

# 土砂トンネルの切羽安定性評価に基づく地山分類法 に関する研究

木谷, 日出男  
Graduate School of Engineering, Kyushu University

<https://doi.org/10.11501/3166597>

---

出版情報 : 九州大学, 1999, 博士 (工学), 課程博士  
バージョン :  
権利関係 :

## 第4章 地下水浸透力に着目した切羽自立性評価と

### 浸透崩壊試験法の提案

#### 4.1 はじめに

砂質地山でのトンネル切羽の安定性の評価に関する検討として、第3章で過去の研究事例調査と施工事例の統計分析を行い、いくつかの重要な関連事項を抽出することはできたが、一方で実際に計画段階で地山等級区分を行える精度の区分指標や区分基準値の設定にはさらに検討を必要とすることが明らかとなった。この問題の解決のためには、今回収集した施工データ以上の量と質を持った資料の収集による分析精度の向上を図る方法が考えられる。しかしながら、前述の分析結果の問題点に挙げたように、多くの区分指標となり得る物性条件を切羽単位で把握する必要があること、地山の強度定数を新たに求める必要があること、新たに得たデータとの精度の違いからこれまでのデータが同時に検討できないこと、等からさらなる施工データの収集を行っても大きな成果は期待できない状況にあると判断される。この他の方法としては、実際のトンネルやこれに近い状態の実地盤での再現実験、モデル実験あるいは数値解析による方法がある。ただし、これらの方法で検証を行う場合でも着目すべき物性値や計測項目を予察しておく必要があり、本段階ではこの着目点の抽出が最大の問題といえる。

本章では、実際のトンネル切羽での再現や境界条件の設定が困難な切羽の流動化現象を簡易なモデル実験で再現することにより、同現象を説明するための着目点を得ることを目標として行った検討結果を示す。さらに、同実験と同じ試料試験を適用したいくつかの研究事例や実験試料の適用性等を検討したうえで砂質土を対象とした浸透崩壊試験法を提案する。

#### 4.2 モデル実験の目的と方法

##### 4.2.1 モデル実験の目的

砂質地山の切羽安定性のより合理的な評価区分を行うためには、第3章にも述べた次の事項が検討すべき点として挙げられる。

- ①トンネル切羽の状態変化を説明するには、トンネル掘削により切羽に働く不安定化促進要因と地山が本来持つ抵抗性要因のバランスに着目して区分する必要がある。
- ②特に、トンネル湧水を伴う切羽の流動化は、通常の切羽周辺で得られる情報

のうち、判別分析等の検討から「切羽湧水量」が重要な不安定化要因と考えられる。

- ③一方、抵抗性要因については同分析による検討では絞り込みができない状況であり、かつ地山の強度指標となり得る物性値を入れた検討が必要と考えられる。

これらの事項は現象をモデル化するうえでは、切羽湧水を発生させる地下水の流れを土試料中に実験的に作り、最終的にモデル切羽の状態変化に至る過程を再現することに相当する。さらに、目的とする切羽の状態変化の境界条件は、状態変化時点の湧水に伴う浸透力と土試料の物性値の比較検討を系統的に進めることで求めることができる。

以上のような考え方にに基づき、本実験の目的はトンネル掘削時に切羽に発生する地下水の湧出による浸透力をモデル化し、その結果として見られるモデル切羽の状態変化を発生時の浸透力と各試料の物性値の関係という観点から考察し、問題とする現象に関する着目点を抽出することとした。なお、ここでの検討事項は砂質地山に特徴的な切羽の流動化のモデル化であり、同地山条件で見られる地下水の関与が小さい場合の切羽崩壊は考えないこととする。

#### 4. 2. 2 既往の研究

トンネル切羽湧水は、後述するように地山中の自然水位と圧力解放状態にあるトンネル切羽の間の圧力水頭差によって生じる地下水流に伴って発生する。このような地下水の流れによる地山の破壊、変形は、例えば地下水位の高い地盤での掘削工事等で従来から浸透破壊の問題として検討され、K. Terzaghi(1922)<sup>1)</sup>による限界動水勾配や J. D. Justin(1923)<sup>2)</sup>の限界流速により検討され、かつその後の研究ではこれらの指標に基づく実験や現象の解釈が行われてきた<sup>3)</sup>。

実験は主に鉛直一次元浸透モデルで検討され、問題の単純化のために粒度調整したそろった粒度分布の試料、標準砂あるいはガラスビーズを試料とする基礎的な検討がその大半を占める。鉛直一次元浸透モデルでは、浸透力が下向きに働く場合は試料の自重応力と同じ方向に作用するため鉛直応力は増加し、逆の場合には鉛直応力は減少することとなる。一般に試験は後者の条件で行われ、上向きの浸透力と飽和試料の重量の釣合う条件での動水勾配を限界動水勾配といい、次式で表わす。

$$I_c = h/L = (G_s - 1)/(1 + e) \cdot \dots \cdot (4.2.1)$$

ここに、 $I_c$ は限界動水勾配、 $h$ は試料にかかる圧力水頭、 $L$ は試料の長さ、 $G_s$

は土粒子の密度， $e$ は間隙比である。限界動水勾配は試料のボイリング発生条件の一つの指標として評価されるが，粒子間の摩擦力や粘着力等は考慮されていない問題がある。

類似の手法を用いた実地盤の評価や試験法としては，主にパイピングの危険度評価を目的とする不攪乱試料を用いた鉛直上向き浸透試験が多く報告されている<sup>4), 5), 6)</sup>。このうち山口ほか(1994)<sup>6)</sup>は土や岩の浸透破壊に関する既往の研究を整理し，ダムの基礎地盤に関する室内浸透破壊試験結果から得られた限界動水勾配と試料の土質試験結果(間隙比，透水係数，一軸圧縮強さ，等)の関係を検討した。その結果，一軸圧縮強さと限界動水勾配に比較的良い相関があることを報告している。

以上のように，既往の研究に見られる試験法は主に鉛直上向きの浸透モデルによる検討である。この場合，2.2.1式に示すように鉛直上向きの浸透力による粒子や粒子で構成される土塊の浮き上がりが浸透崩壊の主な現象となる。これに対し，トンネル切羽の近傍に発生する浸透力は地山から切羽に向かう地下水流によるため，主に水平方向あるいは下向き成分の浸透力を考慮する必要があり，粒子の浮き上がり効果は無視できる程度に小さいと考えられる。既往の研究における水平方向の浸透モデル実験はパイピング評価を目的として，吉岡ほか(1984)<sup>7)</sup>や河野ほか(1985)<sup>8)</sup>等による実験があるが，いずれも小規模な二次元土槽での実験である。このように，既往の研究ではトンネル切羽近傍で発生する水平方向の浸透力による崩壊や流出の検討は行われていない。

#### 4. 2. 3 流動化地山のモデル化に関する基礎的検討

##### (1) 地山の不安定化促進要因の検討

トンネル切羽の状態変化は応力解放にはじまる現象であり，前章の図 3.4.1 に整理した物性値のうち力学指標に関する検討が必要となる。この検討を進めるためには，不安定化促進性要因として挙げた「地山のゆるみ」と「地下水の浸透力の発生」の関係が重要となる。この2つの要因は，一般にトンネル掘削に伴って生じる独立した現象として検討されることが多い。しかしながら，トンネル施工区間の地下水位が常に施工基面高さより十分低い等，地下水の浸透力に関する問題がまったく無い場合を除き，切羽の安定性を検討する上では両現象の相互の関連性を考えることが重要である。これを切羽の自立時間という観点から検討し，図 4.2.1 に両要因の関連とその結果として生じる切羽の自立，流出の関係を図示する。

ここに，「地山のゆるみ」は掘削後の切羽付近でのゆるみ領域の形成が進行し，時間とともに地山の变形，強度の低下さらにゆるみ荷重の増大をもたらす。周辺地山の自立性に係わる初期耐力(地山が初生的に持ち，図 3.4.1 の地山の抵抗性要因の組み合わせで決まる強度)を図中の  $F_{fo}$  とすれば，施工法や地山条

件に起因する地山のゆるみに伴う強度の低下程度により、これが無視できる程度に小さければ時間に係わりなく一定であり、ゆるみの程度が大きくなるにつれて曲線  $F_{fa}$ 、 $F_{fb}$  で示すように時間とともに強度の低下が大きくなる。一方、地下水浸透力は、一般に掘削直後に圧力水頭勾配が最も大きく最大となる。その初期の切羽周辺地山にかかる浸透力が  $F_{f_0}$  を超える場合（浸透条件  $J_A$ ）には切羽の流出、崩壊が発生し、逆に初期の大きさが地山のゆるみを考慮しても十分に小さい場合（ $J_C$  で示す浸透条件）には自立、ないし十分な自立時間の確保が可能な状態となる。ここで、図中  $J_B$  の場合は地山の強度と地下水浸透力の関係は掘削初期から不安定な状態が発生し、地山のゆるみ程度によっては切羽の流出に至る（例えば、曲線  $F_{fb}$  に沿ったゆるみの形成を考えると、曲線の交点で境界条件を超え流出に至り、その切羽の自立時間は  $\Delta T$  で表せる）。なお、地山のゆるみに伴う地下水浸透条件の変化や地下水流に伴う地盤間隙での有効応力の低下等、これらの要因には強度低下につながる相乗効果や掘削前の先行変位の発生も考える必要があるが、図には切羽の状態変化を概念的に整理した。

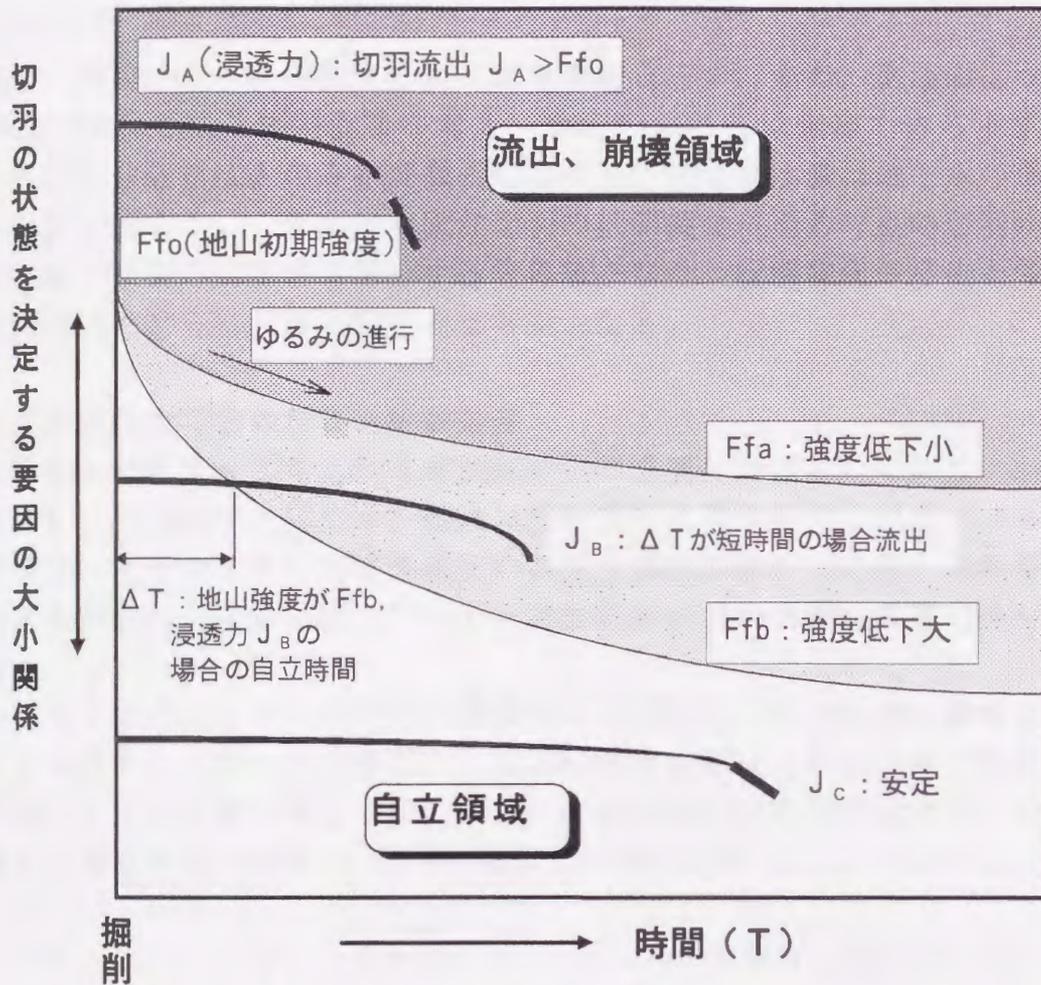
上述の切羽周辺地山の状態変化の概念に基づき、切羽の安定性を検討するためには、次のことを知る必要がある。

- ①地山の自立性に係わる初期強度と崩壊時の強度（境界条件）との大小関係、およびゆるみの進行特性
- ②切羽周辺に発生する地下水浸透力と①で決まる地山の耐力との大小関係

前述のように、本論で対象とする土砂地山は特殊な地山条件であり、特に切羽の流動化等、急激な状態変化の有無の判定が重要な要件の一つとなる。この判定のためには、掘削直後に大きな塑性地圧の発生や変形を生じるなどの重大な状態変化につながる境界条件を明らかにする必要がある。ここに、上記の整理より、主な境界条件は、①の初期強度が自立性の確保が可能な耐力に比べて著しく低い場合や、②の地下水浸透力が地山の耐力を超える場合となる。このうち、通常の条件での山岳トンネル工法による掘削を前提とし、一般にその施工が可能と考えられる程度の強度を有する場合には、図 4.2.1 のモデル図に示すように、ゆるみ領域の形成に比べて地下水浸透力の不安定促進効果は、切羽解放初期にそのピークを持つ点で関与が大きいと考えることができる。逆に、切羽が進行しない状況を想定すると、時間の経過とともにトンネルの湧水量は一般に漸減するので、切羽の安定性は、地山のゆるみ現象を無視する限り、時間経過とともに安全の方向へ向かうことになる。

## （2）地下水の浸透力に関する検討

トンネル掘削直後に最大となる浸透力は、実際には次のような現象と考えられる。



- 注1)  $J_A$ ,  $J_B$ ,  $J_C$ はそれぞれ切羽周辺地山に発生する地下水浸透力の発生条件（初期条件の大きさの違い）をモデル化して示す。  
 注2)  $F_{fo}$ は切羽の自立性に係わる地山の初期強度（耐力）,  $F_{fa}$ ,  $F_{fb}$ はそれぞれ異なるゆるみの進行程度をモデル化して示す。

図 4.2.1 切羽の状態変化モデル図

トンネル掘削に伴い、トンネル周辺の水頭が低下すると、トンネルに向かう動水勾配が形成され、主にトンネル切羽付近への集中湧水が発生する。施工中に、トンネルが不透水性の地層を突破して急に水頭の高い砂や砂礫層からなる帯水層に入った場合、切羽付近は非常に大きな動水勾配下に置かれることになり、この勾配が地山の抵抗性要因から決まる限界の動水勾配を超える時、切羽の安定が損なわれ、湧水による切羽土砂の流出が生じることになる。

切羽湧水量  $Q$  は、切羽周辺の動水勾配  $I$ 、トンネル断面積  $A$ 、切羽周辺の透水係数  $k$  とすればダルシー則から、次式で求められる。

$$Q = A * k * I \quad \dots \dots (4.2.2)$$

通常、地山の透水性を変えるような対策をとらず、また、前述のように最も不安定な状況となる掘削直後を考え、地山のゆるみは無視できるとすれば、4.2.2式の右辺では  $I$  のみを変数となるので、切羽湧水量は地下水の形成する動水勾配で決まる。ここに、急激な切羽の状態変化に至る時点の切羽湧水量や動水勾配が切羽の安定性を区分する境界値となり、状態変化の発生と未発生の評価区分はこれらに着目することで可能となる。

### (3) 限界動水勾配の定義と実験条件

限界動水勾配は砂質地山の切羽状態変化の重要な評価項目であり、かつ地下水条件により連続的に変化する動水勾配に関わる境界条件と位置づけられる。本論では、上記のような崩壊や流出の発生する境界条件での動水勾配を限界動水勾配と定義し、以降に述べるモデル実験結果や試料実験結果等の検討時に用いる。

ここで、前述の 4.2.1 式で示す限界動水勾配が土の飽和重量と鉛直上向き浸透力で決まるのに対し、以降で用いる限界動水勾配は土の崩壊時の動水勾配を直接求めた値を示す用語とする。よって、土試料の流出条件は 4.2.2 式の動水勾配  $I$  と限界動水勾配  $I_c$  の関係から次式で表わせる。

$$I > I_c \quad \dots \dots (4.2.3)$$

また、限界動水勾配は地山の抵抗性要因（図 3.4.1）とした地山の諸物性値で決まり、地山の本来持つ浸透力に対する抵抗能力の程度を直接表わす強度指標と考えることができる。したがって、この地山のもつ限界動水勾配を予め求め、実際の切羽近傍に形成される動水勾配と比較検討することにより流動化地山のトンネル切羽の状態を区分できる可能性がある。

ところで、地山の限界動水勾配を求める方法には、前項の既往の研究に挙げた一次元浸透モデルによる試料実験が最も簡便、かつ一般的な実験手法と考えられる。ただし、本論の目的であるトンネル切羽の状態区分を再現するためには、鉛直上向きの浸透モデルではなく、初期応力により拘束された地山中で、垂直な切羽面に向かう浸透力に伴う現象のモデル化が必要である。このため、水平一次元浸透崩壊モデルでの実験方法を検討し、後述する一連の実験装置および実験手順を開発した。また、基本的な実験条件として、実際のトンネルの状態を模擬することを考慮し、切羽面側を解放の状態とする。

#### 4. 3 一次元浸透崩壊モデル実験の方法と結果<sup>9)</sup>

前節で検討した基本的な実験条件を考慮して、水平一次元浸透崩壊モデルでの砂質土地盤試料を用いた実験を以下の試料および手順で行った。

##### 4. 3. 1 実験に用いた試料

###### (1) 試料採取地の地質条件

実験試料の選定に当たっては、実地盤試料を用いた実験を前提として、不攪乱状態での実験を重要な検討事項の一つとした。このため、後述する三重管ボーリングコア試料を用いることとし、東京都国分寺市に位置する(財)鉄道総合技術研究所敷地内でボーリングによる試料採取を行った。採取地は多摩川流域の青梅、立川、府中から調布付近に分布する立川段丘面に分布し、比較的均質な黄褐色の立川ロームと平均礫径 10cm 程度の円礫を主体とする立川礫層が表層を形成する。今回の主な実験試料は、この地域の基盤をなす上総層群である。上総層群は一般に浅海成ないし汽水成の砂質土、粘性土からなる主に第四紀洪積世の地層である<sup>10)</sup>。

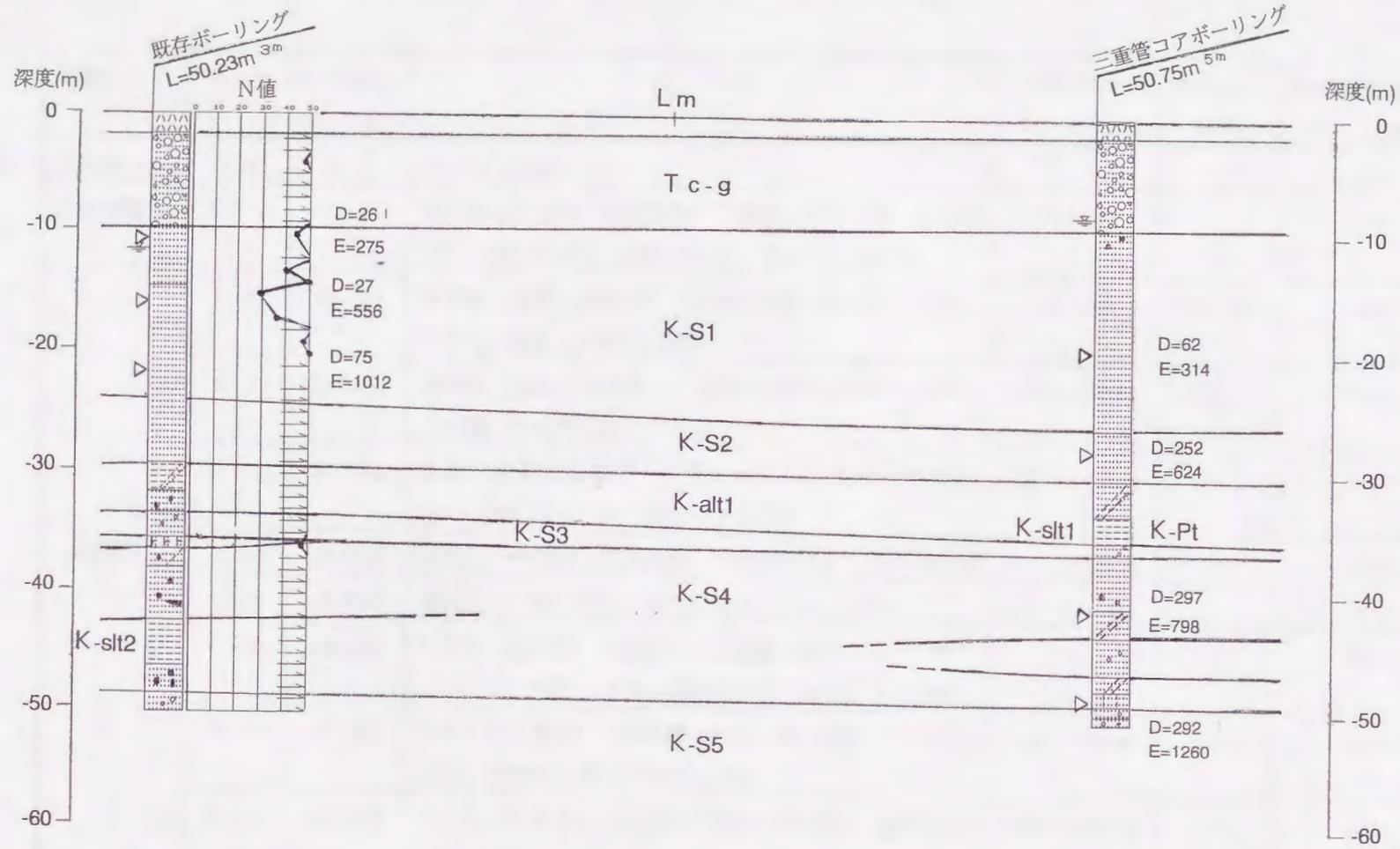
図 4.3.1 に試料採取のために掘削したボーリング位置周辺の地質状況を、同ボーリングとその他の目的で掘削されたボーリングデータから整理、図化する。地質断面と凡例に見られるように、当該地点の地質は前述の Lm, Tc-g で示す立川ロームおよび段丘礫層と、その下位に上総層群の砂質土を主体とする堆積物が分布する。また、地下水条件はほぼ GL-10m 付近に地下水面を形成することが確認され、今回の対象とする砂質土層は飽和帯水層となっている。図中のほぼ 50 m 間隔で掘削された 3 本のボーリングで行われた標準貫入試験による N 値、横方向載荷試験による弾性係数、変形係数、および弾性波速度と地層の関係を表 4.3.1 に整理する。

###### (2) 不攪乱試料 (ボーリング試料)

ボーリング長は  $L=50$  m である。このうち、砂質土部分約 21 m をトリプルチューブサンドサンプラーによって不攪乱状態で採取した。このサンプラーの構造は、先端にメタルクラウンを装着した外径  $\phi$  100mm の外管、内径 77mm の中管(ステンレス製)および内径 70mm の内管(アクリル樹脂製)からなり、外管のみを回転させながら地盤に押し込むようにして内管に試料を送り込むものである(図 4.3.2)。なお、内管には通常は塩ビパイプが使われるが、内管に収納したままの状態を実験試料とする必要があること、試料の擾乱状態を目視観察できること、および実験時に試料の状態を観察できることからアクリル管(内径 70mm, 外径 76mm)を用いた。

採取予定深度は事前に近接位置で実施したボーリング結果から決定した。ま

図 4.3.1 鉄道総研構内のサンプリング位置地質断面図



凡例

横方向載荷試験結果

試験位置  $\blacktriangleright$

D:変形係数 MPa

E:弾性係数 MPa

柱状図

$\bullet$  シルト岩片混入

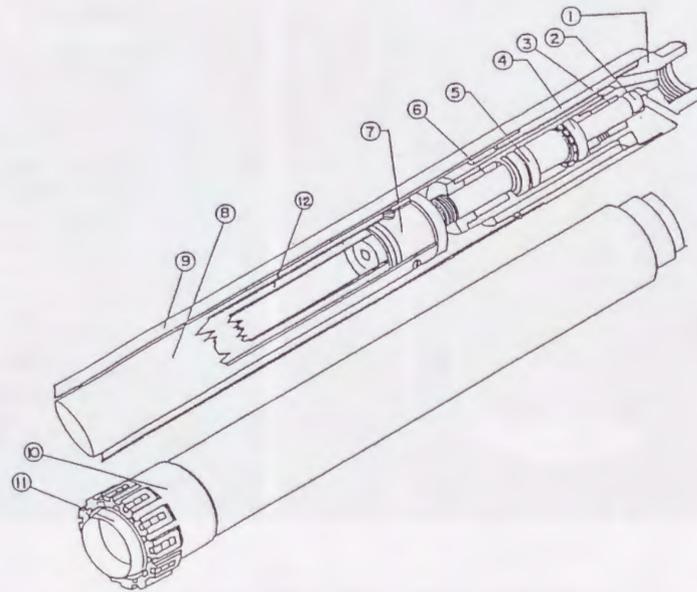
$\circ$  細礫混入

表 4.3.1 鉄道総研構内サンプリング位置の地質層序および物性値総括表

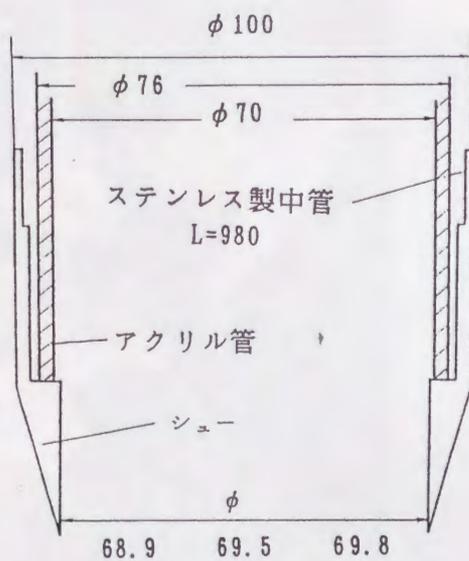
地層区分	記号	分布深度 GL-m	記 事	概略N値	変形係数 MPa	地山弾性波速度 VP m/sec	相対的な 固結度 <sup>1)</sup>
立川ローム	Lm	0~2	ローム(茶褐色)	-	-	290	-
立川礫層	Tc-g	2~10	玉石混じり砂礫(暗黄褐色):砂岩,チャート,頁岩等の円~亜円礫主体,礫径20~80,最大150mm以上	50以上	-	830	-
上総層群	K-S1	10~21	細粒砂(茶褐~黄褐色):比較的均質な細粒砂で下位に向かって締まった状態に変化	30~50	26~75	830	低い
	K-S2	21~30	細粒砂(黄褐~灰褐色):全体に細粒分含有率が高く,上位層との境界は漸移(整合)	50/8~12cm	252	1920	中~高
	K-alt1	30~34	シルト混じり細粒砂~砂質シルト(淡青灰~淡緑灰色):固結程度が高く棒状コアで採取	50/15~12cm	-	1920	高い
	K-S3	34付近	細礫混り中粒砂(暗黄褐色):連続性なく1孔のみ確認	50/12~13cm	-	1920	高い
	K-Pt	35付近	有機質土(黒灰色):泥化が進み,K-S3に伴う	47	-	1920	中程度
	K-slt1	34~36	シルト(乳青灰~乳緑灰色):細粒砂混りシルト,サンドパイプ,貝殻片を伴い固結度が高く棒状コアで採取	-	-	1920	高い
	K-S4	36~49	シルト岩片混り中~細粒砂(黄褐~暗灰褐色):シルト岩片,貝殻片を伴い不均質な砂層	50/8~16cm	297	1920	高い
	K-slt2	44付近	シルト~シルト混り細粒砂(青灰~乳灰色):連続性の乏しい固結シルト	50/15~18cm	-	1920	高い
K-S5	49以深	礫混り中粒砂(暗灰褐色):粗粒砂,細礫の混入する不均質な細~中粒砂層,細礫の礫径は20~30mm	50/6~8cm	292	1920	高い	

注1) 固結度は調査位置での相対的な程度を示す。

1. 外管ハット・カップ・リング
2. ホールハーフ
3. シールパッキング
4. ハアリング
5. ハアリング
6. シールパッキング
7. 内管ハット
8. 中管 ( $\phi 77\text{mm}$ )
9. 外管 ( $\phi 100\text{mm}$ )
10. メタルクラン
11. シュー
12. 内管アクリル管  $\phi 70\text{mm}$



