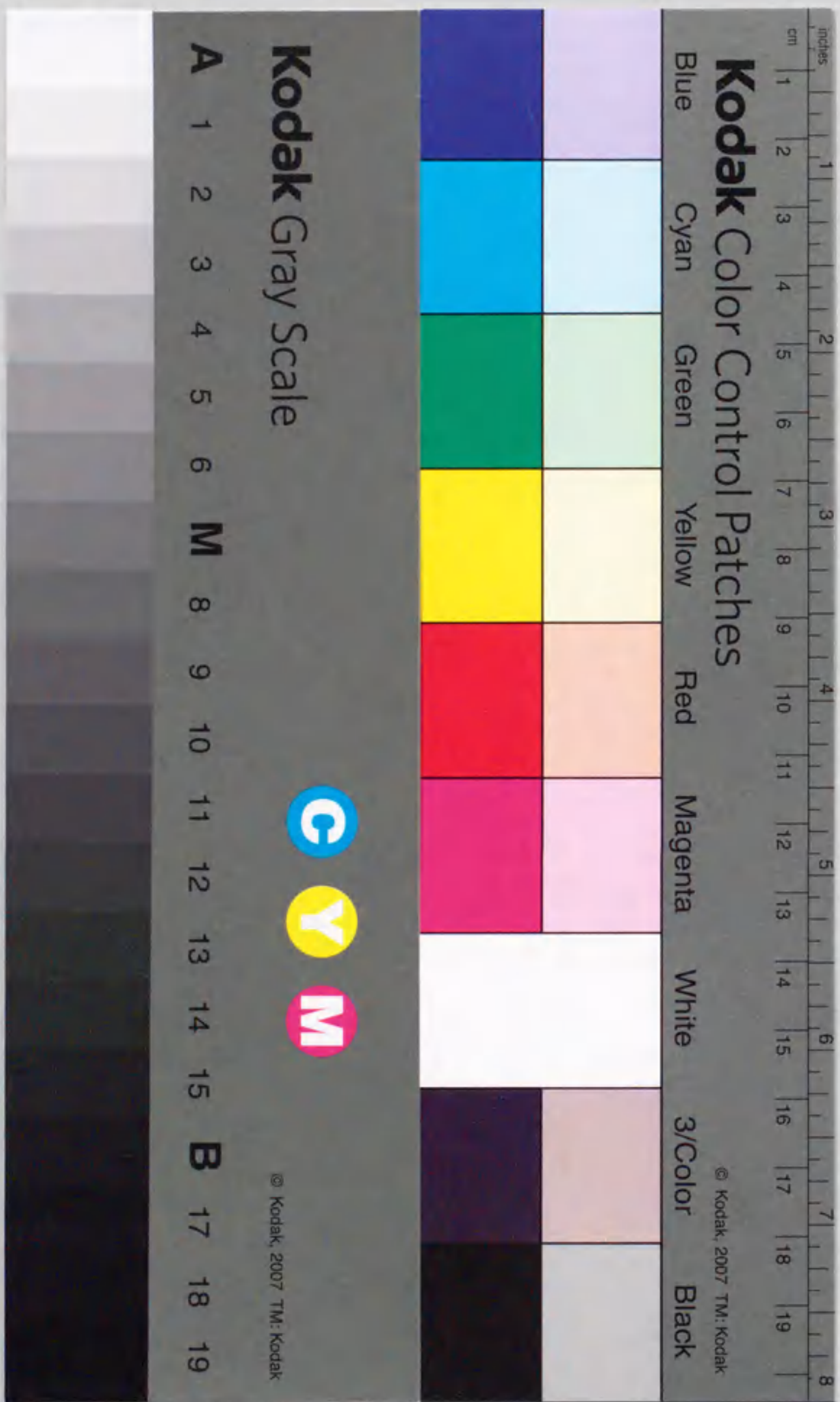


トンネル設計におけるデータベースの活用と  
吹付けコンクリートの硬化特性を考慮した  
設計・施工に関する研究

瀬崎満弘





①

トンネル設計におけるデータベースの活用と  
吹付けコンクリートの硬化特性を考慮した  
設計・施工に関する研究

瀬 崎 満 弘



目 次

1	序論	1
1.1	研究の背景と目的	1
1.2	既往の研究	3
1.3	本論文の構成	9
2	岩盤データベースと事前設計のための物性値	11
2.1	岩盤データベース	11
2.2	データベース処理プログラム	11
2.3	岩盤データベースの利用：岩石物性についての考察	14
2.3.1	岩石の弾性波速度と物性値との関係	15
2.3.2	道路公団の岩盤分類と物性値	17
2.4	岩盤データベースの利用：岩石の弾性波速度による岩盤の物性値の推定	23
2.4.1	岩盤と岩石の弾性波速度	23
2.4.2	岩盤の一軸圧縮強度と弾性係数	26
2.4.3	道路公団の岩種の物性値の推定	28
2.5	岩石の弾性波速度と内部摩擦角の関係	30
2.6	結語	32
3	トンネル施工データベースについて	34
3.1	トンネル施工情報の特徴	34
3.2	トンネル施工データベース	35
3.3	トンネルデータベースを利用した統計データ	38
3.3.1	掘削方式と工法について	38
3.3.2	内空変位について	40
3.4	支保データベースについて	48
3.5	計測データベースについて	53
3.6	結語	58
4	吹付けコンクリートの強度と変形特性	60
4.1	構内実験の試験条件と試験項目	60
4.1.1	試験条件	60
4.1.2	試験項目	62
4.2	構内実験の結果および考察	63
4.2.1	一軸圧縮強度の経時変化	63
4.2.2	弾性係数の経時変化	64
4.2.3	ポアソン比の経時変化	65
4.2.4	一軸圧縮強度と弾性係数の関係	67
4.2.5	破壊ひずみと一軸圧縮強度の関係	68



4.2.6	超音波速度と一軸圧縮強度の関係	68
4.2.7	超音波速度と弾性係数の関係	70
4.2.8	超音波速度とポアソン比の関係	71
4.2.9	三軸圧縮試験における特性	73
4.3	現場実験の試験内容と試験項目	73
4.3.1	はじめに	73
4.3.2	トンネル吹付け壁面における現場実験	74
4.3.3	立方供試体における試験	75
4.4	現場実験の試験結果および考察	77
4.4.1	超音波速度の経時変化	77
4.4.2	反発硬度 R の経時変化	77
4.4.3	コア供試体の試験結果	77
4.4.4	立方供試体の試験結果	80
4.4.5	吹付けコンクリートの一軸圧縮強度と弾性係数の推定	82
4.5	結語	85
5	切羽の進行と吹付けコンクリートの硬化過程を考慮した理論解析	86
5.1	岩盤における支配方程式	86
5.2	吹付けコンクリートの解析	94
5.2.1	吹付けコンクリートの支配方程式	94
5.2.2	切羽進行の解析モデル化	95
5.3	ロックボルトの解析	97
5.3.1	ロックボルトの支配方程式	98
5.3.2	岩盤-グラウトの境界における相対変位の決定手法	101
6	切羽の進行と吹付けコンクリートの硬化過程を考慮した解析例	106
6.1	入力データの整理	106
6.2	岩盤が弾性の挙動を示す場合の計算例	112
6.3	岩盤が完全弾塑性の挙動を示す場合の計算例	114
6.4	薬師トンネルにおける計算例	114
6.5	結語	119
7	結語	120
	謝辞	123
	参考文献	124
	Appendix	130

## 1. 序論

### 1.1 研究の背景と目的

吹付けコンクリートとロックボルトを主たる支保工とするトンネル建設工法 NATM (New Austrian Tunnelling Method) が、1976 年に上越新幹線・中山トンネルにおいて我が国で初めて試験施工されて以来、十数年が経過した。また、オーストリアの故 L. V. Rabcewicz (1964, 1969, 1971) が 1964 年に Water Power 誌に、長年のトンネル工事の経験と地盤力学の理論をまとめた最初の論文を発表してからすでに半世紀がたった。その間のトンネルおよび地下空洞開発の技術には、目覚ましい進歩があり、NATM は、その合理性、安全性、経済性のために急速に普及し、現在では、ほとんどの山岳トンネルが NATM で建設されるようになった。そして、1986 年の土木学会トンネル標準示方書の改訂により、我が国の山岳トンネルの標準工法として採用された。このような経緯のなかで、NATM は技術者の絶え間ない努力により、我が国の地質条件に合うように技術開発が進められ、今では、我が国独自のトンネル工法と言えるほどになってきた。

L. Müller(1978) は、東京での国際トンネルシンポジウムの講演で、NATM を次のように定義している：「NATM とは、トンネル工事についての概念であり、岩盤の支持力を利用することによって安全性と経済性を最善のものにすることを目的に、科学的に実証された思想と原理に基づいてトンネルを建設する方法である」。一方、我が国の土木学会(1984)では、「ロックボルト・吹付けコンクリートトンネル工法(NATM)とは、ロックボルトと吹付けコンクリートを主たる支保部材として地山の強度的劣化を極力抑え、地山が本来持っている耐荷(支保)能力を積極的に活用しながら現場計測の管理のもとにトンネルを掘り進めていこうとする工法である」と定義している。

以上に鑑み、NATM を簡単に定義するならば、「吹付けコンクリートとロックボルトを主要な支保部材として、地山の支持力を有効に活用してトンネルを安定させる工法」といえる。地山の支持力を有効に使うためには、地山の挙動をよりよく知らなければならず、施工中の計測・観察が重要となる。NATM はこの計測管理によってトンネルにおける情報化施工に直結する。

一般に、トンネル工事の計画は、以下のことを考慮して行わなければならない。

- (1) トンネルの機能(用途に応じた建築限界、断面積)



- (2) 地山条件
- (3) 工事の安全
- (4) 周辺的环境に与える影響
- (5) 経済性 (建設費のみならず将来の運営費も含めて)

これらのことを考慮して各種代替案の比較検討がなされ、最終的な設計書が作成され、工事が発注されることになる。しかしながら、トンネル工事では、当初の調査結果のみで地形、地質、地下水等の状況を完全に把握することは難しい場合が多く、施工中に当面する地山の状態によって当初設計の変更を余儀なくされることが多い。しかし、施工の段取り替えを伴うような大幅な変更は、工期、工事費の損失が大きくなるため、トンネルの計画にあたっては適切な調査を実施し、調査結果をよく検討し、大きな変更が生じないようにしなければならない。

このような基本的な考え方に基づいて、NATMによるトンネルの設計・施工では、従来のトンネル工事のように調査・設計・施工・施工管理を個別の問題として捉えるのではなく、各過程を総合的・有機的に管理、運用していくことに本質があるといえる(図1.1)。さらに、NATMがより経済的かつ合理的なトンネル工法として発展していくためには、これまでの、さらには今後の経験を体系的に蓄積して、設計法の妥当性を検証しながら、設計変更手順を確立し、適切な管理値の設定法やより有効な応力と変形解析法を開発しなければならない。

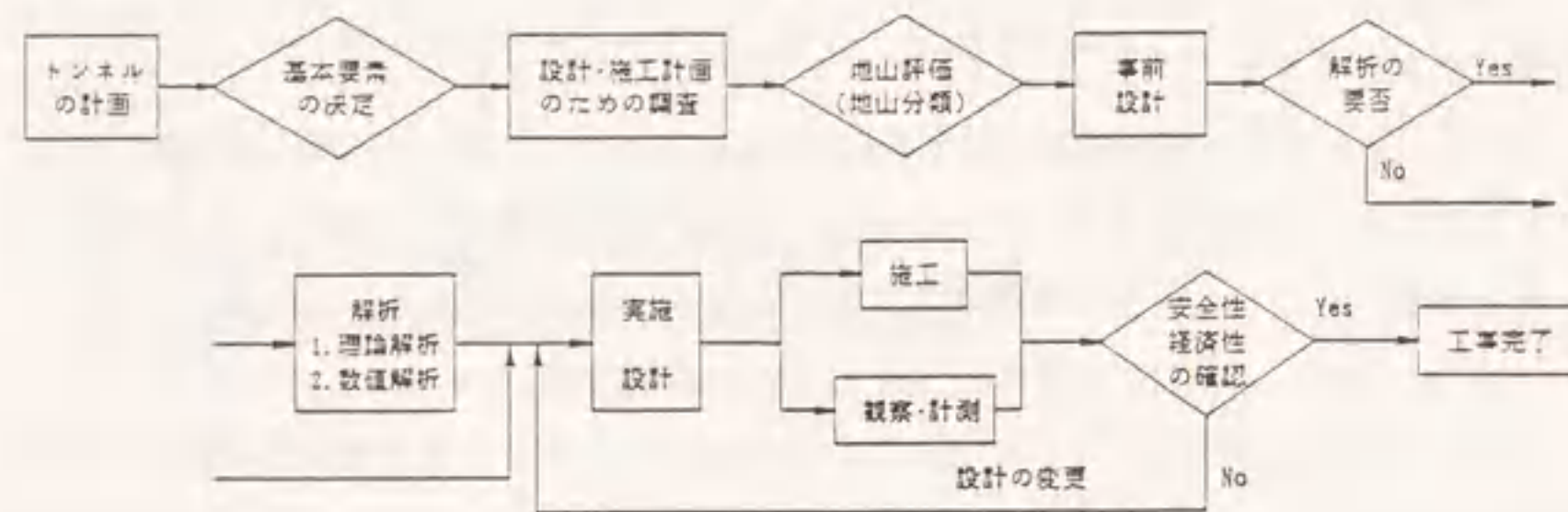


図 1.1: トンネルの調査・設計・施工・施工管理の流れ

以上の観点から本研究の目的は、トンネルの設計および施工管理において吹付けコンクリートの硬化過程を考慮した応力と変形解析法を提案するものである。さらには、

この解析法の入力物性値の基礎データとなるトンネルの地質調査結果およびトンネルの設計・施工の段階での経験を体系的に蓄積し、活用する方法としてデータベースシステムを提案する。

## 1.2 既往の研究

### 1.2.1 トンネルの設計：支保パターンの設定

一般に、NATMは事前調査のデータをもとに当初設計を行い、施工中の観察・計測にもとづいて設計を修正していく方法をとる。この事前に行われる地質調査では、複雑に変化する地山内の応力や地山の工学的特性を定量的に求めることは技術的、経済的な制限から困難である。そのため、NATMの設計・施工では、地山分類とその分類等級に応じて作成した、標準となる支保パターンから支保を決定する方法が取られることが多い。標準となる支保パターンは、吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工等の支保部材を地山等級ごとに適宜選定したものである。支保パターンの設定は、通常、標準支保パターンを利用する方法も含めて以下のように分類される。

#### 1) 標準支保パターンを参考にする方法

多くの施工実績に基づいて作成された標準支保パターンを参考にして、それぞれの支保パターンを設定する方法である。現在のところ、このような標準支保パターンは、内空断面が標準化されているJR(旧日本国有鉄道)の鉄道トンネル(1983)および日本道路公団の道路トンネル(1985)で作成されている。

この設計法は、計画しているトンネルの地山分類の等級区分ができれば、手軽に簡単に行えるという長所をもっているが、標準支保パターンは、過去の実績をもとに設定されているので、安全側の設計になっている傾向にある。また、地山の等級区分を行う資料となる地質調査にも限度があるうえに、地山の等級区分を行う際も安全側に評価する傾向がみられる。

一般的な岩盤構造物の設計、施工においては種々の岩盤分類法が提案されているが、対象とする構造物により、またそれを使用する時期によって、分類因子の選び方が多岐にわたっている(日本応用地質学会 1986、吉中・桜井・菊地 1989)。

トンネルに対する地山分類は、事前設計および積算のために用いられるものと、施工中の実際の切羽の評価のために用いられるものに分類することができる。前者の主



なものに道路公団(1985)、JR(1983)、農水省(1975)の諸分類がある。これらは事前調査の結果から得られる岩種、地山の縦弾性波速度、ボーリングコアの状態などが主な分類因子となっている。軟岩や土砂等の地山については、地山強度比(仲野 1980a, 1980b, 1982)を分類因子に加えている。後者は、ヨーロッパ系に属する岩盤分類であり、施工中でなければ実際の分類因子が得られないが、RSR法(Wickham, Tiedemann and Skinner 1972)、RMR法(Bieniawski 1974)、Qシステム(Barton, Lien and Lunde 1974)の手法のように、各分類因子の評点から総合点を求め、その総合点を何段階かに分類し、NATMの支保の設計に適用する岩盤分類が提案されている。わが国では、清水・桜井(1986)のファジー理論を用いた分類法、岩田等(1988)の2軸岩盤分類法、数量化理論を使った樽木等(1986)の岩盤分類法が提案されている。主な分類因子としては、岩盤の強度(地質状況)に加えて、切羽の観察から得られる節理面あるいは不連続面の状況、湧水の状況などがあげられる。

## 2) 地山条件が類似した場合の設計例を参考とする方法

過去の設計例のうちで地山条件や断面形状等の条件が類似したものを参考として支保パターンを設定するものである。この場合、既施工トンネルの地山条件、施工法などの設計条件や計測結果等の情報をできるだけ多く収集して、それらを分析し、新しく適切な支保パターンを設定することが必要になる。

## 3) 解析によって支保パターンを設定する場合

偏圧を受ける場合や膨張性地山などで通常の値を超える変位量が予想されるような特殊地山の場合、あるいは、断面形状が特殊な場合などでは、解析により支保パターンの設定が行われることがある。

解析の方法としては、トンネル断面を円形等の簡単な形にモデル化して、弾塑性理論などにより応力や変位の状態を求める理論解析的手法と、有限要素法(FEM)や境界要素法(BEM)を利用して地山および支保の応力や変位状態を把握しようとする数値解析手法がある。両者とも定量的に設計が行えるという点では有効な手法といえるが、地山の特性を示す物性値のとり方、初期地山応力の評価、支保部材のモデル化等、解決すべき問題が残っている。

理論解析手法は、計算機が発達する以前から多くの研究者によって種々の条件下で用いられてきた。この手法は、入力パラメーターが少なく、計算コストも安い、そ

の反面、簡単な地山条件、初期応力条件、掘削断面形状でしか解けない。ただし、近年、支保工と地山の相互作用(支保内圧と壁面変位)を考慮した特性曲線法(Convergence-Confinement Method フランストンネル協会(AFTES) Gesta et al. 1978)によってふたたび注目されてきた(谷本 1984、原田 1989、福島 1989)。最近では概略設計、施工管理におけるトンネルの安定評価に用いられるようになってきた(土山等 1986、北川 1987、佐藤等 1987)。以下、特性曲線法という概念から理論解析を見てみることにする。

トンネルの力学における弾塑性理論解析の方法は、Fenner(1938)、Talobre(1957)およびKastner(1962)によって提案された。地山の荷重-変形を表す特性曲線は、Fennerによって提唱され、それをPacher(1964)が経験的手法を加味して描きなおした(Fenner-Pacher曲線:Pacherは、Fennerの示した支保荷重と掘削壁面変位の関係に対し、壁面変位がある限界を越えると地山の緩み現象により支保荷重が増大することを数々のトンネルで得た観察から指摘した)。Peck(1969)は、地山の特性曲線と支保の特性曲線の2曲線の交点における支保の拘束力によってトンネル周辺の地盤が安定するという見解を示した。Egger(1973)は、地山の破壊後のダイレクタンシーを考慮したモデルを示した。Panet(1976)は、塑性後の体積ひずみについての式、Daemen(1975)、Fairhurst and Daemen(1980)は、物体力を考慮した式を発表している。また、岡(1977)、岡・菅原・平松(1973)はひずみの軟化・残留状態に対応する $C, \phi$ の変化を考慮した弾塑性解析の解を得て、特性曲線の意味を説明している。その他に、理論解析ではObert and Duvall(1967)、Duddeck(1978)、Lombardi(1978)、Einstein and Schwartz(1978)、Brown and Bray(1982)、Brown, Bray, Ladanyi and Hoek(1983)、谷本(1984)、Hoek and Brown(1985)らの研究が挙げられる。

一方、有限要素解析は地山や支保部材の特性、地山の初期応力状態、掘削形状断面、掘削過程等を考慮できる点では最も効果的である。ところが、解析におけるパラメーターが複数であり、その設定には総合的な判断が要求される。特に地山物性値の設定では、事前調査による物性試験結果から、解析に用いる物性値をいかに適切に設定するかということが問題となる。

ここで、解析的手法の入力値となる物性値について考えてみる。入力パラメーターは、支保部材と地山に関するものからなる。前者は、吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工等に関するものであるが、鋼製支保工やロックボルトのように、工



場で生産されるものに対しては力学特性が明かであるのに対して、現場で配合施工される吹付けコンクリートの特性は、現場の状況によって変わる。なお、吹付けコンクリートの早期材令における強度特性、変形特性などのデータはほとんど得られていない。一方、地山に関しては、岩石試験やポアホール試験などにより得られるデータは地山全体の特性を表わしていないので、岩盤分類を参照しながら岩盤物性を定める必要がある。

数値解析の精度は地山および支保部材のモデル形状と物性値の設定に依存している。施工に際しては、掘削の各段階で地山物性を求めて次のステップにおける掘削に活かすための逆解析法が提案されており、地山の平均的な物性値や地山の初期応力状態などの推定が行なわれている。桜井・竹内(1983)は、観測された地山の变位から初期応力と変形係数を求める手法を、荒瀬・片瀬(1984)は内空変位のみを使った解析を、久武(1986)は3次元逆解析法を示している。

#### 1.2.2 トンネルの地質調査と設計のための物性値

トンネルの事前調査は、設計や施工計画に必要な精度での情報を得るために行うもので、踏査、弾性波探査などの物理探査、ボーリングなどの手段が一般的には用いられる。また、ボーリングコアによる各種の試験が必要に応じて行われ、地山の特性をできるだけ定量的に把握しようとする。しかしながら、トンネルは線状の構造物であるのに対し、試験などで得られる情報は点としての情報であることが多く、さらに岩石(コア)から得られる特性とmassとしての岩盤の特性は異なっている。したがって、調査の精度を上げることは、技術的には可能であっても経済的に妥当性を欠くことになることがある。特に地質変化の激しいわが国ではそうである。このような状況の中で、解析に必要な物性値を設定するのは、原位置試験などである程度massとしての地山の特性が把握できる場合を除くと非常に困難である。こうした観点からなんらかの方法で岩盤の物性値が容易に設定できれば有意義であろう。

現位置で容易に測定できるパラメーターに弾性波速度があり、岩石、岩盤およびコンクリートの物理的性質や力学的性質を間接的に知る手段として、広く用いられている。弾性波速度は、その物質の動弾性係数、ポアソン比と密度の関数であるが、これらの物性は外的条件として圧力や場合によっては温度の影響を受ける。また、岩盤の強度および弾性係数は、節理、亀裂、破碎帯等の弱面の存在と、空隙の存在、吸水状

態それに風化の影響を強く受けることがよく知られている。したがって、岩石や岩盤の弾性波速度から、それらの物性を把握しようとするためには、上記の諸要素と弾性波速度との相関を明らかにすることが必要であろう。大久保・寺崎(1971)は、岩石について弾性波速度と密度、吸水率、有効間隙率、一軸圧縮強度などの相関を求めている。同様な研究は、南雲(1957)、斉藤等(1977)、井上・大見(1971)に見られる。しかし、岩盤の物性値について、弾性波速度と節理、亀裂、空隙、吸水状態などとの関係を論じた研究は、いまだ端緒にすぎたばかりであり(京谷等1988)、これら諸要素を考慮して直接、岩盤の物性値を設定できるに至っていないのが現状であろう。

岩盤の物性値を設定する方法としては、現在、主に2通りの手法が採られる。一つは、岩盤を構成する岩石自体に関して、供試体による室内試験での実験結果の統計的な整理を行い、岩石と岩盤を関係づけるパラメータを考慮して、岩盤の物性値を設定する方法である。岩石と岩盤を関係づけるものとしては、亀裂係数(岩盤の弾性波速度/岩石の弾性波速度)やトンネルの岩盤分類の際に用いられるBartonのQ値などのパラメーターがある。こうした研究には、糟谷(1980)や岩田等(1988)の研究、瀬崎等(1990)のデータベースを利用した研究、今津(1986)の研究がみられる。もう一つの方法としては、トンネルの岩盤分類自体に、物性値を設定するもので、岩盤分類さえ適切に定められれば、解析に必要な物性値が簡単に求められるという便利さがある。電研分類に対するKikuchi et al.(1982)の研究、道路公団分類に対する長友(1989)の研究、Hoek and Brownの分類に対する北川(1987)の研究などがみられる。

#### 1.2.3 吹付けコンクリートの硬化特性

吹付けコンクリートは、硬化過程を考慮した特性を把握することが重要となってくる。吹付けコンクリートは地山に密着して施工されるため、その硬化は掘削された地山の変形による外力を受けながら進行する。そして地山と吹付けコンクリートが一体となって、アーチアクションを形成し支保効果を発揮する。したがって、吹付けられた直後の若材令時の強度および変形特性を把握することが、NATMの安定解析および施工管理で重要となってくる。吹付けコンクリートは鋼製支保工などと異なり、現場で配合打設されるので、その品質管理は容易ではない。そこで吹付けコンクリートの材令に応じた材料特性が、簡易な試験法で把握できれば、費用、手間の観点から非常に有意義となる。



吹付けコンクリートの主要な強度試験方法は、破壊試験と非破壊試験に分けられる。破壊試験では、トンネル壁面に吹き付けられたコンクリートからコアを採取し、圧縮試験を行なう方法がある。この方法は最も信頼がおけるが、強度が  $100 \text{ kgf/cm}^2$  以上でないとコアの採取が困難なため、若材令時の試験ができない。非破壊試験方法としては、ブルアウト法(あらかじめ設置されたピンを引き抜くことにより、そのせん断強度から一軸強度を推定する方法) およびシュミットハンマーの反発硬度から強度を推定する2つの方法がある。ブルアウト法は若材令時の吹付けコンクリートの強度を推定するのに使われるが、この試験方法の測定値はバラつきが大きいうえに、強度以外の特性を把握することができない。

一般的なコンクリートの非破壊試験方法のうち、強度推定に関しては、反発硬度法が日本材料試験協会(現 日本材料学会 1958)の「シュミットハンマーによる実施コンクリートの圧縮強度判定方針指針(案)」に、また日本建築学会(1983)の「コンクリート強度推定のための非破壊試験マニュアル」に、超音波法および超音波法と反発硬度法との併用法が採用されている(コンクリートの非破壊試験法についての文献は、谷川・小坂(1980)、柏(1980)、岡田・六車(1981)、明石・尼崎(1985)、明石(1988)、尼崎(1989)の論文にまとめられている)。前述のシュミットハンマーによる吹付けコンクリートの強度推定は、これらにならったもので、片瀬等(1984)の研究がある。

超音波法は超音波パルスをコンクリートに発射させ、既知距離間の伝播時間を測定して音速を求め、これからコンクリートの品質を判定するものである。この方法は供試体・構造物のいかにかわらず、10~20mの区間から数cmの小さいものまで測定可能であり、他の試験方法と比較して精度が高い。1971年にイギリスで携帯デジタル式の音速測定装置(Elvery 1971)が開発されてからは、日本でもかなり普及し広範囲にわたる研究がなされている。

岩盤の物理探査に利用される弾性波速度とこの超音波速度は、利用する弾性波(音波)のエネルギーの大きさおよび周波数に相違があるが、本質的には同じものである。ここでは、これまでの慣例に従って、岩盤については弾性波速度、コンクリートについては超音波速度と書く。

#### 1.2.4 トンネル設計・施工におけるデータベースの活用

今日の急速な電子計算機の発達にともなって、データベースを構築する技術がいちじるしい進展をみせ、大型計算機によらなくてもかなりの規模のデータベースの開発

がパーソナルコンピューターを利用することによって可能となった。こうした観点から、トンネルおよびそれに関連した岩盤物性値に関するデータベースが関係する研究機関や企業体で検討されるようになってきている(河田・朝倉(1986)、今津(1987)、瀬崎等(1990))。これは、過去のトンネルの計画、施工あるいは計測結果に加えて事前調査の段階で行われる地質調査を有効に利用することが一つの有力な手段であり、さらにはデジタル化された情報であることから各種の解析処理が行えることが理由にあげられる。こうしたトンネルに関する情報が体系的に蓄積されるようになれば、設計法の妥当性の検証や適切な管理値の設定法などに有効に利用できるであろう。しかし、データベースである以上、だれでも利用できることが前提であり、データベースの公開、汎用性など多くの問題が残されている。それにはオンライン・ネットワーク化を含めて検討していかなければならないだろう。

#### 1.3 本論文の構成

本論文は、トンネルの設計および施工管理における有力な応力および変位解析法として、吹付けコンクリートの硬化過程を考慮した新しい理論解析法を提案し、その適用性を検討する。理論解析を行なうためには、地山および支保部材の物性値を適切に設定する必要がある。まず、支保部材である吹付けコンクリートの硬化過程における特性を把握するための実験を行なった。地山の物性値については、基礎データとなるトンネルの地質調査結果のデータベース化を行い、これを活用して解析に必要な物性値を推定する方法を提案する。また、施工管理あるいは理論解析の検証に利用するために、トンネル施工現場での情報に関するデータベースも提案するものである。

第2章では、トンネルの事前調査の段階に行われる地質調査から求められる物性値を蓄積する方法として岩盤データベースを、それにこのデータベースを有効に利用する手段としてデータベース処理システムを提案する。この岩盤データベースシステムを利用して、岩石の密度、一軸圧縮強度、弾性係数、ポアソン比および内部摩擦角といった物性値が、岩石の弾性波速度と高い相関性を持っていることを述べる。さらに、この結果を利用して理論解析に必要な地山の物性値を供試体(岩石)の弾性波速度から推定する手法を述べ、特に、道路公団の岩盤分類については、それらの物性値を正確に推定できることを示す。

第3章は、トンネルの施工情報についてのデータベースを提案する。トンネルの全般的項目についてはトンネルデータベース、支保パターンについては支保データベー



ス、施工中に計測、観察された結果に対しては計測データベースのそれぞれ三つのデータベースを考案した。トンネルデータベースについては、掘削方式、掘削工法および最大内空変位のデータについて考察している。支保データベースについては、実際に施工された支保パターンと標準支保パターンの比較を行っている。計測データベースでは、内空変位と天端沈下の関係と、また、内空ひずみと推定地山強度比という新しい概念を示し、この両者の関係がトンネルの施工管理に非常に有効であるということを示す。

第4章では、吹付けコンクリートの硬化過程における特性を把握するために行った実験結果について述べる。実験は、名古屋大学の構内と現場の2箇所で行った。構内実験は、吹付けコンクリートの若材令での力学特性を把握することを主な目的としており、一軸圧縮試験と三軸圧縮試験から得られる物性値間の関係、非破壊試験としての超音波法の結果との関連について考察している。現場実験は、現場での適用性を検討するもので、特に非破壊試験法として超音波法が有効であり、超音波速度から一軸圧縮強度と弾性係数が推定できることを述べる。

第5章は、トンネルの理論解析として切羽の進行と吹付けコンクリートの硬化過程を考慮した特性曲線法を提案する。この理論では吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工の支保部材を内圧効果として考慮してある。これら支保部材は掘削後、ある程度変位した時に設置されるとしており、設置した状態と釣合い状態の間の相対変位が、内圧に関係するとしている。また、吹付けコンクリートの硬化過程を弾性係数とポアソン比の変化で考慮している。

第6章は、5章で提案した特性曲線法の解析例を示すもので、特に道路公団の岩盤分類に対して検討している。岩盤の物性値は、2章で提案した推測値を使うものである。一つのトンネルを例に取り、事前調査の段階で求められる地質縦断面図(岩石名、岩盤の縦弾性波速度、土被り)をみることで、掘削を開始する以前におおまかな壁面変位が縦断面方向に予測できることを示すものである。

第7章では、本研究で明らかになった結論の総括を行うとともに、今後の課題について述べる。

## 2. 岩盤データベースと事前設計のための物性値

第1章で概観したように、トンネル工事に伴って行なわれる地質調査から設計あるいは施工管理に必要な地山の物性値を設定することは困難である。この章では、トンネルの地質調査から求められる岩石や地山の物性値のデータベース化を行う。このデータベースを岩盤データベースと呼ぶことにし、これを有効に利用する手段としてデータベース処理システムを提案する。この岩盤データベースシステムを利用して、岩石の密度、一軸圧縮強度、弾性係数、ポアソン比および内部摩擦角といった物性値が、岩石の弾性波速度と高い相関性を持っていることを述べる。さらに、この結果を利用して理論解析に必要な地山の物性値を、岩石の弾性波速度から推定する手法を述べ、特に、道路公団の岩盤分類については、それらの物性値を正確に推定できることを示す。

### 2.1 岩盤データベース

岩盤データベースの項目の一覧を表2.1に示す。このデータベースでは合計22の項目が設定してある。主にトンネルとダム基礎の地質調査の結果を対象にしたデータベースであり、トンネルの1断面で採取されたコアの室内岩石試験より得られる物性を岩石物性とし、現位置での試験から得られる物性に対しては岩盤物性と呼んでいる。なお、その断面での設計条件が既知の場合、地山分類の方法(道路公団、旧国鉄、電研分類など)、岩種(道路公団ではa,b,c,d1,d2,e、旧国鉄ではA,B,C,E,F,G)、地山等級を入力してある。基礎データの収集の方法は、(1)施工会社の担当者にアンケートに答えてもらう形で収集したデータ、(2)既往文献に発表された岩石試験結果(主なものは池田1969、日本鉱業会1986)、(3)主に道路と鉄道トンネルに関する工事報告書に記載されている地質調査結果、の3通りで、データ数としては約2500である。

### 2.2 データベース処理プログラム

#### プログラムの構成

今日の急速なコンピューターテクノロジーの発達にともなって、データベースを構築するための技術がいちじるしい進展を見せ、大容量のハードディスクの低価格化と相まって、大型計算機によらなくてもかなりの規模のデータベースシステムの開発がパーソナルコンピューターを利用することによって可能となった。本システムではパーソナルコンピューターPC9801(日本電気製)を用い、データベースソフトとして



dBASEIII(アシュトン・テイト社)を使用しているが、すべて対話式のプログラムとなっているため、dBASEIIIを知ることなくして使用できる。

このシステムは、基本的に図2.1に示す5つのプログラムから成り立っている。統計処理を除くプログラムは、dBASEIIIで機能するものである。統計処理プログラムについては、N88-BASICを用いている。

システムの簡略化のため、これらのプログラムは、3章で述べるトンネル、支保および計測データベースで共用できるようにした。そのため、それぞれのデータベースに対応するサブルーチン・プログラムを作成した。

#### 入力データ

岩盤データベースに入力されるデータは、すべて数値あるいは文字として直接コンピュータに入力できるデータのみで構成されている。3章で述べるトンネル、支保および計測データベースとの互換性を保つために、トンネル番号(整理番号)を一致させた。岩石名や都道府県のようにデータの内容が、固定している項目については、入力、検索時の日本語入力の手間を省くため、コードを付けて入力した。コード入力した項目については、Appendixにコードとその内容を示した。

#### 結合プログラム

前述したように、各データベースにはコード入力されたデータが存在する。しかし、印刷あるいは検索時出力の際に、コードのままでは不便であるので、コードとそれに対応する日本語を結合させるプログラムを作製した。つまり、メインのデータベースファイルとは別に、コードとそれに対応する日本語を入力したファイルを作成し、これをメインのファイルとを結合させるものである。このシステムを結合プログラムと呼ぶ。

#### 条件検索プログラム

検索は、パーソナルコンピュータの画面を見ながら行う。利用者は、画面に表示されるメニューにしたがって必要な項目を入力すれば、システムを初めて利用する人にも簡単に結果が得られる。岩盤データベースおよびトンネル、支保それに計測データベースともに、全項目について検索が可能である。これらの項目をキーワードとして、論理積、論理和による検索が可能である。一度に検索できうる項目数は、3項まで

表 2.1: 岩盤データベースの項目

内 容	項 目
一般項目	工事名、都道府県名
地質条件	地質時代、地層名、岩石名
設計条件	地山分類の方法、岩種、地山等級
岩石物性	縦弾性波速度、横弾性波速度 (km/s)、密度 (t/m <sup>3</sup> )、 一軸圧縮強度、変形係数 (kgf/cm <sup>2</sup> ) 静的ポアソン比、内部摩擦角 (°)、 粘着力 (kgf/cm <sup>2</sup> )
岩盤物性	縦弾性波速度、横弾性波速度 (km/s)、 N値、RQD値
その他	参考文献、発刊年月

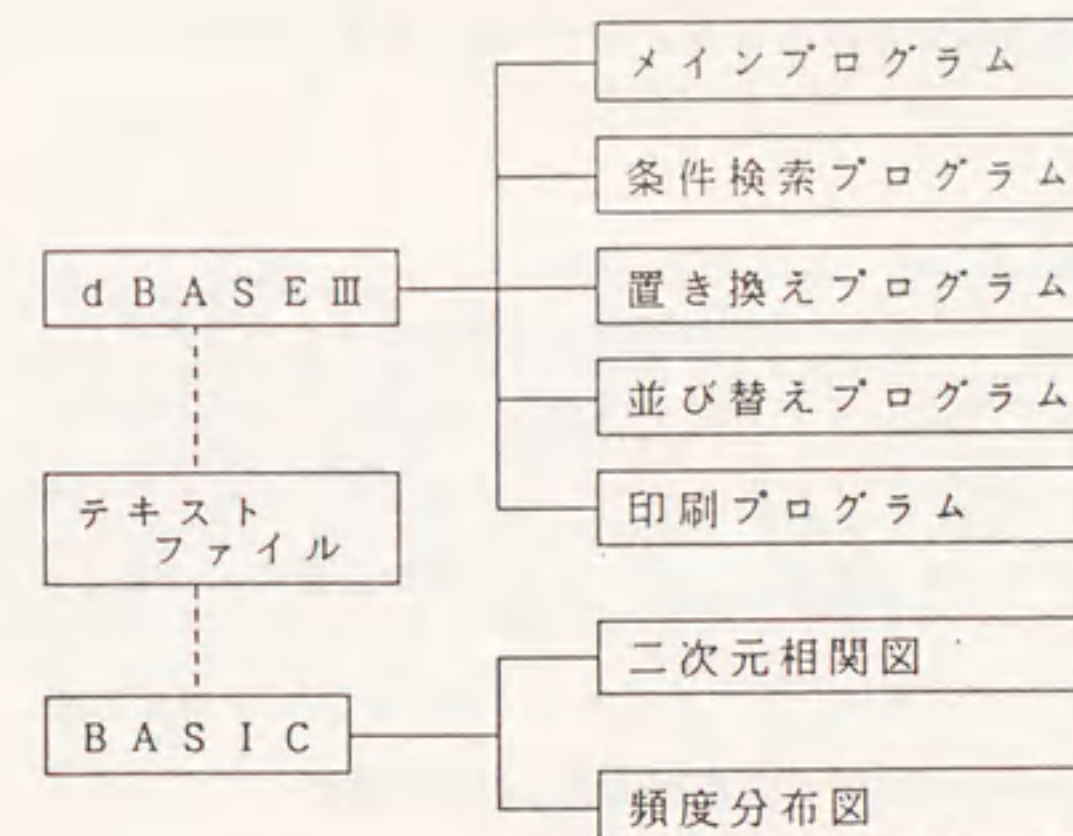


図 2.1: システムの構成



となっている。数値データと文字データの複合検索も可能である。数値データに対しては、不等号、等号 ( $>= <$ ) により範囲を指定でき、文字データに対しては、部分文字列 (文字列の全部あるいは一部分だけが一致するもの) の検索ができる。また、掘削工法 1、2、3 のようにフィールド名は異なるが、データ内容が同種なものの検索は、各項目を論理和 "OR" で結んで 1 つの項目と同じように検索することが可能である。検索の結果得られたデータは、ディスプレイまたはプリンターに出力できる。

#### 並べかえプログラム

並べかえのプログラムは、必要な項目のデータを整理し、データをより効率よく利用する目的のために作成された。操作は検索のプログラムと同様に対話形式であり、利用者の利便を計ってある。並べかえの実施可能な項目は、検索とほぼ同じである。なお、数値データ、文字データ共に降べき順で並べかえる。また、指定した項目順に並べかえの優先順序となる。

#### 印刷プログラム

印刷プログラムは、データベースのプリンターへの出力を制御するもので、決められたフォーマットで出力する方法と、データベースの中の必要な項目だけを、希望する順序で出力する方法が選択できる。並べかえ、検索した結果についても、同様のことができる。

#### 統計処理プログラム

今まで述べたプログラムは、dBASEIII で機能するものであるが、二次元相関図と頻度分布図を描くプログラムを N88-BASIC で作成した。dBASEIII の必要な項目のデータをアスキーコードでテキストファイルに書き込み、これを N88-BASIC で読んで図形を描くもので、条件検索プログラムと同様に、条件に合致したデータだけを選ぶ。

### 2.3 岩盤データベースの利用：岩石物性についての考察

岩石または岩盤の物理的性質や力学的性質を間接的に知るために、弾性波速度を用いる方法は、一般に広く利用されており、これまでに弾性波速度とこれらの物理定数および力学定数との相関関係が検討されてきている (大久保・寺崎 1971)。

#### 2.3.1 岩石の弾性波速度と物性値との関係

ここでは、岩盤データベースを利用して岩石物性としての弾性波速度を指標にして、他の物性との関係を考えてみることにする。図 2.2 に、岩石の弾性波速度と密度の関係を、岩石毎に示している。同様に、岩石の弾性波速度と一軸圧縮強度の関係を図 2.3 に、弾性係数との関係を図 2.4 に、ポアソン比との関係を図 2.5 に示している。岩石の種類としては、全データを対象にしたものおよび、堆積岩から砂岩と凝灰岩、火成岩から深成岩の花崗岩と火山岩の安山岩、変成岩から片岩類を選んで示した。図中の実線は、最小 2 乗法による近似を示すもので、密度、一軸圧縮強度および弾性係数は指数関数で、ポアソン比は一次式で近似してある。また、表 2.2 に、得られた近似式と相関係数を示してある。なお、弾性係数については、データベースに収容されているデータの試験方法が一定でなく、値には接線弾性係数、割線弾性係数または他の方法による弾性係数が混在しているため、ここでは一括して岩石の弾性係数として取り扱う。

等方弾性体の理論によれば、半無限弾性体を伝わる縦弾性波速度 ( $V_p$ ) と、弾性係数  $E$ 、密度  $\rho$ 、ポアソン比  $\nu$  との間には次式の関係があることが知られている。

$$V_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (2.1)$$

$$E = \rho V_p^2 \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad (2.2)$$

まず、弾性波速度と密度の関係について考察する。全データの図 2.2(a) から明らかのように、全体的には密度は弾性波速度の増加とともに増大する傾向にある。特に、堆積岩である砂岩はこの傾向が著しく、弾性波速度と密度の相関係数は高い。また、一方の堆積岩である凝灰岩は、砂岩に比較して密度が全体的に小さくなり、ばらつきも大きくなる。凝灰岩は火山性の堆積岩であり、非常に空隙が多いため、空隙の間の飽和度によって、弾性波速度が異なってくるものが大きく影響してくるものと考えられる。火成岩のうち深成岩である花崗岩は、速度の増大にもかかわらず、密度は 2.6 付近に集中しており、他の岩石と異なった特徴を示す。この花崗岩の特性については後で考察する。一方、安山岩は砂岩と同様な傾向を示すが、砂岩よりは弾性波速度が大きく、密度も大きい方へデータが集中してくる。この砂岩と安山岩の特性は、弾性波速度が岩石の固結度とよい相関性を持つことを示している。一方、変成岩である片岩類



は、花崗岩と砂岩の中間の挙動を示し、弾性波速度が大きく、密度も大きいところにデータが集中してくる傾向が見られる。

弾性波速度と一軸圧縮強度の関係については、全データの図 2.3(a) からわかるように相当にばらついたものになっている。特に、弾性波速度の大きい所でこの傾向が著しい。しかしながら、各岩石ごとに見れば、片岩類が最もよい相関を示し、続いて、花崗岩の相関係数が高い。凝灰岩は弾性波速度の小さいところにデータが集中しているので、相関係数が高くなる。砂岩は弾性波速度の大きいところでの強度のばらつきが大きい。安山岩は、全体的に強度のばらつきが大きく相関係数は低い。大久保・寺崎(1971)は、両者の関係を次の実験式、

$$q_u = 10V_p^3 \quad (2.3)$$

で近似している。表 2.2 からわかるように、全データに対しては式(2.3)と同様の結果を得たが、花崗岩については、強度は速度の約 2 乗に比例するという他の岩石と異なった結果を得た。

弾性波速度と弾性係数の関係は、一軸圧縮強度と同様に相当にばらついたものとなっているが、相関係数は弾性係数の方が全体的に高い。花崗岩と片岩類を除く砂岩、凝灰岩および安山岩については、弾性係数は速度の約 3 乗に比例する結果を得た。一方、花崗岩は弾性波速度の約 2 乗に、片岩類は弾性波速度の 4 乗に比例するという他の岩石と異なった傾向を示した。花崗岩は、弾性波速度の小さいところで一軸強度が大きくなり、片岩類は、弾性波速度の高いところで一軸強度が大きくなるという特徴をもつ。前出の大久保、寺崎(1971)は、一軸圧縮強度の場合と同様に、弾性係数は弾性波速度の 3 乗に比例するという結論を得ている。弾性係数は理論的には式(2.2)に示すように、密度とポアソン比が一定と仮定すると弾性波速度の 2 乗に比例することになる。しかしながら、図 2.2(a) にみれるように、密度は弾性波速度の増加とともに増大する。また、ポアソン比は図 2.5(a) からわかるように、全体的には弾性波速度の増加にともなって減少する傾向にある。従って、式(2.2)のポアソン比に関する

$$f(\nu) = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad (2.4)$$

の項は、弾性波速度の増加とともに、密度の場合と同様に増大する。以上のことを考えてみると、ここで得られた弾性係数が弾性波速度の 3 乗に比例するという結果は、理論的に正しいと言えるのではないだろうか。

表 2.2: 弾性波速度と各物性値間の近似式と相関係数

	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	一軸圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比
全データ	$\rho = 1.8V_p^{0.22}$ $r = 0.76$	$q_u = 9.8V_p^{2.7}$ $r = 0.61$	$E = 2048V_p^{3.0}$ $r = 0.77$	$\nu = 0.36 - 0.02V_p$ $r = 0.55$
砂岩	$\rho = 1.8V_p^{0.23}$ $r = 0.85$	$q_u = 14.0V_p^{2.6}$ $r = 0.67$	$E = 2368V_p^{2.9}$ $r = 0.74$	$\nu = 0.37 - 0.03V_p$ $r = 0.60$
凝灰岩	$\rho = 1.7V_p^{0.19}$ $r = 0.52$	$q_u = 7.80V_p^{3.0}$ $r = 0.72$	$E = 1862V_p^{3.2}$ $r = 0.90$	$\nu = 0.31 - 0.01V_p$ $r = 0.10$
花崗岩	$\rho = 2.4V_p^{0.04}$ $r = 0.63$	$q_u = 41.0V_p^{2.1}$ $r = 0.81$	$E = 10000V_p^{2.1}$ $r = 0.63$	$\nu = 0.32 - 0.01V_p$ $r = 0.34$
安山岩	$\rho = 1.7V_p^{0.26}$ $r = 0.77$	$q_u = 8.5V_p^{2.9}$ $r = 0.29$	$E = 2288V_p^{2.9}$ $r = 0.64$	$\nu = 0.39 - 0.03V_p$ $r = 0.52$
片岩類	$\rho = 2.3V_p^{0.12}$ $r = 0.85$	$q_u = 6.0V_p^{2.6}$ $r = 0.82$	$E = 252V_p^{4.1}$ $r = 0.90$	$\nu = 0.35 - 0.02V_p$ $r = 0.46$

弾性波速度とポアソン比との関係については、図からわかるように、相当にばらついたものになっている。最小 2 乗法の近似では、右下がりの負の関係を得ることができるが、相関係数はあまり高くない。

