

トンネルへの地すべりの 影響評価手法に関する共同研究報告書

平成 2 2 年 3 月

独立行政法人土木研究所
基礎地盤コンサルタンツ株式会社
応用地質株式会社
鹿島建設株式会社
日本工営株式会社
川崎地質株式会社

Copyright © (2010) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

トンネルへの地すべりの 影響評価手法に関する共同研究報告書

独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ地すべりチーム	上席研究員 交流研究員	藤澤 和範 奥田 慎吾
基礎地盤コンサルタンツ株式会社 保全・防災センター 物理探査部	部 長 課 長 主 任	三木 茂 八野 祐二 佐々木 勝
応用地質株式会社 東京本社技術センター 地盤解析部 トンネル技術部 技術本部 技術研究所	グループリーダー 主 任 専 門 職 上級専門職	呉 旭 國村 省吾 奥井 裕三 森 誠一郎
鹿島建設株式会社 技術研究所 土質基礎・岩盤構造グループ	上席研究員 上席研究員 主任研究員 主任研究員 研 究 員	山本 拓治 稲葉 武史 伊達 健介 李 濟宇 横田 泰宏
日本工営株式会社 中央研究所 総合技術開発部	次 長 研 究 員	倉岡 千郎 太田 敬一
川崎地質株式会社 西日本支社 西日本支社 技術部 西日本支社 技術部 岩盤防災グループ 技術本部 技術統括部	支 社 長 部 長 グループリーダー 部 長	坂上 敏彦 栃本 泰浩 山田 晃 中山 健二

要 旨：

地すべりとトンネルの相互影響は、地すべりの規模、トンネルの位置、周辺の地山条件等によって変化することが想定される。地すべりによるトンネル被災を回避・軽減するためには、相互に及ぼす影響を適切に評価する必要がある。

本研究では、評価方法として 5 種類の数値解析手法を用いた。地すべりとトンネルの相互影響を評価するのに適切と考えられる解析モデルの検討を行い、地すべりとトンネルの位置関係、基盤の物性値、斜面勾配を変化させたパラメトリックスタディを行った。そして、離隔距離を徐々に変化させたときに地すべり地表面やトンネル内空断面に発生する変位量、解析領域内の塑性域やひずみの発生分布状況等に注目した。解析の結果、地すべりとトンネルの相互影響を定量的に評価することが可能であり、数値解析手法は離隔距離を判断する際の有効な手法の一つであることを確認した。

キーワード：地すべり、トンネル、離隔距離、数値解析、道路計画

【 目 次 】

本共同研究について	．．．	1
1. はじめに		
1.1 研究背景	．．．	6
1.2 地すべりによるトンネル被災事例	．．．	7
1.2.1 名取トンネル	．．．	8
1.2.2 石楠花トンネル	．．．	9
1.2.3 横手トンネル	．．．	10
1.3 研究目的	．．．	11
1.4 研究方針	．．．	12
2. 数値解析手法の種類と特徴		
2.1 数値解析手法について	．．．	17
2.2 各種数値解析手法の概要	．．．	19
2.2.1 弾塑性有限要素法 (Drucker-Prager)	．．．	19
2.2.2 弾塑性有限要素法 (Mohr-Coulomb)	．．．	22
2.2.3 有限差分法	．．．	37
2.2.4 マニフォールド法	．．．	41
2.2.5 個別要素法	．．．	48
2.3 構成則について	．．．	57
2.3.1 Drucker-Prager モデル	．．．	57
2.3.2 Mohr-Coulomb モデル	．．．	58
3. 数値解析手法の適用性		
3.1 事例解析現場の概要	．．．	60
3.1.1 引佐第二トンネルの概要	．．．	60
3.1.2 引佐第二トンネルの地質概要	．．．	61
3.1.3 引佐第二トンネルの地すべり	．．．	62
3.2 解析条件	．．．	63
3.2.1 解析断面	．．．	63
3.2.2 物性値	．．．	64
3.2.3 計測結果	．．．	64
3.3 解析結果	．．．	66
3.3.1 弾塑性有限要素法 (Drucker-Prager) による解析結果	．．．	66

3.3.2	弾塑性有限要素法 (Mohr-Coulomb) による解析結果	...	75
3.3.3	有限差分法による解析結果	...	89
3.3.4	マニフォールド法による解析結果	...	102
3.3.5	個別要素法による解析結果	...	110
3.4	事例解析のまとめ	...	126
4. トンネルへの地すべりの影響評価手法			
4.1	基本モデルの設定	...	127
4.1.1	基本モデルの設定	...	127
4.1.2	解析領域および境界条件	...	151
4.1.3	3層モデル	...	158
4.1.4	降伏規準	...	170
4.1.5	応力解放率	...	176
4.1.6	解析条件の設定	...	184
4.2	斜面勾配変更モデル	...	185
4.2.1	斜面勾配変更モデルの設定	...	185
4.2.2	解析条件の設定	...	189
4.3	パラメトリックスタディ数値解析結果	...	196
4.3.1	パラメトリックスタディ予備検討	...	196
4.3.2	弾塑性有限要素法 (Drucker-Prager) による解析結果	...	205
4.3.3	弾塑性有限要素法 (Mohr-Coulomb) による解析結果	...	229
4.3.4	有限差分法による解析結果	...	273
4.3.5	マニフォールド法による解析結果	...	288
4.3.6	個別要素法による解析結果	...	306
4.4	地すべりとトンネルの安全離隔距離の検討	...	317
5. 数値解析の現場への適用			
5.1	はじめに	...	323
5.2	本成果の適用限界	...	325
5.3	路線設定及びトンネル計画・設計までのフローにおける本成果の適用例	...	328
5.4	トンネルと地すべりの離隔距離の検討に必要な調査	...	331
5.5	トンネル及び地すべり対策の設計と施工における成果の活用	...	333
5.5.1	数値解析により安全離隔距離を検討する場合の留意点	...	333
5.5.2	トンネルの設計及び施工計画における留意点	...	334
5.5.3	地すべり対策工の検討における留意点	...	336

5.5.4 地すべり及びトンネルの計測計画への反映	．．．	338
5.6 維持管理における数値解析の活用の可能性	．．．	343
6. おわりに		
6.1 成果のまとめ	．．．	344
6.2 今後の課題	．．．	345
6.3 今後の展望	．．．	346
謝辞	．．．	347
参考文献	．．．	348

本共同研究について

地すべりによりトンネルが被災した事例の中には、予め地すべりを認識し地すべりとの離隔距離を十分に設定して施工したにも関わらず、その後の地すべりの発生に伴いトンネルが被災したケース、トンネルの計画、施工後に地すべりが認識され、その後の地すべりの発生に伴い被災したケースなどがある(図.1)。このような地すべりによるトンネルの被災を減らすには、トンネルの計画の段階で地すべりが認識され、地すべりとトンネルに関する適切な調査・解析結果が実施され、その結果を基に地すべりとトンネルの安全な離隔距離が設定される必要がある。

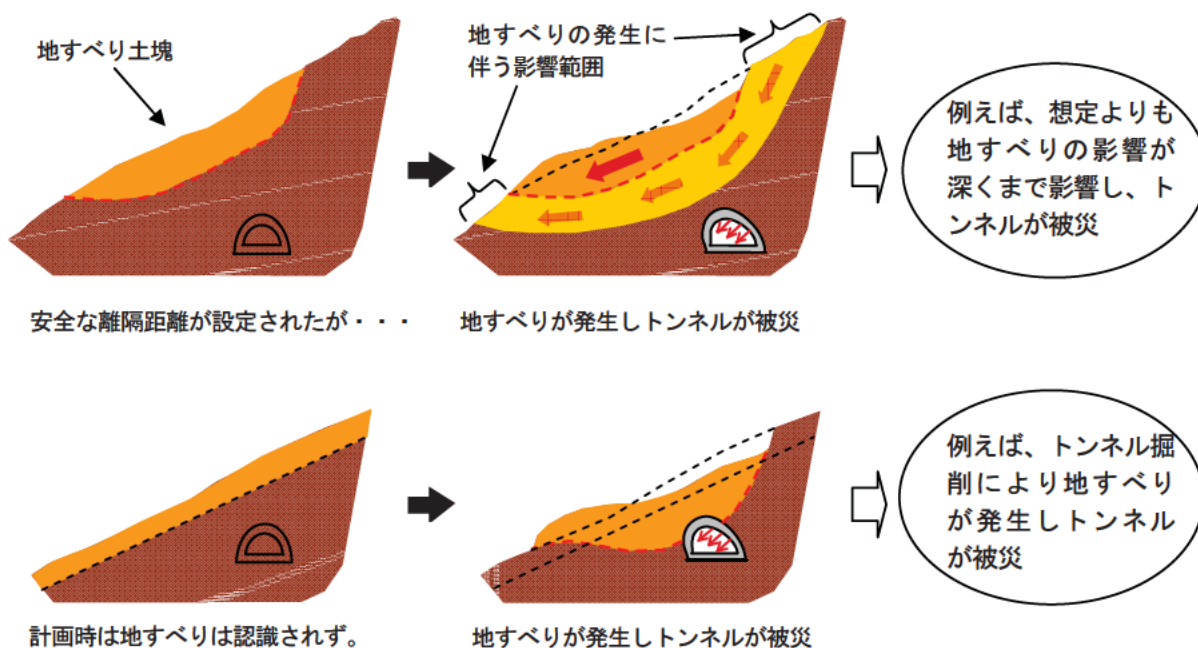


図.1 想定される地すべりによるトンネルの被災例のイメージ

本報告書は地すべりによるトンネルの被災を少なくするため、数値解析手法を用いて予め地すべりが認識されている場合のトンネルと地すべりの安全な離隔距離の検討する場合の方法と、モデル斜面を用いた検討結果を示したものである。

○トンネルと地すべりが近接する場合の離隔距離の設定

地すべりにトンネルが近接する場合、トンネルの掘削の影響を地すべりの安定性へ反映させる方法として、既往の事例やその解析に基づいた経験的な手法がある。この方法はトンネルから 2.0D (離隔距離) に含まれるすべり面強度を低減させて安定計算を行い、その結果に基づいて地すべり対策工を検討し、トンネル掘削に伴う地すべりの安定性を確保する方法である(旧道路公団監修の設計要領¹⁾による方法、図.2)。ここで「2.0D」という離隔距離を越えた場合は、地すべりの安定性の検討の際、トンネルの影響は考慮されないことになるため、安全な離隔距離は 2.0D と解釈される。

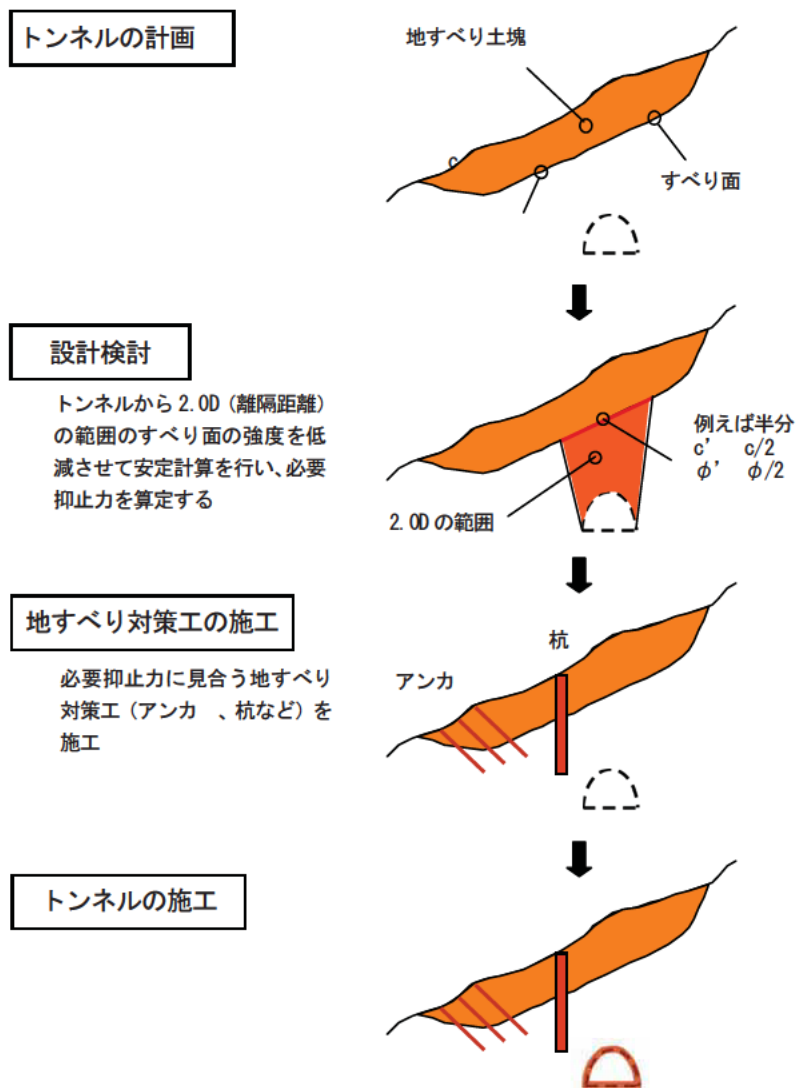


図.2 トンネルが近接する場合の地すべり対策工の設計方法

○現場の諸条件に応じた安全な離隔距離の検討方法

トンネル掘削に伴う周辺地盤への影響は、例えばトンネル周辺の地盤の条件により異なると考えられる（図.3）。従ってトンネルと地すべりの安全な離隔距離は一律に「2.0D」とするより、実際の現場の諸条件（斜面の勾配やトンネルの位置、地すべり土塊の厚みなど）を踏まえた上で検討できれば、トンネルを計画する場合の目安にすることができる（表.1）。数値解析手法ではこのような現場条件を考慮し、トンネルと地すべりの安全な離隔距離を検討することができ、安全な離隔距離を検討する際の目安となる資料を作成することができる。

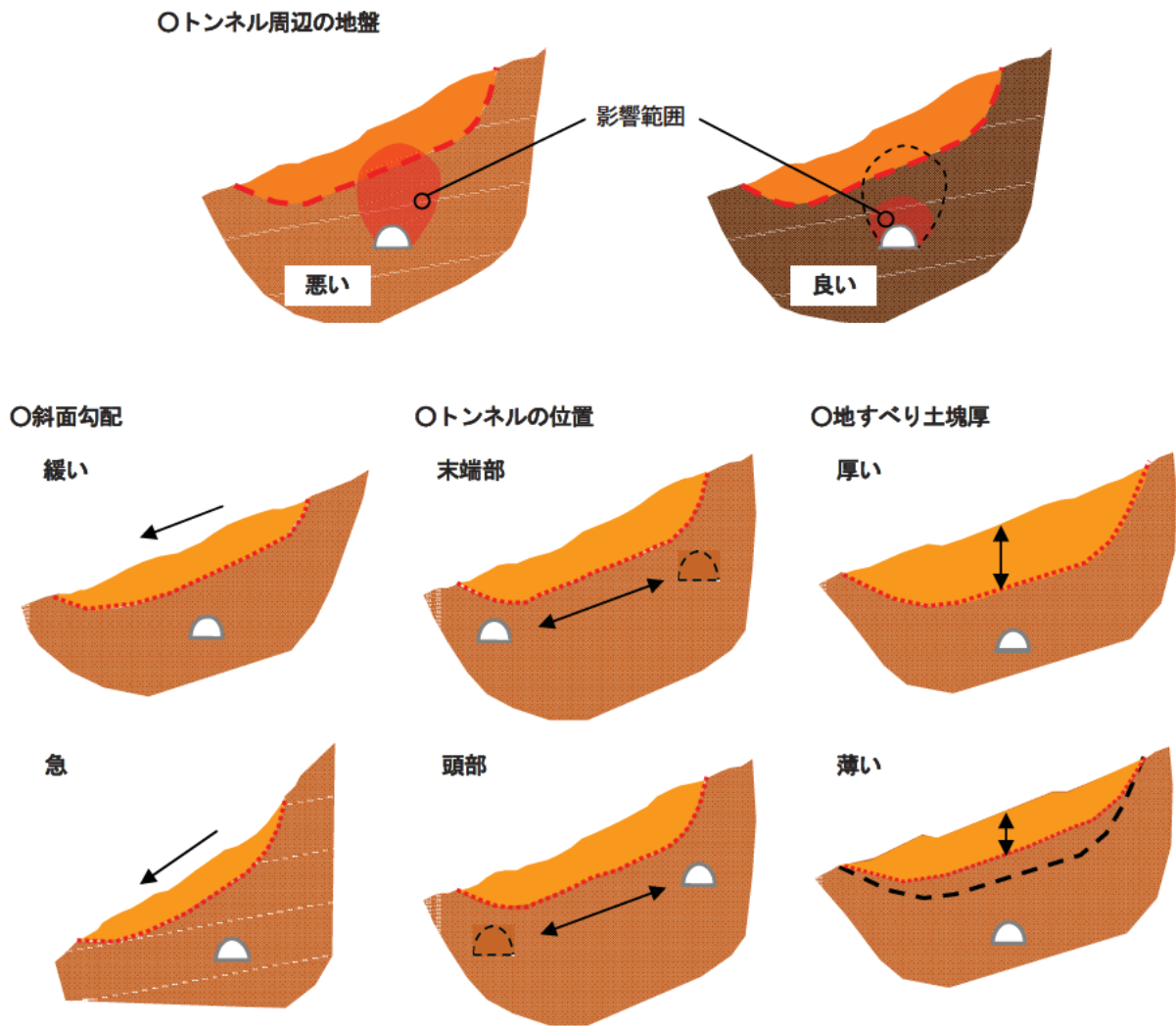


図.3 現場の様々な条件

表.1 トンネル位置毎の安全な離隔距離のレンジ表 (例)

物性	応力解放率	斜面勾配	トンネル位置	離隔						
				0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D	
強 (A)	70%	30度	頭部			要注意				
			中央部		危険				安全	
			末端部							

○数値解析によるトンネルと地すべり土塊の離隔距離の検討例

トンネルと地すべり土塊の離隔距離が異なる場合の計算例として、斜面勾配と離隔距離を変化させた場合の最大せん断ひずみの分布を図. 4 に示す。地すべり土塊から 0.5D、1.0D の離隔距離を有した2ケースで、斜面勾配がある場合と水平な場合でのトンネル周辺のひずみ分布を示している。離隔距離が 0.5D の場合のひずみはトンネルおよび地すべり土塊にまで達しているが、離隔距離が 1.0D の場合はひずみの分布がやや小さくなっており、離隔距離の違いの影響が示されている。一方、水平の場合では、離隔距離 0.5D、1.0D の両ケースともひずみの分布に違いが殆ど発生していない。このような点から離隔距離の検討に際して斜面勾配の大きさが影響していると分かる。なお先に示した旧道路公団の資料には斜面勾配を考慮する項目は無い。

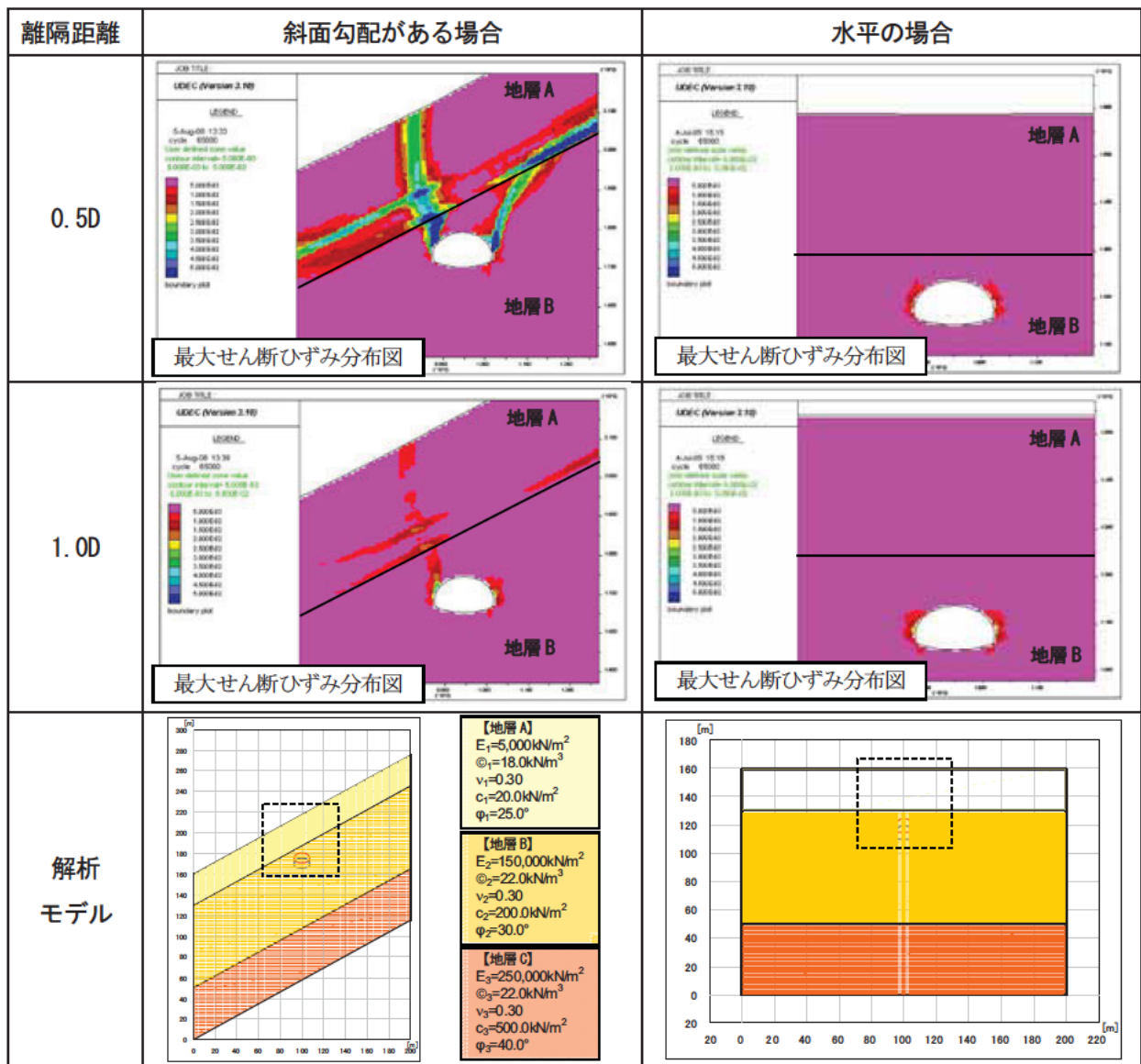


図. 4 斜面勾配と離隔距離の影響

○数値解析の課題

離隔距離の検討に数値解析を用いる場合には様々な入力データが必要となる。数値解析に必要な入力データは変形特性、強度特性などがあり、現場材料を用いた試験結果などを参考に設定することが多い。ただし地すべり地内の地盤材料は一般に地すべりの影響を受け乱れており、そのため試験結果にバラツキが生じるなど、その解釈と利用方法には現場条件に応じて適宜、判断が求められる入力データの設定は容易ではない。

数値解析の利用に際してはこのような課題を有するものの、例えば数値解析の柔軟性を生かし様々な入力データによる解析を実施し、数値解析の結果と他の調査結果と合わせ、総合的に評価判定する有用なツールとして用いることができる。さらに施工後のモニタリングにより、評価判定した結果をフィードバックし入力データの設定方法の妥当性を検証することで、上記の課題が徐々に解消され使いやすいツールとして整備されることが考えられる（図.5）。

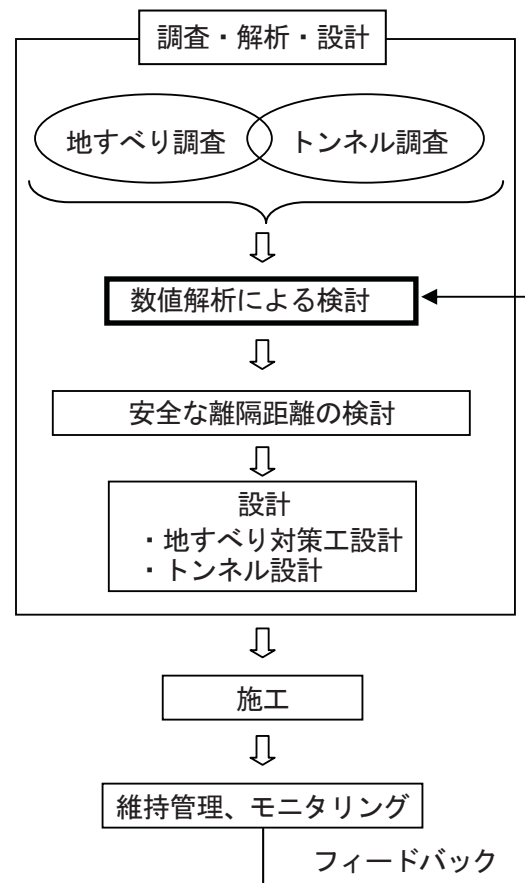


図.5 調査から維持管理までの流れ

○ライフサイクルコストを考慮したトンネルの計画

地すべりにより供用中のトンネルが被災すれば、道路通行の安全を確保するための維持管理コストが生じ、場合によってはトンネルの付け替えを要する程に被災の規模が拡大しそのためのコストが発生する。このような維持管理の段階までを含めたライフサイクルコストを考慮した場合、数値解析の結果を踏まえた本研究の成果の活用、それに付随する調査、解析を踏まえ安全な離隔距離が検討され、その結果トンネルの被災を低減させられれば、ライフサイクルコストの抑制に繋がるものと考えられる。数値解析の利用には地盤の入力データの設定方法などの課題はあるものの、安全な離隔距離を検討する有効なツールの1つであると考えられ、本研究の成果が活用されることが望まれる。

1. はじめに

1.1 研究背景

事前に地すべりの存在を認識せずに道路を計画し、設計・施工段階あるいは完成後に構造物の変状を確認してから地すべりが認識される場合がある。地すべりによって道路トンネルが被災した場合、その後の地すべり対策に多大な時間と費用が必要になる。被災状況によっては施工済み区間を一部放棄するような事例も報告されている²⁾。

トンネルの地すべり災害を未然に回避するためには、道路計画時に地すべりに関する適切な調査を実施し、地すべりを回避してトンネル位置を決定することが最も望ましい。しかし、周辺地形の制限や地すべり密集地域の道路計画などが理由で、どうしてもトンネルの位置が地すべり近傍を通過せざるを得ないことがある。このような場合には、地すべり箇所の現地踏査や地質調査並びに地すべり観測を行い地すべりの規模や変動を把握したうえで、地すべりの影響を受けないよう十分な離隔を取ってトンネルを計画する必要がある。

トンネルと地すべりの最小離隔距離については、既往資料³⁾⁴⁾にも記載されているが、地すべりは規模や運動様式がそれぞれ異なり、地すべりとトンネルの位置関係や土質条件によっても相互の影響は変化することが想定される。トンネルと地すべりの離隔距離を求めるためには、相互に及ぼす影響を適切に把握することが重要である。

1.2 地すべりによるトンネル被災事例

過去にトンネルが地すべりによってトンネルが被災した事例のうち、論文検索やインターネット調査で確認できたものを図1.1に示す。被災事例のうち3事例について、トンネルの概要、地すべりの概要および被災の経緯をとりまとめた。

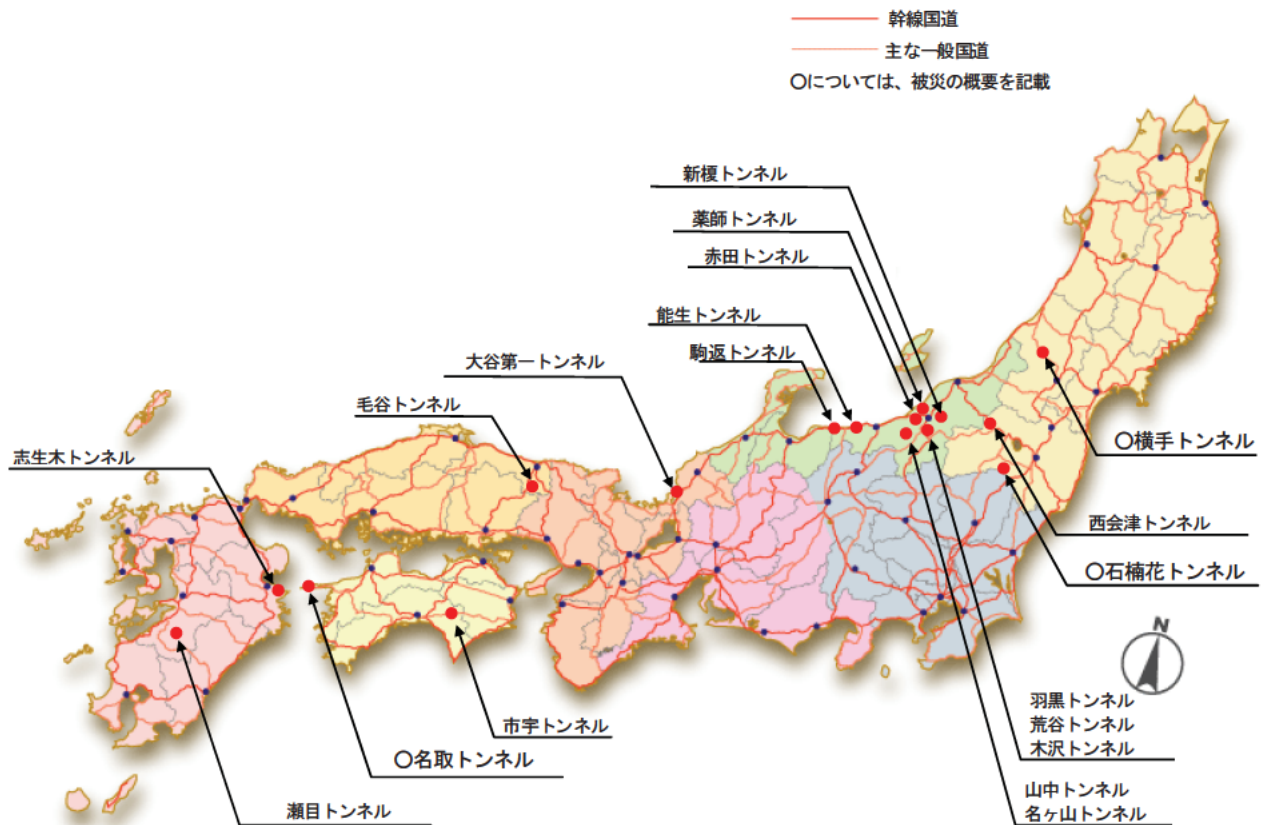


図1.1 地すべりによる被災トンネル位置図

1.2.1 名取トンネル

(1) トンネルの概要

国道 197 号名取トンネルは、愛媛県西宇和郡伊方町名取に位置する。国道 197 号は、愛媛県西部の佐田岬半島を縦断する八幡浜市と伊方町三崎を結ぶ唯一の幹線道路である。トンネルは延長 640m、幅員 6.0m で、昭和 50 年に着工、昭和 53 年 8 月に供用開始している。その後は地すべりの影響により平成 17 年 5 月 9 日から通行止めとなった。現在は、地すべりを回避したパイパストンネルが完成し、平成 19 年 7 月 25 日から供用している。

(2) 地すべりの概要

当地区の地すべりは、名取トンネル東側坑口付近を巻き込む形で地すべりが位置している（図 1.2）。この地すべり下部の小ブロックが滑動したことによって名取トンネルが被災した。地すべりの規模は、長さ 500m、幅 250m、層厚 100m と想定されている。佐田岬半島の地質は三波川変成岩類からなり、泥質片岩および砂質片岩が分布する。地質構造は大局的には東西走向で南に約 30° 傾斜しており、流れ盤構造を示している。

(3) 被災の経緯

名取トンネルでは、工事以前の調査段階で地すべりの存在を認識しているが、トンネルには影響がない小さなブロックを想定していた。地すべりによるものと考えられる変状は、昭和 51 年の施工中にはじめて観察された。その後工事は再開し完成しているが、供用後から平成 17 年 5 月の通行止めまでの間、たびたびトンネル覆工コンクリートにクラックや剥離などの変状が発生し、様々な地すべり調査や対策工が実施されている。

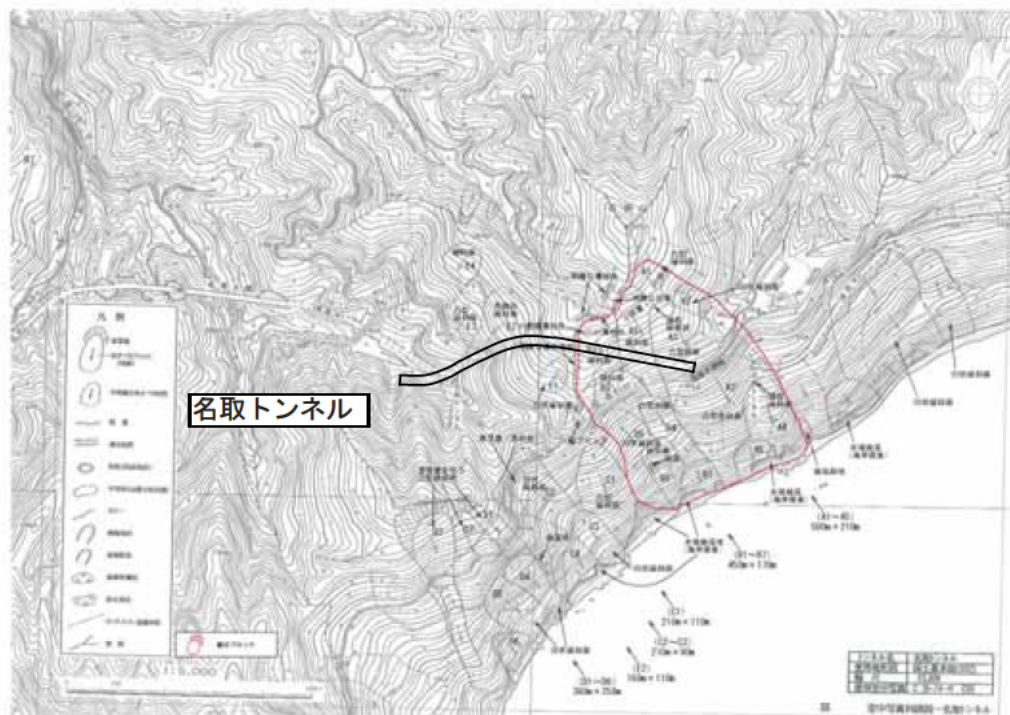


図 1.2 空中写真判読図

1.2.2 石楠花トンネル

(1) トンネルの概要

国道 289 号石楠花トンネルは、福島県西白河郡西郷村真船に位置し、東流する阿武隈川の右岸斜面に位置する。トンネルは福島県南会津郡下郷町と福島県西白河郡西郷村を結ぶ山岳道路の一部を形成し、延長 349m、幅員 6.0m で、平成 3 年に着工、平成 5 年に供用開始している。その後は地すべりの影響により通行止めと解除を繰り返すが、平成 14 年 7 月 10 日の雨量規制による通行止め以降トンネルの通行は危険と判断される。現在は代替トンネルが完成し供用している。

(2) 地すべりの概要

当地区の地すべりは、石楠花トンネルの西側の一部を除いたほぼ全体を包括するような形で地すべりが位置している（図 1.3）。この地域は、阿武隈川源流域の急峻な山岳地帯で、周辺には数多くの地すべり地形が認められる。地すべりの規模は、長さ 400m、幅 270m、層厚 100m であり、地質は第四紀火砕流堆積物からなり緑色凝灰岩を主体とする。第三紀に激しいカルデラ活動があった地域であり、地殻変動による地質のブロック化が見られ地質の連続性は悪い。

(3) 被災の経緯

石楠花トンネルでは、工事以前の調査段階で地すべりの存在を認識しているが、規模が小さく層厚の薄い地すべりを想定していた。工事中には、一部で若干の変状や湧水を確認しているが、工事は問題なく完了し平成 5 年の供用に至った。供用後はトンネル覆工コンクリートに地すべりの滑動によるクラックが多数発生したため、地すべり調査や対策工が実施されている。しかし、最終的には地すべりの滑動を抑えることはできないとの判断から、現在は通行止めになっている。

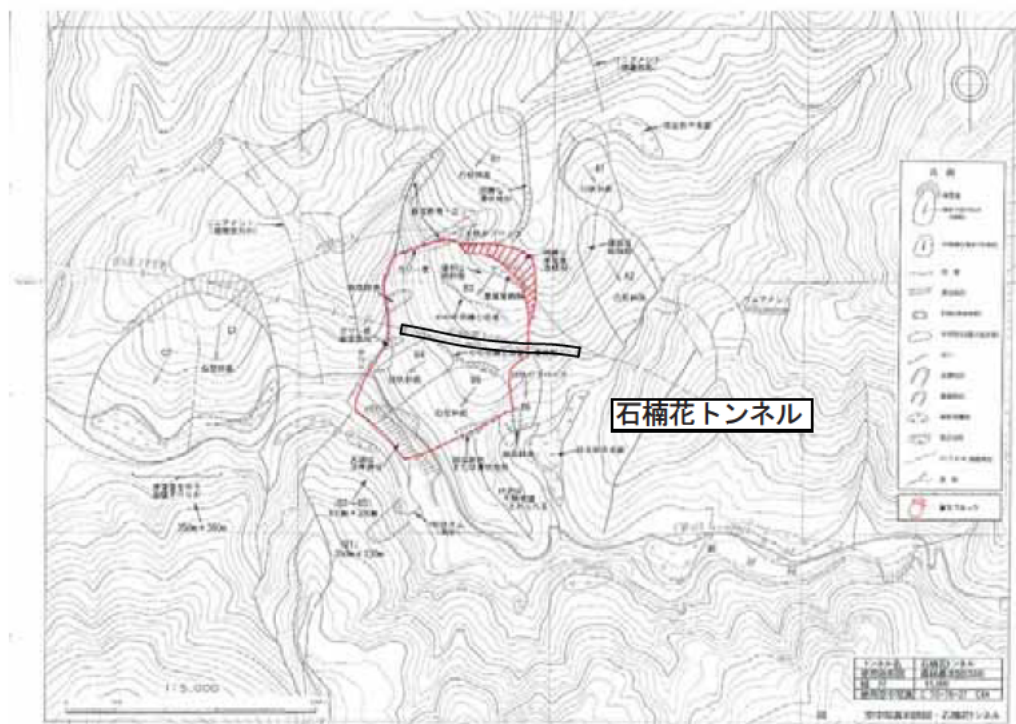


図 1.3 空中写真判読図

1.2.3 横手トンネル

(1) トンネルの概要

国道 112 号横手トンネルは、山形県西村山郡西川町砂子関に位置し、最上川の左支川、寒河江川上流の寒河江ダム左岸斜面に位置する。横手トンネルは、寒河江ダム建設に伴う国道 112 号の付替道路の一部として建設された。トンネルは延長 591m、幅員 6.0m で、昭和 52 年に着工、昭和 54 年 11 月に供用開始している。寒河江ダムについては、平成 2 年 11 月に竣工となっている。

(2) 地すべりの概要

この地域は地すべりが多数の認められる地域であり、横手トンネルでは東側坑口付近及び西側坑口付近の 2 つのブロックが認められ、それぞれの地すべりはいくつかの小ブロックに分かれている (図 1.4)。地すべりの規模は、最大のもので長さ 590m、幅 330m、層厚 90m と想定される。地質は先第三紀の花崗岩と閃緑岩を基盤岩とし、これらを第四紀の未固結堆積物である段丘堆積物、岩屑堆積物、現河床堆積物が覆う。また、地質平面図上ではトンネル中央からやや西に断層が認められる。

(3) 被災の経緯

横手トンネルでは、トンネル掘削時に地すべりの影響による変状が確認された。最も地質状況が悪い区間では、切羽の自立性が全くななくなるともあり、補助工法と地すべり対策工を実施しながら完成に至った。トンネルの供用後も、寒河江ダムの堤体工事で下部斜面を掘削する際にトンネルがダム側に沈下したため、地すべり調査や対策工を継続して実施している。その後、地すべりは安定した状態にはあるが、滑動は止まっていないため現在も監視を継続している。



図 1.4 空中写真判読図

1.3 研究目的

土木分野における数値解析の活用については、近年、地すべりの分野においても数値解析の活用が提案されている⁵⁾。本共同研究では、トンネルと地すべりの相互影響を評価する手法として数値解析を用い、様々な条件下における地すべりの挙動やトンネルの挙動について検討を行う。その結果から、トンネルと地すべりの安全離隔距離を考察し、地すべりとトンネルの影響評価手法を提案することを目的としている（図 1.5）。

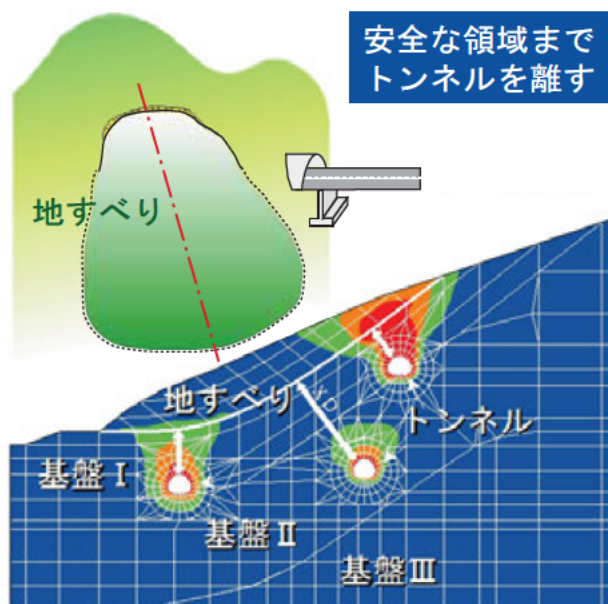


図 1.5 研究のイメージ図

1.4 研究方針

本共同研究における目的を達成するために、5種類の異なる数値解析手法を使用した。まず、地すべりの直下をトンネル掘削した事例において、トンネル坑内と地すべりの実際の観測結果を各数値解析手法の解析結果と比較してその適用性を確認した。その後地すべりとトンネルの解析モデルを作成して条件を変化させながら数値解析を行うことで、トンネルと地すべりの安全離隔距離を評価した。各解析手法の概要と本共同研究の方針を表1.1に、実施工程表を表1.2にまとめた。

ここで「安全離隔距離」とは、地すべりの地表面変位などの指標と離隔距離の関係の中で、傾向が急激に変化する離隔距離を指し示している。例えば図1.6では、離隔距離が2.0D以上の領域では地表面変位と離隔距離の関係が直線傾向を示しているのに対し、離隔距離が1.5Dより小さくなると地表面変位が急激に大きくなっている。この場合、離隔距離2.0Dを安全離隔距離とする。また、このように求めた安全離隔距離が解析モデル全体の応力分布・変位分布などの機構と照らし合わせることで、妥当であるかを確認した上で最終的に決定する。

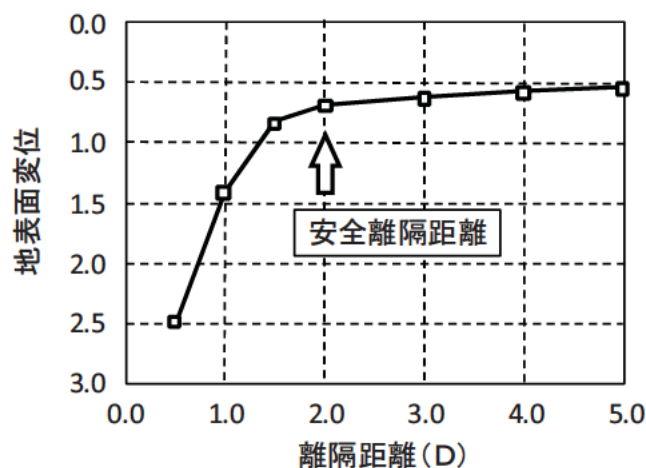


図1.6 安全離隔距離の評価

なお、トンネルの掘削に伴う緩み領域が時間経過とともに拡大する場合もあるが、本共同研究で実施した数値解析は時間経過を考慮したものではなく、トンネル掘削時の応力解放に伴って発生する変位量等の傾向の違いから評価を行っている。地すべりにについても時間経過に従い地すべりが進行していく現象を評価しようとするものではない。

また、本共同研究では実際の現場で考えられている複雑な地山条件を簡略化したモデルを用いて数値解析を行っている。モデル解析結果から得られた安全離隔距離は限られた条件下で評価しており、実際の現場にあてはめるには地質条件や地形条件など危険側となる要素がないか現地状況を十分考慮する必要がある。実際に地すべりとトンネルの影響を数値解析で評価する場合には、現場毎の条件を反映させた数値解析モデルを作成して安全離隔距離の評価を行うべきであることもここで確認しておく。

表 1.1 共同研究方針一覧表

応用地質 (株)	川崎地質 (株)	鹿島建設 (株)	基礎地盤コンサルツ (株)	日本工営 (株)																								
研究目的	数値解析によりトンネルと地すべりの相互影響を評価し、地すべりに対する安全なトンネルの離隔距離を求める。																											
研究対象	トンネル掘削による地すべりの影響を評価する。	トンネル掘削による地すべりの影響を評価する。	トンネル掘削による地すべりの影響を評価するが、主としてトンネル掘削による地すべりの影響を評価する。	地すべりとトンネルの相互影響を評価するが、主としてトンネル掘削による地すべりの影響を評価する。																								
解析の基本方針	<p>モデルは右図の共通モデルにて解析を行う。</p> <p>地盤は、地すべり土塊、基盤 I、基盤 II の三層構造とする。</p> <p>境界条件は、側面を鉛直ローラーとし、底面を固定とする。</p> <p>地すべり土塊および基盤 II は、物性値を固定する。</p> <p>基盤 I は、強・中・弱の 3 パターンの物性値を用いる。</p>																											
<table border="1"> <thead> <tr> <th>単位体積重量 γt (kN/m³)</th> <th>粘着力 c (kN/m²)</th> <th>内部摩擦角 ϕ (°)</th> <th>ポアソン比 ν</th> <th>変形係数 E (MN/m²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>地すべり土塊</td> <td>20</td> <td>25</td> <td>0.35</td> <td>50</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">基盤 I</td> <td>弱</td> <td rowspan="3">30</td> <td rowspan="3">0.3^{*1}</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>中</td> <td>120</td> </tr> <tr> <td>強</td> <td>150</td> </tr> <tr> <td>基盤 II</td> <td>22.0</td> <td>40</td> <td>0.3</td> <td>250</td> </tr> </tbody> </table>					単位体積重量 γt (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MN/m ²)	地すべり土塊	20	25	0.35	50	基盤 I	弱	30	0.3 ^{*1}	100	中	120	強	150	基盤 II	22.0	40	0.3	250
単位体積重量 γt (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MN/m ²)																								
地すべり土塊	20	25	0.35	50																								
基盤 I	弱	30	0.3 ^{*1}	100																								
	中			120																								
	強			150																								
基盤 II	22.0	40	0.3	250																								
<p>※1 Mohr-Coulomb 降伏基準を用いた解析の場合</p> <p>※2 Drucker-Prager 降伏基準を用いた解析の場合</p>																												
斜面勾配変更モデル	<p>基本モデルに加え、斜面勾配を変更したモデルにて解析を行う。</p> <p>斜面勾配変更モデルに用いる地すべり土塊の物性値は、右表のとおり。</p>																											
<table border="1"> <thead> <tr> <th>単位体積重量 γt (kN/m³)</th> <th>粘着力 c (kN/m²)</th> <th>内部摩擦角 ϕ (°)</th> <th>ポアソン比 ν</th> <th>変形係数 E (MN/m²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>緩斜面 (20°)</td> <td>1</td> <td>23</td> <td>0.35</td> <td>50</td> </tr> <tr> <td>標準 (30°)</td> <td>20</td> <td>25</td> <td>0.35</td> <td>50</td> </tr> <tr> <td>急斜面 (45°)</td> <td>30</td> <td>35</td> <td>0.35</td> <td>50</td> </tr> </tbody> </table>					単位体積重量 γt (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MN/m ²)	緩斜面 (20°)	1	23	0.35	50	標準 (30°)	20	25	0.35	50	急斜面 (45°)	30	35	0.35	50				
単位体積重量 γt (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MN/m ²)																								
緩斜面 (20°)	1	23	0.35	50																								
標準 (30°)	20	25	0.35	50																								
急斜面 (45°)	30	35	0.35	50																								

	応用地質 (株)	川崎地質 (株)	鹿島建設 (株)	基礎地盤コンサルツ (株)	日本工営 (株)
解析手法	弾塑性有限要素法	弾塑性有限要素法	有限差分法	マニフォールド法	個別要素法
	Drucker-Prager モデル	Mohr-Coulomb モデル	Mohr-Coulomb モデル	Drucker-Prager モデル	Mohr-Coulomb モデル
解析コード	ISNA	DIF	FLAC	MF	UDEC
	解析上の限界 (解析モデルサイズに対応)	5m 程度	有限差分法では、計算の結果としては 5m 程度の変位も数値として算出される。ただし、解析の妥当性が保証されている範囲では、1m 程度が限界である。	1m 程度以下	個別要素法は変位の理論的な限界は無く、大きな変位が発生した場合でも計算は終了する。ただし、解析結果の妥当性は別途検討する必要がある。
想定する地すべり移動量	微小変形弾塑性理論に基づいて定式化したものであるため、大変形の場合では解析結果の信頼性が低い。すべり面を不連続面としてモデル化していないため、せん断変形が非常に集中する場合は解析結果の適用性が乏しい。一概に言えないが、数 100m 程度のモデルにおいて、変形量は 1m 以下であれば、その解析結果は信頼できると考える。	信頼性については、100m 程度。パラスタにより変位増加分が極端に増加するケース以降は信頼できない。	今回のモデルケースに対する数値解析結果からは、最大でも 300mm 以下の変位しか生じていない。それ以上の値が生じている場合は、解析コードが保証する条件に合致していない (妥当な解析ではない)。したがって、今回のモデルケースに対しては 300mm 程度が上限値であると考えた。ただし、未検討のケースも多く、多少の増減はあるものと思われる。	地すべりを不連続面として取り扱う限り、解析原理上大きな移動量を伴う現象も解析可能である。しかし、地すべりがトンネルに与える影響、あるいは地すべりとトンネルの相互作用を検討するに際して大きな変位量を扱うと、地すべり土塊の移動に伴う上載荷重の変化が大きく表れ、検討が煩雑になると推定される。そこで、上載荷重の変化が比較的小さいと推定される 1m 以下程度の地すべり変位量を想定した。	本研究では、トンネル位置によって、地すべり土塊のひずみや変位が顕著に変化する傾向を表すことが重要であり、大変形時の絶対的な精度や範囲は、別途検討を要すると考える。なお、個別要素法は変位の理論的な限界は無いが、解析結果の妥当性は計測データとの比較などにより、別途検討する必要がある。
すべり面	連続体として取り扱う			不連続面として取り扱う	
モデルの初期条件	初期応力状態は自重解析によるものとする				
地下水	考慮しない (全応力解析)				
トンネル掘削による応力解放率	70%、100% (2 パターン)				
すべり面とトンネルの離隔	0.5D、1.0D、1.5D、2.0D、3.0D (5 パターン)				
地すべり土塊から見たトンネルの位置	地すべり頭部、中央部、未端部 (3 パターン)				

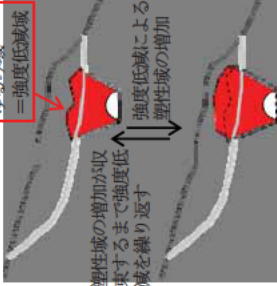
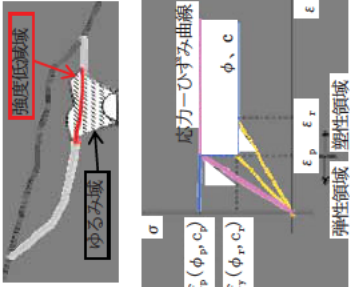
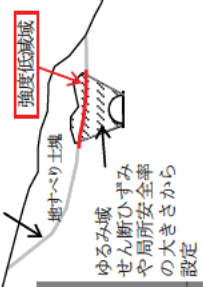
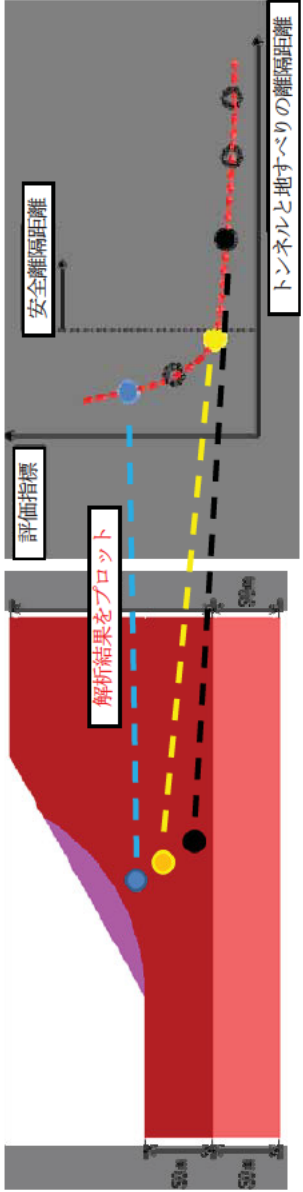
解析の基本方針	ゆるみによる強度低減方法	応用地質 (株)	基本的に弾塑性解析を行うため、発生応力が降伏点に至り塑性挙動を示すところでは、自動的に剛性低下が行われて計算される。	川崎地質 (株)	①Mohr-Coulomb の破壊基準に達した領域をゆるみ領域とする。 ②ゆるみ領域の強度を低減する。 ③強度低減は、 $\alpha=0.98\%$ ④再自重計算により、更に降伏する領域の強度を低減する。 ⑤繰り返し計算によりゆるみの拡大を考慮する。 	鹿島建設 (株)	基本的に Mohr-Coulomb モデルを用いた弾塑性解析を行っており、発生応力が降伏点に至り、塑性挙動を示すところでは、自動的に剛性低下が行われて計算される。	基礎地盤コンサルツ (株)	①弾塑性解析を行い、トンネル掘削で塑性化した部分をゆるみ域と仮定する。塑性化した範囲のすべり面強度を低減する。 ②すべり面の強度低減量は、 $c'=0.3c$ 、 $\phi'=3\phi/4$ (高速道路技術センター) を基本とする。 	日本工営 (株)	①トンネル掘削に伴うトンネル周辺のせん断ひずみ、局所安全率の分布から、ゆるみ域を設定する。 ②ゆるみ域にかかるすべり面を強度低減域として設定する。 ③強度低減域のすべり面の強度量は、旧道路公園の設計要領を参考とする ($c'=0.3c$ 、 $\phi'=3\phi/4$)。 
		現実的 評価指標	地すべり土塊の最大変位	地すべり土塊の最大変位	地すべり土塊の水平変位・鉛直変位 (最大・平均・分布など) トンネルの天端沈下・内空変位	①地すべり土塊の天端沈下 トンネルの天端沈下・内空変位 ②トンネル→地すべり トンネル直上の沈下・水平変位、地すべり土塊の最大変位	トンネルの天端沈下 地すべり土塊の地表面の鉛直変位・水平変位 トンネル周辺の最大せん断ひずみの分布				
理想的	トンネル掘削によるすべり面の安全率の低下量	地すべり土塊の安全率、相対変位の増分	地すべり土塊の安全率	トンネル支保に作用する力、変位	トンネル支保による力、変位	トンネル覆工、支保工の評価 すべり面の安全率による地すべり安定性評価					
研究成果のイメージ											

表 1.2 共同研究実施工程表

研究項目	研究細目	目的・概要	担当者	平成18年度												平成19年度												平成20年度											
				10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3						
資料収集	被災事例収集	被災事例の資料収集・分析	土木研究所																																				
	設計基準の確認	トンネル設計時の技術基準の確認	土木研究所																																				
数値解析手法の提案	数値解析手法の提案	数値解析手法の提案	共同研究各社																																				
		解析に必要なパラメータの整理	土木研究所 共同研究各社																																				
	事例解析	現地観測データの収集	土木研究所 共同研究各社																																				
		事例解析	共同研究各社																																				
解析モデルの設定	基本モデルの設定	基本モデルの設定	土木研究所																																				
		解析条件の設定	土木研究所 共同研究各社																																				
		基本モデルの数値解析	共同研究各社																																				
パラメトリックスタディ	パラメトリックスタディ	パラメトリックスタディ	共同研究各社																																				
	解析条件の検討	解析条件の検討	土木研究所 共同研究各社																																				
影響評価手法の提案	影響評価手法の提案	ゆるみ・引きずりの影響	土木研究所 共同研究各社																																				
		トンネルと地すべりの相互影響を評価	土木研究所 共同研究各社																																				
報告書作成	報告書作成	報告書作成	土木研究所 共同研究各社																																				
打合せ				2/21 第1回打合せ			5/18 第2回打合せ				7/6 第3回打合せ 9/27 第4回打合せ			11/22 第5回打合せ			1/17 第6回打合せ 3/12 第7回打合せ			5/9 第8回打合せ 6/26 第9回打合せ			7/22 第10回打合せ 9/22 第11回打合せ			10/24 第12回打合せ 12/1 第13回打合せ			1/27 第14回打合せ 2/26 第15回打合せ										

2. 数値解析手法の種類と特徴

2.1 数値解析手法について

数値解析手法は様々なものが提案されているが、本研究で扱った数値解析手法を表 2.1 に示す。弾塑性有限要素法や有限差分法など代表的な解析手法を網羅している。大きく区分すると、弾塑性有限要素法およびマニフォールド法は有限要素法に属する解析手法であり、有限差分法および個別要素法は差分法に属する解析手法である。トンネル掘削による地山の緩みを考慮するために適用した構成則は Drucker Prager および Mohr Coulomb モデルであり、いずれも代表的な弾塑性モデルである。また、変位を求める過程から区分すると、静的な平衡状態における変位を求める静的解析と、運動方程式に基づき時間変化の変位を求める動的解析に区分することができる。一方、本研究において、各解析手法におけるすべり面の取り扱い方法から区分すると、個別要素法およびマニフォールド法がすべり面を分離可能な不連続面としており、他の解析手法は連続面としている。すべり面を不連続面とした解析手法では、いずれもすべり面の強度特性として Mohr Coulomb 則を採用している。

表 2.1 解析手法一覧表

	応用地質 (株)	川崎地質 (株)	基礎地盤コンサル タンツ (株)	鹿島建設 (株)	日本工営 (株)
解析手法	弾塑性有限要素法		マニフォールド法	有限差分法	個別要素法
手法区分	有限要素法に属する解析法			差分法に属する解析法	
	静的解析		動的解析		
構成則	Drucker-Prager	Mohr-Coulomb	Drucker-Prager	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
コード名	ISNA	DIF	MF	FLAC	UDEC
すべり面	連続	連続	不連続 (Mohr-Coulomb)	連続	不連続 (Mohr-Coulomb)

各数値解析手法において用いたパラメータ（物性値）を表 2.2 に示す。基盤および地すべり土塊の物性値（強度定数、変形係数など）は各解析手法とも共通であるが、すべり面を不連続面とした解析手法では、すべり面におけるバネ（地盤バネ、ペナルティバネ）の扱いが手法により異なっている。各数値解析手法で得られる出力は基本的に変位であり、トンネル掘削と地すべりの相互作用を検討するために用いた各手法における評価指標をまとめたものを表 2.3 に示す。いずれの解析手法においても評価指標は概ね同じである。

表 2.2 入力パラメータ一覧表

	入力パラメータ	記号	単位	有限要素法 (DP)	有限要素法 (MC)	マニフォールド法	有限差分法	個別要素法
移動土塊	単位体積重量	γt	kN/m ³	○	○	○	○	○
	内部摩擦角	ϕ	°	○	○	○	○	○
	粘着力	c	kN/m ²	○	○	○	○	○
	ポアソン比	ν		○	○	○	○	○
	変形係数	E	MPa	○	○	○	○	○
	引張強度	σt	kN/m ²	○ ¹	○ ¹	○ ¹	○ ²	○ ³
	ダレイタツシ角	ϕ	°	○ ⁴	○ ⁵	○ ⁵	○ ⁴	○ ⁴
不動土塊	単位体積重量	γt	kN/m ³	○	○	○	○	○
	内部摩擦角	ϕ	°	○	○	○	○	○
	粘着力	c	kN/m ²	○	○	○	○	○
	ポアソン比	ν		○	○	○	○	○
	変形係数	E	MPa	○	○	○	○	○
	引張強度	σt	kN/m ²	○ ¹	○ ¹	○ ¹	○ ²	○ ³
	ダレイタツシ角	ϕ	°	○ ⁴	○ ⁵	○ ⁵	○ ⁴	○ ⁴
すべり面	バネ（垂直）	kn	kN/m	×	×	○ ⁶	×	×
	バネ（せん断）	ks	kN/m	×	×	○ ⁶	×	×
	地盤バネ（垂直）	kn	kN/m ³	×	×	×	×	○ ⁶
	地盤バネ（せん断）	ks	kN/m ³	×	×	×	×	○ ⁶
	内部摩擦角	ϕ	°	×	×	○	×	○
	粘着力	c	kN/m ²	×	×	○	×	○

凡例 ○：必要、×：不使用

1：破壊規準を用いて c、 ϕ から計算

2：引張強度の一般値を採用

3：引張破壊しないように大きな値を設定

4： ϕ 0°（非関連流れ則）を採用

5： ϕ ϕ （関連流れ則）を採用

6：トライアルアンドエラーにより計算

*DP：Drucker-Prager モデル、MC：Mohr-Coulomb モデル

表 2.3 各解析手法における評価指標

		有限要素法 (DP)	有限要素法 (MC)	マニフォールド法	有限差分法	個別要素法
すべり面	安全率	○	○	○	○	○
	変位量	○	○	○	○	○
	応力状況	○	○	○	○	○
トンネル	天端変位量	○	○	○	○	○
	天端応力	○	○	○	○	○
	内空変位	○	○	○	○	○
	最大せん断ひずみ	○	○	○	○	○
地表面	沈下量	○	○	○	○	○
	水平変位	○	○	○	○	○
	鉛直変位	○	○	○	○	○

2.2 各種数値解析手法の概要

2.2.1 弾塑性有限要素法 (Drucker-Prager)

(1) 概要

弾塑性有限要素法 (FEM) は、材料の降伏規準を超えないように塑性理論に基づいて応力が再配分され変形挙動を解析できることから、すべり面の強度特性に強く依存する地すべり変形現象の解析には適している。本研究では、粘着力 c と内部摩擦角度 φ の二つ強度パラメータで表せる Drucker Prager 降伏規準に基づく弾塑性モデルを適用した。

(2) 支配方程式とその離散化

支配方程式は、①応力の釣り合い式 (力学的)、②ひずみと変位の適合式 (幾何学的)、③応力とひずみの構成式 (材料的) の三つ部分からなる。これらの支配方程式は、適切な境界条件 (変位または荷重が規定された) が与えられた場合、仮想仕事原理に基づいて変位を未知数とする一つの領域積分型の支配方程式に帰着することができる。

有限要素法は、この領域積分型の支配方程式に対して空間的に離散化が行われ、無限自由度の変位場を有限自由度の要素節点変位に置き換え、コンピュータプログラムにより効率よく要素節点変位や積分点のひずみと応力が求められる。ただし、弾塑性有限要素法においては、応力とひずみの構成式が非線形であることから、離散化された支配方程式も非線型方程式となり、変位や応力などの解を求めるためには増分線形化や繰り返し計算が必要となる。

① 応力の釣り合い式

$$\sigma_{ij,j} + f_i = 0 \quad \dots \text{式 (2.1)}$$

ここに、 σ_{ij} は応力テンソル、 f_i は体積力ベクトルである (例えば単位体積重量)。

② ひずみと変位の適合式

$$\varepsilon_{ij} = (u_{i,j} + u_{j,i})/2 \quad \dots \text{式 (2.2)}$$

ここに、 ε_{ij} はひずみテンソル、 u_i は変位ベクトルである。

③ 応力とひずみの構成式

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl}^e = C_{ijkl} (\varepsilon_{kl} - \varepsilon_{kl}^{vp}) \quad \dots \text{式 (2.3)}$$

ここに、 C_{ijkl} は弾性係数テンソル、 ε_{kl}^e と ε_{ij}^{vp} はそれぞれ弾性と粘塑性ひずみテンソルである。ここでは、全ひずみは弾性ひずみと粘塑性ひずみに分けられると仮定する。

弾性係数テンソル C_{ijkl} は、Hooke 則より弾性係数 E とポアソン比 ν で次のように表すことができ

る。

$$C_{ijkl} = \frac{E}{1+\nu} \left(\frac{1}{2} (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) + \frac{\nu}{1-2\nu} \delta_{ij} \delta_{kl} \right) \quad \dots \text{式 (2.4)}$$

また、粘塑性ひずみテンソル ε_{ij}^{vp} の速度は、Perzyna 形の粘塑性則を用いて次のように表すことができる。

$$\dot{\varepsilon}_{kl}^{vp} = \mu \langle \phi(F) \rangle \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}} = \beta_{kl}(\sigma) \quad \dots \text{式 (2.5)}$$

$$\langle \phi(F) \rangle = \begin{cases} F; F > 0 \\ 0; F < 0 \end{cases}$$

ここに、 μ は粘性係数、 F は降伏規準、 g は粘塑性ポテンシャルである。

Drucker Prager 降伏規準 (降伏関数) に基づく弾塑性モデルでは、降伏規準 F は次の式で表す。

$$F(\sigma) = 3\alpha\sigma_m + \sqrt{J_2} - \kappa = 0 \quad \dots \text{式 (2.6)}$$

$$\alpha = \frac{\tan \varphi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \varphi}}, \quad \kappa = \frac{3c}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \varphi}} \quad (\text{平面ひずみ})$$

ここに、 σ_m は平均応力 ($\sigma_{ii}/3$)、 J_2 は第 2 偏差応力不変量 ($s_{ij}s_{ij}/2$)、 s_{ij} は偏差応力

($\sigma_{ij} - \sigma_m \delta_{ij}$)、 α と κ は粘着力 c と内部摩擦角度 φ で表すパラメータである。

一方、粘塑性ポテンシャル g は、一般的に降伏関数と同じ関数形と仮定する。

$$g(\sigma) = 3\alpha^\psi \sigma_m + \sqrt{J_2} = 0 \quad \dots \text{式 (2.7)}$$

$$\alpha^\psi = \frac{\tan \psi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \psi}},$$

ここに、 ψ はダイレイタンシー角度であり、 $\psi = \varphi$ が関連流動則、 $\psi \neq \varphi$ が非関連流動則である。

④ 仮想仕事原理

応力釣り合い式の弱形式

$$\int_V (\dot{\sigma}_{ij,j} + \dot{f}_i) \delta v_i dV = 0 \quad \dots \text{式 (2.8)}$$

に、幾何の適合式と材料の構成式および境界条件 ($\dot{\sigma}_{ij} n_j = \dot{T}_i$ 、 $u_i = \bar{u}_i$) を代入し、Gauss 発散定理より次のような支配方程式が得られる (仮想仕事式)。

$$\int_V C_{ijkl} \dot{\epsilon}_{kl} \delta v_{i,j} dV - \int_V C_{ijkl} \beta_{kl} \delta v_{i,j} dV - \int_{s_\sigma} \dot{T}_i \delta v_i ds - \int_V \dot{f}_i \delta v_i dV = 0 \quad \dots \text{式 (2.9)}$$

⑤ 離散化

有限要素法の形状関数 N^k を用いて変位場の増分 Δu_i は、要素の節点変位増分 ΔU_i^k で離散化される (k は要素の節点数)。

$$\Delta u_i = N^k \Delta U_i^k \quad \dots \text{式 (2.10)}$$

そして、離散化された支配方程式の増分形は次のようになる。

$$\sum_n \int_{v_e} (B^T D B) dV \Delta U = \sum_n \int_{v_e} (B^T D \beta) \Delta t dV + \sum_n \int_{v_e} (N^T \Delta f) dV + \sum_n \int_{s_\sigma} (N^T \Delta T) ds \quad \dots \text{式 (2.11)}$$

ここに、 B は形状関数の一階微分で、 D は弾性係数マトリクスである。

(3) 入力パラメータとその決め方

Drucker Prager 降伏規準に基づく弾塑性 FEM 解析では、必要となる材料物性の入力パラメータは、弾性係数 E 、ポアソン比 ν 、単位体積重量 γ 、粘着力 c 、内部摩擦角度 φ の 5 つである。ただし、ダイレイタンシー角度 ψ は、一般的に内部摩擦角度 φ と関係付けられ、地すべり面など粘土質的な材料に対してゼロとする場合が多い。

入力パラメータの決め方については、直接法と間接法がある。直接法は室内または現場で三軸試験や孔内載荷試験などの力学的試験を行い物性値を定める方法である。間接法は地質分類による経験値や N 値、粘土含有率などとの相関関係から推定する方法である。いずれの場合でも、地質調査が基本であり、その上で地盤の不均質性などを勘案して総合的に判断されることが多い。さらには、現場で計測された変位から物性値を同定することも考えられる。

(4) 適用限界と留意点

本研究で用いた **Drucker Prager** 降伏規準に基づく弾塑性 FEM 解析は、微小変形理論を仮定していることから、すべり面の不連続的な変位や移動体の大きなひずみには適用できない。また、全応力解析であるため、地下水を直接取り扱うことが出来ない。

一方、擬似粘塑性のアルゴリズムを用いたため、非関連流動則に対しても塑性計算の安定性が良く、すべり面のような塑性変形が集中する場合でも適用される。ただし、降伏規準を大きく上回る応力集中領域が広く存在する場合には、塑性収束計算には時間がかかり、場合によって収束しないこともありうるなどに留意する必要がある。

また、斜面や地すべりの弾塑性 FEM 解析では、塑性計算が収束しない場合は全体安全率が 1 を下回ることを意味し、せん断強度低下法などにも利用される。

2.2.2 弾塑性有限要素法 (Mohr-Coulomb)

(1) 概要

本研究では、太田秀樹教授（現中央大学研究開発機構）・飯塚敦教授（現神戸大学）が公開された DACSAR（ダクサー）⁶⁾ を参考としたプログラム Dif（ディフ）（デジタルソイル社製）を用いた。基本仕様は DACSAR と同じである。DACSAR は有限要素法（以下、「FEM」という）を用いた解析手法である。FEM は数学的に解くことが困難な問題の近似解を得る手法であり、解析領域全体を三角形や四角形に分割し、数学的に解く手法である。複雑な領域を複数の単純な三角形や四角形で表現することにより、比較的容易に問題を解くことができるようになる。

FEM は実際の幾何学形状をそのままに入力することができる点と、実際の施工工程にそって解析を進めることができ、この点は非常に大きなメリットとなる。ただし、FEM では理想的な条件下のもとに計算が進められるので、トンネル掘削のような施工性に強く依存するような問題では、解析上の工夫が必要になってくる場合もある。このようなことから工事開始前の予測解析だけでは、計算精度の確保が難しい場合が多々あるので、実測結果をフィードバックして予測精度を高めなければならない。これは FEM に限ったことではなく、地盤の数値解析全般について言えることである。

DACSAR は国内外で使用実績が多く、解析事例も豊富にある。主に関口・太田モデルを用いた軟弱地盤解析に用いられるケースが多いが、軟弱地盤以外にも様々な地盤解析に用いられている。変形と破壊を予測する上で、土の応力～ひずみ～時間関係式（構成式）を用いた解析は、有力な一手法であると考えられる。関口は粘性土の二次圧縮特性ならびにダイレイタンス（柴田によるダイラタンス効果）の時間依存性を考慮した弾・粘塑性構成式を提案した。さらに、この構成式に圧密問題を考慮することにより、圧密・ダイレイタンス・クリープの3つの挙動を表現し得るモデルになっている。

本研究では力学モデルを、関口太田モデル、バイリニアモデル、Mohr Coulomb モデルの順番に切り替えた。研究当初は関口・太田モデルを用いていたが、このモデルはパラメータが多く、圧密試験や Cu バー試験結果が必要となる。（Cu バー試験で得られる強度定数は、粘着力を 0 とした有効応力に関する内部摩擦角としなければならない。）地すべりを対象とした問題では圧密試験が行われることは少なく、多くのパラメータを経験式などによって推定せざるを得なかった。簡易な試験結果からパラメータを推定する方法が幾つか提案されているが、推定値が多くなるほど解析精度は低下する可能性がある。また、各社で条件を統一した解析を行う場合には、条件の統一が非常に困難となった。

次に条件統一を容易に行えるようにバイリニアモデルを用いた。出来る限りシンプルな力学モデルで地すべり現象の傾向を捉えることに主眼を置いたが、本研究テーマの目的を達成できなかった。バイリニアモデルは弾性論に基づくモデルであり、降伏規準を Mohr Coulomb とし、降伏後には初期剛性 E_0 より極めて小さな剛性（例えば、降伏後の剛性を $E=1/1000E_0$ とする。）を与えて解析を行う手法である。入力パラメータは、変形に関する定数としてヤング係数とポアソン比、強度に関

する定数として粘着力と内部摩擦角、初期状態に関する定数として単位体積重量の合計5つであり、入力パラメータは非常にシンプルである。また、構成則は弾性論に基づく手法であるので、プログラムへの組み込みが容易であった。トンネル掘削による地すべり挙動のパラメトリックスタディによる解析をバイリニアモデルにより行ったが、トンネル離隔の違いによる変形量の違いが明確に得られなかった。降伏後にせん断剛性のみ低下させる手法や、降伏後に体積変化を生じさせないように体積弾性係数を大きくして、せん断剛性だけ低下させる方法なども試みたが、良好な結果が得られなかった。降伏要素が多くなると極端に不安定になる傾向があり、局部的に不自然に変形が大きくなるなどの問題があった。極端に小さな剛性を与える方法では、降伏後には要素が非常に柔らかい状態になるので、周辺の拘束がなくなってくると変位が発散してしまう。せん断剛性を低下させて体積変化を生じさせないモデルは、体積変化を起こせないことからロッキングのような現象が発生した。また、バイリニアモデルにおいては、降伏後に発生する内部応力については、解析上は意味のない値となり、降伏した要素は放置状態になることも問題であった。このことは弾性論における適用限界である。本研究におけるバイリニアモデルの適用性は良くなかったが、数値解析が発達する以前は、簡易に降伏状態を表現する手法として解析事例があるので、問題によってはバイリニアモデルが有効に機能すると考えられる。

最終的に関連流れ則に基づく弾・完全塑性モデルとして、**Mohr Coulomb** モデルを適用するに至った。**Mohr Coulomb** モデルの構成則は、バイリニアと比べて複雑になるが、入力パラメータはバイリニアと同じである。**Mohr Coulomb** モデルによるパラメトリックスタディ解析では、地すべり挙動を比較的うまく取り扱うことができた。**FEM** では全体崩壊以降の解析は行えないが、全体崩壊に至るまでの解析は可能である。多くの土は **Mohr Coulomb** の降伏規準を支持するので、**Mohr Coulomb** モデルは破壊問題を対象とする解析には向いている。本研究では全応力解析を適用しており、地下水との関連は考慮していないが、トンネル掘削と地すべりの関係は非常に分かり易くなっている。

(2) 支配方程式、離散化方程式、構成則

本研究では全応力解析を用いているが、プログラムは土・水連成解析にも対応しており、この点についての定式化も合わせて説明する。全応力解析の場合には、浸透に関する項を無視して考えればよい。

①弾性体解析の基本式

<力の釣り合い式>

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} &= X \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} &= Y \quad \dots \text{式 (2.12)} \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= Z\end{aligned}$$

<変位とひずみの関係>

変位とひずみに関する次の6つの関係式である。

ただし、各ひずみ成分の間では、連続体の条件を満たすために、適合条件式が成り立たなければならない。

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u_x}{\partial x}, \quad \varepsilon_y = \frac{\partial u_y}{\partial y}, \quad \varepsilon_z = \frac{\partial u_z}{\partial z} \quad \dots \text{式 (2.13)}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u_y}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial y}, \quad \gamma_{yz} = \frac{\partial u_z}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial z}, \quad \gamma_{zx} = \frac{\partial u_z}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial z}$$

u_x, u_y, u_z : x, y, z 方向の変位

<応力 ひずみ関係式>

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \lambda \cdot \varepsilon + 2\mu \cdot \varepsilon_x & \tau_{xy} &= \mu \cdot \gamma_{xy} \\ \sigma_y &= \lambda \cdot \varepsilon + 2\mu \cdot \varepsilon_y & \tau_{yz} &= \mu \cdot \gamma_{yz} \\ \sigma_z &= \lambda \cdot \varepsilon + 2\mu \cdot \varepsilon_z & \tau_{zx} &= \mu \cdot \gamma_{zx}\end{aligned} \quad \dots \text{式 (2.14)}$$

ε : 体積ひずみ = $\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$

λ, μ : ラメ定数

$$\lambda = \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \quad \mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad E: \text{ヤング係数、} \nu: \text{ポアソン比}$$

②ビオの圧密理論

地盤の挙動解析も、地盤を連続体と仮定して行うのであるが、土は間隙水と土粒子骨格からなる二相系材料である。ビオの圧密理論式は、「①弾性体解析の基本式」に示した単一の弾性体に関する基本式と同じ意味で、土の挙動を支配する基本式である。

まず力の釣り合い式 (2.12) は、下図によって (x方向のみ示した。)

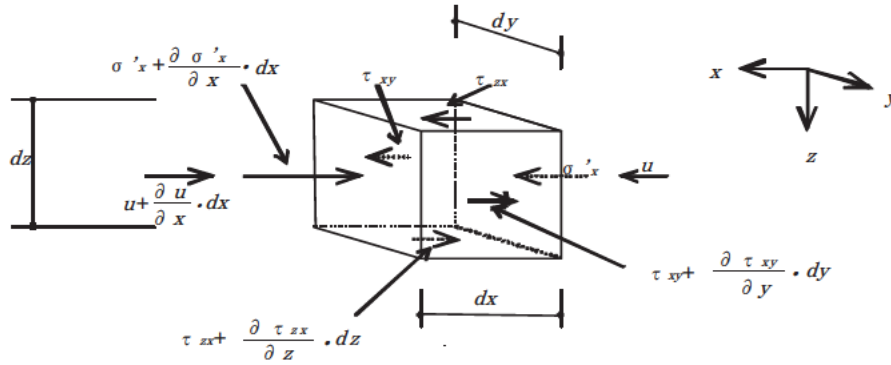


図 2.1

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma'_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial y} &= 0 \quad \dots \text{式 (2.15)} \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial z} &= 0 \end{aligned}$$

・物体力を省略した ・u: 間隙水圧

となる。これは土要素表面に働く外力 (全応力) が、土粒子骨格の応力 (有効応力) と間隙水圧に分割できるとして導いたものである。

間隙水圧は、等方圧であり、せん断応力を受け持たない。

ところで、「①弾性体解析の基本式」の基本式は、変位に関する次式に変換できる。

$$\begin{aligned} (\lambda + \mu) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} + \mu \nabla^2 u_x &= 0 \\ (\lambda + \mu) \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} + \mu \nabla^2 u_y &= 0 \quad \dots \text{式 (2.16)} \\ (\lambda + \mu) \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} + \mu \nabla^2 u_z &= 0 \end{aligned}$$

$$\cdot \varepsilon : \text{体積ひずみ} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_z}{\partial z}$$

・物体力省略

この式は式 (2.14) に式 (2.13) を代入して応力を変位で表し、この式を式 (2.12) に代入すれば得られる。

式 (2.16) は、変位に関する力の釣り合い式と呼ばれるもので、その解はひずみの適合条件を満たす。従って、式 (2.16) は1章のすべての条件式を表現するものであり、未知数は三つ (u_x , u_y , u_z) だけである。

式 (2.16) と同じように、土が満たすべき変位に関する力の釣り合い式を導ける。すなわち、式 (2.14) に式 (2.13) 式を代入して得た応力と変位の関係を式 (2.15) に代入する。ただし、式 (2.14) の応力は土粒子骨格の応力、すなわち有効応力 (σ'_x , σ'_y , *etc*) とする。すると、次の、土の場合に適用できる変位に関する力の釣り合い式が得られる。

$$\begin{aligned} (\lambda + \mu) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} + \mu \nabla^2 u_x + \frac{\partial u}{\partial x} &= 0 \\ (\lambda + \mu) \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} + \mu \nabla^2 u_y + \frac{\partial u}{\partial y} &= 0 \quad \dots \text{式 (2.17)} \\ (\lambda + \mu) \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} + \mu \nabla^2 u_z + \frac{\partial u}{\partial z} &= 0 \end{aligned}$$

・物体力省略

式 (2.17) の意味について若干補足する。

式(2.17)を導く際に用いた式(2.14)は、土粒子骨格の応力 ひずみ関係式である。従って式(2.14)の直応力 σ_x , σ_y , σ_z は、有効応力 σ'_x , σ'_y , σ'_z を表し、全応力 σ_x ($\sigma_x = \sigma'_x + u$)、 σ_y , σ_z と異なるが、間隙水圧はせん断応力を負担しないため、せん断応力に関しては有効応力でも全応力でも同じである。(それゆえ、 τ'_{xy} *etc* とは書かない。) また、間隙水のひずみは、土粒子骨格のひずみに対して無視し得るため、土のひずみと土粒子骨格のひずみを区別しない。

さて、式 (2.17) 式は地盤の任意の位置で常に満たされるべき関係であるが、三つの条件式の中に四つの未知数 (u_x , u_y , u_z , u) が含まれており、このままでは解けない。ビオの圧密理論は、式 (2.17) と、次の間隙水圧と体積ひずみとの関係式の連立で表される。

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 u \quad \dots \text{式 (2.18)}$$

k : 透水係数

③有限要素法におけるビオの圧密理論の表現方法

変位に関する力の釣り合い式 (2.17) は、土粒子骨格の応力 ひずみ関係を弾性と仮定 (式 2.14) して求めたものである。

土粒子骨格の応力 ひずみ関係としてこれ以外のものを用いる場合には、式 (2.15) 及びひずみの適合条件式と、新たな応力 ひずみ関係との組み合わせまで立ち戻らなければならない。(有限要素法に関する文献では、式 (2.15) と式 (2.18) を“ビオの圧密理論”と呼ぶ場合が多い。)

以下の議論は、土粒子骨格の応力 ひずみ関係の具体的形に左右されない。そこで、ここでは、これをマトリクス[D]で表す。

すなわち、[D]は、

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad \dots \text{式 (2.19)}$$

$\{\sigma\}$: 応力ベクトル、 $\{\varepsilon\}$: ひずみベクトル

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma'_x \\ \sigma'_y \\ \sigma'_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix}, \quad \{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix}$$

さて、一般の有限要素法は次の手順で解析を行うものである。

(A) 各要素に関し、要素を構成する物質の物性に従った節点変位と節点荷重の関係を求める。すなわち、次の要素剛性マトリクス [K_e] を求める。(二次元、四次元要素について示す。)

$$\{f_e\} = [K_e]\{u_e\} \quad \dots \text{式 (2.20)}$$

$\{f_e\}$: 節点荷重ベクトル、 $\{u_e\}$: 節点変位ベクトル

$$\{f_e\} = \begin{Bmatrix} f_{xi} \\ f_{yi} \\ f_{xj} \\ f_{yj} \\ f_{xk} \\ f_{yk} \\ f_{xl} \\ f_{yl} \end{Bmatrix}, \quad \{u_e\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ u_k \\ v_k \\ u_l \\ v_l \end{Bmatrix}$$

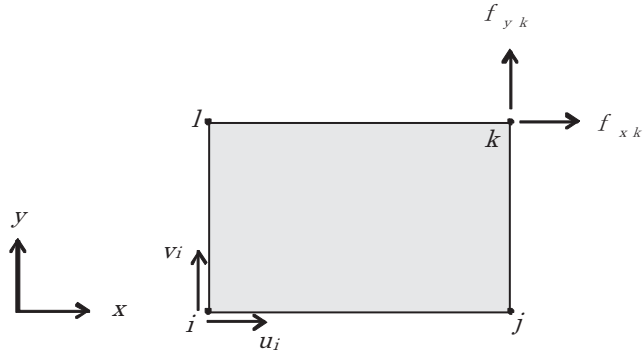


図 2.2

(B) 各要素に関する式 (2.20) を加え合わせ、解析領域全体に関する方程式をつくる。具体的には、次の形になる。

$$\begin{Bmatrix} f_{x1} \\ f_{y1} \\ f_{x2} \\ \vdots \\ \vdots \\ f_{xi} \\ f_{yi} \\ \vdots \\ \vdots \\ f_{xn} \\ f_{yn} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & \cdots & K_{1i} & \cdots & K_{1,2n} \\ K_{21} & K_{22} & \cdots & K_{2i} & \cdots & K_{2,2n} \\ K_{31} & K_{32} & \cdots & K_{3i} & \cdots & K_{3,2n} \\ \vdots & & & \vdots & & \vdots \\ \vdots & & & \vdots & & \vdots \\ K_{2i-1,1} & K_{2i-1,2} & \cdots & K_{2i-1,i} & \cdots & K_{2i-1,2n} \\ K_{2i,1} & K_{2i,2} & \cdots & K_{2i,i} & \cdots & K_{2i,2n} \\ \vdots & & & \vdots & & \vdots \\ \vdots & & & \vdots & & \vdots \\ \vdots & & & \vdots & & \vdots \\ K_{2n-1,1} & K_{2n-1,2} & \cdots & K_{2n-1,i} & \cdots & K_{2n-1,2n} \\ K_{2n,1} & K_{2n,2} & \cdots & K_{2n,i} & \cdots & K_{2n,2n} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ \vdots \\ u_i \\ v_i \\ \vdots \\ \vdots \\ u_n \\ v_n \end{Bmatrix} \quad \dots \text{式 (2.21)}$$

n : 全節点数

式 (2.21) のマトリクスが全体剛性マトリクス $[K]$ であり、その要素は、対応する 0 個ないしいくつかの要素剛性マトリクスの要素の和である。式 (2.21) は、 $2n$ 個の $2n$ 元連立一次方程式を表している。

たとえば、節点 1 に関する式は、

$$f_{x1} = K_{11} \cdot u_1 + K_{12} \cdot v_1 + K_{13} \cdot u_2 + \dots + K_{1,2i-1} \cdot u_1 + \dots + K_{1,2n} \cdot v_{2n} \quad \dots \text{式 (2.22)}$$

及び、

$$f_{y1} = K_{21} \cdot u_1 + K_{22} \cdot v_1 + K_{23} \cdot u_2 + \dots + K_{2,2i-1} \cdot u_1 + \dots + K_{2,2n} \cdot v_{2n} \quad \dots \text{式 (2.23)}$$

である。

今、節点 1 に荷重が加えられていないとすると、節点 1 を含むいくつかの要素から、節点 1 に加えられる力は全体として釣り合っているから、

$$f_{x1} = 0, \quad f_{y1} = 0$$

である。また、節点 1 が $u_1 = 0, v_1 = 0$ というように変位を与えられているならば、 f_{x1}, f_{y1} が未知数となる。このように、式 (2.21) で示される $2n$ 個の連立一次方程式は、それぞれに $2n$ 個の未知数を持っており、これを解くことができる。

(C) 式 (2.21) を解き、節点変位、節点荷重を求める。これらが求まれば、各要素の応力、ひずみが求められる。

式 (2.21) を解く場合には、一般にガウスの消去法が用いられる。この方法は、我々が、通常手計算で採る方法と本質的に同じである。

※実際の解析に当たっては、式 (2.22), 式 (2.23) を $u_1 = 0, v_1 = 0$ なる式にすとともに、 u_1, v_1 に関する要素を 0 とする。

以上で、一般の有限要素法における解析方法の概要を示した。ビオの圧密理論に従う二相系材料の有限要素法も、基本的には以上と全く同じ方法を採用している。特に前記②、③に関しては言及すべき点がないため、詳細を文献に譲ることとして、以下ではクリスチャンの方法に基づく要素剛性マトリクス $[K_e]$ の誘導手順を示す。

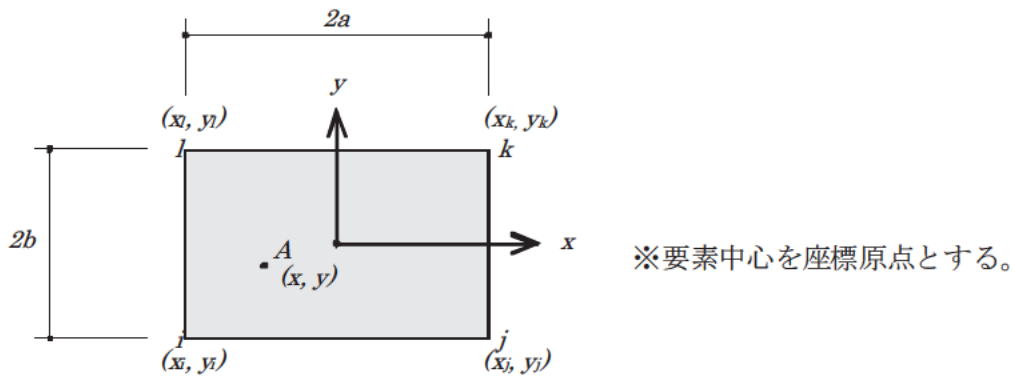


図 2.3

図のような二次元四角形要素を考える。節点変位、節点荷重の記号は、これまで通りとする。要素内の任意点 $A(x, y)$ における変位 u_x, u_y が、次の二次式で表されるとすると、

$$\begin{aligned} u_x &= \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 xy \\ u_y &= \alpha_5 + \alpha_6 x + \alpha_7 y + \alpha_8 xy \end{aligned} \quad \dots \text{式 (2.24)}$$

A 点のひずみ $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}$ は次のようになる。

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\partial u_x}{\partial x} = \alpha_2 + \alpha_4 y \\ \varepsilon_y &= \frac{\partial u_y}{\partial y} = \alpha_7 + \alpha_8 x \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u_y}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial y} = \alpha_6 + \alpha_3 + \alpha_8 y + \alpha_4 x \end{aligned} \quad \dots \text{式 (2.25)}$$

式 (2.25) の三つの式は、1章に示した二次元の場合のひずみの適合条件式

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y} \quad \dots \text{式 (2.26)}$$

を満足する。

また、式 (2.24) から境界線上の変位がその境界線の二つの節点の座標と変位によって定まることが分かるから、隣接する要素間で変位は完全に連続している。さらに式 (2.24) は、要素が剛体

変位する場合や要素内のひずみが一定である場合も表現できる。

さて、節点 i, j, k, l の座標が既知であるから、式 (2.24) の $\alpha_1 \sim \alpha_8$ 、従って式 (2.25) の ε_x 、 ε_y 、 γ_{xy} は、節点変位 u_{ix} 、 u_{iy} 、 \dots 、 u_{ly} で表現できる。

ここでは、図 2.3 の a, b を座標のかわりに用いると、まず $\alpha_1 \sim \alpha_8$ が、

$$\begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \\ \alpha_7 \\ \alpha_8 \end{Bmatrix} = \frac{1}{4ab} \begin{bmatrix} ab & 0 & ab & 0 & ab & 0 & ab & 0 \\ -b & 0 & b & 0 & b & 0 & -b & 0 \\ -b & 0 & -b & 0 & b & 0 & b & 0 \\ 1 & 0 & -1 & 0 & 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & ab & 0 & ab & 0 & ab & 0 & ab \\ 0 & -a & 0 & a & 0 & a & 0 & -a \\ 0 & -a & 0 & -a & 0 & a & 0 & a \\ 0 & 1 & 0 & -1 & 0 & 1 & 0 & -1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{ix} \\ u_{iy} \\ u_{jx} \\ u_{jy} \\ u_{kx} \\ u_{ky} \\ u_{lx} \\ u_{ly} \end{Bmatrix} \quad \dots \text{式 (2.27)}$$

と求まり、次に式 (2.25) より ε_x 、 ε_y 、 γ_{xy} が、

$$\begin{aligned} \{\varepsilon\} &= \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & y & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & x \\ 0 & 0 & 1 & x & 0 & 1 & 0 & y \end{bmatrix} \{\alpha\} \\ &\dots \text{式 (2.28)} \\ &= [B]\{u_e\} \end{aligned}$$

$$[B] = \frac{1}{4ab} \begin{bmatrix} -b+y & 0 & b-y & 0 & b+y & 0 & -b-y & 0 \\ 0 & -a-x & 0 & -a-x & 0 & a+x & 0 & a-x \\ -a+x & -b+y & -a-x & -b-y & a+x & b+y & a-x & -b-y \end{bmatrix}$$

と求まる。

要素内の ひずみが求まると、応力 ひずみマトリクス $[D]$ を用いて要素内の応力が

$$\{\sigma'\} = [D]\{\varepsilon\} = [D][B]\{u_e\} \quad \dots \text{式 (2.29)}$$

ただし

$$\{\sigma'\} = \begin{Bmatrix} \sigma'_x \\ \sigma'_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

と求まる。

ところが、この応力 $\{\sigma'\}$ は有効応力であって、最終的に求めたい式 (2.12) の節点荷重は、要素内の全応力 $\{\sigma\}$ に関するものであるから、

$$\{\sigma\} = \{\sigma'\} + u \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \dots \text{式 (2.30)}$$

$$\sigma = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad u: \text{間隙水圧}$$

を (2.24) 式に代入して、

$$\{\sigma\} = [D][B]\{u_e\} + u \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

が得られる。

さてこの後、仮想仕事の原理や最小ポテンシャルエネルギーの原理によって、節点荷重 $\{f_e\}$ と節点変位 $\{u_e\}$ の関係が、

$$\begin{aligned} \{f_e\} &= \int_e \{\sigma\} \{\varepsilon\} dv \\ &= \left(\int_e [B]^T [D] [B] dv \right) \cdot \{u_e\} \\ &\quad + u \int_e [L'] dv \end{aligned}$$

$$[L'] = [B]^T \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -b+y \\ -a-x \\ b-y \\ -a-x \\ b+y \\ a+x \\ -b-y \\ a-x \end{bmatrix}$$

と求められる。

前式を書き換えると、

$$\begin{aligned} \{f_e\} &= [K'_e]\{u_e\} + [L] \cdot u \quad \dots \text{式 (2.31)} \\ [K'_e] &= \int_e [B]^T [D] [B] dv \\ [L] &= \int_e [L'] dv \end{aligned}$$

式 (2.31) は、有効応力に関する力の釣り合いに基づくものであるが、ビオの圧密理論では、間隙水の流動速度に応じて体積ひずみが時間的に拘束される。要素全体に関する体積変化を V とすると、

$$\begin{aligned} V &= \int_e (\varepsilon_x + \varepsilon_y) dv \\ &= \int_e \{1 \ 1 \ 0\} \{\varepsilon\} dv \quad \dots \text{式 (2.32)} \\ &= \left(\int_e [L']^T dv \right) \{u_e\} \\ &= [L]^T \{u_e\} \end{aligned}$$

従って、要素の体積変化が V であるという条件下での釣り合い式は式 (2.31) と式 (2.32) の連立で表され、次のようになる。

$$\begin{Bmatrix} f_e \\ V \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K'_e & L \\ L^T & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_e \\ u \end{Bmatrix} \quad \dots \text{式 (2.33)}$$

従って、体積ひずみの時間的変化を表す式 (2.12) から、ある時刻の体積変化 V が得られると、式 (2.33) に代入することによりビオの圧密理論に基づく土の挙動が得られる。

クリスチャンの方法では、式 (2.18) を次のように差分化して用いている。

$$\frac{\varepsilon_{t+\Delta t} - \varepsilon_t}{\Delta t} = -\frac{k}{\gamma\omega} \nabla^2 u \quad \dots \text{式 (2.34)}$$

(3) 入力パラメータとその決め方

数値解析に必要な入力パラメータを以下に示す。一覧表にある「パラメータの内容」の項目には、そのパラメータが寄与するものについて大まかにまとめたが、必ずしもそのパラメータがそれだけに寄与するのではないので注意しなければならない。例えば、圧密降伏応力は初期状態に関するパラメータであるが、これは変形の量にも大きく寄与する。

表 2.4 は関口・太田モデルに必要なパラメータであるが、必要最低限として圧密試験を行わなければならない。また、3 軸 CU バー試験も重要であり、特殊な地盤に適用するケースでは、ストレスパスを関口・太田モデルがどの程度トレースできるかを事前に確かめておくことが望ましい。

表 2.4 関口・太田モデルの入力パラメータ

No	記号	パラメータの内容	パラメータ名	パラメータ決定用の試験法
1	λ	変形	圧縮指数	標準圧密、等方圧密試験
2	A		不可逆比	〃
3	ν		ポアソン比	
4	D		ダイレイタンスー係数	
5	M	破壊強度	限界状態指数	3 軸 CU バー試験
6	γt	初期状態	単位体積重量	物理試験
7	K_0		静止土圧係数	K_0 圧密試験
8	K_i		原地盤の静止土圧係数	
9	e_0		圧密降伏時の間隙比	標準圧密、等方圧密試験
10	P_c		圧密降伏応力	〃
11	λ_k	浸透	透水性変化指数	〃
12	k_x		x 方向の初期透水定数	〃
13	k_y		y 方向の 〃	〃
14	α	2 次圧密	二次圧縮指数	〃
15	V_0		初期体積ひずみ速度	〃

次頁表 2.5 はバイリニアモデルと Mohr Coulomb モデルに必要な入力パラメータである。線形弾性モデルでは、これらのパラメータの内、粘着力と内部摩擦角が不要であり、全く降伏しない条件であれば、線形弾性モデルと Mohr Coulomb モデルは全く同じ結果が得られる。強度に関するこの 2 つのパラメータは降伏判定をするために必要になる。

ヤング係数については、特に試験方法を示していないが、1 軸試験や 3 軸試験から E50 を求めることができる。ただし、土は非線形材料であるので、対象とする地盤や問題によって、予めひずみ

レベルを予想して、適切にヤング係数を決定しなければならない。(ひずみレベルによってヤング係数が変わるため) また、N 値からヤング係数を推定する経験式が幾つか提案されているので、N 値からヤング係数を決定することもできる。特に変形に着目した解析を行う場合には、ヤング係数の設定が重要になる。

ポアソン比については幾つかの提案があるものの試験方法が確立していないこともあり、一般的な値を用いることが多く、全応力に関するポアソン比は、粘性土で 0.45 程度、砂層で 0.3 程度である。有効応力に関するポアソン比は 1/3 程度である。ポアソン比 1/3 は静止土圧係数が 0.5 のときの値である。土圧（水平方向応力）の初期状態を決めるパラメータとして、原地盤の静止土圧係数 K_i は入力パラメータに含めていないが、この値はポアソン比から弾性論に基づいて決定できる。過圧密状態の粘土における原地盤の静止土圧係数 K_i は、基準状態の静止土圧係数 K_0 より大きくなるので、別途パラメータとして設定する方法もあるが、別途設定されることは稀である。 K_i の試験結果が得られないことと、モデルの性質上、自重計算によって初期応力が自動的に決まるためである。

Mohr Coulomb モデルは、変形問題よりも安定問題に適用されることが多いので、破壊に関するパラメータとして、強度定数が非常に重要になってくる。このパラメータについては、精度の高い 3 軸試験などが要求される。

単位体積重量は初期の応力状態を規定するために必要なパラメータで、湿潤密度試験を行わなければならない。下表では大まかに物理試験と示しているが、土の性質を知る上で、各種の物理試験も重要な役割を果たす。また、設定パラメータに含まれない試験値であっても工学的な判断を加える上で必要な場合もある。単に単位体積重量だけが必要であれば、一般的な値を用いても大きく結果は変わらない。

表 2.5 バイリニアモデルと Mohr-Coulomb モデルの入力パラメータ

No	記号	パラメータの内容	パラメータ名	パラメータ決定用の試験法
1	E	変形	ヤング係数	
2	ν		ポアソン比	
3	c	破壊強度	粘着力	3 軸試験
4	ϕ		内部摩擦角	〃
5	γt	初期状態	単位体積重量	物理試験

