

しらす地山における山岳トンネルの  
設計・施工法に関する研究

2013年3月

多 宝 徹



# 目 次

## 第1章 緒論

1.1 本研究の背景と目的 .....	1
1.2 本論文の構成 .....	5
参考文献 .....	8

## 第2章 しらすの定義と分類

2.1 緒言 .....	9
2.2 南九州地方の地形・地質 .....	10
(1) 第四紀の火砕流堆積物 .....	10
(2) 入戸火砕流堆積物 .....	10
2.3 しらすの定義 .....	10
(1) しらすの語源 .....	10
(2) 各研究分野におけるしらすの用法 .....	11
(3) 広義のしらすと狭義のしらす .....	11
(4) 二次しらす .....	13
(5) 溶結凝灰岩 .....	14
(6) しらす地盤 .....	16
2.4 既往のしらすの判別分類 .....	17
(1) 概説 .....	17
(2) 地盤工学会(旧土質工学会)基準と制定の歴史 .....	18
(3) その他の判別分類 .....	25
(4) 現在のしらすの判別分類の問題点 .....	27
2.5 しらすの再分類 .....	28
2.6 しらすの露頭の観察 .....	30
2.7 結言 .....	31
参考文献 .....	32

### 第3章 既往のしらす地山トンネルの事例整理

3.1 緒言	35
3.2 矢板工法時代のしらす地山トンネル	36
3.3 NATM 導入時代のしらす地山トンネル	37
(1) 山田トンネル	38
(2) 田上トンネル	40
(3) 西陵トンネル	40
(4) 武岡トンネル	42
(5) 鹿屋分水路トンネル	44
3.4 近年のしらす地山トンネル	46
(1) 新幹線トンネル	46
(2) その他のトンネル	51
3.5 結言	52
参考文献	53

### 第4章 しらす地山トンネルの掘削時の挙動

4.1 緒言	55
4.2 新武岡トンネルの概要	56
(1) 路線概要	56
(2) トンネルの特徴	57
(3) 地形・地質概要	58
4.3 ふつうしらす区間の施工実績	59
(1) トンネル縦断図	59
(2) 指標硬度	61
(3) ふつうしらす地山トンネルの支保工の安定性について	61
(4) ふつうしらす地山トンネルの切羽の安定性について	63
4.4 特殊区間の施工実績	66
(1) 風化区間	66
(2) 小土かぶり区間	68
(3) 坑口部	69

4.5	その他の留意事項	72
(1)	地下水位以下における施工	72
(2)	施工時の騒音・振動伝搬（しらす掘削時の振動伝搬の特徴）	74
4.6	結言	75
	参考文献	76

## 第5章 しらす地山トンネルの工学的特性

5.1	緒言	77
5.2	トンネル掘削対象地山としてのしらすの特殊性	78
5.3	地盤調査・室内試験	79
5.4	地山の応力解放	80
5.5	強度特性・変形特性	83
(1)	室内試験	83
(2)	孔内水平載荷試験	87
(3)	トンネル坑内で実施した原位置試験	88
5.6	結言	90
	参考文献	90

## 第6章 しらす地山トンネルに対する数値解析モデルの構築

6.1	緒言	91
6.2	山岳トンネルにおける数値解析の現状	92
(1)	地盤モデル	93
(2)	地山のモデル化	95
(3)	解析手法	96
(4)	二次元解析による表現	97
6.3	しらすの変形・強度特性を考慮した数値解析モデルの構築	99
(1)	しらすの強度特性・変形特性	99
(2)	応力依存剛性変化モデル	102
(3)	要素シミュレーションによる応力依存剛性変化モデルの検証	105
(4)	実際のしらす地山トンネルにおける応力依存剛性変化モデルの検証	107
6.4	結言	114
	参考文献	115

## 第7章 数値解析によるしらす地山トンネルの力学的挙動の解明

7.1 緒言	117
7.2 解析ケース	118
(1) 解析断面	118
(2) 土被り	118
7.3 解析結果	119
(1) トンネル変位	119
(2) 剛性低下率	120
7.4 切羽の安定性評価	121
7.5 支保部材および周辺地山の安定性評価	127
7.6 結言	129
参考文献	130

## 第8章 しらす地山における超大断面トンネルの力学的挙動の解明

8.1 緒言	131
8.2 超大断面トンネルの概要	132
(1) 施工概要	132
(2) 掘削工法	133
(3) 施工フロー	133
8.3 超大断面トンネルへの応力依存剛性変化モデルの適用	134
(1) 解析の目的	134
(2) 解析条件	134
(3) 現場計測と解析結果の比較	137
(4) 掘削時のトンネル挙動	139
8.4 側壁導坑先進工法の妥当性評価	141
(1) 概要	141
(2) 解析による検証	142
(3) 計測結果による検証	144
8.5 異なる掘削工法の適用性の検討	146
(1) 検討ケース	147
(2) 鏡面の安定性評価	148
(3) 支保工および周辺地山の挙動分析	150

8.6 結言	156
参考文献	157

## 第9章 しらす地山におけるトンネルの設計・施工法の提案

9.1 緒言	159
9.2 しらす地山トンネルの事前設計における留意点	160
(1) しらすの定義の確認	160
(2) しらすの判別	161
(3) 土被り	162
(4) その他の地形・地質条件, 周辺環境条件	162
9.3 しらす地山トンネルの標準設計の提案	163
(1) 支保構造	163
(2) 補助工法	164
(3) 覆工	165
9.4 しらす地山のトンネルの施工	166
(1) 掘削工法	166
(2) 掘削方式	166
(3) 支保工の施工	166
(4) 掘削したしらすのコンクリート細骨材への利用	166
9.5 特殊条件下での設計・施工	167
(1) 局所的な風化が見られる区間	167
(2) 坑口部	167
(3) 特殊な周辺環境状況下でのトンネル掘削	167
(4) 地下水位以下のトンネルの施工	168
9.6 結言	169
参考文献	170

## 第 10 章 結論

10.1 本研究のまとめ .....	171
10.2 今後の展望 .....	176
(1) しらす地山トンネルの設計・施工について .....	176
(2) 応力依存剛性変化モデルについて .....	176
謝辞 .....	177



# 第1章

## 緒論

### 1.1 本研究の背景と目的

南九州には、更新世後期の火砕流堆積物が広く分布している。これらの堆積物の未固結部分が一般に“しらす”と呼ばれている(“しらす”の定義については第2章で詳述する)。

しらす台地縁辺部には、露頭し、鉛直に近い勾配で切り立つ“しらす”の斜面が点在する(写真1.1.1参照)。一般の砂地盤の自然斜面がそのような急勾配で立つことはほとんどなく、“しらす”の切り立った様子から、“しらす”の急勾配斜面は安定した地盤と誤解されることがある。しかし、“しらす”の急勾配斜面は侵食地形の一形態であり<sup>1)</sup>、地質学的な時間軸で見ると安定している時間は短く、10～数十年のサイクルで崩壊を繰り返す。一方、斜面下方に堆積した崖錐部は崩落のたびに拡大し、しらす台地縁辺部の自然斜面の多くを覆うこととなる。この崖錐により形成された自然斜面は、“しらす”の露頭した急勾配斜面と対照的に樹木や竹で被覆されており、1:1.0よりかなり緩い勾配となっている(写真1.1.2参照)。

1970年代頃までは、鉛直に近い勾配で崩落をくり返すしらす斜面の崩壊メカニズムの解明が困難であり、水による侵食を防止する観点から、しらす斜面は急勾配で切土することが推奨された。しかし、1980年代以降は、しらす斜面の安定解析が進み<sup>2)</sup>、緩勾配の方が安定していること、表面を植生等により保護することにより水による侵食を防止できることから、急勾配で切土することは少なくなってきた。



写真 1.1.1 しらすの崖（鹿児島市西別府町）



写真 1.1.2 一般的なしらす斜面（鹿児島市常盤町）

一方、山岳工法のトンネルは、主に山間部の岩盤地山を対象に発達してきた工法であり、未固結地山に適用されるようになったのは比較的新しい年代に入ってからである。しかし、しらす地山においては、未固結地山であるにも関わらず、比較的古い年代からトンネルが施工されている。

しらす地山を対象とした大断面トンネルの施工は、昭和 40 年代の国鉄トンネル<sup>3)</sup>に始まり、日本への NATM 導入後の昭和 60 年代には、2 車線の道路トンネルも一般的に施工されるようになった。そのころ施工された九州縦貫自動車道の田上トンネルや指宿有料道路の山田トンネル、西陵トンネル等ではしらす地山トンネルの力学的な検討が行われている。大倉ら<sup>4)</sup>は、しらす地山の道路トンネルで、計測結果と二次元 FEM 解析の対比を行い、土被りが大きくなるほど支保設置後の応力解放が大きくなることを示した。しかし、著者らは、解析上、地盤の緩みの影響を考慮していないことから、より実用に供するためには引き続き検討が必要であるとされている。羽田・徳永<sup>5)</sup>は、既往の文献、地質調査等から“しらす”の物性値を設定した上でトンネルに作用する荷重を想定し、この荷重と一般的な岩盤地山のトンネルに作用する荷重とを対比することにより、事前の支保パターンを設定を行った。また、施工時には、実際の切羽性状にあわせて、切羽にて山中式土壌硬度計を用いて測定した指標硬度を用いて支保パターンの見直しを行っている。しかし、事前の地質データと支保パターンの関係については、十分に整理されていない。

これ以降、しらす地山で数多くの道路トンネル、水路トンネル、鉄道トンネル等の施工が行われてきた。国道 3 号鹿児島バイパス武岡トンネルでは、小土被りのしらす地山トンネルにおける挙動の分析を行っているが、中壁分割工法の特異なケースの検証にとどまっている<sup>6), 7)</sup>。指宿有料道路の山田トンネルでは、上半盤の高さ付近まで帯水する地下水対策としてウェルポイント工法による対策を確立したことが報告されているが、支保構造に関する記述はない<sup>8)</sup>。鹿屋分水路トンネルでは、トンネル天端付近まで帯水した地下水に対するさまざまな対策工に関する報告がなされているが、支保構造については施工の検証程度にとどまっている<sup>9) ~11)</sup>。九州新幹線鹿児島ルートでは、長短あわせて 15 本(約 14km)のしらす地山トンネルの掘削が行われた<sup>12)</sup>。しかし、九州新幹線鹿児島ルートにおけるしらす地山トンネルの最大の課題は、地下水位以下での鉄道路盤の設計・施工であり、水砕スラグを用いた透水性路盤の研究報告が数多くなされている<sup>13)</sup>ものの、トンネルの支保構造に関する記述はほとんどない。また、同ルートの薩摩田上トンネルでは、都市部のしらす地山トンネルにおける補助工法を用いた周辺環境の保全対策を行った報告がなされているが、ここでも支保構造に関する記述はない<sup>14)</sup>。

このようにこれまでのしらす地山トンネルにおいてはさまざまな検討が行われてきたが、支保構造について系統的に整理したものや、力学的な考察を行い一般化した文献は見あたらない。

そのため、現在においても、しらす地山トンネルの設計手法は確立されたものとはなっておらず、各トンネルにおいて、技術者による試行錯誤的な設計・施工が行われている状況にある。

そこで、今後のしらす地山トンネルの設計・施工を合理的に行うために、施工結果に基づく経験的な設計手法の確立と、その力学的な裏付けを明確化することが必要である。

ところで、ここまでは“しらす”という用語を概念的に用いてきたが、もともと“しらす”という言葉は、南九州に広く分布する白っぽい砂に対して、古くから広く使われている日常語であり、その定義は曖昧である。さらに、地質学や土木工学等の研究分野、各々の研究者によっても“しらす”に対して異なる定義がなされ、様々な分類が用いられてきた歴史的背景がある。トンネル工学分野でも“しらす”は様々に定義・分類されているため、しらすトンネルの工学的な分類を行うのに支障を来しており、土木技術者は“しらす”の統一的な分類・定義の確立を期待している。

このようなことから、本論文では、これまで述べてきた事項を背景に、鹿児島県で施工した新武岡トンネルの各種データを用いて、しらす地山における山岳工法のトンネル掘削に関する下記事項を整理し、論述する。

- 1) 既往のしらすの定義・分類を整理し、“しらす”の統一した定義・分類を行う。
- 2) トンネルの力学特性に着目し、“しらす”の定義・分類を整理する。
- 3) トンネル掘削を通じて、しらす地山トンネルの挙動を把握する。
- 4) 室内試験結果・地質調査およびトンネル掘削時に得られた各種計測結果から、トンネル掘削において重要と考えられるしらす地山の地山特性を把握する。
- 5) “しらす”の変形・強度特性を考慮したしらす地山トンネルに対する新たな数値解析モデルを構築する。
- 6) しらす地山トンネルの力学特性を明かにする。
- 7) しらす地山のトンネルの合理的な設計法・施工法を提案する。

## 1.2 本論文の構成

本論文の構成フローを図 1.2.1 に示す。

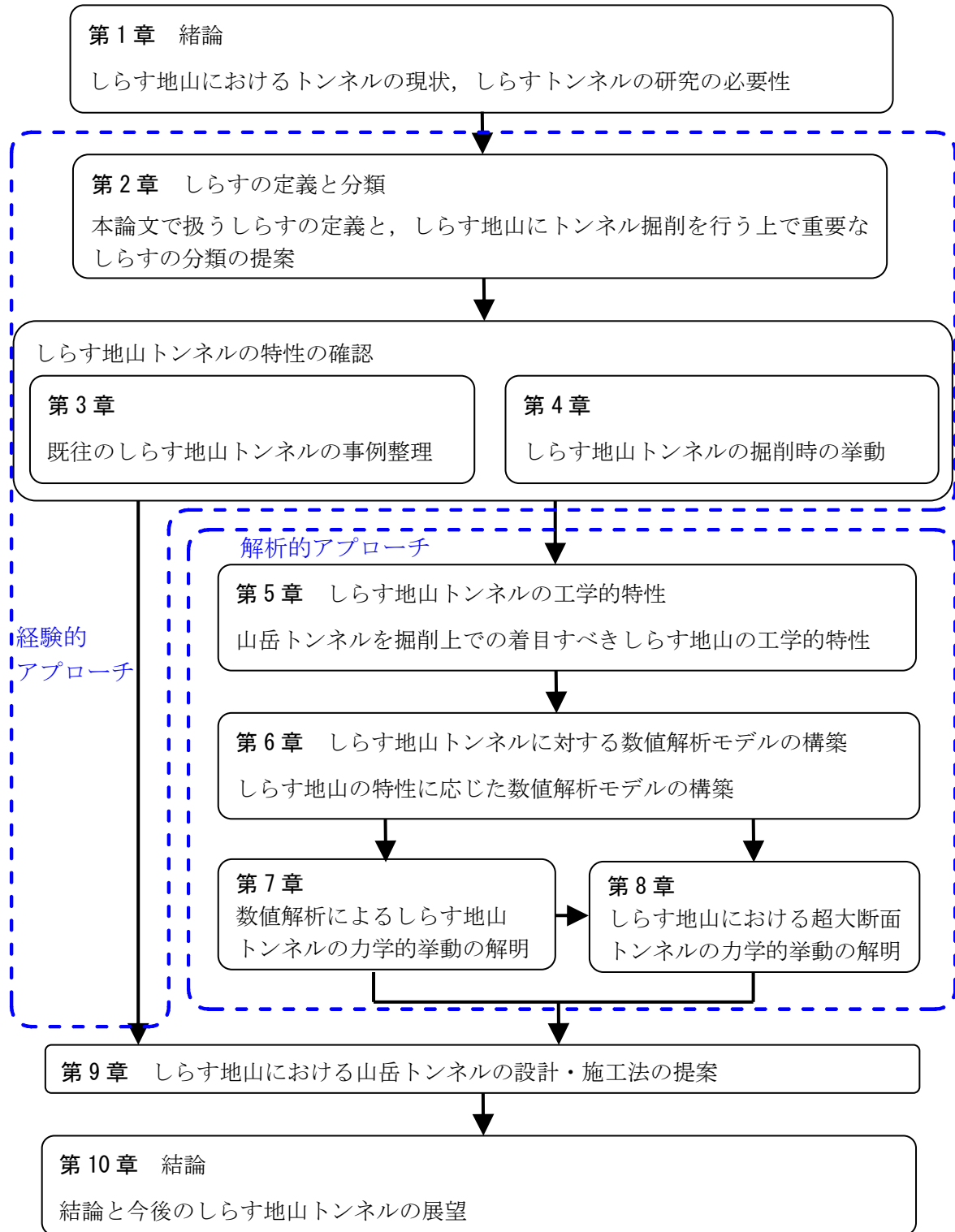


図 1.2.1 本論文の構成フロー

本論文は、次に示す 10 章で構成している。

- 第 1 章 緒論
- 第 2 章 しらすの定義と分類
- 第 3 章 既往のしらす地山トンネルの事例整理
- 第 4 章 しらす地山トンネルの掘削時の挙動
- 第 5 章 しらす地山トンネルの工学的特性
- 第 6 章 しらす地山トンネルに対する数値解析モデルの構築
- 第 7 章 数値解析によるしらす地山トンネルの力学的挙動の解明
- 第 8 章 しらす地山における超大断面トンネルの力学的挙動の解明
- 第 9 章 しらす地山における山岳トンネルの設計・施工法の提案
- 第 10 章 結論

以下に、各章の概要を示す。

第 1 章（緒論）では本研究の目的と本論文の主題であるしらす地山における山岳工法トンネルについての研究実績，設計・施工法の現状について述べ，本研究の必要性について言及した。また，本論文の構成と，各章の概要について述べた。

第 2 章（しらすの定義と分類）では，これまでさまざまな意味で用いられてきた“しらす”の定義を再確認し，本論文で用いる“しらす”の定義を明確化した。その上で既往のしらすの硬さによる判別分類の問題点を整理し，しらす地山にトンネルを掘削する際に有効なしらすの判別分類を新たに示した。

第 3 章（既往のしらす地山トンネルの事例整理）では，これまでにしらす地山に掘削されたトンネルの文献を調査し，得られているしらす地山トンネルの知見を整理した。その上で，しらす地山におけるトンネルの設計・施工法の確立のために，必要になると考えられる事項を明確化した。

第 4 章（しらす地山トンネルの掘削時の挙動）では，新武岡トンネルにおけるトンネル計測や切羽観察などの施工情報をもとに，これまでイメージされてきたしらす地山トンネルとはやや異なるしらす地山トンネルの挙動について，取りまとめを行った。

第 5 章（しらす地山トンネルの工学的特性）では，過去の知見や，実際のしらす地山トンネルの施工情報，しらす地山の原位置試験，室内試験をもとに，しらす地山トンネルの合理的な設計・施工方法を確立するために着目すべきしらす地山の工学的特性を整理した。

第 6 章（しらす地山トンネルに対する数値解析モデルの構築）では，しらすの拘束圧に依存

した応力と変形係数の非線形性に着目した新しい連続体解析モデル(応力依存剛性変化モデル)を構築し、そのモデルの妥当性を検証した。

**第7章**(数値解析によるしらす地山トンネルの力学的挙動の解明)では、前章で構築した応力依存剛性変化モデルを、ふつうしらすにおける標準断面(2~3車線断面)のトンネルに適用し、その力学特性を明らかにした。

**第8章**(しらす地山における超大断面トンネルの力学的挙動の解明)では、応力依存剛性変化モデルを超大断面トンネルに適用し、しらす地山における超大断面トンネルの力学特性を明らかにした。

**第9章**(しらす地山における山岳トンネルの設計・施工法の提案)では、前章までの研究結果から、しらす地山トンネルの合理的な設計・施工法を提案した。また、特殊条件下等におけるしらす地山トンネルの設計・施工法における留意点についても言及した。

**第10章**(結論)は、本論文の総括として、各章の研究成果を要約した。さらに、今後のしらす地盤におけるトンネルの掘削の課題・展望について言及した。

## 第1章の参考文献

- 1) 春山元寿：しらす，土と基礎，26-10(248)，pp.93-94，1978.10.
- 2) 村田秀一，山内豊聡，後藤恵之輔：引張破壊に着目したしらす切土斜面の安定性について，土木学会論文集，No.343，pp.15-24，1984.3.
- 3) 山内豊聡，歳田正夫，長野 実，高森彬文：しらす地盤のトンネル工法，土木学会誌，Vol. 65-増刊，pp.28-35，1980.
- 4) 大倉吉雅，城ヶ崎豊実，石井武美，鎌田正孝：シラス地山の NATM における土被りと応力解放率との関係について，土質工学研究発表会論文集 21，pp.1705-1706，1986.6.
- 5) 羽田忠彦，徳永康一：住宅団地直下のシラス層を NATM で掘る 指宿有料道路 西陵トンネル，トンネルと地下，Vol. 18，No.12，pp.33-42，1987.12.
- 6) 瀬戸口忠臣，高木 勇，永倉彰夫：土被りの浅いシラス地帯を中壁 NATM で挑む 一般国道3号鹿児島バイパス武岡トンネル，トンネルと地下，Vol. 19，No.7，pp.55-62，1988.7.
- 7) 瀬戸口忠臣，水谷敏則，吉田真一，進士正人：中壁式 NATM で施工された武岡トンネルの地山変形挙動と中壁の効果，岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.306-310，1989.2.
- 8) 露木利貞，吉田三郎，羽田忠彦，松雪清人：しらす地盤地帯における地下水下のトンネル工事：土と基礎，36-3(362)，pp.43-48，1988.3.
- 9) 板垣治，上山秋雄：地下水位下のしらす層にトンネルを掘る 肝属川 鹿屋分水路 トンネルと地下，Vol.19，No.12，pp.7-14，1988.12.
- 10) 亀江幸二，重水治雄，土井英雄：地下水位以下のしらす層にトンネルを掘る 肝属川鹿屋分水路(その2)，トンネルと地下，Vol. 21，No.9，pp.7-13，1990.9.
- 11) 林重徳，山内豊聡，亀江幸二，松雪清人，しらす台地の地下水位下に貫通した「鹿屋分水路トンネル」：土と基礎，38-8(391)，pp.13-18，1990.8.
- 12) 九州新幹線工事誌(新八代・西鹿児島間)：鉄道・運輸機構九州新幹線建設局，p.287，2005.3.
- 13) 例えば，松本雄二：しらす地山における鉄道トンネル用透水性スラグ路盤の設計・施工に関する研究，九州大学学位論文，2001.7.
- 14) 松本雄二，神笠自然，黒瀬信弘，井上司：シラス盛土を新しい先受け工法で克服 九州新幹線 薩摩田上トンネル，トンネルと地下，Vol. 31，No.12，pp.7-15，2000.12.



## 第2章

### しらすの定義と分類

#### 2.1 緒言

“しらす”という言葉は、南九州一帯に分布する白っぽい砂に対して、当地で、古くから広く使われていた日常語である。そのため、“しらす”という用語が使われ始めたころは、しらすの起源や組成は不明であったわけで、もともと、“しらす”という用語に、学術的な定義があったわけではない。

その後、近代においてしらす斜面の災害防止等の観点から“しらす”の学術的な定義が求められるようになった。そこで、土木工学の分野では、1981年に地盤工学会(旧土質工学会)にて、基準<sup>1)</sup>が制定され、それ以降、この基準における定義・分類が用いられるようになった。

この地盤工学会(旧土質工学会)基準は、現在ほど、しらすの起源や組成が明確でない時代に制定されたものであるが、当時は、斜面防災等の土木工事においてしらす地山の安定性を判断する目安として一定の成果を収めた。

しかし、その後、しらす地山の大規模な掘削工事やトンネル掘削といった施工を通じた土木技術の発展に伴い、基準に示される“しらす”の定義や分類の曖昧さが顕在化ようになってきた。また、一方では、地質学的に南九州の地形・地質構造の解明が進み、いわゆる“しらす”の起源や組成が明確になってきた。

このようなことから、土木工学の分野においてより実用的に、“しらす”という用語を用いるために、しらすの起源を考慮した再定義が必要かつ可能な時期となったといえる。

そこで、本章では、近年の地質学的な知見を取り入れ、“しらす”という用語を再定義する。さらに、さまざまな組成の“しらす”に対して画一的に用いられているしらすの硬さによる分類を改め、トンネル工学において有意と考えられる新しい“しらす”の分類法を提案する。

## 2.2 南九州地方の地形・地質

### (1) 第四紀の火砕流堆積物

南九州の地形は、新第三紀以前の堆積岩や火山岩類を基盤として、鮮新世後期以降（およそ400万年前以降）に鹿児島地溝から噴出した多数の火砕流堆積物が積み重なった火砕流台地（しらす台地）より形成されている。台地を形成している火砕流は、大規模なものだけでも、加久藤カルデラを起源とする約33万年前の加久藤火砕流堆積物、阿多カルデラを起源とする約24万年前の阿多鳥浜火砕流、約11万年前の阿多火砕流、始良カルデラを起源とする約2.9万年前の妻屋火砕流、入戸火砕流などが挙げられ、これら以外にも数多くの火砕流堆積物が点在している。

### (2) 入戸火砕流堆積物

第四紀の火砕流のうち、約2.9万年前に始良火山の爆発により発生した入戸火砕流は南九州における更新世後期大規模火砕流のうち最大のもので、すでにあつた始良カルデラを現況のように整形しなおすとともに、カルデラから半径約100kmもの広大な地域に広がり堆積して、大きな地形変化をもたらした。

## 2.3 しらすの定義

### (1) しらすの語源

南九州一帯には、前述のようにさまざまな第四紀の火砕流堆積物が未固結状態で分布している。これらの第四紀火砕流堆積物の未固結部分は、おおむね白っぽい砂状をしており、南九州地方では古くからこれらを指して“しらす”と表現してきた。このように、元来、“しらす”という用語は、地質学的に火砕流の積み重なった南九州の地質構造が判明するよりはるか昔から広く使われてきた日常語である。

このような日常語に対して、後から学術的な定義を一律に当てはめるのは難しい。そのため、各研究分野で、分類・定義を明確化し、状況に応じた運用が求められるところである。

さらに、学術的な定義を定めた場合においても、もともと、一般の人々がさまざまな地質に対してしらすという言葉を用いていた訳であるから、学術的な定義とは異なるしらすの用法についても間違いとする訳にはいかない。

## (2) 各研究分野におけるしらすの用法

研究分野によっては“しらす”という言葉は地方の俗称であるので学術用語としては用いるべきではないという考え方もある<sup>2)</sup>。そのため、土木工学以外の分野では、“しらす”という言葉が用いられないことも多い。例えば、地質学の分野では入戸火砕流や始良カルデラを対象にした学術論文において、しらすという言葉はあまり使われていない<sup>(例えば<sup>3)</sup> ~7)</sup>。

対照的に、土質工学の分野においては一定の定義を与えて用いられており、“しらす”という言葉は、地盤工学会の標準キーワードにもなっている。さらに、“Shirasu”として海外の学会に登場することもある。

なお、土木工学の分野では、地盤工学会(旧土質工学会)基準で“しらす”をひらがな表記すると定め、土木学会の用語事典においてもひらがなになっている。一方、地質学・地理学の分野では古くから“シラス”とカタカナで標記しており、国土地理院の地形図、高校教科書などもカタカナになっている。このように学術分野により、“しらす”、“シラス”の標記が混在している。本論文では、基本的に土木工学の分野の表現に従って“しらす”とひらがなで表記し、文献等の引用にのみカタカナの“シラス”も用いる。

## (3) 広義のしらすと狭義のしらす

土木工学の分野において“しらす”は、土木学会、地盤工学会、国土交通省などで定義されている。

地盤工学会(旧土質工学会)<sup>1)</sup>、国土交通省の指針<sup>8)</sup>では、「しらす」を「第四紀の火山活動に起因する火砕流堆積物の非ないし弱溶結部」としており、比較的広い年代の未固結の火砕流堆積物に対してしらすという用語を用いている。一方、土木学会の用語事典<sup>9)</sup>では、流出した火砕流までは特定していないものの、「始良カルデラ形成時に噴出したもの」と噴出時期を明記している。

ところで、これまで述べてきたように南九州の第四紀の火砕流堆積物には、入戸火砕流堆積物をはじめ、加久藤火砕流堆積物、阿多鳥浜火砕流、阿多火砕流などのさまざまなものが存在するが、未固結部分に限ると、その堆積量は入戸火砕流が圧倒的であり、それ以外の未固結の火砕流堆積物は極めて少ない。また、未固結の火砕流堆積物でも、およそ2.9万年前に流出した入戸火砕流と主に11~33万年前に流出したその他の火砕流では、噴出年代、組成鉱物や固結状態、風化の程度、物理的性質も異なることから、土木工学的にみて入戸火砕流堆積物であるしらすとその他のしらすを分類して考える必要がある。そこで、現在では、土木工学の分野でも、「入戸火砕流堆積物の非溶結部」を“狭義のしらす”とすることが多い<sup>10)</sup>。

これに対して、地盤工学会、国土交通省の指針等のしらすは“広義のしらす”と捉えること

ができよう。例えば、2010年鹿児島県南大隅町で発生した深層崩壊の原因となった地層は阿多カルデラを起源とする火砕流堆積物と推察されるが、広義のしらす層として公表されている<sup>11)</sup>。このようなことから、本論文では、“しらす”を下記の通り定義する。

#### 【しらすの定義】

狭義のしらす：入戸火砕流堆積物の非溶結部

広義のしらす：南九州における第四紀の火山活動に起因する火砕流堆積物の非溶結部ないし弱溶結部

また、本論文では、特に断らない限り“しらす”という用語を入戸火砕流堆積物の非溶結部(狭義のしらす)に対して用いる(写真2.3.1参照)。



写真 2.3.1 しらすの露頭 (鹿児島県始良市加治木町)

#### (4) 二次しらす

これまで述べてきた“しらす”は火砕流堆積物が堆積時の形態で原位置にそのままの状態にとどまったものを指している（これは次に述べる二次堆積物と区分するために、一次しらすと呼ばれることもある）。これに対して、侵食・運搬され、異なった場所で新たに堆積したものは二次しらす（写真 2.3.2 参照）と呼ばれている<sup>12)</sup>。

二次しらすは、侵食・運搬・堆積のそれぞれの時期や形態によって、その性質は多様である。完新世に侵食・運搬・堆積作用をうけて形成された二次しらすを沖積しらすと呼ぶことがある。また、加久藤湖（現加久藤盆地）などの水中で堆積したものを水成しらす、層理の明瞭な二次堆積物を成層しらすと呼んだりする。また、鹿児島地方では、現在でも“しらす”の崖崩れが頻発しているが、崩落してそのままの形状を保って堆積している“しらす”も存在する（写真 1.1.1 の下方に堆積）。これについても広い意味で二次しらすといえる。



写真 2.3.2 二次しらす（トンネル切羽）

## (5) 溶結凝灰岩

火砕流堆積物の溶結部は、溶結凝灰岩と呼ばれ、“しらす”とは区別される。加久藤火砕流など入戸火砕流以外の火砕流の堆積物は大部分を溶結部が占めるが、入戸火砕流堆積物は大部分が非溶結であり、溶結部は一部地域に溶結部が認められるだけである（写真 2.3.3 参照）。荒牧<sup>7)</sup> や横山<sup>13)</sup> らの調査によれば入戸火砕流の溶結が認められる範囲は、始良カルデラ北東部に集中している。

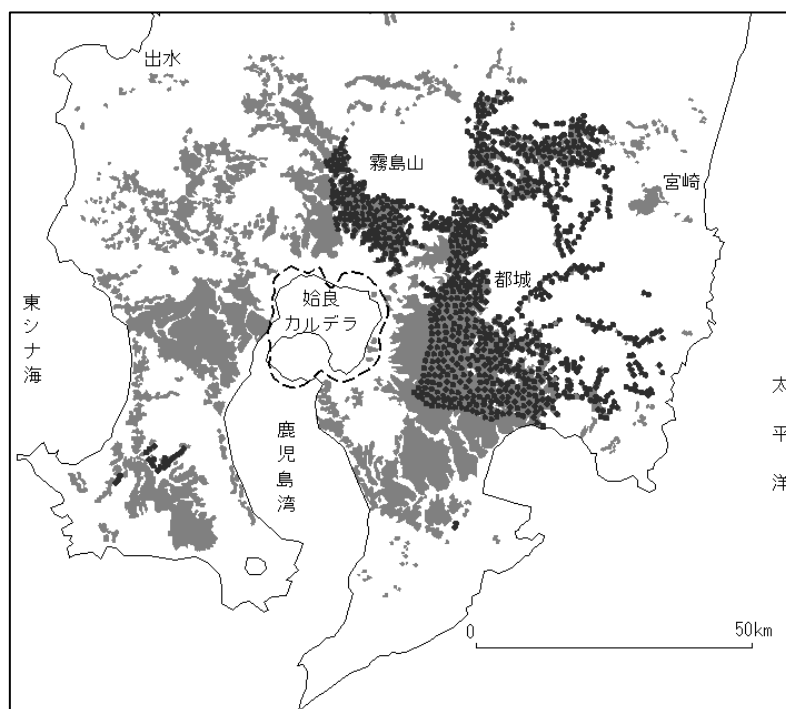
荒牧<sup>7)</sup> は、「堆積物は直径最大 50cm に達する本質岩塊、それと同質の火山灰、および異質岩塊より成る。（中略）非溶結部と溶結部で外観が著しく異なる。溶結部は本地域の北西隅、霧島川の上流で最も著しく、上小鹿野から上小鹿野発電所を経て小鹿野滝に至る部分は、両岸に強度に溶結した入戸火砕流堆積物が高さ数 10m の崖をつくっている。本質岩塊は互いに平行な黒旺岩レンズとなり、基底も暗灰色を呈し一部再結晶している。溶結部は霧島川の谷の出口付近では急激に薄くなり、溶結の程度も弱くなる。手籠川の谷の入戸付近では間知石にきり出せる程度に溶結した部分が数 m の厚さがあるが、谷の出口（南西方）に向かって薄くなる。郡田川流域より南では溶結度はさらに低下し黒石南方、薄木東方では溶結部の存在がかすかに認められる程度になる。本地域南東隅、牧之原では溶結作用は全くみられない。」としている。



写真 2.3.3 溶結凝灰岩露頭（鹿児島県霧島市国分重久）

横山<sup>13)</sup>は、図2.3.1を示し、「入戸火砕流堆積物に溶結部が認められるのは、始良カルデラ北方から東方にかけての広い地域、大隅半島の高山町の一部の地区、薩摩半島南部の加世田市付近及び川辺町地域である。溶結部は、いずれも入戸火砕流堆積物の中下部に発達しており、その上下には必ず非溶結部（シラス）を伴っている、溶結部の厚さは、50m以内であり、上下の溶結部の厚さと共に場所ごとに不規則に変化する。上記の地域以外の地域に分布する入戸火砕流堆積物は、すべてが非溶結の堆積物すなわちシラスである。」としている。

写真2.3.3、2.3.4は数少ない入戸火砕流を起源とすると考えられる溶結凝灰岩の露頭である。また、写真2.3.5は、溶結凝灰岩からしらすへの遷移区間である。



破線は始良カルデラの輪郭、  
 灰色に着色した部分はしらすの分布地、  
 大きな打点部は溶結部の発達地域 文献<sup>13)</sup>を一部変更

図2.3.1 入戸火砕流堆積物の分布域における溶結部の発達地域



写真 2.3.4 霧島川流域の露頭



写真 2.3.5 溶結凝灰岩からしらすへの遷移 (鹿児島県霧島市国分重久)

#### (6) しらす地盤

現在でも、防災上の特性等の理由から、しらすとしらす地盤は区分して用いられる。入戸火砕流以前の加久藤火砕流や阿多火砕流，入戸火砕流以降の桜島火山等を起源とする火山堆積部を含めて広範囲でしらす地盤と表されることが多い<sup>14)</sup>。



## 2.4 既往のしらすの判別分類

### (1) 概説

土木工学の分野においては、主にのり面の切土勾配、のり面保護工などの設計、防災上の指針を得ることを目的に、古くから“しらす”を硬さにより判別分類する試みが行われてきた。

現在も、判別分類には、主に1980年代以前のかかなり古い時代の研究をベースに作られた地盤工学会(旧土質工学会)の「硬さによる地山しらすの判別分類法」<sup>1)</sup>が用いられており、国土交通省の指針などもこれに準じたものとなっている。

地盤工学会(旧土質工学会)の判別分類は、地山斜面災害の防止を目的として、春山、山内など<sup>例えば 15~27)</sup>の研究をベースに、基準案「地山しらすの判別分類基準」が公表され<sup>28)</sup>、1979年のしらす基準化シンポジウムでの討論<sup>29~34)</sup>を経て、1981年に制定された<sup>1)</sup>。本分類は、当時社会問題化していたしらす斜面の崩壊による災害の防止を目的とした斜面切土工の判断基準として一定の成果を上げた。

一方で、地盤工学会(旧土質工学会)分類は、斜面災害の防止といった特定の目的に対して、第四紀の火砕流堆積物というさまざまな成因のしらす(広義のしらす)を指標硬度のみで区分しているため、目的を異にして用いる場合には、その他の配慮も必要である。1979年のしらす基準化シンポジウムの際にも、成因や噴出源および噴出時代が異なるしらすを工学的に画一的に運用してしまうことへの懸念が指摘されている<sup>31,32)</sup>。

本節では、地盤工学会(旧土質工学会)の判別分類を概説するとともに、その判別分類成立に至るまでの研究史をまとめる。また、その他の判別分類についても概説する。

## (2) 地盤工学会(旧土質工学会)基準と制定の歴史

### a) 地盤工学会(旧土質工学会)基準

現在、最も標準的に用いられているしらすの判別分類は、1981年制定の地盤工学会基準(旧土質工学会基準)「硬さによる地山しらすの判別分類法(JSF規格:M2-81)」<sup>1)</sup>である。

地盤工学会基準では、しらすを「地質時代のうえからは第四紀の火山噴出物で、成因上は軽石流堆積物の非ないし弱溶結部およびその二次堆積物であり、淡褐色あるいは灰白色などを呈する。」と定義し、地山しらすを硬さ(土壤硬度計による指標硬度;下記参照)により、表2.4.1のように分類している。

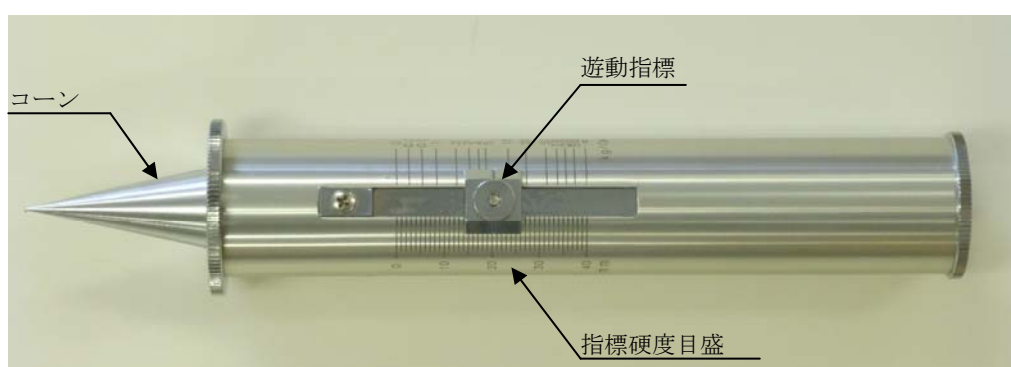
地盤工学会基準は、観察によらず、硬度のみを測定して地山しらすを判別分類する点を特徴としている。

表 2.4.1 硬さによる地山しらすの判別分類(地盤工学会(旧土質工学会)基準)

分類	しらす				溶結凝灰岩
	極軟質 しらす	軟質 しらす	中硬質 しらす	硬質 しらす	
指標硬度(mm)	20以下	20~25	25~30	30~33	33以上

### 【参考】土壤硬度計

平坦に削った土壤表面に測定器の先端に取付けたコーンを一定量押し込み、そのときの反力を硬度指標に換算して読取る。



コーン	長さ : 40mm 底面直径 : 18mm 頂角 : 12° 40'
ばね	8 kgf の荷重に対して 40mm 縮小
遊動指標	ばねの縮みに従って移動し、任意の点で停止
指標硬度目盛	ばねの縮長を読み取るもので、mm 単位で表示

写真 2.4.1 土壤硬度計

b) しらすの判別分類の研究史

地盤工学会の研究に関わらず、土木工学の分野における“しらす”の判別分類は、主により面の切土勾配、のり面保護工などの設計、防災上の指針を得る目的でしらすの簡便な判別を行うことを目的に研究が進められてきたことから、しらすの力学特性やしらすのり面の安定の研究と関連している。主な地山しらすの研究論文、各種研究機関の基準等を表 2.4.2 に年度ごとに整理する。

表 2.4.2 地山しらすの研究論文等

発表年	しらすの判別分類	しらすの力学特性・のり面安定	基準等
1966		乱したシラスの排水セン断特性について <sup>15)</sup>	春山 山内
1969		Effect of Water Content on the Shear Characteristic of Granular Soils Such as Shirasu <sup>16)</sup>	春山
1973	Geological, Physical, and Mechanical Properties of "Shiras " and Its Engineering Classification <sup>17)</sup>	春山	
1975	簡便な原位置試験法によるシラスの判別分類法 <sup>18)</sup>	Stability of Cut Slopes of Shirasu <sup>20)</sup>	山内 他
	硬度によるシラスの工学判別分類法 <sup>19)</sup>		
1977		Deformation Characteristics of Highly Compressible Sand "Shirasu" <sup>21)</sup>	春山
		乱さないシラスの強度特性の要因について <sup>22)</sup>	村田 山内
1978		乱さないシラスの強度特性に及ぼす含水比の影響について <sup>23)</sup>	村田 山内
		同上ディスカッション <sup>24)</sup>	春山
		乱さないシラスのダイレイタンスーと破壊機構について <sup>25)</sup>	村田 山内
		同上ディスカッション <sup>26)</sup>	春山
1979	A Method of the Identification and Classification of Pyroclastic Flow Deposits due to Hardness <sup>27)</sup>	春山	九州地方整備局 シラス地帯の河川・土工指針(案)
	地山しらすの土壌硬度による判別分類 <sup>29)</sup>	山内 他	判別分類に基づくシラス切土斜面の安定解析 <sup>33)</sup>
	地山しらす判別分類のための土壌硬度計の使用について <sup>30)</sup>	春山 谷口	しらすの土質性状と切土のり面の設計について <sup>34)</sup>
	二次シラスの種類と判別分類法 <sup>31)</sup>	菅原	
	災害対策の側面から見た地山しらすの判別分類基準 <sup>32)</sup>	榎倉 菅原	太線内：しらす基準化シンポジウムにおける論文
1980			しらす基準化シンポジウム概要 <sup>35)</sup>
1981			土質工学会基準 硬さによる地山しらすの判別分類法 <sup>1)</sup>
1982	統計解析処理による地山しらすの判別分類 <sup>36)</sup>	山内 他	
1983		地山しらすの判別分類に基づく切土斜面の安定解析 <sup>37)</sup>	村田
1984		引張破壊に着目した切土斜面の安定性について <sup>38)</sup>	村田 他
1999			九州地方整備局 シラス地帯の河川・土工指針(案) <sup>39)</sup>

c) 春山らによる工学的分類

現在の地盤工学会の判別分類につながる最も初期の研究として、春山らのものが挙げられる。

春山らのしらすの工学的分類に関する研究の一覧を表 2.4.3 に示す。

表 2.4.3 春山らのしらすの工学的分類に関する研究

発表年	論文名	著者	主な内容
1973	Geological, Physical, and Mechanical Properties of "Shirasu" and Its Engineering Classification <sup>17)</sup>	春山	観察により地山しらすを5種類に分類 Decomposed Shirasu Proper Shirasu Hard Shirasu Shirasu-like deposits Pumice fall deposits
1975	簡便な原位置試験法によるシラスの判別分類法 <sup>18)</sup>	難波 春山	上記論文の日本語での再定義  硬度だけを考慮し、しらすを3分類 風化しらす ふつうしらす かたしらす  判別に山中式土壤硬度計を使用
1975	硬度によるシラスの工学判別分類法 <sup>19)</sup>	春山	硬度だけを考慮し、しらすを下記の5つに分類 軟弱な風化しらす
1979	A Method of the Identification and Classification of Pyroclastic Flow Deposits Due to Hardness <sup>27)</sup>	春山	風化しらす ふつうしらす かたしらす 溶結凝灰岩  判別に山中式土壤硬度計を使用
1979	地山しらす判別分類のための土壤硬度計の使用について <sup>30)</sup>	春山 谷口	さまざまな機関で用いられている山中式土壤硬度計の妥当性に言及

春山は1973年の「Geological, Physical, and Mechanical Properties of “Shirasu” and Its Engineering Classification」<sup>17)</sup>で、地山しらす観察により分類することを提案し、次に、春山は難波とともに、「簡便な原位置試験法によるシラスの判別分類法」<sup>18)</sup>で山中式土壤硬度計を用いた判別分類方法を提案している。

最終的に春山は、「硬度によるシラスの工学的判別分類法」<sup>19)</sup>、「A Method of the Identification and Classification of Pyroclastic Flow Deposits Due to Hardness」<sup>27)</sup>にて、それぞれのシラスに対する観察による定義を与え(表 2.4.4 参照),それぞれの特性値として,表 2.4.5 を提案している。

表 2.4.4 春山によるシラスの定義

名称	定義
風化シラス	おもに軽石流堆積層, 降下軽石層, および軽石流・降下軽石層の二次堆積層が物理的・化学的に風化したもので, シラス層の上部に多い。色は白色, 褐色, あるいは淡紅色を呈する。
ふつうシラス	おもに軽石流堆積層の非溶結部からなるが, そのほか二次堆積層や凝灰質砂岩なども含む。この分類のシラスが最も大規模に分布している。
かたシラス	軽石流堆積物の弱溶結したもので, 固結シラスとも呼ばれている。溶結度の高いものは溶結凝灰岩として分類されシラスとは呼ばない。

文献<sup>19)</sup>の本文中の記述を元に筆者が作成

表 2.4.5 春山による硬度毎のシラスの特性値<sup>19)</sup>

分類	硬度 (mm)	乾燥密度 (t/m <sup>3</sup> )
A. 軟弱風化シラス	~20	~0.80
B. 風化シラス	20~26	0.80~1.10
C. ふつうシラス	26~31	1.00~1.25
D. かたシラス	31~35	1.15~1.35
E. 溶結凝灰岩	35~	1.35~

#### d) 山内らによる工学的分類

山内は、土質工学会基準案「地山しらすの判別基準」<sup>28)</sup>において、判別分類の概要を示すとともに、表 2.4.6 の地山分類を示している。

表 2.4.6 の詳しい根拠は、しらす基準化シンポジウムにおける「地山しらすの土壌硬度による判別分類」<sup>29)</sup>に示されている。また、その後、示される「統計解析処理による地山しらすの判別分類」<sup>36)</sup>もほぼ同じ内容となっている。

春山らの分類手法と山内らの分類手法を比較し、表 2.4.7 にまとめる。山内らによると、春山と山内らの分類手法の大きな違いは、春山が「現地の判別により事前に風化シラス、ふつうシラス、かたシラスを設定し、統計処理にて境界を設定している」のに対し、山内らは、「何ら現地観察を混じえず、主成分分析による統計処理にて境界を設定している」点にあるとしている。

なお、山内らは、極軟質しらす、軟質しらす、中硬質しらす、硬質、溶結凝灰岩に関する指標硬度以外の判別基準は示していないものの、地盤工学会基準(当時土質工学会基準)の解説<sup>1)</sup>において、従来、観察を加味する場合に、風化しらす、普通しらす、硬しらすという用語が用いられることが多いことを認め、風化しらす、普通しらす、硬しらすは、それぞれ、表 2.4.1 中の軟質しらす、中硬質しらす、硬質しらすにほぼ対応するものとしている。

表 2.4.6 山内らによる地山しらすの分類

分類	しらす				溶結凝灰岩
	極軟質しらす	軟質しらす	中硬質しらす	硬質しらす	
指標硬度(mm)	20 以下	20~25	25~30	30~33	33 以上

表 2.4.7 春山と山内らの分類手法の比較

	春山	山内ら
調査データ	春山らの調査結果 鹿児島、宮崎、熊本各地 全 145 箇所	建設省九州地方建設局九州技術事務所 S51,52 調査データ 高速道路、一般道路、主要地方道の切土のり面 鹿児島、宮崎 全 84 箇所
境界強度の設定	現地観察の判別により事前に 風化シラス ふつうシラス かたシラス を設定し、統計処理にて境界を設定	何ら現地観察を混じえず、主成分分析による統計処理にて境界を設定。 ただし、硬質しらすと溶結凝灰岩の境界強度については、洗掘抵抗試験の結果を援用
度数分布の評価	$\chi^2$ 検定	$\chi^2$ 検定
群別分類の 有意性の確認	F 検定, t 検定	F 検定, t 検定

e) しらす基準化シンポジウムにおける討議

土質工学会基準案「地山しらすの判別分類基準」に対する意見を求めることを中心に、1979年12月14日に、鹿児島市において「しらす基準化シンポジウム」<sup>35)</sup>が開催された。論文募集のために示されたテーマとその解説は次の通りである。

テーマ：地山しらすの判別分類及びこれに関連する問題

- (1) 地山におけるしらすの判別分類
- (2) 判別分類と切土工の設計との関連
- (3) 乱さない資料の採取方法

ここでは、3つのテーマのうち「(1) 地山におけるしらすの判別分類」に関する事項について取り上げ、これに関する主な論文を表2.4.8にまとめる。

①の山内らの「地山しらすの土壌硬度による判別分類」<sup>29)</sup>は、先に述べた通りである。

②の春山らの「地山しらす判別分類のための土壌硬度計の使用について」<sup>30)</sup>は、先の著者らの論文を補足した内容となっており、土壌硬度計の使用の妥当性を述べ、各機関による判別基準の違いを示している。春山の論文を元に各機関による判別基準の違いを表2.4.9にまとめる。春山は、機関毎の分類に差異が小さいことを示し、しらすの判別分類に指標硬度を用いることを妥当と結論付けている。

表 2.4.8 しらすシンポジウムにおける判別分類に関する主な論文

	論文名	著者
①	地山しらすの土壌硬度による判別分類 <sup>29)</sup>	山内, 後藤, 新開
②	地山しらす判別分類のための土壌硬度計の使用について <sup>30)</sup>	春山, 谷口
③	二次しらすの種類と判別分類法 <sup>31)</sup>	菅原
④	災害対策の側面から見た地山しらすの判別分類基準 <sup>32)</sup>	初倉, 菅原

表 2.4.9 各機関のしらす判別分類

農林省九州農政局		建設省九州地方建設局		鹿児島県		日本国有鉄道		春山	
区分	硬度(mm)	区分	硬度(mm)	区分	硬度(mm)	区分	硬度(mm)	区分	硬度(mm)
風化しらす	20位～ 25mm前後	軟質しらす	25mm以下	軟質しらす	25mm以下	風化しらす	20～25mm	軟弱	20mm以下
								風化しらす	20～25mm
しらす	25mm前後～ 31mm	中硬質 しらす	25～30mm	中硬質 しらす	25～30mm	普通しらす	25～30mm	普通しらす	26～31mm
固結しらす	31～33, 34mm	硬質しらす	30～33mm	硬質しらす	30mm以上	硬しらす	30～33mm	硬しらす	31～35mm
溶結凝灰岩	33, 34mm以上	溶結凝灰岩	33mm以上	溶結凝灰岩	34mm以上			溶結凝灰岩	35mm以上

「春山 地山しらす判別分類のための土壌硬度計の使用について」<sup>30)</sup>を元に筆者が整理

また、しらす基準化シンポジウムでは、土質工学会基準案「地山しらすの判別分類基準」に反動的な立場の意見もあった。代表例として、「菅原：二次しらすの種類と判別分類法」<sup>31)</sup>、「靱山ら：災害対策の側面からみた地山しらす判別分類基準」<sup>32)</sup>などが挙げられる。

菅原は、二次しらすと軽石流たい積物の非溶結部とが混同されている傾向が認められると指摘している。

靱山らは、地山しらすを、風化作用の全くおよんでいない軽石流堆積物だけに限定するのは現実的ではなく、災害対策や、切土工の設計の側面からみた場合には、むしろ、風化作用を受けているものや二次的に再堆積したものを含めたしらすの判別分類基準がつけられなければならないとし、表 2.4.10 を示している。