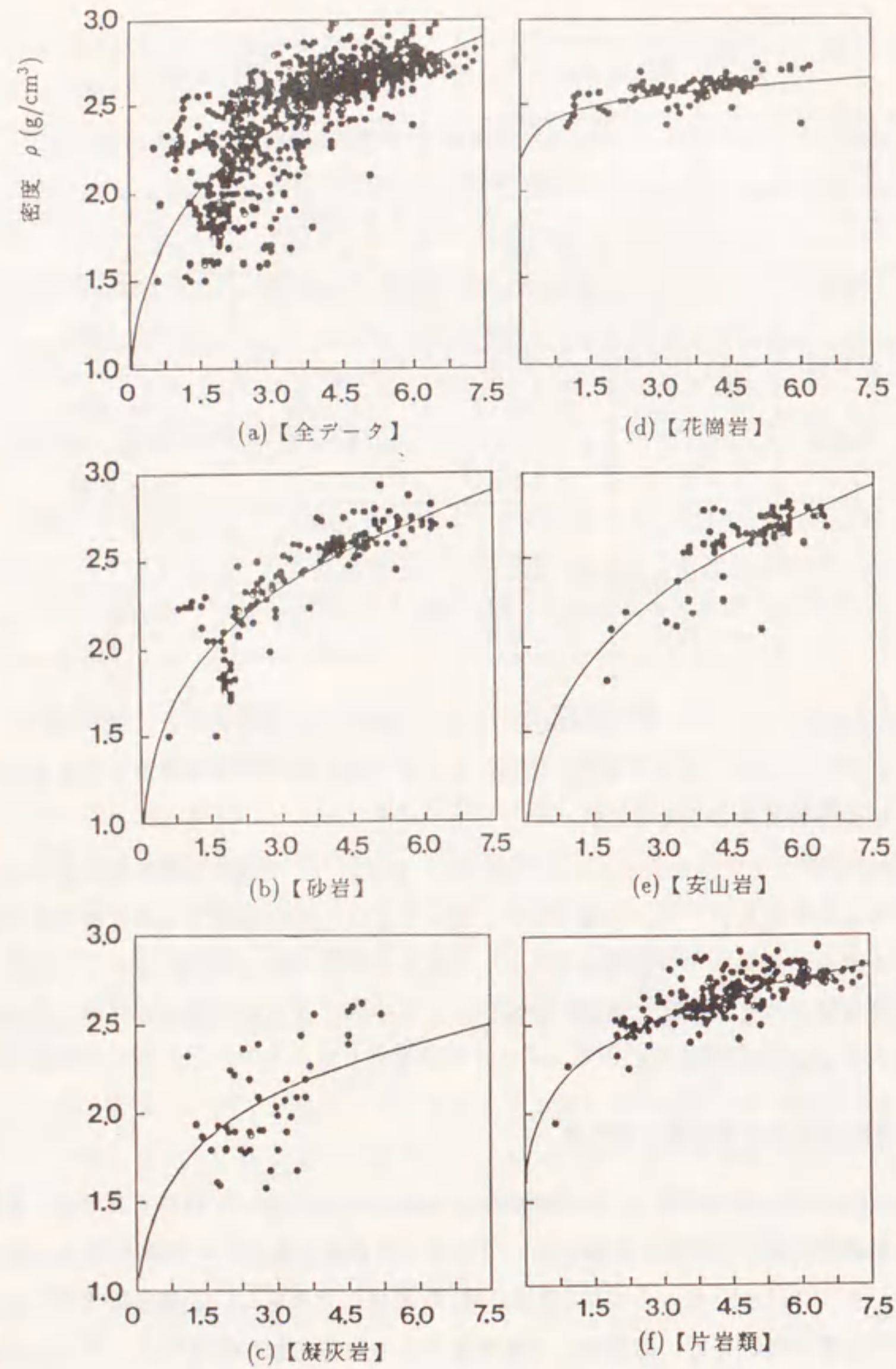
花崗岩が特異な傾向を示すことは前述した。すなわち、花崗岩は弾性波速度の大きいところにはあまりデータが存在しない。さらに、一軸圧縮強度および弾性係数の値は、他の岩石と比較して弾性波速度に対してあまり大きくならない。このことは、造山鉱物が複雑なうえに、結晶構造が発達しているために、結晶間に微細なクラックが存在することが原因と思われる。

### 2.3.2 道路公団の岩盤分類と物性値

トンネルの設計に必要なとされる物性値が、岩盤分類と関連づけられていれば、岩盤分類の客観性あるいは岩盤の評価において非常に有意義であろう。菊地等(Kikuchi et al 1982)は田中(1969)による方法(電研分類)を進展させた新しい岩盤分類方法を提案し、その分類と弾性係数、粘着力、内部摩擦角らの物理定数を関連づけ、その相関性を考察している。ここでは道路公団の岩盤分類について同様のことを試みた。

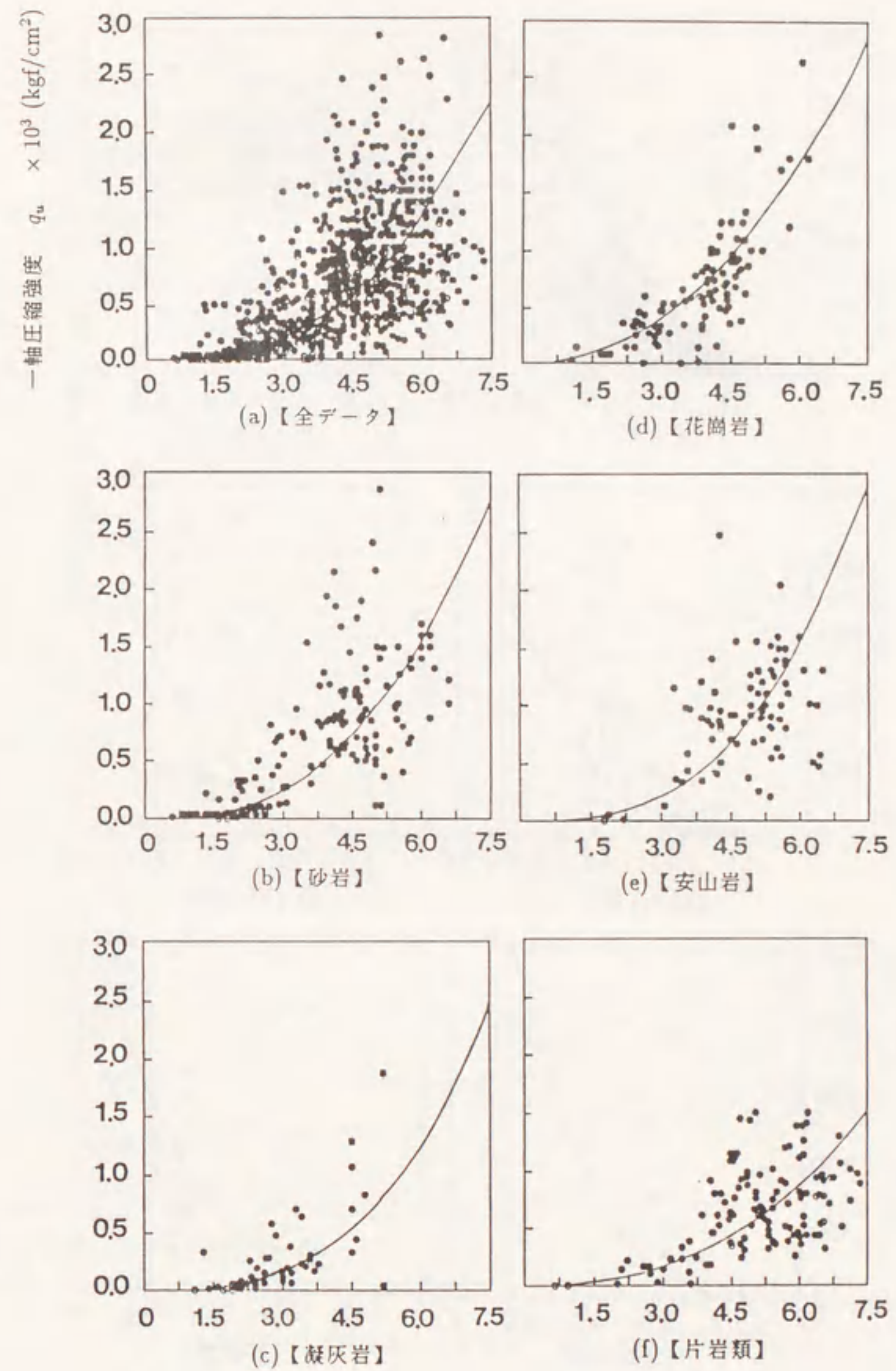
道路公団の岩盤分類の岩種を表 2.3 に示す。この岩種ごとに、2.3.1 節で求めたものと同様の相関図を作成した。その結果を図 2.6 に示す。図中の実線は最小二乗法で求





岩石の縦弾性波速度  $V_p$  (km/s)

図 2.2: 岩石の弾性波速度と密度の関係



岩石の縦弾性波速度  $V_p$  (km/s)

図 2.3: 岩石の弾性波速度と一軸圧縮強度の関係



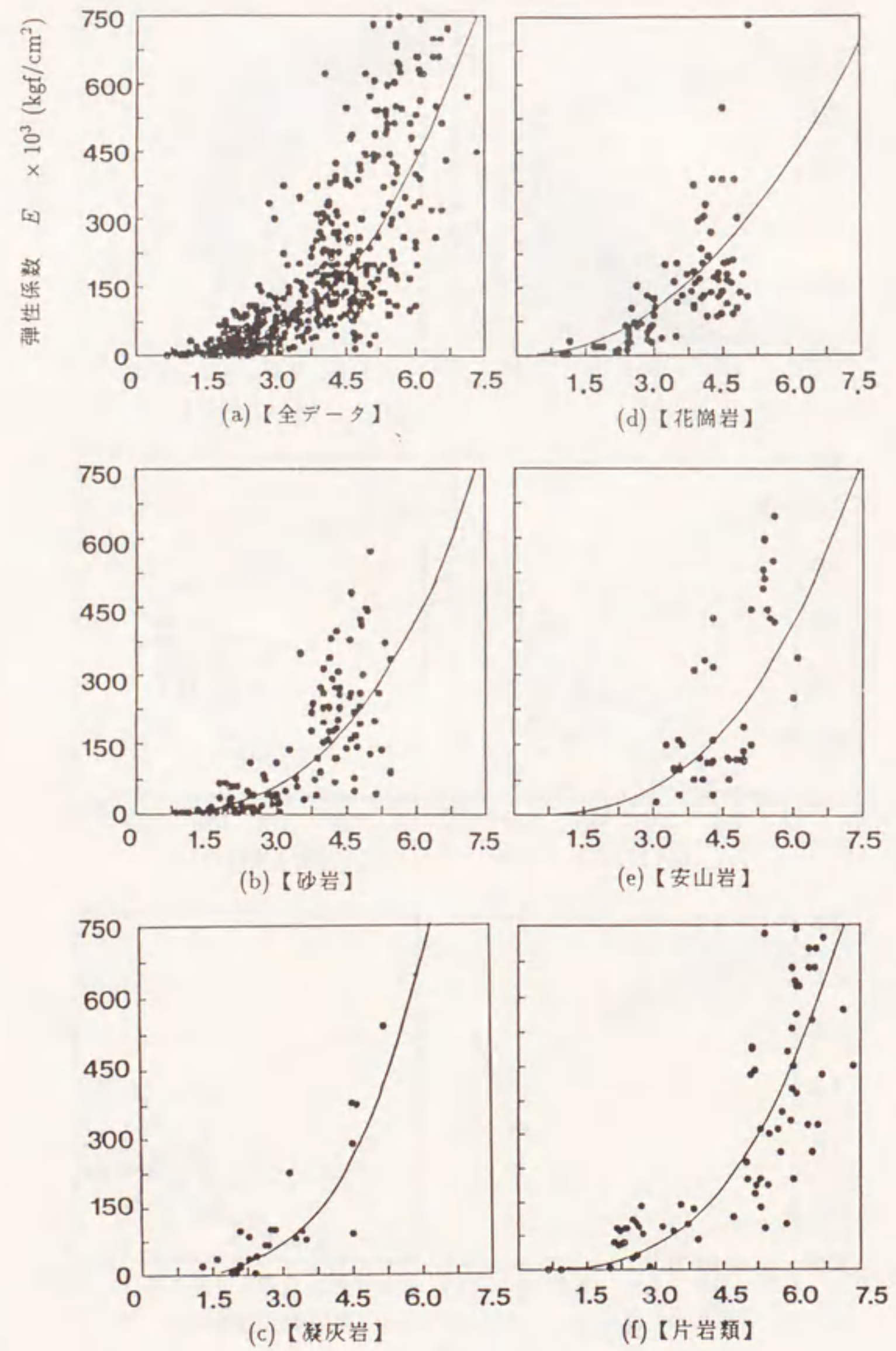


図 2.4: 岩石の弾性波速度と弾性係数の関係

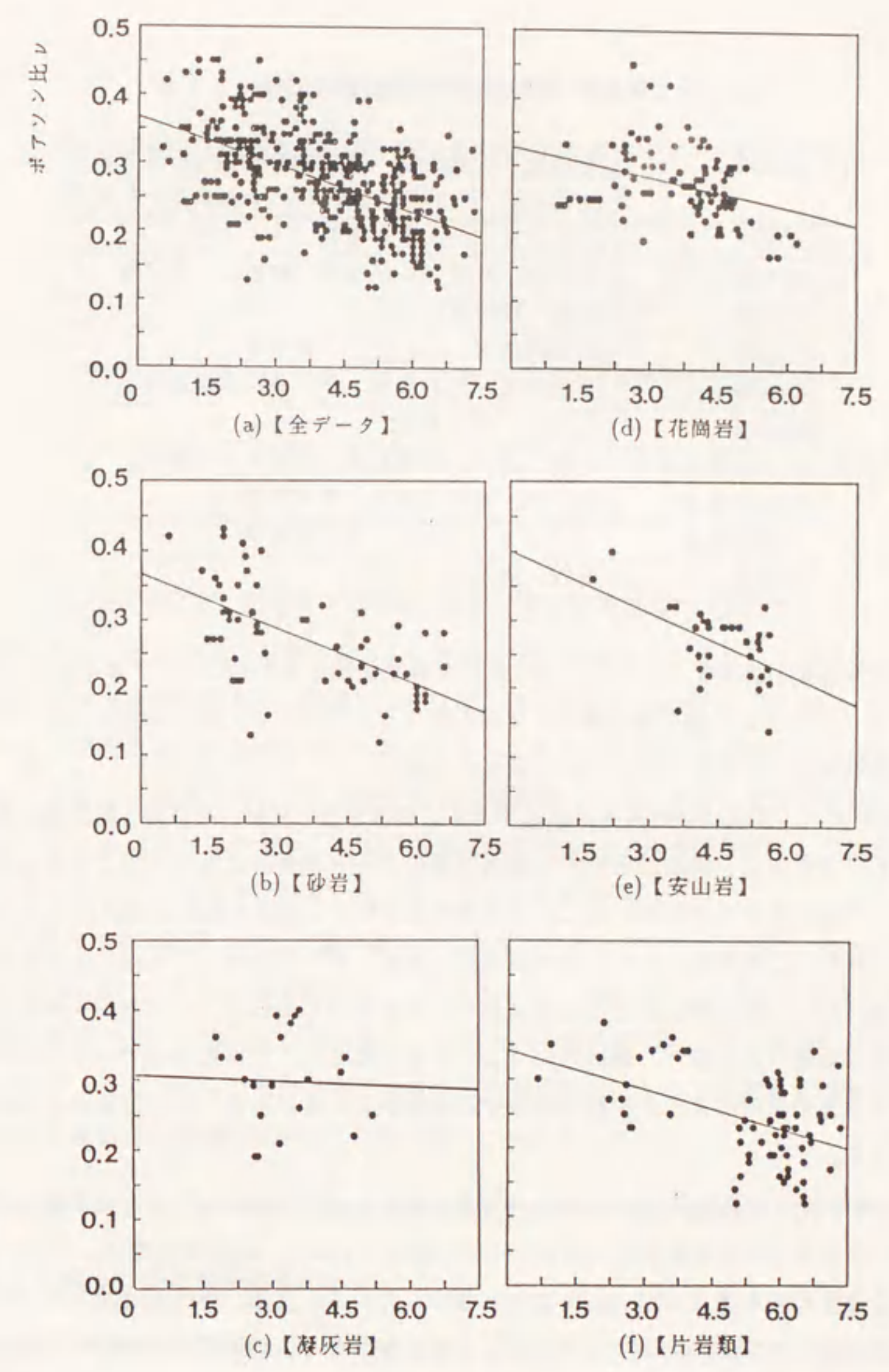


図 2.5: 岩石の弾性波速度とポアソン比の関係



表 2.3: 道路公団の岩盤分類の岩種

a	変成岩	千枚岩, 石墨片岩, 珪質石墨片岩, 石英片岩, 緑色片岩, 片麻岩, 蛇紋岩, ホルンフェルス等
	深成岩	斑れい岩, かんらん岩等
b	古生層および中生層	粘板岩, 砂岩および礫岩, 硬砂岩, 石灰岩, 珪岩, 輝緑凝灰岩等
	c	火山岩
c	脈岩	花崗斑岩, 石英斑岩, ひん岩, 輝緑岩等
	深成岩	花崗岩, 閃緑岩等
d	第三紀層および下部洪積層	泥岩, 頁岩, 珪質頁岩, 砂岩および礫岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩, 集塊岩等
	e	上部洪積層
	沖積層	塵錐, 表土等

めた近似曲線を表わしており、その近似式と相関係数を表 2.4 に示してある。ここで、岩種 d については一軸圧縮強度による細分割は行っておらず、岩種 e についてはデータの数が少ないため、示すことができなかった。

岩種 a は、変成岩と塩基性深成岩である。変成岩としては、片麻岩、片岩類、蛇紋岩のデータが多く、深成岩としては斑れい岩のデータが僅かにあるだけである。データは、弾性波速度の値が低いところが比較的少なく、速度の値が 3.0km/s 以上のところに多い。この図によると、弾性波速度は密度、弾性係数およびポアソン比との相関は高いが、一軸圧縮強度との相関は低い。変成岩のなかには、ある方向への異方性が非常に強いものあり、載荷方向によって値が異なることが知られている。弾性波速度と密度の相関がよく、一軸圧縮強度の相関がよくないのは、この理由によるものであろう。

岩種 b は、古生層および中生層の堆積岩である。データとしては、粘板岩、硬砂岩、石灰岩が多い。密度が 2.6g/cm<sup>3</sup> 付近に集中しており、固結度は高い。そのため、弾性波速度の値も高く、2.5 km/s 以上に集中している。反面、弾性波速度に対する一軸圧縮強度、弾性係数、ポアソン比のばらつきが大きく、相関係数はすべての岩種の中で一番低い。古い堆積岩のため固結度が高いが、岩石のなかに存在する微細なクラックが影響してばらつきが大きいものと考えられる。

表 2.4: 道路公団岩種と各物性値間の近似式と相関係数

岩種	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	一軸圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比
a	$\rho = 2.2V_p^{0.12}$ $r = 0.79$	$q_u = 4.5V_p^{3.0}$ $r = 0.40$	$E = 570V_p^{3.7}$ $r = 0.77$	$\nu = 0.36 - 0.02V_p$ $r = 0.56$
b	$\rho = 2.4V_p^{0.07}$ $r = 0.43$	$q_u = 15.0V_p^{2.7}$ $r = 0.20$	$E = 10000V_p^{2.3}$ $r = 0.60$	$\nu = 0.28 - 0.01V_p$ $r = 0.21$
c	$\rho = 2.3V_p^{0.09}$ $r = 0.52$	$q_u = 40.0V_p^{2.1}$ $r = 0.54$	$E = 9000V_p^{2.2}$ $r = 0.64$	$\nu = 0.30 - 0.01V_p$ $r = 0.22$
d	$\rho = 1.8V_p^{0.17}$ $r = 0.51$	$q_u = 7.8V_p^{3.1}$ $r = 0.79$	$E = 2448V_p^{2.6}$ $r = 0.72$	$\nu = 0.33 - 0.02V_p$ $r = 0.27$

岩種 c は、火山岩、脈岩および酸性深成岩である。火山岩では安山岩のデータが圧倒的に多く、石英粗面岩が僅かにある。脈岩のデータはほとんどない。深成岩では花崗岩のデータが相当数あり、閃緑岩はそれほど多くない。そのため、図 2.2 から図 2.5 の (d) 花崗岩と (e) 安山岩をたした形となり、全体的には岩種 a と似たような特徴を持つ。しかし、岩種 a に比べて弾性波速度の値が低くなり、密度、弾性係数およびポアソン比ともばらつきが大きくなる。一軸圧縮強度および弾性係数とも、弾性波速度に対して余り大きな値は取らず、花崗岩に近い特徴を持つ。

岩種 d は第三紀層および下部洪積層の堆積岩である。データとしては、砂岩と泥岩が圧倒的に多く、それに凝灰岩が続く。特徴として、密度が他の岩種より小さくなり、弾性波速度の値が 4.5km/s 以下に集中してくる。一軸圧縮強度と弾性係数の値も小さくなるが、その分ばらつきが小さくなるため相関係数は高くなる。特に、弾性波速度と一軸圧縮強度の相関係数が他の岩種と較べて最も高くなる。

## 2.4 岩盤データベースの利用：岩石の弾性波速度による岩盤の物性値の推定

### 2.4.1 岩盤と岩石の弾性波速度

岩盤の強度および弾性係数は、節理、亀裂、破碎帯等の弱面の存在と、空隙の存在、吸水状態それに風化の影響を強く受けることはよく知られている。一方、弾性波速度は式 (2.2) に示されるように、弾性係数、ポアソン比それに密度の関数であるが、これらの物性は前述の影響のほかには外的条件としての温度、拘束圧力の影響を受ける。



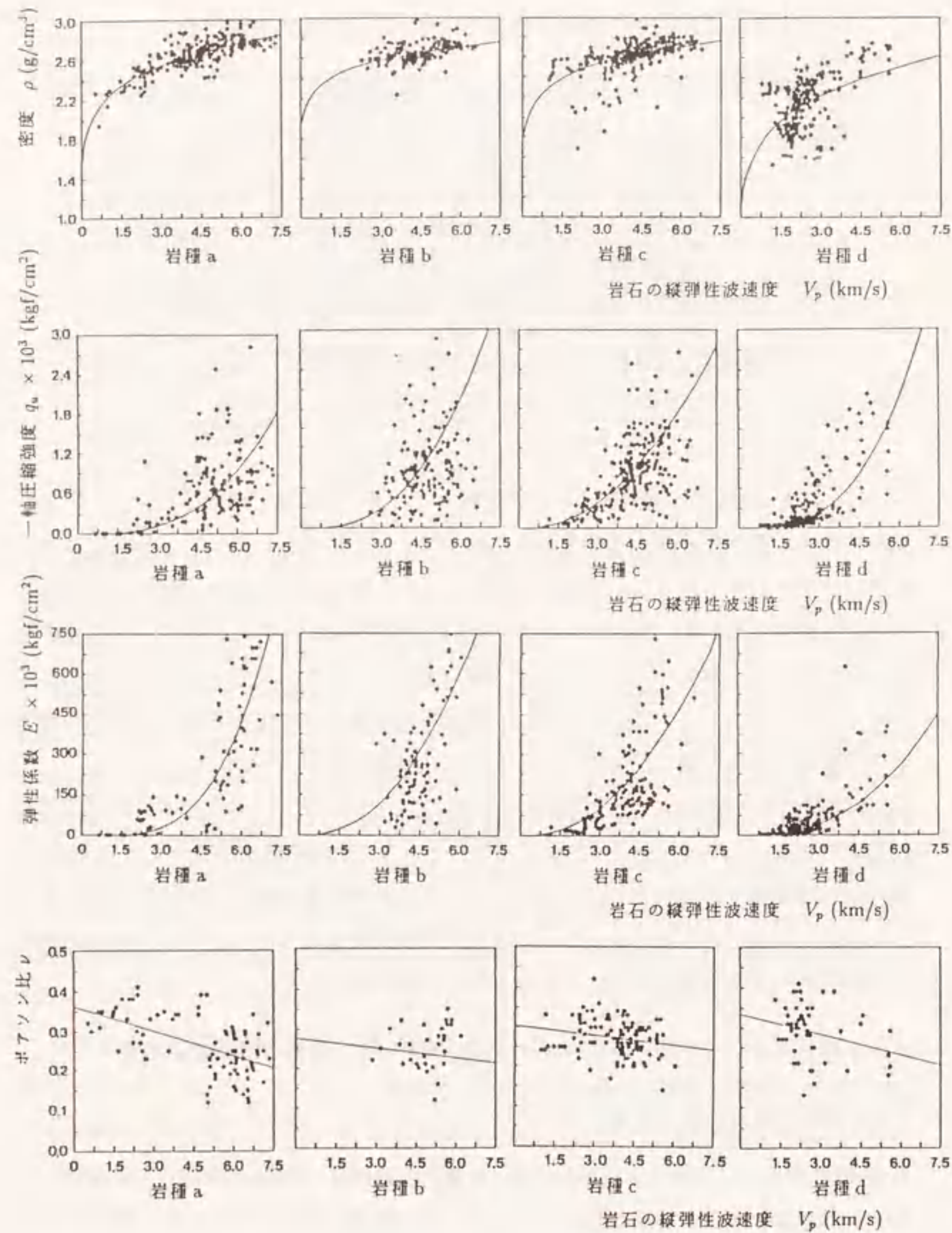


図 2.6: 道路公団岩種における岩石の弾性波速度と各物性値間の関係

岩石試験から得られる物性値から岩盤の物性値を推定しようとする時に広く利用されるパラメーターに、割れ目指数と岩目係数がある。割れ目指数

$$K = \frac{V_{pm}}{V_{pr}} \quad (2.5)$$

は岩盤の弾性波速度  $V_{pm}$  と亀裂を含まない岩石試料の弾性波速度  $V_{pr}$  の比を取ったものである。この割れ目指数が、岩盤中に存在する弱面による弾性波速度の低下率を示すと言われ、この値が小さければ小さいほど岩盤中にクラック等の弱面が多く存在することになる。岩目係数

$$f = \left( \frac{V_{pm}}{V_{pr}} \right)^2 \quad (2.6)$$

は割れ目指数を2乗をしたものである。一般的には、岩盤の弾性係数は、この岩目係数を供試体の試験から得られる弾性係数に掛けることで推定できるとされている。この2乗は式(2.2)の弾性係数が弾性波速度の2乗に比例することによるものである。しかしながら、2.3.1節で述べたように、花崗岩などの深成岩を除いてはこのような関係にはならない。

図2.7は、このデータベースシステムから得られた岩石の弾性波速度と岩盤の弾性波速度の関係を示したものである。図2.7(a)は全データに関するもので、図2.7(b)から(d)までは、道路公団の岩種ごとに示したものである。図2.7(a)からわかるように、全体的には両者は比較的良好な相関関係を示し、一次式で近似すると0.86の傾きを得た。この値が式(2.5)に示す割れ目指数の平均的な値となる。道路公団の岩種別にみると、両者の関係は特徴的な傾向を示す。図からわかるように、各岩種とも2つの直線で近似することができる。弾性波速度の低い部分では、0を通る傾き1の直線となり、この部分では岩盤と岩石の弾性波速度がほぼ等しいものとみなせる。弾性波速度の高いところでは、割れ目指数は各岩種とも低い値になり、岩盤中に存在する弱面によって岩盤の弾性波速度が低下したことがわかる。特に、岩種bについては、割れ目指数は弾性波速度の高いところでばらつきが大きく、また、他の岩種と比較して低い値をとる。岩種bは古生層および中生層の堆積岩であり、固結度が高いため、弾性波速度の大きいところにデータが集中してくる傾向にあるが、亀裂等の影響を強く受けることがこの図から判断される。一方、岩種dは、弾性波速度の値が低いところでのばらつきが大きく、さらには割れ目係数が1より大きくなるものがある。つまり、岩盤の弾性波速度が岩石の弾性波速度より大きくなることで、このことは、弾性波速度の低いとこ



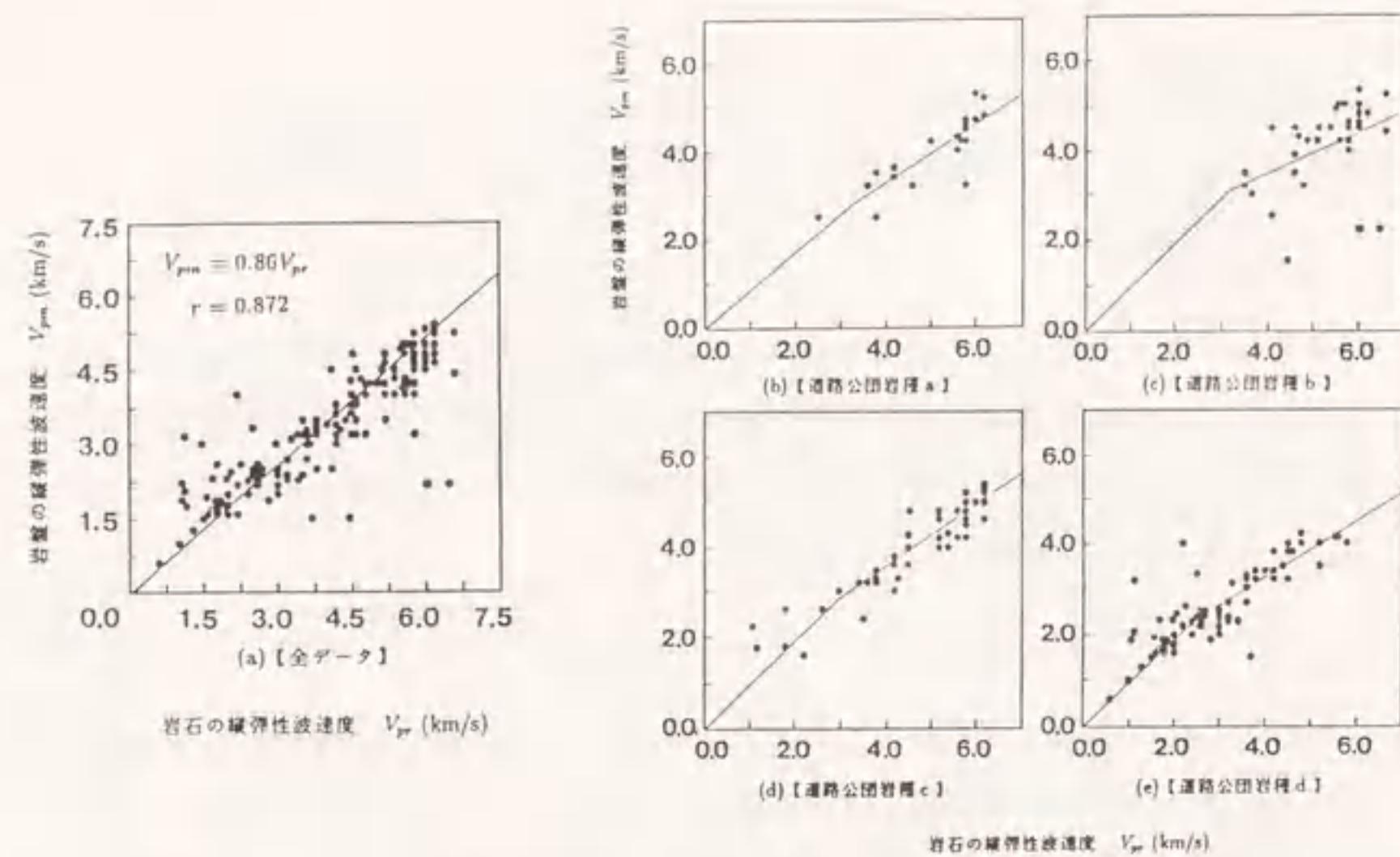


図 2.7: 岩石と岩盤の弾性波速度の関係

ろでは岩盤に弱面が存在するにしてもほとんど影響せず、むしろ土被りによる拘束圧や水による影響が大きいと考えられる。岩種 c は火成岩であるが、非常に相関性は高くなる。岩種 a は変成岩のデータがほとんどである。データ数が少なく確定的なことが言えるわけではないが、岩種 c に似た傾向を示す。

#### 2.4.2 岩盤の一軸圧縮強度と弾性係数

表 2.2 に示したように、全データに対して、岩石の一軸圧縮強度は岩石の弾性波速度の 2.7 乗に比例し、岩石の弾性係数は岩石の弾性波速度の 3.0 乗に比例する。さらに、一軸圧縮強度と弾性係数について、各岩石ごとの特徴を明確にするため、表 2.2 の中に示す近似式の指数項を固定して、相関係数を求めてみた。すなわち、次式

$$q_u = \alpha V_p^{2.7} \quad (2.7)$$

$$E = \beta V_p^{3.0} \quad (2.8)$$

に示すように、全データの近似式の指数項と同じになるように、一軸圧縮強度については指数項を 2.7 乗に、弾性係数については指数項を 3.0 乗に固定し、各岩石について最小二乗法で  $\alpha$  と  $\beta$  を求めた。その近似式を表 2.5(a) に示す。その近似曲線は、図

表 2.5: 弾性波速度と一軸圧縮強度および弾性係数の関係

	(a)		(b)	
	一軸圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	岩種	弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )
砂岩	$q_u = 12.7V_p^{2.7}$ $r = 0.88$	$E = 2031V_p^{3.0}$ $r = 0.70$	全データ	$E = 2048V_p^{3.0}$ $r = 0.77$
凝灰岩	$q_u = 10.2V_p^{2.7}$ $r = 0.47$	$E = 2410V_p^{3.0}$ $r = 0.65$	a	$E = 1574V_p^{3.0}$ $r = 0.57$
花崗岩	$q_u = 14.6V_p^{2.7}$ $r = 0.84$	$E = 2694V_p^{3.0}$ $r = 0.78$	b	$E = 2479V_p^{3.0}$ $r = 0.56$
安山岩	$q_u = 11.4V_p^{2.7}$ $r = 0.86$	$E = 1989V_p^{3.0}$ $r = 0.57$	c	$E = 2389V_p^{3.0}$ $r = 0.79$
片岩類	$q_u = 5.4V_p^{2.7}$ $r = 0.84$	$E = 1625V_p^{3.0}$ $r = 0.59$	d	$E = 1740V_p^{3.0}$ $r = 0.58$

2.3 と図 2.4 で示した曲線とほとんど変わらない。同様に道路公団の各岩種について求めたものを表 2.5(b) に示す。

まず、一軸圧縮強度について考えてみることにする。この  $\alpha$  が一軸圧縮強度についての岩石自体の特性を表す係数と言われ、木沢 (1972) は鮮度係数と呼んで、 $3 < \alpha < 30$  の範囲を一つの区切りとしている。 $\alpha$  が大きければ、同じ弾性波速度に対して一軸圧縮強度が大きくなることを意味し、弾性波速度の大きいところでの一軸圧縮強度の違いが大きくなる。表 2.5 からわかるように、凝灰岩と安山岩が  $\alpha$  の平均的な約 10 の値を示し、砂岩がそれより若干高くなる。花崗岩が相当高い値を示す反面、片岩類が特に低い値となり、弾性波速度が大きいところでも一軸圧縮強度が大きにならないという特徴を示す。

弾性係数は、全データについて 2048 の  $\beta$  の値となった。供試体試験では、弾性波速度は岩石の鉱物組成による影響の他に、風化や目に見えない微小亀裂の影響を受けることが知られている。参考までに表 2.6 に、代表的な造岩鉱物の弾性波速度と密度およびその鉱物だけでできているとした理想岩石の弾性係数と  $\beta$  の値を示す (大草 1972)。砂岩と安山岩が平均的な  $\beta$  の値で示し、凝灰岩と花崗岩が若干高めの値になっている。片岩類は、他に比べて低い値をとる。主要造岩鉱物の  $\beta$  の値が、表 2.6 のように 3,500 から 7,500 の値を示すに対して、割れ目や弱面、空隙 (水や空気を含めて) 等を考慮し



表 2.6: 主要造岩鉱物の弾性波速度と密度、弾性係数および  $\beta$  の値

鉱物名	弾性波速度 (km/sec)	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	弾性係数 ×10 <sup>3</sup> (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\beta$ 値
石英	6.03	2.65	1,031	4,706
カリ長石	5.90	2.65	765	3,717
斜長石	5.78	2.57	754	3,907
黒雲母	5.13	2.89	1,043	7,726
白雲母	5.81	2.29	1,025	5,230
輝石	7.20	3.22	1,531	4,103
角閃石	7.21	3.17	1,333	3,557
かんらん石	8.40	3.32	2,094	3,533

た場合に、表 2.5 の 1,500 から 2,500 の  $\beta$  の値になるものと理解してよいだろう。

#### 2.4.3 道路公団の岩種の物性値の推定

前述のように、全データを対象とした場合、岩石の一軸圧縮強度は岩石の弾性波速度の 2.7 乗に比例し、岩石の弾性係数は岩石の弾性波速度の 3.0 乗に比例する。いま岩盤においても同様の関係が成り立つものと仮定する。つまり、岩盤の一軸圧縮強度は岩盤の弾性波速度の 2.7 乗に比例し、岩盤の弾性係数は岩盤の弾性波速度の 3.0 乗に比例するものとする。この考え方に基づくると、岩盤の一軸圧縮強度と弾性係数は割れ目係数  $K$  を用いると、

$$q_{um} = K^{2.7} q_{ur} \quad (2.9)$$

$$E_m = K^{3.0} E_r \quad (2.10)$$

となる。ここで、 $q_{um}$  は岩盤の一軸圧縮強度、 $q_{ur}$  は岩石の一軸圧縮強度、 $E_m$  は岩盤の弾性係数、 $E_r$  は岩石の弾性係数である。

NATM トンネルの設計においては、岩盤分類を行うために通常、岩盤の弾性波速度の調査が必要となる。岩盤の弾性波速度を既知として、トンネルの数値解析を行うとすると必要な物性値を推定する方法を、道路公団の岩盤分類に表われる岩種について考えてみる。前述のように、割れ目係数  $K$  を用いる方法で、二通りの推定法を提案する。一つは、トンネル断面の数カ所で、亀裂のない岩石の弾性波速度を測定できる

表 2.7: 道路公団岩盤分類の岩石  $V_p$  を基にした物性値

		A	B	C	DI	DII
岩種 a	岩石の $V_p$	$V_p > 5.0$	$5.0 > V_p > 3.8$	$3.8 > V_p > 3.2$	$3.2 > V_p > 2.5$	$2.5 > V_p$
	密度	~ 2.70	2.70 ~ 2.62	2.62 ~ 2.56	2.56 ~ 2.49	2.49 ~
	一軸圧縮強度	~ 540	540 ~ 240	240 ~ 140	140 ~ 70	70 ~
	弾性係数	~ 210	210 ~ 80	80 ~ 40	40 ~ 20	20 ~
	ポアソン比	~ 0.26	0.26 ~ 0.28	0.28 ~ 0.30	0.30 ~ 0.31	0.31 ~
岩種 b	$V_p$	$V_p > 5.0$	$5.0 > V_p > 3.8$	$3.8 > V_p > 3.2$	$3.2 > V_p > 2.5$	$2.5 > V_p$
	密度	~ 2.67	2.67 ~ 2.62	2.62 ~ 2.59	2.59 ~ 2.54	2.54 ~
	一軸圧縮強度	~ 1100	1100 ~ 550	550 ~ 350	350 ~ 180	180 ~
	弾性係数	~ 390	390 ~ 200	200 ~ 140	140 ~ 80	80 ~
	ポアソン比	~ 0.23	0.23 ~ 0.24	0.24 ~ 0.25	0.25 ~ 0.26	0.26 ~
岩種 c	$V_p$	$V_p > 4.8$	$4.8 > V_p > 3.6$	$3.6 > V_p > 3.0$	$3.0 > V_p > 2.5$	$2.5 > V_p$
	密度	~ 2.65	2.65 ~ 2.58	2.58 ~ 2.54	2.54 ~ 2.49	2.49 ~
	一軸圧縮強度	~ 1000	1000 ~ 580	580 ~ 400	400 ~ 270	270 ~
	弾性係数	~ 280	280 ~ 150	150 ~ 100	100 ~ 70	70 ~
	ポアソン比	~ 0.263	0.263 ~ 0.273	0.273 ~ 0.278	0.278 ~ 0.282	0.282 ~
岩種 d	$V_p$	$V_p > 3.5$	$3.5 > V_p > 3.0$	$3.0 > V_p > 2.0$	$2.0 > V_p > 1.5$	$1.5 > V_p$
	密度	~ 2.26	2.26 ~ 2.20	2.20 ~ 2.05	2.05 ~ 1.95	1.95 ~
	一軸圧縮強度	~ 360	360 ~ 220	220 ~ 60	60 ~ 30	30 ~
	弾性係数	~ 60	60 ~ 40	40 ~ 15	15 ~ 7	7 ~
	ポアソン比	~ 0.27	0.27 ~ 0.28	0.28 ~ 0.30	0.30 ~ 0.31	0.31 ~

密度 (g/cm<sup>3</sup>) , 一軸圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
弾性係数 ×10<sup>3</sup> (kgf/cm<sup>2</sup>)



場合に適用する。測定した値を平均したものを、断面での岩石の弾性波速度とし、これより、割れ目係数  $K$  を求める。式 (2.9) と (2.10) の推定式によって、 $K$  の 2.7 乗を岩石の一軸強度に掛け合わせれば岩盤の一軸圧縮強度が、 $K$  の 3.0 乗を岩石の弾性係数の値に掛ければ岩盤の弾性係数が求まる。なお、岩石の一軸圧縮強度と弾性係数の値は、表 2.7 に示してある。

もう一つの方法は、亀裂のない岩石の弾性波速度が測定できない場合に適用するもので、割れ目指数を仮定することで物性値が推定できる。ここでは、図 2.7 において、弾性波速度の大きいところでの割れ目指数を総合的に判断して、

$$V_{pm} = 0.8V_{pr} \quad (2.11)$$

に示す平均値 0.8 を使うことにする。道路公団の地山等級は、岩盤の弾性波速度で区分されるので、その地山等級を区分する弾性波速度を 1.25(1/0.8) 倍して、岩石の弾性波速度を求める。密度とポアソン比は、この弾性波速度を表 2.4 の近似式に代入して求める。なお、密度とポアソン比に関しては、岩盤中でも岩石と変わらないと仮定しているため、この値を地山等級での値とする。一方、一軸圧縮強度と弾性係数は、岩石の弾性波速度を表 2.5(b) の近似式に代入して求める。この値を  $q_{ur}$  と  $E_r$  とすると、

$$q_{ur} = (0.8)^{2.7} q_{ur} \quad (2.12)$$

$$E_m = (0.8)^{3.0} E_r \quad (2.13)$$

から、道路公団の岩盤分類の各岩種おける一軸圧縮強度と弾性係数の値が求められる。こうして求めた各岩種の物性値を表 2.8 に示している。この方法は、岩盤内に存在するクラック、節理、断層等の不確定要素を全て、割れ目指数の指数乗の形に取り込むため、使用する際特に注意が必要である。ここでは、割れ目指数を平均的な値 0.8 としているので、地山が悪い場合は、この表に示されている値より小さくする必要がある。

### 2.5 岩石の弾性波速度と内部摩擦角の関係

図 2.8 に、岩石の弾性波速度と内部摩擦角の関係を示す。内部摩擦角自体のデータが少ないため、データ数の多い岩石から 3 種（凝灰岩、砂岩、泥岩）を選んである。全データの図からわかるように、弾性波速度が低いところでのデータのばらつきは大き

表 2.8: 道路公団岩盤分類についての物性値 (岩盤の  $V_p$  に関して)

		A	B	C	DI	DII
岩種 a	岩盤の $V_p$	$V_p > 5.0$	$5.0 > V_p > 3.8$	$3.8 > V_p > 3.2$	$3.2 > V_p > 2.5$	$2.5 > V_p$
	密度	~ 2.70	2.70 ~ 2.62	2.62 ~ 2.56	2.56 ~ 2.49	2.49 ~
	一軸圧縮強度	~ 630	630 ~ 260	260 ~ 90	90 ~ 45	45 ~
	弾性係数	~ 240	240 ~ 90	90 ~ 25	25 ~ 10	10 ~
	ポアソン比	~ 0.26	0.26 ~ 0.28	0.28 ~ 0.30	0.30 ~ 0.31	0.31 ~
岩種 b	$V_p$	$V_p > 5.0$	$5.0 > V_p > 3.8$	$3.8 > V_p > 3.2$	$3.2 > V_p > 2.5$	$2.5 > V_p$
	密度	~ 2.67	2.67 ~ 2.62	2.62 ~ 2.59	2.59 ~ 2.54	2.54 ~
	一軸圧縮強度	~ 1390	1390 ~ 400	400 ~ 140	140 ~ 70	70 ~
	弾性係数	~ 510	510 ~ 130	130 ~ 40	40 ~ 20	20 ~
	ポアソン比	~ 0.23	0.23 ~ 0.24	0.24 ~ 0.25	0.25 ~ 0.26	0.26 ~
岩種 c	$V_p$	$V_p > 4.8$	$4.8 > V_p > 3.6$	$3.6 > V_p > 3.0$	$3.0 > V_p > 2.5$	$2.5 > V_p$
	密度	~ 2.65	2.65 ~ 2.58	2.58 ~ 2.54	2.54 ~ 2.49	2.49 ~
	一軸圧縮強度	~ 950	950 ~ 350	350 ~ 150	150 ~ 90	90 ~
	弾性係数	~ 250	250 ~ 80	80 ~ 30	30 ~ 20	20 ~
	ポアソン比	~ 0.263	0.263 ~ 0.273	0.273 ~ 0.278	0.278 ~ 0.282	0.282 ~
岩種 d	$V_p$	$V_p > 3.5$	$3.5 > V_p > 3.0$	$3.0 > V_p > 2.0$	$2.0 > V_p > 1.5$	$1.5 > V_p$
	密度	~ 2.26	2.26 ~ 2.20	2.20 ~ 2.05	2.05 ~ 1.95	1.95 ~
	一軸圧縮強度	~ 330	330 ~ 190	190 ~ 40	40 ~ 20	20 ~
	弾性係数	~ 80	80 ~ 40	40 ~ 7	7 ~ 3	3 ~
	ポアソン比	~ 0.27	0.27 ~ 0.28	0.28 ~ 0.30	0.30 ~ 0.31	0.31 ~

密度 (g/cm<sup>3</sup>), 一軸圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
弾性係数 × 10<sup>3</sup> (kgf/cm<sup>2</sup>)



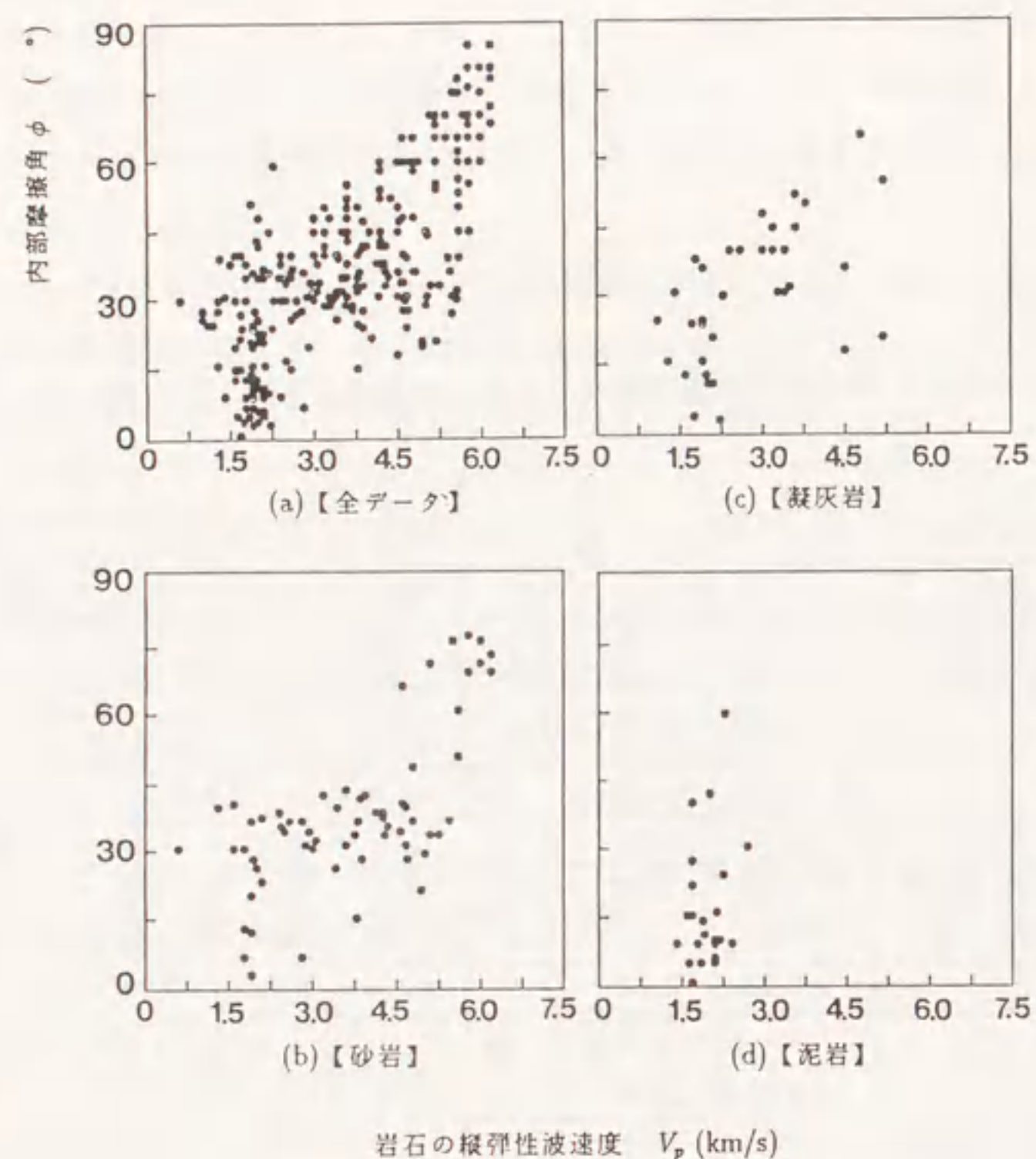


図 2.8: 岩石の弾性波速度と内部摩擦角の関係

いが、全体的には弾性波速度が増加するにつれて、内部摩擦角が線形的に増加する傾向がみられる。砂岩と凝灰岩については、全データと同様な傾向を示すが、泥岩は弾性波速度の低いところにしかデータはなく、そこでの内部摩擦角のばらつきが大きい。データ数が少ないので確定的なことが言えるわけではないが、内部摩擦角を、弾性波速度によって表 2.9 のように、分類することにする。この表は道路公団の岩盤分類について示したものであり、数値解析でもこの値が使えるものとする。