(4) 適用限界と留意点

FEMにおける適用限界と留意点を以下に示す。

- ①FEMは連続体力学であるので、土石流のような流動性の問題には対応できない。
- ②本検討では200ステップの解析を行っており、強度低下を考慮する場合には、強度低下のイタレーション分を掛けたステップ数となる。イタレーション回数は5回程度であり、1000ステップ程度の計算となる。2次元FEMではこの程度のステップ数でも実務レベルで使用できるが、10万節点を超えるような3次元FEMでは、相当な計算時間を要し、実務での使用は難しいと考えられる。計算手法にもよるが、直接法で解を得るような方法では、節点数の増加に伴って幾何級数的に計算時間と使用メモリ量が増大する。現時点のパソコンのスペックでは無理があり、ワークステーションやスーパーコンピュータなどを用いなければならない。
- ③近年FEMは比較的多く使用されるようになってきたが、使用するにあたっては、FEMに関する豊富な知識と経験が必要である。近年では地盤のFEMに関する市販の書籍も増えてきており、プレポストシステムも充実しているので、扱いやすい環境にはなっている。

2.2.3 有限差分法

(1) 概要

本研究では、(米) ITASCA 社開発の商用コードである **FLAC2D/3D** を基本コードとして使用した。**FLAC2D/3D** を基本コードとした選定理由は、地すべり発生時のトンネルへの影響を数値解析上で再現するためには解析結果として斜面の崩落挙動を得ることが必須であり、動的に定式化され、かつ **Updated Lagrangian** モードを装着し大変形挙動を取り扱える解析手法として **FLAC** が適していると考えたためである。なお、水との連成解析やインターフェース要素を用いた不連続面の考慮、時間履歴動的解析の容易さも利点として挙げられる。

以下に、**FLAC2D/3D** の特徴を示す。

- ①基本的に連続体解析であるが、**FEM** と比較して大変形、大歪、広範囲の 塑性流動、地盤の進行性破壊が扱える
- ②ロックボルトなどトンネル支保部材の解析モデルが豊富にあるため、近年トンネル掘削解析への適用事例が増加
- ③2次元から3次元への拡張が容易
- ④**FEM** に比較してユーザがカスタマイズ可能な範囲が広い
- ⑤地すべり斜面のように、自重解析で平衡状態が得られない(収束しない)場合より有効
- ⑥複雑な形状作成や、掘削や盛土といった施工工程に沿った解析を得意とする

ただし、基本的には連続体解析であり、土石流のような数 **10m** に及び流動現象は表現困難である。

(2) 支配方程式、離散化方程式、構成則

有限差分法 **FLAC2D/3D** は、土質・岩盤構造物の解析を目的とし、差分法にベースをおきながらも独自の計算技巧を導入した連続体解析手法である⁷⁾。本手法では、静的問題を解くことを目的としながらも支配方程式に運動方程式を採用し、小さな荷重を受けた地盤の弾性荷重から、大きな荷重による地盤の破壊状態に至るまでの過程を逐次的に再現することができる。すなわち、非常に非線形性の強い地山材料であっても降伏した後の地山の挙動を大変形に至るまで安定してシミュレートすることが可能である。このため、いわゆる進行性破壊を時々刻々と再現してトンネル周辺地盤の破壊の位置・範囲やどのように破壊するかを解析結果として得ることができる。また、**FLAC2D/3D** では、解析対象領域を小部分に分割して各々の小部分を力学モデルで近似する手法に基づいており、空間の離散化という点は有限要素法と同様である。

FLAC2D/3D の定式化及び計算は、**図 2.4** に示す計算サイクル及び手順①から⑤の流れとなる。

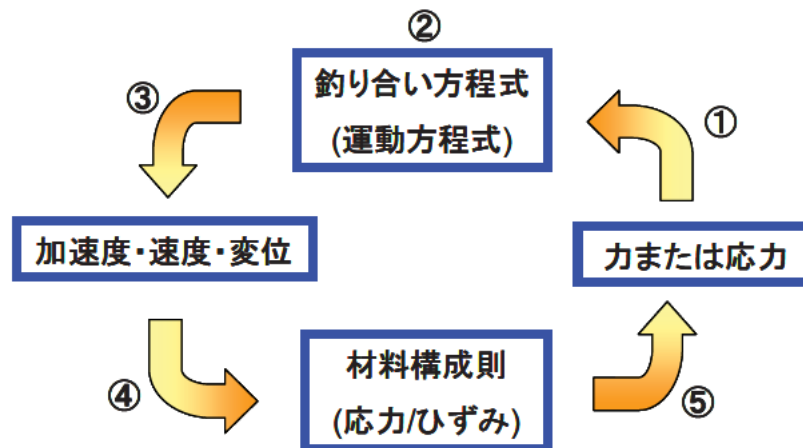


図 2.4 FLAC2D/3D の計算プロセス (1 計算サイクル)

①節点荷重もしくは節点を取り囲んでいる既知の要素応力 σ_{ij} から式 (2.35) を用いて節点力 F_i が計算される。

$$F_i = \frac{1}{2} \sigma_{ij} (n_j^{(1)} S^{(1)} + n_j^{(2)} S^{(2)}) \quad \dots \text{式 (2.35)}$$

ここに S : 三角形領域の各辺の長さ

n_j : 三角形領域を表す単位法線ベクトル

②運動方程式 (式 (2.36)) を用いて節点力 F_i から新しい加速度 $\frac{\sum F_i^{(t)}}{m}$ 、速度 \dot{u}_i を計算する。

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \quad \dots \text{式 (2.36)}$$

ここに $(t + \Delta t/2)$: $t + \Delta t/2$ の時刻における状態

③節点速度を積分して変位増分を得る。変位増分を累積すればこれが接点変位である。大変形解析を実施する場合には、式 (2.37) を用いて座標 $x_i^{(t)}$ を更新する。

$$x_i^{(t+\Delta t/2)} = x_i^{(t)} + \dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} \Delta t \quad \dots \text{式 (2.37)}$$

④既知の節点速度から、式 (2.38) によりひずみ速度 \dot{e}_{ij} を計算する。

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\delta \dot{u}_i}{\delta x_j} + \frac{\delta \dot{u}_j}{\delta x_i} \right] \quad \dots \text{式 (2.38)}$$

⑤材料構成則(本研究では Mohr Coulomb 則)を用いてひずみ速度から新しい応力を計算する。

以上の操作を図 2.4 のように繰り返し計算する。1 回の計算サイクルを実行すると 1 回の更新された地盤の変形が求められる。この計算サイクルを繰り返すという計算手法は陽解法と呼ばれ、トンネル掘削解析などにおいて、施工過程を再現する上で実現象に合致した解析を行うことができるという優位な特徴を有している。

(3) 入力パラメータとその決め方

次に、FLAC を用いた数値解析に必要な入力パラメータを表 2.6 に示す。今回報告する解析では、第 1 層 (地すべり土塊) と第 2 層 (不動土塊) の物性値が必要であるが、すべり面の物性は必要でない。引張強度については、図 2.5 及び式 (2.39) 式 (2.40) を用いて一軸圧縮強度 q_u を算出し、 q_u の 0.1 から 0.2 倍を引張強度と設定した。

表 2.6 入力パラメータ一覧

	入力パラメータ	記号	FLAC
第1層 (移動土塊)	単位体積重量	γ_t	○
	内部摩擦角	ϕ	○
	粘着力	C	○
	ポアソン比	ν	○
	変形係数	E	○
	引張強度	σ_t	●
第2層 (不動土塊)	単位体積重量	γ_t	○
	内部摩擦角	ϕ	○
	粘着力	C	○
	ポアソン比	ν	○
	変形係数	E	○
	引張強度	σ_t	●
すべり面	地盤ばね(垂直)		×
	地盤ばね(せん断)		×
	内部摩擦角	ϕ	×
	粘着力	C	×
	引張強度	σ_t	×
	初期安全率	F_s	×
トンネル	掘削による解放応力		自動計算

記号: 要=○、要(一般値を使用)=●、要(トライアルアンドエラーより求める)=◎、不要=

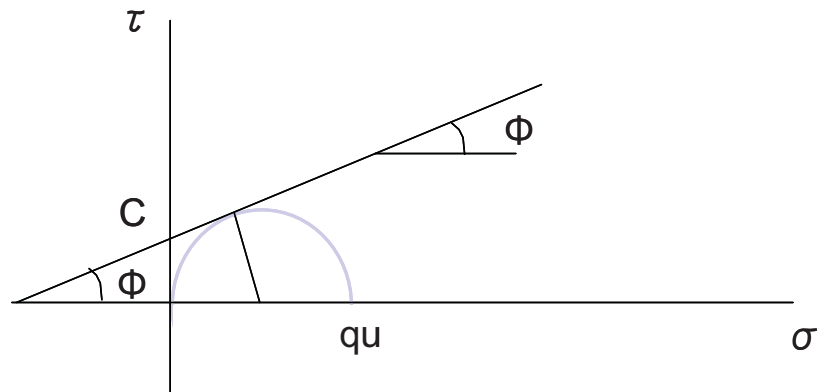


図 2.5 引張強度の決定方法

図 2.5 より、

$$q_u = 2 \cdot c \cdot \cos \phi / (1 - \sin \phi) \quad \dots \text{式 (2.39)}$$

$$\sigma_t = q_u / (5 \sim 10) \quad \dots \text{式 (2.40)}$$

(4) 適用限界と留意点

FLAC2D/3D における適用限界と留意点を下記に示す。

- ①基本的には有限変形を基にする連続体モデルを対象としているので、土石流のような数メートルから数十メートルという長距離にわたる流動性破壊に対しては実現象に類似する破壊面の形状を再現することは難しい。
- ②岩盤斜面を対象とする場合、断層・破碎帯等の数が少ない不連続面は **Interface** 要素を用いて適切にモデル化することが可能だが、地山全体に節理・亀裂面が数多く発達し、それらの不連続面が支配的である場合は適切なモデル化が困難である。
- ③FLAC には地盤工学部門において弾塑性数値解析を遂行する際に頻繁に使われている **Mohr Coulomb** 破壊モデルや **Cam Clay** モデル、そして岩盤分野において適用性が認められている **Hoek Brown** モデルなど多様な構成則が組み込まれているものの、国内において独自に開発され認知度の高いモデル (例えば電中研モデル等) は用意されていない。その場合は、内部プログラム (**FISH**) を用いて組み込まなければならない、時間と労力を要する。
- ④弾性に近い対象物を静的に解析する場合は、他の方法に比べて解析結果を得るまで時間を要する場合もある。

2.2.4 マニフォールド法

(1) 概要

マニフォールド法 (Manifold Method) は、Shi[®]により開発された解析手法であり、複数のブロックで構成されるモデルについて、ブロックの変位・変形を動的および準静的に解析する手法である。不連続変形法 (Discontinuous Deformation Analysis) では、ブロック内は定ひずみであるとしていたが、マニフォールド法ではブロック内を要素で分割することで、ひずみ分布、応力分布を求めることができる。定式化においては、不連続変形法と同様、エネルギー最小化原理を用いている。また、分割した個々の要素に着目すると、有限要素法の要素と同じである。ブロック間の接触、すべり、分離を制限無く解析することができ、大変位、大変形に対応した解析手法である。ブロック間のすべりについては、Mohr Coulomb の摩擦則が組み込まれている (図 2.6)。

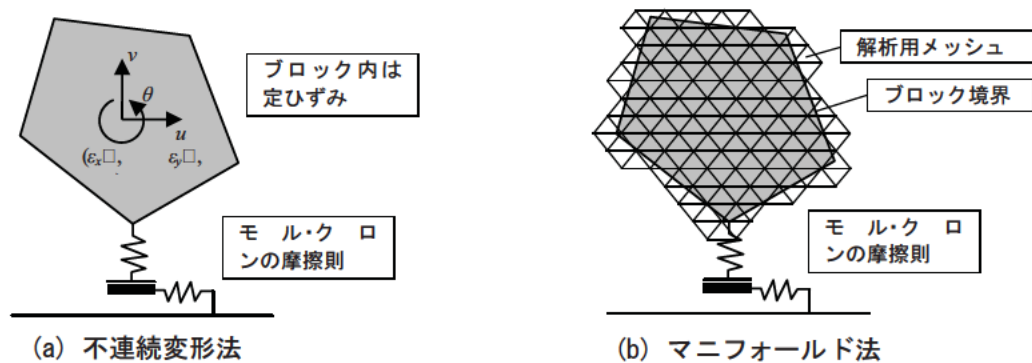


図 2.6 不連続変形法とマニフォールド法

マニフォールド法は、不連続を含んだ多くの動的・静的な地盤問題に適用が可能であるが、落石問題など大きな回転を伴う問題には適していない。

(2) マニフォールド法の特徴

マニフォールド法は、有限被覆 (finite covers) あるいは数学メッシュ (mathematical mesh) と呼ばれる形状関数を用いてブロックあるいは要素の変位を求めることは有限要素法と同じであり、有限被覆を用いてブロック内を要素 (物理メッシュ (physical mesh)) に区切り解析を行う (図 2.7)。しかし、不連続面の境界でブロックが分離できるように有限被覆を設定すること、要素の形状と有限被覆の形状が必ずしも一致していないことが有限要素法と異なる。マニフォールド法の解析原理上の特徴をまとめると以下のようなになる。

- ①有限被覆と呼ばれる形状関数を解析領域に重ね合わせ、ブロックあるいは要素の変位を求める。
- ②不連続面でのブロックの接触、分離が可能となるように有限被覆を解析領域に重ね合わせる。
- ③解析領域に有限被覆を重ね合わせることで区分した要素の形状と、有限被覆の形状は必ずしも一致しなくても良い。

④各要素に対してエネルギー最小化原理を適用し、これらに接触条件を加えて釣り合い方程式を動的に解く。

以下、定式化を示す。

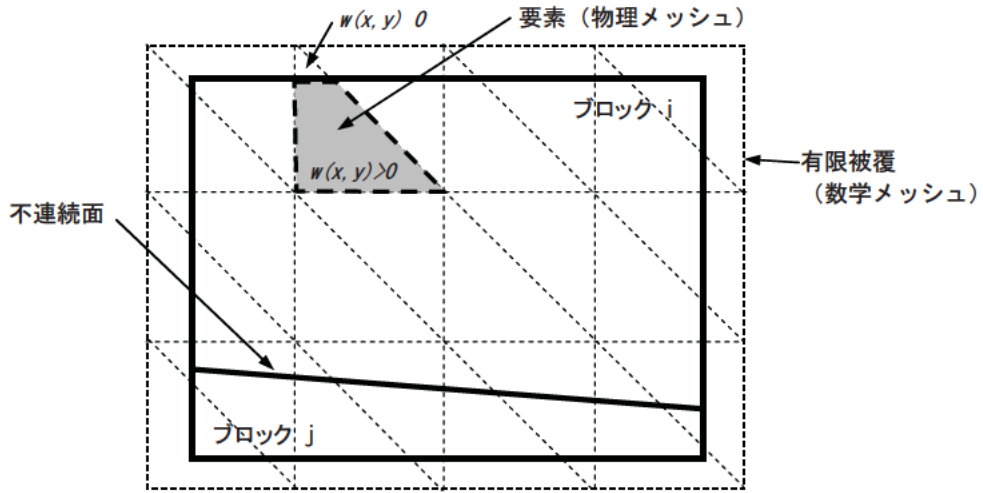


図 2.7 マニフォールド法の解析メッシュの構造

(3) 定式化

①有限被覆 (形状関数)

形状関数 $F(x, y)$ は、要素 (物理メッシュ) ごとに定義される変位計算のための近似関数であり、次のように定義される。

$$F(x, y) = \sum_n^i w_i(x, y) f_i(x, y) \quad \dots \text{式 (2.41)}$$

ここに $w_i(x, y)$: 重み関数
 $f_i(x, y)$: 変位形状関数

ここで、重み関数は、図 2.7 に示したように、有限被覆と物理メッシュと重なっている場合、値を持ち、

$$w_i(x, y) \geq 0 \quad (x, y) \in U_i \quad \dots \text{式 (2.42)}$$

物理メッシュと重なり合わない場合には、0 とする。

$$w_i(x, y) = 0 \quad (x, y) \notin U_i \quad \dots \text{式 (2.43)}$$

また、有限被覆の重複している部分の重みの総和を 1 とする。

$$\sum_{(x,y) \in U_i} w_i(x, y) = 1 \quad \dots \text{式 (2.44)}$$

有限要素法では、有限被覆と物理メッシュは一致するため、式 (2.43) の条件は生じないが、マニフォールド法では一致しなくて良いので式 (2.43) の条件が生じる。すなわち、マニフォールド法では物理領域に関係なく有限被覆を設定することができ、有限要素法はマニフォールド法の特別な場合と位置づけることができる。

②要素形状関数

三角形要素の場合について、形状関数を示す。マニフォールド法においては、三角形要素は、有限要素法と同じく一定ひずみ要素となる。要素上における x および y 方向の変位(u, v)は、

$$\begin{aligned} u &= a_1 + b_1 x + c_1 y & \dots & \text{式 (2.45)} \\ v &= a_2 + b_2 x + c_2 y \end{aligned}$$

となる。三角形要素の各節点における変位(u_i, v_i)($i=1,2,3$)は、節点の座標を(x_i, y_i)($i=1,2,3$)として、

$$\begin{aligned} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{pmatrix} &= \begin{pmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a_1 \\ b_1 \\ c_1 \end{pmatrix} & \dots & \text{式 (2.46)} \\ \begin{pmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \end{pmatrix} &= \begin{pmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a_2 \\ b_2 \\ c_2 \end{pmatrix} \end{aligned}$$

となる。したがって、式 (2.45) と式 (2.46) から、

$$\begin{aligned} u &= (1 \quad x \quad y) \begin{pmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{pmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{pmatrix} & \dots & \text{式 (2.47)} \\ v &= (1 \quad x \quad y) \begin{pmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{pmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \end{pmatrix} \end{aligned}$$

となり、ここで、

$$\begin{pmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_2 \end{pmatrix}^T = (1 \quad x \quad y) \begin{pmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{pmatrix}^{-1}$$

とすると、

$$\begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} f_1 & 0 & f_2 & 0 & f_3 & 0 \\ 0 & f_1 & 0 & f_2 & 0 & f_3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ v_1 \\ v_2 \\ v_3 \end{pmatrix} = [T_e] [D_e] \quad \dots \text{式 (2.48)}$$

を得る。この式より要素内の任意の点の変位を求めることができる。

③要素剛性マトリックス

要素の剛性マトリックスは、ポテンシャルエネルギー最小化原理を用いて導く。弾性マトリックス $[k_{rs}]_i$ は、次式、

$$[k_{rs}]_i = \frac{s}{2} \frac{\partial^2}{\partial d_r \partial d_s} [D_j]^T [E] [D_i] = s [B_r]^T [E] [B_s] \quad \dots \text{式 (2.49)}$$

$$r, s = 1, 2, 3$$

ここに s : 要素の面積

$[B]$: 要素ひずみマトリックス

$[E]$: 応力 ひずみマトリックス

で求め、これを全体釣り合い方程式に重ね合わせる。ここで、要素に関する積分は、物理メッシュについて行われ、式 (2.42) および式 (2.43) の条件が課せられる。

慣性マトリックス、初期応力マトリックス、物体力マトリックスなどについても同様の手続きにより導き、全体釣り合い方程式に重ね合わせる。変位は、この全体釣り合い方程式を解くことにより求まる。

図 2.8 に示すように、不連続面で区切られたブロックが接触した場合、ブロック間の貫入量が所定の許容値以下となるように要素接触マトリックスを導入する。要素接触マトリックスは、ペナルティ法を用いて最小二乗的エネルギーを最小化することで求める。図 2.8 に示すように、要素 i および j が接触した場合、貫入量を d として、ペナルティバネに蓄えられるエネルギーは、

$$\Pi_p = \frac{p}{2} d^2 \quad \dots \text{式 (2.50)}$$

$$d = \frac{s_0}{l} + [H]^T [D_i] + [G]^T [D_j]$$

ここに p : ペナルティバネ剛性 (鉛直接触バネ剛性)

s_0 : 要素間の接触貫入面積

$[H], [G]$: 節点座標、接触位置に関する x, y の関数

となる。接触マトリックスは、このエネルギーを最小化することで求まる。すなわち、要素 i の変位 $[D_i]$ および要素 j の変位 $[D_j]$ で、式 (2.50) のエネルギーを微分することで、接触マトリックスを求める。

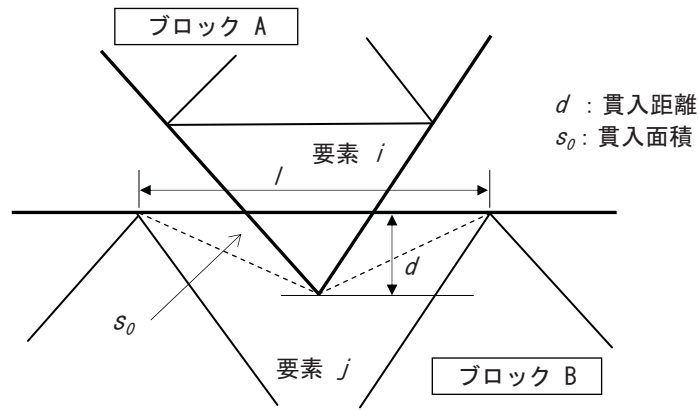


図 2.8 要素（ブロック）の接触

接触マトリックスは以下の通りとなる。

$$\begin{aligned}
 [k_{rs}]_{ii} &= \frac{p}{2} \frac{\partial^2}{\partial d_{ri} \partial d_{ri}} [D_i]^T [H]^T [H] [D_i] = p [H]^T [H] \\
 [k_{rs}]_{jj} &= \frac{p}{2} \frac{\partial^2}{\partial d_{rj} \partial d_{rj}} [D_j]^T [G]^T [G] [D_j] = p [G]^T [G] \\
 [k_{rs}]_{ij} &= \frac{p}{2} \frac{\partial^2}{\partial d_{ri} \partial d_{rj}} [D_i]^T [H]^T [G] [D_j] = p [H]^T [G] \\
 [k_{rs}]_{ji} &= \frac{p}{2} \frac{\partial^2}{\partial d_{rj} \partial d_{ri}} [D_j]^T [G]^T [H] [D_i] = p [G]^T [H]
 \end{aligned} \quad \dots \text{式 (2.51)}$$

式 (2.50) を全体釣り合い方程式に重ね合わせる。また、

$$\begin{aligned}
 [f_r]_i &= -\frac{ps_0}{2} \frac{\partial}{\partial d_{ri}} [H]^T [D_i] = -\frac{ps_0}{2} [H]^T \\
 [f_r]_j &= -\frac{ps_0}{2} \frac{\partial}{\partial d_{rj}} [G]^T [D_j] = -\frac{ps_0}{2} [G]^T
 \end{aligned} \quad \dots \text{式 (2.52)}$$

を得ることができ、これを全体釣り合い方程式の右辺に重ね合わせる。

また、不連続面に沿ってブロック間のせん断変位を拘束する場合も、同様に接触せん断マトリックスを導くことができ、全体釣り合い方程式に重ね合わせる。

④不連続面の摩擦特性

マニフォールド法では、ブロック間の不連続面において Mohr Coulomb の摩擦強度特性が採用されている。不連続面の強度特性は、

$$\tau_{ss} < \sigma_{ns} \tan \phi_s + c_{ss} \quad \dots \text{式 (2.53)}$$

$$\tau_{ss} \geq \sigma_{ns} \tan \phi_s + c_{ss} \quad \dots \text{式 (2.54)}$$

ここに τ_{ss} : 不連続面上のせん断力
 σ_{ns} : 不連続面上の法線力
 ϕ_s : 不連続面の摩擦角
 c_{ss} : 不連続面の粘着力

となり、式 (2.53) が満たされるとき、ブロック間にせん断バネが導入されブロック間のせん断変位が拘束される (図 2.9)。また、式 (2.54) が満たされるとき、せん断バネは導入されず、接触している要素に外力として式 (2.54) の右辺で示される摩擦力が加えられる。

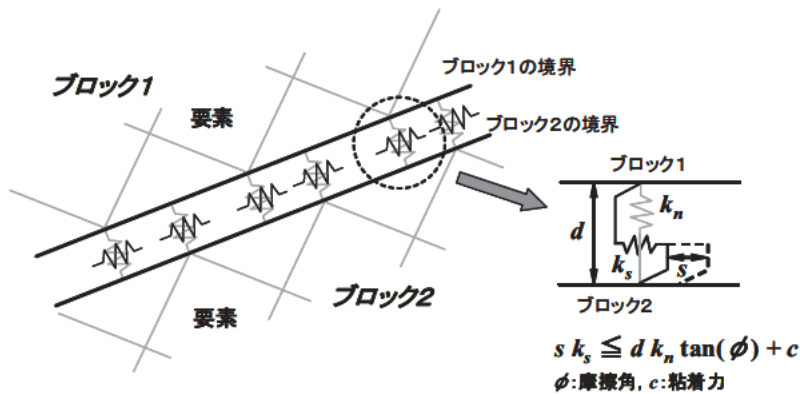


図 2.9 ブロックがすべらない場合の接触部

⑤要素の弾塑性構成則⁹⁾

マニフォールド法では、有限要素法で用いられている多くの構成則を組み込むことが可能であるが、弾塑性構成則として Drucker Prager の降伏条件が取り入れられている。塑性ポテンシャルは関連流れ則が適用されている。

(4) 入力パラメータとその決め方

マニフォールド法で用いる入力値は、要素の材料に関する物性値、不連続面の強度定数、及び繰り返し計算回数などの解析パラメータである。表 2.7 に入力パラメータと設定方法を示す。

表 2.7 主な入力パラメータと設定方法

区 分	パラメータ	設定方法
要素の材料物性	単位体積質量	既往資料、試験結果などから設定。設定方法は、有限要素法と同じ。 内部摩擦角及び粘着力は、弾塑性解析の場合、使用する。
	ヤング率	
	ポアソン比	
	内部摩擦角	
	粘着力	
不連続面の強度	不連続面の摩擦角	既往資料、試験結果などから設定。
	不連続面の粘着力	
解析パラメータ	鉛直接触バネ剛性	ブロック間で過剰な貫入が生じない程度の値として設定。試行解析で設定。
	せん断接触バネ剛性	ブロック間ですべり生じないとき、変位が十分小さい値となるように設定。試行解析で設定。
	時間ステップ間隔	解析の安定性、精度が確保できる範囲で、なるべく大きめの値。試行解析で設定。
	繰り返し計算回数	現象が再現できるまでの回数。静的問題では、変位・応力が一定に収束するまでの回数。試行解析で設定。

(5) 適用限界と留意点

マニフォールド法は、有限要素法と同様、多くの地盤問題に適用することができる。また、動的解析を採用していることから、静的平衡状態が満足されない問題や大変位を伴う解析にも適用することが可能である。しかし、ブロックの剛体回転に関する扱いが不十分であることから、落石問題など個々の岩塊の移動量が大きく、大きな回転を伴う問題には適していない。

解析原理の多くの部分が有限要素法と同じであることから、解析上の留意点は有限要素法と同じである。しかし、静的問題に適用する場合、適正に減衰を適用することで少ない繰り返し計算回数で平衡状態に収束するように工夫する必要がある。マニフォールド法を適用する際の留意点をまとめると、次のようになる。

- ①ブロック間の接触部に極端に面積が小さい要素が生じないようにする。
- ②繰り返し計算回数は、試行解析により設定する必要がある。
- ③繰り返し計算を行うため、計算時間を要する。また、有限要素法に比較して記憶容量も多くなる。

2.2.5 個別要素法

(1) 概要

個別要素法（以後、DEM）は、岩盤の亀裂を直接モデル化し亀裂に規制された崩壊挙動や安定性をシミュレートするために開発された手法である。DEM の特徴としては、①亀裂などの不連続面が複数交差して岩塊を形成しているモデルを表現できること、②運動方程式に基づいているので静止状態から運動状態まで取り扱えること、③亀裂などで形成されるブロックが、他のブロックから分離して転倒や落下する挙動を表現できること、などが挙げられる。

DEM は構造物や岩盤を剛体要素によって離散化する。ここでこの要素は分離して剛体運動することが可能であり、多角形の場合はブロック要素、また、円形の場合は円形要素と呼ばれる。一般的に、ブロック要素間の接触モデルは、バネ、粘性ダンパー（接触部分のエネルギーロス機構）、スライダー（せん断破壊機構）で表わされる（図 2.10）。

一般に DEM は岩盤や地盤を剛体ブロックで離散化するので、ブロック内部の応力やひずみを求めることができないと考えられている。しかし解析コード UDEC では、ブロック要素内に差分法に基づく差分要素を設定することで、ブロックの変形と、ブロック内部の応力を求めることができる。

接触モデルは、剛体ブロック要素の場合は、要素の角と相対する辺あるいは角について設定され、変形するブロック要素の場合は、差分要素の節点と相対する辺毎に設定される。ブロック要素間のせん断変形、せん断破壊はバネ剛性、Mohr-Coulomb 則に従う。接触モデルおよびブロックの質量に基づいて振動や剛体運動を表す運動方程式が形成され、DEM ではこの運動方程式を時間に関する差分形式に変換して数値計算している。

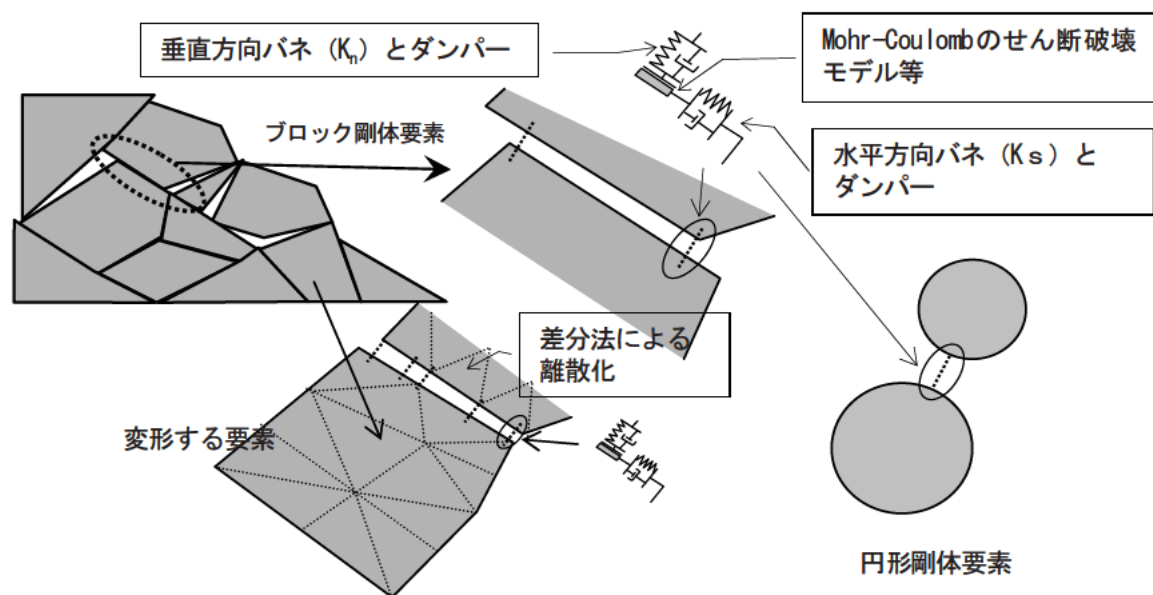


図 2.10 DEM のブロック要素及び円形要素

DEM では運動方程式を時間に関する差分形式に変換し、微小な時間刻み毎の繰り返し計算を行っている。まず接触判定を行い、接触しているブロック要素については要素間に働く力を算定する。次に要素に働く合力を算定し、微小時間先の加速度、速度、増分変位を近似計算により求める。このようにして求められた状態(加速度、速度、座標)を初期状態としてさらに微小時間先の力や変位を繰り返し計算するものである (図 2.11)。

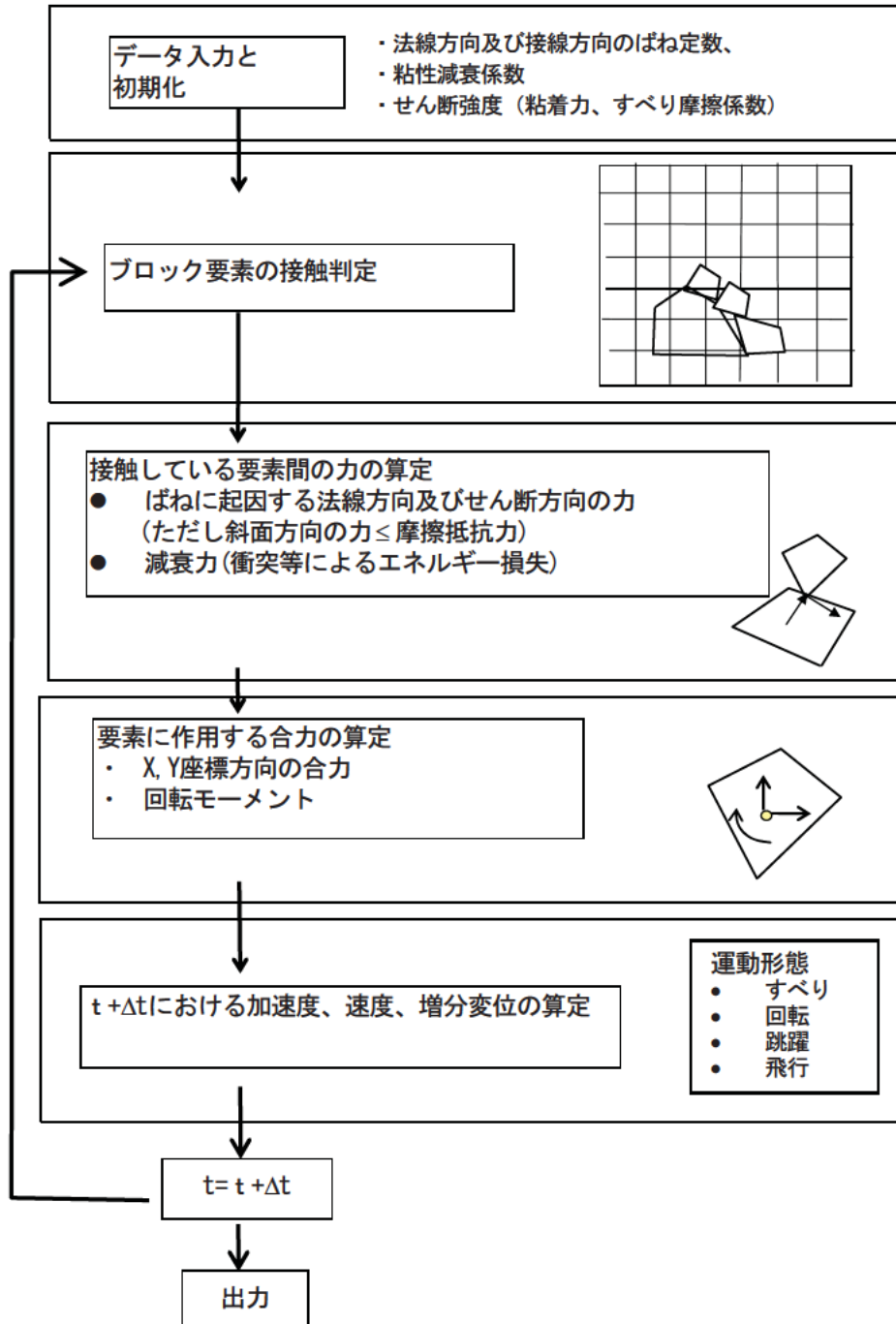


図 2.11 計算フロー

(2) 支配方程式、構成則

ここで支配方程式とは、質量保存則、連続の式、力のつり合いのように発生する現象が満たさなければならない基本的な法則を表すものであり、流体や固体の材料特性に依存しない。一方、構成則は材料特性を規定する表し、地盤や岩盤には弾塑性や弾粘塑性などの様々なモデルがある。まず、支配方程式について述べ、次に構成則について述べる。

①支配方程式

力学的に静止状態にある地盤や岩盤の問題を解析する場合の支配方程式は、加えられた力によって発生する変位(z)と力(F)および剛性(k)の関係で表される。

$$z = F/k \quad \dots \text{式 (2.55)}$$

一方、岩塊などが滑動している状態では、加えられた力によって生じる加速度および速度を取り扱う必要があり、このような状態を表す式を運動方程式と呼び、質量(m)、加速度(g)、粘性減衰係数(c)、速度(v)、剛性、変位の和を力として表す。

$$mg + cv + kz = F \quad \dots \text{式 (2.56)}$$

ここで、第一項は加速度と質量で表される慣性力、第二項は速度に比例する粘性抵抗(力)を表し、第三項は変形に伴う力である。右辺は加えられた力であり、運動中は左辺の力の和が加えた力に対して発生する(バランスする)ことを表している。DEM は、この運動方程式に基づいて定式化されており動的のみならず静止状態も解いている。以下に簡単な例を挙げて、その概念を述べる。

・静的問題を解く場合

ここで静的問題とは、速度が小さく慣性力を無視できるケースとする。例として質量(m)の剛体ブロック A が運動を拘束したブロック B の上にバネで連結され、初期状態は支持機構によりバネに変位が発生しない状態とし、ある瞬間に支持機構を除去してブロック A の重量がバネに作用する場合を考える (図 2.12)。

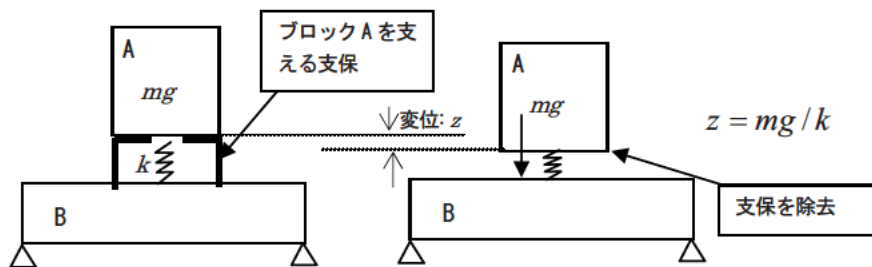


図 2.12 バネで支えられる剛体に重力が作用した例

この場合、バネの変位(z)は mg/k となり加速度と速度は関係ない。しかし DEM では加速度と速度を含めた運動方程式を使って変位を求めており、慣性力と減衰効果(速度に比例する粘性抵抗)を含めて解いている。このように運動方程式を使って静止状態を解く考え方は次のように説明できる。図 2.12 に示す例を実際に実験した場合を考えてみると、支持機構を瞬間的に除去すればブロック A は振動する。しかし、エネルギー損失によりいずれは振動が停止する。すなわち、図 2.13 に示すようにブロックは振動するが、粘性抵抗により振動は減衰して一定の変位に収束する。収束した時点の変位は、バネ剛性とブロックの重量から計算される変位と同じである。この機構を運動方程式で見ると収束した時点で加速度の項と速度の項は 0 になり、残った項は静止状態を表す式と同じになる。このようにして、DEM では振動現象が減衰により収束した状態をもって静的問題の解としている。

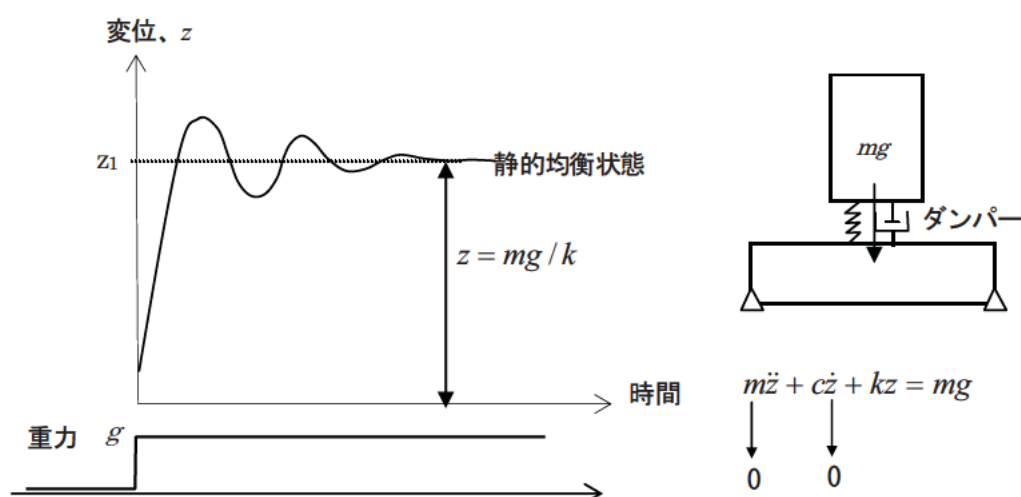


図 2.13 運動方程式を使った静止状態の計算

一般的に有限要素法 (FEM) などによる解析では、このような振動と減衰過程が収束した最終段階のみを解いている。振動と減衰過程を含めて解く利点は、荷重が大きくなってバネが破壊し、ブロックが落下状態に変化するような挙動も解析できる点である。

・動的問題を解く場合

慣性力($m\ddot{z}$)の影響を無視できない場合を動的問題と考える。例を挙げると前述のブロックに地震などの振動する外力が加えられた場合や剛体が滑る挙動が考えられる。このような動的問題では加速度や速度が 0 に収束する状態を求めようとするのではなく、振動中の変形や応力状態の時間変化を求めるのが目的である (図 2.14)。

以上より、DEM では運動方程式を用いているので静止状態から運動状態に変化する挙動やその逆の挙動をシミュレートすることができる。

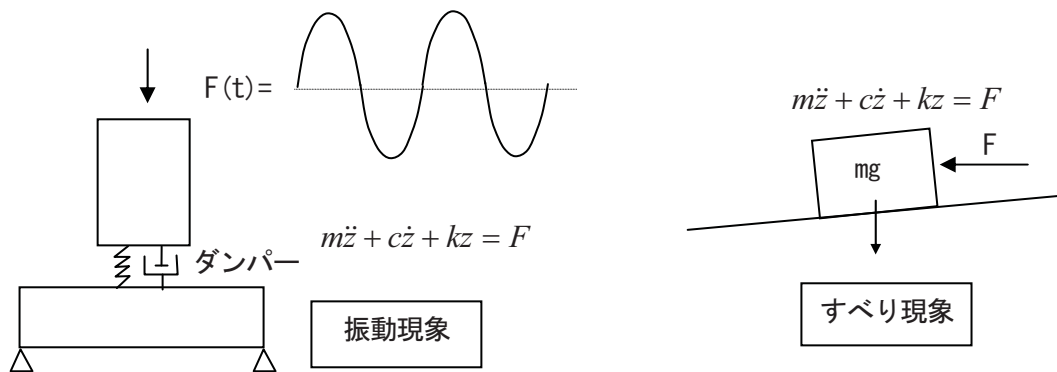


図 2.14 動的解析の計算

②構成則（地盤または岩盤）

本研究では、地盤および岩盤の降伏と塑性変形を表す構成則として完全弾塑性モデルを用いた。せん断破壊基準（または降伏規準）は以下の Mohr Coulomb 則を用いた。

$$f_s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad \dots \text{式 (2.57)}$$

引張破壊は以下のように表される。

$$f_t = \sigma' - \sigma_3 \quad \dots \text{式 (2.58)}$$

ここで、 $N_\phi = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$ 、 σ_1 は最大主応力、 σ_3 は最小主応力、 ϕ は内部摩擦角、

c は粘着力、 σ' は引張強度である。

塑性化した場合のひずみの塑性成分を決めるための塑性ポテンシャル g_s はダイレイタンスを考慮した以下の式を用いた。

$$g_s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad \dots \text{式 (2.59)}$$

ここで、 $N_\psi = (1 + \sin \psi) / (1 - \sin \psi)$ 、 ψ はダイレイタンス角であり、降伏後の体積変化率に関連する。

このモデルにより三軸圧縮試験のシミュレーションを行なうと、図 2.15 のような結果となり、Mohr Coulomb のせん断強度に達すれば、塑性化して応力は一定となる。

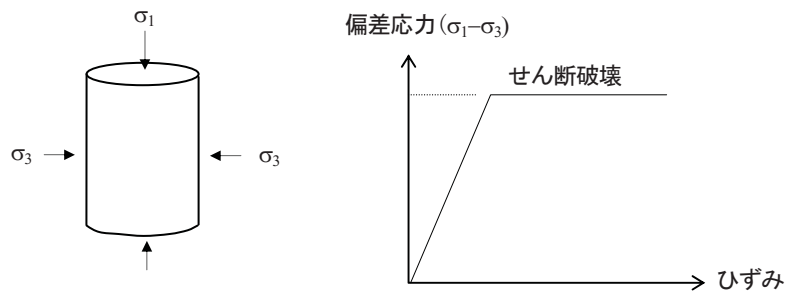


図 2.15 Mohr-Coulomb の弾塑性モデルによる三軸圧縮試験のシミュレーション

以上より、Mohr Coulomb の弾塑性モデルに必要な物性値は、内部摩擦角、粘着力、引張強度、ダイレイタンスー角、変形係数、ポアソン比である。

(3) 入力パラメータとその決め方

すべり面(または亀裂)を表す分布型のバネモデルと地すべり土塊や基盤を表す構成則について必要なパラメータと設定方法を記載する。

①すべり面 (または亀裂) を表す分布型のバネモデル

- ・摩擦係数 (内部摩擦角) および粘着力

亀裂やすべり面の法線方向の力に比例して発揮する抵抗力を決める係数である。限られた供試体の試験値から設定しても実際の地すべり土塊の安定性を表せるとは限らないので、安定計算によって逆算した値を参考に設定し、数値解析から得られる安全率が設計で仮定される安全率と調和的であるように調整するのが一つの方法である。その他の方法として、変位などが地下水位の変化とともに観測されている場合は、観測された現象を再現することでこれらの係数を逆算する方法がある。

- ・バネ係数

バネ係数は、すべり面または亀裂の法線方向(K_n)と接線方向(K_s)について設定し、その単位は応力/長さ(F/L^3)である。バネは、地すべり土塊と基盤の間、または亀裂間の力の伝達と変位をモデル化するものであり、バネ係数はバネに加えられた力に比例して発生する変位を決めるための係数である。

バネ係数の設定方法について、岩盤の亀裂のバネ係数を試験で求めた例 (例えば「設計用地盤定数の決め方 岩盤編」¹⁰⁾) はあるが、すべり面のばね係数を求める目的で試験を実施した例は殆ど無いと考えられる。ただし、すべり面の硬さを表す係数は岩盤の亀裂の剛性を表す値を超えることは考えられない点を踏まえ、上限値は設定可能である。また、地すべり土塊に作用する荷重が変化しすべりが発生しない状態では、変位も一定の大きさに抑えられる点を踏

まえ、下限値は設定可能である。従って安全側の観点でバネ係数を設定する方法の1つとして、上限値と下限値の中でバネ係数をパラメータとした感度解析を実施し、安全率や緩み域などの着目する結果に対する影響を調べ設定する方法が考えられる。

②地すべり土塊や基盤のパラメータ

・変形係数

変形係数は掘削にともなう構造物と地盤との相互作用に影響する。変形係数は均質な土質材料の場合は室内の三軸圧縮試験から求められるが、地すべりのように不均質な地盤材料の場合、一箇所から採取された供試体の試験から解析対象とする領域の代表値を求めることは難しい。以下に試験により変形係数を設定する方法を挙げた。

1)孔内水平載荷試験

2)平板載荷試験などの大型試験

孔内水平載荷試験の結果は供試体の室内試験に比べて地盤の変形特性をマクロ的に捉えていると考えられるが、深度毎にバラツキが大きいケースもある。従って試験結果とコア性状の観察および既往の文献値から代表性を考察し、変形係数の利用目的にあわせ平均値やある深度の値を採用するか判断する必要がある。また、亀裂の影響に支配された岩盤の場合は、平板載荷試験などの大型の試験方法があるがコスト的に容易でない。

試験以外の方法として、文献や間接的に変形係数を設定する方法を以下に挙げた。

3)岩盤等級と既往の文献値（例えば「岩盤分類とその適用」¹¹⁾）

4)N値などから間接的に推定する方法（「道路橋示方書」¹²⁾、「設計要領第二集」¹³⁾）

5)観測された変位の再現から同定する方法

・ポアソン比

地すべり地の試料で計測されたポアソン比の事例は極めて少ない。ポアソン比を測定するためには、一軸圧縮試験時にコアの長軸および円周方向にひずみゲージを添付して行う方法や三軸圧縮試験から得られる体積変化と長軸のひずみから求める方法などがある。しかし、風化岩や礫混り土・粘性土は添付が難しく、しかもコア自体が均質ではないため測定は困難である。従って試験以外の設定方法の1つとして、表2.8に示す文献に記載されている一般値を参考に設定することも考えられる。

表 2.8 ポアソン比の例(「地盤工学の基礎知識」¹⁴⁾)

土の種類と状態	ポアソン比
飽和状態にある土	0.5
飽和度の高い粘性土	0.4
飽和度の低い粘性土	0.2
砂、砂礫、その他の土	0.2 ~ 0.4
軟岩	0.3 ~ 0.35
中硬岩	0.15 ~ 0.25

・粘着力および内部摩擦角

強度定数についても均質な土質材料の場合は三軸圧縮試験などの室内試験より粘着力と内部摩擦角を求めることができる。しかし、地すべりのように不均質な地盤材料の場合は、一箇所採取された供試体の試験から解析対象の領域の強度を求めることは難しい。従って試験値と以下に示す間接的に設定する方法と合わせて検討する必要があると考えられる。

- 1) 孔内水平載荷試験結果から一軸圧縮強度を推定し間接的に推定する(「地盤工学の基礎知識」¹⁵⁾)
- 2) 地山と供試体から得られる V_p よりクラック係数を求め室内試験から得た強度を補正する(例えば「設計用地盤定数の決め方 岩盤編」¹⁶⁾)
- 3) 岩盤等級と既往の文献値(例えば「岩盤分類とその適用」¹¹⁾)
- 4) N値などから間接的に推定する方法(例えば「設計要領第二集」¹⁷⁾)
- 5) 観測された変動の再現から同定する方法

・ダイレイタンシー角

ダイレイタンシー角は、せん断応力の変化に応じて地盤の体積変化が生じる量を決めるパラメータである。設定方法として、次の2つの方法が考えられる。しかしながら、限られた供試体から得られた値の信頼性には限界があることから、本解析では安全側の観点から $\phi = 0$ 度としている。

- 1) 三軸圧縮試験：軸ひずみと体積ひずみの関係を直線近似し、その勾配から算出する方法
- 2) 砂地盤の場合は $\phi = \phi' - 30$ 度 ($\phi' \geq 30$ 度)、粘土地盤の場合は $\phi = 0$ と仮定する方法(「土の強さと地盤の破壊入門」¹⁸⁾)

・引張強度

岩盤などの場合は圧裂引張試験などから推定する場合があるが、地すべりにおける土質材料や亀裂の多い岩盤の引張強度を設定することは難しい。しかしながら着目する現象が引張破壊

に大きく依存する場合や、引張破壊の発生機構の検討を目的とする場合は、粘着力を超えない範囲で可変させ、その影響を見ることが考えられる。引張強度の設定方法を以下に挙げる。

- 1) 圧裂引張試験（岩盤の場合）
- 2) 亀裂や土質材料の引張強度を 0 とする
- 3) 文献値を設定する（例えば「岩盤分類とその適用」¹¹⁾）

(4) 適用限界と留意点

- ① DEM は各要素が分離して剛体運動するような大変形を扱えるため、この点で FEM より汎用性を有する。また UDEC ではブロック要素を差分法で離散化することでブロック内部の応力とひずみを取り扱える。ただし差分法によって求められるブロック内部の応力やひずみの精度を FEM と同等にする場合は、メッシュを FEM 以上に細かくする必要があり、その場合は計算量が増加する場合もある。
- ② 設定する亀裂の数に理論的な制限はないものの、亀裂によって作成されるブロックが増せば増すほどブロック間の接触力の計算量が増加する。例えば数百 m の規模を有する斜面を解析する場合に、斜面内の亀裂を数十 cm の間隔で設定することは 2 次元モデルでも難しい。
- ③ 水圧を考慮した有効応力解析は解析コード UDEC で可能であるが、浸透力や圧密を考慮した連成解析を取り扱える DEM の解析コードはない。
- ④ 全ての数値解析に当てはまる限界であるが、地すべりなどのように物性値の不確定性の高い材料を取り扱う場合は予測精度の限界があるので、確定論的な評価に用いる場合は、解析モデルの仮定と物性値の信頼性の限界を踏まえて、解析結果の信頼性に充分注意する必要がある。

2.3 構成則について

本共同研究において用いられた構成則は、弾塑性体 Drucker Prager モデルと Mohr Coulomb モデルの2種類とした。各手法で採用された構成則を表 2.9 に示す。いずれの手法についても弾完全弾塑性体とし、関連流れ則を適用しており、降伏規準と塑性ポテンシャルを同じ式としている。

以下、採用した構成則の降伏規準を示す。

表 2.9 採用した弾塑性構成則

手法名	採用構成則
弾塑性有限要素法	Drucker Prager
	Mohr Coulomb
有限差分法	Mohr Coulomb
マニフォールド法	Drucker Prager
個別要素法	Mohr Coulomb

2.3.1 Drucker-Prager モデル

Drucker Prager モデルの降伏曲面は図 2.16 のような三次元曲面を表す。

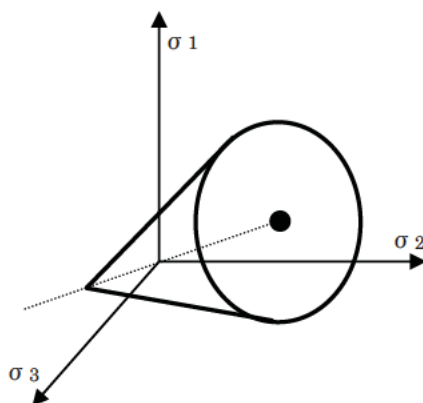


図 2.16 Drucker-Prager モデルの降伏曲面

降伏規準 F は以下の式 (2.60) で与えられる。

$$F = 3\alpha\sigma_m + \sqrt{J_2'} - \kappa = 0 \quad \dots \text{式 (2.60)}$$

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = \frac{1}{3}J_1$$

$$\alpha = \frac{\tan \phi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}}$$

$$\kappa = \frac{3c}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}}$$

ここに J_2' : 第2 偏差応力不変量
 c : 粘着力
 ϕ : 内部摩擦角

塑性ポテンシャル g は、関連流れ則の場合 $g = F$ 、非関連流れ則の場合 $g \neq F$ となる。関連流れ則の場合、塑性ポテンシャル g は式 (2.61) によって表わされる。

$$g = \alpha^\psi J_1 + \sqrt{J_2'} = 0 \quad \dots \text{式 (2.61)}$$

$$\alpha^\psi = \frac{\tan \psi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \psi}}$$

ψ : ダイレイタイシー角

2.3.2 Mohr-Coulomb モデル

Mohr Coulomb モデルの降伏曲面は図 2.17 のような三次元曲面を表す。

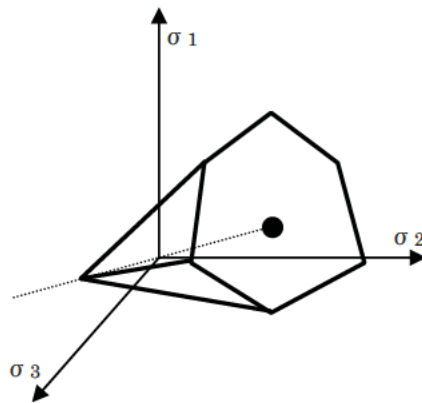


図 2.17 Mohr-Coulomb の降伏曲面

モーククーロンモデルに基づく降伏規準 F は以下の式 (2.62) で与えられる。

$$F = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - 2c \cos \phi = 0 \quad \dots \text{式 (2.62)}$$

ここに c : 粘着力
 ϕ : 内部摩擦角

塑性ポテンシャル g は、関連流れ則の場合 $g = F$ 、非関連流れ則の場合 $g \neq F$ となる。関連流れ則の場合、塑性ポテンシャル g は式 (2.63) によって表わされる。

$$g = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi \quad \dots \text{式 (2.63)}$$

ψ : ダイレイタイシー角

3. 数値解析手法の適用性

3.1 事例解析現場の概要

本共同研究で取り扱う数値解析の適用性を確認するため、地すべりの下をトンネルで掘削した事例におけるトンネル坑内および地すべりの観測結果と各数値解析手法の解析結果との比較を行った。

3.1.1 引佐第二トンネルの概要

引佐第二トンネルは、静岡・愛知両県の県境付近に位置し、現在建設中の第二東名高速道路と供用中の東名高速道路を結ぶ引佐連絡路線内の2車線トンネルで、引佐山地と呼ばれる標高200～400mの起伏の小さい山地部を通過する。トンネル延長は、上り線1,340m、下り線1,535m、掘削断面は、約110m²であり、上り線、下り線ともに北側坑口より片押しにて補助ベンチ付き全断面工法で掘削が行われた。引佐第二トンネルは、南北の両坑口周辺に大規模地すべり地帯が存在し、トンネル施工時に多数の地すべり対策を実施した事例である。

なお、引佐第二トンネルの概要および関連報告書については表3.1に示す。

表 3.1 引佐第二トンネル概要

トンネル名	引佐第二トンネル（全長 1390m）
工事発注者	中日本高速道路株式会社 浜松工事事務所
施工業者	清水・戸田・大日本土木 特定建設工事共同企業体
計測工受注者	清水・戸田・大日本土木 特定建設工事共同企業体
関連資料	小土かぶりの大規模地すべり地帯を情報化施工で突破(トンネルと地下) 地質調査結果（引佐第二トンネル北坑口）（平成13年2月） 地すべり対策工比較検討書（引佐第二トンネル北坑口）（平成13年3月） 南坑口既往ボーリング調査結果(平成13年6月) 南坑口部計測結果と排水トンネル施工状況（平成14年8月） 北坑口部および南坑口部各種計測結果（平成14年8月） 北坑口部トンネル施工時の挙動（平成15年9月） 下り線トンネル施工状況及び追加地質調査結果（平成15年9月） 南坑口部地質調査結果および計測結果（平成15年9月） 南坑口部下り線トンネル施工時の対策の検討（平成15年9月） 北坑口部施工状況及び南坑口部平面・縦断・横断（平成15年9月）

3.1.2 引佐第二トンネルの地質概要

地質構成を表 3.2 に、周辺の地質図を図 3.1 に示す。地質構成は、中～古生代の御荷鉾緑色岩類で、トンネルの岩質は輝緑岩を主体とし、輝緑凝灰岩、蛇紋岩、水冷破碎岩を介在する。

解析対象である北坑口部周辺では、御荷鉾緑色岩類に属する緑色凝灰岩、蛇紋岩、水冷破碎岩を基盤岩とし、崖錐堆積物がこれを覆っている。一般的に水冷破碎岩は、生成時には破碎された状態で、その後は固結して比較的硬質な岩として地表に出現する。しかし、当該地では地表に出現した際あるいはその後の構造運動の際に変質・破碎をうけて軟質化している。

調査結果では、複数の断層破碎帯が認められ、破碎をうけた水冷破碎帯が分布する周辺で地すべりが多く存在することが判明している。

表 3.2 引佐第二トンネルの地質構成

地質時代		地質名		記号	岩相・層相
新生代	第四紀	完新世	崖錐堆積物	dt1	礫混じり土砂
		更新世	高位段丘堆積物	dt2	礫混じり土砂、円礫φ50cm程度
中生代	ジュラ紀	御荷鉾緑色岩類	御荷鉾メランジェ	Mmg	緑色凝灰岩基質にブロック状に輝緑岩が含まれる混在岩
			緑色凝灰岩	Mgt	片理の発達するものからそうでないものまで含まれる
			輝緑岩	Mdb	もともと岩脈や岩床であったもの
			水冷破碎帯 (ハイロクスタイト)	Mhc	緑色凝灰岩基質に同質の礫が含まれる。凝灰角礫岩～凝灰岩

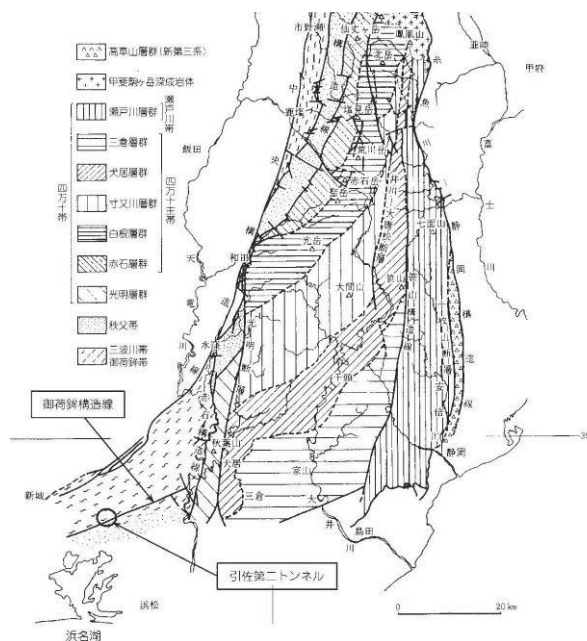


図 3.1 引佐第二トンネル周辺の地質図

3.1.3 引佐第二トンネルの地すべり

引佐第二トンネル北坑口には、大規模な3つの地すべり地形（A,B,Fブロック）が認められ（図3.2、図3.3）、地表には段差地形や溝地形等が見られた。これらの地すべりは、孔内傾斜計や光波測量による動態観測から、Bブロックは滑動停止中であるが、Aブロックは約10mm/月、Fブロックは約20mm/月の速度で活動していることが施工前に確認されている。

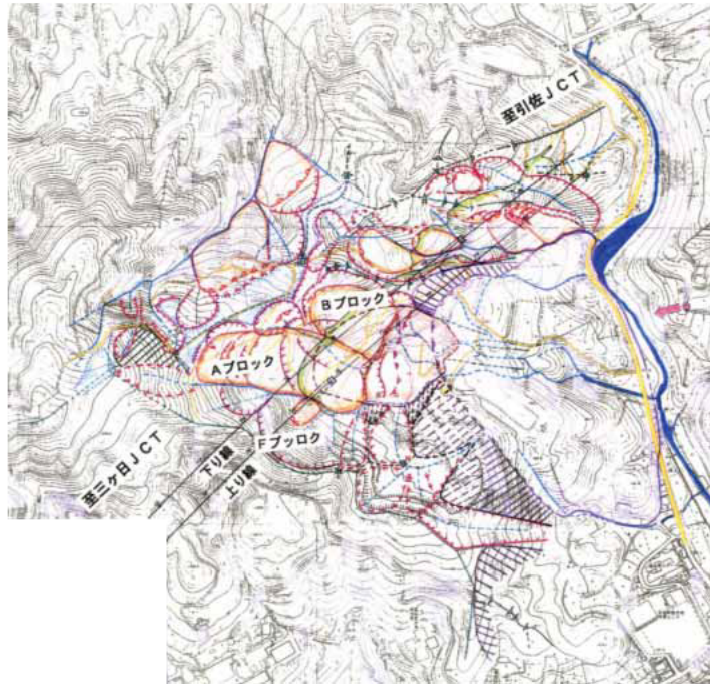


図 3.2 引佐第二トンネル北側坑口と地すべりの位置関係

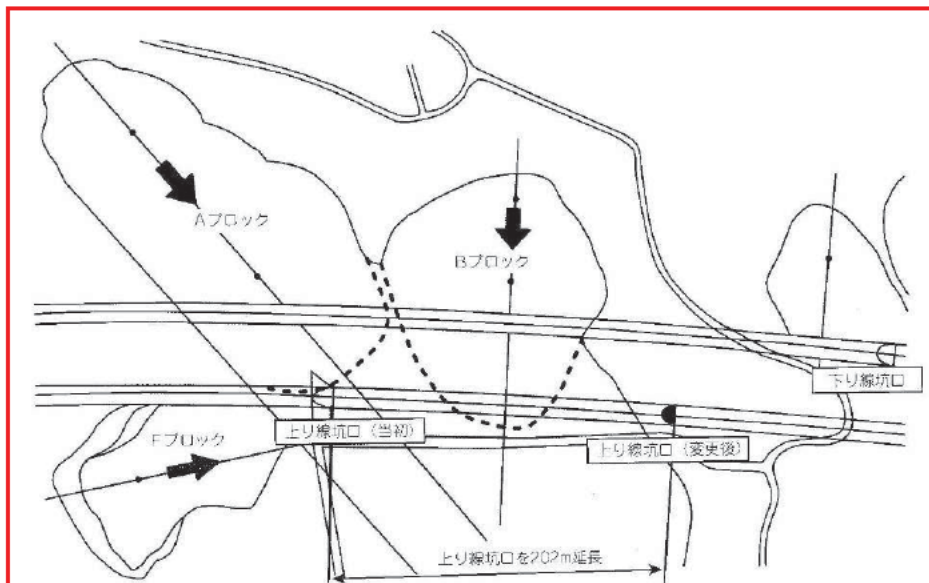


図 3.3 引佐第二トンネル北側坑口と地すべりの位置関係（拡大）

3.2 解析条件

解析は、トンネルと地すべり方向が直交する引佐第二トンネルBブロックについて実施した。なお、事例解析の条件は、原位置における計測結果や既存の調査結果に基づき以下のように設定した。

3.2.1 解析断面

図 3.4 に平面図および図 3.5 に断面図を示す。トンネルと地すべりの離隔距離は、10m 程度 (1D) であり、トンネルと地すべり方向は直交している。

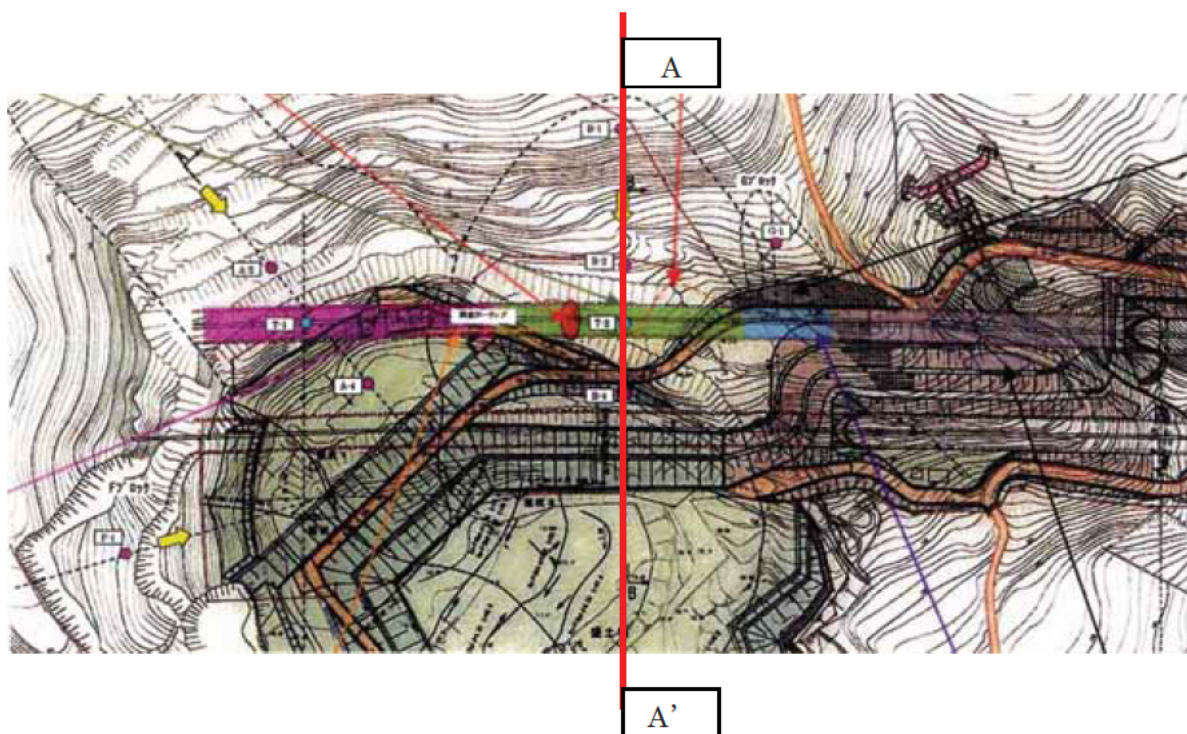


図 3.4 引佐第二トンネル北坑口平面図

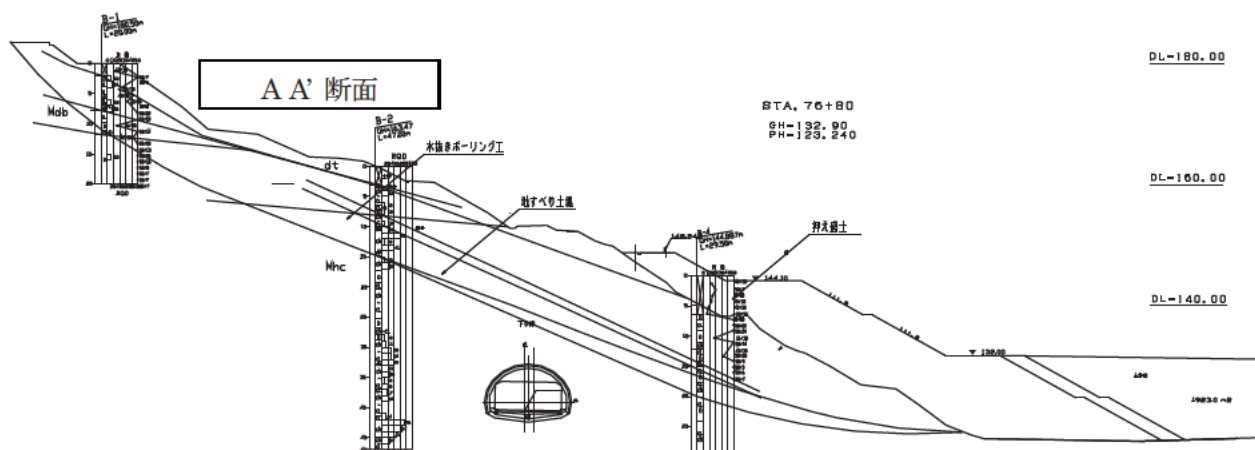


図 3.5 解析断面図

3.2.2 物性値

解析に使用した物性値を表 3.3 に示す。物性値は、既存の資料を基に決定した。

表 3.3 解析に用いた物性値

記号	地質区分	設計 N値	弾性係数 (MN/m ²)	ポアソン比	単位体積重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)
Mhc	軟岩 (水冷破碎帯)	50	147	0.35	23	196	30
dt	崩積土	5	19.6	0.42	19	14.7	25
	押さえ盛土		10.3	0.45	21	19.6	25

3.2.3 計測結果

トンネル施工時の計測結果を図 3.6~3.8 に示す。

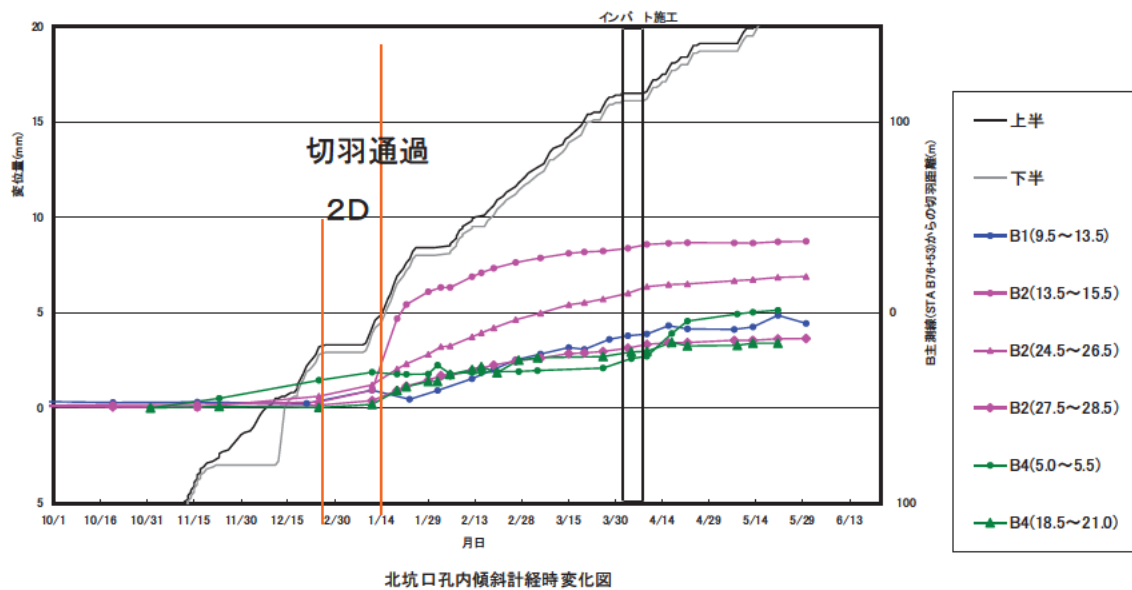


図 3.6 孔内傾斜計の掘削・変位の経時変化

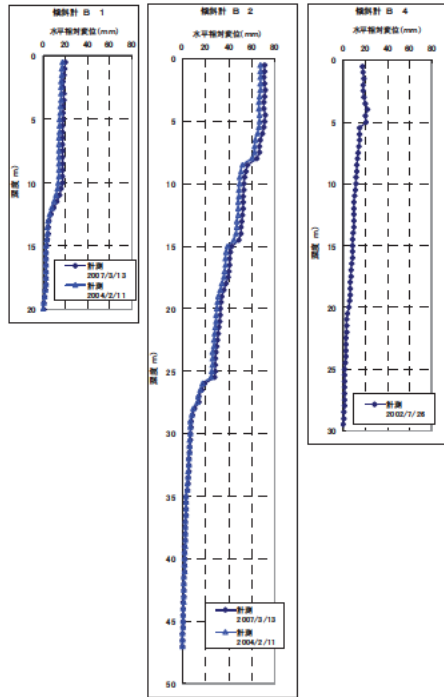
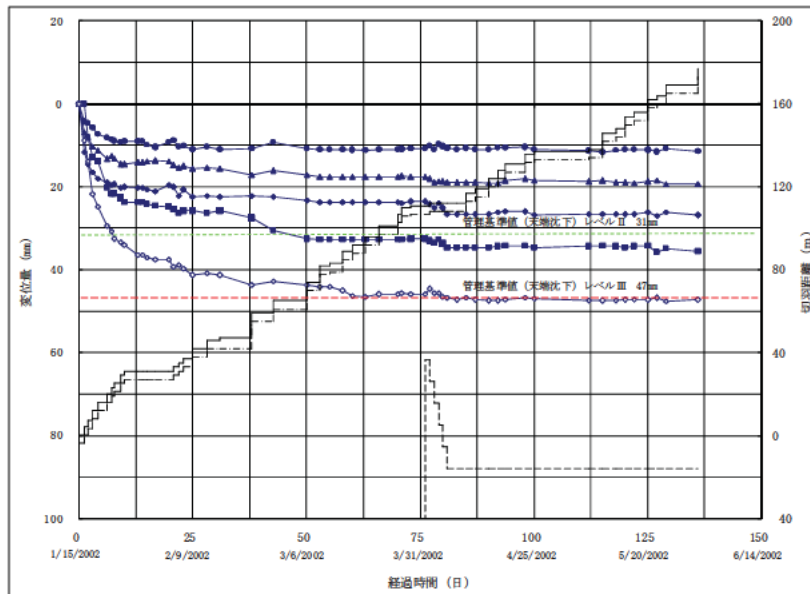
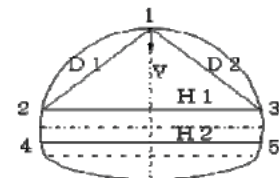


図 3.7 孔内傾斜計の変位分布



計測項目	上半掘削時	最終値
天端沈下	8.9mm	47.3mm
上半水平変位	11.7mm	26.9mm
下半水平変位		35.6mm



*天端沈下 + : 隆起, - : 沈下

*内空変位 + : 拡大, - : 縮小

図 3.8 トンネル変位計測結果

3.3 解析結果

3.3.1 弾塑性有限要素法 (Drucker-Prager) による解析結果

(1) 概要

解析断面は、地すべり方向がトンネルと直交するBブロックのA-A'断面とする。FEM解析モデルは図3.9に示す。境界条件は、両側面の水平変位および底面の全変位がそれぞれゼロとする。なお、トンネルの山側、谷側および地すべり頭部にそれぞれ傾斜計B-2、B-4およびB-1が設置されており、これらの計測値と解析値の比較をすることにより、解析の適用性を検討する。

地層は、図3.9に示すように崩積土と軟岩（水冷破碎帯）の2層に加え、地すべり末端には押さえ盛土が施工されていた。

トンネル掘削は、全断面掘削で解析上では地山の初期応力の解放率を30%、50%および100%として模擬する。初期応力は、自重作用で弾塑性FEM解析から求めた。

解析は、2つケースを想定して行った。Case 1の解析条件は、上述のとおりである。Case 2では、トンネル掘削による崩積土の緩みを考慮して、掘削に伴い崩積土の粘着力を低減させることを解析に取り入れた。

解析フローは、図3.10に示す。

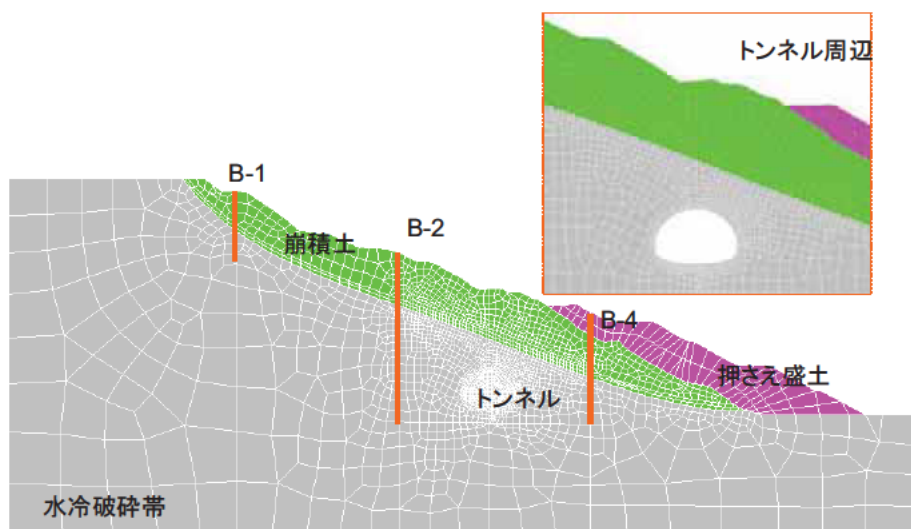


図 3.9 FEM 解析モデル（境界条件：側面の水平変位=0、底面の全変位=0）

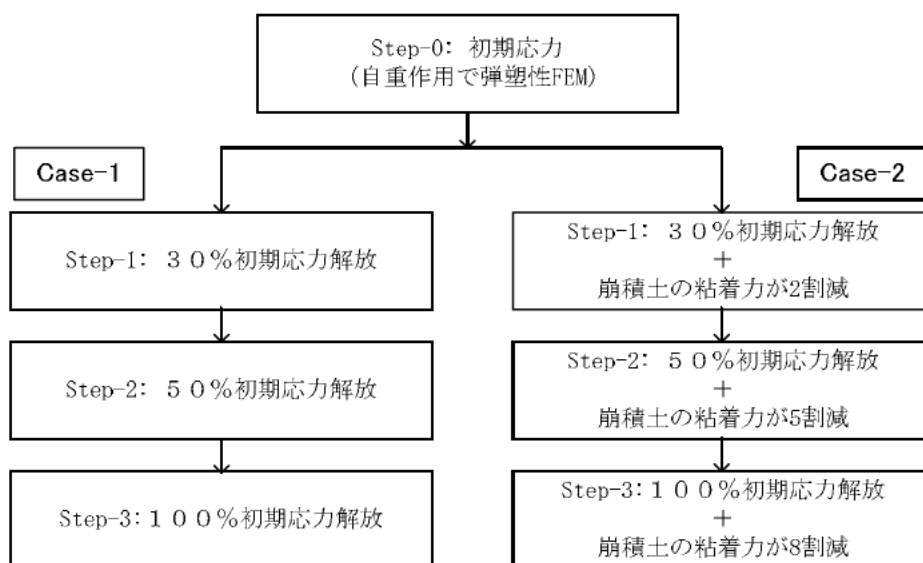


図 3.10 解析フロー

(2) Case 1 の解析結果

トンネル掘削前の地山条件は、2 つケースが共通であり、自重作用で弾塑性 FEM 解析から求めたものである。その塑性ひずみ分布図を図 3.11 に示す。この初期塑性ひずみ分布図に示したように、トンネル掘削する前に崩積土と軟岩地層境界付近では既に塑性領域が形成されたが、押さえ盛土により塑性領域が貫通していない。トンネルを掘削することにより、地山の応力が再配分されこの初期塑性ひずみがさらに進展し地すべりの活動を誘発すること予想される。これらに対し、弾塑性 FEM 解析から求めた結果を以下に示す。

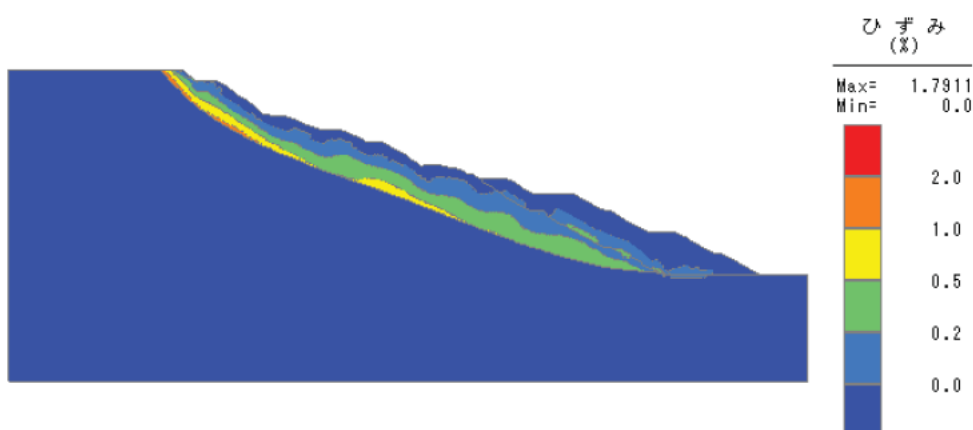


図 3.11 トンネル掘削前の塑性ひずみ分布 (Case-1 と Case-2 が共通)

Case 1 の解析結果の内、トンネル掘削に伴う塑性ひずみ分布図、変位分布図および傾斜計変位の計測値と解析値の比較図を、それぞれ図 3.12~14 に示す。

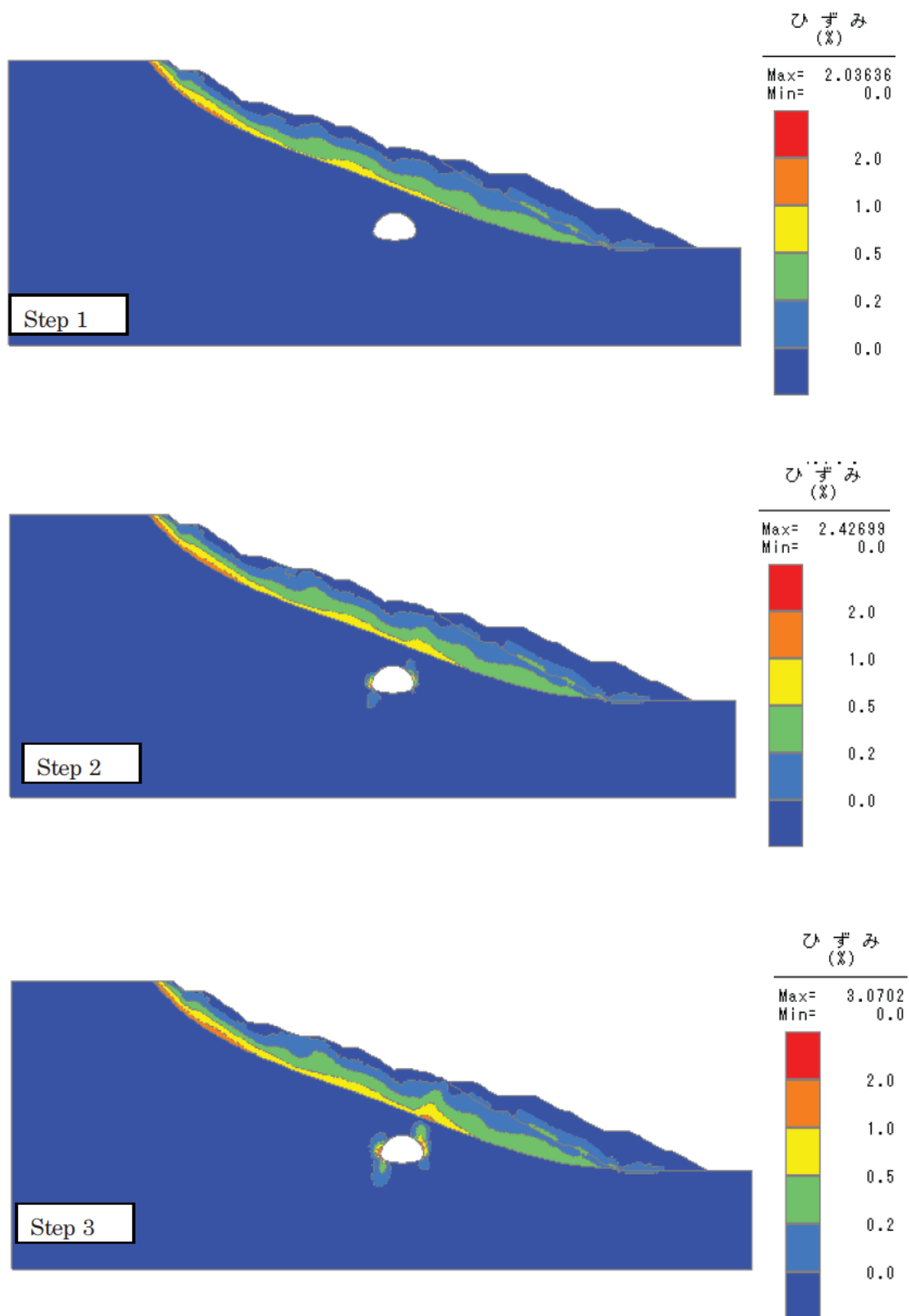


図 3.12 トンネル掘削に伴う塑性ひずみの分布図 (case-1)

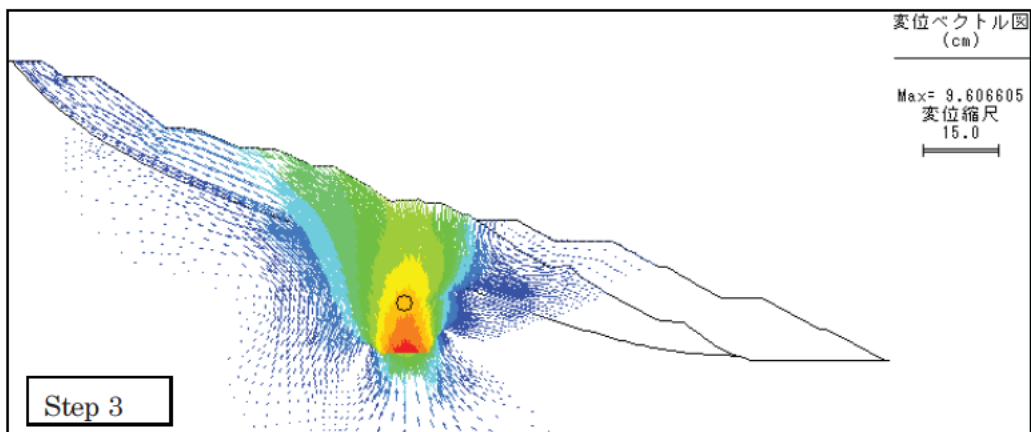
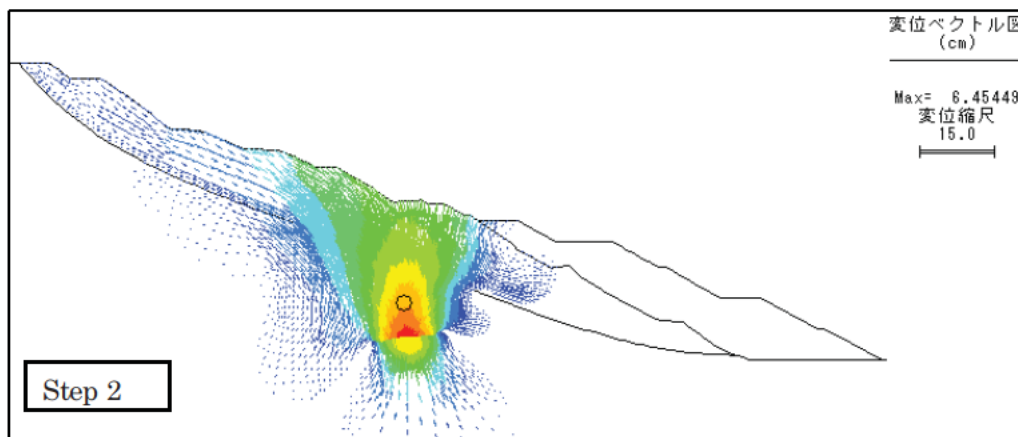
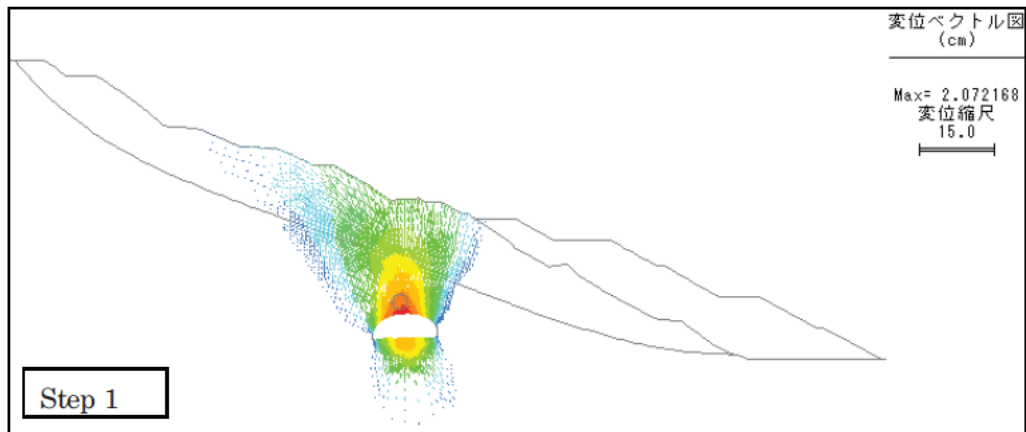


図 3.13 トンネル掘削に伴う変位分布図 (Case-1)

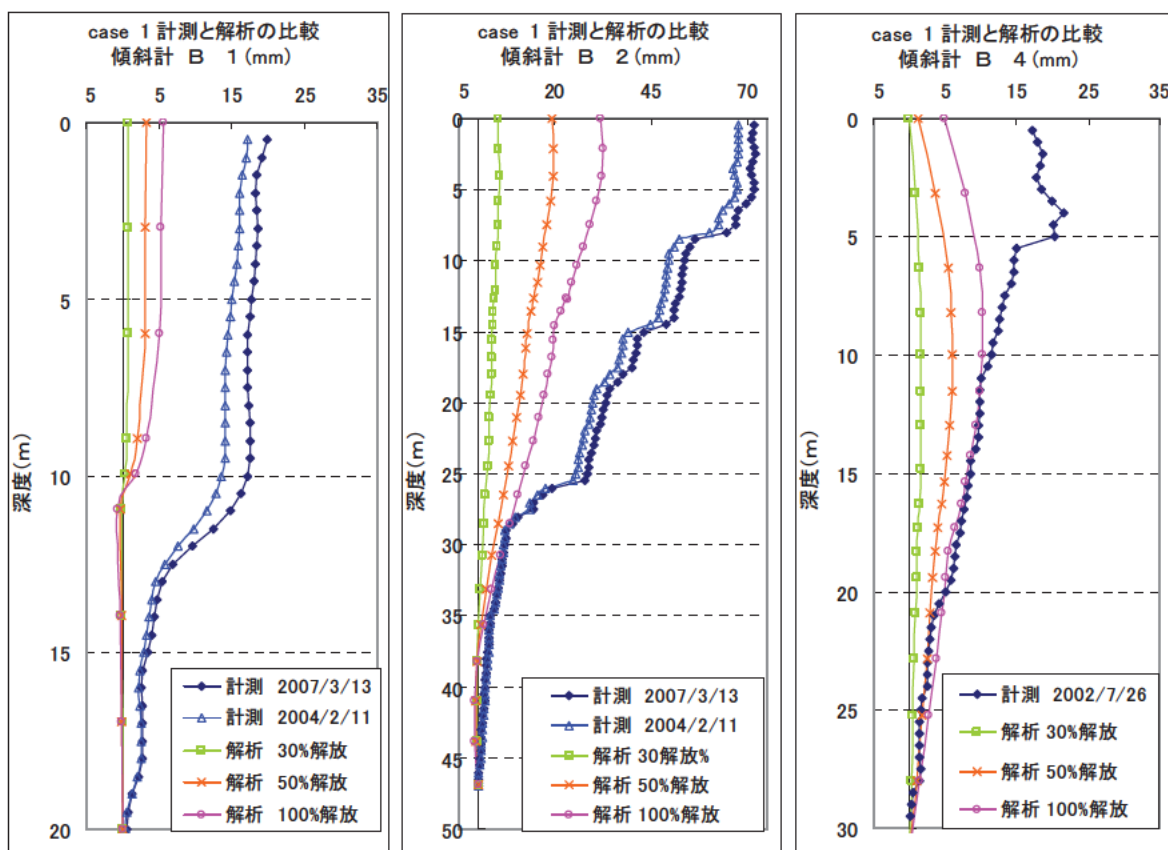


図 3.14 孔内傾斜計変位に対する解析と計測の比較 (Case-1)

(3) Case 1 の解析結果のまとめ

- 塑性ひずみについて (図 3.12)

応力解放率が 30% (step 1) の場合では、トンネル周りには塑性領域がほとんど発生せず、地すべりの塑性ひずみ増加も僅かである。しかし、応力解放率の増加に伴い、トンネル周りには塑性領域が発生し、地すべりの塑性ひずみが進展する。特に step 3 ではトンネル谷側の斜め上方から地表面に向けて塑性領域の貫通するような傾向が見られる。

- 変位について (図 3.13)

トンネル掘削による変位は、step 1 では地すべり的な変位がほとんど見られない。応力解放率の増加に伴い、地すべり頭部からすべり落ち、また末端部では押し出し的な変位も見られる。これらは、塑性ひずみ進展の特徴と一致している。

- 傾斜計について (図 3.14)

解析と計測は一致する傾向が見られる。すなわち、トンネル山側の傾斜計変位は、斜面の下方へすべり落ちしている (B 1, B 2)。一方、谷側の B 4 は、押さえ盛土の効果で頭部の変位が抑えられている。ただし、定量的には応力解放率が 100% としても、解析値は計測値の 1/3 または半分以下の程度である。

(4) Case 2 の解析結果

Case 2 の解析結果の内、トンネル掘削に伴う塑性ひずみ分布図、変位分布図および傾斜計変位の計測値と解析値の比較図を、それぞれ図 3. 15~17 に示す。

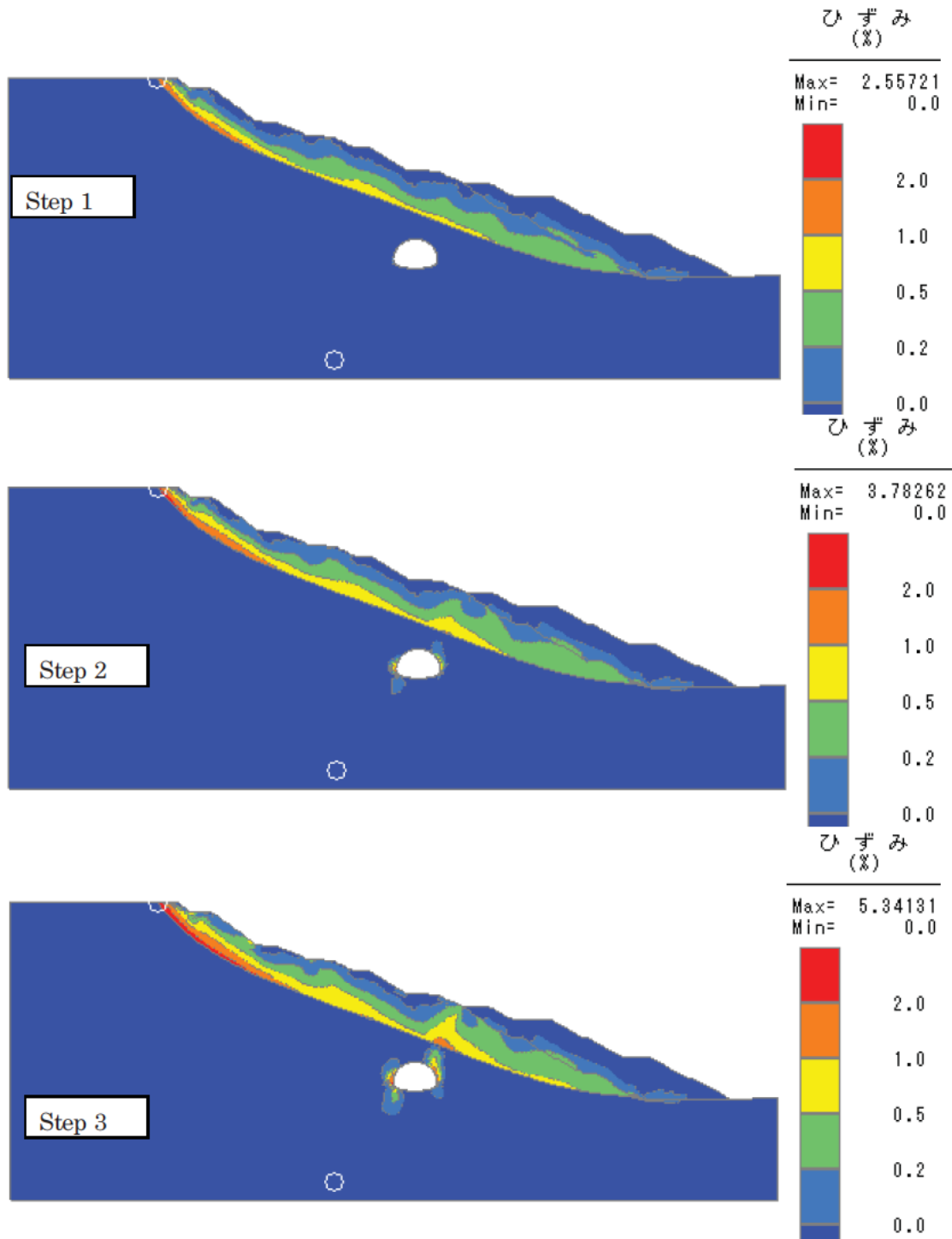


図 3. 15 トンネル掘削に伴う塑性ひずみの分布図 (case-2)

