

山岳トンネルの坑内傾斜計測による  
切羽前方地山予測に関する研究

坂 井 一 雄

## 概要

山岳トンネルは一般的に地下深部に構築される長距離の線状構造物であるため、施工前に実施される地盤調査によって必要な地山条件（地質学的情報や力学的条件）をすべて把握することは不可能である。一方、山岳トンネル工法の安全性や経済性を含む施工方法の成立性は切羽が自立するかどうか最も重要な条件となり、掘削前に地山条件をできるだけ正確に把握することが重要である。このため、施工時に切羽前方地山探査や切羽前方地山予測を実施して、事前地盤調査の不確実性を補完し施工の安全性を確認することが求められる。したがって、限られた工期と予算の中で、これらの探査精度や予測精度を向上させる研究開発が進められている。切羽前方の地山状況を把握しようとする探査や計測手法の中で、本研究はトンネル坑内で日常の施工管理の一環として実施する計測によって、切羽前方における地山の硬軟変化を予測する手法の開発を目指したものである。提案する手法は、切羽近傍のトンネル天端部で生じる微小な傾斜角度の変化を計測し、既計測区間の結果と比較評価することにより、切羽前方の地山条件が現在の状況と比較して、硬軟どちらに変化するかを予測するものである。手法の特徴は、切羽直近部での先進ボーリングや発破・打撃等の特別な探査作業を伴わず、一旦計測器を設置すれば、計測データを取得するための測量作業なども必要としないため、切羽前方地山予測を簡易かつ迅速に実施できるという点である。このため、費用や時間的な制約が少なく、高密度かつ高頻度な計測と評価を実施することができ、トンネル全線であっても断層破碎帯などの軟弱区間の見逃しを防止することに貢献することができる。

本論文では、まず切羽前方の地山条件の把握を目的に実施されている従来の切羽前方探査や切羽先行変位計測の課題を述べた。また、本研究と同様の着想点に基づき実施されている坑内変位計測による切羽前方地山予測手法について、文献調査を行うとともに実プロジェクトへの適用結果から明らかとなった課題点と提案する傾斜計測手法が解決できる課題を明確にした。その上で、既往の坑内変位計測手法に対する提案手法の優位性を三次元逐次掘削解析により定量的に示した。さらに、提案する計測手法を実現するために開発した、トンネル天端部への設置施工性に優れた天端傾斜計について示した。天端傾斜計の実用性は3つの現場実証試験で確認し、実計測データから傾斜計測手法の予測妥当性についても論述した。次に、提案手法の実務展開には、予測手法の適用可能な施工条件の範囲を明確にすること、および地山変化を見逃さないための計測間隔の設定が重要であると考えられたため、土被りや地山剛性をパラメータとする感度解析を実施した。最後に、傾斜計測結果の実務的な活用方法の拡大を目的として、傾斜計測結果から計測断面および切羽前方の天端沈下量を推定する方法を示し、現場実証試験の結果を事後評価的に分析することで、推定精度と課題について論じた。

本手法は、単独で実施することも可能であるが、計測費用や工程に与える影響が小さいため、従前の切羽前方探査や切羽前方地山予測手法と併用することに対する障壁は低く、予測精度と信頼性の向上を図ることができる。提案手法の単独や併用実施の如何に関わらず、切羽前方の地山状況の事前把握という山岳トンネルを安全かつ経済的に施工するための重要課題に対して、本研究は少なからず貢献することができる。



# 目 次

1. 序論.....	1
1.1. 研究の背景.....	1
1.2. 本論文の構成.....	2
2. 既往の研究と本研究の展望.....	4
2.1. 切羽前方探査.....	4
2.1.1. 先進ボーリング.....	4
2.1.2. 弾性波探査.....	6
2.1.3. 切羽前方探査の課題.....	8
2.2. 先行変位計測による切羽前方地山評価.....	9
2.2.1. 既往事例.....	9
2.2.2. 切羽先行変位計測の課題.....	17
2.3. 坑内変位計測による切羽前方地山評価.....	19
2.3.1. 既往事例.....	19
2.3.2. 坑内変位計測による切羽前方地山評価の課題.....	28
2.4. 本研究の目的と展望.....	34
3. 傾斜計測による切羽前方地山予測手法.....	36
3.1. トンネル天端部の掘削に伴う傾斜角度変化.....	36
3.2. 切羽前方地山予測手法.....	40
3.2.1. 傾斜角度の比較方法.....	40
3.2.2. 三次元逐次掘削解析による地層境界近傍の傾斜角度変化の検討.....	42
3.2.3. 傾斜角度の評価方法.....	51
3.3. 坑内変位計測手法との予測感度の比較.....	54
3.3.1. $L/S$ 比による切羽前方地山予測.....	56
3.3.2. たわみ曲線による切羽前方地山予測.....	57
3.3.3. 傾斜計測による切羽前方地山予測手法.....	60
3.4. 断層破碎帯部に対する適用性の検討.....	62
3.5. 3章のまとめ.....	65
4. 天端傾斜計の開発と現場実証試験.....	66
4.1. 天端傾斜計（初号機）の開発.....	66
4.1.1. 天端傾斜計（初号機）の仕様.....	67
4.1.2. 設置回収方法.....	69
4.2. 現場実証試験（椿坂トンネル）.....	73
4.2.1. 施工・地質概要.....	73
4.2.2. 傾斜計測結果.....	74
4.3. 天端傾斜計（改良型）の開発.....	80
4.3.1. 天端傾斜計（改良型）の仕様.....	80

4.3.2.	設置回収方法 .....	83
4.4.	現場実証試験（箕面トンネル） .....	86
4.4.1.	施工・地質概要 .....	86
4.4.2.	傾斜計測結果 .....	88
4.5.	現場実証試験（葉山島トンネル） .....	96
4.5.1.	施工・地質概要 .....	96
4.5.2.	傾斜計測結果 .....	99
4.6.	4章のまとめ .....	105
5.	予測手法の適用可能範囲 .....	106
5.1.	土被りと剛性に対する傾斜角度の感度解析 .....	106
5.1.1.	解析条件 .....	106
5.1.2.	解析結果 .....	110
5.2.	断層破碎帯部に対する傾斜角度の感度解析 .....	125
5.2.1.	解析条件 .....	125
5.2.2.	解析結果 .....	126
5.3.	5章のまとめ .....	128
6.	天端沈下量推定手法への発展 .....	129
6.1.	天端沈下量の推定手法（傾斜計測断面） .....	130
6.1.1.	傾斜角度と天端沈下量の相関性確認 .....	130
6.1.2.	天端沈下量推定式 .....	132
6.1.3.	数値解析による妥当性検証 .....	134
6.2.	天端沈下量の推定手法（切羽前方地山） .....	136
6.2.1.	感度解析結果を用いた予測手法 .....	136
6.2.2.	感度解析結果の一般化 .....	147
6.3.	現場実証試験の事後評価 .....	152
6.3.1.	傾斜計測断面における天端沈下量の推定結果 .....	152
6.3.2.	切羽前方地山における天端沈下量の推定結果 .....	156
6.4.	6章のまとめ .....	161
7.	結論と今後の課題 .....	163
7.1.	結論 .....	163
7.2.	今後の課題 .....	167
	<b>【参考文献】</b> .....	168
	<b>【謝辞】</b> .....	172

## 1. 序論

### 1.1. 研究の背景

山岳トンネル工法は、1970年代に日本に導入された New Austrian Tunnelling Method (NATM)を基本として我が国の地質状況を反映して発展してきたトンネル工法の一つである。日本は、オーストリア以外で最も早く NATM を導入した国の一つであり、最初の適用事例は上越新幹線の中山トンネルと言われている [1]。NATM は Ladislaus Rabcewicz、Leopold Müller、Franz Pacher らが提唱したトンネル理論であり、1962年に Rabcewicz がオーストリア地盤工学会年次総会時の講演時に初めてその名称を発表した [2]。NATM は、地山を発破や機械によって掘削した後、トンネルの内空側に向かって変形する地山に対し、吹付けコンクリートやロックボルトなどの支保部材によって適切な内圧を与えることにより、地山を三軸圧縮状態にして、強度を保持しながら地山自身を構造部材とみなして、トンネル構造の安定性を図ろうとするトンネル理論と施工方法である。このため、支保部材の仕様や物性だけでなく、トンネル周辺の地質学的情報や力学的条件（以下、地山条件と称す）や荷重条件（初期地圧や掘削に伴う応力再配分の影響）を把握することがトンネル構造の安定性にとって重要である。また、山岳トンネルの施工に当たっては、発破掘削および機械掘削といった掘削方式によらず一時的に切羽を開放するため、切羽が自立することが必要最低条件である。このような山岳トンネル工法の成立性や地山条件を確認するために、設計段階における事前調査では、地表踏査、主に坑口部や小土被り部を対象としたボーリング調査、および地表面からの屈折法弾性波探査等を実施して、地質構造や、強度や剛性といった力学特性との相関がある弾性波速度分布などを把握することが試みられる。一方で、山岳トンネルは地下深部に構築される長距離の線状構造物という特徴がある。このため、トンネル全線において必要な地山条件を施工前の事前調査で明らかにすることは、調査法の限界と経済性の観点からほとんど不可能である。

そこで、事前調査を補完し施工時の安全性を確認するために、先進ボーリングや坑内弾性波探査等の切羽前方探査を実施して、調査精度の向上を図る場合がある。切羽前方探査によって、切羽前方の地山状況が現状に比して悪くなる事が予見できれば、予め天端安定や鏡面安定を目的とした対策工を検討・準備して対応できるため、重大な事故につながりうる切羽崩落等のリスクを低減できると考えられる。また、支保の仕様変更、変形余裕量の設定や余掘り量の変更を予防保全的に実施することで、トンネル変形量の増大に伴う修正掘削（いわゆる縫返し掘削）を未然に防ぐ事ができる可能性もある。切羽崩落や縫返し掘削は重大な手戻りを生ずることから、工期遅延を引き起こす原因の一つになりうる。したがって、切羽前方探査によりこれらを予防する事は、工期遅延やコスト増加といったリスクも低減させる手段となる。この観点から北海道開発局は、山岳トンネルでは切羽前方探査として施工中の先進ボーリングは全線において実施することを原則としている [3]。他方で、2章にて詳述するような切羽前方探査の簡易化や精度向上を目的とした研究開発も盛んに行われている。また、切羽前方に変位計測器を設置して、直接的に切羽前方の地山挙動を監視し、想定以上の変形が現れていないか確認することで、切羽前方地山の剛性変化を把握しようとする先行変位計測による切羽前方地山評価手法も実施されている。さらに、トンネル坑内で特別な探査作業を実施せずに、日常の計測管理の一環として実施する坑内変位の計測結果を評価して切羽前方の地山変化を予測しようとする手法の研究が進められている。ただし、次章にて示すように、切羽前方探査や切羽先行変位計測はコストや工期に与える影響が大きく、トンネル全線で適用することは難しいという課題があり、坑内変位計測結果を活用する手法は計測精度、計測間隔、および計測頻度の面で課題があることが分かった。そこで、本研究は、簡易かつ安価な手法によって、精度良く高頻度に地山挙動の計測することができ、トンネル全線を対象とした日常の計測管理の中で、切羽前方地山予測を実現できる手法の開発を目指す。

## 1.2. 本論文の構成

図 1-1 に本論文の構成を示す。本章「序論」では、研究の背景として、山岳トンネルの施工において、経済性や安全性の観点から切羽前方の地山条件を予測することが必要不可欠であることを示している。

2 章「既往の研究と本研究の展望」では、切羽前方の地山状況を把握することを目的とした既往の研究事例として、切羽前方探査、切羽先行変位計測、および坑内変位計測による切羽前方地山予測手法に区分して説明する。また、既往の切羽前方探査と切羽先行変位計測には、概して探査や計測に要する費用と工程に与える影響が大きいという課題があること、坑内変位計測による切羽前方地山予測手法には、特別な探査や計測を用いることなく、切羽前方の硬軟変化を予測できる利点を持つものの、計測に用いるトータルステーションの計測精度と人による測量作業を伴う事に起因する計測頻度や計測断面間隔が課題になることを示す。本研究では、坑内変位計測手法の計測精度や感度に関する課題を解決し、工費や工程に大きな影響を与えることなく、より精度高く、高密度かつ高頻度に地山挙動の計測と評価を実施して地山変化を見逃さない手法を研究する。この目的で、地山挙動を評価する指標としてトンネル壁面の「変位」ではなく、トンネルの天端部の「傾斜角度」に着目した理由について示す。

3 章「傾斜計測による切羽前方地山予測手法」では、山岳トンネルの切羽近傍にて切羽進行方向の傾斜角度が発生する原理を説明し、複数のトンネル施工現場における掘削に伴う傾斜角度の経時変化を確認した結果を示す。また、地山条件としてある剛性を仮定した三次元逐次掘削解析を実施して、均質な硬質層から均質な軟弱層に向かって掘削した場合において、切羽が地層境界部に到達する前にトンネル天端部の傾斜角度が変化することを解析的に明らかにする。さらに、地層境界手前での傾斜角度の変化量が 4 章にて後述する計測器の分解能や精度を考慮しても有意なものであることを示す。同様に、軟弱層から硬質層に掘削した場合についても、地層境界手前で傾斜角度の変化が計測精度以上であることを示す。これらの検討結果から、切羽前方地山の剛性変化を傾斜角度の変化から定性的に予測する手法について提案する。さらに、同じ数値解析結果から天端沈下量や天端トンネル軸方向変位も算出し、これらの結果に対して坑内変位計測の一般的な計測断面間隔や計測精度、および傾斜計測のレイアウトと計測精度を考慮して、坑内変位計測による切羽前方地山予測手法と提案する傾斜変化を利用する手法の地山の剛性変化に対する感度について比較検証する。

4 章「天端傾斜計の開発と現場実証試験」では、簡易かつ安価にトンネル全線での傾斜計測を実現するために開発を進めてきたトンネル天端部への設置に特化したトンネル天端用の無線式・回収型傾斜計（以下、天端傾斜計と称す）の開発について述べる。天端傾斜計の実用性と予測手法の妥当性を確認する事を目的に、研究に着手した時点における天端傾斜計の初号機を使用した椿坂トンネルでの現場実証試験と、初号機における主に施工性の観点で改良を施した改良型の天端傾斜計を使った箕面トンネル、および葉山島トンネルにおける現場実証試験結果を示す。

5 章「予測手法の適用可能範囲」では、提案する手法の適用範囲条件を明確にすること、ならびに地山変化を見逃さないために設定すべき傾斜計測な計測間隔を検討するために、土被りと硬質層、および軟弱層の地山剛性をパラメータとする、感度解析を実施する。これらの結果から、適用可能範囲と計測間隔を示すノモグラム（計算図表）を作成する。また、軟弱層の幅をパラメータとする感度解析も実施し、傾斜計測によって予測できる断層破碎帯幅も明確にする。

6 章「天端沈下量推定手法への発展」では、計測断面と切羽前方地山で発生することが予想される天端沈下量を傾斜計測結果から定量的に推定する手法について説明する。これは、傾斜計測結果の実務的活用範囲の拡大を目的とするものである。傾斜計測は設置後において自動計測が行われるため、計測間隔を容易に密にすることが可能である。そのため、計測断面の天端沈下量を評価することができれば、坑内変位計測の計測

断面間を補間して、密度の高いトンネル構造の安定性監視を行うことができると考えられる。また、切羽前方における天端沈下量が推定できれば、適切な変形余裕量の予防保全的な設定や補助対策工の規模選定に貢献できる。現場実証試験によって得られた傾斜角度から天端沈下量を算出し、実際に計測された天端沈下量と事後評価的に比較分析することで、天端沈下量の予測手法の妥当性について検証する。

7章「結論」では、本論文全体の結論、予測手法の運用フロー案、および今後の展望を示す。

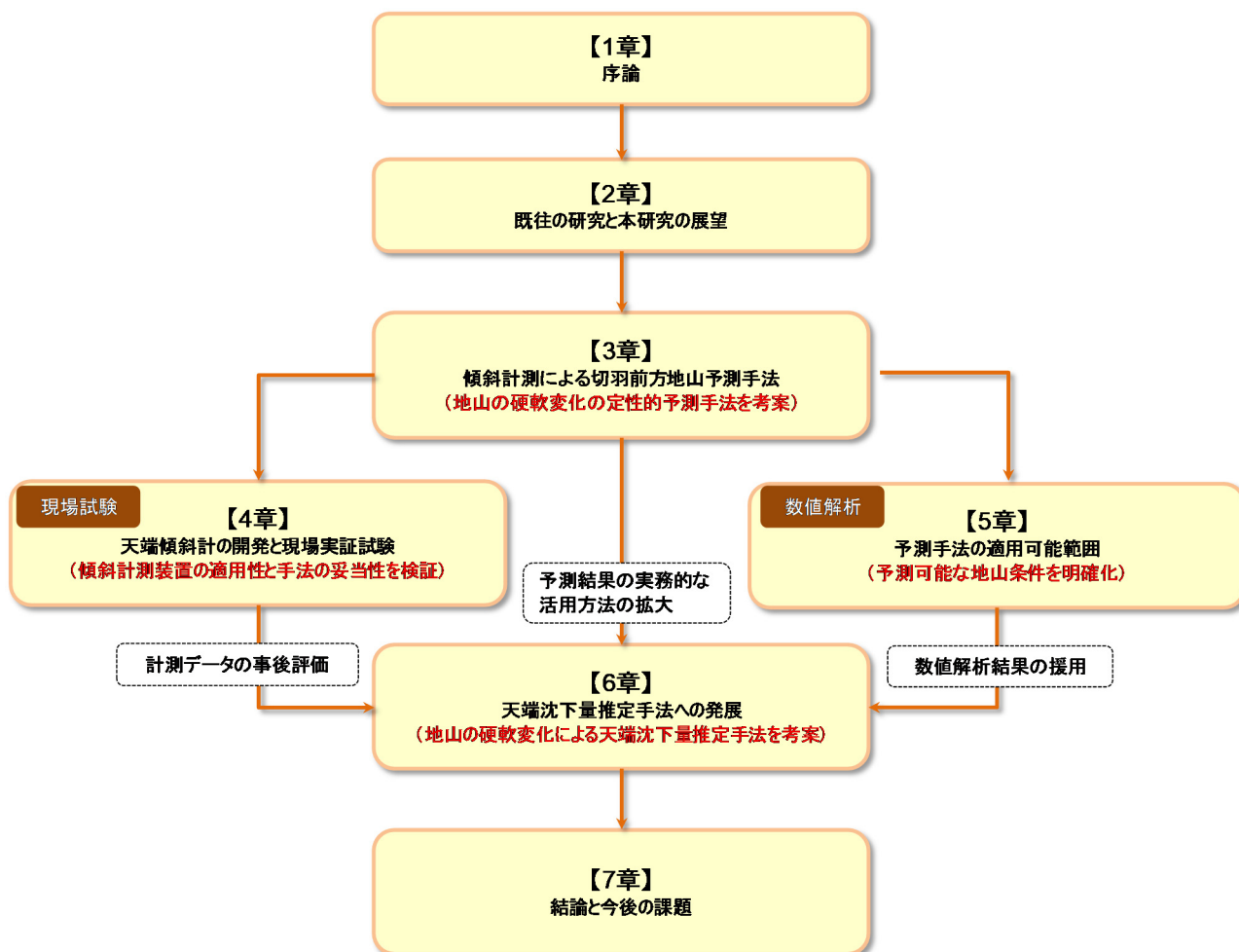


図 1-1 論文の構成

## 2. 既往の研究と本研究の展望

本章では、切羽前方地山予測を目的として実施される切羽前方探査、切羽先行変位計測、および坑内変位計測による切羽前方地山評価の既往事例をレビューして、それらの特徴と課題について整理する。その上で、本研究で提案する傾斜計測による切羽前方地山予測手法が目指す展望を示す。

### 2.1. 切羽前方探査

切羽前方探査は大きく先進ボーリングによる方法と弾性波を利用する方法に分類される。本節では、それぞれの方法について概説し、両者の課題を示す。

#### 2.1.1. 先進ボーリング

トンネル施工時に切羽から実施することのできるボーリング手法としては、地山試料の採取を優先するコアボーリングと迅速な調査を優先するノンコアボーリングに大別することができる。コアボーリングはロータリーボーリングマシンもしくはロータリーパーカッションドリルマシンによって、200m程度までの削孔を行い、ボーリングコアを採取するものである。一方、ノンコアボーリングは、削孔機械としてドリルジャンボを用いて、削孔時に削孔水と共に排出される岩石の破片（くり粉）の性状観察と削孔速度やトルク、回転数などの削孔データの値から、主に岩質の変化や地山の硬軟変化を読み取ろうとするものである。削孔データ（回転数、フィード圧など）の値を使って掘削体積比エネルギーを算出して、データを定量評価しようとする削孔検層も **DRISS**（ドリス）を代表例として取り組まれている（表 2-2）。ここで、掘削体積比エネルギーは、「単位体積の地山を削孔するのに削岩機が要したエネルギー量」で定義される [4]。もともとは掘削機械の能率を評価する手法として提案されたものであるが、これは岩盤の強度特性によっても変化するため、岩盤評価指標としても有効とされる [5]。掘削体積比エネルギーが大きいほど、より硬質な地山であるとの評価に使われるものである。掘削体積比エネルギーの値から支保パターン選定のもととなる地山等級を推定する研究も行われている [6]。ボーリングコアを取得しないため、直接的に地山の状態を観察することはできないが、探査時間がコアボーリングに比べて短く、特別な専用機械を必要としないという点がノンコアボーリングの特徴である。

近年では、1000m級の削孔能力を有するトンネル用の超長尺ボーリングマシンが開発されている。超長尺の削孔技術は石油などの資源開発を目的として開発されてきたため、トンネル坑内からの前方探査に用いる場合、坑内に十分な器材の配置スペースが確保できず、ボーリング機器自体も大型で他の作業の支障になるという課題があった。この技術をトンネルでの切羽前方探査に用いるために、トンネル拡幅部等に配置できる程度の小型化を達成したものである。代表的なボーリングマシンとして **FSC-100**（鈹研工業製）がある [7] [8]。FSC-100は、掘進速度 20m/日以上、掘進延長 800m 以上であり、高水圧、大量坑内湧水下でも大口径高速掘進（日進最大 100m 程度）が可能で、回転する 3 つの円錐状カッターを組み合わせたトリコンビットによる水平ノンコアボーリング技術である。この超長尺先進ボーリング技術は、道路トンネルでは初めて、新名神高速道路箕面トンネル工事において、事前設計のウォータータイト構造区間の検証と現地条件に合わせた構造詳細の検討を目的として採用された [9]。

表 2-1 先進ボーリングの種類 [10]

名 称	コアボーリング		ノンコアボーリング (削孔検層)
	ロータリー	ロータリー バーカッション	ロータリー バーカッション
使用機械	専用ボーリング機	専用ボーリング機	トンネル施工機械 (ドリルジャンボ)
専用人員	必要 (専門業者が実施)	必要 (専門業者が実施)	不要 (トンネル作業員が実施)
探査位置	切羽	切羽	切羽
実施時期	施工中	施工中	施工中
探査時間	5～30 m/日	30～50 m/日	30 m/1.5時間
解析時間	1日程度	2時間程度	1時間程度
探査可能距離	通常 200 m 以下	最大 100～150 m 程度	最大 50 m 程度
適用条件	とくに制限なし	とくに制限なし	とくに制限なし
コスト	大	中	小
取得情報	コア試料	・コア試料 ・削孔データ	・削孔データ ・スライム (くり粉)
探査対象	岩種, 岩級, RQD など	岩種, 岩級変化点など	岩級変化点など
評価方法	採取コアの観察により地質状況 を評価	採取コアの観察および削孔データ により地質を評価	ドリルジャンボなどの施工機械の削 孔データにより地質を評価
備 考	<ul style="list-style-type: none"> <li>・岩種や地質構造などが詳細に把握できる</li> <li>・採取コアを使用して室内試験が実施可能</li> <li>・探査時間が長く, 施工サイクルへの影響が大きい</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コアボーリングよりも迅速にコア試料が得られる</li> <li>・コア試料は打撃の影響を受けて破碎される場合がある</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・削孔データから掘削体積比エネルギーを算出して定量評価</li> <li>・岩種はスライムからの評価となる</li> <li>・簡便かつ短時間に切羽前方の地質状況を評価できる</li> <li>・一度に複数個所の探査が可能 (ジャンボに搭載されている複数の削岩機使用)</li> </ul>

表 2-2 代表的な削孔検層システム [10]

名 称	穿孔探査システム (DRISS)	ドリルエクスプローラ	削孔検層システム (ドリルロギング)	削孔検層システム	トンネルナビ
開発会社	西松建設 ドリルマシン 地層科学研究所	鴻池組 古河ロックドリル マック カヤク・ジャパン	鹿島建設	三井住友建設	大林組
システム導入	導入先に制限なし	古河製ドリルナビシステム搭載ジャンボに導入可	自社現場での運用	自社現場での運用	自社現場での運用
主な地山評価指標	穿孔エネルギー (掘削体積比エネルギー)	さく孔エネルギー (掘削体積比エネルギー)	破壊エネルギー係数 (掘削体積比エネルギー)	削孔エネルギー (掘削体積比エネルギー)	正規化削孔速度比
備 考	国内外の 200 を超えるトンネルへの適用実績あり	さく孔エネルギーと削孔位置情報により 3 次元地質評価が可能	他社に先駆けて開発し, 地球統計学を使用した評価が可能	ロックボルト孔, 発破孔の削孔データも使用	フィード圧の影響を考慮した独自の評価指標を使用

## 2.1.2. 弾性波探査

表 2-3 にトンネル坑内にて切羽前方探査を目的として実施される弾性波探査（反射法）の種類を示す。弾性波探査反射法の原理を図 2-1 に示す。基本的には坑内で打撃や発破により弾性波を起振し、坑内に配置した受振点で切羽前方の反射面からの反射波を捉えて、その到達時間から反射面までの距離を推定するものである。

国内にて、最も実績が多く普及しているのは Amberg 社が開発した TSP（Tunnel Seismic Prediction） [11] である。TSP は図 2-2 に示すように、延長方向にある一定の間隔で、トンネル側壁に発破孔を設けて、探査用発破を発破孔の数だけ実施する。図 2-2 は先代機種である TSP203 の計測レイアウト例である。弾性波速度は、発破孔から坑口側に離れた位置に受振点を設けて、受振センサを埋設して直接波と反射波を受振する。最新機種である TSP303 では、切羽前方地山の弾性波速度の縦断方向の変化が P 波、S 波ともに解析され、その到達時間から速度  $V_p$ 、 $V_s$ 、および  $V_p/V_s$  比が算出される。さらに、それらの弾性波速度から、計算式はブラックボックスとなっているものの、剛性率、ヤング率、ポアソン比などの物性値も推定する機能を有している [12]。これまでの TSP の適用事例から適用可能範囲は切羽前方 100~150m の範囲であり、探査に要する時間は、準備から解析までを含めて概ね 1 日程度である。

表 2-3 弾性波探査の種類（反射法） [10]

探査手法	開発者	震源の種類						起振・受振点配置				解析方法	得られる情報	探査深度の目安	所要時間	適用実績 ※2014年 4月現在
		人力	発破震源	機械震源				起振点数 (箇所)	受振点数 (箇所)	起振・受振点配置	備考					
				探査用発破	トンネル掘削発破	パイプレット	油圧インパクト									
TSP	Amberg 社 (スイス)		○					30	2	側壁孔	多起振・少受振	・VSP 法 (Vertical Seismic Profile) ・等走時間イメージング	反射面分布 (2次元) P波/S波速度* 物性値(換算)* *TSP203の場合	100~150 m	準備2時間、 探査2時間、 解析3時間	多数 (TSP202)
HSP	土木研究所 ほか	○	○	○				22など	48など	任意	多起振・多受振 ※少起振の適用 例あり		反射面分布 (2次元)	100~250 m	探査1日以上 (起振・受振点数による)	多数
TRT	鹿島建設	○	○	○			○	12程度	10程度	側壁	多起振・多受振		反射面分布 (3次元)	100~150 m	探査4時間、 解析24時間	多数
SSRT	フジタ 地球科学 総合研究所	○	○		○	○		12~24	12~24	任意	多起振・多受振	・VSP 法	反射面分布 (1次元)	油圧インパクト： 100~150 m パイプレット、発破： 300 m 程度	探査1日、 解析1日	27件
連続 SSRT			○					12~24	12~24	側壁	多起振・多受振		反射面分布 (1次元)	300 m 程度	データ集積：1週間 解析1日	14件
TFT	安藤ハザマ		○					20以上	1	側壁	多起振・少受振	・VSP 法 ・差分計算による等 走時間イメージング	反射面分布 (1次元)	150 m 程度 (実績)	データ集積：5日程度 解析：3時間	5件
高精度トンネル 切羽前方探査法	奥村組		○					12程度	12程度	側壁	多起振・多受振	・VSP 法 ・差分計算による等 走時間イメージング	反射面分布 (3次元)	100 m 程度 (実績)	データ集積：数日 解析：5時間	2件
ブレイカー振動	清水建設						○	1	5程度	側壁	少起振・少受振	・反射波形状み取り ・等走時間イメージ ング	反射面分布 (1次元、3次元)	50 m 程度 (実績)	計測30分以内 解析3時間	3件
TTSP	大成建設		○					3~6	3~6	側壁孔	少起振・少受振	・NMO 補正による 速度解析	地山弾性波速度分布	50 m 程度	起振・受振孔の削孔6 時間、解析別途	2件



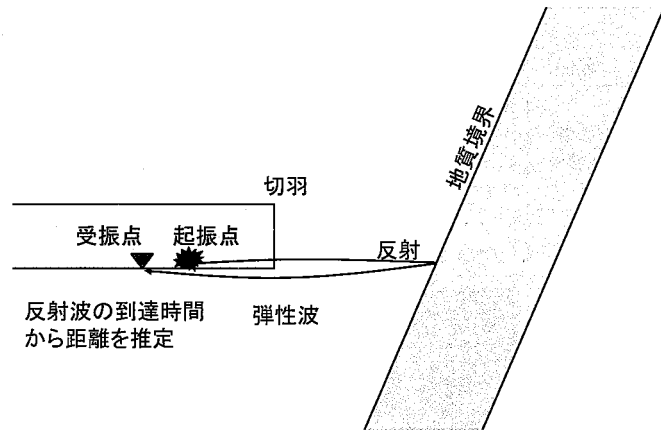


図 2-1 弾性波探査反射法の概念図 [10]

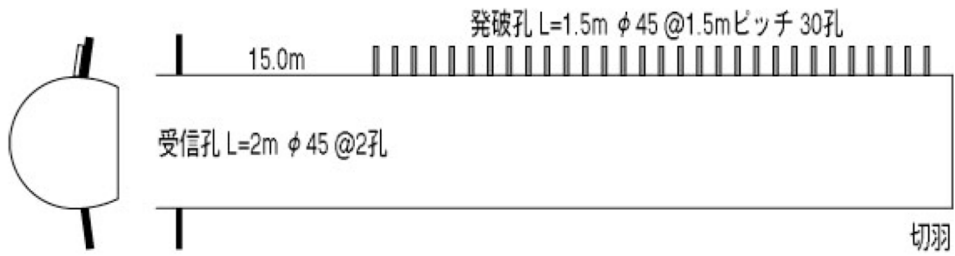


図 2-2 TSP203 の計測レイアウト [13]

### 2.1.3. 切羽前方探査の課題

先進ボーリングは比較的遠方までの探査が可能であるという特徴はあるものの、以下のような課題がある。

- ・ コアボーリングは比較的遠方までのボーリング調査は可能であるが、切羽作業を中断してのボーリング作業を伴うため、少なからず掘削工程に影響を与える。
- ・ ノンコアボーリングは、コアボーリングに比べて工程に与える影響と費用は小さくなるが、精度の向上を図る目的で複数の削孔を行う場合には、解析時間も含めて評価までに半日から1日程度の時間を要する。
- ・ 超長尺ボーリングも含めて、専用の削孔機械を用いる場合には、トンネル拡幅部からの施工も可能である。しかしながら、専用の削孔機械とボーリング専任の技術者の配置が必要であり、コストに与える影響が大きい。
- ・ 先進ボーリングの削孔面積は切羽面積に比べて「点」のごとく小さいため、その情報が切羽前方地山の状況を代表するとは言えない場合がある。例えば、80m<sup>2</sup>のトンネルの場合で $\phi=65\text{mm}$ のボーリング孔の面積比は約1/24000となる。多数の削孔を行えば精度向上は期待できるものの、施工時間とコストの増加を免れない。
- ・ 掘削時の重要なファクターである掘削に伴う変形量は直接的には把握することができず、間接的または定性的な判断に留まる。

一方、弾性波探査の場合も、比較的遠方までの探査が可能であるものの、同様に以下のような課題がある。

- ・ 探査に際し、切羽近傍で発破や打撃などの探査作業を必要とする。
- ・ 探査結果の分析に関わる専門の技術者を必要とする場合が多く、探査費用が高額になり、探査範囲が限定される。
- ・ 掘削に伴う変形量は先進ボーリングと同じく、弾性波速度を介した地山物性値の予測値から間接的または定性的に評価する事しかできない。

このように切羽前方探査手法は、切羽近傍での削孔や探査作業を伴うため、少なからず掘削工程に影響を与えるという課題があることに加えて、探査に要する費用の観点から実施区間は限定されることが多い。そのため、掘削中に予見しなかった不良地山に遭遇し、切羽崩落等が発生した事例や想定以上の変形と地山の緩みを生じて支保の変状や再掘削を余儀なくされた事例は現在でも多数報告されている（例えば [14], [15], [16]）。

## 2.2. 先行変位計測による切羽前方地山評価

### 2.2.1. 既往事例

切羽先行変位計測は切羽到達前の地山の変位を計測するものであり、トンネル坑内の切羽から計測器を設置する方法では、これまでに切羽先行沈下計測と切羽押し変位計測が実施されている。

切羽先行沈下計測は、トンネルの天端部近傍地山にあらかじめ削孔した計測孔に多点式の据置型傾斜計を設置して、最深部を不動点として鉛直方向の傾斜角度と傾斜計設置間隔の長さを累積して沈下量（または隆起量）として評価する方法である（図 2-3）。図 2-4 には、後述する MEMS（Micro Electro Mechanical Systems）の多点式傾斜計を使用した場合における切羽先行沈下量の評価方法を示す。従来では図 2-5 のようにトンネル天端上部に進行方向に向かって低角度に計測孔を削孔して（図 2-5 の例ではトンネル進行方向から 7° 上向き）、図 2-6 のように据置型傾斜計を連続的に挿入していた [17]。計測孔は施工性の観点から図 2-7 [18] や図 2-8 [19] に示すように立坑や坑口部から削孔し、計測器を挿入するケースも多かったものと考えられる。また、図 2-9 のようにトンネル断面変化点の妻壁から前方に計測孔を削孔する事例も報告されている [20]。

近年では、設置性を改善することを目的にトンネル断面内からドリルジャンボを用いて削孔した長尺鋼管フォアパイリング用の鋼管内に細径で挿入前に曲げておくことのできるケーブル式で MEMS 技術を活用した多点式傾斜計（図 2-10）が開発され、これを利用した切羽先行沈下の計測方法が実施されている [21]。図 2-10 の Shape Accel Array（略称 SAA）は 1 セグメント長 50cm の中に MEMS 技術を用いた加速度センサが 1 基内蔵されており、そのセグメントが柔な「節」で複数個だけ直列に接続されたケーブル状（外径 25mm）のセンサである。参考として、図 2-11 に切羽先行沈下計測としての SAA の設置方法例を示す。切羽先行沈下計測の目的は、通常の坑内変位計測のように、切羽通過後の変位だけに着目してトンネル周辺地山の安定性評価を行うのではなく、切羽通過前の変位を含んだ全変位量を評価して、数値解析や理論式等による予測値よりも大きい場合には、長尺鋼管先受け工等の先行変位抑制対策をより早く講じようとするものである。また、先行沈下計測の値から、地山の弾性係数を推定する方法 [18] や全変位を予測する方法 [17]、地山のひずみに変換して限界ひずみと比較することで切羽近傍の地山安定性を評価する試み [21] [22] も行われている。坂井ら [23]、Sakai et al. [24]、および北野ら [25] は、都市部での山岳トンネル工法を利用した地下鉄駅舎部の建設プロジェクトにおいて、トンネル掘削が地表面や周辺構造物に与える影響を綿密に監視し、切羽前方の軟弱層の影響を直接的に把握し、適切な対策をできるだけ早い段階で実施して影響を抑制することを目的に、切羽先行沈下計測を実施した。

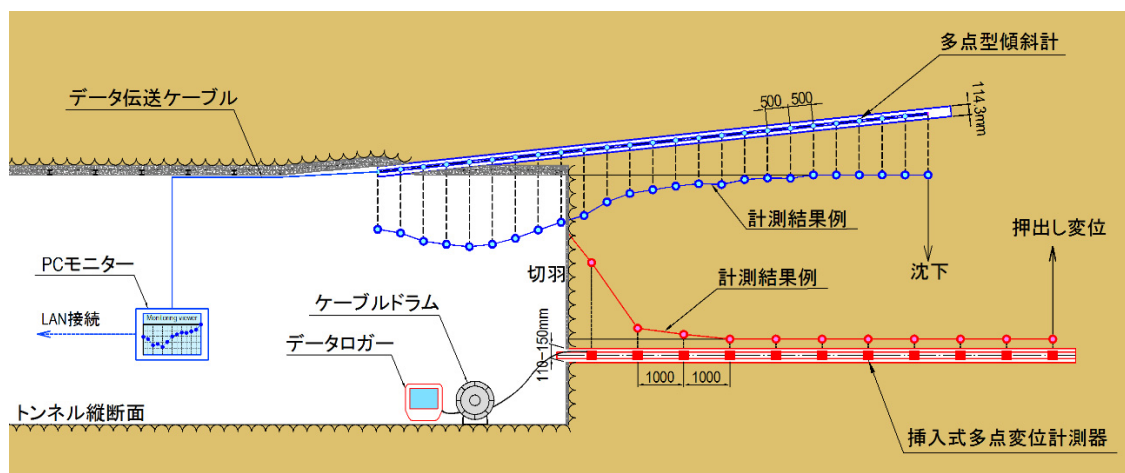
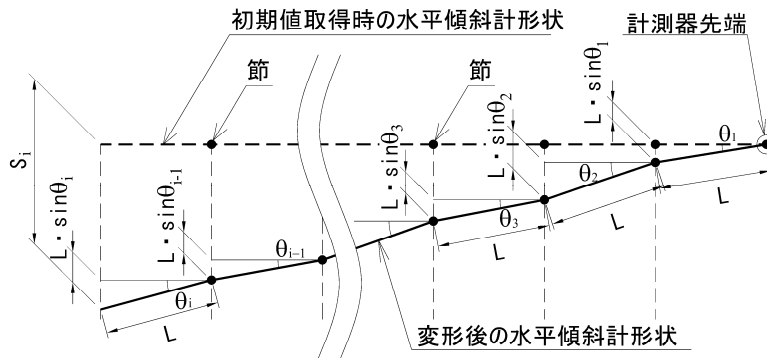


図 2-3 切羽先行沈下計測と切羽押し変位計測の概念図



$$S_i = L \cdot \sin \theta_1 + L \cdot \sin \theta_2 + \dots + L \cdot \sin \theta_i$$

$$= \Sigma L \cdot \sin \theta_i$$

$S_i$  : 先端よりセグメント*i*番目での沈下量  
 $\theta_i$  : セグメント*i*番目の水平面からの角度  
 $L$  : セグメント長(=500mm)

図 2-4 切羽先行沈下の評価方法

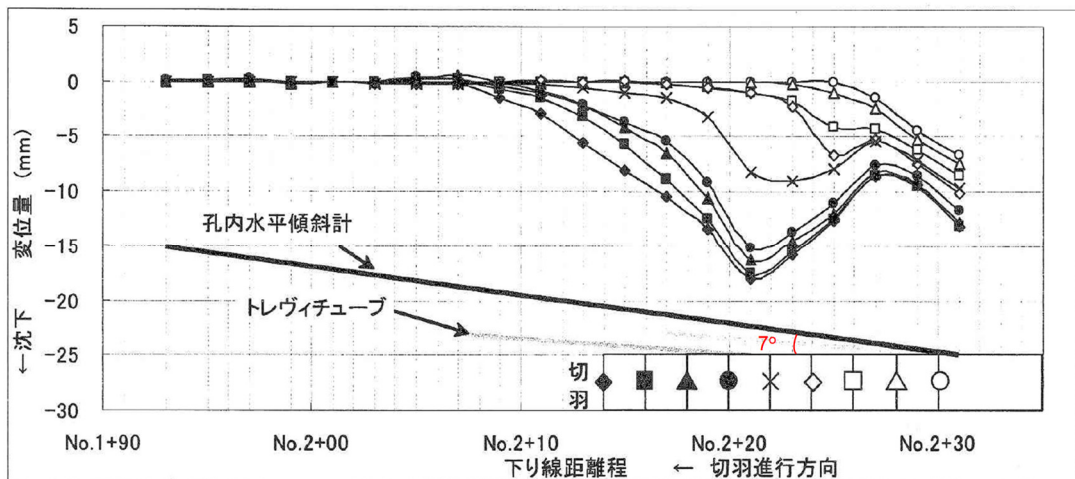


図 2-5 計測結果例と計測レイアウト ( [17]に追記)

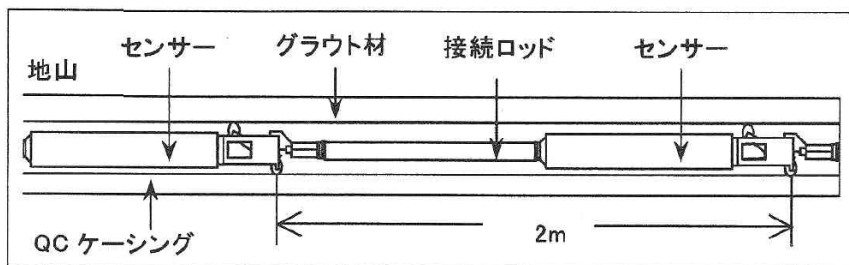


図 2-6 孔内水平傾斜計模式図 ( [17])

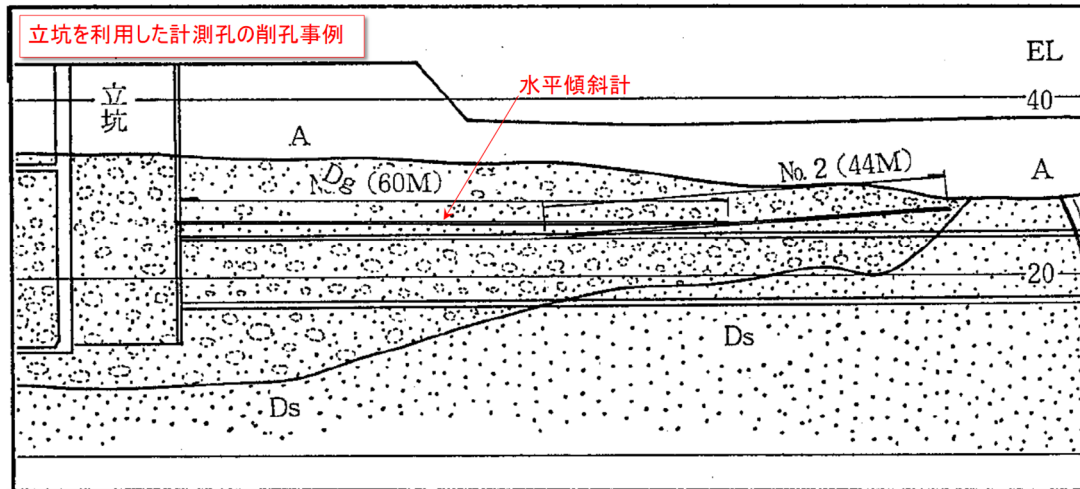


図 2-7 立坑を利用した切羽先行変位計測（ [18]に追記）

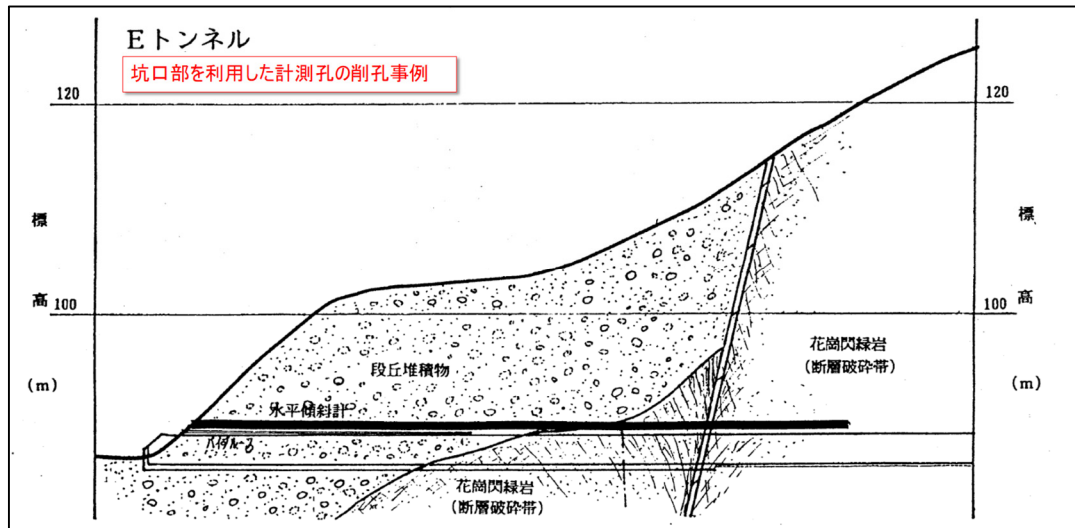


図 2-8 坑口部を利用した切羽先行変位計測（ [19]に追記）

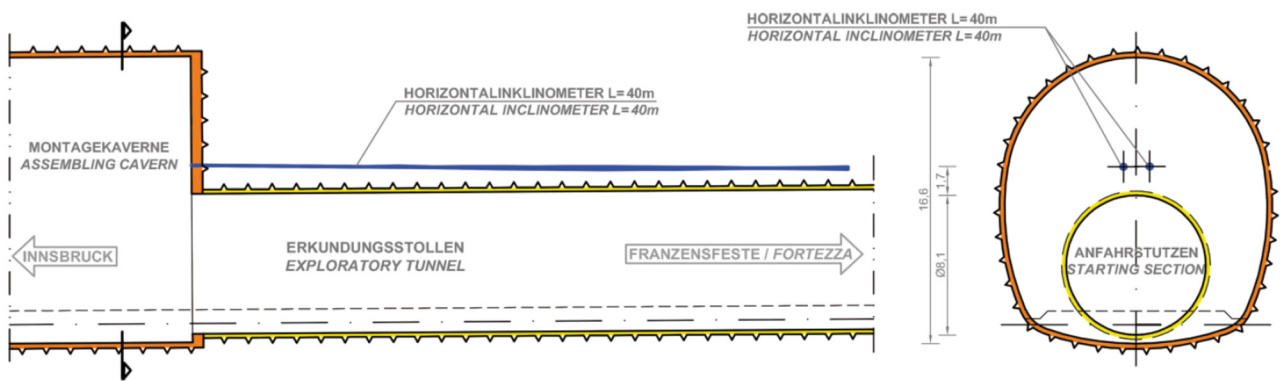


図 2-9 トンネル断面変化点を利用した切羽先行変位計測 ( [20] )

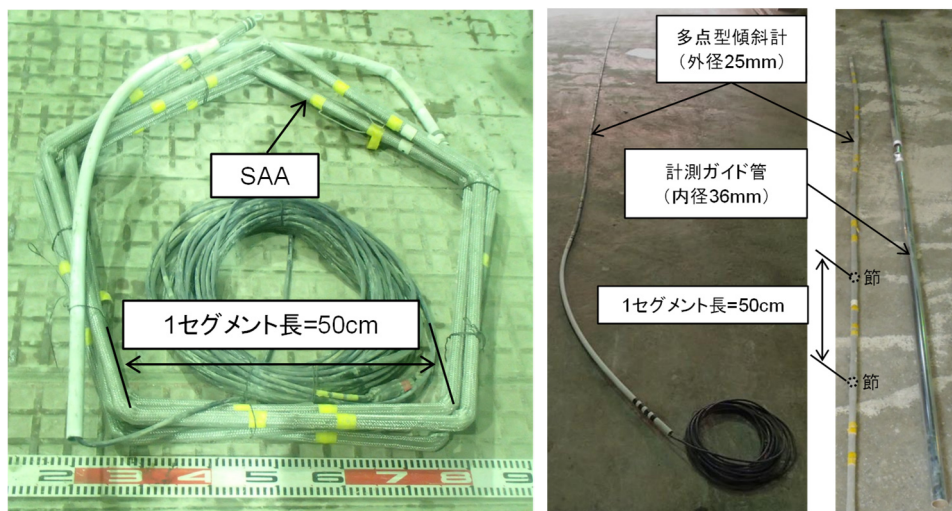
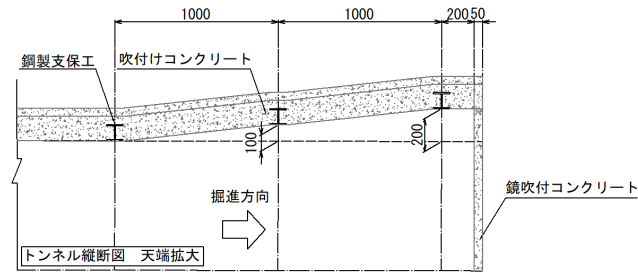
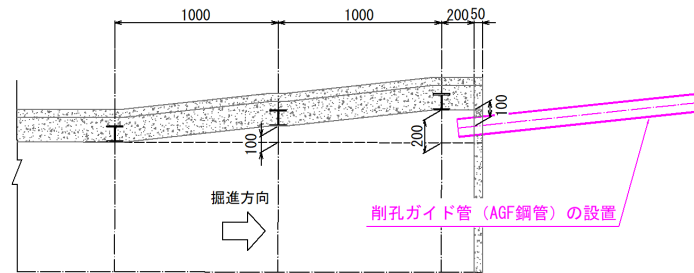


図 2-10 MEMS を用いた多点式傾斜計「Shape Accel Array」(略称 SAA、Measurand 社製)

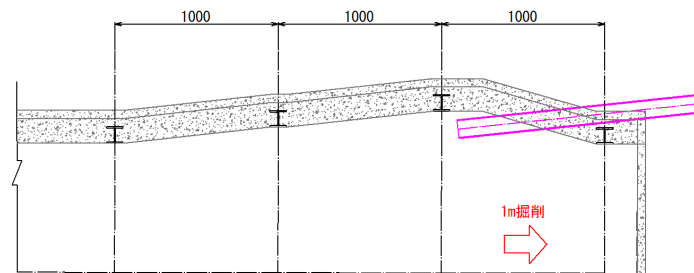
STEP① 計測器設置断面より2m手前から1mで100mmずつ拡幅掘削



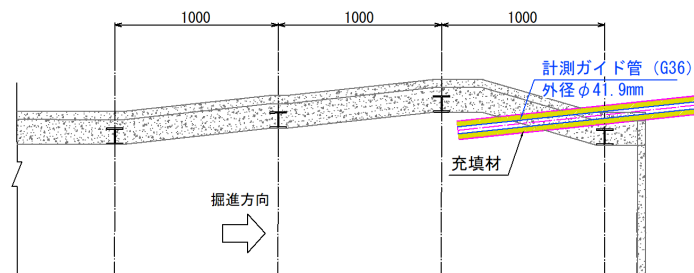
STEP② 削孔ガイド管の設置



STEP③ 設置断面の次の掘削作業を実施



STEP④ 計測ガイド管の挿入と削孔ガイド管内の充填



STEP⑤ SAAの挿入・養生作業の後、初期値の計測

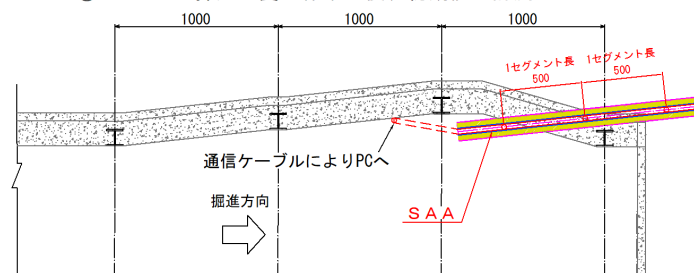


図 2-11 SAA の設置方法例 [23]



一方、切羽押出変位計測は、切羽通過後のトンネル半径方向への地山変位を計測するために使われる地中変位計を切羽から進行方向に設置し、掘削に伴う切羽前方地山のトンネル進行方向の逆向きに発生する変位を計測するものである。変位分布の形状や変位の大きさから、切羽前方への掘削影響範囲と緩み範囲を監視し、それらが想定以上に広がる場合には、鏡ボルト等に代表される切羽安定対策工を適宜実施することを目的としたものである。ただし、切羽押出変位計は、通常的地中変位計測と異なり、掘削に伴って変位計測点が撤去されていくため、従来は切羽から最も遠方に配置したアンカー一点と変位計測点間の相対変位を計測し、かつデータロガーも最も遠方に配置するような計測器が使われていた（図 2-12）。この計測器ではデータロガー回収時点ではしか変位情報を知る事ができないため、掘削毎に押し出し変位を評価する事ができず、各掘削タイミングでデータ評価を行う施工管理としては課題があった。Solexperts 社は埋設データロガーから無線アンテナを兼ねたデータ転送ケーブルを切羽側に伸ばしておき、掘削毎に転送ケーブルを接続する方式と無線伝送にてデータを転送するシステムを併用した計測器を開発している（図 2-13）。しかし、国内での計測事例は報告されていない。坂井ら [23]は一般的には盛土等の沈下計測に用いられる挿入式多点変位計測器を切羽押出変位計測に援用し、掘削進行毎に押し出し変位を評価できるシステムを考案した。図 2-14 に計測機械 T-REX（SISGEO 社製）を、図 2-15 に測定パイプの設置方法を示す。T-REX では予め削孔した計測孔内で、測定パイプの外周に設置したマグネットリングの位置をプローブの挿入により探索する。T-REX のプローブはマグネットリング 2 点間（1.0m）の相対変位を測定するように 2 つの磁場を検知するセンサを内蔵する。このため、計測可能レンジは $\pm 100\text{mm}$ に制限されるが、高精度な計測が可能である（最小読取値  $0.01\text{mm}$ 、絶対誤差  $\pm 0.2\text{mm}$ ）。なお、図 2-15 に示すようにマグネットリングは測定パイプと地山間に充填されたセメントモルタル等を介して、地山に固定されており、地山に追従して挙動する。上述と同じ地下駅建設プロジェクトにおいて、切羽先行沈下計測と共に、切羽前方の地山挙動を直接的に監視し、切羽のうち特に鏡面の安定性を評価する目的で、トンネル全線で切羽押し出し変位計測を実施された（[23] [24] [25]）。

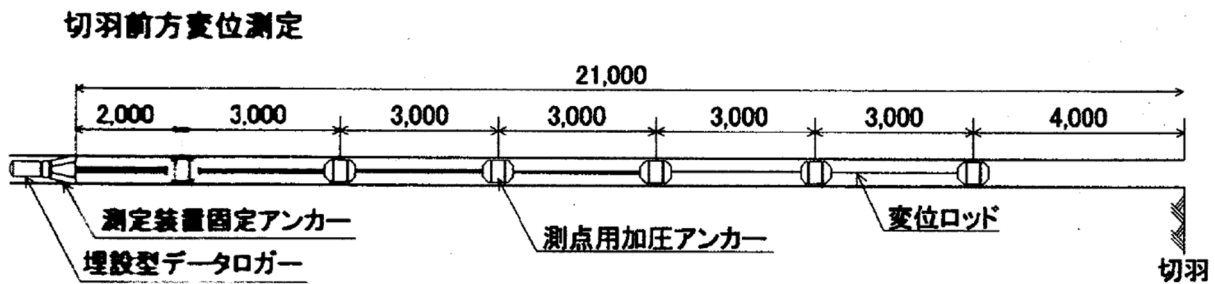


図 2-12 埋設型データロガーを使用した切羽押し出し変位計測の例 [26]



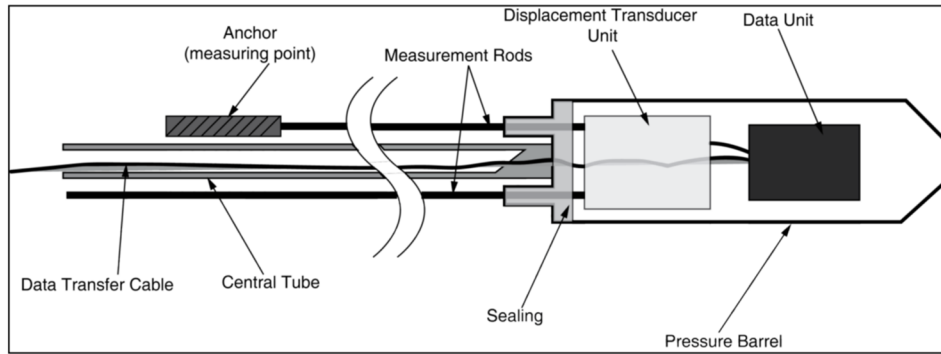


図 2-13 データ転送ケーブルを備えた切羽押し変位計測器 (RH-Extensometer) [27]

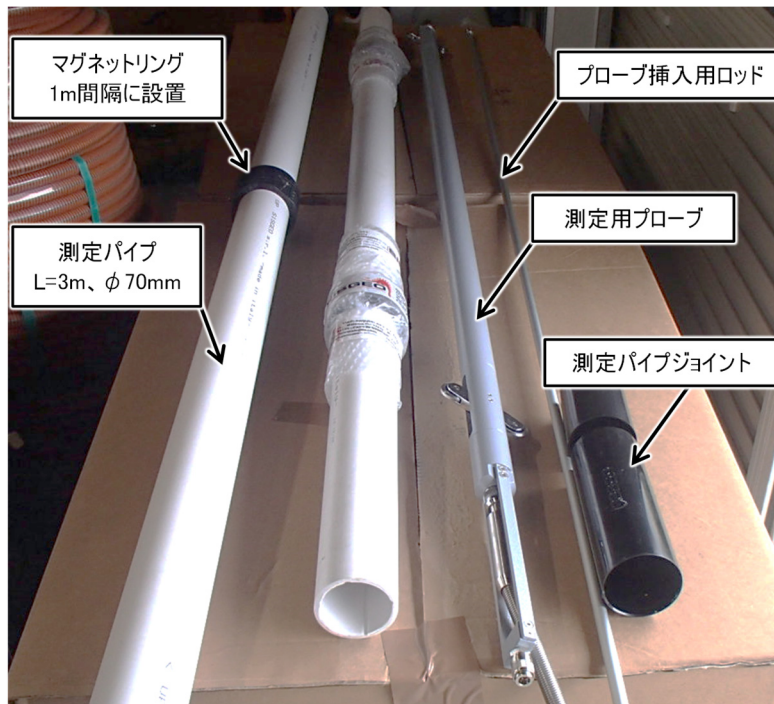
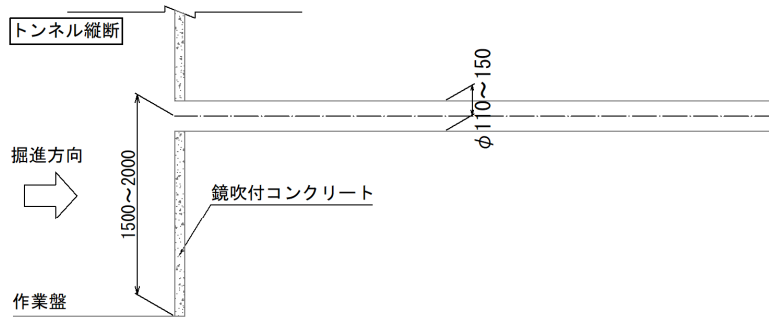
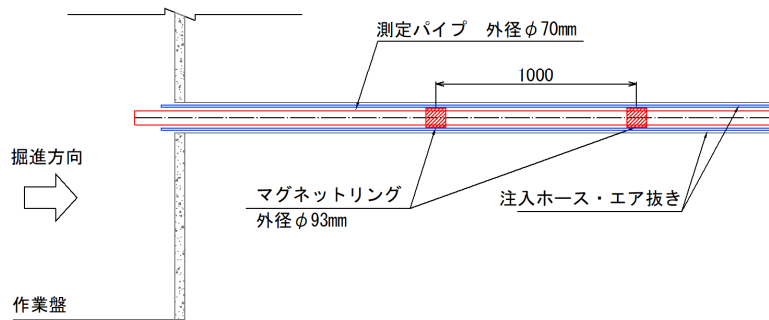


図 2-14 挿入式多点変位計 T-REX (SIGGEO 社製) [23]

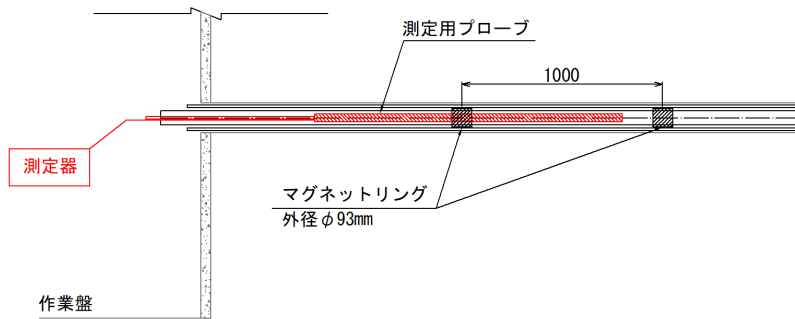
STEP① 切羽より計測孔を削孔（削孔径φ110～150程度）



STEP② 測定パイプを孔内へ挿入



STEP③ 位置確認計測の実施



STEP④ セメントモルタル等による充填

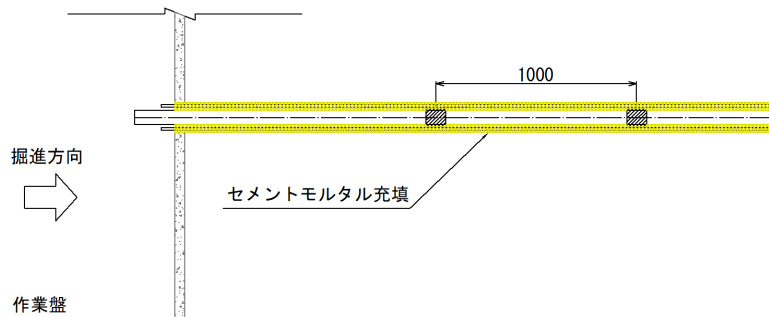


図 2-15 T-REX 測定パイプの計測孔内への固定方法 [23]

### 2.2.2. 切羽先行変位計測の課題

坂井ら [23]、Sakai et al. [24]、および北野ら [25]が切羽先行沈下計測と切羽押し変位計測を併用してトンネル全線で切羽前方の地山挙動を直接的に監視した事例は、都市部の未固結地山をトンネル掘削対象とした都市部山岳工法である。都市部山岳工法の特徴は、土被りが小さく、トンネル周辺に既存構造物が多く存在するという条件下で施工される事が多いことである。この施工条件と周辺環境条件に関わる制約を満足していることを確認する影響監視の目的で、地表面からボーリング等でトンネル深度までアクセス可能な場合には、鉛直ボーリングを実施し、ボーリング孔内に挿入式傾斜計や沈下計などを設置し、先行水平変位や先行沈下を計測される場合がある [28]。特にシールドトンネルの場合には、その多くが土被りの小さい都市部での施工であるため、一般的に実施されている [29] [30] [31]。しかし、これらは地表面や周辺構造物に対する影響監視を主たる目的としており、本研究のようにトンネル構造物だけの施工安全性や経済性向上を主眼に置く切羽前方の地山状況予測や探査を行うものとは性質が異なり、許容できるコストが大幅に違い、周辺環境へ与える影響の大きさから、充当できる費用も比較的大きくなると考えられる。

また、切羽先行変位計測は切羽前方の地山挙動を直接的に計測することができるという利点はあるものの、切羽直近部で、比較的延長の長い計測孔の削孔と計測器械の設置作業、計測ケーブルの防護を伴うため、掘削作業の中断を伴うことから、表 2-4 の赤点線枠に示すように、トンネル標準示方書では計測 B、すなわち日常の施工管理ために実施される計測 A に対して、特別な地山条件や周辺環境に応じて追加で実施される計測項目として分類されている [32]。加えて、特別な計測器械を用いることから、制約条件が厳しい条件下以外では、コストの面からトンネル全線で導入を図るには敷居が高い状況であると考えられる。

表 2-4 計測 A と計測 B の分類 ( [32] )

分類	観察・計測項目	位置	対象となる事象	結果の活用	計測種別
観察調査	切羽, 既施工区間, 地表等の観察調査	坑内	・切羽および既施工区間の支保, 覆工, 湧水状況	・切羽の安定性判断 ・地山等級の再評価 ・地山状況と地山挙動との相関性検討 ・今後の地山, 地下水状況推定	A
		坑外	・地表の状態	・掘削影響範囲の検討 ・周辺地山の安定性検討 ・周辺構造物や植生等への影響把握	A,B <sup>*1</sup>
変位計測	内空変位測定	坑内	・壁面間距離変化 ・各測点の変位	・周辺地山の安定性検討 ・支保部材の効果検討 ・覆工打込み時期検討	A
	天端沈下測定	坑内	・天端, 側壁の沈下	・天端周辺地山の安定性検討	A
	脚部沈下測定	坑内	・支保工脚部の沈下	・脚部支持力検討	A
地山挙動に関する計測	地表面沈下測定	坑外	・沈下 ・地すべり	・掘削影響範囲検討 ・切羽前方地山の安定性検討 ・地すべり挙動の監視	A <sup>*2</sup> ,B
	盤ぶくれ測定	坑内	・盤ぶくれ状況	・インバート部地山の安定性検討	B
		坑内	・周辺地山の半径方向変位	・緩み領域の把握 ・ロックボルト長の妥当性検討	B
	地中変位測定	坑外	・周辺地山の地中沈下 ・周辺地山の地中水平変位	・掘削以前からの地山挙動検討 ・地山の三次元挙動把握 ・切羽前方および周辺の地山の安定性検討	B
支保工, 覆工性能に関する計測	ロックボルト軸力測定	坑内	・ロックボルト発生軸力	・ロックボルト長, 本数, 位置, 定着方法等の妥当性検討	B
	吹付けコンクリート応力測定	坑内	・吹付けコンクリート応力 ・作用荷重	・吹付けコンクリート厚, 強度の妥当性検討 ・吹付けコンクリートと鋼製支保工との荷重分担検討	B
	鋼製支保工応力測定	坑内	・鋼製支保工の応力, 断面力	・鋼製支保工の寸法, 建込みピッチの妥当性検討 ・吹付けコンクリートと鋼製支保工との荷重分担検討	B
	覆工応力測定	坑内	・覆工コンクリート応力 ・鉄筋応力	・覆工コンクリートの安定性検討 ・覆工打込み時期, 設計の妥当性検討 ・長期的な挙動監視による管理	B
	覆工変位測定	坑内	・壁面間距離変化 ・各測点の変位	・覆工コンクリートの安定性検討	B
地山物性に関する調査, 試験	地山試料試験	坑内	・地山構成材としての物理, 力学的性質	・地山区分の再評価 ・変形特性, 強度特性検討 ・膨張性, 長期安定性の検討 ・切羽安定性の検討	B
	原位置調査, 試験	坑内	・地山としての物性, 工学的性質	・地山区分の再評価 ・変形特性, 強度特性検討 ・地山条件の詳細確認 ・切羽前方の地質予測	B
その他	周辺構造物変位測定	坑外	・構造物の沈下 ・構造物の傾き ・発破時における振動	・構造物への影響評価	B
	地下水位測定	坑内 坑外	・地下水位 ・間隙水圧	・地下水対策工検討 ・復水状況評価 ・覆工に作用する外水圧の評価	B
	補助工法に関する測定	坑内 坑外	・補助工法の変形, 断面力	・補助工法の効果の確認	B

\*1 地表に重要構造物が存在する場合等, 特に地表を綿密に観察調査する場合は計測 B

\*2 土被りが小さい場合のトンネル中心線上の地表面沈下測定は計測 A

## 2.3. 坑内変位計測による切羽前方地山評価

切羽前方探査や切羽先行変位計測に要するトンネル坑内における特別な探査や計測作業を実施せずに、日常的に施工管理の一環として実施される坑内変位の計測結果を評価することで、切羽前方の地山の硬軟変化を予測する手法が研究されている。本節では、この坑内変位計測による切羽前方地山予測手法の概要と、計測に必要な測量作業に起因する課題について説明する。

### 2.3.1. 既往事例

これまでの坑内変位計測による切羽前方地山予測手法は、トンネル軸方向変位、すなわち切羽進行方向の変位も含めて坑内変位を三次元的に評価して、切羽前方の地山変化を予測しようとする手法と、同じ計測時期に得られた計測断面毎の坑内変位をトンネル縦断方向に連続的に描画し、既往区間の変形実績と比較して外挿的に前方地山の状況を予測する手法に区分される。なお以後、本論文では特に断らない限り、坑内変位とは、トンネル軸方向変位を含むトンネル壁面の三次元的な変位を指し、断面内変位とはトンネル横断面内の二次元的な変位を示すものとする。

#### 2.3.1.1. トンネル軸方向変位を用いた予測手法

トンネル軸方向変位を用いた予測手法は 1995 年に発表された Schubert and Budil [33]の研究に端を発する。従来の坑内変位計測は図 2-16 に示すコンバージェンスメジャーを用いたトンネル壁面間の相対変位計測とレベル測量による沈下計測によって実施されることが一般的であった。トータルステーションの普及により、トンネル壁面に設置したターゲット位置の三次元座標の測量が容易にできるようになり、ターゲット位置の三次元的な移動量（変位量）が容易に評価できるようになったことが、トンネル軸方向変位の評価と分析に至る背景である。

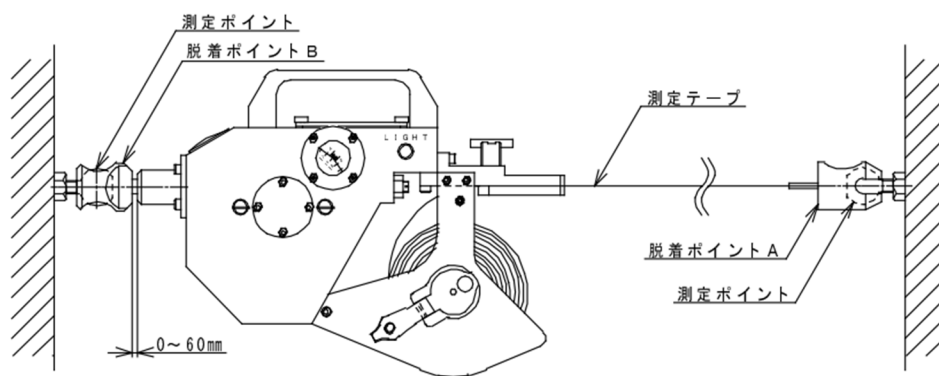


図 2-16 コンバージェンスメジャーを用いた相対変位計測

Schubert and Budil [33]は、オーストリアの Inntal トンネルと Galgenberg トンネルの坑内変位計測データを分析し、断層破碎帯内でのトンネル軸方向変位が断面内変位と同程度に大きくなる場合があり、その距離程に沿った変化傾向が断面内変位と必ずしも一致しないことを見出した。また、一様な地山中でのトンネル軸方向変位は、天端沈下量の 15%~20%程度であるが、断層破碎帯に近づくると天端沈下の変化と比べて大きく変化する傾向を発見した。そこで、図 2-17 に示すように、トンネル縦断面における壁面の変位ベクトル (displacement vector) と、その変化傾向を捉えるための指標として、トンネル軸方向変位 ( $L$ ) を沈下 ( $S$ ) で割った値の  $L/S$  比を定義した。そして、計測断面毎の  $L/S$  比の変化を評価することにより、切羽前方 1D~

2D（以下、本節では  $D$  は掘削径を表す）の地山状況の変化を予測する事が可能であることを示した。図 2-18 に Inntal トンネルの断層破碎帯直前における  $L/S$  比の分布を示す。 $L/S$  比の値が断層破碎帯部の手前で 0.15 から 0.4 近傍まで大きくなっていることがわかる。

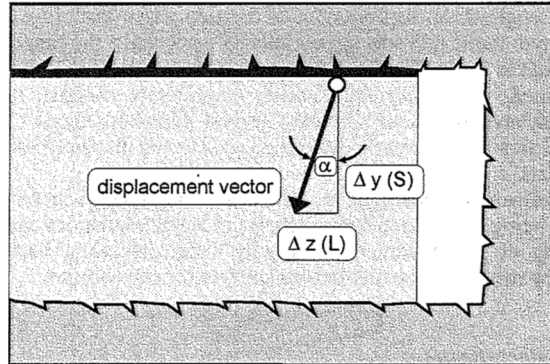


図 2-17 変位ベクトルの定義 [33]

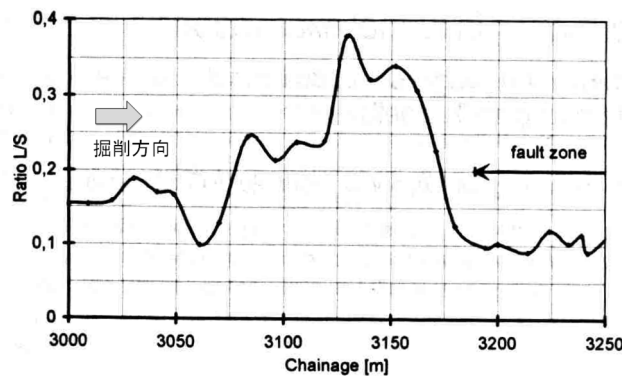


図 2-18 Inntal トンネルにおける  $L/S$  比の分布 [33]

$L/S$  比は図 2-17 に示したようにトンネル軸方向の変位ベクトルの鉛直面に対する傾き（角度  $\alpha$ ）である。ここで、トンネル軸方向変位の符号は、切羽進行方向を正、坑口方向を負とする。また、天端沈下は鉛直下向きが負とすると、一般的にはトンネル天端は鉛直下向きに変位するため、 $S$  は負となることから、 $L/S$  比はトンネル軸方向変位が切羽進行方向に発生するとき負を示し、逆に坑口方向に発生するとき正となる。

Schubert and Budil [33]が実施した数値解析の結果を図 2-19 に示す。左は硬質層から軟弱層へ向かって掘削した結果、右は軟弱層から硬質層へ向かって掘削した結果である。両者ともに、変位算出断面から  $1D$  だけ切羽が進んだ際（以下、切羽離れと称す）の  $L/S$  比のプロットである。

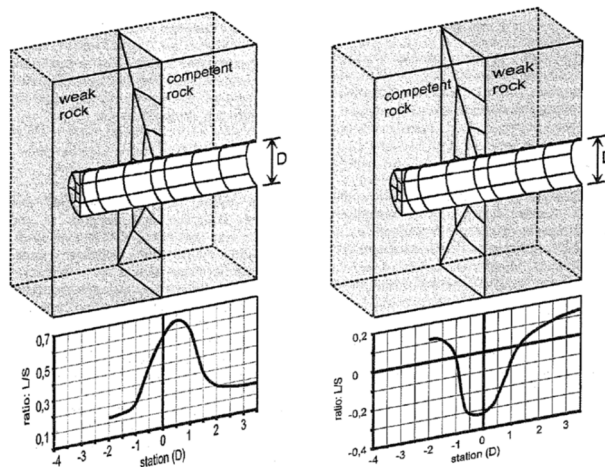


図 2-19 数値解析による  $L/S$  比の変化 [33]

左：硬質層から軟弱層への掘削、右：軟弱層から硬質層への掘削

図 2-19 左を見ると、 $L/S$  比は地層境界から  $3D$  以上離れた位置では  $0.18$  程度の値である。地層境界から  $2D$  程度手前の位置で増加し始め、その後急増して境界位置近傍でピークを示し、軟弱層に入ってから急減して、元の値近傍に戻る傾向を示す。一方、図 2-19 右を見ると、 $L/S$  比はちょうど逆の傾向を示す。

$L/S$  比が地層境界の手前でこのような挙動を示す原因は、次のように考察されている [33]。掘削に伴う周辺地山の応力再配分の影響で、地層境界よりも硬質層側に応力が集中し、切羽前方の軟弱層があたかも硬質層側に「惹きつけられる」(参考文献 [33]では *Attract* と表現) ように挙動する。したがって、軟弱層が前方に存在する場合、計測断面でも軟弱層が坑内に向かって押出す影響を受けて、トンネル軸方向変位は負に増加する。逆に軟弱層から硬質層への掘削の場合、トンネル軸方向変位は正に増加する。沈下は直上の地山条件に大きく影響を受けるため、計測断面が異なる層の中に入るまでは軸方向変位ほどの変化量は無い。このため、 $L/S$  比は硬質層から軟弱層へ掘削する場合は増加し、軟弱層から硬質層へ掘削する場合には減少する。トンネル軸方向変位だけでなく、天端沈下に代表される坑内変位と組み合わせて評価する理由は参考文献中に明確な記述は見当たらないが、土被りの影響による変位絶対量の増減の影響を除去して、物性変化に伴う影響を抽出する目的であると考えられる。

坂井ら [34]は、Schubert and Budil [33]の提案手法が一般的な道路トンネルの馬蹄形断面でも適用可能であることを確認し、硬質層から軟弱層に向かうトンネル掘削によって周辺地山の挙動が特にトンネル軸方向変位にどのような影響を与えるのかを考察するために、有限差分法解析コード FLAC 3D Ver3.1 [35]を用いた数値解析を実施した。

図 2-20 に解析モデル、表 2-5 に解析に用いた地山物性値を示す。なお、地山の応力-ひずみ関係は線形弾性とした。解析結果として、図 2-21 に地層境界部からの距離に応じた天端沈下とトンネル軸方向変位の算出結果を示す。各算出位置において、変位は切羽離れ  $1m$  を初期値として、切羽離れ  $1D$  ( $D=11.2m$ ) 時点での値である。

図 2-21 において、天端沈下量は、地層境界の十分手前の位置では、 $-13mm$  程度でほぼ一定である。 $-1D$  から前方に存在する軟弱層の影響を受けて、徐々に天端沈下量が大きくなり、軟弱層側では天端沈下量が急激に増加する傾向である。軸方向変位は、 $-3D$  の位置では、約  $-2mm$  でほぼ一定であるが、切羽が地層境界に近づくに連れて徐々に減少する。軟弱層側に入ると、硬質層と同様に正の値となり、 $3D$  位置では約  $7.5mm$  でほぼ一定値になる。

