土砂トンネルの切羽安定性評価に基づく地山分類法

木谷日出男*

要 旨

土砂地山は粘性土, 砂質土, 礫質土および火山砕屑物等の特殊土の総称であり, 低い強度を共通の条件とする. このうち, 粘性土を除く粒状土からなる土砂地山ではトンネル建設上の重要な問題としてトンネル湧水に伴う切羽の流出の発生がある. そのため, 粒状土からなる地山でのトンネル設計では切羽の安定性が必要条件となっている. 筆者は切羽の状態変化を明瞭に区分することを目的として, 施工データの統計手法による分析, モデル実験や数値解析によるパラメータ解析に基づく境界条件の考察を主に砂質土地山を対象として行った.

本論では, これらの成果に基づき, 鉄道トンネルに適用する砂質土の地山状態の分類法を以下のように提案する.

[I_N]: 切羽がほぼ安定した状態とみなされる地山

[I_L]: 切羽が不安定で, わずかな変化によって流出する可能性のある状態の地山

[特 L]: [I_L]よりもさらに切羽の自立性が著しく低い状況にあり, トンネル掘削に支障する重大な状態変化が予測される状態の地山

[I_N]と[I_L]の境界値は細粒分含有率(F_c)により区分し, $F_c \geq 10\%$ を[I_N]の条件とする. また, [I_L]と[特 L]の境界値は相対密度(D_r)により区分し, $D_r < 80\%$ を[特 L]の条件とする. なお, この分類基準の適用条件として, 切羽中心からの圧力水頭条件を $WL < 10\text{m}$ とする.

さらに, 砂質土以外の粒状土の評価に関する実験的検討や複雑な地質構成からなる層状の地盤構造としての特徴の考察から, 土砂地山の分類の手順を提案する.

Key words: トンネル tunnel, 地山分類 rock and soil classification, 土砂地山 soil ground, 切羽自立性 face stability

1. はじめに

山岳トンネルの設計は, 標準設計と呼ばれる過去の施工実績に基づく方法が多く採用されている. この標準設計の適用の根拠となる地山の強度分類を地山分類という. このため, 地山分類は対象とする地山を種々の物性により類型化して工学的に区分することにより, 掘削の難易や土圧等の地山挙動を評価し得るものである必要がある¹⁾. また, 区分に用いる指標は客観的かつ定量的で, 対象区間全長で得られる物性値であること等が条件として必要となる²⁾.

筆者は主に未固結堆積物からなる土砂地山に区分される条件のうち, 砂質土を中心にその特徴を考慮した地盤の強度評価手法に関する基礎的な検討を進め, 評価のための基本的な考え方, 実験的な検討と評価試験法の提案および数値解析による検討, 等について報告した^{3)~7)}.

本論では, これらの検討結果に基づく土砂地山を対象とする分類基準の設定に関する考察を行い, NATM のための地山分類法を提案する. なお, 実際のトンネル工事では,

地山分類作業は路線選定から設計・施工等の計画段階, さらに施工中の調査, 評価段階まで必要となるが, ここでは基本的に事前調査段階での評価を念頭に置いた検討および提案とする.

2. 土砂地山の特徴と問題

土砂地山とは, 新第三紀以降の堆積物のうち未固結ないし固結度の低い粘性土, 砂質土, 礫質土, しらす土に代表される火砕流堆積物等の火山起源の砕屑物, まさ土, さらに表土, 崩積土等まで様々な地質条件を包含した地山種類として用いられる. その最も重要な特徴は, 低強度を共通点とする種々の堆積物からなる条件であることと, それらが不規則に累重ないし混在する状態で複雑な層状地盤を形成する場合が多い点にある.

土砂地山は鉄道の山岳トンネル地山分類基準⁸⁾では, さらに粘性土と砂質土に細分される. このうち, 粘性土地山では塑性地圧の発生による地山の変形量が大きな問題となり, 極端な変形を生じる場合には膨張性地山と呼ばれ, 従来の地山強度比による分類基準の見直しのほか, 複数の指標の組み合わせによる地山分類の手順が提案されている⁹⁾.

* (財)鉄道総合技術研究所 Railway Technical Research Institute (会員) E-mail: kiya@rtri.or.jp

一方、砂質土地山は、上記の粘性土地山を除く様々な粒度組成や成因からなる粒状土の特性を有する土質種別の総称とされ、低いせん断強度に伴う地盤の支持力不足や湧水に伴う切羽流出等、切羽周辺の自立性の確保の困難さが最も重大な問題として挙げられる。このため、地山条件を評価する場合にも、主に掘削を進めるうえでの前提条件となる切羽の自立性の良否に着目した地山特性が検討事項とされている。一般に、砂質土が十分な固結度を有する場合には、その挙動は崩壊に至る変形の発生を含めて一般地山条件と大きく異なるものではない。しかし、未固結とされるような締めり程度の砂質土層では一般的な強度指標である一軸圧縮強度も得ることが困難な場合が多く、さらに粒子間の内部摩擦角がその強度特性の主たる要素となり、同じ土砂地山に分類される粘着力が卓越する粘性土とも大きくその変形挙動は異なる等、他の地山種別とは同一に扱えない特殊地山である。