## 2.6 結語

本章では岩盤に関するデータベースを開発し、それを利用してトンネルの事前設計

表 2.9: 弾性波速度による内部摩擦角の分類

分類	A	B	C	DI	DII
岩盤の状態	非常に よい	よい	普通	悪い	非常に 悪い
岩盤の $V_p$	-4.8	4.8-	3.5-	2.9-	2.5-
内部 摩擦角	-55	55-	40-	35-	30-
		-40	-35	-30	

に必要な物性値を推定する方法を示した。得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- 1) 全データを対象にした場合、一軸圧縮強度は弾性波速度の 2.7 乗に比例し、弾性係数は弾性波速度の 3.0 乗に比例する。ただし花崗岩については、この結果と異なった傾向を示した。弾性波速度と弾性係数は、各岩石とも比較的高い相関係数を得たが、一軸圧縮強度に対する相関係数は、各岩石によってばらついた。
- 2) 弾性波速度と密度は、各岩石ごとに異なった特徴を示したため、特に砂岩では相関係数が高くなった。
- 3) ポアソン比については、弾性波速度に対して右下がりの関係を得たが、相関係数は高くない。
- 4) 内部摩擦角は、弾性波速度の低いところでのデータのばらつきが大きいですが、全体的には弾性波速度と線形的な関係を示した。
- 5) 岩石の弾性波速度と岩盤の弾性波速度との関係については、良好な相関関係が得られ、岩石の弾性波速度と割れ目指数から、岩盤の物性値を推定できることを示した。
- 6) 道路公団の岩盤分類の岩種について、岩石の弾性波速度と各物性値間の相関を求めたところ、岩石と同様に比較的良好な相関関係を得た。そこで各岩種ごとに弾性波速度と割れ目係数によって各物性値を推定する方法を提案した。



### 3. トンネル施工データベースについての考察

この章は、トンネルにおける計画、施工、計測情報といったこれまでの経験を体系的に蓄積する方法として三種のデータベースを提案する。トンネルの全般的の項目についてはトンネルデータベース、支保パターンについては支保データベース、施工中に計測、観察された結果に対しては計測データベースを構築した。トンネルデータベースでは、掘削方法と掘削工法、最大内空変位について述べる。支保データベースについては、実際に施工された支保パターンと標準支保パターンの比較を行なっている。計測データベースでは、内空変位と天端沈下の関係について考察する。また、内空ひずみと推定地山強度比という新しい概念を示し、この両者の関係がトンネルの非常に有効であることを述べる。

#### 3.1 トンネル施工情報の特徴

トンネルの施工データをデータベース化するにあたって、各データを以下の4種類に分類した。

- (1) トンネル全体に共通するデータ
- (2) トンネルの工区ごとに共通するデータ
- (3) トンネル内の特定区間に共通するデータ
- (4) トンネル内の特定断面または地点に依存するデータ

(1)に属するデータは、トンネル名、トンネル延長、断面形式など、個々のトンネルごとに与えられるデータである。(2)は、工区名、工区延長、施工機械など工区ごとに決まるデータであり、(3)は、施工パターン、地山の区分や地質などのトンネルの特定区間で決まるデータ、(4)は、例えば、最大内空変位量、ロックボルトの軸力のような、トンネルの特定の断面において与えられるデータである。(1)および(2)は、一定のデータ長で表現できるデータであるのに対して、(3)および(4)は、各トンネルの施工状況などによって、データ量が一定せず、データの長さは不定となる。また、事前設計と実施設計でデータが異なる場合がでてくる。このように、トンネルの施工情報をデータベース化するにあたっては、トンネル特有のデータの特徴や構造を理解しておく必要があり、性質の異なるデータを必要に応じて組み合わせて利用し、整理し、また、多角的に検索できることが要求される(河田・朝倉 1986)。

#### 3.2 トンネル施工データベース

このシステムは、最近5年以内に施工完了した約100本のNATM工法によるトンネルについて、データベース化を行ったものである。ここでは、前節に述べたデータ構造の相違に基づき、

- (a) トンネルデータベース
- (b) 支保データベース
- (c) 計測データベース

の三つに分けて作成した。トンネルデータベースは、前節の(1)トンネル全体に共通するデータを対象にしたものであるが、長大トンネルについては、(2)の工区ごとに整理したものもある。一方、支保データベースは、前節(3)のトンネル内の特定区間に関するデータを支保パターン別に分類したものである。また、計測データベースは、前節(4)のトンネルの特定断面に依存するデータのうち、計測に関するデータをまとめたものである。なお実施設計が事前設計と異なる場合は、実際に施工されたデータを入力するものとした。

トンネルデータベースは、表3.1に示す51項目から成る。これらはトンネル概要、地質条件、設計条件、施工条件、計測観察の内容に分類される。以下、各入力データについて説明する。トンネル種別は高速道路、国道、JR在来線などをコードで入力する。近接施工、あるいは交差点部の施工がある場合は“有”で入力する。都道府県はAppendixに示しているコードで選択する。参考文献も同様にコードで入力する。地山区分の方法は、道路公団方式、JR方式、電研方式などをコードで選択する。地質時代と地質種類は、頻度の高いものから2つ選択する。弾性波速度の上限と下限は、事前調査の弾性波速度の結果のなかで、坑口や破砕帯などの特殊な部分を除いた区間での最大値と最小値である。代表的岩石は、施工中に確認された岩石名について、頻度の高い順に3種コードで入力する。施工中に膨張性、流動性、偏圧性地山に遭遇した場合、あるいは断層、破砕帯、地滑りの区間で施工に難渋した場合は、“有”と入力する。掘削工法は、全断面工法、ベンチ工法、サイロット工法などから頻度の高いものから3種選択する。掘削方法については、発破掘削、機械掘削、人力掘削から代表的なもの2種を選んで入力する。施工中に観察された変状とそれに対する補強工のうち代表的なものを、それぞれ3種をコードで入力する。最大内空変位量と天端沈下の項目は、施工中に観測された内空変位の最大値と天端沈下量の最大値を示している。また、最大



表 3.1: トンネルデータベースの項目

内 容	項 目
トンネル概要	トンネル番号、トンネル名、トンネル種別、 トンネル延長、NATM長、 近接施工の有無、交差点部の有無、 当初工期開始年月、施工開始年月、竣工年月、 都道府県、参考文献
地質条件	地山区分の方法、地質時代1、2、地質種類1、2、 弾性波速度上限、下限、代表的岩石1、2、3、 NATM区間最大被り、 (膨張性、流動性、偏圧、断層、破碎帯、地滑り)の有無、 最大湧水量、湧水継続時間
施工条件	掘削工法1、2、3、掘削方法1、2、掘削直径、 掘削断面積
補強工	補強工1、2、3
計測 観測	変状の内容1、2、3、最大内空変位量、天端沈下量 最大地表面沈下量、ロックボルト引き抜き耐力

地表面沈下量とロックボルト引き抜き耐力は、同様に施工中の最大値を入力するものであるが、データの数はいくつか少ない。

コードで入力する項目については、Appendixにコードとその内容をまとめて示してある。2章でも述べたように、コードで入力された項目でも字数が少ないものは、日本語に置き換えられて出力される。

支保データベースは、表 3.2 に示す 24 項目から成り、1つのトンネルで支保パターンが変化すると入力される。トンネル番号、都道府県、地山区分の方法は、トンネルデータベースと一致する。区間平均土被り厚の項目は、1つの支保パターン区間の土被りの平均値であり、弾性波速度の項目は同じく区間の平均値である。掘進長は、ベンチカット工法が採用されている場合の各支保パターンの一掘進長を示す。ロックボルト、吹付けコンクリート、鋼製支保工それに2次覆工厚などの支保パターンに関する内容に加えて、各支保パターンで設定された変形余裕量を入力するものである。

計測データベースの項目を表 3.3 に示す。トンネル概要は、トンネル番号、トンネル名、トンネル種別の各項目からなり、これらはトンネルデータベースの項目と同じものをを入力する。計測位置は、計測を行った断面の距離標程である。地質条件は、計測

表 3.2: 支保データベースの項目

内 容	項 目
トンネル概要	トンネル番号、都道府県
地質条件	地山区分の方法、区間平均土被り厚、弾性波速度
設計条件	支保パターン、掘削工法、掘削断面積、掘進長、 ロックボルトの長さ、本数、施工間隔、 鋼支保工(上半、下半、ピッチ)、 吹付けコンクリート(厚さ、強度)、 スチールファイバーの有無、金網の有無、 2次覆工厚(インバート、アーチ側壁)、 変形余裕量

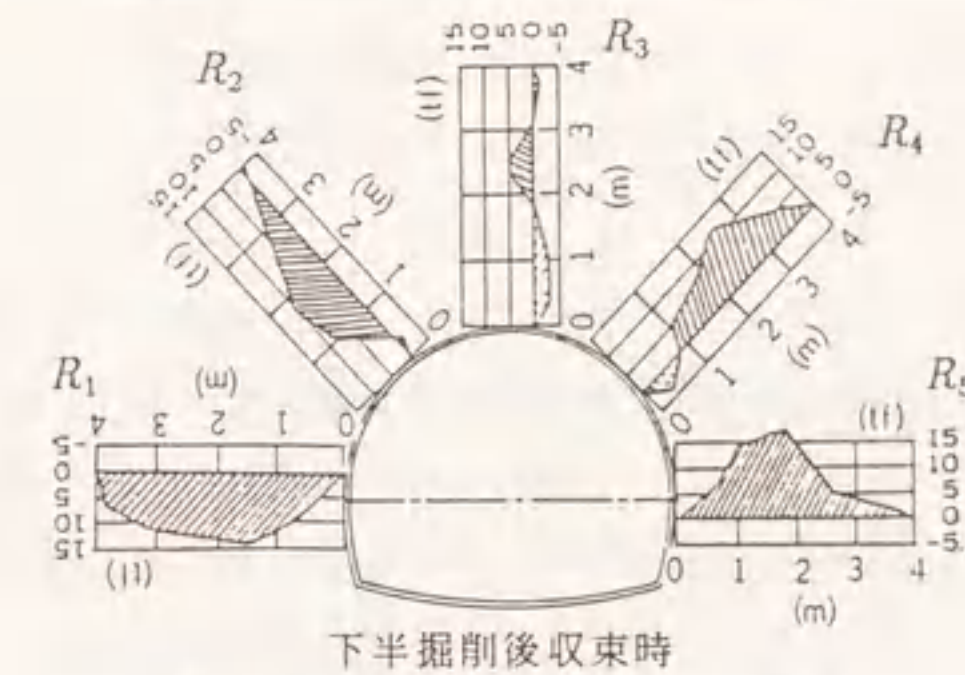


図 3.1: ロックボルト軸力分布形状

断面における岩石名、その岩種、地山の縦弾性波速度  $V_p$ 、土被り、その地点から採取した岩石の一軸圧縮強度、地山強度比の 6 項目からなる。設計条件は、計測断面における支保パターン、掘削断面積、掘削直径の 3 項目である。計測条件は、内空変位(上半の水平測線の収束値)、天端沈下の収束値、ロックボルトの最大軸力とその配置位置(図 3.1 参照)、吹付けコンクリートの最大応力の項目からなる。その他として、内空ひずみおよび推定地山強度比の項目が追加されて、合計 19 項目からなる。内空ひずみと推定地山強度比については、3.5 項で説明する。

このデータベースに収納されている内容は、JR、道路公団、建設省および都道府県から発注され、ここ 5 年以内に建設された NATM 工法によるトンネルについて、工事担当者の調査表を中心に、他の資料(主に「トンネルと地下」による)から補充した



表 3.3: 計測データベースの項目

内 容	項 目
トンネル概要	トンネル番号、トンネル名、トンネル種別
計測位置	計測標程
地質条件	岩石名、岩種、地山の縦弾性波速度、 岩石の一軸圧縮強度、土被り、地山強度比
設計条件	支保パターン、掘削断面積、掘削直径
計測値	内空変位、天端沈下、 ロックボルトの最大軸力とその位置 吹付けコンクリートの最大応力
計算値	内空ひずみ、推定地山強度比

ものである。

### 3.3 トンネルデータベースを利用した統計データ

表 3.4(a) から表 3.4(f) にトンネルデータベースの一覧を示す。以下、このトンネルデータベースによって得られた結果について、考察してみる。

#### 3.3.1 掘削方式と工法について

表 3.4(a) と表 3.4(d) に各トンネルで施工された掘削方式を 2 つと、掘削工法を 3 つを挙げてある。

掘削方式には発破、機械掘削、人力掘削などがあるが、地質地形、断面形状、工期延長および環境条件を考慮のうえで、最も適した方式が選択される。

発破掘削は、山岳トンネルでは最も一般的な掘削方式であり、ここでも、掘削直径が 10m、掘削断面積が 90 m<sup>2</sup> 前後の道路トンネルのほとんどで採用されている。地質時代としては、古生代、中生代、第三紀中新世など比較的硬い岩盤が対象となっている。

一方、機械掘削は、発破によらず機械により地山を切削あるいは圧砕していく方式で、その適用範囲は特殊な工法(例えばスロットル工法)を除いて安定した低固結の地山から中硬岩の地山に限定される。表 3.4(a) と表 3.4(d) からわかるように、全面的な機械掘削のトンネルは少なく、発破掘削と併用して使用されるケースもみられる。全面的な機械掘削としては、高速道路トンネルでは、井吹トンネル(地質時代としては洪

積世の土砂地山)、入戸軽石流の火山破屑物からなる田上トンネルが挙げられる。JR 在来線トンネルについては、機械掘削が比較的多く、掘削直径が 5.0m 弱では、兎野トンネル(中生代の頁岩地山)、新々宮トンネル(第三紀鮮新世の砂岩泥岩地山)があり、掘削直径が 9.0m 前後では第一森越トンネル(第三紀中新世の砂岩地山)、第一浜名トンネル(洪積世の土砂地山)、新宇佐美トンネル(第三紀中新世の安山岩地山)がある。一般国道と地方道では、名ヶ山トンネル(沖積世の砂岩泥岩地山)、新望月トンネル(沖積世の泥岩地山)が機械施工された。

人力掘削はピックハンマー、ショベルなどを用いて掘削する方式であり、発破掘削が環境保全上困難である場合とか、地山が不安定で小断面による掘削をせざるを得ないような断層、破碎帯、低固結の地山に適用される。部分的な人力掘削としては、肥後トンネル(高速道路)、夜久野トンネル(JR 在来線)、板倉トンネル(地方道路)、美唄トンネル(高速道路)など、比較的地質時代の若い沖積世、洪積世の堆積岩からなる地山が挙げられる。

次に掘削工法については、全断面工法、ベンチカット工法、サイロット工法が挙げられるが、基本的には切羽の自立性、湧水の状況、地山の支持力、土被りなどの条件に、施工性および経済性を考慮して決められる。

表 3.4(a) と表 3.4(d) に示されるように、全断面掘削を採用したトンネルは非常に少ない。全断面掘削だけで施工されたトンネルはなく、ショートベンチ工法あるいはロングベンチ工法の併用型となっている。設計掘削断面を一度に掘削するこの工法は、小断面のトンネルや地質が非常に安定した地山で採用されるが、ここでも掘削直径が 4.8m の JR 在来線の単線、同じく 8.5m の複線のように、掘削断面積が小さい鉄道トンネルで多く採用されている。

掘削断面積が 80 m<sup>2</sup> を越えるような高速道路トンネルでは、ほとんどがベンチカット工法を採用している。ベンチカット工法は、ベンチ長によって、4 種類に分類され、ベンチの長い順にロング、ショート、ミニ、多段ベンチとなる。ロングベンチカット工法は、比較的安定した地山のトンネルに用いられる。ミニベンチカット工法は、早期にインバートの閉合が必要な膨張性地山や、あるいは土砂トンネルでの天端沈下をおさえなければならない場合に用いられる。多段ベンチカット工法は、通常の工法では切羽が自立しない場合に用いられる。一般にはショートベンチカット工法が広く採用されている。また、サイロット工法は、掘削断面が比較的大きな断面で地山の支持力



























表 3.10: 実際に施工された支保パターン

設計 要領	地山 等級	掘削 工法	一掘 進長 (上半) (m)	ロックボルト			鋼アーチ支保工			吹付 け厚 (cm)	覆工厚 (cm)		変形余裕量 (cm)		
				長さ (m)	施工間隔		上半部	下半部	建込 間隔 (m)		アー チ・ 側壁 部	イン バー ト部	上半 部	下半 部	イン バー ト
					周 方向 (m)	延長 方向 (m)									
実01	A	上半	2.3	-	-	-	なし	なし	-	5	30	0	0	0	0
実02	A	上半	2.8	2.5	1.5	1.5	なし	なし	-	0	30	0	0	0	0
旧 新	B	上半	1.5	2.5	*1.5	1.5	なし	なし	-	5	30	0	0	0	0
	B	上半	2.0	3.0	*1.5	2.0	なし	なし	-	5	30	0	0	0	0
実03	B	上半	2.0	2.5	*1.5	1.5	なし	なし	-	5	30	0	0	0	0
実04	B	上半	1.5	2.5	*1.5	1.5	なし	なし	-	10	30	0	0	0	0
実05	B	上半	1.5	3.0	*1.5	2.0	なし	なし	-	5	30	0	0	0	0
実06	B	上半	2.0	3.0	*1.5	1.5	なし	なし	-	5	30	0	0	0	0
旧 新	CI	上半	1.2	3.0	1.5	1.2	なし	なし	-	10	30	0	0	0	0
	CI	上半	1.5	3.0	1.5	1.5	なし	なし	-	10	30	0	0	0	0
旧新	CII	上半	1.2	3.0	1.5	1.2	H-125	なし	1.2	10	30	0	0	0	0
実07	CII	上半	1.0	3.0	1.5	1.2	H-125	なし	1.2	10	30	0	0	0	0
実08	CII	上半	1.2	3.0	1.5	1.2	H-150	なし	1.2	15	40	0	0	0	0
旧 新	DI	上半	1.0	4.0	1.2	1.0	H-150	H-150	1.0	15	30	50	0	0	0
	DI	上半	1.0	4.0	1.2	1.0	H-125	H-125	1.0	15	30	45	0	0	0
実09	DI	上半	1.2	4.0	1.2	1.0	H-150	H-150	1.0	15	30	50	0	0	0
実10	DI	上半	1.0	4.0	1.2	1.0	H-150	H-150	1.0	20	30	50	0	0	0
実11	DI	上半	1.2	4.0	1.2	1.0	H-150	H-150	1.0	15	40	50	0	0	0
旧 新	DII	上半	1.0	4.0	1.2	1.0	MU-29	MU-29	1.0	15	30	50	15	10	0
	DII	上半	1.0	4.0	1.2	1.0	H-150	H-150	1.0	20	30	50	10	0	0
実12	DII	上半	0.75	4.0	1.2	1.0	H-150	H-150	1.0	20	30	50	10	0	0
実13	DII	上半	1.0	4.0	1.2	1.0	H-200	H-200	1.0	20	30	50	10	0	0
実14	DII	上半	0.75	4.0	1.2	1.0	H-200	H-200	1.0	20	30	50	10	0	0

3.5 計測データベースについて

表 3.11 に、計測データベースの 1 部を示す。各項目の値は、計測断面で実際に観察されたものであるが、弾性波速度については、施工を始める前の事前調査で求められた値を示したのものもある。なお、一軸圧縮強度はその計測断面から採取されたコア供試体で得られたものである。ここでは、内空変位、天端沈下および地山強度比に注目してデータを整理してみる。いま、内空変位を掘削直径で除したものを、内空ひずみと呼ぶことにする：

$$\text{内空ひずみ (\%)} = \frac{\text{内空変位}}{\text{掘削直径}} \times 100 \quad (3.1)$$

内空変位と天端沈下の関係を図 3.2 に示す。図 3.2 は、全データに対するものと、道路公団の地山分類で整理したものを示してある (地山分類の B、C および D パターン。なお、A と E パターンについては、データが少ないためここに示すことができなかった)。

内空変位測定は数多くのトンネルで実施され、最近では地山の種類や支保パターン等に対応した変位挙動が明らかになってきている。なお、通常のトンネルでは、図 3.3 に示される 4 測線、あるいは  $H_2$  測線を除いた 3 測線で変位計測が実施される場合が多い。しかしながら、 $D_1$  と  $D_2$  の斜測線については、風管が邪魔で測定ができなかったり、また、測定時に足場台車が必要となるために測定時間を思うように定められないなどの障害が多い。なお、斜測線の変位が必要となってくるのは、偏土圧が予想される場合や近接した双設トンネルの場合などである。

一方、天端沈下は、土被りが浅い地山や支保工脚部が軟弱でトンネル全体の沈下が考えられる場合では重要な測定項目であり、土砂地山、膨張性地山および軟岩地山などでは必要性が高い。一方、硬岩地山では天端沈下は一般に小さい。なお、天端沈下はレベル測量で行われることが多いため、測定誤差が大きくなる傾向にある。

地山が開口部に向かって一様に変形するとすれば、内空変位は天端沈下の 2 倍となる。このため、図 3.2 は内空変位の目盛りを天端沈下の倍に取ってある。全データの図からわかるように、内空変位と天端沈下の関係は傾きが 1 となり、内空変位が平均的には天端沈下の 2 倍となっている。しかしながら、道路公団の地山分類別にみると、B パターンでは傾きが 1 より小さくなり、硬岩地山では天端沈下が小さくなるという前述の結果を裏付けている。C パターンと D パターンでは、全体的な傾向としては傾き



表 3.11: 計測データベースのリスト (1部)

レコード番号	トンネル番号	トンネル種別	断面積 (m <sup>2</sup> )	直径 (m)	測点	岩石名	岩種	パターン	弾性波速度 VP (km/s)	土被り (m)	一軸強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	強度比	内空変位 (mm)	天端沈下 (mm)	軸力 (ton)	ひずみ	推定地山強度比
1	T002	N006	83.20	11.60	STA056+10.1	花崗岩	b	C2	4.0	112.0	0.0	0.0	26.0	5.0	0.0	0.22	1.51
2	T002	N006	83.20	11.60	STA055+15.7	花崗岩	b	D1	4.0	110.0	0.0	0.0	44.0	18.0	0.0	0.38	1.54
3	T003	N006	84.40	11.60	STA055+10	花崗岩	b	D1	4.0	110.0	0.0	0.0	36.0	11.0	0.0	0.31	1.54
4	T004	N006	65.50	9.20	STA67+3.6	花崗岩	b	C1	4.0	75.0	0.0	0.0	48.0	25.0	0.0	0.52	2.26
5	T005	N006	0.00	0.00	OK20M	花崗岩	b	D2	2.0	30.0	0.0	0.0	14.0	10.0	0.0	0.00	1.01
6	T005	N006	0.00	0.00	STA83+0.5	花崗岩	d	C2	3.4	50.0	0.0	0.0	45.0	4.0	0.0	0.00	2.26
7	T007	N005	91.60	10.40	STA53+36.5	花崗岩	d	D2	1.0	28.0	0.0	0.0	11.0	4.0	0.0	0.11	0.19
8	T008	N005	95.30	10.60	STA140+22.2	花崗岩	d	D2-3	1.6	52.0	0.0	0.0	273.0	100.0	0.0	2.58	0.34
9	T008	N005	95.30	10.60	STA140+35.2	花崗岩	d	D2-3	1.6	60.0	0.0	0.0	306.0	0.0	0.0	2.89	0.29
10	T008	N005	95.30	10.60	STA140+44.2	花崗岩	d	D2-2	1.6	60.0	0.0	0.0	344.0	162.0	0.0	3.25	0.29
11	T009	N005	92.10	10.20	STA98+89	花崗岩	d2	D4	1.3	70.0	8.7	0.0	1350.0	1720.0	23.0	13.24	0.15
12	T009	N005	92.00	10.20	STA98+56	花崗岩	d2	D4	0.8	80.0	5.7	0.0	1560.0	530.0	0.0	15.29	0.04
13	T011	N005	83.20	10.00	STA84+77.7	花崗岩	d2	D1	2.3	66.0	130.0	0.0	4.0	7.0	0.5	0.04	0.65
14	T011	N005	59.00	10.00	STA82+30	花崗岩	d2	C1	1.5	90.0	55.0	0.0	115.0	73.0	0.0	1.15	0.17
15	T014	N005	0.00	0.00	STA237+01	花崗岩	b	DS-2	0.9	0.0	25.0	0.0	131.0	295.0	16.0	1.28	0.00
16	T015	N005	87.50	10.20	STA426+95	花崗岩	b	DS-2	0.8	30.0	0.0	0.0	150.0	140.0	31.0	0.12	0.10
17	T016	N005	83.70	10.20	STA20+81.6	花崗岩	d2	D1	1.4	23.4	56.5	0.0	41.0	23.0	0.0	0.40	0.54
18	T017	N005	77.00	10.20	STA3+89.45	花崗岩	d2	D1	0.6	20.0	2.4	0.0	150.0	600.0	5.0	0.10	0.10
19	T019	N005	87.40	10.20	STA8+54	花崗岩	d2	D1-1	0.5	10.0	0.0	0.0	10.0	40.0	5.0	0.10	0.10
20	T020	N005	91.40	10.20	STA667+38	花崗岩	b	DS-2	0.5	10.0	0.0	0.0	73.0	15.0	40.0	0.72	2.42
21	T021	N006	91.40	10.20	STA105+43.8	花崗岩	b	DS-2	4.0	70.0	0.0	0.0	17.0	32.6	5.0	0.17	2.54
22	T022	N006	91.40	10.20	STA142+10	花崗岩	d	D3-1	2.9	30.0	0.0	0.0	35.0	19.0	15.0	0.34	4.79
23	T023	N006	91.40	10.20	STA144+74	花崗岩	d	D3-1	2.3	10.0	0.0	0.0	55.0	0.0	0.0	0.00	10.72
24	T027	N005	82.00	11.00	STA45+40(A)	花崗岩	c	B	4.4	20.0	0.0	0.0	0.0	8.0	0.0	0.16	4.64
25	T028	N005	76.30	10.20	SAT138+96.5	花崗岩	c	C1	5.2	70.0	0.0	0.0	18.0	8.0	0.0	0.25	2.59
26	T016	N005	76.30	10.20	STA456+88	花崗岩	a	C1	4.2	80.0	0.0	0.0	26.0	6.0	0.0	0.32	2.12
27	T016	N005	76.30	10.20	STA457+04	花崗岩	a	C1	4.2	90.0	0.0	0.0	33.0	10.0	0.0	0.32	2.12
28	T016	N005	76.30	10.20	STA457+27	花崗岩	a	C1	4.2	100.0	0.0	0.0	27.0	9.0	13.0	0.26	1.91
29	T016	N005	76.30	10.20	STA457+44	花崗岩	a	C1	4.2	110.0	0.0	0.0	32.0	11.0	0.0	0.31	1.74
30	T029	N005	131.00	13.50	STA76+36(B)	花崗岩	c	D1-2	2.0	15.0	0.0	0.0	16.0	25.0	7.0	0.12	2.02
31	T029	N005	97.50	11.20	STA76+45(A)	花崗岩	c	D1-3	1.2	10.0	0.0	0.0	28.0	20.0	20.0	0.25	0.86
32	T030	N005	83.80	10.60	STA108+96.6(B)	花崗岩	c	D1-3	2.0	5.0	0.0	0.0	29.0	28.0	14.0	0.19	6.07
33	T030	N005	83.80	10.60	STA108+54.5(A)	花崗岩	c	D1-4	1.0	5.0	0.0	0.0	29.0	22.0	13.0	0.27	1.09
34	T030	N005	83.80	10.60	STA108+54.5(A)	花崗岩	c	D1-4	1.3	15.0	59.5	0.0	1.0	4.0	0.0	0.01	0.70
35	T035	N005	78.00	10.20	STA259+30	花崗岩	c	C2	4.0	250.0	0.0	0.0	230.0	52.0	0.0	2.25	0.66
36	T036	N005	76.30	10.20	STA78+20.3	花崗岩	c	C2	4.0	260.0	0.0	0.0	230.0	52.0	0.0	2.25	0.65
37	T036	N005	76.30	10.20	STA78+14.8	花崗岩	c	C2	4.0	270.0	0.0	0.0	200.0	140.0	12.0	1.96	0.63
38	T036	N005	76.30	10.20	STA78+9.05	花崗岩	c	C2	4.0	270.0	0.0	0.0	175.0	143.0	0.0	1.72	0.63
39	T036	N005	102.20	10.20	STA77+91.65	花崗岩	c	CL	4.0	270.0	0.0	0.0	147.0	132.0	0.0	1.44	0.63
40	T036	N005	102.20	10.20	STA77+82.3	花崗岩	c	CL	4.0	270.0	0.0	0.0	189.0	152.0	0.0	1.85	0.63
41	T036	N005	102.20	10.20	STA77+75.35	花崗岩	c	CL	4.0	270.0	0.0	0.0	116.0	79.0	0.0	1.14	0.63
42	T036	N005	102.20	10.20	STA55+96.3	花崗岩	b	B	5.0	360.0	0.0	0.0	80.0	30.0	0.0	0.78	0.84
43	T037	N005	75.70	10.20	STA55+96.3	花崗岩	b	B	5.0	350.0	0.0	0.0	230.0	80.0	0.0	2.25	0.84
44	T037	N005	75.70	10.20	STA55+27.3	花崗岩	b	B	5.0	340.0	0.0	0.0	175.0	80.0	18.0	1.72	0.87
45	T037	N005	75.70	10.20	STA55+30.3	花崗岩	b	B	5.0	330.0	0.0	0.0	130.0	65.0	0.0	1.27	0.89
46	T037	N005	75.70	10.20	STA63+55.5	花崗岩	b	B	5.0	320.0	0.0	0.0	145.0	60.0	0.0	1.42	0.92
47	T037	N005	75.70	10.20	STA63+60.5	花崗岩	b	B	5.0	310.0	0.0	0.0	55.0	15.0	0.0	0.54	0.95
48	T037	N005	75.70	10.20	STA63+71.5	花崗岩	b	B	5.0	300.0	0.0	0.0	160.0	40.0	0.0	1.57	0.98
49	T037	N005	75.70	10.20	STA63+79.5	花崗岩	b	B	5.0	300.0	0.0	0.0	160.0	40.0	0.0	1.57	0.98
50	T039	N005	100.00	10.20	STA26+63.75	花崗岩	a	E	2.1	192.0	64.0	0.0	52.4	67.0	0.0	0.51	0.18

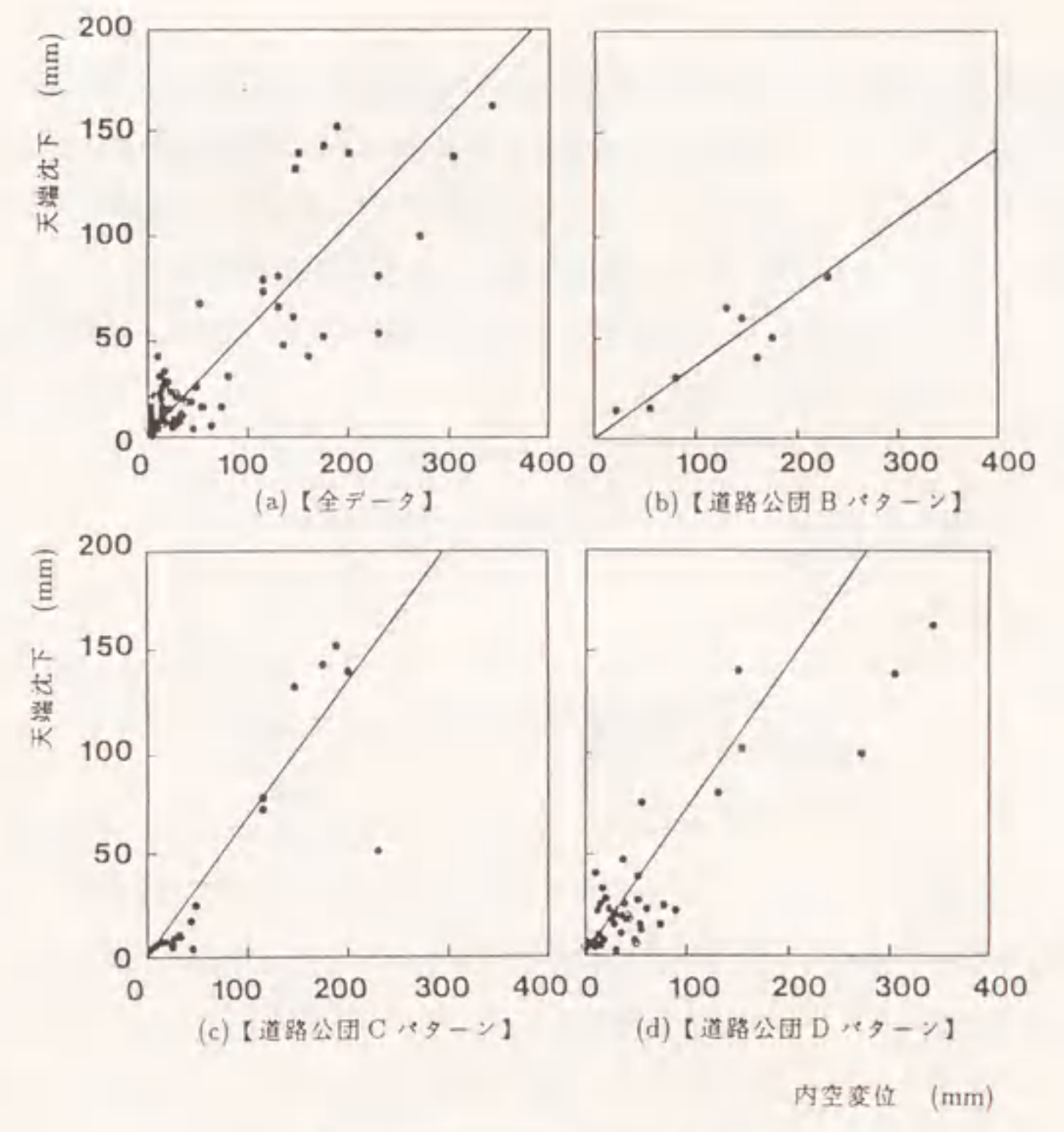


図 3.2: 内空変位と天端沈下の関係

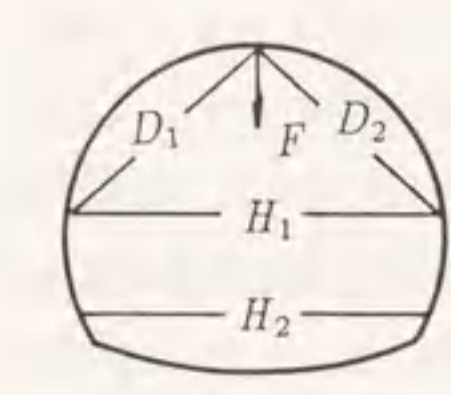


図 3.3: 内空変位と天端沈下の測線



Iより大きい結果となり、天端沈下が卓越する挙動を示す。なお、Dパターンでは内空変位の小さいところで天端沈下が極端に大きくなるという特徴を示す。このように内空変位と天端沈下は、支保パターンごとに分ければ相関を持った挙動を示すため、偏圧を受ける地山、土砂地山および膨張性地山などの特別な場合を除いては、水平測線のみでの測定に簡略化し、むしろ縦断方向の測定断面を増やして地山の挙動を把握した方が合理的であると思われる。

地山強度比は、仲野(1982)によって提案された概念であり、

$$\text{地山強度比} = \frac{\sigma_c}{\gamma H} \quad (3.2)$$

のように表される。ここで

$$\begin{aligned} \sigma_c &: \text{地山の一軸圧縮強度 (tf/m}^2\text{)} \\ \gamma &: \text{地山の単位体積重量 (tf/m}^3\text{)} \\ H &: \text{土被り高さ (m)} \end{aligned}$$

なお、地山の一軸圧縮強度は、亀裂等の無視できる地山においては試料の一軸圧縮強度を適用できるが、亀裂等の影響の大きい地山においては、準岩盤強度

$$\sigma_c' = \left( \frac{V_{pm}}{V_{pr}} \right)^2 \cdot q_u \quad (\text{tf/m}^2) \quad (3.3)$$

を用いることができる。ここで

$$\begin{aligned} V_{pm} &: \text{地山の縦弾性波速度 (km/s)} \\ V_{pr} &: \text{試料の縦弾性波速度 (km/s)} \\ q_u &: \text{試料の一軸圧縮強度 (tf/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

仲野は多くのトンネルの施工事例をまとめ、地山強度比を岩盤分類の判定要素に利用している。たとえば地山強度比が4以上なら、押し出し性地圧が作用しないであろうし、地山強度比が2以下になれば、押し出し性地圧が作用するであろうと述べている。このことより、地山強度比は道路公団の地山分類および鉄道トンネルの地山分類の重要な指標となっている。この地山強度比による分類は、地圧現象の予測に非常に有効であろう。しかしながら、亀裂等の影響が非常に大きい地山や、断層や破碎帯などの地山で試料の採取が困難な場合などでは、式(3.3)から地山強度比を求めることができない。なお、農林省ではこの地山強度比を利用した分類の適用は、RQD表示で75%以上の場合としている。

ここで、地山強度比を以下の手順に従って推定できることを示す。2章の表2.2より、岩石の一軸圧縮強度と単位体積重量は

$$\begin{aligned} q_u &= 9.8V_p^{2.7} \\ \gamma &= 1.8V_p^{0.22} \end{aligned}$$

と表される。ここで

$$\begin{aligned} q_u &: \text{地山の一軸圧縮強度 (kgf/cm}^2\text{)} \\ \gamma &: \text{地山の単位体積重量 (kgf/cm}^3\text{)} \\ V_{pm} &: \text{地山の縦弾性波速度 (km/s)} \end{aligned}$$

この式は岩石について求められたものであるが、地山のについても同じ式が成り立つものとする。この仮定が成立すると、式(3.2)の地山強度比は

$$\text{地山強度比} = \frac{9.8 \cdot V_p^{2.7}}{1.8 \cdot V_p^{0.22} \cdot H} = \frac{5.44 \cdot V_p^{2.48}}{H} \quad (3.4)$$

ように書ける。この式(3.4)より求めた地山強度比を推定地山強度比と呼ぶことにする。図3.4にこの推定地山強度比と内空ひずみの関係を示す。なお、図3.4の推定地山強度比の値は、表3.11の中の弾性波速度 $V_p$ と土被りの項を、式(3.4)に代入して求めたもので、表3.16の最後の項目にその値を示している。全データの図からわかるように、内空ひずみは、推定地山強度比の低下に従って急激に大きくなるのがわかる。

道路公団の各支保パターン毎にこの図をみると、Bパターンはデータの数が少なく考察することができないが、Cパターンでは推定地山強度比が1.6以上になると内空ひずみがほとんどみられなくなる。Dパターンは他のパターンと比べて推定地山強度比が同じでも内空ひずみが大きく、加えて推定地山強度比が2以上になっても内空ひずみが小さくならない。一般に、硬岩岩盤では土被りが300-500m以上になると、トンネル周辺地山が破壊し、山はねなどの危険性があるが、通常は弾性的な地山挙動を示し、緩み地圧だけを考えればよいので、内空ひずみとしてはほとんど表れてこない。一方、軟岩岩盤では地山が塑性挙動を示すものが多くなり、地山強度比が2以下になると塑性変形量が大きくなると考えられる。

図3.4はこのことを如実に示しており、推定地山強度比と内空ひずみが地山挙動の特性を表わす非常に適切なパラメーターになると言える。こうして、推定地山強度比



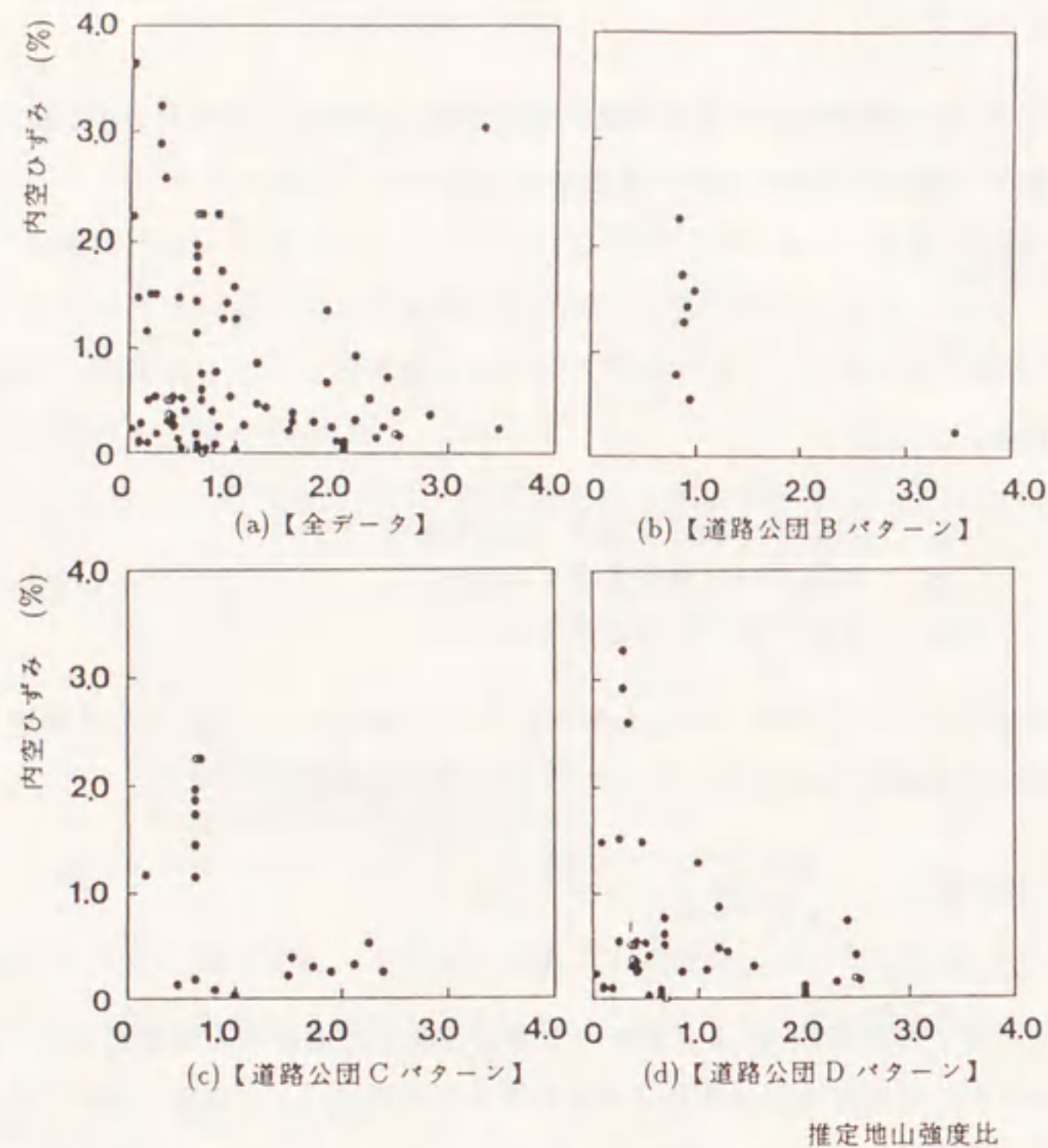


図 3.4: 推定地山強度比と内空ひずみの関係

の概念を用いれば、直接に地山の軸圧縮強度が得られない場合、事前調査の段階、あるいは施工中において弾性波速度の値を用いて、より適切に地山の挙動を把握することができる。

### 3.6 結語

本章では、トンネル施工情報に関して3つのデータベース（トンネル、支保、計測データベース）を提案した。以下、得られた結果について総括する。

トンネルデータベースを使用することによって、過去のトンネル工事で経験した情報を統括的に見ることができ、多様な状況においての各種施工状態を確実に把握することができる。支保パターンについては、実際の現場で施工されるパターンは地質状況によって、標準支保パターンを変更して使用する場合も多くみられ、標準支保パター

ンを考える場合、支保の作用効果も含めて今後検討の必要があろう。計測データベースからは、以下のことが結論づけられた。内空変位と天端沈下の関係は、支保パターン毎に一定の相関をもった挙動を示すため、特別な地山状況を除いては天端沈下量測定は省略し、縦断方向の測定断面を増やして地山の挙動を把握した方が合理的である。また、地山強度比が地山の特性を知る上で重要な指標であることは知られているが、特に、内空ひずみとの関係が、観測された地山挙動の特性を表わす非常に適切なパラメーターになることが把握された。さらに、地山強度比を求めることができない場合は、地山の弾性波速度から地山強度比を推定できることを示した。



#### 4. 吹付けコンクリートの強度と変形特性

この章では、吹付けコンクリートの若材令時の一軸圧縮強度と弾性係数の特性を明確にすることを主たる目的とし、併せて非破壊試験法、特に超音波法を適用した力学特性の評価についても検討した。まず、名古屋大学の構内で、実際に現場で使用する吹付け機を設置して供試体を作成し、室内実験を行った。なお、ここでは若材令時のコアの採取の困難なことを考慮して、立方体型わくに直接コンクリートを吹付けて供試体を作成した。室内実験はこれを用いた一軸圧縮試験と三軸圧縮試験ならびに超音波法による非破壊試験である(以下、この実験を構内実験と呼ぶこととする)。つづいて、この試験結果の現場での適用性を検討するために、南大沢トンネル(東京都町田市)で、現場実験を行った(これを以下、現場実験と呼ぶ)。これらの試験結果に基づいて吹付けコンクリートの設計法について検討する。

##### 4.1 構内実験の試験条件と試験項目

###### 4.1.1 試験条件

###### 吹付方式

吹付け方式は乾式、湿式、SECに大別されるが、ここでは使用実績の多い湿式に限定し、表4.1に示す示方配合で試験を行なった。急結剤の添加量は、セメントに対して6、8および10%である。表4.1の急結剤添加率は各バッチ毎の平均値である。

###### 使用材料

- a) セメント：普通ポルトランドセメント
- b) 細骨材：愛知県木曾川産、粗粒率=2.90
- c) 粗骨材：三重県桑名郡多度町産、豆砂利、最大寸法=10mm
- d) 急結剤：三興コロイド(株)、アタックLQ-2

