

高品質吹付けコンクリートによる
トンネル覆工の単一構造化に関する研究

平成 19 年 12 月

登 坂 敏 雄

目 次

第1章 序 論	1
1.1 緒 言	1
1.2 研究の目的と構成	2
第2章 トンネル覆工の現状と吹付けコンクリートによる単一構造化の課題	7
2.1 概 説	7
2.2 吹付けコンクリートの特性	9
2.3 吹付けコンクリートの力学的特性に関する既往の研究	11
2.3.1 定性的支保機能	11
2.3.2 定量的評価に関する研究事例	16
2.4 トンネル覆工における単一構造	18
2.4.1 欧州におけるトンネル覆工の単一構造	18
2.4.2 日本におけるトンネル覆工の単一構造	20
2.5 まとめ	22
第3章 高品質吹付けコンクリートの開発	25
3.1 従来型の吹付けコンクリート	25
3.2 高品質吹付けコンクリートの開発	26
3.3 まとめ	30
第4章 高品質吹付けコンクリートにおける細骨材の種類と強度特性	32
4.1 概 説	32
4.2 高品質吹付けコンクリートの製造上の特徴	32
4.3 使用細骨材の動向と配合	33
4.3.1 地域別の細骨材物性	33
4.3.2 種別ごとの細骨材物性	36
4.3.3 細骨材物性の配合への影響	39
4.4 高品質吹付けコンクリートの特性	40
4.4.1 フレッシュ特性	40
4.4.2 施工性	41
4.4.3 強度特性	41
4.5 微粒分が表面吸着水率に及ぼす影響	48
4.5.1 目 的	48
4.5.2 吸水率試験	48
4.5.3 遠心試験と吸着水率	49
4.5.4 表面吸着水の検討	50
4.6 まとめ	51

第5章 高品質吹付けコンクリートの粘性特性の評価と施工管理指標の提案	53
5.1 概説	53
5.2 高品質吹付けコンクリートの配合	53
5.2.1 配合条件	53
5.2.2 示方および現場配合	54
5.3 粘性の検討方法	54
5.3.1 コンクリートの粘性	54
5.3.2 検討方法	55
5.3.3 流動係数(K)	56
5.3.4 羽根沈入型粘性試験	56
5.4 粘性の検討結果と施工管理指標	58
5.4.1 細骨材の地域特性と配合要因	58
5.4.2 スランプと粘性の関係	60
5.4.3 粘性の経時変化	61
5.4.4 羽根沈入型粘性試験結果	63
5.4.5 施工性と流動係数の関係	64
5.5 まとめ	66
第6章 細骨材の保水特性が高品質吹付けコンクリートのフレッシュ性状に及ぼす影響	68
6.1 概説	68
6.2 示方および現場配合	68
6.3 細骨材特性と高品質吹付けコンクリートのフレッシュ特性	69
6.3.1 細骨材種別の地域分布	69
6.3.2 地域別の高品質吹付けコンクリートの配合	69
6.3.3 保水特性と高品質吹付けコンクリートの粘性特性	70
6.3.4 骨材の物理特性値と保水特性値との関係	75
6.3.5 細骨材種類別の保水特性値	77
6.4 遠心試験方法の検討	79
6.4.1 試験方法の概要	79
6.4.2 細骨材保水モデル	80
6.5 まとめ	84
第7章 トンネル覆工の単一構造の提案	87
7.1 概説	87
7.2 現状の吹付けコンクリートと覆工コンクリートの構造	88
7.3 覆工の単一構造化に対する基本的な考え方	89
7.3.1 吹付けコンクリートの健全性の評価手法	89
7.3.2 覆工の単一構造の適用方法と標準設計	91
7.4 まとめ	93

第8章 覆工の単一構造の適用範囲と数値解析による評価	95
8.1 概説	95
8.2 吹付けコンクリートの支保構造体としての変位特性と健全性	95
8.2.1 飯山トンネルの地質および施工	96
8.2.2 現場計測結果と吹付けコンクリートの健全性	98
8.3 吹付けコンクリートの単一構造としての適用範囲	101
8.3.1 吹付けコンクリートの支保としての物性評価	101
8.3.2 吹付けコンクリート応力と覆工の単一構造の適用範囲	103
8.4 脆弱な地山に対する適用性の検討	105
8.4.1 評価方法	105
8.4.2 脆弱な地山への適用性の検証	108
8.5 吹付けコンクリート面の平滑性に対する検討	111
8.5.1 評価方法	111
8.5.2 吹付けコンクリート面の平滑性に対する評価	114
8.6 適用地山の検討	117
8.7 まとめ	120
第9章 吹付けコンクリートの耐久性の評価	122
9.1 青函トンネルにおける吹付けコンクリートの耐久性	122
9.1.1 青函トンネルの維持管理	122
9.1.2 サンプリングコアの一軸圧縮強度からの評価	125
9.1.3 サンプリングコアの中性化試験からの評価	126
9.2 高品質吹付けコンクリートの凍結融解抵抗指数	129
9.3 まとめ	132
第10章 結論	134
謝辞	140

第1章 序論

1. 1 緒言

近年、新幹線鉄道分野における構造物の中で、トンネルの占める割合は極めて大きくなっている。これは新幹線鉄道の使命である速達性から平面線形が直線性を求められることや騒音・振動対策等の環境問題にも影響されているが、トンネルの建設コストの低下が大きく影響していることも事実である。東海道新幹線と北陸新幹線のトンネルの建設費用を比較すると、物価上昇を考慮すれば北陸新幹線のトンネルは東海道新幹線のトンネルのほぼ50%となっている¹⁾。

これは1970年代に我が国に導入されたNATM (New Austrian Tunnelling Method) の効果ともいえるもので、その地山の持つ支保機能を有効に活用する、という理念のもと、吹付けコンクリートおよびロックボルトにより掘削断面を早期に支保することにより地山の緩みを最小限に抑えて支保量を減少させるとともに、掘削サイクルの向上が図られたことによるものである。

NATMは、オーストリアのRabcewiczらによって開発され、発展してきた工法であり、1950年代から工事に適用されるようになったが、このころは未だNATMの名称はなく、吹付けコンクリートを主体とした薄肉覆工理論の実践であった。その後、1964年、Rabcewiczが「NATM」と題してWater Power誌に発表して以来、急速に普及して1960年代にはヨーロッパ各国で使用されるようになってきている²⁾。我が国でのNATMの適用は、1976年、上越新幹線の中山トンネルで試験施工として用いられたのが始まりであり、困難を極めていた膨張性地山において良好な結果を得たことから急速に普及し、1986年には土木学会において山岳トンネル工法の標準工法に指定されている。この急速な普及の要因には、NATMの概念の導入以前の青函トンネルにおける吹付けコンクリートの試用および実用化、山陽新幹線のトンネル群における多量のロックボルトの試用および実用化等、個々の支保部材の試用実績が大きく貢献している²⁾。

一般に、NATMによるトンネルの構築においては、トンネル空間を保持するものは主としてトンネル周辺の地山が持つ支保機能である。トンネルの掘削時には、地山の持つ支保機能を有効に発揮させるために、吹付けコンクリート、ロックボルトおよび鋼製支保工等の支保工が地山の状況に応じて施工されるが、これらの支保工の施工により、地山にアーチアクションが生じてグラウンドアーチが形成され、トンネル空間は地山で保持される。NATMではこれらの状況を内空変位の測定や場合によっては地中変位の計測等によって計測・確認している。

一方、NATM におけるトンネルの覆工コンクリートは無筋コンクリートが基本であり、上述した内空変位測定の数値に基づき、地山の変位が終了した事を確認したうえで施工されるのが一般的である。すなわち、覆工コンクリートは外部荷重を受け持たない構造物であり、いわゆる化粧巻き、ということになる。一部、膨張性地山等において変位が緩慢に継続し、工期やコストの観点から、覆工を鉄筋コンクリートや繊維補強コンクリートに変更して力学的機能を持たせ、地山の変位を覆工で押さえ込む方法もあるが、これらはいわば例外的な事例である。

したがって、支保工としての吹付けコンクリートの品質が覆工コンクリートと同等となれば、覆工コンクリートを省略して、吹付けコンクリートでトンネルを仕上げることは可能であると考えられる。覆工コンクリートが省略できれば、覆工コンクリートの施工費のみならず、トンネルの掘削径を小さくできることから掘削の施工サイクルが向上し、掘削費の縮減や全体工期の短縮による諸経費の縮減等、トンネルのコスト縮減に多大な貢献を果たすことができる。

一方、近年の日本経済は、高度成長時代から低成長（安定成長）の時代に入り、新設構造物のコストダウンとともに既設構造物の維持管理が大きくクローズアップされて来ている。この観点から見ると、狭い空間のトンネルは極めて補修しづらい構造物であり、特に鉄道トンネルでは活線状態での補修を強いられるのが一般的であり、夜間の補修間合いでの覆工コンクリートの打ち替え作業はほとんど困難といっても過言ではない。最近では一部のトンネルで吹付けコンクリートによる補修も見られるようになっているが、このような観点からも品質のよい吹付けコンクリートによる単一構造（以後、単一構造と呼ぶ）の確立は急務となっている。

1. 2 研究の目的と構成

本研究は、吹付けコンクリートによるトンネルの最終覆工、すなわち覆工の単一構造を目指した高品質吹付けコンクリート（従来の吹付けコンクリートと異なり、結合材としてセメントにシリカフェームと石灰石微粉末を加え、練混ぜを分割練混ぜとしたもの）の開発と、100 を超えるトンネル施工現場における実際の高品質吹付けコンクリートの施工管理データを分析し、高品質吹付けコンクリートの品質に言及する。次いで、実トンネルにおける変位測定等の計測データと高品質吹付けコンクリートの健全性の観察結果から、高品質吹付けコンクリートに損傷が表れる内空変位量を求めるとともに、逆解析手法を用いて、数値解析に用いる高品質吹付けコンクリートの見掛けの弾性係数を算出する。

次いで覆工の単一構造の基本的構造を提案するとともに、構造的要件を FEM 解析を用

いて検討し、単一構造が可能な地山条件を整理・提案するものである。また、青函トンネルの先進導坑および作業坑における吹付けコンクリートの追跡調査から、吹付けコンクリートの耐久性について言及する。

第1章は序論で、研究の背景、覆工の単一構造の必要性等について述べ、本研究の位置付け・目的を明らかにしている。

第2章では、吹付けコンクリートの特性について言及するとともに、トンネル覆工の単一構造の特徴について論述する。次いで覆工の単一構造に求められる要件を明らかにして、単一構造化への課題を抽出している。

第3章では、本研究の柱の一つである高品質吹付けコンクリートの開発経緯について述べる。五里ヶ峯トンネルにおける細骨材としての砕砂の使用が、高品質吹付けコンクリートの特徴である微粉末の添加に大きな示唆を与えたこと、シリカフューム添加の効果および分割練混ぜの効果等について記述している。

第4章では、高品質吹付けコンクリートを用いた100を超えるトンネル現場の施工管理データを分析して、高品質吹付けコンクリートの強度特性に言及し、市場の生コンプラントと同等の変動係数で、ばらつきの少ない高強度の吹付けコンクリートが得られ、設計基準強度の見直しが可能であることについて述べる。さらに細骨材の種別により品質が左右される要因について述べ、高品質吹付けコンクリートの配合および施工上の要諦について述べる。

第5章では、高品質吹付けコンクリートが粘性を活用した吹付けコンクリートであることから、この粘性の評価を行うとともに、コンクリートのスランプ管理に代替する現場で容易に行える施工管理指標を提案する。

第6章では、細骨材の保水特性がフレッシュコンクリートに与える影響について検討し、細骨材の保水特性が高品質吹付けコンクリートに及ぼす影響について述べる。また細骨材に砕砂を使用した場合には、その表面に付着している微粒分が粘性に大きく影響すること等を述べる。

第7章では、現状の吹付けコンクリートと覆工コンクリートを概観し、吹付けコンクリートによる覆工の単一構造の適用性について言及するとともに、覆工の単一構造化に対する基本的な考え方を述べる。また、支保工として施工された吹付けコンクリートの健全性の評価方法として、日常管理として行われる内空変位の計測結果から逆解析を利用して、吹付けコンクリートの力学的な健全性を評価する手法を提案する。さらに、覆工の単一構造を適用するトンネルの範囲の決め方および標準的な設計断面も合わせ提案するとともに、覆工の単一構造適用の基本的考え方のフローを示す。

第8章では、内空変位等の現場計測および吹付けコンクリートの健全性の観察結果から吹付けコンクリートによる単一構造の適用範囲を設定するとともに、第4章で分析検討した高品質吹付けコンクリートの強度定数と第7章で提案した単一構造の標準設計を用いてFEM解析による応力解析を行い、適用範囲の検証を行う。また、新幹線トンネルにおける地山分類から、覆工の単一構造が可能な地山条件を整理する。

第9章では、吹付けコンクリートの耐久性について、青函トンネルの吹付けコンクリートの実態から評価するとともに、高品質吹付けコンクリートの凍結融解抵抗性試験の結果について言及し、吹付けコンクリートが十分な耐久性を有することを示すことにより高品質吹付けコンクリートによる覆工の単一構造の適用について傍証する。

第10章では、各章において得られた結論をまとめ、本論文の結論とする。

図1.1に本研究の構成を示す。

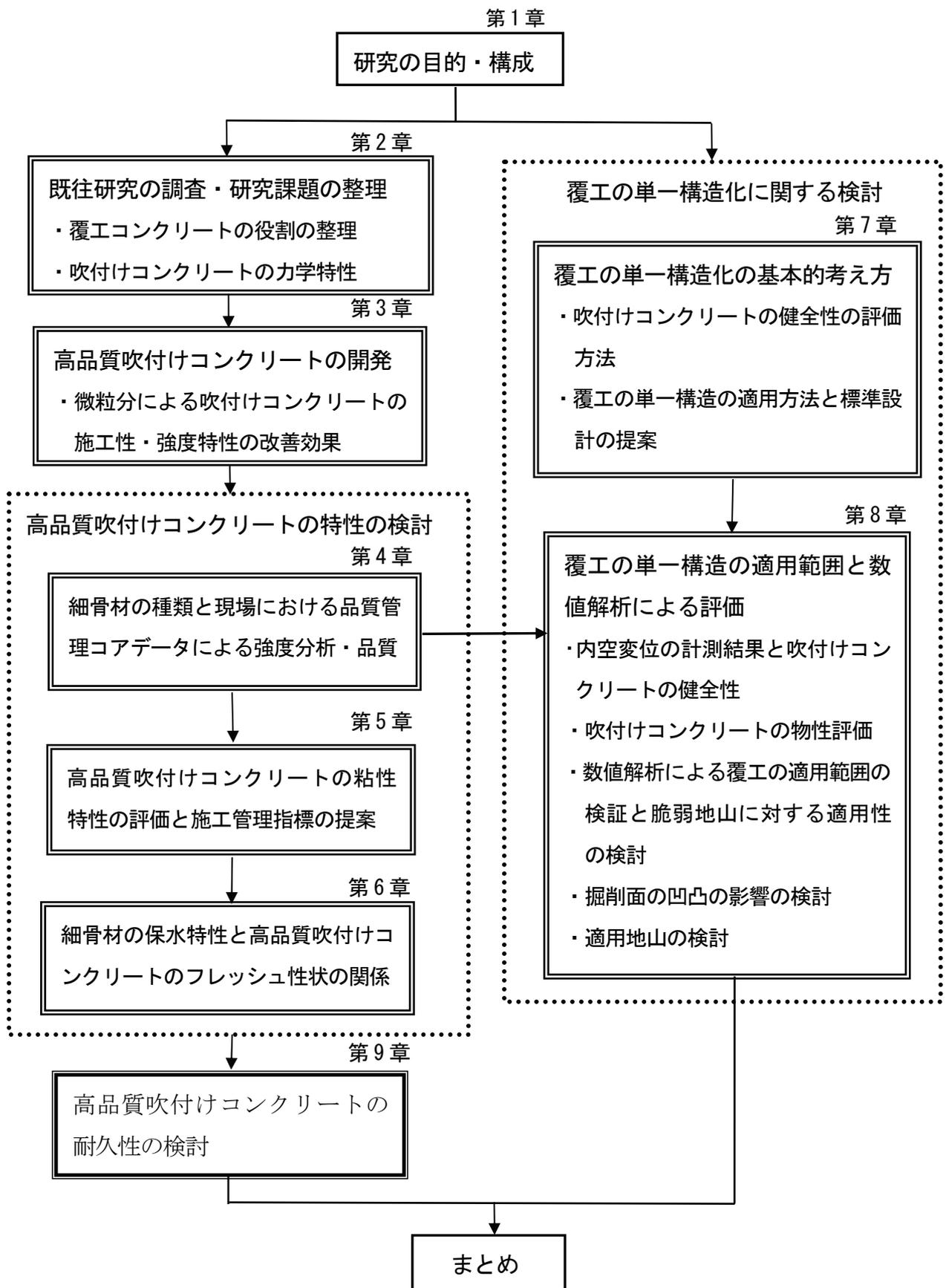


図 1.1 本研究の構成

参考文献

- 1) 廣田良輔：新幹線のインフラコストと建設技術の進展，土木学会誌，82巻9号，1997.
- 2) トンネル技術白書 - 日本の山岳トンネル施工技術の現況と変遷-：日本トンネル技術協会，2006.
- 3) Rabcewicz,L.v.：The New Austrian Tunnelling Method,Water Power,Nov.1964, Jan.1995.

第2章 トンネル覆工の現状と吹付けコンクリートによる単一構造化の課題

2. 1 概 説

トンネルの覆工コンクリートは、在来工法（矢板工法）においては、鋼製支保工等とともにトンネルに作用する荷重を支える構造物であり、その巻厚は、新幹線複線断面においては地山種別に応じて 50～90cm が標準であった。在来工法では掘削に伴う緩み荷重や地圧を矢板と鋼製支保工で支保することから、その内側に施工される覆工コンクリートの背面には空隙が生じやすいため、長期的には地山の安定が乱され、覆工に荷重が作用することになるからである。

一方、NATM においては、吹付けコンクリートやロックボルト等の支保工により、地山の支保機能を活用してトンネル空間を安定させた後、覆工コンクリートを施工することから、一般的には覆工コンクリートには自重以外の荷重は作用しないことになる。これは NATM を特徴付ける内空変位測定や天端沈下測定等の計測で、これらの変位が収束したことを確認してから覆工コンクリートを施工することにより保証される。したがって、NATM の覆工コンクリートは化粧巻きであり、巻厚も 30cm が標準で地山からの荷重を支保する機能は期待されていない。

ここで、NATM における覆工の役割を整理する。

(1) 土木学会における覆工の機能

土木学会の山岳トンネル標準示方書¹⁾によれば、覆工の目的を次のように述べている。

1) 供用性について

- ①地下水等の漏水の少ない、水密性のよい構造物にする
- ②供用中の点検、保守等の作業性を高める
- ③水路トンネルの場合、粗度係数を向上させ使用の効率を高める
- ④トンネル内の架線、照明、換気等の施設を保持する

2) 強度特性について

- ①トンネルの変形が収束しない状態で覆工を施工する場合には、トンネルの安定に必要な拘束力を与える
- ②覆工を施工した後、水圧、上載荷重等によって外力が発生する場合、これを保持する
- ③地質の不均一性、支保工の品質のばらつき、ロックボルトの腐食等の不確定要素を考慮し、構造物としての安全率を増加させる
- ④使用開始後の外力の変化や地山・支保工材料の劣化に対し、構造物としての耐久性を向上させる

また、覆工の設計の考え方は力学的機能を付加させない場合とさせる場合に別れ、一般には多くの山岳トンネルは力学的機能を付加させない設計で、標準巻厚を定めて設計しており、この場合は、上記1)の供用性を目的として施工されるとしている。一方、次のような場合には力学的機能を付加させるとしている。

- ①土圧・水圧が作用すると考えられる場合
- ②将来、盛土や切土が行われ、付加荷重等の外力が作用する場合
- ③膨張性地山のように変位が収束する前に覆工を施工する場合
- ④双設トンネルや近接施工が計画されている場合

(2) 鉄道トンネルにおける覆工の機能

NATM 設計施工指針²⁾では鉄道トンネルの覆工の機能について、要約すれば次のように記述している。

覆工は支保工の応力状態によりその機能を判断する必要があるが、下記の機能を付加する目的で設計される。

- ①支保工の安全率の向上
- ②内装機能
- ③保守管理機能
- ④トンネル内施設の保持機能

また、次のような場合には力学的機能を付加させるとしている。

- ①土砂地山などで土被りが小さく、グラウンドアーチの形成が期待できない場合
- ②地下水の変動などにより、大きな水圧が作用する場合
- ③構造物との近接施工などにより加重が作用すると考えられる場合や、トンネル周辺の切取り、盛土等により上載荷重が供用後変化すると想定される場合
- ④地形などによる偏圧が作用する場合
- ⑤膨張性地圧、塑性変形などが大きく、一次支保で変位が収束せず、覆工コンクリートにより土圧に対抗せざるを得ない場合
- ⑥一次支保で変位は収束して周辺地山の安定は確保されているが、一次支保耐力の限界に近いことが予想される場合

以上のように、覆工には力学的機能を付加する場合と付加させない場合があるが、本研究では力学的機能を付加させる条件の場合は除外することとする。近年では変形の大きい地山に対する繊維補強吹付けコンクリートや初期高強度吹付けコンクリート等の吹付けコンクリートが開発されてきており、また、覆工に最終的に作用する荷重の推定方法等の研究^{3),4)}も進められてきているが、不確定要素が多いことから覆工に力学的機能を付加する

場合は覆工の単一構造の対象外とした。したがって、吹付けコンクリートが場所打ちの覆工コンクリートと同等の性能を保持することができれば、覆工の単一構造化が可能となり、トンネルのコスト縮減や工期の短縮に寄与できることになる。

2. 2 吹付けコンクリートの特性

吹付けコンクリートは、一般に圧縮空気でも目的の場所に吹き付けられるコンクリートであることから、通常のコンクリートと異なり、型枠を用いる必要がなく、ノズルの届く範囲に任意の形状でコンクリートを施工できるという施工上の大きな利点を持っている。また、高速で連続して掘削面に射出できるので、掘削面に密着して掘削面を覆うことができる特徴をもっており、これらのことから、トンネルの有効な支保工として用いられている。

もちろん、トンネルの支保として機能させるためには早期の強度発現が要求されるため、早期の硬化が必要であり、このため急結剤が用いられている。

吹付けの方式には、図 2.1 に示すように基本的には乾式と湿式がある（最近では遠心力によって吹付ける方式も開発されているが、機材が高価であり、まだ実用化にいたっていない）。乾式は、空練りされた材料を吹付け機に投入し、ノズルにおいて水を添加して噴射する方式であり、湿式は、すでに加水練りされた材料（フレッシュコンクリート）を吹付け機に投入し、ノズルから噴射する方式である。

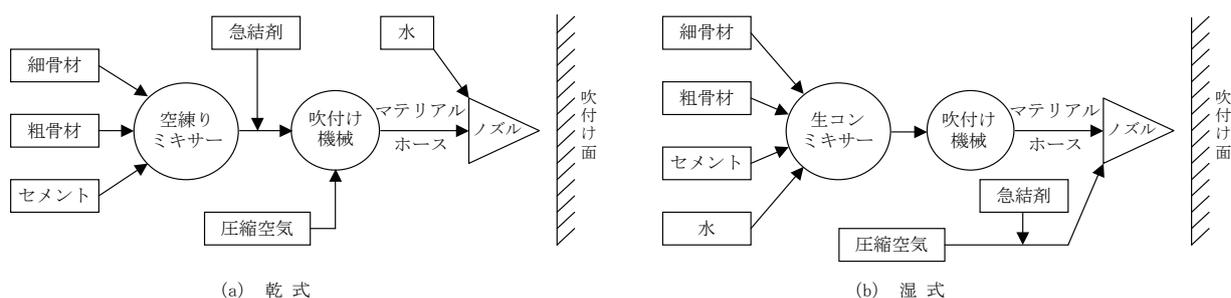


図 2.1 吹付け方式の系統⁵⁾

表 2.1 吹付け方式の比較（文献⁵⁾に一部加筆修正）

項 目	乾 式	湿 式
コンクリート および施工の 管理	配合のうち、水セメント比の調整は骨材の表面水率やノズル部で添加される水の量に影響される。ノズルマンの熟練度にも影響を受ける。	打込みコンクリートの場合に近く、ベースコンクリートのスランプ、空気量、コンクリート強度の管理が必要である。吐出量、吹付け圧力の管理に注意を要する。
圧 送 距 離	150~200m程度まで可能であるが、短い方が望ましい。	一般に100m程度まで。ポンプ圧送ではそれ以上も可能であるが短い方が望ましい。ただし、トラックマウント形式の一体化システムでは20m程度が多い。
粉じん、 はね返り	一般に多い	一般に少ない
吹付け機械の 吐出量	5~12m ³ /h	8~20m ³ /h
その他の 施工性	細骨材の表面水管理が重要。練混ぜから吹付けまでの時間が長くとれる。清掃が容易。比較的小面積を何回にも分けて施工する場合にも適する。	吹付け機に適したコンシステンシーの管理が重要である。練混ぜから吹付けまでの時間に制約がある。吹付け終了時または中断時に機械の洗浄を要する。
備 考	操作や整備などの取扱いを容易にするため、トラックマウント形式により吹付けロボット、吹付け機、急結剤供給装置、生コンクリート受けホッパーや洗浄装置等を通常一体化している。	

表 2.1 は、吹付け方式の特徴を比較したものであるが、乾式ではコンクリートの水セメント比、湿式ではスランプおよび急結剤の添加率の管理が難しくなるなど、品質管理のうえでそれぞれ問題を持っている。

ここで、吹付けコンクリートの問題点を整理すると次のようになる。

- (1) 乾式では水セメント比の管理、湿式ではスランプおよび急結剤の管理が難しいことから、品質にばらつきがある。
- (2) 施工法に起因して、吹付けコンクリート材料が吹付け面に衝突した際に生じる「はね返り」により、材料を損失する。
- (3) 吹付け面に一旦付着しても、十分な付着力が得られない場合には、吹付けコンクリートが剥げ落ちる「剥落」を生じ、材料を損失する。
- (4) 吹付けコンクリート材料が吹付け面に衝突した際に「浮遊粉じん」を生じ、作業環境が悪化する。
- (5) トンネルの支保あるいは覆工として所定の厚さを確保するために、掘削面の余掘り（設計断面の外に掘削上やむを得ず生じる空間）を埋めるために「余吹き」と称する設計外の材料が必要となる。

(6) 通常のコンクリートに比べ、単位セメント量が多いうえ、急結剤を使用する他、(3)、(4)等の損失もあり、高価である。

トンネル覆工の吹付けコンクリートによる単一構造化を目指すうえで、これらの問題の解決は、品質の確保の観点から、また、経済上の観点からも改善されなければならない重要な課題である。もちろん、これらの問題の改善は、トンネルの支保工の経済化、ひいてはトンネル建設の経済化にとっても重要な課題であった。

2. 3 吹付けコンクリートの力学的特性に関する既往の研究

2. 3. 1 定性的支保機能

現在の山岳トンネルの掘削工法は、NATMが標準工法であることは先に述べたとおりであるが、吹付けコンクリート、ロックボルトおよび鋼製支保工を支保メンバーとし、地山に応じてこれらの支保を組み合わせる施工し、地山の持つ支保機能を有効に活用してトンネル空間を保持する工法である。これらの支保メンバーのうち吹付けコンクリートは、掘削後直ちに地山に密着して施工できることから、地山の緩みを最小限に抑えられる最も重要な支保工である。

ここで、NATMという呼称であるが、発祥の地であるオーストリアや日本では一般的に使用されているが、欧米ではこの呼称を使用していない。すなわち地山の支保機能を活用するのは、どの掘削工法でも同じであり、NATM固有のものではない、という理由からであり、SCL工法 (Sprayed Concrete Lining method = 吹付けコンクリート覆工工法)、あるいはCCM (Convergence Confinement Method = 変形抑制法) と呼ばれることが多い。近年、我が国においてもこの呼称問題が熱心に議論されており、川本ら⁶⁾は、「トンネルと地下」にK.Kovariの「NATMの誤った考え方」を紹介し、日本トンネル技術協会の支保幹事会は、この続編の「地山応答制御 - 1960年代までの発展の軌跡 -」を「トンネルと地下」に抄訳して紹介している⁷⁾。このような状況の中で、土木学会ではトンネル標準示方書においてNATMの呼称は使用せず、山岳工法という呼称を用いている。しかしながら、NATMの概念の導入により、山岳トンネルの建設技術が飛躍的に進歩したことは事実であり、経験工学といわれるトンネル工学に理論を付与する動機付けを与えたその功績は絶大であったといわざるを得ない。

このように、呼称問題は別として、NATMの別称であるSCL工法の呼称からも窺えるように吹付けコンクリートが極めて重要なトンネルの支保工であることが分かる。

一方、吹付けコンクリートの支保機能(効果)については、一般に表2.2⁸⁾に示すような定性的な評価が行われているが、定量的な把握は、まだ十分に解明されておらず、その

設計は、過去の実績を分析して地山種類に応じて得られた表 2.3~2.5 に示すような標準支保パターン²⁾ によることが多い。この主な理由を挙げると、次のようになる。

- (1) トンネルに作用する荷重等が明確でないうえに縦断方向に変化する。
- (2) 地質構造が複雑で再現性がない。
- (3) 吹付けコンクリートの物理特性が材齢や環境により変化する。

したがって、定量的な評価は、これらの不明確な要因に対して、ある仮定を設定して行うことになるが、トンネルを吹付けコンクリートによる単一構造として構築するためには、これらの不明確な要因を包含した支保工ならびに永久構造物として評価しうる適切な評価手法を確立する必要がある。

表 2.2 吹付けコンクリートの作用効果⁸⁾

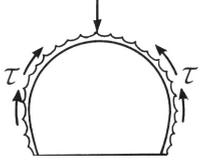
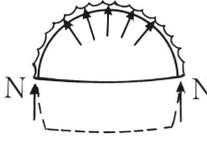
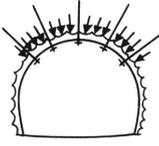
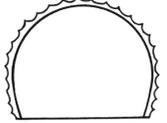
吹付けコンクリートの作用効果	概念図
<p>①岩盤との付着力，せん断抵抗による支保効果</p> <p>吹付けコンクリートと岩盤との付着力により，吹付けコンクリートに作用する外力を地山に分散させ，またトンネル周辺の割れ目や亀裂にせん断抵抗を与え，キープロックを保持して抜け落ちを防止し，グラウンドアーチをトンネル壁面近くに形成させる．割れ目の多い硬岩等に作用効果が大きい．</p>	
<p>②内圧効果，リング閉合効果</p> <p>比較的厚い吹付けコンクリートが連続した1個の部材として地山を支持することにより，地山の変形を拘束して地山に支保力（内圧）を与え，地山を三軸応力状態に近い状態に保持して，地山の応力解放を抑制する．また，早期にインバートを敷設して断面を仮閉合することにより，支保効果がさらに発揮される．これらの効果は，軟岩や土砂地山等で大きい．</p>	
<p>③外力の配分効果</p> <p>鋼製支保工，あるいはロックボルトに土圧を伝達する部材として挙動する．</p>	
<p>④弱層の補強効果</p> <p>地山の凹みを埋め，弱層をまたいで接着することにより，応力集中を防ぎ，弱層を補強する効果．</p>	
<p>⑤被覆効果</p> <p>掘削後，早期に壁面を被覆するため，周辺地山の風化防止，止水および微粒子の流出防止等の効果がある．</p>	

表 2.3 新幹線複線トンネルの標準支保パターン²⁾

支保部材 標準支保 パターン	ロックボルト			吹付けコンクリート厚 (c m)		鋼製支保工
	配置	長さ×本数 (m) (本)	縦断間隔 (m)	アーチ, 側壁	インバート	種類
IV _{NP}	—	—	—	5 (平均)	—	—
III _{NP}	アーチ	2×0~6	(随意)	10 (平均)	—	—
II _{NP}	アーチ, 側壁	3×10	1.5	10 (平均)	—	—
I _{NP}	アーチ, 側壁	3×14	1.0	15 (最小)	—	(125H) ※※
I _{SP}	アーチ, 側壁	3×8 4×12※	1.0	15 (最小)	15 (最小)	150H
I _{LP}	アーチ, 側壁	3×12	1.0	20 (最小)	—	150H

(注) ※ 4mのロックボルトはSL付近(アーチ脚部および側壁)に配置する。

※※ 鋼製支保工を用いる場合は、()内の種類とする。

表 2.4 計画段階における地山分類基準²⁾

地山 種類 地山 等級*	硬岩			中硬岩	軟岩**	土砂	
	A岩種	B岩種	C岩種	D岩種	E岩種	F・G岩種	
						粘性土	砂質土
V _N	V _p ≥5.2		V _p ≥5.0	V _p ≥4.2			
IV _N	5.2>V _p ≥4.6		5.0>V _p ≥4.4	4.2>V _p ≥3.4			
III _N	4.6>V _p ≥3.8	V _p ≥4.4	4.4>V _p ≥3.6	3.4>V _p ≥2.6 かつ G _n ≥5	2.6>V _p ≥1.5 かつ G _n ≥6		
II _N	3.8>V _p ≥3.2	4.4>V _p ≥3.8	3.6>V _p ≥3.0	2.6>V _p ≥2.0 かつ 5>G _n ≥4	2.6>V _p ≥1.5 かつ 6>G _n ≥4		
I _N	3.2>V _p ≥2.5	3.8>V _p ≥2.9	3.0>V _p ≥2.5	2.6>V _p ≥2.0 かつ 4>G _n ≥2 あるいは 2.0>V _p ≥1.5 かつ G _n ≥2	2.6>V _p ≥1.5 かつ 4>G _n ≥2	G _n ≥2	80≤Dr かつ 10≤Fc
I _S	2.5>V _p	2.9>V _p	2.5>V _p	1.5>V _p あるいは 2>G _n ≥1.5	1.5>V _p あるいは 2>G _n ≥1.5	2>G _n ≥1.5	—
I _L				—	80≤Dr かつ 10>Fc		
特S				1.5>G _n	1.5>G _n	1.5>G _n	—
特L				—	80>Dr		

表 2.5 岩種分類表²⁾

岩種	地層名・岩石名
A	①古生層, 中生層 (粘板岩, 砂岩, 礫岩, チャート, 輝緑凝灰岩, 石灰岩等) ②深成岩 (花崗岩, 閃緑岩等) ③半深成岩 (ひん岩, 花崗はん岩, 輝緑岩等) ④火山岩 (粗粒玄武岩, 玄武岩等) ⑤変成岩 (片岩類, 片麻岩, 千枚岩, ホルンフェルス等)
B	①剥離性の著しい変成岩 (片岩類, 片麻岩) ②剥離性の著しいまたは細層理の古生層, 中生層 (千枚岩, 粘板岩, 頁岩等)
C	①中生層 (頁岩) ②火山岩 (流紋岩, 石英粗面岩, 安山岩等) ③古第三紀層の一部 (珪質頁岩, 珪質砂岩等)
D	古第三紀層～新第三紀層 (頁岩, 砂岩, 礫岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩等)
E	新第三紀層 (泥岩, シルト岩, 砂岩, 凝灰岩等)
F	洪積層, 新第三紀層の一部 (低固結層, 未固結層, 土丹, 砂等)

2. 3. 2 定量的評価に関する研究事例

(1) 吹付けコンクリートの付着強度

吹付けコンクリートの支保機能として、圧縮力やせん断力等により地山から作用する荷重に抵抗しているものと考えられるが、これらの抵抗機能を発揮するためには地山と吹付けコンクリートの境界面における付着が必要である。この最も重要と考えられる付着強度に関する研究事例としては以下のようなものがある。

桑原ら⁹⁾は、吹付けモルタルと岩石との引張付着強度は、岩石強度が小さい時には岩石強度に支配され、岩石の一軸圧縮強度が 35MPa を超えるとほぼ一定になると報告している。

水谷¹⁰⁾は、鋼板と吹付けコンクリートの若材齢時における引張付着強度およびせん断付着強度を試験し、吹付け後約 8 時間以降、引張付着強度は一定(約 0.06MPa)になることを示し、さらに実際の岩石(御影石と大谷石)では、引張付着強度が 0.2~0.3MPa、せん断付着強度が 0.1MPa であることを報告している。さらに Furka トンネル¹¹⁾では、付着強度は 1.3MPa であり、39 個の供試体中 18 個は岩石が先に破壊したと報告されている。

熊谷ら¹²⁾は、直径約 5cm の円柱供試体端面にコンクリートを吹き付け、供試体を引き抜くことで引張付着強度を測定している。また、回転式一面せん断試験装置により 50cm 角の供試体を用いた載荷試験によりせん断付着強度を測定している。これらの結果、吹付けコンクリートの圧縮強度が 25MPa を超えると、引張付着強度は 1.0MPa 程度見込めること、また、せん断付着強度と吹付けコンクリートの圧縮強度には正の相関があることを報告している。

これらの研究から、岩石強度が高い場合には、吹付けコンクリートの品質管理と、岩盤表面の浮き石等の除去、湧水処理といった施工管理が重要になるといえる。

(2) 吹付けコンクリートの支保耐力

吹付けコンクリートが緩んだ岩塊を支えるためには、せん断、曲げ、付着等のモードでの破壊について検討する必要がある。

Fernandez ら^{13),14)}は、それぞれのモードについて室内試験、現場試験等から支保能力を求める式を提案している。

水谷ら¹⁵⁾は、同様の実験および解析から若材齢時(吹付け後 8 時間から 20 時間)の厚さ 5cm の吹付けコンクリートで、1.2m 立方の岩塊を十分に支えられるとしている。また、材齢 1 日の吹付けコンクリート(一軸圧縮強度 10MPa、付着強度 0.11MPa)の支えうる緩み幅を吹付け厚との関連から試算しており、吹付け厚 10 cm で 4m 程度の緩み岩塊荷重を支えうる、という結果を得ている。

これらの研究から、地山強度が高く、吹付けコンクリートとの付着強度が十分取れば、岩塊の抜け落ちに対して相当の支保耐力を有することが分かる。

(3) 吹付けコンクリートの若材齢時の材料特性

トンネル掘削に伴う弾性的な掘削周辺地山の挙動は、図 2.2 に示すように切羽の到達前 1D (D はトンネル直径で新幹線複線断面では 10m 程度) 付近から始まり、切羽が通過して、2D 程度進行した付近で収束することが知られている¹⁶⁾。

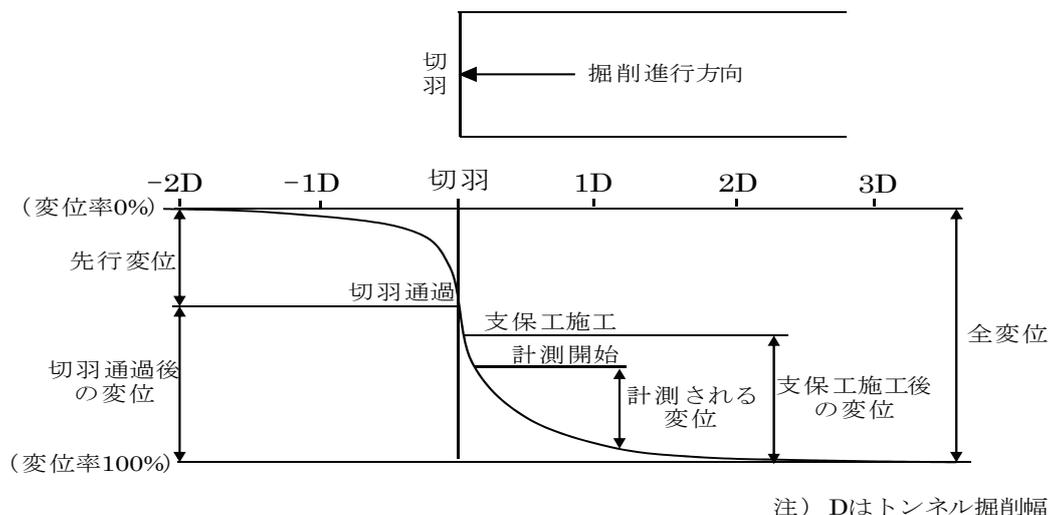


図 2.2 切羽位置とトンネル周辺地山挙動の一般的な関係¹⁶⁾

近年の大型化した掘削機械システムでは、2D の距離は概ね 2 日～5 日で掘削されることになるが、このことにより吹付けコンクリートは初期材齢時に大きな応力を受けることになる。

吹付けコンクリートの若材齢時における力学的特性に関し、土屋¹⁷⁾ は、NATMFEM の入力物性値に関する研究で、早期材齢における乾燥収縮とクリープを含んだ吹付けコンクリートの見掛けの弾性係数は 3,400MPa と非常に小さいことを指摘している。

Cosciotti ら¹⁸⁾ は、吹付けコンクリートを時間とともに硬化する弾性材料とし、軸対称モデルによる切羽進行速度を考慮した逐次支保解析を行って、二次元安定解析に用いる応力解放率を求め、応力解放率が地山強度比と、地山と支保の剛性比に影響されると報告している。

久武ら^{19),20),21)} は、切羽進行速度や吹付けコンクリートの硬化速度がトンネルの安定性に及ぼす影響について検討し、これらの因子がトンネルの安定性に大きな影響を及ぼしてい

ることを報告している。同様に Oreste²²⁾ も切羽進行時の吹付けコンクリートの強度と弾性係数の時間依存性を考慮した特性曲線法による計算方法を示し、吹付けコンクリートライニングの安全率が、厚さやトンネル径および掘進速度により影響を受けると報告している。

熊坂²³⁾ は、弾性係数と強度の時間依存性を考慮した吹付けコンクリートと施工方法（掘進長と掘進速度）を考慮した解析から、応力解放率が吹付けコンクリートの硬化速度に影響されることを報告している。また、中谷ら²⁴⁾ は、吹付けコンクリートの若材齢時のピーク強度以降の応力～ひずみ関係も含めた力学特性を把握することを目的として、現場においても測定可能な小型の載荷試験装置を製作し、トンネル側壁に吹き付けた吹付けコンクリートからコアを採取し、材齢 3 時間、6 時間、1 日、7 日、28 日の各材齢で一軸圧縮強度試験を実施している。その結果は、材齢 3 時間で一軸圧縮強度と弾性係数が、それぞれ 11.6MPa、10.1GPa であり、各材齢時の試験結果を比較して、吹付けコンクリートの一軸圧縮強度と弾性係数は材齢とともに大きくなることを報告している。また、材齢 3 時間、6 時間では、ピーク強度のひずみの 2 倍のひずみ（約 1%）でも、ピーク強度の半分程度の強度を有することを報告している。

以上のように、定量的な評価方法に関する研究は、支保機能に関するものが主体であり、吹付けコンクリートによる単一構造体として、すなわち地山が安定した後の永久構造物としての評価および管理手法に関する研究は見あたらない。