サンドサンプラーの概要



内管先端部の構造

図 4.3.2 トリプルサンドサンプラーの構造



図 4. 3. 3 アクリル管内の砂質土サンプルの状態



図 4. 3. 4 密度調整試料の作成状況

た、試料の乱れを最小限にするために泥水の管理、送水圧、掘削速度の調整、外管先端部の調節等の試験施工を行ったうえで、計画区間での採取を行った。

これらの試料は、採取時に内管として使用したアクリル円筒（内径 70mm）に 30~100cm の長さで収納し（図 4.3.3 左）、試料両端を十分なパラフィンでキャッピングした状態で実験まで保存した。実験に当たっては直前にコア壁面の目視観察により、礫の移動や壁面に浸食（掘削時の粒子移動や水流の跡）がなく、できるだけ棒状試料の中間部付近の乱れの少ない箇所を選別して、約 15cm の長さに切断して供試体とした（図 4.3.3 右）。切断はアクリル管の強度や試料の乱れを最小限とする必要性から砥石使用高速切断機で一気に切断する方法を採用した。この方法は、切断速度を一定とするように手元で調整すれば、試料の乱れは目視状態ではほとんど認められず、またアクリル管の切断面も凹凸がない状態であった。なお、土質試料の切断面に、非常に薄く切断時に発生する熱による焼結皮膜を形成するが、実験ではほとんど影響ないものであった。

後述する粒度分析等の土質試験は、不攪乱試料では実験後に試料を回収し、これを乾燥させた状態で試料とした。

### （3）調整試料

不攪乱試料として実験を行った試料と残ったコアサンプル、さらにほぼ同じ時代や環境の堆積物であり構成粒子の状況が類似した上総層群稲城層の砂質土を混合し、2.00, 0.85, 0.425, 0.250, 0.106, 0.074mm の 6 フルイで 7 種類の粒度範囲の試料を作成した。さらに、後述する 10 種類の粒度配合試料を作成し、各試料の最大、最小密度を求めた。さらに、目標相対密度を設定したうえで長さ 15.4cm のアクリル管（不攪乱試料の内管と同じ）で密度を調整して供試体とした。なお、以降では不攪乱試料および調整試料について、実験対象とする砂質土試料を試料といい、アクリル管に砂質土を充填した状態のものを供試体と呼ぶ。

密度の調整は、容器の容積と計画乾燥密度から必要な試料乾燥重量を計算したうえで秤量し、最適含水比に近い状態で湿潤、攪拌のうえ、8 等分するように印を付けたアクリル容器に、やはり 8 等分した試料を 1 層ずつ突き固めを行う方法とした。なお、この作業は図 4.3.4 に示す鉄製の台座にアクリル管をセットし、さらに 6 層め以降の突き固め時にはカラーを付けて作業をおこない、突き固め終了後、供試体上面を平らに整形して試料長を測定する、あるいは余分が出た場合は容器上面で余分な試料を取り、この試料を乾燥させて秤量する方法で各供試体ごとの乾燥密度を求めた。

### （4）土質試験の項目

不攪乱試料、調整試料ともに、検討項目とした物性値は以下に挙げる項目である。

- ①粒度分布（均等係数，細粒分含有率，D 10，D 30，D 60）
- ②乾燥密度
- ③最大・最小密度（相対密度）

測定方法はJ I Sに規定された方法による<sup>11)</sup>。このうち，最大・最小密度およびその結果求められる相対密度は密度や間隙比の条件に関わる砂質土の締め程度の指標として求めた。また，相対密度は第3章で既往の研究でも評価指標としてあげた物性値である。不攪乱試料では試験後の回収した試料の乾燥重量，最大・最小密度を各試料ごとに求める方法で（4.3.1式），また，調整試料では計画乾燥密度を設定した相対密度から逆算する方法で決定した。

$$Dr = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{1/\rho_{\min} - 1/\rho_d}{1/\rho_{\min} - 1/\rho_{\max}} = \frac{\rho_{\max}(\rho_d - \rho_{\min})}{\rho_d(\rho_{\max} - \rho_{\min})} \dots (4.3.1)$$

ここに， $Dr$ ：相対密度， $e$ ：間隙比， $\rho_d$ ：乾燥密度，

- $e_{\max}$ ：最小密度試験による試料の間隙比
- $e_{\min}$ ：最大密度試験による試料の間隙比
- $\rho_{\max}$ ：最大密度試験による試料の乾燥密度
- $\rho_{\min}$ ：最小密度試験による試料の乾燥密度

#### 4.3.2 実験装置と実験手順

本実験に関する装置の概要と，基本的な実験手順を以下に示す。

##### (1) 実験装置

供試体の装着部と加圧水供給部を含む実験装置系統図および装置写真を図4.3.5，4.3.6に，また，供試体の装着部の構造を図4.3.7，4.3.8に示す。装置は次の条件を検討のうえ独自に開発した。

- ①崩壊時等の試料の挙動を目視観察できるように，装置は透明の亚克力樹脂製とし，さらに供試体の外径を考慮して装置の内径を決定した。
- ②モデル化にあたり，前述のように切羽前方から浸透力を負荷するトンネル切羽面を想定し，装置は水平方向に試料をセットした状態で加圧する構造とした。
- ③未固結砂質土の一般的な強度と実験装置の軽装化を考慮し，負荷する水圧は最大0.3MPaとし，加圧コック側でこれに耐える構造とした。

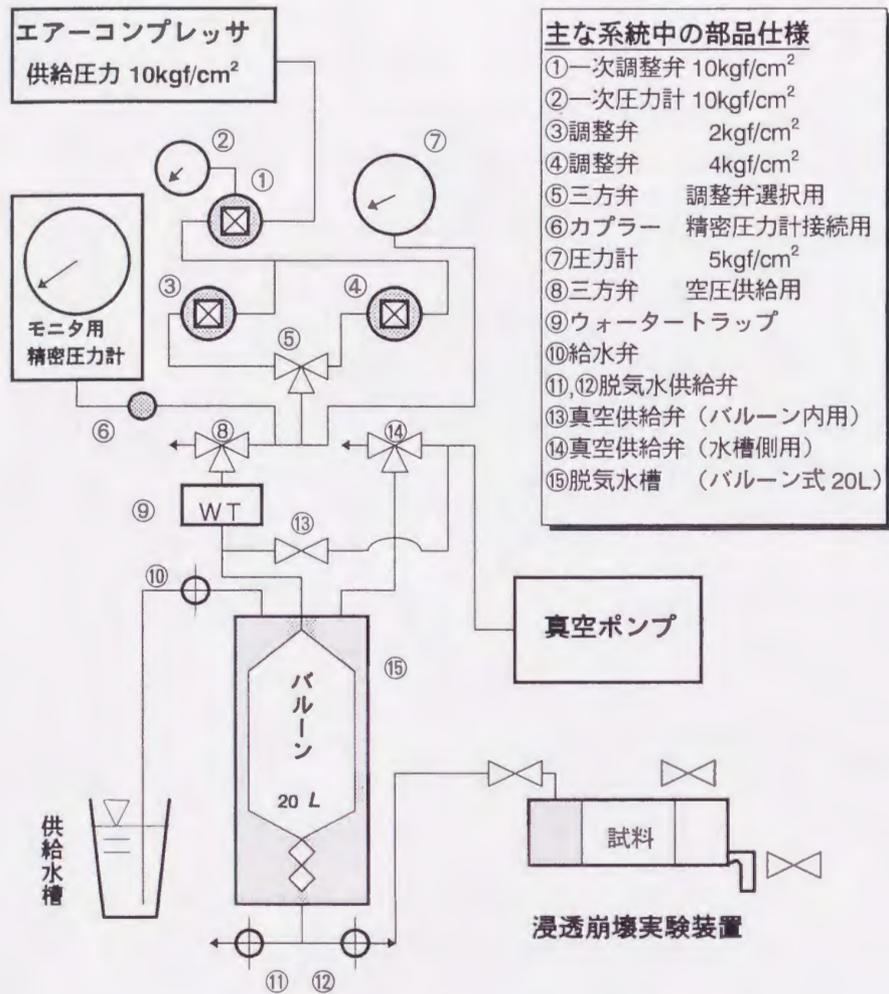
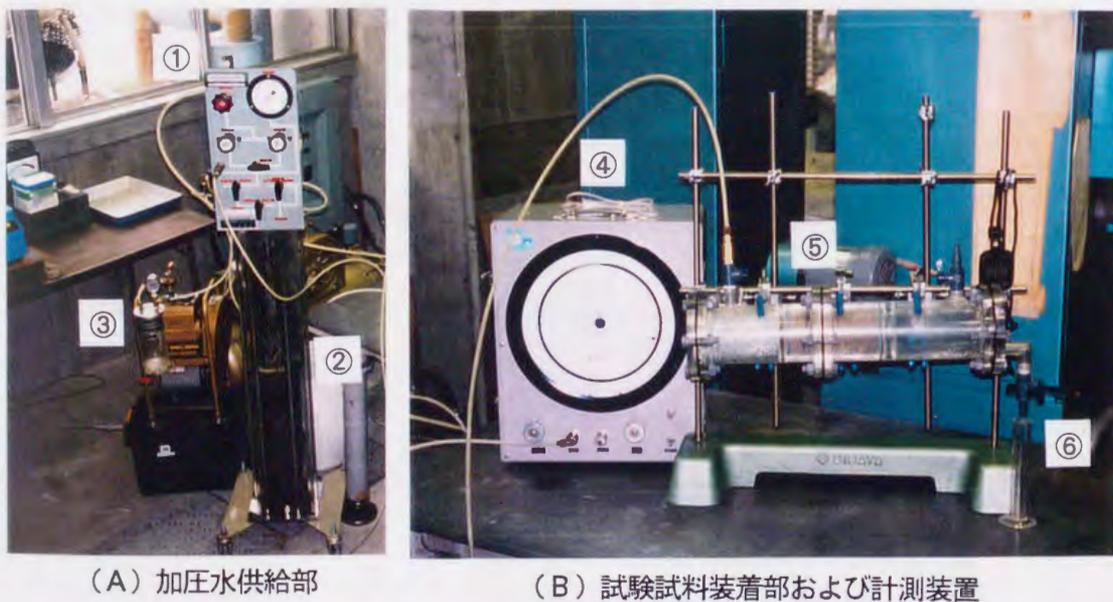


図 4.3.5 実験装置の系統図



- ①水圧制御パネル, ②脱気圧力水供給水槽, ③真空ポンプ
- ④精密水圧計, ⑤浸透崩壊試験器, ⑥流量測定メスシリンダ

図 4.3.6 実験装置の構成

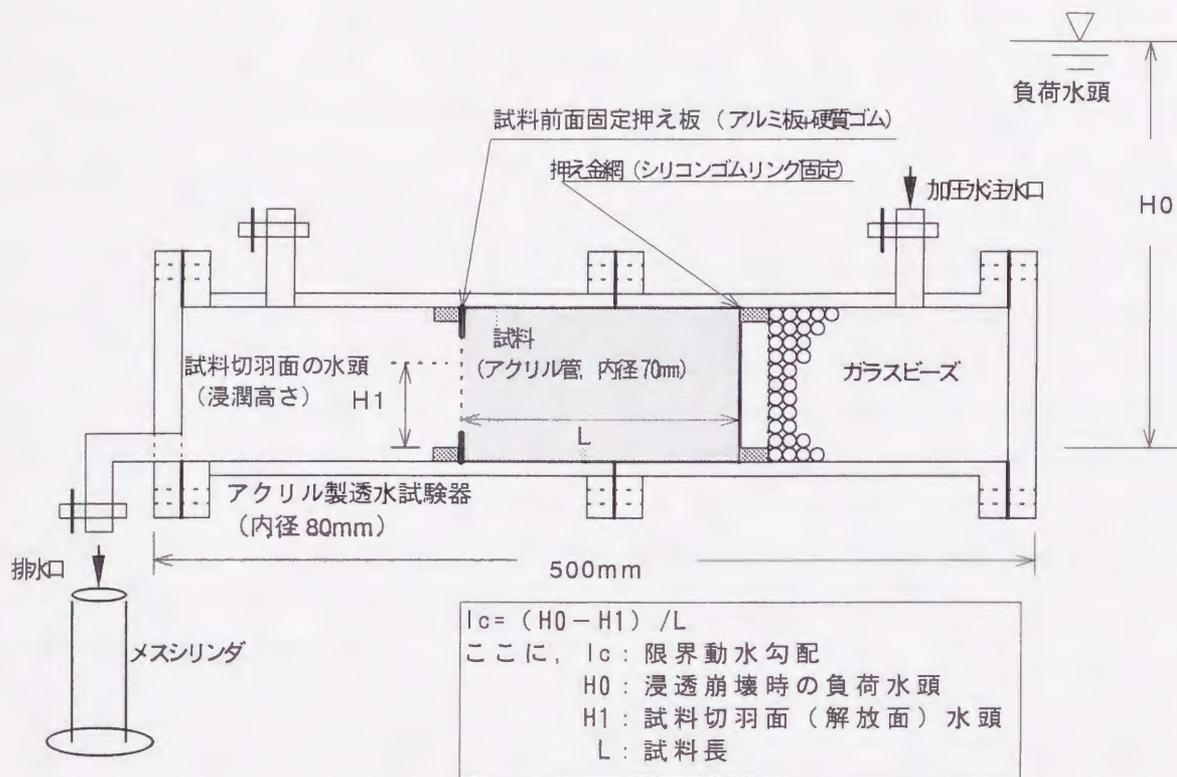


図 4.3.7 実験試料の装着部の構造

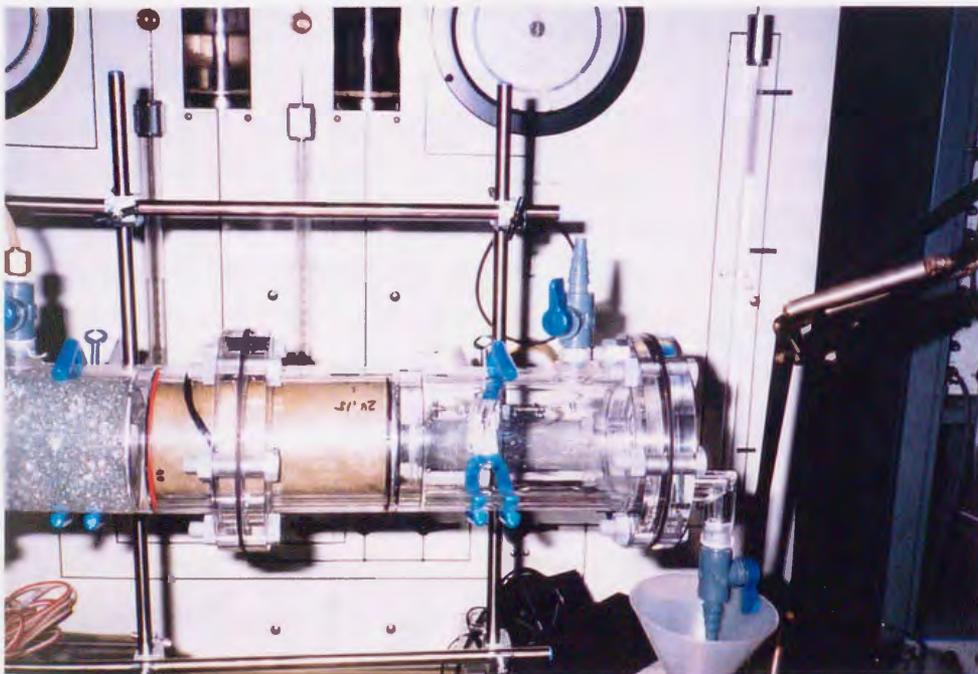


図 4.3.8 実験試料の装着状況

## (2) 供試体のセット

砂質土試料はアクリル管に詰めた状態では低圧で試料の破壊を伴わず、管の内壁に沿って押し出される。また、この境界部や供試体の上下端が弱部となる可能性があることから、以下の手順でできるだけ弱部を作らないで固定する方法を検討した。

### a. 供試体下端側の端部処理

供試体下端側（加圧時の圧力水受圧側面）には油粘土を試料と試料保護管の管壁との境界部を埋めるように盛りつけ、さらに管外側にゴムバンドを装着した後、装置固定部にメッシュを張ったシリコンゴムフィルターを置き、これに押しつけるように供試体を挿入、セットした。この結果、保護管外壁と試験器内壁との隙間は、シリコンゴムバンドと油粘土で密閉された状態が得られた。なお、試料の押し込み時には、加圧バルブを開放し、かつ加圧水のチャンバーとなるガラスビーズ充填箇所は水を抜いた状態とし、セット時の試料への水圧や空気圧の負荷が生じないようにした。

### b. 試料上端側の端部処理

試料上端側（流出側の切羽に相当）も上記同様に油粘土を盛りつけ、その上に同径の硬質ゴムを両面に張った中空のアルミ円板を載せ、装置の片側を被せた状態で押しつけた。このアルミ円板は、前述のように砂質土試料とアクリル保護管の壁面での低い摩擦力による移動を押さえるために用いた。この結果、水圧により試料にかかる応力は、アルミ円板の内径円空部での試料の剪断抵抗としてかかることとなる。

以上の作業を終えた後、各境界箇所に、顕著な弱部が無いことを確認する。

## (3) 初期状態の設定

浸透崩壊実験に先立ち、試料の初期状態として飽和状態にする必要がある。その方法として、先ず供試体のセット後、加圧水注水口から空気ができるだけ残らないように水を徐々に加え、満水となった時点で加圧装置をつなぎ、低水圧で水を送る。この際に試験装置は立てた状態とし、負荷水圧は試料上面から10cm程度の水位となるようにセットする。この状態で試料上面より水位が1~2cm高くなるまで放置して初期状態とした。

## (4) 浸透崩壊実験

水圧の制御は加圧装置につないだ精密圧力計（ブルドン管）をモニターとして行い、加圧ステップ0.0025MPaを基本として段階的に加圧した。なお、各加圧状態ごとに流出水量が測定可能な状態となった以降は、流量をメスシリンダで受け測定を行った。また、試料の状態変化については目視で観察するとともにスケッチ、ビデオ録画を行い、試料の崩壊形態等を記録した。

#### (5) 崩壊の定義と崩壊水圧の算出

試料の崩壊については、切羽表層部の小規模な流出、抜け落ちから始まり、最終的に試料全体の崩壊、流出にいたる。今回の実験の目的は切羽の状態変化とその変化に関与する条件の把握であることから、初期の試料表層の小流出は試料セット時の影響が大きいと判断し、試料全体の崩壊発生時を浸透崩壊と定義し、その時点での負荷水圧を崩壊水圧とした。さらに、この崩壊水圧と試料長から4.3.2式で限界動水勾配を算出した。なお、崩壊の形態には急激な流量増加を伴うパイピング現象の発生と、試料全体の連続的な流動を特徴とする塑性変形の発生する場合とがある。

$$I_c = (H_0 - H_1) / L \quad \dots \dots (4.3.2)$$

ここに、 $I_c$ は限界動水勾配、 $H_0$ は浸透崩壊時の負荷水頭、 $H_1$ は試料切羽面水頭、 $L$ は試料長である。

#### 4. 3. 3 実験結果と考察

実験は不攪乱状態を確認した20試料と、粒度配合および密度を調整した28試料を用いて行った。実験結果を実験試料の種別ごとに整理し、主に実験結果として得られた限界動水勾配と試料の物性値との関係という点から考察する。

##### (1) 地盤構造と不攪乱試料による限界動水勾配の関係

各実験試料の土質試験および浸透崩壊実験結果として得た限界動水勾配を、前述の図4.3.1に示す周辺地盤の地層記号、および深度とともに表4.3.2に示す。なお、表中で限界動水勾配が未記入となっているK-S2については実験装置の能力以上の負荷水圧に至ったことによる欠測である。

以降の検討は約100mの離隔距離はあるものの、ほぼ同一層であることを前提に両ボーリング孔での調査や実験結果に基づき進めることとした。

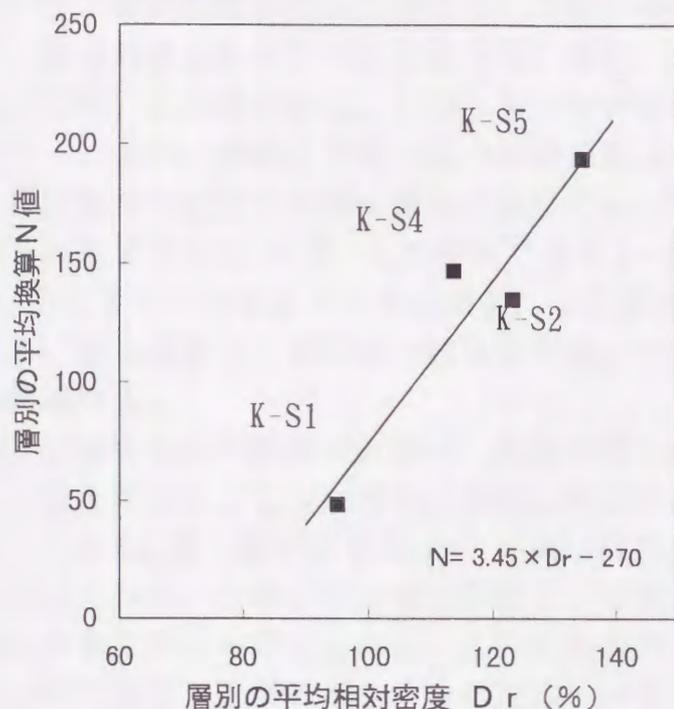
##### a. 対象地盤の特徴

両ボーリング孔から知られる主な地盤物性は前述の表4.3.1に整理されるが、このうち、N値、横方向載荷試験による弾性係数、変形係数およびP波速度は地盤の主に強度特性を知るうえで重要である。この点を整理すると、対象地盤は表層に近いK-s1を除いて概ねN値50以上の締まった砂層であり、変形係数、弾性係数およびP波速度は250~300MPa、600~1200MPaおよび2km/s程度と未固結砂層としては地盤強度の高い地層であることがわかる。

当然ながら、これらの強度指標は概ね砂質土層の深度に伴って大きくなる傾向を示し、同様な傾向は土質試験結果の中では相対密度に認められる。強度指

表 4.3.2 ホールリグ不攪乱試料を用いた浸透崩壊実験結果総括表 (鉄道総研構内)

地層区分	ホールリグ深度	物 性 値									計 測 値				
		試料乾燥密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	最大乾燥密度 $\rho 1$ (g/cm <sup>3</sup> )	最小乾燥密度 $\rho 2$ (g/cm <sup>3</sup> )	相対密度 Dr(%)	細粒分含有率 Fc(%)	均等係数 U <sub>c</sub>	D10 (mm)	D30 (mm)	D60 (mm)	試料長 L(cm)	流出水圧 F(MPa)	換算水頭 H <sub>o</sub> (cm)	限界動水勾配 I <sub>c</sub>	透水係数 K(cm/s)
K- S1	13.15~13.95	1.29	1.39	1.02	78.6	15.1	3.9	0.02	0.17	0.24	15.4	0.053	437.5	28.4	2.0 × 10 <sup>-4</sup>
	14.00~14.95	1.39	1.45	1.07	87.8	10.9	4.2	0.06	0.17	0.25	14.9	0.085	756.0	50.7	8.0 × 10 <sup>-4</sup>
	15.00~15.35	1.49	1.48	1.09	101.9	15.1	9.3	0.03	0.18	0.28	15.1	0.078	682.5	45.2	3.0 × 10 <sup>-4</sup>
	15.40~16.25	1.40	1.41	1.04	98.0	12.7	5.0	0.05	0.18	0.25	15.0	0.065	560.0	37.3	6.0 × 10 <sup>-4</sup>
	16.30~16.95	1.44	1.46	1.10	95.8	9.3	2.8	0.08	0.17	0.23	15.2	0.030	217.0	14.3	6.0 × 10 <sup>-4</sup>
	17.00~17.75	1.41	1.38	1.05	106.8	8.1	2.4	0.11	0.19	0.26	15.0	0.043	339.5	22.6	1.2 × 10 <sup>-3</sup>
	17.80~18.45	1.37	1.39	1.03	95.8	8.4	2.7	0.09	0.20	0.24	15.0	0.020	119.0	7.9	5.0 × 10 <sup>-4</sup>
— // —	1.42	1.45	1.06	94.3	8.2	2.6	0.09	0.18	0.23	14.9	0.038	290.5	19.5	1.1 × 10 <sup>-3</sup>	
S2	23.20~24.10	1.51	1.42	1.10	120.5	3.6	1.9	0.13	0.19	0.25	15.0	0.380+	3647.0+	243.1+	2.0 × 10 <sup>-4</sup>
	24.15~24.80	1.49	1.43	1.10	113.4	4.0	2.0	0.11	0.17	0.22	15.0	0.210+	1981.0+	132.1+	6.0 × 10 <sup>-4</sup>
	— // —	1.49	1.46	1.12	106.6	4.5	1.9	0.11	0.18	0.22	15.0	0.370+	3549.0+	236.6+	3.0 × 10 <sup>-4</sup>
S4	36.95~37.45	1.70	1.59	1.29	127.8	3.0	2.5	0.16	0.30	0.40	15.1	0.080	707.0	46.8	2.0 × 10 <sup>-4</sup>
	37.50~37.85	1.63	1.56	1.27	118.8	1.5	1.6	0.18	0.23	0.30	14.9	0.040	315.0	21.1	2.7 × 10 <sup>-3</sup>
	37.90~38.20	1.63	1.57	1.26	115.0	2.3	1.7	0.19	0.25	0.33	14.9	0.045	364.0	24.4	4.0 × 10 <sup>-4</sup>
	38.25~39.25	1.66	1.57	1.28	123.9	3.0	1.9	0.17	0.25	0.33	15.0	0.180	1687.0	112.5	5.0 × 10 <sup>-4</sup>
	39.30~40.05	1.67	1.59	1.30	121.5	2.0	1.7	0.27	0.34	0.44	15.2	0.038	290.5	19.1	5.0 × 10 <sup>-5</sup>
S5	42.80~43.70	1.84	1.62	1.34	157.2	2.1	3.2	0.29	0.52	0.93	15.1	0.033	241.5	16.0	1.0 × 10 <sup>-4</sup>
	43.75~44.70	1.74	1.67	1.37	118.4	2.5	2.1	0.30	0.46	0.64	15.1	0.040	315.0	20.9	1.0 × 10 <sup>-4</sup>
	— // —	1.72	1.59	1.31	138.7	2.1	1.7	0.30	0.43	0.51	15.0	0.035	266.0	17.7	4.0 × 10 <sup>-4</sup>
	44.80~45.30	1.75	1.64	1.40	136.7	2.0	1.8	0.45	0.62	0.80	15.2	0.025	168.0	11.1	—
	45.35~46.30	1.74	1.67	1.40	120.9	2.5	2.4	0.35	0.64	0.85	15.2	0.025	168.0	11.1	3.0 × 10 <sup>-4</sup>



注) K-S1, 2, 4, 5 は表 4.3.1 の地層区分の記号を示す。

図 4.3.9 換算N値と平均相対密度の層別分布 (鉄道総研構内)

標として挙げた結果のうち、N値を 30cm 貫入での打撃回数に換算した換算N値とし、相対密度との関係を図 4.3.9 に示す。図中の値はボーリング孔が異なることを考慮し、表 4.3.1 の共通する地盤記号で対比される各データの層別の平均を示す。点数は少ないものの、換算N値と相対密度には直線回帰式で表現できる関係が確認される。ところで、このN値と相対密度の関係は従来から知られ、両指標の関係は様々な換算式等で提案されている(例えば、Terzaghi and Peck (1948)<sup>12)</sup>、Meyerhof (1956)<sup>13)</sup>)。この関係に関する検討は本論の目的ではないが、少なくともこの関係から相対密度は砂質土の力学的な特性を示す指標であることが認められる。同様に、弾性係数、変形係数を対比される層別に整理した結果も、深度とともに相対密度の増加に伴い大きくなる関係が見られる。なお、P波速度については礫層、K-S1 およびその下位層という速度分布が見られ、K-S1 が上総層群相当層の表層ゆるみの影響範囲に当たることを示唆している。

また、粒度分布と密度特性に見られる特徴として、K-S1 では細粒分含有率が高く、均等係数も概ね大きな値を示す細粒砂層で、乾燥密度も  $1.40\text{g/cm}^3$  前後である。一方、下位の砂層は細粒分含有率 5% 未満、均等係数 2~3 程度と小さく、乾燥密度の大きい粗粒砂で特徴づけられる。

#### b. 限界動水勾配に関する検討

浸透崩壊実験の結果として得た各試料の限界動水勾配を目的変数、粒度特性や密度特性を示す土質試験結果を説明変数として重回帰分析を行い、相互の関係を検討した。各変数間の相関行列を表 4.3.3 に示す。説明変数とした変数群の相関性は総じて高いことがわかる。このうち、均等係数のみ他の変数に比べて独立性が認められるが、細粒分含有率との相関係数は 0.773 と高い。また、各説明変数と限界動水勾配との単相関係数は総じて小さく、相対密度を含めて密度特性を示す変数では 0.01 未満、粒度特性では 0.1~0.35 である。重回帰分析の結果では、表 4.3.4 に示すように全変数法により重相関係数 0.71 の重回帰式は得られたが、前述のように各変数の独立性が低いため、分析精度としては低い結果と判断される。

次に、K-S2 に対比される試料の欠測は、試料の限界動水勾配が大きく、実験装置の能力を越えた水圧となったために崩壊に至る前に実験を終了せざるを得なかったことによる。同一層中で K-S2 のみが高い限界動水勾配となった理由は次のように考えられる。この砂層は構成砂粒子、粒度分布および密度特性はその上下位層と大きく変わらないものの、この区間の特徴として全体が緑灰色ないし青灰色の細粒砂層で近傍のボーリングでは「固結度が高く、棒状コア」としてコア状態が記載されている。従来より未固結砂層中に部分的に固結度の高い層を挟在する場合があります。トンネル切羽の自立性を検討するうえでは棒状コアとして採取されるか否かが重要な判定とされている。このような部分的な固結度の違いは、凝灰質な層やその二次堆積物の挟在、固結粘土層の分布による影響等が考えられるが、本地盤の場合は K-S2 の下位に固結度の高い粘性土が互層状に分布することに関連した現象であると推察される。以上のことから、K-S2 は棒状コアとして採取される強度を持った砂層であり、浸透崩壊実験で検討する範囲外の試料であったと判断され、さらに棒状コアの状態で採取可能な砂質土地盤については、限界動水勾配は十分に大きいことが推定可能である。

