



真空透気試験を利用した岩盤のゆるみ現象の評価に関する研究

山田, 文孝

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

1999-03-31

(Date of Publication)

2015-10-15

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

甲1932

(JaLCD0I)

<https://doi.org/10.11501/3156333>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D1001932>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



博士論文

真空透気試験を利用した
岩盤のゆるみ現象の評価に関する研究

平成11年1月

神戸大学大学院自然科学研究科

山田 文孝

目 次

第1章 序論	1
1.1 緒言	1
1.2 本論文の目的と構成	3
1.2.1 本論文の目的	3
1.2.2 本論文の構成	3
第2章 ゆるみ調査の現状	5
2.1 本章の概要	5
2.2 ゆるみ領域の考え方	5
2.2.1 地下構造物の設計とゆるみ	5
2.2.2 ゆるみの調査法	13
2.2.3 ゆるみの概念の総括	15
2.3 構造物の種類とゆるみ領域の発生	16
2.4 新しい数値解析とゆるみの関係	20
2.5 本章のまとめ	21
参考文献	22
第3章 真空透気試験	24
3.1 本章の概要	24
3.2 ゆるみ調査手法の現状	25
3.3 真空透気試験の特徴	27
3.3.1 試験の原理	27
3.3.2 試験方法	27
3.3.3 試験装置	28
3.4 固有透過度	30
3.5 データ解析方法	32
3.5.1 これまでの研究	32
3.5.2 基礎方程式	33
3.5.3 解析	34
3.6 データ解析法の検証	41
3.6.1 非定常データの圧縮性の影響	41
3.6.2 掘削面の影響	43
3.6.3 間隙水の影響	43
3.6.4 不均一性の影響	44

3.7 透水・透気試験との比較.....	45
3.7.1 概要.....	45
3.7.2 従来の透水・透気試験.....	45
3.7.3 固有透過度の比較.....	45
3.7.4 固有透過度の測定限界.....	47
3.8 本章のまとめ.....	48
参考文献.....	49
第4章 原位置におけるゆるみ評価.....	50
4.1 本章の概要.....	50
4.2 硬岩トンネルにおける測定例.....	50
4.2.1 花崗岩-TBM掘削と発破による切り上げ.....	50
4.2.2 亀裂の少ない片麻岩-素掘り坑道.....	52
4.3 中硬岩トンネルにおける測定例.....	56
4.3.1 第三紀堆積岩(砂岩頁岩互層)-矢板工法による掘削.....	56
4.3.2 第三紀堆積岩(砂岩)-発破掘削と機械掘削.....	58
4.3.3 古生層の亀裂密集帯-立坑接続部.....	60
4.4 岩盤斜面における測定例.....	66
4.4.1 安山岩溶岩-自然斜面背面からの測定.....	66
4.4.2 硬質な中生代砂岩粘板岩互層-自然斜面.....	68
4.4.3 第三紀中新世の風化火山碎屑岩-自然斜面.....	70
4.5 本章のまとめ.....	73
参考文献.....	74
第5章 岩盤性状の評価.....	75
5.1 本章の概要.....	75
5.2 亀裂分布と透気性の関係.....	76
5.3 岩盤内の空隙容積.....	79
5.3.1 固有透過度と空隙容積.....	79
5.3.2 岩盤中の空隙容積評価手法の検討.....	79
5.3.3 室内試験.....	85
5.3.4 吸引空気流量の詳細検討.....	87
5.3.5 原位置測定結果.....	91
5.4 力学特性の評価.....	95
5.4.1 試験概要.....	95
5.4.2 岩盤等級と物性値の関係.....	101
5.4.3 真空透気試験結果と力学特性の関係.....	103
5.5 本章のまとめ.....	106
参考文献.....	108

第6章 岩盤分類との関係	109
6.1 本章の概要	109
6.2 各岩盤分類における亀裂性状の扱い	109
6.2.1 定性的岩盤分類	110
6.2.2 評点式岩盤分類	112
6.3 固有透過度と岩盤分類の関係	117
6.4 固有透過度が表す指標	120
6.4.1 RMRの各評点と固有透過度	120
6.4.2 Qシステムの各評点と固有透過度	122
6.4.3 適用の限界	123
6.5 本章のまとめ	123
参考文献	124
第7章 変位計測によるゆるみ評価	125
7.1 本章の概要	125
7.2 真空透気試験によるゆるみ評価	126
7.3 ひずみ分布からみたゆるみ	127
7.3.1 ゆるみの評価方法	127
7.3.2 地山の全変位量の計算	129
7.3.3 区間ひずみ分布によるゆるみ評価	131
7.4 ゆるみ領域の比較とまとめ	134
参考文献	135
第8章 結論	136
8.1 本論文のまとめ	136
8.2 今後の研究の展望	138
謝辞	139

記 号 一 覧

共 通

q	: 流体の流速ベクトル
μ	: 流体の粘性係数
k	: 固有透過度
μ_w	: 水の粘性係数
ρ_w	: 水の密度
p	: 圧力
ϕ	: 有効空隙率
t	: 時間
ρ	: 密度
R	: 気体定数
T	: 絶対温度
p_e	: 大気圧
p_i	: 測定区間内圧
q_{ss}	: 定常状態の吸引空気流量 (大気圧下)
V_i	: 測定区間容積

第 3 章

q_w	: 水の流速
g	: 重力加速度
h_w	: 水の圧力水頭
K_w	: 透水係数
m	: 疑似圧力 (pseudo pressure)
$m_i, m_i(t)$: 測定区間の疑似圧力
m^*	: 無次元化した疑似圧力
z	: 浸透場を軸対象近似したときの孔軸方向
r	: " 半径方向
S_i	: 測定部表面形状
H	: 測定区間中心の深度
h	: 測定区間長
M^*	: m^* の総フラックス
$G_i, G_i(t)$: 測定区間に流入する総質量流量
ρ_e	: 大気圧下の空気密度

r_{e1}	: 1点吸込みモデルにおける S_i の最大半径
r_{e2}	: 2点吸込みモデルにおける "
r_{ed}	: 特異点分布モデルにおける "
$\rho_i, \rho_i(t)$: 測定区間内の空気密度
C	: 積分定数
t_p	: ポンプ始動から停止までの時間
dt	: ポンプ停止後の経過時間
k_{ss}	: 定常法によって計算された固有透過度
k_{ir}	: 非定常法によって計算された固有透過度
t_c	: 準定常プロットの勾配変化点におけるポンプ停止後の時間
L_c	: 測定区間から透気性変化位置までの距離
p_c	: L_c における圧力

第5章

b	: 亀裂幅
K_a	: 透気係数
p_0	: 標準状態の圧力
p_{tss}	: 定常状態の測定区間内圧
v_{cal}	: 事前試験において定常状態と見なすまで吸引した空気総量
V_p	: 岩盤内の空隙容積
V_c	: 岩盤内の空隙容積と測定区間容積の和
dp_i	: 微小時間の測定区間内圧力変化
dv	: 微小時間に吸引した空気容積
V'	: 単位時間にポンプが排除できる空気容積
$p_{t,cal}$: 事前試験における測定区間内圧力
Q_i	: 岩盤中の空隙内を流れる空気の体積流量
q_i	: 岩盤中の空隙内を流れる空気の1気圧下における流量
$\Delta\sigma$: 応力増分
$\Delta\varepsilon$: 全ひずみ増分
$\Delta\varepsilon_E$: 弾性ひずみ増分
$\Delta\varepsilon_P$: 非弾性ひずみ増分
D	: 変形係数
E	: 弾性係数

第6章

Q	: Q 値
RQD	: ボーリング単位掘進長あたりのコア長10cm以上の部分の比
J_n	: 節理群の数 (Q システム)

J_r : 節理の粗さ係数 (")
 J_a : 節理の風化・変質係数 (")
 J_w : 節理間の水による低減係数 (")
 SRF : 応力低減係数 (")

第 7 章

α : 事前変位率

第 1 章 序論

1.1 緒言

岩盤構造物とは、岩盤を発破や切削機械などで掘削して空間を創出し、その空間を利用しようとするものである。岩盤構造物には、トンネル、地下発電所空洞、ダムをはじめとし、石油やLNGの地下備蓄基地、放射性廃棄物の地層処分用空洞など計画段階のものまで含め様々な種類が存在するが、いずれも岩盤の掘削を伴うことに変わりはない。

岩盤には上載荷重やテクトニックな荷重が作用して一定の応力状態にある。岩盤を掘削することはもともとの形状を変化させることであるから、一定の初期応力状態を乱すことになる。応力状態が変化すれば、岩盤の持つ応力ひずみ関係に応じて変形が生じる。もし岩盤が理想的な弾性体で強度が無限大であれば、どのような応力変化であってもある変形が生じた後に岩盤は安定し、事前にその変形を予測することも容易である。ところが土や岩盤等の地盤材料は有限な強度を持ち、一般に非弾性的な挙動を示す。したがって、応力状態によっては岩盤がもともと有する性質が変化する場合がある。もちろんこの変化は力学特性のみならず透過特性、熱特性にも及び、岩盤構造物の成立可能性や空洞の力学的安定性に多大な影響を及ぼす。また地盤は空間的に不均質であり、地盤の材料特性とその空間分布を完全に把握することは不可能であるため、上記の変化を完全に予測することも極めて困難である。このような材料特性の変化は、応力変化の著しい掘削壁面近傍で特に顕著に現れる。

こういった現象のなかに、一般に「ゆるみ」と呼ばれている現象が存在する。「ゆるみ」という言葉は次のような形で日常的に使われている。曰く「ゆるみが大きく切羽の変形が大きい」、「ゆるみ領域の拡大にともなってトンネル天端が崩壊した」、「ゆるみによる地耐力低下でトンネルが沈下し・・・」、「大規模地下空洞側壁のゆるみを確実に支保するために適切なアンカー長を設計する」、「凍結融解作用によるゆるみの進行が岩盤斜面崩壊の素因となり・・・」等々。

トンネルや地下空洞の設計・施工では、空洞周辺岩盤の「ゆるみ」を正しく評価することが極めて重要であると言われる。実際、トンネルの設計・施工方法の発展の歴史は「ゆるみ」を如何に評価し、制御するかの歴史と言っても過言ではない。岩盤構造物を安全かつ経済的に完成させるためには、「ゆるみ」を適切に予測し、制御することが必要不可欠である。

それでは、岩盤のゆるみとはいったい如何なる現象であろうか。「ゆるみ」という言葉からは感覚的に密に締まったものがルーズになる状況が想定される。しかしながら、岩盤工学におけるゆるみの定義は明確に定まっているとは言えない。例えばTerzaghiのゆるみ荷重といえどトンネルの支保に作用する荷重を示し、数値解析でゆるみ領域という場合には破壊領域や塑性域のことを指す場合が多い。従来異なる概念を「ゆるみ」という一つの曖昧な言葉で一括りにしていた感がある。

また「ゆるみ」の定義が明確でないため、「ゆるみ」の調査方法も様々な原理に基づく種々の方法考案されているが、測定に手間を要する場合が多いうえに、これらの結果は一般に一致しない場合が多い。

このような状況下において、岩盤工学における「ゆるみ」とはいったいどのような現象を指すのか、また「ゆるみ」とはどのように定義できるのか、簡便で且つ信頼性の高い「ゆるみ」調査手法は無いのか、「ゆるみ」を適切に予測することは可能か、といった問題に対する解答が待ち望まれている。



写真-1.1 トンネル掘削の例

1.2 本論文の目的と構成

1.2.1 本論文の目的

岩盤構造物構築のために岩盤を掘削するとき、上記の「ゆるみ」が発生し、その領域内では岩盤がもともと有していた変形特性、透水特性等の諸物性が変化すると考えられる。このため、地下構造物の安定を評価するにあたりゆるみを適切に評価することは重要な検討項目の一つとなっている。ところが現状の岩盤工学では、このゆるみを設計段階で完全に予測することは不可能である。また近年ゆるみを抑制する工法が種々研究されているが、ゆるみの発生自体は避け得ない。このため実際の施工においては掘削の各段階で目的にかなった様々な調査手法を用いてゆるみを評価し、その結果を設計や施工にフィードバックするという手法が用いられているが、既存のゆるみ調査手法は問題が少なくない。

本論文では新しいゆるみ領域評価手法として、簡便で信頼性の高い真空透気試験を取り上げ、その測定原理、データ解析方法、原位置への適用を述べるとともに、当試験及びその周辺技術を通じて岩盤のゆるみ現象の一端を明らかにすることを目的とする。

1.2.2 本論文の構成

本論文は以下の8章から構成される。

- 第1章 序論
- 第2章 ゆるみ調査の現状
- 第3章 真空透気試験
- 第4章 原位置におけるゆるみ評価
- 第5章 岩盤性状の評価
- 第6章 岩盤分類との関係
- 第7章 変位計測によるゆるみ評価
- 第8章 結論

各章の概要は以下の通りである。

第1章は序論であり、本研究の背景や目的、論文の全体構成についてまとめた。

第2章では、土砂・岩盤を含めた地山のゆるみ現象について、既存文献調査、ならびに現状におけるゆるみ領域調査手法や予測手法の調査から、従来如何なる現象がゆるみと捉えられているのかを考察した。これを踏まえて新しい数値計算手法の調査も実施した。

第3章では、真空透気試験の測定原理とデータ解析法について述べた。真空透気試験はボアホールから空気を吸引することで岩盤の透気性分布

を求め、これよりゆるみ領域を特定するゆるみ調査手法である。

第4章では、いくつかの硬岩トンネル、中硬岩トンネル、岩盤斜面において真空透気試験による実岩盤のゆるみ領域評価を行い、他の調査法による調査結果と比較することにより、真空透気試験法の有効性と信頼性を検証した。

第5章では、真空透気試験によってゆるみ領域内外の岩盤の亀裂構造、あるいは空隙構造を評価する手法を検討した。さらに他の岩盤調査結果と真空透気試験結果とを比較し、ゆるみ領域、健全岩盤部双方において透気特性以外の諸物性との関係を論じた。

第6章では、ゆるみ領域以外の健全岩盤部の透気性に着目し、岩盤分類との関係を通じて健全岩盤部の一般的な透気性を推定する手法を論じた。

第7章では、大断面トンネルのゆるみ現象に関して、真空透気試験で評価したゆるみ領域と、変位計測から求めたひずみ分布がどのような関係にあるかを論じ、トンネル工事で日常的に利用されている変位計測によるゆるみ評価の危険性を示した。

第8章は、結論として本研究で得られた知見を要約し、今後の課題と展望をまとめた。

第2章 ゆるみ調査の現状

2.1 本章の概要

トンネルや地下空洞掘削に関連して、ゆるみという言葉が必ずといってよいほど用いられる。ゆるみは、空洞掘削によって周辺の岩盤に生じ、空洞の安定性や支保設計に重大な影響を及ぼすと考えられている。したがってゆるみに関しては、現在までに様々な研究がなされてきた。にもかかわらず、その中で生じている物理現象を明らかにし、発生のメカニズムを正確に評価できているとはいえない。また数値計算における塑性化とゆるみが混同されることもしばしばあり、その定義さえ曖昧なままである¹⁾。

本章では、従来如何なる現象がゆるみと捉えられているのかを、文献調査を中心に考察する。また現状におけるゆるみ領域調査手法ならびに予測手法を調査し、これらから逆にゆるみの概念を導きだすことを試みる。さらにこれらを総括することで「ゆるみとは何か」という問題に答え、ゆるみの発生機構を考察する。

2.2 ゆるみ領域の考え方

2.2.1 地下構造物の設計とゆるみ

(1) ゆるみ荷重

従来から、トンネルの力学的検討は二つの側面から実施されてきた。一つは、支保工や覆工に作用する荷重を求める土圧論的なものであり、もう一つはトンネル周辺の応力状態を解析的に検討する弾性論あるいは弾塑性論的なものである。

このうち前者は、天端上方の地山が周辺と分離して重力場の中で上載荷重として支保に作用するという考え方である。この考え方は取り扱いが容易なこともあってよく用いられてきた。トンネルの崩落は天端上方の地山がドーム状に抜け落ちる場合が多く、この抜け落ちに対抗できる支保を設計すればよいと考えるのは自然な成り行きであろう。抜け落ちが生じる領域はゆるみ領域、その荷重はゆるみ荷重と呼ばれ、ゆるみ荷重はゆるみ領域の高さであるゆるみ高さより計算された。このため、ゆ

るみ高さを求めるために様々な方法が提案された。

Bierbaumer²⁾は図-2.1に示すような放物線状のゆるみ領域を仮定し、土被りとゆるみ高さの比 α を極限平衡状態の力の釣り合いから導いた。Terzaghi³⁾はこの方法を一般化し、粘着力や側圧係数を考慮している。またKommerell⁴⁾は支保工の沈下によって地山のゆるみが生じるとし、沈下量とゆるみ高さの比 δ を導入した(図-2.2)。

これらの手法はゆるみ高さを理論的に求めようとするものであったが、現実との対応については検討が十分でなかった。これに対し、現場での経験と地質条件に重点をおき、経験的に直接ゆるみ高さを求めようとする試みがなされている。Terzaghi⁵⁾は図-2.3に示すように節理状態などの地質条件を考慮して、表-2.1に示すゆるみ荷重の高さを表した。Protodyakonov⁶⁾も地質条件ごとに設定した硬さ指数 f より上載荷重を計算する式を提唱した。

その後岩盤分類と支保荷重の関係をより定量的に定める方向に研究が進み、Deere⁷⁾のRQD、Wickham⁸⁾のRSR、Bieniawski⁹⁾のRMR、Barton¹⁰⁾のQシステム(図-2.4)等、岩盤分類から直接支保設計を行う方法へと発展し、現在ではトンネル設計に標準的に用いられている。

以上のように、BierbaumerやTerzaghiのゆるみ領域の考え方には、次のような特徴があると考えられる。

- ・支保設計のための荷重算出を目的としている
- ・重力場における実際の天端崩落現象を根拠としている。
- ・多くの仮定や単純化がなされている。
- ・実際の地山状態の変化やゆるみ現象のメカニズムにはまったく言及していない。

Terzaghiのゆるみ高さなどは現在でも簡便な設計法として補助工法の検討などの実務に利用され続けており、アルミ棒積層体を用いたトンネル掘削実験¹¹⁾の結果や実際のトンネル崩落例を見てもわかるように、実際の地山挙動を巧みにモデル化していると言うことができよう。

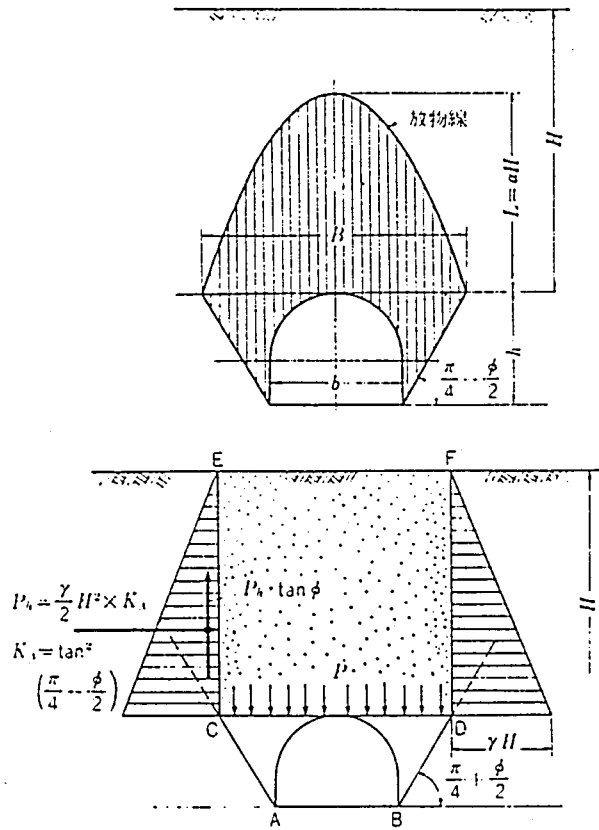


図-2.1 Bierbaumerのゆるみ

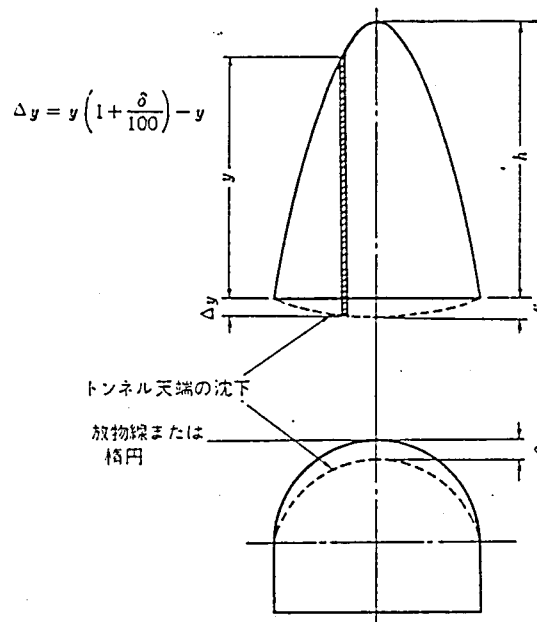


図-2.2 Kommerellのゆるみ

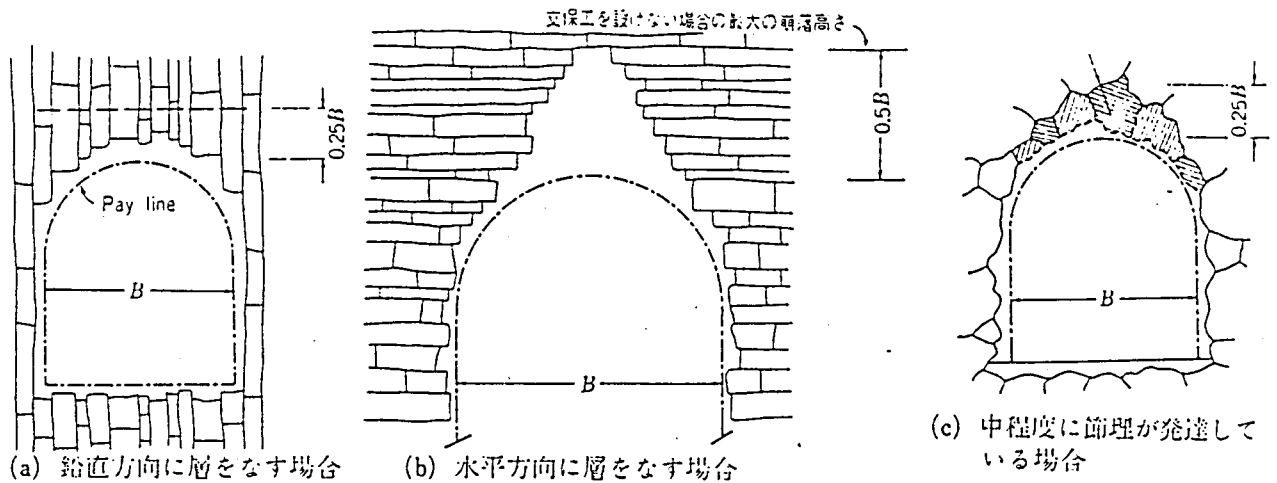


図-2.3 Terzaghiのゆるみの例

表-2.1 Terzaghiのゆるみ高さ

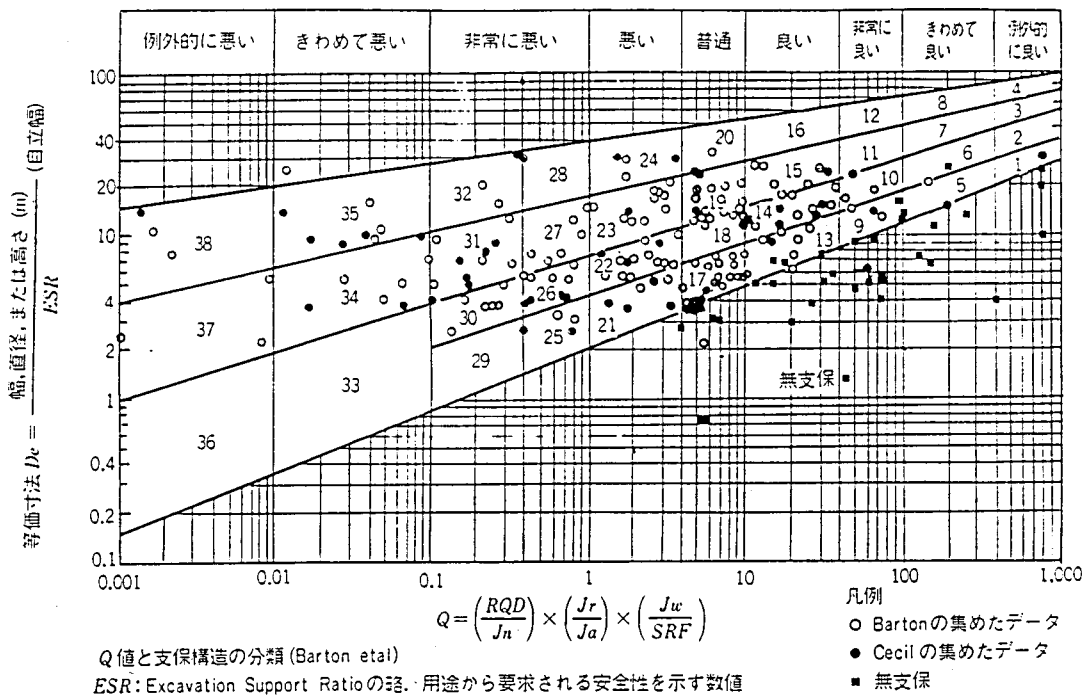
岩盤の状態	土荷重の高さ (m)	摘要
① 堅硬で侵されていないもの	0	はた落ちや山はねのある場合は軽易な支保工を要する
② 堅硬で層状または片岩状のもの	$0 \sim 0.5B$	軽易な支保工を用いる。荷重は場所ごとに不規則に変化する
③ 大塊状で普通程度の節理のあるもの	$0 \sim 0.25B$	
④ 普通程度に塊状で割目のあるもの	$0.25B \sim 0.35(B+H_t)$	側圧はない
⑤ はなはだしく小塊で割目の多いもの	$(0.35 \sim 1.10)(B+H_t)$	側圧は小さいか、またはない
⑥ 完全に破碎されているが、化学的には侵されていないもの	$1.10(B+H_t)$	相当の側圧、漏水によりトンネル下部が軟弱となるときは、支保工下部に通し土台をするか、円形支保工とする必要がある
⑦ 徐々に押し出してくるもの (中程度のかぶり)	$(1.10 \sim 2.10)(B+H_t)$	大きな側圧、インバートストラットが必要で、円形支保工が推奨される
⑧ 徐々に押し出してくるもの (大きなかぶり)	$(2.10 \sim 4.50)(B+H_t)$	
⑨ 膨張性の地質	$(B+H_t)$ の値にかかわらず80以上	円形支保工を要する。膨張性が激しい場合は可縮支保工を用いる

注) 1. この表は土かぶり $1.5(B+H_t)$ 以上の場合の鋼アーチ支保工天端に作用する土荷重の高さを示す。

B はトンネル掘削断面の幅 (m)

H_t はトンネル掘削断面の高さ (m)

2. この表は、トンネル天端が地下水位以下にあるものとする。ただし、永久的に地下水位以上にある場合は、4ないし6の各号の値は50%減じてよい。



Q値に対応する支保形式 (抜粋)

Q値とQ値 による評価	支保 区分	条 件			支 保 形 式
		RQD/J _n	J _r /J _a	スパン/ESR	
例外的によい/ 極めてよい >100	—	—	—	—	無支保
非常によい 40~100	9	≧20 <20	—	—	Sb(utg) B(utg)2.5~3m
良 10~40	13	≧10 ≧10 <10 <10	≧1.5 <1.5 ≧1.5 <1.5	—	Sb(utg) B(utg)1.5~2m B(utg)1.5~2m B(utg)1.5~2m+S2~3cm
普 通 4~10	18	>5 >5 ≧5 ≧5	— — — —	≧10 <10 ≧10 <10	B(tg)1~1.5m+clm B(utg)1~1.5m+clm B(tg)1~1.5m+S2~3cm B(utg)1~1.5m+S2~3cm
悪 い 1~4	23	—	—	<15	B(utg)1m+S(mr)5~10cm
非常に悪い 0.4~1	27	—	—	<12	B(utg)1m+S(mr)5~7.5cm
非常に悪い 0.1~0.4	31	>4 4~1.5 <1.5	— — —	— — —	B(tg)1m+S(mr)5~12.5cm S(mr)7.5~25cm CCA20~40cm+B(tg)1m
きわめて悪い 0.01~0.1	35	—	—	<15	CCA(Sr)40~150cm+B(tg)1m
例外的に悪い 0.001~0.01	38	—	—	<10 ≧10	S(mr)70~200cm CCA(Sr)100~300cm

Sb: ランダムボルディング, B: システムボルディング, S: 吹付けコンクリート, CCA: 覆工コンクリート
 (utg): 非緊張式 (モルタルボルト), (tg): 緊張式, (Sr): 鉄筋, (mr): 鉄網, (clm): 金網
 注: 概ねトンネル幅10m, ESR=1を対象に抜粋した。

図-2.4 BartonのQシステムによる支保設計

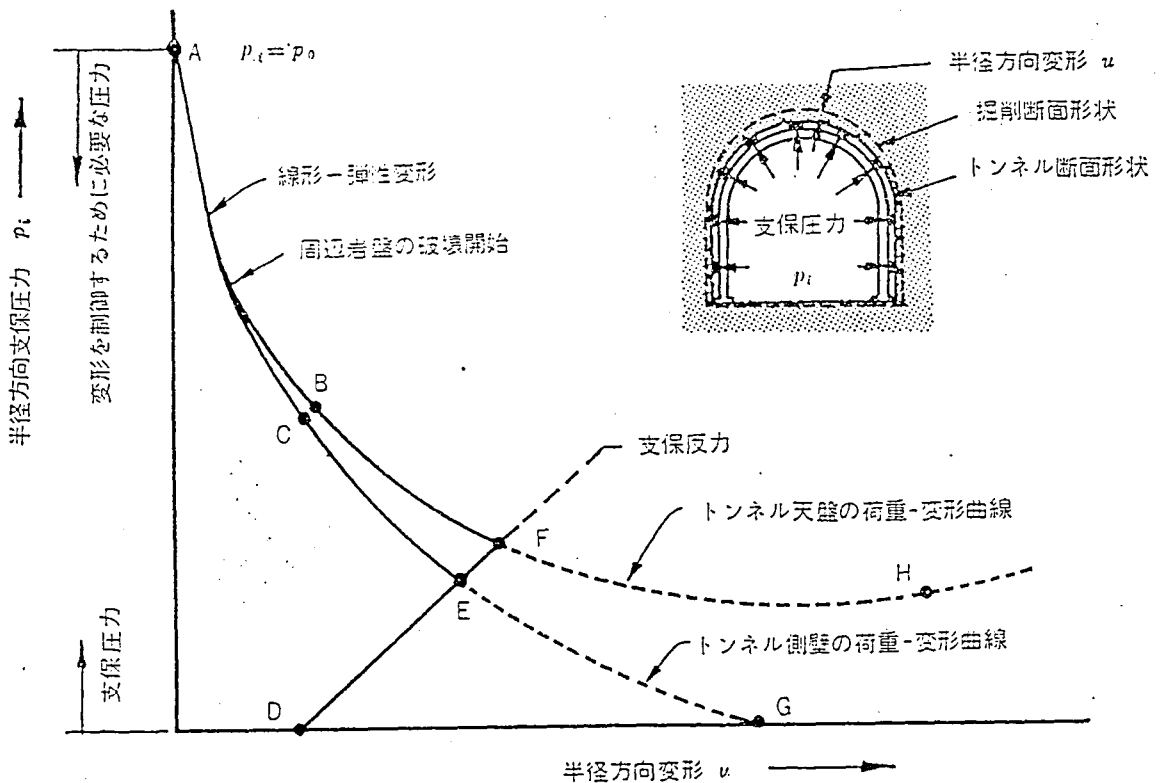
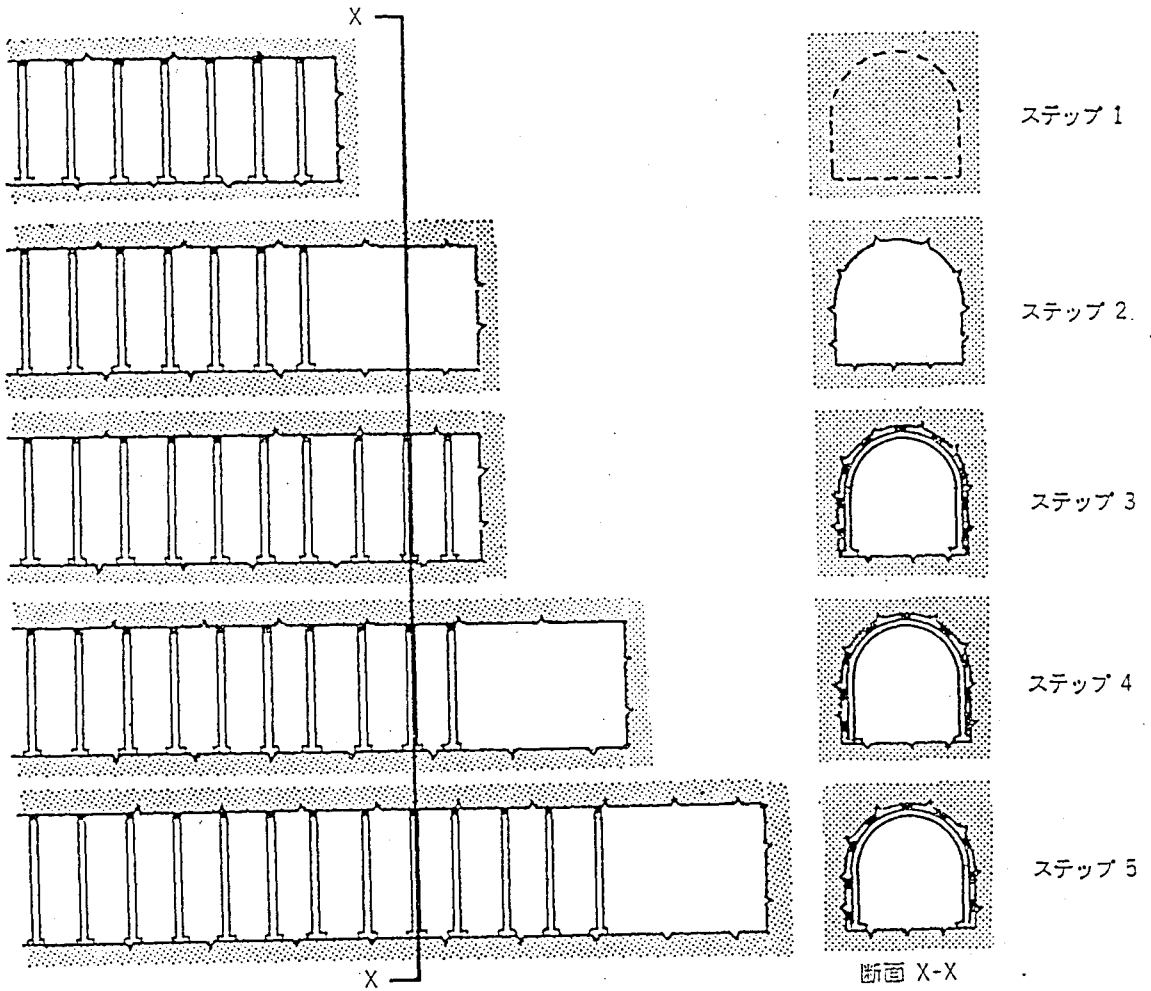
(2) NATMにおけるゆるみ

トンネルでは(1)に述べた経験的設計手法の他に、トンネル周辺地山の安定という観点からの理論的アプローチもなされてきた。これは弾性理論を用いて掘削に伴う応力の再配分を計算するものである。最も単純なものは一様応力場中に掘削された円形トンネル周辺の応力解であるが、より複雑な形状（楕円，長方形，円形隅角を有する矩形など）に対する解¹²⁾や、重力や地表面の形状を考慮した場合についても検討がなされている^{13), 14)}。また応力再配分の結果，地山の応力が破壊基準を越えると掘削面の周りに塑性領域が形成されるが，その場合の解も求められている¹⁵⁾。

我国では現在，トンネルの標準的な工法としていわゆるNATMが採用されている。Rabcewicz¹⁶⁾によって提唱されたNATMが一つの工法であるかどうかは議論の多いところだが，その基本は地山自身の支保機能を最大限に生かすという考え方にある。この目的のために吹付けコンクリートやロックボルト等，地山と密着して早期に機能を発揮する支保構造が用いられている。

NATMは実際の経験から生まれてきた考え方であるが，これに対する理論的裏付けがなされている。これは壁面変位と支保圧力の関係を示した地山特性曲線（Fenner-Pacher曲線）によって説明される。参考文献¹⁷⁾には切羽進行と地山特性曲線の関係が以下のようにわかりやすく説明されている。（図-2.5）

- ステップ1：切羽到達前には内部支保圧 p_i は初期応力 p_0 に等しい（図のA点）。
- ステップ2：切羽を開放すると岩盤の支持が無くなり半径方向変形 u が生じるが，切羽直後では切羽の抵抗のためにトンネルは崩壊しない。もし切羽の抵抗がなければ同じ半径方向変形 u を押さえるためには支保圧が必要となる（図のB, C点）。天端ではゆるんだ地山の重量を支えるために側壁より大きな支保圧が必要となる。
- ステップ3：地山が時間依存性の変形を示さなければ支保を設置した時点では支保圧は発生しない（図のD点）。
- ステップ4：切羽が進むとトンネル壁面にはCEG，あるいはBFHで示した半径方向変形が生じる。この変形にともなって支保に荷重が発生し，DEFのように半径方向変形とともに増大する。
- ステップ5：もし支保が挿入されていなければトンネル半径方向変形は破線のように増大してトンネルは崩壊する。支保が挿入されているためにB, C点でトンネルは力学的に平衡に達して安定する。



全断面をせん孔・発破工法で掘削し、ずり処理後ブロッキングして鋼アーチ支保を建て込むトンネル掘削の概念図。図の下半分は岩盤と支保に対する荷重-変形曲線（デアメン²²⁴⁾による）。

図-2.5 トンネルの進行と地山特性曲線

地山が完全に弾性的な挙動を示すならばこの図に示される地山特性曲線（ABFHあるいはACEG）は直線となるはずである。曲線となるのはトンネル周辺の応力が破壊基準を越えて塑性化するためであると説明される。またこれらの説明では、無支保の場合側壁ではある変形量で安定するが、天端ではゆるんだ地山の重量ために支保圧力は最小値を示したあとで増大に転じ、変形は収束しないとされる。ただし膨張性を示す地山では側壁の変形も収束しない。地山特性曲線が下に凸な曲線を描くことで、弾性の場合に比べて同じ支保圧の場合には半径方向変形が増大し、変形を同じ量にするためには大きな支保圧が必要となる。

以上の考え方は、トンネル周辺地山と支保の相互作用を定性的によく表現しており、現実の施工状況を考えるとき直感的に納得できるものである。

(1)と同様にゆるみという観点からまとめると、地山特性曲線の考え方には以下の特徴があると考えられる。

- ・天端上方の荷重増加を説明するためにゆるみを導入しており、(1)のゆるみ土圧と同様な考え方である。
- ・塑性化という言葉でトンネル周辺地山の物性変化に言及している。
- ・塑性化とゆるみ双方が支保圧の増大に寄与する。

(3) 数値解析とゆるみ

現在地下構造物を設計する場合、(1)で述べた経験的設計法と(2)で述べた解析的設計法の双方を適宜組み合わせ用いている。トンネルなど断面に比して延長が長い線形構造物では主に経験的手法によって設計を行い、解析的手法で設計の妥当性確認や設計変更を行う場合が多い¹⁸⁾。また地下発電所空洞など大規模構造物では当初から解析的手法が用いられる場合が多いようである¹⁹⁾。

解析的手法では、ほとんどの場合有限要素法などの数値計算が用いられる。数値計算では、掘削形状、地質、初期応力などの諸条件を任意に設定できる上、地山－支保構造の系全体を同時に取り扱えるという利点を有している。

従来から一般に用いられてきた有限要素法は、地山を連続体としてモデル化し、掘削壁面に開放力を与えることで掘削時の変形や応力再配分を計算する。適当な応力ひずみ関係を用いることで地山の非線形な挙動も表現できる。こういった解析では、破壊接近度の大きい領域（非線形弾性解析）や塑性化した領域（弾塑性解析）をゆるみ領域として捉えている。すなわち、地山が破壊基準に近づき変形性（変形係数やポアソン比）あるいは強度（内部摩擦角、粘着力など）が変化することをゆるみと捉えているのである。一方(1)、(2)のようにゆるみ領域の地山に重力が作用して荷重が増加するという概念はここにはない。

以上のように、有限要素法を用いた数値計算ではゆるみに関して次の

ような特徴を持つと考える。

- ・地山－支保の相互作用を一括して定量的に表現している。
- ・ゆるみを地山の物性変化として捉えている
- ・重力場におけるゆるみ荷重という概念はない

有限要素法による数値解析は上述のように多くの利点を有するために様々なケースで利用されているが、浅いトンネルなど、実際の地山挙動をうまく表現できない場合が少なくない。このため有限要素法以外の数値計算手法が数多く提案され実務にも利用され始めている。これに関しては2.4節で述べる。

(4) 地下構造物設計におけるゆるみ

以上見てきたように、従来地下構造物の設計では、ゆるみとは以下のような概念で用いられてきた。

- ・天端上方の地山が重力場の中で下方に落ちようとすることで支保に加わる荷重をゆるみ荷重と呼ぶ。
- ・掘削壁面近傍の地山物性が変化した領域をゆるみ領域と呼ぶ。

すなわち、ゆるみという概念には荷重を算定するためのゆるみ荷重と、地山－支保の相互作用による応力再配分や変形を考えるためのゆるみ領域の二つの意味があるということがわかる。

2.2.2 ゆるみの調査法

前項では地下構造物の設計において、ゆるみがどのように扱われているかを見てきた。ここでは、現在利用されているゆるみ調査手法を調べて、それらが指標としている物理量とゆるみ領域内での変化をまとめることにより、現場では何がゆるみと考えられているのかを考察する。

表-2.2にトンネルや地下発電所を対象としたゆるみ調査と対象物理量の一覧を示す。この表は現状におけるほぼ全てのゆるみ調査手法を網羅していると考えられる。

表によると様々な物理量が指標となっているが、これらをまとめると地山の物性変化、地山変形の増大、支保に対する荷重の増大の三つに大きく区分できる（表の最右列）。このうち地山変形の増大は変形係数の低下と支保に対する荷重増大の結果生ずるものであると考えられるので、ゆるみ調査の対象は地山の物性変化と支保に対する荷重増大の二つであることがわかる。

この二つは、地下構造物の設計時に考慮されていたゆるみに他ならない。

表-2.2 トンネルや地下発電所を対象としたゆるみ調査と対象物理量

調査手法	対象物理量	ゆるみ領域内における変化	摘要
地中変位測定	地山の変位	半径方向変位が急増	掘削による 地山変形 増大
ひずみ測定	地山のひずみ	ひずみがある閾値より大きい 接線方向ひずみの増大	
弾性波探査 (屈折法, トモグラフィ, 速度検層)	弾性波速度	弾性波速度の低下	地山の 物性変化
孔内載荷試験 平板載荷試験	地山の变形性	変形係数低下	
ポアホールテレビ等による 亀裂観察	亀裂開口量, 頻度	亀裂数増加, 開口量増加	
電気探査	地山の比抵抗	水の浸入で比抵抗低下	
密度探査	地山の密度	密度低下	
透水試験	地山の透水性	透水係数増大	
A E測定	地山の微小破壊	A E発生数増加	
数値解析	応力状態(破壊接近度) ひずみ ポアソン比	塑性化する ひずみが大きい ポアソン比が大きい	物性変化と 変形増大
支保工軸力測定 吹付けコンクリート応力測定 ロックボルト軸力測定 背面地圧測定	支保に作用する荷重	ゆるみが大きい場合には荷重 が増大する	支保に対す る荷重増大

地山の物性変化をもう少し細かく見ると、全てが亀裂開口や亀裂増加あるいは空隙の増大に起因していることがわかる。すなわち、岩盤であれば亀裂が開口したり新たな亀裂が生じるときに微小破壊に伴ってA E発生数が増加しする。亀裂開口や増加により透水係数が大きくなり、密度が低下し、開いた亀裂に水が侵入することで比抵抗が低下する。また亀裂が開口すると岩盤としての変形係数が小さくなり弾性波速度は低下することになる。巨視的に見ればそれまで弾性体として挙動していた岩盤が、新たに生成した亀裂のために非弾性的に振る舞うことが予想される。土砂地山の場合には空隙が増加することで同様の現象が生じることになる。

一方、亀裂開口や亀裂増加はそれまである程度連続していた岩盤を小さなブロックに分割することになり、亀裂面の抵抗が自重に耐えきれなくなれば天端上方の岩盤ブロックは重力の作用で落下し始める。土砂地山の場合にも空隙が増大して地山の連続性が失われ、せん断抵抗が小さくなれば同様である。支保が挿入されていればこれがゆるみ荷重として支保に加わることになる。

このようにゆるみとは、地山の物性変化、ゆるみ荷重ともに亀裂開口や亀裂増加、空隙の増大によって生じる一連の現象と行うことができる。

2.2.3 ゆるみの概念の総括

これまで見てきたように、地下構造物の設計や調査において、ゆるみとは天端上方の地山が重力場の中で下方に落ちようとすることで支保に荷重が加わるゆるみ荷重の概念と、掘削壁面近傍の地山物性が変化するゆるみ領域という二つの異なる概念の総称であった。しかしながらこれら二つのゆるみは、捉え方は異なっても亀裂開口や亀裂増加、空隙の増大に起因する一連の現象であると言える。

掘削壁面近傍における亀裂開口や亀裂増加、空隙の増大の原因は、主に掘削に伴う応力再配分の結果地山内に生じるせん断あるいは引張破壊であろう。せん断破壊に伴うダイレーションによって亀裂は開口する。またこのほかにも発破振動による損傷、スレーキングや溶脱等の風化もその原因になると考えられる。

一方高応力下においては、地山が破壊後に塑性流動を起こし、塑性地圧や押し出しが生じる場合がある。このような現象は空隙の増大を伴わず、地山物性の変化があってもゆるみとは呼べない。

総括すると、ゆるみとは「何らかの原因で地山内において亀裂開口や亀裂増加、空隙増大が生じることにより引き起こされる一連の現象」であると定義することができよう。

2.3 構造物の種類とゆるみ領域の発生

トンネルや大規模地下空洞など地下構造物は種類によって初期応力レベル等の自然条件や掘削断面形状等の幾何条件が異なる。したがってゆるみの発生原因，発達過程，構造物の安定に及ぼす影響も自ずと異なってくるはずである。本節では土被りの小さいトンネル，土被りの大きいトンネル，大規模地下空洞，岩盤斜面についてゆるみの発生をシミュレートして，各構造物におけるゆるみの工学的な意味を考える。

(1) 土被りの小さいトンネル

土被りの小さいトンネルでは必然的に初期応力レベルが小さく，また地質は軟弱な土砂であることが多いという特徴を有する。

このような条件下では，掘削によるわずかな応力変化で地山は容易に破壊基準に達する。破壊時のせん断によるダイレーションなどで地山内の空隙が増加しゆるみが発生する。ゆるみ領域内では物性が変化するとともにゆるみ荷重が生じトンネルは沈下する。応力レベルが低く拘束圧が小さいためにトンネルの沈下に伴う変形によって天端の破壊が進行しやすい。トンネルの沈下→天端の破壊→ゆるみ荷重増加→トンネルの沈下というサイクルでゆるみが地表まで達する。最終的には天端上方地山が全てゆるみ，全土被り圧がトンネルに作用して大きな地表面沈下やトンネル変形が生じることになる。

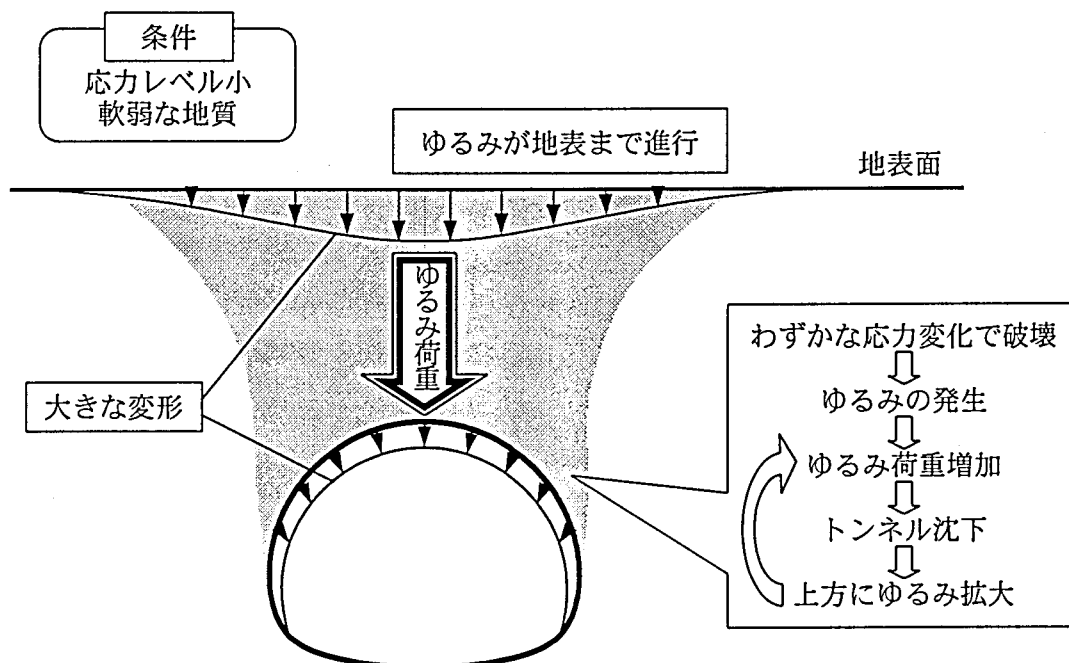


図-2.6 土被りの小さいトンネルにおけるゆるみの発生とその影響

このように土被りの小さいトンネルでは、ゆるみは逐次上方に拡大することで大きな鉛直荷重の原因となる。もともと地質が軟弱であるからゆるみの物性の変化という側面は目立たず、荷重増大がより強調される結果となると考えられる。

