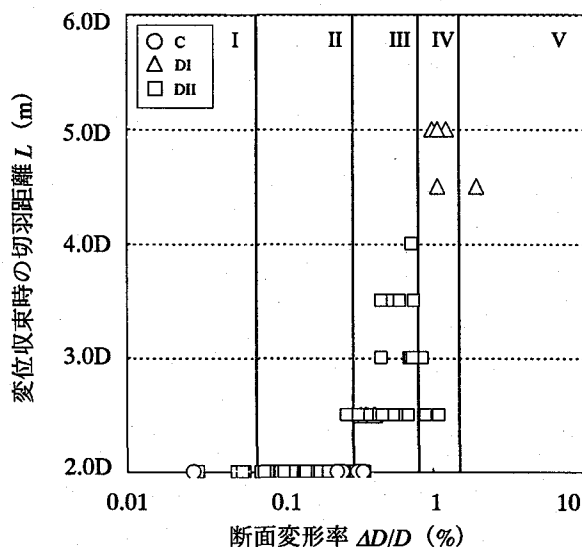
11m ）で除した値を用いた。

図-1～3における全体の傾向として、求められた初期変形速度 dU/dL と断面変形率 $\Delta D/D$ の関係は、表-3に示す谷本らによって過去のおよそ60の施工事例に基づいて提案されたトンネル地山分類⁷⁾（以下、変形に基づくトンネル地山分類と称する）と良い相関関係にある。そこで、変形に基づくトンネル地山分類⁷⁾の各地山区分におけるゆるみ域の幅との関係を考察する。

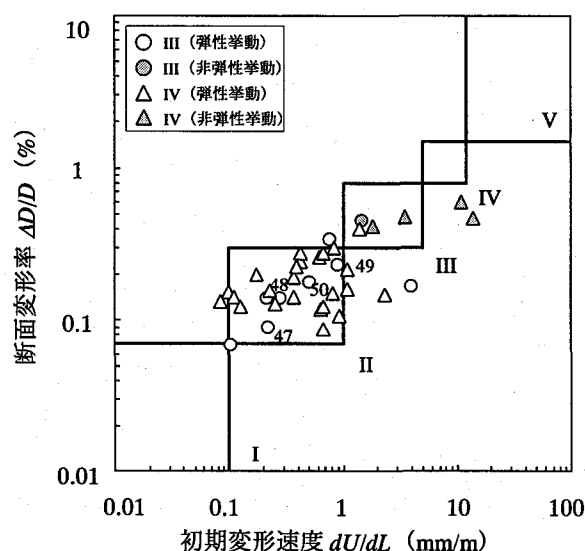
まず、各断面の力学的挙動をコンバージェンス曲線の収束状況より弾性また非弾性挙動として分類した。谷本ら⁸⁾により、地山の時間依存性による挙動が著しくなく地山が弾性的な挙動を示す場合は、コンバージェンス曲線が掘削径 D を目安として切羽面



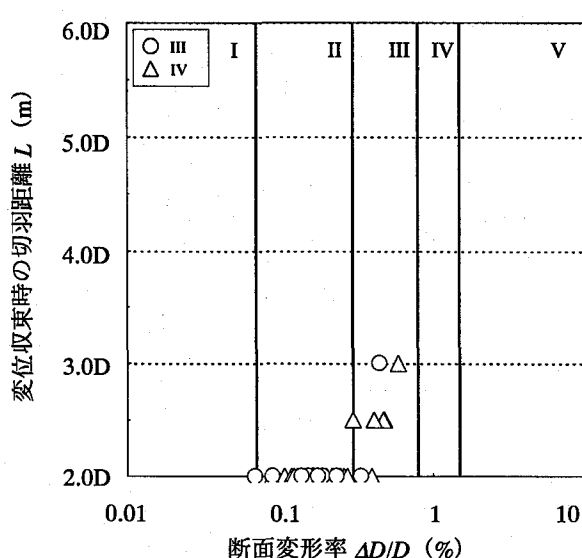
(a)-1 初期変形速度と断面変形率（Cトンネル）



(a)-2 断面変形率と変位収束時の切羽距離（Cトンネル）

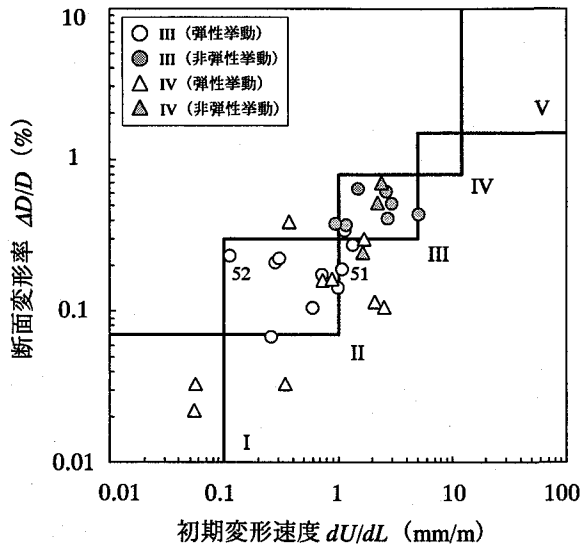


(b)-1 初期変形速度と断面変形率（D-1トンネル）

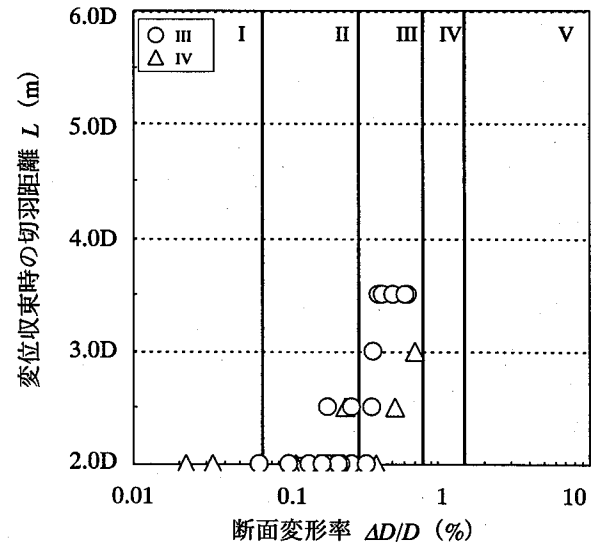


(b)-2 断面変形率と変位収束時の切羽距離（D-1トンネル）

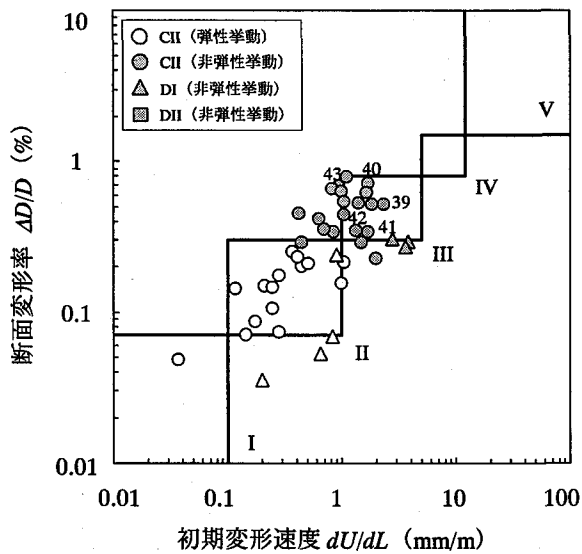
図-2 初期変形速度 dU/dL と断面変形率 $\Delta D/D$ および断面変形率 $\Delta D/D$ と変位収束時の切羽距離の関係（C および D-1 トンネルの場合）