急結剤は、吹付けノズル手前10mにて、水リングを使用し、エアーを入れることにより急結剤がキリ状になって希薄流状態の材料に均等になるように添加した。

###### 供試体の寸法と形状

10×10×10cmの立方型型わくを用いて供試体を作成した。型わくは前面と下面がオープンとなっており、吹付けによるハネ返りがこの中に残らない構造になっている。

表 4.1: 吹付けコンクリートの示方配合 (1 m<sup>3</sup>)

設計基準強度 (kgf/cm <sup>3</sup> )	セメントの種類	骨材の最大寸法 (mm)	セメント量 (kg)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	急結剤 (%)
180	普通ポルトランド	15	380	57	64	6~10



図 4.1: 立方供試体の型わく設置状況

図4.1に示すように、この型わくをトンネル壁面に見たてたベニヤ板に固定して吹付けを行った。

###### 吹付けと養生

一回の吹付け量は、0.315m<sup>3</sup>である。吹付け機に材料が付着して配合が変化することを考慮して、最初の1/3をすて吹きとした。吹付け速度は100m/secで、距離を1mに保ち、吹付け面に直角になるように手吹きで行なった。供試体は、型わくを吹付け後約30分でベニヤ板から取り外し、成型したのち脱型して作成した。その後は試験材令まで20°Cの恒温室で気乾養生した。



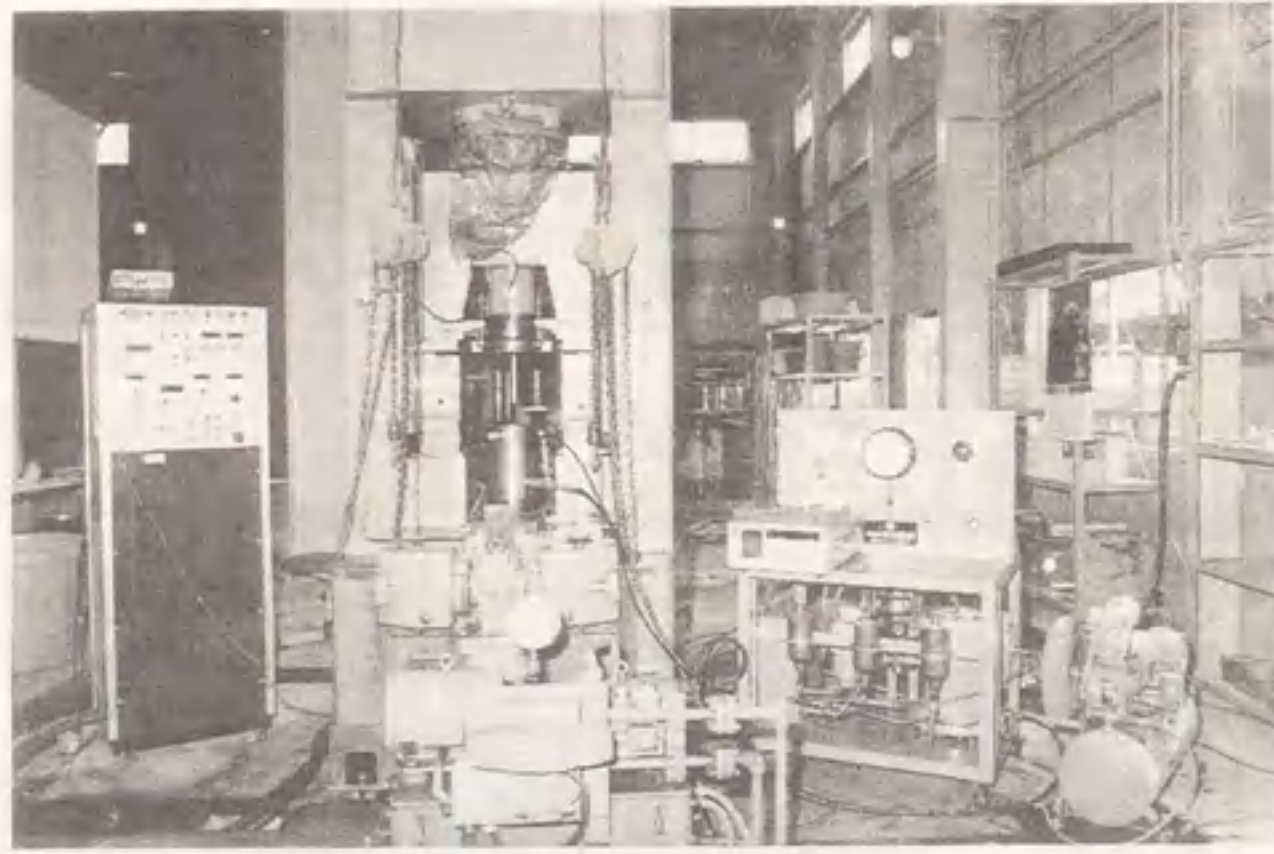


図 4.2: 高剛性試験機の写真

#### 4.1.2 試験項目

##### 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験は、1、3、6、12 時間、1、3、7、28 日の材令で行った。試験は高剛性試験機 (図 4.2) を用い、変位計によってひずみを求めた。ひずみ速度は、0.2 %/分である。なお、1 および 3 時間の材令では、型わくがはずれないため試験のできないバッチがあった。

##### 三軸圧縮試験

12 時間、1 日、3 日および 7 日の材令において、三軸試験を行った。拘束圧 (側圧) は、5 と 10 kgf/cm<sup>2</sup> の 2 種類である。実験は純三軸試験機 (図 4.3) を用いて、側圧一定で拘束したのち、軸圧  $\sigma_1$  の増加によって破壊させる方法で行った。供試体への圧縮力は載荷板を介して加えた。その際に端面摩擦を減じるため、シリコングリースを塗った 0.1mm のテフロンシート 2 枚を重ねて、供試体と載荷板との間に挿入した。この試験でも変位計でひずみを求めた。

##### 超音波速度 $V_p$ の測定

すべての供試体に対して超音波速度  $V_p$  の測定し、一軸強度および弾性係数との

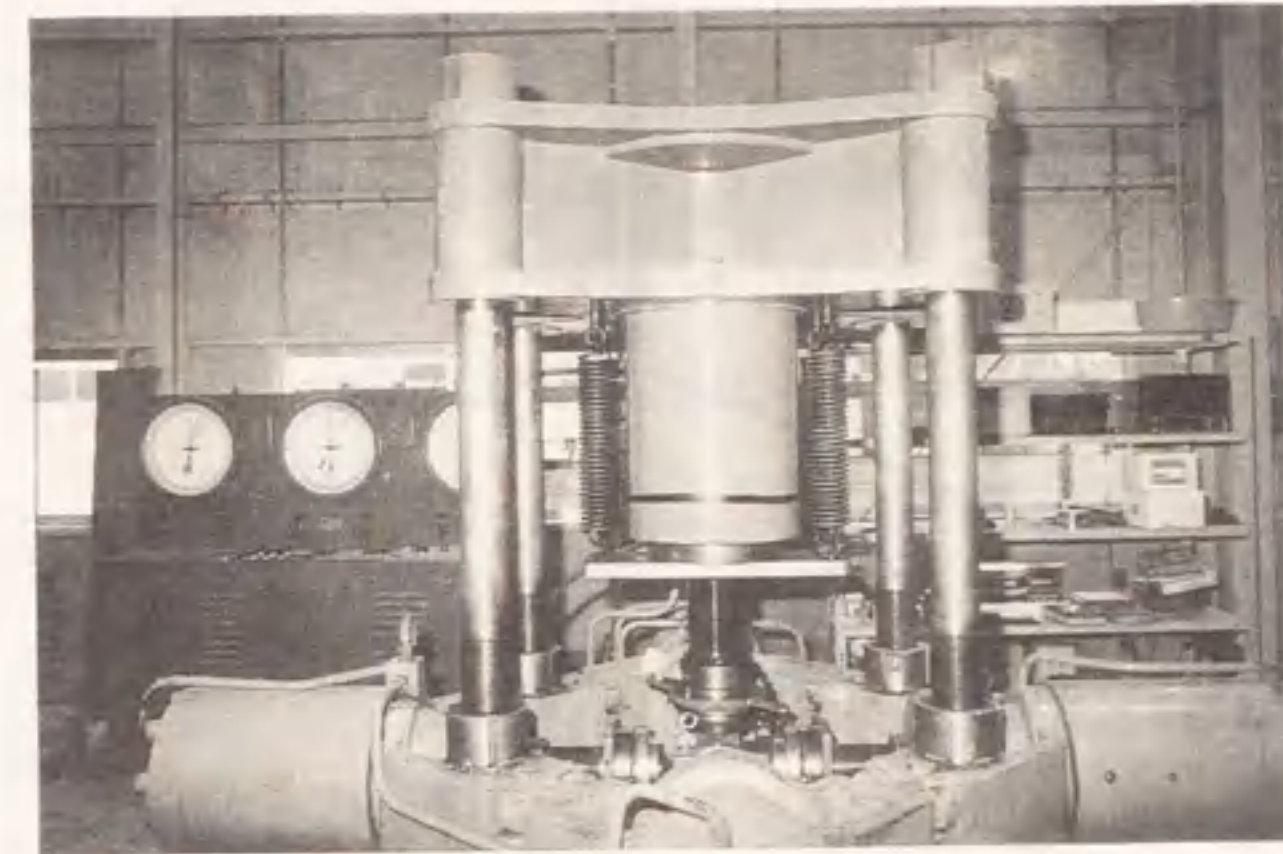


図 4.3: 純三軸試験機の写真

相関を調べた。測定装置は携帯型デジタル音波計 (PUNDIT) である。測定方向は載荷方向と同じである。

#### 4.2 構内実験の結果および考察

##### 4.2.1 一軸圧縮強度の経時変化

一軸圧縮強度の経時変化を図 4.4 に示す。強度は 3 時間で 3 ~ 13 kgf/cm<sup>2</sup>、12 時間で 20 ~ 60 kgf/cm<sup>2</sup>、1 日で 40 ~ 80 kgf/cm<sup>2</sup>、28 日で 130 ~ 190 kgf/cm<sup>2</sup> の値を示した。強度は、材令が 24 時間までは急結剤添加率に比例して高くなるが、それ以降は値がばらついて明確なことは言えない。また、添加率 10 % では 3 日以降ほとんど強度の増加は見られない。

一軸圧縮強度  $q_u$  と材令との関係を対数で表わす実験式 (近藤・坂 1965) により提案されている。しかしながら、それは材令が 1 日以降のものを対象としている。本章では、実験結果を基に材令が 24 時間までを指数関数で、それ以降は対数で近似することにし、急結剤添加率 6、8、10 % の各データを、材令ごとに平均して最小二乗法で回帰した。得られた関係式と相関係数  $r$  は次式の通りである。

材令 24 時間まで:



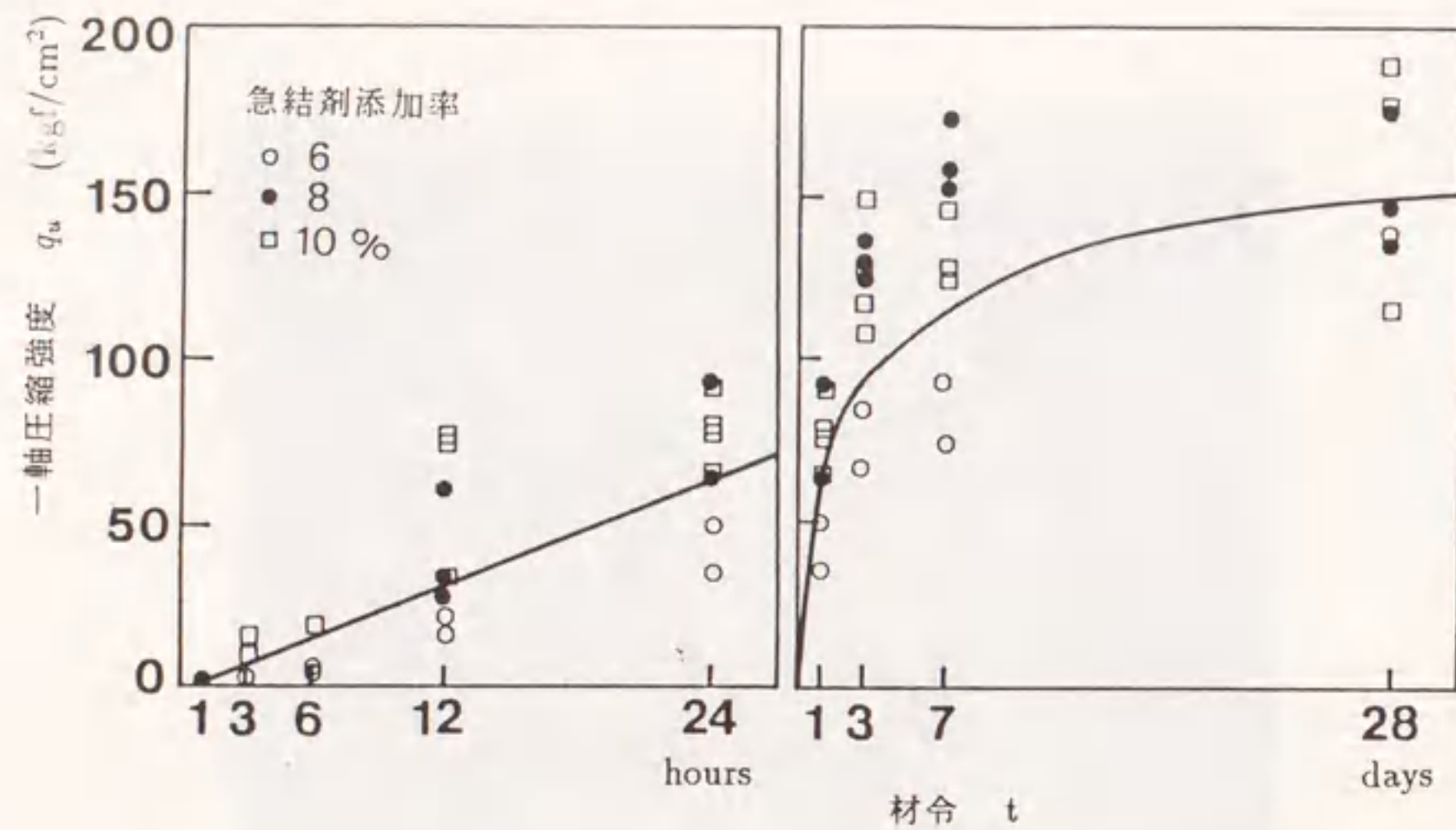


図 4.4: 一軸圧縮強度と材令の関係

$$q_u = 2.382t^{1.050} \quad (kg/cm^2) \quad r = 0.995 \quad (t \text{ は時間}) \quad (4.1)$$

材令 1 日以降は :

$$q_u = 66.42 + 61.65 \log t \quad r = 0.964 \quad (t \text{ は日}) \quad (4.2)$$

式 (4.1) と (4.2) の相関係数は、各材令での平均値から求めたものであるため非常に大きい。図 4.4 からわかるように吹付けコンクリートの強度のばらつきは大きい。

コンクリートの強度は打設後の養生方法によって著しく左右される。水和反応に必要な水の供給のない気乾状態における養生では、水中養生と比較して長期的な強度の増進がない。この実験でも気乾養生のため長期的な強度の伸びがなかったが、今後の問題として、トンネル現場で想定される湿度での養生による実験が必要であろう。

#### 4.2.2 弾性係数の経時変化

吹付けコンクリートの弾性係数、特に若材令での詳細なデータはあまり見られない。ただし、弾性係数は切羽が進行し、吹付けコンクリートに作用する外力が増加するとともに変化する。トンネルの壁面変位は一般に、切羽がトンネル径の約 2 倍に達すると収束することが知られている。また壁面変位はほとんど切羽通過直後に発生する。こ

れらを考慮すると、トンネルの安定計算を行う場合、若材令時の弾性係数の経時変化を把握する必要がある。

弾性係数の経時変化を図 4.5 に示す。弾性係数の値は、一軸圧縮強度の 1/3 割線弾性係数である。急結剤添加率が 8 % の場合、弾性係数  $E$  は材令によって以下のような値を示した。

$$6\text{hours} : 1,600 \text{ kgf/cm}^2 \quad 12\text{hours} : 5,000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$1\text{day} : 10,000 \text{ kgf/cm}^2 \quad 28\text{days} : 24,200 \text{ kgf/cm}^2$$

ここでも一軸圧縮強度の場合と同様に、急結剤添加率 6、8、10 % の各データを、材令ごとに平均して最小二乗法によって近似し、以下の結果を得た。

材令 24 時間まで :

$$E = 165.6t^{1.232} \quad (kg/cm^2) \quad r = 0.996 \quad (t \text{ は時間}) \quad (4.3)$$

材令 1 日以降では :

$$E = 7019 + 9919 \log t \quad r = 0.990 \quad (t \text{ は日}) \quad (4.4)$$

式 (4.3) と (4.4) の相関係数は、各材令での平均値から求めたものであるため非常に大きい。吹付けコンクリートの弾性係数は一軸強度と同様にばらつきは大きい。

#### 4.2.3 ポアソン比の経時変化

図 4.6 に、ポアソン比の経時変化を示す。ポアソン比は、吹付け後の材令 1 時間で 0.42、3 時間で 0.35、6 時間で 0.28、12 時間で 0.22、1 日で 0.20、3 日以降は 0.17 ~ 0.18 の値をなした。普通コンクリートのポアソン比は、使用材料、配合、材令、強度などによって異なることが知られており、1/6(0.167) ~ 1/4(0.25) の値を示す。わが国の土木学会 (1988) では、設計計算に用いるポアソン比を 1/6 としている。この値は標準的な設計基準強度 (180 ~ 400 kgf/cm<sup>2</sup>) に対するものである。ここでは、吹付けコンクリートのポアソン比は、図 4.6 からわかるように一般的には 0.17 の値より小さくならないことを考慮して、両者の関係を

$$\nu_t = 0.50 - (0.50 - 0.17)(1 - e^{-dt}) \quad (t \text{ は日}) \quad (4.5)$$



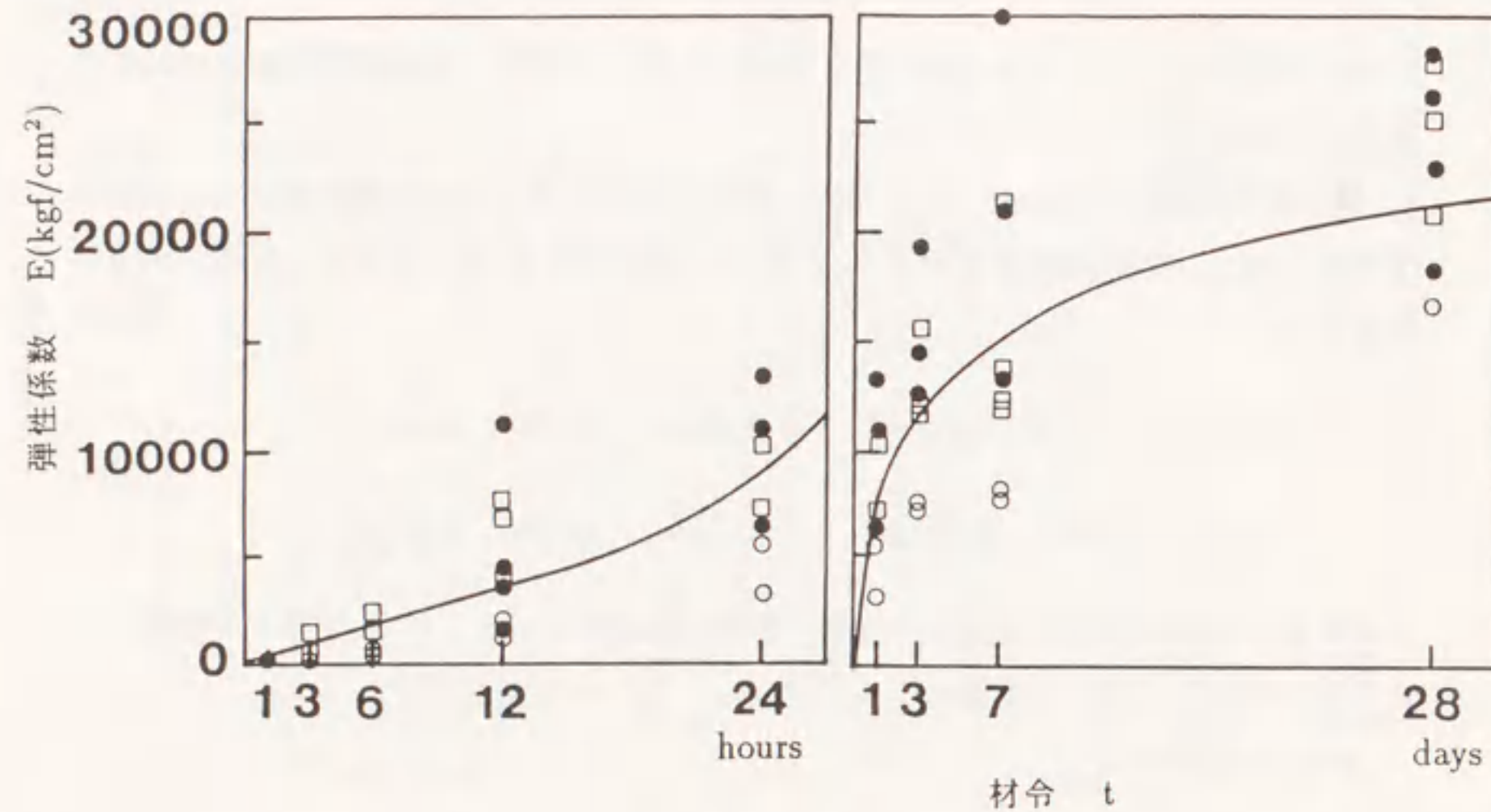


図 4.5: 弾性係数と材令の関係

の式で近似する。この式は、 $d$ を変化させることで、若材令時の吹付けコンクリートの硬化速度に対応することができる。具体的な方法は6章で述べるが、ここでは $d$ の平均的な値( $d=6.2$ )とした場合の曲線を図4.6に示す。

一方、コンクリートのせん断弾性係数は、

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.6)$$

で算出することができ、ポアソン比と弾性係数の関数となる。吹付けコンクリートのポアソン比を0.17とすれば、

$$G = 0.43E \quad (4.7)$$

となる。3時間の若材令で、ポアソン比を0.35とすると、

$$G = 0.37E \quad (4.8)$$

となり、せん断弾性係数が弾性係数に比較して小さくなる。つまり、せん断剛性が小さくなり変形しやすくなるので、掘削による壁面変位を吸収しながら硬化することになる。このことは、NATMにおける吹付けコンクリートの作用効果と一つになろう。

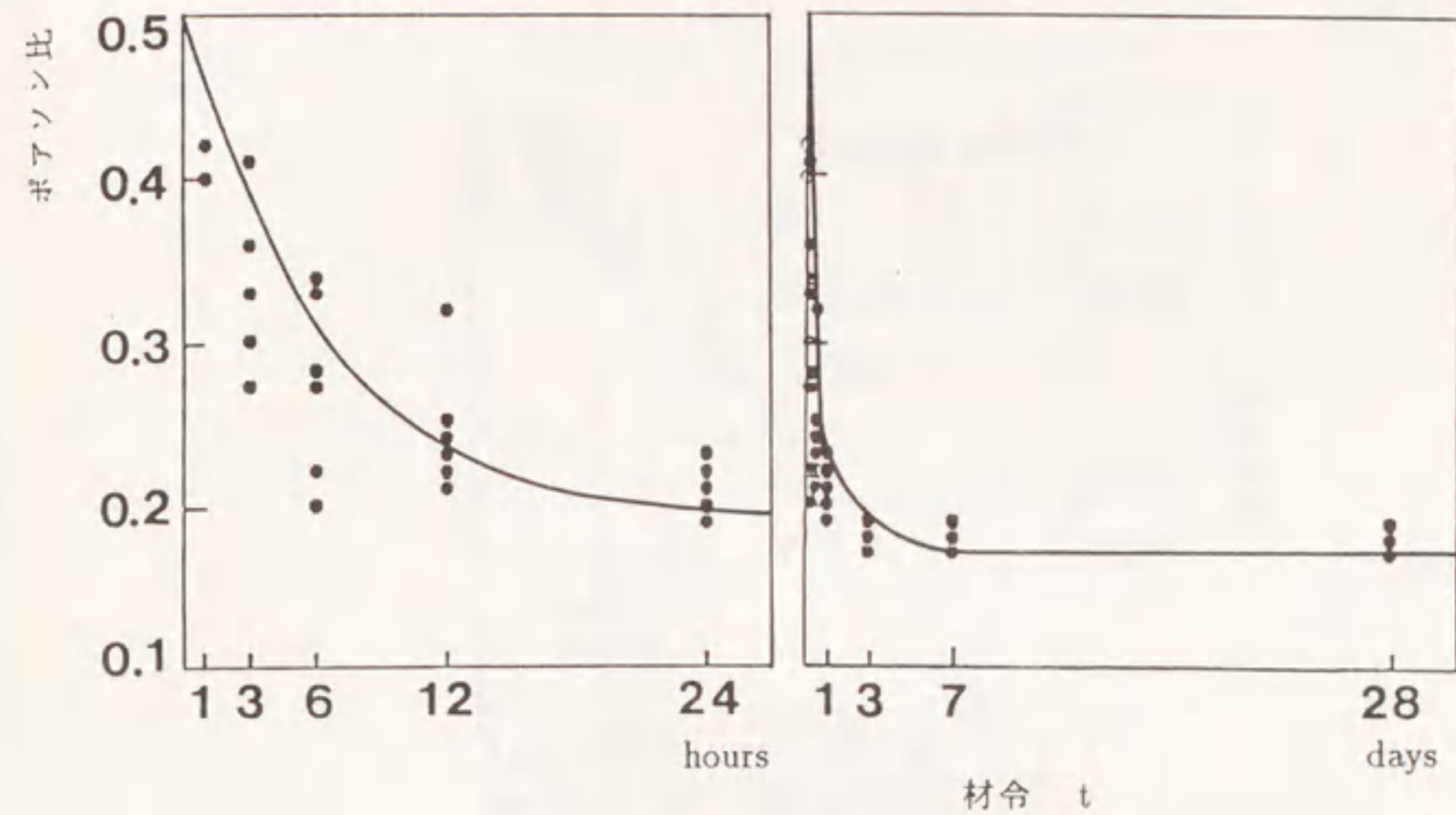


図 4.6: ポアソン比と材令の関係

#### 4.2.4 一軸圧縮強度と弾性係数の関係

図4.7に、一軸圧縮強度と弾性係数の関係を示す。ACI規準またはCEB/FIP指針では、普通および軽量コンクリートの弾性係数を、圧縮強度と単位体積重量との関係で次のように表している(日本コンクリート工学協会1976)。

$$E = a\rho^{3/2}\sqrt{q_u} \quad (4.9)$$

ここで、 $a$ は係数、 $\rho$ は単位体積重量である。

吹付けコンクリートの場合、上述の関係式をそのまま使うことはできないので、ここでは指数式で近似すると

$$E = 63.82q_u^{1.139} \quad r = 0.990 \quad (4.10)$$

となる。図4.7に示すように、吹付けコンクリートの圧縮強度と弾性係数の相関性は非常に高い。ちなみに直線で近似すると、次式の関係式と相関係数を得た。

$$E = -664 + 132.3q_u \quad r = 0.951 \quad (4.11)$$

相関係数はいくぶん低くなるが、実用的には直線近似で十分であろう。



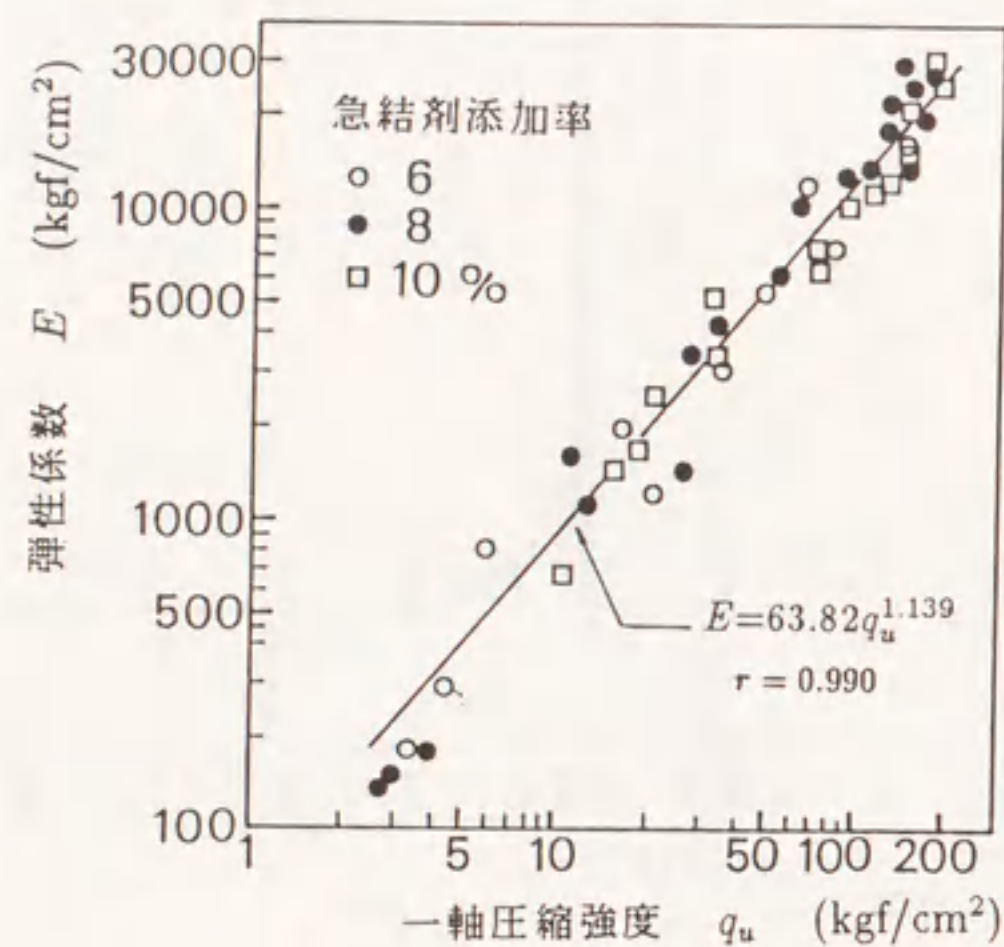


図 4.7: 一軸圧縮強度と弾性係数の関係

#### 4.2.5 破壊ひずみと一軸圧縮強度の関係

図 4.8 は、急結剤添加率が 8% の場合の各材令における一軸状態での応力-ひずみ関係を示している。図中右上に桜井 (1982) の定義による限界ひずみ  $\epsilon_0$ 、破壊ひずみ  $\epsilon_f$  を示している。桜井は、種々の土よび岩の限界ひずみと一軸圧縮強度との関係を求め、限界ひずみは一軸強度の増加とともに減少する傾向にあり、それが粘土から花崗岩まで連続的に変化することを示した。また、この結論に基づき、NATM で施工されたトンネルに対して天端沈下の管理基準値を提案している。

本実験で得られた吹付けコンクリートの破壊ひずみと一軸強度の関係を図 4.9 に示す。この図から明らかなように、吹付けコンクリートの破壊ひずみは一軸強度の増加とともに減少し、4~0.6% の範囲の値を取る。この結果は供試体による実験から得られたものであるが、NATM の施工管理に十分役立つ資料となろう。

#### 4.2.6 超音波速度と一軸圧縮強度の関係

図 4.10 に、この実験で得られた超音波速度  $V_p$  と一軸圧縮強度の関係を示す。この結果に対して最小二乗法を使って二種の指数関数で回帰し、

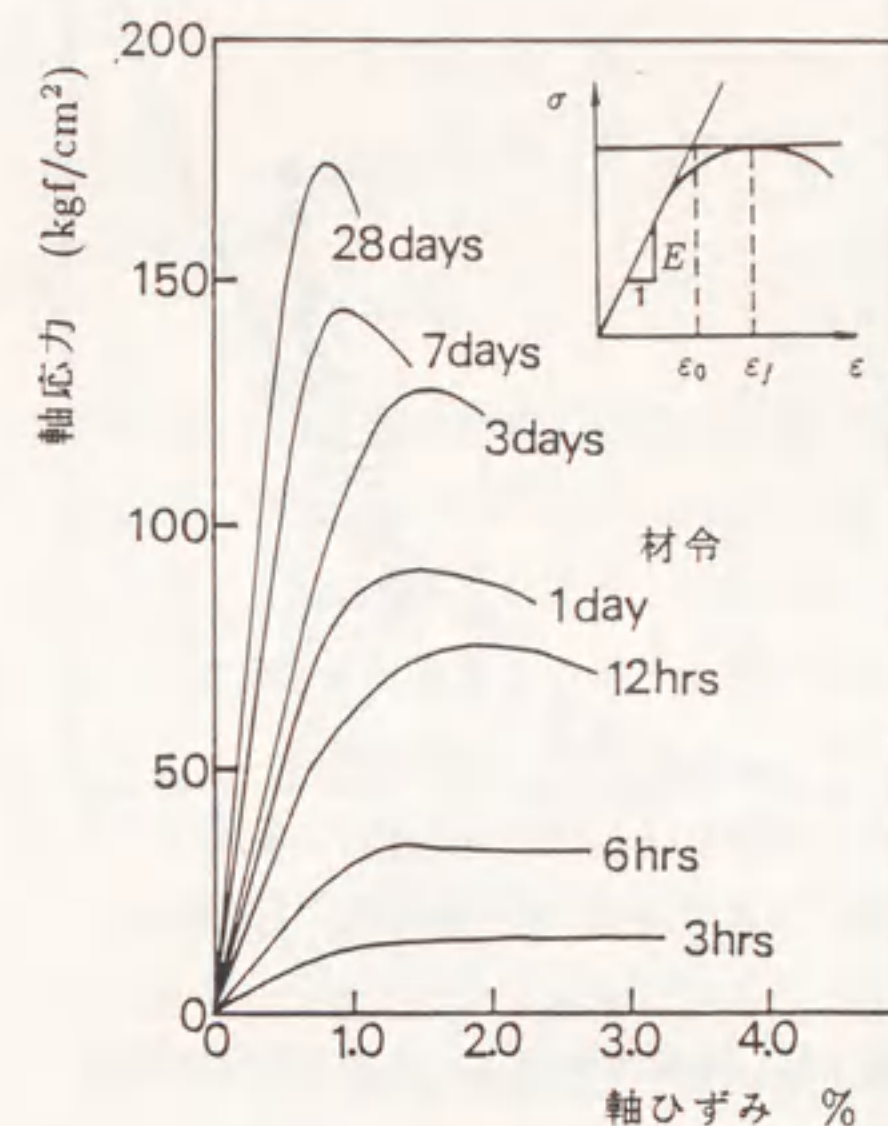


図 4.8: 各材令における一軸状態の応力-ひずみの関係

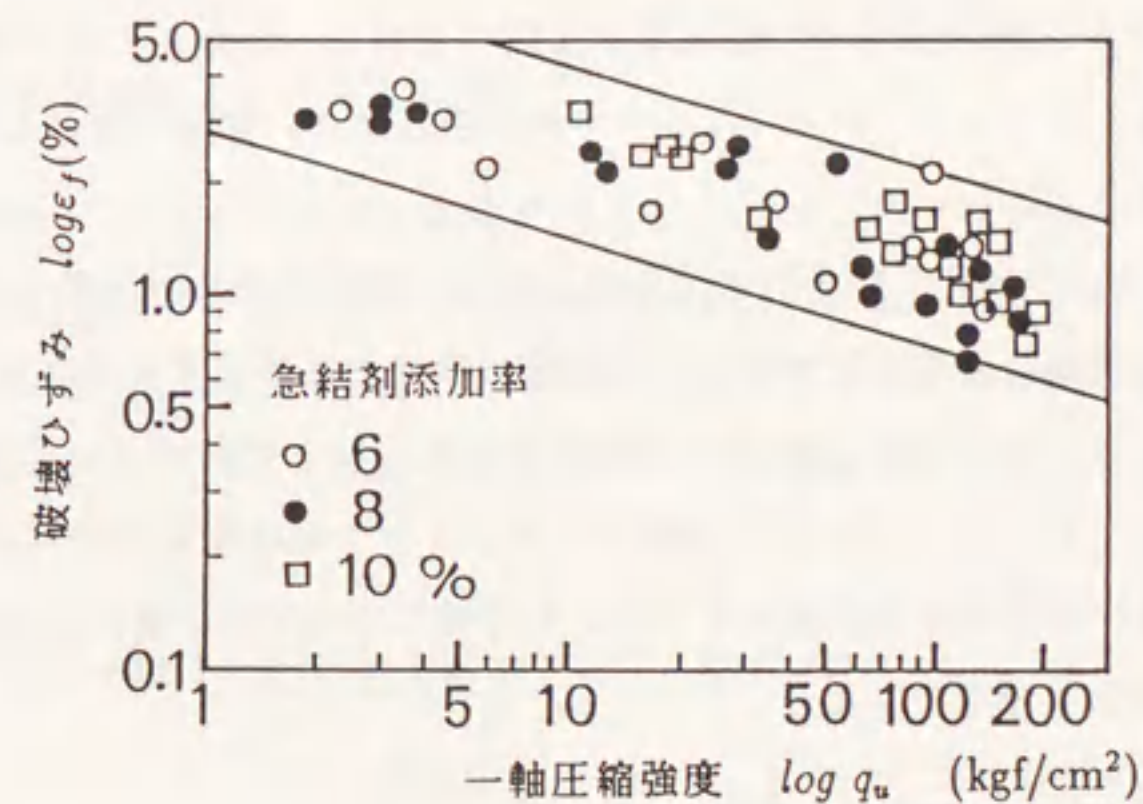


図 4.9: 一軸圧縮強度と破壊ひずみの関係



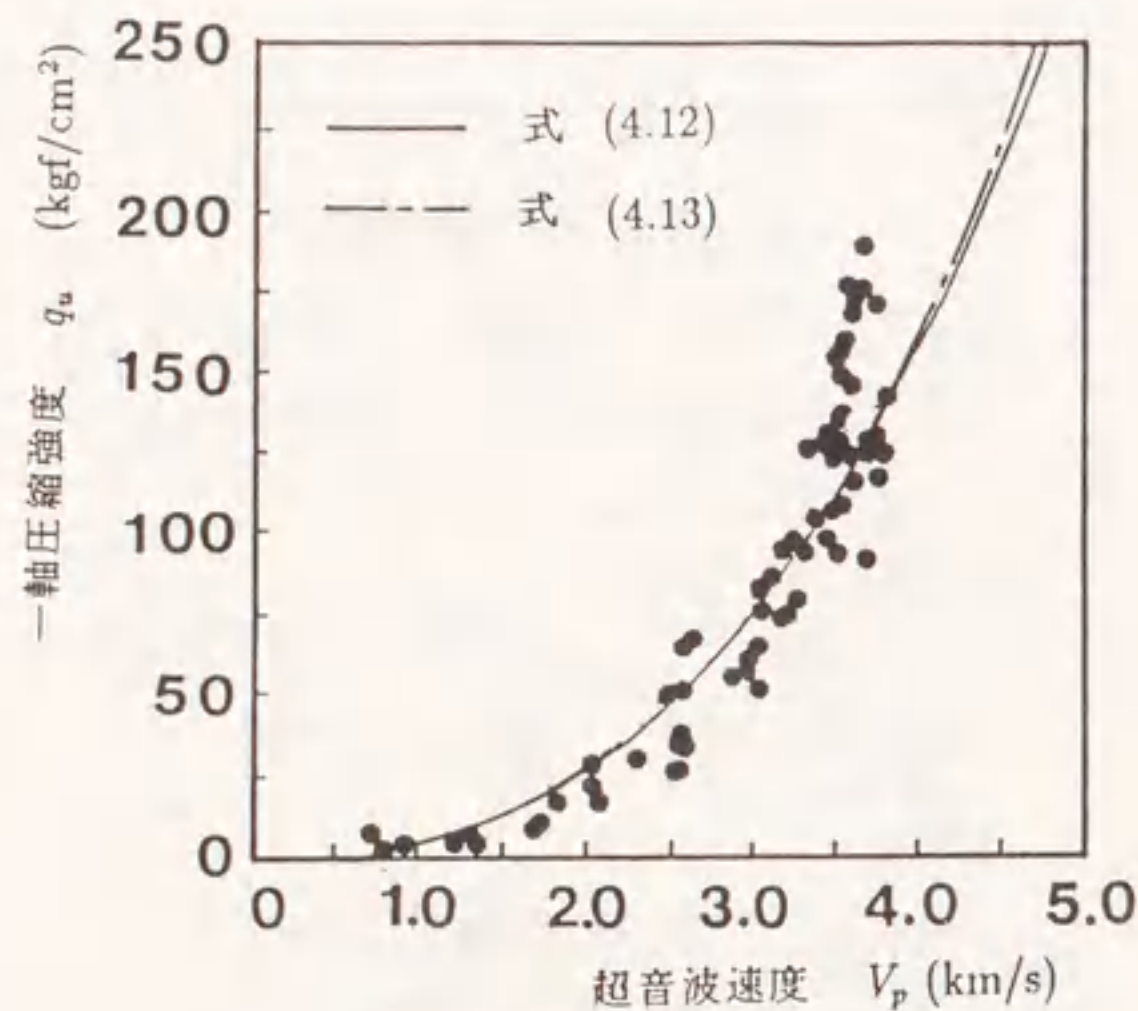


図 4.10: 超音波速度と一軸圧縮強度の関係

$$q_u = 4.15V_p^{2.62} \quad r = 0.925 \quad (4.12)$$

$$q_u = 3.81V_p^{2.70} \quad r = 0.924 \quad (4.13)$$

を得た。なお、式(4.13)は2.4節で得られた指数2.70を用いたものである。これらの値から、両式とも分散も少なく、相関係数も高い値になっており、良い相関を与えていることが判る。こうして、コンクリートの超音波速度も、岩盤の場合と同じく2.7乗に比例すると考えてよい。

一般に、水セメント比、粗骨材の混入量、粒径、養生方法などが変わった場合、超音波速度を用いて圧縮強度を推定することは非常に困難であると言われてきた。しかし、本実験の結果、コンクリートの配合が一定であるならば、比較的よい相関が期待できることが判った。1つのトンネルでは吹付けコンクリートの配合はほぼ一定であるので、現場の養生状態での検定曲線をあらかじめ作成しておけば、超音波速度  $V_p$  から一軸圧縮強度を容易に推定できよう。

#### 4.2.7 超音波速度と弾性係数の関係

図4.11は、この実験で得られた超音波速度  $V_p$  と弾性係数の関係を示したものである。ここでは最小二乗法を使って以下に示す三種の指数関数で回帰した。

$$E = 254V_p^{3.18} \quad r = 0.826 \quad (4.14)$$

$$E = 304V_p^{3.00} \quad r = 0.825 \quad (4.15)$$

$$E = 845V_p^{2.00} \quad r = 0.810 \quad (4.16)$$

なお、式(4.15)は2.4節で示した岩石と同様に指数項を3.0乗としてある。式(4.16)は式(2.2)に示されるように、理論的に比例すると言われる2乗の指数項で近似してある。図4.11から判るように、超音波速度がほぼ3.5km/sec以下では、式(4.14)の曲線が相関性が高く、弾性係数が超音波速度の2乗に比例することが言える。超音波速度が3.5km/sec以上になると、弾性係数が急激に増加しており、他の2つの曲線(式(4.15),(4.16))の相関が高いことが判る。ただし、超音波速度が高いところでは弾性係数のばらつきが大きい。それは、この実験での養生方法に起因すると考えられる。コンクリート中の含水率が超音波速度に及ぼす影響はきわめて大きく、水中養生したものは空中養生よりも分散が少なく、超音波速度と弾性係数は明瞭な関係を示すことが知られている。この実験では気乾養生であり、超音波速度が3.5km/secを超えるのは、材令が7日以降のためコンクリートの乾燥状態が進行したものと考えられる。こうして、コンクリートの超音波速度も、第2章で述べた岩石の場合と同じく3.0乗に比例すると考えて良いだろう。

#### 4.2.8 超音波速度とポアソン比の関係

超音波速度  $V_p$  とポアソン比の関係を図4.12に示す。ポアソン比は、ばらつきはあるものの超音波速度の増加とともに直線的に減少していく。ここでも、4.2.3項のポアソン比と材令の関係のところでも述べたように、吹付けコンクリートが通常使われる強度の範囲において、ポアソン比が0.17の値より小さくならないことを考慮して、両者の関係を

$$\nu_t = 0.50 - (0.50 - 0.17)(1 - e^{-0.7V_p}) \quad (t \text{ は日}) \quad (4.17)$$

で近似するものである。近似曲線を図中に示すが、2章で示した岩石の場合(図2.5)と比較すると、相関はよくなる。つまり、この図4.12は、吹付けコンクリートの硬化過程の中での超音波速度とポアソン比を示しているため、弱面等を内在した岩石の場合と比較すると、当然相関はよくなるものであろう。