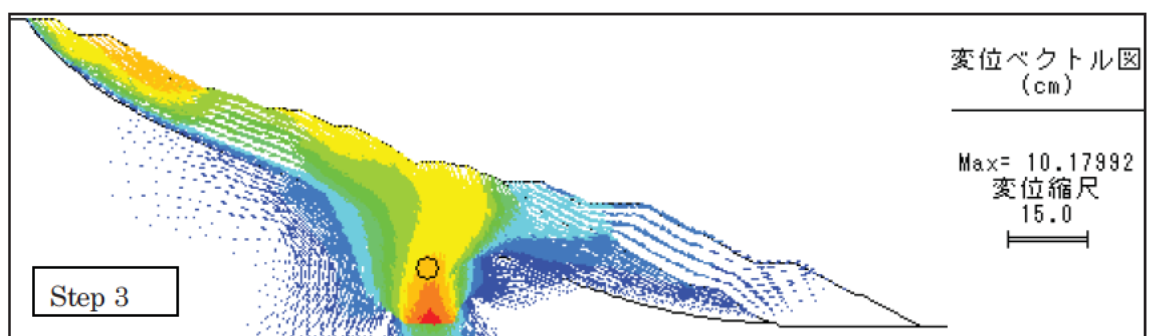
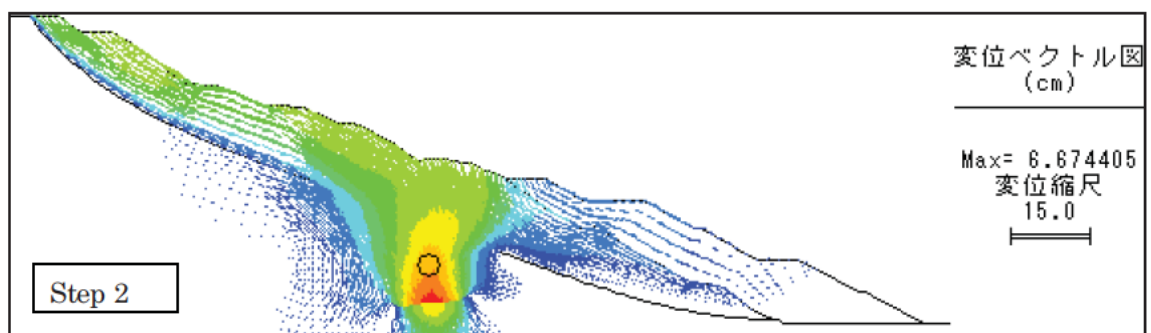
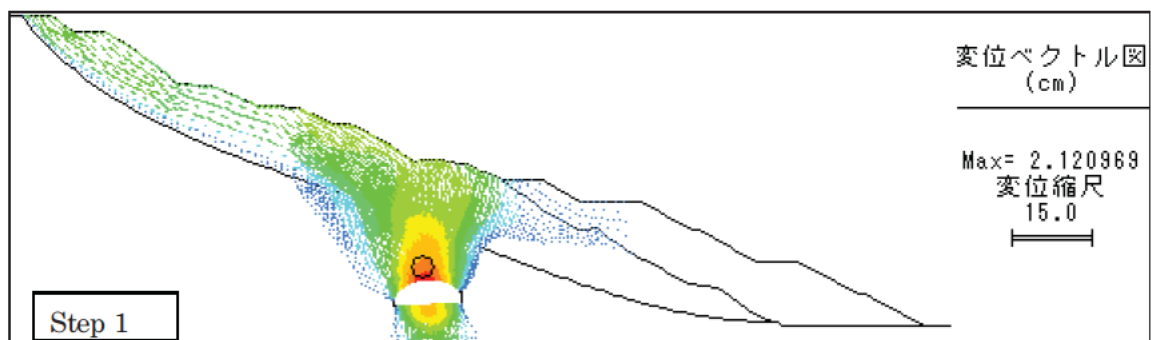


図 3.16 トンネル掘削に伴う変位分布図 (Case-2)

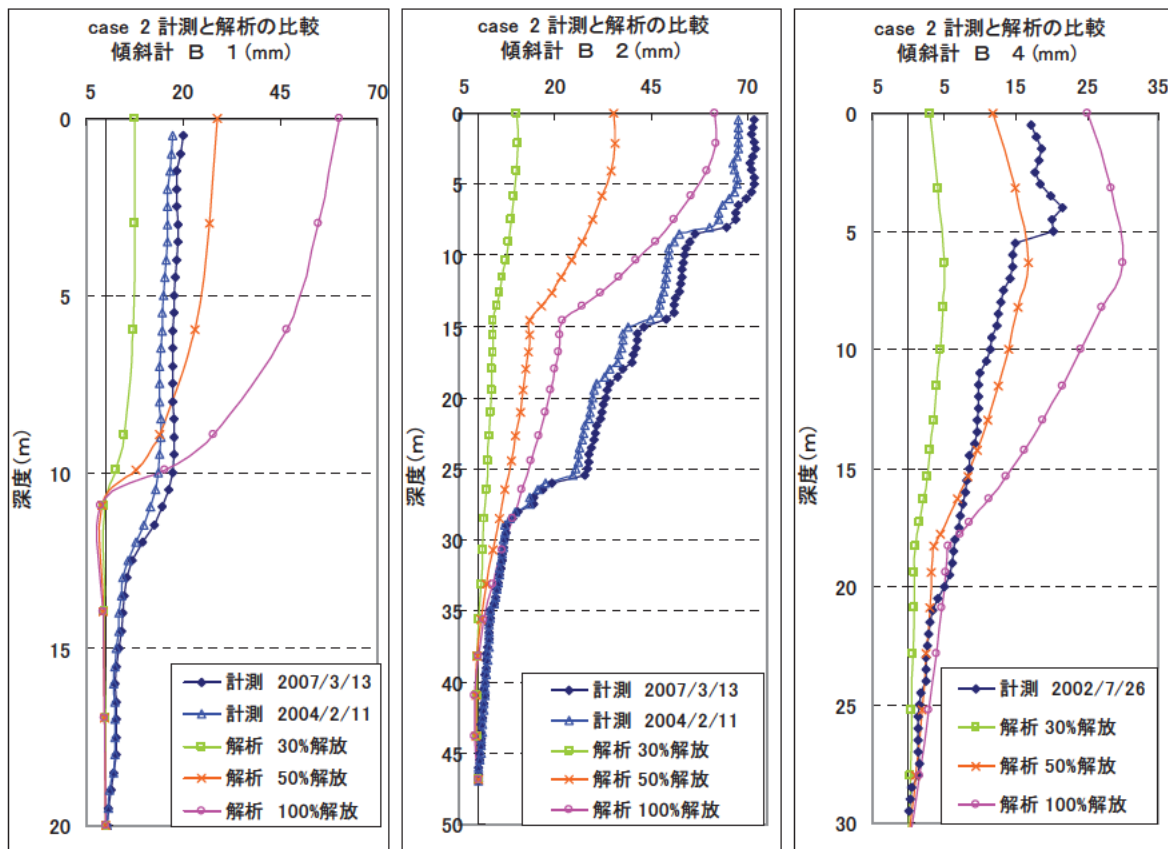


図 3.17 孔内傾斜計変位に対する解析と計測の比較(Case-2)

(5) Case 2 の解析結果のまとめ

- 塑性ひずみについて (図 3.15)

トンネル周りの塑性領域の発生状態は、Case 1 とほぼ同じである。しかし、崩積土の粘着力を低減させたことから、地すべり頭部やトンネル上方付近での塑性ひずみは大きく発達した。特にトンネル谷側の斜め上方から塑性ひずみが進展しほぼ地表面に貫通した。ただし、押さえ盛土付近では大きな進展がなく、盛土の安定効果が大きいといえる。

- 変位について (図 3.16)

Case 1 と比べて地すべり的な変位が顕著に見られる。これはトンネル掘削と崩積土粘着力の低減の両方から影響されたものと考えられる。ただし、応力解放率が大きい場合には、トンネル掘削の影響がより大きくなり地すべり変位がトンネル内に流れ込む傾向が見られる。これは、塑性ひずみがほぼ地表面に貫通したことと一致している。

- 傾斜計について (図 3.17)

トンネル両側付近の傾斜計 B 2 と B 4 に関して、応力解放率が 50% の場合で解析と計測は概ね

一致する（ただし、B 2 は深度 25~26m 付近ですべり層を想定）。一方、トンネルから遠く離れた地すべり頭部での傾斜計 B 1 に関しては、傾向的に一致しない。これはトンネル掘削に伴って崩積土の粘着力低減を過大に評価したものと思われる。すなわち、トンネル掘削による崩積土の緩みはトンネル上方の近傍領域には大きい、遠方では小さいと考えられる。

(6) まとめ

今回の解析対象である引佐第二トンネル B ブロック地すべりは、トンネル掘削する前に押さえ盛土が施工され、地すべりが活動していないことが確認されていた。しかし、トンネル掘削に伴い地すべりの変位は、ほぼトンネルの変位と連動して発生する特徴が見られた。すなわち、トンネルに変位が発生すると地すべりの変位も進行する。トンネルのインバートが閉合し変位が収束すると、地すべりの変位も落ち着く。このような特徴を考慮して、2 つケースの弾塑性 FEM 解析を行った。

Case 1 では、トンネル掘削の影響のみを考慮して、トンネル掘削面における初期応力を段階的に解放させることにより弾塑性解析を行った。解析結果から以下のことが示された。

- ・ 応力解放率が 50%以上で、トンネル周りにはある程度の塑性領域が形成されると地すべり変位が発生する。トンネル谷側の斜め上方から地表面に向けて塑性ひずみが発達するとともに、地すべり的な変位、つまり、地すべり頭部からすべり落ち、中腹ではトンネル内に流れ込み、末端部でははらみ出し、といった変位挙動が顕著に現れている。このような変形挙動に対して弾性 FEM 解析では表現できないことから、弾塑性 FEM 解析の適用性が示された。
- ・ 傾斜計の計測変位の特徴は、トンネルの山側 (B 1, B 2) では斜面下方へすべり落ち、谷側 (B 4) では押さえ盛土より頭部で変位が抑えられたなどが挙げられる。これらに対しては、解析結果は概ね一致する傾向を示した。ただし、定量的には応力解放率が 100%としても、解析値は計測値の 1/3 または半分以下の程度である。

Case 2 では、Case 1 の解析結果を踏まえて、トンネル掘削による崩積土の緩みを考慮して崩積土の粘着力を低減させた解析を行った。解析結果から以下のことが示された。

- ・ トンネル周りの塑性ひずみは Case 1 とほぼ同様であるが、地すべり頭部やトンネル上方付近では塑性ひずみは大きく発達した。これは崩積土の粘着力を低減させたことによるものである。特にトンネル谷側の斜め上方から塑性ひずみが大きく進展し地表面に貫通した。これによって地すべり変位は大きくなり、50%の応力解放率の段階で傾斜計の変位をほぼ再現できた。ただし、B 1 と B 2 については、想定したすべり層の深度はより深い位置にあると考えられる。
- ・ 押さえ盛土付近では塑性ひずみの大きな進展がないことから、盛土による地すべりの安定性は維持されたといえる。

今回で行った弾塑性 FEM 解析は、孔内傾斜計で示した地すべり変位の特徴をある程度再現できたと考えられる。特に塑性ひずみの進展は地すべり変位に大きく影響することが示された。したがって、解析精度を高めるためには、地層区分、各地層の物性値を適切にモデル化することが重要であり、そのための地質調査、試験および評価分析が必要である。

3.3.2 弾塑性有限要素法 (Mohr-Coulomb) による解析結果

(1) 解析概要

以下に解析概要を示す。

- ①断面 2 次元 FEM (間隙水の流動は考慮しない) を利用して解析を実施する。
- ②検討断面は B ブロック地すべり横断とする。
- ③トンネル掘削と地すべりの影響を個別に考える。
- ④トンネル掘削の工程は簡略化し、変形パターンの傾向を把握する。
- ⑤トンネル掘削は下り線のみに限定する。下り線掘削により、地すべりが活動し出した。上り線は早期リング閉合により、顕著な地すべりは発生していない。
- ⑥崩積土の力学モデルは関口・太田モデルと線形弾性モデルの 2 パターンの解析を実施した。その他の層については線形弾性モデルを採用した。
関口・太田モデルのパラメータは、それを決めるための試験結果がないので、軟弱粘土の一般値を採用した。

(2) 施工工程の簡略化

トンネルの施工工程は複雑であるが、解析では以下のように簡略化した。

- ①トンネル掘削は 3 次元的な取り扱いが必要であるが、2 次元として取り扱う。
- ②掘削過程は簡略化する。掘削過程は応力解放を分割し、上半掘削 (一部解放)、支保工設置などの工程を考慮できるが、今回の検討では行わない。
- ③ロックボルトは棒要素でモデル化できるが、変位に大きな差はないことから、今回の検討では考慮しない。
- ④トンネル工程と地すべり発生を完全に分ける。
- ⑤トンネル掘削の応力解放は 100%とする。解放応力はトンネル部に作用している応力に基づいて、掘削相当外力をトンネル周面に節点力として与える。

(3) 解析工程の概要

解析工程の概要は以下の通りである。①～④までは、通常の FEM 解析でよく行われる工程であるが、トンネル掘削だけでは実測値の変形傾向と変位量が再現できなかった。地すべり変位の過程を調べるために、⑤の工程として別途地すべり力的な外力を作用させて解析を実施した。

- ①初期自重解析
- ②押え盛土
- ③下り線掘削
- ④下り線完了
- ⑤地すべり発生工程

(4) 地すべり力の表現方法

地すべり土塊（崩積土）に作用しているせん断方向の応力 τ_{xy} を荷重（地すべり力）に置き換え、徐々に作用させることで地すべりの挙動を表現した。せん断抵抗が徐々に消失していく過程を、残留強度まで強度が低下すると考え、解析上便宜的にこのような方法で表現した。

図 3.18 は全体のせん断応力コンタ図で色が濃いほど値が大きい。せん断応力は方向によって符号が異なるが、0 を基準として絶対値が大きいほど色を濃く表示している。

図 3.19 は地すべり土塊部分を拡大し、ラインコンタで表示した図である。

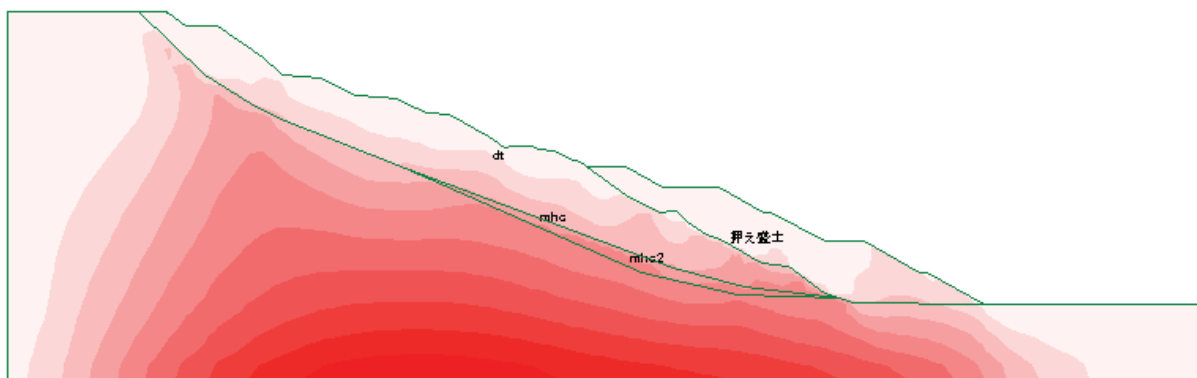


図 3.18 初期自重計算後のせん断方向応力 (τ_{xy}) コンタ図

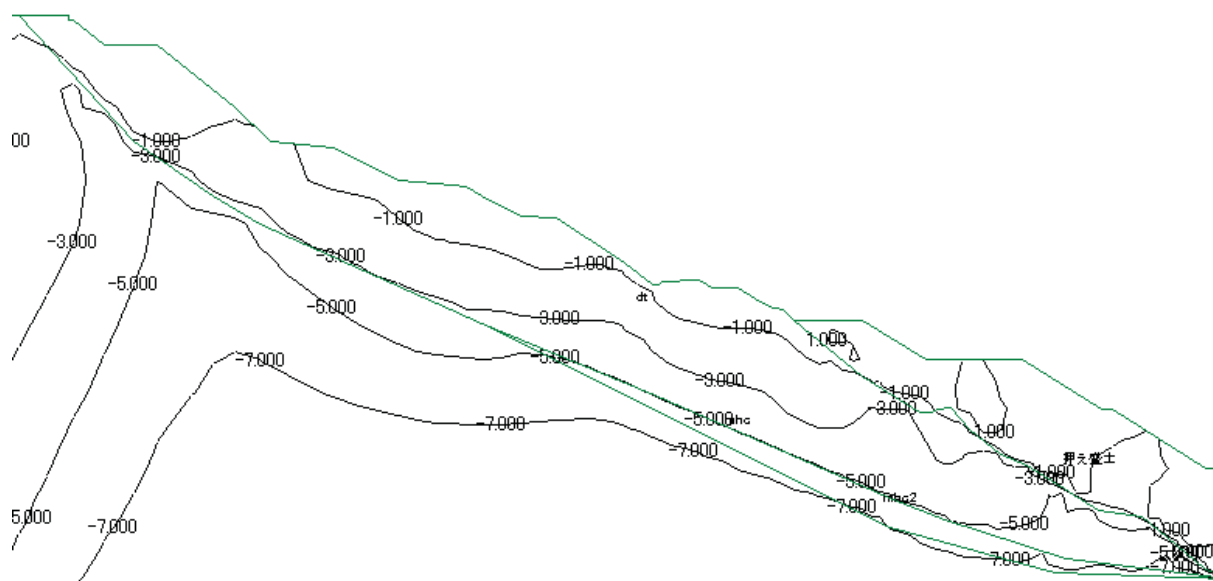


図 3.19 初期自重計算後のせん断方向応力 (τ_{xy}) コンタ図 $\times 10^{-1}$ した値で表示

上記の方法を図 3.20 の 1 要素のモデルで簡単に説明を行う。せん断剛性は入力パラメータであり、弾性論ではヤング係数とポアソン比により決定される。作用荷重 H は作用外力であり、ここでは入力条件となる。荷重 H に対してせん断剛性に応じたせん断ひずみ γ とせん断応力 τ が計算結果として得られる。

ある初期状態の要素に荷重 H を作用させて単純せん断させると、B のような状態になる。この状態で力の釣り合いがとれて静止した状態になる。せん断応力はせん断剛性にせん断ひずみを掛けることにより得られる。

作用荷重 H は同じ状態で B の状態からせん断剛性を低下させると、せん断剛性が低下した分だけのせん断ひずみが発生する。力の釣り合いのバランスが崩れ、せん断剛性低下後に対する力の釣り合いがとられ C の状態になる。B と C では作用荷重は同じなのでせん断方向の応力 τ は同じで、せん断ひずみだけが増加する。FEM 解析の場合には、ある時点で材料を変更しても、それは単に材料定数を変更させるだけであって、剛性が低下した状態で再計算を行うか、作用応力を外力に置き換えるかの処理が必要になる。線形弾性モデルでは重ね合わせの原理が成り立つので、剛性低下前と剛性低下後の変位の差分を取れば、剛性低下に相当する変位が得られる。関口・太田モデルのような応力依存型のモデルでは、このような重ね合わせの原理が成立しないので、現象は複雑である。応力依存型のモデルを用いる場合には、まだまだ改良の余地が残されている。

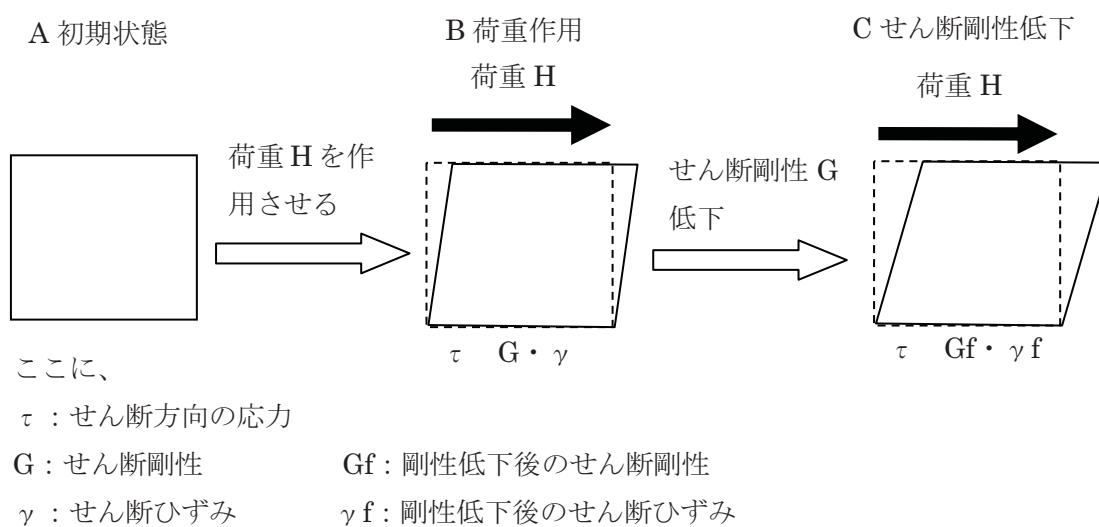


図 3.20 せん断剛性低下に関する模式図

(5) 解析条件

表 3.4 に関口・太田モデルで用いた物性条件一覧表を、図 3.21 に解析領域図を、図 3.22 に解析メッシュ図を、図 3.23 に解析工程概要図をそれぞれ示す。

表 3.4 物性条件一覧表 (関口・太田モデル)

Name	γ_t (kN/m^3)	λ	Λ	e0	M	D	K_0	ν	ΔP_c (kN/m^2)	k (cm/sec)	λk
崩積土	18.0	0.43	0.900	2.00	1.200	0.109	0.500	0.333	0.00	1.00E-07	0.43

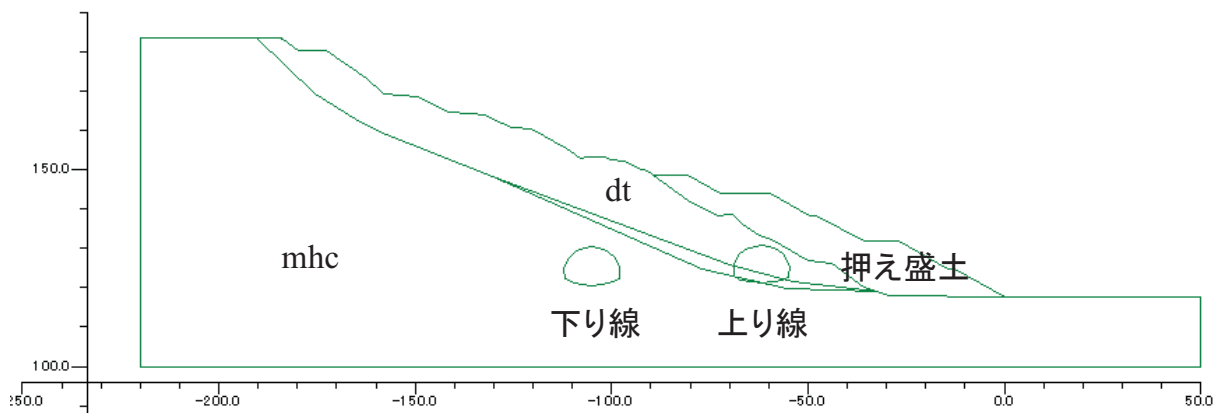


図 3.21 解析領域図

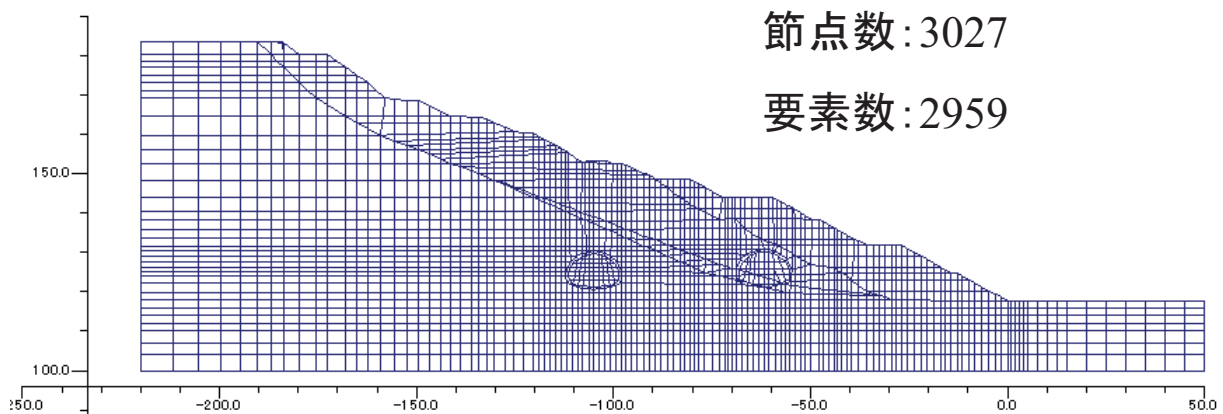


図 3.22 解析メッシュ図

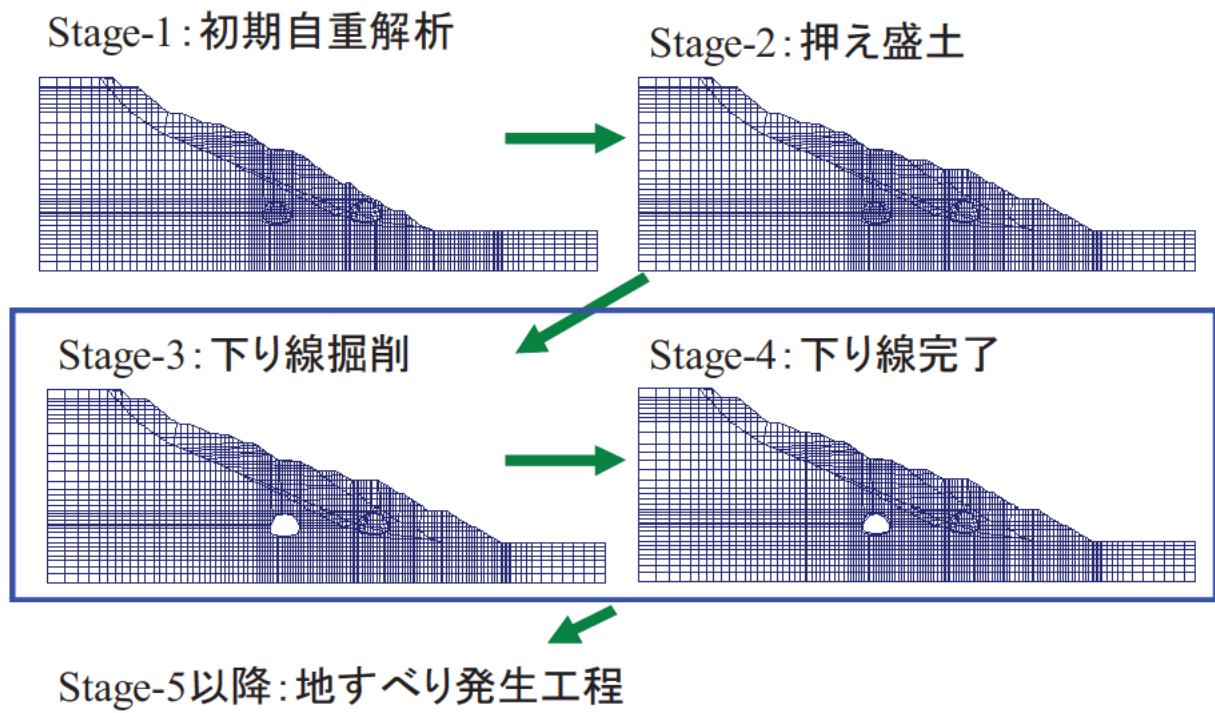


図 3.23 解析工程概要図

(6) 解析結果の概要

① トンネル掘削による変位（線形弾性）

トンネル掘削によりトンネル部に向かう変位が発生する。トンネルの上端は沈下、下端は隆起する。下図はトンネル掘削のみの外力による変形図である。

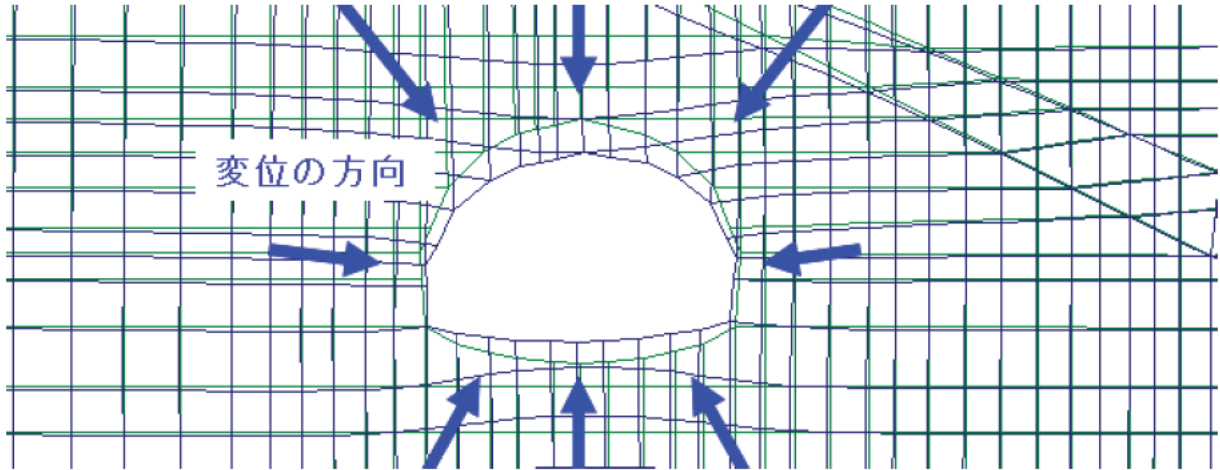


図 3.24 トンネル部のメッシュ変位図（トンネル掘削後）

トンネル掘削により地すべり土塊も変形するが、変位の方法は地すべりのすべり方向とはならず、トンネル部へ向かう変位が発生している。下図はトンネル掘削のみによる変形図である。関口・太田モデルを使用したケースでも同様な傾向になった。

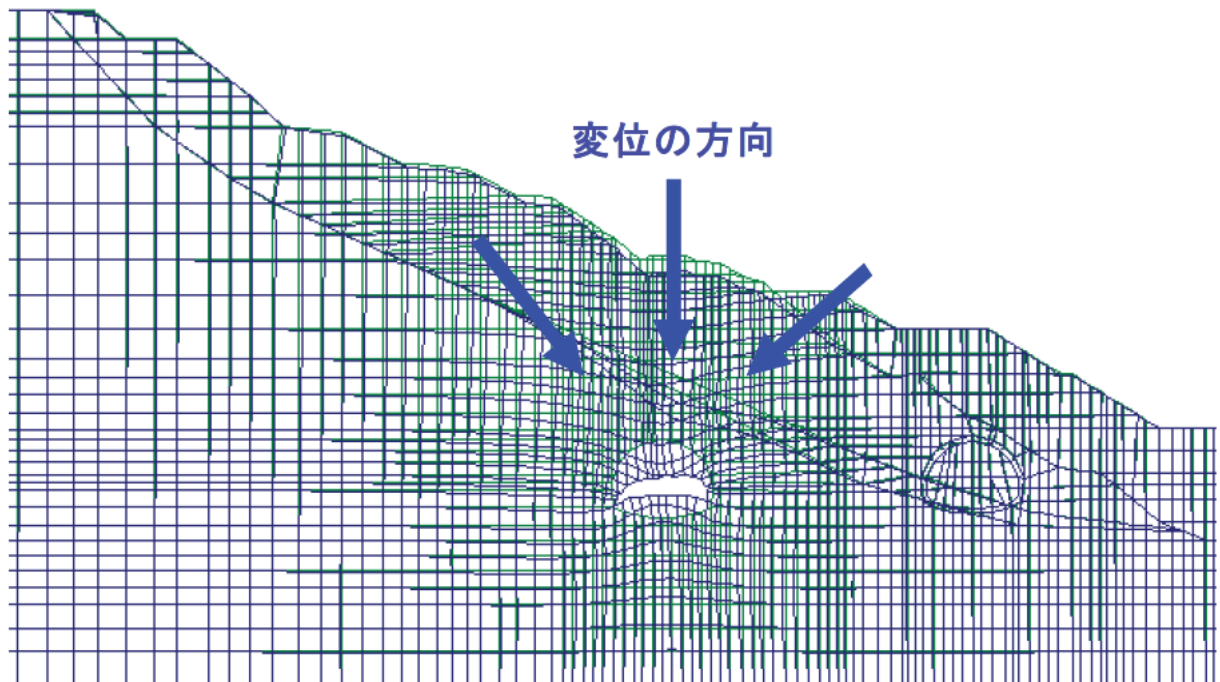


図 3.25 地すべり土塊のメッシュ変位図（トンネル掘削後）

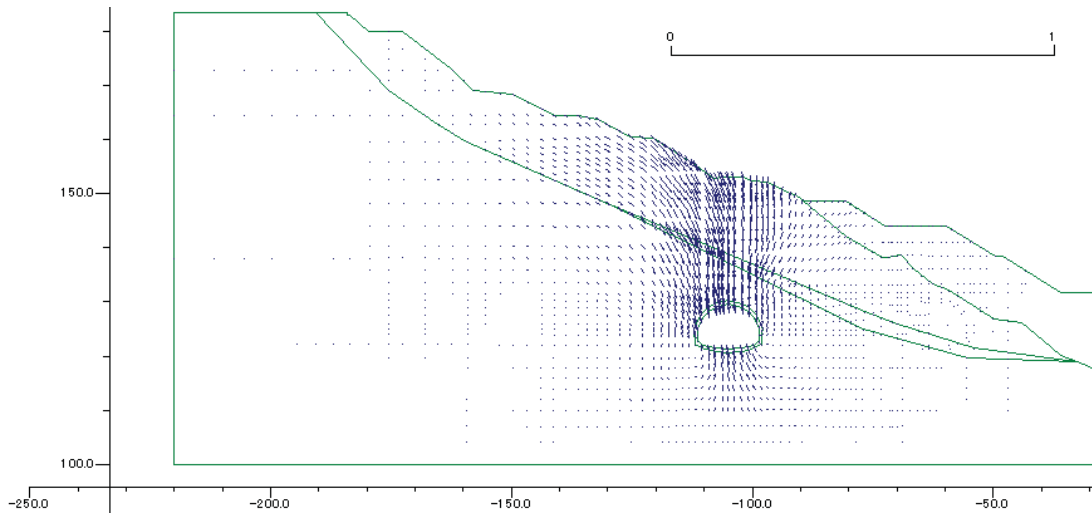


図 3.26 トンネル掘削時変位ベクトル図（関口・太田）

②地すべり力による変位（線形弾性）

地すべり力を徐々に作用させた計算では、トンネルはすべり方向に徐々に変位する傾向が得られた。

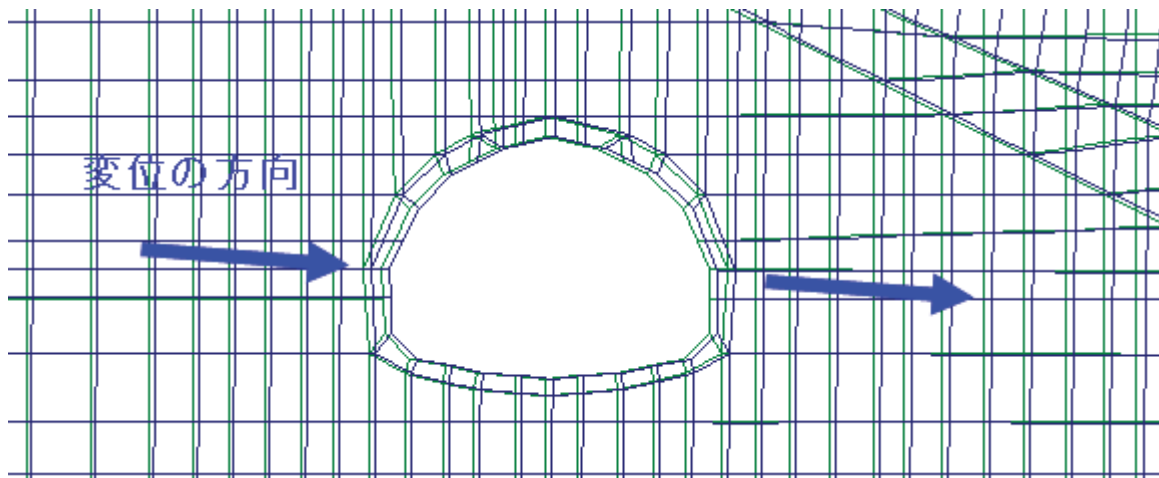


図 3.27 トンネル部のメッシュ変位図（地すべり力作用後）

地すべり力を徐々に作用させた計算では、地すべり土塊は徐々にすべり方向に向かって変形が進行した。実測変位もこのような傾向にあり、トンネル掘削だけではこのような傾向は得られなかった。

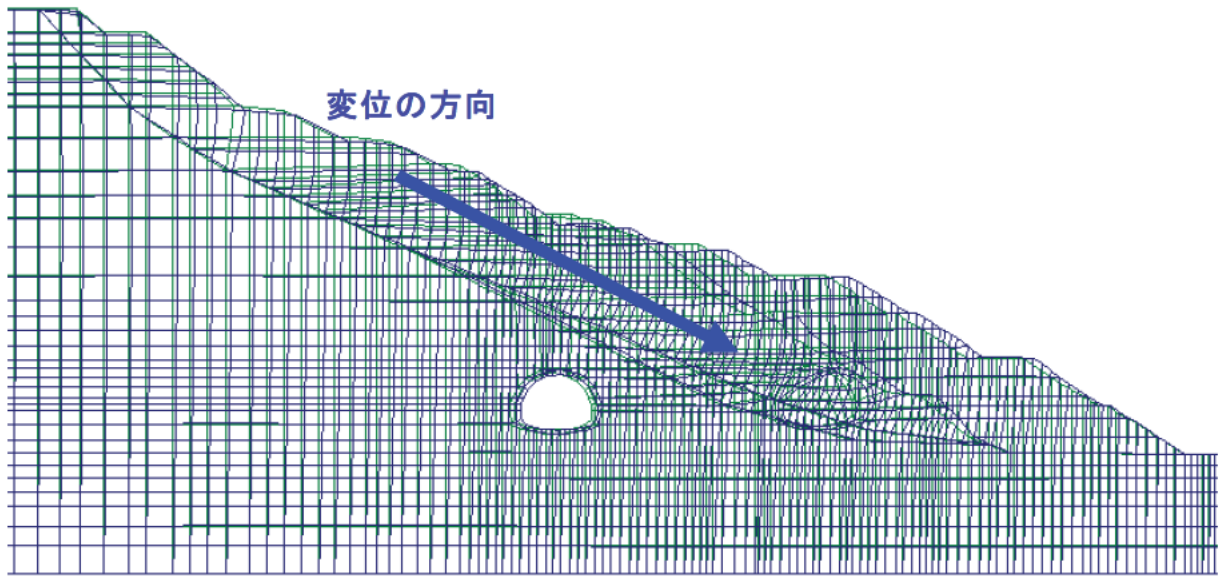


図 3.28 地すべり土塊のメッシュ変位図（トンネル掘削後）

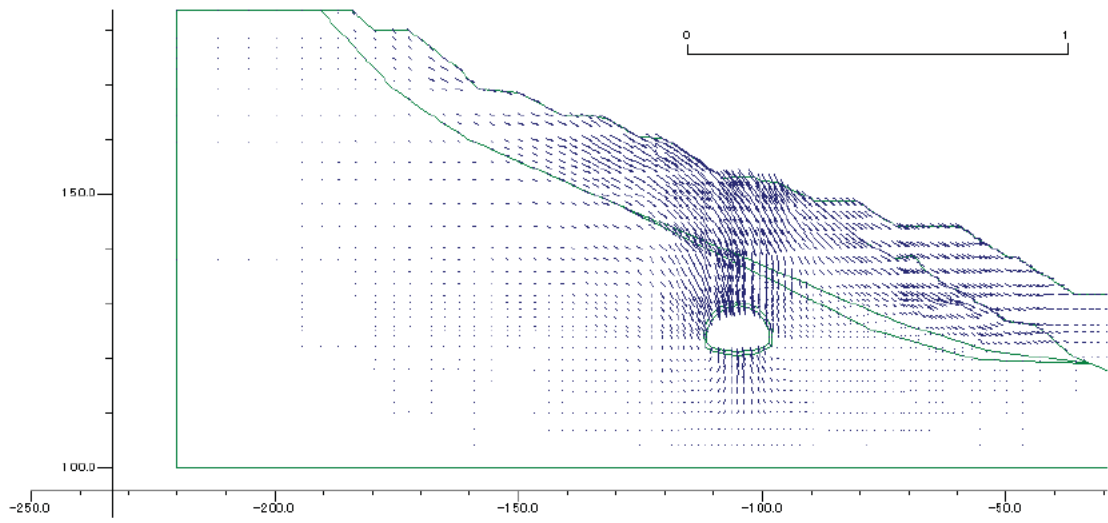


図 3.29 地すべり力 5%変位ベクトル図（関口・太田）

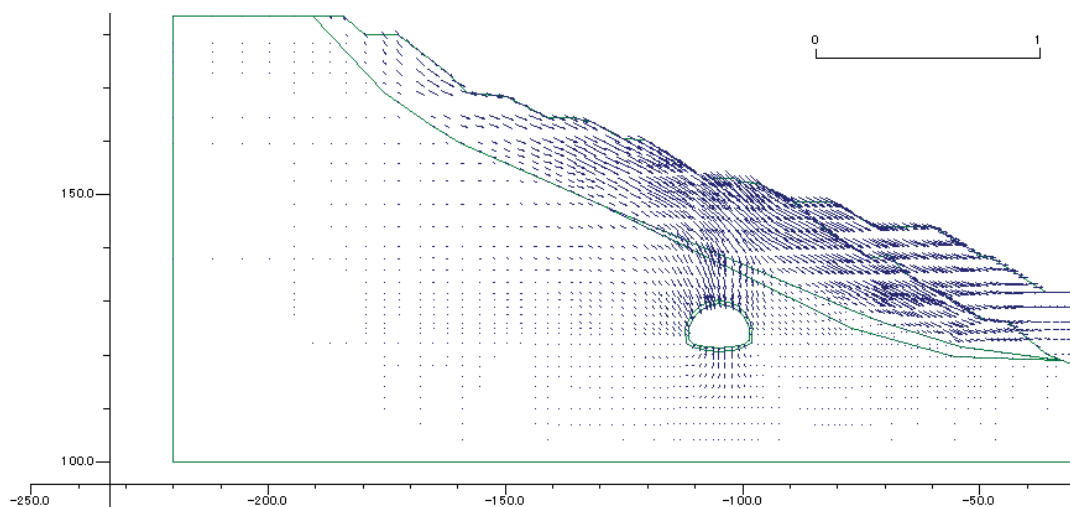


図 3.30 地すべり力 10%変位ベクトル図（関口・太田）

(7) 解析値と実測値の比較

解析値と実測値の比較検討を行った。地すべりによるトンネル部の変位と地すべり土塊の変位について解析結果の整理を行った。

① トンネル部の変形

図 3.31 に線形弾性モデル、図 3.32 に関口・太田モデルによるトンネル部の変位図を示す。この変位図はトンネル部の 5 地点における移動量を示した図である。関口・太田モデルと線形弾性モデルでは、変位量と変位の傾向がほとんど変わらない結果となった。トンネル掘削部は軟岩部分に相当するが、軟岩部の力学モデルは両者とも同じ線形弾性モデルであるため差が出なかったと考えられる。

トンネル掘削後の計算変位量は、トンネル部に向かう変位となっているが、地すべり力を考慮することにより、実測変位の傾向にやや近づいた。

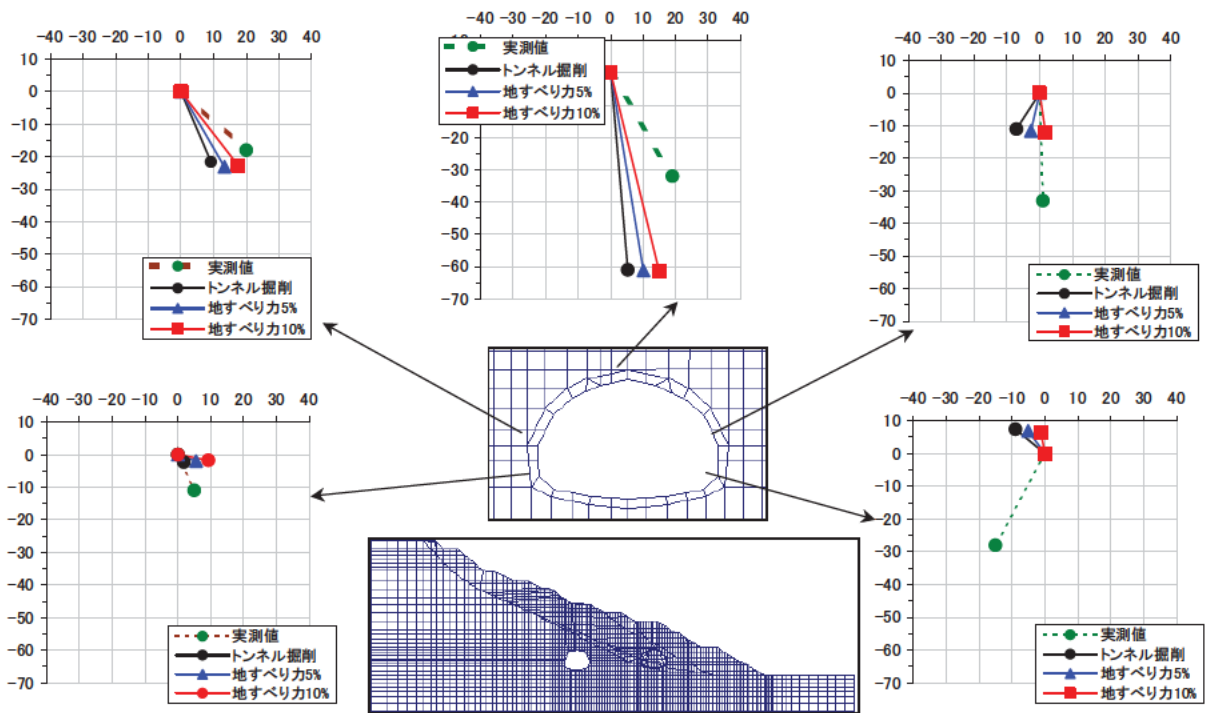


図 3.31 トンネル部の変位図 (線形弾性)

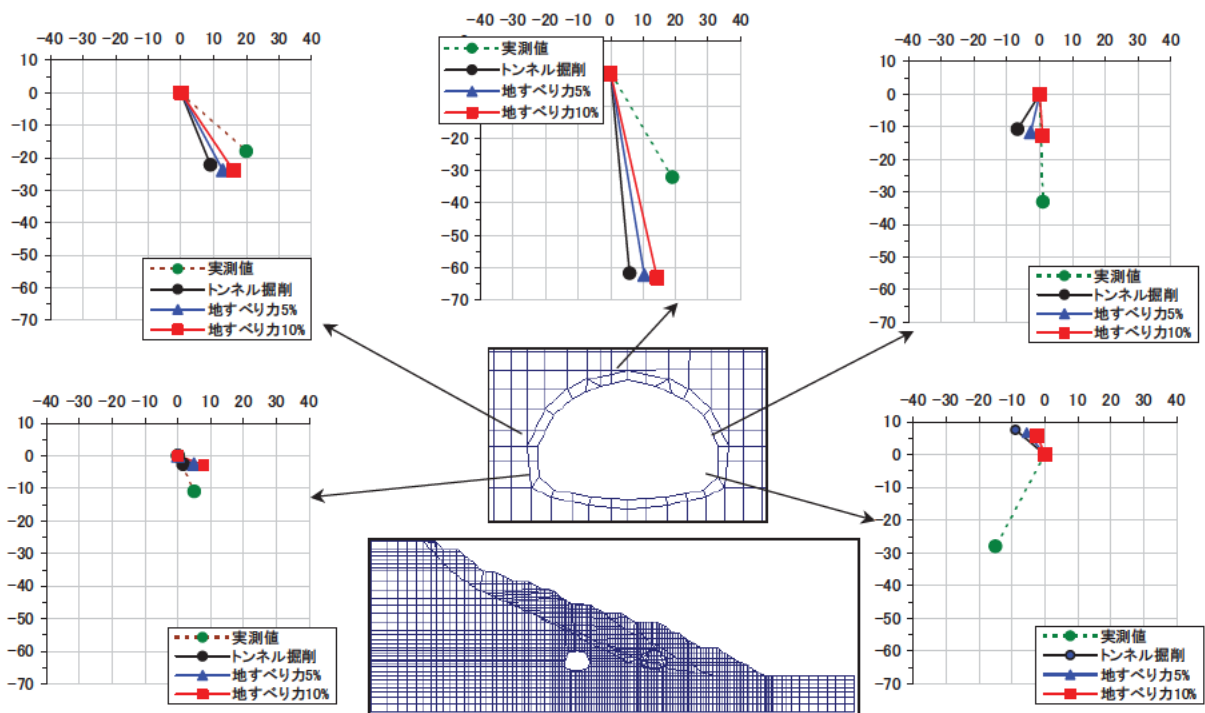


図 3.32 トンネル部の変位図 (関口・太田モデル)

②地すべり土塊の変形

図 3.33 に線形弾性モデル、図 3.34 に関口・太田モデルの計算値と実測値の比較結果を示す。
3 地点の地すべり土塊の深度方向における水平変位分布の比較を行った。

トンネル掘削のみによる計算変位量は、実測変位よりもかなり小さめになっている。南軟岩部分ですべり方向の変位となっているが、地すべり土塊はほとんど変位しなかった。

地すべり力を 15%程度まで徐々に与えた計算では、地すべり土塊は徐々にすべり方向に変位し始めた。線形弾性モデルで 15%程度の地すべり力、関口・太田モデルで 5%~15%程度の地すべり力を与えると比較的実測値の傾向を近似できた。

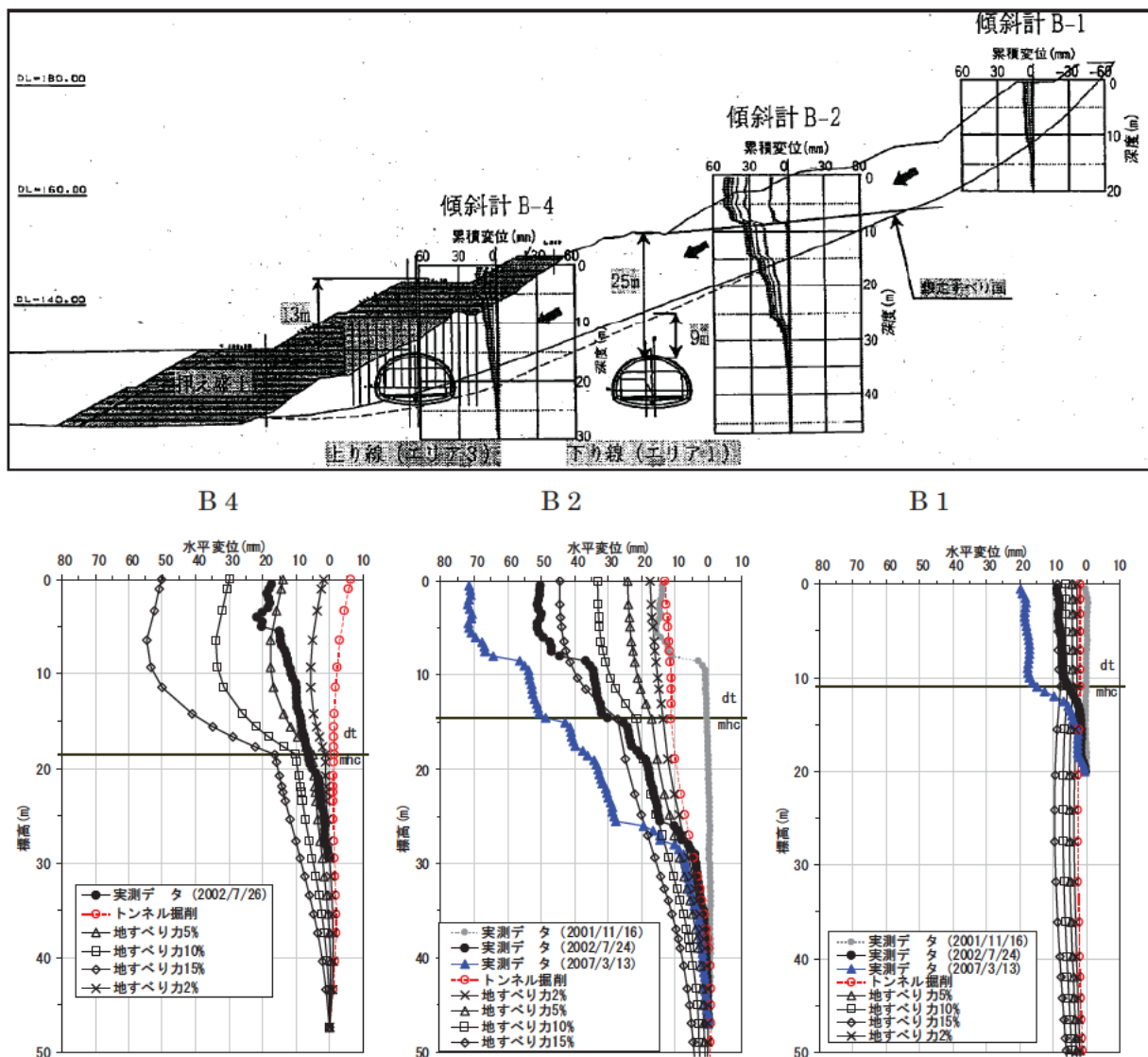
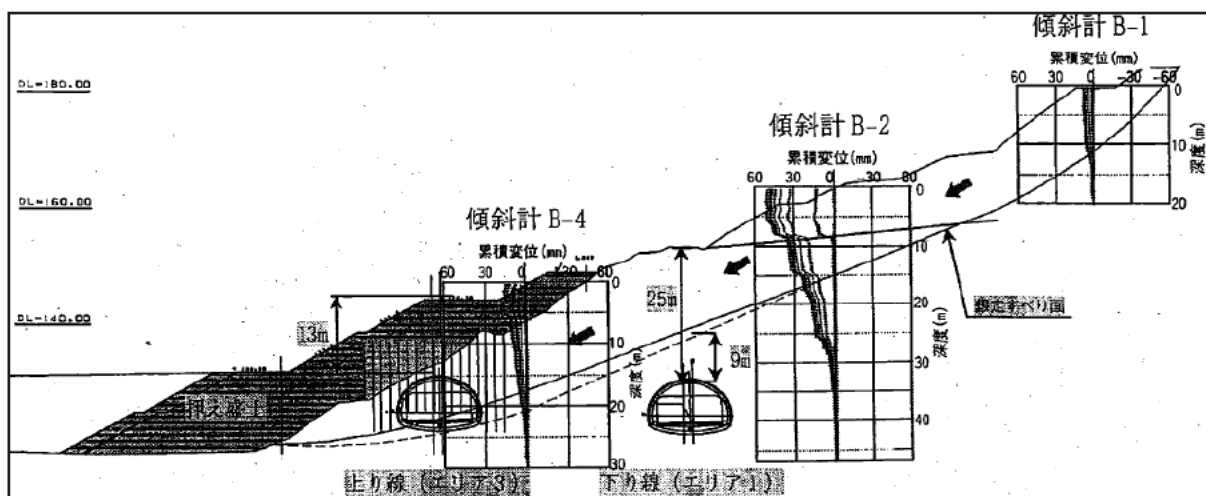


図 3.33 水平変位深度分布図 (線形弾性モデル)



B 4

B 2

B 1

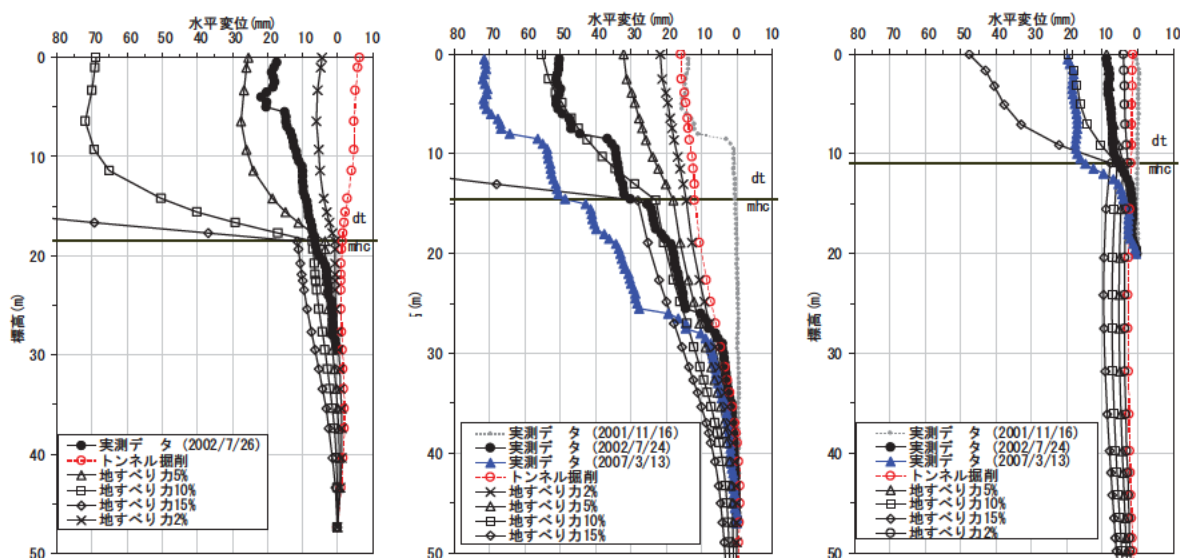


図 3.34 水平変位深度分布図 (関口・太田モデル)

③地すべり力と変位の関係

図 3.35、図 3.36 に 3 地点 (B 4、B 2、B 1) の観測点天端位置の水平・鉛直変位と地すべり力の関係をプロットした。線形弾性モデルでは、地すべり力と変位はほぼ直線的な関係にあり、地すべり力の増加に伴って、線形的に変位が進行する。関口・太田モデルでは、地すべり力が 10% 付近から変位が急増し始める傾向にある。地すべり力の増加に伴って、変位増分は増加する傾向にあり、ある段階で崩壊に至ると考えられる。

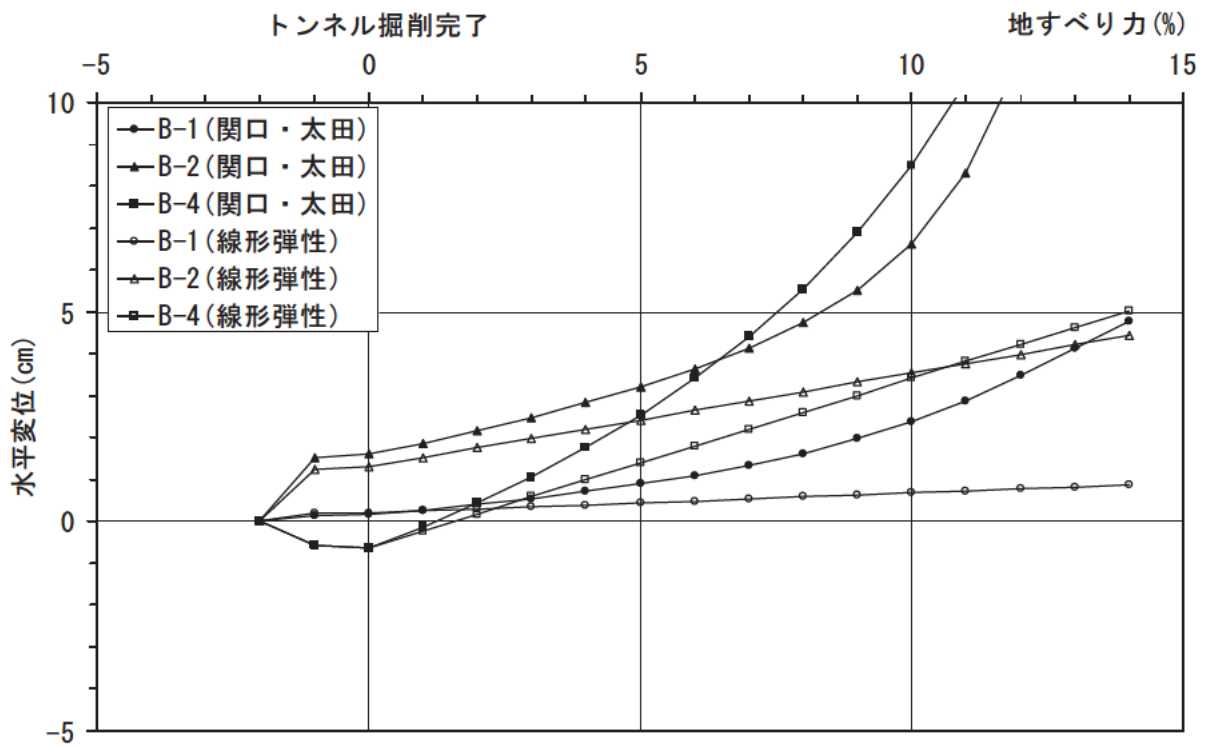


図 3.35 観測点天端位置水平変位～地すべり力図

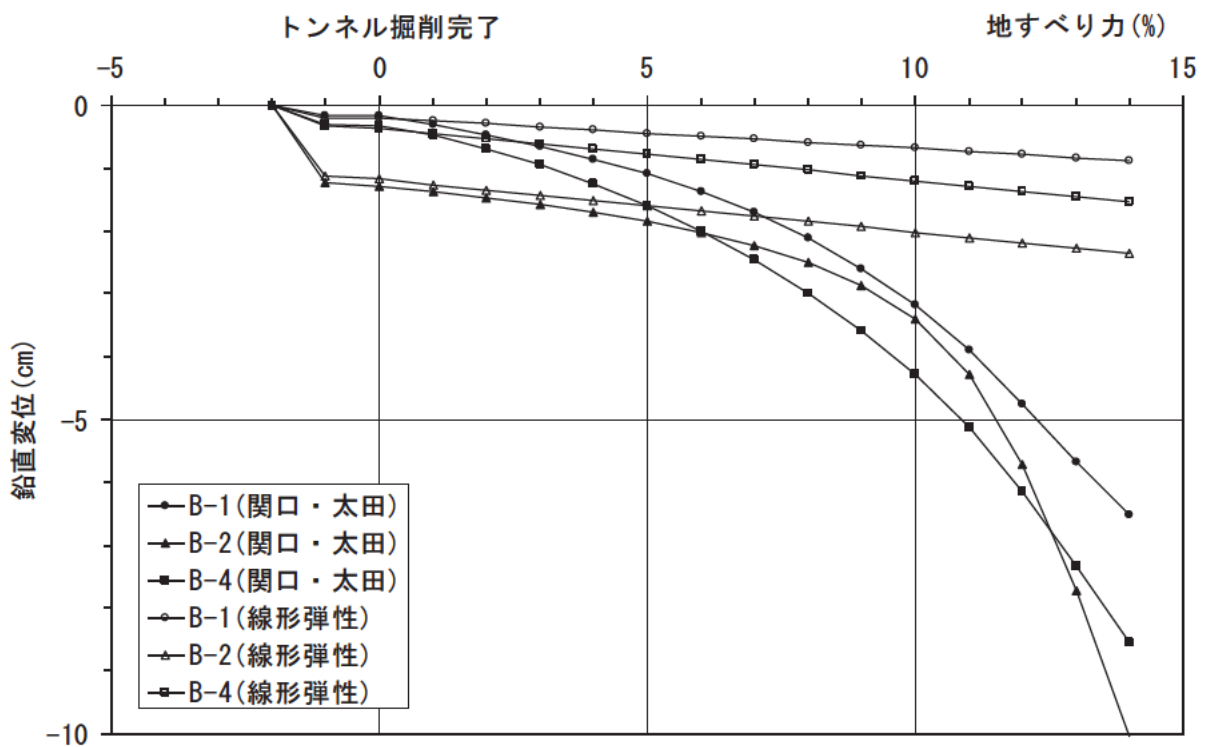


図 3.36 観測点天端位鉛直変位～地すべり力図

(8) まとめ

- ①トンネル掘削により弾性的な変位を示す場合には、地すべり土塊はトンネル方向へ変位し、地すべり土塊全体がすべり方向に変位するような傾向にはならなかった。
- ②地すべり力を考慮することにより、地すべり方向の変位が発生した。
- ③本検討地区では、線形弾性モデルで 15%程度の地すべり力、関口・太田モデルで 5%～15%程度の地すべり力を与えると比較的実測値の傾向を近似できた。

(9) 今後の課題

- ①どの程度の変位で地すべりが再活動を始めるかが明確でなかった。
- ②トンネル変位の収束により地すべりの活動が停止すると考えられるが、今後の活動に対する条件が明確でなかった。

3.3.3 有限差分法による解析結果

(1) 解析モデル

解析モデルを図 3.37 に示す。地層構成は、崩積層と軟岩で構成される第 1 層と第 2 層に加え、押え盛土の計 3 層から構成されている。解析境界については、解析結果に大きな影響を与えないよう、トンネル断面から 3D 程度の離隔を設定し、境界条件については、地表面を自由面とし、底面を水平ローラー、側面を鉛直ローラーと設定した。地盤の構成則については Mohr Coulomb 則を採用し、全応力解析を実施した。

トンネル掘削のモデル化については、全断面・無支保掘削とし、応力解法率を 30%・100%と設定した。また、引佐第二トンネルでは、傾斜計が図 3.37 に示す通り、トンネル断面の上流側に 2 本、下流側に 1 本、計 3 本設置されており、計測結果と解析結果を比較した。

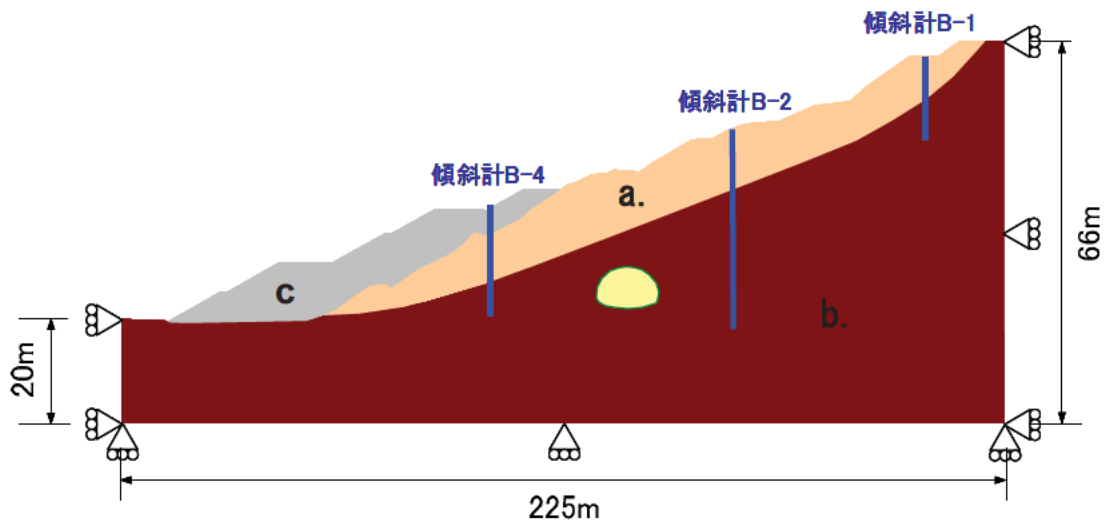


図 3.37 解析モデル（引佐第二トンネル）

(2) 解析手順

解析手順を図 3.38 に示す。本解析では、トンネル掘削前の地盤状態のシミュレーション方法として、まず始めに地盤を弾性体として自重解析を実施し、次に、地盤の物性値（強度定数）を低下させた。安定計算が終了した後に、トンネル掘削部の応力を解放し、トンネル掘削解析を実施した。

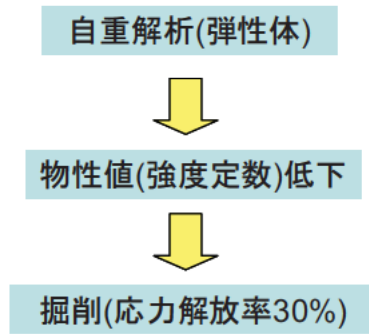


図 3.38 解析手順

(3) 解析ケース

実施した解析ケース（計 19 ケース）を表 3.5 に示す。基本ケースを Case① 1 から 5 とし、傾斜計の計測結果（図 3.39）を分析し、崩積層の形状をパラメータとした。

表 3.5 解析ケース

case	地盤物性値						崩積層形状		
	a.第1層（崩積層）			b.第2層（軟岩）					
	c (kPa)	ϕ (°)	σ_t (kPa)	c (kPa)	ϕ (°)	σ_t (kPa)			
①	1		○		○		×	図 1	
	2		○		250	○	60	×	1
	3		○		300	○	60	×	1
	4		○		350	○	60	×	1
	5		○		400	○	60	×	1
②	1		○		300	○	60	×	2
	2	○		1000	300	○	1000	×	2
	3		○		300	○	60	○	2
	4		○		300	○	60	×	3
	5		○		300	○	60	×	4
	6	100	5	1000	300	○	60	×	4
	7	100	5	1000	300	○	60	○	4
③	1		○		300	○	60	×	5
	2		○		300	○	60	×	6
④	1		○		300	○	60	×	7
	2		○		300	○	60	×	8
	3		○		300	○	60	○	8
	4	○		1000	300	○	1000	×	8
	5	○		1000	300	○	1000	○	8

備考) ○ : 基本地山物性値を採用
 ■ : 計測結果と傾向が一致するケース

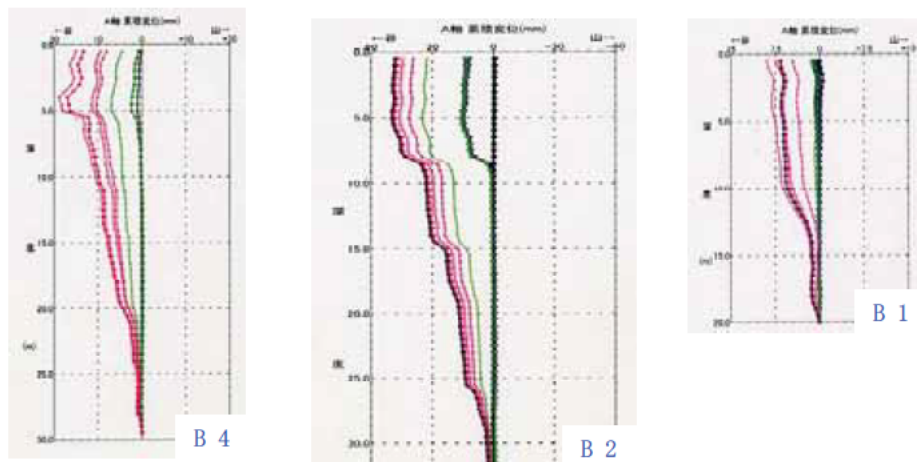
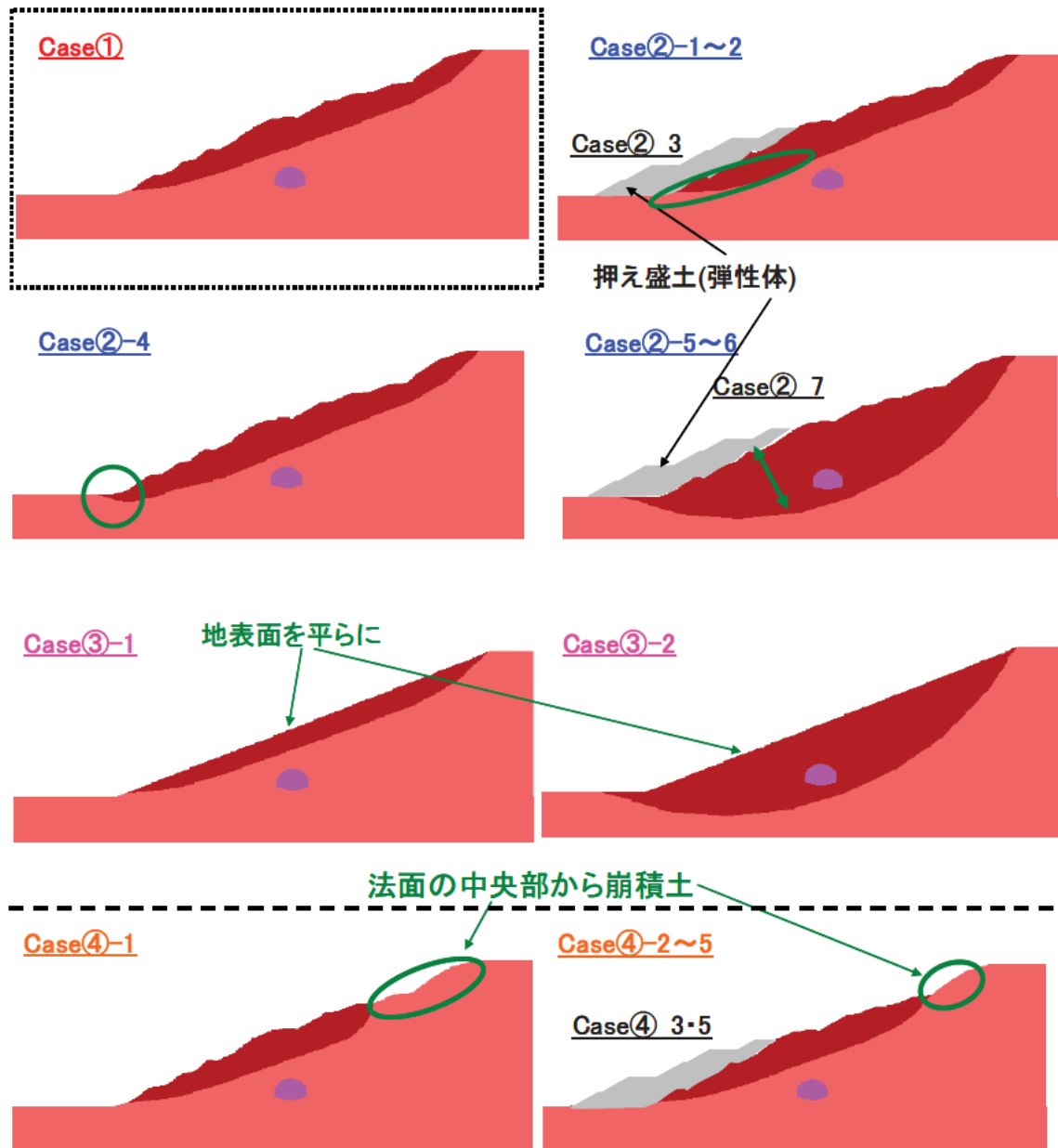


図 3.39 傾斜計計測結果

図 3.40 にそれぞれの崩積層の形状の違いを示す。Case② 1 から 4 では、崩積層の末端部に着目し、Case② 5 から 7 では、崩積層を深度方向に厚く設定した。また、Case③ 1 から 2 は、地表面形状を平らにし、Case④ 1 から 5 は、地すべり中央部から崩積層が堆積していると仮定し形状を決定した。



+

図 3.40 解析ケース一覧

(4) 解析結果

3.3.3 (3) で示した計 19 ケースの解析を実施したが、計測結果と傾向が一致した Case④ 3 について詳細結果を図 3.41 から図 3.42 に示す。まず、図 3.41 よりトンネル掘削前の水平変位を見てみると地すべり中央部に水平変位が卓越することが確認できる。また、トンネル掘削の影響により、地すべり中央部の変位がさらに卓越することが確認できる (図 3.42)。

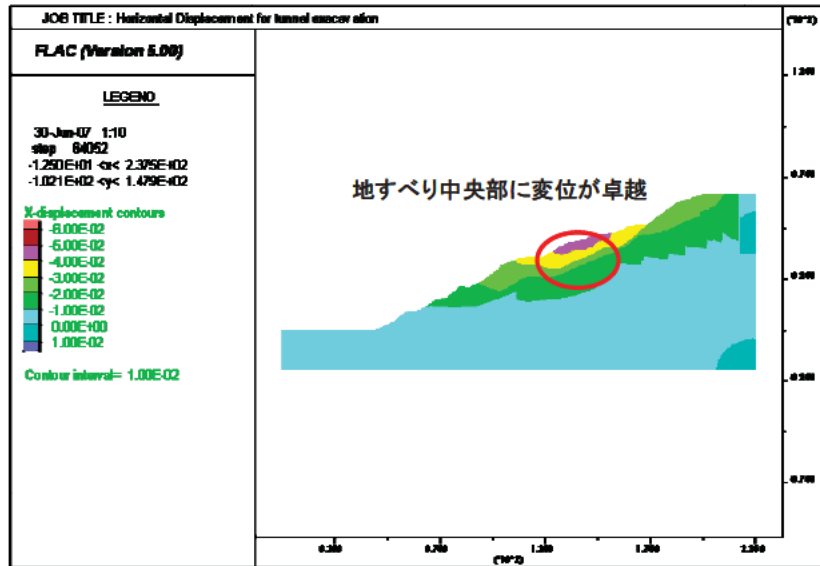


図 3.41 トンネル掘削前の水平変位 (Case④-3)

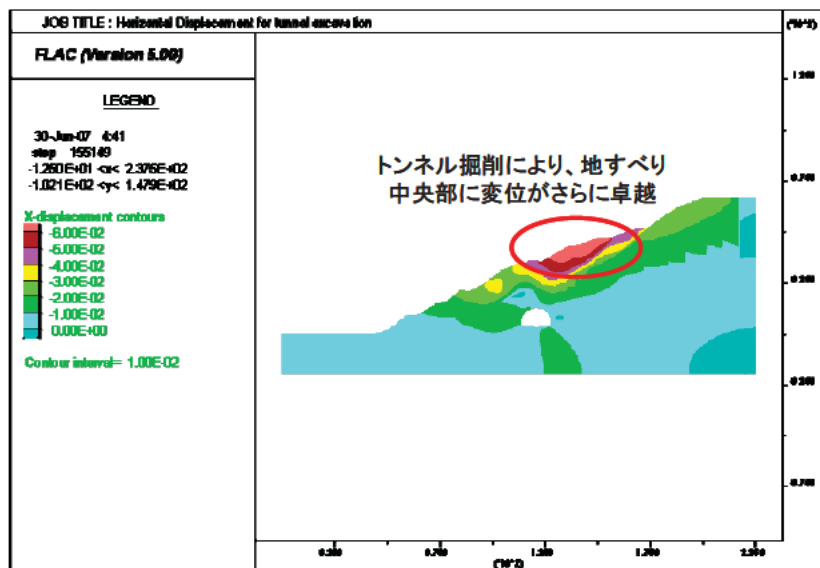


図 3.42 トンネル掘削後の水平変位 (Case④-3/応力解法率 100%)

図 3. 43 に示すトンネル掘削前後の差分を見ると、掘削前後で約 20 25mm の水平変位が発生していることが分かる。次に、図 3. 44 及び図 3. 45 に示すトンネル掘削前後の最大せん断ひずみ分布より、第 1 層と第 2 層の層境界で、せん断ひずみが卓越していることが確認できる。また、トンネル掘削に伴って発生した塑性域が層境界で発生していた塑性域につながることも確認できた。

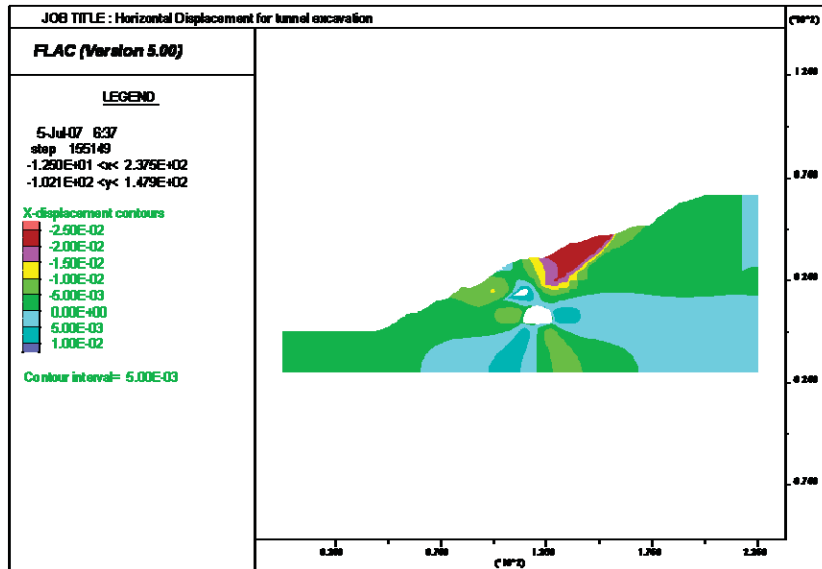


図 3. 43 トンネル掘削前後の水平変位差分 (Case④-3)

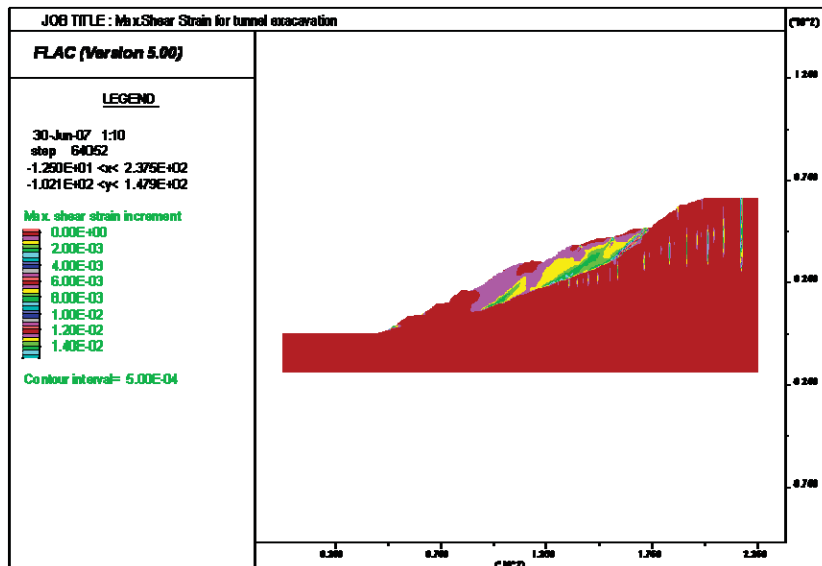


図 3. 44 トンネル掘削前の最大せん断ひずみ分布 (Case④-3)

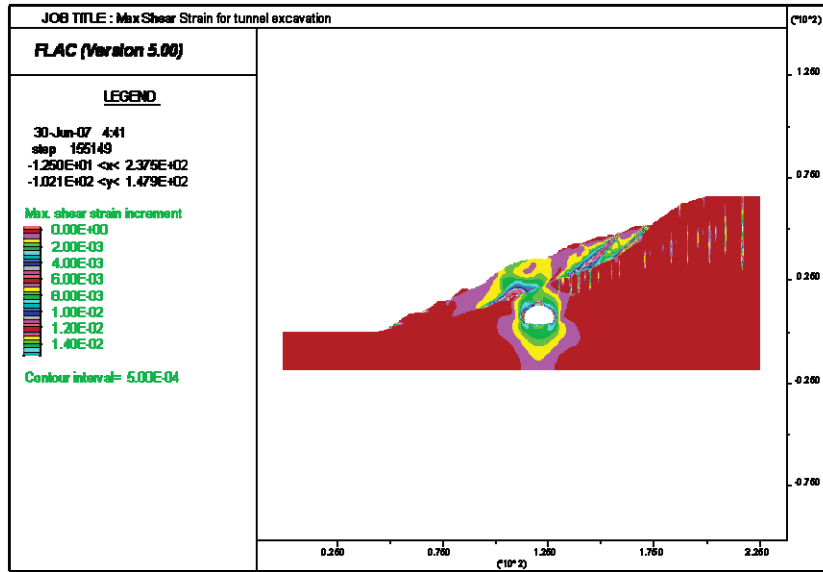


図 3.45 トンネル掘削後の最大せん断ひずみ分布 (Case④-3/応力解放率 100%)

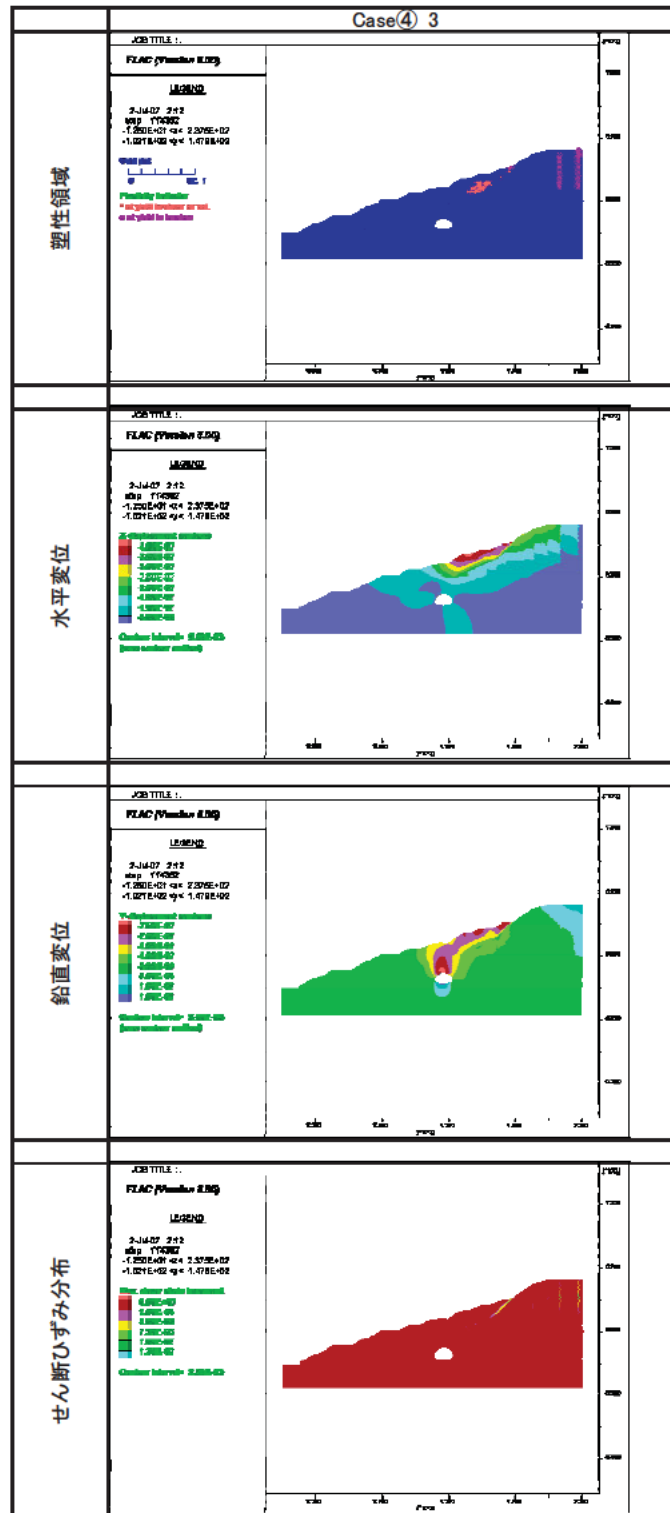


図 3.47 Case④-3 の掘削解析結果（応力解放率 40%）

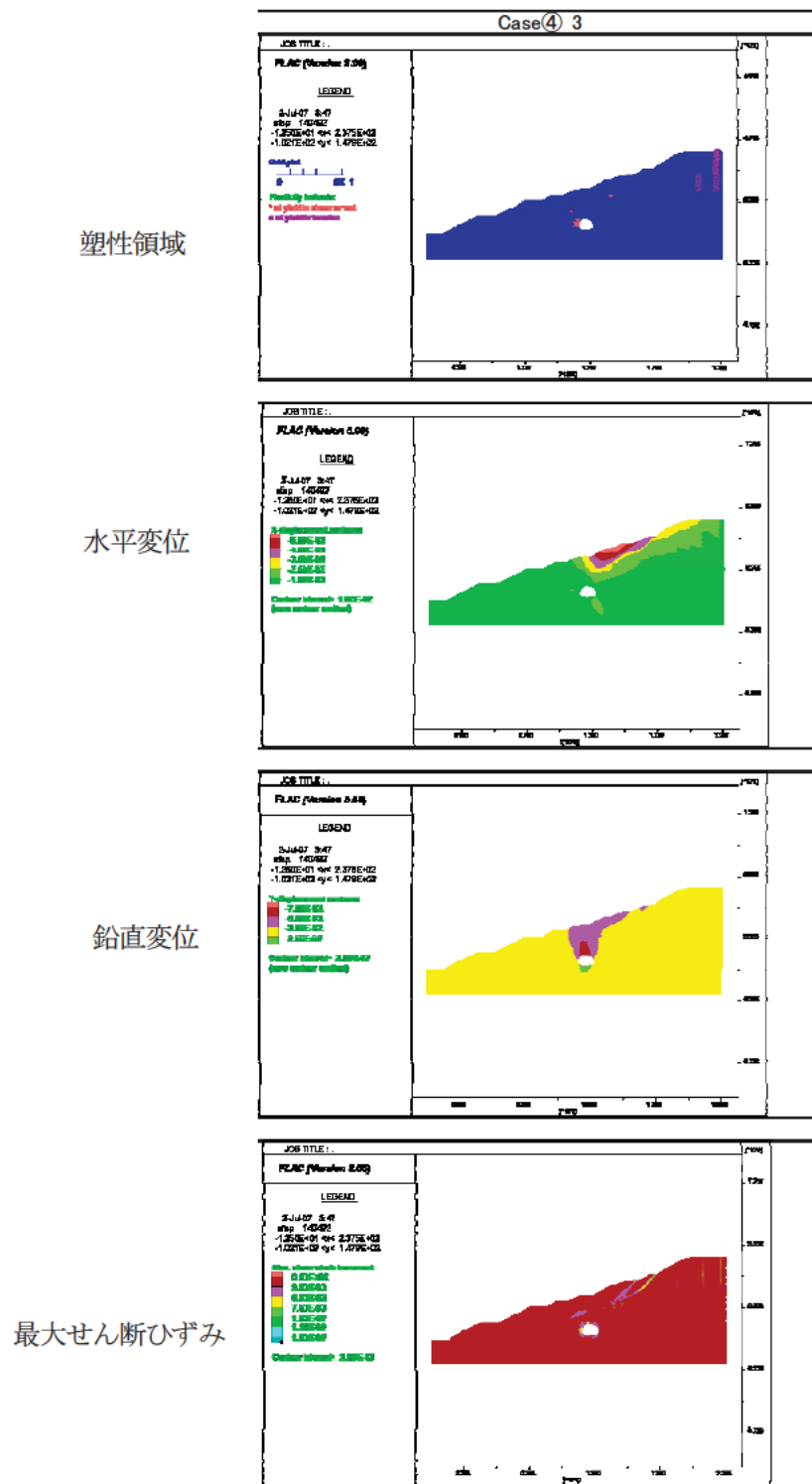


図 3.48 Case④-3 の掘削解析結果 (応力解放率 100%)

(5) 地盤変状の評価

トンネルの上流側（2本）と下流側（1本）に設置された傾斜計の測定結果と解析結果を比較した。図 3.49 に示す 3 本のグラフより、解析結果は各地点の変形モードと比較的近いモードを再現できていることが確認できる。

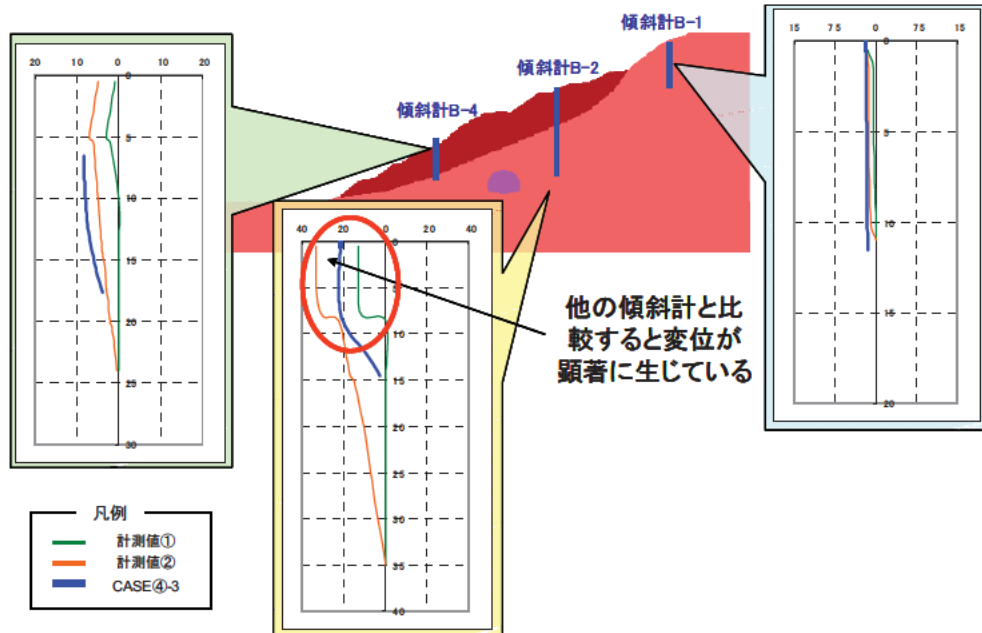


図 3.49 傾斜計との比較

特に、傾斜計 B 2 では、他の傾斜計と比較すると、変位が顕著に生じているが、解析結果においても同様の結果が得られたことが分かる。次に、トンネル周辺地盤の挙動を比較した。図 3.50 を見ると、実測値より変位ベクトルを作成した左下図と解析結果より得られた変位ベクトルには整合性が見られ、トンネル周辺地盤の挙動に近いモードを再現できていることが確認できた。

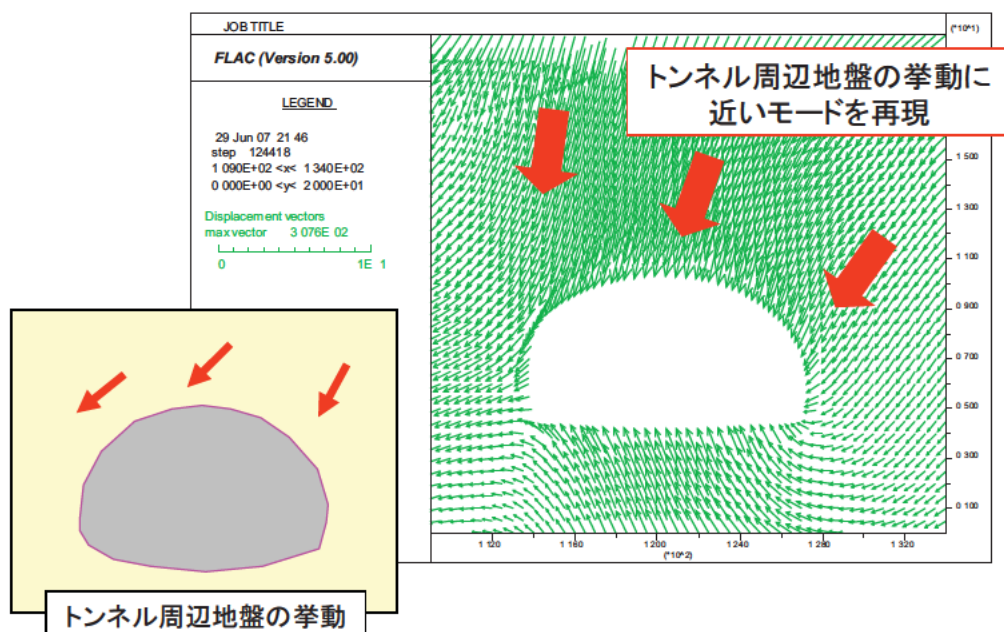


図 3.50 トンネル周辺地盤挙動比較

(6) まとめ

このように引佐第二トンネルにおける解析では、傾斜計の実測値を分析し、崩積層である第1層の形状を適切に設定することにより、地すべり現象が観測された地域におけるトンネル掘削の影響によって生じた地盤の変形モードを再現することができた。すなわち、地盤物性値や地盤形状を適切に設定することが重要であるといえる。

今後、下記の条件に留意することにより、トンネル掘削による地すべりの影響を、数値解析を用いてより精度良く評価することが可能であると考えられる。

- ・崩積土の物性評価
- ・地すべり履歴の把握
- ・地表面付近の施工履歴の把握
- ・崩積土の物性のばらつき
- ・地層境界の把握
- ・地すべりブロックの3次元形状

3.3.4 マニフォールド法による解析結果

引佐第二トンネルBブロック下り線掘削時の地山挙動について、マニフォールド法を用いてシミュレーション解析を行った。その結果に基づき、トンネル掘削による地すべり運動の再現性、トンネル周辺地山挙動の再現性について検討を行った。なお、モデル化に際しては、極力、単純化することとした。

(1) 解析の概要と解析断面

解析モデルを図3.51に示す。モデルの幅は約240m、高さは約70mである。地盤は、既存FEM解析に基づき、基盤となる軟岩層、すべり土塊に相当する崩積土層、および押さえ盛土層に3区分し、各地質区分の境界は不連続面（すべり面）でモデル化した。モデルの側面は水平方向の変位を固定したローラー境界とし、モデルの底面では水平方向および垂直方向の変位を固定した。要素数は約5,900、解析メッシュ節点数は約3,200である。解析は、平面ひずみ条件で実施した。

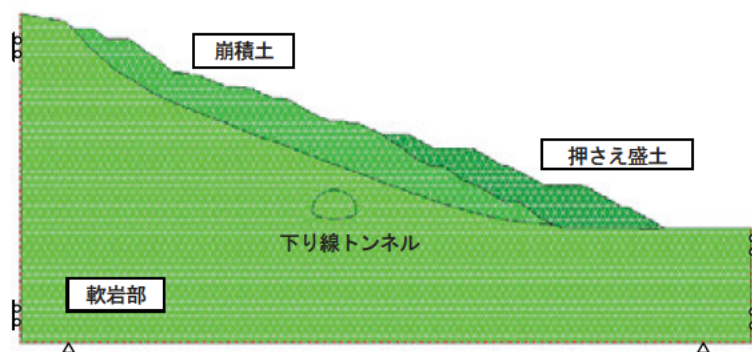


図3.51 解析モデル

(2) 解析ケース

解析は、トンネル支保の考慮、弾塑性解析の適用などで区分し、表3.6に示す3ケースを実施した。弾塑性解析に際しては、Drucker Prager の降伏条件を用い関連流れ則を適用し、対象は軟岩部とした。また、トンネル支保は、インバート部と天端・側壁部に分け単純なソリッド要素でモデル化した。地山とトンネル支保の境界、およびインバート部と天端・側壁部の境界は不連続面でモデル化した。なお、ロックボルトについてはモデル化しなかった。また、押さえ盛土施工時、上り線掘削予定部で行われた垂直縫い地ボルトについてもモデル化しなかった。

(3) 地盤物性値と解析パラメータ

解析に用いた物性値を表3.7および表3.8に示す。地盤物性値は、既存FEM解析で用いられた値を採用した。トンネル支保天端・側壁部の物性値は、DIIパターンにおける吹付けコンクリート (t=25cm) と鋼製支保 (200H) の合成部材値とした。インバート部については、無筋コンクリートに対する値とした。不連続面の物性値は、崩積土の内部摩擦角および粘着力と等しい値とした。また、その他の解析パラメータを表3.9に示す。

表 3.6 解析ケース

解析ケース	トンネル支保	解析方法
Case1	なし	線形弾性解析
Case2	なし	弾塑性解析
Case3	あり	弾塑性解析

表 3.7 支保の物性値

区 分	弾性係数 (MN/m ²)	ポアソン比	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (度)	単位体積質量 (kg/m ³)
支保(天端、側壁)	8820	0.3			2400
インバート	22000	0.3			2400

表 3.8 不連続面（すべり面）の物性値

区 分	摩擦角(度)	粘着力(kN/m ²)
押さえ盛土 崩積土	25	14.7
押さえ盛土 軟岩部	25	14.7
崩積土 軟岩部(すべり面)	25	14.7
支保・インバート 軟岩部	50	0.0
支保 インバート	50	0.0

表 3.9 その他の解析パラメータ

解析パラメータ	設定値	内容・設定方法
鉛直接触バネ剛性	200 MN/m	不連続面の変形特性。地すべり土塊と基盤部で過剰な貫入が生じない程度の値として、試行解析から設定。
せん断接触バネ剛性	200 MN/m	
時間ステップ間隔	0.01 秒	現象が再現でき、変位、応力が一定値に収束する値として、試行解析から設定。
繰り返し計算回数	550 回	

表 3.10 解析手順と繰り返し計算ステップ

ステップ	概 要	繰り返し計算回数(回)		
		Case1	Case2	Case3
自重解析	自重を作用させ、各要素に応力を発生。不連続面の強度を強くし、すべりを抑制。	1~449	1~449	1~449
上半部掘削	所定の不連続面の強度に設定し、所定の範囲を掘削。	500 (全断面掘削)	500 (全断面掘削)	500~524
支保設置	該当部の要素の応力をクリアーし、支保部材の物性値に設定。			525
下半部掘削	所定の範囲を掘削。			525~549
インバート設置	該当部の要素の応力をクリアーし、支保部材の物性値に設定。			550
地すべり変位	トンネル周辺の変位、応力がほぼ一定値となるまで解析を継続。	501~550	501~550	550

