切羽からの先行変位計測による地山の安定性評価

木梨　秀雄[1]・木野村　有亮[2]・奈良田　恵佐[3]・伊藤　哲[4]

[1]正会員　株式会社大林組 生産技術本部 トンネル技術部（〒108-8502 東京都港区港南2-15-2）
E-mail:kinashi.hideo@obayashi.co.jp

[2]正会員　株式会社大林組 新名神四日市西JV工事事務所（〒512-1105 三重県四日市市水沢町4850-1）
E-mail:kinomura.yuusuke@obayashi.co.jp

[3]正会員　オズペック株式会社　（〒105-0013 東京都港区浜松町一丁目29-10）
E-mail:k.narata@t_ospec.co.jp

[4]正会員　株式会社大林組 生産技術本部 トンネル技術部（〒108-8502 東京都港区港南2-15-2）
E-mail:ito.s@obayashi.co.jp

山岳トンネル工事では，事前の地表からの地質調査には限界があり，しばしば予期せぬ不良地山に遭遇することがある．掘削時には切羽を開放するため一時的に無支保状態になり，脆弱部の出現に対して地山補強が不足する場合には切羽が崩壊することもある．著者らは，掘削時に切羽崩落が発生する場合，その予兆として前方地山で先行変位が増大することに着目し，これを常時監視できる先行天端沈下計を開発した．本システムでは切羽前方の崩落を沈下の相対変化からせん断ひずみを算定してリアルタイムで監視できる．また，沈下量自体も計測工Aの変位と同様に地山の安定性評価に利用でき，かつ先行変位を含んだ値で評価できる．本報ではこれまで適用した複数の現場における計測結果を分析し，切羽不安定化の評価および全変位に対する地山の安定性について考察する．

Key Words : *tunnel face stability, preceding displacement, shear strain, critical strain*

1.　はじめに

山岳トンネル工事では，事前に行う地表からの地質調査に限界があるため，しばしば予期せぬ不良地山に遭遇することがある．掘削時には切羽を開放するため一時的に無支保状態になるが，脆弱地山へと急変した場合に地山補強等の対策が間に合わず，最悪のケースでは切羽が崩壊する．

著者らは，掘削時に切羽崩落が発生する場合，その予兆として前方地山で先行変位が増大することに着目し，これを常時監視できる先行天端沈下計を開発した．既往の先行変位計測の手法としては，水平傾斜計[1),2)]や圧力式沈下計[3)]を用いた手法があるが，実績としては水平傾斜計の事例が多いようである．従来の測定間隔は最小で1mであったが，最近ではMEMSの発達により0.5m間隔でかつリアルタイム計測も可能となっている．今回開発したシステムは，加速度センサを利用して切羽前方の沈下を計測し，崩落の予兆となるせん断ひずみによりリアルタイムで監視するものである．また，切羽から１D以上奥の先行変位を把握できるので，破壊ひずみに対する安定性を全変位で評価することが可能である．本論文では複数の現場における計測結果を分析し，切羽安定性の評価および全変位に対する地山の安定性について考察する．

2.　計測システムの概要

写真-1は脆弱地山において長尺鋼管フォアパイリングを施工していたにもかかわらず，大きなゆるみ土圧が作用して鋼管が座屈して切羽が崩壊した事例である．このような経験から，切羽の前方では崩壊直前に予兆となる

写真-1　脆弱地山での切羽崩落の例

挙動があるものと考えられた．地山のゆるみ荷重が作用すると鋼管は作用荷重に応じてたわむが，地山のせん断ひずみが破壊値相当になるとゆるみ土圧は急激に増大することが想定される．そこで，前方地山の先行沈下と同時に，せん断ひずみをリアルタイム監視できるシステムを考案した．トンネル縦断方向の沈下を評価した代表例として，横山ら[1]は小土かぶり未固結砂層を対象に，水平傾斜計を用いて地山の安定性を判定する指標を提案している．