軸方向変位が地層境界手前で減少（坑口側に増加）する原因は、Schubert and Budil [33]が考察したように切羽の前方に軟弱層が存在する場合、硬質層で一様な場合と比較して、切羽前方地山における応力集中が大きくなり、坑口側に向かう地山の変形が大きくなるためである。上記考察を定量的に示すために、切羽が $-0.5D$ にある場合の地層境界部のトンネル軸方向変位の挙動と硬質層で一様な場合のそれと比較すると図 2-22 のように、軟弱層が存在するケースの方が坑口側への変位が大きい結果であった。このように、軟弱層が坑口側に向かって押し出すように変形する影響を受けて、トンネル軸方向変位は、地層境界手前で減少（坑口側に増加）すると考えられる。

ここで、天端沈下と軸方向変位を比較すると、天端沈下は $-1D$ （切羽は地層境界に到達）までほとんど軟弱層の影響を受けないが、軸方向変位は $-2D$ （切羽は $-1D$ 位置）の算出位置から影響を受けていることがわかる。天端沈下は変位方向から考えて、切羽前方の地山変化よりも直上の地山条件に影響を受けやすく、軸方向変位は切羽前方の地山変化に天端沈下よりも鋭敏に反応すると考察できる。天端沈下よりも軸方向変位が切羽前方の地質変化に対して鋭敏に反応していることは、 $L/S$ 比を算出することにより定量的に表現することができるため、 $L/S$ 比が切羽前方の地山条件を判定するための予測指標として有効であると考えられる（図 2-23）

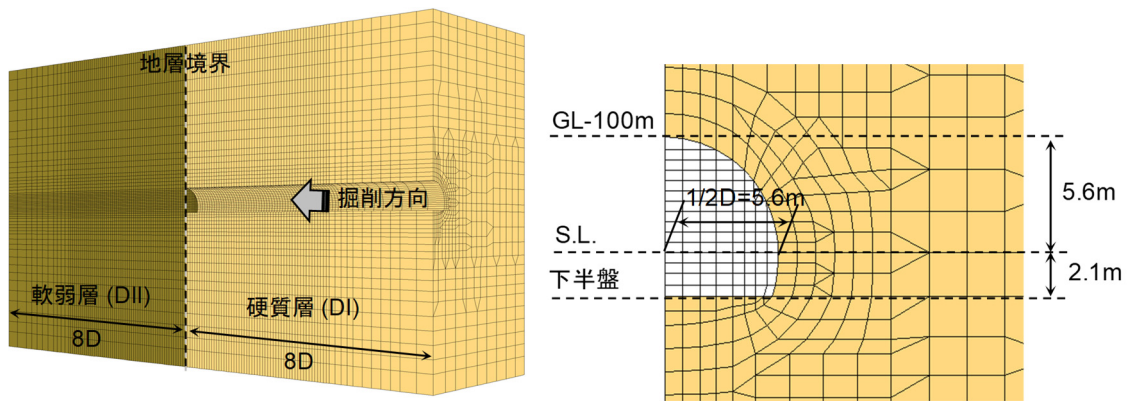


図 2-20 解析モデル（左：鳥瞰図、右：横断面拡大図） [34]

表 2-5 地山物性値 [34]

	弾性係数 (MPa)	ポアソン比	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )
硬質層 (DI)	500	0.35	21
軟弱層 (DII)	150	0.35	21

\*「日本道路公団,トンネル数値解析マニュアル,1998」を参考

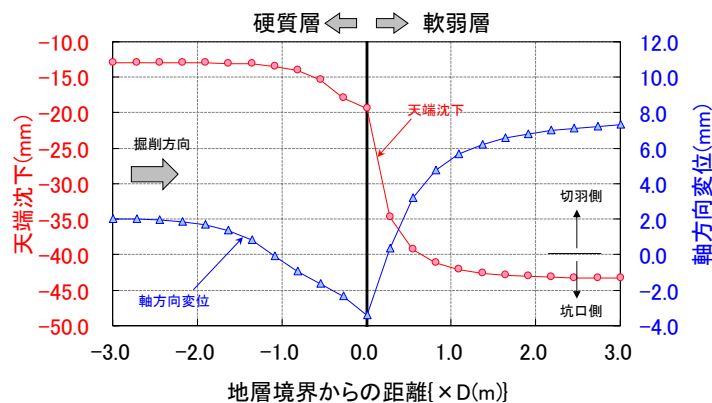


図 2-21 天端沈下とトンネル軸方向変位 [34]



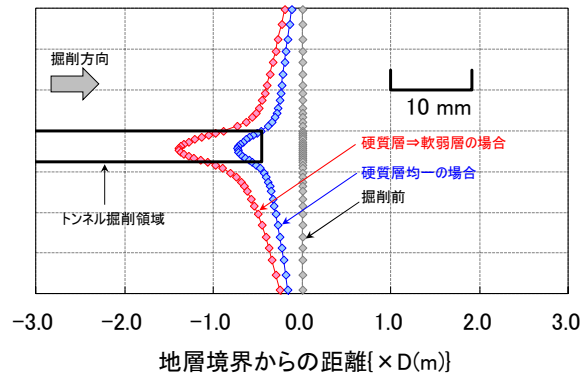


図 2-22 地層境界部の地山変位 [34]

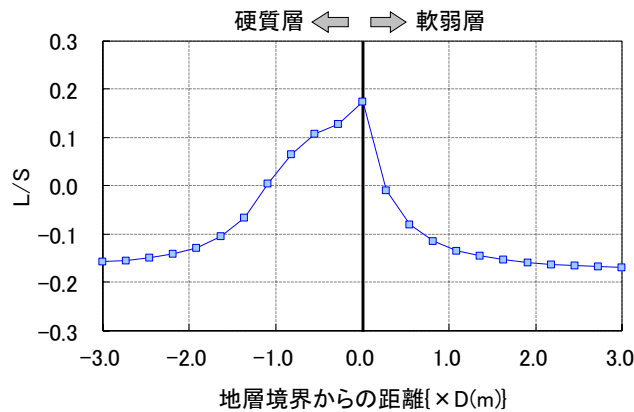


図 2-23 L/S 比 [34]

Sellner and Steindorfer [36]は変位ベクトルによる予測手法を Wolfsgruben トンネルに適用し、断層破碎帯手前や硬質層への地質変化点の手前において、 $L/S$  比の傾向が変化することを確認した。なお、 $L/S$  比による評価は天端部の変位に限定されるものではなく、トンネル肩部や側壁部でも評価は可能であり、Wolfsgruben トンネルにおいては、側壁で実践されたことが報告されている (図 2-24)。図 2-24 に示した計測区間のうち、硬質な角閃岩 (amphibolite) に切羽で遭遇する手前の TD419m において、約  $50\text{m}^3$  の切羽崩落が上半右肩部から生じた。この要因の一つとして、軟弱層から硬質層へ掘削する場合の地層境界手前では、硬質層へ応力集中が生じることにより、切羽直近部の軟弱層では地山の拘束圧が小さくなって緩みが生じ、切羽の自立性が不安定となったと考察されている。後年、Schubert and Grossauer [37]も同様の考察をしている。このため、 $L/S$  比の評価は、標準値から増加する場合 (切羽前方に軟弱層が存在することが予想される場合) だけでなく、標準値へ戻ろうとする挙動や、標準値から減少する場合 (切羽前方に硬質層が存在することが予想される場合) にも注意が必要であると考えられる。

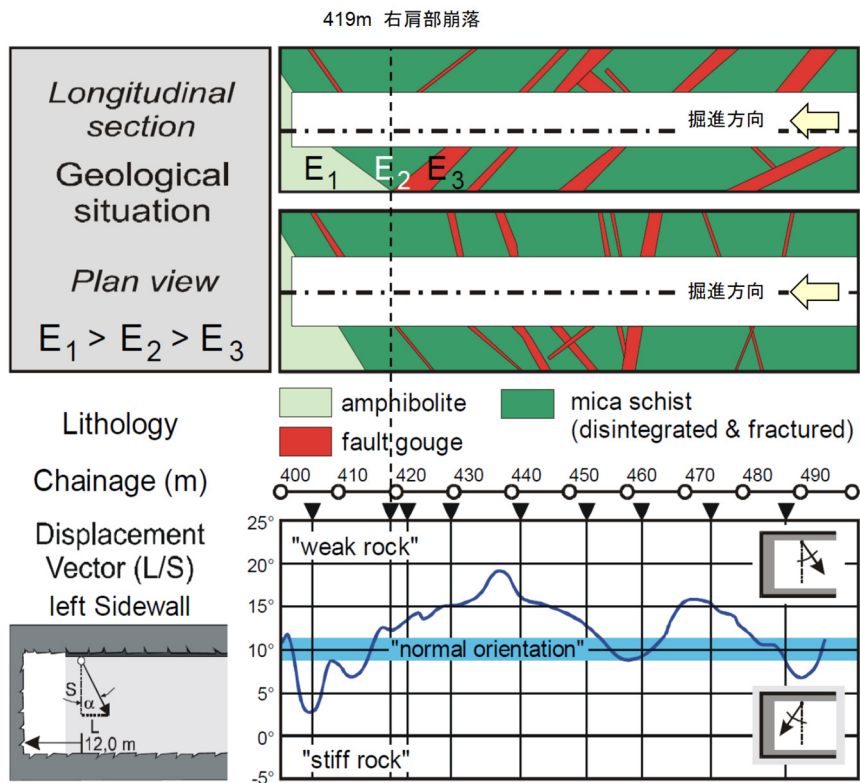


図 2-24 側壁部の坑内変位に着目した L/S 比の分析 (Wolfgruben トンネル)

同様に、Grossauer ら [38]は Spital トンネルで 200mm を超える天端沈下を記録した変状区間に先行して L/S 比が有意に変化したことを示した。また、Moritz ら [39]は Koralm トンネルにおいて、100mm 超の天端沈下を生じた区間の手前の計測断面から変位ベクトルと軸方向変位の傾向が急に変化したことを報告した。これらの報告は、主にオーストリアのトンネルプロジェクトにおいて、L/S 比の分析結果が報告された例であるが、他国でも検討または実践された例が報告されている。Jeon ら [40]は数値解析により、従来の断面内変位や切羽押し出し変位の分析結果では難しい地質変化が L/S 比の評価によって可能となることを示した。Lee ら [41]は軸方向変位を含む 3 次元的な変位挙動と断面内変位を組み合わせることによって、トンネルに対する断層破碎帯の相対的位置関係を評価する方法を提案した。Deák and Schubert [42]はハンガリーにおける放射性廃棄物処分地下坑道の建設プロジェクトに対し、L/S 比を含む三次元的な変位評価手法の適用例を報告した。

一方、日本国内でも 2009 年頃よりトンネル軸方向変位に着目した研究が発表されている。小泉ら [43]はトンネル軸方向変位の大きさや経距変化の分布形状が切羽前方の地山物性、特に弾性係数とポアソン比により変化することを現場計測結果と数値解析結果から示した。このため軸方向変位を用いて逆解析をすることで切羽前方の地山状況を予測できるとした。寺島ら [44]は、事前調査時の屈折法弾性波探査の結果で低速度帯として認識され、先進ボーリングで土砂状コアと厚い粘土も頻繁に認められた軟弱層（トンネル進行方向に約 30m）の手前で、側壁部のトンネル軸方向変位が坑口側に増加し、軟弱層中では減少したことを示し、軸方向変位を評価することで切羽前方の地山物性の変化を予測できる可能性を示唆した。青木ら [45]は、上述の L/S 比による切羽前方地山予測手法を概説するとともに、実証試験として二川トンネルに適用した。その結果、同手法の有効性を確認しながらも、計測精度の観点で課題があることを指摘した。この課題については次項にて詳述する。竹村ら [46]と Takemura ら [47]は数値解析を実施して、トンネル軸方向変位の経時的な挙動は、前方に存在する地山の弾性係数の違いによって異なることを示した。特に切羽が変位算出断面を 10m

以上通過した後には違いが明確になることから、10m 通過時点からの軸方向変位の増分によって、地山の硬軟の変化（あるいは変化しない事）を予測する計算図表 Tad-Chart（図 2-25）を提案した。図 2-25 では、トンネル軸方向変位の切羽離れ 10m 以降の増分が赤の領域にプロットされた場合には、切羽前方の地山は硬質に変化し、緑の領域であれば変化が無く、青の領域であれば軟弱に変化すると判断するものである。

辻岡ら [48]は軸方向変位に影響を与える要因のうち、前方地山の性状だけを抽出するために、ある係数（竹村ら [49]はこの係数を「地山影響値」と表現）を軸方向変位に乗ずる事で評価の信頼性向上を図った。

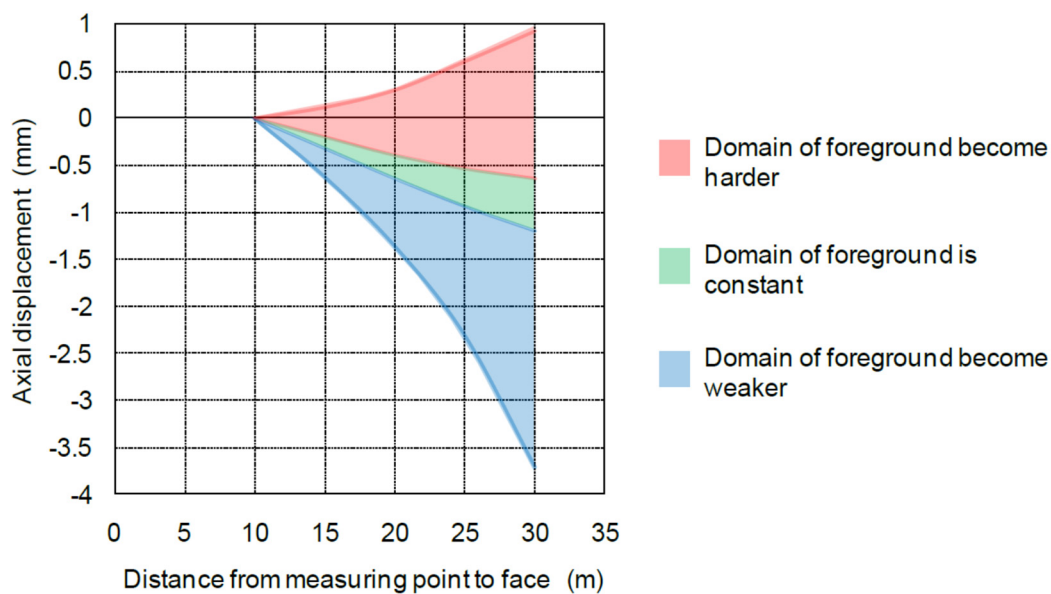


図 2-25 Tad-Chart (Tunnel axial displacement Chart) [47]

### 2.3.1.2. たわみ曲線による切羽前方地山予測

一方、坑内変位の描画方法を工夫する予測手法として、Vavrovsky and Schubert [50]はトンネル距離程に沿って坑内変位を連続的にプロットした「たわみ曲線」を描くことで、地山の剛性変化を容易に解釈でき、外挿的に前方の地山の状況を推定する手法を考案した。なお、参考文献 [50]では上述の曲線を「影響線 (lines of influence)」と記したが、後に発刊されたオーストリア地盤工学会の計測ガイドライン [51]では「たわみ曲線 (deflection curve)」と称しており、後者の名称の方が、変位分布のイメージし易いため、本論文ではたわみ曲線と統一して表記する。

通常、坑内変位計測は予め計画された間隔で実施され、断面毎に変位の経時変化を作成して評価される。このため、2つ以上の断面毎の変位の関連性を直感的には理解できない。これに対し、Vavrovsky and Schubert [50]の提案するたわみ曲線は、計測断面毎の地山挙動を視覚的に表現して、トンネル距離程に沿った変形挙動を理解しようと工夫された方法である。

図 2-26 に、均質な地山条件でのたわみ曲線の概念図 [51]を示す。横軸はトンネルの距離程であり、各曲線はある時点における断面内変位の距離程に沿った分布をスプライン関数などで曲線状につないだものである。例えば一番右の曲線は最新の計測結果に基づく断面内変位のたわみ曲線であり、変位 0 を指す箇所が切羽の位置を示す。灰色着色部が前回の計測時点での切羽位置から最新の計測時点での切羽位置までの掘削に伴って発生した変位の増加分である。仮に均質な地盤である場合は図 2-26 のように曲線を平行移動した「たまねぎ断面状 (onion-shell-type [51])」の形となる。MS (Monitoring Section) で示した位置が計測断面であるが、本手法を用いると計測断面間で切羽が移動する際の地山の变形挙動と増分を視覚的に表現し、評価することができる。また、ある切羽離れにおける坑内変位を結んだ線であるトレンド線 (図 2-26 で trend で表される) の傾きを参照することで、同じ切羽離れ条件下における坑内変位の大小、すなわち地山剛性の発現結果としての変形状態に関して、計測断面毎の相対的な変化を容易に比較することができる。

ここで、図 2-26 は、切羽到達時の変位を 0 として変位分布を描いたものである。しかし、計測ターゲットを厳密に切羽位置で設置すると、後続の発破や機械掘削の支障となることから、実際には切羽位置で初期値 (zero reading) を測定することが困難である。このため、計測開始前に既に坑壁の変位がある程度発生していることとなる。この切羽到達時から初期値取得までに発生した変位が図中の「初期変位 (pre-displacement)」である。切羽直近部での変位増分は一般的に大きいため、初期変位がたわみ曲線に与える影響は大きなものとなる。また、各種補助工法の施工や計測作業のタイミングによって、初期値取得時の切羽との距離関係が断面毎に異なる場合には、初期変位の補正は特に重要である。初期変位の補正方法は、求めようとしている計測断面よりも坑口側で、3 計測断面以上の計測結果と切羽位置を 0 とするスプライン関数をつないで、外挿的に求める方法がある [51]。この他、Sellner and Steindorfer [36]が、経験式による変位特性曲線を利用して、初期変位を推定する方法を提案している。

図 2-27 に、切羽前方に断層などの軟弱層がある部分を掘進する場合のたわみ曲線の概念図を示す。切羽が弱層に近づくと、掘削に伴う応力再配分の影響で弱層手前での応力集中が生じ、弱層手前の断面で計測される変位の増分が大きくなる。そのため、たわみ曲線が下方に膨らみ、その掘進による増加分の面積が大きくなる。したがって、切羽が弱層部に近づいた時点で、弱層部の影響をたわみ曲線の膨らみの大きさとして捉えることができる。また、トレンド線の傾きの変化として捉えることも可能であるとされている。

青木ら [52]は、初期の変位計測結果から変位特性曲線のフィッティング関数を使って、最終変位を予測し、たわみ曲線に付加する方法を考案した。計測結果を得るごとに最終変位の予測結果を逐次更新していくことが可能であることから、最終変位の予測結果を描画したたわみ曲線 (図 2-28) を「予報機能付き坑内変位たわみ曲線」と称した。後に、青木ら [53]は数値解析結果を援用して、たわみ曲線における初期変位の影響を

確認するとともに、予報機能付きたわみ曲線の予報線は計測変位のフィッティング過程で初期変位の影響を精度良く補正することが可能であることを示した。

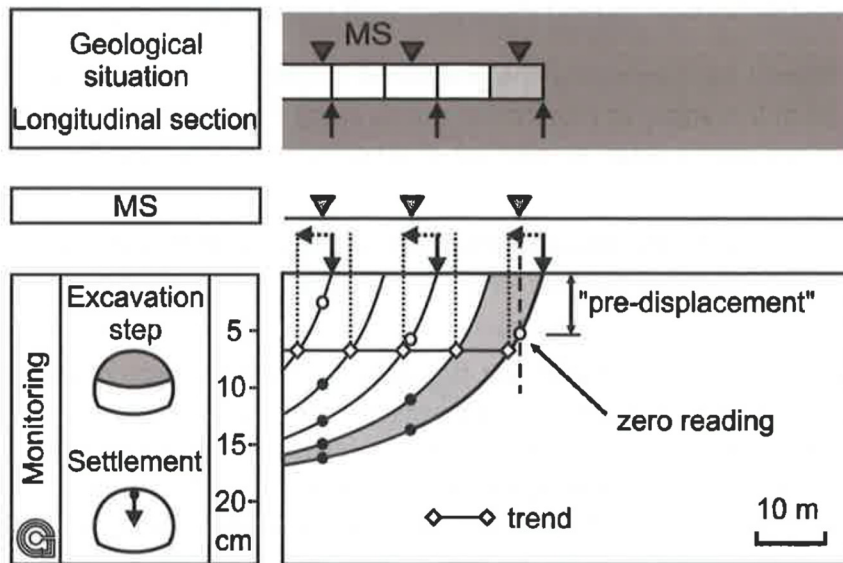


図 2-26 たわみ曲線とトレンド線（均質な地山） [51]

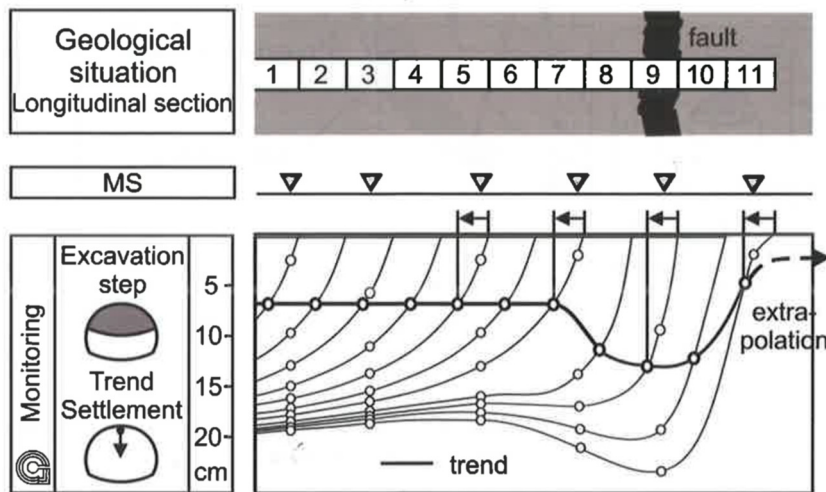


図 2-27 たわみ曲線とトレンド線（断層破碎帯あり） [51]

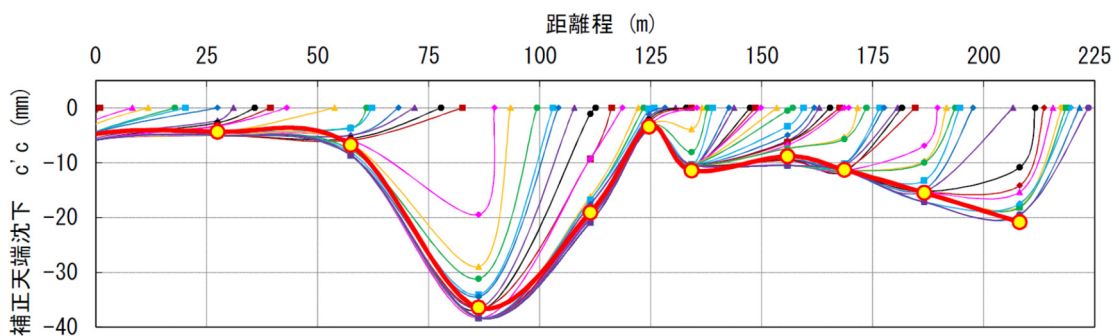


図 2-28 天端沈下のたわみ曲線例と予報線（赤太字）

### 2.3.2. 坑内変位計測による切羽前方地山評価の課題

青木ら [45]と工藤ら [54]は  $L/S$  比やたわみ曲線による切羽前方地山予測手法を、それぞれ二川トンネルと椿坂トンネルに適用した。その中で、ある一定の適用性は確認できたものの同時に以下に示す課題も明らかとなった。

#### 2.3.2.1. 計測精度の課題

トータルステーションの仕様を以下に示す。例えば、SOKKIA の CX シリーズの場合 ([55])、測角計測における計測分解能(最小表示単位)は  $1''$  であり、測角精度は型式により、 $1''$ 、 $2''$ 、 $3''$ 、 $5''$ 、および  $7''$  が準備されている。測距計測における計測分解能は  $1\text{mm}$  であり、測距精度は反射シートを使う場合には  $3\text{mm} + 2\text{ppm} \times L_c$  (ppm :  $1/100$  万、 $L_c$  : 測定距離)、プリズムを使う場合には、 $2\text{mm} + 2\text{ppm} \times L_c$  である。山岳トンネルでは、測角精度として  $3''$  のトータルステーションが良く使われており、変位計測用の測量ターゲットとしては反射シートが多く使われている。

トンネルの坑内変位計測は、計測断面の数十 m 後方から計測断面に設置された測量ターゲットを視準するため、坑内変位のうち断面内変位は測角精度に大きく依存し、トンネル軸方向変位は視準方向とほとんど平行な変位であるため、測距精度に大きく依存する(図 2-29)。ここで、例えば測定距離が  $50\text{m}$  の場合を想定すると、断面内変位は、 $0.7\text{mm}$  ( $50,000\text{mm} \times \sin(3'') = 0.73\text{mm}$ )、軸方向変位は  $2.1 \sim 3.1\text{mm}$  ( $2 \sim 3 + 2/1,000,000 \times 50,000 = 2.1 \sim 3.1\text{mm}$ ) は測距精度の誤差を考慮する必要がある。特にトンネル軸方向変位は誤差が大きいが坑内変位計測の課題である。このため、剛性の大きな硬質な地山中を掘削中に、トンネル軸方向変位が小さく(例えば  $10\text{mm}$  以内)、軟弱な地山が地層境界前方に存在することによる変化量も小さい時には、トンネル軸方向変位を用いた切羽前方地山の評価結果は計測精度の影響を大きく受けてしまう。

この課題に対し、計測断面の後方のトンネル壁面に高精度レーザー距離計を設置し、トンネル軸方向変位を計測する事が考えられる。ただし、断面内変位は別途計測せねばならず、距離計用のターゲットを設置する必要もあり、計測作業が煩雑となることから、高精度レーザー距離計が坑内変位計測に使われた例はない。

Schubert and Grossauer [37]が  $L/S$  比による予測手法を適用した Inntal トンネルでは、 $L/S$  比の標準値を算出した区間で  $50 \sim 100\text{mm}$  程度のトンネル軸方向変位を計測した。また、Moritz ら [39]が同予測手法を適用した Koralm トンネルでも  $10\text{mm}$  超のトンネル軸方向変位を計測したため、測距精度の影響を無視できる条件であったと推察される。

Schubert との個人的な議論の中では、上記の計測精度の課題について認識しているが、適用例が多く報告されているオーストリアでの、アルプス周辺の大きな土崩りに伴う高地圧条件下におけるトンネル掘削では、トンネル軸方向変位が数十 mm となることも一般的と言って良く、基本的には測角・測距精度の影響を無視できるとのコメントであった。

また、竹村ら [47]が提案した Tad-Chart (図 2-25) で、縦軸に表現される軸方向変位の切羽離れ  $10\text{m}$  以降の変化量は  $1 \sim 4\text{mm}$  (切羽進行方向が正) であり、トータルステーションの測距精度と比較して十分大きいとは言えない。実際の計測では、この程度の変化量は地山変化に基づくものではなく、計測誤差と判断される場合も十分考えられる。

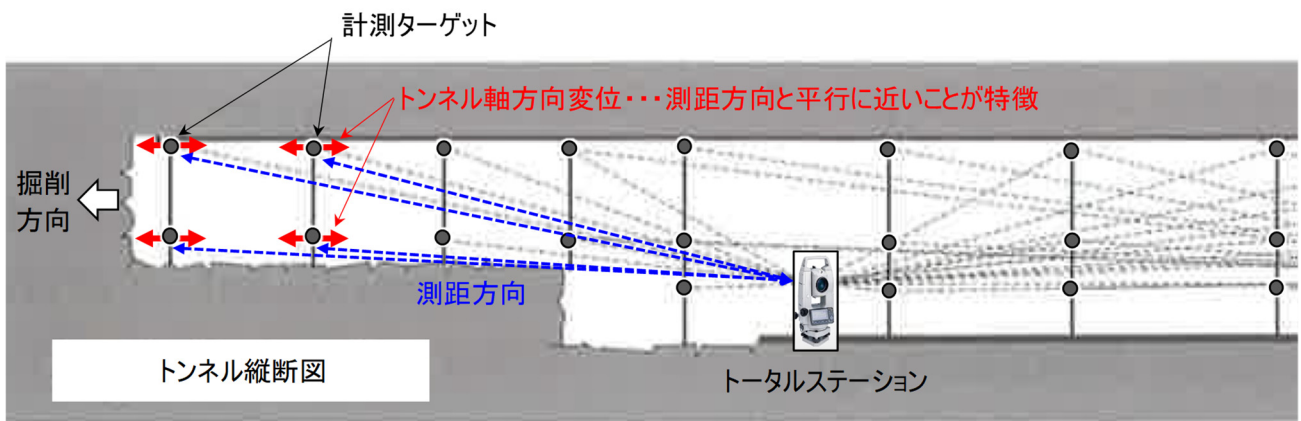


図 2-29 坑内変位計測レイアウト例 [56]



### 2.3.2.2. 計測間隔と計測頻度の影響

日本では、道路トンネルの施工で実施する坑内変位計測の計測間隔は、通常の地山条件と土被り条件であれば、20～30mとする。坑口部、小土被り部、および特殊な地山条件下である場合でも計測間隔は10mが標準である [57]。鉄道トンネルでも同様に標準的には20～30mの計測間隔を採用している（表 2-7） [58]。一方、オーストリア地盤工学会（Austrian Society for Geomechanics）では、トンネル掘削径毎に計測断面を設けることを標準としている（図 2-30 と表 2-8 [56]）。図 2-30 中の小文字で表される記号は計測間隔と計測を行う範囲を示している。特に、坑内変位計測の主たる目的は支保の妥当性把握と掘削後の地山の安定性確認であるため、通常の地山条件で変状が生じる可能性が低い場合には、計測間隔を広くとる傾向にある。この場合、坑内変位計測による切羽前方地山予測手法によって、地山変化を感知できる距離（予測可能距離）が計測間隔よりも短くなることも想定され、計測断面間で予見しない地山変化に遭遇してしまう可能性がある。すなわち、地山変化を見逃す場合があると考えられる。

表 2-6 坑内変位計測の計測断面間隔（道路トンネル） [57]

条件 地山等級	坑口付近	土被り2D以下 (Dはトンネル掘削幅)	施工の初期の段階 <sup>注)</sup>	ある程度施工の 進んだ段階
A、B	10m	10m	20m	必要に応じて実施
CⅠ、CⅡ	10m	10m	20m	30m
DⅠ、DⅡ	10m	10m	20m	20m
E	10m	10m	10m	10m

注)施工の初期の段階とは、200m程度の施工が進むまでの段階をいう

表 2-7 坑内変位計測の計測断面間隔（鉄道トンネル） [58]

条件 地山等級	坑口付近	土被り2D以下 (Dはトンネル掘削幅)	施工の初期の段階*	ある程度施工の 進んだ段階**
硬岩地山 (断層破碎帯を除く)	10m	10m	20m	30m
軟岩地山 (大きな塑性土圧は発生しない)	10m	10m	20m	30m
軟岩地山 (大きな塑性土圧が発生する)	10m	10m	20m	30m
土砂地山	10m	10m	10m	10m

\* 施工の初期の段階とは、200m程度の施工が進むまでの段階をいう

\*\* 地質の変化が激しい場合には間隔を狭め、良好で同様な地質が連続する場合には、表中の間隔を広げることができる



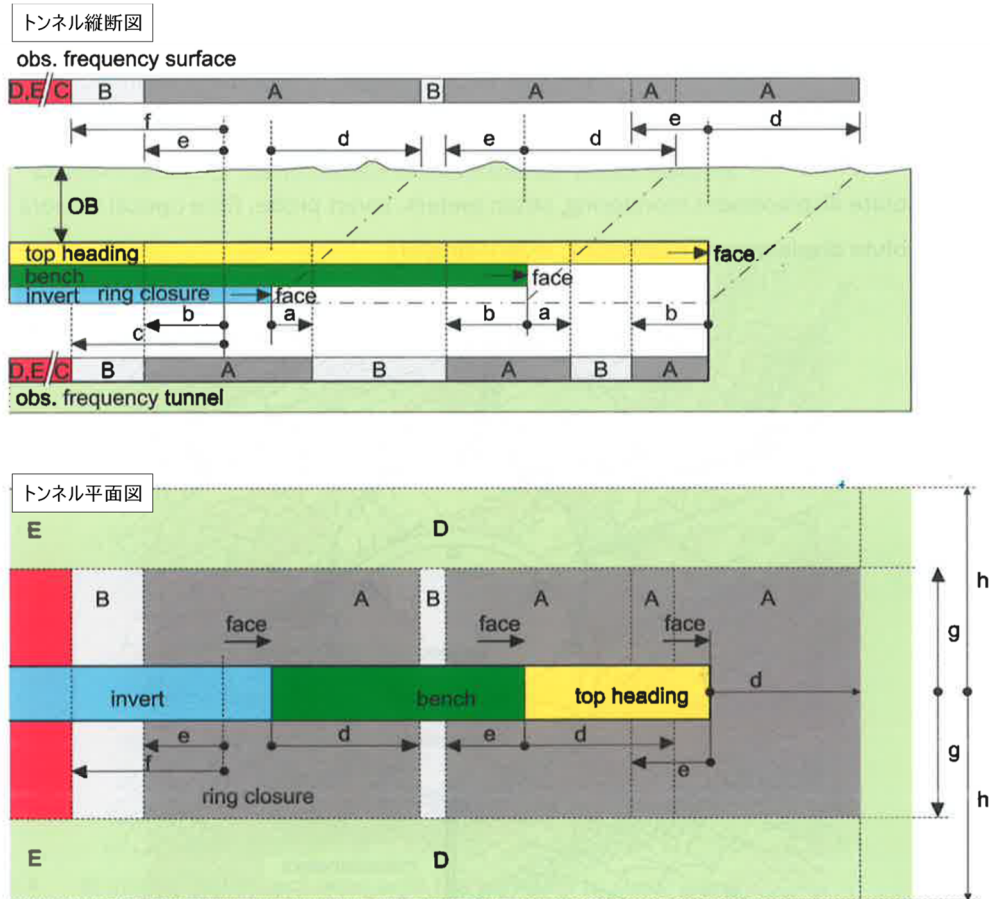


図 2-30 推奨計測頻度をとる切羽と計測断面の位置関係 上：縦断面図、下：地表面平面図 [56]

表 2-8 距離 a~h の算出方法 [56]

	distances	monitoring range
Tunnel (dia: tunnel diameter)	a	$2\text{dia}+X_1$ and min. $(2+n)\text{MS}$
	b	$3\text{dia}+X_2$ and min. $(3+n)\text{MS}$
	c	$5\text{dia}+X_3$ and min. $(5+n)\text{MS}$
surface	d	$\text{dia}+\text{OB}+X_4$
	e	$3\text{dia}+X_5$
	f	$5\text{dia}+X_6$
	g	$1,5\text{dia}+\text{OB}+X_7$
	h	$3\text{dia}+2\text{OB}+X_8$

$X_i$  : 定数、現場毎に設定

n : 定数、現場毎に設定

MS : 計測断面数 (Monitoring Section)

基本的にbを使って、上半、下半、およびインバート施工時の計測断面間隔が計算される。 $X_2$ とnを考慮しない時、 $b=3\text{dia}$ となり、少なくとも3断面の計測断面(MS)が設けられるため、基本的には掘削径毎に計測断面を設ける事を意味する。

次に計測頻度の問題がある。表 2-9～表 2-11 に道路トンネル [57]、鉄道トンネル [58]、およびオーストリアにおける坑内変位計測の計測頻度 [56]を示すが、それらは最大でも 2 回/日である。なお、表 2-11 の項目として示される「Range」はそれぞれの計測頻度が推奨される位置であり、切羽と計測断面の位置により、図 2-30 と表 2-8 から定められている。計測には、トータルステーションをトンネル壁面に固定する場合を除き、その都度測定者による測量を伴うため、作業量を考えると上記頻度以上の計測頻度は現実的でない。一方、掘削作業は通常の地山条件では 4～6 サイクル/日が進むため、上記の頻度では掘削進行毎の変位計測結果を取得することは困難な場合が多い。このため、地山変化に伴う変位の発生傾向の違いを認識するタイミングが遅れる可能性が考えられる。特に坑内変位計測による切羽前方地山予測手法の予測可能距離が短い場合には、その可能性が高くなると考えられる。

表 2-9 坑内変位計測の計測頻度（道路トンネル） [57]

頻 度	測定位置と切羽の離れ	変 位 速 度	摘 要
2 回/1 日	0～0.5D	10mm/日以上	測定頻度は、変位速度より定まる測定頻度と切羽からの離れより定まる測定頻度のうち、頻度の高い方を探ることを原則とする。
1 回/1 日	0.5～2D	5～10mm/日	
1 回/2 日	2～5D	1～5mm/日	
1 回/1 週	5D 以上	1mm/日以下	

注)Dはトンネル掘削幅

表 2-10 坑内変位計測の計測頻度（鉄道トンネル） [58]

変位速度	切羽からの離れ	測定頻度
10mm/日以上	0～1D	2 回/1 日
10～5mm/日	1D～2D	1 回/1 日
5～1mm/日	2D～5D	1 回/2 日
1mm/日以下	5D 以上	1 回/1 週

表 2-11 坑内変位計測の計測頻度（オーストリア） [56]

range	min. observation frequency
A	1 per day
B	2 per week
C	1 per week
D	1 per month
E	as required

坂井と岸田 [59]は、種々の土被りと地山剛性の組み合わせをパラメータとしたトンネル掘削の感度解析を実施し、トンネル軸方向変位と天端沈下が、切羽が地層境界に到達する前に、計測精度（トンネル軸方向変位：2mm，天端沈下：1mmと仮定）以上に変化し、Schubert and Budil [33]が提案する  $L/S$  比を用いた坑内変位計測による切羽前方地山予測手法が実現できる範囲を検証した。数値解析の検証結果を図 2-31 に示す。図 2-31 の縦軸は、トンネル軸方向変位と天端沈下のうち、少なくとも一方が計測精度以上に变化する時の切羽と地層境界からの距離を表しており、正の値は切羽が地層境界を通過した後、負の値は切羽が地層境界に到達する前を意味する。図 2-31 によって、道路トンネルで使われる地山等級 [60]で、CI および CII 地山の場合には、土被り 500m までは切羽前方の地山の等級によっては、地層境界手前での変位の変動量が計測精度に対して十分ではなく、地山変化を予測できない場合があることを示した。また DI 地山の場合でも、300m 以上の土被りに伴う初期地圧が作用しない場合には、計測精度以上の変位変化が地層境界までに得られないケースがあることを論じた。すなわち、 $L/S$  比を用いた手法で切羽前方の地山変化を捉えられる予測可能範囲は、大きな変形量が発生する土被りや地山条件に限定的となることがわかった。さらに、最も予測可能距離が大きい土被り 500m の E 地山であっても 15m 前方までしか予測できないため、標準的な計測間隔 (20~30m) では、地山変化を見逃す可能性もあり、 $L/S$  比を使って切羽前方の地山剛性を予測するためには、標準的な坑内変位計測よりも計測間隔を密に実施する必要があることを示唆した。

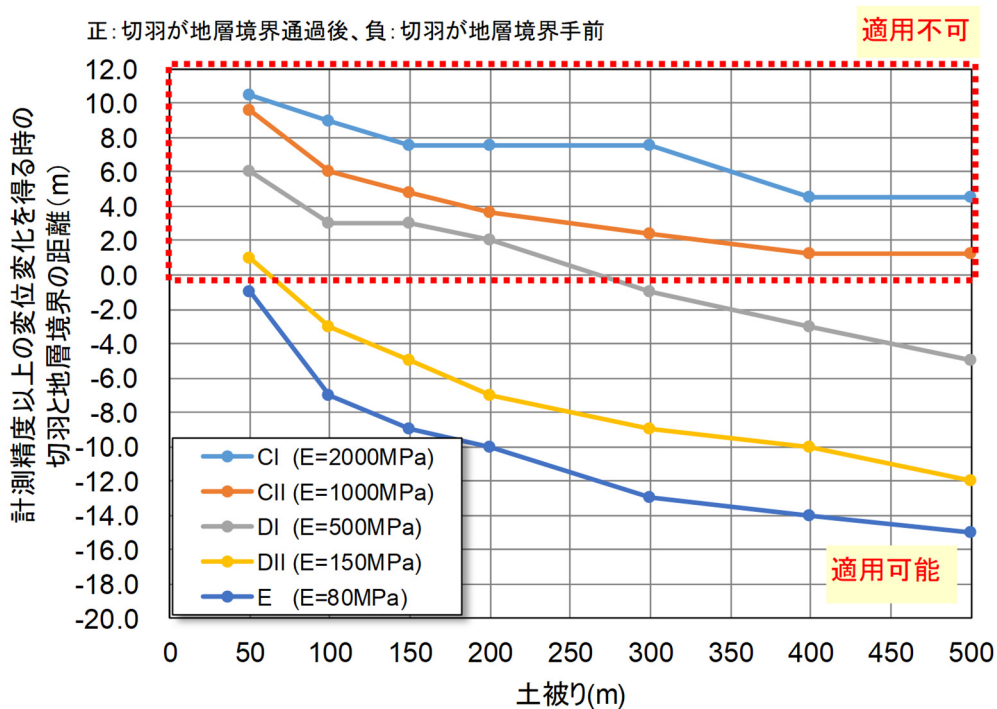


図 2-31  $L/S$  比による切羽前方地山の予測可能範囲

## 2.4. 本研究の目的と展望

本研究の大きな目的は、前節までに述べた従来の切羽前方探査、切羽先行変位計測、および切羽前方地山予測を目的とした坑内変位評価と同様に切羽前方の地山状況を切羽到達前に把握して、施工の安全性や経済性に貢献することである。切羽前方探査や切羽先行変位計測は、探査や計測の実施にあたり、掘削作業に対し少なからず時間的な影響を与える探査作業や計測器の設置作業を切羽近傍で伴う。また、一般的に探査費用や計測費用の観点からトンネル全線において実施することは難しいという課題がある。そのため、本研究では坑内変位計測手法と同様に、日常の計測管理の一環として実施できる手法によりトンネル全線でも容易に実施可能な形態の切羽前方地山予測手法の開発を目指すものである。ただし、坑内変位分析による切羽前方地山予測手法は、実プロジェクトに試験適用される中で、計測精度に課題があり、適用可能な土被りや地山条件が限定的であること、また、標準的な坑内変位の計測間隔を用いている限り地山変化を見逃してしまう可能性もあることが明らかにされた。そこで、測量による変位よりも精度高く計測する事のできる傾斜角度に着目して、切羽近傍のトンネル天端部で切羽進行方向に生じる微小な傾斜角度の変化を計測かつ評価して地山状況の変化を予測することを目標とした。また、一旦設置したのちに任意の頻度で自動計測が可能な天端傾斜計を開発すること（4章）で、計測頻度と計測間隔の課題を解決し、地山変化の見逃しを防止することを考えた。図 2-32 に本研究が提案する傾斜計測による切羽前方地山予測手法の標準的な計測レイアウトを示す。天端部の傾斜角度を日常の計測管理の一環として一定間隔で計測し、既往計測区間で得られた標準的な傾斜角度との相対的な変化を使って切羽前方の硬軟変化を定性的に予測すること（3章）と、定量評価として傾斜角度の絶対値と相対変化量から傾斜計測断面と切羽前方での天端沈下量を予測する（6章）。表 2-12 に既往手法と本研究が提案する傾斜角度の変化を利用した切羽前方地山予測手法の相違点について整理する。

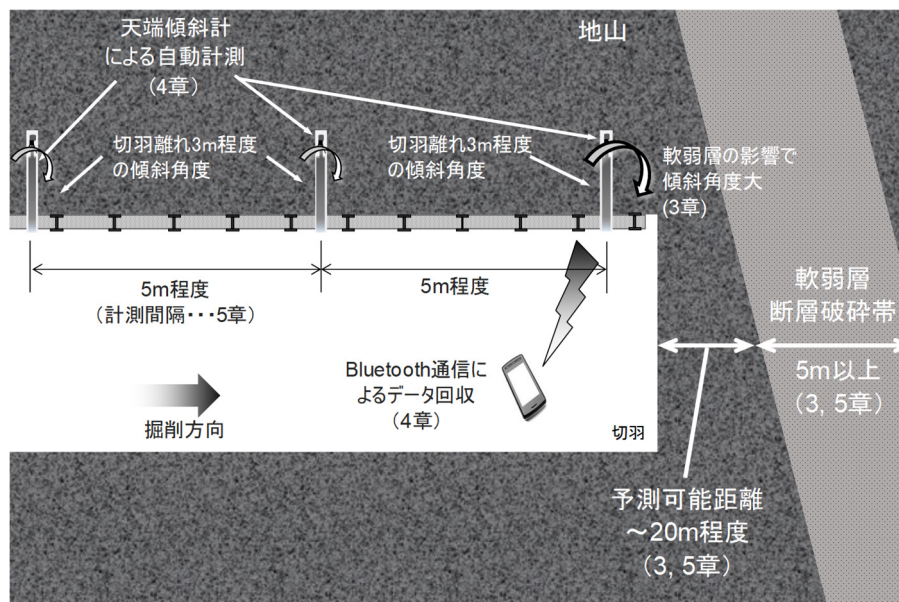


図 2-32 傾斜計測による切羽前方地山予測手法の標準計測レイアウト

表 2-12 既往手法と傾斜計測による切羽前方地山予測手法

	切羽前方探査手法	切羽先行変位計測	坑内変位分析手法	傾斜計測手法
探査・計測方法	先進ボーリング: 削孔 弾性波探査: 発破・打撃	切羽先行沈下: 多点式傾斜計 切羽押出変位: 挿入式多点変位計	トータルステーション	天端傾斜計
評価指標	先進ボーリング: ボーリングコア、削孔データ等 弾性波探査: 弾性波速度	切羽先行沈下: 沈下量 切羽押出変位: 断面中心付近の切羽前方地山の押出変位	ターゲット設置断面の断面内変位とトンネル軸方向変位	天端部の傾斜角度
予測距離	~200m程度 (超長尺ボーリングを除く)	20m程度 (計測孔の削孔にドリルジャンボを用いる場合)	~15m程度 (図2-31の解析結果より)	~20m程度 (5章の解析結果より)
計測精度	- (計測を伴わない)	沈下・押出変位ともに1mm程度	断面内変位: 1mm トンネル軸方向変位: 2-3mm	±0.01°
探査・計測間隔	必要に応じて任意に設定可能	参考文献[23]では、 切羽先行沈下: 9m 切羽押出変位: 12m	10m以上	5m程度
計測頻度	探査時に1回	切羽先行沈下: 数分単位で任意に設定 切羽押出変位: 掘削サイクル毎	最大2回/1日	数分単位で任意に設定
計測費用 (評価)	×	×	◎ (A計測に対する追加費用無)	○ (数台の傾斜計測装置でトンネル全線で適用可能、転用可能)

本研究で予測に用いる評価指標は、坑内変位分析における断面内変位とトンネル軸方向変位と同様に、掘削に伴って生じる切羽近傍の「傾斜」という地山挙動である。このため、予測しようとする事象は、直接的な地山の物性変化ではなく、様々な物性変化の結果で起こる変形量の大小である。切羽前方の地山状況のうち、特に地山の变形特性（剛性）の変化に焦点が当てられるものである。したがって、切羽前方の地山状況のうち、湧水量や湧水圧といった一般的に地山の变形特性に影響を与えないと考えられるものは本手法の予測対象外である。しかし、本手法は従来の切羽前方探査と比較して、切羽近傍でのボーリング削孔、打撃、発破等の探査作業を伴わないため、適用にあたっての制約が少ない点で優位である。また、他の探査作業の障害ともならないことから、併用して予測精度の向上を図ることも可能である。このため、事前調査の結果において、切羽前方での湧水量や湧水圧の増加が懸念されるような場合には、先進ボーリング調査と本手法を併用することも考える事ができる。また、先進ボーリングや坑内物理探査によって推定された切羽前方の地質状況や変化点を、傾斜計測によって切羽前方の变形の程度を確認しながら掘削を進めるといった施工法が可能である。

さらに、傾斜計測は自動計測を行うことができるため、従来の坑内変位計測手法に比べて容易に密な計測間隔を達成することができる。この特徴を生かして、6章にて示す計測断面の天端沈下量予測手法を用いれば、坑内変位のうち天端沈下に限定されるが、坑内変位計測の計測断面間を補間する方法として用いることも可能である。



### 3. 傾斜計測による切羽前方地山予測手法

本章では、まずトンネルの切羽直近の天端部において、傾斜角度が計測される地山挙動のメカニズムを説明する。その後、三次元逐次掘削解析の結果を援用して、切羽前方の地山条件の変化が傾斜角度に与える影響と、傾斜角度変化を評価することによる切羽前方地山の予測方法を提案する。さらに、実計測の計測精度や計測間隔を考慮した場合、提案手法が従来の坑内変位分析手法に比べて予測感度の点で優位性があることを明確にする。

#### 3.1. トンネル天端部の掘削に伴う傾斜角度変化

ここでは、トンネルの施工において全断面掘削を仮定し、トンネル周辺地山が弾性的な挙動を示す場合には、図 3-1 に示すように、その挙動は検討対象とする切羽の位置から前後  $1D_0$  ( $D_0$ : トンネル掘削径) 以内の範囲において大きく変化し、切羽が離れるに従って変化が小さくなり収束に至る [61]。したがって、物性や応力状態が進行方向に一様な地山のトンネル掘削を仮定すると、切羽の進行に伴う周辺地山の变形は概念的に誇張すると、図 3-2 のように表現できる。図 3-1 と図 3-2 において、トンネル横断面内の変形量は、切羽到達時点で収束時の変形量の約 30%~40%程度である。また、切羽通過後は地山の応力解放の影響が大きいため、変形は切羽通過前に比べて急激に増大し、ある切羽離れに達した時点で収束する。言い換えると、トンネル掘削による収束前の地山の变形量は切羽離れによって異なり、切羽近傍であるほど、断面毎の変形量の差は大きい。当然ながら、断面内変位の一つである天端沈下についても同様であり、切羽近傍であるほど切羽離れによる沈下量の差は大きく、同じ切羽位置の沈下量は計測断面が切羽に近いほど小さい。このため、地山が連続体的な挙動をするとき、切羽近傍の天端部で傾斜角度を計測すると (図 3-3 左)、計測器設置時に降に発生する沈下量の差に応じて、天端の壁面形状の変化によって傾斜計は切羽方向に向かって倒れるような挙動を生じると考えられる (図 3-3 右)。なお、図 3-3 に示すように、以下では切羽側への傾斜角度を負で表現する。

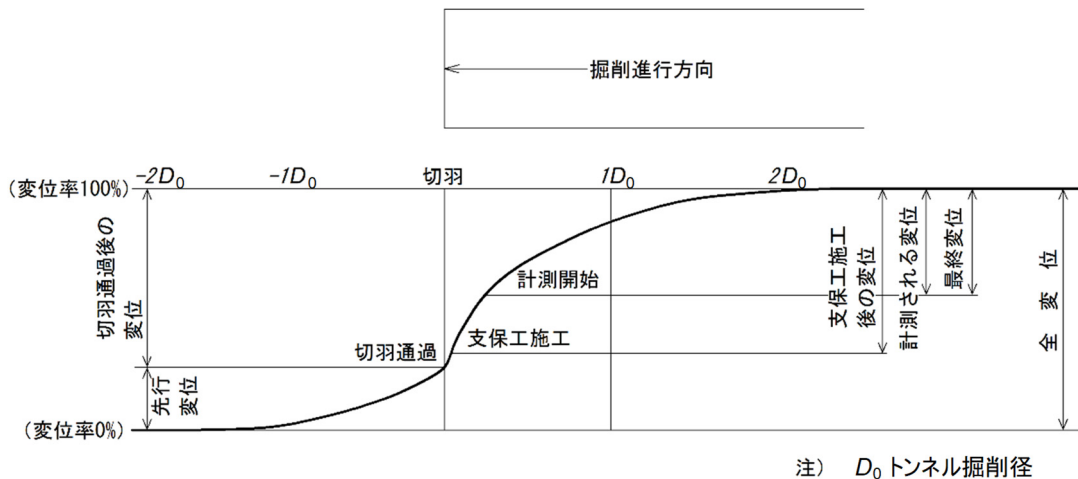


図 3-1 トンネル掘削に伴う周辺地山の挙動 (地山の変位特性曲線) [61]

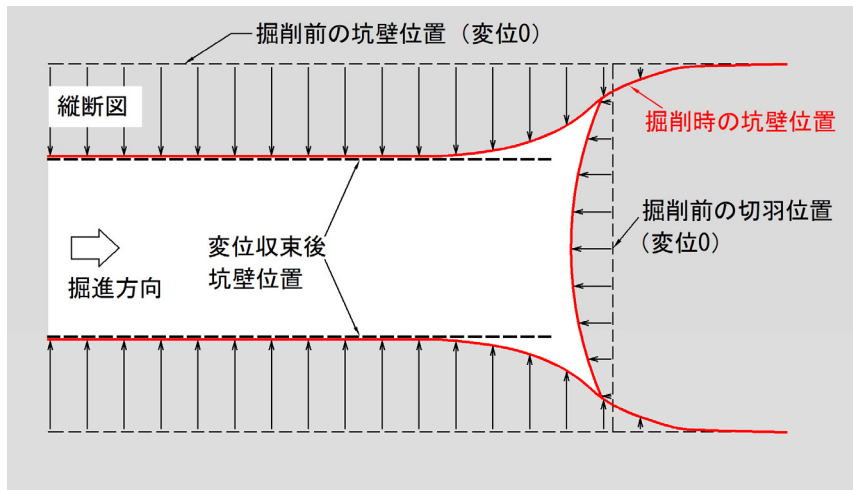


図 3-2 切羽進行に伴うトンネル周辺地山の変形概念図

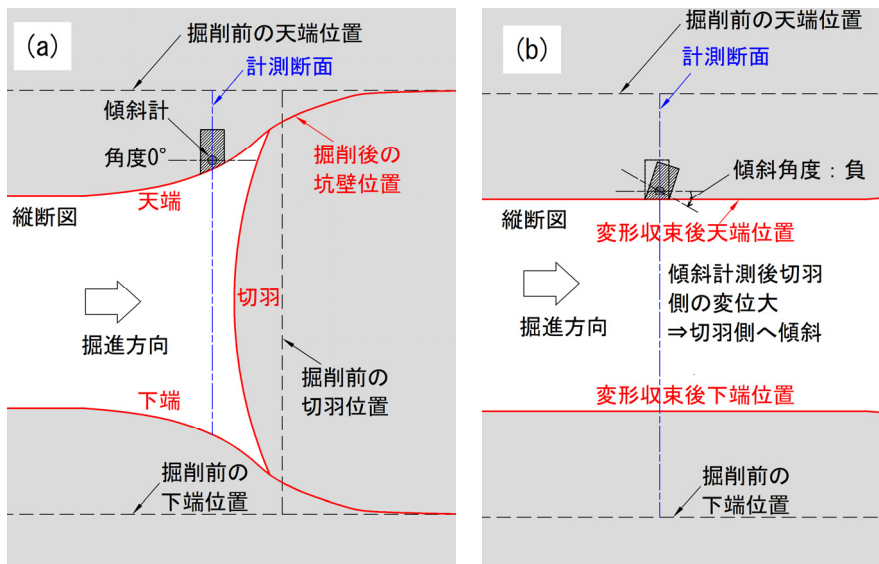


図 3-3 地山の変形概念図 (傾斜計設置箇所)

(a) : 傾斜計設置時、(b) : 変形収束時の地山変形概念図

発破掘削と機械掘削による山岳トンネル現場にて、後述する天端傾斜計を用いて天端部の傾斜角度を実測した例を図 3-4 [62]と図 3-5 [63]に示す。前者は「4.1 天端傾斜計 (初号機) の開発」で示した天端傾斜計の初号機を用いて計測された事例、後者は「4.3 天端傾斜計 (改良型) の開発」で示した改良機を用いて計測した事例である。これらは計測器設置時の傾斜角度を  $0^\circ$  として切羽進行に伴う傾斜角度の経時変化を示したものである。図 3-5 において、グラフ上部に示した「 $X_m$  支保後」は、初期値取得時の切羽位置から  $X_m$  の支保工設置作業が完了した時点、すなわち  $(X+1)$  m の施工サイクルが始まる直前の時間である。両図で、発破掘削と機械掘削の経時変化図を比較すると、発破掘削の方は発破のタイミングにおいて傾斜角度が大きく動き、機械掘削の方は、一連の施工サイクルの中で徐々に傾斜角度が大きくなる傾向である。発破掘削では、掘削による応力解放が 1 進行長分だけ瞬時に起こることに対し、機械掘削では打撃や圧砕によって徐々に応力解放されるため、上記のような経時変化図の違いが表れる。図 3-5 において初期値取得後の 3 サイクル目の掘削中で観測された勾配の変化点 (図中の  $\circ^*$  箇所) は、準備段取りを含む一連の施工サイクルの中で、掘削作業が開始された点であると考えられる。また、4~5m 支保後の間で瞬間的に傾斜角度が増加している (図中

の $\phi^2$ 箇所と拡大図内)。この区間は一部発破を併用したため、瞬時に応力解放が生じたと考えられる。

前述したように、切羽の進行に伴い、切羽側に傾斜角度が発生することは、両図において共通している。また、切羽が遠ざかるにつれて、計測断面周辺の地山挙動が収束に向かうことから、掘削毎の傾斜角度の変化量は徐々に小さくなることもわかる。これまでの計測結果では、ある程度の天端沈下が生じる場合には、ほとんどのケースにおいて、発破掘削、機械掘削に関わらず切羽進行に伴い切羽側への傾斜角度が観測されている。ただし、図 3-6 に示すような天端沈下が生じない場合には、傾斜角度はほとんど生じないか、坑口側に発生する場合も確認された。また、図 3-6 では測量を伴う坑内変位計測結果が離散的なデータになるのに対し、傾斜計測データは自動計測であるため、高頻度に計測データを得られている事もわかる。

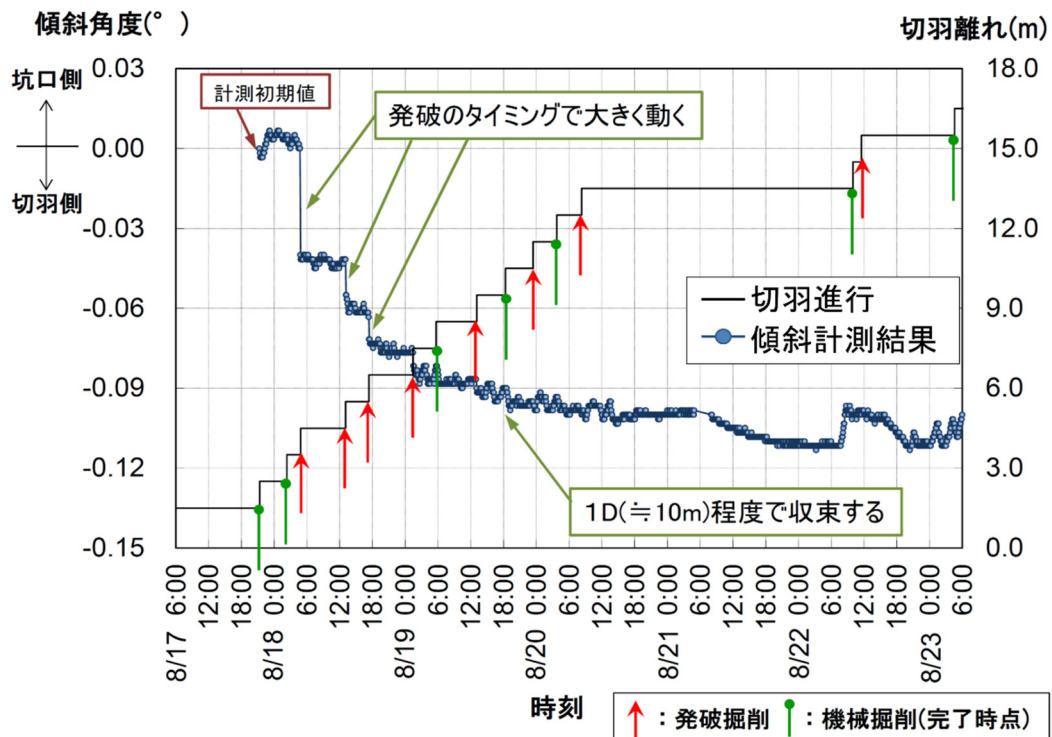


図 3-4 発破掘削によるトンネルでの傾斜角度計測事例 [62]



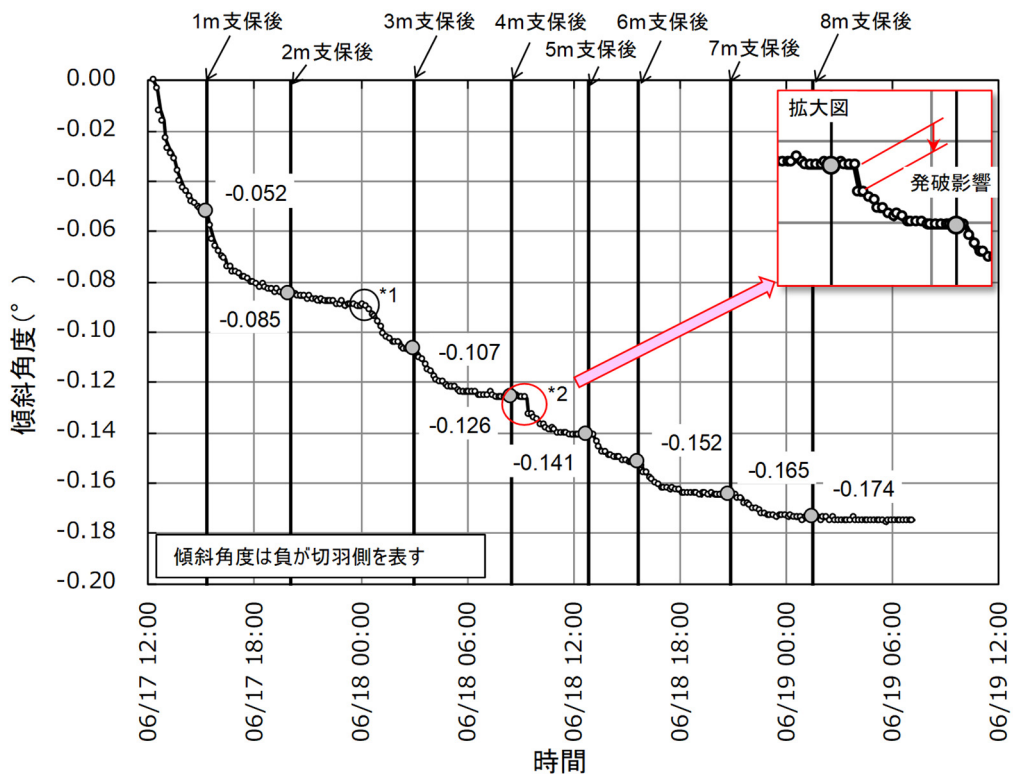


図 3-5 機械掘削によるトンネルでの傾斜角度計測事例 [64]

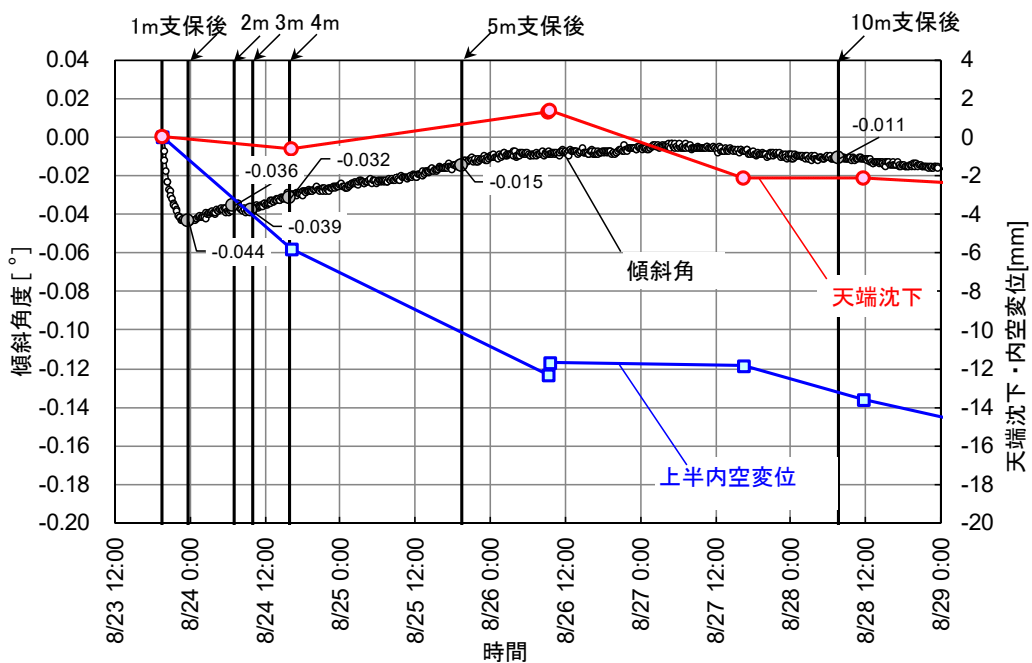


図 3-6 坑口側への傾斜角度が観測された事例

## 3.2. 切羽前方地山予測手法

### 3.2.1. 傾斜角度の比較方法

一般的に断面内変位の計測結果は、トンネル縦断方向に所定の間隔で設けた計測断面毎で、収束値の大小だけでなく、同じ切羽離れに達した段階の変位量を比較することで、地山の安定性の分析に用いられる。例えば、切羽離れ  $0.5D_0$  までに発生した内空変位量を初期変位量として計測結果を分析し、最終変位量を予測する研究も実施されている [65]。この点を参考にして、傾斜角度も各計測断面毎に同じ切羽離れに到達した時点での傾斜角度を評価することとした。また、切羽前方の地山状況を早期に予測し各種検討に資するために、既往の現場実証試験結果から概ね初期値取得から 2~3 サイクルの切羽進行後に傾斜角度を評価するものとした。例えば、進行長が 1m で初期値取得が切羽離れ 0.5m で実施したと仮定すると、2~3m 掘進後の切羽離れ 2.5~3.5m の時点で傾斜角度を評価するものとした。評価タイミングの妥当性については、3.2.3「傾斜角度の評価方法」にて検討した。

掘削対象となる地山の性状が一様である場合、傾斜角度の初期値を取る切羽離れを計測断面毎に統一し、同じ切羽離れに到達した時点での傾斜角度をトンネル距離程でプロットすると、図 3-7 上に示すように一定の値となる。つまり、切羽離れを一致させた時、どの計測断面でも天端沈下量が等しいため、前節で示したように天端沈下量の切羽からの距離による差で生じ、天端壁面の形状変化として計測される傾斜角度も同一となる。一方、切羽前方に断層破碎帯のような軟弱層が存在する場合には、掘削に伴う応力再配分の結果、硬質層側に地山の応力が集中するため、トンネル天端部の傾斜角度も、その影響を受けて図 3-7 下のように、均一な地山性状の場合とは異なる挙動をするものと考えられる。そこで、上述のような地山変化がある場合について、傾斜角度がどの程度変化し、次章で示す傾斜計の計測精度を考慮して有意な変化が生じるかどうかを検討するために、三次元逐次掘削解析を実施した。

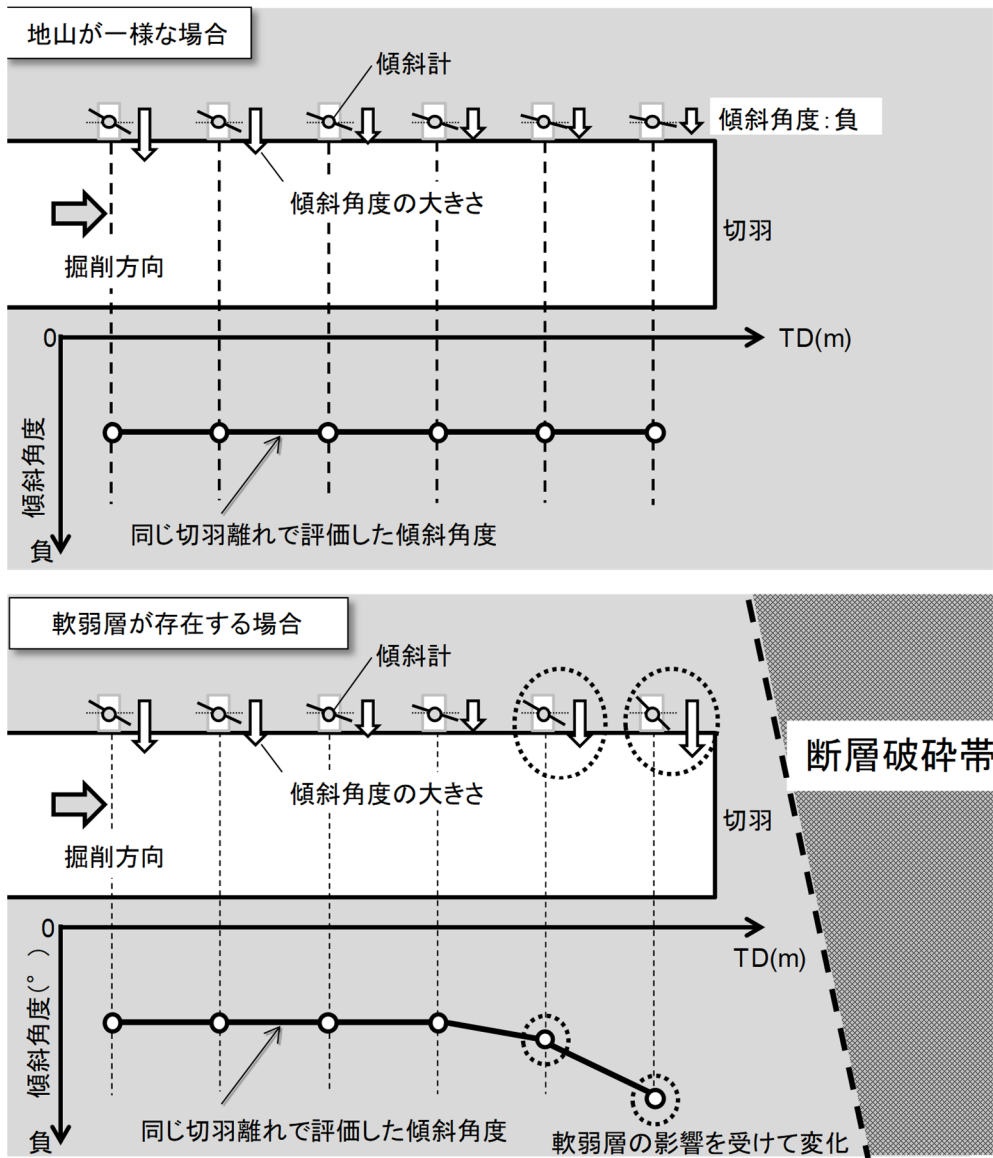


図 3-7 トンネル距離程に応じた傾斜角度分布  
 上：一様な地山条件の場合、下：切羽前方に軟弱層が存在する場合

### 3.2.2. 三次元逐次掘削解析による地層境界近傍の傾斜角度変化の検討

三次元逐次掘削解析は土被り 200m で  $D_0 = 11.4\text{m}$  の 2 車線道路トンネルを想定して実施した。解析は有限差分法解析コードの FLAC3D Ver 5.0 [66]を用いた。図 3-8 に三次元逐次掘削解析を実施した解析領域と解析メッシュを示す。解析モデルの境界条件は変位固定境界とし、図 3-8 の上下端境界は  $z$  方向の変位を固定した。側方境界のうち図中 a)の左右境界は  $x$  方向の変位を固定した。図中 b)のトンネル掘削方向の手前と奥の境界は  $y$  方向の変位を固定した。解析モデルのトンネル軸方向中間位置に地層境界を設け、硬質層から軟弱層に向かって掘削する解析ケース(Case1)と軟弱層から硬質層に向かって掘削するケース(Case2)を実施した。地山の応力-ひずみ関係は線形弾性とし、初期地圧の鉛直方向と水平方向の比である側圧係数  $K$  は 1.0 とした。鉛直方向の初期地圧は土被り圧 (単位体積重量×深度) として、地山要素に要素中心深度の初期応力を与えた。硬質層は、道路トンネルにおける地山区分 CII を想定し、変形係数は日本道路公団のトンネル数値解析マニュアル [67]に示される各地山区分における代表物性値 (表 3-1) を参考にして地山区分 CII の代表値である  $D=1,000\text{MPa}$  とした。一方、軟弱層の変形係数は硬質層と軟弱層の剛性コントラストを明確にするため、硬質層の変形係数の 1/10 である  $D = 100\text{MPa}$  と設定した。表 3-2 に解析における地山物性値を整理する。

掘削は硬質層、軟弱層ともに全断面掘削で、1 掘削長は 1m とし、インバート部の掘削はないものとした (掘削断面積は  $76.8\text{m}^2$ )。支保は道路トンネルの標準支保パターン (表 3-3 [68]) を参考にして、硬質層では地山等級 CII 相当の吹付けコンクリート  $t=100\text{mm}$ 、鋼製支保工は H125 を上半に設置するものとした。軟弱層では、地山等級 DII 相当の吹付けコンクリート  $t=200\text{mm}$ 、鋼製支保工は H150 を上下半に設置するものとした。吹付けコンクリートと鋼製支保工は、それぞれ線形弾性シェル要素と線形弾性ビーム要素でモデル化した。表 3-4 に解析における支保物性値を整理する。また、図 3-9 に支保の導入タイミングを示す。

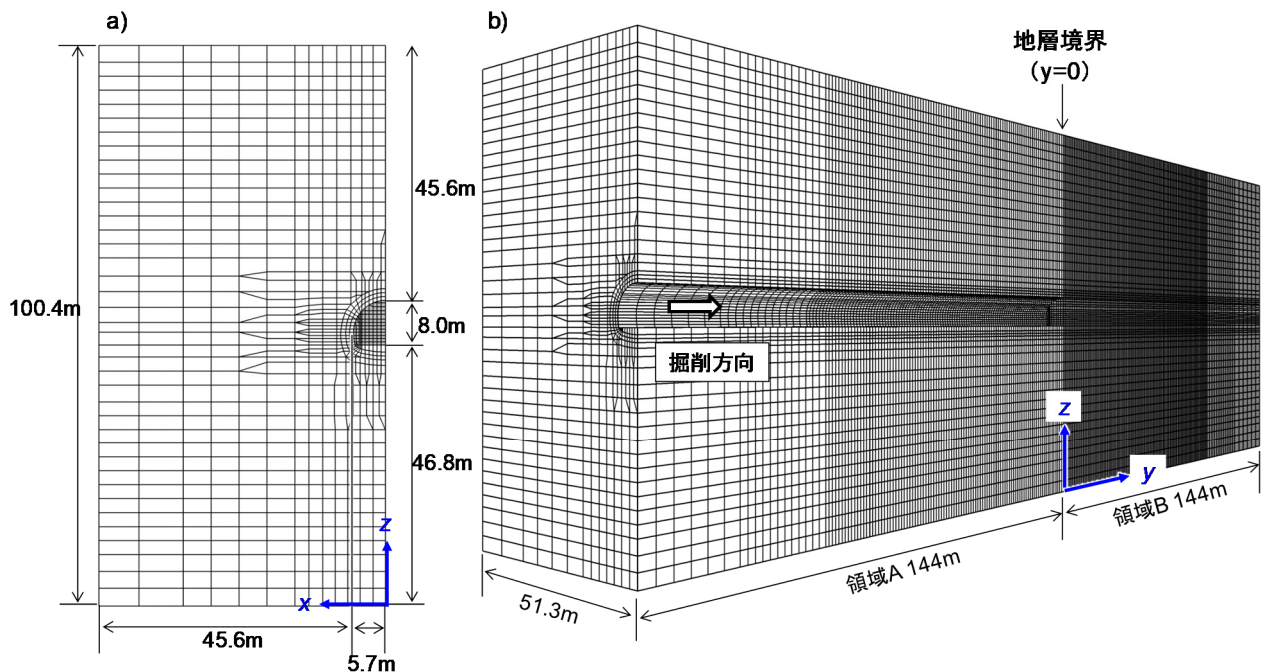


図 3-8 三次元逐次掘削解析を実施した解析領域と解析メッシュ  
a) トンネル横断面図、b) 鳥観図

表 3-1 道路トンネルの地山区分における代表物性値 [67]を改変

断面	変形係数	$f_{dest}$	初期 ポアソン比	最終 ポアソン比	弾性限界 パラメータ	非線形指数	粘着力	内部摩擦角	引張強度	単位重量
	$D$	$f_{dest}$	$\nu_0$	$\nu_{dest}$	$k$	$a$	$C$	$\phi$	$\sigma_t$	$\gamma_t$
	N/mm <sup>2</sup>						N/mm <sup>2</sup>	deg		kN/m <sup>3</sup>
B	5,000	0.01	0.25	0.48	6.0	3.0	4.0	50	0.80	25.0
CI	2,000	0.01	0.30	0.48	6.0	3.0	2.0	45	0.40	24.0
CII	1,000	0.01	0.30	0.48	6.0	3.0	1.0	40	0.20	23.0
DI	500	0.01	0.35	0.48	4.0	2.0	0.4	35	0.08	22.0
DII	150	0.01	0.35	0.48	4.0	2.0	0.2	30	0.04	21.0

表 3-2 解析条件（地山物性値）

解析ケース	地山条件		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	変形係数 (MPa)	ポアソン比
Case1	領域A	硬質層	23.0	1000	0.30
	領域B	軟弱層	23.0	100	0.35
Case2	領域A	軟弱層	23.0	100	0.35
	領域B	硬質層	23.0	1000	0.30

表 3-3 道路トンネル（中断面）の標準的な支保パターン例 [68]

(通常断面トンネル 内空幅 8.5~12.5m 程度)

地山等級	支保パターン	標準 一掘進長 (m)	ロックボルト				鋼製支保工			吹付け厚 (cm)	覆工厚		変形 余裕量 (cm)	掘削 工法
			長さ (m)	施工間隔		施工範囲	上半部 種類	下半部 種類	建込 間隔 (m)		アーチ, 側壁 (cm)	イン パート (cm)		
				周 方向 (m)	延長 方向 (m)									
B	B	2.0	3.0	1.5	2.0	上半 120°	—	—	—	5	30	0	0	補助ベ ンチ付 前段面 工法ま たは上 部半断 面工法
CI	CI	1.5	3.0	1.5	1.5	上半	—	—	—	10	30	(40)	0	
CII	CI-a	1.2	3.0	1.5	1.2	上,下半	—	—	—	10	30	(40)	0	
	CI-b						H-125	—	1.2					
DI	DI-a	1.0	3.0	1.2	1.0	上,下半	H-125	H-125	1.0	15	30	45	0	
	DI-b		4.0											
DII	DII	1.0以下	4.0	1.2	1.0 以下	上,下半	H-150	H-150	1.0 以下	20	30	50	10	