#### (2) 調整試料の実験結果

調整試料を用いた実験結果を、試料の物性値と限界動水勾配について検討する。これらの試料を用いた実験は、主に次の 2 つの問題の検討を目的とした。

- ① 不攪乱試料と同程度の密度特性、粒度分布での実験結果の再現性の検討
- ② 不攪乱試料で得られない広範囲の物性値での実験結果の検討

#### a. 試料の物性値に関する検討

各試料の調整物性値、実験結果を表 4.3.5 に示す。試料の調整に当たっては、主に粒度分布として細粒分含有率  $F_c$  を 5, 10, 15%, 均等係数  $U_c$  を 2, 5, 10 を基本の組み合わせ要素とし、さらに  $F_c=15\%$  でのみ  $U_c=15$  のケースを加え、全 10 種類とした。

表 4.3.3 ホ-リク不攪乱試料の実験から求めた物性値の相関行列 (鉄道総研構内)

	試料乾燥密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	最大乾燥密度 $\rho 1$ (g/cm <sup>3</sup> )	最小乾燥密度 $\rho 2$ (g/cm <sup>3</sup> )	相対密度 Dr (%)	細粒分含有率 Fc (%)	均等係数 Uc	10%粒径 D10 (mm)	30%粒径 D30 (mm)	60%粒径 D60 (mm)	限界動水勾配 lc
$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.000	0.956	0.967	0.934	-0.874	-0.424	0.867	0.829	0.829	-0.057
$\rho 1$ (g/cm <sup>3</sup> )	0.956	1.000	0.985	0.793	-0.825	-0.407	0.869	0.846	0.813	-0.057
$\rho 2$ (g/cm <sup>3</sup> )	0.967	0.985	1.000	0.842	-0.888	-0.516	0.919	0.871	0.826	-0.085
Dr (%)	0.934	0.793	0.842	1.000	-0.832	-0.418	0.802	0.747	0.776	-0.077
Fc (%)	-0.874	-0.825	-0.888	-0.832	1.000	0.773	-0.840	-0.698	-0.643	0.109
Uc	-0.424	-0.407	-0.516	-0.418	0.773	1.000	-0.577	-0.399	-0.300	0.174
D10 (mm)	0.867	0.869	0.919	0.802	-0.840	-0.577	1.000	0.944	0.874	-0.316
D30 (mm)	0.829	0.846	0.871	0.747	-0.698	-0.399	0.944	1.000	0.965	-0.351
D60 (mm)	0.829	0.813	0.826	0.776	-0.643	-0.300	0.874	0.965	1.000	-0.332
lc	-0.057	-0.057	-0.085	-0.077	0.109	0.174	-0.316	-0.351	-0.332	1.000

89

表 4.3.4 ホ-リク不攪乱試料の実験結果を用いた重回帰分析結果 (鉄道総研構内)

説明変数名	偏回帰係数	標準偏回帰係数	F値	T値	標準誤差	偏相関	単相関	符号チェック
試料乾燥密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	-387.462	-2.565	0.072	-0.269	1441.855	-0.109	-0.057	
最大乾燥密度 $\rho 1$ (g/cm <sup>3</sup> )	-78.477	-0.312	0.002	-0.047	1676.380	-0.019	-0.057	
最小乾燥密度 $\rho 2$ (g/cm <sup>3</sup> )	738.910	4.096	0.891	0.944	782.691	0.360	-0.085	x
相対密度 Dr (%)	1.772	1.405	0.107	0.326	5.429	0.132	-0.077	x
細粒分含有率 Fc (%)	3.466	0.665	0.103	0.320	10.815	0.130	0.109	
均等係数 Uc	0.542	0.040	0.001	0.039	14.032	0.016	0.174	
10%粒径 D10 (%)	-291.223	-1.444	0.637	-0.798	364.790	-0.310	-0.316	
30%粒径 D30 (%)	-82.999	-0.527	0.049	-0.221	376.404	-0.090	-0.351	
60%粒径 D60 (%)	-23.503	-0.216	0.016	-0.125	188.075	-0.051	-0.332	
定数項	-268.47635							

注1) 表中の分析結果は表4.3.3の限界動水勾配lcを目的変数, その他の物性値を説明変数とする重回帰分析結果である。

注2) 重回帰分析の結果, 得られた重相関係数はR=0.701である。

表 4.3.5 調整試料を用いた浸透崩壊実験結果総括表（鉄道総研構内）

試験項目 試料番号	物性条件									試験結果			
	試料乾燥 密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	最大乾燥 密度 $\rho 1$ (g/cm <sup>3</sup> )	最小乾燥 密度 $\rho 2$ (g/cm <sup>3</sup> )	相対密度 Dr(%)	細粒分 含有率 Fc(%)	均等係数 Uc	10%粒径 D10(mm)	30%粒径 D30(mm)	60%粒径 D60(mm)	試料長 L (cm)	流出水圧 F(MPa)	換算水頭 Ho (cm)	限界動水 勾配 Ic
① 4ケース	1.36	1.49	1.20	60.0	2.0	2.3	0.13	0.21	0.30	15.3	0.010	130	8.5
	1.46			91.5						15.3	0.015	179	11.7
	1.48			97.0						15.3	0.020	228	14.9
	1.58			124.0						14.0	0.045	473	33.8
② 3ケース	1.49	1.63	1.32	60.0	2.0	4.7	0.14	0.33	0.66	14.7	0.015	179	12.2
	1.63			100.0						15.3	0.018	203.5	13.3
	1.69			115.1						14.3	0.028	301.5	21.1
③ 3ケース	1.75	1.70	1.40	113.3	2.0	10.3	0.16	0.52	1.65	14.0	0.010	130	9.3
	1.93			155.6						13.6	0.024	267.2	19.6
④ 3ケース	1.37	1.45	1.17	75.5	5.0	1.9	0.11	0.17	0.21	14.8	0.015	179	12.1
	1.47			105.7						14.7	0.020	228	15.5
	1.53			121.8						14.8	0.035	375	25.3
⑤ 3ケース	1.50	1.58	1.30	75.2	5.0	4.6	0.11	0.25	0.51	14.8	0.012	144.7	9.8
	1.57			97.0						15.1	0.018	203.5	13.5
	1.67			125.0						14.8	0.033	350.5	23.7
⑥ 3ケース	1.71	1.71	1.36	100.0	5.0	7.7	0.11	0.30	0.85	14.2	0.013	154.5	10.9
	1.81			121.5						14.0	0.030	326	23.3
	1.82			123.5						14.8	0.033	350.5	23.7
⑦ 3ケース	1.34	1.47	1.13	67.8	10.0	2.0	0.07	0.11	0.15	15.0	0.023	252.5	16.8
	1.45			95.4						15.4	0.038	399.5	25.9
	1.56			119.6						15.2	0.083	840.5	55.3
⑧ 3ケース	1.55	1.61	1.25	86.6	10.0	4.9	0.07	0.18	0.36	14.2	0.020	228	16.1
	1.64			106.4						14.6	0.048	497.5	34.1
	1.66			110.5						15.3	0.065	669	43.7
⑨ 3ケース	1.81	1.71	1.35	120.7	10.0	10.0	0.07	0.26	0.74	13.4	0.013	154.5	11.5
	1.78			114.7						14.3	0.053	546.5	38.2
	1.79			116.8						15.0	0.100	1012	67.5
⑩ 3ケース	1.64	1.70	1.35	85.9	10.0	14.9	0.07	0.31	1.10	14.7	0.010	130	8.8
	1.84			129.3						13.8	0.068	693.5	50.3
	1.87			135.1						14.3	0.050	522	36.5

細粒分含有率と均等係数の関係を、不攪乱試料の粒度分析結果とともに図 4.3.10 に示す。前述の地盤土質条件の相関分析結果（表 4.3.2）から、実地盤試料では相関係数は小さいものの正の相関が見られる関係が認められるが、調整試料ではその回帰式に近い分布とともに、均等係数の大きい不均質な試料とした。

試料の最大・最小密度は図 4.3.11 のように、実地盤試料での回帰式にほぼそった分布となっている。また、実地盤の最大・最小密度には 2 つのデータ群が明らかに区分されるが、調整試料ではその中間の密度特性を持つ試料があり、この関係は図 4.3.12, 4.3.13 の乾燥密度、相対密度と最小密度との関係でも不攪乱試料を含む、より広範囲な条件での試料であると判断される。

さらに、粒度分布と密度特性の関係では、図 4.3.14, 4.3.15 に示すように実地盤の細粒分含有率や均等係数と相対密度に見られる分散をほぼ網羅し、より広範囲な密度が設定されていることがわかる。

以上の関係から、粒度および密度に関わる特性に着目した調整試料の条件は、不攪乱試料として採取した試料の状態に対して乱した試料ながら類似し、かつより広範囲な条件の試料と判断される。

#### b. 限界動水勾配に関する検討

前述の不攪乱試料と同様な検討として、重回帰分析を行った。各変数間の相関行列を表 4.3.6 に示す。この結果と前述の不攪乱試料での分析結果の比較から次のことが認められる。

- ①説明変数間の相関関係は不攪乱試料の結果に比べて総じて低くなる。
- ②目的変数である限界動水勾配との相関関係は逆に高くなる傾向にある。

①については、実験試料が粒度、密度を調整することにより大きくばらつきを持った条件とした結果と考えられる。これに対し、②の傾向は同様の理由で試料の特性がより明瞭な関係として限界動水勾配に反映されたことと合わせ、一度試料を乱した状態としたことにより初生的な固結程度による強度のばらつきが初期化されたことに起因すると考えられる。

重回帰分析の結果を表 4.3.7 に示す。分析から得られる重相関係数は、全変数法で  $r=0.80$ 、 $F$  値を 2 とした増減変数法では細粒分含有率、相対密度および 60% 粒径が抽出され、重相関係数は  $r=0.73$  となった。この抽出された 3 つの説明変数のうちで十分な  $F$  値、偏相関係数を持つのは細粒分含有率、相対密度であり、2 変数を目的変数とした回帰でも重相関係数は  $r=0.70$  と比較的高い傾向が認められる。

この結果、少なくとも乱した試料を配合、調整した試料を用いた本実験の場合、細粒分含有率と相対密度が限界動水勾配に対して高い寄与率を持つことが明らかとなった。この変数間の関係を検討するため、限界動水勾配と重要な物

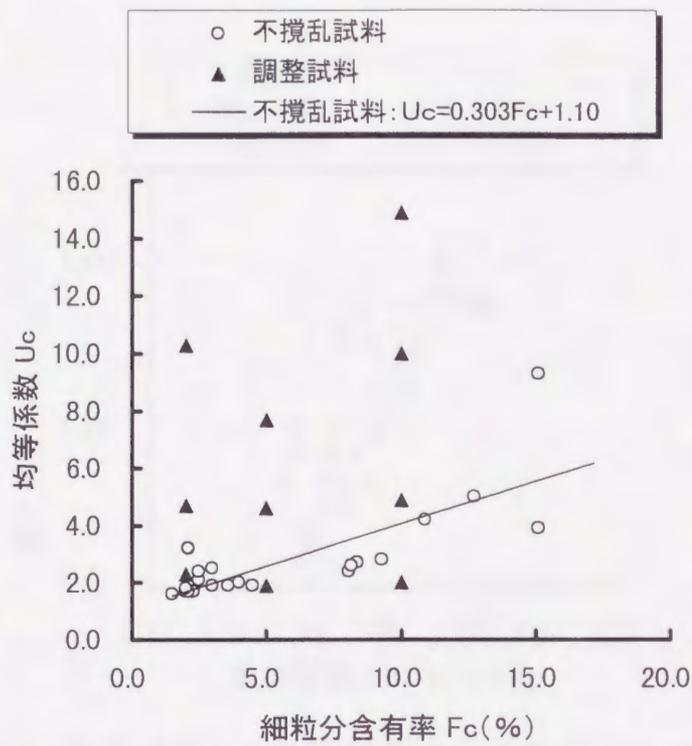


図 4.3.10 調整試料と不攪乱試料の粒度特性の関係（鉄道総研構内）

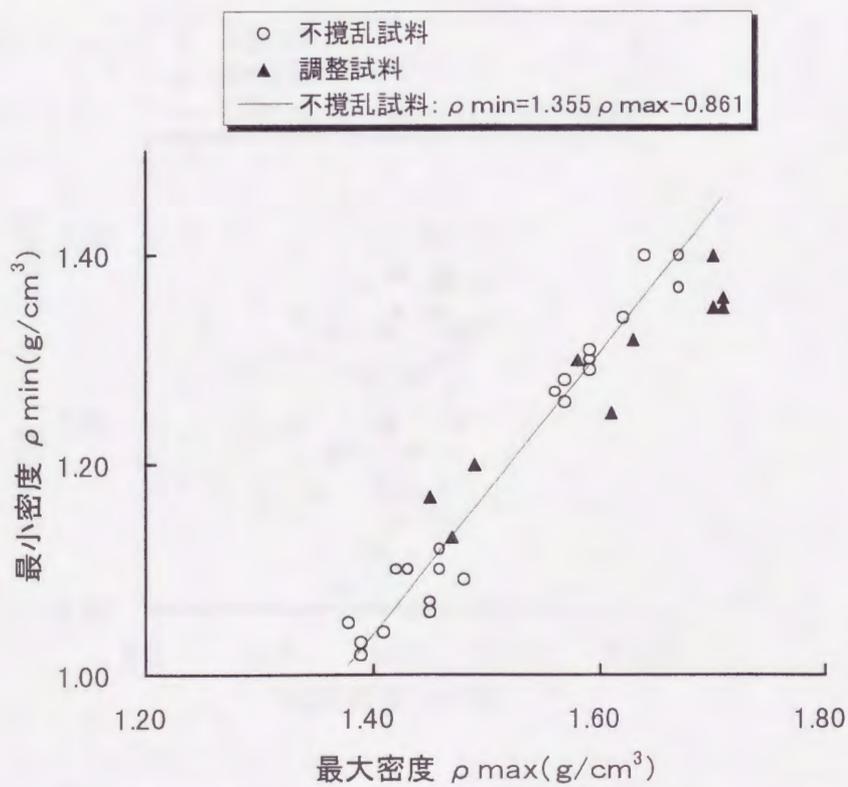


図 4.3.11 調整試料と不攪乱試料の最大・最小密度の関係（鉄道総研構内）

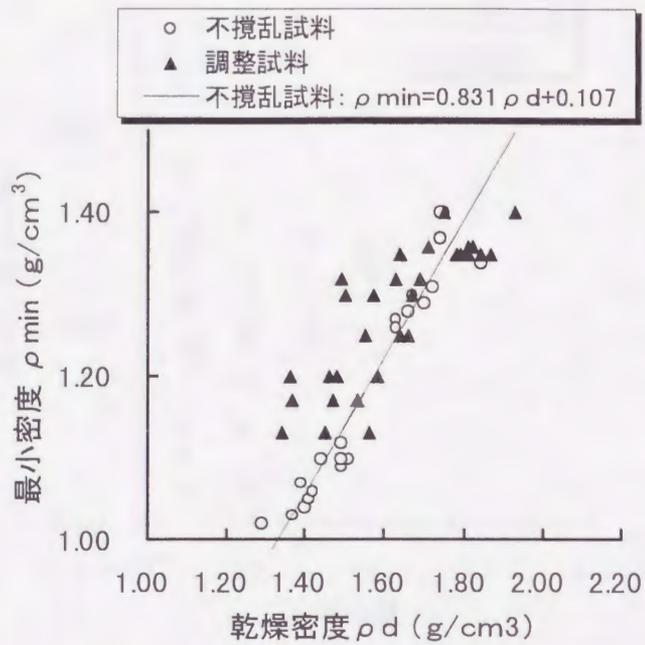


図 4.3.12 調整試料と不攪乱試料の乾燥密度－最小密度の関係  
(鉄道総研構内)

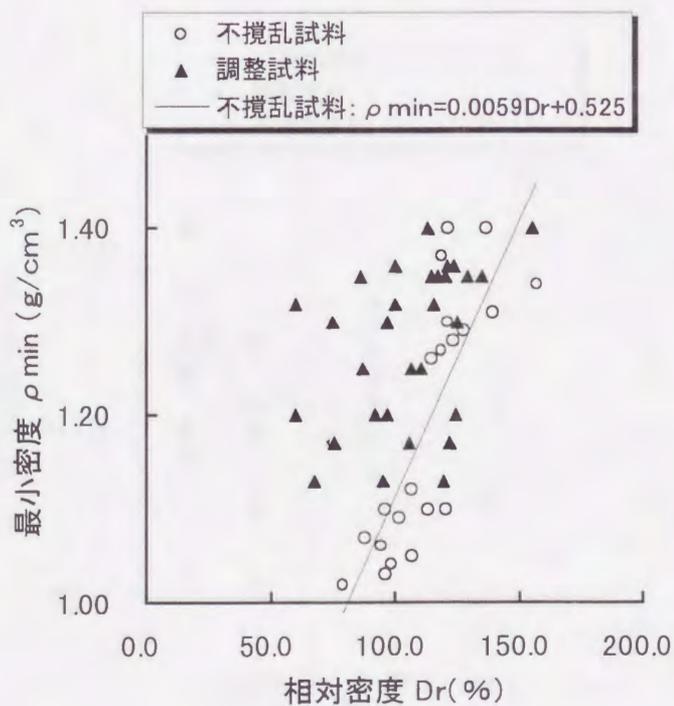


図 4.3.13 調整試料と不攪乱試料の相対密度－最小密度の関係  
(鉄道総研構内)

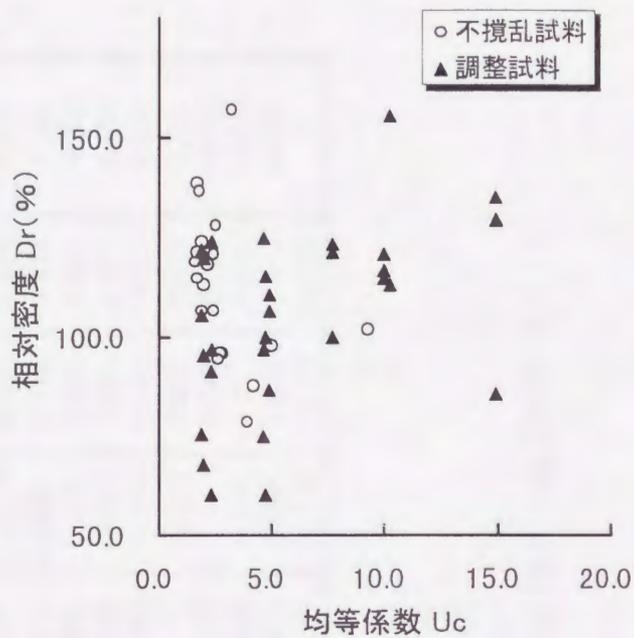


図 4. 3. 14 調整試料と不攪乱試料の均等係数－相対密度の関係  
(鉄道総研構内)

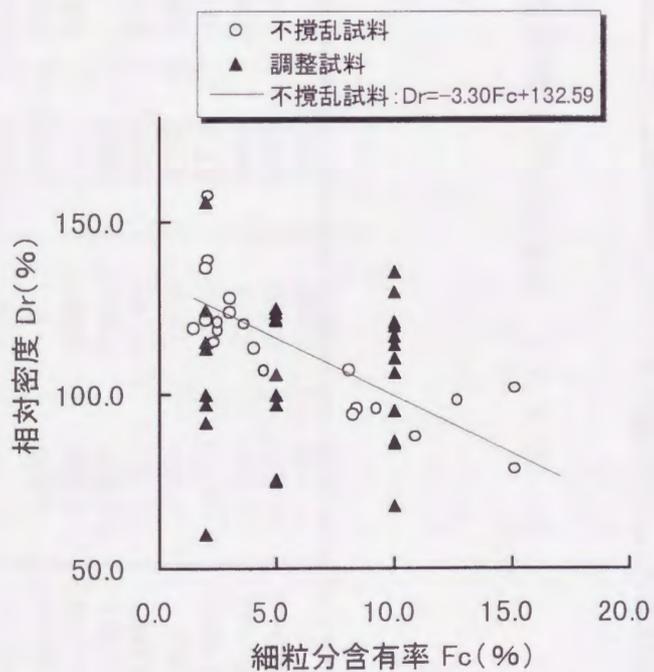


図 4. 3. 15 調整試料と不攪乱試料の細粒分含有率－相対密度の関係  
(鉄道総研構内)

表 4.3.6 調整試料の実験から求めた物性値の相関行列（鉄道総研構内）

	試料乾燥密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	最大乾燥密度 $\rho 1$ (g/cm <sup>3</sup> )	最小乾燥密度 $\rho 2$ (g/cm <sup>3</sup> )	相対密度 Dr(%)	細粒分含有率 Fc(%)	均等係数 Uc	10%粒径 D10(mm)	30%粒径 D30(mm)	60%粒径 D60(mm)	限界動水勾配 lc
$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1	0.865	0.830	0.807	0.180	0.801	-0.070	0.663	0.785	0.370
$\rho 1$ (g/cm <sup>3</sup> )	0.865	1	0.951	0.409	0.186	0.858	-0.082	0.714	0.820	0.140
$\rho 2$ (g/cm <sup>3</sup> )	0.830	0.951	1	0.403	-0.070	0.806	0.174	0.852	0.881	-0.016
Dr(%)	0.807	0.409	0.403	1	0.101	0.443	-0.017	0.383	0.475	0.485
Fc(%)	0.180	0.186	-0.070	0.101	1	0.350	-0.976	-0.414	-0.104	0.550
Uc	0.801	0.858	0.806	0.443	0.350	1	-0.247	0.629	0.833	0.231
D10(mm)	-0.070	-0.082	0.174	-0.017	-0.976	-0.247	1	0.556	0.260	-0.538
D30(mm)	0.663	0.714	0.852	0.383	-0.414	0.629	0.556	1	0.936	-0.204
D60(mm)	0.785	0.820	0.881	0.475	-0.104	0.833	0.260	0.936	1	-0.035
lc	0.370	0.140	-0.016	0.485	0.550	0.231	-0.538	-0.204	-0.035	1

95

表 4.3.7 調整試料の実験結果を用いた重回帰分析結果（鉄道総研構内）

説明変数名	偏回帰係数	標準偏回帰係数	F値	有意差判定確率	判定マーク	T値	標準誤差	偏相関	単相関	符号チェック
細粒分含有率Fc(%)	2.085	0.4679	11.772	0.002	[**]	3.431	0.608	0.558	0.550	
相対密度 Dr(%)	0.376	0.5564	13.038	0.001	[**]	3.611	0.104	0.578	0.485	
60%粒径 D60(mm)	-9.430	-0.2505	2.642	0.116	[ ]	-1.625	5.802	-0.304	-0.035	
定数項	-29.827									

注1)表中の分析結果は表4.3.6の限界動水勾配lcを目的変数、その他の物性値を説明変数とする重回帰分析結果である。

注2)表中の3つの説明変数は増減変数法(F値が2以上の変数を抽出)により選択された変数である。

注3)重回帰分析の結果、得られた重相関係数はR=0.73である。

性値の関係を図 4.3.16(a)~(d)に図化する。ここに挙げた 4 変数と限界動水勾配には次のような関係が見られる。

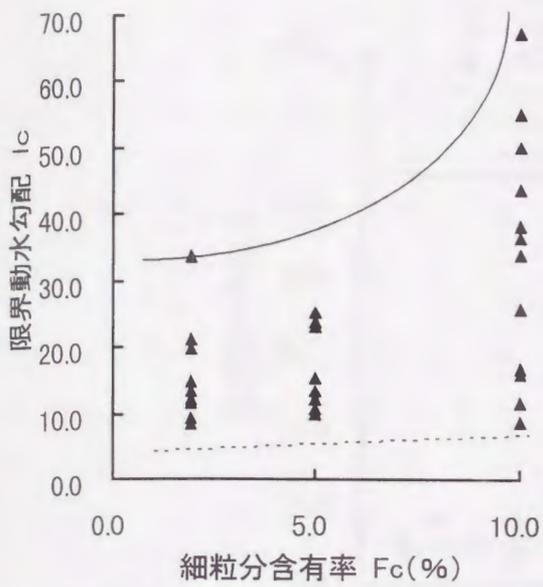
- ①細粒分含有率は 2,5%では大きな違いはなく低い限界動水勾配の領域に集中するが,10%では広い分散を示す。この 10%での分布の特徴は最小値は 2,5%と大きく変わらず,最大値が大きく,かつ分布が偏らない点にある(図 4.3.16(a))。
- ②均等係数は重回帰分析結果でもわかるように少なくとも本実験では限界動水勾配との相関性等の特徴は認められない(図 4.3.16(b))。
- ③密度特性を示す乾燥密度, 相対密度と限界動水勾配は幅を持った相関性が認められる。なお, この 2 変数は前述の 4.3.1 式で表わされる密接な関係にある(図 4.3.16(c)~(d))。

以上の検討結果に基づき, 本実験で求めた限界動水勾配は相対密度と細粒分含有率の組み合わせにより, 図 4.3.17 のように表わすことができる。この図は限界動水勾配と相対密度の関係を各試料の細粒分含有率をパラメータとして図化した結果である。ここに, 各細粒分含有率ごとの限界動水勾配と相対密度の関係は図中の曲線で示す下に凸の指数増加関数で回帰される関係にある。また, 各回帰曲線の比較から, 作成した調整試料の細粒分含有率の範囲では, 同じ相対密度での限界動水勾配は細粒分含有率の増加に伴って大きくなる, つまり回帰曲線が安全側になることが確認された。

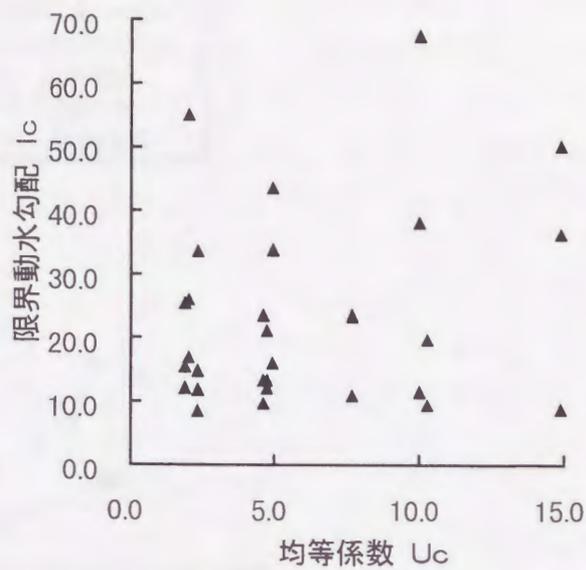
### (3) 限界動水勾配と細粒分含有率の関係

限界動水勾配を実験的に求めることを試みた検討結果を不攪乱試料と調整試料での結果の比較という観点から図 4.3.18 に整理する。これは前述の調整試料による検討で得た細粒分含有率をパラメータとする限界動水勾配と相対密度の指数回帰曲線を限界動水勾配を対数表示し, さらに不攪乱試料での結果を凡例に示すように調整試料での  $F_c=2, 5, 10\%$  に対応する  $0 < F_c < 3$ ,  $3 < F_c < 10$ ,  $10 < F_c$  の範囲で模様区分して示した結果である。この結果から, 不攪乱試料の実験値は前述のように全体としては大きなばらつきを持って分布する。一方, それぞれの区分された細粒分含有率の範囲では, 対応する回帰曲線より相対密度に対して限界動水勾配の高い領域にあり, かつ曲線の伸びの方向に調和的な分布をとる。この関係は, 調整試料から得られる実験結果が同地盤を構成する砂質土の, 細粒分含有率と相対密度からなる条件での最小の限界動水勾配であることを意味する。

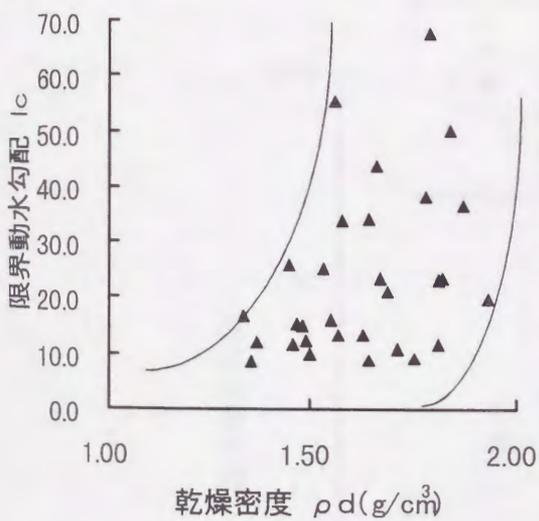
本実験では, 両試験結果をそれぞれ統計的に検討することで直接求めた限界動水勾配に寄与する条件項目を抽出することを試みた。その結果は必ずしも両試料で一致していない。この原因には, 不攪乱試料が 1 孔のボーリング試料で, その物性値が限られた範囲となったことが挙げられる。この点については, 上