本システムで切羽前方に設置する計器は，外径27mmの小口径であり長尺先受け工の鋼管（外径114.3mm）内にも設置可能で，注入工の妨げにもならない．先受け鋼管内に計測用のインサート管を設置し打設を完了とする．その後，切羽を3m進め端末の鋼管撤去後に計測器を挿入して計測を開始する（**写真-2**）．計測終了後には計測器を引き抜いて回収し，後続の計測に転用できる．なお，室内実験において外径76mmのGFRP管内にも設置できることを確認している．

挿入する計測器は，加速度センサにより 50cm 区間毎に水平傾斜角 θ を測定するものであり，孔内水平傾斜計や，連通管式沈下計などによる計測と同様に各点の沈下を把握することができる．**図-1** に切羽崩落など前方からの地山不安定化の概念を示す．この図に示すように，切羽崩壊は前方地山が弧状に崩落し，トンネル坑内に土砂が流入することが過去の事例から知られている．**写真-1** の事例では，上部からのゆるみ荷重に地山が耐え切れなくなり，切羽が崩落し長尺鋼管先受け工が曲げ破壊をおこした．

このような崩落の予兆を捕えるため，本システムでは 50cm 毎に，隣り合う測点の沈下量の差分から区間せん断ひずみを求める．計測データは坑内に設置したタブレット PC に直接取り込み，**図-1** の数式で簡易に算出できるので，地山のせん断ひずみの変化をリアルタイム監視できる．また，計器の天端口元部にターゲットを設置し変位を計測することで，先行天端沈下の絶対値で把握できる．

計測値から地山の不安定化を判定する指標としては，櫻井らの限界せん断ひずみ γ_0[4]がある．脆弱な地山で切羽が崩壊する場合には，その前兆として前方地山のせん断ひずみが増大するものと考えられ，地山破壊の一指標である限界せん断ひずみ γ_0を切羽安定の管理値に用いた．限界せん断ひずみ γ_0は，内空変位の管理基準値の設定に一般的に利用されている限界ひずみ ε_c[5]と同様に，地山の一軸圧縮強度もしくは弾性係数から設定することができる．なお，限界ひずみ ε_cは櫻井らが実施した非常に多数の岩石の一軸圧縮試験に基づいてデータベース化されたもので，山岳トンネルの計測管理に最もよく利用されている．