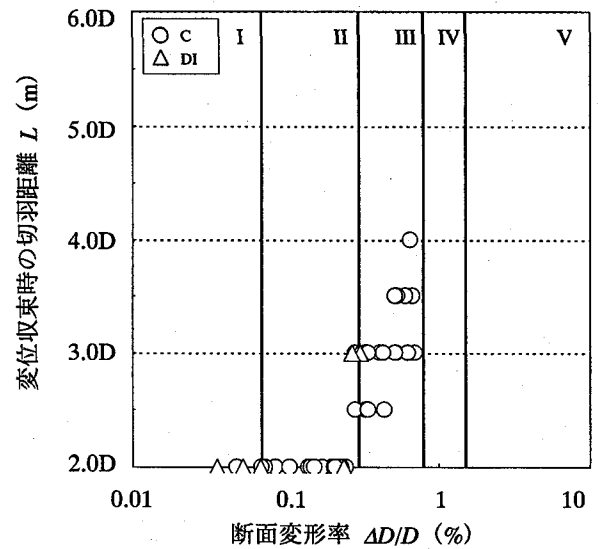
(a)-1 初期変形速度と断面変形率 (D-2 トンネル)



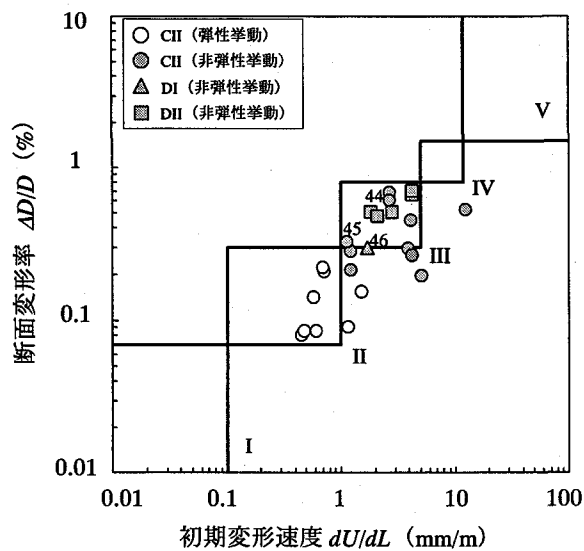
(a)-2 断面変形率と変位収束時の切羽距離 (D-2 トンネル)



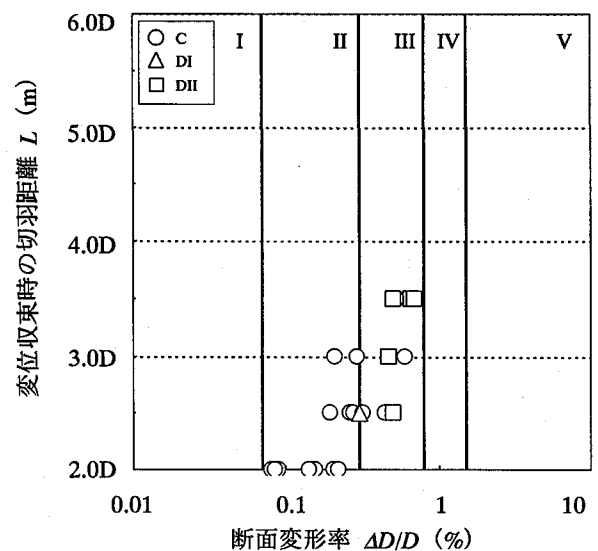
(b)-1 初期変形速度と断面変形率 (E-1 および E-2 トンネル)



(b)-2 断面変形率と変位収束時の切羽距離 (E-1 および E-2 トンネル)



(c)-1 初期変形速度と断面変形率 (F-1 および F-2 トンネル)



(c)-2 断面変形率と変位収束時の切羽距離 (F-1 および F-2 トンネル)

図-3 初期変形速度 dU/dL と断面変形率 $\Delta D/D$ および断面変形率 $\Delta D/D$ と変位収束時の切羽距離の関係 (D-2, E, F トンネルの場合)

と計測断面とのトンネル縦断方向における相対距離に対して $2D$ 以内で一定の値に収束し、一方、トンネル周辺に非弾性域が発達する場合のコンバージェンス曲線は、あたかも弾性・非弾性領域の境界を外径 D' にもつトンネルを、弾性体内で掘削するように $2D'$ なる相対距離 L にて一定値に収束することが表されている。さらに、この概念は、 $W_p=(D'-D)/2$ として表すことができる。ここで、 W_p は非弾性域の幅、 D は掘削径、 D' はトンネル中心軸を中心とする発達する非弾性域の直径であり、コンバージェンス曲線の収束した計測断面と切羽の相対距離 L は $L=2D'$ の関係にある。したがって、この概念より、コンバージェンスが $2D$ 以内で収束した場合を地山が弾性挙動をした断面とし、一方、コンバージェンスがその相対距離において $2D$ を超えた距離で収束した場合を地山に非弾性挙動が生じた断面とした。図-1～3では、弾性挙動の断面を白色、非弾性域が発達した断面を陰影で示した。この結果、断面変形率 $\Delta D/D$ が0.30%を超える、つまり、地山区分Ⅲ以上に分類される断面において、非弾性挙動が発達すると考えられる。言い換えると、施工においては、初期変形速度 dU/dL が1mm/mを上回るとトンネル掘削に伴って地山の非弾性挙動が発達すると判断できる。

次に、図-1～3の断面変形率 $\Delta D/D$ と変位が収束した時点での計測断面と切羽との相対距離 L の関係から、各地山区分に対する変位の収束距離を考察した。コンバージェンスの計測頻度と切羽の掘進速度の関係から、必ずしも変形が収束した時点での切羽との相対距離が得られていない。したがって、掘削径 D を単位としてある程度幅を持つ値として表した。その結果、地山区分ⅠおよびⅡでは $2D$ 、Ⅲでは $2.5 \sim 3.5D$ 、Ⅳでは $3.5 \sim 5.0D$ 、Ⅴでは $5.0D$ 以上で変形は収束すると考えられる。これより、谷本ら⁶⁾の概念に習い、掘削径 D を10～11mとしてコンバージェンスの収束距離から断面周辺に発達するゆるみ域 W_p を求めると、地山区分ⅠおよびⅡでは1m以下、Ⅲでは1～3m、Ⅳでは3～6m、Ⅴでは6m以上と考えられる。ここで、変位が $2.0D$ で収束すると分類された地山区分ⅠおよびⅡは、コンバージェンス曲線からゆるみ域は生じていないと判断されることとなるが、発破によるトンネル周辺地山への影響を考えて1m以下とした。