(2) 土被りの大きいトンネル

土被りの大きいトンネルでは初期応力レベルが大きい。水平応力が鉛直応力よりも大きい場合もある。またほとんどの場合地質は硬い岩盤で、一般に発破による掘削を行う。

掘削壁面近傍では発破による損傷（発破の衝撃，振動）で亀裂が開口する。掘削による応力再配分の影響下，一部領域ではせん断破壊が生じ亀裂が開口したり亀裂数が増加する。また開口した亀裂に水が浸入して風化が進む場合もあろう。こういったゆるみ領域では強度や変形性が低下し，非弾性的な変形挙動を示す。また初期応力が極めて大きい場合には掘削壁面近傍の地山が脆性的に破壊し，山鳴りや山はねが生じることもある。ゆるみ領域は天端上方地山にも広がるが，応力レベルが高く拘束圧が大きいので，土被りの小さいトンネルのように天端のゆるみが大きく広がることは少ない。

初期応力や地質性状によっては，地山の延性破壊による塑性流動や，

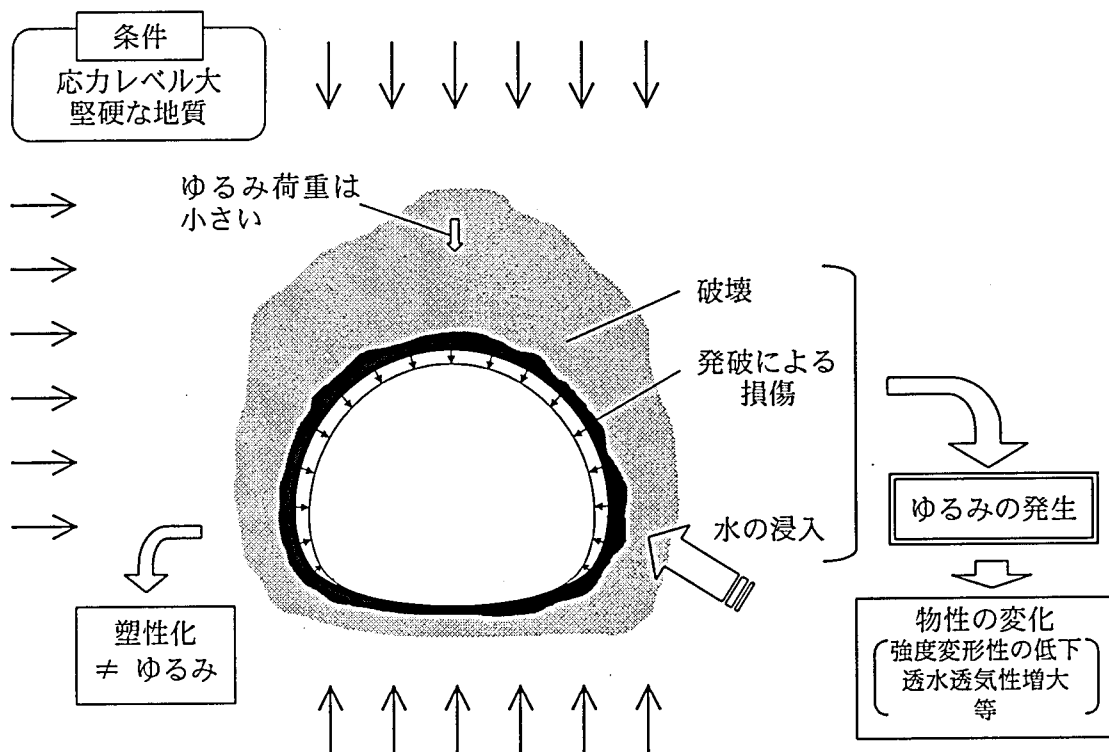


図-2.7 土被りの大きいトンネルにおけるゆるみの発生とその影響

粘土鉱物（主にスメクタイト族）の吸水膨張等の原因で、著しい地山の押し出しが生じる場合がある。このような現象は一般にsqueezingやswellingと呼ばれ、我が国では新第三紀泥岩層において発生する機会が多いが、岩盤内の空隙増加を伴わないことからゆるみとは明確に区別されるべき現象である。

このように土被りの大きいトンネルではゆるみ荷重よりもむしろゆるみ領域の物性変化による影響が相対的に大きいと考えられる。

(3) 大規模地下空洞

地下発電所空洞などの大規模地下空洞では、地質条件などは土被りの大きいトンネルとほぼ等しいと考えられるが、掘削断面積がきわめて大きい上に掘削形状が縦長であることが多いという特徴を有する。

掘削断面積が大きい分だけ開放される応力も大きいため、破壊されて物性が変化する領域は大きくなる。この領域の非弾性的な変形挙動による側壁のはらみ出しなどは空洞の安定にももちろん大きな影響を及ぼす。そのうえゆるみ領域が大きいために重力によるゆるみ荷重も大きなものとなり、スパンの長いアーチ部では天端の抜け落ち、高さの大きな側壁ではすべりが生じる。

このように大規模地下空洞では空洞が大きいぶん、ゆるみ荷重と物性変化が空洞の安定に及ぼす影響はどちらも重要であると考えられる。

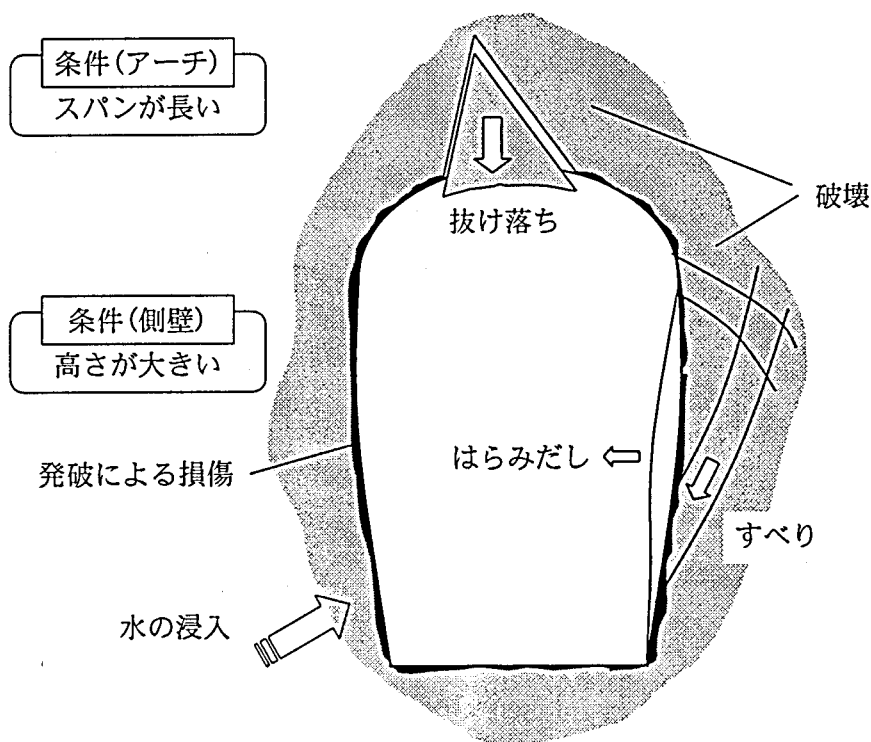


図-2.1 大規模地下空洞におけるゆるみの発生とその影響

(4) 岩盤斜面

岩盤斜面は地表面に露出しているため内部の応力レベルは非常に低く、また外部環境に直接曝されているという非常に厳しい条件下にある。

自然斜面であるにせよ人工的な切り取り斜面であるにせよ、斜面表面では応力が開放されるため内部の亀裂が開口する。開口した亀裂沿いに水が浸入すると凍結融解、酸化、溶脱等の物理的・化学的風化が進行する。また地震の影響を直接受けて亀裂開口が進む。

崩落、すべり等、岩盤斜面の崩壊は全て重力によるものであるが、岩盤には常に自重相当の荷重が作用しており、ゆるみによって荷重が増加するわけではない。むしろ上記の物性変化、特に強度低下が決定的な要因となると考えるべきである。

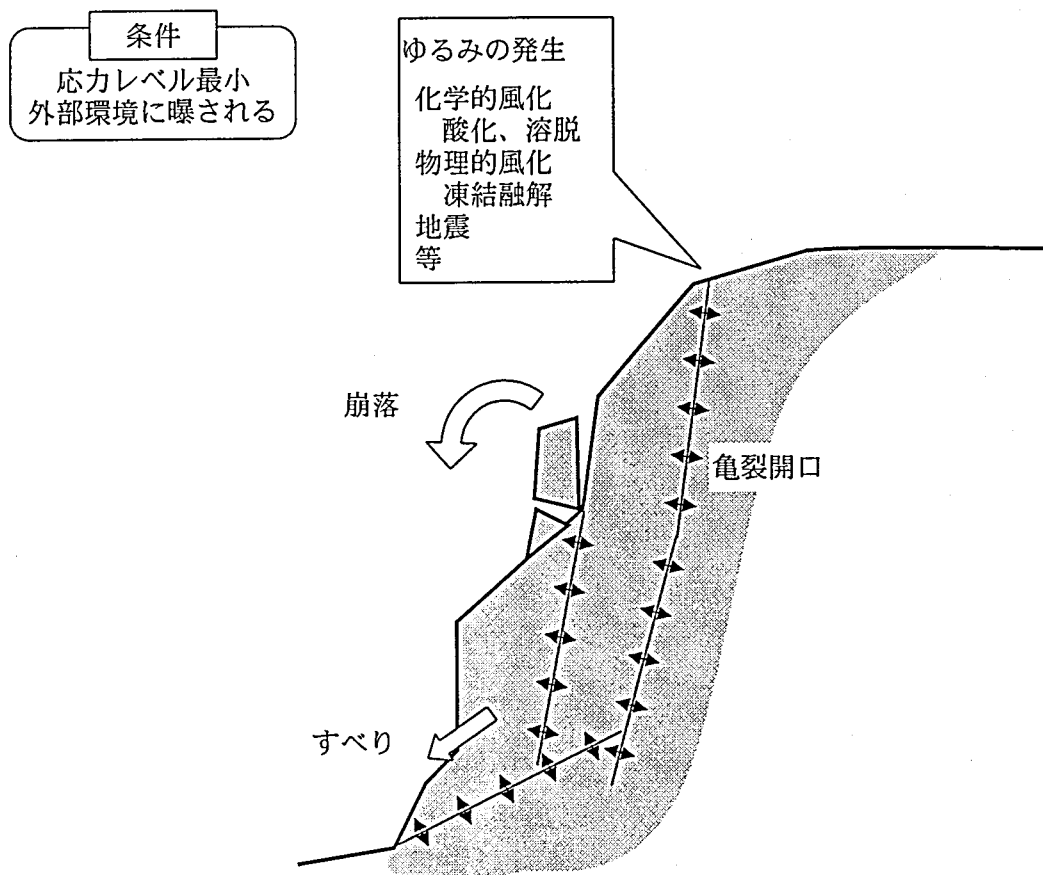


図-2.2 岩盤斜面におけるゆるみの発生とその影響

2.4 新しい数値解析とゆるみの関係

有限要素法による数値計算は手軽に地山-支保の相互作用を計算できるため様々なケースで利用されてきたが、問題も少なくないことは2.2.1(3)で簡単に触れた。

ここでいう有限要素法は、仮想仕事の原理を用いて連続体の微小ひずみレベルにおける荷重と変形の間を解く手法である。荷重として掘削により開放される初期応力と等価な節点力を与え、そのときの応力、ひずみ、変形を計算する。構成則を変えることで、地山を線形弾性体、非線形弾性体、弾塑性体、粘弾塑性体などとしてモデル化できる。しかしこのような計算方法を用いる限り、不連続面を含む変形や重力の影響を考慮できない、といった原理的な限界が存在する。

2.2.3で述べたように、ゆるみとは「何らかの原因で地山内において亀裂開口や亀裂増加、空隙増大が生じることにより引き起こされる一連の現象」であると定義できる。これが原因となってゆるみ領域内の物性に変化し、またさらに重力の作用でゆるみ荷重が生じるのであるから、数値計算でゆるみを正確に表現するためには

- ① 不連続面を適切にモデル化する
- ② 重力の影響を適切に評価する

ことが必要となる。

有限要素法ではこれらが満足されないため、ゆるみの影響を含む問題、例えば土被りの小さいトンネルがゆるみ荷重を受けて大きく沈下するような場合や、トンネル天端の岩塊が分離して抜け落ちてくるような場合、岩盤斜面がすべり破壊を起こした後の変形問題などを解こうとすると、計算が収束しなかったり、現実とはかけ離れた計算結果となる。

近年、岩盤の変形挙動をより正確に予測するためにいくつもの新しい数値解析手法が開発されている。これらは上記の①、②を目的としている。ここでは名前を挙げるにとどめる。詳細はそれぞれの文献を参照されたい。

①に関しては、不連続面を等価な連続体としてモデル化するものに、クラックテンソル法^{20), 21)}、MBCモデル^{22), 23)}、異方性マトリクス²⁴⁾、弾性compliance法^{25), 26)}、等がある。また不連続体をそのまま不連続体としてモデル化するものにはgoodmanのjoint要素²⁷⁾、RBSM²⁸⁾、等があり、大変形問題を取り扱える。

いっぽう②に関しては、重力の影響下で運動方程式を解く計算手法が用いられる。連続体モデルを扱うFRAC²⁹⁾、不連続体モデルを扱うDEM³⁰⁾、DDA³¹⁾、Manifold法³²⁾、等がある。

この中で不連続面と重力の作用を考慮している手法は、実岩盤のゆるみ現象を忠実に評価できる可能性がある。

これとは別に、計測変位から地山内部の状態を推定する逆解析におい

ても、新しい手法が開発されている。これには異方性を考慮したもの^{33), 34)}、非弾性ひずみを考慮したもの³⁵⁾、不連続面を考慮したもの³⁶⁾、等であり、ゆるみ評価に有効であると考えられる。

これらの新しい数値計算手法は、事後解析に用いられてゆるみを含めた地山の挙動をよく説明している。また海外では設計に供されて成果を上げ始めている。ゆるみの予測という点でも、強力なツールとなりうるであろう。

2.5 本章のまとめ

本章では、既存文献の調査を通じて、従来如何なる現象がゆるみと捉えられているのかを考察した。その結果、ゆるみとは「何らかの原因で地山内において亀裂開口や亀裂増加、空隙増大が生じることにより引き起こされる一連の現象」と定義できた。地下構造物の設計では、実際にあらわれる現象が以下の二つの異なった概念として取り扱われてきた。すなわち、

- ・天端上方の地山が重力場の中で下方に落ちようとすることで支保に加わる荷重をゆるみ荷重と呼ぶ。
- ・掘削壁面近傍の地山物性が変化した領域をゆるみ領域と呼ぶ。

また構造物の種類が異なればゆるみの発生機構や構造物に与える影響も異なることを明確にした。

これを踏まえて新しい数値計算手法を調査した結果、不連続面と重力の作用を考慮している計算手法や、異方性や非弾性ひずみ、不連続面を考慮した逆解析が実岩盤のゆるみ現象を忠実に評価できる可能性があることがわかった。

参考文献

- 1) 櫻井春輔, 他: パネルディスカッション「トンネル・地下空洞における岩盤のゆるみとは?」, 土木学会第23回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.378-387, 1991.
- 2) Bierbaumer, A. : Die Dimensionierung des Tunnelmauerwerkes, Leipzig/Berlin Engelmann, 1913.
- 3) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, p.71.
- 4) Kommerell, O. : Statisch Berechnung von Tunnelmauerwerk, Ernst & Sohn, 1940, Berlin.
- 5) Terzaghi, K. : Rock Defects and Loads on Tunnel Support, *Rock Tunnel with Steel Supports*, eds. R. V. Proctor and T. White, Commercial Shearing Co., Youngstown, Ohio, pp.15-99, 1946.
- 6) Protodyakonov, The Art of Tunnelling, by Szechy, K., pp.235-239, Akademiai kiado, Budapest, 1973.
- 7) Cording, E. J. and Deere, D. U. : Rock Tunnel Support and Field Measurements Proceedings, RETC, AIME, 1972, New York.
- 8) Wickham, Q. E., Tiedemann, H. R. and Skinner, E. H. : Support Determination Based on Geological Predictions, Proceedings, Rapid Excavation and Tunnelling Conference, AIME, pp.46-64, 1972.
- 9) Bieniawski, Z. T. : Rock Mass Classification in Rock Engineering, *Proceedings Symposium on Exploration for Rock Engineering*, pp.79-106, 1976.
- 10) Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. : Engineering Classification of Rock Mass for the Design of Tunnel Support, *Rock Mechanics*, Vol.6, No.4, pp.183-236, 1974.
- 11) 足立紀尚, 田村武, 八嶋厚し, 上野洋: 砂質地山トンネルの挙動と解析に関する研究, 土木学会論文報告集, No.358, 1985.
- 12) Brock, J. S. : Analytical Determination of the Stress Around Holes with Rounded Corners, David Taylor Model Basin, Rept., 1949.
- 13) Yamaguti, S. : On the Stress Around a Horizontal Circular Hole in a Gravitating Elastic Solid, *Journal of the Civil Engineering Society of Japan*, Vol.15, 1929.
- 14) 伊藤富雄: 傾斜面下に掘ったトンネル周辺応力について, 土木学会誌, 36-2, 1951.
- 15) Kastner, H. : Statik des Tunnel-und Stollenbaus, Springer-Verlag, 1962. (金原弘訳, トンネルの力学, 森北出版, 1974)
- 16) Rabcewicz, L. V. : The New Austrian Tunnelling Method, *Water Power*, Nov. 1964 - Jan, 1965. 等
- 17) Hoek, E. and Brown, E. T. : Underground Excavations in Rock, IMM, London, 1980. (小野寺透, 吉中龍之進, 齊藤正忠, 北川隆訳, 岩盤地下空洞の設計と施工, 土木工学社, pp.179-181, 1985)
- 18) 土木学会: トンネル標準示方書「山岳工法編」・同解説(平成8年版), 1996.
- 19) 電力土木技術協会: 電力施設地下構造物の設計と施工, 1986.
- 20) Oda, M. : Fabric Tensor for Discontinuous Geological Materials, *Soil & Found.* Vol.22, No.4, pp.96-108, 1982.
- 21) 山辺, 原, 小田: クラックテンソルによる節理性岩盤の弾性変形解析と入力パラメータの決定に関する研究, 土木学会論文集, No.382/III-7, pp.121-130, 1987.
- 22) 吉田秀典, 堀井秀之: マイクロメカニクスに基づく岩盤の連続体モデルと大規模地下空洞の解析, 土木学会論文集, No.535/III-34, pp.23-41, 1996.

- 23) 吉田秀典, 堀井秀之, 打田靖夫 : マイクロメカニクスに基づく岩盤の連続体モデルによる大河内発電所地下発電所空洞掘削の解析と計測値との比較, 土木学会論文集, No.547/Ⅲ-36, pp.39-56, 1996.
- 24) 櫻井春輔 : 都市トンネルの実際, 鹿島出版会, p.49-51, 1998.
- 25) Hill, R. : Elastic Properties of Reinforced Solids Some theoretical Principles, *J. Mech. Phys. Solids*, Vol.11, pp357-372, 1963.
- 26) Singh, B. : Continuum Characterization of Jointed Rock Masses. Part 1, The Constitutive Equations, *Int. J. Rock Mech. Sci.*, Vol.10, pp.311-335, 1973.
- 27) Goodman, R. E., Tylor, R., and Brekke, T. L. : A Model for the Mechanics of Jointed Rock, *J. Soil Mechs. and Found. Eng. Div.*, ASCE, SM3, 94, pp.637-659, 1968.
- 28) 川井忠彦 : 離散化極限解析法概論, 培風館, 1990.
- 29) 中川光雄, 蔣宇静, 江崎哲郎 : 大変形理論の岩盤挙動及び安定性評価への適用, 土木学会論文集, No.575/Ⅲ-40, pp.93-104, 1997.
- 30) Cundall, P. A. : A Computer Model for Simulating Progressive, Large Scale Movements in Brocky Rock System, *ISRM Symposium, Nancy, France*, pp.11-18, 1971.
- 31) Shi, G. H. : Block System Modeling by Discontinuous Deformation Analysis, University of California, Berkeley, Department of Civil Engineering, Aug, 1989.
- 32) Shi, G. H. : Modeling Rock Joints and Block by Manifold Method, *Proceedings of 33rd U. S. Symposium on Rock Mechanics*, A.A.Balkema, pp.639-648, 1992.
- 33) Sakurai, S. and Ine, T. : Strain Analysis of Jointed Rock Masses for Monitoring the Stability of Underground Openings, *Proceedings of Symposium on Computer Aided Design and Monitoring in Geotechnical Engineering*, AIT, 1986.
- 34) Sakurai, S., Ine, T. and Shinji, M. : Finite Element Analysis of Discontinuous Geological Materials in Association with Field Observation, *Proceedings of 6th International Conference on Numerical Method in Geotechnics* Innsbruck, 1988.
- 35) 櫻井春輔, 芥川真一, 徳留修 : ノルム最小化法に基づく非弾性ひずみの逆解析, 土木学会論文集, No.517/Ⅲ-31, pp.197-202, 1995.
- 36) 芥川真一, 柿原満, 武山真樹, 櫻井春輔 : 岩盤不連続面のすべりを考慮した逆解析手法の開発と現場への適用例, 土木学会論文集, No.589/Ⅲ-42, pp.335-348, 1998.

第 3 章 真空透気試験

3.1 本章の概要

第 2 章では文献調査を中心としてゆるみとは如何なるものであるかという問題を考察した。その結果ゆるみとは「何らかの原因で地山内において亀裂開口や亀裂増加，空隙増大が生じることにより引き起こされる一連の現象」と定義することができ，ゆるみが岩盤構造物の安定に大きな影響を与えることがわかった。

ゆるみを適切に評価することは岩盤構造物の安定を議論する上で非常に重要である。施工中あるいは完成後の岩盤構造物においてゆるみを評価するためには，原位置において何らかの調査を実施する必要がある。ゆるみ調査の目的にはゆるみ領域の広がりやの把握と，ゆるみ領域内の物性変化の把握の二つがあるが，まずゆるみ領域の広がりを捉えることが第一歩となることは論を待たないであろう。ゆるみ領域把握という目的のための調査法には 2.2.2 で述べたように種々の方法がある。しかしながら，従来の手法の中には測定のために新たな計測器を設置する必要があったり，掘削との並行作業ができない，各種ノイズの影響を受けるなど調査にかなりの手間を要することが少なくない。また，方法によって評価される領域も異なる事が多く，最終的なゆるみの把握にはこれら種々の調査結果を比較検討した上で総合的に判断する必要があるため，判断材料は多ければ多いほどより正確なゆるみ領域評価につながることになる。

本章では，こういった現状を踏まえて，まず既存のゆるみ調査手法を総括する。そして Jakubick and Kline¹⁾ によって提唱された簡便なゆるみ調査法である真空透気試験の原理や測定方法を紹介する。次いで，真空透気試験について従来のデータ解析法の問題点と新たに開発したデータ解析法に関して論じるとともに，室内試験によってその妥当性を検証する。最後に従来の透水透気試験との比較を行う。

3.2 ゆるみ調査手法の現状

2.2.2では現在のゆるみ調査手法一覧と対象物理量を示したが、ここでは原位置におけるゆるみ調査手法をもう少し詳しく見ていくことにする。

表-3.1はトンネルや地下発電所を対象とした原位置におけるゆるみ調査手法を列挙し、その測定方法、ならびに長所、短所をまとめたものである。

代表的なゆるみ調査手法には、掘削時の地中内変位分布から推定する方法^{2),3)}、弾性波探査により弾性波速度分布を求める方法^{4),5)}、孔内載荷試験等により変形係数分布を求める方法^{5),6)}、AE計測によりAEの発生地点分布を求める方法⁷⁾、等があげられる。

実際のゆるみ調査では、表に掲げた調査手法をいくつか組み合わせて実施し、その結果を比較検討した上で総合的にゆるみを判断する必要がある。これは各測定手法が対象としている物理量（ゆるみの結果生じる物理現象）や測定精度が異なるために、結果的に評価されるゆるみ領域やゆるみの程度が測定手法ごとに違ってくることが主たる原因である。これを避けるためには、第2章で考察したようにゆるみの根本原因である亀裂開口や空隙の増加を評価できる手法（孔内の亀裂観察や透水試験）によってゆるみを評価するのが良いということになる。しかしながら、表に示したようにこれらの手法ではゆるみ領域の広がりや精度よく検出できるが、物性値が得られない。設計にはゆるみ領域の範囲特定とゆるみ領域内外の強度や変形特性といった物性値の推定が不可欠であり、したがってやはり各種の測定を実施して各々クロスチェックを行うのが現状では最善の方法であると言え、判断材料は多ければ多いほどより正確なゆるみ評価につながるることとなる。

また一方、短所の欄に示されるように、特別な測定機器の設置が必要であったり、掘削との並行作業ができない、得られたデータの整理に時間がかかる等、ゆるみ調査はほとんどの場合かなりの手間を要する。このため簡便でかつその場で結果が評価できる調査手法の開発が望まれている。

このような状況の下、Jakubick and Kline¹⁾は1987年、ゆるみ領域では透気係数が顕著に増加することに着目し、岩盤の透気係数を求めることによりゆるみ領域を検出する真空透気試験を提案し測定を行った。筆者らはこの手法を改良し、原位置における測定を数多く実施してきた。次節以降で真空透気試験の特徴と試験方法、データ解析法について詳述する。

表-3.1 ゆるみ調査手法一覧

調査手法	一般的な測定方法	長所	短所
地中変位測定	ポアホール内にロッドないしケーブールを挿入し、抗壁と測点間の相対変位を測る。	経時的な変化を連続して測定できる。	弾性的な変形挙動とゆるみによる変形増の判別が難しい。
ひずみ測定	ポアホール内にひずみ計を設置しひずみを直接測定する。または地中変位からひずみ分布を求める。	測点間隔を細かく設定することで詳細なゆるみ評価ができる。	変位計やひずみ計設置に手間を要する。
弾性波探査 (屈折法)	抗壁に起・受信点列 (測線) を設けて走時より測線を含む断面内の弾性波速度構造を求める。	測定領域内のゆるみ領域の分布が把握できる。	測点を細かく配置すれば詳細なゆるみ領域分布が得られるが、実用上あまり密に配置できない。
弾性波探査 (トモグラフィ)	抗壁やポアホール内に二・三次元的に起・受信点を配置して二・三次元的な弾性波速度構造を求める。	弾性波速度という物性値が明らかになる。	掘削との並行作業ができない。
弾性波探査 (速度検層)	ポアホール内にゾンデを挿入して孔軸方向の弾性波速度構造を求める。	弾性波速度という物性値が明らかになる。	作業とデータ整理に手間を要する。
孔内載荷試験	ポアホール内にゾンデを挿入して孔壁に載荷する。その時の荷重変位特性から得られる変形性の孔軸方向の分布を求める。	変形係数という物性値が明らかになる。	ゾンデはある程度の大きさが必要であり、密な測定はできない。
平板載荷試験	抗壁に載荷したときの地中変位から深度方向の変形性分布を求める。	変形係数という物性値が明らかになる。	作業とデータ整理に手間を要する。
ポアホールテレレビ等による亀裂観察	ポアホール内に挿入したテレレビカメラや超音波入キャナで孔壁の画像を撮影し、亀裂の分布や開口量を求める。	亀裂の開口口というゆるみの根元を直接評価するので信頼性が高い。	載荷のための装置が大掛かりになる。
電気探査	抗壁あるいはポアホール内に電極を設置して地山の比抵抗分布を求める。	比抵抗という物性値が明らかになる。	掘削との並行作業ができない。
密度探査	ポアホール内にゾンデを挿入して密度検層を行う。あるいは試料を採取して室内試験を行う。	密度という物性値が明らかになる。	作業とデータ整理に手間を要する。
透水試験	ポアホール内にバッキーで区切った測定区間を設け、湧水圧測定や定圧注水によって得た透水係数の孔軸方向の分布を求める。	透水係数という指標で亀裂の開口具合を評価するので信頼性が高い。	比抵抗分布とゆるみの対応が不明確。
A E測定	抗壁あるいはポアホール内にA Eセンサーを設置してA E発生位置と頻度を求める。	岩盤の破壊現象を直接評価できる。	測点を細かく配置すれば詳細な評価ができるが、実用上あまり密に配置できない。
支保工軸力測定 吹付けコンクリート応力測定 ロックボルト軸力測定 背面地圧測定	ひずみゲージ、コンクリート有効応力計、土圧計等によって得られた支保の軸力、応力、土圧等から、支保に作用するゆるみ荷重を推定する。	ゆるみ荷重をある程度評価できる。	作業とデータ整理に手間を要する。

3.3 真空透気試験の特徴

3.3.1 試験の原理

岩盤掘削により掘削面近傍岩盤に生じたゆるみ領域内では，せん断や引張のためにもともとの岩盤よりも亀裂開口が大きい。これが変形係数，弾性波速度や密度の低下など，力学特性の変化につながっている。また岩盤中では，地下水や空気はインタクトロックではなく亀裂内を選択的に流れており，亀裂が開口することによってゆるみ領域内では水や空気がより流れやすくなる。すなわち透水係数や透気係数が増大するはずである。本試験はこの透過特性の違いを調査することで岩盤内のゆるみ領域を特定しようとするものである。

本試験では岩盤の透過特性を評価するために空気を用いる。空気は，①あらゆる場所で簡単に，しかも無尽蔵に利用できること，②取り扱いがきわめて容易で大掛かりな試験装置を要しないこと，③粘性が水よりも小さいために浸透しやすく短時間で岩盤の透過特性を評価できること，等様々な利点がある。特に③番目の項目は短時間のうちに多くの測定が実施できることを意味し，施工中のトンネルや地下空洞において詳細にゆるみ領域分布を評価し，即座に施工にフィードバックすることが可能となる。

また本試験では空気を加圧せず，吸引することにより浸透に必要な圧力差を得る。したがってその圧力差は最大でわずか1気圧であり，岩盤を不要に痛める心配がない。試験が岩盤の状態に影響を与えないということは大きな利点であり，同位置で繰り返し測定を行うことで施工ステージに応じた岩盤状態の変化を捉えることが可能となる。

3.3.2 試験方法

真空透気試験の概要を図-3.1に示す。この試験ではまず測定対象となるポアホールに，通気孔が開いた中空円筒をはさんだダブルパッカーをセットし，ポアホールの一部に両端を密閉した測定区間を設ける。この測定区間内の空気をパッカー内に通してある管を通じて真空ポンプにより排除する。測定区間の圧力は周辺岩盤の透気性の応じて徐々に低下し，やがて定常状態に達する。定常状態が得られたことを確認した後に真空ポンプを停止すれば，これも測定区間周辺岩盤の透気性に応じて測定部内圧力が大気圧に戻ってゆく。定常状態での吸引空気流量，測定区間内圧力，そしてポンプ停止後の圧力回復特性は，周辺岩盤の透気性に依存するため，試験中の圧力と流量を連続的に計測することにより透気性を

逆算定することが可能である。

ボアホールに沿ってパッカーを移動させながらこのような測定を繰り返すことによって、ボアホール深さ方向に対する透気性の変化を捉えることが可能となる。この透気性の相対的な変化から周辺岩盤のゆるみ領域を捉えようとするのが真空透気試験である。

この手法は上述したように、算定された透気性そのものを正確に測ろうとするものではなく、むしろ透気性が位置により相対的に如何に変化するかを計測するものである。

なお、実際の測定を開始する前に、パッカーを含めた測定システム全体が正常に作動することを確認するためにボアホール径と同じ内径を持つ鉄管内で事前試験を実施する。

3.3.3 試験装置

図-3.1には真空透気試験装置の構成もあわせて示した。ここに示すとおり、試験装置は、ボアホール内に設置する圧力変換器と温・湿度計を内装したパッカー部、圧力、温度、湿度、流量を測定する計器部、データを取り込み解析・表示するパソコン部よりなる。

パッカー部の一例を図-3.2に示す。長さ1m弱の円筒形のパッカー部は、数個の通気孔が開いたステンレス製の中空円筒で作られる測定区間と、その両端に取り付けられたゴム製のパッカーより成る。測定区間と外気との気圧差が最大1気圧であるため、必要なパッカー長は短く、パッカーに加える圧力は1MPa程度で十分なため、孔内載荷試験等に比して岩盤を不要に傷めることがない。

計器部では測定区間の圧力、温・湿度、大気圧、気温等を測定する。また、流量は測定レンジの異なる3種類の流量計（測定範囲～100l/min, ～10l/min, ～1l/min）を直列に接続する事で幅広い計測が可能となっている。各計測データは計器部で連続的にデジタル表示されるとともに増幅器、高速高解度のA/D変換器を通じてパソコンにサンプリングされる。測定結果はパソコンによりその場で直ちに解析・表示される。これにより測定中に透気特性分布をある程度類推しながら測定深度を決定できるため、測定効率を上げることができるとともに、その場で即座にゆるみ評価が可能となる。

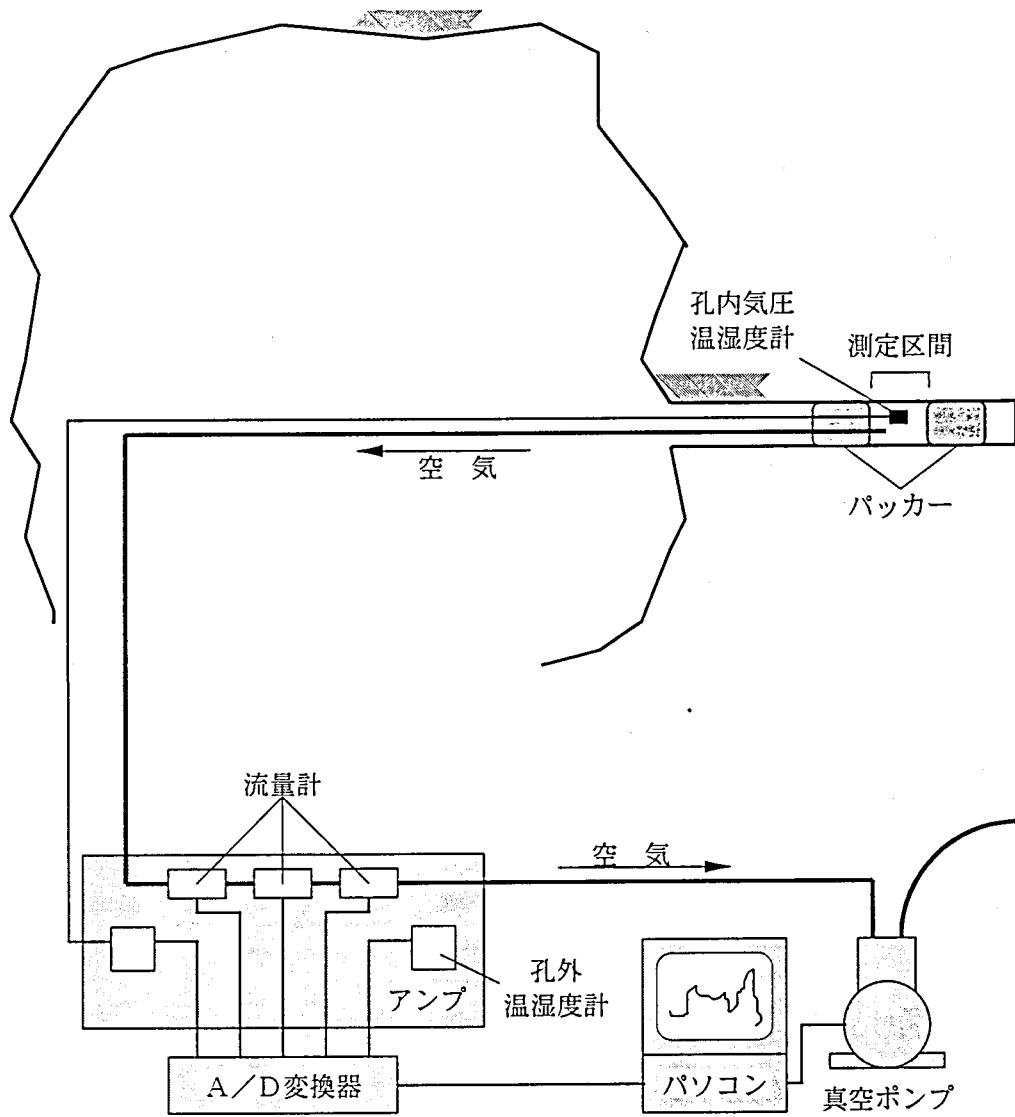


図-3.1 真空透気試験概要

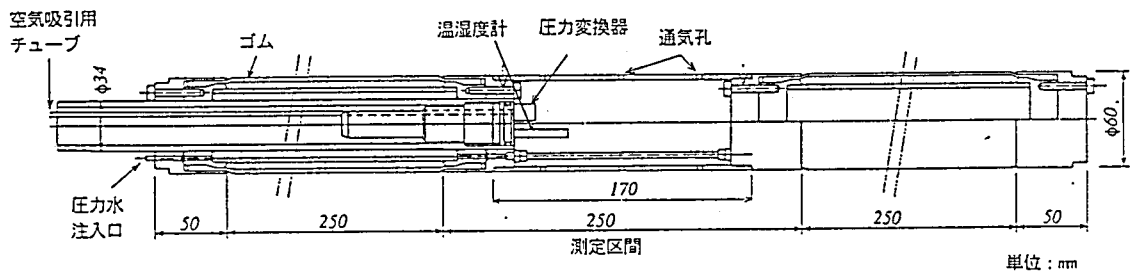


図-3.2 パッカー部一例

3.4 固有透過度

(1) 概要

本論文では岩盤の透過特性を固有透過度で評価する。

一般に岩盤や地盤の透過特性は、透水試験では透水係数、透気試験では透気係数という形で表現される。これらの係数は、同じ岩盤でも流れる流体によって異なった値をとる。これは流体によって粘性が異なることに起因し、両者を比較する場合にはしばしば混乱を招く。また厳密に言えば水も空気も温度等によって粘性が若干変化する。したがって岩盤の透過特性を正しく評価し比較するためには流れる流体に依存しない岩盤固有の透過係数によらなくてはならない。

土木工学では地下水流を問題にすることが多いため透水係数が使われる。地下水の温度は一般的に約20℃前後で一定しており、その粘性の変化幅は小さい。現場では(cm/s)単位の透水係数によって直感的に岩盤の状態が理解される場合が多い。

以上の理由から、ここでは岩盤固有の透過係数である固有透過度の定義を述べ、透気係数や岩盤固有の透過係数を一般的な透水係数に変換する方法を示す。

(2) 固有透過度の定義

固有透過度とは、次式によって定義される岩盤固有の透過係数である。

$$\mathbf{q} = -\frac{k}{\mu} \nabla p \quad (3.1)$$

- \mathbf{q} : 流体の流速ベクトル
- μ : 流体の粘性係数
- k : 固有透過度
- p : 流体の圧力

(3) 透水係数、透気係数と固有透過度

以下に、水の一次元流れをダルシー則に従って書く。

$$q_w = -\frac{k}{\mu_w} \frac{dp_w}{dx} = -\frac{\rho_w g}{\mu_w} k \frac{dh_w}{dx} = -K_w \frac{dh_w}{dx} \quad (3.2)$$

- q_w : 水の流速
- μ_w : 水の粘性係数
- ρ_w : 水の密度
- g : 重力加速度
- h_w : 水の圧力水頭
- K_w : 透水係数

式(3.2)より透気係数と固有透過度は以下の関係にあることがわかる。

$$K_w = \frac{\rho_w g}{\mu_w} k \quad (3.3)$$

空気の場合は空気の粘性係数を用いれば、透気係数が計算できる。固有透過度は[L²]の次元を持ち、単位はdarcy(mdarcy)またはm²を用いる。両者の関係は式(3.4)で与えられる。

$$1 \text{ (darcy)} = 1,000 \text{ (mdarcy)} = 0.987 \times 10^{-12} \text{ (m}^2\text{)} \quad (3.4)$$

表-3.2と表-3.3に、固有透過度が $1.0 \times 10^{-15} \text{ (m}^2\text{)}$ ($\equiv 1 \text{mdarcy}$)のときの透気、透水係数(cm/s単位)を一覧表示する。なお、重力加速度 $g = 9.81 \text{ (m/s}^2\text{)}$ 、水の密度 $\rho_w = 1,000 \text{ (kg/m}^3\text{)}$ 、水および空気の粘性係数は1気圧時の値を用いた⁸⁾。

表-3.2 固有透過度= $1.0 \times 10^{-15} \text{ (m}^2\text{)}$ の時の透気係数

温度 (°C)	粘性係数 (Pa·s)	透気係数 (cm/s)
-50	1.46×10^{-5}	6.72×10^{-5}
-25	1.59×10^{-5}	6.17×10^{-5}
0	1.71×10^{-5}	5.74×10^{-5}
25	1.82×10^{-5}	5.39×10^{-5}
50	1.93×10^{-5}	5.08×10^{-5}
75	2.05×10^{-5}	4.79×10^{-5}
100	2.16×10^{-5}	4.54×10^{-5}

表-3.3 固有透過度= $1.0 \times 10^{-15} \text{ (m}^2\text{)}$ の時の透水係数

温度 (°C)	粘性係数 (Pa·s)	透水係数 (cm/s)
0	1.79×10^{-3}	5.48×10^{-7}
5	1.52×10^{-3}	6.45×10^{-7}
10	1.31×10^{-3}	7.49×10^{-7}
15	1.14×10^{-3}	8.61×10^{-7}
20	1.00×10^{-3}	9.81×10^{-7}
25	0.89×10^{-3}	1.10×10^{-6}
30	0.80×10^{-3}	1.23×10^{-6}

3.5 データ解析方法

3.5.1 これまでの研究

データの解析法としては、定常状態が得られた時の流量と圧力から透気係数を算出する定常法と、減圧後真空ポンプを停止した後の圧力回復曲線の特徴を用いる非定常法がある。これら両手法は、試験操作が容易でデータ解析も簡単であるなどの利点があり、現場での活用が期待されている。しかしそのデータの解析法は十分に研究されていない。Jakubick and Kline¹¹⁾は非常に単純化された理論解を使っており、幾つかの疑問点、問題点を残している。例えば定常法では、不透水面で挟まれた厚さが一定の天然ガス田でのガス汲み出しに当てはめられる水平面内での放射方向浸透流⁹⁾を仮定している。これは明らかに、三次元場における点的吸い込みに相当する真空透気試験の浸透流の場を近似しない。また測定区間が掘削面に近い場合では、掘削面からの浸透を考慮した三次元的な流れの場を考えなければならない。非定常法では、石油、天然ガス汲み出し後の圧力回復を求めるのに用いられる特性曲線法 (Horner法¹⁰⁾) を利用しているが、これでは圧縮性が一定と仮定されており、真空に近い低圧では、圧縮性が圧力に直接比例し大きく変化する真空透気試験での空気流れにはあてはまらない。試験結果のゆるみ判定の評価法には別の問題もある。例えば本来不均一性を検索するものであるにも拘らず均一な場を仮定した関係式を使用していたり、岩盤が多孔質というより亀裂性である場合、特にゆるみが少数の亀裂による場合、透気係数を求める事自体問題がある。川谷ら^{11)、12)}は、これらの問題点の幾つかの検討を数値解析で行っている。参考文献¹¹⁾では岩盤を多孔質とみなし、ゆるみ領域で透過度を非ゆるみ領域の数倍として、ゆるみの位置と範囲の定常反応及び圧力回復過程へ及ぼす影響がシミュレーションされている。参考文献¹²⁾では岩盤が亀裂性で、ゆるみはその幅を広めると捉えた時の反応特性を数値計算している。

試験データの解析及び結果の評価という面からは、逆解析的数値解法によらず完結的表現の解析解を求めることが必要である。そこで本論文では、出来るだけ実際の真空透気試験時の空気浸透流場に近い条件で、近似であっても解析解を求める。特に参考文献¹¹⁾の方法で問題がある、掘削面の影響、及び非定常法の改良を検討する。また各々の方法の精度を検討する事も目的とする。尚、ここでは不均質な場での完結的解析解は非常に難しいという事もあり、透気係数は一定の仮定をすることにした。しかしこの解析結果による透気係数は試験部近傍の何らかの平均的値と見なす事が出来る。不均質性の影響に関しては3.6でその解釈法を検討している。

なお坂口ら¹³⁾は室内試験を行い、岩石の透気性と高圧条件下における

開口割れ目中のガスの漏気条件を明らかにしているが、本試験は原位置岩盤の透気性を測定するところに大きな違いがある。

3.5.2 基礎方程式

真空透気試験のような地盤内の空気流れ解析の基礎式は、質量保存則に基づく

$$\phi \frac{\partial \rho}{\partial t} = -\nabla \cdot (\rho \mathbf{q}) \quad (3.5)$$

である。ここで ϕ は有効空隙率、 ρ は空気の密度である。 \mathbf{q} は浸透流速ベクトルで、ここでは次の等方性媒体内のダルシー則を満足するものとする。

$$\mathbf{q} = -\frac{k}{\mu} \nabla p \quad (3.6)$$

k は固有透過度、 μ は空気の粘性係数、 p は空気圧力である。真空透気試験では圧力変化が絶対圧に比べ無視できない為、圧縮性を考慮にいれなければならない。一般に空気の密度 ρ は次の気体の状態方程式で与えられる。

$$\rho = \frac{p}{RT} \quad (3.7)$$

ここで R は気体常数、 T は空気の絶対温度である。式(3.7)には新しい未知数 T があり、問題解決の為には上式以外にエネルギーの式が必要になる。このエネルギーの式は熱力学第二法則により、岩盤及び空気内の内部エネルギーの変化は、岩盤及び空気内の熱伝導、空気の粘性による運動エネルギーの熱への転換、流れによる移流、及び応力による仕事、の和で与えられる。しかし、岩盤の熱容量が空気のそれに対し非常に大きく、また浸透運動の時間のスケールが熱伝導のスケールと比べ大きい場合、運動の過程で熱は平衡状態にあると考えられ、温度 T は一定と考えてよい場合が多い。解析解という観点からは、次の疑似圧力 (pseudo pressure) m

$$m = 2 \int_{p_e}^p \frac{RT\rho}{\mu} dp = \frac{p^2 - p_e^2}{\mu} \quad (3.8)$$

を定義すると

$$\nabla m = 2RT \frac{\rho}{\mu} \nabla p \quad (3.9)$$

であるので式(3.6)及び式(3.7)を式(3.5)に代入すると次のように右辺が m について線形の形に変換され簡単化される。

$$\phi \frac{\partial \rho}{\partial t} = \nabla \cdot \left(\frac{k}{2RT} \nabla m \right) \quad (3.10)$$

式(3.8)の p_e は基準圧で任意に取ってよいが後で都合の良いように大気圧とする。この基礎式を図-3.3に示すような「掘削面」と測定部を密閉したポアホールを有する地盤について解析する事になる。標は図のようにポアホールを z 軸にとった円筒座標を用いる。

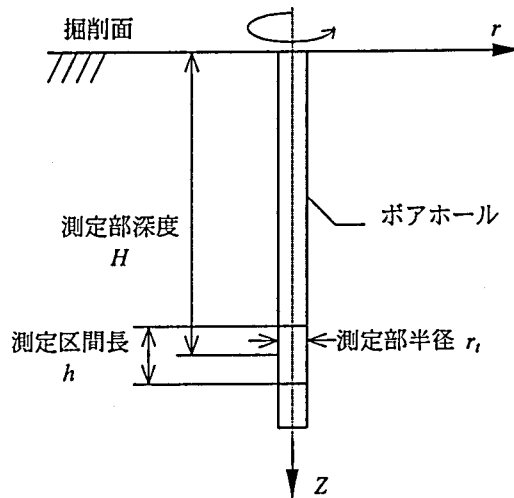


図-3.3 真空透気試験での空気浸透場

3.5.3 解析

(1) 定常解

式(3.10)の左辺をゼロとした定常解は、地盤が均一等方性で温度も一定の場合 m についてのラプラス方程式となり、簡単化した境界条件についての解析解を書く事が出来る。問題を標準化するため m を測定区間の値 m_i で無次元化した m^* を使って書くと

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial m^*}{\partial r} \right) + \frac{\partial^2 m^*}{\partial z^2} = 0 \quad (3.11)$$

となり、図-3.3の場に対する境界条件は

$$m^* = 0, \quad z = 0 \quad \text{and} \quad \sqrt{r^2 + z^2} \rightarrow \infty \quad (3.12)$$

$$m^* \Big|_{S_i} = 1 \quad (3.13)$$

となる。ここで S_i は測定部表面で図-3.3に示してあるように円柱形である。この無次元化された標準問題の解析解は測定部及び位置が特殊な場合、初等関数で完結解を書く事が出来、データ解析には有用である。そこで、 S_i の形をは与えずまず式(3.12)の境界条件を満たす解を書き、式(3.13)を満足する S_i を調べるという方法をとることにする。求められた S_i が実際の測定部の形に近ければよいのである。 S_i が球またはそれに近い形の際は、測定部中心 $z = H$ に置いた吸い込み点と掘削面に対してその鏡像の位置に置いた湧き出し点を重ね合わせた

$$m^* = \frac{M^*}{4\pi} \left\{ \frac{1}{\sqrt{r^2 + (z-H)^2}} - \frac{1}{\sqrt{r^2 + (z+H)^2}} \right\} \quad (3.14)$$

は式(3.12)、(3.13)を満足する。ここで M^* は m^* の総フラックスで長さの次元をもつ。式(3.6)と式(3.9)より $\rho \mathbf{q} = k/(2RT) \nabla m$ であるので、 M^* と測定部に流入する総質量流量 G_i とは次の関係が成り立つ

$$G_i = \frac{k}{2RT} M^* m_i = \frac{k}{2RT} \frac{p_i^2 - p_e^2}{\mu} M^* \quad (3.15)$$

式(3.14)で与えられる S_i は $m^* = 1$ となる面で、第二項で表される鏡像の影響が小さい場合、すなわち H が大きい場合球形に近い。従って、測定部が球形に近い場合式(3.14)は良い近似解になっている。しかし通常の装置の場合測定部は長さとの直径の比が5以上の縦長になっている。このような場合、特に測定部が掘削面に近い程近似が悪くなる。そこで一点の吸い込みでなく二点の吸い込みとすれば S_i の形状は縦長の測定部を近似しやすい。 $z = H - e$ と $z = H + e$ に吸い込み点を置いた場合の m^* は

$$m^* = \frac{M^*}{4\pi} \cdot \frac{1}{2} \left\{ \frac{1}{\sqrt{r^2 + (z-H-e)^2}} + \frac{1}{\sqrt{r^2 + (z-H+e)^2}} - \frac{1}{\sqrt{r^2 + (z+H-e)^2}} - \frac{1}{\sqrt{r^2 + (z+H+e)^2}} \right\} \quad (3.16)$$

で与えられる。さらに一般化させ、吸い込み点という特異点を測定区内の z 軸上に分布させることにより、もっと一般的で縦に長い S_i の形状を近似できる。吸い込み点を $z = -e$ から $+e$ まで一様に分布させた場合 m^* は