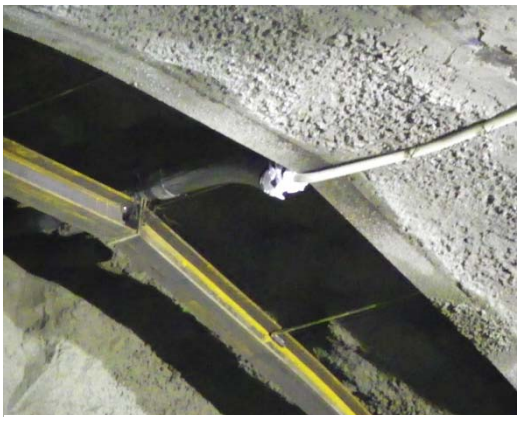

写真-2　先行天端沈下計の設置状況

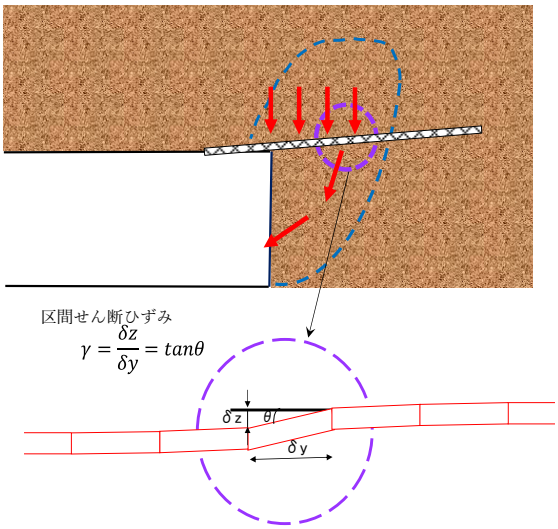

図-1　切羽前方地山の崩落と区間せん断ひずみ

3.　先行変位と周辺地山の安定性

本システムを用いて実施した計測結果のうち，3 現場での先行沈下について考察してみる．各現場の地質は，それぞれ弱風化頁岩層の地山（以下ではAトンネル）と，固結シルトの地山（以下ではBトンネル）と凝灰角礫岩の地山（以下ではCトンネル）である．各所とも切羽天端部に設置した時点においては，切羽に最も近い計測点の変位は，すでにある程度先行変位が発生してからの計測開始になる．

Aトンネルの2区間（区間a、区間b）での上半切羽の進行に伴う 12m区間（@0.5m）の天端沈下の分布を図-2に示す．縦軸は，計測器自体の沈下も含んだ絶対変位を示している．これらのデータをみると，手前より奥の方で沈下が大きくなっているが，これは計測器を設置した切羽に近い手前ほど先行変位が既に発生しており，また，今回の場合，前方ほど地山が脆弱であったことが影響していると考えられた．また，図中には上向きの矢印で示

す切羽位置に対し，先行変位が発生している深度を示した．区間 a では最初の 1 m掘削時点では 5m前方まで沈下が発生し，切羽位置 3m ではさらに 9m 前方から沈下が発生している．区間 b では切羽位置 4m まではごく近傍で先行変位が発生するが，その後は 5m 以上前方から先行変位が発生していることがわかる．すなわち，設置後掘削し始めの状況から，A トンネルにおいては，計測した 12m区間のうちの半数は実質的に全変位（沈下）を観測できているものと考えられる．

つぎに，各計測点について，上半切羽位置と沈下量の関係から先行変位率について考察してみる．図-3 は，区間 b について各測定点ごとの切羽到達前の変位と総変位の比率を並べたものである．この図からも設置当初，切羽に近かった測定点では，既に先行変位が発生していたため，先行変位率が見かけ上小さくなっていることがわかる．一方，8m 以深については先行変位率が 35～40%の範囲にあり，これらが全変位に対する先行変位率を表しているものと考えられる．区間 a および区間 b について 8m 以深の測定点に限定して，上半切羽位置と変位の関係を示したものが図-4，図-5 である．沈下曲線に関しては全体の傾向をゴンペルツ曲線で近似している．いずれのケースでもおよそ 2.5D 程度でほぼ収束しているものと見なせる．切羽位置 0mでの変位と最終変位から，先行変位率は38%となり，図-3 の傾向ともよく一致している．一般に，長尺先受け工等で先行補強する場合は，補強がない場合に比べて先行変位率が小さくなるとされている[6]．また，先行変位率は二次元 FEM 解析等で設定する応力解放率の参考にもなる．加えて，管理基準値を設定する際，通常であれば仮定している先行変位率が明確になり，正確な計測管理に反映できる．

上記の A トンネルのケースでは地山が風化岩であるため，掘削時の前方地山への影響範囲が大きく，先行変位率が 38%とやや大きくなったものと考えられる．

B トンネルと C トンネルのケースについても同様の考察を行った．B トンネルの上半切羽位置と変位の関係を示したものが，図-6 である．総変位量は 7mm 程度で