(4) 解析フロー

解析は、表 3.10 に示す手順で行った。マニフォールド法では応力解放率を設定することが困難であるので、繰り返し計算を調整することで代用した。また、解析はインバート設置までとした。

(5) 解析結果

①Case1 解析結果（支保なし、線形弾性解析）

トンネル掘削開始時（繰り返し計算回数 500 回目）基準とした繰り返し計算回数 550 回目の変位分布を図 3.52 に示す。また、トンネル周辺の繰り返し計算回数 550 回目の変位分布図および応力分布図を図 3.53 に示す。

地すべり土塊（崩積土）上部の変位分布は、すべり面に平行しているが、トンネル周辺では沈下成分が強く表れた変位分布部となっている。また、押さえ盛土が施工されている部分では、変位量が小さくなっている。トンネルの変位は、天端沈下が卓越した変位分布となっている。山側斜め上から偏土圧を受けたような変位分布にはなっていない。

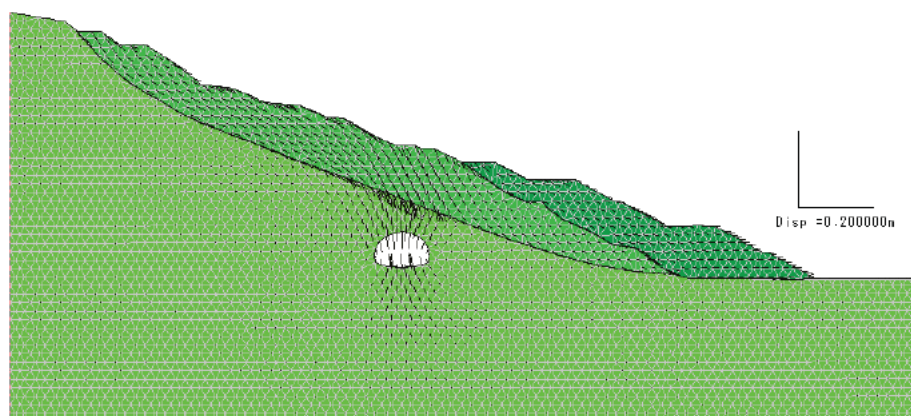
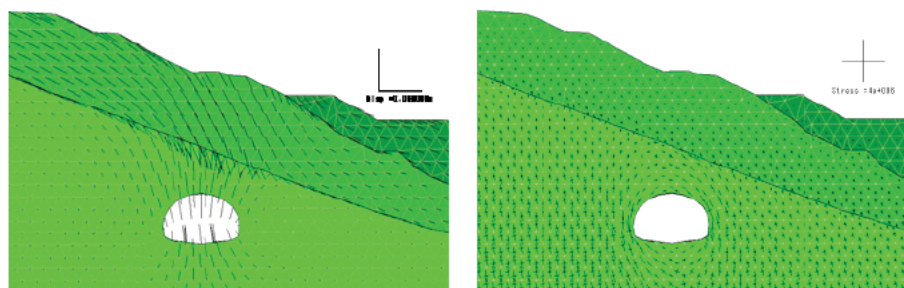


図 3.52 Case1 変位分布図（繰り返し計算回数 550 回目、変位を 100 倍強調）



(a) 変位分布図（変位を 100 倍強調）

(b) 応力分布図

図 3.53 Case1 トンネル周辺の変位、応力分布図

②Case2 解析結果（支保なし、弾塑性解析）

トンネル掘削開始時（繰り返し計算回数 500 回目）基準とした繰り返し計算回数 550 回目の変位分布を図 3.54 に示す。また、トンネル周辺の繰り返し計算回数 550 回目の変位分布図および応力分布図を図 3.55 に示す。図 3.54 においては、降伏した要素は淡色で示してある。

変位分布は、Case1 解析結果と大きな差はない。トンネルの変位は、Case1 に比較してやや大きくなるとともに、側壁部の内空への押し出しが顕著となっている。トンネル周辺の応力分布についても、Case1 と大差のない結果となっている。

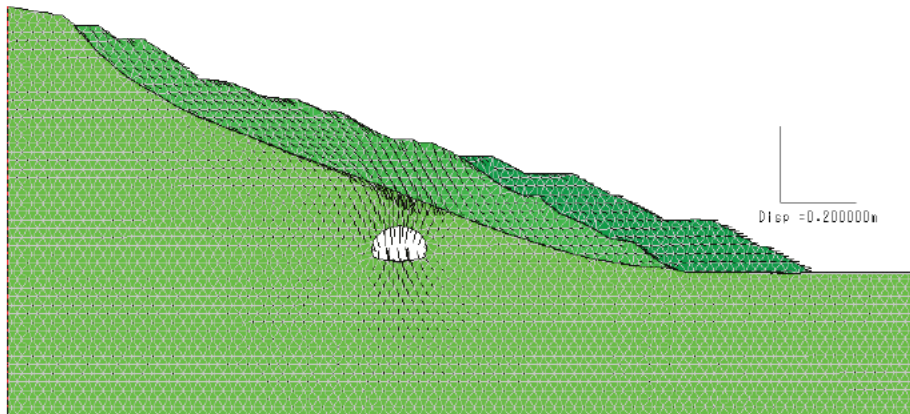
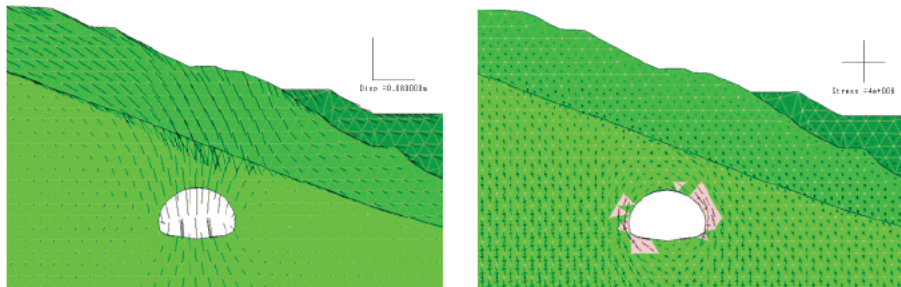


図 3.54 Case2 変位分布図（繰り返し計算回数 550 回目、変位を 100 倍強調）



(a) 変位分布図（変位を 100 倍強調）

(b) 応力分布図

図 3.55 Case2 トンネル周辺の変位、応力分布図

③Case3 解析結果（支保あり、弾塑性解析）

トンネル掘削開始時（繰り返し計算回数 500 回目）基準とした繰り返し計算回数 550 回目の変位分布を図 3.56 に示す。また、トンネル周辺の繰り返し計算回数 550 回目の変位分布図および応力分布図を図 3.57 に示す。図 3.57 においては、降伏した要素は淡色で示してある。

Case2 と同様、変位分布は、Case1 解析結果と大きな差はない。トンネルの変位は、Case2 に比較して若干小さくなっている。トンネル周辺の応力分布は、Case1、Case2 と大差はない。要素が降伏した範囲は、Case2 に比較して、やや縮小している。

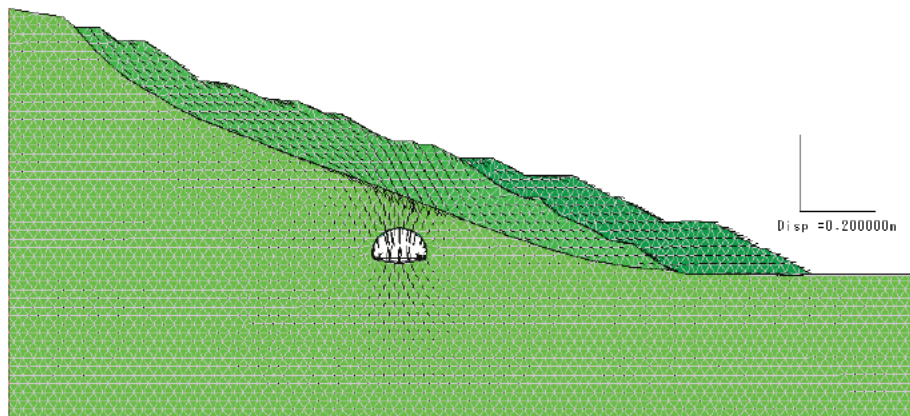
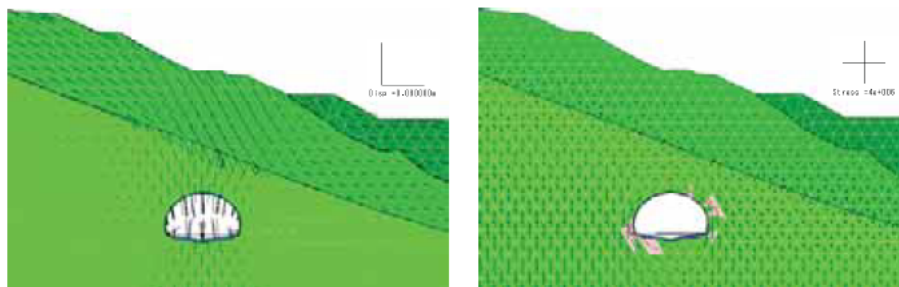


図 3.56 Case3 変位分布図（繰り返し計算回数 550 回目、変位を 100 倍強調）



(a) 変位分布図（変位を 100 倍強調）

(b) 応力分布図

図 3.57 Case3 トンネル周辺の変位、応力分布図

(6) 計測結果と解析結果の比較

解析結果と計測結果の比較を行う。計測比較項目としては、地中傾斜計（B 1、B 2、B 4）、沈下計（T 2）、および内空変位とした。また、計測結果との比較は、下り線インバート打設時期（2002 年 4 月 3 日前後）とした。

①地中傾斜計（地中水平変位）

地中傾斜計における計測と解析の比較を図 3.58 に示す。解析結果では、いずれのケースも地層境界（すべり面）で水平変位の分布が不連続となる結果となっている。計測結果と比較すると、地すべり頭部（B 1）では、解析結果が大きな水平変位となる結果が、地すべり中部（B 2）では、解析結果が小さな水平変位となる結果となった。しかし、地すべり面付近の水平変位は、概ね計測結果に一致している。一方、地すべり端部（B 4）では、解析結果が大きな水平変位となる結果となった。値は幾分ずれているが、B 2 で水位変位が大きく、B 1 および B 4 で水平変位が小さくなる傾向は、再現できているといえる。解析結果では、地すべり土塊（崩積土）の頭部から中部にかけては、ほぼ様な水平変位を示し、押さえ盛土部分でやや水平変位が小さくなっている。

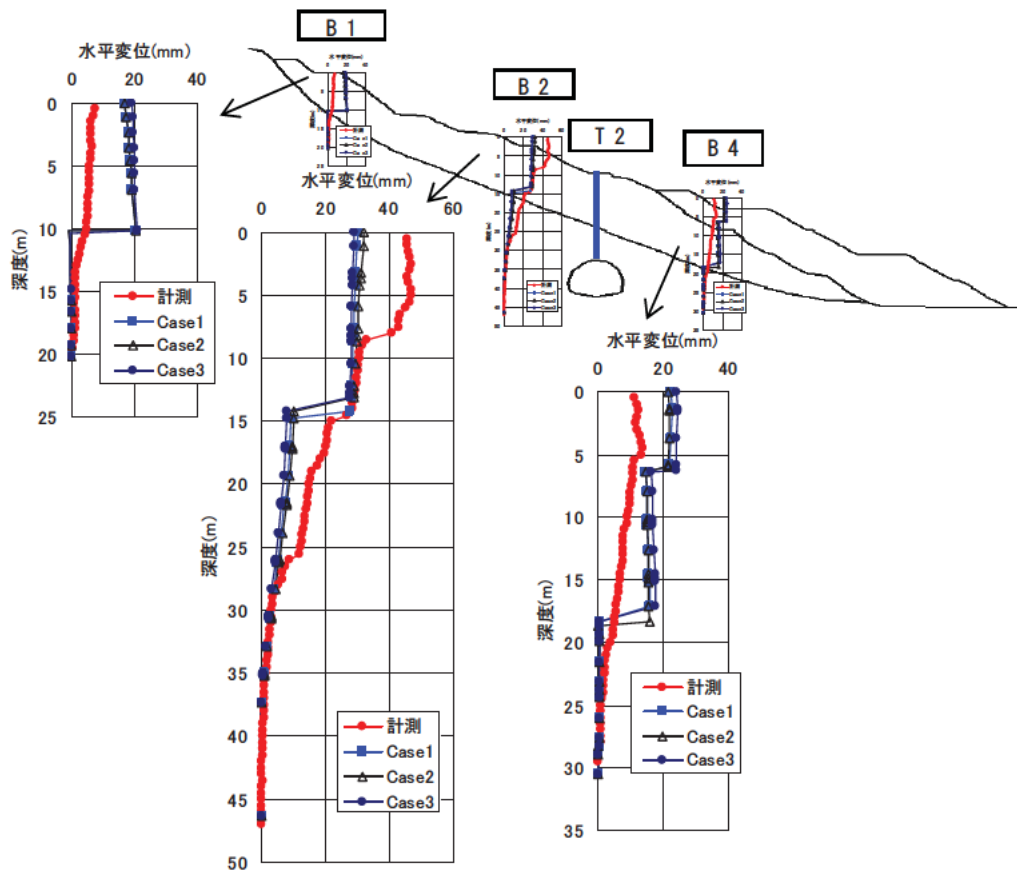


図 3.58 水平変位の計測結果と解析結果の比較

②地中沈下計（地中沈下）

地中沈下計（T 2）における計測と解析の比較を図 3.59 に示す。解析結果では、いずれのケースも計測結果より小さくなっているが、深度とともに沈下量が大きくなる傾向は捉えている。解析における沈下量は、Case2 が大きく、支保を考慮した Case3 が小さくなっている。

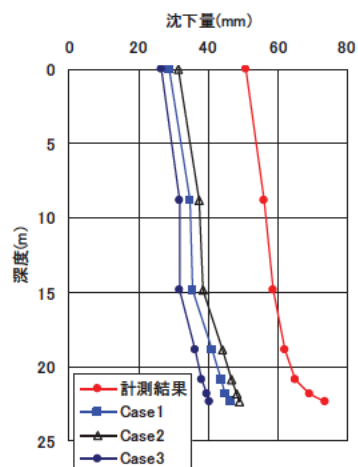


図 3.59 地中沈下の計測結果と解析結果の比較

③内空変位・天端沈下

内空変位・天端沈下における計測結果（STA76+49.9）と解析結果の比較を表 3.11 に示す。計測点の位置は、図 3.60 に示すとおりである。

天端沈下（V1）については、解析結果は、概ね計測結果に近い値となった。また、山側上半部（V3）の沈下についても計測値に近い値となった。脚部（V4、V5）の沈下については、計測結果と異なっている。一方、上半水平変位（H1）、下半水平変位（H2）とも解析結果は、計測結果より小さめの値となった。

トンネルにおける変位の大きさは、概ね、Case2（弾塑性・支保なし）、Case1（線形弾性・支保なし）、Case3（弾塑性・支保あり）の順になっている。一方、計測結果においては、山側から偏圧を受けるような変位を示しているが、解析結果においては、山側からの偏圧を受ける結果とはなっていない（図 3.61）。

表 3.11 内空変位・天端沈下の計測結果と解析結果の比較

計測位置	内空変位		沈下量				
	H 1 (mm)	H 2 (mm)	V 1 (mm)	V 2 (mm)	V 3 (mm)	V 4 (mm)	V 5 (mm)
計測結果	23.9	32.8	45.7	48.9	23.3	41.9	15.7
Case1	10.4	6.8	46.9	12.2	19.0	-8.8	-0.3
Case2	10.2	7.7	49.8	13.7	24.3	-8.4	-4.6
Case3	5.7	29.1	41.8	10.2	18.4	-7.6	-8.7

内空変位：+縮小、 拡大 沈下量：+沈下、 隆起

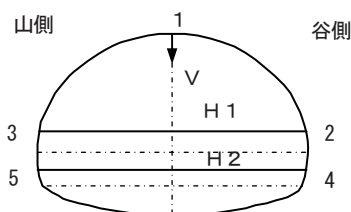


図 3.60 内空変位・天端沈下計測位置

(7) 考察とまとめ

既往 FEM 解析における物性値を用いて、マニフォールド法による解析を行った。以下、解析結果をまとめる。

①地すべりの挙動

- ・地すべりの挙動については、解析結果 Case1～3 において顕著な差は見られなかった。
- ・地すべり頭部では、解析結果は計測結果より大きな水平変位を示す結果となった。
- ・地すべり中部では、解析結果は計測結果より小さな水平変位を示す結果となった。しかし、地すべり面付近の変位は概ね一致している。
- ・地すべり端部では、解析結果は計測結果より大きい水平変位を示す結果となった。
- ・地すべり頭部および端部で変位が小さく、中部で大きくなる傾向は、解析により概ね再現で

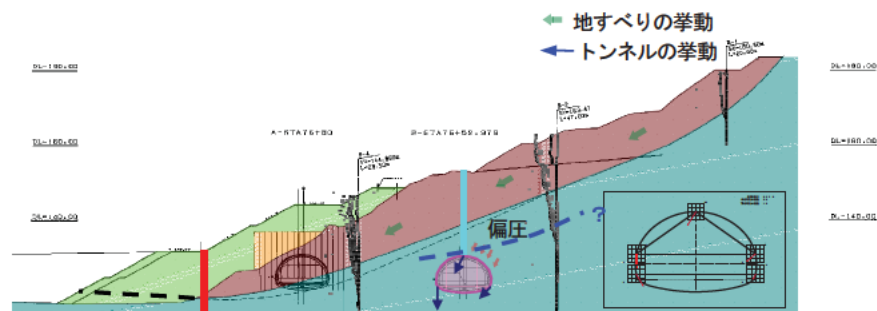
きている。

②トンネル周辺の変位

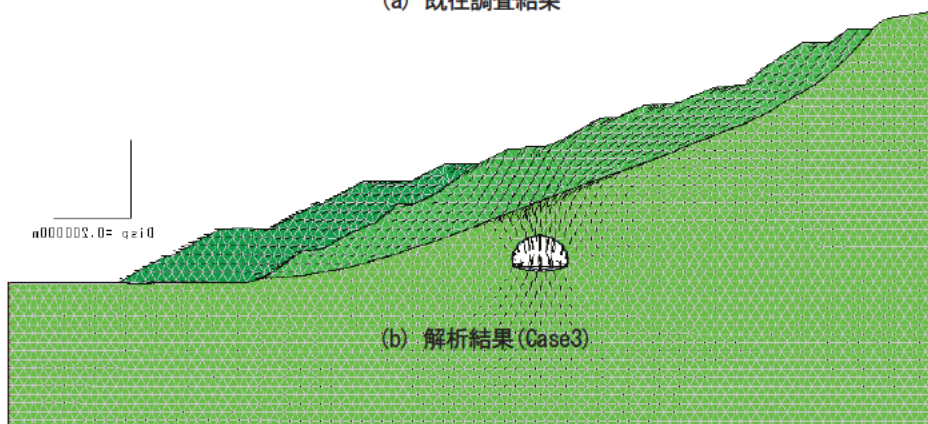
- ・解析結果においては、Case2（弾塑性・支保なし）、Case1（線形弾性・支保なし）、Case3（弾塑性・支保あり）の順で変位、沈下が小さくなった。
- ・地表面および地中沈下量については、解析結果は計測結果より小さい値となった。
- ・トンネル天端沈下量については、計測結果と解析結果は概ね一致した。
- ・上半および下半の内空変位については、解析結果は計測結果より小さめの値となった。
- ・解析結果においては、トンネル脚部の沈下（V4、V5）を再現することができなかった。また、山側からの偏圧を示す変位を再現することができなかった。

③考察

- ・トンネル周辺の変位が十分再現できなかったのは、軟岩部を一律な物性であるとしてモデル化したことに起因すると考えられる。例えば、図 3.61 (a) の青色の破線で示すような物性区分を考えると、再現できる可能性がある。
- ・押さえ盛土部および地すべり端部の変位が大きめに解析されたのは、盛土改良部をモデル化していないことに起因すると推定される。
- ・すべり面の強度（粘着力、摩擦角）は、一律であるとして解析したが、解析結果から推定すると、一律でない可能性が推定される。



(a) 既往調査結果



(b) 解析結果 (Case3)

図 3.61 解析結果と計測結果の比較

3.3.5 個別要素法による解析結果

(1) 解析条件の設定

①解析モデルの設定

Bブロック内のB測線を用いた2次元断面解析を行うことし、B測線の地層区分に従って解析モデルを作成した。解析モデルを図3.62に示す。

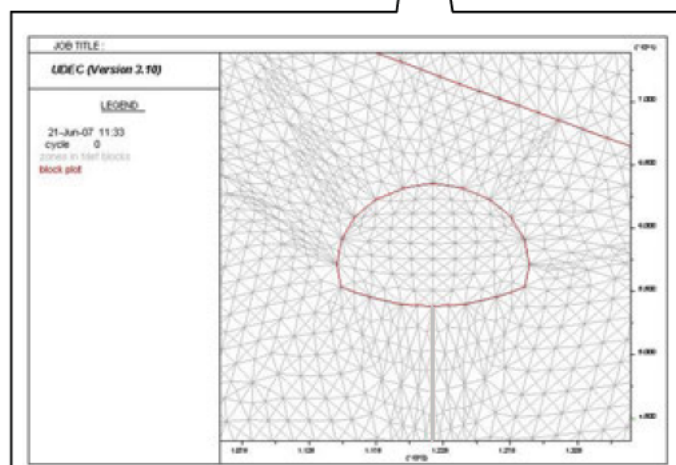
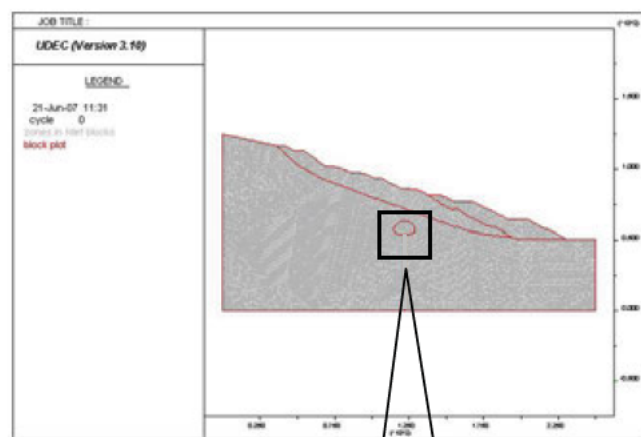
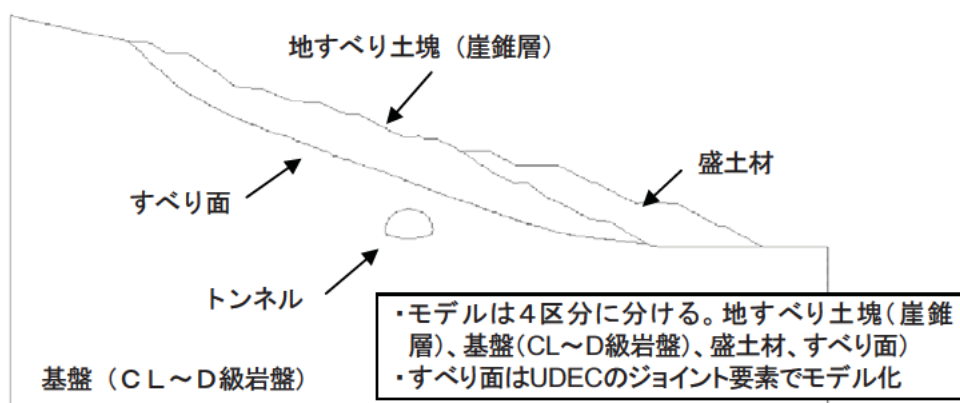


図 3.62 解析モデル

②支保工の設定条件

再現解析では支保工はモデル化しない。なお参考として支保工の効果を見るため、ロックボルト、H鋼、吹付けコンクリートを解析モデルに設定した。物性値は道路橋示方書、旧道路公団設計要領などを参照して設定した。

③解析領域および境界条件の設定

解析領域はトンネル径($D=14\text{m}$)の $4.0D\sim 5.0D$ 以上の領域を設定することとした(図 3. 63)。境界条件は側面を鉛直ローラーとし、底面は固定とした。

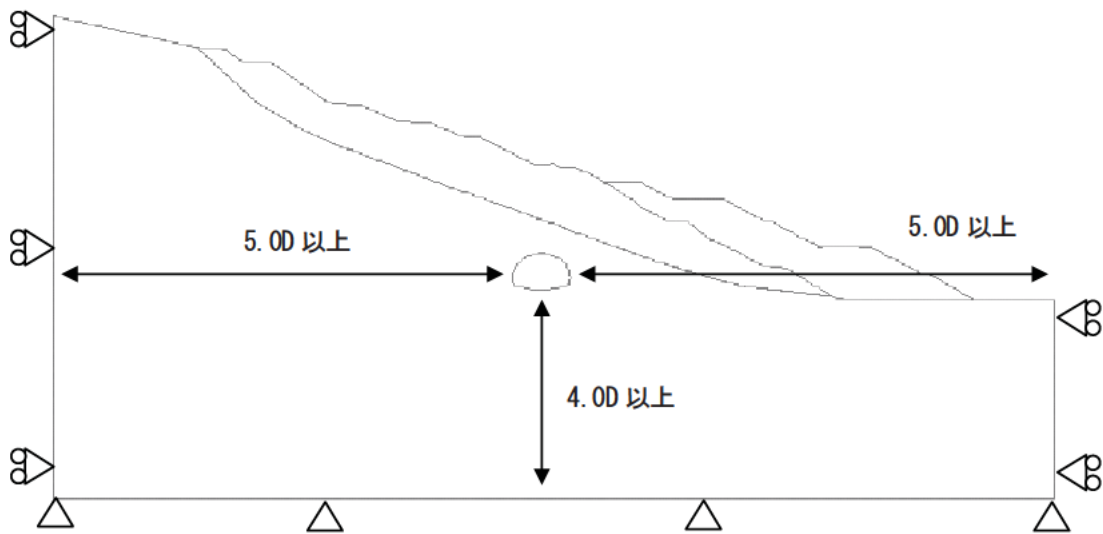


図 3. 63 解析領域および境界条件の設定

④解析にて再現対象とする計測データの設定

Bブロック内のB測線を用いた再現解析に際し、トンネル掘削がB測線直下に達した際の孔内傾斜計B 1,2,4の計測データを再現の対象とした(図3.64)。B測線直下時の孔内傾斜計で計測されたデータは、トンネル掘削直後に生じた地すべり変動によるものと考えた。なおトンネルの条件としてトンネルの支保工はモデル化しないで再現することとした。

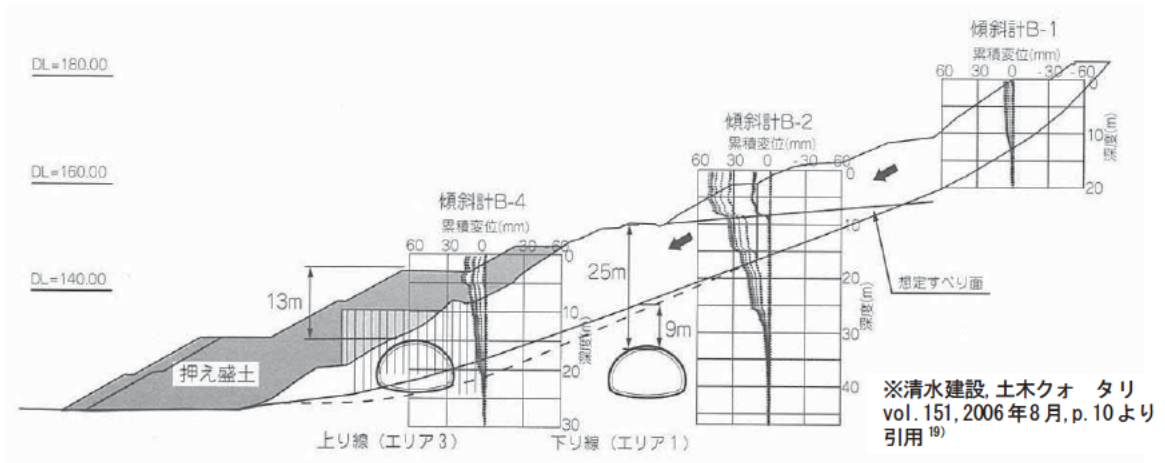


図 3.64 Bブロックの地すべり横断面図と孔内傾斜計の計測データ (B測線)

⑤解析のフロー

再現解析は図3.65に示すフローに従って実施した。

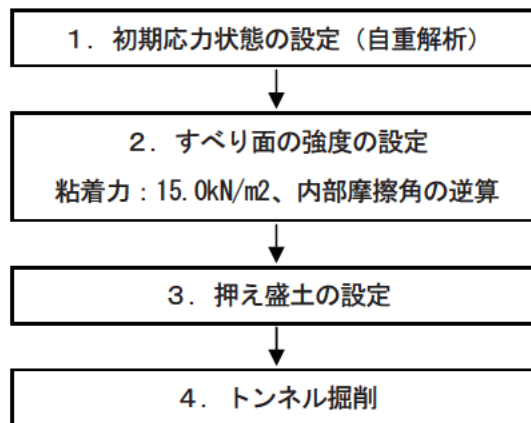


図 3.65 解析のフロー

(2) 解析結果

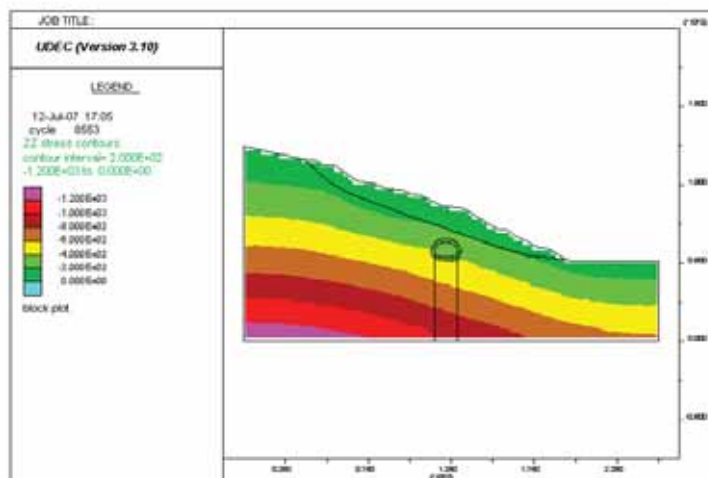


図 3.66 鉛直応力分布（初期状態）

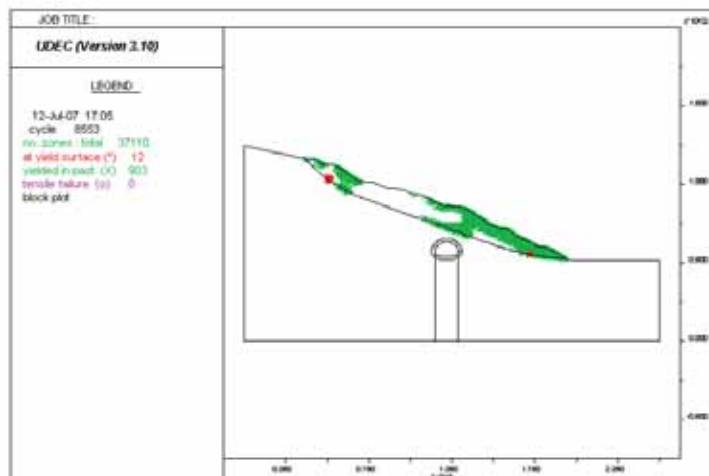


図 3.67 塑性領域分布（初期状態）

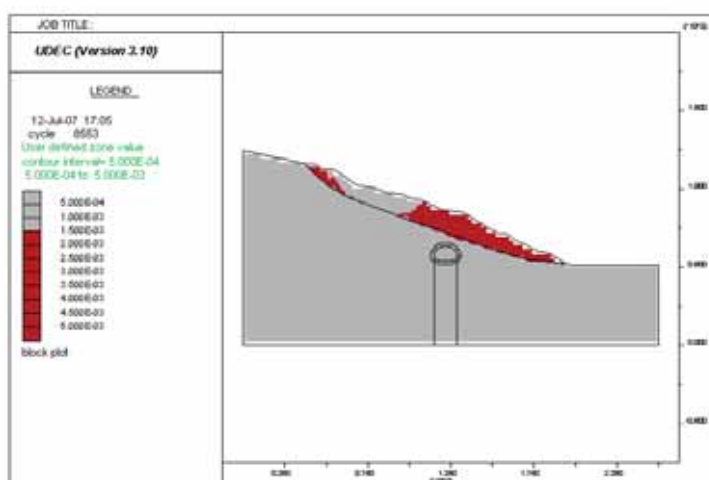


図 3.68 最大せん断ひずみ分布（初期状態）

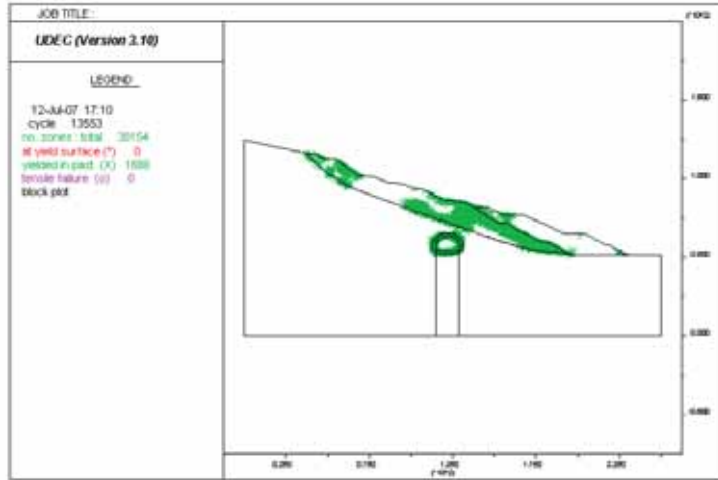


図 3.69 塑性領域分布（トンネル掘削後）

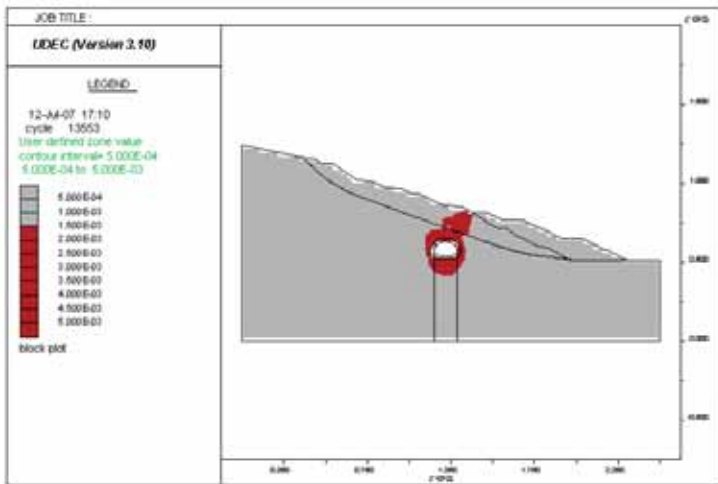


図 3.70 最大せん断ひずみ分布（トンネル掘削後）

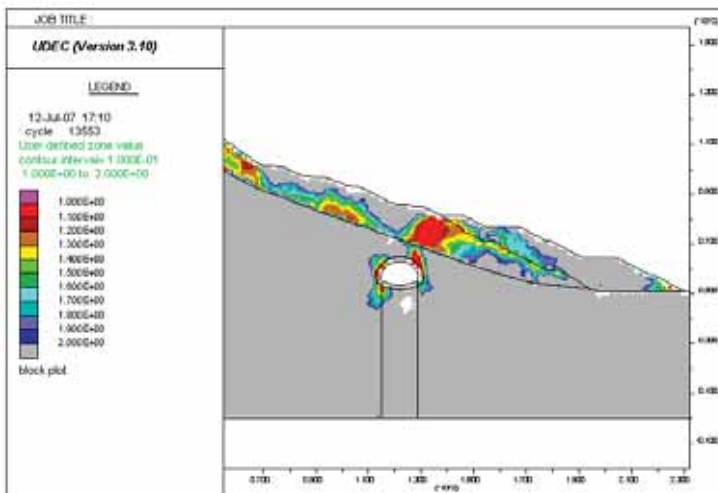


図 3.71 局所安全率分布（トンネル掘削後）

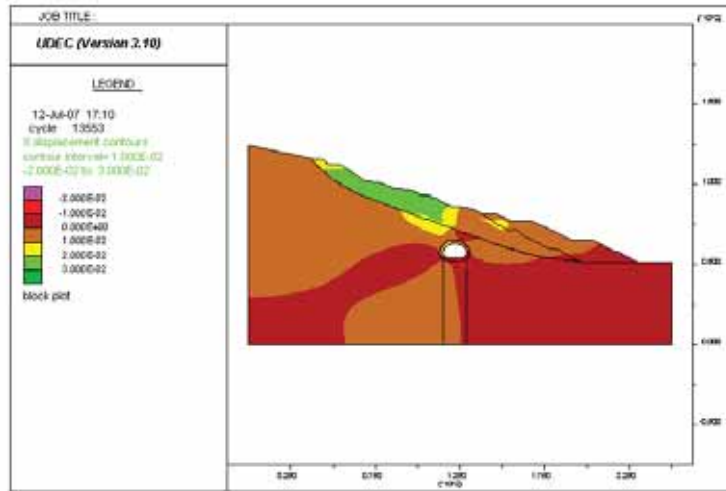


図 3.72 水平方向変位分布（トンネル掘削後）

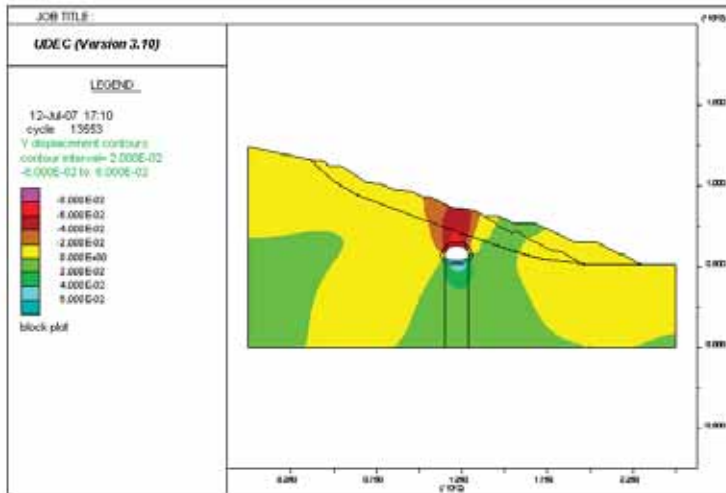


図 3.73 鉛直方向変位分布（トンネル掘削後）

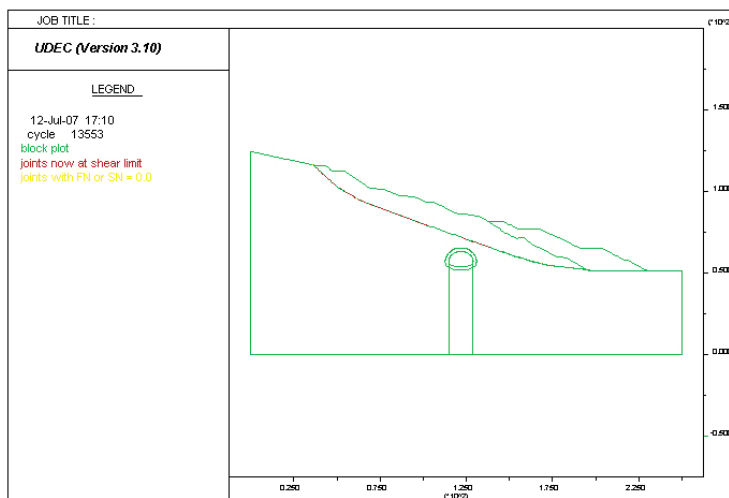


図 3.74 すべり面の塑性分布（トンネル掘削後）

①すべり面強度の設定

再現に際し、先ずすべり面の強度定数を逆算した。調査資料によれば、「トンネル掘削前は地すべり活動は停止中」との記載がある。これを基に押え盛土が無い地形条件で、すべり面の安全率がほぼ 1.0 になるようにすべり面の強度を逆算した。その結果、粘着力を 15kN/m² に固定し、内部摩擦角を逆算すると、17.5 度となった。

②トンネル掘削後の孔内傾斜計の再現

解析結果を図 3.75、図 3.76 に示す。解析の結果、孔内傾斜計の B 2,4 は概ね再現することができた。ただし、B 1（地すべり頭部）は観測結果よりも解析結果の方が大きな変位量となった。

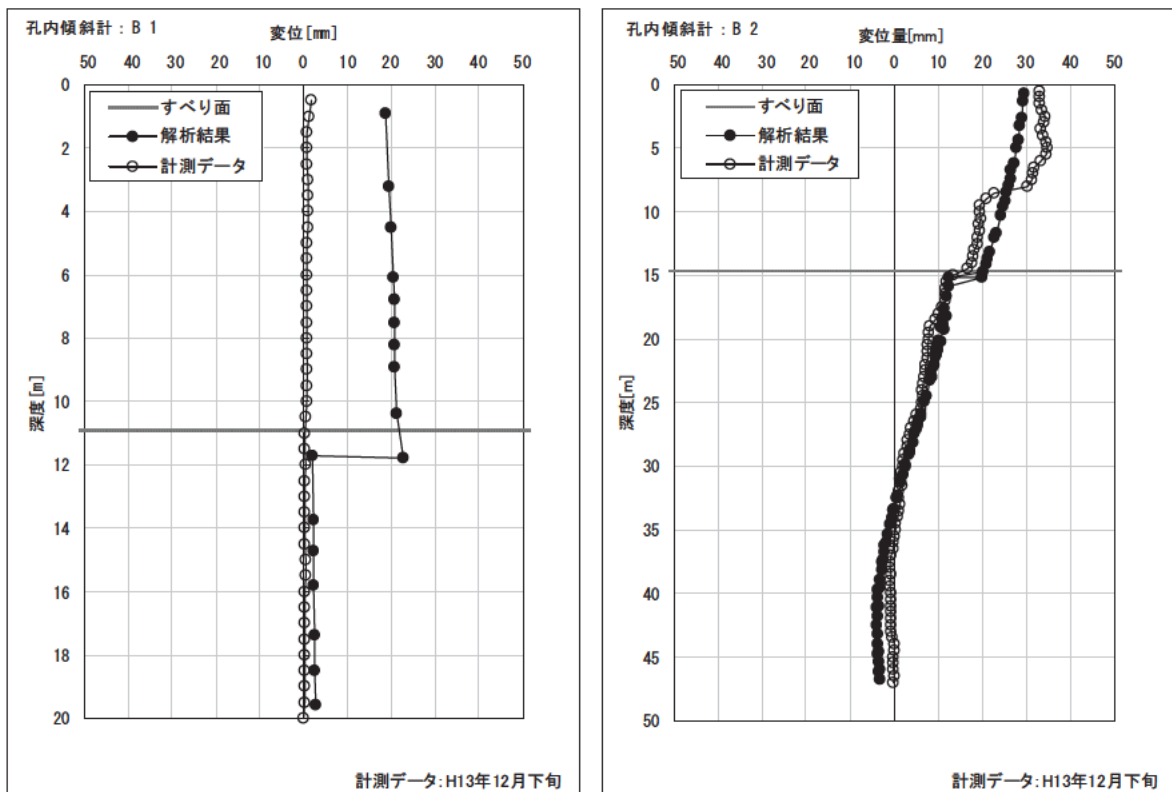


図 3.75 孔内傾斜計の計測データと解析結果の比較（孔内傾斜計 B-1, B-2）

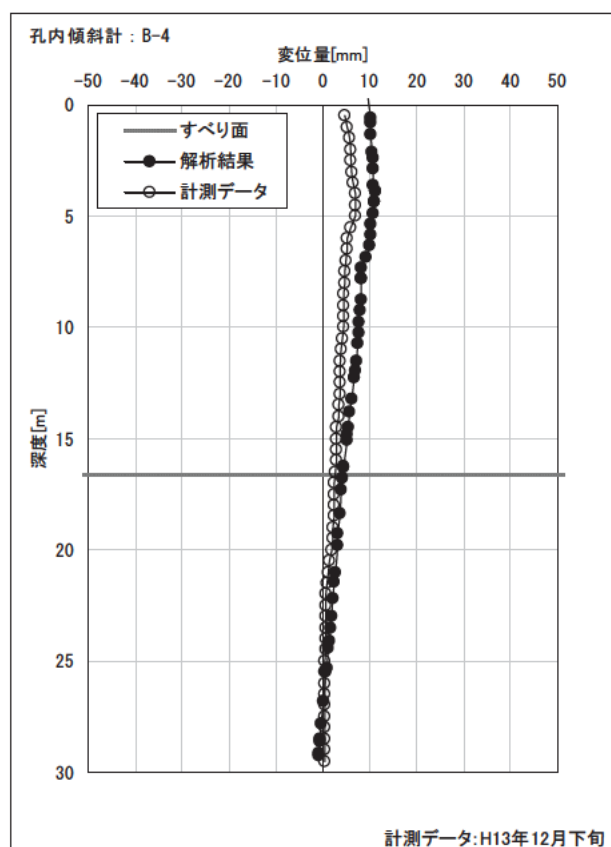


図 3.76 孔内傾斜計の計測データと解析結果の比較（孔内傾斜計 B-4）

③すべり面の塑性化

トンネルの掘削に伴うすべり面の塑性状況を図 3.77 に示す。トンネルの掘削前にはほぼすべり面全体が塑性化し、盛土設定後に盛土付近を中心にすべり面の塑性化が小さくなり、その後、トンネルの掘削と共にすべり面の塑性化が進行していく様子が見受けられる。

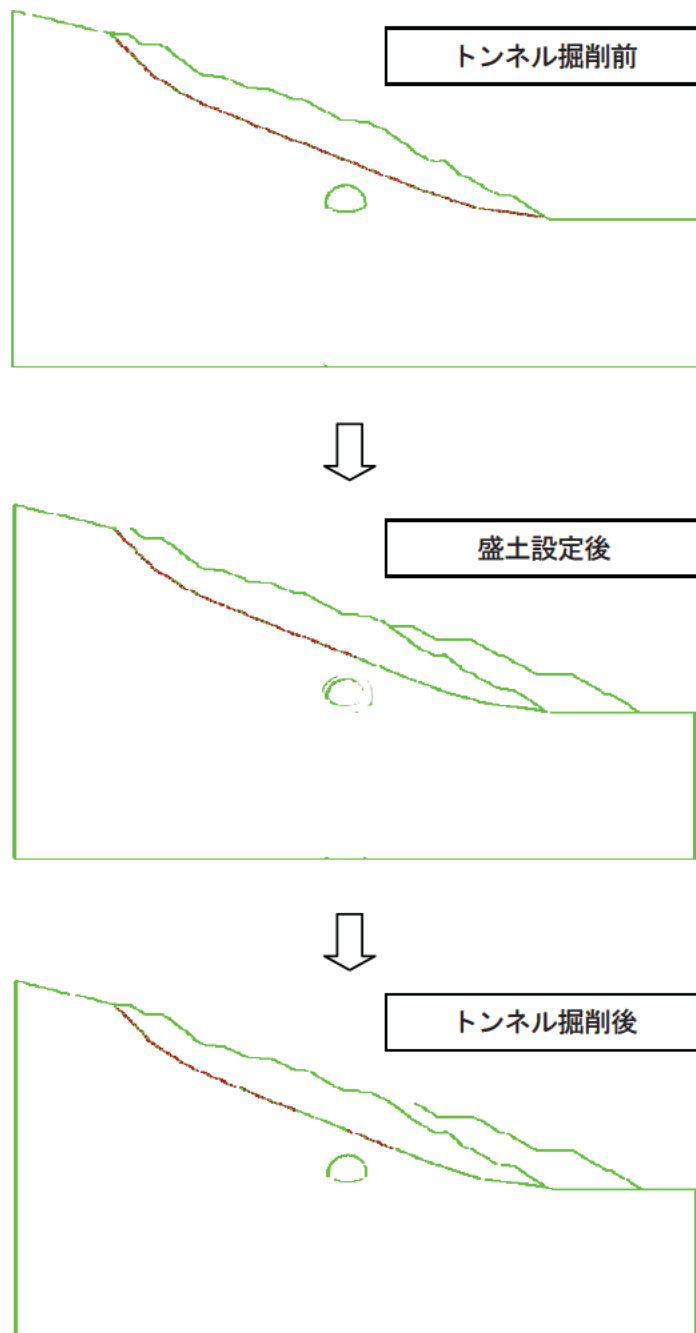


図 3.77 掘削の進行に伴うすべり面の塑性化の状況
 (すべり面が「赤」で着色されている部分は、塑性化したことを示す)

④支保工を考慮した解析

図 3. 62 に示した解析モデルに対し、支保工の効果を確認するため、トンネル支保工を設定した(図 3. 78)。各支保工のモデルは本解析で用いた解析コード UDEC にあるモデルを用いた。なお支保工の効果の確認のため応力解放率は 100%としトンネル掘削と同時に支保工を設定した。各支保工の物性値を表 3. 12～表 3. 13 に示した。

- ・ ロックボルト (D25 を想定) : UDEC の cable 要素にてモデル化
- ・ H 鋼 (H150 150) + 吹付コンクリート : UDEC の liner 要素にてモデル化

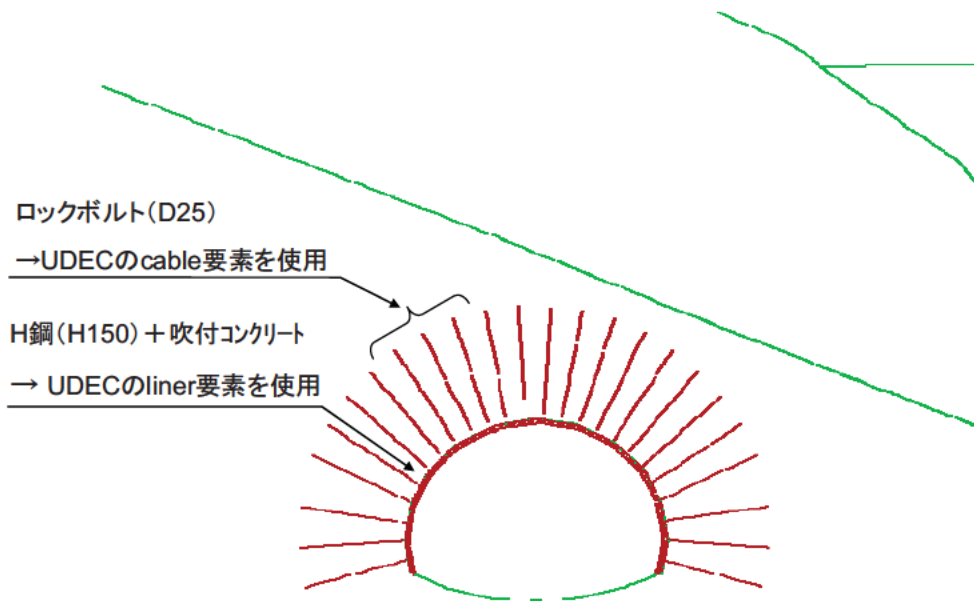


図 3. 78 解析モデル (支保工あり)

表 3. 12 cable 要素 (ロックボルト) の物性値一覧

変数名	単位	設定値	根拠
断面積	[m ²]	5.067 × 10 ⁻⁴	SD345,D25を設定 道路橋示方書・同解説 I 共通編p.76 呼び径D25の公称断面積506.7mm ² を使用
単位体積重量	[kN/m ³]	77.0	道路橋示方書・同解説 I 共通編p.10 鋼・鉄鋼・鍛鋼の値を使用
圧縮降伏力	[kN]	1.0 × 10 ⁷	道路橋示方書・同解説IV下部構造編p.255
引張降伏力	[kN]	173.5	SD345,D25を設定 JH設計要領第3集トンネルp.105 ロックボルトの機械的性質,異形棒鋼の素材部の機械的性質の降伏荷重を設定
弾性係数	[kN/m ²]	2.0 × 10 ⁸	道路橋示方書・同解説 I 共通編p.82 表3.3.1鋼材の物理定数, 鋼および鉄鋼のヤング係数を設定
せん断強度	[kN/m]	245.0	UDECのSpecialFeatureのp.1-24の式(1.21)→Sbond=π(D+2t)τpeakを用いる。 (D+2t)は削孔径(D25の場合, 直径65mm×π) τpeakはグラフトと周辺地盤とのせん断付着強度。旧道路公団の補強工の設計マニュアルの「極限周辺摩擦抵抗の推定値」に、軟岩で0.80N/mm ² 、硬岩で1.20N/mm ² が掲載されており、ここでは硬岩の値を用いる。
せん断剛性	[kN/m/m]	8.72 × 10 ⁷	UDECのSpecialFeatureのp.1-23の式(1.18)→Kbond=2πG/ln(1+2t/D)を使用 G=E/2(ν+1):せん断弾性係数 J旧道路公団の補強工の設計マニュアルで、注入材の設計基準強度(σ28)は、24N/mm ² 以上とあり、この設計基準強度のヤング係数は、道路橋示方書・同解説 I 共通編p.83の表3.3.3からE=2.5 × 10 ⁴ N/mm ² と設定。ν:ポアソン比は0.20に設定。

表 3.13 ライナー要素 (H鋼+吹付コンクリート) の物性値一覧

変数名	単位	設定値	根拠
厚み	[m]	0.20 (吹き付け)	図面の通りとした。
		0.058 (H鋼)	1m単位区間に1本あるとし、曲げ剛性が同じになるよう矩形とし厚みを調整し設定
		0.258 (吹き付け+H鋼)	
単位体積重量	[kN/m ³]	23.0 (吹き付け)	道路橋示方書・同解説 I 共通編p.10、コンクリートの値を設定
		77.0 (H鋼)	道路橋示方書・同解説 I 共通編p.10、鋼・鋳鋼・鍛鋼の値を設定
		24.06 (吹き付け+H鋼)	体積比から計算して設定
ポアソン比		0.20 (吹き付け)	
		0.30 (H鋼)	
圧縮降伏力	[kN]	1.0×10^7	圧縮破壊は見込んでいないため、大き目の値を設定。
引張降伏力	[kN]	1.0×10^7	引張破壊は見込んでいないので、大き目の値を設定。
弾性係数	[kN/m ²]	4.0×10^6 (吹き付け)	土木学会「山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務」p.163に掲載されている値を設定。
		2.0×10^8 (H鋼)	
		8.05×10^6 (吹き付け+H鋼)	面積比から算定して設定。
残留引張降伏強度	[kN/m ²]	1.0×10^7	引張破壊は見込んでいないので、大き目の値を設定。
インターフェイス部の摩擦	[°]	50.0	UDEECのSpecialFeatureのp.1-43の例題と同じ値を設定。
軸剛性	[kN/m ² /m]	1.0×10^6	“
せん断剛性	[kN/m ² /m]	1.0×10^6	“
インターフェイス部の引張強度	[kN/m ²]	0.0	“

支保工を設定した場合のトンネル周辺の変位分布を図 3.79 に示した。支保工がある場合の方がトンネル周辺の変位が小さくなっており、支保工の効果が表現されている。

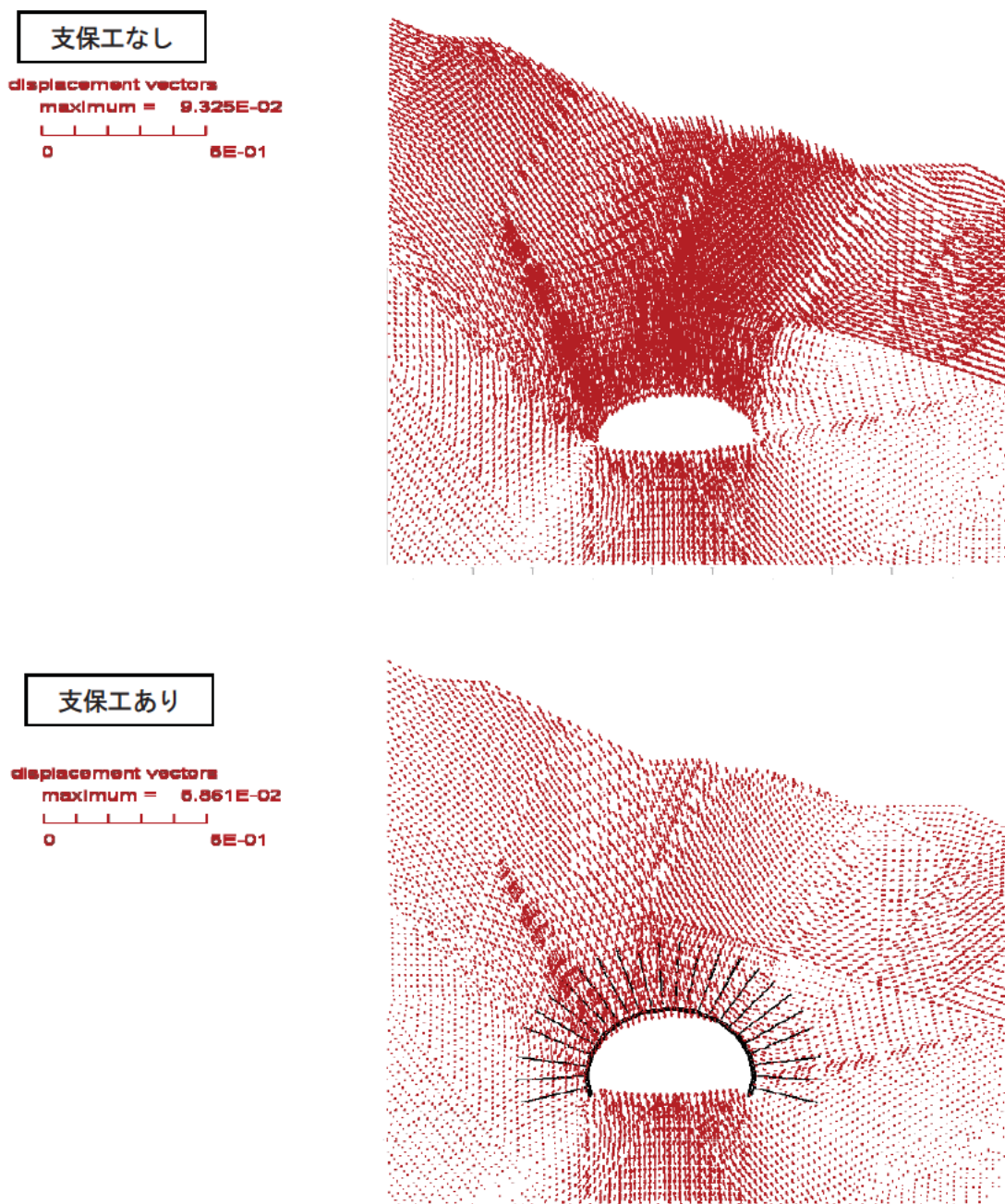


図 3.79 トンネル周辺の地盤の変位ベクトルの分布（上：支保工なし、下：支保工あり）

支保工のモデルの内、cable 要素（ロックボルト）を設定した場合のトンネル周辺の塑性状況を図 3.80 に示した。ロックボルトの効果により、塑性領域はロックボルトが無い場合よりも小さくなっている。

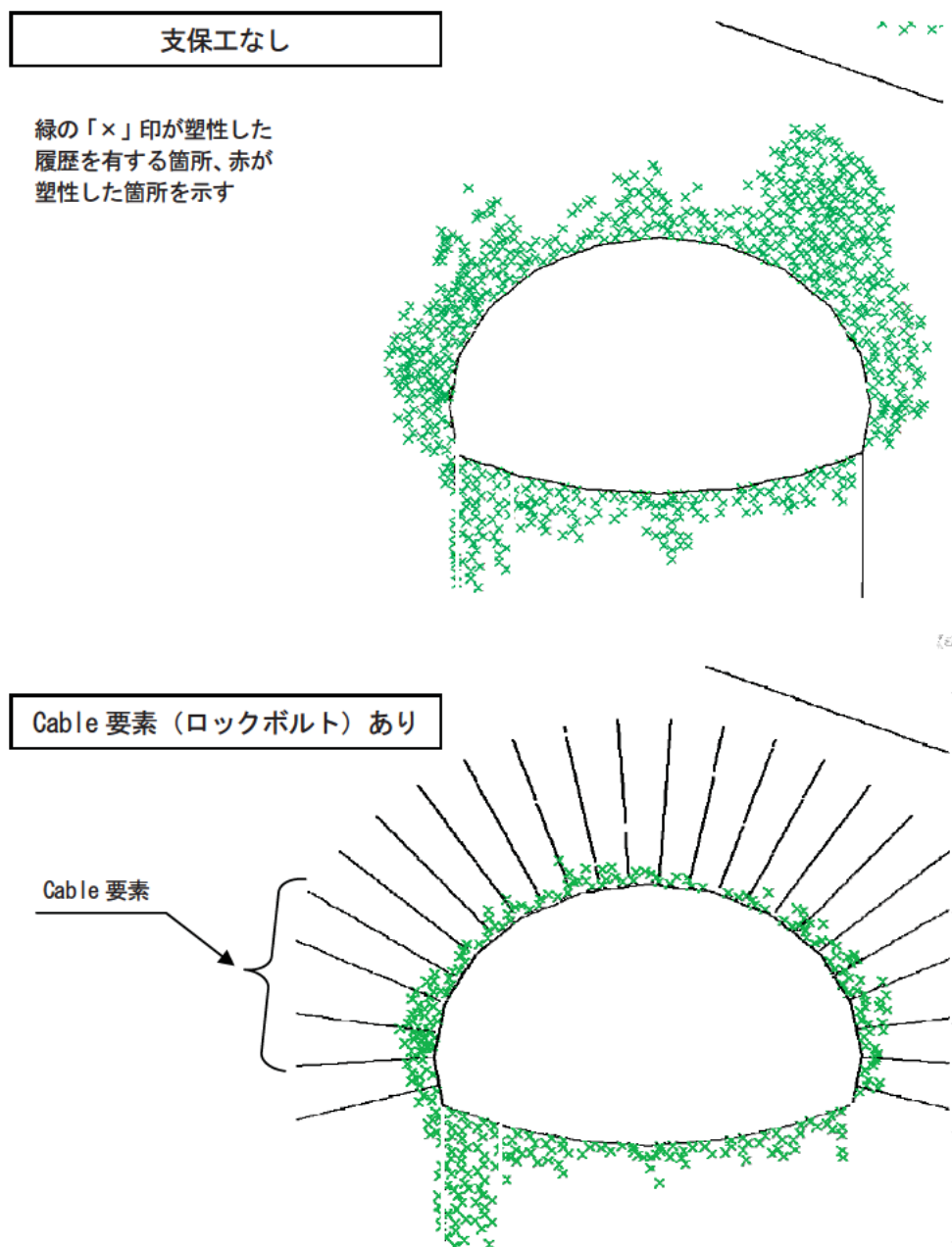


図 3.80 トンネル周辺の塑性分布

支保工の内、①liner 要素（吹付コンクリート）のみを設定した場合、②cable 要素（ロックボルト）と liner 要素（吹付コンクリート）を設定した場合、および③cable 要素（ロックボルト）と liner 要素（H鋼と吹付コンクリート）を設定した場合の、トンネル周辺の塑性状況を図 3. 81、図 3. 82 に示した。支保工を追加することにより、塑性領域は徐々に小さくなっていくことが示されており、支保工の効果が表現されている。

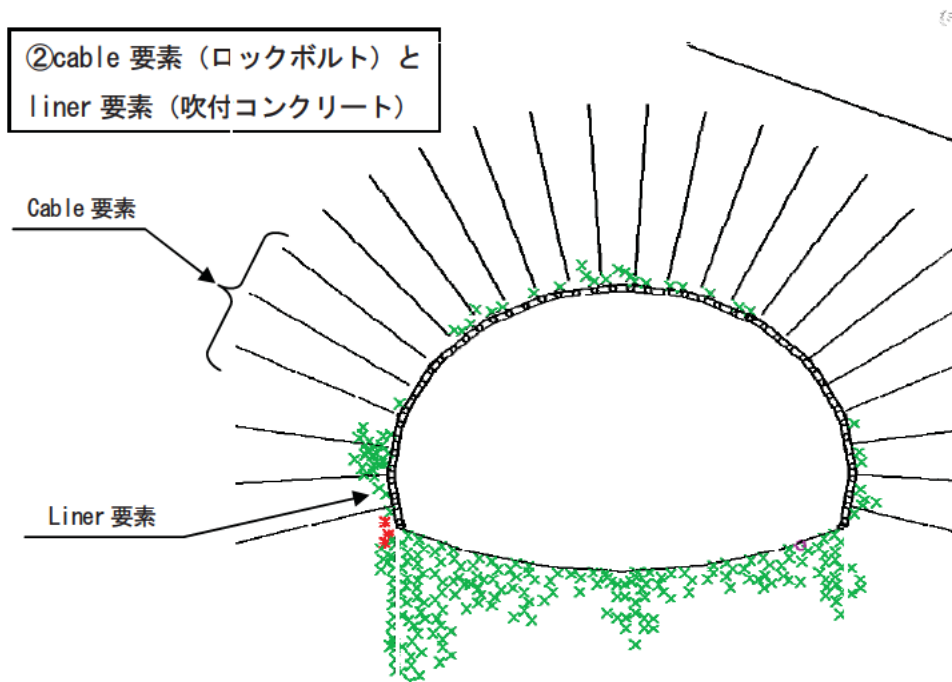
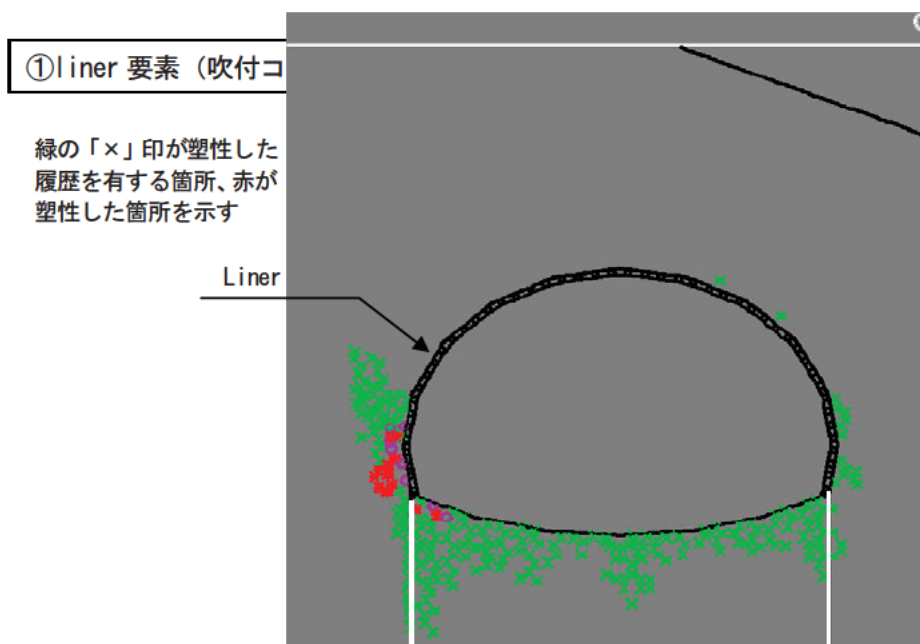


図 3. 81 トンネル周辺の塑性分布

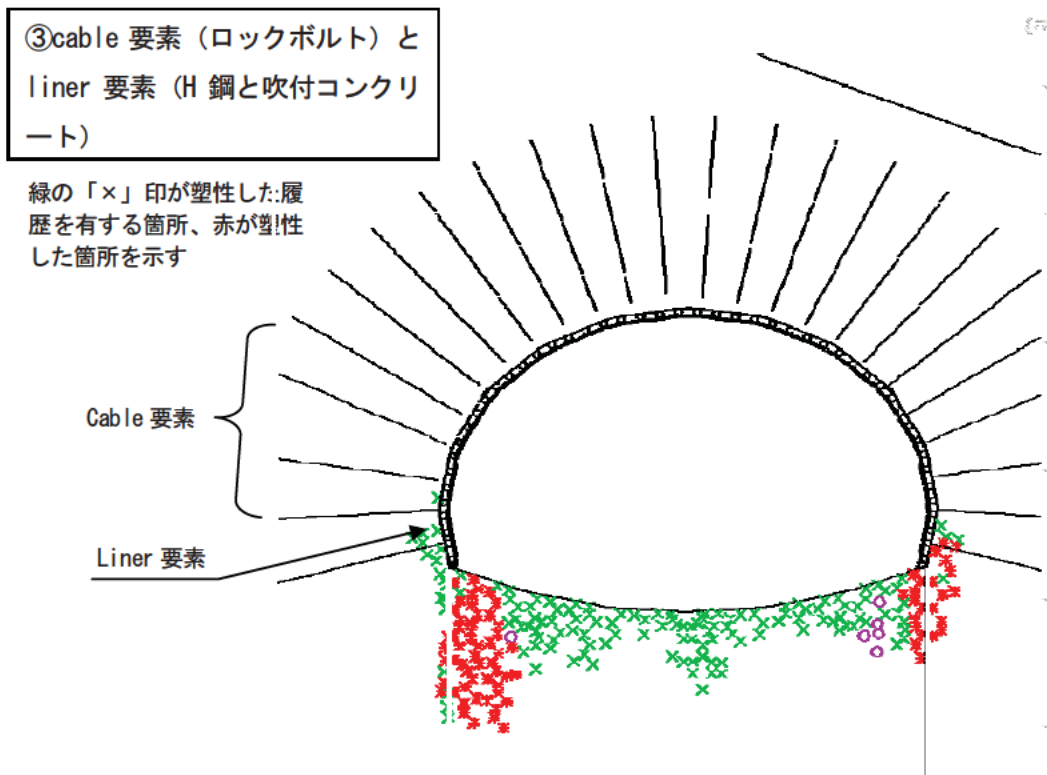


図 3.82 トンネル周辺の塑性分布

(3) 解析のまとめと今後の課題

①計測データの再現結果

- 既存の FEM 解析で用いられた地盤物性値を用いて、孔内傾斜計の再現解析を実施した結果、孔内傾斜計の B 2 (トンネルよりやや山側)、B 4 (地すべり土塊の末端) は概ね再現することができた。特に B 2 は他の傾斜計よりトンネルに最も近い位置に配置された計器であり、その計器で計測されたデータはトンネル掘削に伴う地すべりの影響を最も大きく受けた計測データと考えられる。このような箇所の計測データを数値解析により再現できたことから、数値解析によりトンネル掘削に伴う地すべり解析モデルが概ね設定できたと考えられる。
- 一方、孔内傾斜計 B 1 (頭部) の再現結果は、計測データと数値解析の結果に相違が生じた。数値解析による B 1 と B 2 の結果は、トンネル掘削に伴ってトンネルより山側の地すべり土塊が全体的に変位することを示しているが、計測データは B 2 のみ大きく変位が生じ、地すべり土塊の頭部の B 1 には殆ど変位が発生しておらず、地すべり土塊の全体的な変位には至っていないことを示している。再現の対象とした平成 13 年 12 月以降の B 1 の計測データを図 3.83 に示したが、最終的には B 1 は図 3.75 に示した数値解析結果の変位 (地表面で 20mm 程度) が発生していることが示されている。従って計測データからは、

地すべり土塊の変動はトンネル周辺で発生した後、徐々に山側に進展したと推察される。一方、ここで用いた数値解析手法は、このような地すべりの進展を再現したものではなく最終的な地すべり変動を示したものであり、この点が相違の発生した原因の1つと考えられる。

調査件名: JH引佐第2トンネル
ボーリング番号: B-1

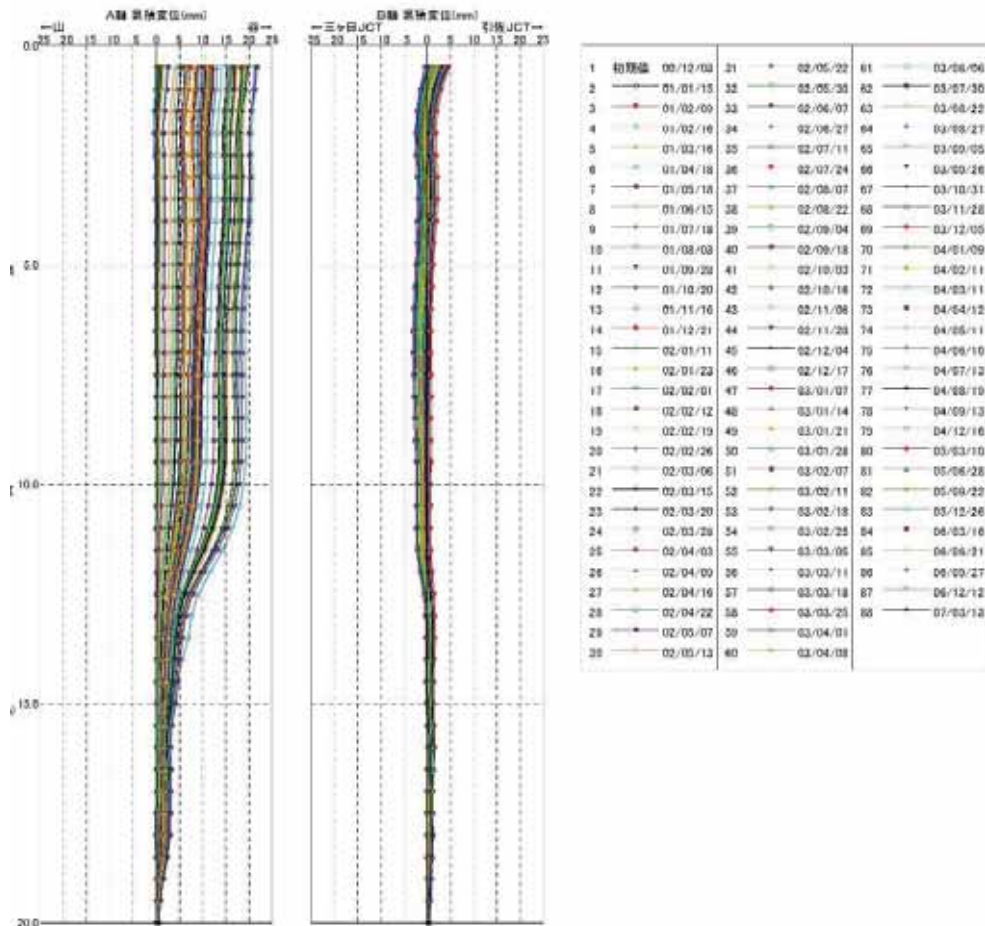


図 3.83 全計測期間中の孔内斜面勾配計 B-1 の計測データ

- 参考として、ロックボルトなどのトンネル支保工を数値解析にてモデル化し、支保工の効果を解析した。その結果、支保工によりトンネル周辺の変位や塑性化の抑制効果を示すことができた。トンネル掘削に伴うトンネル周辺の塑性化範囲の大きさにより、地すべりへの影響度合いは異なることと考えられるため、今後、トンネルと地すべり土塊の離隔を検討するに際しては、支保工の効果について検討する必要があると考えられる。

②今後の課題

地すべりとトンネルの位置関係は3次元的であり、トンネル掘削に伴う地すべりへの影響を2次元解析で検討する場合は、支保工のモデル化方法や、掘削に伴う適切な応力解放率など検討する必要がある。

3.4 事例解析のまとめ

本章では、すべり面より深い位置を掘削したトンネルを対象とし、それぞれの解析手法を用いて事例解析を実施した。その結果、全ての解析手法において地盤物性値や地盤形状を適切に設定することにより、トンネル掘削に伴う地盤の変形や孔内傾斜計の計測データを概ね再現することが可能であった。

しかし、事例解析の精度をより向上させるためには、下記の課題を解決する必要があると考えられた。

課題

- ・物性値の評価やばらつきを考慮する必要がある
- ・詳細な地層境界の把握する必要がある
- ・施工（支保工等）の影響を評価する必要がある
- ・すべり面強度が異なるなどの地盤が不均一な可能性があり、入力条件（物性値、地下水位など）などを精査して設定する必要がある

4. トンネルへの地すべりの影響評価手法

地すべりとトンネルによる相互の影響は、位置関係や土質条件等によって変化することが想定される。こうした影響を評価するにあたり、本共同研究では数値解析に用いる諸条件を変化させたパラメトリックスタディを行い、その結果からトンネルと地すべりの安全離隔距離を評価している。

本章では、数値解析に用いる解析モデルや解析条件の設定方法および各数値解析手法による解析結果について述べる。

4.1 基本モデルの設定

4.1.1 基本モデルの設定

(1) 解析目的および概要

地すべり土塊の外側をトンネルが通過する際における地すべり土塊の安全性評価を行うにあたり、地すべり土塊の物性の決定が非常に重要となる。トンネル通過による影響を受けることを考えると、地すべり土塊は何らかの衝撃により地すべりを起こす可能性が高い状態（安全率が 1.0 に近い状態）である。

そこで、地すべり土塊(dt)の物性をパラメータとした解析を行い、本解析の目的に適合した地すべり土塊(dt)の解析用地盤物性を決定する。

(2) 解析仕様

①解析手法・手順

有限差分法プログラム FLAC を用いて、まず、せん断強度低減法 (SSRM) により自重解析を実施する。その後、トンネル掘削相当部分の応力を全て解放し (応力解放率 100%)、トンネル掘削解析を実施する。

②解析モデル

解析を実施するに当たり用いたモデル図を図 4.1 に示す。斜面の角度は 30 度、斜面長さは 200m である。地すべり末端部からモデル底面までは 50m、地すべり末端部および地すべり頭部からモデル端面までも同様に 50m を設定している。土層構成は移動土塊(dt)である第 1 層と不動土塊(CL)である第 2 層の 2 層構成とする。トンネル位置は、図 4.1 に示すとおり、地すべり末端部を通過する円弧すべりのすべり線中心から 1.0D (D はトンネル直径) 鉛直下方に離れた位置とトンネルクラウンが一致するように調整した。また、この状態を「すべり面との離隔 1.0D」と定義した。トンネル形状については 3 章で検討した引佐第 2 トンネルと同形状とした。

なお、境界条件については、側面は鉛直ローラー、底面では水平ローラーとした。

(3) 地すべり土塊(dt)の物性値の決定

①解析物性値

解析用地盤物性値について表 4.1 に示す。第 1 層の粘着力および内部摩擦角については、今回の計算パラメータであるため、別途表 4.2 に示す。

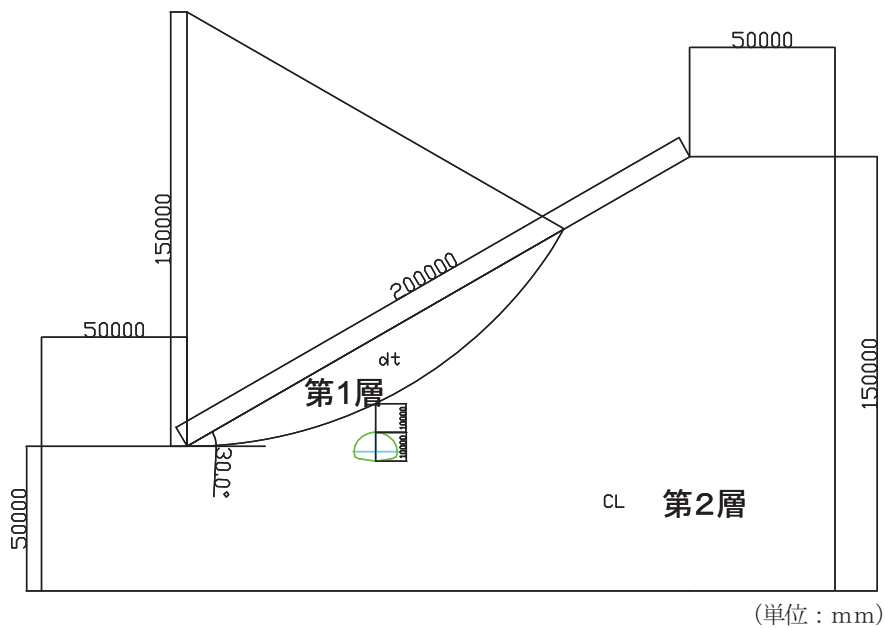


図 4.1 解析モデル図

表 4.1 解析用地盤物性値

	単位体積重量 γt (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MPa)
第1層(dt)	18.0	表 411.2 参照	表 411.2 参照	0.35	50
第2層(CL)	22.0	500	40	0.3	500

表 4.2 解析ケース

ケース	第1層の物性		
	c (kN/m ²)	ϕ (°)	σ_t (kN/m ²) ^{※1}
Case1	10	20	5.7
Case2	10	25	6.3
Case3	20	20	11.4
Case4	20	25	12.6
Case5	30	20	17.1
Case6	30	25	18.8

※1 計算方法については、図 4.2 に記載

②解析ケース

移動土塊である第1層の物性を求めるために設定した解析ケースを表4.2に示す。引張強度については、図4.2をもとに算定される q_u の1/5~10を適用している。

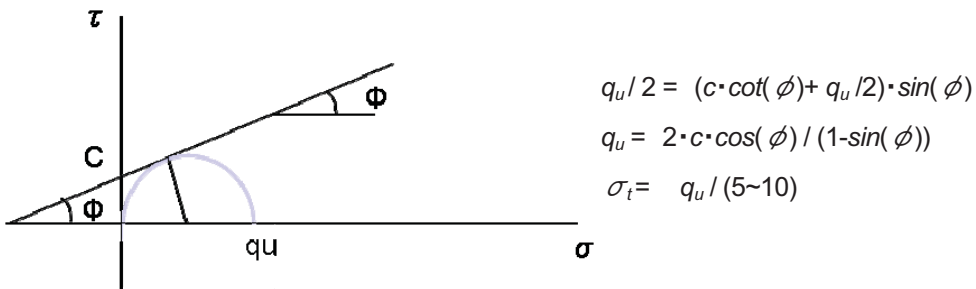


図 4.2 引張強度の算定方法

③解析結果一覧

解析を実施した結果を表4.3に示す。その結果、ほとんどのケースにおいて自重解析後のトンネル掘削解析が計算不能となった。トンネル掘削解析が計算可能であったのは、case4 および Case6 であった。これらのケースに関する安全率はそれぞれ 1.04 および 1.15 となる。

表 4.3 解析結果一覧

ケース	第1層の物性			自重解析後の トンネル掘削解析 ×：計算不能 ○：計算可能	安全率
	c (kN/m ²)	ϕ (°)	σ_t (kN/m ²)		
Case1	10	20	5.7	×	
Case2	10	25	6.3	×	
Case3	20	20	11.4	×	
Case4	20	25	12.6	○	1.04
Case5	30	20	17.1	×	
Case6	30	25	18.8	○	1.15

④水平変位分布

トンネル掘削解析が計算不能となったケースのうち、例えば Case1 について結果を示すと図 4.3 に示すとおり、水平変位が 1.60m 以上発生している。この現象（トンネル掘削解析が計算不能）については、連続体解析を行っている場合、同様な結果が得られると予想されるが、不連続体解析を実施している場合は、個別に検討を実施して確認する必要がある。

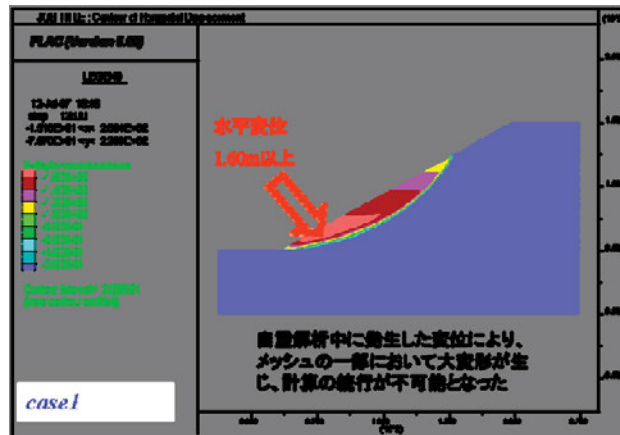


図 4.3 水平変位分布 (Case1)

一方、Case4 および Case6 については、図 4.4 に示すとおり、水平変位の最大値がより地すべり頭部に近い位置となり、数値としてそれぞれ 100～120mm, 60～80mm となった。これらのケースにおいては、自重解析後のトンネル掘削解析が可能であった。

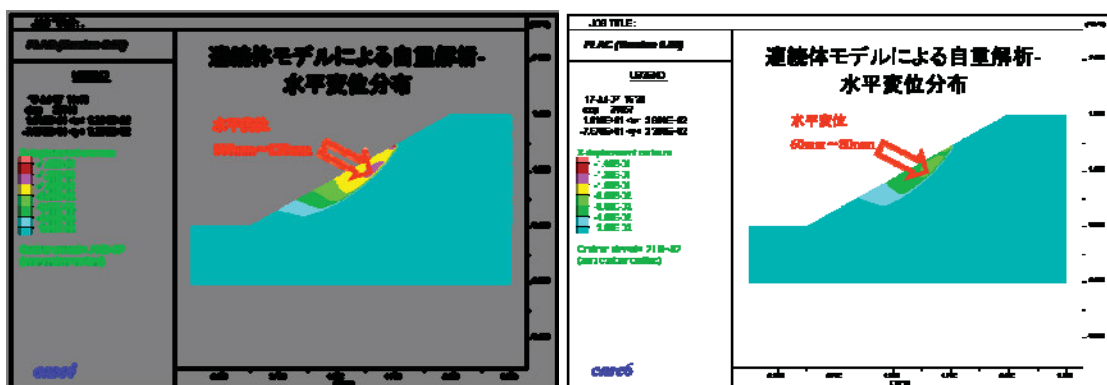


図 4.4 自重解析後の水平変位分布 (左 : Case4, 右 : Case6)

トンネル掘削解析をした場合の、水平変位分布について図 4.5 に示す。その結果、Case4, Case6 とともに、最大水平変位はやや大きくなるものの、トンネル掘削前に比べると同レベルに留まっており、トンネル掘削が第 1 層に与えた影響は小さいものであったと考えられる。

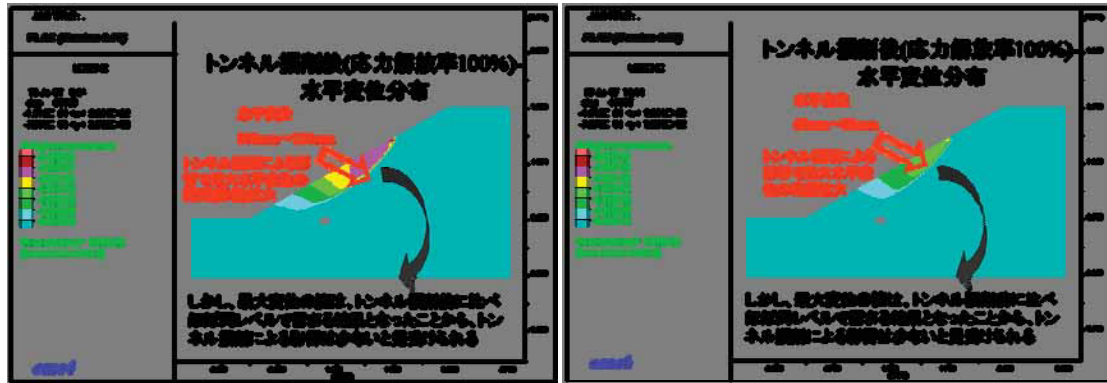


図 4.5 トンネル掘削解析後の水平変位分布(左 : Case4, 右 : Case6)

⑤最大せん断ひずみ分布

Case4 および Case6 の自重解析後における最大せん断ひずみ分布について図 4.6 に示す。最大せん断ひずみについては層境に集中している状況が観察され、破壊面は第 1 層と第 2 層の層境に沿って発達するものと考えられる。

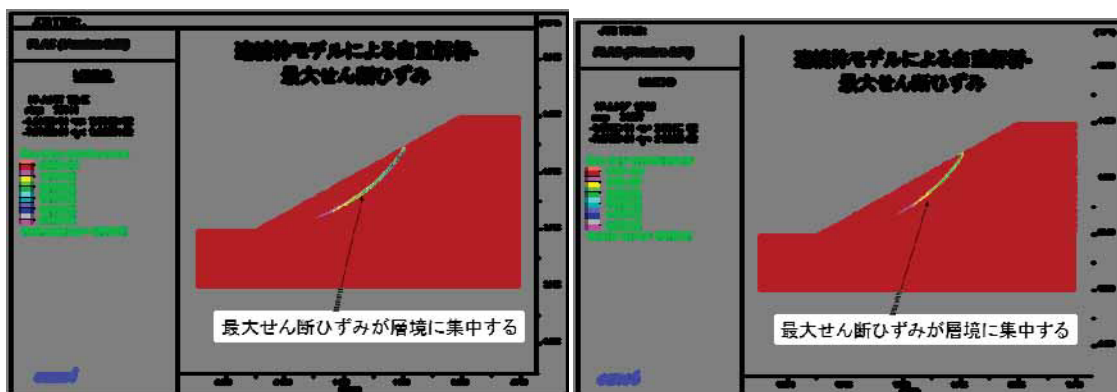


図 4.6 自重解析後の最大せん断ひずみ分布(左 : Case4, 右 : Case6)

Case4 および Case6 のトンネル掘削解析後における最大せん断ひずみ分布について図 4.7 に示す。Case4 は、Case6 よりもトンネル掘削の影響によりせん断ひずみの卓越する範囲が地すべり末端部方向に進展していることがわかる。

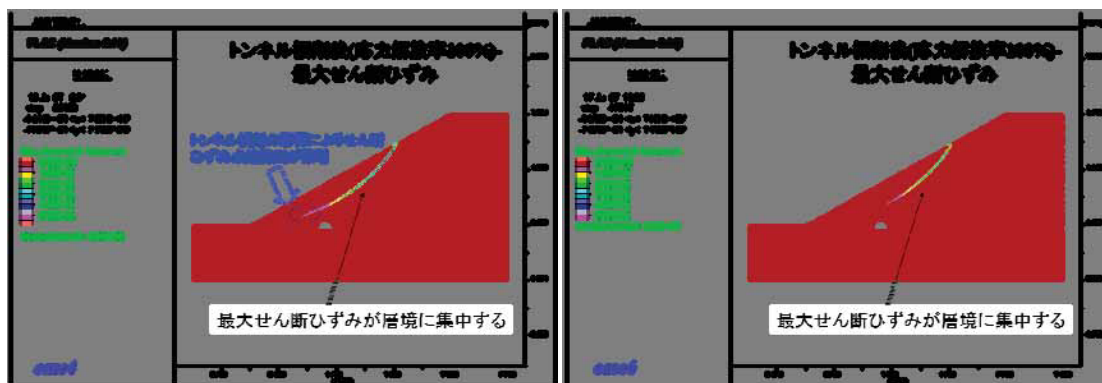


図 4.7 トンネル掘削解析後の最大せん断ひずみ分布 (左 : Case4, 右 : Case6)

⑥まとめ

以上の結果から、トンネル掘削による影響に対する解析的検討を目的とした場合には、トンネル掘削解析が実施可能で、かつ掘削による影響がより大きく出ている Case4 が最も適切であると考えられる。

Case4 の物性を表 4.4 に再掲する。同表中のうち、下線部が本検討により設定した数値である。

表 4.4 提案する基本モデル物性値

	単位体積重量 γt (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (kN/m ²)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MPa)
第 1 層(dt)	18.0	<u>20</u>	<u>25</u>	<u>12.6</u>	0.35	50
第 2 層(CL)	22.0	500	40	<u>428.9</u>	0.3	500

(4) Case4 に関する結果とりまとめ

Case4 について、解析結果を一覧表にとりまとめたものを表 4.5 に示す。この結果から、自重解析については、非常に大きな変位が得られており、地すべりを生じる第 1 層としては適当な物性が定められたものと考えられる。

一方で、トンネル掘削による変位が小さいことも明瞭であり、さらにトンネルの変位量についても実際に D 級岩盤相当を掘削する場合に比べて非常に小さい値となっている。これは、すなわち、第 2 層の剛性や強度が、トンネル掘削による影響に対する解析的検討を目的とした場合には、大きく設定されている可能性があると思われ、さらなる検討が必要であるといえる。

表 4.5 解析結果とりまとめ

項目	トンネル掘削前		トンネル掘削後		増分	
	水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向
①メッシュ数	25680 個(zone の数、有限要素法のエレメントに相当する) 各 zone の寸法は、1m×1m					
②解析時間	2 時間 18 分 (25,746steps)		4 時間 29 分 (50,103steps)		2 時間 11 分 Pentium D 3.2GHz 3.5GB RAM 仕様上	
③最大移動量	168.5mm		180.7mm		12.2mm	
④トンネル天端変位 ^{※2} Node No. (297,68)	-1.65mm	0.26mm	-4.0mm	-2.27mm	-2.35mm	-2.53mm
⑤トンネル左端変位 ^{※2} Node No. (282,55)	-1.46mm	-0.20mm	1.58mm	2.52mm	3.04mm	2.72mm
⑥トンネル右端変位 ^{※2} Node No. (311,55)	-1.04mm	0.77mm	-1.34mm	-3.65mm	-0.3mm	-4.42mm
⑦トンネル天端変位 ^{※2} Node No. (116,78)	-71.46mm	-20.69mm	-79.5mm	-33.0mm	-8.04mm	-12.31mm

水平変位の(-)は斜面の地すべり末端方向を、(+)は地すべり頭部方向を示す。
鉛直変位の(-)は沈下を、(+)は隆起を示す。

※2 変位を抽出した位置については、図 4.8 に示す。

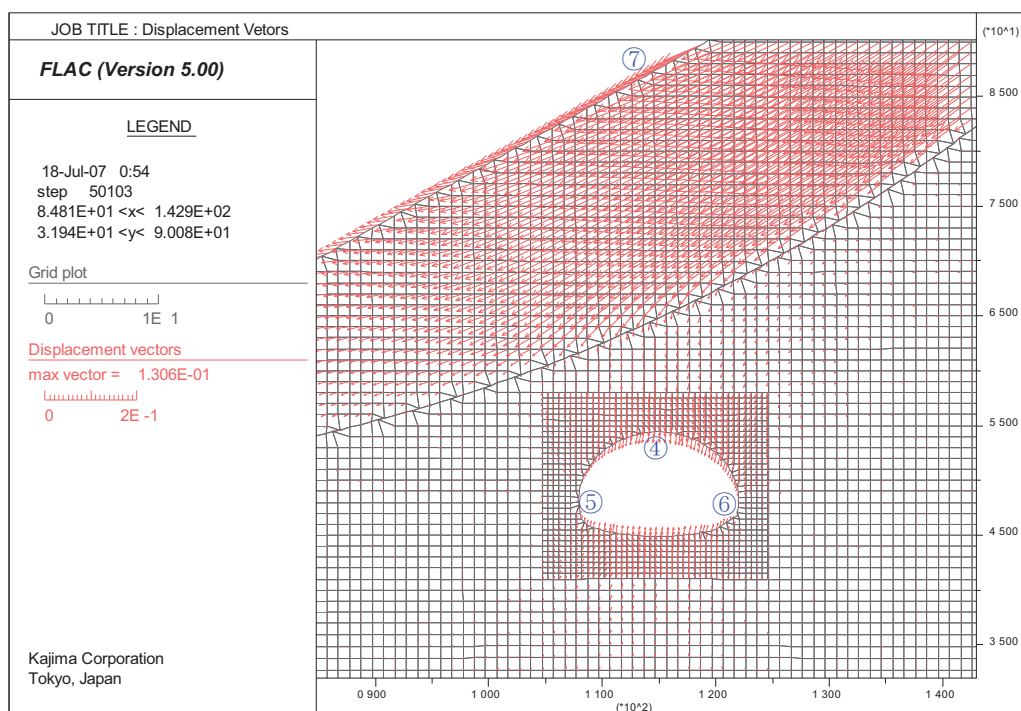


図 4.8 トンネル周辺の変位置抽出位置

(5) 第2層の物性値見直し

①目的

4.1.1 (3) の結果から、第1層(dt)の物性を決定した。一方で、トンネル掘削による第1層への影響が小さく、またトンネル周辺の変状もD級岩盤相当を想定した場合に比べて小さく、本検討の目的のためには、第2層の物性の見直しが必要であると判断した。

②第2層の物性値の設定

トンネル掘削により地すべりが影響を受ける場合、第2層としては強風化岩やマサ土に近い物性の地山が想定される。NEXCO(JH)で定める地山等級をもとにした場合DII, Eという地山を、鉄道建設・運輸施設整備支援機構で定める計算上の地山等級をもとにした場合R1, R2相当の岩盤を第2層の解析対象とする。

粘着力 c については、表4.6、表4.7をもとに、50, 100, 200kN/m²の3水準を設けた。それらに対応する変形係数 E については、表4.6、表4.7、表4.8および表4.9をもとに、順に50, 100, 150kN/m²と設定値した。内部摩擦角 ϕ については、図4.9を参考に30°の一定値としている。これらを、パラメトリックスタディに供する第2層の物性値と決定し、一覧表にまとめたものを表4.10に示す。

表4.6 解析物性値の事例²⁰⁾

計算上の地山等級	単位体積重量 γ (kN/m ³) {tf/m ³ }	初期変形係数 D_1 (MPa) {kgf/cm ² }	粘着力 C (MPa) {kgf/cm ² }	内部摩擦角 ϕ (°)	初期ポアソン比 ν_0	弾性限界 R_{EL}	非線形パラメータ n	備考	
未固結土	S ₁	16 {1.6}	20 {200}	0.02 {0.2}	30	0.35	1.0	2	N値10~30相当
	S ₂	18 {1.8}	50 {500}	0.02 {0.2}	35	0.35	1.0	2	N値30~50相当
	S ₃	20 {2.0}	100 {1,000}	0.02 {0.2}	40	0.35	1.0	2	N値50以上相当
岩	R ₁	19 {1.9}	50 {500}	0.07 {0.7}	25	0.30	0.3	4	軟岩・中硬岩I _h 相当
	R ₂	20 {2.0}	100 {1,000}	0.15 {1.5}	30	0.30	0.3	4	軟岩・中硬岩II _h 相当
	R ₃	21 {2.1}	200 {2,000}	0.30 {3.0}	35	0.30	0.3	4	軟岩・中硬岩III _h 相当
	R ₄	22 {2.2}	500 {5,000}	0.50 {5.0}	40	0.30	0.3	4	中硬岩IV _h 相当
	R ₅	23 {2.3}	1,000 {10,000}	1.0 {10}	45	0.30	0.3	4	中硬岩V _h 相当
	R ₆	24 {2.4}	2,000 {20,000}	2.0 {20}	50	0.25	0.2	6	硬岩II _h 相当
	R ₇	25 {2.5}	5,000 {50,000}	4.0 {40}	55	0.25	0.2	6	硬岩III _h 相当
	R ₈	26 {2.6}	10,000 {100,000}	6.0 {60}	55	0.25	0.2	6	硬岩IV _h 以上相当

表4.7 地山分類と地山物性値²¹⁾

地山分類	単位体積重量 γ (g/cm ³)	変形係数 E (kgf/cm ²)	ポアソン比 ν	粘着力 c (kgf/cm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)
B	2.5	50,000	0.25	30	50
C I	2.4	20,000		20	45
C II	2.5	10,000	0.30	10	40
D I	2.2	5,000		5	35
D II	2.1	1,500	0.35	2	30

ここに示すB, C I, C II, D I, D IIは地山等級¹¹⁾である。

表 4.8 地山分類と変形係数²¹⁾

地山分類	変形係数 (kgf/cm ²)	
	範囲	中央値
B	5,700~180,000	32,000
C	2,900~19,000	7,500
D	640~4,700	1,700
E	50~2,500	400

ここに示すB, C, D, Eは地山等級²¹⁾である。

決定した50、100MPaを含む

表 4.9 解析物性値の事例²²⁾

施工パターン	地山の 変形係数 D (MPa)	代表値	上半内空 実位の範囲 (mm)	天端沈下 の範囲 (mm)	地山剛性比 $\gamma_{H/D}$	地山剛性比 $K_{H/D}$	粘着力 c (MPa)	内部 摩擦角 ϕ°
B	2,000 ~ 10,000	(5,000)	~20	~10	1.0×10^{-3}	1.0×10^3	4以上	55以上
C I	1,000 ~ 50,000	(2,000)	5~30	5~15	1.5×10^{-3}	1.5×10^3	4~2	55~45
C II	(500) ~ 5,000	(1,000)	5~40	5~20	2.0×10^{-3}	2.0×10^3	2~1	45~38
D I	200 ~ 2,000	500	10~80	10~40	3.0×10^{-3}	3.0×10^3	1以下	38以下
D II	50 ~ 500	150	15~100	15~70	5.0×10^{-3}	4.0×10^3		
E	20 ~ 300	80	50~500	50~500	3.0×10^{-2}	2.0×10^2		