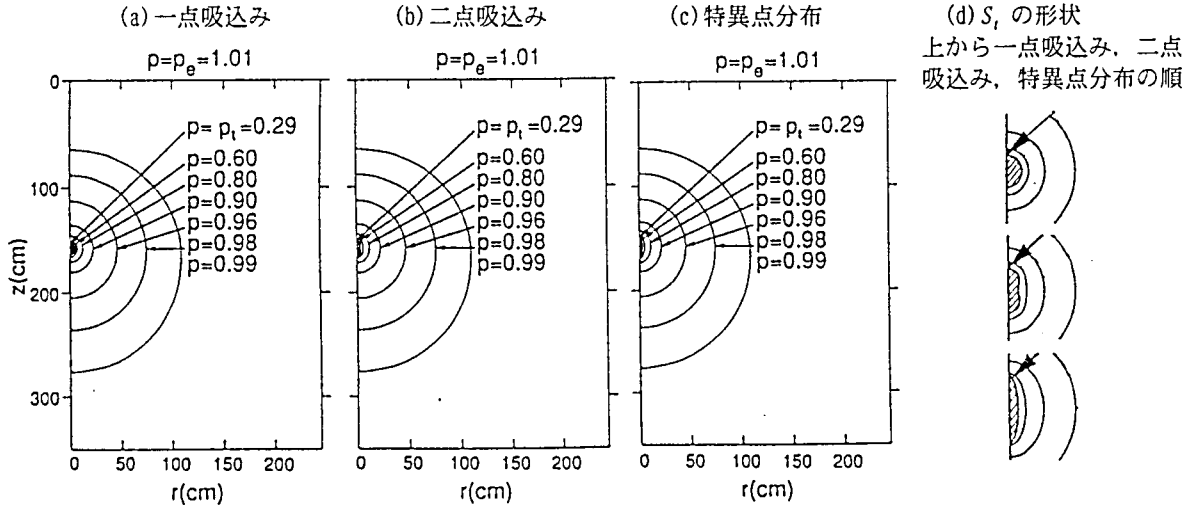


図-3.4 解析解による等圧線 (測定部が深い場合, $H=158\text{cm}$)

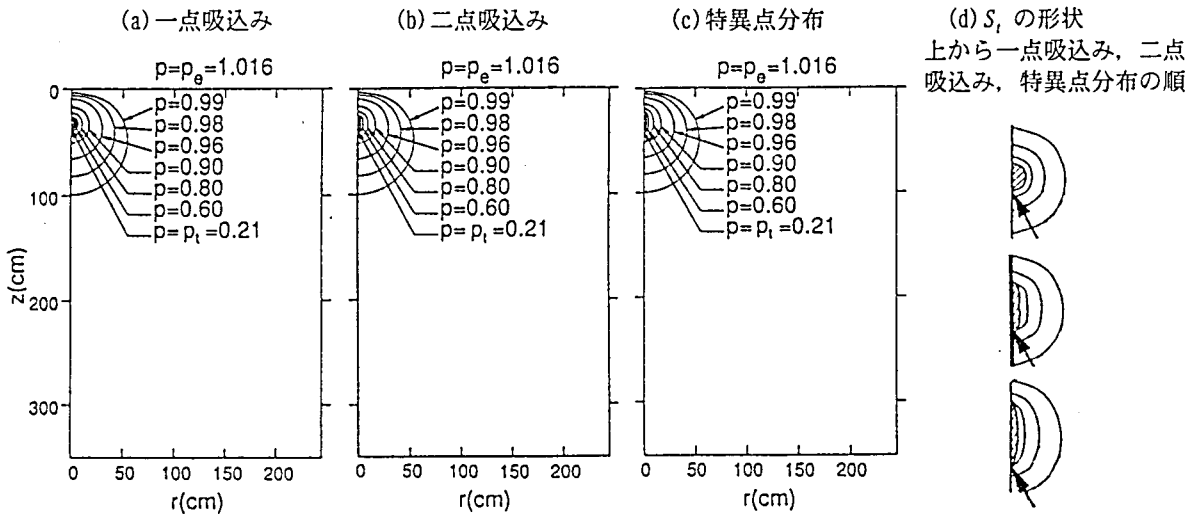


図-3.5 解析解による等圧線 (測定部が浅い場合, $H=32.5\text{cm}$)

$$\begin{aligned}
 m^* &= \frac{M^*}{4\pi} \cdot \frac{1}{2e} \left\{ \int_{-e}^e \frac{dt}{\sqrt{r^2 + (z-H+t)^2}} - \int_{-e}^e \frac{dt}{\sqrt{r^2 + (z-H-t)^2}} \right\} \\
 &= \frac{M^*}{4\pi} \cdot \frac{1}{2e} \left\{ \ln \frac{\sqrt{r^2 + (z-H+e)^2} + (z-H+e)}{\sqrt{r^2 + (z-H-e)^2} + (z-H-e)} - \ln \frac{\sqrt{r^2 + (z+H+e)^2} + (z+H+e)}{\sqrt{r^2 + (z+H-e)^2} + (z+H-e)} \right\}
 \end{aligned}
 \tag{3.17}$$

となる. 式(3.8)を用いて式(3.14)を p^2 について書き直すと

$$p^2 = \frac{M^*(p_i^2 - p_e^2)}{4\pi} \left\{ \frac{1}{\sqrt{r^2 + (z-H)^2}} - \frac{1}{\sqrt{r^2 + (z+H)^2}} \right\} + p_e^2 \quad (3.18)$$

同様に二点吸い込みの式(3.16)より

$$p^2 = \frac{M^*(p_i^2 - p_e^2)}{4\pi} \cdot \frac{1}{2} \left\{ \frac{1}{\sqrt{r^2 + (z-H-e)^2}} + \frac{1}{\sqrt{r^2 + (z-H+e)^2}} \right. \\ \left. - \frac{1}{\sqrt{r^2 + (z+H-e)^2}} - \frac{1}{\sqrt{r^2 + (z+H+e)^2}} \right\} + p_e^2 \quad (3.19)$$

また特異点分布の式(3.17)より

$$p^2 = \frac{M^*(p_i^2 - p_e^2)}{4\pi} \cdot \frac{1}{2e} \left\{ \ln \frac{\sqrt{r^2 + (z-H+e)^2} + (z-H+e)}{\sqrt{r^2 + (z-H-e)^2} + (z-H-e)} \ln \frac{\sqrt{r^2 + (z+H+e)^2} + (z+H+e)}{\sqrt{r^2 + (z+H-e)^2} + (z+H-e)} \right\} + p_e^2 \quad (3.20)$$

が得られる。正確な測定部の形状はそれぞれ式(3.16)，式(3.17)で $m^* = 1$ ，または式(3.19)，式(3.20)で $p = p_i$ と置いた式から求まる。

これらの近似解析解による圧力分布をJakubick and Klineの実験¹⁾ ($h = 25\text{cm}$ ，測定部半径 $r_i = 1.9\text{cm}$ の円柱)に当てはめた場合の等圧線を図-3.4及び図-3.5に比較してある。図-3.4は測定部の深さ H が測定部の長さ h に比べ大きい場合で， $p_e = 102\text{kPa}$ ， $p_i = 29\text{kPa}$ とし， m^* のフラックス M^* を 65cm にとってある。この M^* の値は一点吸い込みの解の S_i が実際の測定部の体積と等しい体積の球になるようにとった。図-3.5は測定部の深さ H が h と同じ程度で浅い場合の例で， $p_e = 103\text{kPa}$ ， $p_i = 21\text{kPa}$ ， $M^* = 65\text{cm}$ にとってある。それぞれの場合で式(3.14)，式(3.16)，式(3.17)で $m^* = 1$ と置き解いて得られる測定部 S_i は斜線で示されてある。二点吸い込み点を置いた時の $2e$ は 8cm とし，特異点分布の場合は測定部中心線に沿って 20cm ($2e = 20\text{cm}$)にわたり，一様分布をさせた。二点吸い込みの場合 $2e$ を 8cm 以上にとると S_i が一体でなく二つに分かれるので，これで得られた縦横比は二点吸い込みのモデルでは最大である。特異点分布の場合 S_i の長さがなるべく 25cm 近くなるように 20cm とした。測定部から離れたところでは全ての解はほぼ一致しているが，測定部に近いところではかなりの違いが見られる。測定部の形状は一点吸い込みで球形，二点吸い込みで中心部が少しくびれた瓢箪

形，特異点分布で縦横比が実際の測定部にほぼ等しい6の楕円体に近い形になっている。測定部近辺では等圧線の形状が異なるのみならず間隔も違ってきており流速が大きく変わっていると言える。

次に透気試験に必要ななる透過度 k の計算式を挙げておく。実際の透気試験では流量は大気圧での体積流量として計測されるので $G_i = \rho_e q_{ss}$ と置き直すと，式(3.15)より

$$k = \frac{2\mu p_e q_{ss}}{(p_i^2 - p_e^2)M^*} \quad (3.21)$$

で M^* の値は吸込みモデルにより異なり測定部表面 S_i の座標と $m^* = 1$ を式(3.14)，式(3.16)，式(3.17)に代入したものより得られる。一点吸込みモデルでの S_i の最大半径を r_{e1} とすると

$$M^* = 4\pi \left\{ \frac{1}{r_{e1}} - \frac{1}{\sqrt{r_{e1}^2 + 4H^2}} \right\}^{-1} \quad (3.22)$$

二点吸い込みの場合 r_{e2} とすると，式(3.16)より

$$M^* = 8\pi \left\{ \frac{2}{\sqrt{r_{e2}^2 + e^2}} - \frac{1}{\sqrt{r_{e2}^2 + (2H - e)^2}} - \frac{1}{\sqrt{r_{e2}^2 + (2H + e)^2}} \right\}^{-1} \quad (3.23)$$

また特異点分布モデルの場合 r_{ed} とすると式(3.17)より

$$M^* = 8\pi e \left\{ \ln \frac{\sqrt{r_{ed}^2 + e^2} + e}{\sqrt{r_{ed}^2 + e^2} - e} + \ln \frac{\sqrt{r_{ed}^2 + e^2 + (2H + e)^2} + (2H + e)}{\sqrt{r_{ed}^2 + e^2 + (2H - e)^2} + (2H - e)} \right\}^{-1} \quad (3.24)$$

となる。ここで長さをm，流量を m^3/s ，圧力をPa，粘性係数を $Pa \cdot s$ で与えれば k は m^2 の単位になり，長さをcm，流量を cm^3/s ，圧力をatm，粘性係数をcP(センチポアーズ)で与えれば k はdarcyの単位になる。これらの式中の r_{e1} ， r_{e2} ， r_{ed} は実際の測定部の半径ではなく，それぞれのモデルで近似する S_i の半径（等価半径）であることに注意すべきである。これらの式は三次元解析の結果であるのでAl-Hussaini⁹⁾の式と比べ異なる点は影響半径という任意パラメーターがない事と，測定部の深さ H の影響が含まれている事である。任意パラメーターが無いと言うことは透気係数が一義的に求まると言うことである。測定部の深さの影響としては，一点吸い込みモデルの式(3.22)では H が r_{e1} 程度でも H

の影響は殆どない事を意味しているが式(3.23)または式(3.24)によると、地表面の影響は $H \sim e/2$ から現われる事を意味している。式(3.22), 式(3.23), 式(3.24)を使ったデータ解析の例は次の非定常法と共に次節で説明してある。

(2) 非定常解

次にポンプ流量をゼロにした後の圧力回復時の浸透を考える。非定常の場合の式(3.10)の左辺を m^* で書くと非線形となり解析解は困難になる。Horner¹⁰⁾は圧縮性が一定という仮定のもとで式(3.10)の左辺を線形化し、軸対称的流れの場で積分指数関数の形で解を書き、その近似として圧力回復の最終段階で漸近的に対数曲線的に減衰する事を見いだしている。また Russell et al.¹¹⁾も圧縮性一定及び流量一定の仮定で対数関数解を得ている。これらは比較的圧縮性の小さい常圧もしくは被圧下での天然ガスの浸透について実験的にも確認されているが、真空に近い低圧での適応は疑問である。Jakubick and Kline¹⁾の報告ではこの対数曲線的变化を認めている。しかし、後述するように、実験データはむしろ下述の解析で得られる指数関数的になっているとも考えられる。

ここでは上の近似とは別の「準定常」の近似を考える。式(3.10)の左辺はある時間が経過した後では右辺の各々の項に比べ小さくなると考えられる。もちろん左辺が小さければ右辺も全体として小さくならなければならない。しかし流量はあっても岩盤内の貯留量の時間変化は小さい状態になる事は考えられる。とくに間隙率 ϕ が小さい密な岩盤では多少の密度変化はあっても体積としては無視できるとすれば、式は定常の場合と同じになり時間的変化は境界条件からのみ導入される事になる。このような近似を「準定常」近似と呼ぶことにする。準定常の場合の無次元疑似圧 m^* を $m/m_i(t)$ と置けば定常の式(3.11), 式(3.12), 式(3.13)を全て満足する。そして m^* の解も式(3.14), 式(3.16), 式(3.17)で与えられる事になる。 m^* の解より p の解を求めるには $m_i(t)$ を求めなければならない。 $m_i(t)$ を解くには測定部内での質量保存が必要になる。 $\rho_i(t)$, V_i および $G_i(t)$ をそれぞれ測定部内での空気の密度, 測定部体積, 及び測定部内への質量流入量とすると,

$$V_i \frac{d\rho_i}{dt} = G_i(t) \quad (3.25)$$

ここで $G_i(t)$ は式(3.15)を任意の時間 t にあてはめたもの

$$G_i(t) = \frac{k}{2RT} M^* m_i(t) = \frac{kM^*}{2RT} \frac{(p_i^2(t) - p_e^2)}{\mu} \quad (3.26)$$

である。式(3.26)を式(3.25)の右辺に、式(3.7)を左辺に代入すれば

$$V_i \frac{dp_i}{dt} = \frac{k}{2\mu} M^* (p_i^2 - p_e^2) \quad (3.27)$$

となり、これを積分すると

$$\ln \left(\frac{p_e + p_i}{p_e - p_i} \right) = \frac{kp_e}{\mu V_i} M^* t + C \quad (3.28)$$

が得られる。ここで C は積分定数である。さらにこれを $p_i(t)$ について解くと

$$p_i(t) = \frac{K \exp \left(\frac{kp_e}{\mu V_i} M^* t \right) - 1}{K \exp \left(\frac{kp_e}{\mu V_i} M^* t \right) + 1} p_e \quad (3.29)$$

となり非定常の測定部圧の時間変化が得られる。この解は Horner¹⁰⁾, Russell et al.¹¹⁾ の解と異なり p_i は t の指数関数の比になっている。式(3.28)によると $\ln((p_e + p_i)/(p_e - p_i))$ は時間に対し直線的に変化するのので、 $(p_e + p_i)/(p_e - p_i)$ の経時データを時間に対し片対数目盛りにプロットしたグラフの勾配 SI が求めれば k が次の式で決定できる

$$k = \frac{\mu}{p_e} \frac{SI V_i}{M^*} \quad (3.30)$$

単位は式(3.21)と同様長さを m 、体積を m^3 、圧力を Pa 、粘性係数を $Pa \cdot s$ 、 SI を $1/s$ で与えると k は m^2 の単位になり、長さを cm 、体積を cm^3 、圧力を atm 、粘性係数を cP (センチポアーズ)、 SI を $1/s$ で与えると k は $darcy$ の単位になる。 M^* は式(3.22)、式(3.23)、式(3.24)で与えられる。この式では Horner 式と違い透気試験の全過程によらず、圧力回復過程で SI の決定できる部分より k が決まる場所である。従って定常法による結果と非定常法による結果は独立で両者の結果を比較する事により各々の方法の妥当性を確かめる事が出来る。

3.6 データ解析法の検証

3.6.1 非定常データの圧縮性の影響

上述の準定常の近似が良い近似であるかどうかは実験結果で確かめるべきである。そこで、Jakubick and Kline¹⁾のテストのRUN211Aデータ及びK空洞で得られたデータの代表的ケースTD9033とTD90327の異なった3つのケースについて圧力回復特性について詳しく調べてみた。RUN211Aは回復が非常に遅く100分以上かかっているのに対し、TD9033のデータは50秒程度、TD90327の場合は20秒程で回復している場合である。これらの場合の透過度はそれぞれ 10^{-16}m^2 、 $4 \times 10^{-14}\text{m}^2$ 、 10^{-13}m^2 で、亀裂のきわめて少ない火成岩、変成岩から亀裂が良く発達した第三紀の頁岩程度である。図-3.6にそれぞれの場合について p_i^2 を縦軸に、真空ポンプ始動時よりの経過時間 $t_p + dt$ とポンプ停止後の時間 dt の比を対数目盛りで横軸にプロットしてある。 t_p はポンプ稼動時間で、Horner法ではこのグラフが直線で近似できることが必要である。これは透気試験全過程に依存する事を意味する。図-3.7では同じデータを式(3.28)の左辺の $(p_e + p_i(t))/(p_e - p_i(t))$ を縦軸に対数目盛りで、時間を普通目盛りで横軸にとってある。 p_i が対数関数で近似出来る場合は図-3.6でデータが直線的に、上記の式(3.27)の近似が良い場合は図-3.7でデータが直線の変化になる。図-3.6によれば、RUN211Aデータは直線部がいくらか認められるがK空洞TD9033データでは直線部は1/3サイクル以下と非常に短い。これに対し、図-3.7では全ての場合で1サイクル以上の十分な直線部がみられ式(3.25)で表される準定常の近似による圧力回復特性と一致していると言える。

Jakubick and Kline¹⁾はコンクリートで作られた供試体を用い室内実験でデータを得ているがそのうちRUN211Aについて詳しい時系列データが発表されている。供試体は半径が23cmで測定部の長さ $h = 53\text{cm}$ より短い円筒形の供試体を使っているので境界条件は本解析で設定した半無限領域とはかなり違っている。従ってこのテストデータからは k の計算のモデルの精度は検証出来ない。しかし材質が一様で等方であるので、上記の定常法、非定常法の妥当性の判定に用いる事が出来る。

k_{ss} を上記の定常法による透過度、 k_r を非定常法により計算された透過度とすると、浸透領域の形状、境界条件に拘らずその比は

$$\frac{k_{ss}}{k_r} = \frac{2Q_e}{Sl \left[1 - \left(\frac{p_i}{p_e} \right)^2 \right] V_i} \quad (3.31)$$

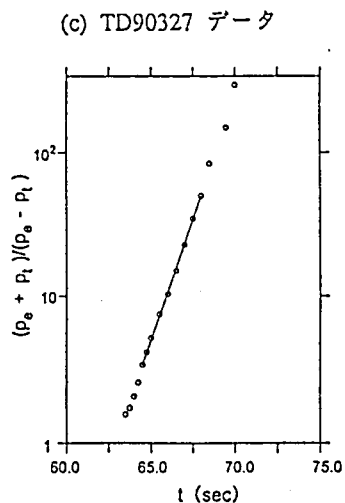
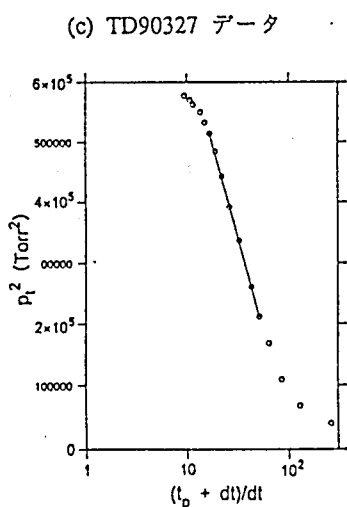
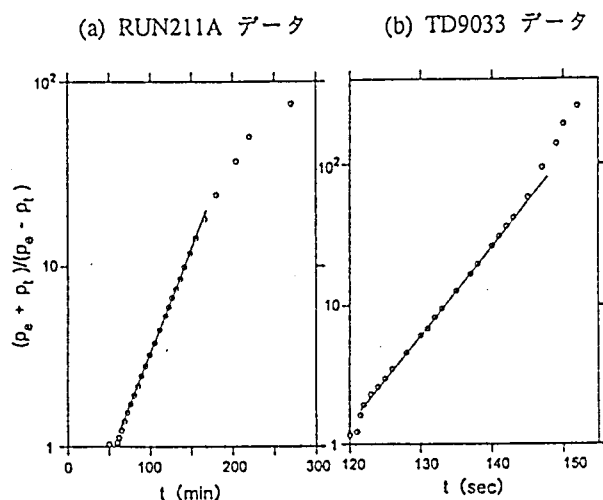
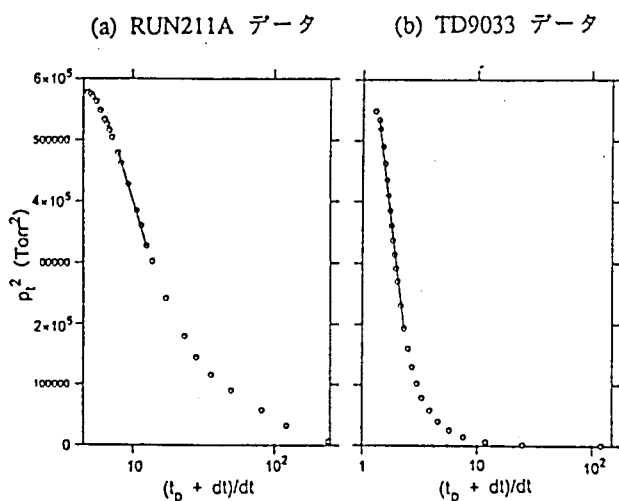


図-3.6 圧力回復特性, Hornerプロット

図-3.7 圧力回復特性, 準定常プロット

となる。右辺が1に近ければ両法の結果が一致している事である。RUN211Aのデータ結果によるとこの比は1.8になっており双方の方法による k の値はほぼ一致していると言える。これに対し Jakubick and Kline¹⁾によるとHorner法と定常法による k の比は100程になっておりHorner法あるいは二次元放射流の仮定の妥当性は疑問である。

透過度は媒体の間隙率のみに依存するので、土質地盤の場合標準的に行われている透水試験による透過度と真空透気試験による透過度は少なくともオーダーが同程度になるはずである。そこで本方法と透水試験を比較してみた。これには、まさ土を直径70cmのドラム缶につき固め、パッカーを模擬した直径20mm、長さ80mmの塩化ビニール管を埋設した。圧力変換器は供試体の外に置き硬質チューブで測定部につないだ。透気試験を行った後、標準透水試験を行い結果を比較した。透水試験では

5.0×10⁻¹²m²であったのに対し，透気試験の定常法では1.8×10⁻¹²m²，圧力回復過程からは1.0×10⁻¹²m²が得られた．この場合非定常法による結果は小さくなっているがこれは土では間隙比が大きく準定常の仮定が良く満たされていない事によると考えられる．

3.6.2 掘削面の影響

本方法を実際の地下空洞の側壁に掘られたボアホールで得られたデータの解析に適応した．使用したパッカーは直径6.6cmで測定部長さは45cmと Jakubick and Kline¹⁾のものより大型であるが縦横比はほぼ同じである．境界条件は図-3.3に示したものにあたり上記の k 計算式が正確に当てはまる．

図-3.8には定常データを用い3.5節で導かれた3種の吸込みモデル及び掘削面の影響を入れない一点モデルによる解析結果の掘削面に近い位置のものを示す．モデル間の差は最大9%で比較的小さいが，掘削面を考慮にいれない解析結果では k が掘削面近傍で過大評価されている．他の3つのモデルの差は少ないが，一点吸込み，二点吸込み，特異点分布の順に小さくなっている．本計測は密な火山岩性の母岩の発破による掘削が行われた空洞で，ゆるみ程度が顕著でゆるみ判定には解析法による影響は殆どないが，透気性の変化が掘削法によりゆるみが小さい場合差が出てくる．実際TBMなどの掘削の場合微妙な差が出る事が確かめられている¹⁵⁾．

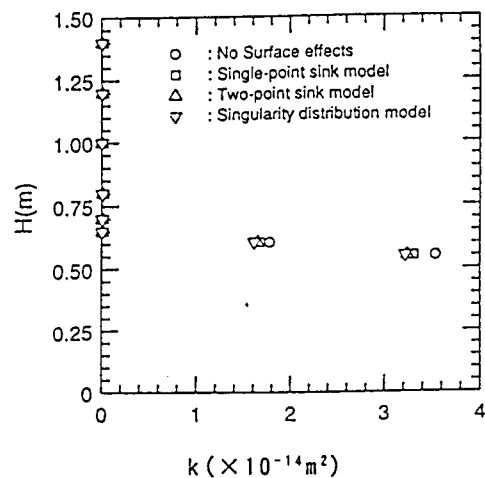


図-3.8 一点吸い込み，二点吸い込み及び特異点分布モデルによる定常データ解析例

3.6.3 間隙水の影響

本解析では岩盤中の間隙水を考慮していないが，間隙水が存在する場合には試験データや固有透過度に以下に述べる影響を及ぼすものと考えられる．岩盤の飽和度が比較的小さく空気の浸透経路が確保され，かつ間隙水が静止している場合には，水は亀裂の形状を変え幅を狭めると考えられることから固有透過度を過小評価することになる¹³⁾．空気の浸透に伴い間隙水も同時に移動する場合には吸引を続けても定常状態は得られない．逆に言えば定常状態が得られ難いときには間隙水の影響の可能

性が示唆される。間隙水が空気の浸透経路を一部遮断しているような状態が続くのであれば、水の粘性は空気のそれよりも一桁大きいので動きは遅く、徐々に空気の浸透経路を閉塞してゆく。このような場合には固有透過度は時間とともに低下するはずで、逆外挿すれば間隙水が動く前の状態が推定できる。岩盤が完全に飽和している場合には透水試験と考えて良い。

3.6.4 不均一性の影響

川谷ら¹¹⁾によれば浸透場が不均質な場合には圧力回復特性は経過時間に依存する可能性があり、圧力回復特性の初期は測定部近辺の透気係数に、圧力回復後期の特性は離れた広域にわたるところの透気係数に依存することが数値計算で見いだされている。従って浸透場が不均質であれば準定常プロットの回復曲線が必ずしも直線にならない可能性もある。しかし、準定常プロットで圧力回復初期の急変時以降の勾配の変化を見ることで測定部近傍と離れた広範囲の領域での透気係数の変化を見る事も出来ると言える。たとえば圧力回復特性がポンプ停止後 t_c で変化したとする。これは測定部から L_c だけ離れたところで透気性が変化していることを意味し、 L_c での圧力を p_c とすれば

$$L_c^2 \approx t_c g = t_c \frac{k_c}{\mu} (p_i - p_c) \quad (3.32)$$

$$L_c \approx \sqrt{t_c \frac{k_c}{\mu} (p_i - p_c)} \quad (3.33)$$

と推定できる。ここに k_c は L_c 以内の領域の平均的な固有透過度である。

図-3.7の例では、RUN211Aデータでは後半で勾配が下がる傾向が、またTD9033データでは後半で上がる傾向が見られ、測定部から離れた領域では近傍に比べRUN211Aデータでは透過度が小さく、TD9033データでは大きい事が考えられる。

不均一性媒体の場合、厳密には透過度 k を位置の関数と見なした解析法が必要になる。本試験では掘削面垂直方向に沿って何点か計測するので k の変化が主にこの方向に顕著な場合、すなわち掘削面に平行な層状に分布する場合には k を H の関数で求めることは可能である。従って定常データと圧力回復データから不均一性の推定及びその影響の考察は可能であると言える。

3.7 透水・透気試験との比較

3.7.1 概要

真空透気試験は3.3.1で述べたように、岩盤内の透気特性の相対的な変化からゆるみ領域を特定することを主たる目的としている。しかしその過程で計算される固有透過度は、様々な問題は包含するものの、理論的に導かれた計算式によって算出された値であり、物理的な意味を有している。しかしながら従来の岩盤の透気試験とは試験方法、解析方法が異なるため、本試験で得られた固有透過度と従来の透気試験で計算される透気係数を比較するためには若干の考察が必要となる。

3.7.2 従来の透水・透気試験

岩盤の透水特性は、ポアホールを用いた透水試験やルジオン試験によって測定される場合が多い。透水試験ではポアホール内にパッカーで区切られた試験区間に一定圧の水を注入し、定常になった時の圧力と流量から透水係数を計算する。またルジオン試験はダム基礎岩盤において高圧条件下の透水特性調査やグラウチング計画のために古くから実施されているもので、試験区間に高圧水を注入する。透水特性は有効注水圧力 0.098MPa (1kgf/cm^2)に相当する単位長さあたりの注水量であるルジオン値として与えられ、透水係数との関係も明らかにされている。

岩盤の透水試験は、土質地盤を対象として特定の帯水層の透水係数（あるいは透水量係数）、貯留係数を求める揚水試験とは自ずから考え方が異なる。揚水試験は帯水層において水平方向の放射一次元流を仮定しているのに対し、ポアホールを用いた岩盤の透水試験では基本的に無限媒体中に存在する湧き出し点を考えている。

岩盤の透気試験では、ポアホールを用いた透水試験と同様に試験区間に一定圧の空気を注入することで岩盤の透気係数を求める。解析の考え方も透水試験と同様である。試験区間の形状は1点湧き出しをポアホール軸方向に積分することで近似している。これは掘削面を考慮していないことを除くと、3.5.3で特異点を軸方向に分布させた式(3.24)の考え方に等しい。

3.7.3 固有透過度の比較

透気試験では空気を加圧注入し、真空透気試験では空気を吸引することを除くと、両試験は本質的には同じ試験であるといえる。

透気試験では、試験中に温度が一定であるとすると次式によって固有

透過度を計算する¹⁶⁾。

$$k = \frac{\mu p_c q_{ss}}{\pi L (p_i^2 - p_c^2)} \sinh^{-1} \left(\frac{L}{2r_b} \right) \quad (3.34)$$

L : 測定区間長
 r_b : ボアホール半径

一方、真空透気試験では次式により固有透過度を計算する（定常法）。

$$k = \frac{\mu p_c q_{ss}}{2\pi (p_c^2 - p_i^2)} \left\{ \frac{1}{r_{e1}} - \frac{1}{\sqrt{r_{e1}^2 + 4H^2}} \right\} \quad (3.35)$$

両式を比較すると、基本的な考え方は等しいことがわかる。真空透気試験では掘削面近傍の固有透過度変化を重要視するので式(3.35)は掘削面の影響を考慮しているが、測定区間の形状は結果にさほど影響がないとして等価半径 r_{e1} により代表させていることが大きな相違点である(3.6.2参照)。なお、加圧と減圧の違いがあるため分母の符号が逆転している。透気試験では真空透気試験に比べて大気圧と試験圧の差を大きくとれる(1気圧以上)ので、両式を見てもわかるように流量が大きくなる。したがって同じ流量計を用いるならば加圧側の透気試験のほうが精度のよい測定が可能であるといえよう。

さて、真空透気試験で得られた固有透過度を透気試験で得られた固有透過度と比較するためには以下の式を満足させればよい。ただしここでは深度の影響を考えない。

$$\frac{1}{r_{e1}} = \frac{2}{L} \sinh^{-1} \frac{L}{2r_b} \quad (3.36)$$

上式に従って測定区間長、ボアホール径より等価半径 r_{e1} を定め、式(3.35)を用いて固有透過度を計算すれば、透気試験によって得られた固有透過度と直接比較することができる。

図-3.9に測定区間長、ボアホール径と等価半径の関係を示す。

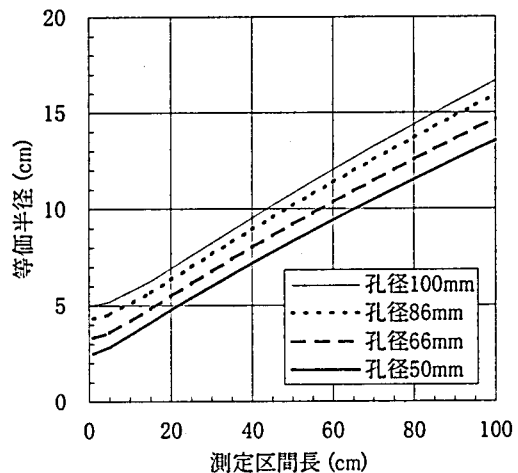


図-3.9 試験区間形状と等価半径の関係

3.7.4 固有透過度の測定限界

定常法による固有透過度は式(3.35)のように計算されるが、真空透気試験の特性や測定機器の精度からその測定範囲には限界が存在する。

第一の限界は空気を吸引するために浸透に寄与する圧力差を1気圧以上にできないという事実である。差圧は式(3.35)の分母の大きさを決定するから、この限界は測定可能な固有透過度の下限を規定する。第二の限界は測定機器の分解能の問題である。3.3.3試験装置の項で紹介したように、流量計は最小のものが1ℓ/min計である。その精度は±1%F.S.であるので、最小の分解能は0.01ℓ/min(=1.67×10⁻⁷m³/s)ということになる。流量の最小値は式(3.35)の分子の大きさを決定するから、これも測定可能な固有透過度の下限を規定する。また圧力センサーには定格圧力110kPa、精度±0.02%R0のものを用いているが、システム自体の電気ノイズなどの影響があるため測定精度は0.1kPa程度しか得られない。岩盤の透気性が高く測定区間の圧力低下が小さい場合には、この精度が固有透過度の上限を規定する。第三の限界は吸引管路の管内抵抗を含めた真空ポンプの吸引能力である。吸引能力が高ければ、岩盤の透気性が高い場合でも測定区間の圧力を測定精度以上に下げることが可能になるが、測定区間を密閉しない状態で真空ポンプを運転した場合の吸引空気流量は20ℓ/min(=3.33×10⁻⁴m³/s)で、これが最大値となる。

以上の条件を踏まえ、標準的な状態で固有透過度(定常法)の上限値と下限値を計算した結果を表-3.4に示す。計算条件は表中に示した。

今回用いた機器構成は、携帯性、入手性を考慮するとその精度や容量はほぼ理想的なものとする。圧力計や流量計はより高精度のものは存在するが、野外調査で使用することを考えると利用し難いし、吸引能力の高い真空ポンプは大型で持ち運びが不可能である。したがって、表に示した測定範囲(5×10⁻¹¹m²~5×10⁻¹⁷m²)が、真空透気試験によって測定可能な固有透過度の限界と考えることができる。

ちなみにこれを式(3.3)を用いて20℃の水の透水係数に換算すると概略5×10⁻²cm/s~5×10⁻⁸cm/sとなり、岩盤の透水係数としては十分な範囲をカバーしていると言える。

表-3.4 測定可能な固有透過度の上限と下限

		上限	下限
深度	H (m)	100	
等価半径	r_{el} (m)	0.1	
空気の粘性係数	μ (Pa·s)	1.82×10 ⁻⁵	
大気圧	p_e (Pa)	101.3×10 ³	
測定区間内圧	p_i (Pa)	101.2×10 ³	0.1×10 ³
吸引空気流量	q_{ss} (m ³ /s)	3.33×10 ⁻⁴	1.67×10 ⁻⁷
固有透過度(定常法)	k (m ²)	5×10 ⁻¹¹	5×10 ⁻¹⁷

3.8 本章のまとめ

本章では、新しいゆりみ評価手法である真空透気試験の原理、試験方法、固有透過度、データ解析法について述べた。また、データ解析法の妥当性を検証し、透水試験との比較も行なった。

データ解析では、等方均質浸透場で温度一定という仮定の下で、大気と接する岩盤表面からの浸透を考慮し、吸引流量、測定部内圧力が定常状態に達したときのデータを解析する定常法、及びポンプを停止した後の圧力回復曲線を使う非定常法、双方に関して透気係数の算定式を誘導した。室内試験のデータを用いて検証を行った結果、以下の知見が得られた。

- ・測定部の形状を3種類の方法で近似した結果を比較したところ、特異点をポアホール中心線上に分布させたケースが、縦長の測定区間を近似するのに最も適しているという結論を得た。
- ・非定常の解析には「準定常」近似を取り入れ、室内実験データによって検証を行ったところ、その結果、非定常Horner法では定常法に比べてかなり大きい固有透過度が計算されるのに対し、今回導いた準定常仮定による固有透過度は定常法で得た値とほぼ一致する事が判明し、妥当性が確認できた。
- ・浸透場がポアホール近傍と遠くで異なっているような不均一な場合は圧力回復特性から判断可能であった。

また等価半径を適切に評価することで透水試験における透水係数と固有透過度を比較することが可能であることがわかった。

参考文献

- 1) Jakubick, A.T. and Kline, R. :Multiparameter Testing of Permeability by the Transient Vacuum Technique, in *Coupled Processes Associated with Nuclear Waste Repositories*, Ed. by C.F. Tsang, *Academic Press*, pp.473-484, 1987.
- 2) 土木学会編：トンネルの地質調査と岩盤計測, p103, 1983.
- 3) 櫻井春輔, 進士正人：マイクロコンピュータによる地下空洞掘削時の安定性の評価, 土木学会論文集, 第358号/III-3, pp37-46, 1985.
- 4) 池田和彦, 桜井孝：トンネル周辺のゆるみ領域と評価, 第5回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp163-166, 1977.
- 5) 中田雅夫, 小瀬幸雄, 佐々木勝司, 福間敏夫：岩盤空洞周辺のゆるみ領域の調査について, 第23回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp16-20, 1991.
- 6) 土木学会編：孔内載荷試験法の現状と課題—指針化の試み, p88-90, 1988.
- 7) 稲葉武史, 志水俊仁, 戸井田克, 青木謙治：A E 計測による岩盤空洞周辺のゆるみ領域の評価, 第25回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp181-185, 1993.
- 8) 国立天文台編：理科年表, 丸善, 1997.
- 9) Al-Hussainy, R., Ramey, H.J. and Crawford, P.B.:The Flow of Real Gases Through Porous Media, *J. Petroleum Technology*, Vol.18, pp.624-636, May, 1966.
- 10) Horner, D.R. :Pressure Build-up in Wells, *Proc. Third World Petroleum Congress*, Section II, E.J. Brill, Leiden, Holland, pp.503-521, 1951.
- 11) 川谷健, 中谷元彦, 中山昭彦：真空透気試験による不均質地盤の透気性測定について, 水工学論文集第36巻, pp.471-476, 1992.
- 12) 川谷健, 中山昭彦, 石丸智基：透気性を指標とする亀裂性岩盤の緩み領域判定に関する研究, 水工学論文集第36巻, pp.477-482, 1992.
- 13) 坂口雄彦, 伊藤洋, 佐藤邦明, 清水昭男：岩石及び開口割れ目における透気に関する基礎研究, 土木学会論文集, No.445/III-18, pp.17-25, 1992.
- 14) Russell, D.G, Goodrich, J.H., Perry, G.E. and Bruskotter, J.F.: Methods for Predicting Gas Well Performance, *J. Petroleum Technology*, Vol.18, pp.99-108, Jan., 1966.
- 15) Nakayama, A., Kawatani, T. and Sakurai, S.: Scrutinizing the vacuum permeability test as a method of detecting loosened are in rock mass. *Proc. Assessment and Prevention of Failure Phenomena in Rock Engineering*, pp.271-276, 1993.
- 16) 田中靖治, 中川加明一郎, 五十嵐敏文：原位置岩盤における透気係数算定式の提案, 日本地下水学会1991年度秋季講演会講演要旨, pp.200-203, 1991.

第4章 原位置におけるゆるみ評価

4.1 本章の概要

本章では、第3章で詳述した新しいゆるみ調査手法である真空透気試験を、原位置のトンネル、地下空洞、岩盤斜面等などに適用し、実岩盤のゆるみ領域評価を行った事例を紹介する。また個々の事例の中で、従来のゆるみ領域評価手法との比較も含めてこの手法の有効性や信頼性を検討する。

4.2 硬岩トンネルにおける測定例

4.2.1 花崗岩-TBM掘削と発破による切り拡げ

(1) サイト概要¹⁾

当該トンネルは、堅硬な花崗岩中にTBMで直径5mの先進導坑を2本掘削し、その後制御発破によって掘削径約15mの本坑の切り拡げを行った。この先進導坑から穿孔されたポアホールを利用し、切り拡げによるゆるみ領域の進展を評価するために掘削前後の比較を行った。

(2) 真空透気試験によるゆるみ評価

図-4.1に真空透気試験結果を示す。図の縦軸はTBM導坑完成時（切り拡げ前）の掘削壁面を0とした深度である。また図中、深度約70cmの一点鎖線は切り拡げ後の掘削線である。固有透過度は定常法によるものを太線で、非定常法によるものを細線で示した。また切り拡げ前のデータを点線で、切り拡げのデータを実線で示してある。なお測定区間長は250mmである。

非定常法の結果が $5 \times 10^{-17} \text{m}^2$ のものは、測定時間（約5分）内に圧力回復が測定されず式(3.30)の sl が求められなかったケースである。こういった場合には3.7.4の考察にしたがって測定下限値とした。固有透過度がこれよりも大きい領域では定常法と非定常法の結果は絶対値としては差があるものの、両者の深度方向の分布傾向は概ね一致しており、試験自体の信頼性は損なわれないと判断できる。

切り拡げ前の測定結果を見ると、パッカーの設置しろが必要なために

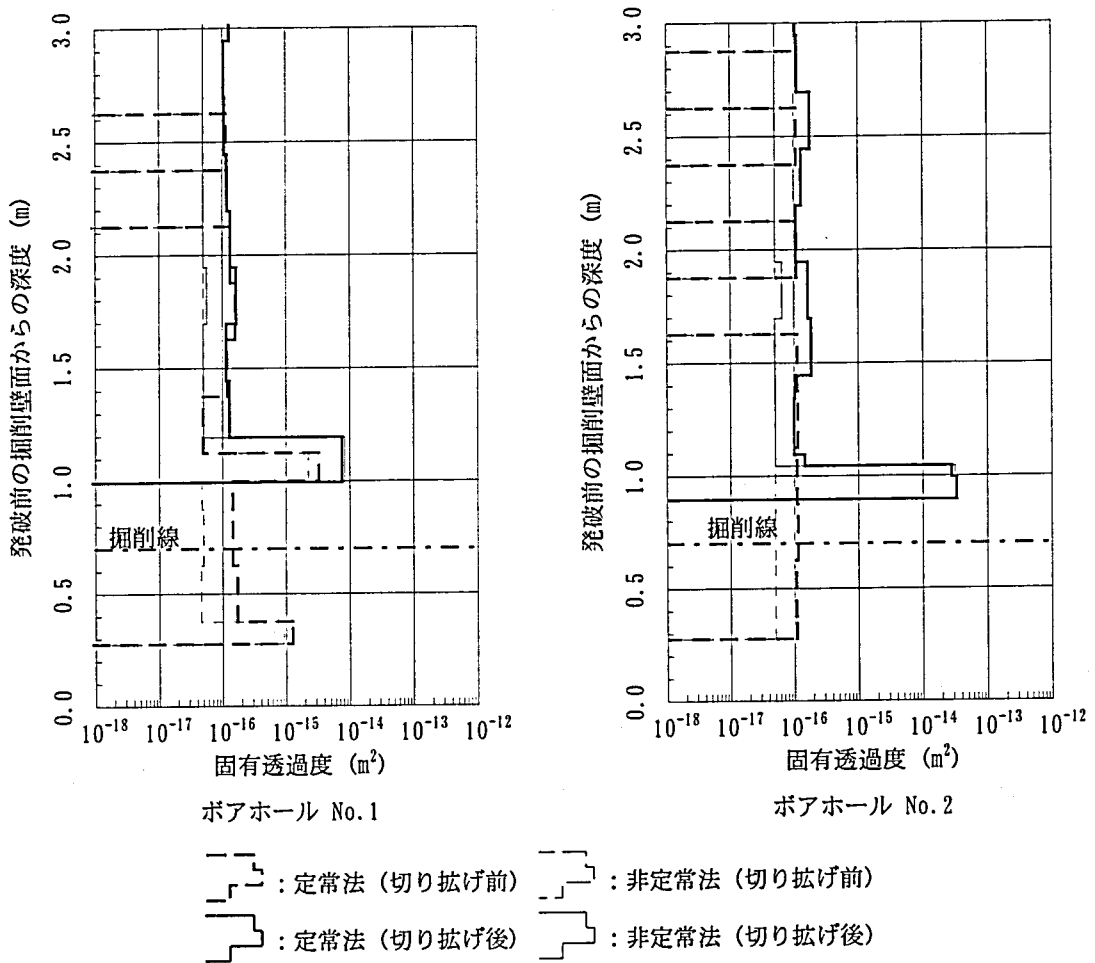


図-4.1 真空透気試験結果

掘削壁面近傍の30cmではデータが欠けているが、それ以深ではほとんどの領域で固有透過度は $2 \times 10^{-16} \text{m}^2$ 以下と小さく、定常法の結果はほぼ一定値を示す。したがってTBM導坑掘削によるゆるみはほとんどないと考えて良いだろう。ただしポアホールNo.1の深度1.0m~1.1mでは固有透過度 $3 \times 10^{-15} \text{m}^2$ とやや大きく、若干の亀裂開口が類推されるが、これより手前で固有透過度が奥と同じレベルであるのでこの亀裂がゆるみと関係するとは考えずらい。

一方切り上げ後には、掘削線から約30cm~50cm以深では切り上げ前とほとんど同じ値を示すが、これ以浅で固有透過度の急増が見られる。ポアホールNo.2では測定区間が深度1.05m(切り上げ後の壁面から35cm)よりも奥にある間は固有透過度が $1 \times 10^{-16} \text{m}^2$ と切り上げ前と変化無いが、測定区間がこれよりも浅い領域に達すると固有透過度が $3 \times 10^{-14} \text{m}^2$ へと2オーダー以上増加する。ポアホールNo.1では、切り上げ前に固有透過度が高かった領域(切り上げ後の壁面から30cm~40cmの間)が掘削壁面から50cmまで拡大し、その範囲の固有透過度も $3 \times 10^{-15} \text{m}^2$ から $8 \times 10^{-15} \text{m}^2$ へ

と微増している。これらの領域では切り広げによって新たな開口亀裂が生じたり、既存の亀裂の開口量が增大したために固有透過度が増加したと考えることができる。すなわちこの領域がゆるみ領域である。切り広げによる亀裂が開口とそれに伴うゆるみ発生が、真空透気試験によって明瞭に検出されたと判断できる。

ここでは切り広げ後に吹付けコンクリートが施工され、その影響による掘削表面の透気特性向上がゆるみによる透気特性の悪化を相殺し、真のゆるみ領域の検出が困難になることが懸念された。しかし実際は、図のような明確な固有透過度変化が得られた。

4.2.2 亀裂の少ない片麻岩－素掘り坑道－

(1) サイト概要²⁾

当該サイトは、いわゆる飛騨変成帯に属し、岩質は緑泥化を受けた片麻岩・伊西岩・スカルンから成る。これら各岩質の岩石特性はいずれもコアの一軸圧縮強度で100～250MPaであり、岩石自体は非常に堅固である。また岩盤中の節理は少ない。RQDは概ね60%以上であり、全体的に非常に堅硬な岩盤といえる。ここでは本試験とは別の実験のために、幅4.5m、高さ3.5mの矩形断面の素掘り坑道がL字型に掘削された。この坑道の周辺岩盤では各種岩盤調査が実施されており、真空透気試験によって評価されるゆるみ領域と、他の手法によるものとの比較検討が可能であった。図-4.2には弾性波トモグラフィ用の起・受振点と、真空透気試験を実施したボアホールを併せて表示した。

(2) 従来法によるゆるみ評価

弾性波トモグラフィによる調査領域の弾性波速度分布を図-4.3に示す。各メッシュは一辺が1mである。調査領域の弾性波速度は概ね5,500m/s～6,500m/sであり、速度分布を見る限りにおいては6,000m/s以下の速度領域において何らかのゆるみが生じているものと判断される。ゆるみ領域は主に坑道屈曲部分に大きく現れており、その範囲は坑壁から1～3m、隅角部分で4～6mである。2本のボアホール周辺のゆるみ領域はA-5孔付近で約3～4m、A-6孔付近で約1mと判断される。

調査ボーリングA-5孔及びA-6孔におけるボーリングコアより得られたRQD分布、及びボアホールTV観察結果より得られた開口亀裂分布を図-4.4に示す。ボアホールTV観察では解像度の問題から開口幅が0.1mm以上のもののみをカウントした。

掘削による亀裂面の挙動を強く反映していると考えられる開口亀裂分布によって評価すると、ゆるみ領域はA-5孔付近では1m以内、A-6孔付近では1～2mであると判断される。一方RQDの分布からみると、両者とも坑

道壁面から4～5mまでゆるみ領域が広がっていることを示唆する結果となった。しかしながらA-5孔では深度約3.5m, 及び4.5mに, A-6孔では深度3.0m, 及び5.0m付近にスカルンと片麻岩の岩相境界が存在し, さらにA-5孔においては深度7m付近に粘土化した鉍脈が存在する。これらの影響が付近のRQDの低下に表れていると考えて良からう。すなわちボーリング調査結果からはゆるみ領域はA-5孔付近では1m以内, A-6孔付近では1～2mと判断される。

(3) 真空透気試験によるゆるみ評価

図-4.5はA-5孔及びA-6孔において実施した真空透気試験の結果から定常法, 非定常法によって算定された固有透過度を, 坑道壁面からの深度

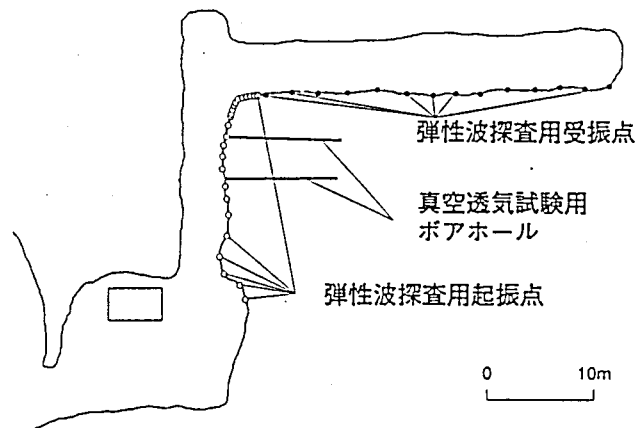


図-4.2 試験実施位置図

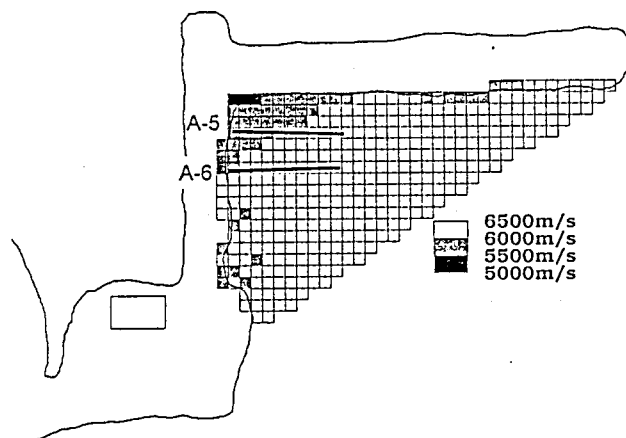


図-4.3 弾性波トモグラフィによる弾性波速度分布

に対してプロットしたものである。A-5孔の試験では測定区間の長さが250mmの試験器を用い、A-6孔の試験では400mmのものを使用した。固有透過度は定常法によるものを太線で、非定常法によるものを細線で示した。