表 2.4.10 靱倉らによる地山しらす判別分類表

特徴		二次しらす		風化しらす※	しらす※	固結しらす	その他			
		沖積二次しらす	洪積二次しらす				溶結凝灰岩	降下軽石層	くろぼくローム	
露頭の観察	分布	沖積低地	段丘、一部台地	台地表面層・中層	台地の本体および段丘や低地の基礎			台地表面層		
	構成物質	軽石	軽石片が水磨されて丸くなっている	自形を保つが軟質粘土鉱物生成	自形軽石片と灰砂	軽石片と固結した灰(指圧でつぶれない)	扁平軽石と結晶化した灰(指圧でつぶれない)	粒状軽石旧地形に沿う	有機質アロフェン粘土化火山灰	
		その他	粘土・砂およびかたい円レキ	角レキ状の岩片(安山岩・頁岩・花崗岩など)と自形鉱物(斜長石・輝石・角閃石など)					自形有色鉱物	
	層理	あり		なし	なし		あり		—	
	節理	なし			あり(約 3m)		顕著に発達		なし	
	色調	淡灰白～淡灰褐		淡灰褐～淡黄灰	淡青灰～淡灰～灰		灰～灰黒		淡灰白	黒～黄褐
	主な浸食形式	ガリー浸食	—	顕著	あり	顕著	なし		あり	まれ
		すべり	—	あり	顕著	なし				
		その他	液状化 パイピング	パイピング		スプリング エロージョン 流水・波浪浸食	土砂流による 削磨	節理に沿う ブロック崩壊	流水・波浪浸食	風食 ブロック崩壊
	カットによる障害	—	ロームへのブロック崩壊への発展に要注		ガリー浸食からのローム崩落に要注	なし	節理に沿う剥離	しらすに類似	—	
ロックハンマーによる削り、打撃感	容易に削れる			削れる	削ると粉がとび散る、打つと小岩片化(指圧で粉)	削れない(細片でも指圧でくずせない)	容易に削れる			
n値 mm (土壌硬度計指標硬度)	—	通常 12～13 まれに 17,18	25 前後より小さい ときに 12～13	25 前後から 31.4 未満	31.4 以上	測定不能 (かたい)	しらすに準じる (軽石片)	くろぼく 10 以下 ローム 25～30		
地質ボーリング	コアの観察	無水掘進でコア採取可			送水掘進によるコア			無水掘進		
		軽石が水磨され角がとれる		軽石粉～ 粘土状黄色調	軽石自形, 淡灰色調	やせた棒状コア 棒状コア	土状コア			
	N値 回	地下水面下 1 ～2	5～8 程度	7～16 前後	16 前後～40 前後	40 前後以上	貫入不能	ばらつき大		
	変形係数 kg/cm <sup>2</sup>	—		30～120	100～300 前後	300+	500+	30 前後	(0～20)	
Lu 値 L/min/m 10kg/cm <sup>2</sup>	n×100 以上		n100 未満	数 100～1	数 10～1	数 100～0.1	1000～100	数 100		
切土工設計上の参考	切土勾配 割	—	2.0～1.5 ※※	1.8～1.0 ※※	1.0 前後 ※※	1.0 前後～0.3	0.5 より急	1.5～1.0	1.5～2.0	
	のり面保護	—	のり枠 栗石 コンクリートブロック	のり枠・植生	簡易のり枠 栗石	なし～モルタル吹付		のり枠栗石	張芝・種子	
	排水の必要性	—	あり		不可欠	なし		あり		
	のり止 スラブコンクリート	捨石工	捨石基礎入念(粘土化している時は要フィルター)	適宜	不要		適宜	—		
	フーチングを大きく	カット除去後が前提	適宜	不要	節理流れ盤のとき必要					

※ 水中堆積相を含む。いわゆる水中一次しらすで緩化層理がある場合は他と大差ない。

※※ のり切りだけでは無理、のり面保護とだき合わせて

※※※ 5 回測定の前平均値 -----境界漸移 ———境界明瞭

靱倉ら：災害対策の側面からみた地山しらす判別分類基準<sup>32)</sup>



しらす基準化シンポジウムでは、土質工学会で提示している切土設計のための最小限の基準と、靱山らにより提案されたような非常に詳しい何もかも網羅した統一的な分類基準の二つを別個に作成することが必要であると判断された<sup>35)</sup>が、最終的に土質工学会基準として採択したのは、先に示したものとなった。

靱山らの提案した表 2.4.10 の地山しらす判別分類表については、“風化しらす”，“しらす”，“固結しらす”が，土質工学会基準の“軟質しらす”，“中硬質しらす”，“硬質しらす”とほぼ対応し，さらに細かな分類基準も示されており，実用的なものであると考えられる。

### (3) その他の判別分類

地盤工学会(旧土質工学会)基準以外のしらすの判別分類について述べる。

#### a) 国土交通省 シラス地帯の河川・道路土工指針(案)

国土交通省九州地方整備局(旧建設省九州地方建設局)では，しらすに対する適正な設計施工法の確立を目指して，1966年に「南九州シラス処理研究会」を設け，学識経験者を交えて組織的に検討を行い，1978年4月に「シラス地帯の河川・道路土工指針(案)」を作成し，1999年2月に，この指針(案)の「共通編」，「道路編」の改訂を行った<sup>39)</sup>。

本指針では，シラスを第四紀の火山活動に起因する火砕流の非溶結部ないし弱溶結部およびその二次堆積物と定義し，その中の地山シラスについて，表 2.4.11 の分類を示している。表 2.4.11 の分類は，地盤工学会基準に準じたものとなっているが，観察によりこれを補うものとしていることが特徴である。観察による判別の目安を，表 2.4.12 の通りまとめる。

表 2.4.11 シラス地帯の土質判別分類基準 (国土交通省)

分類	地山シラス				その他		
	極軟質 シラス	軟質 シラス	中硬質 シラス	硬質 シラス	溶結 凝灰岩	降下軽石	火山灰質 粘性土
指標硬度 (Hy, mm)	20 以下	20～25	25～30	30～33	33 以上	— (観察による)	— (観察による)

表 2.4.12 シラス地帯の土質判断の目安（国土交通省）

分類		判別の目安
地山シラス	極軟質シラス	シラスが風化して粘性土化した風化シラスの中で特に軟らかいもので、含水比も高い。色は淡褐色あるいは淡紅色を呈し、シラス層の上層にあることが多い。植生の生育はやや良好である。
	軟質シラス	風化シラスの中で風化の程度が淡いもので、やや細粒分が多くて軟らかく、灰白色ないし淡褐色を呈す。植生の生育状況は普通である。
	中硬質シラス	普通シラスとも呼ばれ、一次シラスの代表的なもので、粗粒分に富み、やや硬く灰白色を呈す。植生の生育状況は劣る。
	硬質シラス	硬シラス又は固結シラスとも呼ばれ、硬く締って暗灰色を呈し、粗粒分を多く含む。植生の発育状態は悪い。
その他	溶結凝灰岩	火砕流堆積物の溶結部で、硬く岩相を呈する。灰石とも呼ばれる。
	降下軽石	一般にボラと呼ばれ、降下軽石の堆積物で、粗粒でほぼ等粒であり、比較的緩く堆積している。植生の生育状況はやや劣る。
	火山灰質性土	黒ボク、赤ボク、赤ホヤなどと呼ばれ、細粒で有機物を含有していることが多い。植生の生育状況は良好で、このため土羽土に用いられることが多い。

b) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構の分類

鉄道建設・運輸施設整備支援機構（旧日本鉄道建設公団；以下、鉄道・運輸機構と称す）では、九州新幹線のしらす地山区間のトンネルの設計・施工を行うために、長年、しらすの物性について研究を行い、しらすの分類を行っている。

研究の各段階で、しらすの分類が検討されている<sup>例えば 42, 43)</sup>が、最終的には、表 2.4.13<sup>44)</sup>に示す分類となっている。

表 2.4.13 は、地盤工学会基準とほぼ同じ内容であるが、地盤工学会基準の極軟質しらすの区分に相当する部分を風化しらすとしている。

表 2.4.13 しらす地盤の区分(ランク)

ランク	しらす区分	指標硬度 (mm)	N 値
A	硬質しらす	30 以上	60 以上 (70)
B	中硬質	25~30	30~70 (50)
C	軟質しらす	20~25	20~40 (15)
D	風化しらす	20 以下	20 以下 (15)

鉄道・運輸機構の分類

#### (4) 現在のしらすの判別分類の問題点

これまでみてきた現在、用いられている3つの主なしらすの硬さによる判別分類を表2.4.14にまとめ、比較する。

3つの判別分類とも、地盤工学会基準をベースにしており、指標硬度の区切りは同じとなっている。

ここで、各判別分類が、対象としている“しらす”を明確化したい。

地盤工学会基準は、広義のしらす（第四紀の火砕流堆積物の非溶結部）としている。

国土交通省の指針は、地盤工学会基準に準じたものであるとしていることから、広義のしらすを対象としているが、それぞれの区分のしらすの観察による判別分類の記述からは、実質的には、狭義のしらす（入戸火砕流堆積物の非溶結部）を対象としているとも考えられる。

鉄道・運輸機構の分類は、対象とする“しらす”が明確に述べられていないが、鉄道・運輸機構で施工した九州新幹線のトンネルの対象としたしらすは、狭義のしらすであることから、実質的にこれを対象としていると考えられる。

このように対象とする“しらす”が明確となっていない部分があり、さらに、ベースとなる地盤工学会基準は、硬度のみの区分でそれぞれの区分の定義を与えていないことから、現在の判別分類の運用には問題が生じる場合が多い。一般に、“しらす”の状態を特定する際には、観察等で対象火砕流を特定した後に、しらすの固結度や風化度などの状態により、特定すべきと考えられるが、そのような特定が困難な状況となっている。

表 2.4.14 しらすの硬さによる判別分類の比較

指標硬度 (mm)	地盤工学会 <sup>1)</sup>	国土交通省 <sup>39)</sup>	鉄道・運輸機構 <sup>44)</sup>
20以下	極軟質しらす	極軟質シラス シラスが風化して粘性土化した風化シラスの中で特に軟らかいもので、含水比も高い。色は淡褐色あるいは淡紅色を呈し、シラス層の上層にあることが多い。	風化しらす
20～25	軟質しらす	軟質シラス 風化シラスの中で風化の程度が淡いもので、やや細粒分が多くて軟らかく、灰白色ないし淡褐色を呈す。	軟質しらす
25～30	中硬質しらす	中硬質シラス 普通シラスとも呼ばれ、一次シラスの代表的なもので、粗粒分に富み、やや硬く灰白色を呈す。植生の生育状況は劣る。	中硬質
30以上	硬質しらす	硬質シラス 硬シラス又は固結シラスとも呼ばれ、硬く締って暗灰色を呈し、粗粒分を多く含む。	硬質しらす

## 2.5 しらすの再分類

前節の状況を踏まえ、本研究では、地盤工学会(旧土質工学会)の分類を参考にしつつ、入戸火砕流堆積物であるしらす(狭義のしらす)について分類を行う。

狭義のしらすは、均質性が高く、地中の不連続面も一般的な岩盤と比較して少ないことから、しらす地山の性状は主に硬度より決定される。この硬度を決定する主な要因は、固結度と風化度であることから、この2つの要因によるしらすの性状を分けて考える。

固結度については、もっぱら火砕流の堆積時の溶結度などの初期状態に応じて定まるものであり、定性的には、非溶結から溶結へと遷移すると考えられる。しかし、実際に入戸火砕流の溶結が認められる地域は、荒牧<sup>7)</sup>、横山<sup>13)</sup>らによって示されているように限定されているので(図 2.3.1 参照)、非溶結部から溶結部への遷移が認められる地域も限定されたものとなる。その他の地域では、ほぼすべてが非溶結のしらすとなる。

風化度については、目視やボーリングコアの観察により容易に判別可能である。写真 2.5.1 に示すように、しらすの風化は地表から進行し、一般にしらすの強度に影響するような風化は、地表から数 m 程度である。



写真 2.5.1 露頭したしらすの風化状況 (鹿児島市西別府町)

上記の2つの要因を用いて、筆者のしらす露頭の観察やトンネル切羽での観察から、入戸火砕流堆積物を模式的に分類したものを図2.5.1、表2.5.1に示す。

図2.5.1において、固結度は主に指標硬度で判別し、風化度は目視および指標硬度で判別する。ふつうしらすは、地盤工学会分類(旧土質工学会)の中硬質しらすに該当し、狭義のしらすの代表的なもので、その大部分を占める。硬質しらすは非溶結部から溶結部への遷移領域であるが、狭義のしらすに限るとその出現範囲は限られる。また、狭義のしらすの未風化状態において、極軟質しらす、軟質しらすに相当するものはほとんど存在しないことから、図2.5.1の分類には示されない。

写真2.5.1の黒褐色の部分が概ね図2.5.1の強風化しらす、褐色化している部分が風化しらす、白色部分がふつうしらすに該当する。

なお、ふつうしらすについては、地山の応力状態に応じて、工学的な性状や土質定数等が変化するため注意が必要である。これについては、第5章で詳述する。

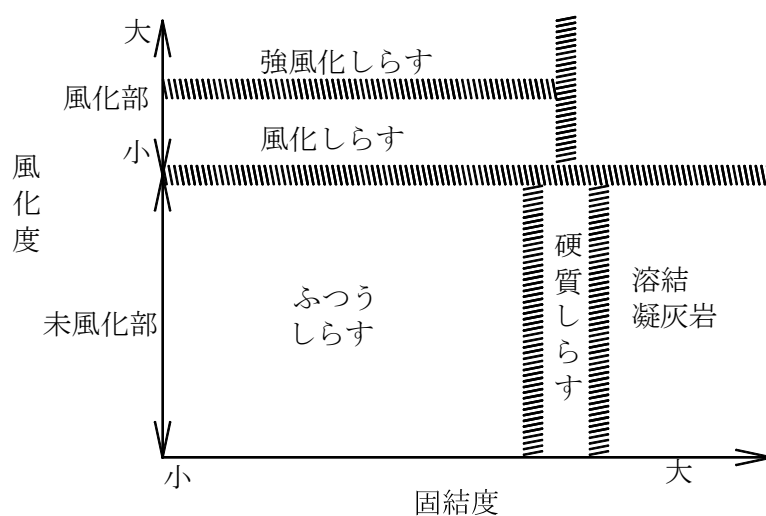


図 2.5.1 入戸火砕流堆積物の分類

表 2.5.1 しらすの硬さによる判別分類の目安

分類	しらす (入戸火砕流堆積物)				溶結凝灰岩
	強風化しらす	風化しらす	ふつうしらす	硬質しらす	
指標硬度 (mm)	20 以下	20~25	25~30	30~33	33 以上

## 2.6 しらすの露頭の観察

ふつうしらすの露頭した崖や掘削面は、表面から数 cm 程度内部に入ると新鮮であるが、表面は、掘削直後から風化し、変色する。しらす地山の露頭の目視による判別例を写真 2.6.1, 図 2.6.1 に示す。なお、写真 2.6.1 のしらすは、表層の風化している一部を除いて、ふつうしらすである。



写真 2.6.1 しらす地山の露頭

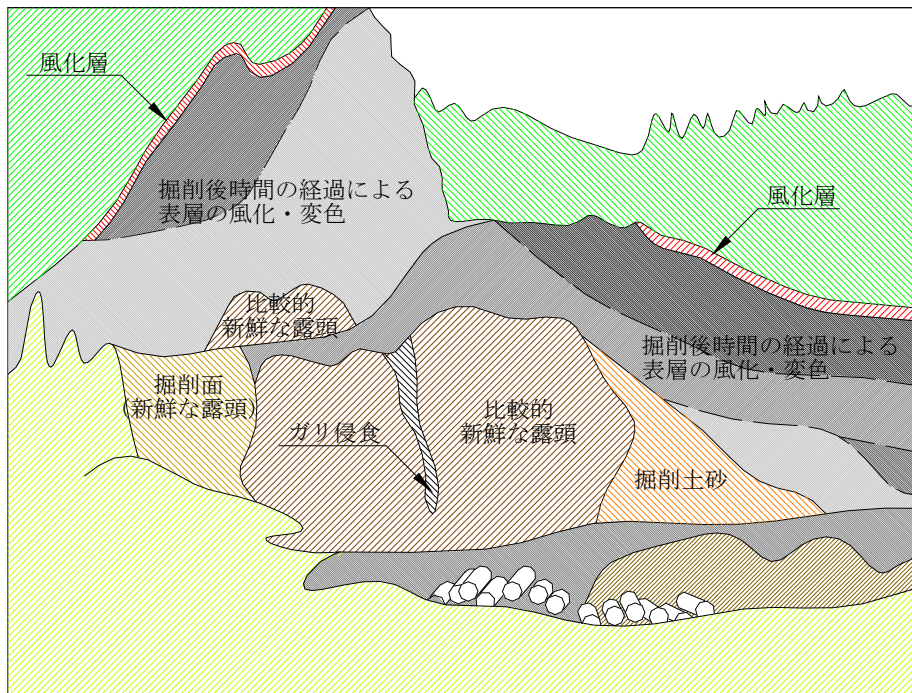


図 2.6.1 しらす地山の露頭の判別

## 2.7 結言

本章では、これまでさまざまな意味で用いられてきた“しらす”の定義を再確認し、本論文で用いる“しらす”の定義を明確化した。その上で既往のしらすの硬さによる判別分類の問題点を整理し、しらす地山にトンネルを掘削する際に有効なしらすの判別分類を示した。

本章の内容を下記にまとめる。

- 1) 現在土木分野で主に用いられている地盤工学会（旧土質工学会）基準のしらすの定義は、近年の地質学等の知見を取り入れて運用されている“しらす”との相異がみられることを確認した。
- 2) 本論文で用いる“しらす”の定義を下記の通り明確化した。  
(狭義の)しらす： 入戸火砕流堆積物の非溶結部  
広義のしらす： 南九州における第四紀の火山活動に起因する火砕流堆積物の非溶結部ないし弱溶結部
- 3) 広義のしらすに対して、機械的に硬度のみで“しらす”を分類している既往のしらすの硬さによる判別分類の問題点を整理した。
- 4) しらす地山にトンネルを掘削する際に有効と考えられる狭義のしらすの判別分類を示した。
- 5) 狭義のしらすの判別分類は、目視による風化度の観察と、指標硬度による固結度の2つの指標によるものとした。

## 第2章の参考文献

- 1) 土質工学会：土質工学会基準案「硬さによる地山しらすの判別分類基準，（J S F 規格：M2-81）」について，土と基礎，29-4(279)，pp.45-46，1981.4.
- 2) 春山元寿：しらす，土と基礎，1978.8.
- 3) 上野龍之：火山灰粒子組成の側方・垂直変化から見た入戸火砕流の堆積機構，火山，第46巻，第5号，pp.257-268，2001.
- 4) 長岡信治，奥野充，新井房夫：10万～3万年前の始良カルデラ火山のテフラ層序と噴火史，堆積物地質学雑誌，第107巻 第7号，pp.432-450，2001.7.
- 5) 香川淳，大塚裕之：鹿児島湾北岸地域，中期更新世国分層群の層序と火山－構造的イベント，堆積物地質学雑誌，第106巻 第11号，pp.762-782，2000.11.
- 6) Shigeo Aramaki：Formation of the Aira Caldera, Southern Kyushu, ~22,000 Years Ago, JOURNAL OF GEOPHYSICAL RESEARCH, Vol.89, No. B10, pp.8485-8501, 1984.
- 7) 荒牧重雄：鹿児島県国分地域の地質と火砕流堆積物，地質学雑誌，第75巻，第8号，pp.425-442，1969.8.
- 8) 国土交通省九州地方整備局：土木工事設計要領 第I編共通編 参考資料 シラス地帯の河川・道路土工指針（案），p.共-参-10，2010.
- 9) 土木学会：土木用語大辞典，p.602，1999.2.
- 10) 例えば，高田誠，松元勇，北村良介：一次しらす地盤の力学特性に関する一考察，土木学会論文集 No.694/Ⅲ-57 pp.343-348，2001.12.
- 11) 日経BP社：日経コンストラクション8月27日号，p.21，2010.8.
- 12) 北村良介：二次しらす，土と基礎，55-2(589)，pp.35-36，2007.2.
- 13) 横山勝三：シラス学，古今書院，p.3，2003.10.
- 14) 北村良介，川井田実，阿部廣史，城本一義，寺地卓也：砂質土地盤でのサクシヨンの現地計測システムの開発，土木学会論文集 No.652/Ⅲ-51，p.287-292，2000.6.
- 15) 春山元寿，山内豊聡：乱したシラスの排水セン断特性について，土と基礎，14-8(No.472)，pp.27-33，1966.8.
- 16) 春山元寿：Effect of Water Content on the Shear Characteristics of Granular Soils Such as Shirasu, 土質工学会論文報告集，Vol.4, No.3, pp.45-90, 1969.3.
- 17) 春山元寿：Geological, Physical, and Mechanical Properties of “Shirasu” and Its Engineering Classification, 土質工学会論文報告集，Vol.13, No.3, pp.45-90, 1973.9.
- 18) 難波直彦，春山元寿：簡便な原位置試験法によるシラスの判別分類法，土と基礎，23-2(No.204)，pp.57-63，1975.2.



- 19) 春山元寿：硬度によるシラスの工学的判別分類法，日本応用地質学会，応用地質，第 16 巻 2 号，pp.40-47，1975.6.
- 20) Yamanouch, T. Gotoh, K. Murata, H : Stability of Cut Slopes of Shirasu, Proc. 5th Asian Regional Conf., Soil Mech. Found. Eng., Vol.1, pp.44-49, 1975.
- 21) 春山元寿：Deformation Characteristics of Highly Compressible Sand "Shirasu", 土質工学会論文報告集，Vol.17, No3, pp.39-51, 1977.3.
- 22) 村田 秀一，山内豊聡：乱さないシラスの強度特性の要因について，土質工学会論文報告集，Vol.17, No1, pp.81-91, 1977.9.
- 23) 村田秀一，山内豊聡：乱さないシラスの強度特性に及ぼす含水比の影響について，土質工学会論文報告集，Vol.18, No.1, pp.105-115, 1978.3.
- 24) 春山元寿(討議者)：乱さないシラスの強度特性の要因について【ディスカッション】，土質工学会論文報告集，Vol.18, No.2, pp.82-91, 1978.6.
- 25) 村田秀一，山内豊聡：乱さないシラスのダイレイタンスと破壊機構について，土質工学会論文報告集，Vol.18, No.2, pp.59-67, 1978.6.
- 26) 春山元寿(討議者)：乱さないシラスの強度特性に及ぼす含水比の影響について【ディスカッション】，土質工学会論文報告集，Vol.18, No3, pp.108-109, 1978.9.
- 27) 春山元寿：A method of the Identification and Classification of Pyroclastic Flow Deposits Due to Hardness, 土質工学会論文報告集，Vol.19, No.1, pp.82-92, 1979.3.
- 28) 土質工学会：土質工学会基準案「地山しらすの判別分類基準」について，土と基礎，27-8 (258)，pp.53-55, 1979.8.
- 29) 山内豊聡，後藤恵之輔，新開節治：地山しらすの土壌硬度による判別分類，しらす基準化シンポジウム発表論文集，しらす基準化委員会，pp.1-6, 1979.12.
- 30) 春山元寿，谷口智子：地山しらす判別分類のための土壌硬度計の使用について，しらす基準化シンポジウム発表論文集，しらす基準化委員会，pp.7-12, 1979.12.
- 31) 菅原利夫：二次しらすの種類と判別分類法，しらす基準化シンポジウム発表論文集，しらす基準化委員会，pp.17-20, 1979.12.
- 32) 榎倉克幹，菅原利夫：災害対策の側面からみた地山しらす判別分類基準，しらす基準化シンポジウム発表論文集，しらす基準化委員会，pp.21-24, 1979.12.
- 33) 山内豊聡，後藤恵之輔，村田秀一：判別分類に基づくしらす切土斜面の安定解析，しらす基準化シンポジウム発表論文集，しらす基準化委員会，pp.33-36, 1979.12.
- 34) 村上順雄，永松久敏，東原豊，新英司：しらすの土質性状と切土のり面の設計について，しらす基準化シンポジウム発表論文集，しらす基準化委員会，pp.37-42, 1979.12.

- 35) しらす基準化委員会, しらす基準化シンポジウム概要, 土と基礎, 28-6(269), pp.67-72, 1980.6.
- 36) 山内豊聡, 後藤恵之輔, 新開節治: 統計解析処理による地山しらすの判別分類, 土質工学会論文報告集, Vol.22, No.1, pp.109-115, 1982.3.
- 37) 村田秀一: 地山しらすの判別分類に基づく切土斜面の安定解析, 山口大学工学部研究報告, 山口大学工学部, Vol.34, No.1, pp.63-72, 1983.
- 38) 村田秀一, 山内豊聡, 後藤恵之輔: 引張破壊に着目したしらす切土斜面の安定性について, 土質工学会論文報告集, 第 343 号, pp.15-24, 1984.3.
- 39) シラス地帯の河川・道路土工指針(案)(改訂), 国土交通省, 1999.
- 40) 社団法人 日本トンネル技術協会: シラス地盤トンネルの施工法に関する調査研究報告書 p.96, 1988.3.
- 41) 猿山光男, 初倉克幹, 菅原利夫: 南九州に分布するシラス・灰石の実用的分類について, 第 7 回土質工学研究発表会予稿集, pp.69-72, 1972.
- 42) 日本鉄道建設公団九州新幹線建設局 社団法人 日本トンネル技術協会: 九州新幹線のシラス地盤におけるトンネル及び路盤に関する調査研究報告書, p.12, 1999.11.
- 43) 松本雄二: しらす地山における鉄道トンネル用透水性スラグ路盤の設計・施工に関する研究, 九州大学学位論文, 2001.7.
- 44) 九州新幹線工事誌(新八代・西鹿児島間): 鉄道・運輸機構九州新幹線建設局, p.294, 2005.3.

## 第3章

### 既往のしらす地山トンネル事例整理

#### 3.1 緒言

南九州の地形は、新第三期以前の堆積岩や火山岩類を基盤として、入戸火砕流堆積物である“しらす”をはじめとする多数の火砕流堆積物が積み重なった火砕流台地を形成しており、わずかな沖積平野が火砕流台地の縁辺部に存在している。主要な都市部は、このわずかな沖積平野に点在していることから、都市間を結ぶ効率的な交通ネットワークの形成のためには、台地を貫くトンネルの掘削が不可欠である。そのため、古くからしらす地山を貫通するトンネルが数多く掘削されてきた。このような、道路、鉄道などの比較的大きな断面のしらす地山トンネルの施工は1960年代の矢板工法の時代までさかのぼることができ、未固結地山のトンネルとしてはたいへん古い時代から掘削が行われてきたといえる。

このように、古くから掘削が行われてきたしらす地山トンネルであるが、しらすの定義そのものが曖昧であったことから、そもそもの地山分類が難しく、現在まで、地質とトンネルの支保構造の関係について十分に体系だった整理が行われていない。

しらす地山に限らず、山岳工法のトンネルは、経験工学として発展してきた部分が大きく、過去の事例を整理することはトンネル工学的に意義のあることであり、本章では、過去の文献から、既往のしらすトンネルの事例を整理する。

### 3.2 矢板工法時代のしらす地山トンネル

しらす地山を対象とした大断面のトンネルの施工は、1960年代の国鉄トンネルに始まったようであるが、この当時に記録された文献が確認できるものは少ない。その様子は1980年代の文献<sup>1)~3)</sup>で確認できるものの、掘削対象地盤が“しらす”とされているものに対して、掘削方式に発破掘削が適用されていたり、無支保での掘削が適用されていたりして、内容については疑問もある。しかしながら、これらのトンネルはしらす地盤に構築されていることから、少なくともいくつかのトンネルでは、入戸火砕流堆積物の“しらす”を掘削したことは、確からしいと考えられる。

ただし、前述したように詳細は不明であり、直接的に参考となる情報は少ない。

表 3.2.1 旧国鉄によりしらす地盤に施工されたとされるトンネル

トンネル名	用途	断面	延長	竣工時期	文献
鹿児島本線 徳重トンネル	鉄道	複線	106m	1969年	2), 3)
鹿児島本線 松元トンネル	鉄道	複線	243m	1968年	2), 3)
鹿児島本線 饅頭石トンネル(下り)	鉄道	単線	960m	1968年	2)
鹿児島本線 饅頭石トンネル(上り)	鉄道	単線	616m	1970年	2), 3)
鹿児島本線 第一松谷トンネル	鉄道	単線	635m	1968年	2), 3)
鹿児島本線 第二松谷トンネル	鉄道	単線	1250m	1968年	1), 2), 3)
鹿児島本線 広木トンネル	鉄道	複線	651m	1968年	1), 2), 3)
鹿児島本線 城山トンネル(上り)	鉄道	単線	798m	1970年	1), 2), 3)
鹿児島本線 城山トンネル(下り)(改築)	鉄道	単線	726m	1972年	2), 3)

### 3.3 NATM導入時期のしらす地山トンネル

1960年代の旧国鉄のしらす地山トンネルの施工以降、しばらく、しらす地山トンネルの施工の記録がみられない。次に、鹿児島県内のしらす地帯で山岳トンネルの掘削が盛んに行われるのは、1980年代の日本へNATMが導入された時期になる。この時期、県内のしらす地帯では、九州自動車道や指宿有料道路などの大型工事が進行し、多くの大断面トンネルが施工されることとなる。

表 3.3.1 に 1980 年代の日本への NATM 導入時期に施工されたしらす地山トンネルの一覧を示す。また、それぞれのトンネルの位置を図 3.3.1 に示す。

表 3.3.1 NATM 導入時期のしらす地山トンネル

トンネル名	路線	断面	施工法	延長	施工時期	文献	
山田トンネル	指宿有料道路	2車線	矢板工法	293m	1985年竣工	4)	
田上トンネル	九州縦貫自動車道	2車線	NATM	882m	1986年竣工	5)	
小野トンネル	九州縦貫自動車道	2車線		461m	1986年竣工		
西陵トンネル	指宿有料道路	2車線	上半のみ吹付け	650m	1987年竣工	6)	
武岡トンネル (施工時:武トンネル)	市街地側	国道3号 バイパス	2車線	矢板	1281m	1988年供用	7)
	坑外側		NATM	225m	1988年供用	8), 9)	
鹿屋分水路		内空幅 10.8m	場所打ち 一次覆工	1609m	1986~1990年 施工	10) 11) 12) 13)	

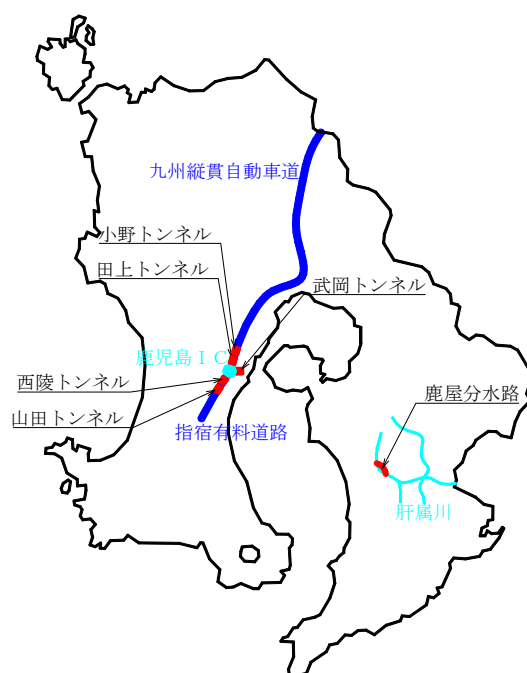


図 3.3.1 NATM 導入時期のしらす地山トンネル位置図

このころのトンネル工事では、しらす地山において初めての本格的な大型のトンネル工事であることや、NATMの日本への導入初期ということもあって、未固結のしらす地山にトンネルを合理的に掘削するためのさまざまな検討が行われている。その結果、この時期には、ある程度しらす地山を経験的に安全に掘削する技術が確立されたといえる。さらに、この時期には、トンネルの力学的な検討も行われた。しかし、一軸圧縮強度が $0.05\text{N/mm}^2$ 程度と非常に軟質な未固結地山で、土被りが $50\text{m}$ にもなると地山強度比が $0.01$ 程度と極めて小さい値となるしらす地山トンネルが自立するメカニズムは不明で、力学的な解明に至っていない。

その他に、この時期のしらす地山トンネルにおいて、特筆すべき事項として、地下水位以下のトンネルの掘削工法が確立されたことが挙げられる。しらすは流水により侵食されやすく、地下水位以下のトンネル掘削は困難となることから、地下水位以下のトンネルについて効率的な地下水位低下工法の検討が行われ、一定の成果が得られている。

以下にトンネルごとに支保構造や地下水位低下工法の概要を示す。

#### (1) 山田トンネル<sup>4)</sup>

山田トンネルは、掘削指宿有料道路の山田インターチェンジ北側に位置する矢板工法で掘削されたトンネルである。最大土被り約 $40\text{m}$ 、延長 $293\text{m}$ で、 $1984\sim 1985$ 年頃に施工された。

##### a) 支保構造

山田トンネルの標準断面図は図3.3.2に示すとおりであるが、文献には、トンネルの支保構造や力学面については特に記述されていない。地質はほぼ全線にわたり、ふつうしらすと考えられる。

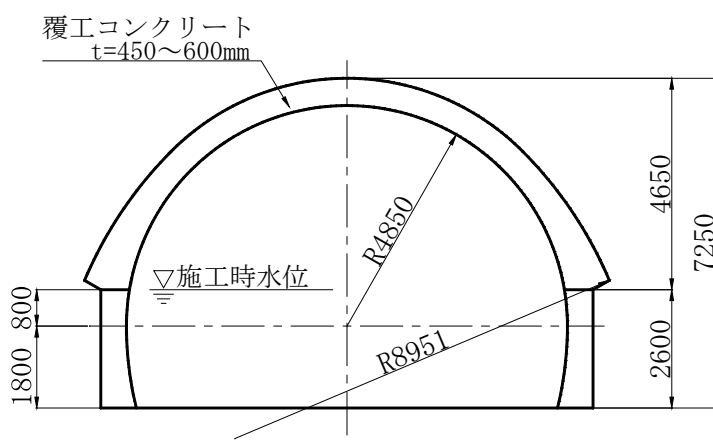


図 3.3.2 山田トンネル標準断面図

b) 地下水位低下工法

山田トンネルでは、上半盤の高さ付近に帯水する地下水対策として、ウェルポイント工法による対策を実施したことが報告されている。山田トンネルは、前述の通り矢板工法で掘削されたトンネルで、上半掘削時のトラフィカビリティーの確保、大背や土平部の掘削時の地山の自立を確保する目的として、地下水位低下工法を採用している。

地下水位低下工法については、釜場排水工法、集水井、ディープウェル、ウェルポイント工法等について比較検討を実施し、ウェルポイントを採用している。文献<sup>4)</sup>による比較検討を表3.3.2にまとめる。また、文献<sup>4)</sup>による山田トンネルにおけるウェルポイント工施工順序図を図3.3.3に示す。

表 3.3.2 山田トンネルにおける地下水位低下工法の比較検討

工法	釜場排水	集水井	ディープウェル	ウェルポイント
評価	地下水位低下の所要時間が長く、かつ広範囲の水位低下が望めない。 地山を傷める可能性が高い。		地表からの打設となり、またしらすの特性から 1 本の井戸による広範囲の水位低下が困難で、多数の井戸が必要となる。	坑内からの打設および短時間での地下水位低下が可能である。 確実性や経済性にも優る。

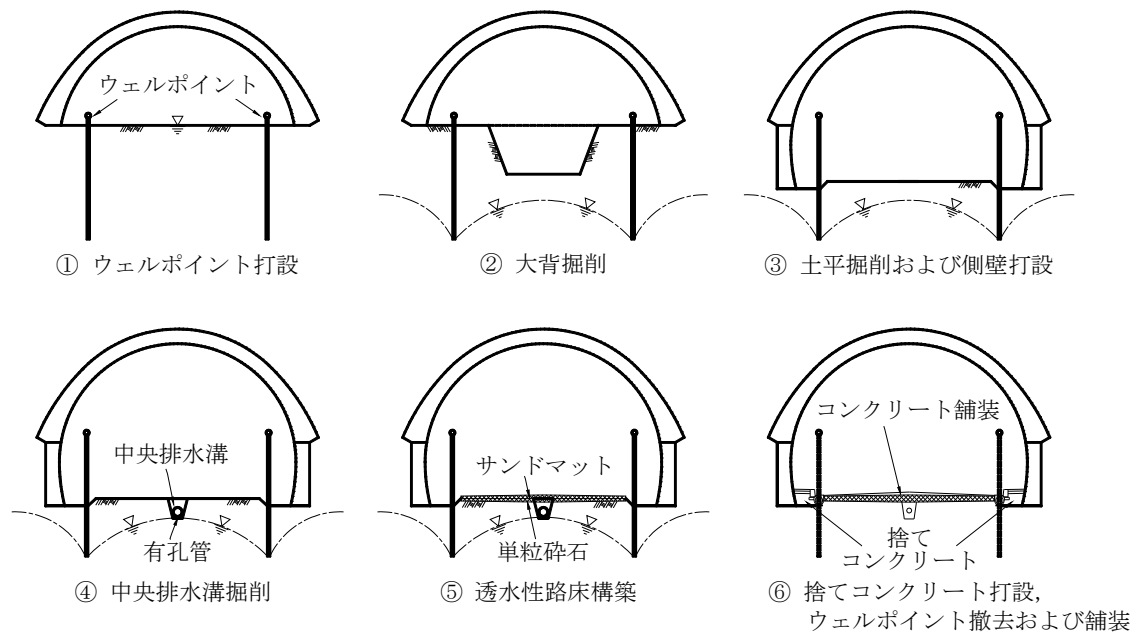


図 3.3.3 山田トンネル地下水位低下工法の施工順序図

## (2) 田上トンネル<sup>5)</sup>

田上トンネルは、九州縦貫自動車道の最南端に位置する 882m の NATM で施工されたトンネルである。ほぼ全線の地山がふつうしらすと考えられ、全延長 882m のうち両坑口部などを除く 670m が図 3.3.4 に示す支保パターンで施工されている。

田上トンネルで、大倉らは、計測結果と二次元 FEM 解析の対比を行い、土被りが大きくなるほど、支保設置後の応力解放が大きくなることを示した。しかし、著者らは、解析上、地盤の緩みの影響を考慮していないことから、より実用に供するためには引き続きの検討が必要であると、また、田上トンネルにおける詳しい支保構造については、言及していない。

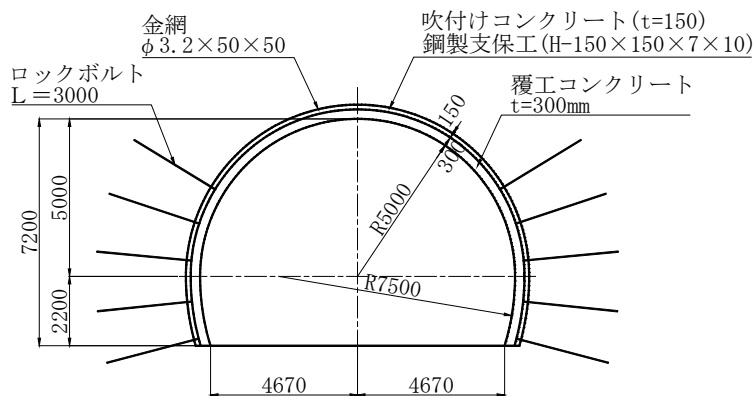


図 3.3.4 田上トンネル支保パターン図

## (3) 西陵トンネル<sup>6)</sup>

西陵トンネルは、指宿有料道路の最北端に位置する 650m のトンネルである。指宿有料道路は鹿児島 IC で九州縦貫自動車道と連結されており、西陵トンネルは九州縦貫自動車道の田上トンネルのすぐ南に位置している。地質は、ほぼ全線が一次しらすとなる。西陵トンネルは、トンネル直上が住宅地となっており、地表面沈下を抑制する目的から、矢板工法の上半アーチ部の矢板に替えて、吹付けコンクリートを施工している (図 3.3.5 参照)。

羽田、徳永<sup>6)</sup>は、道路、既存の文献、地質調査等から“しらす”の物性値を設定した上で、トンネルに作用する荷重を想定し、この荷重と一般的な岩盤地山トンネルに作用する荷重を対比することにより、事前にしらす地山におけるトンネルの支保パターンの設定を行っている。支保パターンは表 3.3.3 に示すとおりであり、地山区分および支保区分は、N 値を基準とした表 3.3.4 によるものとしている。

表 3.3.4 に示される指標硬度と N 値の相関関係は、春山ら<sup>14)</sup>によって示されたものを参考にしている。しかし、この指標硬度と N 値の相関関係は、トンネル掘削前に設定されたもので、実際のトンネルにおける実績を加味したものではないことから、トンネル掘削時には、実際の



切羽状況にあわせ、山中式土壌硬度計を用いて切羽で測定した指標硬度を用いて支保パターンの見直しを行っている。

記録によると、実際の切羽で測定された指標硬度は最も大きなところで31程度であり、当初の想定を大幅に下回るものであったようである。指標硬度に従うと、地山状況が最も良好な部分でも地山区分はCであり、支保構造も地山の最も良好な部分において支保区分Cで、その他の多くの区間が支保区分D<sub>1</sub>、D<sub>2</sub>で掘削されたと考えられる。

また、地質は、表3.3.3に従うと風化シラス～弱風化シラスになるが、写真2.5.1に示したように、地山深部でしらすか風化している状況は考えづらく、筆者が表2.5.1で示した「しらすの硬さによる判別分類」のふつうしらす程度のものであったと考えられる。

著者らは、当初想定と実施工に違いが生じた理由について言及していないが、トンネル掘削前には、地山深部にトンネルを掘削した際の地山の応力解放などの状況が把握できなかったことなどが大きな要因であると推察される（地山の応力解放については第5章で詳述する）。

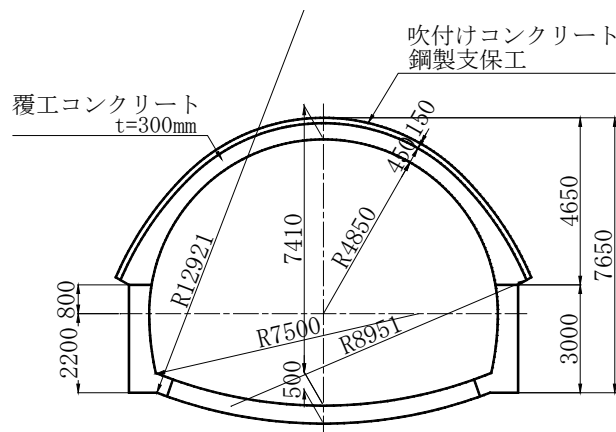


図 3.3.5 西陵トンネル標準断面図

表 3.3.3 西陵トンネル支保パターン（計画時）

支保区分	吹付け コンクリート	鋼製支保工	覆工巻厚
B	10cm	H-175@1.1m	35cm
C	13cm	H-200@1.0m	47cm
D <sub>1</sub>	15cm	H-200@0.75m	45cm
D <sub>2</sub>	15cm	H-200@0.75m	45cm(補強鉄筋) インバート 50cm

表 3.3.4 指標硬度による地山および支保区分

土質の種類	指標硬度	N 値	地山区分	支保区分
未風化シラス	33 以上	40 以上	B	B
弱風化シラス	31～33	30～40	C	C
風化シラス	強風化	28～31	D	D <sub>1</sub>
	風化	28 未満	D	D <sub>2</sub>

#### (4) 武岡トンネル

武岡トンネルは、鹿児島市郊外で九州縦貫道と指宿有料道路が連結する鹿児島 IC と鹿児島市中心部を結ぶ 1506m の 2 車線道路トンネルで 1985～1987 年頃に施工されている。地質はほぼ全線がふつうしらすである。

市街地側工区 (1281m) については、トンネル上部の平地利用が少ないことから当時の建設省の山岳トンネルの標準工法であった矢板工法で施工されている。

郊外側工区 (225m) については、トンネル上部が住宅地となっていることから、沈下抑制対策として当時の先端技術であった中壁式 NATM が採用されている。

トンネルは、矢板工法と NATM の境界がトンネル掘削の工区境となっており、それぞれの工区が、両坑口から施工されている。

##### a) 市街地側工区 (矢板工法) <sup>7)</sup>

坑口部を除く一般部は、ふつうしらすで、支保構造は、全線 H-200 の鋼製支保工を用いて 0.75～1.00m ピッチで建て込んでいる (図 3.3.6 参照)。武岡トンネルの市街地側工区は、土被りが 80m 程度と大きいこともあり、矢板背面の肌落ちが切羽近傍から発生し、切羽の進行および時間の経過とともに、切羽後方の矢板背面での崩落が拡大する傾向があった。このため、本工区の多くの区間では掛け矢板ではなく、送り矢板での施工を行っている。

また、坑口付近については、トンネル脚部まで一次しらすを起源とする N 値 3～5 程度の崖錐 (二次しらす) が堆積していることから、地耐力確保のため、坑口から 30m 区間は、高圧噴射による脚部改良併用の側壁導坑先進工法を採用している。また、この区間については、地表面沈下防止、切羽天端の安定対策としてジャンクション付きのパイプルーフを採用している (図 3.3.7 参照)。

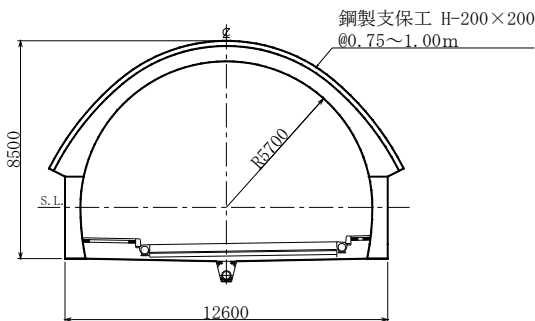


図 3.3.6 武岡トンネル市街地側工区標準断面図 (一般部)

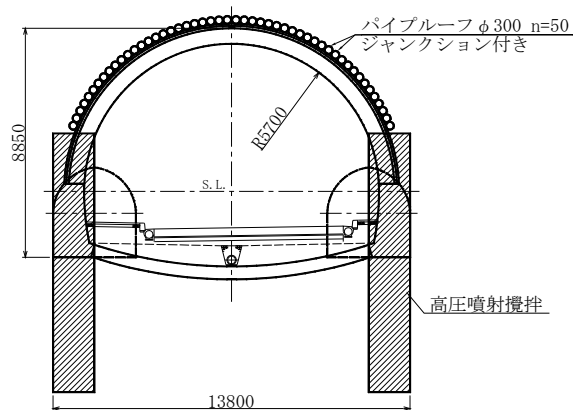


図 3.3.7 武岡トンネル市街地側工区標準断面図 (坑口区間)

市街地側工区では大半の区間でトンネル断面内に地下水位はなかったが、工区境付近では下半盤付近まで地下水位が上昇し下半掘削時に底盤が泥濘化する状況が発生した。そのため、この付近では中央排水工を早期に施工し、地下水位を低下させることで、路盤の安定を確保した。

b) 郊外側工区 (NATM) <sup>8), 9)</sup>

武岡トンネル坑外側では、土被り 17m の住宅地直下でのトンネル施工と極めて厳しい条件での施工を求められた (図 3.3.8, 図 3.3.9 参照)。

そのため本区間の施工については、中壁式 NATM が採用されている (図 3.3.10 参照)。加背は中壁により左右に分け、さらにそれぞれを上段, 中段, 下段の 3 段に分割している (図 3.3.11 参照)。天端部については縫地ボルトが採用されている。

非常に厳しい条件での施工に際し、本トンネルでは、事前に FEM 解析により、地山の変形予測を行い、計測により変位発生状況を確認しながら掘削を行っている。ただし、FEM 解析による支保工の設計は、このような小土被りトンネルの中壁分割工法の特異なケースの検証にとどまり、一般的な区間における支保構造に関する直接的な記述は見当たらない。

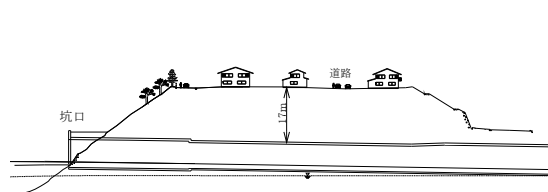


図 3.3.8 武岡トンネル郊外側工区  
小土被り区間縦断面図

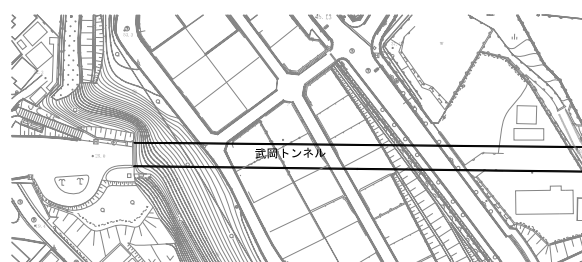


図 3.3.9 武岡トンネル郊外側工区  
小土被り区間平面図

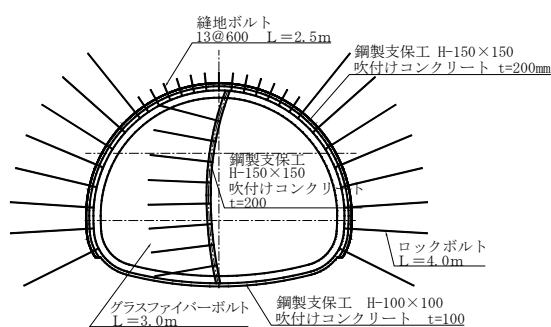
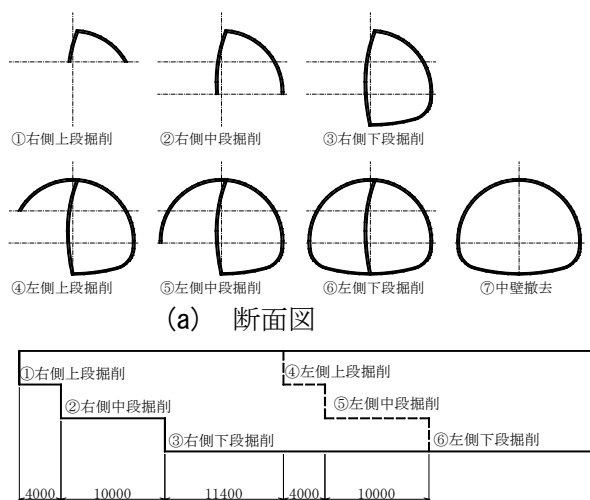


図 3.3.10 武岡トンネル坑外側工区  
標準断面図



(a) 断面図  
(b) 断面図  
図 3.3.11 中壁式 NATM 施工次第図

(5) 鹿屋分水路トンネル<sup>10) ~13)</sup>

鹿屋分水路は、肝属川上流に位置する鹿屋市の洪水処理対策として計画された総延長 2609m の分水路である。このうち 1609m がしらす地山に構築された河川トンネルである。掘削対象地山は指標硬度 25~30 程度<sup>15)</sup> のふつうしらすである。

鹿屋分水路トンネルでは、山田トンネルよりも地下水位が高くトンネル天端付近まで帯水した地下水に対するさまざまな対策工が行われ、これに関する報告がなされている。

a) 掘削および支保構造

図 3.3.12 に鹿屋分水路の標準断面図を、表 3.3.5 にパターン別支保基準を示す。

鹿屋分水路では、覆工コンクリートと地山との間に空隙を生じさせず、かつ地山の緩みを最小限に抑える目的で、掘削直後に一次覆工として、地山と密着した一次巻コンクリートを採用している。NATM で一般的に用いられている吹付けコンクリートに替えて一次巻コンクリートを採用した理由は、トンネル天端部のしらす地山に対して吹付けコンクリートを十分に付着させて施工することができないと懸念されたためとされている。一次巻コンクリートの施工は、鋼製支保工建込み後、鋼製支保工の内側にエキスパンドメタルを張りこれを型枠代わりとして、コンクリートの打設を行っている(図 3.3.13 参照)<sup>16)</sup>。なお、導坑の一次覆工は側壁コンクリート部についてのみ行い、その他の部分は矢板工法にて施工している。

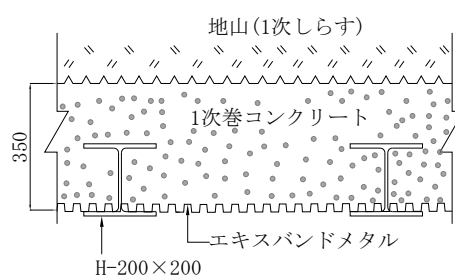
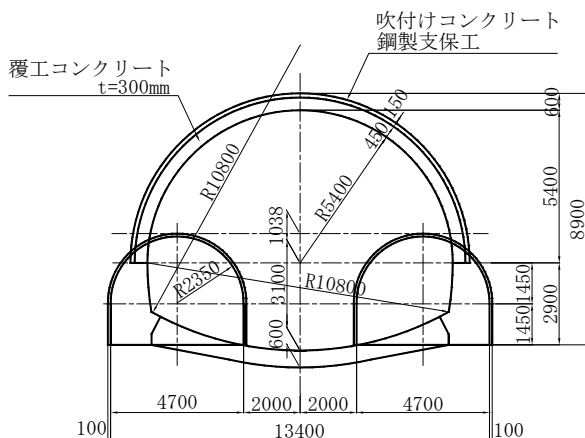


図 3.3.12 鹿屋分水路標準断面図

図 3.3.13 エキスパンドメタルによる一次覆工

表 3.3.5 パターン別支保基準

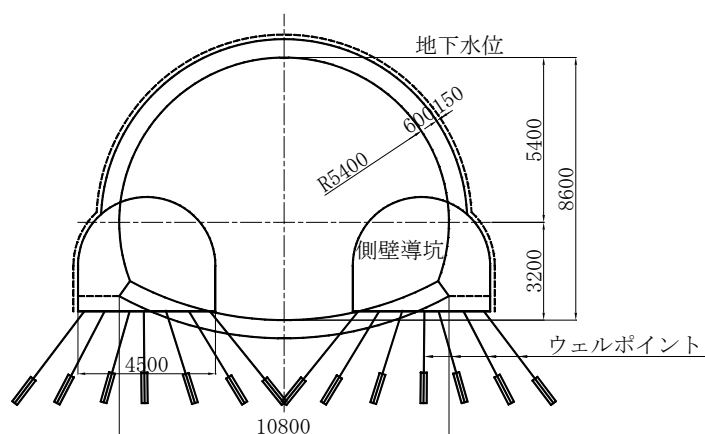
区分	鋼製支保工		鋼製支保工間隔		覆工厚	
	アーチ部	導坑	アーチ部	導坑	一次	二次
C	H-200	H-125	1.0m	1.2m	20cm	40cm
D	H-200	H-125	0.75m	0.9m	20cm	40cm

図 3.3.12, 表 3.3.5 に示される鹿屋分水路の支保パターンは, 地下水位以下の施工となっていることもあると考えられるが, 現在の NATM と比較するとかなり剛性の高いものとなっている。なお, 文献では, 図 3.3.12, 表 3.3.5 が示されている以外に, 支保構造に関する記述はほとんどない。