3. トンネル施工における許容変形量

(1) 非弾性挙動が卓越する地山条件での許容変形量

図-1～3に示されるとおり、変形に基づくトンネ

ル地山分類⁷⁾の地山区分ⅢからⅤに分類される断面において、トンネル掘削に伴って地山中にゆるみ域が発達することが明らかとなった。そこで、図-1～3上の番号を記した46断面に対して、コンバージェンス計測結果と理論解析手法を用いて、壁面変位量 U_w ($U_w=0.5\Delta D$)に伴う壁面近傍の半径方向応力 $\sigma_{r(r=0)}$ とゆるみ域の幅 W_p の変化を表す特性曲線を求めた。この曲線より、塑性流動域を生じさせない最大の変形量とその際のゆるみ域の幅を算出し、非弾性挙動が卓越する地山条件下での許容変形量を考察した。解析を行った46断面のうち各地山区分の代表的な推移を示すコンバージェンス曲線を図-4に示す。

はじめに、解析を対象とする断面の地山挙動が地山区分がⅢからⅤに分類されることからその地山強度比 C_r が1以下であると推定される。したがって、理論解析においては地山のひずみ軟化を考慮したTanimoto & Hata¹⁵⁾の理論解析モデルを用いた。次に、モデルの入力物性値は、パラメトリックスタディにより解析結果を現場計測値と比較することで同定した。推定パラメータは、壁面変位量 U_w 、ゆるみ域の幅 W_p 、そして支保反力 p_i である。壁面変位量 U_w と非弾性域の幅 W_p はコンバージェンス曲線から得ることとし、先行変位量を全変位量の40～50%とした。また、各支保部材により発揮される内圧の算出は、谷本ら⁷⁾の方法に従った。これまでに、谷本ら⁷⁾は、高速道路トンネルの施工現場において、プレッシャーセルを用いてトンネル壁面に作用する支保内圧 p_i を計測した。その結果、馬蹄形断面に発揮される支保内圧の概算値は、岡¹⁷⁾の方法に基づいて使用された各支保部材を等価な円形断面に配置した場合に換算される支保内圧の合計値の約40%であるとした。そして、この結果は、Hoek & Brown¹⁶⁾が理論的手法

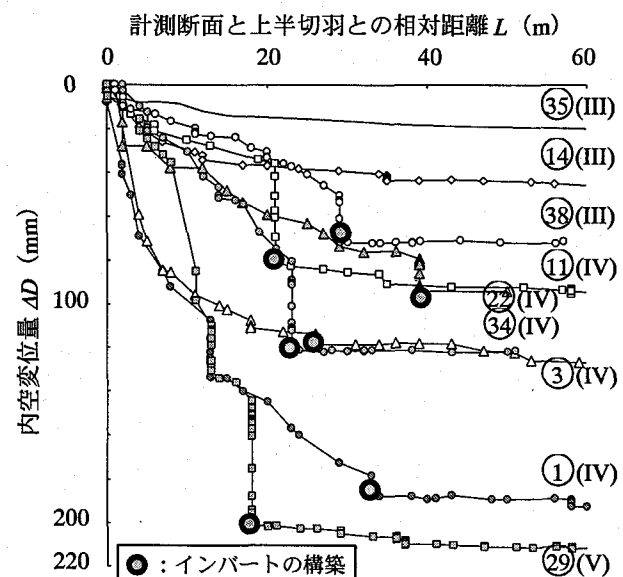


図-4 代表的なコンバージェンス曲線

と施工現場で観察した崩壊事例から得られた経験に基づいて求めた、各支保部材が発揮する耐力の支保内圧換算値と良い関係を得ている¹²⁾。

解析結果の例として、断面29の場合の同定に用いた計測値と解析結果を表-4に示す。先ほどと同様に、コンバージェンス曲線からゆるみ域の幅 W_p を算出するにあたっては、掘削径 D を単位としてある程度幅を持つ値としてその幅 W_p を求めた。ここで、断面29における上半切羽と下半切羽の進行に対する内空変位量 ΔD の推移を図-5に示す。断面29は典型的なロングベンチカット工法であり、計測された内空変位量は216mmである。そして、図-5より、断面29の場合、内空変位 ΔD は下半切羽が $4.0D \sim 4.5D$ （掘削径 $D=11\text{m}$ ）に到達した時点で収束する。よって、推定されるゆるみ域の幅 W_p は $5.5 \sim 6.8\text{m}$ となる。さらに、建て込まれた支保部材は、吹付けコンクリートの厚さが15mm、鋼製支保工のサイズがH125、3m長さのロックボルトが19本であった。これより、岡¹⁷⁾の方法に基づいて発揮される支保内圧 p_i は、地山の内部摩擦角を $15 \sim 25^\circ$ 、吹付けコンクリートの許容圧縮応力を18MPa、鋼製支保工の許容引張応力を210MPa、ロックボルトの許容引張力を170kNとした場合¹⁸⁾、 $0.67 \sim 0.72\text{MPa}$ となる。よって、谷本ら⁷⁾の方法に基づいて、その値の40%を実際に支保工が発揮する内圧と考えると、断面29の支保内圧 p_i は $0.27 \sim 0.29\text{MPa}$ となる。

次に、これらに基づいて同定された地山物性値を表-5に示す。初期地圧 p_0 は土被り厚 H が38m、地山の単位体積重量 γ を 25kN/m^3 と仮定し、それらの積から求めた。弾性係数 E は、D.Deere¹⁹⁾が示した接線

弾性係数 E_{50} と岩石の一軸圧縮強度 q_u との比として定義される係数比（modulus ratio） E_{50}/q_u に基づいて求めた。堆積岩の係数比 E_{50}/q_u は200とされる。一軸圧縮強度 q_u は、推定される地山強度比 C_f と初期地圧 p_0 の積より求めた。地山強度比 C_f は、初期変形速度 dU/dL と断面変形率 $\Delta D/D$ の関係から変形に基づく地山分類⁷⁾の地山区分に基づいて推定した。断面29の場合、その地山挙動は断面変形率 $\Delta D/D$ の大きさより地山区分Vに分類するとし、推定される地山強度比 C_f は0.5以下となる。そこで、地山強度比 C_f を0.5以下の範囲で0.05毎に変化させた。また、竹林・松井⁸⁾が過去の多くの施工事例から内空変位量 ΔD 、地山強度比 C_f 、そして内部摩擦角 ϕ の3つの関係を求めている。この関係より、地山強度比 C_f が0.5以下で、内空変位量 ΔD が約200mm生じる場合、内部摩擦角 ϕ は 25° 以下と推定される。したがって、その値を 15° 、 20° 、 25° と仮定した。さらに、弾性係数 E に対する軟化の傾き ω の割合 ω/E と内部摩擦角 ϕ に対する