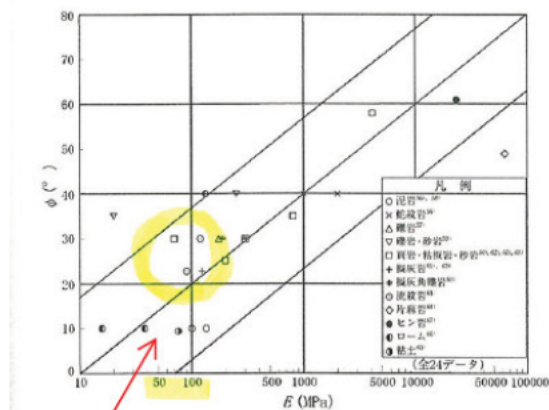


図-2.3.59 変形係数と内部摩擦角の関係

下にバラついて見られるケースは岩では無くローム

図 4.9 変形係数と内部摩擦角の関係²³⁾

表 4.10 第2層の地盤物性値一覧

物性名	c (kN/m ²)	ϕ (°)	E (MN/m ²)	地山等級
DII	200	30	150	DII
E 1	100	30	100	E
E 2	50	30	50	

③解析仕様

・解析手法、手順

有限差分法プログラム **FLAC** を用いて、まず、せん断強度低減法 (**SSRM**) により自重解析を実施する。その後、トンネル掘削相当部分の応力を全て解放し (応力解放率 100%)、トンネル掘削解析を実施する。

・解析モデル

解析を実施するに当たり用いたモデル図を図 4.10 に示す。以下に特に表記がない場合は、4.1.1 (2) において述べた設定と同様である。

大きな違いの一つはモデルの大きさである。本パラメトリックスタディでは、境界の影響を回避する目的で、モデル全体を地すべり末端部、地すべり頭部、底面においてそれぞれ 50m ずつ拡大している。

トンネルについては、図 4.10 に示すとおり、円弧すべりの円弧中心とすべり線を 4 等分割した 3 点の、それぞれの交線延長上にトンネル中心が位置するように設置した。同図中には、それぞれのトンネル位置を、浅部から、地すべり頭部、地すべり中央部、地すべり末端部、とした。

離隔については、0.5D、1.0D (D はトンネル直径) の 2 パターンについて解析を実施した。なお、離隔については、円弧中心とトンネル中心を結ぶ交線の内、すべり線との交点からトンネル掘削線との交点までの距離と定義した。

境界条件については、側面は鉛直ローラー、底面は固定とした。4.1.1 (3) の基礎解析では、底面の境界条件として、水平ローラーとしたが、今回は両方ともに固定としている。これは、モデルサイズを底面の境界条件が解析結果に大きな影響を与えない範囲に設定すべきであり、その条件下では底面固定の方が実際の地山条件に一致するという考え方に基づいたものである。なお、今回設定したモデルサイズについては、別途検討した結果から、底面の条件にかかわらずほとんど同じ応力分布が得られるという結果が得られることを確認している。

また、地山等級が **DII** や **E** 相当の地山においてトンネル掘削を行う際は、トンネル補助工法により、応力解放をできるだけ低く抑えることが基本であり、100%の掘削解放応力を与えることは現実的ではない。一方、切羽が計測断面に到達するまでに発生する変位量については、先行変位と捉え、その時点までの掘削に伴う応力解放はいかなる場合でも与えることが基本である。解析を行うときの応力解放率としては低い場合は 30%、高い場合は 60%を与える場合まで様々であるが、ほとんどの場合は 40%あるいは 50%の値を採用するケースが多い。そこで、今回は、その内、解放の程度の大きい 50%を全ケースに共通する応力解放率として採用する。

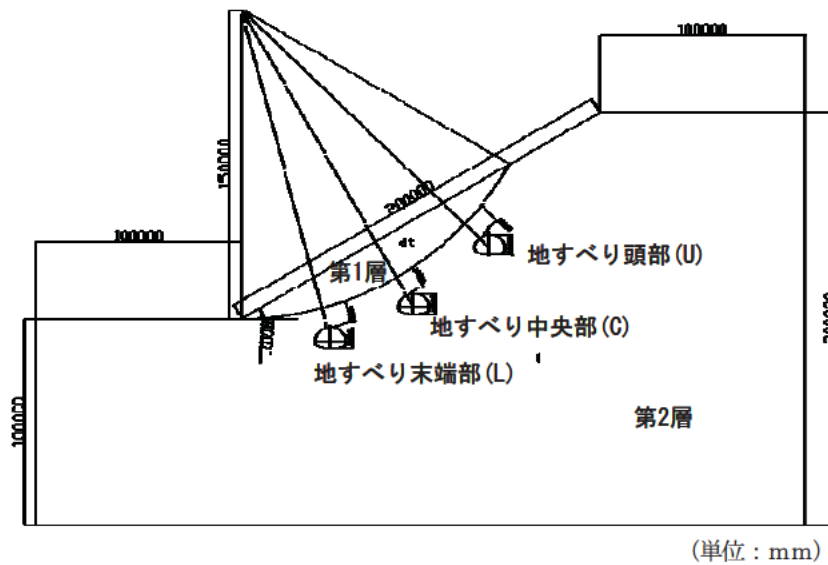


図 4.10 解析モデル図

④解析物性値

解析用地盤物性値について表 4.11 に示す。第 1 層については、4.1.1 (3) で検討した結果 (表 4.4) を採用している。

表 4.11 解析用地盤物性値

	単位体積重量 γt (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (kN/m ²)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MPa)
第 1 層(dt)	18.0	20	25	12.6	0.35	50
第 2 層	22.0	表 411.12 参照	30	表 411.12 参照	0.3	表 411.12 参照

⑤解析ケース

第 2 層を求めるために設定した解析ケースを表 4.12 に示す。各ケースにおける、粘着力 c および変形係数 E については、表 4.10 にしたがって設定している。引張強度については、図 4.2 をもとに算定される q_u の 1/(5~10) を適用している。

表 4.12 解析ケース

ケース	第2層の物性				すべり面との離隔	トンネル位置
	物性名※1	c (kN/m ²)	σ_t (kN/m ²) ※1	E (MN/m ²)		
Case7-10D U	DII	200	138.6	150	1.0D	地すべり頭部
Case7-10D C						地すべり中央部
Case7-10D L						地すべり末端部
Case7-05D U					0.5D	地すべり頭部
Case7-05D C						地すべり中央部
Case7-05D L						地すべり末端部
Case8-10D U	E-1	100	69.3	100	1.0D	地すべり頭部
Case8-10D C						地すべり中央部
Case8-10D L						地すべり末端部
Case8-05D U					0.5D	地すべり頭部
Case8-05D C						地すべり中央部
Case8-05D L						地すべり末端部
Case9-10D U	E-2	50	34.6	50	1.0D	地すべり頭部
Case9-10D C						地すべり中央部
Case9-10D L						地すべり末端部
Case9-05D U					0.5D	地すべり頭部
Case9-05D C						地すべり中央部
Case9-05D L						地すべり末端部

※1 表 4.11.10 参照

(6) パラメトリックスタディ数値解析結果

①水平変位分布

解析結果の内、自重解析については、4.1.1 (3) で述べた基礎解析とほぼ同様の傾向であるため、ここではトンネル掘削解析後の結果について示す。

図 4.11 に地すべり中央部でトンネル離隔 1.0D でトンネルを掘削した場合、図 4.12 に地すべり中央部でトンネル離隔 0.5D でトンネルを掘削した場合、の水平変位分布について示す。同図では、第2層の物性を変化させた3パターンについて示している。なお、図中の水平変位の値は、自重解析開始からの総変位量である。

これらから、第1層内では全体的に斜面の下流方向に変位が生じているが、いずれのケース

においても、トンネル掘削に伴い、程度の差はあるが地すべりの動きとは逆方向の水平変位が発生していることが特徴的である。

物性が DII の場合 (Case7 10D C、Case7 05D C)、トンネル掘削による影響が他ケースよりも大きく出ているように見えるが、全体的に発生している変位が小さいため、全体の安定性に対して大きな影響を与えていないと考える。

物性が E 1 の場合 (Case8 10D C、Case8 05D C)、トンネル掘削による影響が第 1 層に影響を与えているが、トンネル離隔が 1.0D のときは、地すべり末端部の水平変位が増大するのに対し、トンネル離隔が 0.5D のときは地すべり中央部よりやや地すべり頭部の付近で水平変位が増大する。

物性が E 2 の場合 (Case9 10D C、Case9 05D C)、上記の傾向が顕著になり、トンネル離隔 1.0D ではより地すべり末端部に、トンネル離隔 0.5D ではより地すべり頭部で水平変位が増大している。

なお、物性 DII では水平変位の最大値が 15~20mm であるが、物性 E 1 では 100~120mm、最も剛性の低い E 2 ではトンネル離隔 1.0D のとき (Case9 10D C) で 325.5mm、トンネル離隔 0.5D のとき (Case9 05D C) で 578.9mm となっており、第 2 層の剛性低下に伴い、その低下度合(1/3)以上に発生する水平変位が増大していることがわかるとともに、トンネルがすべり線に近付くにつれ、最大変位の発生位置や発生変位のオーダーに大きな違いが生じることがわかる。自重解析と同じような変形モードで総変位量が増大した Case9 10D C に着目すると、トンネル掘削による増分のみで約 80mm 発生しており、総変位量だけでなくトンネル掘削増分についても低下度合以上に水平変位が発生していることがわかる。

図 4.13 に物性 E 2 を対象にトンネル離隔 0.5D の条件でトンネル位置を変更した場合の水平変位分布について示す。同条件下におけるトンネル位置の影響は非常に大きく、地すべり頭部に位置する場合 (Case9 05D U) は、他ケースと異なりトンネル掘削に伴い、地すべりと逆方向の変位は発生していない。また変位量としては、トンネルが地すべり中央部に位置する場合 (Case9 05D C) が最も大きくなっており、上方、下方の場合は同程度である。また、3 ケースとともに、第 1 層内での水平変位の発生範囲が全体的に地すべり頭部方向へも拡大していることが共通しているが、これは 0.5D というトンネル離隔に大きく影響を受けているものと思われる。

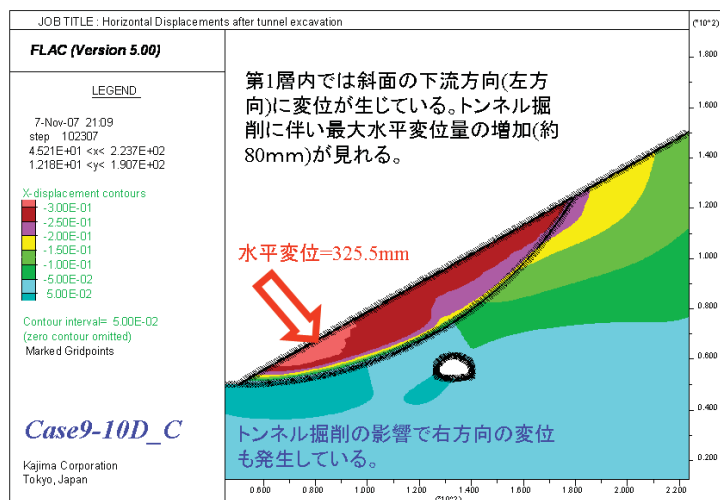
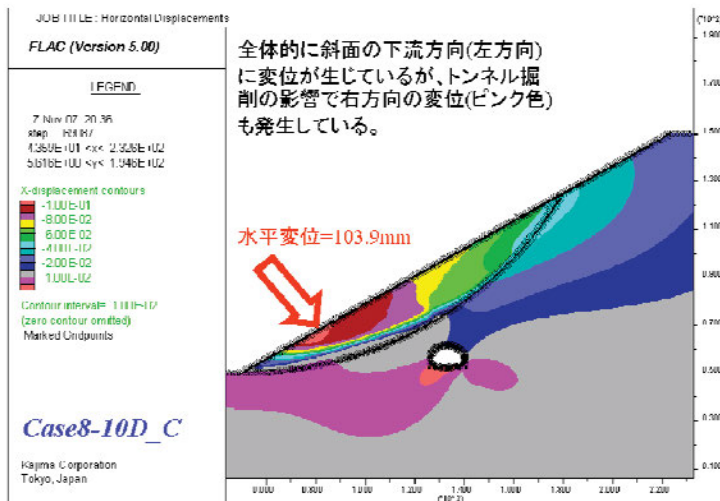
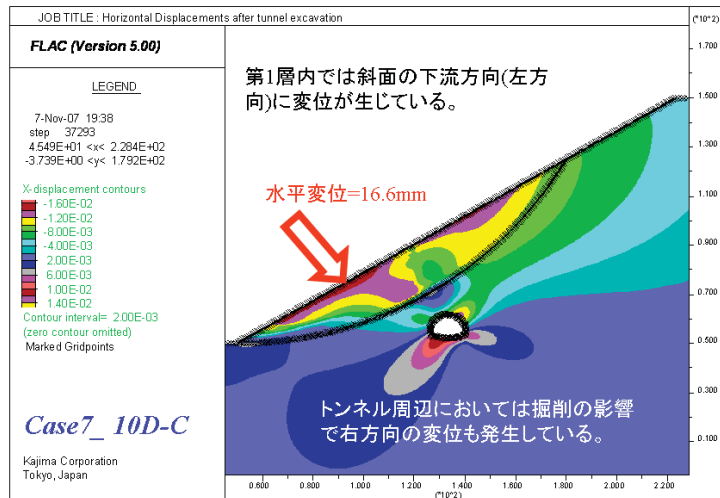


図 4.11 トンネル離隔 1.0D の場合における水平変位分布

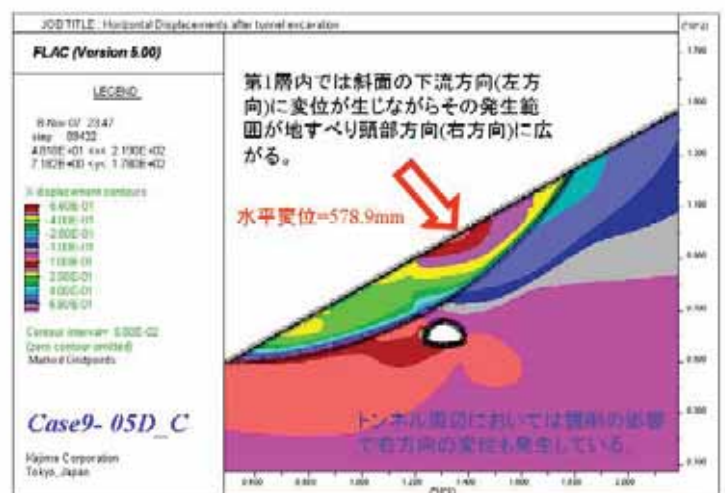
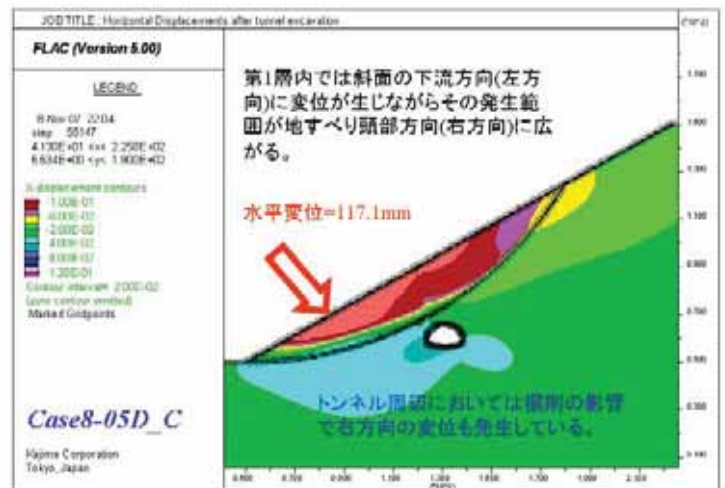
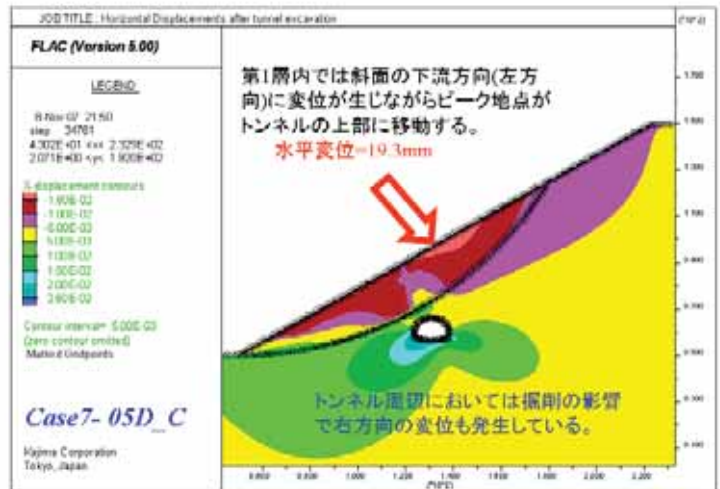


図 4.12 トンネル離隔 0.5D の場合における水平変位分布

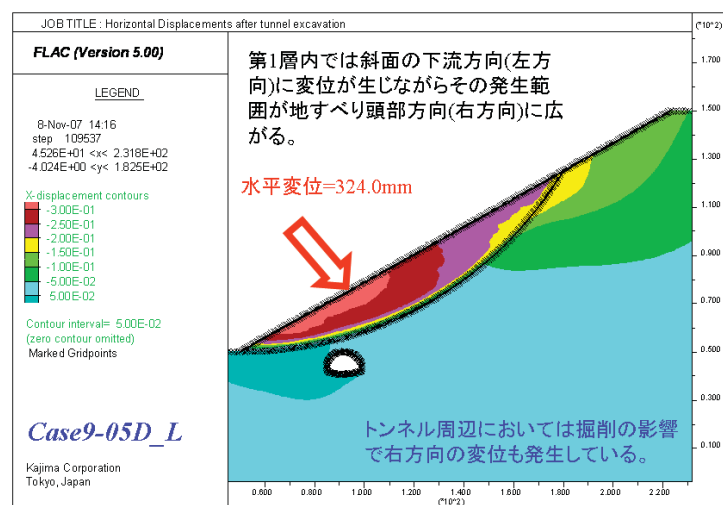
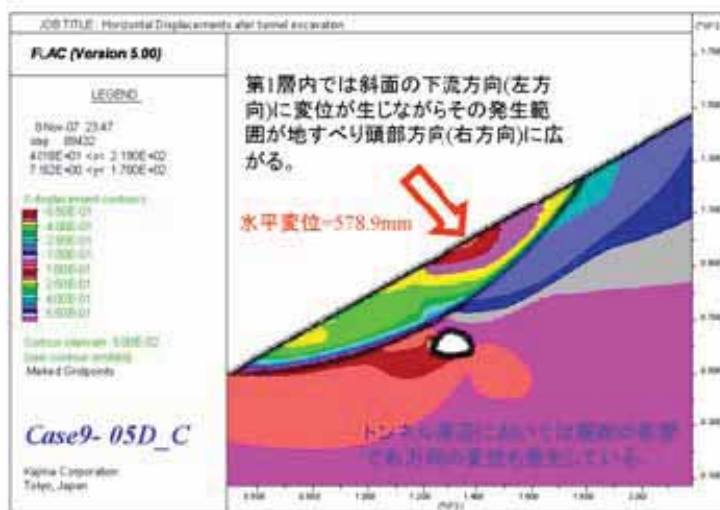
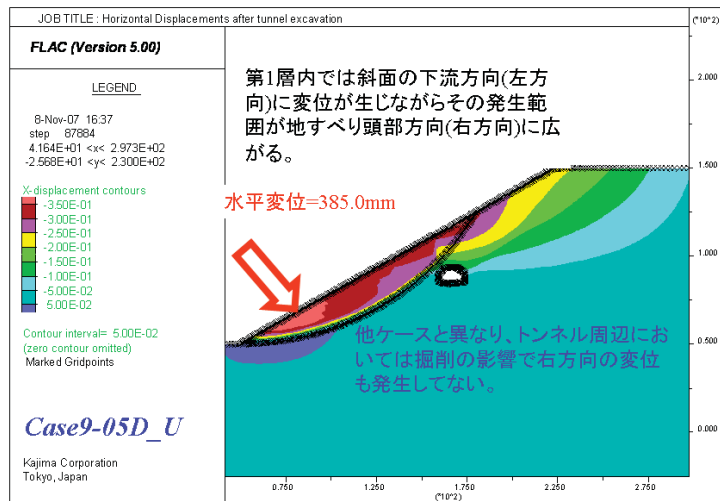


図 4.13 トンネル位置を変更した場合における水平変位分布 (物性 E-2)

②せん断ひずみ分布

図 4.14 に地すべり中央部で第 2 層の地盤物性とトンネル離隔を変化させてトンネルを掘削した場合の最大せん断ひずみ分布について示す。左の 3 図がトンネル離隔 1.0D の場合、右の 3 図がトンネル離隔 0.5D の場合である。

最大せん断ひずみは、第 1 層の地すべり末端部およびトンネル周囲に集中している。また、トンネル周囲に発生したせん断ひずみのうち、地すべり末端部側の肩部については、せん断ひずみが集中している状況が地表面まで達している。

また、最大せん断ひずみは必ずしも層境界で生じているとは限らず、地すべり末端部の層境界からやや上方に端を発しているケースも多い。ただし、第 2 層の物性が弱ければ弱いほど、またトンネル離隔が近ければ近いほど、最大せん断ひずみは層境界付近で生じる傾向を強く示している。

図 4.15 に物性 E 2 を対象にトンネル離隔 0.5D の条件でトンネル位置を変更した場合の最大せん断ひずみ分布について示す。物性が最も弱く、離隔も 0.5D であるため、全てのケースでせん断ひずみは層境界付近に分布しており、地すべり末端部で最も大きく、地すべり頭部に近いほど値は小さいものの、せん断ひずみの集中は地表付近まで達している。トンネル周囲のひずみについても、図 4.13 と同様の結果が見られ、地すべり末端側の肩部からせん断ひずみの集中が地表まで達している。一方で、地すべり中央部にトンネルを掘削した結果からは、トンネル付近からすべり面に沿うような形でより浅い箇所にせん断ひずみの集中が見られたり、上方でトンネル掘削した場合にはトンネル底面から深部方向へせん断帯の発達が見られたりするような状況が見受けられ、解析モデルや物性値に関して設定が妥当であったかどうかについてさらなる検証が必要であると思われる。

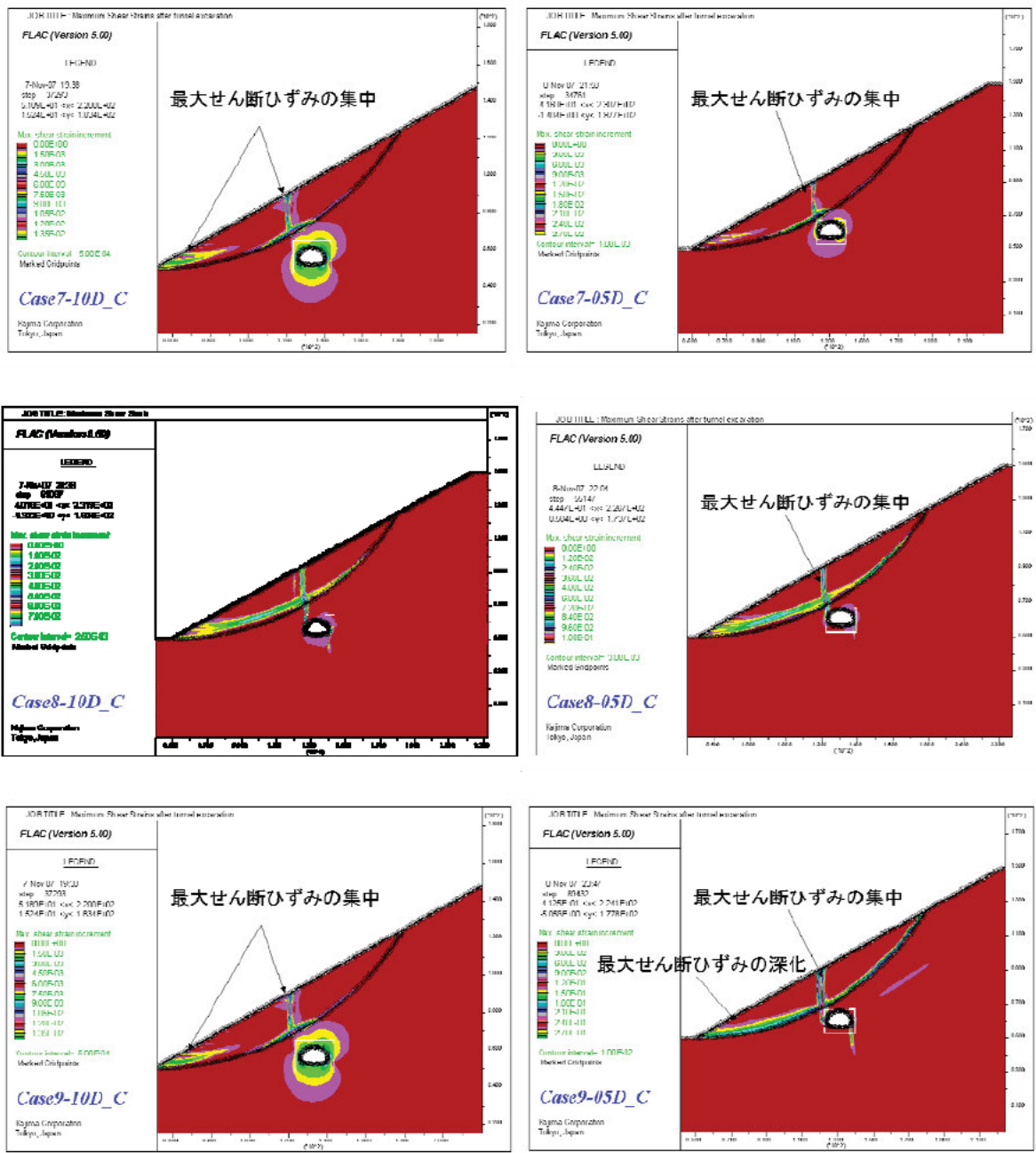


図 4.14 第 2 層の地盤物性とトンネル離隔を変化させた場合の最大せん断ひずみ
 (左 : トンネル離隔 1.0D, 右 : トンネル離隔 0.5D)

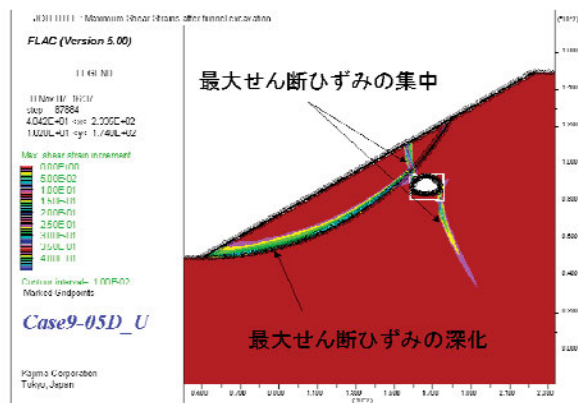
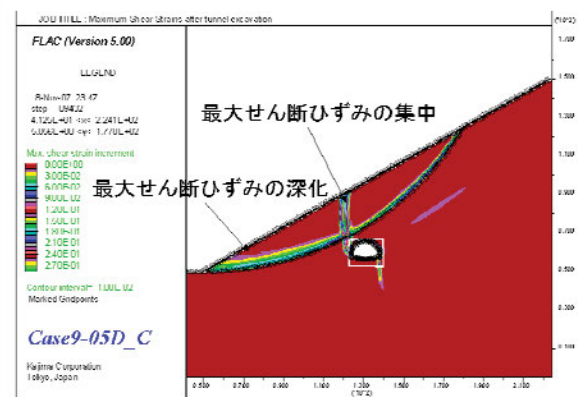
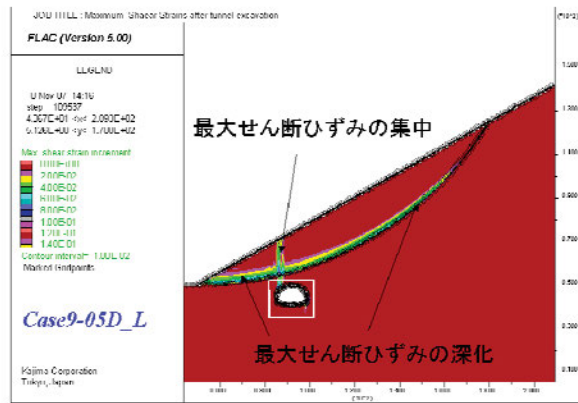


図 4.15 トンネル位置を変更した場合における最大せん断ひずみ（物性 E-2）

③地表面変位、天端変位

実施した全 18 ケースに関して、地表面変位およびトンネル天端変位についてまとめたものを、それぞれ図 4.16、図 4.17 に示す。両図では、水平変位と鉛直変位、また両変位について総変位量とトンネル掘削による変位増分を示している。

これらから、前述したとおり Case7 (物性 DII) から Case9 (物性 E 2) になるに従い、すなわち、第 2 層の強度および剛性が低下するにつれて、変位が急激に増大していることがわかる。この傾向については、水平変位、鉛直変位ともに全体的に同じ傾向を示しているが、水平変位では一部で Case9 (物性 E 2) において変位が減少する傾向も見られる。これは、鉛直変位がほぼ同じ位置付近で最大値を示すのに対し、水平変位については最大値を示す位置がバラつくことによるものと考えられる。なお、鉛直変位については、地表面変位とトンネル天端変位がほぼ同じオーダーと傾向を示していることから、トンネル直上で最大値を示すものと思われる。

そこで、鉛直変位を中心に分析を加えると、物性の変化に加え、トンネル離隔およびトンネル位置によっても大きく影響を受けていることがわかる。トンネル離隔の影響は、これまでも述べたとおり、Case9 (物性 E 2) のときに大きく見られ、0.5D と 1.0D で大きな変位量の差が見られる。ただし、トンネル位置が下方にある場合 (図中の表現で「地すべり末端部」) には、トンネル位置の影響の方が大きく、変位量が小さく抑えられている。

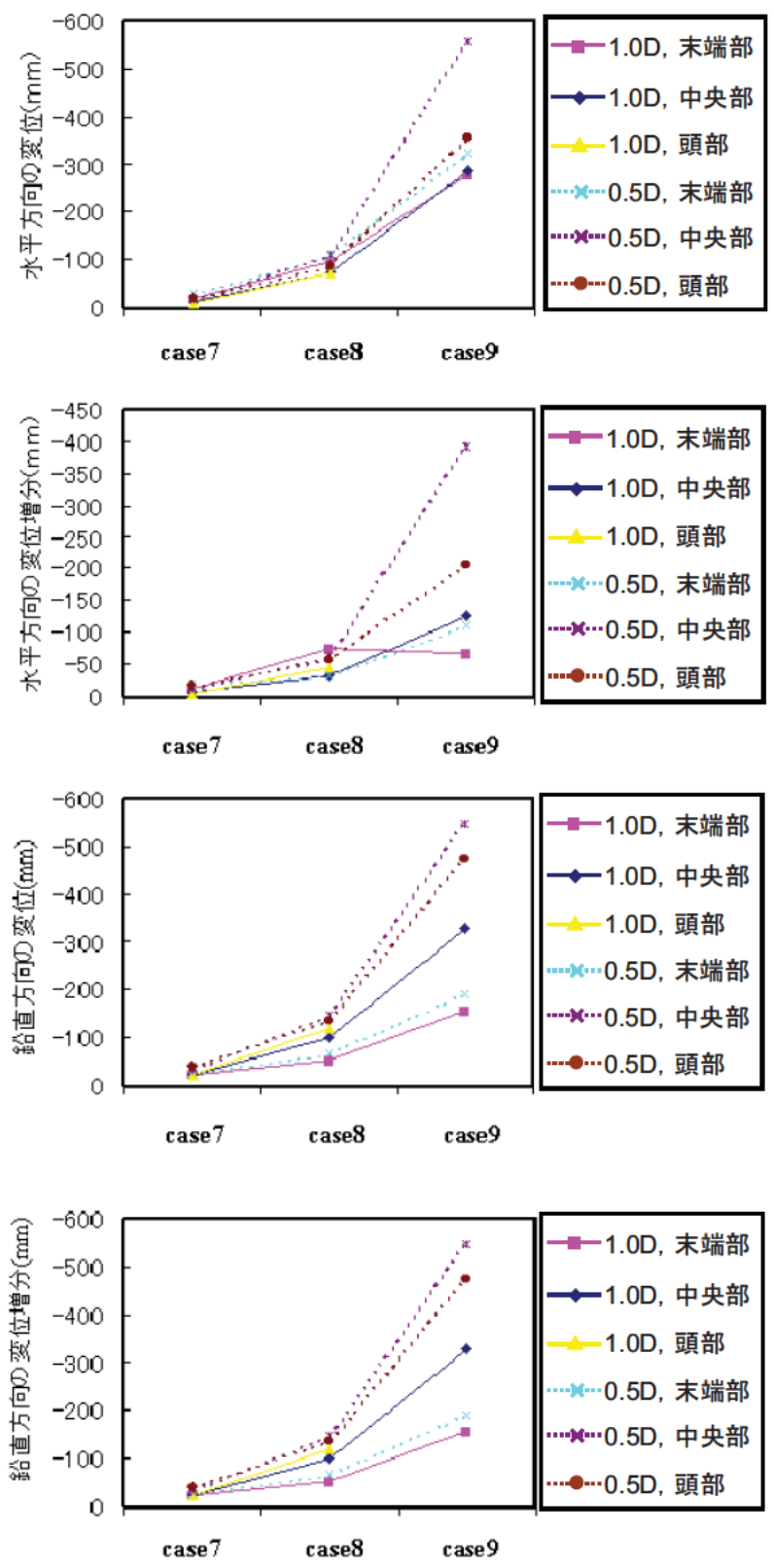


図 4.16 地表面変位

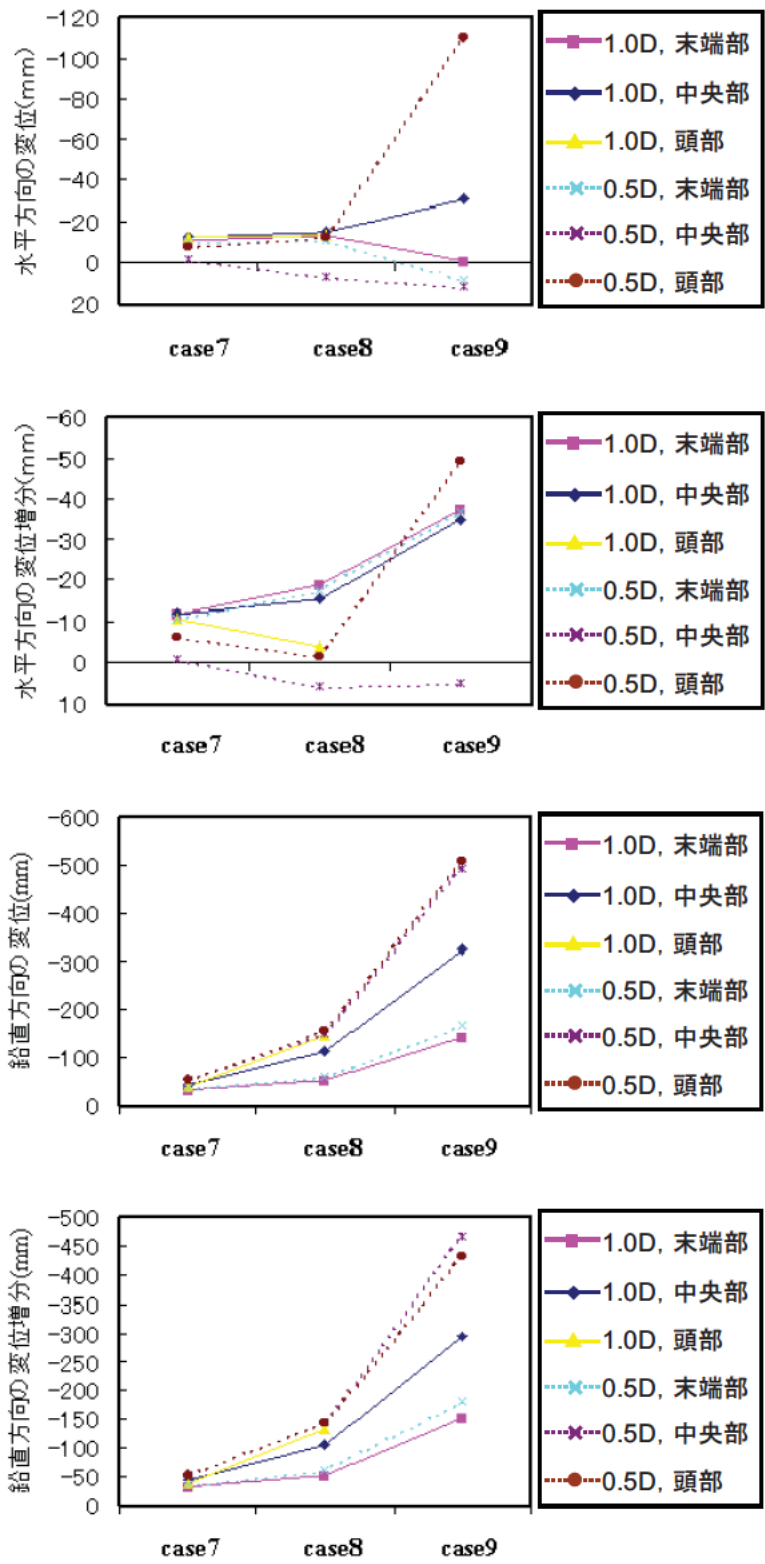


図 4.17 トンネル天端変位

④第2層の物性値に関する考察

パラメトリックスタディを実施し、変位量および最大せん断ひずみの結果について分析を加え、物性が E 2 となった場合の影響が非常に大きいこと、同物性になった場合にはトンネル離隔が 0.5D と 1.0D で大きく異なること、ただしトンネル位置が地すべり末端部に近い場合にはその影響が少なく全体的な変位も小さいことがわかった。なお、トンネル位置の違いは、水平変位が増大する位置に大きく影響を及ぼすこともわかった。

ここまで、トンネル掘削による第1層への影響が小さいため、第2層の物性を見直すことを目的とし、表 4.13 に再掲した 3 パターンの物性値を用いてパラメトリックスタディを実施した。その結果、トンネル掘削による第1層への影響をそれぞれ確認することができた。しかしながら、各物性値によってトンネル掘削が地すべりに与える影響は大小違いが見られるため、後述するパラメトリックスタディにおいては、第2層の物性値を表 4.13 の 3 パターン設定し解析をおこなうことにした。

表 4.13 第2層の地盤物性値一覧

物性名	c (kN/m ²)	ϕ (°)	E (MN/m ²)	地山等級
DII	200	30	150	DII
E 1	100	30	100	E
E 2	50	30	50	

一方で、今回、第2層の物性値を基礎解析時 (4.1.1 (3)) よりも弱く設定したにもかかわらず、発生する変位量は前回は大きく下回っているケースも存在する (物性が DII の Case7 のシリーズ)。これは、おそらく底面の固定条件を変更したことによる影響であり、その影響により斜面移動量が大きく変化することが問題であり、また今回の解析では斜面移動量を過小評価している可能性も考えられる。

さらには、地すべり末端部付近において、層境界ではなく、第1層内部に最大せん断ひずみが発生する状況も発生しており、現実的とは言い難い。

したがって、パラメトリックスタディを実施し本研究を進めるうえで、境界条件を再検討することが望ましいと考える。具体的には、モデルサイズの調整、地層構成の見直し、地盤物性値の見直し、が検討項目として挙げられる。

(7) まとめ

第2層の物性がE2である場合、最大せん断ひずみ分布に非現実的な最大せん断ひずみの集中が見られ、発生した変位量も500mmを超えるため、パラメトリックスタディの物性値として、E2は不適切であると判断した。そのため、第2層の物性はDIIを上限、E1を下限の物性値とし、その中間として粘着力150 kN/m²、変形係数120MPaの物性値を新たに設定した。

本項で得られた結果より、第1層と第2層の物性値を表4.14のように決定した。また、懸念された境界条件の影響については、4.2.2、および、4.2.3で検討をおこなった。

表 4.14 解析用地盤物性値

	単位体積重量 γt (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (kN/m ²)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MPa)
第1層(dt)	18.0	20	25	12.6	0.35	50
第2層	22.0	200	30	138.6	0.3	150
		150		69.3		120
		100		34.6		100

4.1.2 解析領域および境界条件

(1) 問題点

①境界条件によって大きく変化する変位量

4.1.1 (6) で考察したとおり、図 4.1 に示した解析モデルでは、図 4.18 に再掲するとおり、自重解析の時点で100mm以上の変位が生じているのに対し、図 4.10 で示した解析モデルでは、第2層として弱い物性を選定したにもかかわらず、トンネル掘削解析後も16.6mmの変位しか生じていない。これは、底面の水平方向の変位を固定した結果によるものと思われる。これは、境界条件の差異により計算結果に大きな影響が及ぶ状況になっており、解析モデルに関する再検討をする必要がある。

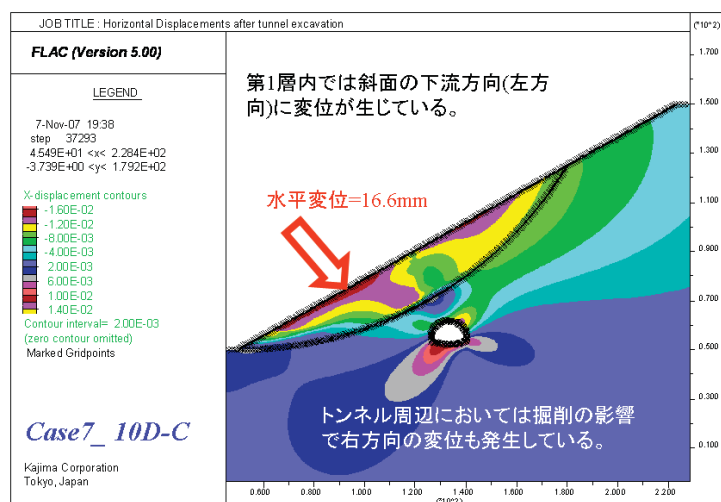
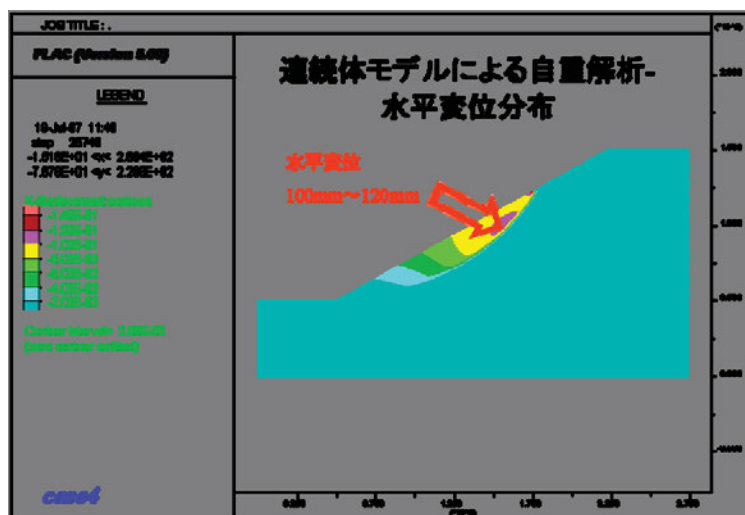


図 4.18 底面の境界条件変更による変位量の差異

②非現実的なせん断層

一方、図 4.10 で示した解析モデルに関して、底面の境界条件のうち、水平ローラーとすると、図 4.19 に示すとおり、非現実的なせん断帯が地すべり頭部方向に発生し、せん断破壊に至っては、せん断帯の場所以外にも新たなせん断破壊箇所が発生している。

したがって、適切な解析モデルの設定にあたっては、解析領域、物性値、境界条件、などを総合的に勘案して決定すべき問題であると思われる。

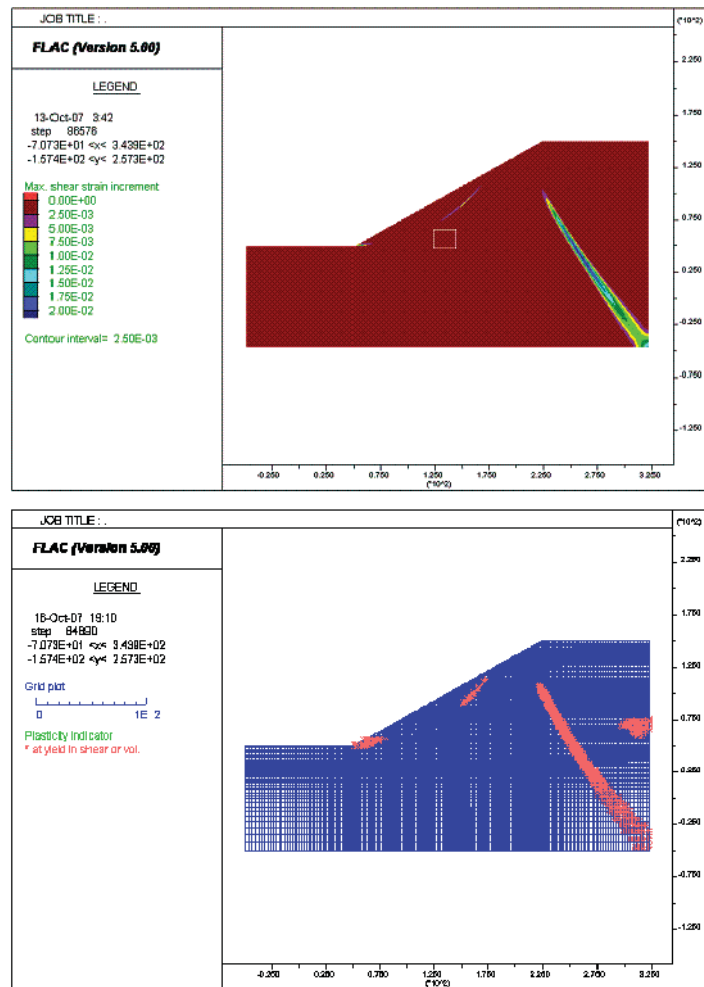


図 4.19 底面の境界条件変更による非現実的なせん断帯（せん断破壊箇所）の発生

(2) 解析領域変更の検討

①解析仕様

まず、適切な解析領域について検討を行う。4.1.1 (3) で実施した基本モデルでは、図 4.20 に示す解析領域のうち(a)を採用した。4.1.1 (6) で実施したパラメトリックスタディでは図 4.20 中に示す黒点線で囲まれる領域 ((a)から側面と底面を 50m 拡大した領域)を採用した。

ここでは、さらに 3 パターンの解析領域を追加し、(b)鉛直方向に拡大した領域、(c) 水平方向に拡大した領域、(d)水平および鉛直方向に拡大した領域、について自重解析を実施した。境界条件については、側面はこれまでと同様鉛直ローラーとし、底面については、固定、水平ローラーの 2 パターンについて検討した。

解析手法および手順については、4.1.1 (2) で示した仕様に従う。

解析用地盤物性値の内、第 1 層については、4.1.1 (3) で決定した仕様を、第 2 層については、4.1.1 (6) で設定した内で最も強度および剛性の大きい仕様、すなわち表 4.12 に示した物性 DII を採用した。表 4.15 に、設定した解析用地盤物性値を示す。

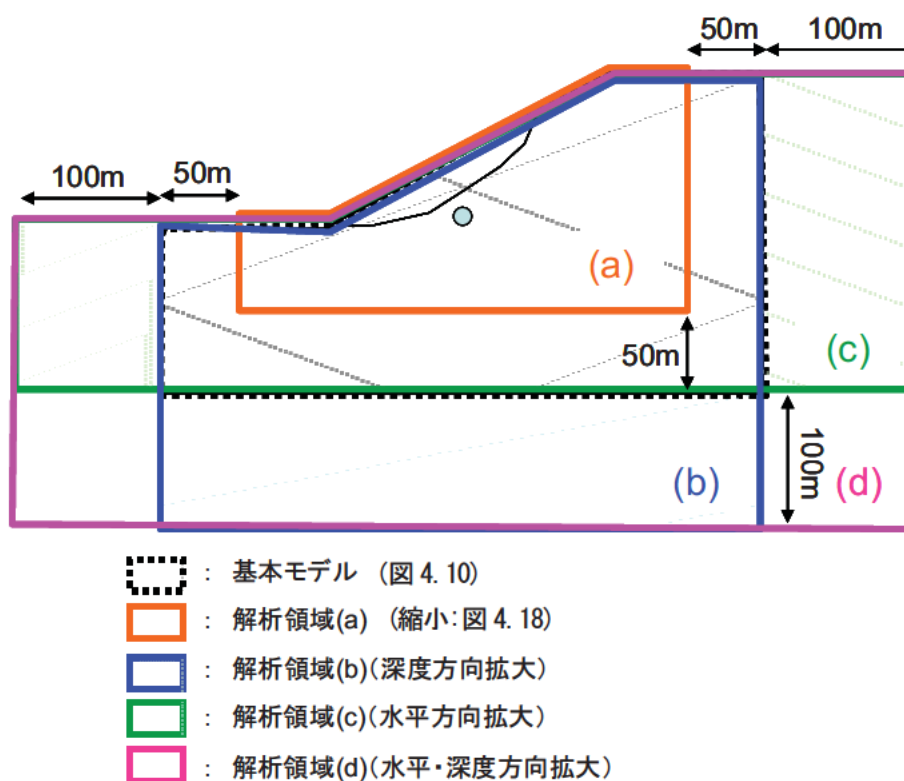


図 4.20 検討対象とした解析領域

表 4.15 解析用地盤物性値一覧

	単位体積重量 γt (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (kN/m ²)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MPa)	備考
第 1 層	18.0	20	25	12.6	0.35	50	
第 2 層	22.0	200	30	138.6	0.3	500	物性 DII

実施した解析ケースについて表 4.16 に示す。前述のとおり、解析領域と底面の境界条件をパラメータとしている。

表 4.16 解析ケース

	解析領域	底面の境界条件
Case10 FR	4.3 パラメトリックスタディ時	水平ローラー
Case10 FX	4.3 パラメトリックスタディ時	固定
Case11 FR	(a)	水平ローラー
Case11 FX	(a)	固定
Case12 FR	(b)	水平ローラー
Case12 FX	(b)	固定
Case13 FR	(c)	水平ローラー
Case13 FX	(c)	固定
Case14 FR	(d)	水平ローラー
Case14 FX	(d)	固定

②解析結果

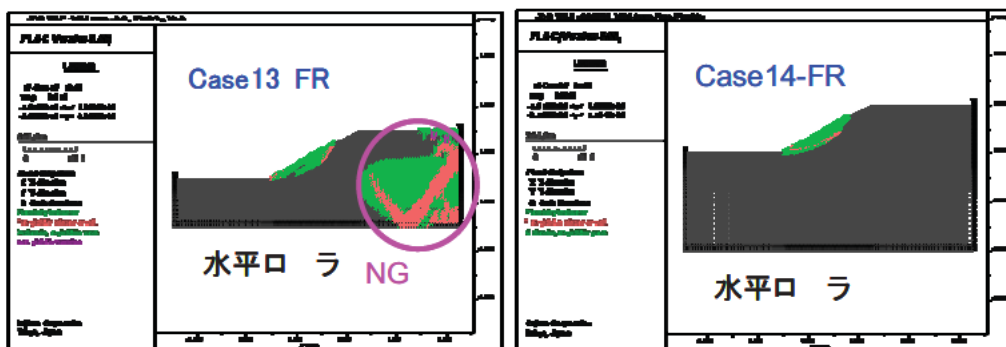
解析結果のうち、Case10 FR, Case10 FX, Case11 FR, Case11 FX については、4.1.1 の中で、底面の境界条件の変更により、大きく影響を受けることは示されており、ここでは、それ以降に検討した 6 ケース (Case12~Case14) の解析結果について報告する。

まず、解析領域 (c)、(d) の場合において、底面の水平変位に関する境界条件を変更した場合の解析結果の内、塑性領域については図 4.21 に、水平変位分布については図 4.22 に示す。

これらから、解析領域を水平方向 (横方向) に拡大した場合は、底面の固定条件の変更によって、変形モードが変化し、さらに変形量についてもオーダーの異なる結果が得られている。したがって、解析モデルとして適当ではない。

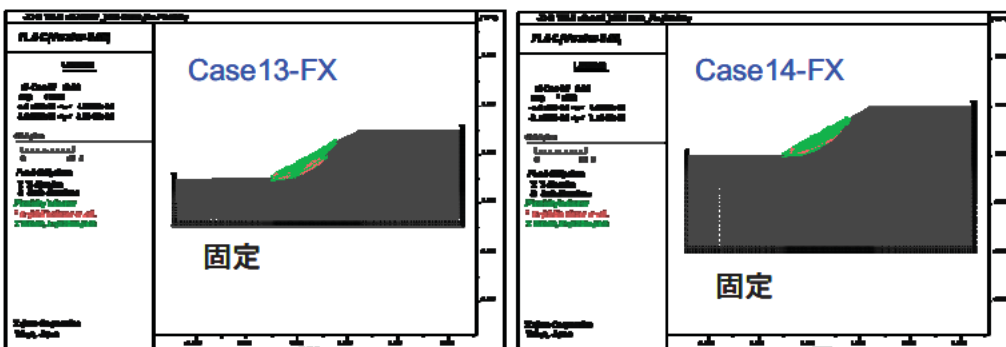
一方、解析領域を水平・鉛直両方向 (横・縦方向) について拡大した場合は、非現実的なせん断帯の発生もなく、変形モード、変形量についても最大約 40mm と同等となっていることから、適切なモデルに近いと考える。

ただし、鉛直方向 (縦方向) に拡大した場合は、200~300m の深部まで DII 層が分布していることとなり、実際の地山状況との乖離が生じる。



<モデル寸法: 横方向拡大-水平ローラー>

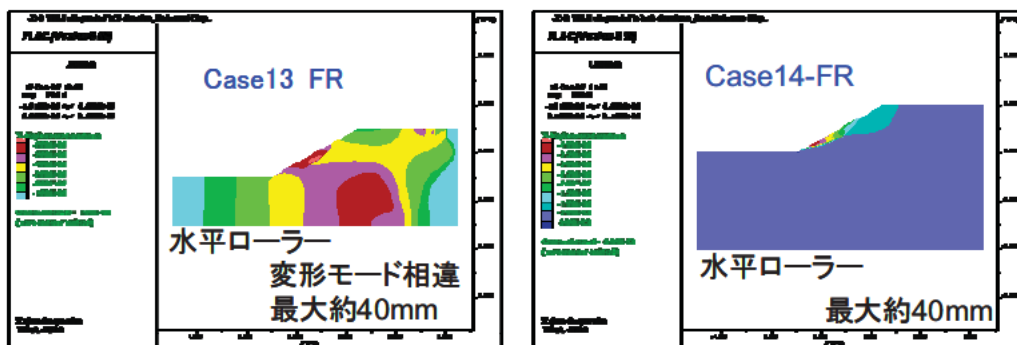
<モデル寸法: 横・縦方向拡大-水平ローラー>



<モデル寸法: 横方向拡大-固定>

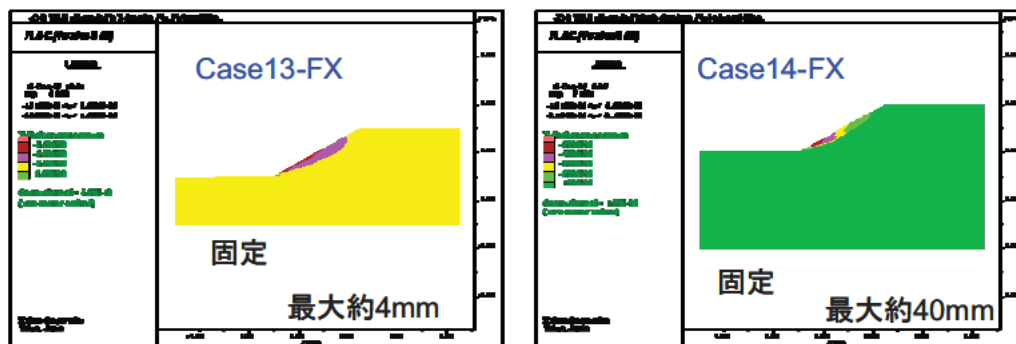
<モデル寸法: 横・縦方向拡大-固定>

図 4.21 塑性領域の発生状況 (Case13 FX, Case13 FR, Case14 FX, Case14 FR)



<モデル寸法: 横方向拡大-水平ローラー>

<モデル寸法: 横・縦方向拡大-水平ローラー>



<モデル寸法: 横方向拡大-固定>

<モデル寸法: 横・縦方向拡大-固定>

図 4.22 水平変位の発生状況 (Case13 FX, Case13 FR, Case14 FX, Case14 FR)

次に、解析領域 (b)、(d) の場合において、底面の水平変位に関する境界条件を変更した場合の解析結果の内、水平変位分布について図 4.23 に示す。この結果から、鉛直方向（縦方向）のみに拡大した解析領域 (b) 場合は、若干変形モードに差はあるものの、底面の境界条件にかかわらず、第 1 層に変位が集中しており、またほぼ同等の変形量を生じていることがわかる。

結論として、解析領域を鉛直方向に拡大したケース (b) (d) は適切なモデルであると考えられ、変形モードの一致度からは、水平・鉛直両方向（横・縦方向）について拡大した場合が最適であると考ええる。

ただし、鉛直方向（縦方向）に拡大した場合は、200～300mの深部まで DII 層が分布していることとなり、実際の地山状況との乖離が生じるという問題点がある。

さらには、パラメトリックスタディを行うにあたり、計算時間の増大という作業性における問題点も発生する。

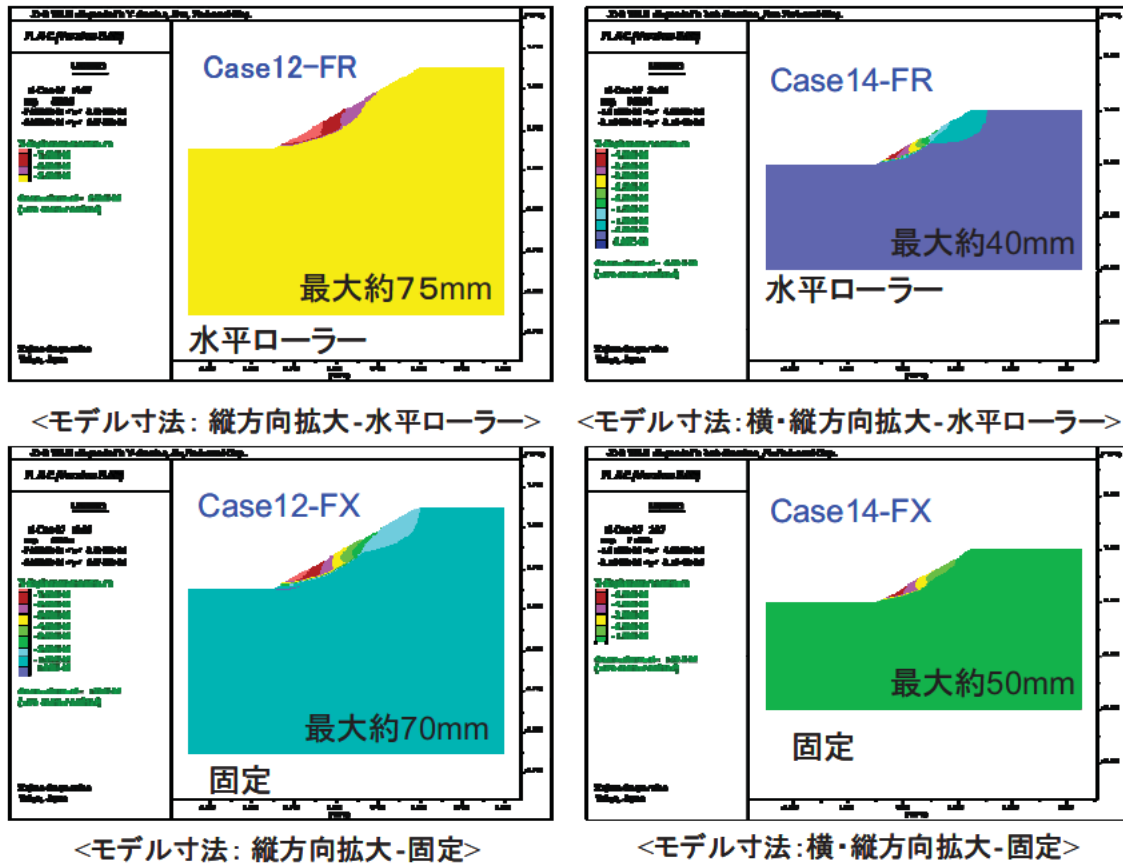
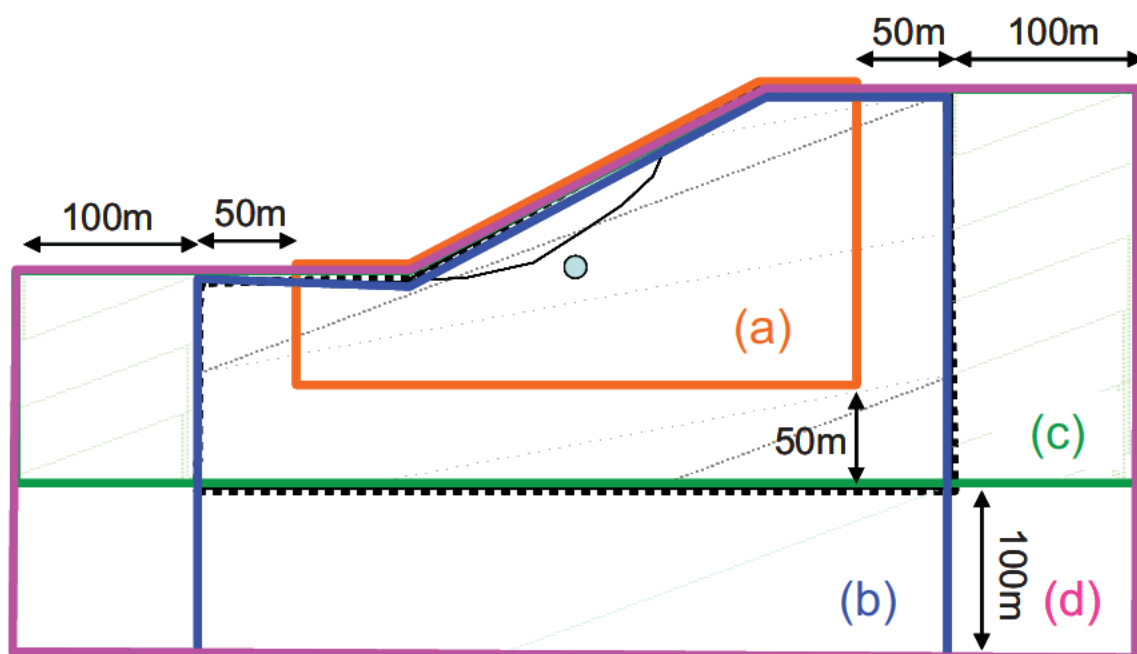


図 4.23 水平変位の発生状況 (Case12 FX, Case12 FR, Case14 FX, Case14 FR)

(3) まとめ

本項では、4.1.1 で実施した解析結果より境界条件の差異によって計算結果に大きな影響を及ぼすことが懸念されたため、図 4.24 に再掲した 5 パターンの解析領域を用いてそれぞれ底面を固定、水平ローラーの 2 パターンについて検討をおこなった。その結果、解析領域を鉛直方向に拡大したケース(b)(d)が適切なモデルと考えられ、変形モードからは、水平・鉛直方向に拡大したケースが最適であると考えられた。しかしながら、解析領域を拡大することが適切ではあるが、地表面から 200m~300m といった深度まで D II、E パターンといった地質状態が連続して分布するという事は実際の地山状況を反映していないことが懸念された。この問題については、4.1.3 で第 3 層の設置を検討し改善を試みた。








-  : 基本モデル (図 4.10)
-  : 解析領域(a) (縮小: 図 4.18)
-  : 解析領域(b) (深度方向拡大)
-  : 解析領域(c) (水平方向拡大)
-  : 解析領域(d) (水平・深度方向拡大)

図 4.24 検討対象とした解析領域

4.1.3 3層モデル

(1) 基盤Ⅱ（第3層）設置の検討

4.1.2において、解析領域を鉛直方向に拡大することが適切であるが、実際の地山状況を反映していないことに問題があると指摘した。そこで、実際の地山状況に近づけるべく、不動土塊を基盤Ⅰと基盤Ⅱに分ける、すなわち基盤Ⅱの設置案について検討を行う。

まず、検討を実施するにあたり、基盤Ⅱを設置することで、解析モデルとしてのパラメータが増加することとなる。そこで、以下では、まず、トンネルと基盤Ⅱとの離隔の影響を検討し、さらに、基盤Ⅱの地盤物性および境界面の勾配の影響について検討を行う。

①解析仕様

まず、解析モデルについて、図4.25に示す。解析モデルの寸法は、4.1.1において設定した図4.10の解析モデルに従う。ただし、図4.25に示すように、基盤Ⅱを設けていることが異なる点である。基盤Ⅱの勾配については、パラメータとしているが、トンネルと基盤Ⅱとの離隔の影響を検討する際は、地すべり土塊の斜面勾配に一致させている。図4.25には、その一致させたケースについて示している。緩勾配の場合は、勾配を 14.4° とした。

境界条件については、側面はこれまでと同様鉛直ローラーとし、底面については、固定、水平ローラー、の2パターンについて検討した。

また、トンネル掘削解析時の応力解放率については、50%と100%の2パターンで解析を行った。

解析手法および手順については、4.1.1(2)で示した仕様に従う。

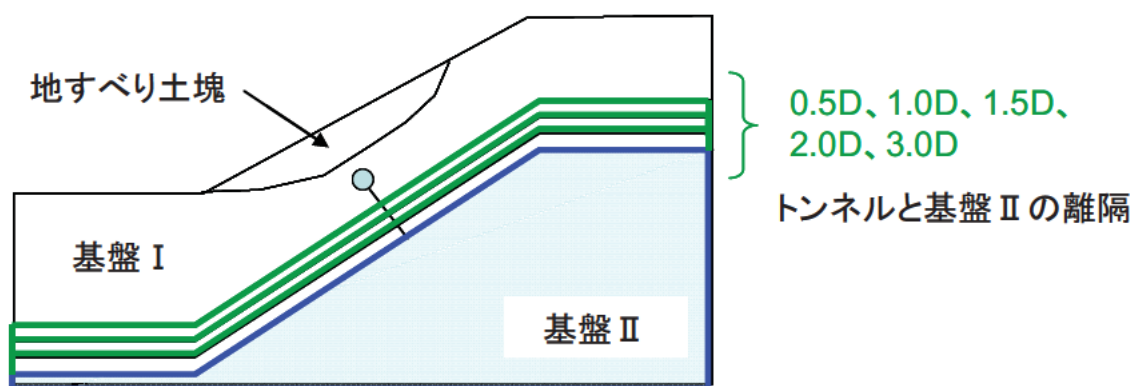


図4.25 解析モデル図（トンネルと基盤Ⅱとの離隔の影響を検討した場合）

解析用地盤物性値の内、地すべり土塊については、4.1.1 (3) で決定した仕様 (表 4.4) を、基盤 I については、4.1.1 (5) で設定した内で最も強度および剛性の大きい仕様、すなわち表 4.17 に示した物性 DII を採用した。基盤 II については、トンネルと基盤 II との離隔の影響を検討する際は、4.1.1 (3) で決定した仕様 (表 4.4) の内、第 2 層 (CL) の値を採用し、基盤 II の地盤物性の影響を検討する際は、その半分である $E=250\text{MPa}$ のケースの解析検討も実施した。以上の仕様を表 4.17 に示す。

実施した解析ケースについて表 4.18 に示す。前述のとおり、トンネルと基盤 II の離隔の影響検討を基本とし、最後の 6 ケースで物性値と勾配の検討を行っている。

表 4.17 解析用地盤物性値一覧

	単位体積重量 $\gamma t (\text{kN/m}^3)$	粘着力 $c (\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi (^\circ)$	引張強度 $\sigma_t (\text{kN/m}^2)$	ポアソン比 ν	変形係数 $E (\text{MPa})$	備考
地すべり土塊	18.0	20	25	12.6	0.35	50	
基盤 I	22.0	200	30	138.6	0.3	150	物性 DII
基盤 II	22.0	500	40	428.9	0.3	500	E=500 は 4.1、4.2 での不動土塊 (CL 層) の設定値であり、E=250MPa は弾性係数を半分に低下させたケース。
						250	

表 4.18 解析ケース

	トンネルと基盤 II の離隔	底面の水平変位の境界条件	基盤 II の弾性係数	基盤 II の勾配
Case15 FR	0.5D	水平ローラー	500MPa	地すべり土塊の 斜面勾配
Case15 FX		固定		
Case16 FR	1.0D	水平ローラー		
Case16 FX		固定		
Case17 FR	1.5D	水平ローラー		
Case17 FX		固定		
Case18 FR	2.0D	水平ローラー		
Case18 FX		固定		
Case19 FR	3.0D	水平ローラー		
Case19 FX		固定		
Case20 FR	3.0D	水平ローラー	250MPa	地すべり土塊の 斜面勾配
Case20 FX		固定		
Case21 FR	2.0D	水平ローラー	500MPa	緩勾配(14.4°)
Case21 FX		固定		
Case22 FR	2.0D	水平ローラー	250MPa	緩勾配(14.4°)
Case22 FX		固定		

②解析結果

解析結果のうち、塑性領域分布に着目し、トンネルと基盤Ⅱの離隔の影響について検討したケースについて図 4. 26～図 4. 28 に示す。

同結果から、ほとんどのケースにおいて、基盤Ⅰと基盤Ⅱの層境界において、塑性域が発生していることが見受けられる。また、その傾向は、層境界が深部にあればあるほど、自重解析時の時点というより早い段階で発生する。またトンネル掘削に伴い、ほとんどのケースで塑性域が上記の層境界まで進展しており、ケースによっては、自重解析時に発生した塑性域と連続性を持つ結果となっている。

ただ、その一方で、底面の境界条件による差異は、同じ寸法の解析モデルを用いて、第 1 層と第 2 層の 2 層構造で解析を実施している場合に比べて、非常に小さくなっており、基盤Ⅱの設置は適切であると考えられる。差異が小さくなる傾向は、層境界付近の塑性域を除外すれば、応力解放率 50%のときは離隔が 3.0D のときに見られるだけであるが、応力解放率が 100%に至ると、離隔が 1.5D 以上でその傾向が見られる。

そこで、横軸にトンネルと基盤Ⅱの離隔をトンネル径で除した値を、縦軸に地表面における水平変位と鉛直変位のトンネル掘削解析に伴う変位増分を採用し、その傾向を表した図を、図 4. 29 に示す。同図から、水平変位増分、鉛直変位増分ともに、離隔が 2.0D 以上の場合は、増分の変化が非常に少なくなる。この傾向は、水平変位増分では顕著ではないが、鉛直変位に関しては非常に顕著である。この結果から、トンネルと基盤Ⅱの離隔は 2.0D 以上あれば、解析結果に大きな影響を与えないものと考えられる。

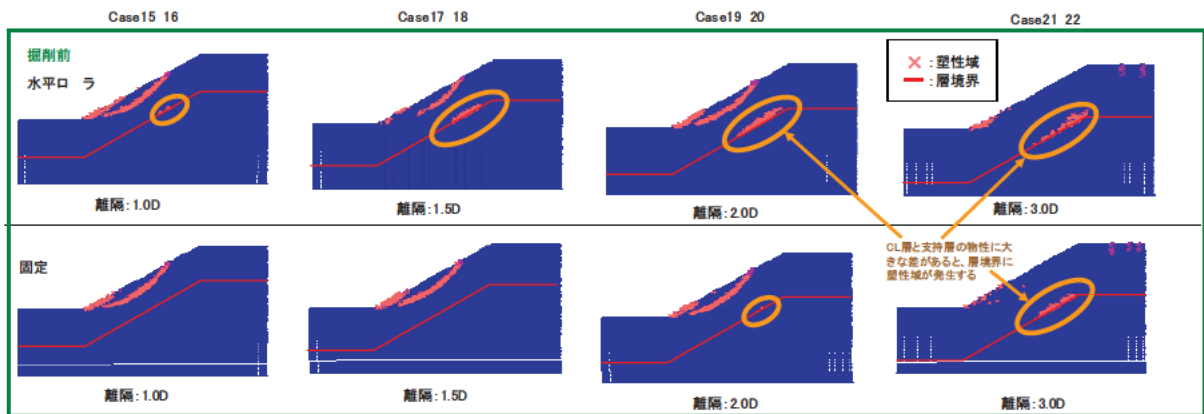


図 4.26 自重解析（掘削前）における塑性領域分布

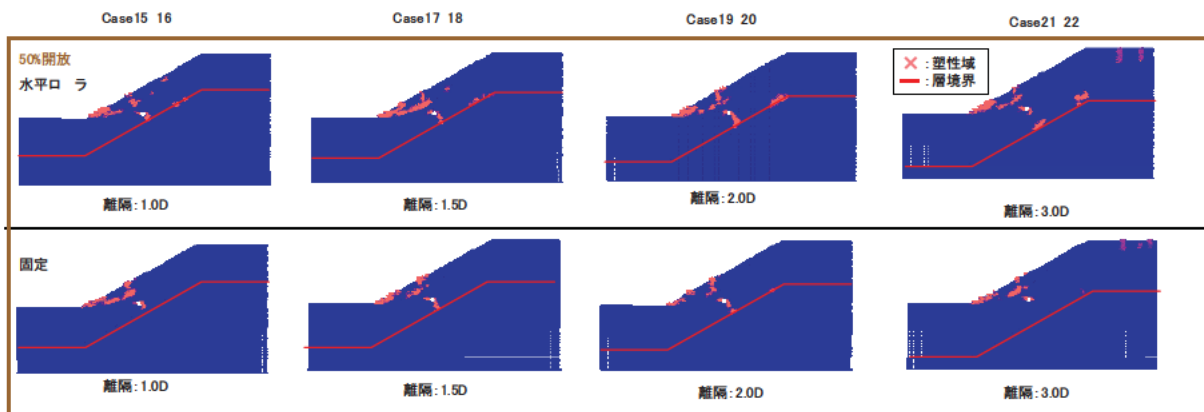


図 4.27 応力解放率 50%における塑性領域分布

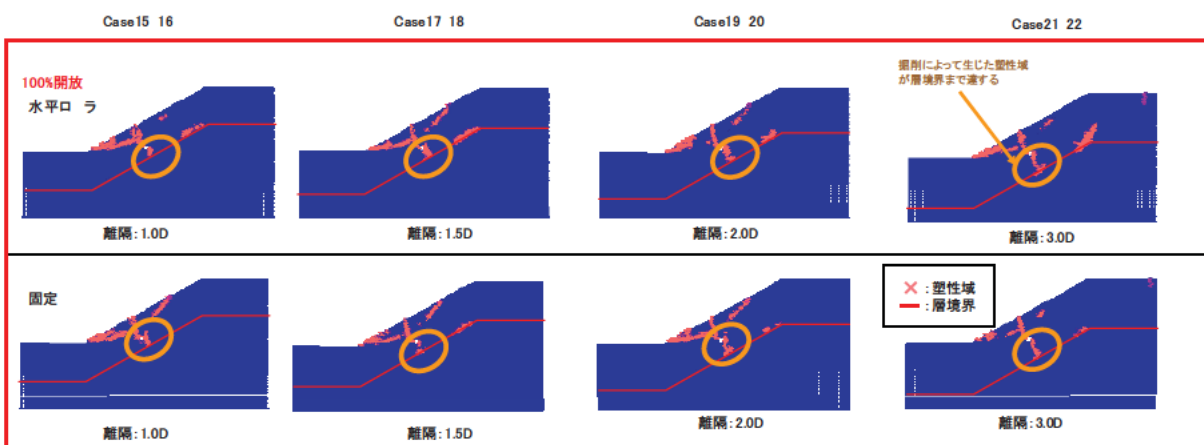


図 4.28 応力解放率 100%における塑性領域分布

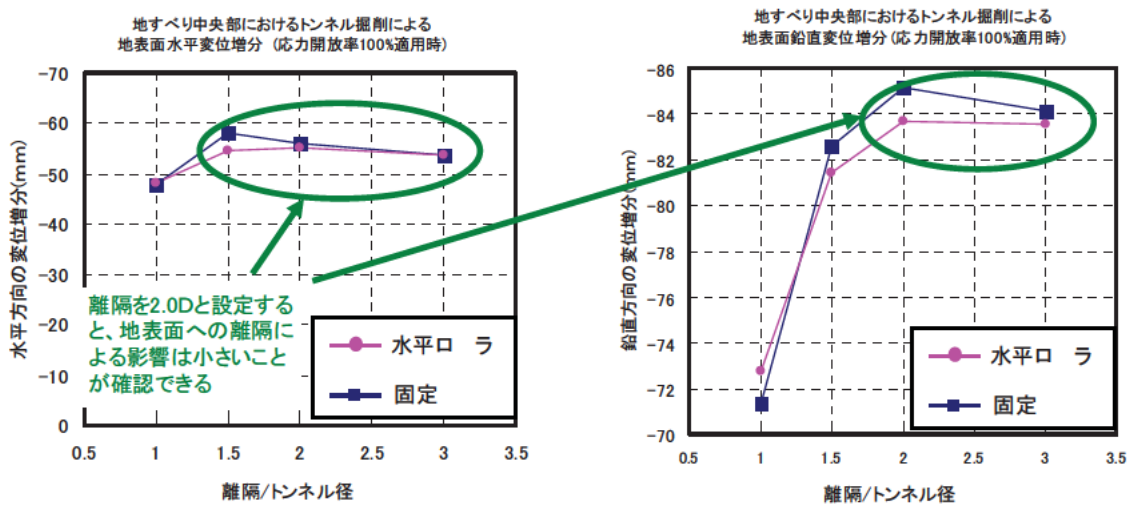


図 4.29 トンネルと基盤Ⅱの離隔が地表面変位に与える影響

解析結果のうち、塑性領域分布に着目し、基盤Ⅱの物性値と勾配について、その影響について検討したケースについて図 4.30～図 4.32 示す。図中の表現については、図 4.27～図 4.29 と同様である。

これらの図から、底面の固定条件を水平ローラーとした場合の自重解析時以外では、層境界に塑性域が発生していない。また、塑性域の発生する範囲および分布についても、底面の境界条件の影響をほとんど受けていない。したがって、基盤Ⅱの弾性係数を減少させる（今回の場合は半分にする）こと、基盤Ⅰと基盤Ⅱの層境界を地すべり土塊の斜面よりも緩勾配にすること、は解析モデルの設定を適切にする方向性といえる。

ただし、基盤Ⅱを緩勾配にただけの場合（Case21 FR, Case21 FX）、自重解析時から応力解放率 100%に至るまで、常に地すべり頭部に引張破壊が生じており、地すべり土塊の健全性に対する検討に大きな影響がある可能性は不明であるが、全体の安定性を論じるうえで、また、パラメトリックスタディを行ううえでの基本解析モデルとしては好ましくない現象である。

以上の考察から、適切なモデル化にあたっては、基盤Ⅱの物性値の低下および緩勾配化の両方を実施すべきであると考えられる。結論として、

- ・基盤Ⅱを設置する
- ・トンネルと基盤Ⅱの離隔は 2.0D 以上確保する
- ・基盤Ⅱの斜面勾配は地すべり土塊の斜面勾配よりも緩勾配とする
- ・基盤Ⅱの剛性は基盤Ⅰとの差異が大きくなるよう調整する

ことが適切なモデル化に向けての提案となる。

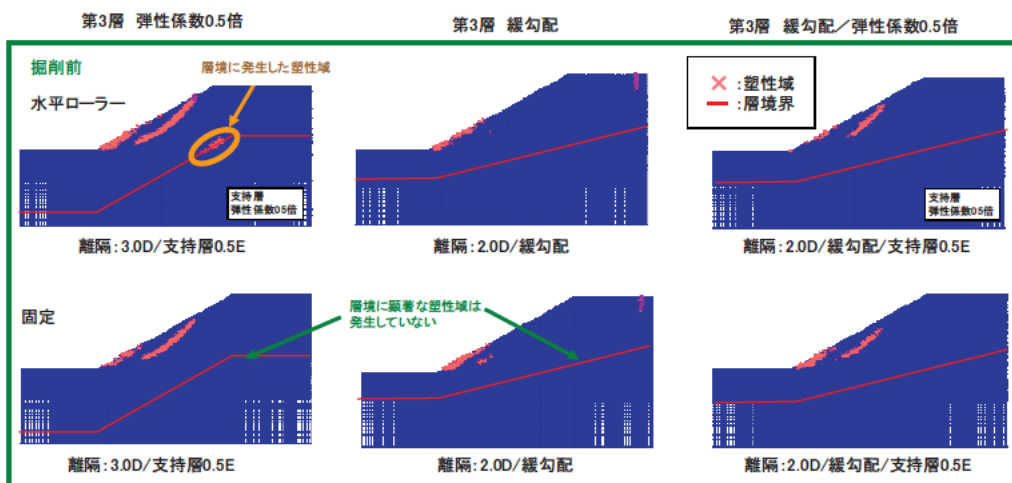


図 4.30 自重解析（掘削前）における塑性領域分布

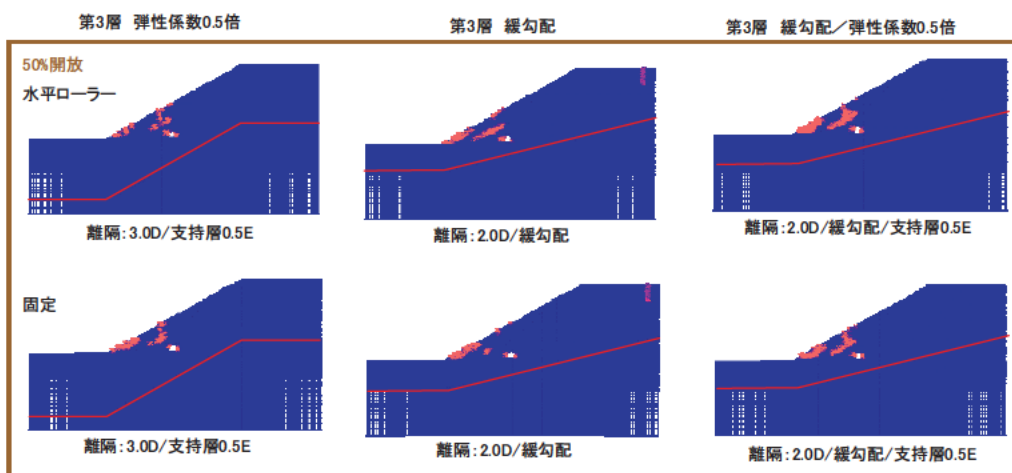


図 4.31 応力解放率 50%における塑性領域分布

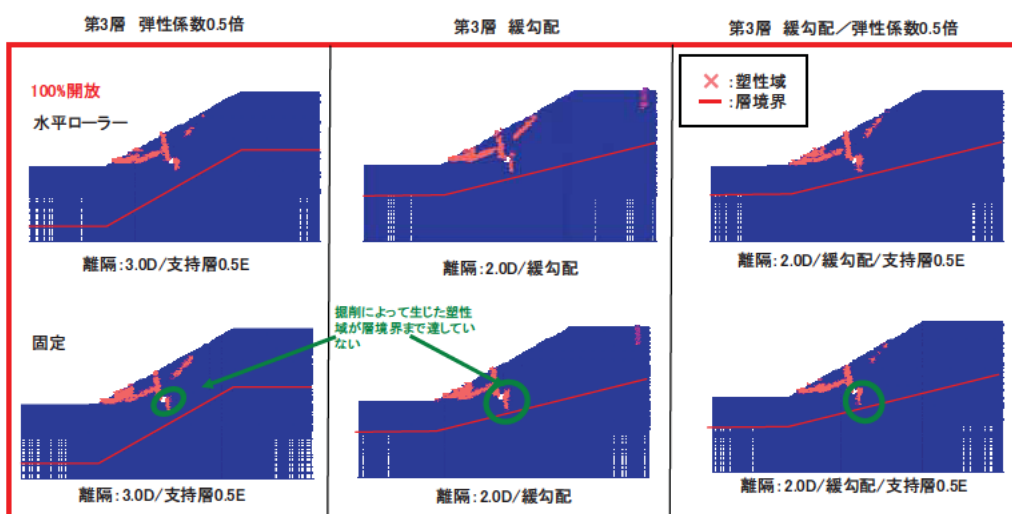


図 4.32 応力解放率 100%における塑性領域分布

(2) 基盤Ⅱの設定に関する詳細検討

①問題点

4.1.3 (1) において、今後のパラメトリックスタディに対する適切なモデル化に向けて、以下の結論を得た。

- ・ 基盤Ⅱを設置する
- ・ トンネルと基盤Ⅱの離隔は2.0D以上確保する
- ・ 基盤Ⅱの斜面勾配は地すべり土塊の斜面勾配よりも緩勾配とする
- ・ 基盤Ⅱの剛性は基盤Ⅰとの差異が大きくなるよう調整する

ただし、これまでの検討は、基盤Ⅰの地盤物性がDⅡの場合（最も強度および剛性の大きい場合）についてのみ実施しており、表4.11でパラメトリックスタディのパラメータとして提案した、より弱い地盤物性に対する検討を実施していない。

また、上記の3番目および4番目の提案については、さらに詳細に最適な勾配や物性値について検討すべきである。

そこで、基盤Ⅰと基盤Ⅱの層境界を「地すべり土塊の斜面勾配よりも緩勾配にした場合」と「水平にした場合」について検討し、基盤Ⅱの物性についても4.1.3 (1) においてより適切であると判断した $E=250\text{MPa}$ よりも剛性の低い $E=167\text{MPa}$ のケースについて追加解析を実施することとし、適切な解析モデルの最終決定を目的とした詳細検討を実施する。

②解析仕様

まず、解析モデルについて、図4.33について示す。解析モデルの寸法は、4.1.1 (5) において設定した図4.10の解析モデルに従う。ただし、基盤Ⅱを設けていることが異なる点であり、その形状および寸法については図4.33に示す。前述のとおり、緩勾配の場合と水平形状の場合である。

境界条件については、側面はこれまでと同様鉛直ローラーとし、底面については、4.1.3 (1) において、底面の水平変位の固定条件によらず、ほぼ同様の結果が得られているので、実地盤を想定し、固定とした。

また、トンネル掘削解析時の応力解放率については、実際に実施する今後のパラメトリックスタディを想定し、4.1.1 (5) で設定したとおり50%で解析を行った。

解析手法および手順については、4.1.1 (2) で示した仕様に従う。

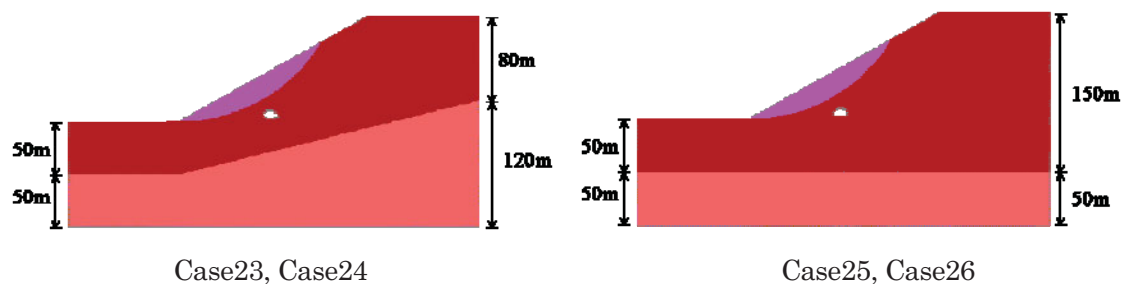


図 4.33 解析モデル図（ケース名については表 4.20 参照）

解析用地盤物性値を表 4.19 に示す。このうち、地すべり土塊については、4.1.1 (3) で決定した仕様（表 4.4）を、基盤 I については、4.1.1 (5) で設定した 3 パターンの強度および剛性の中間値、すなわち表 4.12 に示した物性 E1 を採用した。基盤 II については、4.1.3 (1) においてより適切なモデル化であると判断した $E=250\text{MPa}$ のケースに加えて、今回検討するより弱い剛性 $E=167\text{MPa}$ のケースも加えている。

表 4.19 解析用地盤物性値一覧

	単位体積重量 $\gamma_t (\text{kN/m}^3)$	粘着力 $c (\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi (^{\circ})$	引張強度 $\sigma_t (\text{kN/m}^2)$	ポアソン比 ν	変形係数 $E (\text{MPa})$	備考
地すべり土塊	18.0	20	25	12.6	0.35	50	
基盤 I	22.0	100	30	69.3	0.3	100	物性 DII
基盤 II	22.0	500	40	428.9	0.3	250	
						167	

実施した解析ケースについて表 4.20 に示す。前述のとおり、基盤 I と基盤 II の層境界の勾配および基盤 II の物性の影響検討を目的としている。

表 4.20 解析ケース

ケース名	基盤 II の勾配	基盤 II の弾性係数
Case23	傾斜 (14.4°)	250MPa
Case24		167MPa
Case25	水平 (0.0°)	250MPa
Case26		167MPa

③解析結果

解析結果のうち、地すべり土塊内における最大水平変位について表 4. 21 に、トンネル掘削（応力解放率 50%）に伴うトンネル天端沈下および内空変位について表 4. 22 に示す。

まず、基盤Ⅱが水平の場合、基盤Ⅰの面積が相対的に増加することにより、層境界が傾斜している場合に比較して、地すべり土塊の水平変位量が増加する傾向を示す。また、当然ながら、基盤Ⅱの剛性低下によっても、地すべり土塊の水平変位が増加する傾向が示されている。剛性差による影響は、層境界が水平の場合により大きく出ているが、発生変位のオーダーについては全て同等であり、これまでの検討結果に鑑みるに、地すべり土塊の水平変位量からは全ケースともに適切であるといえる。

一方、トンネルの天端沈下および内空変位については、基盤Ⅱの形状や剛性変化による影響がほとんど見られない。ただし、若干ではあるが、鉛直変位については、層境界を水平にすることおよび剛性を低下させることによる減少が見られる。一方で、水平変位については、逆に増加する傾向が見られる。トンネルの天端沈下および内空変位からも全ケースともに適切なモデルであるといえる。

表 4. 21 地すべり土塊内における最大水平変位

解析段階	Case23	Case24	Case25	Case26
斜面の自重解析	2.209	2.887	3.937	5.283
トンネル掘削後(50%解放率)	3.506	4.122	5.371	7.4
増分	1.297	1.235	1.434	2.117

単位: cm

表 4. 22 トンネル掘削に伴うトンネルの天端沈下および内空変位

位置	Case23		Case24		Case25		Case26	
	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直
トンネルの天端	-1.839	-8.827	-1.644	-9.348	-1.705	-10.11	-1.643	-10.58
トンネルの左端	0.354	2.544	0.787	3.136	1.098	3.652	1.309	3.049
トンネルの右端	-1.622	-3.537	-1.419	-3.743	-1.451	-4.128	-1.396	-4.453

単位: cm

解析結果のうち、トンネル掘削（応力解放率 50%）に伴う水平変位の発生状況について図 4. 34 に、塑性領域の発生状況について図 4. 35 に示す。

これらのうち、Case23 についてのみ、地すべり頭部で他ケースとは異なる水平変位の発生状況が観察される。これは、塑性領域の発生分布からも、引張破壊によりこの領域において降伏が生じたことが原因であることは明らかである。

引張破壊が発生した原因として、地すべり土塊と基盤Ⅰにおいては斜面の下方に向かって滑ろうとする運動ポテンシャルが高まっている反面、基盤Ⅱの剛性が強く、かつ底面が固定され

ているという境界条件により、運動ポテンシャルに抵抗する力が他のケースより大きくなって
いることで、基盤Ⅱ内の変形が抑えられていることによるものと思われる。

Case24 ではその発生が基盤Ⅱの剛性を低下させることによって抑えられているものと思わ
れるが、今後のパラメトリックスタディにおいて、Case23～Case26 よりも基盤Ⅰの剛性が低
下する場合について検討する可能性を考えると、あえて Case24 を選択するよりも引張破壊に
対してより余裕を有している層境界が水平であるモデルがより適切である。

同様の観点から、剛性がより低い Case26 の方が引張破壊に対して余裕があるため、Case25
より適切であるとの考えもあるが、逆に剛性低下による沈下の影響を少なくしよりすべり挙動
を顕著に表現するため、また Case23～Case26 の内、Case26 の地すべり土塊内における最大
水平変位だけがやや他ケースよりも大きい状況となっている状況も勘案し、Case25 を最終案
とする。実際の地山を想定した場合にも、地表から 50～150m 以深では $E=250\text{MPa}$ よりも大
きい場合が多いと考えられ、Case25 の方が適切であると思われる。

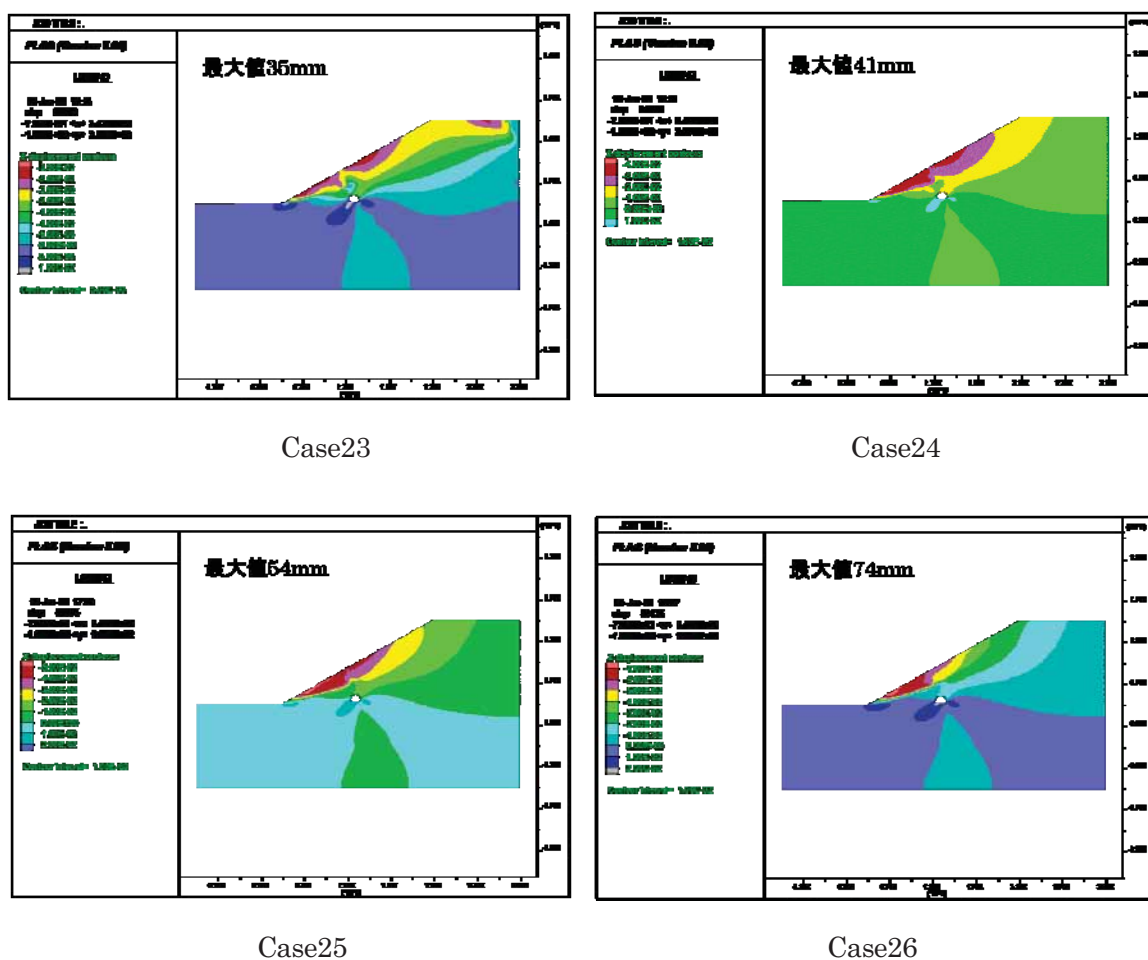


図 4.34 トンネル掘削（応力解放率 50%）による水平変位の発生状況

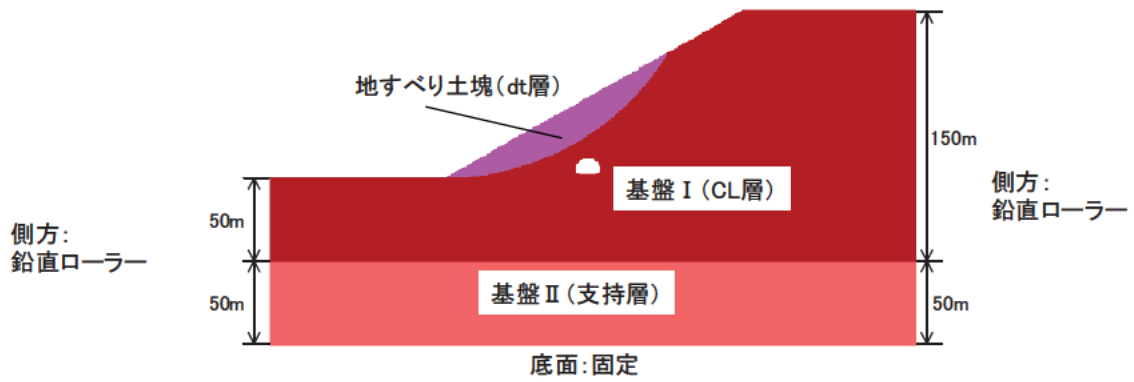


図 4.36 3層モデル

表 4.23 地盤物性値

	単位体積重量 γt (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (kN/m ²)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MPa)
地すべり土塊(dt)	18.0	20	25	12.6	0.35	50
基盤 I (CL層)	22.0	200	30	138.6	0.3	150
		150		69.3		120
		100		34.6		100
基盤 II (支持層)	22.0	500	40	428.9	0.3	250

4.1.4 降伏規準

4.1.1～4.1.3において、3層モデルにおける物性値の検討を行い、表4.23に示す物性値を決定した。この検討では有限差分法プログラム(FLAC)を用いており、降伏規準はMohr Coulomb(MC)規準が適用されていた。本共同研究では降伏規準として、上記のMohr Coulomb規準とDrucker Prager(DP)規準の2パターンが適用される。4.1.3で決定した3層モデルにおける物性値が、Drucker Prager規準においても適用できるかどうかを確認し、適用できない場合にはどのような物性値を用いればよいのか検討を行った。

(1) Drucker Prager 降伏規準を用いた自重解析

①自重解析における塑性領域の発生

Drucker Prager 規準を用いて表4.23に示した物性値で3層モデルの自重解析を行うと、自重解析段階で塑性領域が発生する現象が見られた。図4.37～図4.39は、自重解析終了時の塑性領域と線形弾性体の計算について、Mohr Coulomb破壊規準にしたがった要素安全率の分布を示したものである。淡色で表示した領域が塑性化した範囲である。