本研究では、第 7 章において吹付けコンクリートによる覆工の単一構造化のための評価および管理手法について、また、第 8 章において数値解析による検討結果を詳述する。

2. 4 トンネル覆工における単一構造

2. 4. 1 欧州におけるトンネル覆工の単一構造

覆工の単一構造は、欧州ではシングルシェル・ライニングあるいはモノコック・ライニングと呼ばれているが、地山条件や国柄によりその形態は異なっている。ノルウェーをはじめとする北欧では、トンネルの掘削対象地山は基本的に硬岩地山であり、無支保のトンネル（写真 2.1）も数多く存在するが、このような硬岩地山におけるトンネルでは、一般に切羽において永久構造物として耐えうる支保構造物が構築されている。ノルウェーで開発された NMT（Norwegian Method of Tunneling：ノルウェートンネル工法）ではシングルシェル・ライニングを前提とした図 2.3 に示す Q システムにより支保構造を決定している。図 2.4 にノルウェーの道路トンネルの例を、図 2.5 にノルウェーの鉄道トンネルの例を示す。

一方、スイスやドイツなどの中欧では、どちらかといえば支保工層と覆工層が区分され

ており、仕上げ層を含めた多層構造で建設される例が多くなっている。図 2.6 にスイスのフェライナ (Vereina) トンネルの第 5 工区の例を示すが、一次支保、二次支保および永久支保の 3 層構造となっている。

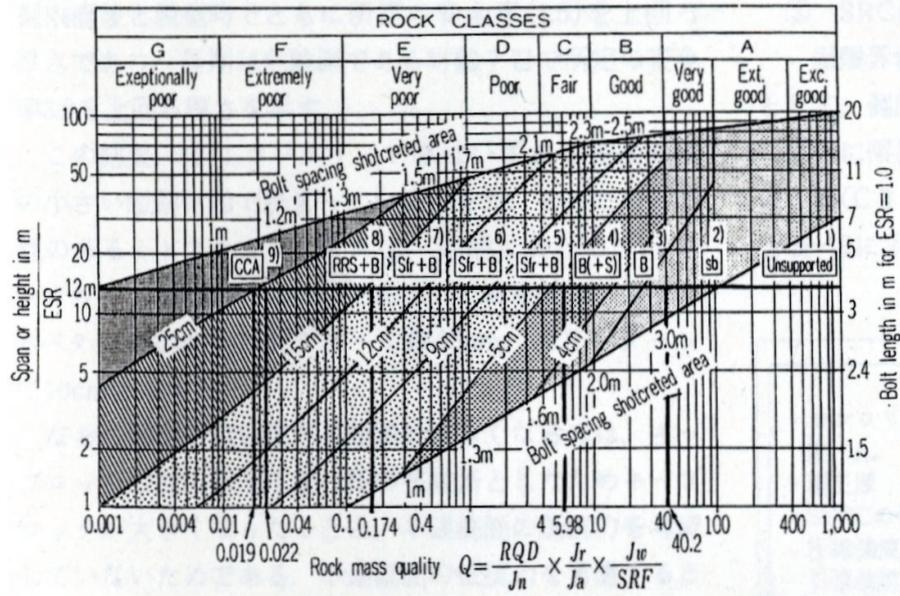


図 2.3 Qシステムにおける支保選定チャート²⁵⁾

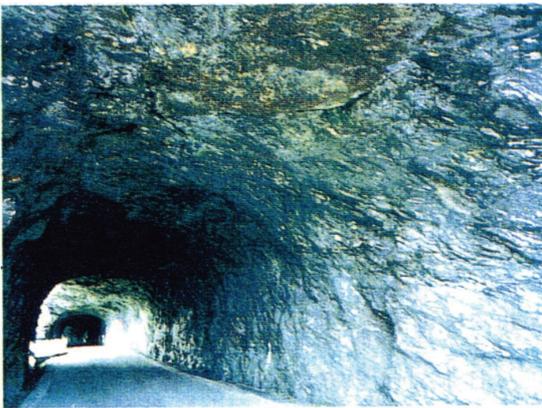


写真 2.1 ノルウェーの無支保の道路トンネル²⁶⁾

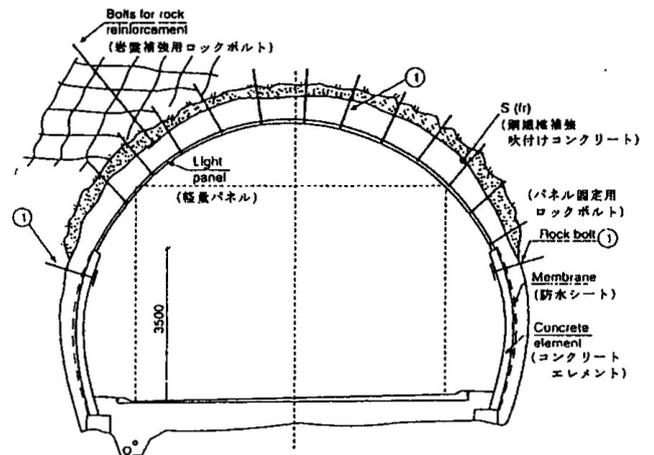


図 2.4 ライトスチールパネルによるシングルシェルライニングの例²⁶⁾
(ノルウェー道路トンネル)

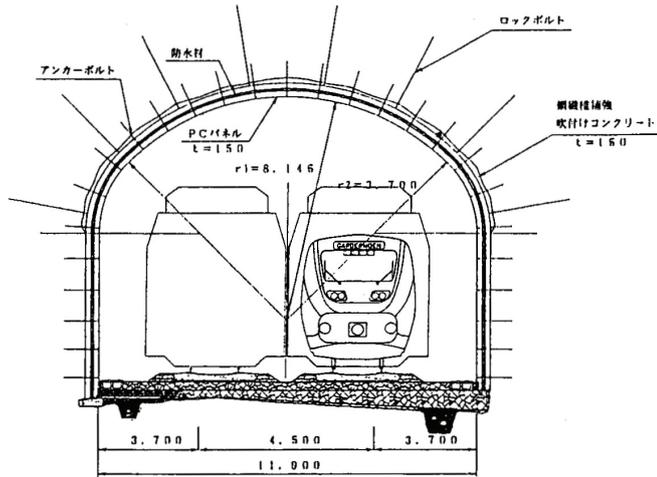


図 2.5 ライトスチールパネルによる
シングルセルライニングの例²⁶⁾
(ノルウェー鉄道トンネル)

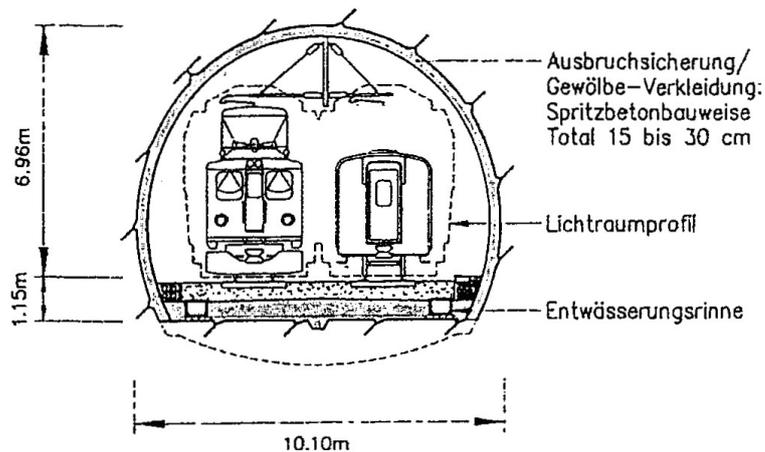


図 2.6 フェライナトンネルの例²⁶⁾
(スイス鉄道トンネル)

2. 4. 2 日本におけるトンネル覆工の単一構造

我が国における覆工の吹付けコンクリートによる単一構造としては、表 2.7 に示すように 30 年程前から見られるようになってきているが、保守用トンネルや導水路トンネル等の一般の交通に供されないトンネルが中心であり、一般に供されているのは補修が容易な短い道路トンネルに限定されている。近年では一般の交通に供する鉄道トンネルでの使用実績も見られるようになって来ているが、これらは一部の補修に用いられているに過ぎない。これらは、吹付けコンクリートの品質に対する不安感が、まだ払拭できないことを示して

いるものと推察される。

表 2.7 吹付けコンクリートで仕上げられたトンネルの国内事例⁸⁾

No	名 称	種 別	時期	施工延長 (m)	採用経緯 (判明分)
1	稲取トンネル	鉄道	1978	685	補修
2	新金子トンネル	道路	1978	103	
3	名越トンネル	道路	1978	64	
4	小坪トンネル	道路	1979	113	
5	俣野川発電所	搬入路 ケーブル坑 調圧気路	1980 1981 1981	408 702 728	
6	今市発電所	発電所 搬入路	1982 1987	160 1,140	
7	北神トンネル	排水路	1983	945	
8	小坂川発電所	導水路	1983 1983	5,649 931	
9	青函トンネル	保守通路	1985	22,286 17,789	コスト低減
10	青宝トンネル	道路	1985	380	離島のため覆工コンクリート用骨材が不足
11	大河内発電所	導水路	1985	2,947	
12	蛇尾川揚水発電所	工事用道路 ケーブル坑	1987 1996	1,600 1,978	省力化, コスト低減 コスト低減
13	高時トンネル	道路	1989	320	
14	内之浦発電所	導水路	1989	1,467	
15	葛野川揚水発電所	作業坑	1991	1,065	コスト低減
16	平成流し坂トンネル	道路	1992	147	
17	芦廻瀬トンネル	道路	1992	237	離島のため覆工コンクリート用骨材が不足
18	黒川発電所	導水路	1993	1,147	
19	無名沢トンネル	発電所管理用	1993	148	コスト低減
20	国道 139 号迂回トンネル 3号	道路	1994	288	
21	有馬トンネル	鉄道	1995	114	工期短縮 (震災復旧)
22	会下山トンネル	鉄道	1995	251	工期短縮 (震災復旧)
23	雁坂トンネル	換気坑	1995	1,586	
24	明神山トンネル 上ノ原トンネル	鉄道	1996		
25	新五木川発電所	導水路	1996	5,828	
26	船岡山トンネル 諏訪山トンネル 上野山トンネル	鉄道	1996	87 10 177	活線での改築 (拡幅) 時間的制約, 作業空間的制約
27	六甲山トンネル	換気坑	1996	797	コスト低減, 本坑取付

					け部で空間的制約
28	舞子トンネル	換気坑	1996	420	縦断勾配が12%でセントルの使用が困難, 工程短縮, コスト低減
29	犀川導水路トンネル	導水路	1997	2938	コスト低減
30	大町発電所	導水路		1,755	
31	高山ドーム	美術館	1997		岩盤が良好, ドーム状の型枠が困難
32	白木トンネル	道路	1999	52	拡幅改築
33	つづら川トンネル	道路	1999	108	トンネル拡幅, コスト低減
34	神流川発電所	調圧水槽	1999	42	
		機器搬入坑 ケーブル坑 ドレーン坑	2001	5,400	
35	秦野トンネル	鉄道	2000	351	営業線補強工事
36	小丸川発電所	作業坑, 管理用通路	2000	671	
37	八風山トンネル	避難連絡坑	2000	369	勾配が26%と急勾配であるため
38	奥只見発電所	放水路	2001	990	工程短縮, コスト低減
39	岩手一戸トンネル	作業坑	2001	1,148	工程短縮, コスト低減
40	大鳥発電所	発電所	2002	530	岩盤が堅固, コスト低減
41	オランダ坂トンネル	横坑	2003	17	断面が急変するため
42	飯山トンネル	作業坑	2004	730	閉塞予定

2. 5 まとめ

以上, 吹付けコンクリートの特性, 吹付けコンクリートの支保機能に関する既往の文献および覆工の単一構造に関する事例等について概観してきたが, 合理的かつ経済的な吹付けコンクリートによる覆工の単一構造に関する課題を整理すると以下ようになる。

- (1) 施工性および品質のよい吹付けコンクリートの開発
- (2) 定量的な評価方法に関する研究としては, 支保機能に関するものが主体である。したがって, 吹付けコンクリートによる単一構造体として, すなわち地山が安定した後の永久構造物としての評価手法の確立が必要である。

参考文献

- 1) 土木学会：トンネル標準示方書，2006.
- 2) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構：NATM 設計施工指針，1996.
- 3) 登坂敏雄，前田正康，福田勝美，西村元男：膨張性軟岩における二次覆工の設計に関する考察，土木学会論文集，第 623 号/IV - 43，pp.109 - 118，1996.
- 4) 岡崎 準，小川 淳，田村 武：膨張性地山におけるトンネル覆工のひび割れ発生状況に関する考察，トンネル工学研究論文・報告集，第 13 巻，pp.53 - 60，2003.
- 5) 土木学会：トンネル標準示方書，1996.
- 6) 川本眺万，近藤達敏，高崎英邦，伊藤文夫：NATM の誤った考え方，トンネルと地下，第 26 巻 11 号，1995.
- 7) K.Kovari (JTA 支保幹事会抄訳)：地山応答制御 - 1960 年代までの発展の奇跡 - ，トンネルと地下，第 34 巻 6 号，2003.
- 8) 現場技術者のための吹付けコンクリート・ロックボルト：日本トンネル技術協会，2005.
- 9) 桑原啓三，平野 勇，石塚克己，阿部昌彦：道路切り取り面の安定に関する調査，土木研究所資料，第1935号，1983.
- 10) 水谷敏則：吹付けコンクリート薄肉覆工の支保機能に関する実験的研究，日本トンネル技術協会，トンネル技術講演会，1984.
- 11) Alex Sala, Der Furka-Basistunnel, トンネル新技術に関する海外文献集, pp73 - 76, 社団法人日本トンネル技術協会，昭和58年度版.
- 12) 熊谷幸樹，小野紘一，平間昭信，岩城圭介，筒井隆規：吹付けコンクリートと岩盤とのせん断強度特性に関する基礎的実験，土木学会第54回年次学術講演会，pp.980 - 981，1999.
- 13) Fernandez-Delgado, Get al. : Structural Behavior of Thin Shotcrete Liners Obtained From Large Scale Tests, Shotcrete Conference, 1976.
- 14) Fernandez-Delgado, Get al. : Thin Shotcrete Linings in Loosening Rock RETC, Proceeding, 1979.
- 15) 水谷敏則，猪熊明，大久保雅憲，平岡弘志：吹付けコンクリート薄肉覆工の支保機能に関する実験的研究 (2)，土木研究所資料第 2154 号，1984.
- 16) 地盤工学会：山岳トンネルの調査・設計から施工まで，2007.
- 17) 土屋 敬：ロックボルト・吹付けコンクリートトンネル工法の設計に関する研究，京都大学学位論文，1986.

- 18) L.Cosciotti, A.Lembo-Fzio, D.Boldini, A.Grazian : Simplified behavior models of tunnel faces supported by shotcrete and bolts, Int. Conf. Conference on Modern Tunneling Science and Technology, vol.1, pp.407 - 412, 2001.
- 19) 久武勝保, 伊藤富雄, 櫻井春輔 : 時間依存性を示す膨張性軟岩トンネルの一次覆工挙動, 土木学会論文集, 第 412 号/III - 12, pp.153 - 160, 2004.
- 20) 久武勝保 : 膨張トンネルにおける高強度鋼繊維補強吹付けコンクリートの支保効果, 土木学会論文集, 第 701 号/III, pp.99 - 106, 2002.
- 21) 久武勝保 : 膨張トンネルの高強度鋼繊維補強吹付けの有効性, トンネルと地下, 第 35 巻 2 号, pp.41 - 47, 2004.
- 22) P.P.Oreste : A procedure for determining the reaction curve of shotcrete lining considering transient conditions, Rock Mech. Rock Engng., 36(3), pp.209-236, 2003.
- 23) 熊坂博夫 : 掘進長と吹付けコンクリート硬化速度が支保特性曲線に及ぼす影響について, トンネル工学研究論文集, 第 14 巻, pp.35 - 44, 土木学会, 2004.
- 24) 中谷篤史, 高橋圭一, 熊坂博夫, 石田積, 岩崎昌浩 : 小型載荷試験装置を用いた吹付けコンクリートの若材齢時における応力～ひずみ特性に関する検討, トンネル工学報告集第 15 巻, pp.23 - 27, 2005.
- 25) N. バートン, 伊東 淳 : ノルウェートンネル工法 (NMT) の概要 (1) ～ (3), トンネルと地下, 第 26 巻 10～12 号, 1995.
- 26) ジェオフロンテ研究会 : 96 欧州トンネル シングルシェル技術調査報告書, 1996.

第3章 高品質吹付けコンクリートの開発

3. 1 従来型の吹付けコンクリート

我が国で、吹付けコンクリートをトンネルの支保部材として本格的に導入したのは青函トンネルが最初である。

青函トンネルは、津軽海峡の海底下 100m に建設された世界最長の海底トンネルであり、水深が最大 140m にも及ぶことから、トンネルは 2.4MPa もの水圧を受けることになる。したがって、青函トンネルの建設にあたっては、この高圧湧水によるトンネルの水没事故を防止することが最重要課題であった。このためトンネル周辺地山をトンネル壁面からトンネル半径の 2～3 倍の範囲で薬液注入により止水・改良し、この注入領域で水圧を受け持たせる設計とし¹⁾、さらに掘削に伴う地山の緩みを極力防止するため、従来の矢板に代えて吹付けコンクリートにより掘削面を支保することを基本とした。すなわち、矢板工法では矢板を施工しても支保工と地山の間には必ず隙間が生じ、地山の緩みを許容しなければならず、この緩みが注入領域に二次的なクラックを発生させることを防ぐためである。

青函トンネルでは昭和 39 年に西ドイツのトルクレット社から乾式のトルクレット S3-II 型を導入し、坑外の切り取り法面で試用して機械の操作や作業員の養成を行ったのち、昭和 40 年から北海道方の調査斜坑でトンネルの吹付けコンクリートを施工している。その後、吹付け能力の向上、はね返りの低減、粉じんの低減等を目的として、急結剤、使用骨材、吹付け方式（湿式、半湿式、SEC 方式）等の研究を進め、昭和 49 年にはスイスから半湿式のアリバー 600 型および 260 型を導入して施工性が一段と向上したことから、青函トンネルの一次支保工として吹付けコンクリートは不可欠なものとなった。半湿式とは当時の乾式方式が吹付けノズルから 1.5m 程度後方で、水を添加していたことに対し、ノズルから 10m 程度後方で水を添加する方式で、水の添加位置からノズルまでの距離を長く取ることによりコンクリート材料の練混ぜが向上することを期待した方式であるが、現在では乾式の一方式に分類されている。

一方、前述したように、1975 年ごろから NATM の情報が我が国にももたらされるようになり、当時の国鉄や鉄道建設公団において NATM 導入の機運が高まり、1976 年には上越新幹線の中山トンネルにおいて我が国で初めて採用されている。この中山トンネルでは、激しい地山の押出しで導坑が押しつぶされた膨張性地山を NATM で見事に突破したことから、NATM 導入の機運が加速され、鉄道、道路および水路の各分野のトンネルで次々と採用されるようになった。また、NATM の重要な支保部材である吹付けコンクリートについても種々の試験が行われ、粉じん対策や品質の確保の観点から湿式方式が主流となり、

配合は表 3.1 が標準となった。

表 3.1 従来型吹付けコンクリートの示方配合例（ポンプ搬送の場合）

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	水結合材比 (W/C) (%)	細骨材率 (s/a) (%)	単位セメン ト量 (C) (kg)	混和材料
					急結剤 (C*%)
10	8±2.5	55	60	360	7

3. 2 高品質吹付けコンクリートの開発

前節に述べた配合で吹付けコンクリートは使用されてきたが、はね返り（リバウンド）が 30%程度生じることや粉じんが通気状況により変動はあるものの、概ね 10～20mg/m³ 発生する、等の問題も残されていた。リバウンドは、材料の損失、必要作業量の増加をきたして掘削サイクルの延長につながり、最終的にトンネル掘削のコスト低減を阻んでいるばかりでなく、粗骨材の一部が失われるため硬化コンクリートの品質にも大きく影響する。また、粉じんの発生は坑内作業環境の悪化を招き、作業員の健康に障害を与える恐れもある。さらに品質の面からは、コア供試体強度は一軸圧縮強度で、標準養生された打込み供試体強度の 60～80%程度の発現状況であること、耐久性の指標の一つである凍結融解抵抗性が小さいこと等の問題が存在していた。

そのため、平成 2 年より、このような問題点の解決を図り、経済性およびシングルシェル構造も意識した高品質化を目的として、現場施工試験を実施してきた。

北陸新幹線の加越トンネル（ルート変更のため新幹線では使用しないこととなった）では主として、シリカフェームの添加量と、リバウンド量、粉じん発生量、一軸圧縮強度および凍結融解抵抗性との関係について試験を行った。五里ヶ峯トンネルでは、スランプの変化とリバウンド量、粉じん発生量および一軸圧縮強度関係等に着目して試験を行った。この結果は以下のとおりであるが、特に図 3.1 に示す加越トンネルと五里ヶ峯トンネルの使用細骨材の粒度分布の違いから、図 3.2～3.3 に示すように 0.15mm 以下の微粒分の含有量がコンクリートの品質に大きく影響することが判明し、高品質吹付けコンクリート開発の大きな知見となった。^{2),3)}

- (1) リバウンド量および粉じん発生量を低減させるためには、コンクリートには適度なコンシステンシーを保持させる必要がある。このため、シリカフュームを添加することで適度なコンシステンシーが保持され、スランプの適用範囲が8~16cm と広がる他、一軸圧縮強度も20%程度増加する。
- (2) 微粒分の多い(0.15mm 通過量 14%程度) 細骨材を使用することで、コンクリートの粘性が適度に増加し、リバウンド、粉じん発生量等に改良効果があり、シリカフュームを添加することで、さらに改良効果が促進される。
- (3) 以上のことから、施工性および品質の向上が図れる吹付けコンクリートの配合としては、細骨材は微粒分の多い細骨材を用い(場合によっては0.15mm 以下を一部石粉で置換)、かつ、シリカフュームをセメント量の5%程度添加した、スランプ8~16cm の配合が望ましい。

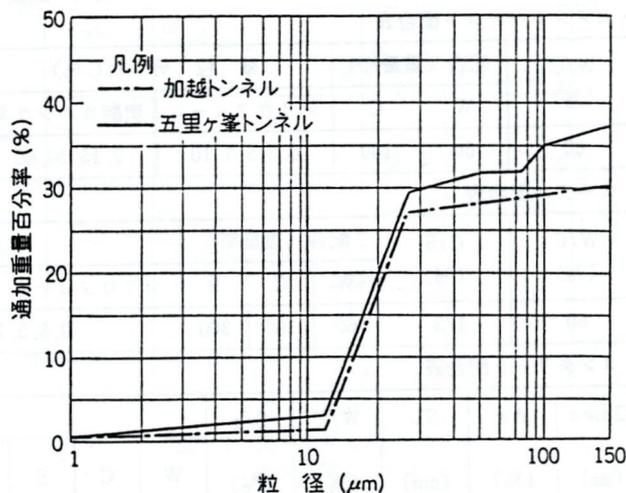


図 3.1 粒径 150 μm 以下の粒度構成の比較¹⁾

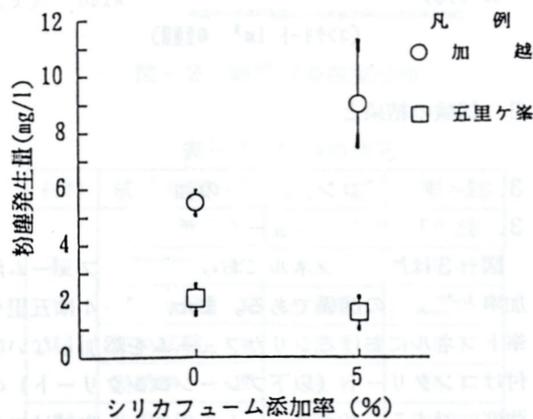


図 3.2 粉じん発生量の比較¹⁾

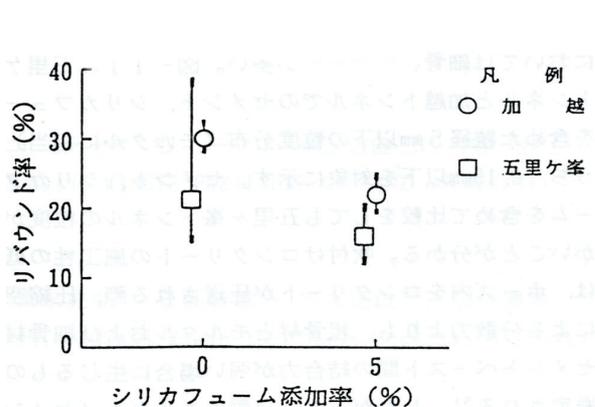


図 3.3 リバウンド率の比較¹⁾

その後、日本鉄道建設公団では表 3.2 に示すように、新倶利伽羅トンネルで細骨材の 15% を石灰石微粉末で置換し、併せてシリカフュームを 5% 添加した配合の試験を、ついで金田一トンネルで、石灰石微粉末およびシリカフュームを加えた配合に、練り混ぜ方式を分割方式 (SEC) とした場合の効果確認を行い、さらに吉尾トンネルで、一括練り混ぜ方式と SEC の比較試験を実施して、一括練り混ぜ方式に比べ、SEC が施工性 (はね返り率、粉じん濃度等) に優れ、一軸圧縮強度、凍結融解抵抗等の品質が一括練り混ぜ方式に勝ることを確認した⁴⁾。

その後、日本鉄道建設公団では、標準とする新しい吹付けコンクリートの配合および使用材料の品質基準を作成するため、高品質吹付けコンクリート特別委員会を組織して高品質吹付けコンクリート設計施工指針(案)⁵⁾ を作成し、表 3.3 に示す配合を標準として、その後の新幹線トンネル工事の全てに適用することとした。表 3.4 に配合例を示す。

表 3.2 現場試験の経緯⁴⁾

トンネル名	試験内容					試験結果および効果
	試験目的	試験項目	シリカフューム	微粒分	その他の添加剤	
加越トンネル	一括練り混ぜ、空気搬送方式で従来配合にシリカフュームを添加することによる品質の向上	施工性試験、一軸圧縮強度試験、凍結融解抵抗性試験等	添加率：5%、10%	混入率：0	高性能減水剤、粉じん抑制剤	・シリカフューム添加によりリバウンドは減少したが、粉じん濃度は減少しなかった。 ・一軸圧縮強度は増加した。 ・凍結融解抵抗性は向上しない。 ・粉じん抑制剤の効果は確認
五里ヶ峯トンネル	細骨材として砕砂を使用し、シリカフューム添加時の施工性および品質の向上	施工性試験、一軸圧縮強度試験等	添加率：5%	混入率：細骨材中に 0.15mm 以下を 14% 含有	高性能減水剤	・従来配合でも通常の骨材条件に比べ施工性がよい。 ・シリカフューム添加によりスランプ 10cm 程度では、リバウンド、粉じんとも減少。 ・スランプ 14cm 以上では粉じんは減少したが、リバウンドが若干増加した。
新倶利伽羅トンネル	細骨材の 15% を石灰石微粉末で置換した場合の効果およびシリカフュームを添加した効果	施工性試験、一軸圧縮強度試験、凍結融解抵抗性試験等	添加率：5%	混入率：石灰石微粉末を細骨材の 0.15mm 以下の含有量を含めて細骨材量の 15% 置換混入	高性能 AE 減水剤	・シリカフューム添加、スランプ 14~16 cm でリバウンド、粉じん減少。 ・石灰石微粉末 15% 置換混入でリバウンド、粉じんと減少した。 ・石灰石微粉末とシリカフュームを混入・添加した場合の効果は大きい。 ・石灰石微粉末、シリカフューム混入、AE 剤添加で凍結融解性向上。
金田一トンネル	練り混ぜ方式を分割方式とし、細骨材の 15% を石灰石微粉末で置換した場合の効果およびシリカフュームを添加した効果	施工性試験、一軸圧縮強度試験等	添加率：5%	混入率：石灰石微粉末を 15% 置換混入	高性能減水剤	・スランプ 6.5~8.5 cm でシリカフューム添加によりリバウンドだけでなく粉じんも減少した。 ・石灰石微粉末 15% 混入で、リバウンドは減少するが、粉じんは減少しない。
吉尾トンネル	練り混ぜ方式は、一括練り混ぜ方式と分割方式とし、細骨材の 15% を石灰石微粉末で置換した場合の効果およびシリカフュームを添加した効果	施工性試験、一軸圧縮強度試験、凍結融解抵抗性試験等	添加率：5%	混入率：石灰石微粉末を 15% 置換混入	高性能減水剤	・分割練り混ぜの施工性、品質が一括練り混ぜを上回る。

表 3.3 高品質吹付けコンクリートの示方配合例（ポンプ搬送の場合）⁵⁾

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	水結合材比 ($W/(C+SF)$) (%)	細骨材率 (s/a) (%)	単位セメント量 (C) (kg)	石灰石微粉末 (L) ($s*\%$)	混和材料		
						急結剤 ($((C+SF)*\%)$)	混和材(SF) ($((C+SF)*\%)$)	減水剤
10～15	8±2	55～60	60～65	342	概ね 15	4～7	5	必要量

表 3.4 高品質吹付けコンクリートの配合例（ポンプ搬送の場合）⁵⁾

G_{max} (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水結合材比 ($W/(C+SF)$) (%)	細骨材率 (s/a) (%)	単 位 量 (kg/m ³)						
					水 W	セメント C	SF	細骨材 S	石灰石微粉末 L	粗骨材 G	混和剤 A
10	8±2	-	57.8	64	208	342	18	1039	98	644	1.8

3. 3 まとめ

本章では、我が国のトンネル工事における吹付けコンクリートの導入過程を概観するとともに、従来型の吹付けコンクリートの特性を分析した。さらに従来型の吹付けコンクリートの施工性および品質を向上させた高品質吹付けコンクリートの開発経緯について述べた。要約すると以下のとおりである。

- (1) 加越トンネルと五里が峯トンネルにおけるシリカフュームを添加した配合の試験施工結果から、微粒分の多い細骨材を用いた方が粉じん、はね返りとも減少することが判明した。
- (2) 新俱利伽羅トンネルで細骨材の15%を石灰石微粉末で置換し、併せてシリカフュームを5%添加した配合の試験を行い、粉じん、はね返りが減少することを確認するとともに、AE剤の添加により凍結融解抵抗性が向上することを確認した。
- (3) 金田一トンネルにおいて、コンクリートの練混ぜ方式を分割練混ぜ方式とし、その効果を確認した。
- (4) 吉尾トンネルにおいて、分割練混ぜ方式と一括練混ぜ方式の比較試験を行い、分割練混ぜ方式が一括練混ぜ方式に勝ることを確認し、高品質吹付けコンクリートの練混ぜ方式は、分割練混ぜ方式とし、表3.3を基本配合とした。

参考文献

- 1) 日本鉄道建設公団：青函トンネル技術のすべて，鉄道界図書出版，1987.
- 2) 鬼頭誠，末永充弘，登坂敏雄，弘中義昭，吉永正雄：吹付けコンクリートの施工性および品質特性の向上を目指した配合の提案，トンネル工学研究発表会論文・報告集第4巻，pp.395 - 400，1994.
- 3) 鬼頭誠，末永充弘，登坂敏雄，吉永正雄，弘中義昭：微粒分を混入した吹付けコンクリートの施工特性，トンネル工学研究発表会論文・報告集第5巻，pp.63 - 70，1995.
- 4) 北川修三，末永充弘：高粘性・高強度吹付けコンクリートの本格的実用化へ，トンネルと地下第28巻8号，pp.49 - 56，1997.
- 5) 日本鉄道建設公団：高品質吹付けコンクリート設計・指針(案)，1997.

第4章 高品質吹付けコンクリートにおける細骨材の種類と強度特性¹⁾

4.1 概説

高品質吹付けコンクリートは、前章で述べたように粉体の混入により発生するコンクリートの粘性を、施工性能向上に活用した新しいタイプの吹付けコンクリートである。鉄道・運輸機構では高品質吹付けコンクリートを吹付けコンクリートの標準と定めた平成9年度から現在までに、整備新幹線のトンネル施工において、トンネル支保部材の高品質化およびはね返り率や粉じん発生量の低減など、施工の高度化を目的に120箇所以上の施工現場で使用してきている。ここでは高品質吹付けコンクリートで施工した119現場のデータ（平成9年～17年）をもとに、現場配合、細骨材物理特性値とその相関関係および強度特性との関係などを分析する。

4.2 高品質吹付けコンクリートの製造上の特徴

通常のコンクリートが材料を一括投入して練混ぜるのに対して、分割練混ぜでは一次練り、二次練りの連続した練混ぜ工程を経る。練混ぜのフローチャート例を図4.1に示す。

(1) 一次練り

骨材に一次水を加え、調整練りを行った後、粉体を加えて練混ぜる。これにより骨材の周囲に粉体が付着し、造殻される。この時の造殻状態が最良となる一次水量は、事前に試験値（ α 、 β_{OH} ）を求めた後、式(4.1)により決定している²⁾。

$$W1 = \frac{\alpha}{100} \times B + \frac{\beta_{OH}}{100} \times S \quad (4.1)$$

ここに、

$W1$: 一次水量 (kg/m^3)

α : 粉体のキャピラリー状態を形成するために必要な水粉体比(%)（「トルク試験」によって求める。）

β_{OH} : 細骨材の表面吸着水率(%)

（細骨材の材質、粒度、形状などの相違により変化するため「遠心力試験」の結果から、式(4.2)によって求める。拘束水率とも言う。）

$$\beta_{OH} = (\beta_o - Q) \left(1 + \frac{Q}{100} \right) \quad (4.2)$$

- B : 単位粉体量 ($C+SF+L$) (kg/m^3)
- C : 単位セメント量 (kg/m^3)
- SF : シリカフェーム混和量 (kg/m^3)
- L : 石灰石微粉末混和量 (kg/m^3)
- S : 単位細骨材量 (kg/m^3)
- Q : 吸水率
- β_0 : 吸着水率

(2) 二次練り

造殻された骨材に二次水および混和剤を加えて練混ぜ、これによって造殻の一部を残し、セメントは二次水中に分散して、均質で良好な流動性を有するコンクリートが練混ぜられる。

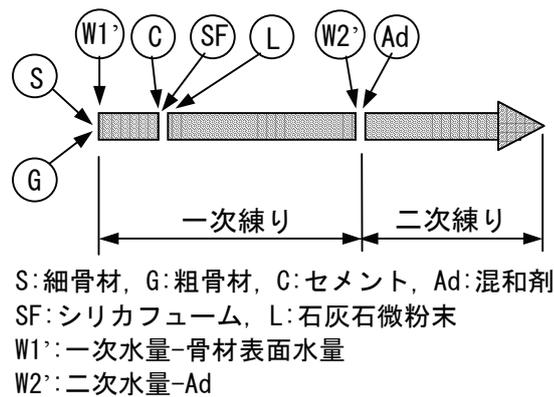


図 4.1 練混ぜのフローチャート例

4. 3 使用細骨材の動向と配合

4. 3. 1 地域別の細骨材物性

119 現場のデータの地域別分布状況は、東北地域 26%、北陸地域 27%、九州地域 42%、その他 5%となっており、九州新幹線の建設工事が最盛期に収集したデータであることから九州地域が多くなっている。現在、国内で使用されている細骨材には、川砂、陸（山）砂、砕砂、海砂、混合砂および洗砂の 6 種類があるが、我が国の複雑な地形・地質状況を反映して、入手可能な骨材（使用骨材）は、地域によって大きく異なっている。

図 4.2 に東北、北陸、九州地域の順に地域別分布状況を示すが、この図から、九州地域

の細骨材は砕砂が主体であり，東北地域も混合砂を含めると砕砂が多く，一方，北陸地域は川，山砂など天然砂が主体となっていることが分かる（北陸地域の砕砂は全て石灰石砕砂）。

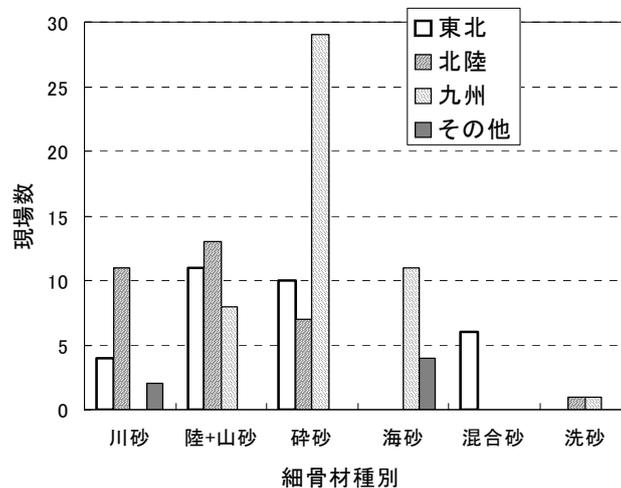


図 4.2 細骨材種別の地域別分布状況

表 4.1 に細骨材の地域別物理特性を示す。これによると物性値は細骨材種別毎の分布状況も異なることから，平均値，ばらつきに差が見られている。また，細骨材の保水特性を表現していると考えられる表面吸着水率 (β_{OH})，吸水率 (Q) について見ると， β_{OH} は北陸地域が小さく，東北，九州の順に大きくなっており， Q は九州地域が最も小さく，北陸，東北の順に大きくなっている。とくに，0.15mm 以下粒子含有率 ($S_{0.15}$)，75 μm 以下の洗い損失率の影響が大きいことが分かる。図 4.3 に $S_{0.15}$ と吸水率の関係を，図 4.4 に $S_{0.15}$ と β_{OH} の関係を示す。なお，図 4.3 に相関係数の検定に関する表現方法を示すが，この方法は他の図においても同様である。

表 4.1 細骨材の地域別物理特性

地域	東北				北陸				九州				全体			
	平均	最大	最小	変動係数(%)												
表乾密度 (g/cm ³)	2.66	2.71	2.57	1.3	2.59	2.67	2.56	1.6	2.62	2.85	2.53	3.2	2.62	2.85	2.53	2.5
吸水率 Q(%)	2.4	3.5	0.8	24.7	2.0	2.8	0.8	33.5	1.4	2.1	0.5	27.8	1.8	3.5	0.5	37.3
洗い損失率 (%)	1.6	6.6	0.1	123.9	2.2	3.4	0.2	37.9	3.0	6.6	0.7	55.4	2.4	6.6	0.1	67.2
実積率(%)	63.5	66.0	60.4	2.8	65.2	70.4	64.0	2.1	60.4	68.0	53.3	7.7	62.7	70.4	53.3	6.2
0.15mm以下粒子含有率 (%)	7.0	10.0	5.0	11.9	5.9	7.0	4.9	13.2	8.5	12.0	6.0	13.4	7.4	12.0	4.9	19.1
粗粒率	2.58	3.18	2.39	6.94	2.84	2.97	2.52	3.34	2.65	2.96	2.22	6.59	2.68	3.18	2.22	6.8
β_{OH} (%)	2.4	8.0	0.1	65.4	1.6	2.4	0.8	30.7	2.7	7.7	0.9	48.6	2.2	8.0	0.1	56.1

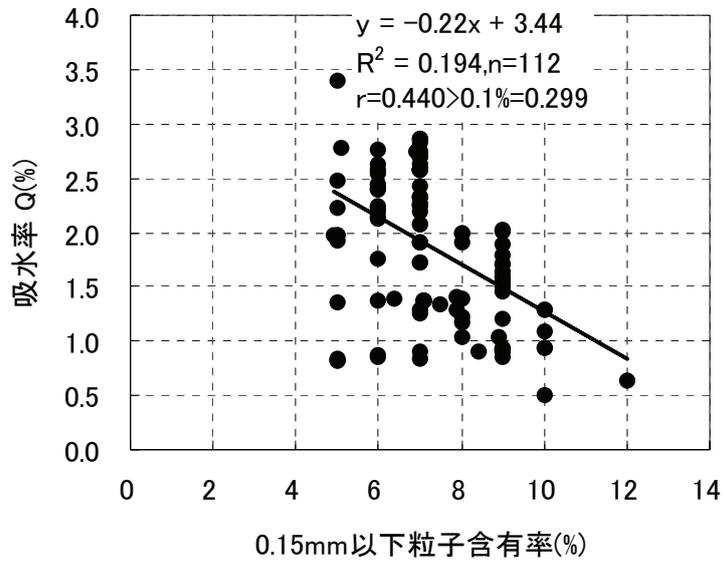


図 4.3 $S_{0.15}$ と吸水率の関係

※相関係数($r=0.44$)が自由度($n-2$)において、危険率 0.1%での有意水準(0.299)を満たしていることを表している。

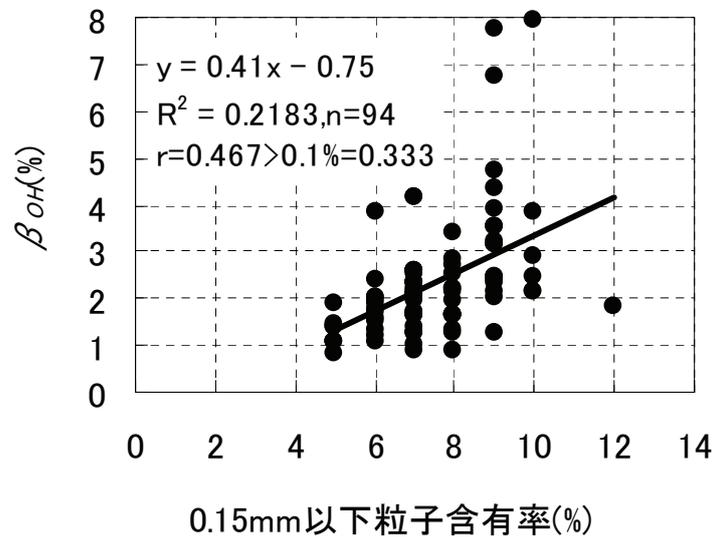


図 4.4 $S_{0.15}$ と β_{OH} の関係

4. 3. 2 種別ごとの細骨材物性

細骨材種別ごとの物性値（平均）を比較し、表 4.2 に示す。この表より、以下のことが分かる。

表 4.2 細骨材種別ごとの物性値比較

細骨材種別	0.15mm以下粒子含有率(%)	洗い損失率(%)	吸水率 Q(%)	吸着水率 β_o (%)	表面吸着水率 β_{OH} (%)
川砂	6.4	1.61	2.44	3.85	1.38
陸+山	6.8	1.28	2.22	4.51	2.23
海	8.3	2.29	1.72	4.18	2.42
砕砂	8.2	3.82	1.17	4.07	2.87
混合砂	7.1	4.93	2.3	4.88	2.52
洗い砂	6.9	1.14	1.69	3.82	2.1
全体	7.5	2.52	1.81	4.19	2.34