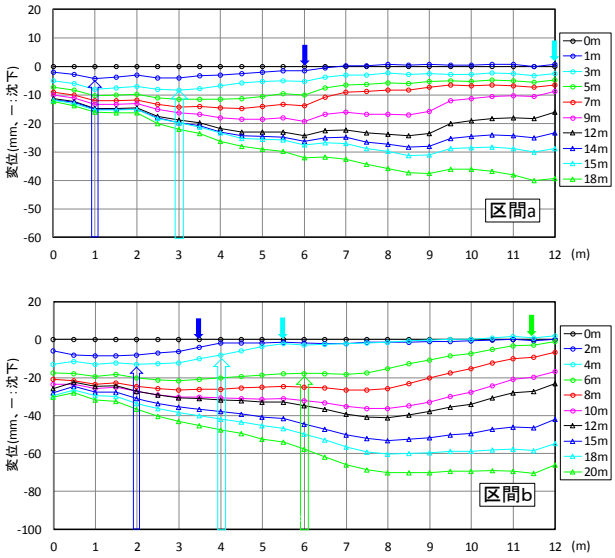

図-2　切羽の進行に伴う先行沈下の分布

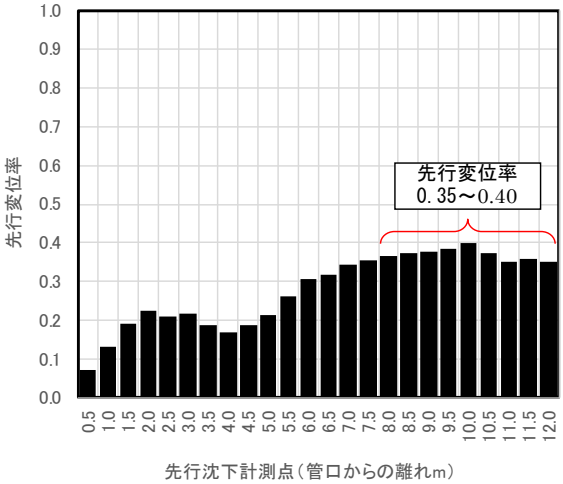

図-3　区間 b の先行変位率の分布

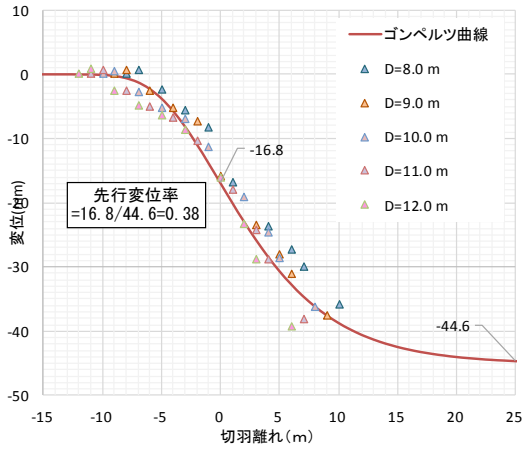

図-4　切羽位置と変位の関係（区間 a）

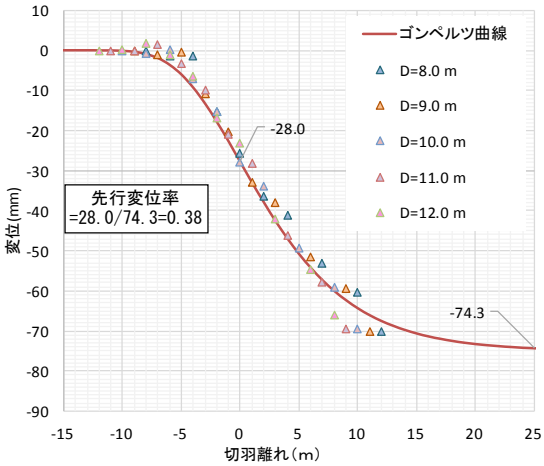

図-5　切羽位置と変位の関係（区間 b）

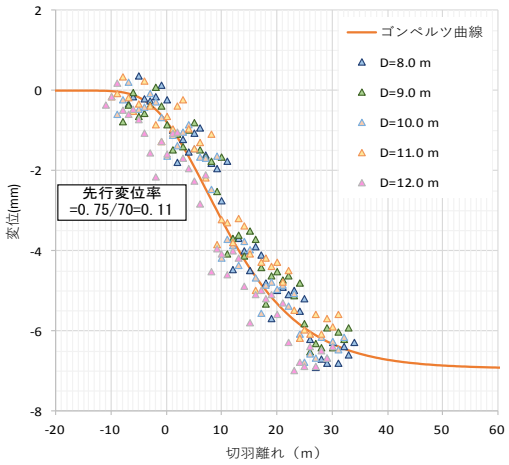

図-6　切羽位置と変位の関係

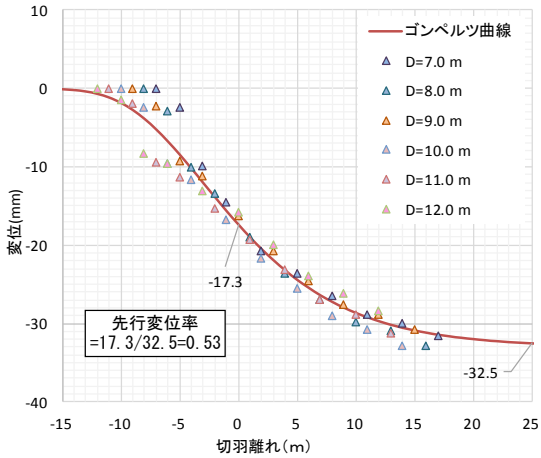

図-7　切羽位置と変位の関係

あり A トンネルのケースに比べて小さく，データのばらつきが目立っている．A トンネルに比べると地山が安定しており，先行変位率は実測値で 13%，図-6 の近似曲線で 11%で低めの傾向となっており，先受け効果がよく発揮されている状況と考えられる．同様に，C トンネル上半切羽位置と変位の関係を示したものが**図-7** である．なお，C トンネルは地山等級は D I 級であるが，長尺先受け工が適用されていない区間で，天端に GFRP 管を 1 本打設して計測した．