ここでも非定常法の結果が $5 \times 10^{-17} \text{m}^2$ のものは、測定時間（約5分）内に圧力回復が測定されず式(3.30)の sl が求められなかったケースである。定常法と非定常法の結果は絶対値としては差があるが、両者の深度方向の分布傾向は概ね一致しており、試験自体の信頼性は損なわれないと判断できる。

測定はA-5孔では深度8m以浅、A-6孔では深度5m以浅で実施した。両孔とも坑道壁面から1m以上の深さでは定常法による固有透過度がほぼ一定の値をとる。これらは事前試験の結果と同じオーダーである。測定区間の手前側（壁面側）が深度約50cmよりも浅くなる部分で固有透過度分布に明瞭な差異が存在する。この部分で測定区間がゆるみに寄与する開口亀裂に到達したのである。すなわち、坑道壁面より約50cm以深では透気性が非常に低い岩盤であるのに対しそれ以浅は何らかのゆるみが生じているものと判断できる。

弾性波トモグラフィと開口亀裂分布、真空透気試験の結果を比較すると、A-6孔周辺では弾性波トモグラフィの解像度も考慮して約50～100cmのゆるみ領域でほぼ同じ結果と見なせるが、A-5孔周辺では弾性波トモグラフィの結果がかなり大きなゆるみ領域を示す。これは、図-4.2に示す隅角部の応力集中による影響がさほど広範囲でなく局所的であるにもかかわらず、弾性波トモグラフィでは波線の分布が希薄だったために正確に表現できなかった可能性が考えられる。

また、A-6孔では深度1～2mに2本の開口亀裂が存在したが、真空透気試験における透過度の変化には表れなかった。開口している亀裂であっても連続性、連結性が悪ければ透過度は大きくならない。逆に、透過度が大きくならないような亀裂の存在はたとえその亀裂が開口していても連続性、連結性は悪く岩盤のゆるみには大きく寄与しないと言えるだろう。

前項の花崗岩やここで採りあげた片麻岩のようにもともとが堅硬で亀裂の少ない硬岩では、ゆるみによる亀裂開口は岩盤の透気特性をドラステックに変化させる。この二つの測定例から真空透気試験がこの種の硬岩におけるゆるみ領域評価に非常に有効であることが確認された。

また、弾性波トモグラフィのように広範囲の岩盤性状を捉えようとする試験に比べて、真空透気試験ではより詳細なゆるみ領域評価ができる可能性が示唆された。

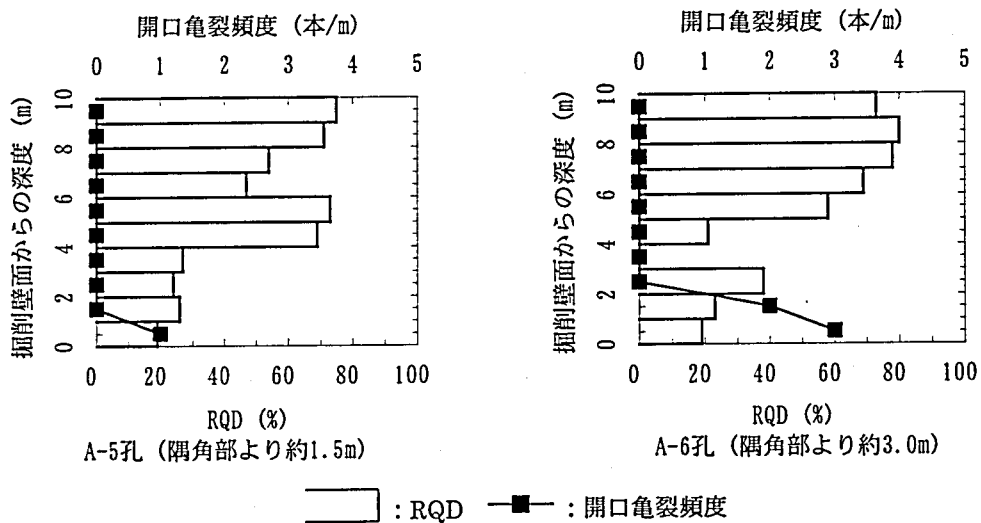


図-4.4 試験実施ボアホールのRQD, 開口亀裂分布

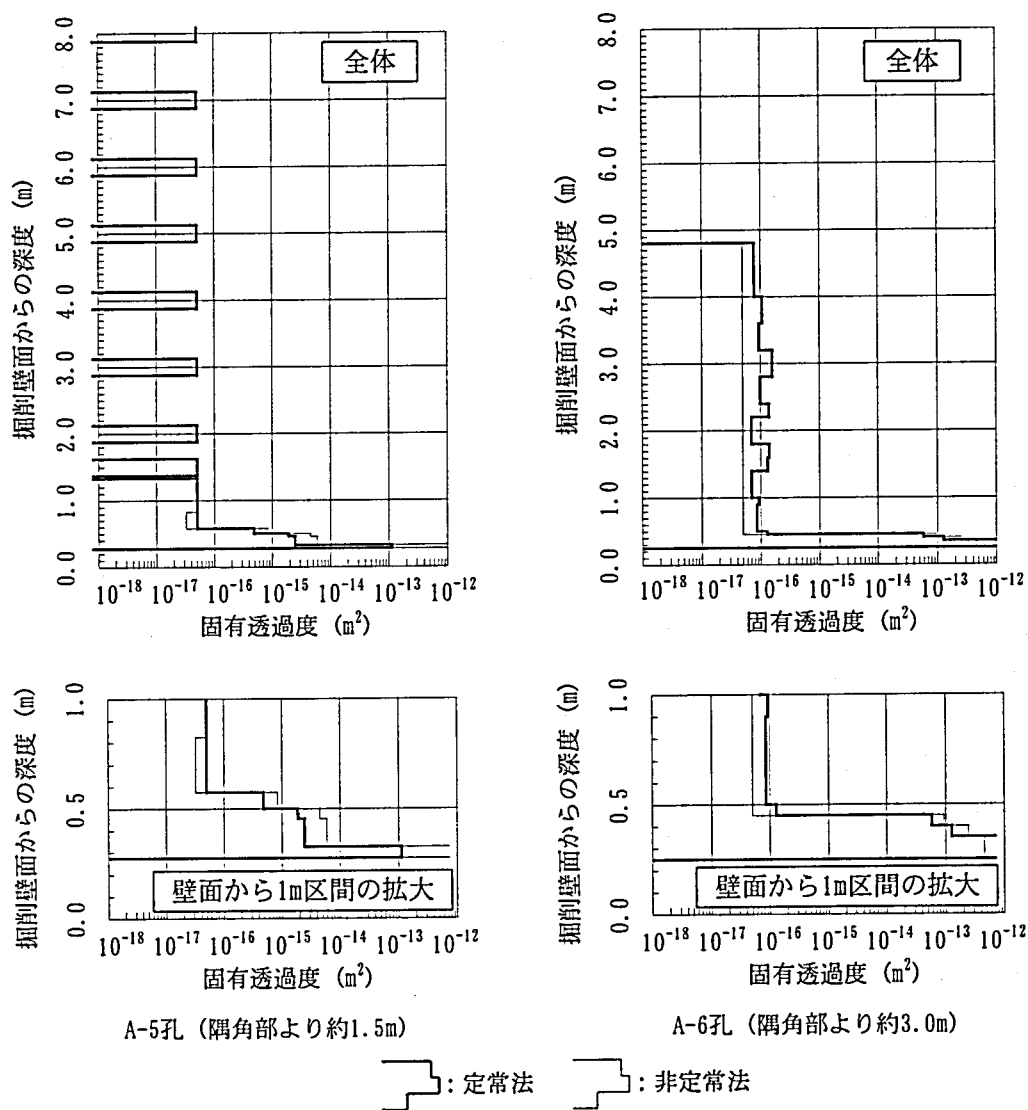


図-4.5 真空透気試験結果

4.3 中硬岩トンネルにおける測定例

4.3.1 第三紀堆積岩（砂岩頁岩互層）－矢板工法による掘削－

(1) サイト概要

当該サイト付近の地質は、基盤である白亜系堆積岩類を不整合に覆う古代三系の堆積岩であり、主に砂岩を挟在した泥岩及び頁岩より成る。頁岩は間隔数cm～十数cmの層理が発達し、層理と垂直の方向に容易に剥離する。一方砂岩は比較的massiveであり、亀裂も少ない。試験を実施した坑道は、在来工法（矢板工法）により数十年前に掘削されたもので、坑道掘削時にはクリープによると考えられる盤膨れが発生している。試験はそれぞれ砂岩、頁岩を対象とした2本のほぼ水平なボアホールで実施した。両者の離間距離は20m程度である。

(2) ボーリング調査によるゆるみ予想

図-4.6にコアのRQD分布を示す。

砂岩中には、深度10～11m付近にやや破碎したコアが観察される以外は口元から奥まで全て棒状の堅硬なコアが得られた。RQDは10m以深でやや小さい。一方頁岩では口元、深度3m付近、深度5.5m付近、及び深度10m付近に破碎部が存在し、10mより手前ではRQDが小さいが、それより奥では連続したコアが得られており、RQDも80%以上と大きい。以上より、頁岩中では砂岩中に比べゆるみ領域が非常に大きい可能性が示唆された。

(3) 真空透気試験によるゆるみ評価

各ボアホールにおける真空透気試験結果を図-4.7に示す。これまでと同様、固有透過度は定常法によるものは太線で、非定常法によるものは細線で示す。定常法、非定常法による固有透過度は絶対値としては差があるものの、両者の傾向は概ね一致しており、試験自体の信頼性は損なわれないと判断できる。深度方向の固有透過度分布を見ると、砂岩では深度10m付近で固有透過度の顕著な増加（3～4オーダー）が見られる以外は、1～2オーダー程度のばらつきはあるもののほぼ全域にわたって 10^{-16}m^2 オーダーとなっている。特にボアホール口元から深度8m付近までは低い値で一定している。一方頁岩では深部は 10^{-16}m^2 オーダーで極めて一定している。深度3.0m付近から徐々に増加し、深度1.2m、1.0mに固有透過度の明確な変化点が存在する。また、不明確ではあるが、深度2.7mにも変化点が存在する。

砂岩部分では、壁面近傍から10mまではコア観察、RQDともに、ゆるみは殆どなく堅硬な岩盤が予想されたが、真空透気試験においてもこの区間では固有透過度が低く予想は裏付けられた。10m付近では破碎部が存在しRQDも小さい。真空透気試験においてもこの破碎部は固有透過度の

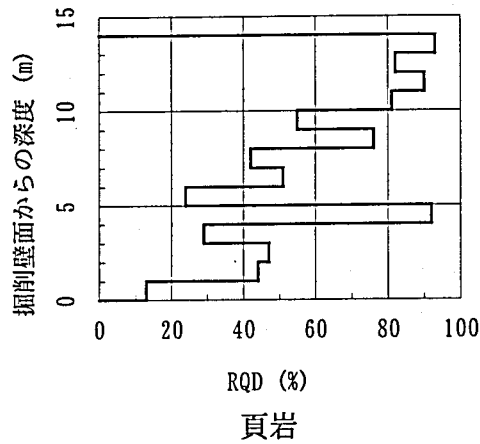
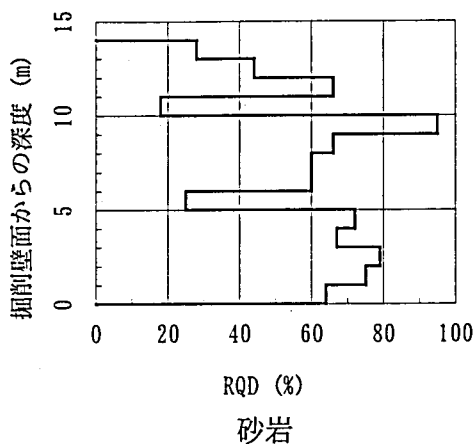
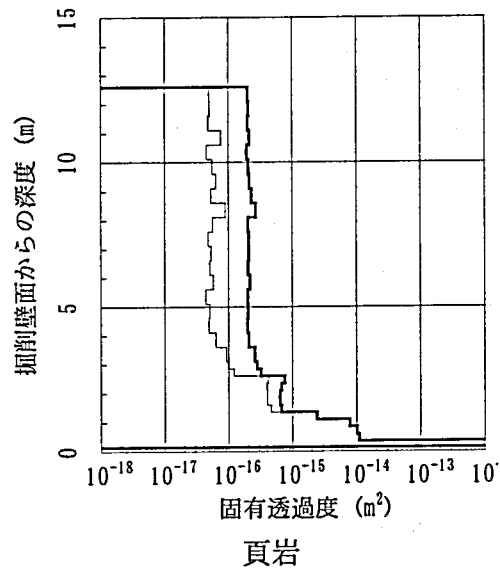
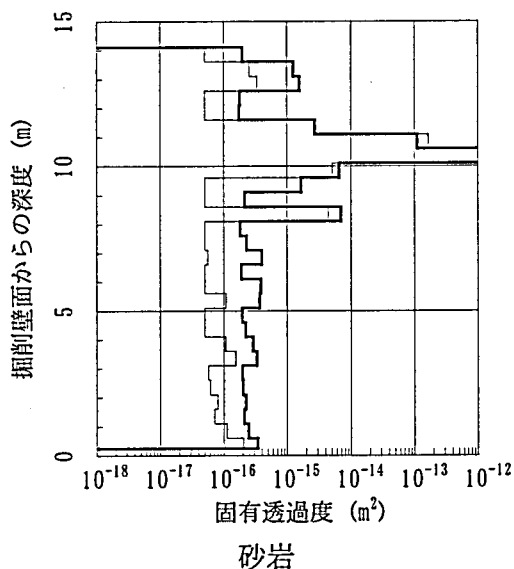


図-4.6 コアのRQD分布





 : 定常法
  : 非常法

図-4.7 真空透気試験結果

顕著な増加として検知された。この部分で透気性が良いと言うことは、
 破碎部が亀裂系を通じて何処かの自由面と連結していることを意味して
 いるが、本サイト付近の砂岩はもともと亀裂が少なくmassiveなこと、
 10mより手前では固有透過度が極めて低いことなどから考えて、このポ
 アホール周辺では上記亀裂系は断層などの比較的大きな既存断裂系であ
 ると考えられる。この断裂系が坑道掘削によってある程度影響を受けて
 いるとしても、ゆるみ領域とは規定できない。したがって、このポア
 ホール周辺のゆるみ領域は計測区間外の25cm以下であるとの結論を得る。

一方頁岩部分ではコア観察やRQD分布より、深部まで（最大10m）ゆる
 み領域が広がっていると懸念されたが、真空透気試験結果から判断する

とゆるみ領域は最大に見積もっても3.0m程度である。本サイト付近の頁岩はもともと層理がよく発達し、ボーリングコアに現れた亀裂が既存の亀裂なのか坑道掘削によって新たに発生したものなのかの判断ができなかった。また、岩盤中で開口しているのかどうかの判断も困難であった。真空透気試験によって初めて開口し坑道壁面まで亀裂系を通じて連続している亀裂のみが抽出され深度3.0mより奥の亀裂は既存の層理であることが判明した。

今回の試験では固有透過度が相対的に大きく変化（1オーダー以上）している点、すなわち深度1.2mをもって、これより手前が坑道掘削によるゆるみ領域であると判断した。

砂岩層、頁岩層では離間距離がわずかであるにも関わらずゆるみ領域に大きな違いが現れた。本サイトの砂岩は前項の片麻岩や花崗岩と同様に非常に硬質で亀裂も少ないために、坑道掘削によるゆるみは殆ど生じず、固有透過度は壁面近傍まで低い値で一定していた。しかし深度8m付近のように破碎部や亀裂の密集帯が存在する場合にも固有透過度が大きな値をとるため、ゆるみの判定には注意を要する。ただし固有透過度が大きいと言うことは、このような岩盤の弱部がある程度の広がりをもつ、空洞の安定性に悪影響を及ぼす可能性があることを示しており、真空透気試験はこのような弱部も検出可能であると考えられることもできる。また、頁岩層では深度3.0m～深度1.2mで顕著ではないものの固有透過度のわずかな増加が見られた。

本サイト付近の頁岩層では、長期間のクリープによると考えられる坑道の変状が観察されており、このクリープによるゆるみ領域の進展が試験結果に現れた可能性も考えられ、非常に興味深い現象である。

4.3.2 第三紀堆積岩（砂岩）－発破掘削と機械掘削－

(1) サイト概要³⁾

本坑道は試験用として掘削されたもので、

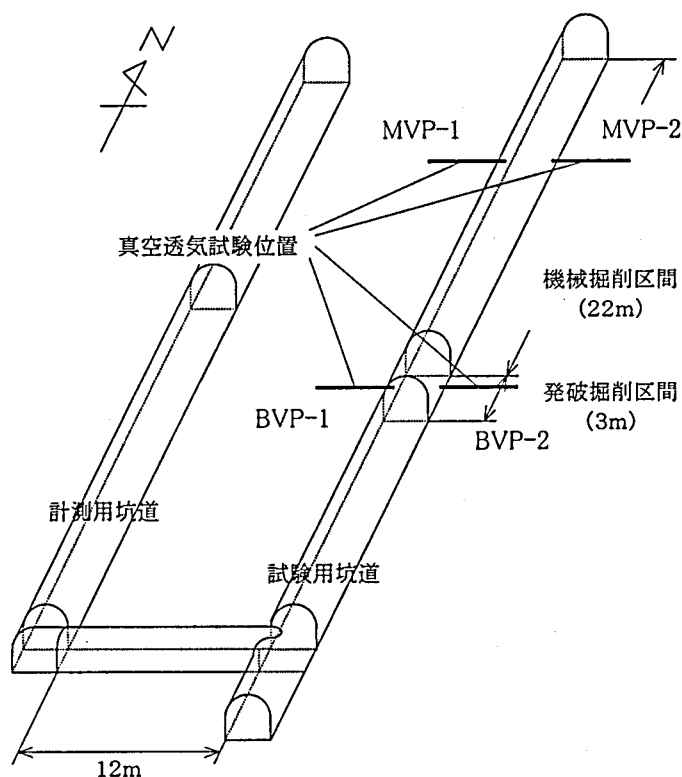


図-4.8 測定位置概略

高さ2.4m、幅2.4mの試験用坑道と、試験用坑道からL字型に枝分かれした高さ3.0m、幅3.0mの計測用坑道よりなる(図-4.8)。両坑道の離れは12mである。試験用坑道は、掘削方式が岩盤に与える影響の差異を評価するために発破掘削と機械掘削(ブームヘッド)により構築された。真空透気試験は発破掘削区間と機械掘削区間に水平に穿孔された4本のポアホールで実施され、掘削方式の違いによるゆるみの差異を調査した。

地質は新第三紀中新世の堆積岩で、細粒~粗粒の砂岩が主体である。土被りは約140m、岩石の一軸圧縮強度は6.6MPaと軟質である。試験実施位置では、坑道西側(MVP-1孔, BVP-1孔)は粗粒砂岩が優勢で、坑道東側(MVP-2孔, BVP-2孔)は細粒砂岩が優勢であった。

(2) 真空透気試験結果

各ポアホールとも、真空透気試験は坑道壁面から5mの深度まで実施した。そのうち壁面近傍の深度1.5mまでの試験結果を図-4.9に示す。固有透過度は定常法によるものは太線で、非定常法によるものは細線で示し、 $5 \times 10^{-17} \text{m}^2$ のものは測定限界以下のデータである。定常法と非定常法の結

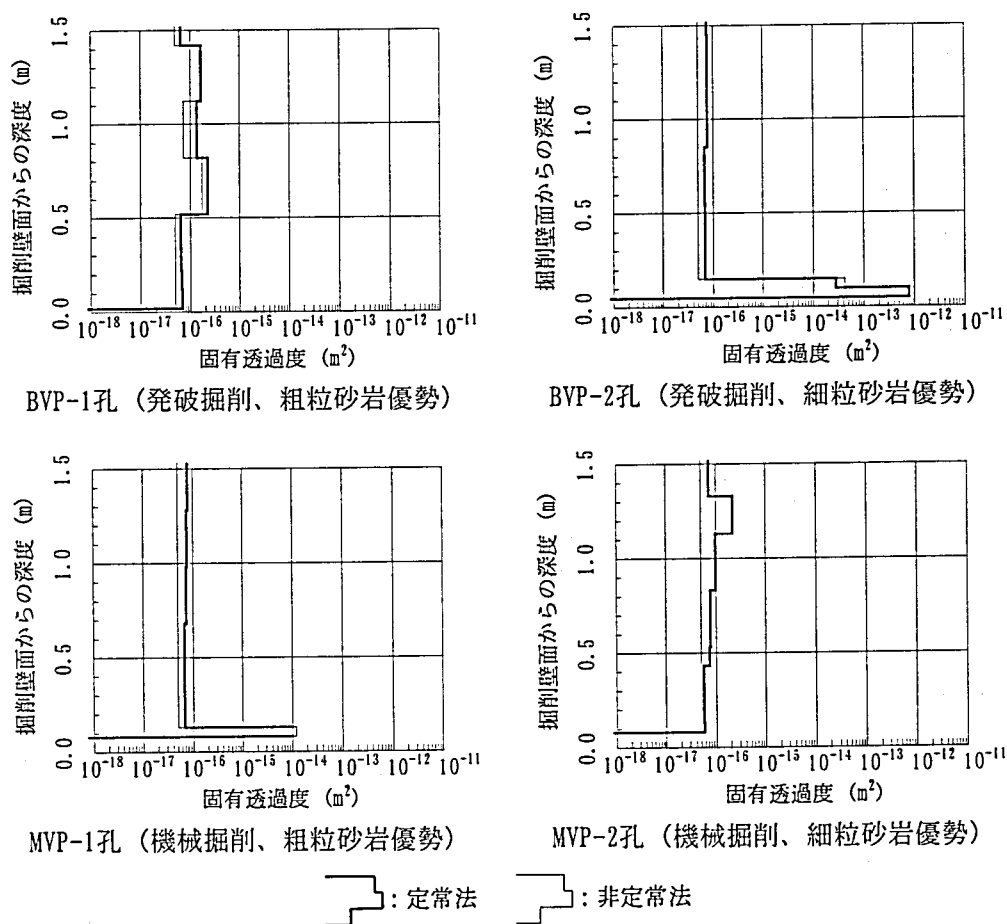


図-4.9 真空透気試験結果

果は良く一致しており，試験の信頼性は損なわれていないものと考えられる。

図を見ると，BVP-1孔，MVP-2孔では孔口までの全ての範囲で固有透過度がほぼ 10^{-16}m^2 以下と小さい。BVP-2孔，MVP-1孔でも，抗壁付近で固有透過度が2オーダー以上大きい領域はそれぞれ掘削壁面から15cm，13cmに限られる。これより本坑道側壁では，亀裂開口によるゆるみは，掘削壁面近傍10数cm以内の範囲に限定されており，掘削方式の違いによる差異は無かったと言える。

4.3.3 古生層の亀裂密集帯－立坑接続部－

(1) サイト概要⁴⁾

本立坑は道路トンネルの換気用として建設された，仕上がり内径7.5m（掘削径約9m），深度450mに達する大型山岳立坑である。その坑底部は，換気水平坑ならびに工事用の水抜坑が三方向から合流する複雑な構造であった。また地質は古生代二畳紀のチャートと粘板岩が主体だが，事前のボーリング調査や地下換気所施工時の切羽観察より接続部付近は著しく亀裂の発達した脆弱な地質であることが想定された。立坑本体部はショートステップ工法で施工されたが，坑底から18.05mは接続の影響部分として，掘削時の地山安定を保持するために吹付けコンクリートとロックボルトを主体としたNATMによる施工がなされた。図-4.10に接続部のレイアウトを示す。施工順序としては，まず水平換気口側から立坑位置の直前（図中の工区境）まで掘削を行い必要な補強工を施した後，順次立坑を掘り下げ，接続を完成させた。

(2) 真空透気試験によるゆるみ評価

接続形状完成後のゆるみ領域分布把握のために，図-4.10に示すように，立坑本体部のショートステップ部分（TD427m），立坑のNATM部分（TD437.2m）及び接続部（TD447m）の3断面において真空透気試験を実施した。それぞれの断面で3～4本のポアホールを穿孔し，掘削壁面から深度約3mまでの範囲で測定を行った。その結果を図-4.11～図-4.13に示す。なお図中の数字は固有透過度分布から判断したゆるみの深さ（立坑壁面を基準）である。括弧内の値は一次覆工を除いた掘削壁面からのゆるみ深さを示す。固有透過度は定常法によるものは太線で，非定常法によるものは細線で示した。

定常法による固有透過度が 10^{-12}m^2 を上回る区間では，定常時の圧力が大気圧から数kPaしか低下しないうえに圧力回復が急激で式(3.30)の s_l が求められなかったために，非定常法による固有透過度の計算は不可能であった。しかしそれ以外は定常法と非定常法による固有透過度はほぼ

一致しており、試験の信頼性は高いと考えられる。

固有透過度は全体的に小さく、最小でも 10^{-14}m^2 である。これは、これまでの例に比べて2オーダー程度大きく、絶対値を見ればゆるみと判断されてもおかしくない。しかし固有透過度の深度分布を見ると壁面近傍と奥では明らかな違いが存在する。図を見れば明らかなように、もともと亀裂が多く透気性の高い岩盤でも、ゆるみ領域では亀裂開口が相対的により大きくなるために、真空透気試験ではゆるみ領域の判定が可能である。

各断面内のゆるみ分布を見ると以下のような特徴が読みとれる。

・TD427m (ショートステップ部)

全体的に図の右～下側でゆるみが大きい。地質状況の違いの影響と考えられる。

・TD437.2m (NATM部)

TD427mと同様に全体的に図の右～下側でゆるみが大きい。左側でもやや大きいゆるみが測定された。この位置は水平換気口の天端から約5mしか離れていないため、その影響が現れたものと考えられる。この断面は接続の影響を被っているにもかかわらず、ゆるみ領域の大きさはTD427mと大差ない。ロックボルトと吹付けコンクリートで早期に地山を支保した結果、ゆるみが抑制されたものと考えられる。

・TD447m (接続部)

この断面は断面が完全に閉合していないために大きなゆるみの発生が予想されたが、上記の2断面に比べて極端に大きいとは言えない。特徴的なのは図の上側でゆるみが大きいことである。この位置は水抜き坑の近傍であり、三方向接続の影響を最も強く受けた結果であると考えられる。

なお、当該サイトでは立坑壁面に滴水程度の湧水があった。岩盤内部は不飽和の状態にあったと考えられるが、相対的に透過度が大きかったことで測定は可能であったと考える。もしもこれ以上岩盤中の裂か水が多ければ、測定は不可能であったと判断される。

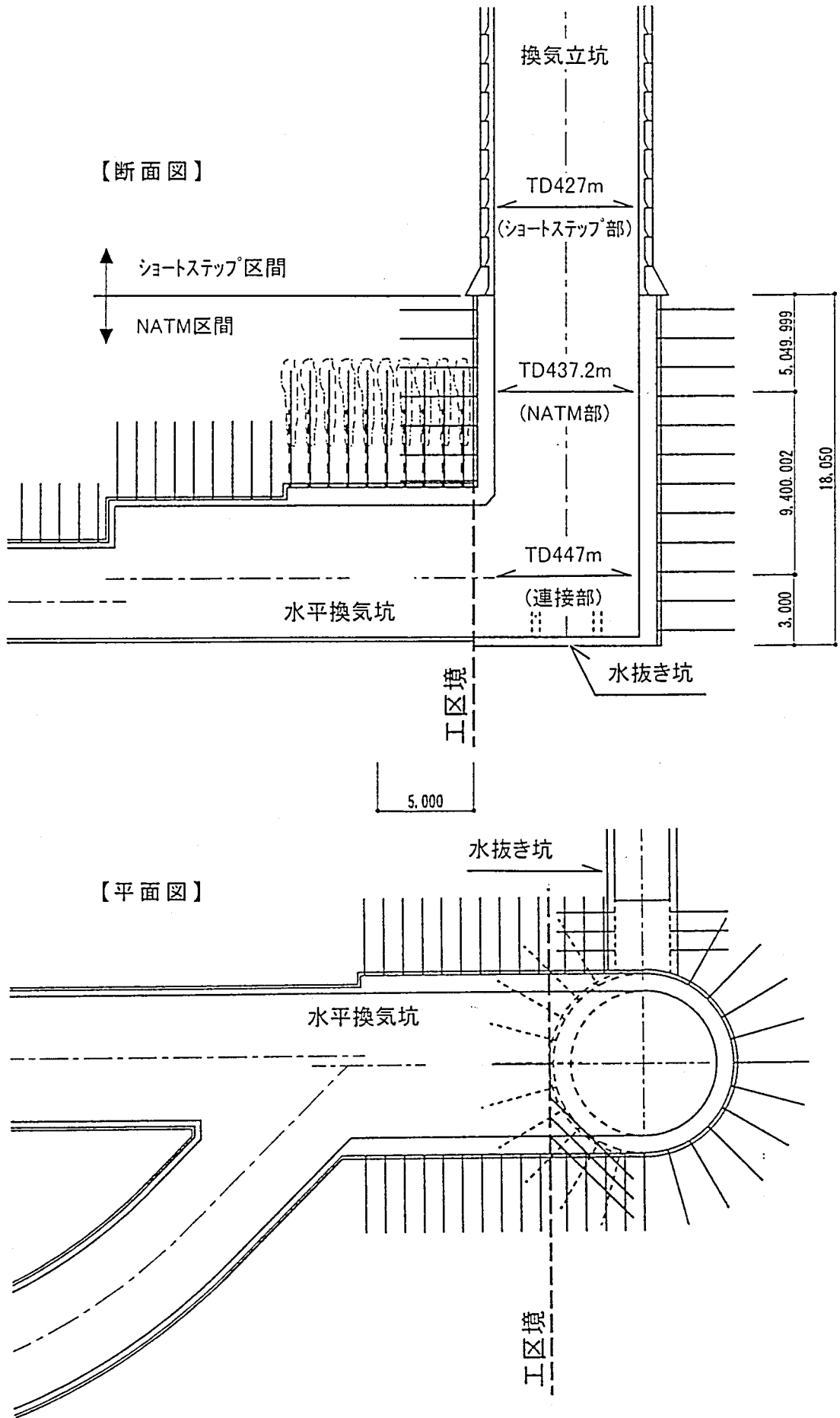


図-4.10 立坑接続部のレイアウト

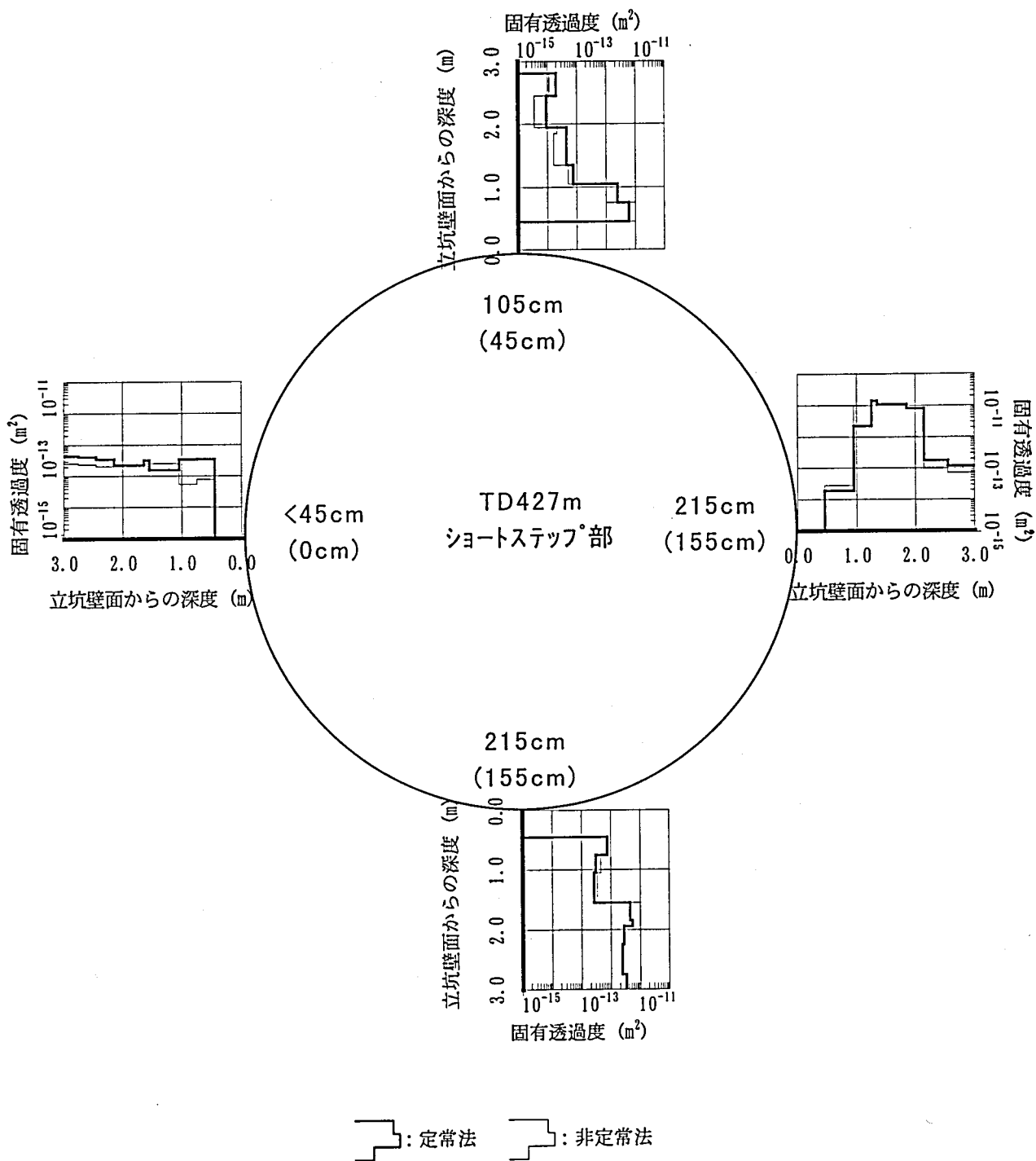


図-4.11 ショートステップ部における真空透気試験結果

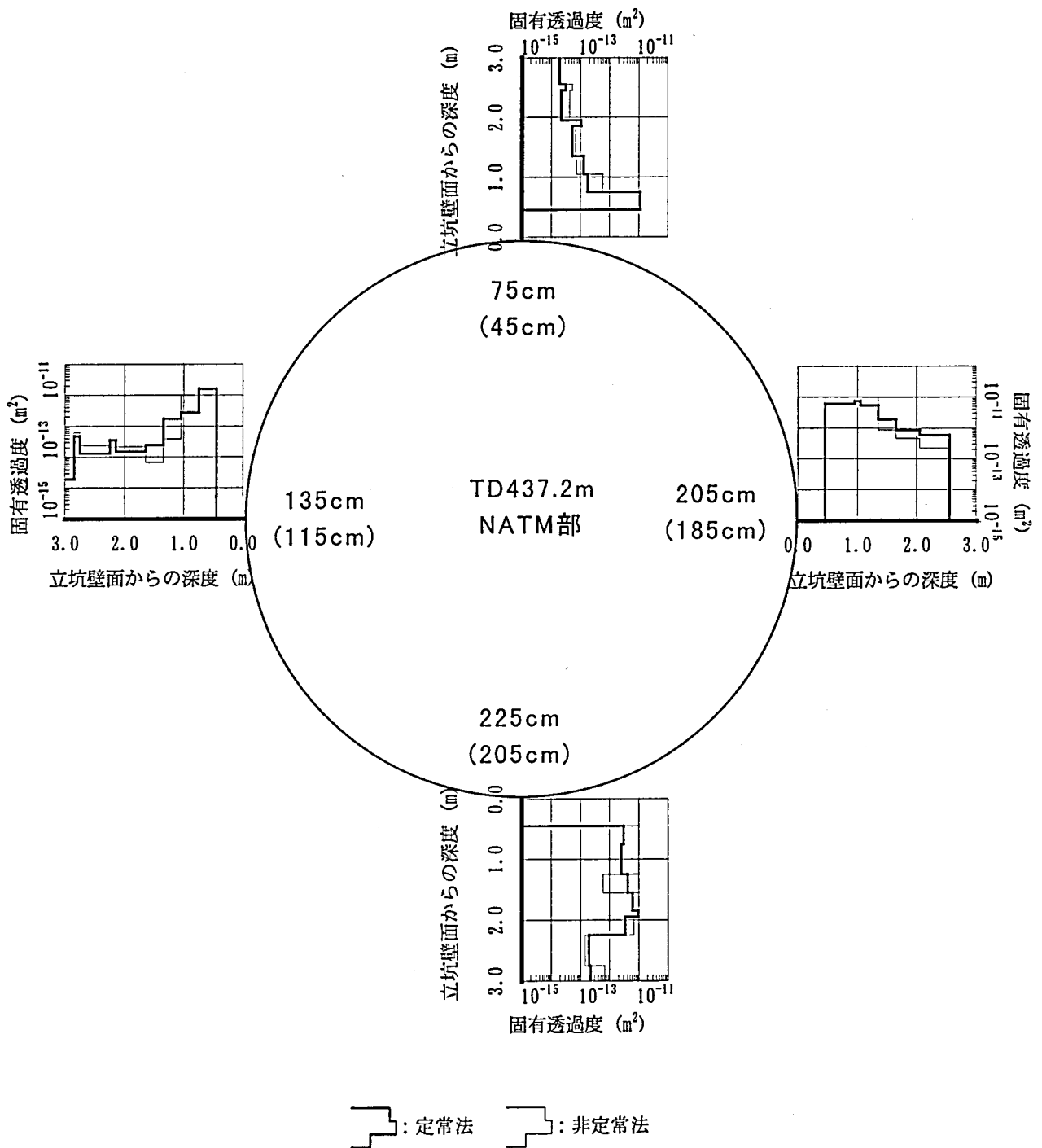


図-4.12 NATM部における真空透気試験結果

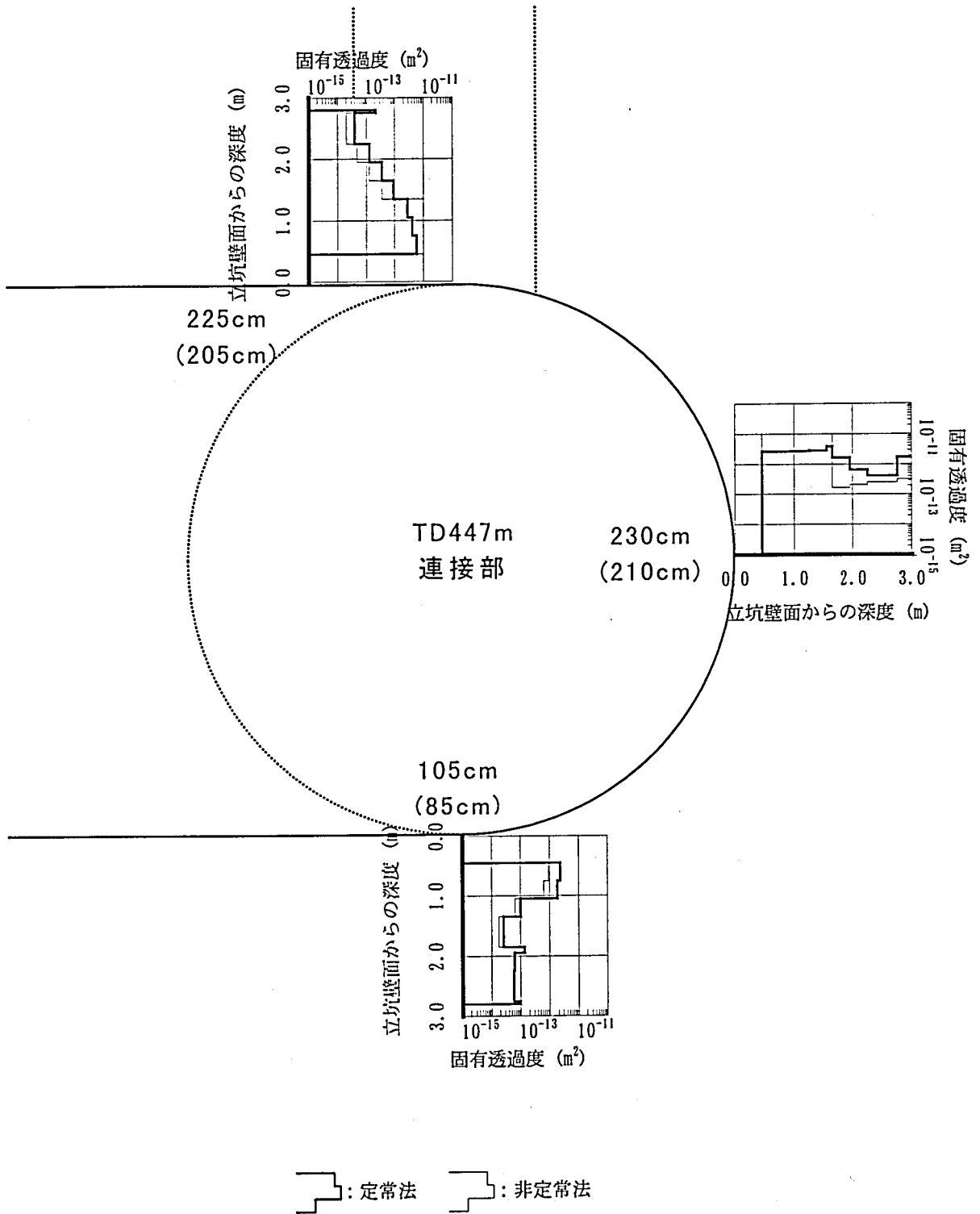


図-4.13 接続部における真空透気試験結果

4.4 岩盤斜面における測定例

4.4.1 安山岩溶岩－自然斜面背面からの測定－

(1) サイト概要⁵⁾

このサイトは、近くの第四紀火山より流出した安山岩溶岩が固結した後に、河川による侵食によって両岸に高さ数10mの急峻な、ところによってはオーバーハング状の斜面が形成された。安山岩は固結時の冷却によって、層状または柱状の節理が著しく発達している。河川による侵食は現在も継続しており、上記節理に沿った斜面崩壊がしばしば発生している。安山岩自体は非常に堅硬で、一軸圧縮強度は100～150MPaに達する。

(2) ボーリング調査によるゆるみ予想

今回の試験は図-4.14に示すように、斜面背後に掘削された立坑からほぼ水平に穿孔されたボアホールで実施した。図-

4.15左に水平ボーリングにおける亀裂分布の一例を示す。この図では斜面表面を0mとしており、約26mが立坑の掘削面である。この情報だけでは斜面のゆるみ領域は判断できないが、節理の発達は斜面表面ほど著しくコアの状況等も考慮すると深度10mまでは確実にゆるんでいることが予想された。また区間によっては亀裂の全く存在しない部分もあるがその他の大部分では亀裂間隔は5cm以下である。開口幅が10mmを越える亀裂や明瞭な破碎帯も存在する。

(3) 真空透気試験によるゆるみ評価

真空透気試験は諸般の事情から図-4.15左に亀裂分布を示したボアホールから約1.5mほど離れた位置にあるものを利用した。尚、事前の調査から壁面から約10m程度は亀裂の発達が著しく、岩盤のゆるみが確実視されており、またボアホール内の孔荒れが著しくパッカーの破損が懸

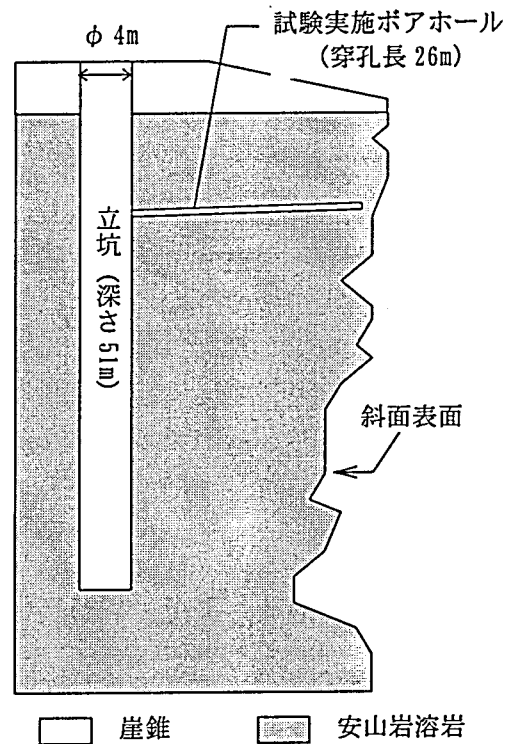


図-4.14 試験実施サイトの概況とボアホール位置

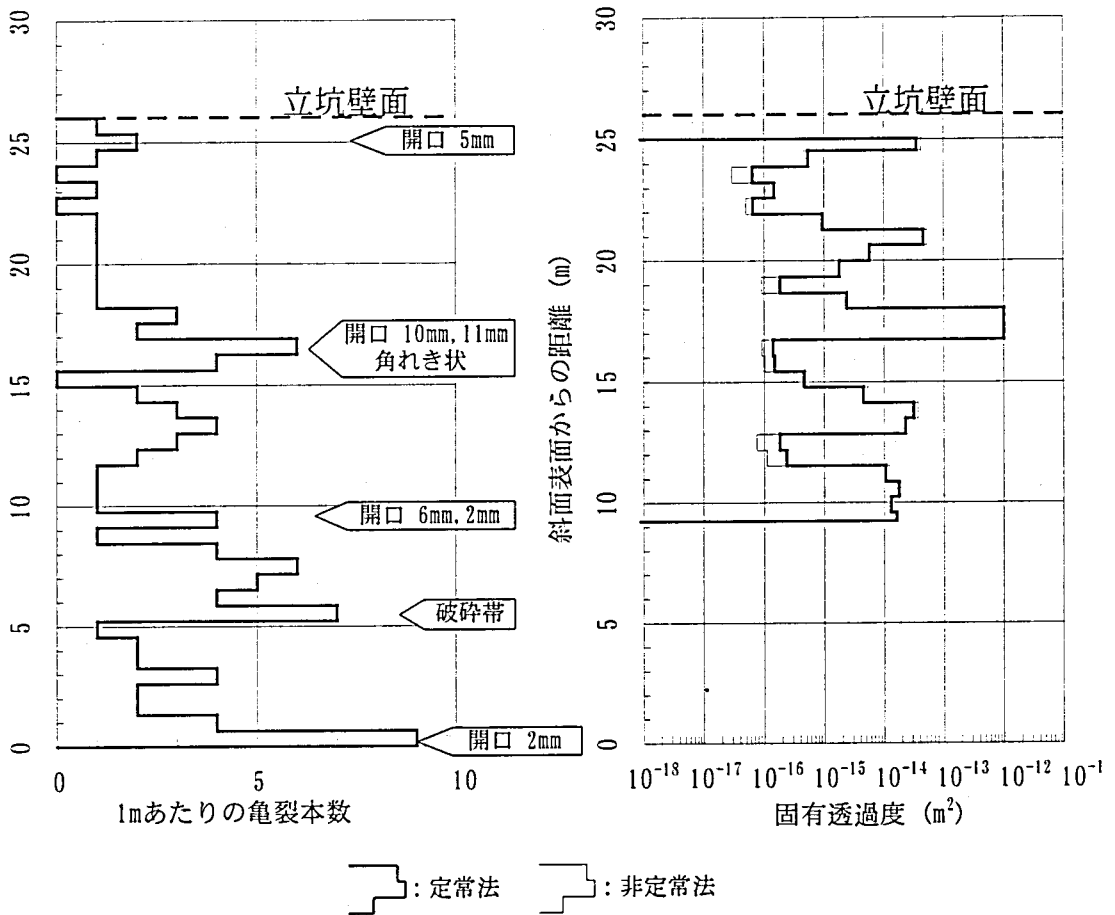


図-4.15 亀裂頻度，岩盤性状と真空透気試験結果

念されたことなどから，試験はそれより奥の立坑側で実施した。

試験によって得られた透気特性を固有透過度として深さ方向に対してプロットした図を図-4.15右に示す。ここでも固有透過度は定常法によるものを太線で，非定常法によるものを細線で示す。固有透過度分布は $10^{-17}\text{m}^2 \sim 10^{-12}\text{m}^2$ までかなりのばらつきを示すが，定常法，非定常法両者の結果は概ね一致しており，試験自体の信頼性は損なわれないと判断できる。図-4.15に示した二つのボアホールは1.5mの離れがあるため単純な比較はできないものの，表面からの距離21m付近以外は透気性と亀裂本数および亀裂の性状は良く相関している。

試験孔付近のゆるみに関しては，岩盤内では斜面表面から13, 17, 21m付近に亀裂の存在が推定され，このうち17m付近のものはかなり大きな破碎帯と考えられること，崖面から続くゆるみは少なくとも深度13m付近まで達していると推定される，という結果を得た。

4.4.2 硬質な中生代砂岩粘板岩互層 - 自然斜面 -

(1) サイト概要

本項及び次項は、既存トンネル坑口近傍の岩盤斜面における測定例である。

当サイトはトンネル坑口直上に位置し、50mの高さでほぼ垂直にそそり立つ岩盤斜面である（図-4.16）。地質は中生代の砂岩粘板岩互層で、岩質は非常に堅硬である。表面は大きな一枚岩の様相を呈し、少数の亀裂は密着している。この斜面最下部に、ほぼ水平な長さ30mのボアホールが2本掘削された。このうち下部のBR-7において測定が実施された。