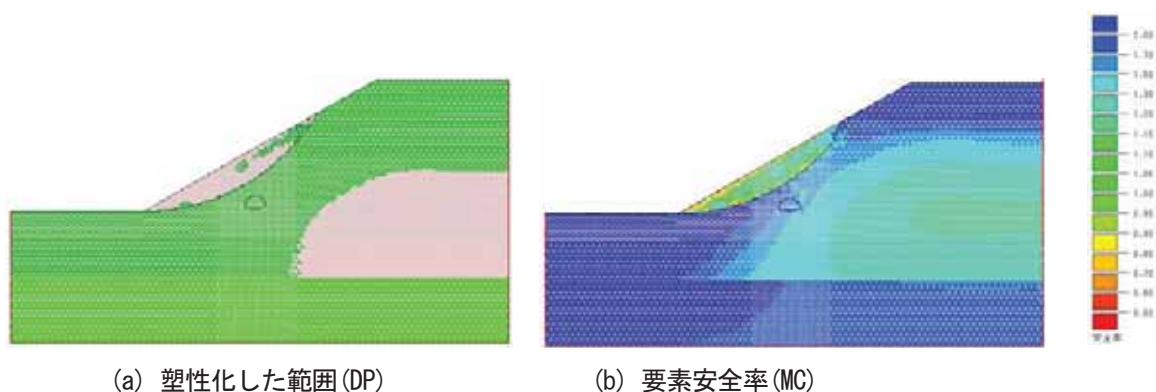


図4.37 自重解析結果(基盤IはA物性)

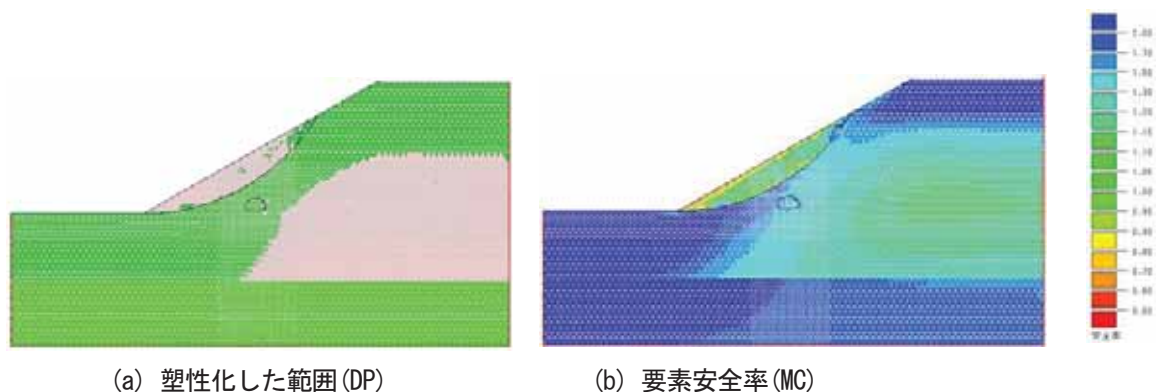


図4.38 自重解析結果(基盤IはB物性)

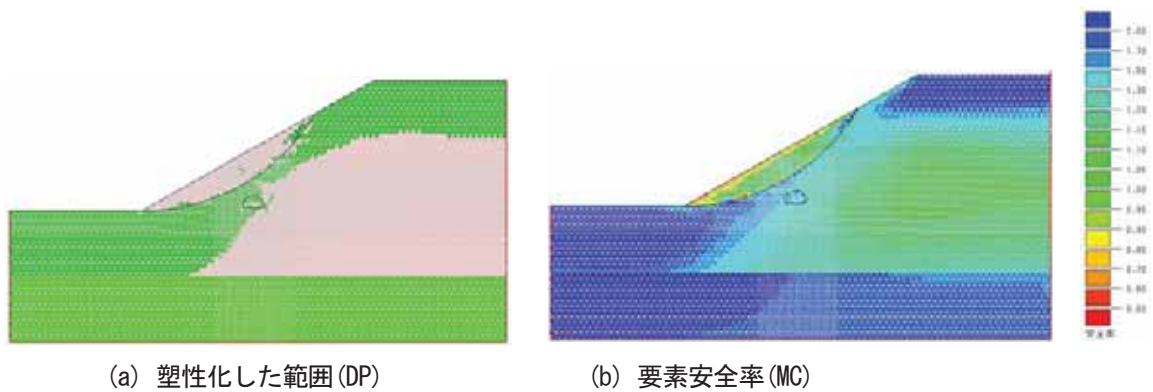


図 4.39 自重解析結果（基盤 I は C 物性）

Drucker Prager 規準を用いた結果では、地すべり土塊および基盤 I 層が塑性化しており、基盤 I 層の強度が低下するにしたがって、塑性化した範囲は拡大している。一方、線形弾性体の計算について Mohr Coulomb 破壊規準にしたがい要素安全率を計算すると、基盤 I は、ほとんどの部分で安全率が 1.0 以上となっている。地すべり土塊は、地表面および一部地すべり面に沿って安全率が 1.0 以下となっている。降伏規準に Mohr Coulomb 規準を用いると、ほとんどの領域で塑性化することはないと想定される。

②塑性領域発生の原因についての考察

物性値の設定に際しては、降伏規準に Mohr Coulomb 規準を用いて、自重解析段階で塑性領域が概ね発生しないように設定されたものである。一方、上記解析においては、降伏規準に Drucker Prager 規準を用いている。

Mohr Coulomb モデルにおける降伏関数は、

$$F = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - 2c \cos \phi \quad \dots \text{式 (4.1)}$$

ここに ϕ : 内部摩擦角、 c : 粘着力

であらわされ、Drucker Prager モデルにおける降伏関数は以下となる。

$$F = 3\alpha\sigma_m + \sqrt{J_2'} - \kappa \quad \dots \text{式 (4.2)}$$

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = \frac{1}{3}J_1 \quad , \quad J_2' : \text{第 2 偏差応力不変量}$$

$$\alpha = \frac{\tan \phi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}} \quad \kappa = \frac{3c}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}}$$

Mohr Coulomb モデルと Drucker Prager モデルの大きな差は、Drucker Prager モデルでは中間主応力 σ_2 を考慮していることである。実際の解析においては、主応力 $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ を

用いて計算することは不便であるので、垂直応力 ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$)、せん断応力 ($\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}$) を用いて計算を行う。Drucker Prager モデルを用いた平面ひずみ解析では、z 方向にひずみが発生しないとして、

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \nu(\sigma_x + \sigma_y) \\ \tau_{xz} &= \tau_{yz} = 0 \end{aligned} \quad \dots \text{式 (4.3)}$$

ここに ν : ポアソン比

の条件の基に降伏関数の計算を行っている。すなわち、式 (4.3) と、

$$\begin{aligned} J_1 &= (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \\ J_2' &= \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x - \sigma_m)^2 + (\sigma_y - \sigma_m)^2 + (\sigma_z - \sigma_m)^2 \right\} + \tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2 \quad \dots \text{式 (4.4)} \\ \sigma_m &= I_1/3 \end{aligned}$$

の式を用いて降伏関数の計算を行っている。

表 4.23 に示した物性値は、Mohr Coulomb モデルについて自重段階で概ね降伏しないように設定されているが、中間応力を考慮した Drucker Prager モデルでは降伏する可能性がある。そこで、内部摩擦角 25° 、粘着力 20kN/m^2 の場合について、Mohr Coulomb モデルと Drucker Prager モデルの降伏曲線を図 4.40 に示す。なお、図 4.40 では Mohr Coulomb モデルと Drucker Prager モデルを比較するため、横軸を $0.5(\sigma_1 + \sigma_3)$ 、縦軸を $0.5(\sigma_1 - \sigma_3)$ としている。また、Drucker Prager モデルでは中間主応力 σ_2 が、 $\sigma_2 = \sigma_1$ 、 $\sigma_2 = \sigma_3$ 、 $\sigma_2 = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ の場合について曲線を示している。

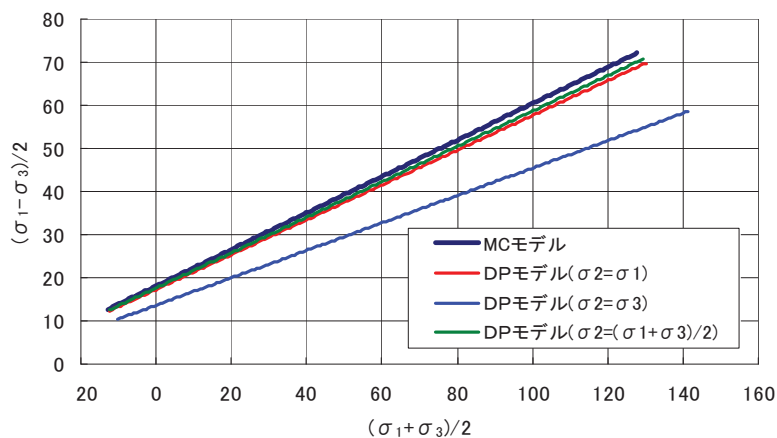


図 4.40 Mohr-Coulomb (MC) モデルと Drucker-Prager (DP) モデルの降伏曲線の比較

図 4.40 から Drucker Prager モデルの降伏曲線は、Mohr Coulomb モデルの降伏曲線より下側に位置しており、中間主応力 σ_2 の値によっては、Mohr Coulomb モデルよりかなり下側となる。すなわち、Drucker Prager モデルでは降伏しやすく、Mohr Coulomb モデルで降伏しなくとも Drucker Prager モデルでは降伏する可能性がある。

実際の解析においては、中間主応力 σ_2 に依存し、図 4.40 に示した $\sigma_2 = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ の曲線と $\sigma_2 = \sigma_3$ の曲線の間で降伏していることになる。Drucker Prager モデルにおいて自重解析段階で塑性化領域が生じたのは、このような理由によるものと考察される。

(2) Drucker Prager 降伏規準における物性値の検討

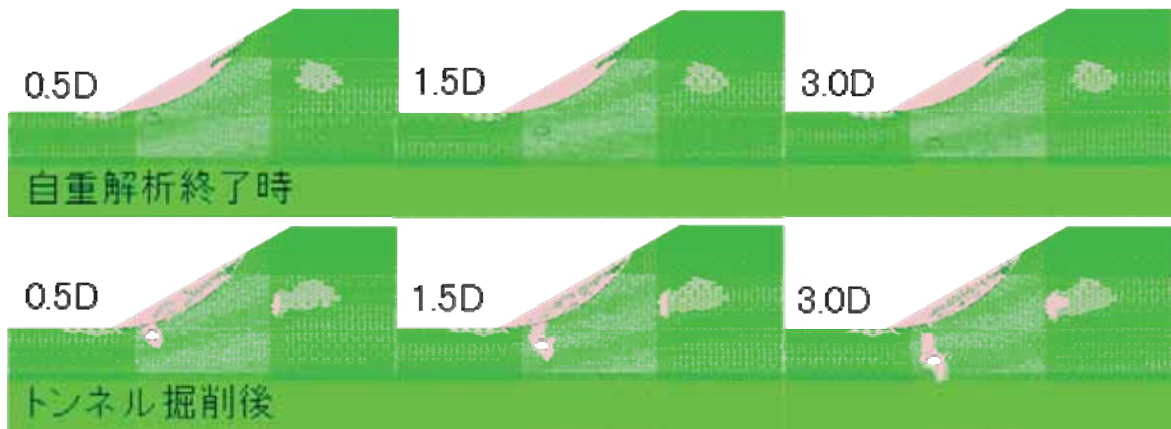
トンネル掘削への影響を評価するうえで、自重解析段階で塑性化することは好ましくない。ただし Mohr Coulomb モデルや実際の物性値と乖離することもモデル解析上好ましくないため、できるだけ Mohr Coulomb モデルの物性値に近い値で物性値を決定する必要がある。そこで、下記に示す条件を満たす物性値を検討した。

- ①自重解析時に極力塑性領域をつくらない。
- ②トンネル掘削時（解放時）に生じる塑性化領域が、自重解析時に発生した塑性化領域の影響を受けない。

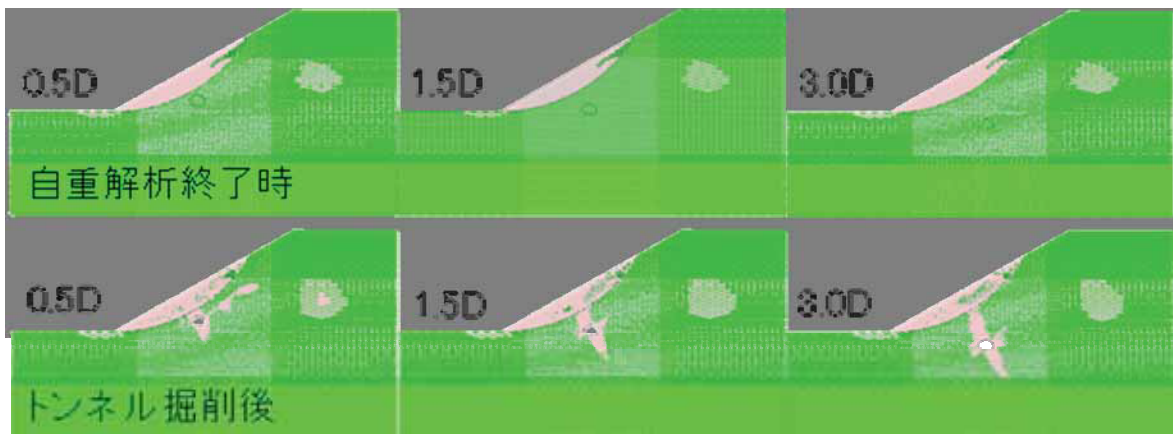
標準物性値の修正については、強度定数 (c , ϕ) とポアソン比 (ν) の修正が考えられる。図 4.40 に示したように Drucker Prager モデルでは中間主応力 σ_2 に依存すること、式 (4.3) を用いていることから、ポアソン比を修正することが有効であると考えられる。そこで、表 4.23 に示す物性値における基盤 I のポアソン比を 0.3 から 0.35 へ修正してモデル解析を行い、自重解析とトンネル掘削時の塑性領域の分布を確認した。

表 4.24 解析に用いた諸条件

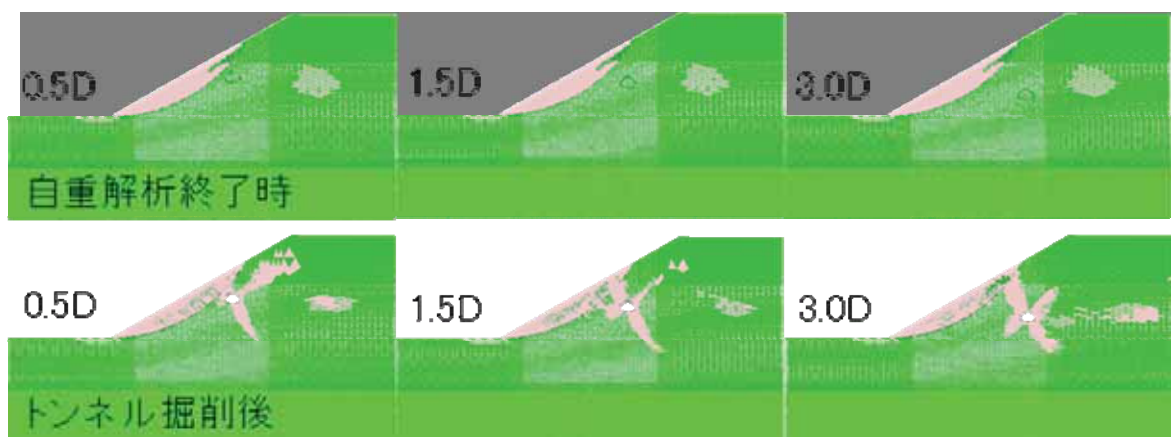
基盤 I 物性値	弱 (C)
ポアソン比 ν	0.35
トンネル位置	末端部、中央部、頭部
離隔	0.5D、1.5D、3.0D



トンネル位置：末端部、基盤 I 物性：弱 (C)



トンネル位置：中央部、基盤 I 物性：弱 (C)



トンネル位置：頭部、基盤 I 物性：弱 (C)

図 4.41 自重解析時とトンネル掘削時の塑性領域分布

モデル解析の結果、図 4.41 に示すとおり基盤 I のポアソン比を 0.35 にすることにより、自重解析段階での基盤 I 内における塑性領域の発生を大幅に抑制することができた。また、トンネル掘削時においても、基盤 I の物性が弱 (C) の場合、トンネル位置が頭部のときに若干塑性領域が自重解析時の塑性領域に近づく傾向が見られたが、完全にはつながっておらず、問題はないと考えられる。

よって、降伏規準に Drucker Prager 規準を用いる場合には、表 4.25 に示すように、基盤 I のポアソン比は 0.35 を用いることとした。

表 4.25 Drucker-Prager モデルに用いる物性値

		単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MN/m ²)
地すべり土塊		18	20	25	0.35	50
基盤 I	強 (A)	22	200	30	0.35 (0.3)	150
	中 (B)		150			120
	弱 (C)		100			100
基盤 II		22	500	40	0.3	250

()は、Mohr Coulomb モデルに用いる物性値

4.1.5 応力解放率

トンネルの安定性に加えて、トンネル周辺地盤の変形特性を評価する必要がある場合、FEM などの数値解析的手法を用いることが多い。その場合、逐次掘削を行う実際の施工過程を考慮すると、本来は三次元数値解析を用いることが望ましい。しかし、解析モデルの複雑さ、計算時間、コストなどの問題から、二次元数値解析で検討することが一般的である。二次元数値解析を用いた実設計では、計測開始までに応力を 30～50%程度解放し、支保を設置後、残りの応力を解放するという手順が通常採用されている²⁴⁾。特に、本検討のように地山等級が DII や E 相当の地山においてトンネル掘削を行う際は、トンネル補助工法、支保工のランクアップ、早期の閉合などにより、応力解放ができるだけ低く抑えられており、100%の掘削解放応力を与える計算は現実との乖離がある。そこで、4.1.1 (5) 以降、最低限 50%程度の応力解放は起こりうるとして検討を進めてきた。しかし、前述のとおり 50%の数値は、通常用いられる応力解放率の概念（すなわち、切羽が計測地点に到達し計測が開始されるまでに既に解放された応力を表す比率）に対して、一般的に採用される数値の上限値付近であり、支保を設置してトンネルの全掘削が完了したときの掘削解放応力を表す値と考えた場合は適当ではない。

本項においても、より実施工に近い設定で数値解析的検討をおこなうことが好ましいため、後述するパラメトリックスタディでは、支保を考慮したトンネル数値解析を行うことに決定した。しかし、支保を模擬することでパラメータ数が増加し、パラメトリックスタディが複雑になることが懸念された。そこで、全トンネル掘削に相当する応力解放率、すなわち支保工の効果も考慮に入れた場合の応力解放率を求めることを目的とした。すなわち、標準的な支保を設置したトンネル掘削解析結果と、支保を設置せずに解析を行った結果を比較し、支保を設置した解析結果が、無支保で掘削した場合においてどの程度の応力解放率を設定した場合に相当するかを検討した。なお、本項の検討は、トンネルの変形に着目し、かつ今回の解析条件（特に解析モデル、地山物性値、支保パターン）を設定した場合において有効な数値であることを留意しておく必要がある。

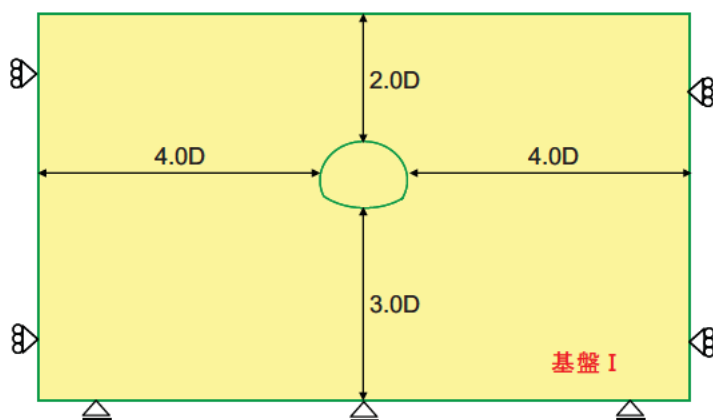


図 4.42 解析モデル

(1) 解析仕様

まず、解析モデルについて、図 4.42 について示す。解析領域は、解析結果に大きな影響を与えないよう、トンネル断面からそれぞれ 2D~4D 程度の離隔を設定した²⁵⁾。また、境界条件については、側面はこれまでと同様鉛直ローラーとし、底面については、4.1.3 (1) において、底面の水平変位の固定条件によらず、ほぼ同様の結果が得られているので、実地盤を想定し、固定とした。本解析には、2.2.3 で詳細を説明した有限差分法プログラム FLAC を用い、地盤の構成則については Mohr Coulomb 則を採用し、全応力解析を実施した。

次に、解析用地盤物性値を表 4.26 に示す。地盤物性は基盤 I の物性と同等とし、4.1.1 (5) で設定した 3 パターンの強度および剛性の物性強と物性弱の 2 ケースを用いた。これらの地盤物性値は、表 4.12 より地山等級 DII パターンに相当する。そこで、本検討に用いる標準的な支保パターンを表 4.28 に示す標準的な支保構造の組み合わせの目安(通常断面トンネル:内空幅 8.5m ~12.5m 程度)より DII パターンと設定した。DII パターンでは、ロックボルト (4m) を上下半に、1.0m 間隔で鋼製支保工 (H 150) を、厚さ 20cm の吹付けコンクリートをそれぞれ打設する。

表 4.26 解析物性値

		単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MN/m ²)
基盤 I	物性強	22	200	30	0.3	150
	物性弱	22	100	30	0.3	100

表 4.27 解析物性値の事例²²⁾

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

(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より)

表 4.28 標準的な支保パターンの目安（通常トンネル 内空幅 8.5m~12.5m 程度）²⁶⁾

地山等級	支保パターン	標準掘進長 (m)	ロックボルト				鋼アーチ支保工			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)	インバート (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	補助ベンチ付全断面工法または上半断面工法
C I	C I	1.5	3.0	1.5	1.5	上半	-	-	-	10	30	(40)	0	
C II	C II-a	1.2	3.0	1.5	1.2	上・下半	-	-	-	10	30	(40)	0	
	C II-b						H-125	-	1.2					
D I	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											
D II	D II	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	

(日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説より)

表 4.29 支保部材に関する入力物性値²⁰⁾²⁷⁾

吹付けコンクリート		鋼製支保工	
構成モデル	Beam	鋼製モデル	Beam
弾性係数(MPa)	4000	型式	H 150×150
厚さ(m)	0.2	弾性係数(MPa)	210000
断面積(m ²)	0.2	断面積(m ²)	3.965 × 10 ³
断面二次モーメント(m ⁴)	6.67 × 10 ⁴	断面二次モーメント(m ⁴)	1.62 × 10 ⁵
ロックボルト			
構成モデル	Cable	弾性係数(MPa)	210000
穿孔径(m)	0.05	穿孔断面積(m ²)	1.963 × 10 ³
引張強度(kN)	174.9	付着強度(kN/m)	31.4

日本鉄道建設公団：NATM 設計施工指針、土木学会：トンネル標準示方書 山岳工法・同解説より

支保部材に用いた入力物性を表 4.29 に示す。吹付けコンクリートは、軸力および曲げ抵抗を考慮する BEAM 要素でモデル化されることが多く、本検討においても BEAM 要素でモデル化をおこなった。また、吹付けコンクリートは、通常のコンクリートと異なり若材齢で変形を受けるため、弾性変形以外にも相当量のクリープ変形や乾燥収縮変形を示す。このため、本検討で入力した弾性係数は実際の一軸圧縮試験などから得られる弾性係数などより小さい値であるが、クリープ変形などを考慮した物性値として採用した。鋼製支保工は一般に H 型鋼が用いられており、BEAM 要素でモデル化をおこなった。ロックボルトは主に異形棒鋼が使用されており、本検討に

においても異形棒鋼 (SD345、D25) を想定した。ロックボルトのモデル化は、定着材と地山の付着特性を考慮したケーブル要素でおこなった。

(2) 解析手順

4.1.5 (1) で設定した標準的な支保を設置したトンネル掘削解析結果と支保を設置せずに解析を行った結果を比較した。標準的な支保を設置したケースでは、**図 4.43** に示すように、自重解析をおこないトンネル掘削前の地盤状態をシミュレートし、応力解放 (30、40、50%の3ケース) をおこない切羽到達時点までの掘削解析を実施した。その後、支保を設置して残りの応力を全て解放した。支保を設置しないケースでは、応力を5%ずつ (合計20ケース) 解放し、それぞれのケースにおける地盤状態をシミュレートした。

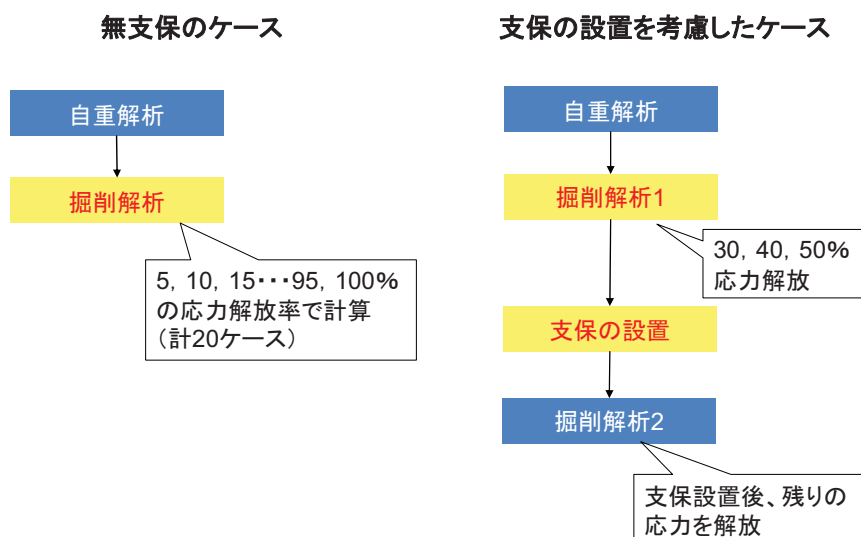


図 4.43 解析手順

(3) 解析結果

支保を設置した解析結果が、無支保で掘削した場合において、どの程度の応力解放率に相当するかを把握するために、一般的に現場で計測される天端沈下量、地表面沈下量 (トンネルセンター)、内空変位量に着目し、両者の比較検討をおこなった。

図 4.44 に示した天端沈下量を見てみると、物性の強弱に関わらず、支保を設置して掘削解析をおこなった最終変位と無支保における応力解放率 65~70%の解析結果がほぼ一致することが確認できた。また、**図 4.45** に示した地表面沈下量や**図 4.46** に示した内空変位量に関しても同様な傾向が得られた。

以上より、支保を設置せずに 65~70%の応力解放をおこなった結果をパラメトリックスタディの結果分析に用いることで、支保の効果を簡易に考慮することができ、トンネルへの地すべりの影響を評価する上で、より実現象に近い評価をおこなうことが可能となった。

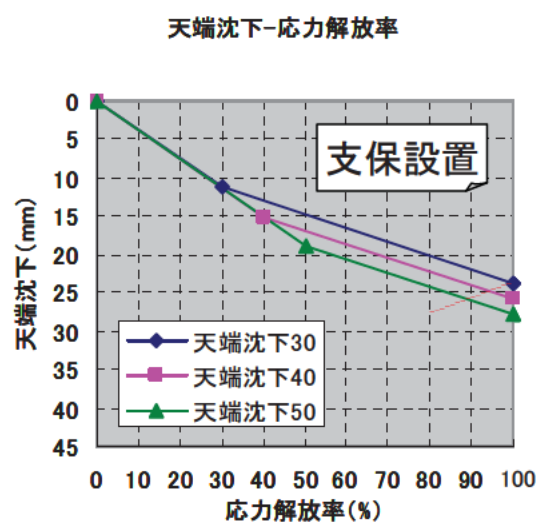
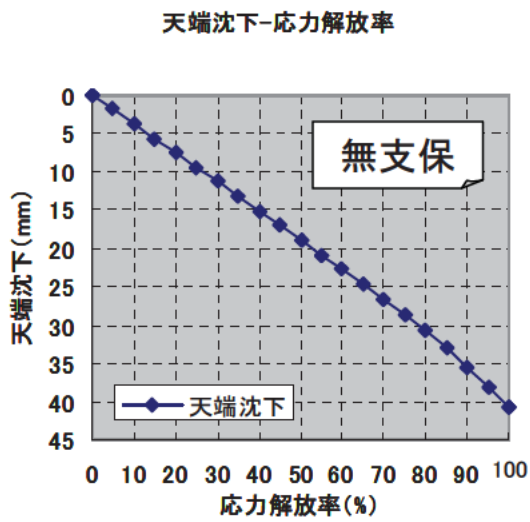
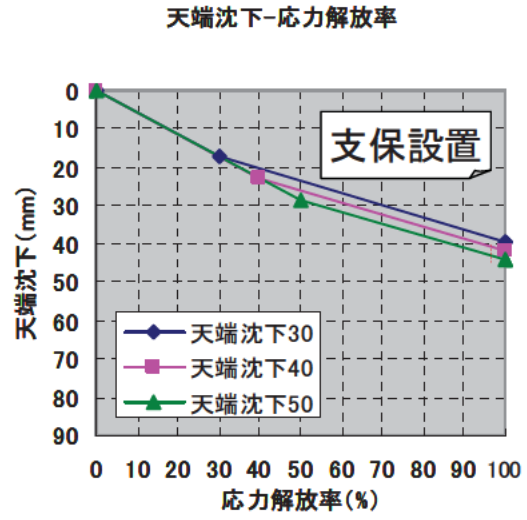
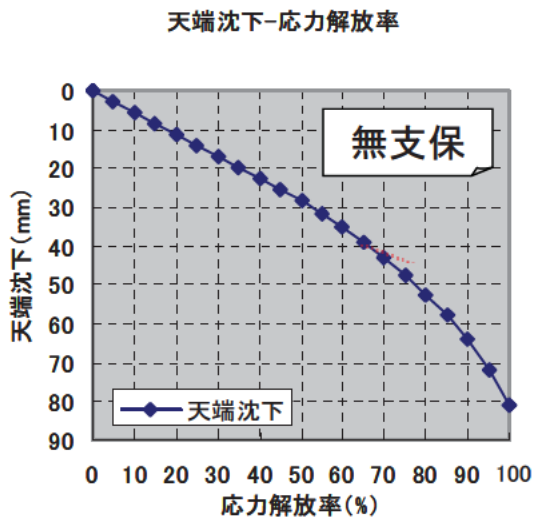


図 4.44 天端沈下量 (上：物性弱、下：物性強)

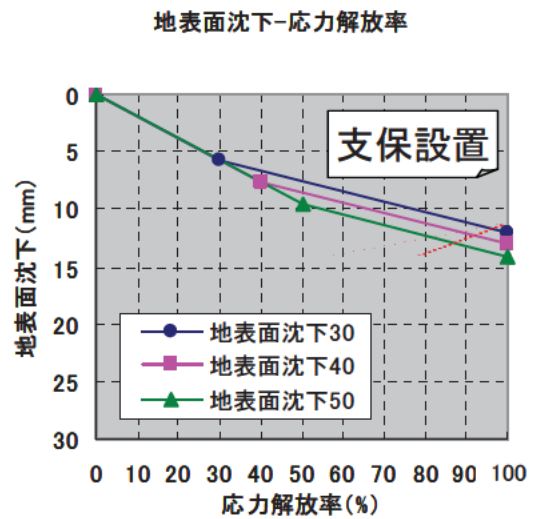
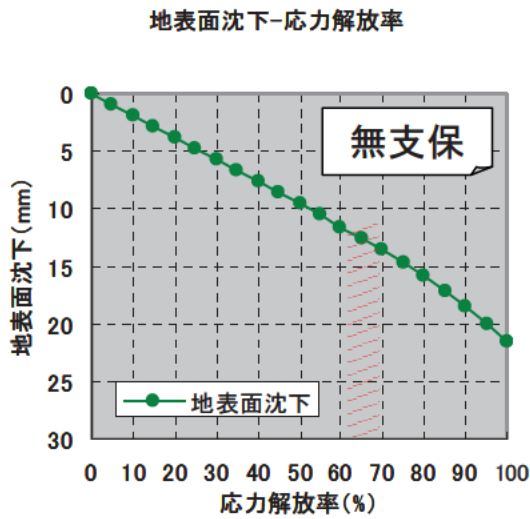
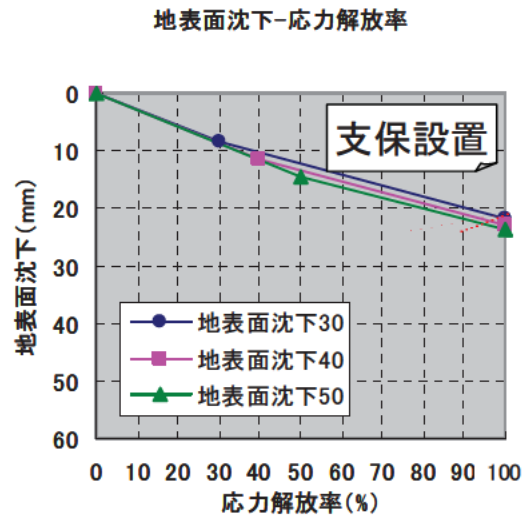
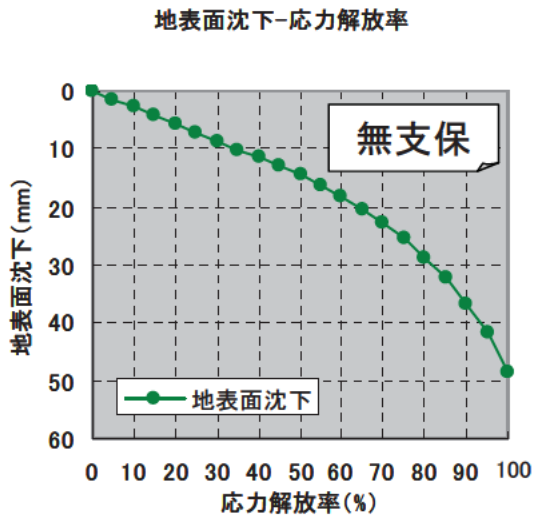


图 4.45 地表面沈下量 (上: 物性弱、下: 物性强)

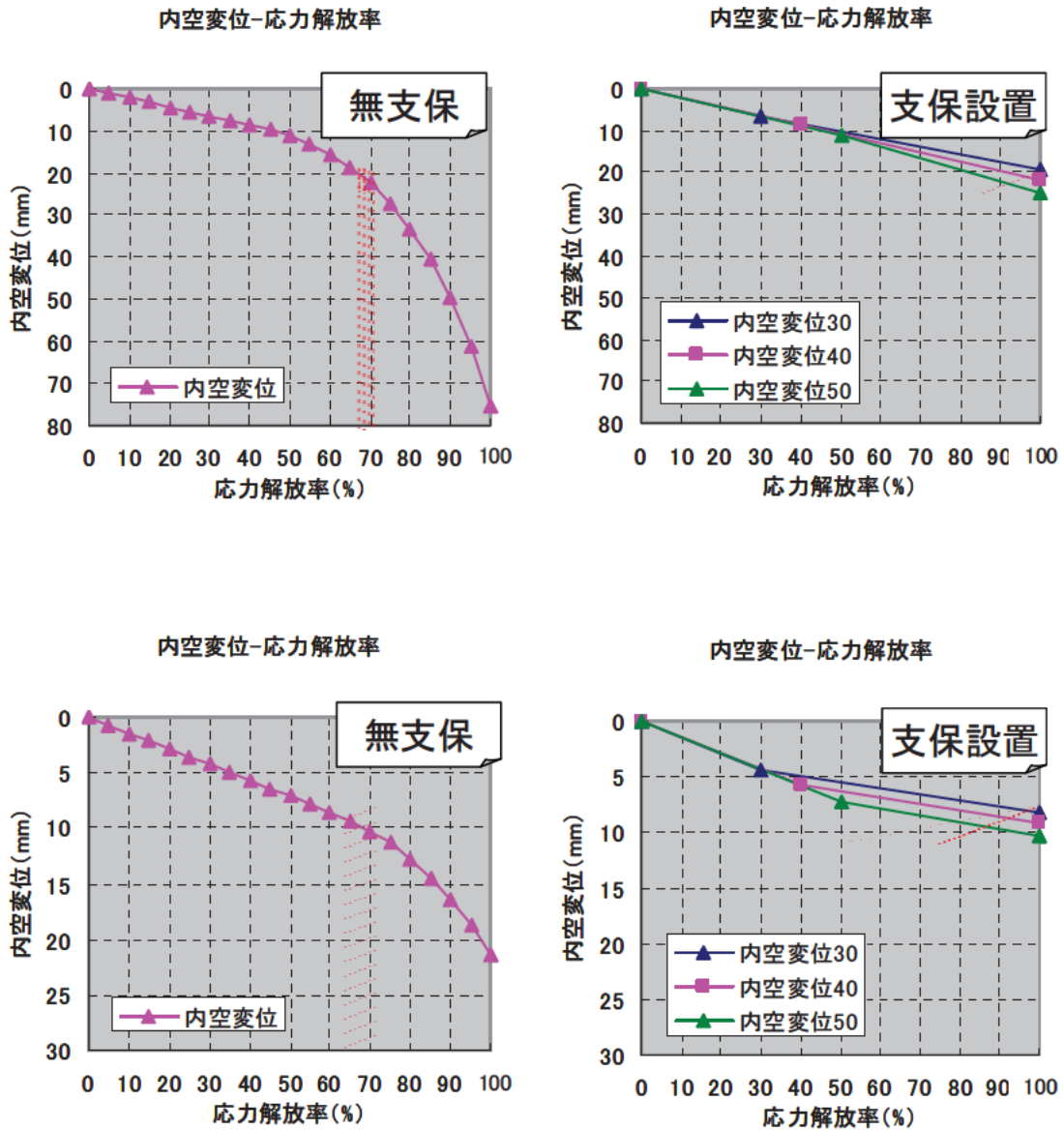


図 4.46 内空変位量 (上：物性弱、下：物性強)

(4) まとめ

実施工に近い設定でトンネル掘削解析を行うには、100%の掘削解放応力を与えることは現実的ではない。また、一般的に数値計算を行う際に用いられている応力解放率の数値 (30~50%) は切羽が計測地点に到達した時点における応力解放の度合いであり、全トンネル掘削を対象とした数値ではない。そこで、本項では、全トンネル掘削に相当する応力解放率、すなわち支保工の効果も考慮に入れた場合の応力解放率を求めることを目的とした。すなわち、標準的な設計計算手順に従った解析結果が、無支保で掘削した場合においてどの程度の応力解放率に相当するかを検討した。その結果、本項の解析条件という限定的な条件下ではあるが、標準的な支保を設置し

た解析結果は、天端沈下、地表面沈下、内空変位ともに、支保を設置せずに 65～70%の応力解放を行った結果とほぼ一致することが確認できた。そこで、以後の検討では、切羽が計測地点に到達するまでの一般的な応力解放率（30～50%）ではなく、全掘削を模擬した「応力解放率 70%」を全ケースに採用することとした。本項前これまでの応力解放率 50%よりも応力解放の程度も大きく、設計の安全側の検討であり、より適切な数値であるといえる。ただし、70%という数値は本検討の解析条件において有効に利用可能であるとした数値であり、実設計において詳細な変形評価を行う場合には、現場ごとの地山条件や掘削条件を十分に考慮したうえで物性値などの解析条件を設定し、数値解析手法を適用しなければならない。

4.1.6 解析条件の設定

4.1.1～4.1.4 までの検討結果から決定した解析モデル図を図 4.47 に、設定した各層の地盤物性値を表 4.30 にそれぞれ再掲する。さらに、4.1.5 で検討したとおり、トンネル掘削解析において支保の効果を簡易に考慮し、より実施工に近い設定でトンネル掘削をシミュレートするために、解析条件を無支保で応力解放率 70%と設定し以後のパラメトリックスタディを実施することに決定した。

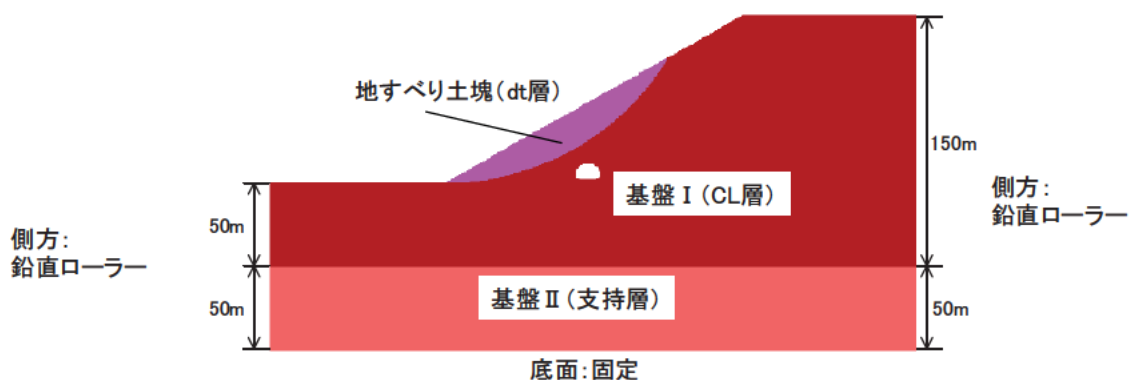


図 4.47 3層モデル

表 4.30 地盤物性値

		単位体積重量 γt (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (kN/m ²)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MPa)
地すべり土塊(dt)		18.0	20	25	12.6	0.35	50
基盤 I	強 (A)	22.0	200	30	138.6	0.3 ^{※1} 0.35 ^{※2}	150
	中 (B)		150		69.3		120
	弱 (C)		100		34.6		100
基盤 II (支持層)		22.0	500	40	428.9	0.3	250

※1 Mohr Coulomb 降伏規準を用いた解析の場合

※2 Drucker Prager 降伏規準を用いた解析の場合

4.2 斜面勾配変更モデル

4.2.1 斜面勾配変更モデルの設定

(1) 解析目的および概要

4.1 節においてパラメトリックスタディに用いる基本モデルを設定した。設定した基本モデルを図 4.48 および表 4.31 に再掲する。このように設定した基本モデルを用いてパラメトリックスタディをおこない、トンネルへの地すべりの影響を評価する。

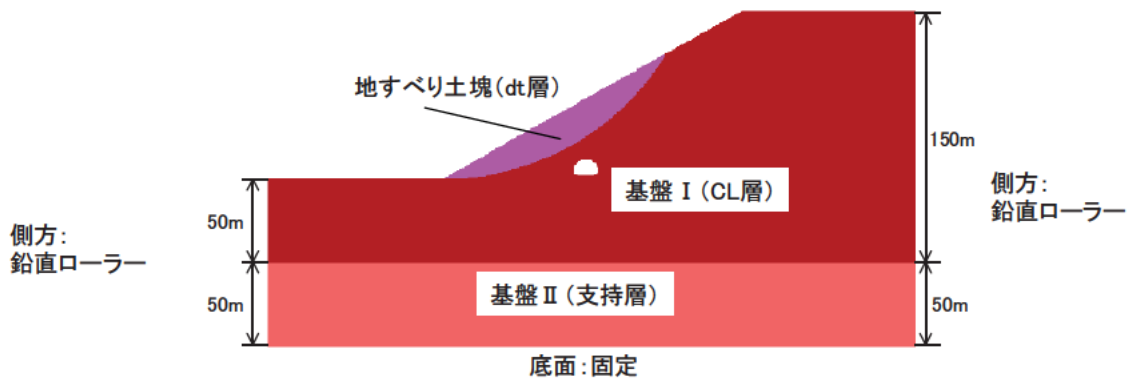


図 4.48 3層モデル

表 4.31 地盤物性値

	単位体積重量 γt (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (kN/m ²)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MPa)
地すべり土塊(dt)	18.0	20	25	12.6	0.35	50
基盤 I	22.0	200	30	138.6	0.3	150
		150		69.3		120
		100		34.6		100
基盤 II (支持層)	22.0	500	40	428.9	0.3	250

なお地すべり土塊やトンネル掘削の安全性評価をおこなうにあたり、図 4.49 に示す斜面勾配を有する場合と地表面が水平な場合の計算結果を比較すると、斜面勾配が与える影響も重要であると考えられた。図 4.49 はトンネル掘削後に生じたトンネル周辺のせん断ひずみの分布を示したものであるが、水平のケースでは離隔距離が異なってもひずみの分布はほぼ同じであるが、斜面勾配がある場合は、離隔距離 0.5D と 1.0D のケースでひずみの分布が大きく異なっており、離隔距離が小さい程ひずみが大きく発生している。このように斜面勾配の違いの影響により離隔距離に

対する計算結果が異なることが示されている。

そこで、設定した基本モデルの斜面勾配は 30 度であるが、基本モデルに比べ勾配が緩やかな斜面（緩斜面、斜面勾配：20 度）と急な斜面（急斜面、斜面勾配：45 度）を想定し、斜面勾配の影響評価も加えて検討することにした。

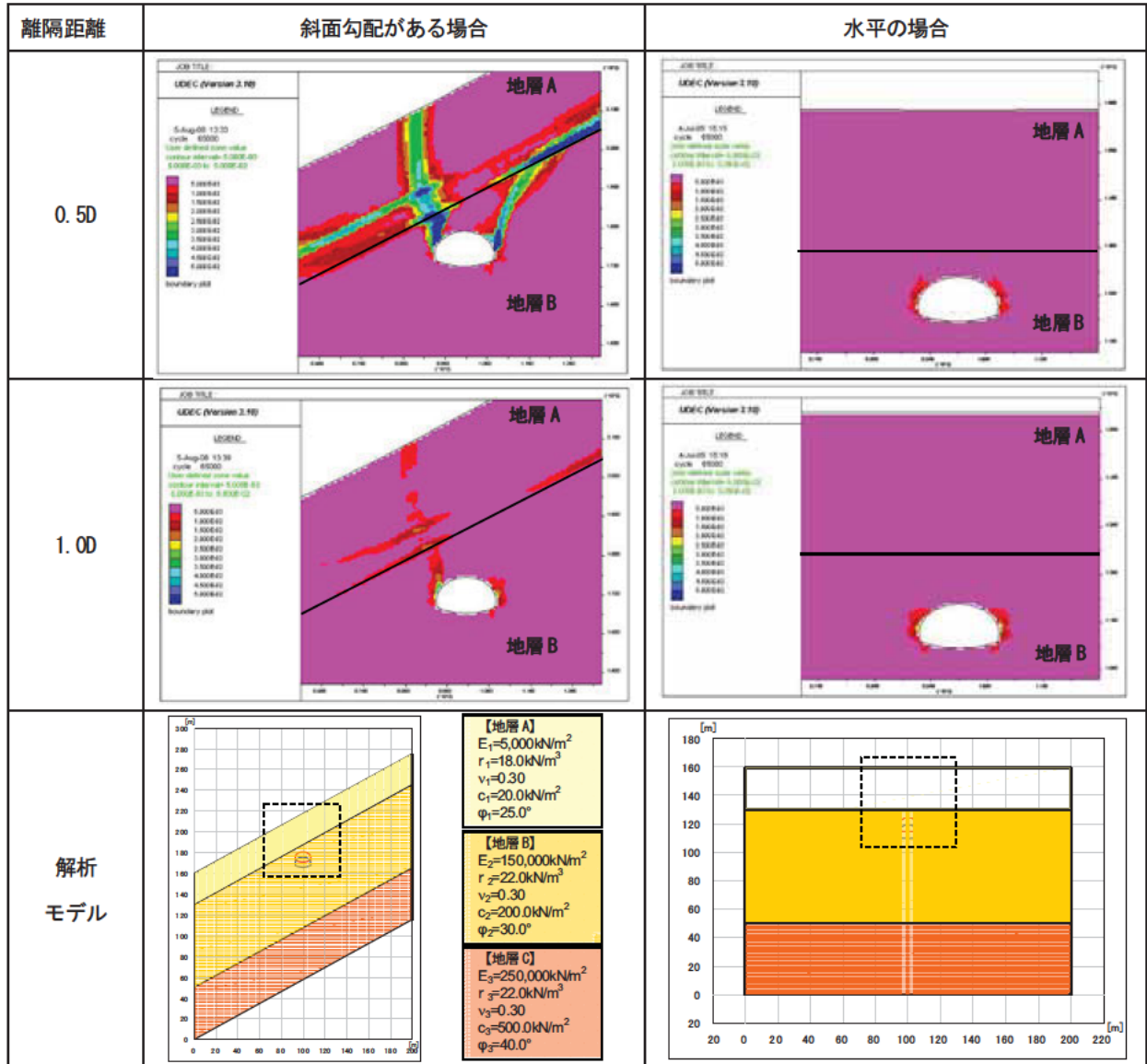


図 4.49 斜面勾配と離隔距離の影響の解析結果

(2) 解析仕様

斜面勾配ごとにトンネル掘削による影響を評価するにあたり、各斜面勾配の解析仕様を可能な限り一致させておく必要がある。懸念される項目としては、モデル高さ、地すべり土塊の長さ、地すべり土塊の深度、トンネル掘削前の変形モード、トンネル掘削前の安全率などが挙げられる。

上記に留意し、決定した緩斜面の解析モデルを図 4.50 に、急斜面の解析モデルを図 4.51 にそれぞれ示す。それぞれの解析モデルの決定方法は以下の手順のとおりに行った。

- ・高さを基本モデル（斜面勾配 30 度）と同様に 200m と設定
- ・法肩より右側の幅を基本モデルと同様に 100m と設定
- ・地すべり土塊の横幅を、法面長の割合と等しくなるように設定
- ・地すべり土塊の最大深度は、基本モデルと同深度と設定

境界条件については、これまでと同様に、側面は鉛直ローラーとし、底面については固定とした。地層構造についても基本モデルと同様に 3 層とした。ただし、トンネル掘削前の変形モードや安全率をなるべく一致させる必要があるため、各層の物性値については次項 4.2.2 で検討を行った。また、トンネル掘削解析時の応力解放率については、4.1.5 で設定した解放率 70% で解析を行い、解析手法および手順については、4.1.1 (2) で示した仕様に従った。

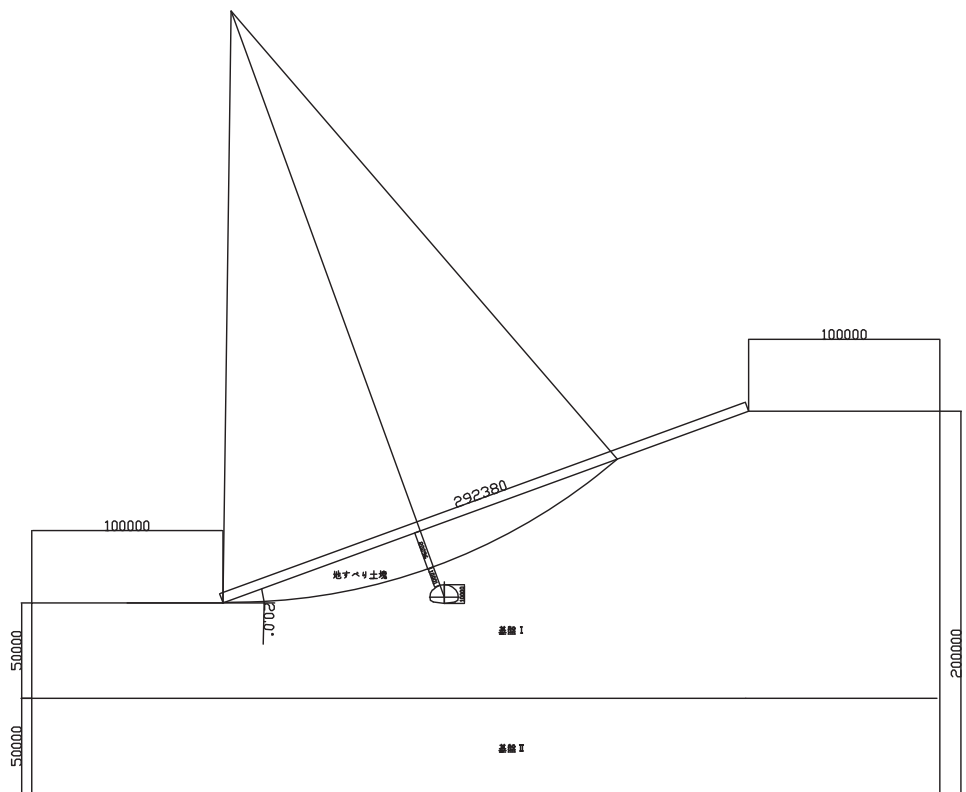


図 4.50 解析モデル（緩斜面、斜面勾配：20 度）

(単位：mm)

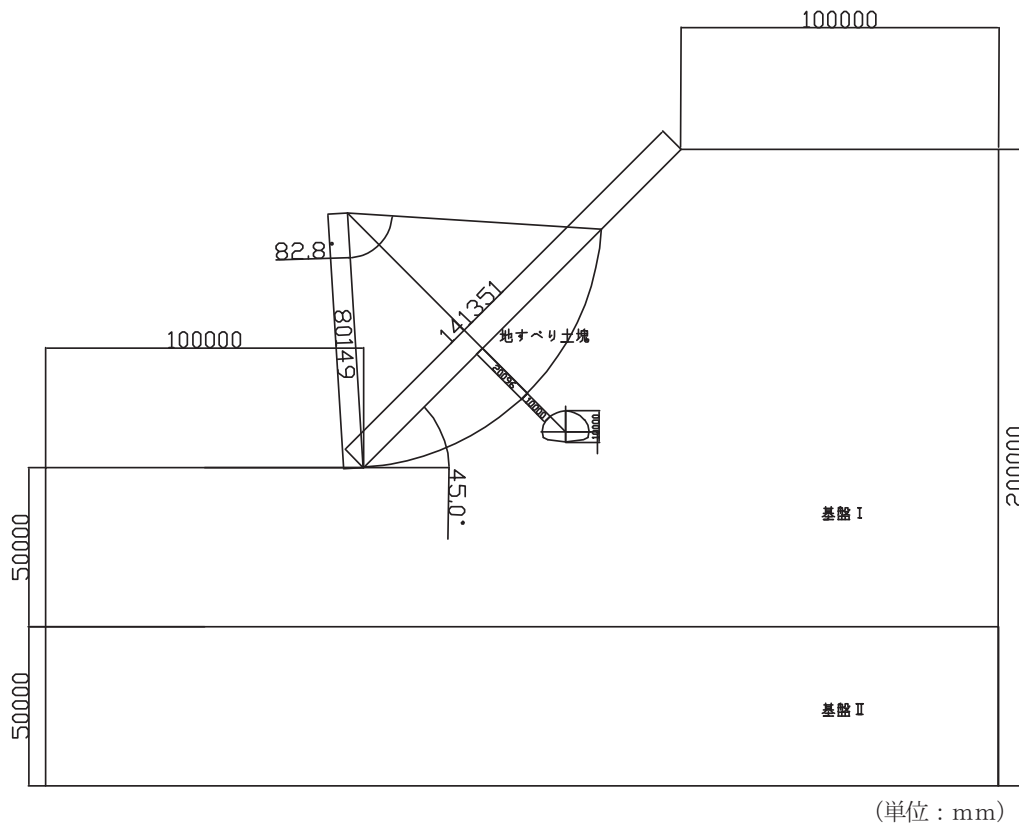


図 4.51 解析モデル (急斜面、斜面勾配 : 45 度)

4.2.2 解析条件の設定

(1) 解析用物性値の決定

斜面勾配ごとにトンネル掘削による影響を評価するにあたり、トンネル掘削前の地すべりモードや安全率などを可能な限り一致させておく必要がある。

①基本モデルにおける安全率の算出

まず、設定した基本モデルにおいてトンネル掘削前の安全率を算出した。安全率の算出には、FEM や FDM により全体安全率を直接算定することが可能な「せん断強度低減法」を用いた。せん断強度低減法はさまざまな斜面問題に適用され、精度の高い安全率が得られることが明らかになっている。

以下に、せん断強度低減法の概要を説明する。

- ・まず式 (4.5) と式 (4.6) の低減係数 F_s を小さな値と設定し繰返し計算をおこなうと、 c_r や ϕ_r は十分大きな値となるため斜面の大部分は弾性応力状態となる。

$$c_r = \frac{c}{F_s} \quad \dots \quad \text{式 (4.5)}$$

$$\phi_r = \arctan\left(\frac{\tan \phi}{F_s}\right) \quad \dots \quad \text{式 (4.6)}$$

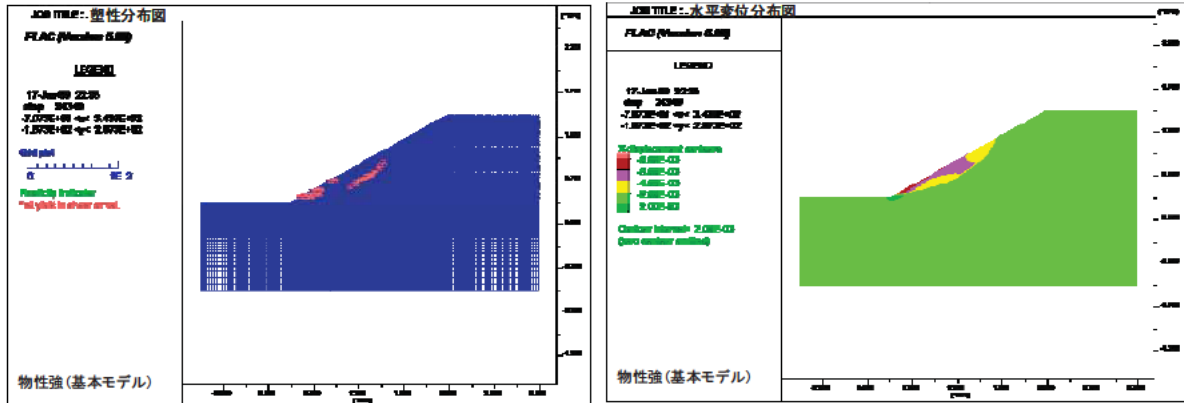
ここに F_s : 低減係数 (安全率)
 c_r : 粘着力低減値
 c : 粘着力初期値
 ϕ_r : 内部摩擦角低減値
 ϕ : 内部摩擦角初期値

- ・次に、低減係数 F_s を徐々に増加させていく (物性を低下させていく) と、ある値で力の釣り合いが成立しなくなる。
- ・このとき斜面の変形は非常に大きくなっており、過大な塑性変形が生じている。
- ・これを斜面の崩壊とみなし、このときの F_s をすべり安全率と定義する。

上記の手順で基本モデルにおいて安全率を算出した。算出した安全率を表 4.32 に示す。結果を見ると、基盤 I の物性に関わらずどちらも $F_s=1.05$ に近い値になった。また両ケースの自重解析終了時の塑性分布図、水平変位分布図を図 4.52 および 図 4.53 に示す。これらより、どちらも地すべり土塊と基盤 I の間に塑性領域が卓越するが、発生する水平変位量には大きな違いが認められた。

表 4.32 安全率算出結果（基本モデル）

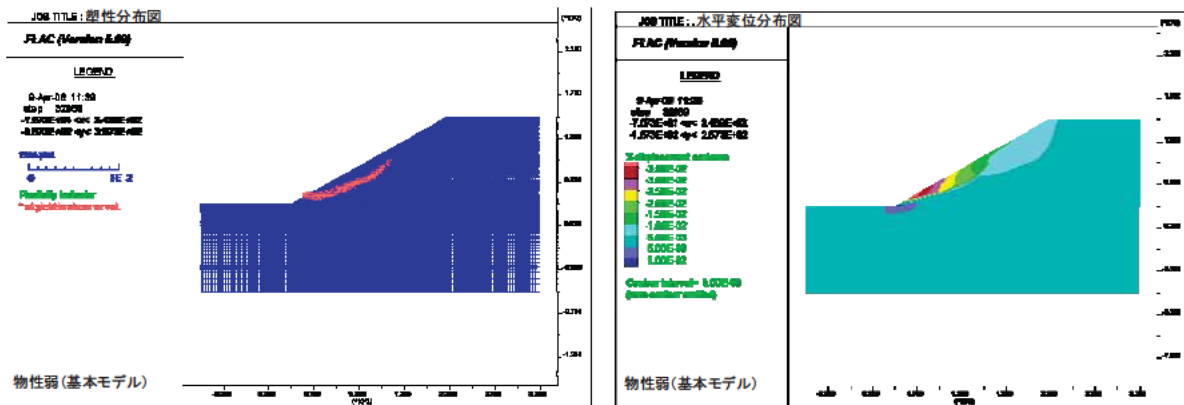
	トンネル位置	基盤 I 物性	離隔 (D)	解析条件	安全率
Case①	中央	強	1.0	自重解析後	1.05
Case②	中央	弱	1.0	自重解析後	1.05



塑性分布図

水平変位分布図

図 4.52 解析結果（物性強、安全率 1.05）



塑性分布図

水平変位分布図

図 4.53 解析結果（物性弱、安全率 1.05）

②緩斜面（斜面勾配 20 度）

ここでは、基盤Ⅰと基盤Ⅱの物性は基本モデルと同等の値とし、地すべり土塊の物性を数ケース変更してトンネル掘削前の変形モードや安全率になるべく基本モデルと類似するように物性を設定した。

まず始めに、標準断面の安全率 1.05 と同程度となるように、「せん断強度低減法」を用いて地すべり土塊のおおまかな物性値を決定した（Case③）。次に、決定した地すべり土塊の物性値を用いて、自重解析をおこなった。しかしながら、図 4.54 に示すように、自重解析ではほぼ塑性領域は発生せず、水平変位も最大わずか 0.4mm 程度であった。さらに変形モードもやや深いすべりとなり基本モデルから得られた結果とは一致しないことを確認した。

そこで、地すべり土塊の物性値を変更し Case④のように設定した。その結果、地すべり土塊と基盤Ⅰの間に明確な塑性領域は確認できないが、水平変位の発生モードは比較的基本モデルと類似していることが分かった（図 4.55）。しかしながら、算出された安全率は 1.14 と高いため、さらに物性を変更して Case⑤、⑥を実施した。Case⑤では、塑性領域が表層で卓越し、基本モデルと発生モードに違いが見られた。また、最大水平変位が 70cm 以上発生し、崩壊に至った（図 4.56）。Case⑥については、安全率はやや高いものの、塑性領域が地すべり土塊と基盤Ⅰの間に発生し、最大水平変位も 15mm と基本モデルと非常に近い結果が得られた（図 4.57）。

Case③～⑥を比較した結果を表 4.34 に示す。その結果、Case⑥の安全率は安全側となるものの、塑性領域の発達領域、変形モードなどが、基本モデル（斜面勾配：30°）とさらに類似することが確認できた。よって Case⑥を緩斜面における基本物性値と設定した。

表 4.33 解析ケースと安全率算出結果

	c (kN/m ²)	ϕ (°)	安全率
Case③	13	17	1.5
Case④	0	25	1.14
Case⑤	0	20	1.0 以下
Case⑥	1	23	1.19

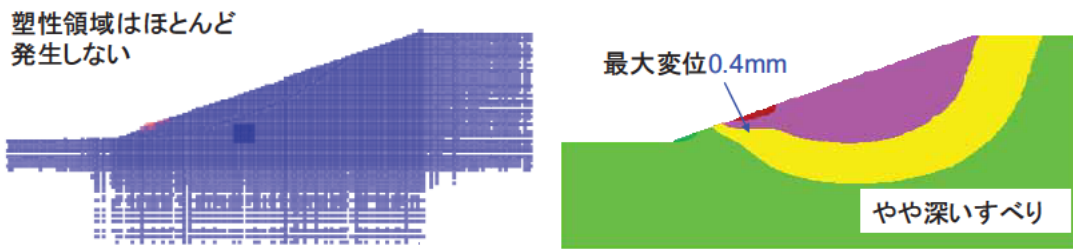


図 4.54 Case③ 自重解析後の塑性分布図（左）と水平変位分布図（右）



図 4.55 Case④ 自重解析後の塑性分布図（左）と水平変位分布図（右）



図 4.56 Case⑤ 自重解析後の塑性分布図（左）と水平変位分布図（右）

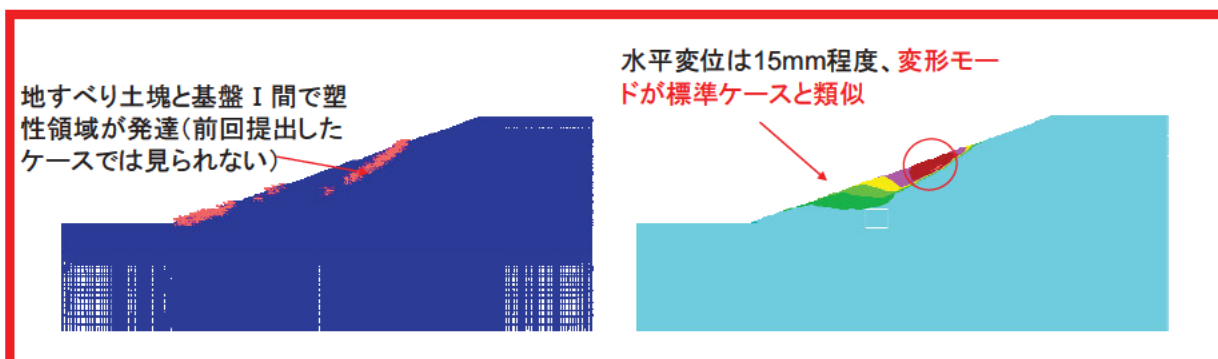


図 4.57 Case⑥ 自重解析後の塑性分布図（左）と水平変位分布図（右）

表 4.34 解析用地盤物性値

Case	変形モード	評価	自重解析時の変位量	評価	安全率	評価	総合評価
③	・深いすべり	×	0.4	×	1.5	×	×
④	・表層 ・地すべり土塊と基盤 I 間	△	10mm	○	1.14	△	△
⑤	・表層 ・地すべり土塊と基盤 I 間	×	700mm(崩壊)	×	1.0 以下	×	×
⑥	・地すべり土塊と基盤 I 間	◎	15mm	○	1.19	△	○

③急斜面（斜面勾配 45 度）

次に、急斜面（斜面勾配 45 度）において適当な物性値を設定した。緩斜面における物性値の設定と同様に、まず始めに、基本モデルの安全率 1.05 と同程度となるように、「せん断強度低減法」を用いて地すべり土塊のおおまかな物性値を決定し（Case⑦）、決定した地すべり土塊の物性値を用いて、自重解析をおこなった。その結果、図 4.58 のように塑性領域が地すべり土塊と基盤 I の間で卓越し地表面まで到達することを確認した。さらに最大水平変位は 2m 以上となり崩壊に至った。

そこで、地すべり土塊の物性を表 4.35 中の Case⑧のように変更し、自重解析を実施した。図 4.59 に示すように、塑性領域は地すべり土塊と基盤 I 間で卓越し、さらに水平変位分布も基本モデルと類似した結果となることが確認できた。また、安全率も 1.05 と算出され、変形モードと安全率の 2 つをあわせることができた（表 4.36）。よって Case⑧を急斜面における基本物性値と設定した。

表 4.35 解析ケースと安全率算出結果

	c (kN/m ²)	ϕ (°)	安全率
Case⑦	30	30	1.0 以下
Case⑧	30	35	1.05



図 4.58 Case⑦ 自重解析後の塑性分布図（左）と水平変位分布図（右）

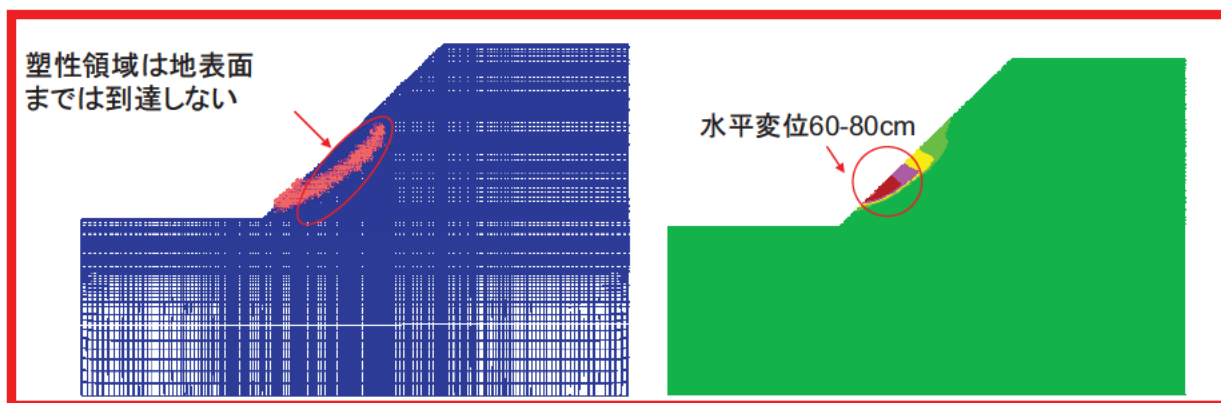


図 4.59 Case⑧ 自重解析後の塑性分布図（左）と水平変位分布図（右）

表 4.36 解析用地盤物性値

Case	変形モード	評価	自重解析時の変位量	評価	安全率	評価	総合評価
⑦	・地すべり土塊と基盤 I 間	◎	2000mm 以上	×	1.0 以下	×	×
⑧	・地すべり土塊と基盤 I 間	◎	60~80mm	○	1.05	◎	◎

(2) まとめ

基本モデルの安全率や変形モードにあわせて、緩斜面（斜面勾配 20 度）、急斜面（斜面勾配 45 度）両ケースにおける地すべり土塊の物性値を決定した（表 4.37）。

決定した物性値を用いると、急斜面の安全率は 1.05 であり、地すべりモードともに基本モデルと類似した結果となった。一方、緩斜面では安全率が 1.19 となりやや高めの物性値となっている。1.19 から 1.05 に近づけることも可能であるが、変形モードは前頁の Case⑤に近くなることが予測でき、これまでパラメトリックスタディで検討してきた地すべりモードとは大きく異なることが懸念される。Case⑥のように物性（ $c=1\text{kPa}$ 、 $\phi=23^\circ$ ）を設定すると、安全率はやや安全側となるものの、塑性領域の発達領域、変形モードなどが、基本モデルの結果と類似することを確認している。

表 4.37 決定した地すべり土塊の物性値

	単位体積重量 $\gamma t(\text{kN/m}^3)$	粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	ポアソン比 ν	変形係数 $E(\text{MN/m}^2)$	安全率 F_s
標準 (30°)	18	20	25	0.35	50	1.05
急斜面 (45°)	18	30	35	0.35	50	1.05
緩斜面 (20°)	18	1	23	0.35	50	1.19

4.3 パラメトリックスタディ 数値解析結果

4.3.1 パラメトリックスタディ 予備検討

(1) トンネルと地すべり土塊の離隔と土被りの予備検討

数値解析の結果得られる地すべり土塊やトンネルの変位量は、トンネルと地すべり土塊の「離隔」の影響および、トンネルの「土被り」の影響が合成された結果であるため、トンネルと地すべり土塊の離隔について検討する際、「離隔」のみの影響を知ることができれば検討しやすい。ここではやや擬似的ではあるが、「離隔」と「土被り」のそれぞれの影響を分離し検討した結果を示す。

①「離隔」の違いのみの影響を解析する

「離隔」の違いのみの影響を解析するため、図 4.60 に示す解析モデルを設定した。解析に使用するモデルは3ケースで、各ケースの地すべり土塊の厚み（図 4.60 中の「黄色」の部分）は同じであるが、ケース毎に地すべり土塊とトンネルの「離隔」を変えている（図 4.60 中では離隔「小」「中」「大」と設定している）。本来であればこのまま、トンネルを掘削し解析をするが、ここでは「離隔」のみの影響を解析するため、各ケースのトンネル掘削時の生じる掘削解放力を同じ値（分布）とする。一般的には「土被り」が大きくなるほど、トンネル周辺の応力が大きくなるため、図中の離隔「大」のケースが最も掘削解放力の大きなケースとなり、それに伴い、トンネルの変位量も大きくなるが、ここではこの掘削解放力を調整し、離隔「小」の掘削解放力と同じにする。この調整により、「土被り」の違いに伴う掘削解放力の違いを無くし各ケースで同じ掘削解放力が作用するため、トンネルと地すべり土塊の「離隔」を検討することができると考えた。予想される解析結果としては、図 4.60 に示すように、離隔「小」の場合は地すべり土塊との距離が他のケースより小さいため、地すべり土塊の影響を受けやすく、その結果、地すべり土塊やトンネルの変位量が大きくなると予想された。

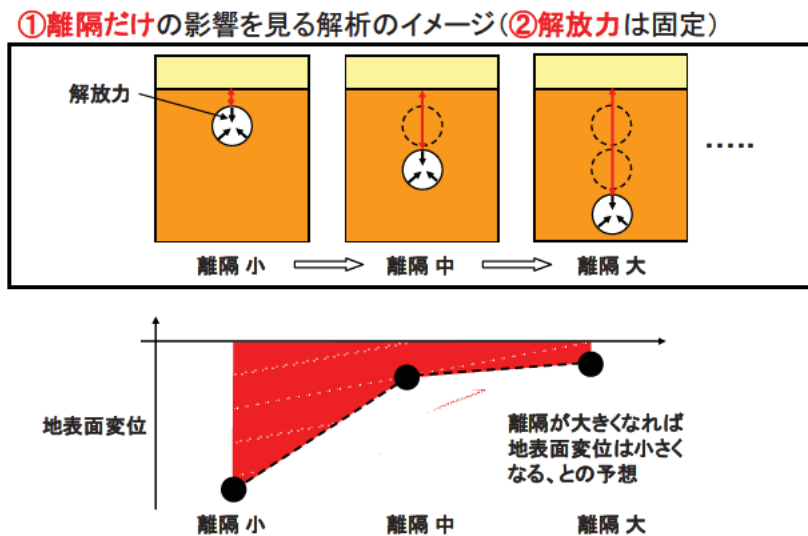


図 4.60 離隔の影響を解析する場合の解析モデル（上）と想定される解析結果（下）

②「土被り（掘削解放力）」のみの影響を解析する

前述の通り、「土被り」が異なることにより、トンネル掘削時に作用する「掘削解放力」が異なる。よって「土被り」の違いは「掘削解放力」の違いであると考えた。

「掘削解放力」のみの影響を解析するため、図 4.61 に示す解析モデルを設定した。「離隔」の違いのみの影響を解析した場合と同様、各ケースの地すべり土塊の厚みを同じとし、また地すべり土塊とトンネルの離隔も同じとした。「掘削解放力」は各ケースで異なり、掘削解放力「小」「中」「大」と設定した。これにより、「掘削解放力」つまり「土被り」の違いを検討できると考えた。予想される解析結果としては、図に示すように掘削解放力「大」の場合は荷重は他のケースより大きいいため、地すべり土塊やトンネル周辺の地盤が大きく変位し、その結果、地すべり土塊やトンネルの変位量が大きくなると予想された。

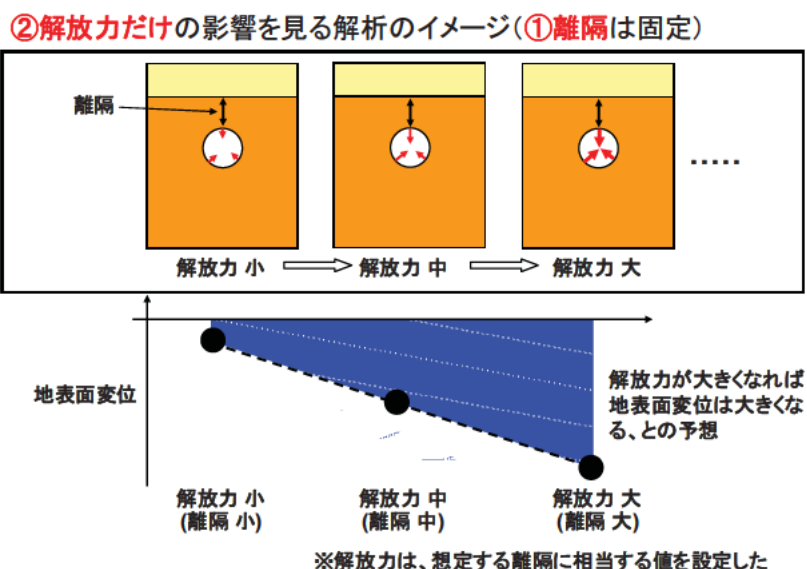


図 4.61 土被りの影響解析をする場合の解析モデル（上）と想定される解析結果（下）

このような検討により、「離隔」と「土被り（掘削解放力）」の影響を概ね確認できると考えた。実際の解析ではこの両者が同時に発生しており、この両者の解析結果を足すことで、実際の解析で得られる結果となると考えられる（ただし、厳密には足し算の際、工夫を要する）。

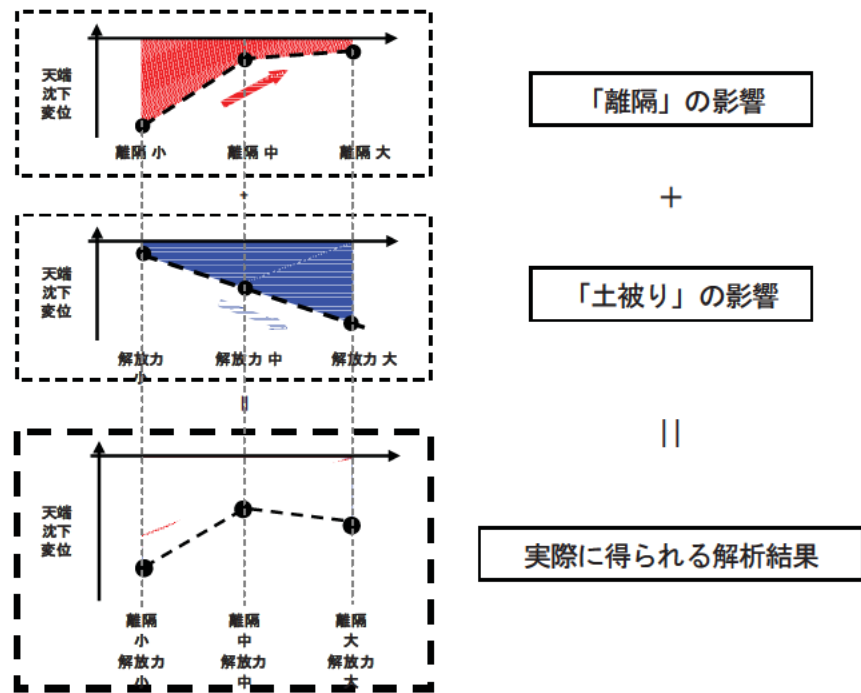


図 4.62 「離隔」と「土被り」の影響をそれぞれ解析した場合のイメージ図

③解析結果

「離隔」「土被り」の解析結果を図 4.63 に示す。前述に想定した通りの解析結果が得られた。解析の結果から、以下のことが言える。

- 1) 解放力が同じなら、離隔が大きくなると、沈下量は小さくなる
- 2) 離隔が同じなら、解放力が大きくなると、沈下量は大きくなる
- 3) (離隔+解放力) の影響は、それぞれの大きさで決まる

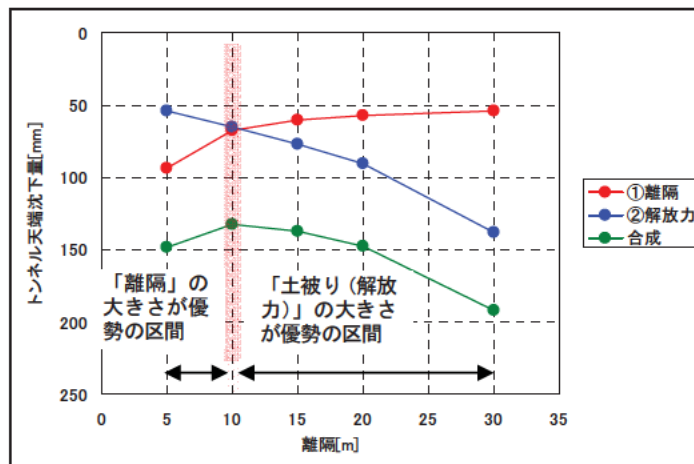


図 4.63 「離隔」「土被り」の解析結果

検討の結果、解析で得られる変位は離隔と土被りの影響で生じていることが分かった。離隔の影響だけを見るのであれば、解析結果の内、土被りの影響で発生している分を相殺すれば、離隔の影響を評価できると考えた。その方法として、土被りで除いた指標を用いれば、離隔の影響を評価できると考えた。ただし、その指標には物理的な意味はない。

弾性解析で考えれば、図 4.64 に示すように「土被り」と「変位」は概ね線形関係で示すことができ、解析の結果得られる各変位量を土被りで割ることというのは、「土被り」と「変位」でプロットされる直線の勾配を求めることであると考えられる。

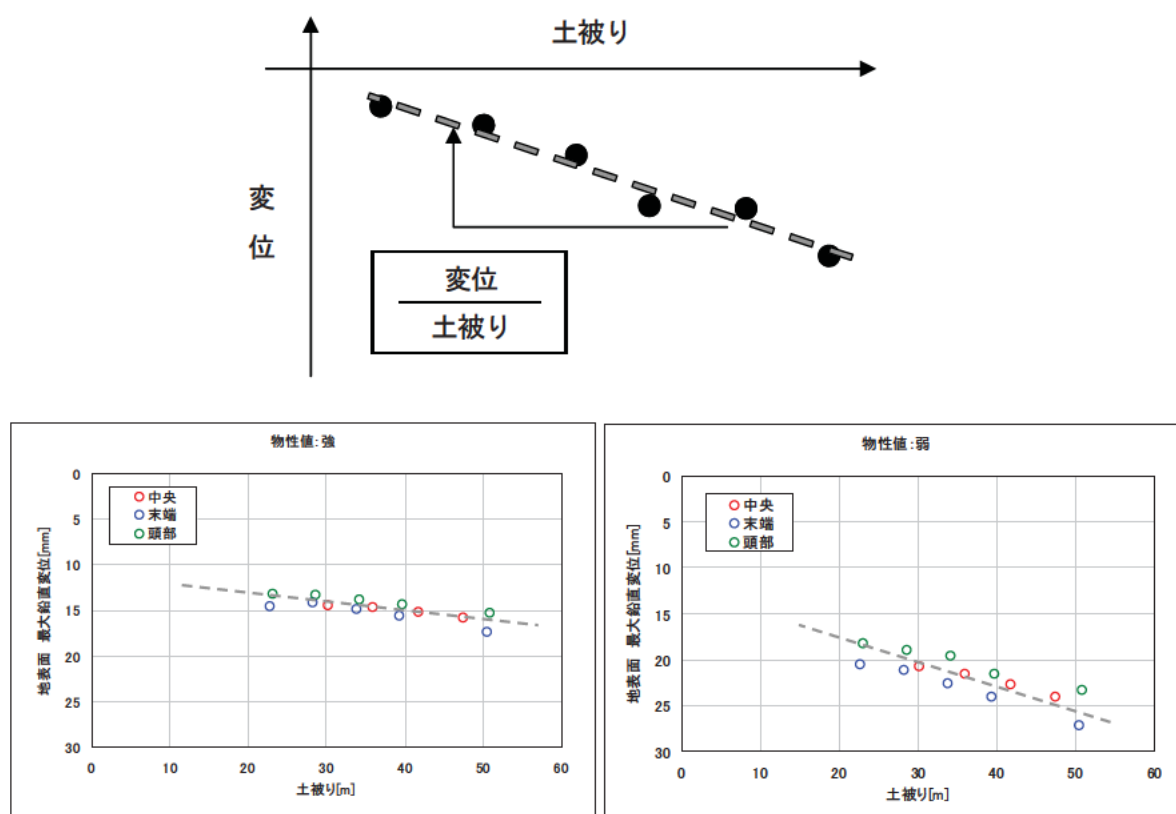


図 4.64 弾性解析の場合の土被りと変位の関係

(2) 斜面勾配と地すべり土塊厚みの予備検討

解析に用いるモデル形状のパラメータは複数あるがこの内、「斜面勾配」と「地すべり土塊の厚み」について予備的に検討し、トンネルと地すべり土塊の離隔への影響を確認した。影響が大きい場合はパラメトリック解析にて詳細に検討することとした。

①斜面勾配

斜面勾配の影響を確認するため、斜面勾配 30 度のケースと地表面が水平のケースについて、トンネルと地すべり土塊の離隔を 2 ケース設定し（図 4. 65, 表 4. 38）解析結果を比較した。水平モデルと斜面勾配 30 度のケースでトンネル掘削前のトンネル周辺の主応力の分布を図 4. 66 に示す。水平モデルのトンネル掘削前のトンネル周辺の主応力ベクトルはほぼ地盤の鉛直方向、水平方向に向いている。一方、斜面勾配 30 度のケースでは、主応力の方向はやや斜面の谷側、もしくは斜面の勾配に沿った方向に向いている。これは斜面勾配の影響を受けて生じた分布であると考えられる。

この応力状態をトンネル掘削前の初期応力とし、トンネル掘削した場合の最大せん断ひずみの分布をトンネルと地すべり土塊の離隔毎に図 4. 67 示す。水平のケースでは、離隔が異なってもひずみの分布はほぼ同じであるが、斜面勾配 30 度の場合は、離隔 5m と 10m のケースでひずみの分布が大きく異なっており、離隔が小さい程、ひずみが大きく発生している。

解析の結果、このように、トンネル掘削前の応力状態、つまり、斜面勾配に起因して設定されたトンネル掘削前の応力状態により、離隔の影響程度が異なることが示され、解析の結果に対して斜面の勾配の影響はあることが分かった。従って、以後のパラメトリック解析に対し、斜面勾配の影響を考慮する必要があると考えた。

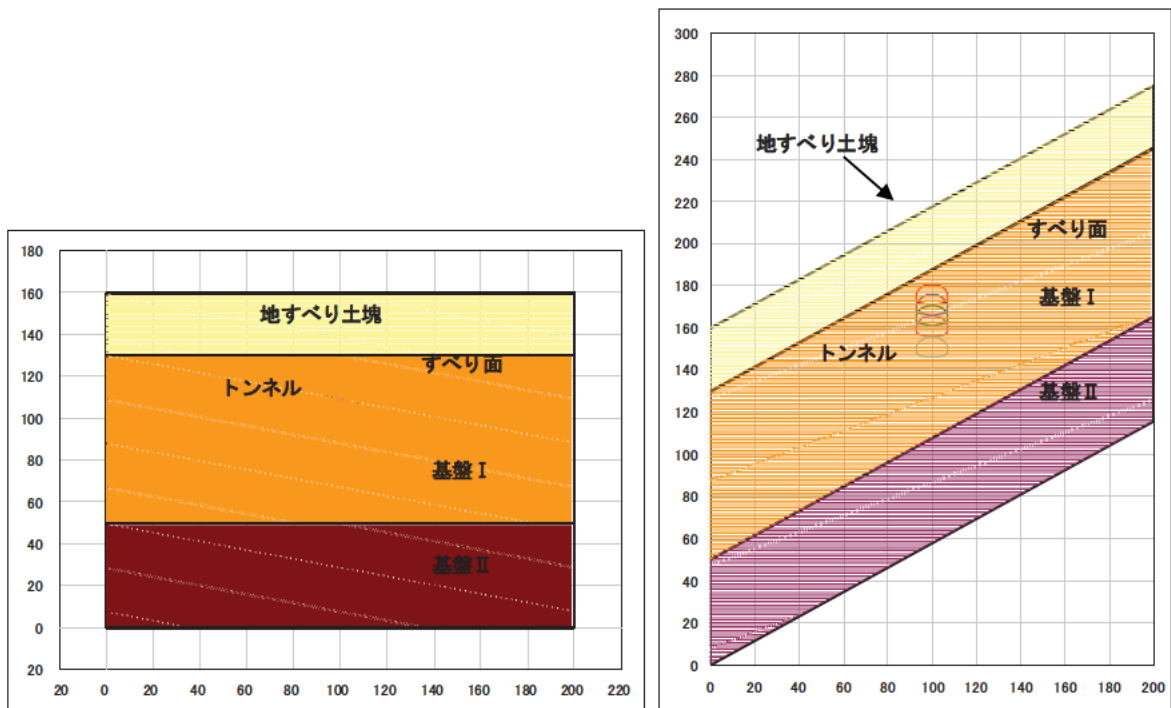
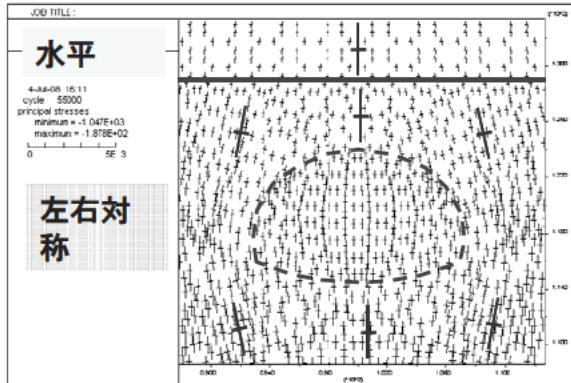


図 4.65 斜面勾配の検討に用いた解析モデル（左：水平モデル、右：斜面勾配 30 度モデル）

表 4.38 地盤物性値一覧

地盤物性値	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MN/m ²)
地すべり土塊	18	20	25	0.35	50
基盤 I	22	200	30	0.3	150
基盤 II	22	500	40	0.3	250
すべり面		20	25		

(1) 水平モデル(離隔5m)



(2) 斜面勾配30度(離隔5m)

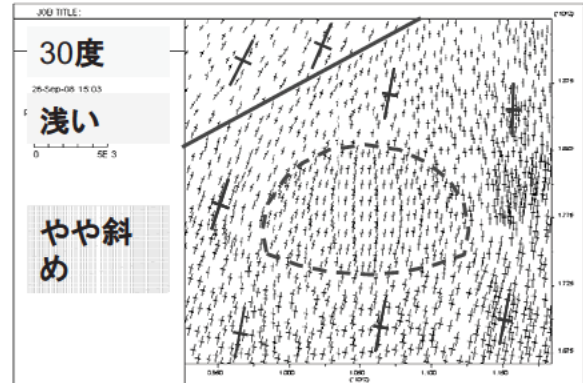


図 4.66 トンネル掘削前のトンネル周辺の主応力の分布

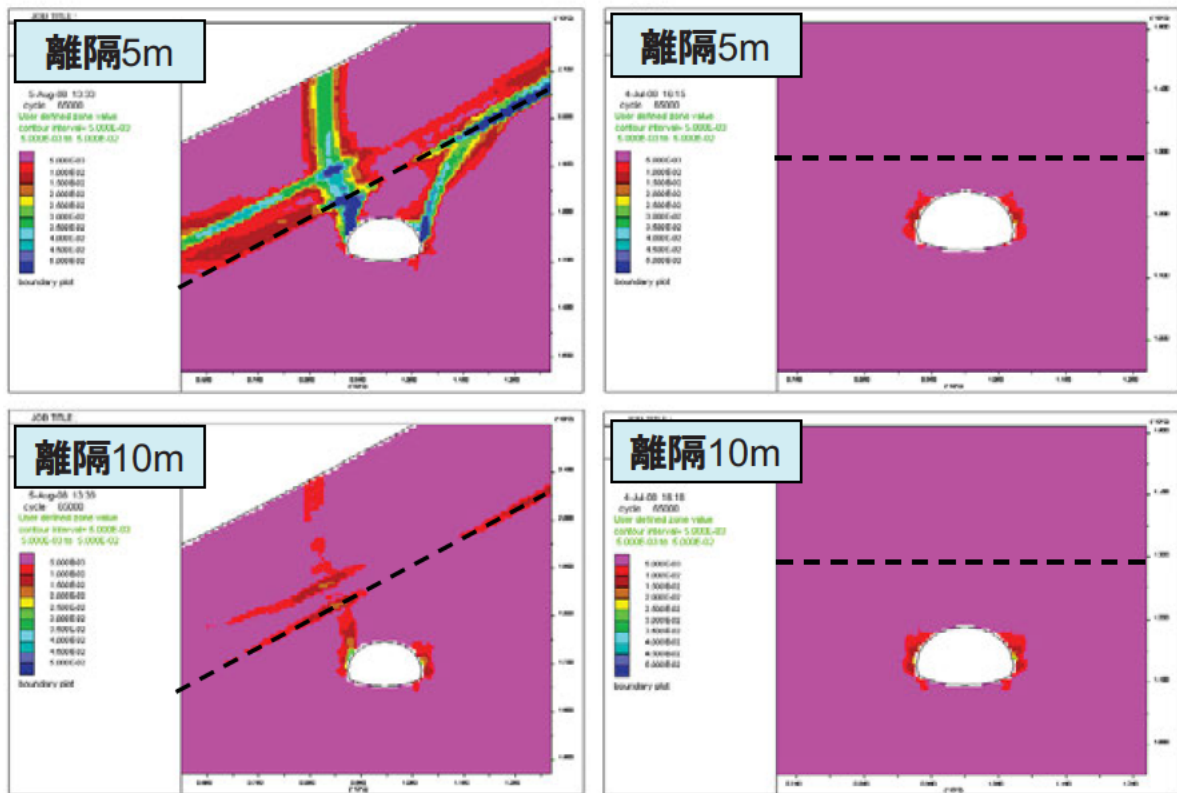


図 4.67 トンネル掘削後の最大せん断ひずみの分布 (左列: 斜面勾配 30 度、右列: 水平モデル)

②地すべり土塊の厚み

トンネルの位置（中央、末端、頭部）の違いにより、トンネル直上の地すべり土塊の厚みは異なる（図 4.68）。この「地すべり土塊の厚み」の影響を検討するため、地すべり土塊厚みが異なる3ケースを設定し解析結果を比較した（図 4.69）。なお図 4.68 に示すように、地すべり土塊の厚みが異なると同時に、トンネルの土被りの大きさも異なる。そこで地すべり土塊の厚みの影響を検討するため、解析の結果を土被りで除して検討した。

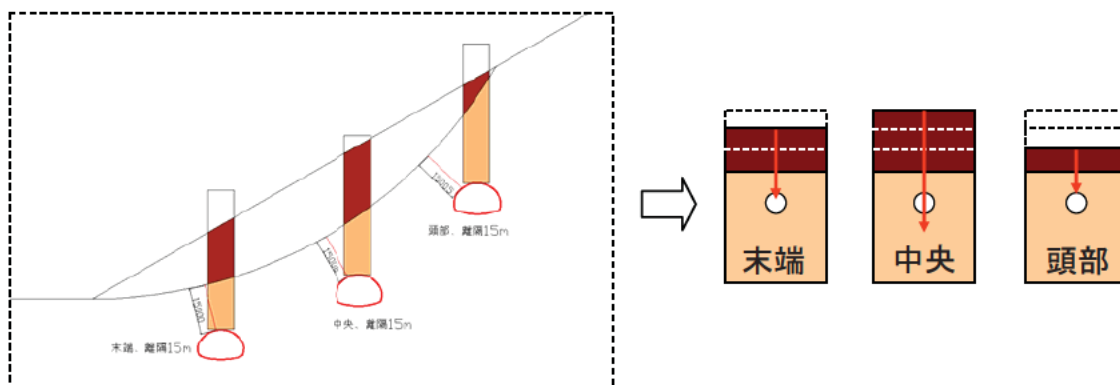


図 4.68 トンネル位置毎の地すべり土塊の厚み

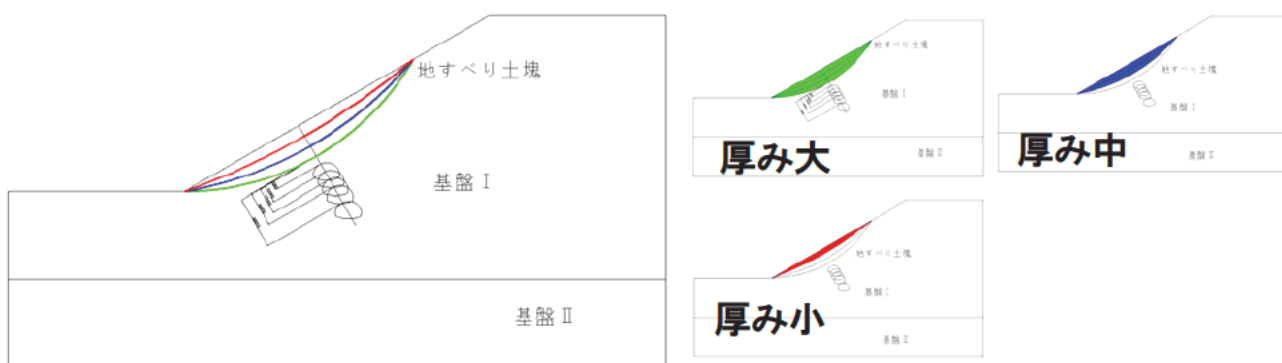


図 4.69 地すべり土塊の厚みの異なる解析ケースの設定

解析の結果、地すべり土塊の厚みが異なると、解析の結果得られる変位量は異なり、地すべり土塊厚みが大きい程変位量は大きくなる。この解析の結果をトンネルの土被りで除してトンネルと地すべり土塊の離隔との関係を整理すると、その傾向は概ね類似することが分かった。従ってトンネルと地すべり土塊との離隔を検討する際、「地すべり土塊厚」は解析結果に大きな影響を与えないと考えられる。従ってパラメータ解析には地すべり土塊の厚みは考慮しないこととした。

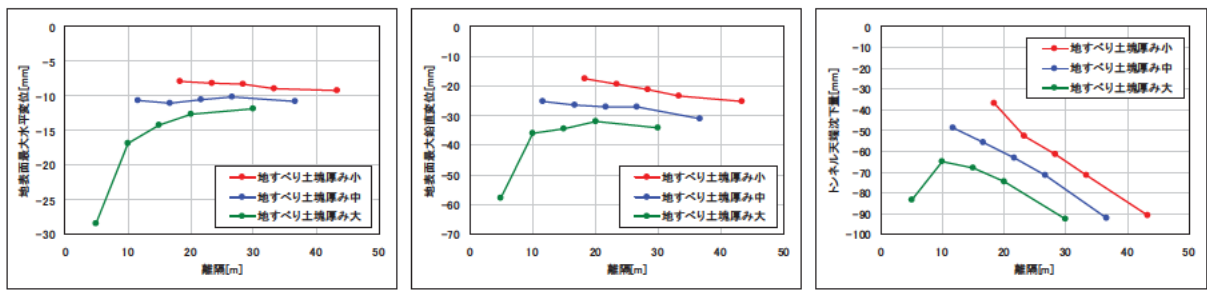


図 4.70 地すべり土塊の厚み毎の解析結果

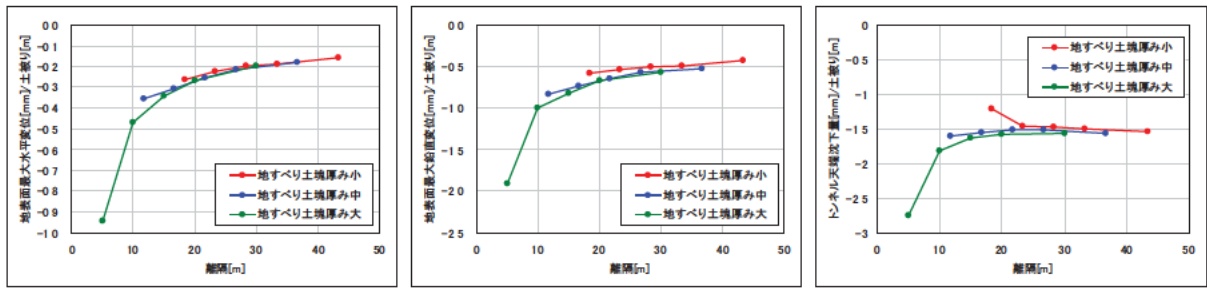


図 4.71 地すべり土塊の厚み毎の解析結果（解析結果を土被りで割った場合）

予備検討の結果をまとめると、表 4.39 に示すようになる。

表 4.39 予備検討の結果まとめ

検討内容	検討結果	パラメータ解析への反映
①「離隔」と「土被り」の影響を「擬似的」に分離した解析	離隔、土被りそれぞれに応じた変位が発生し、実際に得られる変位は、それらが合成されたものであることを擬似的に示した	解析結果（変位量）をトンネル直上の土被りで除して解析結果を整理する
②「斜面勾配」の影響の解析（水平なモデルとの比較解析）	斜面勾配を有すると、ひずみ分布が非対称になり、初期応力の影響が結果に反映される	斜面勾配 30° に加え、20,45° を加えたパラメータ解析を実施する
③「地すべり土塊厚み」の影響解析	地すべり土塊の厚みを変えた解析の結果、地すべり土塊の厚みの影響は殆どないことが分かった	地すべり土塊の厚みはパラメータとしない