**図-7** のように，最終変位量は A トンネルと B トンネルの中間的であるが，先行変位率は 53%であり最も大きくなった．先受け工で事前補強すると，先行変位率が抑制されて小さくなると考えられるが，C トンネルの計測結果もそれを裏付けしている．

そこで，3 つの現場計測結果から得た先行変位率と地山の半径方向ひずみの関係を調べたものが**図-8** である．横軸はトンネル壁面近くの半径方向ひずみ ε_r であり，壁面変位 δ_r より $\varepsilon_r=\delta_r/r$ で求めた[7]．ここでは δ_r は天端沈下である．事例数が少ないが，この図から同じひずみレベルで比較すると，先受工が適用されていないケースの方が先行変位率が大きくなることがわかる．また，地山の弾性係数と先行変位率の関係を**図-9** に示す．限られたデータではあるが，地山が軟質になるなほど先行変位率が大きくなり，かつ先受け工がないと先行変位率が大きくなる傾向が推察できる．

次に，トンネル横断面の安定性を評価するため，**図-8** に示した地山の半径方向ひずみ ε_r と限界ひずみ ε_c を比較してみる．前述したように，先行変位を含む全変位を計測することで地山のひずみを算出でき，**図-10** に示すように，計測されたひずみと限界ひずみ ε_c を直接対比してトンネル周辺地山の安定性を評価できる．今回の結果では，限界ひずみ ε_c を超えるものはなかったが，下限値線を超えるレベルまで達していることがわかる．