(2) ボーリング調査及びボアホールテレビ観察によるゆるみ予想

ボーリングコア観察及びボアホールテレビ観察により、以下のような知見が得られた。

- ・ 孔口～深度1.4mまでは表層の風化部で、岩盤表面と平行な亀裂が発達

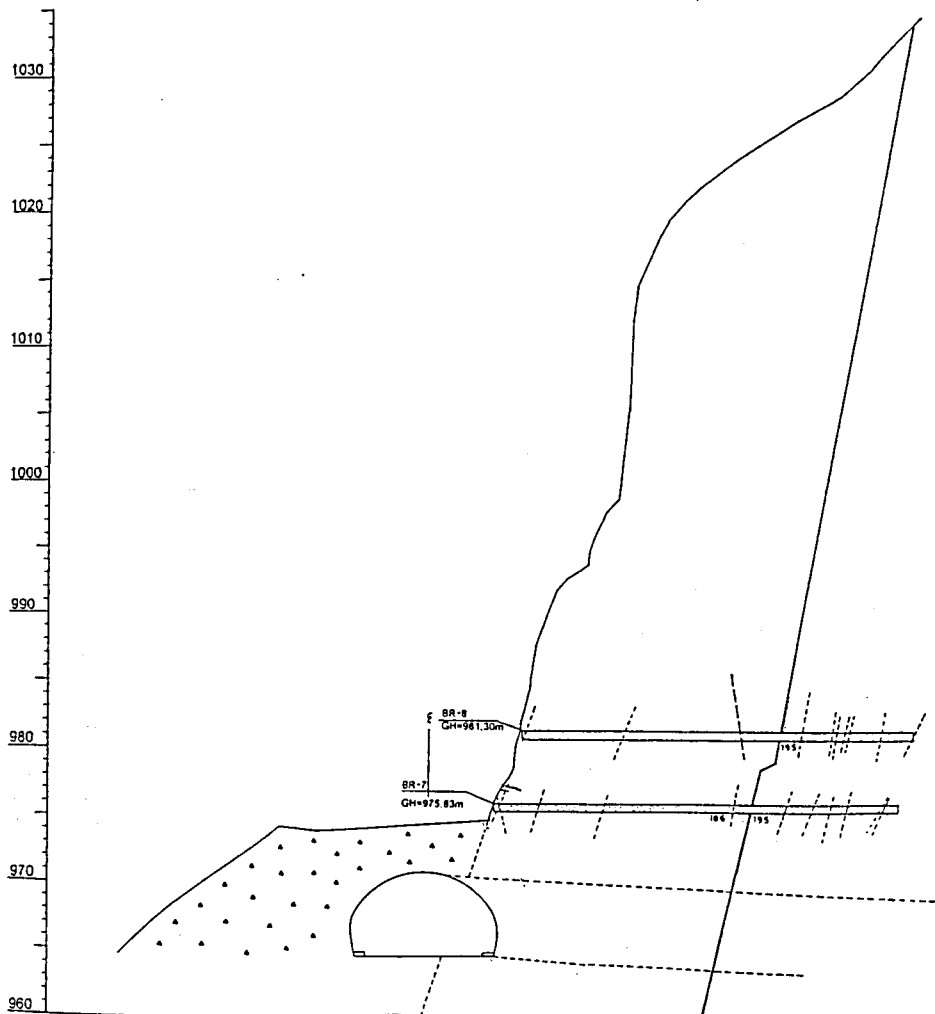


図-4.16 測定位置概略

する。亀裂表面は酸化しており、コア自体の風化も進行している。

- ・ 深度1.4m～18.5mまでは深度3.4m～3.65mで亀裂がやや多い。他は最大コア長400cmに達する新鮮で堅硬な岩盤。ただし深度9.0mまでは最大コア長がそれ以深に比べ若干短い。ほとんどの亀裂は密着している。
- ・ 深度18.5m～25.2mの間は18.6m, 19.4m, 22.0m, 24.0m付近に幅数cm～十数cmの開口亀裂が存在する。亀裂周辺は褐色化する。それ以外は新鮮で亀裂も少ない。
- ・ 深度25.2m～は亀裂が多くなり、破碎状コアとなる部分がある。

この結果からは、深度18.5m以深に存在する4枚の大きな開口亀裂によってそれより手前の岩盤が分離し、巨大な岩盤ブロックとして振る舞う可能性が示唆されたが、風化による表面のゆるみはせいぜい1～2mの狭い範囲に限定されることが予想できた。

(3) 真空透気試験結果

同じポアホールを用いて真空透気試験を実施した結果を図-4.17に示す。固有透過度は定常法によるものを太線で、非定常法によるものを細線で示す。定常法と非定常法による固有透過度の深度方向の分布は同一の傾向を示しており、試験の信頼性は損なわれていないと判断できる。その分布傾向は、固有透過度が小さい区間 (10^{-17}m^2 オーダー) と大きい区間 (10^{-13}m^2)

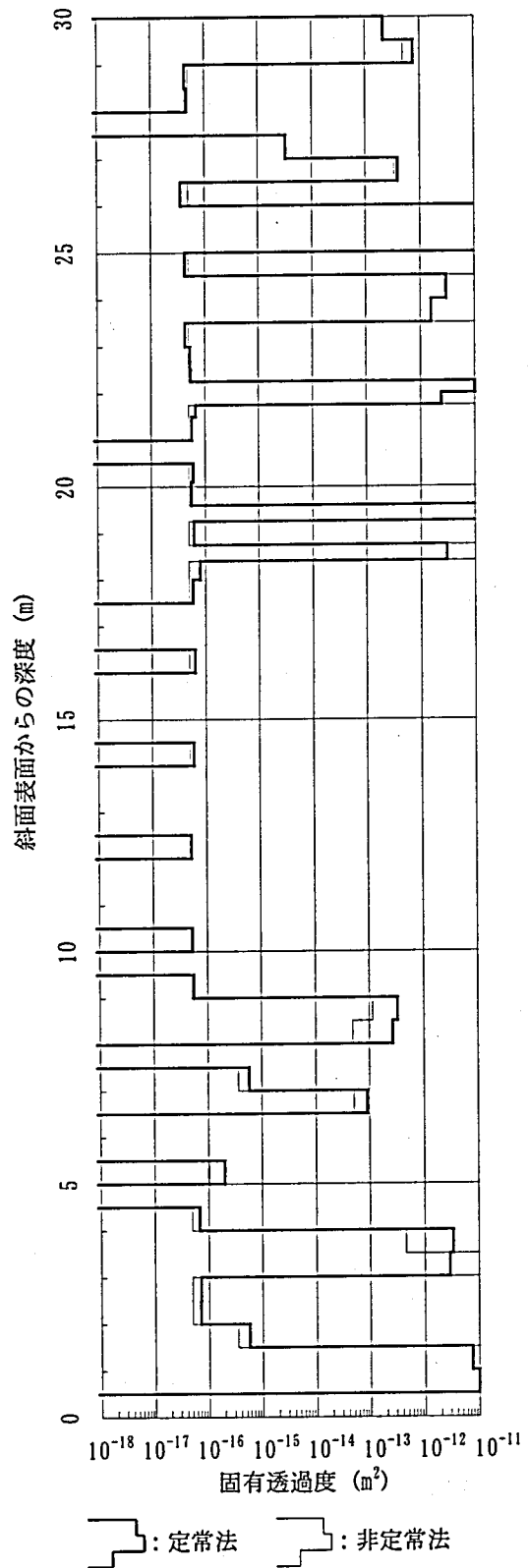


図-4.17 真空透気試験結果

オーダー以上) がはっきりと分かれており, その中間が少ない。

壁面から深度1.4mまではボーリング調査で表面の風化部とされていた部分で, 固有透過度は 10^{-12} m²オーダーと大きい。これより深度9.0mまでは 10^{-17} m²オーダーから 10^{-12} m²オーダーまで測定値が比較的ばらつく。ここは最大コア長が若干短い区間と一致し, コアで見ると固有透過度の大きい区間に亀裂が存在する。深度9.0m~18.4mはコアにほとんど亀裂がなく, 固有透過度も 10^{-17} m²オーダーで一定である。

深度16m~24m間は大きな開口亀裂位置で固有透過度が 10^{-12} m²オーダーと極めて大きい以外は 10^{-17} m²オーダーと小さい。固有透過度が大きいということは, 測定区間が亀裂を通じて外気に連続しているということの意味する。

なお, 試験前の調査ではボアホールから風が流れ出していることが確認されており, おそらくこれらの開口亀裂の全てが外気と太い経路で連続しているものと考えられる。ただしBR-9孔で実施した発煙筒を用いた簡易トレーサー試験では, 地表面の煙の出口は確認できなかった。

これ以深ではコアを見ると岩盤の性状が若干変化しており, 破碎部が観察された位置では固有透過度も 10^{-13} m²オーダー以上を示している。

以上の知見を総合すると以下のようにまとめることができる。

- ・深度1.5mまでは表面近傍にある明確なゆるみ領域である。
- ・深度9.0mまでは固有透過度分布にばらつきがあり, 亀裂によって岩盤がブロック状に区切られた領域で, ある程度のゆるみが進行している領域であると推察できる。
- ・深度25.0mまでは堅硬な岩盤であるが, 深度18m以深では大きな開口亀裂が4カ所に存在する。開口亀裂は外気と連続する。
- ・深度30.0mまではやや亀裂の多い岩盤で, 破碎部や多亀裂部で岩盤がブロック状に区切られていると考えられる。

斜面防護という観点からは, 深度9.0mまでのゆるみ領域は表面の防護と若干の補強工で安定化を図り, 深度18m以深の開口亀裂に関しては, 対象とする岩盤ブロックが巨大で崩落した場合の被害は甚大なものであるから, さらに詳細な調査を実施して危険性の判定を行うべきであろう。

4.4.3 第三紀中新世の風化火山碎屑岩 - 自然斜面 -

(1) サイト概要

小尾根を回り込むように設けられた旧道の付け替えのために尾根部を貫く長さ50m程度のトンネルが構築された。旧道及び高さ約10mの切り取り斜面は防護がなされないまま放置された。地質は新第三紀中新世の凝灰角礫岩で, 節理がよく発達して, 斜面表面では開口して明らかにゆるんでいた。

ここに長さ10mの水平なボアホールを2本穿孔し，真空透気試験を実施した（図-4.18）．ボーリングコア観察によれば両孔とも，コア自体は比較的硬質なものの亀裂が密に発達し，亀裂間隔は最大でも25cm程度，1m～2mに1カ所程度の割合でコアが破碎された状態の亀裂密集部が存在した．

(2) 真空透気試験結果

真空透気試験結果を図-4.19に示す．固有透過度は定常法によるものを太線で，非定常法によるものを細線で示す．

両孔とも，ほぼ全深度にわたり固有透過度が 10^{-13}m^2 オーダー以上であった．鉄管内で実施した事前試験の値(10^{-17}m^2 オーダー，測定可能な固

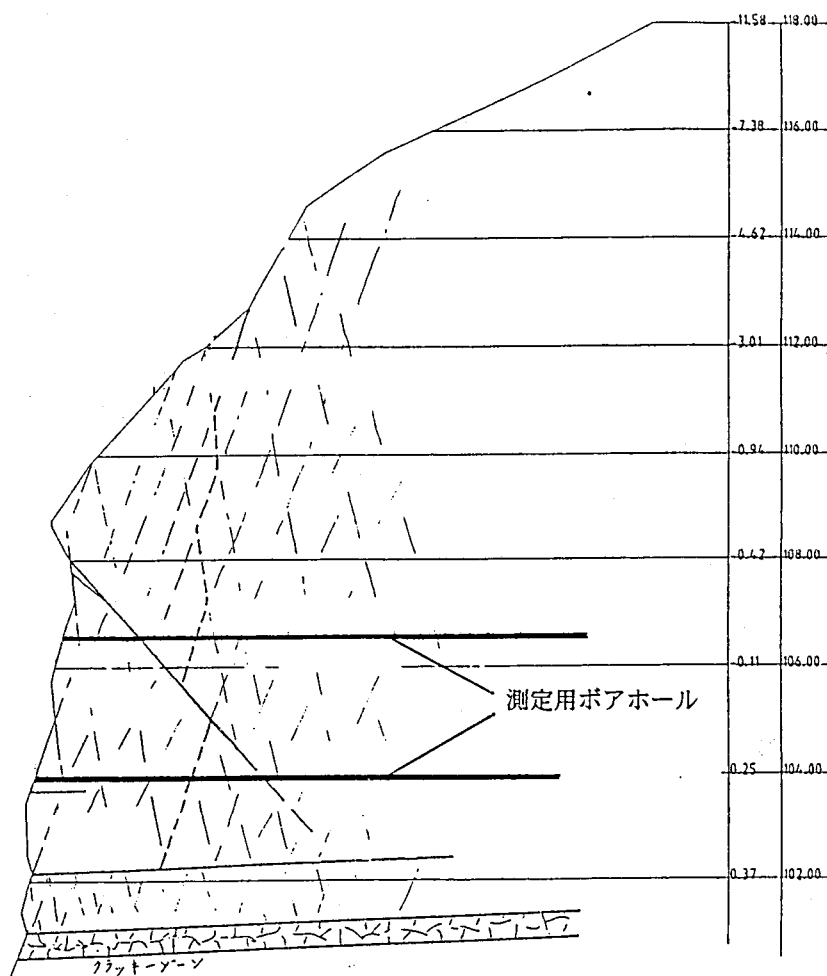


図-4.18 測定位置概略

有透過度の最小値)と比較すると非常に大きい値であることがわかる。その中で固有透過度の大きい区間と小さい区間が存在するが、深度分布とコア観察から得た亀裂密集部の位置とは関連がないように見える。

今回の測定範囲では固有透過度が非常に大きく、かつコアの亀裂状況が相関しないことから、岩盤内には多数の開口亀裂が存在し、その数や分布状態ではなく、いくつかの主要な開口亀裂の開口量が固有透過度の大小を支配していると推定できる。一部に固有透過度が相対的に低い領域が存在することは、岩盤内に大きな開口亀裂で区切られたブロック状の領域が存在することを示唆している。

岩盤のゆるみという観点から考察すると、今回の測定範囲内は著しくゆるんでいるということができよう。このゆるみがどの程度の深さまで達しているかは今回の試験では把握できなかった。

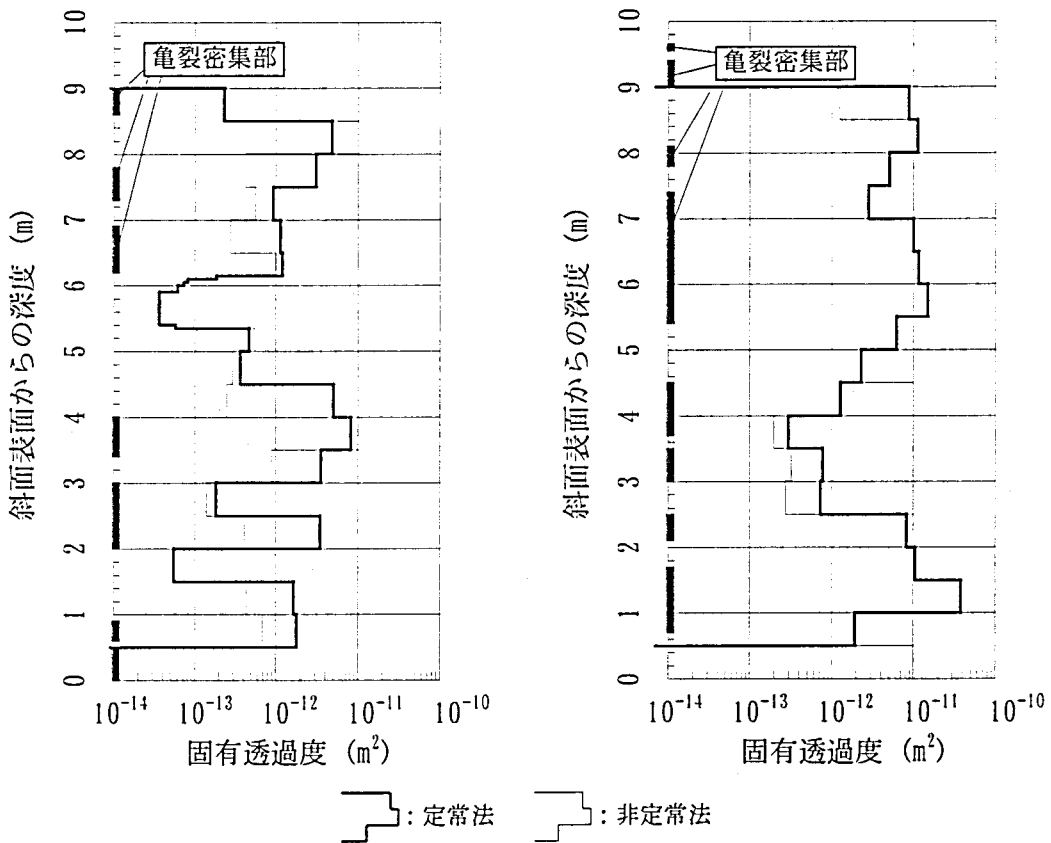


図-4.19 真空透気試験結果

4.5 本章のまとめ

本章では、第3章で詳述した新しいゆるみ調査手法である真空透気試験による実岩盤のゆるみ領域評価を行い、従来法による調査結果と比較することにより、真空透気試験法がゆるみ領域評価法の有力な新手法であることを実証した。

現場試験の結果からは、試験の適用性、信頼性に関し、以下に列挙するような長所や問題点が明らかになった。

- 一連の原位置試験が成功したことで真空透気試験は様々な種類の岩盤に対して十分に適用可能であり、ゆるみ領域の判定も比較的容易に行えることが確認された。
- 真空透気試験において、連続性、連結性の良くない、すなわちゆるみに寄与しないと考えられる開口亀裂に対しては固有透過度の増大はみられないことから、この手法は、コア観察やポアホールTV観察等による方法よりも信頼性の高いゆるみ領域評価が可能であった。
- 真空透気試験は、弾性波トモグラフィなど、広範囲のゆるみ領域評価手法に比して、より局所特性を反映する精度の高い測定が可能であった。
- 真空透気試験はポアホールさえ存在すれば、掘削の進行に伴うゆるみ領域変化を容易に追跡できた。
- 真空透気試験は局所的なゆるみ領域の把握には有利であるがポアホールの存在が前提条件となるために広範囲な調査が難しい。ただし、試験方法は簡便であるため（1回の測定に要する時間はパッカー一部の移動も含めて約5～10分である）、ロックボルト、あるいは諸計測用のポアホールが利用できれば比較的広い範囲のゆるみ域の把握は可能である。
- 真空透気試験は岩盤の透過度が比較的大きければ若干の湧水のあるような場所でも測定可能であったが、地下水が豊富な場所では適用不可能である。

以上の知見を総合的に判断すると、真空透気試験によるゆるみ領域評価手法の信頼性はほぼ確認されたと言って良い。

参考文献

- 1) 河野英雄, 藤原洋一, 三島功裕: 直径5mのTBMで硬岩に挑む 本四連絡道路 舞子トンネル, トンネルと地下, Vol.25, No.2, p.7-14, 1994.
- 2) 志田原巧ほか: 岩盤気密方式による圧縮空気貯蔵実証実験に基づく調査・試験法の提案, 電力中央研究所報告, 総合報告U31, 1997.
- 3) 山本卓也, 菊地正, 佐藤稔紀, 杉原弘造: 工法の違いによる掘削影響の現場測定, 第10回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.791-796, 1998.
- 4) 丹野弘, 小原誠二, 鬼頭芳弘, 野村貢: 標高1,790mから450mの立坑を掘削 一般国道158号 安房トンネル換気立坑, トンネルと地下, Vol.29, No.8, 1998.
- 5) 建山 和由: 日光華嚴の滝 崩落防止工事, 土木学会誌, Vol.79, No.10, p.6-9, 1994.

第5章 岩盤性状の評価

5.1 本章の概要

第3章で検討した固有透過度算出方法は、多孔質媒体を仮定した浸透流解析に基礎をおいている。真空透気試験は固有透過度の相対的变化から岩盤内のゆるみ領域を把握することを主目的としており、試験結果から迅速に固有透過度を算出できる上記手法が十分に有効であることは第4章で述べた。また、従来透水・透気試験における透水・透気係数算定法も本質的には第3章で述べた手法と同じ考え方を用いているため、真空透気試験で得た固有透過度はこれらの係数と比較することが可能であることを3.7節で示した。

しかしながら実際の岩盤の浸透現象を考えると、多孔質媒体の仮定は疑問である。岩盤はインタクトな岩石部分と、節理、層理、断層等の不連続面で構成される。鉱物粒子界やマイクロクラックを通じたインタクトロック部分の浸透現象も存在するが、不連続面中の空隙を通じた浸透が支配的であるのは明らかである。

岩盤の浸透現象は工学的に極めて重要である。ダムの基礎岩盤、水封式の石油、LNG地下備蓄、放射性廃棄物の地層処分、地熱利用等の分野では、水やガスの浸透現象を把握し、あるいは積極的にコントロールすることが施設を成立させるために不可欠の要素となっている。このため岩盤の浸透現象を明らかにするための研究が数多くなされている。浸透現象を支配する岩盤中の空隙は、一方で力学特性にも大きな影響を与える。岩盤のゆるみも第2章で論じたように空隙構造の変化と定義できる。

このように、岩盤内部の亀裂構造、あるいは空隙構造を明らかにすることは極めて重要な問題であるにもかかわらず、その全てを直接観察することは物理的に不可能である。そのため、露頭や調査横坑における限られた調査結果をもとに確率論的に三次元の情報を組み立てる方法^{1), 2), 3)}や、ボアホール内の亀裂情報をテレビカメラを通じて取り出すことでたとえ一次元的な線の情報でも得られる情報量を増やすといった手法が研究され⁴⁾、利用されている。また、原位置岩盤にグラウチングを行った後に岩盤をはぎ取り、実際のグラウトの浸透経路を目視で特定する試みもなされている^{5), 6)}が、その報告例は稀である。一方岩石レベルでは、X線等の非破壊検査手法を用いて岩石内部の空隙構造を映像化する試み^{7), 8)}や、空隙に蛍光染料を浸透させることで岩石内部の空隙を直

接観察するといった試み⁹⁾がなされており、一部は原位置の岩盤に直接適用されている¹⁰⁾。しかしながら、三次元的な空隙構造を明らかにするまでには至っていない。

一方第2章でも簡単に触れたように、ゆるみの調査はゆるみ領域の広がりを把握することと、ゆるみ領域内での物性変化を把握する目的を持つ。真空透気試験ではゆるみ領域の広がりを精度よく調査できるが、ゆるみ領域内における固有透過度以外の物性値、特に設計に重要な比重を占める変形性に関する諸物性がまったく得られない。

そこで本章では、真空透気試験という手法を通じて岩盤の亀裂構造、あるいは空隙構造を評価する手法を検討する。さらに原位置で行われた詳細なゆるみ調査において、他の岩盤調査手法による調査結果と真空透気試験の結果とを比較し、透気特性以外の諸物性との関係を検討する。

5.2 亀裂分布と透気性の関係

(1) 固有透過度に影響を与える岩盤性状

第3章では均質な多孔質媒体を仮定して固有透過度を求めた。しかしながら実際の岩盤では、水や空気などの流体は岩盤内の空隙を選択的に流れているものと考えられる。いま、岩盤中の空気は亀裂のみを通じて流れるとすると、真空透気試験の空気浸透に関して固有透過度と岩盤性状の関係を以下のように考えることができる。

固有透過度が大きい場合には岩盤内では

- ① 浸透経路が外気と通じている
- ② 亀裂幅が大きい
- ③ 亀裂数が多い
- ④ 亀裂が様々な方向性を持ち、互いに連結している

ことが考えられる。このうち①は空気が浸透する前提条件で、②は空気浸透経路の抵抗が小さいことを意味する。また③及び④は浸透経路が多いことを表す。

(2) 固有透過度と孔壁に現れた亀裂性状

単一亀裂内の流体の流れに関しては、平行な平板間の流れと見なす考え方がある。この考え方をとった場合には透気係数は亀裂幅 b の3乗に比例することが知られている(式(5.1))。したがって固有透過度も亀裂幅の3乗に比例することが予想される(式(5.2))。もちろん亀裂面の粗さや挟在物などの影響があるためこれほど単純ではないが、亀裂幅は固有透過度に強く影響を及ぼしていると考えられる。

$$K_a = Ab^3 \quad (5.1)$$

K_a : 透気係数
 A : 比例定数

$$k = \frac{\mu_w}{\rho_w g} K_a = A \frac{\mu_w}{\rho_w g} b^3 \quad (5.2)$$

k : 固有透過度
 μ_w : 水の粘性係数
 ρ_w : 水の密度

そこで、真空透気試験より得た固有透過度を、同位置の亀裂開口量と比較することを試みる。いくつかの原位置試験では、真空透気試験用のボアホールでボアホールテレビ観察を実施している。ボアホールテレビ観察では測定区間内の孔壁に出現する亀裂の数や開口量を把握することができる。ただし、ボアホールテレビで判定できる開口幅は1mm以上であり、それ以下のものは開口量を特定できない。

定常法によって算出された固有透過度と、測定区間内の孔壁に現れた最大の亀裂開口量の関係を両対数グラフ上にプロットしたものが図-5.1である。最大亀裂開口量を用いたのは、理想的な状態では固有透過度は亀裂幅の3乗に比例すると考えられるため、開口量の大きな亀裂が空気の浸透に対してより支配的であるからである。図を見ると、最大亀裂開口量と固有透過度はほとんど相関がないことがわかる。ただし最大亀裂開口量が大きくなると小さな固有透過度は観測されていない。つまり、孔壁で観察された最大亀裂開口量は固有透過度の最小値を規定すると考えられる。

また、同じデータで固有透過度と亀裂数の関係を片対数グラフにプロットしたものを図-5.2に示すが、固有透過度は孔壁で観察された亀裂数とも相関はないことがわかる。

孔壁で観察された亀裂開口量は岩盤内部の亀裂幅を反映していると考ええると、固有透過度と孔壁における亀裂開口量（前述の②）及び亀裂数（前述の③）が相関しないと言うことは、固有透過度は亀裂の幅や数よりもむしろ、岩盤内部において亀裂が如何に連結して浸透経路のネットワークを形作っているかを表す指標であると考えられることができる。

なお、ボアホールテレビ等の手法で観察されたボアホール孔壁の亀裂性状は、亀裂の空間的な広がりやネットワーク状態など、岩盤内部の亀裂情報を直接には表現していないことを常に考慮する必要がある。

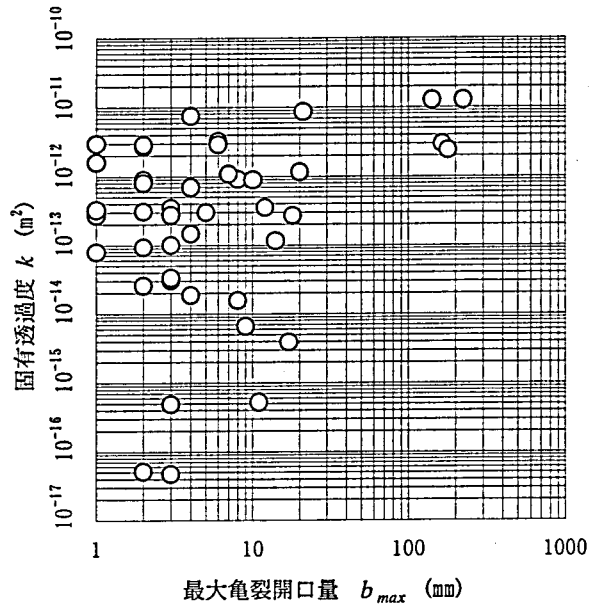


図-5.1 孔壁における最大亀裂開口量と固有透過度の関係

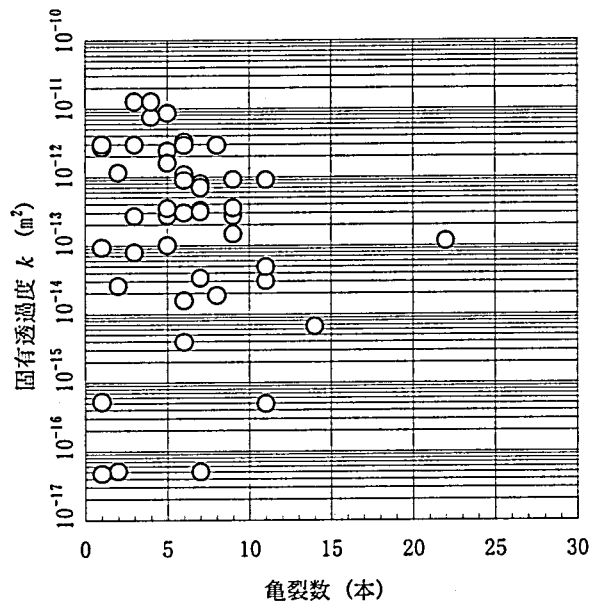


図-5.2 孔壁における亀裂数と固有透過度の関係

5.3 岩盤内の空隙容積

5.3.1 固有透過度と空隙容積

前項で述べたように、固有透過度は岩盤内部において亀裂が如何に連結して浸透経路のネットワークを形作っているかを表す指標であると考えられることができる。開口した亀裂が多く浸透経路のネットワークが発達していれば当然固有透過度も大きくなり、逆であれば小さくなる。しかし具体的な岩盤内部の亀裂構造や空隙構造は固有透過度のみからは評価できない。

真空透気試験では、岩盤内に測定区間と連続した空隙がある場合にはこの空隙内の空気も吸引している。試験中には吸引空気流量と測定区間内圧力を連続的に測定しているため、吸引した空気量や圧力状態から測定区間と連続した空隙の容積を定量的に評価できる可能性がある。

ここでは、肉眼では観察の困難な岩盤内部の空隙構造を把握するための第一歩として、岩盤内の空隙、特に連結して岩盤の透水特性や強度、変形特性に影響を及ぼしていると考えられる空隙の容積を定量的に評価する手法を検討する。

ただし本手法では連結せずに単独で孤立して存在する空隙は検出不可能である。また、岩盤中の空隙は一般に空気と水によって満たされていると考えられるが、掘削により水が排出されれば掘削壁面近傍岩盤はドライになる。本研究ではこのような状況を想定しており、地下水が豊富に存在する条件では別途検討が必要となる。

5.3.2 岩盤中の空隙容積評価手法の検討

(1) 基本的な考え方

真空透気試験では吸引空気流量(1気圧下における流量)を連続的に測定しているため、定常状態になるまでに吸引した総空気量を求めることができる。吸引空気は

- イ) 測定区間と連結した空隙内を満たしていた空気
- ロ) 様々な経路を通じた外気からの流入
- ハ) 測定区間に存在していた空気

を含んでいる。よってこれらを分離することができれば、岩盤内において測定区間と連結している空隙の容積を推定することが可能である。

(2) 岩盤中の空隙と測定区間内圧力・吸引空気流量の関係

真空透気試験ではポアホール内で測定を行う前に、パッカーを含めた測定システム全体が正常に作動することを確認するためにポアホール径

と同じ内径を持つ鉄管内で事前試験を実施している。図-5.3に事前試験（固有透過度は 10^{-17}m^2 オーダー）と原位置測定（同 10^{-15}m^2 オーダー）の測定例を示す。吸引開始後測定区間内圧力は徐々に低下するが、原位置測定では固有透過度が大きいいため事前試験よりも高い圧力で定常となる。吸引空気流量はポンプスタートと同時に大きくなり、最大値を示した後徐々に減少する。しかし圧力と同様に原位置測定では事前試験よりも大きな値で定常に達する。

事前試験ではほぼ定常になった状態において吸引空気流量は 0.01l/min 程度と非常に小さい。したがって

測定区間の密閉度は高く、吸引空気はほぼ全て密閉された測定区間内に存在していた空気であると考えて良い（図-5.4 (a)）。

一方原位置の測定において、測定区間と連続した空隙が存在すれば図-5.4(b)に示すように見かけ上測定区間の容積が大きくなる。また測定区間が亀裂を介して外気とつながっていることに起因する流入等のために定常状態における空気流量は大きくなる。

いま図-5.4(a)と図-5.4(b)の状態において、吸引空気流量の経時変化を考える。吸引を開始すると(a)(b)いずれの状態でも同様に真空ポンプ

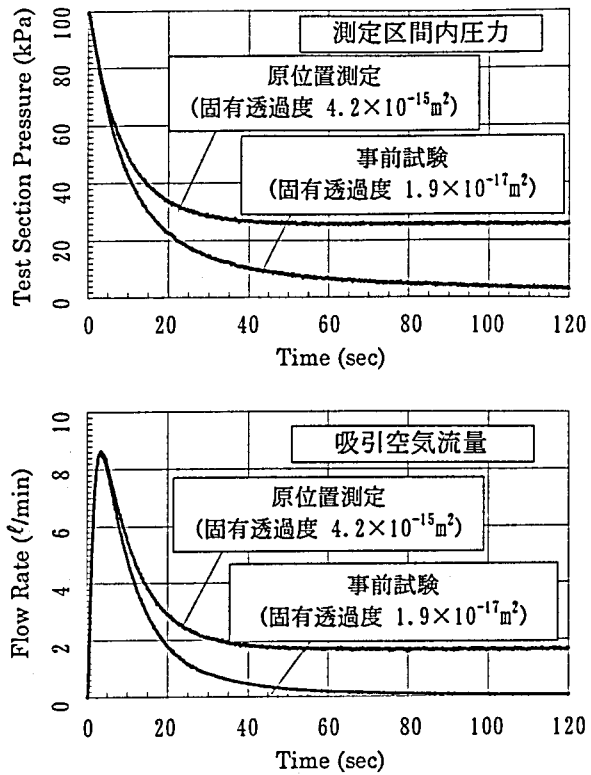


図-5.3 測定区間内圧力と吸引空気流量変化

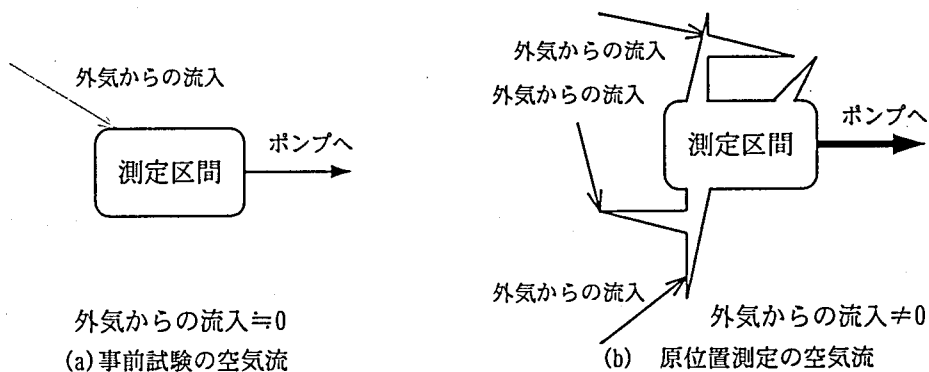


図-5.4 事前試験と原位置測定における空気流の違い

の回転数が上昇する。しかしながら (b) の状態では測定区間が岩盤中の空隙と連結しているため、見かけ上測定区間の容積が大きい。このため一回のポンプ回転で低下する測定区間内圧力は小さく、圧力低下は (a) よりも遅い。吸引開始から数秒で真空ポンプは一定回転数に達するが、この時点で (b) は (a) の状態よりも高い圧力にあるため、一回の回転で真空ポンプが排除する空気の質量が大きい、言い換えれば吸引空気流量が大きいことになる。

その後は (a) (b) いずれの状態も測定区間内圧力が徐々に低下するにしたがって吸引空気流量も低下するが、(b) のように外気からの流入がある場合には圧力低下、流量低下とともに遅く、定常に達したときの測定区間内圧力、吸引空気流量は (a) よりも大きくなる。

以上の考察をもとに、岩盤中の空隙の容積を評価する手法を論じる。

(3) 測定区間の容積 V_i の算定

岩盤の空隙容積を評価するために、まず測定区間の容積を計算する。ここで言う測定区間の容積とは吸引用のホースや流量計内部の容積を含んだ値である。

事前試験においては、無限時間吸引を続ければ理論的には測定区間内圧力・吸引空気流量双方とも零で定常となり、吸引した空気の総量が測定区間の容積と等しいはずである。しかし実際の測定では、ある時間吸引を続けた後に圧力・流量の変化率が十分小さくなった時点をもって定常状態と見なす。したがってこの状態では測定区間にはある圧力を持った空気が存在する。測定区間の容積を正しく計算するにはこの残った空気を評価する必要がある。

いま、事前試験の試験開始時と定常と見なした状態を図-5.5のように比較する。質量保存則は気体の状態方程式

$$\rho = \frac{P}{RT} \quad (5.3)$$

を考慮して以下のように書ける。

$$\frac{P_e V_i}{RT} = \frac{P_{iss} V_i}{RT} + \frac{P_0 v_{cal}}{RT}$$

(5.4)

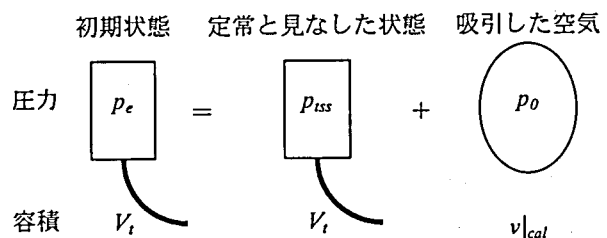


図-5.5 事前試験における初期状態と定常状態の比較

p_e : 大気圧

p_0 : 標準状態の圧力 (101.3kPa)

p_{iss} : 定常状態と見なした時点の測定区間内圧力

V_i : 測定区間容積

v_{cal} : 事前試験で定常状態と見なすまでに吸引した空気総量
 R : 気体定数
 T : 空気の絶対温度

ただし空気の絶対温度 T は、実際の試験では常にほぼ一定の値を示すため、ここでは一定値であるとする。式(5.4)より以下の関係を得る。

$$V_i = \frac{P_o}{P_e - P_{iss}} v_{cal} \quad (5.5)$$

試験中に測定している吸引空気流量は1気圧下における流量であるため、試験開始から定常までの吸引空気流量を単純に時間積分すれば v_{cal} を得る。

以上のように、事前試験では、定常時の圧力データと総吸引空気量を用いて測定区間の容積が算定できる。

(4) 岩盤中の空隙容積 V_p の算定

原位置測定において外気からの流入がなければ、吸引空気流量の経時変化は事前試験と同様な変化を示し、最終的には零となろう。ただし、総吸引空気量は測定区間の容積 V_i と岩盤中の空隙容積 V_p の和 V_c となる。このときの V_c は前項の式(5.5)と同様に計算できる。しかし原位置測定では外気からの流入があることが普通である(図-5.3参照)。正しく V_c を求めるためにはこの流入の影響を除く必要がある。 V_c が正しく計算できれば、測定区間の容積 V_i が前項で計算されているので、岩盤中の空隙容積 V_p は次式によって計算できる。

$$V_p = V_c - V_i \quad (5.6)$$

ここでは事前試験と原位置測定ではポンプの吸引力が等しいと仮定し、事前試験により得た V_i と測定区間圧力より V_p の値を計算する。

いま、原位置測定において外気からの流入がないと仮定すると、吸引開始後のある時刻の状態と微小時間後の状態を図-

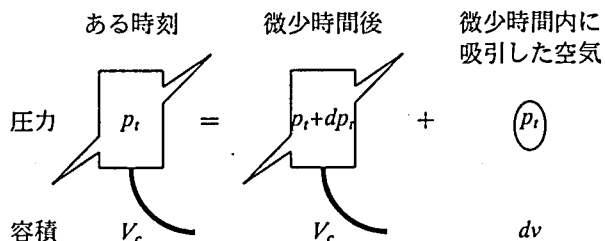


図-5.6 原位置測定における空気の変化

5.6のように比較できる。微小時間後には圧力 p_i の空気を dv だけ吸引したことで測定区間の圧力状態が変化する。外気からの流入がないので質量保存則は式(5.3)の気体の状態方程式を考慮して以下のように書ける。

$$\frac{p_i}{RT}V_c = \frac{p_i + dp_i}{RT}V_c + \frac{p_i}{RT}dv \quad (5.7)$$

p_i : 測定区間内圧力

dp_i : 微小時間の測定区間内圧力変化

V_c : 測定区間の容積 V_i +岩盤中の空隙容積 V_p

dv : 微小時間に吸引した空気の容積

ただし空気の絶対温度 T は事前試験と同様一定値であるとする。式(5.7)より以下の関係を得る。

$$\frac{dp_i}{p_i} = -\frac{dv}{V_c} \quad (5.8)$$

単位時間にポンプが排除できる空気の容積（標準状態，吸引能率と呼ぶ）を V' とする。 V' は式(5.9)のように定義され，ポンプの回転数や効率の影響を受けるので一定ではない。

$$V' = \frac{dv}{dt} \quad (5.9)$$

これを式(6)に代入すると，

$$\frac{dp_i}{p_i} = -\frac{V'}{V_c}dt \quad (5.10)$$

となる。両辺をポンプ吸引開始時点 ($t=0$) から時刻 t まで積分すると

$$\int_0^t \frac{dp_i}{p_i} = [\ln p_i]_0^t = -\frac{1}{V_c} \int_0^t V' dt \quad (5.11)$$

となり， $t=0$ で右辺の積分は0， $p_i=p_e$ （大気圧）だから，

$$p_i = p_e \exp\left(-\frac{1}{V_c} \int_0^t V' dt\right) \quad (5.12)$$

を得る．よって，測定区間の圧力変化はポンプの吸引能率 V' と時間の関数となる．前述のようにこの吸引能率が事前試験と原位置測定で同一であるとすると，事前試験では $V_c=V_i$ であるから，その測定区間内圧力 $p_{t,cal}$ は

$$p_{t,cal} = p_e \exp\left(-\frac{1}{V_i} \int_0^t V' dt\right) \quad (5.13)$$

となる．式(5.12)，式(5.13)より以下の関係が成り立つ．

$$\begin{aligned} -\int_0^t V' dt &= V_i \ln\left(\frac{p_{t,cal}}{p_e}\right) = V_c \ln\left(\frac{p_t}{p_e}\right) \\ \therefore \frac{V_c}{V_i} &= \ln\left(\frac{p_{t,cal}}{p_e}\right) / \ln\left(\frac{p_t}{p_e}\right) \end{aligned} \quad (5.14)$$

岩盤内の空隙が小さく空気の流れに対する抵抗が十分にあれば，ポンプが吸引を開始してからしばらくは事前試験でも原位置測定でも外気からの流入はないとみなすことができよう．したがって，吸引開始後すぐ，外気からの流入がまだ無いと考えられる範囲の圧力データを用いると，式(5.6)を考慮して岩盤中の空隙容積 V_p が以下のように計算できる．

$$V_p = \left[\ln\left(\frac{p_{t,cal}}{p_e}\right) / \ln\left(\frac{p_t}{p_e}\right) - 1 \right] \cdot V_i \quad (5.15)$$

実際には，図-5.7に示すように， $\ln(p_{t,cal}/p_e)/\ln(p_t/p_e)$ を吸引開始後の経過時間に対してプロットすると，吸引開始直後に一定値を示す．この値を式(5.15)に代入することで V_p を計算する．

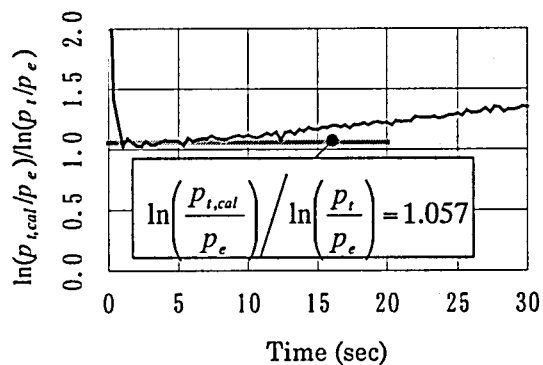


図-5.7 $\ln(p_{t,cal}/p_e)/\ln(p_t/p_e)$ の求め方

5.3.3 室内試験

(1) 試験概要

前項の検討を確認するために簡単な室内試験を実施した。この試験では、事前試験に用いる鉄管に細いホースを取り付け、このホースを岩盤中の空隙に見立てて真空透気試験を実施した。ホースの先端を加工することで外気からの空気流入の程度、すなわち固有透過度を様々に変えたシミュレーションができる。

図-5.8ならびに表-5.1に室内試験の概念図と試験ケース一覧を示す。

(2) 結果評価

表-5.2に試験結果を示す。表中には、固有透過度とともに式(5.15)により計算した空隙の容積を一覧表示した。また外気からの流入がないケースでは吸引空気量から求めた真の空隙の容積も同時に示した。なお表中の誤差は総吸引空気量から求めた空隙容積に対する差を百分率で示した。

鉄管のみの場合、数回の測定でほぼ同じ値が得られ、これは総吸引空気量から計算した測定区間容積と等しい。

内径約2.5mmの管(case1, case3)では、管の接続状態に関わらず誤差10%程度でほぼ正しい値が評価できる。

内径約4.0mmの管では経路が長く抵抗が大きい場合(case2)にはほぼ正しい値を評価できるが、外気までの経路が短い場合(case4)には、外気からの流入が相対的に小さい場合(a, b)は誤差10%程度でほぼ正しい値を評

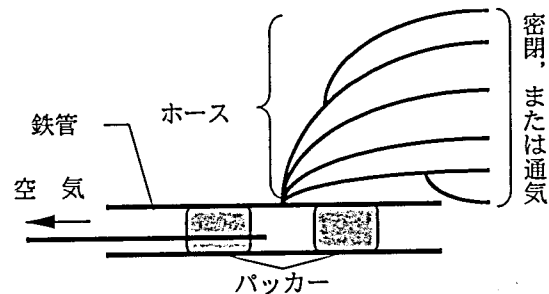


図-5.8 岩盤中の空隙容積を求めるための室内試験概要

表-5.1 岩盤中の空隙容積を求める室内試験ケース一覧

case	概要	接続状態 ←測定区間側 大気側→
case0	鉄管のみ, 外気からの流入なし	—————
case1	長さ50m内径約2.5mmのホース	—————
case2	長さ100m内径約4mmのホース	—————
case3	長さ10m内径約2.5mmのホースを5本並列に接続	————— ————— ————— ————— —————
case4	長さ20m内径約4mmのホースを5本並列に接続	————— ————— ————— ————— —————
case5	長さ50m内径約2.5mmのホースと長さ20m内径約4mmのホースを直	—————
case6	長さ20m内径約4mmのホースと長さ50m内径約2.5mmのホースを直列に接続	—————

表-5.2 室内試験における空隙容積一覧

case0(鉄管内で漏れはない)					
case	k_{ss} m ²	V_p^* ℓ	V_p ℓ	誤差 (%)	条件
a	1.9E-17	0.00			外気からの流入なし
b	1.9E-17	0.00	-0.02		外気からの流入なし
c	2.3E-17	0.01	-0.03		外気からの流入なし
d	2.0E-17	-0.02	-0.01		外気からの流入なし
e	2.1E-17	0.00	-0.04		外気からの流入なし
case1(長さ50m内径約2.5mmの管)					
case	k_{ss} m ²	V_p^* ℓ	V_p ℓ	誤差 (%)	条件
a	2.6E-17	0.27	0.23	-12	外気からの流入なし
b	1.2E-16		0.27	0	若干の流入あり
c	1.9E-15		0.25	-8	かなりの流入あり
d	4.2E-15		0.27	2	端部開放
case2(長さ100m内径約4mmの管)					
case	k_{ss} m ²	V_p^* ℓ	V_p ℓ	誤差 (%)	条件
a	2.2E-17	1.64	1.55	-5	外気からの流入なし
b	1.8E-16		1.54	-6	若干の流入あり
c	9.1E-15		1.56	-5	かなりの流入あり
case3(長さ10m内径約2.5mmの管を5本並列)					
case	k_{ss} m ²	V_p^* ℓ	V_p ℓ	誤差 (%)	条件
a	1.9E-17	0.26	0.23	-13	外気からの流入なし
b	2.9E-16		0.26	-1	若干の流入あり
c	2.1E-15		0.30	12	かなりの流入あり
d	7.5E-15		0.29	11	端部開放
case4(長さ20m内径約4mmの管を5本並列)					
case	k_{ss} m ²	V_p^* ℓ	V_p ℓ	誤差 (%)	条件
a	2.4E-17	1.62	1.64	1	外気からの流入なし
b	2.2E-15		1.73	6	若干の流入あり
c	1.0E-14		1.85	14	かなりの流入あり
d	6.6E-14		2.24	38	端部開放
case5(長さ50m内径約2.5mm+長さ20m内径4mm直列)					
case	k_{ss} m ²	V_p^* ℓ	V_p ℓ	誤差 (%)	条件
a	2.7E-17	0.59	0.22	-63	外気からの流入なし
b	1.6E-16		0.27	-55	若干の流入あり
c	1.9E-15		0.25	-59	かなりの流入あり
d	4.1E-15		0.26	-57	端部開放
case6(長さ20m内径4mm+長さ50m内径約2.5mm直列)					
case	k_{ss} m ²	V_p^* ℓ	V_p ℓ	誤差 (%)	条件
a	2.2E-17	0.57	0.53	-6	外気からの流入なし
b	3.7E-16		0.52	-9	若干の流入あり
c	1.9E-15		0.58	1	かなりの流入あり
d	4.2E-15		0.57	0	端部開放

価できているのに対し、流入が大きく固有透過度が 10^{-14} m²オーダーとなる場合は若干過大評価となっている。

管径が大きく変わるcase5では径の広がった場所が外気と判断され、case2と同じ値が計算された。ただし外気からの流入が変わっても評価された値はほぼ同じである。一方逆に管径が小さくなるcase6では誤差10%以内でほぼ正しい値が評価できている。

この結果、外気からの流入が相対的に小さく固有透過度が 10^{-14} m²オーダー以下であれば、上記の手法によって空隙の容積を誤差±10%以内でほぼ正しく評価できることが確認された。

注) 測定区間の容積 V_0 は2.18ℓ
 k_{ss} : 固有透過度 (定常法)
 V_p^* : 総吸引量から計算した空隙容積
 V_p : 式(13)の方法で圧力を使って求めた V_p
 誤差 : $\frac{V_p - V_p^*}{V_p^*} \times 100$

5.3.4 吸引空気流量の詳細検討

(1) 外気からの流入がない場合の吸引空気流量

外気からの流入がないと仮定すると式(5.12)が成り立つ。このとき、適切なポンプの吸引能率 V' 、ならびに測定区間の容積 V_t と岩盤中の空隙容積 V_p の和 V_c を与えれば、測定区間の圧力 p_t の変化が計算できる。さらに実際に測定される吸引空気流量 q_c は1気圧下における流量であり、圧力 p_t の空気を吸引能率 V' で吸引するのであるから次式により計算できる。

$$q_c = \frac{p_t}{p_0} V' \quad (5.16)$$

この q_c は外気からの流入のみを除いた量であるから、

- 1) 測定区間と連結した空隙内を満たしていた空気
- 2) 測定区間に存在していた空気

を合わせたものと考えることができる。

いま、 q_c を近似するために、図-5.3の吸引空気流量経時変化を考慮し、 V' を以下のような条件を満たす関数として式(5.17)のように仮定する。

- ・吸引開始後急激に立ち上がり最大値に達する。
- ・圧力が低下するにしたがって差圧が大きくなり、徐々に効率が低下する。

$$V' = \{A + B \exp[-C(t - E)]\} \{1 - \exp[-D(t - E)]\} \quad (5.17)$$

A, B, C, D, E は定数

事前試験の結果を以上の式で近似できるならば、先に求めた V_c と式(5.12)、式(5.16)を用いて、原位置測定で外気からの流入がないと仮定した場合の吸引空気流量変化が計算できる。

図-5.9に、事前試験において測定された吸引空気流量を式(5.17)、式(5.12)、式(5.16)によって近似した結果を示した。また図-5.10では、これを用いて外気からの流入がない場合の吸引空気流量を計算したものと、室内試験で実際に測定したデータ（同じ条件で外

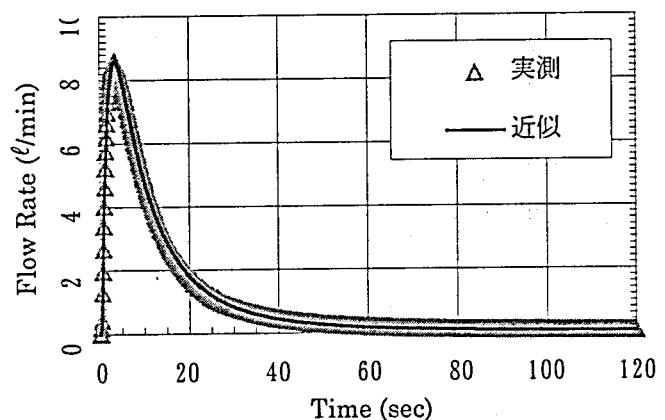
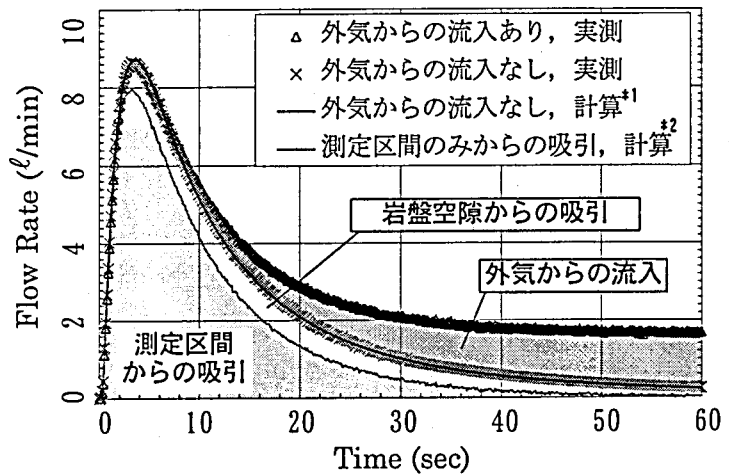


図-5.9 事前試験の吸引空気流量近似

気からの流入がある場合と無い場合の両者)を比較した。

図を見ると、上記の式により事前試験の吸引空気流量はよく近似でき、これを他の測定データに当てはめれば、外気からの流入がない場合の吸引空気流量をよく予測できることが示されている。



*1: 式(5.17), 式(5.12), 式(5.16)を用いて計算, v_c は式(5.14)による。
*2: 式(5.27)を用いて計算。

(2) 岩盤中の空隙内の空気流

図-5.10 流量データの詳細検討

真空透気試験においてポンプで吸引を開始すると、空気は測定区間と連結した岩盤空隙内をDarcy則に従って流れ、測定区間に流入するものと考えられる。この空気流は

- i) 測定区間と連結した空隙内を満たしていた空気
 - ii) 様々な経路を通じた外気からの流入
- により構成されることが考えられる。

ここでは、岩盤中の空隙内の圧力分布を仮定してこの空気流量を評価する。

a) 岩盤中の空隙内の圧力状態

試験中の岩盤中の空隙内の圧力状態を考える。

空隙内の空気流はDarcy則に従うと仮定する。流量ベクトル q は、固有透過度 k 、空気の粘性係数 μ 、空隙内の空気圧力 p を用いて以下のように書ける。

$$q = -\frac{k}{\mu} \nabla p \quad (5.18)$$

また、連続の式は岩盤の空隙率 ϕ 、空気密度 ρ を用いて以下のように書ける。

$$\phi \frac{\partial \rho}{\partial t} = -\nabla \cdot (\rho q) \quad (5.19)$$

状態方程式は気体定数 R と絶対温度 T を用いて以下のように書ける。

$$\frac{p}{\rho} = RT \quad (5.20)$$

定常状態を考えると式(5.19)の左辺は0となり、式(5.18)～式(5.20)より以下の式を得る。

$$\begin{aligned} \nabla \cdot \left(\frac{p}{RT} \frac{k}{\mu} \nabla p \right) &= 0 \\ \nabla \cdot (p \nabla p) &= 0 \\ \nabla^2 \cdot p^2 &= 0 \end{aligned} \quad (5.21)$$

岩盤空隙内の水の流路はチャンネルリングの形態を示すとの報告がある^{5), 11)}。空気の場合も同様であると考えられる。ここでは最も単純な場合を想定し、一次元の管内流として近似した。

ここで大気圧を p_e 、測定区間内圧力を p_i 、外気から測定区間までの距離を L とし、一次元の問題として式(5.21)を解くと、空隙内の圧力 p は外気からの距離 x を用いて以下のように求めることができる。

$$\begin{aligned} p^2 &= p_e^2 - (p_e^2 - p_i^2) \frac{x}{L} \\ p &= \sqrt{p_e^2 - (p_e^2 - p_i^2) \frac{x}{L}} \end{aligned} \quad (5.22)$$

b) 空隙を通過する空気

岩盤中の空隙内を流れる空気の体積流量を Q_i をDarcy則にしたがって書くと以下のようなになる。

$$Q_i = -\frac{k}{\mu} \frac{\partial p}{\partial x} \quad (5.23)$$

体積流量 Q_i と1気圧下における流量 q_i の関係は標準状態の圧力 p_0 を用いて以下のように書ける。

$$q_i = \frac{p}{P_0} Q_i \quad (5.24)$$

式(5.22), 式(5.23), 及び式(5.24)より, 次式が導かれる.

$$q_i = -\frac{k}{2\mu L p_0} (p_e^2 - p_i^2) \quad (5.25)$$

定常状態では q_i と計測された流量 q_{ss} は等しい. よって

$$q_{ss} = -\frac{k}{2\mu L p_0} (p_e^2 - p_{iss}^2) \quad (5.26)$$

p_{iss} : 定常時の測定区間内圧力

式(5.25)と式(5.26)より,

$$q_i = \left(\frac{p_e^2 - p_i^2}{p_e^2 - p_{iss}^2} \right) q_{ss} \quad (5.27)$$

を得る.