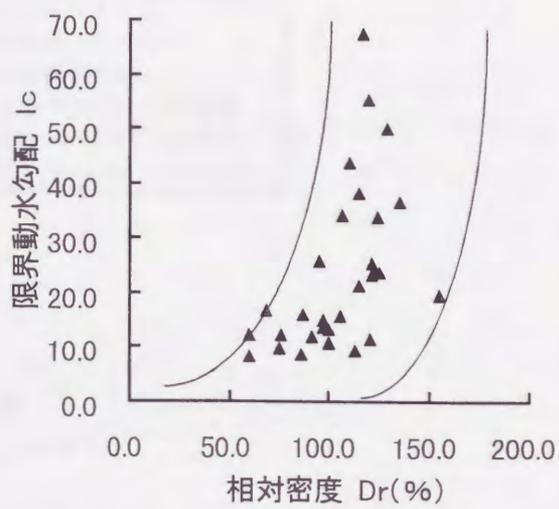
a. 細粒分含有率と限界動水勾配の関係



b. 均等係数と限界動水勾配の関係



c. 乾燥密度と限界動水勾配の関係



d. 相対密度と限界動水勾配の関係

図 4.3.16 調整試料の実験結果に基づく物性値の関係 (鉄道総研構内)

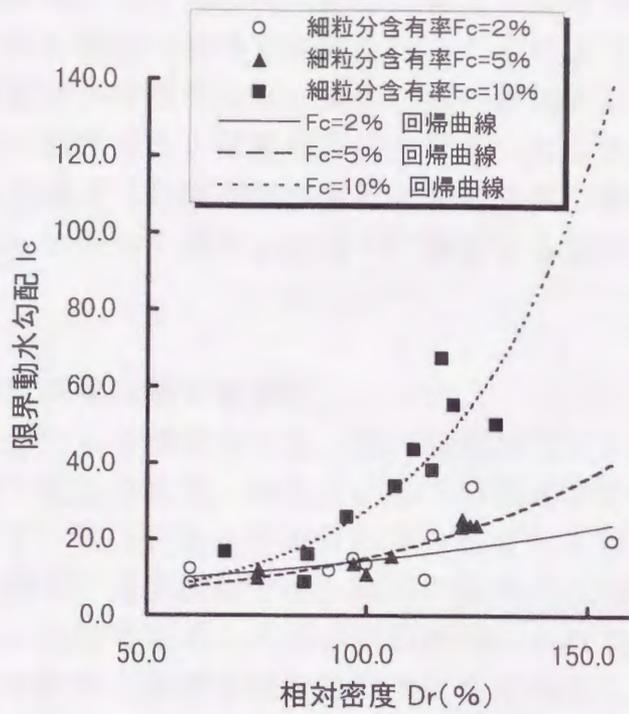


図 4.3.17 細粒分含有率で区分した相対密度と限界動水勾配の関係 (鉄道総研構内)

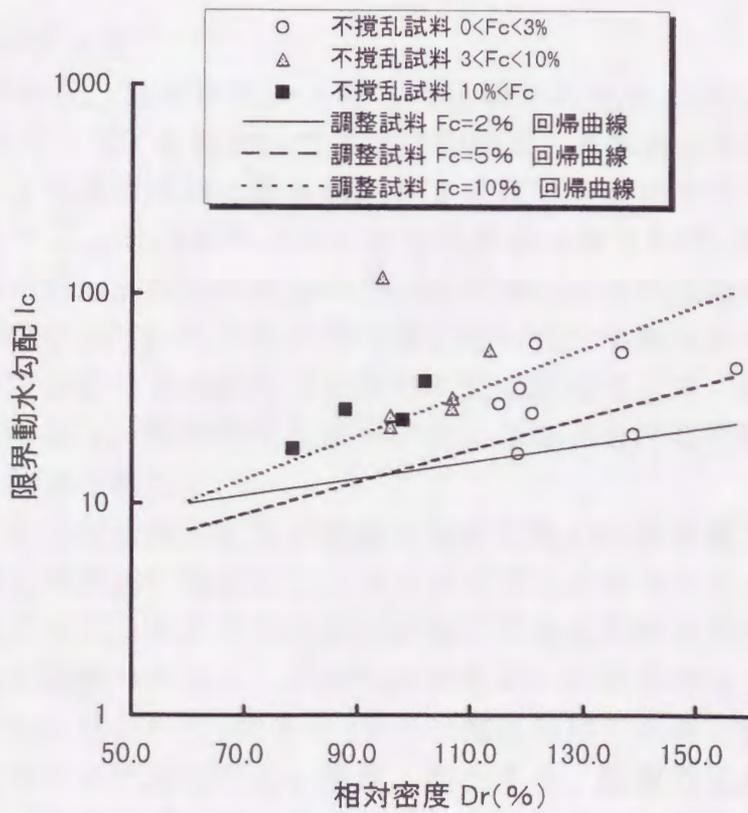


図 4.3.18 細粒分含有率で区分した調整試料での回帰曲線と不攪乱試料の実験結果の関係 (鉄道総研構内)

記の調整試料の結果として得られた回帰曲線との分布傾向の類似性から、同種の砂質土で広い条件範囲の試料で実験を行うことにより両試験結果は同様な傾向を強くする可能性が推察される。また、別の原因として実験段階で検討の対象とした物性値が密度特性と粒度分布のみであったことも挙げられるが、この点については本実験で得た限界動水勾配と相対密度、細粒分含有率の関係が一般的な関係であるか否かを異なる砂質土で検証する過程で明らかにする必要がある。

#### (4) 湧水量測定結果に関する検討

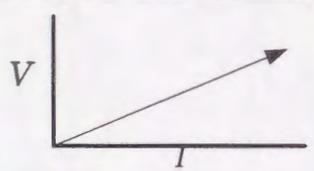
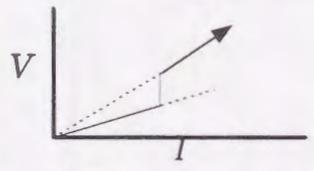
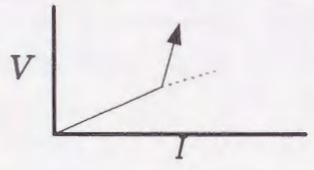
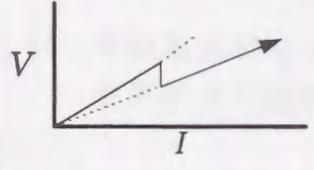
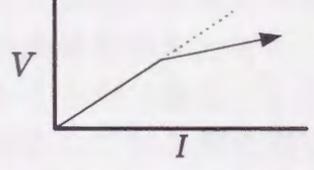
測定した切羽面からの湧出流量は、試料装着時ないし試験開始直後の小規模な砂質土の堆積や流動の発生、低水圧による微流速時の欠測、あるいは試料の飽和度の不十分さ、等の計測上の条件により必ずしも精度の高いデータとは言えない。また、通常の透水試験では、試料の飽和性の確保のために長時間の浸水や、場合によっては真空ポンプでの吸引が用いられる。しかしながら、本実験は前述のように試料崩壊認定時の負荷水圧を求めることを主目的とすることから、試料の強度低下の原因となることが懸念されたためこれらの方法は採らず、明らかに試料の状況や透水性に異常が発生した場合を除き、前述の条件で実験を行った。

##### a. 不攪乱試料の透水性

各供試体の試料長、負荷水圧から得られる動水勾配と計測した湧水量から Darcy の法則 (4.2.1 式) を仮定して見かけの流速、透水係数が求められる。一般に変水位法による透水試験は動水勾配を 0.5 以下の範囲で行うことが望ましいとされている<sup>14)</sup>。これは試料によりその境界値は異なるが、流速と動水勾配の直線関係が保たれる層流領域から非 Darcy 挙動をとる乱流領域に遷移することが実験的に確認されていることに基づき設定された実験条件である。しかしながら、本実験ではその目的からこの動水勾配の範囲を大きく超えた条件での透水実験を行っており、動水勾配と流速の間には非直線的な関係が実験結果の整理からも多く確認された。

各実験試料ごとの流量測定結果を流速と動水勾配の関係で整理した結果は、概して表 4.3.8 に模式的に図化するようなタイプに区分される。表中に現象的特徴として記すように、各タイプは加圧段階で明瞭な試料中での状態変化による透水性の変化で特徴づけられ、不攪乱試料を用いた実験ではこのうちの A、B タイプが主として見られた。図 4.3.19 に不攪乱試料での相対密度と限界動水勾配の関係をこのタイプ区分ごとに整理、図化する。間隙の拡大や閉塞の発生が推定される B、C タイプでは A タイプに比べ限界動水勾配が小さい傾向が確認される。また、本試料では B 1 と B 2 は同じ程度の限界動水勾配を持ち、相対密度条件により区分される傾向が認められるが、その理由は明らかではない。

表 4.3.8 加圧過程の透水性変化の形態区分

特徴 区分		浸透実験結果に見る特徴	
		動水勾配 (I) - 流速 (V) の形態的特徴	現象的特徴
Aタイプ			<p><b>試料状態安定型</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・全体に Darcy 則に沿った関係で、高水圧条件での崩壊発生で特徴付けられる。</li> </ul>
Bタイプ	B-1		<p><b>見かけ透水係数の不連続増加型</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・加圧段階で透水性が高くなり、その後見かけ上の Darcy 則(二次的な Darcy 流)に沿った関係で再度安定状態となることが多い。</li> </ul>
	B-2		<p><b>見かけ透水係数の連続増加型</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・加圧段階で透水性が大きくなり、その後非 Darcy 則の透水性の上昇関係を呈し、その後大きな負荷水圧によらず崩壊が発生することが多い。</li> </ul>
Cタイプ	C-1		<p><b>見かけ透水係数の不連続減少型</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・加圧段階で透水性が低くなり、その後見かけ上の Darcy 則(二次的な Darcy 流)に沿った関係で再度安定状態となることが多い。</li> </ul>
	C-2		<p><b>見かけ透水係数の連続減少型</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・加圧段階で透水性が小さくなり、その後非 Darcy 則の透水性の降下関係を呈し、その後大きな負荷水圧によらず崩壊が発生することが多い。</li> </ul>

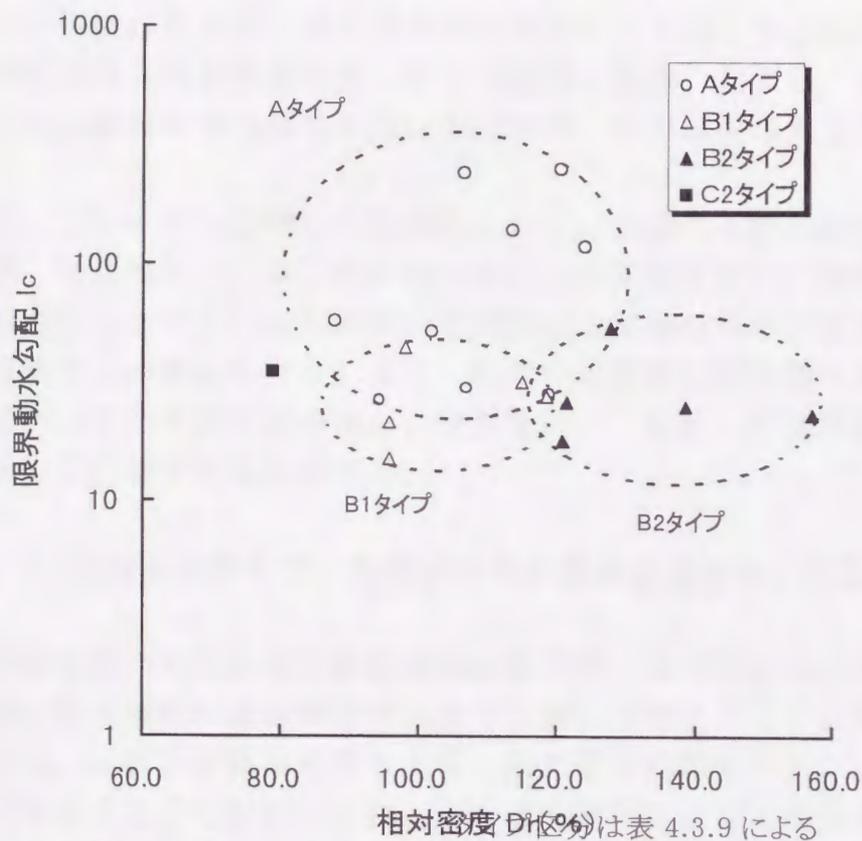


図 4.3.19 不攪乱試料を用いた透水性タイプ別の相対密度と  
限界動水勾配の関係（鉄道総研構内）

ところで、この透水性に関する状態変化は試料の崩壊、流出の発生を示す内部浸食や粒子の移動を示すと考えられる点では、試料の崩壊に至る初期的な境界条件と考えることができる。しかしながら、この透水性の変化点の発生以降でも、さらに加圧しても急激な崩壊に至らない場合も少なくない。特に B1、C1タイプでは試料の状態変化が発生した後、その状態が維持される状況が、図化された動水勾配と流量の関係において初期の原点をとる直線関係（初期 Darcy 流）と異なる直線関係（二次的 Darcy 流）、あるいは初期の直線関係に戻るような透水挙動から推察される。これらのことから、試料の崩壊の認定は前述の目視観察による試料全体の明らかな流動やパイピングホールの形成が見られる時点とした。なお、B2、C2タイプに区分した状態変化の進行が認められるものについては、現象的に崩壊の発生を示すと考えられる。しかしながら、総じてこれらのタイプは目視的な崩壊、流出の発生までに大きな加圧を必要とせず、他のタイプとの比較のうえでも大きな問題は無いと判断し、同様な目視による崩壊判定とした。

#### 4. 4 一次元浸透崩壊実験による切羽自立性評価の検討<sup>15)</sup>

トンネルを模擬した水平一次元浸透崩壊実験により得られる試料の限界動水勾配は、切羽の自立性を直接評価し得る可能性がある。ただし、前節のモデル実験では不攪乱試料と攪乱試料を用いた場合で、その結果は異なることがわかった。

本節では、このモデル実験結果の検証として、同様な不攪乱試料と調整試料による実験、攪乱状態で採取した試料のみによる実験を行い、実際に施工中に切羽流出の発生をみたトンネル事例の切羽状況と実験結果の対比を行うことにより、本実験手法の検証を行う。また、粒状土の重要な粒度特性の一つである礫含有率について同実験手法を用いた検討を行い、粒状土の限界動水勾配の評価試験法としての適用性を検討する。

##### 4. 4. 1 不攪乱試料を用いた切羽状況の浸透崩壊実験による検証

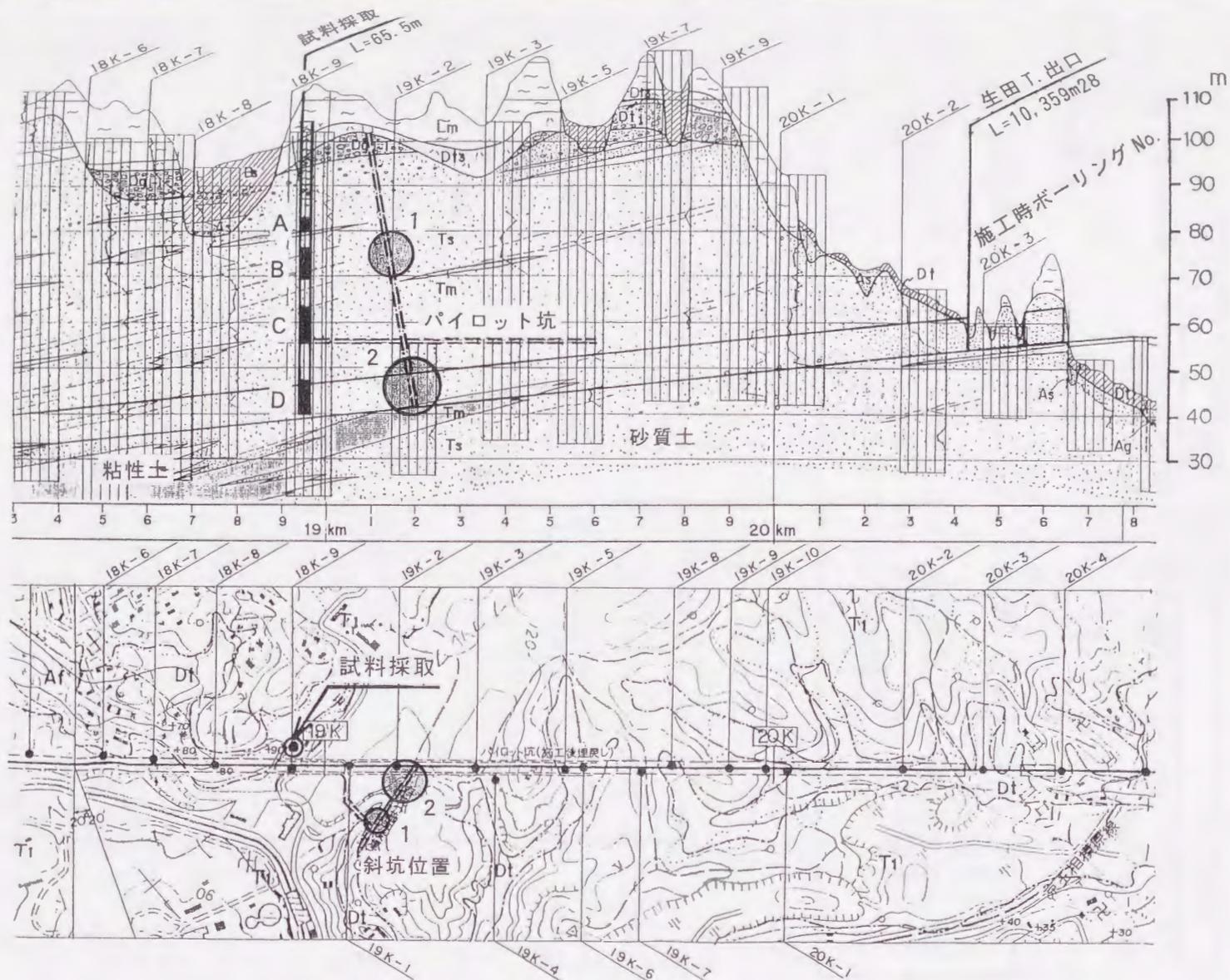
前述の実験で用いた試料は比較的細粒分含有率、均等係数の小さい試料が卓越し、従来の粒度特性による判定では流出し易い砂質土に区分される試料に当たる。しかし、実験の結果はかなり大きい限界動水勾配を持ち、これが相対密度に大きく依存することがわかった。この点を検証することを目的として、第3章2.2(2)で研究事例として挙げた武蔵野南線生田トンネル近傍で不攪乱試料を採取し、一次元浸透崩壊実験を行った。以下にその概要と主な実験結果を整理し、前節で記述した実験結果との比較をしたうえで地盤の評価に関する考察を行う。

##### (1) 試料採取地および試料条件の概要

###### a. 試料採取箇所の地形・地質および施工状況

生田トンネルは多摩丘陵の基盤をなす新第三紀鮮新世の上総層群中に施工され、特に採取地付近に分布する稲城砂層区間で湧水に伴う砂の流出を生じた事例である<sup>16), 17)</sup>。このうち、東長沼工区斜坑(掘削断面積 $16\text{m}^2$ )の掘削では図4.4.1の2箇所で切羽流出とともに切羽周辺の変状を生じ、大規模な地下水低下工法を追加施工する等、約200mの斜坑掘削に9ヶ月を要した。本工区は事前調査の結果から、 $0.2\sim 0.3\text{MPa}$ の水圧が予測される地下水の存在は知られたが、地盤の状態はN値50以上と総じて良好と判断された。さらに、切羽流出後の各種調査から流出箇所と自立箇所の物性値が整理され、その後の施工に向けて主に細粒分含有率10%をその後の主な判定区分とした(3.2.2(2)参照)。

このような施工状況と現地の立地条件を考慮し、試料採取位置を図4.4.1に示す位置とした。この位置は問題となった斜坑に近接し、施工時に周辺で多くの調査ボーリングが行われている。なお、これらのボーリング柱状図を詳細に

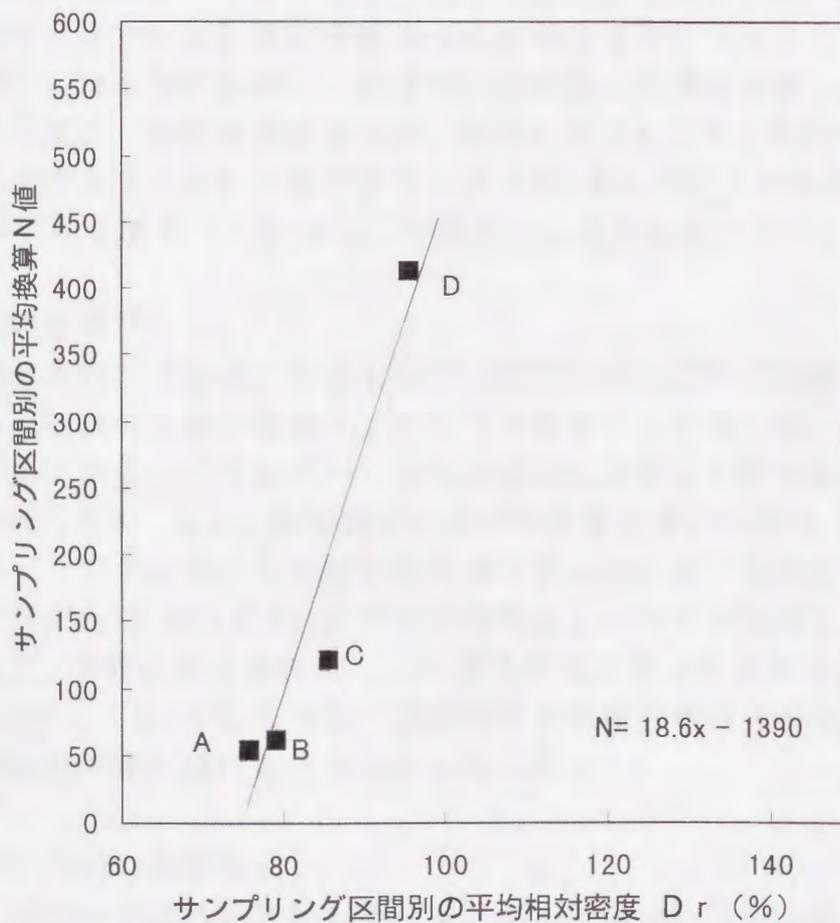


图中 A~D : 不攪乱試料採取区間, 1, 2 : 斜坑流出発生箇所

図 4.4.1 試料採取位置周辺の状況

表 4.4.1 生田トンネル東長沼工区斜坑での切羽流出発生状況<sup>17)</sup>

流出切羽位置	流出に伴う状況	主な対策
第1 流出地点 斜坑坑口より 57m 地点	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 80l/min の湧水に伴う流砂</li> <li>・ 矢板のはらみ</li> <li>・ 支保工とストラットのつなぎボルトの破断</li> <li>・ 10cm+ の支保工の沈下</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ ディープウェル 坑内から2本</li> <li>・ ウェルポイント 18本</li> </ul>
第2 流出地点 斜坑坑口より 127m 地点	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 300~400l/min の濁湧水に伴う流砂</li> <li>・ 流出土砂による切羽の埋没</li> <li>・ 施工基面上 19m の湛水</li> <li>・ 切羽湧水量の増加 (最大 1000 l/min)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ ディープウェル 当初坑内より2本 追加坑外から6本</li> <li>・ ウェルポイント</li> </ul>



注) 図中の A~D は図 4.4.1 のサンプリング区間に対応する。

図 4.4.2 換算 N 値と平均相対密度の層別分布 (生田トンネル斜坑付近)

見ると、当該地点周辺の稲城砂層は垂直、水平の両方向で層相変化が著しく、全体的には均質砂層というより不均質性に富む細粒砂優勢の互層地盤と考えるべき地層である。

#### b. 試料の状況と強度に関する検討

上述の流出箇所に対比される層準を検討した結果に基づき、4区間を設計採取深度とする三重管サンプリングを行った。ボーリングの施工延長は $L=65.5\text{m}$ で、このうち $25.35\text{m}$ を計37本のアクリル管で採取し、残りは普通コアボーリングとした。本地点近傍にはトンネル施工に先立ち18K-9ボーリングが水平離隔距離約 $40\text{m}$ の位置に施工されている<sup>18)</sup>。この2本のボーリングの成果に基づき、各柱状図から層相での対比を行ったうえで後述する土質試験から得た相対密度と18K-9孔での標準貫入試験から求めた換算N値の各区間平均による検討を行った。その結果を図4.4.2に示す。

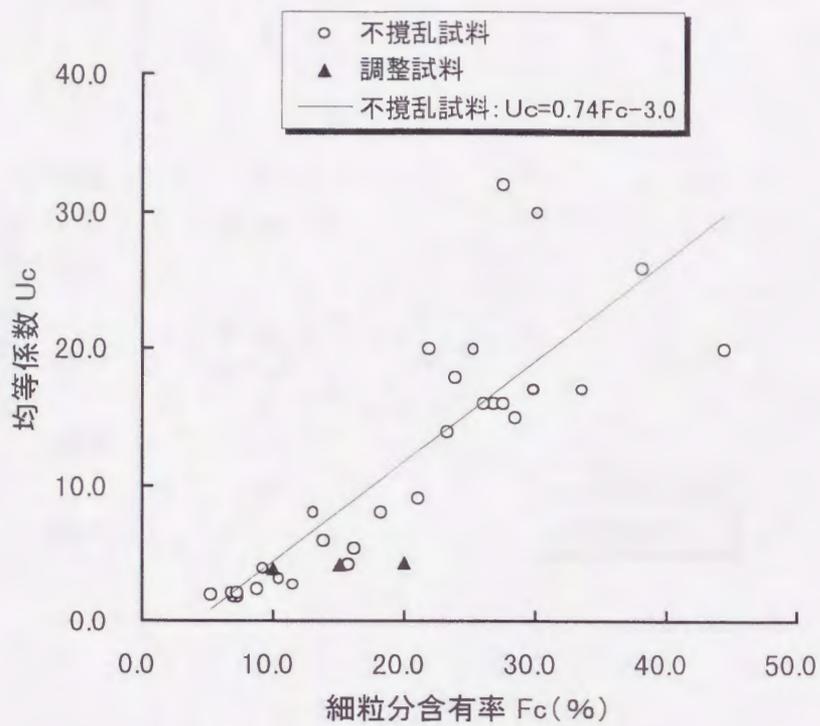
ここに、本地質の特徴として全体に細粒砂ないし泥質砂が卓越し、深度に伴い換算N値は大きくなり、かつこれに追随して相対密度も大きくなる。この関係は前節の実験地盤と同様に直線回帰されるが、その回帰式は大きく異なり、換算N値の大きさに対し相対密度は大きな傾きで特徴付けられる。また、本試料では採取した不攪乱試料の一部を用いた針貫入試験を実施し、試験器の特性曲線により換算一軸圧縮強度を求め、強度の目安とした。その結果、GL-40mまでの浅層部ではほとんど計測できない貫入値 $0\text{MPa}$ の状況が続き、以深では $0.1\sim 1\text{MPa}$ の範囲でばらつくが総じて砂質土としては強度の高いことを確認した。

### (2) 実験結果<sup>19)</sup>

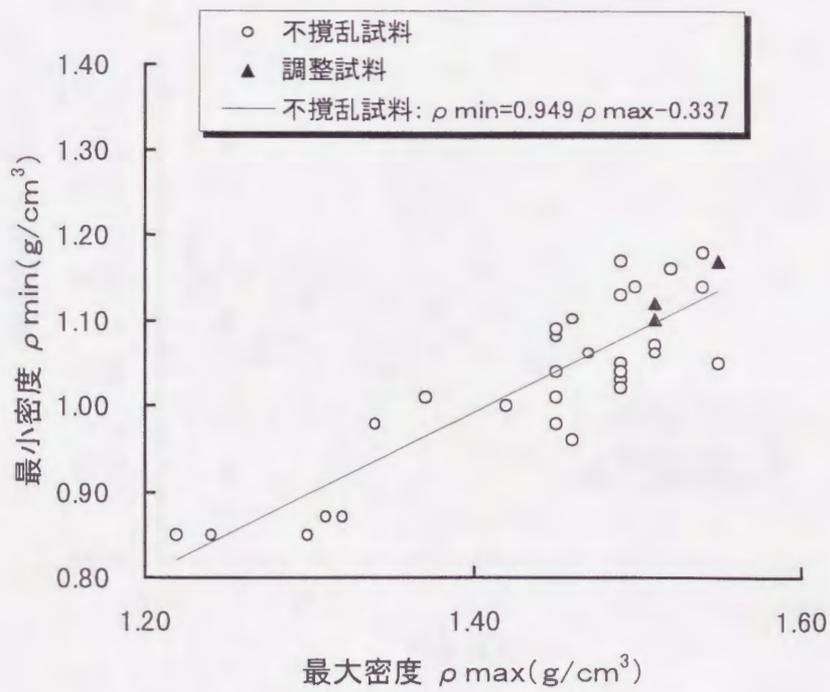
実験は基本的には前述の手法と同じ手順で不攪乱試料の実験を行い、続いて残りの不攪乱試料および普通コアサンプルを粒子を破壊しない程度に破碎、分散させた後、ふるい分けを行い、さらに事前に設定した粒度配合を行ったうえで調整試料とした。なお、本実験では前節の実験結果の検証を主目的とし、かつ試料がボーリングコアのみの限られた量であったため、粒度配合は細粒分含有率のみに着目した $F_c=10, 15, 20\%$ の3種類とし、均等係数は大きく変わらない試料とした。検討の前提条件となる土質条件はこのような理由から図4.4.3(a)~(d)に示すように、不攪乱試料で密度特性や粒度分布に大きな幅があるのに対し、調整試料の物性値は偏ったものとなった。

#### a. 不攪乱試料の実験結果

不攪乱試料の土質試験結果および浸透崩壊実験の計測値を表4.4.2に整理する。表中に網掛けで示すように、本試料では実験装置の能力範囲で崩壊、流出に至らなかった試料が採取区間C, Dで多い。また、崩壊に至る限界動水勾配は総じて大きい結果となった。