表 3-4 解析条件（支保物性値）

解析ケース	支保条件		吹付けコンクリート			鋼製支保工		
			仕様 (厚さmm)	変形係数 (GPa)	ポアソン比	仕様	変形係数 (GPa)	ポアソン比
Case1	領域A	硬質層	t=100mm	4.0	0.20	H125上半	200	0.30
	領域B	軟弱層	t=200mm			H150上下半		
Case2	領域A	軟弱層	t=200mm					
	領域B	硬質層	t=100mm			H125上半		

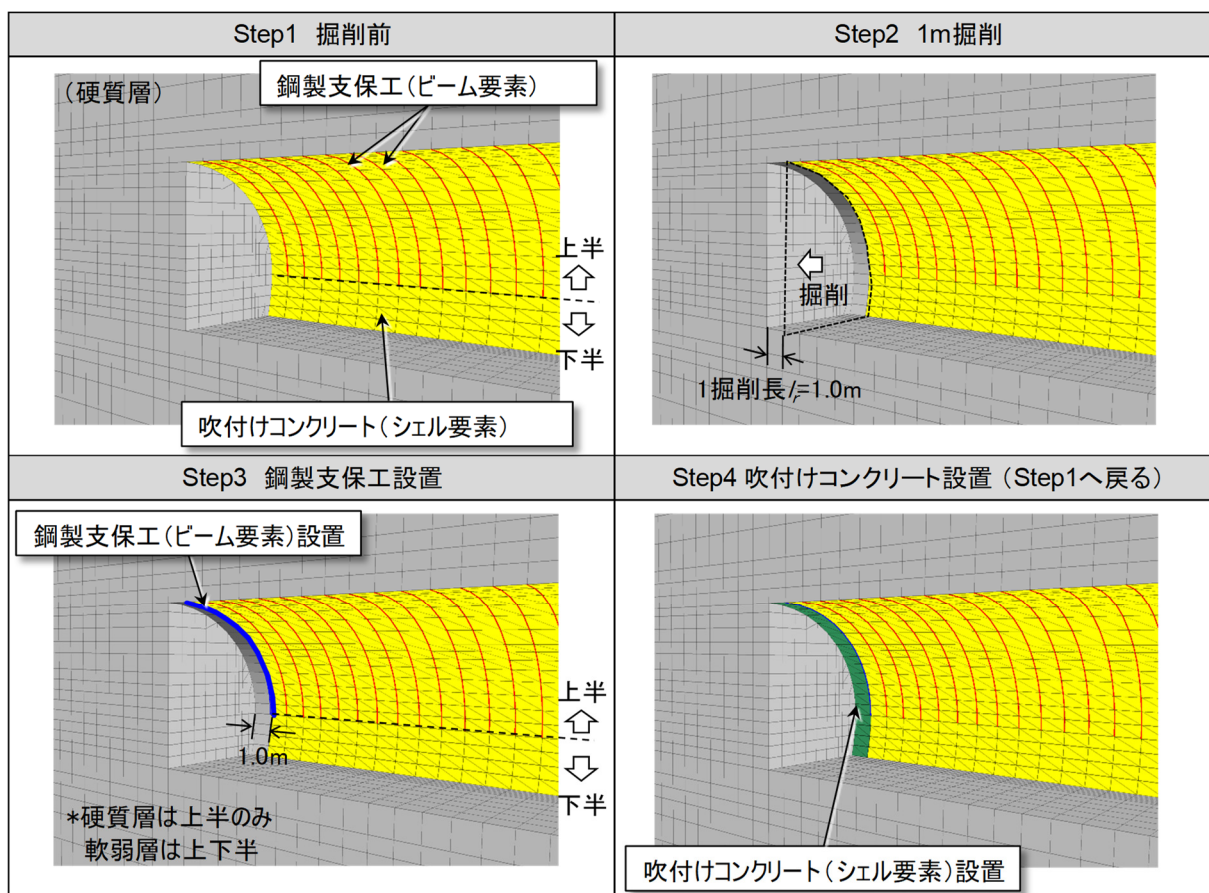


図 3-9 支保の導入タイミング

解析結果として、トンネル天端位置での傾斜角度を算出した。傾斜角度は傾斜算出断面の前後で 1 掘削長  $l_r (= 1.0m)$  離れた 2 節点の変位増分から算出するものとした。傾斜角度の算出方法を図 3-10 を用いて説明する。実際の傾斜計測開始時期が、傾斜算出断面を切羽が通過してすぐの時点 (切羽離れ  $0.5l_r$ ) であるため、傾斜角度の初期値 (すなわち傾斜角度  $0^\circ$ ) は切羽離れ  $0.5l_r = 0.5m$  の時点とした。このため、切羽離れ  $0.5l_r$  時点の傾斜角度は式(1)のように表される。

$$\phi(0.5l_r) = 0^\circ \quad (1)$$

この時点における傾斜算出断面の後方  $0.5l_r$  の天端位置 (図 3-10 で b 点) と前方  $0.5l_r$  の天端位置 (図 3-10 で



a点)の変位も0であると考え。以下では、初期値取得後2回の掘進をした時点(切羽離れ $2.5l_r = 2.5m$ )での傾斜角度を算出する。傾斜算出断面の前後のa点とb点のトンネル軸方向、および鉛直方向の初期値取得時点からの変位増分はそれぞれ、a点( $\Delta y_a, \Delta z_a$ )、b点( $\Delta y_b, \Delta z_b$ )である。このとき、切羽離れ $2.5l_r$ 時のa点とb点の変位差は鉛直方向には( $\Delta z_a - \Delta z_b$ )と表され、トンネル軸方向には( $\Delta y_a - \Delta y_b$ )と表現される。この変位差に伴う天端部の壁面形状変化が傾斜角度として算出されるものと考え、傾斜角度 $\phi(2.5l_r)$ を式(2)のように逆正接関数として表現した。なお、傾斜角度の符号は図3-10に示すように切羽側に向かって傾斜する時を負で表す。

$$\phi(2.5l_r) = \frac{180}{\pi} \cdot \tan^{-1} \left( \frac{(\Delta z_a - \Delta z_b)}{l_r + (\Delta y_a - \Delta y_b)} \right) \quad (-90^\circ < \phi < 90^\circ) \quad (2)$$

ここで、本解析では1掘削長 $l_r = 1.0m$ であるため、式(2)は式(3)のように書くことができる。

$$\phi(2.5m) = \frac{180}{\pi} \cdot \tan^{-1} \left( \frac{(\Delta z_a - \Delta z_b)}{1 + (\Delta y_a - \Delta y_b)} \right) \quad (3)$$

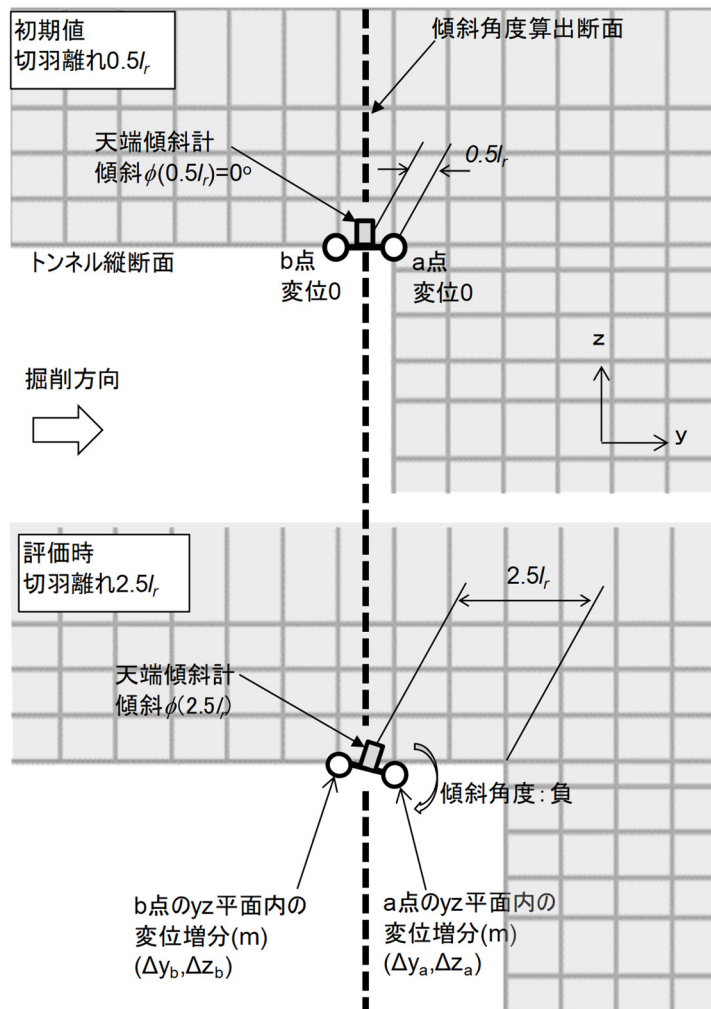


図 3-10 傾斜角度の算出方法

図 3-11 に切羽離れ 2.5m 時点で評価した傾斜角度の地層境界からの距離に応じた分布を示す。図 3-11 より、どちらの解析ケースにおいても地層境界から十分に離れた断面位置、すなわち地山条件が一樣であるとみなすことができる断面位置では、傾斜角度の値が概ね一樣であることがわかる。ここで、「十分に離れた」とは、図 3-1 に示したトンネル周辺地山の挙動から考えて、掘削の影響距離  $2D_0$  ( $\approx 23\text{m}$ ) 以上離れた位置を想定した。また、これ以降、地山条件が一樣であると考えられる場合の傾斜角度の値を「傾斜角度標準値」と呼ぶものとする。解析における硬質層での傾斜角度標準値は、地層境界手前 34.5m 位置の値として、Case1 の場合は $-0.41^\circ$ であり、軟弱層の傾斜角度標準値は Case2 を参照して $-3.35^\circ$ である。

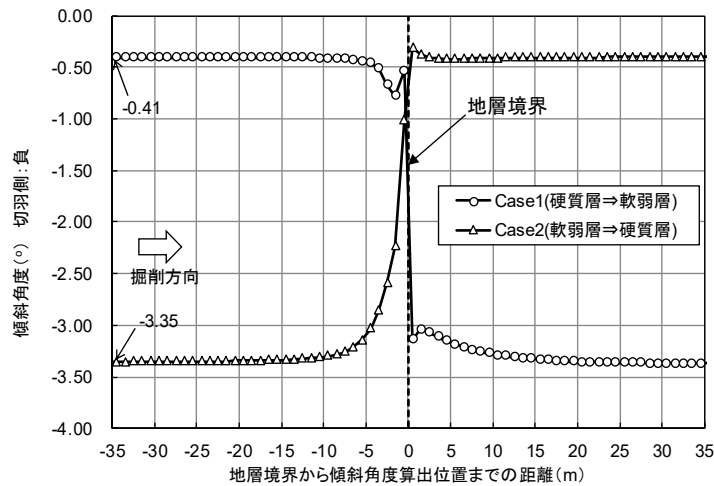


図 3-11 トンネル距離程に応じた切羽離れ 2.5m 時点の傾斜角度

次に硬質層から軟弱層へ掘削した Case1 で地層境界の直前部に着目した傾斜角度の変化を図 3-12 に示す。地層境界から  $1D_0$  ( $\approx 12\text{m}$ ) 以上手前の断面では傾斜角度は $-0.407^\circ \sim -0.409^\circ$ の間でほぼ一定であるが、地層境界に近づくにつれて、傾斜角度の絶対値が大きくなる。地層境界より 2.5m 手前の断面で、切羽離れ 2.5m (すなわち、切羽が地層境界に到達した時点) における傾斜角度は $-0.674^\circ$ まで変化する。これは、トンネル天端部の傾斜角度は切羽が軟弱層側に到達する以前より、軟弱層の影響により  $0.267^\circ$  ( $0.674 - 0.407 = 0.267$ ) だけ切羽側へ傾斜角度が大きくなることを示す。

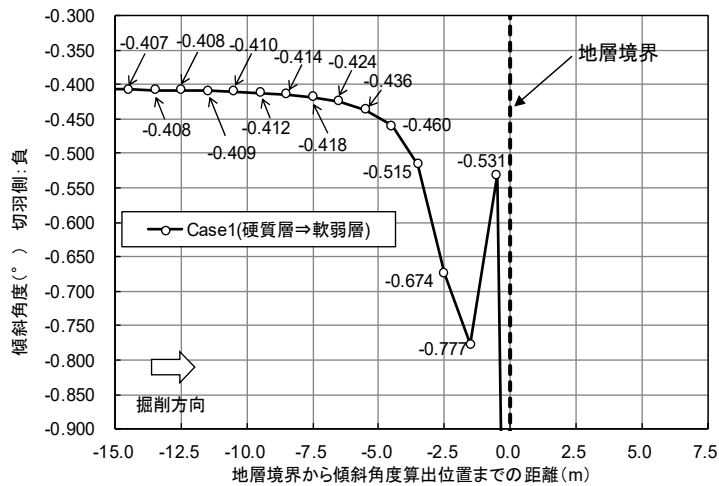


図 3-12 地層境界手前の傾斜角度の変化 (Case1)



ここで、図 3-11 での Case1 と図 3-12 の地層境界部を注視すると、地層境界の手前で一旦傾斜角度の絶対値が減少することがわかる。具体的には、地層境界手前 1.5m の位置で $-0.777^\circ$ となるが、地層境界手前 0.5m では $-0.531^\circ$ に絶対値が小さくなる。この原因として、図 3-1 に概念図として示した地山の変位特性曲線が地層境界直前では一様な地山条件と異なる事が想定された。そこで、地層境界から十分に離れた位置（地層境界手前 34.5m）と地層境界手前 0.5m 位置の変位特性曲線を図 3-13 のように描画した。同図に見られるように、地層境界直前の方が軟弱層の存在による応力集中を生じて変位の全体量が大きいことがわかる。一方で、計測開始後に発生する変位量だけに着目すると、地層境界手前 34.5m では 18.6mm である。地層境界手前 0.5m では 15.5mm であり、地層境界直前の方が変位量が小さいこともわかった。そこで、トンネル天端部の地山の鉛直変位（全変位）と先行変位率の変位算出位置に応じた違いを図 3-14 のように算出した。ここで、全変位は掘削開始時（切羽位置  $y=-144\text{m}$ ）を 0 とした時の地山の鉛直変位であり、先行変位率は切羽が着目断面に到達する前に発生した変位の全変位に対する割合である。全変位は算出断面が地層境界に近づくにつれて徐々に大きくなり、境界部を超えた後、急激に大きくなる傾向である。一方、先行変位率は地層境界前後で不連続となり、境界部では先行変位率が 66.4%まで増加する。このように、境界部で全変位量の絶対量が微増であるにも関わらず、先行変位率が大きくなるため、切羽通過後に発生する変位は小さくなり、傾斜角度の絶対値も地層境界手前で小さくなると考えられる。

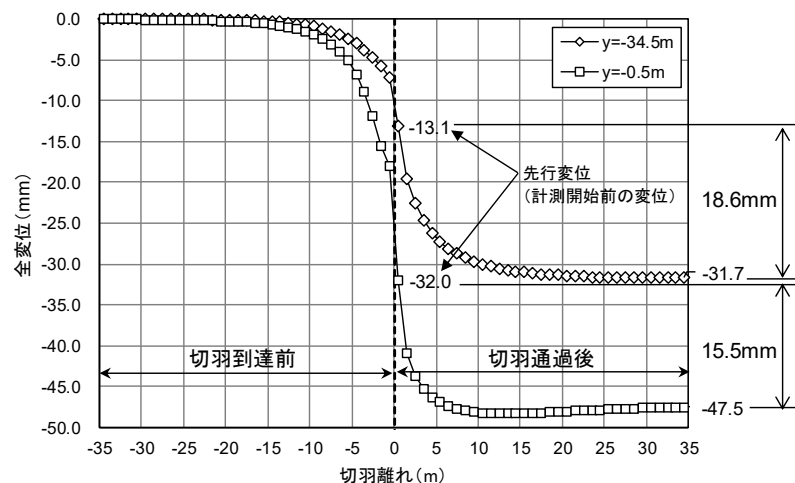


図 3-13 地層境界からの距離に応じた地山の変位特性曲線の違い

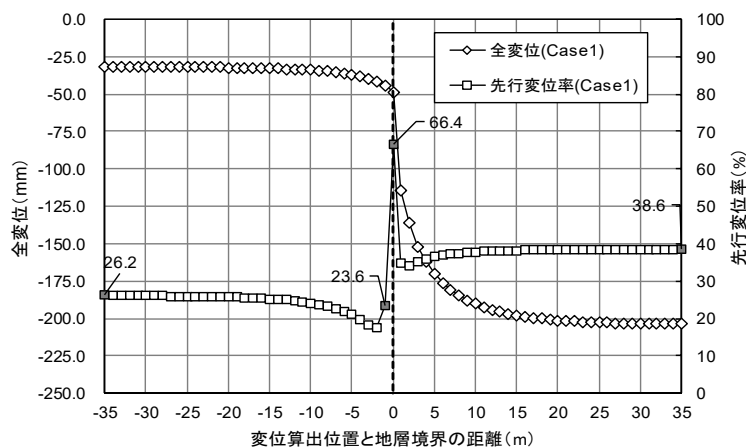


図 3-14 全変位量と先行変位率の関係 (Case1)

先行変位率が地層境界手前で増加する原因は、Schubert and Budil [33]も考察したように、掘削に伴う応力再配分で、地山の応力が軟弱層側よりも硬質層側へ集中するためと考えられる。図 3-15 に切羽が地層境界手前 20m と 2m のときで、トンネル中心の縦断方向の最大主応力分布図を示す。両者ともに掘削による応力再配分の影響で、切羽前方の地山に応力集中するが、その程度は切羽が地層境界の直前にあるときの方が、地山の硬軟コントラストの影響を受けて大きいことがわかる。

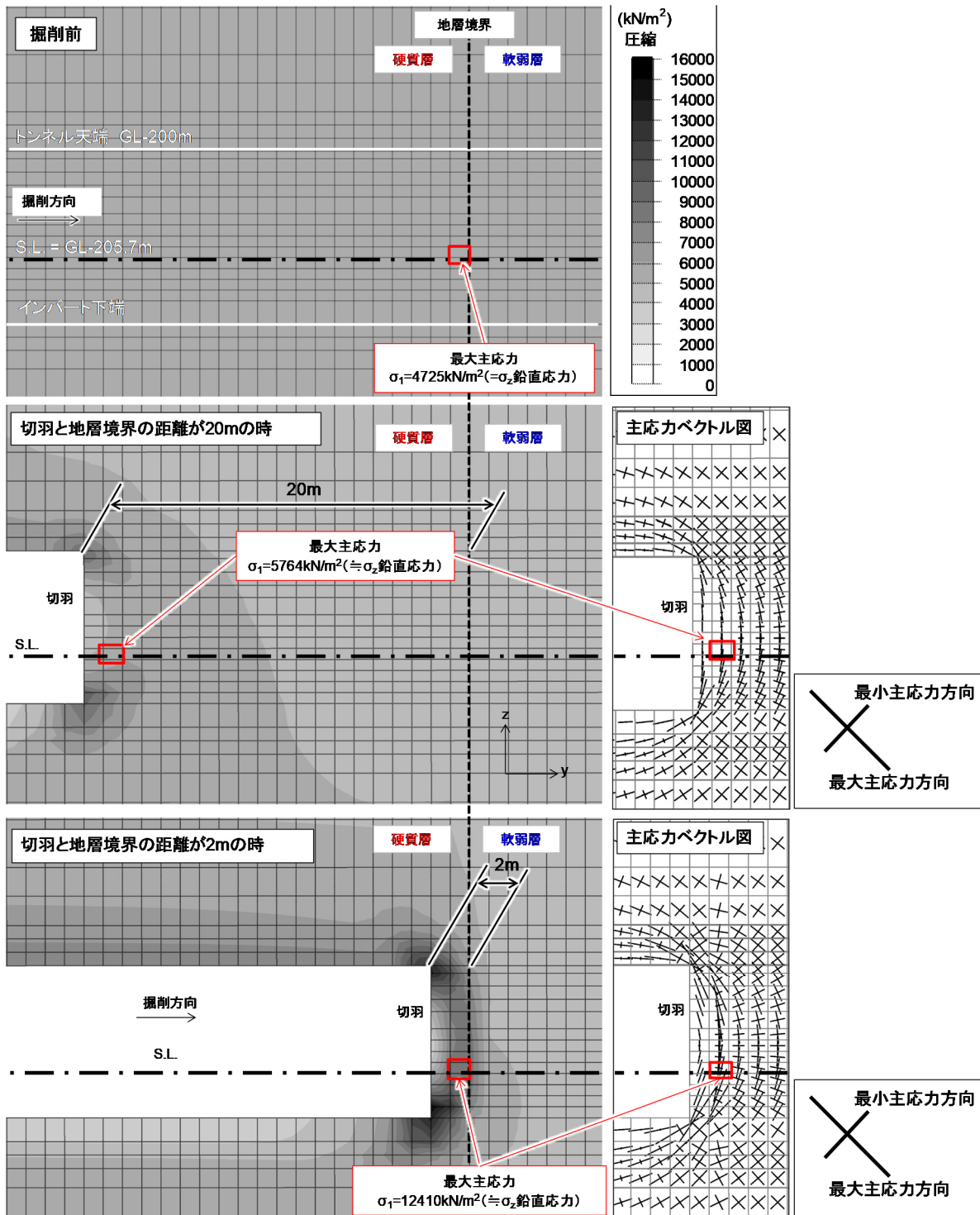


図 3-15 地山の最大主応力分布 (Case1)

一方、図 3-16 は軟弱層から硬質層へ掘削した Case2 の結果である。地層境界から  $1D_0$  ( $\approx 12\text{m}$ ) 手前の断面では傾斜角度は  $-3.320^\circ$  であるが、地層境界が近づくに連れて、絶対値が小さくなり、地層境界より  $2.5\text{m}$  手前の断面で、切羽離れ  $2.5\text{m}$  における傾斜角度は、 $-2.585^\circ$  である。すなわち、切羽が硬質層に到達するまでに傾斜角度は  $0.735^\circ$  ( $3.320 - 2.585 = 0.735$ ) だけ小さくなることを表す。これは、切羽前方に軟弱層が存在するときとは相反する結果であるが、同様に硬質層側に応力集中を生じていることが原因である (図 3-17)。また、切羽が地層境界に到達するまでの傾斜角度の変化量が Case1 に比べて大きい事が特徴である。これは、傾斜角度を算出している断面で変形係数が小さく、地山の変形の程度が大きい事に起因するものである。

以上の解析結果と考察により、トンネル天端の傾斜角度は掘削に伴って切羽側へ増加するが、切羽前方に剛性 (変形係数) の異なる地山が存在するとき、変形係数の大小によって傾斜角度の大きさも、地層境界到達前から変化することが明らかとなった。

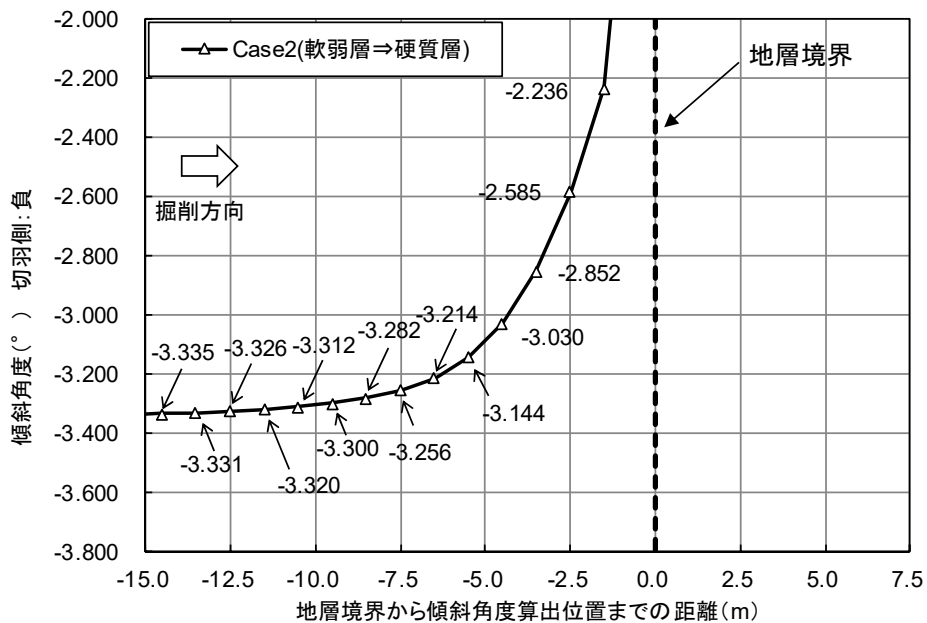


図 3-16 地層境界手前の傾斜角度の変化 (Case2)

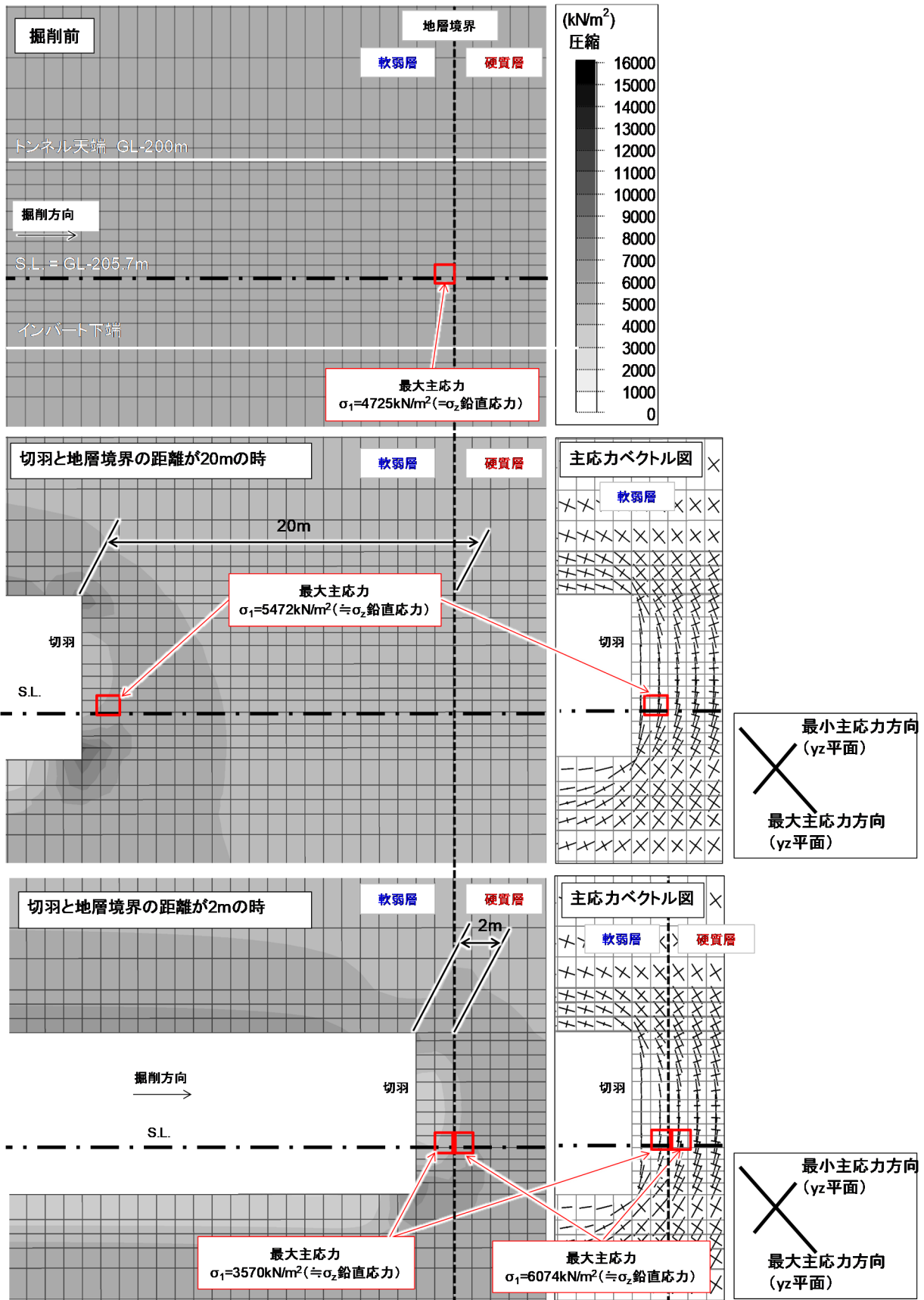


図 3-17 地山の最大主応力分布 (Case2)

### 3.2.3. 傾斜角度の評価方法

図 3-7 の概念図のように所定の間隔で計測した傾斜角度を同じ切羽離れで評価し、既往掘削区間での傾斜角度標準値と比較する。前項に示した解析結果から、切羽側に（負に）大きくなる場合、前方の地山は変形係数が小さい、つまり軟弱層や断層破碎帯が存在すると定性的に予測できる。一方、傾斜角度が正に大きくなる傾向であれば切羽前方の地山は変形係数が大きい、すなわち現状と比較して硬質層であると判断することができる。数式では式(4)のように表現することができる。

$$\begin{aligned} D_{forward} > D_n & \text{ if } \Delta\phi > 0 \\ D_{forward} = D_n & \text{ if } \Delta\phi = 0 \\ D_{forward} < D_n & \text{ if } \Delta\phi < 0 \end{aligned} \quad (4)$$

ここで、 $D_{forward}$  は切羽前方地山の変形係数、 $D_n$  は傾斜算出断面での地山の変形係数、 $\Delta\phi$  は計測された傾斜角度と傾斜角度標準値の差である。上述のトンネル天端部の傾斜角度変化によって切羽前方地山の剛性変化を評価する手法は「地山状況予測方法およびトンネル掘削方法」 [69]として特許公開されている。

図 3-7 に示すグラフは切羽前方の地山の硬軟に応じて変化し、切羽前方の地山評価に有効であることから本研究では傾斜角度による「地山変化予測グラフ」と呼ぶ。この地山変化予測グラフは、2 章にて示した変位のたわみ曲線において、ある一定の切羽離れでの値をトンネル距離程に沿って描画したトレンド線を傾斜角度に置き換えて描画したものである。評価時の切羽離れとして、次章で示す現場実証試験では、初期値取得後の 2 掘削もしくは 3 掘削後の値を用いた。

ここで、傾斜角度の評価として初期値取得後の 2 掘削もしくは 3 掘削後の値を用いる事の妥当性について数値解析結果によって確認する。表 3-5 と図 3-18 は Case1 と Case2 で、初期値取得は切羽離れ 0.5m で同一として、傾斜角度の評価を初期値取得後、1 サイクル時点（切羽離れ 1.5m）から 10 サイクル時点（切羽離れ 11.5m）まで変化させた時の地層境界を予測できる距離（予測可能距離）を示したものである。予測可能距離は、後述する天端傾斜計の精度である 0.01° 以上の傾斜角度標準値から変化が計算される位置での切羽と地層境界までの距離とした（図 3-19）。予測可能距離は、評価するタイミングの切羽離れを大きくすると、徐々に短くなることが明らかとなった。これは、傾斜角度の値は切羽に近い時点で大部分の割合が発生することから、評価を遅らせたとしても傾斜角度の増加量は小さく、傾斜算出断面と地層境界の位置が遠くなる影響（例えば、切羽離れ 4.5m で評価して、予測可能距離が 0m 以上となるためには、傾斜算出断面と地層境界は少なくとも 4.5m 離れる）が大きくなる事が理由である。このため、初期値取得後できるだけ早いタイミングとして、初期値取得後 2 もしくは 3 掘削後において評価を下そうとする傾斜角度評価手法は計算結果からみても妥当であると考えられる。

ただし、本節で実施した三次元逐次掘削解析は、地山が弾性挙動をすることを仮定している。切羽通過後に地山が弾性範囲を超えて、トンネル周辺に塑性領域が発生し、その挙動が支配的になることで、切羽直近部よりも、むしろ切羽通過後に大きなトンネル形状の変化が生じる場合には、傾斜角度の評価時点として、2 もしくは 3 掘削後よりも、まだ後の方が予測可能距離が延びる事は想定される。実計測においては、切羽離れに応じた傾斜角度変化の顕著な範囲を含めるように傾斜角度の評価タイミングを判断することが重要である。

地山変化予測グラフを書く上では、以下の点に注意が必要である。第一に、傾斜角度は坑内変位と同様に、初期値を取得する際の切羽位置に応じて変化する。したがって信頼性の高い地山変化予測グラフを書くためには、初期値を取得する切羽離れを同一とする必要がある。

第二に、初期値を取得する切羽離れは切羽に近いほど望ましい。これは、切羽に近いほど傾斜角度の変化

が大きく、地山の変化に伴う影響も大きく表れるためである。図 3-20 に数値解析結果で切羽離れ 0.5m と 1.5m 時点を初期値とした傾斜角度の経距変化を示す。切羽離れ 0.5m にて初期値を取得した時には、2 回掘進後の傾斜角度標準値は $-0.406^\circ$ であり、地層境界より 4.5m 手前であると $-0.460^\circ$ である。傾斜角度標準値からの変動量は $0.054^\circ$  ( $0.460 - 0.406 = 0.054$ ) である。一方、切羽離れ 1.5m で初期値を取得した時には、2 回掘進後の傾斜角度標準値は、 $-0.103^\circ$ であり、地層境界より 4.5m 手前であると、 $-0.132^\circ$ である。その変動量は $0.029^\circ$  ( $0.132 - 0.103 = 0.029$ ) である。この値は、初期値を切羽離れ 0.5m とした時に比べて、 $0.025^\circ$  小さい ( $0.054 - 0.029 = 0.025$ )。このため、計測が発破や機械による掘削の支障にならない範囲において、傾斜角度の初期値をできるだけ早い段階取得する方が、傾斜角度の変動量が大きく予測できる可能性も高くなると考えられる。

第三に、本手法で提案している切羽前方地山評価手法では、傾斜角度の絶対値ではなく、既に掘削した区間で得られた傾斜角度と直近で得られた傾斜角度の相対変化を用いる。そのため、地山変化予測グラフを効果的に活用するためには、大きな地山変化がない区間を掘削中に標準的な値、すなわち傾斜角度標準値を把握しなければならない。したがって、想定する地山変化点の直近だけではなく、理想的にはトンネル全線、少なくとも予測を実現しようとする区間の 50m ( $\cong 5D_0$ ) 程度は手前から連続的に計測を行う必要がある。

表 3-5 傾斜角度評価時の切羽離れと予測可能距離の関係

傾斜角度の評価タイミング (切羽離れm)	予測可能距離(m) <sup>*1</sup>	
	Case1	Case2
1.5	6.0	17.0
2.5	6.0	16.0
3.5	5.0	16.0
4.5	4.0	15.0
5.5	3.0	14.0
6.5	2.0	14.0
7.5	2.0	13.0
8.5	2.0	12.0
9.5	1.0	11.0
10.5	1.0	10.0
11.5	0.0	10.0

\*1... 予測可能距離: 傾斜角度標準値から $0.01^\circ$ 以上変化があるときの地層境界と切羽の距離

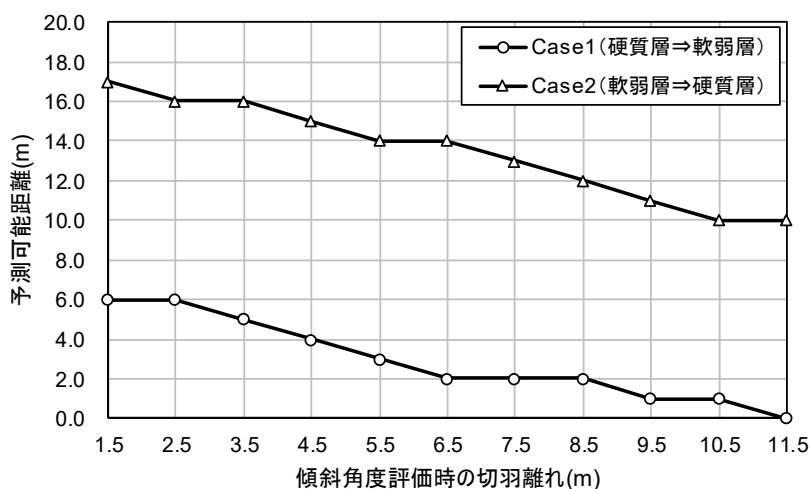


図 3-18 傾斜角度評価時の切羽離れと予測可能距離の関係

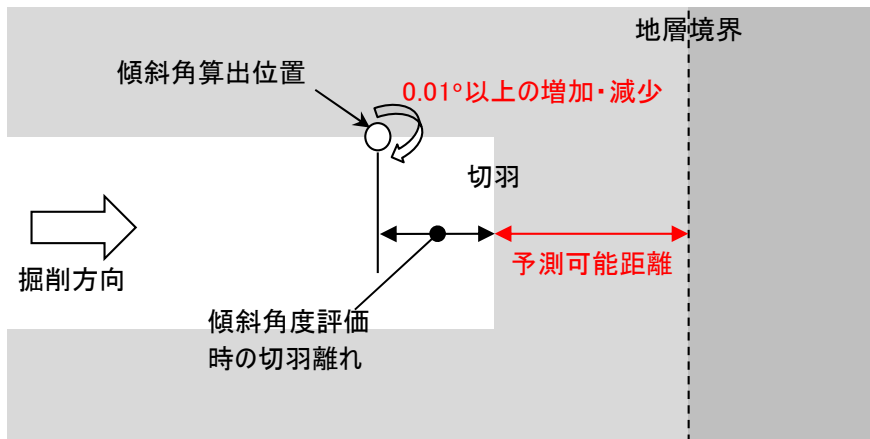


図 3-19 予測可能距離の定義

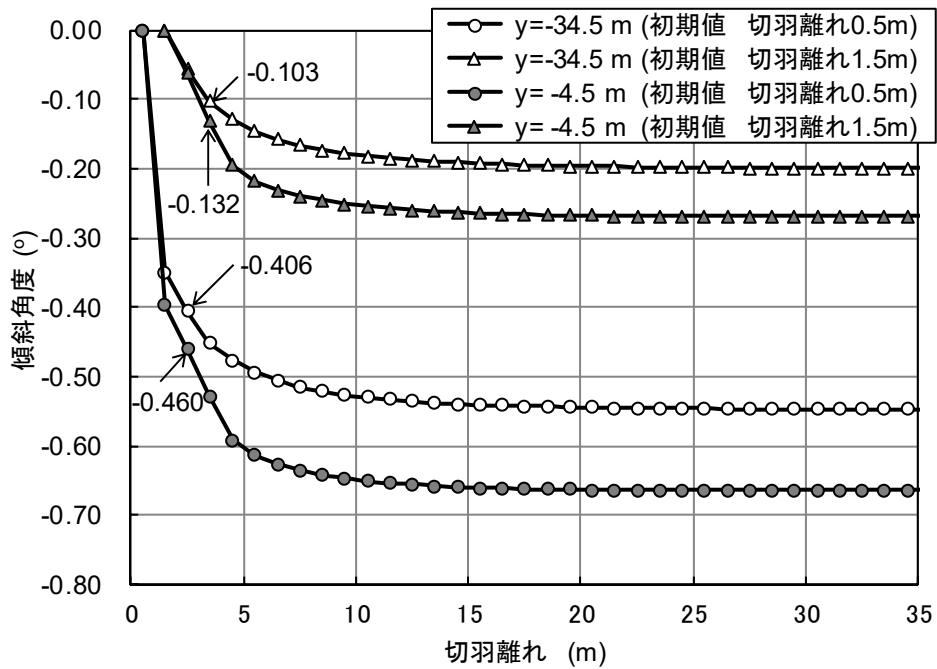


図 3-20 初期値取得時期が傾斜角度の与える影響 (硬質層)

### 3.3. 坑内変位計測手法との予測感度の比較

本節では、傾斜計測による予測手法が、計測方法や計測器の精度等を考慮した場合、 $L/S$ 比やたわみ曲線による手法と比較して、予測感度の上で有利になることを三次元逐次掘削解析結果を援用して明確にする。比較する上では、実際の計測方法を考慮して、計測精度と計測間隔に関して表 3-6 のような条件を設定した。傾斜計測の計測条件は後述する天端傾斜計の仕様や運用実績から決定した。変位計測の精度はトータルステーションの機械仕様を考慮して断面内変位は 1mm、トンネル軸方向変位は 2mm とした。変位計測の頻度は、1 日あたりの切羽進行を 4m で、2 回/日の計測頻度として、切羽進行 2m 毎に計測値を得られるものとした。傾斜計測は、計測器設置後に自動計測を行うことが可能であるため、数値解析上の掘削ステップごと（切羽進行 1m ごと）に計測結果を得られるものとした。計測間隔は、通常実施する坑内変位計測の最密計測間隔を仮定し、傾斜計測は後述する箕面トンネルでの適用実績を踏まえて 5m とした。初期値は変位計測、傾斜計測ともに切羽離れ 0.5m の時点でターゲットもしくは計測器を設置し取得できるものとした。

坑内変位は図 3-8、表 3-2、および表 3-4 に示した解析モデル、解析条件で実施した数値解析結果より算出した。図 3-21 と図 3-22 に傾斜角度と同じように初期値を切羽離れ 0.5m で取得し、2 サイクル掘削後の切羽離れ 2.5m の時点で算出した天端沈下と天端のトンネル軸方向変位を示す。

表 3-6 変位計測と傾斜計測の比較条件

	変位計測	傾斜計測
計測対象	坑内変位 (断面内変位・軸方向変位)	天端傾斜角度
計測方法	トータルステーション	小型傾斜計
計測分解能	0.1mm	0.001°
計測精度	断面内変位: 1mm 軸方向変位: 2mm	0.01°
計測頻度	切羽進行2m毎	切羽進行1m毎
計測間隔	10m	5m
初期値	切羽離れ0.5m	



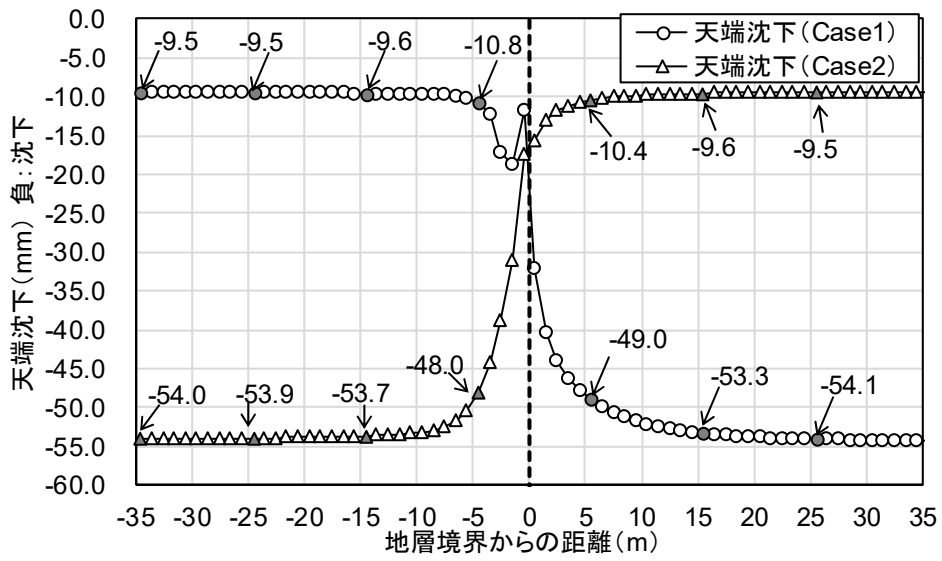


図 3-21 天端沈下 (切羽離れ 2.5m)

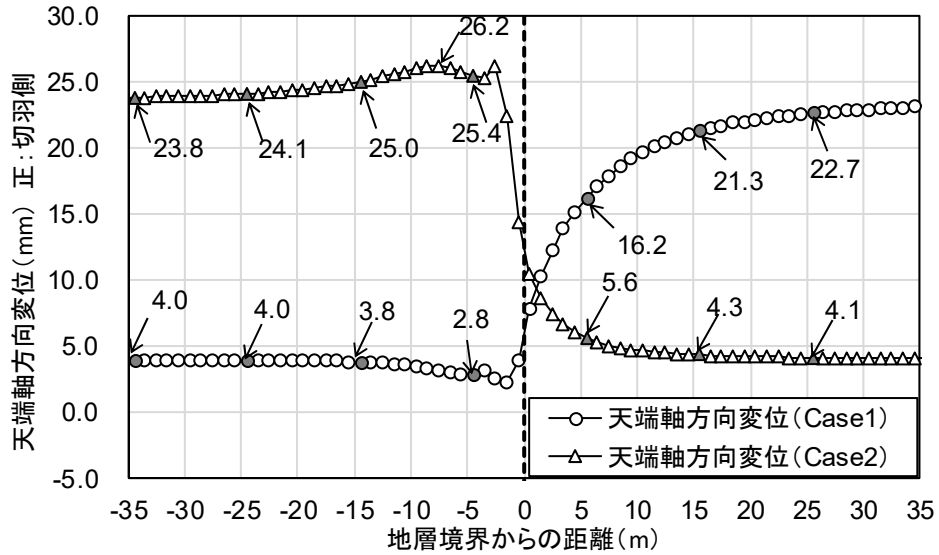


図 3-22 天端軸方向変位 (切羽離れ 2.5m)

### 3.3.1. L/S 比による切羽前方地山予測

図 3-23 に図 3-21 と図 3-22 から算出した  $L/S$  比を示す。硬質層から軟弱層へ向かって掘削した場合 (Case1)、 $L/S$  比は切羽到達前に-0.42 から-0.15 へ増加した。逆に軟弱層から硬質層へ向かって掘削した場合 (Case2)、 $L/S$  比は切羽到達前に-0.44 から-0.67 へ減少した。坑内変位の絶対値や符号は地山物性やトンネル径、初期値や評価時の切羽離れの影響を受けるため、図 2-23 に示した  $L/S$  比の値や符号とは異なるが、地層境界手前で前方の地山条件によって増加する傾向や減少する傾向は同じである。

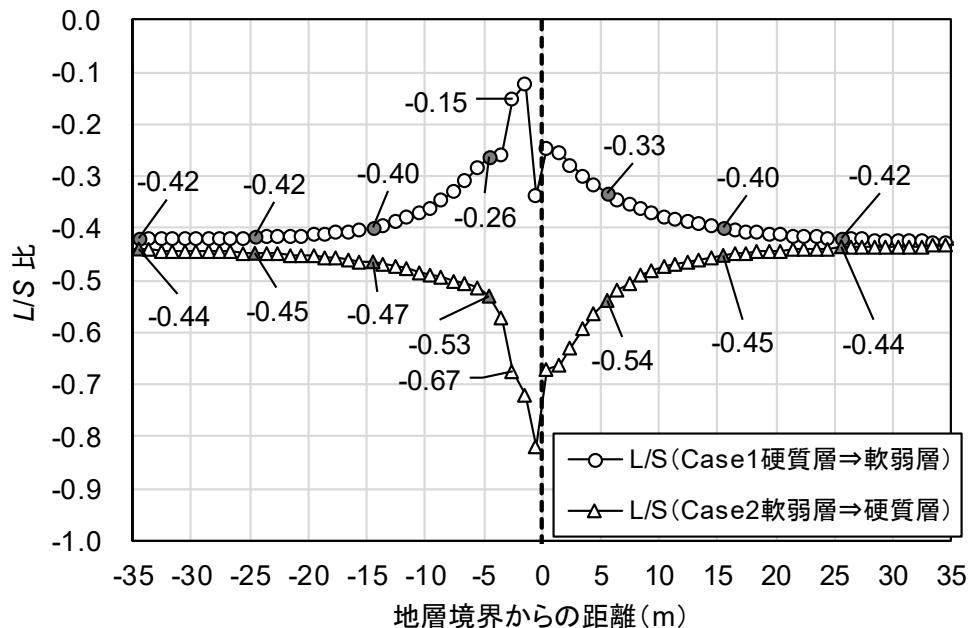


図 3-23  $L/S$  比 (切羽離れ 2.5m)

ここで、表 3-6 に示した比較条件を考慮して、10m の計測間隔 (地層境界から-4.5m に計測断面があった場合) を仮定すれば、 $L/S$  比は図 3-23 中の灰色プロットのような分布となる。計測間隔を考慮しても、地層境界から 4.5m 手前の断面で  $L/S$  比に変化があるため、一見すると前方の地山を予測できるように見える。具体的には、Case1 (硬質層⇒軟弱層) の場合は地層境界から 4.5m 手前の断面で-0.26、Case2 (軟弱層⇒硬質層) の場合は-0.67 と、両者とも-34.5m 位置と比較すると変化がある。しかしながら、Case1 において  $L/S$  比の算出根拠となる坑内変位は、地層境界手前 15m と地層境界手前 5m の差の絶対値を算出すると、天端沈下が 1.2mm (10.8 - 9.6 = 1.2mm)、天端軸方向変位が 1.0mm (3.8 - 2.8 = 1.0mm) である。一方、Case2 (軟弱層⇒硬質層) の場合は、天端沈下の差が 5.7mm (53.7 - 48.0 = 5.7mm)、天端軸方向変位が 0.4mm (25.4 - 25.0 = 0.4mm) である。Case2 で最も天端軸方向変位が大きくても 26.2mm であるため、15m 手前の位置との差は 1.2mm である。Case1 の天端沈下と天端軸方向変位、および Case2 の天端軸方向変位の変化は、表 3-6 に示した変位計測の計測精度 (断面内変位 1mm、軸方向変位 2mm) に対して、十分に大きな値とは言えない。したがって、実際の施工においては、計測誤差として判断され、 $L/S$  比も予測指標として有効に活用されない可能性があると考えられる。

### 3.3.2. たわみ曲線による切羽前方地山予測

図 3-24 と図 3-25 に Case1 (硬質層⇒軟弱層) の場合における天端沈下のたわみ曲線を表示する。図 3-24 は各計測断面で切羽離れ 2.5m 時点の際に描画したたわみ曲線を表示しており、最も右に位置するたわみ曲線 (図中(a)) は、切羽が地層境界手前 2m に到達した時点で得られたものである。図 3-25 は切羽離れ 4.5m 時点のたわみ曲線であり、最も右に位置するたわみ曲線 (図中(a')) は、切羽が地層境界に到達した時点を示す。表 3-6 に示したように坑内変位計測の計測頻度は 2m を仮定したため、図 3-24 中(a)の次に描くことができるたわみ曲線が図 3-25 中(a')である。なお、解析結果を用いた比較検証であるため、2.3.1.2「たわみ曲線による切羽前方地山予測」で説明した曲線近似式による初期値補正は行わず、たわみ曲線の原点 (天端沈下 0mm) は切羽離れ 0.5m で描画した。

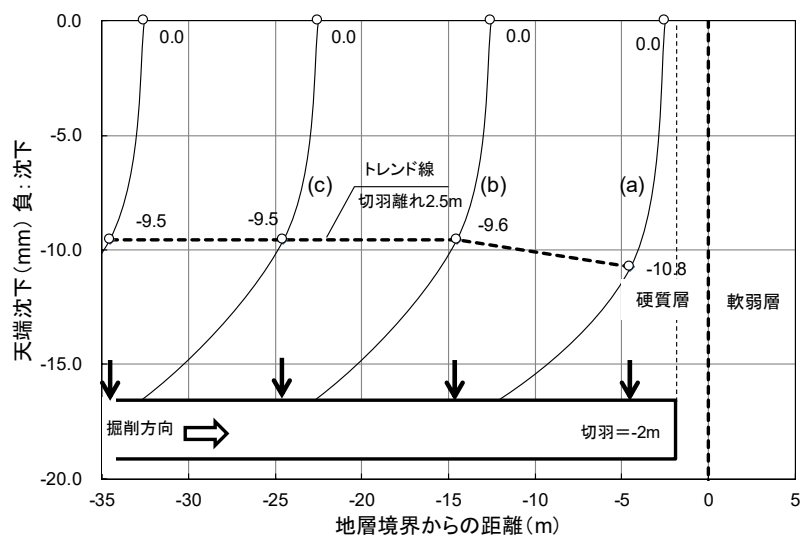


図 3-24 天端沈下のたわみ曲線 (Case1 切羽離れ 2.5m)

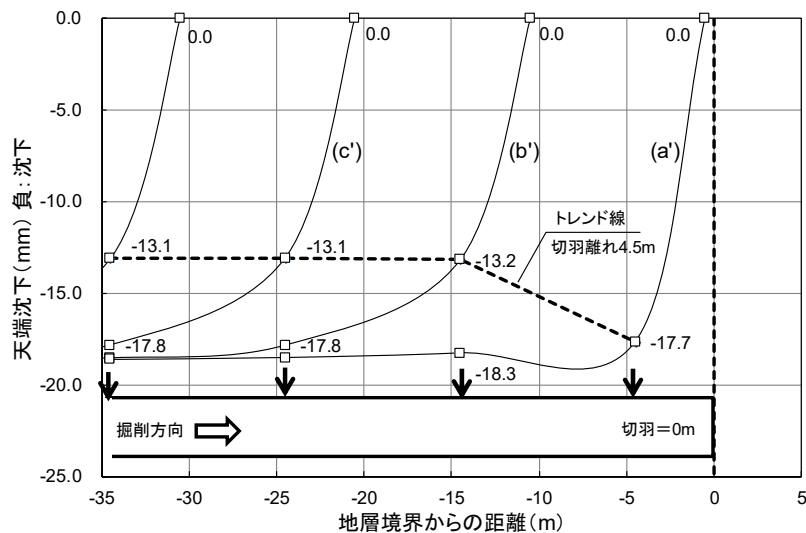


図 3-25 天端沈下のたわみ曲線 (Case1 切羽離れ 4.5m)

たわみ曲線による切羽前方地山予測手法では、最新の曲線が既出の曲線と比較して、変形量が増大しグラフ下方に膨らめば切羽前方が軟弱化すると判断する。しかし、切羽が地層境界手前 2m に達した際のたわみ曲線（図 3-24 中の(a)）は、既出の曲線（図 3-24 中の(b)や(c)）の形状と比べて大きな形状の変化がない。また、トレンド線も概ねフラットであり、地層境界手前 14.5m と 4.5m の断面間において 1.2mm ( $10.8 - 9.6 = 1.2$ ) だけの変化である。これは、表 3-6 に示した坑内変位計測の計測精度と比較して十分大きな値ということとはできず、このたわみ曲線の結果だけで軟弱層が切羽の近くに存在していると判断することは困難である。図 3-25 中のたわみ曲線が(a')のように、切羽が地層境界に到達した時点で既出の曲線(b')や(c')に比べて下方に膨らみ、トレンド線が下方に勾配変化する傾向が見て取れる。このことから、三次元逐次掘削解析で仮定した変形係数  $D = 1000\text{MPa}$  の硬質層では、実際の計測間隔と計測頻度を考慮すると、たわみ曲線は切羽が地山の変化点に到達したことを判断できるが、前方の地山状況を予測することに適しているとは言い難い。

Case2（軟弱層⇒硬質層）の各計測断面で切羽離れ 2.5m 時点の際の天端沈下量を使って描画したたわみ曲線を図 3-26 に、切羽離れ 4.5m 時点のたわみ曲線を図 3-27 に示す。図 3-26 で切羽が地層境界手前 12m に達した時のたわみ曲線(b)と地層境界手前 2m に達した時に得られたたわみ曲線(a)を比較すると、(a)は地層境界手前 4.5m の計測断面での変形量が小さいため、膨らみが縮小するように形状が若干変化する。これは、トレンド線が上向きに計測精度以上の 5.7mm ( $53.7 - 48.0 = 5.7$ ) 変化することから定量的に理解でき、切羽前方の硬質層の存在を予測できる可能性がある。このように、変形係数が小さい地山中では、切羽前方の地山条件の違いによる変形量の変化が大きくなるため、たわみ曲線による予測が有効になると考えられる。

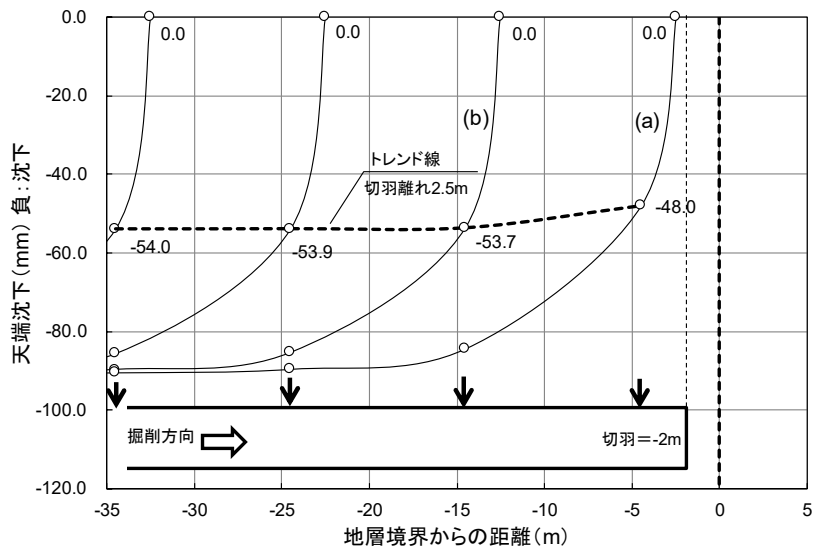


図 3-26 たわみ曲線 (Case2 切羽離れ 2.5m)

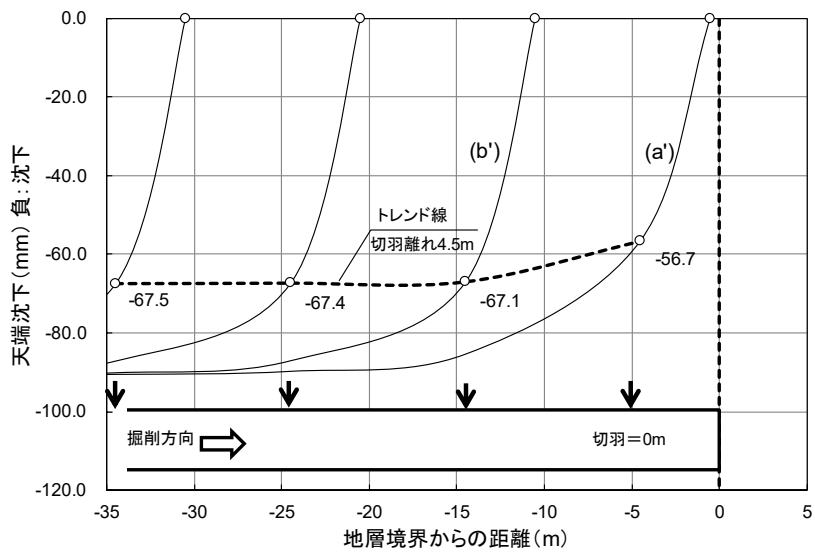


図 3-27 たわみ曲線 (Case2 切羽離れ 4.5m)

### 3.3.3. 傾斜計測による切羽前方地山予測手法

図 3-12 と図 3-16 を表 3-6 の計測間隔を考慮して描き直した地山変化予測グラフを、それぞれ図 3-28 と図 3-29 に示す。

図 3-28 に示す Case1 (硬質層⇒軟弱層) の場合、傾斜角度標準値が $-0.406^{\circ}$ である。地層境界手前 9.5m の計測断面では $-0.412^{\circ}$ であり、地層境界手前 4.5m の計測断面では $-0.460^{\circ}$ である。傾斜角度標準値からの変動量は、地層境界手前 9.5m の場合には、 $-0.006^{\circ}$  ( $-0.412 - (-0.406) = -0.006$ ) であるが、地層境界手前 4.5m では $-0.054^{\circ}$  ( $-0.460 - (-0.406) = -0.054$ ) である。4 章に示す開発した天端傾斜計の計測精度は  $0.01^{\circ}$  であるため、地層境界手前 9.5m の計測断面では、前方の軟弱層を感知できない可能性はあるが、地層境界手前 4.5m の計測断面では、切羽離れ 2.5m 時の傾斜計測結果に計測精度以上の変化が見られるため、前方に軟弱な層があるという事を予測できる。

一方、図 3-29 に示す Case2 (軟弱層⇒硬質層) の場合、傾斜角度標準値は $-3.355^{\circ}$ である。Case1 と同様の分析を行うと、地層境界手前 20m の位置の傾斜角度標準値からの差が  $0.010^{\circ}$  ( $-3.345 - (-3.355) = 0.010$ ) となる。したがって、これより計測断面が地層境界に近ければ、前方に硬質層が存在する事を予測することが可能である。

以上のように、数値解析の結果に対し、実際の計測器の精度、計測間隔、および計測頻度を考慮して坑内変位と傾斜角度による切羽前方地山予測の分析を行った。その結果、 $L/S$  比やたわみ曲線を用いた手法では予測が困難な場合がある、数値解析のような地山条件であっても、傾斜角度を用いた手法では予測が可能であり、予測感度の上で坑内変位手法に対して優位であるといえることができる。

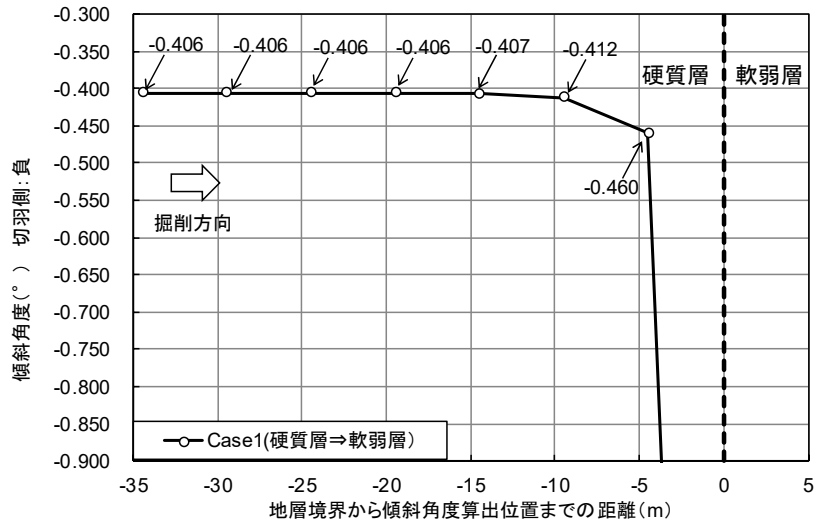


図 3-28 傾斜角度による地山変化予測グラフ (Case1 計測間隔 5m を仮定)

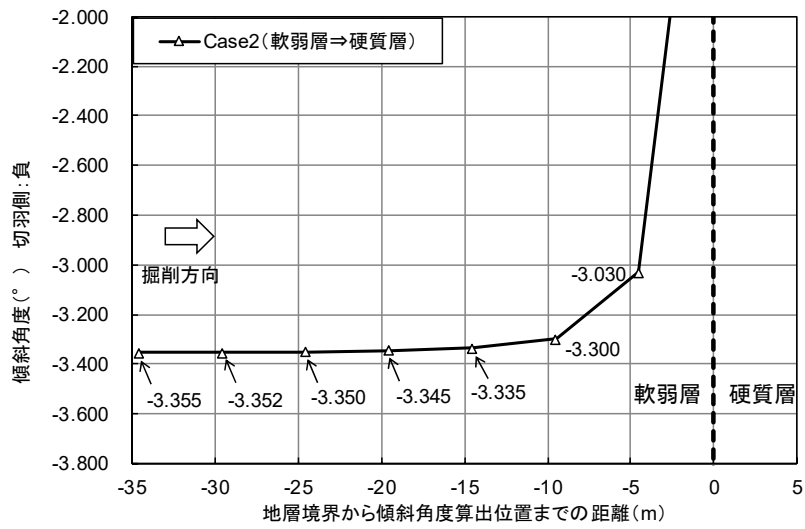


図 3-29 傾斜角度による地山変化予測グラフ (Case2 計測間隔 5m を仮定)

### 3.4. 断層破碎帯部に対する適用性の検討

切羽前方に存在する軟弱層は、図 3-8 に解析メッシュとして示した半無限に続く一様な物性の変化ではなく、断層破碎帯部のように、局所的にある幅を持った軟弱な区間が存在する場合も考えられる。そこで、提案手法の断層破碎帯部の存在予測に対する適用性を検討するために、図 3-8 に示した解析モデルの Case1 (硬質層から軟弱層への掘削) において、軟弱層部の幅を変化させた数値解析を実施した [70]。図 3-30 に検討した解析モデルの概念図を示す。解析における地山物性値と各層において適用した支保と、その物性値はそれぞれ表 3-2 と表 3-4 に示したものと同一である。軟弱層幅の検討ケースは、1m~12m の 1m 毎、18m ( $\approx 1.5D_0$ )、24m ( $2.0D_0$ )、および 36m ( $\approx 3.0D_0$ ) である。

解析結果の例として、図 3-31 に軟弱層の幅を 6m、12m、18m とした際の坑内変位分布と傾斜角度分布を示す。他の軟弱層幅の検討ケースにおいても、地層境界からの距離に応じた坑内変位分布と傾斜角度分布を算出し、地層境界から 4.5m 手前の断面で天端沈下、トンネル軸方向変位、および傾斜角度と、それらの標準値からの変動量を表 3-7 のように計算した。図 3-32 は天端沈下、トンネル軸方向変位、および傾斜角度の硬質層における標準値との差の軟弱層の幅による変化を表したものである。なお、坑内変位と傾斜角度は、初期値を切羽離れ 0.5m として、切羽離れ 2.5m の値を算出した。

天端沈下量は軟弱層の幅が 4m に至った段階で 10.7mm に到達し、それ以上は軟弱層幅の増加による目立った変化は見られない。天端沈下量の標準値との差は軟弱層の幅が 2m 以上は、1.2mm でほぼ一定である。トンネル軸方向変位は、軟弱層幅が 1m よりも厚い場合において、軟弱層の幅に応じて徐々に坑口側に向かう変位が増加する傾向にあり、軟弱層幅が 36m ( $\approx 3D_0$ ) の時に、標準値との差が 1.2mm となり、地層境界よりも前方が一様に軟弱層である場合(図 3-22 の Case1)とほとんど同じトンネル軸方向変位の値となった。しかしながら、天端沈下量とトンネル軸方向変位量の標準値からの変化は、表 3-6 に示す実際の計測精度以下の値であり、誤差として評価される可能性があることは、Case1 の考察結果と同じであった。一方で、傾斜角度は軟弱層の幅に応じて徐々に増加する傾向であり、軟弱層幅が 1m であっても傾斜角度標準値からの差として  $0.030^\circ$  が算出された。すなわち、天端傾斜計の精度以上の変化が軟弱層幅 1m でも計算された。また、軟弱層幅が 12m ( $\approx 1D_0$ ) 以上で、地層境界よりも前方が一様に軟弱層である場合と同等の傾斜角度値となる。この結果より、本章で仮定した土被り (200m) と地山の剛性コントラスト (硬質層が  $D=1,000\text{MPa}$  で軟弱層が  $D=100\text{MPa}$ ) の場合には、傾斜角度による切羽前方地山予測手法は断層破碎帯のような局所的な幅を持つ軟弱層の予測にも適用できる可能性があることがわかった。

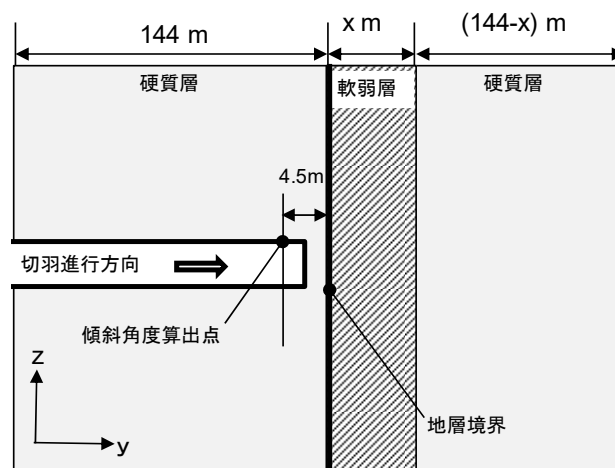


図 3-30 断層破碎帯部の予測に対する適用性の検討モデル



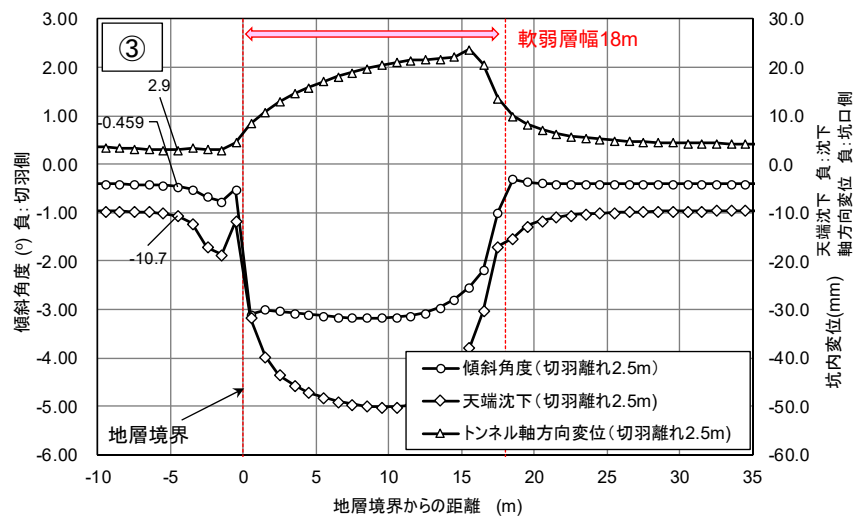
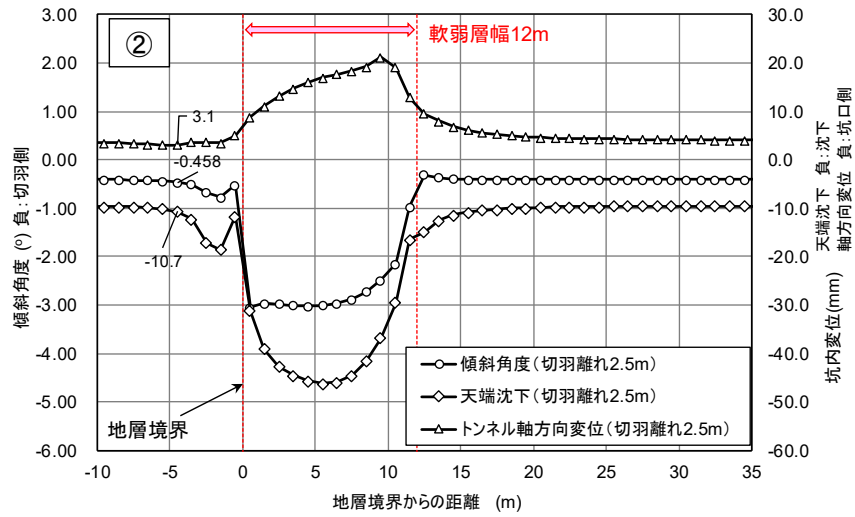
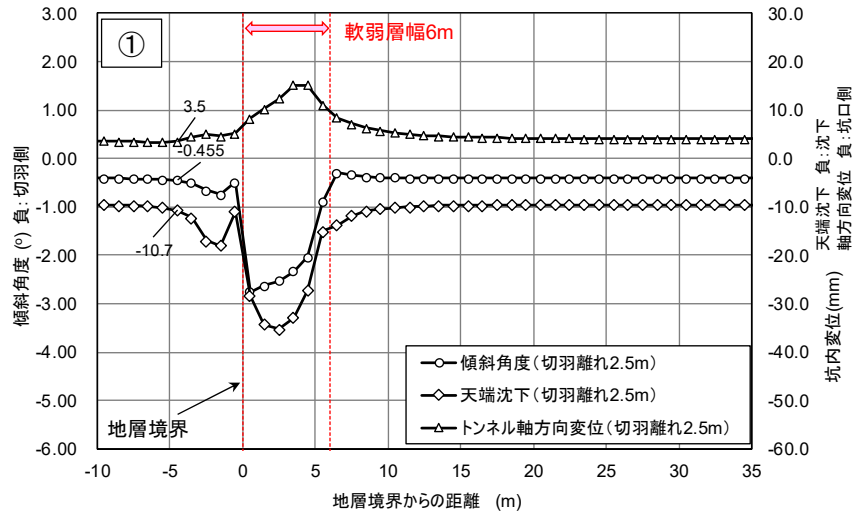


図 3-31 軟弱層幅に応じた傾斜角度分布と坑内変位分布  
 ①軟弱層幅 6m、②軟弱層幅 12m、③軟弱層幅 18m

表 3-7 軟弱層幅に応じた坑内変位と傾斜角度の解析結果

天端沈下: 沈下方向が負  
 トンネル軸方向変位: 切羽進行方向が正  
 傾斜角度: 切羽進行方向への傾斜が負

軟弱層幅 x (m)	天端沈下(mm)		トンネル軸方向変位(mm)		傾斜角度(°)		備考
	硬質層の標準値	地層境界手前 4.5m	硬質層の標準値	地層境界手前 4.5m	硬質層の標準値	地層境界手前 4.5m	
1	-9.5	-10.4	4.0	4.3	-0.406	-0.436	
2		-10.6		4.2		-0.446	
3		-10.6		4.0		-0.450	
4		-10.7		3.8		-0.453	
5		-10.7		3.7		-0.454	
6		-10.7		3.5		-0.455	軟弱層幅0.5D <sub>0</sub>
7		-10.7		3.4		-0.456	
8		-10.7		3.3		-0.457	
9		-10.7		3.2		-0.457	
10		-10.7		3.2		-0.457	
11		-10.7		3.1		-0.458	
12		-10.7		3.1		-0.458	軟弱層幅1.0D <sub>0</sub>
18		-10.7		2.9		-0.459	軟弱層幅1.5D <sub>0</sub>
24		-10.7		2.9		-0.459	軟弱層幅2.0D <sub>0</sub>
36	-10.7	2.8	-0.459	軟弱層幅3.0D <sub>0</sub>			
144	-10.8	2.8	-0.460	Case1の解析結果			

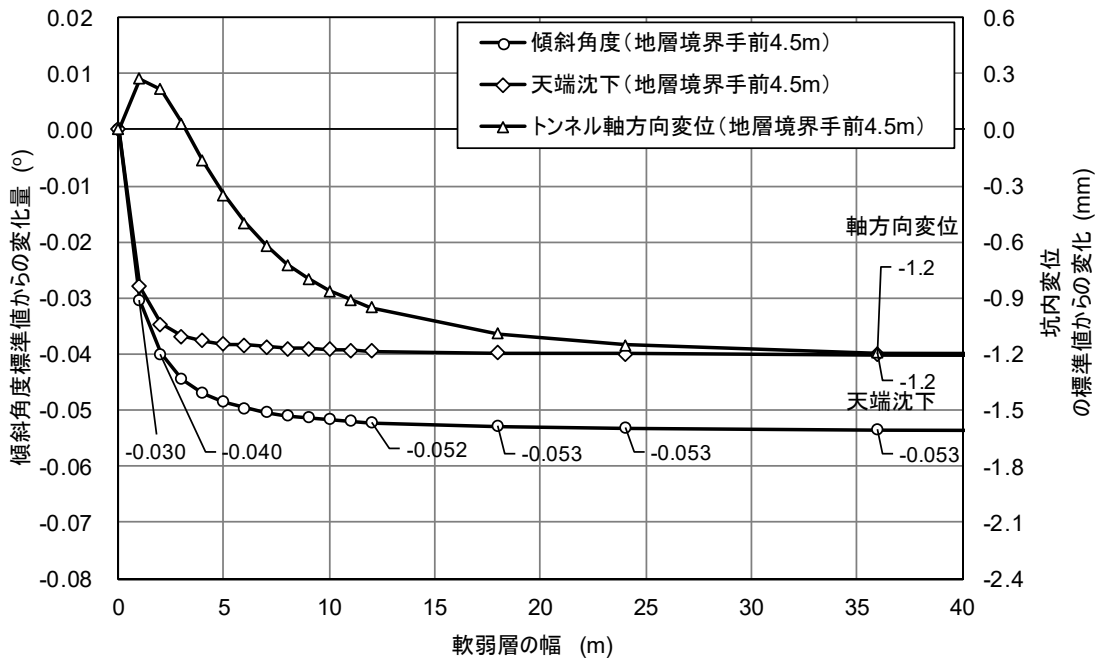


図 3-32 軟弱層の幅による天端沈下、トンネル軸方向変位、および傾斜角度標準値からの変動量

### 3.5. 3章のまとめ

本章では、提案するトンネル切羽近傍部において天端部の微小な傾斜角度を計測し、その変化を評価する事によって切羽前方地山の剛性変化を予測する方法を説明し、三次元逐次掘削解析を通して手法の成立性を検証した結果を説明した。

はじめにトンネル天端部において掘削に伴い傾斜角度の変化が計測される地山挙動のメカニズムについて概念的に示すとともに、掘削方式として発破掘削と機械掘削を採用したトンネル掘削事例での計測結果で、傾斜角度の経時変化例を示し、想定したような挙動が見られることを説明した。

硬質層の前方に軟弱層が存在する場合と軟弱層の前方に硬質層が存在する場合の弾性数値解析を実施して、地層境界の手前では、掘削に伴う応力再配分の影響で、硬質層側に応力集中を生じることを示した。その結果、坑内変位だけでなく傾斜角度も地層境界手前で標準値（地層境界から遠く離れた位置での算出結果）から変化があることを明らかにした。その上で、傾斜角度標準値からの変動量によって、切羽前方地山の剛性変化を定性的に予測する手法を示した（式(4)）。

次に、実計測における計測精度、間隔、および頻度を考慮して、坑内変位計測と傾斜計測による切羽前方地山予測手法の比較を行った。その結果、数値解析を行った地山条件、施工条件では坑内変位計測による手法では、切羽が地層境界に到達するまでに計測誤差として評価されてしまう変化量しか生じない場合があり、傾斜角度を評価する方が予測感度の上で優れていること示した。

最後に、トンネル延長方向に幅の狭い断層破碎帯が切羽前方に存在しているケースを想定して、軟弱層の幅を複数変化させた同様の数値解析を実施し、その幅が傾斜角度の算出結果に与える影響を検証した。この結果、数値解析を行った地山条件、施工条件では軟弱層の幅が1mであっても地層境界手前4.5mで傾斜角度は標準値から計測精度以上の変化を示したため、この場合でも予測手法は適用可能であると考察した。