したがって, 定常状態の測定区間内圧力 p_{iss} と吸引空気流量 q_{ss} , 及び大気圧 p_e ならびに測定区間内圧力 p_i を用いれば, 岩盤中の空隙をDarcy則にしたがって流れて測定区間に流入する空気流量 q_i を計算することができる.

この q_i は,

- イ) 測定区間と連結した空隙内を満たしていた空気
 - ロ) 様々な経路を通じた外気からの流入
- により構成されると考えることができる.

さて, 原位置で実際に測定される吸引空気流量 q はそのほかに

- ハ) 測定区間に存在していた空気

を含んでいる. したがって, $q - q_i$ により空隙を通らずに吸引される空気, すなわち測定区間のみから吸引される空気の流量が計算できる.

(3) 吸引空気の分解

前項及び前々項の検討の結果, 試験中に測定される吸引空気流量を前項のイ)~ハ)に分解することができる. このうちイ)とロ)は岩盤中の空隙をDarcy則に従って流れる. 図-5.10にはこれら各流量の変化もあわせて示した.

この図によると, 吸引開始後の数秒間は測定区間からの吸引がほぼ全

てであるが、徐々に岩盤空隙からの吸引が増加し、やがて外気からの流入が発生する。吸引を続けると外気からの流入が大きくなり、定常状態に近くなると外気からの流入が吸引空気のほぼ全てを占めるようになる。この事象は岩盤空隙内の空気の流れをよく説明することができる。

なお、 h)を定常まで積分し、式(5.6)を用いて測定区間容積を計算すると2.20 l となり、事前試験から求めた測定区間容積(2.18 l)とほぼ等しくなることから、この考え方の妥当性が確認できる。

5.3.5 原位置測定結果

(1) 測定結果の解釈

第4章では、様々な岩盤に対して真空透気試験によるゆるみ領域評価を行った結果を示した。ここでは前項までに検討した手法をこれら原位置測定結果に適用して原位置岩盤の空隙容積を評価し、これまでに得られている結果と比較を行った。ここで用いる空隙容積とは、円柱状の測定区間と連結している岩盤内の空隙の容積である。以下の各例とも、固有透過度は定常法によるものを用いた。

図-5.11は花崗岩中に建設された三車線の道路トンネルにおける測定例である。このトンネルでは導坑掘削後に拡幅が行われ、拡幅の前後に同一ポアホールで測定が実施された。ポアホール径は66mm、測定区間長は25cmである。

ここでは拡幅後に掘削線より30cm~40cmの範囲で固有透過度の顕著な増大が見られ、ゆるみが生じたと結論された。この領域では空隙の容積も0であったものが0.4 l 程度に増大しており、拡幅による影響で亀裂が開口していることが読みとれる。

また、深度1.5m付近では拡幅後固有透過度に変化はないものの空隙容積が若干拡大している(約40ml)。この前後では拡幅後も固有透過度は $10^{-17}m^2$ オーダーでかつ空隙がほとんどないことを考えると、拡幅による応力再配分の影響がこの深度に存在した孤立した小亀裂の開口幅を若干変化させた結果と考えられる。ただし固有透過度が低い、すなわち透気経路がないことからこの空隙は岩盤内に孤立していると考えられ、深度1.5m付近では岩盤は連続性を保っていると判断できる。

これ以外の部分では、空隙の容積はほぼゼロであった。

図-5.12は古第三紀砂岩頁岩互層の頁岩部において矢板工法で掘削された直径5m程度の坑道における測定例である。頁岩は数cm~10数cm間隔の層理が発達する。ポアホール径は66mm、測定区間長は50cmである。

固有透過度の分布をみると、壁面直近を除くと深度約1.0m、1.2m、3.0mに変化点があり、それ以深は固有透過度は $10^{-17}m^2$ オーダーと低いレベルにある。空隙容積は深度1.5m以浅、約3m、8m~9mで0.2~0.5 l と他

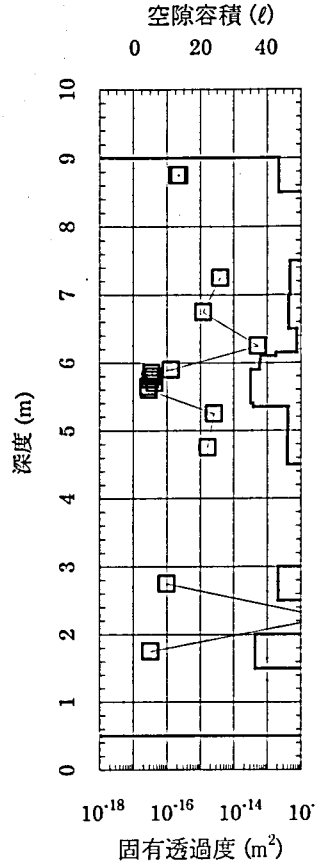
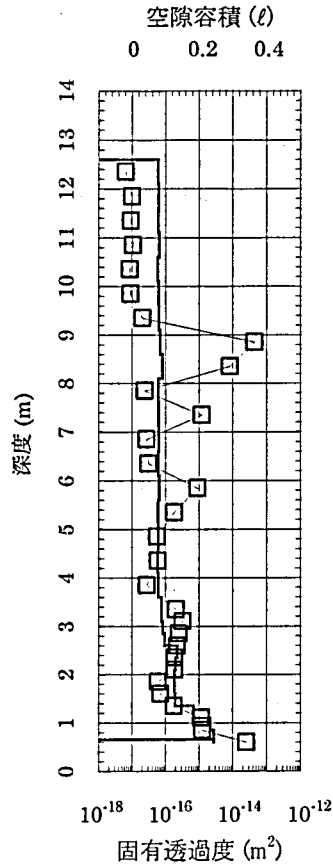
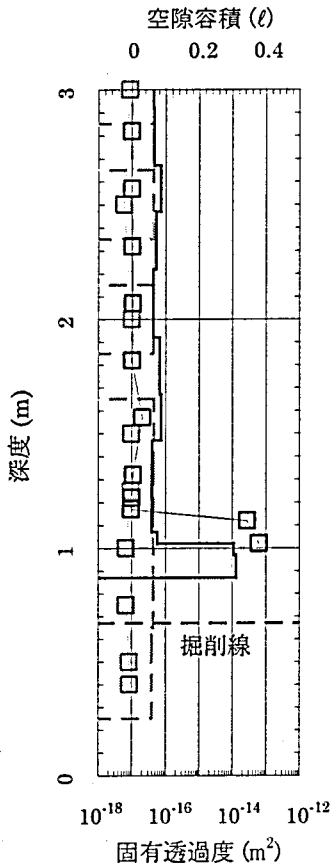


図-5.11 花崗岩における測定結果 図-5.12 頁岩における測定結果 図-5.13 自然斜面における測定結果

棒グラフ : 固有透過度(定常法) 棒グラフ : 固有透過度(定常法) 棒グラフ : 固有透過度(定常法)
 折線グラフ : 岩盤内の空隙容積 折線グラフ : 岩盤内の空隙容積 折線グラフ : 岩盤内の空隙容積
 点線 : 拡幅前, 実線 : 拡幅後

の位置に比べて大きい。また深度3m~1.5m間は空隙容積が0.1l程度と若干大きい。

ボーリングコアの観察結果からは深度10m以浅で亀裂がよく発達していた。固有透過度分布にはその影響は見えないが、空隙容積は深度10m以浅では、相対的に容積が小さい部分でも10m以深と比べると若干大きく見える。その差は100ml程度であり、この測定における測定区間容積2.42lを考慮すると誤差の範囲内であるが、いずれも正の値であり、この傾向は岩盤の状態をある程度表現していると見て差し支えなからう。

固有透過度分布から深度1.2mまでは明確なゆるみ領域で、深度3mまでは掘削の影響が及んでいると考えられたが、この領域では亀裂の開口が、空隙容積という形でも固有透過度と同様に表現されている。深度3mは空隙容積が前後の区間に比べて大きい。ここは固有透過度の変化点にあたり、この位置に開口亀裂があったために掘削の影響がここまで及んだと考えることもできよう。これ以深では、亀裂はあるが密着していて固有透過度、空隙容積ともに低い部分、固有透過度は低い亀裂が開口しており空隙容積が大きい部分が存在していると推察できる。

図-5.13はゆるんだ自然斜面における測定例である。地質は第三紀中新世の凝灰角れき岩で、10～数10cm間隔の亀裂がよく発達しているうえ、表面では開口幅が数cmに達する亀裂も多い。斜面は10mの高さでほぼ垂直であり、斜面下には小崩落による10数cm大の岩塊が多数みられた。測定用のポアホールは斜面中程に位置し、水平に10mの長さである。直径は66mm、測定区間長は50cmである。

固有透過度は全長にわたり $10^{-14}m^2$ 以上と高く、表面から10m以上奥までゆるんでいと推察される。空隙容積は固有透過度が $10^{-14}m^2$ オーダーと最小の位置（深度1.5m～2m, 5.5m～6m）で信頼性が高いと考えられるが、その値が5ℓ程度と前の二例に比べて一桁大きい。これ以外の場所でも計算値自体の信頼性は低いが非常に大きな値であることが示唆されている。したがってこの斜面では深部までかなりの亀裂開口が存在するものと考えられる。

以上、三例ではあるが、原位置岩盤の空隙容積を算定し、真空透気試験で得られた固有透過度等と比較することで岩盤の状況をより詳細に評価できる可能性を示した。

測定区間と連結している空隙の容積は、地下の岩盤に掘削されたトンネル周辺では、掘削によりゆるんだ領域以外でも堅硬な花崗岩と多亀裂性の頁岩ではどちらも1ℓ以下であるが、頁岩のほうが若干大きい傾向にあった。

一方自然の岩盤斜面においては、表面より10mの範囲では上記に比べて一桁大きな値が得られ、奥まで亀裂が開口していることが示唆された。

もちろん測定区間長や他の条件が異なるるために単純な比較は危険であるが、興味深い測定結果といえよう。

(2) 固有透過度と空隙容積の関係

図-5.14は、前項で取り上げた原位置測定結果のうち、0.001ℓ（1ml）以上の空隙容積が計算されたデータについて、固有透過度と空隙容積の関係を両対数グラフ上にプロットしたものである。測定場所の条件が異なるにも関わらず、プロットされた点は両対数グラフ上の直線（グラフ中に破線で示す）の上側のみ分布する。すなわち、固有透過度が大きければ空隙容積も大きいことを意味する。し

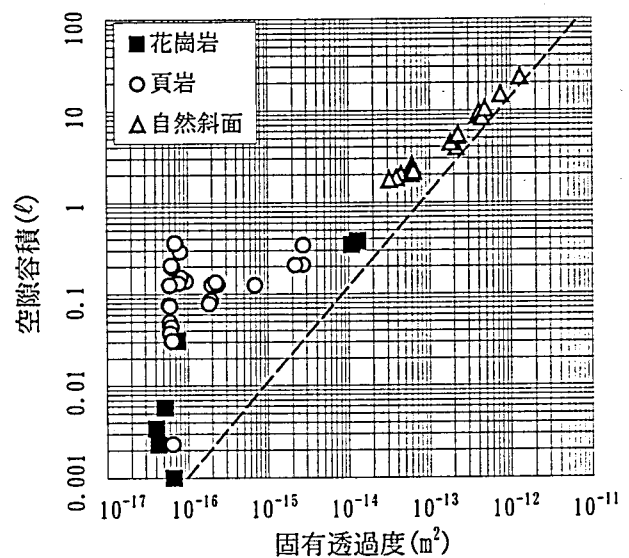


図-5.14 固有透過度と空隙容積の関係

かしながら、固有透過度が小さい地点では花崗岩よりも多亀裂性の頁岩でばらつきが大きく、固有透過度と空隙容積は1対1で対応しない。空隙容積という指標を用いることで固有透過度分布からは判別できない亀裂の多少あるいは開口量の違いを表現できていると考えられる。

(3) 空隙容積と亀裂幅の関係

5.2で考察したように、固有透過度はポアホール表面に現れた亀裂の最大開口幅や本数とは相関がなく、岩盤内部の亀裂のネットワーク状況を表す指標であった。それではこれらの量と空隙容積はどのような関係にあるのであろうか。これまで検討してきた空隙容積は肉眼では観察できない岩盤内部の亀裂情報を表現していると考えられるので、固有透過度同様さしたる関連性はないと予想される。図-5.15には測定区間の孔壁に現れた最大亀裂開口幅に対する空隙容積を、図-5.16には測定区間の孔壁に現れた亀裂の数に対する空隙容積をそれぞれ示した。両図によると、やはり予想通り空隙容積とこれらの間には何ら相関はないことは明らかになった。

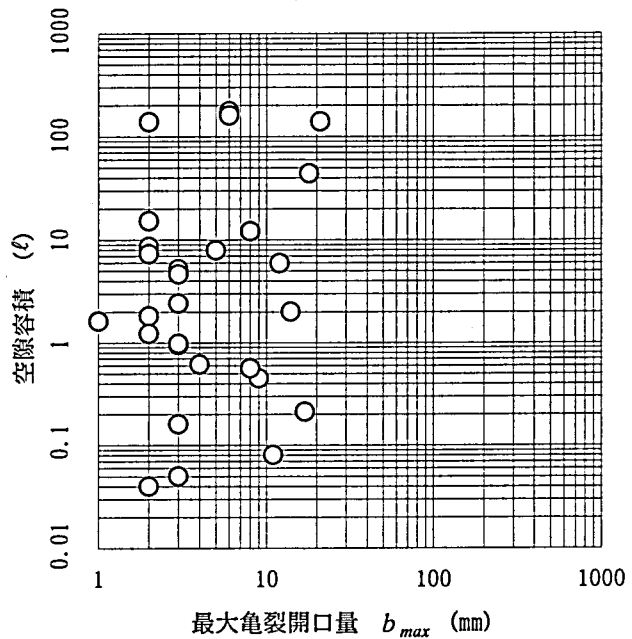


図-5.15 孔壁における最大亀裂開口量と空隙容積の関係

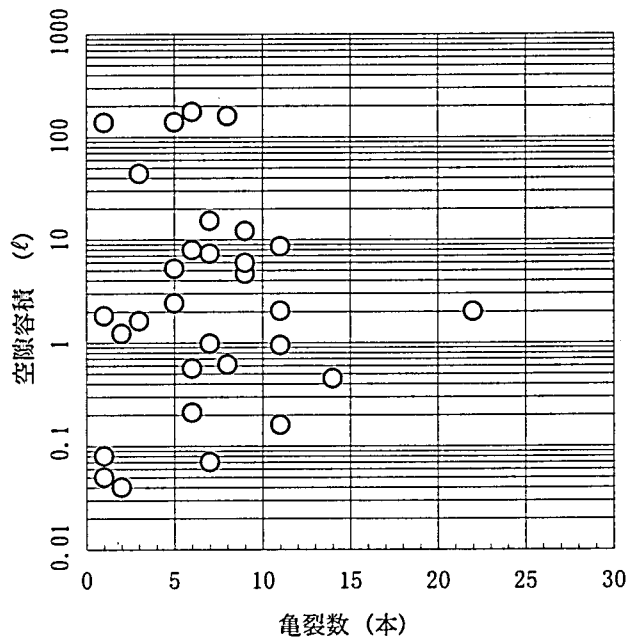


図-5.16 孔壁における亀裂数と空隙容積の関係

5.4 力学特性の評価

5.4.1 試験概要

真空透気試験を用いると、岩盤内の固有透過度分布から精度良くゆるみ領域の広がりを求めることができる。また前節までの検討で測定区間に連続する空隙の容積を算出することも可能であった。しかし岩盤構造物の設計や変位予測にはゆるみ領域内の力学特性の把握が不可欠である。真空透気試験は力学的な指標を何ら用いないため、試験結果から直接岩盤の力学特性を求めることは困難であり、この目的のためには、第2章で述べたように、他の調査手法を組み合わせる利用しなければならない。

ここでは、ある岩盤空洞において実施された詳細なゆるみ調査¹²⁾を例にとり、真空透気試験結果とその他の調査結果を比較し、真空透気試験結果が何らかの力学特性を評価しうるのか否かを検討した。

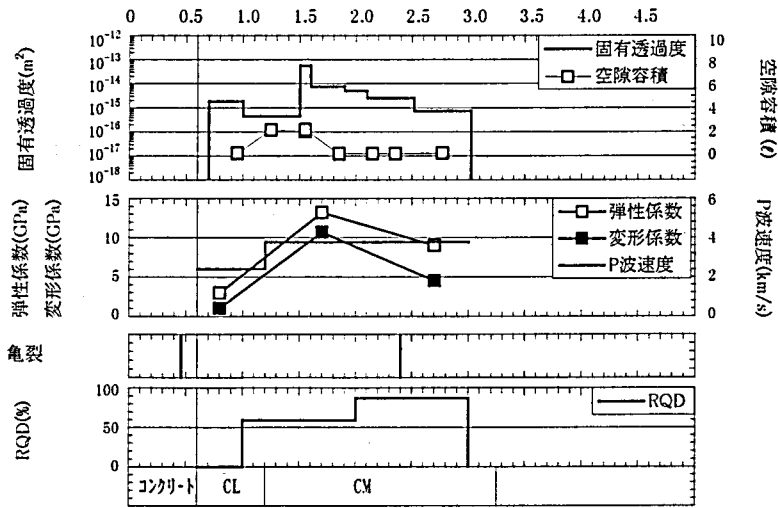
当サイトでは、古代三系の亀裂の発達した頁岩中に掘削径3.3mのほぼ円形な坑道が掘削された。この坑道壁面から穿孔された16本のボアホールを用いて、以下の項目からなるゆるみ調査が実施された。

- ・ボーリングコア観察（岩盤等級，RQD）
- ・ボアホールテレビ観察
- ・孔内載荷試験
- ・弾性波速度検層（P波）
- ・真空透気試験

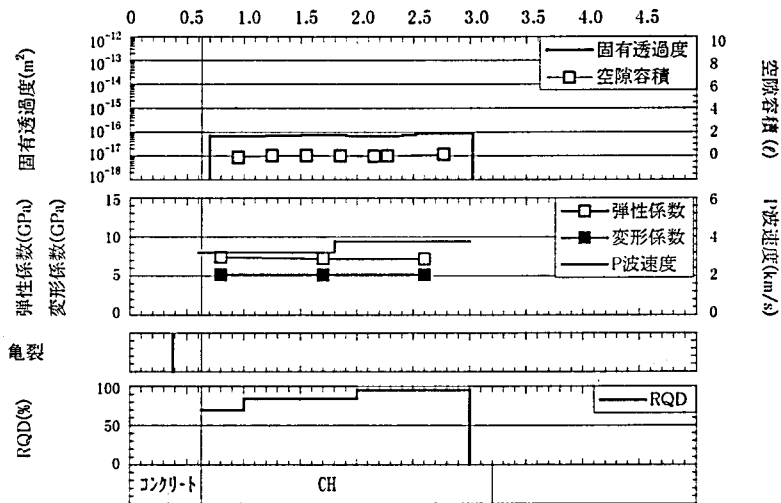
図-5.17～図-5.22に、各ボアホールにおける、真空透気試験による固有透過度分布（定常法）、前節の手法による空隙容積分布、孔内載荷試験による弾性係数と変形係数、P波速度分布、ボアホールテレビ観察による亀裂分布、ボーリングコア観察によるRQD分布と岩盤等級を一覧表示した。

各孔の長さは3m～4mであり、掘削壁面から0.3m～0.8mはコンクリート覆工が存在する。固有透過度分布を主として各孔周辺のゆるみ領域を推定すると、一部を除いて掘削壁面からほぼ0.5mの範囲がゆるみ領域であると推定できた。

ボアホールNo.1



ボアホールNo.2



ボアホールNo.3

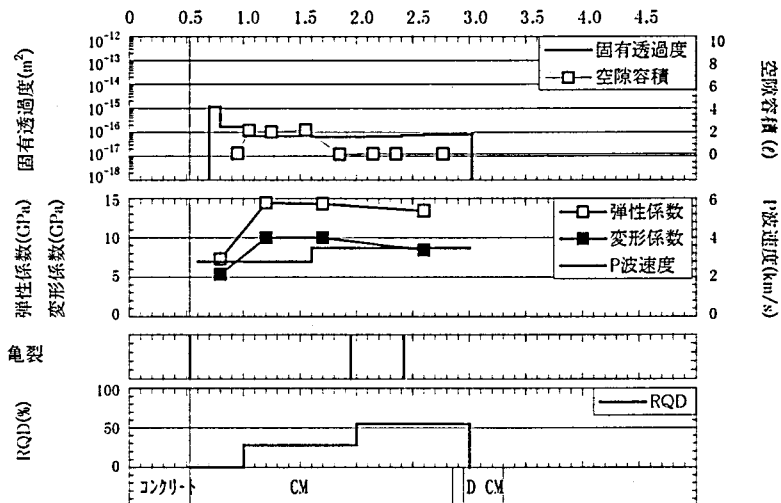
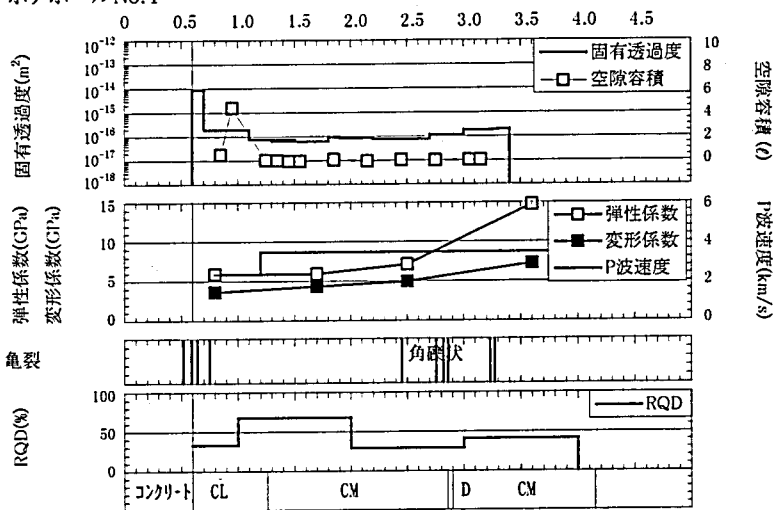
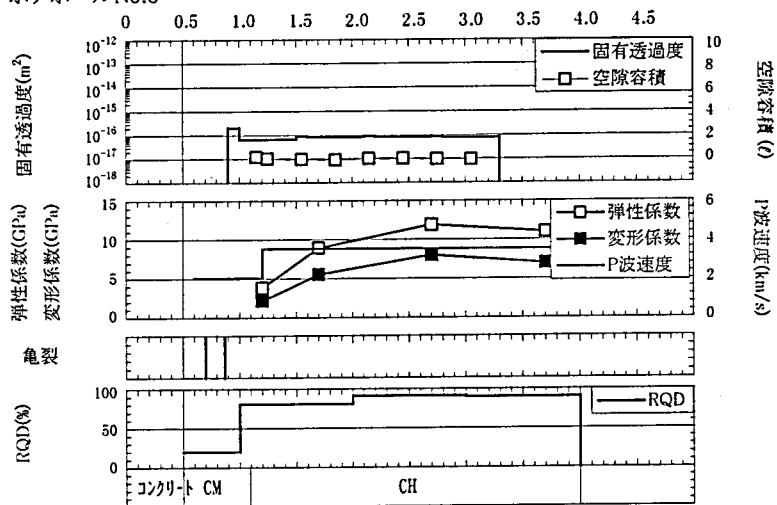


図-5.17 ゆるみ調査結果(1)

ボアホールNo.4



ボアホールNo.5



ボアホールNo.6

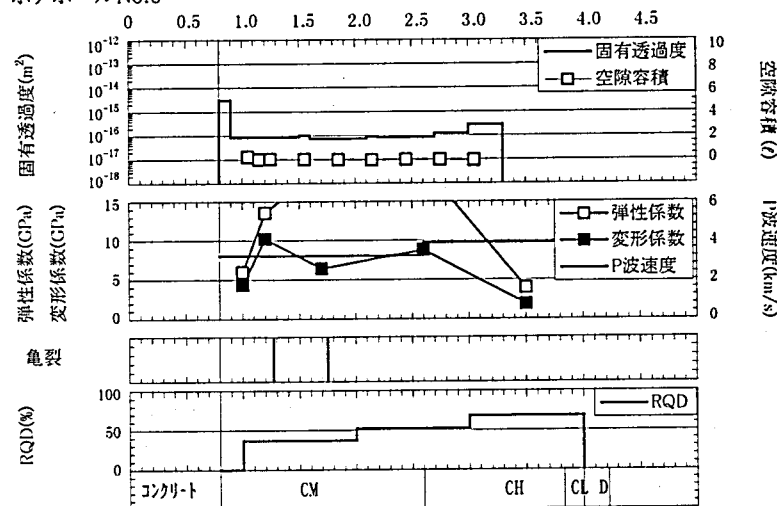
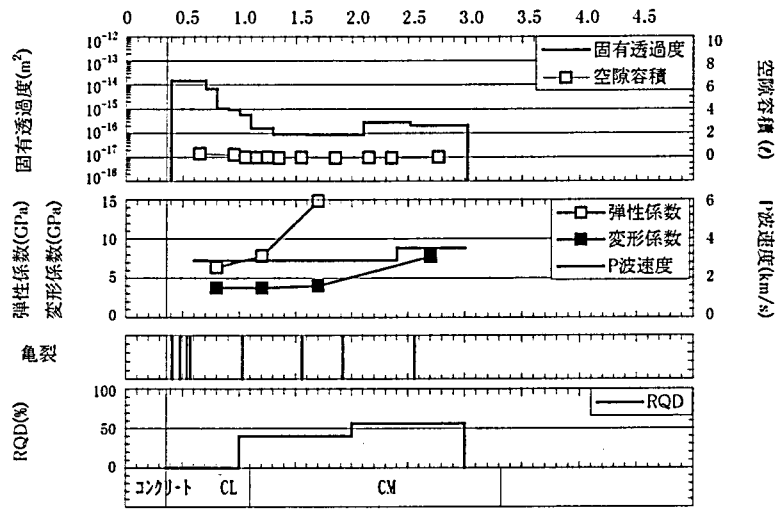
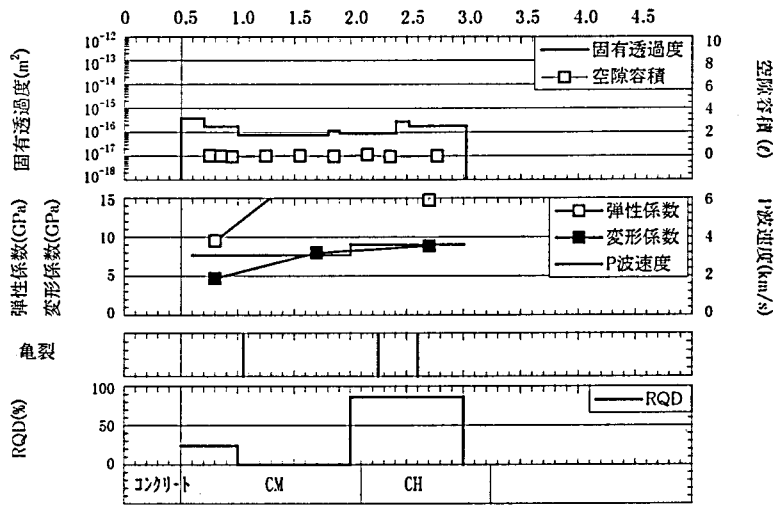


図-5.18 ゆるみ調査結果(2)

ボアホールNo.7



ボアホールNo.8



ボアホールNo.9

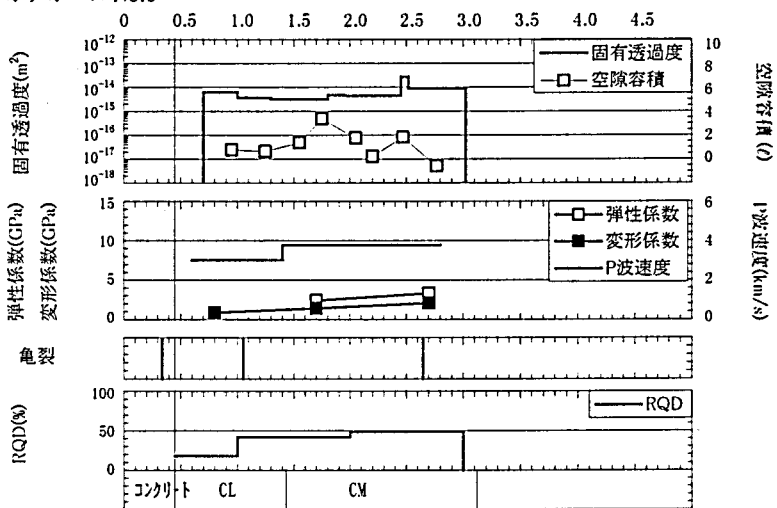
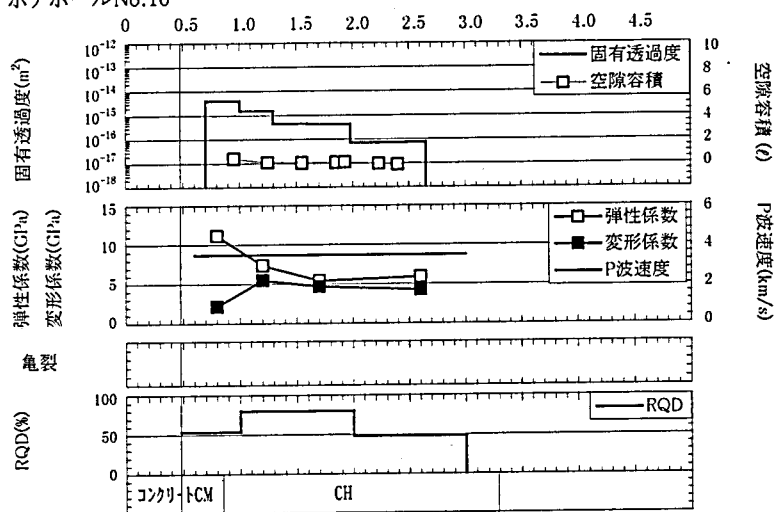
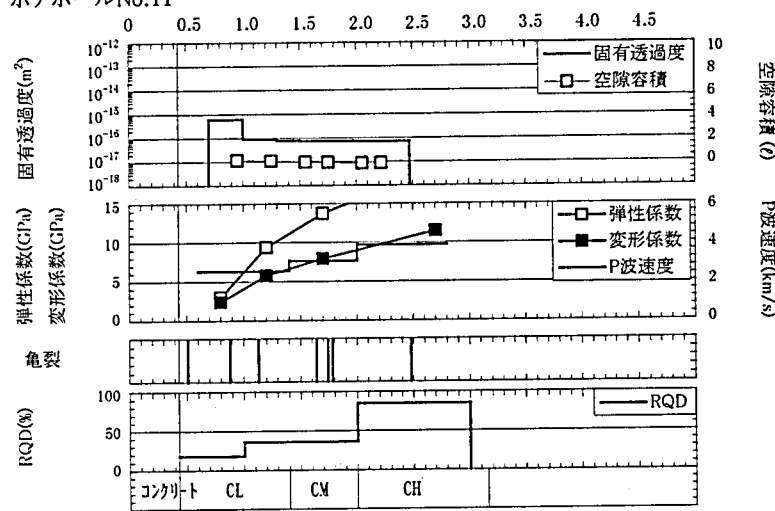


図-5.19 ゆるみ調査結果(3)

ボアホールNo.10



ボアホールNo.11



ボアホールNo.12

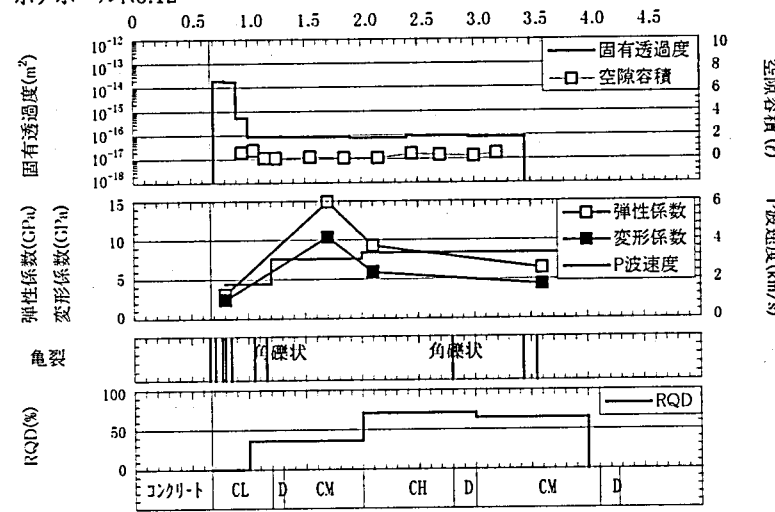
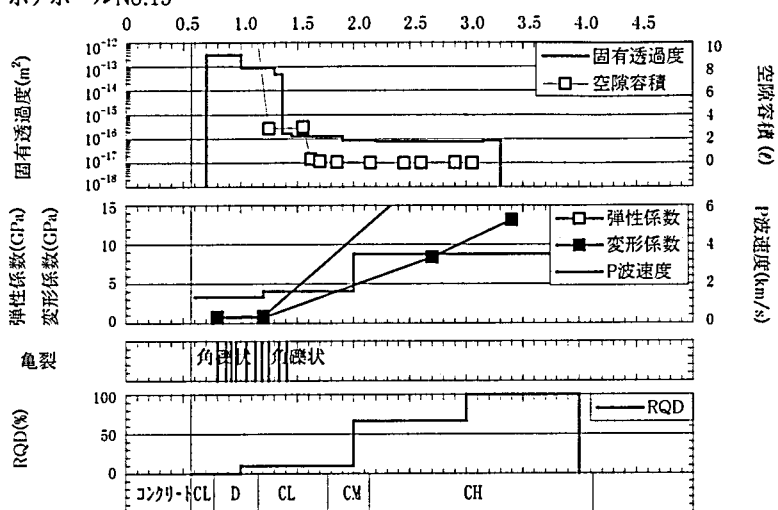
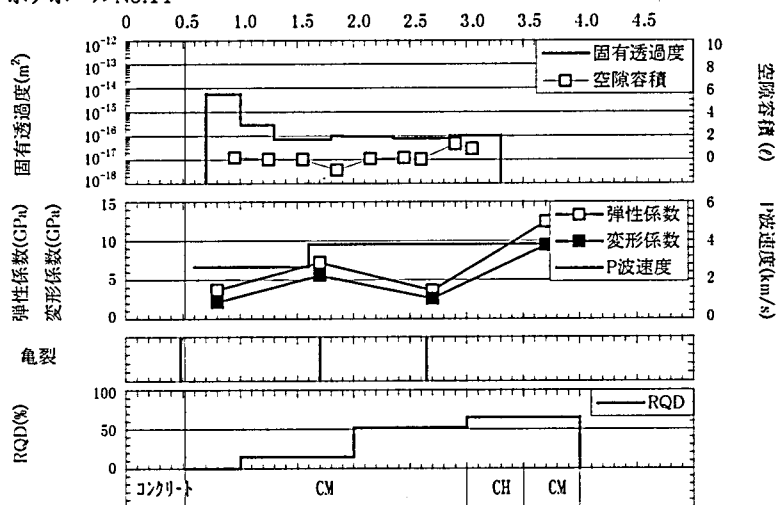


図-5.20 ゆるみ調査結果(4)

ボアホールNo.13



ボアホールNo.14



ボアホールNo.15

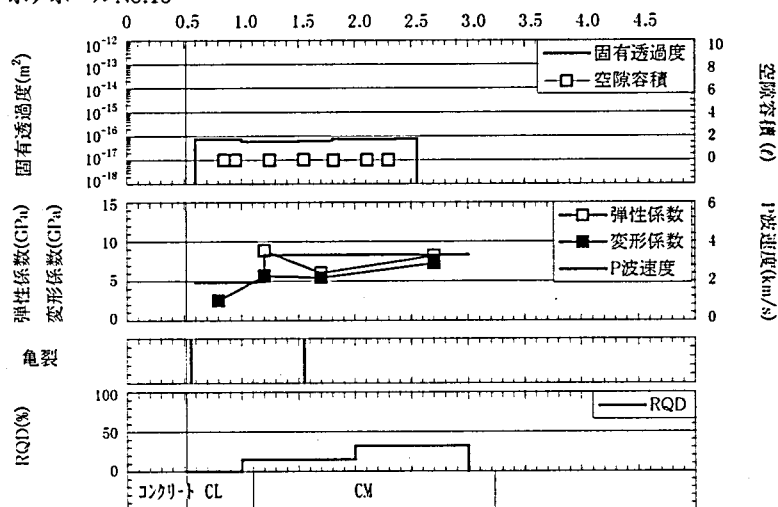


図-5.21 ゆるみ調査結果(5)

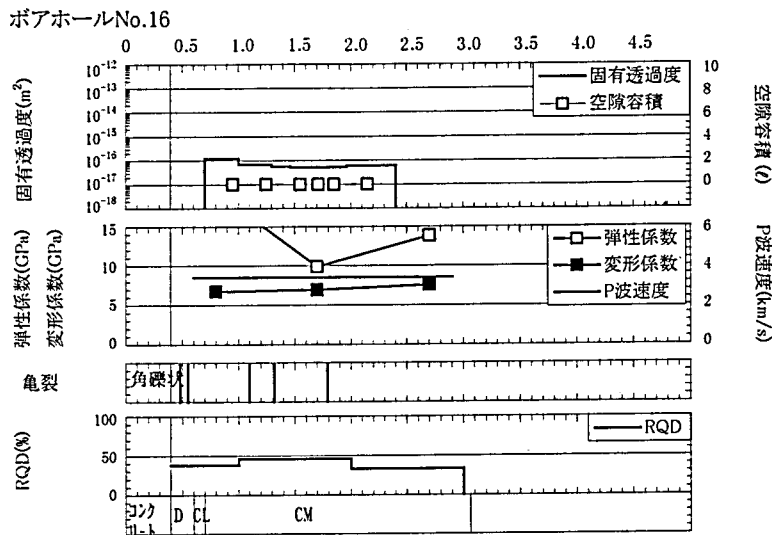


図-5.22 ゆるみ調査結果(6)

5.4.2 岩盤等級と物性値の関係

真空透気試験結果を力学特性と比較するにあたり、岩盤のもともと有する性状の違いを考慮する必要がある。ここでは各物性値をゆるみ領域の中か外か、また岩盤等級によって分類し、それぞれの傾向を見る。以下に示す各グラフは、孔内載荷試験位置における各物性値を抜き出し、その分布範囲と平均値を示したものである。縦線が分布範囲、四角が平均値を表す。

(1) 力学特性

図-5.23に岩盤等級と弾性係数、変形係数の関係を、図-5.24に岩盤等級とP波速度の関係を示す。

CHクラスとCMクラスでは変形係数、弾性係数ともほぼ同じ値を示し、このサイトでは両クラスの差異は無いと言える。CLクラスでは弾性係数はCH、CMクラスと同じレベルであるが変形係数が半分程度と小さい。ゆるみ領域内では値がばらつくものの、平均値は弾性係数、変形係数ともCLクラスよりさらに小さい。

P波速度もCHクラスとCMクラスで2.0km/s～4.0km/sほぼ同じ値を示す。CLクラスとゆるみ領域内ではではこれよりも低い値を示す。CLクラスで2.0km/s～3.0km/s、ゆるみ領域内では値がばらつくが、最小値はCLクラスより小さく、平均値は逆に大きい。

いずれも、CH、CMクラスに対してCLクラス、ゆるみ領域では値が小さい。

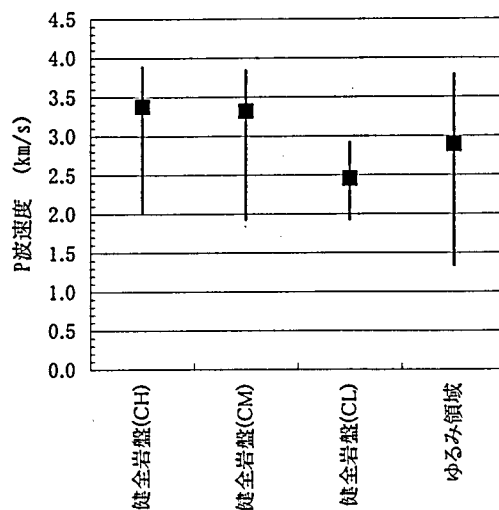
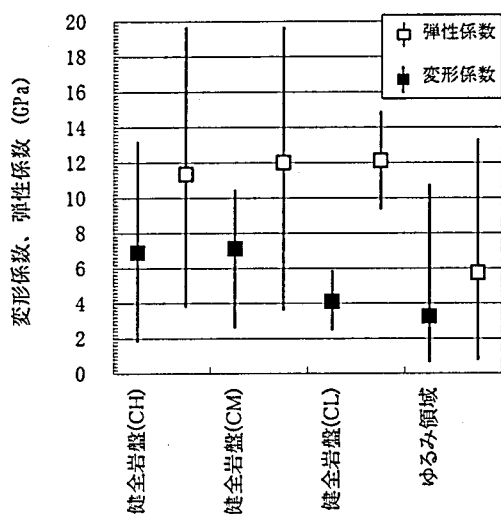


図-5.23 岩盤等級と弾性係数, 変形係数の関係 図-5.24 岩盤等級とP波速度の関係

(2) 固有透過度

図-5.25に岩盤等級と固有透過度の関係を示す。

固有透過度はゆるみ領域内とそれ以外で大きな差があり, ゆるみ領域以外では $10^{-16}m^2 \sim 10^{-17}m^2$ オーダー, ゆるみ領域内ではそれ以上と, 明確に分かれる。

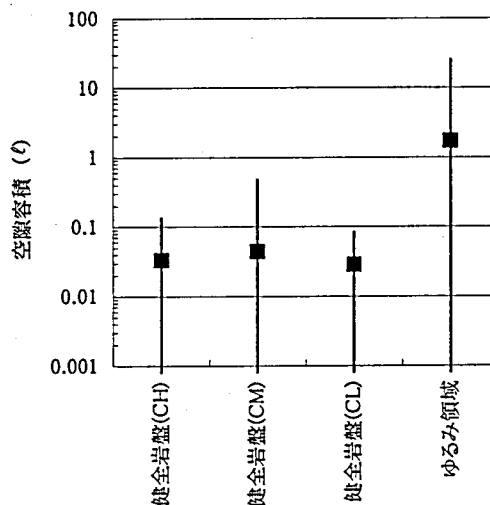
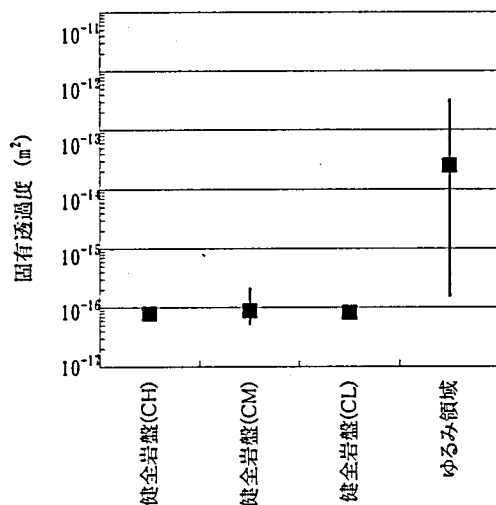


図-5.25 岩盤等級と固有透過度の関係

図-5.26 岩盤等級と空隙容積の関係

(3) 空隙容積

図-5.26に岩盤等級と空隙容積の関係を示す。

最小値を比べるといずれのクラスも非常に小さい値だが, 平均値, 最大値ともゆるみ領域内ではそれ以外に対して1オーダー~2オーダーほど大きい。固有透過度とほぼ同様な傾向を示す。

5.4.3 真空透気試験結果と力学特性の関係

(1) 固有透過度と力学特性の関係

図-5.27～図-5.29に、固有透過度に対して、弾性係数，変形係数，P波速度をプロットした図を示す。

前項（図-5.25）で示したように、固有透過度はゆるみ領域外ではほぼ一定値をとるため、各力学特性との相関は見られない。ゆるみ領域内では、固有透過度が大きい部分では各力学特性とも低いという傾向があるように見える。

岩盤の変形性は、インタクトな岩石部分の変形性と、亀裂などの不連続面の変形性双方によって支配されると考えられる。固有透過度が小さい健全岩盤では亀裂開口が大きくなり、岩盤の変形性はインタクトな岩石部分の変形性の影響が大きい。固有透過度が大きい領域、すなわち亀裂の開口が著しい領域では不連続面の変形性の影響が相対的に大きくなる。このため図のような傾向が現れるものと考えられる。