4.3.2 弾塑性有限要素法 (Drucker-Prager) による解析結果

(1) 解析条件

①解析モデル

解析モデルを図 4.72 に示す (斜面角度 30°)。

トンネルを掘削する位置は、頭部、中央部および末端部を想定し、トンネルと地すべり土塊の離隔距離を、 $0.5D$ 、 $1.0D$ 、 $1.5D$ 、 $2.0D$ 、 $3.0D$ とする (D はトンネル直径)。

なお、トンネル天端から地表面までの鉛直距離 (土被り) は、トンネルの掘削位置および離隔距離に応じて変化し、それらの値を表 4.40 に示す。同じ離隔距離の場合では、土かぶりは頭部および末端部に対して中央部の方がやや大きい。

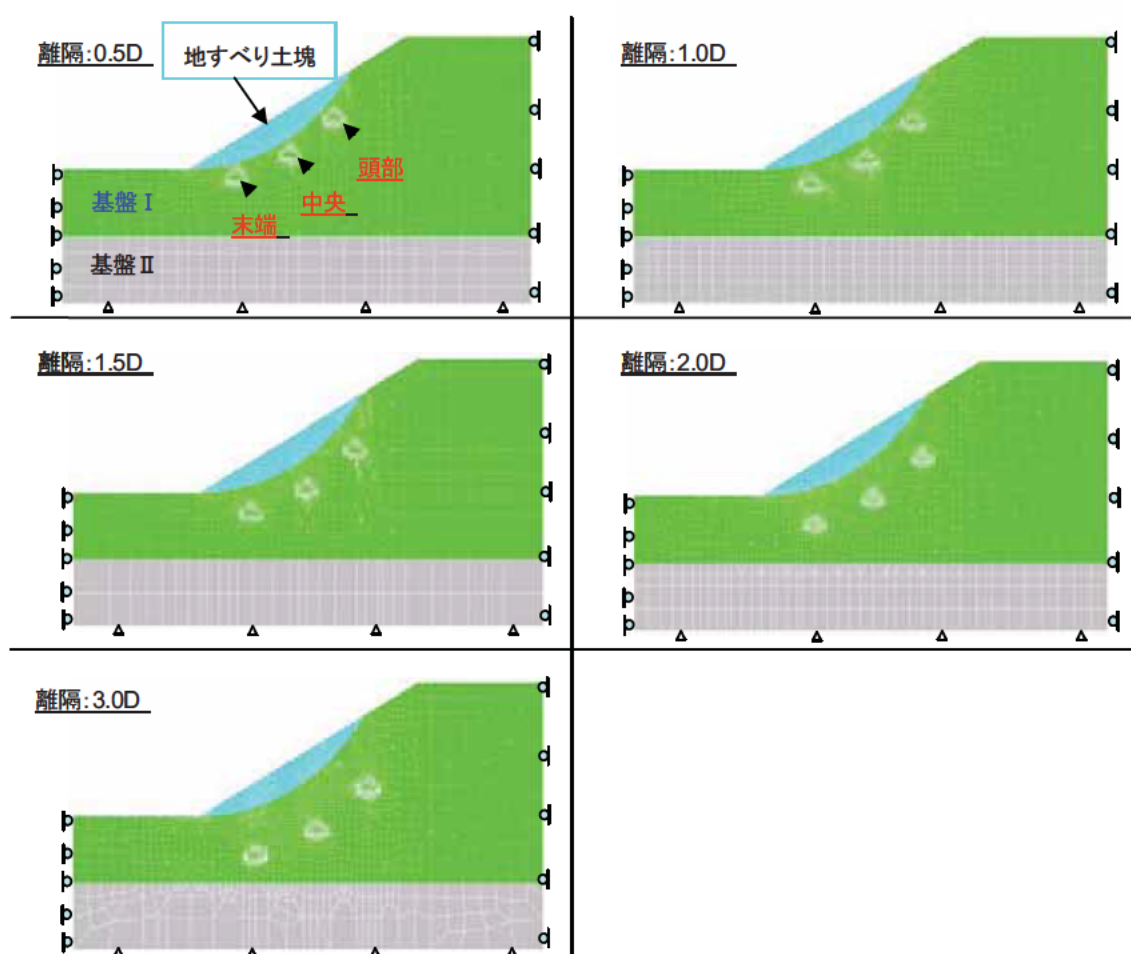


図 4.72 解析モデル

表 4.40 トンネル土被り

土被り(m)	0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	3.0D
頭部	23.1	28.6	34.2	39.7	50.8
中央部	30.2	36.0	41.7	47.5	59.0
末端部	22.7	28.3	33.8	39.4	50.5

②物性値

物性値を表 4.41 に示す。トンネルの位置する地山は A (強) 地山、B (中) 地山、C (弱) 地山の 3 種類地山が想定されている。

表 4.41 物性値

	弾性係数 KN/m ²	ポアソン比	単位体積重量 KN/m ³	粘着力 KN/m ²	内部摩擦角 deg.	備考
地すべり土塊	50000	0.35	18	20	25	
基盤 I	150000	0.35	22	200	30	A (強) 地山
	120000	0.35	22	150	30	B (中) 地山
	100000	0.35	22	100	30	C (弱) 地山
基盤 II	250000	0.30	22	500	40	

③解析ステップ

解析ステップを表 4.42 に示す。

表 4.42 解析ステップ

Step 1	自重解析 (弾性)	初期弾性応力	
Step 2	自重応力再配分 (弾塑性)	トンネル掘削前の 地山状態	トンネル掘削前の地山状態
Step 3	トンネル掘削解析 (弾塑性)	70%解放	トンネル掘削による影響
Step 4	トンネル掘削解析 (弾塑性)	100%解放	トンネル掘削による影響

本解析では以下の条件を組み合わせて、合計 90 の解析ケース (3×3×5×2) を行う。

- ・ 3種類の地山 (A (強) 地山、B (中) 地山、C (弱) 地山)
- ・ 3つの位置 (頭部、中央部、末端部)
- ・ 5つの離隔 (0.5D, 1.0D, 1.5D, 2.0D, 3.0D)
- ・ 2つの掘削応力解放率 (70%、100%)

(2) 解析結果

①初期状態

3種類の地山 (A (強)、B (中)、C (弱)) に対して自重作用による弾塑性 FEM 解析から得た初期状態を図 4.73 に示す。

初期状態は、トンネルを掘削する前の地山状態を表すものであり、後のトンネル掘削解析の結果に大きな影響を及ぼす。

初期状態における塑性ひずみ領域は地すべり斜面の安定性を示しており、塑性ひずみ領域が大きいほど地すべり斜面が不安定であることを意味する。トンネル掘削解析は、この初期状態におけるトンネル掘削面の応力を解放させることによって、地山の変位や塑性ひずみを発生させることになる。初期状態における塑性ひずみ領域が大きいほど (地山が弱いほど)、また、トンネル掘削面の応力解放が大きいほど (土被り大きいほど)、トンネル掘削による影響は大きくなると考えられる。

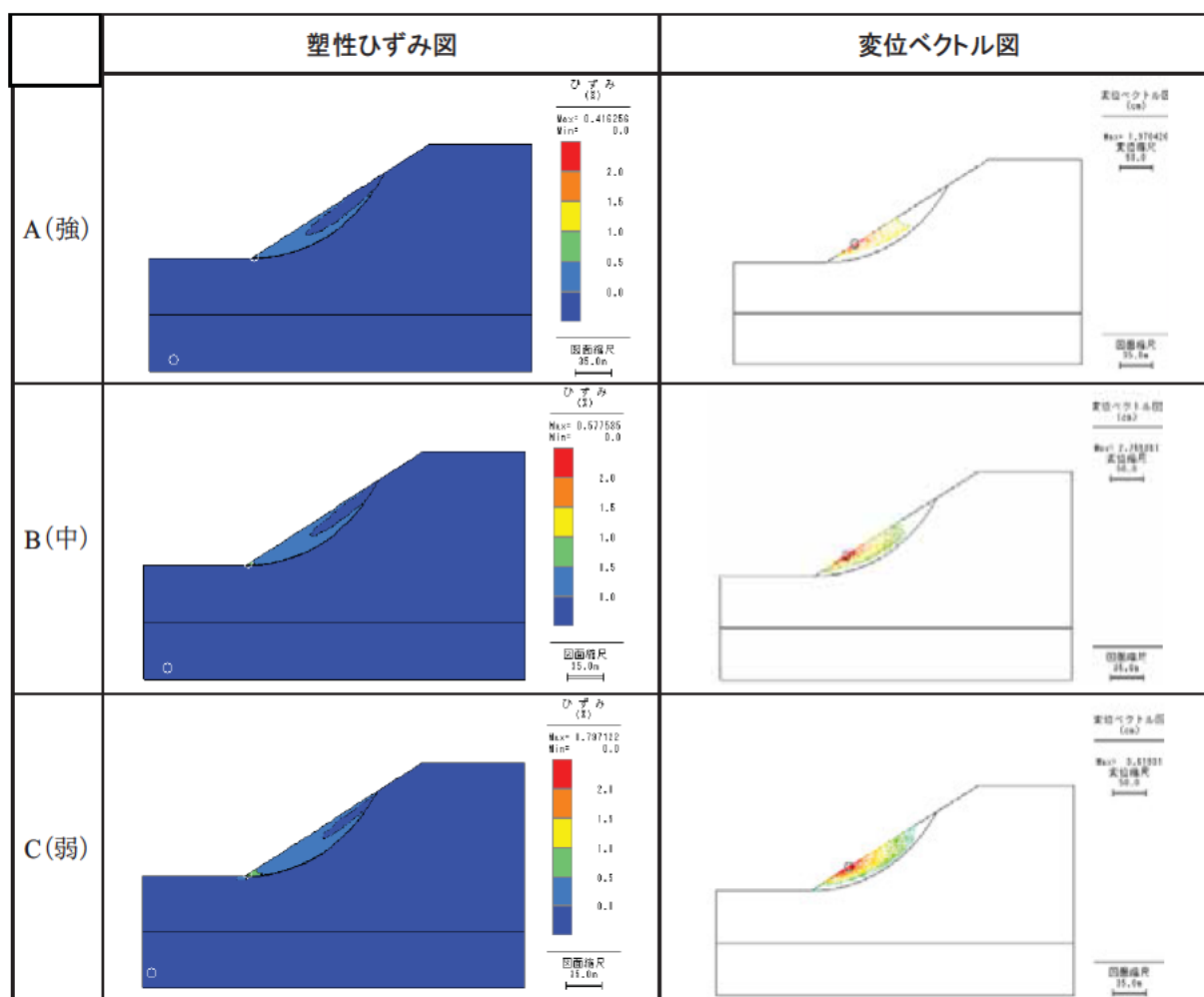


図 4.73 3 種類地山の初期状態

②掘削解放応力 70%場合の解析結果

② 1 地すべり土塊の変位量について

地すべり土塊の変位量については、トンネル直上地表面沈下量および最大変位量に着目する。3種類の地山および5つの離隔距離に対して、トンネル掘削位置の頭部、中央部、末端部である場合の解析結果をそれぞれ図 4.74 に示す。

頭部

中央部

末端部

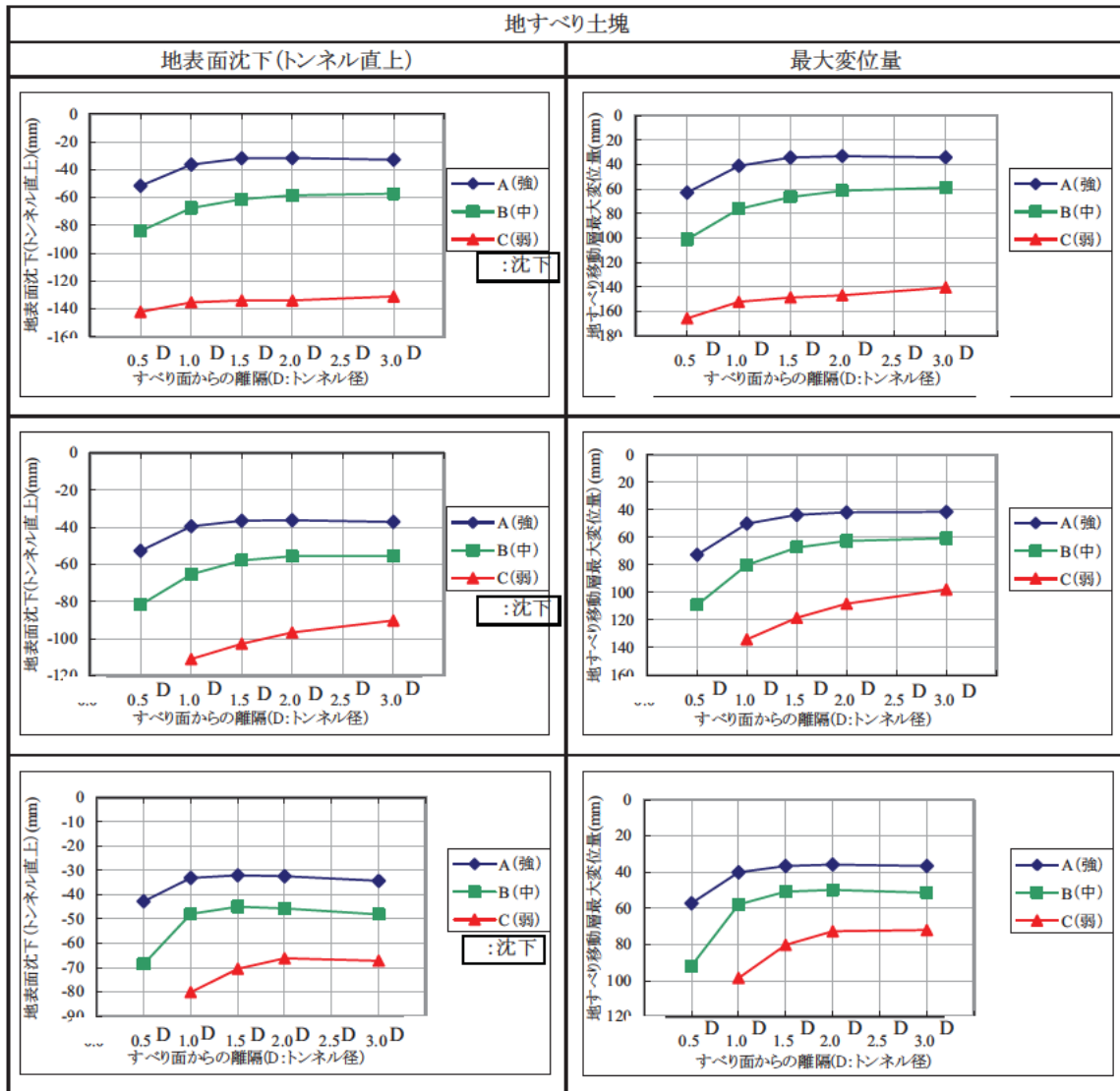


図 4.74 地すべり土塊の変位（掘削応力解放率 70%）

図 4.74 から以下のことが分かる。

- 地山種類およびトンネル掘削位置によらず、地すべり土塊の変位量（トンネル直上地表面沈下量および最大変位量）は離隔距離によってほぼ同じ変化傾向が示されている。すなわち、離隔距離が小さくなるにつれて地すべり土塊の変位量が大きくなり、離隔距離がある値より小さくなると、変位量は急に増加する傾向に転じる。このように離隔距離と変位量との間では単調的な減少関係があることから、地すべり土塊の変位量（トンネル直上地表面沈下量と最大変位量）は、トンネル掘削の「安全離隔距離」の評価指標となりうることが考えられる。
- 具体的には、図 4.79 に示すように A（強）地山と B（中）地山の安全離隔距離は 1.5D で、C（弱）地山は掘削位置により若干異なるが、概ね 2.0D 以上と判断される。

② 2 トンネルの変位量について

トンネルの変位量については、天端沈下量および内空変位量に着目する。3種類の地山および5つの離隔距離に対して、トンネルの掘削位置が頭部、中央部、末端部である場合の解析結果をそれぞれ図 4.75 に示す。

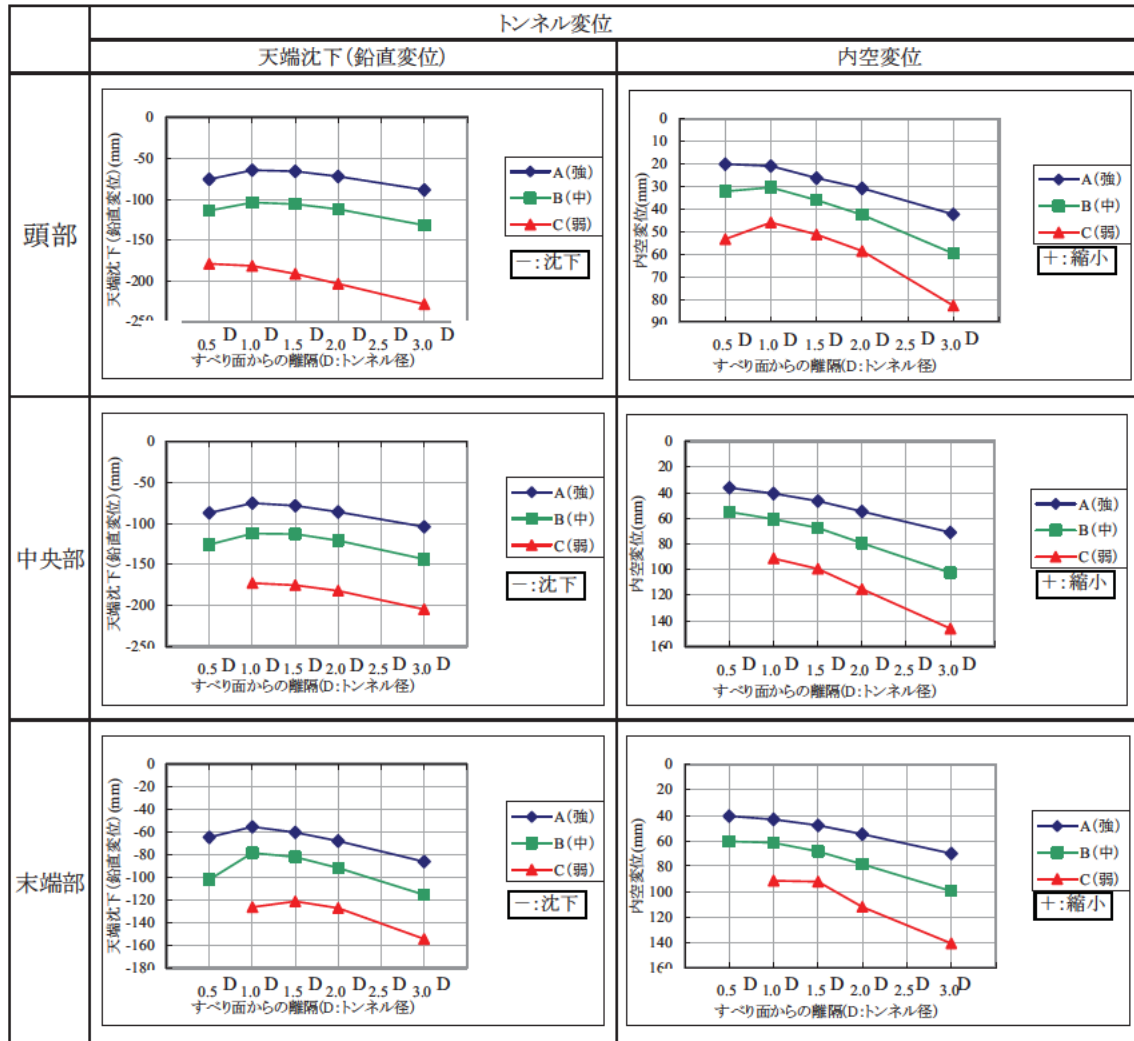


図 4.75 トンネルの変位 (掘削解放応力 70%)

図 4.75 から以下のことが分かる。

- 地山種類およびトンネル掘削位置によらず、トンネルの変位量 (天端沈下量および内空変位量) は離隔距離によってほぼ同じ変化傾向が示されている。しかし、離隔距離とトンネルの変位量の間では単調的な増減関係が存在しないことから、トンネルの変位量 (天端沈下量と内空変位量) は、トンネル掘削の「安全離隔距離」の評価指標とならないことを意味する。

② 3 トンネル土被りで正規化した地すべり土塊およびトンネルの変位量について

表 4.40 に示したトンネル土被りを用いて、トンネルおよび地すべり土塊の変位量を正規化する。正規化した変位量と離隔距離の関係を図 4.76 に示す。

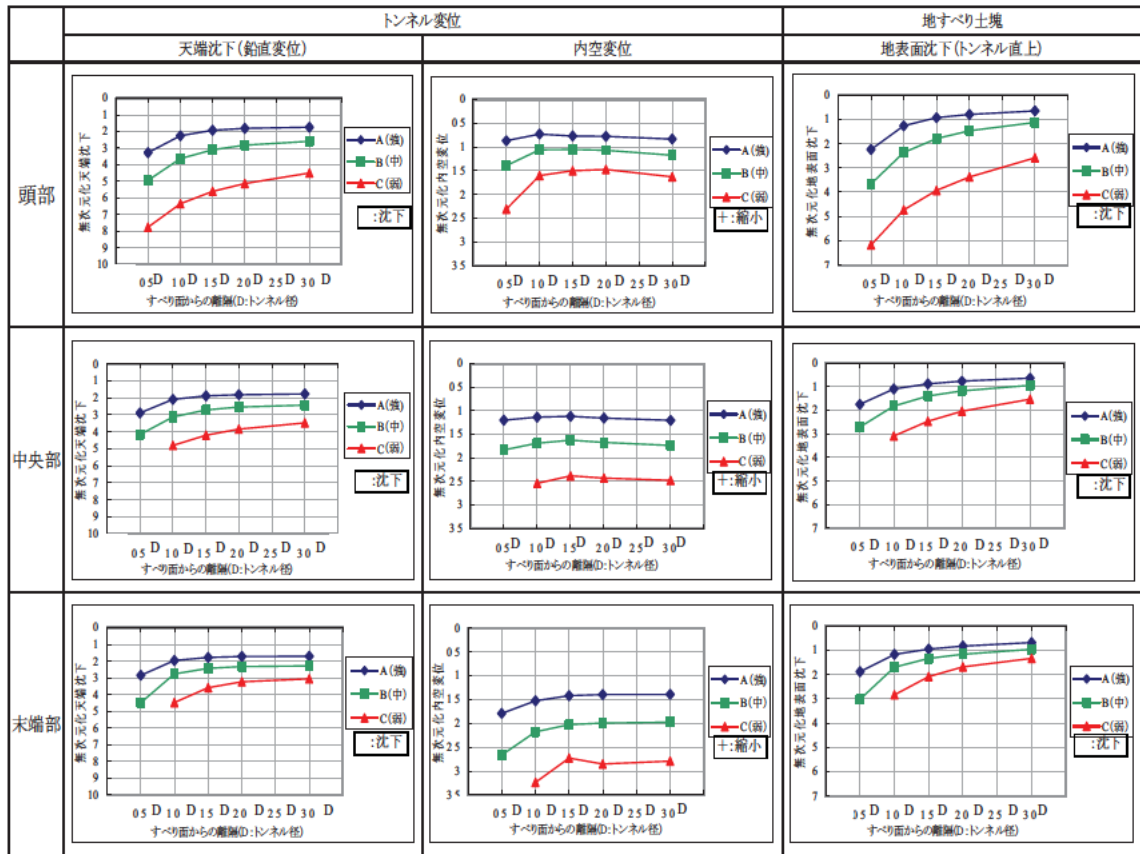


図 4.76 土被りで正規化したトンネルと地すべり土塊の変位（掘削解放応力 70%）

図 4.76 から以下のことが分かる。

- 地山種類およびトンネル掘削位置によらず、正規化したトンネル変位量と離隔距離との間では単調的な減少関係が示される。離隔距離が小さくなるにつれてトンネル変位量が大きくなり、離隔距離がある値より小さくなると、変位量は急に増加する傾向に転じる。特に正規化した天端沈下量はこの傾向が顕著に現れている。このことは、土被りで正規化したトンネル変位量は、トンネル掘削の「安全離隔距離」の評価指標となりうることを意味する。
- 具体的には、正規化したトンネル天端沈下量から評価した「安全離隔距離」は、A（強）地山とB（中）地山では 1.5D で、C（弱）地山では 2.0D 以上である。
- 正規化した地すべり土塊の変位量は、地山種類およびトンネル掘削位置によらず、離隔距離との間の単調的な減少関係が一層明瞭になる。正規化した地すべり土塊の変位量から評価した「安全離隔距離」は、A（強）地山とB（中）地山では 1.5D で、C（弱）地山では 2.0D 以上である。この評価結果は、正規化したトンネル変位量から評価したものと同じである。

以上の解析結果から「安全離隔距離」について以下が示される。

- ・ A (強) 地山およびB (中) 地山では、安全離隔距離は約 1.5D である。
- ・ C (弱) 地山では、安全離隔距離は約 2.0D 以上である。

② 4 塑性領域について

塑性領域の解析結果を図 4.77～図 4.79 に示す。

図 4.77 に示したように、頭部で掘削する場合において、C（弱）地山は離隔距離 3.0D でもトンネル周辺の塑性領域が地すべり土塊までに大きく進展したことに對し、A（強）と B（中）地山は 0.5D や 1.5D までには塑性領域が連通していない。

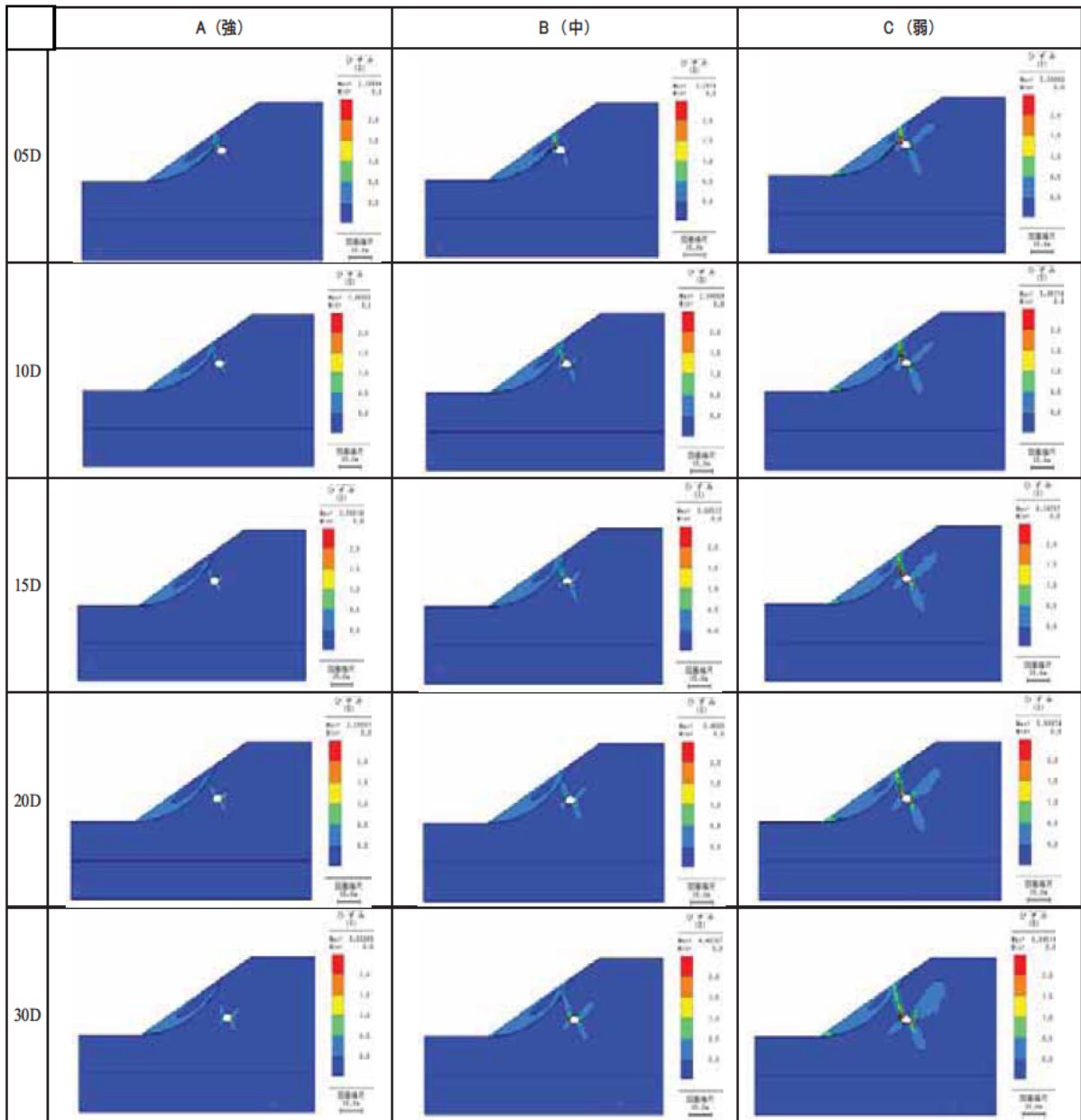


図 4.77 頭部で掘削する場合の塑性ひずみ分布（掘削解放応力 70%）

図 4.78 に示したように、中央部で掘削する場合において、頭部場合の傾向と同様に、C（弱）地山は離隔距離 3.0D でもトンネル周辺の塑性領域が地すべり土塊までに大きく進展したことにに対し、A（強）と B（中）地山は 0.5D や 1.5D までには塑性領域が連通していない。

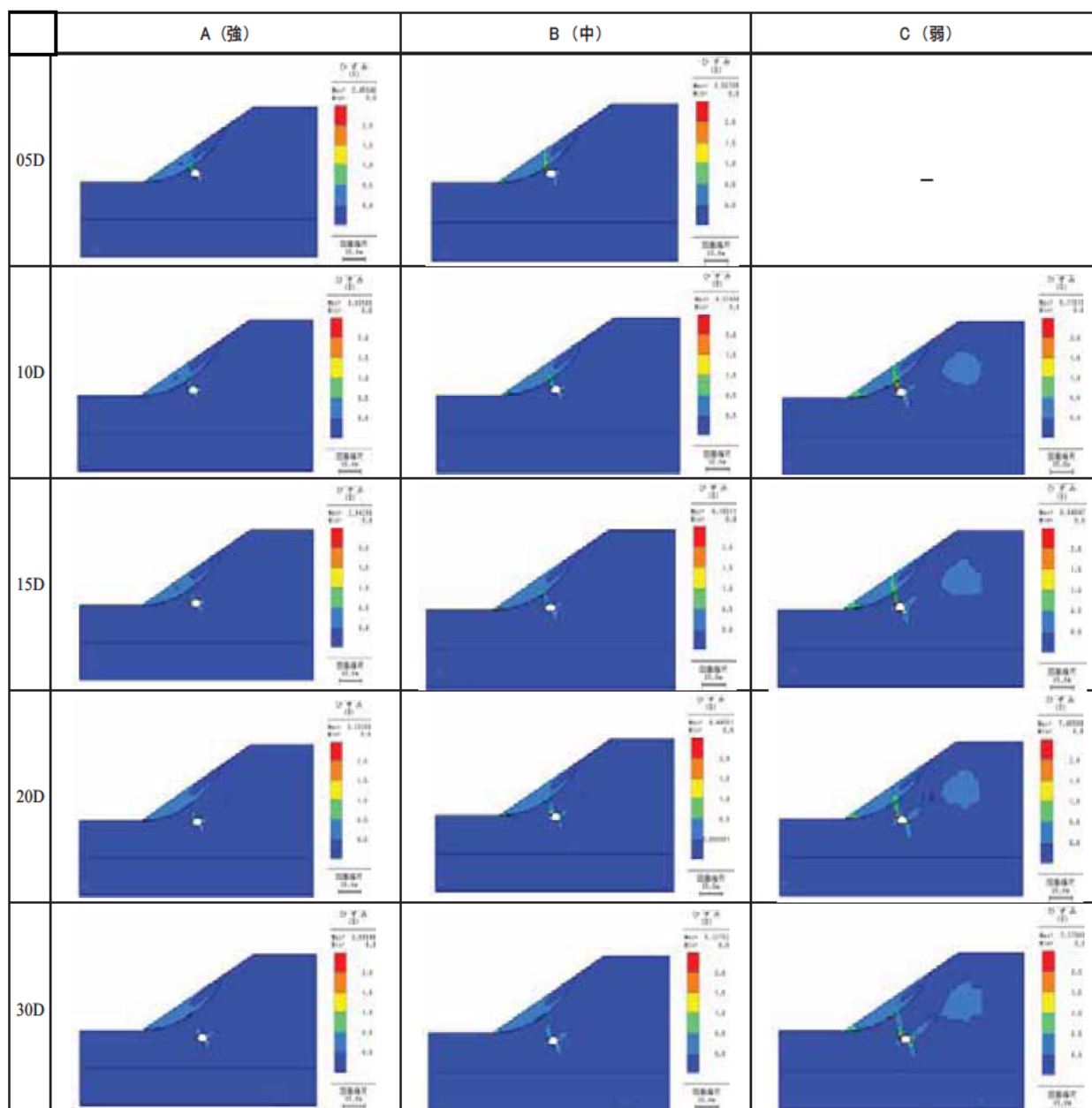


図 4.78 中央部で掘削する場合の塑性ひずみ分布（掘削解放応力 70%）

図 4.79 に示したように、末端部で掘削する場合は、頭部および中央部場合の傾向と異なり、トンネル周辺の塑性領域がそれほど大きく進展しない。

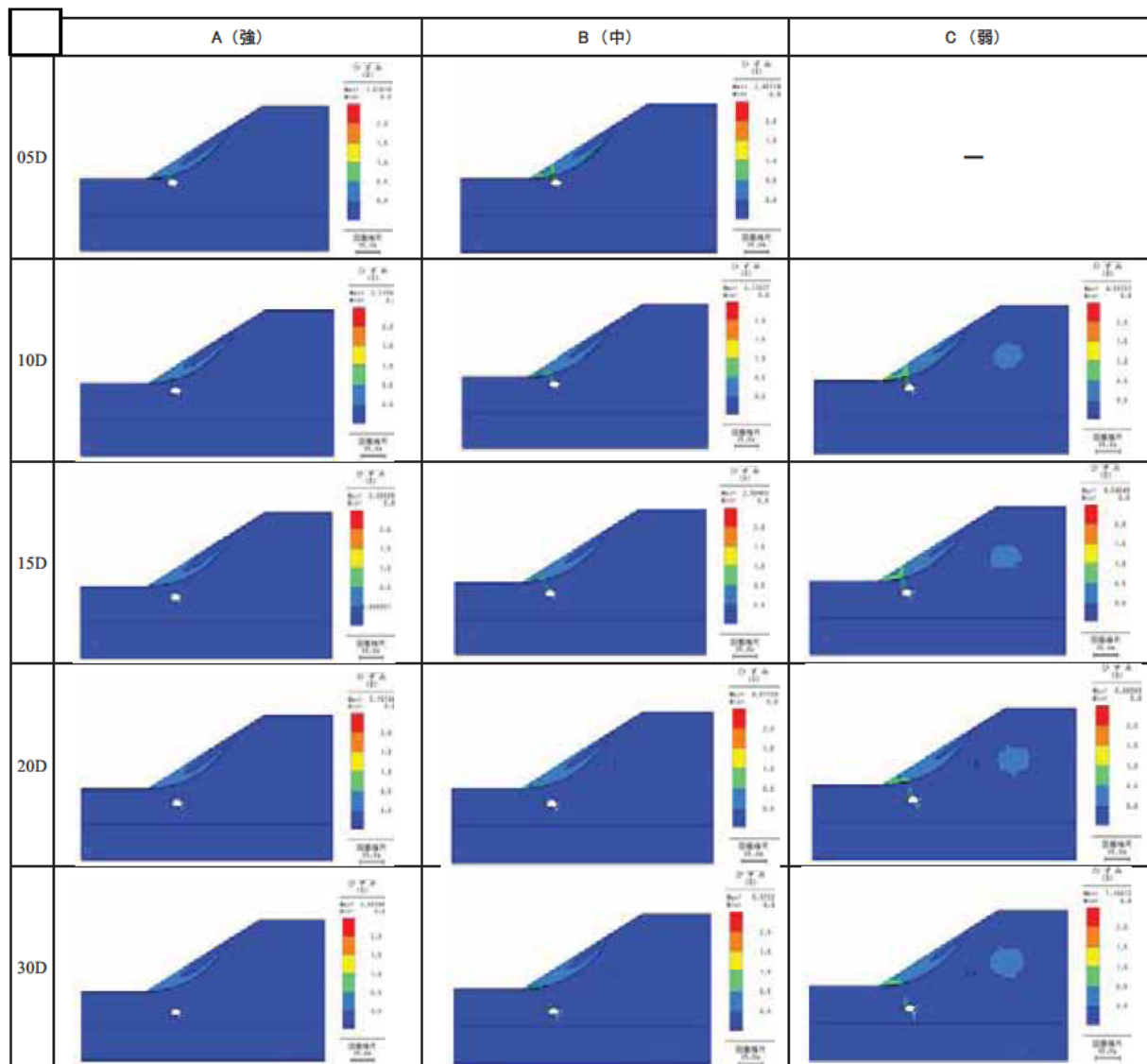


図 4.79 末端部で掘削する場合の塑性ひずみ分布（掘削解放応力 70%）

③掘削解放応力 100%場合の解析結果

トンネル掘削解析においては、支保や切羽効果等を考慮すれば掘削解放応力が 100%とはならないことから、一般的に前述した 70%は現実的なものとする。

そこで、参考のために掘削解放応力が 100%である場合の解析結果を以下に示す。

③ 1 地すべり土塊の変位量について

地すべり土塊のトンネル直上地表面沈下量および最大移動量について、3種類の地山および離隔距離に対する解析結果を図 4.80 に示す。

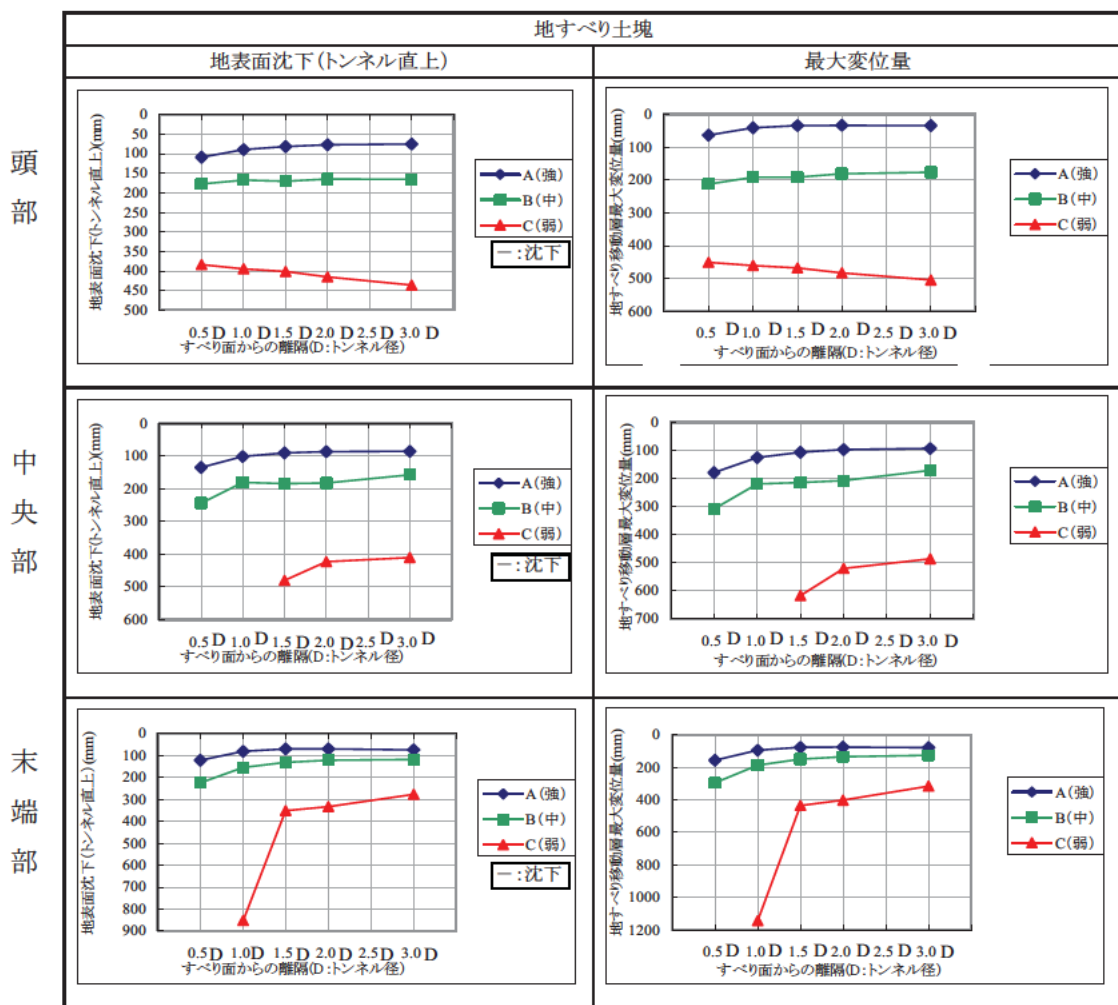


図 4.80 地すべり土塊の変位 (掘削解放応力 100%)

図 4.80 に示したように、離隔距離と変位量との関係については、C (弱) 地山頭部での掘削場合を除いて、掘削解放応力 70%の場合のものと同じ傾向が示される。

③ 2 トンネルの変位量について

トンネルの天端沈下量および内空変位量について、3種類の地山およびトンネル離隔距離に対する解析結果を図4.81に示す。

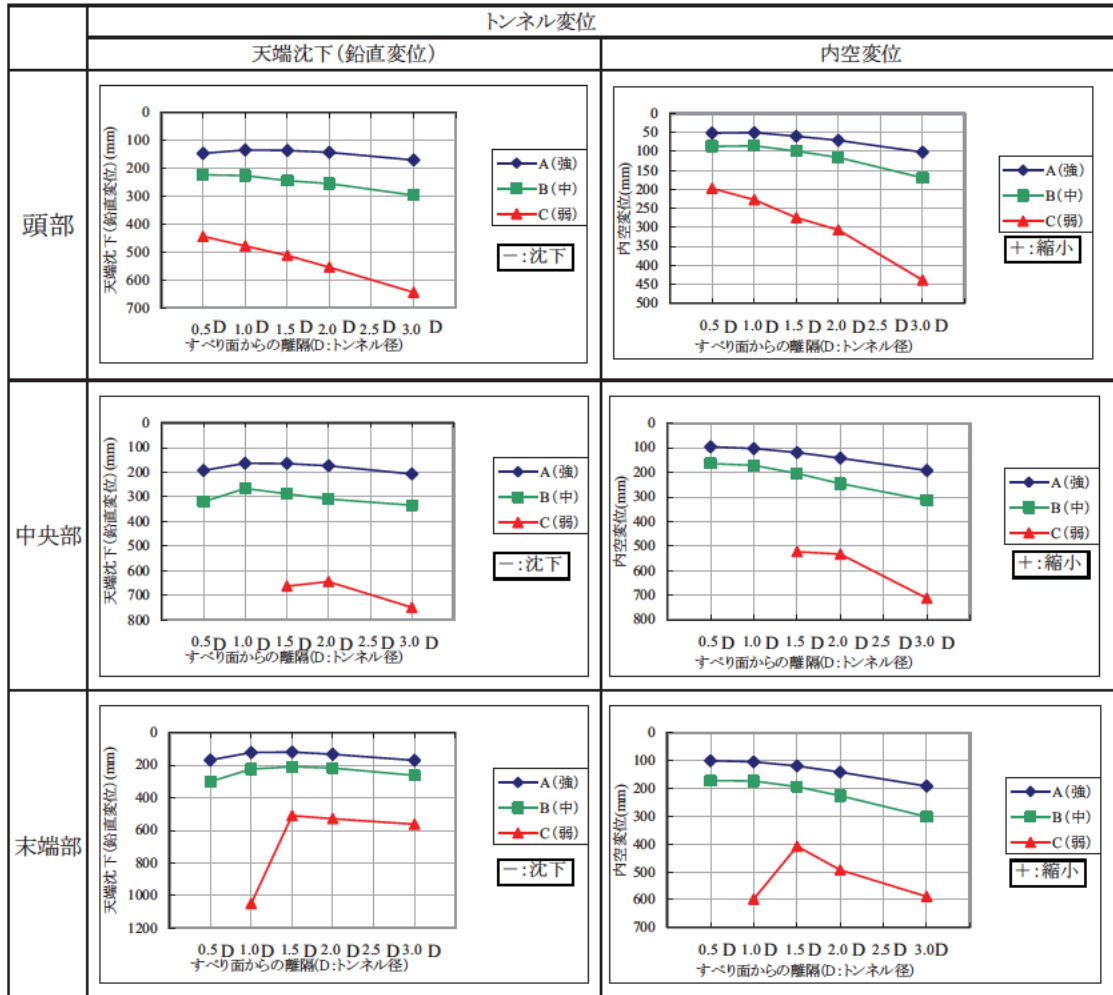


図4.81 トンネルの変位(掘削解放応力100%)

③ 3 トンネル土被りで正規化した地すべり土塊およびトンネルの変位量について

表 4.40 に示したトンネル土被りを用いて、トンネルおよび地すべり土塊の変位量を正規化する。正規化した変位量と離隔距離の関係を図 4.82 に示す。

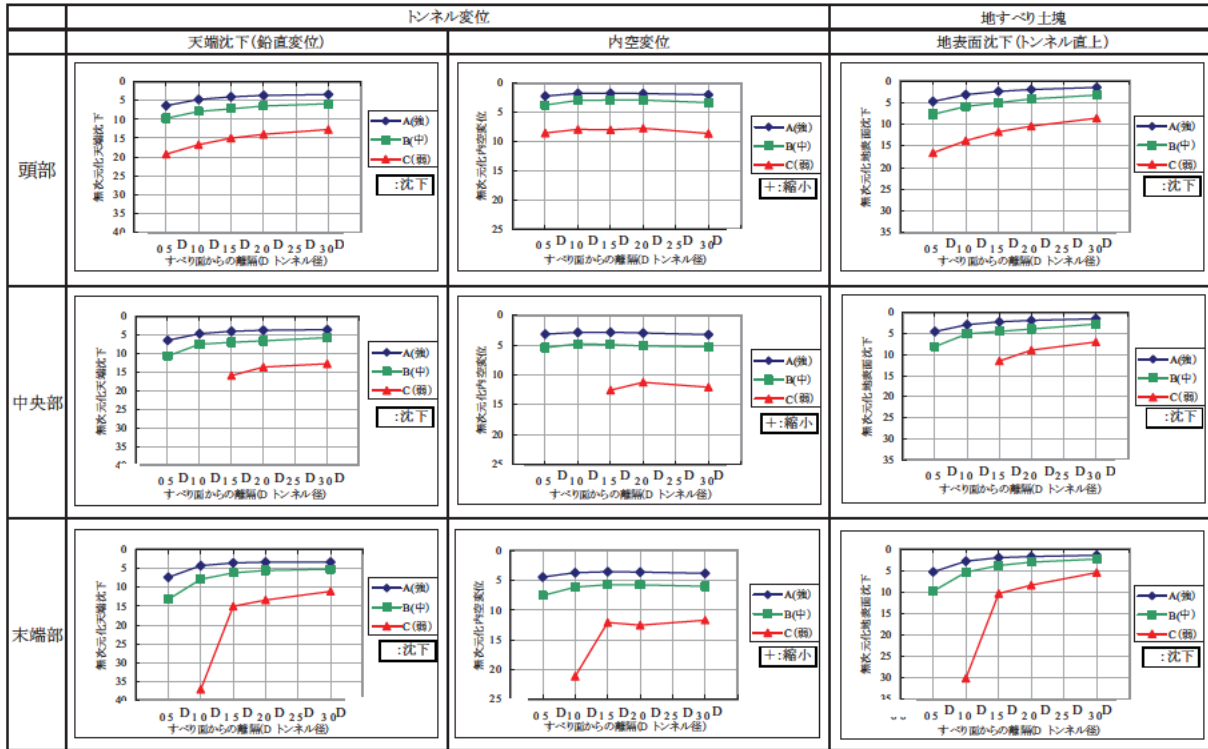


図 4.82 土被りで正規化したトンネルと地すべり土塊の変位 (掘削解放応力 100%)

③ 4 塑性領域について

塑性領域および変位分布の解析結果について、A(強)地山を例として図4.83～図4.85に示す。

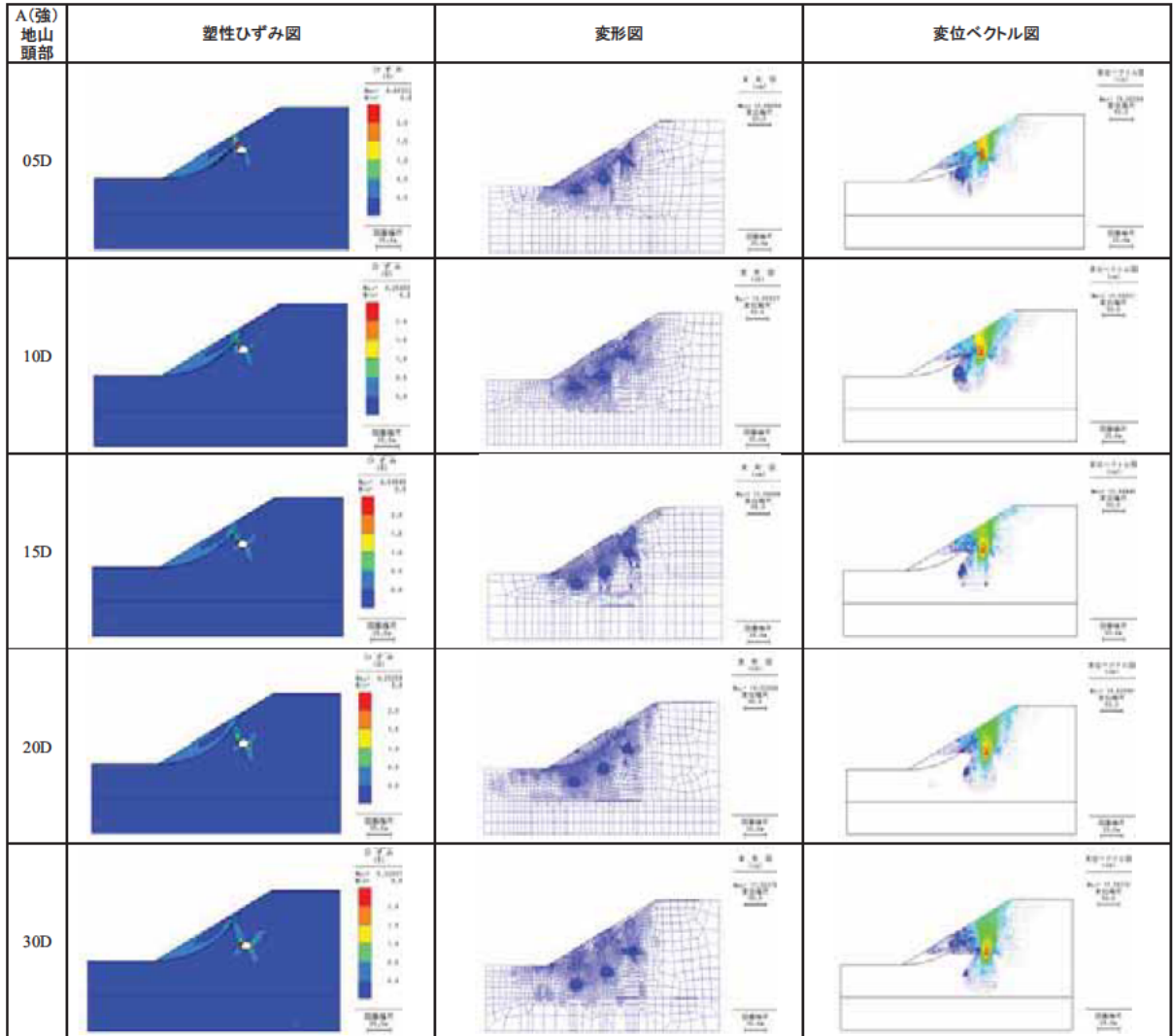


図 4.83 A(強)地山・頭部で掘削場合の塑性ひずみと変位(掘削解放応力100%)

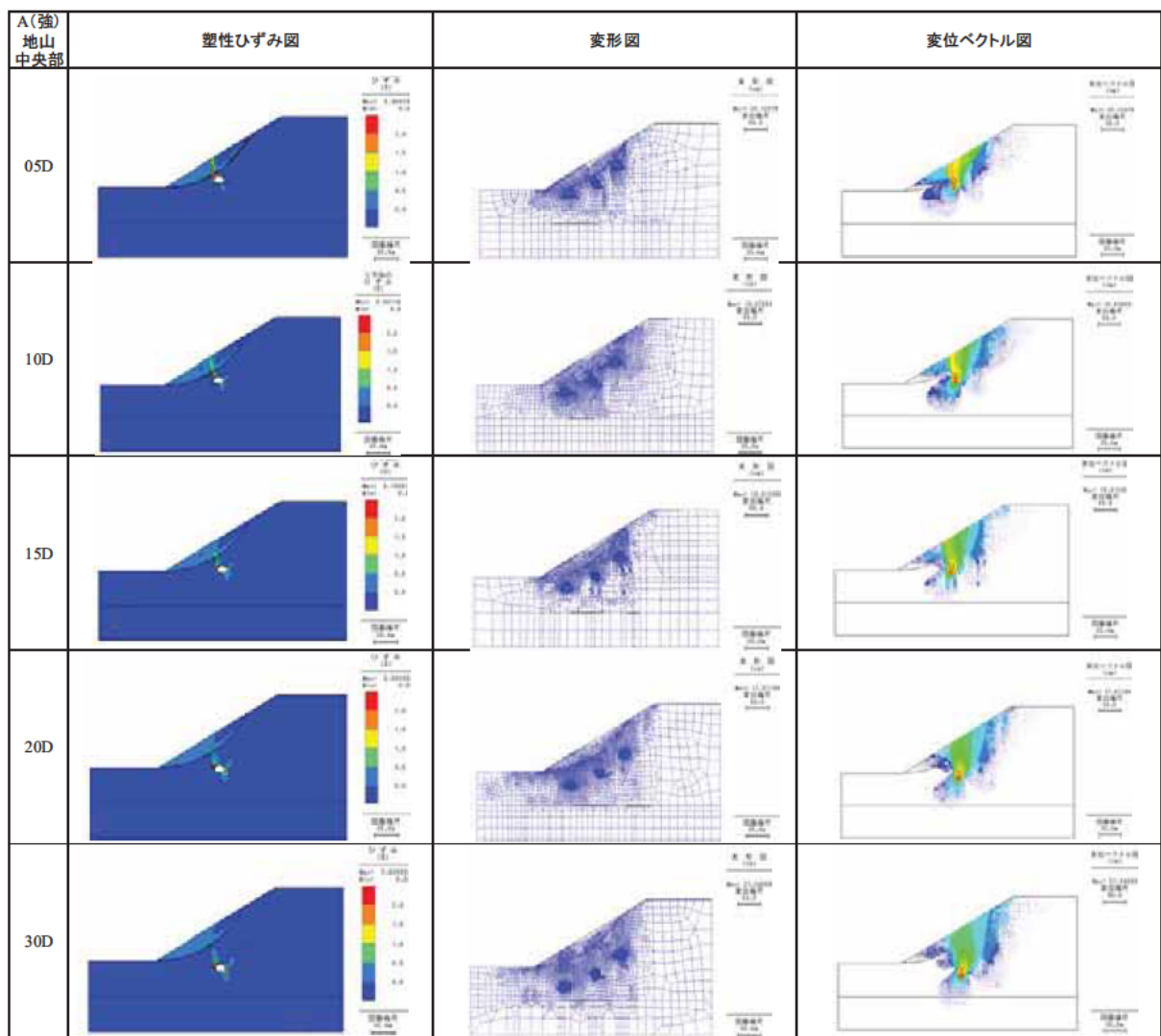


図 4.84 A (強) 地山・中央部で掘削場合の塑性ひずみと変位 (掘削解放応力 100%)

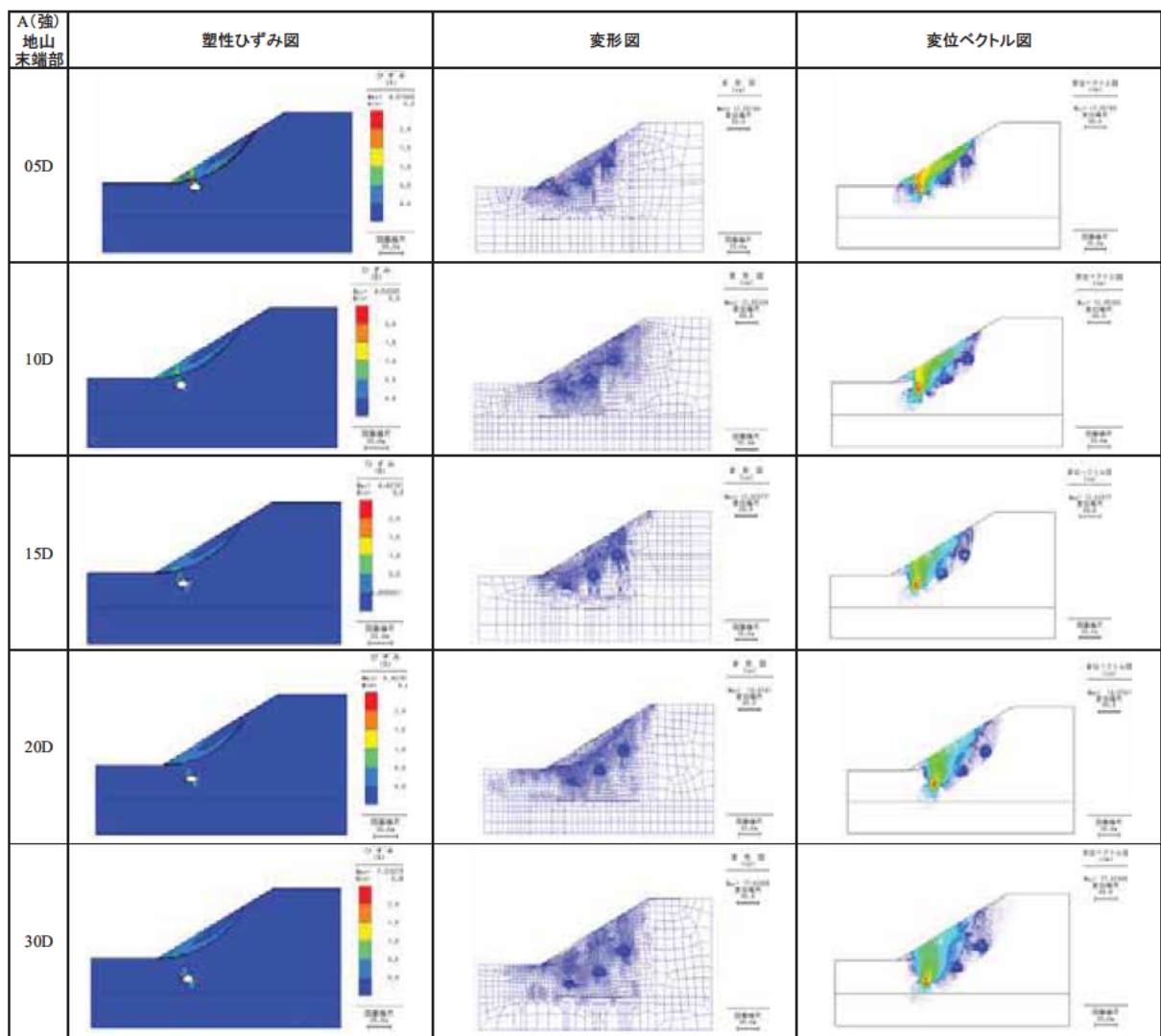


図 4.85 A (強) 地山・末端部で掘削場合の塑性ひずみと変位 (掘削解放応力 100%)

(3) 斜面角度 20° および 45° 場合の解析結果

① 初期状態

斜面角度 20° および 45° に対して、2種類の地山 (A (強)、B (中)) の自重作用による弾塑性 FEM 解析から得た初期状態をそれぞれ図 4.86 と図 4.87 に示す。

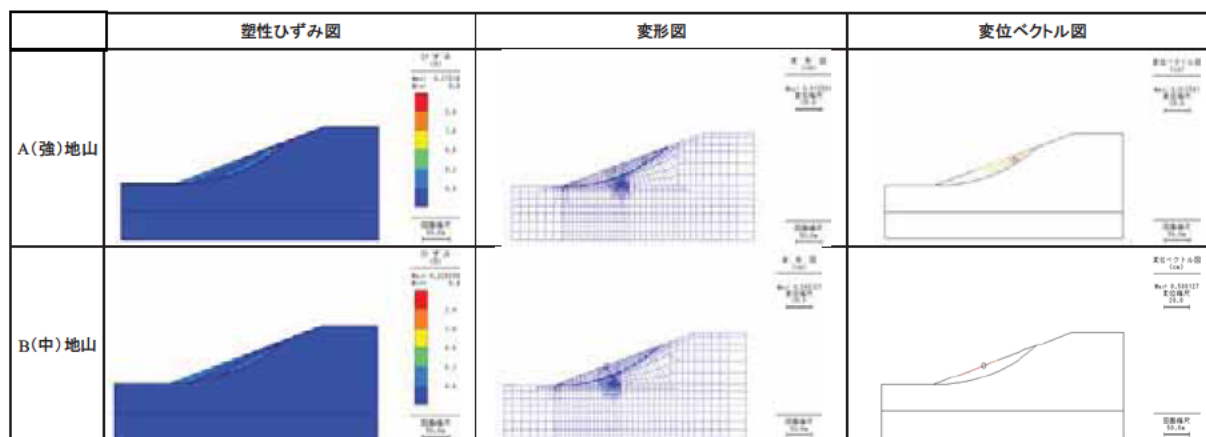


図 4.86 斜面角度 20° の初期状態

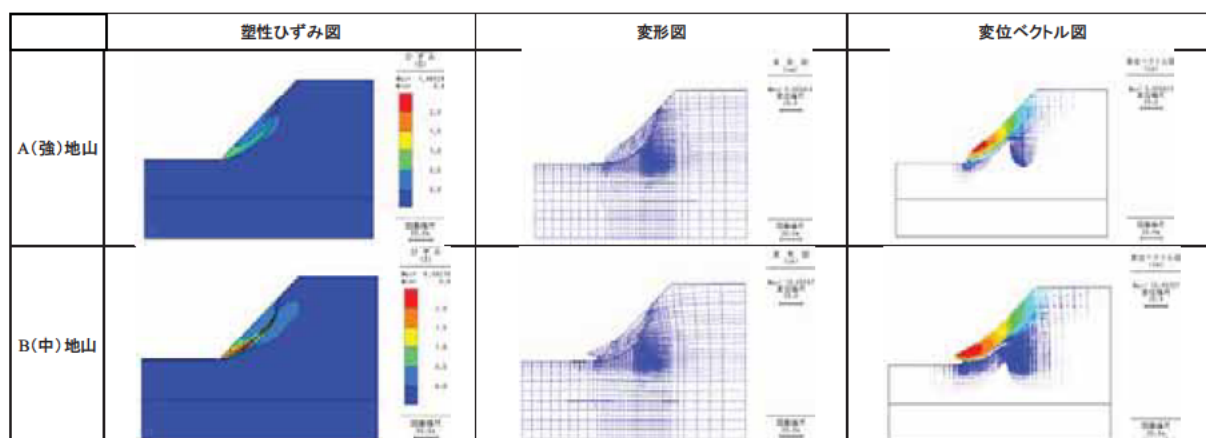


図 4.87 斜面角度 45° の初期状態

図 4.86 に示したように、斜面角度 20° 場合の初期状態では、塑性ひずみは斜面末端部の表層、地すべり土塊と基盤 I の境界の上部に存在している。

一方、図 4.87 に示したように、斜面角度 45° 場合の初期状態では、塑性ひずみは大きく発達しており、特に B (中) 地山では地すべり土塊と基盤 I の境界ではなく地すべり土塊の内部を横切って地すべり面が形成されると考えられる。

このように斜面角度または物性値の違いによって初期状態は大きく異なってくる可能性がある。

② 解析結果

斜面角度 20° 場合の解析結果から、土被りで正規化したトンネル天端沈下および地すべり土塊の最大変位を求めた。離隔距離と正規化した変位量の関係を図 4.88 と図 4.89 に示す。

この結果から、斜面角度 20° 場合において A (強) 地山および B (中) 地山の安全離隔距離は約 1D と考えられる。

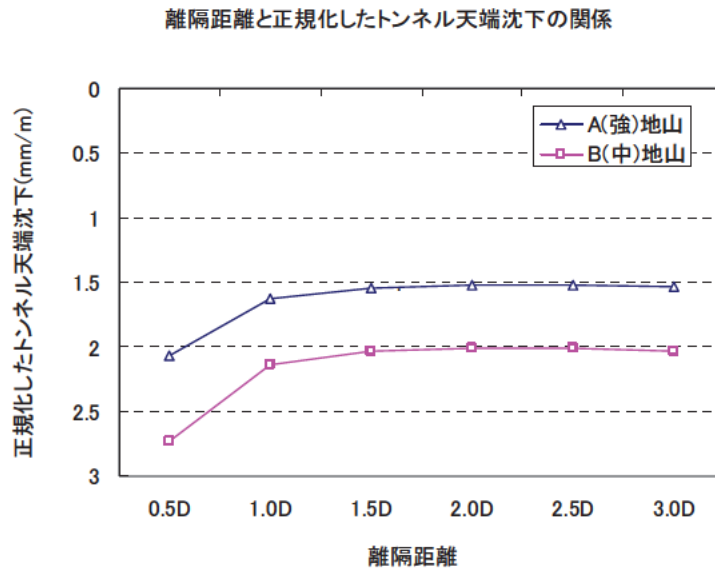


図 4.88 斜面角度 20° 場合の離隔距離と正規化した天端沈下の関係

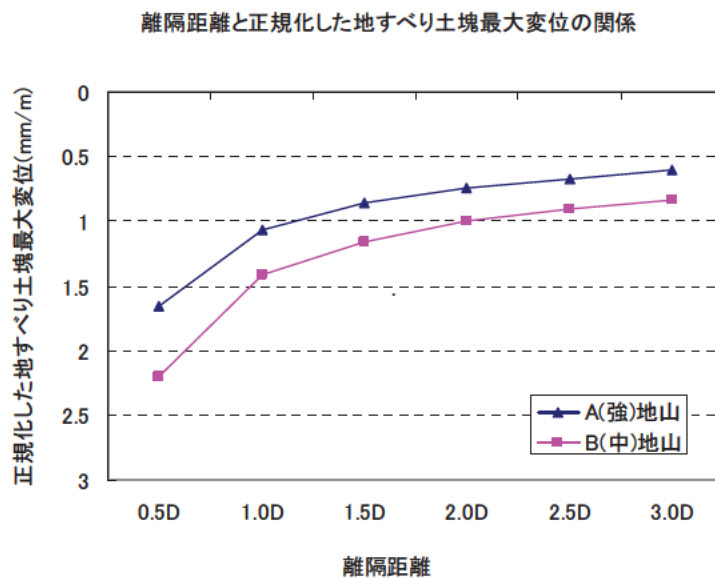


図 4.89 斜面角度 20° 場合の離隔距離と正規化した地すべり土塊最大変位の関係

斜面角度 45° 場合の解析結果から、土被りで正規化したトンネル天端沈下および地すべり土塊の最大変位を求めた。離隔距離と正規化した変位量の関係を図 4.90 と図 4.91 に示す。

この結果から、斜面角度 45° 場合において A (強) 地山および B (中) 地山の安全離隔距離はおよそ 3D 以上と考えられる。

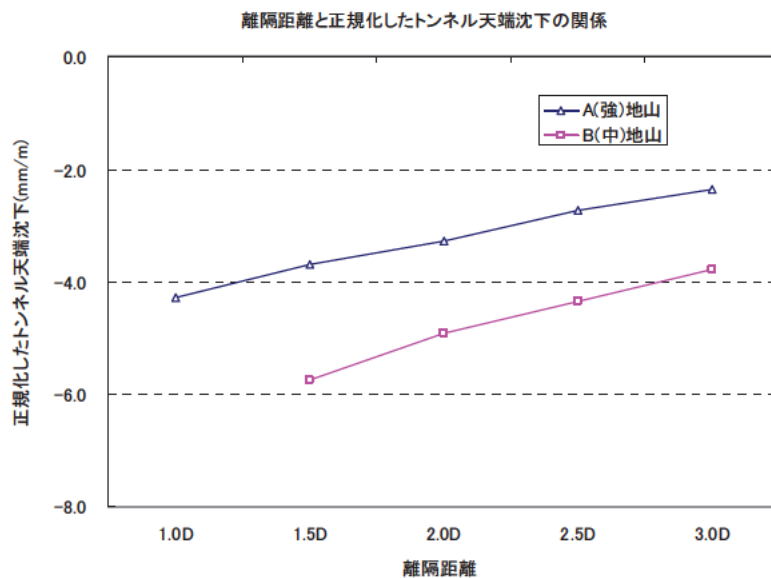


図 4.90 斜面角度 45° 場合の離隔距離と正規化した天端沈下の関係

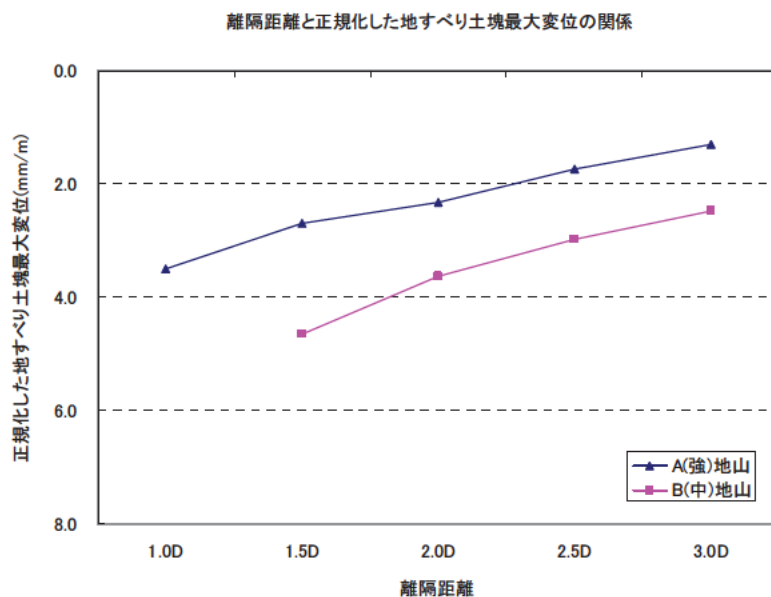


図 4.91 斜面角度 45° 場合の離隔距離と正規化した地すべり土塊最大変位の関係

以下では、斜面角度 20° および 45° に対する2種類の地山 (A (強)、B (中)) 中央部掘削場合の解析結果を図 4.92～図 4.95 に示す。

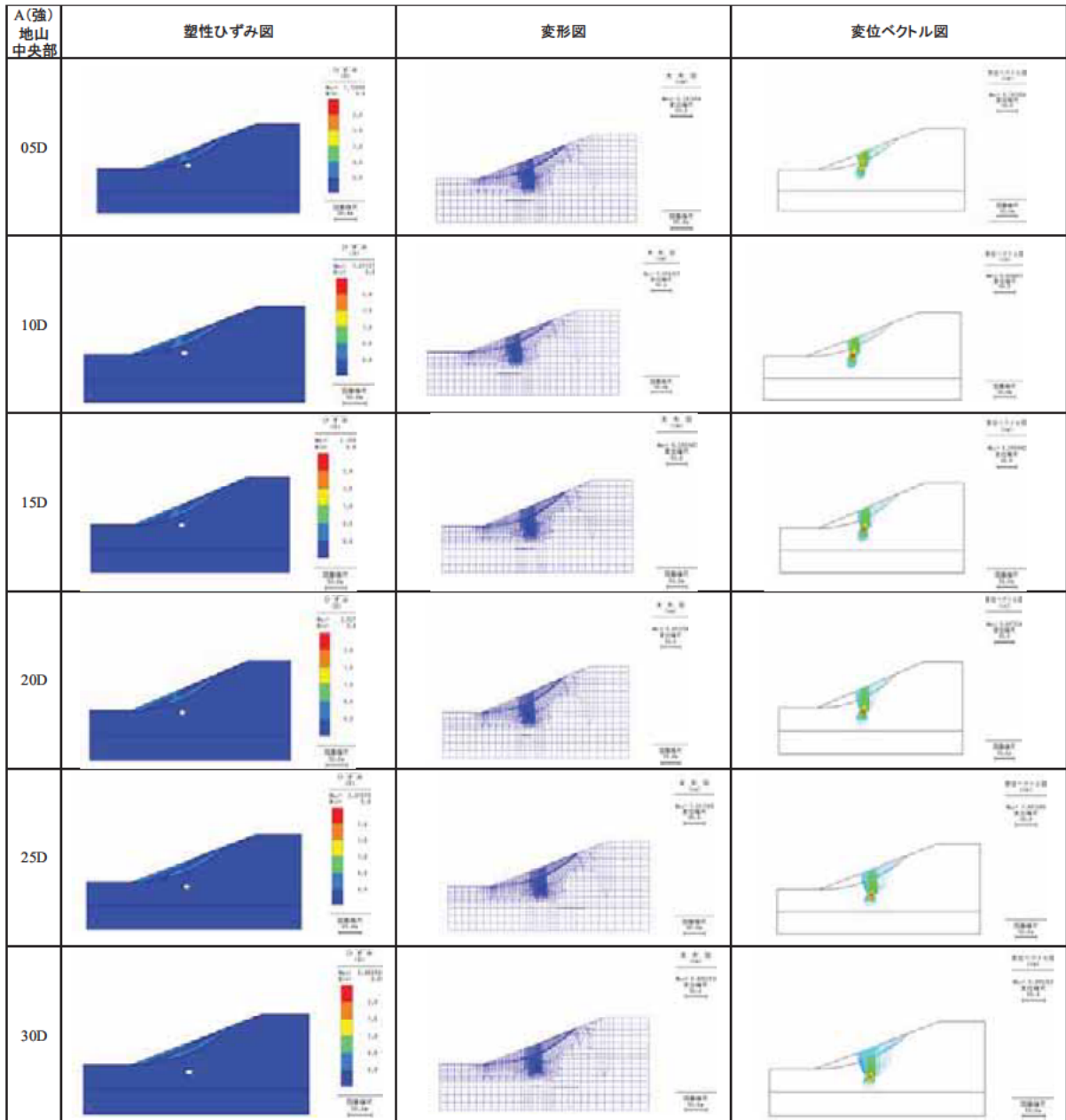


図 4.92 A (強) 地山・中央部で掘削場合の塑性ひずみと変位
(掘削解放応力 70%・斜面角度 20°)

図 4.92 に示したように、斜面角度 20° A (強) 地山中央部で掘削する場合には、トンネル周辺の塑性ひずみ領域は大きく進展せず、離隔距離 0.5D 程度近づけると、地すべり土塊の塑性領域と連結するようになる。

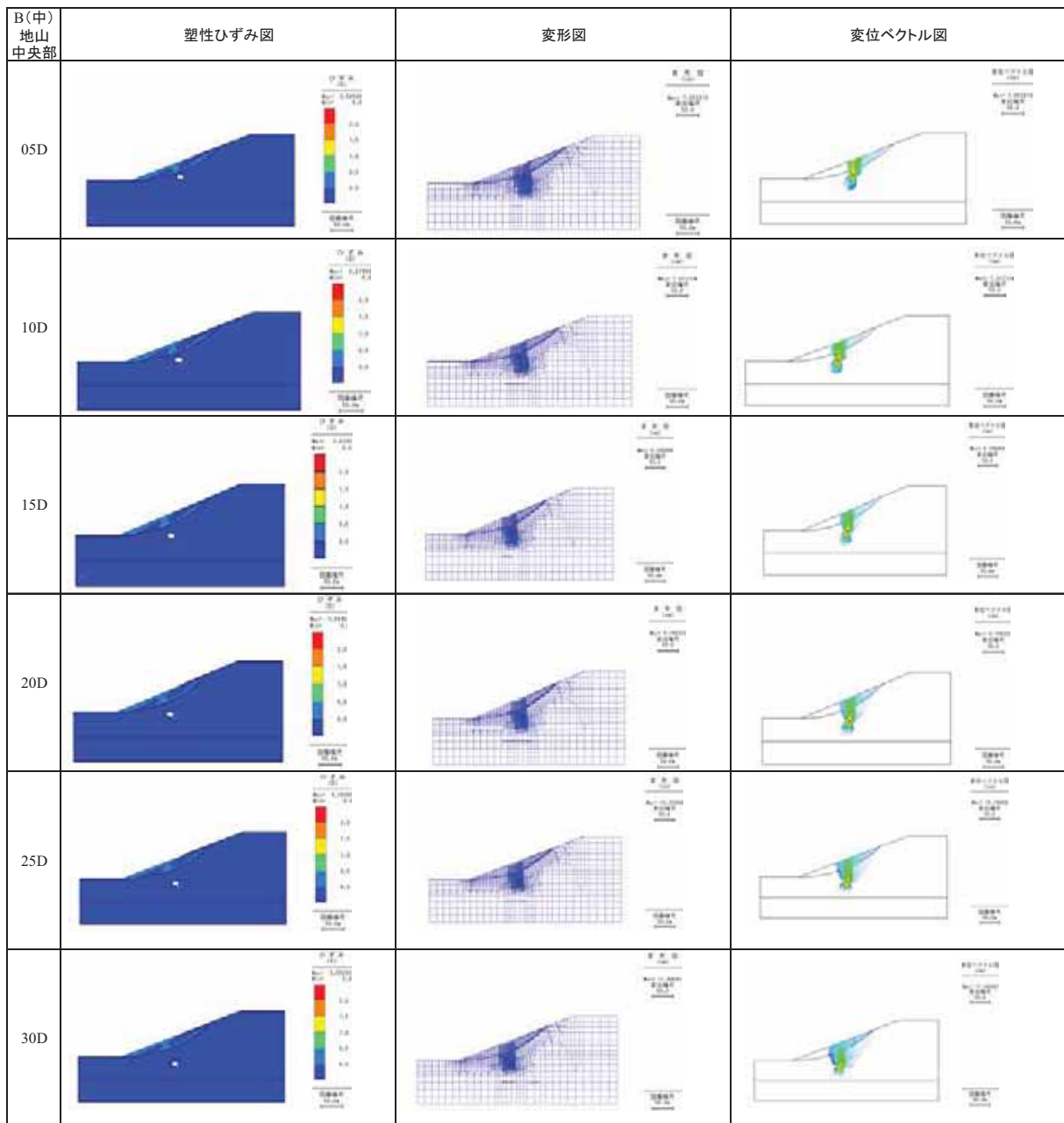


図 4.93 B (中) 地山・中央部で掘削場合の塑性ひずみと変位
(掘削解放応力 70%・斜面角度 20°)

図 4.93 に示したように、斜面角度 20° B (中) 地山中央部で掘削する場合には、トンネル周辺の塑性ひずみ領域は大きく進展せず、離隔距離 0.5D 程度近づけると、地すべり土塊の塑性領域と連結するように見える。

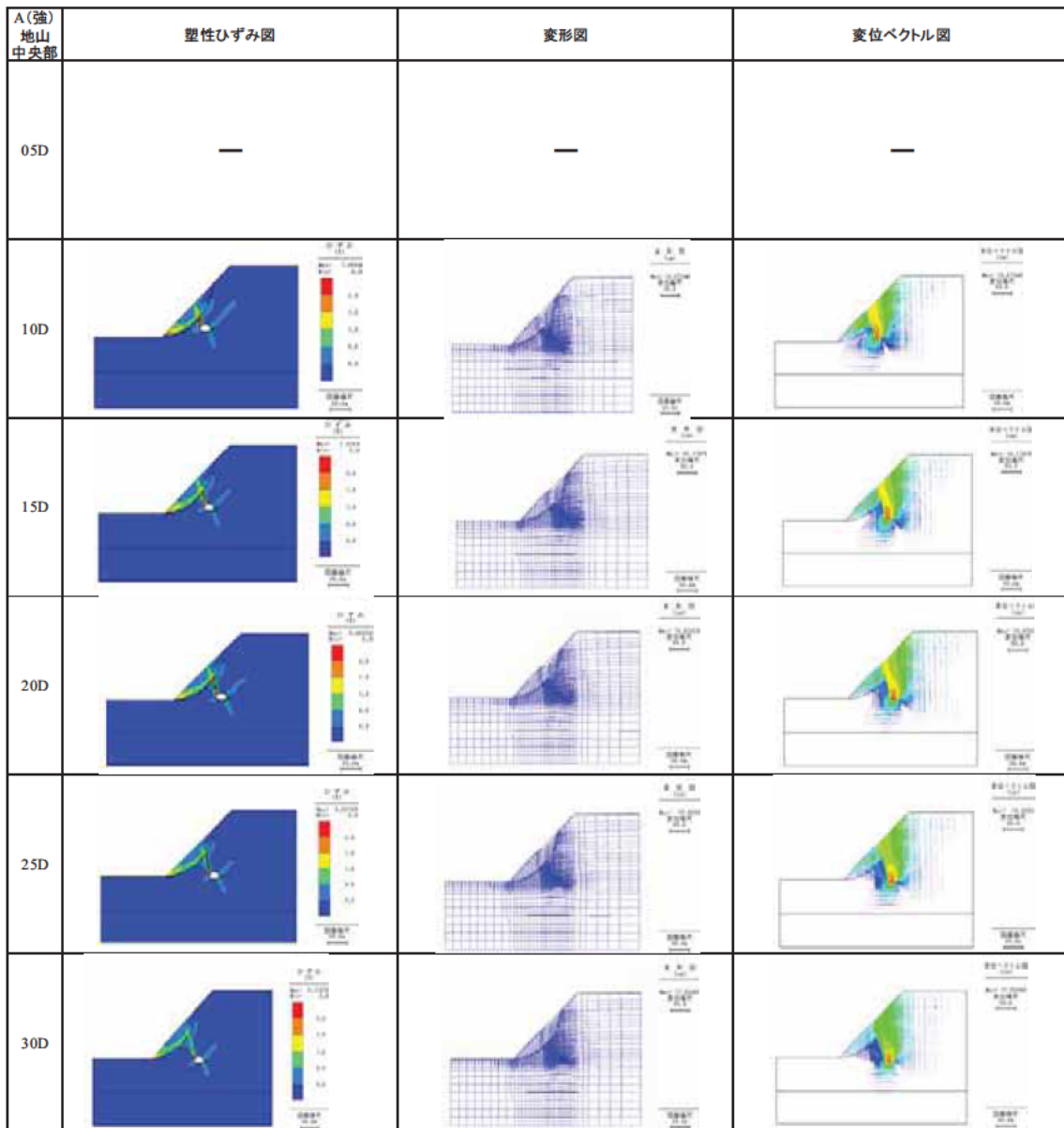


図 4.94 A (強) 地山・中央部で掘削場合の塑性ひずみと変位
(掘削解放応力 70%・斜面角度 45°)

図 4.94 に示したように、斜面角度 45° A (強) 地山中央部で掘削する場合には、トンネル周辺の塑性ひずみ領域は大きく進展し、離隔距離 3.0D 離れても、地すべり土塊の塑性領域と連結するように見える。

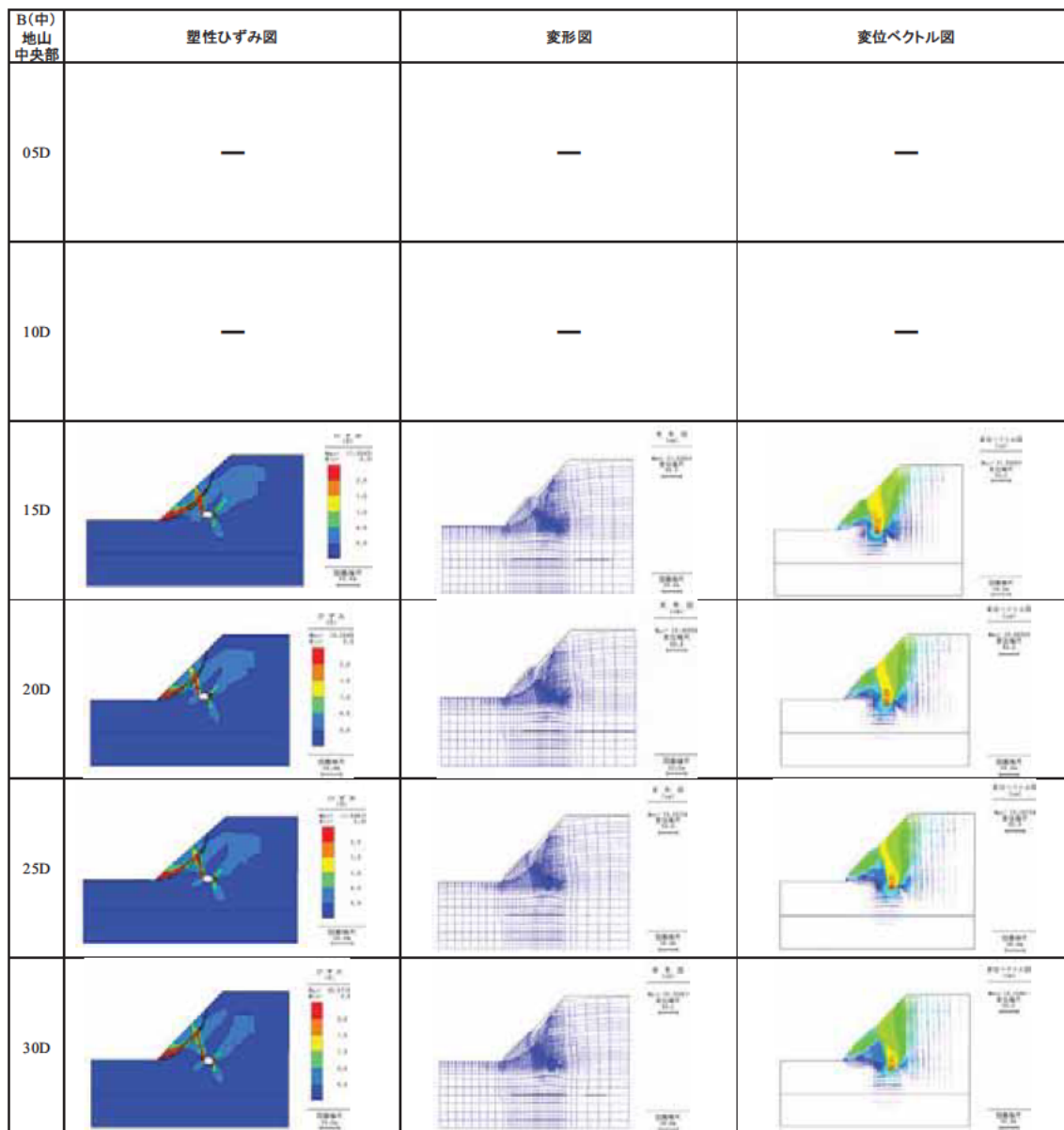


図 4.95 B (中) 地山・中央部で掘削場合の塑性ひずみと変位
(掘削解放応力 70%・斜面角度 45°)

図 4.95 に示したように、斜面角度 45° B (中) 地山中央部で掘削する場合には、トンネル周辺の塑性ひずみ領域は非常に大きく進展し、離隔距離 3.0D 離れても、地すべり土塊の塑性領域と連結するように見える。

4.3.3 弾塑性有限要素法 (Mohr-Coulomb) による解析結果

(1) 解析結果 (基本モデル)

①解析ケース

4.1 節の基本モデルの設定値を用いて、パラメトリックケーススタディを実施した。

表 4.43 に実施した解析ケースを示す。基本モデルにおける計算結果は、粘着力 1 割の強度低下を見込んだ結果になっている。強度低下の方法については、「(3) 解析結果 (基本モデル) による強度低下の検討」を参照のこと。粘着力を大きく低下させると全体崩壊になるため、基本ケースでは粘着力の低減は 1 割に留めた。強度低下しない結果と比較したが、結果の傾向は大きくは変わらなかった。

表 4.43 解析ケース一覧表 (基本モデル)

名称	内容	パターン数
地山条件	A : 物性強、B : 物性中、C : 物性弱	3 種類
トンネル位置	末端部、中央部、頭部	3 箇所
離隔	0.5D、1.0D、1.5D、2.0D、3.0D、4.0D	6 通り
応力解放率	100%、70%	2 種類

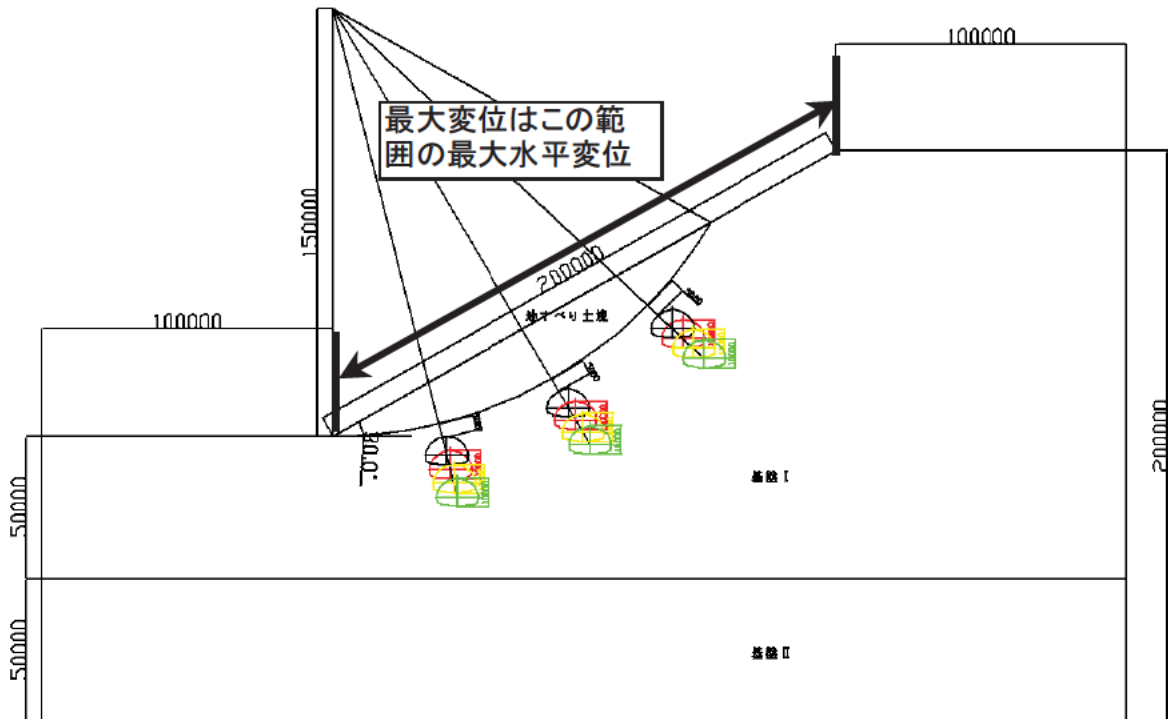
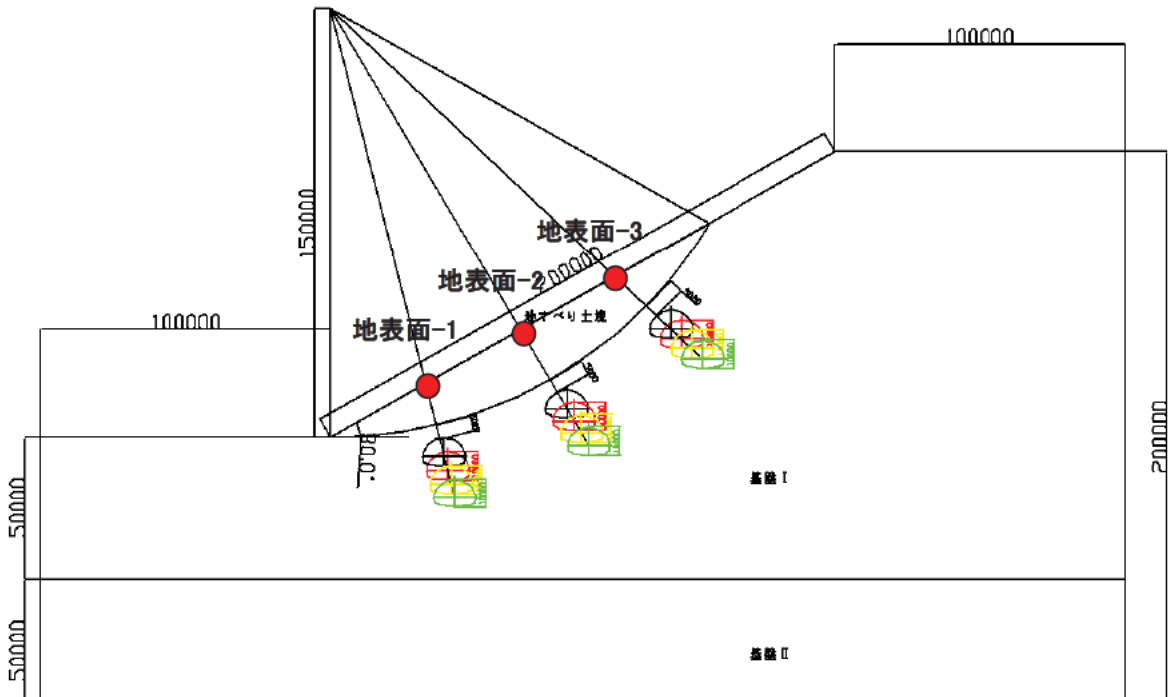
※合計解析ケース $3 \times 3 \times 6 \times 2$ 108 ケース

②解析結果

トンネル末端部、中央部、頭部における変位の傾向を調べるために、3 地点の水平・鉛直変位とトンネル離隔との関係について整理した。トンネル離隔と変位の関係図に示されている凡例の「地表面 1~3」は、下図に示す点における変位である。解析結果を図 4.97~4.102 に示す。

トンネル離隔と地表面変位の関係を調べるために、横軸にトンネル離隔、縦軸に地表面変位量をプロットしたグラフを作成し、下記 4 パターンの計算結果の整理を行った。地表面変位量は、地すべり土塊の地表面部分での最大水平変位量をプロットした。最大変位増分は得られた最大変位を増分で表示しており、トンネル離隔位置は、変位増分を求めた離隔の真ん中にプロットした。解析結果を図 4.103~4.114 に示す。

- ・トンネル離隔と最大変位
- ・トンネル離隔と最大変位/距離
- ・トンネル離隔と最大変位増分
- ・トンネル離隔と最大変位増分/距離



(単位：mm)

図 4.96 地表面変位の出力位置

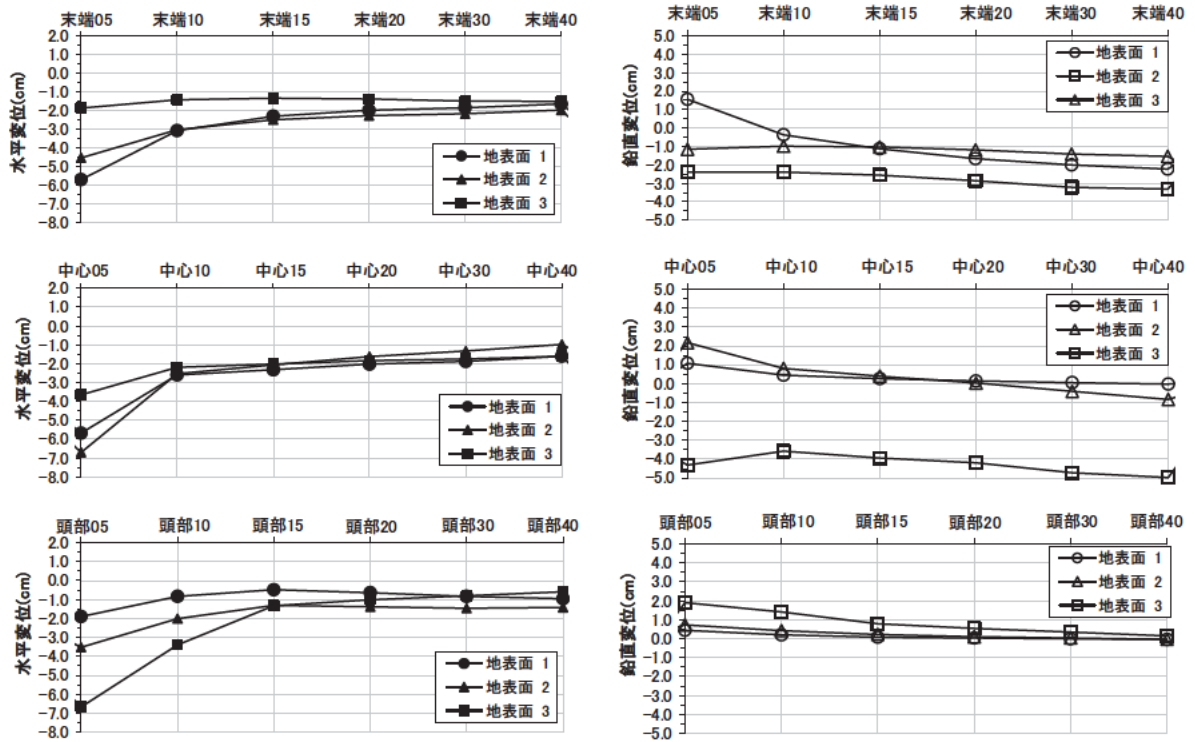


図 4.97 トンネル離隔と変位の関係 (物性強、応力解放率 100%)

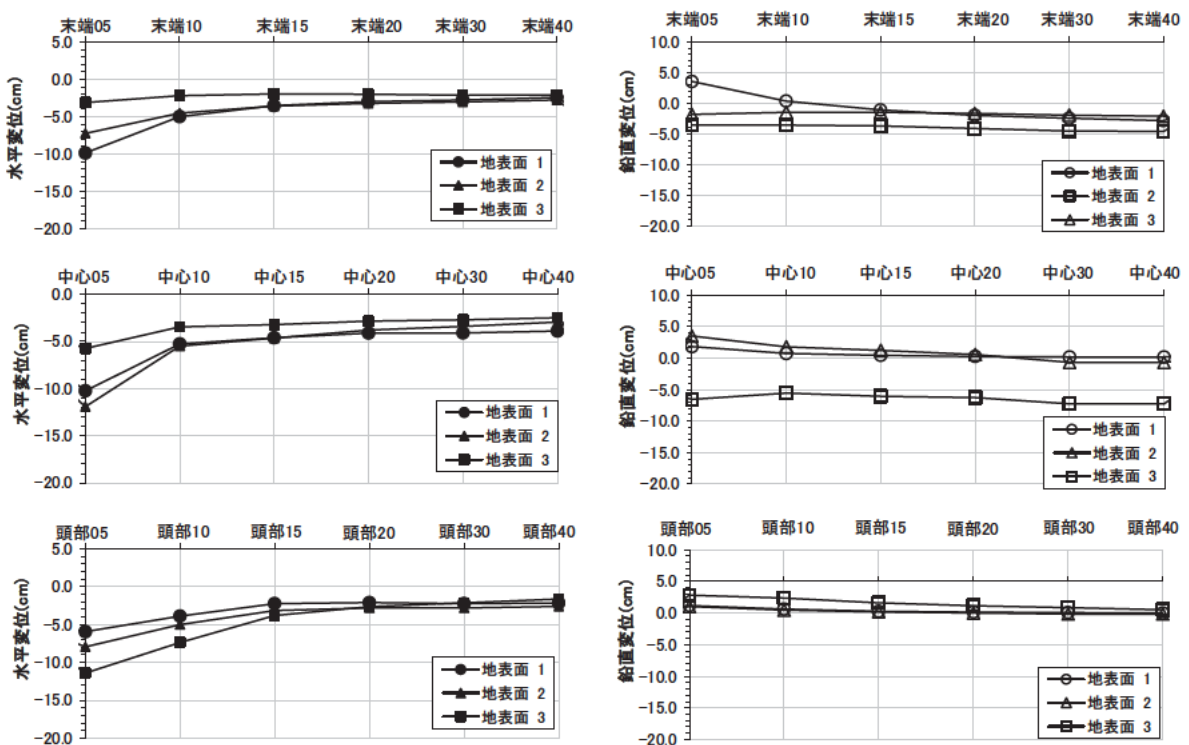


図 4.98 トンネル離隔と変位の関係 (物性中、応力解放率 100%)