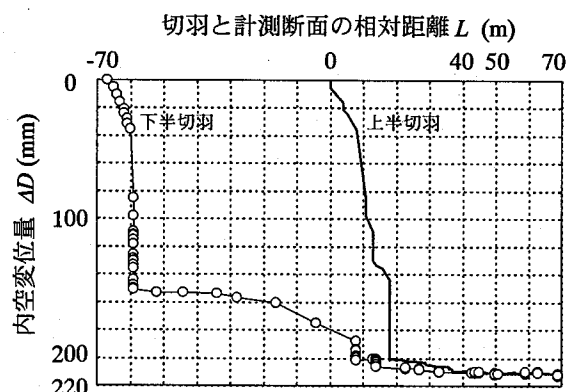


図-5 断面29におけるコンバージェンス曲線

表-4 断面29の計測値と解析値

同定項目	計測値	解析値
壁面変位 U_w (mm)	108	107 - 129
非弾性域の幅 W_p (m)	5.5 - 6.8	5.71
支保反力 p_i (MPa)	0.27 - 0.29	0.29

表-5 断面29で同定された入力物性値

項目	値
半径 a (m)	5.5
初期地圧 p_0 (MPa)	0.96
ポアソン比 ν	0.3
弾性係数 E (MPa)	86.4 ($E = 200q_u$)
一軸圧縮強度 q_u (MPa)	0.432 ($C_f = 0.45$)
内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	15
軟化の傾き ω (MPa)	51.8 ($\omega = 0.6E$)
残留強度 q_u' (MPa)	0.173 ($q_u' = 0.4q_u$)
残留内部摩擦角 ϕ' ($^\circ$)	6 ($\phi' = 0.4\phi$)

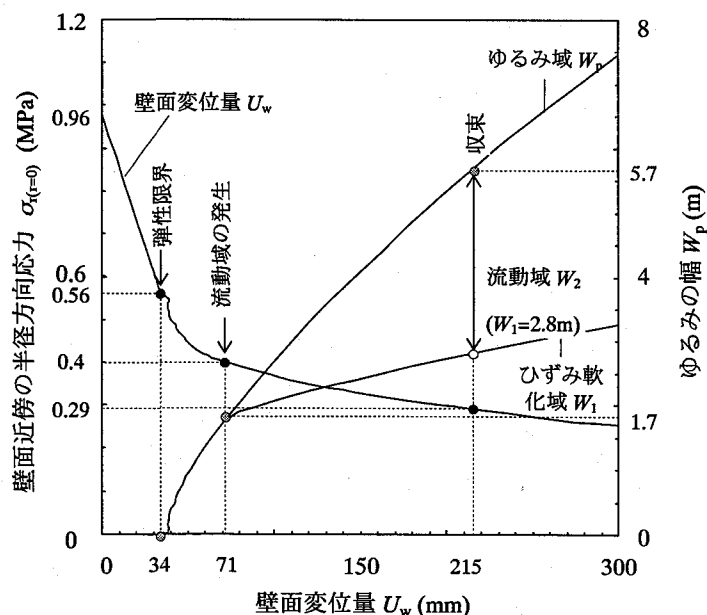


図-6 理論解析に基づく断面29における壁面近傍の半径方向応力 $\sigma_{r(r=0)}$ 、非弾性域の幅 W_p 、壁面変位量 U_w の関係

残留内部摩擦角 ϕ' の割合 ϕ'/ϕ はともに20%, 40%, 60%, 80%を, ピーク強度 q_u に対する残留強度 q_u' の割合 q_u'/q_u は10%, 30%, 50%, 70%, 90%をそれぞれ仮定した。そして, これら5つの物性値の各組み合わせに対して, 壁面変位量 U_w に対する非弾性域の幅 W_p と支保反力 p_i の関係を求め, 計測結果の三者と比較した。

同定された物性値を用いて求められた壁面変位量 U_w に対する壁面近傍の半径方向応力 $\sigma_{r(r=0)}$ とゆるみ域の幅 W_p の特性曲線を図-6に示す。ここで, 壁面近傍の半径方向応力 $\sigma_{r(r=0)}$ の変化は, 切羽の有するトンネル横断方向に作用する仮支保効果の減少と建て込まれる支保工による支保反力 p_i の増加の相互作用によって変化すると考えられる。同図より, 断面29では, 壁面変位が収束した時点において, ゆるみ域 W_p が5.7m, このうちひずみ軟化域 W_1 と流動域 W_2 がそれぞれ2.8m, 2.9m発達している結果となる。これに対し, 流動域 W_2 の生じ始める壁面変位量 U_w は71mmであり, 断面変形率 $\Delta D/D$ では1.29%となる。これは, 40~50%の先行変位率を考慮した場合, 現場計測値 ΔD では71~85mm, 断面変形率 $\Delta D/D$ では0.63~0.77%と考えられる。また, 許容されるゆるみ域は1.7mである。さらに, 塑性流動域を抑制するために必要とされる壁面近傍の半径方向応力 $\sigma_{r(r=0)}$ は0.4MPaであり, 変形が収束した時点での推定支保反力 p_i である0.29MPaと比較して, その差はわずか0.11MPaである。このことから, 支保工構築のわずかな施工技術の差が, 大きな地山挙動を引き起こすと考えられる。

断面29と同様の方法を用いて, 他の45断面について考察を行った。その結果として, 初期地圧 p_0 , 使用された支保工の組み合わせ, 計測結果としての初期変形速度 dU/dL と断面変形率 $\Delta D/D$, 変位収束時の計測断面と切羽との相対距離, 解析結果としてのゆるみ域の幅 W_p , 流動域の幅 W_2 , 支保反力 p_i , 地山強度比 C_f , 支保地山圧力比 I_s , 塑性流動を抑制する許容変形量およびゆるみ域の幅, 変形に基づく地山分類⁷⁾の地山区分を表-6に示す。同表より, 地山区別に許容される断面変形率 $\Delta D/D$ とゆるみ域の幅 W_p の範囲を最小値と最大値を用いて表すと, 地山区分Vでは断面変形率 $\Delta D/D$ が1.23~1.30%, ゆるみ域 W_p が1.7~2.0m, 地山区分IVでは断面変形率 $\Delta D/D$ が1.03~1.46%, ゆるみ域 W_p が1.5~2.0m, 地山区分IIIでは断面変形率 $\Delta D/D$ が0.83~1.27%, ゆるみ域 W_p が1.6~2.0mである。これより, 許容される断面変形率 $\Delta D/D$ およびゆるみ域 W_p は各地山区分に大きな違いはなく, 概ね断面変形率 $\Delta D/D$ は1.0~1.3%, つまり, 40~50%の先行変位率を考慮した断面変形率 $\Delta D/D$ は0.5~0.8%の範囲であり, ゆるみ域 W_p は約2mであると考えられる。