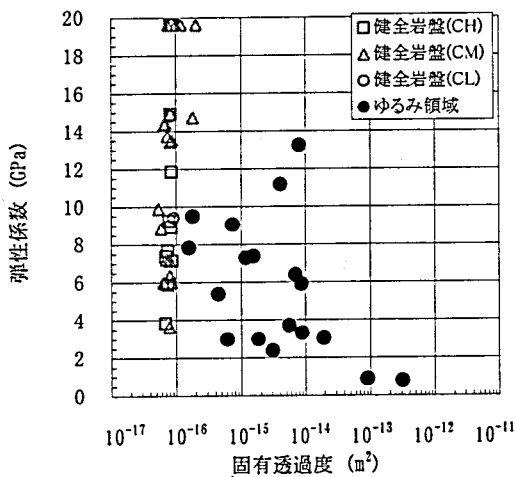


図-5.27 固有透過度と弾性係数の関係

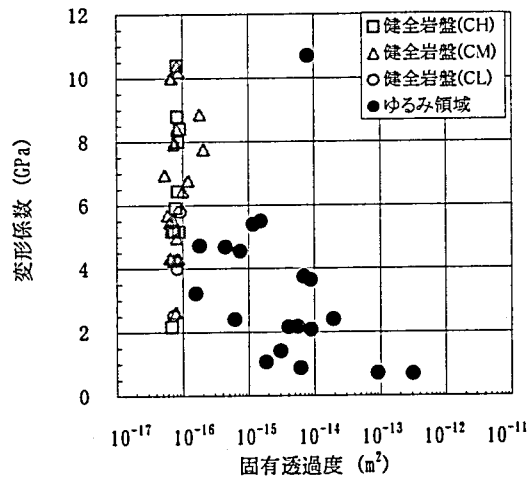


図-5.28 固有透過度と変形係数の関係

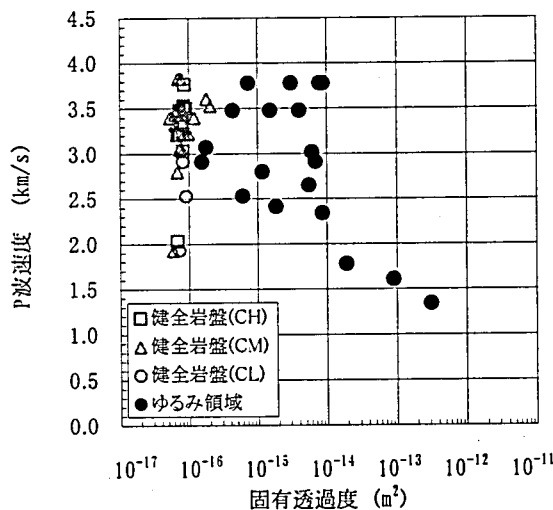


図-5.29 固有透過度とP波速度の関係

(2) 力学特性と空隙容積の関係

図-5.30～図-5.32に、空隙容積に対して、弾性係数、変形係数、P波速度をプロットした図を示す。

空隙容積は健全岩盤部分でも一定の値をとらないため、ここでは前項で示した傾向が、健全岩盤部分も含めてより顕著に見受けられる。すなわち岩盤等級やゆるみに関わらず、空隙容積が大きいと変形性が低いという緩やかな相関が見られる。ただしP波速度に関しては空隙容積が小さい範囲では傾向が読みとれない。

以上の考察より、真空透気試験結果と岩盤の変形性の関係を論じる場合には、固有透過度よりも空隙容積が良い指標になりうるということが伺える。

ここで、真空透気試験結果と岩盤の変形性の関係をより詳しく検討するために、非弾性コンプライアンスという概念を導入する。

ある応力 $\Delta\sigma$ が岩盤に作用したときに生じる全ひずみ増分 $\Delta\varepsilon$ は、弾性ひずみ成分 $\Delta\varepsilon_E$ と非弾性ひずみ成分 $\Delta\varepsilon_P$ の和として表すことができる(式(5.28))。

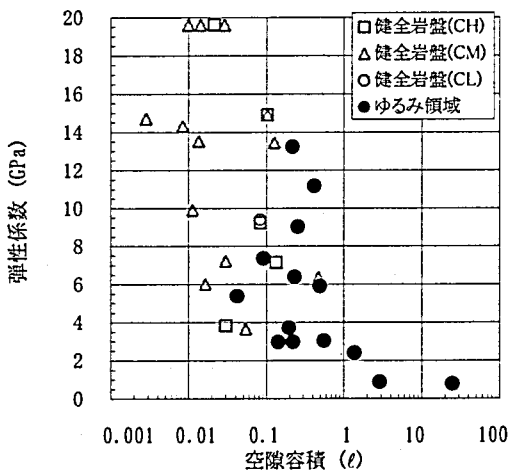


図-5.30 空隙容積と弾性係数の関係

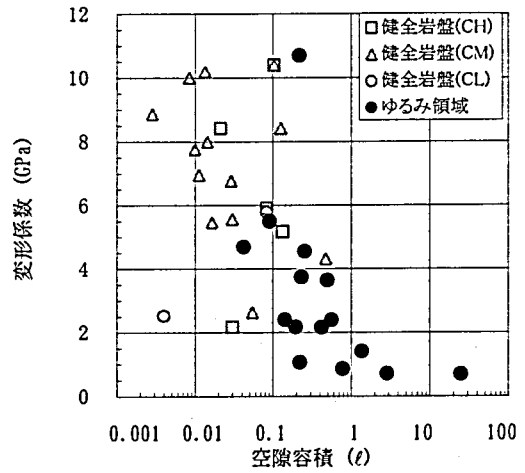


図-5.31 空隙容積と変形係数の関係

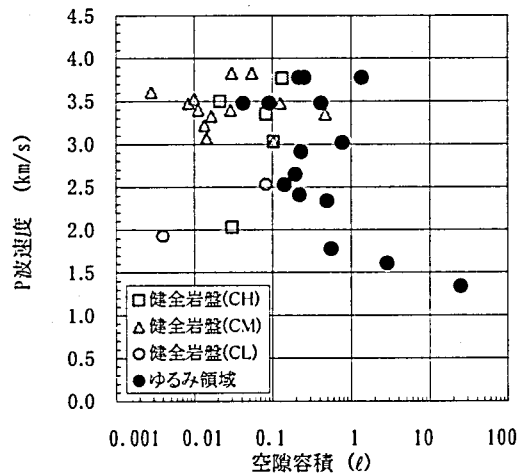


図-5.32 空隙容積とP波速度の関係

$$\Delta\varepsilon = \Delta\varepsilon_E + \Delta\varepsilon_p \quad (5.28)$$

応力増分に対する全ひずみ増分，弾性ひずみ増分の関係は，変形係数 D 及び弾性係数 E を用いて式(5.29)のように書けるから，非弾性ひずみ増分は式(5.28)，式(5.29)を用い，式(5.30)によって計算できる。

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{D}, \quad \Delta\varepsilon_E = \frac{\Delta\sigma}{E} \quad (5.29)$$

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_p &= \Delta\varepsilon - \Delta\varepsilon_E \\ &= \left(\frac{1}{D} - \frac{1}{E} \right) \Delta\sigma \end{aligned} \quad (5.30)$$

式(5.30)の右辺の係数は，一定の応力が作用したときに生じる非弾性ひずみの大きさを与える。いま仮にこの係数を非弾性コンプライアンスと

呼ぶ。孔内载荷試験によって変形係数と弾性係数が求められているので，非弾性コンプライアンスを計算することができる。岩盤が完全に弾性的な挙動を示せば弾性係数と変形係数は同じ値となり，非弾性コンプライアンスは0となるが，一般に実際の岩盤ではインタクトロックの塑性的な挙動や，亀裂に起因する不連続挙動，ゆるみなどの影響でゼロとはならない。

図-5.33に，岩盤等級ごとの非弾性コンプライアンスを示す。CHクラスでは値がばらつくが，平均値を見るとCH，CMクラスとも 0.1 GPa^{-1} 以下で，他と比べると小さい。CLクラスは平均値がこれらより大きく，ゆるみ領域内ではさらに大きい。

図-5.34は空隙容積(ℓ)と非弾性コンプライアンス(GPa^{-1})を両対数グラフ上にプロットしたものである。岩盤等級やゆるみに関わらず，ほぼ全ての点はグラフ上に点線で示した右上がりの帯の中に収まる。すなわち，岩石コアの室内試験によって弾性係数が得られ，ゆるみ調査として実施する真空透気試験によって空隙容積が計算されれば，原位置での载荷試験をすることなしに岩盤の変形係数分布ををある程度の幅で推定することが可能となる。

図に示した点線の傾きは両対数グラフ上で $1/3$ である。つまり非弾性

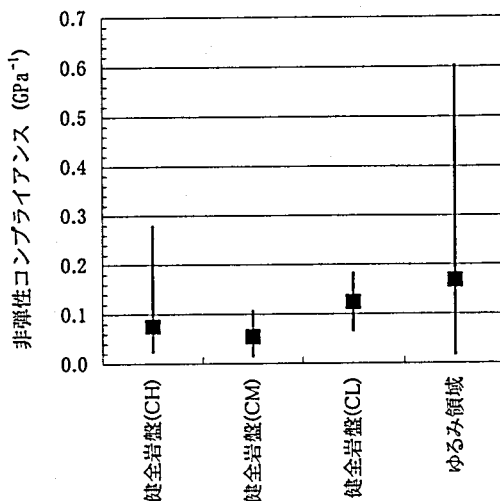


図-5.33 岩盤等級と非弾性コンプライアンス

コンプライアンスは空隙容積の1/3乗にほぼ比例すると言うことができる。空隙容積の1/3乗を空隙の代表長さとする。岩盤中の空隙は開口亀裂が主体であり、亀裂の開口幅が大きくなると亀裂の広がり（連続性）も大きくなるという報告がある²⁾。したがって、仮に亀裂の開口幅を空隙の代表長さと考えると、この図は亀裂の開口量が岩盤の

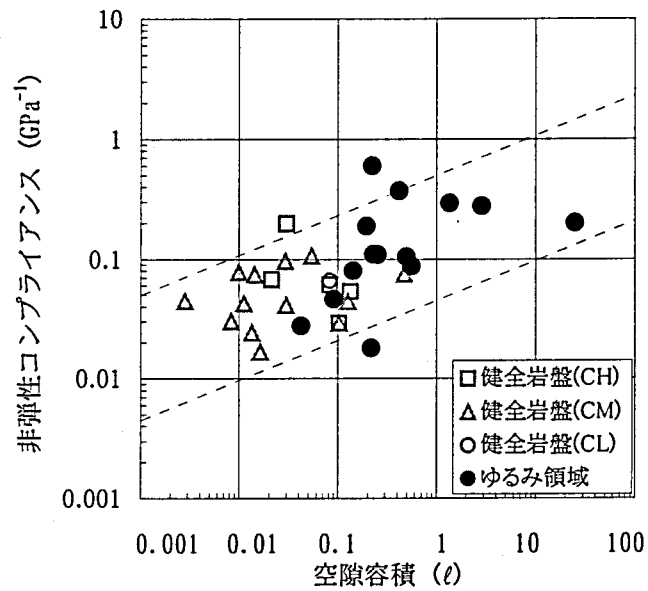


図-5.34 空隙容積と非弾性コンプライアンス

非弾性的な変形挙動を支配していることを示しており、直感的に納得できる結果である。もちろん岩盤の非弾性的変形挙動は、このほかにも岩石自体の粘性・塑性的挙動や応力状態等にも強く影響を受ける。今後異なる条件下における測定データを多数蓄積する必要があるが、少なくとも図に示した直線は工学的に意味を持つものと考えられる。

5.5 本章のまとめ

本章では、真空透気試験という手法を通じて岩盤の亀裂構造、あるいは空隙構造を評価する手法を検討した。さらに原位置で行われた詳細なゆるみ調査において、他の岩盤調査手法による調査結果と真空透気試験の結果とを比較し、透気特性以外の諸物性との関係を検討した。

岩盤の空隙構造評価では、真空透気試験の空気浸透場を考慮し固有透過度の意味を再検討した結果、以下の知見が得られた。

- ・真空透気試験で得られる固有透過度は、亀裂の幅や数よりもむしろ岩盤内部において亀裂が如何に連結して浸透経路のネットワークを形作っているかを表す指標であると考えられる。

また真空透気試験の測定データを検討し、岩盤内の空隙容積を評価する手法を提案した。そして簡単な室内実験を行いその妥当性を確認した。また過去の測定結果に適用して原位置岩盤の空隙容積を評価した。その

結果以下の知見を得た。

- ・事前試験と実際の測定における吸引開始直後の測定区間内圧力変化から、測定区間に連結する空隙の容積を算出する手法を提案した。
- ・簡単な室内試験を行った結果、固有透過度が 10^{-14}m^2 オーダー以下で外気からの流入が相対的に小さければ、空隙の容積は誤差 $\pm 10\%$ 以内でほぼ正しく評価できることが確認された。
- ・吸引空気流量時系列を詳しく解析したところ、吸引した空気を
 - 1) 測定区間と連結した空隙内を満たしていた空気
 - 2) 様々な経路を通じた外気からの流入
 - 3) 測定区間に存在していた空気に分離できることがわかった。
- ・原位置測定結果を用いて原位置岩盤の空隙容積を算定し、真空透気試験で得られた固有透過度等と比較することで岩盤の状況をより詳細に評価できる可能性を示した。
- ・測定区間と連結している空隙の容積は、堅硬な花崗岩と多亀裂性の頁岩でいずれも 1l 以下であったが、頁岩のほうが若干大きいという結果を得た。固有透過度分布のみからは判別できない亀裂の多少を空隙容積を計算することによってある程度表現した。
- ・自然の岩盤斜面では深度 10m まで固有透過度、空隙容積ともに大きく、奥まで亀裂が開口していると示唆された。

さらに、ある岩盤空洞において実施された詳細なゆるみ調査を例にとり、真空透気試験結果とその他の調査結果を比較し、真空透気試験結果が何らかの力学特性を評価しうるのか否かを検討した結果、以下のような知見が得られた。

- ・固有透過度や空隙容積は岩盤の変形性とある程度相関するが、それらの関係を論じる場合には、固有透過度よりも空隙容積が良い指標になりうる。
- ・岩盤の非弾性コンプライアンスは空隙容積の $1/3$ 乗にある幅を持って比例する。すなわち、岩石コアの室内試験によって弾性係数が得られ、ゆるみ調査として実施する真空透気試験によって空隙容積が計算されれば、原位置での載荷試験をすることなしに岩盤の変形係数分布をある程度の幅で推定することが可能となる。

今後は、異なる条件下における測定データを多数蓄積してゆく所存である。

参考文献

- 1) 菊地宏吉, 水戸義忠, 本多眞: 節理分布性状の確率統計学的モデル化に関する研究 (その1) -対象領域の区分と節理母集団の節理群への区分-, vol.33, No.4, pp.26-33, 1992.
- 2) 菊地宏吉, 水戸義忠, 本多眞: 節理分布性状の確率統計学的モデル化に関する研究 (その2) -節理分布特性要素と確率モデル-, vol.33, No.5, pp.19-31, 1992.
- 3) 菊地宏吉, 水戸義忠, 本多眞: 節理分布性状の確率統計学的モデル化に関する研究 (その3) -パラメトリック推定手法とモデル化-, vol.34, No.1, pp.14-24, 1993.
- 4) 亀和田俊一, 遠藤努, 西垣好彦, 杉江剛史: ポーリング孔壁画像処理手法とその解析について, 応用地質, vol.36, No.6, pp.49-57, 1994.
- 5) Kikuchi, K., Mito, Y. and Nakata, M. : In-situ Seepage Flow Tests on Jointed Rock Mass and its Analysis, *Proceedings of International Workshop on Rock Foundation, Tokyo, Japan*, Pubs. A.A. Balkema (Rotterdam), pp.349-354, 1995
- 6) 寺戸康隆, 中川誠司, 米田俊一, 塩崎功, 大西有三, 中川浩二: 亀裂性岩盤におけるグラウト侵入状況のはぎ取り調査, 土木学会論文集, 第589号/III-42, pp.55-66, 1998.3.
- 7) Sugawara, K., Y. Obara, K. Kaneko, K. Koike et al. : Visualization of three-dimensional structure of rocks using X-ray CT method, *Proc. of the 1st ARMS, Vol.2, Soeul, Korea*, pp.769-774, 1997.
- 8) Pyrak-Nolte, L. J., Montemagno, C. D. and D. D. Nolte : Volumetric imaging of aperture distributions in connected fracture networks, *Geophysical Research Letters*, vol.24, no.18, p.2343-2346, 1997.
- 9) 西山孝, 楠田啓, 北川元紀: 蛍光剤を添加した樹脂による微小割れ目の視覚化と自動抽出, 資源・素材学会誌 vol.106, No.10, pp.19-25, 1990.
- 10) 西山孝, 楠田啓, 陳友晴, 寺田道直, 蛭子清二, 萩森健治: 蛍光法とボアホールテレビジョンシステムを用いた孔壁の割れ目の抽出, 応用地質, Vol.36, No.6, pp.46-51, 1996.
- 11) Kovacs, G. : Seepage Hydraulics, Elsevier Scientific Publishing Company, p.645-658, 1982.
- 12) 八田夏夫: 基礎流体力学, 恒星社厚生閣, p.153, 1983.
- 13) Pyrak-Nolte, L.J., Nolte, D.D. Myer, L.R. and N.G.W. Cook : Fluid Flow through Single Fractures, *Proceedings from Rock Joints, International Conference, Loen, Norway*, Pubs. A.A. Balkema (Rotterdam), pp.405-412, 1990.
- 14) 高木慎悟, 西本吉伸: CAES-G/Tに適用する原位置貯蔵試験施設の解体調査による周辺岩盤のゆるみ調査, 第10回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.617-622, 1998.

第6章 岩盤分類との関係

6.1 本章の概要

第4章では様々な岩盤に対して真空透気試験を適用してゆるみ評価を実施した。その結果ゆるみ領域内とそれ以外の健全岩盤部では固有透過度が数オーダー異なっており、ゆるみ領域以外の健全岩盤部では固有透過度がほぼ一定値を示すという特徴的な結果が得られた。健全岩盤部における固有透過度は、岩盤が有するもともとの亀裂性状や亀裂のネットワーク状況を反映している可能性がある。

第2章では岩盤の性状を一定の手法でランク分けする岩盤分類の考え方が岩盤構造物の設計や施工に広く利用されていることを述べた。岩盤分類は岩石の強度や亀裂の発達具合、風化程度、地下水の状況などの評価項目を定性的、あるいは半定量的に評価し、岩盤を数段階にランク分けする。もし、真空透気試験で得られた健全岩盤部の固有透過度が岩盤内部の亀裂状況を反映しているならば、亀裂の状況を評価項目の一つとする岩盤分類と何らかの関係があつてしかるべきである。

一方岩盤分類と健全岩盤部の固有透過度の間に何らかの関係があるならば、真空透気試験を実施する前に、岩盤等級に応じて健全岩盤部の固有透過度がある程度予測できる。予測値よりも実測値が大きければその位置ではゆるみが生じていると推定できる。

そこで本章では、まず数種類の岩盤分類手法において透気性に関する亀裂の開口状態やネットワーク状況がどのような項目、比重で取り扱われているのかを調査する。次いで健全岩盤部の固有透過度と、真空透気試験を実施したボアホール近傍岩盤の岩盤等級とを比較し、これらの相関の有無を評価する。最後に評点式岩盤分類手法であるRMRとQシステムを採りあげ、これらの各評点、あるいはその組み合わせと健全岩盤部分の固有透過度とを比較し、固有透過度から岩盤分類の評価点を決定することを試みる。

6.2 各岩盤分類における亀裂性状の扱い

ここでは代表的な岩盤分類手法において、透気性に関する亀裂の開口状態やネットワーク状況がどのような項目、比重で取り扱われているのかを調査する。対象とする岩盤分類は、比較的よく利用されているも

のとして、定性的岩盤分類である電研式岩盤分類と、評点式岩盤分類であるRMR、Qシステムの3種を採りあげる。

6.2.1 定性的岩盤分類

定性的岩盤分類には古くはTerzaghiのゆるみ高さを推定するための岩盤分類や、目視観察やハンマー打撃によってA～Dの4種類に分類する電研式岩盤分類、弾性波速度に着目した建設省土研式の岩盤分類などが代表的なものとして良く用いられている。このうち電研式の岩盤分類は、判定が容易であることや直感的に非常に分かりやすいこと等の理由から広く利用されているので、ここではこの分類方法を中心に議論を進める。

表-6.1に電研式岩盤分類の基準を示す。この分類法では、岩石の風化状態と亀裂状況を区分要素として、記述式の分類を行っている。亀裂状況に関しては、亀裂あるいは開口亀裂の有無と亀裂間の粘着力の減少という言葉で言及しているが、亀裂の数や開口量など、透気性に関係すると考えられる要件には触れていない。

一方、表-6.1に示した分類を基準とし、これをボーリングコア鑑定で求めるための基準も提案されている(表-6.2)。この基準ではコア長という形で亀裂密度を表現し、亀裂表面の風化状態や開口節理の存在に言及している。

したがってボーリングコア鑑定によって岩盤分類を行えば、ある程度岩盤の透気性を反映することができると予想される。ただし、亀裂の開

表-6.1 電研式岩盤分類基準

記号	特 徴
A	きわめて新鮮なもので、造岩鉱物および粒子は風化、変質を受けていない。亀裂・節理はほとんどなく、あってもよく密着し、それらの面に沿って風化の跡は見られないもの。岩質はきわめて堅硬でハンマーによって打診すれば、澄んだ音を出す。
B	岩質堅硬で開口した(たとえ1mmでも)亀裂あるいは節理はなく、よく密着している。ただし造岩鉱物および粒子は部分的に多少風化・変質が見られる。ハンマーによって打診すれば、澄んだ音を出す。
C _H	造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けてはいるが、岩質は比較的堅硬である。一般に褐鉄鉱などに汚染せられ、節理あるいは亀裂間の粘着力はわずかに減少しており、ハンマーの強打によって割れ目に沿って岩塊がはく脱し、はく脱面には粘土物質の薄層が残留することがある。ハンマーによって打診すれば、少し濁った音を出す。
C _M	造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けて多少軟質化しており、岩質も多少軟らかくなっている。節理あるいは亀裂間の粘着力は多少減少しており、ハンマーの普通程度の打撃によって割れ目に沿って岩塊がはく脱し、はく脱面には粘土物質の層が残留することがある。ハンマーによって打診すれば、多少濁った音を出す。
C _L	造岩鉱物および粒子は風化作用を受けて軟質化しており、岩質も軟らかくなっている。節理あるいは亀裂間の粘着力は減少しており、ハンマーの軽打によって割れ目に沿って岩塊がはく脱し、はく脱面には粘土物質が残留する。ハンマーによって打診すれば、濁った音を出す。
D	造岩鉱物および粒子は風化作用を受けて著しく軟質化しており、岩質も著しく軟らかい。節理あるいは亀裂間の粘着力はほとんどなく、ハンマーによってわずかな打撃を与えるだけで崩れ落ちる。はく脱面には粘土物質が残留する。ハンマーによって打診すれば、著しく濁った音を出す。

口量はコアには保存されないし、コア採取時に新たな亀裂が生じる場合があり、ボーリングコアは岩盤内部の亀裂開口状況を正しく反映していない可能性がある。

表-6.2 ボーリングコア鑑定についての岩盤分類基準（塊状硬質岩）

岩盤等級	対象岩盤の一般的目安としては、新鮮な岩石のテストピースの自然乾燥一軸圧縮強度が800kgf/cm ² 以上のもの。 新鮮岩の露頭部における岩石のハンマーの打撃によって、一般に金属音が発生する。	
	岩盤の一般的性状	ボーリングコアの状態
A	岩質はきわめて新鮮で、火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子は全く風化変質しておらず、また節理はほとんど分布していない。岩盤としてはきわめて堅牢、固密である。	コアは100cm以上の棒状をなし岩質きわめて新鮮で、コアの表面は非常になめらかであり、節理は認められない。（すなわち、コア箱1mにおいては割れ目の認められない intact rock である）コアの採取率はきわめてよい。
B	岩質は新鮮で、火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子はほとんど風化変質していない。また、節理の分布はまばらであり、密着している。岩盤としては堅牢、固密である。	コアは40～50cm前後の長柱状が主体をなし、岩質は新鮮で、コアの表面はなめらかである。節理の分布は少なく、密着している。節理面は稀に汚染されていることもある。 コアの採取率はきわめてよい。
C _H	岩質はおおむね新鮮、堅硬であるが、火成岩では造岩鉱物中、長石類および雲母角閃石などの有色鉱物がわずかに風化変質している場合もあり、また、堆積岩類では構成粒子として二次的に存在する長石類および有色鉱物がわずかに風化変質している場合もある。節理はかなり分布しており、また節理面は風化変質を受けて変色汚染されている場合が多く、ときには風化物質がうすく付着していることもあるが、一般にはおおむね密着している。岩盤としては堅固である。	コアは10～30cm前後の柱状が主体をなし、岩質はおおむね新鮮で、コアの表面はおおむねなめらかである。 節理はやや発達し、節理面はしばしば淡褐色に風化変質しているが、風化変質は内部まで進んでいない。時に節理面には薄く風化物質が付着することもある。 コアの採取率はよい。
C _M	岩質は一般にやや風化変質している。このうち火成岩では石英を除き、長石類および有色鉱物は風化を受け、しばしば褐色あるいは赤褐色を呈している。また、堆積岩類では構成粒子として二次的に存在する長石類および有色鉱物が風化変質し、火成岩の場合と同様、しばしば褐色あるいは赤褐色を呈している。節理は開口し、しばしば粘土あるいは風化物質を挟んでいる。このクラスの岩石中には細かな毛髪状割れ目が多量にはい胎していることが多い。その他、岩質は新鮮であっても、開口節理の分布が著しく、クラッキーな状態を示すものもこのクラスに含まれている。	コアは10cm前後の短柱状が主体をなし、岩片状をなす場合でも組み合わせると円柱状になる。岩質はやや風化変質しておりコアの表面はおおむね粗面を呈する。節理面は風化汚染され、内部まで風化が進んでいる。コアバレルからコアを抜いたとき新たな割目が生じる。コアの採取率はおおむね80%以上。岩質が新鮮でも、開口節理が発達し、コア長の短いものはこの岩級に含まれる。
C _L	火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子は著しく風化を受けているために、岩石全体としても一般に褐色あるいは赤褐色を呈する。節理は開口し、粘土および風化物質の狭在が著しい。このクラスの岩石では細かな毛髪状割れ目の分布が著しく、さらに、この割れ目に沿って風化も進んでいる。その他、岩質は新鮮であっても、開口節理の分布が著しく、石積状の産状を示すものもこのクラスに含まれる。	コアはおおむね岩片状が主体をなし、組み合わせても円柱状にすることは難しい。岩質は風化しているため、コアの表面はザラザラし、一般に褐～茶褐色を呈する。風化変質は節理付近のみならず全体に進んでいる。コアバレルからコアを抜いたとき崩壊しやすい。採取率はおおむね80%以下。 短柱状コアと砂～粘土状コアがくり返す場合も、この岩級に含まれる。
D	火成岩の造岩鉱物あるいは堆積岩の構成粒子は著しく風化を受けしばしば砂状および粘土状を呈する部分が見られる。このクラスの岩盤では節理の分布はむしろ不明瞭である。	コアはおおむね砂～粘土状を呈し、一見岩盤被覆層との区別は難しいが、相対的に締り度よい。 通常の清水掘りでは、ダブルコアチューブを用いてもコア採取率は著しく悪い。

6.2.2 評点式岩盤分類

(1) RMR

RMR (Rock Mechanics Rating) は1973年にBieniawskiによって提唱された評点式岩盤分類システムである。この分類法は以下の6項目に対してそれぞれ評点が与えられている。

- 1 : インタクトロックの一軸圧縮強度に関する評点 (0~15点)
- 2 : RQDに関する評点 (3~20点)
- 3 : 節理の間隔に関する評点 (5~30点)
- 4 : 節理の状態に関する評点 (0~25点)
- 5 : 地下水の条件に関する評点 (0~10点)
- 6 : 不連続面の方向性に関する評点調整 (-60~0点で調整)

各評点は表-6.3のように与えられ、岩盤は各評点の和(100点満点)で表現される。RMRは岩盤の弾性係数や強度定数、他の岩盤分類と相関があることがわかっており、世界的に広く用いられている。

RMRでは亀裂の多さをRQDと節理の間隔という評点で合計50ポイントと、透過性に関係すると考えられる項目に極めて大きな比重を置いている。また地下水の状況も、湧水量という形で岩盤の透過性に関連する評点と見て良い。なお、節理の状態は間隙幅や節理面の状態、挟在物に関係する評価項目であるが、表-6.3をよく見ると、間隙幅に関しては1mm以下、1mm~5mm、5mm以上の3段階にしか分かれていない。つまりこの評点は節理の透過性ではなく節理の強度に着目した評価項目であると言える。したがって、合計100ポイントのうち、岩石強度に関する1番目の項目、節理の強度に関する4番目の項目、構造物の種類や方向に関する6番目の評点調整を除いた最大60ポイントが、何らかの形で岩盤の透過性と関係する評価項目となっている。

この中で、RQDは亀裂の方向性や量、岩盤内部のネットワーク状態を端的に表現できる物理量であると考えられる。

(2) Qシステム

Qシステムは1974年にNGI (Norwegian Geotechnical Institute) のBarton, Lien and Lundeが提案した岩盤分類システムである。Qシステムは数量化した6つのパラメータを式(6.1)のように組み合わせて計算されたQ値によって評価される。各パラメータは表-6.4~表-6.6によって求める。

表-6.3 RMRのパラメータと配点

A. 岩盤分類パラメータと評点

分類パラメータ		値 の 範 囲							
1	岩石強度	点荷重インデックス (MPa)	>8	4~8	2~4	1~2	この範囲は一軸圧縮試験が適当		
		一軸圧縮強さ (MPa)	>200	100~200	50~100	25~50	10~25	3~10	1~3
	評 点		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD (%)		90~100	75~90	50~75	25~50	<25		
	評 点		20	17	13	8	3		
3	節理の間隔		>3m	1~3m	0.3~1m	50~300mm	<50mm		
	評 点		30	25	20	10	5		
4	節理の状態 (mm)		粗い, 不連続, 密着, 新鮮	やや粗い, 間隙<1, 新鮮	やや粗い, 間隙<1, 軟質化	鏡肌, またはグー>5, または間隙1~5	軟かいグー>5, または間隙>5		
	評 点		25	20	12	6	0		
5	地下水	トンネル10m長当たりの湧水 (l/分)	なし	<25	25~125	>125			
		応力比 = $\frac{\text{間隙水圧}}{\text{最大主応力}}$	0	0~0.2	0.2~0.5	>0.5			
		一般的状態	乾	湿 (間隙水)	中程度の圧力水	水の問題が重要			
	評 点		10	7	4	0			

B. 節理の方向性による評点調整

節理の走向と傾斜		非常に有利	有 利	普 通	不 利	非常に不利
評 点	トンネル	0	-2	-5	-10	-12
	基礎	0	-2	-7	-15	-25
	斜面	0	-5	-25	-50	-60

C. 評点の合計による岩盤分類

評 点	100~81	80~61	60~41	40~21	<20
岩 盤 分 類	I	II	III	IV	V
記 述	非常に良好な岩	良好な岩	普通の岩	悪い岩	非常に悪い岩

D. 岩盤分類の適用

分 類	I	II	III	IV	V
平均自立時間	スパン5mで10年	スパン4mで6か月	スパン3mで1週間	スパン1.5mで5時間	スパン0.5mで10分
岩盤の粘着力 (kPa)	>300	200~300	150~200	100~150	<100
岩盤の内部摩擦角	>45°	40°~45°	35°~40°	30°~35°	<30°
走向がトンネル軸と直交					
傾斜方向に掘進			傾斜方向と逆方向に掘進		
走向がトンネル軸に平行					
傾斜45°~90°	傾斜20°~45°	傾斜45°~90°	傾斜20°~45°	傾斜45°~90°	傾斜20°~45°
非常に有利	有 利	普 通	不 利	非常に不利	普 通

表-6.4 Qシステムの分類パラメータ配点表

記述	値	備考	
1. 岩盤良好度表示	RQD		
A. 非常に悪い	0~25	1. RQDが10以下として(0を含む)報告 あるいは計測された場合、名目上の値としてQ値の評価に10を用いる。 2. RQDは5間隔とする。すなわち 100, 95, 90などで十分な精度をもつ。	
B. 悪い	25~50		
C. 普通	50~75		
D. 良好	75~90		
E. 非常に良好	90~100		
2. 節理群の数	J_n		
A. 塊状で節理がまったくないかあるいはほとんどない	0.5~1.0	1. 坑道の交差部に対して ($3.0 \times J_n$) 2. 坑口に対して ($2.0 \times J_n$)	
B. 1方向の節理群	2		
C. 1方向の節理群とランダムな節理	3		
D. 2方向の節理群	4		
E. 2方向の節理群とランダムな節理	6		
F. 3方向の節理群	9		
G. 3方向の節理群とランダムな節理	12		
H. 4あるいはそれ以上の節理群、ランダムで著しく節理の多い“角砂糖状”など	15		
J. 土砂状に破碎された岩盤	20		
3. 節理面の粗さ係数	J_r		
a. 節理面が接触している場合、および b. せん断変位 10cm 以下で節理面が接触する場合			
A. 不連続性節理	4	1. 当該節理群の平均節理間隔が3m以上の場合は、1.0を加える。 2. リニエーション(線状構造)が最小強度方向に配列している場合は、このようなリニエーションを持つ平坦な鏡肌状の節理に対して $J_r=0.5$ とする。	
B. 粗いかあるいは不規則で波状	3		
C. 平坦で波状	2		
D. 鏡肌状で波状	1.5		
E. 粗いかあるいは不規則で平坦	1.5		
F. 滑らかで平坦	1.0		
G. 鏡肌状で平坦	0.5		
c. せん断時に節理面の接触が生じない場合			
H. 節理面の接触を防ぐのに十分な厚さの粘土鉱物を含むゾーン	1.0		
J. 節理面の接触を防ぐのに十分な厚さの砂質、礫状あるいは破碎ゾーン	1.0		
4. 節理変質係数	J_a	ϕ_r (概略値)	
a. 節理面が接触している場合			
A. 強く結合し、硬質で非軟化性の不透水性充塞物を含有	0.75	—	1. 残留摩察角 ϕ_r は、変質物の鉱物的性質を考慮して概略の参考値としている。
B. 節理面は汚れているのみで変質していない	1.0	(25°~35°)	
C. 節理面はわずかに変質し、非軟化鉱物で被覆され、砂質粒子、粘土分のない風化岩などを含有	2.0	(25°~30°)	
D. シルト質粘土あるいは砂質粘土で被覆され、少量の粘土を含有(非軟化性)	3.0	(20°~25°)	

表-6.5 Qシステムの分類パラメータ配点表

E. 軟化した、あるいは摩擦の小さい粘土鉱物、すなわちカオリナイト、雲母などで被覆されている。また、緑泥石、滑石、石膏、石墨など、および少量の膨潤粘土を含有（不連続性被覆物の厚さは1~2mm、あるいはそれ以下）。	4.0	(8°~16°)	
b. せん断変位10cm以下で節理面が接触する場合			
F. 砂質粒子、粘土分のない風化岩など	4.0	(25°~30°)	
G. 強く過圧密された非軟化の粘土鉱物の充填物（連続性があり、厚さ<5mm）	6.0	(16°~24°)	
H. 中程度あるいは少し過圧密されて軟化した粘土鉱物の充填物（連続性があり、厚さ<5mm）	8.0	(12°~16°)	
J. 膨潤性粘土充填物、すなわちモンモリロナイト（連続性があり、厚さ<5mm）。 J_a の値は、膨潤性粘土の割合と水の有無に関係する。	8.0~12.0	(6°~12°)	
c. せん断時に節理面の接触が生じない場合			
K. } L. } M. } 風化あるいは破碎した岩石および粘土のゾーンあるいはバンド（粘土の状態についてはG, HおよびJを参照）	6.0, 8.0 あるいは 8.0~12.0	(6°~24°)	
N. シルト質粘土あるいは砂質粘土のゾーンあるいはバンドで粘土含有は少量（非軟化）	5.0		
Q. } P. } R. } 粘土の厚い連続性のあるゾーンあるいはバンド（粘土の状態についてはG, HおよびJを参照）	10.0~13.0 あるいは 13.0~20.0	(6°~24°)	
5. 節理間の水による低減係数	J_w	概略の水圧 (kgf/cm ²)	
A. 乾燥状態での掘削、あるいは少量の湧水。すなわち、局部的に<5l/分。	1.0	<1.0	1. C. からF. の項はごく概略の推定値。排水工が行なわれるならば J_w を増す。 2. 凍結がある特別な問題は考慮していない。
B. 中程度の湧水、あるいは中程度の水圧。ときに節理充填物の流出。	0.66	1.0~2.5	
C. 充填物のない節理を有する耐力のある岩盤内の大量の湧水、あるいは高い水圧。	0.5	2.5~10.0	
D. 大量の湧水、あるいは高い水圧。充填物の相当量の流出。	0.33	2.5~10.0	
E. 発破時に例外的に多量の湧水、あるいは例外的に高い水圧。時間とともに減衰。	0.2~0.1	>10	
F. 例外的に多量の湧水、あるいは例外的に高い水圧。減水なしに続く。	0.1~0.05	>10	
6. 応力低減係数			
a. トンネルの掘削時に岩盤にゆるみが生じる可能性のある弱層が空洞と交差している場合	SRF		
A. 粘土、あるいは化学的に風化した岩石を含む弱層が複数存在し、周辺岩盤がゆるんでいる（掘削深さに無関係）	10.0	1. 問題となるせん断ゾーンが空洞と交差しない場合は、SRFを25~50%下げる。	
B. 粘土、あるいは化学的に風化した岩石を含む単一の弱層（掘削深さ50m以下）	5.0	2. 初期応力場（測定された場合）が強い異方性を示す場合：	
C. 粘土、あるいは化学的に風化した岩石を含む単一の弱層（掘削深さ50m以上）	2.5	5 ≤ σ_1/σ_3 ≤ 10の時、 σ_c を0.8 σ_c に、 σ_t を0.8 σ_t に減少させる。 σ_1/σ_3 >10の時、 σ_c を0.6 σ_c に、 σ_t を0.6 σ_t に減少させる。ここに、 σ_c =一軸圧縮強さ、 σ_t =引張り強さ(点載荷)、 σ_1 と σ_3 はそれぞれ最大、最小主応力である。	
D. 耐力のある岩内に複数のせん断ゾーン（粘土を含まない）が存在し、周辺岩盤はゆるんでいる（掘削深さに無関係）	7.5		
E. 耐力のある岩内に単一のせん断ゾーン（粘土を含まない）（掘削深さ50m以下）	5.0		

表-6.6 Qシステムの分類パラメータ配点表

F. 耐力のある岩内に単一のせん断ゾーン（粘土を含まない）（掘削深さ50m以上）	2.5	3. クラウンの地表からの深さがスパンより小さいところでの少数の事例では、SRFは2.5を5に増大させた方がよい（H.参照）。		
G. ゆるい開いた節理、著しく発達した節理あるいは“角砂糖状”（掘削深さに無関係）	5.0			
b. 耐力のある岩で岩盤応力が問題となる場合	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	SRF	
H. 地表近くで低い応力	>200	>13	2.5	
J. 中程度の応力	200~10	13~0.66	1.0	
K. 高い応力で非常に強固な地質構造（一般的に安定性に関しては良好だが、壁面の安定性に関しては不利となる可能性がある）	10~5	0.66~0.33	0.5~2	
L. 山はねは少ない（塊状岩盤）	5~2.5	0.33~0.16	5~10	
M. 激しい山はね（塊状岩盤）	<2.5	<0.16	10~20	
c. 押し出し性岩盤、すなわち高い岩盤圧力の影響で耐力のない岩が塑性流動を起こす場合	SRF			
N. 中程度の押し出し性岩盤圧	5~10			
O. 激しい押し出し性岩盤圧	10~20			
d. 膨潤性岩盤、すなわち水の有無に支配される化学的膨潤性作用を起こす場合	SRF			
P. 中程度の膨潤性岩盤圧	5~10			
R. 激しい膨潤性岩盤圧	10~20			

上記分類表の利用に関する追加説明

岩盤の質（Q）を評価する場合、上記の表に対する追加説明として下記のガイドラインを加えなければならない。

- ボーリング・コアが利用できない場合には、RQDを単位体積当たりの節理数、すなわちおのおのの節理群に対するm当たりの節理数を足し合わせた数字から推定することができる。粘土を含まない岩盤の場合には、この数字を次の簡単な関係式に代入してRQDを求めることができる。

$$RQD = 115 - 3.3J_v$$
（概略値）
 ここに、 $J_v = m^3$ 当たりの全節理数（ $J_v < 4.5$ に対してはRQD=100とする）。
- 節理群の数を表すパラメータ J_n は、葉理、片理、へき開あるいは層理などに影響される。もし、これらの平行な“節理”が強く発達しているならば、これらは完全な節理群として計算しなければならない。しかし、これらが観察からはあまり顕著でない“節理”で、ときどきボーリング・コアで認めることができるようなものであれば、 J_n を評価する場合、それらを“ランダムな節理”として計算するのが適当である。
- パラメータ J_r と J_a （せん断強さを表す）は、与えられたゾーン内のもっとも弱い、顕著な節理群あるいは粘土を充填した不連続面について定めなければならない。しかし、 (J_r/J_a) の最小値を有する節理群あるいは不連続面が安定性に対して有利な方向にある場合、もう一つの、すなわちより不利な方向にある節理群あるいは不連続面、したがってより高い J_r/J_a の値を用いてQを評価するべきである。すなわち、 J_r/J_a は破壊がもっとも始まりやすい面に対して定めなければならない。
- 岩盤が粘土を含む場合には、ゆるみ荷重に対して適切な係数SRFを選定すべきである。このような場合、インタクト・ロックの強度は、あまり関係がない。しかし、節理がほとんどなく、かつ粘土をまったく含まない場合、インタクト・ロックの強さで岩盤の強度が支配され、その安定性は、岩盤応力/岩盤強度の比に依存する。強い異方性を示す応力場は、安定性に対して不利である。このことは、応力低減係数の評価において、備考の2.で概略考慮している。
- インタクト・ロックの圧縮および引張り強度（ σ_c と σ_t ）は、現在あるいは将来における原位置条件が飽和状態と考えられるならば、それと同じ状態における試験結果から評価しなければならない。岩盤が湿潤あるいは飽和状態にさらされた時に劣化するようであれば、かなり控え目に評価した強度を用いなければならない。

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (6.1)$$

Q : Q 値

RQD : RQD (%)

J_n : 節理群の数

J_r : 節理の粗さ係数

J_a : 節理の風化・変質係数

J_w : 節理間の水による低減係数

SRF : 応力低減係数

式(6.1)の物理的な意味合いは次のように説明されている。

$$Q = (\text{岩塊の大きさ}) \times (\text{岩塊間のせん断強度}) \times (\text{作用応力}) \quad (6.2)$$

このうち直接岩盤の透過性に関係する評価項目は式(6.2)の岩塊の大きさ (RQD/J_n) である。この項目は亀裂の方向性、量などを総合的に評価していると考えられる。第2項の岩塊間のせん断強度に関しては、 J_r が亀裂開口量とある程度関係している可能性があるが、透過特性に関係する度合いは小さいと考えられる。それよりはむしろ第3項の作用応力のうち、 J_w (湧水量に関する評点) が透過性をより代表していると考えられる。

Q システムはRMRに比べると亀裂の強度特性が強く反映された岩盤分類手法であると言えよう。

6.3 固有透過度と岩盤分類の関係

真空透気試験では、ゆるみ領域特定のために固有透過度の深度分布を求める。第4章で示したように、ゆるみ領域内とそれ以外の健全岩盤部では固有透過度が数オーダー異なっていたが、健全岩盤部の固有透過度はほぼ一定値を示すという特徴的な結果が得られた。健全岩盤部における固有透過度は、岩盤がもともと有する亀裂性状や亀裂のネットワーク状況を何らかの形で表現していると考えられる。いっぽう前節で述べたように岩盤分類はこれらの項目を評価対象として含んでいる。したがって、健全岩盤部で測定された固有透過度は岩盤等級とある程度相関することが予想される。

そこで、原位置で測定された健全岩盤部の代表的な固有透過度を、そのポアホールにおける代表的な岩盤等級と比較した。その詳細を表-6.6に示す。表に示した固有透過度は健全岩盤部と判断できるデータの平均

表-6.7 岩盤分類と健全岩盤部の固有透過度一覧表

岩種	k(cm ²)	電研式	RMR						Qシステム							
			1	2	3	4	5	6	RMR	RQD	Jn	Jr	Ja	Jw	SRF	Q値
A 片麻岩	2.5E-13	B-CH	14	15	25	25	9	0	88	60	1	4	1	1	1	240
B 安山岩	2.0E-12	CH-CM	10	19	15	20	7	0	71	90	3	2	1	0.8	5	9.6
C 新第三紀砂岩泥岩互層	9.2E-11	CH	8	7	8	20	7	0	50	30	6	4	1	0.8	1	16
D 花崗岩	1.1E-12	CH	12	17	20	20	10	0	79	80	9	3	1	1	2.5	10.7
E 新第三紀砂岩	2.0E-12	CH	5	14	22	20	10	0	71	71	1.5	2	1	1	1	94.7
F 新第三紀頁岩	2.1E-12	CH-CM	5	14	10	20	10	0	59	65	3	2	1	1	1	43.3
G 新第三紀頁岩	8.8E-13	CH	5	18	10	20	10	0	63	79	3	2	1	1	1	52.7
H 新第三紀頁岩	1.1E-12	CM	5	11	10	20	10	0	56	39	3	2	1	1	1	26
I 古生代チャート、頁岩	2.0E-10	CL	4	3	10	12	4	0	33	10	9	2	1	0.7	7.5	0.2
J 新第三紀砂岩泥岩互層	5.1E-13	CH	7	19	20	20	7	0	73	87	6	2	1	1	1	29
K 新第三紀砂岩泥岩互層	1.6E-11	CM	7	12	20	20	7	0	66	44	6	2	1	1	1	14.7
L 新第三紀砂岩泥岩互層	3.6E-11	CL	4	3	5	6	7	0	25	22	6	2	8	1	2.5	0.37
M 新第三紀砂岩	3.0E-12	CM	2	20	25	20	10	0	77	90	3	4	1	1	1	120
N 新第三紀砂岩	8.0E-13	CL	2	20	20	20	10	0	72	90	3	3	1	1	1	90

RMRの評価項目

- 1 : インタクトロックの一軸圧縮強度に関する評点
- 2 : RQDに関する評点
- 3 : 節理の間隔に関する評点
- 4 : 節理の状態に関する評点
- 5 : 地下水の条件に関する評点
- 6 : 不連続面の方向性に関する評点

的な値を用いた。岩盤分類手法としては、電研式岩盤分類、RMR、Qシステムを取り上げ、主にボーリングコアを用いて評価した。

RMRとQ値の間には以下の関係があることが報告されている。

$$RMR = 9 \ln Q + 44 \quad (6.3)$$

表-6.7で評価したRMRとQ値の関係は図-6.1のようになり、ほぼ式(6.3)の関係を満たす。したがってどちらも妥当な評価であると言えよう。

さて、各種岩盤等級と健全岩盤部の固有透過度との関係をグラフにすると、図-6.2～図-6.4のようになる。各グラフ中の直線は最小自乗法近似した近似直線で、グラフ右上にR-2乗値を示した。

いずれの岩盤分類方法も、

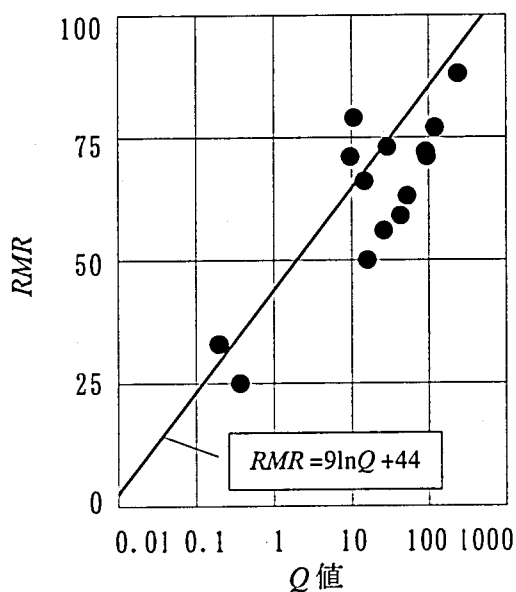


図-6.1 RMRとQ値の関係

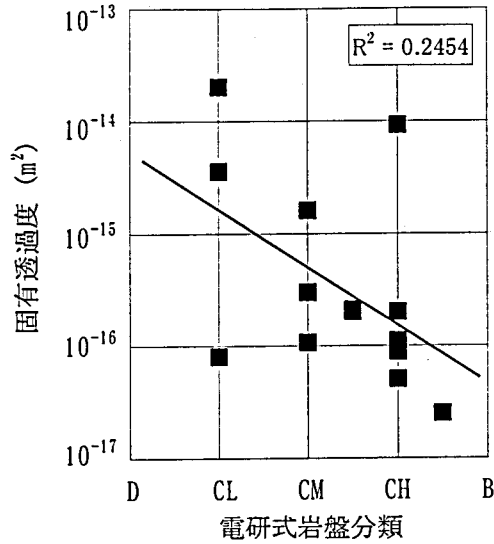


図-6.2 電研式岩盤分類と健全岩盤部の固有透過度との関係

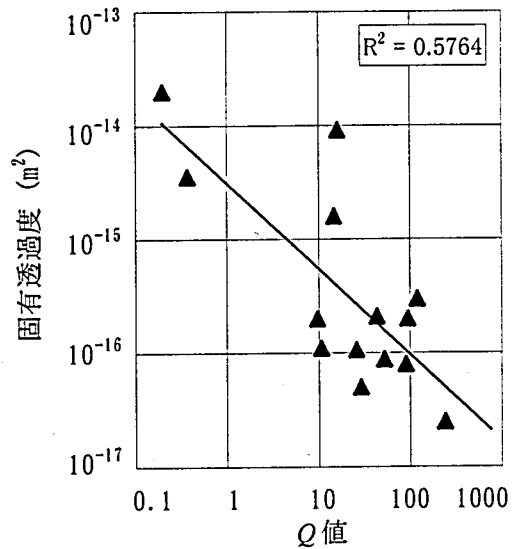
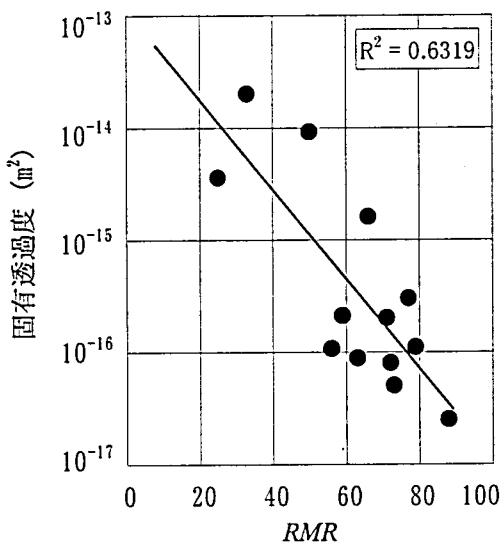