- ① 砕砂と混合砂の $S_{0.15}$ と洗い損失率が大きい。
- ② 全体試料の密度と吸水率とは負の相関関係がある (図 4.5)。
- ③ 密度と 0.15mm, 75 μ m 以下の細粒分含有率とは正の相関関係がある (図 4.6)。
- ④ 川砂では $\beta_o > Q$, $\beta_{OH} < Q$ である
(β_o , β_{OH} については 4.5 微粒分が表面吸着水率に及ぼす影響を参照)。
- ⑤ 砕砂では $\beta_o > 3Q$, $\beta_{OH} > 2Q$ である。また、表には示していないが、一部の砕砂では $\beta_o > 5\%$ となるものがある。

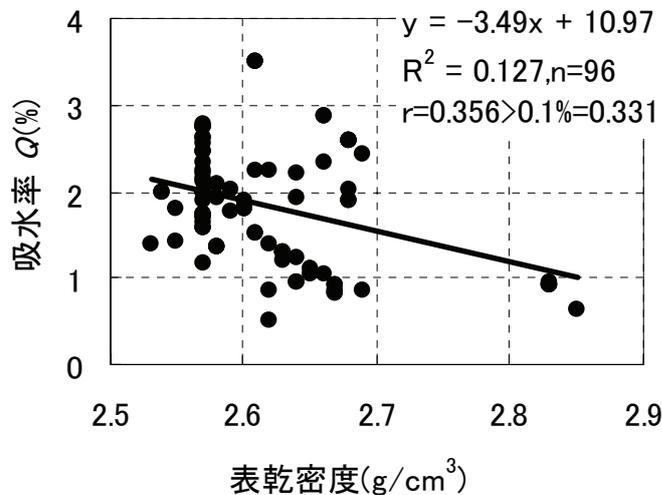


図 4.5 表乾密度と吸水率の関係

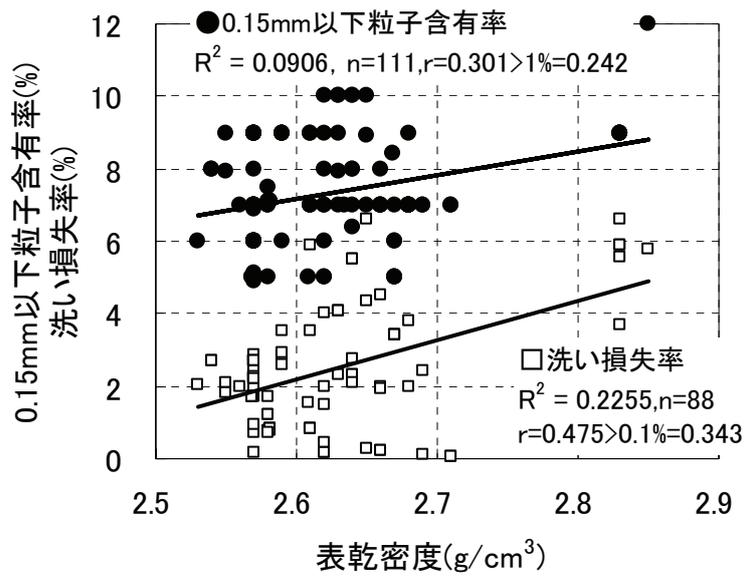


図 4.6 表乾密度と $S_{0.15}$ および洗い損失の関係

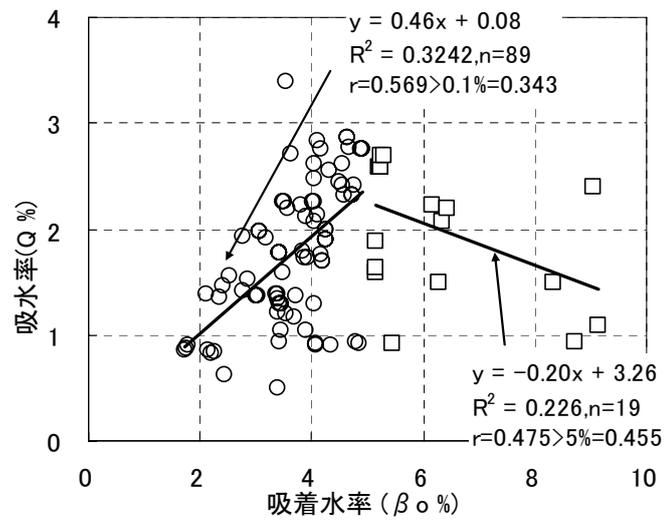


図 4.7 吸着水率と吸水率の関係

図 4.7 に β_0 と Q の関係を示す。砕砂では β_0 が大きいにもかかわらず、吸水率が小さい場合が多い。この図によると、 $\beta_0=5\%$ 付近を境に β_0 と Q との相関関係が逆の傾向を示している。

細骨材試料を観察すると、砕砂にはその表面に微粒分が固着しているもの（写真4.1参照）が存在している。このような細骨材の場合、表乾状態の判定が難しく、吸水率の試験結果を小さめに評価している場合があると考えられるが、これについてはなお検討する必要がある。



写真 4.1 微粒分が表面に固着した砕砂

4. 3. 3 細骨材物性の配合への影響

石灰石微粉末量 (L) は $S_{0.15}$ と合わせて単位細骨材量の内割で15%と設計しているのですが、 $S_{0.15}$ が大きい場合には L の単位量が減少することになる。表4.3に高品質吹付けコンクリートの地域別配合要因を示す。

表 4.3 高品質吹付けコンクリートの地域別配合要因

地域	項目	平均	最大	最小
東北	α (%)	23.7	26.0	22.0
	L (kg)	90	110	55
	B (kg)	450	470	415
	W/B (%)	48.1	52.0	46.0
	W (kg)	216.0	216.0	216.0
	WI/B (%)	29.4	40.8	21.6
	s/a (%)	60.8	62.0	56.0
	Ad (Cx%)	0.65	0.85	0.50
北陸	α (%)	22.9	26.0	22.0
	L (kg)	103	118	90
	B (kg)	463	478	450
	W/B (%)	45.2	48.0	38.0
	W (kg)	209.8	216.0	180.0
	WI/B (%)	26.0	28.8	24.3
	s/a (%)	61.8	64.0	60.0
	Ad (Cx%)	0.54	0.75	0.50
九州	α (%)	22.4	25.0	21.0
	L (kg)	76	97	40
	B (kg)	437	458	400
	W/B (%)	49.9	55.8	47.0
	W (kg)	217.9	241.0	209.0
	WI/B (%)	28.5	32.7	24.3
	s/a (%)	61.6	64.0	55.0
	Ad (Cx%)	0.67	1.30	0.50

細骨材の地域特性により、 $S_{0.15}$ や β_{OH} が異なり、粉体のキャピラリー状態を形成するために必要な水粉体比 (α) にそれほど差がないにもかかわらず、単位粉体量 (B) や一次水粉体比 (WI/B) が大きく変化している。例えば、単位粉体量では、北陸地域の最小量が $450(\text{kg}/\text{m}^3)$ に対して、東北の平均値、九州の最大値がほぼこの値に相当している。さらに、北陸では $WI/B=24.3\sim 28.8\%$ に対して、東北では $21.6\sim 40.8\%$ 、九州では $24.3\sim 32.7\%$ であって、北陸地域の WI/B の値が小さく、かつ安定していることが分かる。このことは、 α にそれほど差がなくとも β_{OH} や $S_{0.15}$ に差があるため、 WI や B が地域によって変化していることを意味している。

すなわち、北陸地域では $S_{0.15}$ が比較的小さく、 B が大きいため高品質吹付けコンクリートの粘性が高くなっていると考えられる。一方、東北や九州地域では B が比較的小さいと

同時に、 W/B が大きく高品質吹付けコンクリートの粘性も十分増加していないことが推察される。このように細骨材特性によって高品質吹付けコンクリートのフレッシュ性状が変化し、吹付け時の施工性に大きな影響を及ぼしていると考えられる³⁾。

4. 4 高品質吹付けコンクリートの特性

4. 4. 1 フレッシュ特性

図 4.8 に北陸と他 2 地域（東北および九州）におけるスランプロスの比較を示す。この図は練上りと 30 分後スランブを、地域別ごとに原点を通過する直線に近似することで、ロスと比較したものであるが、北陸および他 2 地域とも危険率 0.1% で有意となる結果が得られた。このことから、北陸は他 2 地域と比べてスランプロスが小さいと判断できる。なお、30 分後スランブは、坑外プラントから切羽までの移動時間を考慮したものである。

図 4.9 に細骨材種別ごとのスランプロスを示す。この図によると、スランプロスの小さい順に、川砂<(陸+山)砂、砂<砕砂となっており、天然砂を使用した場合にはスランプロスを小さくできる可能性が高いことを示している。

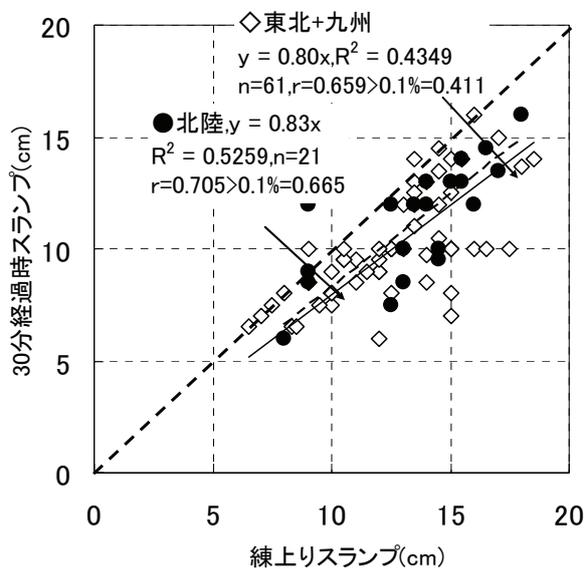


図 4.8 地域別のスランプロス比較

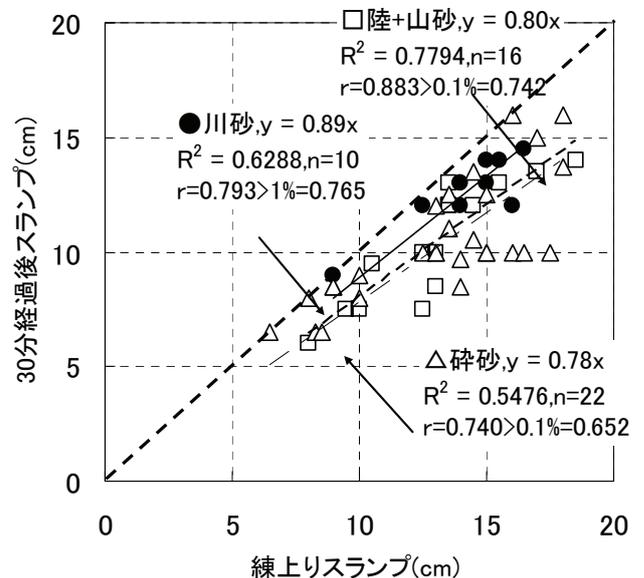


図 4.9 細骨材種別のスランプロス比較

4. 4. 2 施工性

高品質吹付けコンクリートは粉体 (C, SF, L) の粘性を施工性の向上に活用している。粘性管理指標として流動係数 (K) を定義し、施工性との関係についての検討も実施しているが、これについては第5章で詳述する³⁾。

この検討結果によると、 K (\equiv 塑性粘度) が大きくなるとともにね返り率や粉じん発生濃度が低下しており、粉体の使用による粘性の増大は高品質吹付けコンクリートの施工性向上に有効であることが分かった。

また、高品質吹付けコンクリートの実態調査⁴⁾によると、施工性は次のとおりである。

- (1) リバウンド率は平均 17.1% であり、約 30% の現場で 15% 以下と低い範囲にある。
- (2) 粉じん発生濃度は平均 $5.0\text{mg}/\text{m}^3$ となっている。
- (3) 実吹付け量は平均 $8.2\text{m}^3/\text{hr}$ であり、25% の現場で $10\text{m}^3/\text{hr}$ 以上の値を示している。

これらの結果から、高品質吹付けコンクリートの開発目標は概ね達成されていると考えられる。なお、粉じん発生濃度は従来の切羽付近の6点における値の幾何平均であり、現在一般に行われている測定方法による値よりも大きめの値となっている。

4. 4. 3 強度特性

高品質吹付けコンクリートの適用から8年が経過したこともあり、今回日常管理強度の分析を行った。以下のデータは東北、北陸、九州の3新幹線トンネル群の施工実績であり、材齢別では、3時間、24時間、28日のコアおよび管理供試体強度である。表4.4に日常管理強度の実績を示す。なお、28日コアの強度は、現場より直接採取した約9,000個のコアによる強度試験の結果である。

表 4.4 日常管理強度の実績

材 齢	現場数	目標強度*1 N/mm ²	平均強度 N/mm ²	標準偏差 N/mm ²	変動係数 %	設計基準強度*2 N/mm ²
3時間	24	1.5	2.4	0.5	19.0	1.7
24時間	31	8.0	11.1	1.5	13.1	8.7
28日コア	81	18.0	27.2	2.4	8.6	23.3
28日管理	24	18.0	34.1	3.0	8.8	29.0

注) *1:文献1)に示されている値 *2:土木学会定義

※この表の数値は、各現場ごとの値を求めた後、算術平均したものであり表に示された平均強度と標準偏差を用いて変動係数や設計基準強度を求めた場合とは若干数値が異なる。

現場データは所定距離毎に3 供試体を1 組として平均強度を求め、これを1 データとして材齢別に整理されていた。そこで、現場毎に集約して、材齢別に平均強度、標準偏差、変動係数および設計基準強度を求めた。設計基準強度の算出は土木学会のコンクリート標準示方書の方法⁵⁾によっており、平均値に対して危険率10%を満足する下限値を求めている。算出式を式(4.3)に示す。

$$f'_{ck} = f'_m - 1.64 \times \sigma \quad (4.3)$$

ここに、 f'_{ck} ：設計基準強度

f'_m ：平均強度

σ ：標準偏差

図4.10に高品質吹付けコンクリートにおけるコア圧縮強度の実績(材齢28日日常管理コア強度および土木学会基準による設計基準強度)を示す。日常管理コア強度は現場間の平均が27.2MPaと高く、現場毎の日常管理コア強度から求められた設計基準強度の平均も23.3MPaを示している。

また、日常管理コア強度の変動係数は8.6%と小さい値を示しており市中の生コンプラントにおける変動係数値に相当する。これは、地域や細骨材種別が異なっても、各現場において同じ骨材を使用しており、プラントの日常管理が十分な場合には、変動が小さいことを意味している。

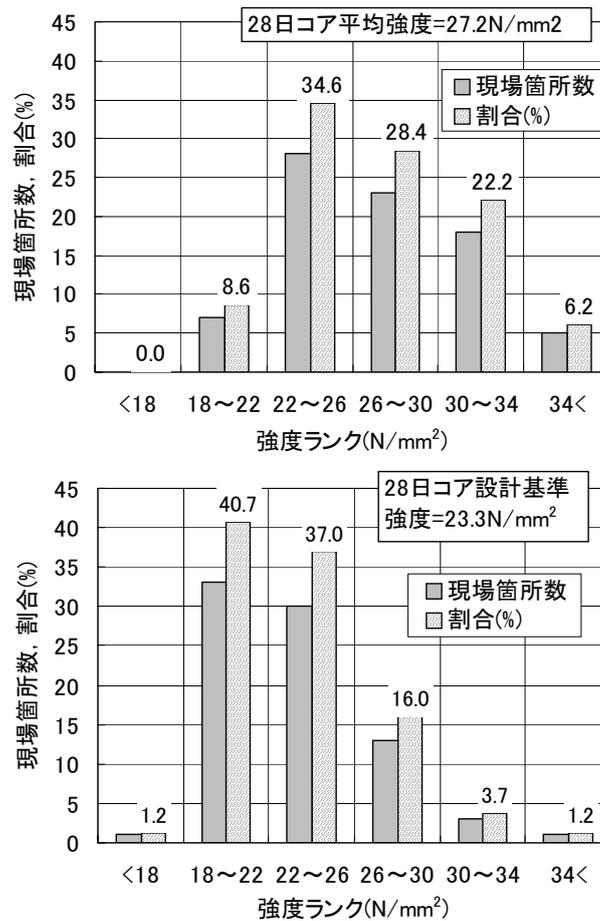


図 4.10 材齢 28 日コア強度の実績

また、図 4.11 に $(C+SF)/W$ および $(C+SF)/WI$ と材齢 28 日コア強度 (コア $f'_c(28)$) の関係を示す。この図より、高品質吹付けコンクリートのコア $f'_c(28)$ は $(C+SF)/W$ よりも、 $(C+SF)/WI$ との関係が強いことが分かる。これは、高品質吹付けコンクリートの場合には一次練混ぜを行って、細骨材を低水結合材比のセメントペーストで覆って殻を作る (造殻) ため、造殻された部分の強度は $(C+SF)/WI$ の影響が大きく、コア $f'_c(28)$ は造殻部の強度⁶⁾ に支配されていると考えられる。

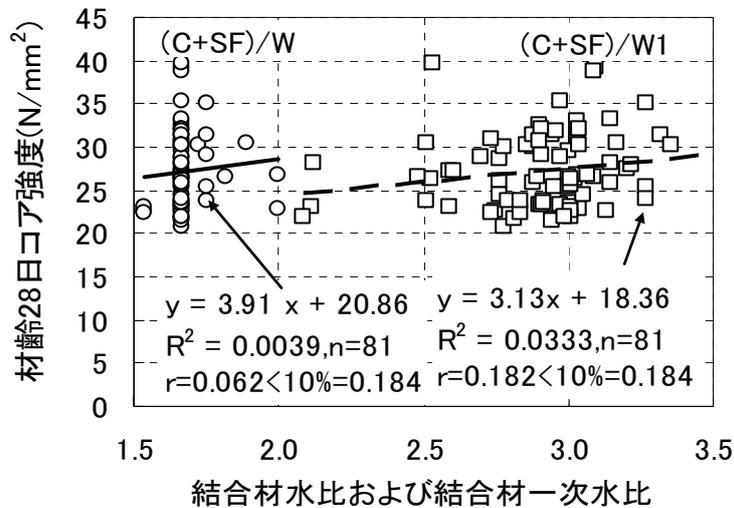


図 4.11 結合材水比および結合材一次水比とコア $f'c(28)$ の関係

図 4.12 に 3 時間強度と 24 時間強度，コア $f'c(28)$ の関係を示す．この図より，3 時間強度と 24 時間強度との間には強い正の相関があること，コア $f'c(28)$ の場合にはむしろ負の傾向を示していることが分かる．このことは短期強度（3 時間および 24 時間強度）における強度発現機構と，長期強度（コア $f'c(28)$ ）の発現機構とは異なることを意味している．短期強度は主として急結剤の反応により発現し，この場合の水和生成物は一般に粗大であると考えられている．一方，コンクリート全体を包含する造殻部では，材齢の経過にともない水和生成物により緻密な組織が形成されることから，長期強度は図 4.11 の傾向からも造殻部に支配されていると考えられる⁶⁾．

さらに，造殻部の水結合材比 ($W1/(C+SF)$) に大きな影響を有する， β_{OH} とコア $f'c(28)$ の関係を図 4.13 に示す． β_{OH} が大きくなる ($(C+SF)/W1$ が小さくなることとほぼ同意) と共にコア $f'c(28)$ は小さくなっており，前述したように造殻部の強度が長期材齢におけるコア $f'c(28)$ に大きく影響することを示している．

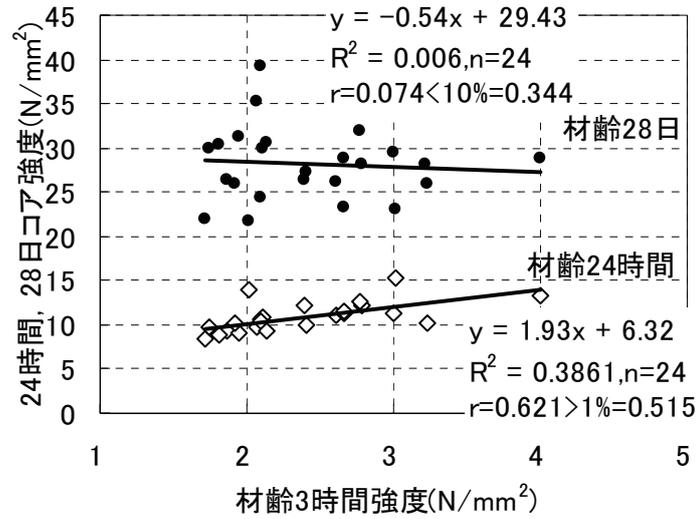


図 4.12 3 時間強度と 24 時間, コア $f'_c(28)$ の関係

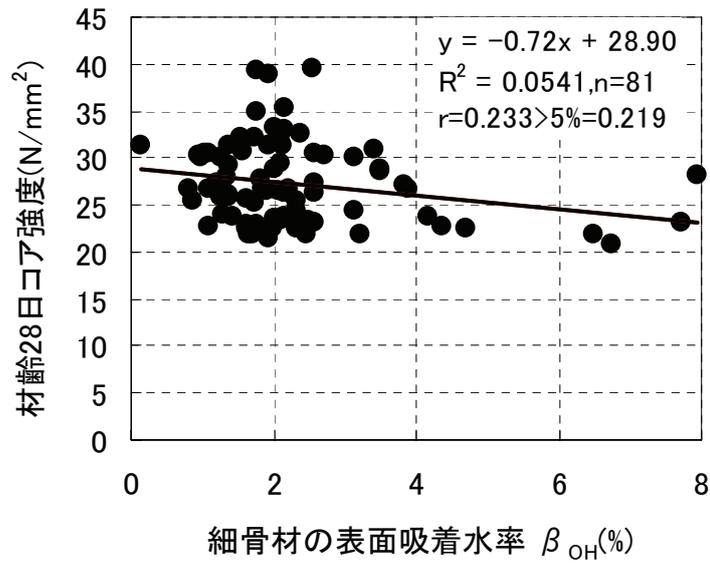


図 4.13 β_{OH} とコア $f'_c(28)$ の関係

つづいて、地域別の強度を以下に検討する。コア $f'_c(28)$ のデータは 81 現場で得られており、その分布を図 4.14 に示す。その地域分布は東北、北陸、九州でのおおの 20、36、44%であり、東北のデータが少ない状態となっている。

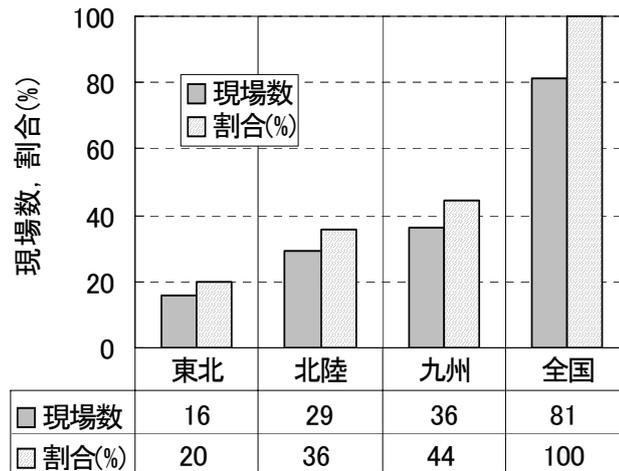


図 4.14 コア $f'_c(28)$ の地域別データ分布

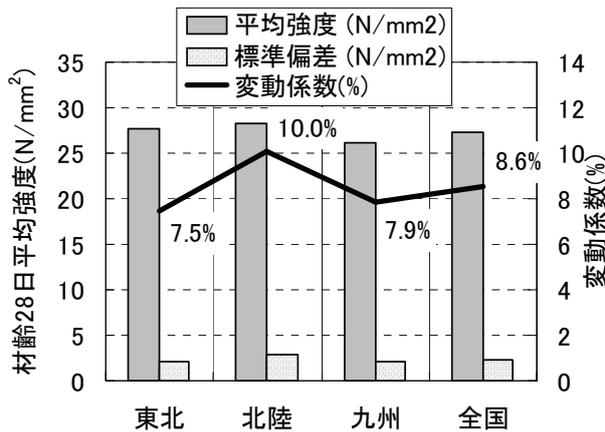


表 4.5 地域ごとの変動係数

地域	平均強度 (N/mm ²)	変動係数 (%)	
		現場内変動考慮	現場間変動考慮
東北	27.7	7.5	18.1
北陸	28.2	10.0	11.8
九州	26.2	7.9	17.6
全国	27.2	8.6	15.9

図 4.15 コアの地域別 $f'_c(28)$ と現場内変動係数

表 4.5 に地域ごとの変動係数を、図 4.15 に地域ごとのコア $f'_c(28)$ のデータを示す。これらの図表から、コア $f'_c(28)$ の平均値は 26.2~28.2MPa、変動係数（現場内変動）の平均値は 7.5~10.0% の範囲（平均 8.6%）であり、北陸地域の場合の変動係数が多少大きいものの、全体として現場内でのコア強度の変動がかなり小さいことが分かる。

一方、各地域における現場間のコア $f'_c(28)$ の変動を図 4.16 に示す。この場合には平均値は変わらないが、変動係数（現場間変動）が 11.8~18.1% の範囲（平均 15.9%）となり、図 4.15 の場合と比べてかなり大きくなる。また、現場間のコア $f'_c(28)$ の変動係数は北陸地域の場合が最も小さくて 11.8%、東北、九州の場合には 17~18% 程度と北陸地域と比べて大きな値となっている。すなわち、同一地域においても現場間では骨材の種類や物性値

が異なり、そのため表 4.3 に示したように配合（特に、 $W/(C+SF)$ ）が変化し、ばらつきが大きくなると考えられる。続いて、現場間のばらつきを考慮した設計基準強度を、前出の式 (4.2) により算出し、現場間単純平均との比較を図 4.17 に示す。この図より、全国の平均値では 20.1MPa となり、現場間単純平均の場合 (23.3MPa) と比べて 3.2MPa も小さくなっている。前述したように北陸地域でのコア $f'_c(28)$ の現場間変動係数が小さいことと相まって、長期強度が β_{OH} に左右されると考えると、北陸地域の細骨材保水特性の安定度が他地域に比較して高いことを裏付けている。

このような実態から、覆工の単一構造化を考慮すると、目標強度 (18MPa) のレベルを向上させても良いと考えられる。

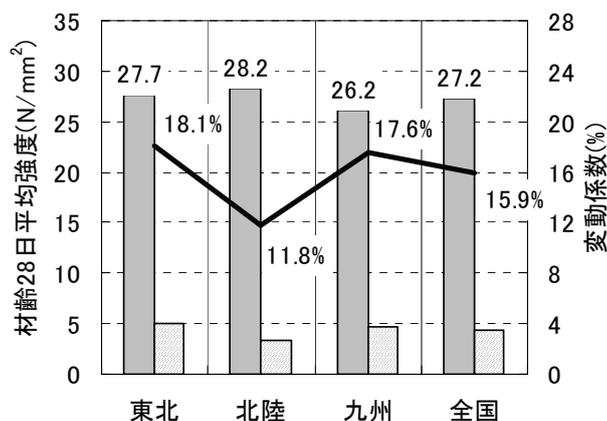


図 4.16 コアの地域別 $f'_c(28)$ と現場間変動係数

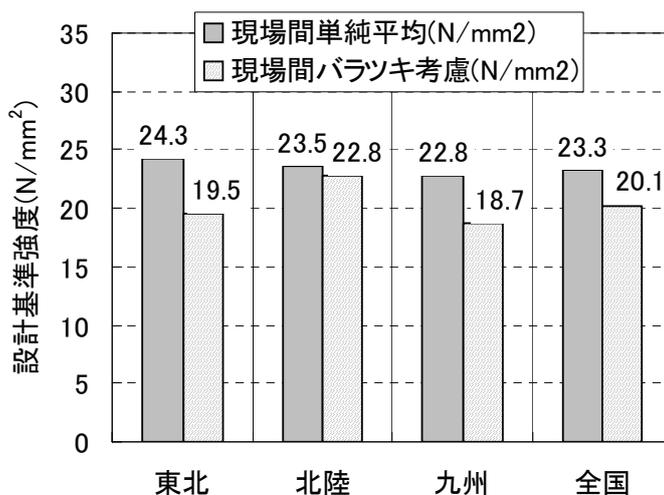


図 4.17 コアの地域別設計基準強度

4. 5 微粒分が表面吸着水率に及ぼす影響

4. 5. 1 目的

4.3において細骨材の微粒分が吸水率 (Q) や吸着水率 (β_0) に大きな影響を及ぼすことを示した。また、高品質吹付けコンクリートの実績を調査した結果、遠心試験において細骨材含水率を5%に調整しているにもかかわらず、細骨材の β_0 が5%を超える場合が東北と九州地域の一部試料に認められた。

SEC工法における一次水量は前出の式(4.1)で算定されており、同式中の β_{OH} (細骨材の表面吸着水率) は式(4.2)で求められるため、 β_0 および Q の値が直接影響することとなり、非常に重要である。

β_0 が5%を越える試験結果は通常の場合と比較して、遠心試験時の試料中の余剰水の排水・脱水状況に変化が生じていることが想定されることから、以下、このことについて考察する。

4. 5. 2 吸水率試験

現在、細骨材の吸水率はJIS A 1109-1999「細骨材の密度および吸水率試験方法」により求められている。これを簡単に説明すると以下のとおりである。

- (1) 細骨材を平らな面の上に薄く広げ、細骨材表面に水分がある時にフローコーンに緩く詰めて上面を平らにならした後、力を加えず突き棒で25回軽く突く。突き固め後の空間を細骨材で満たさないようにして、フローコーンを静かに持ち上げる。細骨材を少しずつ乾燥させながら前述の方法を繰り返し、フローコーンを引き上げたときに細骨材のコーンが初めてスランプしたとき、表面乾燥飽水状態(表乾状態)であるとする。表乾状態の細骨材を密度および吸水率の試験に用いる。
- (2) 表乾状態の細骨材質量 (m_4) を測定した後、 $105 \pm 5^\circ\text{C}$ で一定質量になるまで乾燥させ(絶乾状態)、デシケータ内で室温まで冷ました後の質量 (m_5) を測定する。
- (3) 吸水率(%)は $Q = (m_4 - m_5) / m_5 \times 100$ となる。すなわち、細骨材吸水率や密度の試験値はフローコーンを用いた表乾状態の判定により変化することになる。

4. 5. 3 遠心試験と吸着水率

遠心試験は SEC 工法において造殻の性能を左右する非常に重要な、一次水量を決定するために行う試験であるが、ここではその概要を示す¹⁾。

(1) 細骨材試料を絶乾状態とした後、含水率を 5% に調整し、バインダーとして水セメント比 (W/C) 45% のセメントペーストと混合し、モルタルとする。その後、所定量のモルタルを容器に計量し、遠心分離機に設置して 438g で 30 分の遠心力を作用させて、脱水させる。

(2) 当初のモルタル試料重量 (W_s) と遠心試験後のモルタル試料重量 (W_t) との差から、脱水量 ($W_d = W_s - W_t$) を求めた後、当初試料中の含水量 (W_p) との差から試験後の残留含水量 ($W_z = W_p - W_d$) を求める。含水量 (W_p) はセメントペーストの W/C に相当する水量 W_1 と細骨材試料の調整含水率に相当する調整含水量 W_2 とを合わせた水量 ($W_p = W_1 + W_2$) である。

したがって、残留含水量 (W_z) は $W_z = W_p - W_d = W_1 + W_2 - W_d$ となる。

(3) 残留含水量 (W_z) を $S/C = 0, 1, 2, 3$ の場合について、遠心試験を各 3 回繰返し行って算出する。

(4) 各 S/C ごとに残留水量とバインダー分のセメント重量に対する割合 (W_z/C) の平均値を求め、 W_z/C と S/C の関係をプロットする。この関係を直線回帰して、細骨材量に対する残留水量の割合 (W_z/S) を求め、吸着水率 (β_0) を得る (図 4.18 参照)。

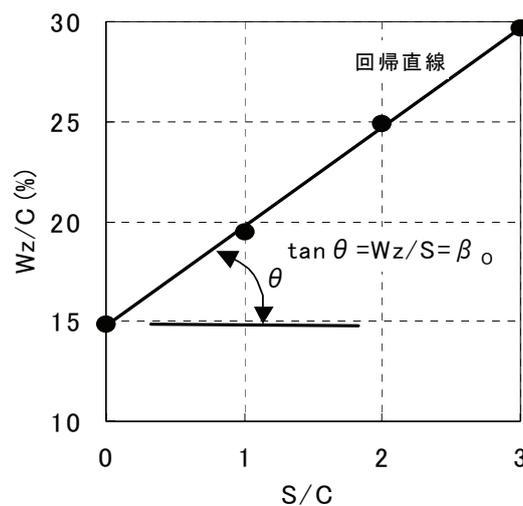


図 4.18 S/C と W_z/C の関係

4. 5. 4 表面吸着水の検討

前述したとおり、遠心試験により得られた β_0 は調整含水率を 5% にしている。また、これまでの細骨材保水特性に関する検討結果から、 $\beta_0 \leq 5\%$ であるはずにもかかわらず、一部データに 5% を越えるものが存在している。

遠心試験の基本的考え方は文献 7) に示されているが、検討された当時の細骨材は川砂が主体であり、砕砂が使用されることは希であった。現在では砕砂がコンクリート用細骨材として一般的に使われているが、砕砂中の微粒分が通常多いことはよく知られている。

今回、砕砂試料を詳細に観察・検討した結果から、表乾状態の細骨材表面（劣化部含む）に存在する水のモデルを図 4.19 に示すように考えた。この図において、 β_1 ⁸⁾ は従来から SEC 工法で定義している β_{OH} であり、 β_2 は細骨材（主として砕砂）表面に付着している 0.15mm 以下の微粒分の拘束水である。このような状態を形成する微粒分の付着構造が、 $\beta_0 > 5\%$ という結果をもたらす原因ではないかと考えている。この細骨材の場合、遠心試験において調整含水率を 5% としても、表面吸着部や内部吸水部が飽水されていない可能性がある。したがって、遠心試験が未充填部を残したまま実施されていることとなり、従来の考え方では β_0 を大きめに評価していることが考えられる。 β_0 が 5% を越える細骨材の保水特性については、今後なお調査・検討を深度化する必要があると考えられる。

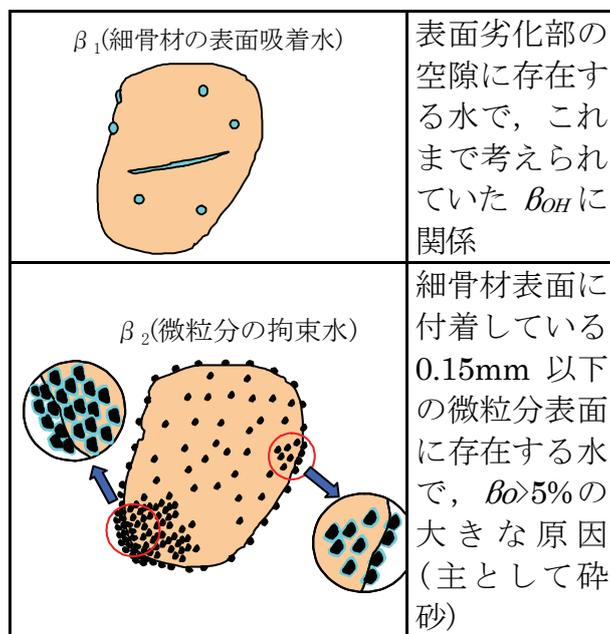


図 4.19 表乾状態細骨材表面の水モデル

4. 6 まとめ

高品質吹付けコンクリートの 119 現場における配合試験および強度実績データをもとに、現場配合、材齢別強度、地域別細骨材物理特性値とその相関関係、現場配合との関係などについて調査・検討した。その結果、以下の知見を得た。

- (1) 天然砂が用いられることの多い北陸地域では、高品質吹付けコンクリートの品質が高く、はね返りおよび粉じん濃度を低減させているとともに、支保工としての性能も大きく向上していると考えられる。
- (2) 砕砂など人工砂の使用が多い東北・九州地域の高品質吹付けコンクリートでは、細骨材中の微粒分量が多いため石灰石微粉末 (L) の置換量が少なくなり、粉体量 (B) が比較的小さいと同時に WI/B が大きく、所期のフレッシュ性状を満足していない(粘性が十分増大していない) 場合が考えられる。
- (3) 今回調査した 81 現場の日常管理コアの平均強度は 27.2MPa、現場内のばらつきを考慮した設計基準強度の平均値も 23.3MPa と非常に高い値を示した。
- (4) 現場間のばらつきを考慮して、設計基準強度を算定した場合には 20.1MPa が得られており、現在の目標強度 (18MPa) を見直すことが可能である。
- (5) 高品質吹付けコンクリートの 28 日コア圧縮強度は水結合材比よりも一次水結合材比との関係がより強く、高品質吹付けコンクリートの造殻された部分の強度は一次水結合材比に大きく影響されていることから、28 日コア圧縮強度は造殻部の強度に支配されていると考えられる。
- (6) 天然砂が減少し、砕砂が増加した実態から、遠心試験により得られる吸着水率が想定を越える値を示す場合がある。これは、細骨材表面に付着している 0.15mm 以下の微粒分の拘束水が影響していると考えられる。
- (7) 上記砕砂の場合、調整含水率 5%では遠心試験が未充填部を残したまま実施されている可能性があり、今後調査・検討を深めて、適切に対応する必要がある。
- (8) 微粒分の多い細骨材の使用にともない、SEC 工法で定義している表乾状態における細骨材表面吸着水の存在が強く認識された。また、この場合、細骨材の表乾状態を試験する JIS A 1109-1999 の適用に限界があると考えられる。

参考文献

- 1) 登坂敏雄, 伊藤祐二, 櫻井清一, 末永充弘, 朝倉俊弘: 高品質吹付けコンクリートにおける細骨材使用実態と強度特性に関する研究, 土木学会トンネル工学論文集, vol.15, pp79 - 87, 2005.
- 2) 日本鉄道建設公団: 高品質吹付けコンクリート設計・施工指針(案), 1997.
- 3) 登坂敏雄, 伊藤祐二, 末永充弘: 高品質吹付けコンクリートの粘性特性と施工管理指標に関する研究, 土木学会トンネル工学論文集, vol.14, pp107 - 113, 2004.
- 4) 伊藤隆, 越智修, 末永充弘, 伊藤祐二, 田村忠昭: 分割練混ぜによる新吹付けコンクリートの施工実態, 土木学会第54回年次学術講演会講演概要集, 第VI部門, pp.400 - 401, 1999.
- 5) 土木学会: コンクリート標準示方書, 構造性能照査編, 2002.
- 6) 伊藤隆, 越智修, 末永充弘, 伊藤祐二, 田村忠昭: 分割練混ぜ(SEC)による新吹付けコンクリートの硬化体特性, 土木学会第トンネル工学研究論文・報告集, vol.10, pp141 - 144, 2000.
- 7) 伊東靖郎: 細骨材の水と空気による界面状態がコンクリートおよびモルタルに及ぼす影響に関する研究, 土木学会論文報告集 第343号, pp.234 - 237, 1984.
- 8) セメント・コンクリート研究会水委員会: 「セメント・コンクリート中の水の挙動」, 1993.

第5章 高品質吹付けコンクリートの粘性特性の評価と施工管理指標の提案¹⁾

5. 1 概 説

第4章で述べたように高品質吹付けコンクリートは、粉体の混入により発生するコンクリートの粘性を施工性能向上に活用した新しいタイプの吹付けコンクリートである。1997年度以降、高品質吹付けコンクリートは整備新幹線のトンネル施工において、トンネル支保部材の高品質化、およびはね返り率や粉じん発生量の低減など、施工の高度化を目的に120箇所以上の施工現場で使用されている。

これまで、高品質吹付けコンクリートの特徴である粉体の混入によって発生する粘性の定性的な評価は行われてきたが、定量的な評価および現場における粘性の管理手法についての検討は十分とはいえなかった。

本章では、高品質吹付けコンクリートの現場配合決定に際して実施される現地プラントによる試験練り、および試験吹付け時のデータをもとに粘性特性を検討し、その検討結果と施工時の粘性管理指標を提案する。

5. 2 高品質吹付けコンクリートの配合

5. 2. 1 配合条件

配合決定における主な条件は以下の通りである。

- (1) 結合材料はセメント (C) およびシリカフューム (SF) として、全体量は従来の結合材量と同じ 360kg/m^3 とし、SFは、結合材量の内割5%で 18kg/m^3 とする。
- (2) 石灰石微粉末量は細骨材の0.15mm以下粒子の必要含有率を15%と考えて、石灰石微粉末量を加えて15%となるように設計配合量を決定する。したがって、結合材量に対しては外割りであり、細骨材量にとっては内割である。
- (3) 水結合材比 ($W/(C+SF)$)、細骨材率 (s/a) は現地試練りの結果より、所要スランプを確保するために必要な割合を高性能減水剤の使用量と共に求める。
- (4) 切羽における設計スランプは吹付け機種 of 搬送方式別に定め、ポンプ搬送の場合に $8\pm 2\text{cm}$ 、空気搬送式の場合には $14\pm 2\text{cm}$ とする。
- (5) 練混ぜ方法は分割練混ぜを基本とする (図4.1参照)。

5. 2. 2 示方および現場配合

示方配合および現場配合例を表5.1および表5.2に示す。高品質吹付けコンクリートの適用範囲は全国に亘っており、骨材、特に細骨材の物理特性値も広範囲に分布している。高品質吹付けコンクリートの粘性特性に対しては細骨材の材質、粒度、形状、さらにこれらを含め細骨材粒子の表面形状等に起因する保水特性が重要な要因となっていると考えられる。

表 5.1 示方配合の例

粗骨材の最大寸法 (cm)	スランブの範囲 (cm)	水結合材比 ($W(C+SF)$) (%)	細骨材率 (s/a) (%)	単位セメント量 (C) (kg)	石灰石微粉末 (L) ($S \times \%$)	混和材料		
						急結剤 (Ad) ($((C+SF) \times \%)$)	混和材 (SF) ($((C+SF) \times \%)$)	高性能減水剤
10~15	8±2	55~60	60~65	342	概ね 15	4~7	5	必要量

標準スランブ（切羽）ポンプ搬送式吹付け機：8±2cm，空気搬送式吹付け機：14±2cm

表 5.2 現場配合の例

粗骨材の最大寸法 (cm)	スランブの範囲 (cm)	水結合材比 ($W(C+SF)$) (%)	細骨材率 (s/a) (%)	単位量 (kg/?)						
				水 W	セメント C	シリカフューム SF	細骨材 S	石灰石微粉末 L	粗骨材 G	高性能減水剤 Ad
10	8±2	59.7	61.7	215	342	18	994	87	689	2.124

5. 3 粘性の検討方法

5. 3. 1 コンクリートの粘性

通常、コンクリートの粘性については、図5.2に示すようにビンガム流体として、降伏値および塑性粘度を与えてその特性を説明している³⁾。

一般に、スランブは降伏値に近い特性を表す指標とされている。一方、塑性粘度 (η) は、 $\eta = (\text{ずり応力度}) / (\text{ずり速度})$ と定義されている。

コンクリートの流動において、ずり初速度を与えるのが降伏値 (τ_0) であり、流動に際して最小の (ずり応力度) である。

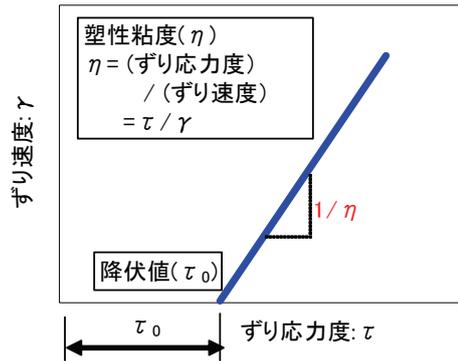


図 5.2 ビンガム流動の概念

フレッシュコンクリートは質量が異なる材料同士の混合体であり、ペーストが成立するための粉体と水との保水性、モルタルが成立するための細骨材とペーストとの一体性、さらにモルタルが粗骨材を捉えて離さないコンクリートの材料分離抵抗性や、フレッシュコンクリートの流動特性などの粘性特性を、塑性粘度が総合的に表現していると考えられる。

5. 3. 2 検討方法

吹付けコンクリートはトンネル坑口に設置されたプラントで練混ぜられ、トンネル切羽まで運搬されて吹付けられる。現場吹付け試験は着工当初であるので、練上がり後 30 分経過後を切羽到着時と仮定し、粘性特性の検討においては練上がり直後（0 分）と切羽到着時（30 分）を主たる検討対象とした。

検討にあたって採用した粘性指標としては、スランプ、コンクリートを 5mm フルイでウェットスクリーニングしたモルタル試料のフロー試験値である 0 打フロー (f_0) と 15 打フロー (f_{15}) の他、羽根沈入型粘性試験器⁴⁾ (図 5.3 参照) による塑性粘度とした。

一方、粘性項に影響を与える要因・因子としては単位水量、水セメント比、細骨材の物理特性値、粉体量、混和剤量などがあり、因子相互間も含めて検討を行った。検討は、有効データ間において 1 粘性項に対して 1 要因・因子との関係を直線相関として、相関係数をフィッシャーの有意水準表により検定する方法によった。

5. 3. 3 流動係数 (K)

モルタルフロー試験の方法は下記1)から3)に示すとおりである。

- (1) 恒温, 恒湿条件下で, フローテーブル上にフローコーンを設置し, 所定の方法により試料モルタルをフローコーンに充填した後, フローコーンを引き上げて試料の直径を mm 単位で測定し, これを無名数の整数として f'_0 とする.
- (2) 次に, 1 回/1 秒の割合でテーブルを上下させて打撃エネルギーを連続 15 回与えた後の直径を同様に測定し, f'_{15} とする.
- (3) (1), (2) を 2 回繰り返す, 平均値を f_0 , f_{15} とする. f_0 , f_{15} の評価の他, 純打撃エネルギーによる拡散値としての $(f_{15}-f_0)$ にも着目して, 粘性評価にあたって次のように考えた.