このような特殊な条件もあり、鉄道トンネルの山岳工法に関するNATM設計施工指針(案)⁸⁾では、砂質地山のみ適用すべき分類基準が明記されず残された問題とされた。これに対し、近年、土砂地山でのトンネルの施工事例が切羽安定対策工の技術的進歩とともに増加し、さらに今後の計画において合理的な設計法への要求が高まりつつある。筆者はこのような社会的、技術的な背景から、土砂地山の地山分類基準の設定を最終的な目標として、主に砂質土を対象とした自立性評価に関する基礎的な検討を行った。

3. 砂質土の分類基準の設定

すでに報告した砂質土の切羽安定性評価に係る検討結果^{3)~7)}に基づき、ここでは切羽の状態変化の有無を区分する物性指標とその組み合わせによる区分の考え方を述べる。

3.1 分類評価に関する検討結果の整理

流出や崩壊等の急激な状態変化を特徴とする砂質土地山では、土圧の発生に対する支保部材の設計の前提として、掘削直後の自立性の確保が必要条件となる。この切羽の自立性の評価は、主に切羽の流出、崩壊の発生したトンネル工事の実績に基づく区分法が提案されている。筆者は主にJR 東日本信濃川水力発電所導水路トンネルの施工実績のデータを用いてこれらの既往成果の検証を多変量解析手法により検討した⁵⁾。その結果、切羽の自立性評価のための指標として提案された物性値のみでは、単独あるいは複数の組み合わせでも切羽の状態変化の有無を明確に判別し得る判別式は得られなかった。ただし、同データの主成分分析結果を含めた考察から、トンネル切羽の状態変化は地山が初期条件として持つ強度等からなる地山の抵抗性要因と、掘削に伴う地山の応力状態や地下水条件の変化を意味する不安定化促進要因のバランスによって評価する必要があることを結論として示し、以降の実験や数値解析による検討

の基本的な考え方とした。

また、この関係を検証することを目的としたモデル実験^{3), 6)}により、試料の流出時の圧力水頭勾配で表される動水勾配は相対密度と密接な関係にあり、攪乱状態の試料の場合には細粒分含有率との組み合わせで試料ごとに固有の浸透崩壊特性曲線により線形の関係にあることを示した。以降では、この実験的に求めた流出発生時の動水勾配を限界動水勾配と呼ぶ。なお、相対密度は試料特性を持つものの、 N 値や針貫入強度等の強度特性、透水係数とも線形の関係にある。

さらに、切羽の状態変化の発生条件を土槽実験⁴⁾および数値解析手法⁷⁾により検討した結果、切羽近傍の応力分布や大変形の発生は、切羽前方水位条件に伴う切羽近傍圧力水頭勾配と相対密度の関係から説明され、標準的な砂質土の条件によるパラメータ解析により境界条件を示した。

以上の検討から、本論で問題とする地山条件での切羽の状態変化は、地下水条件に着目すれば地盤の限界動水勾配が重要な指標であり、かつ掘削中の切羽近傍の圧力水頭勾配との大小関係で評価することが最も直接的な方法であると結論される。また、試料の限界動水勾配は、主に相対密度と密接な関係にあり、さらに細粒分含有率等の粒度特性との組み合わせで表し得る。

3.2 分類指標としての適用性と分類基準値の検討

上記の検討結果から抽出された重要な物性値等について、砂質土地山に適用する分類区分のための指標としての適用性や基準値の設定という観点から考察する。

3.2.1 限界動水勾配

地下水浸透力に対する地山の強度的な境界条件である限界動水勾配は、不攪乱試料による実地盤の強度指標として、あるいは攪乱試料を用いた浸透崩壊特性曲線として浸透崩壊試験により求められる⁶⁾。しかしながら、本手法は現状では特殊な試験法であり、対象区間全体で不攪乱試料を採取したうえで同検討を行うことは現状では困難である。また、定量的な評価基準とするためには、地盤の限界動水勾配を試験により求めたうえで、切羽の流出の有無は掘削時の切羽近傍の圧力水頭勾配との大小関係で評価する必要がある。この場合、切羽近傍の圧力水頭勾配はトンネル直径程度の長さのボーリングを切羽から行い先端の湧水圧を測定することにより求める方法や、切羽前方に水位観測ポイントを設ける方法等、直接施工中に計測することが考えられる。しかしながら、事前段階では掘削時の切羽近傍の地下水条件は地盤の構造や透水特性、さらに掘削時の条件を考慮した予測が必要となる点で十分な精度で把握することは困難な場合が多い。

以上の点で、現状では限界動水勾配は地山分類の指標とするには問題がある²⁾。なお、地下水条件に関する検討として図-1に有限差解析コードFLAC-3Dを用いたパラ

注1) 本解析は有限差分法による地盤物性条件および初期圧力水頭条件によるパラメータ解析の結果である。
 注2) モデル地盤水位は解析モデル(80×80×80m)の底面を0mとし、トンネル(直径10m)の切羽中心高さはモデル地盤水位+40mの位置に相当する。
 注3) 凡例のEは弾性係数、Drは相当する相対密度を示す。

図-1 標準的砂質土地盤の物性および初期圧力水頭条件による切羽変位量パラメータ解析(文献7)に修正・加筆)

メータ解析の結果を示す⁷⁾。この解析は標準的な砂質土地盤を対象とし、地盤条件と地下水条件をパラメータとしてトンネル切羽面の変形量の発生条件を検討したものである。その結果では、以下のように要約される。