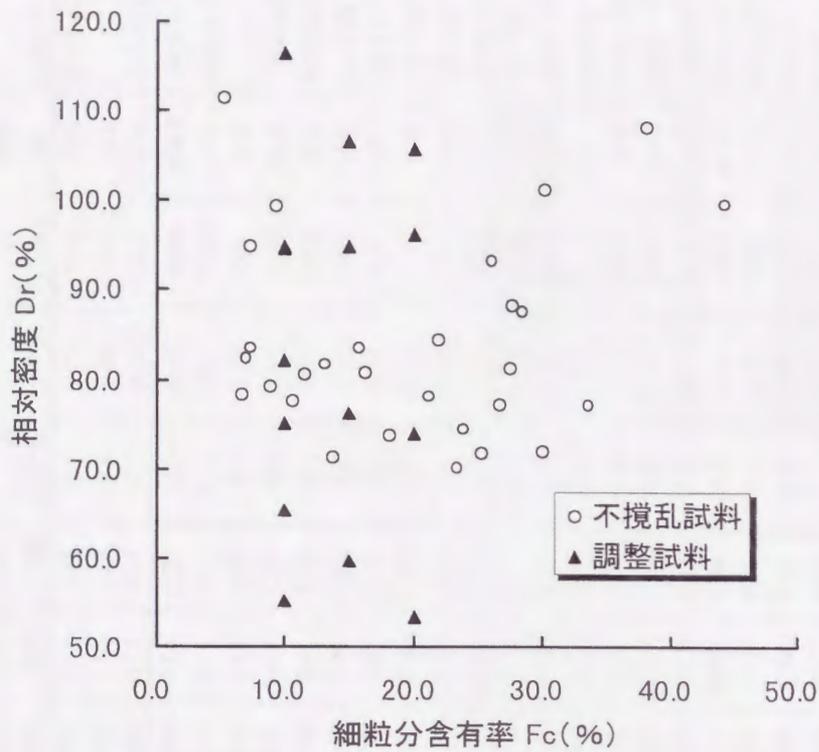


(a) 粒度特性の関係

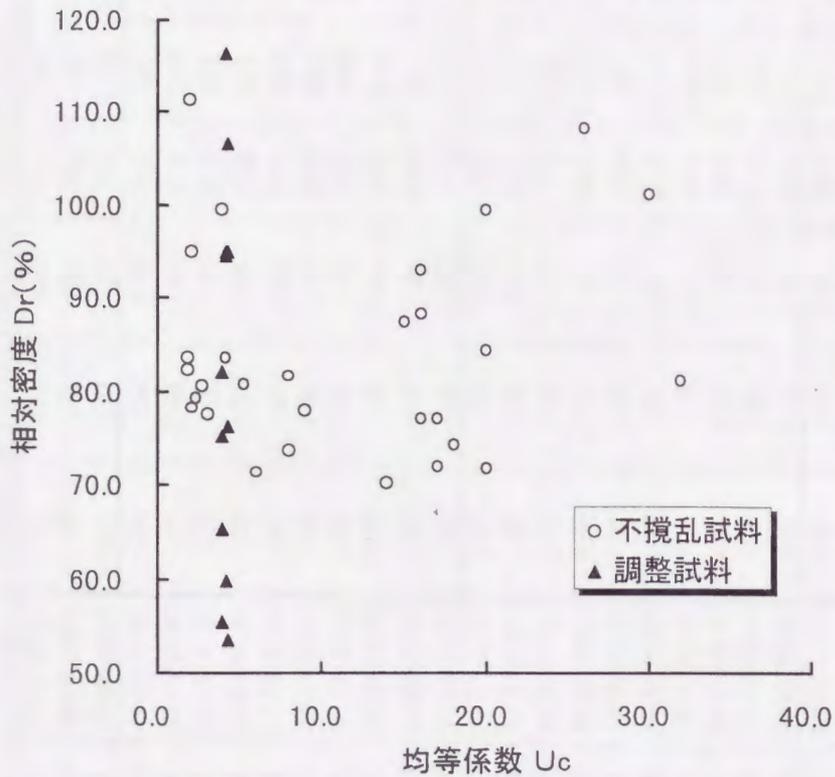


(b) 最大・最小密度の関係

図 4.4.3 調整試料と不攪乱試料の物性値の関係 (その1) (生田トンネル)



(c) 相対密度と細粒分含有率の関係



(d) 相対密度と均等係数の関係

図 4.4.3 調整試料と不攪乱試料の物性値の関係 (その2) (生田トンネル)

表 4.4.2 不攪乱試料を用いた浸透崩壊実験結果総括表 (生田トンネル斜坑付近)

採取 区間	試料番号	ホーリング 深度 GL- (m)	物 性 値									計 測 値				
			試料乾燥 密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	最大乾燥 密度 $\rho 1$ (g/cm <sup>3</sup> )	最小乾燥 密度 $\rho 2$ (g/cm <sup>3</sup> )	相対密度 Dr (%)	細粒分 含有率 Fc (%)	均等係数 U <sub>c</sub>	10%粒徑 D10 (mm)	30%粒徑 D30 (mm)	60%粒徑 D60 (mm)	試料長 L (cm)	流出水圧 F (MPa)	換算水頭 H <sub>o</sub> (cm)	限界動水 勾配 I <sub>c</sub>	透水係数 K (cm/s)
A	S-1	22.25-23.05	1.41	1.51	1.07	81.8	13.1	8.0	0.030	0.17	0.24	15.1	0.14	1246	82.5	2.0 × 10 <sup>-4</sup>
	S-2	24.10-24.85	1.34	1.49	1.05	73.7	18.2	8.0	0.020	0.12	0.16	15.3	0.05	364	23.8	
	S-4	24.90-25.85	1.40	1.54	1.14	71.3	13.8	6.0	0.035	0.13	0.21	14.7	0.04	315	21.4	2.0 × 10 <sup>-4</sup>
B	S-5	29.00-29.80	1.54	1.54	1.18	99.5	9.3	3.9	0.090	0.26	0.35	15.2	0.17	1589	104.5	4.0 × 10 <sup>-4</sup>
	S-6	29.85-30.30	1.32	1.45	1.01	77.2	33.6	17.0	0.010	0.05	0.17	15.0	0.14	1295	86.3	8.0 × 10 <sup>-5</sup>
	S-7	30.35-31.25	1.37	1.55	1.05	71.8	25.2	20.0	0.010	0.10	0.20	15.3	0.07	609	39.8	
	S-8	31.30-31.80	1.35	1.51	1.06	72.0	29.9	17.0	0.010	0.08	0.17	15.3	0.15	1393	91.0	7.0 × 10 <sup>-5</sup>
	S-9	31.85-32.60	1.34	1.49	1.03	74.4	23.8	18.0	0.010	0.11	0.18	15.3	0.15	1393	91.0	8.0 × 10 <sup>-5</sup>
	S-10	32.65-33.40	1.35	1.42	1.00	87.6	28.4	15.0	0.010	0.08	0.15	15.2	0.16	1442	94.9	2.0 × 10 <sup>-5</sup>
	S-11	33.45-34.25	1.35	1.49	1.02	77.1	26.7	16.0	0.010	0.09	0.16	15.2	0.24	2275	149.7	1.0 × 10 <sup>-4</sup>
	S-12	34.30-34.75	1.35	1.45	1.04	80.8	16.2	5.3	0.030	0.12	0.16	15.0	0.13	1197	79.8	1.0 × 10 <sup>-4</sup>
	S-13	34.80-35.40	1.36	1.49	1.04	78.0	21.1	9.0	0.020	0.12	0.18	15.1	0.08	707	46.8	1.0 × 10 <sup>-4</sup>
	S-14	35.45-36.45	1.09	1.24	0.85	70.2	23.3	14.0	0.010	0.11	0.14	15.1	0.22	2079	137.7	1.0 × 10 <sup>-4</sup>
C	S-15	41.70-42.65	1.37	1.45	1.08	83.5	7.3	1.8	0.110	0.16	0.19	15.0	0.34+	3255+	217+	3.0 × 10 <sup>-4</sup>
	S-16	42.70-43.60	1.27	1.34	0.98	83.5	15.7	4.2	0.042	0.12	0.18	16.0	0.45+	4333+	270.8+	2.0 × 10 <sup>-5</sup>
	S-19	44.55-45.40	1.35	1.45	1.09	77.6	10.5	3.1	0.071	0.16	0.22	14.9	0.23	2177	146.1	4.0 × 10 <sup>-4</sup>
	S-20	45.45-46.40	0.39	1.47	1.06	84.5	21.9	20.0	0.010	0.12	0.20	15.0	0.45	4333	288.9	7.0 × 10 <sup>-5</sup>
	S-21	46.45-46.70	0.36	1.46	1.10	79.3	8.8	2.4	0.084	0.15	0.20	15.0	0.26	2471	164.7	5.0 × 10 <sup>-4</sup>
	S-23	47.30-47.80	1.28	1.37	1.01	80.7	11.5	2.7	0.064	0.13	0.17	15.2	0.345+	3304+	217.4+	2.0 × 10 <sup>-5</sup>
	S-25	48.15-48.45	1.41	1.49	1.13	82.3	6.9	1.8	0.100	0.15	0.18	15.3	0.16	1491	97.5	3.0 × 10 <sup>-4</sup>
	S-26	48.50-49.05	1.42	1.52	1.16	78.3	6.7	2.1	0.110	0.16	0.23	15.3	0.18	1687	110.3	8.0 × 10 <sup>-5</sup>
	S-27	49.10-49.60	1.54	1.49	1.17	111.4	5.2	2.0	0.120	0.18	0.24	15.6	0.34+	3255+	208.7+	5.0 × 10 <sup>-5</sup>
S-28	49.65-50.30	1.48	1.50	1.14	94.9	7.2	2.1	0.108	0.17	0.23	15.1	0.31+	2961+	196.1+	5.0 × 10 <sup>-4</sup>	
D	S-29	58.00-58.95	1.30	1.30	0.85	99.6	44.4	20.0	0.005	0.00	0.10	15.1	0.40+	3843+	254.5+	8.0 × 10 <sup>-6</sup>
	S-31	59.75-60.70	1.24	1.31	0.87	88.4	27.6	16.0	0.010	0.09	0.16	15.2	0.32	3059	201.3	6.0 × 10 <sup>-5</sup>
	S-32	60.75-61.70	1.19	1.22	0.85	93.2	26.0	16.0	0.010	0.09	0.16	15.1	0.20+	1883+	124.7+	4.0 × 10 <sup>-4</sup>
	S-33	61.75-62.65	1.39	1.32	0.87	108.3	38.1	26.0	0.005	0.04	0.13	15.0	0.29	2765	184.3	5.0 × 10 <sup>-5</sup>
	S-35	63.25-63.65	1.33	1.46	0.96	81.2	27.5	32.0	0.005	0.09	0.16	15.4	0.40+	3843+	249.5+	2.0 × 10 <sup>-5</sup>
S-37	64.50-65.35	1.46	1.45	0.98	101.3	30.1	30.0	0.005	0.07	0.15	15.3	0.40+	3843+	251.2+	9.0 × 10 <sup>-6</sup>	

注) 表中の網掛け部は浸透崩壊実験の非流出試料の最終の計測値を示す。

表 4.4.3 調整試料を用いた浸透崩壊実験結果総括表（生田トンネル斜坑付近）

試料番号	物性条件									計測値				
	試料乾燥 密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	最大乾燥 密度 $\rho_1$ (g/cm <sup>3</sup> )	最小乾燥 密度 $\rho_2$ (g/cm <sup>3</sup> )	相対密度 Dr (%)	細粒分 含有率 Fc (%)	均等係数 Uc	10%粒径 D10 (mm)	30%粒径 D30 (mm)	60%粒径 D60 (mm)	試料長 L (cm)	流出水圧 F(MPa)	換算水頭 Ho (cm)	限界動水 勾配 Ic	透水係数 K (cm/s)
IK-1	1.35	1.55	1.17	55.3	10.0	3.9	0.07	0.20	0.29	15.2	0.009	11.2	0.7	$2.8 \times 10^{-2}$
	1.39			15.2						0.010	21	1.4	$2.5 \times 10^{-2}$	
	1.43			15.2						0.013	50.4	3.3	$1.8 \times 10^{-3}$	
	1.47			14.9						0.020	119	8.0	$1.1 \times 10^{-3}$	
	1.52			15.3						0.018	94.5	6.2	$9.0 \times 10^{-4}$	
	1.53			15.3						0.025	169.96	11.1	$8.0 \times 10^{-4}$	
	1.64			15.2						0.210	1981	130.4	$8.0 \times 10^{-5}$	
IK-2	1.32	1.51	1.12	59.6	15.0	4.2	0.05	0.14	0.21	15.0	0.009	11.2	0.7	$2.3 \times 10^{-2}$
	1.40			15.3						0.016	79.8	5.2	$1.0 \times 10^{-3}$	
	1.48			15.3						0.032	236.6	15.5	$3.0 \times 10^{-4}$	
	1.55			15.2						0.105	952	62.7	$2.0 \times 10^{-5}$	
IK-3	1.29	1.51	1.10	53.4	20.0	4.3	0.04	0.11	0.17	15.3	0.009	11.2	0.7	$1.4 \times 10^{-2}$
	1.38			15.3						0.018	99.4	6.5	$6.0 \times 10^{-4}$	
	1.49			15.2						0.065	560	36.8	$1.0 \times 10^{-4}$	
	1.54			15.3						0.158	1466.5	96.2	$3.0 \times 10^{-5}$	

## b. 調整試料の実験結果

調整試料の土質試験結果および浸透崩壊実験の計測値を表 4.4.3 に整理する。調整試料の相対密度と限界動水勾配の関係を各細粒分含有率ごとの回帰曲線とともに図 4.4.4 に示す。また、これに対応する不攪乱試料での実験結果を細粒分含有率の範囲を  $F_c < 10$ ,  $10 < F_c < 20$ ,  $F_c > 20\%$  に 3 区分して同図中に示す。ここに見られる相対密度と限界動水勾配の関係は、調整試料では細粒分含有率ごとに指数関数曲線によって高い精度で回帰されることや、不攪乱試料では調整試料から得られる回帰曲線より同じ相対密度値で高い限界動水勾配側となる点で前節のモデル実験結果と一致する。ただし、本試料で得られた各回帰曲線は不攪乱試料の結果との離隔が大きいことが相違点として挙げられる。

## c. 透水性に関する検討

本実験で用いた試料の透水係数は、測定された流量と動水勾配から、不攪乱試料で  $9.0 \times 10^{-6} \sim 5.0 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ 、調整試料では  $2.0 \times 10^{-5} \sim 2.8 \times 10^{-2} \text{cm/s}$  の範囲にある（表 4.3.2, 4.3.3）。また、各試料の実験経過は、前節の実験結果から整理した表 4.3.8 のタイプ区分が、類似の現象的な特徴とともに確認された。なお、本実験では全体に高い限界動水勾配での崩壊が多く、前節実験より B, C タイプでの崩壊水圧も高い傾向にある。

不攪乱試料、調整試料別に相対密度と透水係数の関係を図 4.4.5 に示す。この結果を前節実験結果（図 4.3.19）と比較すると、本試料では両物性値の間に明らかな負の相関が認められる。また、本試料では調整試料の方が全体に高い領域で指数回帰される関係にあること、相対密度に対して透水係数の変化率が大きいことが特徴としてあげられる。

## (3) 実験結果の考察

### a. 浸透崩壊特性に関する実験結果の考察

生田トンネル近傍で採取したボーリング試料を用いた実験結果は、前節に述べた鉄道総研構内での採取試料による実験結果とその土質は異なるが、特に限界動水勾配に関する実験結果に次の一致点が認められる。

- ① 不攪乱試料と調整試料を用いた浸透崩壊実験を行った結果、不攪乱試料では必ずしも明瞭ではないが、調整試料では同じ細粒分含有率で限界動水勾配と相対密度には精度の良い増加指数関数で回帰される関係がある。
- ② 上記の調整試料の関係は、さらに細粒分含有率が高いほど同じ相対密度で高い限界動水勾配となり、この指数回帰式は片対数図化での直線化により見かけの傾きが類似する。
- ③ 同様な細粒分含有率の範囲で調整試料による回帰曲線と不攪乱試料の実験結果は、曲線より同じ相対密度で高い限界動水勾配側に分布する。

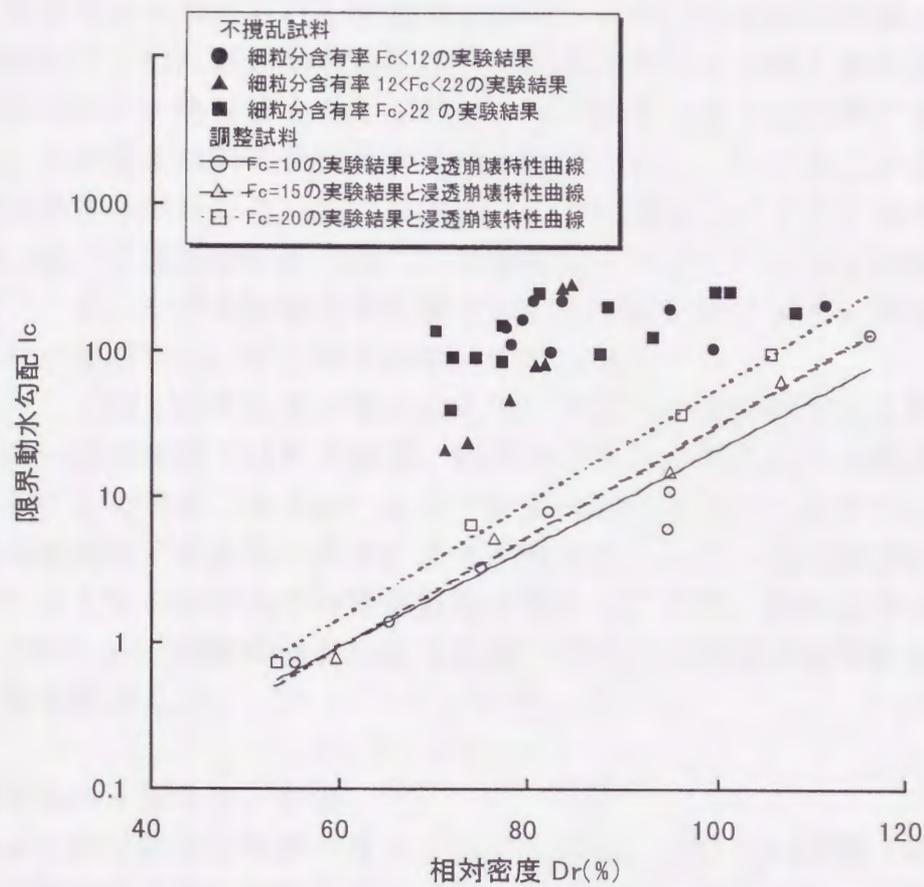


図 4.4.4 調整試料と不攪乱試料の限界動水勾配の関係 (生田トンネル)

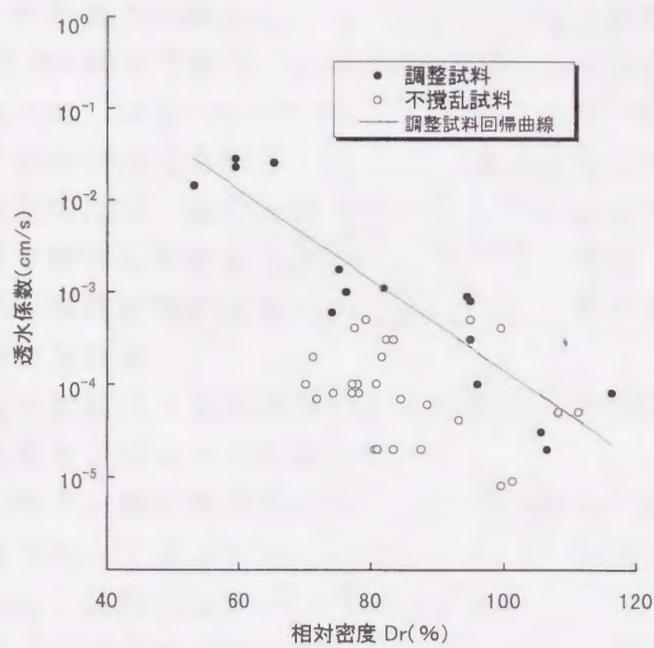


図 4.4.5 調整試料と不攪乱試料の相対密度と透水係数の関係 (生田トンネル)

以降の議論では、上記の調整試料を含む攪乱試料による相対密度と限界動水勾配の実験結果から求められる指数関数回帰式を浸透崩壊特性曲線と呼ぶ。ここで、実験的に求めた限界動水勾配は各砂質土試料のもつ地下水浸透力に対する抵抗性強度を示す物性値と考えられる。浸透崩壊特性曲線に関する上記の一致点から、各砂質土試料の抵抗性強度は相対密度のみで決まることとなる。次に、細粒分含有率が異なり、かつ試料が同一の地層を形成する土粒子から作成された場合は、浸透崩壊特性曲線の片対数図化での見かけの傾きが類似する傾向がある。一方、モデル実験と本実験で用いた両砂質土のように異なる堆積場で形成された地層では、その傾きの傾向が異なる。

これらのことは、浸透崩壊特性曲線を用いて試料の抵抗性強度を評価するためには、同一の地層群では相対密度、細粒分含有率の順に関与の程度を考える必要があることを示す。さらに、より一般的な評価を行うためにはこれ以外の要因の関与を検討する必要があることを示唆する。なお、現段階ではこれらの要因としては土粒子の形状や均等係数等が考えられるが、詳細は今後の課題と考える。このため、以降の検討では主に個々の試料の浸透崩壊特性曲線の比較による評価を試みる。

#### b. 流出区間の土質条件と評価

本実験のために施工したボーリングでは、2回の切羽流出区間（表 4.4.1 参照）とほぼ同層準と考えられる深度での不攪乱試料を採取した。この試料を用いた実験結果に基づき、流出区間に関する若干の考察を加える。

本試料での針貫入試験結果を限界動水勾配、相対密度との関係から図 4.4.6、4.4.7 に示す。用いた針貫入試験器による強度測定の限界条件は、限界動水勾配  $I_c=100$ 、相対密度  $D_r=80\%$  であり、図中の境界線より下では貫入抵抗は測定できず、その上では大きくばらつくものの、限界動水勾配が測定された試料では概ね両指標と正の相関が推定される。さらに、地盤構成との関係を検討するため、上記の3物性値のほか、細粒分含有率、均等係数および透水係数について、ボーリング深度で整理した結果を図 4.4.8 に示す。なお、図中の A~D は図 4.4.1 の不攪乱試料採取区間の上端位置に当たる。これらの関係から次のことが確認あるいは推定される。

- ① 相対密度、限界動水勾配はともに深度に応じて高くなる傾向にあるが、A~D の各区間ごとに見るとばらつきが見られる。
- ② 針貫入試験による換算一軸圧縮強度は A、B 区間で計測上の 0 が多く、以深の区間でばらつきを持って見られる。ただし、C、D 区間でも低い強度を示す試料があり、特に C 区間では 0 のものが散在する。
- ③ 先に図 4.4.6、4.4.7 で示した針貫入試験での境界値との関係では、相対密度、限界動水勾配とも A、B および C 区間の一部が境界値以下の領域にある。

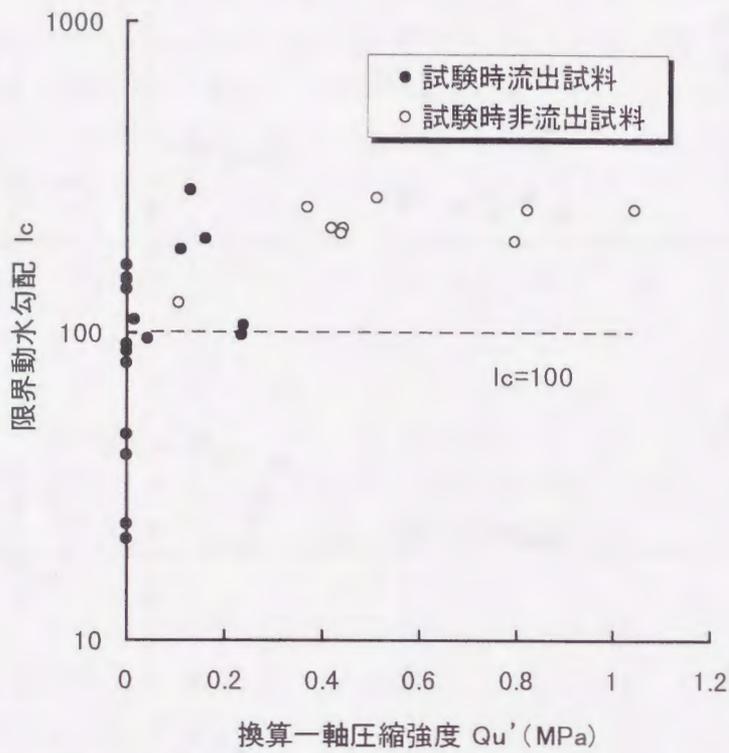


図 4.4.6 限界動水勾配と換算一軸圧縮強度の関係 (生田トンネル)

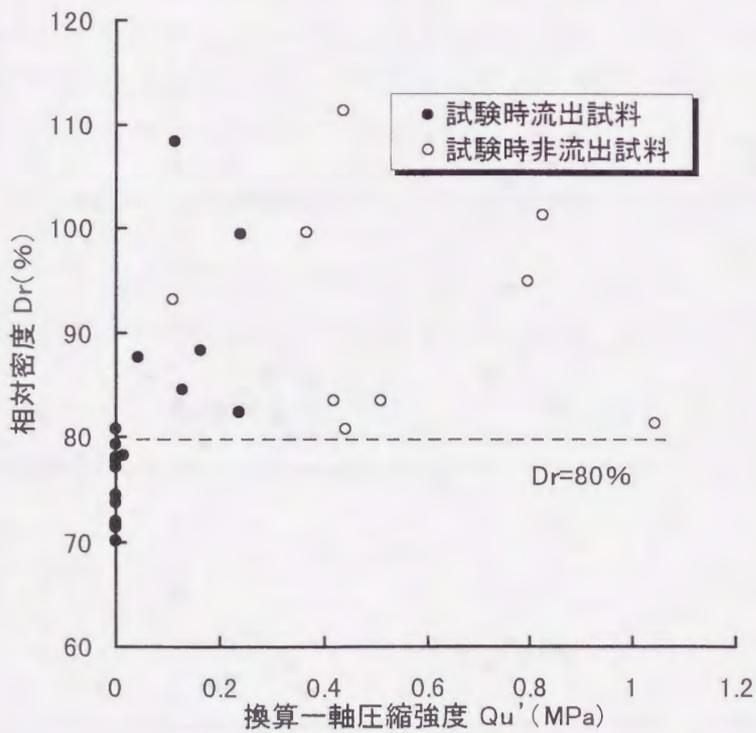
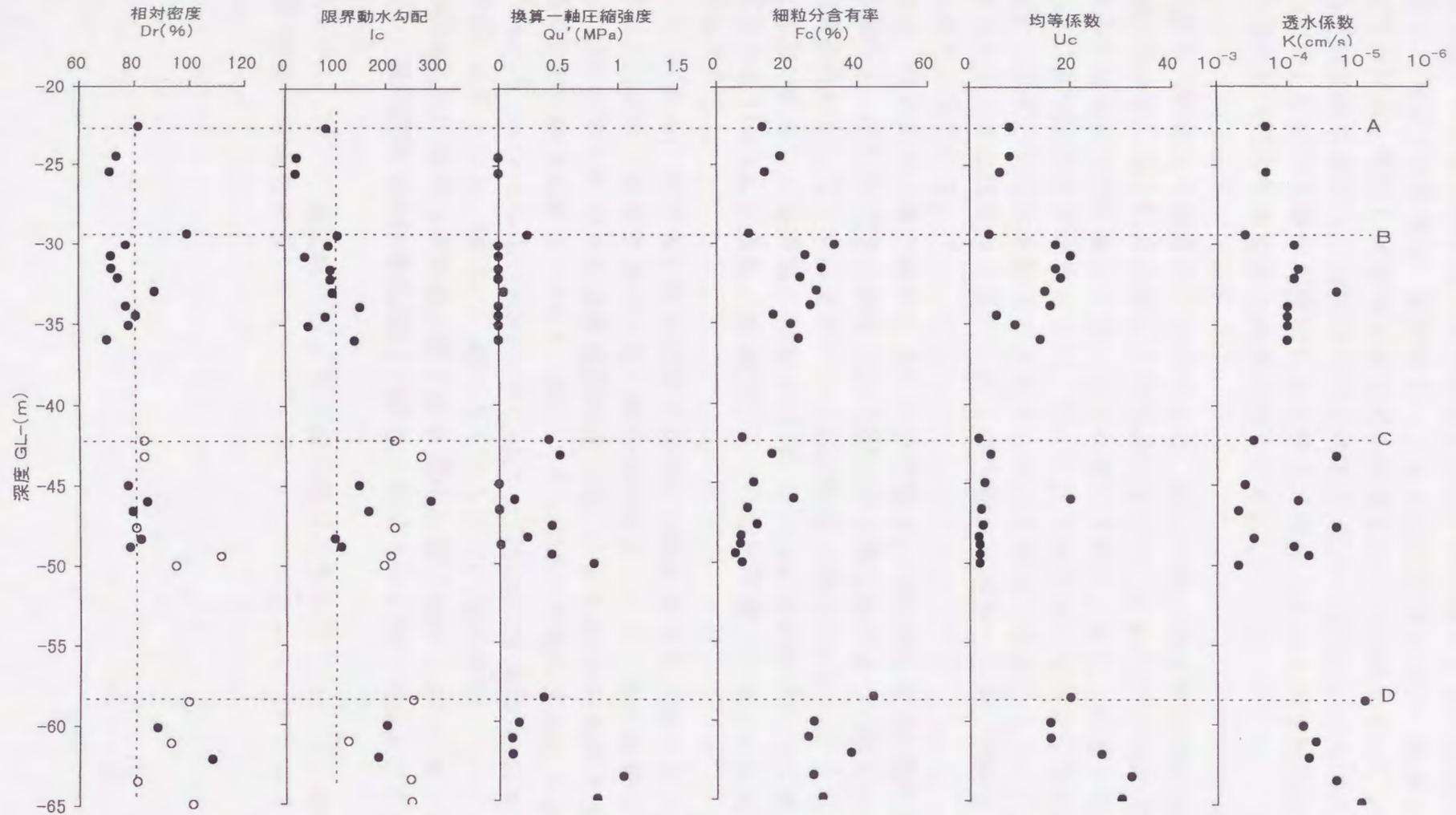