本章に示した数値解析結果は、地山条件、施工条件のある一例を取り上げて予測手法の実現可能性と断層破碎帯部へ適用性を示したものである。このため、5「予測手法の適用可能範囲」では、提案手法の適用可能範囲を明確にすることを目的に複数の土被り条件、地山条件の組み合わせを考慮した感度解析と軟弱層幅も変化させた感度解析を実施するものとした。




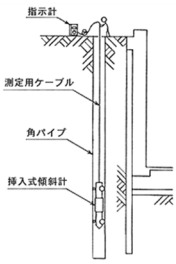
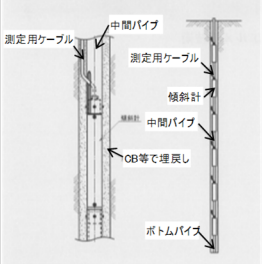
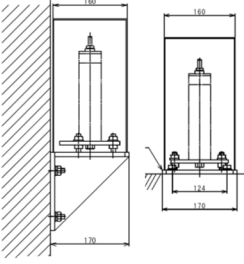
#### 4. 天端傾斜計の開発と現場実証試験

本章では、山岳トンネルの掘削中において、切羽近傍のトンネル天端部で掘削作業に大きな支障を与えずに、簡易に傾斜角度を計測することを可能にするトンネル天端用の無線式・回収型傾斜計（以下、天端傾斜計と称す）の開発について説明する。その後、これまでに実施した樺坂トンネル、箕面トンネル、および葉山島トンネルでの現場実証試験の結果を示す。

##### 4.1. 天端傾斜計（初号機）の開発

一般的に土木計測器械として入手可能な傾斜計は、ボーリング孔や山留壁に埋設したガイド孔内に挿入して一定間隔毎に傾斜角を測定することにより地中の水平変位や山留壁の変位を評価する挿入式傾斜計、同様の目的でボーリング孔内に埋設する埋設型傾斜計、および壁面や構造物床面に設置して構造物の傾斜を計測する据置型傾斜計である（表 4-1）。トンネル天端部のように鉛直上向きに設置が可能な形態を基本とする据置型傾斜計は存在しない。また、既存製品の大部分は有線ケーブルによる電力供給とデータ転送を行うため、切羽近傍での設置を想定すると、ケーブルの発破損傷防護に手間がかかり迅速性の面で適していないと考えられた。そこで、切羽直近部のトンネル天端部で簡易に設置することができる天端傾斜計の開発を行った。

表 4-1 土木計測器械として使われる一般的な傾斜計の例

	挿入式傾斜計	埋設型傾斜計	据置型傾斜計
計測器外観	 東横エルメスカタログより抜粋	 東横エルメスカタログより抜粋	 東横エルメスカタログより抜粋
設置概念図			
固定方法	計測用ガイドパイプを孔内に設置して計測毎に傾斜計を挿入	モルタル・セメントベントナイト等を使ったボーリング孔内埋戻し	ボルト・ナットによる構造物もしくは床面への固定
計測方法	手動計測	自動計測	自動計測
トンネル天端への設置性と計測作業性	× 計測用ガイドパイプの設置は可能であるが、計測タイミング毎に測定作業を伴う	× 鉛直下向きのボーリング孔への設置が前提	× 天端に設置すると傾斜計が坑内に露出するため、発破による飛び石や重機との接触が懸念される

#### 4.1.1. 天端傾斜計（初号機）の仕様

初号機として開発した天端傾斜計の外観（傾斜センサ収納部）と内部構造を図 4-1 に示す。天端傾斜計の内部は、傾斜センサ、電池、および ZigBee 規格の無線子機から構成されている。

傾斜センサは封入された液体の傾斜に伴う静電容量の変化を捉えて、角度変化が計測できる液体封入容量式傾斜角センサを用いた。使用したセンサの分解能は  $0.001^\circ$  で測定範囲が鉛直方向から  $\pm 5^\circ$  の範囲で計測精度  $\pm 0.02^\circ$  である。表 4-2 に傾斜センサの仕様を示す。

電源は有線によるケーブルの取り回し作業と発破等の掘削作業によるケーブルの損傷を防止するために、バッテリー搭載型として、充電式リチウムイオン電池を用いるものとした。

トンネル天端部へ計測者が傾斜データを取得するためにアクセスする時には、高所作業車やドリルジャンボのマンゲージを使用することが考えられる。しかしながら、切羽進行毎の計測タイミングにおいて、複数の計測断面に設置された天端傾斜計に近づいてデータを取得することは、時間と手間から考えて現実的ではない。また、有線による計測データ回収も発破や掘削機械の接触による損傷防護措置に手間がかかる点で課題が残る。そこで、天端傾斜計には ZigBee 規格の無線子機を搭載させて、天端傾斜計設置時に設定した任意のタイミングで傾斜データを坑内に別途設置した無線親機（図 4-2）に転送するものとした。図 4-3 に計測レイアウトと無線通信の概念図を示す。計測データは無線親機から有線接続されたモバイル PC にて坑内においても確認することを可能とした。

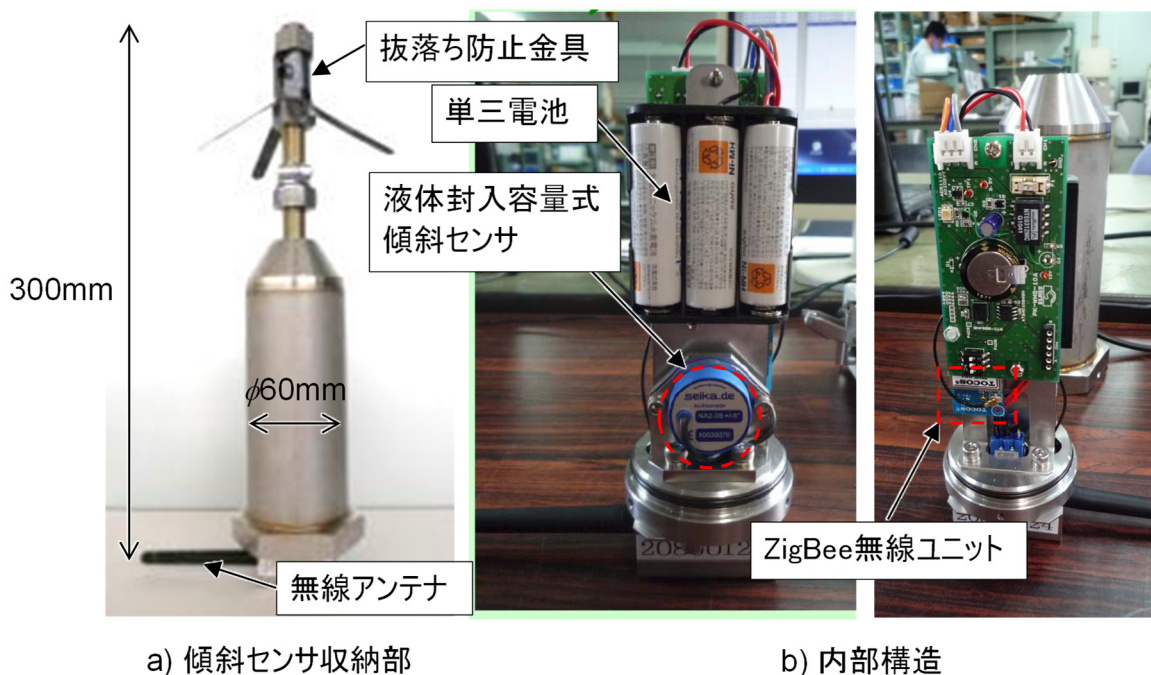


図 4-1 天端傾斜計（初号機）

表 4-2 傾斜センサの仕様（初号機）


傾斜センサ	SEIKA NA2-05
外観	
測定範囲(°)	±5
分解能(°)	0.001
精度(°)	±0.02
重量(g)	18.5



図 4-2 無線親機外観図

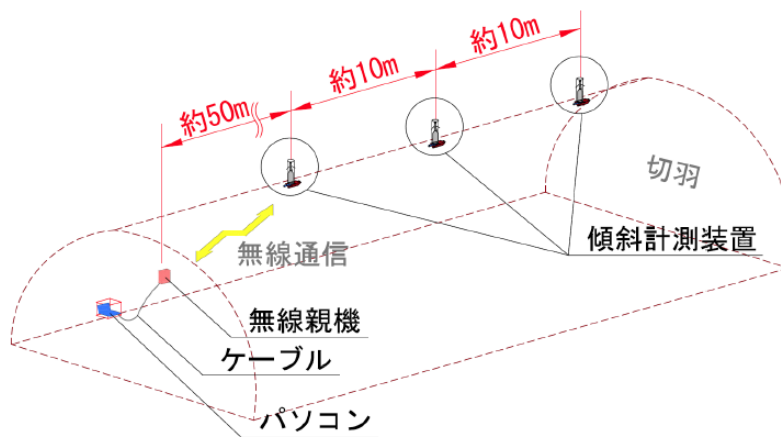


図 4-3 計測レイアウトと無線通信の概念図（初号機）





表 4-3 天端傾斜計の設置手順（組立）




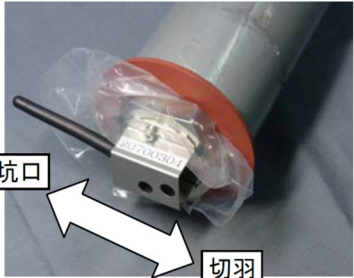

組立（設置準備）	
<p>① 傾斜センサの内部構造を傾斜角センサ収納部に挿入した状態とする。            固定金具、スペーサ、エア抜き用チューブを準備する。            ここで、スペーサは傾斜角センサが計測孔内に埋没することを防止する役割を果たす。            エア抜きチューブは、モルタルの充填を先端部より確実に実施する目的で用いるものである。</p>	 <p>縁切用ビニル膜            エア抜きチューブ            定着金具            スペーサー            傾斜角センサ収納部</p>
<p>② スペーサを定着金具に通す。</p>	
<p>③ 傾斜角センサ収納部と定着金具をネジにより固定する。</p>	
<p>④ スパナもしくはモンキーレンチを使ってネジ部の固定を確実化させる</p>	
<p>⑤ スペーサを傾斜角センサ収納部にセットし、エア抜きチューブをスペーサに通して、定着金具先端部にビニルテープ等で固定する</p>	



表 4-4 天端傾斜計の設置手順（設置）

設置	
<p>① <math>\phi 76\text{mm}</math>もしくは<math>\phi 86\text{mm}</math>の計測孔(50cm程度)を削孔し、その中に組み立てた傾斜角センサ収納部を挿入する。 先端の抜落ち防止金具および寸切りボルトは一度挿入すると回収することはできない。</p>	
<p>② スペースが計測孔口に当たるまで挿入し、アンテナが坑口(切羽進行方向と逆側)に向くように向きを補正する。 傾斜角センサがアンテナと平行になっており、その方向の傾斜角度を計測する構造である。</p>	
<p>③ スペースにあげられた穴に発泡ウレタンの注入ホースを差し込み、少しずつ引抜ながら発泡ウレタンの充填を行う。</p>	

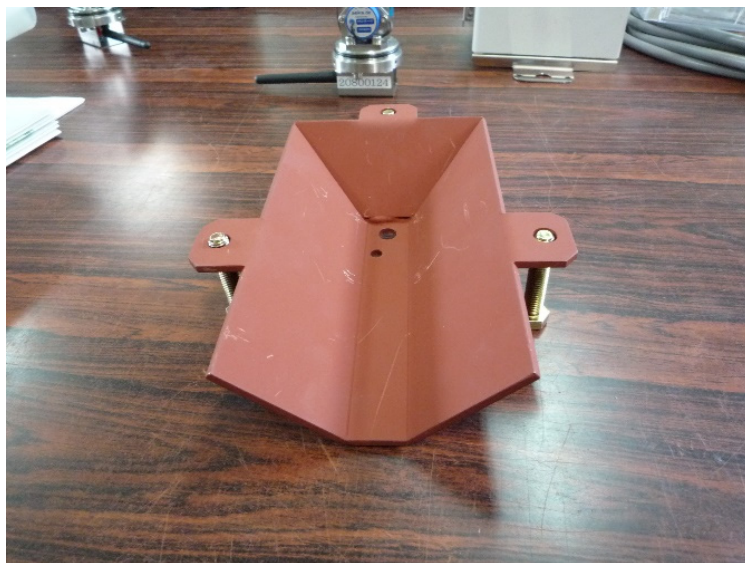


図 4-5 発破防護金具

可能な限り少ない天端傾斜計によって、トンネル全線で安価に傾斜計測と、それによる地山予測を実現することを目的として、天端傾斜計は回収、再設置が可能なものとした。回収方法について表 4-5 に示す。なお、抜け止め金具、寸切りボルト、傾斜角センサ収納部保護カバーは計測孔内に残置されるため、必要に応じて適宜モルタルによって閉塞するものとした。

この天端傾斜計の設置・撤去を可能とする方法は「傾斜計設置方法および傾斜計測装置」 [71]として特許公開されている。

表 4-5 天端傾斜計の回収手順

<b>回収</b>		
①	傾斜角センサ収納部の六角ヘッド部をパイプレンチもしくはモンキーレンチによって把持して回転させて、寸切りボルト部と傾斜角センサ収納部を切り離す	
②	スペーサを切り離す	
③	縁切用ビニル膜を計測孔内に押し込み、必要に応じて計測孔を充填して閉塞する	

## 4.2. 現場実証試験（椿坂トンネル）

### 4.2.1. 施工・地質概要

天端傾斜計の初号機を用いて国道 365 号椿坂トンネル（滋賀県）にて現場実証試験を実施した [62]。椿坂トンネルは全長 1842m、掘削幅  $D_0 \approx 10\text{m}$  の山岳トンネルであった。掘削方法は概して発破掘削であったが、地山状況に応じて一部区間で機械掘削を併用した。

現場実証試験を実施した区間の地質縦断図を図 4-6 に示す。掘削対象の地山は中生代ジュラ紀の美濃一丹波帯堆積岩類に属しており、頁岩を主体とする混在岩である。地殻運動によりひずみが蓄積され、破碎や褶曲などの地質的弱部が多く含まれた地層である。このため周辺地山は硬軟の入れ替わりが多い、小規模な破碎帯が比較的高い頻度で遭遇するものと予想されていた。事前地質調査の結果、試験区間においても 2 区間の延長の短い破碎帯の出現が予想されていた。実施工では、支保の変状を伴うような脆弱な地山には遭遇しなかったものの計測区間の途中において、切羽状況の悪化と変位の増加傾向が見られたため、支保パターンは CII から DI へと変更を伴った。図 4-7 に実施支保パターンを示す。

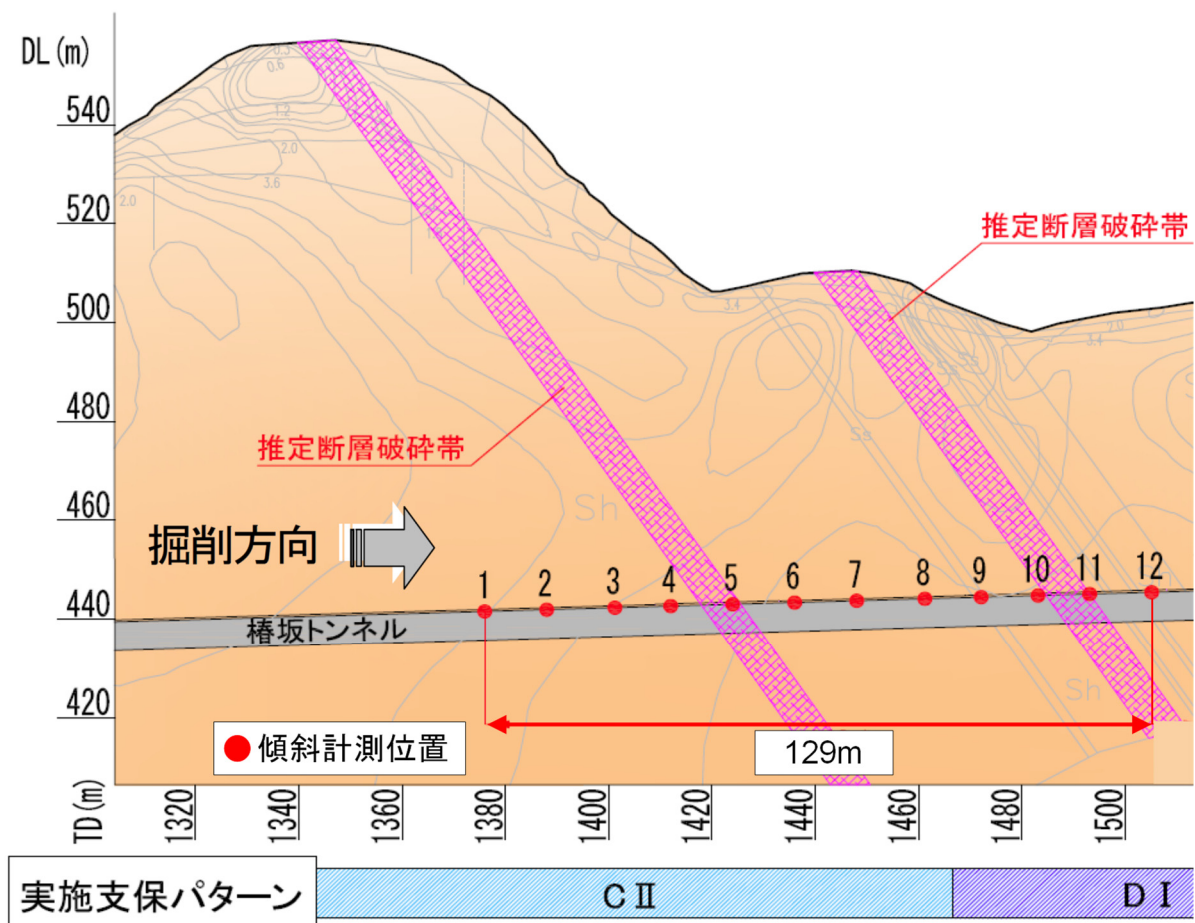


図 4-6 現場実証試験の地質縦断図

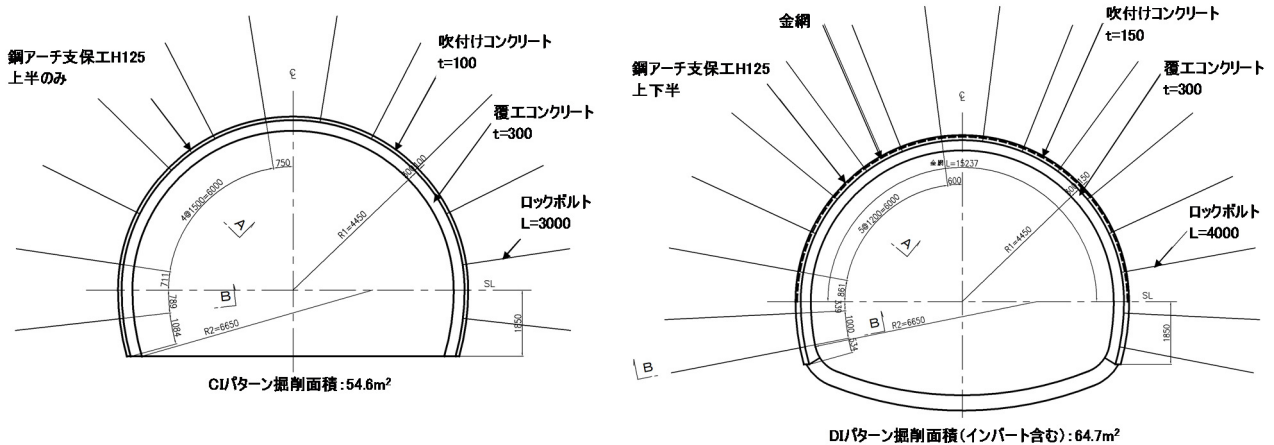


図 4-7 支保パターン図 (左 : CI パターン、右 : DI パターン)

#### 4.2.2. 傾斜計測結果

天端傾斜計の設置状況図を図 4-8 に示す。天端傾斜計の設置位置は、図 4-9 に示すように切羽から  $1.5l_r$  位置で、鋼製支保工間の吹付けコンクリート中央部とした。支保パターンが CII 区間では、1 掘削長が 1.2m であるため、初期値取得時の切羽離れは 1.8m である。また支保パターンが DI 区間では、1 掘削長が 1.0m であるため、初期値取得時の切羽離れは 1.5m である。切羽通過後すぐに、切羽離れ  $0.5l_r$  の段階で天端傾斜計を設置する事ができなかった理由は、発破防護金具をメカニカルアンカーにて吹付けコンクリートに固定するため、吹付けコンクリート施工後に、ある程度の強度発現を待つ必要があったためである。図 4-10 と図 4-11 に各傾斜計測断面で得られた傾斜角度の経距変化を示す。すべての測点で、切羽の進行とともに、切羽側へ傾斜角度が増加する傾向が見てとれる。また、切羽離れが 10m ( $\cong 1.0D_0$ ) に至るまでにほとんどの傾斜角度が発生していることがわかる。ただし、計測位置 TD1448m では、切羽離れ 15m ( $\cong 1.5D_0$ ) から後において、傾斜角度が坑口側に増加し、初期値に戻るような挙動を示した (図 4-11 の点線枠内)。施工時には支保の変状等は確認できず、近傍に変位計測ターゲット等が無かったため、この挙動の原因については不明であった。





図 4-8 天端傾斜計の設置状況図

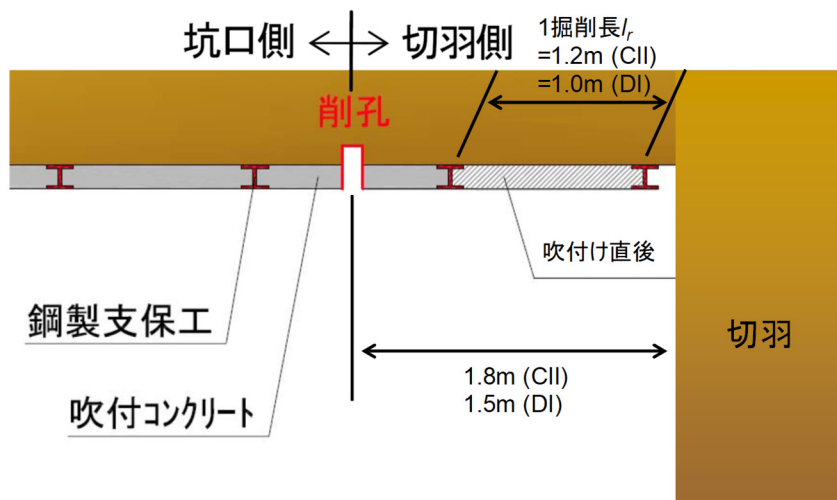
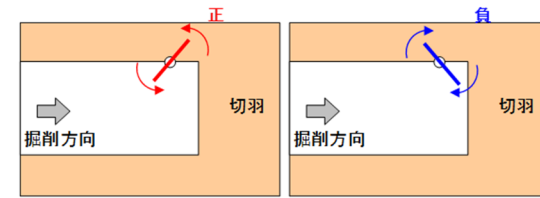
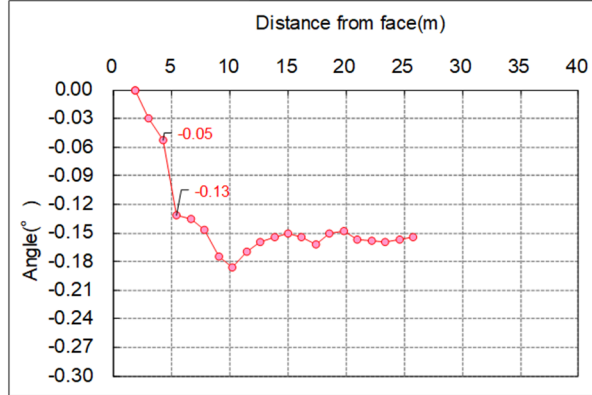


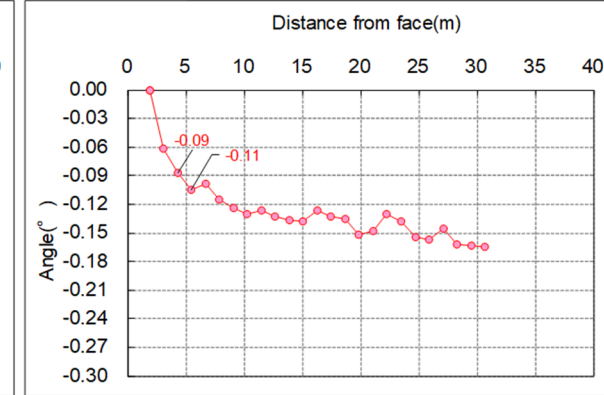
図 4-9 初期値取得時の切羽離れ



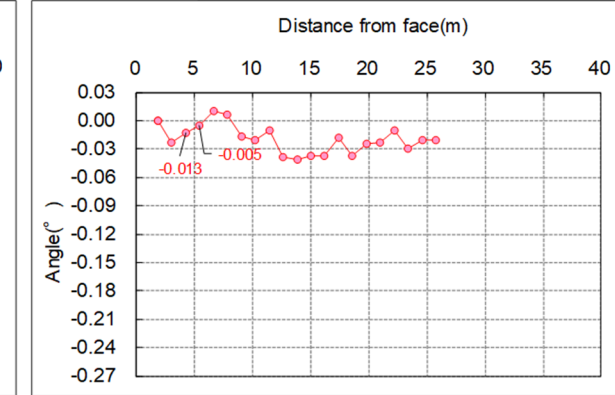
計測位置1376.0m



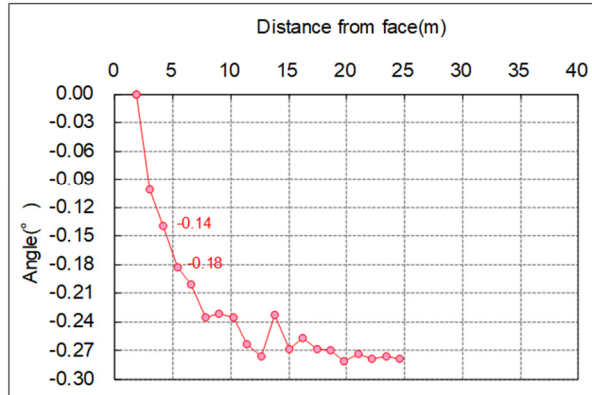
計測位置1388.0m



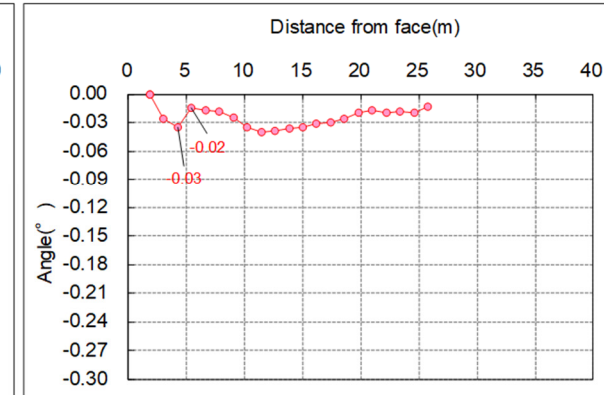
計測位置1401.2m



計測位置1412.0m



計測位置1424.0m



計測位置1436.0m

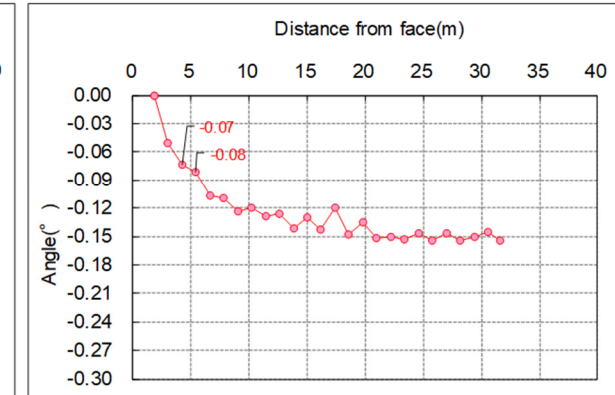
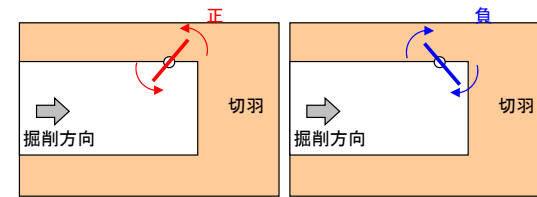
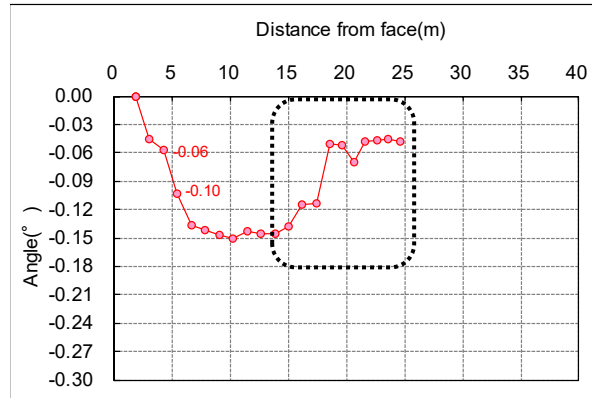


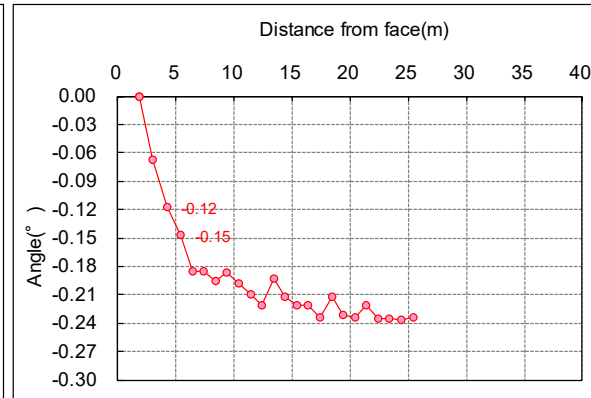
図 4-10 傾斜角度の経時変化図 (測点 1376~1436m)



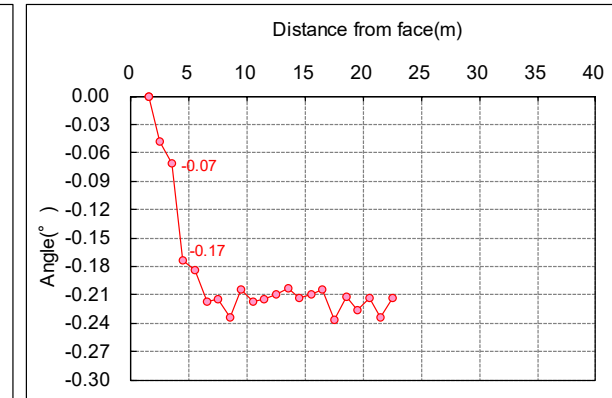
計測位置1448.0m



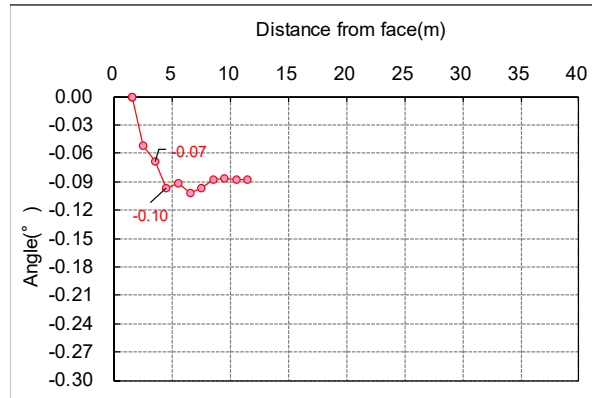
計測位置1461.2m



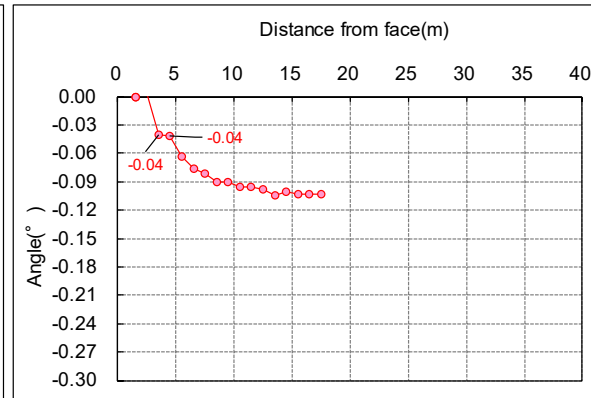
計測位置1472.1m



計測位置1483.1m



計測位置1493.1m



計測位置1505.1m

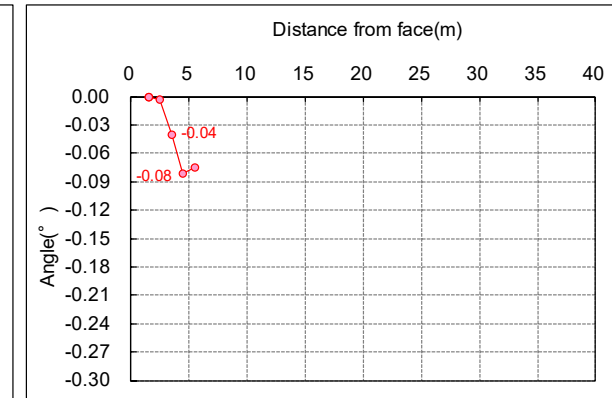


図 4-11 傾斜角度の経時変化図 (測点 1448~1505.1m)

図 4-12 に初期値取得後 2 掘削後と 3 掘削後の傾斜角度に着目した地山変化予測グラフを示す。なお、支保パターン CII 区間では 1 掘削長( $l_1$ )が 1.2m であるため、2 掘削後は切羽離れ 4.2m となり、3 掘削後は切羽離れ 5.4m となる。支保パターン DI 区間では 1 掘削長が 1.0m であるため、2 掘削後は切羽離れは 3.5m であり、3 掘削後は切羽離れ 4.5m となる。図 4-12 には、天端沈下と上半内空変位の収束値も併せて示している。図中の灰色着色区間は切羽の岩質や湧水状況を観察した中で、地山状況が比較的悪いと判定された区間である。試験区間において出現した軟弱区間は、走向がトンネルに直交し、傾斜が鉛直に近い値であった。試験区間の前半部 (TD1436.6m まで) は、硬軟を繰り返す地山状況であった。中間部 (TD1436.6~1463m) では、硬質な地山区間であった。後半部の TD1463~1483.6 は切羽の一部に粘土質な箇所が見られるとともに湧水の多い区間であったこのことから、複数の水抜きボーリングを施工するとともに支保パターンの変更が行われた(パターン変更点 TD1466.6m)。TD1483.6m 以降は水抜きボーリングの効果もあり湧水状況は改善され、硬質な地山区間が続いたが、計測区間の終端において軟質に変化して DI パターンが継続された。

傾斜角度の計測値は、硬軟を繰り返す地山であったことから、一定の傾斜角度標準値を判断するには至らなかった。前半部 (TD1436.6m まで) では、地山状況の硬軟に整合する傾斜計測結果であり、試験区間において 2 番目に大きい天端沈下と、最大の上半内空変位を計測した TD1412.6m 位置では、傾斜角度の値は最大の値となった。すなわち、計測位置の地山状況がそのまま傾斜角度の大小に現れるような結果であった。一方、後続の中間部 (TD1436.6~1463m) では、測点の順番に傾斜角度は切羽側に増加する傾向であった。これは、前方 1463m 以降の軟弱な区間の影響を受けて、硬質層側へ応力集中した結果であると考えられる。実際に、天端沈下-11.7mm、内空変位-19.9mm を記録した変位計測断面 TD1468.8m 付近の傾斜計測結果は 3 掘削後の値で-0.173 と大きな値となった。このような硬質層から軟弱層の境界が比較的明瞭に見られた手前で傾斜角度が断面毎に増加する傾向を示し、切羽前方に軟弱層が存在する兆候を示したことから、提案手法による切羽前方地山予測の実現可能性があると考えられた。

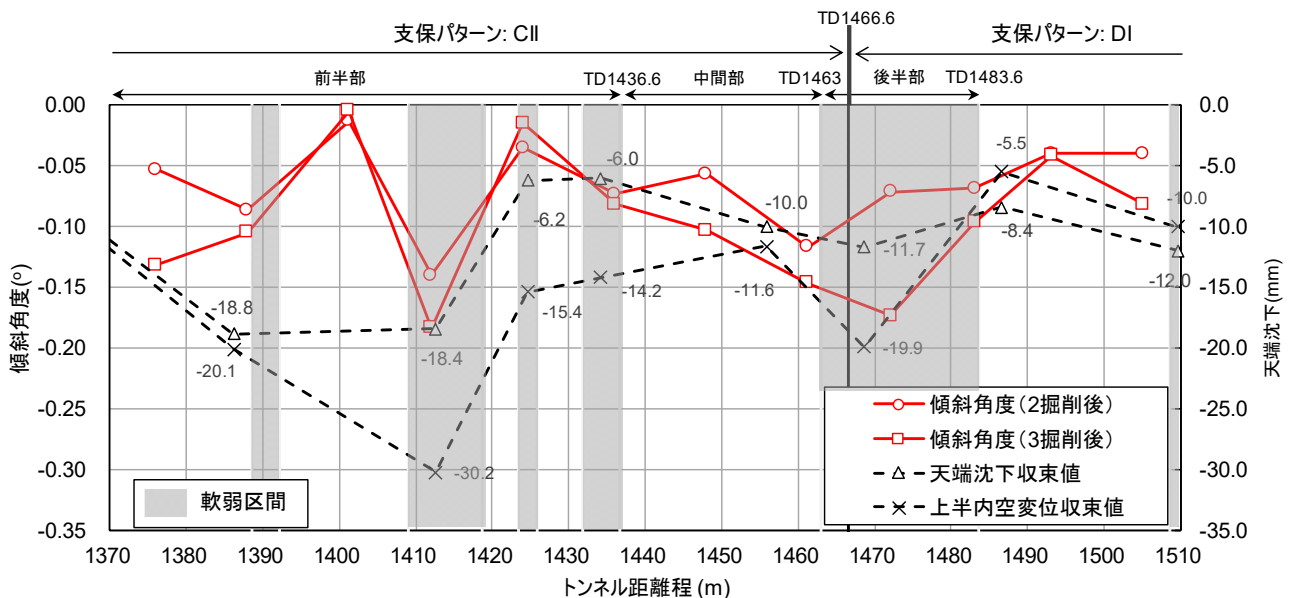


図 4-12 傾斜角度による地山変化予測グラフ (樺坂トンネル)



椿坂トンネルで実施した現場実証試験では、予測手法の実現可能性を確認することができたが、天端傾斜計の初号機の設置施工性に関しては、以下のような課題があることがわかった。

- ・ 天端傾斜計の設置に削孔を含めて 20 分程度必要としており、その間掘削作業を中断する必要がある。日当たり掘削進行量が 4～5m 程度で、計測間隔がトンネル進行方向に 5m である場合には、1 日ごとに計測断面に到達するため、設置作業にかかる時間が掘削進行速度に影響を与えることが懸念された。
- ・ 天端傾斜計の外管外径が $\phi 60\text{mm}$ であり、一般的にロックボルトの削孔に使われる $\phi 45\text{mm}$ の削孔ビットから計測孔専用ビット（ $\phi 76\text{mm}$ もしくは $\phi 86\text{mm}$ ）に変更しなければならない。削孔ツールの交換作業が設置時間の長さに影響を与えていた。
- ・ 計測孔内での装置固定を発泡ウレタンによって実施していた。使用量は微量であるが、2 液性の発泡ウレタンは 1 度の使い切り材料であったため、材料費の増大につながっていた。
- ・ 加速度センサの感知範囲が $\pm 5^\circ$ であり、計測孔の削孔精度が問われ、場合によっては計測孔の再削孔が必要となった。また、設置精度確認のため、天端傾斜計の挿入後にスラントによる設置角度測定が必要であった。
- ・ 計測データを無線親機に転送するために、無線アンテナが計測孔から露出しており、発破防護金具の取付が必要であった。発破防護金具は、吹付コンクリートにメカニカルアンカーを打設して、ボルトとナットにより固定するという手順を踏んでいたため、この取付に相応の時間がかかっていた。また、発破防護金具の落下防止のために、吹付けコンクリートの施工直後に設置することができず、図 4-9 のように切羽通過後 1 サイクル後にしか、天端傾斜計の設置ができなかった。
- ・ 無線親機は天端傾斜計から切羽後方に 50m 程度離れた位置のトンネル壁面に取り付けることで、データ受信が可能であることは確認できた。しかしながら、切羽進行に伴い、親機、および親機と有線につながった PC 等の表示器による受信位置も切羽方向へ盛替えないといけないため、盛替え作業に相応の手間が必要であった。

### 4.3. 天端傾斜計（改良型）の開発

#### 4.3.1. 天端傾斜計（改良型）の仕様

天端傾斜計の初号機の課題を解決し、簡易かつ迅速に（具体的には、数分で）設置でき、掘削作業に与える時間影響を最小化することを目的に改良を施した [72] [73]。改良型の天端傾斜計の構造図を図 4-13 に外観と内部構造を図 4-14 に、仕様を表 4-6 に示す。

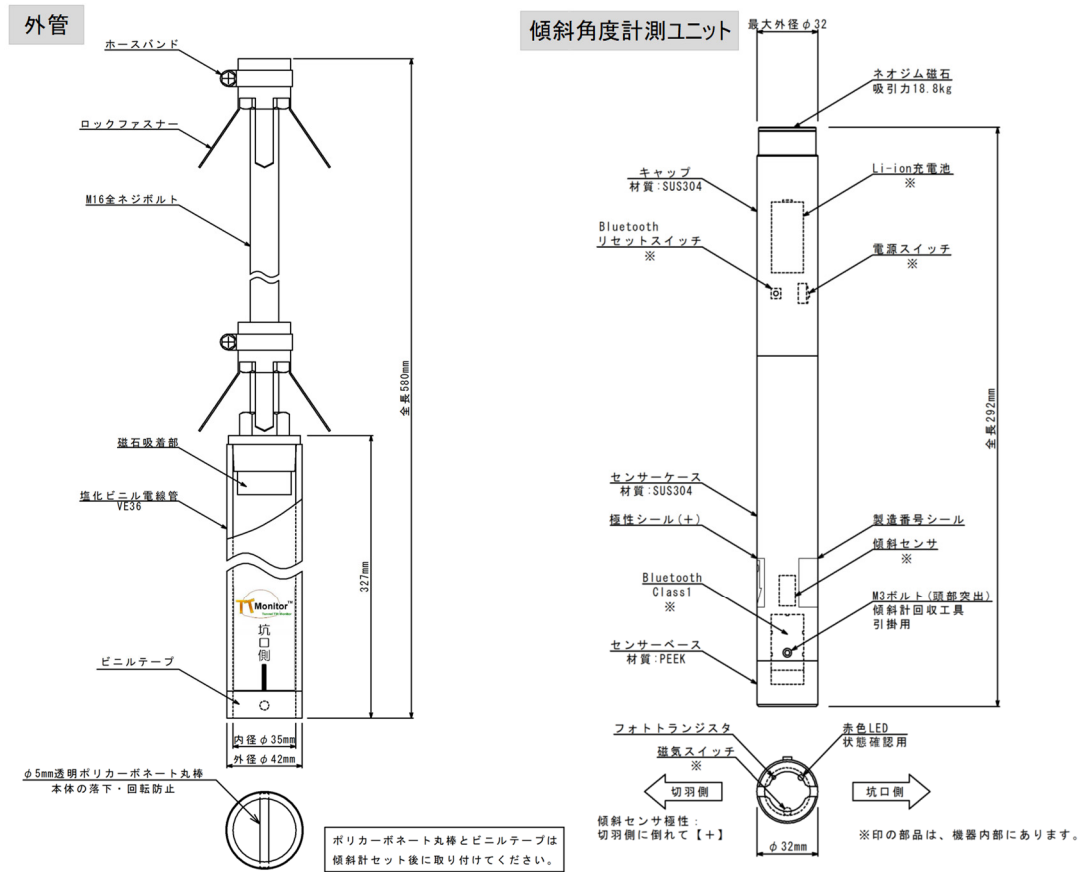


図 4-13 改良型天端傾斜計の構造図

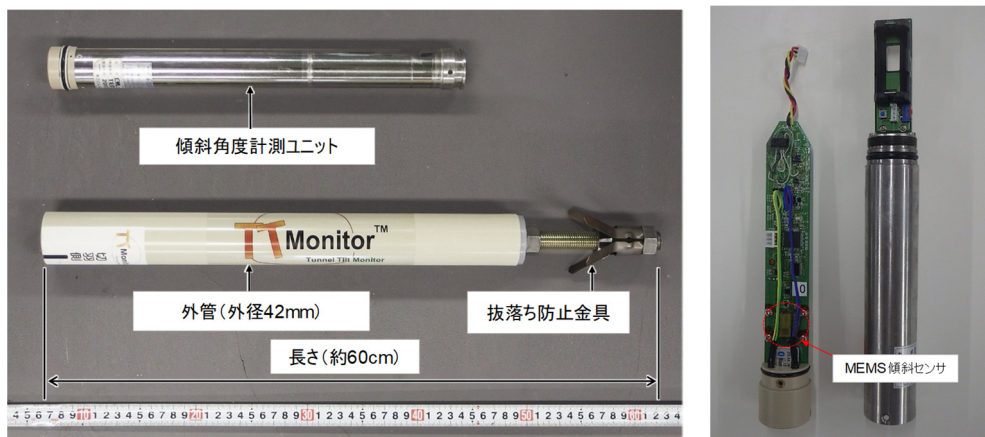


図 4-14 改良型天端傾斜計の外観（左：外管と計測ユニット、右：計測ユニット内部構造）

表 4-6 改良型天端傾斜計の仕様

直径 (mm)	42 (外管), 34 (計測ユニット)
長さ (cm)	60 (外管), 37 (計測ユニット)
重量(kg)	0.8
測定範囲 (°)	±15
測定分解能(°)	0.001
測定精度(°) <sup>*1</sup>	0.01
動作温度 (°C)	-10~80
電源	Li-ion 電池
動作電圧 (V)	3.1~4.4
メモリ	EEPROM
記録容量	2,000, FIFO
測定間隔	1,2,3,5,10,20,30 分
無線規格	Bluetooth (Class1)

\*1…測定範囲±5°での精度

改良型の天端傾斜計は、加速度センサを内装した傾斜角度計測ユニットと塩化ビニル管（もしくは鋼管）の外管から構成される（図 4-14）。加速度センサは、装置のさらなる細径化を図る目的で MEMS (Micro Electro Mechanical Systems) 技術を応用したセンサを利用した。ここで、MEMS は微小な機械部やセンサ、電子回路を組み合わせ、シリコン基板に集積化した電子部品（または電子回路）の総称である。

傾斜計測ユニット内部の電源は初号機と同じ Li-ion 電池であるが、単三電池 3 本の仕様から特殊サイズ電池 1 本の仕様に変更し、細径化を図った。また、計測回路とデータ転送回路の設計において、計測時とデータ転送時以外は、計測器をスリープモードとすることで、電池の延命化を図り、10 分間の計測間隔を設定した場合には、約 1 か月間自動計測が可能となった。

天端傾斜計の測定範囲が±15°であり、初号機に比べてセンサ受感範囲を大きくした。これにより、初号機から設置性の改善を図りながら測定範囲±5°において測定精度として±0.01°を確保した（表 4-7）。測定精度の検定試験は以下の手順で実施した。

- 1) 天端傾斜計を組立て、電源を入れた状態で、図 4-15a)に示す傾斜計校正台にセットする。
- 2) PC を起動し、ターミナルソフト (Tera Term) で傾斜計と Bluetooth 接続を行う。
- 3) 校正台を水平にした時に、傾斜計の零点不平衡を測定する。
- 4) 傾斜計の出力が 0°になるように、校正台の角度を微調整する。

校正台を 0°→+5°→0°→-5°→0° と 1°ピッチで傾けて、その都度それぞれ傾斜計の出力（傾斜角度）を測定する。

- 5) 次に、+5°傾いた状態で設置した事を模擬するために、校正台は水平に保ったまま、楔形スペーサを台と傾斜計の間に挿入して、傾斜計出力が+5°（初期値が+5°）になるように微調整する（図 4-15b)）。
- その後、4)と同様に、校正台を 0°→+5°→0°→-5°→0° と 1°ピッチで傾けて、その都度それぞれ傾斜計の出力（傾斜角度）を測定する。
- 6) 同様に、+10°、+15°、-5°、-10°、-15°の設置状態でも±5°範囲での傾斜計出力を測定する。
- 7) 各検定ケースにおける校正台角度と天端傾斜計の傾斜角度の差の最大値を誤差として記録する。

表 4-7 改良型傾斜計測装置の精度確認試験結果

仮番	製造番号	試験範囲 (deg)				
		-10±5	-5±5	0±5	+5±5	+10±5
1	TE0174	0.123	0.045	-0.005	-0.036	-0.102
2	TE0175	0.084	0.030	-0.008	-0.038	-0.098
3	TE0176	0.104	0.017	-0.009	-0.048	-0.115
4	TE0177	0.104	0.036	-0.007	-0.033	-0.093
5	TE0182(L1456)	0.083	0.016	-0.006	-0.040	-0.110
6	TE0183	0.112	0.052	-0.005	-0.062	-0.137
7	TE0184	0.091	0.025	-0.006	-0.041	-0.106
8	TE0185	0.049	0.033	-0.010	-0.054	-0.052
9	TE0206	0.103	0.033	-0.005	-0.033	-0.099
10	TE0207	0.094	0.028	-0.010	-0.037	-0.113
11	TE0208	0.115	0.044	-0.005	-0.029	-0.108
12	TE0209(L1465)	0.099	0.031	0.005	-0.036	-0.107
13	TE0212	0.117	0.045	0.007	-0.025	-0.096
14	TE0213	0.123	0.048	0.008	-0.022	-0.088
15	TE0214	0.111	0.034	-0.004	-0.031	-0.078
最大値		0.123	0.052	0.008	-0.022	-0.052
最小値		0.049	0.016	-0.010	-0.062	-0.137

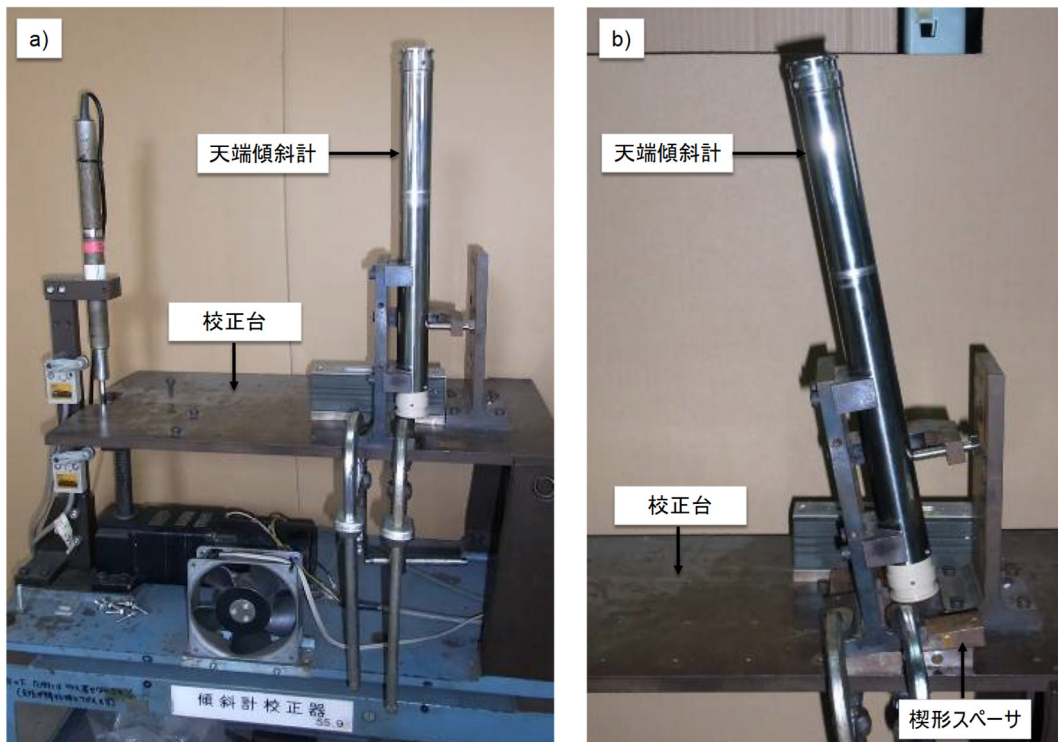


図 4-15 検定試験状況 a) : 天端傾斜計セット状況 b) : +5° の設置模擬状況

### 4.3.2. 設置回収方法

天端傾斜計は外管に傾斜計測ユニットを挿入した状態で設置する。改良型は外管の外径が $\phi 42\text{mm}$ に縮径したため、通常のロックボルトと同じ $\phi 45\text{mm}$ の削孔ツールを用いて削孔された計測孔に挿入することができる。このため、初号機ではドリルジャンボの削孔ビットの変更作業を伴っていたが、改良型では必要としない。傾斜計の孔内での固定は、ロックボルトと同じように外管先端部に取付けた抜落ち防止金具とモルタルの先充填により行うものとした。なお、加速度センサは一軸であるため、加速度センサの感知方向とトンネル軸方向を一致させて挿入し固定する。スラントによる鉛直方向に対する設置精度確認は、加速度センサの測定範囲を $\pm 15^\circ$ としたことで不要となった。ただし、表 4-7 に示すように設置角度によって測定精度が変化するため、初期設置角度を計測データ上で確認するものとした。図 4-16 に改良型の小型傾斜計を用いた一連の設置手順を示す。表 4-8 は現場実証試験における計測孔の削孔、モルタル充填と天端傾斜計の挿入状況に要した施工時間の記録である。全体で概ね 3 分程度であり、初号機の設置作業に対して大幅に作業時間を短縮することができるようになった。



図 4-16 改良型天端傾斜計の設置手順

表 4-8 改良型天端傾斜計の設置時間

設置手順	所用時間(秒)
1.計測孔削孔	110
2.モルタル注入	60
3.傾斜計挿入	20
合計	190



計測データは、より簡便な回収方法を可能とするために、スマートフォンやタブレットを用いて Bluetooth 通信による方法へ変更した。具体的な計測データ回収方法を以下に示す。計測データを回収したい任意のタイミングで、天端傾斜計の下方から、レーザーポインタ等の強い光を天端傾斜計の受感部に照射することで天端傾斜計のデータ転送モードを ON にすることができる。その後、Bluetooth を搭載したスマートフォン等のデバイスで、専用アプリケーションソフトを起動し、ペアリング（接続）作業を行い、データの回収を行う。天端傾斜計はデータ転送後もしくはデータ転送モードが起動してある一定の時間が経過した後に自動でスリープ（待機）モードに変化する。専用アプリケーションソフトでは、データの回収の他、計測頻度や日時など諸設定を行う事ができる（図 4-17）。図 4-18 にアプリケーションソフトを使った計測データの回収状況を示す。ZigBee の無線規格から Bluetooth に変更したことで、直下からスマートフォンデバイスでのデータ回収方法に変更したことで、天端傾斜計のアンテナと無線親機の坑内への設置が不要となり、データ回収作業が大きく簡便化された。



図 4-17 スマートフォン用アプリケーション（計測条件設定画面）

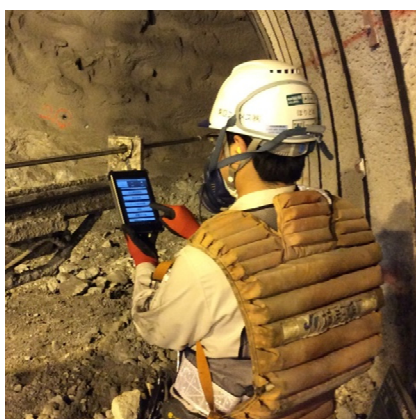


図 4-18 計測データの回収状況

天端傾斜計のうち、傾斜計測ユニットは外管内にネオジウム磁石により定着されている。この傾斜計測ユニットは、計測完了後に本体下方に、計測ユニットの落下と回転防止の目的として取り付けられたポリカーボネート丸棒をニッパ等によって切断した後、下方から鋼製の治具（図 4-19）を使って、引抜くようにして回収することができる。傾斜計測ユニットの回収後には、データの初期化と充電作業を実施したのち、次計測断面の計測に転用することができる。

このような設置、回収、および再設置という傾斜計測ユニットを盛替えて何度も使用する運用方法を採用したことで、数台の傾斜計測ユニットでトンネル全線における計測も可能となった。次節以降にしめす箕面トンネルと葉山島トンネルで実施した現場実証試験では、100～140m の計測区間で 5～10m の計測間隔の計測を実施したが、3 台の天端傾斜計を使って連続的に計測を行う事ができた。



図 4-19 傾斜計測ユニット回収治具





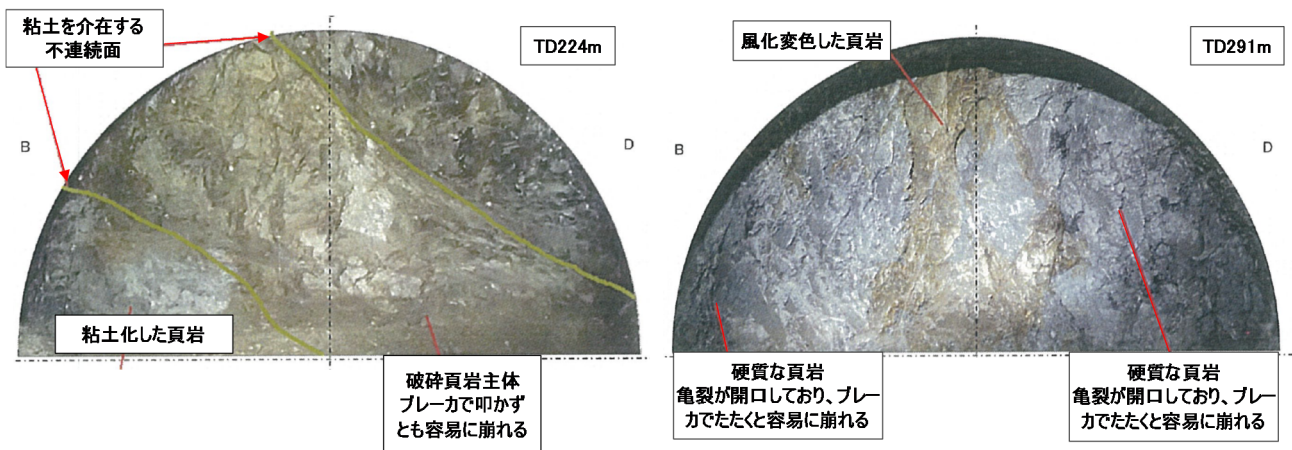


図 4-21 切羽状況 (左 : TD224m、右 : TD291m)

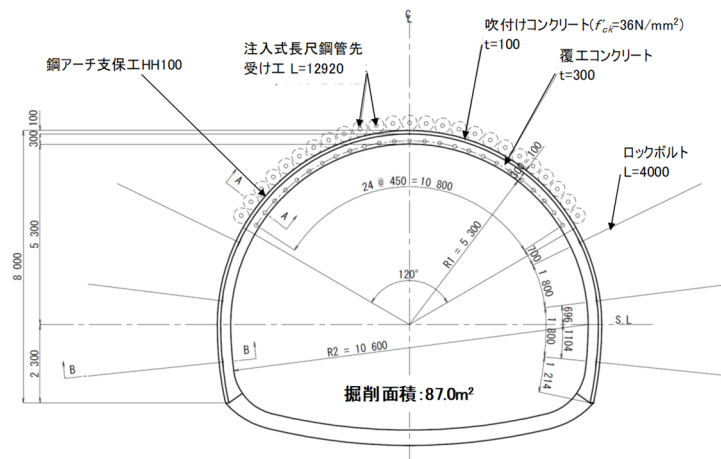


図 4-22 計測区間の支保パターン図 (DI パターン、鏡ボルト無)

#### 4.4.2. 傾斜計測結果

傾斜計測は、TD220.5m 位置より 5m 間隔で実施した。ただし、TD230.5m、TD235.5m、および TD255.5m 位置では、天端傾斜計の設置角度が  $15^\circ$  を超過した設置作業不良と電源不良によりデータ取得ができなかった。

データ欠損断面以外の計測断面で得られた傾斜角度の経距変化を図 4-24～図 4-26 に示す。また、参考データとして、経距変化図の算出根拠である傾斜角度の経時変化を図 4-27～図 4-29 に示す。初号機と異なり、改良型では発破防護措置を講ずる必要がなくなったため、切羽が計測断面を通過した後すぐに初期値の取得ができるようになった。そのため、初期値取得時の切羽離れは 1 掘削長である 1.0m の半分として切羽離れ 0.5m とした (図 4-23)。施工時には、支保工建て込み時の作業スペースとして、支保工中心位置から切羽の間に数十センチメートル程度の離隔 (余堀り) を設けるが、切羽離れ算出時にはこの余堀り量は考慮しないものとした。

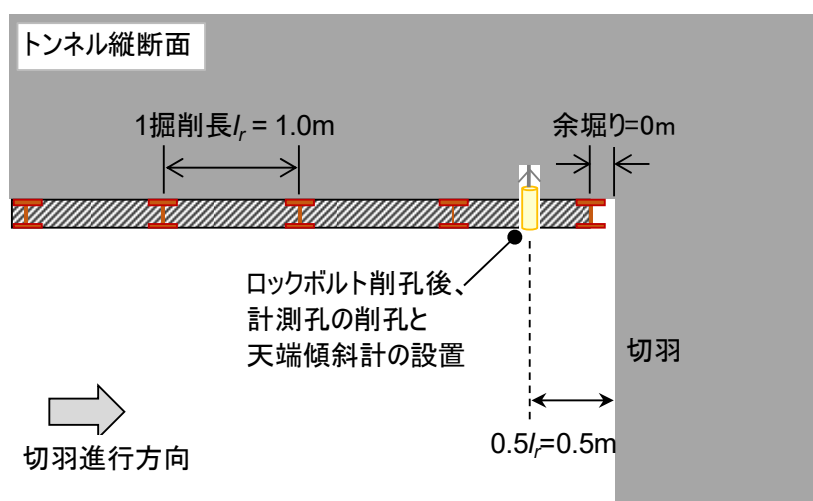
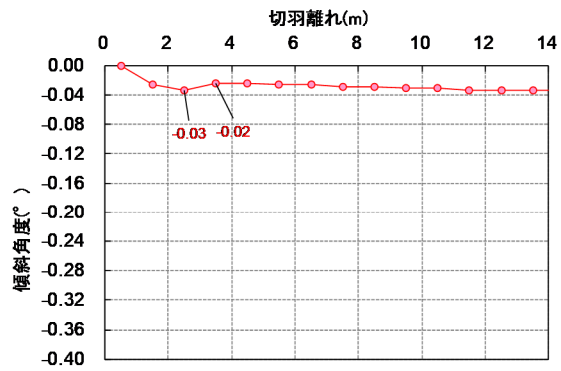
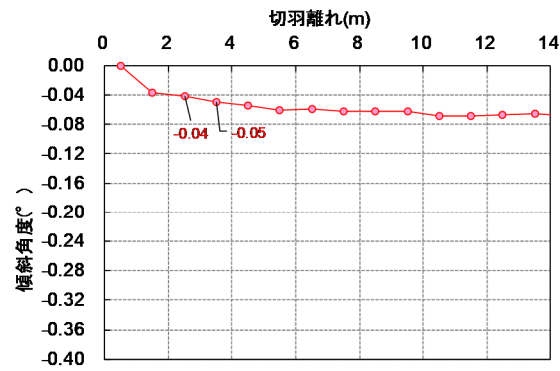


図 4-23 初期値取得時の切羽離れ

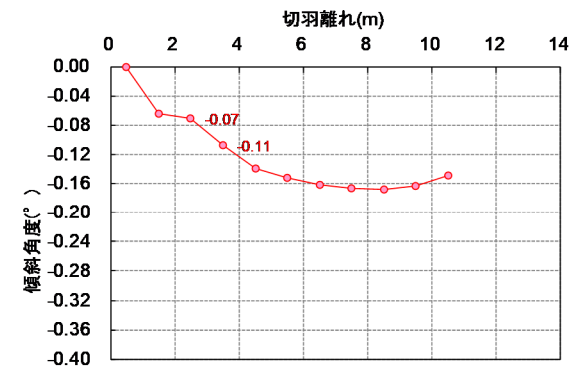
計測位置220.5m



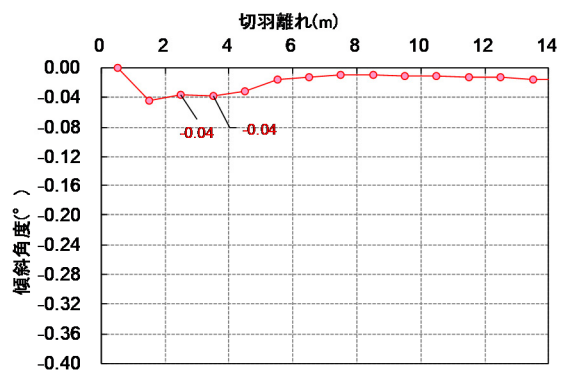
計測位置225.5m



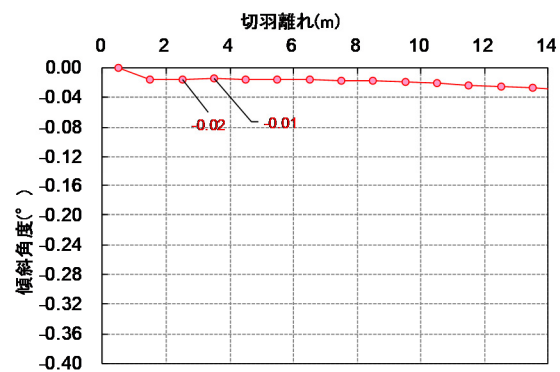
計測位置240.5m



計測位置245.5m



計測位置250.5m



計測位置260.5m

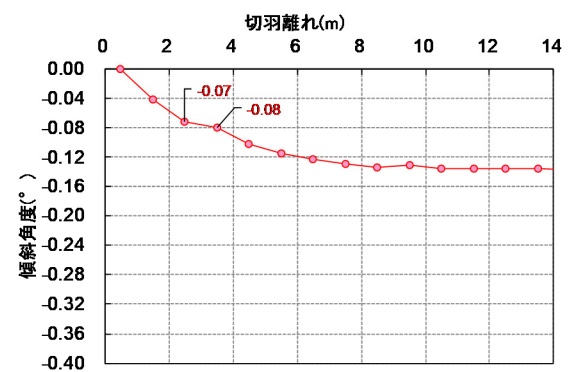
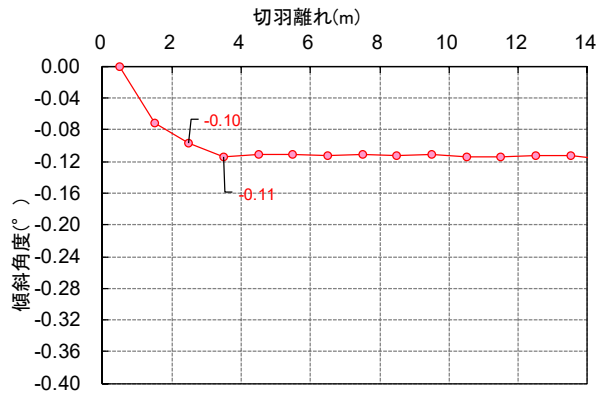
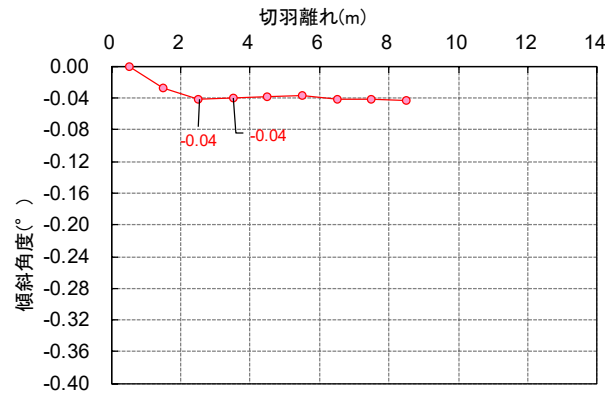


図 4-24 傾斜角度の経距変化図 (測点 220.5~260.5m)

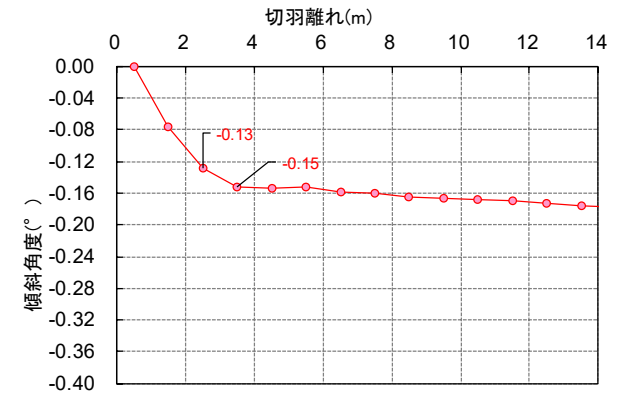
計測位置265.5m



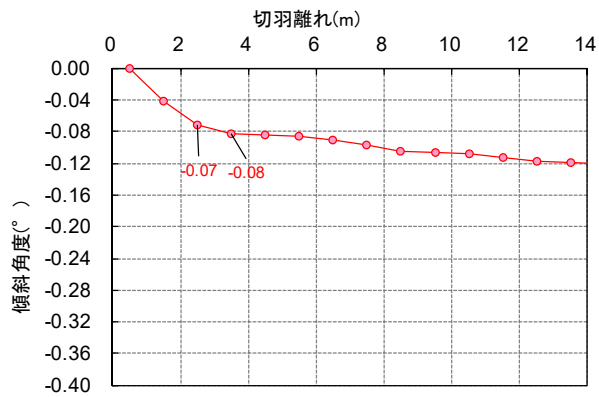
計測位置270.5m



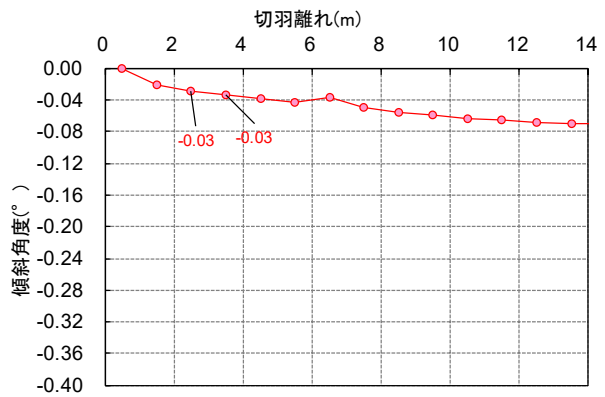
計測位置275.5m



計測位置280.5m



計測位置285.5m



計測位置290.5m

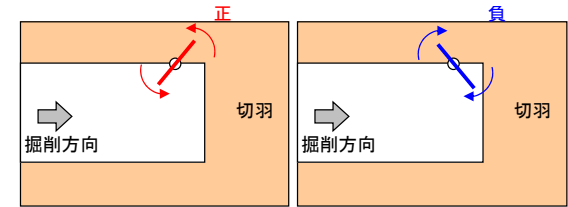
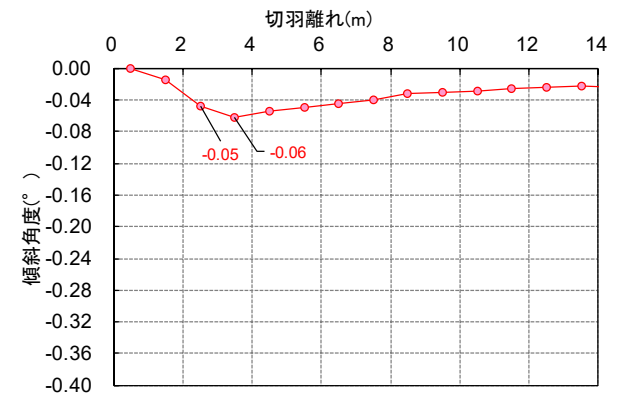
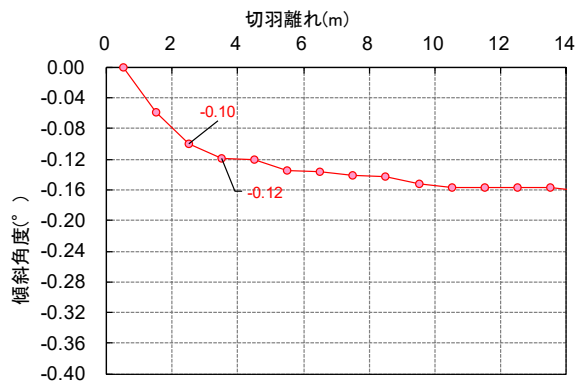
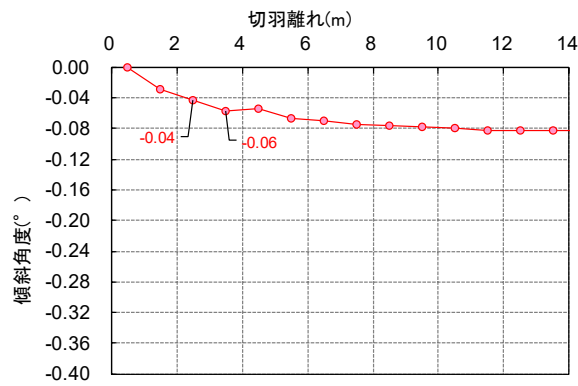


図 4-25 傾斜角度の経距変化図 (測点 265.5~290.5m)

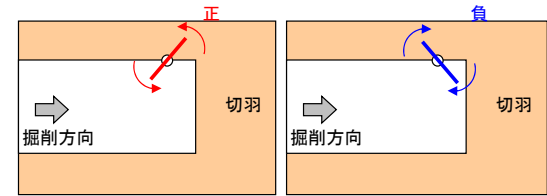
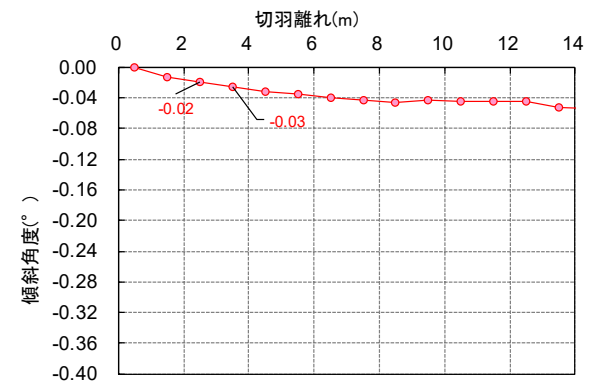
計測位置295.5m



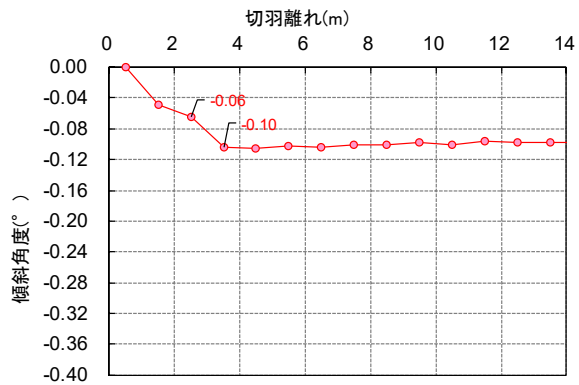
計測位置300.5m



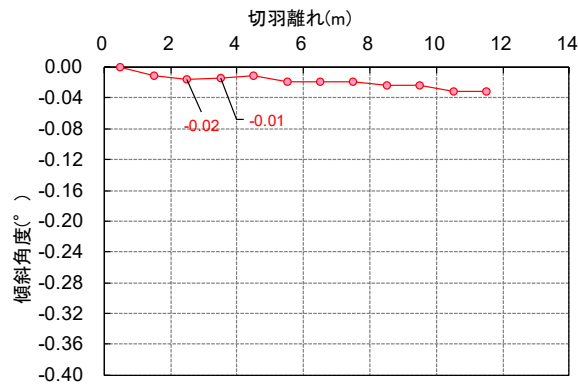
計測位置305.5m



計測位置310.5m



計測位置315.5m



計測位置320.5m

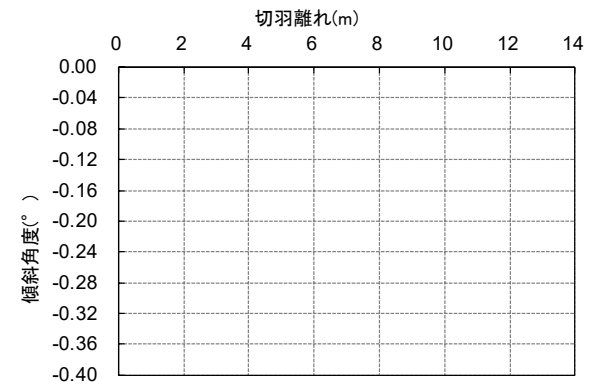


図 4-26 傾斜角度の経距変化図 (測点 295.5~315.5m)