- ① $E=29\text{MPa}$ を除くと、発生する変位量や変位の形態は、弾性係数210MPaと320MPaの間を境に大きく異なる。
- ② 弾性係数が210MPa以下の場合、地下水位がトンネル中心から+10m(解析上の地盤水位50m)を越えると変位量増加が顕著となる。一方、弾性係数が320MPa以上では、地下水位がトンネル中心から+15m(解析上の地盤水位55m)以上となってから変位が生じ、+40m(解析上の地表面)まで変位量の急激な増加は見られない。

この結果は、事前調査段階でも特別な調査によらず求められる地山条件という点で重要な境界条件であり、切羽中心から+10m未満の圧力水頭条件を後述する砂質土の分類基準の適用条件とする。

3.2.2 粒度特性

粒度特性は攪乱、不攪乱試料を問わず求められ、従来から切羽の安定性を評価するうえで重要な指標とされている。浸透崩壊試験による試料の限界動水勾配-相対密度の関係に関する考察結果では、主な粒度特性のうち細粒分含有率のみ明瞭な関連性が確認された³⁾。この関係に基づき、細粒分含有率を砂質土の地山分類の区分指標とする。

細粒分含有率は既往の研究事例から、流出と非流出の境界値は細粒分含有率 $F_c=5.4\sim 20\%$ の範囲で示される^{3), 5)}。

一方、主に信濃川水路トンネルの施工時データを用いた判別分析結果では、単独の指標としては切羽の状態変化の有無を明確に判別できないものの、図-2に示す分散図から流出に至った条件は切羽湧水量の条件に強く依存する判

図-2 切羽湧水量と細粒分含有率による安定性判別結果⁵⁾

別式となるが、 $F_c \geq 10\%$ の条件では多量の切羽湧水を伴わない場合にはおおむね安定する結果となっている⁵⁾。この $F_c=10\%$ は既往の区分値と比較しても妥当な値であると判断されることから、細粒分含有率の境界値として $F_c=10\%$ を設定し、その対象とする等級区分条件については後述する相対密度との関連から I_N-I_L の境界値⁹⁾とする。

3.2.3 相対密度

相対密度は砂質土の締めり程度を示す基本的な物性値の一つである。また、浸透崩壊試験の結果から、限界動水勾配と試料固有の浸透崩壊特性曲線の関係で線形の関係にあり、さらに N 値や透水係数との関係⁶⁾、内部摩擦角 ϕ や弾性係数⁷⁾等、砂質土において重要な強度定数や透水性とも密接な関係を持つ。この点で、相対密度は砂質土の力学的な強度や状態を表す指標であると位置づけられる。

相対密度を求めるためには、定義から最大・最小間隙比あるいは最大・最小乾燥密度と、地山の原位置での間隙比あるいは乾燥密度が必要となる¹⁰⁾。このうち、原位置での密度や間隙比は不攪乱試料により求める必要がある。これに対し、相対密度は N 値と同様に地盤深度方向に変化することが知られており、トンネル切羽位置での値は相当する深度、層準の不攪乱試料採取等を必要とする。

この測定法や精度に関する相対密度の問題は今後さらに検討を必要とするが、現状では対象とする区間の概括的な調査結果に基づき、問題となる区間や層準を選択して不攪乱試料採取を行うことが現実的な方法と考えられる。この際、求めた相対密度と近傍のボーリング孔での標準貫入試験結果の関係から、全体の分布や地盤の特性を推定することが有効となる。さらに、孔内検層の技術開発による連続的な評価の可能性もある。

以上の問題点はあるものの、砂質土の地盤特性を区分するうえでの重要性から相対密度を評価指標とする。また、分類のための基準値を相対密度 $Dr=80\%$ と設定し、切羽の重大な状態変化の発生条件に相当する境界値として、その対象とする等級区分条件は I_L 以上-特 L の境界値とす

るのが妥当と判断した。その根拠は次の事項である。

- ①北陸線浦本トンネル、JR 東日本信濃川発電所導水路トンネルでの流出の有無の境界値がおおむね $Dr=70\sim80\%$ である^{5), 11), 12)}。
- ②武蔵野南線生田トンネル東長沼工区斜坑付近での不攪乱試料採取および浸透崩壊試験等の評価結果から、 $Dr=80\%$ 以上がおおむね安定領域の境界値と考えられる⁶⁾。
- ③攪乱試料で浸透崩壊試験を行った結果から、 $Dr=80\%$ はおおむね限界動水勾配 $I_c=2$ 以上となる条件にあたる。なお、 $I_c<2$ はこれまでの同試験手法の適用事例から、浸透崩壊というより地下水面の形成に伴い開放面での粒子の流動が発生する条件と考えられる⁶⁾。
- ④一般的な砂質土で $Dr=80\%$ は N 値-相対密度の関係から N 値50に相当する。また、 $Dr\geq80\%$ の条件は、非常に密な状態にあたる締めまり程度を示す¹³⁾。
- ⑤一般的な砂質土の条件を設定して行ったパラメータ解析の結果、 $Dr\geq80\%$ に相当する強度定数のモデル地盤が切羽面で発生する変位量が小さい安定な条件にあたる⁷⁾。