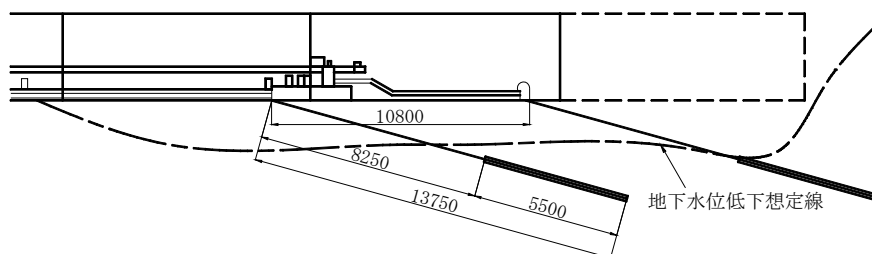
### b) 地下水位低下工法

鹿屋分水路では, 試掘調査工事にて, 地下水位以下では, 切羽が自立しないことを確認し, 重力排水工法, ディープウェル工法, ウェルポイント工法などの地下水位工法や, 圧気工法, 薬液注入工法, 凍結工法などの止水工法について検討し, ウェルポイント工法を選定している。

ウェルポイントは, 導坑切羽下部より進行方向斜め下に約  $15^\circ$  の角度で片側 7 本, 計 14 本を縦断方向に 10.8m ピッチで打設している (図 3.3.14 参照)。



(a) 断面図



(b) 縦断図

図 3.3.14 鹿屋分水路ウェルポイント概要図

### 3.4 近年のしらす地山トンネル

#### (1) 新幹線トンネル

2000年代になって本格的に建設が始まった九州新幹線鹿児島ルートでは、長短あわせて15本（約14km）のしらす地山トンネルの掘削が行われた<sup>17)</sup>。

九州新幹線鹿児島ルートのしらす地山トンネルの最大の課題は、地下水位以下での鉄道路盤の設計・施工であり、水砕スラグを用いた透水性路盤の研究報告が数多くなされている<sup>例えば 17 ~21)</sup>が、トンネルの支保構造に関する記述はほとんどない。

また、同ルートの薩摩田上トンネルでは、都市部のしらすトンネルにおける補助工法を用いた周辺環境の保全対策を行った報告がなされているが、ここでも支保構造に関する記述はない<sup>22)</sup>。

表 3.4.1 九州新幹線のしらす地山トンネル

トンネル名称		延長	施工時期	文献
完成後の名称	施工時の名称			
第1 梅木トンネル	←	825m	1998～2000	17), 18)
第2 梅木トンネル	←	270m	1998～2002	17), 18)
第3 梅木トンネル	←	150m		17), 18)
第1 神殿トンネル	←	210m		17), 18)
第2 神殿トンネル	←	823m		17), 18)
第3 神殿トンネル	第3, 4 神殿トンネル	1,135m		1998～2002
麦生田トンネル	←	1,205m	1997～2002	17), 18), 19), 21)
土橋トンネル	←	350m		17), 18)
第1 薩摩トンネル	←	881m	1998～2002	17), 18)
第2 薩摩トンネル	第2, 3 薩摩トンネル	339m		17), 18)
第3 薩摩トンネル	第4, 5, 6 薩摩トンネル	1,150m	1998～2003	17), 18)
第4 薩摩トンネル	第7 薩摩トンネル	660m		17), 18)
第5 薩摩トンネル	第8 薩摩トンネル	216m		17), 18)
第6 薩摩トンネル	第9, 10 薩摩トンネル	2,498m	1998～2001	17), 18), 19)
薩摩田上トンネル	←	3,302m	1999～2003	17), 18), 19), 22)

a) 支保構造<sup>23)</sup>

新幹線トンネルのしらす区間の標準的な支保パターンを図 3.4.1、表 3.4.2 に示す。なお、ロックボルトは標準支保パターンとしては設定されていないが、側壁部については、大部分の区間で補強ロックボルトとして施工されている。

図 3.4.1、表 3.4.2 から、新幹線トンネルにおいては、それ以前のしらす地山におけるトンネルと比べかなり軽い支保パターンが用いられていることが判る。さらに、麦生田トンネルでは SP-1 パターンより軽い支保パターンの適用についても試験施工を行っていることが、施工記録より確認できるが、本格的な採用には至っていない。

図 3.4.1、表 3.4.2 の支保パターンに補強ロックボルトを加えたパターンを基本として、全長約 14km のしらす地山トンネルを無事に施工したことから、ある程度しらす地山の支保パターンが確立されたものと考えられる。ただし、支保構造に関する検討の記録は、文献からは見つかからない。

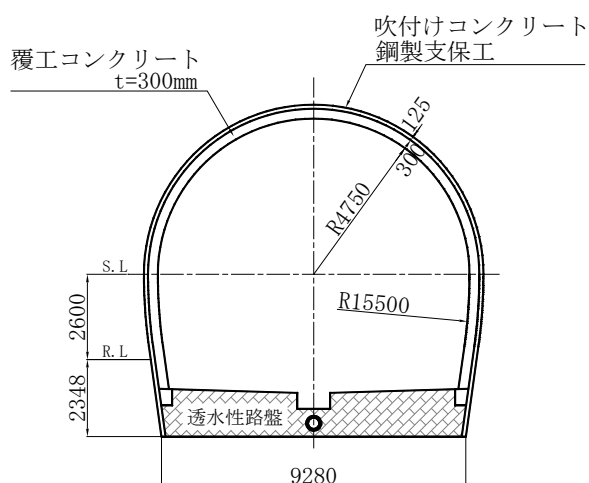


図 3.4.1 しらす地山トンネルの支保パターン（新幹線トンネル）

表 3.4.2 しらす地山トンネルの支保パターン（新幹線トンネル）

支保 パターン	支保部材		適用
	吹付けコンクリート厚 (アーチ・側壁)	上・下半 支保工	
SP-0	15.0cm 最小	H-150@1.0m	坑口～1D 区間
SP-1	12.5cm 最小	H-125@1.0m	1D 区間～

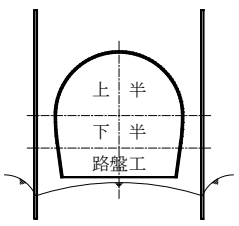
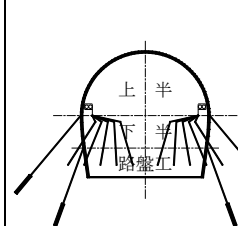
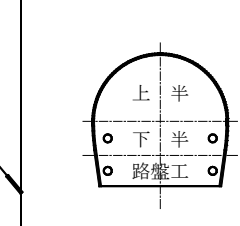
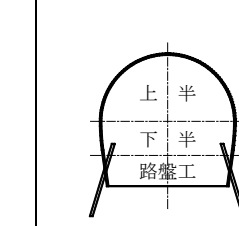
b) 地下水位低下工法<sup>21)</sup>

前述の通り、しらすは流水により侵食されやすく、また、含水比の高い状態で掘削を行うと崩壊が生じやすい、したがって、トンネル掘削にあたっては、地下水位低下工法により切羽をドライな状態に保つ必要がある。

新幹線トンネルでは、最初に、麦生田トンネルでは、以下に示す4工法について表3.4.3に示す比較検討を行って、ウェルポイントを選定している。

- ・ディープウェル
- ・ウェルポイント
- ・先進水抜き孔
- ・水平水抜き孔

表 3.4.3 地下水位低下工法の比較表（麦生田トンネル）

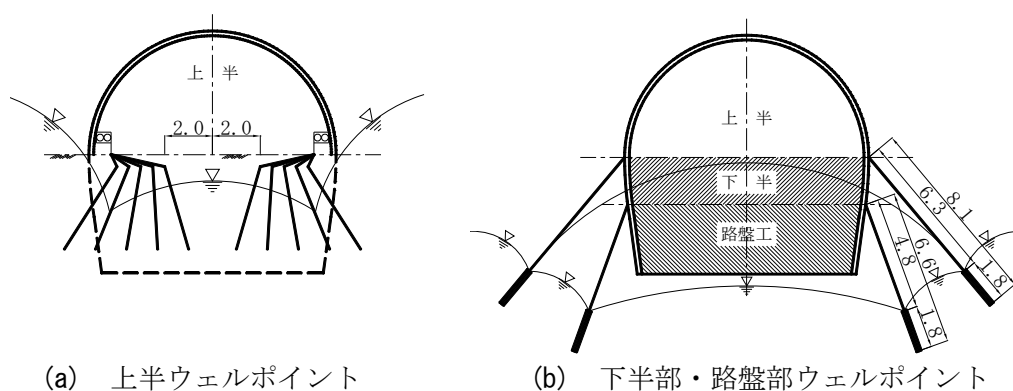
	ディープウェル	ウェルポイント	先進水抜き孔	水平水抜き孔
概要図				
評価	坑長が長くなり施工本数が多い。 よって経費がかかる。 <span style="float: right;">△</span>	シラスは、難透水性なのでウェルポイントを使用すると局所的な排水が可能となる。 <span style="float: right;">◎</span>	流速によって、シラスが流出し切羽をいためる <span style="float: right;">×</span>	前方50m付近の地下水位を低下できるため、トンネル断面より高い地下水位のときに有効となる。 <span style="float: right;">○</span>



麦生田トンネルでは、最大で20mの水頭の地下水位を効率的に低下させるために、3段階でウェルポイントを施工している（図3.4.2、図3.4.3、表3.4.4参照）。

上半ウェルポイントは、上半切羽底面から斜め前方下向き12度の傾斜角で長さ13.5mのものを10本施工している。これにより切羽前方10m区間の水位低下を図ったあと、上半掘削を10m進める。これを10mごとに繰り返し切羽を進行させている。

下半および路盤部のウェルポイントは、上半および下半側壁下部からトンネル外下方に向け、3mピッチで長さ8.1mおよび6.6mのものを施工し、それぞれの掘削対象盤高より1m程度の地下水位低下を図っている。



(a) 上半ウェルポイント (b) 下半部・路盤部ウェルポイント

図3.4.2 ウェルポイント横断面図（麦生田トンネル）

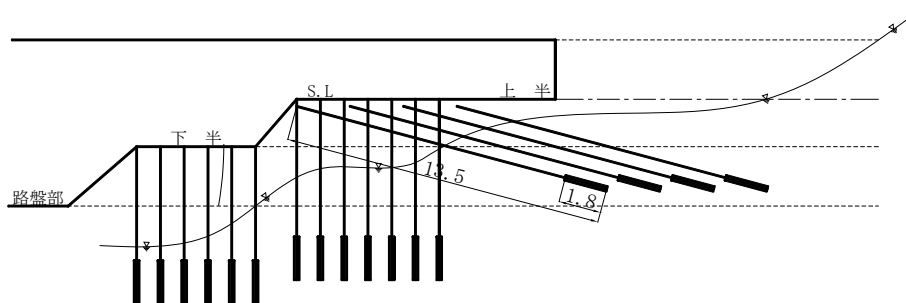


図3.4.3 ウェルポイント縦断面図（麦生田トンネル）

表3.4.4 新幹線トンネルウェルポイント標準施工

施工箇所	施工間隔	1断面本数	施工内容
上半部	断面/10mピッチ	上半盤から 8～10本/断面 (断面内・縦断方向)	<ul style="list-style-type: none"> <li>ウェルポイント全長 : 13.5m/本</li> <li>ウェルポイント打設角 : 12° 下向き</li> <li>ストレーナー長 : 1.8m+先端土溜り 0.9m</li> </ul>
下半部	断面/3mピッチ	上半盤から 2本/断面 (断面外へ・横断方向)	<ul style="list-style-type: none"> <li>ウェルポイント全長 : 8.1m/本</li> <li>ウェルポイント打設角 : 断面外へ30° 下向き</li> <li>ストレーナー長 : 1.8m+先端土溜り 0.9m</li> </ul>
路盤部	断面/3mピッチ	下半盤から 2本/断面 (断面外へ・横断方向)	<ul style="list-style-type: none"> <li>ウェルポイント全長 : 8.1m/本</li> <li>ウェルポイント打設角 : 断面外へ20° 下向き</li> <li>ストレーナー長 : 1.8m+先端土溜り 0.9m</li> </ul>

c) 透水性路盤<sup>21)</sup>

地下水位以下の鉄道トンネルの路盤については、以下のような問題が懸念された。

- ① 通過列車にくり返し荷重で発生した過剰間隙水圧により、インバート下のしらす地山が流動化することによるインバート打ち継ぎ目などからの噴泥
- ② トンネル背面をトンネル縦断方向に流れる流水によるしらす地山侵食とそれに伴う覆工背面の空洞化
- ③ 完全防水構造にするために生じる高コスト

松本<sup>24)</sup>は、「このような噴泥現象を回避するためには、地下水面以下のしらす地山ではインバートコンクリートの施工や、完全防水構造にすることが考えられるところであるが、しらすは水の侵食に弱い地質であること、また、九州新幹線のしらす区間では水頭が20mにもおよぶことを考慮すると、将来とも噴泥現象あるいは地山の空洞化を完全に回避することは、技術的に相当な困難が想定される」としている。

そこで、新幹線トンネルでは、地下水位以下のしらす地山区間については、路盤にインバートを採用せずに、路盤下部の地山を良好な透水性と高強度を有する水砕スラグで置換え、その排水機能により路盤直下の地下水位を低下させる透水性路盤を採用している。

図 3.4.4 に透水性路盤標準断面図を示す。

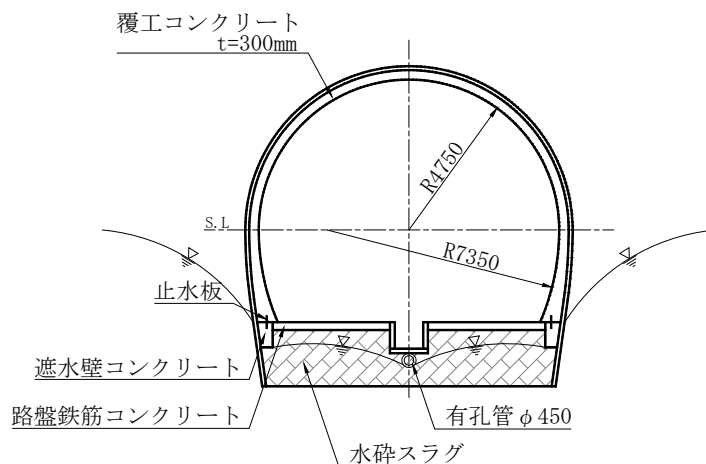


図 3.4.4 透水性路盤標準断面図

(2) その他のトンネル

表 3.4.5 に近年の、新幹線トンネル以外のしらす地山における主な大断面のトンネルを示す。

これらのトンネルに関する文献としては、細田口トンネルのもの<sup>25)</sup>が挙げられる他は、ほとんど見当たらない。これについては、前節で述べた NATM 導入初期のトンネルにおいて、ある程度しらす地山におけるトンネルの施工方法が確立されたことがひとつの要因であると考えられる。

表 3.4.5 NATM 導入後の道路トンネル等

トンネル名	路線	断面	施工法	延長	竣工時期
細田口トンネル	南九州西回り自動車道	3車線	NATM	314m	1997年竣工
常盤トンネル	鹿児島市道武岡線	2車線+ 両側歩道	NATM	392m	2002年竣工
鶴原トンネル	主要地方道伊集院蒲生溝辺線	2車線	NATM	130m	2002年竣工
雛場トンネル (施工時;市野トンネル)	主要地方道伊集院蒲生溝辺線	2車線	NATM	394m	2002年竣工

細田口トンネルは、延長 314m、掘削断面積 143m<sup>2</sup> の扁平大断面トンネルである。掘削対象地質は、二次しらす、一次しらす、基盤岩である四万十層（砂岩・頁岩の互層）で、トンネル延長 314m のうち、約 100m でふつうしらす地山を掘削したと考えられる。掘削工法は、トンネル断面中心付近に中壁を設ける CD 工法が採用されている。

一次しらす区間の地山等級は概ね D I で、トンネルの標準的な支保パターンは、図 3.4.5 に示すとおりである。

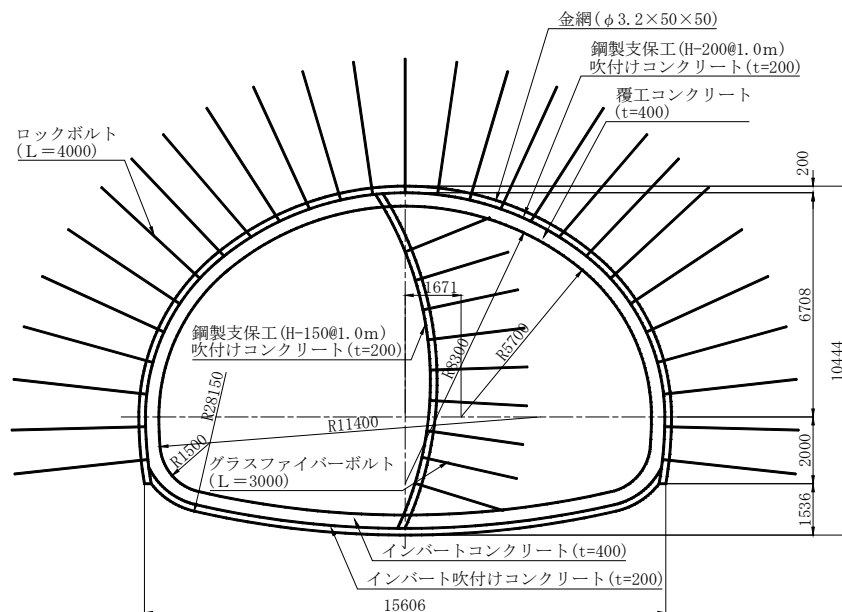


図 3.4.5 細田口トンネル標準支保パターン図

### 3.5 結言

本章では、矢板工法時代の 1960 年代から近年のトンネルについての文献から、実績を整理した。

これまでのしらす地山のトンネルにおいては、さまざまな検討が行われてきたが、地下水位以下での施工など、特殊条件下での施工に着眼点がおかれることが多く、支保構造についての記述は少ない。また、力学的な検討も少なく、支保構造について系統的に整理したものや、一般化した文献は見あたらない。特に、近年のトンネルについては、実際の施工実績が不明なものも多く、経験的な設計法を確立するためには、今後の実績の積み重ねや検討が必要であるといえる。

また、過去の実績から、未固結地山であるしらすに対して、矢板工法による施工は困難であり、NATM 導入初期段階で、NATM の支保部材を取り入れた施工が積極的に行われていることが確認できた。

西陵トンネルや鹿屋分水路では、NATM の支保部材を取り入れた上半の一次覆工を行っている。これらのトンネルについては、矢板工法からの移行時期で、H-200 程度の大きな支保工を用いているのが特徴である。

旧日本道路公団で施工された田上トンネル、旧建設省で施工された武岡トンネル郊外側工区については、早い時期から NATM が適用され、H-150 程度の支保工が用いられている。

その後の、NATM の本格的な導入を経て、新幹線トンネルはで、H-125@1.0m の支保パターンでの施工を行っている。

以上のことから、しらす地山において NATM の施工は、H-200 程度の支保パターンから施工が始まり、現在では、施工条件がよければ、未固結地山としてはかなり軽い支保パターンである道路トンネルの D I 相当パターンで施工を行っているということがわかった。

また、地下水位以下であっても、ウェルポイントを併用することで効率的にトンネルを掘削できることが確認できた。

### 第3章の参考文献

- 1) 山内豊聡, 歳田正夫, 長野 実, 高森彬文: しらす地盤のトンネル工法, 土木学会誌, Vol. 65-増刊, pp.28-35, 1980.
- 2) 社団法人日本トンネル技術協会: シラス地盤トンネルの施工法に関する調査研究報告書 1986.
- 3) 伊藤則昭, 中野順, 石田勝政: 地下水面下のシラス地帯にトンネルを計画 九州新幹線薩摩調査坑, トンネルと地下, Vol. 19, No.10, pp.7-17, 1988.10.
- 4) 露木利貞, 吉田三郎, 羽田忠彦, 松雪清人: しらす地盤地帯における地下水下のトンネル工事: 土と基礎, 36-3(362), pp.43-48, 1988.3.
- 5) 大倉吉雅, 城ヶ崎豊実, 石井武美, 鎌田正孝: シラス地山の NATM における土被りと応力解放率との関係について, 土質工学研究発表会論文集 21, pp.1705-1706, 1986.6.
- 6) 羽田忠彦, 徳永康一: 住宅団地直下のシラス層を NATM で掘る 指宿有料道路 西陵トンネル, トンネルと地下, Vol. 18, No.12, pp.33-42, 1987.12.
- 7) 小林康夫, 蔭山正美, 佐藤義範: シラス層における本坑・換気横坑交差部の補強工, 株式会社間組 技術年報 土木・機械編 1987, pp.131-139, 1987.
- 8) 瀬戸口忠臣, 高木 勇, 永倉彰夫: 土被りの浅いシラス地帯を中壁 NATM で挑む 一般国道3号鹿児島バイパス武岡トンネル, トンネルと地下, Vol. 19, No.7, pp.55-62, 1988.7.
- 9) 瀬戸口忠臣, 水谷敏則, 吉田真一, 進士正人: 中壁式 NATM で施工された武岡トンネルの地山変形挙動と中壁の効果, 岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.306-310, 1989.2.
- 10) 板垣治, 上山秋雄: 地下水位下のしらす層にトンネルを掘る 肝属川 鹿屋分水路 トンネルと地下, Vol.19, No.12, pp.7-14, 1988.12.
- 11) 亀江幸二, 重水治雄, 土井英雄: 地下水位以下のしらす層にトンネルを掘る 肝属川鹿屋分水路(その2), トンネルと地下, Vol. 21, No.9, pp.7-13, 1990.
- 12) 林重徳, 山内豊聡, 亀江幸二, 松雪清人: しらす台地の地下水位下に貫通した「鹿屋分水路トンネル」, 土と基礎, 38-8(391), pp.13-18, 1990.9.
- 13) 南哲行, 久留省二: 鹿屋分水路の計画と施工—地下水との闘い—, 土木技術, vol.51. No.5, 1996.
- 14) 春山元寿, 谷口智子: 地山しらす判別分類のための土壌硬度計の使用について, しらす基準化シンポジウム発表論文集, しらす基準化委員会, pp.7-12, 1979.12.
- 15) 前述 11), p.9
- 16) 前述 11), p.11

- 17) 九州新幹線工事誌(新八代・西鹿児島間)：鉄道・運輸機構九州新幹線建設局，p.287，2005.3
- 18) 松本雄二：しらす地山における鉄道トンネル用透水性スラグ路盤の設計・施工に関する研究，九州大学学位論文，pp.59-60，2001.7.
- 19) 北野陽堂，澤崎重夫：九州新幹線新八代～鹿児島中央間のトンネル群(2)，トンネルと地下，Vol. 35，No.9，pp.7-13，2004.9.
- 20) 武田幸博，西山智夫，藤本孝晴，小川逸作，松田康治：シラス地盤トンネルの設計・施工について，トンネル工学研究論文報告集，Vol. 9 報告，pp.119-124，1999.11.
- 21) 松本雄二，須長 誠，大島洋志，加藤僚一：地下水面下のシラス地山に透水性路盤を採用九州新幹線 麦生田トンネル，トンネルと地下，Vol. 31，No.8，pp.7-14，2000.8.
- 22) 松本雄二，神笠自然，黒瀬信弘，井上司：シラス盛土を新しい先受け工法で克服九州新幹線 薩摩田上トンネル，トンネルと地下，Vol. 31，No.12，pp.7-15，2000.12.
- 23) 前述 15)，p.294
- 24) 前述 16)，pp.5-6
- 25) 請関 誠，松原利之，築地 功，仮屋謙一：しらす地山初の偏平大断面トンネルの施工，とびしま技報（土木），No.47，pp.54-68，1997.

## 第4章

### しらす地山トンネルの掘削時の挙動

#### 4.1 緒言

鹿児島市郊外に位置する全長約 1,500m の新武岡トンネルは<sup>1)~3)</sup>、ほぼ全線にわたり、一次しらすの地山を掘削した山岳工法によるトンネルである。トンネルの土被りは 17~80m と変化し(坑口区間を除く)、掘削断面も 2 車線道路断面を中心に、小断面(掘削断面積 30m<sup>2</sup>)~4 車線超の超大断面(掘削断面積 378m<sup>2</sup>)まで変化に富んでいる。

新武岡トンネルよりも以前に施工されたしらす地山のトンネルの施工実績から、しらす地山のトンネルは、軟質な未固結地山のトンネルとしては、支保の安定性や切羽の安定性が比較的高いことが通説となっている。しかし、新武岡トンネル以前に施工されたトンネル実績のほとんどは、2 車線道路断面程度までのトンネルで、土被りも 50m 程度までの比較的小さいものが多い。

一方、新武岡トンネルでは、3 車線から 4 車線超の超大断面トンネルや、土被り 80m 超の比較的大きな土被りで施工を行い、トンネル切羽面の安定性などについて、これまでイメージされてきたしらす地山トンネルとはやや異なる挙動を確認した。

本章では、新武岡トンネル掘削を通じて得られたトンネルの挙動や計測データについて整理する。

## 4.2 新武岡トンネルの概要

### (1) 路線概要

新武岡トンネルは、鹿児島市中心部と郊外の鹿児島 IC とを結ぶ延長 3.4km の地域高規格道路の鹿児島東西道路上に位置する約 1.5km の山岳工法のトンネルである（図 4.2.1 参照）。

鹿児島東西道路は、郊外側の 0.7km を除いた 2.7km がトンネルで、そのうち、郊外側の 1.5km 区間が比高 50～100m のしらす台地を貫く山岳トンネル、残りの約 1.2km が市街地直下の沖積層に構築される都市トンネルとなる。

さらに、山岳トンネルの中間付近には、しらす台地の市街地側の坑口からランプトンネルを接合する。都市トンネル部分の施工は、将来計画であり、今回施工を行った新武岡トンネル新設工事では、ランプトンネルを暫定的に 2 車線運用し、山岳トンネル区間（約 1.5km）の供用を目指している（図 4.2.2 参照）。



図 4.2.1 鹿児島東西道路位置図

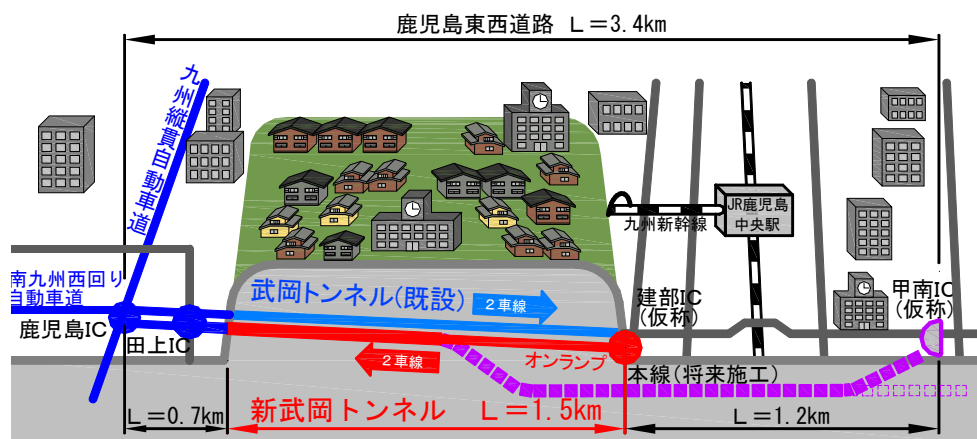


図 4.2.2 鹿児島東西道路概念図



## (2) トンネルの特徴

図 4.2.3 に新武岡トンネルの平面図，図 4.2.4 に新武岡トンネルの各トンネル断面を示す。

本線トンネルは起点側坑口から全長約 900m の 2 車線トンネルで，ランプトンネルと分岐後約 100m で止まっている。ランプトンネルは，終点側坑口から約 700m の 2 車線トンネルで，新武岡トンネルのほぼ中間で本線トンネルと接合する。本線トンネルとランプトンネルを暫定的に 1 本の 2 車線トンネルとして運用し，延長は約 1,500m となる。

新武岡トンネルの本線トンネルとランプトンネルの分岐部（図 4.2.5）では，2本のトンネルを包含する断面を必要とすることから，この部分で掘削断面積 $378\text{m}^2$ の超大断面トンネルとなる。この超大断面部は側壁導坑先進工法を採用している。この超大断面部については，第8章で詳述する。

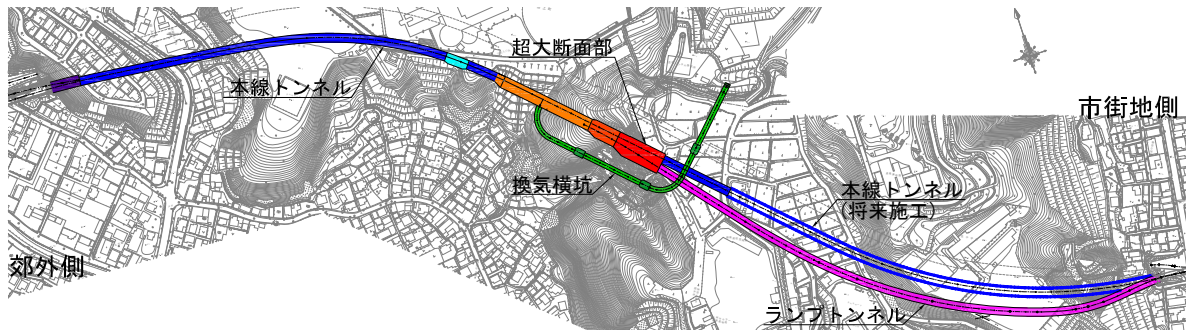


図 4.2.3 新武岡トンネル平面図

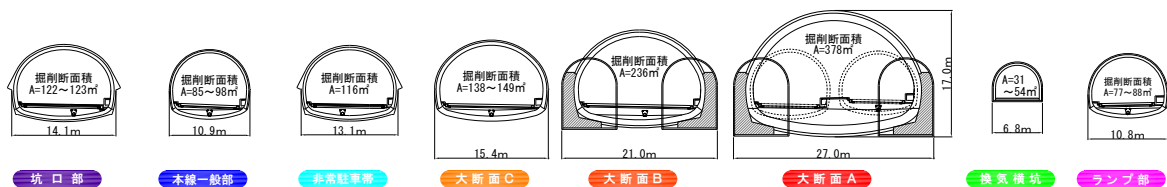


図 4.2.4 トンネル断面図

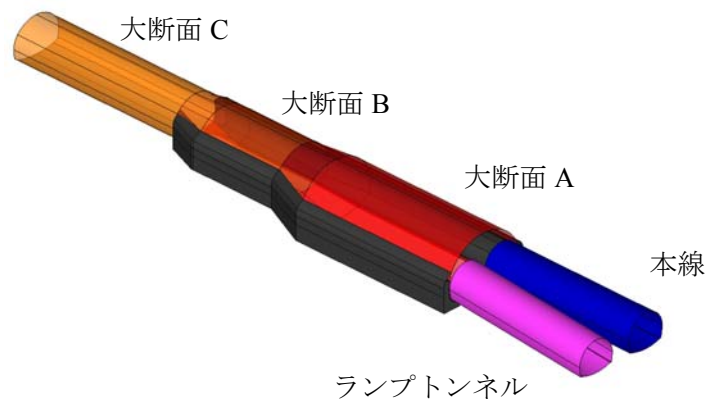


図 4.2.5 本線トンネルとランプトンネルの接合部概要図

### (3) 地形・地質概要

新武岡トンネルが位置する鹿児島市域の地形は、海拔標高50～200mの台地または丘陵地（しらす台地）と鹿児島湾岸に展開する低平な沖積低地に代表される。沖積低地は鹿児島湾岸や主要河川沿いに分布するが、市域の多くを台地または丘陵地が占める。本トンネルはこのしらす台地を貫く形で計画されている。トンネル掘削位置の地質は、ほとんどが新鮮な未固結のしらすである。図4.2.6に鹿児島市付近の地質概念図<sup>4)</sup>、図4.2.7に新武岡トンネルの地質縦断図を示す。

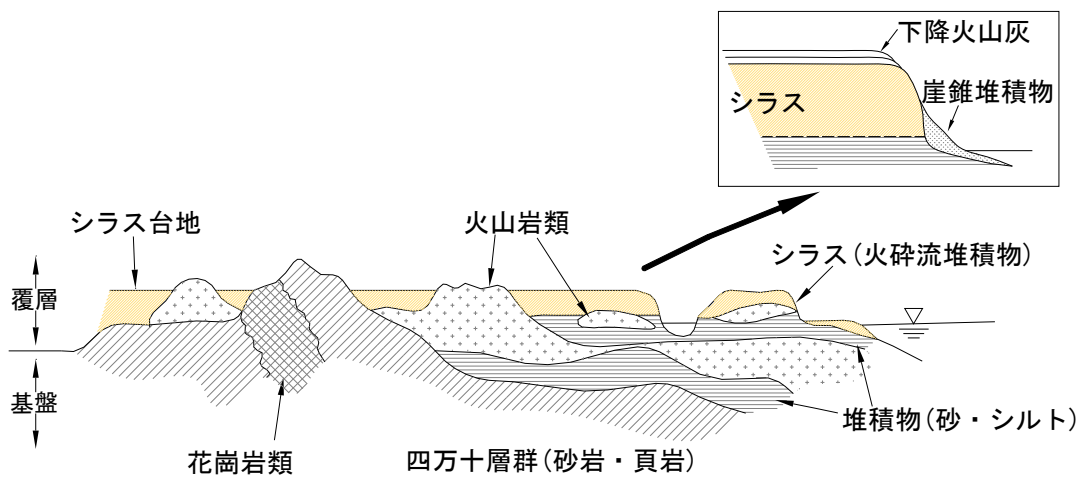


図 4.2.6 鹿児島市付近の地質概念図

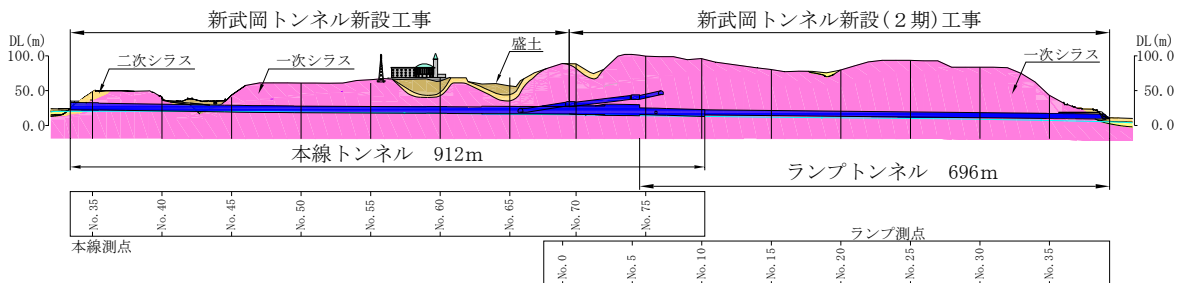


図 4.2.7 新武岡トンネル地質縦断図

### 4.3 ふつうしらす区間の施工実績

過去の施工実績から2車線道路断面相当のしらすトンネルは、施工条件が良ければ、経験的に軟岩地山相当の支保パターン(DIパターン相当)でも掘削が可能である。ここでは、新武岡トンネルの中の比較的良好的なふつうしらす区間の施工実績について述べる。

#### (1) トンネル縦断面図

図4.3.1に新武岡トンネルの本線トンネルのふつうしらす区間の施工実績を、図4.3.2にランプトンネルのふつうしらす区間の施工実績をまとめる。

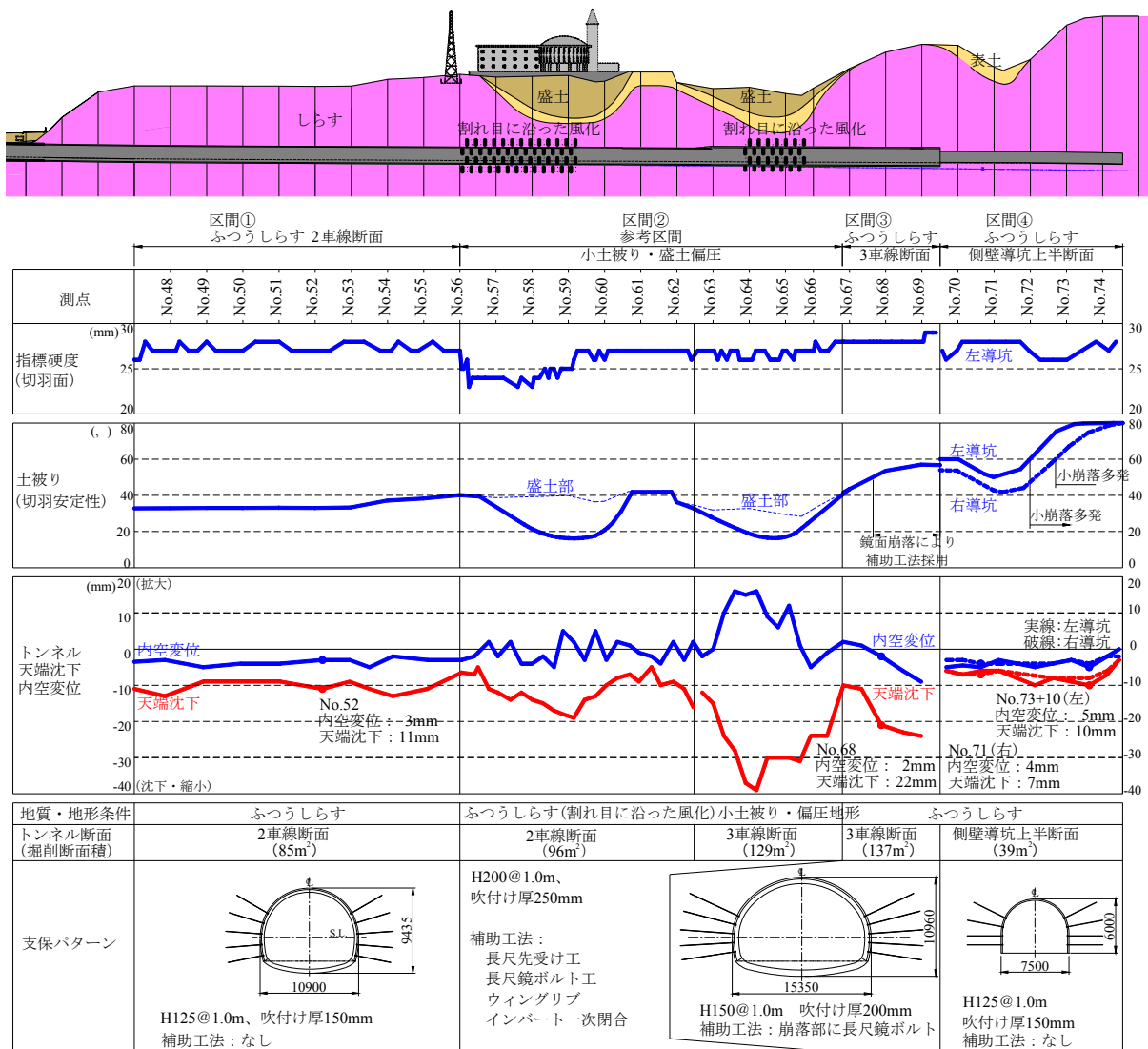


図 4.3.1 ふつうしらす区間の施工実績 (本線トンネル)

図 4.3.1, 図 4.3.2 のふつうしらす区間の特徴を表 4.3.1 にまとめる。

なお、区間②は、2～3 車線で小土被りの沢地形を埋め戻した偏圧地形下を掘削した区間で、切羽面も沢部下方の割れ目に沿った浸透水の影響によって弱面の風化が見られた。このような状況で、区間②については、一般的なふつうしらす区間とは異なる挙動を示したことから、後ほど別に示す。

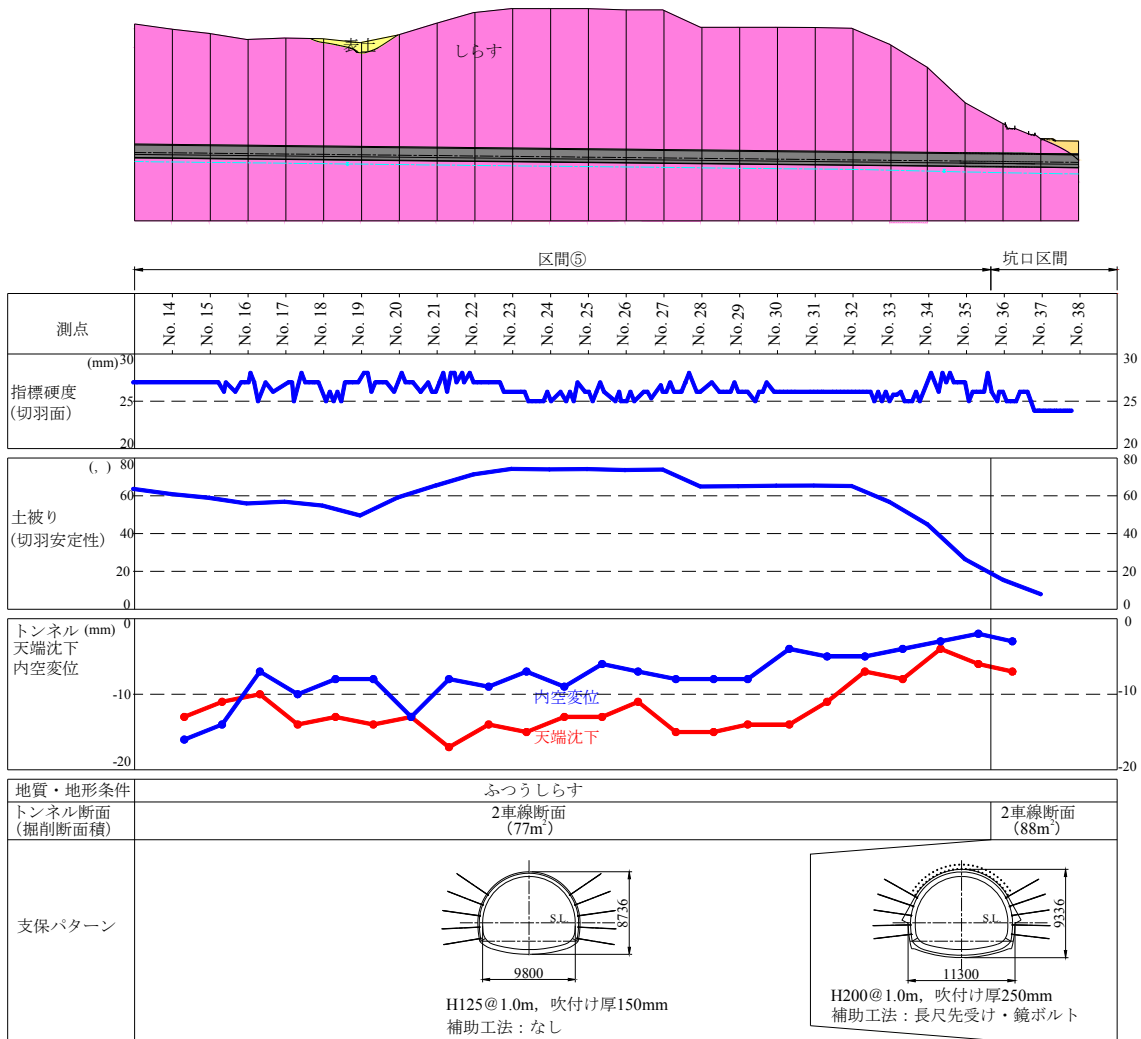


図 4.3.2 ふつうしらす区間の施工実績 (ランプトンネル)

表 4.3.1 ふつうしらす区間のトンネルの特徴

区間	断面	地質区分	土被り
区間①	2 車線断面	ふつうしらす	30m
区間③	3 車線断面	ふつうしらす	40～60m
区間④	超大断面トンネルの側壁導坑	ふつうしらす	40～80m
区間⑤	2 車線断面	ふつうしらす	20～80m

## (2) 指標硬度

地表から実施した標準貫入試験では、区間①、③、④、⑤付近のトンネル掘削深度のN値は、40～80程度であるが、指標硬度は27付近に集中している（図4.3.1、図4.3.2参照）。このようにN値の大小に関わらず切羽で確認したしらすについては、工学的に有意な差がなかった。

## (3) ふつうしらす地山トンネルの支保工の安定性について

2～3車線断面程度のふつうしらす地山のトンネル支保工の安定性は、比較的高い。以下に断面の大きさごとの支保工の安定性について述べる。

### a) 2車線道路断面

土被りが33～40mの本線トンネルの区間①および、土被りが70m程度のランプトンネルの区間⑤が該当する。2車線道路断面でのふつうしらす区間の標準支保パターン図を図4.3.3（区間①）、図4.3.4（区間⑤）、に示す。図4.3.3、図4.3.4に示す支保パターンは基本的に道路トンネル技術基準（構造編）・同解説に示されるDI-b相当<sup>5)</sup>の支保パターンとしている。ただし、新幹線トンネル等の実績を考慮し、天端部のロックボルトは省略している。また、区間⑤に関しては、将来、併設される本線トンネルの影響を考慮して、覆工を鉄筋補強した構造としている。

土被りが小さい区間①で、トンネルの天端沈下・内空変位量は最大で10mm程度、土被りが大きい区間⑤で、天端沈下の最大値が10mmを若干超えるが、トンネルの支保部材は安定している。

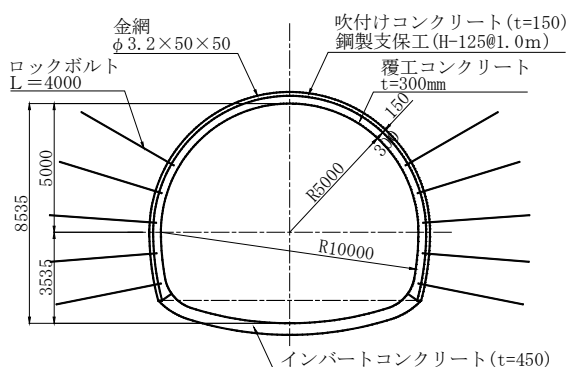


図 4.3.3 標準支保パターン図  
(本線トンネル；区間①)

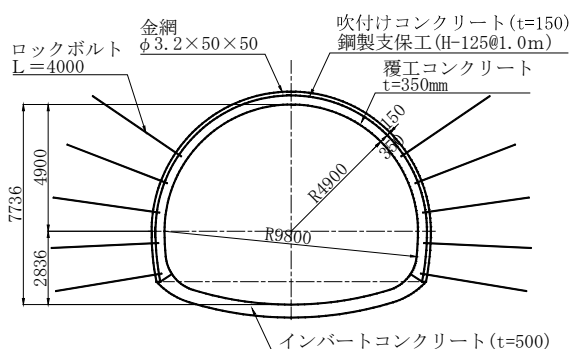


図 4.3.4 標準支保パターン図  
(ランプトンネル；区間⑤)

### b) 3車線道路断面

区間③は土被りが40～57mのふつうしらすの3車線道路断面である。図4.3.5にこの区間の標準支保パターン図を示す。図4.3.5に示す支保パターンは基本的に道路トンネル技術基準(構造編)・同解説に示されるDI-b相当<sup>6)</sup>の支保パターンとしている。天端部のロックボルトについては、2車線断面と同様に省略している。また、覆工厚については、当該区間の土被りは50m超と比較的大きいものの、傾斜地の直下に位置し、将来の荷重変動のリスクも考えられることから、複鉄筋にて補強した構造としており、通常より厚いものとなっている。

本区間のトンネル天端沈下量は最大で25mm程度、内空変位は最大で10mm程度であった。本区間では、トンネル縦断方向の土被りの増加に連動した天端沈下・内空変位の増加が認められた。

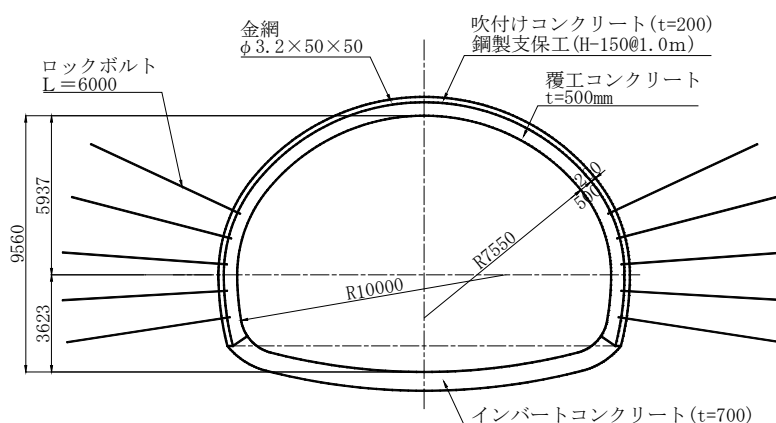


図4.3.5 新武岡トンネルふつうしらす区間の標準支保パターン図(3車線断面)

### c) 導坑断面

超大断面トンネル(掘削断面積378m<sup>2</sup>)の先進側壁導坑の上半断面(掘削断面積39m<sup>2</sup>)であり、区間④が該当する。区間④は、土被りは40～80mで、掘削断面積が小さいこともあり、全線に渡り、天端沈下、内空変位量ともに小さく支保部材の安定性は高かった。

#### (4) ふつうしらす地山トンネルの切羽の安定性について

##### a) 土被りの小さい区間

しらす地山はほとんど割れ目がない連続した地山であり、土被りが小さければ、切羽面は一般的に安定している。土被りが33~40mの本線トンネルの区間①では、ほぼ一様なふつうしらす地山であり、区間の大部分で、トンネル切羽が鉛直に近い角度で自立する状況が確認できた(写真4.3.1, 写真4.3.2参照)。

ただし、土被りが小さい、比較的堅固なふつうしらすの区間においても、場所によっては、地山の潜在的な割れ目が存在すると考えられ、区間①においても割れ目に沿った崩落が発生している(写真4.3.3, 写真4.3.4参照)。



写真 4.3.1 安定した切羽 (区間①)



写真 4.3.2 安定した切羽 (区間①)



写真 4.3.3 ふつうしらす切羽の崩落(1)  
(区間①)



写真 4.3.4 ふつうしらす切羽の崩落(2)  
(区間①)

また、一般に、不良地山区間では、核残しを行うことで切羽面の安定性の向上を図る場合があるが、しらす地山におけるトンネル切羽では、核が大きすぎる場合、応力が解放された核が自壊する場合がある。写真 4.3.5、写真 4.3.6 は、本トンネルの土被り 33m 程度の 2 車線道路断面部で、掘削後 2 日に核が鏡吹付けコンクリートごと自壊した事例である。このような核の自壊については、本トンネルではじめて確認されたものではなく、新幹線の麦生田トンネル施工時にも確認されている。なお、一般地山における核の不安定化については、平田ら<sup>7)</sup>が言及しており、参考にされたい。

このようなトンネル切羽の崩壊は、トンネル下半切羽でも報告されている。新幹線の薩摩田上トンネル<sup>8)</sup>では、上半切羽から 4m の地点で下半閉合を行うために、急勾配で掘削した下半切羽が崩壊した。新幹線断面は下半の掘削高さが通常の道路トンネル断面より高く、上半切羽に下半を過度に近づける必要があるといった特殊条件下での施工ではあるが、しらす地山の切羽は必ずしも安定しないことに留意する必要がある。



写真 4.3.5 核残しの崩壊(1)



写真 4.3.6 核残しの崩壊(2)



b) 土被りの大きい区間

区間⑤の全線，区間③の土被りが 50mを超えた付近以降，区間④の土被りが 60m 程度を越えた付近が該当する．これらの区間では，切羽の自立性が悪く，曲面状に切羽前方地山の崩落する状況が発生している．

写真 4.3.7，写真 4.3.8 は区間⑤の 2 車線断面のランプトンネルの切羽の状況である．ほぼ全線で，切羽前面に曲面状で切羽が崩落しており，今田ら<sup>9)</sup>が提唱している切羽面に曲率を持たせドーム状に掘削することで，アーチ効果が発揮され切羽の自立性を高められる曲面切羽のような状況となっている．

写真 4.3.9 は，区間③の 3 車線断面で切羽の崩落後に 1 間分の支保工の施工を行った後のものであり，支保設置後においても，3m ほど前方まで崩落が進行している様子がわかる．

区間④の導坑上半断面では，土被りが 60m を超えたあたりから，切羽前方の崩落が頻発している．写真 4.3.10 は，はその一例で，掘削予定位置から切羽前方 1.5m まで崩落が広がっている状況を示している．



写真 4.3.7 土被りの大きい切羽の崩落 (1)  
(区間⑤; 2 車線断面)



写真 4.3.8 土被りの大きい切羽の崩落 (2)  
(区間⑤; 2 車線断面)



写真 4.3.9 土被りの大きい切羽の崩落 (3)  
(区間⑤; 3 車線断面)



写真 4.3.10 土被りの大きい切羽の崩落 (4)  
(区間④; 導坑上半断面)

## 4.4 特殊区間の施工実績

### (1) 風化区間

沢地形の直下では、地表から地山深部の割れ目に沿った雨水等の流入の可能性があり、この割れ目に沿った風化が見られる場合がある。

起点側坑口から 500m 付近（図 4.3.1 区間②）は、旧沢地形の上部を盛土した部分となっており、盛土前の土被りが最小で 20m 程度となっている。トンネル切羽の地質は、一部に割れ目に沿った風化が進んだ一次しらすとなっている。

図 4.4.1 に当該区間の横断面を示す。

区間②については切羽全体に風化の影響が認められるものではなく、切羽面の潜在的な割れ目にそって褐色化した風化（写真 4.4.1）が認められる。

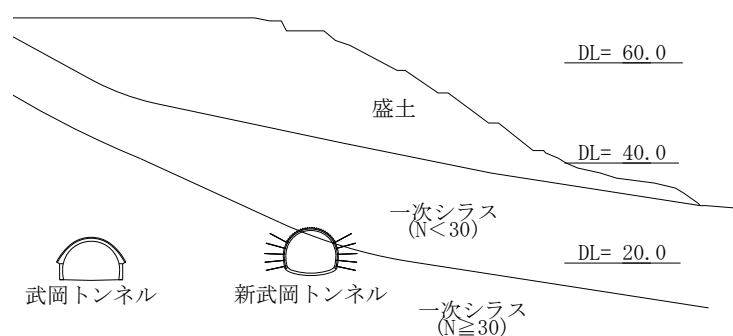


図 4.4.1 盛土直下区間の横断面



写真 4.4.1 トンネルの切羽の割れ目に沿った風化（区間②）

褐色化した風化面では指標硬度が低下するが、それ以外の部分については、指標硬度が 25 を超えるふつうしらすである。

写真 4.4.2, 写真 4.4.3 に風化部分の拡大写真を示す。割れ目の近傍では、流水により発生したと思われる空隙が存在し、そこに乱されたしらすが流されて充填されている状況が確認できる。