また, 各断面の入力物性値について, 使用した解析モデルにおいては, 内部摩擦角 ϕ が15~20°, 弾性係数 E に対する軟化の傾き ω の割合 ω/E , 内部摩擦角 ϕ に対する残留内部摩擦角 ϕ' の割合 ϕ'/ϕ , そして, ピーク強度 q_u に対する残留強度 q_u' の割合 q_u'/q_u がそれぞれ0.4~0.6の範囲の組み合わせで各値が決定された。これより, 弾性係数 E を地山の軸圧縮強度の200倍, 内部摩擦角 ϕ を15°, 弾性係数 E に対する

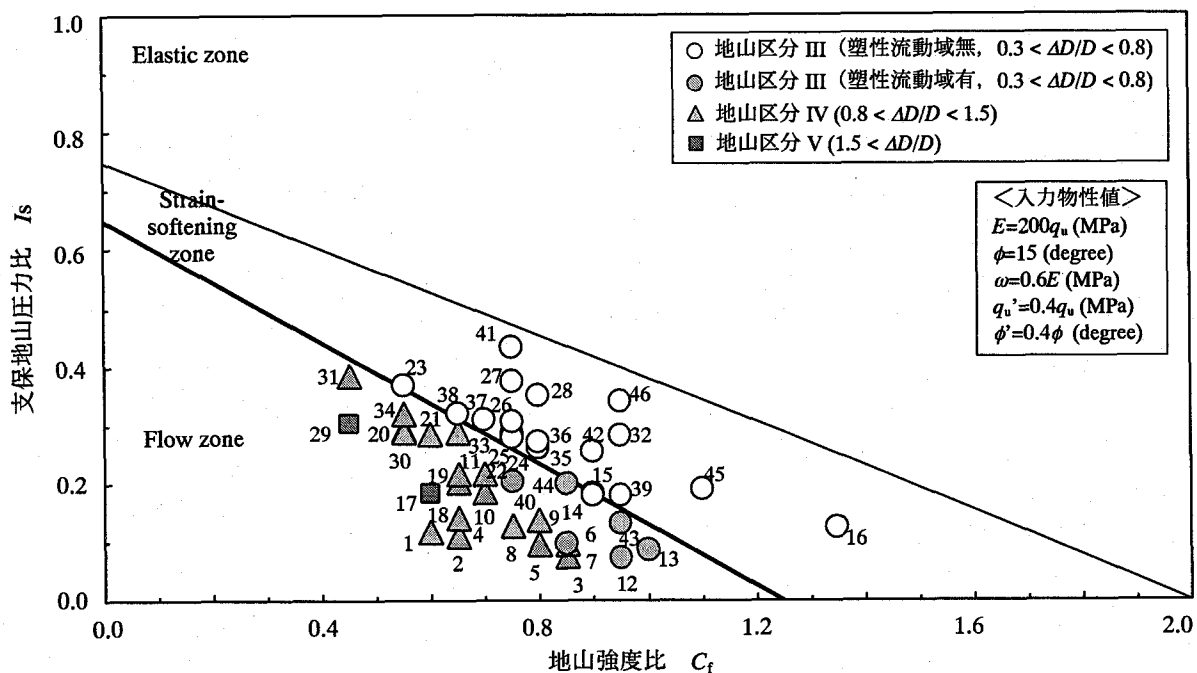
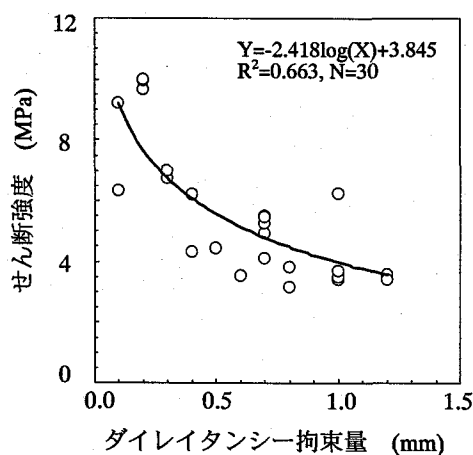


図-7 支保地山圧力比 I_s と地山強度比 C_f の関係

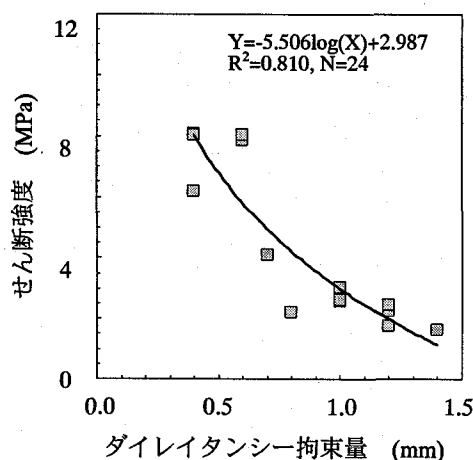
表-6 断面 1 から 46 における許容される変形量とゆるみ域の幅に関する解析結果