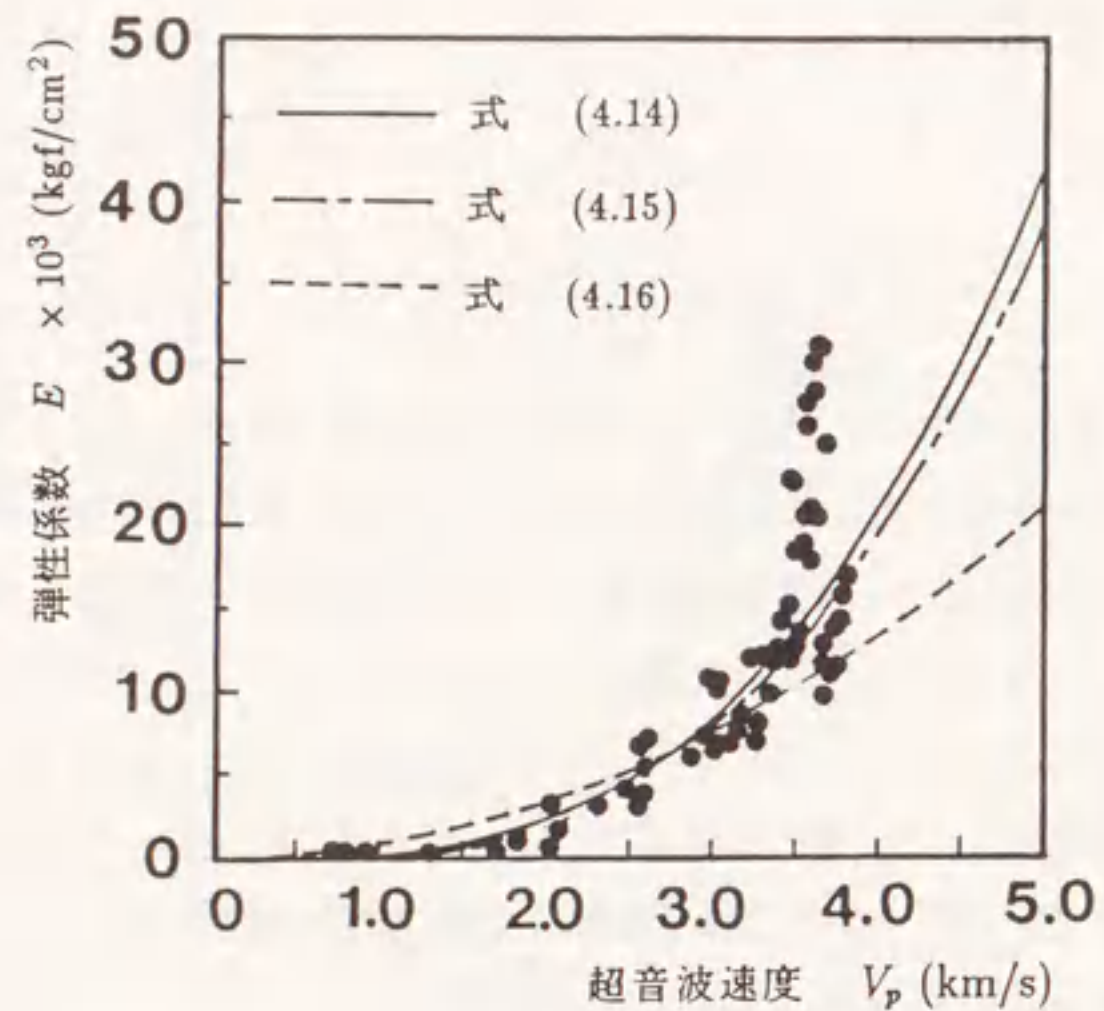


図 4.11: 超音波速度と弾性係数の関係

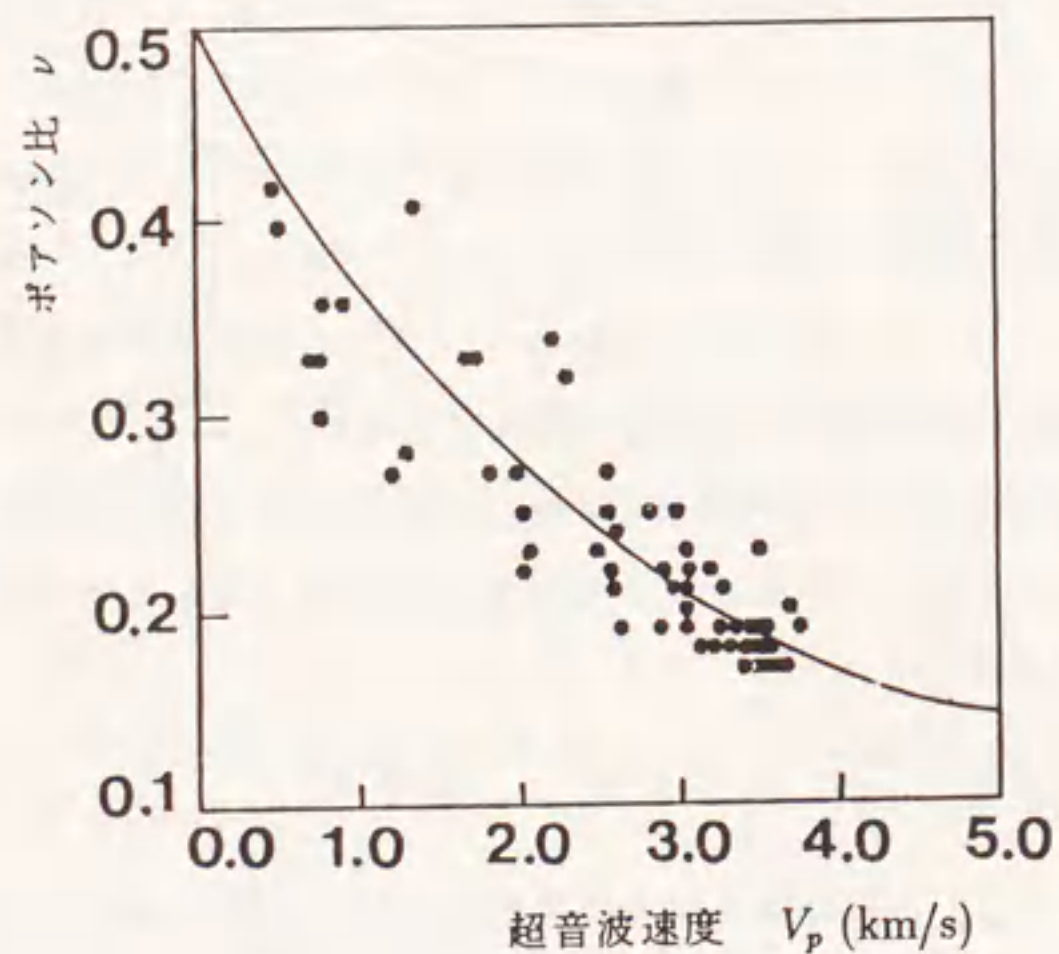


図 4.12: 超音波速度とポアソン比の関係

#### 4.2.9 三軸圧縮試験における特性

図 4.13 は、急結剤添加率が 8% の場合の各材令における三軸試験下の応力-ひずみ関係を示している。三軸試験の側圧は、5 および 10kgf/cm<sup>2</sup> あるが、一軸圧縮試験の結果を側圧 0kgf/cm<sup>2</sup> として加えている。なお、4.2.6 項で述べたように材令 7 日までの超音波速度と一軸圧縮強度との間には、比較的によい直線関係があることが判っているので、供試体間のばらつきを少なくするために、各材令において、超音波速度値がほぼ近い供試体を使って一軸および三軸の試験を行った。

図 4.13 によると、一軸圧縮状態と比較して三軸応力下では、ピーク強度と破壊ひずみが共に著しく増加する。この傾向は若材令において特に顕著である。弾性係数に関しても同様な挙動を示すが、側圧/一軸圧縮強度の比率が大きく影響する。すなわち、ピーク強度に関しては、例えば、材令 12 時間では一軸圧縮強度が 27kgf/cm<sup>2</sup> であるのに、側圧 5kgf/cm<sup>2</sup> (一軸圧縮強度の 18%) ではピーク強度が 61kgf/cm<sup>2</sup> となり、一軸圧縮強度の 2.2 倍となる。側圧 10kgf/cm<sup>2</sup> (同 36%) では、ピーク強度が 84kgf/cm<sup>2</sup> 一軸圧縮強度の 3.1 倍となり、著しく増加する。材令 7 日では、一軸圧縮強度が 151kgf/cm<sup>2</sup> であるのに対して、側圧 5kgf/cm<sup>2</sup> (一軸圧縮強度の 3.3%) ではピーク強度が 159kgf/cm<sup>2</sup> で、一軸圧縮強度の 1.05 倍となる。側圧 10kgf/cm<sup>2</sup> (同 6.6%) では、ピーク強度が 175kgf/cm<sup>2</sup> となり、一軸圧縮強度の 1.10 倍となる。一方、弾性係数においては、材令 12 時間と 1 日では、側圧が大きくなるに従って、弾性係数も増加する。材令 3 日と 7 日では、側圧にかかわらず弾性係数はほぼ一定である。なお、破壊ひずみに関しては、弾性係数と同じく材令 12 時間と 1 日では側圧の増加とともに、著しく大きくなる。材令 3 日と 7 日では、側圧 5kgf/cm<sup>2</sup> での破壊ひずみは一軸圧縮状態とほとんど変わらないが、側圧 10kgf/cm<sup>2</sup> では相当増加する。

このように、若材令時における三軸応力状態下での吹付けコンクリートは、明らかに一軸応力状態と異なった、どちらかといえば土に近い挙動を示す。吹付けコンクリートは地山に密着して施工されるので、周辺の岩盤から外力を受ける状態に置かれていると考えられるので、特に若材令時の三軸応力状態下での挙動を明らかにする必要がある。

#### 4.3 現場実験の試験内容と試験項目

##### 4.3.1 はじめに



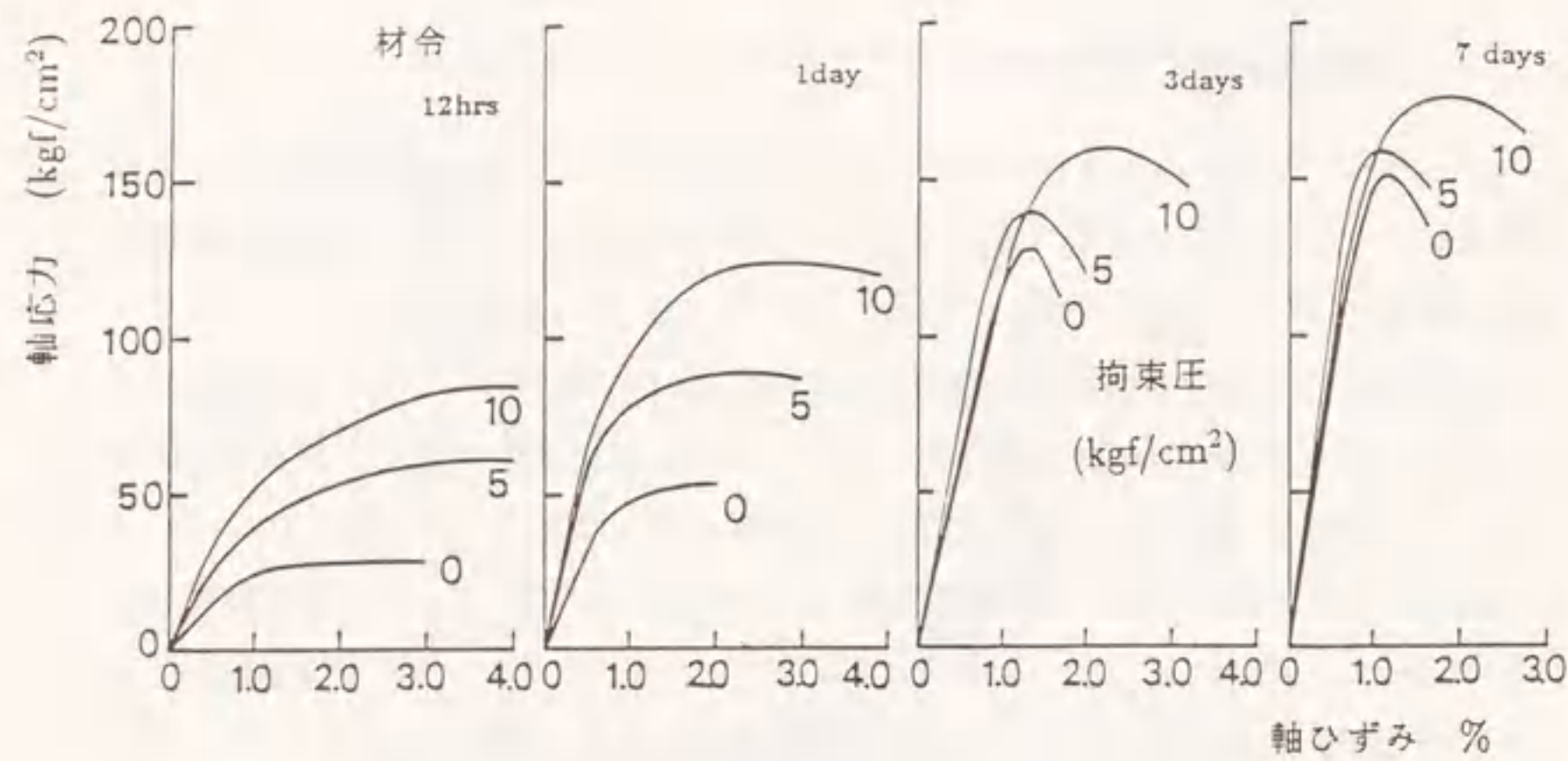


図 4.13: 三軸試験における応力とひずみの関係

前節で述べた非破壊試験の現場での適用性を検討するために、南大沢トンネル(東京都町田市:片側二車線の道路トンネル、図 4.14 に代表断面を示す)で、現場実験を行った。このトンネルの吹付け方式は湿式で、その示方配合を表 4.2 に示す。以下に実験内容と実験項目を示す。

#### 4.3.2 トンネル吹付け壁面における現場実験

実際に吹付けられた壁面に対する非破壊試験として、超音波速度とシュミットハンマーによる反発硬度の測定とを行った。一回の吹付けについて、一カ所の測定位置を設置した。6回の吹付け、6測定位置となった。なお、1つの測定位置に対して、高さ約 1.5m と 0.8m の 2ヶ所に測点を設けた。測点は吹付け直後に、壁面をコテによって十分に整形した。

##### 超音波速度 $V_p$ の測定

整形した壁面に対して、構内実験の際用いた測定器具(PUNZIT)を使って超音波速度を測定した。材令 3、6、9、12 時間、1、2、3、4、5、6、7、8、9、28 日で測定を計画したが、工事の都合上測れなかったこともあった。測定は表面測定法で、測定距離を 20cm にした。測定距離を一定に保つため、測定の度にノギスに当てて正確を期した。

表 4.2: 吹付けコンクリートの示方配合 ( $1 m^3$ )

設計基準強度 (kgf/cm <sup>3</sup> )	セメントの種類	骨材の最大寸法 (mm)	セメント量 (kg)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	急結剤 (%)
180	普通ポルトランド	15	360	57	60	6 ~ 10

##### 反発硬度 R の測定

シュミットハンマーには、一般に最も多く利用されている N 型(一般コンクリート用)および、低強度コンクリート用に開発された P 型(低強度コンクリート用振子式)などがある。今回の測定では若材令時を対象にしているため P 型を使用した。測定箇所は、超音波速度を測定した箇所の周辺で行い、測定回数は 10 ~ 15 回とした。打撃方向は壁面に垂直な方向で行い、また人為的な誤差を防ぐために同一人物が行った。

##### コア試験

吹付け壁面から円柱形のコアを採取して一軸圧縮試験および超音波試験を行った。ただし、吹付けコンクリートの圧縮強度が  $100 \text{ kgf/cm}^2$  以下ではコアの採取がほとんど不可能なので、材令が 7、14、28 日で実験を行った。採取したコアの直径は  $\phi = 50 \text{ mm}$  であり、高さ(L)/直径(D) = 2.0 となるように、高さ(L)を 100mm に切断した。

#### 4.3.3 立方体試体における試験

この実験でも、構内実験で使用した型わくを用いて、立方体試体を採取した。壁面の超音波速度・反発硬度測定位置を吹付ける直前に、図 4.15 に示すようなベニヤ板に並べた型わくに吹付けた。吹付け後 30 分でベニヤ板から供試体を取り外し、成形したのち脱型した。供試体の養生は、工事の都合上、トンネル坑口近くにあった測定小屋で行った。湿度の条件を考慮して、水を湿したウエスを供試体に掛けて 5 日間、測定小屋で養生したのち、名古屋大学に運び、一軸試験を行うまで同様の養生方法を取った。コア供試体と同様に、一軸圧縮試験を材令 7、14、28 日で行い、一軸圧縮強度と弾性係数を求めた。使用した実験機器と方法は、4.1 節で述べた構内実験と同じである。また、3、6、9、12 時間、1、2、3、4、5、6、7、14、28 日の材令で、一軸圧縮試験を行うまで超音波速度を測定した。



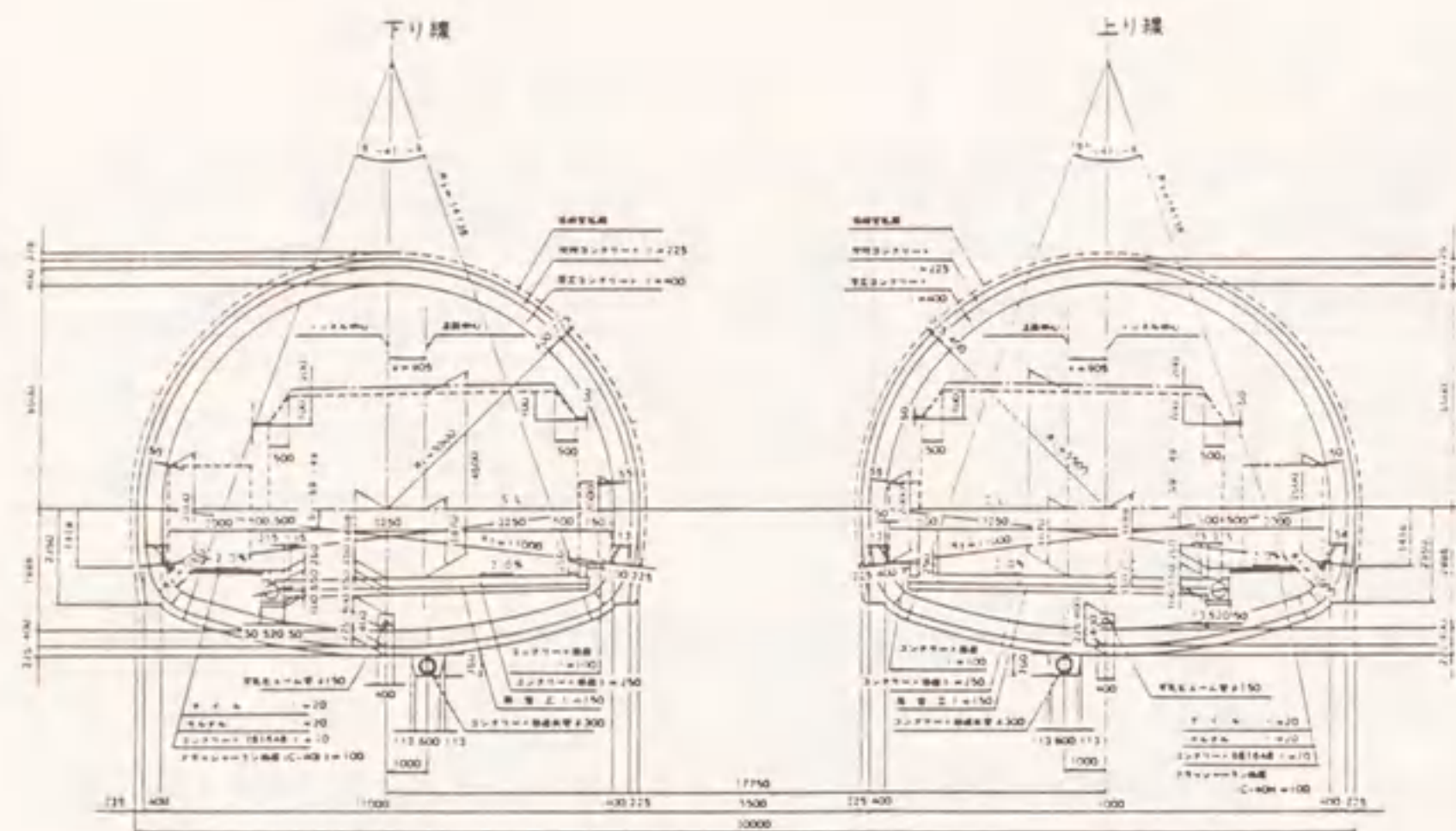


図 4.14: 南大沢トンネルの標準断面



図 4.15: 現場における立方供試体の設置状況

#### 4.4 現場実験の試験結果および考察

##### 4.4.1 超音波速度の経時変化

超音波速度  $V_p$  は、コンクリートが硬化するにつれて徐々に大きくなることは 4.3 節の構内実験の結果からも判る。図 4.16 は、各測定位置における、吹付け壁面で測定した超音波速度  $V_p$  の変化を時間の対数  $\log t$  で表したものである。図中の  $\circ$  は同一断面の 2 箇所の測点の上側、 $\bullet$  は下側で測定した結果である。どの測点でもほぼ上側の方が値が上回っていることが判る。この理由として吹付け壁面の上部では乾燥しているため硬化が早く進むのに対し、下部では地下水などの影響により湿っているため硬化が遅くなることが考えられる。なお、 $\triangle$  は、同時に吹付けられた立方供試体から得られた超音波速度の経時変化である。立方供試体の乾燥の進行が速く、特に若材令時の超音波速度が大きくなっている。また、どのデータも 1 日までは値が急激に大きくなっているが、それ以降は少しずつしか増えていない。

##### 4.4.2 反発硬度 R の経時変化

シュミットハンマーから得られた反発硬度 R の経時変化を図 4.17 に示した。反発硬度 R の測定は、1 測点について 10 ~ 15 回行い、測定値の偏差が平均値の 20% 以上になる値を捨てて平均値を求めて、図にプロットした。この図でも図中の  $\circ$  は同一断面の 2 箇所の測点の上側、 $\bullet$  は下側で測定した結果である。超音波速度  $V_p$  の経時変化と同じように、どの測点でもほぼ上側の方が値が上回っていることが判る。反発硬度 R の経時変化は、直線的に変化しているのが超音波速度の経時変化とは違っている。

##### 4.4.3 コア供試体の試験結果

表 4.3 は、コア供試体の試験結果から得られた一軸圧縮強度と超音波速度の値を示している。一軸圧縮強度は、 $\phi 50 \times 100\text{mm}$  の円柱供試体を形状と寸法効果を考慮して、 $10 \times 10 \times 10\text{cm}$  の立方供試体に換算してある (コンクリート工学 1985)。また、超音波速度は一軸試験の直前に測定してある。表 4.3 で示されるように、一軸圧縮強度は材令 7 日で  $140 \text{ kgf/cm}^2$ 、14 日で  $150 \text{ kgf/cm}^2$ 、28 日で  $160 \text{ kgf/cm}^2$  となった。なお、吹付け壁面をボーリングする際、所定の長さの供試体を取り出せるだけのコアを採取することは非常に困難であった。吹付けコンクリート中の空洞 (通常、巣と呼ぶ) が原因であり、長期的な強度の伸びが無いのはこのことが一因であろう。



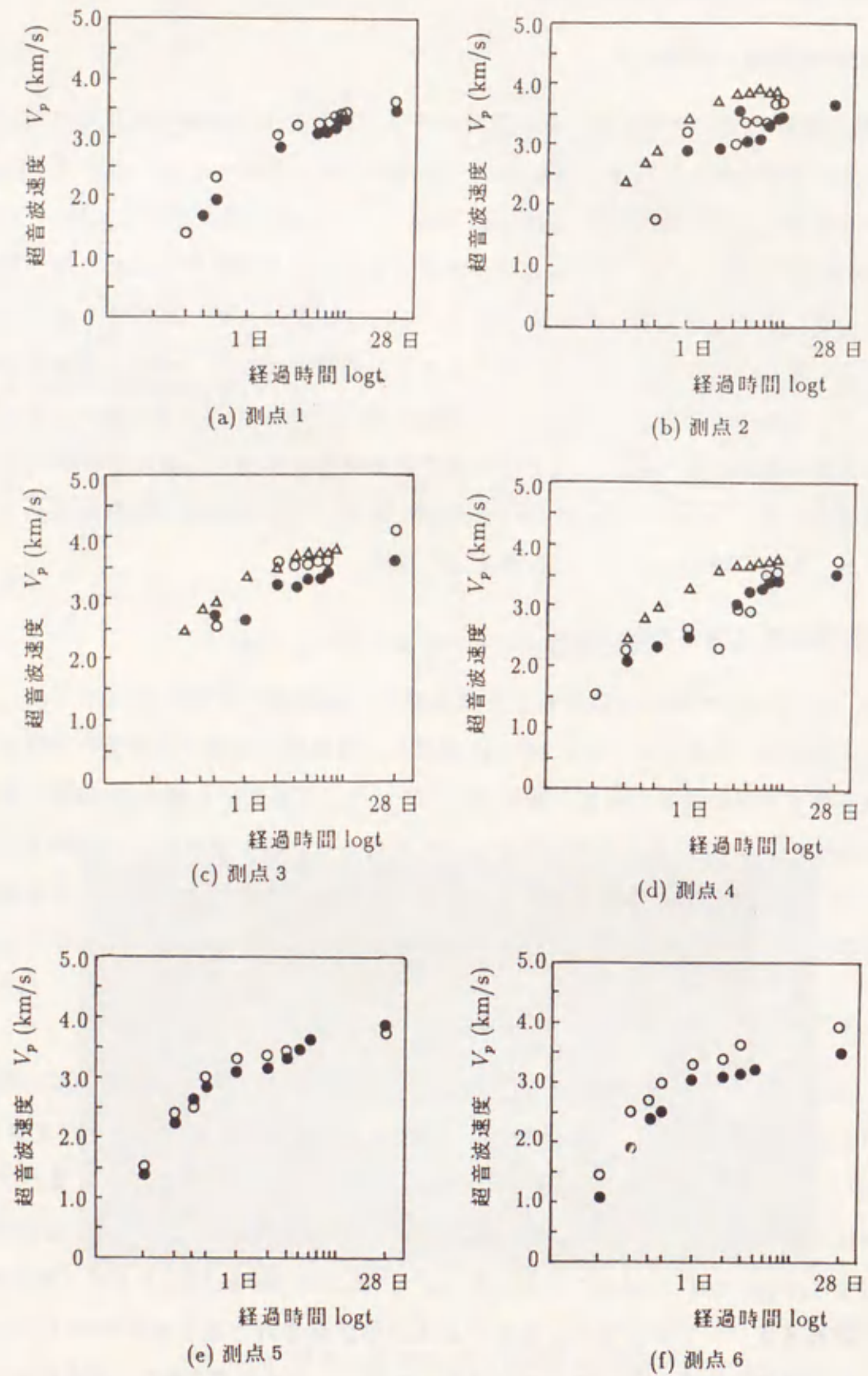


図 4.16: 各測点における超音波速度  $V_p$  の経時変化

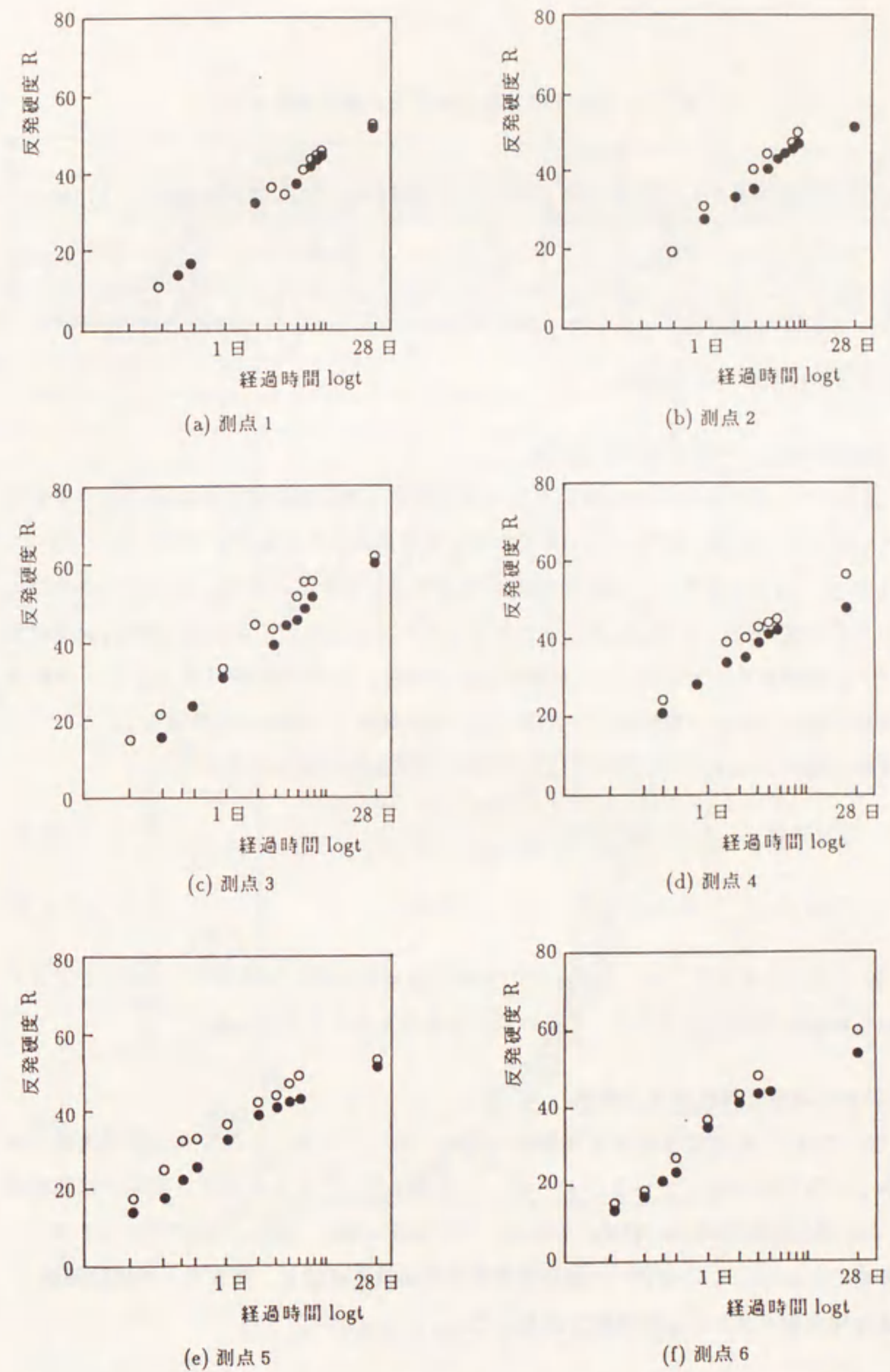


図 4.17: 各測点における反発硬度 R の経時変化



表 4.3: コア試験による一軸圧縮強度と超音波速度

材令 7 日			材令 14 日			材令 28 日		
No.	f (kgf/cm <sup>2</sup> )	V <sub>p</sub> (km/s)	No.	f (kgf/cm <sup>2</sup> )	V <sub>p</sub> (km/s)	No.	f (kgf/cm <sup>2</sup> )	V <sub>p</sub> (km/s)
1	127.8	3.56	4	145.9	3.54	7	141.9	3.68
2	146.8	3.57	5	127.6	3.73	8	158.8	3.74
3	131.4	3.63	6	126.2	3.73	9	148.4	3.76

#### 4.4.4 立方供試体の試験結果

##### 超音波速度と一軸圧縮強度の関係

表 4.4 は、立方供試体の試験結果から得られた一軸圧縮強度と超音波速度の値を示している。コア試験の結果と比べて見ると、立方供試体の試験結果が高くなっている。図 4.18 は、超音波速度と一軸圧縮強度の関係を示している。現場実験は材令が 7 日以降のものを用いたこと、およびデータ数が少ないことを考えて、4.3 節の構内試験結果とコア試験結果を加えてある。○が現場の試験結果、●が構内試験結果、△がコア試験の結果である。実線は指数部を未知数とした指数関数で、破線は指数項を 2.7 とした指数関数で回帰したもので、次に示す近似式と相関係数が得られた。

$$\text{指数関数} : f = 2.86V_p^{3.00} \quad r = 0.933 \quad (4.18)$$

$$2.7 \text{ 乗式} : f = 3.98V_p^{2.70} \quad r = 0.932 \quad (4.19)$$

図 4.18 から判るように、全データとも超音波速度に対する相関性がよく、ここでも一軸圧縮強度は超音波速度の 2.7 乗の式で回帰できることが言える。

##### 超音波速度と弾性係数の関係

図 4.19 は、超音波速度と弾性係数の関係を示している。ここでも、現場実験では材令が 7 日以降になっていることとデータ数が少ないことを考えて、現場の試験結果 (○) に、構内試験結果 (●) を加えている。コア試験に対しては、弾性係数を求めなかったのここ示していない。一軸圧縮強度との関係と同様に、実線は一般指数関数で、破線は指数項を 3.0 とした関数で回帰して、

$$\text{指数関数} : E = 241V_p^{3.29} \quad r = 0.805 \quad (4.20)$$

表 4.4: 立方供試体による一軸圧縮強度と超音波速度 (材令 7 日・14 日・28 日)

材令 7 日			材令 14 日			材令 28 日		
No.	f (kgf/cm <sup>2</sup> )	V <sub>p</sub> (km/s)	No.	f (kgf/cm <sup>2</sup> )	V <sub>p</sub> (km/s)	No.	f (kgf/cm <sup>2</sup> )	V <sub>p</sub> (km/s)
1	167.6	3.93	10	158.9	4.04	19	197.0	4.02
2	157.0	3.87	11	178.2	3.95	20	200.0	3.89
3	149.5	3.94	12	163.4	3.91	21	203.2	3.96
4	187.1	3.79	13	174.8	3.84	22	190.3	3.88
5	145.6	3.62	14	189.6	3.94	23	198.1	3.82
6	151.3	4.07	15	197.1	3.80	24	152.7	3.73
7	158.9	3.78	16	177.4	3.72	25	200.0	3.79
8	162.3	3.78	17	171.4	3.71	26	223.3	3.95
9	184.0	3.97	18	179.2	4.05	27	191.2	3.68

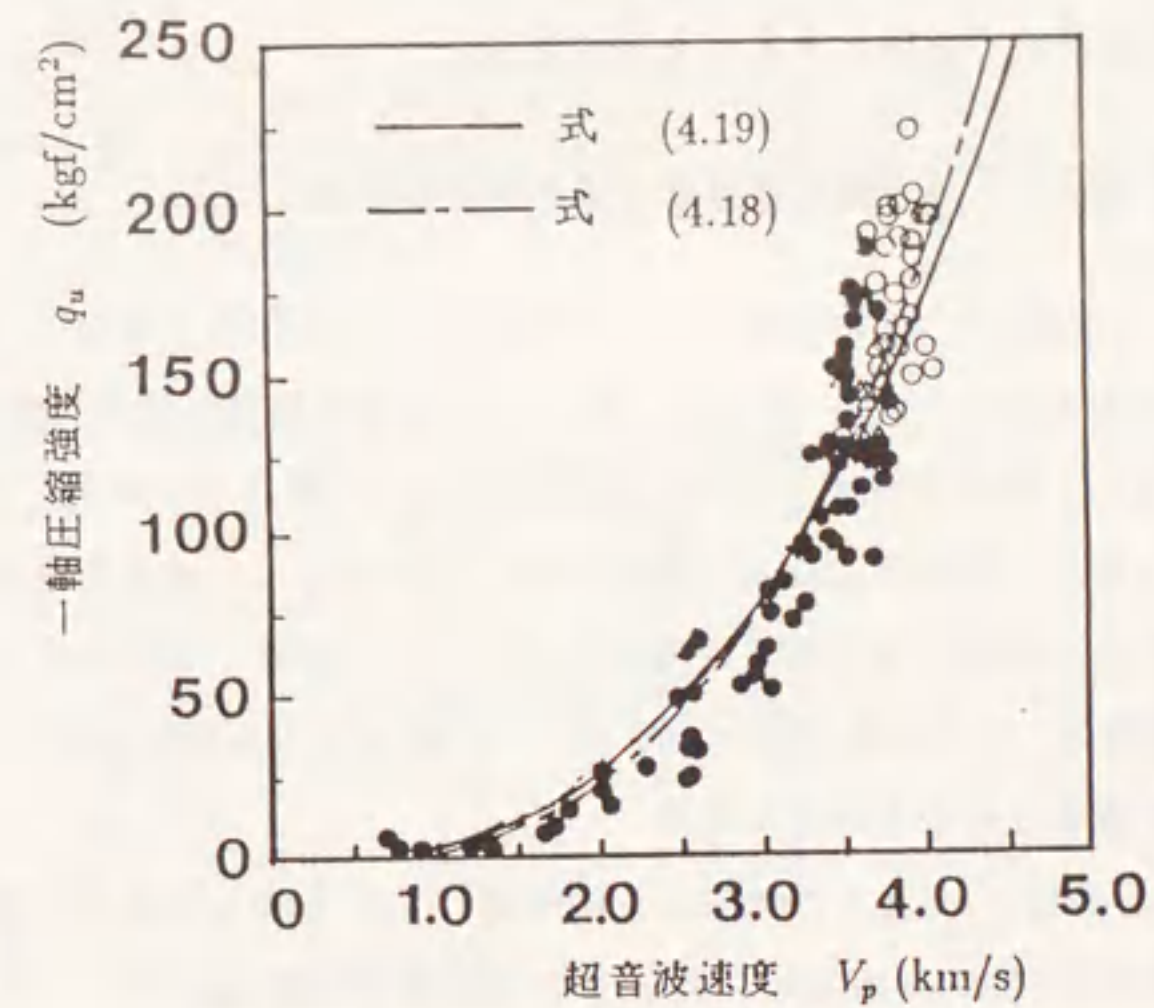


図 4.18: 超音波速度と一軸圧縮強度の関係



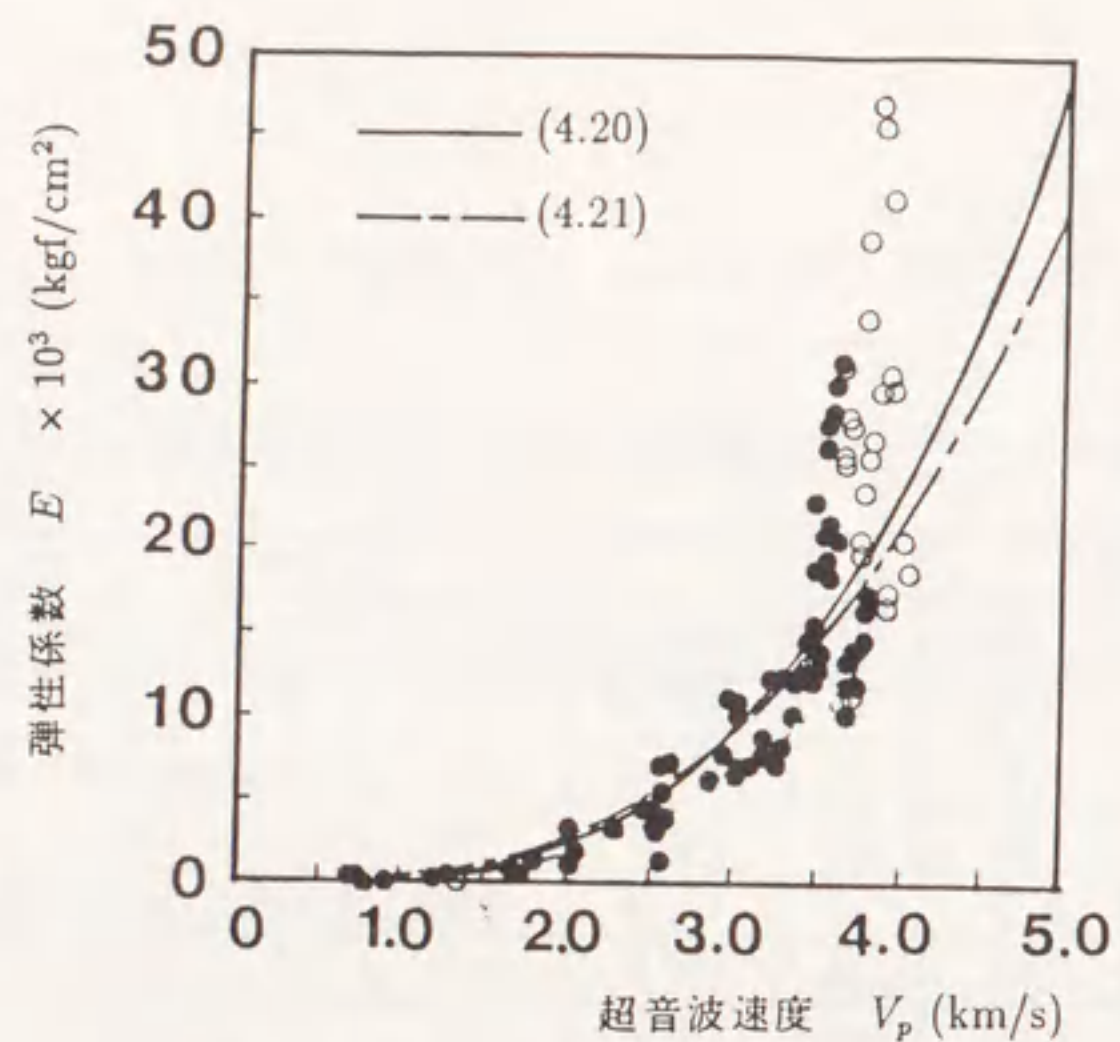


図 4.19: 超音波速度と弾性係数の関係

$$3.0 \text{ 乗式} : E = 331V_p^{3.00} \quad r = 0.802 \quad (4.21)$$

という関係が得られた。全データとも超音波速度に対する相関性がよく、弾性係数は超音波速度の 3.0 乗の式で回帰できることが言える。

#### 4.4.5 吹付けコンクリートの一軸圧縮強度と弾性係数の推定

4.4.4 項で求めた回帰式 (4.19) を使って、各測点における吹付け壁面の一軸圧縮強度を推定した値を図 4.20 に示す。図 4.20 より、一軸圧縮強度は時間の対数  $\log t$  に対して直線的に増加し、材令 1 日ではほぼ  $100 \text{ kgf/cm}^2$ 、材令 28 日で  $160 \text{ kgf/cm}^2$  前後という値になっていることが判る。なお、材令 3 日ぐらいまでは、各測定位置でのばらつきが大きい。また、測定高さによる変動が大きい測点があり、吹付けられる壁面の状況、特に湧水の有無、それに吹付けコンクリートの配合などの微妙な変化によって、一軸圧縮強度が影響を受けることがわかる。

一軸圧縮強度と同様に、4.4.4 項で求めた回帰式 (4.21) を使って吹付け壁面の弾性係数を推定した値を図 4.21 に示した。材令 1 日ではほぼ  $10000 \text{ kgf/cm}^2$ 、材令 7 日で  $20000 \text{ kgf/cm}^2$  前後という値になっていることが判る。材令 28 日では、材令 7 日とほとんど変わらない値しか示さないが、これは図 4.19 を見れば判るように超音波速度の高いところでの回帰曲線の近似が悪いためであり、実際はもう少し高い値となる。

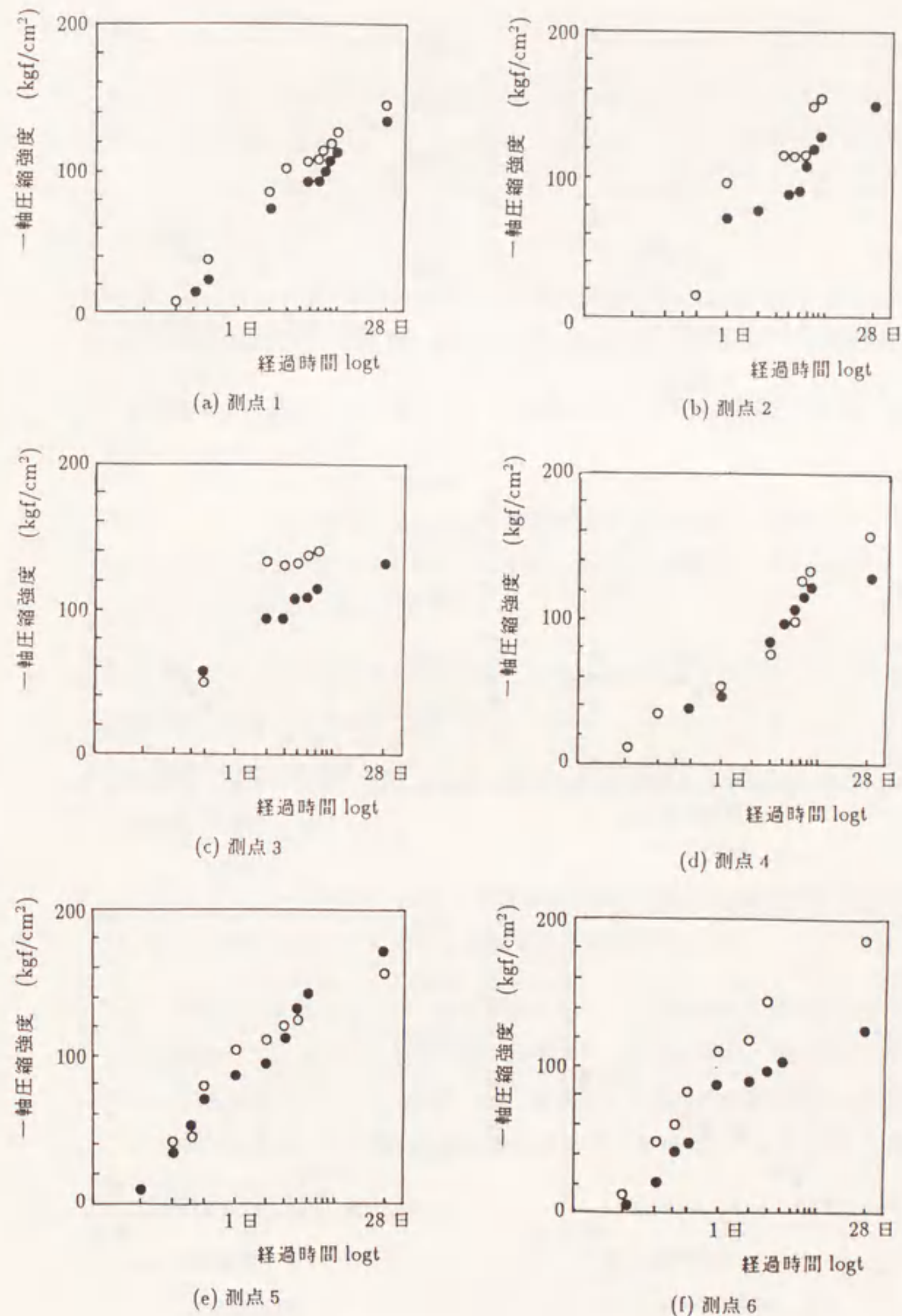
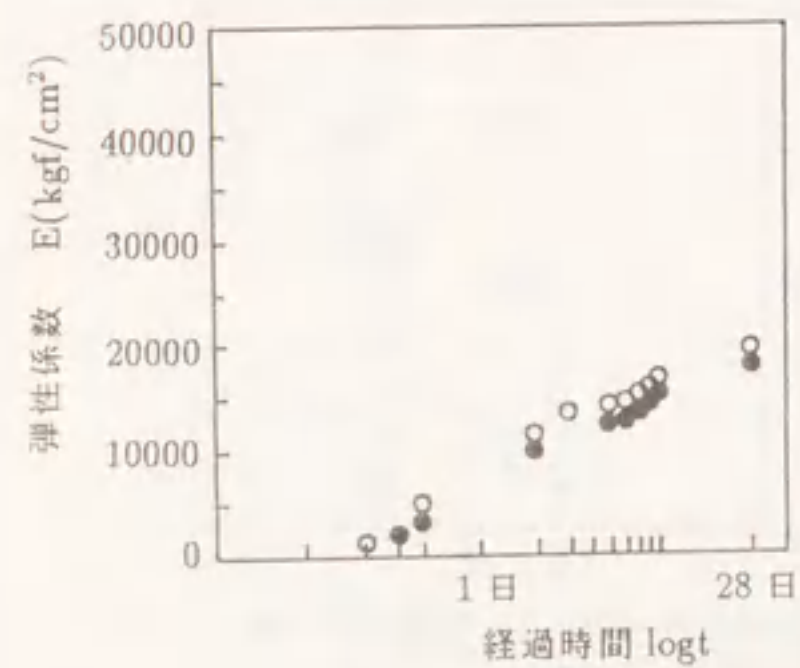
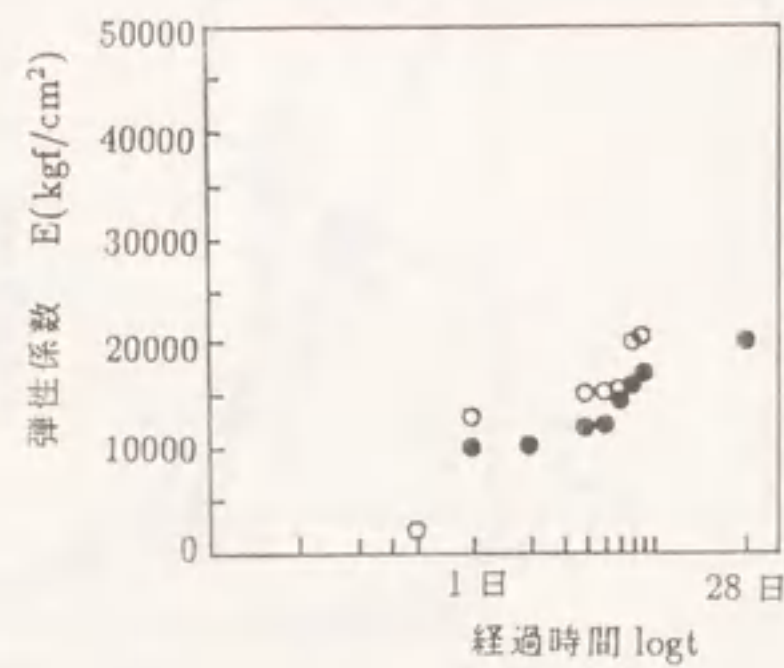