写真 4.4.2 一次しらす中の風化面(1)



写真 4.4.3 一次しらす中の風化面(2)

## (2) 小土かぶり区間

起点側の坑口から30～150m付近は、住宅密集地の直下を土被り17mでトンネル掘削を行った(図4.4.2, 図4.4.3参照)。当区間は、しらす地山の上部を造成により平坦にして、住宅地としたもので、トンネル断面の地質はふつうしらすである。

上部に住宅がなければ、比較的軽い支保パターン、補助工法で施工できた可能性もあると考えられるが、住宅地の陥没のリスクや、地表面沈下により住宅が傾いてしまうリスクを考慮した支保パターン、補助工法を設定した。

住宅直下の小土被り区間の支保パターン、補助工法、地表面沈下量などを図4.4.4にまとめる。この区間では、基本的に補助ベンチ付き全断面掘削による一次閉合インバートを採用しており、上半切羽から5mの位置でインバートの早期閉合を実施している(図4.4.5参照)。

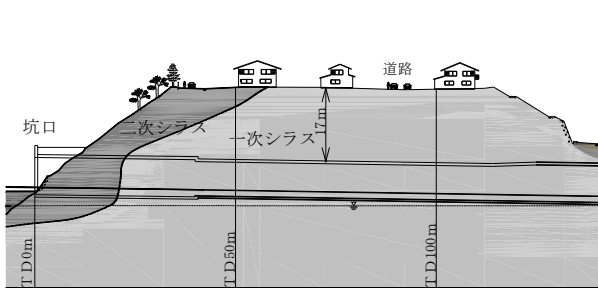


図 4.4.2 住宅直下区間縦断面図

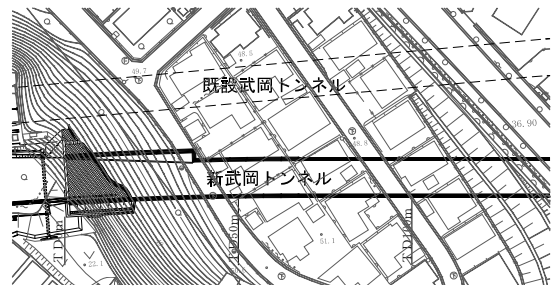


図 4.4.3 住宅直下区間平面図

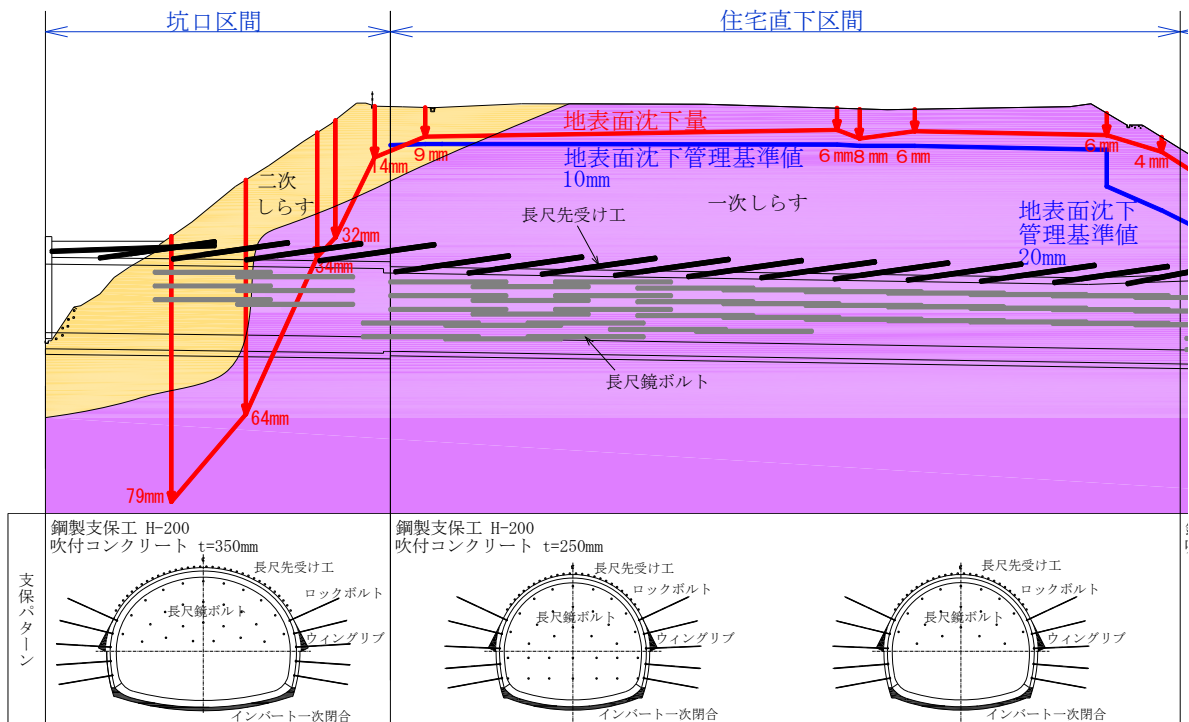


図 4.4.4 住宅直下区間の概要図

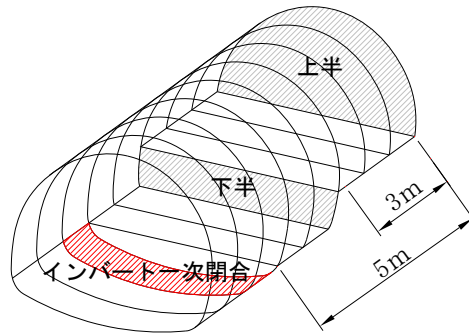


図 4.4.5 インバート一次閉合概念図

### (3) 坑口部

トンネルの坑口については、崖錐が堆積している場合が多いが、一般の岩盤地山のトンネルの場合は、岩盤を起源とする崖錐といえどもそれなりに堅硬である場合が多い。しかし、しらすトンネルの場合には、一次しらすを起源とする非常に軟質な二次しらすが堆積している場合が多く、この場合、非常に軟質な沖積層と見なせることから、注意が必要である。

新武岡トンネルにおいては、両坑口ともトンネル全面に極めて軟質な二次しらすが出現した（写真 4.4.4～4.4.6 参照）。

二次しらすについては、未固結土砂状を示すことから、一次しらす以上に、吹付けコンクリートを付着させるのが困難である。起点側の坑口部においては、長尺鏡ボルトによる補強を行ったが、ボルト間の二次しらすについては、わずかな振動で流砂のように流れ出す場面が多くみられた（写真 4.4.7 参照）。

なお、坑口区間の補助工法、地表面沈下量などについては、図 4.4.4 に示している。

この区間では、インバート一次閉合によるトンネルの沈下抑制、長尺鏡ボルトによる切羽面の安定対策を行ったが、発生した沈下量（最大 79mm；図 4.4.4 参照）や切羽の安定性（写真 4.4.7）を考えると必ずしも十分な対策ではなかったと考えられる。トンネル脚部および鏡面の地盤改良等が対策工としての選択肢になると考える。

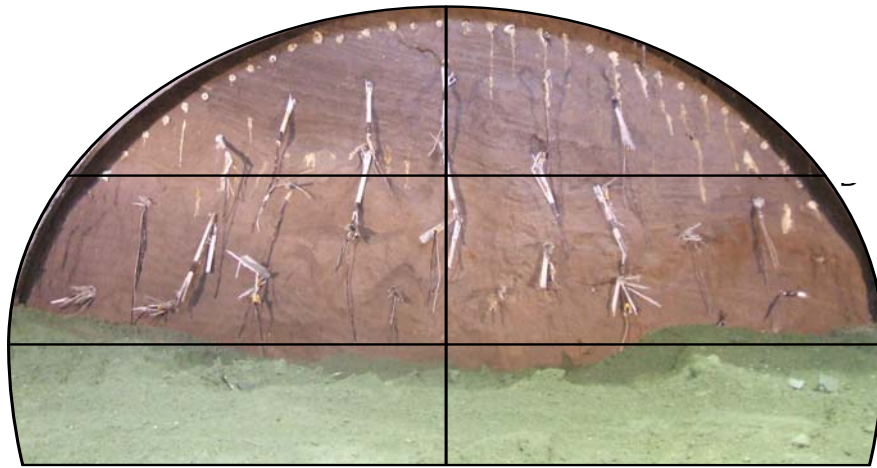


写真 4. 4. 4 新武岡トンネル切羽での二次しらす(起点側坑口) (1)



写真 4. 4. 5 新武岡トンネル切羽での二次しらす(起点側坑口) (2)



写真 4. 4. 6 新武岡トンネル切羽での二次しらす(起点側坑口) (3)



写真 4. 4. 7 二次しらす切羽の崩落

終点側のランプトンネルの坑口区間は、軟質な二次しらすに対して表 4.4.1、図 4.4.6、図 4.4.7 に示す対策工を行った。

表 4.4.1 ランプトンネルの坑口区間対策工

対象箇所	対策工法	
切羽天端 安定対策	<b>【長尺先受け工】</b> 鋼管径 : $\phi 114.3\text{mm}$ 打設ピッチ : @500mm n=24 本/断面	
切羽面 安定対策	<b>【薬液注入工】</b> 注入工法 : 二重管ダブルパッカー 注入率 : 40.5% 注入材 : (一次)セメントベントナイト (二次)溶液型シリカゾル系注入材	<b>カバーグラウト</b> <b>【薬液注入工】</b> 注入工法 : 二重管ストレーナー 注入率 : 40.5% 注入材 : 溶液型シリカゾル系注入材 (瞬結)
脚部沈下 防止対策	<b>【薬液注入工】</b> 注入工法 : 二重管ダブルパッカー 注入率 : 40.5% 注入材 : (一次)セメントベントナイト (二次)特殊スラグ系注入材 <b>【インバート一次閉合】</b> 吹付けコンクリート : $t=250\text{mm}$ 鋼製支保工 : H200	

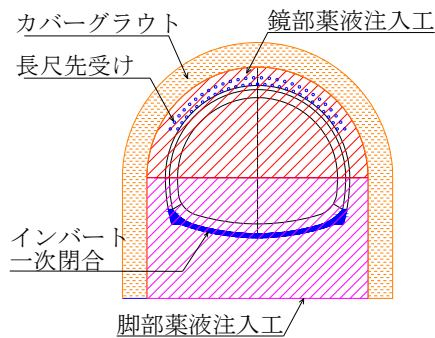


図 4.4.6 ランプトンネルの坑口区間対策工

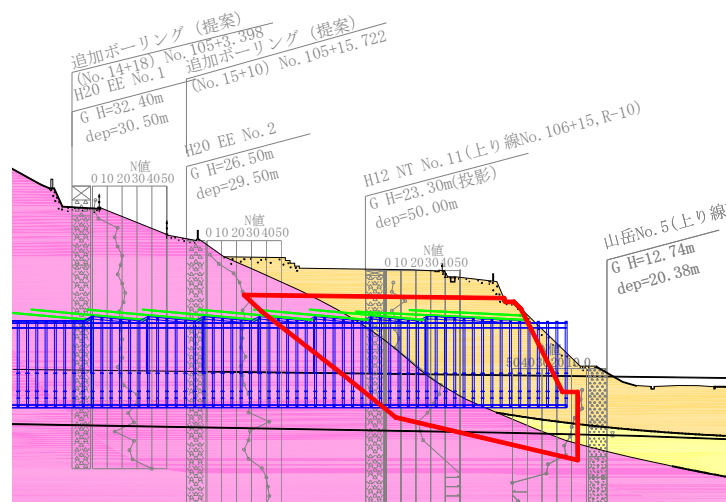


図 4.4.7 ランプトンネルの坑口区間対策工

## 4.5 その他の留意事項

### (1) 地下水位以下における施工

第3章で示したように、トンネル掘削断面より上部に地下水位がある場合、しらす地山トンネルの掘削については注意が必要である。

しらす地盤中の地下水は、地下水面位置が、比較的是っきりしているが、地下水の毛管現象による上昇が認められる。

図4.5.1に地下水位下しらす地盤の指標硬度と含水比の測定例<sup>10)</sup>を示す。測定例から、松本<sup>11)</sup>は、「地下水面下のしらす地盤の指標硬度は22mm以下で、含水比は46%以上である。地下水面から離れるに従い指標硬度は急激に上昇し、約1.0m付近で30mm弱に漸近し安定する。同様に含水比も約1.2m離れるとほぼ25%の値を示し、その後一定となる。よって、地下水面より約1.0m離れると強度的に地下水の影響を受けないことが判る」としている。

このようなことから、松本は、地下水位下のトンネルにおいて、切羽の安定を図るためにウエルポイント等を用いた地下水位低下工法を計画する際には、トンネル掘削断面より下方に最低でも1m以上地下水位を低下させる計画とすることが望ましいとしている。

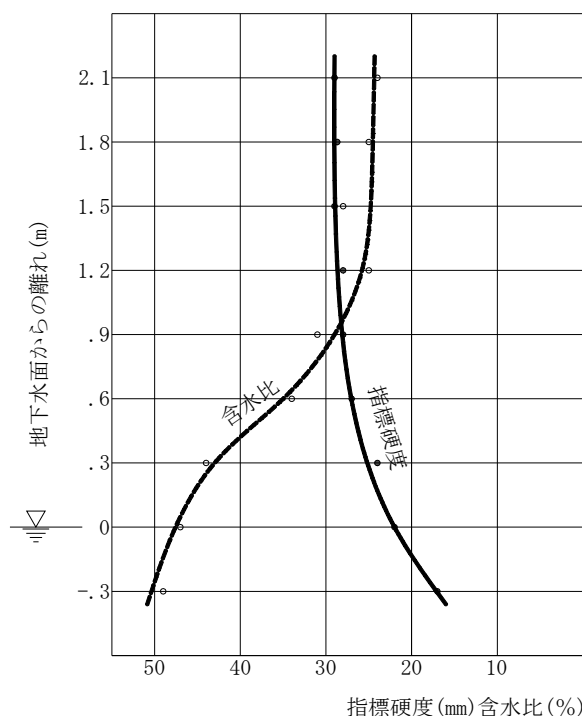


図4.5.1 地下水位面下しらす地盤の指標硬度と含水比測定例<sup>10)</sup>



新武岡トンネルでは、本線一般部の一部区間の下半およびインバート部、超大断面の側壁導坑下半、超大断面の本坑下半およびインバート部の掘削時にトンネル断面内に地下水位が認められた。

本線一般部で認められた地下水位とそれによる路盤が泥濁化した状況を写真 4.5.1、写真 4.5.2 に示す。

写真 4.5.2 では、支保工脚部の応力が大きくなる部分の地山が飽和状態となっており、地山の著しい強度低下を招くため、注意が必要である。

これらの区間については、過去の事例を参考にウェルポイントによる地下水位低下工法を採用している。本線一般部で採用したウェルポイントの概要図を図 4.5.2、図 4.5.3 に示す。



写真 4.5.1 本線下半盤の地下水位



写真 4.5.2 地下水による路盤の泥濁化

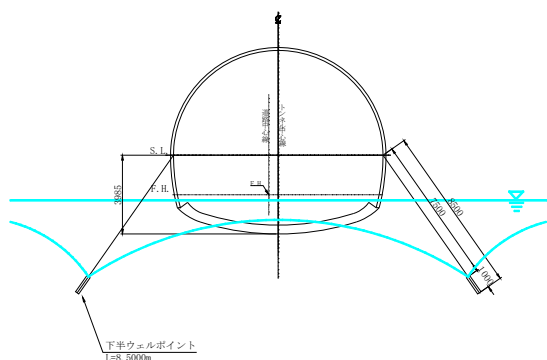


図 4.5.2 下半ウェルポイント概要図

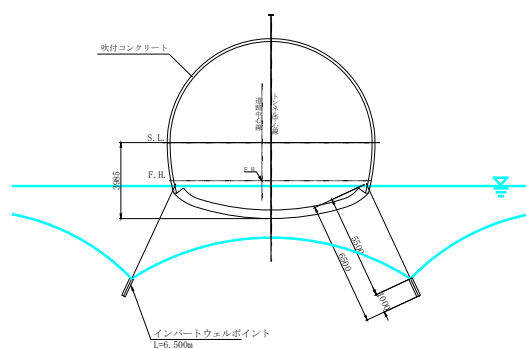


図 4.5.3 インバートウェルポイント概要図

## (2) 施工時の騒音・振動伝搬（しらす掘削時の振動伝搬の特徴）

しらす地山のトンネル掘削による騒音，振動は一般地山と比べて大きい．このことは，既設武岡トンネルの施工を通じて瀬戸口ら<sup>12)</sup>も指摘している．土被り 17m の住宅直下区間では，夜間は，ミニバックホウのクローラーの走行振動や，コンクリートに直径 1cm 程度のアンカーを削孔する振動・騒音も上部の住宅にはっきりと伝わる．このようなことから，この区間では，既設武岡トンネルと同様に夜間作業はできず，昼間だけの作業となった．

また，土被り 80m の区間では，水平方向に 200m 程度離れた地点でも，大型ブレーカによる軽微なコンクリート研り作業等による振動や騒音が伝わった．夜間においては，上半支保工と下半支保工の接続部分の吹付けコンクリートの研りも難しい状況であり，しらす地山におけるトンネル掘削においては，騒音・振動の伝搬に十分注意する必要がある．

## 4.6 結言

本章では、新武岡トンネルの主に2～3車線断面の比較的一般的な断面におけるトンネル掘削時の挙動についてまとめた。

これまでしらす地山トンネルの支保工および切羽は比較的安定性が高いと考えられてきた。本トンネルにおいても、支保工については、ふつうしらすの2～3車線断面程度の一般的な断面では、変位も小さく安定性が比較的高いことを確認した。

一方、切羽については、ふつうしらすにおいても必ずしも安定性が高くないことを確認した。土被りが小さい場合（概ね50m程度以下）においては、しらすの切羽は自立性が高く、ほぼ鉛直に掘削することができる。しかし、一見、非常に連続性の高いしらすにおいても潜在的な割れ目が存在し、それに沿った崩落が発生する場合が見受けられる。また、大規模な核残しを行った場合、掘削による応力解放により核が自壊する現象についても確認した。

土被りが大きくなると（概ね50m程度以上）、切羽の安定性が低下し、切羽前方に曲面状の崩落が発生するようになる。特に土被りが70～80mになるランプトンネルでは、ほとんどの切羽で曲面状の崩落が発生し、曲面切羽状での施工となった。

沢部の直下においては、雨水等の鉛直方向の割れ目に沿った浸入によるとおもわれる風化層が存在する。風化層は、広範囲に広がっているのではなく、割れ目に沿ったごく一部にとどまり、風化層から少し離れると指標硬度が25mm以上のふつうしらすとなる。ただし、切羽の安定性は弱層に支配されるため、割れ目に沿った風化により切羽の安定性は大きく低下する。

しらす地山トンネルの坑口部には、一次しらすを起源とする極めて軟質な二次しらす（崖錐）が存在するケースが多い。坑口部の二次しらすは軟質な沖積層であり、トンネルの安定性確保のためには大規模な補助工法が必要となるケースが多い。

#### 第4章の参考文献

- 1) 多宝 徹, 鈴木雅行: 住宅密集地・市道直下でのトンネル掘削における沈下抑制対策, 日本トンネル技術協会第62回施工体験発表会, pp.73-80, 2008.10.
- 2) 米田 新, 多宝 徹, 鈴木雅行: 未固結地山における大断面トンネルの施工, 日本トンネル技術協会第68回施工体験発表会, pp.66-73, 2011.10.
- 3) 五反田信幸, 緒方秀敏, 多宝 徹, 日向哲朗: シラス地盤に超大断面 378m<sup>2</sup>の地中分岐部を建設, トンネルと地下, pp.179-189, 2012.11.
- 4) 鹿児島市地盤図編集委員会: 鹿児島市地盤図, p9, 1995.3.
- 5) 日本道路協会: 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説, pp.126, 2003.11.
- 6) 日本道路協会: 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説, pp.129, 2003.11.
- 7) 平田 亮, 森本真吾, 進士正人, 中川浩二: トンネル切羽形状の違いによる切羽安定性に関する研究, 土木学会第59回年次学術講演会, 3-084, pp. 167-168, 2004.9.
- 8) 日経 BP 社: 建設事故Ⅱ, pp.78-79, 2007.3.
- 9) 例えば, 今田 徹, 山崎良一: 曲面切羽に関する研究, 土木学会第51回年次学術講演概要集, III-B55, pp.110-111, 1996.9.
- 10) 日本トンネル技術協会: シラス地盤トンネルの施工法に関する調査研究報告書 p.108, 1988.3.
- 11) 松本雄二: しらす地山における鉄道トンネル用透水性スラグ路盤の設計・施工に関する研究, 九州大学学位論文, pp.19, 2001.7.
- 12) 瀬戸口忠臣, 高木 勇, 永倉彰夫: 土被りの浅いシラス地帯を中壁 NATM で挑む 一般国道3号鹿児島バイパス武岡トンネル, トンネルと地下, Vol. 19, No.7, pp.62, 1988.7.

## 第5章

### しらす地山トンネルの工学的特性

#### 5.1 緒言

これまでのふつうしらすなどの比較的硬質な一次しらすの研究は、のり面の安定対策などを主な目的と進められてきており、しらす地山のトンネル工学的特性に着目した研究は数少ない。

本論文の第2章では、しらすの定義・分類を整理し、トンネル掘削対象地山として研究するしらすを入戸火砕流堆積物であるしらす（狭義のしらす）に限定して扱うこととした。また、これまで、第四紀のさまざまな火砕流堆積物であるしらす（広義のしらす）に対して画一的に用いられていた硬度による分類に替えて、狭義のしらすを、風化度と固結度の2つの指標により分類することを提案した。

ところで、しらす(狭義のしらす)は、砂地盤であり、その一軸圧縮強度が  $50\text{kN/m}^2 (0.05\text{N/mm}^2)$  程度とたいへん小さいにもかかわらず、崖が垂直に近い角度で自立するといった独特な性状を有している。また、しらすは、層厚が厚いところでは  $150\text{m}$  にも達することから、地山深部のしらすは地山の初期応力が一軸圧縮強度より1オーダー以上大きいといった特徴を有している。このようなことから、トンネル掘削対象となる地山深部のしらすの工学的特性は十分に解明されていない。

本章では、このようなしらすに対して、実際のしらす地山におけるトンネルの施工情報やしらす地盤における原位置試験、室内試験の結果から、地山深部のしらすのトンネル工学において重要と思われる特性に着目した整理を行う。

## 5.2 トンネル掘削対象地山としてのしらすの特殊性

通常の土質材料と異なるしらすの力学特性のひとつとして、火砕流発生時の地質学的な固結効果としらす粒子の形状に起因するインターロッキング効果によるせん断特性が挙げられる<sup>1)</sup>。<sup>2)</sup> しらすのせん断強度は、通常の土質で確認できる粒子間摩擦や表面エネルギー成分に固結効果、インターロッキング効果を加えることにより表現できると考えられている。これらの効果は、通常の土質材料と同様に、せん断強度パラメータ（見かけの粘着力および内部摩擦角）によって表現できるものである。

一方、しらすの攪乱試料や応力解放後の試料の評価については注意を要する。攪乱試料におけるインターロッキング効果は、再び密に締め固めることによってその効果が復元するが、固結効果は一旦乱すとその効果が喪失し、復元しない<sup>2)</sup>。さらに、固結効果については不攪乱試料採取時の応力解放に注意する必要がある。しらすは、成因により若干の固結構造を有しているが、応力解放によりその強度特性・変形特性に変化が生じる。特にトンネルは他の土木構造物と違って地山深部に構築されるものであるため、トンネル工学的な特性を知るためには、しらすの地山深部の応力状態での特性を明らかにする必要がある。

通常の岩盤地山のトンネルの場合、地山強度は地山深部の初期応力と較べて十分に大きく、採取した供試体や地盤調査時の地盤の応力解放の影響について考慮する必要性は小さい。しかし、しらすの場合、コアの一軸圧縮強度試験で得られる強度は、トンネル掘削対象地山が有する初期応力はよりかなり小さい。例えば、深度 80m 地点での地山の初期応力は表 5.2.1 に示すように  $1,280\text{kN/m}^2$  と算出され、一軸圧縮強度  $q_u=20\sim 100\text{kN/m}^2$  より 1 オーダー以上大きい。そのため、地山深部のしらすの物性を検討する際には、試験時の応力解放の影響を考慮することが重要である。

表 5.2.1 地山の初期応力および圧縮強度

項目	応力および圧縮強度	備考
地山の初期応力	$\sigma = 1,280 \text{ kN/m}^2$	$16.0\text{kN/m}^3 \times 80\text{m}$
一軸圧縮強度	$q_u = 20 \sim 100 \text{ kN/m}^2$	室内試験（後述）

### 5.3 地盤調査・室内試験

しらす地山トンネルの特殊性に着目して、トンネル掘削前およびトンネル掘削時期に新武岡トンネルの周辺にて行った調査ボーリング、標準貫入試験、孔内水平載荷試験等の地盤調査とコア採取による室内試験のデータの整理を行った。

図 5.3.1、図 5.3.2 に主なボーリングによるコア採取位置および標準貫入試験の実施位置を示す。

また、図 5.3.1、図 5.3.2 には示していないが、トンネル掘削時期には、トンネル坑内からの調査ボーリング、標準貫入試験、トンネル坑内における平板載荷試験、切羽での指標硬度測定などを随時行った。

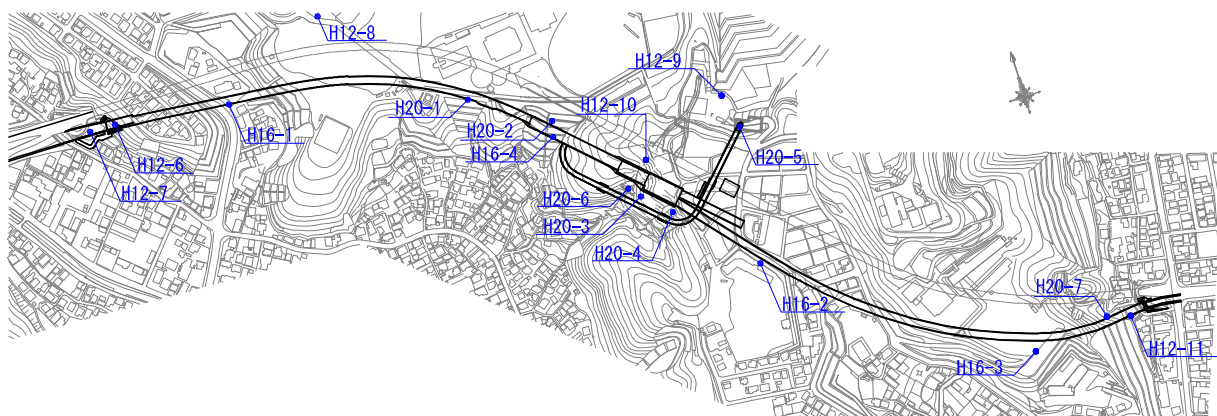


図 5.3.1 ボーリングによるコア採取および標準貫入試験位置平面図

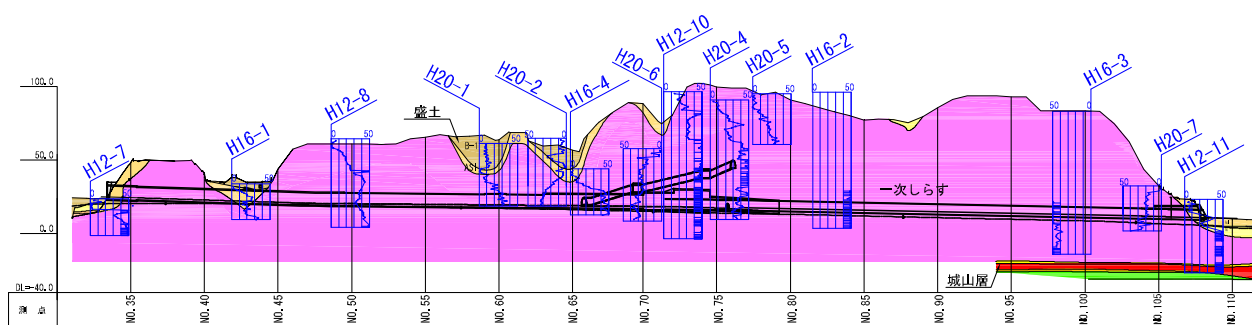


図 5.3.2 トンネル縦断および標準貫入試験結果

## 5.4 地山の応力解放

図 5.4.1 に新武岡トンネル周辺のしらす台地上部から実施した標準貫入試験の N 値と深度の関係について示す(N>50 は換算 N 値 ; 以下 N 値に関する標記は同様) . また, 図 5.4.2 に一次しらすの被り(しらす上部に部分的に存在する沖積層や人工の盛土等を除いたしらすの深度)と N 値の関係を示す.

図 5.4.1 より, N 値は深度 40m 付近まで漸増し, この範囲の深度依存性が読み取れる. また, 図 5.4.2 より, N 値は一次しらすの被り 30m 付近まで漸増し, この範囲の深度依存性がより明確に読み取れる. 一方, 深度 30~40m 以深では N 値は 30~70 程度の範囲(概ね 50 程度)にあり, 深さ方向の依存性が読み取れない. これらの結果から, しらすは地表から 30~40m 付近までは, N 値の低下, すなわち強度の低下が認められ, それより下方の地山深部のしらすは標準貫入試験の結果からは大きな差異がないと判断できる.

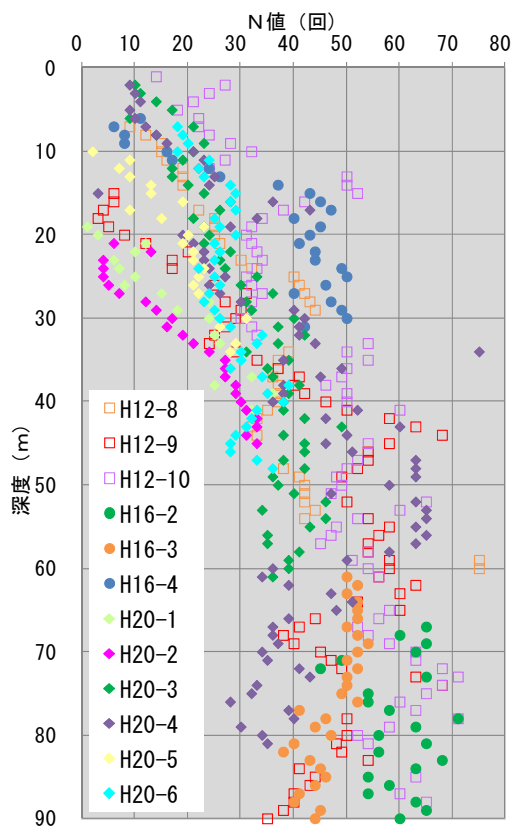


図 5.4.1 深度と N 値の関係

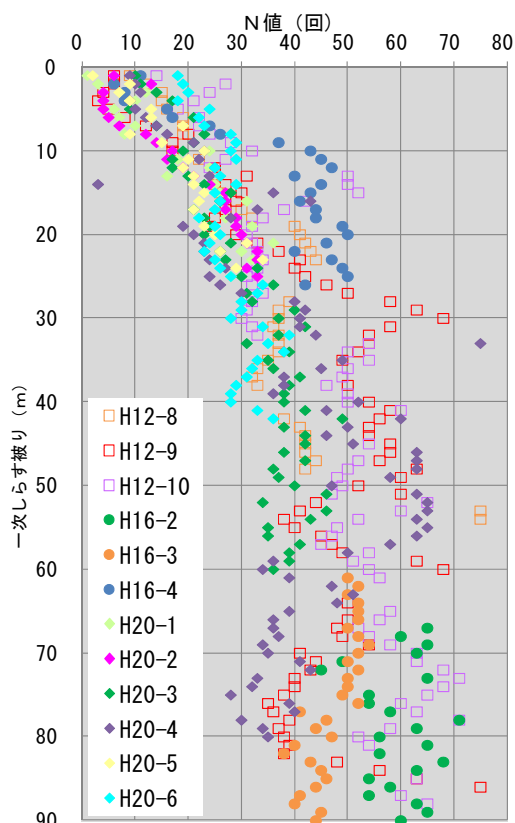


図 5.4.2 一次しらすの被りと N 値の関係



地山浅部の強度低下要因のひとつは、地表面からの風化の影響である。切土のり面の観察(写真 5.4.1 参照)、ボーリングのコア観察などによって、一般にしらすは地表から数 m の範囲で風化している様子が確認でき、この範囲については風化による強度低下の影響が大きいと考えられる。しかし、深度数 m を超えると風化した状況はほとんど認められず、コア観察結果からもふつうしらすと判断できる。よって、少なくとも深度数 m 以深については風化以外の強度低下要因を考える必要がある。

図 5.4.3 にトンネル掘削前に行った標準貫入試験の結果(3 本の平均)と、その近傍のトンネル坑内から実施した標準貫入試験(写真 5.4.2 参照)の結果(4 本の平均)を、標高を一致させて示す。なお、縦軸の深度はトンネル底盤からの深度に置き換えている。

地表からの深度は約 70m と深いため地表からの標準貫入試験では N 値の深度依存性が認められない。しかし、トンネル坑内から行った標準貫入試験の N 値は、トンネル底盤から深さ方向に約 15m の範囲で深度依存性が認められ、トンネル掘削による応力解放により N 値が低下していることがわかる。



写真 5.4.1 露頭したしらすの風化状況(鹿児島市西別府町)

この結果から、地表面付近の小さな応力下のしらすも、トンネル掘削により応力解放されたしらすと同様に、地山深部で高応力下のしらすと比べて、強度低下しているものと考えられる。

言い換えると、我々が実際に目視できるしらす（自然斜面、切取りり面、宅地造成地表面、トンネル切羽等）は、ほとんどすべてのものが応力解放された状態であり、地山深部のしらすと比べて強度低下している。

従って、トンネルのように初期状態において応力解放されていない地山深部のしらす地山の挙動を再現しようとする場合には、応力の解放過程、変形係数の低下の過程を十分に考慮に入れることが必要となる。

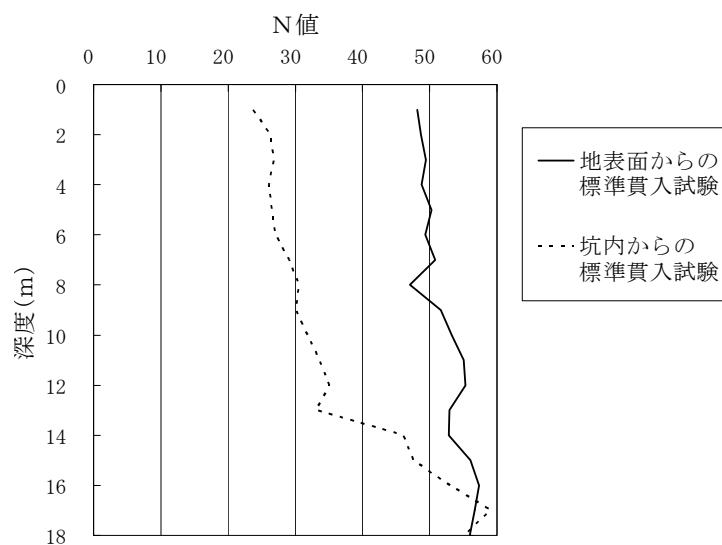


図 5.4.3 地表面およびトンネル坑内から実施した標準貫入試験結果の比較



写真 5.4.2 トンネル坑内での標準貫入試験状況

## 5.5 強度特性・変形特性

### (1) 室内試験

図 5.5.1 に地表からのボーリングで採取した不攪乱試料による一軸圧縮強度とボーリング深度の関係, 図 5.5.2 に一軸圧縮強度と N 値の関係, 図 5.5.3 に N 値と一軸圧縮試験から得られる変形係数 (E50) との関係, 図 5.5.4 に一軸圧縮強度と変形係数 (E50) の関係を示す。

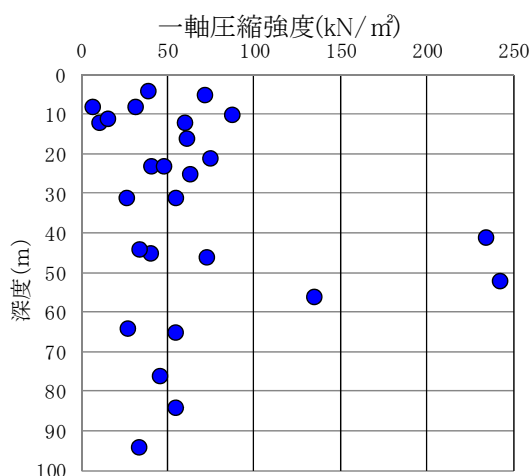


図 5.5.1 ボーリング深度と一軸圧縮強度の関係

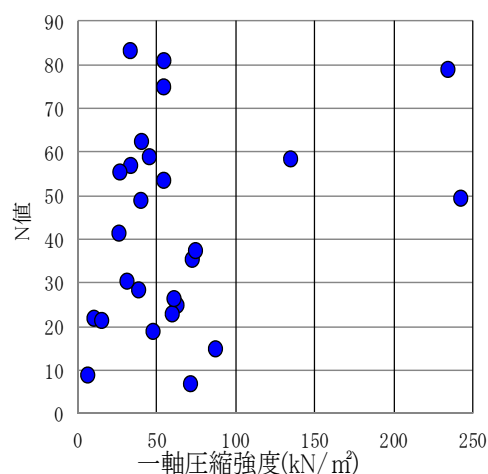


図 5.5.2 N 値と一軸圧縮強度の関係

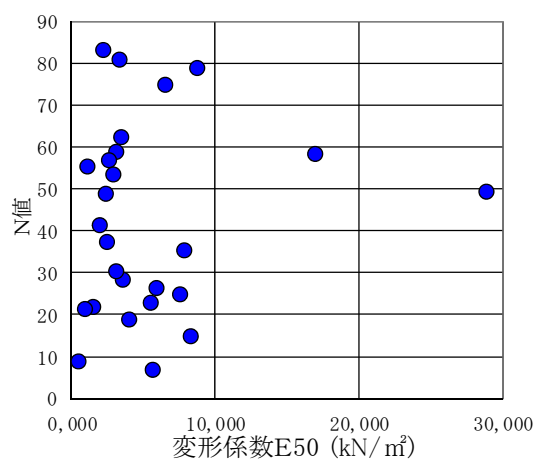


図 5.5.3 N 値と変形係数 (E50) の関係

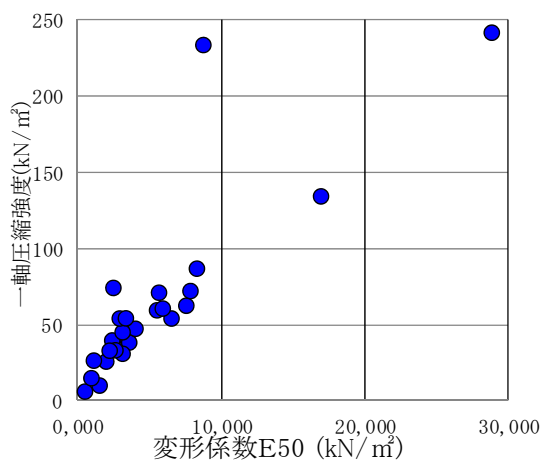


図 5.5.4 一軸圧縮強度と変形係数 (E50) の関係

図 5.5.1, 図 5.5.2 から, 深度および N 値と一軸圧縮強度には相関性がなく, 一軸圧縮強度は主に  $20\sim 100\text{kN/m}^2$  に分布していることがわかる. また, 図 5.5.3 から N 値と変形係数 (E50) の相関性がなく, 変形係数は大部分が  $10,000\text{kN/m}^2$  以下の範囲に分布していることがわかる.

前節で, しらすは深度により, N 値が漸増する区間と, N=50 程度で概ね一様な性質を示す 2 つの区間に大きく分けることができることを示したが, 室内試験の一軸圧縮試験では, 不攪乱試料を採取した時点で地山の応力が解放されていることから, 深度による応力状態による違いを確認できない結果となっている.

図 5.5.4 の一軸圧縮強度と変形係数 (E50) の関係については, 応力解放後の供試体を用いた一軸圧縮試験のデータであり評価は難しいが, 局所的な地山の相異や採取した供試体の応力解放の程度などの状態の違いにより値そのものはばらつくものの, 一軸圧縮強度と変形係数の相関は認められるものと判断できる.

図 5.5.5~図 5.5.8 に排水三軸圧縮試験 (CD) から得られた内部摩擦角および見かけの粘着力と深度および N 値との関係を示す.

図 5.5.5, 図 5.5.6 からは, 深度, N 値によらず, 内部摩擦角は概ね一定であること, 図 5.5.7, 図 5.5.8 からは, 見かけの粘着力は深度, N 値によらずばらつくことがわかる.

表 5.5.1 に室内試験で得られるしらすの一軸圧縮強度および, せん断強度パラメータの平均値をまとめる.

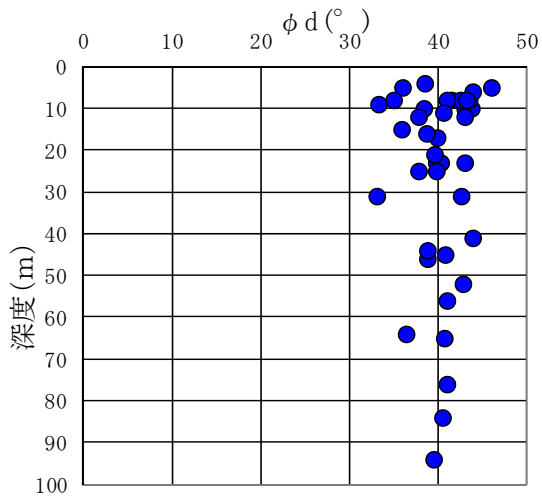


図 5.5.5 深度と内部摩擦角の関係

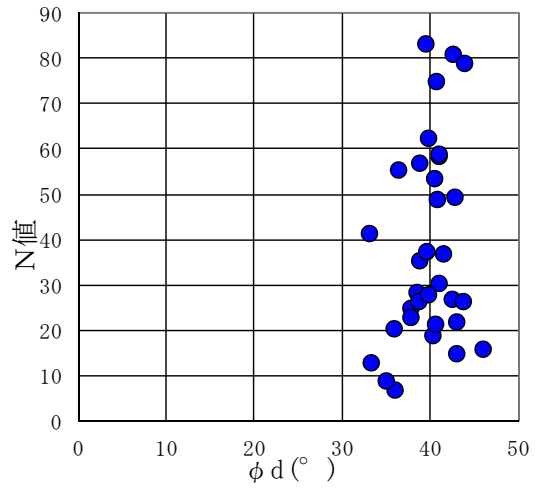


図 5.5.6 N値と内部摩擦角の関係

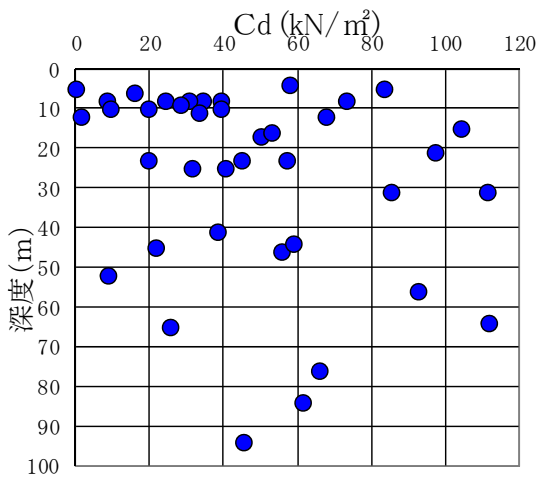


図 5.5.7 深度と見かけの粘着力の関係

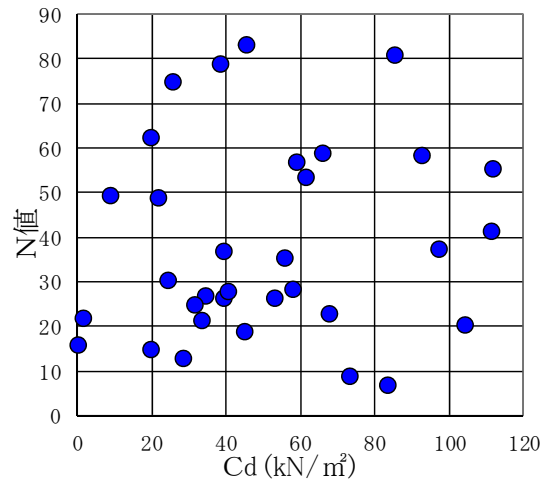


図 5.5.8 N値と見かけの粘着力の関係

表 5.5.1 一軸圧縮強度およびせん断強度パラメータの平均値

項目	平均値
一軸圧縮強度	$q_u = 50 \text{ kN/m}^2$
粘着力	$c = 60 \text{ kN/m}^2$
内部摩擦角	$\phi = 40^\circ$

図 5.5.9 に不攪乱試料を用いた一軸圧縮試験および三軸圧縮試験より得られた応力～ひずみ曲線の例を示す。一軸圧縮試験では破壊点の直前まで弾性的な挙動を示し、破壊点を過ぎると急激な強度低下を起し、脆性的な破壊挙動を示す。一方、拘束圧を加えた三軸圧縮試験では、破壊後もかなりの残留強度を有していることがわかる。

また、図 5.5.9 から、しらすの供試体はある一定の拘束圧が与えられた状態では通常の土や岩石のようにひずみの小さな初期段階で弾性挙動を示すことがわかる。そこで、図 5.5.10 に一軸圧縮試験および三軸圧縮試験の結果から拘束圧毎に求めた変形係数を示す。なお、三軸試験における変形係数は軸差応力( $\sigma_1 - \sigma_3$ )～ひずみ( $\epsilon$ )曲線の割線勾配である。図 5.5.9、図 5.5.10 から、不攪乱のしらす供試体の弾性域での変形係数は、拘束圧への依存が明確に認められる。

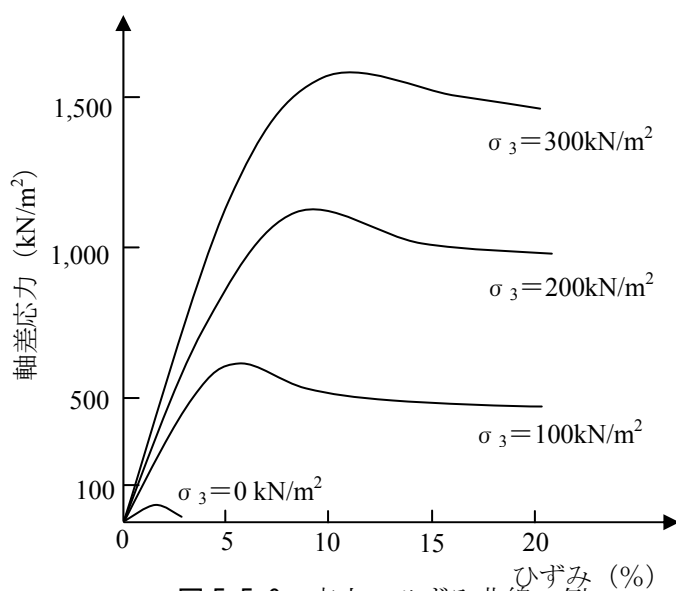


図 5.5.9 応力～ひずみ曲線の例

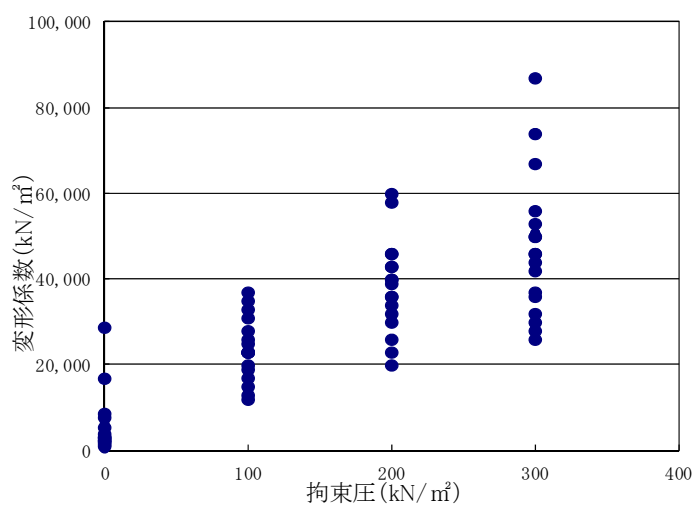


図 5.5.10 拘束圧と変形係数の関係

## (2) 孔内水平載荷試験

図 5.5.11 に N 値とふつうしらす地山に対して地表面から実施した孔内水平載荷試験における変形係数の関係を示す。N < 30 の範囲は N 値と変形係数の間に相関が認められ、一般に提唱されている変形係数と N 値の相関 ( $E=700N \text{ (kN/m}^2\text{)}$ ) に近い近似式が得られる。しかし、N > 30 の範囲になると、傾向としては N 値が大きいくほど変形係数も大きくなるが、値そのものは大きくばらつき、N 値と変形係数の明確な相関は認められない。

図 5.5.11 に示した N 値と孔内水平載荷試験における変形係数の関係に、先に示した N 値と室内試験で得られた変形係数の関係を重ねたものを図 5.5.12 に示す。室内試験では、拘束圧と変形係数の相関が認められ、応力解放している供試体に再度拘束圧を与えることにより、変形係数が回復する状況がみてとれる。一方、N 値と変形係数の相関は明確には認められず、N 値に関わらず変形係数は拘束圧毎に一定の範囲内にあることがわかる。これに対して、孔内水平載荷試験の値は、N 値の増加にともない増加する傾向がある。

三軸試験と孔内水平載荷試験を比較すると概ね N < 30 の範囲では、三軸圧縮試験で得られた変形係数の方が大きな値となる。これは N < 30 の低拘束圧状態から採取した供試体が、試験時に再加圧することにより強度が回復し、応力解放→再加圧の影響が出た結果であると考えられる。また N > 30 の範囲では、孔内水平載荷試験で得られた変形係数の方が大きくなる。これは、N > 30 では、三軸圧縮試験よりも小さなボーリング孔を用いて行う孔内水平載荷試験の方が応力解放の影響が小さく、また、三軸圧縮試験よりも大きな応力(拘束圧)下での試験となることによると思われる。

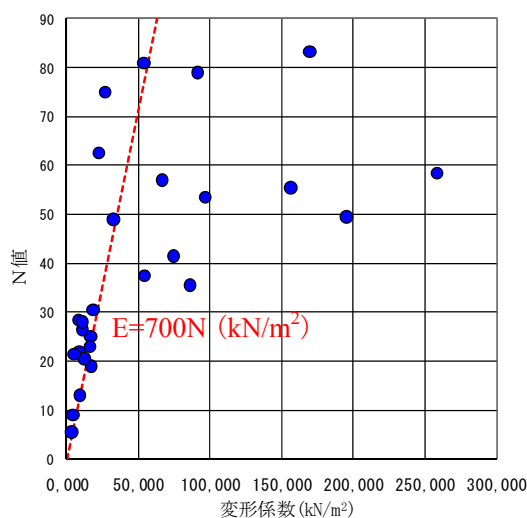


図 5.5.11 N 値と変形係数の関係  
(孔内水平載荷試験)

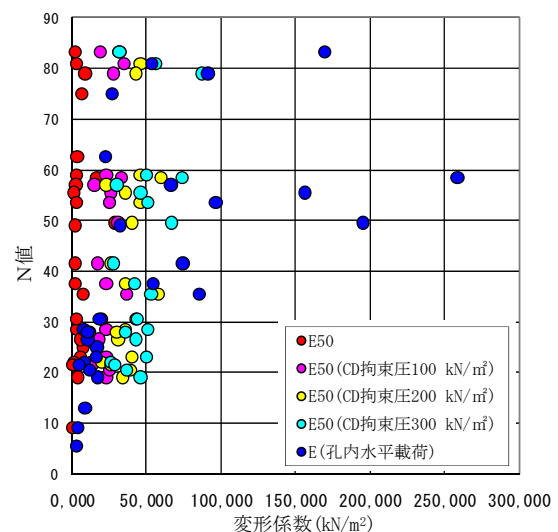


図 5.5.12 N 値と変形係数の関係  
(各種試験)

### (3) トンネル坑内で実施した原位置試験

#### a) 孔内水平載荷試験

表 5.5.2 にトンネル坑内から下向ききのボーリング孔で実施した孔内水平載荷試験(写真 5.5.1 参照) の変形係数および接線弾性係数を示す. 表 5.5.2 の結果から, 明らかに深度 5m と 20m で差が認められ, トンネル坑内からの孔内水平載荷試験のデータもトンネル掘削による応力解放の影響を捉えていると考えられる.

表 5.5.2 トンネル坑内からの孔内水平載荷試験結果

	N 値	変形係数	接線弾性係数
深度 5m	20	45,000 kN/m <sup>2</sup>	85,000 kN/m <sup>2</sup>
深度 20m	56	95,000 kN/m <sup>2</sup>	164,000 kN/m <sup>2</sup>



写真 5.5.1 トンネル坑内からの孔内水平載荷試験状況

#### b) 平板載荷試験

表 5.5.3 にトンネル坑内のふつうしらす地山で実施した平板載荷試験(写真 5.5.2, 写真 5.5.3 参照) において算出した変形係数および接線弾性係数を示す. 表 5.5.3 の値は, 荷重の載荷直後の最も変形係数が大きくなる部分で算出している.