- ① $(f_{15}-f_0)$ は, 15 回/15 秒の割合 (一定速度下) での拡散量 (モルタル直径の拡大量) であり, 15 秒当たりの拡散速度 (mm/15 秒) とも考えられる.
- ② (f_{15}) は試料の自重と 15 回打撃エネルギーによるモルタル試料の直径であるが, 試料の自重による項を無視すると, 15 回打撃エネルギーによる仕事量と考えれば, これにより $(f_{15}-f_0)$ の純拡散量が生じたものとも考えることができる.

フローテーブル上でのモルタルの拡散状況について考えると, 所要時間 15 秒間に 15 回打撃エネルギーによる, モルタルの拡散量が $(f_{15}-f_0)$ である. ここで, エネルギーを「応力度」に, 拡散量を「ずり速度」に変換が可能なものとする, この変換定数を (C) とおき,

$$\text{塑性粘度} = \frac{\text{ずり応力}}{\text{ずり速度}} \cong C \times \frac{f_{15}}{f_{15} - f_0} \quad (5.1)$$

に近似されることが出来る. 以上のようなことから, 本研究では $f_{15} / (f_{15} - f_0) = K$ (流動係数) と定義して塑性粘度に近い指標として用いることとした.

5. 3. 4 羽根沈入型粘性試験

本試験は図 5.3 に示すような 3 枚の羽根を有する治具を, モルタルに自重で沈入させて粘性を測定する. 1 試料について数種類の沈入羽根 (錘を含む) の重量 W (以下, 記号については図 5.3 参照) を用いて試験を行う (沈入速度が変化する) ことにより, 沈入速度 $vt (=L/T)$ とずり応力度 $\tau (=W/A)$ の関係が得られる. 沈入速度をモルタルのせん断領域の幅 (h : 羽根の沈入によりせん断変形を生じるモルタルの羽根からの距離) で除した値 vt/h がずり速度 γ となる. モルタルをビンガム流体と考えると, 塑性粘度 (η) は τ / γ

で与えられる (図 5.2).

本試験により得られた結果を図 5.4 に示す関係に整理して η' (見かけの塑性粘度) を求める. しかし, モルタルのせん断領域幅(h)を測定することは非常に困難であるので, η が既知のオイル ($\eta=20\sim 300\text{Pa}\cdot\text{s}$) に本試験を適用して, η と η' の関係式 (校正線) を求めた. すなわち, 塑性粘度は η' と校正線により算出した. なお, 本試験では, 沈入時に作用する浮力およびせん断面積が一定になるように, 羽根がモルタルに完全に埋まった状態から沈入させ, 測定を開始した.

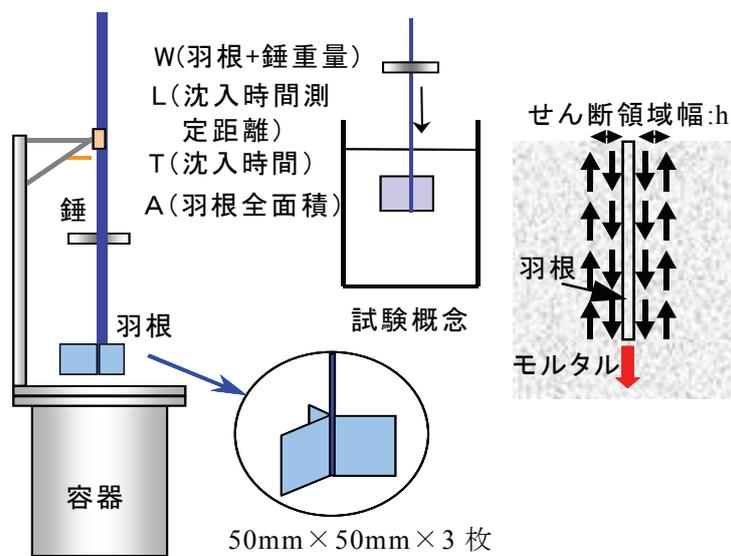


図 5.3 羽根沈入型粘性試験機

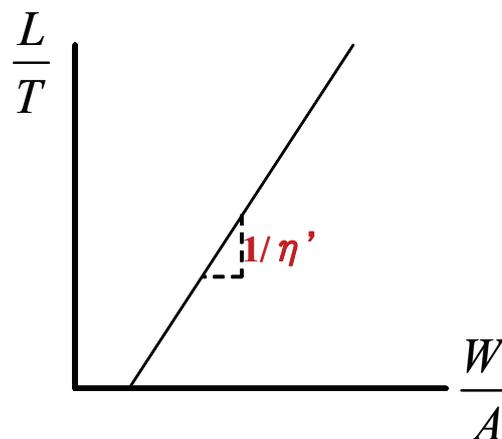


図 5.4 試験結果の整理

5. 4 粘性の検討結果と施工管理指標

5. 4. 1 細骨材の地域特性と配合要因

収集データの対象とした新幹線トンネルの主たる施工現場は東北、九州および北陸の3地域であるが、これらの地域別細骨材特性と配合要因を表5.3に示す。この表によると、0.15mm以下粒子の含有率($S_{0.15}$)や細骨材の保水特性を表現していると考えられる表面吸着水率(β_{OH})の平均値は北陸が最も小さく、東北、九州の順に大きくなっている。また、北陸の場合と比べて九州や東北でのばらつきが非常に大きいことが分かる。

このように細骨材の地域特性により、石灰石微粉末(L)の置換量が異なり、 α にそれほど差がないにもかかわらず単位粉体量や一次水粉体比が大きく変化している。

続いて、図5.5に $S_{0.15}$ の分布を示す。 $S_{0.15}$ は5~12%まで大きく変化しており、高品質吹付けコンクリートの粘性や安定性(経時変化やポンプ圧送性など)に大きな差が生じることがうかがえる。 $S_{0.15}$ と β_{OH} の関係を示した図5.6からも、前述のことが確認できる。

表 5.3 地域別細骨材特性と配合要因

地域	項目	最大	最小	平均
東北	0.15mm以下(%)	10	5	7
	FM	3.18	2.39	2.58
	B_{OH} (%)	7.95	0.13	2.49
	L (kg/m^3)	110	55	90
	$B^{\times 1}$ (kg/m^3)	470	415	450
	α (%)	26.0	22.0	23.7
	WI (kg/m^3)	165.7	109.6	124.2
	WI/B (%)	41.7	25.3	28.8
	s/a (%)	62.0	56.0	60.8
北陸	0.15mm以下(%)	7	5	6
	FM	2.97	2.52	2.84
	B_{OH} (%)	2.37	0.82	1.59
	L (kg/m^3)	118	90	103
	$B^{\times 1}$ (kg/m^3)	478	450	463
	α (%)	26.0	22.0	22.9
	WI (kg/m^3)	138.6	106.0	118.1
	WI/B (%)	30.8	23.1	25.5
	s/a (%)	64.0	60.0	61.8
九州	0.15mm以下(%)	12	6	8
	FM	2.96	2.22	2.64
	B_{OH} (%)	7.72	1.27	2.78
	L (kg/m^3)	97	40	76
	$B^{\times 1}$ (kg/m^3)	458	400	437
	α (%)	25.0	21.0	22.4
	WI (kg/m^3)	170.9	99.9	121.3
	WI/B (%)	39.0	23.2	27.8
	s/a (%)	64.0	55.0	61.6

※1：粉体量(=C+SF+L)

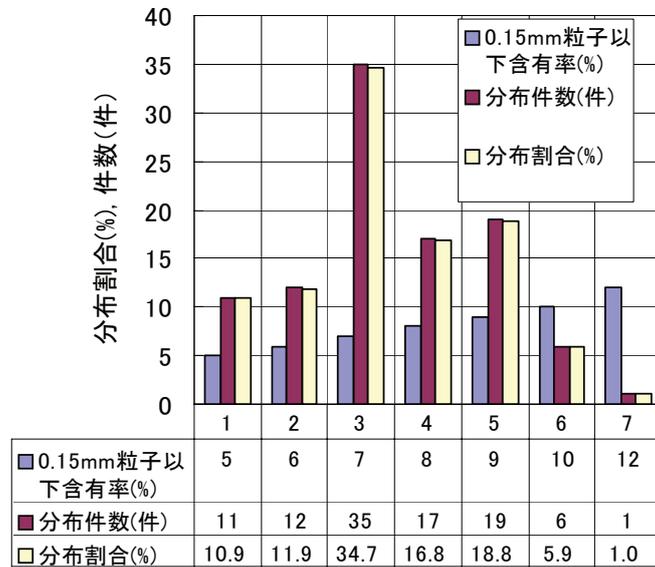


図 5.5 細骨材の微粒分含有率分布

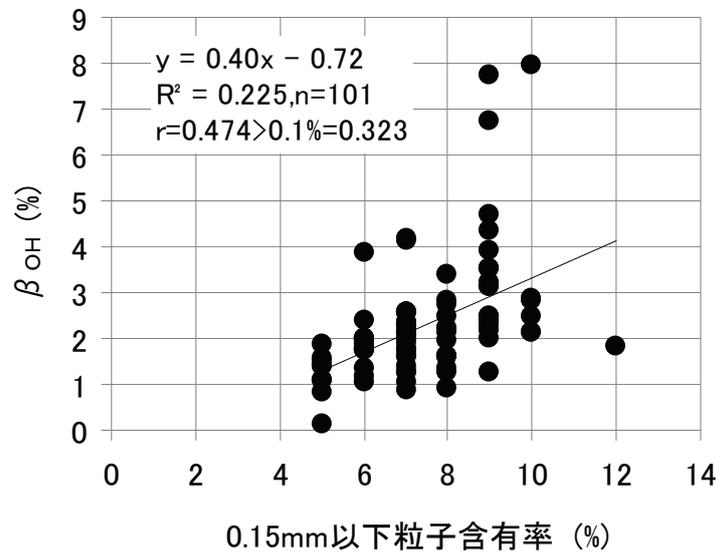


図 5.6 0.15mm 以下粒子含有率と β_{OH} の関係

5. 4. 2 スランプと粘性の関係

練上りおよび切羽におけるスランプと、モルタルフロー試験より得られた粘性に関する値（以下、粘性項： f_0 , f_{15} , $(f_{15}-f_0)$, K ）との関係を検討した結果、スランプと各粘性項の間には相関が認められた（危険率10%以下）。練上りと切羽におけるスランプと各粘性項との関係もほぼ同様であった。

切羽におけるスランプと f_0 の関係を図5.7に示す。この図より、切羽スランプと切羽 f_0 の関係は0.1%危険率で有意差があり、コンクリートの降伏値はスランプと非常に深い関係を有しているといえる。

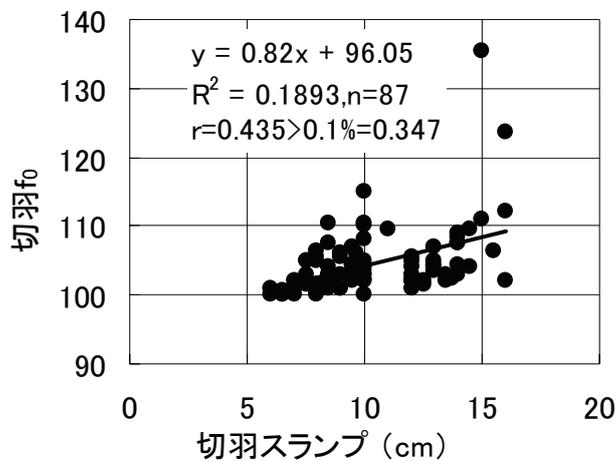


図 5.7 切羽スランプと切羽 f_0 の関係

続いて、切羽スランプと切羽流動係数 (K) の関係を図5.8に示す。この場合には10%危険率で有意差があるものの、 f_0 の場合に比べて相関度は小さい。 K はコンクリートの塑性粘度と対応すると考えられるので、図5.8の関係はスランプが大きいコンクリートは塑性粘度が小さいことを意味していると考えられる。

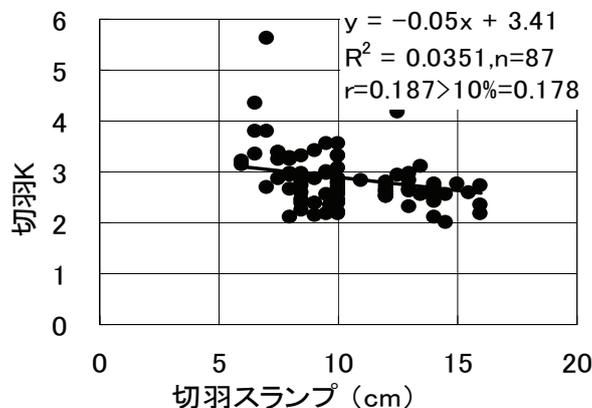


図 5.8 切羽スランプと切羽 K の関係

5. 4. 3 粘性の経時変化

図 5.9~5.12 にスランプおよび各粘性項の練上りおよび切羽における関係を示す。これらの図には、練上りと切羽における値が 1 : 1 の場合を点線で示している。

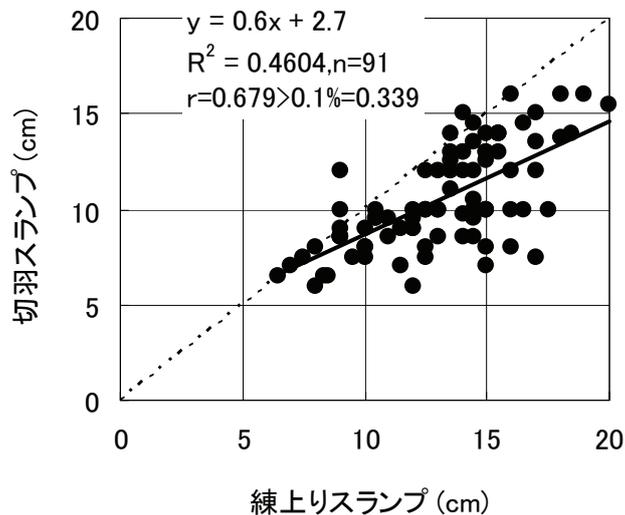


図 5.9 練上りと切羽におけるスランプの比較

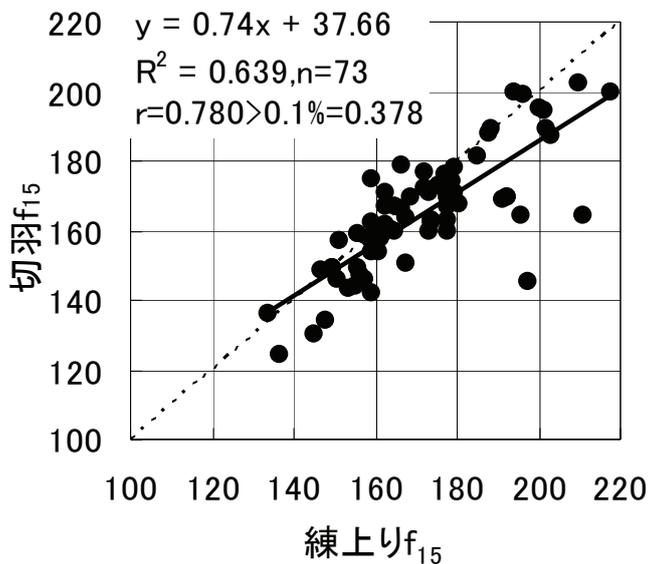


図 5.10 練上りと切羽における f_{15} の比較

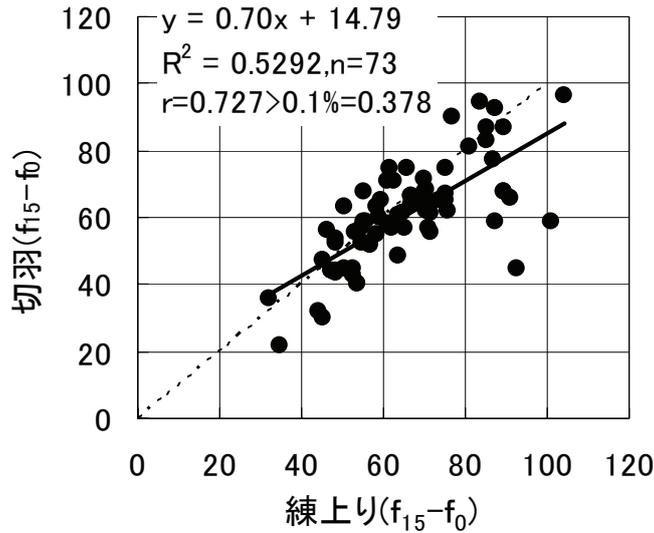


図 5.11 練上りと切羽における $(f_{15}-f_0)$ の比較

図 5.9 より，練上りスランプ 10～15cm の場合に，練上りから切羽までの 30 分間でスランプは 2～3cm 低下している． f_{15} の場合にも練上りフロー 140～200 の範囲では，フロー値は 30 分間で 0～12mm 低下している（図 5.10）．すなわち，高品質吹付けコンクリートは時間の経過とともに降伏値が増加し，その結果スランプやモルタルフロー値 (f_{15}) が低下していることを表している．

図 5.11 に $(f_{15}-f_0)$ の比較を示す． $(f_{15}-f_0)$ は 15 秒当たりのモルタル直径の拡散速度を示していることから，経過時間とともに高品質吹付けコンクリートの変形性能も低下していることになる．

続いて，図 5.12 にコンクリートの塑性粘度に近い指標と考えられる K （流動係数）の場合を示す． K は練上りと切羽とでほぼ 1 : 1 の関係に近く，経時による塑性粘度の変化が小さいことが分かる．

以上の検討結果より，練上り後の時間が高品質吹付けコンクリートの粘性におよぼす影響は，降伏値が増加して変形性能も低下するものの塑性粘度の変化は小さく，高品質吹付けコンクリートの材料分離抵抗性などの安定性が高いことを表していると考えられる．

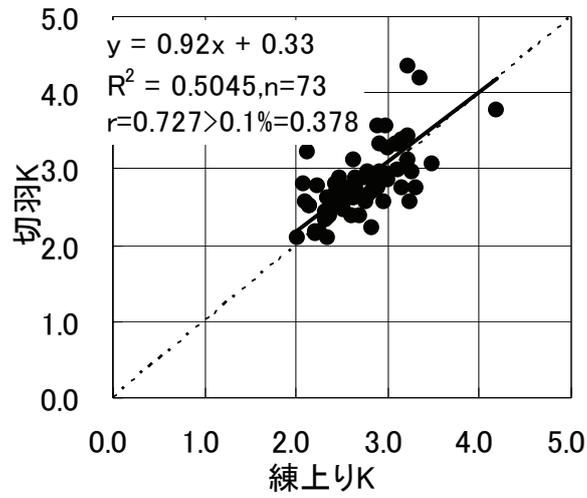


図 5.12 練上りと切羽における K の比較

5. 4. 4 羽根沈入型粘性試験結果

本粘性試験は練上り直後にモルタルフロー試験と対応して別途行っている。図 5.13 に降伏値と f_0 の関係を、図 5.14 に流動係数 (K) と塑性粘度の関係を示す。

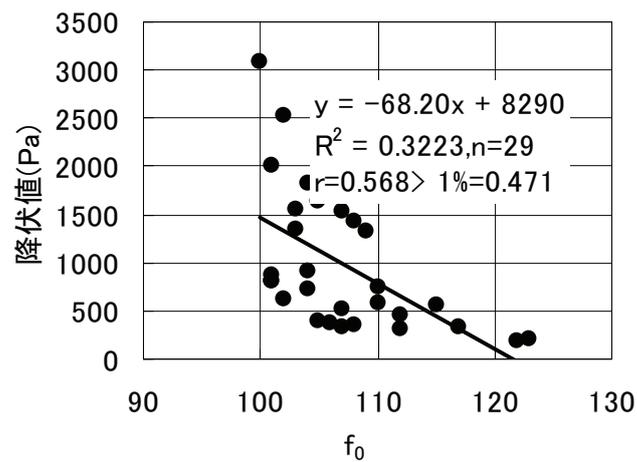


図 5.13 降伏値と f_0 の関係

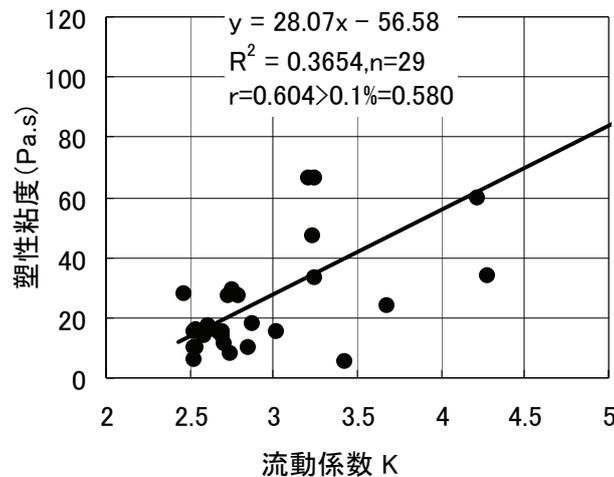


図 5.14 K と塑性粘度の関係

図 5.13 の場合には危険率 1%で，図 5.14 の場合には危険率 0.1%で有意差がある。

図 5.13 では f_0 が大きい (流動性が大きい) ほど降伏値が小さくなることを示している。

一方，図 5.14 では塑性粘度に K が対応し， K が大きい場合ほど塑性粘度も高くなっており，実測データとの関係からも整合性のある結果となっている。

高品質吹付けコンクリートは粉体の使用により発生する粘性を活用し，はね返り率および粉じん濃度を従来の吹付けコンクリートと比べて大きく低減している。これらの特徴を有効に活用するためにも施工現場における粘性管理が重要となるが，粘性管理指標としては比較的簡単に求めることができる流動係数 (K) を用いることが可能と考えられる。

5. 4. 5 施工性と流動係数の関係

ここでは，1997，1998 年度の実態調査時に得られた施工性データ⁵⁾ と流動係数の関係を検討した。図 5.15 に流動係数とはね返り率の関係を，図 5.16 に流動係数と粉じん発生濃度の関係を示す。なお，粉じん発生濃度は従来の幾何平均であり，現在一般に行われている測定方法による値よりも大きめの値となる。

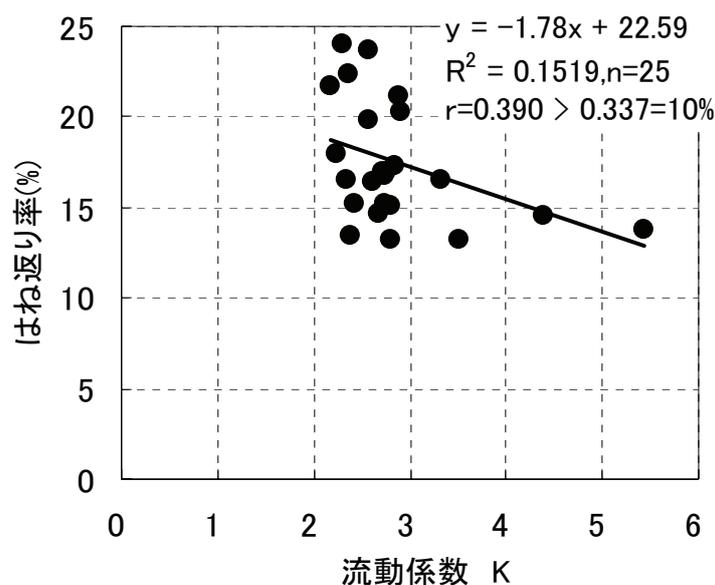


図 5.15 流動係数とはね返り率の関係

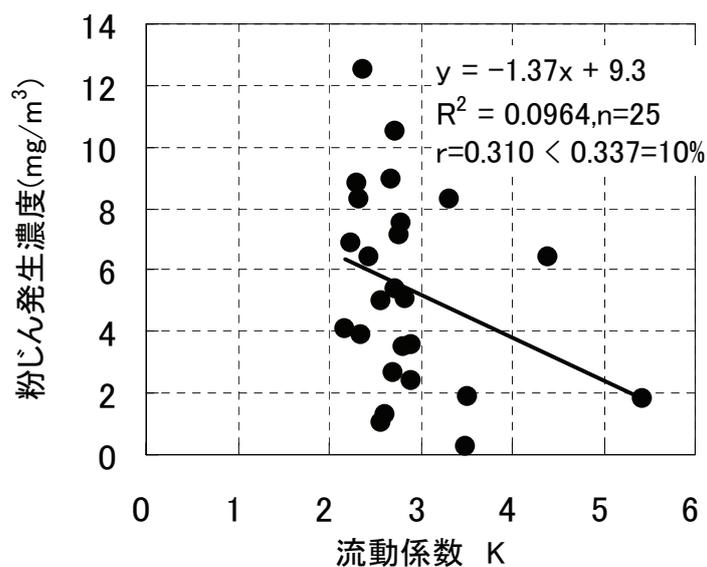


図 5.16 流動係数と粉じん発生濃度の関係

図 5.15 の場合には危険率 10%で有意差があるが、図 5.16 の場合には危険率 10%の有意水準には僅かに及ばなかった。施工性能データは現場における実測データであり、ばらつきが比較的大きいにもかかわらず施工性能データと K には強い関係のあることが分かる。

図 5.15 によると、はね返り率 20%以下の場合が多数を占めていることが分かり、高品質吹付けコンクリートの効果は明らかである。また、通常の吹付けコンクリートの場合に

は、現在一般に行われている切羽から 50m 位置で測定した場合の粉じん発生濃度は 6mg/m^3 程度と考えられるが、図 5. 16 の場合には半分以上がこの値未満であり、高品質吹付けコンクリートの粉じん低減効果を示していると考えている。

施工性データと K との関係を直線近似した場合には、はね返り率の目標を仮に 15% 以下とした場合には $K > 4.4$ が必要となる。粉じん発生濃度の場合には、現在の測定方法でのデータを蓄積することで、 K の目標値を設定して施工管理にあたることが可能となると考えられる。

なお、 K の目標値設定にあたっては地域性を考慮すること、および施工性データを蓄積することが重要である。

5. 5 まとめ

高品質吹付けコンクリートの現場配合決定に際して、採用開始以来の現地プラントによる試験練り、試験吹付け結果および 1997、1998 年度の実態調査時のデータをもとに、粘性特性について検討した。その結果、本検討の範囲内で以下のことが言える。

- (1) 現場で比較的簡単に行うことが可能なモルタルフロー試験より得られる流動係数 (K) は、コンクリートの塑性粘度と深い関係を有しており、施工現場における粘性管理指標となり得る。
- (2) はね返り率や粉じんの低減には、高品質吹付けコンクリートの粘性（塑性粘度）を大きくすることが有効である。
- (3) 使用細骨材の種別により、石灰石微粉末の置換量が異なり、単位粉体量や一次水粉体比が大きく変化している。このことが、粘性の経時変化の不安定さをもたらし、現場によっては高品質吹付けコンクリートの施工性低下や品質を含めたばらつきの要因となっていると考えられる。

参考文献

- 1) 登坂敏雄, 伊藤祐二, 末永充弘: 高品質吹付けコンクリートの粘性特性と施工管理指標に関する研究, 土木学会トンネル工学論文集, vol.14, pp.107 - 113, 2004.
- 2) 北川修三, 末永充弘, 伊藤祐二, 大須賀哲夫, 田村忠昭: 微粒分を混入し粘性を活用した高品質吹付けコンクリートの諸特性, 土木学会, トンネル工学研究会論文・報告集, Vol.7, pp.31 - 38, 1997.
- 3) 日本鉄道建設公団: 高品質吹付けコンクリート設計・施工指針(案), 1997.
- 4) (社) 土木学会: 土木工学ハンドブック, vol. I, pp.171 - 172, 1989.
- 5) 室賀陽一郎, 伊達重之, 大須賀哲夫: モルタルの粘性評価試験装置の開発, 土木学会年次学術講演会概要集, 第5部, No.405, 2000.
- 6) 伊藤隆, 越智修, 末永充弘, 伊藤祐二, 田村忠昭: 分割練混ぜによる新吹付けコンクリートの施工実態, 土木学会年次学術講演会概要集, 第6部, pp.400 - 401, 1999.

第6章 細骨材の保水特性が高品質吹付けコンクリートのフレッシュ性状に及ぼす影響¹⁾

6.1 概説

前章までに高品質吹付けコンクリートに関して、フレッシュ時の粘性特性と施工性能²⁾、細骨材の使用実態と強度特性³⁾、硬化体の強度特性⁴⁾などについて検討を行ってきた。本章では119現場の細骨材データと現場試験練りの実績から、細骨材物理特性と保水特性について検討・考察を行い、保水特性が高品質吹付けコンクリートの品質に及ぼす影響、遠心力試験方法の検討結果などについて述べる。

6.2 示方および現場配合

示方配合および現場配合例をあらためて表6.1および表6.2に示す。高品質吹付けコンクリートの適用は全国に亘っており、骨材、特に細骨材の物理特性値も広範囲に分布している。高品質吹付けコンクリートのフレッシュ時および硬化後の特性に関しては粉体および細骨材の材質、粒度、粒形、さらに表面形状などに起因する保水特性が重要な要因となっていると考えられる。

表6.1 示方配合の例

粗骨材 の最大 寸法	スラン プの範 囲	水結合材比 ($W(C+SF)$)	細骨材 率 (s/a)	単位セメ ント量 (C)	石灰石 微粉末 (L)	混和材料		
						急結剤 (Ad)	混和材 (SF)	高性能減 水剤
(cm)	(cm)	(%)	(%)	(kg)	($S \times \%$)	(($C+SF$) $\times \%$)	(($C+SF$) $\times \%$)	
10~15	8±2	55~60	60~65	342	概ね 15	4~7	5	必要量

ポンプ搬送式吹付け機の場合の標準スランプ（切羽）：8±2cm。Lは標準配合の示方であり、詳細は文献5）による。

表6.2 現場配合の例

粗骨材 の最大 寸法	スラン プの範 囲	水結合材 比 ($W(C+SF)$)	細骨材 率 (s/a)	単位量 (kg/?)						
				水	セメ ント	シリカ フェー ム	細骨 材	石灰石 微粉末	粗骨 材	高性 能減 水剤
(cm)	(cm)	(%)	(%)	W	C	SF	S	L	G	Ad
10	8±2	59.7	61.7	215	342	18	994	87	689	2.124

6. 3 細骨材特性と高品質吹付けコンクリートのフレッシュ特性

6. 3. 1 細骨材種別の地域分布

「4.3.1 地域別の細骨材物性」で述べたように、現在、国内で使用されている細骨材には、川砂、陸（山）砂、砕砂、海砂、混合砂および洗砂の6種類があるが、我が国の複雑な地形・地質状況を反映して、入手可能な骨材（使用骨材）は、地域によって大きく異なっている（図6.1）。

この図によれば、九州地域の細骨材は砕砂の使用が主であり、東北地域も混合砂を含めると砕砂の使用が多くなっている。これに対して、北陸地域は川、山砂など天然砂の使用が主体となっている（北陸地域の砕砂は全て石灰石砕砂）。

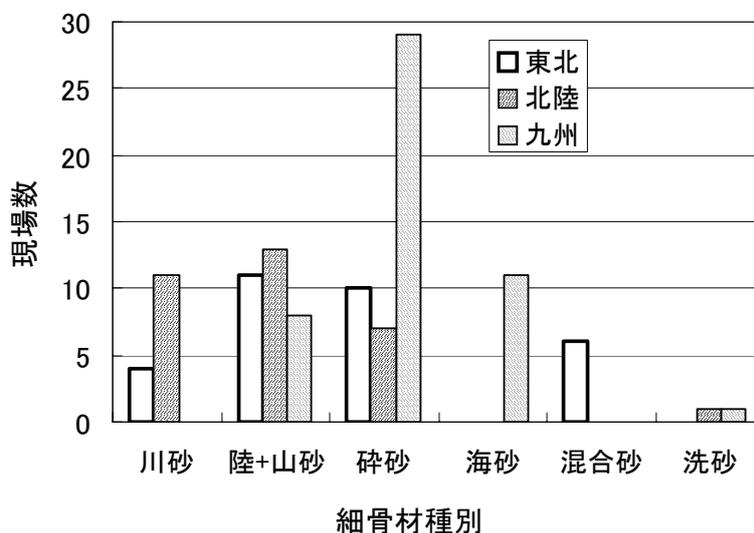


図 6.1 細骨材種別の地域別分布状況

6. 3. 2 地域別の高品質吹付けコンクリートの配合

配合条件から、 $S_{0.15}$ が大きい場合には L の単位量が少なくなり、単位粉体量 B も少くなる。

表 6.3 に高品質吹付けコンクリートの地域別配合要因を示す。細骨材の地域特性により、水粉体比 (α) にそれほど差がないにもかかわらず、単位粉体量 (B) や一次水粉体比 (WI/B) が大きく変化している。例えば、単位粉体量では、北陸地域の最小量が $450(\text{kg}/\text{m}^3)$ に対して、東北の平均値、九州の最大値がほぼこの値に相当している。さらに、北陸では $WI/B=24.3\sim 28.8\%$ に対して、東北では $21.6\sim 40.8\%$ 、九州では $24.3\sim 32.7\%$ となって北陸地域の WI/B の値が他地域と比べて小さくて範囲が狭く、かつ安定していることが分かる。

このように細骨材特性によって高品質吹付けコンクリートの配合が変化し、粘性や分離抵抗性などのフレッシュ性状が変化して吹付け時の施工性²⁾に大きな影響を及ぼしていることが考えられる。このことについては、SECによる造殻効果を踏まえて次節で説明する。

表6.3 高品質吹付けコンクリートの地域別配合要因

地域	項目	平均	最大	最小
東北	α (%)	23.7	26.0	22.0
	L (kg)	90	110	55
	$B^{\ast 1}$ (kg)	450	470	415
	W/B (%)	48.1	52.0	46.0
	W (kg)	216.0	216.0	216.0
	WI/B (%)	29.4	40.8	21.6
	$S_{0.15}$ (%)	7.0	10.0	5.0
	B_{OH} (%)	2.49	7.95	0.13
北陸	α (%)	22.9	26.0	22.0
	L (kg)	103	118	90
	$B^{\ast 1}$ (kg)	463	478	450
	W/B (%)	45.2	48.0	38.0
	W (kg)	209.8	216.0	180.0
	WI/B (%)	26.0	28.8	24.3
	$S_{0.15}$ (%)	5.9	7.0	5.0
	B_{OH} (%)	1.59	2.37	0.82
九州	α (%)	22.4	25.0	21.0
	L (kg)	76	97	40
	$B^{\ast 1}$ (kg)	437	458	400
	W/B (%)	49.9	55.8	47.0
	W (kg)	217.9	241.0	209.0
	WI/B (%)	28.5	32.7	24.3
	$S_{0.15}$ (%)	8.4	12.0	6.0
	B_{OH} (%)	2.80	7.70	1.30

※1: 粉体量 (= $C+SF+L$)

6. 3. 3 保水特性と高品質吹付けコンクリートの粘性特性

前項で述べたように使用材料の保水特性 (α , β_{OH} , WI , WI/B) の相違によって、高品質吹付けコンクリートの配合が変化し、粘性にも影響を与えている。高品質吹付けコンクリートでは使用する粉体の粘性を、施工性の向上に活用している。そこで、高品質吹付けコンクリートの粘性要因と粘性特性の関係について検討する。

なお、相関係数の判定は一般的には危険率 5%, 1%, 0.1%のいずれかで判定し、危険率が小さいほど誤りを犯す確率は小さい。本研究では、データがばらつきの多い現場での値

であることを考慮して、危険率 10%まで相関があると設定した。

粘性項にはスランプ、JIS R 5201 によるモルタルフロー試験時のフロー (f_{15})、0 打フロー (f_0)、($f_{15}-f_0$) および流動係数 (K)²⁾ をとりあげた。なお、 f_0 はモルタルフロー試験時においてコーンを抜いた直後のモルタルの平均直径であり、($f_{15}-f_0$) は高品質吹付けコンクリートの変形速度を、 K は塑性粘度を表す指標と考えている。

$$K = \frac{f_{15}}{f_{15} - f_0} \quad (6.1)$$

スランプと他の粘性項との関係を表 6.4 に示す。練上り時、または切羽到達時における関係は非常に高い相関を示している。しかしながら、練上り時から切羽到達時までの時間 (30 分間) による変化量 (Dif : K は切羽時の値 - 練上り時の値、他の粘性項では練上り時の値 - 切羽到達時の値) でおのおのの関係を検討すると、相関係数が小さく、 f_0 (Dif) とが 5%危険率で有意差が生じている。このことは、スランプと f_0 の両者とも、フレッシュコンクリートの降伏値と関係が深いことを示していると考えられる。

図 6.2 にスランプ (Dif) と K (Dif) との関係を示すが、スランプ (Dif) と K (Dif) には殆ど相関が見られないことから、経時粘性変化を検討するためには、スランプだけではなく時間要素と動的要素の両方を含む試験値が得られる方法 (例えば、衝撃エネルギーによる拡散状況が得られるモルタルフロー試験などの経時変化測定) が、望ましいことが分かる。

表 6.4 スランプと他の粘性項との相関関係

粘性項	f_0	f_{15}	$(f_{15}-f_0)$	K
練上り時スランプ	(+) ****	(+) ****	(+) ****	(-) ***
切羽到達時スランプ	(+) ****	(+) ****	(+) ****	(-) ****
スランプ(Dif)	(+)**	(+)	(+)	(+)

注 1) スランプ(Dif)との相関を検討する場合には粘性項も(Dif)で検討。 注 2) *:自由度に対して危険率 10%, 以下 **:5%, ***:1%, ****:0.1%の有意水準, 無印は危険率 10%で有意水準に満たない場合。 注 3) ()内は回帰直線の勾配の符号。

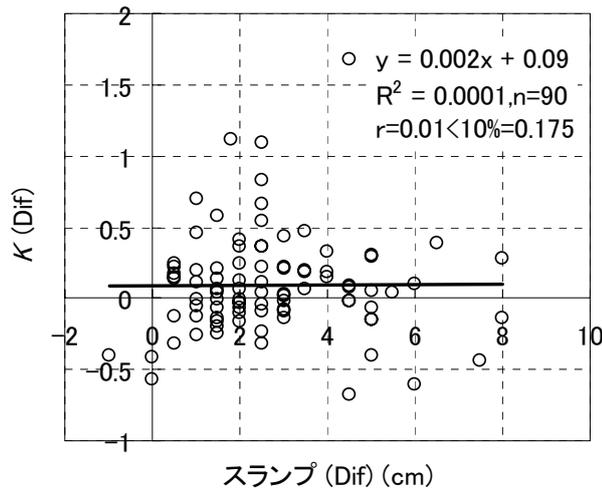


図 6.2 スランプ (*Dif*) と $K(Dif)$ の関係

表 6.5 に粘性要因と高品質吹付けコンクリート粘性項との相関を示すが、最下段に $\beta_o \leq 5\%$ の場合の β_{OH} の関係を示している。表より以下のことが分かる。

- (1) β_o , β_{OH} , $W1/B$ と f_{15} , $(f_{15}-f_0)$ との関係は練上り時に増加, 切羽時に低下している傾向から, 経時により粘性項が低下しており, フレッシュコンクリートの粘性 (降伏値) が増加する傾向にある。
- (2) β_o , β_{OH} , $W1/B$ と $f_{15} (Dif)$, $(f_{15}-f_0) (Dif)$ との相関係数に有意差が認められることから, これらが粘性項の変動要因になっていると考えられる。
- (3) Ad は f_{15} と $(f_{15}-f_0)$ を増加させるとともに, Ad 使用量の増加は $f_{15} (Dif)$, $(f_{15}-f_0) (Dif)$ を増加させ, $K (Dif)$ を低下させる傾向にある。
- (4) β_{OH} ($\beta_o \leq 5\%$) の場合には粘性項との関係が全データによる β_{OH} , $W1/B$ の場合とは傾向が異なっている。通常, β_{OH} が大きくなると, $W1/B$ が増加し, $W2/B$ が減少する。このことにより, f_{15} と $(f_{15}-f_0)$ が低下, K が上昇する。したがって, β_{OH} ($\beta_o > 5\%$) のデータが $W1/B$ および β_{OH} の傾向に大きく影響していると考えられる。