図 4.20: 回帰式から求めた一軸圧縮強度の経時変化

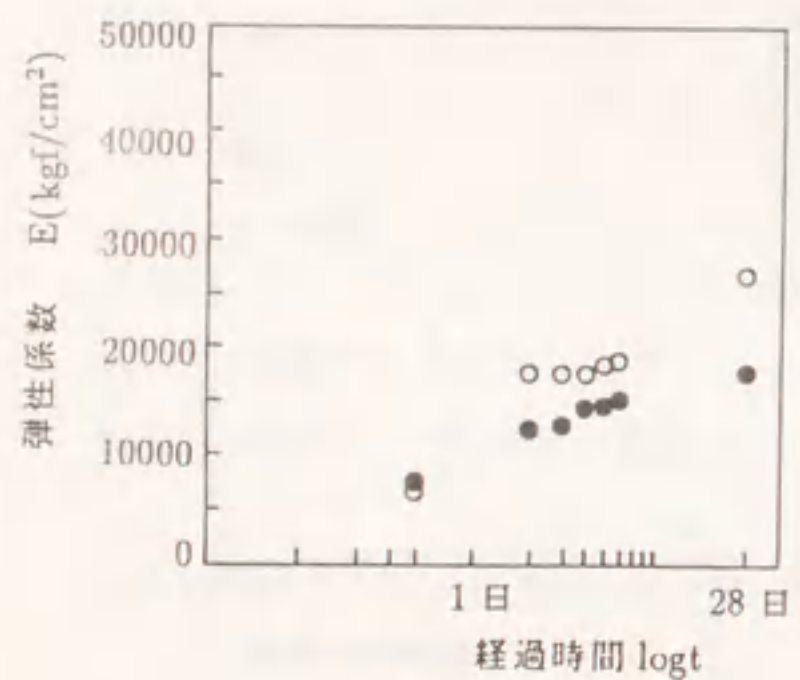




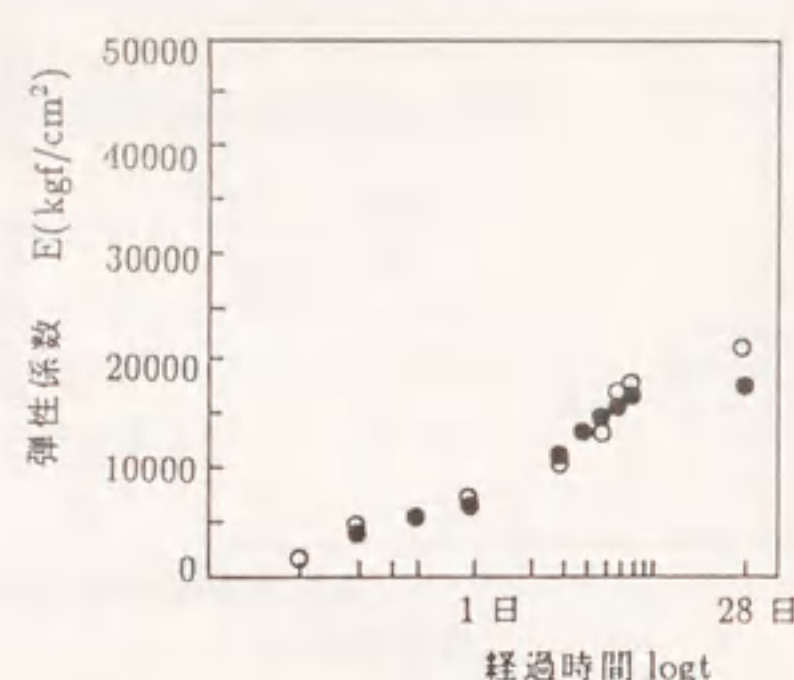
(a) 測点 1



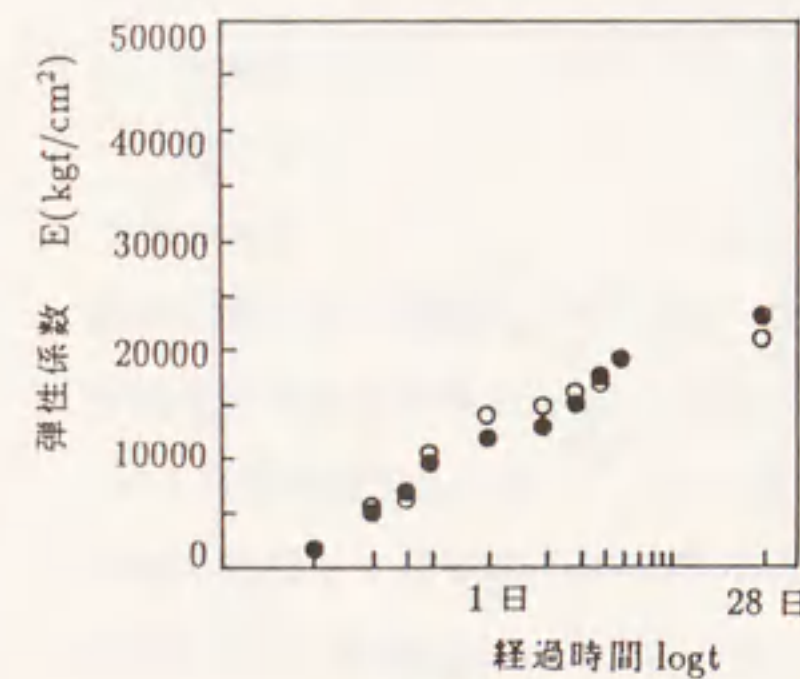
(b) 測点 2



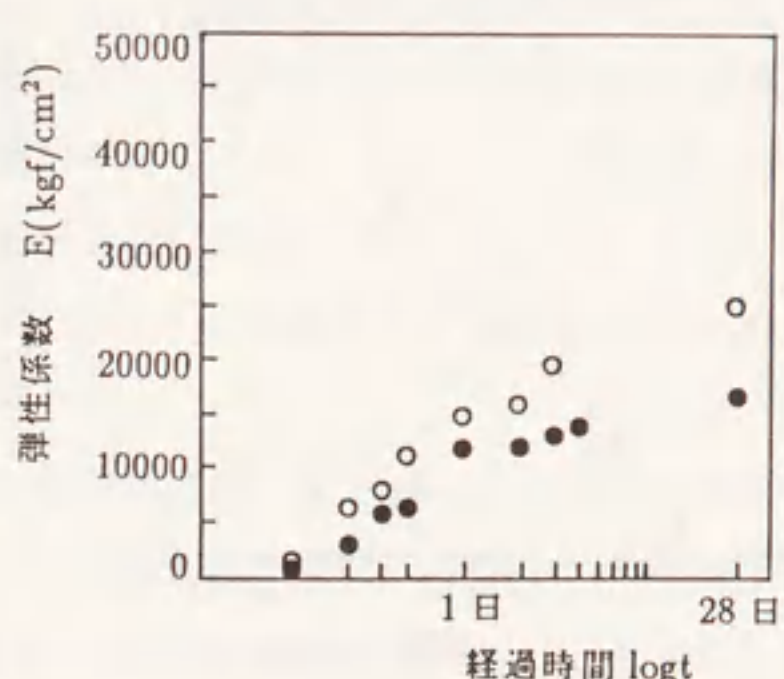
(c) 測点 3



(d) 測点 4



(e) 測点 5



(f) 測点 6

図 4.21: 回帰式から求めた弾性係数の経時変化

#### 4.5 結語

立方供試体を用いた室内一軸圧縮試験および超音波試験、トンネル吹付け壁面における超音波速度  $V_p$  およびシュミット反発硬度  $R$  の測定とそのコア試験を通して吹付けコンクリートの弾性係数  $E$  と一軸圧縮強度を推定する方法を述べてきたが、これらをまとめると次のようになる。

- (1) 吹付けコンクリートの一軸圧縮強度および弾性係数と材令の関係は、材令 12 時間までを指数関数で、それ以降は対数関数で回帰することができ、その相関は良い。
- (2) 一軸圧縮強度と弾性係数の関係では、指数関数での回帰が相関係数は高いが、実用的には直線回帰でも十分である。
- (3) 吹付けコンクリートの破壊ひずみは、一軸圧縮強度と比較的よい相関を示した。天端沈下あるいは内空変位から求まるひずみと併せてこの破壊ひずみを使用すると、NATM の施工管理に役立つであろう。
- (4) 吹付けコンクリートの三軸圧縮状態では、一軸圧縮状態と比較して、ピーク強度と破壊ひずみが著しく増加する。
- (5) 吹付けコンクリートの一軸圧縮強度と超音波速度の関係は指数関数で回帰することができ、その相関は良い。
- (6) 吹付けコンクリートの弾性係数  $E$  と超音波速度の関係は指数関数で回帰されたが、超音波速度の高いところでの相関は良くなかった。
- (7) トンネル吹付け壁面において、超音波速度から一軸圧縮強度と弾性係数の推定する式を提案した。また、原位置試験の結果より、壁面の高さ、吹付けの配合、吹付けられる環境の違いによって、一軸圧縮強度および弾性係数が異なってくるのが分かった。ここで提案した推定方法は非常に簡単なため、NATM の施工管理に役立つであろう。



5. 切羽の進行と吹付けコンクリートの硬化過程を考慮した理論解析

この章では、静水圧状態の地盤に、円形トンネルを掘削した場合の理論解（地山特性曲線解析）について述べる。支保は、ロックボルト、吹付けコンクリートと鋼製支保工であり、これらを内圧効果として考慮してある。ロックボルトは全断面装着型で、掘削した後、ある程度変位を許した後に設置されるとしている。吹付けコンクリートも同様に、ある時間の後に吹付けられるとしており、また、硬化過程を弾性係数とポアソン比の変化で考慮している。ロックボルトと吹付けコンクリートおよび鋼製支保工は、Aydan(1985, 1989) が提案した方法、すなわち設置した状態と釣合い状態の間の相対変位が支保の内圧効果に関係するとした理論を用いる。また、吹付けコンクリートの硬化過程の考慮するために、切羽の進行速度を日単位で考えている。仮定した条件はつぎのようである。

- a) トンネル形状      円形
- b) 地山の境界条件    半無限地山
- c) 初期応力条件      等方圧軸対称状態
- d) 地山の材料特性    完全弾塑性、残留状態
- e) 支保                設置時刻を考慮した。

ロックボルト  
吹付けコンクリート  
鋼製支保工

5.1 岩盤における支配方程式

1-) 極座標における半径方向の釣合いの支配方程式は、

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (5.1)$$

となる(図5.1)。ここで

- $r$  : 開孔中心からの距離
- $\sigma_r$  : 岩盤の半径応力
- $\sigma_\theta$  : " 接線応力

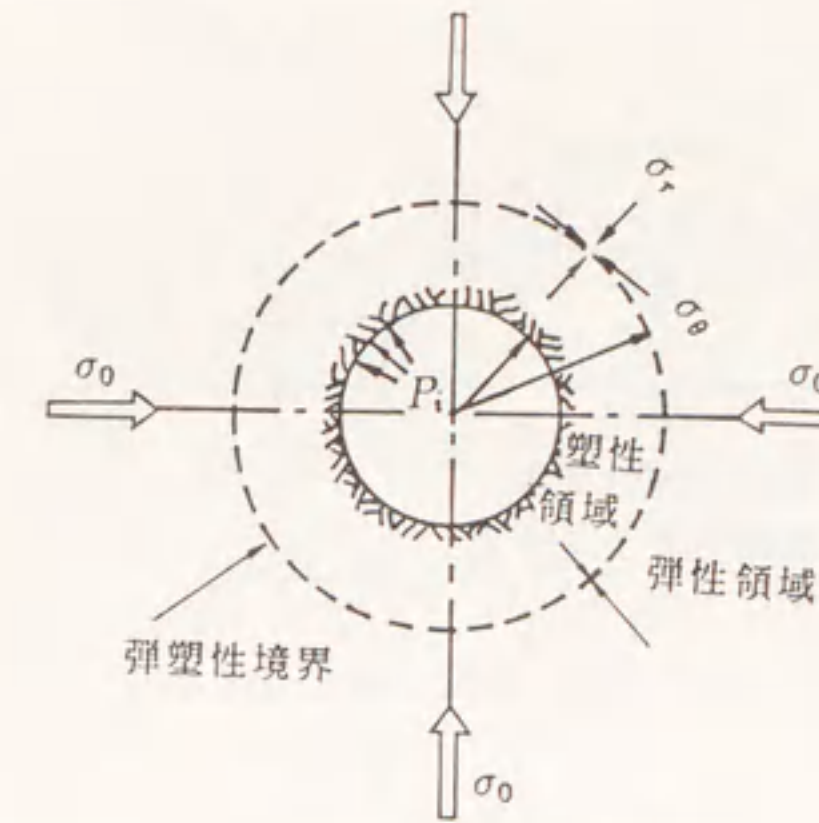


図 5.1: 等方圧を受ける円孔のまわりの釣合い

2-) 岩盤は弾塑性で挙動すると仮定され、Mohr-Coulomb の破壊規準に従う。破壊後は、完全弾塑性状態あるいは残留状態となる(図 5.2):

$$\sigma_1 = q\sigma_3 + \sigma_c \quad \text{降伏前の岩盤,} \quad (5.2)$$

$$\sigma_1 = q^*\sigma_3 + \sigma_c^* \quad \text{降伏後の岩盤,} \quad (5.3)$$

$$q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}, \quad q^* = \frac{1 + \sin \phi^*}{1 - \sin \phi^*}$$

ここで

- $\sigma_1$  : 最大主応力,
- $\sigma_3$  : 最小主応力,
- $\sigma_c$  : 降伏前の一軸圧縮強度,
- $\sigma_c^*$  : 降伏後の一軸圧縮強度,
- $\phi$  : 降伏前の内部摩擦角,
- $\phi^*$  : 降伏後の内部摩擦角.

3-) 岩盤の応力とひずみの間の構成方程式は、次のようになる:

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_r \\ \epsilon_\theta \end{Bmatrix} = \frac{1 - \nu_r^2}{E_r} \begin{bmatrix} 1 & -\frac{\nu_r}{1 - \nu_r} \\ -\frac{\nu_r}{1 - \nu_r} & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\theta \end{Bmatrix}$$



または (5.4)

$$\begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\theta \end{Bmatrix} = \frac{E_r(1-\nu_r)}{(1+\nu_r)(1-2\nu_r)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu_r}{1-\nu_r} \\ \frac{\nu_r}{1-\nu_r} & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \end{Bmatrix}$$

ここで

$E_r$  : 岩盤の弾性係数,  
 $\nu_r$  : 岩盤のポアソン比.

4) ひずみと半径方向の変位  $u$  は、次式で与えられる。

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr}, \quad \varepsilon_\theta = \frac{u}{r} \quad (5.5)$$

ここで

$\varepsilon_r$  : 岩盤の半径方向ひずみ  
 $\varepsilon_\theta$  : " 接線方向ひずみ

このような仮定の下で、各条件下の解を求めると以下のようである。

Case 1: 岩盤が弾性挙動を示す場合

岩盤の応力と変位は、構成方程式 (5.4) を使って、支配方程式 (5.1) を与えられた境界条件下で解くことで求められる。すなわち、式 (5.1)、(5.4)、(5.5) より

$$r^2 \frac{d^2 u}{dr^2} + r \frac{du}{dr} - u = 0 \quad (5.6)$$

が得られるが、この一般解は、

$$u = A_1 r + A_2 \frac{1}{r} \quad (5.7)$$

と書かれる。

これに境界条件

$$\begin{aligned} r = a \text{ で } \sigma_r &= P_i \\ r = b \text{ で } \sigma_r &= P_b \end{aligned}$$

を導入すると、積分定数  $A_1$  と  $A_2$  は、

$$A_1 = \frac{(1+\nu_r)(1-2\nu_r)}{E_r} \frac{b^2 P_b - a^2 P_i}{b^2 - a^2}, \quad A_2 = \frac{(1+\nu_r)}{E_r} \frac{b^2 a^2}{b^2 - a^2} (P_b - P_i),$$

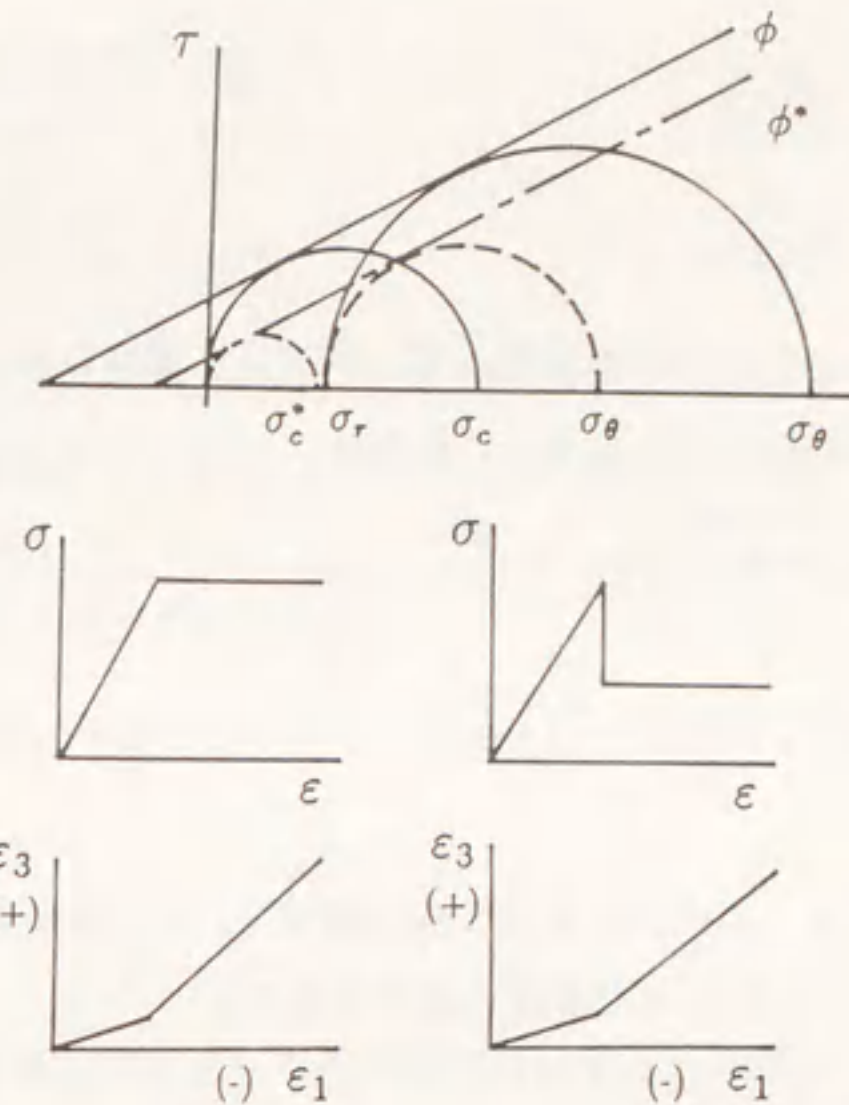


図 5.2: 仮定された岩盤の材料挙動

となる。上述の積分定数を式 (5.7) に代入し、 $r = \infty$  で  $P_b = \sigma_0$  となる境界条件を満足するように解いてやると変位は

$$u = \frac{1+\nu_r}{E_r} \left[ (1-\nu_r)\sigma_0 r + (\sigma_0 - P_i) \frac{a^2}{r} \right] \quad (5.8)$$

と得られる。なお、この変位は、円孔周りに一様な初期応力  $\sigma_0$  が存在する場合に対応する。岩盤は掘削する以前に、すでに自重によって初期変位が起こっているため、この初期変位を上の変位から差し引かなければならない。この初期変位は、 $P_i$  が、無限遠での応力  $\sigma_0$  に等しいとした時の変位である。これらの概念より、初期変位は

$$u_0 = \frac{1+\nu_r}{E_r} (1-\nu_r)\sigma_0 r \quad (5.9)$$

となる。最終的に、円孔を掘削した時の変位は、

$$u_e = \frac{1+\nu_r}{E_r} (\sigma_0 - P_i) \frac{a^2}{r} \quad (5.10)$$

となる。ここで、添字  $e$  は掘削を表わす。変位が掘削した後の状態になったので、同時に半径応力と接線応力も掘削後に変更する必要がある。これらの変更は、式 (5.5) と構成方程式 (5.1) および上述の関係式から



$$\sigma_{re} = -(\sigma_0 - P_i) \frac{a^2}{r^2} \quad (5.11)$$

$$\sigma_{\theta e} = (\sigma_0 - P_i) \frac{a^2}{r^2} \quad (5.12)$$

となる。上述したように、周辺岩盤の応力状態は、掘削以前の状態に掘削によって生じた変化量を合計したものになる。これらは

$$\sigma_r = \sigma_0 + \sigma_{re} = \sigma_0 - (\sigma_0 - P_i) \frac{a^2}{r^2} \quad (5.13)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_0 + \sigma_{\theta e} = \sigma_0 + (\sigma_0 - P_i) \frac{a^2}{r^2} \quad (5.14)$$

なる。

注: 応力における上の式は、また支配方程式 (5.1) と次の関係式を使い、上述と同じ境界条件を満足させることで直接に求められる。

$$\sigma_r + \sigma_\theta = 2\sigma_0 \quad (5.15)$$

#### Case 2: 岩盤が完全弾塑性挙動を示す場合

トンネル掘削後のトンネル周辺地山の応力が式 (5.2) の破壊規準をこえ、破壊後、岩盤が完全弾塑性挙動を示すとすると、トンネル周辺地山には塑性領域と弾性領域が発生する。以下、塑性区間および弾性区間における岩盤の応力と変位を求める。

##### 1-) 塑性区間における岩盤の挙動

降伏条件式 (5.2) を  $\sigma_3 = \sigma_r$  と  $\sigma_1 = \sigma_\theta$  と置き、支配方程式 (5.1) に代入すると

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + (1-q) \frac{\sigma_r}{r} = \frac{\sigma_c}{r} \quad (5.16)$$

が得られる。この微分方程式の解は、

$$\sigma_r = Cr^{q-1} - \frac{\sigma_c}{q-1} \quad (5.17)$$

となる。積分定数  $C$  は、 $r=a$  で  $\sigma_r = P_i$  となる境界条件から

$$C = \left( P_i + \frac{\sigma_c}{q-1} \right) \frac{1}{a^{q-1}}$$

と求められる。こうして応力は

$$\sigma_r = \left( P_i + \frac{\sigma_c}{q-1} \right) \left( \frac{r}{a} \right)^{q-1} - \frac{\sigma_c}{q-1} \quad (5.18)$$

$$\sigma_\theta = \left( P_i + \frac{\sigma_c}{q-1} \right) \left( \frac{r}{a} \right)^{q-1} + \frac{\sigma_c}{q-1} \quad (5.19)$$

と書ける。弾塑性境界の半径  $R_p$  は、降伏条件式 (5.2) と式 (5.15) に、境界で半径応力が連続するという条件を加えることで、次式のように求めることができる。

$$R_p = a \left[ \frac{\sigma_{rp} + \frac{\sigma_c}{q-1}}{P_i + \frac{\sigma_c}{q-1}} \right]^{\frac{1}{q-1}}, \quad \sigma_{rp} = \frac{2\sigma_0 - \sigma_c}{q+1} \quad (5.20)$$

続いて、塑性領域における変位を誘導する方法を以下に述べる。塑性領域の全ひずみの適合式は、

$$\frac{d\varepsilon_\theta}{dr} + \frac{\varepsilon_\theta - \varepsilon_r}{r} = 0 \quad (5.21)$$

の関係式で書ける。全半径方向ひずみと全接線方向ひずみとの間に、

$$\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_\theta} = -f \quad (5.22)$$

の関係式が成り立つと仮定する。ここで、 $f$  は経験から求められる物理定数である。この時、微分方程式の解 (5.21) は、

$$\varepsilon_\theta = \frac{A}{r^{f+1}} \quad (5.23)$$

となる。積分定数  $A$  は、弾塑性境界  $r = R_p$  での接線方向のひずみの連続性から次のように求められる。

$$A = \varepsilon_\theta^{ep} R_p^{f+1}, \quad \varepsilon_\theta^{ep} = \frac{1+\nu_r}{E_r} (\sigma_0 - \sigma_{rp}) \quad (5.24)$$

この関係式を使えば、岩盤の変位は、

$$u = \frac{1+\nu_r}{E_r} (\sigma_0 - \sigma_{rp}) r \left( \frac{R_p}{r} \right)^{f+1} \quad (5.25)$$

となる。上の式は、多くの研究者によって導かれており (Panet 1976、Kaiser 1980、Brown and Bray 1982、Brown et al. 1983、etc.)、このような問題で広く使われている。

##### 2-) 弾性区間における岩盤の挙動



弾性区間における応力と変位は、前述した塑性区間と同様に求めることができる。  
ここでは、最終的な結果だけを示すことにする。

$$\sigma_r = \sigma_0 - (\sigma_0 - \sigma_{rp}) \left(\frac{R_p}{r}\right)^2 \quad (5.26)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_0 + (\sigma_0 - \sigma_{rp}) \left(\frac{R_p}{r}\right)^2 \quad (5.27)$$

$$u = \frac{1 + \nu_r}{E_r} (\sigma_0 - \sigma_{rp}) \frac{R_p^2}{r} \quad (5.28)$$

ここで

$$\sigma_{rp} = \frac{2\sigma_0 - \sigma_c}{q + 1}$$

Case 3: 岩盤が残留状態となった場合

一方、トンネル掘削後のトンネル周辺地山の応力が式(5.2)の破壊規準をこえ、破壊後、岩盤が残留挙動を示すとすると、トンネル周辺地山には残留塑性領域、完全塑性領域、弾性領域の3つの領域が発生する。以下、各領域におけるにおける岩盤の応力と変位を求める。

a) 塑性領域

1-) 残留塑性領域

降伏基準(5.3)を $\sigma_3 = \sigma_r^*$ 、 $\sigma_1 = \sigma_\theta^*$ と置き、支配方程式(5.1)に代入する。

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + (1 - q^*) \frac{\sigma_r}{r} = \frac{\sigma_c^*}{r} \quad (5.29)$$

であり、この微分方程式の解は、

$$\sigma_r = Cr^{q^*-1} - \frac{\sigma_c^*}{q^* - 1} \quad (5.30)$$

で与えられる。積分定数 $C$ は、境界条件 $r = a$ で $\sigma_r = P_i$ から

$$C = \left(P_i + \frac{\sigma_c^*}{q^* - 1}\right) \frac{1}{a^{q^*-1}}$$

と得られ、最終的に、応力は次の形をとる。

$$\sigma_r = \left(P_i + \frac{\sigma_c^*}{q^* - 1}\right) \left(\frac{r}{a}\right)^{q^*-1} - \frac{\sigma_c^*}{q^* - 1} \quad (5.31)$$

$$\sigma_\theta = q^* \left(P_i + \frac{\sigma_c^*}{q^* - 1}\right) \left(\frac{r}{a}\right)^{q^*-1} - \frac{\sigma_c^*}{q^* - 1} \quad (5.32)$$

完全弾塑性の場合と同じく、次の関係が成り立つと仮定する。

$$\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_\theta} = -f^* \quad (5.33)$$

変位の誘導は前述のケースと同様なので、ここでは、最終の式だけを書くことにする。

$$u = \frac{1 + \nu_r}{E_r} (\sigma_0 - \sigma_{rp}) r \eta \left(\frac{R_{pb}}{r}\right)^{f^*+1} \quad (5.34)$$

ここで、 $\eta = \varepsilon_1^r / \varepsilon_1^p$ とした。なお、完全塑性域の半径 $R_{pp}$ と残留域の半径 $R_{pb}$ の関係は

$$\frac{R_{pp}}{R_{pb}} = \eta^{\frac{1}{f^*+1}} \quad (5.35)$$

と与えられる。

2-) 完全塑性領域

降伏基準(5.2)を、 $\sigma_3 = \sigma_r$ 、 $\sigma_1 = \sigma_\theta$ と置き、支配方程式(5.1)に代入すると、

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + (1 - q) \frac{\sigma_r}{r} = \frac{\sigma_c}{r} \quad (5.36)$$

であり、この解は

$$\sigma_r = Cr^{q-1} - \frac{\sigma_c}{q-1} \quad (5.37)$$

である。積分定数 $C$ は、境界条件 $r = R_{pp}$ で $\sigma_r = \sigma_{rp}$ から

$$C = \left(\sigma_{rp} + \frac{\sigma_c}{q-1}\right) \frac{1}{R_{pp}^{q-1}}$$

と求められる。応力は

$$\sigma_r = \left(\sigma_{rp} + \frac{\sigma_c}{q-1}\right) \left(\frac{r}{R_{pp}}\right)^{q-1} - \frac{\sigma_c}{q-1} \quad (5.38)$$

$$\sigma_\theta = q \left(\sigma_{rp} + \frac{\sigma_c}{q-1}\right) \left(\frac{r}{R_{pp}}\right)^{q-1} - \frac{\sigma_c}{q-1} \quad (5.39)$$

となる。変位は



$$u = \frac{1 + \nu_r}{E_r} (\sigma_0 - \sigma_{rp}) r \left( \frac{R_{pp}}{r} \right)^{f+1} \quad (5.40)$$

となる。

### 3-) 弾性領域

応力と変位における式の誘導は、前に述べたケースと同様なので、ここでも式の最終的な形だけを示すことにする。

$$\sigma_r = \sigma_0 - (\sigma_0 - \sigma_{rp}) \left( \frac{R_{pp}}{r} \right)^2 \quad (5.41)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_0 + (\sigma_0 - \sigma_{rp}) \left( \frac{R_{pp}}{r} \right)^2 \quad (5.42)$$

$$u = \frac{1 + \nu_r}{E_r} (\sigma_0 - \sigma_{rp}) \frac{R_{pp}^2}{r} \quad (5.43)$$

## 5.2 吹付けコンクリートの解析

吹付けコンクリート、ロックボルトおよび鋼製支保工は、切羽の進行を考慮するために、変位がある値  $u_{in}^*$  になった時に設置されると仮定する。これら支保工の効果は内圧  $P_i$  として考慮しているが、その内圧の大きさは設置した状態と釣合い状態の間の相対変位に関係することになる。以下、各支保工を導入した場合の内圧の評価について順次考察する。なお、鋼製支保工については、吹付けコンクリートの理論とまったく同じであるので、ここでは省略する。

### 5.2.1 吹付けコンクリートの支配方程式

吹付けコンクリートは、一般には薄肉管あるいは厚肉管でモデル化される。外圧  $P_o$  と内圧  $P_i$  が 0 となる厚肉管の半径方向の変位 (図 5.3 参照) は、

$$u = \frac{1 + \nu_s}{E_s} \frac{P_i b^2}{b^2 - a^2} \left[ a + (1 - 2\nu_s) \frac{a^2}{b} \right] \quad (5.44)$$

である。上の式を増分の形で書くと、

$$\Delta u = \frac{1 + \nu_s}{E_s} \frac{\Delta P_i b^2}{b^2 - a^2} \left[ a + (1 - 2\nu_s) \frac{a^2}{b} \right] \quad (5.45)$$

となり。逆関係は

$$\Delta P_i = K_s \Delta u, \quad K_s = \frac{E_s}{1 + \nu_s} \frac{b^2 - a^2}{b^2} \frac{1}{b + (1 - 2\nu_s) \frac{a}{b}} \quad (5.46)$$

で与えられる。吹付けコンクリートの厚さは、掘削される半径に較べて比較的の小さいため ( $t = b - a \ll a$ )、この式は、

$$\Delta P_i = K_s \Delta u, \quad K_s = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \frac{t}{a} \quad (5.47)$$

と簡略化される (薄肉管の式)。

吹付けコンクリートの弾性係数とポアソン比は時間により変化する。そのため、 $P_i$  はコンクリートの降伏点までは和を取るによって評価する。降伏点まで積分しなければならない。

$$P_i = \Sigma \Delta P_i \quad (\text{ただし、吹付けコンクリートの降伏点まで}) \quad (5.48)$$

なお、4章でのべた実験結果から、次の近似式が吹付けコンクリートの弾性係数とポアソン比に対して成立すると仮定できる。

#### 弾性係数

$$E_s(t) = A(1 - e^{-bt}) \quad (5.49)$$

#### ポアソン比

$$\nu_s(t) = B + Ce^{-dt} \quad (5.50)$$

定数  $A$ 、 $b$ 、 $B$ 、 $C$ 、 $d$  は

$$A = E_{t=\infty}, \quad b = \frac{\frac{dE_s}{dt}}{E_{t=\infty}} \quad B = \nu_{t=\infty}, \quad C = \nu_{t=0} - \nu_{t=\infty}, \quad d = \frac{\frac{d\nu_s}{dt}}{\nu_{t=0} - \nu_{t=\infty}}$$

で与えられる (図 5.4)。実際に得られたカーブについては、6章で詳しく述べる。

### 5.2.2 切羽進行の解析モデル化

切羽進行は、図 5.5 のように掘削応力の解放関数を定義することで表現できる。この関数は軸対称有限要素解析から決定される。弾性地盤の中に掘削された円形トンネルの無限点で規準化された変位は、次式のような形で与えられる。

$$\frac{u}{u_\infty} = 1 - \frac{P_i}{\sigma_0} \quad (5.51)$$



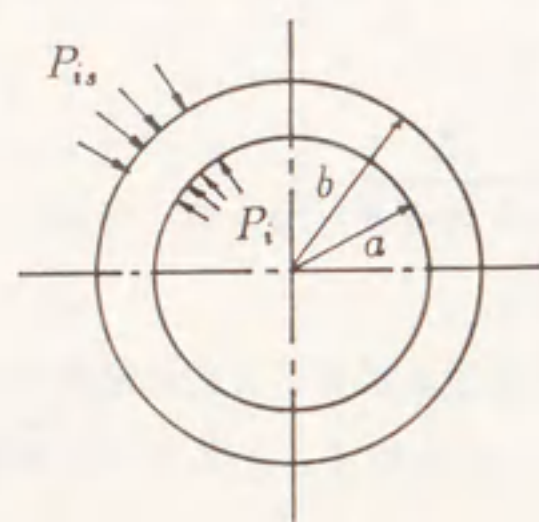


図 5.3: 厚肉管モデル

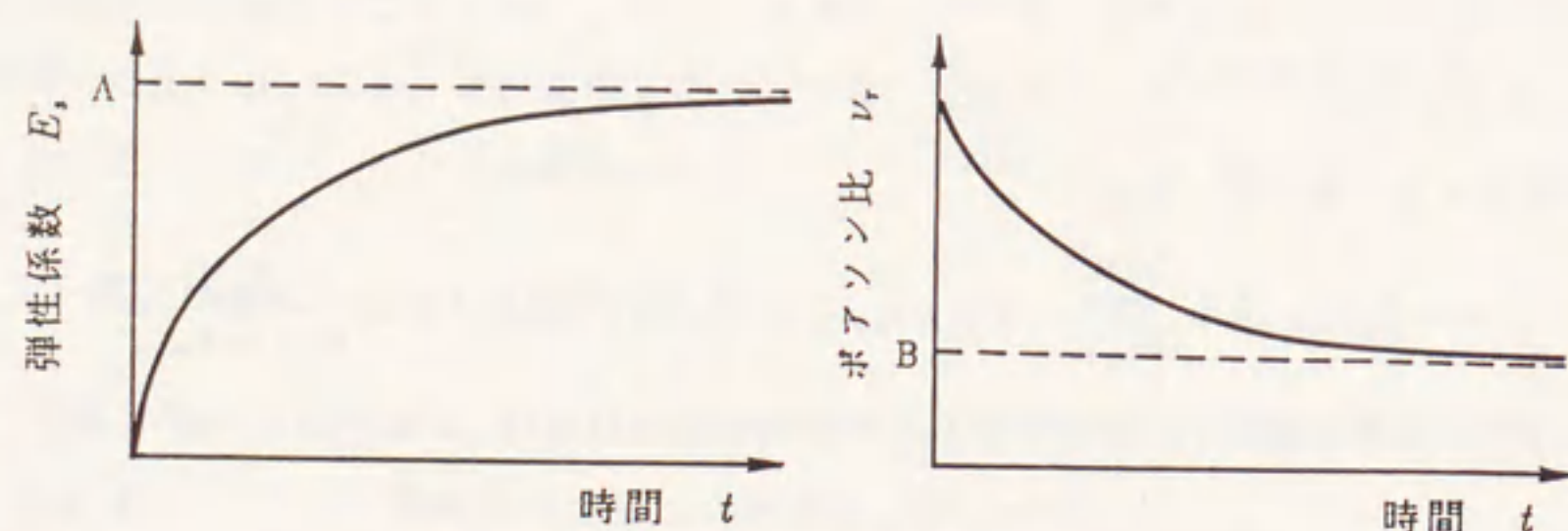


図 5.4: 吹付けコンクリートの弾性係数とポアソン比

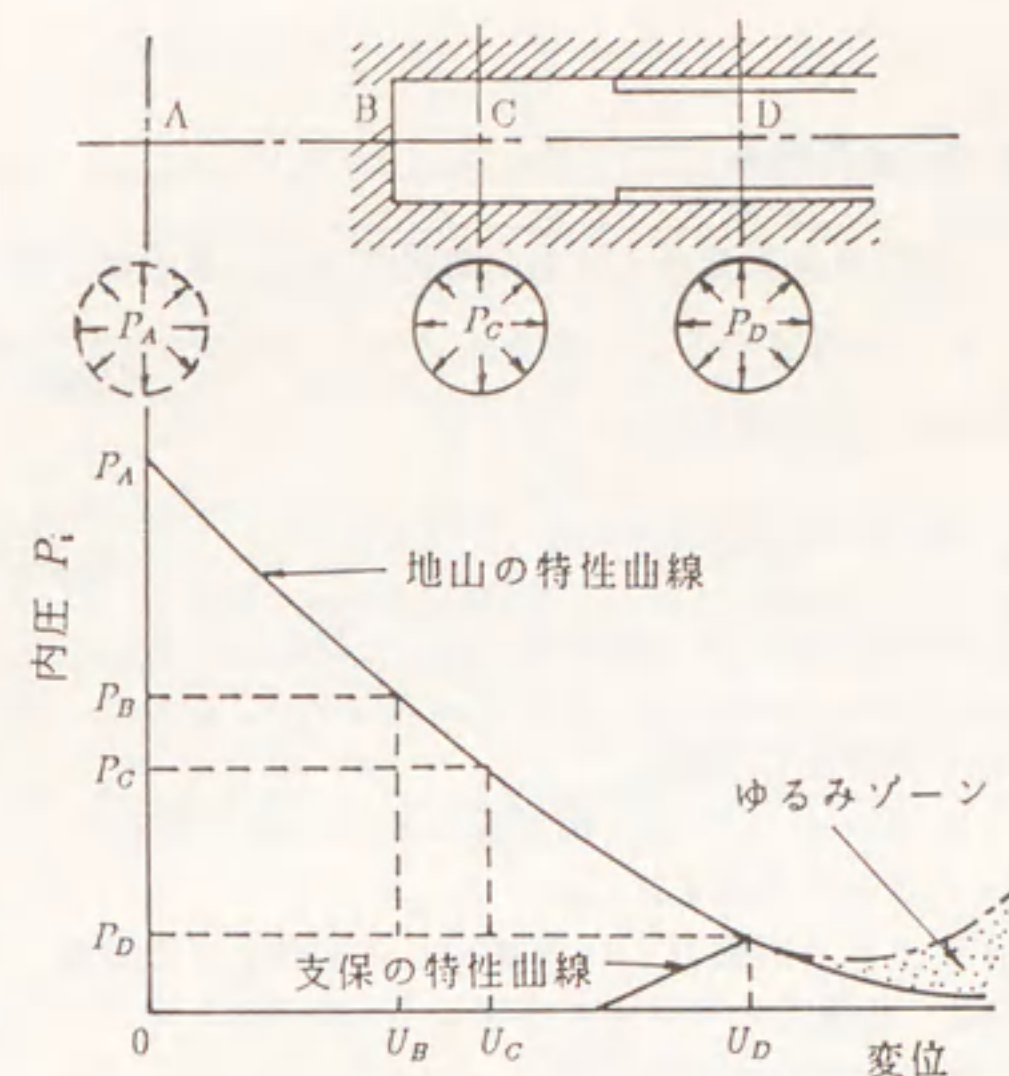


図 5.5: 切羽進行による支保効果と地山の特性曲線

一方、切羽から距離  $x$  だけ離れたトンネル壁面の変位は、経験より次の関数で近似することができるが知られている(谷本 1984)。

$$\frac{u}{u_{\infty}} = 0.3 + 0.7e^{-2.67 \frac{x}{b}} \quad (5.52)$$

こうして、切羽進行距離  $x$  に関係した応力解放関数  $P_i$  は、

$$\frac{P_i}{\sigma_0} = 0.7(1 - e^{-2.67 \frac{x}{b}}) \quad (5.53)$$

と与えられる。

### 5.3 ロックボルトの解析

ロックボルトは、吹付けコンクリートと同様に、変位がある値になった時に挿入されるとし、その内圧効果は挿入時と釣合い時の相対変位によって評価されるとしている。しかしながら、ロックボルトは一般にボアホールをグラウトし、完全定着型として使用されるので、釣合い時の変位を求めるにしても岩盤との相対関係で解く必要があり、簡単にはいかない。ここでは、Aydan(1985, 1989)の提案した理論について、基本的な考え方と最終的な解だけを示す。



### 5.3.1 ロックボルトの支配方程式

ロックボルトは、軸力だけを受ける一方向部材であり、さらに、せん断応力だけが周辺の地山に伝達されると仮定する。一本のロックボルトについて、ロックボルト-グラウトシステムに作用する力(図5.6)は、

$$(\sigma_z + \Delta\sigma_z)A_b - \sigma_z A_b + \tau_b A_{pb} \Delta z = 0$$

となつてつり合っている。ここで、 $A_b = \pi r_b^2$ ,  $A_{pb} = 2\pi r_b$ であり、さらに

- $r_b$  : ロックボルトの半径
- $\tau_b$  : ロックボルト-グラウト境界面におけるせん断応力
- $\sigma_z$  : ロックボルトの軸応力
- $z$  : ロックボルト頭部からの考慮している点までの距離

上の式を $\pi r_b^2 \Delta z$ で割り、極限をとるとロックボルト-グラウトシステムにおけるつり合い方程式は

$$\lim_{\Delta z \rightarrow 0} \frac{\Delta\sigma_z}{\Delta z} + \frac{2}{r_b} \tau_b = 0 \Rightarrow \frac{d\sigma_z}{dz} + \frac{2}{r_b} \tau_b = 0 \quad (5.54)$$

となる。さらに、グラウトと岩盤におけるつり合いは、せん断力のみが伝達されるとして

$$2\pi(\tau_{rz} + \Delta\tau_{rz})(r + \Delta r)\Delta z - 2\pi\tau_{rz}r\Delta z = 0$$

と書ける。ここで

- $\tau_{rz}$  : 岩盤あるいはグラウトの中のせん断応力
  - $r$  : ロックボルト頭部からの考慮している点までの距離
- この式を $2\pi r \Delta r \Delta z$ で割り、極限をとるとロックボルト軸に平行な方向におけるつり合い方程式は、

$$\lim_{\Delta r \rightarrow 0} \frac{\Delta\tau_{rz}}{\Delta r} + \frac{\tau_{rz}}{r} = 0 \Rightarrow \frac{d\tau_{rz}}{dr} + \frac{\tau_{rz}}{r} = 0 \quad (5.55)$$

となる。ここで、ロックボルト、ロックボルト-グラウト境界面およびグラウトともすべて弾性状態で挙動すると仮定する。上述の二つの支配方程式(5.54)と(5.55)は、構成則と境界条件を使うことで解くことができる。まず、岩盤における支配方程式(5.55)から始めるとする。ここでも岩盤は弾性で挙動すると仮定する。せん断応力とせん断ひずみの関係は、

$$\tau_{rz} = G_r \gamma = G_r \frac{dw}{dr}$$

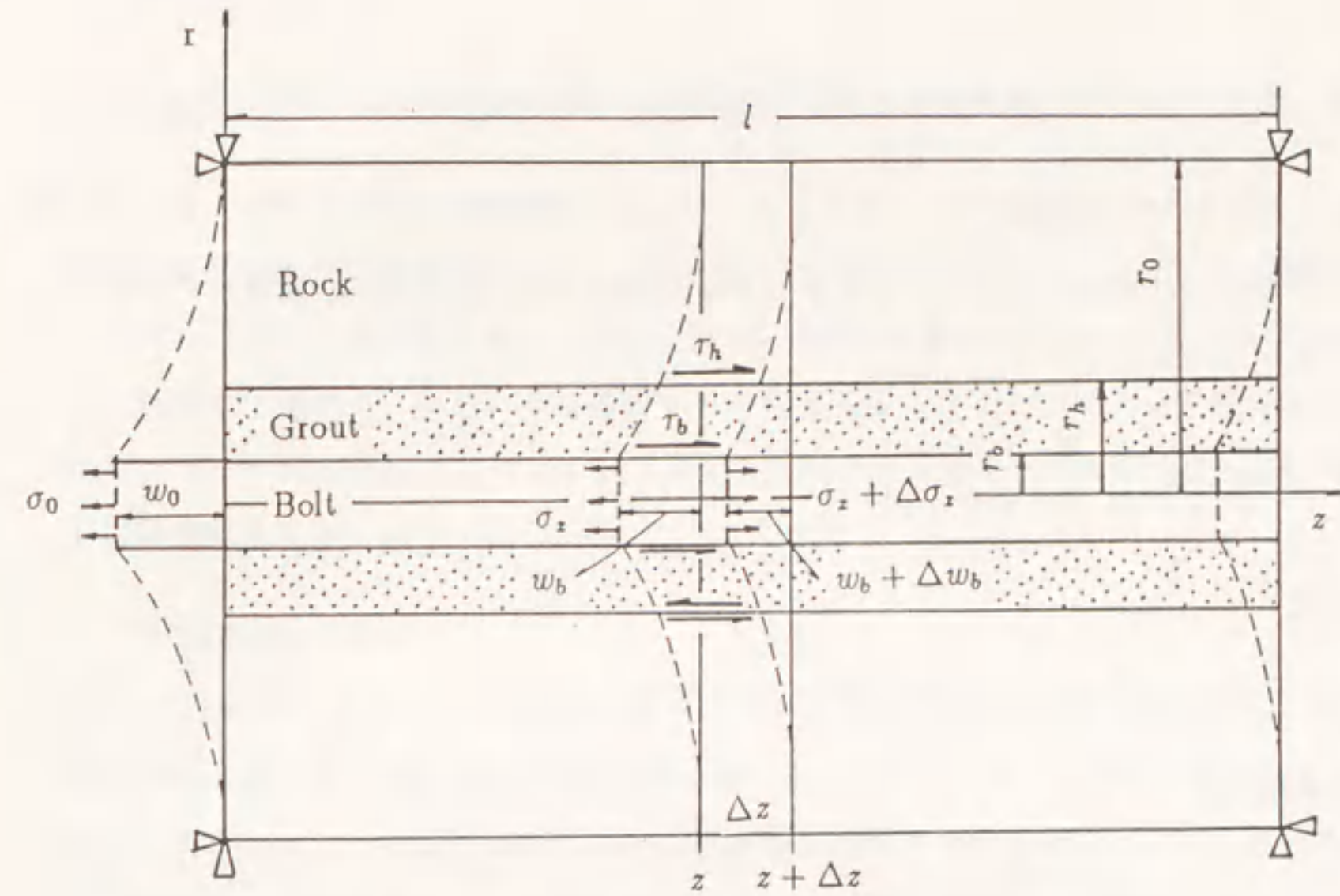


図5.6: ロックボルトに作用する力の釣合い

と書ける。ここで、 $G_r$ と $w$ は、それぞれロックボルト軸方向での岩盤のせん断定数と変位である。この式を式(5.55)に代入すると、

$$\frac{d^2 w}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dw}{dr} = \frac{1}{r} \frac{d}{dr} \left( r \frac{dw}{dr} \right) = 0. \quad (5.56)$$

を得る。上の微分方程式の一般解は、

$$w = C_1 \ln r + C_2 \quad (5.57)$$

となる。ここで、 $C_1$ と $C_2$ は、積分定数である。次式で与えられる境界条件を使うと、

$$\begin{aligned} r = r_h \text{ で } w &= -w_h \\ r = r_0 \text{ で } w &= 0 \end{aligned}$$

ここで、 $r_h$ はボアホールの半径であり、積分定数は、

$$C_1 = w_h \frac{1}{\ln(r_0/r_h)}, \quad C_2 = -w_h \frac{\ln r_0}{\ln(r_0/r_h)}$$

となる。最終的に、岩盤の変位は

$$w = w_h \frac{1}{\ln(r_0/r_h)} (\ln r - \ln r_0). \quad (5.58)$$



の形になる。次に、岩盤のせん断応力は次のように求められる。

$$\tau_{rz} = G_r \frac{w_h}{r \ln(r_0/r_h)} \quad (5.59)$$

次の境界条件を使うことで、グラウトの中の変位とせん断応力が、同様にして求めることができる。

$$\begin{aligned} r = r_h \text{ で } w &= -w_h \\ r = r_b \text{ で } w &= -w_b \end{aligned}$$

変位

$$w = \frac{1}{\ln(r_h/r_b)} ((w_b - w_h) \ln r - w_b \ln r_h + w_h \ln r_b) \quad (5.60)$$

せん断応力

$$\tau_{rz} = G_g \frac{w_b - w_h}{r \ln(r_h/r_b)} \quad (5.61)$$

ここで、支配方程式 (5.54) は、次式のロックボルトの軸応力とひずみの構成方程式を使うことで、変位の項で表現することができる。

$$\sigma_z = E_b \varepsilon_z = -E_b \frac{dw_b}{dz} \quad (5.62)$$

グラウト-岩盤の境界で相対変位が、 $\Delta u_h$  になるものとしよう。最終的に、ロックボルトにおける支配方程式は、式 (5.61) と (5.62) を式 (5.54) に代入することで<sup>1</sup>

$$\frac{d^2 u_b}{dr^2} - \alpha^2 u_b = -\alpha^2 \Delta u_h \quad (5.63)$$

と書ける。

$$\alpha^2 = \frac{2}{r_b^2 \ln(r_h/r_b)} \frac{G_g}{E_b}$$

ここで

- $r_h$  : ボアホールの半径,
- $r_b$  : ロックボルトの半径,
- $G_g$  : グラウトのせん断剛性.