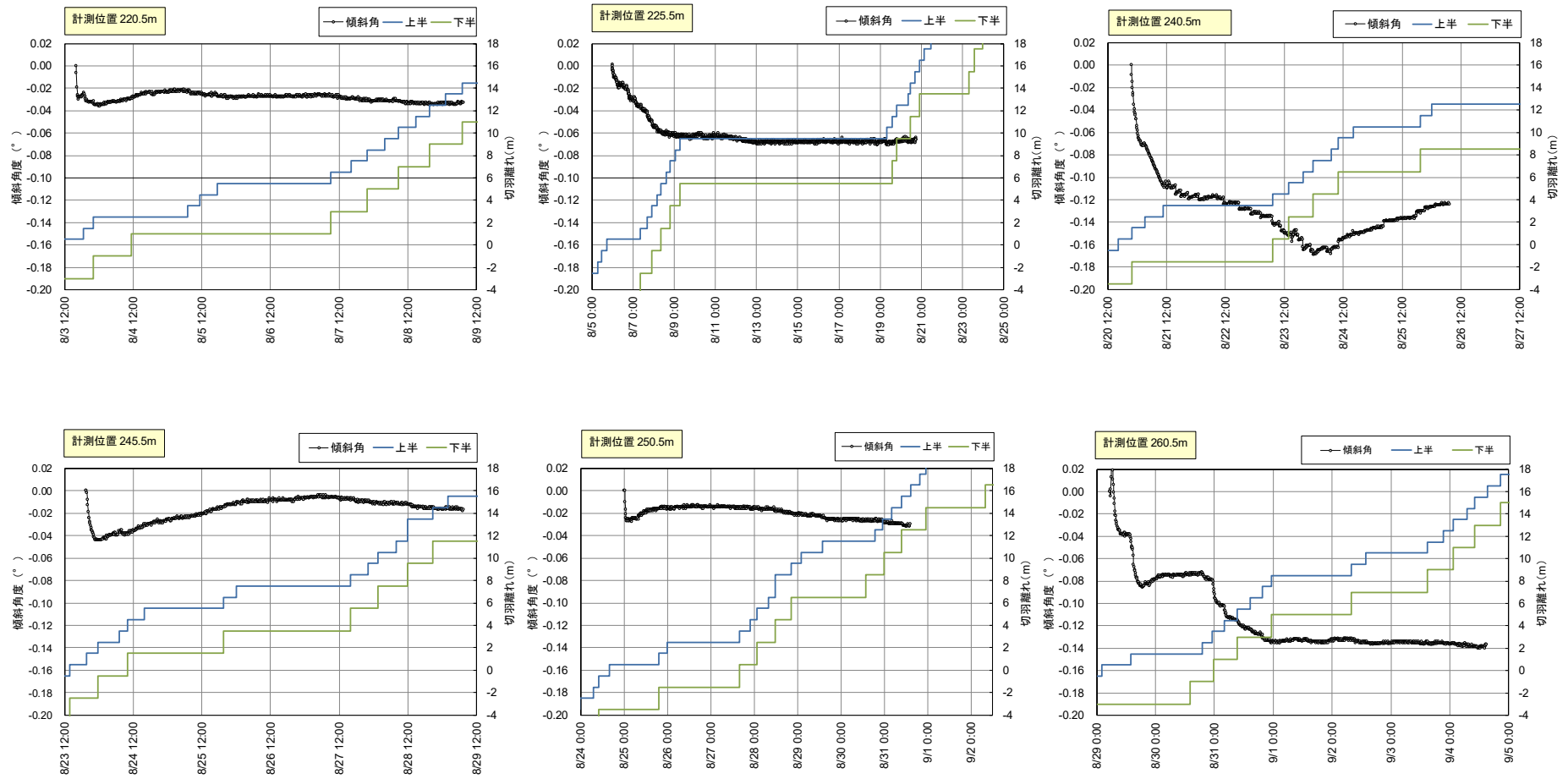


図 4-27 傾斜角度の経時変化図 (測点 220.5~260.5m)

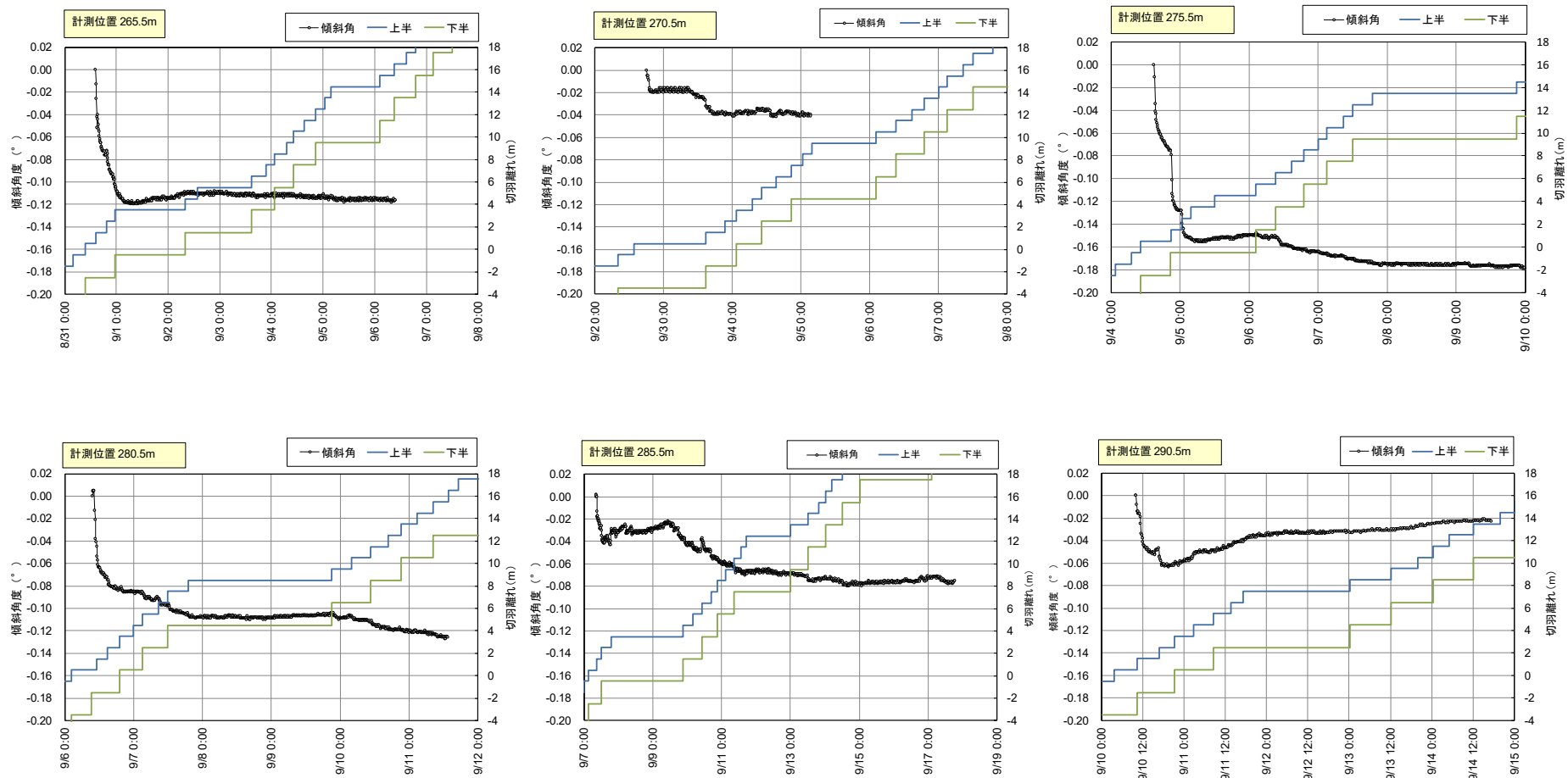


図 4-28 傾斜角度の経時変化図 (測点 265.5~290.5m)

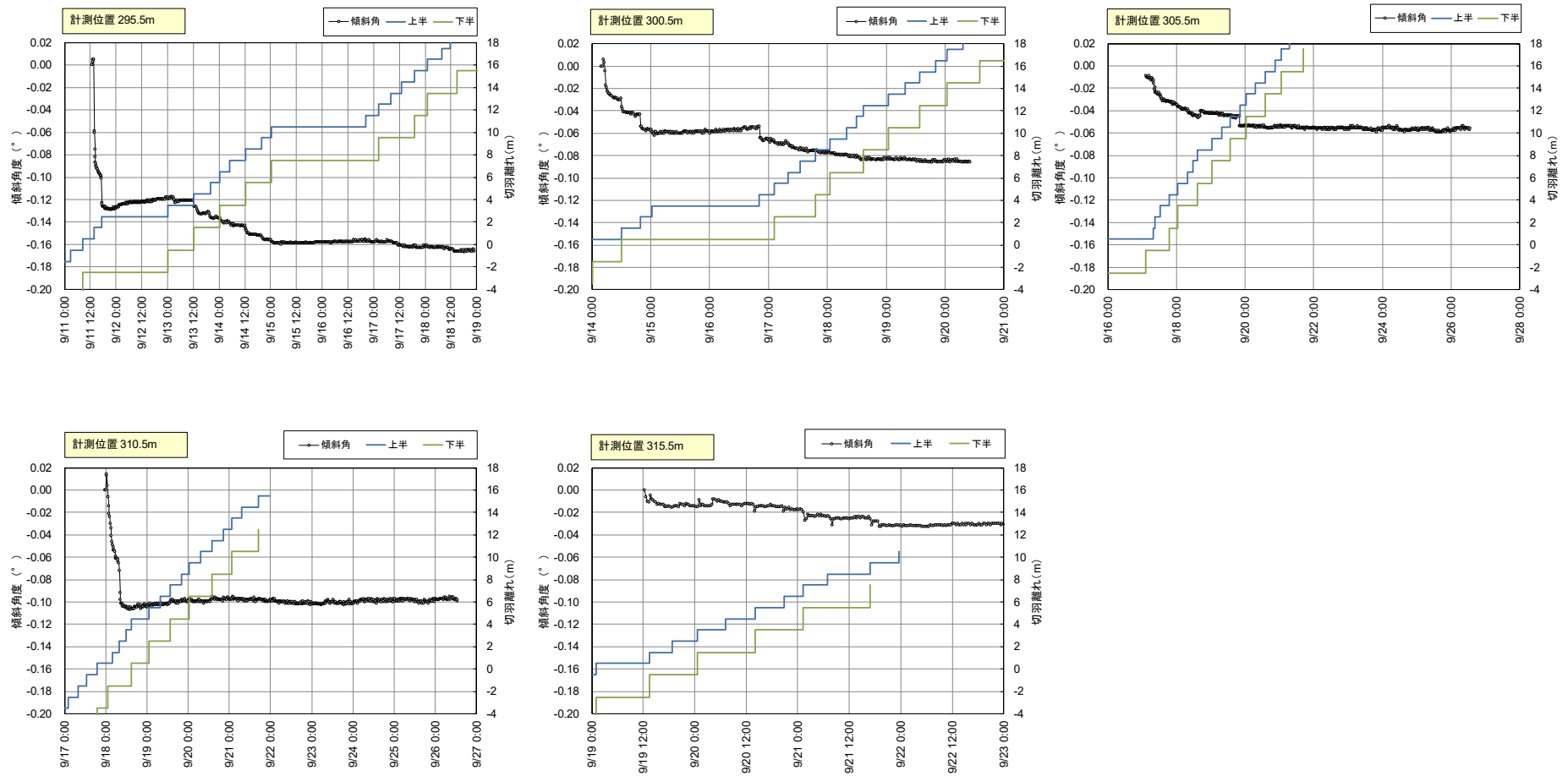


図 4-29 傾斜角度の経時変化図 (測点 295.5~315.5m)



図 4-30 に傾斜角度による地山変化予測グラフと天端沈下、切羽評価点の関連を示す。計測区間の切羽評価点は 15～35 点に分布し、トンネル距離程と共に全体的に切羽評価点が改善する傾向が見られた。これは、坑口部から 300m にかけて分布した箕面断層部を徐々に通過して地山条件が改善に向かっていている事を示すものであると考えられる。天端沈下量の収束値は測点 295.5m の断面で 22.5mm の沈下を記録したが、他の計測断面では概ね 10mm 前後の値であり大きな変形挙動は計測されなかった。長尺鋼管先受け工や鏡ボルトといった補助工法の効果もあり、トンネル周辺地山の挙動が十分に抑制された結果であると考えられる。なお、天端沈下量の初期値は傾斜計測と同様に切羽離れ 0.5m である。

傾斜角度の予測グラフは、2 掘削後（切羽離れ 2.5m 時点）と 3 掘削後（切羽離れ 3.5m 時点）を併記した。両者の大きさは概ね一致しているため、切羽離れ 2.5m で各断面の傾斜角度の大小を比較する事の妥当性を確認することができた。また、傾斜角度分布は、天端沈下の収束値の形状とも概ね一致するものであった。すなわち、切羽前方の地山剛性が計測断面と比較して大きな変化を示さない場合には、傾斜角度の計測結果は直近の天端沈下挙動を反映した分布となることがわかった。Tani et al. [74]は、傾斜角度は切羽直近で評価しているため、切羽前方の地山の剛性変化を予測するだけでなく、計測断面直近の天端沈下の収束値を早期に推定する方法に発展できる可能性があると考えた。これを受けて、6 章「天端沈下量推定手法への発展」における検討の一部として、傾斜角度の絶対値から計測断面での天端沈下量を推定する手法を検討した。

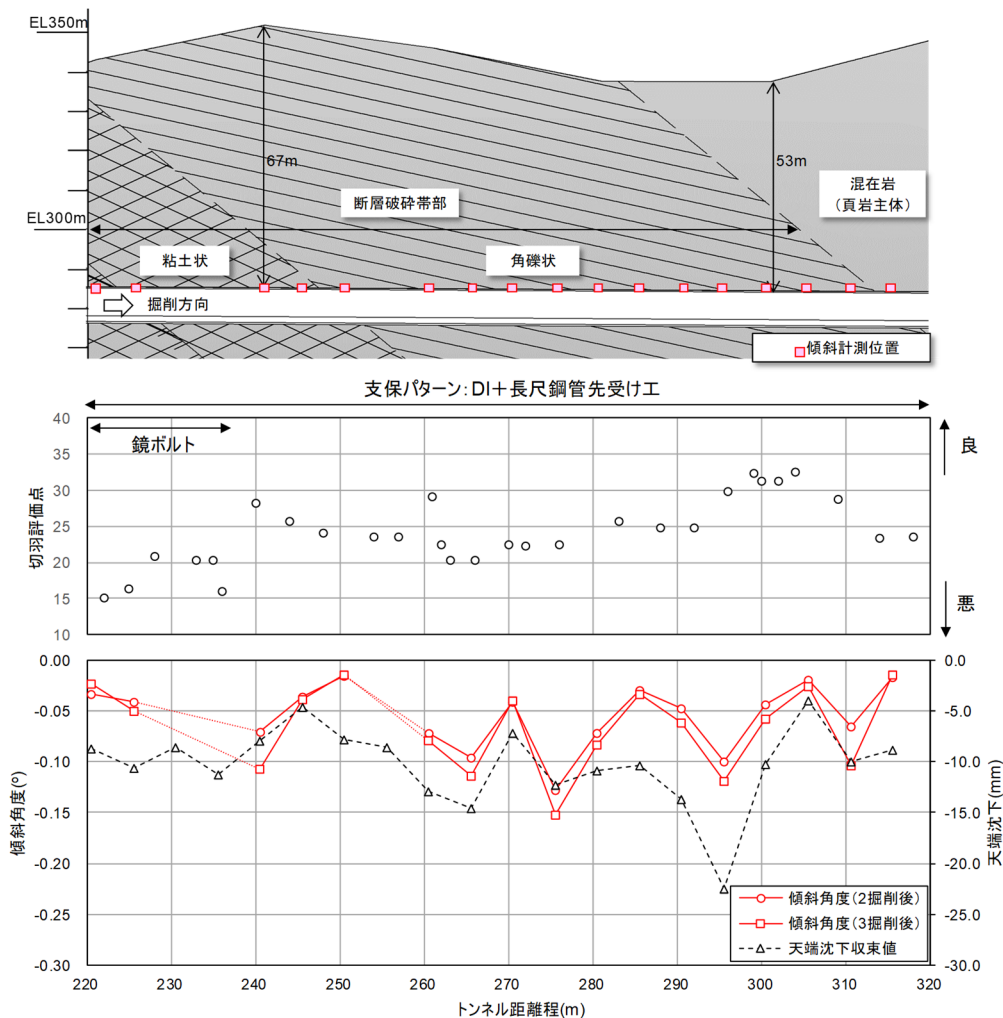


図 4-30 現場実証試験結果（箕面トンネル）

#### 4.5. 現場実証試験（葉山島トンネル）

改良型の天端傾斜計の現場実証試験をさがみ縦貫道路葉山島トンネル（2013年9月からトンネル名称が小倉山トンネルに変更された。本論文では実証試験実施時の名称である葉山島トンネルと称す）で実施した。

##### 4.5.1. 施工・地質概要

さがみ縦貫道路は首都圏中央連絡自動車道（通称：圏央道）の一部を構成する自動車専用道路であり、葉山島トンネルは相模原愛川IC～高尾山IC間の中央に位置する上下線2本の山岳トンネルで、共に約2100mの延長である（図4-31）。工事は2010年3月に開始され、2011年5月に終点側坑口、2012年9月に起点側坑口よりトンネル掘削が開始され、2013年6月に上下線が貫通した。

図4-32に下り線の地質縦断面図を示す。トンネルは相模川の西側に分布する丘陵性の山地部を南北方向に貫く。トンネル区間の地層は、関東山地の基盤をなす中生代の付加体である小仏層群が分布している。トンネル中間部には谷地形を埋めた不法投棄盛土（以下、盛土と称す）があり、それを避けるようにトンネルが両坑口よりトンネル中間部に向けて下り3%の勾配である事が特徴的である。盛土周辺の地質は砂岩頁岩互層（Kalt）を主体とするが、風化の程度により3層に大別される。最深部においてトンネル天端から上半部にかけては、風化破碎による劣化の著しいKalt(h)（D級主体）が分布する。トンネル下半部では局所的に破碎されたKalt(w)（CL主体）が分布する。トンネル以深には比較的新鮮なKalt（CM主体）が分布した。この区間では、盛土を除くと十分な土被りが確保できず（最小9m）、脆弱な地山条件でもあることから、トンネル掘削に伴うグラウンドアーチが期待できず、トンネル周辺に緩み範囲が拡大することと、大きな変形が生じる可能性が懸念された [75]。そこで、切羽前方地山のトンネル変形量増大区間を事前に予測することを目的に、改良型の天端傾斜計を用いた計測試験を実施した。図に計測区間の地質縦断面拡大図、図4-34に計測区間において採用された支保パターンを示す。

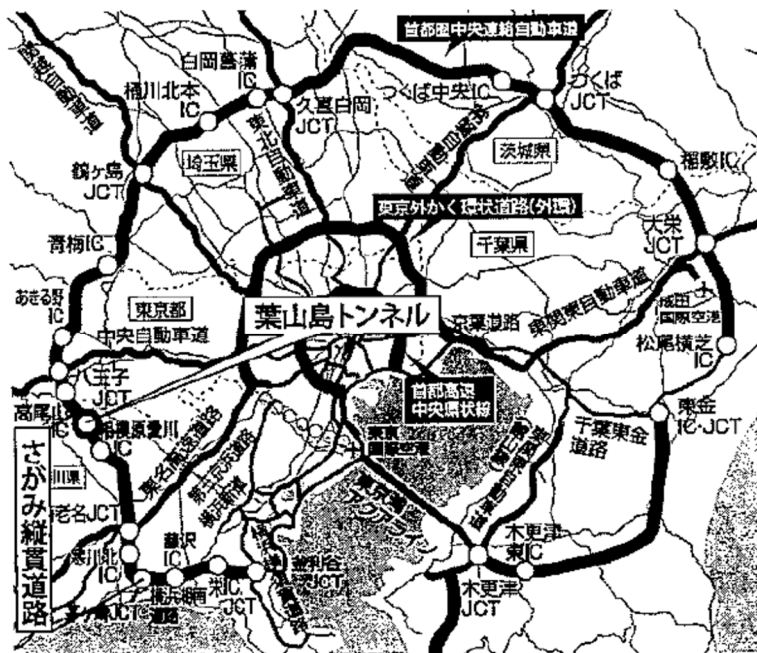


図 4-31 葉山島トンネル位置図

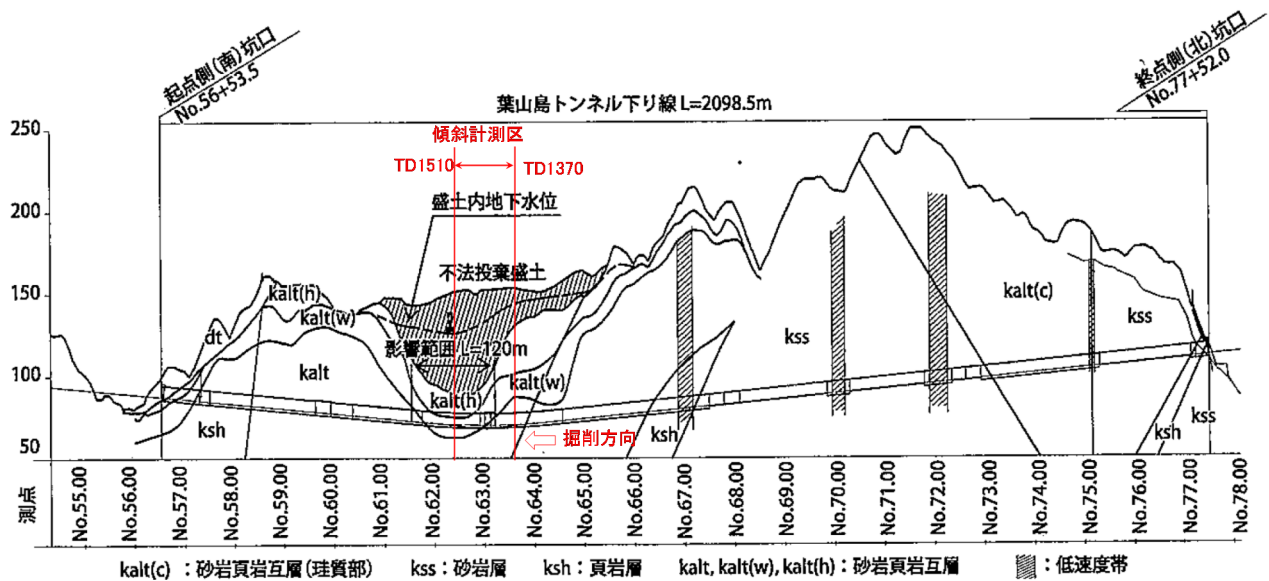


図 4-32 下り線地質縦断図（ [75]に追記）

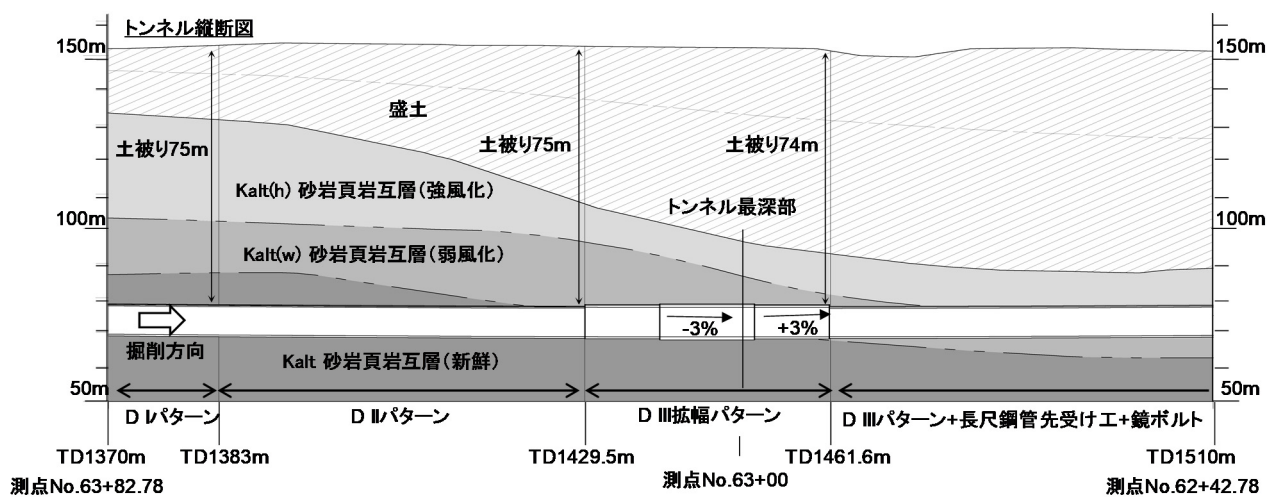


図 4-33 下り線地質縦断図 計測区間拡大（掘削方向は左から右）

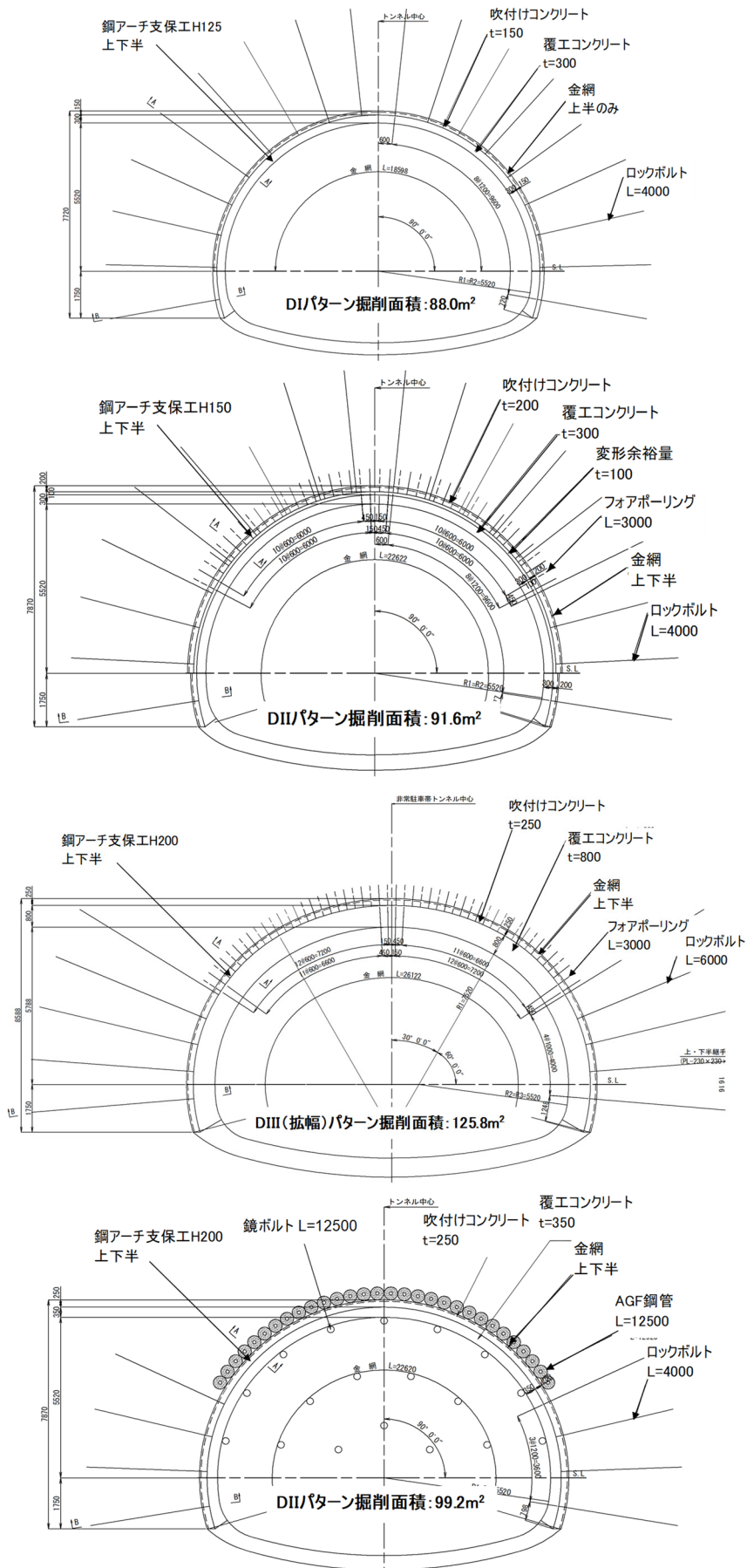
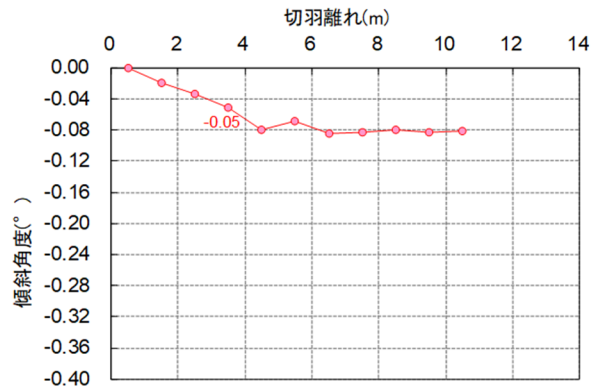


図 4-34 計測区間の支保パターン図

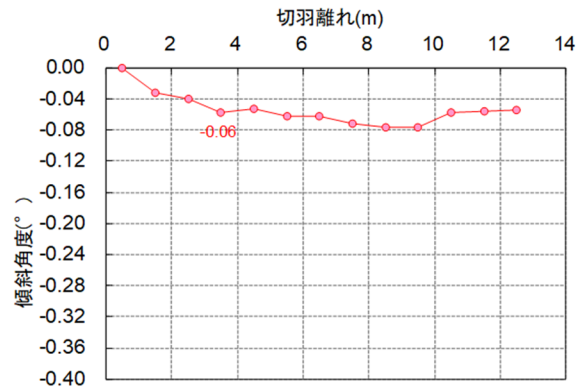
#### 4.5.2. 傾斜計測結果

図 4-35 と図 4-36 に各測点における傾斜角度の経距変化図を示す。各測点では、いずれも計測断面を切羽が通過して、支保作業が完了した直後に天端傾斜計を設置して初期値を取得した。そのため、初期値取得時の切羽離れは1掘削長である1.0mの半分として切羽離れ0.5mとした。初期値取得時の切羽離れは、箕面トンネルにおける現場実証試験と同じである(図 4-9)。計測区間の途中でトンネル最深部(測点 No.63+00、TD=1452.8m)を境として掘削勾配が-3%から+3%に変化した。掘削勾配に関わらず、傾斜計は鉛直方向からの傾きを計測しているため、厳密には天端傾斜計と掘削箇所的位置関係は変化するため、その影響を受ける可能性はゼロではない。しかしながら、1掘削長あたり数cmの差であるため、掘削ボリュームによる影響を考えると無視しうると考えられる。

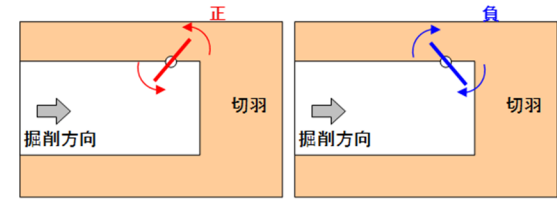
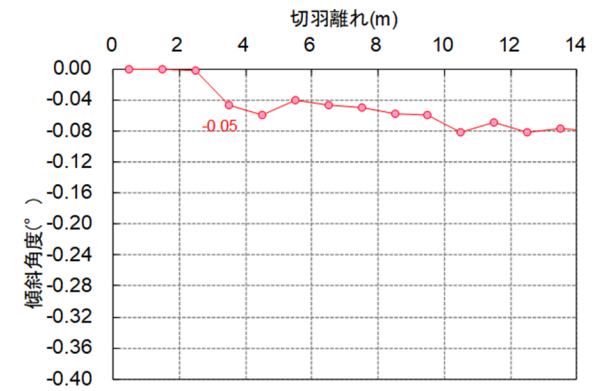
計測断面 TD=1376.0m



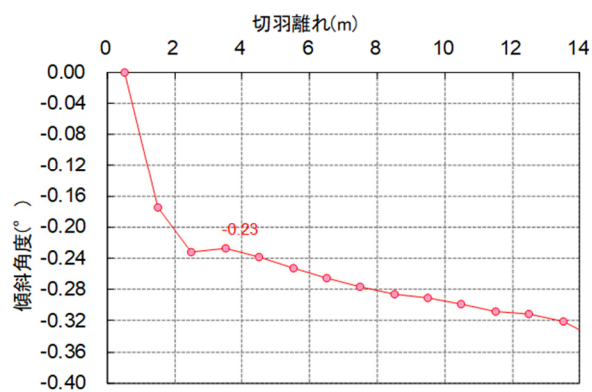
計測断面 TD=1395.0m



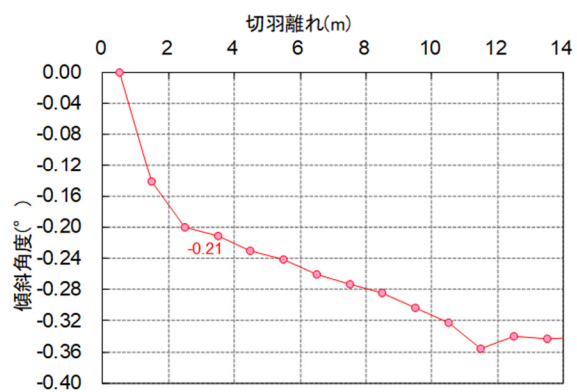
計測断面 TD=1406.0m



計測断面 TD=1418.0m



計測断面 TD=1430.0m



計測断面 TD=1440.0m

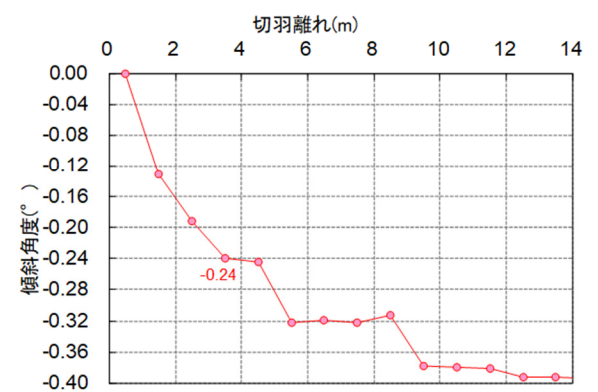
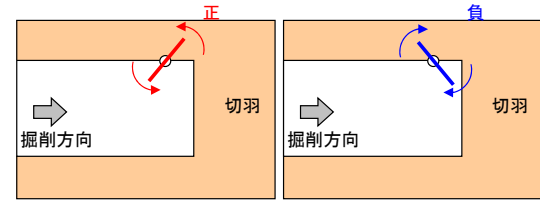
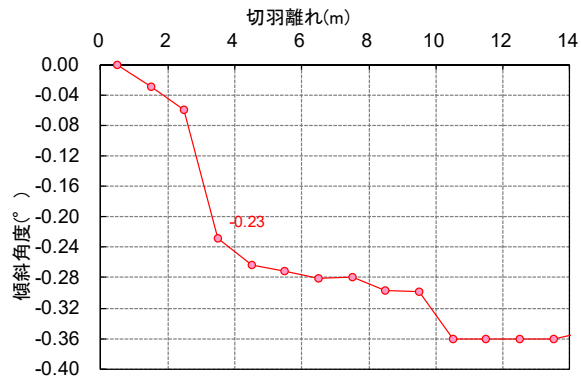


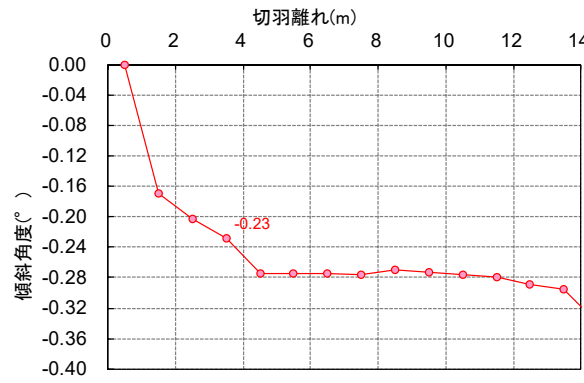
図 4-35 傾斜角度の経距変化図 (計測断面 TD1376~1440m)



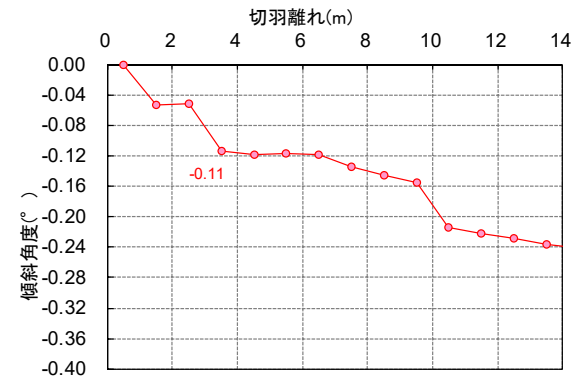
計測断面 TD=1446.0m



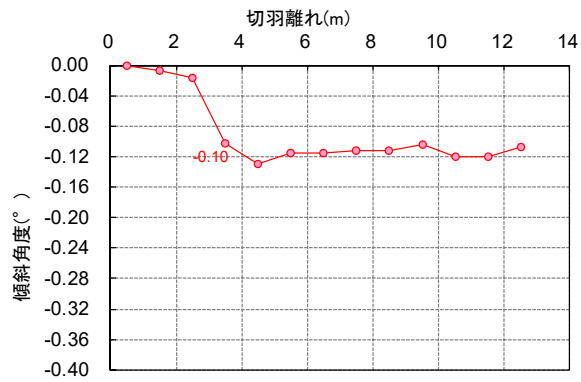
計測断面 TD=1457.0m



計測断面 TD=1472.0m



計測断面 TD=1493.0m



計測断面 TD=1508.0m

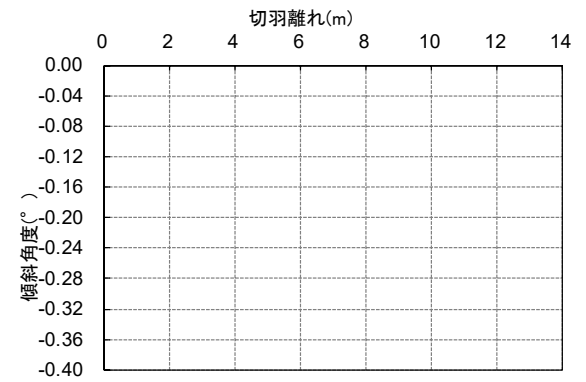
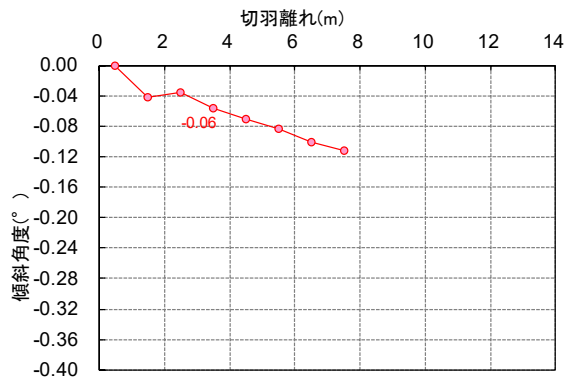


図 4-36 傾斜角度の経距変化図 (計測断面 1446~1508m)



図 4-37 に傾斜角度による地山変化予測グラフを示す [76][77]。横軸がトンネル距離程（掘削起点の終点側坑口が TD0m）を表しており、掘削方向はグラフの左から右向きである（図 4-32 と反対の向き）。傾斜計測は TD1376m から TD1508m において合計 11 断面で実施した。実線が各傾斜計測断面で初期値取得後、1 掘削進行長 1m で 3 サイクル、すなわち切羽離れ 3.5m 時点での評価結果をトンネル距離程に結んだ地山変化予測グラフである。点線は切羽離れ 3.5m または収束時点における天端沈下量を表す。切羽離れ 3.5m 時点の値は、ちょうどその切羽位置でのトータルステーションによる計測結果が無い場合には、切羽離れ 3.5m 前後の計測結果を線形補間する事により算出した。図の中段は加重平均法により算出した切羽評価点の値であり、点数が低いほど脆弱な切羽状況であることを示す。計測区間における実施支保パターンは、TD1383m までが DI パターン、TD1383.3m～1429.5m までが DII パターン、TD1429.5m～1461.6m までが DIII（拡幅）パターン、TD1461.6m 以降では、DIII パターンに長尺鋼管先受け工と鏡ボルトを補助工法として併用した（図 4-33 を参照）。

盛土区間の DIII（拡幅）パターン区間の切羽評価点は 10 点を下回るところも散見され、非常に脆弱な地山条件であった。図 4-38 と図 4-39 に最も大きな天端沈下量を計測した TD1438m 近傍での切羽状況写真を示す。同位置では、切羽は暗黒色頁岩が大部分を占めており粘土分を多く含んで指圧で潰すことのできる硬さであった。切羽の自然崩落は見られないものの、機械掘削の打撃によって容易に崩れるような状況であった。このような地山条件の影響を受けて、天端沈下量は 100mm を優に超過し、坑内観察では吹付けコンクリートのクラックやロックボルトの破断といった支保部材の変状が確認された。

傾斜角度は、TD1376m、1395m、および 1406m の計測断面では概ね $-0.05^{\circ}$ 程度の値であった。このため、この値を DI と DII 地山区間の傾斜角度標準値と捉えた。TD1418m で傾斜角度の絶対値が急激に大きくなり、 $-0.23^{\circ}$ となった。その後は DIII 区間の終わりまで、 $-0.20^{\circ}$ ～ $-0.24^{\circ}$ の間で推移した。

TD1418m における傾斜角度の絶対値の増加は、TD1429.5m 以降の剛性が小さく天端沈下量が増大する影響を受けたものであると考えられる。TD1418m での天端沈下（収束値）は 69mm であり、DIII（拡幅）区間で得られた天端沈下量の最大値 139mm に比べれば半分程度の値である。そのため、切羽が完全に軟弱層に入るより以前に、軟弱化の兆候を捉えることができたと考えられる。TD1418m の傾斜角度を評価した時点（切羽離れ 3.5m）では、切羽は TD1421.5m 位置にある。支保パターン変更点は TD1429.5m であるため、支保パターン変更点から 8m 手前で、そのあとの本格的な軟弱化を予測できたと考えられる。このことから、改良型の天端傾斜計による切羽前方地山予測が実現可能であると考察できた。

また、切羽離れ 3.5m 時の天端沈下を見ると、DIII 区間に入る直前の TD1418m や TD1427m では、10mm 以下の沈下であるため、この時点での天端沈下の計測結果からだけでは、前方が軟弱化する兆候は見取れない。このことから、天端沈下よりも傾斜角度は前方の地山状況に敏感に反応したといえる。ただし、トンネル軸方向変位は評価されていなかったため、トンネル軸方向変位や  $L/S$  比に対する傾斜計測結果の切羽前方地山条件に対する鋭敏性に関しては確認することができなかった。

TD1461.6m 以降で、同じ DIII 地山区間で同程度の切羽評価点が続く地山状況でありながら、長尺鋼管先受け工と鏡ボルト工を併用するようになる（図 4-40）と、切羽側への傾斜角度が小さくなる結果が得られた。これは長尺鋼管先受け工による天端安定性の向上と鏡ボルト工による鏡面の自立性向上という切羽安定効果によって、切羽前方地山の沈下挙動が抑制された結果であると推察される。このように、天端部での傾斜角度の計測は、補助工法の先受け効果を比較的簡便に評価できる手法となりうる可能性がある。そのため、今後の課題の一つとして、長尺鋼管先受け工を実施する区間において、切羽先行沈下計測等による先受け効果を把握するとともに、天端部における傾斜角度の計測を併せて実施し、それらの関連性について検討を加えたいと考えている。

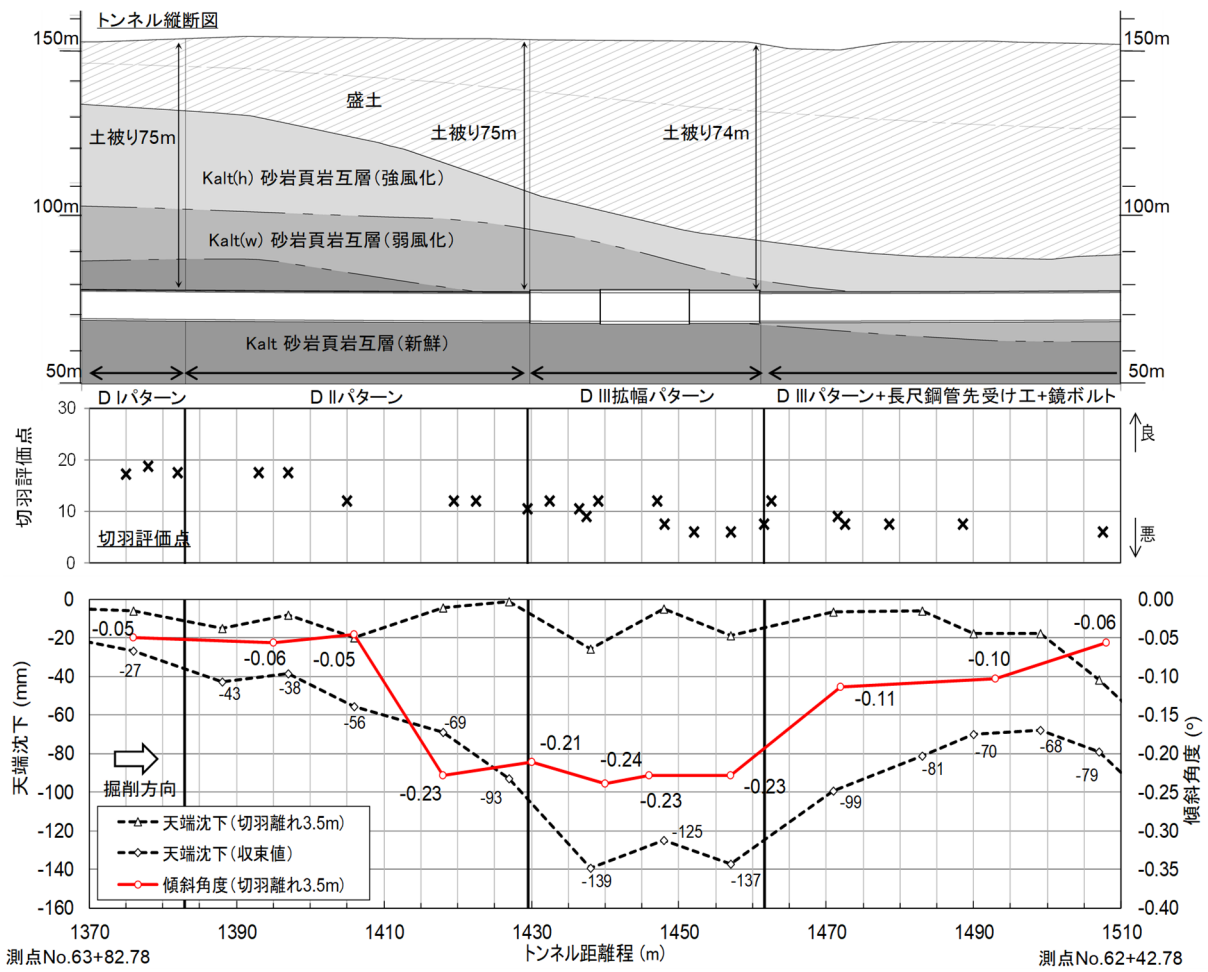


図 4-37 傾斜計測結果 (葉山島トンネル)

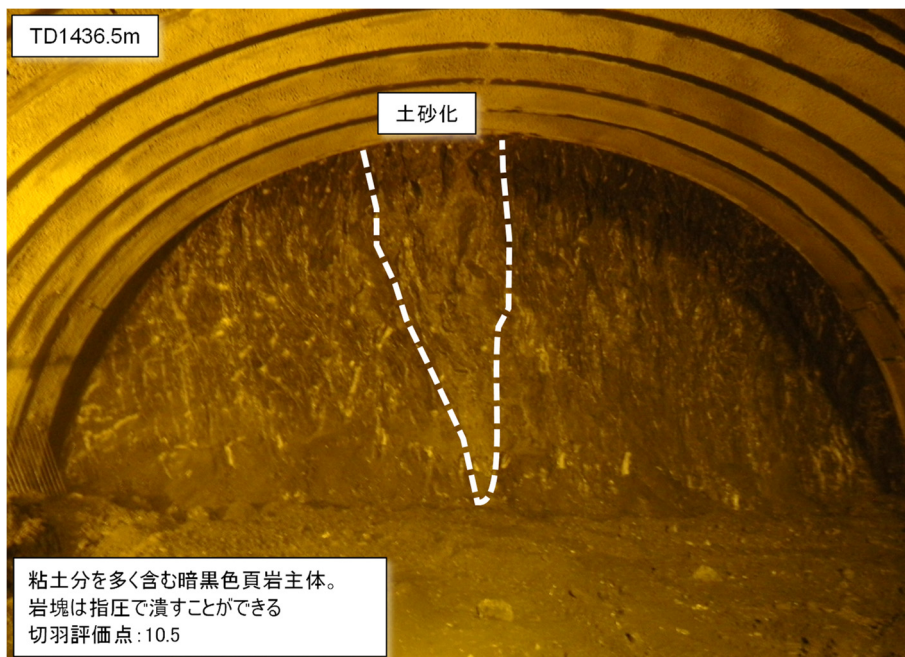


図 4-38 切羽状況 (TD1436.5m)

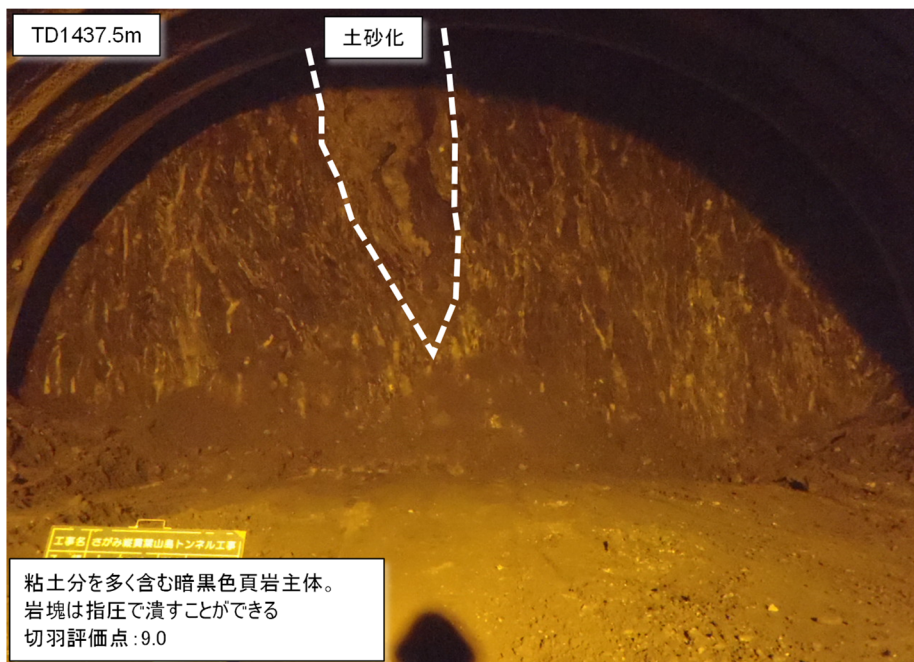


図 4-39 切羽状況 (TD1437.5m)

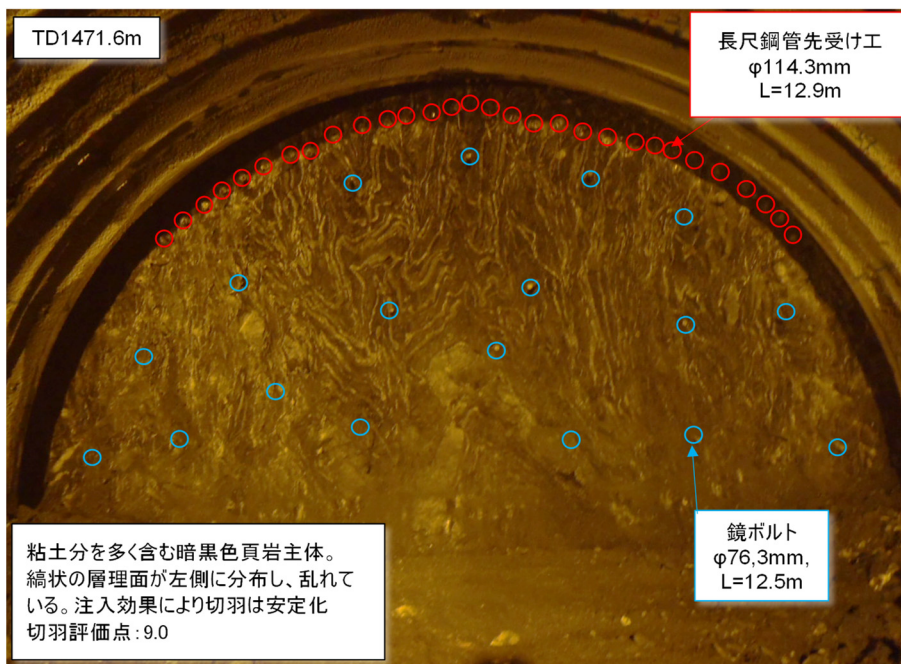


図 4-40 切羽状況 (TD1471.6m)

#### 4.6. 4章のまとめ

本章では、切羽直近部のトンネル天端部において、掘削作業の支障にならず設置することのできる天端傾斜計の開発結果について説明した。初号機では、主として天端傾斜計の外径が大きく計測孔削孔用の専用ツールを必要とした事と無線によるデータ転送に必要なアンテナの発破防護措置を伴っていた事で、設置作業性に難点があった。また、計測データの受信においても無線親機とPCをトンネル坑内に持ち込む必要があり、容易にデータを回収できるものではなかった。改良型では、天端傾斜計のさらなる小型・細径化と無線仕様の見直しを行い、迅速な設置と容易なデータ回収方法を実現することができた。天端傾斜計の計測分解能は $0.001^\circ$ 、計測精度は $\pm 0.01^\circ$ を達成する事ができた。この計測精度は、3章「傾斜計測による切羽前方地山予測手法」で仮定した計測精度の値であり、数値解析を実施した地山条件において、地層境界前方での地山剛性変化を予測する上で必要とした精度である。

初号機を用いた現場実証試験として、椿坂トンネルの事例を示した。硬軟変化を繰り返す地山区間では、計測断面直近の地山状況を反映した傾斜角度分布を得る事ができた。また、切羽に粘土質を含む軟質化が確認され湧水も多くなり、支保パターンをランクアップさせた区間の手前で傾斜角度が大きくなるような傾向を示し、切羽前方に軟弱層が存在する事を兆候として捉えることができた。

改良型を用いた現場実証試験として、箕面トンネルと葉山島トンネルの事例を示した。これらの事例では、データ転送のための無線アンテナの発破防護処置を省略することができたため、切羽通過直後の切羽離れ $0.5l_r$  ( $l_r$ : 1掘削長) で取得する事ができた。

箕面トンネルでは、土被り53~67mの断層破砕帯区間で傾斜計測を行った。長尺鋼管フォアパイリングや鏡ボルトといった補助工法の採用の効果もあり、トンネル周辺の地山挙動は効果的に抑制されていた。そのため、天端沈下量は概ね10mm前後であり、傾斜角度の分布形状は天端沈下の分布形状と整合する結果であった。この結果、切羽通過直後に得られた傾斜角度の値から天端沈下量の収束値を早期に推定できる可能性があると考えた。

葉山島トンネルでは、土被り75m程度で事前の調査結果で風化頁岩層が切羽に出現し、トンネル周辺の地山挙動が大きくなると想定された区間で傾斜計測を行った。切羽状況は計測区間の前半からDIII拡幅区間に至る過程で徐々に粘土化した部分が増加してDIII拡幅区間では一部が土砂化した状況であった。傾斜計測結果では、切羽がDIII拡幅区間の8m手前で傾斜角度が大きく切羽側へ増大したため、切羽前方で地山剛性が低下し天端沈下量が増加することが予想された。DIII拡幅区間では沈下量が140mm近くに増加したため、傾斜計測による切羽前方地山予測結果と整合するものであった。また、長尺鋼管フォアパイリングや鏡ボルトの補助工法を使用するようになると傾斜角度が小さくなる事も確認されたため、補助工法の効果を確認する手法の一つとして傾斜計測は有効である可能性があると考えた。

## 5. 予測手法の適用可能範囲

3章では、ある地山条件を仮定して、切羽前方で剛性変化がある場合において、トンネル天端の傾斜角度が天端傾斜計の精度以上の変化を生じるため、傾斜角度を計測することにより、地山剛性変化を予測できる可能性があることを数値解析により示した。ただし、傾斜角度の大きさは、土被りに伴う初期地圧の大きさ、切羽が存在する箇所地山の剛性と切羽前方の地山剛性のコントラストなどによって変化し、条件によっては計測精度以上の傾斜変化が得られない場合も存在すると考えられる。そこで、それらをパラメータとする感度解析を実施し、開発した天端傾斜計を使った切羽前方地山予測手法が適用可能な範囲を明確にする。本研究では、切羽が地層境界に到達する前に、天端傾斜計の計測精度以上に傾斜角度標準値からの変動量が発生する時の、地山条件と土被りを適用可能範囲と称す。また、感度解析結果を援用して、既知の土被りと既知または推定可能な、切羽が存在する箇所地山の剛性の組み合わせから、切羽前方の剛性を予測するために適切な計測間隔を決めるノモグラム（計算図表）を作成する。

### 5.1. 土被りと剛性に対する傾斜角度の感度解析

#### 5.1.1. 解析条件

数値解析の簡略化と一般化を図る目的で、感度解析は掘削半径  $r_0 = 5\text{m}$  の円形トンネルで実施するものとした。トンネル土被りは、一般的に地表面からの網羅的な調査や探査が難しくなると考えられる、土被り 50m 以上のトンネルを対象として、50m、100m、150m、200m、300m、400m、および 500m の土被りを検討した。初期地圧条件は、鉛直方向応力は土被り圧とし、水平方向応力は側圧係数  $K$  を図 5-1 [78] を参考にして、式 (3) と (4) によって設定した。

$$K = 0.25 + 0.01H \quad (H < 75\text{m}) \quad (5)$$

$$K = 1.0 \quad (H \geq 75\text{m}) \quad (6)$$

ここで、 $K$  が側圧係数、 $H$  が土被りである。

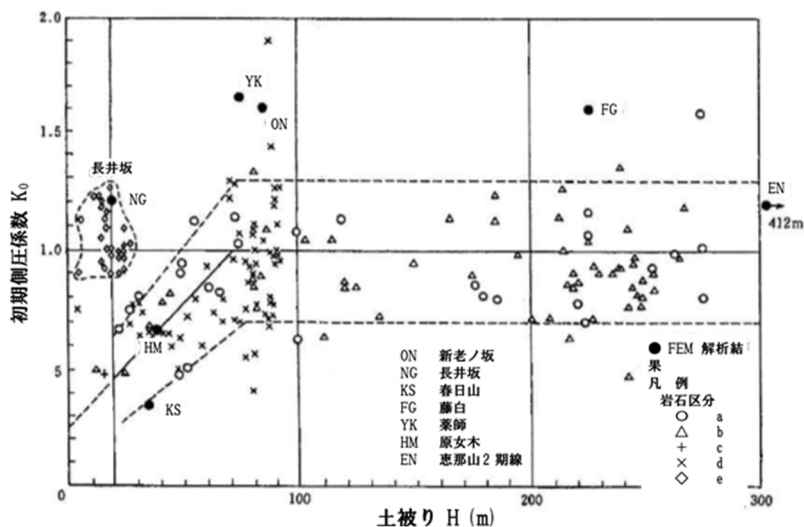


図 5-1 側圧係数の設定 [78]



地山の応力-ひずみ関係は線形弾性とし、地山剛性の組み合わせは、道路トンネルの地山等級を想定し、表 3-1 に示したトンネル数値解析マニュアルに示される各地山等級の代表物性値を採用した。この中で、地山等級 B は判定される事例が多くないため除外し、参考文献 [79] に示される地山等級 E の代表物性値（変形係数  $D=80\text{MPa}$ ）を追加して検討した（表 5-1 の赤枠）。また、各地山等級における標準的な支保パターンの適用により、トンネル周辺地山が崩落等を生じず連続体的な挙動をすることを解析上の支保効果とみなし、解析上は支保を構造要素でモデル化していない。掘削工法は表 5-2 の標準支保パターンにより示される各地山等級での標準的な掘削進行長の全断面掘削とし、加背割は考慮しなかった。なお、地山等級 DII と E での掘削進行長は 1m とした。表 5-3 に解析ケースの一覧を示す。土被り毎に地山剛性の組み合わせが 20 ケースあるため、合計で 20（地山剛性の組み合わせ） $\times$ 7（土被り条件）=140 ケースの解析を実施した。表中において、粘着力、内部摩擦角、および引張強度の強度定数は参考値として記した。

表 5-1 解析物性値の事例 [79]

施工パターン	地山の 変形係数 $D(\text{MPa})$		上半内空 変位の範囲 (mm)	天端沈下 の範囲 (mm)	地山剛性比 $\gamma_t H/D$	地山剛性比 $K_0 H/D$	粘着力 $c$ (MPa)	内部 摩擦角 $\phi^\circ$
	代表値							
B	2,000 ~ 10,000	5,000	~ 20	~ 10	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	4 以上	55 以上
CI	1,000 ~ 50,000	2,000	5 ~ 30	5 ~ 15	$1.5 \times 10^3$	$1.5 \times 10^3$	4 ~ 2	55 ~ 45
CII	500 ~ 5,000	1,000	5 ~ 40	5 ~ 20	$2.0 \times 10^3$	$2.0 \times 10^3$	2 ~ 1	45 ~ 38
DI	200 ~ 2,000	500	10 ~ 80	10 ~ 40	$3.0 \times 10^3$	$3.0 \times 10^3$	1 以下	38 以下
DII	50 ~ 500	150	15 ~ 100	15 ~ 70	$5.0 \times 10^3$	$4.0 \times 10^3$		
E	20 ~ 300	80	50 ~ 500	50 ~ 500	$3.0 \times 10^2$	$2.0 \times 10^2$		

表 5-2 道路トンネル（中断面）の標準的な支保パターン例（再掲） [68]

(通常断面トンネル 内空幅 8.5~12.5m 程度)

地山等級	支保パターン	標準掘削進行長 (m)	ロックボルト				鋼製支保工				覆工厚			掘削工法
			長さ (m)	施工間隔		施工範囲	上半部種類	下半部種類	建込間隔 (m)	吹付け厚 (cm)	アーチ、側壁 (cm)	インパート (cm)	変形余裕量 (cm)	
				周方向 (m)	延長方向 (m)									
B	B	2.0	3.0	1.5	2.0	上半 120°	—	—	—	5	30	0	0	補助ベンチ付 前段面工法または上部半断面工法
CI	CI	1.5	3.0	1.5	1.5	上半	—	—	—	10	30	(40)	0	
CII	CI-a	1.2	3.0	1.5	1.2	上下半	—	—	—	10	30	(40)	0	
	CI-b						H-125	—	1.2					
DI	DI-a	1.0	3.0	1.2	1.0	上下半	H-125	H-125	1.0	15	30	45	0	
	DI-b		4.0											
DII	DII	1.0 以下	4.0	1.2	1.0 以下	上下半	H-150	H-150	1.0 以下	20	30	50	10	

表 5-3 感度解析の解析ケース

解析ケース名	土被り (m)	側圧係数 (-)	掘削進行長 (m)	地層境界手前 (y<=0m)					地層境界前方 (y>=0m)						
				単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	変形係数 (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 (-)	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )**	内部摩擦角 (°)**	引張強度 (kN/m <sup>2</sup> )**	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	変形係数 (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 (-)	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )**	内部摩擦角 (°)**	引張強度 (kN/m <sup>2</sup> )**
ExcaXXX_CI-CII	50, 100, 150, 200, 300, 400, 500	$K=0.25+0.01H$ ( $H<75m$ )  $K=1.0$ ( $H\geq75m$ )	1.5	23.0	2.00E+06	0.30	2.00E+03	45.0	4.00E+02	23.0	1.00E+06	0.30	1.00E+03	40.0	2.00E+02
ExcaXXX_CI-DI											5.00E+05	0.35	5.00E+02	35.0	1.00E+02
ExcaXXX_CI-DII											1.50E+05	0.40	2.00E+02	35.0	4.0E+01
ExcaXXX_CI-E											8.00E+04	0.40	1.50E+02	30.0	3.0E+01
ExcaXXX_CII-CI			1.2		2.00E+06	0.30	2.00E+03	45.0	4.00E+02						
ExcaXXX_CII-DI					5.00E+05	0.35	5.00E+02	35.0	1.00E+02						
ExcaXXX_CII-DII					1.50E+05	0.40	2.00E+02	35.0	4.0E+01						
ExcaXXX_CII-E					8.00E+04	0.40	1.50E+02	30.0	3.0E+01						
ExcaXXX_DI-CI			1.0		2.00E+06	0.30	2.00E+03	45.0	4.00E+02						
ExcaXXX_DI-CII					1.00E+06	0.30	1.00E+03	40.0	2.00E+02						
ExcaXXX_DI-DII					1.50E+05	0.40	2.00E+02	35.0	4.0E+01						
ExcaXXX_DI-E					8.00E+04	0.40	1.50E+02	30.0	3.0E+01						
ExcaXXX_DII-CI			1.0		2.00E+06	0.30	2.00E+03	45.0	4.00E+02						
ExcaXXX_DII-CII					1.00E+06	0.30	1.00E+03	40.0	2.00E+02						
ExcaXXX_DII-DI					5.00E+05	0.35	5.00E+02	35.0	1.00E+02						
ExcaXXX_DII-E					8.00E+04	0.40	1.50E+02	30.0	3.0E+01						
ExcaXXX_E-CI			1.0		2.00E+06	0.30	2.00E+03	45.0	4.00E+02						
ExcaXXX_E-CII					1.00E+06	0.30	1.00E+03	40.0	2.00E+02						
ExcaXXX_E-DI					5.00E+05	0.35	5.00E+02	35.0	1.00E+02						
ExcaXXX_E-DII					1.50E+05	0.40	2.00E+02	35.0	4.0E+01						

\*解析ケース名の「XXX」には土被りの大きさが入る。例えば土被り100mで、領域IがC地山で領域IIがCII地山である場合に、Exca100\_CI-CIIと表現する。

\*\*地山の応力-ひずみ関係は線形弾性モデルである。強度定数は参考値として記した。



解析モデルを図 5-2 に示す。トンネル構造、地山構造がトンネル横断方向で左右対称であるため、半断面を掘削方向に延長した三次元解析メッシュとした。解析メッシュの上下、側方境界までの距離はトンネル壁面から 50m ( $=5D_0$ ) とした。トンネル軸方向のメッシュ延長は、地層境界前後で、それぞれ 120 サイクルの掘削を実施するものとした。このため、掘削進行長を  $l_r$  として  $120l_r(m)$  の地山要素が地層境界前後に存在する解析モデルとした。具体的には、図 5-2 の領域 I の地山等級が CI 地山の場合には、 $120 \times 1.5m = 180m$ 、CII 地山の場合には  $120 \times 1.2m = 144m$ 、DI・DII・E 地山の場合には  $120 \times 1.0m = 120m$  が地層境界前後に地山要素として存在する。解析メッシュ端部の境界条件は、変位固定境界とした。鉛直方向の初期地圧は土被り圧として、水平方向の初期地圧は土被り圧に側圧係数を乗じた値となるように、地山要素に要素中心深度の初期応力を与えるものとした。

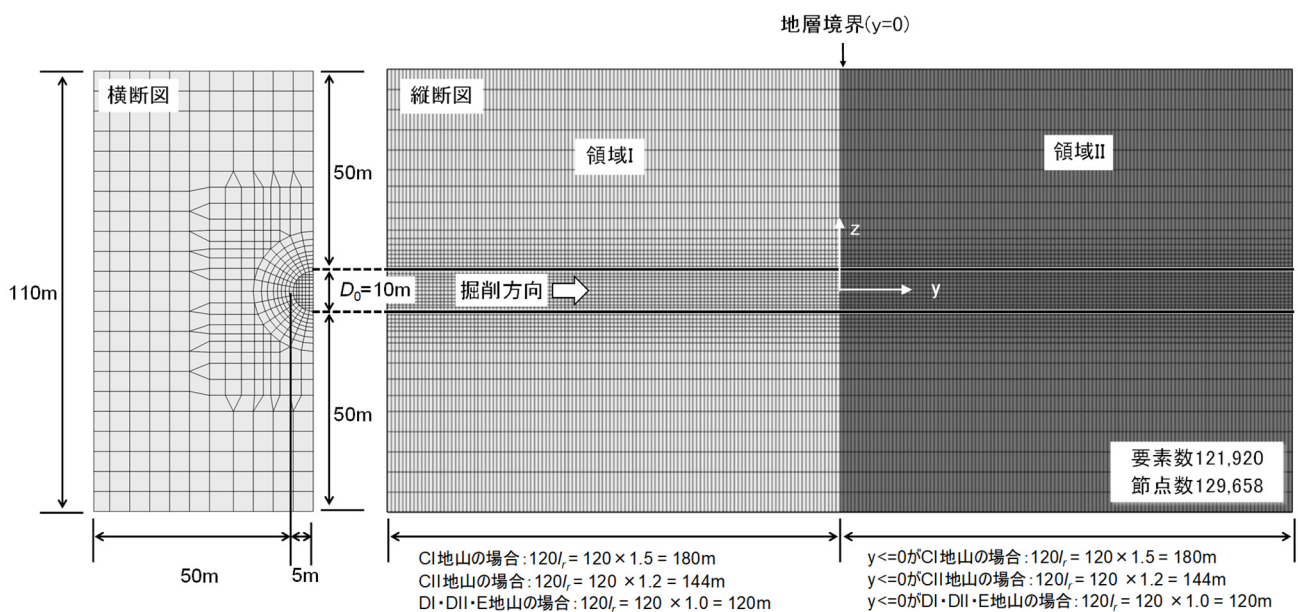


図 5-2 三次元解析メッシュ

### 5.1.2. 解析結果

解析結果として、領域 I の地山等級毎の傾斜角度分布を土被り別に図 5-3～図 5-9 に整理した。横軸は傾斜角度算出位置と地層境界の距離を表す。縦軸の傾斜角度は、図 3-10 で示した算出方法により各算出位置で切羽離れ 0.5 $l_r$  時の値を初期値として、その後 2 サイクルの掘削を完了した時点での値である。具体的には、CI 地山の掘削を対象としたケースでは、切羽離れ 0.75m を初期値とした切羽離れ 3.75m の傾斜角度である。CII 地山の掘削を対象としたケースでは、切羽離れ 0.6m を初期値とした切羽離れ 3m の傾斜角度である。DI 以下の地山の掘削を対象としたケースでは、切羽離れ 0.5m を初期値とした、切羽離れ 2.5m の傾斜角度である。

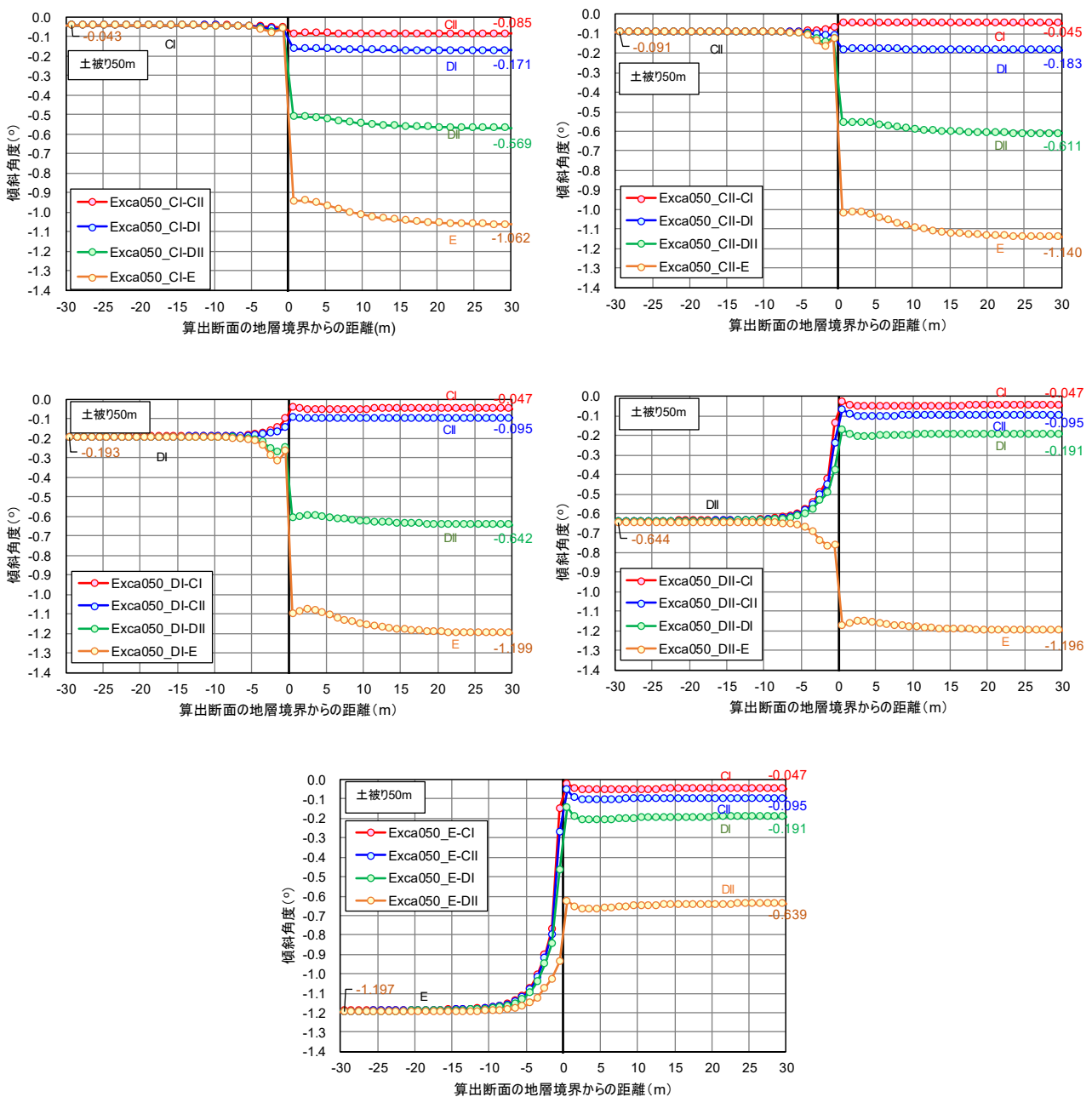


図 5-3 土被り 50m の場合の傾斜角度分布 (左上から右へ領域 I が CI、CII、DI、DII、E 地山の順)

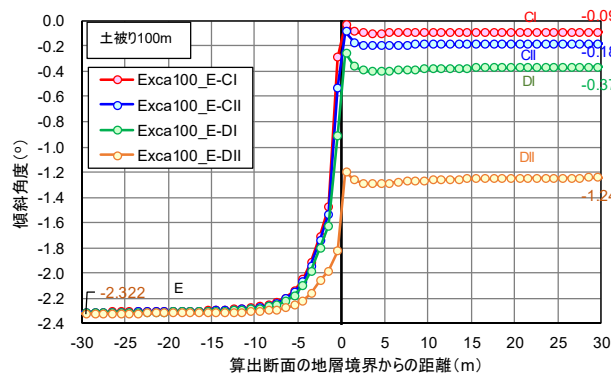
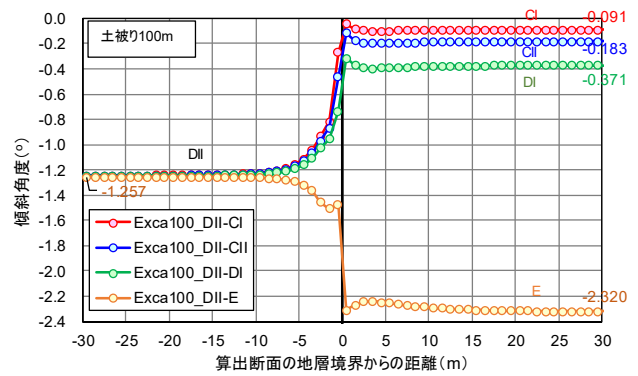
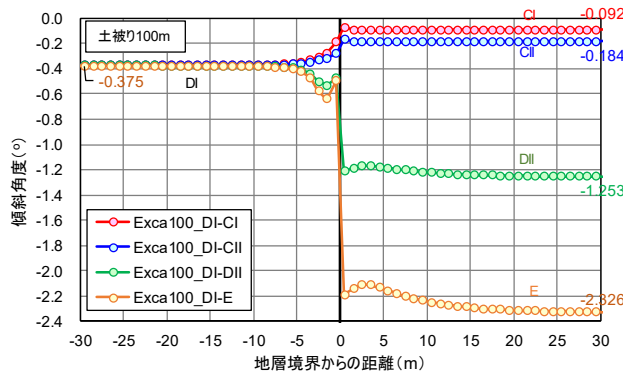
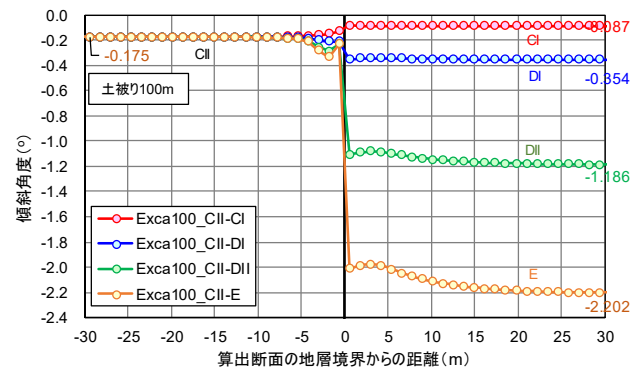
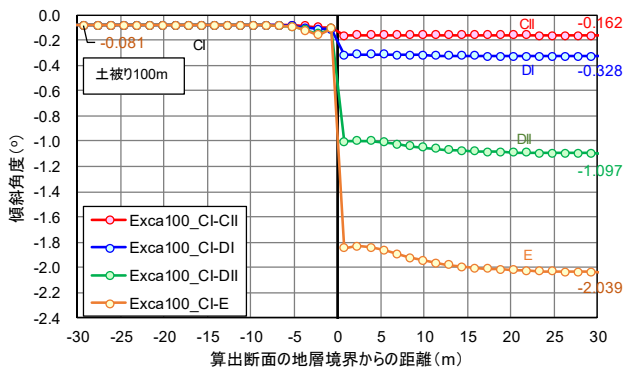


図 5-4 土被り 100m の場合の傾斜角度分布 (左上から右へ領域 I が CI、CII、DI、DII、E 地山の順)