3.3 砂質土の地山分類基準と等級区分の提案

上述のように、砂質土地山の評価指標として有効とした細粒分含有率と相対密度の関係を、浸透崩壊特性曲線に見られる限界動水勾配との関係から検討した結果を砂質土の地山分類基準として表-1に整理する。ここに、より限界動水勾配と強い関係を持つ相対密度について、 $Dr<80\%$ を条件として切羽の重大な状態変化の発生の有無に相当する I_L -特 L を区分し、相対密度が $Dr\geq80\%$ の締めまった地盤をさらにその細粒分含有率 $F_c=10\%$ を境界値として I_N - I_L に区分する。また、表中の分類基準値は前述の検討から、前方圧力水頭が切羽中心より+10m 未満の条件で適用されるものとし、それ以上の場合、水位低下工法等の併用を検討すべき条件とする。

次に、地山等級区分は NATM 設計施工指針(案)の地山等級⁸⁾に準じることとするが、これまでの検討の目的とする切羽の安定性という観点から、切羽の状態区分として次のような意味を合わせて持つことで定義する。

[I_N] : 切羽がほぼ安定した状態とみなされる地山

[I_L] : 切羽が不安定で、わずかな変化によって流出する可能性のある状態の地山

[特 L] : [I_L] よりもさらに切羽の自立性が著しく低い状況にあり、トンネル掘削に支障する重大な状態変化が予測される状態の地山

また、この地山等級区分の結果の利用については、現行の標準設計および特殊設計の適用条件の考え方に準拠することを基本とする⁸⁾。

4. その他の土質条件に関する検討

土砂地山を構成する土質種類としては砂質土のほか、粘性土、礫質土、成因的に異なる火山砕屑物やマサ土等がある。このうち、粘性土については前述のようにその地山挙動は砂質土等の粒状土と大きく異なり、吉川ほか(1986)⁹⁾による詳細な検討と分類基準値が提案されている。

4.1 礫質土の自立性に関する検討

砂質土とともに粒状土としての挙動が問題となるものに礫質土がある。礫質土は一般に透水性の高い地盤条件を伴い、流出、崩壊の発生が知られている。以下に、礫質土の切羽の自立性について、施工事例や浸透崩壊試験を適用して検討し、自立性に関する基本的な性質を明らかにする。

4.1.1 事例に見る検討すべき指標

礫質土として自立性が問題となったトンネル事例は比較的少ない。これは礫質土がトンネル切羽の主な構成堆積物として連続的に出現するような厚く連続する礫層が特殊なためと考えられる。

一般に、礫を伴う堆積物は礫混じり砂ないし礫質土として砂や粘性土に互層状に挟在される場合が多い。その工学的問題には、分布の不均質性、層相の不均質性、高い透水性および下位の堆積物との不連続性等があげられ、トンネル切羽での問題も多くはこれらの特徴に起因した突発湧水による切羽流出の発生である。なお、このほかにもトンネル施工上の問題として、ロックボルトの施工性の低さや掘削断面からの抜け落ちの頻発等もあるが、ここでは切羽の自立性の問題に絞って検討する。

礫質土を対象とした切羽の自立性に関する事例として、北陸本線浦本トンネル¹¹⁾、信濃川水力発電所導水路トンネル¹²⁾がある。このうち、北陸本線浦本トンネルでは礫質土での切羽流出の発生条件を切羽試料の試験結果から、礫分含有率と相対密度に求めている¹¹⁾。

また、信濃川水路トンネル第一水路トンネル(上流側 8 km 区間)では、礫径と礫分含有率により 2 区分し、礫径が 2~10cm、礫分含有率が 30% 未満を主とする礫層で小規模な切羽流出等の発生が報告されている。また、同第二水路トンネル(下流側 18km 区間)では流出発生区間の礫分含有率は 9~71%、未発生区間では 77% 程度であり、その相対密度は前者が 34.3~87.2% であるのに対し、後者は 102

表-1 砂質土の地山分類基準(案)

地山等級*	地 山 の 状 態	分 類 指 標	
		相対密度 $Dr(\%)$	細粒分含有率 $F_c(\%)$
I_N	切羽がほぼ安定した状態とみなされる地山	$Dr\geq80$	$F_c\geq10$
I_L	切羽が不安定で、わずかな変化によって流出する可能性のある状態の地山		$F_c<10$
特 L	切羽の自立性が著しく低い状況にあり、掘削に支障する重大な状態変化が予測される状態の地山	$Dr<80$	

注 1) * : 鉄道トンネルの地山等級区分⁸⁾による。

注 2) 本分類は土砂地山のうち、主に砂質土からなる地山条件に適用する。

注 3) 本分類は掘削時の切羽前方圧力水頭が切羽中心より+10m 未満であることを適用条件とする。なお、+10m 以上の場合は別途水位低下工等の検討を要す。

%と非常に密な状況であった¹²⁾。

これらの施工事例から、礫質土についても相対密度が切羽の自立性に強く寄与する可能性があり、さらに礫分含有率が高いほど、あるいは礫径が大きいほど相対的に自立性が高くなることが推測される。

4.1.2 試料実験の目的と方法

(1) 実験の目的

礫質土からなる地盤条件でのトンネル切羽の自立性について、上記の施工事例に見られる粒度特性や密度特性との基本的な関係を実験的に検証することを目的として、以下の試料実験を行った。