図 6.3 に練上り時と切羽到達時における粘性項の変化状況を示す。この図によると f_{15} および $(f_{15}-f_0)$ の値は練上り時の場合と比べて切羽到達時において低下しており, 流動性が減少していることから, 前記 (1) に示すとおり降伏値が増加していることが考えられる。

一方, K については練上り時と切羽到達時における値にほとんど差が無く, 3 地域全体として塑性粘度は 30 分程度では変化が小さいことを意味している。なお, 流動性が経時で低下し, K がそれほど変化しないことは, 回帰式の勾配に明らかな差があることからでも分かる。

さらに、 K について練上り時と切羽到達時の関係を、地域別に検討した結果を図 6.4 に示す。北陸地域においては K の値は練上り時と切羽到達時で差が小さく、かつ分布範囲も狭いことから、非常に安定していることが分かる。東北および九州地域の場合には北陸地域と比べて K の分布範囲が広いこと、 K の値が切羽到達時側に分布し（東北地域の 63%、九州地域の 56%）、塑性粘度が切羽到達時にやや大きくなる傾向を示している。

表 6.5 粘性要因と高品質吹付けコンクリート粘性項との相関

粘性要因	練上り時 (A)			切羽到達時 (B)			(A)-(B)	(A)-(B)	(B)-(A)
	f_{15}	$(f_{15}-f_0)$	K	f_{15}	$(f_{15}-f_0)$	K	$f_{15}(\text{Dif})$	$(f_{15}-f_0)(\text{Dif})$	$K(\text{Dif})$
$W1/B$	(+)	(+)	(-)	(-)	(-)	(+)	(+) ^{***}	(+) ^{**}	(+)
$W2/B$	(-)	(-)	(+)	(-)	(-)	(+)	(-)	(-) [*]	(-)
B	(-)	(-)	(-)	(+)	(+)	(-)	(-)	(-)	(+)
Q	(-)	(-)	(-)	(+)	(+)	(-)	(-)	(+)	(-)
β_0	(+)	(+)	(-)	(-)	(-)	(+)	(+) ^{**}	(+) ^{**}	(+) [*]
β_{0H}	(+)	(+)	(-)	(-)	(-)	(+) [*]	(+) ^{***}	(+) ^{**}	(+)
α	(+)	(+)	(-)	(+) ^{**}	(+) ^{**}	(-) [*]	(+)	(-)	(-)
A_d	(+) ^{**}	(+) ^{**}	(-) [*]	(+) ^{**}	(+)	(+)	(+)	(+)	(-)
$\beta_{0H}(\beta_0 \leq 5\%)$	(-)	(-) [*]	(+) ^{**}	(-)	(-)	(+)	(+)	(-)	(-)

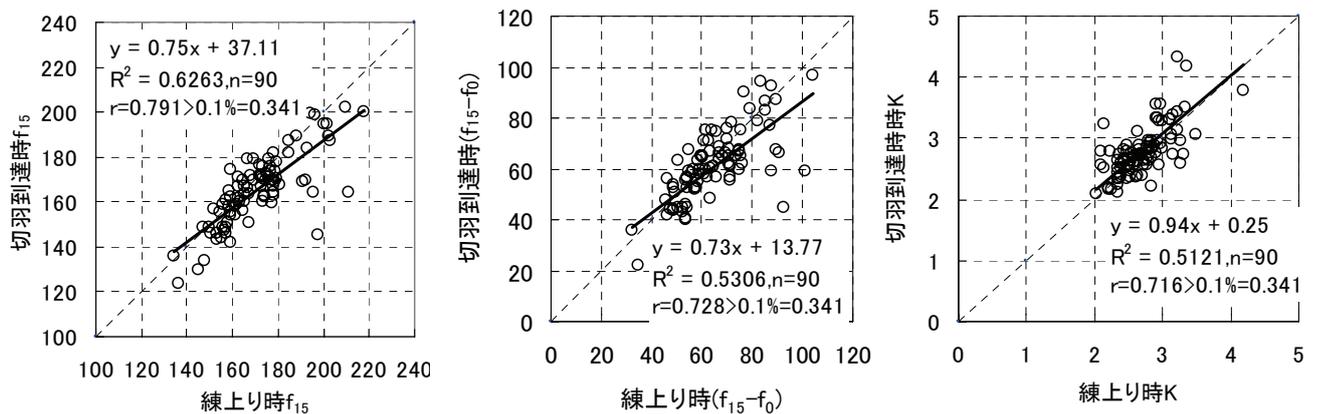


図 6.3 練上り時と切羽到達時における粘性項の変化状況

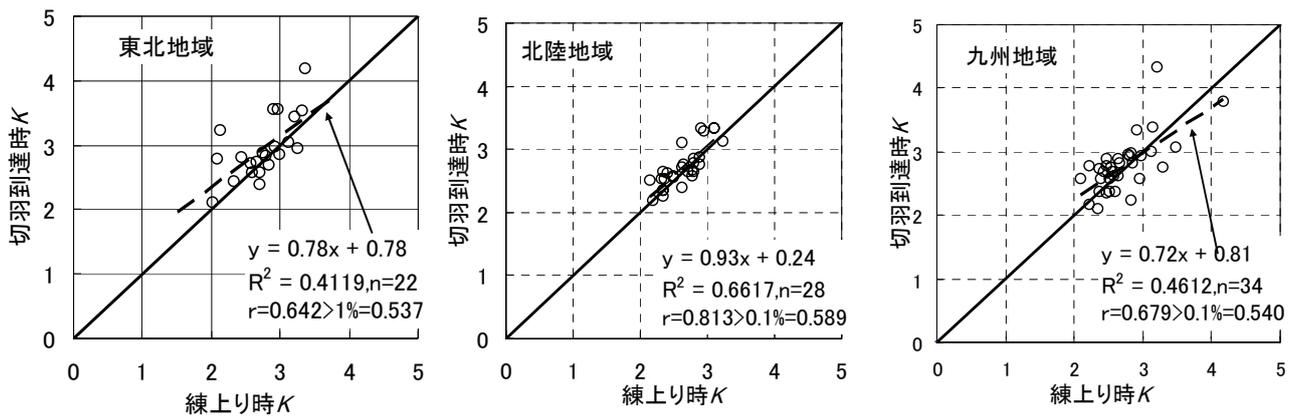


図 6.4 練上り時と切羽到達時における K 値の比較

これらの状況と SEC 特有の造殻構造との関係は次のように考えられる。

- (1) SEC 工法で製造されたコンクリート中には造殻部と非造殻部とがあり、造殻部の水量はほぼ拘束状態にあるが、非造殻部の水量は大部分が拘束力のおよばない自由水と考えられる。造殻性能は α , β_{OH} , 配合内容に影響される。
- (2) SEC コンクリート中の造殻部は立体網目構造を形成して、非造殻部を包み込んでいると考えられる。この場合造殻体を結び付けて造殻部を形成しているのは、粉体の拘束水や細骨材の表面吸着水であって、造殻部の結合性を支配しており、広い意味での保水性能と考えられる。
- (3) 保水性能の高い造殻体によるネットワーク（造殻部）が優れた分離抵抗性を発揮していると考えられ、この性能は WI/B に支配されている。
- (4) $S_{0.15}$ が大きく (B が少なく, β_{OH} が大きく), WI/B が大きい場合には造殻部の結合力が小さく、スランプが大きく、降伏値や塑性粘度が低くて分離し易い、取扱い難いコンクリートとなる。このような場合には造殻部のネットワークが弱いものとなり、自由水に対する拘束力も小さく、粘性項の経時変化量 (Dif) も大きくなるものと考えられる。
- (5) $S_{0.15}$ が小さく (B が多く, β_{OH} が小さい), WI/B が小さい場合には造殻部の結合力が大きく、本配合の特徴である SF と C の粒子が吸着水膜を共有する強い保水効果⁴⁾とあいまって、粘性の経時安定性や硬化体性能も高いと考えられる。

以上のことから、粉体や細骨材の物理特性に支配されている保水特性によって高品質吹付けコンクリートの配合が変化し (WI/B も変化), 粘性特性 (ひいては施工性) や強度が変化する。例えば、施工実績調査によると K が大きくなるともに、吹付けコンクリートのはね返りや粉じん発生濃度が減少する傾向があることを確認している²⁾。したがって、材

料の保水特性に関して検討することは、高品質吹付けコンクリートの品質確保のために極めて重要と考えている。

6. 3. 4 骨材の物理特性値と保水特性値との関係

細骨材保水特性値としては吸水率 (Q) および表面吸着水率 (β_{OH}) の2因子を考える。表6.6 に細骨材物理特性値との相関関係について全体傾向を示す。この表より、保水特性値 Q と β_{OH} は、0.15mm以下含有率 ($S_{0.15}$)、洗い損失率 ($S_{0.075}$)、密度 (表乾および絶乾) と強い負(-)の相関関係 (危険率0.1%または1%の有意水準) にあることが分かる。例として、図6.5に $S_{0.15}$ と Q の関係を示す。

表 6.6 から細骨材保水特性 (Q と β_{OH}) と微粒分含有率 ($S_{0.15}$ と $S_{0.075}$) との関係は、微粒分含有率が大きくなるとともに Q が減少し、 β_{OH} が増加する関係を示している。

表6.6 細骨材の物理特性値と保水特性値の相関関係

	表乾密度	絶乾密度	洗い損失率 ($S_{0.075}$)	単位容積質量	実積率	粗粒率 (FM)	0.15mm以下 ($S_{0.15}$)	吸水率 (Q)	表面吸着水率 (β_{OH})
表乾密度		(+) ****	(+) ****	(+) ***	(-) *	(+)	(+) ****	(-) ****	(+) ***
絶乾密度			(+) ****	(+) ***	(-) **	(+)	(+) ****	(-) ****	(+) ***
洗い損失率				(+)	(-) **	(+)	(+) ****	(-) ****	(+) ****
単位容積質量					(+) ****	(+) *	(+)	(-) *	(-)
実積率						(+)	(-)	(+)	(-)
粗粒率 (FM)							(-) ****	(-) **	(-) *
0.15mm以下 ($S_{0.15}$)								(-) ****	(+) ****
吸水率 (Q)									(-) **

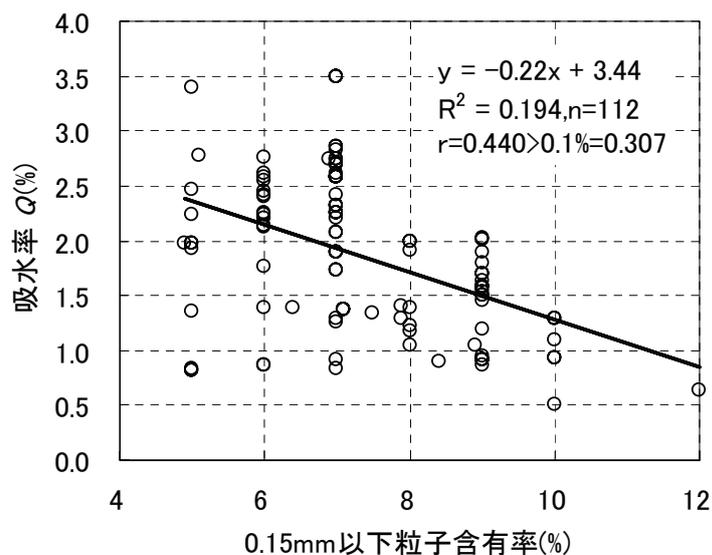


図 6.5 $S_{0.15}$ と Q の関係

細骨材保水特性値の因子間関係を表6.7に示す。この表によると、 $S_{0.15}$ の増加とともに FM が減少している。一方、図 6.6では FM の減少とともに Q が増加する結果となっており、図 6.5 に示す $S_{0.15}$ と Q の関係と矛盾している。

続いて、 β_o と Q の関係を検討する。一般に、砕砂では β_o が大きいにもかかわらず、吸水率が小さい場合が多い。図 6.7に β_o と Q の関係を示す。この図によると、 $\beta_o = 5\%$ 付近を境に β_o と Q との回帰直線の勾配が逆となっている。 $S_{0.15}$ の大きい砕砂を詳細に観察したところ、その表面に微粒分が固着しているものがある³⁾。このような細骨材の場合、JIS A 1109による表乾状態の判定が難しく、吸水率を小さめに評価したため、式(2)より β_{OH} の値を大きめに算出している場合があると考えられる。

表 6.7 細骨材保水特性値の因子間関係

因子間	傾向	有意水準	因子間の関係
$\beta_{OH} - S_{0.15}$	正(+)	****	0.15mm 以下含有率の増加により β_{OH} は増加
$Q - S_{0.15}$	負(-)	****	0.15mm 以下含有率の増加により Q は減少
$\beta_{OH} - FM$	負(-)	*	FM の増加により β_{OH} は減少
$FM - S_{0.15}$	負(-)	****	0.15mm 以下含有率の増加により FM は減少
$Q - FM$	負(-)	**	FM の減少により Q は増加

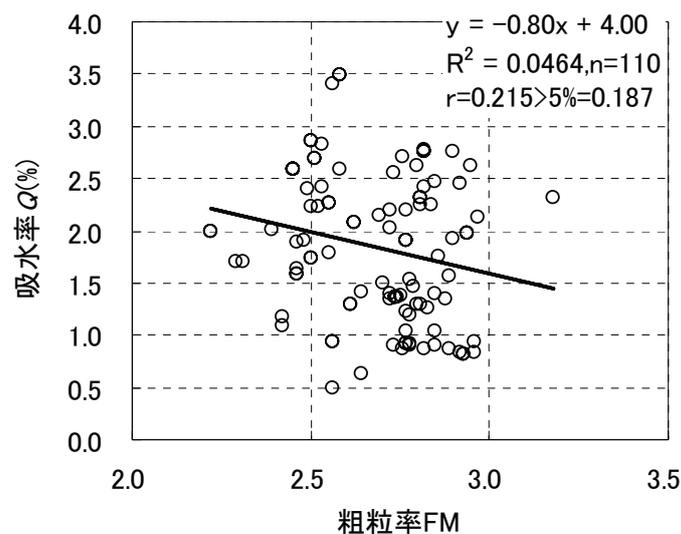


図 6.6 FM と Q の関係

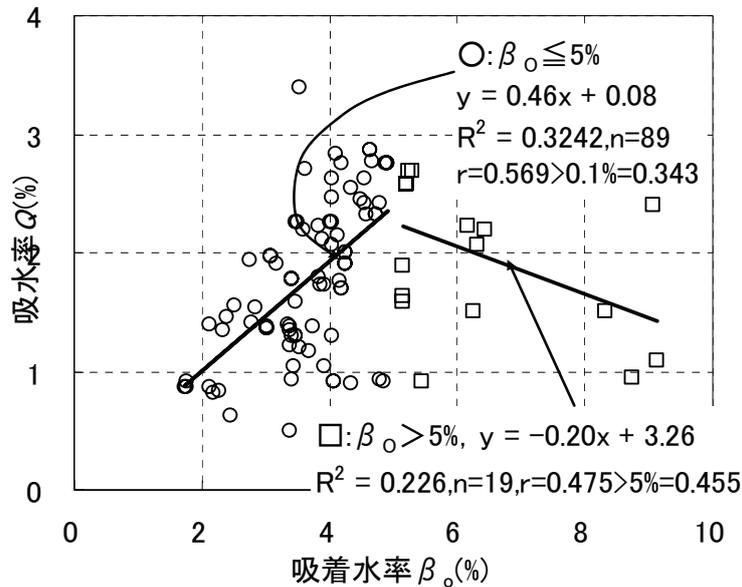


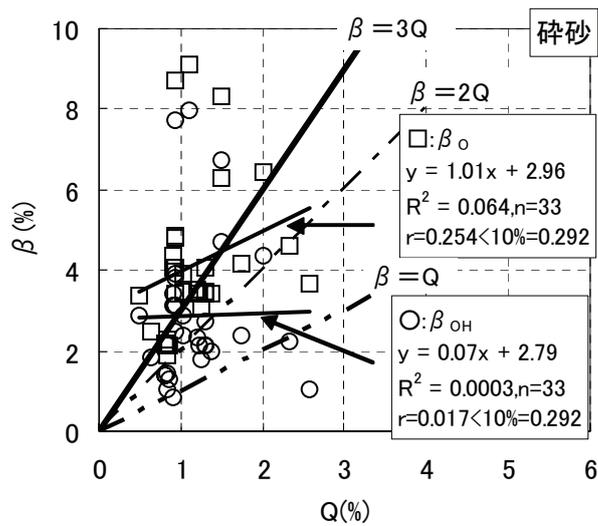
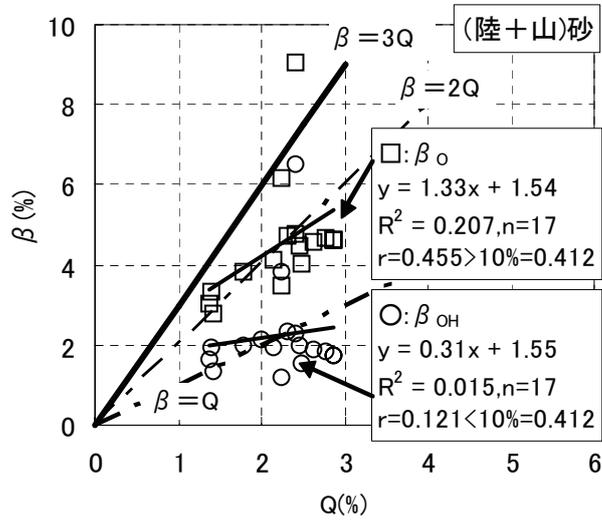
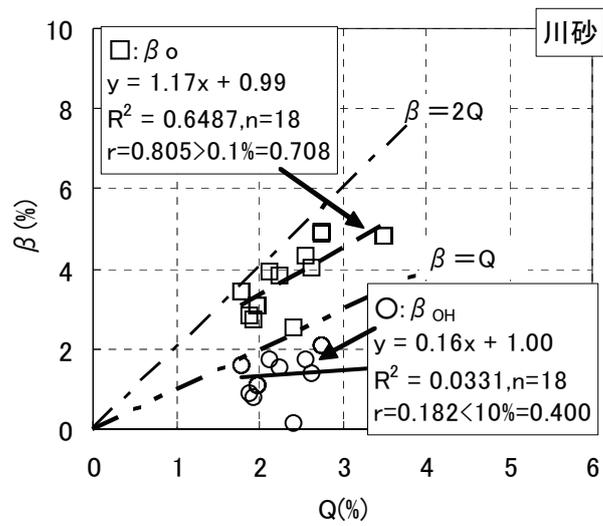
図 6.7 β_o と Q の関係

6. 3. 5 細骨材種類別の保水特性値

図6.1 に示したように、細骨材は種類も多く、地域ごとに分布状況が相違し、配合にも特徴があることが分かっている。ここでは、細骨材の種類別の保水特性について検討する。

図6.8に天然砂である川砂、陸+山砂と人工砂である砕砂の Q と β_o, β_{OH} との関係を示す。この図から Q と β_o との関係は天然砂では概ね、 $\beta_o \leq 2Q$ であるのに対して、砕砂では $\beta_o > 2Q$ の領域にある。

また、 Q と β_{OH} との関係について見ると、天然砂では概ね、 $\beta_{OH} \leq Q$ の関係にあるのに対して、砕砂では $\beta_{OH} \geq Q \sim 3Q$ の関係にあり、 Q の増加に対して β_{OH} の増加割合が大きく、特に Q の小さい領域で顕著である。総じて、天然砂では比較的データ範囲も収束しており、ばらつきも小さいのに対して砕砂では Q, β_o および β_{OH} のデータ範囲も広く分散しており、ばらつきも大きい。ここで図6.8に示す低い Q の値における高い β_o, β_{OH} の値は、 $\beta_o > 5\%$ のデータによるものである。



※石灰石碎砂は含んでいない。

図 6.8 細骨材の Q と β_o, β_{OH} との関係

β_0 を求めるための遠心試験の基本的考え方は文献 6)に示されているが、検討された当時の細骨材は川砂が主体であり、砕砂が使用されることは希であった。現在では砕砂がコンクリート用細骨材として一般的に使われているが、砕砂中の微粒分が通常多いことはよく知られている。このことが、図 6.7 に示された状況 (β_0 と Q の関係において、 β_0 がほぼ5%を境にデータの傾向に変化が見られる)を引き起こしていると考えられる。そこで、 β_0 を求めている遠心試験に関して、その方法と試験結果の解析方法について次節において検討する。

6. 4 遠心試験方法の検討

6. 4. 1 試験方法の概要

遠心試験は SEC 工法において造殻の性能を左右する非常に重要な、一次水量を決定するために行う試験であるが、以下にその概要を示す^{5),6)}。

(1) 細骨材試料を絶乾状態とした後、含水率を 5%に調整し、バインダーとして水セメント比 (W/C) 45%のセメントペーストと混合し、モルタルとする。所定量のモルタルを容器に計量し、遠心分離機に設置して 438g で 30 分の遠心力を作用させ、脱水させる。

(2) 当初のモルタル試料重量 (W_s) と遠心試験後のモルタル試料重量 (W_t) との差から、脱水量 ($W_d = W_s - W_t$) を求めた後、当初試料中の含水量 (W_p) との差から試験後の残留含水量 ($W_z = W_p - W_d$) を求める。含水量 (W_p) はセメントペーストの W/C に相当する水量 $W1$ と細骨材試料の調整含水率に相当する調整含水量 $W2$ とを合わせた水量 ($W_p = W1 + W2$) である。したがって、残留含水量 (W_z) は $W_z = W_p - W_d = W1 + W2 - W_d$ となる。

(3) 残留含水量 (W_z) を $S/C=0, 1, 2, 3$ の場合について、遠心試験を各 3 回繰返し行って算出する。

(4) 各 S/C ごとに残留水量とバインダー分のセメント質量に対する割合 (W_z/C) の平均値を求め、 W_z/C と S/C の関係をプロットする。この関係を直線回帰して、細骨材量に対する残留水量の割合 (W_z/S) を求め、吸着水率 (β_0) を得る (図 6.9 参照)。

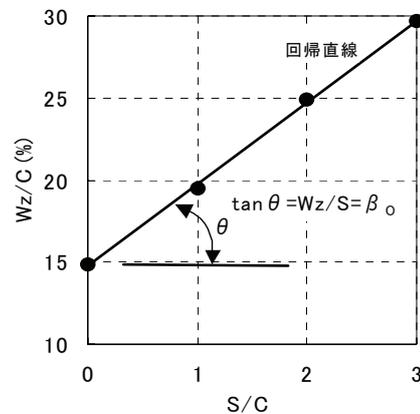


図 6.9 S/C と W_z/C の関係

6. 4. 2 細骨材保水モデル

図 6. 10 に遠心試験における排水・脱水・吸着水モデルを示す. 図 6. 10(a) は保水性能 (吸着水率 β_0) が調整含水率 ($A=5\%$) 以下の領域 ($\beta_0 \leq 5\%$) にある試料の場合を, 図 6. 10(b) は保水性能が調整含水率を超える領域 ($\beta_0 > 5\%$) にある試料の場合を表している. (a) の場合には, 調整含水量の余剰水およびバインダーであるセメントペースト中の余剰水が, 遠心力の作用によって脱水する. 一方, (b) の細骨材表面吸着水部分に未充填部が存在する場合には, セメントペースト中の余剰水の一部が細骨材未充填部に吸着されることとなる.

ここで, 図 6. 10 のモデルでは, 遠心試験により①余剰水は 100%排水・脱水し, ②細骨材未充填部分の未充填部は余剰水の吸着により 100%充填されると仮定する. このような仮定に基づき, 遠心試験時のモデルを図 6. 11 に示すように考える.

ここで, 図 6. 11(a) は $\beta_0 \leq 5\%$ の場合のモデルであり, 図 6. 10(a) では遠心試験前に調整含水率により保水性能を超える含水率を保有している状況を, 図 6. 11(a) では遠心力の作用により保水性能を超える含水率相当分の余剰水は排水・脱水され, 遠心力作用後には細骨材中に保水性能相当分の吸着水率 (β_0) が残留する状況を表している. この場合には, 遠心試験に関しては, これまで考えられていたとおりであり, 遠心力により余剰水が排水・脱水されて細骨材の保水性能に相当する吸着水率 β_0 が残留し, 細骨材の吸着水率は式 (6.2) となる.

$$\beta_0 = A - (A - \beta_{0-1}) = \beta_{0-1} \quad (6.2)$$

ここに,

β_0 : 細骨材の見かけの吸着水率(%)

β_{0-1} : 細骨材の真の吸着水率(%)

次に図 6. 11(b) において, 図 6. 10(b) では遠心試験前, 調整含水率 ($A=5\%$) だけでは試料細骨材の保水性能相当分が充分満たされていない状況を示している. この場合には吸水率相当分は充填されているが, 表面吸着水率(β_{OH})相当分に未充填部が生じていることを表している. 図 6. 11(b) では図 6. 10(b) の状態で遠心力作用時, バインダーであるセメントペースト ($W/C=45\%$) 中の余剰水が遊離して排水・移動時に β_{OH} の未充填部に吸着され, この部分が完全に充填される状況を表している. この場合には, 当初から細骨材表面吸着水相当分に未充填部が存在する状態であり, 遠心試験時に当初想定していなかった現象が生じていると考えられることから, 次のように考えられる.

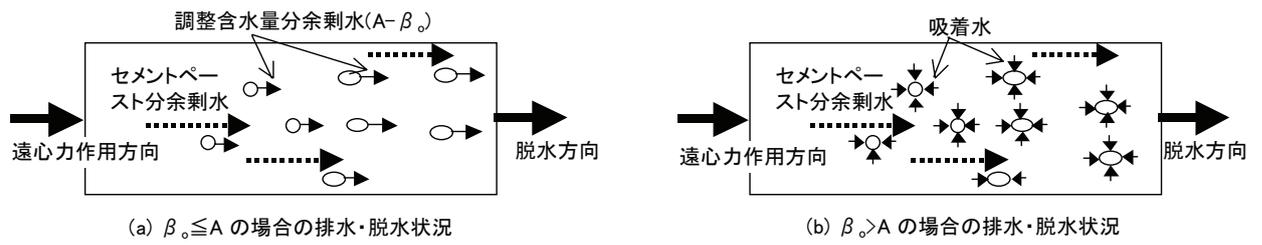


図 6.10 遠心試験における排水・脱水・吸着水モデル

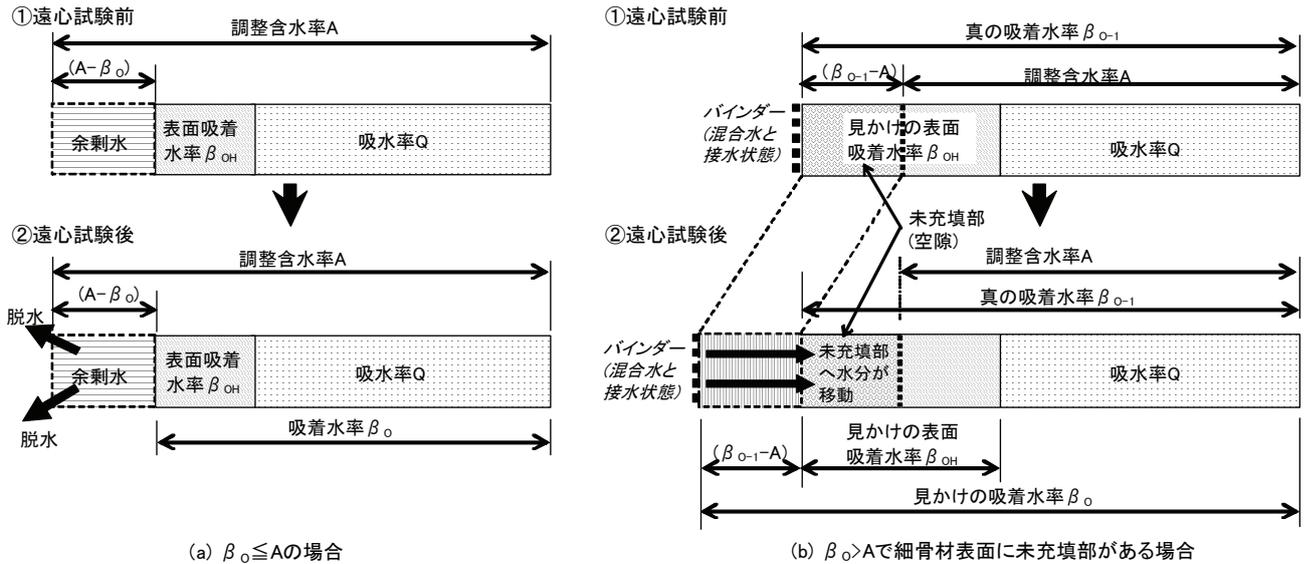


図 6.11 遠心試験における吸着水モデル

遠心試験前に調整含水率 ($A=5\%$) で吸水率 (Q) 部は完全に充填されているが、 β_{OH} 部分に未充填部 (空隙部分) が存在する。遠心試験後の残留水率の状況 ($\beta_0 > 5\%$) からセメントペースト中の余剰水により、試験前に空隙部を有していた β_{OH} 部分 ($\beta_{O-1} - A$) は完全に充填されている。この空隙部が完全充填された状態を真の吸着水率 (β_{O-1}) と定義する。求める吸着水率は空隙部分を余剰水により充填された β_{O-1} であると考え、遠心試験により算出された見かけの吸着水率 (β_0)、調整含水率 (A) をもとに式 (6.3) により算出する。

$$\beta_0 = (\beta_{O-1} - A) + \beta_{O-1} = 2\beta_{O-1} - A$$

$$\beta_{O-1} = \frac{(\beta_0 + A)}{2} \quad (6.3)$$

図 6.12 に新旧 2 方式で算出した吸着水率の比較を示す。この図によると、新方式で算出した吸着水率 (β_{0-I}) は旧方式で算出した場合と比べて、小さめの値となっており、改善が図られているが、 β_{0-I} は 5%を下回っていない。

ここで、式 (6.3) にて算出した β_{0-I} を用い、式 (4.3) より表面吸着水率 (β_{OH-I} と表記) を求め、図 6.13 に示す。また、従来の方方式で表面吸着水率を求めたものを図 6.14 に示す。この場合、解析時の Q は JIS A 1109 による測定値をそのまま用いている。この両図の比較から、以下のことが言える。

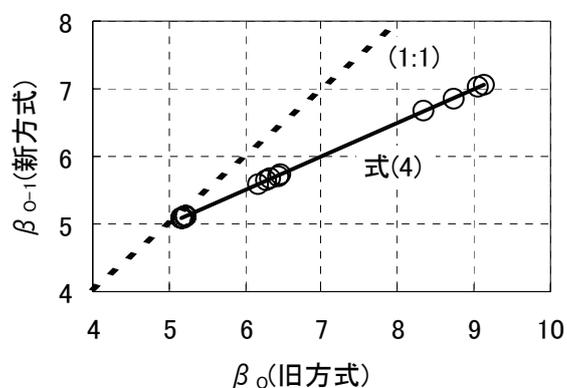


図 6.12 新旧 2 方式で算出した吸着水率の比較

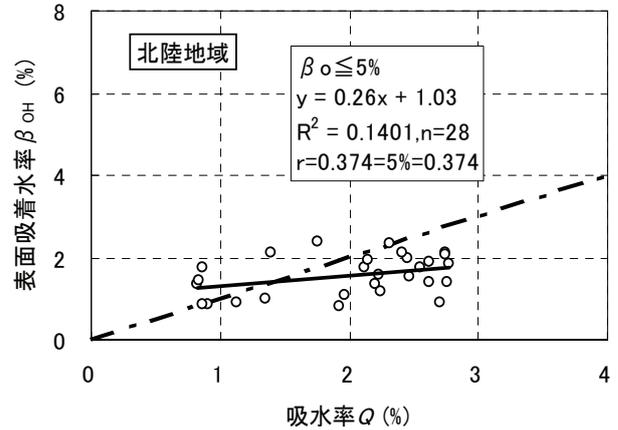
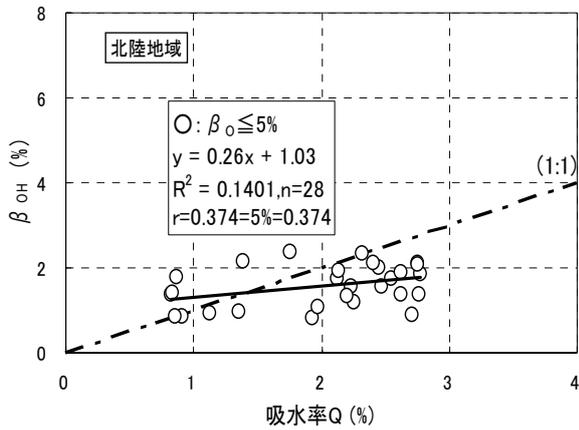
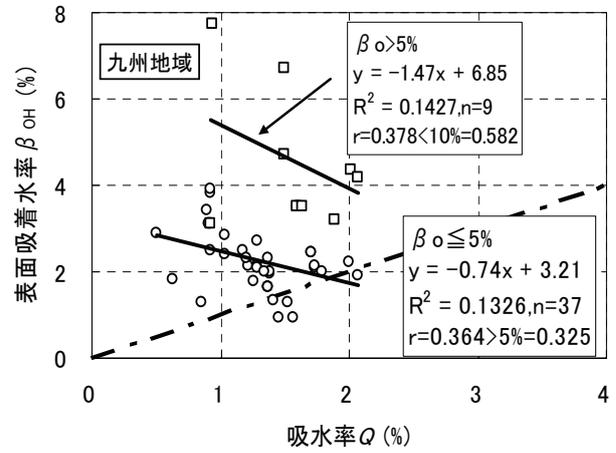
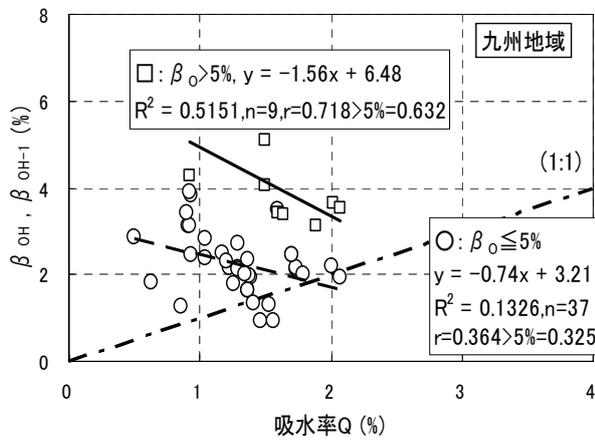
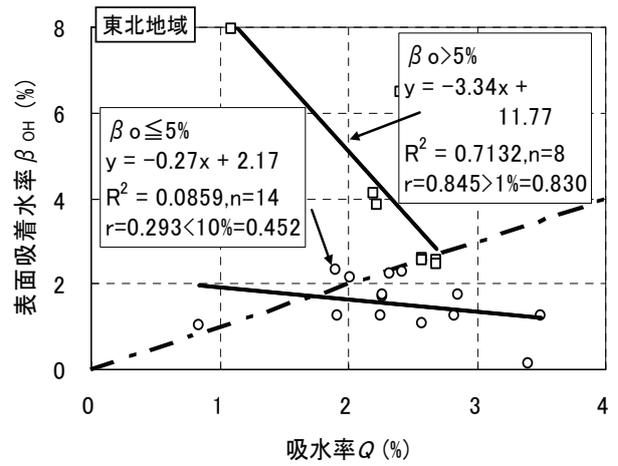
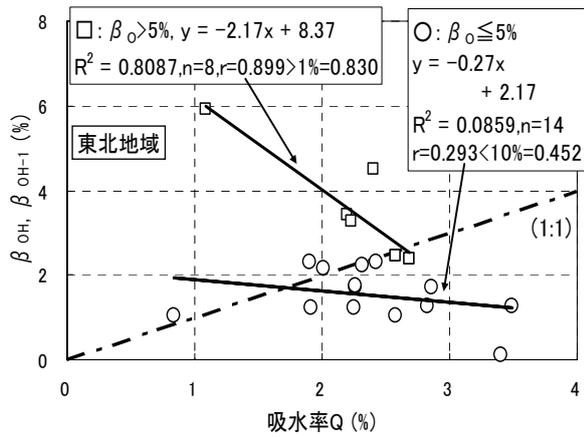


図 6.13 Q と β_{OH} および β_{OH-1} との関係(地域別)

図 6.14 Q と β_{OH} との関係(地域別)

- (1) $\beta_o > 5\%$ の場合における β_{OH-I} の値が特に Q の小さい領域で小さくなっている。
- (2) 九州地域の場合には、 $\beta_o \leq 5\%$ の場合であっても特に Q の小さい領域で、 β_{OH} は Q と比べて大きな値を示しており、北陸地域の場合の傾向と異なっている。

以上のことより、JIS A 1109による Q の測定値には、砕砂のように微粒分が多い細骨材の場合は限界があると考えられる。 Q の値に不具合があるとすれば、本試験時に β_{OH} の他、 Q の部分にも未充填部が存在することとなり、 β_{o-I} にはこれを含んでいることになる。しかしながらこの場合には、現在の試験方法では β_{OH} の真値を求めることは不可能である。

対応方法としては、調整含水率 A を現行の 5% よりも大きな値 (A') として遠心試験を行うことが望ましいと考えられる。そこで、吸水率が 5% 程度の低品質細骨材について、調整含水率 (A') を 7 および 10% として遠心試験を行った。その結果、得られた β_{OH} はおのおの 1.43 および 2.19% であり、 A' を大きくしていくと β_{OH} が一定値に収束する傾向が得られている。

6. 5 まとめ

高品質吹付けコンクリート（高品質吹付けコンクリート）について、これまで得られた検討結果から、細骨材の物性、保水特性、粘性項の経時変化状況が吹付け時の作業性、施工性能、硬化体性能に与える影響について、検討・考察を行なった。結果を以下に述べる。

- (1) 東北、北陸、九州各地域の細骨材には特徴が認められるが、北陸地域では大部分天然砂が使用されており、高品質吹付けコンクリートにとっては最良の細骨材である。一方、東北、九州地域では使用細骨材の種別も多く、したがって物性のばらつきが大きいこともあるが、全体として微粒分の影響を強く受けており、高品質吹付けコンクリートに悪影響を及ぼしていると考えられる（図6.1, 図6.13~14）。
- (2) 地域別の配合状況については、 $S_{0.15}$ による石灰石微粉末の置換量 (L)、総粉体量 (B)、保水特性 (Q , β_{OH}) により一次水量 (WI) が算出され、一次水粉体比 (WI/B) が決定される。 B は北陸地域が最も多く、以下東北、九州の順になっている。このことから、一次水量中の粉体量の影響度は北陸地域が最も大きく、 β_{OH} の影響度は九州地域が最も大きい結果となっている（表6.3）。高品質吹付けコンクリートは分割練り混ぜ（SEC）工法を採用しているので、 WI/B が造殻体の性能を表しているとしており⁴⁾、この造殻体に対する影響度も同様と考えられる。
- (3) 粘性項、地域別粘性項の経時変化状況から、粘性項の経時安定性に WI/B が大きく影響していることが分かった（表6.5）。粘性の経時安定性が高品質吹付けコンクリートにとって、施工性確保と粉じん低減のために、最も重要と考えられる。

- (4) 天然砂では概ね $\beta_{OH} \leq Q$ の関係にあるのに対して、砕砂では $\beta_{OH} \geq Q \sim 3Q$ の関係にあり、 Q の増加に対して β_{OH} の増加割合が大きくなっており、この傾向は特に Q の小さい領域で顕著である (図6.8).
- (5) $\beta_o > 5\%$ となる細骨材の大部分は砕砂であり、含有する微粒分がこの試験結果に大きく影響していると考えられる。この場合、試験時の未充填部が β_{OH} 部にのみ存在していたとした場合には、図6.10(b)および図11(b)のモデルの機構を考え、従来の遠心試験方法で用いられた算出式とは別の式(6.3)が考えられる。
- (6) NATMにおける吹付けコンクリートは、現場で入手可能な材料を用いて現場プラントで製造することが基本である。今回の検討結果から、東北・九州地域の一部細骨材に微粒分含有率が多く、高品質吹付けコンクリートに悪影響を及ぼしている状況が見られた。また、6.3.3で述べたように、SECによる造殻性能が粘性の経時安定性に大きく影響していることもわかった。したがって日常における施工状況の変化に着目して総粉体量や高性能減水剤の混入率を調整することで、所要の粘性を確保することが重要となる。このように日常の施工管理を徹底することで高品質吹付けコンクリートの特徴を生かした分離抵抗性が高く、圧送性に優れたフレッシュコンクリートの安定供給が可能となり、はね返り率や粉じん発生量の低減化、すなわち、さらなる高品質吹付けコンクリートの経済化が図れるものと考えられる。

参考文献

- 1) 登坂敏雄, 伊藤祐二, 櫻井清一, 末永充弘, 朝倉俊弘: 細骨材の保水特性が高品質吹付けコンクリートのフレッシュ性状に及ぼす影響, 土木学会トンネル工学論文集, vol.16, pp.57 - 68, 2006.
- 2) 登坂敏雄, 伊藤祐二, 末永充弘: 高品質吹付けコンクリートの粘性特性と施工管理指標に関する研究, 土木学会トンネル工学論文集, Vol.14, pp.107 - 114, 2004.
- 3) 登坂敏雄, 伊藤祐二, 櫻井清一, 末永充弘, 朝倉俊弘: 高品質吹付けコンクリートにおける細骨材使用実態と強度特性に関する研究, 土木学会トンネル工学論文集, Vol.15, pp.79 - 87, 2005.
- 4) 伊藤隆, 越智修, 末永充弘, 伊藤祐二, 田村忠昭: 分割練混ぜ (SEC) による新吹付けコンクリートの硬化体特性, 土木学会トンネル工学研究論文・報告集, Vol.10, pp.141 - 144, 2000.
- 5) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構: 高品質吹付けコンクリート設計・施工指針 (案), 1997.
- 6) 辻 幸和, 二羽淳一郎, 伊東靖郎, 岡村 甫: 遠心力を利用した細骨材の保有水試験方法, 土木学会論文報告集 第384号/V-7, pp.103 - 109, 1987.
- 7) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構: 高品質吹付けコンクリート設計・施工指針 (案), pp.65 - 71, 1997.
- 8) 伊藤祐二, 北川修三, 末永充弘, 弘中義昭: 混和材を用いた吹付けコンクリートの施工性および品質に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.1, pp.1429 - 1434, 1997.