図-6.3 RMRと健全岩盤部の固有透過度との関係 図-6.4 Q値と健全岩盤部の固有透過度との関係

岩盤等級が良くなると固有透過度が小さくなる傾向があり、予想を裏付ける結果となった。しかし、電研式岩盤分類では各等級とも固有透過度が広い範囲に分布しており、固有透過度との相関関係は強くない。これに対し、RMR及びQシステムでは比較的強い相関を示し、特にRMRではR-2乗値が0.63に達する。前節で述べたように、RMRはその評価点数中、岩盤の透過性に関係する評点が60%になる。一方Q値は亀裂の強度を比較的重視する岩盤分類手法であるから、これは納得できる結果であると言える。

6.4 固有透過度が表す指標

前節では各岩盤分類手法が定める岩盤等級が、健全岩盤部で測定された固有透過度とある程度相関関係があることが示された。しかし岩盤等級は透過性のみを代表する指標ではなく、強度や変形性などを含めた岩盤の総合的な善し悪しを表現するものであるので、固有透過度をそのまま岩盤等級と同列のものとして取り扱うことは適当でない。

6.2節で論じたように、評点式岩盤分類では各評価項目のうち岩盤の透過性と関係すると考えられるものがいくつか存在した。もし健全岩盤部分の固有透過度がこれらの評価項目に関する評点とよく相関するならば、これらの評点を逆に固有透過度から決定できる可能性がある。そこでここでは評点式岩盤分類手法であるRMRとQシステムを採りあげ、これらの各評点、あるいはその組み合わせと健全岩盤部分の固有透過度との相関を調べ、固有透過度から岩盤分類の評価点を決定することを試みる。

6.4.1 RMRの各評点と固有透過度

RMRでは6種類の評価項目があるが、第6項目の不連続面の方向性に関する評点は今回の測定対象岩盤では全て0と評価されたので（表-6.7参照）、残りの5項目に関して固有透過度との相関をとった。各評点と固有透過度の対数を直線で近似したときのR-2乗値を表-6.8に示す。

表を見ると、6.2.3項で考察したとおり、亀裂の方向性や量、岩盤内部のネットワーク状態を端的に表現できる物理量であると考えられるRQDとの相関が最も強く、ついで湧水量という形で岩盤の透過性に関連する評点である岩盤の透過性との相関が強い。図-6.5にRQDに関する評点と健全岩盤の固有透過度の関係を示す。第1項目の岩石強度と、第4項目の節理の状態は予想通り固有透過度との相関は弱い。ここで注目すべきなのは、第3項目の節理の間隔と固有透過度との相関が弱いことである。節理間隔は一見岩盤の透過度を規定するように思われるが、実際には間隔の狭い節理群があったとしても密着していれば透過性は低く、またある程度開口していてもこの節理群と交差する何らかの亀裂がなければ透過性は高くなる。したがって節理間隔という評点単独では固有透過度とあまり相関しないものと考えられる。

さらに、透過性と関係する3種類の評価項目（RQD、節理の間隔、地

表-6.8 RMRの各評点と健全岩盤部の固有透過度の対数との相関

評価項目	R ²
1:岩石強度	0.0813
2:RQD	0.6663
3:節理の間隔	0.3041
4:節理の状態	0.4389
5:地下水	0.6493

注) RMRと固有透過度のR-2乗値: 0.6319

下水)の組み合わせについて、固有透過度との相関をとった結果が表-6.9である。この表によれば結局RQDに関する評点と地下水に関する評点の和が固有透過度と最もよく相関し、そのR-2乗値は0.735に達する。図-6.6にそのグラフを示すが、近似直線から大きく外れるデータもなく、良い相関を示すことがわかる。近似式は図中に示したように、

$$\log k = -0.10 \times [(RQD) + (\text{地下水})] - 9.2 \quad (6.4)$$

k : 固有透過度 (m^2)
 (RQD) : RQDに関する評点
 (地下水) : 地下水に関する評点

である。健全岩盤部の固有透過度が真空透気試験で求められれば、式(6.4)からRQDに関する評点と地下水に関する評点の和が計算できることになる。

表-6.9 RMRの各評点の組み合わせと健全岩盤部の固有透過度の対数との相関

評価項目の組み合わせ	R ²
2:RQD+3:節理の間隔	0.5476
2:RQD+5:地下水	0.7350
3:節理の間隔+5:地下水	0.4483
2:RQD+3:節理の間隔+5:地下水	0.6172

注) RMRと固有透過度のR-2乗値 : 0.6319

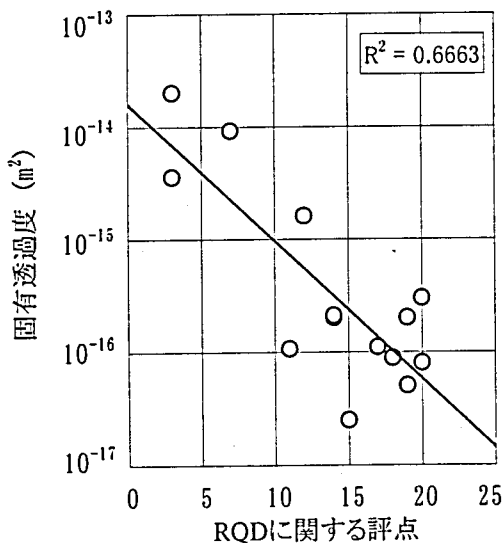


図-6.5 RQDに関する評点と健全岩盤部の固有透過度との関係 (RMR)

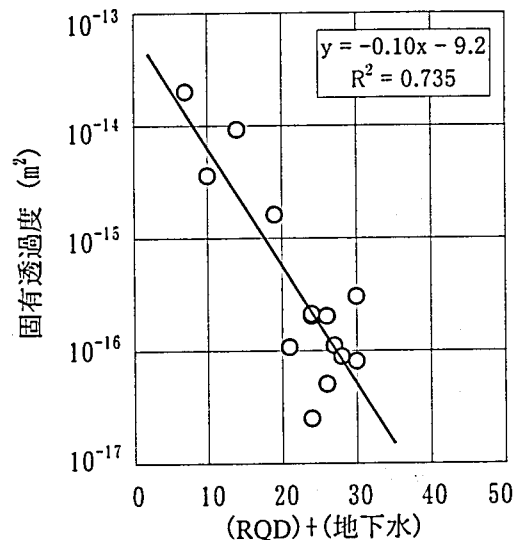


図-6.6 RQDに関する評点と地下水に関する評点の和と健全岩盤部の固有透過度との関係 (RMR)

6.4.2 Qシステムの各評点と固有透過度

Qシステムは6種類の評価項目があり、それぞれ2項目ずつを組み合わせ式(6.2)のように3種類の大項目に分けることができる。ここでは各評価項目及び大項目の評点と健全岩盤部の固有透過度の相関を見た。表-6.10は各評点の対数と固有透過度の対数を直線で近似したときのR-2乗値を示す。

6.2.3項で考察したように、岩塊の大きさは固有透過度と強く相関し、岩塊間のせん断強度は固有透過度とほとんど相関しない。図-6.7に岩塊の大きさに関する評点と健全岩盤部の固有透過度との関係を示す。また、 J_w との相関も比較的強い結果となっている。

表-6.10 Qシステムの各評点の対数と健全岩盤部の固有透過度の対数との相関

評価項目		R ²	
岩塊の大きさ ($\frac{RQD}{J_n}$)	RQD	0.6921	0.7097
	J _n	0.3647	
岩塊間のせん断強度 ($\frac{J_r}{J_a}$)	J _r	0.0069	0.0956
	J _a	0.1119	
作用応力 ($\frac{J_w}{SRF}$)	J _w	0.4578	0.2685
	SRF	0.2175	

図-6.8に $RQD/J_n \times J_w$ と健全岩盤部の固有透過度との関係を示す。そのR-2乗値は0.737に達し、図-6.7よりも良い相関を示す。両者の関係は式(6.5)のようになり、健全岩盤部の固有透過度が真空透気試験で求められれば $RQD/J_n \times J_w$ が計算できることになる。

$$\log k = -1.5 \log \left(\frac{RQD}{J_n} \times J_w \right) - 9.8 \quad (6.5)$$

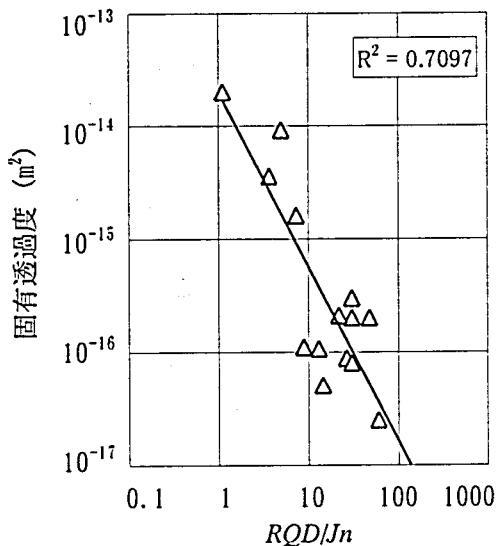


図-6.7 岩塊の大きさに関する評点と健全岩盤部の固有透過度との関係(Qシステム)

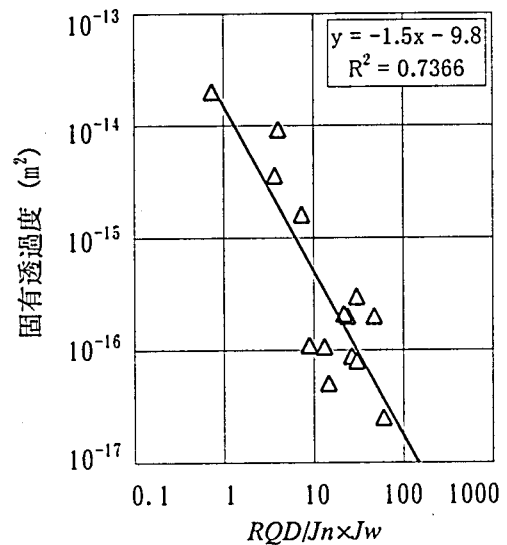


図-6.8 $RQD/J_n \times J_w$ と健全岩盤部の固有透過度との関係(Qシステム)

6.4.3 適用の限界

以上のように、健全岩盤部の固有透過度はRMR、Qシステムともに、亀裂状況を表す評点がある程度まで代表できることがわかった。

ただし、実際には真空透気試験が適用可能な岩盤は地下水の湧出が小さいか全くない場所に限られるため、地下水が豊富な状況や圧力をともなっている場合には適用できない。

また、岩盤分類を扱うこの種の議論は多種多様な地山に関する多数の測定例に基づいて行われるべきであり、わずか14例の検討では普遍性を持った評価は不可能であると考えられる。したがって、真空透気試験自体が普及し、データの蓄積がなされた時点で再度同様な検討が必要となろう。しかしながら、数少ないデータを用いてもこのように明確な傾向が得られたことは、今回の検討の有用性を示しているものと考えられる。

6.5 本章のまとめ

本章では、真空透気試験で得られた健全岩盤部の固有透過度が、岩盤が有するもともとの亀裂性状や亀裂のネットワーク状況を反映しているならば、亀裂の状況を評価項目の一つとする岩盤分類と何らかの関係があつてしかるべきであると考え、固有透過度と岩盤等級の比較を行った。その結果以下のような知見が得られた。

- 電研式岩盤分類ではボーリングコア鑑定によって岩盤分類を行えばある程度岩盤の透気性を反映することができるが、ボーリングコアは岩盤内部の亀裂開口状況を正しく反映しない可能性がある。
- RMRは全評点のうち最大60%が透気性に関係すると考えられる。
- Qシステムは透気性に関係すると考えられる指標が存在するが、むしろ亀裂の強度特性が強く反映された岩盤分類手法である。
- 上記の3手法とも、岩盤等級が良いと固有透過度が小さいという関係が得られたが、評点式岩盤分類法であるRMR、Qシステムのほうが定性的岩盤分類手法である電研式岩盤分類よりも固有透過度とよく相関した。
- 評点式岩盤分類手法であるRMR、Qシステムの、透過性に関係すると考えられる評価項目の評点は固有透過度とよく相関し、健全岩盤部の固有透過度からこれらの評点を算出できる可能性がある。

岩盤分類を扱うこの種の議論は多種多様な地山に関する多数の測定例に基づいて行われるべきであるが、数少ないデータを用いても明確な傾向が得られたことは、今回の検討の有用性を示しているものと考えられる。

参考文献

- 1) 吉中龍之進, 櫻井春輔, 菊地宏吉: 岩盤分類とその適用, 土木工学社, 1989.

第7章 変位計測によるゆるみ評価

7.1 本章の概要

近年のNATMによるトンネルの施工では、設計の妥当性検討や工事の安全確保を目的として日常的にトンネル壁面や地山内の変位を計測している。櫻井¹⁾は、計測された変位から地山内のひずみ分布を求め、これを限界ひずみと呼ばれる破壊基準と比較することで地山の安定性を評価する手法を考案した。この手法は今日多くのトンネル工事で利用されている。

トンネルを掘削すると周辺地山が変形しひずみが発生する。ゆるみ領域内では亀裂が開口しているため、他の領域よりも発生するひずみが大きいことが予想される。したがって変位計測結果より求められる地山内のひずみ分布からゆるみ領域を特定することは理論的に可能である。第2章で述べたように地中変位測定はゆるみ調査の一手法として用いられている。この手法は、トンネルでは日常の計測管理に一般的に用いられている地中変位計測以外に特別な試験計測を要しないことから、実工事で利用される場合が極めて多い。

しかしながら、地中変位測定によるゆるみ評価は様々な問題をはらんでいる。例えば、ゆるみの有無に関わらず地山内には掘削によって弾性的なひずみが生じるためにゆるみの判断が難しいこと、計器設置は切羽通過後になる場合が多く計測された変位は地山の全変位量を捉えていないこと、ひずみの増大はゆるみの直接的な結果ではなくゆるみによる変形性の低下と荷重増加によって間接的に引き起こされる現象であること、等が挙げられよう。

そこで本章では、ゆるみ評価手法として通常のトンネル工事で多く利用されている地中変位測定が、果たしてゆるみ領域を正しく評価できているか否かを検証する。ここではあるトンネルを例にとり、真空透気試験を用いて評価したゆるみ領域と、変位計測結果から求めた岩盤のひずみ分布によって評価したゆるみ領域を比較し、考察する。

7.2 真空透気試験によるゆるみ評価

本トンネルは新第三紀の砂岩中に構築された三車線の道路トンネルである。本トンネルの掘削は二段階に分けて実施された。第一段階では直径5mの先進導坑が掘削され、次の段階でショートベンチカット工法による本坑断面の切り拡げがなされた。

このトンネルでは天端上方のゆるみ領域調査のために真空透気試験を行なったが、先進導坑を利用することで、本坑断面掘削の前後に同一のボアホールを用いた試験が実施できた。

本坑掘削前のデータを初期値と考えると、掘削後に固有透過度が増大した領域は本坑の施工によってゆるみが生じた領域であると結論づけることができる。図-7.1は両者の結果を同一図面上に表したものである。固有透過度は定常法の計算結果である。本坑掘削前のデータは点線で、

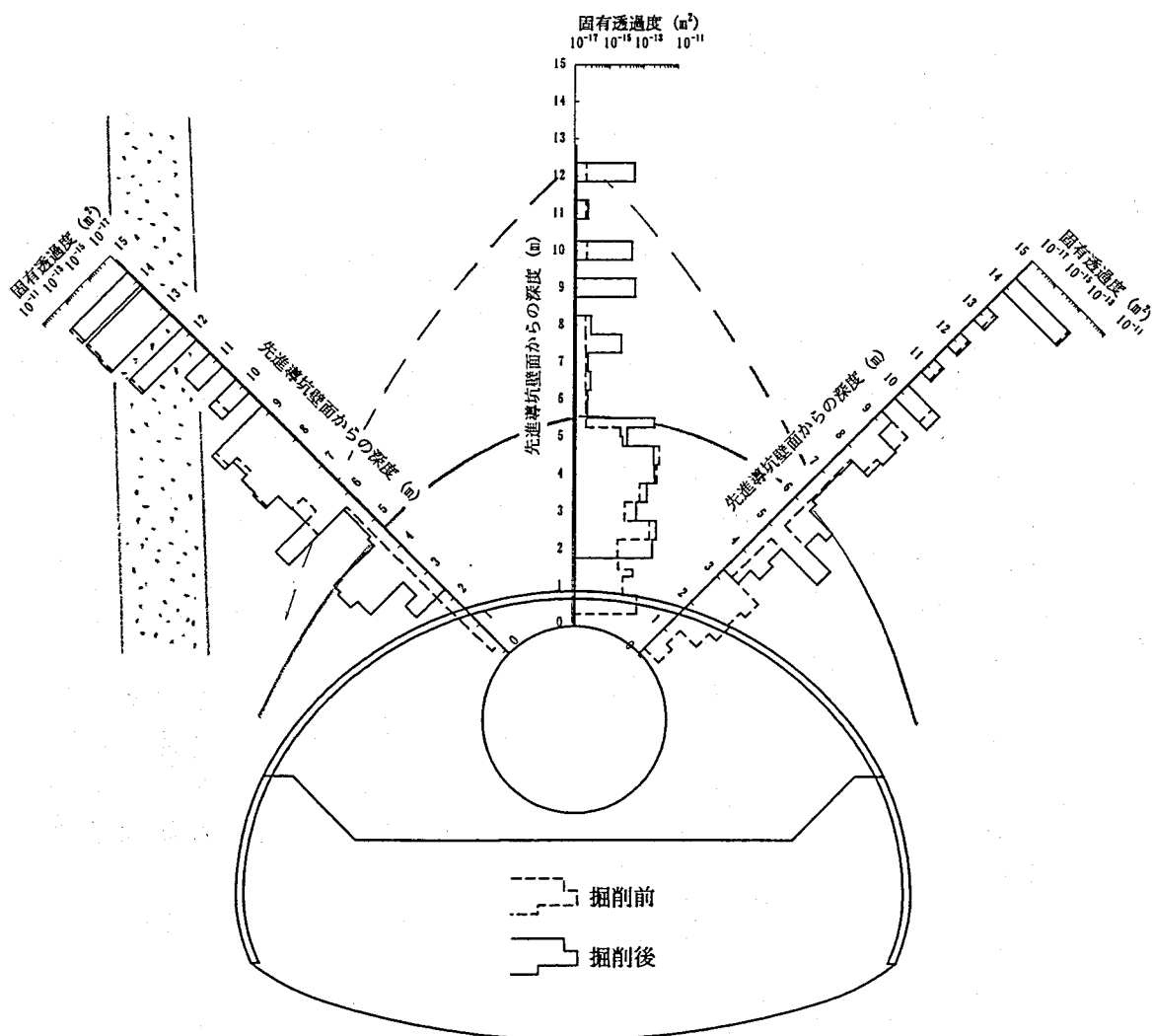


図-7.1 本坑掘削前後の固有透過度比較 (縮尺1:200)

本坑掘削後のデータは実線で示した。なお、図中の深度は先進導坑抗壁を基準としている。

本坑掘削以前の固有透過度分布を見ると、天端の抗壁～深度5m付近と、左肩部の深度6m～9m、12m以深では固有透過度が大きい。これらの位置では先進導坑抗壁の観察から破碎帯を含む弱線の存在が推定され、亀裂が元々ある程度開口していたと考えられる。

本坑掘削後に固有透過度の増大が見られる区間は、本坑掘削面からそれぞれ左肩部で約2.5mまで、天端で約4.5mまで、右肩部で約4.0mまでである。そのほかにも左肩部の深度6m付近、天端の深度7.5m、9m～10m、12m付近で固有透過度が顕著に増大している。また、本坑掘削前に固有透過度が大きかった領域では、掘削後も固有透過度に変化は見られなかった。

この結果から、本トンネルの本坑掘削によって生じたゆるみ領域は図-7.1に示した実線の範囲であると判断できる。すなわち、天端で約4.5m、肩部では右側でやや大きく約4.0m、左側約2.5mの範囲がゆるみ領域である。側壁では天端に比べてゆるみ領域は小さいと考えられる。

ただし、同図の点線で示した範囲にも、何らかの掘削の影響が及んでいると考えられる。

7.3 ひずみ分布からみたゆるみ

7.3.1 ゆるみの評価方法

ゆるみ領域内では亀裂が開口することから、多くの領域よりも掘削によるひずみ増分が大きいことが予想される。したがって変位計測結果より求められる地山内のひずみ分布からゆるみ領域を特定することは理論的に可能である。トンネルでは計測管理に地中変位計測を用いることが多く、その計測結果からゆるみを評価する場合は極めて多い。これは、地中変位計を設置すればそれ以外に手間のかかる特別な試験や計測を要しないことが主な理由と考えられる。

しかしながら、地中変位測定によるゆるみ評価は以下に挙げるような問題をはらんでいる。

- ゆるみの有無に関わらず地山内には掘削によって弾性的なひずみが生じる。ゆるみによるひずみ増大と弾性的なひずみを区別することが困難であるために、ゆるみの判断が難しい。
- トンネル内における計測では、切羽通過後でなければ計測器を設置することはできない。しかし地山は切羽通過前にもある程度変形しているため、測定された変位は地山の全変位量を捉えていな

い. ゆるみを判断するためには地山の全変位量を正しく評価することが必要である.

- ひずみの増大はゆるみの直接的な結果ではなくゆるみによる変形性の低下と荷重増加によって間接的に引き起こされる現象である.

したがって, 地中変位測定結果から判断されたゆるみ領域が本当に正しいものなのかを検証する必要がある.

本トンネルでは, 前項で真空透気試験を実施した位置の直近で地中変位測定が実施されている. ここでは, まず計測された各変位量からトンネル掘削に関わる地山の全変位量を計算する. その結果から地中変位位置のひずみ分布を求めてゆるみ領域を評価する. これを真空透気試験で特定されたゆるみ領域と比較する.

なお図-7.2に変位計測実施位置を示す.

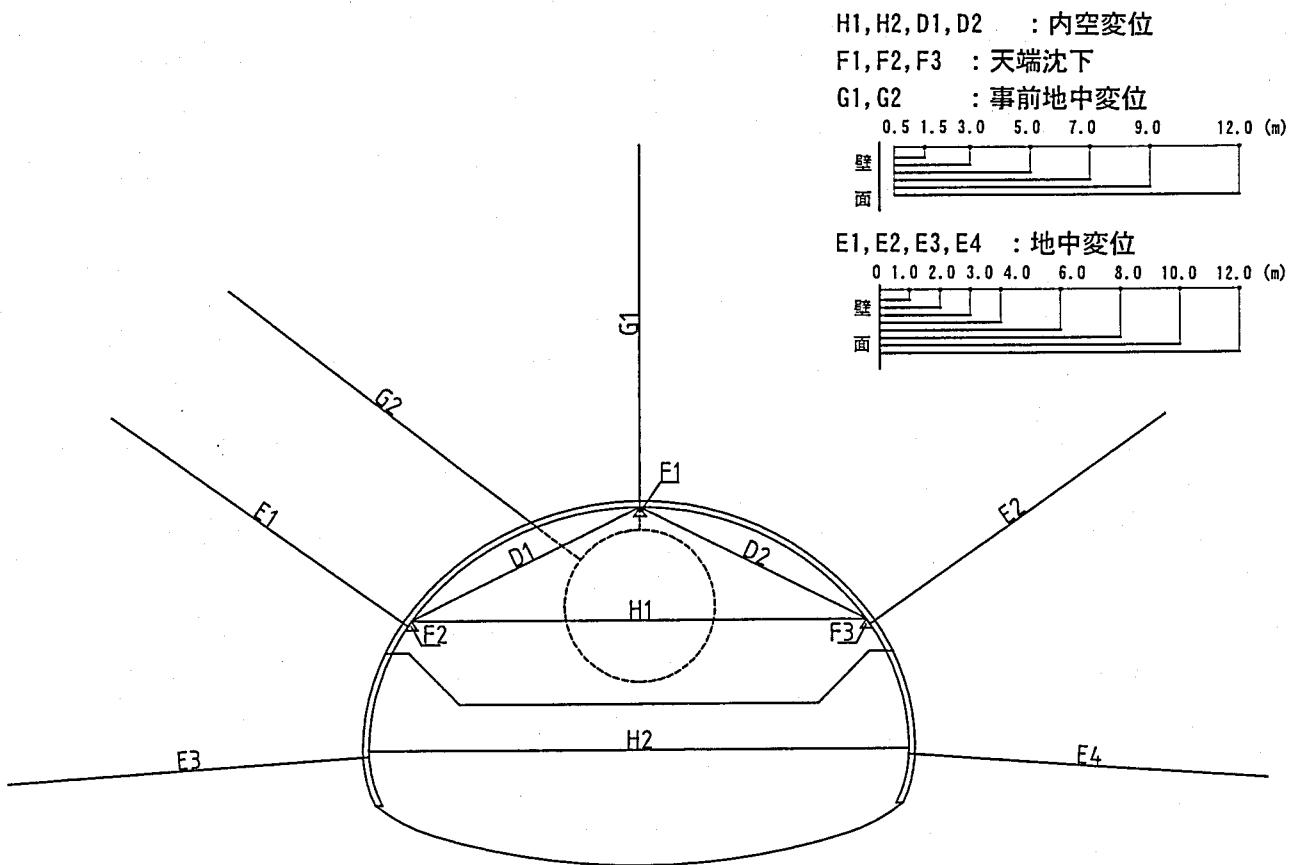


図-7.2 変位測定位置 (縮尺1:250)

7.3.2 地山の全変位量の計算

通常トンネルにおいて坑内の変位を計測する場合には、切羽通過後に測定を開始せざるを得ない。ところが図-7.3に示すように、一般に地山の变形は切羽前方から生じて切羽の前後で大きく変化するため、計測では変形量全体を把握できない。

地山の变形挙動を正しく評価するためには、計測できない変位量（計測不能変位量，先行変位と切羽通過から計測開始までに生じる変位量の和）を何らかの方法によって推定する必要がある。本トンネルでは先進導坑を利用して、切羽到達前に地中変位計を設置して本坑掘削により生じた全変位量を測定することが可能であった（図-7.2の事前地中変位G1, G2）。よって、これらの計測値をもとに計測不能変位量を評価する。

図-7.4には切羽距離に対する天端沈下，内空変位，地中変位の変化を示した。地中変位は代表値として最深部測点と本坑壁面直近測点間の相対変位量を示した。いずれも最終変位量は10mm以内と小さく，特に内空変位はわずか1~2mmであった。また天端沈下は左側のF2で5mm前後とやや大きかった。事前地中変位G1, G2測線では切羽前後の変化が非常に速く，切羽通過後20mでほとんど収束していたことがわかる。G1, G2測線において，他の測線が計測を開始するまでの変位量（事前変位量）と，下半切羽通過前までの変位量（上半収束値）をまとめると表-7.1のようになる。これより全変位量に対する事前変位量の比（事前変位率）55%を得た。

天端沈下，内空変位，及び地中変位E1, E2に関してはこの事前変位率 α を考慮して，式(7.1)によって上半掘削時の全変位量を求めた。

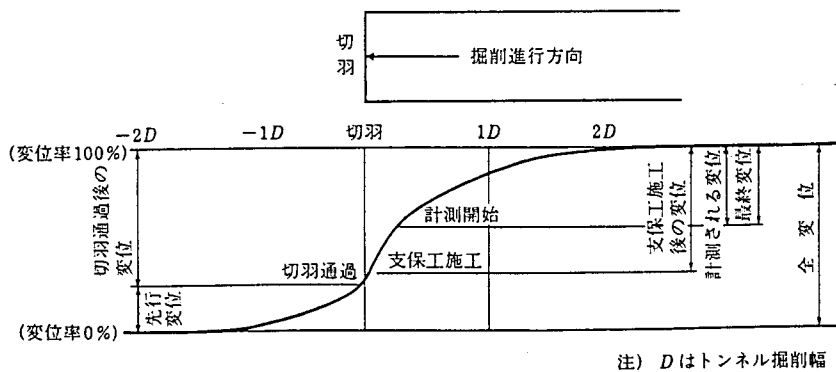


図-7.3 切羽位置とトンネル周辺地山挙動の一般的な関係²⁾

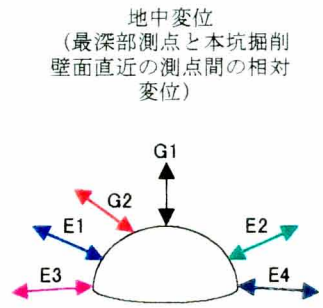
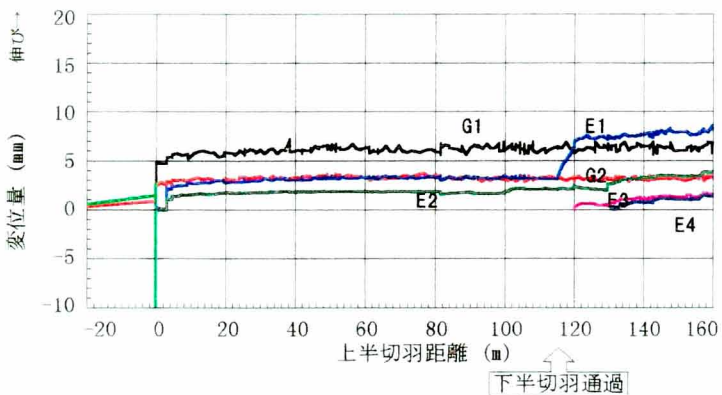
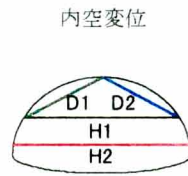
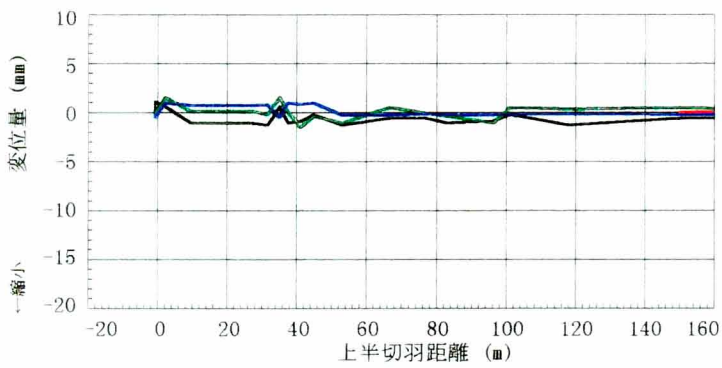
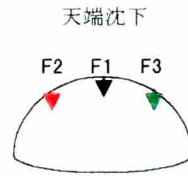
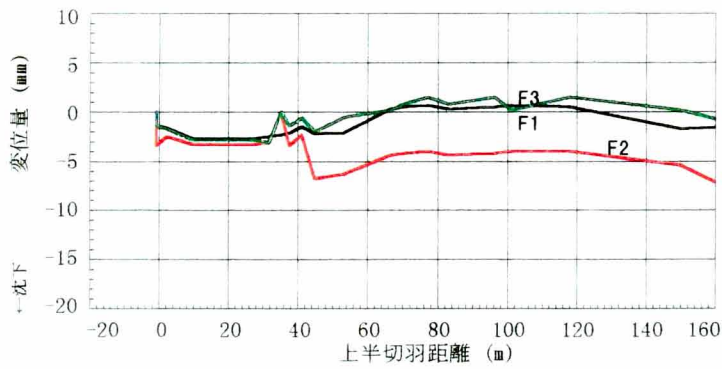


図-7.4 切羽距離に対する変位量

表-7.1 事前地中変位における事前変位率

G1						
測線(深度m)	12~9	12~7	12~5	12~3	12~1.5	12~0.5
事前変位量	0.3	0.5	0.7	0.9	1.7	2.6
上半収束値	0.5	1.0	1.5	2.4	4.2	6.2
事前変位率	54	53	45	36	40	42
G2						
測線(深度m)	12~9	12~7	12~5	12~3	12~1.5	12~0.5
事前変位量	0.3	0.6	0.8	1.0	1.4	2.1
上半収束値	0.4	0.9	1.3	1.6	2.2	3.3
事前変位率	62	68	66	66	63	65
事前変位率の平均				55 %		

$$(\text{上半掘削時の全変位量}) = \frac{(\text{計測変位量})}{(1-\alpha)} \quad (7.1)$$

下半切羽通過前後における水平内空変位測線H2及び地中変位測線E3, E4の取り扱いも同様で, 下半切羽通過時に変化の大きかった地中変位E1測線のデータより事前変位率63%を得, これらの計測値から式(7.1)と同様に下半掘削時の全変位量を求めた.

7.3.3 区間ひずみ分布によるゆるみ評価

前項の方法で求めた地山の全変位量をもとに, 事前地中変位測線と地中変位測線における区間ひずみを計算した. 下半掘削後の収束値の計算には, 上半の測線では上半掘削時の全変位量に下半掘削時の増分を加えたものを用いた. 下半の測線では上半掘削時の値も含めるべきであるが, これらの測定位置における上半掘削の影響は小さいと判断し, ここでは下半掘削による変位量を全変位量として区間ひずみを計算した. また先進導坑掘削時に計測した内空変位が計測不能なほど小さかったことから, 先進導坑掘削による地山の変形は微小であるとしてここでは考慮しないこととした.

このようにして計算した区間ひずみの分布を図-7.5に示す. 図には上半掘削後のひずみ値を点線で, 下半掘削後のひずみ値を実線で示した.

下半掘削の影響は, 左側壁のE1測線以外にはほとんど現れていない. 全体的な傾向としては断面の右側に比べて左側では深い位置までひずみが発生し, その値も大きい. 左側壁(E1測線)では壁面から2m~4mの範囲で著しくひずみが大きい領域が存在する. またE1測線ほどではないが, 右側壁(E2, E4測線), 左肩部(G2測線), 左脚部(E3測線)の壁面から約2mまでの範囲では, 以深と比較して比較的大きなひずみが発生して

いる。さらに天端（G1測線）では、壁面から5m付近までの領域でひずみが大きい。その分布は壁面に近づくにつれて徐々に増加している。強いて境界を定めるならば3mより壁面側がひずみの大きい領域であると判断できる。なお、わずかではあるがG2測線の7m～9mの範囲は前後に比べてひずみが大きい。

この区間ひずみ分布からは、トンネル周辺のゆるみ領域は、右側壁を除いておおむね図-7.5に実線で示した範囲、すなわち側壁で1～2m、天端で約3mと推定される。ただし天端ではゆるみ領域の境界は不明瞭であり、安全側を考えるならば図-7.5に点線で示したように5m付近まではゆるみの影響が及んでいると考えることができる。

この結果を図-7.1と比較すると、区間ひずみ分布から判断したゆるみ領域（図-7.5の実線）は、真空透気試験から求められたゆるみ領域（図-7.1の実線）に比べて、側壁付近ではほぼ同等であるが天端では小さく評価されるということが出来る。ただし安全側の評価をすると（図-7.5の点線）両者はほぼ同等となる。

また真空透気試験では天端では壁面から10m以上にわたって固有透過度の増大がみられ、ここまで掘削の影響が及んでいるという結果を得た（図-7.1の点線）が、区間ひずみ分布からはこのような情報は何ら得られなかった。

本坑掘削時の切羽観察によると、当該切羽では上半左脚部付近で若干岩質が脆く、見かけ傾斜約85度の高角な節理が数本観察された。節理近傍は一部クラッキーで、粘土を介在する亀裂も存在した。一方切羽右側は硬質な岩石で、節理も少なかった。

E1測線の深度2～4mとG2測線の深度8m付近ではその前後と比較してひずみが大きい領域であるが、図-7.5に示したように両者はほぼ垂直な線で結ぶことができる。切羽観察に現れたように、トンネル左側ではほぼ垂直な弱線がいくつか存在した。この位置でも同様な弱線が存在する可能性が高い。実際、真空透気試験でもこの延長線上では図-7.1に示したように本坑掘削前から固有透過度の高い領域が存在した。

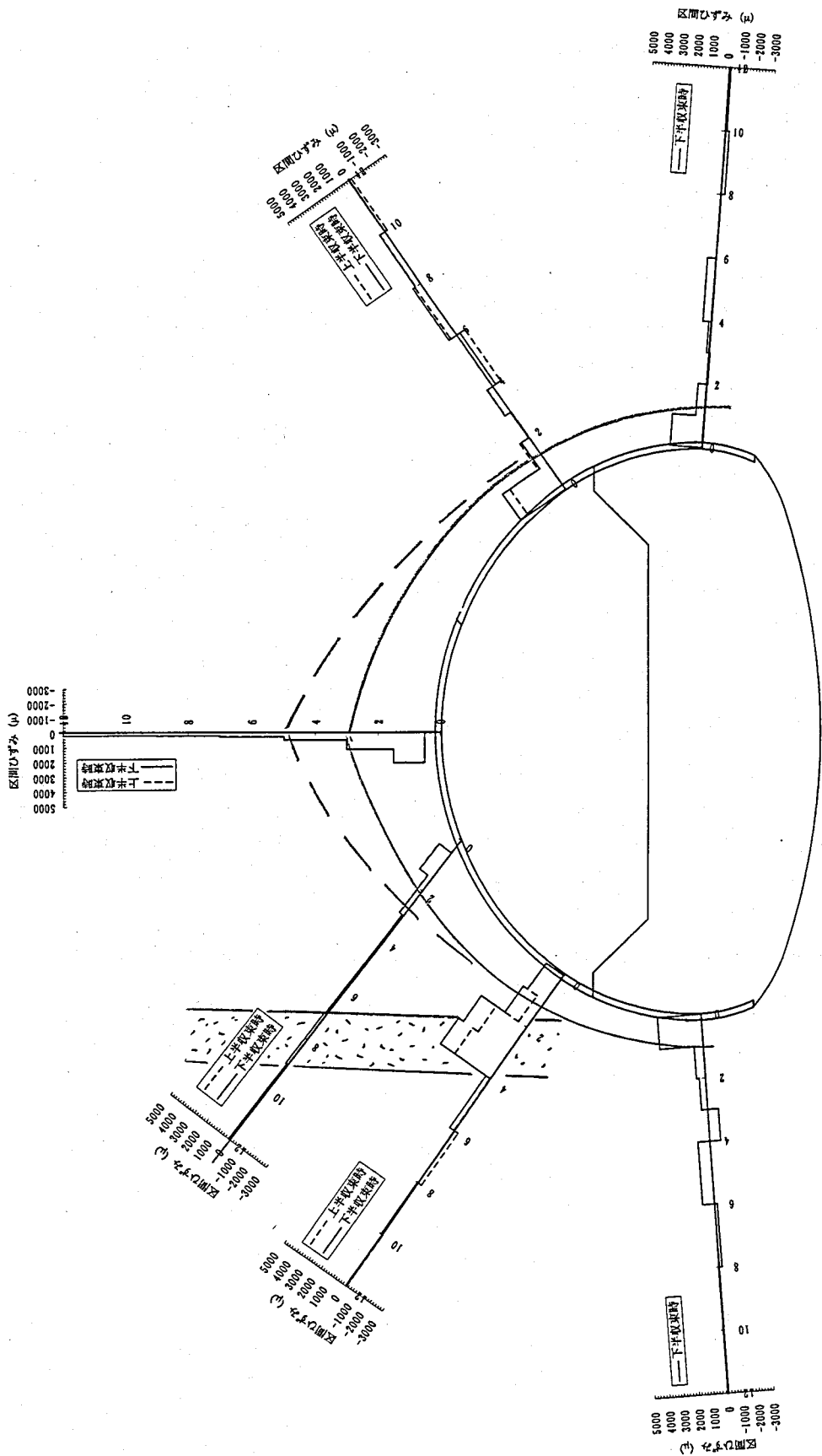


図-7.5 地中変位測定による区間ひずみ分布 (縮尺1:200)

7.4 ゆるみ領域の比較とまとめ

本章では、実際のトンネルにおいて真空透気試験を用いて評価した天端上方のゆるみが、地中変位測定結果から求めた区間ひずみ分布からも検出できるのか否かを検討した。

真空透気試験からは、ゆるみ領域は左肩部で約2.5m、天端で約4.5m、右肩部で約4.0mと判定された。またそれ以深にも既存の弱線が推定された。

区間ひずみ分布からは、ゆるみ領域は右側壁を除いて側壁で1～2m、天端で約3mと推定された。ただし天端ではゆるみ領域の境界は不明瞭であり、安全側を考えるならば5m付近まではゆるみの影響が及んでいると考えることができた。

区間ひずみ分布から判断したゆるみ領域は、真空透気試験から求められたゆるみ領域に比べて、側壁付近ではほぼ同等であるが天端では小さく評価された。ただし安全側の評価をすると両者はほぼ同等となった。

真空透気試験では天端では壁面から10m以上にわたって固有透過度の増大がみられ、ここまで掘削の影響が及んでいるという結果を得たが、区間ひずみ分布からはこのような情報は何ら得られなかった。

総じて真空透気試験の結果に比べて区間ひずみ分布から評価したゆるみ領域は小さい傾向にあった。変位計測結果に基づくゆるみ評価は実際のトンネル施工でかなり頻繁に利用されているが、本章で検討したように、ゆるみ領域を必ずしも正しく評価できるとは限らない。特に今回のように天端のゆるみを過小評価する場合には、危険側の評価を下すことになり、吹付けコンクリートや鋼製支保工に想定以上のゆるみ荷重が加わる危険性がある。

したがって真空透気試験のように明確にゆるみ領域が検出できる手法は、実工事においても非常に有効であると考えられる。

参考文献

- 1) 櫻井春輔：トンネル工事における変位計測結果の評価法，土木学会論文報告集，No.317，pp.93-100，1982.
- 2) 土木学会：トンネル標準示方書[山岳工法編]・同解説（平成8年度版），丸善，p.197，1996.

第 8 章 結論

8.1 本論文のまとめ

本論文は、新しいゆるみ領域評価手法として簡便で信頼性の高い真空透気試験を提案し、その測定原理、データ解析方法、原位置への適用を述べるとともに、当試験及びその周辺技術を通じて岩盤のゆるみ現象の一端を明らかにすることを目指した。

本論文は 8 章から構成され、それぞれに以下の知見を得た。

第 1 章は序論であり、本研究の背景や目的、論文の全体構成についてまとめた。

第 2 章では、土砂・岩盤を含めた地山のゆるみ現象について、既存文献調査、ならびに現状におけるゆるみ領域調査手法や予測手法の調査から、従来如何なる現象がゆるみと捉えられているのかを考察した。その結果、ゆるみとは「何らかの原因で地山内において亀裂開口や亀裂増加、空隙増大が生じることにより引き起こされる一連の現象」と定義でき、これから引き起こされる現象が、天端上方の地山が重力場の中で下方に落ちようとすることで支保に加わる荷重である「ゆるみ荷重」と、掘削壁面近傍の地山物性が変化した領域である「ゆるみ領域」という二つの異なった概念として取り扱われてきたことを明らかにした。また構造物の種類が異なればゆるみの発生機構や構造物に与える影響も異なることを明確にした。

これを踏まえて新しい数値計算手法を調査した結果、順解析では不連続面と重力の作用を考慮した解析手法が、また逆解析では異方性や非弾性ひずみ、不連続面を考慮した手法が実岩盤のゆるみ現象を忠実に評価できる可能性があることがわかった。

第 3 章では、真空透気試験の測定原理とデータ解析法について述べた。真空透気試験はポアホールから空気を吸引することで岩盤の透気性分布を求め、これよりゆるみ領域を特定する。データ解析では、等方均質浸透場で温度一定という仮定の下、大気と接する岩盤表面からの浸透を考慮し、吸引空気流量と測定区間内圧力が定常状態に達したときのデータを解析する定常法、及びポンプを停止した後の圧力回復特性を「準定

常」仮定を用いて近似する非定常法，双方に関して固有透過度の算定式を誘導した．室内試験のデータを用いた検証で両方式の妥当性を確認した．また等価半径を適切に評価することで透水試験における透水係数と固有透過度を比較することが可能であることがわかった．

第4章では，いくつかの硬岩トンネル，中硬岩トンネル，岩盤斜面において真空透気試験による実岩盤のゆるみ領域評価を行い，他の調査法による調査結果と比較することにより，真空透気試験の有効性と信頼性を検証した．その結果，当試験は様々な種類の岩盤に対して十分に適用可能であり，ゆるみ領域の判定も短時間で比較的容易に行えることが確認された．また，コア観察やボアホールTV観察等によるよりも信頼性の高いゆるみ領域評価が可能で，弾性波トモグラフィーなど広範囲のゆるみ領域評価手法に比して，より局所特性を反映する精度の高い測定が可能であった．さらに，ボアホールさえ存在すれば掘削の進行に伴うゆるみ領域変化を容易に追跡できることがわかった．

第5章では，真空透気試験によってゆるみ領域内外の岩盤の亀裂構造，あるいは空隙構造を評価する手法を検討した．さらに，他の岩盤調査結果と真空透気試験結果とを比較しゆるみ領域，健全岩盤部双方の透気特性以外の諸物性との関係を論じた．得られた知見は以下のようなものである．

真空透気試験で得られる固有透過度は，亀裂の幅や数よりもむしろ岩盤内部において亀裂が如何に連結して浸透経路のネットワークを形作っているかを表す指標であると考えられることができる．

また真空透気試験の測定データををもとに岩盤内の連結する空隙の容積を算出する手法を提案し，原位置測定結果に適用したところ，固有透過度等と比較することで岩盤の状況をより詳細に評価できる可能性を示した．

さらに，ある岩盤空洞において実施された詳細なゆるみ調査を例にとり，真空透気試験結果とその他の調査結果を比較し，真空透気試験結果が力学特性を評価しうるのか否かを検討した結果，空隙容積が良い指標になり，岩盤の非弾性コンプライアンスは空隙容積の1/3乗にある幅を持って比例することが判明した．

第6章では，ゆるみ領域以外の健全岩盤部の透気性に着目し，岩盤分類との関係を通じて，健全岩盤部の一般的な透気性を推定する手法を論じた．その結果，健全岩盤部の透気性は各種岩盤分類とある程度相関すること，なかでもQシステムやRMRの亀裂に関する評価点と，真空透気試験により得られた固有透過度とがより強く相関することが明らかになった．したがって岩盤等級からその岩盤の透気性がある程度推定可能

であることが判明した。

第7章では、大断面トンネルのゆるみ現象に関して、真空透気試験で評価したゆるみ領域と、変位計測から求めたひずみ分布がどのような関係にあるかを論じた。その結果、トンネル工事で日常的に利用されている変位計測のみからゆるみを評価すると危険側の評価になる場合があることを示した。

第8章は、結論として本研究で得られた知見を要約し、今後の課題と展望をまとめた。

以上のように本論文は、新しいゆるみ調査手法である真空透気試験とその周辺技術を論じ、ゆるみ現象の一端をわずかではあるが明らかにしたと考える。

8.2 今後の研究の展望

本論文でゆるみ調査手法としての真空透気試験の有効性、信頼性は確立されたものと考えられる。また岩盤構造物のゆるみ現象の一端を解き明かすことができた。しかし岩盤構造物のゆるみ現象は地質状況や構造物のサイズ、レイアウトなどに影響を受け、構造物ごとに、また位置ごとに様々なメカニズムを持って発生する。発生したゆるみが岩盤構造物に、特に支保構造にどの程度の荷重を付加しているのか定量的に評価し予測することはさらなる困難を伴う。

今後はゆるみと荷重、支保構造の関係を明らかにし、真空透気試験で得られた結果を岩盤構造物の設計に如何に生すかを考えてゆきたい。その為にはいくつかの現場で支保荷重の計測データと真空透気試験結果を比較して検討することが必要となろう。

同時に、第5章、第6章の検討は、より多くの測定データを収集することが信頼性の向上に繋がる。したがって今後とも多くの現場で試験を実施し、データの蓄積に努める所存である。

謝 辞

本研究を進め、論文を取り纏めるにあたって、多くの方々に暖かい御支援と御協力を頂戴いたしました。ここに感謝の言葉を述べさせていただきます。

まず本論文を取り纏めるにあたり、御指導を賜りました神戸大学工学部櫻井春輔教授、神戸大学大学院自然科学研究科中山昭彦教授、神戸大学工学部北村泰寿教授、神戸大学都市安全研究センター川谷健教授に、深甚なる謝意を表します。

神戸大学工学部櫻井春輔教授には、まず第一に本研究を学位論文として発表する機会を与えて下さいましたことに心より御礼申し上げます。櫻井教授には、指導教官として、本研究の開始時期より終始一貫して御指導、貴重な御助言を賜りました。ともすれば袋小路に入り込み、研究の方向性を見失ってしまいそうな場合にも、的確な言葉での叱咤激励があったればこそ、本研究をここまで進め、論文を執筆することができたものと確信しております。深く感謝いたします。

神戸大学大学院自然科学研究科中山昭彦教授には、御専門である流体力学や水理学の基礎を御教授頂いたうえ、原位置試験や解析方法など、本研究全般にわたって実際面における多大な御指導、御助言を終始賜りました。中山教授の絶大なる御助力なしには、本研究は為し得ませんでした。ここに深謝し、御礼申し上げます。

神戸大学工学部北村泰寿教授には、御専門が異なるにも関わらず、副査として論文の丁寧な査読をして頂きました。ケアレスミスや図表の不備を御指摘下さったこと、また示唆に富む御助言を賜りましたことに深く謝意を表します。

神戸大学都市安全研究センター川谷健教授には、岩盤中の水や空気の挙動に関して有意義な御教示、御示唆をいただきました。ここに心からの謝意を表します。

株式会社ニュージェック大阪本社技術開発部打田靖夫部長、並びに株式会社奥村組本社土木部技術室萩森健治次長には、発表論文の共同執筆者、講演の共同研究者として、有益な御意見、御教示を賜り、また貴重な資料を御提供頂きましたことをここに記し、深く感謝する次第でございます。

また、原位置測定や室内試験にあたっては、サンコーコンサルタント株式会社関東支社地質第一部佐々木勝司部長、同萩原育夫氏をはじめとし、同社関東支社、各支店の皆様に多大な御協力を賜りました。特に萩原氏は多くの現場に御同道頂きました。その粘り強く緻密な測定姿勢には深く感銘を受けるとともに、労を厭わない御助力のおかげで膨大な量の測定データを得ることができました。この場を借りて心よりの謝意を述べさせていただきます。

原位置測定においては、お忙しいなか関係各位に様々な御協力を頂きました。ここに最大限の謝意を表し、御礼申し上げます。

筆者が在職中であるにもかかわらず、このような機会を下さり、深い御理解と御援助を賜りましたファイベックス株式会社田村富雄社長には深甚なる謝意を表します。また、三井建設株式会社技術研究所中田雅夫主席研究員、同喜多治之主任研究員、同山地宏志主任研究員、同社東京土木支店野村貢主任には、研究に対する的確な御助言のみならず、公私にわたる御援助を賜りましたことを深く感謝いたします。

さらに、三井建設株式会社土木本部土木技術部の古田敏夫部長、同技術第二課山本信幸課長、同家門秀人課長代理、同黒沢保氏をはじめとした同部の皆様、同社国際事業部岡野成敏所長、同社技術研究所第一研究部第二グループ木山保グループリーダーには、お忙しいなか研究に対する暖かい御協力と御理解を頂戴しました。ここに心よりの謝意を表しますとともに、さらなる御指導を御願い申し上げます。

最後に、本論文を、三年間筆者を陰から支え続けてくれた家族に捧げます。