図 4.4.7 相対密度と換算一軸圧縮強度の関係 (生田トンネル)



注1) 図中の深度線及びA~Dは図4.4.1の不攪乱試料採取位置の上端に相当する。  
 注2) 相対密度, 限界動水勾配の記号は, ●: 流出試料, ○: 非流出試料であり, 補助線はその出現の境界値を示す。

図 4.4.8 ボーリング深度による物性値の分布状況 (生田トンネル)

- ④東長沼斜坑の施工時に行われた流出切羽の土質試験から求められた細粒分含有率10%以下の砂層は、本実験ボーリング孔ではB区間の一部およびC区間に見られる。特にC区間は全体に均等係数も小さい区間となっている。
- ⑤C区間の透水係数は、全区間での平均的な $10^{-4} \sim 10^{-5} \text{cm/s}$ のものとともに、 $10^{-3} \text{cm/s}$ に近いものが互層状に分布する。なお、AおよびB区間の一部にも比較的高い透水係数を持つ試料が存在する。

上記の実験結果を総合的に評価すると、相対密度、限界動水勾配および換算一軸圧縮強度に見られる深度ごとの地盤強度では、AからC区間までに区間全体あるいはその一部に低強度層の分布が推定される。また、粒度分布や透水性からも同様な注意区間が想定され、特にC区間は従来の切羽安定性の評価指標とされる粒度分布による評価で不安定とされる領域である。さらに、透水係数が細かく変化する状況から見て、被圧帯水層の不規則な分布が想定される区間であると評価される。

次に、崩壊箇所の湧水条件について検討する。上記の針貫入試験の境界値と物性値から上記C区間での崩壊に至る切羽湧水量は次のように概算される。ここに計算条件として、断面積をトンネル掘削断面積( $16 \text{m}^2$ )、図4.4.8より区間での最小値として限界動水勾配 $I_c=100$ 、さらにC区間の平均的な値である透水係数 $K=5 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ とし、崩壊直前までの切羽周辺での地下水流動をDarcy流と仮定する。

4.2.1式から、切羽湧水量は概算で $Q=480 \text{ l/min}$ となり、表4.4.1に示す2回目の切羽流出での湧水条件に近い値が得られる。一方、調整試料の実験結果では、細粒分含有率10%の浸透崩壊特性曲線(図4.4.4)から相対密度 $D_r=80\%$ の条件で限界動水勾配は $I_c=4.5$ となり、さらに透水係数を図4.4.5より $K=1 \times 10^{-3} \sim 5 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ として同様な計算によりその切羽湧水量は $Q=43 \sim 23 \text{ l/min}$ と小さい結果となる。同様に、表4.4.1の1回目の流出箇所についても不攪乱試料試験結果に基づく試算は、切羽湧水量は $Q=77 \text{ l/min}$ となりほぼ一致するのに対し、調整試料での結果を用いた場合は $35 \text{ l/min}$ となり実際より小さい結果となった。

以上のように、不攪乱試料による実験結果は地盤の切羽流出時の状態を比較的良好な精度で説明できる。

#### 4. 4. 2 攪乱現場試料を用いた切羽状況の実験結果による検証

モデル実験と生田トンネル近傍試料での実験結果の比較から、不攪乱試料を用いた実験結果には一致点があり、さらに現場の切羽状況との対比にも十分有効であることが確認された。しかしながら、実際のトンネル計画時には、技術的、経費的な制約から同様な不攪乱試料の採取は、問題点を整理した段階での詳細調査に相当すると考えられる。この点で、比較的簡易な試料採取での評価法として、攪乱状態で採取した現場試料に関する検討を行った。検討対象としたのは、JR東日本信濃川発電所導水路トンネル（信発水路トンネルと呼ぶ。）の地表露頭試料である。

##### (1) トンネル掘削時の切羽状況および補助工法

地質は第四紀洪積世前期の砂質土、礫質土、シルトおよび火山碎屑物等が互層を成し、全体に低固結度の堆積物からなる魚沼層群小国層である<sup>20)</sup>。

本トンネルでは計画段階から切羽の自立性の確保が最大の問題として位置づけられたが、施工延長が26kmに及ぶ長大トンネルであること、地山が鉛直方向、水平方向に層相変化に富む互層地山であること等、事前に切羽の自立性に関わる湧水条件や固結度の低い砂質土の分布の把握が困難な状況にあった。図4.4.9に本トンネルの事前調査段階で実施した類似施工事例調査成果に基づき設定された湧水対策フローを示す<sup>21)</sup>。このフローの最も大きな特徴は、施工時に坑内からの長尺水平ボーリングにより切羽前方の湧水状況や地層の確認を行い、その後の施工計画の資料としたことにある。一方、実際の施工ではこの長尺水平ボーリング結果や切羽状況の観察を基に、主にボーリングによる地下水位低下を図ったが、多く切羽の不安定な区間に遭遇し、切羽の流出、小崩壊等が発生し、フローに見られる各種補助工法を採用することにより掘削が進められた。

問題となった地質は、砂質土および礫質土であり、従来からの砂質土の切羽の自立性を評価するための指標とされた細粒分含有率や均等係数による評価も行ったが、結果的には前述のように必ずしも明確な判定区分は行えなかった(第3章2.2(5)参照)。

このような施工実績を踏まえ、ここでは施工時の切羽情報やトンネル掘削時に使用された補助工法等に着目し、表4.4.4に示す施工実績で特徴づけられる区間に出現した様々な砂質土を、地層の連続性等を検討したうえで地表の露頭から攪乱状態で試験試料として採取し、浸透崩壊試験を行った。なお、表中の地山等級区分は、第2章、3章で検討した鉄道トンネルの地山等級区分に準じ、主に採用された補助工法との対応から、参考として区分した結果である<sup>22)</sup>。

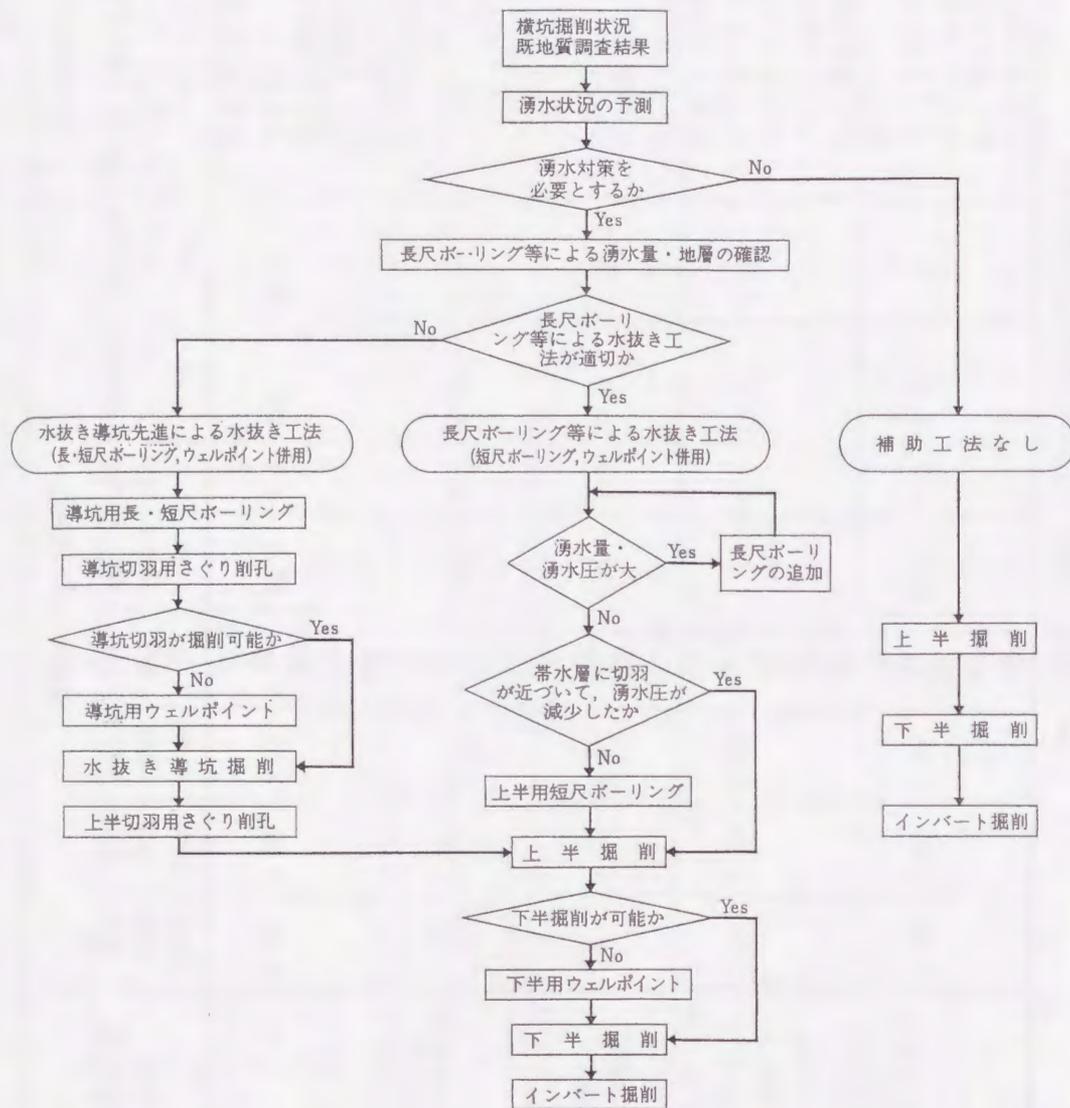


図 4.4.9 湧水対策フロー（信発水路トンネル）<sup>21)</sup>

## (2) 実験結果と評価<sup>23)</sup>

### a. 土質特性

表 4.4.4 に実験試料の土質から、次の特徴により試料 UN-A, B と UN-C, D, E の2つのグループに区分される。

①両グループの土粒子密度は大きく変わらないが、最大、最小密度とも UN-A, B で小さい。

②粒度分布は、細粒分含有率に差が認められ、UN-A, B で 10%以上、他は 5%未満である。さらに、均等係数、10%粒径、60%粒径にも差が見られる。

この2つのグループは、切羽の状況から等級区分した結果と対応し、UN-A, B は  $I_N$ ,  $I_L$  の比較的安定した状態を、他は特Lのグループの特徴を示すと考えられる。両グループの切羽条件を概観すると、切羽湧水量には有意な差はないが、切羽の状態や採用された補助工法の程度に明らかな差がある。

表 4.4.4 採取試料に対比されるトンネル切羽の施工状況と浸透崩壊実験結果 (信発水路トンネル)

採取試料	施工状況(実績)				実験試料の土質条件								主な実験結果	
	注1) 地山等級区分	切羽湧水量 l/min	切羽の状況	採用された主な補助工法等	最大密度 g/cm <sup>3</sup>	最小密度 g/cm <sup>3</sup>	土粒子密度 g/cm <sup>3</sup>	相対密度 %	細粒分含有率 %	均等係数	10%粒径 D 10 mm	60%粒径 D 60 mm	限界動水勾配	透水係数 cm/s
UN-A	IN	300	比較的安定 (自立)	先進ボーリングのみ、 普通掘削	1.40	1.03	2.71	66.9 70.9 85.5 91.3 100.0	10.7	4.3	0.07	0.30	4.8 8.6 17.0 29.8 107.6	9.0×10 <sup>-4</sup> 3.0×10 <sup>-4</sup> 2.0×10 <sup>-4</sup> 2.0×10 <sup>-5</sup>
UN-B	IL	350	不安定 (部分的な小流出)	多数の水抜き短尺ボーリングの追加施工	1.36	1.01	2.62	72.1 87.4 91.3 100.0	12.3	4.3	0.05	0.23	5.4 7.5 14.5 35.6	5.0×10 <sup>-4</sup> 3.0×10 <sup>-4</sup> 3.0×10 <sup>-4</sup> 2.0×10 <sup>-4</sup>
UN-C	特L	300	切羽流出の頻発	水抜き長尺ボーリングの追加施工 +先進水抜き導坑 +短尺ボーリング	1.53	1.18	2.65	61.4 80.0 90.0 100.4	4.8	2.4	0.10	0.24	3.7 5.3 4.7 5.3	8.0×10 <sup>-4</sup> 7.0×10 <sup>-4</sup> 5.0×10 <sup>-4</sup> 5.0×10 <sup>-4</sup>
UN-D	特L	300	切羽流出の頻発	水抜き長尺ボーリングの追加施工 +先進水抜き導坑 +短尺ボーリング	1.59	1.26	2.63	60.9 70.5 80.9 89.5 90.0	3.0	2.3	0.15	0.35	6.0 3.7 4.7 7.3 5.3	1.7×10 <sup>-3</sup> 1.5×10 <sup>-3</sup> 1.2×10 <sup>-3</sup> 1.1×10 <sup>-3</sup> 6.0×10 <sup>-4</sup>
UN-E	特L	250	切羽流出の頻発	先進水抜き導坑等最終的に薬液注入工	1.54	1.23	2.68	80.9 91.8 101.3 114.6 120.4	2.3	3.3	0.21	0.65	2.7 4.7 3.4 9.3 15.1	5.1×10 <sup>-3</sup> 3.1×10 <sup>-3</sup> 2.1×10 <sup>-3</sup> 2.2×10 <sup>-3</sup>

注1) 国鉄(1983)<sup>8)</sup>による地山分類の等級区分

b. 浸透崩壊実験結果

図 4.4.10 に限界動水勾配を試料ごとの浸透崩壊特性曲線により示す。この結果は、前述の各試料に対比されるトンネル切羽状況および土質特性に見られる特徴とともに次のように評価される。

- ①各試料の浸透崩壊特性曲線の相対的な位置やその傾きから、試料は UN-A, B と UN-C, D, さらに UN-E の 3 つに区分される。
  - ② UN-A, B は後述するこれまでに実施した多くの砂質土に比べても、同じ相対密度での限界動水勾配が大きい領域に分布する。
  - ③これに対し、UN-C, D はその傾きが小さい特徴を持ち、締まった状態でも小さい限界動水勾配で切羽の流出を生じることが推定される。また、UN-E は UN-A, B と同様の傾きであるが大きく図中で右下方向に分布する。これは締まり程度が同じでもより小さい動水勾配で切羽が不安定化することを示す。
- 以上のように、異なる観点から実験試料の特徴およびこれに対応する切羽状況が区分される。その結果、土質試験結果からも実際のトンネル切羽の状況に合った 2 区分が可能であるが、試料ごとの浸透崩壊曲線を相対的に比較検討することにより、さらに掘削時の実績に近い区分が可能となる。

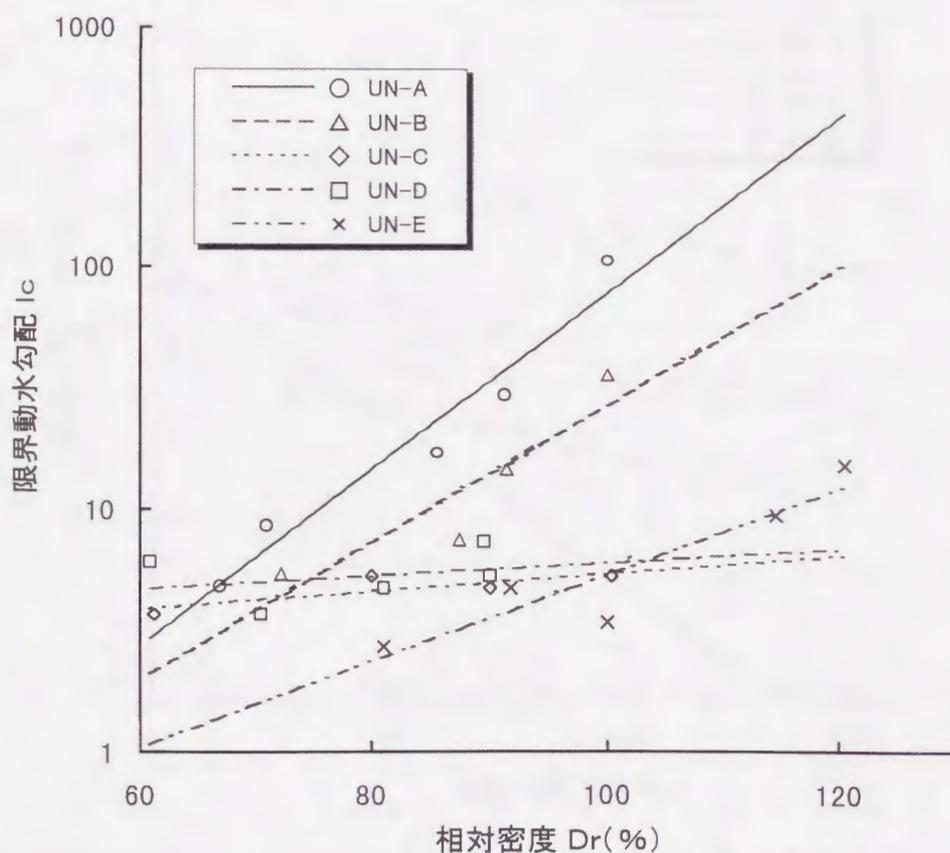


図 4.4.10 試料別の浸透崩壊特性曲線 (信発水路トンネル)

c. 透水特性

表 4.4.4 に示す各試料の主な実験結果のうち、上記のグループ区分に関わる可能性があると考えられるのは透水係数である。表中の透水係数はこれまでの浸透崩壊実験の結果の考察でも述べたように、Darcy 則を仮定し、実験中の湧水量から求められる流速と動水勾配条件の関係を図化し、その初期の原点をとる直線関係から得たものである。各試料の相対密度と透水係数の関係を図 4.4.11 に示す。透水係数の比較からは、次のことがわかる。

- ①各試料ごとに見ると、相対密度と透水係数に指数関数で回帰される関係が認められる。この傾向は前述の各実験結果と同じである。
- ②前述の 3 グループの区分はできないが、明らかに UN-E とその他の試料で透水係数が異なる。
- ③UN-E 以外の試料についてはほぼ同程度の透水係数となるが、概括的に見た場合、切羽の状態から区分した等級区分に準じた分布をとり、浸透崩壊特性曲線に見られた関係と一致する順に透水係数が小さい関係にある。

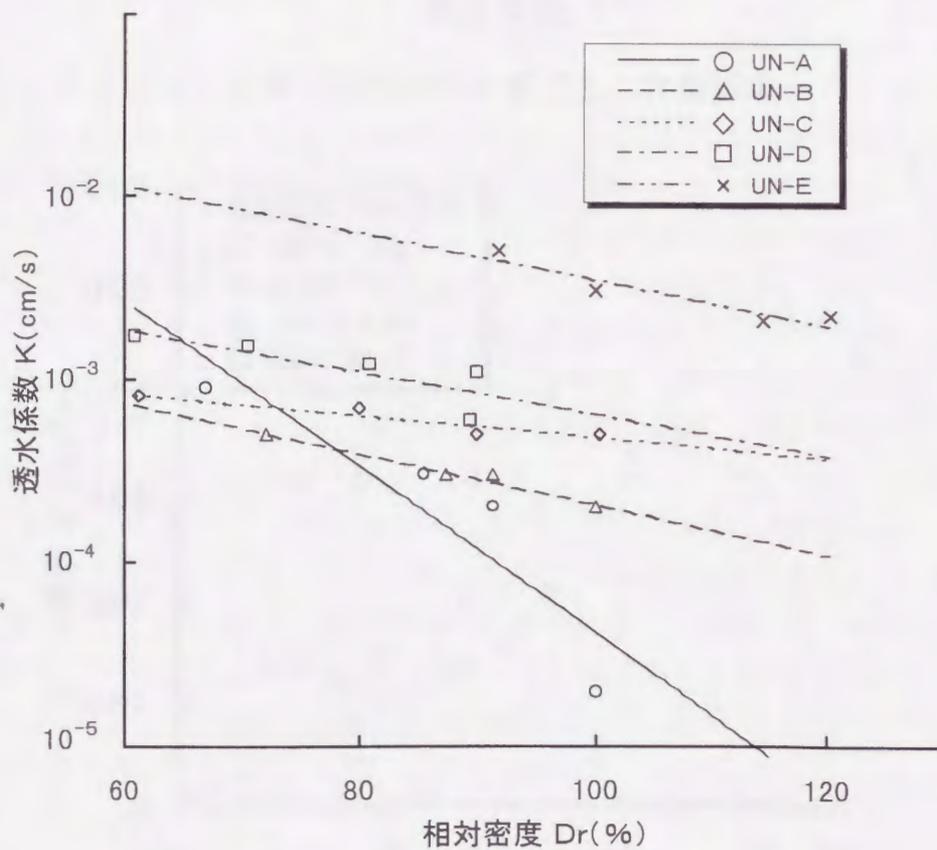
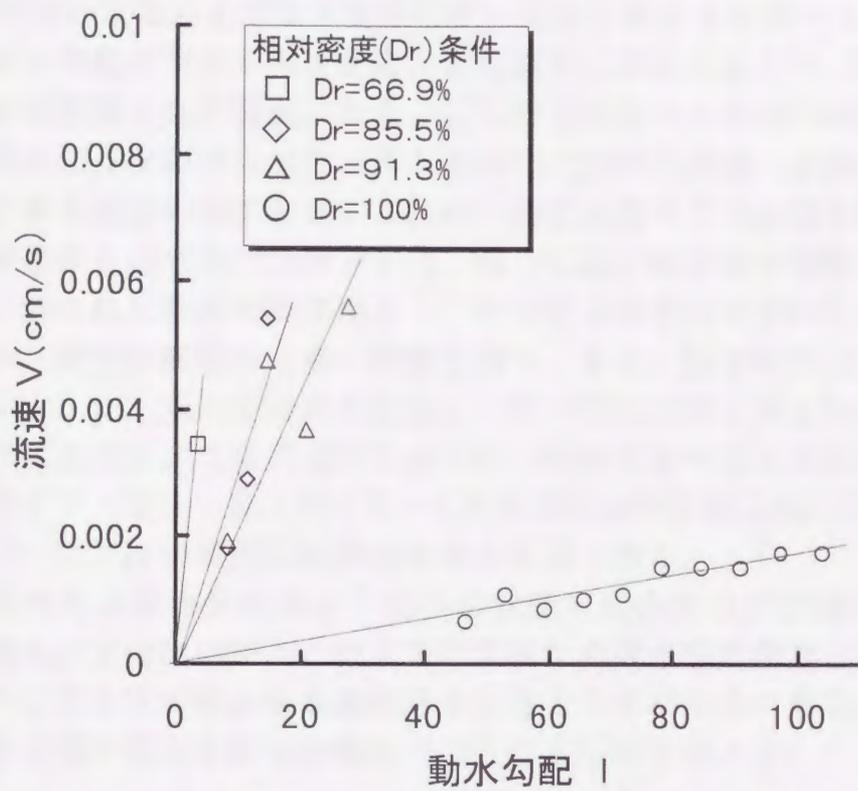
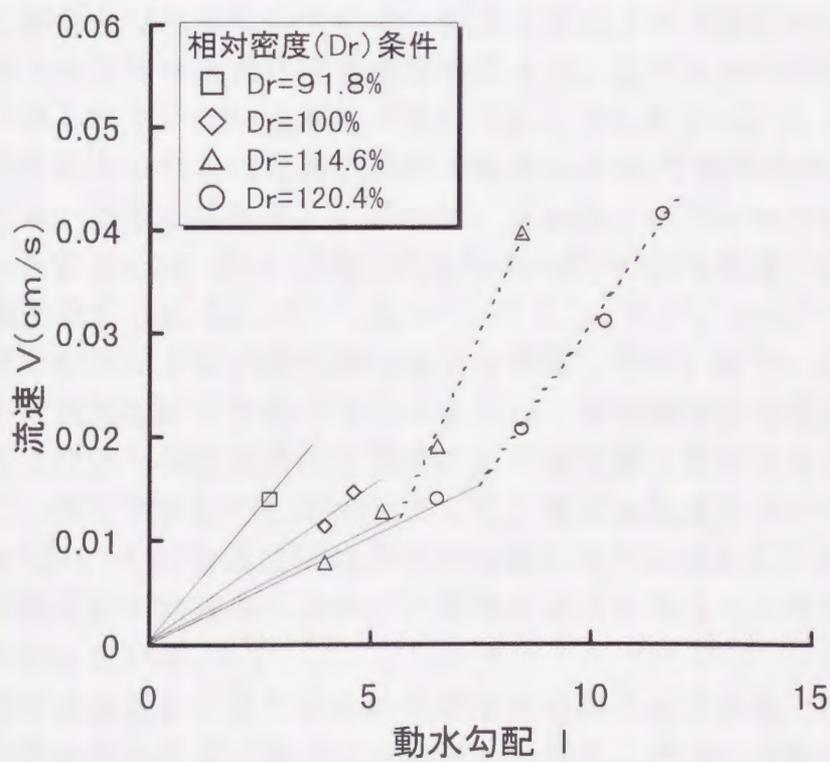


図 4.4.11 試料別の相対密度と透水係数の関係 (信発水路トンネル)



(a) UN-Aの相対密度ごとの計測結果



(b) UN-Eの相対密度ごとの計測結果

図 4.4.12 実験中の動水勾配と流速の関係 (信発水路トンネル)

次に、実験中の計測結果より、試料の透水特性には次の特徴が見られる。図 4.4.12 に切羽の状態および限界動水勾配の大きく異なる UN-A, E の実験中の流速-動水勾配の関係を相対密度ごとに示す。上述のように、各実験中の透水係数は相対密度と直線関係にある。ここで、UN-A では相対密度ごとの流速-動水勾配は多少のばらつきは伴うものの、試料の流出、崩壊に至る直前まで原点をとる直線関係にある。これは、前述の表 4.3.8 の透水特性区分で A タイプに相当する。一方、UN-E は、総じて低い限界動水勾配で流出に至る関係から計測された動水勾配は小さく、かつ透水係数が大きいことにより UN-A に比べ、流速が初期から高い特徴を持つ。また、透水特性の点では図中に破線で示すように、原点をとる直線から早い段階で高い透水性に変化する B-2 タイプに当たる。この透水性の違いは、同様な図化による検討から、UN-B は A タイプ、UN-D, E は B-2 タイプの過程を経て流出に至る。なお、UN-C については流量測定回数が少なく不明である。

以上に述べた透水係数の違いと切羽の状態変化の発生の直接的な関連性は現状では明らかではないが、これまでの実績から透水係数が大きい試料ほど低い水圧条件で透水性が増加する変化を生じるとともに早期に崩壊に至る傾向がある等、自立性評価の重要な指標の一つとなる可能性がある。

### (3) 実験結果のまとめ

砂質土の攪乱試料による浸透崩壊特性曲線に基づく切羽状態の推定は、必ずしも定量的な評価とはならないものの、他の土質による評価に比べ、補助工法の実績に基づく状態区分と対応する結果となった。この検討の問題点に実際の切羽の密度が得られていない点が挙げられる。しかしながら、ここで検討の対象とした信発水路トンネルは土被り厚が 40m から 100m で固結程度や圧密、続成履歴に大きな違いと考えられる。このため、各砂質土試料の相対密度には大きな差は無いと仮定すれば、例えば相対密度は  $D_r=80\sim 100\%$  程度の領域で推定することが可能と考えられる。

また、粒度分析等の土質試験結果のみでは考察し得ない試料-C, D と試料-E の違いが定性的ながら推測できることから、本実験法は今後さらにデータを蓄積することにより補助工法の計画時にも有効な参考資料となる可能性がある。合わせて、攪乱試料を用いた検討として、異なる粒度分布からなる小堆積構造の検討を行い、その構造に関わる切羽崩壊のメカニズムを明らかにする<sup>20)</sup>等、特殊な不攪乱試料の採取を行わずに簡易な検討を行ううえで有効な手法であることがわかっている。

さらに、浸透崩壊実験により得られる透水性に関する情報は、透水係数とともに実験中の透水特性区分(表 4.3.8 参照)を行うことで、定性的であるが切羽の状態を判断する資料となる可能性がある。

#### 4. 4. 3 礫質土の自立性に関する実験的検討<sup>23), 24)</sup>

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。礫質土は山岳工法を採用し得るような地盤では概ね自立性は高いと経験的に考えられているが、過去の事例では流出、崩壊の発生が知られている。本項では礫質土の切羽の自立性について、過去の施工事例や前述の試料実験手法により検討し、その基本的な性質を明らかにする。