第7章 トンネル覆工の単一構造の提案^{1),2)}

7. 1 概 説

一般に、NATMによるトンネルの構築においては、トンネル空間を保持するのは主としてトンネル周辺の地山が持つ支保機能であり、この地山の支保機能を有効に発揮させるために、吹付けコンクリート、ロックボルト及び鋼製支保工等の支保工が地山の状況に応じて施工される。良好な地山においては、掘削に伴い地山自身がグラウンドアーチを形成するが、緩みや塑性化が進行する脆弱な地山においては、支保工の機能により地山のアーチアクションの働きを助けグラウンドアーチの形成を促すと考えられる。その後、覆工コンクリートが施工されるが、内空変位測定等のデータに基づき、地山の変位が収束したことを確認したうえで施工されることから、基本的に覆工コンクリートは外力を受け持たない構造物である。

したがって、支保工としての吹付けコンクリートの品質が覆工コンクリートと同等であれば、覆工コンクリートを省略して、吹付けコンクリートでトンネルを仕上げることは可能であると考えられる。覆工コンクリートが省略できれば、覆工コンクリートの施工費のみならず、トンネルの掘削径を小さくできることから掘削の施工サイクルが向上することによる掘削費の縮減や全体工期の短縮による諸経費の縮減等、トンネルのコスト縮減に多大な貢献を果たすことができる。本研究では、このような覆工コンクリートを省略する形態を覆工の単一構造と呼んでいる。

一方、近年の日本経済は、高度成長時代から低成長（安定成長）の時代に入り、新設構造物のコスト縮減とともに既設構造物の維持管理が大きくクローズアップされてきている。この観点から見ると、狭い空間のトンネルは極めて補修しづらい構造物であり、特に鉄道トンネルでは活線状態での補修を強いられるのが一般的であり、夜間の補修間合いでの覆工コンクリートの打ち替え作業は多大な労力と経費を必要とする作業となる。最近では一部のトンネルの改修に吹付けコンクリートが用いられる例も見られるようになっているが、このようなトンネル補修の観点からも品質のよい覆工の単一構造の確立は急務となっている（表2.7）。

我が国における覆工の単一構造の適用例としては、鉄道トンネルには外房線における試験的な事例や作業用トンネルにその事例が見られるのみである。鉄道以外では、道路トンネルおよび水路トンネルに事例が見られる³⁾。

しかし、覆工の単一構造を適用するにあたり、主要な支保メンバーである吹付けコンクリートが受けた掘削時の荷重を算定し、永久覆工としての健全性を評価するとともに適用性を検討できる確立された方法がないのが現状である。

本章では、日常管理として行われる内空変位の計測結果から逆解析を利用して、吹付けコンクリートの力学的な健全性を評価する手法を提案している。また、覆工の単一構造を適用するトンネルの範囲の決め方および標準的な設計断面も合わせ提案する。

7.2 現状の吹付けコンクリートと覆工コンクリートの構造

トンネルで山岳工法を採用する場合、覆工コンクリートは、特殊な条件下を除き多くは設計計算を行わず、経験則から定めた基準等により施工されている。

新幹線建設においては、鉄道・運輸機構が制定した NATM 設計施工指針⁴⁾に基づき表 7.1 に示すように、覆工コンクリートの標準巻厚は、一般地山で 30cm、特殊地山では 30cm 以上と定められている。実務においては、特殊な条件下を除き、ほぼ 30cm の巻厚で施工されている。この場合の覆工コンクリートは無筋コンクリートで施工され、打設時期は原則として計測により変位の収束が確認された後、となっており、力学的機能を付加させない構造物としての意味合いが強い。

覆工コンクリートの設計荷重が考慮されるのは、都市トンネルに多い土被りが小さい未固結の地山、地形的に大きな偏圧が想定される場所等の特殊な条件下のトンネルに限られ、それらは本研究では覆工の単一構造化の対象から除外する。

一方、吹付けコンクリートは、ロックボルト、鋼製支保工とともに掘削時の荷重を直接受ける重要な支保メンバーである。

吹付けコンクリートの厚さは表 7.1 に示すように地山等級により異なり、標準で 5cm~20cm 程度と定められている。

これらを永久構造物として使用するためには、掘削による応力状態あるいは安定性を的確に把握する必要がある。

表 7.1 地山等級と吹付けコンクリートおよび覆工コンクリート厚さ⁴⁾

地山等級		吹付けコンクリート厚さ (cm)	覆工コンクリート厚さ (cm)
一般地山	IV _{NP}	5(平均)	30
	III _{NP}	10(平均)	
	II _{NP}	10(平均)	
	I _{NP}	15(最小)	
特殊地山	I _{SP}	15(最小)	30 以上
	I _{LP}	20(最小)	

7. 3 覆工の単一構造化に対する基本的な考え方

7. 3. 1 吹付けコンクリートの健全性の評価手法

吹付けコンクリートを永久覆工として使う場合、掘削時に作用する荷重とそれに対する支保耐力および支保としての機能を知る必要がある。

吹付けコンクリートの支保機能を地山との付着強度に着目した研究で桑原ら⁵⁾は、付着強度は岩の一軸強度が35MPa以下の場合には岩の強度に支配され、それを超えるとほぼ一定の値を示すと報告している。

水谷ら⁶⁾は鋼板と吹付けコンクリートの若材齢時の試験から吹付け後、約8時間以降の引張付着強度は一定(0.04MPa)となることを示した。Sala⁷⁾はFurkaトンネルにおける実験で、付着強度は1.3MPaであり、39個の供試体中18個は岩石が先に崩壊していると報告している。また、支保耐力に着目した研究でFernandezら^{8),9)}は、室内試験および現場試験の結果から支保能力を求める式を提案している。

水谷ら¹⁰⁾は同様の試験および解析から若材齢時(吹付け後8時間~20時間)の厚さ5cmの吹付けコンクリートで1.2m立法の岩塊を十分に支えられることを示した。

これらの研究から地山との付着強度が十分に発揮されれば、岩塊の抜け落ちに対しても大きな支保耐力を有することが分かる。

吹付けコンクリートを永久構造物として取扱う場合は、従来までの掘削による荷重を受持つ一次支保としての機能と永久構造物としての覆工コンクリートの機能を合せ持つ必要がある。

このため作用荷重に対しては十分に安全であると同時に覆工の単一構造体の安全性を評価する簡単な管理手法が必要となる。

しかし、吹付けコンクリートを覆工の単一構造体とするとき、この作用荷重を設計荷重として十分な精度で算定する手法が既往の研究には見当たらない。

そこで、ほぼ20m~30mごとに測定される図7.1に示すトンネル内空変位の結果と目視観察によって得られた、吹付けコンクリートがダメージを受けた箇所との関連を求めることとした。鉄道・運輸機構では、この両方の情報をデータベース化して蓄積している。

使用する内空変位データは、上半切羽直近から比較的安定した測定ができる天端沈下とスプリング付近の水平内空相対変位とした。

まず、坑内の吹付け面の観測結果から吹付けコンクリートが、クラックあるいは肌落ち等のダメージを受け始めたと考えられる天端沈下量 v_p と水平相対変位量 u_p を決定する。次いで、 v_p, u_p を入力値として逆解析を行うことで吹付けコンクリート応力と弾性係数の比 σ/E_c が求められる。ここで、吹付けコンクリートに作用する最大応力を吹付けコンクリートの破壊強度とすることにより、これに見合う吹付けコンクリートの構造体としての等価弾性係数 E_c

が定まる. この E_c を用いることにより任意の天端沈下量 v と水平相対変位量 u に対する吹付けコンクリート応力を求めることができる.

これらから, 許容応力度に対する天端沈下量と水平相対変位量を求めることにより, 覆工の単一構造に対する適用範囲を決定できる. 最終的には現場で適用範囲を決定するが, 従来行われてきた日常管理の中で決めるため新たな計測等の判断業務が発生しない.

しかし, 局部的には片押し等の変位もあるため, 最終的には目視観察による変状の有無の確認が必要である.

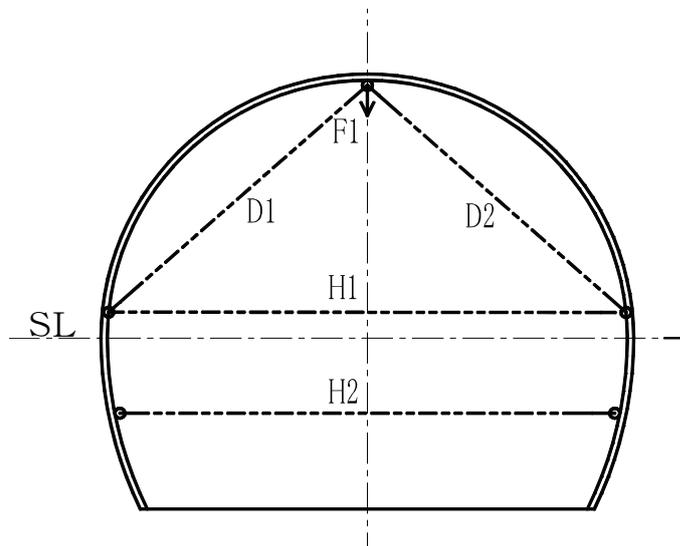


図 7.1 計測標準配置図

7. 3. 2 覆工の単一構造の適用方法と標準設計

新幹線トンネル断面を例に NATM の標準断面と覆工を単一構造とした時の標準断面図を、それぞれ図 7.2 と図 7.3 に示す。

覆工を単一構造とした時の対象は、側壁およびアーチ部分が対象となりインバート部は含まない。掘削断面は、NATM の標準断面に比べて幅で 40cm、高さで 20cm 程度縮小される。掘削時の支保の考え方は NATM 標準施工と同様であり、吹付けコンクリートは通常の吹付け厚さで掘削される。

掘削終了後、変位の進行がないことを確認した後、覆工の単一構造では、10cm 程度の仕上げ吹付けを施工し安全率の向上を図る。

覆工の単一構造の適用フローを図 7.4 に示す。

トンネルの事前調査が終わり施工計画の段階の判断で、地山が良好であり膨張圧あるいは偏圧の恐れがなく内空変位が適用範囲内に十分収まることが見込まれる場合は、縮小断面で掘削される。

しかし、当初から覆工の単一構造を見込むには、地質に不確定要素がある等、判断材料が不十分と考えられる場合には、通常の掘削断面で掘削されるのが望ましい。

この場合、掘削終了後の計測の結果で、変位が収束し、かつ変位量が適用範囲内に収まり、しかも、目視観察で適用が可能と判断される場合は、単に覆工を省略することが可能となり、何れの場合も大きなコスト縮減が図られる。

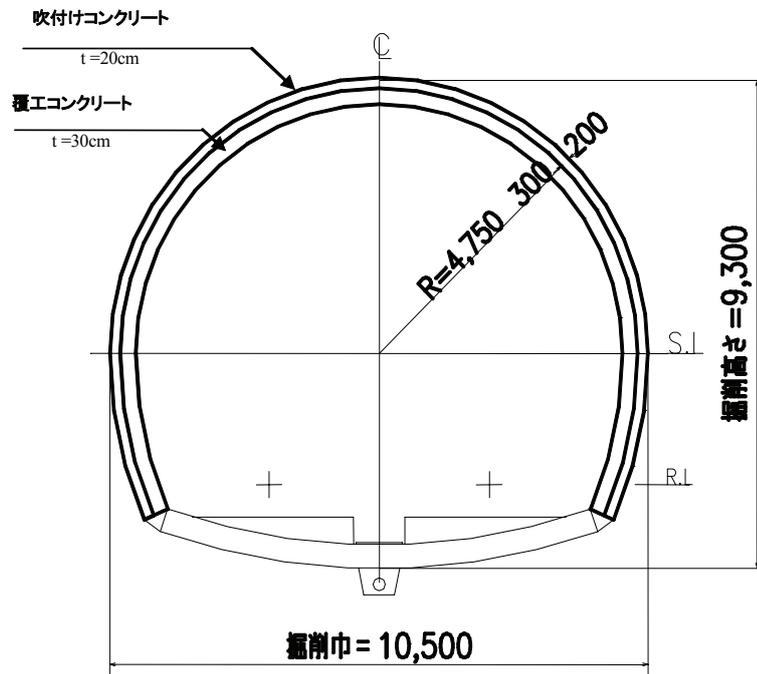


図 7.2 NATM 標準断面図

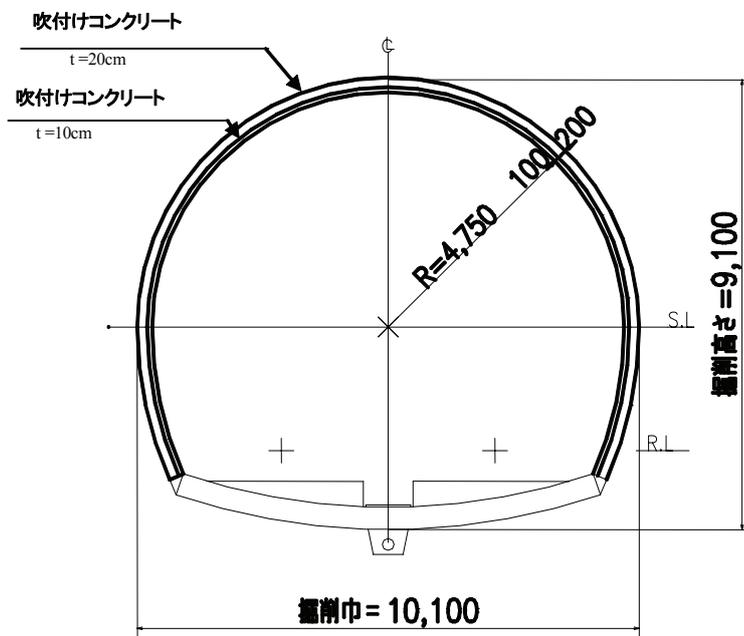


図 7.3 覆工の単一構造標準断面図

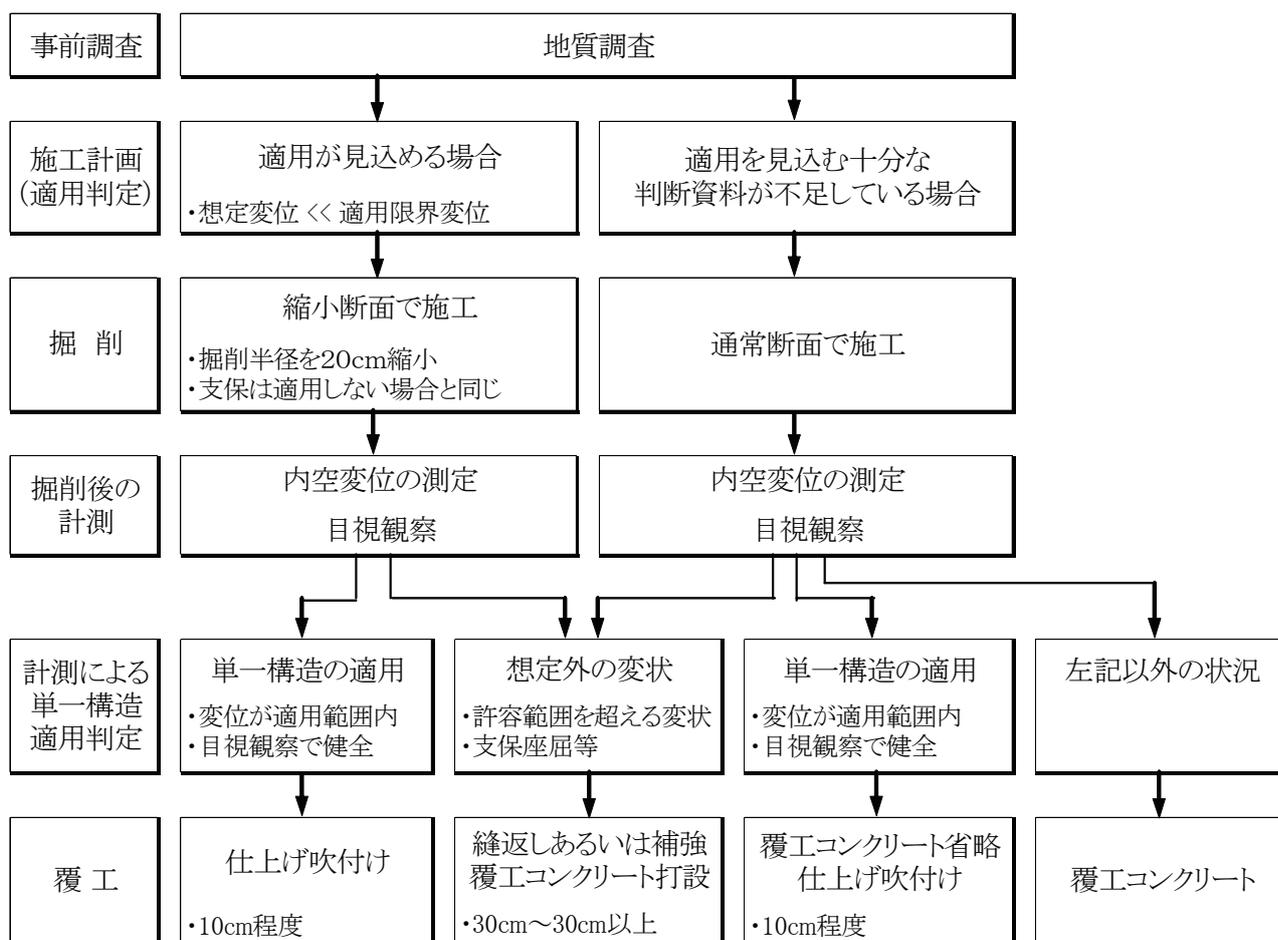


図 7.4 覆工の単一構造適用フロー

7. 4 まとめ

本章では、現状の吹付けコンクリートと覆工コンクリートを概観し、吹付けコンクリートによる覆工の単一構造の適用性について言及するとともに、覆工の単一構造化に対する基本的な考え方を示した。

まず、支保工として施工された吹付けコンクリートの健全性の評価方法を示している。すなわち、日常管理として行われる内空変位の計測結果から逆解析を利用して、吹付けコンクリートの力学的な健全性を評価する手法を提案した。次いで、覆工の単一構造を適用するトンネルの範囲の決め方および標準的な設計断面も合わせ提案するとともに、覆工の単一構造適用の基本的考え方のフローを示した。

参考文献

- 1) 登坂敏雄, 阿部敏夫, 朝倉俊弘 : トンネル覆工の単一構造化における現場計測による検証と適用に関する研究, 土木学会論文集, 部門C, Vol.63, No.4, pp.1079-1090,2007.
- 2) T.Tosaka,T.Asakura,T.Abe,Y.Ito,and S.Suenaga : Study on a strength characteristic and a quality control of the high quality shotcrete which aimed at single-shell structure of a tunnel lining, Proceedings of the 33rd ITA-AITES world tunnel congress, pp.1369 - 1375, 2007.
- 3) 例えば, 社団法人日本トンネル技術協会 : 現場技術者のための吹付けコンクリート・ロックボルト, 2005.
- 4) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 : NATM設計施工指針, 1996.
- 5) 桑原啓三, 平野勇, 石塚克己, 阿部昌彦 : 道路切り取り面の安定に関する調査, 土木研究所資料, 第1935号, 1983.
- 6) 水谷敏則 : 吹付けコンクリート薄肉覆工の支保機能に関する実験的研究, 社団法人日本トンネル技術協会, トンネル技術講演会, 1984.
- 7) Alex Sala, Der Furka-Basistunnel, トンネル新技術に関する海外文献集, pp73 - 76, 社団法人日本トンネル技術協会, 昭和58年度版.
- 8) Fernandez-Delgado, Get al.: Structural Behavior of Thin Shotcrete Liners Obtained From Large Scale Tests, Shotcrete Conference, 1976.
- 9) Fernandez-Delgado, Get al.: Thin Shotcrete Linings in Loosening Rock RETC, Proceeding, 1979.
- 10) 水谷敏則, 猪熊明, 大久保雅憲, 平岡弘志 : 吹付けコンクリート薄肉覆工の支保機能に関する実験的研究(2) , 木研究所資料, 第2154号, 1984.

第8章 覆工の単一構造の適用範囲と数値解析による評価^{1),2)}

8.1 概説

本章では、第7章において提案した吹付けコンクリートの健全性の評価手法を新幹線トンネル断面の実測結果に適用し、覆工の単一構造が適用可能な内空変位の範囲を具体的な数値で示すとともに、数値解析を用いて吹付けコンクリートの健全性および覆工の単一構造の適用範囲を検証する。

8.2 吹付けコンクリートの支保構造体としての変位特性と健全性

NATMにおいては、現場計測により施工管理が行われる。新幹線の建設においてはNATM設計施工指針³⁾に従い、通常的地山および支保の管理として行われる計測Aと比較的悪い地山に対して詳細な調査を目的に集中的に行われる計測Bとに分けて実施するのが通例である。この内、通常的地山管理に用いられる計測Aは、主に天端沈下とスプリング付近の水平相対変位測定を中心に複数の内空変位測定を組合せて用いられる。

これらは掘削切羽近傍では支保および補助工法の適否、覆工コンクリートについては打設時期等の判断材料として使われている。このため計測は地山の性状に関係なく20m～30mの比較的短い距離間隔で、しかも変位が収束されるまで計測される。このような関係から、ここでは吹付けコンクリートの本設構造物への適用範囲を検討する基礎資料としてこれを用いることとした。

ここで用いた計測データは、現在建設が進められている北陸新幹線、長野・富山間で最も長い延長22km225mの飯山トンネルのうち掘削が終了している21km498mのデータを使用している。

8. 2. 1 飯山トンネルの地質および施工

飯山トンネルの地質を図8.1に示すが、新第三紀～第四紀下部更新世に形成された新潟堆積盆地で、北部フォッサマグナが海進・海退を繰り返しながら埋積した堆積層の一部である。この埋積物の地質構造は、ほぼ平行に北北東-南南西方向の軸を持ち、褶曲構造が数列並送している。それらの軸の長さは10～30km、幅は5～10km程度であり、トンネルはこの褶曲軸に斜交しており、富倉背斜が代表的な軸となっている。

また、東菅沼工区にも向斜軸の存在が想定できる。トンネルに出現した地質のうち、最下部を構成する寺泊層は、新井工区に多く出現し、暗灰色の泥岩を主体とする、まれに中粒砂質凝灰岩を挟む海盆地堆積物である。木成工区に多く出現した椎谷層は、主として暗灰色の軟質泥岩からなる海盆地-陸棚斜面の堆積物である。この泥岩は風化すると細かく崩れ、スレーキングが激しいのが特徴である。

西山層は、富倉・新井・東菅沼・板倉の各工区に出現し、灰緑～暗灰色の塊状泥岩で構成される。灰爪層は、上倉・富倉・東菅沼の各工区に出現し、新第三紀鮮新世から第四紀更新世にかけて堆積したとされ、細～中粒砂・砂質シルト・砂泥互層からなる。小国層は、上倉・板倉の両端の工区に出現し、礫岩・砂岩・泥岩・火砕岩で構成され、堆積環境が海成から陸成へと変化している。

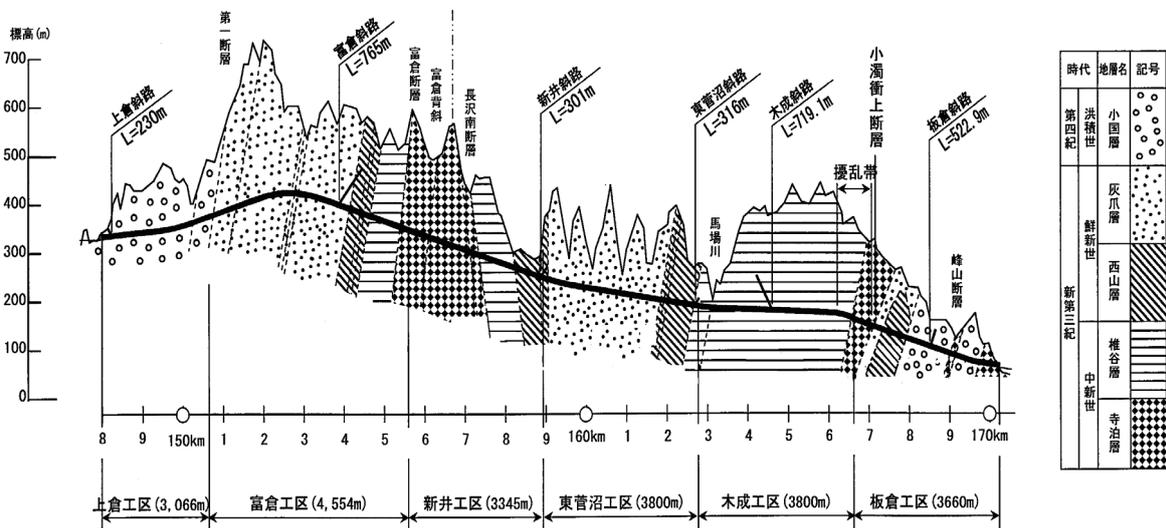


図8.1 飯山トンネル地質縦断面図

このように、地質は、長大トンネルということもあり、一様ではなく変化に富む。また、土被りも 0m～最大 332m と小さな土被りから大きな土被りまで存在する。この様な多様な施工環境を反映して、測定データも水平相対変位で、数十 mm の小さな変形量から 500mm にも及ぶ大きな変位まで計測され、データを整理する上で好ましい環境と考える。

吹付けコンクリートの健全性を内空変位で評価する場合、施工法の影響を受けると考えられる。例えば、上半支保の脚部の沈下が小さいサイロット工法と脚部の沈下が通常の現象として起こる上半先進工法とでは、評価が異なることが考えられる。飯山トンネルで採用された施工法は、ミニあるいはショートベンチカット工法が主体となっている。一部、全断面閉合後に、鋼製支保工および吹付けコンクリートによる増し支保を施工する多重支保工法⁴⁾があるが、これらについては、吹付けコンクリートに与える変位量が特定できないため検討対象から除いた。

吹付けコンクリートの厚さについては、15cm と 20cm で施工されたものが大半を占め、ほぼ同数程度の割合となっている。吹付けコンクリートの中で一部、鋼繊維補強 (SFRC) を行った区間もあるが、これも検討対象から除いている。

8. 2. 2 現場計測結果と吹付けコンクリートの健全性

検討に用いた測線は前章の図 7.1 に示している、通常の計測管理として測定される測線の内、測定時期が最も早く安定して計測されるスプリング付近の水平内空相対変位と天端沈下の結果を用いている。

図 8.2 に水平内空相対変位と天端沈下の関係に坑壁の観察記録から評価された吹付けコンクリートの健全度を内空変位の大きさを変えて示している。

計測範囲は水平内空相対変位で 500mm、天端沈下で 300mm までのデータを全 899 点示している。

図中の吹付けコンクリートの健全度を示す評価で、○印は健全と報告されたデータであり、×印は吹付けコンクリートのクラック等何らかの変状が報告された箇所を示している。

図から明らかなように吹付けコンクリートには内空変位が大きくなるに従い変状が現れることが分かる。

しかし、健全な範囲と変状を示す範囲に明確な境界はなく領域を共有し、内空変位が進行するに従って吹付けコンクリートは徐々に健全性を失い変状状態へと移行する様子が分かる。

これらの点を明確にするため、内空変位を区間分けし、その範囲の全データに対する変状状態の比率を求めた。

また、吹付けコンクリートの変状は、天端沈下に起因する場合と水平相対変位に起因する場合とがあり、両者は分離し整理する必要がある。

データの整理にあたり、水平内空相対変位と天端沈下を比較して、前者が大きいグループと後者が大きいグループに分類した。この時、坑壁変位で見た場合、水平内空相対変位は天端沈下の 2 倍になる点を考慮して分類整理した。それぞれの結果を図 8.3 に示す。

図から水平内空相対変位で 100mm、天端沈下で 50mm 以内は、ほぼ健全なデータで占められることが分かる。水平内空相対変位と天端沈下の変位比率を考えると健全性が失われる点はほぼ一致する。

さらに、データの多い水平内空相対変位で詳細を確認すると図 8.4 のようである。

吹付けコンクリートがダメージを受けるのは、100mm 以下では数%に止まるものが、それを超えると変状の確率は急激に増加し、300mm を超えるとほぼ全数変状状態へと移行する。これからの結果から、吹付けコンクリートの健全性は水平相対変位で 100mm までは保たれると評価できる。

なお、ここでの結論は、新幹線トンネル断面による計測結果から評価したものであり、断面および形状が異なる場合は、データの集積により数値解析を利用し評価することが考えられるが、現状では、それぞれについて本章で提案する計測による評価が必要と考える。

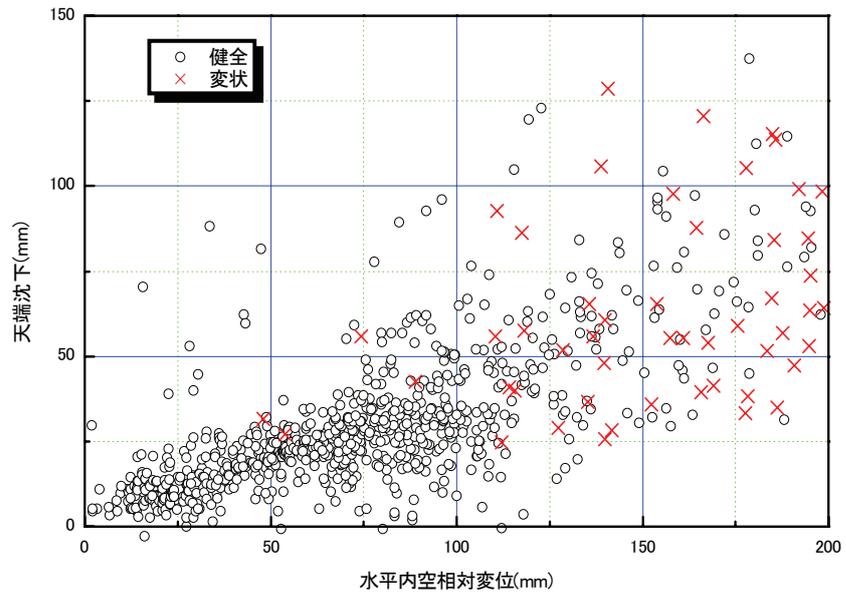
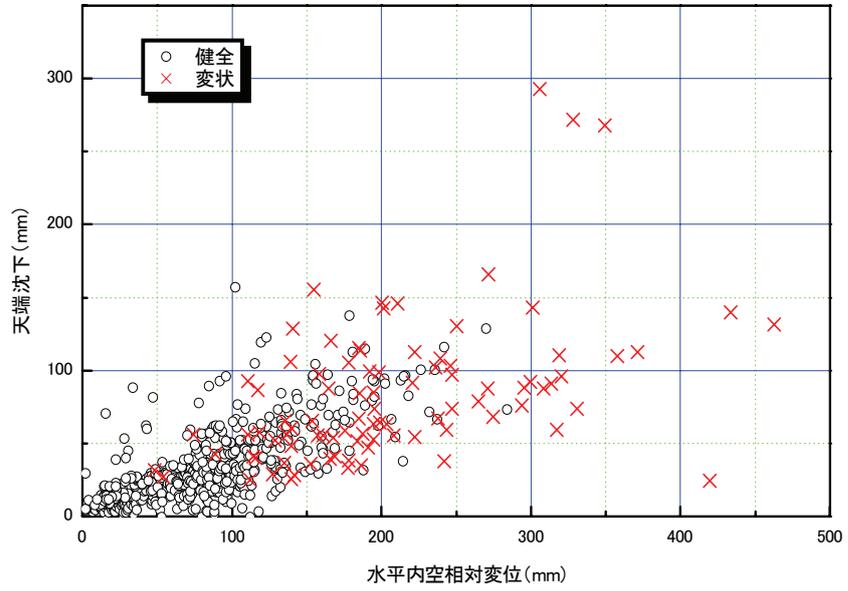


图 8.2 天端沉下と水平内空相对变位

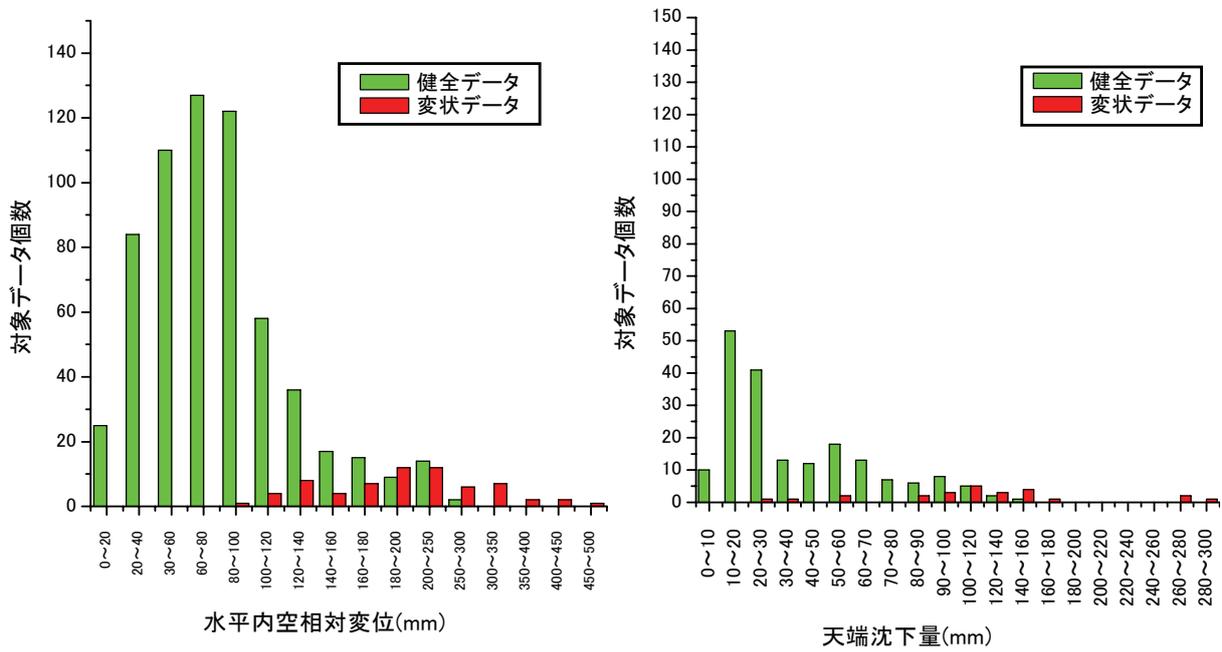


図 8.3 内空変位と吹付けコンクリートの変状

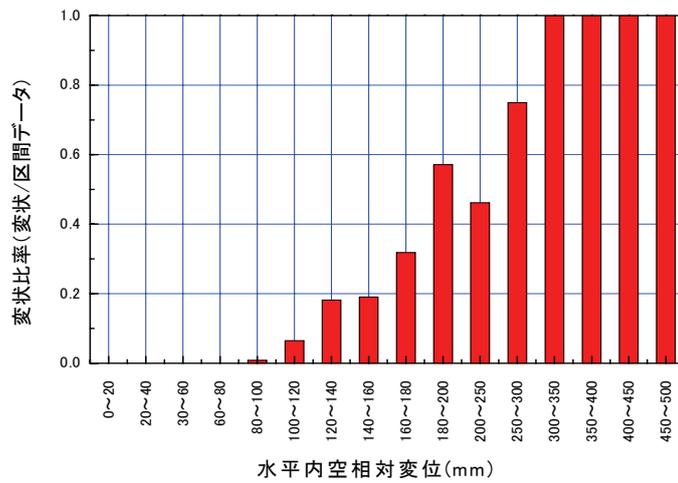


図 8.4 内空変位と変状比率

8. 3 吹付けコンクリートの単一構造としての適用範囲

8. 3. 1 吹付けコンクリートの支保としての物性評価

トンネル支保構造体としての吹付けコンクリートの物性は、材齢 28 日の単体の物性に比べて低く評価する必要があることは良く知られている⁵⁾。

原因の一つは、変位の発生が一部、時間依存性の強い特殊な地山を除き、掘削点から比較的短い距離で収束することに起因する。

弾性論をもとに通常言われる鏡面から 2D 程度までの範囲で支配的な変位が発生すると考えると、10m 程度の複線の新幹線トンネル断面でも 2 日から 5 日程度で掘削される場合が多い。

このため、吹付けコンクリートは極若材齢時にその変位の影響を受け、時間依存性を含めたその剛性は低下することになる。

また、乾燥収縮等による見掛けの剛性の低下もあり、吹付けコンクリートの剛性は 28 日材齢時より低くなる。

また、トンネルはショートベンチカット等の分割断面で掘られる場合が多いが、脚部の沈下による「とも下がり」あるいは閉合前の抵抗力が小さいことによる変位が通常の現象として現れる。

さらに支保背面に生じる掘削による地山の浮きやゆるみ等が緩衝帯として変位を吸収するため、構造体としての吹付けコンクリートの剛性は材齢 28 日のものに比べ低く評価する必要がある。

ここでは、単一構造体の剛性を吹付けコンクリートの強度と内空変位および変状の関係から評価する。

吹付けコンクリートの破壊強度は、前節で述べたように 27MPa 程度である。また、吹付けコンクリートがダメージを受ける発生頻度が多くなるのは、最終変位量 100mm 以上となることが前節で分かった。

このため、吹付けコンクリートに変状が始まる点で、吹付けに作用する最大応力は破壊強度に達すると考え、逆解析により弾性係数を求めて、支保構造体としての剛性を評価することとした。

図 8. 5 は吹付けコンクリートの見掛けの弾性係数を逆解析により求めたものである。逆解析に用いた計測データは、図 8. 4 に示すように最終計測変位が 100mm を超えると変状が始まると考えられることから、この点を超える直近 2 点の計測断面を用いた。この図から、内空変位が同一であっても、吹付けコンクリートの弾性係数は周辺地山の剛性が増すに従って小さくなる傾向を示すことが分かる。しかし、その減少幅は小さく、しかも、覆工の単一構造を適用する地山は、比較的良好的な地山に限定される点を考慮すると、吹付け

コンクリートの剛性は、周辺地山の剛性の影響を考慮する必要はなく内空変位のみで評価できることが分かる。結果的に吹付けコンクリートの健全性も周辺地山の剛性の影響を受けずに評価される。

覆工の単一構造の適用範囲を内空変位で決める場合、吹付けコンクリートの変形性能が問題となるため見掛けの弾性係数は大きいほうで決める必要がある。すなわち、吹付けコンクリートの安全性を評価する場合において、吹付けコンクリートの発生応力が過少評価にならないよう大きめに設定する必要がある。

比較的剛性の低い地山、弾性係数として 500MPa を適用しても吹付けコンクリートの見掛けの弾性係数は、2,500MPa 程度に見込めばよく、現実的な適用範囲を硬岩として弾性係数で 2,000MPa 程度と考えるなら、図 8.5 から吹付けコンクリートの見掛けの弾性係数は 2,200MPa 程度を見込めばよいことが分かる。いずれにしても大きな差はないが今後の検討には後者を用いることとする。

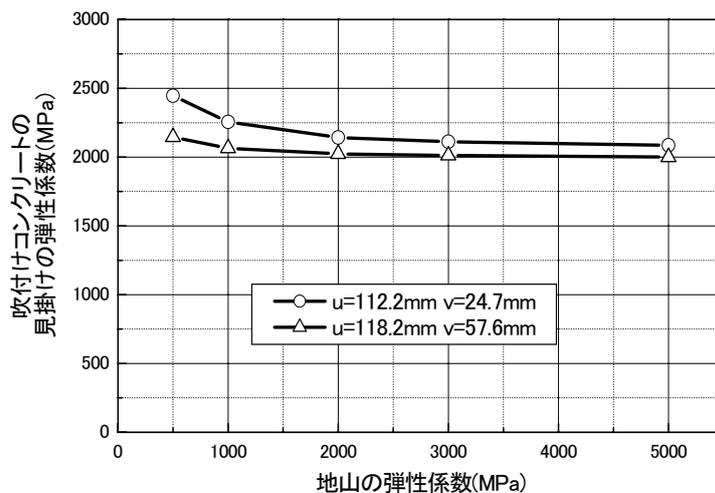


図 8.5 吹付けコンクリートの見掛けの弾性係数と地山の弾性係数

8. 3. 2 吹付けコンクリート応力と覆工の単一構造の適用範囲

飯山トンネルの計測結果から、トンネルの内空変位が 100mm を超えると吹付けコンクリートに変状が現れ始める。しかし、全体に変状が認められるのは 300mm を超える時点であり、この間徐々に変状発生の確率が増す傾向を示す。

このため、変状の始まる時点で吹付けコンクリートの破壊強度に達したと評価することにより安全側に設定される。さらに許容応力度を設定し、これにより設計することで安全率を確保することとした。

覆工の単一構造体の範囲にインバート部分は含まない。また、端部の応力集中の範囲については、インバート施工時に手直しして仕上げられることから応力の検討の対象範囲から除いた。ただし、今回の調査結果ではこの範囲を含み吹付けコンクリートの変状状態を調査し判断している。

適用範囲の計算に用いた吹付けコンクリートの見掛けの弾性係数は 2,200MPa、破壊強度は 27MPa、許容応力度は 23MPa とした。まず、吹付けコンクリートが実際にダメージを受けたデータを用い、吹付けコンクリートの応力状態を解析的に求め、その適用性を検討する。

FEM 解析に用いたメッシュを図 8.6 に、解析結果を図 8.7 に示す。図の応力分布から、曲げモーメントの影響は少なく、軸力が卓越している様子が分かる。すなわち、吹付けコンクリートは形状が薄く、さらに適用範囲として与える変位も小さい。しかも、極端な偏圧が作用しない場合には、覆工の単一構造体として適用する範囲は、軸力が卓越する安定した応力状態になることが分かる。

ただし、端部には応力集中のため曲げモーメントの発生が認められる。

この範囲については最終的に目視観察で確認し、もしダメージを受けている場合は、その部分のみ最後の仕上げ吹付けの際に吹き直す程度で良いと考える。

次いで、水平内空相対変位および天端沈下の変位量を変化させ、吹付けコンクリートが許容応力度および破壊強度に達する分布を求め、解析的に適用範囲の設定を試みる。解析結果を示すと図 8.8 のようである。