(2) 実験の方法

実験には砂質土の評価に用いた浸透崩壊試験装置を用いた。基本的な実験手順は砂質土と同様である³⁾。実験計画にあたり、一般の透水試験での試料最大粒径を透水円管の1/10以下にする制約から¹⁴⁾、試料を作成、収納するアクリル管の径7cmに対し、骨材として購入した川砂利をふるい分けし、礫径 $\phi = 2 \sim 4.75\text{mm}$ の円礫ないし亜円礫の細礫を作成し、礫分配合用試料とした。また、基質とする砂粒径以下の試料は粗粒砂ないし礫混じり砂を攪乱状態で地山から採取し、2mmふるいで礫分を除去して作成した。本試料は千葉県に広く分布する第四紀洪積世の成田層群最上部層より採取し、礫分を除去した粒度組成等は細粒分含有率 $F_c = 3.6\%$ 、均等係数 $U_c = 1.45$ の粒度の悪い砂質土である。

実験試料は上記の基質とする試料と礫分配合用試料を9種類の礫分含有率(0~60%まで10%間隔で7試料、さらに25, 45%を追加作成したもの)に配合した。なお、最大・最小密度試験は最大粒径2mm以下を試験条件とするが¹⁰⁾、本実験では密度の基準化を図る意図から作成した礫含有試料に同試験法を適用してこれを求め、各試料の相対密度を算定・計量した。

4.1.3 実験結果と考察

(1) 浸透崩壊特性

各礫分含有率試料ごとの相対密度と限界動水勾配から求めた浸透崩壊特性曲線は、砂質土での結果⁹⁾に比べるとばらつきをもつが同様の指数関数回帰曲線として得られ、おおむね礫分含有率が高くなるほど高い限界動水勾配となる。この結果から、各礫分含有率ごとの回帰式を用いて相対密度 $Dr = 70 \sim 110\%$ の区間で10%ごとの計算限界動水勾配を求め、図-3に示す。図から、礫分含有率の増加に伴い、限界動水勾配は全体に増加する傾向を示すが、礫分含有率20~25%付近に限界動水勾配の低下域が密度条件に関係なく認められる。この現象は実験誤差の可能性を含めて検証する必要はあるが、少なくとも本実験試料で礫分含有率25%程度までは顕著な限界動水勾配の向上は認められず、30~40%までは緩やかに増加し、45%以上の礫分含有率領域で顕著に増加する。

図-3 浸透崩壊特性曲線から求めた相対密度別の礫分含有率と限界動水勾配の関係

図-4 礫分含有率の区分条件ごとの浸透崩壊特性曲線

以上の実験結果から、試料の浸透崩壊特性は0~25%, 30~40%, および45~60%に礫分含有率により区分できる(図-4)。この礫分含有率の区分ごとの浸透崩壊特性曲線から、限界動水勾配は相対密度および礫分含有率の増加に伴い向上し、とくに礫分含有率はその向上に強く寄与することが確認された。

(2) 透水性に関する実験結果

各試料の透水係数と相対密度および礫分含有率区分との関係を図-5に示す。図のように、全試料および各礫分含有率ごとに、透水係数は相対密度と負の相関関係にある。ただし、礫分含有率区分と透水係数には明瞭な対応は見られない。

(3) 礫質土の自立性評価に関する考察

礫分含有率に着目した本試料実験の結果、礫分含有率 $P_c = 30\%$ を境界として、これ以下の領域では浸透崩壊特性や透水性は基質とした砂試料の特性に依存し、これを越えた領域では礫分含有率の増加に伴う限界動水勾配の向上

図-5 礫分含有率区分ごとの相対密度と透水係数の関係

が顕著となる。

この礫分含有率と限界動水勾配の関係を示す現象として、本実験で試験装置の能力範囲^{3), 6)}で崩壊しなかった未崩壊試料の試験中の透水特性について考察する。これらの試料は実験で用いた試料のうち、高い礫分含有率($P_c=50\%$: 2試料, $P_c=60\%$: 3試料)と相対密度 $Dr=100\sim110\%$ 程度の非常に密な状態を共通の条件とする。その透水特性には比較的低水圧の段階から流量と動水勾配より求められる見かけの透水係数が連続的に大きくなる共通の特徴が認められる。この形態は試料の間隙の拡大が連続的に進行することを示す。実験中の観察では、本実験での崩壊認定の基準³⁾とした試料全体の流動や顕著なパイピングホール形成には至っていないが、断続的な砂粒子の流出と礫粒子のかみ合わせによる切羽の保持が特徴的に見られた。この間に、透水係数は初期に $5 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ 程度であったのに対し、試験中に共通した条件として $4 \sim 5 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ 程度まで大きくなり、その後はほぼ一定の状態となることが確認された。

このような実験試料の状態変化は、礫分含有量が低い地山の状況ではその挙動は基質をなす砂の特性に強く依存し、ある含有率を越えると礫粒子のかみ合わせによる効果が出現することを示している。その境界値となる一般的な礫分含有率は現段階では明確でないが、礫径、礫粒子間の接触およびかみ合わせの程度による試料ごとの固有な値と推定され、同様の効果を考えると平均礫径や礫の粒子形状も重要な評価要素となる可能性がある。