相対変位  $\Delta u_h$  を評価するための手法を、以下に示す。

<sup>1</sup>支配方程式 (5.54) を導く際の座標  $z$  と変位  $w_b$  は、ここでは座標  $r$  と変位  $u_b$  に相当することに注意されたい

### 5.3.2 岩盤-グラウトの境界における相対変位 $\Delta u_h$ の決定手法

式 (5.63) の中に示される相対変位  $\Delta u_h$  は、ロックボルトが岩盤中に挿入されるため、他の支保工と違って簡単に求めることはできない。相対変位は、ロックボルトが挿入される時の岩盤の状態と最終的なつりあい状態 (岩盤の内側への変位が終った時の状態) に、密接に関係する。いろいろな組合せが考えられるが、ここでは、一般的な手法を取ることにする。 $\Delta u_h$  は、次式のようにロックボルトを挿入した時とつりあった時の変位関数の差をとる。

$$\Delta u_h = u_{eq}^* - u_{in}^* \quad (5.64)$$

ここで、添字  $eq$  と  $in$  はそれぞれ、つりあい状態と挿入状態を意味する。以下、相対変位を解く手法を、弾性の場合の時だけに限って正確に示すことにする。他の場合は、弾性の場合とまったく同じであるので、最終的な結果だけを示す。ロックボルトが弾性であるとした場合の、 $\Delta u_h$  の考えられる組合せと関数の形は、次のようになる。

I- Case 1: ロックボルトを挿入した時と釣合った時の両方において、岩盤が弾性的な場合

ロックボルトを挿入した時の内圧  $P_i$  を  $P_{in}$  と書くと、ロックボルトの変位は式 (5.10) から

$$u_{in}^* = \frac{1 + \nu_r}{E_r} (\sigma_0 - P_{in}) \frac{a^2}{r} \quad (5.65)$$

と書くことができる。同様に、内圧  $P_i$  を  $P_{eq}$  と書くと、釣り合った時の変位は、式 (5.10) から

$$u_{eq}^* = \frac{1 + \nu_r}{E_r} (\sigma_0 - P_{eq}) \frac{a^2}{r} \quad (5.66)$$

となる。式 (5.64) で定義された変位差をとると、 $\Delta u_h$  は

$$\Delta u_h = u_{eq}^* - u_{in}^* = \frac{1 + \nu_r}{E_r} (P_{in} - P_{eq}) \frac{a^2}{r} \quad (5.67)$$

となる。

II- Case 2: 挿入時に岩盤が弾性的な状態で、釣り合った時に塑性状態になるケース



a) 塑性領域

$$\Delta u_h = \left( \frac{1 + \nu_r}{E_r} (\sigma_0 - \sigma_{rp}) \right) \left[ \frac{2}{f+1} \left( \frac{R_{pe}}{r} \right)^{f+1} + \frac{f-1}{f+1} \right] r - \frac{1 + \nu_r}{E_r} (\sigma_0 - P_{in}) \frac{a^2}{r} \quad (5.68)$$

b) 弾性領域

$$\Delta u_h = \frac{1 + \nu_r}{E_r} \left[ (\sigma_0 - \sigma_{rp}) \frac{R_p^2}{r} - (\sigma_0 - P_{in}) \frac{a^2}{r} \right] \quad (5.69)$$

上述の関数を代入して得られる微分方程式は、非同次項が非常に複雑なため直接解くことが困難となり、数値解析が必要になってくる。一方、微分方程式を直接解こうとすると、上述の関数の一つあるいは多項式の指数関数で近似することが必要となる。次の指数関数を

$$f(r) = C_0^* e^{-Dr} \quad (5.70)$$

使って解くこととする。係数  $C_0^*$  と  $D$  は、領域の端点での相対変位  $\Delta u_h$  の特別な形から求めることができる。岩盤が弾性の挙動を示すなら、一つの関数で近似でき、岩盤が塑性の挙動を示すときは、二つの指数関数で近似できる。一つは弾性領域を表わし、他方は塑性領域である。上述の2つのケースに分けて、関数の係数を以下に示す。

Case 1: 岩盤が弾性挙動の場合

$$C_0^* = \Delta u_b e^{\ln(\Delta u_a / \Delta u_b) b / (b-a)}$$

$$D = \ln(\Delta u_a / \Delta u_b) / (b - a)$$

$$\Delta u_a = \frac{1 + \nu_r}{E_r} (P_{in} - P_{eq}) a$$

$$\Delta u_b = \frac{1 + \nu_r}{E_r} (P_{in} - P_{eq}) \frac{a^2}{b}$$

Case 2: 岩盤が弾塑性挙動の場合

塑性領域

$$C_0^{*p} = \Delta u_{rp} e^{\ln(\Delta u_a / \Delta u_{rp}) R_p / (R_p - a)}$$

$$D^p = \ln(\Delta u_a / \Delta u_{rp}) / (R_p - a)$$

$$\Delta u_a = \left( \frac{1 + \nu_r}{E_r} (\sigma_0 - \sigma_{rp}) \right) \left[ \frac{2}{f+1} \left( \frac{R_{pe}}{a} \right)^{f+1} + \frac{f-1}{f+1} \right] a - \frac{1 + \nu_r}{E_r} (\sigma_0 - P_{in}) a$$

$$\Delta u_{rp} = \frac{1 + \nu_r}{E_r} \left[ (\sigma_0 - \sigma_{rp}) R_p - (\sigma_0 - P_{in}) \frac{a^2}{R_p} \right]$$

弾性領域

$$C_0^{*e} = \Delta u_b e^{\ln(\Delta u_{rp} / \Delta u_b) b / (b - R_p)}$$

$$D^e = \ln(\Delta u_{rp} / \Delta u_b) / (b - R_p)$$

$$\Delta u_b = \frac{1 + \nu_r}{E_r} \left[ (\sigma_0 - \sigma_{rp}) \frac{R_p^2}{b} - (\sigma_0 - P_{in}) \frac{a^2}{b} \right]$$

非同次微分方程式の一般解(5.63)は、次の形になる。

a) ロックボルトの軸変位

$$u_b = A_1 e^{-\alpha r} + A_2 e^{\alpha r} + C_0 e^{-Dr} \quad (5.71)$$

b) ロックボルトの軸応力

$$\sigma_b = E_b (\alpha A_1 e^{-\alpha r} - \alpha A_2 e^{\alpha r} + D C_0 D e^{-Dr}) \quad (5.72)$$

ここで

$$C_0 = C_0^* \frac{\alpha^2}{\alpha^2 - D^2}$$



それぞれのケースにおける積分定数  $A_1$  と  $A_2$  は、岩盤が弾塑性挙動を示すときの弾性と塑性の遷移境界でのロックボルトの境界条件と軸応力の連続性から求められる。

掘削半径が  $r = a$  であり、ロックボルトの端部が  $r = b$  の岩盤の中に位置する時の、ロックボルトの端部における境界条件は、

$$\begin{aligned} r = a \text{ で } \sigma_b = \sigma_a \text{ あるいは } u_b = \Delta u_h^a \\ r = b \text{ で } \sigma_b = 0 \end{aligned} \quad (5.73)$$

となる。

岩盤が塑性状態になった場合は、以下のようなロックボルトの軸応力の連続性の追加条件が必要となってくる。

$$\sigma_r^p = \sigma_r^e \text{ at } r = R_p \quad (5.74)$$

こうして求められた積分定数を、以下に示す。

#### 1-) 弾性挙動

$$A_1 = \frac{1}{W} \left[ (\Delta u_h^a - C_0 e^{-D a}) e^{\alpha b} - \frac{1}{\alpha} (D C_0 e^{-D b}) e^{\alpha a} \right]$$

$$A_2 = \frac{1}{W} \left[ (\Delta u_h^a - C_0 e^{-D a}) e^{-\alpha b} + \frac{1}{\alpha} (D C_0 e^{-D b}) e^{-\alpha a} \right]$$

ここで  $W = e^{\alpha(b-a)} + e^{\alpha(b+a)}$

#### 2-) 弾塑性挙動

##### a) 塑性領域

$$A_1^p = \frac{1}{W^p} \left[ (\Delta u_h^a - C_0^p e^{-D^p a}) e^{\alpha R_p} + \frac{1}{\alpha} \left( \frac{\sigma_{R_p}}{E_b} - D^p C_0^p e^{-D^p R_p} \right) e^{\alpha a} \right]$$

$$A_2^p = \frac{1}{W^p} \left[ (\Delta u_h^a - C_0^p e^{-D^p a}) e^{-\alpha R_p} - \frac{1}{\alpha} \left( \frac{\sigma_{R_p}}{E_b} - D^p C_0^p e^{-D^p R_p} \right) e^{-\alpha a} \right]$$

ここで  $W^p = e^{\alpha(R_p-a)} + e^{\alpha(R_p+a)}$

##### b) 弾性領域

$$A_1^e = \frac{1}{\alpha W^e} \left[ \left( \frac{\sigma_{R_p}}{E_b} - D^e C_0^e e^{-D^e R_p} \right) e^{\alpha b} + (D^e C_0^e e^{-D^e b}) e^{\alpha R_p} \right]$$

$$A_2^e = \frac{1}{\alpha W^e} \left[ \left( \frac{\sigma_{R_p}}{E_b} - D^e C_0^e e^{-D^e R_p} \right) e^{-\alpha R_p} + (D^e C_0^e e^{-D^e b}) e^{-\alpha R_p} \right]$$

ここで  $W^e = e^{\alpha(b-R_p)} - e^{\alpha(b+R_p)}$



## 6. 切羽の進行と吹付けコンクリートの硬化過程を考慮した解析例

本章では、5章で提案した特性曲線法の解析例を示すもので、特に道路公団の地山分類に対して検討している。岩盤の物性値は、2章で提案した推測値を使うものである。3章で示した計測データベースに収納されている一つのトンネルを例に取り、事前調査の後、設計の段階で示される地質縦断図の3種のバタメーター(岩石名、岩盤の縦弾性波速度、土被り)が与えられれば、掘削を開始する以前におおまかな壁面変位が縦断方向に予測できることを示す。この予測値と実測値との比較検討するものである。

### 6.1 入力パラメーターの整理

ここでは、道路公団の地山分類毎の岩種と支保パターンについて、特性曲線解析に必要な入力値を整理する。以下、地山、ロックボルト、吹付けコンクリート、鋼製支保工、トンネル半径と支保設置時刻および初期地圧条件の入力値について述べていく。

#### 地山の入力値

道路公団の地山分類を適用する場合は、地山の弾性波速度、ボーリングコアの状態、掘削面の状態、ハンマー打撃による割れ方、切羽の自立性、地山強度比等の地山判断基準に留意して行わなければならない。しかしながら、ここでは掘削を開始する前に、概略的な壁面変位を予測することが目的であり、加えて、事前の地質調査で得られる情報が限られることを考えて、岩種と地山の弾性波速度の2つの指標から、地山等級が決まるとする。さらに、この地山等級ごとに標準となる支保パターンを設定するものとする。各岩種ごとの地山等級別に、表6.1の様な地山に関する入力値を設定する。弾性係数については、表2.9を基本にして、上限値と下限値を与えるものとする。但し、表2.9にはAパターンでは下限値だけ、DIIパターンでは上限値だけしか示されていないが、ここでは便宜的に表6.1のように設定する。なお、ポアソン比については、同じく表2.9を基本とするが各支保パターンの平均値を採るものとする。また、Cパターンは、本来なら切羽の自立性の違いによって、CIパターンとCIIパターンに分けられるが、ここでは単純に弾性波速度だけで半分に分けられるものとする。内部摩擦角は、表2.3から設定するするため、全ての岩種とも同じ値を使うことになる。岩盤は弾塑性で挙動すると仮定されているが、降伏前の一軸圧縮強度と降伏後の値は同じものを使うことにする。同様に内部摩擦角についても降伏前と降伏後は同じ値を使うものとする。

表 6.1: 各岩種ごとに設定された地山の物性値

	支保 パタ ーン	岩盤の 弾性波速度 km/s	弾性係数 $\times 10^3 \text{kgf/cm}^2$		一軸圧縮 強度 kgf/cm <sup>2</sup>	内部 摩擦 角	ポア ソン 比
			上限値	下限値			
岩 種 a	A	$V_p > 5.0$	480	240	520	50	0.26
	B	$5.0 > V_p > 3.8$	240	90	380	47	0.27
	CI	$3.8 > V_p > 3.5$	90	60	230	38	0.28
	CII	$3.5 > V_p > 3.2$	60	25	180	36	0.29
	DI	$3.2 > V_p > 2.5$	25	10	120	32	0.30
	DII	$2.5 > V_p$	10	5	80	30	0.31
岩 種 b	A	$V_p > 5.0$	1020	510	870	50	0.23
	B	$5.0 > V_p > 3.8$	510	130	630	47	0.23
	CI	$3.8 > V_p > 3.5$	130	85	360	38	0.24
	CII	$3.5 > V_p > 3.2$	85	40	290	36	0.25
	DI	$3.2 > V_p > 2.5$	40	20	190	32	0.26
	DII	$2.5 > V_p$	20	10	130	30	0.26
岩 種 c	A	$V_p > 4.8$	500	250	970	50	0.26
	B	$4.8 > V_p > 3.6$	250	80	660	47	0.27
	CI	$3.6 > V_p > 3.3$	80	55	400	38	0.27
	CII	$3.3 > V_p > 3.0$	55	30	310	36	0.27
	DI	$3.0 > V_p > 2.5$	30	20	220	32	0.28
	DII	$2.5 > V_p$	20	10	170	30	0.28
岩 種 d	A	$V_p > 3.5$	160	80	320	50	0.27
	B	$3.5 > V_p > 3.0$	80	40	260	47	0.27
	CI	$3.0 > V_p > 2.5$	40	25	170	38	0.28
	CII	$2.5 > V_p > 2.0$	25	7	100	36	0.29
	DI	$2.0 > V_p > 1.5$	7	3	50	32	0.30
	DII	$1.5 > V_p$	3	1	30	30	0.31



表 6.2: ロックボルトに関する入力値

支保 パタ ーン	ロックボルト						ボアホ ール 直径 mm	グラウト	
	弾性 係数	一軸 圧縮 強度	長 さ m	施工間隔		直 径 mm		弾性 係数	ポア ソン 比
				周 方向	延長 方向				
A	2100000	4500	2.5	2.0	2.0	25	44	34000	0.3
B	2100000	4500	3.0	1.8	2.0	25	44	34000	0.3
CI	2100000	4500	3.0	1.5	1.5	25	44	34000	0.3
CII	2100000	4500	3.0	1.5	1.2	25	44	34000	0.3
DI	2100000	4500	4.0	1.2	1.0	25	44	34000	0.3
DII	2100000	4500	4.0	1.2	1.0	25	44	34000	0.3

ロックボルトに関する入力値

ロックボルトに関する入力値を、表 6.2 のように設定する。計算に必要となるパラメーターは、ロックボルトの弾性係数、一軸圧縮強度、長さ、直径、周方向と延長方向の施工間隔、それにボアホールの直径、それを充填するグラウトの弾性係数とポアソン比である。ロックボルトの長さとは施工間隔は、標準支保パターンに示されている値を使うこととする。標準支保パターンでは A パターンについては、地山条件を考慮して、別途、設計するものとして与えられていないが、3 章で示した支保データベースに収用されている過去の施工実績から表 6.2 のように設定した。B パターンのロックボルトの周方向の施工間隔は、標準支保パターンでは上半のみとなっているが、ここでは全断面に施工されるとするし、施工間隔を標準支保パターンの 1.5m から 1.8m に変更するものとする。ロックボルトの弾性係数と一軸圧縮強度は、一般的な鋼の値とした。またロックボルトの直径は、支保パターンあるいは地山の状況で使用されるものが変わってくるが、ここでは一般的に使用される直径 25mm のもので統一した。それにともなって、ボアホールの径も一定の 44mm とした。ボアホールを充填するグラウトは、モルタルの一般的な値を使うこととした。

吹付けコンクリートに関する入力値

吹付けコンクリートに関する入力値を、表 6.3 に示す。必要となる物性値は、弾性係数、一軸圧縮強度、ポアソン比および吹付け厚であるが、弾性係数とポアソン比は、切羽の進行による吹付けコンクリートの硬化過程を考慮する解析としているので、こ

表 6.3: 吹付けコンクリートに関する入力値

支保 パタ ーン	一軸 圧縮 強度	吹付け 厚 mm	切羽進行 速度 m/day
A	100	100	2.0
B	100	100	2.0
CI	100	150	1.5
CII	100	150	1.2
DI	100	200	1.0
DII	100	200	1.0

の表には示していない。切羽の進行による吹付けコンクリートの硬化過程を考慮して、吹付けコンクリートの弾性係数とポアソン比を設定する方法は、後で述べる。吹付け厚は、標準支保パターンに 5cm の余掘りを加えるものとする。標準支保パターンでは、A パターンについて与えられていないので、ここでは B パターンと同じとする。

以下、弾性係数とポアソン比の設定方法について述べる。すでに、弾性係数については若材令での特性を把握することが重要であることを述べた。ポアソン比についても同様のことが言える。そこで、吹付けコンクリート壁面の吹付け 3 時間後の超音波速度を測定することで、吹付けコンクリートの弾性係数とポアソン比を、若材令から長期的な材令まで正確に設定する手法を提案する。

まず、弾性係数の場合について示す。吹付け直後にコテで整形した壁面の超音波速度を、3 時間の材令で測定する。この超音波速度を式 (4.21) に代入して、材令 3 時間の弾性係数を推定する。吹付けコンクリートの弾性係数と材令の関係を、5.2.1 項で述べた

$$E_t = A(1 - e^{-bt}) \tag{6.1}$$

で近似するものとする。しかしながら、4.2.2 項では弾性係数と材令の関係を、材令 24 時間までとそれ以降の材令について 2 つの曲線で近似した。若材令から長期的な材令までの相関をよくしようとする、2 曲線が必要であるが、計算を簡便にするためにここでは一つの式を使うことにする。若材令での相関をよくすることを考慮して式 (6.1) で近似することとした。A は弾性係数の収束値となるが、ここでは材令 28 日の平均値 20,000 kgf/cm<sup>2</sup> を採るものとする。そこで、b の値を前述の材令 3 時間から推定された



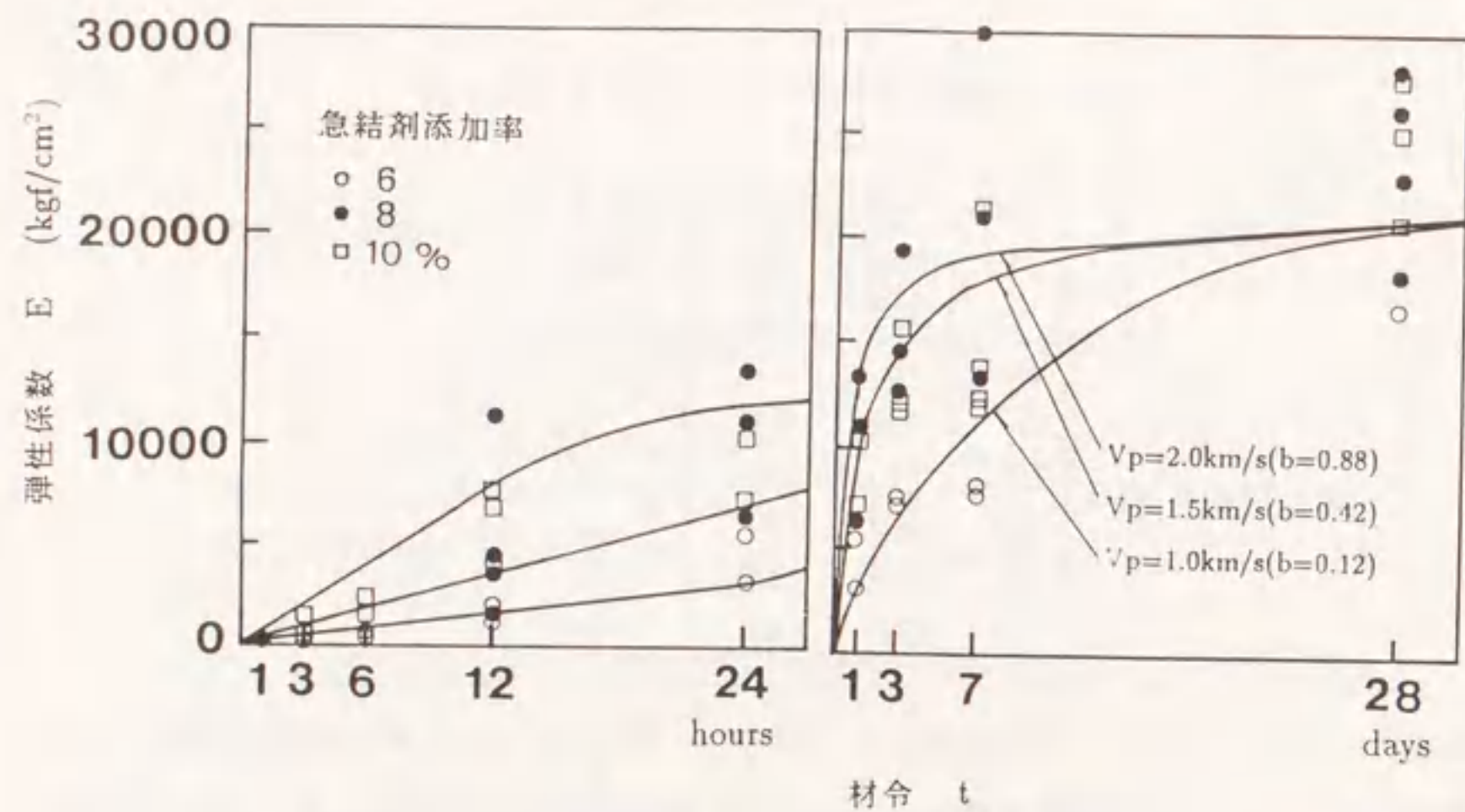


図 6.1: 材令 3 時間の超音波速度から推定した弾性係数

弾性係数の値と一致するように決めるものとする。材令 3 時間の超音波速度が 1.0 km/s の場合では、 $b=0.12$  となる。同様に、1.5 km/s では  $b=0.42$ 、2.0 km/s では  $b=0.88$  の値となる。これらの場合の推定曲線を、材令と弾性係数の関係を表わした図 4.3 の中に描くと図 6.1 のようになる。図 6.1 からわかるように、材令 3 日までの相関は非常によくなる。

ポアソン比についても同様に手法を用いる。材令 3 時間における吹付け壁面の超音波速度を、式 (4.17) に代入してポアソン比を推定する。ポアソン比と材令の関係を

$$\nu_s(t) = B + Ce^{-dt} \quad (6.2)$$

で近似することにする。B と C の定数については、式 (4.17) と同じ値を採るものとする。弾性係数の場合と同様に、材令 3 時間の超音波速度から推定されたポアソン比に一致するように d の値を決めてやる。材令 3 時間の超音波速度が、0.5 km/s ( $d=2.8$  とする)、1.0 km/s ( $d=5.6$ )、1.5 km/s ( $d=8.4$ ) の各値となる場合の推定曲線を、材令とポアソン比の関係を示した図 4.6 の中に描くと図 6.2 のようになる。図 6.2 からわかるように、ここでは長期的な材令も含めて相関は非常によくなる。弾性係数の場合も含めて考察すると、吹付け 3 時間後の超音波速度を測定するだけで、吹付けられたコン

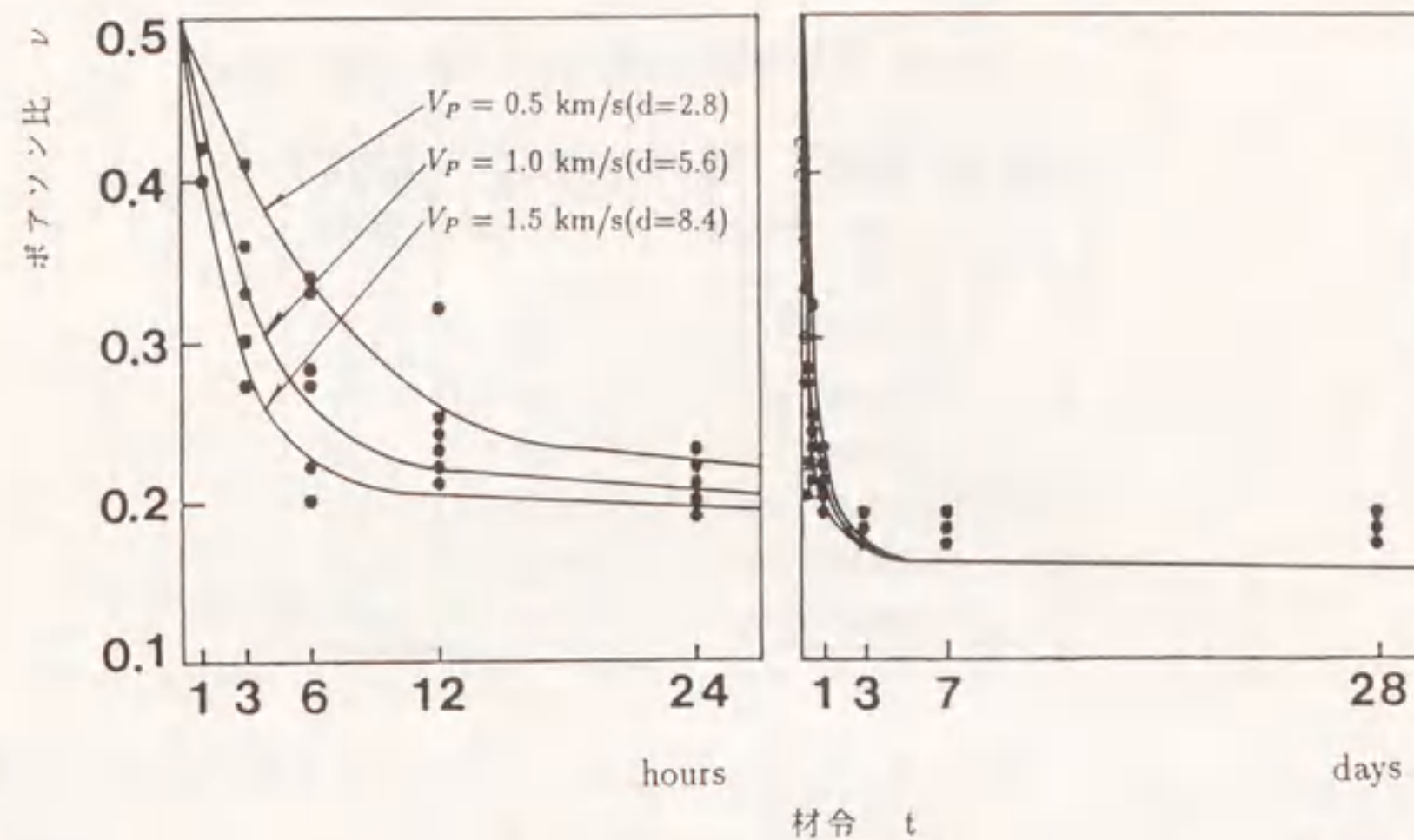


図 6.2: 材令 3 時間の超音波速度から推定したポアソン比

クリートの硬化過程における特性を正確に推定できることになる。この章での解析では、材令 3 時間の  $V_p$  が 1.0 km/s とした場合の

$$\text{弾性係数} \quad E_t = 20000(1 - e^{-0.12t}) \quad (6.3)$$

$$\text{ポアソン比} \quad \nu_t = 0.17 + 0.33e^{-5.6t} \quad (6.4)$$

の式を使うものとする。

#### 鋼製支保工に関する入力値

鋼製支保工に関して必要となる物性値は、弾性係数、一軸圧縮強度、断面一次モーメントおよび建込み間隔である。設定された値を、表 6.4 に示す。弾性係数と一軸圧縮強度は、ロックボルトと同じ値とした。標準支保パターンでは、CII パターンにおいては上半部だけに H-125 の鋼製支保工を設置するようになっているが、ここでは全断面に H-125 の支保工を設置するとして断面一次モーメントを算出している。そのことは建込み間隔を標準支保パターンの 1.2m を 1.5m に変更することで考慮している。

#### その他の入力値



表 6.4: 鋼製支保工に関する入力値

支保パターン	弾性係数	一軸圧縮強度	断面一次モーメント mm <sup>4</sup>	建込み間隔 m
A	2100000	4500	0	1.0
B	2100000	4500	0	1.0
CI	2100000	4500	0	1.0
CII	2100000	4500	2000	1.5
DI	2100000	4500	3031	1.0
DII	2100000	4500	4014	1.0

ここでは、トンネル掘削半径、支保工の設置時刻、初期地圧を計算するための単位体積重量について述べる。これらの設定された入力値を表 6.5 に示す。トンネル掘削半径は、3 章の支保データベースに基づいて、各支保パターンの平均的な値を用いることにする。支保工の設置時刻は特性曲線解析での初期地圧の解放率曲線に関するもので、表 6.5 に示した値の解放率になった時に、支保工が設置されるものとする。この値は地山の状況、支保パターン、切羽の進行速度等によって異なってくるが、このことについてのデータがほとんどないため、ここでは、各支保パターンとも一定とする。表 6.5 からわかるように、初期地圧が 40% 解放されたときに、最初、吹付けコンクリートが施工され、つづいて、ロックボルト、最終的に解放率が 60% の時に鋼製支保工が設置されることになる。ここで示す解析法では、支保工を設置してから拘束圧が生じるまでの間隙はないものとしている。初期地圧は、地山の単位体積重量に土被りを掛けたものとする。地山の単位体積重量は、2 章の表 2.9 の密度から設定する。

## 6.2 岩盤が弾性の挙動を示す場合の計算例

ここでは、岩盤が弾性の挙動を示す場合の結果を図 6.6 から図 6.8 に示す。解析の条件は、道路公団の岩種が a、支保パターンが DI、土被り 200m のケースである。図 6.3 は 5 章の図 5.5 に対応するもので、地山と支保の特性曲線を表わしている。内圧を初期地圧から徐々に減少させる時のトンネル壁面の変位は、式 (5.10) から求められる。このトンネル壁面の変位と内圧の関係を示したものが地山の特性曲線（拘束圧曲線）である。一方、支保については、内圧が初期地圧の 0.6 の割合になった時点から吹付けコ

表 6.5: 掘削半径、支保工の設置時刻、初期地圧に関する入力値

支保パターン	掘削半径 m	初期地圧解放率			単位体積重量			
		吹付け コンク リート	ロック ボルト	鋼製 支保 工	岩種 a	岩種 b	岩種 c	岩種 d
A	4.9	0.4	0.5	0.6	2.70	2.67	2.65	2.26
B	5.0	0.4	0.5	0.6	2.66	2.64	2.61	2.23
CI	5.0	0.4	0.5	0.6	2.60	2.61	2.57	2.16
CII	5.1	0.4	0.5	0.6	2.58	2.60	2.55	2.09
DI	5.1	0.4	0.5	0.6	2.53	2.57	2.52	2.00
DII	5.1	0.4	0.5	0.6	2.49	2.54	2.49	1.95

ンクリートの拘束が生じ、続いて、0.5 の時点でロックボルト、0.4 の段階で鋼製支保工の拘束圧が生じることになる。これらの拘束圧を合計したものが支保の特性曲線となる。地山の特性曲線と支保の特性曲線の交点が、最終的なトンネル壁面の変位の収束値となる。図 6.4 は切羽の進行とトンネル壁面の関係を示したもので、ここでは、切羽が約 1.5D(直径) 進んだ時点で、変位が収束していることがわかる。図 6.5 は式 (5.13) と式 (5.14) から求められる内圧の減少にともなう地山の半径方向応力と接線方向応力を、トンネル壁面から地山の奥行き方向に計算したものである。半径応力は内圧の減少とともに減少し、逆に接線応力は増加する。また、地山の奥の方に向かうにつれて、半径応力と接線応力が等しくなる等方性応力状態となることがわかる。図 6.6 は、吹付けコンクリートの応力とトンネル壁面変位の関係を示すものである。ここでは、壁面変位が約 1.4mm になった時点から吹付けコンクリートによる拘束が始まっており、この点が初期地圧の 0.6 の内圧になったことを表わしている。吹付けコンクリートの弾性係数は、式 (6.3) に示したように材令もによって変化する。切羽の進行による材令は、式 (5.53) に内圧の開放率と表 6.3 の一日当りの切羽進行速度を代入することで計算できる。従ってコンクリートの弾性係数は切羽進行に伴って大きくなるので、図 6.6 ではトンネル壁面の変位が増加しても吹付けコンクリートの応力はあまり大きくならない。図 6.7 は、同様に鋼製支保工の応力と壁面変位の関係を示したものである。壁面変位の増加に伴って、線形的に鋼製支保工の応力が増加していることがわかる。鋼製支保工は、内圧が初期地圧の 0.4 になった時点で設置されるとしているの



で、ここでは壁面変位が 2.1mm になった時点から拘束圧が生じていることがわかる。図 6.8 は、式 (5.72) から求められるロックボルトの軸応力を、トンネル奥行き方向に表わしたものである。内圧の減少に伴い、軸応力が増加することがわかる。また、ロックボルトの軸応力は、地盤との相対変位に比例するとしているので、トンネル壁面に近い地点が大きくなる。

### 6.3 岩盤が完全弾塑性の挙動を示す場合の計算例

次に、岩盤が完全弾塑性の挙動を示す場合の計算例を図 6.9 から図 6.11 に示す。解析の条件は、道路公団の岩種が d、支保パターンが DII、土被り 300m である。以下、弾性状態と異なる点についてだけ述べることにする。図 6.9 の地山の特性曲線では、E 点までが弾性の挙動であり、E 点を越えると塑性状態となる。弾性の場合と異なり、E 点を越えると変位が急激に進むことになる。図 6.10 では内圧の減少に伴って、塑性領域がトンネル壁面から奥の方へ広がっていくことがわかる。塑性領域と弾性領域の境界までの半径は、式 (5.20) から求められるが、これを弾塑性境界半径と呼ぶことにする。図 6.11 からわかるように、ロックボルトの軸応力は、弾塑性境界半径までの塑性領域では弾性領域と比較して相当大きい。このことは地山との相対変位が塑性領域で大きいことを意味する。

### 6.4 薬師トンネルにおける計算例

ここでは、道路公団の北陸自動車道薬師トンネル(中村 1986) を例に取り、トンネル掘削における最終内空変位量を予測し、実測された最終内空変位量と予測値の比較検討を行う。図 6.12 の上部に薬師トンネルの地質断面図を示す。土被りは最大で 203m であるが、ほとんどは 70 ~ 100m 程度であった。地質は新第三紀の鮮新世~中新世に海底に堆積した泥岩を主体としたものである。弾性波速度はトンネル基盤付近で 1.9 km/s ~ 2.2 km/s であり、一軸圧縮強度は平均値として  $6 \text{ J kg/cm}^2$  であった。全体的に断層などによる際立った破碎帯は見られなく、膨張性もみられなかった。地山等級(支保パターン)としては CII および DI である。

19 箇所の計測断面において特性曲線解析を実施した。解析の入力値は 6.1 節で示したもので、岩種と地山等級および土被りを入力すれば、解析に必要な全ての値が設定されるようになっている。解析で求めた内空変位の収束値を図 6.12 の真ん中部分に示