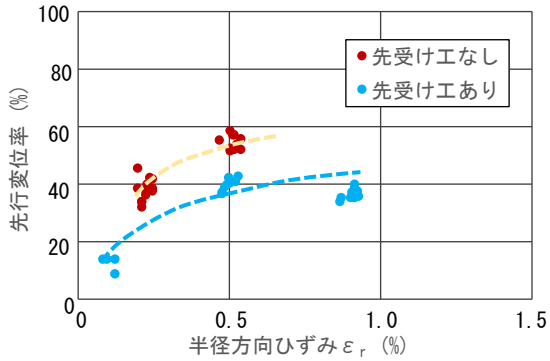

図-8　地山のひずみと先行変位率

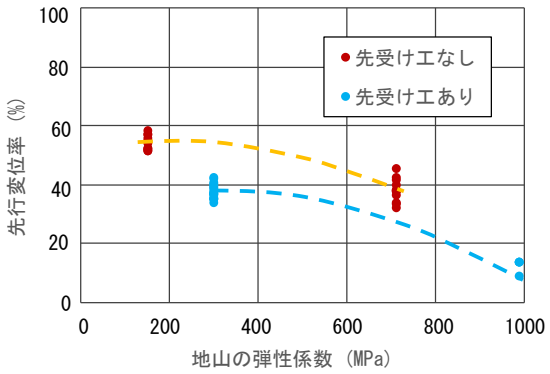

図-9　地山の弾性係数と先行変位率

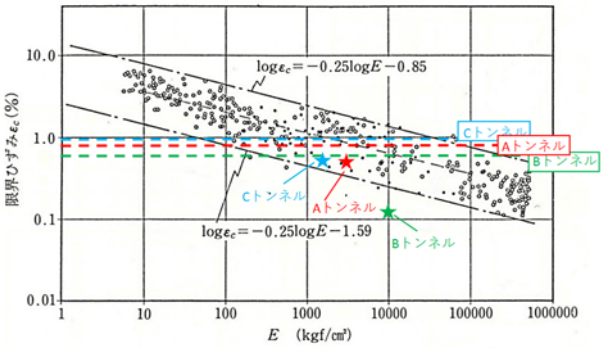

図-10　地山のひずみと限界ひずみ[5] に加筆

4. せん断ひずみによる切羽の安定性評価

切羽の安定性については，隣接する計測点間（@0.5m）の沈下から算出する区間せん断ひずみ γ により評価する．

前出の A，B，C トンネルおよび別の固結シルト地山のDトンネルでの切羽の進行に伴う区間せん断ひずみ γ の計測結果を**図-11～14** に示す．各現場の地山物性値を**表-1** に示す．センサピッチ 0.5m ごとの区間せん断ひずみ γ は，式(1)に基づいて算定し，計測結果から最大区間せん断ひずみ γ' を求めた．限界せん断ひずみ γ_0 は地山の弾性係数 E と式(2)から限界ひずみ ε_c を算出し，式(3)に基づき求めた[4), 5)]．

$$\gamma = \delta_z / \delta_y = \tan\theta \quad (1)$$

$$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 1.47 \quad (2)$$

$$\gamma_0 = \varepsilon_c (1 + \nu) \quad (3)$$

表-1　各現場の地山物性値

トンネル	弾性係数E MPa	一軸圧縮強度σ_c MPa	ポアソン比 ν	限界ひずみ ε_0	限界せん断ひずみ γ_0	最大区間せん断ひずみ γ'
Aトンネル	300	2.4	0.35	0.81%	1.1%	0.8%
Bトンネル	988	6.0	0.35	0.60%	0.8%	0.1%
Cトンネル	150	1.4	0.35	0.97%	1.3%	0.7%
Dトンネル	165	1.6	0.35	0.95%	1.2%	0.3%

Aトンネルの限界せん断ひずみ γ_cは，**表-1**のように1.1%と算出された．**図-11**に示すように，切羽通過後のせん断ひずみを判定から除外すると，前方地山の区間せん断ひずみ γ は最大0.8%（図中矢印）であり，地山の安定性を確認しながら掘進することができた．以下同様にB，C，Dトンネルについても最大区間せん断ひずみ γ' を各図-12～14中に矢印で示した。いずれのケースでも，切羽通過までに計測された区間せん断ひずみは，限界せん断ひずみ γ_0を越えず，切羽前方地山の安定を確認しながら施工を進めることができた．