表 5.5.3 トンネル坑内での平板載荷試験結果

場所	極限支持力	変形係数	接線弾性係数
No.68 付近	3,100 kN/m <sup>2</sup>	50,000 kN/m <sup>2</sup>	92,000 kN/m <sup>2</sup>
No.74 付近	3,300 kN/m <sup>2</sup>	28,000 kN/m <sup>2</sup>	56,000 kN/m <sup>2</sup>



写真 5.5.2 トンネル坑内での平板載荷試験状況 (No.68 付近)



写真 5.5.3 トンネル坑内での平板載荷試験状況 (No.74 付近)

### c) 孔内水平載荷試験と平板載荷試験の比較

一般に、平板載荷試験で得られる変形係数は、孔内水平載荷試験により得られる変形係数の3~4倍程度の値を示すといわれ、実際の構造物のスケールを考えた場合、規模の大きい載荷板で大きな荷重を与える平板載荷試験のデータを用いることが望ましいと考えられる。しかし、しらす地山における平板載荷試験は応力解放後の試験となるため、平板載荷試験の変形係数は孔内水平載荷試験の変形係数を下回る値となっている。このため解析において平板載荷試験結果を用いることは変形係数を過小評価することとなる。

なお、平板載荷試験などの変形係数は緩みの影響を受けた地盤の変形特性を表すといわれ、接線弾性係数などより小さい値を示す。接線弾性係数は、地盤が弾性的に挙動する場合の変形特性を表すといわれ、ダムや大規模地下空洞などの設計で、弾性変形を検討する場合などに用いられる。同様に、しらす地山でのトンネル挙動を予測する場合も、初期変形係数として変形係数よりは接線弾性係数を用いる方が良いと考えられる。しかし、この値も応力解放の影響を受けているため、そのまま解析などに適用するには、問題がある。

## 5.6 結言

本章では、実際のしらす地山におけるトンネルの施工情報、しらす地盤における原位置試験、室内試験の結果から、地山深部のしらすのトンネル工学において重要と思われる特性に着目した整理を行った。

その結果、得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 地山深部のしらす地山の初期応力は、しらすの一軸圧縮強度に比べて極めて大きく、しらすの物性試験を行う際には、試験時の応力解放の影響を考慮することが重要である。
- 2) しらすは応力解放により、強度低下する。
- 3) 露頭やのり面掘削、トンネル掘削などにより目視で観察できるしらすは、すべて応力解放後のものである。
- 4) しらすの応力～ひずみ曲線の初期段階の弾性変形を示す部分の変形係数は、拘束圧依存性が顕著であり、拘束圧の低下に伴い変形係数も低下する。
- 5) 原位置試験、室内試験によりしらすの拘束圧に依存した変形係数の測定は可能であるが、応力解放による影響、スケール効果などの測定結果に影響する因子の排除は困難である。

## 第5章の参考文献

- 1) 春山元寿，山内豊聡：乱したシラスの排水セン断特性について，土質工学会，土と基礎，14-8(472)，pp. 27-33，1966.8.
- 2) 村田 秀一，山内豊聡：乱さないシラスの強度特性の要因について，土質工学会論文報告集，Vol. 17，No. 1，pp. 81-91，1977.9.

## 第6章

# しらす地山トンネルに対する数値解析モデルの構築

### 6.1 緒言

しらす地山トンネルの力学特性の解明を困難にしてきた大きな要因として、しらす地山が極めて小さな強度 ( $q_u=20\sim 100\text{kN/m}^2$  程度) であるにも関わらず、土被り数十 m 程度の比較的高い応力下 (地山強度比 0.05 程度) にて、切羽面や支保が比較的安定し、従来の弾性論で説明ができなかった点が挙げられる。トンネル工学分野における数値解析では、地盤の非線形性を表現するために、弾性解析ではなく、弾塑性解析や非線形弾性解析なども多く用いられているが、高応力下の未固結しらす地山への適用については課題も多い。

近年、未固結地山への山岳工法トンネルの適用が増加していることから、土被りが 1~2D (D はトンネル掘削外径) 程度以下のトンネルについては、切羽の安定性や地表面沈下抑制等を目的にした研究が数多く見受けられる<sup>例えば 1~3)</sup>。しかし、しらすに類似した土被りが大きく地山強度比の小さい未固結地山におけるトンネルの力学的挙動に着目した研究はほとんどなく、依田ら<sup>4)</sup>の研究が挙げられる程度である。依田らは、第四紀の豊野層におけるトンネル (地山強度比 0.7~3.0 程度) の掘削時の計測データ等から、数値解析上重要となると考えられる地山の變形特性について分析を行っているものの、数値解析そのものへの言及はない。対象を類似の比較的軟質な軟岩地山まで広げると、富田ら<sup>5)</sup>の研究が挙げられる。富田らは、深度約 100m の堆積軟岩地下空洞 (地山強度比 1.0 程度) において、数値解析結果に低拘束圧での強度低下を考慮した破壊規準を適用し、空洞周辺地山の破壊現象を説明している。しかし、数値解析におけるモデルは二次元弾性 FEM にとどまっている。

このように既往の研究では、しらす地山トンネルと比較的条件が似た高応力下の未固結地山、軟岩地山におけるトンネルの力学特性について、各種研究は見られるものの、地盤の非線形性を考慮した数値解析モデルの確立には至っていない。そのため、しらすトンネルの力学特性を表現するためには、新たな解析モデルが求められる。

このようなことから、本論文の第3章では、しらすの室内試験・地盤調査の結果からしらす地山の變形特性の整理を行い、第4章でしらす地山トンネル掘削時の挙動を確認してきた。さらに、本章では、しらすの破壊特性について考察を加え、しらすの變形・強度特性を考慮した数値解析モデルを構築する<sup>6)</sup>。

## 6.2 山岳トンネルにおける数値解析の現状

山岳工法のトンネルの設計は、経験的手法と解析的手法に大別される<sup>7)</sup>。

経験的手法は、従前より山岳工法のトンネルで適用されてきた方法で、過去の施工実績に基づいた標準支保パターンや過去の類似事例を参考にトンネルの挙動を予測し支保構造を決定するもので、実際の地山の組成や挙動の複雑さなどから現在でも最も多用されている。

解析的手法には、理論式などを用いて挙動を予測する理論解析と、コンピュータを使用した数値計算によりトンネルの力学的挙動を予測する数値解析が挙げられる。

理論解析は力学的法則と数学を用いて理論を展開し、ある解析解を求めるものである。トンネルにおける理論解析では、実際には非常に複雑なトンネルや地盤の条件を極めて単純化して解く必要があるため、限られた条件下では有効な方法となり得るものの、トンネルの力学的挙動の予測といった面では、基本的な理解程度にとどまる。

数値解析は、境界条件や地盤の構成則などの物理的問題を微分方程式などの数学モデルで理想化し代数方程式を用いて離散的に解いて行くものであり、厳密な解ではなく近似解を求めるものである。トンネルにおける数値解析は、解析技術やコンピュータの発展とともに複雑に変化するトンネルの力学的挙動を予測する方法として用いられている。しかし数値解析もトンネルの実挙動をモデル化した上での計算であり、理論解析と同様に理想化、単純化がなされていることに留意する必要がある。

ここでは数値解析の現状と課題について述べ、しらす地山に適用する際の留意点について確認する。

## (1) 地盤モデル<sup>8)</sup>

適切な地盤モデルを作成するためには、地盤の構成則（応力～ひずみ曲線）、降伏条件、破壊後の力学特性などを合理的に決定しなければならない。ここでは、現在、山岳トンネルの解析において、主に用いられている地盤モデルについて述べる。

### a) 弾性モデル

通常、数値解析においては、地盤モデルに軸差応力  $\sigma$  ( $=\sigma_1-\sigma_3$ ) ～ひずみ  $\varepsilon$  関係を持つ連続体を仮定するが多い。

弾性モデルは、ひずみと応力が一対一に対応し、ひずみのみから応力が決定されるような材料モデルであり、軸差応力  $\sigma$  の増減に対して同じ応力～ひずみの履歴をたどる(図 6.2.1 参照)。

図 6.2.1 は一般論として任意の非線形の弾性体についてのひずみと応力の関係を示したものであるが、この応力とひずみの関係が直線で表される特別な場合が線形弾性体である。トンネルにおける数値解析では、地盤の変形が微小であることを仮定すると、応力～ひずみ曲線の初期段階は線形弾性挙動を示すため線形弾性モデルはよく用いられる(図 6.2.2 参照)。

また、応力増分に伴い変形係数が低下するという実際の地山の変形特性を近似的に表現した応力～ひずみ曲線を仮定した非線形モデル(図 6.2.3 参照)も実績が多い。

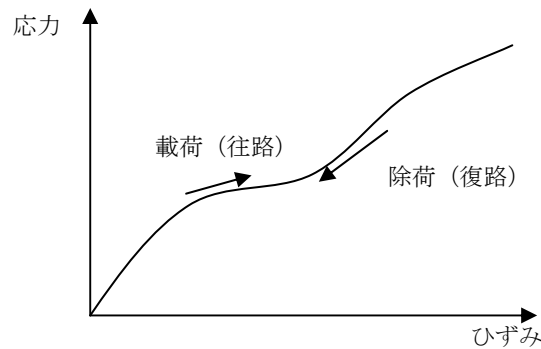


図 6.2.1 弾性モデル

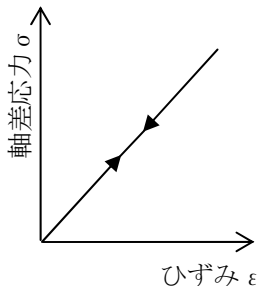


図 6.2.2 線形弾性モデル

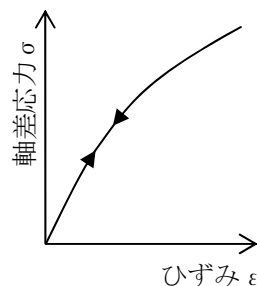


図 6.2.3 非線形弾性モデル

b) 弾塑性モデル

弾塑性モデルとは、応力を決定する弾性変形と応力に寄与しない塑性変形を組み合わせたモデルである。塑性変形は弾性限界を超えて変形した不可逆的な挙動であり、除荷しても初期状態には戻らない。従って応力～ひずみの履歴曲線は1本に限られない。

図 6.2.4 は、弾性変形と塑性変形の勾配の異なる直線で表現するバイリニア形と呼ばれるモデルを示している。

トンネルの数値解析においては、上記のバイリニア形のモデルでさらに、降伏点以降のひずみの増加に対して応力的な変化のない完全弾塑性モデルがよく用いられている(図 6.2.5 参照)。

また、降伏以降、破壊が進行し、破壊による応力解放がおきて応力低下が生じる場合を表現するモデルとして、ひずみ軟化モデルも検討されている(図 6.2.6)。

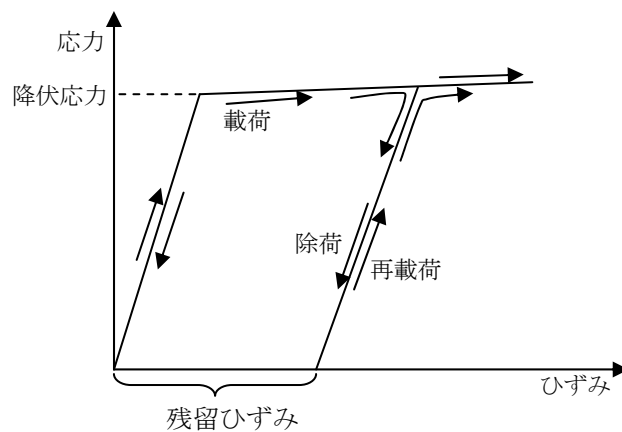


図 6.2.4 弾塑性モデル

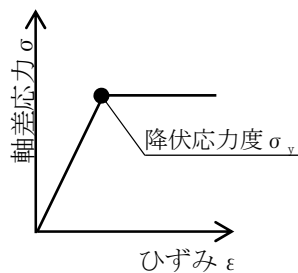


図 6.2.5 完全弾塑性モデル

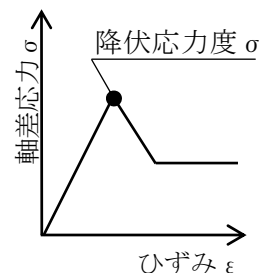


図 6.2.6 ひずみ軟化モデル

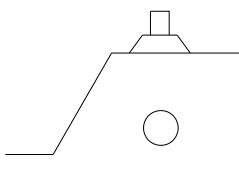
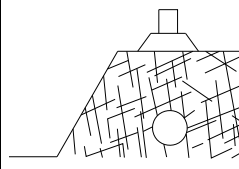
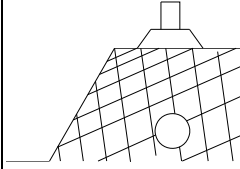
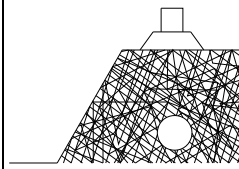
## (2) 地山のモデル化

山岳トンネルにおける数値解析では、解析の対象である地山材料を連続体として取り扱うか、不連続体として取り扱うかが大きな問題となる。不連続面に着目した地山材料の形態の違いにより、表 6.2.1 のような分類ができる。

不連続面が少ないものについては連続体モデルとしてのアプローチが可能であるが、全く不連続面の影響を考慮しなくてもよい地山材料は多くはなく、物性値の設定などにおいて課題もある。

不連続面が比較的多いが連続性に乏しい場合や、不連続面が非常に多く分布し地盤の挙動を無数のブロックの集合体として評価できるような場合には等価連続体モデルとして扱う。このようなモデルでは、インタクトロックの物性値からのみで地盤の物性を定めることができないことから、不連続面の影響を考慮して物性を低減する工夫が必要となる。

表 6.2.1 山岳トンネルの連続体解析における地盤のモデル

	I	II	III	IV
岩盤のタイプ	不連続面の分布がほとんどみられない岩盤	不連続面が多いが(不連続面の)連続性に乏しい場	不連続面が多く分布し、岩盤の挙動が不連続面によって生成された岩塊ブロックの集合体として評価できる岩盤の	不連続面が非常に多く分布し、岩盤の挙動は無数の岩塊ブロックの集合体として評価できる岩盤
				
岩盤の種類	硬岩の一部および軟岩の大部分	硬岩の大部分および軟岩の一部	一部の硬岩	一部の硬岩
岩盤の物性の決定	原位置試験および室内試験によって得られるインタクトロックの物性によって評価できることが多い。	不連続面を含む供試体に対する原位置試験から評価する方法や個別に求めたインタクトロックと不連続面の物性から解析モデルによって表現する方法がある。	不連続面を対象とした原位置試験および室内試験によって評価する	不連続面を対象とした原位置試験および室内試験によって評価する方法と原位置試験によって直接的に評価する方法がある。
モデル化の方法	連続体モデル	等価連続体モデル	不連続体モデル	等価連続体モデル

文献<sup>9)</sup>をもとに作成

### (3) 解析手法

解析手法には、有限要素法(FEM)や有限差分法(FDM)をはじめとして、表 6.2.2 に示すようなさまざまなものがある。

有限要素法(FEM)は、連続体の応力～ひずみ問題を解くのに用いられている最も汎用的な数値解析で、トンネルにおける数値解析で数多くの実績がある。

有限差分法(FDM)は、非線形問題に強く、大変形が取り扱えることから、国内ではここ最近適用が広がっている。

これらの他に、地山の不連続性を考慮する場合には、個別要素法(DEM)や不連続変形法(DDA)などが適用されている。

表 6.2.2 主な解析手法の比較<sup>10)</sup>

解析手法	目的	主変数	従属変数	要素の特性	不連続の表現
有限要素法(FEM)	連続体解析	節点変位	要素ひずみ, 応力	弾性体, 弾塑性体など	ジョイント要素など
有限差分法(FDM)	連続体解析	節点変位増分	要素ひずみ, 応力	弾性体, 弾塑性体など	インターフェース要素など
個別要素法(DEM)	不連続体解析	ブロックの剛体変位増分, 剛体回転増分, 節点変位増分	ブロック間の接触力	剛体, 弾性体, 弾塑性体など	バネ - ダッシュポット - スライダー
不連続変形法(DDA)	不連続体解析	要素の剛体変位, 剛体回転, ひずみ	要素応力	弾性体	バネ(ペナルティ法, モール・クローンの摩擦特性)



(4) 二次元解析による表現

地山を連続体モデルとした数値解析により、トンネル掘削の変形予測を行う試みは 1970 年代後半から行われるようになった。当時は、コンピュータの能力や容量の制限があり、二次元モデルでトンネル掘削を表現する方法が検討された。

一般的なトンネルは、出来上がった形状が、半無限長の線状構造物となることから、二次元モデルによる近似的な表現を行いやすいというイメージを持ちがちである。しかし、実際の山岳トンネルの掘削は、1m 程度毎の掘削・支保を繰り返して周辺地山や支保の応力状態を変化させながら進むものであることから、二次元モデルで解析するためには工夫が必要となる。このような問題を解決するために、掘削に伴う応力解放率を掘削段階や支保設置段階で変化させる方法が一般に広く用いられてきた。表 6.2.3 に二次元解析での応力解放の表現例を示す。

図 6.2.7 に切羽位置とトンネル周辺地山の挙動の一般的な関係<sup>11)</sup>を示す。このような切羽の進行と周辺地山や内空変位の関係を示す曲線を変位特性曲線<sup>12)</sup>と称し、事前の三次元解析や計測などにより得られた特性曲線により、支保工設置前の応力解放率と支保設置後の応力解放率を設定し、二次元解析で表現する機会が多いようである。

表 6.2.3 二次元解析での応力解放の表現例

	Step0	Step1	Step2	Step3	Step4	Step5
概念図						
		応力解放 $\alpha\%$	応力解放 $\alpha-100\%$	応力解放 $\alpha\%$	応力解放 $\alpha-100\%$	応力解放 100%
施工状況	初期応力計算	上半掘削	上半支保設置	下半掘削	下半支保設置	インバート掘削

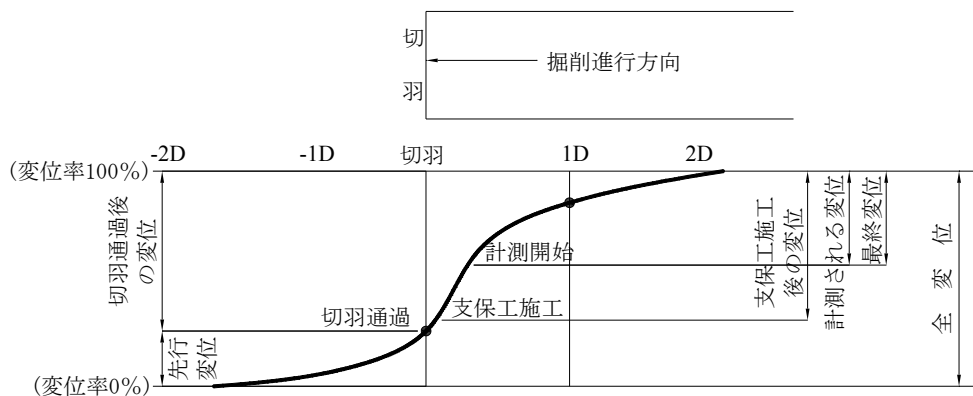


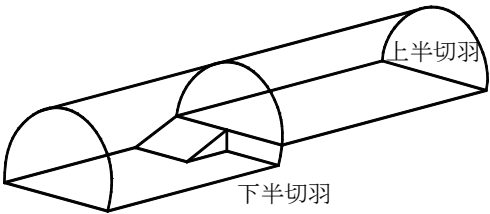
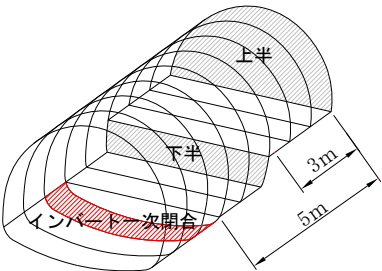


図 6.2.7 切羽位置とトンネル周辺地山の挙動の一般的な関係

しかし、表 6.2.4 に示すように異なる掘削工法を用いた場合を二次元解析で表現する場合、異なる変位特性曲線を決定する必要があり、三次元解析による事前検討などが必要となる。真下ら<sup>13)</sup>はこのようなケースについて二次元解析で表現するための特性曲線の設定法を提案しており、傾向を把握する面では有用と考えられる。しかし、トンネル挙動をより精度良く予測するためには、三次元解析を行うのが望ましい。

さらに、トンネル切羽の安定性について検討を行う場合には、トンネル切羽は三次元形状であることから、切羽の安定性評価や切羽近傍の支保の挙動の把握には、三次元解析が必要となる。

このような状況と、近年、コンピュータの能力が向上し、三次元解析を行う上の制約が小さくなってきたこととあいまって、これまで、二次元解析で行われてきたトンネルの安定解析を、三次元解析に見直す動きが広まっている。

表 6.2.4 トンネル掘削工法の違い

項目	上部半断面先進工法	補助ベンチ付き全断面工法による一次閉合
工法概要	通常断面の一般的な地山で適用される工法。上部半断面を先進させて、後方で、下部半断面の掘削を行う。	上半切羽の直近でインバートを一次閉合する工法。近年、地表面沈下の懸念のある場合等において多用されている。
概要図		
施工状況		

### 6.3 しらすの変形・強度特性を考慮した数値解析モデルの構築

前項で述べた山岳トンネルにおける数値解析の現状を踏まえ、しらすの変形・強度特性を考慮した数値解析モデルを構築する。

#### (1) しらすの強度特性・変形特性

図 6.3.1 に一軸圧縮試験および拘束圧を変化させた三軸圧縮試験における拘束圧毎の破壊時の軸ひずみを示す。一軸圧縮試験における破壊時の軸ひずみは 2%程度であるが、三軸圧縮試験で得られる破壊時の軸ひずみは 6~10%と大きな値を示しており、拘束圧が大きくなるほど、破壊時の軸ひずみが大きくなることがわかる。

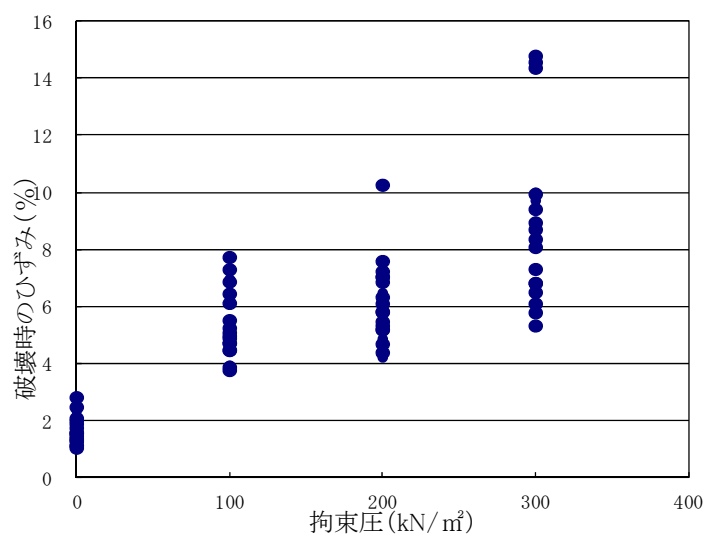


図 6.3.1 拘束圧と破壊時の軸ひずみの関係

この結果を概念的に示したものが図 6.3.2 である。一方、しらす地山トンネルの切羽面の応力とひずみの関係については、切羽前方の地山は切羽面から離れるほど、拘束圧が増加するとともに、トンネル掘削の影響によるひずみは小さくなる（地山の初期状態である軸対称応力状態に近づく）。これを模式的に示したものが図 6.3.3 である。

図 6.3.2、図 6.3.3 の関係をもとに、発生する地山ひずみと破壊時のひずみを比較すると、地山の破壊は最も拘束圧の小さいところ（切羽近傍）で発生するということがわかる。このことから、トンネル切羽の破壊は室内試験における三軸圧縮試験のような延性的なものではなく、一軸圧縮試験時における脆性的なものとなることがわかる。

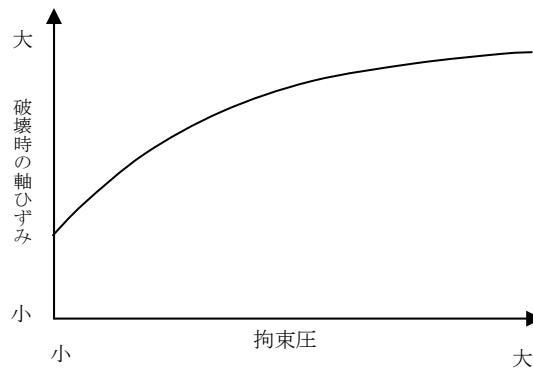


図 6.3.2 室内試験における拘束圧と破壊時の軸ひずみの概念図

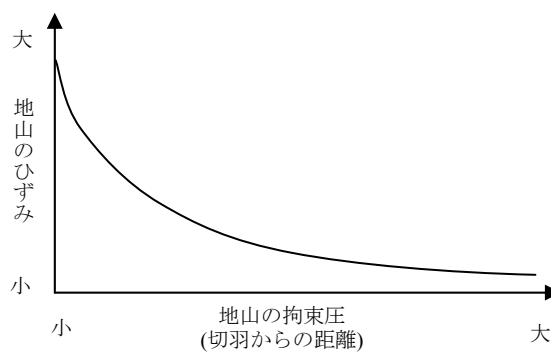


図 6.3.3 トンネル切羽周辺の地山のひずみ状態の概念図

ところで、しらす地山トンネルの切羽のインタクトな地山は、切羽が崩壊しない限り、破壊状態（一軸および三軸圧縮試験のピーク強度）に至っていないと判断できる。このことは、自立する切羽面から、室内試験用の不攪乱試料の採取が可能であることから自明である。つまり、しらす地山トンネルの周辺地山は切羽が崩落するような脆性的な破壊をした場合を除いて、破壊状態に至ることはないと考えられ、しらす地山トンネルの力学の解明においては、破壊前の変形係数の変化に着目した解析が必要になる。

破壊前の変形係数の変化を表現した数値解析モデルとして、林-日比野の非線形弾性モデルが挙げられる<sup>14)</sup>。林、日比野は岩盤の進行性破壊を考慮し、破壊前の応力～ひずみ曲線の非線形弾性特性をモデル化した。

林-日比野の破壊基準は、Mohr-Coulombの破壊規準線に接近するにつれて変形係数を変化させたものである。

一方、本論文で対象とするしらす地山における変形係数の非線形性は、三軸状態での破壊規準線への接近によるものではなく、弾性領域における拘束圧の変化による非線形性に着目する必要がある（図6.3.4参照）。

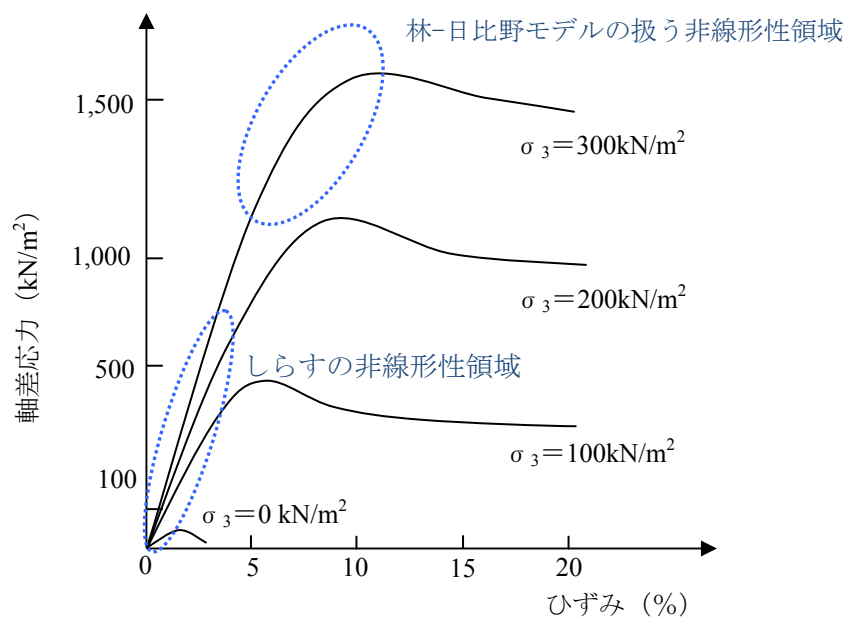


図 6.3.4 しらすの非線形性

## (2) 応力依存剛性変化モデル

トンネルの二次元数値解析では、地盤の非線形性を表現するために、弾性非線形解析や弾塑性解析が用いられるケースが多い。近年では、二次元解析に代わり三次元解析が用いられることも多くなった。トンネルの三次元数値解析では、その多くにおいて完全弾塑性解析が用いられている<sup>(例えば2), 3), 15~17)</sup>。さらに、完全弾塑性解析を発展させピーク強度以降の挙動を考慮したひずみ軟化モデルも提案されている<sup>1)</sup>。一方、三次元解析では、しらす地山で考慮が必要なピーク強度以前の挙動に着目して解析された事例は少ない。二次元解析においては、旧道路公団等で林-日比野の非線形弾性モデルが検討され、経験的に弾性限界パラメータや非線形指数等が示されている<sup>18)</sup>が、三次元解析への適用についてはデータ蓄積がなく、実用的な段階に至っていない。

このような背景を踏まえ、前節で示したしらすの応力～ひずみ曲線の初期段階における拘束圧に依存する変形係数の変化を表現するために、新たに拘束圧に依存して変形係数が変化するモデル（応力依存剛性変化モデル）を構築した。図 6.3.5 に林-日比野モデルと応力依存剛性変化モデルの比較を示す。林-日比野モデルでは、Mohr-Coulomb の破壊規準線への接近度に応じて変形係数を低下させ、増分ひずみに該当する部分の応力を修正するが、応力依存剛性変化モデルでは、応力～ひずみ曲線の初期段階の拘束圧に応じて全体の変形係数を変化させ、それに応じて応力を修正する。

解析手法には三次元有限差分法（解析コード：FLAC3D<sup>19)</sup>）を用い、応力依存剛性変化モデルは、FISH 言語によりサブルーチンを構築して組み込んだ。

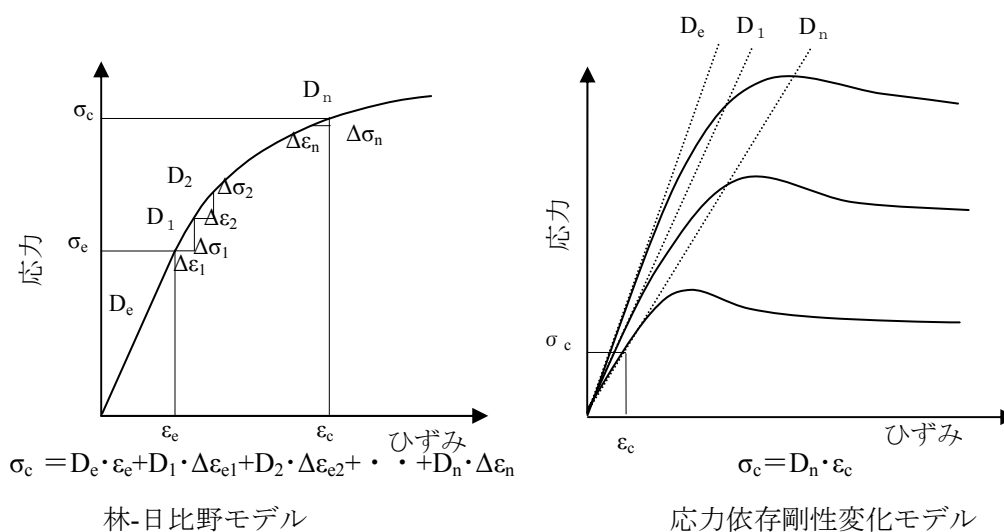


図 6.3.5 非線形モデル比較図

応力依存剛性変化モデルの解析フローを図 6.3.6 に示す. 図中の上付添字の  $m$  は  $m$  回目の掘削ステップ,  $n$  は掘削ステップ  $m$  内における変形係数の変化処理の繰り返しステップを示す. 下付添字の  $j$  は要素番号を示す.

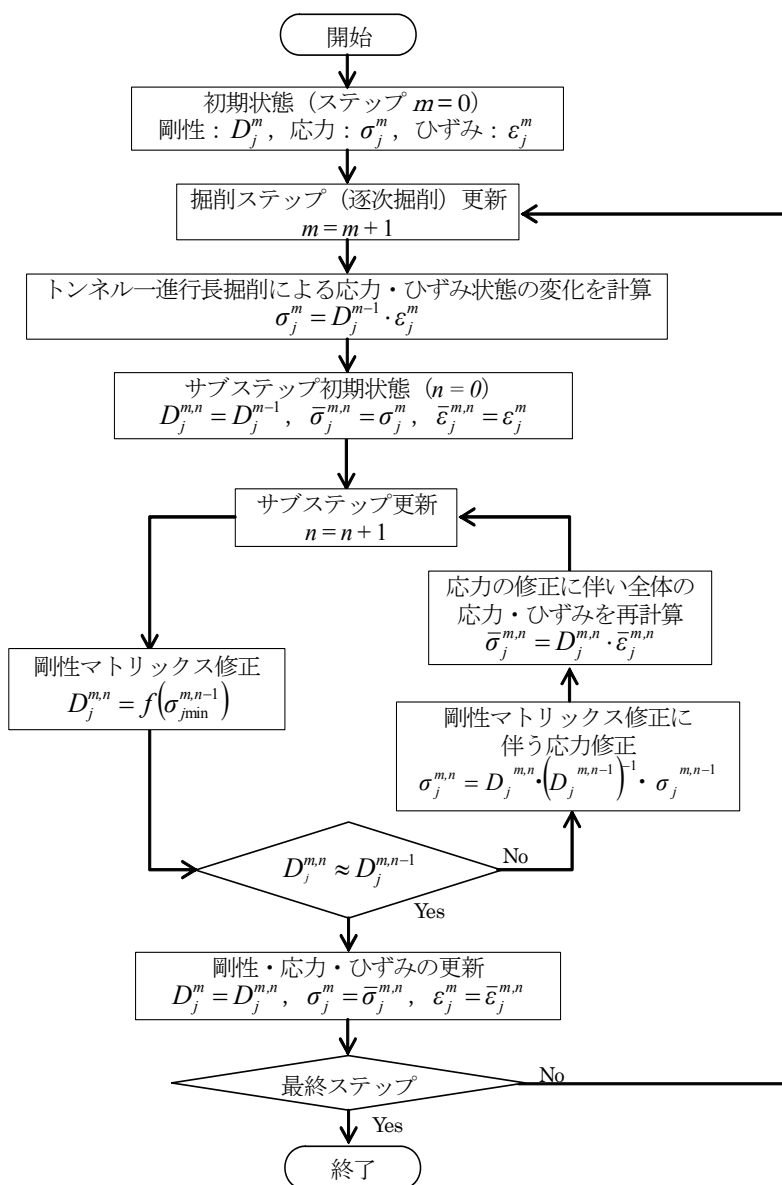


図 6.3.6 応力依存剛性変化モデルの解析フロー

任意の掘削ステップ内における解析の手順を以下に示す.

まず, 1 掘削ステップ前で求められている剛性  $D^{n-1}$  を用いて, 掘削による外力の変化に伴う解析を実行し, 応力とひずみを求める.

次に, 求めた最小主応力  $\sigma_{min}$  に着目して, 式(1)に示す拘束圧 (解析上は最小主応力) と  $\sigma_{min}$  の関係式により, 変形係数を変化させる.

$$D^n = f(\sigma_{min}^{n-1}) \quad (1)$$

ここで, 前ステップの変形係数  $D^{n-1}$  と現ステップの変形係数  $D^n$  を比較し, 解析領域全体で変形係数の修正量が十分小さい場合(式(2)参照), その掘削ステップ内での計算は収束したとみなし, サブステップを終了し, 次の掘削ステップに移行する.

$$|D^n - D^{n-1}| \approx 0 \quad (2)$$

変形係数の修正量が大きい場合, 修正後の変形係数から要素毎の応力を修正する(式(3)).

$$\sigma^n = D^n \cdot (D^{n-1})^{-1} \cdot \sigma^{n-1} \quad (3)$$

要素毎の応力修正に伴い, 全体のバランスが崩れるため, 全体の応力・ひずみを再計算する.

サブステップを更新し, 解析領域全体で変形係数の修正量が十分小さくなるまでサブステップ内の手順を繰り返す.



### (3) 要素シミュレーションによる応力依存剛性変化モデルの検証

応力依存剛性変化モデルにおける拘束圧に依存して変形係数が変化する過程の基本的な応力とひずみの挙動を検証するため、要素シミュレーションを実施した。

#### a) 解析方法

要素シミュレーションは、図 6.3.7(a) に示す端面の直径と高さの比を 1:2 に設定した円筒モデルを用いて行い、モデルの端面・側面にあらかじめ圧力を与えることにより初期応力を設定し、端面の圧力を除荷することにより拘束圧の低下を表現した。初期応力は、等方圧を仮定し 500 kN/m<sup>2</sup> とした。応力の解放過程は、解析モデルの軸方向応力を段階的に減少させ（図 6.3.7(b)）、軸方向の応力が 0 となるまで繰り返し計算を実施した。なお、比較のため併せて弾性解析を実施した。

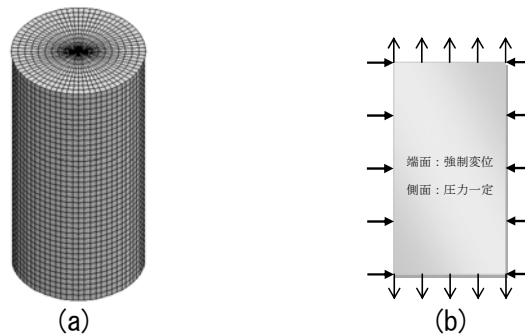


図 6.3.7 解析メッシュと模式図

#### b) 拘束圧と変形係数の関係式

式(4)に数値実験で用いた変形係数と最小主応力(拘束圧)の関係式を示す。なお、式(4)は、図 6.3.8 に示す室内試験の結果を双曲線関数で近似したものである。

$$D = \frac{\sigma_{min}}{4.62 \times 10^{-3} + 8.67 \times 10^{-6} \cdot \sigma_{min}} + 5,383 \quad (4)$$

ここに、 $D$  : 変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{min}$  : 最小主応力 (kN/m<sup>2</sup>)

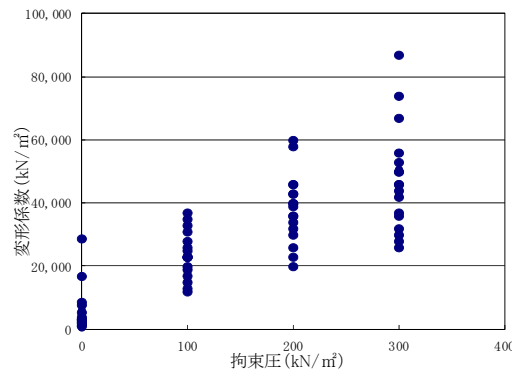


図 6.3.8 拘束圧と変形係数の関係

c) 解析結果

図 6.3.9 に応力依存剛性変化モデルの数値実験における最小主応力と変形係数の関係曲線を示す。横軸は最小主応力、縦軸には変形係数を示す。応力の解放過程において最小主応力が減少し、その値に応じた変形係数の変化過程を確認することができる。

図 6.3.10 に鉛直方向のひずみ、水平方向のひずみと最小主応力の関係を示す。拘束圧に依存して変形係数が変化するため、これにともない応力とひずみが修正される。これにより、応力～ひずみ関係は非線形な挙動となる。

以上の要素シミュレーションより、拘束圧の低下による変形係数と応力の非線形性が表現できていることを確認することができた。

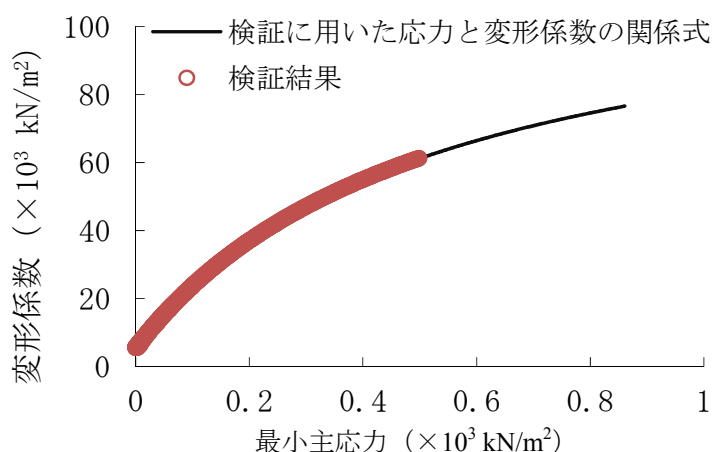


図 6.3.9 応力依存剛性変化のモデルの数値実験における最小主応力と変形係数の関係

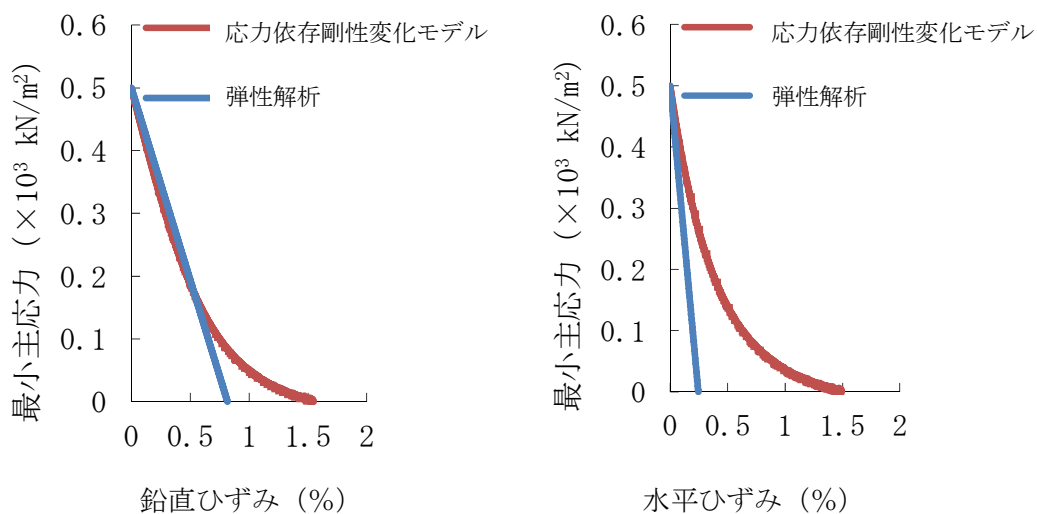


図 6.3.10 応力とひずみの関係

#### (4) 実際のしらす地山トンネルにおける応力依存剛性変化モデルの検証

##### a) トンネル挙動の解析による再現

しらす地山は岩盤と比べると亀裂が少なく、数値解析上、連続体としてモデル化するのに適した地山である。一方で、第3章に示したように、しらすは応力解放により物性値が変化してしまうため、応力依存剛性変化モデルで用いる最小主応力と変形係数の関係を求めることが難しい。最小主応力と変形係数の関係式を原位置試験や室内試験により直接的に求めることができればもっとも望ましいが、平板載荷試験や孔内水平載荷試験などの原位置試験は、測定面の応力を解放した後の試験となるため、最小主応力と変形係数の関係は得られない。また、室内試験（一軸圧縮試験および三軸圧縮試験）では、試料を再加圧することにより、最小主応力と変形係数の関係を求めることができるが、一旦、応力解放した供試体を再加圧することによって、どれだけ初期状態（地山内の応力状態）の変形係数に近いところまで回復するのか不明である。さらに、室内試験から求められる変形係数は、平板載荷試験などから得られる変形係数より小さいことから、構造物のスケールを考えた対応も必要である。

そこで、変形係数については、実際の構造物レベルの値を同定することを目的として、室内試験のデータに基づきしらすの拘束圧に依存する変形係数の変化を仮定した上で、トンネル掘削時の計測データを用いてトンネルの挙動を再現したパラメータスタディを行い、決定するものとする。

なお、岩盤においても変形係数が応力レベルに依存することは知られているが、地盤の強度が大きい場合には変形係数が応力レベルに依存する割合は小さく、これまでのトンネルの数値解析において、このような応力に依存した変形係数の変化に着目した事例は、筆者の知る限り見当たらない。

## b) 解析モデル

解析は図 6.3.11 に示す側壁導坑上半断面をモデル化して行った。図 6.3.12 に三次元解析モデルを示す。モデルは対称性を考慮して半断面とした。解析領域は、検討対象断面に影響を及ぼさないように、トンネル横断面に対して水平方向は壁面から 5D (D : 掘削外径), 上下方向は壁面から 3D, トンネル軸方向は, 5D 以上と設定した。境界条件は, 解析領域側面は鉛直ローラー, 底面は水平鉛直固定とした。土被りは, モデル境界上面に対して土被り相当 (50m) の上載荷重を付加することで表現した。掘削は, 1m ずつの逐次掘削とした。

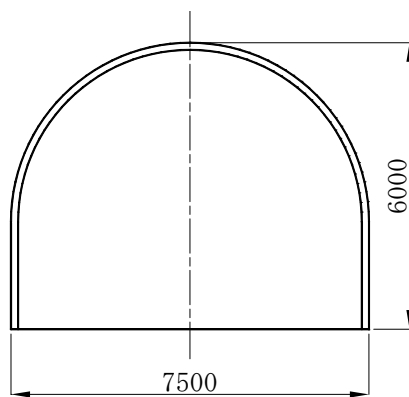


図 6.3.11 解析断面

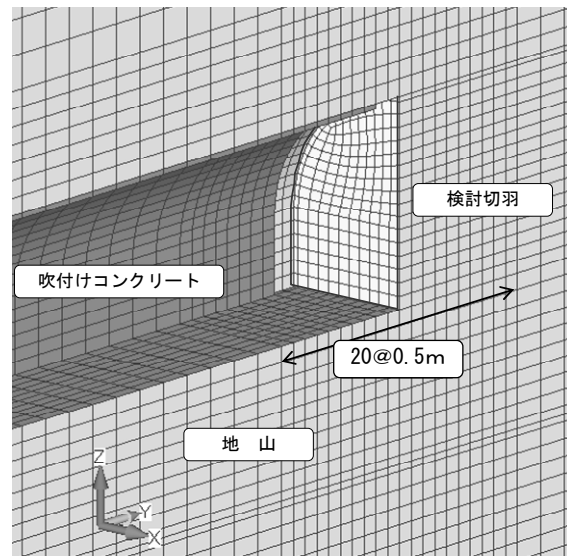


図 6.3.12 三次元解析モデル

## c) 地山物性値

表 6.3.1 に解析で用いた地盤の物性値を示す。

変形係数は, 室内試験から得られた拘束圧と変形係数の関係を双曲線で近似した値を目安とし, 実際の構造物レベルでの値を同定することを目的として, パラメータスタディにより決定する。パラメータスタディでは, 式(4)の右辺全体に係数  $A$  を乗じ,  $A$  を変化させた解析値と実施工で得られた計測値を比較することで, 最小主応力 (拘束圧) と変形係数の関係式を決定するものとした。

$$D = \frac{\sigma_{min}}{4.62 \times 10^{-3} + 8.67 \times 10^{-6} \cdot \sigma_{min}} + 5,383 \quad (4)$$

ここに,  $D$  : 変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{min}$  : 最小主応力 (kN/m<sup>2</sup>)

なお、パラメータスタディにおける剛性マトリックスの修正は、最小主応力の低下に伴う低下方向のみを考慮し、増加方向は考慮していない。これは、パラメータスタディを行う上で、以下に示す事象を考慮した上でのものである。

- ・トンネル掘削により空洞ができることに伴う周辺地山への応力再配分により、トンネル切羽や壁面から比較的離れた部分の地山の応力が地山の初期応力を超えて増加する。しかし、その増加量は小さく、さらに、初期状態付近の高応力下では、応力に依存した変形係数の変化は小さい。また、地山の応力が初期応力を超えて増加する場合の地山剛性の増加量の定量的評価は、現時点では行っていない。
- ・掘削に伴う切羽の応力解放により低下した最小主応力が、切羽の進行に伴う支保工の内圧効果等で、再び増加する範囲は支保工背面付近の一部に限られ、その変化量が小さい。
- ・応力解放時に発生する地山のひずみの方向と載荷時に発生するひずみの方向が一致しないことから、掘削に伴い低下した最小主応力が支保工の内圧効果等で部分的に復元しても、変形係数は同様には復元しない。

表 6.3.1 地山の物性値

項目	単位	物性値
単位体積重量	kN/m <sup>3</sup>	16.0
変形係数	kN/m <sup>2</sup>	$D = A \left( \frac{\sigma_{min}}{4.62 \times 10^{-3} + 8.67 \times 10^{-6} \cdot \sigma_{min}} + 5,383 \right)$ A はパラメータスタディ上の変数
ポアソン比	-	0.3
側圧係数	-	0.5

d) 支保工物性値

表 6.3.2 に解析に用いた支保工の物性値を示す。本検討ではロックボルトの効果は考慮しない。吹付けコンクリートはソリッド要素、鋼製支保工はビーム要素でモデル化した。

表 6.3.2 支保工の物性値

項目	単位	吹付けコンクリート (t = 150mm, $f'_{ck} = 18\text{N/mm}^2$ )	鋼製支保工 (H-125)
弾性係数	kN/m <sup>2</sup>	4,000,000	200,000,000
単位体積重量	kN/m <sup>3</sup>	23.0	78.5
ポアソン比	—	0.2	0.3
断面積	m <sup>2</sup>	—	$30 \times 10^{-4}$
断面二次モーメント	m <sup>4</sup>	—	$839 \times 10^{-8}$

e) 解析結果

図 6.3.13 に係数  $A$  を変化させて行った解析結果（天端沈下・内空変位）および実際のトンネル掘削における計測値（天端沈下・内空変位）を示す。図 6.3.13 において、解析と計測が一致する時の係数  $A$  は、天端沈下と内空変位のそれぞれで多少異なるものの、おおむね  $A=3\sim 6$  の範囲で両者とも近い値となっている。この中で、天端沈下の解析値と計測値がほぼ一致し、内空変位も比較的近い値を示す  $A=5$  の時をトンネルの挙動を最もよく再現したものと判断し、変形係数と最小主応力(拘束圧)の関係式を式(5)の通り設定した。

$$D = \frac{\sigma_{min}}{0.924 \times 10^{-3} + 1.734 \times 10^{-6} \cdot \sigma_{min}} + 26,915 \quad (5)$$

ここに、 $D$  : 変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{min}$  : 最小主応力 (kN/m<sup>2</sup>)

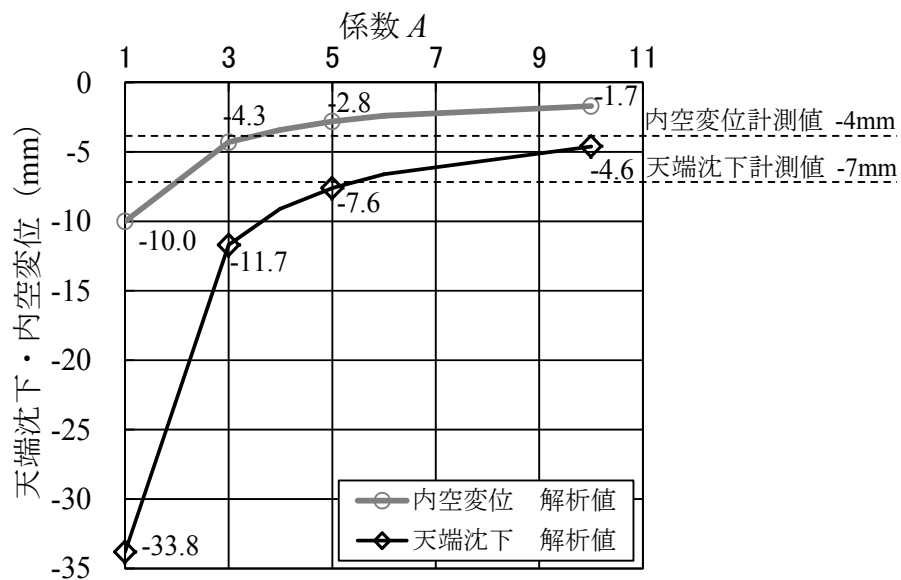


図 6.3.13 解析結果と計測結果との比較

図 6.3.14 にパラメータスタディにおける  $A=1, 3, 5$  の場合の解析結果を示す。

図 6.3.14 に示す剛性低下率は、最終の変形係数を初期変形係数で除した値であり、最小主応力の低下に伴い 3 ケースともトンネル周辺地山の剛性が低下していることがわかる。一般に、空洞周辺地山の拘束圧は、掘削による応力解放により低下し、特に切羽面では掘削に伴って面に直交する応力が解放されるため、 $0 \text{ kN/m}^2$  に近づく。このため、3 ケースとも最小主応力の分布は類似したものとなり、これに依存する剛性低下率も類似したものとなっている。