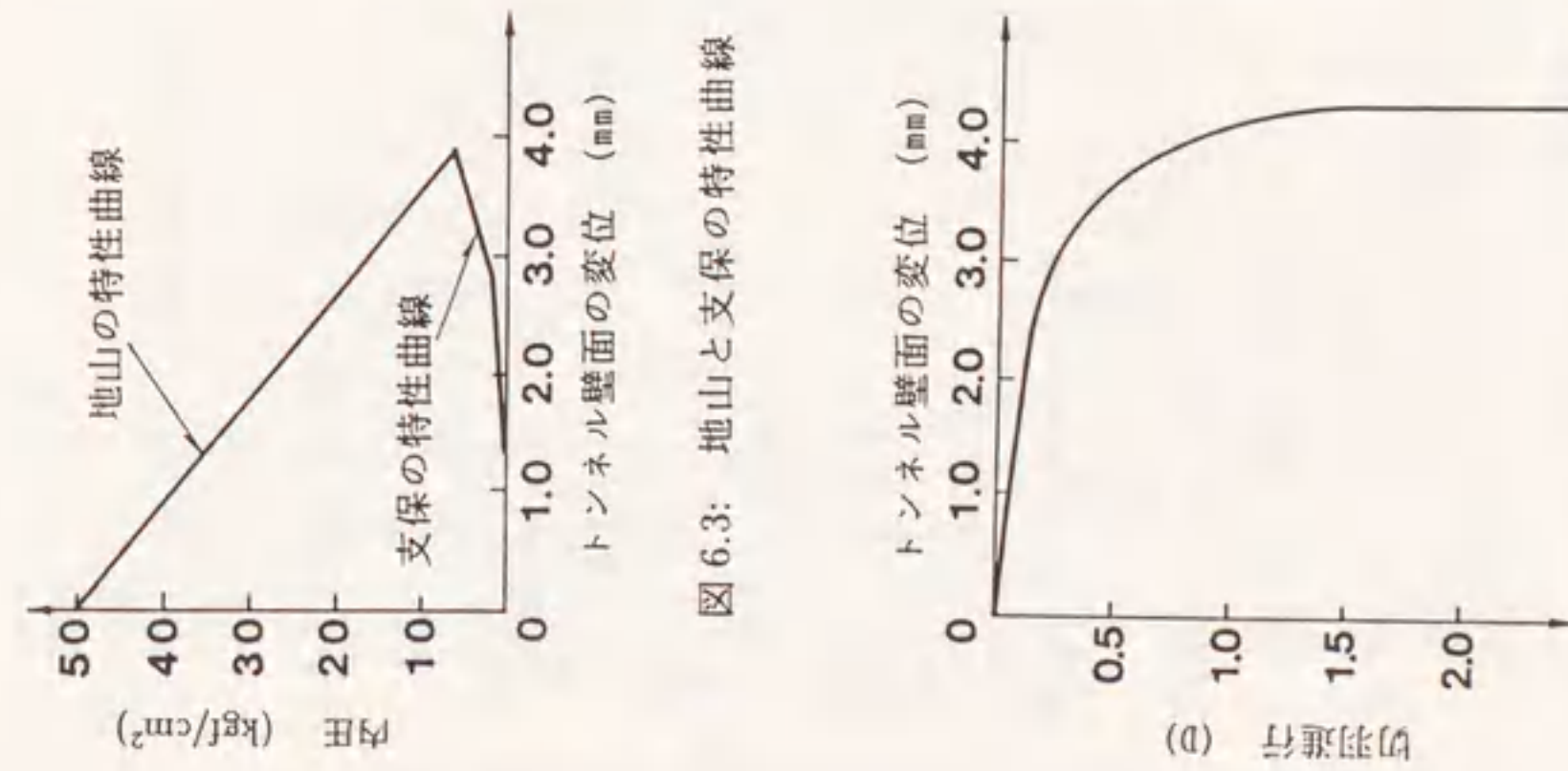


図 6.3: 地山と支保の特性曲線

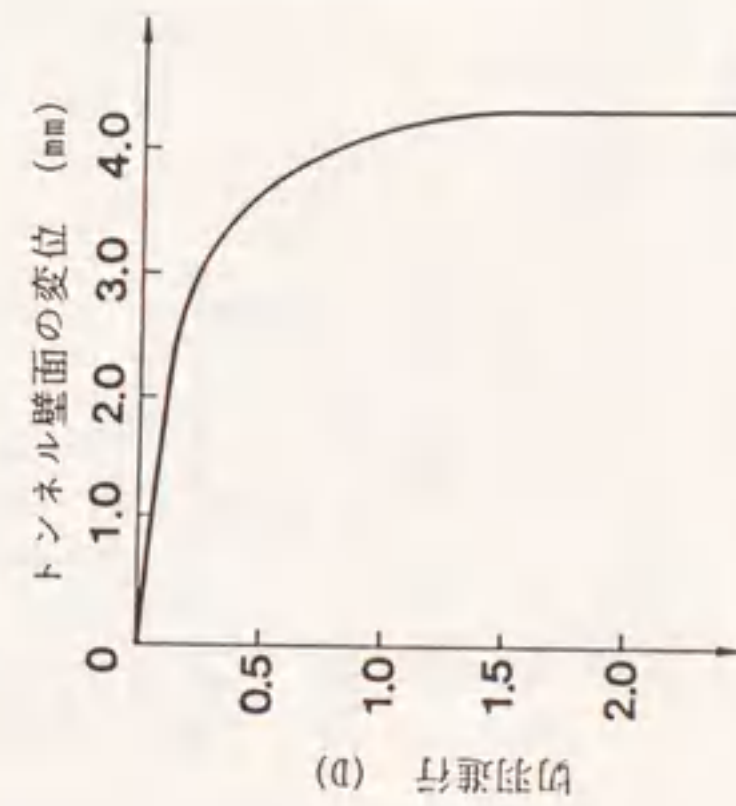


図 6.4: 切羽進行とトンネル壁面変位の関係

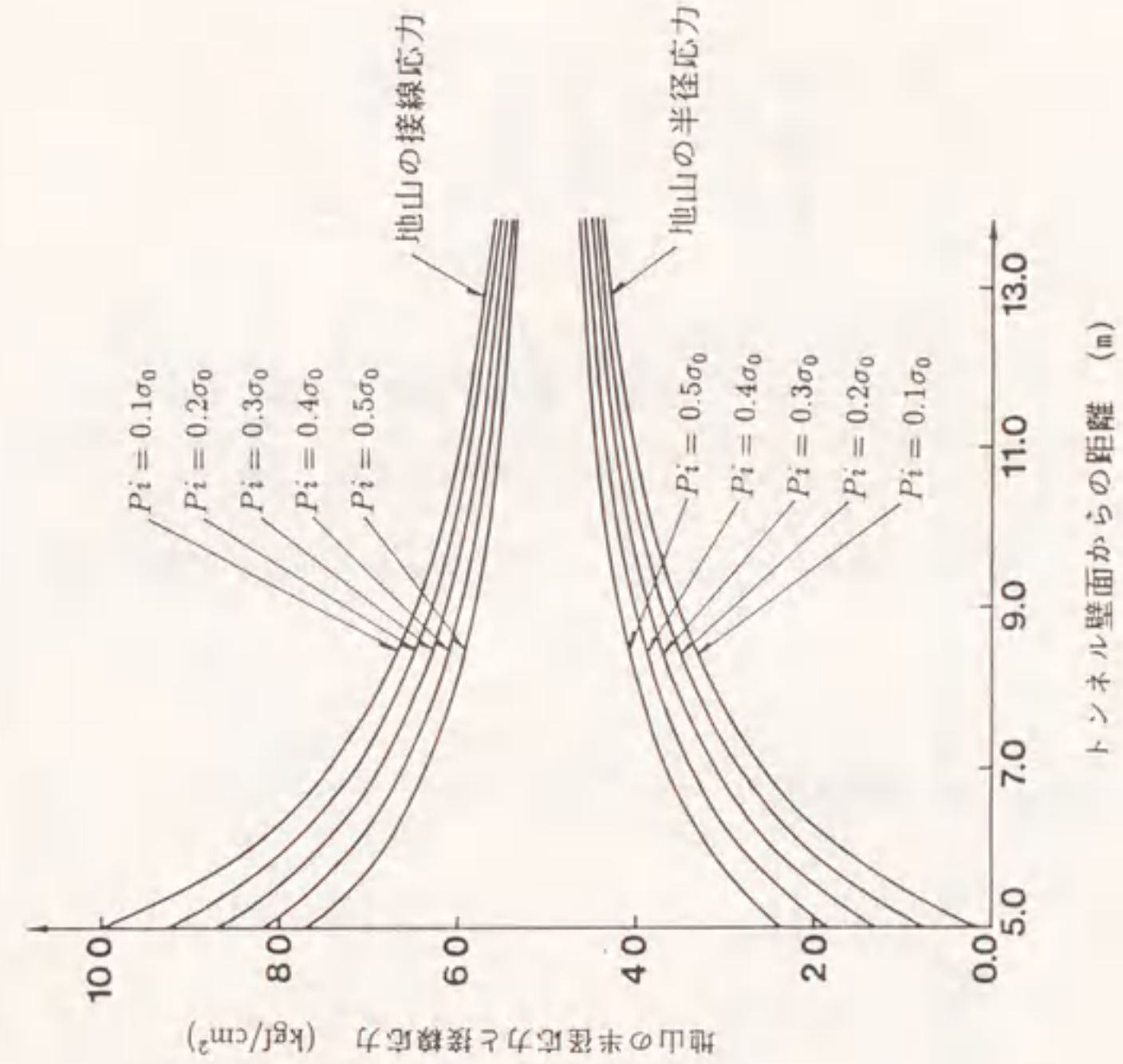


図 6.5: 地山の半径応力と接線応力



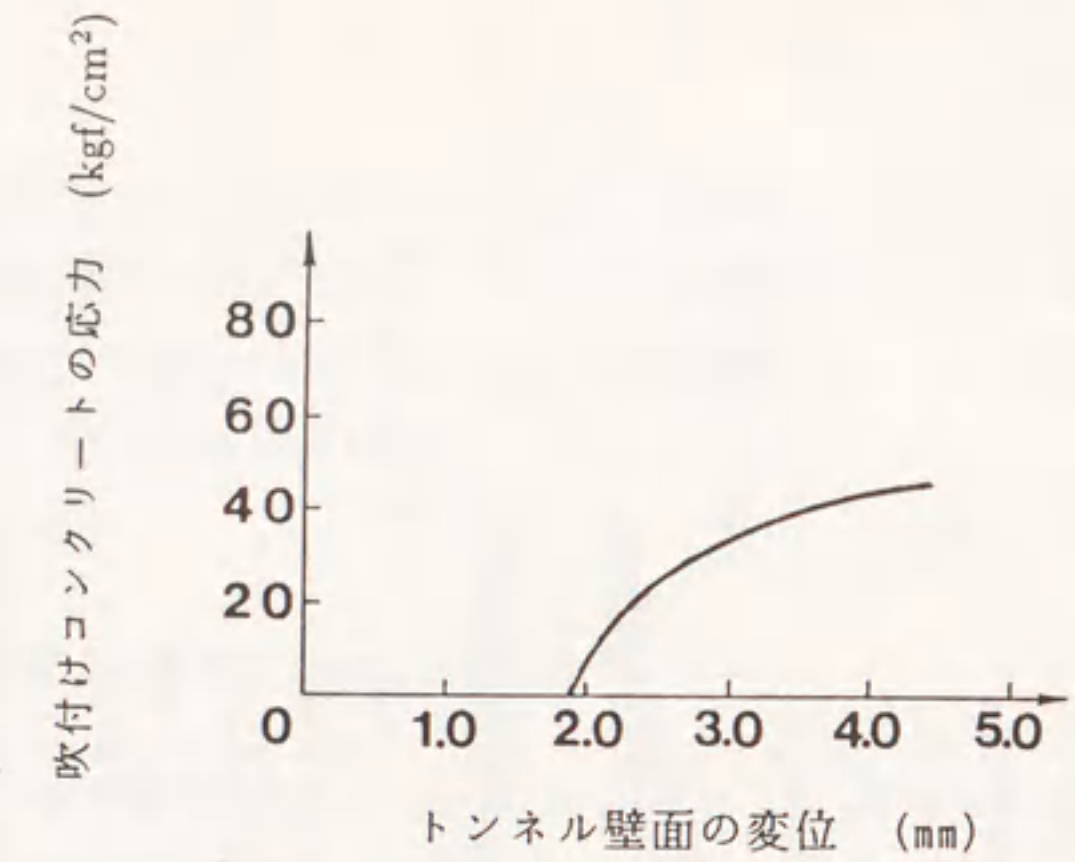


図 6.6: 吹付けコンクリートの応力とトンネル壁面変位の関係

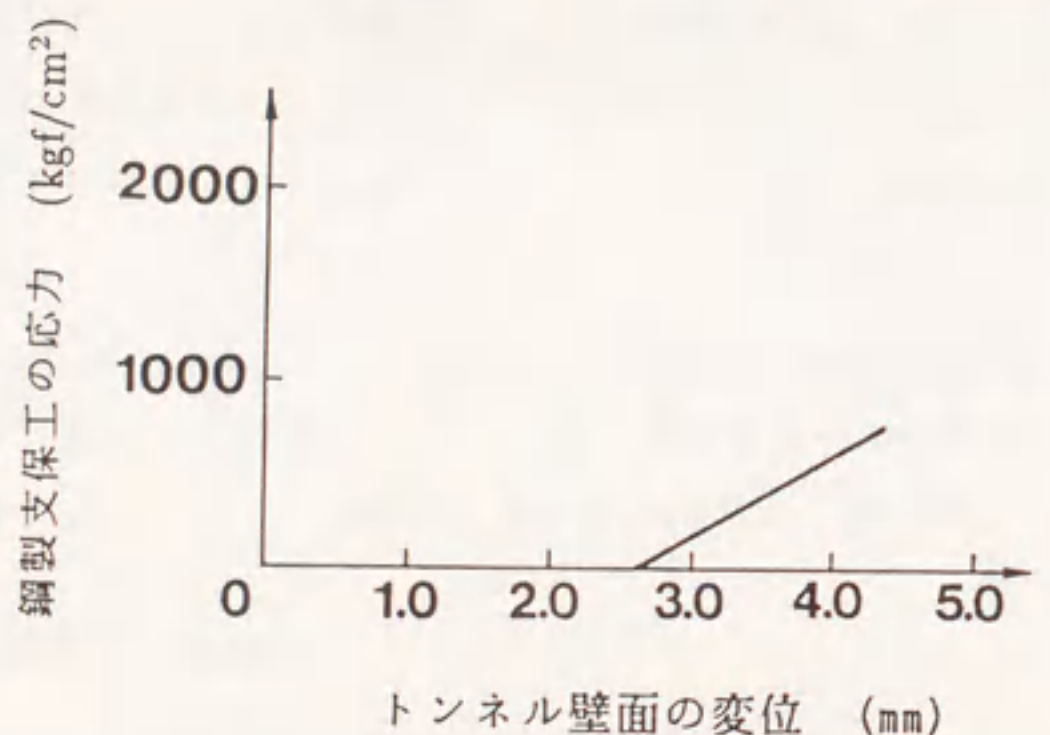


図 6.7: 鋼製支保工の応力と壁面変位の関係

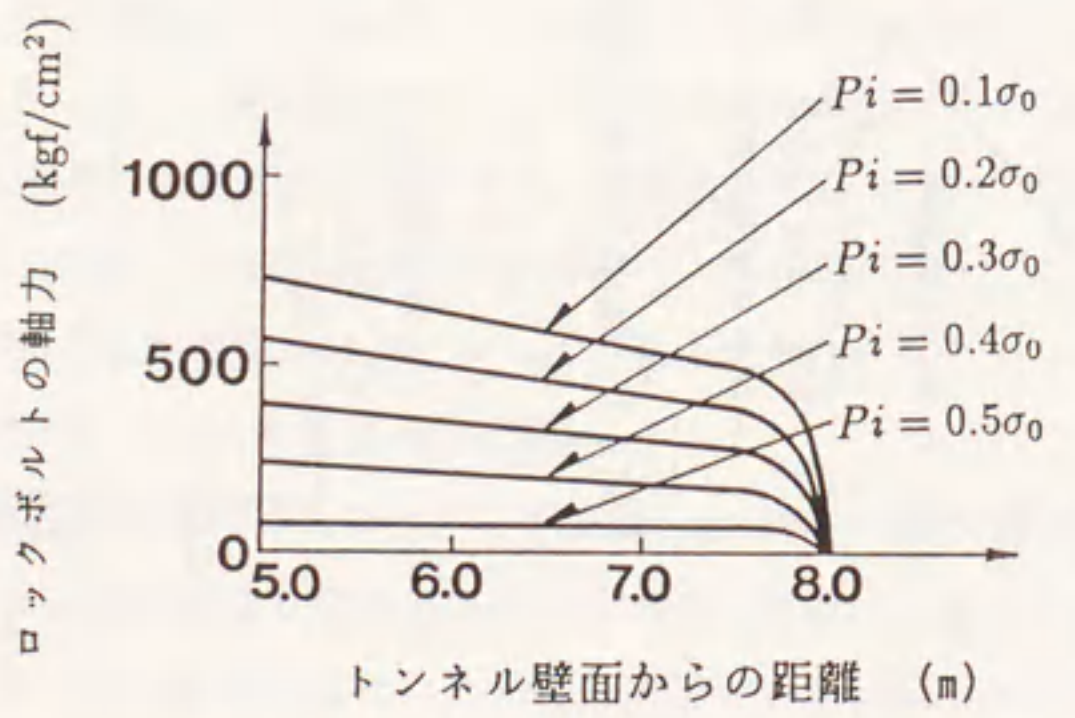


図 6.8: ロックボルトの軸応力

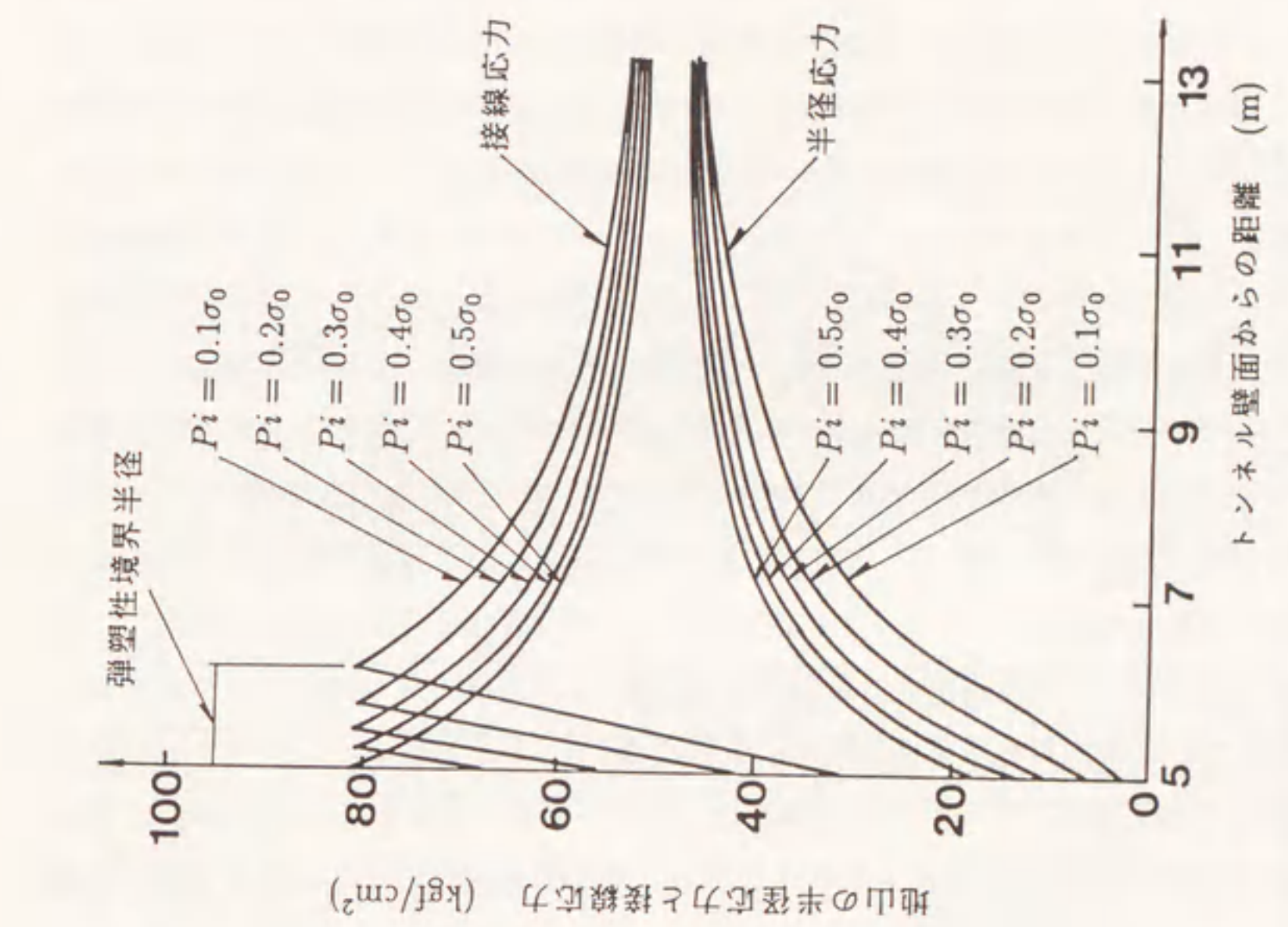


図 6.10: 地山の半径応力と接線応力 (完全弾塑性)

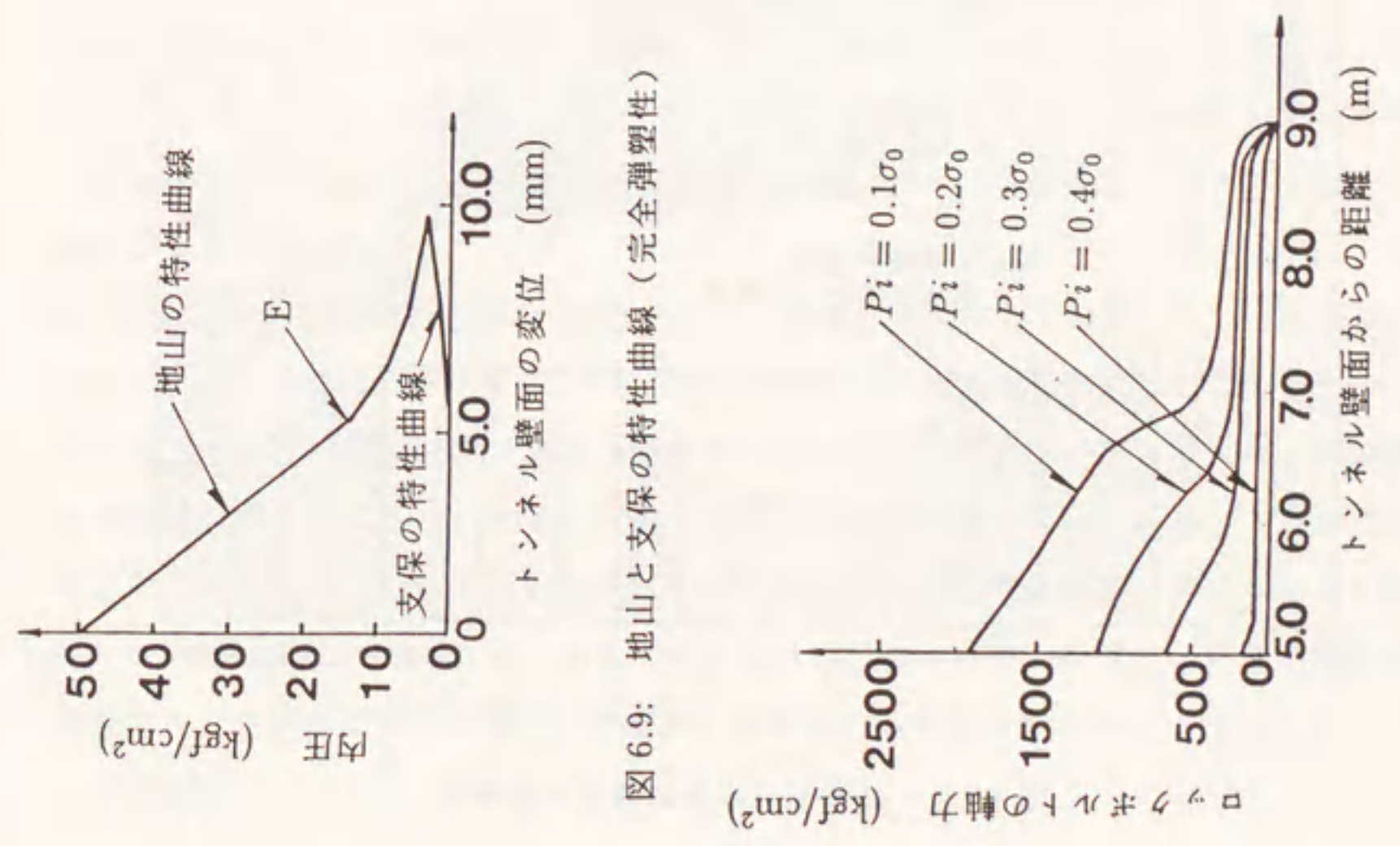


図 6.9: 地山と支保の特性曲線 (完全弾塑性)

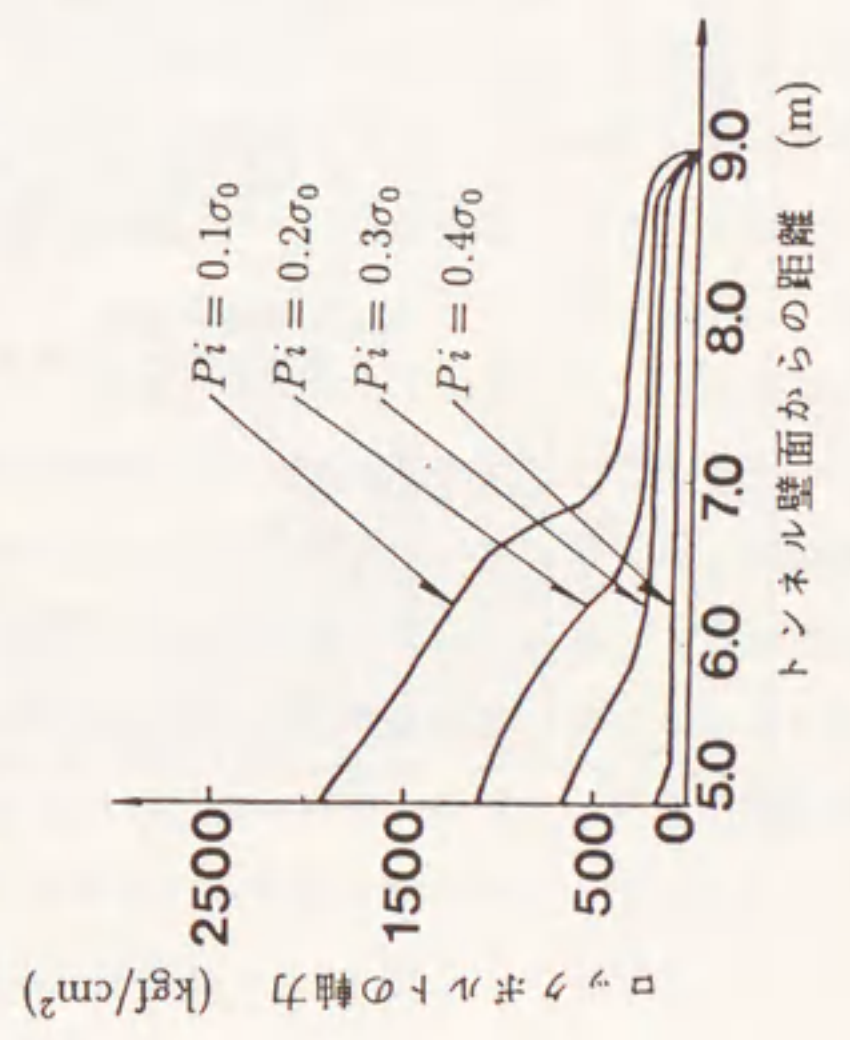


図 6.11: ロックボルトの軸応力 (完全弾塑性)



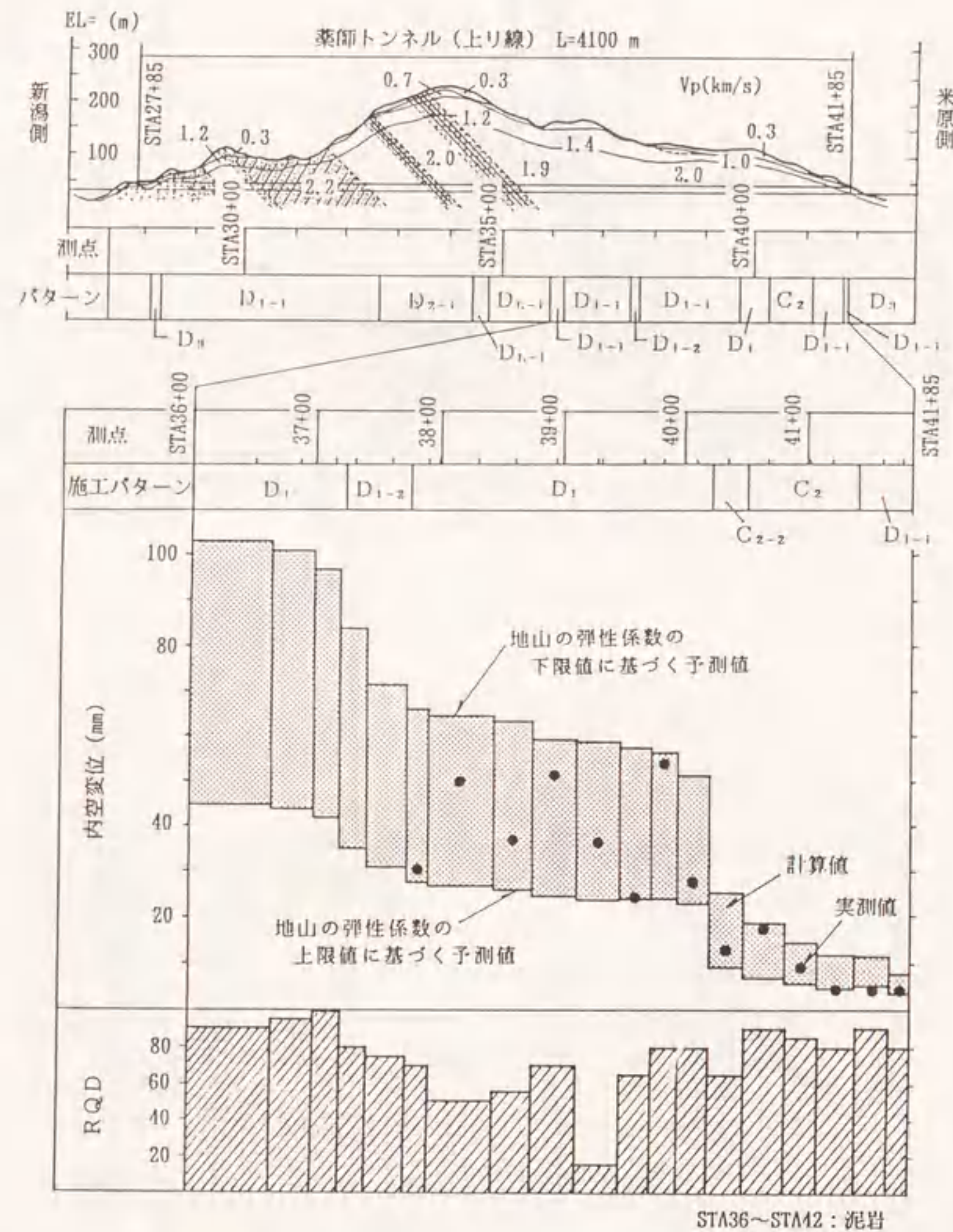


図 6.12: 薬師トンネルにおける計算例

しているが、地山の弾性係数は上述したように各支保パターンで上限値と下限値を設定してあるため、計算結果は2つの直線で囲まれた範囲となる。なお、●は内空変位の実測値である。岩種と地山等級から設定された物性値から予測された内空変位は、図からわかるようによく一致している。しかしながら、土被りが小さいところでは予測値は実測値に較べて大きくなっている。この解析法では地山の初期応力が、等方応力状態であると仮定されている。通常、地山が等方応力状態となるには、土被りが掘削直径の3～4倍に達する必要があるとされる。そのため、この解析法を道路公団の高速道路に適用する場合は、30～40m以上の土被りが必要であろう。この解析では、支保パターンが変わらない限り、内空変位の予測値は土被りに比例することになる。図6.12に示した区間では、左に進むにつれて土被りが大きくなる。予測値は土被りに対応して大きくなっているが、実測値は相当のばらつきが見られる。また、RQD値を示しているが、内空変位の実測値は、土被りとRQD値との関連は低く、局所的な亀裂の影響が大きいように思われる。6.1節で設定した地山の物性値は、亀裂指数を0.8と仮定した場合である。今後の問題として、上述の3種のパラメーターの他に、地山の亀裂に関するなんらかの情報を加えることができればより適切な予測が可能となる。

### 6.5 結語

以上のように、5章で提案した特性曲線法の解析例を示した。地山の物性値については、各岩種の地山等級に一軸圧縮強度、弾性係数ポアソン比等の値を提案した。弾性係数については、上限値と下限値を設定した。吹付けコンクリートについては、吹付け後材令3時間の弾性波速度から吹付けコンクリートの弾性係数、ポアソン比を推測する手法を提案した。

道路公団の薬師トンネルでの解析例を示したが、実測値と予測値のよい一致が見られた。ここでは地山の物性値は、地山の亀裂指数を0.8とした場合について提案したものであったが、解析の結果から亀裂係数を適切に設定できれば、言い替えば亀裂指数を的確に与えられれば、非常に有効な解析法になり得ると考えている。さらに多くのトンネルの場合で解析を行い、設定したいろいろな物性値の検証、特に地山の物性値について検証して行かなければならないだろう。さらには、断層や破碎帯あるいは膨張性トンネルなど特殊な場合での適用性も検討する必要がある。



## 7. 結語

トンネルを経済的かつ合理的に掘削しようとする際、解決されなければならない問題点として、調査・設計・施工といった段階で経験されるものを体系的に蓄積する手法、設計法の妥当性を検証する方法、あるいは、施工中の設計変更手順の確立、適切な管理基準値の設定法、これらに関連するものとして、より簡易で有効な応力解析法の開発等が挙げられる。本論文はこうした問題点の中で、簡易で有効な応力および変位解析法として切羽の進行と吹付けコンクリートの硬化過程を考慮した特性曲線解析法を提案した。この解析の際に必要な物性値として、地山の物性値を岩盤データベースを使って推定する手法と、吹付けコンクリートの硬化特性を把握するための実験を行い、解析に必要な吹付けコンクリートの物性値を硬化過程を考慮して求める手法を提案した。さらには、トンネル設計・施工における経験を蓄積する手法としてのトンネルデータベースの提案し、現場で計測された結果と解析の結果を比較検証することで、提案した解析法が非常に有効であることを示した。以下に本研究で得られた結果について総括する。

第1章では、トンネルの設計・施工における従来の研究をまとめ、その中における本研究の位置づけを明らかにした。そして、トンネルの理論解析に必要な物性値、特に地山の物性値がトンネルの地質調査の結果から簡単に設定できないことを述べた。2章では、トンネルの事前調査の段階に行われる地質調査から求められる物性値を蓄積する方法として岩盤データベースを、それにこのデータベースを有効に利用する手段としてデータベースシステムを提案した。そして、岩石の密度、一軸圧縮強度、弾性係数、ポアソン比および内部摩擦角といった物性値が、岩石の弾性波速度と高い相関性をもつことが、この岩盤データベースシステムを利用することによって明らかになった。特に、一軸圧縮強度が弾性波速度の2.7乗に、弾性係数が弾性波速度の3.0乗に比例するという、理論上従来言われてきた両方とも2.0乗に比例するという考え方は異なる結果を得た。また、岩石の弾性波速度と岩盤の弾性波速度の間に良好の相関性が得られたため、これらの比となる割れ目指数を利用して、地山の一軸圧縮強度と弾性係数を推定する手法を提案した。さらに、道路公団の岩盤分類については、各岩種の地山等級ごとにそれらの物性値を提案した。

第3章は、トンネルの施工情報について三つのデータベースを提案した。トンネルの全般的な項目に対してのトンネルデータベース、支保パターンに対しての支保デー

タベース、施工中に計測、観察された結果に対しての計測データベースである。トンネルデータベースに関しては、以下のことが考察された。掘削方式については地質時代を主な要因として機械、発破、人力掘削が選択採用され、掘削工法については、主に掘削断面積によって全断面工法、ベンチカット工法、サイロッド工法が選択施工されることが明らかになった。また、偏圧と断層が重なるトンネルにおいて、大きい内空変位が観察され、その対策工としては、ロックボルトの増し打ち、鏡への吹付けコンクリートの施工が見られた。支保データベースについては、実際に施工された支保パターンと標準支保パターンの比較を行った。この支保データベースは、6章の特性曲線解析のための入力値を設定する際、非常に役に立った。計測データベースでは、内空変位と天端沈下の関係は支保パターンの特徴を示したため、特殊な場合のトンネルを除いては水平測線だけの測定に簡略化し、縦断方向の測定断面を増やした方が合理的であるとの考え方を示した。また、内空ひずみと推定地山強度比という新しい概念を示し、この両者の関係がトンネルの施工管理に非常に有効であるということを示した。

第4章では、吹付けコンクリートの硬化過程における特性を把握するために行った実験結果について考察した。実験は名古屋大学の構内とトンネル現場の2箇所で行った。構内実験は、吹付けコンクリートの若材令での特性を把握することが主な目的であった。吹付けコンクリートの一軸圧縮強度と弾性係数は材令と良好な相関関係を示した。破壊ひずみは一軸圧縮強度と比較的よい相関を示し、3章で示した内空ひずみとの関係を使うことで、吹付けコンクリートの施工管理に役立つことを示唆した。非破壊試験としての超音波法は非常に有効であり、一軸圧縮強度は超音波速度の2.7乗に比例し、弾性係数は超音波速度の3.0乗に比例するという2章で述べた岩石の場合とまったく同様の結果が得られた。現場実験でも、特に非破壊試験法として、超音波法が有効であり、超音波速度から一軸圧縮強度と弾性係数が推定できることを示した。

第5章は、トンネルの理論解析として切羽の進行と吹付けコンクリートの硬化過程を考慮した特性曲線法の式を提案した。吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工の支保部材を内圧効果として考慮してあり、これら支保部材は掘削後、トンネル壁面がある程度変位した後に設置されるとしている。設置した状態と釣合い状態の間の相対変位が、支保内圧に関係するとして式が求められている。また、ロックボルトに対しては、全装着型の場合を考慮しており、ボアホールを充填するグラウトと地山の間ではせん断力だけが伝達されるという仮定のもとで、ロックボルト沿いの軸応力、



せん断応力が求められる。一方、吹付けコンクリートについては、硬化過程を弾性係数とポアソン比の変化で考慮した。

第6章は、5章で提案した特性曲線法の解析例を示すもので、特に道路公団の岩盤分類に対して検討した。地山の物性値は、2章で提案した推測値を使うもので、道路公団の岩種、地山等級(支保パターン)および土被りの三つのパラメーターさえわかれば、解析に必要な物性値がすべて決定できることを示した。解析例として、掘削後の岩盤が弾性挙動を示す場合と岩盤が完全弾塑性の挙動を示す場合の二つを示し検討している。また、道路公団の薬師トンネルを例にとり、上述の三つのパラメーターを入力することにより、掘削を開始する前に概略のトンネルの壁面変位が予測できることを示した。実際の計測された内空変位と比較検討したところよい一致をみた。

本論文は以上のように、トンネルの理論解析法として吹付けコンクリートの硬化過程を考慮した新しい特性曲線法を提案したものである。解析を行う際に必要な種々な物性値についても検討した。今後はここで述べたものをさらに発展させる方向として、トンネル設計法の検証、特に標準支保パターンの妥当性の検討、施工管理としての適切な管理基準値の設定法、これに関連したものとして施工開始前における内空変位等の適切な予測法、ひいては簡便で有効な設計法の確立といったことが必要であろう。

## 謝辞

本研究を遂行するにあたって、名古屋大学工学部地盤工学教室教授川本眺万先生、同助教授市川康明先生には、終始、懇切丁寧なる御指導ならびに御鞭撻を賜りました。ここに、心より感謝の意を表するとともに、厚くお礼申し上げます。

また、本論文をまとめるにあたり、貴重な御助言と御教示を戴きました名古屋大学工学部地盤工学教室教授植下協先生に心より感謝いたします。

元宮崎大学教授村上良丸博士(現日本シールドエンジニアリング(株)常任顧問)には、トンネル工学の基礎から現場の大切さ、現場に学べという基本的な考えを教えて戴きました。宮崎大学工学部教授藤本廣先生、同助教授中澤隆雄先生、同助教授横田漢先生には、論文をまとめるうえでの御助言をいただくとともに、学生時代から今日にいたるまで、御懇篤なる御指導と激励を賜りました。深甚なる感謝の意を表します。

本研究は筆者が文部省の内地研究員として名古屋大学川本眺万先生の研究室の門をくぐって以来の成果をまとめたものです。研究をすすめるにあたり、有益な御助言、御討議をいただいた名古屋大学の Ömer Aydan 助手、京谷孝史助手に感謝の意を表します。また、同じ研究生として机を並べた信州大学社会開発工学科大上俊之助手には暖かい励ましの言葉をいただきました。

本研究の実験に協力いただいた名古屋大学川本研究室の方々、ことに吉川和仁氏、2ヶ月以上もの現場実験をともにした院生の藤村尚治君に感謝の意を表します。現場実験をおいて協力いただいた東京都南大沢トンネル工事事務所および清水建設株式会社の関係者に厚くお礼申し上げます。また、データベースを作成する際に貴重なデータを提供していただいた「NATM の設計・施工におけるエキスパートシステムの開発」委員会の各委員に感謝いたします。

最後に、さまざまなかたちで御援助ならびに御支援をいただいた宮崎大学工学部土木工学科の関係者の皆様に感謝いたします。図表、データの整理に宮崎大学院生の蘭康則君、池田幸一郎君の協力をいただいた。



参考文献

- 明石外世樹・尼崎省三(1985):コンクリートの非破壊試験の現状と趨勢, コンクリート工学, Vol.23, No.12, pp.11-20
- 明石外世樹(1988):コンクリートの非破壊試験に関する研究, 土木学会論文集, 第390号/V-8, pp.1-22
- 尼崎省二(1989):コンクリートの非破壊試験法(原理と手法) - コンクリート強度、弾性係数, コンクリート工学, Vol.27, No.3, pp.31-35
- 荒井克彦・片瀬貴文(1984):トンネル内空変位計測に基づく地盤変形, 強度定数の推定, 土質工学会論文集, Vol.24, No.2, pp.171-179
- Aydan, Ö., Y. Ichikawa and T. Kawamoto(1985): Load bearing capacity and stress distributions in/along rockbolts with inelastic behaviour of uninterface, Proc. of the 5th Int. Conf. on Num. Meths. in Geomechanics, Nagoya, 2: pp.1281-1292
- Aydan, Ö.(1989): The Stabilisation of Rock Engineering Structures by Rockbolts, Dr. Thesis, Faculty of Engineering, Nagoya University, pp.90-113
- Barton, N., Lien, R. and Lunde, J.(1974): Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, Rock Mechanics, Vol.6, No.4, pp.189-236
- Bieniawski, Z.H.(1974): Geomechanics Classification of Rock Masses and Its Application in Tunnelling, Proc. 3rd Int. Congress on Rock Mechanics, Vol.2, Part A, pp.27-32
- Brown, E.T. and J.W. Bray(1982): Rock-support interaction calculations for pressure shafts and tunnels, Proc. Int. Symp. on Rock Mechanics, Caverns and Pressure Shafts, ISRM, No.2, pp.555-566
- Brown, E.T., J.W. Bray, B. Ladanyi and E. Hoek(1983): Ground response curves for rock tunnels, J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol.109, No.1, pp.15-39
- 樽木武・平田登基男・西頭道彦・相川明(1986): NATMの数値解析のための地山分類と地山定数, 土と基礎, Vol.34, No.2,
- Daemen, J.J.K(1975): Tunnel support loading caused by rock failure, U.S. Army Corps of Engineers Technical Report, MRD, pp.3-75
- 土木学会(1987):トンネル標準示方書(山岳編)・同解説
- 土木学会(1984):ロックボルト・吹付けコンクリートトンネル(NATM)の手引書

Duddeck, H.(1978): Commentaires des regles fondamentales pour L'application de La methode, "CONVERGENCE- CONFINEMENT", (訳) 日本トンネル技術協会(1979): 新技術に関する海外文献集-NATM・吹付けコンクリート・計測・その他, pp.243-254

Egger, P.(1973): Beitrag Zur Ermittlung des erforderlichen Ausbauwiderstandes im Tunnelbau aufgrund des Post-Failure -verhaltens des Gebirges (unter besonderer Berücksichtigung, des Ankerbaus), Schr, Fakultät f. Bauing-U, Verm, wes, Univ. Karlsruhe, veroff, Inst. Boden-U. Felsmech. H.57, (訳) 日本トンネル技術協会(1979): トンネル支保工に及ぼす破壊後の影響, 海峡連絡鉄道の技術に関する文献試料調査報告書, pp.17-60

Einstein, H.H. and W. Schwartz(1979): Simplified analysis for tunnel supports, J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol.105, No.4, pp.499-518

Elvery, R.H.(1971): Nondestructive Testing of Concrete and Its Relationship to Specification, Concrete, Vol.5, No.5, pp.137-141

Fairhurst, C. and J.J.K. Daemen(1980): Practical Interferences from Research on the Design of Tunnel Supports, Underground Space, Vol.4, No.5, pp.297-311

Fenner, R.(1938): Untersuchungen Zur Erkenntnis des Gebirgsdrucks, Gluckauf 13, pp.681-695 and 705-715

Gesta, P., J. Kerisel, P. Londe, C. Louis and M. Panet(1978): General report, AFTES Paris Conference on Tunnel Stability by Covergence-Confinement Method

福島啓一(1989): 山岳トンネルの新技術(32,33), トンネルと地下, Vol.20, No.11, pp.57-66, No.12, pp.63-71

原田史也(1989): 山岳トンネルの新技術(24,25,26), トンネルと地下, Vol.20, No.3, pp.61-65, No.4, pp.57-62, No.5, pp.65-75

久武勝保(1986): トンネルにおける三次元逆解析法の開発, 土木学会論文集, 第376/III-7, pp.259-265

Hoek, E. and E.T. Brown(1980): Underground Excavations in Rock, (訳) 小野寺透・吉中龍之進・斉藤正忠・北川隆(1985): 岩盤地下空洞の設計と施工, 土木工学会

池田和彦(1969): トンネル岩盤分類に関する一考察, 鉄道技術研究報告, No.695, pp.1-31

今津雅紀(1987): 岩盤物性のデータバンク化とトンネルへの適用, 土と基礎, Vol.35, No.3, pp.9-15



- 井上正康・大見美智人(1971): 岩石供試体の縦波伝播速度と一軸圧縮強度との関係, 応用地質, Vol.12, No.3
- 岩田龍典・藤田修一・北條明(1988): トンネル掘削工事における岩盤分類法の一考察, 電力土木, No.217
- Kaiser, P.K.: Effect of stress history on the deformation behaviour of the underground openings, Underground Rock Engineering, Proc. of the 13th Can. Rock Mech. Symp., Can. Inst. of Min. Metall., Montreal, pp.133-140
- 柏忠二編著(1980): コンクリートの非破壊試験法, 富士物産
- Kastner, H.: Static des Tunnel und Stollenbaues, (訳) 金原弘(1974): トンネルの力学, 森北出版, 1974
- 糟谷憲司(1980): 岩盤弾性係数と岩石の弾性係数との相関性に関する一考察, 電力土木, No.167, pp.63-75
- 河田博之・朝倉俊弘(1986): データベースとエキスパートシステム, トンネルと地下, Vol.17, No.12, pp.27-34
- 片瀬貴文・谷本親伯・石倉優(1984): シュミットハンマーによる吹き付けコンクリートの早期強度判定, トンネルと地下, Vol.15, No.2, pp.7-14
- Kikuchi, K., Saito, K. and Kusunoki, K (1982): Geotechnically Intergrated Evalution on the Stability of Dam Foundation Rocks, Commission Internationale des Grands Barrages, Rio de Janeiro
- 木沢恒雄(1972): 施工性に着目した岩盤分類の一試み, 大成建設技術研究所報, 第5号, pp.1-10
- 北川隆(1987): 岩盤分類と岩盤-支保相互作用解析, 第19回岩盤力学に関するシンポジウム, 土木学会, pp.281-285
- 近藤泰夫・坂静雄監修(1965): コンクリート工学ハンドブック, 朝倉書店, pp.281
- 京谷孝史・土山茂希・韓思雄・市川康明・川本桃万(1988): 岩盤の不連続面分布と弾性波伝播特性について, 第23回土質工学研究発表会(宮崎), pp.1115-1118
- コンクリート工学(1989): 特集\*コンクリートの非破壊検査, コンクリート工学, Vol.27, No.3
- Lombardi, G.(1978): Quelques remarques au Sujet de la methode "Convergence-Confinement", (訳) 日本トンネル技術協会(1979): 特性曲線(収縮-拘束法)における若干の注釈,

- Müller(1978): The reasons for Unsuccessful application of the New Autrian Tunnelling Method, International Tunnel Symposium '78, Tokyo, JTA/JSCE/ITA, pp.A-9-1-9-6
- 長友茂樹(1988): 山岳トンネルの新技术(19), トンネルと地下, Vol.19, No.10, pp.63-74
- 南雲昭三郎(1957): 砕屑岩を伝わる弾性波速度に関する研究, 地質調査所月報, Vol.8, No.9, pp.27-56
- 仲野良紀(1980a): 軟岩をめぐる諸問題-泥岩の力学特性-, 土と基礎, Vol.28, No.7, pp.1-10
- 仲野良紀(1980b): 泥岩の力学特性と膨張性トンネルおよびフィルダム, 土と基礎, Vol.28, No.7, pp.37-43
- 仲野良紀(1982): 泥岩の基本的性質と膨張性トンネル地圧, '82 トンネル技術講演会テキスト, トンネル技術協会, pp.61-70
- 中村正人(1986): 統計分析を用いた掘削解析管理 北陸自動車道 業師トンネル, トンネルと地下, Vol.17, No.3, pp.17-24
- 日本道路公団(1985): 設計要領第三集第9編トンネル, pp.32-36
- 日本建築学会(1983): コンクリート強度判定のための非破壊試験法マニュアル
- 日本コンクリート工学協会編(1967): コンクリート便覧, 技報堂, pp.67
- 日本鉱業会岩石試験データシート作成・利用研究委員会(1986): 岩石試験データシートの作成と利用の現況, 日本鉱業会誌, Vol.86, No.8, pp.507-552
- 日本国有鉄道(1983): NATM設計施工指針(案)
- 日本応用地質学会編(1984): 岩盤分類, 日本応用地質学会
- 日本材料試験協会(1958): シュミットハンマーによる実施コンクリートの圧縮強度判定方法指針(案), 材料試験, Vol.7, No.59, pp.426-430
- 農林水産省構造改善局(1975): 土地改良事業計画設計第5編水路工(その3)第6章トンネル, 農林省構造改善局
- Obert, L. and W.I.Duvall(1967): Rock mechanics and the design of structures in rock, John Wiley and Sons, Inc., pp.172-184
- 大草重康(1972): 土质地質学, 朝倉書店, pp.66-76



- 岡行俊・菅原勝彦・平松良雄(1973): 岩盤の構成方程式と円形坑道のまわりの岩盤の挙動, 日本鉱業会昭和48年度合同秋季大会(秋田)分科研究会資料第1号, pp.1-4
- 岡行俊(1977): NATMにおける支保理論, 施工技術, Vol.10, No.11, pp.6-12
- 岡田清・六車熙(1981): コンクリート工学ハンドブック, 朝倉書店, pp.499-505
- Pacher, F.(1964): Measurements of deformation in a test gallery as a means of investigating the behaviour of the rock mass and of specifying lining requirements, Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Suppl.1, pp.148-161
- Panet, M.(1976): Stability analysis of a tunnel driven in a rock mass in taking account of the post-failure behaviour, Rock Mechanics, Vol.8, No.4, pp.115-145
- 大久保彪・寺崎晃(1971): 岩石の物理的性質と弾性波速度, 土と基礎, No.631, pp.31-37
- Rabcewicz, L.V.(1964): New Austrian Tunnelling Method, Water Power, pp.453-457(Nov. 1964), pp.511-515(Dec. 1964), pp.19-24(Jan. 1965)
- Rabcewicz, L.V.(1969): Stability of tunnels under rock load, Water Power, pp.225-229(June), pp.266-273(July), pp.297-302(Aug.)
- Rabcewicz, L.V. and J.Golser(1971): Principles of dimensioning the supporting system for the New Austrian Tunnelling Method, Water Power, March, pp.88-93
- 齊藤徳美・阿部司・横山秀吉(1977): 含有水分による岩石の縦波速度の変化と組織との関係, 日本鉱業会誌, No.6, pp.7-12
- 桜井春輔(1982): 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, 第317号, pp.93-100
- 桜井春輔・竹内邦文(1983): トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法, 土木学会論文報告集, 第337号, pp.137-145
- 佐藤正彦・安川正春・矢野尚彦・灸田俊男(1987): 能生トンネルの変位特性と支保効果, トンネルと地下, Vol.18, No.9, pp.733-743
- 瀬崎満弘・岐部哲朗・市川康明・川本桃万(1989): 吹付コンクリートの強度と変形特性に関する研究, 材料, Vol.38, No.434, pp.106-110
- 瀬崎満弘・Ö.Aydan・市川康明・川本桃万(1990): 岩盤データベースを用いたNATMの事前設計のための物性値, 土木学会論文集, 第421号/VI-13, pp.125-133

- 清水則一・桜井春輔(1986): ファジー理論を用いた岩盤分類の構成方法に関する研究, 土木学会論文集, 第370号/III-5, pp.225-232
- Talobre, J.(1957): La Mecanique des Roches, (訳) 新藤一夫(1967): 岩盤力学, 森北出版, pp.216-217
- 谷川恭雄・小阪義夫(1980): コンクリートの非破壊試験法に関する研究の動向, コンクリート工学, Vol.18, No.1, pp.38-50
- 谷本親伯(1984): NATM-1, 森北出版, pp.43-49
- 土屋敬(1985): トンネル設計のための支保と地山物性値に関する研究, 土木学会論文集, 第364号/III-4
- 土山茂希・入川誠・河田孝志・熊坂博夫(1986): NATMの設計における理論解の適用, 土木学会第41回年次学術講演会, pp.743-744
- Wickham, G.E., H.R.Tiedemann and E.H.Skinner(1972): Support determinations based on geological predictions, North American Rapid Excavation and Tunnelling Conference, Chicago 1972, Proceedings, Vol.1, pp.43-64
- 吉中龍之進・桜井春輔・菊地宏吉(1989): 岩盤分類とその適用, 土木工学社



付表-1 都道府県コードファイル

コード	都道府県	コード	都道府県	コード	都道府県
P001	北海道	P017	富山県	P033	岡山県
P002	青森県	P018	石川県	P034	広島県
P003	岩手県	P019	福井県	P035	山口県
P004	宮城県	P020	静岡県	P036	徳島県
P005	秋田県	P021	長野県	P037	香川県
P006	山形県	P022	愛知県	P038	愛媛県
P007	福島県	P023	岐阜県	P039	高知県
P008	茨城県	P024	三重県	P040	福岡県
P009	栃木県	P025	滋賀県	P041	佐賀県
P010	群馬県	P026	京都府	P042	長崎県
P011	埼玉県	P027	奈良県	P043	大分県
P012	千葉県	P028	和歌山県	P044	宮崎県
P013	東京都	P029	大阪府	P045	熊本県
P014	神奈川県	P030	兵庫県	P046	鹿児島県
P015	山梨県	P031	鳥取県	P047	沖縄県
P016	新潟県	P032	島根県		

付表-2 岩石名コードファイル

コード	岩石名	コード	岩石名	コード	岩石名
R001	花崗岩	R016	砂岩	R030	片麻岩
R002	花崗閃緑岩	R017	硬砂岩	R031	ホルンフェンス
R003	石英閃緑岩	R018	泥岩	R032	片石類
R004	閃緑岩	R019	シルト岩	R033	石英片岩
R005	斑れい岩	R020	頁岩	R034	緑泥片岩
R006	かんらん岩	R021	粘板岩	R035	石墨片岩
R007	花崗斑岩	R022	チャート	R036	珪岩
R008	石英斑岩	R023	石灰岩	R037	千枚岩
R009	ひん岩	R024	れき岩	R038	蛇紋岩
R010	輝緑岩	R025	輝緑凝灰岩	R039	粘土
R011	流紋岩	R026	凝灰岩	R040	シルト
R012	石英安山岩	R027	凝灰角れき岩	R041	ローム
R013	安山岩	R028	集塊岩	R042	砂
R014	玄武岩	R029	火山破屑物	R043	れき
R015	粗粒玄武岩				

付表-3 トンネル種別コードファイル

コード	トンネル種別
N001	JR 在来
N002	JR 新幹線
N003	地方鉄道
N004	地下鉄
N005	高速道路
N006	国道
N007	地方道
N008	その他

付表-5 地質年代コードファイル

コード	地質年代
G001	第四紀沖積世
G002	第四紀洪積世
G003	新第三紀
G004	古第三紀
G005	中世層白亜紀
G006	中世層ジュラ紀
G007	中世層三畳紀
G008	古世層

付表-4 参考文献コードファイル

コード	参考文献
F001	土木学会誌
F002	土木学会論文集
F003	土木学会年講集
F004	岩盤力学シンボ
F005	土と基礎
F006	土質工学論文集
F007	トンネルと地下
F008	日本鉱業会誌
F009	鉄道技研報告

付表-6 地山区分の方法コードファイル

コード	地山区分の方法
MT01	JR 方式
MT02	道路公団方式
MT03	電研方式
MT04	水資源公団方式

付表-7 変状コードファイル

コード	項 目
H001	鏡が安定しなくなる。
H002	切羽天端で肌落ちが多くなる。
H003	切羽部に湧水が出る。または湧水量が増す。
H004	支持地山の支持力が不足して、沈下が大きくなる。
H005	盤ぶくれが生じる。
H006	内空変位量が大きくなり、変位速度が増加する。
H007	吹付けコンクリートが浮く。またははがれる。
H008	吹付けコンクリートの圧力が増加し、クラックひび割れ、せん断破壊が生じる。
H009	ロックボルト座金が変形、またはロックボルトが破断する。
H010	地中変位が大きくなり、ゆるみ域が広がる。
H011	地表面沈下が大きくなる。
H012	その他



付表-8 補強工コードファイル

コード	項 目
U001	一掘削長を短くする。
U002	核を残して掘削する。
U003	鏡に吹付けコンクリートを施工する。
U004	鏡にロックボルトを施工する。
U005	鉄矢木を施工する。
U006	縫地ボルトを施工する。
U007	ミニパイプルーフを施工する。
U008	掘削断面を一次的に分割して施工する。
U009	吹付けコンクリートの硬化を早める。(急結剤を増す等)
U010	吹付けの為の廃水処理を行う。
U011	目の細かいメッシュを施工する。
U012	支持地山を痛めないように掘削する。
U013	脚部の吹付けコンクリートを厚くし、支持面積を増す。
U014	増し打ちロックボルトを施工する。
U015	インパートにロックボルトを施工する。
U016	インパートに増し吹きを行う。
U017	一掘削長を短くし、早期吹付けコンクリートを施工する。
U018	メッシュを入れる。
U019	その他
U020	加背割を小さくする。
U021	鋼製支保工を入れる。
U022	パイプルーフ工を行う。
U023	水抜迂回工を掘る。
U024	水抜ボーリングを行う。
U025	ディーブウェルを行う。
U026	ウェルポイントを行う。
U027	ベンチを短くし早期閉合を行う。
U028	吹付けコンクリートで仮インパートを施工する。
U029	ミニベンチ工法とする。
U030	長いロックボルトを施工する。
U031	吹付けコンクリートの厚さを増す。
U032	掘削断面を変更する。
U033	注入工法を行う。
U034	凍結工法を行う。
U035	圧気工法を行う。
U036	支保パターン変更を行う。
U037	その他