##### (1) 事例に見る検討すべき指標

礫質土として自立性を問題とし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。ところで、礫質土の堆積環境は火山性の碎屑物を除けば、現在の河川から海にかけて存在し、総じて局所的に分布することが知られている。上述の厚い礫層の多くは河川の川道部や海浜域に限られ、例えば地質学的に知られる不整合面上の基底礫層のように堆積直前までの陸化による浸食作用に続いて、限られた堆積範囲に古地形を埋めるように堆積する。この特徴に関する工学的な問題としては、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挙げられる。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検討は、第3章で挙げた事例では第3章2.2(1)北陸本線浦本トンネル<sup>25)</sup>、同(5)信濃川水力発電所導水路トンネル<sup>26)</sup>の施工事例に見られる。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(表3.2.3参照)。

また、信濃川水路トンネル第一水路トンネル(上流側8km区間)では、事前調査の段階から礫層を礫径と礫含有率により次のように2区分した<sup>26)</sup>。

- ①礫径が10cm以上、礫分含有率が30%以上を主とする礫層(Ocg-A)
- ②礫径が2~10cm、礫分含有率が30%未満を主とする礫層(Ocg-B)

この区分と施工記録から、Ocg-Aでは礫の抜け落ち等は生じたが切羽の流出は発生していない。一方、Ocg-Bでは変形特性等は均質砂層と類似するとともに湧水量はこれより多く、かつ全体にルーズで小規模な切羽流出が発生した。また、第二水路トンネル(下流側18km区間)の礫層からなる多量湧水に伴う切羽流出の多発した区間およびその付近での試料試験結果から、流出区間の礫分含有率は9%~71%、未発生区間では77%程度であった。また、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%と非常に密な状況であった。

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大き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。

## (2) 実験の目的と方法

### a. 実験の目的

礫質土からなる地盤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分布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、浸透崩壊実験を行った。なお、礫質土での不攪乱試料の採取および試料実験には極めて特殊な手法と装置が必要となるため、本検討では前述の砂質土の実験装置で可能な実験方法を検討した。

### b. 実験の方法

基本的な実験手順は前述の砂質土での方法と同様である。実験計画に当たり、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<sup>14)</sup>、試料を作成、収納するアクリル管の径 7 cm に対し、骨材として購入した川砂利をふるい分けし、礫径  $\phi = 2 \sim 4.75 \text{ mm}$  の円礫ないし垂円礫の細礫を作成し、礫分配用試料とした。また、砂質土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、これを 2mm ふるいで礫分の除去をしたうえで基質砂試料とし、表 4.4.5 に示す 0 から 60% の礫分含有率に配合した。試料とした砂質土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に対比され、礫分を除去した条件で細粒分含有率  $F_c = 3.4$ 、均等係数  $U_c = 1.4$ 、土粒子の密度  $G_s = 2.66$  である。なお、最大・最小密度試験は JIS では 2 mm 以下の粒度試料を試験条件とするが<sup>11)</sup>、ここでは密度の基準化を図る意図から砂質土と同様な実験方法により求めることとした。

## (3) 実験結果と考察

### a. 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、概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  $D_r = 70 \sim 110\%$  の区間で 10% ごとの計算限界動水勾配を求め、図 4.4.13 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の違いに関係なく認められる。この現

表 4.4.5 礫分含有率の調整試料の土質と実験結果

実験試料の主な土質と実験結果							
礫分含有率 Pc(%)	細粒分含有率 Fc(%)	均等係数 Uc	最大乾燥密度 $\rho 1(g/cm^3)$	最小乾燥密度 $\rho 2(g/cm^3)$	相対密度 Dr(%)	限界動水勾配 Ic	透水係数 K(cm/s)
0%	3.60	1.45	1.34	1.038	82.4	1.45	$9.0 \times 10^{-4}$
					90.0	3.35	
					92.3	3.37	$6.0 \times 10^{-4}$
					100.0	2.71	
					100.0	2.71	
110.7	3.36	$4.0 \times 10^{-4}$					
10%	3.20	1.33	1.434	1.122	70.0	1.44	
					71.7	2.09	
					80.0	3.35	$8.0 \times 10^{-4}$
					80.8	2.72	$1.0 \times 10^{-3}$
					104.7	4.68	
111.1	5.28	$2.0 \times 10^{-4}$					
20%	2.90	1.42	1.504	1.213	80.9	2.08	
					90.9	2.72	$9.0 \times 10^{-4}$
					100.0	3.35	$6.0 \times 10^{-4}$
					110.0	3.67	
					110.0	5.26	$7.0 \times 10^{-4}$
25%	2.70	1.58	1.519	1.205	82.6	2.09	
					90.9	2.72	$1.7 \times 10^{-3}$
					100.0	3.99	$1.2 \times 10^{-3}$
					110.0	5.26	$7.0 \times 10^{-4}$
					110.0	5.90	$4.0 \times 10^{-4}$
30%	2.50	1.68	1.58	1.318	80.0	2.71	
					90.0	4.62	$1.0 \times 10^{-3}$
					101.6	7.19	
					110.0	11.62	$3.0 \times 10^{-4}$
					110.0	5.26	
111.1	7.82	$4.0 \times 10^{-4}$					
40%	2.10	15.4	1.658	1.381	71.7	4.00	$1.6 \times 10^{-3}$
					80.0	3.99	
					93.3	5.93	
					101.6	7.83	$1.2 \times 10^{-3}$
45%	2.00	19.2	1.694	1.39	70.0	5.26	$1.9 \times 10^{-3}$
					80.0	7.17	$7.0 \times 10^{-4}$
					82.6	3.37	$1.4 \times 10^{-3}$
					91.5	4.64	$1.1 \times 10^{-3}$
					93.0	18.75	$9.0 \times 10^{-4}$
101.5	23.79	$4.0 \times 10^{-4}$					
50%	1.80	20.8	1.73	1.462	73.8	9.78	$7.0 \times 10^{-4}$
					82.5	12.31	$9.0 \times 10^{-4}$
					91.2	11.01	$1.3 \times 10^{-3}$
					100.0		$1.1 \times 10^{-3}$
					107.2	22.74	$6.0 \times 10^{-4}$
110.0		$5.0 \times 10^{-4}$					
110.0	32.62						
60%	1.40	23.3	1.77	1.52	70.0	4.62	
					70.0	7.17	$1.6 \times 10^{-3}$
					81.3	6.55	$1.4 \times 10^{-3}$
					82.0	5.28	$1.9 \times 10^{-3}$
					97.0		$1.0 \times 10^{-3}$
					101.0		$1.2 \times 10^{-3}$
					103.9	58.01	$6.0 \times 10^{-4}$
107.7	27.89						
107.8		$6.0 \times 10^{-4}$					

注)表中の網掛けは未崩壊試料を示す。

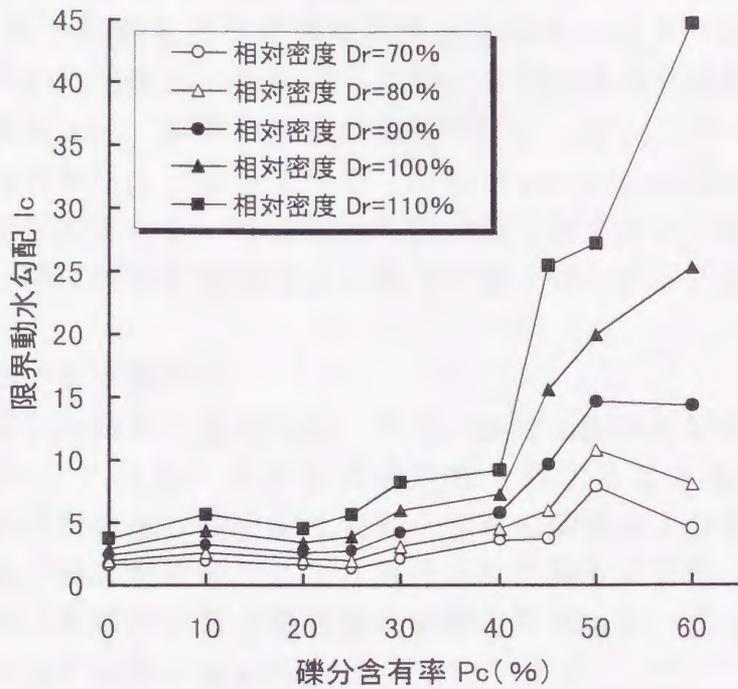


図 4.4.13 浸透崩壊特性曲線から求めた相対密度別の礫分含有率と限界動水勾配の関係

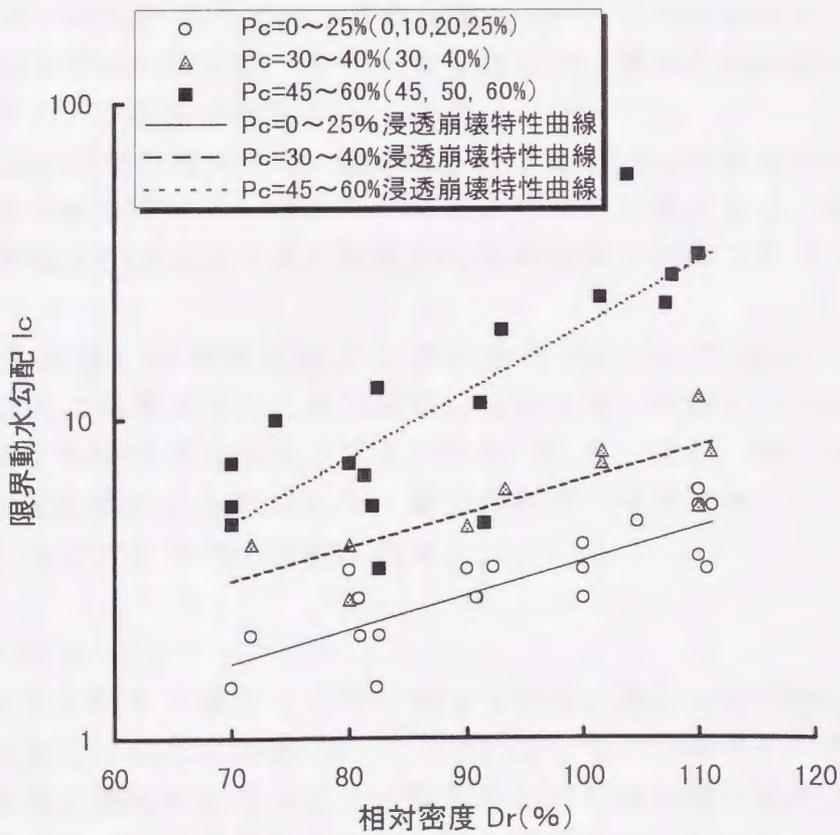


図 4.4.14 礫分含有率の区分条件ごとの浸透崩壊特性曲線

象は実験誤差の可能性を含めて検証する必要があるが、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。

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 4.4.14)。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、特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。

#### b. 透水性に関する実験結果

本実験で作成した試料の透水性は、前述の砂質土試料や本実験で基質試料とした成田砂に比べて全体に大きな透水係数を有することを特徴とする(表 4.4.5)。各実験試料の透水性を動水勾配と流速の関係および礫分含有率ごとに整理した結果、浸透崩壊特性により区分された礫分含有率による上記3区分ごとに、前述の透水性の砂質土浸透崩壊実験の特性区分(表 4.3.8 参照)や透水係数に関する次の特徴が見られる。

- ① 礫分含有率 0~25%の範囲では、透水係数は概ね  $10^{-4}$ cm/s のオーダーで基質試料とした砂試料と同程度の透水性を持つ。また、透水性の特性区分としては総じて低流速、低動水勾配で崩壊し、透水性の変曲点以降が時間や水圧条件的に短期間に崩壊する B 2 あるいは C 2 タイプと考えられる。
- ② 礫分含有率 30~40%の範囲では、透水係数は  $10^{-4}$ ~ $10^{-3}$ cm/s の透水性を示す。限界動水勾配は 0~25%に比べやや大きくなるが、透水性の特性区分は B 2 ないし C 2 タイプで類似の形態が見られる。
- ③ 礫分含有率 45~60%の範囲では、透水係数は主に  $10^{-3}$ cm/s のオーダーの透水性を示す。透水性の特性区分は B 1, B 2 タイプの形態が多く、透水性の変曲点以降の崩壊に至る時間や水圧条件が比較的大きい傾向がある。

各試料の透水係数と相対密度および礫分含有率による区分との関係を図 4.4.15 に示す。図に見るように、透水係数は相対密度と明瞭な負の相関関係にある。この傾向は各礫分含有率区分ごとにも見られる。また、礫分含有率による区分ごとに明瞭な差は見られないが、礫分含有率の増加に伴って高い透水係数を示す結果が増加する傾向が認められる。

#### c. 実験結果の考察

礫質土の自立性に関する検討として、礫分含有率に着目した実験を行った。その結果、本実験では礫分含有率  $P_c=20\sim 25\%$  を一つの境界値として、これ以下の領域では浸透崩壊特性や透水性は基質試料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が顕著となることがわかった。

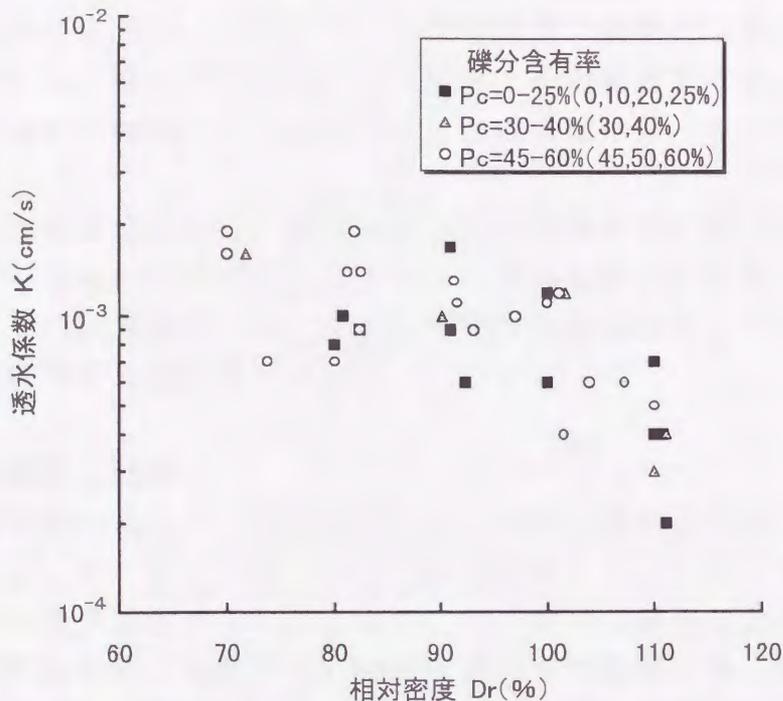


図 4.4.15 礫分含有率区分ごとの相対密度と透水係数の関係

この礫分含有率と限界動水勾配の密接な関係を、本実験で実験装置の能力範囲で崩壊しなかった未崩壊試料（表 4.4.5 参照）の実験中の透水性から検討する。これらの試料は本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  $D_r=100\sim 110\%$  程度の非常に密な状態を共通の条件とする。また、その透水特性は B 2 タイプであり、比較的 low 水圧の段階から透水性の急激な上昇が連続的に発生していることが共通して認められた。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、実験中に共通した現象として  $4 \sim 5 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$  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。

これらの実験によって得られた情報は、礫質土の自立性を検討する上で、礫分含有率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せによる効果が出現することを示している。この境界値となる礫分含有率は現段階では明確でないが、礫粒子間の接触やかみ合せの程度により決まる値と推定され、同様な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. 4. 4 浸透崩壊特性曲線による自立性評価に関する考察

第2章に述べたように、土砂地山は未固結地盤の総称的な地山条件の区分名である。このうち、浸透崩壊実験は主に砂質土を対象とするが、山岳工法によるトンネルではその他の同様な未固結土とされる地山条件に火山性の堆積物がある。

ここでは、現在までに行った調整試料による浸透崩壊実験の結果のうち、攪乱状態で採取した火山性堆積物を含む多くの試料を用いた結果を総括的に整理する。また、その結果として得た浸透崩壊特性曲線に関する考察を行い、切羽の自立性評価に関する検討を行う。

##### (1) 試料の概要と結果

前述の検討事例のように、攪乱試料による実験は属する地層の層位学的対比が可能であれば、ボーリングや直接切羽から採取することなくトンネルに出現する砂質土の特徴を把握できる点で簡便、かつ有効な評価法と考える。このような実験法の特徴から、現在までに過去に自立性が問題となったトンネル周辺の地表露頭、あるいは掘削中のトンネル切羽や地表から攪乱状態で試料採取を行い、同実験手法を適用した。

表4.4.6, 4.4.7に試料の採取位置や種別、試料の物性値および浸透崩壊特性曲線を砂質土および火山性堆積物、他に区分して整理する。なお、ここでは個々の試料に関する議論は行わず、主な対象である砂質土とその他に分類される試料ごとにその特徴を検討する。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、その他は切羽が自立した箇所や状況が不明な試料である。

表中に示すように、各実験で得られた浸透崩壊特性曲線は、概ね前述の各実験試料と同様に比較的相関性の高い回帰式として得られている。

##### (2) 浸透崩壊特性曲線に関する考察

###### a. 砂質土

表4.4.6に示す全30試料の浸透崩壊特性曲線について検討する。このうち、表中の網掛けで示す11試料は、実際の切羽流出箇所、および流出切羽位置に対比される箇所で採取した試料である。また、それ以外の試料は非流出切羽の試料とその区分が不明の試料を含む。このため、ここでは「流出」と「非流出」に区分せず全試料に対する明らかな流出試料の関係として比較検討する。各試料の特性曲線から計算上求められる相対密度 $Dr=60, 80, 100\%$ での限界動水勾配を、全30試料と流出試料ごとに平均値、平均値の標準誤差および標準偏差により図4.4.16に示す。各相対密度に相当する全30試料の分布を左側、流出試料を右側に示す。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

表 4.4.6 攪乱状態の砂質土試料による浸透崩壊実験結果一覧

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 <sup>3</sup>	最小 密度 g/cm <sup>3</sup>	細粒分 含有率 (%)	均等 係数	D10	D30	D60	土粒子 密度 g/cm <sup>3</sup>	(lc) = A * exp (B * Dr)		
							mm	mm	mm		指数回帰係数		相関係数
											係数 A	係数 B	R
D. 魚沼層群 (信発T.)	地表露頭	砂質土	1.36	1.01	12.3	4.3	0.05	0.14	0.23	2.624	0.041	0.065	0.92
	地表露頭	砂質土	1.40	1.03	10.7	4.3	0.07	0.20	0.30	2.710	0.017	0.084	0.97
	地表露頭	砂質土	1.54	1.23	2.3	3.3	0.20	0.35	0.66	2.676	0.097	0.040	0.91
	地表露頭	砂質土	1.53	1.18	4.8	2.4	0.10	0.16	0.24	2.655	2.371	0.008	0.81
	地表露頭	砂質土	1.59	1.26	3.0	2.3	0.15	0.26	0.35	2.633	0.552	0.027	0.88
P. 蟹田層 (津軽海峡線)	地表露頭	砂質土	1.16	0.86	7.8	2.8	0.09	0.17	0.24	2.552	1.053	0.035	0.58
	地表露頭	砂質土	1.66	1.29	0.9	3.3	0.13	0.22	0.43	2.695	0.522	0.026	0.77
	地表露頭	砂質土	1.50	1.16	5.0	2.6	0.11	0.20	0.28	2.639	3.161	0.009	0.73
東海道新幹線	地表露頭	砂質土	1.48	1.09	11.6	15.0	0.06	0.35	0.90	2.693	1.320	0.038	1.00
	地表露頭	砂質土	1.48	1.12	12.3	2.0	0.07	0.09	0.13	2.734	0.342	0.040	0.96
	トンネル盤	砂質土	1.66	1.22	19.8	2.6	0.05	0.08	0.13	2.738	0.246	0.062	0.79
鹿島神宮線	地表露頭	砂質土	1.37	1.01	4.9	2.3	0.13	0.19	0.30	2.660	0.121	0.036	0.99
	地表露頭	砂質土	1.35	1.02	6.6	3.6	0.14	0.32	0.50	2.656	0.014	0.060	0.97
長野新幹線T.	切羽	砂質土	1.54	1.18	6.4	3.3	0.10	0.21	0.33	2.755	0.159	0.041	0.94
	地表露頭	砂質土	1.40	1.09	6.4	3.1	0.10	0.21	0.32	2.674	1.301	0.015	0.87
盛岡以北 新幹線T.	切羽	砂質土	1.47	1.13	6.7	3.7	0.18	0.43	0.70	2.676	0.028	0.037	0.98
	切羽	砂質土	1.21	0.90	22.3	10.9	0.03	0.12	0.35	2.748	0.073	0.049	0.98
	切羽	砂質土	1.28	1.02	17.4	22.4	0.04	0.17	0.85	2.748	0.185	0.034	0.98
	切羽	砂質土	1.24	0.93	21.4	12.9	0.03	0.14	0.36	2.797	0.130	0.039	0.88
	切羽	砂質土	1.27	0.98	18.6	12.5	0.04	0.17	0.50	2.797	0.042	0.041	0.97
	切羽	砂質土	1.54	1.16	10.0	4.2	0.07	0.24	0.31	2.671	0.010	0.057	0.98
	切羽	砂質土	1.39	1.06	27.6			0.96	0.25	2.742	0.014	0.069	0.90
	切羽	砂質土	1.53	1.20	36.0			0.01	0.28	2.705	0.097	0.052	0.95
	地表露頭	砂質土	1.23	0.86	20.4	1.7	0.06	0.08	0.10	2.681	0.026	0.071	0.91
	切羽	砂質土	1.54	1.22	22.1			0.09	0.34	2.714	0.031	0.057	0.93
D. 成田層	切羽	砂質土	1.42	1.06	3.3	1.9	0.11	0.16	0.21	2.664	1.547	0.016	0.85
	地表露頭	砂質土	1.63	1.33	1.88	2.4	0.15	0.25	0.36	2.767	0.055	0.030	0.97
P. 稲城砂層	地表露頭	砂質土	1.42	1.09	11.9	7.0	0.05	0.26	0.35	2.672	0.098	0.038	0.96
	地表露頭	砂質土	1.53	1.16	11.9	3.7	0.06	0.15	0.22	2.713	0.320	0.034	0.96
豊浦標準砂	標準砂	砂質土	1.63	1.35	0.7	1.4	0.13	0.15	0.18	2.501	2.618	0.004	0.50

注) 地層名の凡例: P.: 新第三紀鮮新世, D.: 第四紀洪積世

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。

表 4.4.7 攪乱状態の火山性堆積物，他の試料による浸透崩壊試験結果一覧

地層名等 (トンネル名)	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)		
	採取位置	試料種別	最大 密度 g/cm <sup>3</sup>	最小 密度 g/cm <sup>3</sup>	細粒分 含有率 (%)	均等 係数	D10 mm	D30 mm	D60 mm	土粒子 密度 g/cm <sup>3</sup>	(lc) = A * exp (B * Dr)		
											指数回帰係数		相関係数
										係数 A	係数 B	R	
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
	ボ-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
	ボ-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
	ボ-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
	ボ-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
	ボ-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。

数表示とした。なお、全 30 試料の標準偏差のうち  $-\sigma$  側が負の領域に及ぶため、図化の関係からこれに代えてデータの最小値までの範囲を示す。図から次のことがわかる。

①全 30 試料の試料ごとの浸透崩壊特性曲線から計算で求めた限界動水勾配（ここでは、計算限界動水勾配と称す）は大きなばらつきを示すが、図中の相対密度範囲では、計算値の平均値は見かけ上の直線関係にあり、平均値の崩壊特性曲線が次式で得られる。

$$I_c = 0.18 e^{0.046 * D_r} \dots (4.4.1)$$

②流出試料とした 11 試料の限界動水勾配の分布は、 $D_r=60\%$  でその差が小さいものの、各相対密度での標準偏差  $\pm \sigma$  の範囲は全試料の平均値（4.4.1 式）より小さい傾向を持つ。

以上のように、砂質土の浸透崩壊特性曲線を用いた評価は、現状では自立性に関する相対的な比較区分を主な検討結果とするが、(2)式に示す現状での平均的な特性曲線を基準とすることにより流出の可否を考察することが可能である。また、調査対象とする位置での粒度や密度の範囲を把握することにより、自立性に関する傾向や問題点の抽出を行う場合に有効な評価法となる。

#### b. 火山性堆積物, 他<sup>24)</sup>

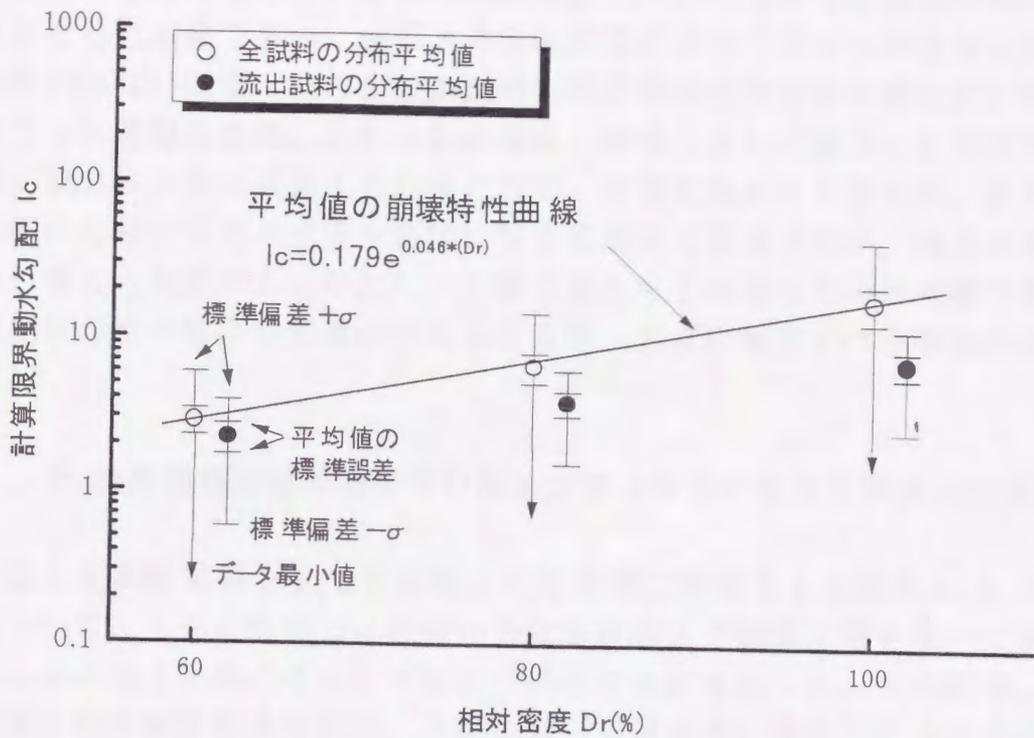
同様に、火山性堆積物として、スコリア質火山砂、しらすを含む火砕流堆積物およびまさ土、崖錐堆積物についての実験結果を表 4.4.7 に基づき、図 4.4.17 に示す。対象とする試料では、全 21 試料に対し、流出試料は 2 試料と少ないため統計量としては問題があるが、ここでは参考として検討する。

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。

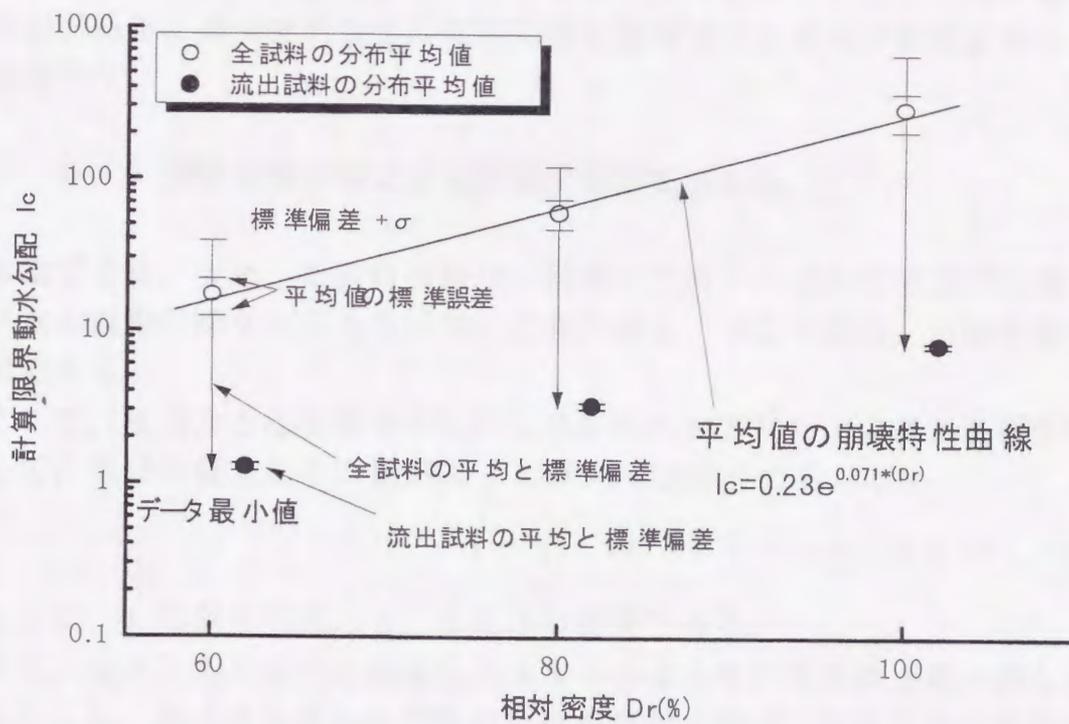
②各相対密度での平均値の見かけ上の直線性は砂質土の結果と同様に顕著であり、次式で表わされる。

$$I_c = 0.23 e^{0.071 * D_r} \dots (4.4.2)$$

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。



全 30 試料のうち、11 試料が流出試料である。  
 図 4.4.16 砂質土の平均浸透崩壊特性曲線と流出試料の関係



全 21 試料のうち、2 試料が流出試料である。  
 図 4.4.17 火山性堆積物、他の平均浸透崩壊特性曲線と流出試料の関係

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。砂質土の実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概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、分類できることを示す。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するが、浸透崩壊実験が適用し得ると判断する。ただし、実験にあたっては特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。