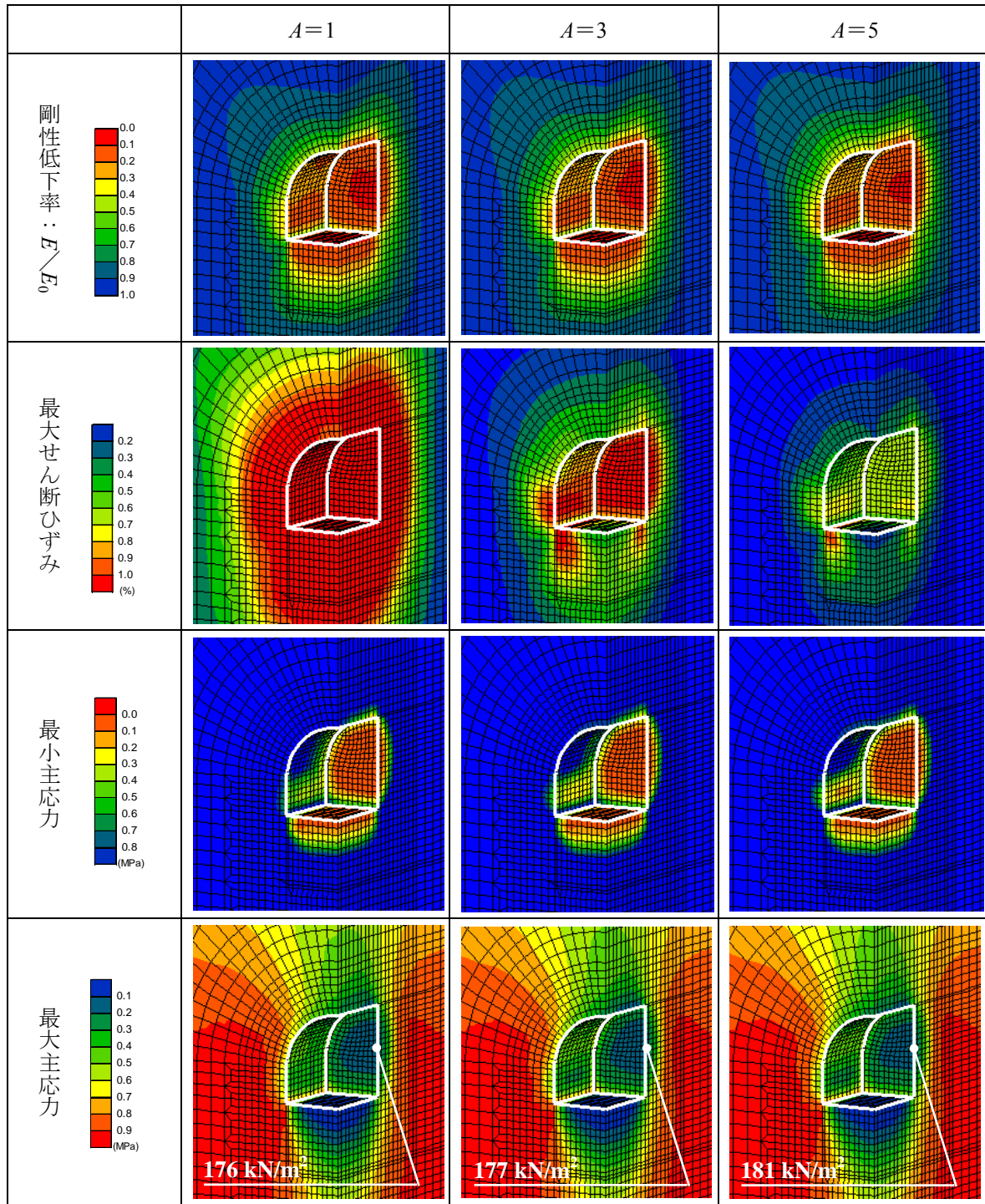


図 6.3.14 解析結果(応力依存剛性変化によるパラメータスタディ)

図 6.3.15 に応力依存剛性変化モデルによる解析結果と弾性解析結果を示す。

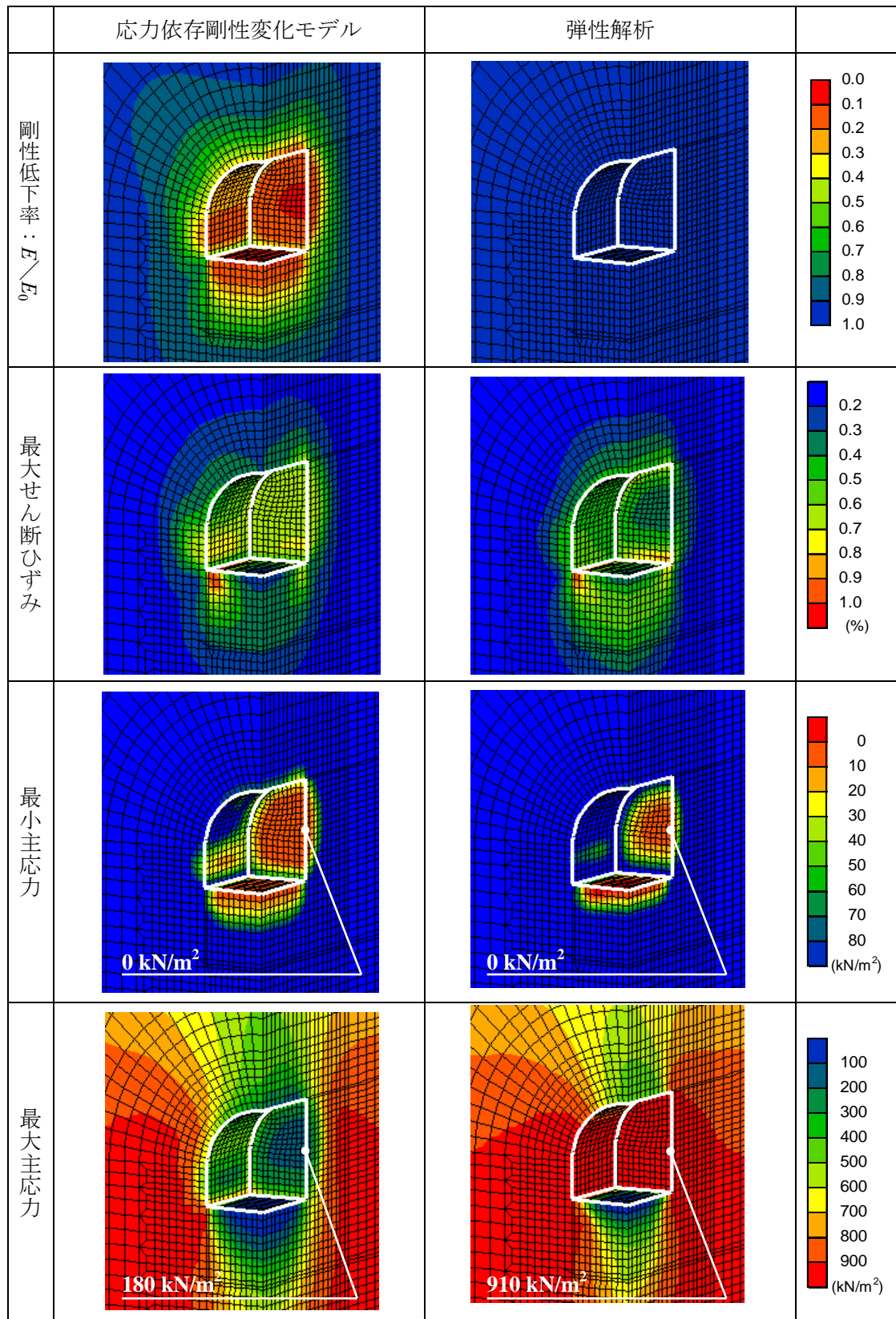


図 6.3.15 解析結果(応力依存剛性変化モデルと弾性解析の比較)



図 6.3.15 の弾性解析における変形係数は、解析領域全体を一様の値とし、パラメータスタディでトンネルの変位を再現した値で、天端沈下 7.5mm, 内空変位 1.5mm, 変形係数 180,000 kN/m<sup>2</sup> の場合のものである。

図 6.3.15 に示す剛性低下率から、最小主応力の低下に伴いトンネル周辺地山の剛性が低下していることがわかる。

剛性が低下すると、応力の再配分によりひずみが増大するため、応力依存剛性変化モデルで算出した最大せん断ひずみは弾性解析のものより大きくなっている。

最小主応力は、図 6.3.15 から、応力依存剛性変化モデル、弾性解析とも、低下している状況が確認できる。一般に、空洞周辺地山の拘束圧は、掘削による応力解放により低下し、特に切羽面では掘削に伴って面に直交する応力が解放されるため、最小主応力が 0 kN/m<sup>2</sup> に近づく。このような傾向が、応力依存剛性変化モデル、弾性解析とも同じように確認できる。

一方、切羽面中央での最大主応力は、弾性解析では 910 kN/m<sup>2</sup> (図 6.3.16 参照) と周辺地山と同程度の大きな値を示しているが、応力依存剛性変化モデルでは、最小主応力の低下に伴い地山の変形係数が低下するため、切羽近傍の最小主応力が低下している部分の応力分担が周辺地山に比べ大幅に低下し、切羽中央での最大主応力は 180 kN/m<sup>2</sup> (図 6.3.15 参照) まで低下している。

このときの切羽中央の応力状態を、Mohr-Coulomb の破壊規準線とあわせて表現すると図 6.3.16 のようになる。弾性解析の場合、破壊規準線を大きく上まわり、しらすのせん断強度パラメータと全く整合がとれない結果となる。一方、応力依存剛性変化モデルでは、破壊規準線の内側に収まり、整合のとれた結果となる。

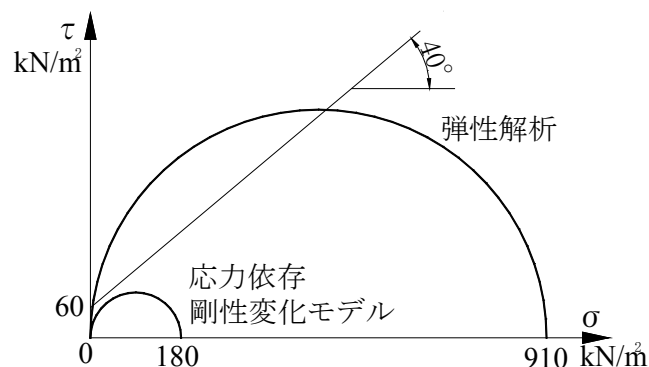


図 6.3.16 切羽面の応力の比較

#### 6.4 結言

本章では、しらすの拘束圧に依存した変形係数の変化に着目した応力依存剛性変化モデルを構築した。これにより、従来の弾性解析や非線形解析では表現できなかったしらすトンネルの切羽面の力学特性について表現できることを確認した。

以下に、本章の内容をまとめる。

- 1) しらす地山は応力解放により、変形係数が低下する。
- 2) トンネル掘削時に生じるひずみレベルから判断すると、しらす地山は三軸状態では破壊を起こしにくく、トンネル切羽近傍の一軸状態に近い位置において破壊を起こす。
- 3) しらす地山トンネルの力学的な挙動の解明においては、拘束圧の変化による変形係数の非線形性を考慮することが重要である。
- 4) 拘束圧の変化による変形係数の非線形性を考慮するために、新たな数値解析モデルとして、応力依存剛性変化モデルを構築した。
- 5) 応力依存剛性変化モデルを用いた解析により、拘束圧の低下に伴って剛性低下した部分の地山の応力の負担が低下するために、しらす地山トンネルの切羽面が安定することを確認した。

## 第6章の参考文献

- 1) 蔣 宇静, 佐々木郁夫, 大隈周史, 棚橋由彦: 都市部低土被り地下施工における先受け工の支保効果に関する解析的評価と適用, 土木学会論文集, No.792/(3)-71, pp.27-43, 2005.6.
- 2) 大塚勇, 青木智幸, 大町達夫, 伊藤洋: 長尺鏡止めボルトによる地表面沈下の抑止効果に関する解析的検討, 土木学会論文集 C, Vol.62, No.1, pp.151-156, 2006.3.
- 3) 森崎泰隆, 御手洗良夫, 蔣 宇静: 一次インバートの閉合距離が地表面沈下に与える影響に関する解析的検討と適用事例, 土木学会論文集 F, Vol.64, No.3, pp.227-236, 2008.7
- 4) 依田淳一, 岡村光政, 石垣和明, 朝倉俊弘: 第四紀未固結粘性土地山における NATM トンネルの挙動解析, 土木学会論文集 F, Vol.65, No.2, pp.209-221, 2009.6.
- 5) 富田 敦紀, 蛭名 孝仁, 戸井田 克, 白鷺 卓, 岸田 潔, 足立 紀尚: 低拘束圧下における堆積軟岩空洞の破壊現象の考察, 土木学会論文集 C, Vol. 63, No. 4, pp.1054-1064, 2007.12
- 6) 多宝 徹, 鈴木雅行, 菅原健太郎, 北村良介: しらす地山の特性に着目したトンネルの力学的研究, 土木学会論文集 C, Vol. 68, No. 2, pp. 321-340, 2012.5.
- 7) 日本道路協会: 道路トンネル技術基準 (構造編)・同解説, pp.71-75, 2003.11.
- 8) 土木学会応用力学委員会計算力学小委員会: いまさら聞けない計算力学の常識, pp.79-83, 2008.11.
- 9) 地盤工学会: 設計用地盤定数の決め方—岩盤編—, p.41, 2007.7.
- 10) 土木学会: 山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務 トンネル・ライブラリー第16号, p.132, 2006.2.
- 11) 土木学会: トンネル標準示方書 山岳工法・同解説, p.254, 2006.7.
- 12) 谷本親伯: NATM1, 森北出版株式会社, 1984.5.
- 13) 真下英人, 水川雅之, 日下敦: トンネル早期閉合効果に関する解析的研究, トンネル工学報告集第17巻, pp.35-41, 2007.11.
- 14) 林正夫, 日比野敏: 地下の開削による周辺岩盤の緩みの進展に関する解析, 電中研報告, No. 67095, 1968.
- 15) 岡部 正, 中川浩二: 数値解析による c 系地山,  $\phi$  系地山の挙動の比較, トンネル工学研究報告集, No. 13, pp. 157-162, 2003.11.
- 16) 平田 亮, 森本真吾, 進士正人, 中川浩二: トンネル切羽形状の違いによる切羽安定性に関する研究, 土木学会第 59 回年次学術講演会, 3-084, pp. 167-168, 2004.9.
- 17) 大塚勇, 青木智幸, 大町達夫, 伊藤洋: 地山とボルトの付着特性に着目した長尺鏡止めボルトによる地山補強効果の評価, 土木学会論文集 C, Vol. 62, No. 1, pp. 110-126, 2006.3.
- 18) 日本道路公団: 数値解析マニュアル, 試験研究所技術資料, 第 358 号, 1998.10.

19) Itasca Consulting Group : Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions (FLAC3D)  
ver.3.1, 2006.

## 第7章

# 数値解析によるしらす地山トンネルの 力学的挙動の解明

### 7.1 緒言

前章で、応力依存剛性変化モデルを用いることにより、トンネルの掘削によるトンネル周辺地山の応力低下に伴う地山の变形係数の低下、およびそれに伴うトンネル周辺地山の応力分担の低減が表現でき、しらす地山のトンネルの安定挙動を再現できることが示せた。

本章では、しらす地山におけるトンネル挙動を詳細に把握するために、トンネル断面や土被りを変化させて、応力依存剛性変化モデルによる解析を行い、実際の新武岡トンネルにおいて得られたトンネル掘削データとの比較を行った<sup>1)</sup>。

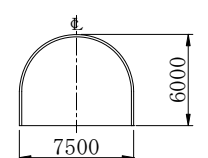
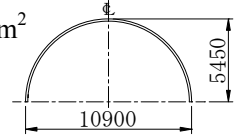
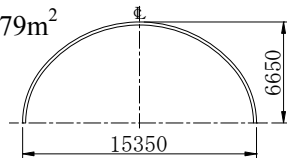
応力依存剛性変化モデルの解析の対象地山は、第2章に示した“ふつうしらす”とし、トンネル掘削断面は、上部半断面先進工法で掘削した掘削幅 7.5m の導坑断面から 3 車線道路断面の上部半断面とした。また、土被りは、これまでのしらす地山トンネルで施工実績の多い土被り厚さを代表して 30m と 50m とし、新武岡トンネルで確認した大きな土被りでの挙動を再現するものとして 80m の計 3 ケースについて検討を行った。

## 7.2 解析ケース

### (1) 解析断面

新武岡トンネル<sup>2)</sup>では、表 7.2.1 に示す 3 種類の断面形状について、トンネル掘削に関するデータが得られており、この 3 種類の断面について応力依存剛性変化モデルによる解析を行うものとした。

表 7.2.1 新武岡トンネル施工断面

断面	掘削断面 (上半)	支保工
導坑	$39\text{m}^2$ 	吹付けコンクリート $t=150\text{mm}$ 鋼製支保工 H-125@1.0m
2 車線	$47\text{m}^2$ 	同上
3 車線	$79\text{m}^2$ 	吹付けコンクリート $t=200\text{mm}$ 鋼製支保工 H-150@1.0m

### (2) 土被り

過去のしらす地山トンネルは、しらすの堆積厚さが厚いところで 100~150m 程度であることから、あまり大きな土被りで施工した実績はなく、30~50m 程度の土被りでの施工が多い。新武岡トンネルでは、過去の施工事例より土被りが大きく、最大 80m 程度での施工を行っており、過去のトンネルとは若干異なる高圧力下でのトンネル挙動を確認している。そこで、解析はケースとして、一般的に施工事例の多い土被りとして 30m と 50m を抽出するとともに、新武岡トンネルで施工した高圧下となる土被り 80m を抽出し、3 ケースの土被り厚のケースについて実施するものとした。

解析ケースを表 7.2.2 にまとめる。

表 7.2.2 解析ケース

断面	土被り		
	30m	50m	80m
導坑	○	○	○
2 車線	○	○	○
3 車線	○	○	○

## 7.3 解析結果

### (1) トンネル変位

表 7.3.1 に天端沈下と内空変位の解析結果と、実測値を示す。なお、実測値は、土被りの縦断的な変化や横断方向の偏圧状況等もあり、完全に解析条件と一致するものではないことに留意する必要がある。

解析では、トンネルの断面および土被りが大きくなるにつれ、天端沈下が大きくなる様子が確認できる。内空変位は、土被りが大きくなるほど大きくなる傾向は天端沈下と同様であるが、トンネル断面積の大きさととの相関は認められない。これは、表 7.3.1 に示す 3 断面は縦横比の関係から断面が大きくなるほど相対的に側圧が低下することによると考えられる。

解析値と実測値を比較すると両者は良く一致している。特に、3 車線断面の天端沈下と内空変位のバランスなど、トンネル断面形状に起因する変形モードについても一致しており、トンネルの変形挙動をうまく表現できていると考える。

表 7.3.1 解析結果と実測値との比較

トンネル断面		導坑			2 車線			3 車線		
土被り		30m	50m	80m	30m	50m	80m	30m	50m	80m
天端沈下 (mm)	解析値	6.3	7.6	9.7	10.9	12.4	15.4	20.0	20.8	24.6
	実測値	—	7	10	11	—	—	—	22	—
内空変位 (mm)	解析値	2.0	2.8	3.8	0.3	1.0	2.9	0.1	0.5	1.7
	実測値	—	4	5	3	—	—	—	2	—
実測値の測点			No.71 右	No.73 +10 左	No.52				No.68	

※実測値の計測位置は図 4.3.1 参照

(2) 剛性低下率

図 7.3.1 にそれぞれのケースの剛性低下率を示す。各ケースともに、切羽の前方および底盤下方の剛性が低下していることがわかる。掘削に伴う剛性低下量は大きく、切羽面では当初の10%程度以下になっていることがわかる。

導坑断面については側壁部が直線であることから、この部分の支保工背面部に剛性の低下している部分が認められる。

また、全般的に、土被りが大きいほど、断面が大きいほど、剛性低下率が大きくなることが認められるが、その相対的な違いは小さい。

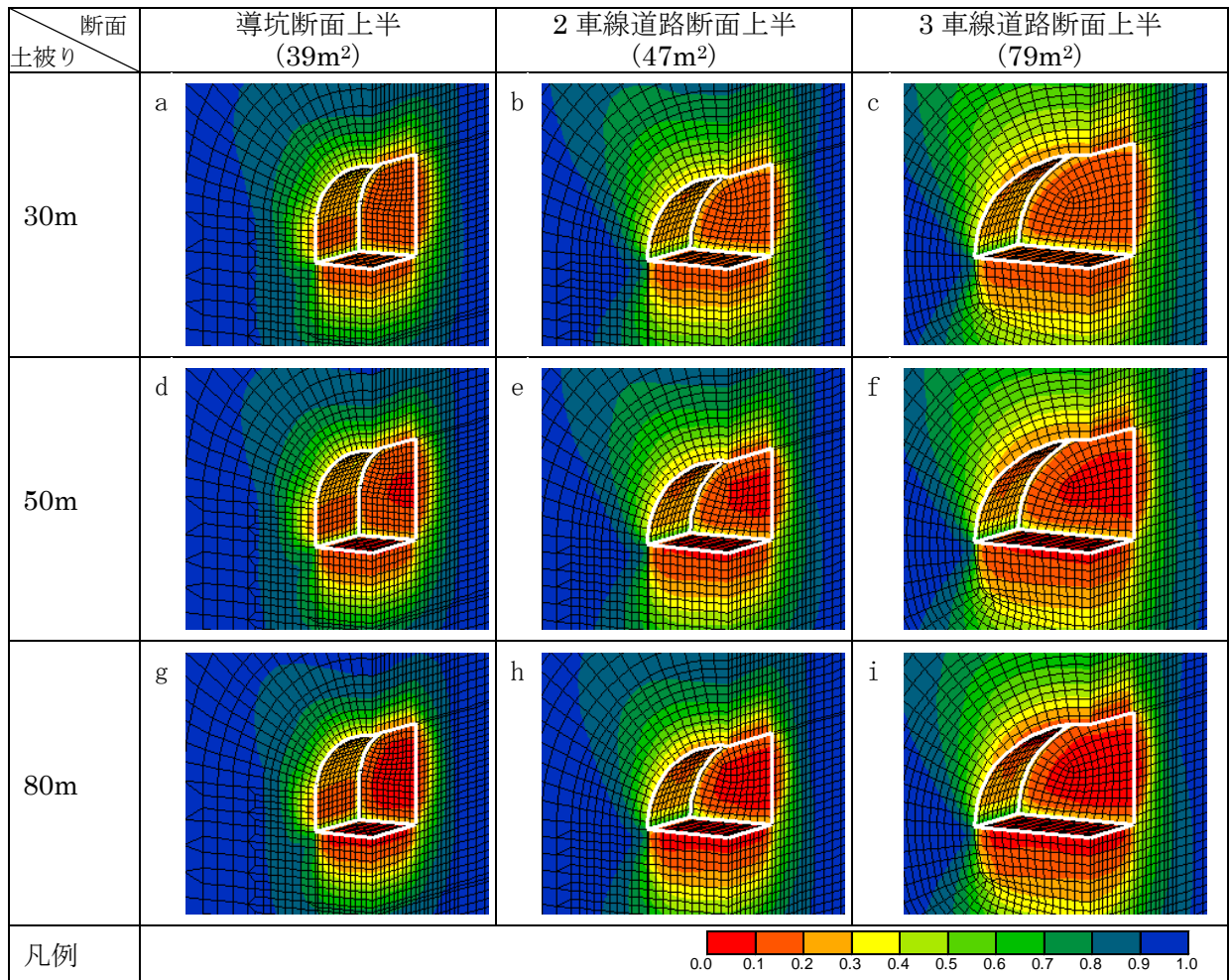


図 7.3.1 剛性低下率： $E/E_0$



#### 7.4 切羽の安定性評価

図 7.4.1～図 7.4.3 に、断面ごとの最小主応力と最大主応力を示す。

切羽の最小主応力は、どの断面ともほぼ  $0\text{kN/m}^2$  まで低下している。

また、最大主応力については、初期状態で、土被り 30m で  $480\text{kN/m}^2$ 、土被り 50m で  $800\text{kN/m}^2$ 、 $1,280\text{kN/m}^2$  であったものが、切羽面ではそれぞれ大幅に低下していることがわかる。最大主応力の絶対値は、その差は大きくないものの、トンネル断面が大きいほど、土被りが大きいほど、大きくなることがわかる。

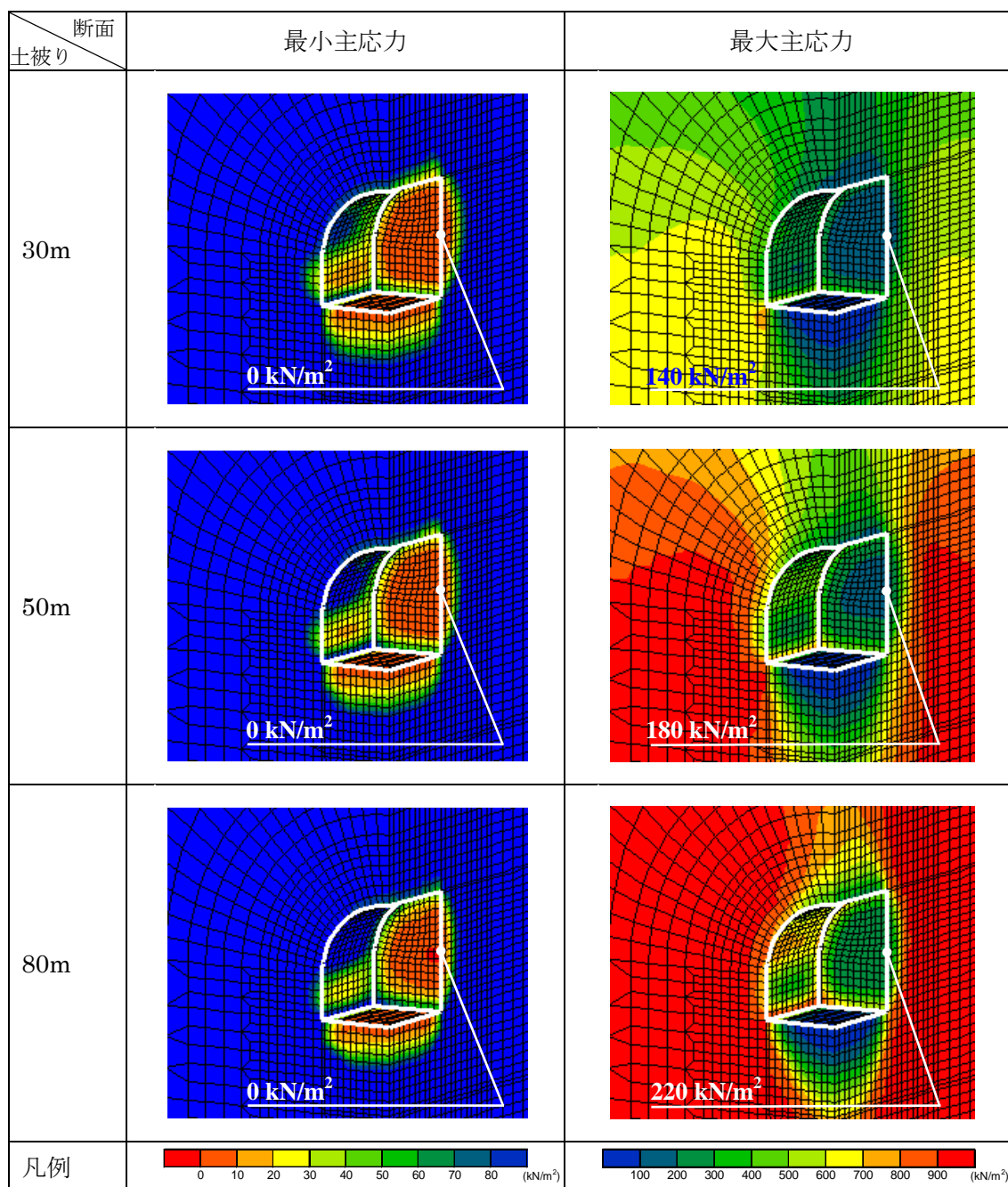


図 7.4.1 最小および最大主応力（導坑断面上半）

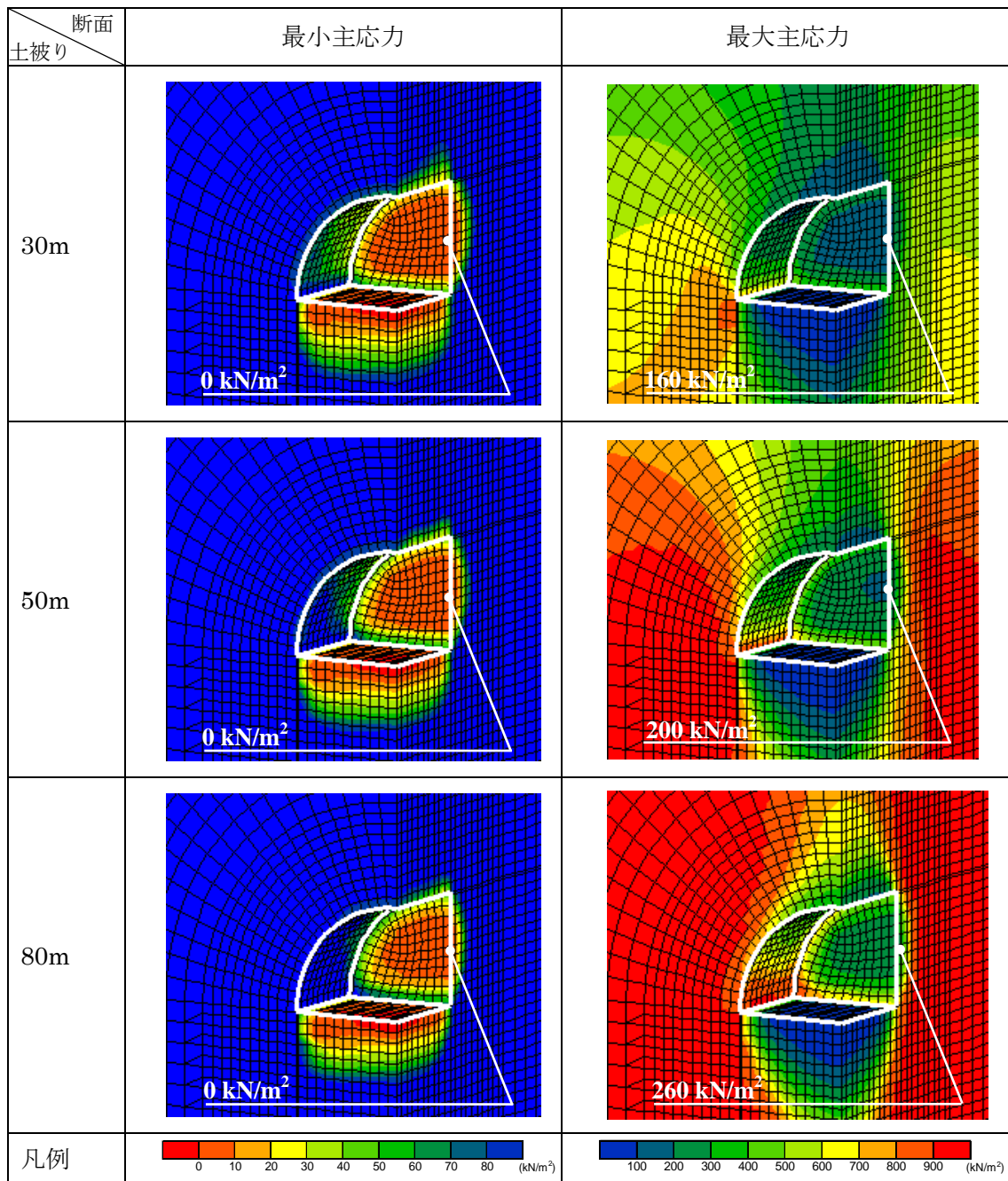


図 7.4.2 最小および最大主応力 (2車線道路断面上半)

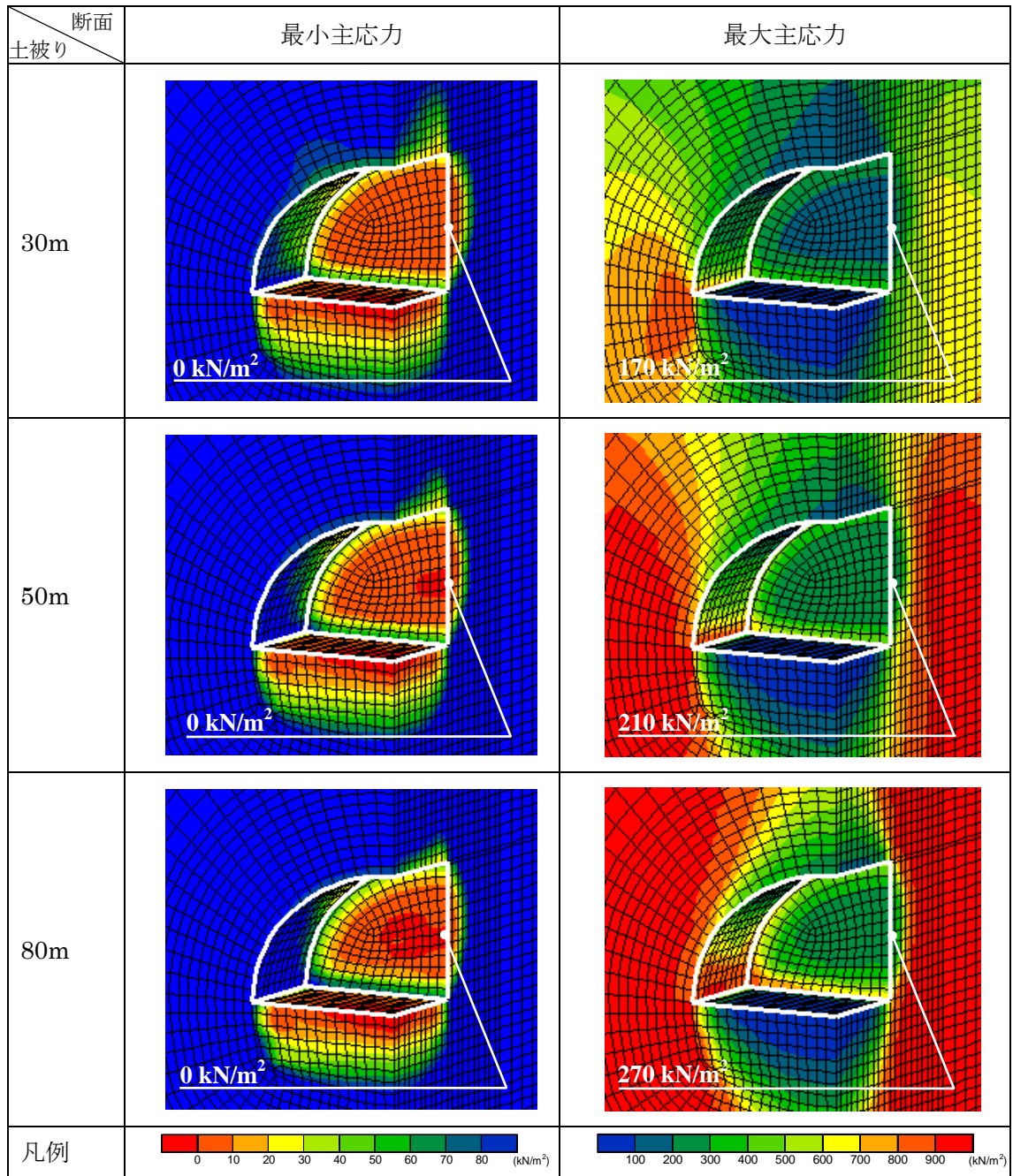
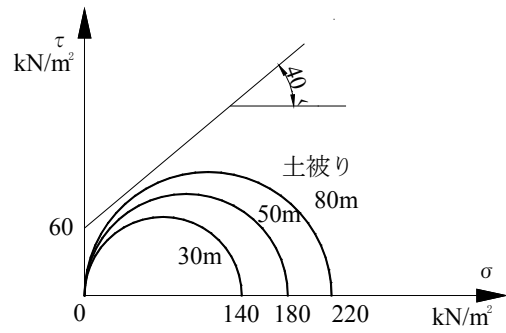
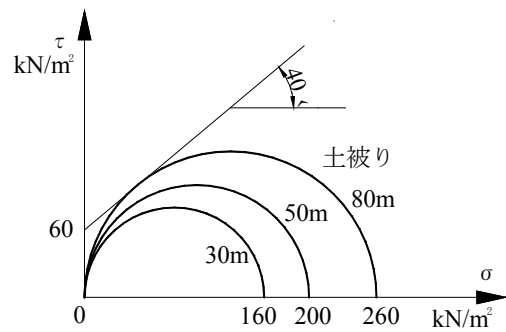


図 7.4.3 最小および最大主応力 (3車線道路断面上半)

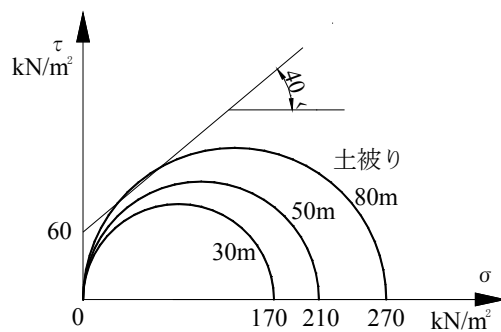
図 7.4.4 に導坑断面, 2 車線道路断面, 3 車線道路断面の各上半断面の切羽中央の応力状態を示す. 断面が大きくなるほど, また, 土被りが大きくなるほど, 切羽中央部の最大主応力が大きくなり Mohr-Coulomb の破壊規準線に接近していく状況 (一部は Mohr-Coulomb の破壊規準線を越える状況) が示されている.



(a) 導坑断面上半



(b) 2車線道路断面上半



(c) 3車線道路断面上半

図 7.4.4 トンネル切羽面の応力状態

図 7.4.5 にトンネル断面の違い、土被りの違いによる最大せん断ひずみの比較を示す。切羽面の中央付近に着目すると、この部分は図 7.3.1, 図 7.4.1～図 7.4.3 からわかるように最小主応力および変形係数が最も低下している部分と考えることができることから、切羽面中央のせん断ひずみの大きさは、切羽不安化の指標となる。

実施工においては、写真 7.4.1～写真 7.4.6 に示すように図 7.4.5 の⑥, ⑦, ⑧, ⑨の条件下にて、相当程度の頻度で切羽の不安定化がみられた。このことから、解析上、せん断ひずみが 0.8%程度を超えると切羽が不安定化しやすいといえる。

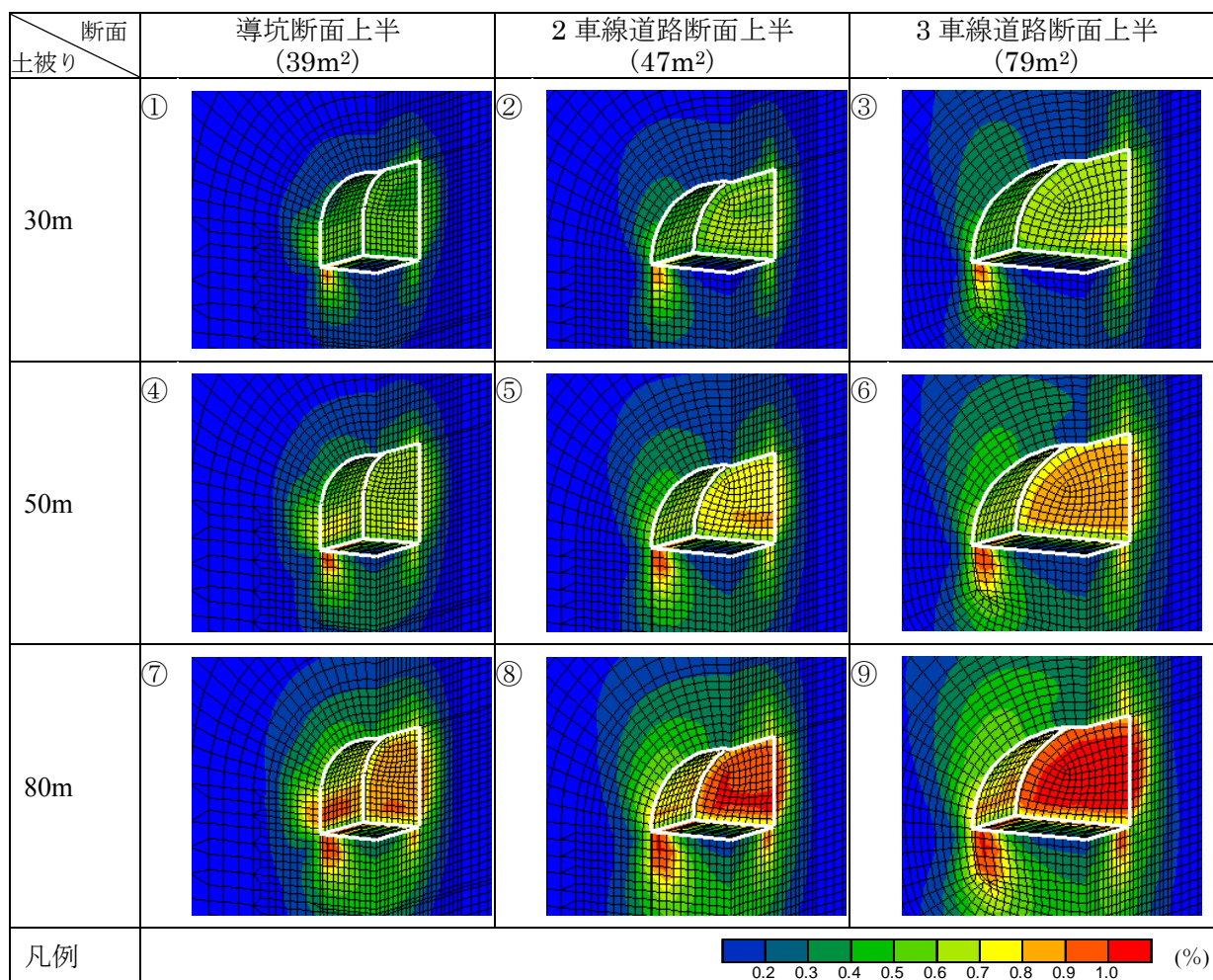


図 7.4.5 最大せん断ひずみ



写真 7.4.1 導坑断面上半 (土被り 55m)



写真 7.4.2 導坑断面上半 (土被り 70m)



写真 7.4.3 2車線断面上半 (土被り 35m)



写真 7.4.4 2車線断面上半 (土被り 70m)



写真 7.4.5 3車線断面上半 (土被り 45m)

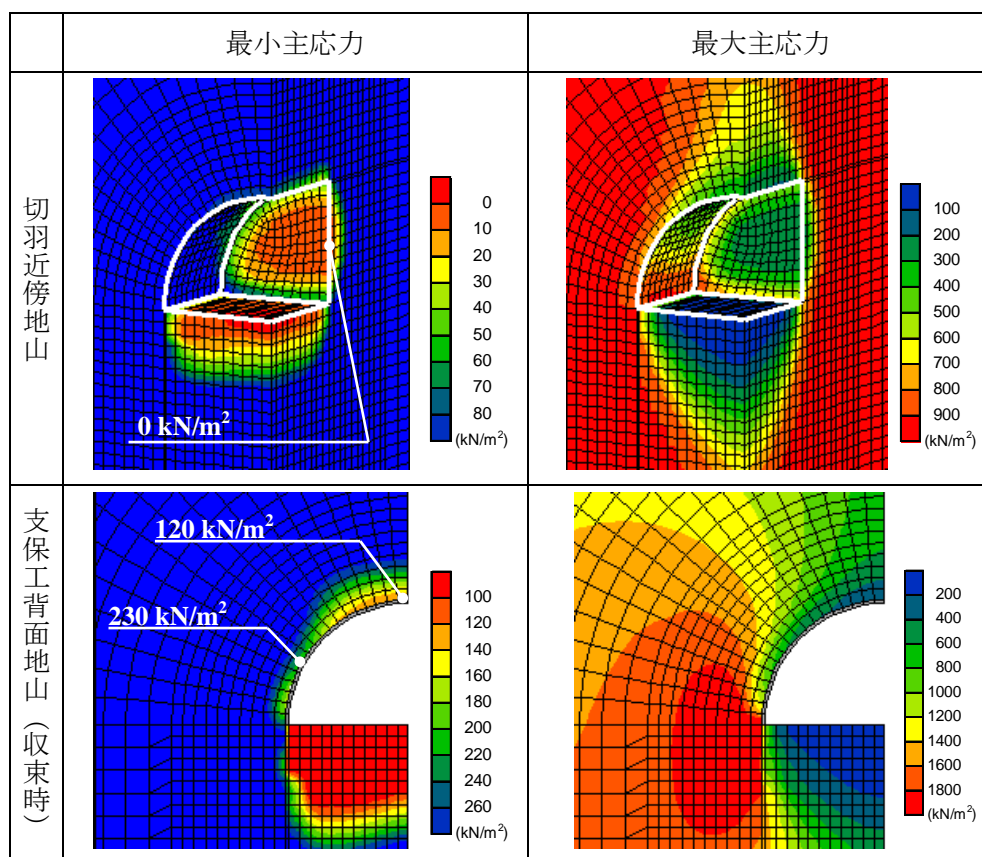


写真 7.4.6 3車線断面上半 (土被り 50m)

## 7.5 支保部材および周辺地山の安定性評価

表 7.2.2 の解析ケースの中から、一般的な 2 車線道路断面で、応力的に厳しくなる土被り 80m の条件下において、切羽と支保工背面地山(収束時)の応力状態を図 7.5.1 に示す。なお、支保パターンは標準的な 2 車線道路トンネルの D I パターン相当のものである(図 7.5.2 参照)。

図 7.5.1 から、切羽面の最小主応力は、掘削に伴う応力解放により  $0 \text{ kN/m}^2$  に近づくが、支保工背面地山については、支保工の内圧効果により、最小主応力の最小値が  $120 \text{ kN/m}^2$  以上と大きな値に保たれていることが分かる。



2 車線断面 (土被り 80m)

図 7.5.1 トンネル周辺地山の応力状態

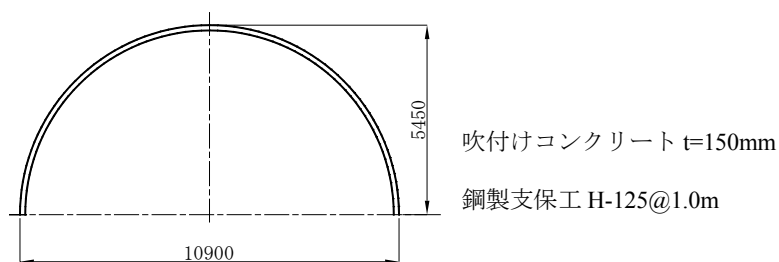


図 7.5.2 支保パターン

図 7.5.3 に切羽面と支保工背面地山の解析メッシュ上の点の最小主応力と最大主応力の関係を示す。図 7.5.3 には、 $c=60\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=40^\circ$  の時の Mohr-Coulomb の破壊基準線をあわせて示している。この破壊基準線より下方の領域は最小主応力と最大主応力関係から、Mohr の応力円が破壊基準線に接しない安定した状態である。

図 7.5.3 より、支保工背面地山の応力は、支保工の内圧効果により三軸状態が保たれ、支保工脚部の一部分を除いて、破壊基準線を超えない安定した状態にあることが確認できる。

一方、切羽面の応力は、最小主応力が低下することにより、破壊基準線の近傍に集中する状態が確認できる。

一般に、山岳工法トンネルの適用の地山条件として、周辺地山のグラウンドアーチが形成されること、および掘削時の切羽の安定が確保されることが求められる。また、山岳工法トンネルの支保工には、地山中にトンネルを掘削することによって発生する応力、変位に対してトンネル周辺地山と一体となって、周辺地山の支保機能を有効に活用して、トンネルおよび周辺地山の安定を確保する機能が求められる。

解析結果から、切羽面について、30m程度の土被りであれば十分に安定することを確認し、土被りが50~80mと大きくなるにつれ、不安定化することを確認した。

一方、支保工については、土被り80mの高応力下でも、比較的軽い支保部材（D I パターン相当）を用いて適切な内圧を周辺地山に与えることが可能であり、これにより、地山の変形係数、すなわち地山の耐荷力の低下を抑止し、トンネルの安定が保たれることがわかった。

この結果から、しらすトンネルでは土被りが大きくなるにつれて支保部材よりも先に切羽面の方が不安定化しやすいことがいえる。これは、言い換えると、切羽面の安定性を確保する限りにおいては、支保工は不安定化しにくいともいえる。

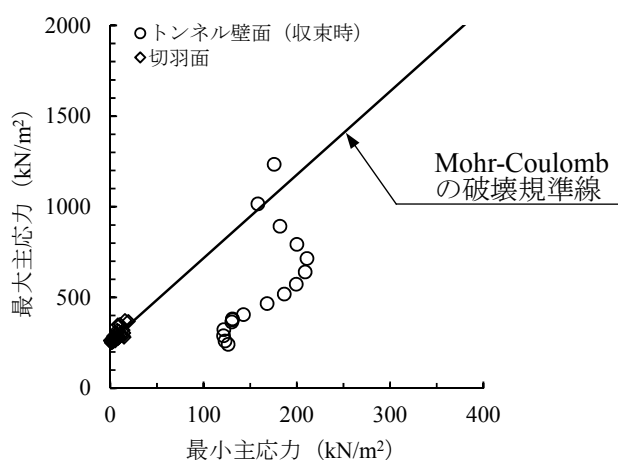


図 7.5.3 トンネル周辺地山の主応力と破壊基準の関係



## 7.6 結言

本章では、応力依存剛性変化モデルを用いた解析により、従来の弾性解析や非線形解析では表現できなかったしらすトンネルの切羽面の力学特性について表現した。

以下に、本章で得られた知見を示す。

- 1) トンネル切羽面は、一軸応力状態に近いことから、地山の初期応力が大きいほど（すなわち土被りが大きくなるほど）、不安定化しやすい。
- 2) 変形係数の低下を考慮した切羽面の応力状態は、室内せん断試験と概ね整合したものとなる。
- 3) トンネル支保工により適切な内圧を与えられたトンネル周辺地山は三軸状態となり、安定を保ち易い。

## 第7章の参考文献

- 1) 多宝 徹, 鈴木雅行, 菅原健太郎, 北村良介 : しらす地山の特性に着目したトンネルの力学的研究, 土木学会論文集 C, Vol. 68, No. 2, pp. 321-340, 2012.5.
- 2) 多宝 徹, 鈴木雅行 : 住宅密集地・市道直下でのトンネル掘削における沈下抑制対策, 日本トンネル技術協会第 62 回施工体験発表会, pp.73-80, 2008.10.