4.1.4 礫分含有率に関する評価

事例調査および実験的な検討から、礫質土でも一般の砂質土と同様に相対密度と限界動水勾配の間に線形の関係が確認された。また、砂質土における細粒分含有率と同様に、礫分含有率が高いほど浸透崩壊特性曲線は大きな限界動水勾配側となることが実験的に検証された。これらの結果は、礫分含有率をパラメータとする点で異なるものの、礫質土の浸透力に対する自立性評価も砂質土と同様に扱い得るこ

とを示唆する。ただし、現段階では少ない施工事例や浸透崩壊試験での考察結果であり、さらに詳細な基準値の設定には検討を要する。

以上の検討から、現段階では礫質土についても相対密度 $Dr=80\%$ を自立性を評価するうえでの区分基準値とする。また、礫分含有率についてはさらに検討する必要があるが、高い含有率で明らかに浸透崩壊特性が安定化する傾向を示すことから、日本統一土質分類法¹⁰⁾による礫粒土の条件である礫分含有率 $P_c \geq 50\%$ を基質とする砂質土のみからなる場合の地山等級より安定した状態となる条件とする。

4.2 特殊土に関する検討

火山砕屑物やマサ土等の特殊土についても、基本的な問題は砂質土と同様に切羽の自立性の評価による検討が必要な土質条件と考えられる。この観点から攪乱状態の地山試料をトンネル切羽や地表露頭から採取し、浸透崩壊試験を行った結果を試料の条件とともに表-2に示す。試料は主に火山性砕屑物であるスコリア質火山砂、しらすを含む火砕流堆積物およびまさ土、崖錐堆積物である。また、表中の網掛けで示す試料は、採取切羽あるいは採取位置が施工時に切羽流出を発生したことが明らかなものであり、その他はその切羽条件が不明な試料である。全21試料に対し、流出試料は2試料と少ないため統計量としては問題があるが、ここでは参考として検討する。

表中に示す各試料の浸透崩壊特性曲線は、おおむね相関性の高い回帰式として得られる。各試料の特性曲線から計算上求められる相対密度 $Dr=60, 80, 100\%$ での限界動水勾配の平均値、平均値の標準誤差および標準偏差を、全試料と流出試料に分けて図-6(A)に示す。また、浸透崩壊特性曲線の表示の関係から限界動水勾配は対数表示とし、全試料の標準偏差のうち σ 側が負となり、図中表示できないためデータの最小値で示す。砂質土(図-6(B))の同様な考察結果⁶⁾との比較検討から次のことがわかる。

- ①同分析試料群は成因的に異なる堆積物が混在するため、砂質土の結果に比べて大きく分散した分布特性を示す。ただし、全体に砂質土より高い限界動水勾配をとり、かつその特徴として浸透崩壊特性曲線の見かけの傾きが大きい傾向を示す。
- ②各相対密度での平均値の見かけ上の直線性は砂質土の結果と同様に顕著であり、次式で表される。

$$I_c = 0.23 e^{0.071 * Dr} \quad (1)$$

- ③参考として示す流出切羽の2試料はともに黒色スコリア質火山砂であり、全試料の分布と比較すると明らかに小さい限界動水勾配の範囲(最小値をとる試料)である。また、この流出試料の平均値は、砂質土の流出試料と同様な値となる。

以上、火山性堆積物を主体とする同分析試料群については異なる成因の試料を一括して検討した結果であるが、砂

表-2 攪乱状態の地山試料による浸透崩壊試験総括表(火山性堆積物、ほか)

試料条件			主な試料の物性条件							試験結果（浸透崩壊特性曲線）			
地層名等 （トンネル名）	採取位置	試料種別	最大 密度 g/cm ³	最小 密度 g/cm ³	細粒分 含有率 （％）	均等 係数	D10 mm	D30 mm	D60 mm	土粒子 密度 g/cm ³	$(I_c) = A * \exp(B * Dr)$		相関係数 R
											指数回帰係数	係数A	
D. 魚沼層群	地表露頭	火山砂	1.450	1.130	4.8	3.1	0.14	0.28	0.44	2.610	2.043	0.013	0.60
長野新幹線T.	切羽	火山砂	1.570	1.260	0.6	3.8	0.21	0.35	0.80	2.803	0.075	0.047	0.76
	切羽	火山砂	1.650	1.230	12.8	8.7	0.06	0.18	0.52	2.646	14.820	0.030	0.87
	切羽	火山砂	1.770	1.342	15.3	6.6	0.05	0.14	0.33	2.723	0.046	0.080	0.93
	切羽	火山砂	1.627	1.284	3.5	2.5	0.11	0.17	0.27	2.805	0.085	0.046	1.00
東北新幹線	地表露頭	火砕流	1.410	1.030	15.5	7.2	0.06	0.12	0.43	2.681	0.006	0.113	0.88
	地表露頭	火砕流	1.370	0.980	6.2	7.9	0.14	0.51	1.10	2.591	6.988	0.029	0.92
	地表露頭	火砕流	1.260	0.900	5.7	4.1	0.10	0.22	0.42	2.787	0.034	0.086	0.87
	ホーリングコア	火砕流	1.027	0.713	52.6	2.7	0.04	0.05	0.08	2.350	0.312	0.029	0.89
	ホーリングコア	火砕流	1.178	0.846	53.9	2.5	0.04	0.05	0.10	2.389	0.645	0.041	1.00
長野新幹線T.	切羽	火砕流	1.630	1.190	19.2	11.7	0.04	0.20	0.42	2.639	0.026	0.095	0.84
盛岡以北 新幹線T.	地表露頭	火砕流	1.084	0.752	47.3	5.0	0.03	0.04	0.15	2.413	0.392	0.044	0.97
	地表露頭	火砕流	1.124	0.778	44.0	5.0	0.04	0.05	0.18	2.375	0.013	0.111	0.97
	ホーリングコア	火砕流	1.239	0.864	39.1	8.0	0.03	0.05	0.24	2.405	0.170	0.085	0.99
	ホーリングコア	火砕流	1.185	0.829	38.7	2.9	0.03	0.05	0.23	2.374	1.401	0.061	0.99
	ホーリングコア	火砕流	1.360	1.012	8.1	5.4	0.10	0.28	0.54	2.629	1.165	0.057	0.95
九州新幹線T.	地表露頭	火砕流	0.870	0.714	7.5	5.3	0.17	0.53	0.90	2.620	0.673	0.059	0.75
	地表露頭	火砕流	1.180	0.756	19.4	11.2	0.04	0.15	0.90	2.318	0.649	0.043	1.00
	地表露頭	火砕流	1.290	0.900	14.8	10.5	0.06	0.14	0.42	2.603	0.030	0.108	0.91
広島まさ土	地表露頭	マサ土	1.440	1.065	10.1	10.7	0.07	0.25	0.75	2.657	0.861	0.032	0.58
崖錐堆積物	地表露頭	含角礫土	1.323	0.974	22.6	85.0	0.02	0.23	1.70	2.693	0.009	0.086	0.98