以上より，本システムを用いて切羽前方地山の安全性をリアルタイムに観測することができた．今回の計測では鏡面からの崩落は発生しなかったが，地山破壊の目安となる前方地山の区間せん断ひずみをリアルタイム観測することで，切羽作業の安全性を向上させることができたと考えられる．

次に，各トンネルの同種地盤の限界せん断ひずみ γ_0 と現場で観測された区間せん断ひずみとの対比を行った．**図-15**に示すように，先行天端沈下計により得られた区間せん断ひずみを櫻井らの限界せん断ひずみの図表[4)]にプロットした．**図-15**で，各トンネルでの限界せん断ひずみを点線で示した．また，各トンネルで計測された最

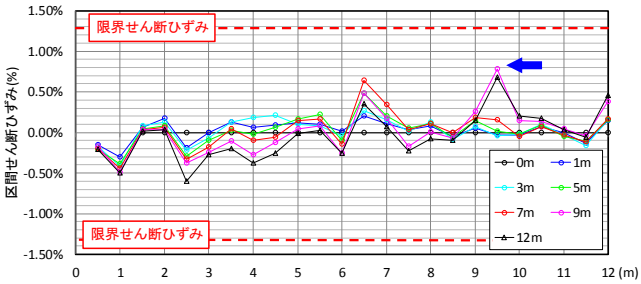

図-11　せん断ひずみの変化（A トンネル）

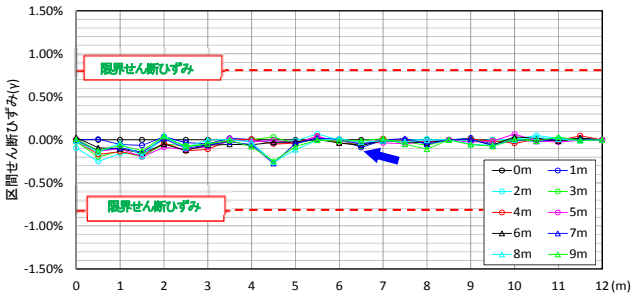

図-12　せん断ひずみの変化（B トンネル）

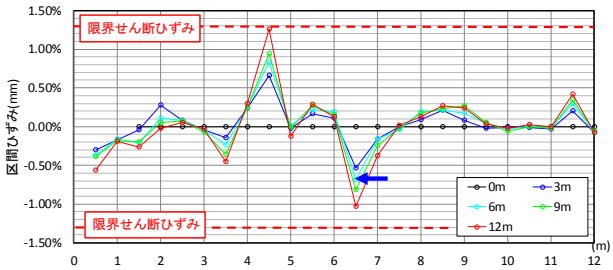

図-13　せん断ひずみの変化（C トンネル）

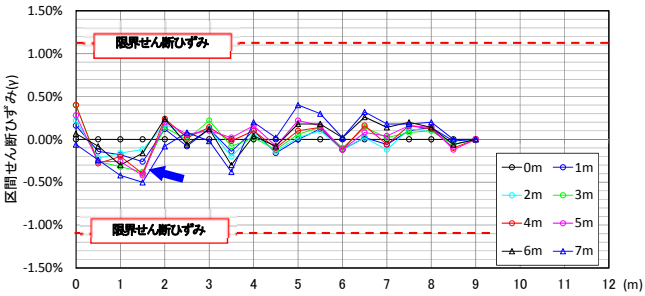

図-14　せん断ひずみの変化（D トンネル）

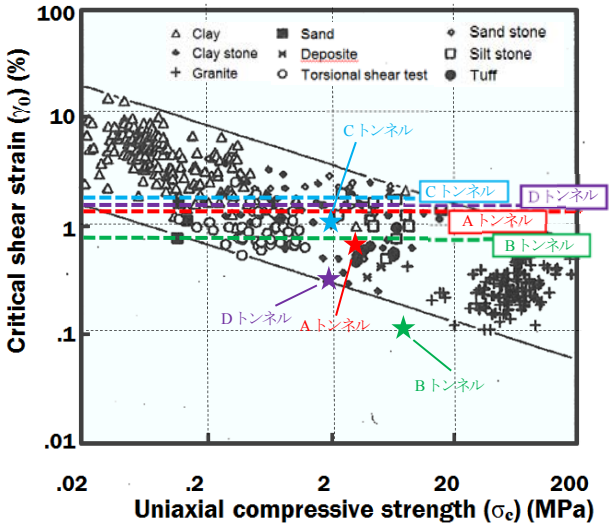

図-15　限界せん断ひずみと計測値[4)に加筆]