## 第 8 章

# しらす地山における超大断面トンネルの 力学的挙動の解明

### 8.1 緒言

前章までに、しらす地山における 2～3 車線断面の道路トンネルについて、応力依存剛性変化モデルによる三次元解析を行うことにより、切羽および周辺の応力状態について一定の力学的根拠を与えることができることを確認した。

本章では、応力依存剛性変化モデルによる三次元解析をより複雑な加背の新武岡トンネルの超大断面トンネル部に適用し、応力依存剛性変化モデルの汎用性を検証する<sup>1)</sup>。

また、検証の過程で、超大断面トンネルの支保工および周辺地山の挙動について分析を加える。さらに、超大断面トンネルに対して、近年、通常断面のトンネルの沈下防止対策として効果が認められる補助ベンチ付き全断面掘削によるインバート一次閉合を適用した場合の挙動を予測し、実際に採用した側壁導坑先進工法の妥当性を評価する。

最後に、実現場で適用した工法とは異なる工法で施工した場合を想定して、応力依存剛性変化モデルを用いた三次元連続体解析によるシミュレーションを行い、施工法の違いによるトンネル安定性や周辺環境に及ぼす影響の違いを分析する。

## 8.2 超大断面トンネルの概要<sup>2)</sup>

### (1) 施工概要

図 8.2.1 に新武岡トンネルの超大断面区間の概要図，図 8.2.2 に横断面図，図 8.2.3 に支保パターンを示す。

超大断面区間は，図 8.2.1 に示すように，大断面 C（掘削内空幅 15.0m）から，大断面 B（同 17.7m），大断面 A（同 23.7m）へと 2 段階で拡大する。さらに，大断面 A 区間の終端部では，2 車線断面トンネル 2 本の双設トンネルに分岐する形状となっている。大断面 A は土被り 70m の地山深部に位置し，掘削断面積は 378m<sup>2</sup> と過去の日本の道路トンネルの中でも，最大級の大きさとなる。

なお，当該箇所は，図 8.2.2 に示すように，既設トンネルと換気横坑にはさまれた部分で大断面空洞の掘削を行うもので，周辺地山の応力状態の変化により，既設トンネルへの影響が懸念される状況であった。

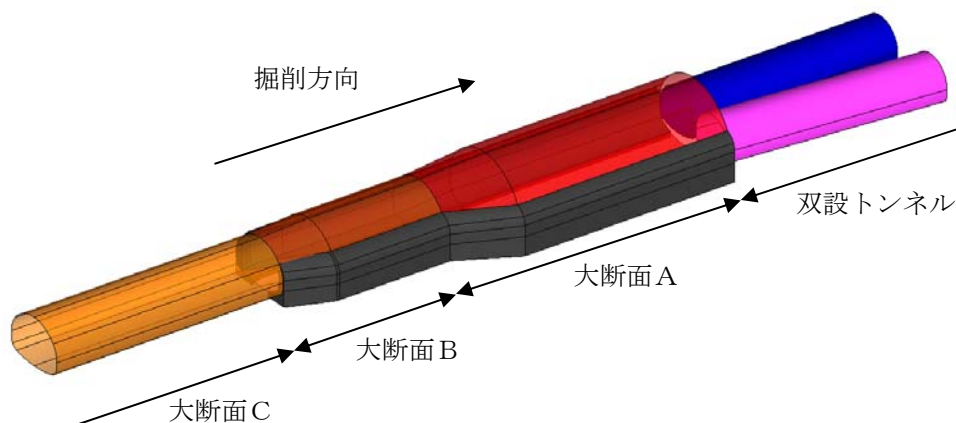


図 8.2.1 超大断面区間概要図

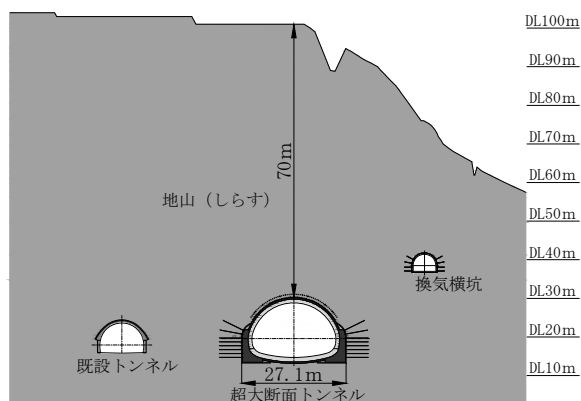


図 8.2.2 超大断面部トンネル横断面図 (大断面 A)

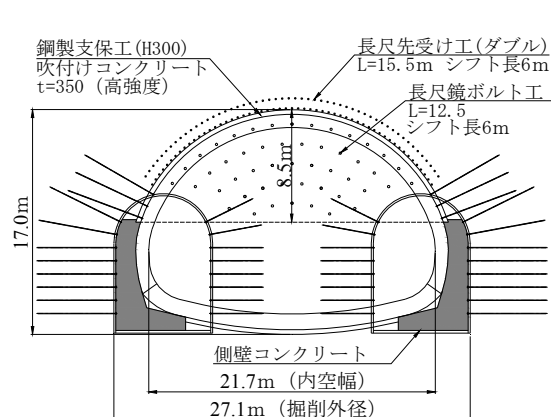


図 8.2.3 超大断面部支保パターン

## (2) 掘削工法

新武岡トンネルの超大断面区間の大断面 A と B では、上半脚部の沈下対策として、側壁導坑先進工法を選択し、さらに、鏡面の安定確保を目的として、長尺鋼管先受け工および長尺鏡ボルトの施工を行った。側壁導坑先進工法は、大断面 A と、新東名・名神高速の超大断面トンネルとほぼ同じ内空断面積となる大断面 B の合計約 100m 区間に適用した。

## (3) 施工フロー

超大断面区間の大断面 A と B の施工フローを図 8.2.4 に示す。施工手順を以下に示す。

施工は最初に、左右の側壁導坑の全線を上半先進工法で掘削する (STEP 1, 2), その後、導坑内に鉄骨補強した側壁コンクリートを構築し、導坑の埋戻しを行う (STEP 3)。本坑の上半は一掘進長 1m で掘削を行い、側壁コンクリート内に埋込んだ鉄骨上部に上半の鋼製支保工脚部を連結して建込み、鋼製支保工間を吹付けコンクリートで充填する (STEP 4)。下半掘削 (STEP 5) は、側壁導坑の支保工を撤去しながら掘削するが、側壁コンクリートを事前に施工するため、支保工設置作業は発生しない。

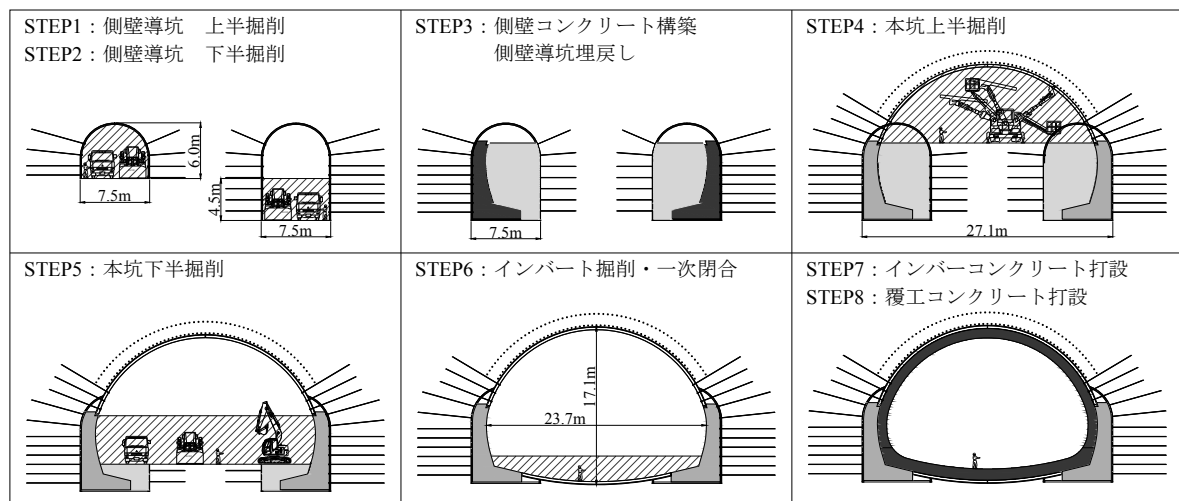


図 8.2.4 超大断面部施工フロー図

### 8.3 超大断面トンネルへの応力依存剛性変化モデルの適用

#### (1) 解析の目的

応力依存剛性変化モデルを用いた三次元解析を新武岡トンネルの超大断面部に適用し、解析と実施工での計測結果の比較を行い、解析モデルの妥当性を評価する。

#### (2) 解析条件

##### a) 解析モデル

新武岡トンネルの超大断面部は、図 8.2.1 に示したように、大断面 C（掘削内空幅 15.0m）から、大断面 B（同 17.7m）、大断面 A（同 23.7m）へと 2 段階で拡大する。さらに、大断面 A 区間の終端部では、2 車線断面トンネル 2 本の双設トンネルに分岐する形状となっている。このように、超大断面区間は、一般的な線状構造物であるトンネルと比べると、かなり複雑な形状となっている。

二次元解析に替えて、三次元解析を用いる主たる利点のひとつに、このような複雑なモデルを正確に再現できるということが挙げられる。しかし、モデルを複雑化しすぎると、解析上考慮すべき要素が増加し、基本的な解析モデルの検証においてはその評価が難しくなる。今回の解析は、応力依存剛性変化モデルの複雑な加背への適用性を確認することを目的のひとつとすることから、それ以外の要素を排除するため、縦横断方向の土被り等の地形変化およびトンネル延長方向のトンネル断面変化を考慮せずに、超大断面部（大断面 A）が半無限長と見なせる長さで連続するモデルを用いることとした。

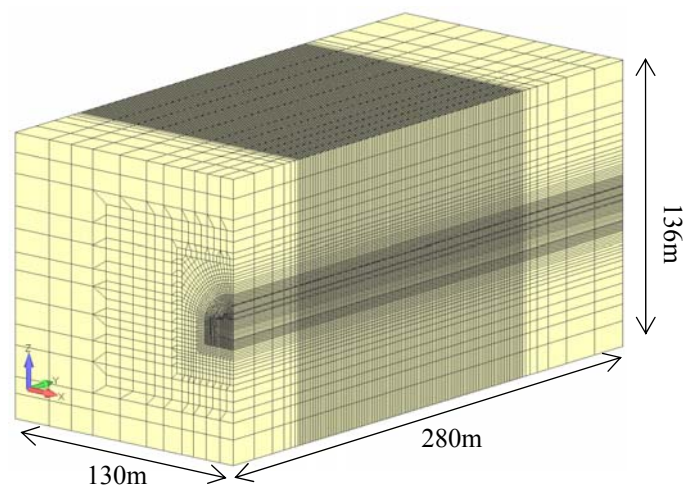
従来の二次元解析に替えて、三次元解析を今回のような単純なモデルで実施する利点を以下にまとめる。

- ・ 三次元形状であるトンネル切羽の安定や切羽近傍の支保の挙動の把握ができる。
- ・ 複雑な加背割りのトンネルに対して、加背毎の施工のタイミングを適切にモデル化できる。
- ・ 1m 程度毎の掘削・支保をくり返して、周辺地山や支保の応力状態を変化させながら進むトンネル掘削を再現できる。

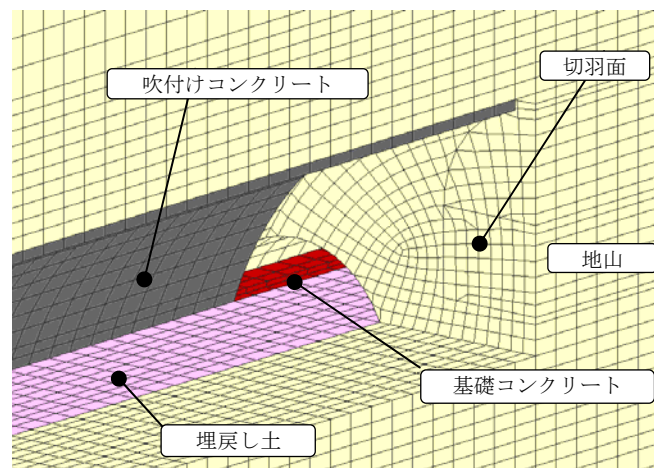
なお、検討の対象とする大断面 A 区間は施工延長 50m であり、トンネル掘削外径（約 27m）に対して 2 倍程度と、完全には半無限長の状態であるとはいえない。しかし、区間中央に着目すると前後に 1D 程度ずつの同一断面区間があり、その前後の漸拡部、双設トンネル区間がある。これらの区間の掘削時の計測データ等を総合的に判断し、近似的に 100%に近い応力解放状態と見なせると判断した。

図 8.3.1 に三次元解析モデルを示す。

モデルはトンネルの対称性を考慮して半断面とした。解析は図 8.3.1 に示した超大断面部(大断面 A) の支保パターンが、半無限長と見なせる長さで連続するモデルを考慮した。解析領域は、検討対象断面に影響を及ぼさないように、トンネル横断面に対して水平方向は壁面から  $5D$  ( $D$ : 掘削外径), 上下方向は壁面から  $3D$ , トンネル軸方向は,  $5D$  以上と設定した。境界条件は、解析領域側面は鉛直ローラー, 底面は水平鉛直固定とした。



(a) 全体図



(b) 切羽部分拡大

図 8.3.1 三次元解析モデル

b) 地山物性

表 8.3.1 に解析で用いた地盤の物性値を示す。地山の物性は、第 3 章に示した導坑断面での解析値と計測値の比較によるパラメータスタディで決定した値を用いた。

表 8.3.1 地山の物性値

項目	単位	物性値
単位体積重量	kN/m <sup>3</sup>	16.0
変形係数 (D)	kN/m <sup>2</sup>	$D = \frac{\sigma_{\min}}{0.924 \times 10^{-3} + 1.734 \times 10^{-6} \cdot \sigma_{\min}} + 26,915$ ここに、 $\sigma_{\min}$ : 最小主応力 (kN/m <sup>2</sup> )
ポアソン比	-	0.3
側圧係数	-	0.5

c) 支保工物性

表 8.3.2 に解析に用いた支保部材の物性値を示す。吹付けコンクリートはソリッド要素，鋼製支保工はビーム要素でモデル化した。側壁コンクリートは，鋼材とコンクリートの合成部材としてソリッド要素でモデル化した。その他の部材として，ロックボルトはケーブル要素，長尺鏡ボルトについては付着を考慮したパイル要素，長尺先受け工については先受け効果をビーム要素で表現した。

表 8.3.2 解析に用いた支保部材の物性値

支保部材	規格	要素種別	弾性係数 kN/m <sup>2</sup>	単位体積 重量 kN/m <sup>3</sup>	断面積 m <sup>2</sup>	断面二次 モーメント m <sup>4</sup>	ポアソン 比
導坑	吹付けコンクリート	シェル要素 (合成)	4×10 <sup>6</sup>	23.0	—	—	0.2
	鋼製支保工		200×10 <sup>6</sup>	78.5	30×10 <sup>-4</sup>	8.4×10 <sup>-6</sup>	0.3
	ロックボルト	ケーブル要素	200×10 <sup>6</sup>	78.5	4×10 <sup>-4</sup>	—	0.3
側壁コンクリート	$f'_{ck}=18\text{N/mm}^2$	ソリッド要素	28×10 <sup>6</sup>	24.5	—	—	0.2
埋戻し土	しらす	ソリッド要素	0.03×10 <sup>6</sup>	18.0	—	—	0.4
本坑 上半	吹付けコンクリート	ソリッド要素	6×10 <sup>6</sup>	23.0	—	—	0.2
	鋼製支保工	ビーム要素	200×10 <sup>6</sup>	78.5	120×10 <sup>-4</sup>	200.0×10 <sup>-6</sup>	0.3
長尺先受け工	φ 114.3mm, t=6mm	ビーム要素	200×10 <sup>6</sup>	78.5	20×10 <sup>-4</sup>	3.0×10 <sup>-6</sup>	0.3
長尺鏡ボルト	φ 76.3mm, t=5.2mm	パイル要素	200×10 <sup>6</sup>	78.5	12×10 <sup>-4</sup>	0.7×10 <sup>-6</sup>	0.3



#### d) 解析ステップ

解析ステップは、図 8.2.4 に示した施工ステップを表 8.3.3 に示す手順で再現した。

表 8.3.3 解析ステップ

解析ステップ	施工内容	解析内容
STEP 1	側壁導坑上半掘削	1m 毎の逐次掘削
STEP 2	側壁導坑下半掘削	1m 毎の逐次掘削
STEP 3	側壁コンクリート構築 (埋戻し)	側壁コンクリートおよび 埋戻し土を一括で考慮
STEP 4	本坑上半掘削	1m 毎の逐次掘削

#### (3) 現場計測と解析結果の比較

図 8.3.2 に大断面 A 区間の区間中央断面での天端沈下の解析値と計測値の比較を経距変化図で示す。解析値と実測値はよく一致している。

図 8.3.3 に同断面でのトンネル変位を示す。本区間では、断面当りの測点を 7 点にして、単純な沈下や内空変位だけでなく、支保の変位モードを確認している。ここで示すデータは、本坑上半掘削後、支保を設置してから、双設トンネル掘削完了までの累積の変位量である。

図 8.3.4 に解析で得られた上半支保工の変位および側壁コンクリートの変位を、表 8.3.4 に計測値と解析値の比較を示す。天端沈下は、計測値 31mm に対し、解析値 28mm、脚部沈下も計測値は左右平均 6mm に対し、解析値 7mm とほぼ一致する。その他、肩部、脚部の水平変位の方向が一致し、全体的な変位モードも一致していることが確認できる。

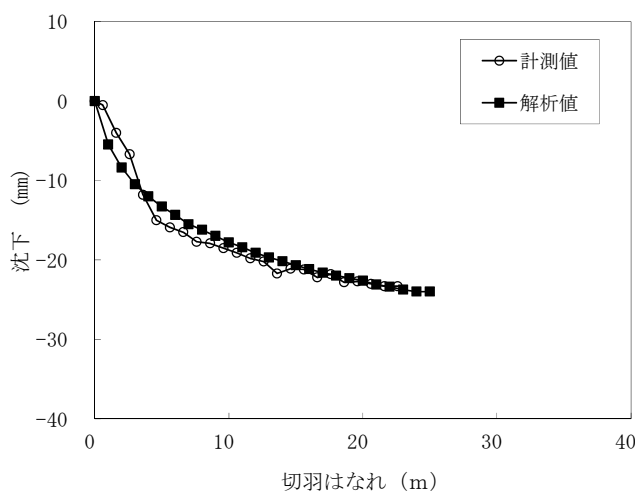


図 8.3.2 トンネル天端沈下の解析値と計測値の比較

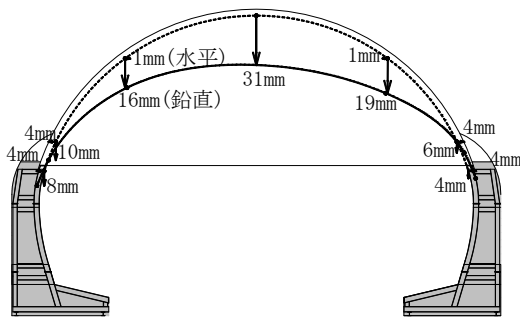
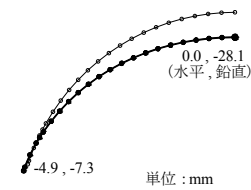
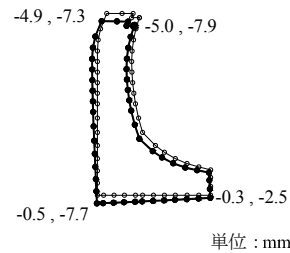


図 8.3.3 A計測によるトンネル変位



(a) 上半支保工変位



(b) 側壁コンクリート変位

図 8.3.4 解析結果の変位(支保工建て込み後)

表 8.3.4 計測値と解析値の比較

計測項目と位置 項目	沈下					水平変位 (※)			
	天端	肩部		脚部		肩部		脚部	
		左	右	左	右	左	右	左	右
計測値	31mm	16mm	19mm	8mm	4mm	1mm	1mm	-4mm	-4mm
解析値	28mm	20mm		7mm		2mm		-5mm	

※+: トンネルセンター側, -: トンネル外側

以上の比較より、応力依存剛性変化モデルを用いた三次元解析は、単純な上半先進モデルに限らず、側壁導坑先進工法を用いた超大断面トンネルにおいても挙動を精度よく表現できているといえる。

なお、3車線断面の大断面Cの天端の沈下量は最大24mmであり、大断面Aの沈下量(31mm)は、トンネルスケールを考慮すると小さい値であるといえる。これは、上半先進工法で施工した大断面Cの脚部の沈下量が約20mmと大きく発生しているのに対して、側壁導坑先進工法で施工した大断面Aでは、脚部の沈下が大幅に抑制された結果になっていることによるとみなせる。

#### (4) 掘削時のトンネル挙動

トンネル変位以外の、計測と解析結果の比較により、トンネル挙動の分析を行う。

##### a) 支保工断面力

図 8.3.5 に超大断面区間の大断面 A について B 計測結果による支保工軸力図を、図 8.3.6 に解析による支保工軸力図を示す。図 8.3.4, 図 8.3.5 の比較では、支保工の軸力について、解析の計測結果の発生モードはおおむね一致している。

表 8.3.5 に支保工の応力および断面力（軸力）の最大値の計測値と解析値の比較を示す。解析上の軸力は、鋼製支保工はビーム要素でモデル化していることから、発生応力を曲げモーメントと軸力に分配し、ソリッド要素でモデル化している吹付けコンクリートは、発生応力をすべて軸力に換算している。ただし、支保工は全体的に軸力優勢部材となっており、鋼製支保工に発生している曲げモーメントは微小である。表 8.3.5 に示す比較では吹付けコンクリート解析値が計測値に対して若干小さい値となっているものの、全体的な傾向は一致している。

また、表 8.3.5 から上半支保工の軸力の合計は、トンネル 1m あたり約 5,000kN（片側）と非常に大きな値となっていることがわかり、支保工に載荷される緩み高さに換算すると、30m 近くに達する。

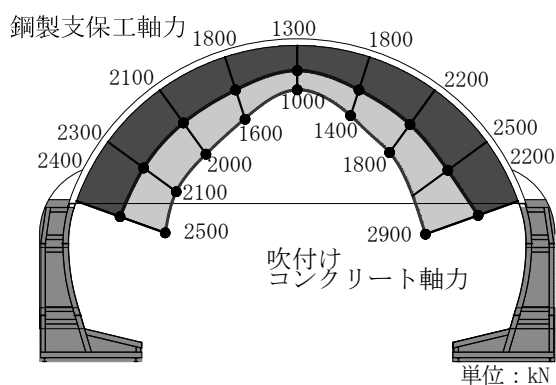


図 8.3.5 B 計測による支保工軸力

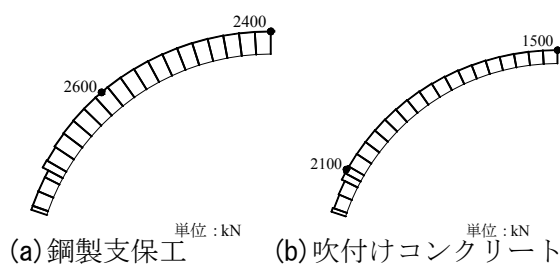


図 8.3.6 解析による支保工軸力

表 8.3.5 断面力・応力の最大値の比較

計測項目と位置	計測値		解析値	
	発生応力	発生軸力	発生応力	発生軸力
支保工種別				
鋼製支保工	220 N/mm <sup>2</sup>	2500 kN	220 N/mm <sup>2</sup>	2600 kN
吹付けコンクリート	8.3 N/mm <sup>2</sup>	2900 kN	5.9 N/mm <sup>2</sup>	2100 kN

b) 周辺地盤の変位

超大断面部の近辺では、約 25m 側方にある既設トンネル（図 8.3.7 参照）にて、三次元計測を実施しており、この地点での変位データが得られている。解析上では、既設トンネルのモデル化は行っていないが、周辺地盤のおおまかな動きを確認する意味で、解析のメッシュ上で、この地点に相当する変位を抽出し、比較する（表 8.3.6）。

超大断面部の施工時には、側壁導坑下半部の掘削時にウェルポイントを併用して、2m 程度地下水位を低下させており、これも既設トンネルを変位させるひとつの要因として考えられた。そのため、既設トンネルで発生した変位のうち、応力解放の影響による割合については、計測データのみから判断することはできない。しかし、表 8.3.6 に示す計測結果と解析結果の比較から、超大断面トンネルを掘削して応力解放したことによる既設トンネルへの影響は明確に認められ、応力解放の影響は、小さくないものであると判断される。

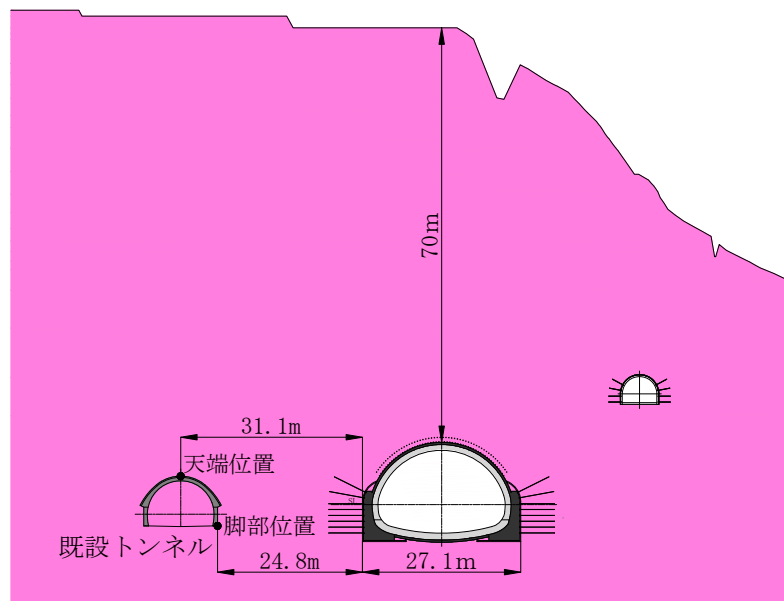


図 8.3.7 既設トンネル変位測定位置

表 8.3.6 既設トンネル沈下

計測項目と位置	計測値		解析値	
	天端	脚部	天端位置	脚部位置
比較着目時点				
側壁導坑掘削完了時	8mm	8mm	8mm	7mm
本坑上半掘削完了時	16mm	16mm	15mm	14mm

## 8.4 側壁導坑先進工法の妥当性評価

### (1) 概要

超大断面部の施工は、側壁導坑先進工法を採用して、トンネルの沈下を抑制し、良好な施工結果を得ることができた。ところで、近年、一般断面のトンネルでは、このようにトンネルの沈下を抑制する必要がある場合に、補助ベンチ付き全断面工法にてインバート一次閉合を行うケースが増加し、効果を上げている。補助工法が発達する前は、トンネル切羽の安定確保のために、加背を小さく分割する方法が有力な手段のひとつであったが、近年は、補助工法を用いることで加背を大きくして、分割掘削回数を減らすことにより、周辺地山の安定を図るという考え方が主流になりつつある。本トンネルのような超大断面で加背を大きくしすぎることは様々な問題点もあるが、近年の技術的な流れをみると、インバート一次閉合工法の適用の可能性を全く無視する訳にもいかない。そこで、ここでは、本トンネルの超大断面区間へのインバート一次閉合を適用した場合を想定したシミュレーションを行い力学的な妥当性を評価する。

ただし、施工面では、超大断面部のインバート盤から上半天端までの高さは17mとなり、現在のところ、インバート一次閉合モデルで効率的に施工できるトンネル機械は存在せず、経済的な施工は難しい(参考に、写真8.4.1に側壁導坑先進工法での上半支保工建て込み状況を、写真8.4.2に大断面Aを終端まで掘削した際の汎用重機での鏡面補強ボルトの施工状況を示す)。また、2車線道路断面程度であれば、切羽とインバート閉合の距離を5m程度まで縮めて、脚部沈下を抑制することが可能であるが、超大断面トンネルでは、切羽の自立性を考慮すると切羽面とインバート閉合までの距離を縮めることは難しく、効果的な沈下防止対策とはならないことも考えられる。

このようなことから、力学的な妥当性の評価以前に解決すべき問題点が大きいことを念頭に置いた上での参考的な検証となることに留意する必要がある。



写真 8.4.1 上半支保工建て込み状況  
(上半断面)



写真 8.4.2 大断面 A 妻部施工状況  
(全断面)

図 8.4.1 に想定したインバート一次閉合モデルの支保パターン図を、図 8.4.2 に工法概念図を示す。評価するインバート一次閉合モデルについては、実際に施工を行った側壁導坑先進工法と同じになるように、加背の高さを上半 8.5m、下半 5.8m、インバート 2.7m としている。また、上半のベンチ長を 10m、下半のベンチ長を 5m に設定している。

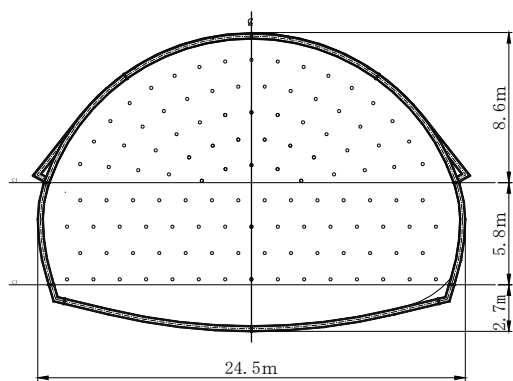


図 8.4.1 インバート一次閉合モデルの支保パターン図

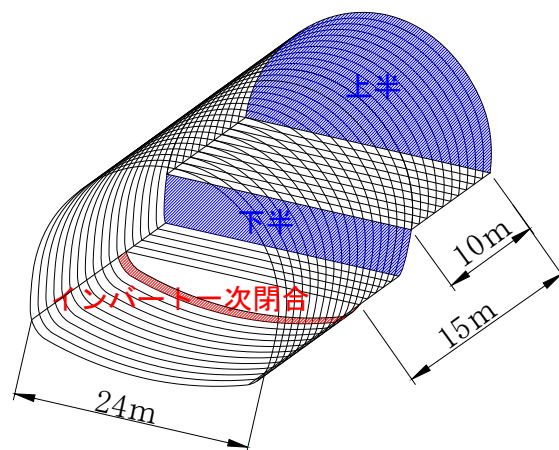
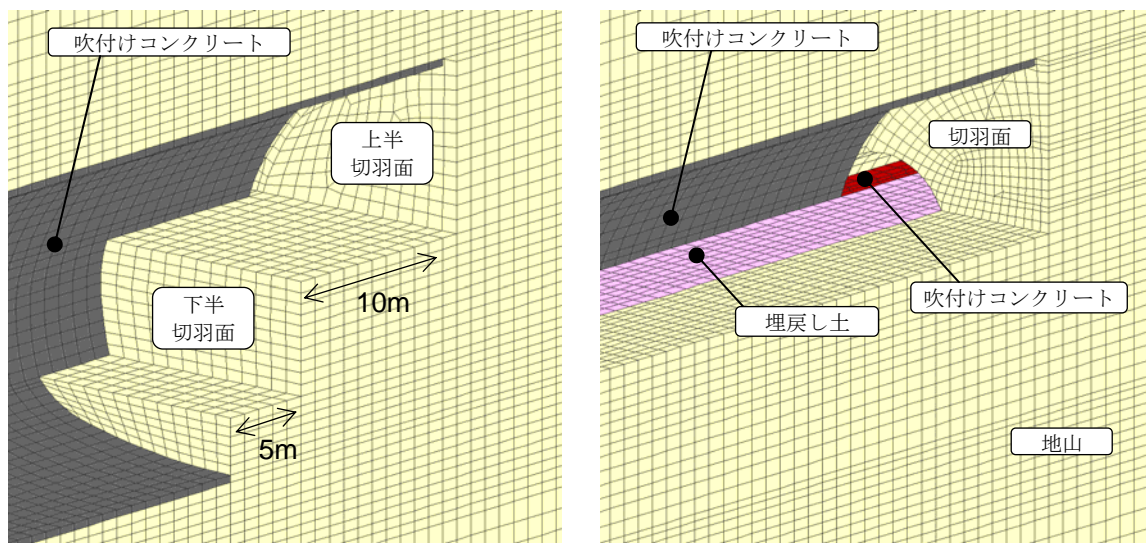


図 8.4.2 インバート一次閉合モデルの工法概念図

## (2) 解析による検証

### a) 解析モデル

図 8.4.3 に解析モデルを示す。その他の地山や支保部材などの物性は、これまでの解析に準じている。



(a) インバート一次閉合モデル

(b) 側壁導坑先進モデル (参考)

図 8.4.3 解析モデル

## b) 解析結果

インバート一次閉合モデルの側壁部掘削時の地山の応力状態と、側壁導坑先進モデルの鏡面の応力状況を Mohr-Coulomb の破壊規準線とあわせて表現すると図 8.4.4 のようになる。

側壁導坑先進モデルについては、全体に応力的に安定しており、切羽面の応力状態の厳しいところで作図した場合でも、図 8.4.4 に示すように、概ね Mohr-Coulomb の破壊規準線に接する程度である。一方、インバート一次閉合モデルの側壁部では、下半掘削に伴う最小主応力の低下と、上半脚部支保工からの応力伝達により、高い最大主応力を示し、図 8.4.4 に示すように、Mohr-Coulomb の破壊規準線を大幅に超過し、極めて不安定になることがわかる。

次に、最大せん断ひずみの分布状況を図 8.4.5 に示す。第 7 章に示したように、しらす地山トンネルの切羽破壊の有無は最大せん断ひずみとの相関が認められ、応力依存剛性変化モデルを用いた解析では、低拘束圧下で最大せん断ひずみが 0.8%程度を超えると切羽面の破壊が生じやすいことを確認している。下半掘削後、支保工設置までの間については支保工がなく、上半切羽のような低拘束圧状態になっている。このような低拘束圧状態で、図 8.4.5 から、下半の側壁は最大値で 1.2%程度の最大せん断ひずみが生じていることがわかる。このことから、インバート一次閉合モデルでは、下半掘削時に、下半側壁部の地山が崩壊する可能性が高いといえる。

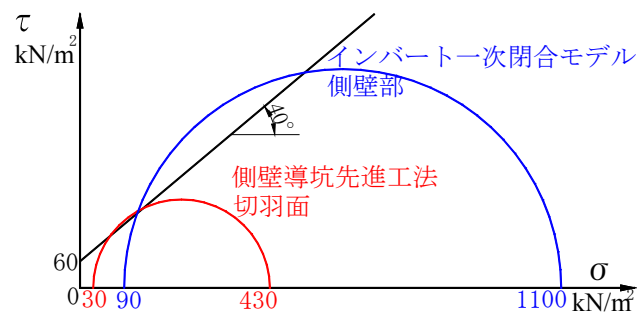


図 8.4.4 応力状態の比較

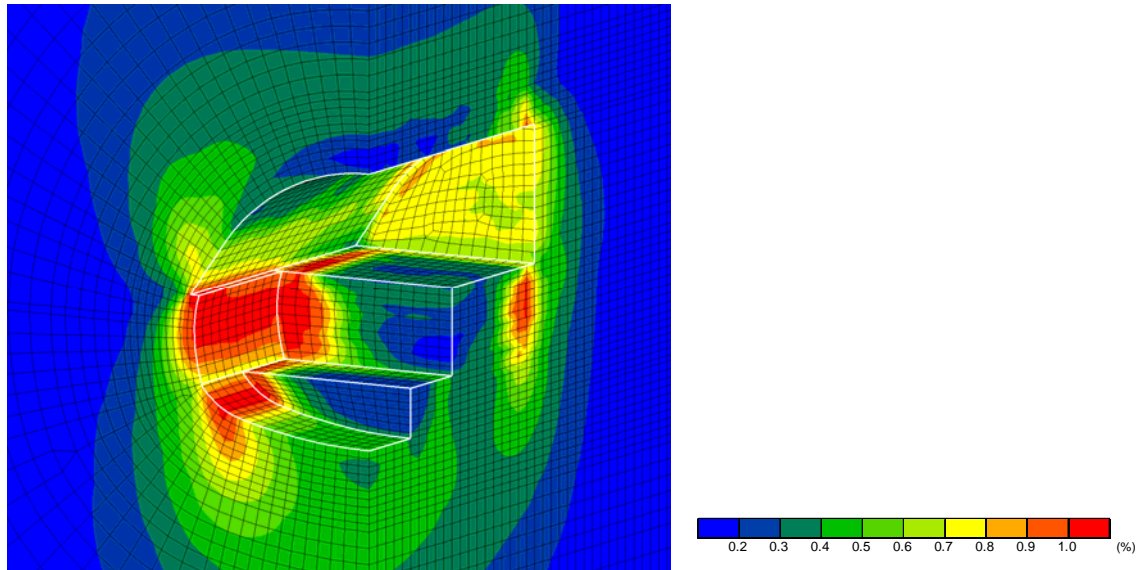


図 8.4.5 最大せん断ひずみ

### (3) 計測結果による検証

側壁導坑先進工法とインバート一次閉合モデルについて、掘削工法の違いによる支持力の検証を行う。

側壁導坑先進工法の場合、計測結果から、鋼製支保工と吹付けコンクリートに発生しているトンネル 1m 当りの軸力の合計は、およそ 5,000kN と大きな値となっている（図 8.3.5 参照）。これを単純にトンネル掘削半径と地山の単位体積重量で除すと 30m 相当の土荷重がトンネルに作用していることになる。当該箇所土かぶりは 70m ほどであるので、トンネルの上部の土荷重の約 1/3 を支保工で支え、残りの約 2/3 を左右の地山が分担している状況が推察できる。

超大断面部は側壁導坑先進工法を採用しているため、上半支保工の軸力 (5,000kN) は基礎コンクリートの底盤幅 (5.3m) で支持していると考えられる（図 8.4.6(a)）。この荷重を仮に、インバート一次閉合モデルの上半脚部（ウイング幅 1m 考慮）で支持すると考えると図 8.4.6(b) のようになる。

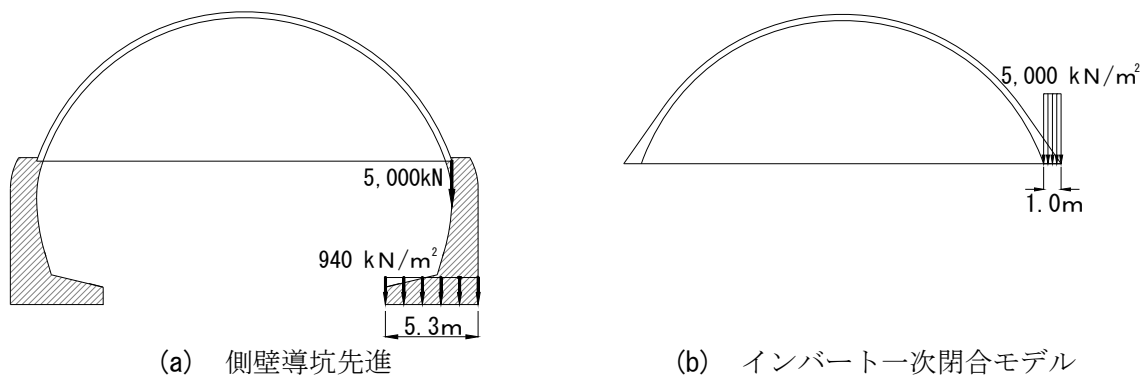


図 8.4.6 支持力の確認



これらを、トンネル坑内で実施した平板載荷試験データ (pp.88-89) にプロットすると図 8.4.7 のようになる。図 8.4.7 から、側壁導坑先進工法の場合は脚部沈下が抑制されており、全体の沈下量も抑えられていることがわかる。一方、インバート一次閉合モデルで施工した場合、脚部が 80mm ほど沈下し、天端沈下は計測されている 25mm を加えて、100mm を超えることが想定される。また、これに伴い、トンネルに載荷する荷重も増大し、トンネルの安定性が損なわれることが想定される。

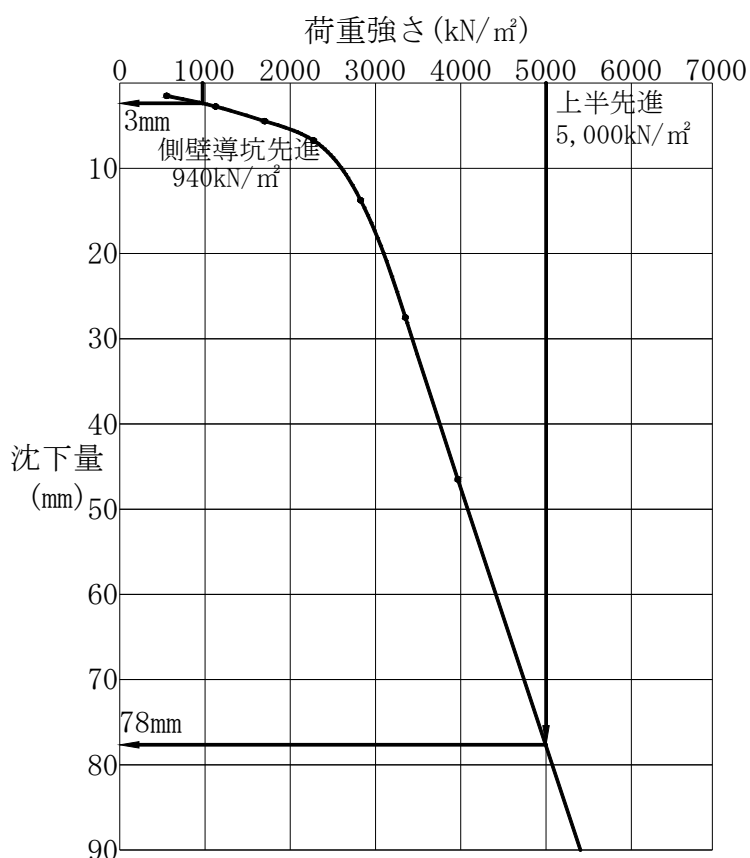


図 8.4.7 作用荷重と沈下量の関係

以上の解析結果および計測結果をもとにした検討結果から、本トンネルの超大断面部へのインバート一次閉合モデルは、力学面からも難しいものであったと判断できる。

## 8.5 異なる掘削工法の適用性の検討

超大断面部の施工は、側壁導坑先進工法を採用したうえで、上半断面に、長尺鏡ボルトによる鏡補強を併用して、周辺環境を保全しながらトンネルの安定性を確保し、良好な施工結果を得ることができた。そこで、次の施工上の検討ステップとして、超大断面区間に対して異なる工法を試験的に適用して工法毎の得失を分析し、施工条件に応じた施工方法を示すことができれば、今後の超大断面トンネルの技術的發展に貢献するものと考えている。

しかし、今回、施工した超大断面区間の延長は50mと限られたもので、さらに、既設トンネルや地表面の変位抑制といった周辺環境に対する厳しい制約条件下での施工であったことから、実施工で、工法を替えての試験的な施工は困難であった。一方で、しらす地山は一般の岩盤地山と比べて均一性が非常に高いことから、適切な解析モデルを用いることにより解析的に非常に精度よく実現象を表現することができることを、前章までに確認している。

そこで、ここでは、実施工では制約条件により実施できなかった異なる施工方法について解析上のシミュレーションを行い、軟質地山であるしらす地山における超大断面トンネルの施工法の違いによる挙動の違いについて分析する。

(1) 検討ケース

これまでの検討から、側壁導坑先進工法が基本的な選択肢となることを確認した。側壁導坑先進工法においても、その中でいくつかの選択肢が挙げられるが、今回は、上半部の挙動に着目し、側壁導坑および側壁コンクリートは実施工で実施した工法に統一する。

表 8.5.1 に検討ケースを示す。ケース 1 は前章で示した実施工モデルから長尺鏡ボルト工を省いたモデルで、ケース 2 は前章で検証した長尺鏡ボルトによる鏡補強を行った実施工モデル、ケース 3 は実施工の長尺鏡ボルトに替えて切羽中央に導坑を先進させたモデルである。

表 8.5.1 検討ケース

ケース 1	ケース 2	ケース 3
<p>鏡面無対策</p> <p>鏡面の安定対策なし</p>	<p>長尺鏡ボルト</p> <p>長尺鏡ボルトにて鏡面の安定対策 (実施工法)</p>	<p>中央導坑</p> <p>中央導坑先進による鏡面の安定対策</p> <p>導坑を先進させる箇所以外の切羽 には長尺鏡ボルトによる対策</p>

## (2) 鏡面の安定性評価

図 8.5.1 に解析結果の切羽近傍の状態を示す。

図 8.5.1 に示す剛性低下率から、最小主応力の低下に伴いトンネル周辺地山の剛性が低下している状況を確認できる。

長尺鏡ボルトで補強したケース 2 は、長尺鏡ボルトの拘束効果により切羽前方の剛性の低下量が小さく、切羽前方で最小主応力、最大主応力とも比較的高い応力状態が保たれている。それぞれの最小値は、最小主応力が  $30 \text{ kN/m}^2$ 、最大主応力が  $430 \text{ kN/m}^2$  となっている。一方、鏡面の対策を行わないケース 1 の場合には、切羽の応力解放により最小主応力の最小値がほぼ  $0 \text{ kN/m}^2$  まで低下し、地山の剛性（変形係数）が低下している。そのため、この部分の最大主応力の低下量が大きく、鏡面の最大主応力の最小値は、 $330 \text{ kN/m}^2$  となっている。

このときの応力状態を、Mohr-Coulomb の破壊規準線とあわせて表現すると図 8.5.2 のようになる。いずれの場合も破壊規準線に接する程度の応力円となっているが、長尺鏡ボルトを施工した場合の方が、応力円が高応力側に位置しており、安全性が高いとも考えられる。

ところで、第 7 章に示した結果から、しらす地山トンネルの切羽破壊の有無は最大せん断ひずみとの相関が認められ、応力依存剛性変化モデルを用いた解析では、低拘束圧下で最大せん断ひずみが 0.8% 程度を超えると切羽面の破壊が生じやすい。

図 8.5.1 から、長尺鏡ボルトで鏡補強を行った場合（ケース 2）では最大せん断ひずみが 0.8% を超える範囲は限定的であり、せん断ひずみの発生状況から鏡面の安定効果が期待できる結果となっている。これは、実施工で確認した切羽の安定性とも整合のとれるものである。

一方、鏡面の対策を行わない場合（ケース 1）は、最大せん断ひずみが 0.8% を超える範囲が切羽前方に大きく拡がり、切羽の大規模な崩落が想定される状況である。解析結果から、実際のトンネル掘削での適用には問題があると判断されるところである。

ケース 3 の中央導坑モデルは、中央導坑部分の鏡面に地山そのものがなくなるため安定するが、中央導坑を先進させる影響により側壁導坑と中央導坑間の地山のひずみが大きくなる。この部分に最大せん断ひずみが 0.8% を超える範囲が拡がり、鏡面の安定性に若干の懸念が生じる結果となっているが、実施工の適用性について完全に否定するものではないと判断する。

中央導坑案については、しらす地山の切羽の地盤強度が、中央導坑の支保部材と比べて強度が著しく小さいことから、中央導坑の撤去に際しては、切羽面を緩めないように低振動での施工が求められる。実施工においては、静的な解析結果のみの判断ではなく、支保工撤去時の動的な挙動にも留意する必要がある。

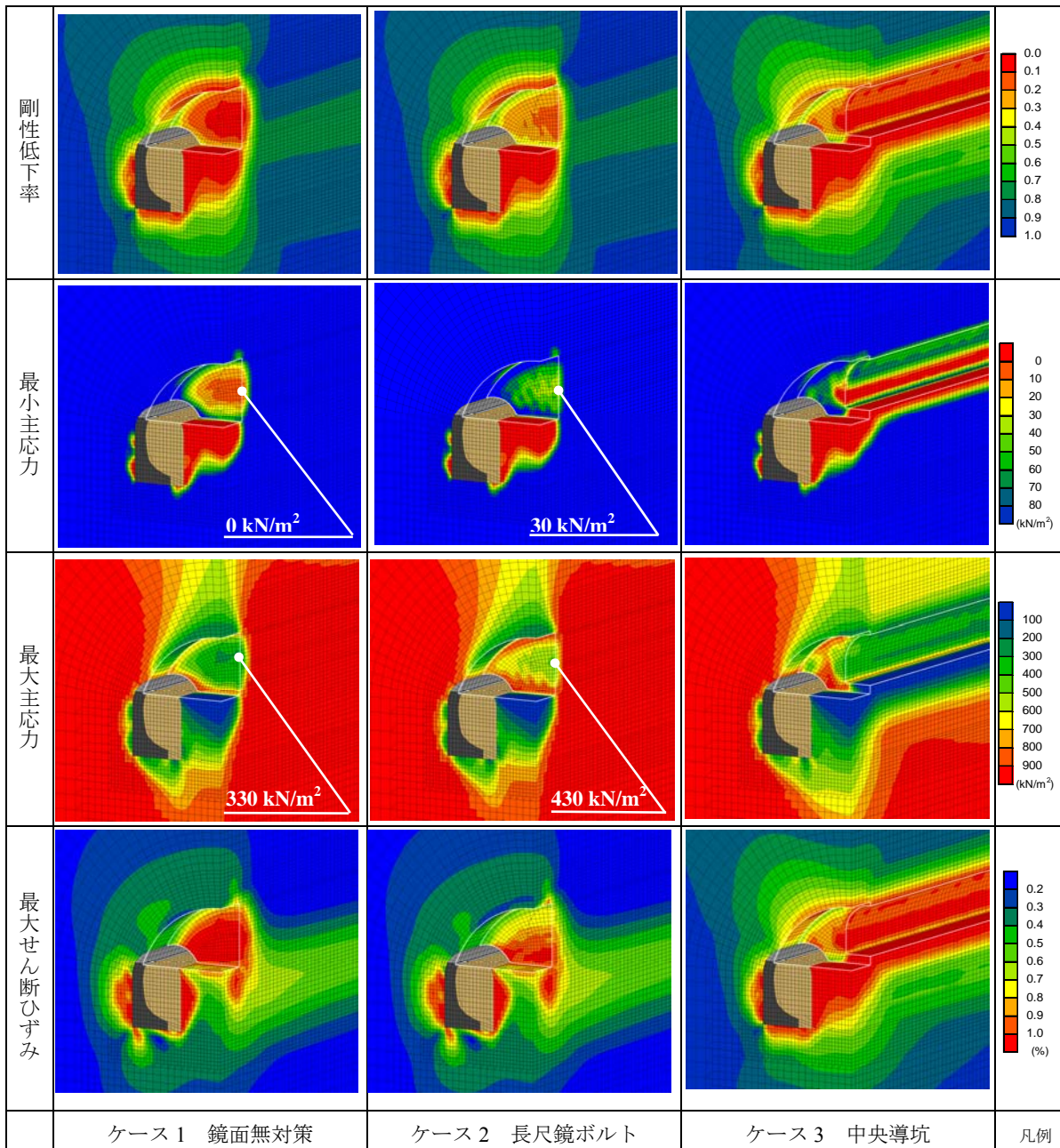


図 8.5.1 切羽近傍の状態

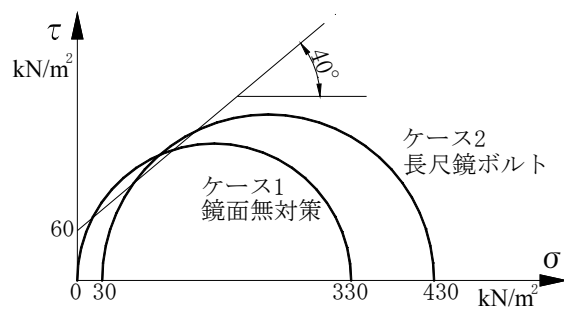


図 8.5.2 切羽面の応力の比較

### (3) 支保工および周辺地山の挙動分析

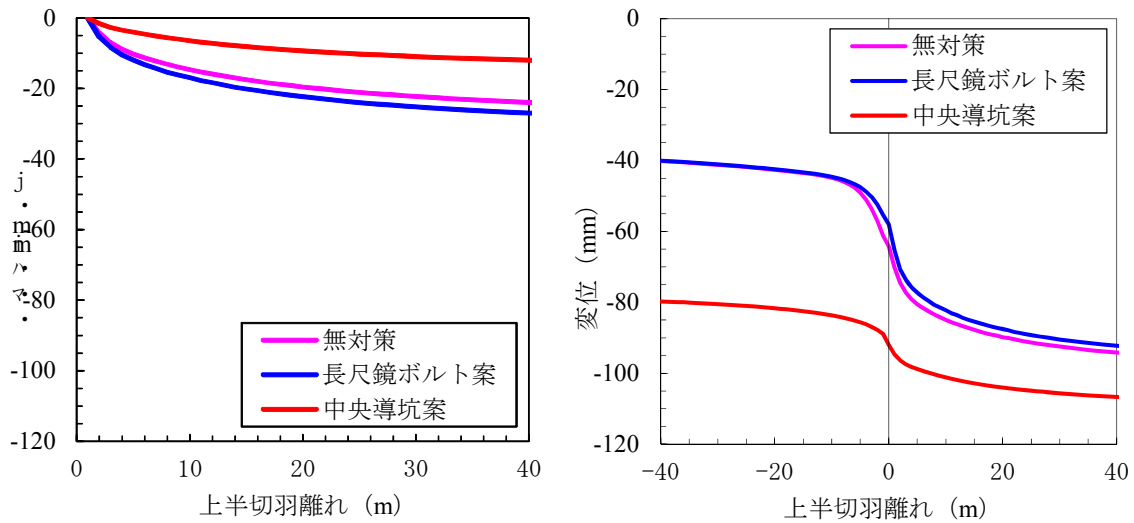
#### a) トンネルの変位

トンネルの変位として、本坑上半天端部分の沈下量を代表値として分析を行う。

図 8.5.3 にトンネル天端部分の沈下の経距変化図を、(a) 本坑上半支保設置後の変位（先行変位を含まない変位），(b) 側壁導坑掘削前（初期状態）からの累積変位について示す。

図 8.5.3 (a) から、本坑上半支保工設置後の変位については、長尺鏡ボルトを施工した場合と鏡面無対策の場合は、大きくは変わらない値となっているのに対し、中央導坑案は変位が小さくなっていることがわかる。

一方、側壁導坑掘削開始前からの累積変位をみると（図 8.5.3 (b)），ケース 3（中央導坑）で、他の 2 ケースに比べて大きな変位が発生していることがわかる。これは、上半部分を中央導坑掘削と本坑上半掘削に加背分割したことにより、施工ステップが増加し、全体的な地山の変位が増加したものと考えられる。



(a) 本坑上半支保設置後の変位

(b) 側壁導坑掘削前からの累積変位

図 8.5.3 トンネル天端沈下経距グラフ

次に、それぞれのケースの側壁コンクリート構築後の本坑上半の変位モードの比較を、図 8.5.4 に示す。

表 8.5.2 に施工ステップ毎の変位と最終変位に対する各ステップでの変位割合を示す。表 8.5.2 に示す各施工ステップの変位に着目すると、3 ケースとも、側壁導坑施工時に最終累積変位の 40%程度が発生しており、さらに、中央導坑を施工する案では中央導坑施工時の変位も大きく、本坑上半掘削前に、累積で 73%の変位が発生することがわかる。また、本坑上半支保設置後の変位は、中央導坑を施工しない 2 ケースが最終累積変位の 30%程度であるのに対し、中央導坑を施工する案は中央導坑施工完了時まで大きな変位を発生させているため、上半支保工設置後の変位が 12%に抑制されていることがわかる。