断面 No.	P_0 (MPa)	支保部材			計測結果			解析結果					許容量		地山 区分
		SC (mm)	SS	RB 長さ(m)-本数	dU/dL (mm/m)	$\Delta D/D$ (%)	L_{oc} (m)	W_0 (m)	W_2 (m)	P_1 (MPa)	C_f	I_s	変形 (%)	ゆるみ (m)	
1	2.60	150	H125	4-30	8.38	1.78	4.0D-4.5D	5.7	2.7	0.30	0.60	0.12	1.46	2.0	IV
2	2.75	150	H125	4-28	5.97	1.52	3.5D-4.0D	5.0	2.2	0.30	0.65	0.11	1.40	2.0	IV
3	4.00	150	H125	4-19	9.82	1.15	2.5D-3.0D	3.1	0.8	0.30	0.85	0.08	1.20	2.0	IV
4	2.50	200	H150	6-19	6.40	1.15	3.0D-3.5D	4.1	1.5	0.35	0.65	0.14	1.32	1.9	IV
5	4.13	200	H150	4-19	5.85	1.13	3.0D-3.5D	3.2	0.8	0.40	0.80	0.10	1.22	2.0	IV
6	3.00	150	H125	4-25	6.03	0.70	2.5D-3.0D	2.7	0.5	0.29	0.85	0.10	1.18	2.0	IV
7	3.03	150	H125	4-26	9.00	0.75	2.5D-3.0D	2.6	0.4	0.29	0.85	0.10	1.20	2.0	IV
8	2.50	200	H150	6-23	7.76	1.13	3.0D-3.5D	3.6	1.1	0.32	0.75	0.13	1.03	1.5	IV
9	2.48	200	H150	4-9, 6-14	2.75	1.35	3.5D-4.0D	3.4	0.9	0.34	0.80	0.14	1.23	1.6	IV
10	2.23	250	H200	4-9, 6-14	2.13	0.95	3.0D-3.5D	2.8	0.6	0.41	0.80	0.18	1.25	1.7	IV
11	1.98	250	H200	4-9, 6-14	3.35	0.91	3.0D-3.5D	1.7	0.0	0.43	0.95	0.22	1.22	1.8	IV
12	2.90	100	H125	3-16	3.83	0.72	2.5D-3.0D	2.0	0.1	0.21	0.95	0.07	1.16	1.8	III
13	4.25	200	H150	4-19	4.77	0.64	2.5D-3.0D	1.7	0.0	0.34	1.00	0.08	1.15	2.1	III
14	1.88	200	H150	4-19	2.40	0.42	2.5D-3.0D	1.5	0.0	0.34	0.80	0.18	1.25	2.0	III
15	1.58	150	H125	4-19	1.71	0.34	2.5D-3.0D	1.1	0.0	0.28	0.90	0.18	1.16	2.0	III
16	2.25	150	H125	4-19	1.83	0.34	2.0D-2.5D	0.4	0.0	0.28	1.35	0.12	-	-	III
17	1.43	150	H125	3-19	8.80	1.82	4.0D-5.0D	6.8	2.9	0.26	0.60	0.18	1.23	2.0	V
18	1.43	100	H125	3-16	9.28	1.70	4.5D-5.0D	6.5	3.6	0.20	0.65	0.14	1.13	1.7	IV
19	1.38	150	H125	3-19	13.23	1.52	3.5D-4.5D	4.8	2.2	0.28	0.65	0.20	1.17	2.0	IV
20	1.23	250	H150	6-23	8.39	1.13	3.0D-4.0D	3.8	1.4	0.36	0.55	0.29	1.25	1.9	IV
21	1.29	250	H150	6-23	4.87	0.92	2.5D-3.0D	3.1	0.9	0.37	0.60	0.29	1.18	1.9	IV
22	1.35	150	H125	3-19	4.65	0.85	3.5D-4.0D	3.6	1.3	0.29	0.70	0.21	1.10	1.9	IV
23	1.01	250	H150	6-23	12.50	0.69	2.0D-3.0D	1.7	0.0	0.37	0.55	0.37	1.27	2.0	III
24	1.26	250	H150	6-23	3.00	0.55	2.0D-3.0D	1.4	0.0	0.36	0.75	0.29	1.08	2.0	III
25	1.30	250	H150	6-23	1.23	0.54	3.0D-3.5D	1.5	0.0	0.36	0.75	0.28	1.08	2.0	III
26	1.18	250	H150	6-23	3.58	0.45	3.0D-3.5D	1.1	0.0	0.36	0.75	0.31	1.07	2.0	III
27	0.96	250	H150	6-23	6.50	0.36	2.0D-2.5D	0.5	0.0	0.36	0.75	0.38	1.11	2.1	III
28	1.08	250	H150	6-23	3.00	0.32	2.0D-2.5D	0.5	0.0	0.38	0.80	0.35	1.02	1.9	III
29	0.96	150	H125	3-19	4.42	1.96	4.0D-4.5D	5.7	2.9	0.29	0.45	0.30	1.29	1.7	V
30	0.94	150	H125	3-19	8.95	1.07	3.5D-4.5D	4.0	1.6	0.27	0.55	0.29	1.21	1.9	IV
31	0.91	200	H150	4-19	7.48	0.85	3.0D-4.0D	2.6	0.6	0.35	0.45	0.38	1.28	1.7	IV
32	1.59	250	H200	4-19	1.45	0.35	2.0D-2.5D	0.6	0.0	0.45	0.95	0.28	0.93	1.9	III
33	1.59	250	H200	4-19	4.55	0.90	2.5D-3.0D	2.3	0.4	0.46	0.65	0.29	1.06	1.8	IV
34	1.51	250	H200	4-19	4.17	1.10	3.0D-3.5D	3.0	0.9	0.48	0.55	0.32	1.17	1.8	IV
35	1.04	150	H125	3-19	1.30	0.34	2.0D-2.5D	0.7	0.0	0.27	0.80	0.26	0.88	1.7	III
36	1.54	200	H200	4-19	2.55	0.50	2.0D-2.5D	1.2	0.0	0.42	0.80	0.27	1.01	1.9	III
37	1.56	250	H200	4-19	2.55	0.58	2.0D-3.0D	1.4	0.0	0.48	0.70	0.31	1.03	1.8	III
38	1.50	250	H200	4-19	4.68	0.65	2.5D-3.0D	1.6	0.0	0.48	0.65	0.32	1.07	1.8	III
39	1.11	100	H125	3-15	2.34	0.54	3.0D-3.5D	1.3	0.0	0.20	0.95	0.18	0.89	1.6	III
40	0.98	100	H125	3-15	1.69	0.74	2.5D-3.0D	1.8	0.1	0.20	0.75	0.20	0.92	1.6	III
41	0.60	100	H150	4-19	2.73	0.31	2.5D-3.0D	0.2	0.0	0.26	0.75	0.43	0.96	1.7	III
42	0.83	100	H125	3-15	1.34	0.36	2.0D-2.5D	0.6	0.0	0.21	0.90	0.25	0.90	1.7	III
43	1.61	100	H125	3-15	0.94	0.71	3.0D-3.5D	2.1	0.3	0.21	0.95	0.13	0.89	1.6	III
44	1.01	100	H125	3-15	2.72	0.69	2.0D-2.5D	1.9	0.1	0.20	0.85	0.20	0.97	1.7	III
45	1.16	100	H125	3-15	1.13	0.32	2.0D-2.5D	0.7	0.0	0.22	1.10	0.19	0.83	1.6	III
46	0.82	100	H150	4-19	1.70	0.30	2.0D-2.5D	0.2	0.0	0.28	0.95	0.34	0.91	1.8	III

軟化の傾き ω の割合 ω/E を0.6, 内部摩擦角 ϕ に対する残留内部摩擦角 ϕ' の割合 ϕ'/ϕ はおよびピーク強度 q_u に対する残留強度 q_u' の割合 q_u'/q_u を0.4と仮定した地山条件下におけるひずみ軟化域と塑性流動域の発生条件を, 初期地圧 p_0 に対する支保反力 p_1 の割合として表される支保地山圧力比 I_s と地山強度比 C_f の関係により考察した。その結果を断面1から46の解析結果とともに図-7に示す。同図において, ゆるみ域が生じる境界は細い実線で, 塑性流動域が生じる境界は太い実線で示し, 各断面の解析結果を地山区分と塑性流動域の発生の有無に関して分類した。その結果, 地山区分IIIに分類される大半の断面において, 塑性流動域が発生せずにトンネルが安定に至り, 地山区分IVとVに分類される断面では塑性流動域が生じ, 断面変形率 $\Delta D/D$ が1.0%を超える変形が生じることとなったことが表された。よって, 非弾性挙動が発達するトンネルの施工管理において, 同図に示される支保地山圧力比 I_s と地山強度比 C_f との関係が, 塑性流動域を抑制するための支保工選定の一助となり得ると考えられる。