大区間せん断ひずみを★印で示した．いずれのケースでも，計測された区間せん断ひずみの最大値は，限界せん断ひずみより小さかったが，Bトンネル以外のケースでは，櫻井らの限界せん断ひずみデータの下限値ラインを上回っており，破壊に近づいていることがわかった．今回は，限界ひずみのデータベースに基づいて管理基準値を設定したが，計測地点近傍の試料があれば一軸圧縮試験から，直接限界ひずみを求めることができる．岩盤の物性の値には当然バラツキの幅があるので，**図-15**のようなデータベースにプロットして地山の安定性を確認することも重要となる．

5. まとめ

開発した先行天端沈下計を現場適用し，切羽進行に伴う先行変位とせん断ひずみをモニタリングして，切羽前方および周辺地山の安定性に関して考察した．その結果，区間せん断ひずみにより前方地山の安定性を評価するとともに，全変位からひずみを算出し周辺地山の安定性を評価した．本システムはこのように縦断面では切羽前方地山，横断面では周辺地山の安定性を評価できる．また，区間せん断ひずみはリアルタイム監視できるシステムになっており，施工中の安全性向上に寄与できる．さらに，本システムによる計測から先行変位率を求めたところ，10～50%であり先受け工を併用しているケースでは小さくなることが明らかになった．今後ともデータを蓄積することで，地山状況や先受け工の有無などによる先行変位率を定量的に把握し，数値解析で用いる応力解放率や管理基準値の設定に反映できるものと考えられる．

参考文献

1) 横山章，堀内義朗，木村宏：トンネル掘削による土被りの浅い未固結砂質地山の挙動を特徴づける指標に関する研究，土木学会論文集，第 388 号，Ⅲ-8，pp.161-169，1987.12.
2) 岡部幸彦，近藤達敏：トンネル掘削時におけるイン栗のメーターによる地山変位挙動計測と切羽近傍の地山物性値の推定，応用地質年報，No.8，pp.25-41，1987.
3) 小野真史，加藤直樹，木梨秀雄，伊藤哲，宮下邦彦：近接構造物への影響に配慮したトンネル施工，第 71 回土木学会年次学術講演会，VI-469，2016.
4) 櫻井春輔，川島幾夫，大谷達彦，松村真一朗：トンネルの安定位評価のための限界せん断ひずみ，土木学会論文集NO.493/Ⅲ-27，pp.l85-188，1994.6
5) 櫻井春輔，足立紀尚：都市トンネルにおけるNATM，pp.35，1988.12
6) 土木学会：山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務，トンネルライブラリー第16号，p. 162，2006.
7) 櫻井春輔：NATMにおける現場計測と管理基準値，土と基礎，Vol.34，No.2，1986.

（2017. 8. 11 受付）

EVALUATION OF TUNNEL FACE STABILITY BASED ON MEASUREMENT OF PRECEDING DIPLACEMENT

Hideo KINASHI, Yusuke KINOMURA, Keisuke NARATA and Satoshi ITO

In order to prevent the unexpected tunnel face collapse, authors developed preceding displacement meter installed foreword ground from the tunnel face. The preceding displacement is measured with an acceleration inclinometer every 0.5 m and the shear strain γ is calculated from the displacement difference between the adjacent measurement points. By monitoring γ in real time during excavation, it is possible to know a sign of collapse. Analysis of the displacement data measured at the site revealed that the preceding displacement rate was 10 to 50%.