注) 表中の網掛けで示す試料は切羽流出発生箇所、あるいはそれに対比される位置での採取を行ったものである。

(A) 火山性堆積物 他浸透崩壊試験結果
全21試料のうち、2試料が流出試料である。

(B) 砂質土浸透崩壊試験結果
全30試料のうち、11試料が流出試料である。

図-6 平均浸透崩壊特性曲線と流出試料の関係
(A)火山性堆積物、他浸透崩壊試験結果
(B)砂質土浸透崩壊試験結果

質土の試験結果に比べて自立性が全体に高く、かつ試料が
少ない問題はあるが流出試料の浸透崩壊特性曲線がおおむ
ね同じ領域に引けることが確認された。これらの結果は、
特殊土として扱うべき同試料群に関する切羽の自立性は砂
質土と同様に評価、分類し得ることを示唆する。また、詳
細な評価のためにはその成因や産状に関する調査を前提と
するが、浸透崩壊試験が評価試験として適用し得ると判断
する。ただし、試験にあたってはとくに火砕流堆積物等で
は試料作成時の粒子破碎の影響が考えられる等、さらに検
討すべき事項が残されている。

5. 層状地盤としての分類上の検討項目

土砂地山の重要な特徴として、多くの場合に層状の構造を呈する点があげられる。この特徴は前述の粘性土と砂質土の力学的な挙動や透水性の相違点により著しい不均質性を伴う。また、規則的な互層地盤をなすことは少なく、むしろ雑多な土質種が堆積環境を変化させながら複雑に累重することによる複合構造を呈して分布する場合が多い。以下に、このような土砂地山の特徴に伴う地山条件の評価のうえでの問題を整理する。

5.1 地質構造に伴う不均質性の問題

図-7 に同種の地山条件下で発生した切羽流出に関する事例調査結果を示す。検討に用いた施工データは主に鉄道トンネルでの流出発生時の状況が明確な103箇所の施工記録である³⁾。ここに、分析データが少ない問題はあるものの、厚い砂質土層からなる砂質地山、礫質土や粘性土等との互層状を呈する条件を層状地山として区分する。流出状況について整理した結果、発生件数、発生時の十砂流出量

発生地山条件		発生事例 件数	発生土砂流出量 (m ³)				
			100	200	300	400	500
砂質土 地山	均質砂層	18	←●→				
	不均質砂層	10	←●→				
層状 地山	砂礫優勢互層	18	●————→				
	等互層	55	●————→				
	粘性土優勢互層	12	←●→				
			-1σ 平均 +1σ				

図-7 地山条件と切羽流出規模に関する事例調査結果

とも層状地山に分類される地山条件で大きい傾向が認められる。ただし、個々の流出切羽は砂質土層を主な流出土とする場合がほとんどであった。また、このような条件下で一旦切羽の崩壊や流出が発生した場合、その規模が大きくなることは、定性的な傾向であるが土槽を用いた均質地盤モデルと層状地盤モデルによる崩壊形態の比較からも類似の特徴が傾向として確認されている⁹⁾。

この理由として、強度的な不均質性が強く関与している可能性がある。新第三紀以降の堆積物における間隙比の時系列的な変化の検討から、粘性土では連続的に圧密が進行するのに対し、新第三紀鮮新世くらいまでの比較的新しい砂層はほとんどその進行は見られず、新第三紀中新世より古い時代の砂層においてはじめて粘性土と追隨した変化を示すことが報告されている¹⁵⁾。本論で対象とする土砂地山に分類される砂質土や粘性土の圧密等の進行状況は堆積時代的にもこの範囲にあり、強度的な不均質性や異方性がその特徴となる。この特徴は層状地盤での大規模な崩壊の原因となる。とくに、不連続性の著しい不均質な互層では帯水層の連続性の欠如や堆積時の古微地形の影響等により、事前に水位低下が難しい状況にあることや、調査の困難性や不足等もその要因にあげられる。