(a) $M_s=0.083$



(b) $M_s=0.137$

図-8 一面せん断試験結果に基づくせん断強度とダイレイタンス拘束量の関係

(2) 不連続面が卓越する地山条件での許容変形量

不連続面が発達する地山にトンネルを掘削する場合, 掘削直後は掘削前に比べて掘削された自由面周辺は, 地山の不連続面のかみあわせが低下しせん断変形が進行する。この領域がゆるみ域と考えられる。続いて, 切羽が進行することにより, 切羽の有する仮支保効果による内圧効果が減少していくと同時に, 不連続面のダイレイタンスの量が増加する。ここで, 支保部材によりトンネル壁面に内圧を与えることにより増加するダイレイタンスを拘束する。これにより, 地山中に十分なせん断強度を生じさせ, 地山のアーチ作用を発揮させることができると考えられ, これがトンネル掘削の際に構築される支保工の主要な役割である。

ここで, ダイレイタンスを拘束することによるせん断強度の変化に関して, ダイレイタンスを一定に拘束した条件下におけるモルタル供試体を用いた一面せん断試験結果を図-8に示す。 M_s 値²⁰⁾は不連続面の表面粗度を表す指標であり, この値が大きければその表面が粗いことを示す。また, 試験機の

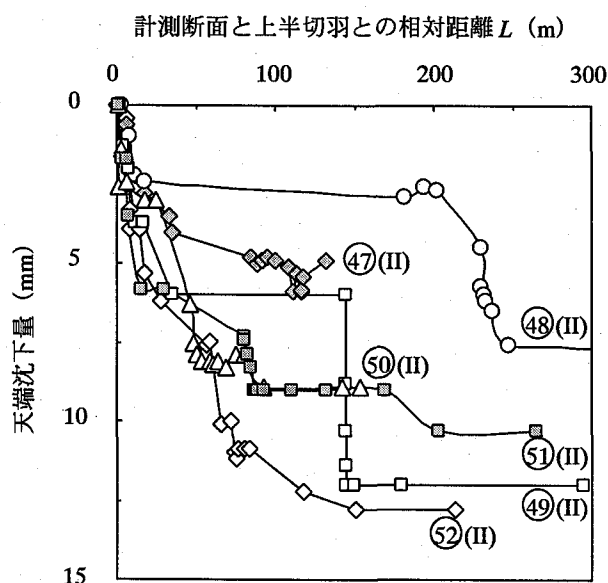


図-9 D-1 および D-2 トンネルの崩壊断面周辺で計測されたコンバージェンス曲線

表-7 断面 47 から 52 のコンバージェンス計測結果

断面番号	支保区分	初期変形速度 (mm/m)	断面変形率 (%)	崩壊の規模 (m³)	崩壊箇所と計測断面との距離 (m)
47	III	0.22	0.09	11.4	20
48	III	0.29	0.14	31.8	16
49	IVa	1.11	0.22	7.9	4
50	IV	0.82	0.15	47.0	2
51	III	1.11	0.19	17.5	15
52	III	0.12	0.23	48.5	26

仕様や試験条件、供試体の材料物性などは既往の文献²¹⁾を参照されたい。この試験結果から、わずかなダイレイタンスの拘束量の違いによりせん断強度が大きく変化することがわかる。例えば図-8(a)において、ダイレイタンスの拘束量を0.1mmから0.4mm許し0.5mmとした場合、発揮されるせん断強度は9.2MPaから5.5MPaに約40%低下する。さらに、ダイレイタンスを0.1mmから0.9mm許し1.0mmとした場合、発揮されるせん断強度は9.2MPaから3.8MPaに約59%低下する。このようなダイレイタンスの拘束量に対する発揮されるせん断強度の変化は、不連続面の表面粗度が粗いほど顕著である。

以上より、不連続面が発達するトンネル掘削に伴う地山の挙動は、地山中の不連続面のせん断変形とそれに伴うダイレイタンス挙動に大きく依存する。そして、ダイレイタンスを一定に拘束した条件下での一面せん断試験結果に示されたように、わずかなダイレイタンスの拘束量の違いにより不連続面の発揮されるせん断強度が大きく変化することから、わずかな地山の变形に対して、地山中に発揮されるせん断強度（地山の有するアーチ効果）が急激に失われ、切羽の崩落などの大きな地山挙動が生じるものと考えられる。

また、不連続面が発達する地山の力学的挙動を連続体力学に基づいて考えると、地山の脆性が大きく、ピーク強度後ごくわずかなひずみの進展により塑性流動が生じてしまうと仮定される。このような地山条件下で塑性流動を生じさせない最大の変形量をトンネルの許容変形量とする考えに基づく、地山の挙動を弾性変形にとどめる必要があると考えられる。

D-1およびD-2トンネルは、花崗閃緑岩を主体とするき裂の発達した地山中に施工された事例である。図-2および3から判断されるように、掘削に伴ってゆるみ域はほとんど発達せず、地山が弾性挙動を示す断面がほとんどである。そして、2つのトンネルで併せて、6つの断面において、掘削直後に中または大規模な切羽および天端の崩壊が生じた。そこで、これらの崩壊断面周辺のコンバージェンス計測結果

に基づいて、不連続面が発達する地山条件下での許容変形量を考察する。

崩壊が生じたそれぞれの断面のおよそ前後20mの範囲で行われたコンバージェンスの計測結果を図-9に、図中に表される断面47～52の地山挙動の詳細と近傍の崩壊断面を表-7に示す。ただし、崩壊が切羽の天端部から生じていることを考慮して、コンバージェンス曲線は天端沈下計測結果を用いた。崩壊の生じた断面周辺の断面では、初期変形速度 dU/dL が0.22～1.11mm/m、断面変形率 $\Delta D/D$ が0.09～0.23%であり、変形に基づく地山分類⁷⁾では地山区分IIに分類される。また、2つのトンネルにおいて、他の見かけ上弾性挙動となった断面の中で最大の断面変形率 $\Delta D/D$ は0.39%であることを考慮して、崩壊の生じる断面とそうでない断面における変形量の違いが非常に小さいものと考えられる。よって、D-1およびD-2トンネルのような不連続面が発達する地山条件下での許容変形量は掘削径 $D=11\text{m}$ での断面変形率 $\Delta D/D$ として0.3～0.4%の範囲にあると考えられる。図-1～3に示す他の5つのトンネルのコンバージェンス計測結果においても、地山区分がIおよびIIに分類される断面のうち、断面変形率 $\Delta D/D$ がこの範囲を超える断面は存在しない。