図から覆工の単一構造体の許容応力度に対する適用範囲は、水平内空相対変位と天端沈下で、それぞれ 90mm、55mm 以内と設定できる。

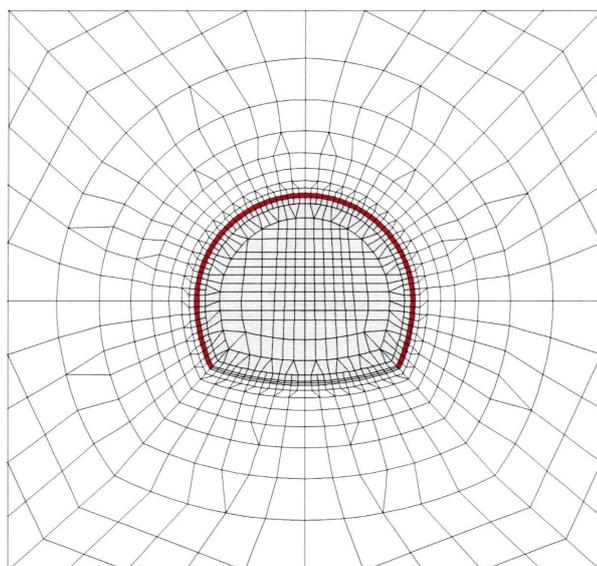


図 8.6 解析メッシュ図 (覆工コンクリート周辺)

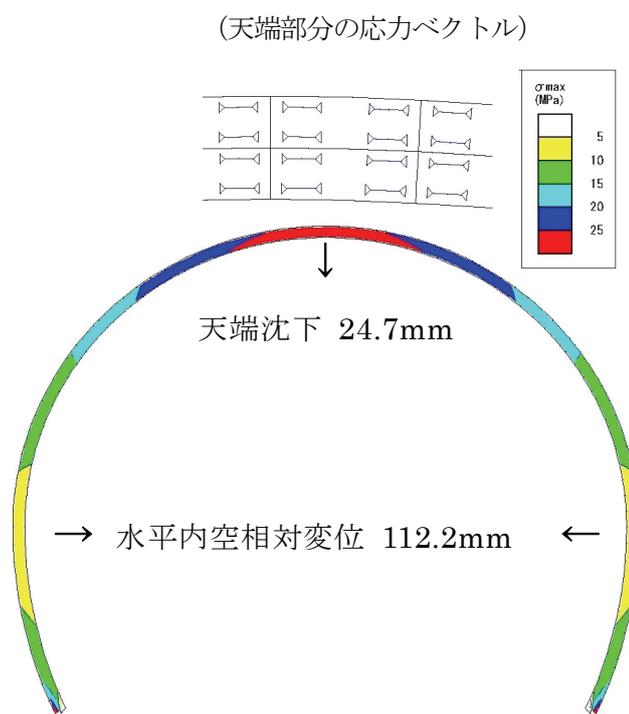


図 8.7 吹付けコンクリートの応力分布図

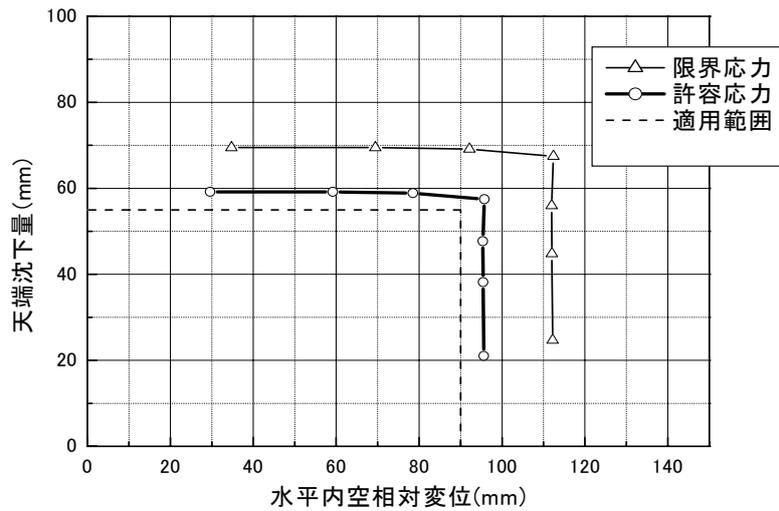


図 8.8 覆工の単一構造の適用範囲

8. 4 脆弱な地山に対する適用性の検討

8. 4. 1 評価方法

地山が脆弱で初期地圧が大きい場合、時として大きな変位をもたらし、縫い返し等の不測の事態が生じることがあるが、ここでは、このような大変位の問題は対象としない。

ここで取扱うのは、前節で検討した覆工の単一構造の適用範囲である水平内空相対変位で 90mm、天端沈下で 55mm 程度に収まる地山が対象となる。

このように変位を規制し、さほど大きくならない場合は、脆弱でも均一な地山に対する問題は少ないと考える。

むしろ良好な地山と脆弱な地山が接し偏圧となる場合や脆弱な地山の塑性あるいはゆるみが進行し、境界域で急激な変位の増大が発生する場合に問題が生じるのは容易に想像される。

本節では、このような問題を有限要素法による数値解析を利用して評価している。

検討はベンチカット工法を想定して、次の三ケースについて行った (表 8.1, 図 8.9)。

ケース 1 は、全体が均一で軟らかい地山を想定した解析。

ケース 2 は、堅岩と脆弱な地山が接する場合で、吹付けコンクリートに対して偏圧となるが、地山の連続性は保たれる場合を想定した解析。

ケース 3 は、ケース 2 と同様に堅岩と脆弱な地山が接する場合で、脆弱な地山がせん断破壊を起こし地山の連続性が失われる場合を想定した解析。

本論文で扱うような問題に対して、ケース 1 および 2 は変形量も小さいことから弾性問

題として取り扱えると考えられる。

しかし、ケース 3 のような地質境界で急激な変位増加がおこるような問題に対しては、不連続挙動を表現できる非線形解析による必要があると考える。

地山は応力が増大するにつれ変位特性に非線形が現れてくる。

奥田ら⁶⁾は、このような非線形性は、せん断ひずみによるせん断剛性の低下によるものとする逆解析法を提案し、これを現場計測に適用して有効性を実証した。

このモデルは連続体モデルで不連続性を表現できるため、本論文ではこの構成則を適用することとした。

応力 $\{\sigma'\}$ とひずみ $\{\varepsilon'\}$ は 2 次元平面ひずみ状態における局所座標系 (X', Y') において、次のように表される。

$$\{\sigma'\} = [D'] \{\varepsilon'\} \quad (8.1)$$

ここで、 $[D']$ は局所座標系における応力ひずみマトリックスであり、次式で与えられる。

$$[D'] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & 0 \\ \nu & (1-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & m(1+\nu)(1-2\nu) \end{bmatrix} \quad (8.2)$$

ここで、 $m = \frac{1}{2(1+\nu)} - d$ と表されると仮定した。

d は塑性やゆるみによる損傷 (damage) の程度を表す異方性損傷パラメータ (Anisotropic Damage Parameter) と呼ばれ、次式により表される。

$$d = (m_e - m_r) [1 - \text{Exp}\{-100\alpha(\gamma - \gamma_l)\}] \quad (8.3)$$

ここに、 $m_e : m$ の初期値 {弾性体の $m : m_e = \frac{1}{2(1+\nu)}$ }

$m_r : m$ の残留値 (収束値)

γ : 最大せん断ひずみ

γ_l は損傷が始まるせん断ひずみを表し地山固有の値であり強度に依存する。

塑性を表す破壊基準は Drucker Prager の基準に従うものと仮定し、 $\{\sigma'\}$ が破壊曲面 σ_f を超える場合、 γ_l は平均主応力 σ_m を不変とした σ_f から求められるせん断ひずみで表されるものとした。

表8.1 解析ケース (シミュレーション)

		単位	吹付けコンクリート	脆弱地山	堅岩	記事
ケース1	弾性係数 E	MPa			-	初期地圧による変位調整
	ポアソン比 ν					
ケース2	弾性係数 E	MPa	2,700	300	1,000	
	ポアソン比 ν					
ケース3	弾性係数 E	MPa		1,000		粘着力による変位調整
	ポアソン比 ν					
	粘着力 c	MPa		0.05~		
	内部摩擦角 ϕ			deg		

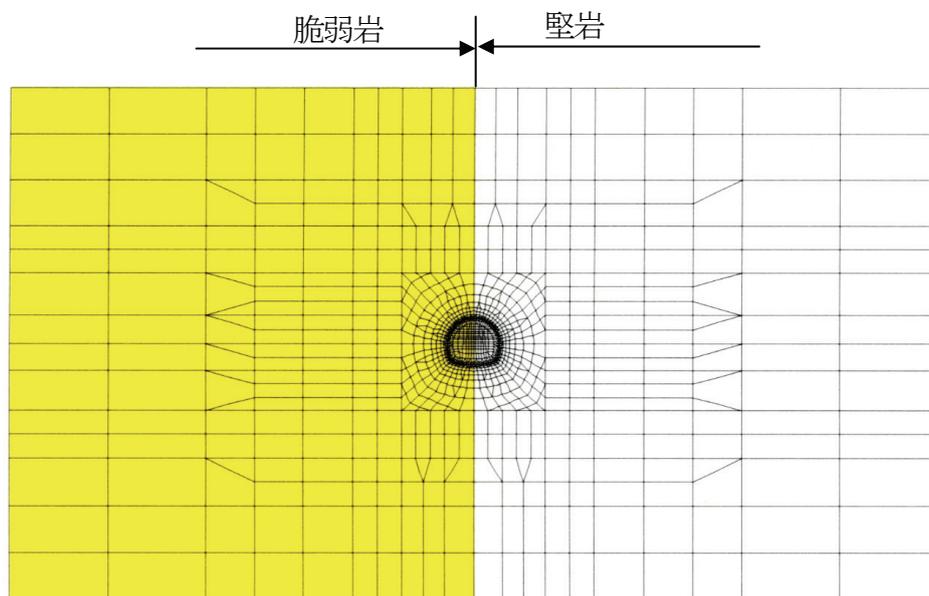


図 8.9 解析モデル図 (ケース2, 3)

8. 4. 2 脆弱な地山への適用性の検証

覆工の単一構造の主な対象は、良好な堅岩が対象になるが、脆弱な地山に対しても適用性を検討することは、経済的にもメリットが大きい。

解析は、ロングベンチカット工法を想定して応力解放率は、上半の先行掘削段階で 30%、上半吹付けコンクリート施工後 70%とした。

下半についても同様の手順として、吹付けコンクリートの許容応力度である $\sigma=23\text{MPa}$ 、限界応力の $\sigma=27\text{MPa}$ 近傍の応力と内空変位の関係を求めた。

内空変位の変化は、ケース 1 および 2 の弾性解析に対しては、初期地圧を変化させることで、ケース 3 の非線形解析に対しては、粘着力 c を変化させることで求めた。

変位と応力の解析結果を図 8. 10 に、吹付けコンクリートの変位分布と応力分布を図 8. 11 にそれぞれ示す。

ケース 1 の比較的柔らかくて均一な地山では、適用限界である水平内空相対変位の 90mm に対して、吹付けコンクリートは堅岩と同レベルで許容応力度以内に治まる。

また、変位分布はロングベンチカット工法を想定しているため、上半と下半で変位に差があるが、全体に均一に変位が進行し、応力も最大となる天端付近を中心に急激な変化が無く比較的低い応力状態で安定する。

このことから、小さな変位で規制することもあり同一変位に対して、堅岩、脆弱岩による違いは少なく、均一な地山であれば問題なく対応できることが分かる。

ケース 2 の脆弱な地山と堅岩が接する場合で、吹付けコンクリートに偏圧が作用する場合の解析では、均一な地山と比較すると同一変位に対して、応力は多少高くなり、変位の適用限界で限界応力度を多少越える。

変位分布で見ると、地層の境で変位が大きくなり、応力もこの変位に従い増加することが確認できる。

解析結果は、ほぼ限界応力度以内に収まり、最終的には目視等の確認により対応が可能と考えられる。

ケース 3 の脆弱な地山と堅岩が接する場合で、塑性やゆるみが進行する場合の解析では、比較的小さな内空相対変位で許容応力度値を超えている。

変位分布で見ると地質境界で大きく変位が増加し、それに従い応力も増加する様子が分かる。したがって、このような塑性が進む地山に対しては、覆工の単一構造は適用できないこととなる。

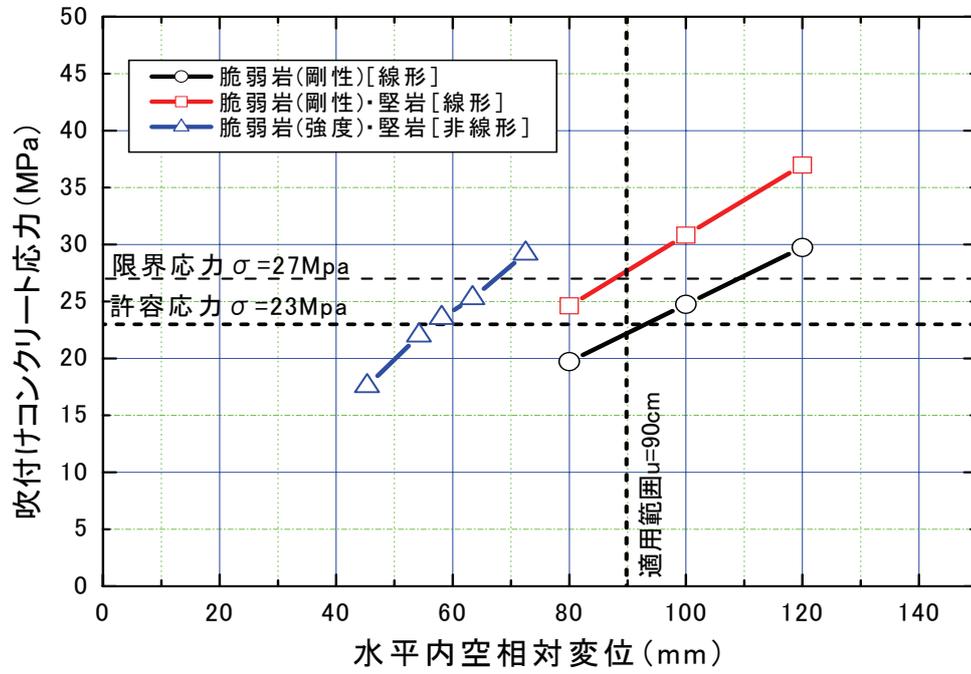


図 8.10 脆弱な地山による吹付けコンクリートの応力

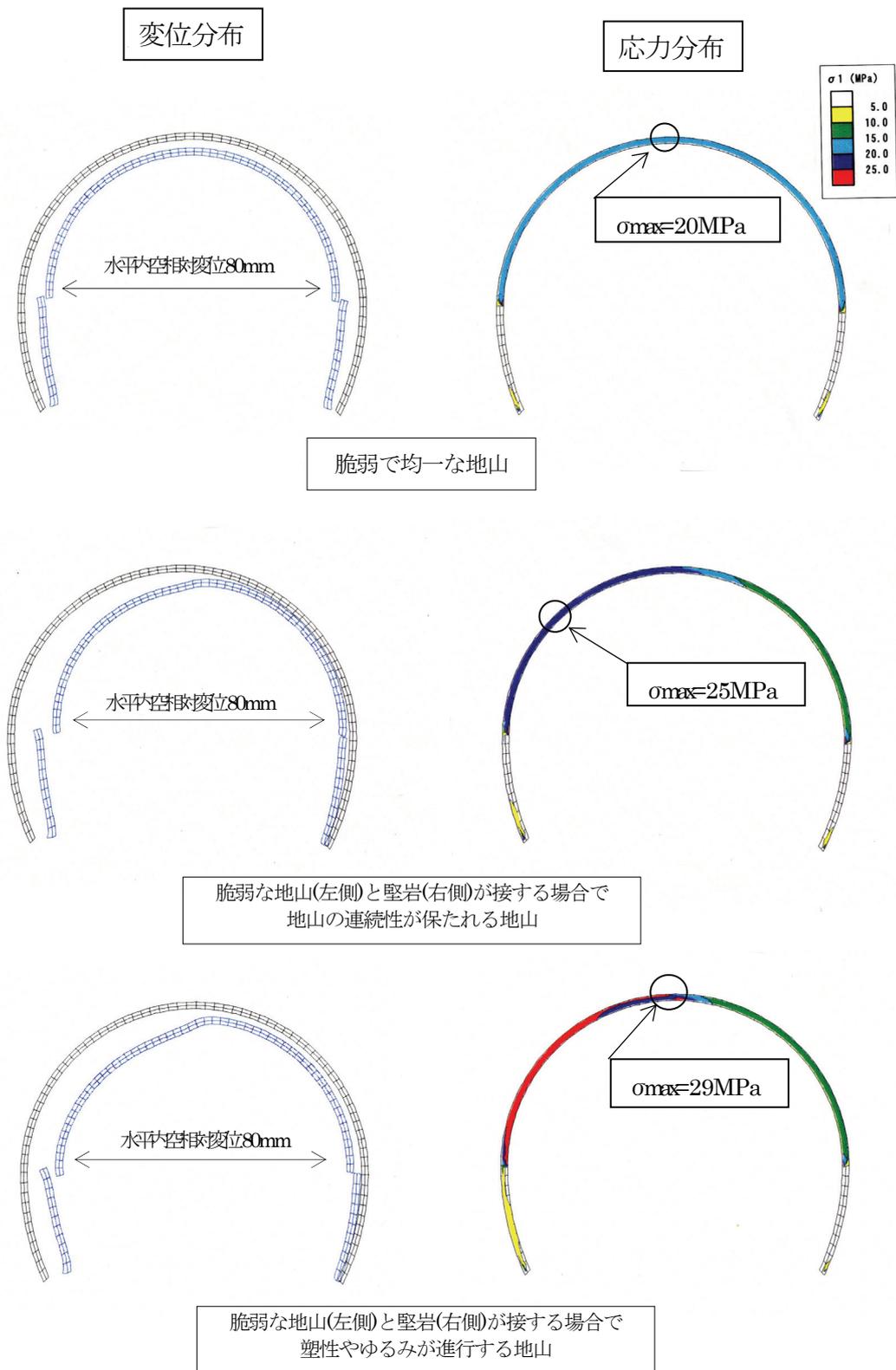


図 8.11 脆弱な地山における吹付けコンクリートの応力分布
(水平内空相対変位 80mm)

8. 5 吹付けコンクリート面の平滑性に対する検討

8. 5. 1 評価方法

永久構造物としての吹付けコンクリートは、従来施工されてきた覆工コンクリートに比べて、厚さが薄くなるため、トンネル壁面の凹凸の影響を直接受ける。

このため、この凹凸によって生じる応力集中等の問題が吹付けコンクリートに考慮すべき影響を与えないか調べておく必要がある。

ここでは、まず、数値解析を利用して吹付けコンクリートの応力状態を検討し、次いで、この結果を利用して、凹凸による吹付けコンクリートの応力状態が永久構造物として問題が生じないか検討している。

検討ケースは、覆工コンクリートを省略する可能性が高い硬岩地山を対象に、通常、新幹線トンネルの掘削に用いられる鉄道・運輸機構が制定する NATM 設計施工指針に従い表 8.2 のように定めた。なお、表中の地山の物性は表 8.3 に示している。

検討ケースは、地山の一軸圧縮強度と吹付けコンクリート厚さの組合せをそれぞれ 2.03MPa と 20cm から 25.4 MPa と 5cm までの 4 ケースについて、土被り条件を変化させ発生する吹付けコンクリートの応力状態についての評価を行った。

また、解析モデルは非線形弾性体とし、一部、吹付けコンクリートに使用したビーム要素は弾性体として取扱った。解析結果の一例として、中硬岩の地山等級 V_N の結果を図 8.12 に示す。

なお、図 8.13 に示す破壊包絡線との関係から、破壊接近度 R と変形係数 D は次のように表される⁵⁾。

$$R = d_1 / D_1 \quad (8.4)$$

$$R' = 1 \quad (R > R_{EL}) \quad (8.5)$$

$$R' = R / R_{EL} \quad (R \leq R_{EL}) \quad (8.6)$$

$$\frac{D}{D_0} = R'^{\frac{1}{n}} + \left(1 - R'^{\frac{1}{n}}\right) \frac{D_f}{D_0} \quad (8.7)$$

$$\nu = \nu_0 R'^{\frac{1}{kn}} + \left(1 - R'^{\frac{1}{kn}}\right) \nu_f \quad (8.8)$$

ここに,

R_{EL} : 弾性限界

D_0, ν_0 : 弾性状態における変形係数とポアソン比

D_f, ν_f : 破壊時における変形係数とポアソン比

n : R' に対する D の変化の仕方の経路のパラメータ

k : 定数で, ここでは一般的に用いられる 2 とした.

表 8.2 検討ケース

地山条件	一軸圧縮強度	吹付け厚さ	土被り			
			50	80	150	600
	MPa	cm	m			
中硬岩 IV _N	2.03	20	○	○	○	
中硬岩 V _N	4.82	10	●	●	●	
		20	●○	●○	●○	
硬岩 III _N	25.4	5		●	●	●

○吹付けをソリッド要素 ●吹付けをビーム要素

表 8.3 地山の物性

地山条件	単位体積重量 γ kN/m ³	初期変形係数 D_0 MPa	粘着力 c MPa	内部摩擦角 ϕ deg	初期ポアソン比 ν_0	弾性限界 R_{EL}	非線形パラメータ n
軟・中硬岩 III _N	21	200	0.3	35	0.30	0.3	4
中硬岩 IV _N	22	500	0.5	40	0.30	0.3	4
中硬岩 V _N	23	1,000	1.0	45	0.30	0.3	4
硬岩 III _N	25	5,000	4.0	55	0.25	0.2	6

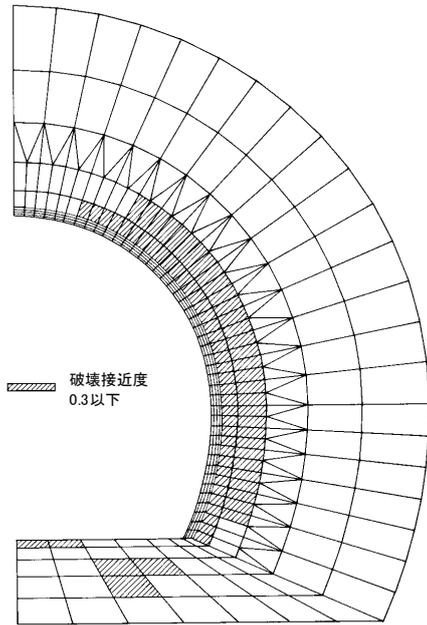


图 8.12 解析結果
(中硬岩・地山等級 V_N)

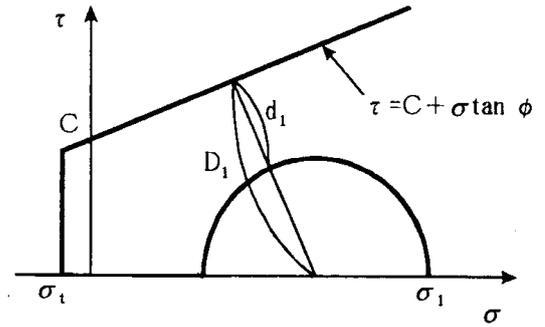


图 8.13 破壊接近度

8. 5. 2 吹付けコンクリート面の平滑性に対する評価

解析結果では破壊接近度が 0.3 以下の部分が側壁部分を中心に形成されるが、解析対象が、比較的良好な地山であるため、解析ケース全般にわたり大きな変位および塑性域の発生が認められない。また、吹付けコンクリートに引張応力がどのように作用するのか、最も懸念される場所であるが、全ケースを通して、吹付けコンクリートに引張応力の発生が認められなかった。これは、新幹線トンネル断面は比較的円形に近い形状で、しかも吹付けコンクリート自身厚さが薄く、曲げの影響を受けにくい構造であるため、吹付けコンクリートはほぼ軸力部材として機能すると考えられる。

トンネル掘削においては、地質条件により大小の差はあるが施工上掘削面には凹凸が生じる。特に、覆工コンクリートを省略する可能性が高い硬岩地山においては、掘削面の凹凸は避けられないので、吹付けコンクリート応力への影響を調べるため、以下に示す解析を行った。

仕上げ状態により図 8. 14 に示すように次の二つのモデルとした。

モデル A：表面凹凸仕上げ（掘削面の凹凸に合せ、一定の厚さで吹付ける）

モデル B：表面平滑仕上げ（掘削面の凹を埋め平滑に仕上げる）

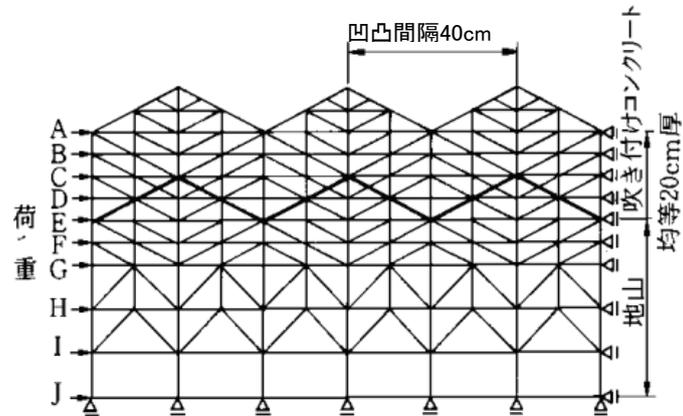
荷重は前述の解析結果における壁面の応力発生を考慮し、モデル側方からその分布に合わせて節点力を該当する節点に与えた。

解析に用いた地山は、覆工コンクリートを省略する可能性が高いと考えられる地山の内、比較的柔らかいものと良好な地山の二種類を考え、それぞれ表 8. 3 に示す軟・中硬岩の地山等級Ⅲ_Nおよび中硬岩の地山等級Ⅴ_Nについて実施した。

解析結果を図 8. 15 に示す。

吹付けコンクリートを地山の凹凸に沿い厚さを変化させずに施工したモデル A では、地山条件を変えた何れもが凹凸による応力集中の影響を受け表面まで応力の乱れが認められる。これに対して、地山の凹凸は同一であるが、吹付け表面を平滑に仕上げたモデル B では、地山との境界面で局部的に応力の乱れが認められるものの全体的に均一に応力が分布する様子が分かる。

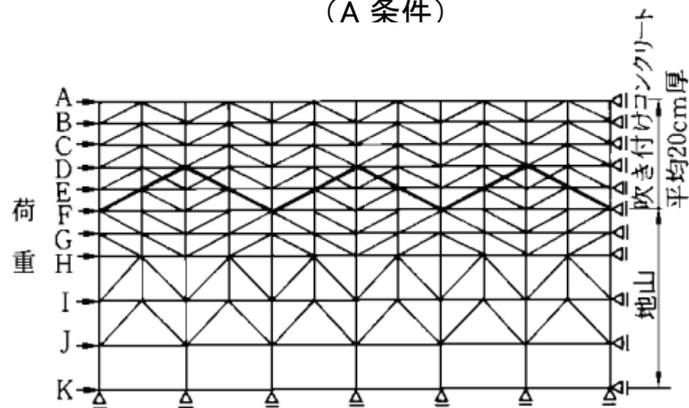
このことから、吹付けコンクリートは、表面を平滑に仕上げることによって、地山自体の凹凸は考慮する必要がないことが分かる。



各節点に作用する荷重(N)

A:215 B:428 C:422 D:417 E:223
 F:31 G:47 H:62 I:62 J:31

(A 条件)



分布荷重(N)

A:209 B:428 C:422 D:417 E:411
 F:221 G:31 H:47 I:62 J:62 K:31

各節点に作用する荷重 (B 条件)

図 8.14 凹凸モデル図

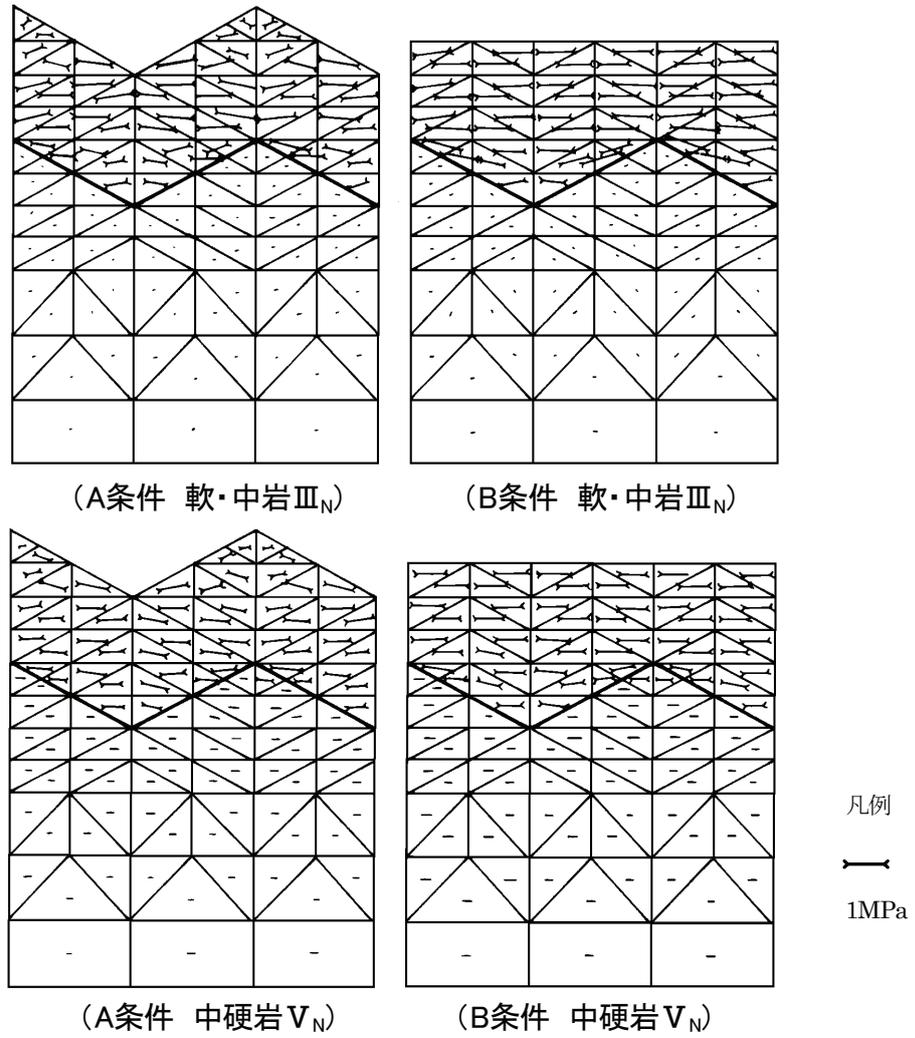


図 8.15 凹凸による吹付けコンクリートの応力分布への影響

8. 6 適用地山の検討

前節までに飯山トンネルの施工実績の分析および数値解析から、トンネル掘削に伴う内空変位が水平内空相対変位で90mm以内、天端沈下で55mm以内に収まる地山であれば覆工の単一構造体が適用可能であることを検証した。また、脆弱岩においても塑性が進行しない均質な地山であれば、覆工の単一構造が適用可能であることがわかった。さらに硬岩地山における発破掘削で生じる掘削面の凹凸も、吹付けコンクリート面を平滑に仕上げることで、その影響を考慮する必要のないことも指摘した。

ここでは、これらの検討結果を踏まえ、新幹線トンネルにおける適用地山を検討する。

表 8.4 は、NATM 設計施工指針における施工段階の地山区分を示したものであるが、掘削に伴う水平内空相対変位と切羽面および切羽の状況から地山等級を判断し、設計変更の資料とするものである。

新幹線トンネルの支保工および覆工の当初設計は、

- ① 標準支保パターンによる設計
- ② 類似設計による設計
- ③ 解析的手法による設計

の3手法から適切な手法を選定して行われる。

これらのうち、②類似条件による設計は、地山条件もしくは設計条件が特殊な場合に用いられ、③解析的手法による設計は、民家に近接する場合や自然環境の保全等、周辺環境への影響防止等の要請から地表面沈下等の地盤全体の挙動を求める必要がある場合に適用される。①標準支保パターンによる設計によっている。

①標準支保パターンによる設計は、数多くの施工実績をもとに、地山等級に応じて定められた支保パターンを適用する方法である。地山等級は、第2章の「表 2.4 計画段階における地山分類基準」に示したように、地山の弾性波速度と地山強度比により区分され、一般地山が $I_N \sim V_N$ の5段階に、特殊地山が I_S 、 I_L 、特 $_S$ 、特 $_L$ の4段階に分けられている。

当初設計においては、トンネルの区間別の地山等級を弾性波速度と地山強度比により表 2.4 を用いて決定し、表 2.3 に示した「新幹線複線トンネルの標準支保パターン」を適用して支保工の設計が行われる。この設計法は、極めて簡便であり、一般にはこの手法が用いられている。

一方、NATM の基本は地山の持つ支保機能を最大限に活用すること、換言すれば、地山に適切な支保工を施工していくことであり、このために施工時には切羽の観察や計測が実施される。トンネルの技術者は、これらの観察および計測結果から当初設計の地山分類すなわち支保パターンが適切か否かを判断し、地山に適切な支保パターンに設計を変更していくことになるが、この判断の資料として表 8.4 が用いられる。

この表は地山等級を内空変位量と地山の状態から分類したものであるが、表中の「A：切羽の状態」、「B：素掘面の状態」、「I：水による劣化」の項目は、NATM 設計施工指針で用いられている切羽観察記録表の観察項目で、各項目がそれぞれ状態により4段階に分類されているおり、数字が大きくなるにつれて施工性が悪くなっていくように作成されている。さらにこの表には坑内の状況も具体的に示されており、内空変位量、切羽観察記録表と併せ地山状況を総合的に判断できるようになっている。

ここで、内空変位量を見ると、 II_N 以上の良好な地山の内空変位量は新幹線断面で50mmであり、8.2.2 で求めた覆工の単一構造の許容内空変位量90mm内に十分に収まることになり、 II_N 以上の地山は基本的に覆工の単一構造が適用可能と考えられる。

しかしながら、当初設計段階から覆工の単一構造を適用する場合には、地山等級が II_N 以上であっても内空変位量、切羽の状態および坑内の地山の状態を把握するとともに、吹付けコンクリートの健全性を確認のうえ、最終判断することが必要である。このことは地山等級が前述したように地山の弾性波速度と地山強度比から分類されるものであり、例えば硬岩地山が変質した地山でも弾性波速度からは II_N 以上に判定されることが生じるからである。

I_N の内空変位量については、新幹線断面で50mm～150mmとされており、許容内空変位量90mmに収まる範囲も存在するが、基本的には適用外とし、内空変位量、切羽の状態、坑内の地山の状態および吹付けコンクリートの健全性等の調査結果をもとに適用の可否を判断していくことになる（表2.4、表2.5）。

表8.4 施工段階の地山分類基⁷⁾

地山等級	最大内空変位量 δ (mm)	A : 切羽の状態	B : 素掘面の状態	I : 水による劣化	坑内の地山の状態	
V _N	単線 $25 > \delta$ 複線 新幹線 $50 > \delta$	1	1	1	・割れ目がほとんどないか、あっても密着しており、肌落ちの懸念がない。	
IV _N		1	1	1	・割れ目はところどころ開口したり粘土をはさみ、局部的に肌落ちしたり滲水や湧水があって、局部的に肌落ちが懸念される。	
				2		
III _N		単線 $75 > \delta \geq 25$ 複線 新幹線 $150 > \delta \geq 50$	1	2	1	・割れ目はかなり発達し、密着しておらず時間の経過とともに緩み、肌落ち傾向が見られる。切羽面（鏡）は安定している ・岩質は軟質で割れ目が少なく密着もしているが、時間がたつと緩み傾向が見られる。鏡は安定している。
II _N			1	2, 3	2, 3	・割れ目はかなり細かく、掘削後早期に支保を行う必要がある。 ・岩質が軟質で、時間が経つ山の緩み、若干の壁面の押し出し傾向が見られる。 ・大きな鏡面では安定性が少し悪くなる。
I _N	1, 2		2, 3	2, 3	・岩片は固くとも細片状に破碎し、粘土、岩塊と混在する部分がある地山あるいは風化し脆弱化した地山で、掘削後直ちに支保を要する。切羽面は緩む傾向があり核残しを要する。 ・均質でも軟弱で、周辺の押し出し傾向があり、切羽面の押し出し傾向がみられ、核残しを要す。	
	1, 2, 3	2, 3	2, 3			
I _L		1, 2	1, 2	3, 4	・わずかの湧水のもとでも、核を残せば切羽面は安定し、掘削に先行し若干の先受け（パイプ、ボルトなど）を必要としても掘削後直ちに支保すれば地山は安定する。	
I _S	単線 $150 > \delta \geq 75$ 複線 新幹線 $300 > \delta \geq 150$	3	2, 3	3, 4	・当初、あまり開口亀裂のみられないものでも、時間の経過とともに分離面が顕著となり、著しい押し出し、剥離を生ず。鏡の押し出し、剥離も著しい。	
特 _L 特 _S	単線 $\delta \geq 150$ 複線 新幹線 $\delta \geq 300$	4	4	4	・湧水に伴って、地山が流動化し押し出してくる。切羽面の自立は全く期待できない。	

8. 7 まとめ

本研究では、覆工コンクリートを省略することによる経済的なメリットが大きいことから、簡便で確実な評価手法が必要と考え、日常管理として測定する現場データから直接評価しうる手法および運用の方法を提案した。本章で得られた結果を以下に要約する。

- (1) 現場計測データの分析から吹付けコンクリートは、水平相対内空変位が 100mm を超えると変状を生じるものが現れ始め、300mm を超えるとほぼ全数が変状状態へと移行することが分かった。このことから水平相対変位で 100mm までは健全を保つと評価できる。
- (2) 数値解析の結果から脆弱な地山でも均一であれば問題なく適用できることが分かった。
- (3) 堅岩と脆弱な地山が接する解析で、塑性化あるいは緩みの進行の度合いによっては、小さな変位でも吹付けコンクリートはダメージを受けることが分かった。最終的判断は目視観察による必要性を示した。
- (4) 数値解析の結果から、掘削面が平滑に掘削され場合、吹付けコンクリートは、ほぼ軸力部材として機能することが分かった。
- (5) 凹凸モデルによる数値解析の結果から、吹付けコンクリートの表面を平滑に仕上げることで、地山の凹凸の影響を受けないことが分かった。しかし、吹付け表面を地山の凹凸に沿い仕上げた場合は、応力集中の影響を受け、吹付けコンクリートには、表面まで応力の乱れが生じることを指摘した。
- (6) 現場データによる逆解析の結果から、覆工の単一構造の適用範囲内は、変位が小さく極端な偏圧が作用しないため、吹付けコンクリートは軸力が卓越する安定した応力状態になることが分かった。
- (7) 内空変位から吹付けコンクリートの応力あるいは弾性係数を算定する場合、地山の剛性が関係するが、覆工の単一構造を適用する範囲においては、影響が小さく、考慮する必要がないことが分かった。このことは、地山の剛性を考慮することなく、内空変位から吹付けコンクリートの健全性が評価できることを意味する。
- (8) 支保構造体としての吹付けコンクリートの見掛けの弾性係数は、2,200～2,500MPa程度と評価できる。
- (9) 覆工の単一構造の適用範囲は逆解析の結果から、水平内空相対変位で90mm、天端沈下で55mm以内と考えることができる。また、適用にあたっては目視観察による確認が必要であることを指摘した。
- (11) 鉄道トンネル（NATM設計施工指針）の地山分類のうち、地山等級Ⅱ_N以上の地山には覆工の単一構造の適用が可能である。

参考文献

- 1) 登坂敏雄, 阿部敏夫, 朝倉俊弘 : トンネル覆工の単一構造化における現場計測による検証と適用に関する研究, 土木学会論文集, 部門C, Vol.63, No.4, pp.1079-1090,2007.
- 2) T.Tosaka.,T.Asakura,T.Abe,Y.Ito, and S.Suenaga : Study on a strength characteristic and a quality control of the high quality shotcrete which aimed at single-shell structure of a tunnel lining, Proceedings of the 33rd ITA□AITES World Tunnel Congress, pp.1369 - 1375, 2007.
- 3) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 : NATM設計施工指針, 1996.
- 4) 北川修三 : 多重支保工は有力な膨張性地山対策, トンネルと地下, 第34巻6号, 2003.
- 5) 土屋敬 : ロックボルト・吹付けコンクリートトンネル工法の設計に関する研究, 鉄道技術研究報告 No1342, 1987.
- 6) 奥田庸, 阿部敏夫, 正人進士 : 土被りの浅い未固結地山トンネルの地表面沈下抑止方法に関する評価, 土木学会論文集, No.637/VI-45, pp.79 - 92, 1999.
- 7) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 : NATM設計施工指針, 1996.