以上のことから、土砂地山では切羽に出現する地質構成物の評価とともに、その地質構造に伴う強度の不均質性や地下水の圧力水頭分布を考慮する必要があり、事前調査の段階ではこれを地質構造のうえから推定し、とくに地層の連続性が乏しい場合や顕著な帯水層と不透水層が細かく互層をなす場合には、事前の調査数量を増やし、問題となる層ごとの強度、水理特性を把握する、あるいは水平ボーリング等による施工中の切羽前方調査を行う必要がある。

5.2 固結程度に関する問題

固結程度の評価にあたっては、同時代の近接する地層群にあってもその固結度が大きく異なる場合がある。これはその堆積時の環境や構成物の違い、あるいは局所的な応力履歴等の差に起因すると考えられ、その違いは調査段階ではとくにボーリング調査によるコアの状況差に最も顕著に表れる。すでに報告した調査事例^{3), 6)}からも、同種地山でボーリングコアが棒状で採取される場合は、切羽状況はお

おむね安定した状態と考えられる。

一方、同一、一連の地層中で一部が棒状コアとして混在するような強度的な不均質性を呈する場合がある。これは例えば、不整合やスランプ堆積物の存在等により強度的な不連続性が高い地山条件である場合、一部が火山灰層や粘性土層の影響により部分的に固結度が高い状態にある場合、あるいは石灰質ノジュールを伴うような場合等の原因が過去の調査実績から推定される。このような条件では、その近傍の低強度層はむしろ不安定化しやすい状況にある場合があり、実務的には、標準貫入試験や孔内検層等を合わせて行い、総合的に評価する必要がある。

以上の問題を考慮し、ボーリング調査によっておおむね対象とする層全体が棒状コアとして採取される場合は自立性は高いと判断される。

6. 地山分類の手順(案)の提案と適用

6.1 土砂地山の分類手順(案)の提案

土砂地山は評価するうえで前述のように土質種別や層状地盤としての特徴から多くの検討事項がある。本論で検討した結果から、地山分類上の評価項目とする条件および地山状態区分の考え方は次のように要約される。

- ①土砂地山の評価は大きく粘性土と砂質土に区分し、粘性土については吉川ほか(1986)⁹⁾による評価法を適用する。また、それ以外の砂質土、礫質土および火山砕屑物やマサ土等の特殊土については施工時の地下水条件として、切羽中心から+10m未満の圧力水頭を適用条件として前述の砂質土の分類基準を適用し、さらに下記の②～④を考慮する。
- ②ボーリング調査によっておおむね層全体が棒状コアとして採取される場合は自立性は高いと判断されるので、地山等級は I_N とする。
- ③日本統一土質分類法による礫粒土の条件である礫分含有率50%以上については、地山等級を1ランク上げる。
- ④地下水の分布を地質構造のうえから推定し、とくに顕著な帯水層と不透水層が細かく互層をなす場合やその連続性が乏しい場合等、事前の水位低下工法による効果が十分に期待できないと判断される場合は、地山等級を1ランク下げる。

図-8に上記の土砂地山での地山等級分類の考え方を、主な検討項目、内容および判定基準値とともに一般的作業手順を考慮した判定フローとして整理・提案する。

6.2 適用に関する検討

提案した砂質土の地山分類基準および土砂地山の地山等級分類の考え方の適用は、土砂地山一般を対象とする。また、前述のようにこれらは事前調査段階での地山分類法として適用することを前提に検討した。これに対し、主に同地山条件の不均質性は事前調査段階での精度を低下させる

Classification of Soil Ground depending on the Evaluation of Tunnel Face Stability

Hideo KIYA

Abstract

Soil ground is a general term for cohesive soil, sandy soil, gravelly soil and other special types of soils such as pyroclastic deposit, which are commonly featured by low strength. One of the most important problems for tunnel construction is the face wash-out due to water gush at the soil ground, which is composed of granular soils other than cohesive soil. Therefore, the face stability is a condition required for tunnel support design for granular soil ground. The author performed a statistical analysis of some tunnel construction data on sandy ground, model experimental study and numerical parametric analysis on the critical condition, in order to make clear distinction among changes in face state.

In this paper, the author suggests a following classification standard of sandy ground conditions for railway tunnels from the results of the above research.

[I_N] : ground state of considerably stable face

[I_L] : ground state of unstable face to cause wash-out due to small changes in face stability balance for the worse

[S_L] : ground state of extremely unstable face, worse than [I_L] for which serious troubles are foreseeable in excavation

The boundary between for the ground classes [I_N] and [I_L] is distinguished by the fine grain content(F_c) of soils; ground condition of class [I_N] having $F_c \geq 10\%$. The boundary of [I_L] and [S_L] is also distinguished by the relative density (Dr) of soils; class [S_L] having $Dr < 80\%$. Above classification can be applied to the conditions where the pressure head (WL) from the tunnel face center is $WL < 10\text{m}$.

Further, the author suggests a method to classify different types of soil ground, that is obtained from experimental studies of evaluation of granular soil except sandy soil and a consideration of characteristic conditions of layered ground structures with complicated geological conditions.

Key words : tunnel, rock and soil classification, soil ground, face stability