以上、得られた結果をまとめると、二車線道路トンネルの許容変形量は既往の変形に基づくトンネル地山分類⁷⁾の地山区分I～IIでは0.3～0.4%、地山区分III～Vでは0.5～0.8%の範囲にあると考えられる。そして、既往の変形に基づくトンネル地山分類⁷⁾において、発達するゆるみ域の幅と許容される変形量およびゆるみ域の幅を考慮した場合、表-8のとおりになる。これを、掘削径 D が10～11mのトンネル施工における、力学的挙動を考慮した地山分類として提案する。

4. 結論

本研究では、6つの二車線道路トンネルで計測された約500例のコンバージェンス曲線を解析し、断

表-8 力学的挙動を考慮したトンネル地山分類（適用掘削径 $D=10\sim11\text{m}$ ）

地山区分	支保荷重	地山強度比	初期変形速度 (mm/m)	断面変形率 (%)	ゆるみ域 (m)	許容断面 変形率(%)	許容される ゆるみ域 (m)
I	軽微	1.5 以上	0.1 以下	0.07 以下	1 以下	0.3 - 0.4	1 以下
II	中	1.0 - 1.5	0.1 - 1	0.07 - 0.3			
III	大	0.75 - 1.0	1 - 5	0.3 - 0.8	1 - 3		
IV	非常に大	0.5 - 0.75	5 - 12	0.8 - 1.5	3 - 6	0.5 - 0.8	2 以下
V	極めて大	0.5 以下	12 以上	1.5 以上	6 以上		

面変形率 $\Delta D/D$ と発達するゆるみ域の幅 W_p の関係と許容される変形量およびゆるみ域の幅を考察した。そして、得られた結果に基づいて、既往の変形に基づくトンネル地山分類⁷⁾において、ゆるみ域の幅と許容される変形量およびゆるみ域の幅を考察し、新たに力学的挙動を考慮したトンネル地山分類を提案した。得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 掘削径 D が10~11mのトンネル施工でのコンバージェンス計測が、切羽と計測断面との相対距離 L が3m以下で開始された場合、初期変形速度 dU/dL が1mm/mを超えると地山の非弾性挙動が発達する。
- (2) 既往の変形に基づく地山分類における各地山区分に対するゆるみ域の拡がり W_p は、地山区分IとIIが1m以下、IIIが1~3m、IVが3~6m、Vが6m以上と考えられる。
- (3) 掘削径が10~11mのトンネル施工において、トンネル掘削に伴って地山が非弾性挙動を示す場合の許容変形量は、断面変形率 $\Delta D/D$ が0.5~0.8%の範囲にあると考えられる。
- (4) 掘削径が10~11mのトンネル施工において、不連続面が発達する地山条件での許容変形量は、断面変形率 $\Delta D/D$ が0.3~0.4%の範囲にあると考えられる。
- (5) 掘削径 D が10~11mのトンネル施工に対して、初期変形速度 dU/dL 、断面変形率 $\Delta D/D$ 、発達するゆるみ域の幅 W_p 、許容される変形量およびゆるみ域の幅の関係を示す、トンネルの力学的挙動を考慮した地山分類を提案した。

参考文献

- 1) 土木学会岩盤力学委員会第二分科会：トンネル岩盤分類の考え方，土木学会誌，pp.49-56，1979。
- 2) 吉川恵也，朝倉俊弘，日吉直，遠藤眞一：NATM計測実績の統計分析，第15回岩盤力学シンポジウム講演論文集，pp.220-224，1983。
- 3) 吉川恵也，朝倉俊弘，日吉直，遠藤眞一：NATMのための設計のパターン化の研究，鉄道技術研究報告，No.1235（施設編第539号），1983。
- 4) 高橋文雄，佐藤馨介，関順一，岡田正之：変形の大きいトンネルでの計測管理事例，土と基礎，Vol.34，No.2，pp.53-58，1986。
- 5) 中田雅博，鈴木昌次，古川浩平，中川浩二：NATM蓄積データに基づく施工時の地山挙動に関する研究，土木学会論文集，No.567/VI-35，pp.127-140，1997。
- 6) 谷本親伯，吉岡尚也：山岳トンネルにおけるコンバージェンス計測の意義，材料，Vol.40，No.452，

pp.630-636，1991。

- 7) 谷本親伯，吉岡尚也：変形に基づくトンネル地山分類の提案，材料，Vol.41，No.463，pp.424-429，1992。
- 8) 竹林重夫・松井保：内空変位量および天端沈下量と地山条件の相関に関する研究，トンネルと地下，Vol.36，No.11，pp.941-950，2005。
- 9) 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，No.325/III-9，pp.93-106，1982。
- 10) 谷本親伯，畠昭治郎，荻谷敬三：トンネル安定解析における特性曲線の解釈，第14回岩盤力学シンポジウム講演論文集，pp.86-90，1982。
- 11) Tanimoto, C. and Iwasaki, Y. : Allowable Limit of Convergence in Tunnelling, 24th U.S. Symposium on Rock Mechanics, pp.251-263, 1983。
- 12) 谷本親伯，畠昭治郎，藤原紀夫，吉岡尚也：トンネル岩盤分類と許容変形量との関係，第18回岩盤力学シンポジウム講演論文集，pp.431-435，1987。
- 13) 谷本親伯，津坂仁和，御手洗良夫：トンネル施工に伴うゆるみ域の定量化に関する研究，土木学会論文集C，Vol.62，No.2，pp.440-456，2006。
- 14) 日本道路公団：設計要領 第三集，第9編トンネル，1985。
- 15) Tanimoto, C. and Hata, S. : Fundamental Concept of Designing Tunnel Supports in Consideration of Elastoplastic and Strain Softening Behavior of Rock, *Memoris of the Faculty Eng.*, Kyoto University, Vol. 42, 1980。
- 16) Hoek, E. and Brown, E. T. : *Underground Excavations in Rock*, The Institution of Mining and Metallurgy, London, England, 1980。
- 17) 岡行俊：薄肉理論とその応用(2)，トンネルと地下，Vol.7，No.5，pp.360-365，1976。
- 18) 土木学会トンネル工学委員会編：トンネル標準示方書（山岳工法編）・同解説，pp.66-90，1996。
- 19) Deere, D. U. : "Geological Consideration", *Rock Mechanics in Engineering Practice*, Editors K.G. Staggs and O.C. Zienkiewicz, pp.1-20, John Wiley and Sons, 1968。
- 20) 谷本親伯・岸田潔：3次元非接触式プロファイラーと最大エントロピー法を用いた岩盤不連続面ラフネスの定量化，土木学会論文集，No.511/III-30，pp.57-67，1995。
- 21) 谷本親伯，鈴木淳也，川崎了，中原拓郎：ダイレイタンシー拘束条件下の岩盤不連続面せん断特性，土木学会論文集，No.736/III-63，pp.93-102，2003。