]

第9章 吹付けコンクリートの耐久性の評価

9.1 青函トンネルにおける吹付けコンクリートの耐久性

吹付けコンクリートを永久構造物として使用するためには、長期耐久性を検討する必要がある。しかし、長期にわたる使用実績が少ないため、耐久性を検討した事例が極端に少ない。ここでは、青函トンネルで現在も継続実施されている、現地からのサンプリングによる耐久性確認試験から検討する。

青函トンネルは、現在、津軽海峡線として供用されているが、営業線が走行する本坑には覆工コンクリートが施工されているが、サービストンネルの先進導坑と作業坑については、経済性の観点から覆工コンクリートが省略され、吹付けコンクリートを永久覆工としている。このため、鉄道・運輸機構では吹付けコンクリートの耐久性試験を把握するため、数年間隔でコア採取を行い、一軸圧縮強度試験、中性化試験等の調査を実施している。

9.1.1 青函トンネルの維持管理

青函トンネルは、図9.1に示すように本州と北海道を結ぶ延長が53km850mにも及ぶ世界一の海底トンネルであり、そのうち23km300mが海底下となっている。

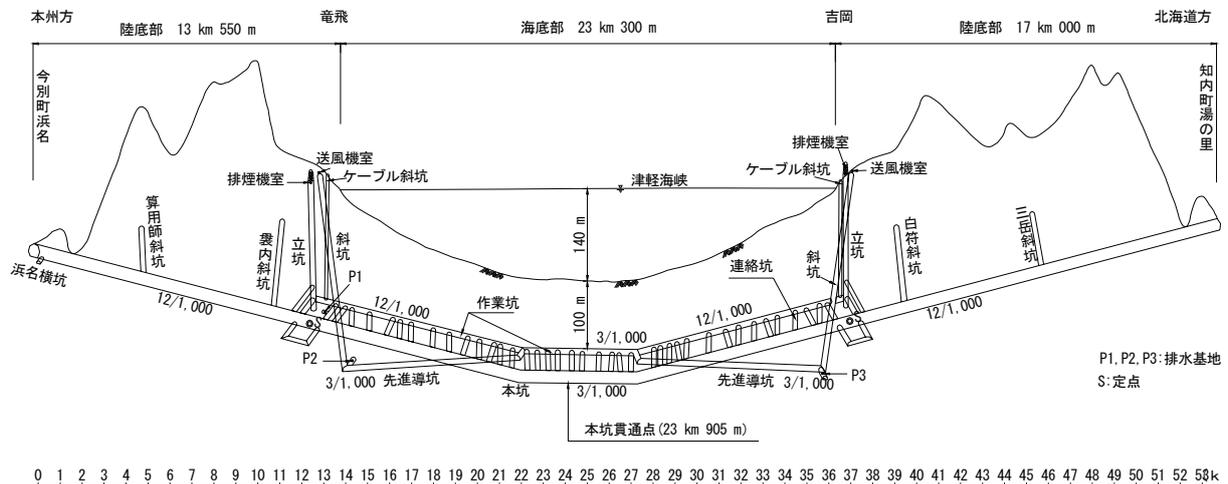


図9.1 青函トンネル概要図

※青函トンネル入り口(0km)は、津軽海峡線の中小国起点19km210m66である。

青函トンネルの調査は、戦後間もない1946年、当時の運輸省の直轄により開始され、国鉄の誕生とともに国鉄に引き継がれた。さらに1964年の日本鉄道建設公団の発足に伴い公団に引き継がれて、同年北海道方の調査斜坑の掘削が開始されている。この掘削は、文字どおりトンネルの掘削の可否を調査するものであり、青函トンネルの掘削の第一歩であった。その後、1971年、25年にわたる長い調査時代を得て、工事線に昇格して本格的に掘削を開始し、さらに16年の工期を要して1988年に完成している。

青函トンネルは、前述したように延長が53km850mにも及ぶ世界一の海底トンネルであり、海底部分の延長も23km300mと、それまでの国内最長トンネルであった大清水トンネルの22km200mを上回っている。また、トンネルの設計も海底部分では、LW注入によりトンネル周辺地山を補強改良し、水圧はこの改良部分で受け持たせることとしており、従来の山岳トンネルとは大きく異なっている。また、施工中においては4度の出水事故に遭遇したほか、数多くの断層破砕帯により工事が難航している。このようなことから、青函トンネルの維持管理は、海底部の本体構造物については、建設時の施工状況を詳細に把握している鉄道・運輸機構（旧日本鉄道建設公団）が行うこととなっている。

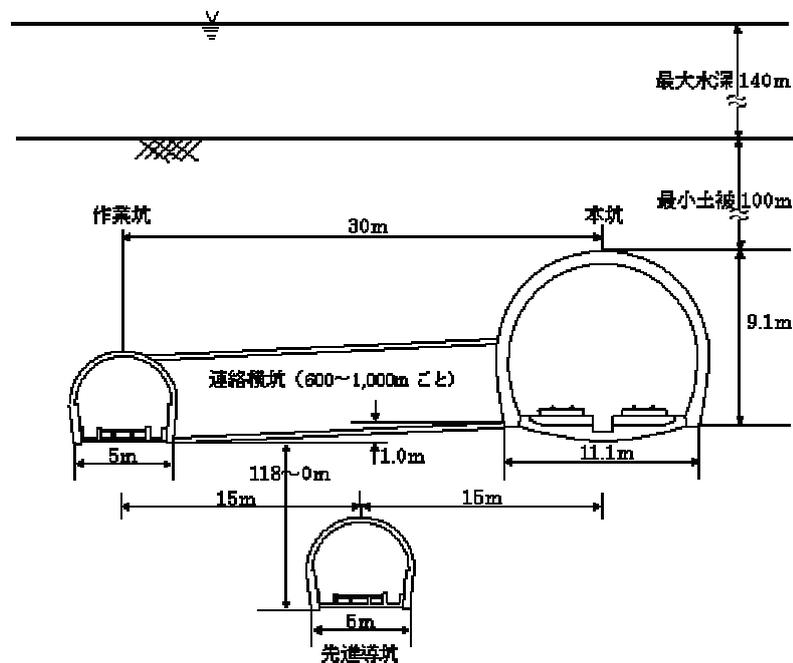


図 9.2 海底部横断

図9.2に示すように、青函トンネルの海底部には3本のトンネルが存在する。列車が走行する本坑のほかに、施工時には地質調査を目的とし、トンネル完成後は排水坑道として使用される先進導坑と、施工時には資材や人員の輸送を目的とし、完成後は保守用通路として使用される作業坑である。この、先進導坑と作業坑は、施工時には吹付けコンクリートで支保された状態で施工を完了していたが、開業を迎えるにあたり、経済性を考慮して

- ① 通常のトンネルと同様、覆工コンクリートを打設して仕上げを行う
- ② 吹付けコンクリートを増し吹きして仕上げる

の2案を検討している。

図9.3は、着工当初の吹付けコンクリートの劣化状況を調査したものであるが、化学分析で一部塩素イオンの増加が見られたものの、15年を経過したものでも強度の低下は無く、吹付けコンクリートを永久構造物としても、問題ないと判断した資料であり、この結果、先進導坑と作業坑は吹付けコンクリートで仕上げられている。

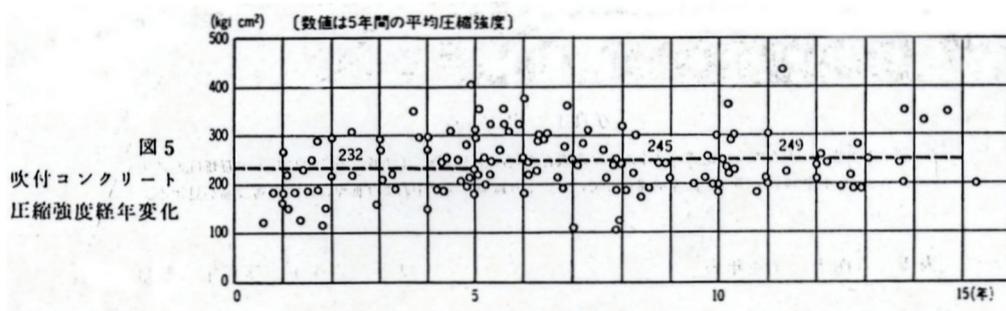


図5
吹付けコンクリート
圧縮強度経年変化

図9.3 吹付けコンクリートの強度¹⁾

青函トンネル海底部の維持管理は、

- ① トンネル本体の健全性の監視
- ② 注入ゾーンの健全性の監視

を目的に、トンネルの内空変位測定、覆工ひずみ測定、湧水量の測定、湧水分析、覆工コンクリートおよび吹付けコンクリートの耐久性試験等を実施している。したがって、吹付けコンクリートの耐久性については、前述した開業前に調査した15年間のデータも含め、30年を超えるデータが存在している。

9. 1. 2 サンプルコアの一軸圧縮強度からの評価

耐久性試験を実施している先進導坑と作業坑は、青函トンネルの海底部、中小国起点35km 付近～55km 付近までの20km 間に位置する。資料の採取は起点方先進坑と作業坑からそれぞれ5箇所、終点方の先進坑と作業坑はそれぞれ6箇所の計22箇所で海底部を均等に採取し、数年間隔で試験を実施している。

坑道ごとにまとめた試験結果を図9.4に示す。資料は1969年に施工された箇所もあり、一番長い材齢は32年を超えている。

一軸圧縮強度は154資料458供試体から得られている。試験結果から、坑道毎には使用材料の違いがあり強度の差が認められる。しかし、各坑道の長期耐久性を見ると、何れも経年による一軸圧縮強度の低下はなく、耐久性が維持されていることが分かる。

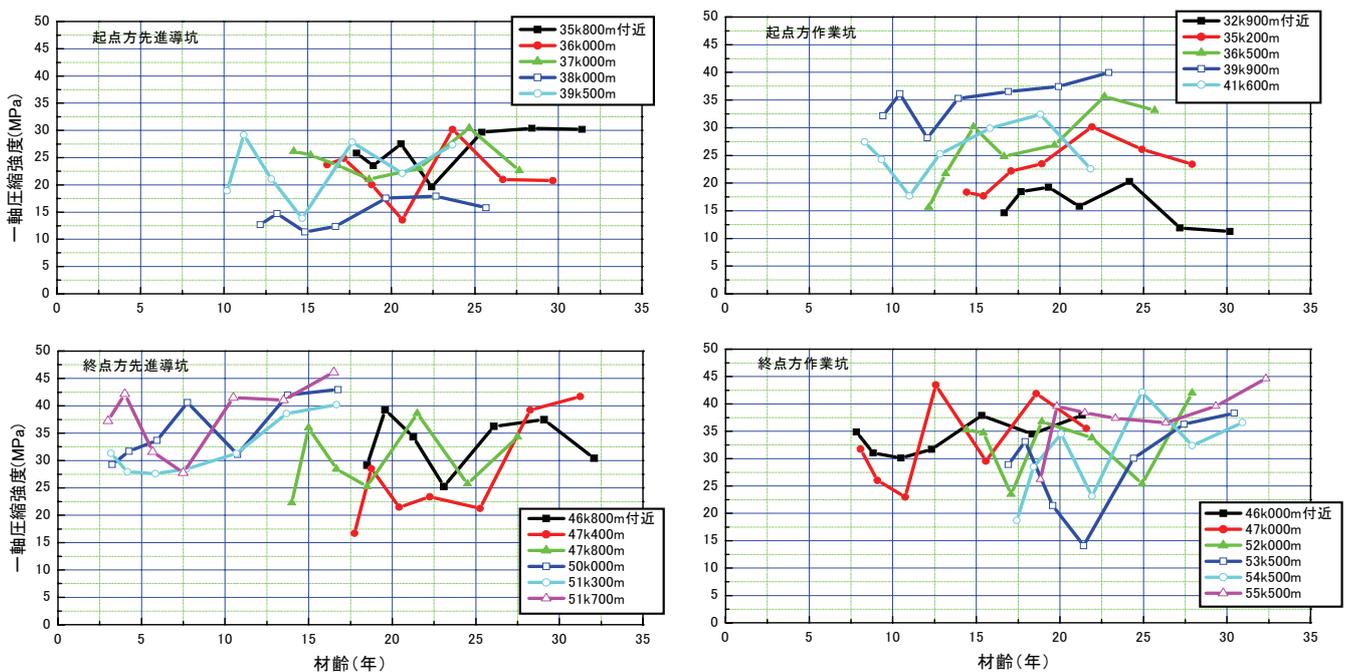


図9.4 吹付けコンクリートの長期耐久性試験結果
(青函トンネル先進導坑および作業坑)

9. 1. 3 サンプルングコアの中性化試験からの評価

鉄筋コンクリート構造物の場合は、コンクリートの中性化が進み中性化が鉄筋位置まで進行すると、鉄筋に腐食が生じやすくなる。いったん腐食が始まると腐食生成物の体積膨張がコンクリートにひび割れや剥離を引き起こし、鉄筋の腐食が一層進行し、断面減少などを伴うようになり、これによって構造物の性能が低下することとなる。

一方、トンネルの通常の覆工のような無筋コンクリートでは腐食する鋼材は存在しないので、強度の劣化が生じない限りコンクリートの中性化は大きな問題とはならないと考えられる。しかしながら、ここでは品質の変化という観点から長期耐久性の指標として中性化試験を取り上げることとする。

写真9.1に中性化試験の一例を示す。写真は、北海道側先進導坑から採取した吹付けコンクリートのサンプルングコアの一部を示したものであるが、中性化試験用に軸方向にダイヤモンドカッターで半割りして、フェノールフタレインを散布したものである。サンプルングコアのうち、坑道側すなわち大気と接触している部分を含んだ部分であり、その他の部分を一軸圧縮試験に使用している。

この写真では、断面のほぼ全域で鮮明なフェノール反応を示し、坑道側の表面からわずかな範囲が中性化しているのが分かる。このような中性化試験を前述した一軸圧縮強度試験と同じ位置、間隔で同時に実施した結果を坑道ごとに整理して**図9.5**に示す。



写真 9.1 中性化試験の例

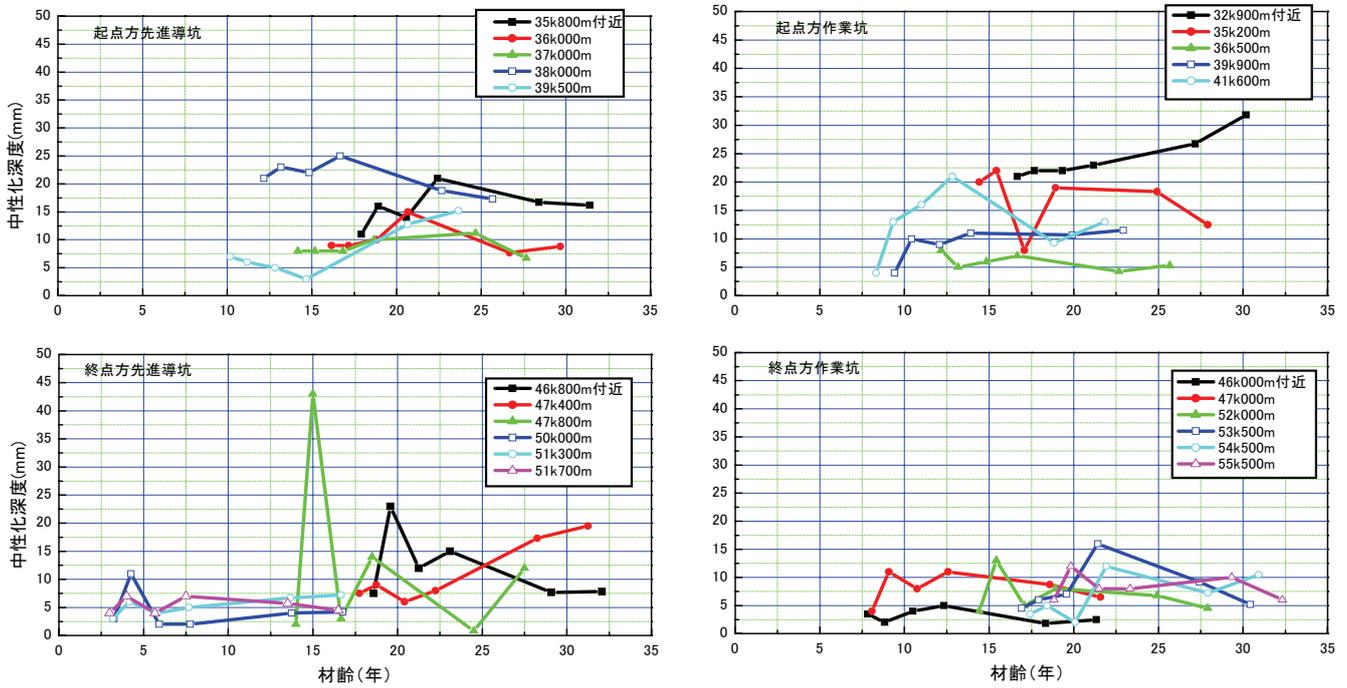


図 9.5 中性化試験結果

図から明らかなように一軸圧縮強度試験結果と同様に試料ごとの変動が大きく、明確な経年変化の傾向は認められない。したがって、一軸圧縮試験結果と中性化試験結果から考えれば、海底下という施工場所条件として良好とは言えない環境下において、吹付けコンクリートは長期耐久性を維持していると考えられる。

なお、ここで長期耐久性を検討した青函トンネルの吹付けコンクリートは、我が国に NATM が導入される以前からのものであり、試行錯誤を繰り返しながら施工してきた吹付けコンクリートである。本研究で覆工の単一構造に用いる吹付けコンクリートは、第 4 章、第 5 章および第 6 章で述べたように、吹付け材料および配合とも大きく改良が加えられ、さらに安定した品質管理および強度特性のもとに使用されていることから、さらなる長期耐久性を有しているものと考えられる。

9. 2 高品質吹付けコンクリートの凍結融解抵抗指数

一般にトンネル坑内の気候は年間を通じて安定していることから、坑外に比べ凍害の影響は受けにくいと考えられるが、寒冷地のトンネルの坑口付近においては凍害の影響が懸念される。そこで、本節では高品質吹付けコンクリートの耐久性の検討の一つとして凍結融解試験の結果について述べる。

土木学会のコンクリート標準示方書（施工編）では、凍害に対するコンクリート構造物の性能を満足するための相対動弾性係数の最小限界値として表 9.1 を示している。

この相対動弾性係数は、促進凍結融解試験の結果として得られるものであり、一般に JIS A 1148（A 法）に基づき行われている。

表 9.1 凍害に関するコンクリート構造物の性能を満足するための相対動弾性係数の最小限界値, E_{min} (%) ²⁾

断面 気象条件	気象作用が激しい場合または凍結融解がしばしば繰り返される場合		気象作用が激しくない場合、氷点下の気温となることがまれな場合	
	薄い場合 ²⁾	一般の場合	薄い場合 ²⁾	一般の場合
構造物の露出状態				
① 連続してあるいはしばしば水で飽和される場合 ¹⁾	85	70	85	60
② 普通の露出状態あり、①に属さない場合	70	60	70	60

1) 水路、水槽、橋台、橋脚、擁壁、トンネル覆工等で水面に近く水で飽和される部分および、これらの構造物の他、桁、床版等で水面から離れてはいるが融雪、流水、水しぶき等のため、水で飽和される部分など。

2) 断面の厚さが 20 cm 程度以下の部分など。

トンネルの坑内は、坑外に比べ安定した気象条件であり、また覆工の単一構造の厚さは 30cm が標準であることから、相対動弾性係数は、表 9.2 の 60% を確保できれば、耐凍害性は十分に確保できるものと考えられる。

吹付けコンクリートは、その施工上の特性から硬化体にエアが混入するため、通常の打込みのコンクリートに比べ耐久性が劣ることから、耐久性の向上は高品質吹付けコンクリートの開発にあたっての重要な達成目標の一つであった（第 3 章、高品質吹付けコンクリートの開発参照）。

吹付けコンクリートの耐久性の向上のためには、吹付けコンクリートを緻密化する必要があるが、原田ら³⁾は、コンクリートの圧縮強度の改善にはシリカフュームの添加が有効である、と報告している。

一方、本橋ら⁴⁾は吹付けコンクリートにエントレインドエアを混入することが、吹付けコンクリートの凍結融解抵抗性に有利である、と報告している。

また、弘中ら⁵⁾は、単位結合材量、空気量を変化させ、シリカフュームを5%、10%添加した吹付けコンクリートの凍結融解抵抗性試験を行い、**図9.6**に示すように単位結合材量450kgでW/Cが35%の場合にはすべてのケースで300サイクルを達成したと報告している。また、単位結合材量450kgで、高性能AE減水剤の添加量を変化させ、コンクリート中の空気量が凍結融解抵抗性に与える影響について試験を行い、空気量を多くした場合の方が動弾性係数の低下率が小さく、凍結融解抵抗性に有利であると報告している。

高品質吹付けコンクリートの開発にあたり、これらの既往の文献を参考に、種々の配合のもとで現場実験を行い、**図9.7**に示すように高性能AE減水剤を用いることで動弾性係数60%を確保できることを確認している。

すなわち、通常的环境下においては、高性能AE減水剤を用いない通常の配合(**表3.3**)で、また凍害が懸念される場合には、高性能AE減水剤を添加することにより高品質吹付けコンクリートは長期耐久性を確保できるものと考えられる。

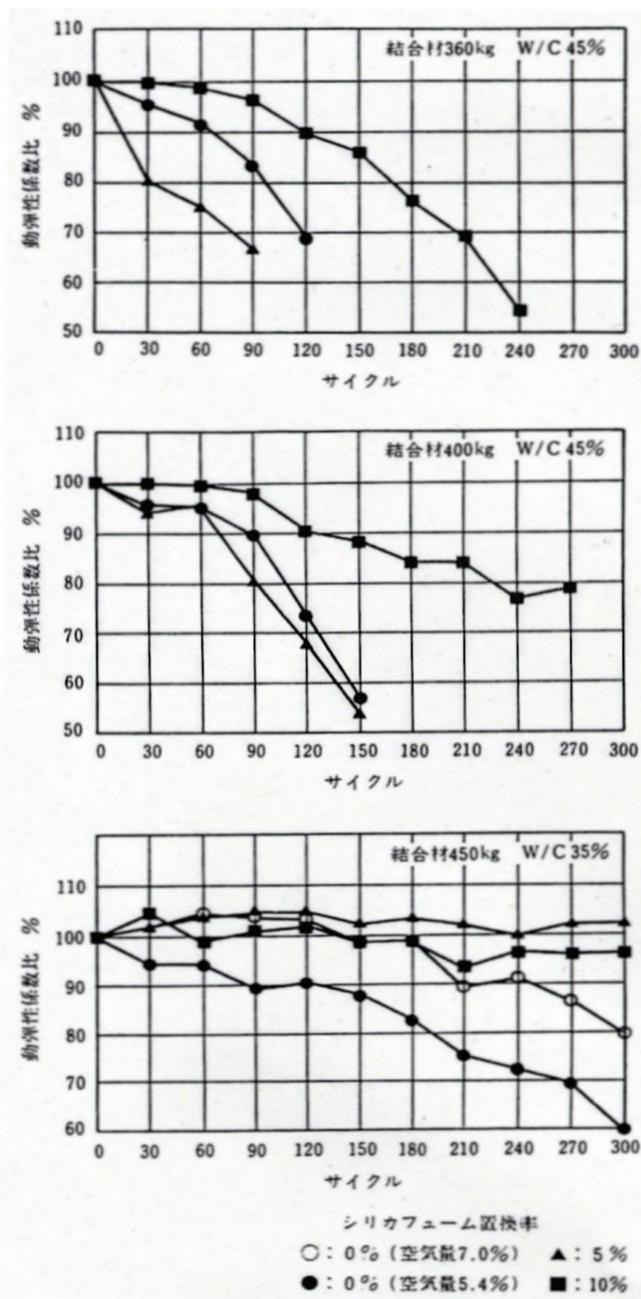


図 9.6 凍結融解試験⁵⁾

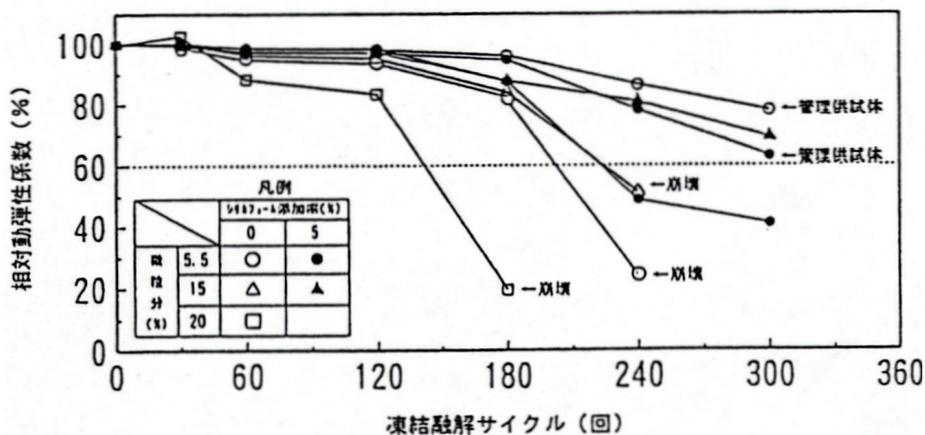


図 9.7 凍結融解抵抗性試験結果⁶⁾

9.3 まとめ

本章では、高品質吹付けコンクリートによる覆工の単一構造の長期耐久性を検討するため、青函トンネルの作業坑および先進導坑における吹付けコンクリートの長期耐久性を検討するとともに、高品質吹付けコンクリートの凍結融解抵抗性について検討を行い、以下の知見を得た。

- (1) 青函トンネルの作業坑および先進導坑における吹付けコンクリートは、施工後30年を超えているが、一軸圧縮強度の経年による劣化は見られていない。
- (2) 一軸圧縮強度試験と同時に実施している中性化試験からも、経年による中性化の進行は見られない。
- (3) 上記のことから、青函トンネルの作業坑および先進導坑における吹付けコンクリートは、海底下という施工場所条件として良好とは言えない環境下において、長期耐久性を有していると判断できる。
- (4) 高品質吹付けコンクリートは、青函トンネルにおける吹付けコンクリートに比べ吹付け材料および配合とも大きく改良が加えられ、さらに安定した品質管理および強度特性のもとに使用されていることから、さらなる長期耐久性を有しているものと考えられる。
- (5) 高品質吹付けコンクリートの凍結融解抵抗性試験から、寒冷地等のトンネルにおいて凍害が懸念される場合には、高性能AE減水剤を用いることにより凍結融解抵抗性を向上させることが可能であり、凍結融解の影響を排除することができる。

参考文献

- 1) 吉川大三, 登坂敏雄: 世紀の開通を迎える青函トンネル, セメント・コンクリート, No.493, 1988.
- 2) 土木学会: コンクリート標準示方書(施工編), 2002.
- 3) 原田耕司, 松井健一, 前川一行, 寺本勝三: シリカフェームを混入した吹付けコンクリートの強度特性, 土木学会46回年次学術講演会概要集, pp.156-157, 1991.
- 4) 本橋賢一, 山毅彦: シリカフェームを混和した吹付けコンクリートの物性に関する一実験, コンクリート工学年次論文報告集, vol.14, No.1, pp.347 - 350, 1992.
- 5) 弘中義昭, 岩藤正彦, 坂下文夫, 伊東良浩, 石橋哲夫: トンネル内張補強材料としての吹付けコンクリートの適用性について, トンネル工学研究発表会論文・報告集, vol. 1, 1991.
- 6) 弘中義昭, 鬼頭誠, 末永充弘, 登坂敏雄: 高品質吹付けコンクリートの開発, コンクリート工学年次論文報告集, vol.18, No.1,1996.

第10章 結論

本論文では、合理的で経済的なトンネルの構築を目指して、高品質吹付けコンクリートによる覆工の単一構造化を提案している。まず、平成9年以降、120を越えるトンネルの施工現場で使用されている高品質吹付けコンクリートの施工実績を分析し、その粘性特性および強度特性に言及して、市販の生コンクリートと同等の変動係数で、設計基準強度18MPaを大きく上回るばらつきの少ない吹付けコンクリートが施工されていることを明らかにした。さらに施工管理指標として、従来のスランプ管理からモルタルフロー試験より求まる流動係数K値による管理が有効であることを指摘している。

さらに、北陸新幹線の飯山トンネルにおける詳細な吹付け面の観察記録と内空変位の測定結果を分析し、高品質吹付けコンクリートに損傷が現れる内空変位量を明らかにするとともに、数値解析に用いる高品質吹付けコンクリートの見掛けの弾性係数を逆解析により求めた。また、地山の変形係数を変化させた見掛けの弾性係数の感度解析を行い、高品質吹付けコンクリートの見掛けの弾性係数は、地山の弾性係数に左右されないことを示した。

ついで、高品質吹付けコンクリートによる覆工の単一構造を提案し、逆解析により求めた吹付けコンクリートの見掛けの弾性係数と単一構造の適用が可能と想定される地山の物理定数を用いて数値解析を行い、提案した単一構造の合理性を検証している。

以下、各章の概要および結論をとりまとめる。

第1章では、序論として本研究の背景について述べ、覆工の単一構造の必要性に言及するとともに、研究の目的および論文の構成を示した。

第2章では、トンネルの覆工の機能について概観し、吹付けコンクリートによる単一構造化の課題を明確にするとともに、従来型の吹付けコンクリートの改良の必要性について述べている。また吹付けコンクリートの力学的特性に関する既往の研究を調査した結果、支保工として施工された吹付けコンクリートの健全性を合理的に評価する手法研究は見当たらず、吹付けコンクリートによる覆工の単一構造化のためには、この評価手法の確立が必要であることを指摘している。さらに我が国における覆工の単一構造化の事例を検討し、単一構造化の事例は見られるものの、一部の短い道路トンネルを除き、ほとんどが保守用トンネルや導水路トンネルに用いられており、一般の交通に供するトンネルに吹付けコンクリートによる単一構造を適用するためには、吹付けコンクリートの品質の向上が不可欠であることが窺われた。

以上の検討結果から、吹付けコンクリートによる覆工の単一構造化のための研究課題として、次の事項を抽出した。

- (1) 施工性および品質のよい吹付けコンクリートの開発

(2) 定量的な評価方法に関する研究としては、支保機能に関するものが主体であり、吹付けコンクリートによる単一構造体として、すなわち地山が安定した後の永久構造物としての評価および管理手法の確立が必要である。

第3章では、覆工の単一構造に必要な不可欠な品質のよい吹付けコンクリートの開発経緯について記述した。鉄道・運輸機構の前身である日本鉄道建設公団では、品質のよい吹付けコンクリートの実現を目指し、シリカフェームの効果을把握することを中心に平成2年度から種々の現場実験を行ってきた。このなかで、北陸新幹線の五里ヶ峯トンネルでは、細骨材に砕砂を用いていたが、この砕砂に含まれる0.15mm以下の微粒分の含有量の多寡が、はね返りや粉じんの低減に大きく関係していることが確認され、高品質吹付けコンクリートの開発のための大きな知見となった。

その後、細骨材の一部を石灰石微粉末で置換して微粒分量を増加させ、さらにシリカフェームを加えた配合で引き続き現場実験を行い、この配合によるコンクリートの粘性の増加が吹付けコンクリートの品質の向上に大きく寄与していることを確認した。さらに、青函トンネルで、膨張性地山の支保工として使用した鋼管支保工の中詰めモルタルのブリーディングを防止するために採用した、コンクリートの分割練混ぜ法 (SEC) を取り入れて、高品質吹付けコンクリートを開発したことを述べている。

第4章では、新幹線トンネルの120を越える建設現場で使用されている高品質吹付けコンクリートの施工実績から、細骨材の使用実態を分析・検討し、細骨材の種別が吹付けコンクリートの品質に及ぼす影響を明らかにするとともに、高品質吹付けコンクリートの強度特性を明らかにし、以下の知見を得た。

- (1) 天然砂が用いられることの多い北陸地域では、高品質吹付けコンクリートの品質が高く、はね返りおよび粉じん濃度を低減させているとともに、支保工としての性能も大きく向上していると考えられる。
- (2) 砕砂など人工砂の使用が多い東北・九州地域の高品質吹付けコンクリートでは、細骨材中の微粒分量が多いため石灰石微粉末 (L) の置換量が少なくなり、総粉体量 (B) が比較的小さいと同時に W/B が大きく、粘性が十分に増大していない場合が考えられる。
- (3) 今回調査した 81 現場の日常管理コアの平均強度は 27.2MPa、現場内のばらつきを考慮した設計基準強度の平均値も 23.3MPa と非常に高い値を示すことを明らかにした。さらに、現場間のばらつきを考慮して、設計基準強度を算定した場合には 20.1MPa が得られており、現行の目標強度 (18MPa) を見直すことが可能であることを指摘した。
- (4) 高品質吹付けコンクリートの 28 日のコアによる一軸圧縮強度は水結合材比よりも一次水結合材比との関係がより強く、高品質吹付けコンクリートの造殻された部分の

強度は一次水結合材比に大きく影響されていることから、圧縮強度は造殻部の強度に支配されていると考えられる。

- (5) 天然砂が減少し、砕砂が増加した実態から、遠心試験により得られる吸着水率が想定を越える値を示す場合がある。これは、細骨材表面に付着している 0.15mm 以下の微粒分の拘束水が影響していると考えられる。

第5章では、高品質吹付けコンクリートの現場配合決定に際して実施される現地プラントによる試験練り、および試験吹付け時のデータをもとに、粘性特性について検討を行い、現場で比較的簡単に行うことが可能な、モルタルフロー試験より得られる流動係数 (K) は、コンクリートの塑性粘度と深い関係を有しており、施工現場における粘性管理指標となり得ることを指摘した。また、はね返り率や粉じんの低減には、高品質吹付けコンクリートの粘性 (塑性粘度) を大きくすることが有効であることを明らかにしている。さらに、細骨材の地域特性により、石灰石微粉末の置換量が異なり、単位粉体量や一次水粉体比が大きく変化していることから、このことが、粘性の経時変化の不安定さをもたらし、現場によっては高品質吹付けコンクリートの施工性低下や品質を含めたばらつきの要因であることを指摘している。

第6章では、高品質吹付けコンクリートについて、第5章までに得られている検討結果をもとに、細骨材の物性、保水特性および粘性項の経時変化状況が吹付け時の作業性、施工性能、硬化体性能に与える影響について、検討・考察を行なった。結果を以下にまとめる。

- (1) 東北、北陸、九州各地域の細骨材には特徴が認められるが、北陸地域では大部分天然砂が使用されており、高品質吹付けコンクリートにとっては最良の細骨材である。一方、東北、九州地域では使用細骨材の種別も多く、したがって物性のばらつきが大きいこともあるが、全体として微粒分の影響を強く受けており、高品質吹付けコンクリートの品質に悪影響を与えていると考えられる。
- (2) 地域別の配合状況について見ると、石灰石微粉末の置換量 (L)、総粉体量 (B)、保水特性 (Q, β_{OH}) により一次水量 (WI) が算出され、一次水粉体比 (WI/B) が決定される。 B は北陸地域が最も多く、以下東北、九州の順になっていることから、一次水量中の粉体量の影響度は北陸地域が最も大きく、 β_{OH} の影響度は九州地域が最も大きい結果となっている。分割練り混ぜ (SEC) 工法では、 WI/B が造殻体の性能を表しているとされていることから、この造殻体に対する影響度も同様と考えられる。
- (3) 粘性項、地域別粘性項の経時変化状況から、粘性項の経時安定性に WI/B が大きく影響していることが分かった。粘性の経時安定性が高品質吹付けコンクリートにとって、施工性確保と粉じん低減のために、最も重要と考えられる。
- (4) 天然砂では概ね $\beta_{OH} \leq Q$ の関係にあるのに対して、砕砂では $\beta_{OH} \geq Q \sim 3Q$ の関係に

あり、 Q の増加に対して β_{OH} の増加割合が大きくなっており、この傾向は特に Q の小さい領域で顕著である。

- (5) $\beta_o > 5\%$ となる細骨材の大部分は砕砂であり、含有する微粒分がこの試験結果に大きく影響していると考えられる。この場合、試験時の未充填部が β_{OH} 部にのみ存在しているとした場合には、**図6.17(b)**および**図18(b)**のモデルの機構を考え、従来の遠心試験方法で用いられた算出式とは別の式(6.3)が考えられる。
- (6) NATMにおける吹付けコンクリートは、現場で入手可能な材料を用いて現場プラントで製造することが基本である。したがって入手可能な材料に応じた施工管理を徹底することで、高品質吹付けコンクリートの特徴を生かした分離抵抗性が高く、圧送性に優れたフレッシュコンクリートの安定供給が可能となり、はね返り率や粉じん発生量の低減化、すなわちさらなる高品質吹付けコンクリートの経済化が図れるものと考えられる。

第7章では、現状の吹付けコンクリートと覆工コンクリートを概観し、吹付けコンクリートによる覆工の単一構造の適用性について言及するとともに、覆工の単一構造化に対する基本的な考え方を示した。

まず、支保工として施工された吹付けコンクリートの健全性の評価方法を示している。すなわち、日常管理として行われる内空変位の計測結果から逆解析を利用して、吹付けコンクリートの力学的な健全性を評価する手法を提案した。次いで、覆工の単一構造を適用するトンネルの範囲の決め方および標準的な設計断面も合わせ提案するとともに、覆工の単一構造適用のフローを示した。

第8章では、覆工コンクリートを省略することによる経済的なメリットが大きいことから、施工された吹付けコンクリートの健全性を簡便で確実に評価できる手法が必要と考え、日常管理として測定する現場データから直接評価しうる手法および運用の方法を提案した。本章で得られた結果を要約すると次のとおりである。

- (1) 現場計測データの分析から吹付けコンクリートは、水平相対内空変位が100mmを超えると変状を受けるものが現れ始め300mmを超えるとほぼ全数が変状状態へと移行することが分かった。このことから水平相対変位で100mmまでは健全を保つと評価できる。高性能AE減水剤数値解析の結果から脆弱な地山でも均一であれば問題なく適用できることが分かった。
- (2) 堅岩と脆弱な地山が接する解析で、塑性あるいは緩みの進行の度合いによっては、小さな変位でも吹付けコンクリートはダメージを受けることが分かった。最終的判断は目視観察による必要性を示した。

- (3) 数値解析の結果から、掘削面が平滑に掘削され場合、吹付けコンクリートは、軸力部材として機能することが分かった。
- (4) 凹凸モデルによる数値解析の結果から、吹付けコンクリートの表面を平滑に仕上げることで、地山の凹凸の影響を受けないことが分かった。しかし、吹付け表面を地山の凹凸に沿い仕上げた場合は、応力集中の影響を受け、吹付けコンクリートには、表面まで応力の乱れが生じることを指摘した。
- (5) 現場データによる逆解析の結果から、覆工の単一構造の適用範囲内は、変位が小さく極端な偏圧が作用しない場合には、吹付けコンクリートは軸力が卓越する安定した応力状態になることが分かった。
- (6) 内空変位から吹付けコンクリートの応力あるいは弾性係数を算定する場合、地山の剛性が関係するが、覆工の単一構造を適用する範囲においては、影響が小さく、考慮する必要がないことが分かった。このことは、地山の剛性を考慮することなく、内空変位から吹付けコンクリートの健全性が評価できることを意味する。
- (7) 支保構造体としての吹付けコンクリートの見掛けの弾性係数は、2,200～2,500MPa程度と評価できる。
- (8) 覆工の単一構造の適用範囲は逆解析の結果から、水平内空相対変位で90mm、天端沈下で55mm以内と考えることができる。また、適用にあたっては目視観察による確認が必要であることを指摘した。
- (9) 鉄道トンネル（NATM設計施工指針）の地山分類のうち、地山等級Ⅱ_N以上の地山には覆工の単一構造の適用が可能である。

第9章では、高品質吹付けコンクリートによる覆工の単一構造の長期耐久性を検討するため、青函トンネルの作業坑および先進導坑における吹付けコンクリートの長期耐久性を検討するとともに、高品質吹付けコンクリートの凍結融解抵抗性について検討を行い、以下の知見を得た。

- (1) 青函トンネルの作業坑および先進導坑における吹付けコンクリートは、施工後30年を超えているが、一軸圧縮強度の経年による低下は見られていない。
- (2) 一軸圧縮強度試験と同時に実施している中性化試験からも、経年による中性化の進行は見られない。
- (3) 上記のことから、青函トンネルの作業坑および先進導坑における吹付けコンクリートは、海底下という施工場所条件として良好とは言えない環境下において、長期耐久性を有していると判断できる。
- (4) 高品質吹付けコンクリートは、青函トンネルにおける吹付けコンクリートに比べ吹付け材料および配合とも大きく改良が加えられ、さらに安定した品質管理および強度

特性のもとに使用されていることから、さらなる長期耐久性を有しているものと考えられる。

- (5) 高品質吹付けコンクリートの凍結融解抵抗性試験から、寒冷地等のトンネルにおいて凍害が懸念される場合には、高性能AE減水剤を用いることにより凍結融解抵抗性を向上させることが可能であり、凍結融解の影響を排除することができる。

本研究により、高品質吹付けコンクリートの品質の良好性が確認できた。細骨材の種類は川砂、砕砂、混合砂等種々のものがあるが、分割練混ぜにおいて細骨材の種別に応じた適切な一次水量を決定することにより、市販の生コンクリートと同等の変動係数で、良好な一軸圧縮強度の吹付けコンクリートが得られることが明らかになった。また、青函トンネルの吹付けコンクリートの長期耐久性試験および凍結融解抵抗性試験から、高品質吹付けコンクリートは長期耐久性を有することを傍証した。したがって、高品質吹付けコンクリートを用いることによりトンネル建設において経済性メリットの大きい、覆工の単一構造化が可能となることがわかった。

また、覆工の単一構造の適用方法については、飯山トンネルの施工実績の分析から、内空相対変位により適用範囲を決定する方法を提案し、数値解析によりその実用性を検証した。この結果、新幹線トンネルでは、NATM設計施工指針に示されている Π_N 以上の地山に適用可能であることがわかった。

一方、今後の課題として、我が国においては本格的な覆工の単一構造の採用例が少ないことから、供用時における想定外の事象を可能な限り減少させるために、詳細なディテールおよび施工管理基準の作成が必要と考えている。例えば、

- ① 湧水の処理方法
- ② 吹付け厚さの管理方法
- ③ 吹付けコンクリート表面の変状の確認方法
- ④ トンネル内空の出来形の確認方法
- ⑤ 電車線等付属物の取付け方法

等である。

謝 辞

本論文は、筆者が日本鉄道建設公団および鉄道建設・運輸施設整備支援機構にトンネル技術者として従事した三十数年間の経験を基に研究を行ったものであります。筆者は昭和47年、日本鉄道建設公団に入社し、同年に青函建設局に配属となり、昭和48年には吉岡鉄道建設所勤務となりました。ここでは、吹付けコンクリートがわが国で初めてトンネルの支保工として本格的に採用されておりました。吹付けコンクリートは、現在では山岳トンネルの最も重要な支保工としてその地位を確立しておりますが、当時の吹付けコンクリートは、乾式のトルクレット機によるもので、はね返りや粉じんが多く、施工性の悪いものであります。しかしながら、昭和50年、先進導坑における三交代勤務となり、直接、トンネル工事に触れ合える機会を得て、本研究の重要な要素である吹付けコンクリートの有効性を肌で感じることができました。その後、津軽海峡線の北海道方トンネル群のNATM、東葉高速線の都市NATM、北陸新幹線のNATMと吹付けコンクリートと触れ合う機会が連続いたしました。吹付けコンクリートを支保工としてのみ取り扱うのではなく、永久構造物として扱う方法がないか模索しておりました。

今回、京都大学大学院工学研究科 朝倉俊弘教授のご指導のもと、吹付けコンクリートを永久構造物として機能させる本研究を取り纏めることができましたことは望外の喜びであります。先生には論文の構成から論文作成の心構えにいたるまで懇切丁寧なご指導をいただきました。感謝の言葉もありません。京都大学大学院工学研究科 田村 武教授にはトンネルの変形問題と吹付けコンクリートの位置付け等適切なお助言をいただきました。

京都大学大学院工学研究科 宮川豊章教授には吹付けコンクリートの長期耐久性の評価手法等について適切なお助言をいただきました。さらに、京都大学大学院工学研究科 石田 毅教授、同 岸田 潔准教授からは有益なお教授をいただきました。ここに厚く御礼申し上げる次第であります。

(株)住鋳コンサルタントの末永充弘氏(元鉄道建設公団)、(株)石川島建材工業技術研究所の伊藤祐二氏、(株)リブコンエンジニアリングの櫻井清一氏には、高品質吹付けコンクリートのデータの取り纏めおよび分析に、多大なお尽力をいただきました。厚く御礼申し上げます。(株)レールウェイエンジニアリングの阿部敏夫氏(元鉄道・運輸機構)には、内空変位の計測データの取り纏めおよび数値解析に多大なお協力をいただきました。心より感謝申し上げます。

最後に、本論文の完成に至るまでの間、様々なご支援をいただきました多くの方々に深く御礼申し上げるとともに、本研究がトンネル技術の発展の一助となれば幸いです。