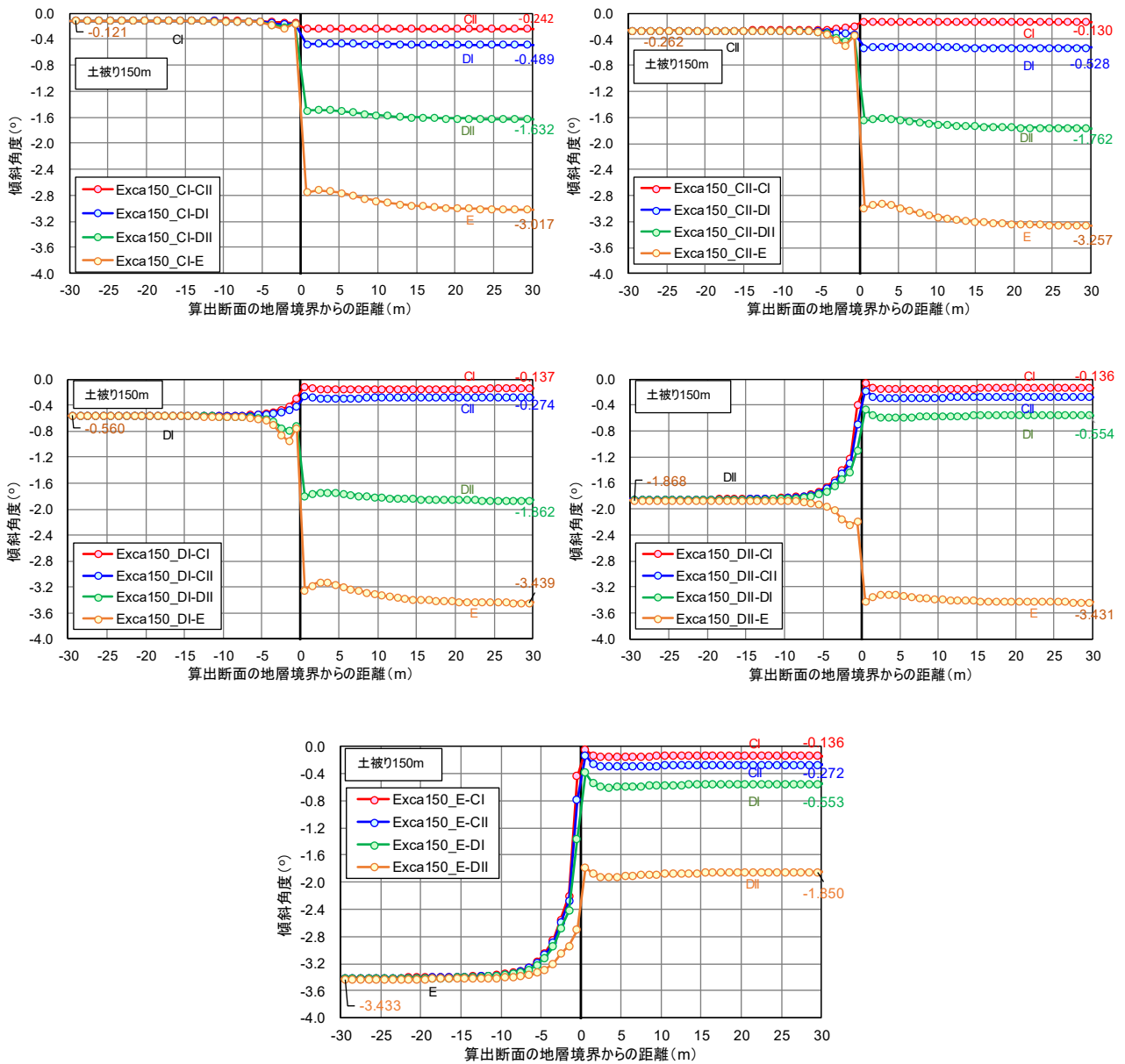


図 5-5 土被り 150m の場合の傾斜角度分布 (左上から右へ領域 I が CI、CII、DI、DII、E 地山の順)

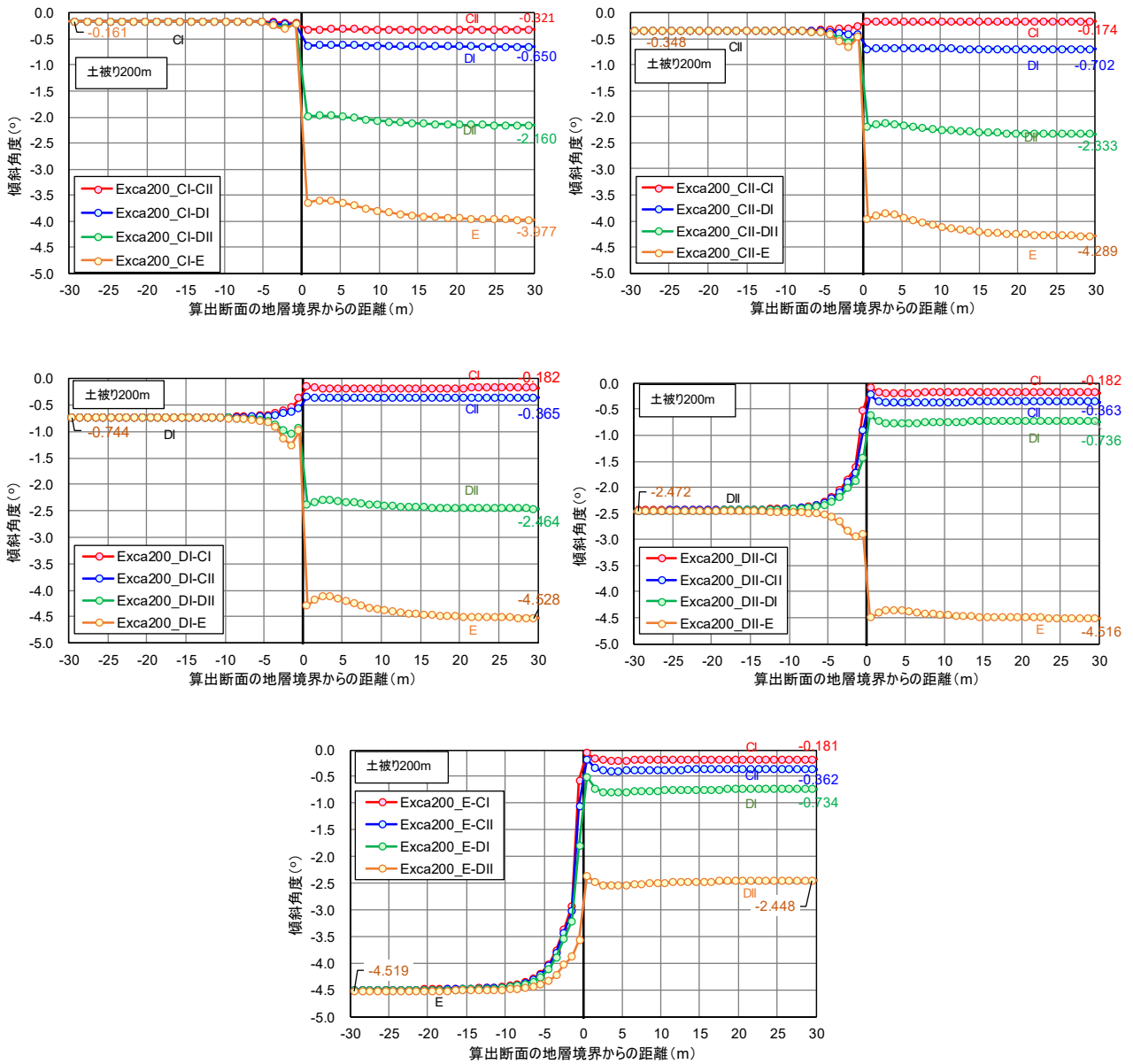


図 5-6 土被り 200m の場合の傾斜角度分布 (左上から右へ領域 I が CI、CII、DI、DII、E 地山の順)

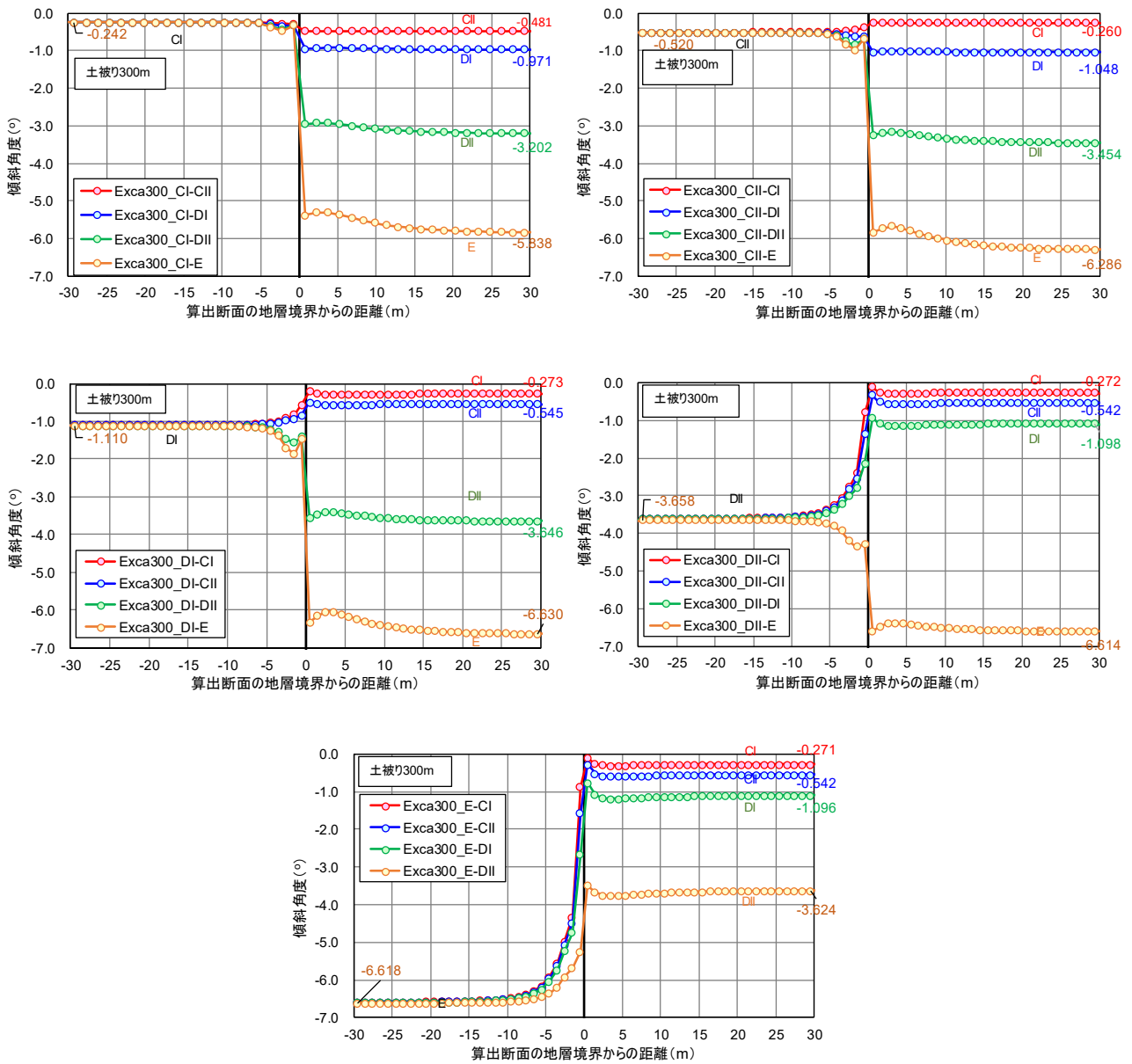


図 5-7 土被り 300m の場合の傾斜角度分布 (左上から右へ領域 I が CI、CII、DI、DII、E 地山の順)

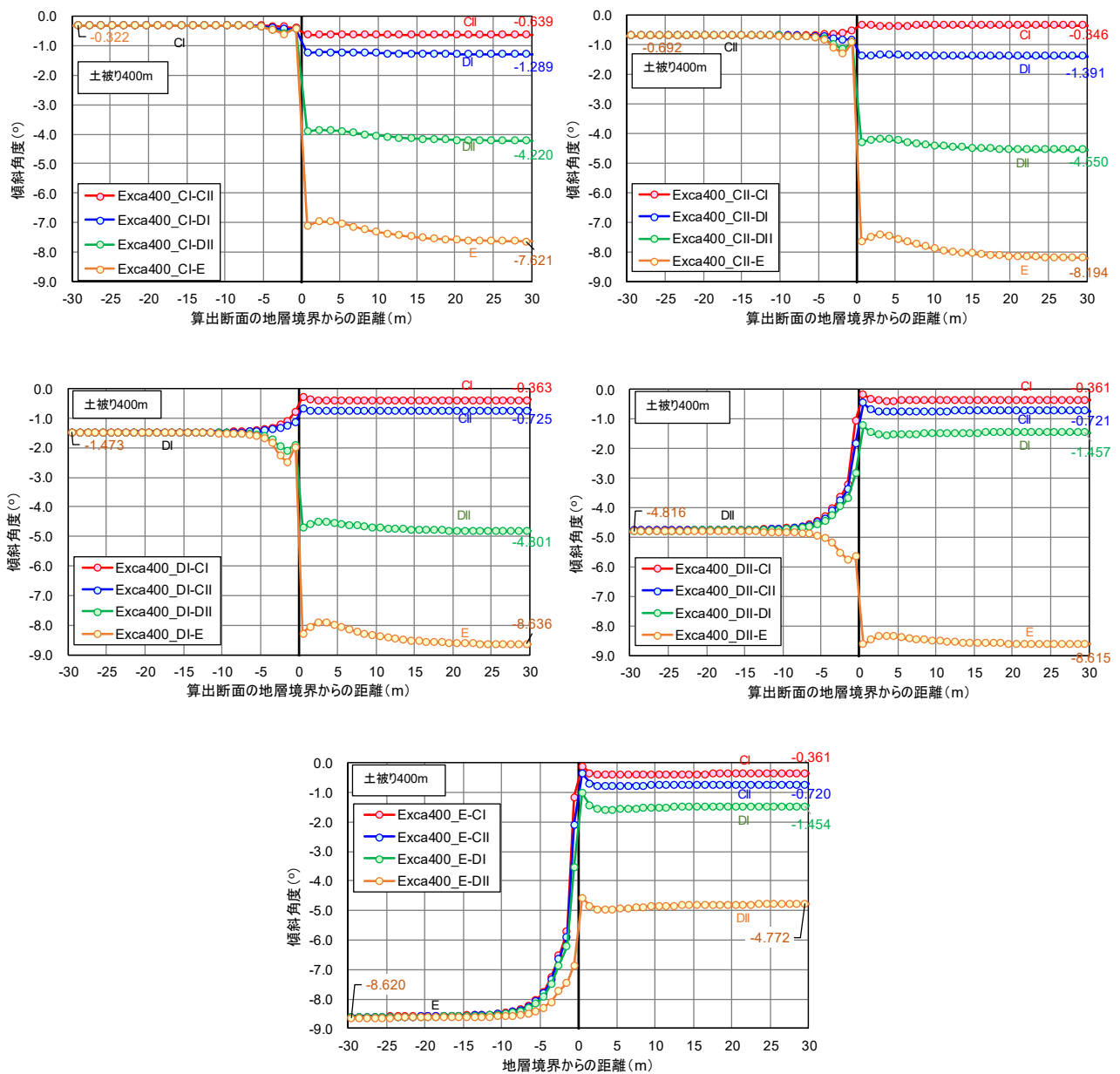


図 5-8 土被り 400m の場合の傾斜角度分布 (左上から右へ領域 I が CI、CII、DI、DII、E 地山の順)



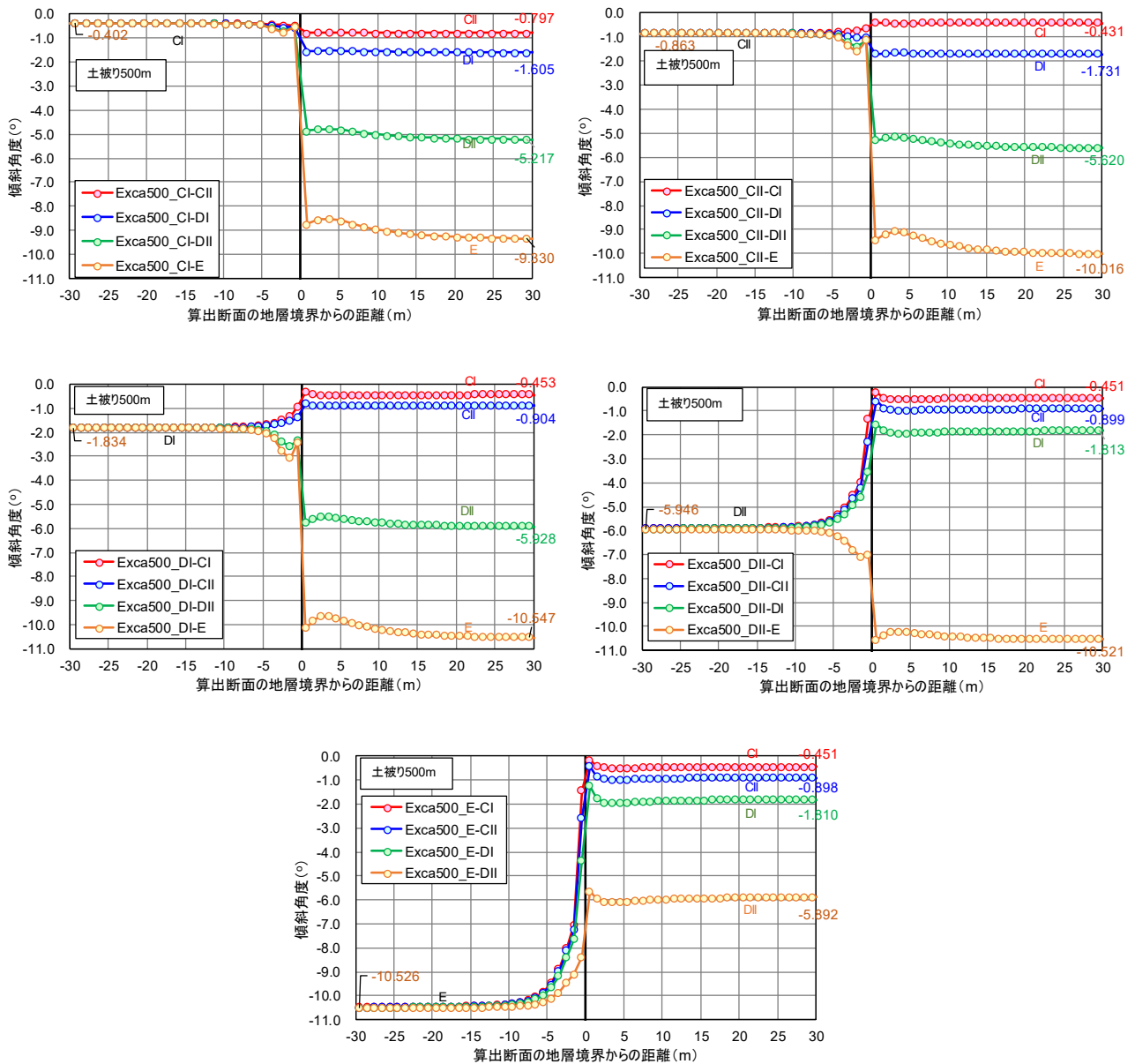


図 5-9 土被り 500m の場合の傾斜角度分布 (左上から右へ領域 I が CI、CII、DI、DII、E 地山の順)

傾斜角度標準値は地層境界から約 30m (=3D<sub>0</sub>) 手前の位置で計算される値とした。ここで、約 30m と表現した理由は、1 掘削長の長さが解析メッシュの領域 I の地山等級に応じて異なり、傾斜算出断面が地層境界から 30m の位置に無いためである。具体的には、領域 I の地山等級が CI の時には、傾斜角度標準値は  $y = -29.25\text{m}$ 、CII の時には、 $y = -29.4\text{m}$ 、DI 以下の時には  $y = -29.5\text{m}$  で算出した。土被り毎、地山条件の組合せ毎に傾斜角度標準値から 0.01° 以上の変動量がある時（すなわち天端傾斜計の精度以上の変化を感知できる時）の切羽と地層境界の距離を表 5-4～表 5-6 のように算出した。地層境界と切羽、および傾斜算出断面の位置関係を図 5-10 に示す。表中の赤字は切羽が地層境界を通過した後に 0.01° 以上の変動量が計算された地山条件の組合せである。

表 5-4～表 5-6 より、領域 I の地山等級と比較して領域 II の地山等級の剛性変化が小さい場合、傾斜角度標準値から 0.01° 以上の変化が得られる時の切羽と地層境界の距離が小さくなるのがわかる。例えば、土被り 200m の場合で、DI 地山を掘削している際に、より軟質な地山が前方に存在している場合には、E 地山 (-7m) よりも DII 地山 (-6m) の方が感知できる時の切羽と地層境界までの距離が短く、硬質層の地山が存在している場合には、CI 地山 (-6m) よりも CII 地山 (-4m) の方が感知できる時の切羽と地層境界までの距離が短い。これは、剛性のコントラストが小さい方が切羽前方地山の予測が難しくなることを表すものである。表中の領域 I の地山等級毎に、最も感知できる時の地層境界までの距離が短い値を青点線枠で表示し、この距離を領域 I の地山等級毎に定まる「予測可能距離」と称する。

図 5-11 に予測可能距離をグラフ化した。図 5-11 において、縦軸の地層境界と切羽の位置は、正の値は切羽が地層境界を通過後、負の値は切羽が地層境界到達前を表している。このため、縦軸が 0 または正の値でプロットされる土被りと地山条件では、切羽が地層境界に到達した時点、または切羽が地層境界を通過後に初めて傾斜角度標準値から 0.01° 以上の傾斜角度の変化が得られることを表している。傾斜計測による切羽前方地山予測手法の適用性の判定条件として、少なくとも切羽が地層境界到達前に天端傾斜計の精度以上の変化が標準値から生じる事とする。図 5-11 を総括すると、次のような適用可能範囲と表現できる。

- ・ CI 地山の場合には、土被り 400m 以上の場合に適用可能である。
- ・ CII 地山の場合には、土被り 150m 以上の場合に適用可能である。
- ・ DI 地山よりも地山条件が劣る場合には、土被り 50m 以上で適用可能である。

また、図 5-11 は適切な計測間隔を設定するノモグラム（計算図表）としても使用することが可能である。すなわち、図 5-11 は予測可能距離を表しているため、その予測可能距離よりも短い計測間隔を設定することにより、感度解析で設定したどの地山等級の地山が前方に存在しても、常に地山変化を見逃すことはない。例えば、土被り 200m において、DII 地山を掘削している場合には、予測可能距離が地層境界手前の 7m であるため、7m よりも短い計測間隔を設定することで、硬質層に変化する場合（CI、CII、DI 地山が前方に存在する場合）、もしくは軟弱層に変化する場合（E 地山が前方に存在する場合）の両方を網羅して、地山変化を見逃すことはない。参考として、現在掘削中の地山と比較して、より軟弱に変化する場合に特化したノモグラムを書くと、図 5-12 のようになる。なお、感度解析では E 級地山以下の地山条件での計算を実施していないため、図 5-12 では E 級地山を表す曲線はない。一方、軟弱層側から硬質層側への掘削へ限定した場合のノモグラムは図 5-13 のようになる。同様に CI 級よりも硬質な地山条件を想定した計算を実施していないため、図 5-13 では CI 級地山を表す曲線は存在しない。予測対象とする地山の条件が現在掘削中の地山と比較して、硬質か軟弱のどちらかに限定できるような場合において、図 5-12 や図 5-13 は有効である。

表 5-4 傾斜角度標準値から 0.01° 以上の変動量が得られる時の切羽と地層境界の距離 (1/3)

正: 地層境界通過後、負: 地層境界通過前、単位m

土被り50m		領域IIの地山等級				
		CI	CII	DI	DII	E
領域Iの 地山等級	CI		3.0 (-0.75)	1.5 (-2.25)	0.0 (-3.75)	0.0 (-3.75)
	CII	1.2 (-1.80)		0.0 (-3.00)	-1.2 (-4.20)	-1.2 (-4.20)
	DI	-2.0 (-4.50)	-1.0 (-3.50)		-2.0 (-4.50)	-3.0 (-5.50)
	DII	-7.0 (-9.50)	-6.0 (-8.50)	-5.0 (-7.50)		-3.0 (-5.50)
	E	-10.0 (-12.50)	-10.0 (-12.50)	-9.0 (-11.50)	-6.0 (-8.50)	

正: 地層境界通過後、負: 地層境界通過前、単位m

土被り100m		領域IIの地山等級				
		CI	CII	DI	DII	E
領域Iの 地山等級	CI		1.5 (-2.25)	0.0 (-3.75)	-1.5 (-5.25)	-1.5 (-5.25)
	CII	0.0 (-3.00)		-1.2 (-4.20)	-2.4 (-5.40)	-2.4 (-5.40)
	DI	-4.0 (-6.50)	-3.0 (-5.50)		-4.0 (-6.50)	-5.0 (-7.50)
	DII	-10.0 (-12.50)	-10.0 (-12.50)	-8.0 (-10.50)		-5.0 (-7.50)
	E	-14.0 (-16.50)	-14.0 (-16.50)	-13.0 (-15.50)	-10.0 (-12.50)	

正: 地層境界通過後、負: 地層境界通過前、単位m

土被り150m		領域IIの地山等級				
		CI	CII	DI	DII	E
領域Iの 地山等級	CI		0.0 (-3.75)	-1.5 (-5.25)	-1.5 (-5.25)	-1.5 (-5.25)
	CII	-1.2 (-4.20)		-1.2 (-4.20)	-3.6 (-6.60)	-3.6 (-6.60)
	DI	-5.0 (-7.50)	-4.0 (-6.50)		-5.0 (-7.50)	-6.0 (-8.50)
	DII	-12.0 (-14.50)	-12.0 (-14.50)	-10.0 (-12.50)		-6.0 (-8.50)
	E	-16.0 (-18.50)	-16.0 (-18.50)	-15.0 (-17.50)	-12.0 (-14.50)	

\*上段: 0.01°以上の傾斜角度変化があるときの切羽と地層境界の距離

\*下段: 0.01°以上の傾斜角度変化が得られる断面(切羽位置-2.5/r)

\*赤字: 地層境界通過後に0.01°以上の傾斜角度変化が得られるケース

\*青枠: 土被りと掘削中の地山の等級毎に定まる予測可能距離

表 5-5 傾斜角度標準値から 0.01° 以上の変動量が得られる時の切羽と地層境界の距離 (2/3)

正:地層境界通過後、負:地層境界通過前、単位m

土被り200m		領域IIの地山等級				
		CI	CII	DI	DII	E
領域Iの 地山等級	CI		0.0 (-3.75)	-1.5 (-5.25)	-1.5 (-5.25)	-1.5 (-5.25)
	CII	-1.2 (-4.20)		-2.4 (-5.40)	-3.6 (-6.60)	-4.8 (-7.80)
	DI	-6.0 (-8.50)	-4.0 (-6.50)		-6.0 (-8.50)	-7.0 (-9.50)
	DII	-14.0 (-16.50)	-13.0 (-15.50)	-12.0 (-14.50)		-7.0 (-9.50)
	E	-18.0 (-20.50)	-18.0 (-20.50)	-17.0 (-19.50)	-14.0 (-16.50)	

正:地層境界通過後、負:地層境界通過前、単位m

土被り300m		領域IIの地山等級				
		CI	CII	DI	DII	E
領域Iの 地山等級	CI		0.0 (-3.75)	-1.5 (-5.25)	-3.0 (-6.75)	-3.0 (-6.75)
	CII	-2.4 (-5.40)		-2.4 (-5.40)	-4.8 (-7.80)	-6.0 (-9.00)
	DI	-7.0 (-9.50)	-5.0 (-7.50)		-7.0 (-9.50)	-8.0 (-10.50)
	DII	-16.0 (-18.50)	-15.0 (-17.50)	-14.0 (-16.50)		-8.0 (-10.50)
	E	-20.0 (-22.50)	-20.0 (-22.50)	-19.0 (-21.50)	-16.0 (-18.50)	

正:地層境界通過後、負:地層境界通過前、単位m

土被り400m		領域IIの地山等級				
		CI	CII	DI	DII	E
領域Iの 地山等級	CI		-1.5 (-5.25)	-3.0 (-6.75)	-3.0 (-6.75)	-3.0 (-6.75)
	CII	-3.6 (-6.60)		-3.6 (-6.60)	-6.0 (-9.00)	-6.0 (-9.00)
	DI	-8.0 (-10.50)	-6.0 (-8.50)		-8.0 (-10.50)	-9.0 (-11.50)
	DII	-18.0 (-20.50)	-17.0 (-19.50)	-16.0 (-18.50)		-8.0 (-10.50)
	E	-21.0 (-23.50)	-21.0 (-23.50)	-20.0 (-22.50)	-18.0 (-20.50)	

\*上段: 0.01°以上の傾斜角度変化があるときの切羽と地層境界の距離

\*下段: 0.01°以上の傾斜角度変化が得られる断面(切羽位置-2.5l<sub>r</sub>)

\*赤字: 地層境界通過後に0.01°以上の傾斜角度変化が得られるケース

\*青枠: 土被りと掘削中の地山の等級毎に定まる予測可能距離

表 5-6 傾斜角度標準値から 0.01° 以上の変動量が得られる時の切羽と地層境界の距離 (3/3)

正: 地層境界通過後、負: 地層境界通過前、単位m

土被り500m		領域IIの地山等級				
		CI	CII	DI	DII	E
領域Iの 地山等級	CI		-1.5 (-5.25)	-3.0 (-6.75)	-4.5 (-8.25)	-4.5 (-8.25)
	CII	-3.6 (-6.60)		-3.6 (-6.60)	-6.0 (-9.00)	-7.2 (-10.20)
	DI	-9.0 (-11.50)	-7.0 (-9.50)		-8.0 (-10.50)	-10.0 (-12.50)
	DII	-19.0 (-21.50)	-18.0 (-20.50)	-17.0 (-19.50)		-9.0 (-11.50)
	E	-22.0 (-24.50)	-21.0 (-23.50)	-21.0 (-23.50)	-19.0 (-21.50)	

\*上段: 0.01°以上の傾斜角度変化があるときの切羽と地層境界の距離

\*下段: 0.01°以上の傾斜角度変化が得られる断面(切羽位置-2.5l<sub>r</sub>)

\*赤字: 地層境界通過後に0.01°以上の傾斜角度変化が得られるケース

\*青枠: 土被りと掘削中の地山の等級毎に定まる予測可能距離

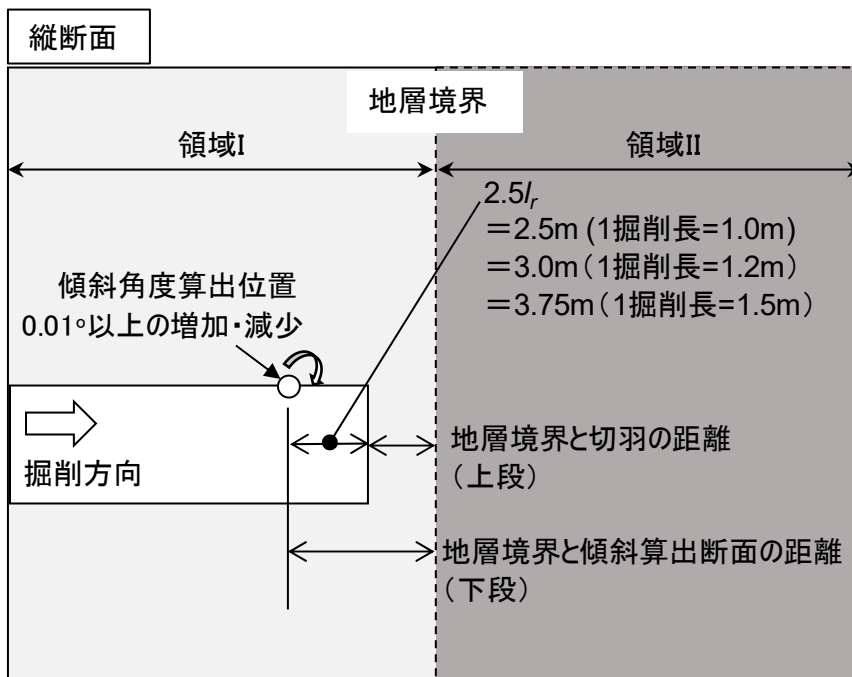


図 5-10 地層境界と切羽、および傾斜算出断面の位置関係

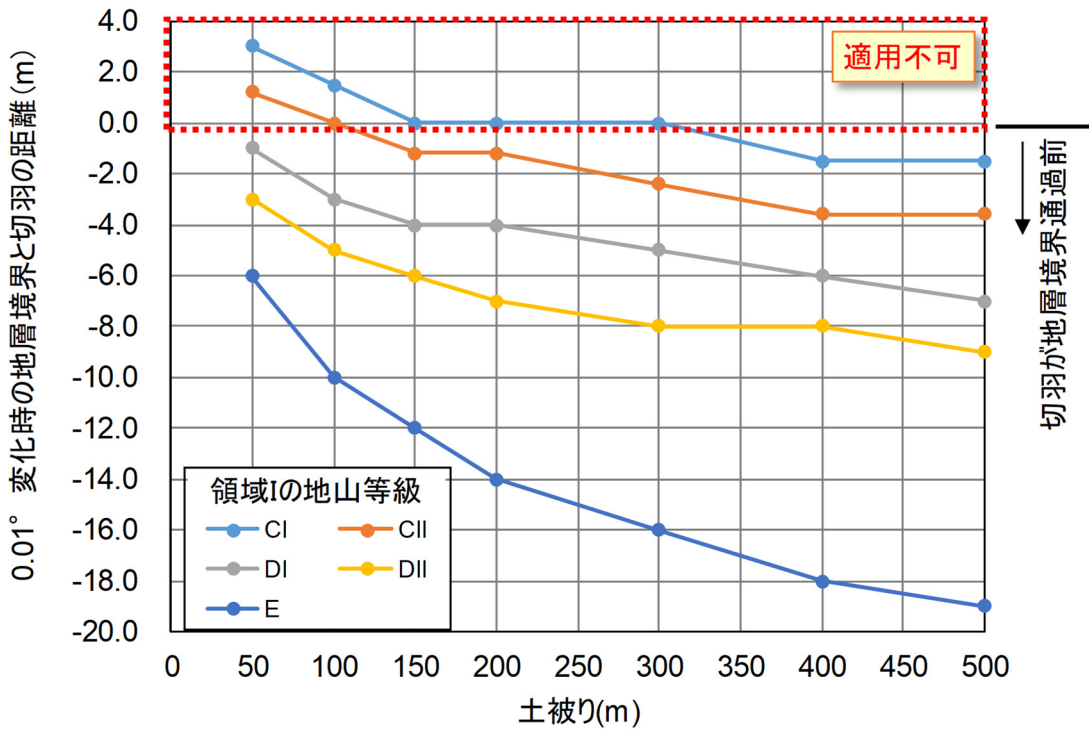


図 5-11 予測可能距離と適用可能範囲

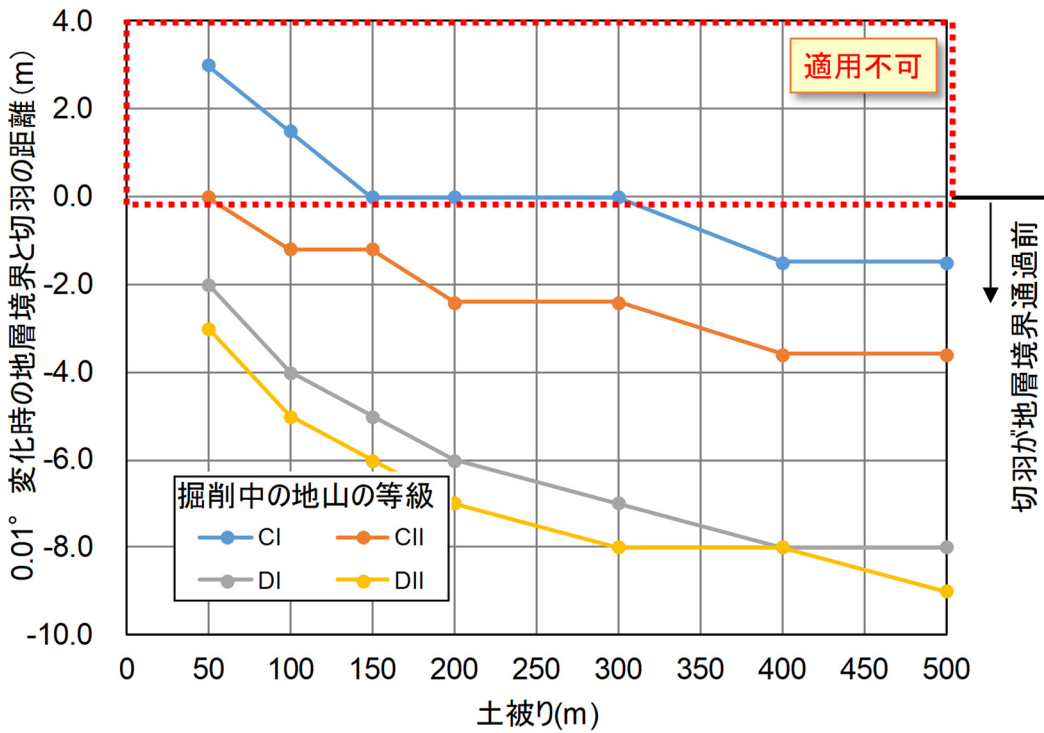


図 5-12 予測可能距離と適用可能範囲 (硬質層⇒軟弱層に限定)

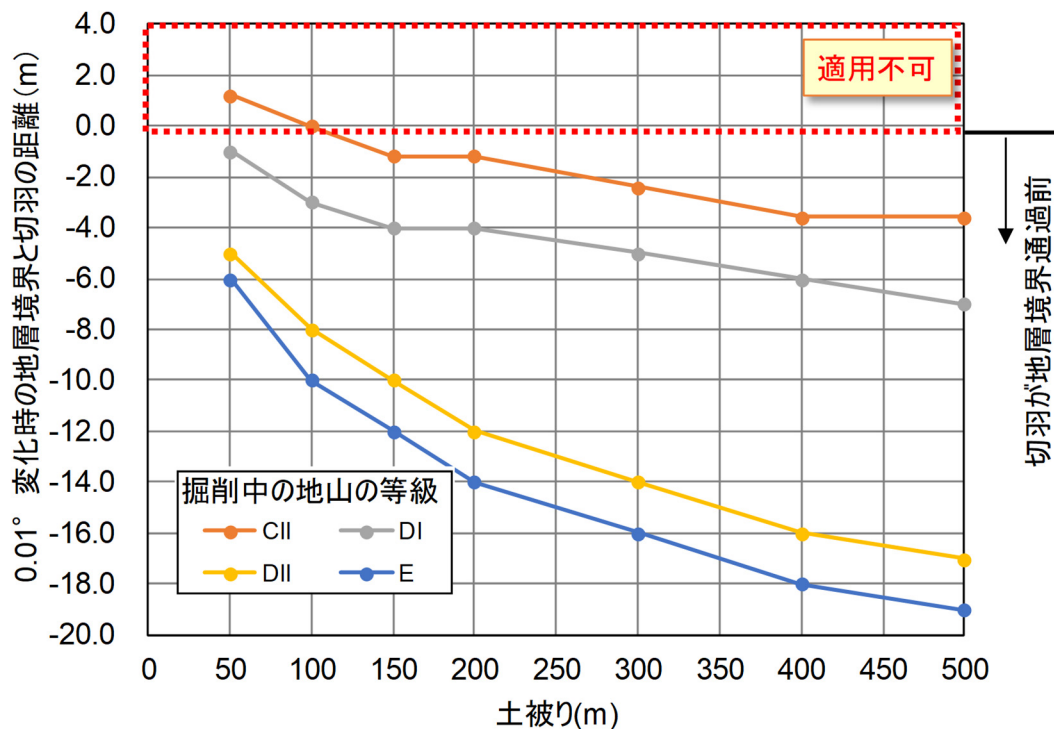


図 5-13 予測可能距離と適用可能範囲（軟弱層⇒硬質層に限定）

本項で示した傾斜計測手法の適用可能範囲と適切な計測間隔を設定するためのノモグラムは、地山が弾性的な挙動を呈する場合を前提としたものである。ただし、トンネル周辺において、掘削に伴う応力再配分の影響で地山強度を超える応力が発生し、塑性域が生じるような場合には、弾性変形よりも大きな地山変位が発生するため、以下に論ずるように適用可能範囲や計測間隔は塑性域を考慮した場合も成立すると考えられる。

地山の応力-ひずみ関係をモール・クーロンの破壊規準に従う弾完全塑性体とした場合で、掘削半径  $r_0$  の円形トンネル壁面における半径方向変位と、弾性条件の場合の半径方向変位を理論解により算出した。

地山の応力-ひずみ関係が弾性的場合には、円形トンネル壁面における半径方向変位  $u_{r_0(elastic)}$  は式(7)のように算出される [80]。

$$u_{r_0(elastic)} = (p_0 - p_i) \cdot \frac{r_0}{2G} \quad (7)$$

ここで、

$p_0$  : 初期地圧 ( $=\gamma H'$ )

$\gamma$  : 単位体積重量

$H'$  : トンネル中心深度

$p_i$  : 支保内圧

$G$  : 地山のせん断剛性率 ( $G=E/(2(1+\nu))$ )

$E$  : 地山の弾性係数

$\nu$  : 地山のポアソン比 (-)



一方、掘削に伴う応力再配分の影響で、トンネル周辺で地山強度を超える応力が発生し、塑性領域が生じる場合（図 5-14 で塑性半径  $r_p > r_0$  の時）には、半径方向変位  $u_{r_0(plastic)}$  は式(8)のように算出される [81]。

$$u_{r_0(plastic)} = r_0 \frac{1}{(k+1)} \left( k - 1 + \frac{\sigma_c}{p_0} \right) \frac{1}{2G} \left( \frac{r_p}{r_0} \right)^2 p_0 \quad (8)$$

$$k = \frac{(1 + \sin\phi)}{(1 - \sin\phi)} \quad (9)$$

$$\sigma_c = \frac{2c \cdot \cos\phi}{(1 - \sin\phi)} \quad (10)$$

$$r_p = r_0 \left[ \frac{2}{k+1} \cdot \frac{(k-1)p_0 + \sigma_c}{(k-1)p_i + \sigma_c} \right]^{\frac{1}{k-1}} \quad (11)$$

$$p_{cr} = \frac{2p_0 - \sigma_c}{1+k} \quad (12)$$

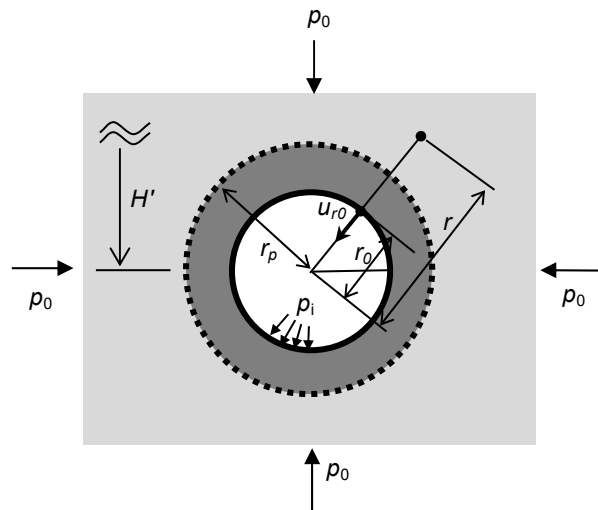


図 5-14 円形トンネル掘削時のトンネル壁面の半径方向変位

ここで、

- $k$  : クーロンの受働土圧係数
- $\sigma_c$  : 地山の一軸圧縮強さ
- $r_p$  : 塑性半径 ( $r_p > r_0$  の時、トンネル周辺に塑性域が生じる)
- $\phi$  : 地山の内部摩擦角度
- $c$  : 地山の粘着力
- $p_{cr}$  :  $r_p = r_0$  の時の支保内圧 (Critical Support Pressure)

例えば、掘削半径  $r_0 = 5\text{m}$ 、トンネル中心深度  $H' = 300\text{m}$ 、側圧係数  $K = 1.0$ 、地山等級は DI として表 5-3 に示した代表物性値を採用した場合には、図 5-15 のような比較結果となる。図 5-15 において、本章で示した解析条件と同じく支保内圧を考えない場合（無支保の場合）には  $p_i = 0$  の時が壁面位置の全変位量（切羽到達

前を含む) を表している。弾性の場合には、93mm であることに対し、弾完全塑性体の場合には、182mm の変位が発生しており、トンネル周辺に塑性域が生じた場合には、壁面変位の全変位量が大きくなることが見て取れる。

傾斜角度は、式(2)に示したように、1 掘削長離れた 2 点間の天端沈下量の差によって計算されるため、塑性域が発生し天端沈下量が大きくなる場合には、傾斜角度も同様に大きくなる。このため、トンネル周辺に発生する塑性域を考慮した場合には、傾斜角度絶対値および傾斜角度標準値からの変動量は大きくなることから、傾斜計測手法の適用可能範囲は拡大傾向となり、地山変化を見逃さないための適切な計測間隔も広がると考えられる。すなわち、本項で示した弾性計算による結果は、地山予測という観点からは、弾塑性挙動を仮定した地山条件よりも厳しい(変形量が小さい)条件で実施された計算であると言える。

ただし、本項で示した結果は、全断面掘削も仮定したものであるため、実計測において、断面分割が行われ、上半切羽近傍よりも下半掘削時のように上半切羽から遠く離れた位置において、変位発生量が卓越するような場合には、この適用可能範囲や計測間隔は採用できない場合があることに留意されたい。

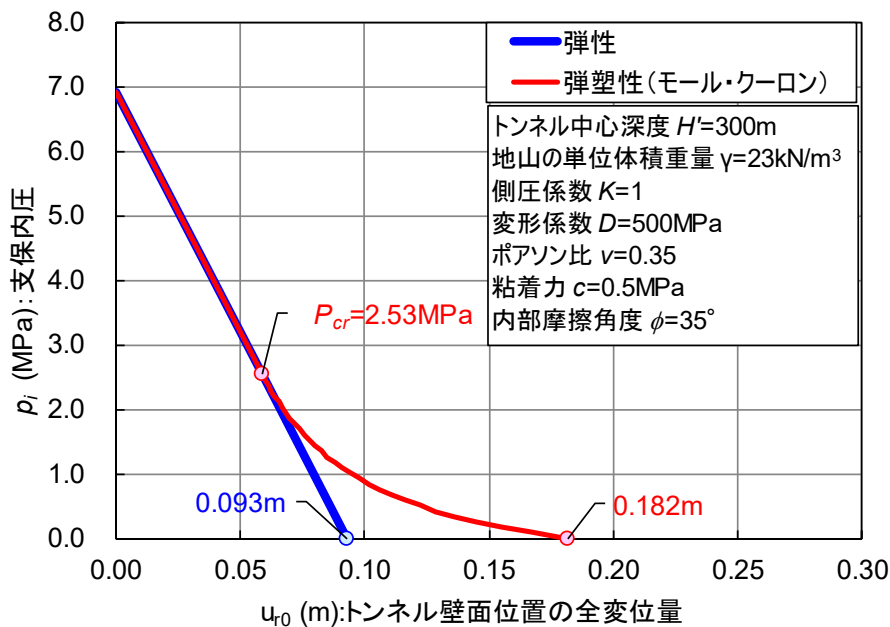


図 5-15 地山特性曲線 (青：線形弾性、赤：弾完全塑性)

## 5.2. 断層破砕帯部に対する傾斜角度の感度解析

前節のノモグラムで示される計測間隔は、地層境界前方に現在の地山剛性とは異なる剛性を持った地山が一様に無限遠まで続く地山条件を想定した。しかし、特に硬質層中の前方に軟弱層が存在している状態で、軟弱層が断層破砕帯部のようにトンネル軸方向に延長が短い場合、その区間を適切に予測できることも重要である。そこで、設定した計測間隔が断層破砕帯部のような延長の短い軟弱層に対しても適用性があるか確認するために、先の感度解析結果のうち、硬質層から軟弱層に向かう掘削ケースで、軟弱層の幅を変化させて、予測可能範囲に対する影響を検討した。なお、本検討は 3.4「断層破砕帯部に対する適用性の検討」を、異なる地山条件と土被りで実施し一般性を確認したものに相当する。

### 5.2.1. 解析条件

前節における感度解析結果から、地山条件毎の適切な計測間隔は、掘削している地山の地山条件と最も剛性変化が小さい地山が切羽前方に存在している場合の予測可能距離によって決まっていることがわかる（表 5-4～表 5-6）。具体的には、硬質層から軟弱層に向かう掘削ケースのみを想定すると（図 5-12）、CI 地山を掘削している時には、前方に CII 地山がある場合の予測可能距離、CII 地山を掘削している時には、前方に DI 地山がある場合、DI 地山を掘削している時には、前方に DII 地山がある場合、および DII 地山を掘削している時には、前方に E 地山がある場合の予測可能距離が適切な計測間隔を意味する。そこで、地山条件の組み合わせは前述の領域 I の地山条件と最も剛性変化が小さい地山が切羽前方に存在している場合に限定し、軟弱層幅が 5m (= 0.5D<sub>0</sub>)、10m (= 1.0D<sub>0</sub>)、および 15m (= 1.5D<sub>0</sub>) のケースを検討するものとした。ここで、軟弱層幅を 5m 以上とした理由は、実際の施工では、掘削規模に対して極端に延長の短い軟弱層である場合には、施工の安全上や構造安定性に対して問題とならないためである。参考文献 [40]でも同様に断層破砕帯幅がトンネル軸方向変位に与える影響を検討しているが、1.0D<sub>0</sub>以上の幅について検討している。土被り 300m までの CI 地山を掘削しているケース、土被り 50m で CII 地山を掘削しているケースについては、地層境界前方が図 5-2 の領域 II のように一様な地山変化であっても、図 5-12 より適用不可であることが分かっているため、検討を実施しなかった。表 5-7 に解析ケースの一覧を示す。また、図 5-16 に三次元解析メッシュ図を示す。

表 5-7 解析ケース

解析ケース名*	断層破砕帯幅 (m)	土被り (m)	側圧係数 (-)	掘削進行長 (m)	地層境界手前(y<=0)、断層通過後			断層破砕帯 (0<=y<=5, 10, or 15m)																		
					単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	変形係数 (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 (-)	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	変形係数 (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 (-)																
ExcaXXX_CI-CII(0.5D <sub>0</sub> )**	5m	50, 100, 150, 200, 300, 400, 500	K=0.25+0.01H (H<75m)	1.5	23.0	2.00E+06	0.30	23.0	1.00E+06	0.30																
ExcaXXX_CII-DI(0.5D <sub>0</sub> )***				1.2							1.00E+06	0.30	5.00E+05	0.35												
ExcaXXX_DI-DII(0.5D <sub>0</sub> )				1.0							5.00E+05	0.35	1.50E+05	0.40												
ExcaXXX_DII-E(0.5D <sub>0</sub> )											1.50E+05	0.40	8.00E+04	0.40												
ExcaXXX_CI-CII(1.0D <sub>0</sub> )**	10m			K=0.25+0.01H (H<75m)							1.5	23.0	2.00E+06	0.30	23.0	1.00E+06	0.30									
ExcaXXX_CII-DI(1.0D <sub>0</sub> )***											1.2							1.00E+06	0.30	5.00E+05	0.35					
ExcaXXX_DI-DII(1.0D <sub>0</sub> )			1.0								5.00E+05							0.35	1.50E+05	0.40						
ExcaXXX_DII-E(1.0D <sub>0</sub> )											1.50E+05							0.40	8.00E+04	0.40						
ExcaXXX_CI-CII(1.5D <sub>0</sub> )**	15m		K=1.0 (H>=75m)								1.5							23.0	2.00E+06	0.30	23.0	1.00E+06	0.30			
ExcaXXX_CII-DI(1.5D <sub>0</sub> )***											1.2													1.00E+06	0.30	5.00E+05
ExcaXXX_DI-DII(1.5D <sub>0</sub> )				1.0							5.00E+05													0.35	1.50E+05	0.40
ExcaXXX_DII-E(1.5D <sub>0</sub> )											1.50E+05													0.40	8.00E+04	0.40

\*解析ケース名の「XXX」には土被りの大きさが入る。例えば土被り100mで、領域IがC地山で領域IIがCI地山である場合に、Exca100\_CI-CIIと表現する。

\*\*地層境界手前がCII地山の場合は、土被り400mおよび500mを実施。

\*\*\*地層境界手前がCI地山の場合は、土被り100m以上を実施。

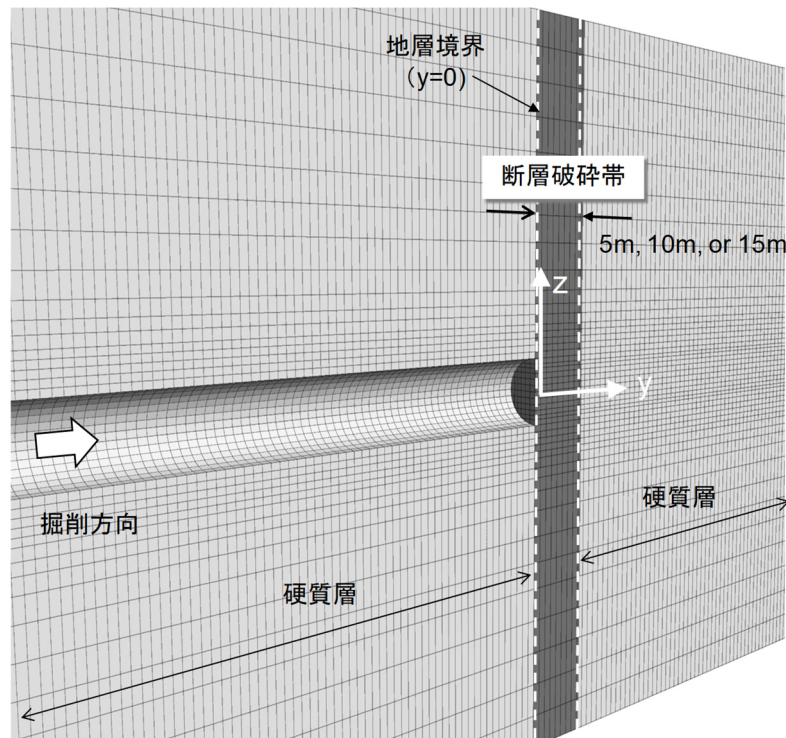


図 5-16 断層破碎帯部を模擬した三次元解析メッシュ

### 5.2.2. 解析結果

各土被りにおける地山条件の組み合わせ毎および断層破碎帯の幅毎の傾斜角度を算出した。これまでの検討と同様に傾斜角度はそれぞれの算出断面で  $0.5l_r$  を初期値として、 $2.5l_r$  で評価した (図 3-10)。その上で、5.1.2「解析結果」と同様に、傾斜角度標準値から  $0.01^\circ$  以上の変動量が得られる時の地層境界と切羽位置の距離を予測可能距離として、断層破碎帯部の幅毎にそれぞれ図 5-17～図 5-19 のように算出した。図中のプロット近傍に示した距離は図 5-12 に示される地層境界の前方に一様に軟弱層が存在する場合の予測可能距離との相違である。

はじめに、適用可能範囲について考察を行った。地層境界の前方に一様に軟弱層が存在する場合に、傾斜計測による切羽前方地山予測手法が適用可能である (切羽が地層境界手前にあるときに傾斜角度が  $0.01^\circ$  以上変化する) とされた土被り、および地山条件で断層破碎帯幅の検討を行ったが、断層破碎帯幅を考慮しても、新たに適用不可となった検討ケースは存在しないことがわかった。すなわち、提案する予測手法は断層破碎帯幅が  $5\text{m} (= 0.5 D_0)$  以上であれば、その幅に寄らず適用可能である。

次に、断層破碎帯幅が予測可能距離に与える影響について考察した。CI 地山、CII 地山を掘削中の場合には、断層破碎帯幅による予測可能距離の減少は見られない。DI 地山、DII 地山を掘削中の場合には、断層破碎帯幅によって、 $1\text{m} \sim 2\text{m}$  の予測可能距離の減少は見られるものの、断層破碎帯幅の増加に伴って予測可能距離の差は小さくなり、断層破碎帯幅が  $15\text{m} (= 1.5 D_0)$  となると、一様な軟弱層が存在する場合の予測可能距離の値と全く同じ結果となった。予測可能距離は断層破碎帯幅によって、 $1 \sim 2\text{m}$  の影響を受けるが大きくは変化せず、 $1.5 D_0 = 15\text{m}$  以上であると、全く影響を受けないという事ができる。したがって、図 5-12 で決められた計測間隔は、断層破碎帯幅に寄らず概ね適用可能であり、その計測間隔で一様に変化する軟弱層だけでなく、幅の狭い断層破碎帯の存在を事前に、見逃さずに捉えることが可能であると考えられる。

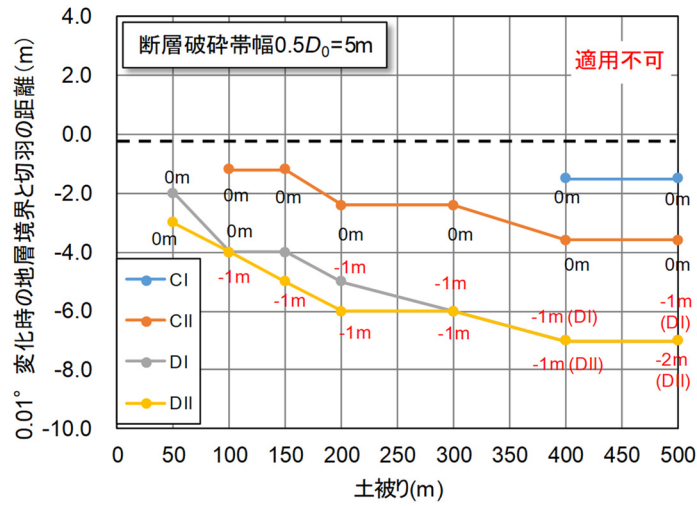


図 5-17 断層破碎帯幅  $0.5D_0$  の時の予測可能距離

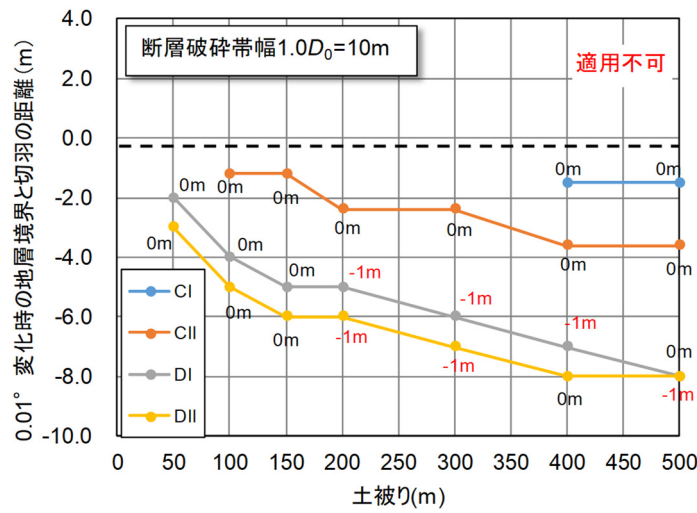


図 5-18 断層破碎帯幅  $1.0D_0$  の時の予測可能距離

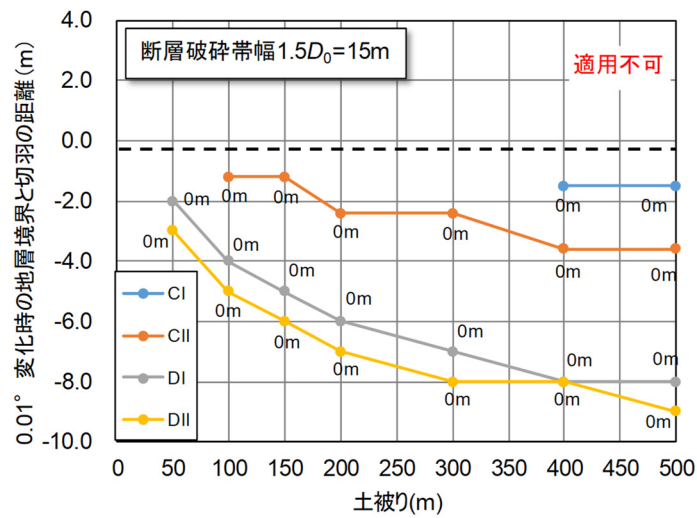


図 5-19 断層破碎帯幅  $1.5D_0$  の時の予測可能距離

### 5.3. 5章のまとめ

本章では、掘削半径  $r_0=5\text{m}$  の円形トンネルを仮定し、弾性地山を対象として土被りと地山条件をパラメータとした感度解析を実施して、天端傾斜計を使った傾斜計測による切羽前方地山予測手法の適用範囲を明確にすること、切羽前方の予測可能距離と適切な計測間隔を明確にすることを実施した。この結果、道路トンネルで使われる地山等級ごとに手法が適用できる土被り範囲を明確にした。また、切羽前方の予測可能距離と計測間隔を示すノモグラムを作成することができた（図 5-11～図 5-13）。

さらに、硬質層の前方に軟弱層がある場合において、軟弱層の幅をパラメータとした感度解析も実施して、軟弱層幅が適用可能範囲（土被りと地山条件）と予測可能距離に与える影響を検討した。この結果、軟弱層の幅が  $5\text{m}=0.5D_0$  以上である場合には、適用範囲は軟弱層が地層境界遠方まで一様に続く結果と変わらないことが明らかとなった。また、予測可能距離（計測間隔）は軟弱層の幅が狭くなると地山等級に応じて  $1\sim 2\text{m}$  の減少が見られたが大きな影響は受けない事がわかった。加えて、軟弱層幅が  $15\text{m}=1.5D_0$  以上であると、予測可能距離を示すノモグラムは一様に軟弱層が続く解析結果と全く同じとなり、軟弱層幅の影響を受けないということができる。したがって、図 5-12（硬質層⇒軟弱層を想定）によって定めた計測間隔は、軟弱層の幅に寄らず概ね適用可能であり、断層破碎帯のような延長の短い軟弱層に対しても提案する傾斜計測による切羽前方地山予測手法は適用可能であるということができる。

ただし、ここで作成した図 5-11～図 5-13 のノモグラムは掘削半径  $r_0=5\text{m}$  の結果である。掘削径が大きくなると周辺地山の変形量も大きくなることで傾斜角度も影響を受ける。この結果、予測可能距離の判定条件としていた天端傾斜計の精度  $0.01^\circ$  を超える傾斜角度変化が得られる地層境界からの距離も影響を受けると考える。このため、実際のトンネル掘削径に合わせて感度解析結果を補正する必要がある。この点は、6章「天端沈下量推定手法への発展」で補正方法を検討する。

## 6. 天端沈下量推定手法への発展

3章にて提案した傾斜角度の予測グラフにおいて、傾斜角度標準値からの変動量に着目し、式(4)によって切羽前方の地山条件を予測する方法は、現在の切羽位置もしくは計測断面位置の地山剛性と比較して、切羽前方の地山が硬質もしくは軟質に変化する可能性があるとして定性的に予測を行うものである。従来の坑内変位計測結果による切羽前方地山予測手法も同様に地山変化を定性的に予測する手法である。しかし、現場実証試験以後に複数の施工現場へ傾斜計測手法を実装していく中で、傾斜角度の変化から計測断面と切羽前方地山で想定される変形量を定量的に予測するニーズが高い事がわかった。これは、特に切羽前方に軟弱層の存在が予測される場合に、傾斜角度の計測結果に基づいて、変形余裕量の設定や先受け工などの補助対策工を講じようとする時、変形量や物性変化が予測できていれば、それらの適切な規模を選定できるためである。また、「4.4 現場実証試験（箕面トンネル）」で示したように、切羽前方の地山剛性が計測断面と比較して大きな変化を示さない場合に、傾斜計測結果は直近の天端沈下挙動を反映した分布になる事も確認された。そこで、本章では提案手法の実務的利用範囲の拡大を目的として、傾斜角度から天端沈下量を定量的に推定する手法を検討する。検討した手法は、図 6-1 に示すように、切羽通過後の早い段階で評価した傾斜角度の絶対値から天端沈下量収束値を推定する手法 [82]（図中の赤）と、傾斜角度標準値からの変動量に基づいて切羽前方の地層境界までの距離と、地層境界以奥の天端沈下量を推定する手法（図中の青）である。4章にて示した現場実証試験結果のデータを使って上記手法を事後評価して、その妥当性を検証した。

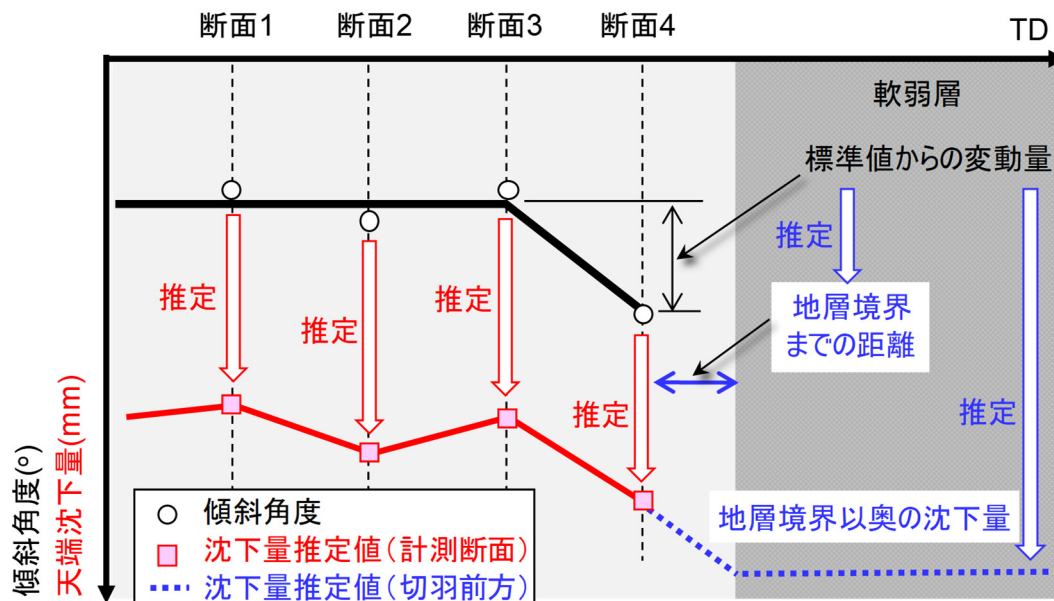


図 6-1 傾斜角度による天端沈下量の予測方法の概念図



## 6.1. 天端沈下量の推定手法（傾斜計測断面）

### 6.1.1. 傾斜角度と天端沈下量の相関性確認

傾斜計測断面の天端沈下量収束値の推定手法を検討するにあたり、まずその実現可能性を検証するために、現場実証試験の結果から傾斜角度と天端沈下量の相関性を確認することとした。図 6-2 は椿坂トンネル、箕面トンネル、および葉山島トンネルにおける傾斜角度の評価値（初期値取得後 2、もしくは 3 掘削後）と切羽離れ  $1 D_0$  時点における天端沈下量の相関関係を示すものである。椿坂トンネルと箕面トンネルは、補助ベンチ付き全断面掘削が実施されており、切羽離れ  $1 D_0$  時点において大部分の天端沈下量が発生した。一方、葉山島トンネルではショートベンチカット工法が採用されており、切羽離れ  $1 D_0$  時点の天端沈下量は上半掘削時における天端沈下量であるとみなすことができる。図 6-2 より、葉山島トンネルではばらつきが大きいものの、それでも天端沈下量と傾斜角度には比例関係を確認することができる。このことから、傾斜計測結果はこれまでに示したような切羽前方地山の剛性の定性的変化を予測することだけでなく、計測断面の天端沈下量を切羽通過後の早い段階で推定することにも使える可能性があると考えられた。なお、図 6-2 に示す実線および点線は、次項に示す支保パターン毎（支保パターン毎に掘削断面積が異なる）に天端沈下量推定式による値を示したものである。

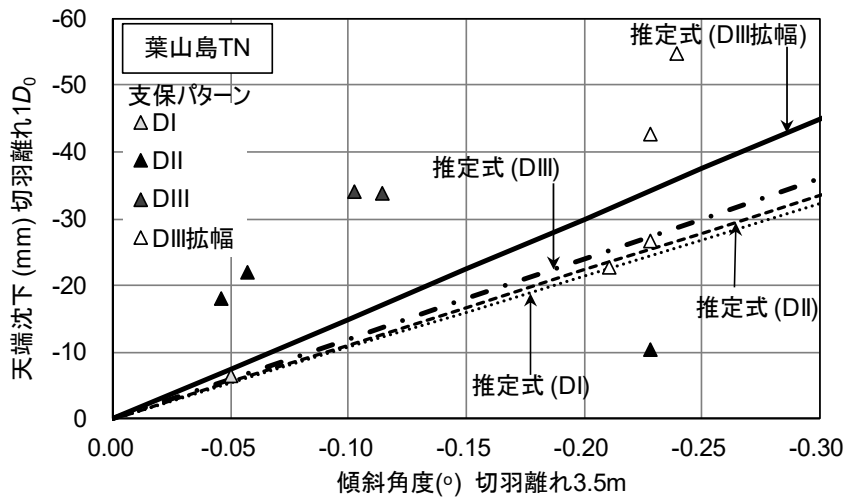
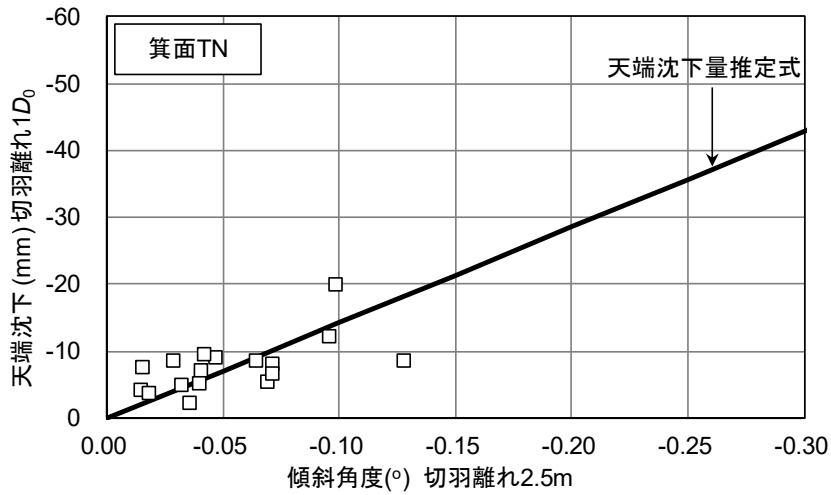
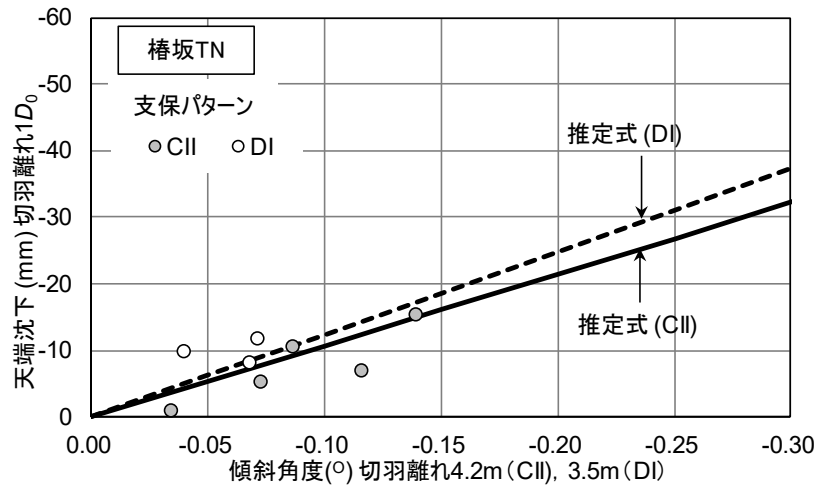


図 6-2 傾斜角度計測値と天端沈下量の相関関係  
(上：椿坂トンネル、中：箕面トンネル、下：葉山島トンネル)

### 6.1.2. 天端沈下量推定式

トンネル天端部の傾斜角度は、計測断面の直前と直後の1掘削長 $l_r$ 離れた2点の天端部の変位量から算出することができる(式(2)を再掲、図6-3を参照)。

$$\phi(2.5l_r) = \frac{180}{\pi} \cdot \tan^{-1} \left( \frac{(\Delta z_a - \Delta z_b)}{l_r + (\Delta y_a - \Delta y_b)} \right) \quad (-90^\circ < \phi < 90^\circ) \quad (2)$$

ここで、多くの場合1掘削長 $l_r$ はトンネル軸方向変位の絶対値よりも十分に大きく、 $l_r \gg (\Delta y_a - \Delta y_b)$ とみなすことができるため、式(2)は式(13)のように近似することができる

$$\phi(2.5l_r) = \frac{180}{\pi} \cdot \tan^{-1}((\Delta z_a - \Delta z_b)/l_r) \quad (13)$$

次に、a点、b点の2点の天端沈下量の大きさを変位特性曲線の近似式で推定する。Panetは弾性地山中の円形トンネルの掘削解析を実施しトンネル壁面変位の経距変化をフィッティングする関数として式(14)を提案した[83]。

$$c(y) = c_\infty \{1 - \exp(-y/0.7r_0)\} \quad (y \geq 0) \quad (14)$$

ここで、 $y$ は切羽離れ(m)、 $c_\infty$ は変位収束値(m)、 $r_0$ はトンネル掘削半径(m)を表す。なお、後年Panet and Guenot[84]によって提案された変位特性曲線の近似式(15)と異なり、式(14)はトンネル周辺の塑性領域を考慮しておらず、変位収束値に至るまでの過程を切羽からの距離 $y$ とトンネル掘削半径 $r_0$ のみでフィッティングする関数である。このため地山の力学特性が十分に把握されていない場合においても、簡易に切羽離れに応じた変位量を近似する事ができるという特徴がある。

$$c(y) = c_\infty \left\{ 1 - \left( \frac{Y}{y + Y} \right)^2 \right\} \quad (15)$$

ここで、 $Y$ は塑性半径 $r_p$ から決まる値であり、数値解析結果では式(16)の関係があることが示された。

$$Y = 0.84 \cdot r_p \quad (16)$$

式(14)では、切羽からの距離に応じた天端沈下量 $z(y)$ と天端沈下量の収束値 $z_\infty$ もトンネル半径方向の変位量の一つであるため、 $c(y)$ と $c_\infty$ と置換することが可能である。このため、 $z(y)$ は式(17)のように表すことができる。

$$z(y) = z_\infty \{1 - \exp(-y/0.7r_0)\} \quad (17)$$

仮に、1掘削長が $l_r = 1.0\text{m}$ で傾斜角度の初期値を切羽通過後 $0.5l_r = 0.5\text{m}$ の時点で取得し、2掘削後(切羽離れ $2.5l_r = 2.5\text{m}$ )に傾斜角度の評価を行った場合、式(13)は式(18)のように書くことができる。

$$\phi(2.5m) = \frac{180}{\pi} \cdot \tan^{-1} \{ (z(2m) - z(0m)) - (z(3m) - z(1m)) \} \quad (18)$$

式(18)に式(17)を代入すると、天端沈下量の収束値は式(19)のように表現できる。

$$z_{\infty} = \frac{\tan\{\phi(2.5\text{m}) \cdot \pi/180\}}{\{-\exp(-2.0/0.7r_0) + \exp(0/0.7r_0) + \exp(-3.0/0.7r_0) - \exp(-1/0.7r_0)\}} \quad (19)$$

一方、1掘削長が  $l_r = 1.2\text{m}$ 、初期値を  $0.5l_r$  に取得、2掘削後に傾斜角度を評価した場合は式(20)のように、また、 $l_r = 1.0\text{m}$ 、初期値を  $0.5l_r$  に取得、3掘削後に傾斜角度を評価した場合には、式(21)のように表現できる。

$$z_{\infty} = \frac{\tan\{\phi(3.0\text{m}) \cdot \pi/180\}}{\{-\exp(-2.4/0.7r_0) + \exp(0/0.7r_0) + \exp(-3.6/0.7r_0) - \exp(-1.2/0.7r_0)\}}/1.2 \quad (20)$$

$$z_{\infty} = \frac{\tan\{\phi(3.5\text{m}) \cdot \pi/180\}}{\{-\exp(-3/0.7r_0) + \exp(0/0.7r_0) + \exp(-4.0/0.7r_0) - \exp(-1/0.7r_0)\}} \quad (21)$$

式(19)~(21)で表される  $z_{\infty}$  は切羽到達時の変位を 0 とした切羽通過後の天端沈下量であり、 $z_{\infty}$  が傾斜角度と掘削半径によって計算できることを表している。なお、 $z_{\infty}$  を計測変位相当の沈下量に変換するためには、初期値を取得した時に既に発生した沈下量を  $z_{\infty}$  から控除することが必要である。たとえば、初期値を切羽離れ  $0.5l_r$  に取得した場合の計測変位相当の天端沈下量収束値  $z'_{\infty}$  は式(22)で表される。

$$z'_{\infty} = z_{\infty} - z(0.5l_r) \quad (22)$$

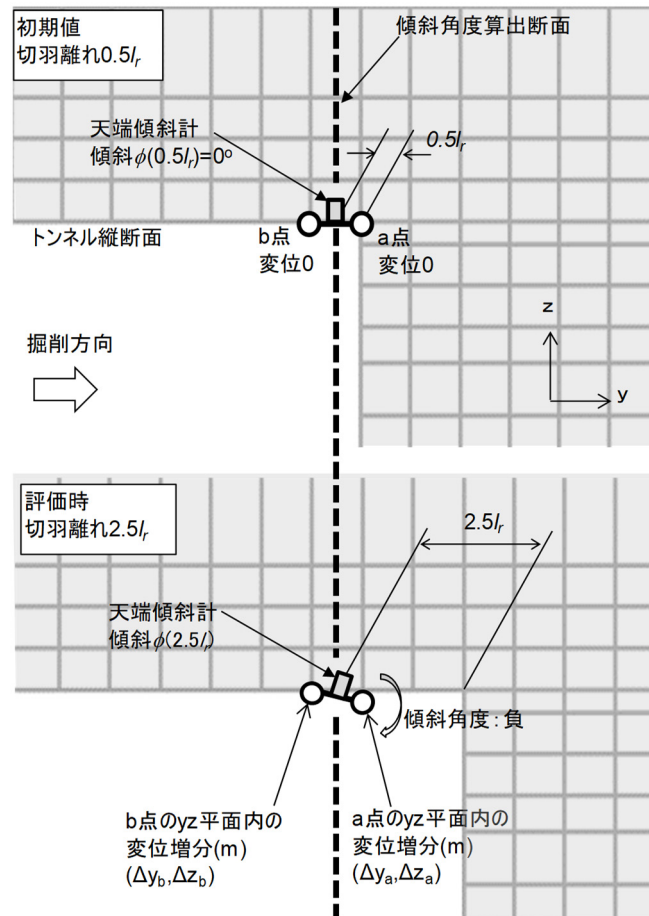


図 6-3 傾斜角度の算出方法 (再掲)