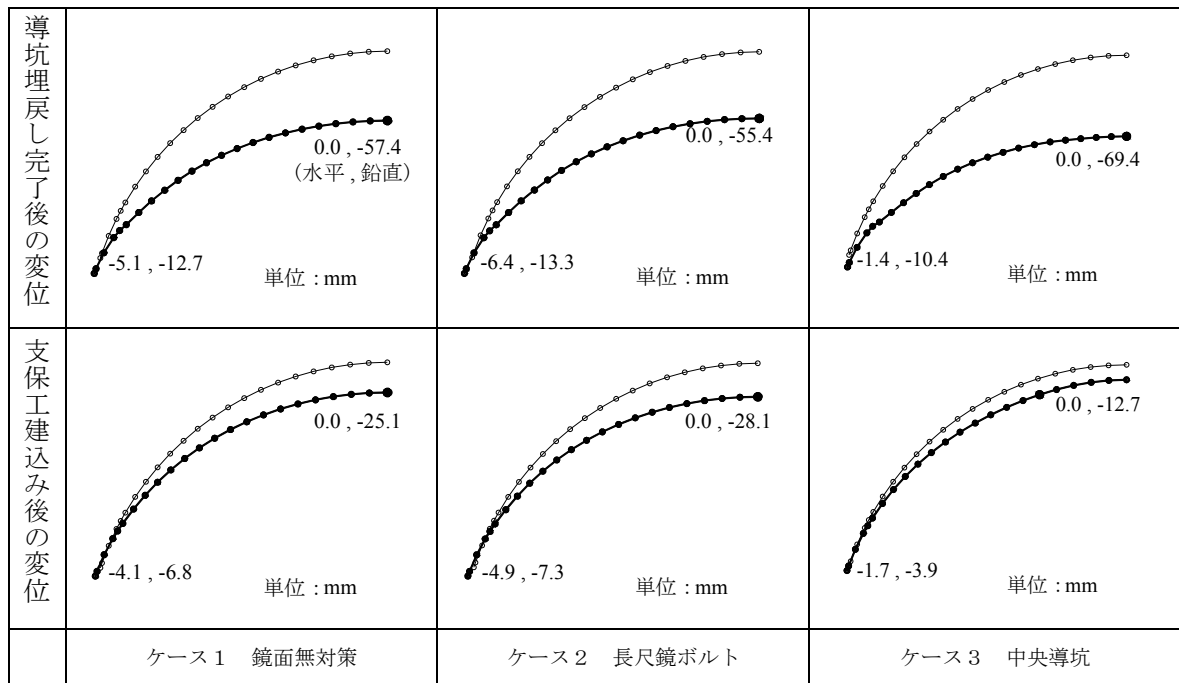


図 8.5.4 側壁コンクリート構築後の本坑上半の変位モード

表 8.5.2 施工ステップ毎の変位と割合

検討ケース	ケース 1 鏡面無対策	ケース 2 長尺鏡ボルト	ケース 3 中央導坑
着目点			
側壁導坑掘削時の変位	38mm (40%)	38mm (41%)	38mm (36%)
中央導坑掘削時の変位	-	-	40mm (37%)
本坑上半掘削時の先行変位	32mm (34%)	27mm (29%)	16mm (15%)
本坑上半支保設置後の変位	25mm (26%)	28mm (30%)	13mm (12%)
最終累積変位	95mm (100%)	93mm (100%)	107mm (100%)

b) 支保工背面地山の状態

図 8.5.5 に解析結果の支保工背面地山の状態を示す。

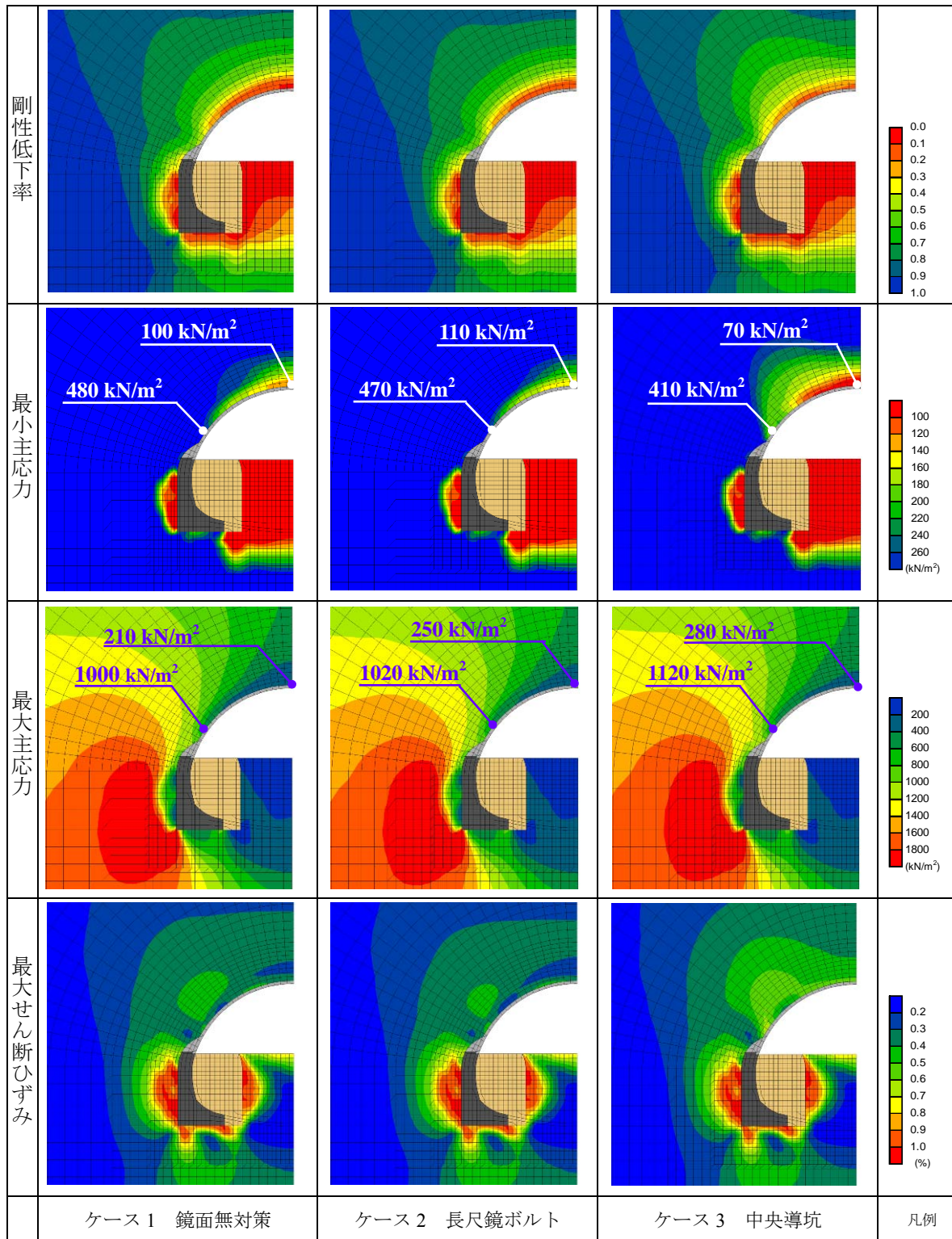


図 8.5.5 支保工背面地山の状態



ケース 3（中央導坑）とその他の 2 ケースを比較するとケース 3 で天端部の最小主応力の低下が認められる。

反面、ケース 3 で天端部分の剛性低下率は必ずしも高くなく、せん断ひずみが支保工背面全体に比較的大きく増加している状況が認められる。これは、中央導坑掘削により、中央導坑周辺の変形係数は低下するものの、変形係数が低下した部分の地山は、本坑上半掘削により撤去されることから、変形係数が大きく低下する範囲は広がらないのに対し、せん断変形は、中央導坑を掘削した段階から、周辺地山の比較的広範囲に発生し、さらに、上半掘削時に累積されることにより、最終的に、全体的にせん断変形が大きくなったものと考えられる。

図 8.5.6 にケース 2（長尺鏡ボルト）とケース 3（中央導坑）の支保工背面地山の解析メッシュ上の点の最小主応力と最大主応力の関係を示す。図 8.5.6 には  $c=60\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=40^\circ$  の場合の Mohr-Coulomb の破壊基準線をあわせて示している。この破壊基準線より下方は最小主応力と最大主応力関係から、Mohr の応力円が破壊基準線に接しない安定した状態にある領域である。

ケース 2 とケース 3 ともに、支保工背面地山の応力状態は破壊基準線に接しない安定した状態にあるといえるが、両者の比較ではケース 3（中央導坑案）がケース 2（長尺鏡ボルト）に対して全体的に破壊基準線に近く、相対的には安定性が低い状態にあるといえる。これは、ケース 3 において先ほど述べたように、せん断変形の増加に伴い応力面でも大きな値が発生したのと考えられる。

なお、今回、適用している応力依存剛性変化モデルは、地盤が破壊する前の pre-failure の挙動を解析しており、地盤が破壊する以降の状態の表現はできない。図 8.5.6 から支保工背面の地山に着目すると、どのケースも十分に安定が保たれており、解析が十分に成り立っていることが確認できる。

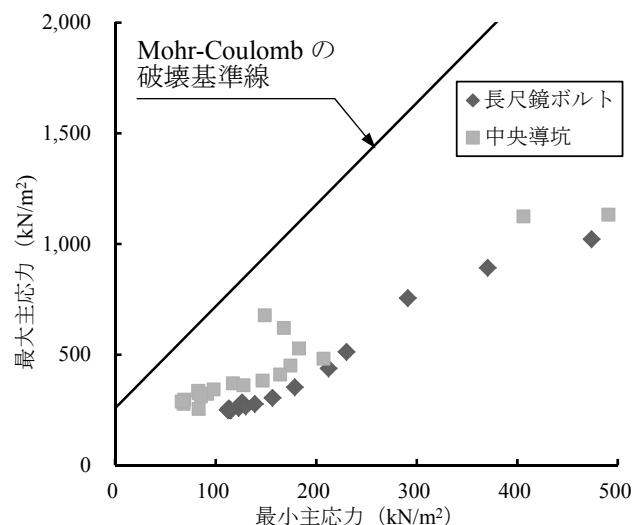


図 8.5.6 支保工背面の応力状態

c) 支保工の応力状態

図 8.5.7 に上半支保工の発生断面力および発生応力を示す。

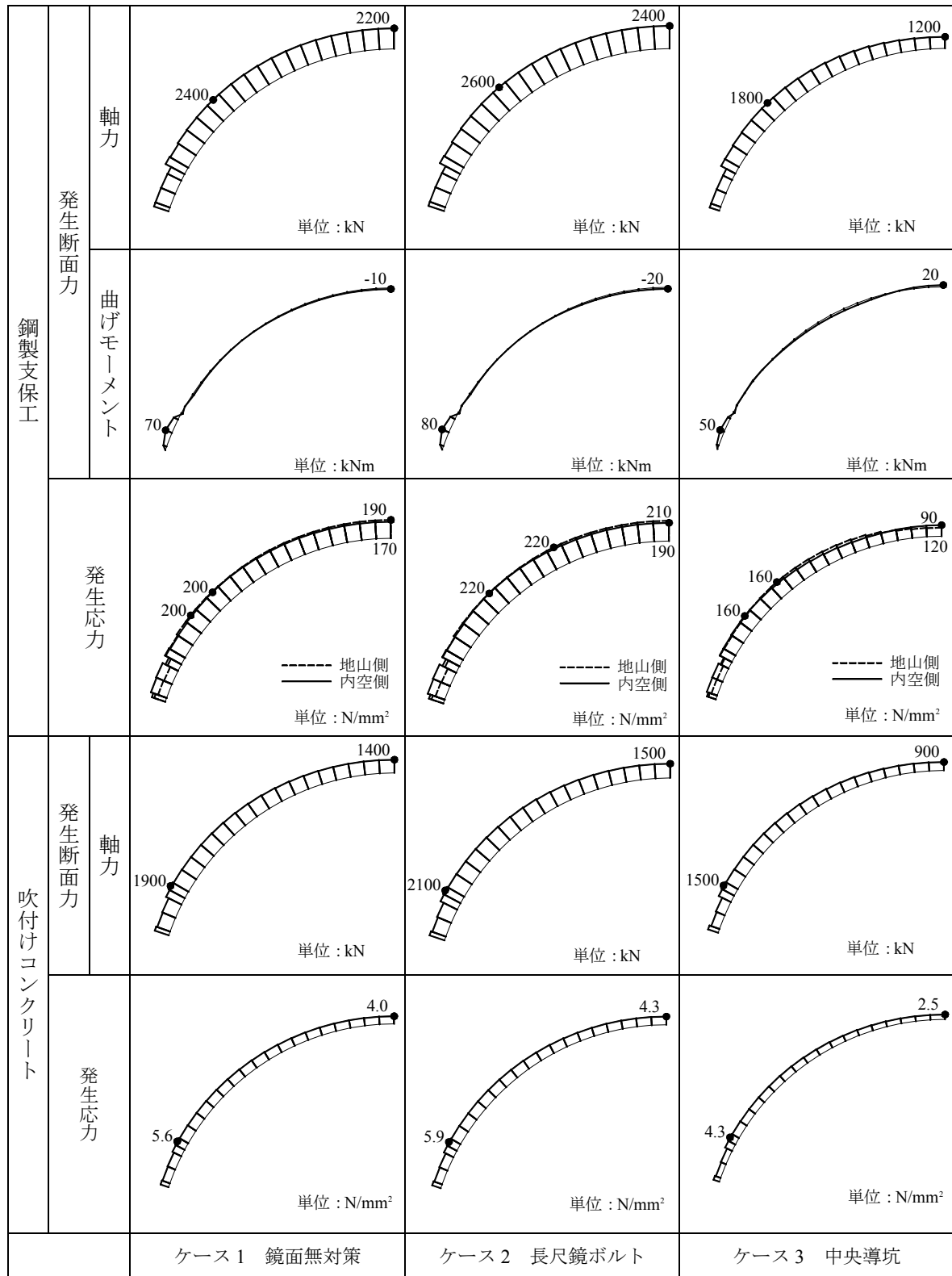


図 8.5.7 支保工発生断面力および発生応力

発生断面力、発生応力ともに、ケース3（中央導坑）がケース2（長尺鏡ボルト）より小さく、トンネル支保工に対しては、安全側の結果となっている。

ケース3では、先ほど示したように、中央導坑掘削により地山の変形を許容しているものの、支保工背面の地山は破壊状態にならずに十分な耐荷力を有した状態で地山がバランスよく荷重を分担した状態になっていると考えられる。

以上の解析結果から、しらす地山においては低強度、高応力下においても適切な施工方法、支保工の選択を行うことにより、良好なグラウンドアーチが形成されトンネルの安定が確保できるといえる。

また、中央導坑を施工することにより、支保部材の応力が低減されることがわかった。

#### d) 周辺環境への影響

表 8.5.3 に、各ケースの既設トンネル位置（図 8.5.8）での沈下についての解析結果を示す。

既設トンネル位置での沈下は、全体掘削完了時の変位に対して、側壁導坑掘削完了時点で約50%発生している。中央導坑を採用した場合においては、上半加背の分割により周辺地盤に変位として与える影響がわずかに大きくなるものの、その差は数%にとどまる。

なお、表 8.5.3 に示した数値は既設トンネルをモデル化したものではないことから、絶対的な値ではないことに留意する必要がある。

表 8.5.3 解析による既設トンネル位置での沈下

解析ケース 着目時点	ケース1 鏡面無対策		ケース2 長尺鏡ボルト		ケース3 中央導坑	
	天端	脚部	天端	脚部	天端	脚部
導坑掘削完了時	8	7	8	7	8	7
中央導坑掘削完了時	-	-	-	-	12	11
本坑上半掘削完了時	15	14	15	14	16	14

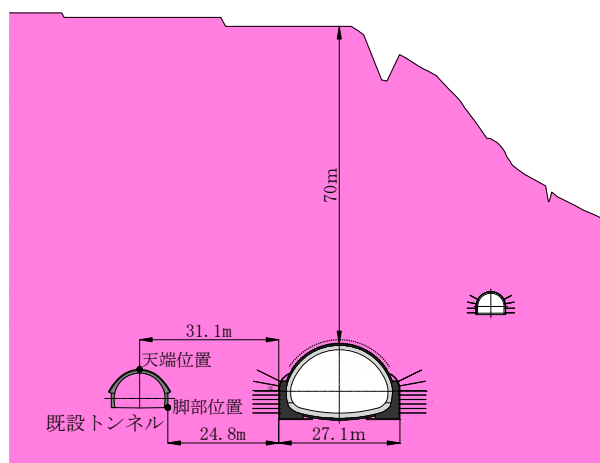


図 8.5.8 既設トンネル変位測定位置

## 8.6 結言

本章では、応力依存剛性変化モデルの三次元連続体解析を側壁導坑先進工法で掘削した超大断面トンネルに適用し、解析モデルの複雑な加背に対する適用性を確認した。

その上で、超大断面トンネルに異なる施工方法を適用した場合の解析シミュレーションを実施し、施工方法によるトンネルおよび周辺地盤の挙動の違いを確認した。

以下に、本章で得られた知見をまとめる。

- 1) 大断面かつ複雑な加背においても、応力依存剛性変化モデルの妥当性が認められる。
- 2) 低強度、高応力下のしらす地山の超大断面トンネルでも適切な施工法の選定によりグラウンドアーチの形成が可能となり、トンネルの安定が確保できる。
- 3) 上部半断面を先進させるインバート一次閉合モデルでは、解析上、下半側壁部の地山に過大な応力が発生し、トンネルの安定確保が困難である。
- 4) 解析上において、地山が破壊しない限りは中央導坑掘削により地山の応力負担が増加し、支保工に発生する応力が低減される。
- 5) 施工方法の違いにより周辺地盤の変位の違いが発生するが、今回比較した工法では対象地盤が25m程度離れると明確な差は生じない。

実施工においては、地表面や近接のトンネルの保全を重要視する必要があったことから、周辺地盤の最も小さくなる長尺鏡ボルトによる施工を実施した。一方、現場計測および解析結果から、支保工には短期許容応力程度の大きな応力が発生していることを確認している。

今回の解析では、地山が安定する限りにおいては側壁導坑に加えて中央導坑を施工することにより支保工のスペックを軽減できる可能性が示された。今後、例えば、さらに土被りが大きくなるような条件の厳しい場合には、このような支保工の負担を下げる工夫も有効な手段となりうる。

ただし、今回のような特殊条件下での施工において地山が不安定側に移行することを許容することはリスクの増大を伴う可能性も考えられるため、実施工においては、施工条件を十分に精査した上で工法選定を行う必要がある。また、施工時においても計測結果を素早く施工に反映できる体制を整えた上で、慎重に工事を進めることが肝要である。

## 第8章の参考文献

- 1) 多宝 徹, 鈴木雅行, 五反田信幸, 菅原健太郎, 北村良介: 応力依存剛性変化モデルを用いたしらす地山における超大断面トンネルの挙動分析土木学会論文集 F1(トンネル工学)特集号 Vol. 68, No.3, pp. I 1- I 15, 2012.11.
- 2) 五反田信幸, 緒方秀敏, 多宝 徹, 日向哲朗: シラス地盤に超大断面 378 m<sup>2</sup>の地中分岐部を建設, トンネルと地下 pp.15-25, 2012.3.



## 第9章

# しらす地山におけるトンネルの設計・施工法の提案

### 9.1 緒言

本章では、前章までに行ってきた研究結果から、しらす地山における合理的なトンネルの設計・施工法を取りまとめ、提案する。

## 9.2 しらす地山トンネルの事前設計における留意点

### (1) しらすの定義の確認

トンネルの設計・施工を行うためには、トンネルの掘削対象を特定する必要がある。第2章で示したように、これまで、“しらす”という用語には明確な定義がなく、さまざまな意味合いで用いられてきた。いうまでもないが、地質に対する定義が不明確であるとトンネル掘削対象地山の性状を正確に把握することができない。

これまで、“しらす”という用語について、概念的には入戸火砕流堆積物の非溶結部に限ったものとして用いられることも多かったが、土木分野では地盤工学会基準などで示されるように、入戸火砕流に限らず広範囲の第四紀の火砕流堆積物の非溶結部を“しらす”として定義してきた。しかし、入戸火砕流以外の第四紀の火砕流堆積物の非溶結部の分布は極めて限られた範囲にとどまり、性状も入戸火砕流堆積物の非溶結部のような一定の特徴を有しているわけではない。このようなことから、第四紀の火砕流堆積物の非溶結部である“しらす”と入戸火砕流堆積物の非溶結部である“しらす”をわけて考える必要がある。

そこで、本論文では、第四紀の火砕流の中で入戸火砕流堆積物の非溶結部に対して、“しらす”と称している。これに対して、旧来用いられてきた第四紀の火砕流堆積物の非溶結部である“しらす”については広義のしらすとしている。

図9.2.1にしらすの定義に関する概念図を示す。

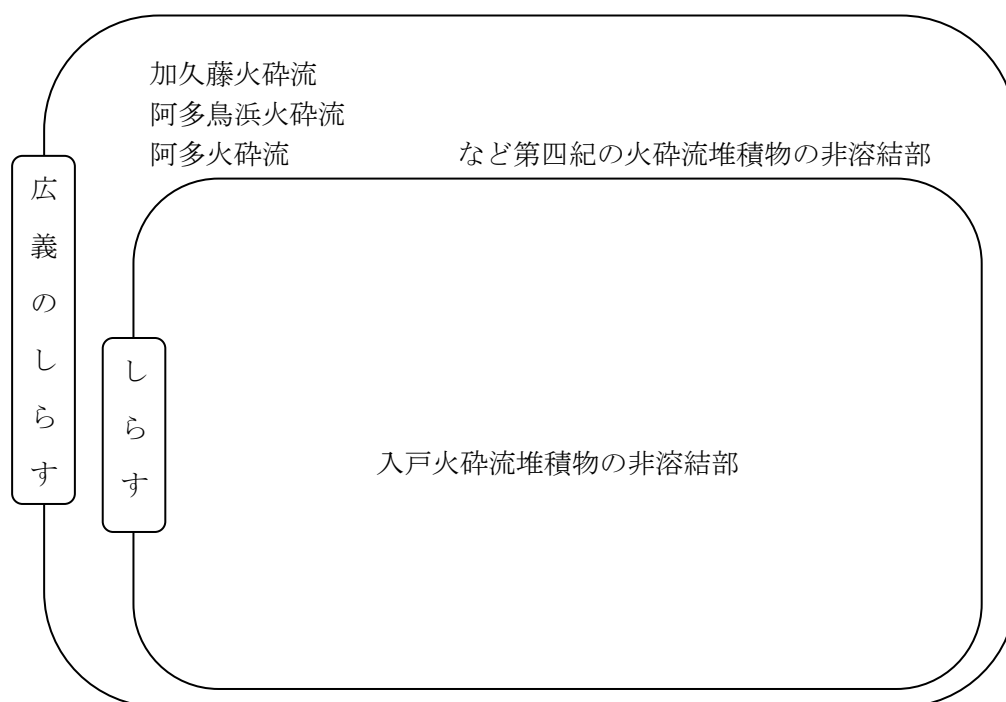


図9.2.1 しらすの定義に関する概念図



このようなことから、トンネルの事前設計においては、対象地山として呼称している“しらす”がどのような定義のものであるかを確認することが重要である。

ところで、広義のしらすは分布範囲に限られ、トンネル掘削対象地山として、ある一定程度の延長で評価できることは少ない。また、起源とする火砕流の違いなどによる性状の違いも大きいことから、本論文では検討の対象としていないが、南九州の地質は、新第三紀以前の堆積岩や火山岩類を基盤として、鮮新世後期以降に鹿児島地溝から噴出した多数の火砕流堆積物が積み重なっており形成しており、狭義のしらす地山と連続して広義のしらすが出現することも考えられる。そのような場合は地山の性状をよく確認し、一般的な未固結地山の範疇でトンネルの設計を行う必要がある。

なお、しらすの定義については、第2章 pp.10-12 に示している。

## (2) しらすの判別

露頭やトンネルの切羽で確認できるしらすは、応力が解放された状況のものである。その判別は、風化度および固結度で評価できる。風化していないしらすのほとんどは、ふつうしらすとなる。

地山浅部のしらすは応力解放により硬度が低下し、N値が小さめに測定される。これは、しらす固有の強度の低下を表していると考えより、応力解放により強度が減少した結果と捉える方が妥当である。地山浅部のしらすと地山深部のしらすとの差は、応力の解放度合いであり、地山深部のしらすもトンネルの掘削により応力解放されるため、N値の違いによる強度の差は、トンネル掘削を考えた場合、有意な差ではない。

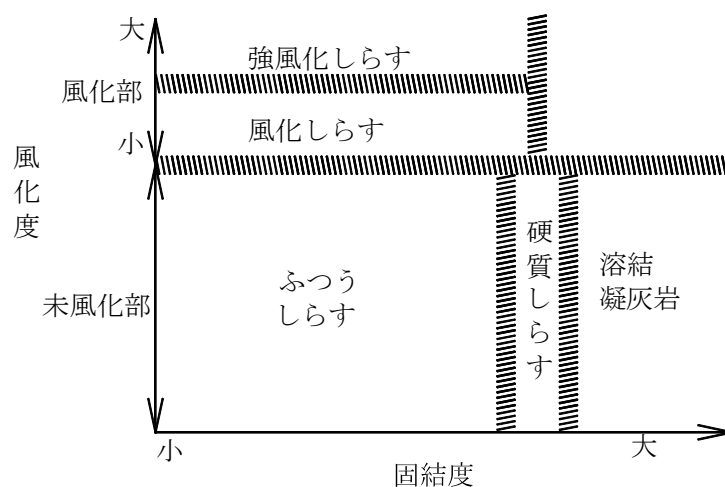


図 9.2.2 入戸火砕流堆積物の分類

概ね  $N < 70$  程度以下の貫入可能なしらすについては、ボーリングコアの目視によりふつうしらすと判断してよいと考えられる。

しらすの判別については、第 2 章 pp.28-30、しらすの応力解放については、第 5 章 pp.80-82 に示している。

### (3) 土被り

しらす地山トンネルにおいて、土被りにより切羽の安定性に差が生じる。50m 程度以下の土被りにおいては切羽の安定性は高い。一方で、80m 程度になると、切羽の自立性が悪くなる。さらに大きな土被りのトンネルの切羽については、さらに安定性が悪くなると判断され、補助工法等の採用が必要になる可能性があると考えられるため、土被りの大小については、十分に留意する必要がある。

土被りに応じた切羽の安定性については、第 4 章 pp.63-65、第 7 章 pp.121-126 に示している。

### (4) その他の地形・地質条件，周辺環境条件

ふつうしらすの地山のトンネルは、低コスト・高効率で高速掘進が可能である。一方、しらす地帯でのトンネル掘削は、地形条件や地質条件が悪かったり、周辺環境条件が厳しかったりすると、トンネルの掘削効率が著しく劣化する傾向がある。すなわち、トンネルの全体的な工費や工期を考えた場合、その工費や工期への影響は、地形・地質条件の悪いところや、周辺環境条件の悪い区間が支配的となる。

このようなことから、延長の長い安定したふつうしらす区間での合理的な設計・施工を行うのと同様に、延長の短い特殊区間の合理的な設計・施工法にも着目することが重要である。

### 9.3 しらす地山トンネルの標準設計の提案

#### (1) 支保構造

##### a) 一般

ふつうしらすで、80m程度以下の土被りのトンネルについては、トンネル支保の安定性は比較的高く、DI相当の支保パターンで施工可能である。このことについては、経験的（第5章参照）にも解析的な検討（第6章、第7章参照）からも検証できている。

##### b) 鋼製支保工

しらす地山トンネルの支保工の安定は、支保工の内圧効果により三軸状態に保たれたしらす地山の安定の上に成り立っている。しらすの強度特性・変形特性を考慮すると（第6章 pp.99-102参照）、何らかの要因で支保工による内圧効果が十分に得られず一軸状態になったしらすは脆性的な挙動を示し、トンネルの崩壊などの重大な事象につながる可能性がある。また、内圧効果が得られない切羽面のしらす地山は不安定化しやすく、脆性的な破壊につながりやすい。

そのため、掘削後、早期に切羽近傍で支保効果を発揮する部材の必要性は高く、鋼製支保工は重要である。また、切羽の直近に鋼製支保工を設置することにより、切羽面の安定性向上の効果も期待できる。このようなことから、DI相当の支保パターンを構成するH-125@1.0mの設置が、合理的な選択肢のひとつとなる。

また、後述する吹付けコンクリートの施工の面からもH-125@1.0mピッチ程度での設置は必要である。

過度に軽い支保パターンを選定することについては、慎重であるべきである。

##### c) 吹付けコンクリート

DI相当の支保パターンとして、 $t=150\text{mm}$ での吹付け厚さがひとつの目安となる。

しらす地山への吹付けコンクリートの付着性は悪く、鋼製支保工や金網から盛り上げていかないとなかなか地山に付着しない。

現時点では、吹付けコンクリートに代わる有力な工法はないが、鹿屋分水路でエキスパンドメタルを用いた場所打ち一次覆工を用いているように（図3.3.12参照）、場所打ちコンクリートで代用する方法も考えられる。また、型枠方法を考えることにより、ECLのような場所打ちコンクリートの採用の可能性についても考えられる。

#### d) 金網

金網については、吹付けコンクリートの付着を考慮して、地山側にφ3.2×50×50のものを設置するケースが多い。

#### e) ロックボルト

一般にロックボルトの機能については、ロックボルトの引抜き抵抗機能とロックボルトのせん断抵抗機能がある。

しらす地山の場合において、ロックボルトに期待される効果は、軸方向引張抵抗よりも軸直角方向のせん断抵抗の方が大きい。しらすの場合、吹付けコンクリートと地山の付着力は大きくは期待できないため、下半掘削時やインバート掘削時の支保工脚部の沈下を防止する目的で、側壁部のロックボルトは有効と考えられる。

一方で、天端部の吊下げ効果や内圧効果は、ある程度、鋼製支保工や吹付けコンクリートで代替が効くため、必要性は小さいと考えられる。天端部のロックボルトを省略した新武岡トンネルでは、天端部の支保部材は安定しており、天端部については、ロックボルトの省略に問題はなかった。

ところで、しらすは土砂地山であるため、十分な引抜き抵抗が確保できないイメージがあるが、実際にはかなりの引抜き抵抗が確保できる。TD24のツイストボルトに一般的なドライモルタルを用いて施工した場合で100kN/本程度の引抜き抵抗を確認しており、ロックボルトの引抜き抵抗を期待した設計を行う場合には参考になると思われる。

また、しらすは水に弱いことから、しらす地山でのロックボルトの穿孔について、穿孔水によって地山を傷めると考えられることがあるが、実際には、数分程度の水穿孔程度では、大きく地山を傷めることはない。

### (2) 補助工法

一般にグラウンドアーチが形成されると考えられる土被り2D程度以上の土被りのあるふつうしらす地山については、トンネル施工時の切羽の安全性確保のための特別な補助工法は必要ないケースが多い。

土被りが50m程度以下の場合、しらす地山のトンネルの切羽面の安定性は比較的良好で、補助工法が必要となるケースは少ないと考えられる。

土被りが50m程度を超えて大きくなると切羽面の安定性が低下し、曲面切羽の思想を取り入れた切羽面の安定対策等が必要となる。80m程度に大きくなると、さらに切羽の安定性が悪化することから、鏡面の安定性について補助工法の採用等の検討も必要となる。

以上は一般の2車線断面程度を想定したものであり、超大断面や双設トンネルなど施工においては、個別の検討が必要となる。

### (3) 覆工

適切に一次支保で安定が確保されたしらす地山のトンネルにおいては、現時点の知見からは、一般地山において力学的に覆工に力学的機能を付加しない考え方<sup>1)</sup>で設計することにより、一般地山の覆工と同等の性能を有するものと考えられる。

図9.3.1にふつうしらすにおける標準的な支保パターンを示す。

ただし、しらす地山のトンネルにおいては、周辺環境が厳しい場合が多く、将来的な荷重の変動も予測される場合がある。このような場合には、覆工に力学的機能を付加した個別の設計が必要である。

新武岡トンネルでは、通常区間は一般的な無筋の30cmの巻厚にて施工しているが、その他の区間については区間ごとに荷重状況等を勘案し、力学的機能を付加した設計を行っている。

また、新武岡トンネルでは覆工の高品質化に取り組んでおり、こちらは文献<sup>2)</sup>を参照されたい。

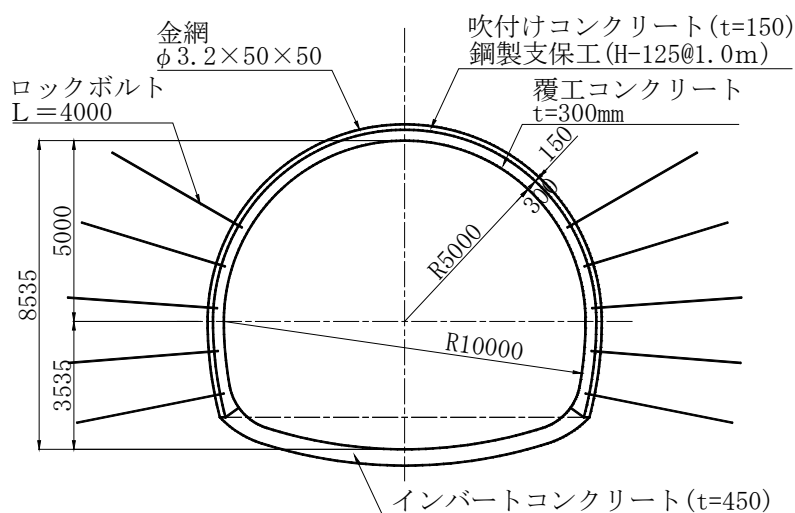


図9.3.1 ふつうしらす地山における標準的な2車線道路断面トンネルの支保パターン例

## 9.4 しらす地山のトンネルの施工

### (1) 掘削工法

一般の2車線断面トンネルであれば、上部半断面先進工法による掘削が現実的である。

### (2) 掘削方式

しらすは、極めて軟質な未固結土であり、機械掘削となる。ツインヘッドが現実的であるが、大型ブレーカのみ先でこそぎ落とすような掘削も可能で、ずり出しの施工速度に劣ることなく、十分な効率での掘削が可能である。

### (3) 支保工の施工

しらすは、トンネル掘削対象地山としては非常に軟質な未固結地山であるため、通常の吹付け方法では、掘削面に付着させることができない。

現在、対策として、鋼製支保工を1.0mピッチ程度で建て込み、その間に、通常より網目の小さい金網(φ3.2×50×50)を設置した後に、吹付けコンクリートを施工する方法がとられている。金網は、金網への付着を考慮して地山と密着するように設置しているが、金網そのものに過度な期待はできない。吹付けは、鋼製支保工のそばから鋼製支保工に付着するように吹付けを実施し、鋼製支保工間に向かって盛り上げていくような施工方法をとる。

### (4) 掘削したしらすのコンクリート細骨材への利用

近年、南九州地方では、海砂賦存量の減少などにより海砂採取が厳しい状況となりつつあり、将来のコンクリート構造物の持続的な建設のために、代替骨材としてしらすの適用が検討されている。このような状況を踏まえ、新武岡トンネルではトンネルの掘削ずりであるしらすをトンネルの支保部材である吹付けコンクリートの細骨材として用いる試みを実施した<sup>3)</sup>。

施工を通じて、しらすの吹付けコンクリートの細骨材としての十分な適用性を確認した。また、トンネル現場におけるしらす骨材の利用は単なる代替骨材としての意味だけではなく、建設副産物である掘削ずりの発生量低減等の効果もある。

## 9.5 特殊条件下での設計・施工

### (1) 局所的な風化が見られる区間

地山深部の一次しらすで地山の全体的な風化が見られることはないが、沢部の直下等では潜在的な割れ目の周辺が風化している場合がある。このような場合には、割れ目の近傍以外はふつつしらすであっても割れ目に沿った風化面で切羽の安定性が支配される。

この場合、切羽の崩落は切羽前方だけにとどまらず、切羽天端方向に大きく地山が抜け落ちるため、適切な補助工法を選定する必要がある。

### (2) 坑口部

トンネルの坑口には崖錐が堆積している場合が多いが、一般の岩盤地山のトンネルの場合は、崖錐といえども岩盤を起源し、それなりの硬さを有している場合が多い。しかし、しらすトンネルの場合には一次しらすを起源とする軟質な二次しらすが堆積している場合が多く、この場合、崖錐は軟質な沖積層と見なす必要がある。

このような状況を考慮し、トンネル坑口部の掘削については、適切に補助工法を選定する必要があり、覆工構造についても必要に応じて将来的な荷重の変動を考慮する必要がある。さらに、トンネル坑門工等の基礎地盤は極めて軟質である場合があるため、そのような場合は、特別な対策を検討する必要がある。

また、しらすの崖は決して長期的な時間軸で見ると安定性が高いものではない。2006年7月7日には、九州新幹線の薩摩田上トンネルで、坑口上部ののり面の崩壊があり、トンネル入口付近の線路上に土砂が流入した災害も発生している。トンネル上部斜面については、十分な対策が必要である。

### (3) 特殊な周辺環境状況下でのトンネル掘削

しらす地山のトンネルは都市域に掘削されることも少なくなく、周辺環境への保全も重要となる。

新武岡トンネルでは、住宅密集地の直下を土被り17mでトンネル掘削を行った。このような場合、周辺環境保全のための対策工を十分な検討の上、採用する必要がある。

このような場合、工費、工期面に多大な影響を及ぼすことから、トンネルの路線選定の際には検討すべき重要な項目となる。

#### (4) 地下水位以下のトンネルの施工

高応力下のしらすは流水により侵食されやすく、また、含水比の高い状態で掘削を行うと崩壊が生じやすい。したがって、トンネル掘削にあたっては、地下水位低下工法により切羽をドライな状態に保つ必要がある。

過去のトンネルを見ると、土被りの小さい武岡トンネルの郊外側工区でディープウェルが採用されているが、その他の山田トンネル、鹿屋分水路、新幹線トンネルのいずれの場合においても、ウェルポイントが採用されている。また、新武岡トンネルにおいても、ウェルポイントにより、効率的な地下水位の低下が行えることと、ウェルポイントをサイクルに組み込むことにより、効率的なトンネル掘削が行えることを確認している。

今後のトンネルにおいては、水頭差などによる個別の設計が必要であると考えられるものの、ウェルポイントによる地下水位低下工法は有力な選択肢である。

なお、しらすが水に対して著しく弱いのはしらす地山が高応力下にある場合に限られる。しらすの露頭した斜面では、雨水による侵食でガリを形成している姿がよく見られるが、このようなガリは水にさらされて瞬時に発達するようなものではない。しらす斜面については応力解放された低応力状態にあるため、数日～数ヶ月のオーダーの長期の雨水の流下によりガリが発達していく。トンネル内で地下水位が問題になるのは、水の流下による侵食よりも、極めて高い応力状態にある支保工脚部付近など地山に水が存在することにより、本来のしらすの耐荷力が著しく低下し、高応力に負けて脆性的に崩壊してしまうことである。



## 9.6 結言

前章までの研究結果から、しらすトンネルの合理的な設計・施工法を提案した。

また、特殊条件下等におけるしらすトンネルの設計・施工における留意点についても言及した。

以下に、本章の結論をまとめる。

- 1) 一般条件下のしらす地山トンネルは、D I 相当の支保パターンで施工可能である。
- 2) 過度に軽い支保パターンを選定することについては、慎重であるべきである。
- 3) 吹付けコンクリートの地山への付着性は悪く、鋼製支保工と網目の小さな金網の設置が必要である。
- 4) しらすの場合、吹付けコンクリートと地山の付着力は大きくは期待できないため、下半掘削時や、インバート掘削時の支保工脚部の沈下を防止する目的で、側壁部のロックボルトは有効と考えられる。
- 5) 天端部のロックボルトについては、吊下げ効果や内圧効果が、一定程度、鋼製支保工や吹付けコンクリートで代替が効くため、省略可能と考えられる。
- 6) 一般区間では、トンネル施工の安全性確保のための特別な補助工法は必要ない。
- 7) 土被りが 80m 程度を超えて大きくなると、切羽の安定性が大きく悪化すると考えられることから、鏡面の安定性について補助工法の採用等の検討も必要となる。
- 8) 適切に一次支保で安定が確保されたしらす地山トンネルにおいては、現時点での知見からは、一般地山において力学的に覆工に力学的機能を付加しない考え方で設計して問題ない。
- 9) 標準的な 2 車線断面トンネルであれば、上部半断面先進工法による掘削が現実的である。
- 10) しらすの掘削に大型ブームヘッダーや大型ブレイカは不要である。
- 11) 局所的な風化が見られる区間ではふつうしらすであっても、割れ目に沿った風化面で切羽の安定性が支配され、適切な補助工法を選定する必要がある。
- 12) 坑口部については、一次しらすを起源とする極めて軟質な二次しらすが堆積している場合が多く、注意が必要である。
- 13) 高応力下のしらすは流水により侵食されやすく、また、含水比の高い状態で掘削を行うと崩壊が生じやすいことから、トンネル掘削にあたってはウェルポイント等の適切な地下水位低下工法により切羽をドライな状態に保つ必要がある。

## 第9章の参考文献

- 1) 土木学会：トンネル標準示方書 山岳工法・同解説，p.95，2006.7.
- 2) 日向哲朗，多宝 徹，杉山律：シラスを細骨材として用いた吹付けコンクリートの施工，トンネル工学報告集，Vol.21，pp.59-64，2011.11.
- 3) 日向哲朗，多宝 徹，緒方秀敏，杉山律：武若耕司：山岳トンネルにおける RC 覆工の高品質化施策とその評価，トンネル工学報告集，Vol.22，pp.213-223，2012.11.

## 第10章

### 結論

#### 10.1 本研究のまとめ

本研究は、トンネルのしらす地山におけるトンネルの設計・施工を合理的に進めるための根拠を得ることを主目的としている。

そこで、本研究では、まず、しらすの定義を明確にした上でトンネル掘削において重要となるしらすの判別分類を示した。その上で、しらすの工学的特性を把握し、解析的手法で、しらす地山トンネルの力学的挙動を解明した。また、既往の事例や新武岡トンネルにおける施工を通じて、経験的設計手法の面からもその妥当性を確認し、設計・施工法を提案した。

本研究から得られた結論を各章ごとにまとめて以下に示す。

**第1章**（緒論）では、本論文の主題であるしらす地山における山岳工法トンネルについての研究実績、設計・施工の現状について述べたうえで、本研究の目的と本研究の必要性および本論文の内容構成を示した。

**第2章**（しらすの定義と分類）では、これまでさまざまな意味で用いられてきた“しらす”の定義を再確認し、本論文で用いる“しらす”の定義を明確化した。その上で既往のしらすの硬さによる判別分類の問題点を整理し、しらす地山トンネルを掘削する際に有効なしらすの判別分類を示した。

本章の内容を下記にまとめる。

- 1) 現在土木分野で主に用いられている地盤工学会（旧土質工学会）基準のしらすの定義は、近年の地質学等の知見を取り入れて運用されている“しらす”との相異がみられることを確認した。
- 2) 本論文で用いる“しらす”の定義を下記の通り明確化した。  
（狭義の）しらす： 入戸火砕流堆積物の非溶結部  
広義のしらす： 南九州における第四紀の火山活動に起因する火砕流堆積物の非溶結部ないし弱溶結部
- 3) 広義のしらすに対して、機械的に硬度のみで“しらす”を分類している既往のしらすの硬さによる判別分類の問題点を整理した。

- 4) しらす地山にトンネルを掘削する際に有効と考えられる狭義のしらすの判別分類を示した.
- 5) 狭義のしらすの判別分類は、目視による風化度の観察と、指標硬度による固結度の2つの指標によるものとした.

**第3章** (既往のしらす地山トンネルの事例整理) では、矢板工法時代の1960年代から近年のトンネルについて、文献から、実績を整理した.

これまでのしらす地山トンネルにおいては、さまざまな検討が行われてきたが、地下水位以下での施工に着眼点がおかれることが多く、支保構造についての記述は少なかった. また、力学的な検討も少なく、支保構造について系統的に整理したものや、一般化した文献は見あたらない. 特に近年のトンネルについては、実際の施工実績が不明なものが多く、経験的な設計法を確立するために、今後の実績の積み重ねが必要であることを確認した.

施工実績から、しらすは未固結地山であるため、矢板工法による施工は困難で、NATM 導入初期段階で、NATM の施工方法を取り入れた施工が行われていることが確認できた.

西陵トンネルや鹿屋分水路では、NATM の施工方法を取り入れた上半の一次覆工を行っている. これらのトンネルについては、矢板工法からの移行時期で、H-200 程度の大きな鋼製支保工を用いているのが特徴である.

旧日本道路公団で施工された田上トンネル、旧建設省で施工された武岡トンネル郊外側工区においては、早い時期から NATM が適用され、H-150 程度の鋼製支保工が用いられている.

その後の、NATM の本格的な導入を経て、新幹線トンネルでは、H-125@1.0m の支保パターンで施工が可能であることが確認されている. これらのことから、しらす地山は未固結地山としては、比較的軽い道路トンネルのDI相当パターンで施工されていることがわかる.

また、地下水位以下であっても、ウェルポイントを併用することで効率的にトンネルを掘削できることが既往の文献から確認できる.

**第4章** (しらす地山トンネルの掘削時の挙動) では、実際に掘削を行った新武岡トンネルにおける本章では、新武岡トンネルの主に2~3車線の比較的一般的な断面でのトンネル掘削時の挙動についてまとめた.

以下に本章で得られた知見をまとめる.

- 1) これまでしらす地山については、トンネルの安定性が高いといわれてきたが、実施工からもトンネル支保工については、ふつうしらすの2~3車線程度の一般的な断面では変位も小さく安定性が比較的高いことを確認した.
- 2) トンネル切羽については、ふつうしらすにおいて必ずしも安定性が高くないことを確認し

た。

- 3) 土被りが小さい場合（概ね 50m 程度以下）においては、しらす地山の切羽の自立性は比較的高く、ほぼ鉛直に掘削することができる。一方で、一見、非常に連続性の高いしらすにおいても潜在的なクラックが存在し、それに沿った崩落が発生する場合が見受けられる。
- 4) 土被りが大きい場合（概ね 50m 程度以上）においては、切羽の安定性が低下し、切羽前方に曲面状の崩落が発生する。特に土被りが 70～80m となると、切羽面に補助工法を採用しない場合、ほとんどの切羽で曲面状の崩落が発生し、曲面切羽状での施工となったことを確認した。
- 5) 沢部の直下においては、雨水等の鉛直方向の割れ目に沿った進入によるとおもわれる風化層が存在する。風化層は、広範囲に広がっているのではなく、割れ目に沿ったごく一部であり、風化層から少し離れると、指標硬度が 25mm 以上のふつうしらすとなる。切羽の安定性は、弱層に支配されるため、安定性が大きく低下する。
- 6) しらす地山トンネルの坑口部には、一次しらすを起源とする極めて軟質な二次しらす（崖錐）が存在するケースがある。坑口部の二次しらすは軟質な沖積層であり、トンネルの安定性確保のためには大規模な補助工法が必要となる場合が多い。

第 5 章（しらす地山トンネルの工学的特性）では、実際のしらす地山におけるトンネルの施工情報、しらす地盤における原位置試験、室内試験の結果から、地山深部のしらすのトンネル工学において重要と思われる特性に着目した整理を行った。

本章で得られた成果を以下にまとめる。

- 1) 地山深部のしらす地山の初期応力は、しらすの一軸圧縮強度に比べ極めて大きく、しらすの物性試験を行う際には試験時の応力解放の影響を考慮することが重要である。
- 2) しらすは応力解放により強度低下する。
- 3) 露頭やのり面掘削、トンネル掘削により目視で観察できるしらすは、すべて応力解放後のものである。
- 4) しらすの応力～ひずみ曲線の初期段階の弾性変形を示す部分の変形係数は拘束圧依存性が顕著であり、拘束圧の低下に伴い変形係数も低下する。
- 5) 原位置試験、室内試験によりしらすの拘束圧に依存した変形係数の測定は可能であるが、応力解放による影響、スケール効果などの測定結果に影響する因子の排除は困難である。

第 6 章（しらす地山トンネルに対する数値解析モデルの構築）では、しらすの拘束圧に依存した変形係数の変化に着目した応力依存剛性変化モデルを構築した。これにより、従来の弾性

解析や非線形解析では表現できなかったしらすトンネルの切羽面の力学特性について表現できることを確認した。

以下に、本章で得られた成果をまとめる。

- 1) しらす地山は応力解放により、変形係数が低下する。
- 2) トンネル掘削時に生じるひずみレベルから判断すると、しらす地山は三軸状態では破壊を起こしにくく、トンネル切羽近傍の一軸状態に近い位置での破壊を起こす。
- 3) しらすトンネルの力学的な挙動の解明においては、拘束圧の変化による変形係数の非線形性を考慮することが重要である。
- 4) 拘束圧の変化による変形係数の非線形性を考慮するために、新たな数値解析モデルとして、応力依存剛性変化モデルを構築した。
- 5) 応力依存剛性変化モデルを用いた解析により、拘束圧の低下に伴って剛性低下した部分の地山の応力の負担が低下するために、しらす地山のトンネルの切羽面が安定することを確認した。

**第7章**（数値解析によるしらす地山トンネルの力学的挙動の解明）では、前章で構築した応力依存剛性変化モデルを、ふつうしらすにおける標準断面（2～3車線断面）のトンネルに適用し、その力学特性を明らかにした。

以下に、本章で得られた知見を示す。

- 1) トンネル切羽面は一軸応力状態に近いことから、地山の初期応力が大きいほど（すなわち土被りが大きくなるほど）不安定化しやすい。
- 2) 変形係数の低下を考慮した切羽面の応力状態は、室内せん断試験と概ね整合したものとなる。
- 3) トンネル支保工により適当な内圧を与えられたトンネル周辺地山は、三軸状態となり、安定を保ち易い。

**第8章**（しらす地山における超大断面トンネルの力学的挙動の解明）では、応力依存剛性変化モデルの三次元連続体解析を側壁導坑先進工法で掘削した超大断面トンネルに適用し、解析モデルの複雑な加背に対する汎用性を確認した。

その上で、超大断面トンネルに異なる施工方法を適用した場合の解析シミュレーションを実施し、施工方法によるトンネルおよび周辺地盤の挙動の違いを確認した。

以下に、本章で得られた成果をまとめる。

- 1) 大断面かつ複雑な加背においても、応力依存剛性変化モデルの妥当性が認められる。

- 2) 低強度，高応力下のしらす地山の超大断面トンネルでも，適切な施工法の選定によりグラウンドアーチの形成が可能となりトンネルの安定が確保できる．
- 3) 上部半断面を先進させるインバート一次閉合モデルでは，解析上，下半側壁部の地山に過大な応力が発生し，トンネルの安定確保が困難である．
- 4) 解析上において，地山が破壊しない限りは中央導坑掘削により地山の応力負担が増加し，支保工に発生する応力が低減される．
- 5) 施工方法の違いにより周辺地盤の変位の差が発生するが，今回比較した工法では対象地盤が 25m 程度離れると明確な差は生じない．

**第 9 章**（しらす地山における山岳トンネルの設計・施工法の提案）では，前章までの研究結果から，しらすトンネルの合理的な設計・施工法を提案した．また，特殊条件下等におけるしらすトンネルの設計・施工法における留意点についても言及した．

**第 10 章**（結論）は，本論文の総括として，各章の研究成果を要約した．さらに，今後のしらす地盤におけるトンネル掘削の課題・展望について言及した．

## 10.2 今後の展望

### (1) しらす地山トンネルの設計・施工法について

一連の研究を通じて、しらすトンネルの支保パターンについての一定の力学的裏付けと施工を通じて経験的な確認を行った。本論文では、しらす地山トンネルの設計・施工法について、一定の結論を示したが、今後のしらす地山トンネルの設計においては、今回の力学的裏付けをベースに、トンネルの施工実績に基づきさらにデータの蓄積を継続的に進め、より合理的なしらす地山トンネルの標準パターンや施工方法を確立することが求められる。

### (2) 応力依存剛性変化モデルについて

トンネルの数値解析を行うにあたり、しらす地山は岩盤と比べると亀裂が少なく連続体としてモデル化するのに適した地盤であり、適切なモデルを構築することにより実現象を再現しやすいものであると考える。しかし、このようなしらす地山でも、実際の地山においては、潜在的な割れ目の存在や、堆積時の火砕流の状態などにより場所毎の固結度の違いなどもある。そのため、今回の解析結果は、しらすトンネルの切羽面や支保工の安定性を評価する目安となるものであるが、絶対的な安全を確認できる指標ではないことにも留意する必要がある。

本論文で示した応力依存剛性変化モデルは、新武岡トンネルにおけるしらす地山トンネルの挙動を適切に表現している。一方で、今回得られた知見は一つのトンネルで得られたデータについて考察した結果であり、同じしらす地山でも、地山条件やトンネル構造条件によって、単純に今回の手法を適用できないことも考えられる。今後は、それらの異なる条件下において同様の考察を進め、挙動の予測精度を向上していく必要がある。

また、今回の応力依存剛性変化モデルは、しらす地山を対象に構築したが、類似の軟岩地山等にも適用の可能性があるものとする。さらに、一般地山においても、地盤を等価連続体としてモデル化した上で、応力に依存した地盤の変形特性を地山全体で特定できるような場合には、本モデルの適用の可能性があるものとする。



## 謝辞

本研究は、鹿児島大学大学院理工学研究科博士後期課程において、鹿児島大学大学院教授北村良介博士のご指導のもとで取りまとめさせて頂いたものであります。北村教授には、入学を快く受け入れて頂き、終始変わらないご指導とご鞭撻を賜りましたことを、心より感謝致します。

また、鹿児島大学大学院教授 武若耕司博士、同教授 山口明伸博士には、指導教員として、地盤工学・トンネル工学分野以外の視点で多くの貴重なご指導を頂きました。

本研究は、私が携わったしらす地山トンネルの実績をもとに取りまとめております。都市部のしらす地山における特殊トンネルの施工の機会を与えて下さるとともに、本トンネルの資料・データを提供して下さった国土交通省鹿児島国道事務所の関係各位に、心から厚くお礼申し上げます。

また、新武岡トンネルの施工ワーキンググループのメンバーである NPO 法人臨床トンネル工学研究所理事長 中川浩二博士、独立行政法人土木研究所上席研究員 真下英人博士、独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構工務部リニア実験建設課課長 松本雄二博士、NEXCO エンジニアリング九州取締役 岩崎辰郎氏には、設計・施工技術に関してさまざまなご助言を頂きました。深く感謝の意を表します。

本研究をまとめることができましたのは、私が勤務する株式会社間組の理解があつてのことです。株式会社間組土木事業本部長 肥後満朗博士、同技術・環境本部長 世一英俊氏、同技術・環境本部技術企画部長 谷口裕史博士、同九州支店長 福富正人氏、同九州支店土木部長 栄徳陽一氏には、鹿児島大学での研究の遂行に多大なるご理解とご支援を賜りました。同土木事業本部技術第三部長 鈴木雅行博士には、博士課程進学へのご助力にとどまらず、多くのトンネル工学面でのご指導を賜りました。

また、間・銭高特定建設工事共同企業体新武岡トンネル作業所の一職員である私の博士後期課程での研究につきまして、同作業所長 倉富日出雄氏をはじめとする作業所職員の方々に応援頂きました。心からお礼申し上げます。

株式会社地層科学研究所代表 里優博士、株式会社地域地盤環境研究所主任研究員 粥川幸司氏には、数値解析における貴重なご助言を頂きました。株式会社地層科学研究所 菅原健太郎氏には数値解析の実務においてご協力・ご助言を頂きました。また、ライト工業株式会社鹿児島営業所長 辻原竜一氏、同工事長 鮫島信行氏、マルタニ試工株式会社鹿児島支店長 東直己氏には、しらす地盤の地盤調査法などについて貴重な助言を頂きました。

鹿児島大学大学院理工学研究科博士後期課程に同期に入学した山田満秀氏は、大学院での勝

手が分からない私に，ご助言を下さいました．また，互いの研究を通じて切磋琢磨することにより，自らの研究を高めることができたと思います．感謝致します．

本研究については，上記以外の多くの先生，先輩，工事関係者の方々にご支援と協力を頂きました．これらの方々に対し，厚く御礼申し上げます．

2013年3月

多宝 徹