#### 4. 5 浸透崩壊実験手法を用いたトンネル切羽の自立性評価法の提案<sup>15)</sup>

砂質土を実験試料として限界動水勾配を測定することを試みた 4. 3 節の実験について、さらに前節では性質の異なる砂質土や礫質土等を用いた検証と、トンネルの施工実績にそった評価の可能性の検討を行った。その結果、本手法で測定される限界動水勾配は、不攪乱試料では実際に発生したトンネル切羽崩壊の条件を反映したものであり、調整試料は実地盤の物性値から考えると低い値となるものの、その結果は相対密度と密接な関係を持ち、この関係に基づく試料固有の浸透崩壊特性曲線が得られることが、砂質土、礫質土さらに火山性堆積物で確認された。

ここでは、本実験手法で求められる限界動水勾配について若干の考察を行い、その検討結果に基づきトンネル切羽の自立性評価のための詳細試験法としての提案を行う。

##### 4. 5. 1 浸透崩壊実験による流動現象のモデル化

本章で考察、実施した試料実験は、地盤中でのトンネル切羽近傍に発生する地下水の流動に伴う浸透力を試料に直接負荷し、切羽の流出、崩壊を模擬したものである。

ここで、浸透力とは地盤中を流れる水が流れの方向に土の骨組を押し出す体積力として、単位体積当たりの浸透力  $j$  は次式で表わされる。

$$j = i\gamma_w \cdots \cdots (4.5.1)$$

ここに、 $i$  は動水勾配、 $\gamma_w$  は流体の密度である。

また、実トンネル切羽の崩壊を図 4.5.1 のような円筒形の土塊が押し出されるものとし、地山と分離した以降の抵抗を無視すれば、円筒形の土塊周面には粘着力と拘束力による摩擦抵抗が浸透力に対して働く。円筒形土塊の崩壊時に働く浸透力と周面摩擦力から、その境界条件は次式で表わされる<sup>17)</sup>。

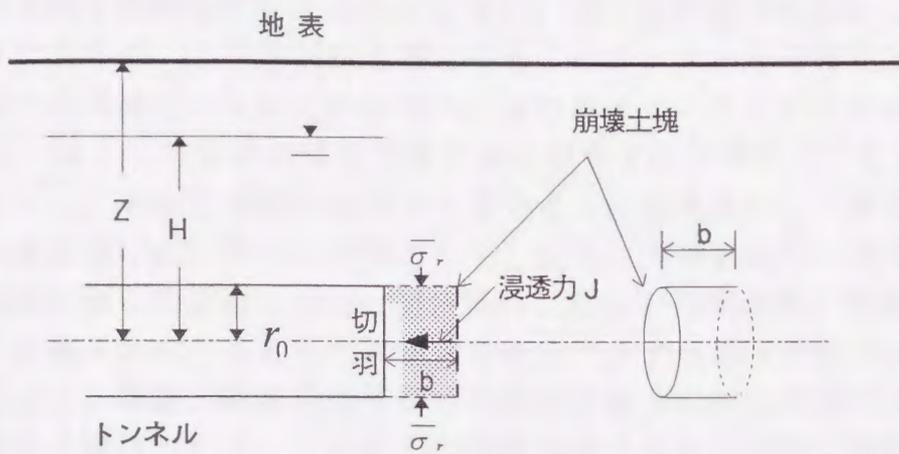


図 4.5.1 浸透水による切羽崩壊の考え方<sup>15)</sup>

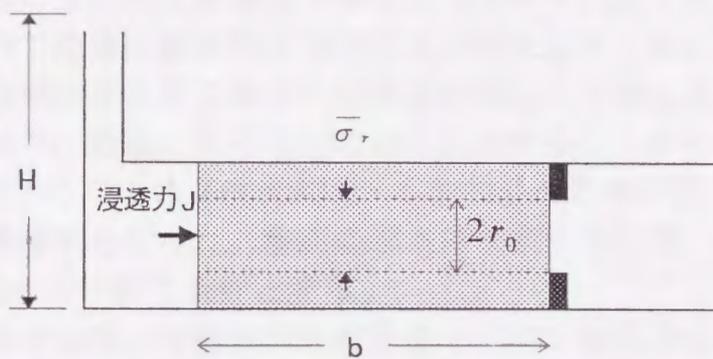


図 4.5.2 浸透崩壊実験のモデル図

$$Ic \gamma_w r_0^2 b Ic = 2 \pi r_0 b (c + \bar{\sigma}_r \tan \phi) \quad \dots (4.5.2)$$

$$Ic = \frac{2}{\gamma_w r_0} (c + \bar{\sigma}_r \tan \phi) \quad \dots (4.5.3)$$

ここに、 $Ic$ は限界動水勾配、 $r_0$ は円筒形土塊の半径、 $c$ は粘着力、 $\bar{\sigma}_r$ は周面に働く半径方向平均応力、 $\phi$ は内部摩擦角である。

このモデルは前節まで検討した一次元モデル実験での再現状況と類似した条件および仮定に基づいていると考えることができる。4.5.3式は限界動水勾配に関する次のような特徴を示すものである。

- ①限界動水勾配は剪断強さが同じ条件で、土塊半径  $r_0$  に反比例する。
- ②限界動水勾配は土塊半径が同じ条件で、剪断強さに比例する。

ここで、①は円筒形土塊前面をトンネル切羽と想定し、かつ全断面からの湧水を伴う場合を考えると、掘削断面を小さくすることが安定性確保に有効であることを意味する関係と考えられる。また、②は限界動水勾配がこれまでに検討してきたように、力学的指標と考え得ることや、見かけの粘着力、地山応力あるいは内部摩擦角のそれぞれの増大により向上することがわかる。特に、地山応力  $\bar{\sigma}_v$  はトンネルにおける土被り厚に相当する有効応力である。

これに対し、本論での実験は図 4.5.2 のように図化され、不攪乱試料では地山での拘束状態に近い条件の試料として、また、調整試料では突き固め時に発生する試料管からの反力により、密度条件に応じた拘束状態が形成されている。このような観点から、本実験は浸透力を主応力とする通水状態での押し抜き剪断試験と言え、実験の結果として得られる限界動水勾配は試料に作用する水頭差で発生する浸透力によって試料内の剪断強度を求めた結果と解釈される。

#### 4. 5. 2 浸透流解析による実験条件の検討

試料内の水の流れによる浸透力を上記のモデルにより検討するための条件として、試料内での負圧領域発生の有無が問題となる。特に不飽和領域が高い水圧条件でも試料に存在する場合、模擬切羽周辺に大きな状態の不連続性を生じる可能性があり、崩壊に至る原因に強く関与することが考えられる。この問題の検討のため、ここでは 2 次元飽和・不飽和浸透流解析法<sup>27)</sup>を用いた有限要素法による数値解析を行った。解析の基本的な条件として、試料内の水の流れを Darcy 則が成り立つ層流条件とする。

解析モデルとして、円柱状試料を長さ  $b=15\text{cm}$ 、直径  $d=7.6\text{cm}$  の 2 次元断面とし、接点数 740、四角形要素数 684 とした。また、排水条件を考慮して円筒形の解放面を図 4.5.3 に示す面積比が長さの比となるような矩形断面とした。不飽和領域での計算に用いた入力値を表 4.5.1、これに基づく水分特性曲線を図 4.5.4 に示す。これらの物性値は砂試料ごとに固有な値をとるが、ここでは代表的な砂質土として稲城砂（本章 4.3 の実験試料に類似する試料）による  $p$ - $F$  試験結果を採用した。また、解析条件としてトンネル切羽に相当する試料前面は圧力上の解放面とし、試料背面に底面から初期水頭を  $10\sim 500\text{cm}$  としてそれぞれの水頭ごとに定常解析を行った。検討項目として次の点を検討した。

- ①初期水頭による不飽和領域の発生の有無
- ②透水係数に伴う不飽和領域の発生状態の違い

ここで、①の検討について、砂質土で一般的な透水係数として  $k=1\times 10^{-3}\text{cm/s}$  の条件により、試料前面の近傍として  $0.2\text{cm}$  奥の面での圧力水頭  $P$  を要素ごとに求められる圧力水頭分布から補完図化した結果を図 4.5.5 に示す。ここに、飽和領域と不飽和領域の境界となる圧力水頭  $P=0$  は図中の破線で示され、初

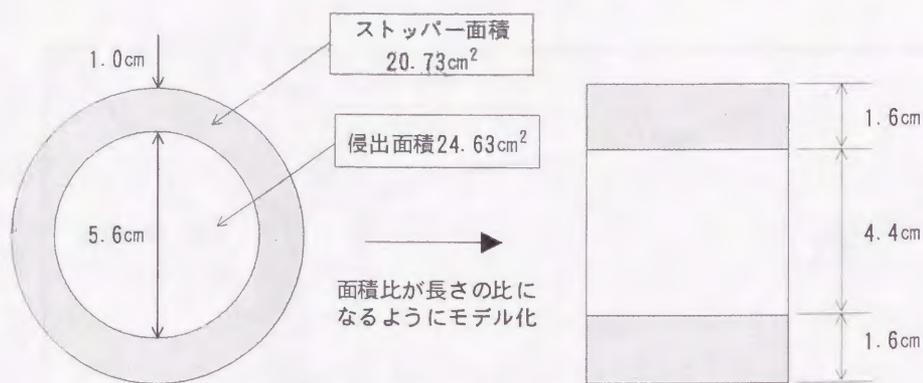


図 4.5.3 浸透崩壊実験の切羽の解析モデル

表 4.5.1 浸透崩壊実験の解析に用いた不飽和特性計算入力値

入力項目	定数項 $\lambda$	限界吸引 圧力水頭 $\phi_{cr}$	最小体積 含水率 $\theta_r$	飽和体積 含水率 $\theta_s$	透水係数 $\kappa_s$	定数項 $n$
入力値	0.8	20	0.1	0.44	1.0E-03	4.62000

注 1) 不飽和領域の水分特性曲線は Brooks-Corey の式を用いる。

$$\theta = (\theta_s - \theta_r) (\phi_{cr} / \phi)^{\lambda + \theta_r} \quad \theta: \text{体積含水率}$$

$$k(\phi) = \left\{ (\theta - \theta_r) / (\theta_s - \theta_r) \right\}^n \quad k(\phi): \text{比透水係数}$$

注 2) 定数項  $n$  は西垣式を用いて近似する

$$n = 0.69 - 1.31 \cdot \log(\kappa_s)$$

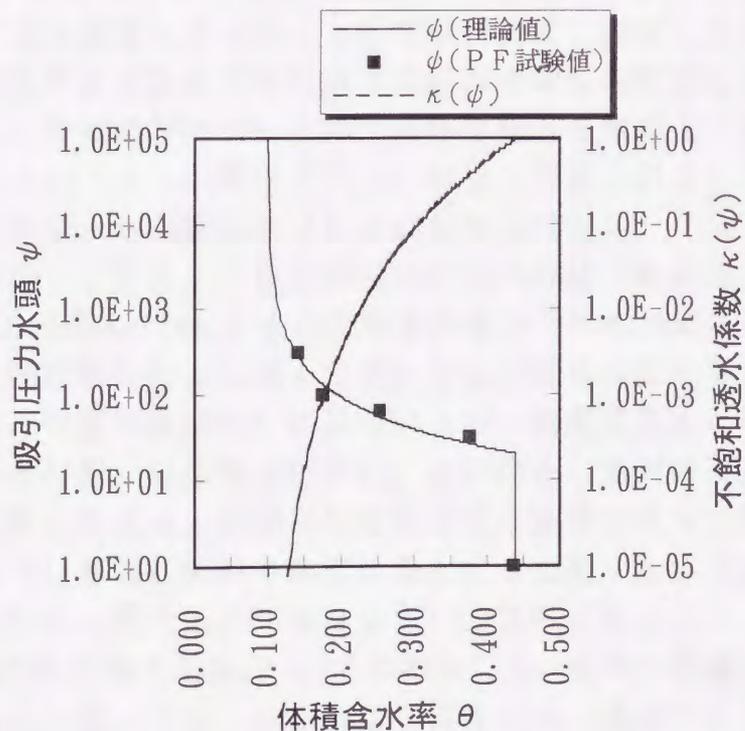
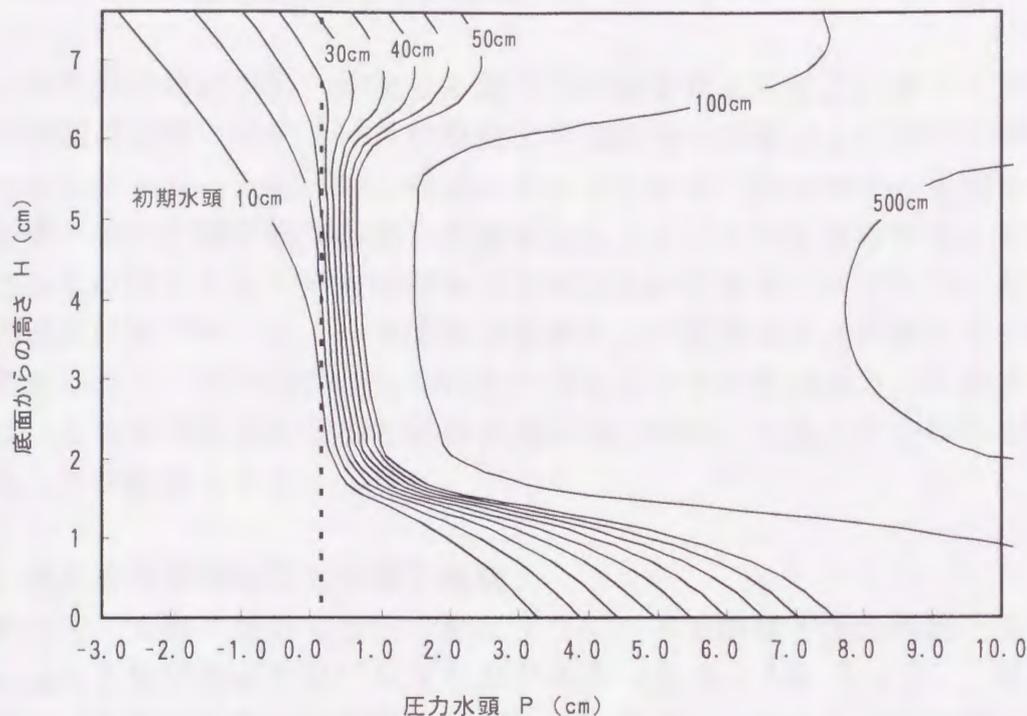


図 4.5.4 浸透崩壊実験の解析に用いた水分特性曲線と不飽和浸透係数



注) 図に示す圧力水頭分布は切羽面よ 2cm 奥の断面の計算値である。

図 4.5.5 浸透崩壊実験の切羽近傍の圧力水頭分布解析結果

期水頭  $H=30\text{cm}$  までの条件では試料上端部に負圧領域が発生する結果が得られた。また、圧力水頭はストッパーとして試料前面に設置したドーナツ板により高い初期水頭条件ほど顕著な試料内での圧力水頭の勾配を形成する結果が得られた。さらに、②の検討については、同様な検討を粗粒土を対象とすべき  $k=1\times 10^{-1}\text{cm/s}\sim 1\times 10^{-5}\text{cm/s}$  の範囲で行った結果、形成される自由水面は本計算条件では透水係数による有意な差は見られなかった。

これらの結果から、計算上の負圧領域の発生条件は比較的低い初期水頭であり、 $H=30\text{cm}$  は試料長  $L=15\text{cm}$  とすると動水勾配  $I=2$  に相当する。後述するように、これまでに同実験を行った多くの試料で限界動水勾配が 2 未満のものは限られた攪乱試料（密度調整試料）に見られるが、密度を高めた状態では概ねこれ以上の限界動水勾配となる場合が多い。このため、前述のように浸透崩壊特性曲線を求める観点からは、問題となる領域での結果は大きく問題とはならない。また、実験では事前に試料を飽和状態とするため、計算上より不飽和領域は小さいと推定され、実用上の問題は小さいと判断される。

なお、本実験で限界動水勾配が  $I_c < 2$  の場合には、試料の模擬切羽上端部に不飽和領域が残った状態となる、あるいは切羽面に働く浸透力に大きな不均衡を生ずる状態が考えられる。このような条件で流出、崩壊に至る過程は浸透力というより、流速による砂粒子の移動や切羽近傍での浸食の発生に強く関連する可能性があると考えられる。

## 2. 5. 3 評価試験法としての提案

トンネル掘削時に切羽に発生する地下水の流動による浸透力をモデル化し、モデル切羽の崩壊、流出という状態変化を発生時の浸透力と各試料の物性値の関係から考察することを目的に前述のような一連の一次元モデル実験を行った。その結果、試料の限界動水勾配を直接求めることにより地盤特性として特殊な条件での剪断強さが地下水条件から求めることができることがわかった。

この成果に基づき、以下に本実験の意義および試料の透水性から見た適用条件を整理し、トンネル切羽の自立性を評価するための試験法として提案する。よって、以降では同実験手法を浸透崩壊試験と呼び、対象とする試料の評価を目的とした試験法とする。

### (1) 浸透崩壊試験結果の意義と解釈

これまでの実験結果からも明らかなように、本手法は不攪乱試料と攪乱試料で求められる限界動水勾配に大きな差がある（図 4.3.18, 4.4.4）。従って、本手法により求められる限界動水勾配については、この点を十分理解したうえでの結果の解釈が重要であり、試験試料ごとの結果の意義と解釈の基本的な考え方は以下のように整理される。

#### a. 不攪乱試料による試験結果

サンプリング手法にも大きく影響されるが、不攪乱試料を用いた試験では前述の生田トンネルを対象とした結果のように、直接地盤の限界動水勾配に近い値が得られる点でその意義は大きい。この場合、地盤の透水係数や湧水量の予測値と、試験結果から求められる切羽湧水量の限界値との比較を行うことで、精度よく切羽流出、崩壊の発生予測ができる可能性がある。なお、実務的にはこの限界値に基づく地下水低下工法、切羽安定化工法の設計を行うための基礎的資料として活用されることが期待される。

結果の解釈については、同試料を用いた密度調整試料による試験を合わせて行い、浸透崩壊特性曲線を求めたうえで、その離隔程度や試験結果のばらつきを検討する必要がある。特性曲線との離隔が大きい場合には強度の高い地盤、小さい場合にはむしろ特性曲線に沿った密度低下による限界動水勾配の低下を想定する必要がある。さらに、ばらつきについてはボーリングによる不攪乱試料採取の場合にはできるだけ多くの区間での試料で試験を行い、各層相、深度ごとの最小値を試料の乱れの有無とともに検討したうえで、N値、弾性係数等の地盤強度指標や粒度分布を含めた総合的な地盤の強度として評価する必要がある。

## b. 攪乱試料による試験結果

不攪乱試料の採取には、特殊な方法を用いる必要があり、技術的、経済的な問題を伴う。この点から、地表でも採取可能な攪乱試料を用いて、密度調整による浸透崩壊特性曲線を求め、その傾向分析を行う方法が現実的な評価手法として位置づけられる。前述のように、浸透崩壊特性曲線はその砂質土固有の曲線として得られ、事前調査段階で切羽の自立性を相対的に評価するうえで有効な資料となる。また、不攪乱試料から求められる限界動水勾配より同一密度条件では低い結果となるが、この関係は浸透崩壊特性曲線で示される相対密度—限界動水勾配の関係が最も安全側の評価となることを意味する。

浸透崩壊特性曲線の解釈については、各地山試料ごとの比較により砂質土の基本的な自立特性を評価するが、その際の重要な事項として細粒分含有率や礫分含有率により、特性曲線が安全側にシフトすることが前述の検討結果から挙げられる。また、前述の砂質土に関する 4.4.1 式、火山性堆積物、他に関する 4.4.2 式は、得られた浸透崩壊特性曲線からその試料の自立性を比較区分するうえで有効な基準となる。

### (2) 試験試料の透水性に関する適用条件の設定

本試験法はトンネル切羽を構成する試料の限界動水勾配を直接求めることにより、湧水を伴う条件での自立性評価をその目的とする。このため、その適用は土砂地山のうちでこのような問題の発生が懸念される砂質土や礫質土等の粗粒土を主たる対象とする。

ところで、試験の結果として得られる限界動水勾配は、変水位透水試験で求められる動水勾配と同様に崩壊時の負荷水圧と試料長から求められる。しかし、一般的な透水試験と異なり、Darcy 則を適用し得る層流状態でない場合にも適用しなければならないことが本試験の一つの特徴として挙げられる。この非 Darcy 流の状態は、流速—動水勾配の関係から試料内部での透水性変化が推定される。このような観点からも本試験は透水性材料での力学試験という意味合いが強く、厳密な意味での透水試験でないことに注意を要する。ただし、試験結果の中で透水係数も重要な物性値となるため、その評価は試験結果の十分な吟味が必要である。

さらに、試験の適用に関する問題として、透水係数が初期状態から負荷水圧とともに大きくなる試料の場合、ある透水係数を越えると透水係数の増加がそれ以上進行せず、さらに水圧を負荷しても崩壊に至らないものがある。このような現象は、これまでの実績から透水係数が  $K=5 \times 10^{-3} \text{cm/s}$  以上の試料に見られ、特に  $K=10^{-2} \text{cm/s}$  以上の場合に多く見られる。これらの試料では、水の流れが明らかな乱流状態となった状態、あるいは試料中にパイプ流路状の小空洞が形成された状態が推定される。

以上のようなこれまでの実績から、本試験の適用条件としては、少なくとも

試料の初期透水係数が  $K=10^{-2}\text{cm/s}$  以下であることが試験精度の問題から必要であり、対象を砂質土や礫質土とし、これまでに実施した試料の条件を考慮すれば、透水係数  $K=10^{-2}\sim 10^{-6}\text{cm/s}$  をその適用範囲とするのが妥当であると考えられる。この適用範囲は一般的な透水試験法として行われる定水位法 ( $K=10^{-2}\sim 10^{-3}\text{cm/s}$ ) および変水位法 ( $K=10^{-3}\sim 10^{-6}\text{cm/s}$ ) の適用範囲を網羅した条件と一致する<sup>13)</sup>。なお、透水係数  $K=10^{-6}\text{cm/s}$  未満の難透水性ないし不透水性試料については試験としては可能であるが、本試験の力学試験としての特徴を考慮すると一軸圧縮試験等を用いた評価に適合するものと考えられるべきである。

ここに設定した試料条件により、本試験法は対象とする土砂地山のうち、砂質土を主とする粒状土の切羽自立性評価試験として有効である。

#### 4. 7 まとめ

本章では、第3章の成果から、現象のモデル化の検討を行い、その結果から切羽の不安定化要因のうち、トンネル掘削直後に最大の力として作用する地下水の浸透力をモデル化した水平一次元浸透崩壊実験を考案した。同実験手法による考察、検討結果は以下のように要約される。

1. 基本モデル実験では、不攪乱試料および粒度、密度調整試料を用い、各試料の土質条件とともに限界動水勾配、流量を測定した。その結果、次のことがわかった。
  - ① 不攪乱試料の限界動水勾配は従来から自立性評価指標とされる粒度分布や密度特性と高い相関性を持つ。
  - ② 土質条件のうち実地盤の相対密度はN値や弾性係数等の地盤強度と密接な関係がある。
  - ③ 調整試料の限界動水勾配は同じ粒度分布で相対密度と浸透崩壊特性曲線と称す指数増加関数で回帰される線形の関係にある。
  - ④ 同じ細粒分含有率の不攪乱試料と調整試料の限界動水勾配は、不攪乱試料の実験結果が浸透崩壊特性曲線より安全側となる関係がある。
  - ⑤ 流量計測結果から求められる透水係数は実験中に変化し、その変化で推察される試料の状態変化と限界動水勾配に対応が認められる。
2. 武蔵野南線生田トンネル近傍のボーリング試料、信濃川水路トンネルの地表で採取した攪乱状態の地山試料、礫分含有率を調整した試料および砂質土と火山性堆積物、他の複数の攪乱試料を用いた実験を行った。その結果、次のことがわかった。
  - ① 不攪乱試料の実験結果は切羽の流出条件と一致する強度、透水性を示す。
  - ② 攪乱状態の地山試料から得られる浸透崩壊特性曲線は切羽の状態を示す流出の発生の有無や補助工法の程度を定性的ながら区分し得る。
  - ③ 礫質土では礫のかみ合せ効果の出現に関わると推定される礫分含有率以上で限界動水勾配の向上を確認した。
  - ④ これまでに同実験手法を適用した試料の浸透崩壊特性曲線を砂質土と火山性堆積物、他に区分し、両結果の考察から今後の評価のための目安となる2種類の基準曲線を得た。
3. 同実験手法は浸透力を主応力とする通水状態での押し抜き剪断試験と考えられ、トンネル切羽の自立性評価試験として提案した。次に適用条件を示す。
  - ① 限界動水勾配  $I_c \geq 2$  の試料を対象とする。なお、限界動水勾配  $I_c < 2$  となる試料は、流速による粒子の移動や浸食の発生を検討する必要がある。
  - ② 透水係数  $10^{-2} \sim 10^{-6} \text{cm/s}$  を試料の条件とする。

【引用文献】

- 1) K. Terzaghi : Der Grundbruch an Stauwerken und seine Verhütung, From theory to Practice in Soilmechanics, 1922.
- 2) J. D. Justin : The Design of Earth Dams, A. S. C. E. Trans. No. 1531, 1923.
- 3) 長瀬迪夫 : 浸透崩壊に関する考え方と破壊発生条件 - 諸文献における記述と用例 -, 応用地質年報, No. 9, 1987.
- 4) 林重徳・山内豊聡 : しらすの限界流速と地山の浸透崩壊問題への応用, 日本応用地質学会講演集, 1984.
- 5) 大野睦雄・山崎弥・トランデュック・フィ・オアン : 砂のパイピング特性に関する実験的研究, 間組研究年報, pp. 27-35, 1981.
- 6) 山口嘉一・田原則雄・松本徳久 : ダム基礎地盤の浸透破壊抵抗性に関する基礎的研究, 応用地質, Vol. 35, No. 2, 1994.
- 7) 吉岡淳・久楽勝行・佐藤正博 : 水平方向の浸透水によるパイピングの進行について, 第 39 回土木学会学術講演会, pp. 707-708, 1984.
- 8) 河野伊一郎・西垣誠・早瀬宏文 : 浸透水による地盤の進行性破壊に関する実験, 第 20 回土質工学研究発表会, pp. 1475-1478, 1985.
- 9) 木谷日出男・大島洋志・榎本秀明 : 切羽安定性評価のための砂質土の分類法, 鉄道総研報告, Vol. 5, No. 6, pp. 39-46, 1991.
- 10) 日本の地質「関東地方」編集委員会編 : 日本の地質 3 関東地方, 共立出版, 1986.
- 11) 土質工学会 : 土質試験の方法と解説, 土質工学会, 1990.
- 12) Terzaghi, K., Peck, R. B. : Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, New York, 1948.
- 13) Meyerhof, G. G. : Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, Proc. of the ASCE, Jour. SMF Div., Vol. 82, SM. 1, Proc. Paper 866, pp. 1-19, 1956.
- 14) 土質試験法改定編集委員会編 : 土質試験法 (第 2 回改訂版), 土質工学会, 1979.
- 15) 木谷日出男・太田岳洋 : 砂質土トンネル切羽の自立性評価試験法に関する研究, 応用地質, Vol. 40, No. 5, pp. 270-280, 1999.
- 16) 森藤真治 : 稲城砂層に挑む大断面トンネル, トンネルと地下, vol. 13, no. 8, 1973.
- 17) 日本鉄道建設公団東京支社 : 武蔵野線工事誌, 1977.
- 18) 日本鉄道建設公団東京支社 : 武蔵野 (南) 線地質図 (新鶴見 - 府中本町), 1977.
- 19) 木谷日出男・太田岳洋 : トンネル切羽の安定性評価法の検討, 鉄道総研報告, Vol. 7, No. 12, pp. 49-56, 1993.
- 20) 東日本旅客鉄道 (株) 信濃川工事事務所 : 信濃川水力発電再開発工事誌,

1991.

- 21) 日本トンネル技術協会：信濃川水路トンネル軟岩地山の観察・計測に基づく実施設計の研究報告書（日本国有鉄道信濃川工事事務所委託），1987.
- 22) 日本国有鉄道：N A T M設計施工指針(案)，(社)日本鉄道施設協会，1983.
- 23) 木谷日出男・太田岳洋：砂質土の浸透崩壊特性，日本応用地質学会平成7年度研究発表会講演論文集，pp. 111-114, 1995.
- 24) 木谷日出男：土砂トンネルの切羽安定性評価に基づく地山分類法，応用地質，Vol. 41, No. 1, 2000. 印刷中.
- 25) 国鉄岐阜工務局：北陸本線糸魚川・直江津間線路増設工事誌，1969.
- 26) 木谷日出男：砂質地山でのトンネル切羽安定条件について，日本応用地質学会平成2年度研究発表会講演論文集，pp. 161-164, 1990.
- 27) 赤井浩一・大西有三・西垣誠：有限要素法による飽和・不飽和浸透流の解析，土木学会論文集，第264号，1977.