### 6.1.3. 数値解析による妥当性検証

「3.2.2 三次元逐次掘削解析による地層境界近傍の傾斜角度変化の検討」にて示した数値解析によって得られた傾斜角度の値を、前項の天端沈下量推定式に導入し、推定精度の確認をした。図 6-4 に硬質層と軟弱層で、地層境界から 36m ( $\approx 3D_0$ ) 離れた地点における傾斜角度の経距変化を示す。傾斜角度の値は樺坂トンネルでの初期値取得タイミングと同等に切羽離れ  $1.5l_r=1.5m$  で初期値を計算したものである。図 6-5 と図 6-6 に、硬質層と軟弱層における切羽離れ 3.5m (2 掘削後) と 4.5m (3 掘削後) 時点の傾斜角度の値をそれぞれ式(19)と式(21)に代入し、天端沈下量収束値の推定結果と解析結果を比較する。

硬質層における天端沈下量の推定結果は、切羽離れ 3.5m の際に得られた傾斜角度を用いた場合には -10.6mm、切羽離れ 4.5m の値を用いた場合には -10.0mm であった。解析結果は -12.1mm であるため、妥当な精度で推定できていると考えられる。一方、軟弱層の場合には、解析結果を上回る沈下量を予測した。具体的には、切羽離れ 3.5m の傾斜角度を用いた場合には、解析結果が -49.0mm であるのに対し、推定結果は -67.7mm であり誤差は 18.7mm であった。切羽離れ 4.5m の場合には、誤差は小さくなるものの、推定結果が -60.1mm であり、誤差は 11.1mm であった。これら軟弱層における誤差は、図 6-6 の切羽離れ 20m 以内で顕著にみられるように、特に切羽通過直後の段階で Panet の変位特性曲線のフィッティング関数が数値解析結果を上回るように近似しており、この差が与えたものと考えられる。ただし、切羽離れ 4.5m 時点において、絶対値が 50mm 程度発生する状況で、10mm 程度の推定誤差で、かつ大きめの値 (安全側) として推定することは、実際の施工においては許容しうる考えられる。そこで、現場実証試験の結果で事後評価を行うことにより、提案した天端沈下推定手法の適用性を検証するものとした。

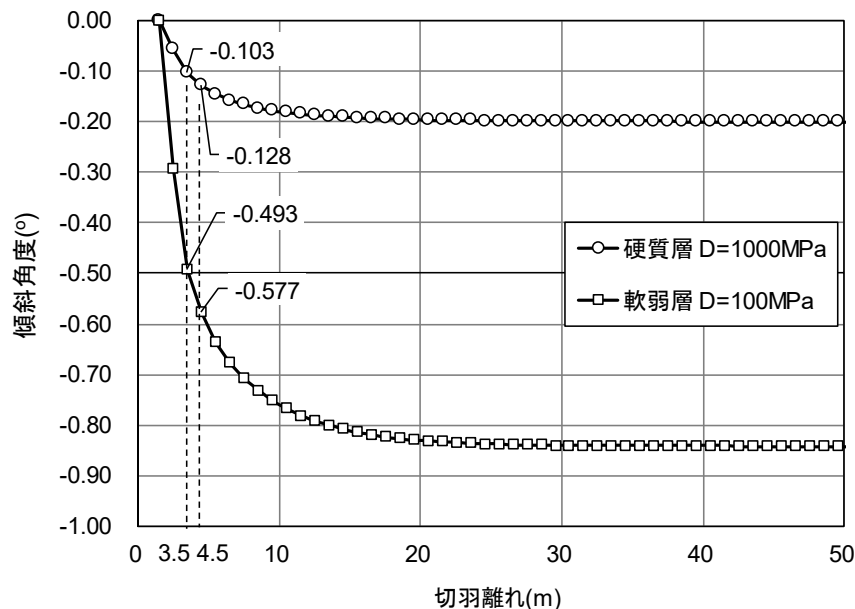


図 6-4 硬質層・軟弱層における傾斜角度の経距変化

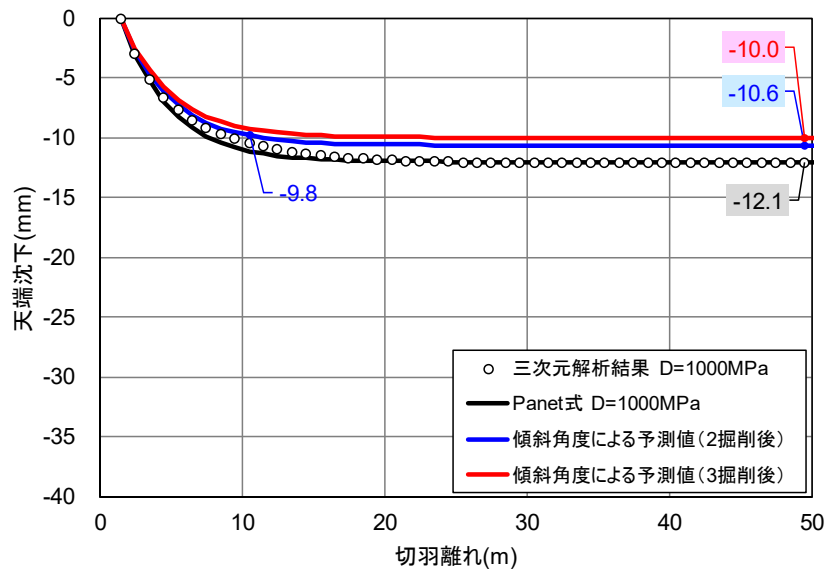


図 6-5 天端沈下量推定結果と解析結果（硬質層）

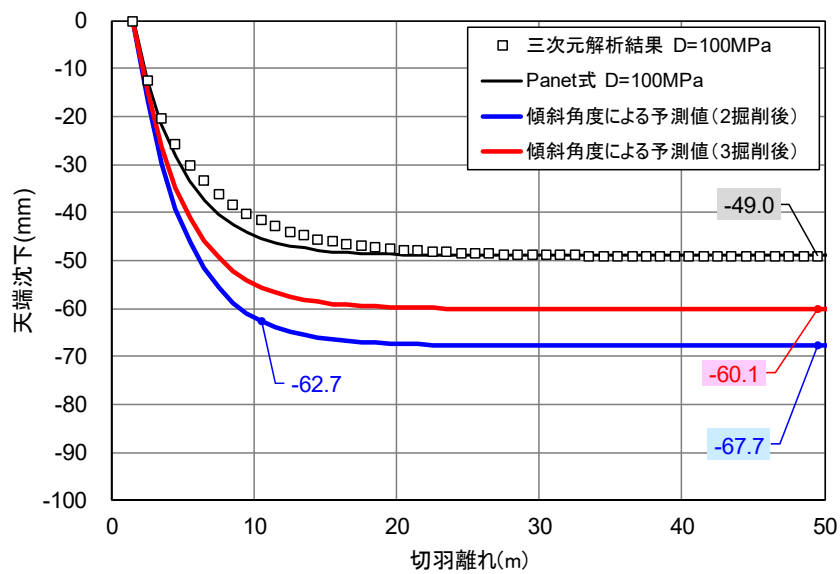


図 6-6 天端沈下量推定結果と解析結果（軟弱層）

## 6.2. 天端沈下量の推定手法（切羽前方地山）

### 6.2.1. 感度解析結果を用いた予測手法

切羽前方地山で想定される天端沈下量は、実測による地層境界近傍における傾斜角度標準値からの変動量を 5 章で実施した感度解析から計算された各土被りと地山条件の組み合わせの傾斜角度標準値からの変動量と比較することで、切羽前方での地層境界位置と地山等級を推定し、解析結果の天端沈下量を予測値とする方法を検討した。また、解析条件以外の土被りや掘削半径でも予測方法を適用できるようにするため、理論解と経験式を用いて感度解析の結果を補正する方法も併せて検討した。以下に予測手法の手順を示す。

- ① 地山条件と土被り毎の傾斜角度標準値からの変動量を感度解析結果から算出する。
- ② 推定方法を適用しようとするトンネルの掘削半径、土被りを考慮して、感度解析結果の傾斜角度分布を補正する。
- ③ 実測における傾斜角度標準値からの変動量を算出する。
- ④ 変動量の大きさを解析値と比較して、切羽前方に予測される地山条件と出現位置、および天端沈下量を推定する。

まず、①の感度解析結果における傾斜角度の標準値からの変動量は図 6-7～図 6-13 のように整理される。



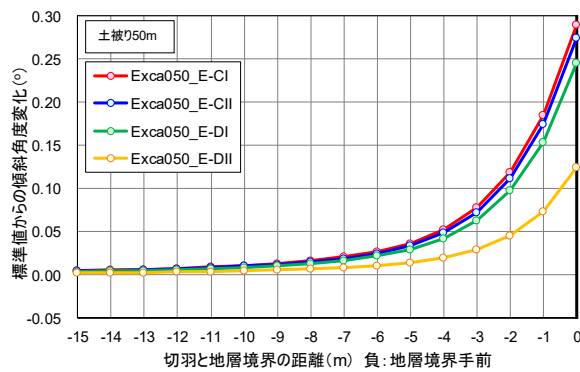
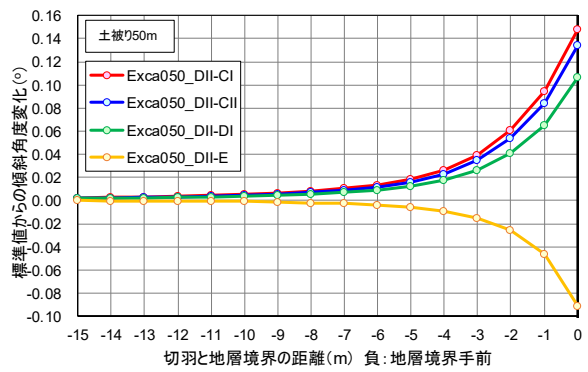
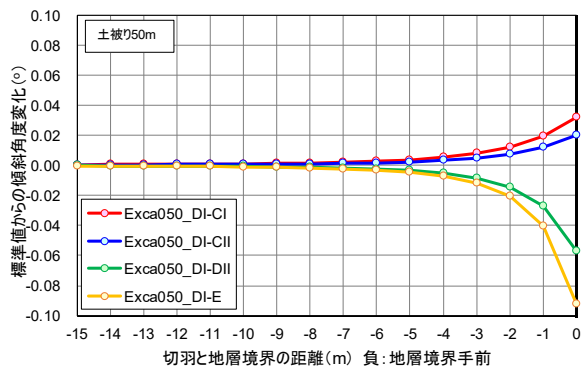
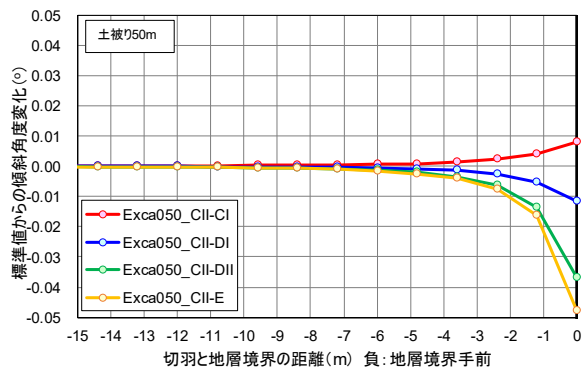
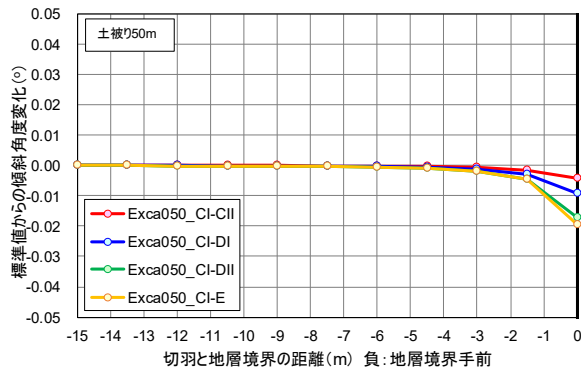


図 6-7 土被り 50m の場合における傾斜角度変動量  
(左上から右へ領域 I が CI、CII、DI、DII、E 地山の順)

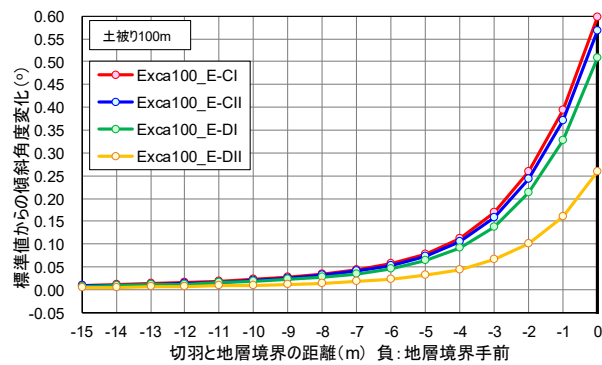
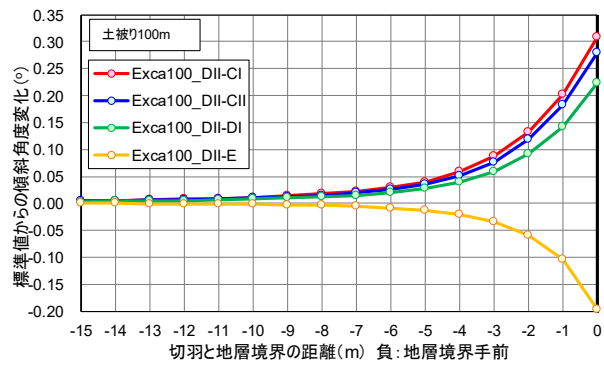
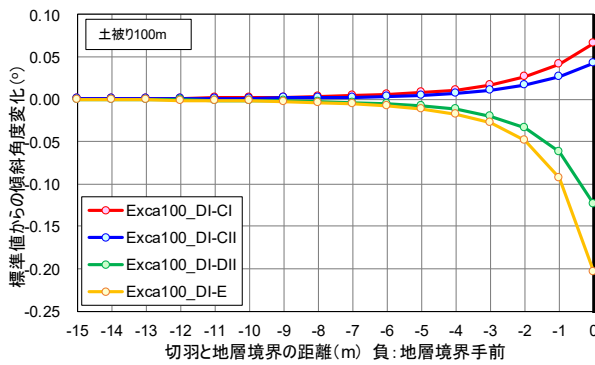
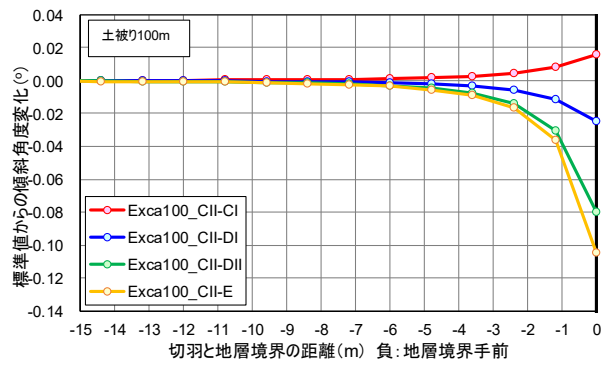
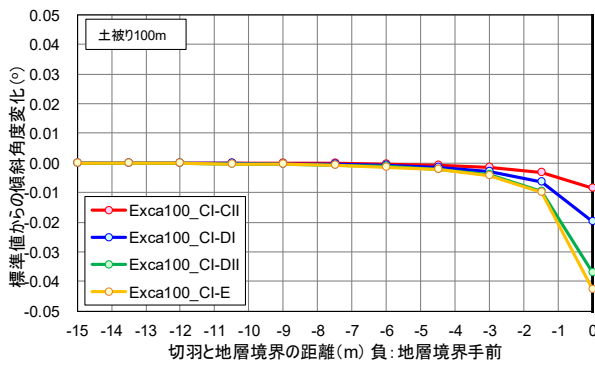


図 6-8 土被り 100m の場合における傾斜角度変動量  
(左上から右へ領域 I が CI、CII、DI、DII、E 地山の順)

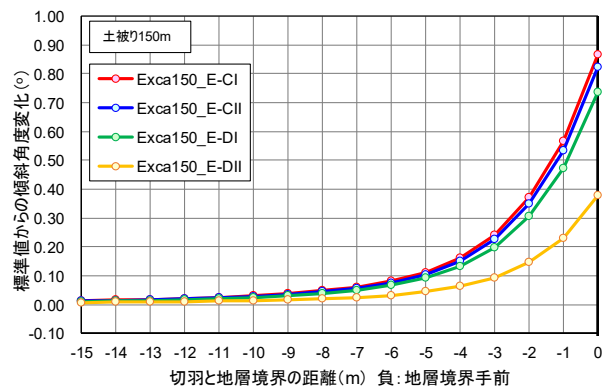
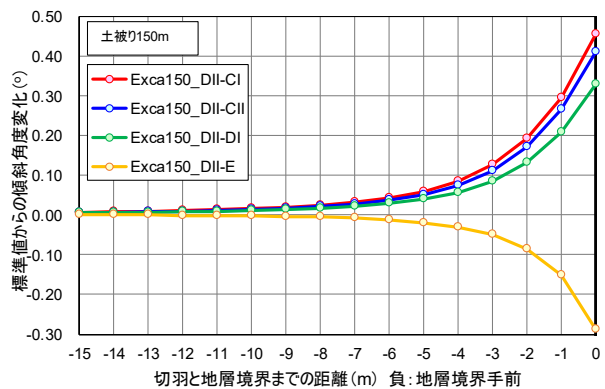
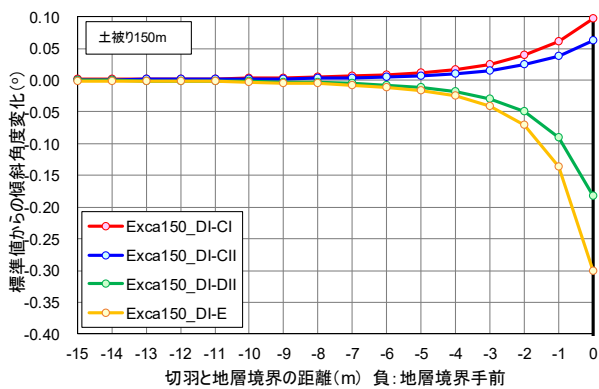
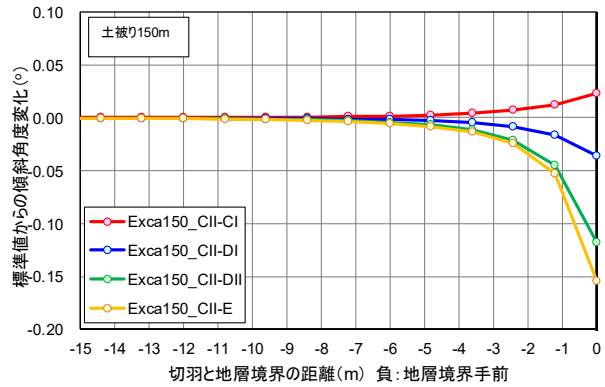
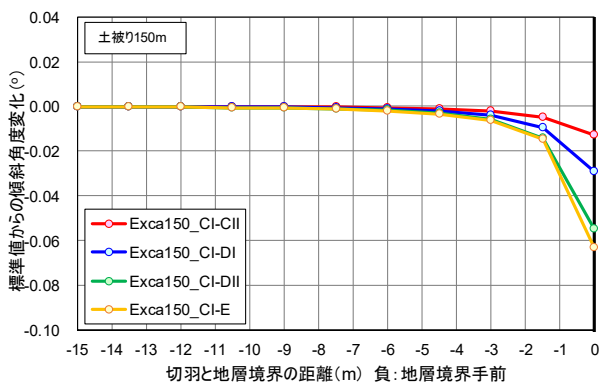


図 6-9 土被り 150m の場合における傾斜角度変動量  
(左上から右へ領域 I が CI、CII、DI、DII、E 地山の順)

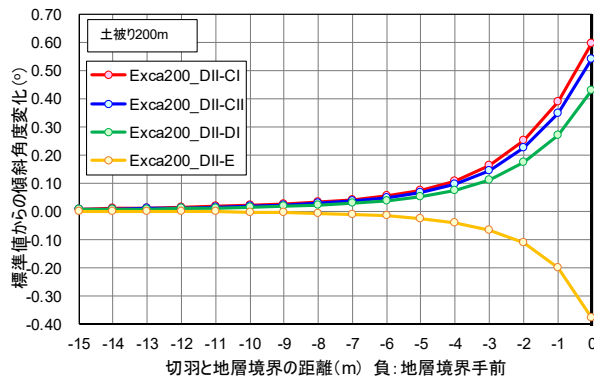
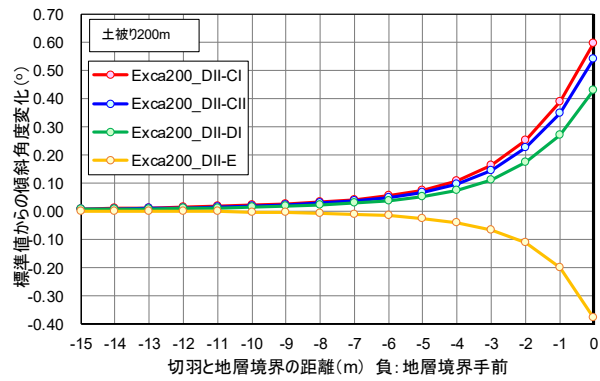
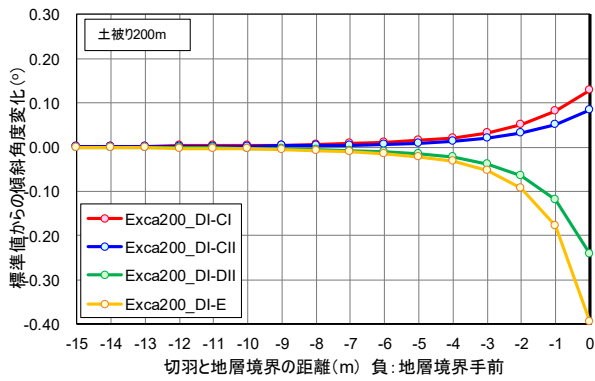
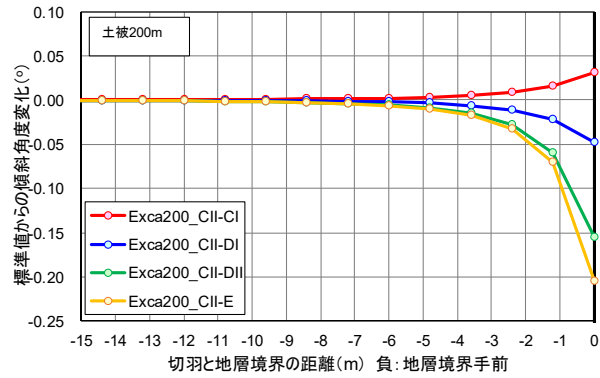
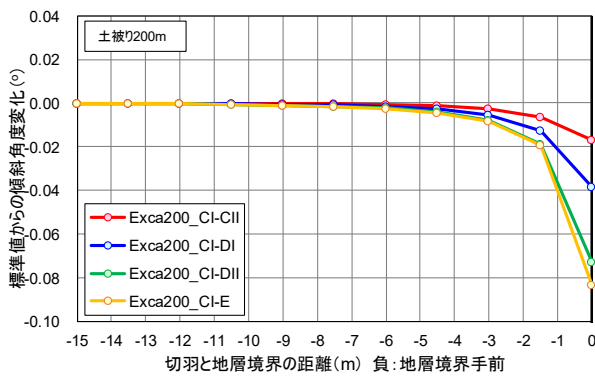


図 6-10 土被り 200m の場合における傾斜角度変動量  
(左上から右へ領域 I が CI、CII、DI、DII、E 地山の順)

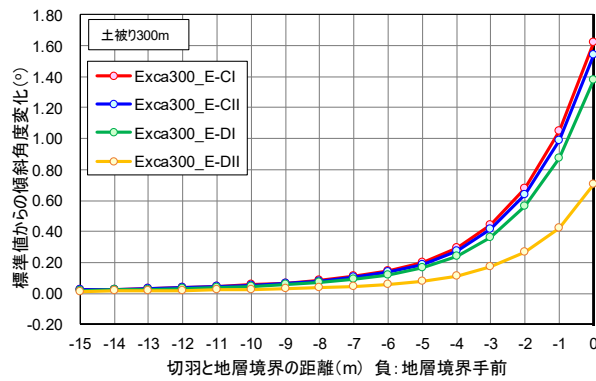
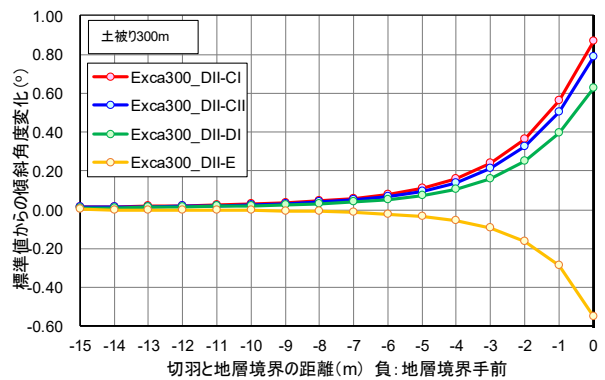
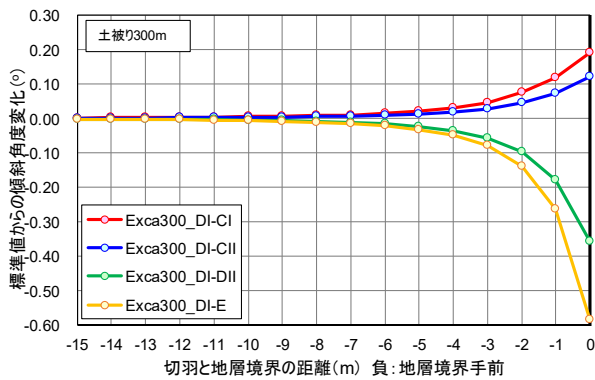
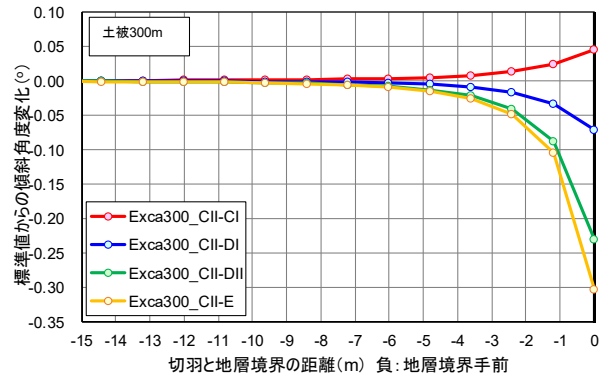
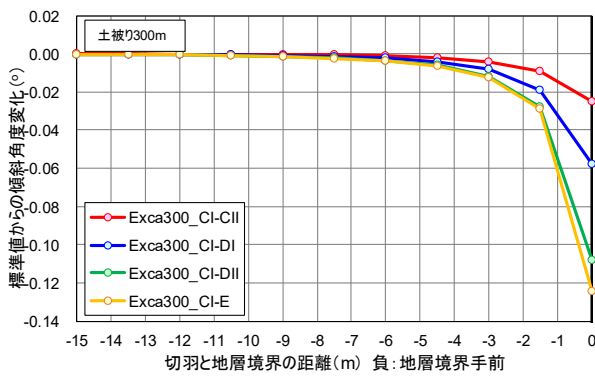


図 6-11 土被り 300m の場合における傾斜角度変動量  
(左上から右へ領域 I が CI、CII、DI、DII、E 地山の順)

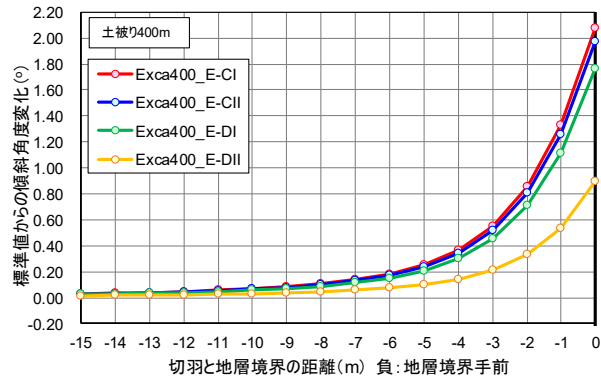
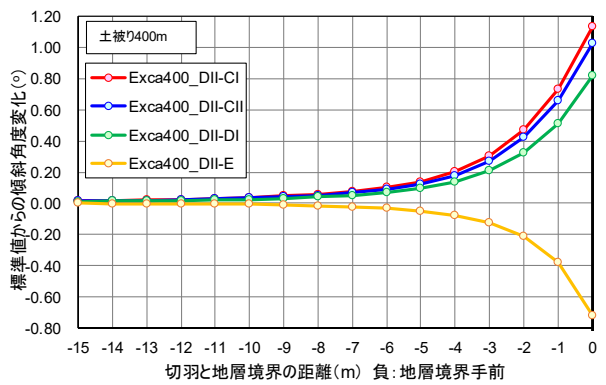
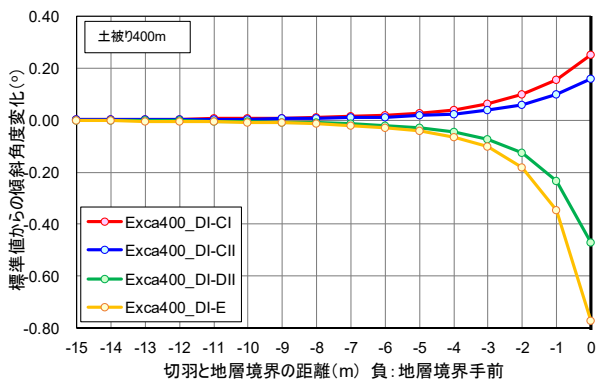
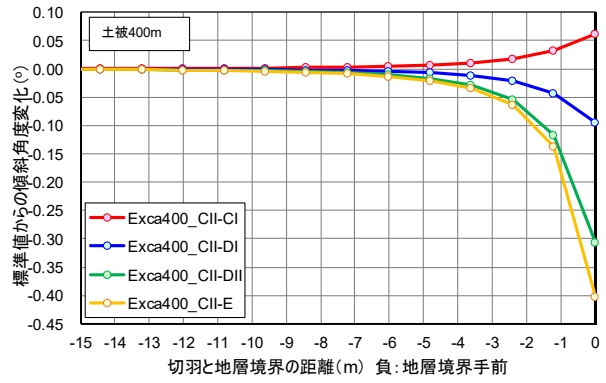
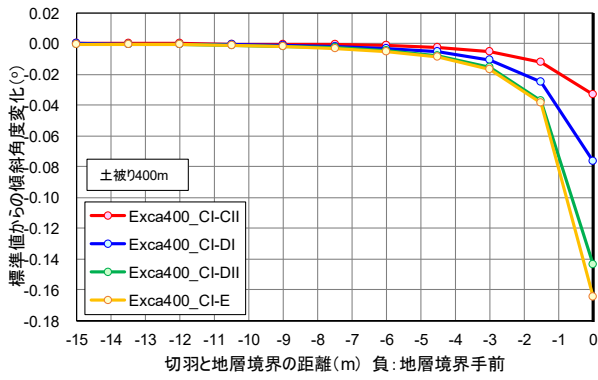


図 6-12 土被り 400m の場合における傾斜角度変動量  
(左上から右へ領域 I が CI、CII、DI、DII、E 地山の順)

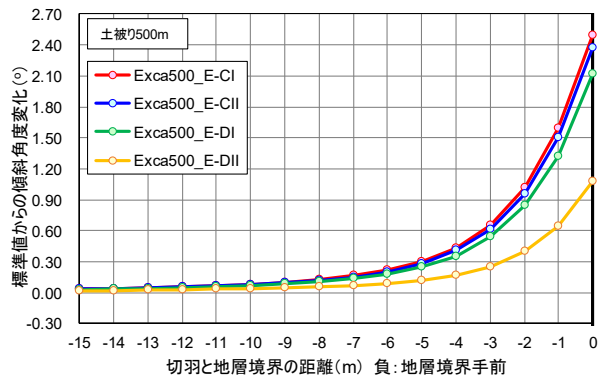
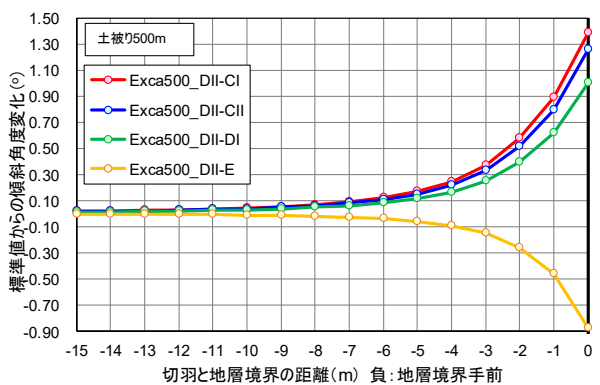
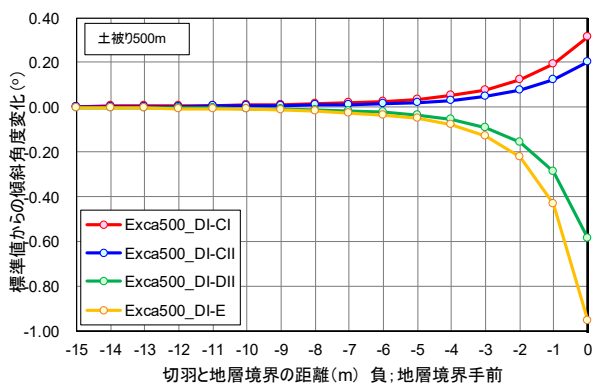
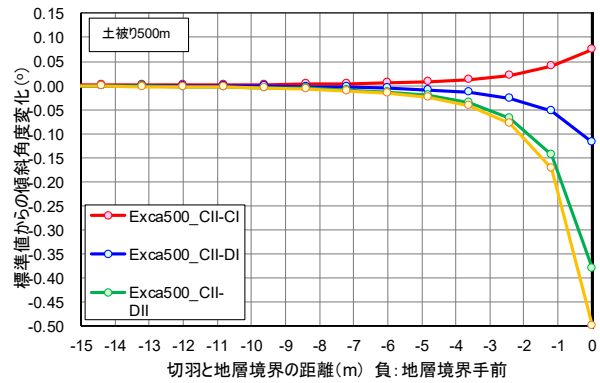
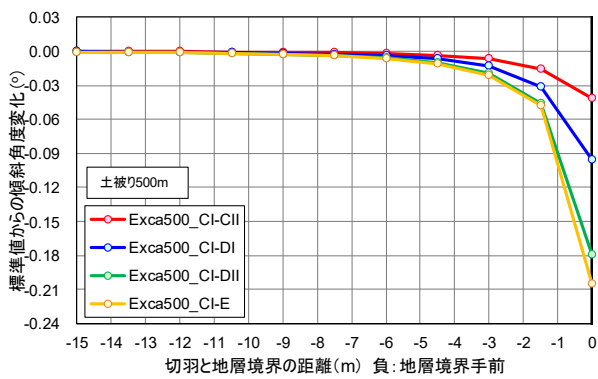


図 6-13 土被り 500m の場合における傾斜角度変動量  
(左上から右へ領域 I が CI、CII、DI、DII、E 地山の順)

図 6-7～図 6-13 に示した感度解析結果は掘削半径 5m のトンネルの結果であるため、適用しようとするトンネルの掘削径と土被りに合わせて、6.2.2 「感度解析結果の一般化」 で示す方法により、傾斜角度分布の補正が必要である。

感度解析と同じ掘削半径 5m、かつ同じ土被りのトンネルである場合には、図 6-7～図 6-13 を補正せずに使用して、切羽前方の地山状況を予測することが可能である。以下に具体的な例をもとに予測方法を示す。

例えば、土被り 300m のトンネルで、DI 相当の地山を掘削している際に、傾斜計測を行って標準値から $-0.03^{\circ}$  (切羽側へ増加) だけの変動量が確認された場合を想定する。図 6-14 に同じ解析条件としての傾斜角度標準値からの変動量を示す。ここで、 $-0.03^{\circ}$  の傾斜角度の変動量に着目すると、E 地山との地層境界の 5m 手前、もしくは DII 地山との地層境界の 4m 手前であると推定できる。このため、4m 前方では DII 地山相当の天端沈下量 (数値解析では $-175\text{mm}$ ) が、5m 前方では E 地山相当の天端沈下量 (数値解析では $-328\text{mm}$ ) が発生する可能性があるとして予測することができる。逆に $+0.03^{\circ}$  の変化が確認された場合には、同図より 3m 前方では CII 地山まで、4m 前方であれば CI まで地山等級が改善する可能性があるとして予測することができる。このため、3m 前方では CII 地山相当の天端沈下量 (数値解析では $-25\text{mm}$ )、4m 前方では CI 地山相当の天端沈下量 (数値解析では $-11.8\text{mm}$ ) となると予測することができる。なお、5 章にて実施した感度解析結果で、各土被り、地山条件における天端沈下量の収束値は、切羽離れ  $0.5l_r$  を初期値とした場合は表 6-1 と図 6-15 のように計算される。この値を使うことにより、切羽前方で地山剛性が変化したのちに、生じる天端沈下量を予測する。

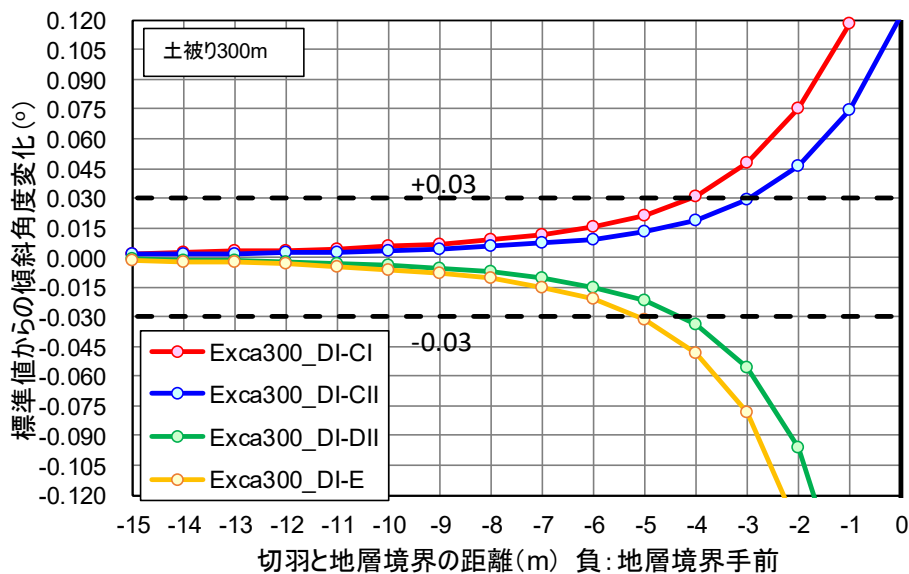


図 6-14 土被り 300m、DI 地山掘削時の傾斜角度変化 (拡大図として再掲)



表 6-1 土被り、地山条件毎の天端沈下量の収束値

単位 mm

天端沈下収束値*		土被り						
		50m	100m	150m	200m	300m	400m	500m
地山条件	CⅠ地山	-2.0	-3.8	-5.8	-7.8	-11.7	-15.7	-19.6
	CⅡ地山	-4.3	-8.1	-12.2	-16.3	-24.6	-32.9	-41.1
	DⅠ地山	-8.9	-17.1	-25.8	-34.5	-51.9	-69.2	-86.6
	DⅡ地山	-29.5	-57.7	-87.0	-116.3	-174.8	-233.3	-291.9
	E地山	-55.3	-108.2	-163.1	-218.0	-327.7	-437.4	-547.1

\*初期値を切羽離れ0.5 $l_r$ とした計測変位相当値

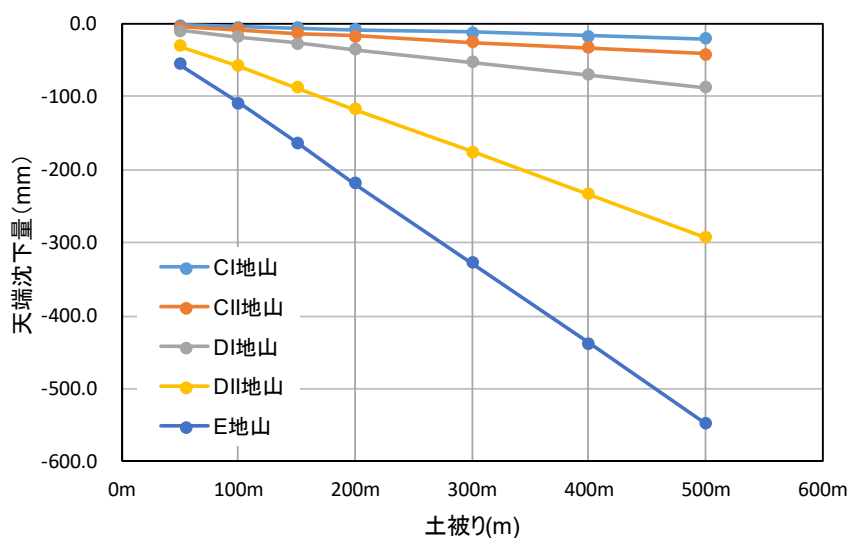


図 6-15 土被り、地山条件毎の天端沈下量の収束値

次に、天端沈下量推定結果の予測グラフへの反映方法について示す。土被り 300m の掘削半径 5m の円形トンネルで、DⅠ地山 ( $l_r=1.0m$ ) を掘削して、既往の計測断面 (図 6-16 で断面(a)と(b)) で得られた傾斜角度標準値が $-0.50^\circ$  (切羽離れ 2.5m) を得た場合を仮定する。図 6-16 は、新たに設けられた計測断面 (断面(c)) で $+0.03^\circ$  もしくは $-0.03^\circ$  の傾斜角度変化が計測された状況を表している。この時、計測断面の天端沈下量の予測値は、6.1.2 「天端沈下量推定式」で示した式(19)を用いる事により、断面(a)と断面(b)では、 $-70mm$  と計算される。同様に断面(c)では、 $-0.47^\circ$  ( $+0.03^\circ$ ) となった場合には $-66mm$ 、 $-0.53^\circ$  ( $-0.03^\circ$ ) となった場合には $-74mm$  と計算される。

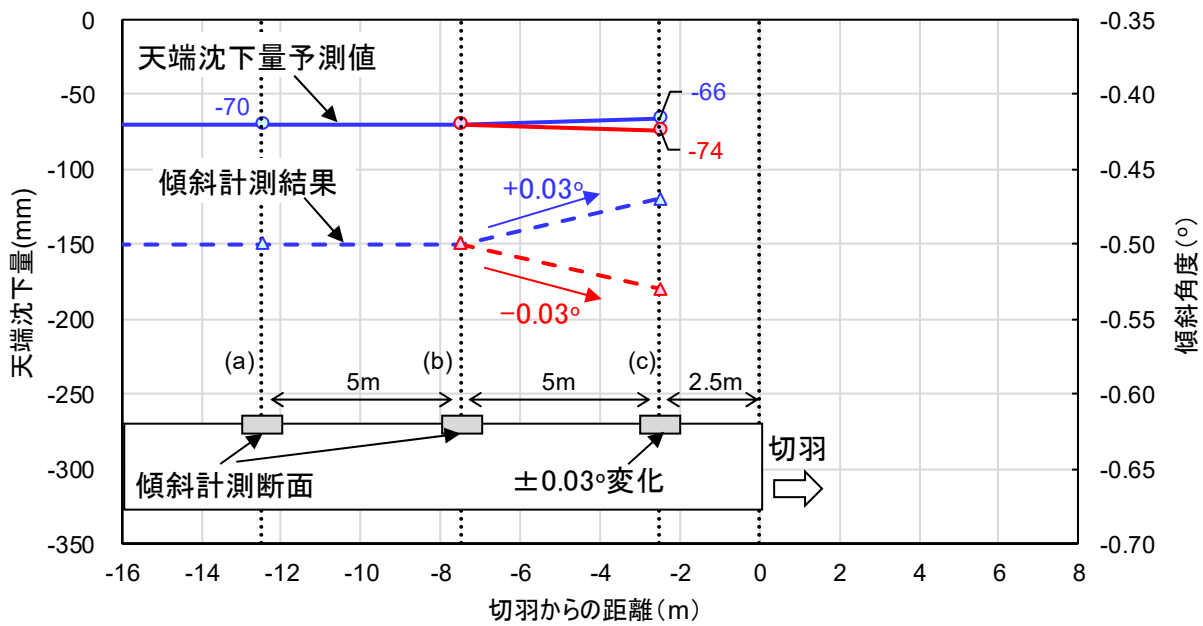


図 6-16 傾斜角度標準値から $\pm 0.03^\circ$ の変動量が計測された時の地山変化予測グラフ

切羽前方では図 6-14 に示したように、 $+0.03^\circ$  の変化を観測した場合には、切羽前方 3m で CII 地山へ切羽前方 4m では CI 地山へ改善する可能性が予測されるため、それぞれの位置で表 6-1 と図 6-15 より -25mm、-13mm の天端沈下量が予測される。一方  $-0.03^\circ$  の変化を観測した場合には、切羽前方 4m で DII 地山へ、切羽前方 5m では E 地山となる可能性があるため、それぞれの位置で、-175mm、-328mm の天端沈下量が予測される。このため、傾斜角度の予測グラフから推定される天端沈下量の予測分布を図 6-17 のように切羽前方に延長することができる。

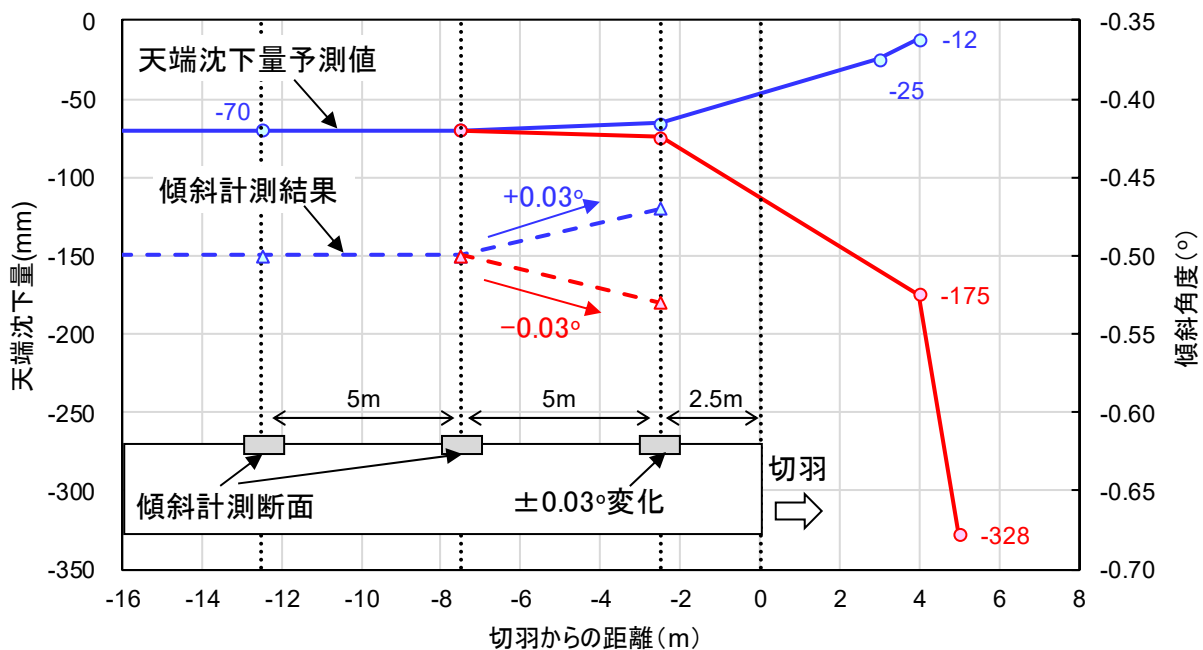


図 6-17 切羽前方での天端沈下量の予測値分布

### 6.2.2. 感度解析結果の一般化

前項に示した推定結果は掘削半径  $r_0=5\text{m}$  の場合の結果である。掘削半径が異なるトンネルで、天端沈下量を予測する、または計測間隔の設定を行う場合には、地山変形量と掘削影響範囲の大きさの違いを考慮しなければならない。そこで、本節では感度解析結果の一般化を図り、解析条件以外の掘削半径と土被りを持つトンネルでも切羽前方の天端沈下量を推定できる方法を検討した。

掘削対象となる地山の応力-ひずみ関係を線形弾性として、初期地圧条件として鉛直方向応力と水平方向応力の比である側圧係数  $K$  を仮定する。トンネルは掘削半径  $r_0$  の円形トンネルであるとする。この時、図 6-18 に示すトンネル中心から  $r$  の位置におけるトンネル掘削に伴う地山変位量は半径方向  $u_r$  と円周方向  $u_\theta$  は Kirsh の円孔理論解より、それぞれ式(23)と式(24)のように算出することができる（例えば、[85][86]）。

$$u_r = \frac{p_0 r_0^2}{4Gr} \left[ (1+K) - (1-K) \left\{ 4(1-\nu) - \frac{r_0^2}{r^2} \right\} \cos 2\theta \right] \quad (23)$$

$$u_\theta = -\frac{p_0 r_0^2}{4Gr} \left[ (1-K) \left\{ 2(1-2\nu) + \frac{r_0^2}{r^2} \right\} \sin 2\theta \right] \quad (24)$$

ここで、

$u_r$  : トンネル半径方向の変位 (m) トンネル内空側に向かう変位が正

$u_\theta$  : トンネル周方向の変位 (m) 半時計周りの変位が正

$p_0$  : 初期地圧 (=  $\gamma H'$ ) (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  : 地山の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$H'$  : トンネル中心深度 (m)

$G$  : 地山のせん断剛性率 ( $G = E/(2(1+\nu))$ ) (kN/m<sup>2</sup>)

$E$  : 地山の弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\nu$  : 地山のポアソン比 (-)

$\theta$  : 図 6-18 における水平応力軸からの角度 (rad)

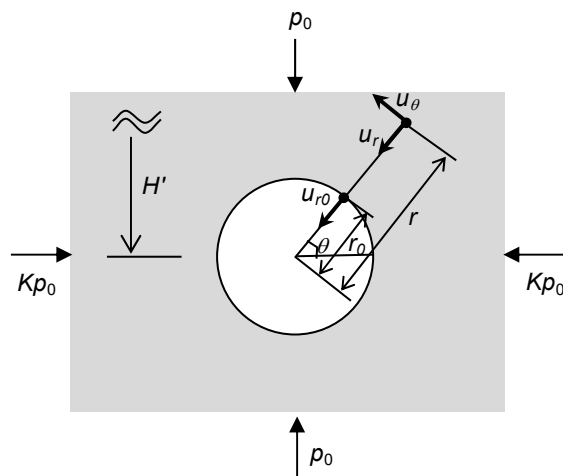


図 6-18 円形トンネル掘削時の地山変位量

側圧係数が  $K = 1.0$  の場合には、式(23)は式(25)のように変換することができる。

$$u_r = p_0 \cdot \frac{r_0}{2G} \cdot \frac{r_0}{r} = \gamma H' \cdot \frac{r_0}{2G} \cdot \frac{r_0}{r} \quad (25)$$

トンネル壁面位置の変位は  $r = r_0$  であることから、式(25)は式(26)のように書くことができる。

$$u_{r_0} = \gamma H' \cdot \frac{r_0}{2G} \quad (26)$$

式(26)は、地山が弾性体で円形トンネルを掘削した時のトンネル壁面変位は、トンネル中心深度と掘削半径に比例することを意味している。ここで、 $u_{r_0}$  は切羽到達前の先行変位を含む全変位量であるが、切羽通過後変位  $u'_{r_0}$  は先行変位率を  $x$  とした場合には、 $u'_{r_0} = (1-x) \cdot u_{r_0}$  と書くことができるため、切羽通過後変位  $u'_{r_0}$  も同様にトンネル中心深度と掘削半径に比例する。このため、例えば、解析結果である掘削半径  $r_0 = 5\text{m}$  と掘削半径  $r_0 = 6\text{m}$  の切羽通過後のトンネル壁面変位は式(27)のように、天端沈下量収束値  $z_\infty$  は式(28)のように関連付ける事が可能である。

$$u'_{r_0=6\text{m}} = \frac{6}{5} \cdot u'_{r_0=5\text{m}} \quad (27)$$

$$z_{\infty, r_0=6\text{m}} = \frac{6}{5} \cdot z_{\infty, r_0=5\text{m}} \quad (28)$$

傾斜角度は計測断面前後の 1 掘削長  $l_r$  に対して十分に小さいトンネル軸方向変位の差を無視すれば、 $l_r$  離れた 2 点の天端沈下量の差によって近似できる (式(13)を再掲)。

$$\phi(^{\circ}) = \frac{180}{\pi} \cdot \tan^{-1}((\Delta z_a - \Delta z_b)/l_r) \quad (13)\text{再掲}$$

ここで、傾斜角度の初期値を切羽通過後  $0.5l_r$  の時点で取得し、2 掘削後 (切羽離れ  $2.5l_r$ ) に傾斜角度の評価を行った場合、式(13)は Panet の変位特性曲線のフィッティング関数 (式(17)) を用いることにより、式(29)のように書くことができる。

$$\begin{aligned} \phi(2.5l_r) &= \frac{180}{\pi} \cdot \tan^{-1}[\{(z(2l_r) - z(0)) - (z(3l_r) - z(l_r))\}/l_r] \\ &= \frac{180}{\pi} \cdot \tan^{-1} \left( z_\infty \underbrace{\left[ \left\{ 1 - \exp\left(\frac{-2l_r}{0.7r_0}\right) \right\} - \left\{ 1 - \exp\left(\frac{0}{0.7r_0}\right) \right\} - \left\{ 1 - \exp\left(\frac{-3l_r}{0.7r_0}\right) \right\} + \left\{ 1 - \exp\left(\frac{-l_r}{0.7r_0}\right) \right\} \right]}_{f(r_0, 2.5l_r)} / l_r \right) \end{aligned} \quad (29)$$

式(29)において掘削半径  $r_0$  と掘削長  $l_r$  に関わる項を  $f(r_0, l_r)$  と置換すると、式(30)のように簡略化することができる。

$$\phi(2.5l_r) = \frac{180}{\pi} \cdot \tan^{-1}\{z_\infty \cdot f(r_0, 2.5l_r)\} \quad (30)$$

式(30)のうち、 $f(r_0, l_r)$ は掘削半径と掘削長から決まる定数項として算出することが可能である。ここで、感度解析で実施した掘削半径  $r_0 = 5\text{m}$  の解析値から掘削半径  $r_0 = 6\text{m}$  の傾斜角度を算出することを考えると、式(30)のうち、掘削半径  $r_0 = 6\text{m}$  の天端沈下量の収束値は式(28)の関係を使って掘削半径  $r_0 = 5\text{m}$  の解析値から算出できるため、掘削半径  $r_0 = 6\text{m}$  の傾斜角度は式(31)のように表すことができる。式中の  $f(r_0, 2.5l_r)$ は掘削半径  $r_0$  と地山条件に応じた支保パターンから決まる掘削長  $l_r$  を代入する事により計算できる。

$$\phi(r_0 = 6\text{m}, 2.5l_r) = \frac{180}{\pi} \cdot \tan^{-1}\{6/5 \cdot z_{\infty, r_0=5\text{m}} \cdot f(r_0 = 6\text{m}, 2.5l_r)\} \quad (31)$$

土被り 300m (トンネル中心深度は  $H=305\text{m}$ ) で DII 地山から E 地山へ掘削した解析結果を補正して掘削半径 6m 相当の傾斜角度を算出することを試行した。DII 地山を対象とした解析では、掘削長を  $l_r = 1.0\text{m}$  としたため、式(31)は以下のように計算される。

$$\begin{aligned} f(r_0 = 6\text{m}, 2.5l_r = 2.5\text{m}) &= 0.080 \\ \phi(r_0 = 6\text{m}, 2.5l_r = 2.5\text{m}) &= \frac{180}{\pi} \cdot \tan^{-1}\{6/5 \cdot z_{\infty, r_0=5\text{m}} \cdot 0.080\} \end{aligned} \quad (32)$$

DII 地山中における  $z_{\infty, r_0=5\text{m}}$  は、解析結果の地山鉛直変位量で切羽通過後の増分が図 6-19 より  $-221.6\text{mm}$  であるため、これを式(32)に代入する事により、掘削半径 6m と掘削半径 5m の傾斜角度の比は式(33)のように算出される。

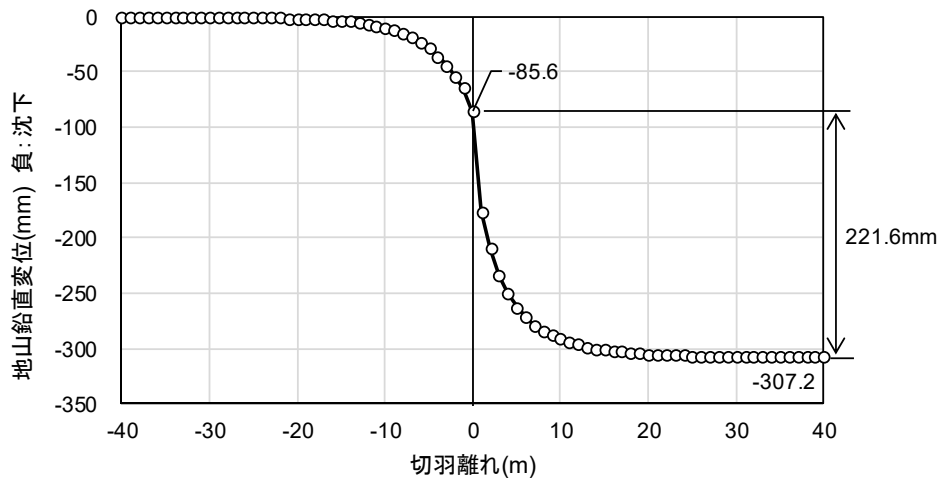


図 6-19 DII 地山掘削時の鉛直方向変位

$$\frac{\phi(r_0 = 6\text{m}, 2.5l_r = 2.5\text{m})}{\phi(r_0 = 5\text{m}, 2.5l_r = 2.5\text{m})} = \frac{\tan^{-1}\{6/5 \cdot z_{\infty, r_0=5\text{m}} \cdot 0.080\}}{\tan^{-1}\{z_{\infty, r_0=5\text{m}} \cdot 0.108\}} = 0.890 \quad (33)$$

式(33)の関係 (解析結果の補正係数) を掘削半径  $r_0 = 5\text{m}$  の解析結果から得られた傾斜角度分布に乗じることにより、掘削半径  $r_0 = 6\text{m}$  での傾斜角度分布と標準値 (掘削半径  $r_0 = 5\text{m}$  の時  $-3.658^\circ$ 、掘削半径  $r_0 = 6\text{m}$  の時  $-3.257^\circ$ ) からの変動量をそれぞれ図 6-20 と図 6-21 のように書くことができる。ここで、掘削径が大きい方が、得られる傾斜角度が小さくなっていることが特徴的である。図 6-22 は掘削半径の異なるトンネルで、Panet の変位特性曲線のフィッティング関数で算出した各切羽離れの天端沈下量を収束沈下量で正規化した

ものである。同図では、掘削半径が大きくなるに連れて、掘削の影響範囲が切羽遠方に及び、沈下の発生割合が緩やかになる傾向が見られる。また、その分切羽離れが大きくなるまで収束沈下量に到達しない、すなわち収束性が悪くなっていることがわかる。この影響を強く受けて、収束沈下量の絶対値は掘削半径と比例して大きくなるものの、切羽通過直後における1掘削長離れた2点間の天端沈下量の差分によって算出される傾斜角度は、掘削半径  $r_0=6\text{m}$  の方が小さく算出されるものと考えられる。ただし、掘削半径に応じた傾斜角度の大小関係は、傾斜角度を算出する初期値や評価のタイミングによって変化する。

図 6-21 によって解析条件とは異なる施工条件でも切羽前方の天端沈下量を推定することができる。具体的には例えば  $-0.15^\circ$  の変化があった際（図中青線）には、切羽前方  $2\text{m}$  で E 地山相当の沈下量が推定される。また、天端傾斜計の計測精度である  $0.01^\circ$  を閾値として手法の適用可否を判定すること（図中赤線）で、図 6-23 のように掘削半径  $r_0=6\text{m}$  でも予測可能距離（=最適計測間隔）をノモグラムとして示すことも可能である。

また、図 6-21 や図 6-23 より掘削半径が  $5\text{m}$  から  $6\text{m}$  になり、掘削断面積が  $78.5\text{m}^2$  から  $113.1\text{m}^2$  というように約 1.4 倍に大きくなっても傾斜角度の変化量や予測可能距離はほとんど影響を受けないことも特筆すべき事項である。傾斜角度標準値からの変動量は掘削半径にそれほど影響を受けず、感度解析の結果は大きな補正を行わずとも予測に適用することができると考えられる。

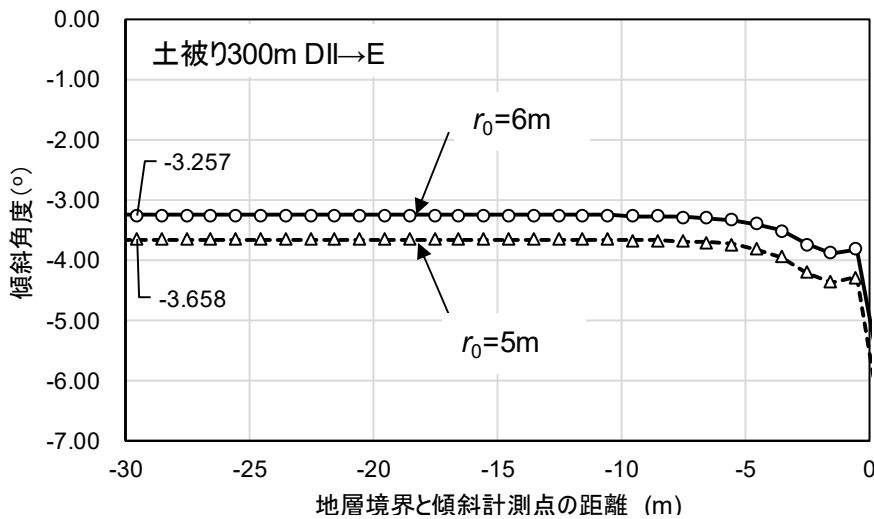


図 6-20 掘削半径 5m と掘削半径 6m の傾斜角度分布

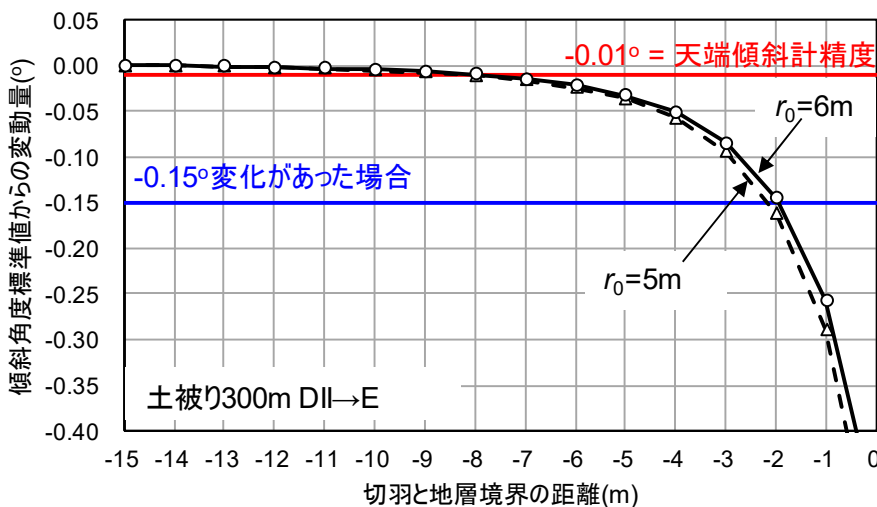


図 6-21 掘削半径 5m と掘削半径 6m における傾斜角度標準値からの変化量

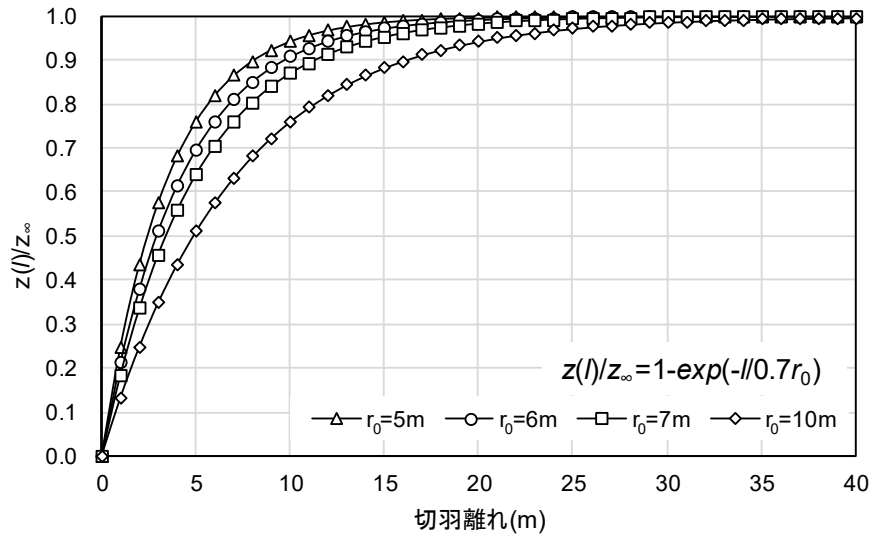


図 6-22 掘削半径による天端沈下量の発生傾向の違い

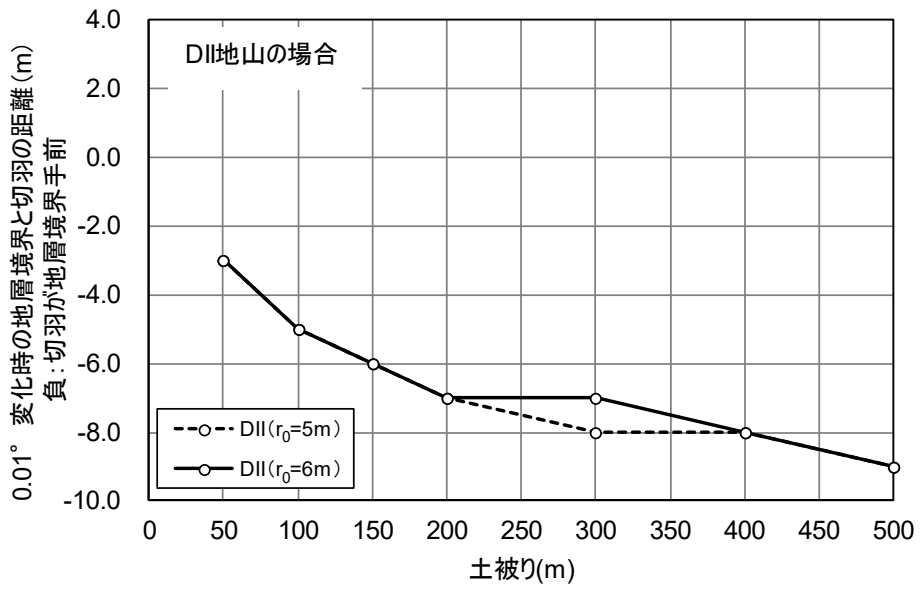


図 6-23 掘削半径による予測可能距離の違い (DII 地山)

### 6.3. 現場実証試験の事後評価

#### 6.3.1. 傾斜計測断面における天端沈下量の推定結果

現場実証試験によって得られた傾斜角度の値を使用して、傾斜計測断面における天端沈下量の推定結果を事後評価し、その推定精度について考察した。

##### 6.3.1.1. 樺坂トンネル

樺坂トンネルでは、初号機の天端傾斜計を使用していたため、図 4-9 に示したように傾斜角度の初期値は支保パターン CII 区間で切羽離れ  $1.5l_r=1.8\text{m}$ 、DI 区間で切羽離れ  $1.5l_r=1.5\text{m}$  の時点において取得した。等価な掘削断面を持つ円形断面を仮定し、CII パターンの掘削径は  $r_0=4.169\text{m}$  ( $= (54.6/\pi)^{0.5}$ )、DI パターンの掘削径は  $r_0=4.538\text{m}$  ( $= (64.7/\pi)^{0.5}$ ) とした。傾斜計測断面における天端沈下量の推定は、それぞれの地山区間において、式(34)と式(35)によって算出した。図 6-24 に計測区間における天端沈下量の推定値と計測結果(切羽離れ  $1D_0$  と収束値)の比較図を示す。

$$z_{\infty} = \frac{\tan\{\phi(4.2\text{m}) \cdot \pi/180\}}{\{-\exp(-3.6/0.7r_0) + \exp(-1.2/0.7r_0) + \exp(-4.8/0.7r_0) - \exp(-2.4/0.7r_0)\}}/1.2 \quad (34)$$

$$z_{\infty} = \frac{\tan\{\phi(3.5\text{m}) \cdot \pi/180\}}{\{-\exp(-3.0/0.7r_0) + \exp(-1.0/0.7r_0) + \exp(-4.0/0.7r_0) - \exp(-2.0/0.7r_0)\}}/1.0 \quad (35)$$

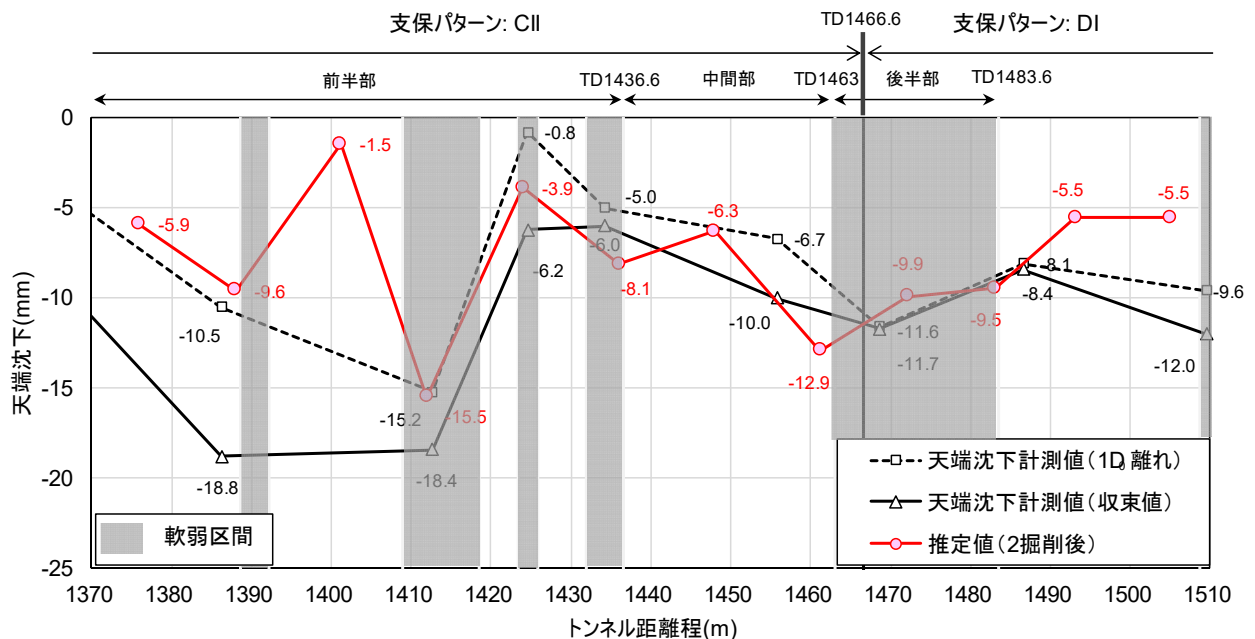


図 6-24 傾斜計測断面の天端沈下量推定結果 (樺坂トンネル)

傾斜角度による天端沈下量の推定結果は、傾斜計測断面と天端沈下計測断面が近接している箇所では、計測区間全体にわたって整合的な結果が得られている。傾斜角度を計測した TD1448m、TD1461m では、直近に天端沈下計測断面が無い場合、詳細な精度検証は難しいが、前後の天端沈下量の値と推移傾向から考えて妥当な範囲であると考えられる。TD1401.2m、1493.1m、および 1505.1m でも、近傍に天端沈下計測断面が無い場合、詳細な推定精度の検証はできなかったが、掘削時の切羽観察の結果ではこれらの計測箇所は比較的硬



質な区間に相当し、相応の小さな天端沈下量が計算されているため、推定結果はある程度合理的であると考えられる。

一方で、計測区間の前半部の TD1388m では計測結果の収束値は-18.8mm に対して、推定値は-9.6mm であり乖離があった。この原因は次のように考えられる。推定に用いている Panet のフィッティング関数は弾性地山の挙動を仮定しているため、式(36)のように切羽離れ  $2r_0$  までに収束沈下の 94%以上が発生する。

$$\frac{z(1D)}{z_\infty} = 1 - \exp(-2r_0/0.7r_0) = 0.942 \quad (36)$$

TD1388m で計測された地山挙動は、切羽離れ 10m (≒トンネル掘削幅) までに発生した沈下量は 56% ( $10.5/18.8=0.559$ ) にとどまり、切羽離れ 10m 以降に大きな沈下を計測した事が特徴的である。すなわち、図 6-25 のような計測結果と推定方法で大きな沈下特性曲線の違いがあった。式(34)の推定方法では、切羽離れ 4.8m までに実際には収束沈下量の 30%しか発生していない段階での傾斜角度をフィッティング関数によって、収束沈下量の 71%まで沈下量が発生したように考えて、収束沈下量を予測する。このため、実際の計測結果と比べて、小さな天端沈下量の推定値となり乖離が生まれたと考えられる。後述する葉山島トンネルでも同様に切羽離れが大きくなってから沈下が卓越する変形モードであり、同様に過小に沈下量を推定する結果であった。このため、提案した推定手法では、適用範囲が切羽直近部で天端沈下の大部分が発生するような弾性的な地山挙動をする場合に限定されると考えられる。

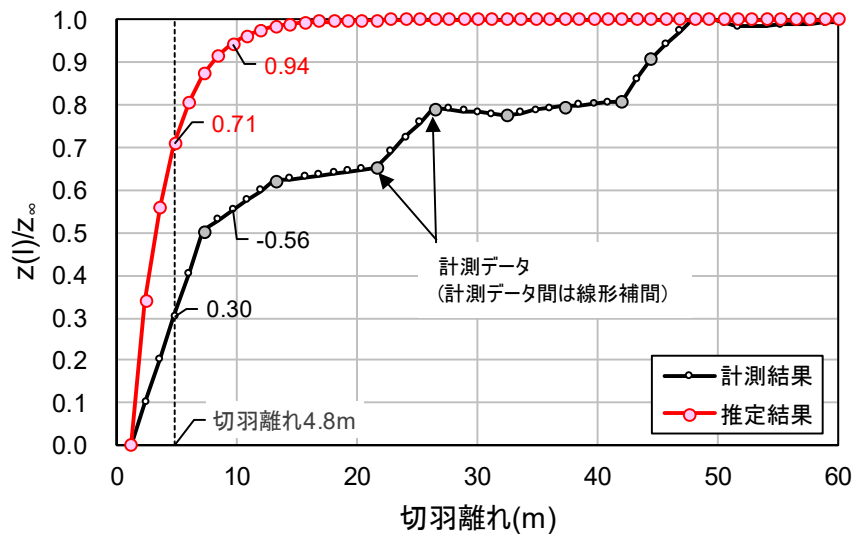


図 6-25 沈下特性曲線の相違

### 6.3.1.2. 箕面トンネル

箕面トンネルでは改良型の天端傾斜計を用いたため、切羽通過後の  $0.5l_r = 0.5m$  において初期値を取得した。天端沈下量の推定は2掘削後の切羽離れ 2.5m で行い、式(17)を用いて計算した。掘削径は椿坂トンネルの事例と同様に、等価な掘削断面積を持つ円形トンネルを仮定して  $r_0 = 5.262m (= (87.0/\pi)^{0.5})$  とした。図 6-26 に計測区間における天端沈下量の収束推定値と計測結果 (切羽離れ  $1D_0$  と収束値) の比較図を示す。

$$z_\infty = \tan\{\phi(2.5) \cdot \pi/180\} / \{-\exp(-2.0/0.7r) + \exp(0/0.7r) + \exp(-3.0/0.7r) - \exp(-1.0/0.7r)\} \quad (17)再掲$$

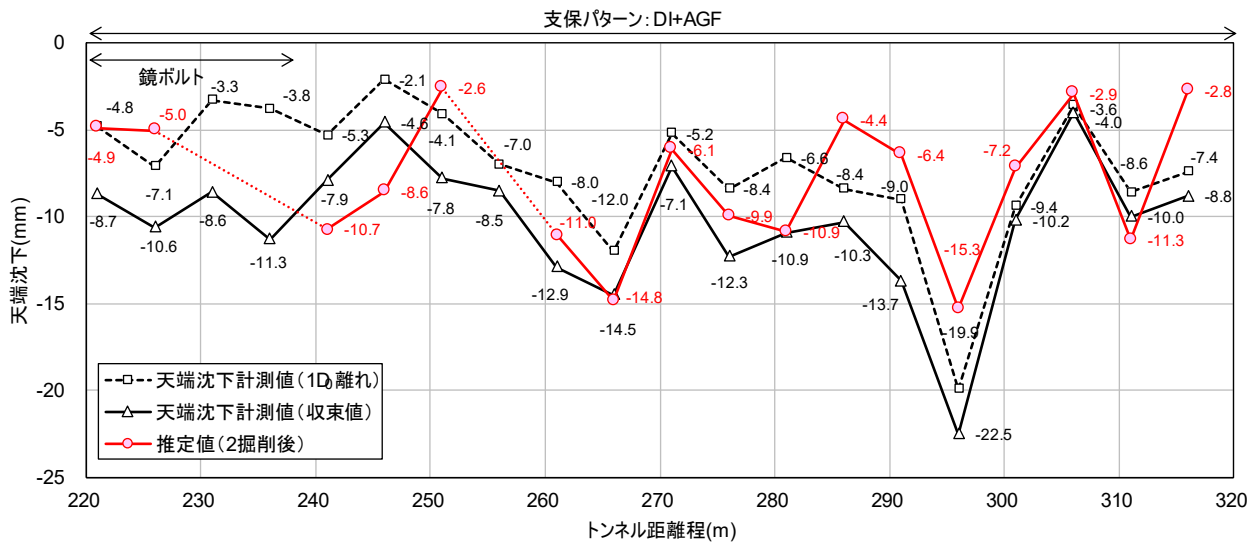


図 6-26 傾斜計測断面の天端沈下量推定結果 (箕面トンネル)

傾斜計測結果から推定した天端沈下量の分布は、計測値の分布と概ね形状が一致していることがわかる。沈下量の絶対値が大きくないため、計測値と推定値の乖離は大きくないが、例えば、TD221m、TD226m、TD291m、およびTD316mなどでは、その他の計測断面と比較して乖離差が大きい。これらの断面では、樺坂トンネルと同様に切羽が1D<sub>0</sub>以上離れた段階でも顕著な沈下の増加傾向が見られる箇所（図中の黒実線と黒点線の差）であり、実際の地山挙動が推定式を導出したような弾性地山の挙動とは異なる挙動を呈している事が原因であると推察される。

### 6.3.1.3. 葉山島トンネル

葉山島トンネルでは、改良型の天端傾斜計を用いたため、箕面トンネルと同じく切羽通過後の0.5l<sub>r</sub> = 0.5mにおいて初期値を取得した。天端沈下量の推定は3掘削後の切羽離れ3.5mで行い、式(19)を用いて計算した。掘削半径それぞれの支保パターンにおいて、等価な掘削断面積を持つ円形トンネルを仮定することにより、DIパターンではr<sub>0</sub> = 5.293m (= (88.0/π)<sup>0.5</sup>)、DIIパターンではr<sub>0</sub> = 5.400m (= (91.6/π)<sup>0.5</sup>)、DIII幅パターンではr<sub>0</sub> = 6.328m (= (125.8/π)<sup>0.5</sup>)、DIIIパターンではr<sub>0</sub> = 5.619m (= (99.2/π)<sup>0.5</sup>)とした。図6-27に計測区間における天端沈下量の収束推定値と計測結果（切羽離れ1D<sub>0</sub>と収束値）の比較図を示す。

$$z_{\infty} = \frac{\tan\{\phi(3.5) \cdot \pi/180\}}{\{-\exp(-3/0.7r) + \exp(0/0.7r) + \exp(-4.0/0.7r) - \exp(-1.0/0.7r)\}} \quad (19)\text{再掲}$$

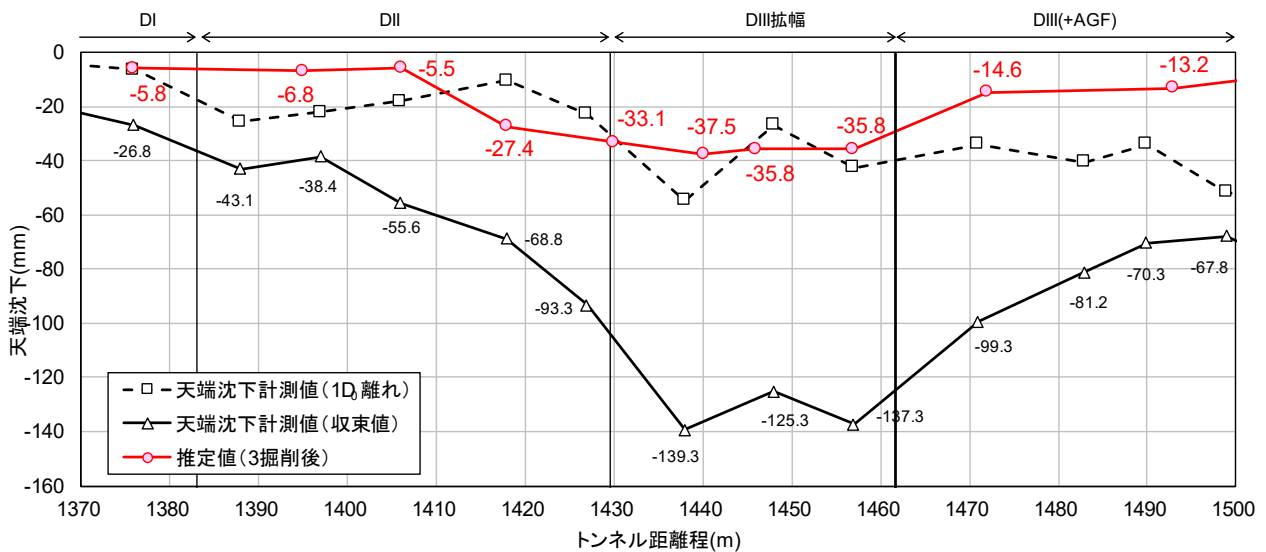


図 6-27 傾斜計測断面の天端沈下量推定結果（葉山島トンネル）

4.5「現場実証試験（葉山島トンネル）」にて考察したように、TD1406.7m から TD1418.7m の計測断面に至る際に、傾斜角度が $-0.05^{\circ}$ から $-0.23^{\circ}$ へ増加し、切羽前方での地山剛性の低下を予測する事ができた。この傾斜計測結果を受けて、天端沈下量の推定結果でも TD-1406m では $-5.5\text{mm}$ に対し、TD1418m では $-27.4\text{mm}$ まで増加している。ただし、最終的な天端沈下量の推定値と計測結果には大きな乖離を生じる結果であった。図 6-27 の TD1406.7m 以降の断面で顕著のように、採用されたショートベンチカット工法で主に上半掘削に起因する切羽離れ  $1D_0$  までに発生した沈下量は小さく、下半掘削を行った切羽離れ  $1D_0$  以降に発生した沈下が収束沈下量に対して大きな割合を示す傾向にあった（図中の黒実線と黒点線の差）。切羽観察の結果で岩塊が指圧で潰されるような強度である箇所も多く存在したことが主たる要因で、下半掘削時にトンネル周辺に緩みが拡大して変位増大につながったものと推察される。このため、上半切羽直近部で計測された傾斜角度の絶対値は収束沈下量から考えると小さな値となり、その値から計算した天端沈下収束値の推定結果は計測結果と大きな乖離を生むことになったと考えられる。このように切羽離れが大きくなった際に変位増加が顕著となるような変位特性を持つ場合には、切羽直近部での傾斜角度が小さく計測されるため、過小に沈下量を推定する結果につながる恐れがあることが明らかとなった。

葉山島トンネルで顕著に見られたように、切羽直近部に対して切羽離れが大きくなった際に変位が大きく発生する変位特性を持つ地山でのトンネル掘削事例では、弾性地山を仮定した変位特性曲線のフィッティング関数を用いた傾斜角度による天端沈下量推定式ではなく、既施工区間で把握したサイト特有の地山条件を反映した変位特性曲線と傾斜角度の相関性を把握した上での天端沈下量推定式を導出するべきであると考えられる。今後の課題として同方法についても検討をしたいと考えている。

### 6.3.2. 切羽前方地山における天端沈下量の推定結果

4.5「現場実証試験（葉山島トンネル）」で示した傾斜計測結果のうち、直前の計測断面から顕著な傾斜角度変化を観測した測点 TD1418m と TD1472m の計測結果を用いて切羽前方地山における天端沈下量の予測結果を事後評価した。なお、椿坂トンネルと箕面トンネルの現場実証試験結果では、明確な傾斜角度標準値を定めるに至らなかったため、前項に示した傾斜計測断面による天端沈下量推定のみを実施した。

まず、感度解析結果によって得られた傾斜角度分布を 6.2.2「感度解析結果の一般化」に示した方法により、葉山島トンネルの TD1418m と TD1472m の施工条件に合わせて補正することを行った。計測区間では概ねトンネル延長方向に水平であるため、両断面ともに土被り  $H = 75\text{m}$ 、トンネル中心深度は  $H' = 81\text{m}$  とした。掘削径は TD1418m では  $r_0 = 5.400\text{m}$ （DII パターン）、TD1472m では  $r_0 = 5.619\text{m}$ （DIII パターン）である。

式(26)より、沈下量はトンネル中心深度と掘削半径に比例して大きくなることから、感度解析結果で得られた土被り 100m、DII 地山での  $r_0 = 5\text{m}$  という条件での切羽離れ 3.5m における傾斜角度と、葉山島トンネル TD1418m のトンネル中心深度  $H' = 81\text{m}$ 、 $r_0 = 5.400\text{m}$  で得られる傾斜角度の関係は、切羽通過後の沈下量（解析値）が図 6-28 より -73.3mm であるため、式(37)のように表す事ができる。なお、式(26)は側圧係数  $K = 1.0$  を想定したものであるため、解析結果は土被り 50m（トンネル中心深度  $H' = 55\text{m}$ 、側圧係数  $K = 0.75$ ）ではなく、土被り 100m（トンネル中心深度  $H' = 105\text{m}$ 、側圧係数  $K = 1.0$ ）の結果を補正するものとした。

$$\begin{aligned}
 f(r_0 = 5.400\text{m}, 3.5l_r = 3.5\text{m}) &= \frac{\left\{1 - \exp\left(\frac{-3}{0.7r_0}\right)\right\} - \left\{1 - \exp\left(\frac{0}{0.7r_0}\right)\right\} - \left\{1 - \exp\left(\frac{-4}{0.7r_0}\right)\right\} + \left\{1 - \exp\left(\frac{-1}{0.7r_0}\right)\right\}}{l_r} \\
 &= 0.127 \\
 f(r_0 = 5.000\text{m}, 3.5l_r = 3.5\text{m}) &= \frac{\left\{1 - \exp\left(\frac{-3}{0.7r_0}\right)\right\} - \left\{1 - \exp\left(\frac{0}{0.7r_0}\right)\right\} - \left\{1 - \exp\left(\frac{-4}{0.7r_0}\right)\right\} + \left\{1 - \exp\left(\frac{-1}{0.7r_0}\right)\right\}}{l_r} \quad (37) \\
 &= 0.143
 \end{aligned}$$

$$\frac{\phi(r_0=5.4\text{m}, 3.5l_r=3.5\text{m}, H'=81\text{m})}{\phi(r_0=5.0\text{m}, 3.5l_r=3.5\text{m}, H'=105\text{m})} = \frac{\tan^{-1}\{5.400/5.000 \cdot 81/105 \cdot z_{\infty, r_0=5\text{m}, H'=105\text{m}} \cdot 0.127\}}{\tan^{-1}\{z_{\infty, r_0=5\text{m}, H'=105\text{m}} \cdot 0.143\}} = 0.742 \text{ (DII 地山)}$$

同様に、DIII 区間の地山物性は感度解析における E 地山と同等であると考え、上記の関係は切羽通過後の沈下量が図 6-28 より -137.0mm であるため、DIII 地山の天端沈下量を推定するために用いる解析結果の補正係数は式(38)のように表すことができる。

$$\begin{aligned}
 f(r_0 = 5.619\text{m}, 3.5l_r = 3.5\text{m}) &= \frac{\left\{1 - \exp\left(\frac{-3}{0.7r_0}\right)\right\} - \left\{1 - \exp\left(\frac{0}{0.7r_0}\right)\right\} - \left\{1 - \exp\left(\frac{-4}{0.7r_0}\right)\right\} + \left\{1 - \exp\left(\frac{-1}{0.7r_0}\right)\right\}}{l_r} \\
 &= 0.120 \\
 f(r_0 = 5.000\text{m}, 3.5l_r = 3.5\text{m}) &= \frac{\left\{1 - \exp\left(\frac{-3}{0.7r_0}\right)\right\} - \left\{1 - \exp\left(\frac{0}{0.7r_0}\right)\right\} - \left\{1 - \exp\left(\frac{-4}{0.7r_0}\right)\right\} + \left\{1 - \exp\left(\frac{-1}{0.7r_0}\right)\right\}}{l_r} \quad (38) \\
 &= 0.143
 \end{aligned}$$

$$\frac{\phi(r_0=5.4\text{m}, 3.5l_r=3.5\text{m}, H'=81\text{m})}{\phi(r_0=5\text{m}, 3.5l_r=3.5\text{m}, H=105\text{m})} = \frac{\tan^{-1}\{5.619/5.000 \cdot 81/105 \cdot z_{\infty, r_0=5\text{m}, H'=105\text{m}} \cdot 0.120\}}{\tan^{-1}\{z_{\infty, r_0=5\text{m}, H'=105\text{m}} \cdot 0.143\}} = 0.726 \text{ (DIII 地山)}$$

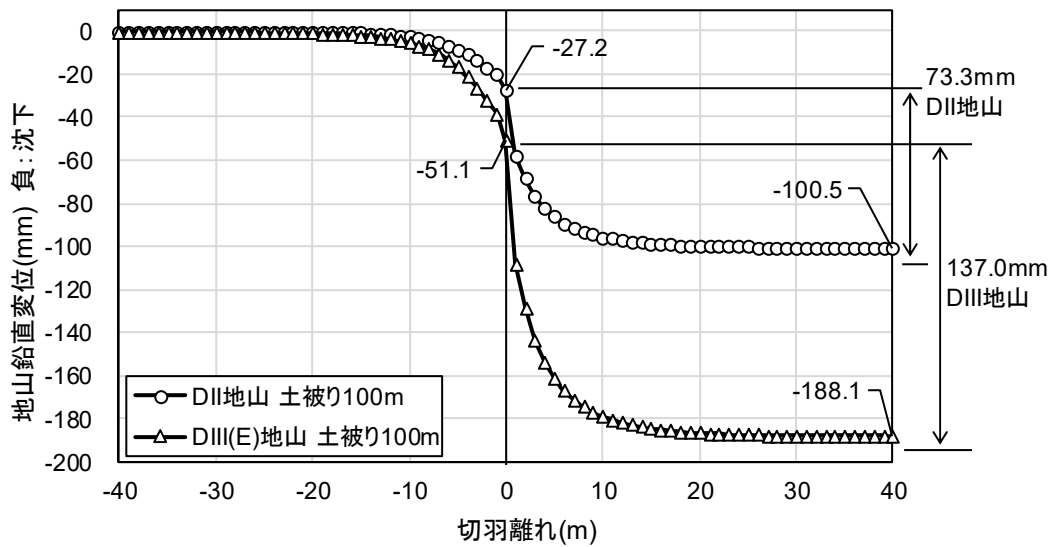


図 6-28 切羽通過後沈下 (DII 地山・DIII(E)地山)

式(37)と式(38)に示した解析結果の補正係数を用いて解析結果で得た傾斜角度分布を補正するとともに、傾斜角度標準値からの変動量を計算した。図 6-29 と図 6-30 に DII 地山での補正結果、図 6-31 と図 6-32 に DIII 地山での補正結果を示す。なお、葉山島トンネルにおける DIII および DIII (拡幅) 区間における地山条件は数値解析における E 地山に相当するものと仮定した。

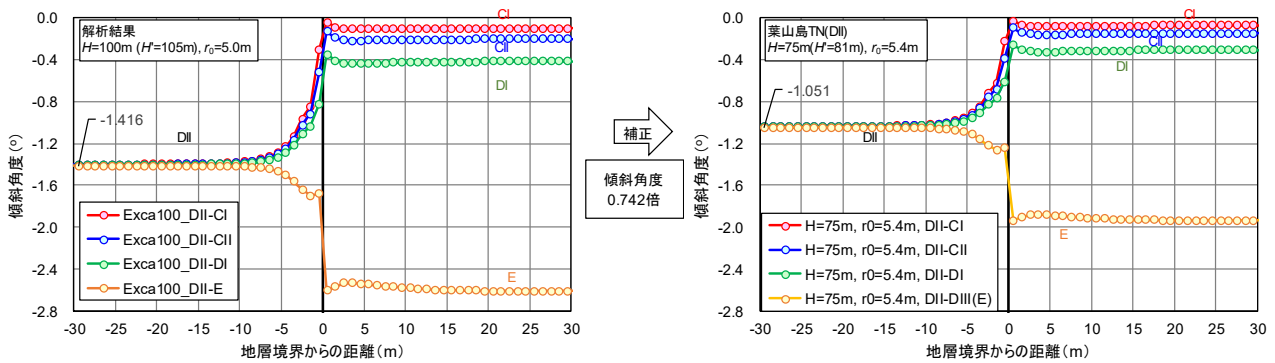


図 6-29 傾斜角度分布の補正 (左：解析結果、右：葉山島 DII パターン相当)

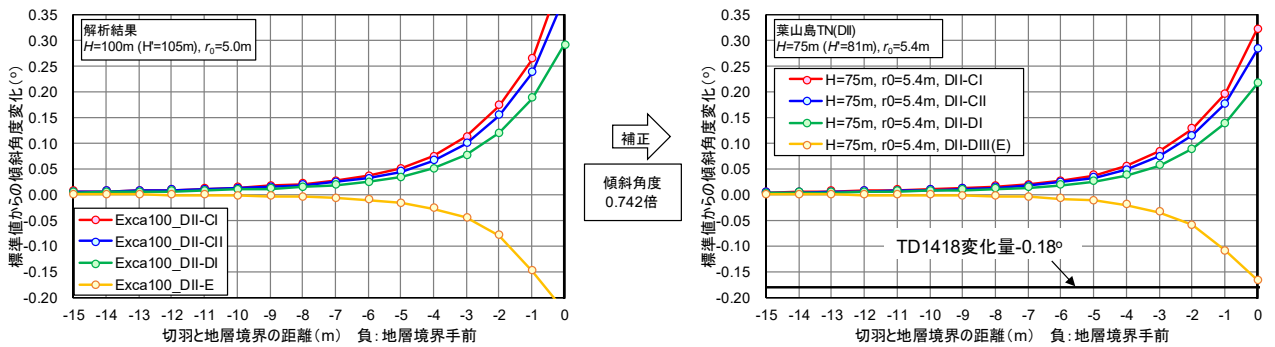


図 6-30 傾斜角度標準値からの変化量 (左：解析結果、右：葉山島 DII パターン相当)

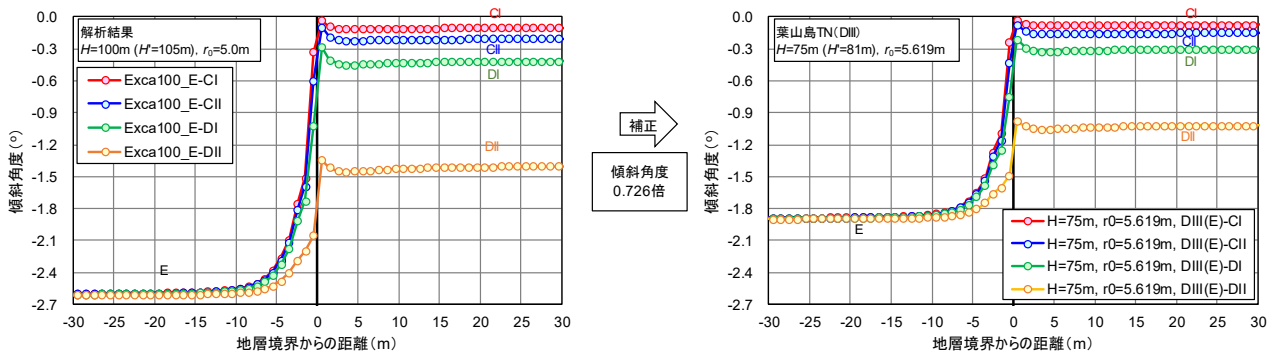


図 6-31 傾斜角度分布の補正 (左：解析結果、右：葉山島 DIII パターン相当)

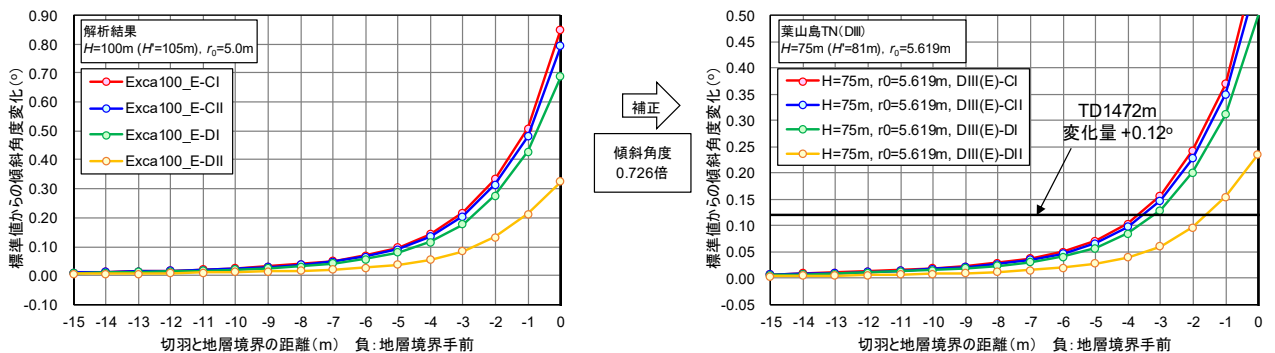


図 6-32 傾斜角度標準値からの変化量 (左：解析結果、右：葉山島 DIII パターン相当)

TD1418m で計測された傾斜角度標準値からの変化量 $-0.18^\circ$ を図 6-30 に表示した。その結果、DII 地山の前方に DIII(E)相当の地山が存在する場合で、切羽が地層境界部に到達している状況に近いことがわかる。このため、切羽位置において DIII(E)地山相当の天端沈下量が発生すると予測することができる。土被り  $H=100\text{m}$  (トンネル中心深度  $H'=105\text{m}$ )、E 地山の切羽通過後沈下は $-137.0\text{mm}$  であり、式(26)の関係から、天端沈下量はトンネル中心深度と掘削半径に比例することから、葉山島トンネルにおける DIII(E)地山相当の切羽通過後の沈下量を式(39)のように、計測相当変位を式(40)のように計算した。また、TD1429.5 以降の拡幅区間においても同等の地山条件が続くものと想定し、掘削径を  $r_0=6.328\text{m}$  に変更した推定結果も算出した。図 6-33 に TD1418 以降の天端沈下予測結果を示す。

切羽直近部において、 $-100.0\text{mm}$  の沈下が発生すると予測された。切羽前方において最も近い沈下計測点では、 $-93\text{mm}$  の天端沈下収束値が記録されたため、妥当な予測結果であったといえる。また、DIII 拡幅区間でも、推定結果が $-116.2\text{mm}$  であるのに対し計測では $-125\sim-139\text{mm}$  の天端沈下であったため、整合的であると考えられるものであった。ただし、前項で考察したように上半切羽直近部で計測された傾斜角度の絶対値は天端沈下量収束値から考えると大幅に小さい結果であった。その中で計測された変化量が $-0.18^\circ$  と解析結果から想定しうる DII 地山中の地層境界手前の変化量で、切羽前方に DIII(E)級地山が存在する場合の変化量以上を示したため、DIII(E)級として設定した変形係数  $D=80\text{MPa}$  よりもさらに小さい剛性を持つ地山が前方に存在する可能性も考えられるような結果であった。

$$z_{\infty,r_0=5.4\text{m},H'=81\text{m}} = \frac{5.4}{5} \cdot \frac{81}{105} \cdot z_{\infty,r_0=5\text{m},H=100\text{m}} = \frac{5.4}{5} \cdot \frac{81}{105} \cdot (-137.0) = -114.1 \text{ (mm)} \quad (39)$$

$$z_{\infty,r_0=5.4\text{m},H'=81\text{m}} - z(0.5\text{m}) = -114.1 - \left\{ -114.1 \cdot \left( 1 - \exp\left(\frac{-0.5}{0.7 \cdot 5.4}\right) \right) \right\} = -100.0 \text{ (mm)} \quad (40)$$

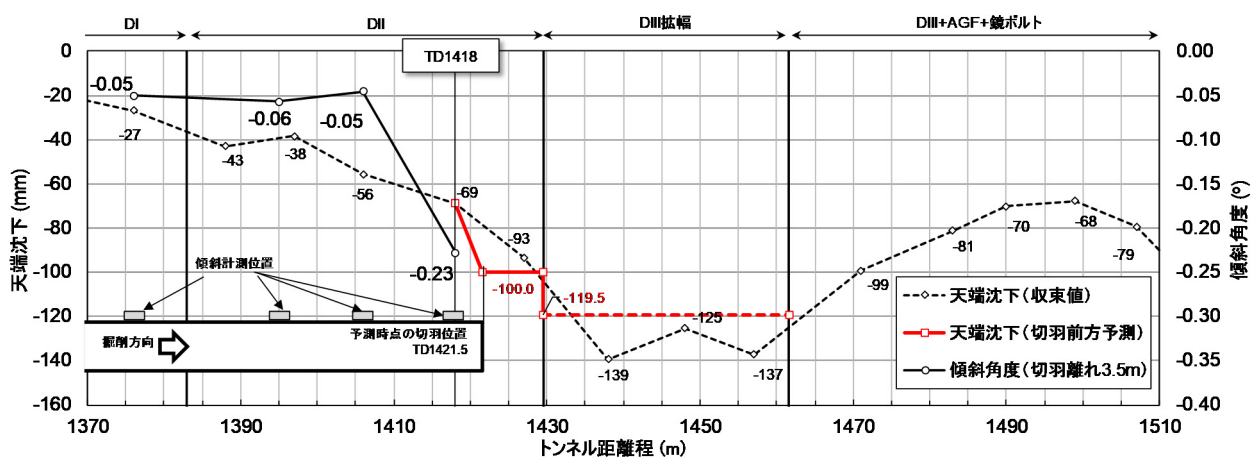


図 6-33 切羽前方地山沈下の推定結果の予測グラフでの表現 (TD1418m)



一方、TD1472m で計測された傾斜角度標準値からの変化量+0.12°を図 6-32 の結果に表示した。その結果、切羽前方 1.5m で DII 地山、3m で DI 地山、3.5m で CII 地山か CI 地山まで地山状況が改善し、それぞれの地山剛性相応の沈下量になると予測することができた。そこで、上記 TD1418m 断面での同様の方法で、それぞれの地山条件に応じた切羽通過後沈下と天端沈下量（計測値相当）を算出し、図 6-34 の予測グラフに表現した。なお、図 6-32 では CI 地山と CII 地山の出現位置はほぼ同じ位置で予測されるが、急激に CI 地山まで改善する可能性は少ないと考え、CII 地山相当の天端沈下量を予測結果として表示した。

切羽が TD1475.5m にある段階で、切羽前方で生じる天端沈下量は TD1476.5m で-54mm、TD1478m で-16mm、と TD1478.5m で-7mm に絶対値が減少すると予測した。しかし、計測結果では TD1471m で-99mm から TD1483m で-81mm まで一定の絶対値の減少は見られたものの、予測結果とは大幅に乖離があるものであった。施工において沈下量が減少に向かった要因の一つは、長尺鋼管先受け工と鏡ボルトを併用する事により、切羽前方地山の補強し切羽面の安定を図った事であると考えられる。この補助対策工の効果により、TD1471m の沈下計測断面では、直前の沈下計測断面（TD1457m）と比較して、切羽通過直後の沈下量は大きく減少したものと考えられる。図 4-37 を参照すると、切羽離れ 3.5m までに発生した天端沈下量は、TD1457m では 19mm であった事に対し、TD1471m では 6mm であった。このように、切羽通過直後の沈下量が小さくなったことを受けて、傾斜角度変化も抑制され、切羽前方地山の天端沈下量予測結果もその影響を受けたものと考えられる。しかし、図 4-40 に示したように注入の効果による地山安定効果は見られるものの地山条件は粘土分を多く含む軟質な頁岩が継続していたことから、大幅な天端沈下量の抑制は果たせず、切羽が 1D<sub>0</sub>以上通過したのちに變形が大きく発生したものと想定される。その結果、切羽通過直後に計測された傾斜角度の変化から予測した天端沈下量の推定値と実測結果に上述したような乖離が発生したと考えられる。

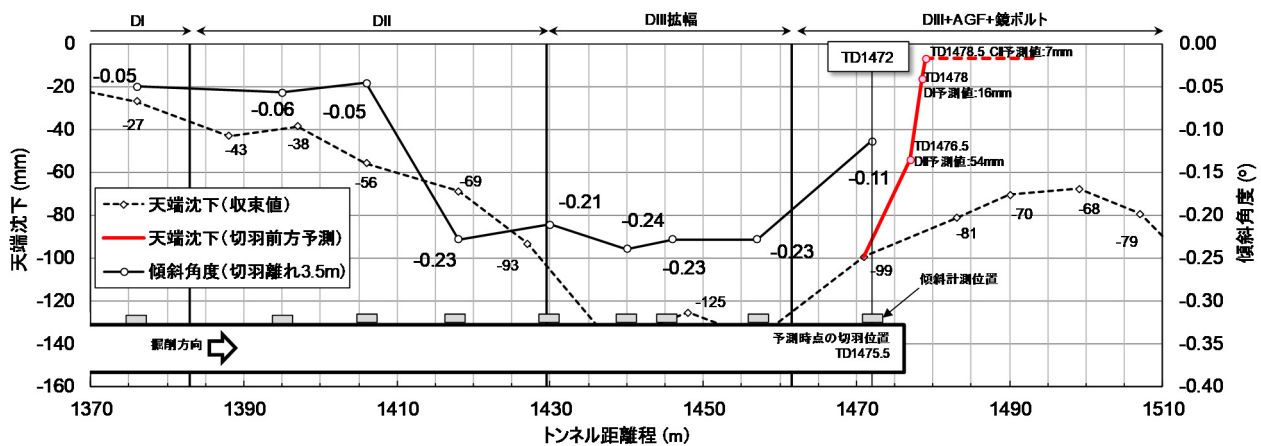


図 6-34 切羽前方地山沈下の推定結果の予測グラフでの表現 (TD1472m)



## 6.4. 6章のまとめ

本章では、傾斜計測による切羽前方地山予測手法の実務的活用範囲の拡大を目的として、傾斜計測結果から天端沈下量を定量的に予測する手法を検討した。天端沈下量推定手法は、①傾斜角度絶対値による計測断面の天端沈下量収束値を予測する手法と②傾斜角度標準値からの変動量による切羽前方地山での天端沈下量収束値を予測する手法により構成される。

はじめに、天端沈下量と傾斜角度の相関性を確認した。その結果、ばらつきは見られるものの、比例関係を確認する事ができ、傾斜角度による天端沈下量の予測可能性を確認することができた。

傾斜角度絶対値を使う計測断面での天端沈下量推定式では、式(2)によって示される傾斜角度算出式に既往研究で提案されている変位特性曲線のフィッティング関数を使う事で、切羽通過直後に得られた傾斜角度と天端沈下収束値の関係性を導出した（例えば、式(17)）。提案した天端沈下収束値の推定手法の妥当性を検証するために、3章にて実施した数値解析の天端沈下量を提案手法で推定することを試みた。その結果、地山の剛性が小さい場合には誤差はあるものの、切羽通過直後の推定精度であることを鑑みると、許容される範囲の推定誤差であると判断した。

切羽前方地山の天端沈下量推定方法では、計測された傾斜角度標準値からの変動量と5章で実施した感度解析結果を比較することで、切羽前方に存在する可能性のある地山条件とその出現位置を把握し、解析結果から天端沈下量を推定した。この時、掘削半径や土被りが感度解析条件（ $r_0 = 5\text{m}$ ）と異なる場合の対処方法として、感度解析により得られた傾斜角度分布を補正する方法を検討した。また、この方法を使うことで5章に示した予測可能距離（計測間隔）を補正することができることを示すとともに、掘削半径が6mまで小さくなくても予測可能距離には大きな影響は与えない事を示した（図 6-23）

現場実証試験によって得られた傾斜角度の値を使って天端沈下量の予測手法を実践して、事後評価的に計測結果との比較検証を行った。椿坂トンネルと箕面トンネルでは、計測断面での天端沈下量推定方法を実践したが、推定結果の分布は計測結果と良く整合したと考えられる（図 6-24 と図 6-26）。しかし、推定結果と計測結果に乖離が見られた計測断面では、切羽通過後  $1 D_0$  以降に沈下の増大が顕著である特徴があった。推定手法は、地山が弾性体として挙動し、切羽直近部で大部分の沈下が生じることを仮定している。すなわち、切羽直近部での沈下挙動が小さい場合には、予測される天端沈下量も当然小さくなる特徴がある。このため、トンネル周辺に生じた緩み域の影響や地山の粘弾性的な挙動や、掘削工法の影響により、切羽通過直後よりも遠く離れた際に沈下が大きくなるような変形モードの場合には、過小に沈下量を評価してしまう可能性が示唆された。

葉山島トンネルでは、計測断面での天端沈下推定手法と共に、傾斜角度標準値から顕著な変化を計測した2つの計測断面において切羽前方地山での天端沈下量推定も試行した。葉山島トンネルでは切羽通過直後よりも切羽が遠く離れた際に沈下が大きくなるような変位特性を示していたため、傾斜角度絶対値から算出した各計測断面の天端沈下収束値の推定結果と計測結果は大きな乖離があった（図 6-27）。また、切羽前方地山での天端沈下量推定結果は、軟弱化に至った TD1418m では良い整合を得たが、補助工法の効果によって見かけ上地山の剛性が硬質化した TD1472m では大きな乖離があった（図 6-33 と図 6-34）。乖離の要因は、先の考察の通り、切羽直近部での沈下挙動と傾斜挙動が小さいにもかかわらず、収束値が大きくなったことであると考えられる。このような場合には、サイト特有の地山条件や施工条件を考慮した変位特性曲線のフィッティング関数を使った天端沈下推定手法を検討する必要があると考えられるが、このためには傾斜計測を事前調査等によって推定される地層境界近傍のみに限定して実施するのではなく、トンネル全線で日常的かつ継続的に実施して、サイト特有の変位挙動と傾斜角度の関係をつかむことが重要であると考えられる。

これらの現場実証試験の事後評価から、本章で示した天端沈下量の収束値の予測手法は、切羽直近部において天端沈下の大部分が発生するような変位発生傾向がみられるトンネル掘削事例において有効であることが明らかとなった。このため、上半先進工法を採用時において、上半切羽近傍で傾斜角度を計測したものの下半掘削時に天端沈下の増大が顕著となるケースや、地山の力学特性によって切羽離れが大きくなってからの変位挙動が卓越するケースなどでは、施工条件や地山条件に応じた傾斜角度変化と変位特性曲線の関連性把握と、変位量予測手法への反映が必要である。

## 7. 結論と今後の課題

### 7.1. 結論

本研究では、山岳トンネルの施工において日常の計測管理として施工サイクルに影響を与えることなく簡易に、かつトンネル全線で実施することのできる天端部の傾斜計測によって、切羽前方の地山の硬軟変化を予測する手法を考案した。

2章「既往の研究と本研究の展望」では、既往の切羽前方探査や切羽先行変位計測は、掘削工程に与える影響や、探査や計測に要するコストの観点からトンネル全線で適用することが難しいという課題があることを示した。また、坑内変位計測結果を用いた切羽前方地山評価手法では、変位の計測精度、計測間隔、および計測頻度に課題があり、手法が適用される範囲が限定的であることや、地山条件や計測条件によっては切羽前方での地山変化を見逃す場合があることが明らかにした。そこで、計測対象を天端部の傾斜角度とすることで、適用範囲の拡大と地山変化を見逃さない切羽前方地山予測手法を研究開発するものとした。

3章「傾斜計測による切羽前方地山予測手法」では、トンネル天端部において掘削に伴い傾斜角度の変化が計測される地山挙動のメカニズムについて概念的に示した。加えて、掘削方式として発破掘削と機械掘削を採用したトンネル掘削事例での計測結果で、傾斜角度の経時変化例を示し、想定したような挙動が見られることを説明した。また、三次元逐次掘削解析を実施して、トンネル天端部で掘削に伴う壁面の挙動によって傾斜角度が生じることを示した。切羽進行方向の前方に掘削中の地山と剛性が異なる地山が存在する場合には、切羽が地層境界に到達する以前に、掘削による応力再配分の影響で、硬質層側に応力集中が生じて、傾斜角度が標準値から変化することを示した。さらに、解析結果で得られた地層境界手前での傾斜角度の変化量は、4章で開発した天端傾斜計の計測精度と比較して十分大きいことから、式(4)によって切羽前方地山の剛性変化を定性的に予測できることを示した。

次に、坑内変位計測と傾斜計測による切羽前方地山予測手法に関して、数値解析結果に対し両者の計測精度および計測間隔を考慮した評価をして予測感度の比較を行った。その結果、傾斜計測手法の予測可能性を確認した数値解析の地山条件と施工条件では、坑内変位計測による手法では、切羽が地層境界に到達するまでに計測誤差として評価される変位変化量しか生じない場合があることがわかった。このため、傾斜計測手法が予測感度の上で優れていることを論じた。

最後に、トンネル延長方向に幅の狭い断層破砕帯が切羽前方に存在しているケースを想定して、軟弱層の幅を複数変化させた数値解析を実施し、その幅が傾斜角度の算出結果に与える影響を検証した。この結果、数値解析を行った地山条件、施工条件では軟弱層の幅が1mであっても地層境界手前4.5mで傾斜角度は標準値から計測精度以上の変化を示したため、軟弱層の幅が狭い場合でも提案手法は適用可能であると考察した。

4章「天端傾斜計の開発と現場実証試験」では、切羽直近部であっても掘削作業の支障にならず、迅速に設置することのできる天端傾斜計の開発経緯について説明した。初号機に見られた主に計測器の設置施工性の面を改良することにより、改良型の天端傾斜計で、迅速な設置と容易な計測データの回収を実現することができた。また、改良型の天端傾斜計では、3章で実施した数値解析で切羽前方の地山予測で必要とした計測精度 $\pm 0.01^\circ$ を達成した。

現場実証試験として、初号機の天端傾斜計を用いた椿坂トンネルでの計測事例、改良型の天端傾斜計を用いた箕面トンネルおよび葉山島トンネルでの計測事例を示した。椿坂トンネルでの計測結果では、支保パターンをランクアップする手前の計測区間において、傾斜角度がトンネル距離程に応じて徐々に切羽側に増加して、切羽前方の地山条件が軟弱化に至ることを予測することができた。また、設置施工性の面で初号機の天端傾斜計に課題があることを洗い出し、改良型の天端傾斜計の開発につなげることができた。箕面トンネ

ルでの計測結果では、天端沈下収束値と切羽離れ 2.5m で得た傾斜角度のトンネル距離程分布が整合的であった。この結果を踏まえて、切羽直近部で取得した傾斜角度の値から、早期に天端沈下量の収束値を予測できる可能性があると考え、6 章にてその推定手法の検討を行った。葉山島トンネルでの計測結果では、140mm 程度の天端沈下量を記録した軟弱区間の手前の計測断面において、切羽が支保パターン変更点の手前約 7m にある時点で、明確に傾斜角度が切羽進行方向に増加した。このことから、本研究で提案する傾斜角度変化を利用した切羽前方地山予測手法の妥当性と有効性を確認できたことを論じた。また、長尺鋼管フォアパイリングや鏡ボルトの補助工法を使用するようになると傾斜角度が小さくなる事も確認されたため、補助工法の効果を確認する手法の一つとしても傾斜計測手法は有効である推察した。

5 章「予測手法の適用可能範囲」では、掘削半径  $r_0=5\text{m}$  の円形トンネルを仮定し、弾性地山を対象として土被りと地山条件をパラメータとした感度解析を実施して、開発した天端傾斜計を使った傾斜計測による切羽前方地山予測手法の適用範囲を明確にすること、切羽前方の予測可能距離と適切な計測間隔を明確にすることを試みた。この結果、道路トンネルで使われる地山等級ごとに手法が適用できる土被りの範囲を明確にした。具体的には、CI 地山の場合には土被り 400m 以上、CII 地山の場合には土被り 150m 以上、DI よりも地山等級が劣る場合には土被り 50m 以上である場合に、適用可能であることが分かった。

また、硬質層の前方に軟弱層がある場合において、軟弱層の幅をパラメータとした感度解析も実施して、軟弱層幅が適用可能範囲（土被りと地山条件）と予測可能距離に与える影響を検討した。この結果、手法の適用可能範囲は、軟弱層幅が 5m 以上である場合には、軟弱層が地層境界遠方まで一様に続く結果と同じであることが分かった。予測可能距離は、軟弱層幅が 15m までの時、1~2m の範囲で減少するものの、軟弱層幅が 15m 以上となると、軟弱層が地層境界遠方まで一様に続く結果と同じであることが分かった。このことから、図 5-12 で示した地山変化を見逃さないための適切な傾斜計測間隔を示すノモグラムは、断層破碎帯部のようなトンネル進行方向に延長の短い軟弱層に対しても概ね適用が可能であると論じた。

6 章「天端沈下量推定手法への発展」では、計測断面の天端沈下量を傾斜角度絶対値に基づき予測する手法と、切羽前方で発生する天端沈下量を傾斜角度標準値からの変動量に基づき予測する手法から構成される天端沈下量の定量的な推定方法について論じた。前者は、式(2)によって示される傾斜角度算出式に既往研究で提案されている変位特性曲線のフィッティング関数を使う事で、切羽通過直後に得られた傾斜角度と天端沈下収束値の関連性を導出したものである。後者は、計測された傾斜角度標準値からの変動量と 5 章で実施した感度解析結果の結果を比較することで、切羽前方に存在する可能性のある地山条件とその出現位置を把握し、解析結果から天端沈下量を推定するものである。

現場実証試験で得た傾斜角度計測値を使って、天端沈下量の推定を行い、推定結果を天端沈下量の実測値と比較分析した。椿坂トンネルおよび箕面トンネルでは、計測断面での天端沈下量推定方法を実践したが、推定結果の分布は計測結果と良く整合したと考えられる。一方、葉山島トンネルでは、傾斜角度絶対値から算出した各計測断面の天端沈下収束値の推定結果は、計測結果に対して大幅な過小評価となった。また、切羽前方での天端沈下量推定手法は、軟弱化に至った TD1418m では良い整合を得たが、補助工法の効果によって見かけ上の地山剛性が改善した TD1472m では大きな乖離を生じた。乖離の要因として、提案する天端沈下量推定手法は、地山が弾性体として挙動し、切羽直近部で大部分の沈下が生じるものと仮定したが、葉山島トンネルでの計測結果では、切羽直近部での沈下挙動と傾斜挙動が小さいにもかかわらず、天端沈下量の収束値が大きくなった事が挙げられる。すなわち、トンネル周辺地山が弾性挙動を呈さなかったために乖離が生じたものと考えられた。この考察結果から、提案する天端沈下量推定手法の適用範囲はトンネル周辺地山が弾性挙動を示す場合に限定される。それ以外の場合には、掘削工法や地山条件に応じた変位特性曲線と傾斜角度発生傾向の関連性の把握と、天端沈下量予測手法への反映が必要であると論じた。

本研究が提案する坑内傾斜計測による切羽前方地山予測手法は、従来から実施されている切羽前方探査や

切羽前方変位計測に対して、工費や工期に与える影響が小さいため、トンネル全線でも安価に適用可能であるという点で利点がある。また、坑内変位計測結果を3次元的に解釈する事により切羽前方地山の硬軟変化を把握しようとする手法に対しては、予測感度が高いという点でも優位性がある。また、坑内変位計測による切羽前方の地山の硬軟変化を定性的に予測する事に留まっていたことに対し、本手法では傾斜計測断面と切羽前方地山の天端沈下量を定量的に予測することを、理論解、経験式、および感度解析結果の援用によって考案した。この定量的予測手法の考案は、事前に適切な余掘量の設定や補助工法の選定をしたいという実務的な課題に対して、一定の貢献を果たすものであると考えられる。加えて、傾斜計測は一旦計測器を設置した後は、自動計測が可能であるという特徴を生かして高密度・高頻度な計測を実現できる。このため、定量的に天端沈下量を評価すれば、通常の坑内変位計測の補間方法としても採用できる可能性がある。

図 7-1 に傾斜計測による切羽前方地山予測の実施フロー案を示す。計測開始前に地山条件と施工条件に基づき、合理的な傾斜計測間隔の設定を行う必要がある(5章)。フローの左側は「6.1 天端沈下量の推定手法(傾斜計測断面)」の活用方法を示したものである。傾斜計測を開始し、傾斜角度の計測値により計測断面における天端沈下量の収束値を推定する。計測断面における天端沈下量が地山の限界ひずみやトンネル周辺環境から定まる管理基準値を超過すると推定される場合には、計測頻度強化や支保工点検、変状の確認といった監視体制の強化を図り、対策が必要と判断できれば、吹付けコンクリートやロックボルトの増強を実施することが提案できる。フローの右側は「6.2 天端沈下量の推定手法(切羽前方地山)」の活用方法を示したものである。実測における傾斜角度標準値からの変動量を解析結果と比較して、次の傾斜計測断面に到達するまでに、支保変更を伴うような地山等級変化が予測される場合には、傾斜計測断面の追加、他の切羽前方探査手法の追加を実施して、傾斜角度の変化をもたらした地山性状の把握を試みる事が考えられる。または、地山の軟化に伴う変形量の増大が予測される場合には、再掘削や修正掘削を防止するための予防保全的な対応として、余掘量を拡大や補助工法の追加といった対策を講じることができる。なお、天端沈下量推定式の妥当性を確認して、推定式に使うフィッティング関数の修正や見直しを随時実施することが重要である。

提案する傾斜計測手法は必ずしも従来の切羽前方探査、切羽前方変位計測、および坑内変位計測による切羽前方地山予測手法を取って代わろうとする事を目的としたものではなく、切羽前方の地山状況の事前把握という山岳トンネルを施工する上での大きな課題に対して、一手法を開発したものである。既往手法がそうであるように、一つの方法だけで確実な切羽前方の地山条件の把握を達成しているものは現時点では無いといえる。このため、提案手法も既往手法との併用を図る事で、予測結果の信頼性向上を図ろうとする事が重要であると考えられる。例えば、日常的な施工管理の一環として実施できる坑内変位計測と傾斜計測の評価によって、切羽前方に断層破碎帯部のような軟弱層の存在が懸念される場合には、図 7-1 のフロー右側でも示したように、より詳細な調査を目的として、先進ボーリングや削孔検層によって地山性状の把握を試みる事が考えられる。また、逆に先進ボーリング等によって地山性状の変化が予見される場合には、点や線状の物性把握に留まる地質調査結果を坑内変位計測や傾斜計測によって、掘削による切羽前方の変形特性を評価できる。

本手法の活用や併用によって、事前に予見しえなかった地山に遭遇して工期遅延や工費増大につながる事、または施工安全性が損なわれるようなリスクを少しでも低減し、これまで以上に安全かつ経済的な山岳トンネルの施工を目指したいと考えている。

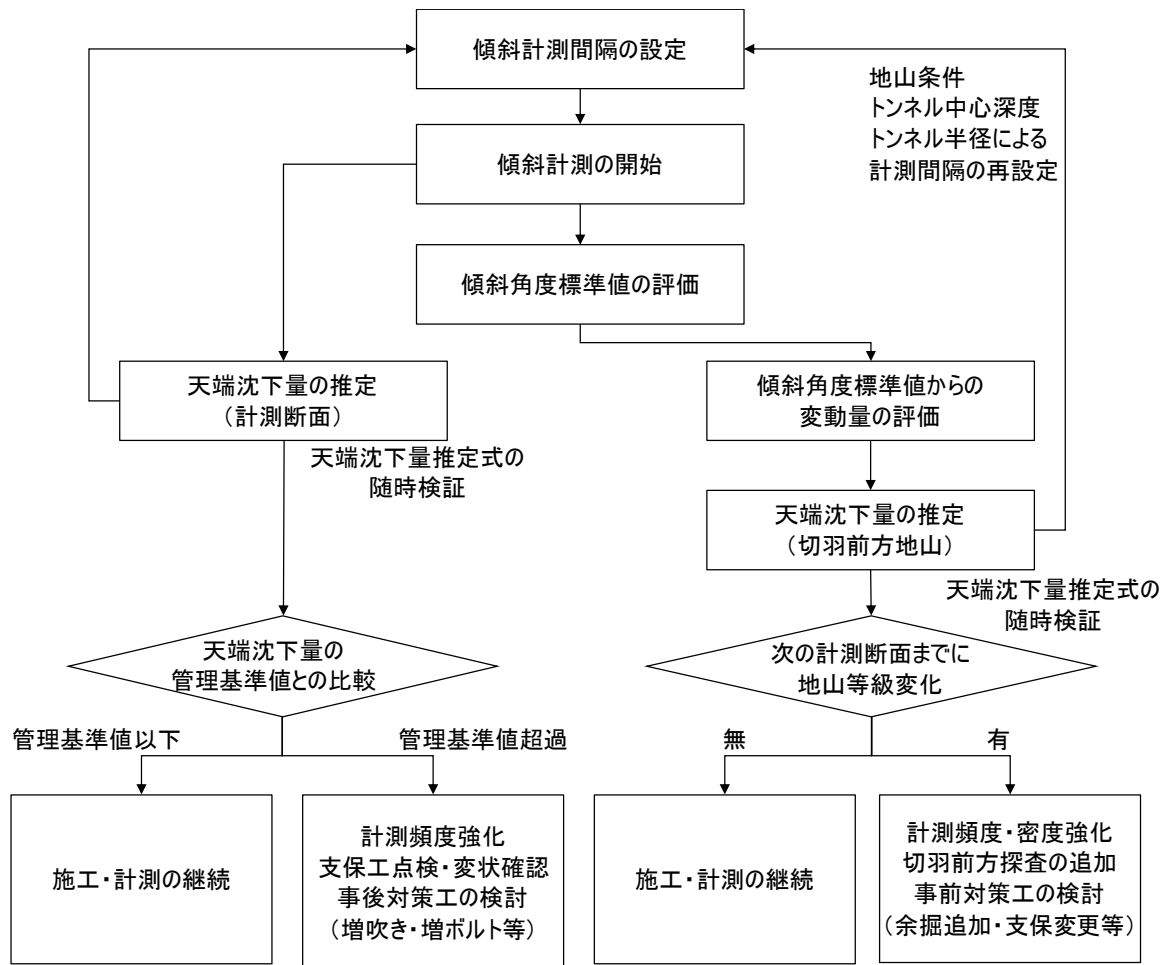


図 7-1 傾斜計測による切羽前方地山予測の実施フロー案

## 7.2. 今後の課題

最後に今後の課題について述べる。本研究では、椿坂トンネル、箕面トンネル、および葉山島トンネルでの傾斜計測事例を取りまとめた。現在（2021年2月時点）で、2つの山岳トンネルにおいて傾斜計測による切羽前方地山予測手法を実践中である。特に6章に示した傾斜計測断面と切羽前方地山の天端沈下量収束値の定量的予測手法はこれまでに実施した現場実証試験の事後評価に留まっているため、今後、計測事例を蓄積することによる定性的な硬軟変化予測手法の信頼性向上と定量的な天端沈下量推定方法の精度向上を図っていく必要があると考えている。

この中で、主に2つの点について重点的に検討を行いたい。葉山島トンネルでの現場実証試験では、長尺鋼管フォアパイリングを実施した区間で傾斜角度の絶対値が小さくなる傾向が確認された。このことから、従来は費用や手間を要した切羽先行沈下計測によってしか定量的に評価する事のできなかった、補助工法による先受け効果の確認を傾斜計測は簡易に評価できる可能性があると考えている。このため、今後は長尺鋼管フォアパイリングに代表される先受け工が実施される区間で、切羽先行沈下計測と傾斜計測を実施し、長尺鋼管フォアパイリングによる切羽先行沈下抑制効果が傾斜角度によっても確認できることを実証したい。

もう一点は、特に葉山島トンネルで経験されたように切羽通過直後よりも切羽が遠く離れた際に沈下が大きくなるような変位特性を示す場合には、切羽直近部での傾斜角度絶対値は収束沈下量から逆算するよりも大幅に小さく、推定した各計測断面の天端沈下収束値の推定結果と計測結果は大きな乖離があった。このように弾性的な地山挙動を仮定できない場合には本研究で採用した変位特性曲線のフィッティング関数を使う事は難しいと考えられる。このため、サイト特有の変位特性曲線のフィッティング関数と傾斜角度の関連を使った予測式を採用する必要があると考えられる。このため、特定の計測区間だけでなく、トンネル全線にわたって傾斜計測を継続し、サイト特有の変位特性曲線と傾斜角度の関連性を考慮した傾斜計測断面ならびに切羽前方の天端沈下量推定式を構築することを試行したいと考えている。

天端傾斜計の改良点としては、データ回収と地山もしくは天端沈下量評価の迅速化・リアルタイム化を図りたいと考えている。現在、山岳トンネルの施工現場では、様々なIoTデバイスを用いて施工の安全性と効率性を図る事が実践されている。例えば、ウェブカメラの設置による坑内状況の把握や坑内環境データや計測データの自動転送等が試みられている。このため、坑内のWi-Fi通信確保は一般的に行われるようになってきている。現状の天端傾斜計はBluetooth通信機能のみを備えているため、データ転送距離が短くデータ回収のため計測器の直下まで行く必要がある。より効率的なデータ回収を図る目的で、坑内のWi-Fi通信によって自動的にデータを回収し事務所にいながら傾斜角度のモニタリングや評価ができるようになることを天端傾斜計の改良点として目指したいと考えている。

## 【参考文献】

- [1] 高山昭, "NATM の理論と実際," 土木工学社, p. 141, 1984.
- [2] Schubert, W. and Lauffer, H. "NATM - from a construction method to a system," *Geomechanics and Tunneling*, Vol. 5, no. 5, pp. 455-463, 2012. <https://doi.org/10.1002/geot.201200032>
- [3] 北海道開発局, "平成 27 年度北海道開発局道路設計要領第 4 集トンネル," p. 4, 2015.
- [4] Teale, R., "The concept of specific energy in rock drilling," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, Vol. 2, pp. 57-73, 1965. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(65\)90022-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(65)90022-7)
- [5] 西松裕一, "掘削方法とその評価法について," 日本鉱業会合同秋季大会講演集, pp. 1-4, 1972.
- [6] 山下雅之, 平野亨, 木村哲, 石井洋司, "穿孔探査システムによる支保パターン事前想定を試み," 第 58 回土木学会年次学術講演会, Vol. III, No. 135, pp.309-310, 2003.
- [7] 二村亨, 梅村哲男, 萩原博之, 生森敏, "先進ボーリング技術のブレイクスルーを目指してー長尺・高速掘進・孔曲がり制御などの技術開発ー," トンネルと地下, Vol. 41, No. 8, pp. 609-619, 2010.
- [8] 萩原博之, 三好壮一郎, 倉岡研一, 田中雅裕, "先進ボーリング技術のブレイクスルーを目指して (その 2) ー削孔データによる地山評価手法の検討ー," トンネルと地下, Vol. 42, No. 12, pp. 917-925, 2011.
- [9] 岡浩一, 山下学, 三隅宏明, 加藤宏征, "道路トンネルで初めて超長尺先進コントロールボーリングを採用ー新名神高速道路 箕面トンネルー," トンネルと地下, Vol. 45, No. 11, pp. 15-24, 2014.
- [10] 松井保 (監修), "トンネル技術者のための地盤調査と地山評価," 2017.
- [11] Sattel, G., Frey, P. and Amberg, R., "Prediction ahead of the tunnel face by seismic methods - pilot project in Centovalli Tunnel, Locarno, Switzerland," *First Break*, Vol. 10, No. 1, pp. 19-25, 1992. <https://doi.org/10.3997/1365-2397.1992002>
- [12] Dickmann, T. and Krueger, D., "Is geological uncertainty ahead of the face controllable?," *Proceedings of the World Tunnel Congress 2013*, 2013.
- [13] 木村哲, 平野亨, 石井洋司, 山下雅之, 大西有三, "トンネル切羽前方探査 (TSP203) の予測弾性波速度と切羽評価点の関係," 第 58 回土木学会年次学術講演会, Vol. III, No. 156, pp. 311-312, 2003.
- [14] 村瀬貴巳夫, 田中崇生, 小川哲司, 足達康軌, "付加体中の先行緩み探査と対策ー近畿自動車道紀勢線高田山トンネルー," トンネルと地下, Vol. 33, No. 10, pp. 19-30, 2002.
- [15] 松井幸男, 表康弘, 宮城大助, 町大作, "砂地山の到達側坑口を高耐力斜め支保工で貫通ー国道 108 号花洲山バイパス 1 号トンネルー," トンネルと地下, Vol. 43, No. 6, pp. 25-35, 2012.
- [16] 井浦智実, 外山真, 高山藤博, 北澤剛, "側方からの押出しが顕著な泥岩地山を早期閉合で掘削ー九州新幹線西九州ルート 俵坂トンネル (西工区) ー," トンネルと地下, Vol. 45, No. 3, pp. 163-173, 2014.
- [17] 河内野俊治, 横尾利治, 福田耕二, 伊藤博司, 鶴原敬久, 中西昭友, "孔内水平傾斜計を用いた都市トンネルの計測管理," 第 33 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp. 259-264, 2004.
- [18] 岡部幸彦, 近藤達敏, "トンネル掘削時におけるインクリノメータによる地山変位挙動計測と切羽近傍の地山物性値の推定," 応用地質年報, No.8, pp. 25-41, 1987.
- [19] 服部康浩, 中川渉, 岡部幸彦, "水平傾斜計測定結果に基づく切羽前方地山の最終変位の予測," トンネル工学研究発表会論文・報告集, Vol. 3, pp. 173-178, 1993.
- [20] Schneider-Muntau, B., Reinhold, C., Cordes, T., Bathacian, I. and Bergmeister, K., "Validation of longitudinal displacement profiles by measurement at the Brenner Base Tunnel," *Geomechanics and Tunneling*, Vol. 11, No. 5, pp. 566-574, 2018. <https://doi.org/10.1002/geot.201800033>
- [21] 木野村有亮, 磐田吾郎, 木梨秀雄, 辻村幸治, "切羽先行沈下システムの開発と適用," 土木学会第 69 回年次学術講演会, Vol. VI, No.017, pp. 33-34, 2014.



- [22] 木梨英雄, 萩野知, 岡崎雄一, 鈴木拓也, 渡辺淳, 藤岡大輔, "地山安定性評価のための二軸先行変位計の開発," 土木学会全国大会第74回年次学術講演会, Vol. III, No. 276, 2019.
- [23] 坂井一雄, 谷卓也, 文村賢一, 原靖浩, 後藤真之助, 原稔之, "都市部山岳トンネルにおける切羽先行変位を用いた計測管理手法," 第44回岩盤力学に関するシンポジウム講演集, pp. 92-97, 2016.
- [24] Sakai, K., Tani, T., Fumimura, K., Hara, Y. Goto, S. and Hara, T., "Case study of the displacement monitoring ahead of the face in an urban tunnel construction project," *Proceedings of the 2016 Korea-Japan Joint Symposium on Rock Engineering*, pp. 111-115, 2016.
- [25] 北野悠介, 文村賢一, 坂井一雄, 谷卓也, 原靖浩, 後藤真之助, "福岡市地下鉄七隈線延伸事業における都市 NATM の情報化施工 (その3: 切羽先行変位計測による周辺地山の挙動監視)," 土木学会第71回年次学術講演会, Vol. VI, No.452, pp. 903-904, 2016.
- [26] 清水利郎, 尾畑洋, 松尾勉, 手塚仁, 岡部正, "長尺切羽補強工を施工した切羽前方地山の挙動について," トンネル工学研究論文・報告集, Vol. 13, pp. 225-230, 2003.
- [27] Steiner, R. P., "Displacement measurements ahead of a tunnel face using the RH Extensometer," *Proceedings of the 7th International Symposium on Field Measurements in Geomechanics*, 2007.
- [28] 吉野弘明, 河村和信, 鶴原敬久, "都市部における小土被り大断面トンネル掘削に伴う地表面変位に関する一考察," トンネル工学報告集, Vol. 24, No. I-38, pp. 1-9, 2014.
- [29] 小林健郎, 西松裕一, "シールド掘進に伴う地盤変位に関する研究," 土木学会論文報告集, No. 328, pp. 77-88, 1982.
- [30] 藤木育雄, 横田三則, 米島賢二, 村田基代彦, "軟弱地盤でのシールドトンネル掘進に伴う周辺地盤の変形について," トンネル工学研究発表会論文・報告集, Vol. 1, pp. 83-88, 1991.
- [31] 飯島知哉, 川北潤, 廣富聡, 小池真史, 坂井一雄, "シールド地上発進実験およびその影響評価手法の開発," トンネル工学報告集, Vol.20, pp. 299-305, 2011.
- [32] 土木学会 トンネル工学委員会, "トンネル標準示方書 [山岳工法] 同解説," p. 247, 2016.
- [33] Schubert, W. and Budil, A., "The importance of longitudinal deformation in tunnel excavation," *Proceedings of 8th International Congress on Rock Mechanics (ISRM), Tokyo*, Vol. 3, pp. 1411-1414, 1995.
- [34] 坂井一雄, 青木智幸, 清水賀之, 北澤翔平, 山中誠一, "坑内変位を用いた切羽前方地山予測に関する数値解析," 土木学会第65回年次学術講演会, Vol. III, No.426, pp. 851-852, 2010.
- [35] Itasca Consulting Group, Inc., "Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions (FLAC3D Version 3.1)," 2006.
- [36] Sellner, J. P. and Steindorfer, F. A., "Prediction of Displacement in Tunnelling," *Felsbau*, Vol. 18, No. 2, pp. 22-26, 2000.
- [37] Schubert, W. and Grossauer, K., "Evaluation and interpretation of displacements in tunnels," *Proceedings of 14th International Conference on Engineering Surveying*, 2004.
- [38] Grossauer, K., Schubert, W. and Kim, C. Y., "Tunnelling in heterogeneous - stresses and displacements -," *Proceedings of 10th International Congress on Rock Mechanics (ISRM), Sandton*, pp. 437-440, 2003.
- [39] Moritz, B., Goldberger, H. and Schubert, P., "Application of the observational method in heterogeneous rock mass with low overburden," *Felsbau*, Vol. 24, no. 1, pp. 62-72, 2006.
- [40] Jeon, S. J., Martin, D. C., Chan H. D. and Kim, S. J., "Predicting ground conditions ahead of tunnel face by vector orientation analysis," *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 20, pp. 344-355, 2005. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2005.01.002>.
- [41] Lee, I. C., Park, J. Y. and Kim, Y. K., "Prediction of fault zones ahead of tunnel face using 3-D displacement monitoring," *Proceedings of the 5th International Asian Rock Mechanics*, pp. 133-146, 2008.
- [42] Deák, F. and Schubert, W., "Displacement prediction possibilities from Bataapáti radwaste repository," *Procedia Engineering*, Vol. 191, pp. 935-945, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.05.264>

- [43] 小泉直人, 川原睦人, 黒田千歳, "トンネル周辺地山の違いによる切羽天端部の軸方向変位の挙動について," トンネル工学報告集, Vol. 19, pp. 211-217, 2009.
- [44] 寺島佳宏, 小川勲, 大沼正浩, "三次元内空変位計測結果の有効活用について," JCM マンスリーレポート, Vol. 19, No. 3, pp. 10-13, 2010.
- [45] 青木智幸, 今中晶紹, 板垣賢, 領家邦泰, 金尾剣一, 櫻井春輔, "トンネル坑内変位計測による切羽前方地山予測," 第 39 回岩盤力学に関するシンポジウム, pp. 387-392, 2011.
- [46] 竹村いずみ, 進士正人, 鬼頭夏樹, 千々和辰訓, 石山宏二, "坑内の軸方向変位を用いた前方地山状況の予測法の提案," トンネル工学報告集, vol. 21, pp. 1-7, 2011.
- [47] Takemura, I., Shinji, M., Ishiyama, K. and Chijiwa, T., "The forward ground prediction chart by using axial displacement of the three dimensional convergence measurements," *Proceedings of 8th International Symposium on Field Measurements in GeoMechanics, Berlin*, 2011.
- [48] 辻岡高志, 竹内秀頼, 竹村いずみ, 進士正人, "天端軸方向変位による前方地山予測法の改良を目指した基礎的研究," トンネル工学報告集, Vol. 23, pp. 177-182, 2013.
- [49] 竹村いずみ, 千々和辰訓, 石山宏二, "坑内計測データを用いた地山予測手法に関する研究 (PS-Tad)," 西松建設技報, Vol. 37, No. 25, 2014.
- [50] Vavrovsky, G. and Schubert, P., "Advanced analysis of monitored displacements opens a new field to continuously understand and control the geotechnical behavior of tunnels," *Proceedings of 8th International Congress on Rock Mechanics, Tokyo*, Vol.3, pp. 1415-1419, 1995.
- [51] Austrian Society for Geomechanics, "Geotechnical Monitoring in Conventional Tunnelling Handbook," pp. 55-56, 2014.
- [52] 青木智幸, 工藤直矢, 坂井一雄, 友野雄士, 三谷一貴, "予報機能付き坑内変位たわみ曲線による山岳トンネルの計測管理," 第 47 回地盤工学研究発表会, pp. 1261-1262, 2012.
- [53] 青木智幸, 工藤直矢, 坂井一雄, 友野雄士, "たわみ曲線による山岳トンネルの計測管理における計測開始位置補正の効果," 土木学会第 67 回年次学術講演会, Vol. III, No.091, pp. 181-182, 2012.
- [54] 工藤直矢, 坂井一雄, 青木智幸, 友野雄士, 三谷一貴, "坑内変位計測結果を用いた切羽前方地山予測," トンネル工学報告集, Vol. 21, pp. 127-133, 2011.
- [55] トプコン, "SOKKIA CX Series 製品カタログ," 2012.
- [56] Austrian Society for Geomechanics, "Geotechnical Monitoring in Conventional Tunnelling Handbook," pp. 17-27, 2014.
- [57] 社団法人日本道路協会, "道路トンネル観察・計測指針 平成 21 年改訂版," p. 33, 2009.
- [58] 独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構, "山岳トンネル設計施工標準・同解説 (平成 26 年 5 月 21 日一部改訂版)," pp. 257-297, 2008.
- [59] 坂井一雄, 岸田潔, "坑内変位計測結果を活用した切羽前方地山予測手法の適用可能範囲," 第 15 回岩の力学国内シンポジウム講演集, pp.183-188, 2021.
- [60] 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社, "設計要領第三集 トンネル本体工建設編," 2015, pp. 78-81.
- [61] 土木学会 トンネル工学委員会, "トンネル標準示方書 [山岳工法] 同解説," p. 244, 2016.
- [62] 工藤直矢, 坂井一雄, 青木智幸, 友野雄士, 三谷一貴, "トンネル天端傾斜計測による切羽前方地山予測," 第 41 回岩盤力学シンポジウム講演集, pp. 23-28, 2012.
- [63] 坂井一雄, 谷卓也, 青木智幸, "トンネル天端傾斜計「TT-Monitor」による切羽前方地山の評価技術," NPO 法人臨床トンネル工学研究所 平成 27 年度 最新トンネル技術講演会 概要集, pp. 7-11, 2015.
- [64] 坂井一雄, 谷卓也, 青木智幸, 工藤直矢, "トンネル天端の微小な傾斜角度の変化を用いた切羽前方地山予測手法の開発," 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), Vol. 73, No. 2, pp. 32-46, 2017.

<https://doi.org/10.2208/jscejte.73.32>

- [65] 剣持三平, 竹津英二, 依田淳一, 小池真史, 亀村勝美, "膨圧性泥質岩地山トンネルの施工における内空変位量の評価," 土木学会論文集 F, vol. 63, no. 2, pp. 225-238, 2007. <https://doi.org/10.2208/jscejf.63.225>
- [66] Itasca Consulting Group, Inc., "Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions (FLAC3D Version 5.0)," 2018.
- [67] 日本道路公団, "トンネル数値解析マニュアル," pp. 3-26, 1998.
- [68] 土木学会 トンネル工学委員会, "トンネル標準示方書 [山岳工法] 同解説," p. 76, 2016.
- [69] 青木智幸, 坂井一雄, "地山状況予測方法およびトンネル掘削方法". 特許第 5319618 号, 2013 年 7 月 19 日.
- [70] Sakai, K., Tani, T., Aoki, T. and Ohtsu, H., "Inclination monitoring at tunnel crown to predict change in ground stiffness ahead of excavation face," *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 104, No.103516, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2020.103516>
- [71] 工藤直矢, 坂井一雄, 青木智幸, 田中茂, "傾斜計設置方法および傾斜計測装置". 日本 特許第 5659386 号, 2014 年 12 月 12 日.
- [72] 谷卓也, 青木智幸, 工藤直矢, 加藤宏征, 藤本昭弘, 三隅宏明, 山下学, "トンネル切羽前方の地山評価に用いる天端傾斜計の現場運用結果," 土木学会第 69 回年次学術講演会, Vol. III, No.201, pp. 401-402, 2014.
- [73] 谷卓也, 山上順民, 青木智幸, 工藤直矢, 田中茂, "トンネル天端の傾斜計測による切羽前方および近傍の地質評価," トンネル工学報告集, Vol. 26, No.I-26, pp. 1-7, 2014.
- [74] Tani, T., Aoki, T., Kato, H. and Misumi, H., "Effectiveness of Predicting Ground Conditions Ahead of a Tunnel Face by Measuring the Inclination at the Tunnel Crown," *Proceedings of 8th Asian Rock Mechanics Symposium*, No. TUS4-5, 2014.
- [75] 佐久間博之, 高森治, 武井桂樹, 中原史晴, "不法に盛土された沢部直下を小土かぶり 7m で貫く一さがみ縦貫道路 葉山島トンネル," トンネルと地下, Vol. 45, No. 2, pp. 17-28, 2014.
- [76] Tani, T., Miyaue, M., Aoki, T., Kudoh, N. and Sakai, K., "Early Evaluation of Ground Conditions Ahead of Tunnel Face by Inclination Monitoring During Excavation," *Proceedings of the 13th International Congress of Rock Mechanics 2015*, No. 619, 2015.
- [77] Sakai, K., Tani, T., Aoki, T. and Ohtsu, H., "Verification of prediction method for ground conditions ahead of a tunnel face by means of inclination monitoring," *Eurock 2018*, pp. 1297-1304, 2018.
- [78] 日本道路公団試験研究所, "トンネルの標準設計に関する研究報告書—数値解析と施工実績の分析—," 1986.
- [79] 土木学会 トンネル工学委員会 技術小委員会 数値解析・模型実験部会, "トンネル・ライブラリー第 16 号 山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務," p. 152, 2006.
- [80] Hoek, E., Kaiser, P. K. and Bawden, W. F., "Support of Underground Excavations in Hard Rock," pp. 101-102, 1995.
- [81] Sulem, J., Panet, M. and Guenot, M., "An Analytical Solution for Time-dependent Displacements in a Circular Tunnel," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, vol. 24, no. 3, pp. 155-164, 1987. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(87\)90523-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(87)90523-7)
- [82] Sakai, K., Tani, T., Aoki, T. and Ohtsu, H., "Prediction of tunnel crown settlement by means of inclination monitoring," *Proceedings of ISRM 14th international congress of rock mechanics*, pp. 1277-1284, 2019.
- [83] Panet, M., "Time-dependent deformations in underground works," *Proceedings of the 4th International Congress of Rock Mechanics*, vol. III, pp. 279-289, 1979.
- [84] Panet, M. and Guenot, A., "Analysis of convergence behind the face of a tunnel," *Tunnelling*, No. 82, pp. 197-204, 1982.
- [85] 足立紀尚, 矢野隆夫, "トンネル掘削に伴う地山変位計測結果の簡易解析法," 土木学会論文集, 第 385 号, III-8, pp. 207-216, 1987.
- [86] Brady, G. H. B. and Brown, T. E., *ROCK MECHANICS For underground mining (Third Edition)*, pp. 173-178, 2004.

## 謝 辞

博士論文の執筆にあたり、大変多くの方々にご支援をいただきました。

京都大学大学院工学研究科 岸田潔教授には、博士課程最終年度に主指導教官としてご指導いただきました。本論文の構成、草稿段階から幾度も目を通していただき、コメントとアドバイスを多数頂戴しました。また、岸田研究室主催のゼミ発表や他大学も含めた合同ゼミに、他学生と一緒に発表の機会を与えていただきました。進捗報告の打合せを含めると一月に一度程度の発表や報告があり、進捗の確保と発表準備に苦しい思いをしましたが、発表時に先生や他参加者から頂いたご意見を何とか反映しようと、もがいている内に自然と博士論文が整理、体系化されていった気がします。様々な面でご指導をいただきました事、また、有益な意見を貰える発表機会を与えて頂いた事に対して、ここに感謝の意を表します。

松江工業高等専門学校 大津宏康校長（京都大学名誉教授）には、博士課程入学時から2年間において、主指導教官としてご指導いただきました。また、大津研究室第1期生の一人として、学部課程と修士課程にもご指導いただきました。大津先生からは「1日は24時間あるから、まだできる!」、「良いもの（研究や論文）を作ろうとする前では、皆（先生も学生も）平等!」といった格言を多数頂きました。このように諦めず、厳しく、真摯な研究姿勢を学び実践するために、今後も勉学と研究に精進します。長年に渡るご指導に対し、ここに感謝の意を表します。

京都大学大学院工学研究科 三村衛教授と京都大学大学院工学研究科 PIPATPONGSA, Thirapong 准教授には、博士課程在籍期間を通じて、副指導教官としてご指導いただくとともに、博士論文の審査にもあたっていただきました。博士論文を執筆する段階では、コロナの影響もあり、十分なお説明機会を設けられなかったにも関わらず、適切な指摘を与えて頂きました。誠にありがとうございました。

関西大学環境都市工学部 北岡貴文准教授（元京都大学大学院工学研究科助教）、京都大学大学院工学研究科 澤村康生准教授、京都大学大学院工学研究科 宮崎祐輔助教、および岸田研究室 松岡裕子秘書には、仕事や緊急事態宣言による移動制限の影響で、思うように大学へ訪問できない状況の中で、授業登録や事務手続き、オンライン会議の調整などの点で多くのフォローをいただきました。おかげで重大な手続きミスを起こすことなく博士課程を乗り切ることができました。誠にありがとうございました。

大成建設株式会社技術センター 丸屋剛エグゼクティブフェロー副技術センター長、同・社会基盤技術研究部 青木智幸栄誉研究員（前地盤研究室室長）、および同・社会基盤技術研究部地盤研究室 山本肇室長には、京都大学博士後期課程に進学する事を了承していただき、長期間に渡り業務量のご配慮をいただきました。また、業務時間中にも少なからず博士課程に関わる数値解析や論文執筆をしている事に目をつぶっていただきました。大変ありがとうございました。

大成建設株式会社技術センター社会基盤技術研究部地盤研究室岩盤チーム 谷卓也チームリーダーは、本来ならば私がすべき業務も快く引き受けて下さり、博士論文に打ち込む時間的猶予を作ってくださいました。大変ありがとうございました。

また、青木智幸栄誉研究員、谷卓也チームリーダー、および大成建設株式会社本社土木本部プロジェクト部 工藤直矢課長代理には、本研究の計測装置開発、現場実証試験、および数値解析検討に多大なご協力をいただきました。研究着手当初、現場実証試験で工藤氏と共に、ドリルジャンボに乗り込み天端傾斜計の固定用発泡ウレタンを頭から浴び、かつトンネル作業員の方から怒声を浴びつつ必死で設置していたのを良く覚えております。論文には執筆することが憚られるトラブルも色々となりましたが、その後の改良を経て、この度、博士論文として開発成果をまとめられた事に喜びを感じます。大変ありがとうございました。

東亜エルメス株式会社 田中茂氏、西菌成人氏、および堀留知徳氏には天端傾斜計の初号機から改良型まで一貫して製作をしていただきました。土木計測器械全般に及ぶ施工経験を踏まえた知見を提供頂けなければ傾斜計測による切羽前方地山予測手法は完成できなかったと思います。また、学会や展示会の際にはサンプル機の提供を快く引き受けていただきました。ここに感謝の意を表します。

深田地質研究所 下茂道人専務理事には、学会発表や合同ゼミ発表の際に、毎回質問とコメントを頂くとともに、温かい励ましの言葉も頂戴しました。下茂氏のアドバイスを受けて博士論文に追加と修正した点が多くあります。大変ありがとうございました。

この博士論文は、10年超に渡る研究成果を取りまとめたものであるため、この他にも書き切れない程の方々のご協力を得て成り立っています。ご協力いただきました全ての方々に感謝いたします。

さて、本論文を執筆する中で、私はつくづく縁と幸運に恵まれた研究活動をしていると感じました。学部課程の時には、特別な思いがあったわけではありませんが、大津研究室を選択し、大津先生とのご縁ができました。その後、研究活動の一環として大成建設に数週間インターンシップに来ることができ、大成建設とのご縁ができました。就職時には、タイミング良く、大成建設技術センターが岩盤力学に関わる事のできる研究員を探している事を大津先生から教えてもらい、それまで岩盤力学を勉強した記憶はほとんどありませんでしたが、幸運にも採用していただく事ができました。入社して山岳トンネルに関わる研究開発や設計、現場支援を一貫して続け、数年後には、切羽前方地山評価技術が特に求められる山岳トンネルプロジェクトがあったことから、深慮することなく、傾斜計測手法に関わる研究開発に着手しました。約3年間の山岳トンネル現場勤務を経て、技術センターへ帰任した際には、青木智幸地盤研究室室長（当時）に「傾斜計測による切羽前方地山予測手法は博士論文を書けるテーマである！」と背中を押してもらいました。私自身は博士論文としてまとめる自信は正直ありませんでしたが、大津先生は入学を快く受け入れてくれ、幸運にも博士課程のスタートを切る事ができました。また、博士課程を1年半休学しましたが、その間に本研究の着想点となった坑内変位計測による切羽前方地山予測手法を考案したグラーツ工科大学の Prof. Wulf Schubert の研究室で、客員研究員を務める機会を得て、坑内変位手法の課題や提案する傾斜計測手法についても議論をすることができました。博士課程最終年度はコロナ禍に伴う出張禁止措置とテレワーク体制によって、博士論文の執筆を集中して、精力的に進める事ができました。

このような様々な幸運が重なって完成することができた研究ですが、今後も研究を通して培ってきた様々な人のご縁を大切にしながら、感謝を忘れずに研究と仕事を進めようと思います。

最終学年度の1年間は平日の深夜、土日の早朝と深夜を博士論文執筆や投稿論文執筆の時間に充て、毎日少しでも前進する事を目標に取り組みました。業務量の配慮はいただきましたが、それでも会社員としての業務に加えて、博士課程学生としての勉強や論文執筆をこなすには相当の気力と体力が必要であると感じました。気力面では何度か挫けそうになりましたが、少なくとも体力面においては現在までのところ何の問題もなく、謝辞を書く段階まで至ることができました。頑丈で健康な身体に産んで、育ててくれた父の坂井静男、母の坂井順子に感謝したいと思います。

最後に、妻の翔子さんには、仕事だけでも出張や帰宅時間が遅く家事・育児の負担をかけている状況にも関わらず、さらに博士論文の執筆の時間をとるために、様々な尽力をいただきました。休学期間を含み4年半に及びましたが、協力していただき大変感謝しています。また、息子の勇翔君と娘の彩葉さんも、一緒に遊びに行く機会が減って、我慢を強いていたと思います。長期間にわたり協力をしていただきありがとうございました。