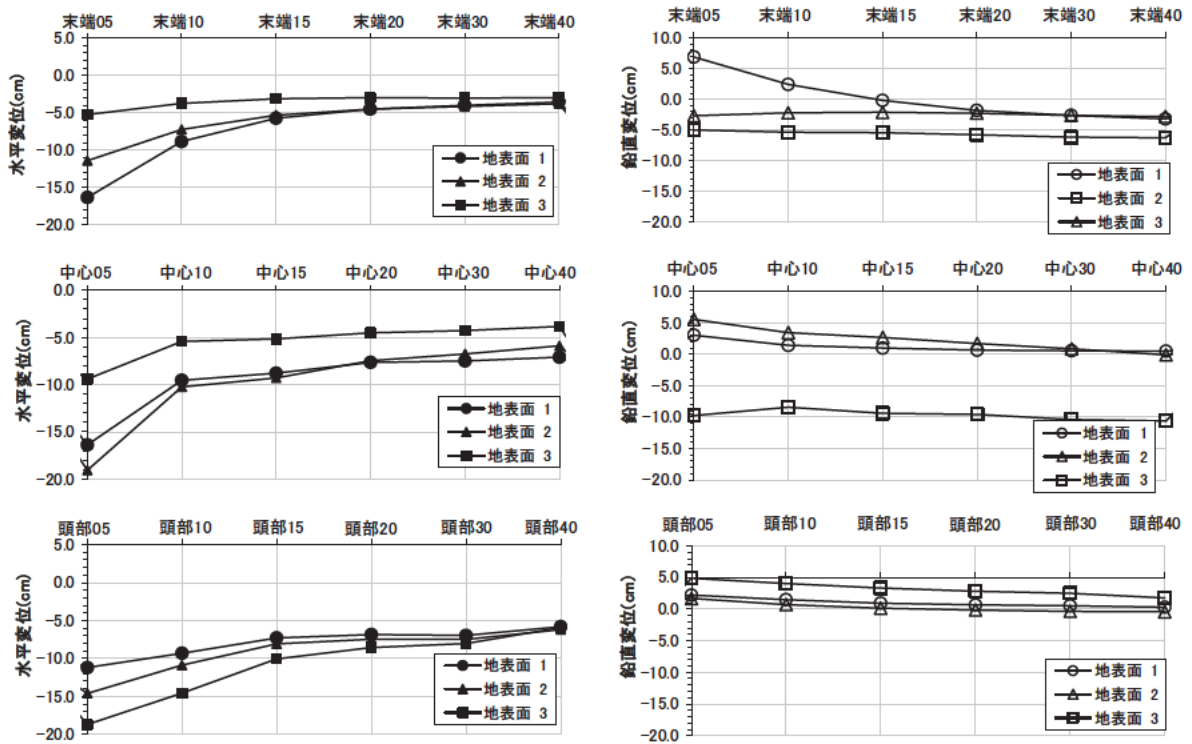


図 4.99 トンネル離隔と変位の関係 (物性弱、応力解放率 100%)

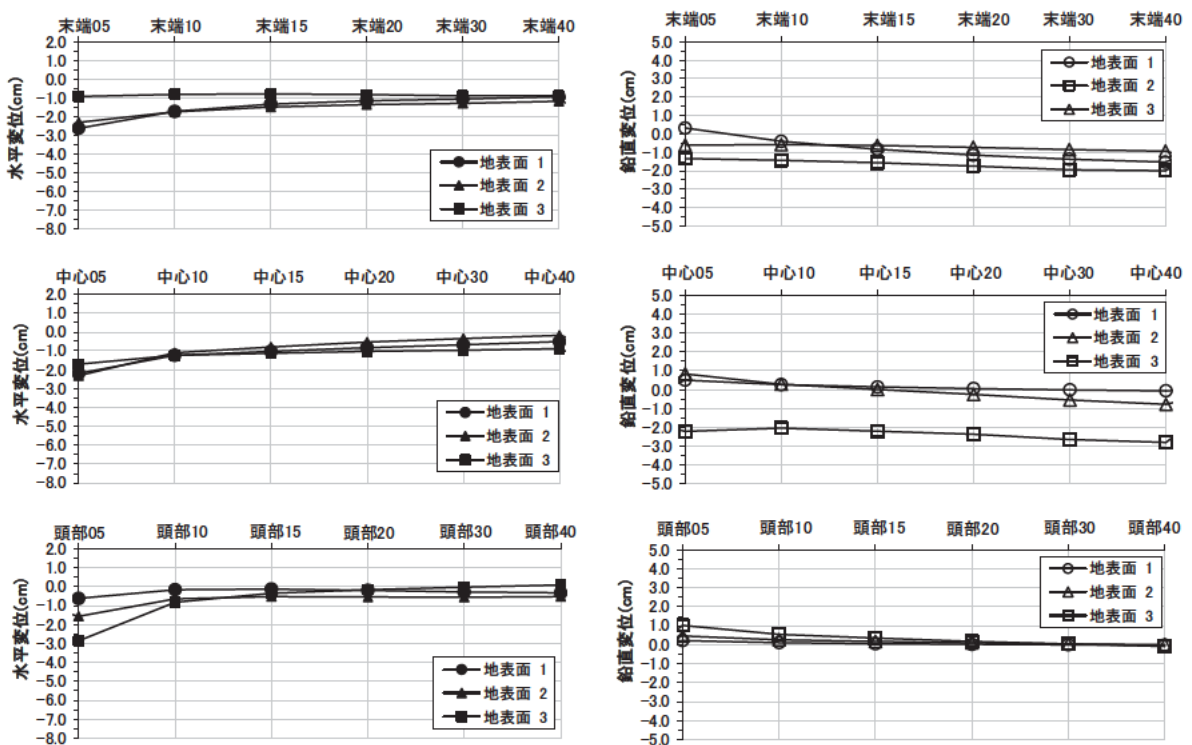


図 4.100 トンネル離隔と変位の関係 (物性強、応力解放率 70%)

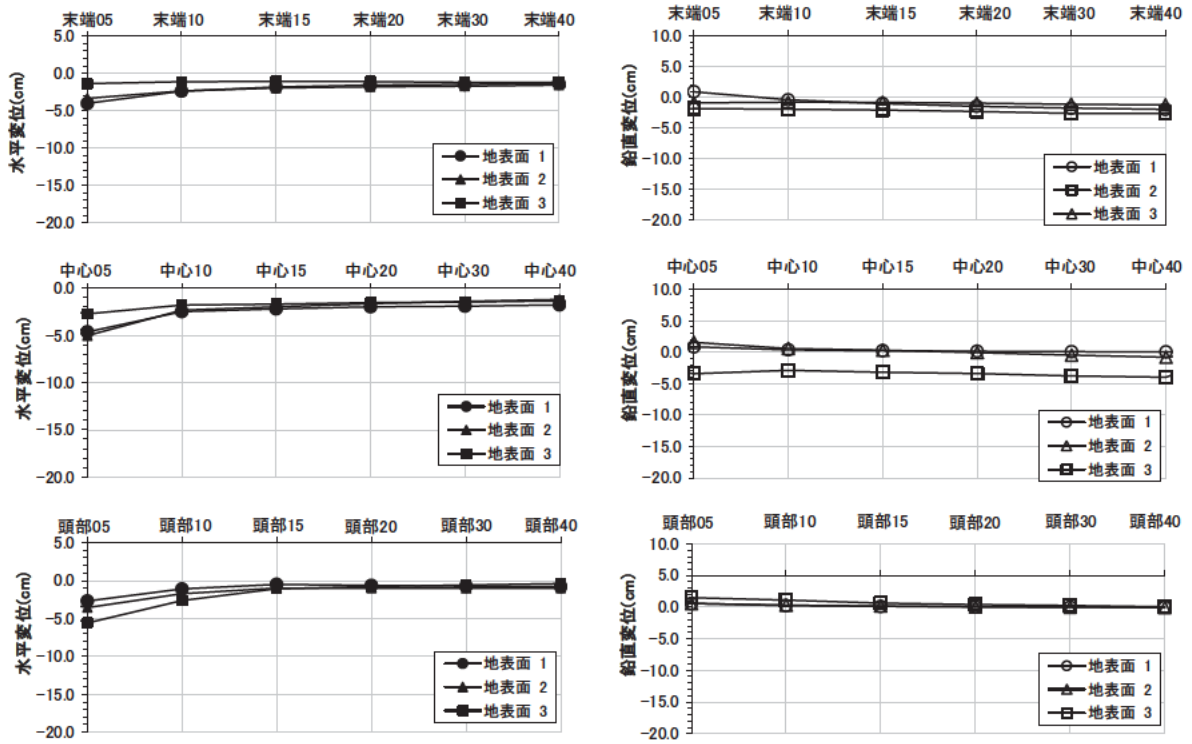


図 4.101 トンネル離隔と変位の関係（物性中、応力解放率 70%）

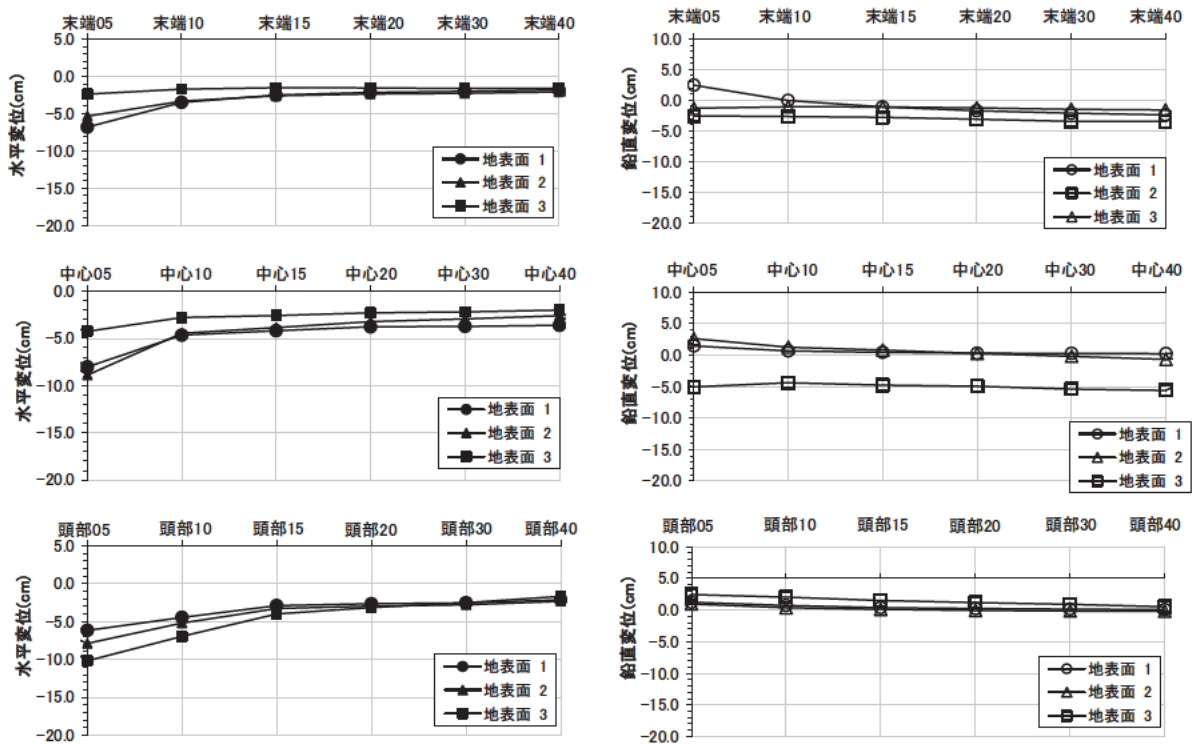


図 4.102 トンネル離隔と変位の関係（物性弱、応力解放率 70%）

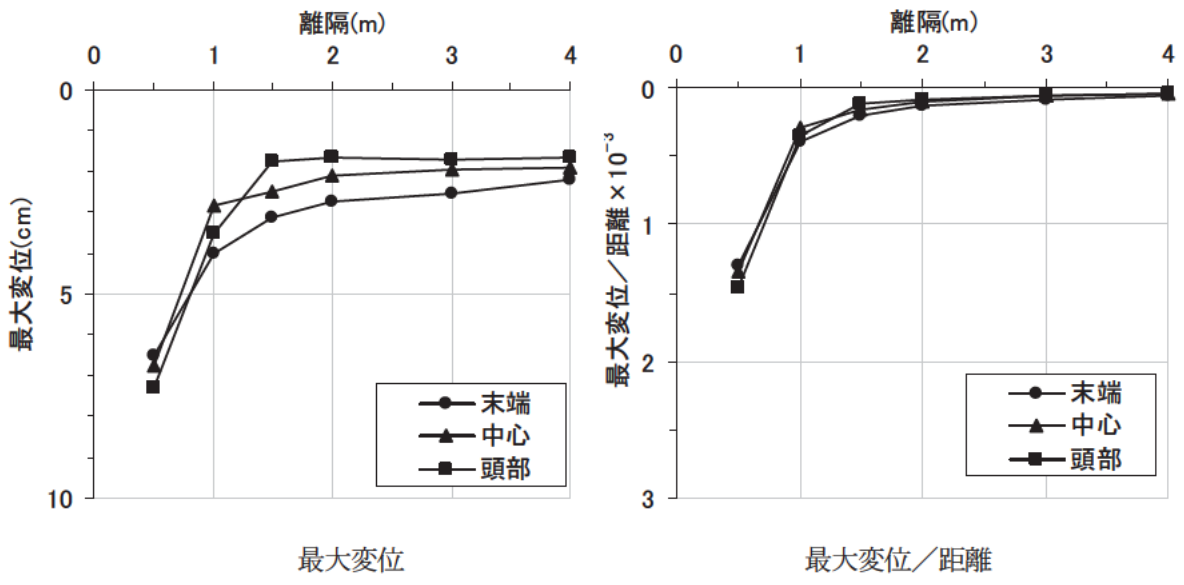
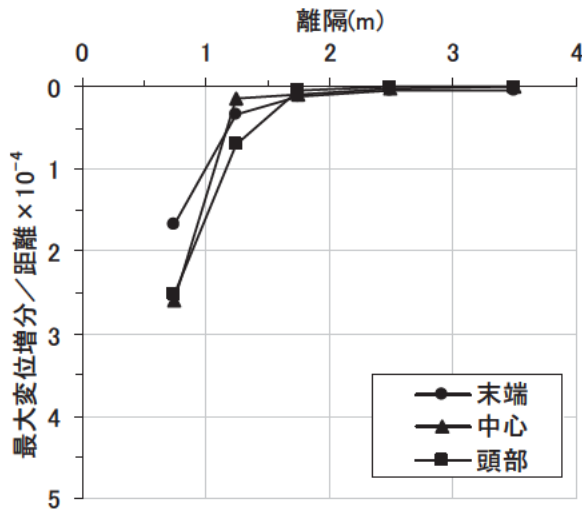
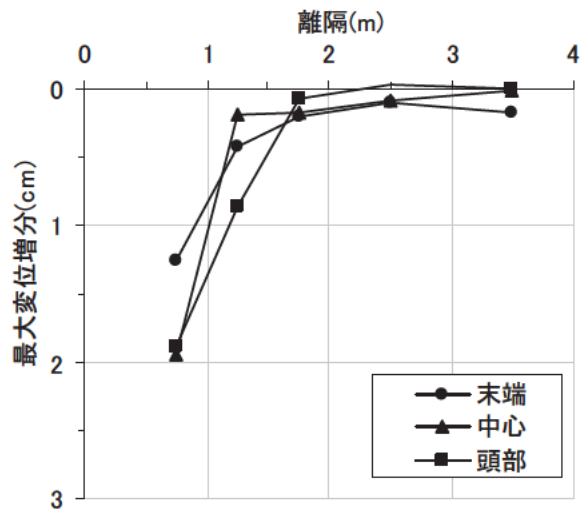


図 4.103 地表面最大変位と離隔の関係 (物性强、応力解放率 90%)



最大変位増分

最大変位増分／距離

図 4.104 地表面最大変位増分と離隔の関係 (物性強、応力解放率 90%)

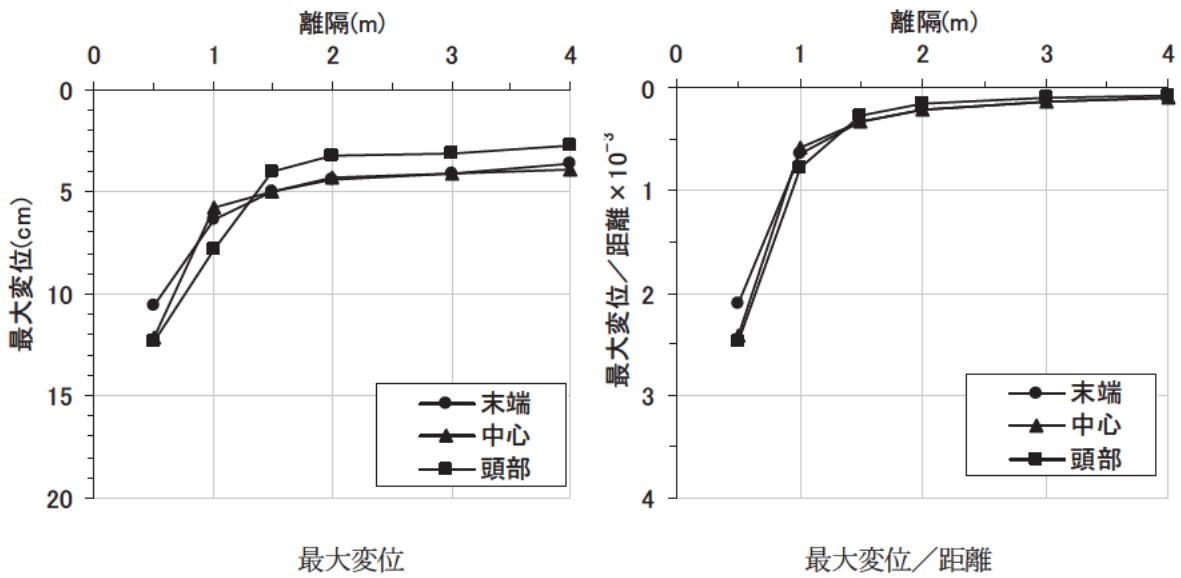


図 4.105 地表面最大変位と離隔の関係 (物性中、応力解放率 90%)

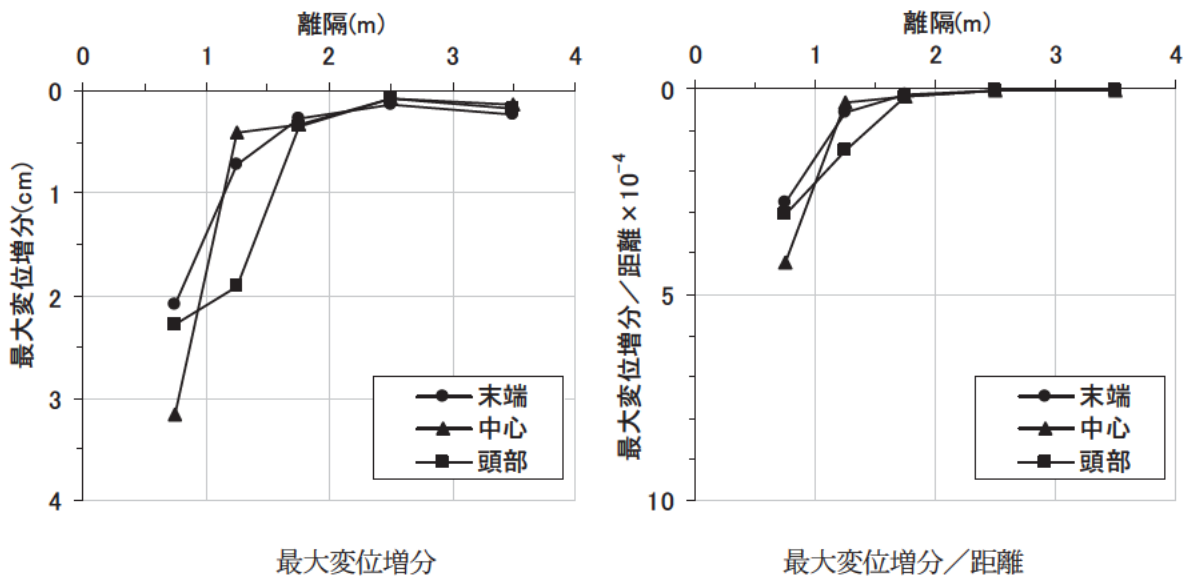


図 4.106 地表面最大変位増分と離隔の関係 (物性中、応力解放率 90%)

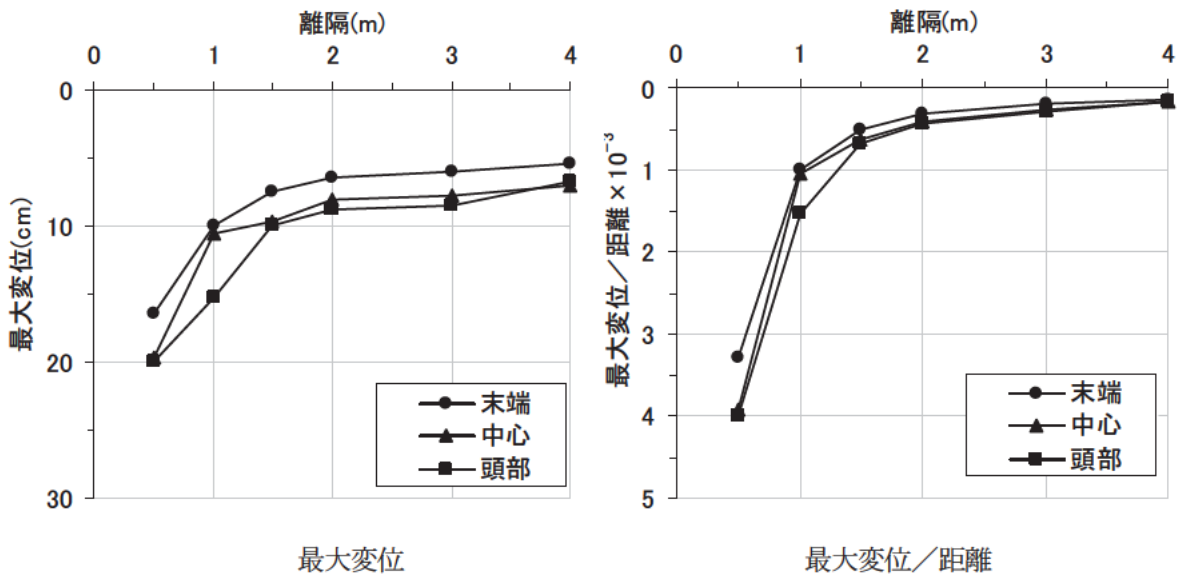


図 4.107 地表面最大変位と離隔の関係 (物性弱、応力解放率 90%)

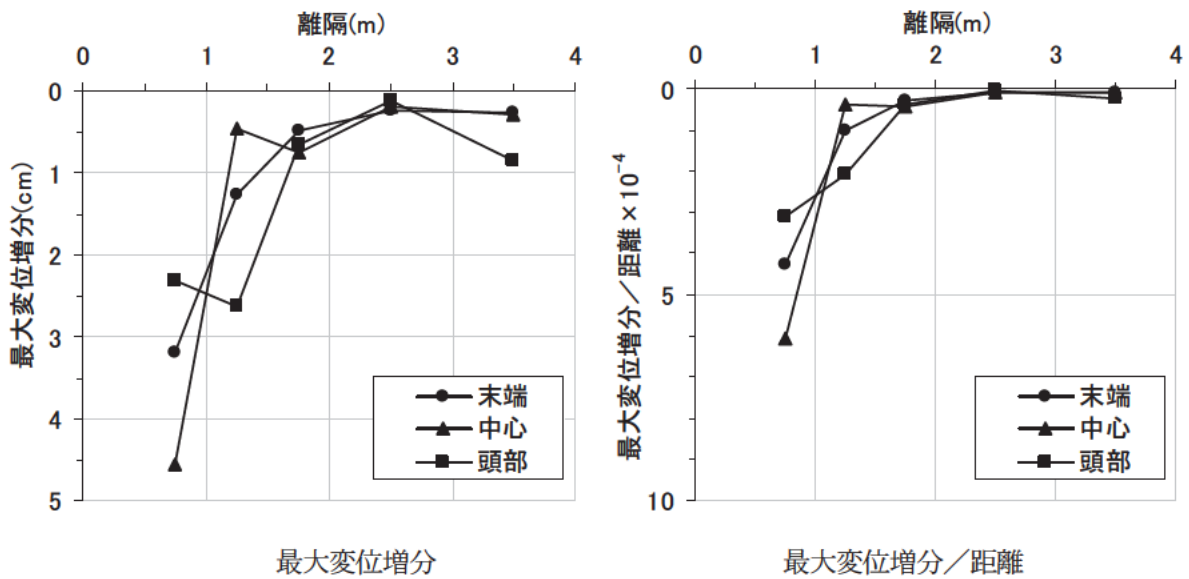


図 4.108 地表面最大変位増分と離隔の関係 (物性弱、応力解放率 90%)

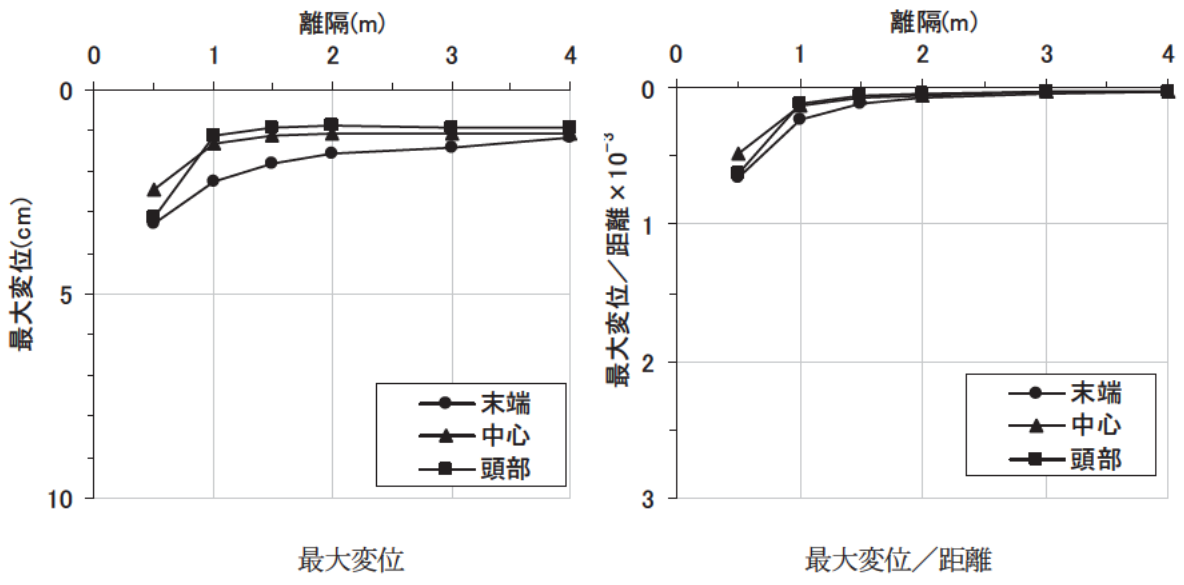


図 4.109 地表面最大変位と離隔の関係 (物性強、応力解放率 70%)

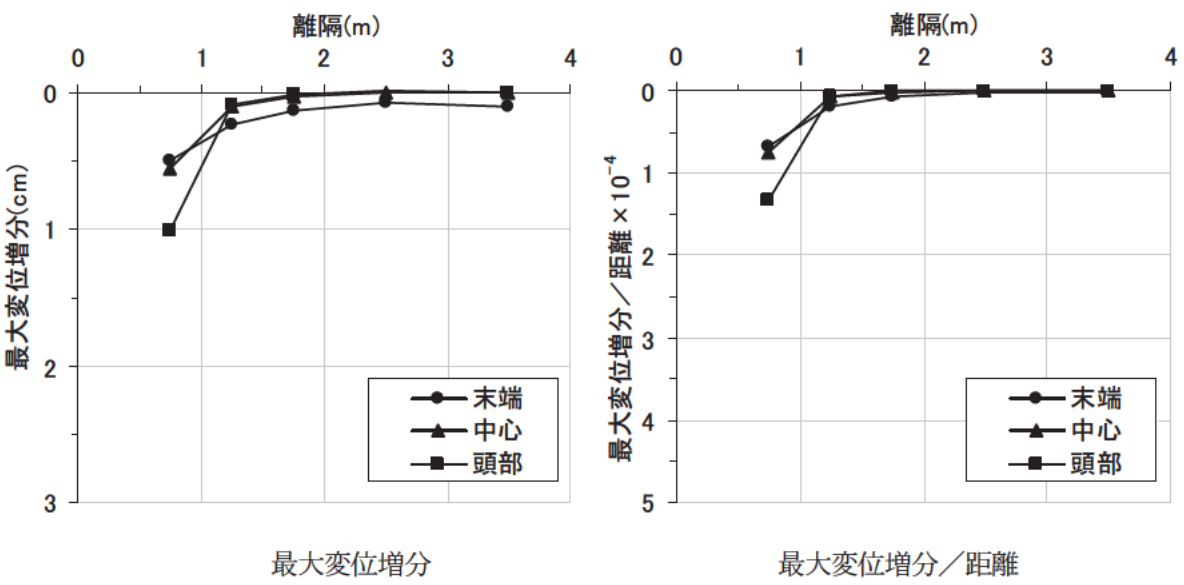


図 4.110 地表面最大変位増分と離隔の関係 (物性強、応力解放率 70%)

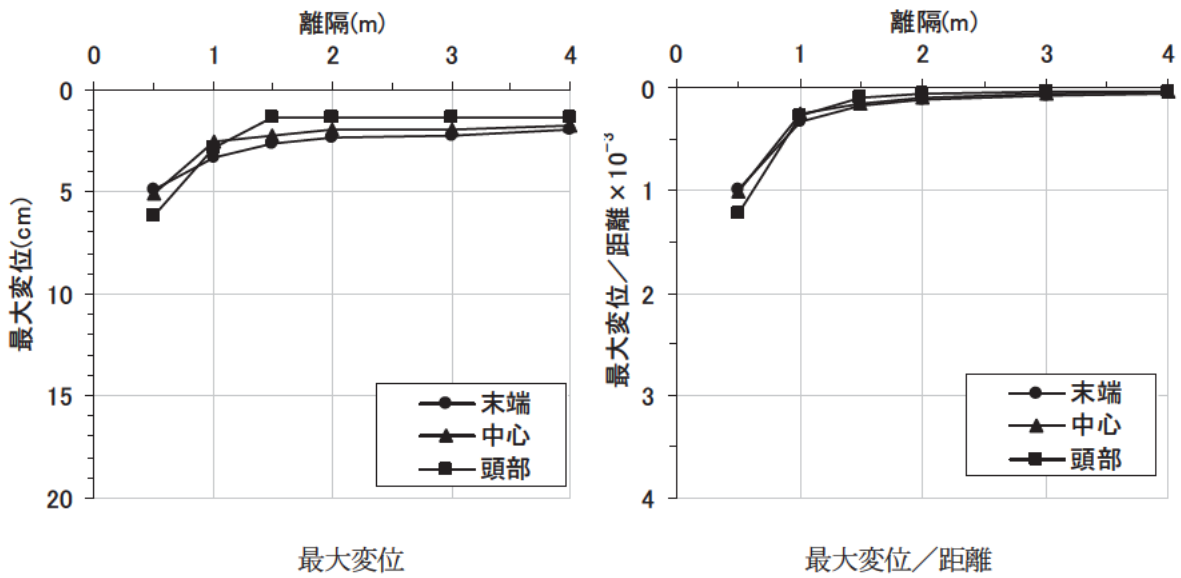


図 4.111 地表面最大変位と離隔の関係 (物性中、応力解放率 70%)

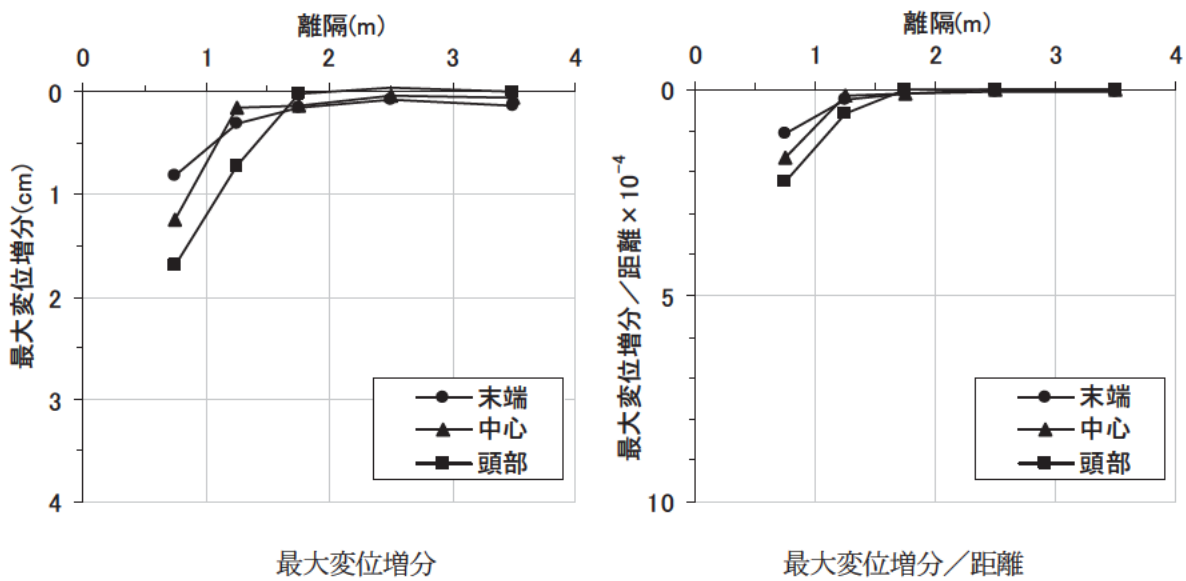


図 4.112 地表面最大変位増分と離隔の関係 (物性中、応力解放率 70%)

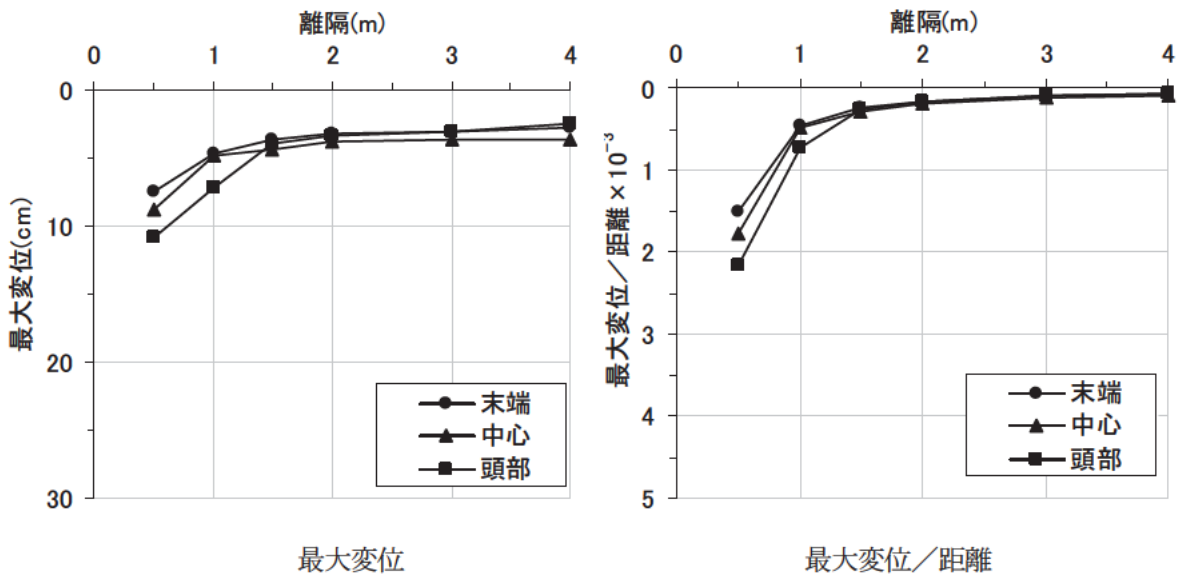


図 4.113 地表面最大変位と離隔の関係 (物性弱、応力解放率 70%)

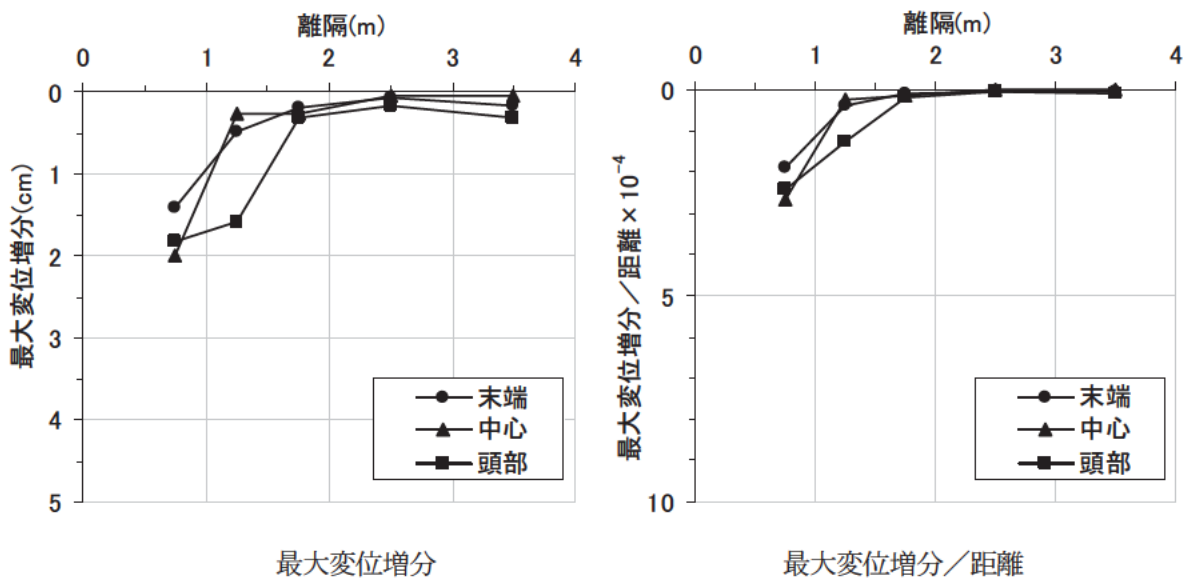


図 4.114 地表面最大変位増分と離隔の関係 (物性弱、応力解放率 70%)

③安全離隔のまとめ

基本モデルにおける安全離隔の概要を以下に示す。3 地点の水平・鉛直変位の整理を行ったが、鉛直変位については特に地すべりに関する関連性は得られなかったが、水平変位についてはトンネル離隔との関連性がある結果が得られトンネル離隔が遠ざかるほど変位は小さくなる傾向が得られた。

安全離隔の決定は、図 4.103～図 4.114 までに示したグラフをもとに、最大変曲点となる付近の離隔を安全離隔とした。トンネル掘削では土被りが大きくなるほど、トンネル掘削時にトンネルに作用する掘削相当外力が大きくなり、FEM ではこの点が考慮されている。また、トンネルが深くなるほど拘束圧が大きくなり地盤剛性は大きくなるはずであるが、ヤング係数を一定とした力学モデルを用いているので、この点は考慮されていない。強度によっても降伏の度合いが変わってくるので、安全離隔の判定は非常に難しいが、変位の傾向により表 4.44 のように安全離隔を決定した。

全体的に 1.5D を超えると変位が急増し始めるようであり、物性強の安全離隔はおおよそ 1.5D とした。物性中や弱では安全離隔が 2.0D～3.0D の範囲にあり判定が難しいが、物性中で 2.0D とし、物性弱で 3.0D と決定した。

表 4.44 トンネル位置および物性別必要離隔（基本モデル）

物性値	トンネル位置		
	末端部	中央部	頭部
弱	3.0D	3.0D	3.0D
中	2.0D	2.0D	2.0D
強	1.5D	1.5D	1.5D

(2) 解析結果（斜面勾配変更モデル）

①解析ケース

4.2 節の斜面勾配変更モデルの設定値を用いて、パラメトリックケーススタディを実施した。表 4.45 に実施した解析ケースを示す。「(1) 解析結果（基本モデル）」と同様に粘着力は 1 割低減した条件である。

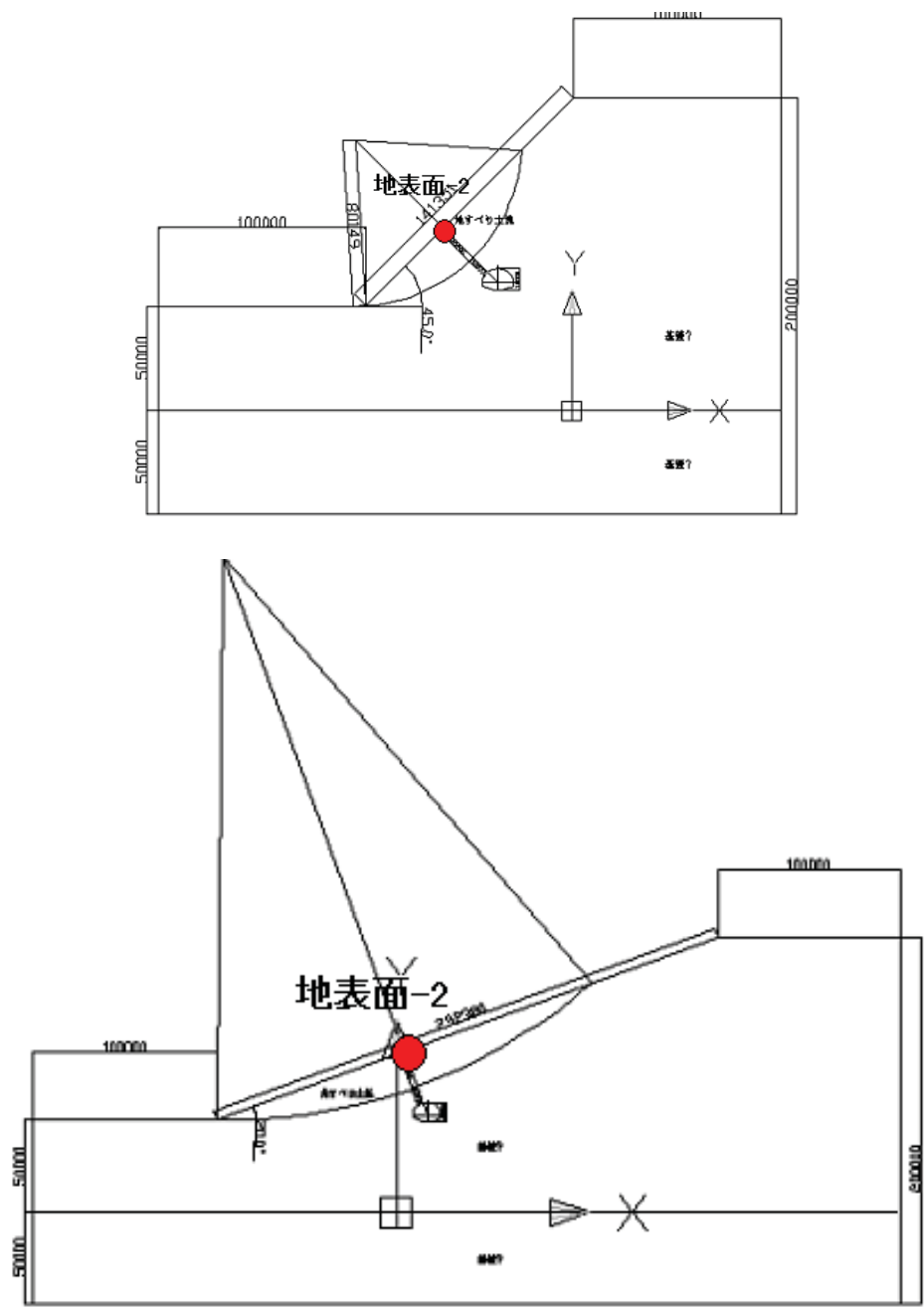
表 4.45 解析ケース一覧表（斜面勾配変更モデル）

名称	内容	パターン数
地山条件	A：物性強、B：物性中、C：物性弱	3 種類
トンネル位置	中央部	1 箇所
離隔	1.0D、2.0D、3.0D、4.0D	4 通り
応力解放率	100%	1 種類
斜面勾配	20 度、45 度	2 種類

※合計解析ケース 3×4×2 24 ケース

②解析結果

計算結果の出力方法は、「(1) 解析結果（基本モデル）」と同様であり、3 地点の地表面変位の出力は、図 4.115 の 1 地点とした。解析結果を図 4.116～4.129 に示す。



(単位 : mm)

図 4.115 地表面変位の出力位置

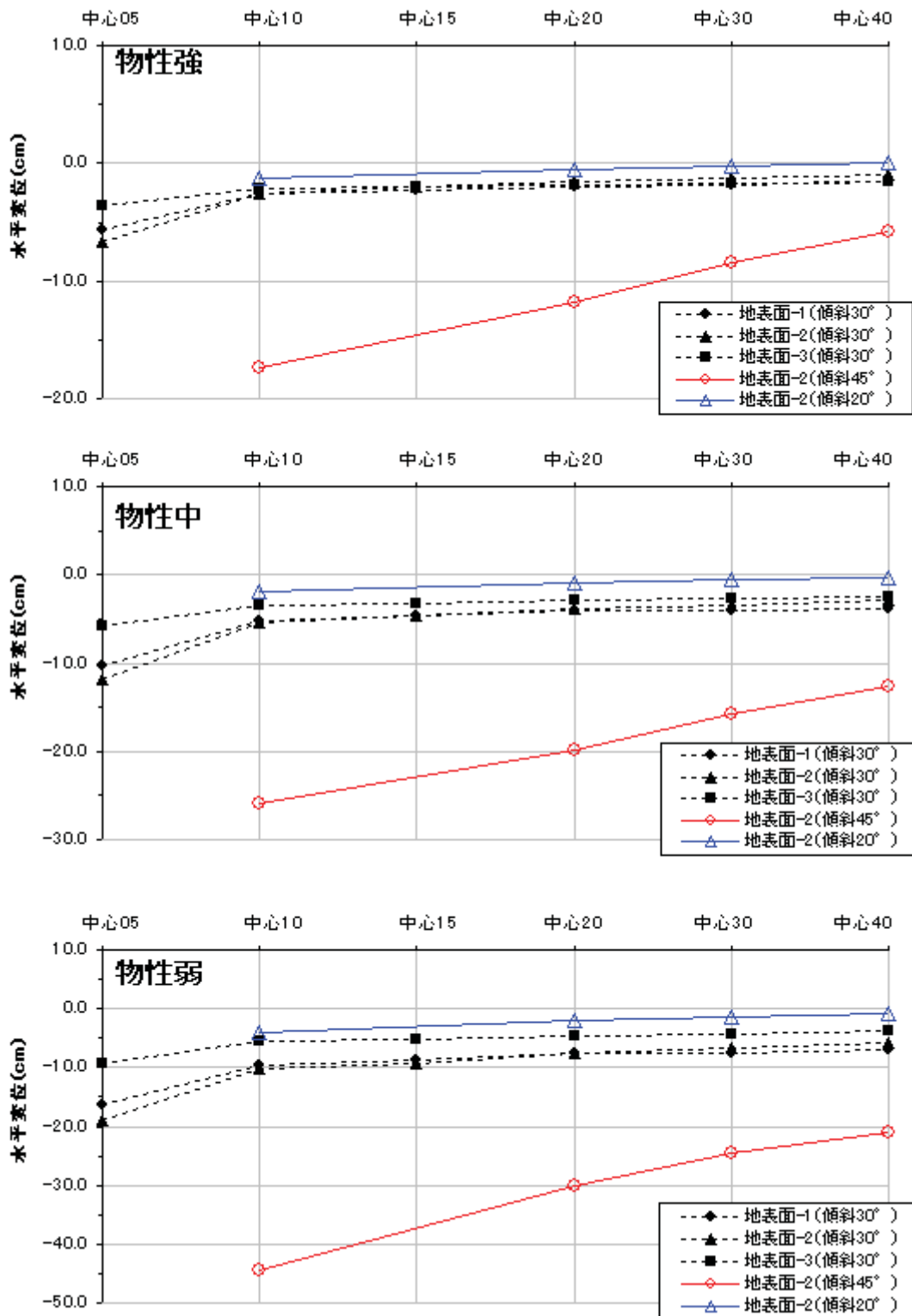


図 4.116 トンネル離隔と水平変位の関係 (斜面勾配変更による比較結果)

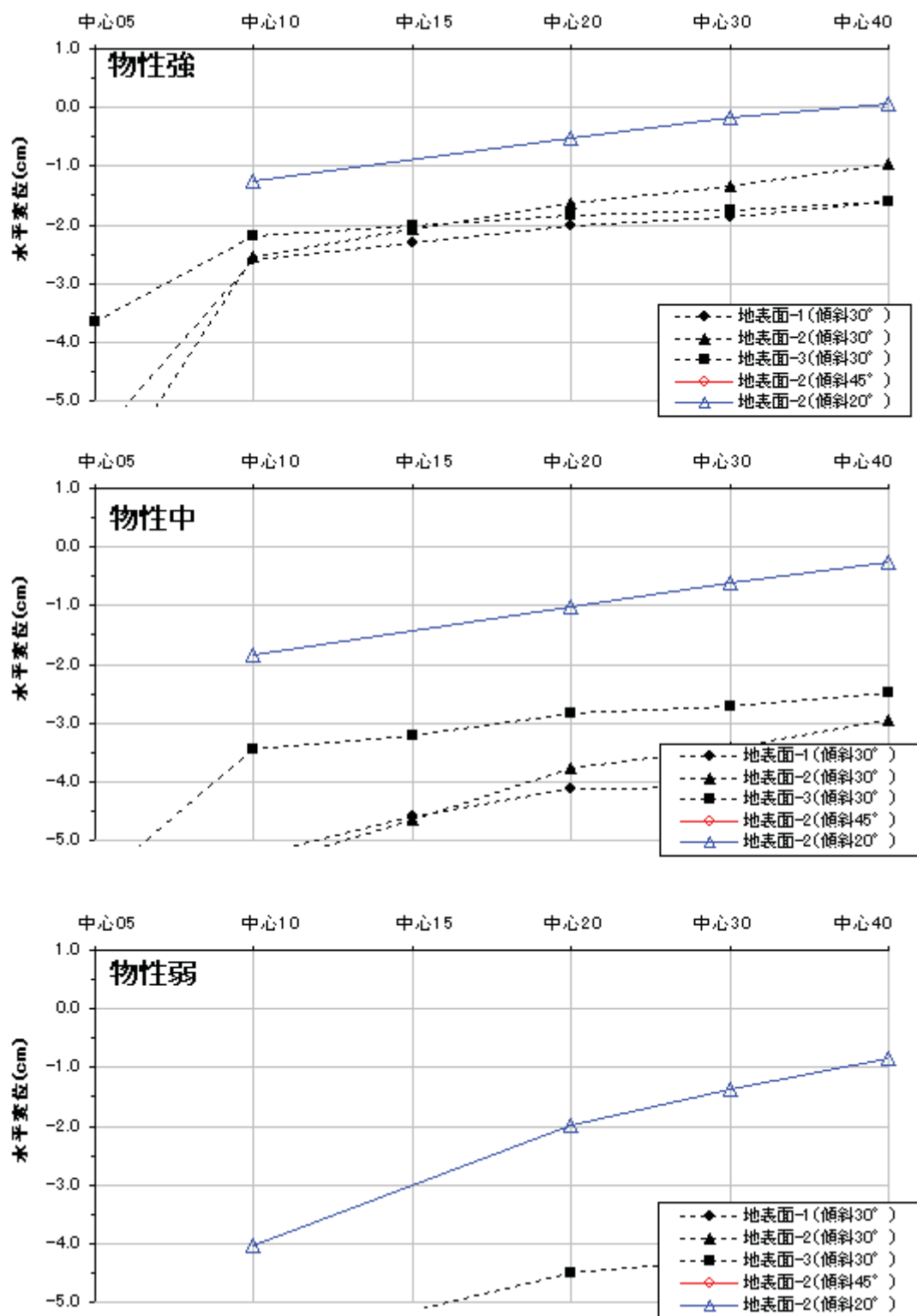
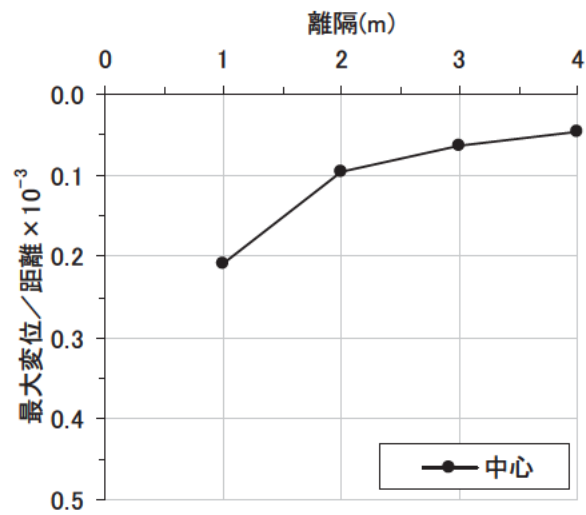
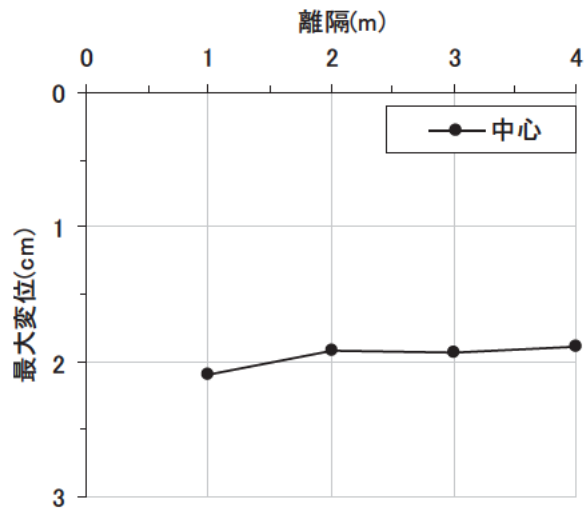


図 4.117 トンネル離隔と水平変位の関係 (斜面勾配変更による比較結果)

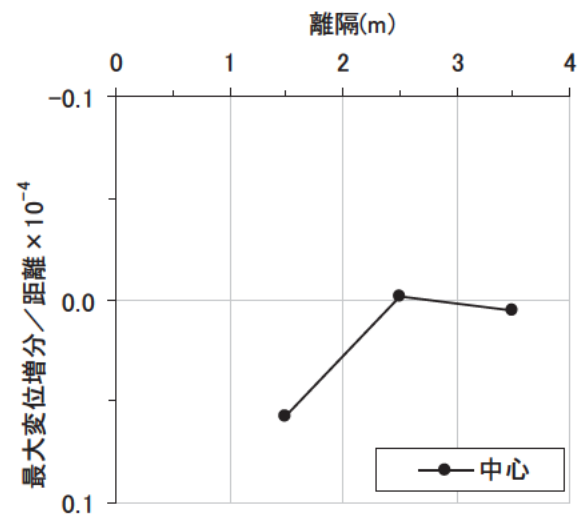
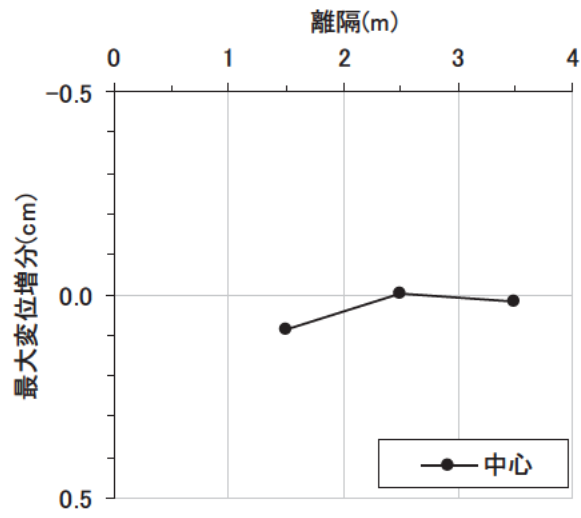
斜面勾配 20 度の変位が確認できるように縦軸スケールを変更



最大変位

最大変位/距離

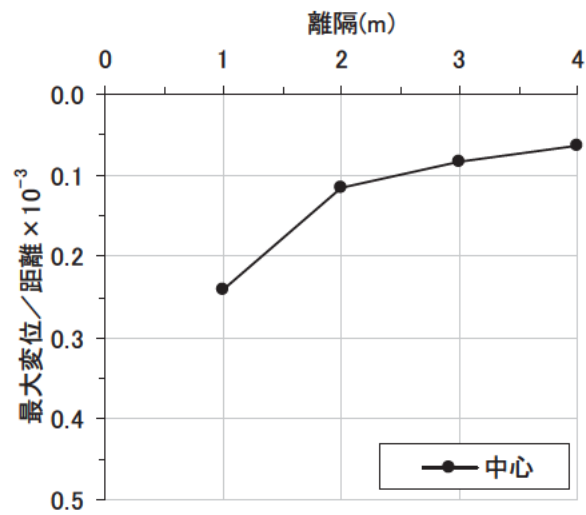
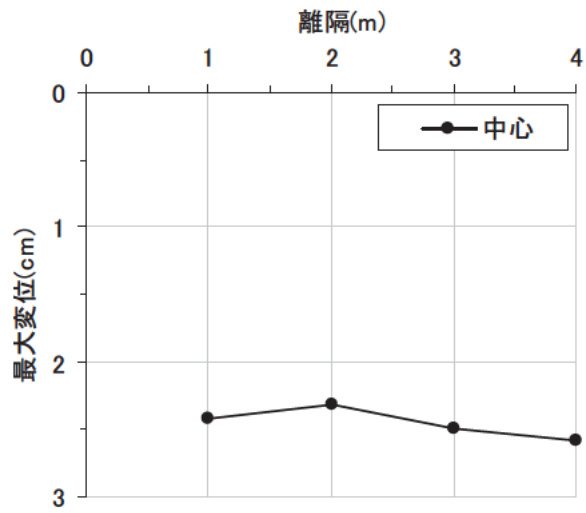
図 4.118 地表面最大変位と離隔の関係（物性強、斜面勾配 20 度）



最大変位増分

最大変位増分/距離

図 4.119 地表面最大変位増分と離隔の関係 (物性強、斜面勾配 20 度)



最大変位

最大変位/距離

図 4.120 地表面最大変位と距離の関係（物性中、斜面勾配 20 度）

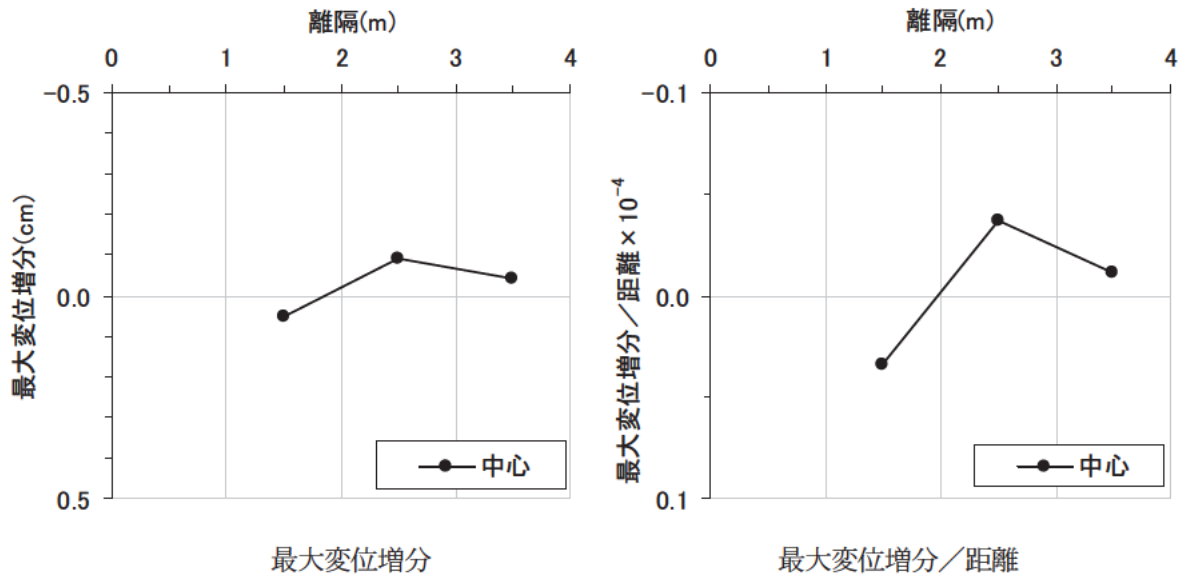
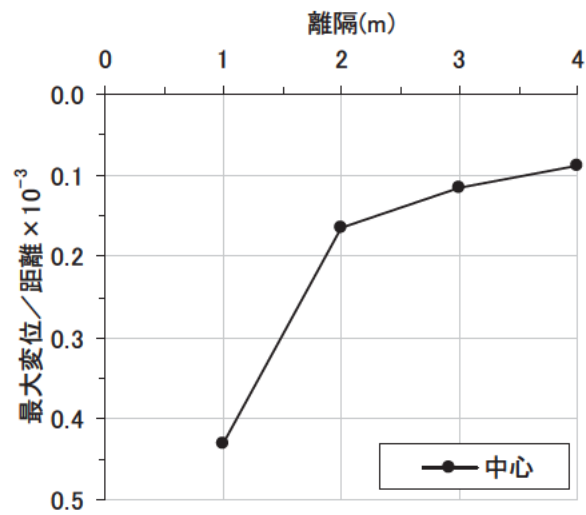
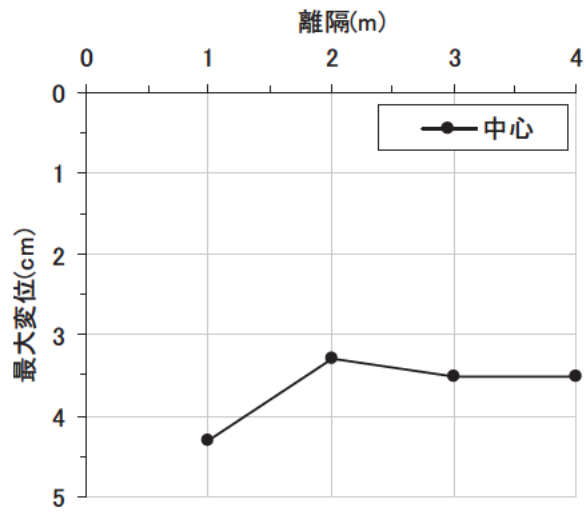


図 4.121 地表面最大変位増分と離隔の関係 (物性中、斜面勾配 20 度)



最大変位

最大変位/距離

図 4.122 地表面最大変位と距離の関係 (物性弱、斜面勾配 20 度)

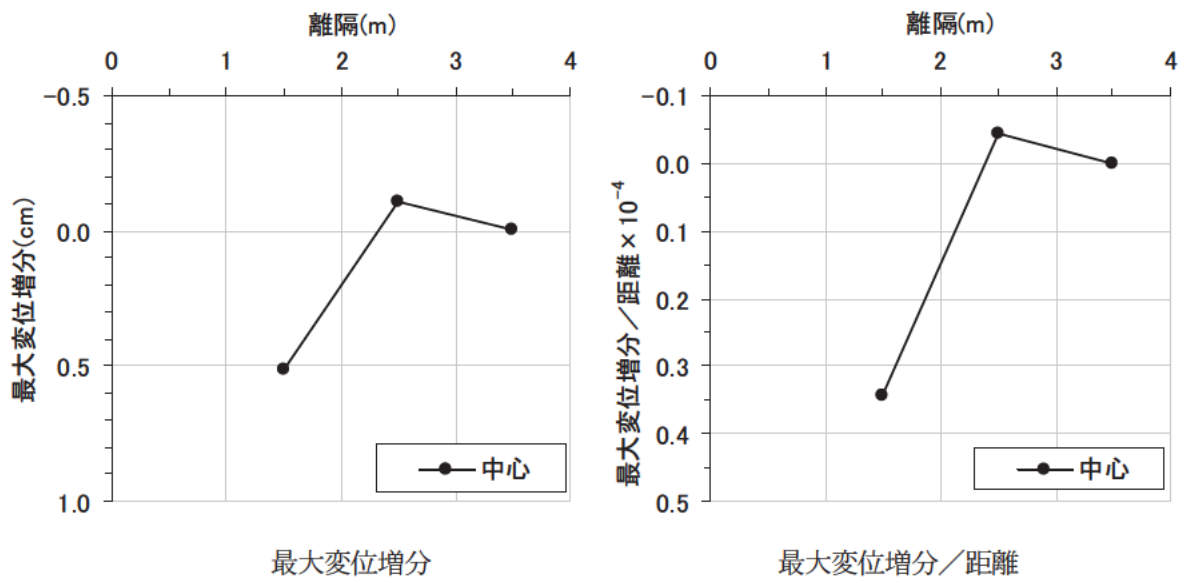
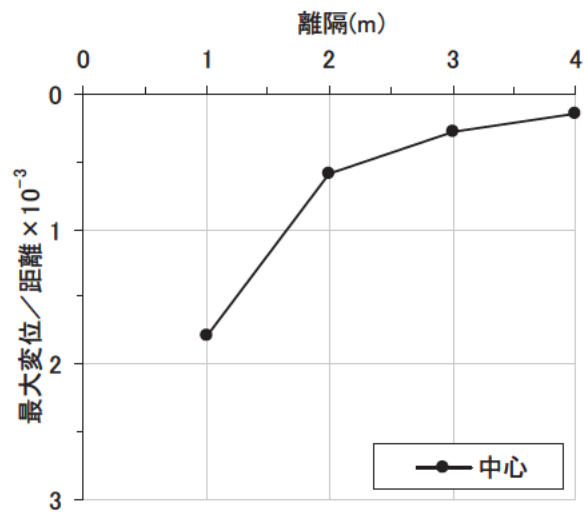
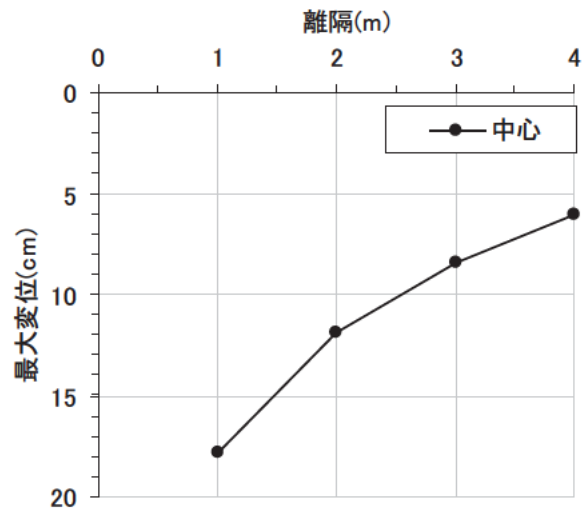


図 4. 123 地表面最大変位増分と離隔の関係 (物性弱、斜面勾配 20 度)



最大変位

最大変位/距離

図 4.124 地表面最大変位と距離の関係 (物性強、斜面勾配 45 度)

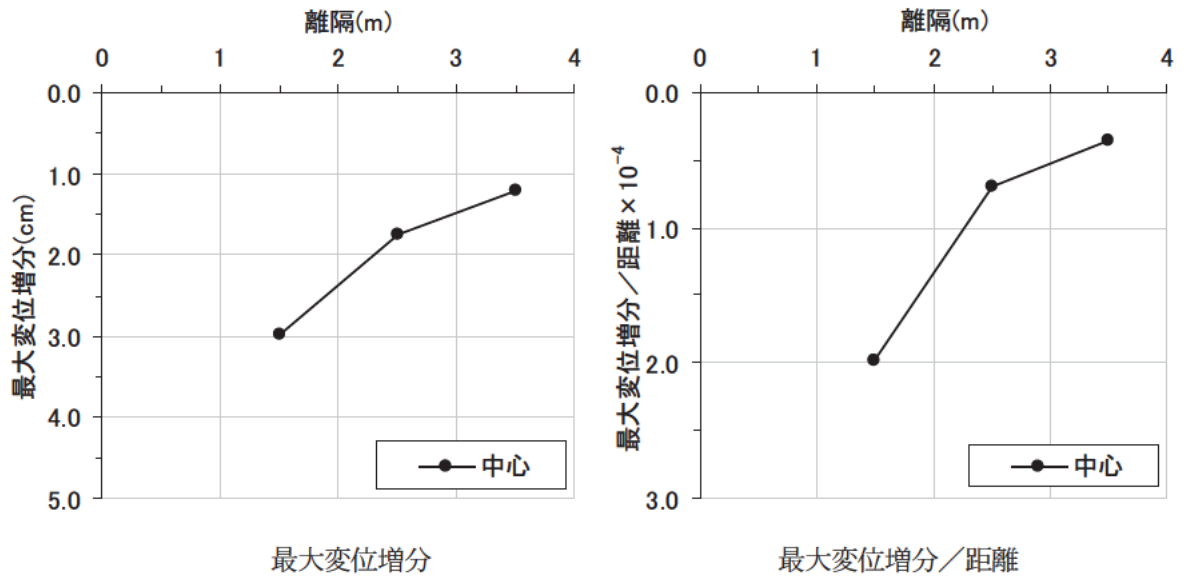
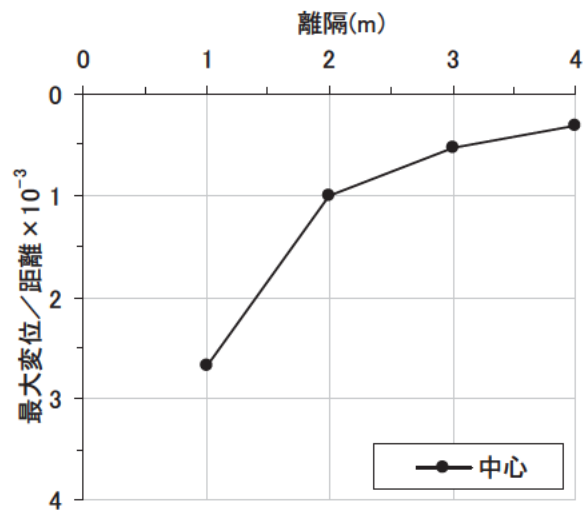
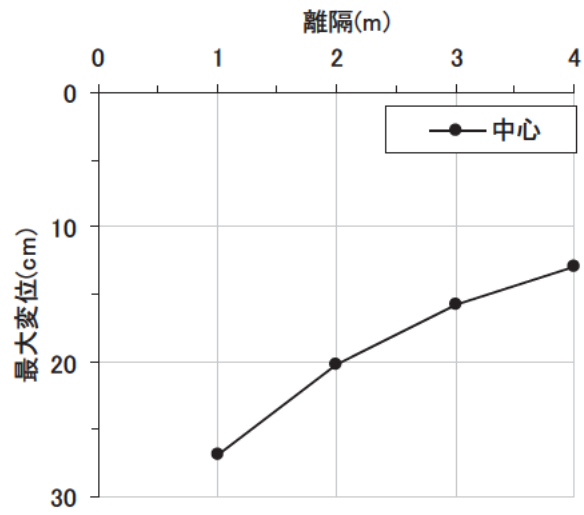


図 4.125 地表面最大変位増分と離隔の関係 (物性强、斜面勾配 45 度)



最大変位

最大変位/距離

図 4.126 地表面最大変位と離隔の関係 (物性中、斜面勾配 45 度)

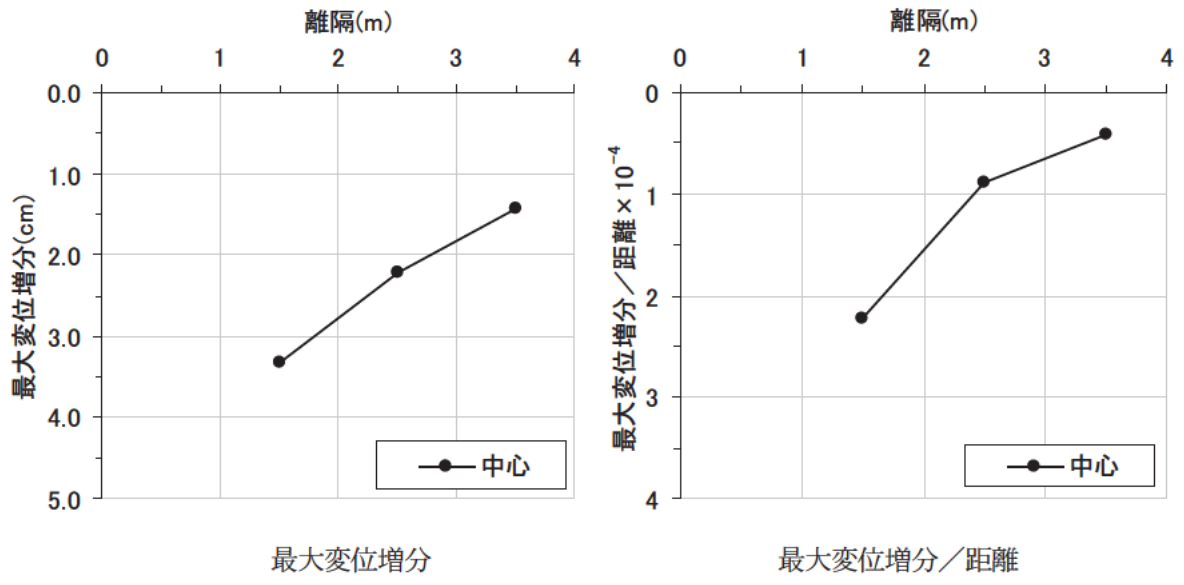
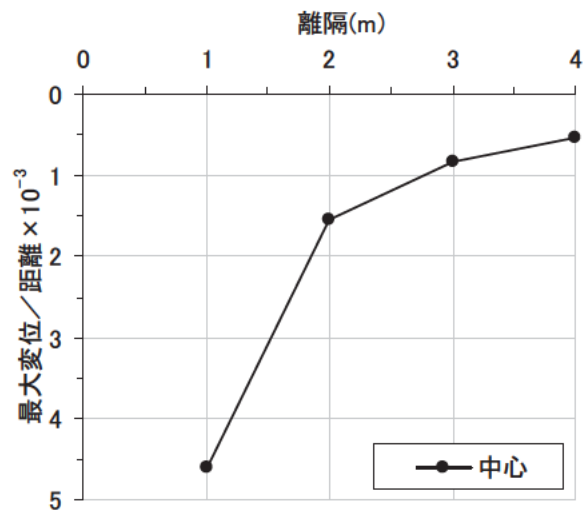
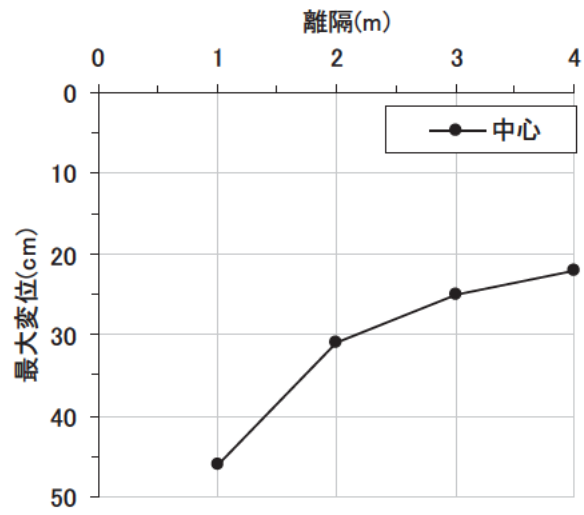


図 4.127 地表面最大変位増分と離隔の関係 (物性中、斜面勾配 45 度)



最大変位

最大変位/距離

図 4.128 地表面最大変位と距離の関係 (物性弱、斜面勾配 45 度)

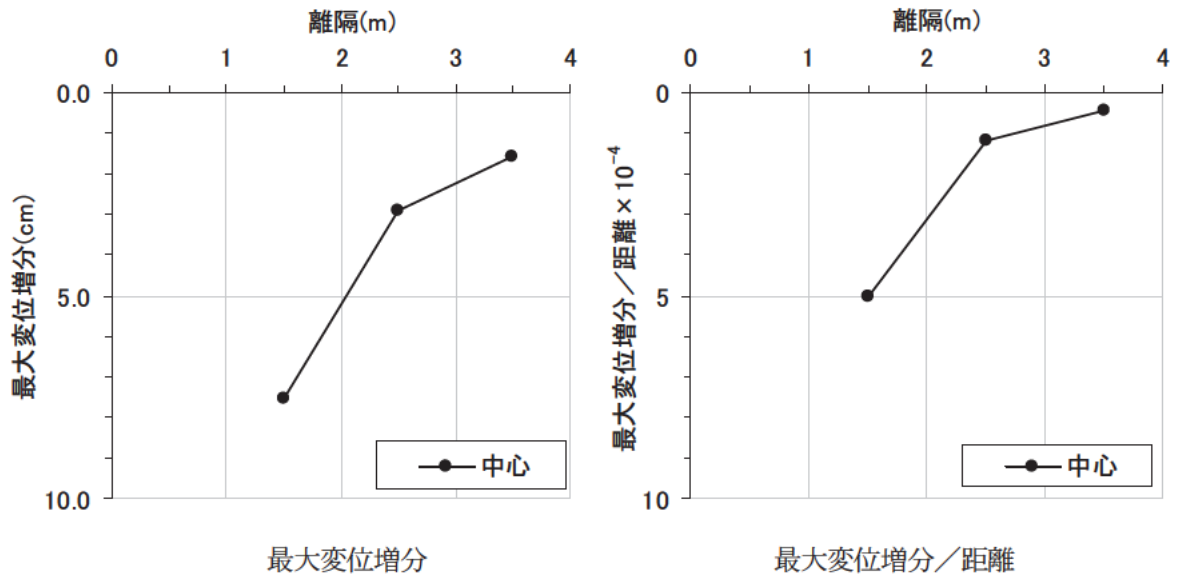


図 4.129 地表面最大変位増分と離隔の関係 (物性弱、斜面勾配 45 度)

③安全離隔のまとめ

1 地点の水平・鉛直変位の整理を行ったが、この点の変位のみでは離隔と地すべり変位の関係が明確にならなかったが、最大変位で整理することにより、ある程度離隔と地すべり変位の関係が明瞭になってきた。斜面勾配 20 度のケースでは、強度が非常に弱く表層破壊による変位が含まれるために、離隔が離れるほど変位は小さくならない部分があったが、1.5D 程度で変位が急増し始めるようであり、安全離隔を 1.5D と決定した。

斜面勾配 45 度のケースでは変位が大きく、わずかな外力でも安定性が失われる危険性があるので、安全離隔は 4.0D とした。

表 4.46 トンネル位置および物性別必要離隔

斜面勾配 20 度

物性値	トンネル位置		
	末端部	中央部	頭部
弱		1.5D	
強		1.5D	

斜面勾配 45 度

物性値	トンネル位置		
	末端部	中央部	頭部
弱		4.0D	
強		4.0D	

(3) 解析結果（基本モデルによる強度低下の検討）

①解析ケース

4.1 節の基本モデルの設定値を用いて、強度低下時における地すべり変位について検討した。強度低下による検討では、どの程度強度を低下させれば変位が急増し地すべりが発生するかを検討した。低下させる強度は粘着力とし、100%（低下なし）～30%まで低下させたときの検討を行った。表 4.47 に実施した解析ケースを示す。

表 4.47 解析ケース一覧表（基本モデルによる強度低下の検討）

名称	内容	パターン数
地山条件	A：物性强、C：物性弱	2 種類
強度低下率	100%～30%	8 パターン

合計解析ケース 2×8 16 ケース

②強度低下による計算手法について

強度低下による計算手法について説明する。はじめに自重計算を行い降伏域が得られるので、降伏した要素について低下した強度定数を与える。次に降伏域の強度定数を変更した状態で、再度自重計算を行うとさらに降伏域が拡大する。この計算を繰り返し行うことにより、降伏域が拡大しなくなった時点で計算を終了する。

③解析結果

強度低下と地表面変位の関係を調べるために、横軸に粘着力の低下率、縦軸に地表面変位量をプロットしたグラフを作成した。すべり破壊を起こす直前の降伏域がどのような分布になっているかを調べるために降伏域図を作成した。降伏域図の黒色着色部が降伏した要素を示している。

変位を考慮しない剛塑性法に基づく円弧すべり計算は、一般的に広く用いられているので、FEM 解析の結果と比較検討も合わせて実施した。φ材を用いたフェレニウス法による安定計算は、解析解の安全率より小さめの値が得られるので、より解析解に近いと考えられる簡易ビショップ法を用いた。解析結果を図 4.130～4.135 に示す。

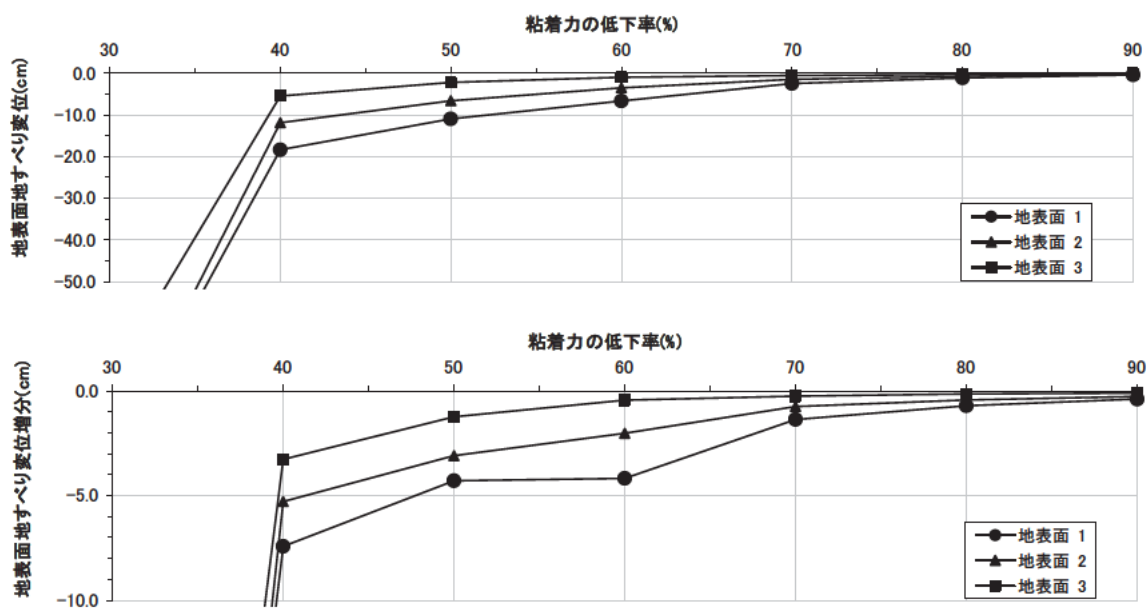


図 4.130 地すべり変位と粘着力の低下率関係（上側：変位、下側変位増分）

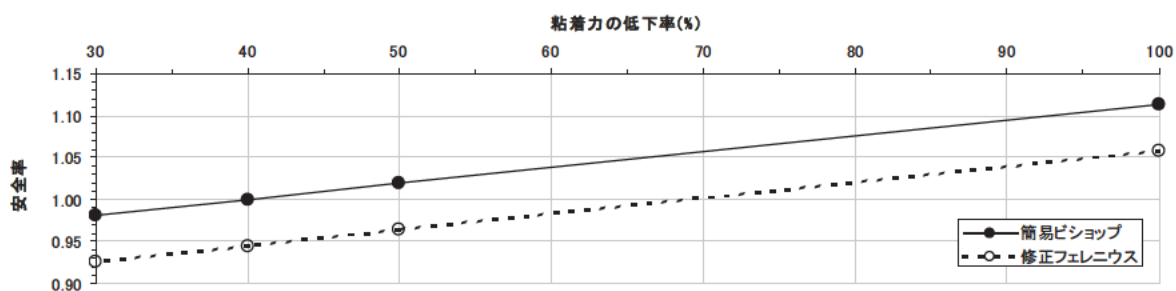


図 4.131 安全率と粘着力の低下率関係（剛塑性法）

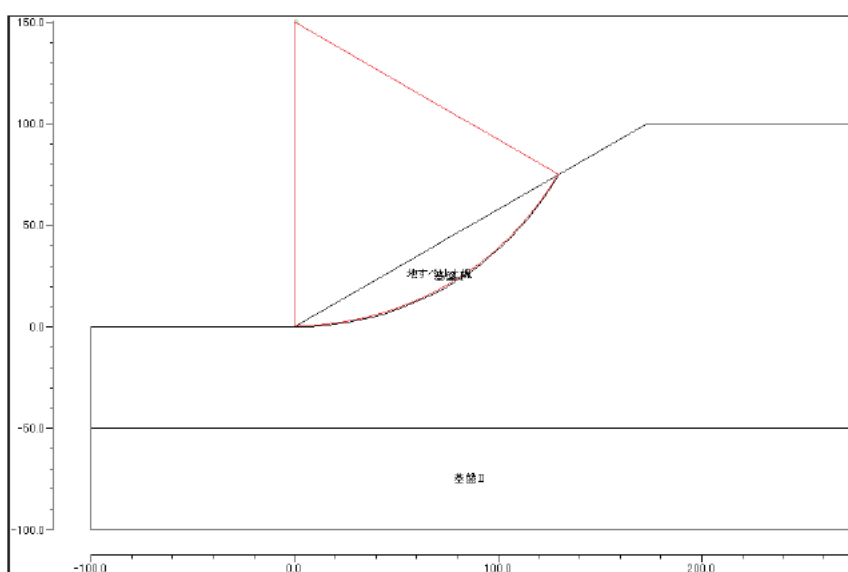


図 4.132 臨界円弧図（剛塑性法）

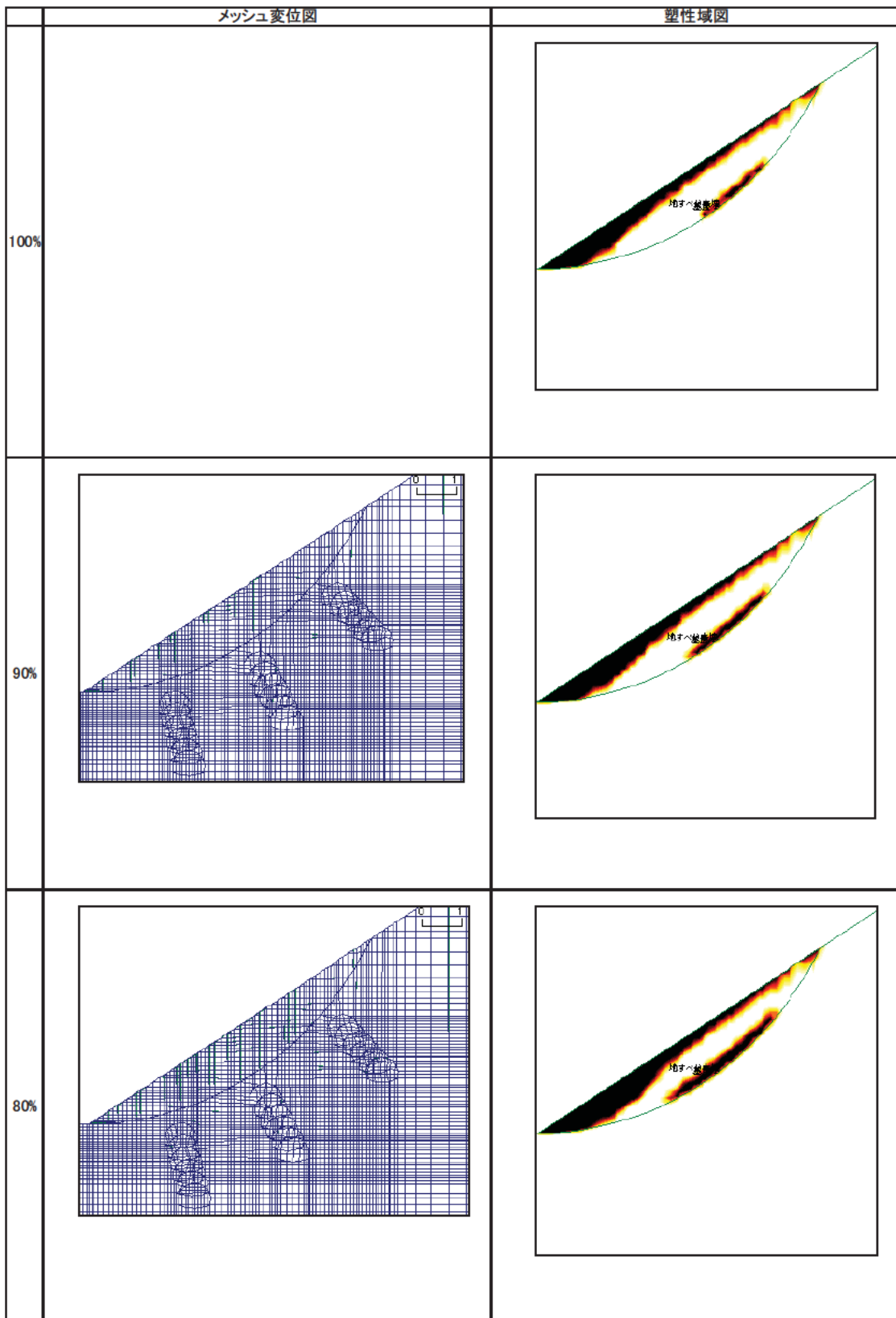


図 4.133 メッシュ変位図と降伏域図 (物性強)

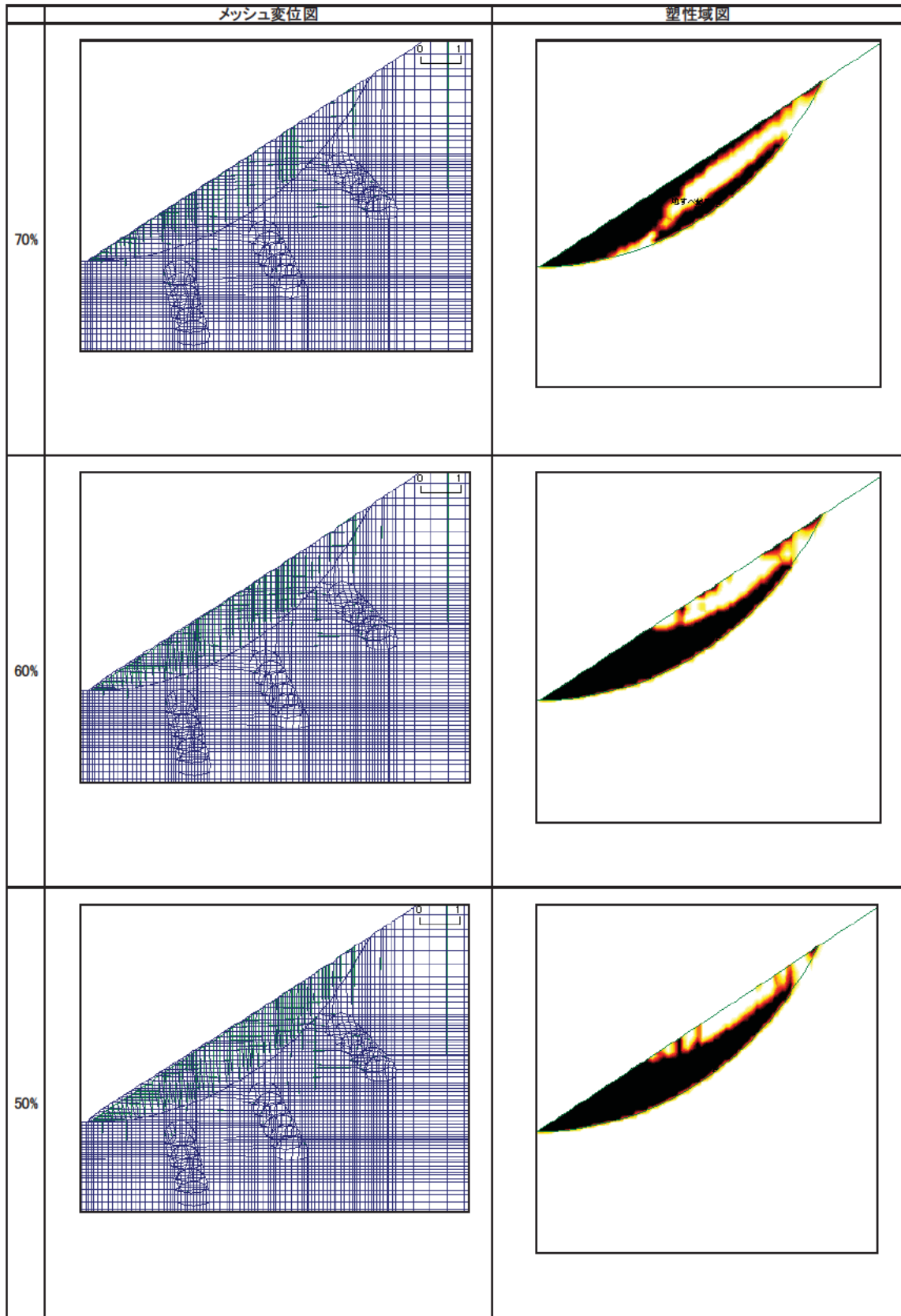


図 4.134 メッシュ変位図と降伏域図 (物性強)

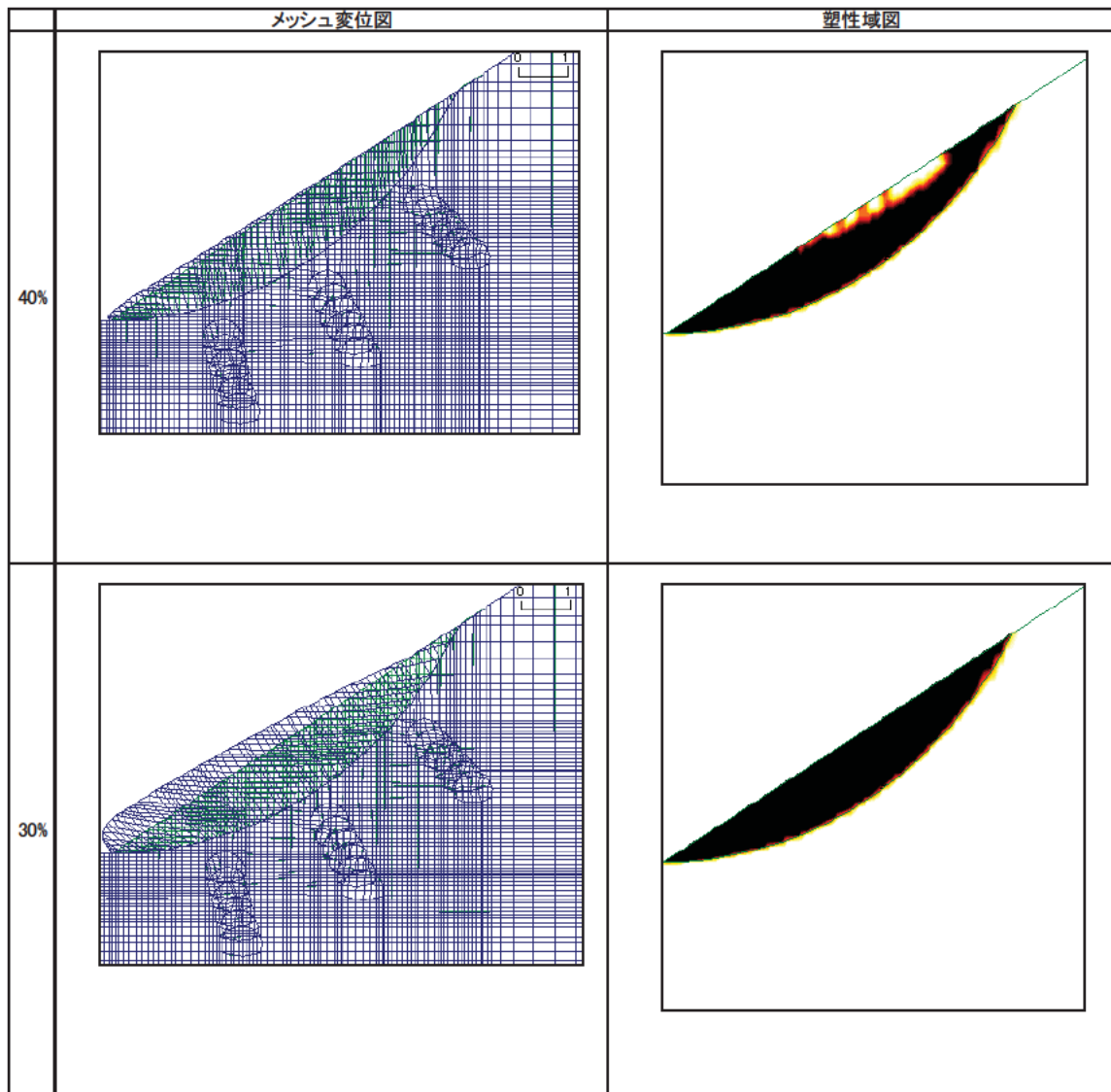


図 4.135 メッシュ変位図と降伏域図 (物性強)

④まとめ

基本モデルによる強度低下における解析結果の概要を以下に示す。

- 全体崩壊について

物性強と物性弱では、全体崩壊に至る強度低下率は同じであった。強度低下率 30%で変位が急増しており、強度低下率 40%を下回った段階で全体崩壊に至る。

全体崩壊は強度定数に依存し、剛性の寄与は確認できなかった。但し、物性弱のほうが、降伏域の広がり大きいので、さらに剛性が小さければ全体崩壊時の強度低下率は異なってくると考えられる。

- FEM 計算と剛塑性法に基づく円弧すべり（簡易ビショップ法）計算の比較

FEM 計算と剛塑性法に基づく円弧すべり（簡易ビショップ法）計算による全体崩壊時の強度低下率は、ほぼ同程度であった。

- 降伏域の広がり

物性強より物性弱のほうが、降伏域の広がり大きい。

- 変位量

変位量は物性強より、物性弱のほうが大きいですが、全体崩壊に近づくにつれて、物性強の変位は物性弱の変位に近づく。

- 変位増分の傾向

物性強の変位増分は、70%を超えた段階で変位増分が大きくなる。次に 50%を超えた段階でまた変位増分が大きくなり、その後全体崩壊に至る。物性弱は徐々に変位増分が大きくなる傾向にある。変位増分の傾向の違いは、降伏域の拡張の違いによるものと考えられる。

物性弱は早い段階から降伏域が大きく広がるが、物性強は徐々に降伏域が繋がる。物性強は 70%時点ですべり土塊の表層とすべり線が繋がりはじめ、変位増分が大きくなっている。

(4) 解析結果 (斜面勾配変更モデルによる強度低下の検討)

①解析ケース

4.2 節の斜面勾配変更モデルの設定値を用いて、強度低下時における地すべり変位について検討した。FEM 解析により強度低下を考慮したパラメトリックスタディを実施した。斜面勾配 45 度のケースは「(3) 解析結果 (基本モデルによる強度低下の検討)」で実施した斜面勾配 30 度のケースと同様に粘着力を低下させた。斜面勾配 20 度のケースは粘着力をほとんど有しないので、内部摩擦角を低下させた。表 4.48 に実施した解析ケースを示す。

表 4.48 解析ケース一覧表 (斜面勾配変更モデルによる強度低下の検討)

名称	内容	パターン数
地山条件	A : 物性强、C : 物性弱	2 種類
斜面勾配	20 度、45 度	2 種類
強度低下率	斜面勾配 45 度 : 7 パターン、斜面勾配 20 度 : 4 パターン	8 パターン

合計解析ケース 2×8 16 ケース

表 4.49 強度定数一覧表

	斜面勾配 20 度	斜面勾配 30 度	斜面勾配 45 度
c(kN/m ²)	1	20	30
φ(°)	23	25	35

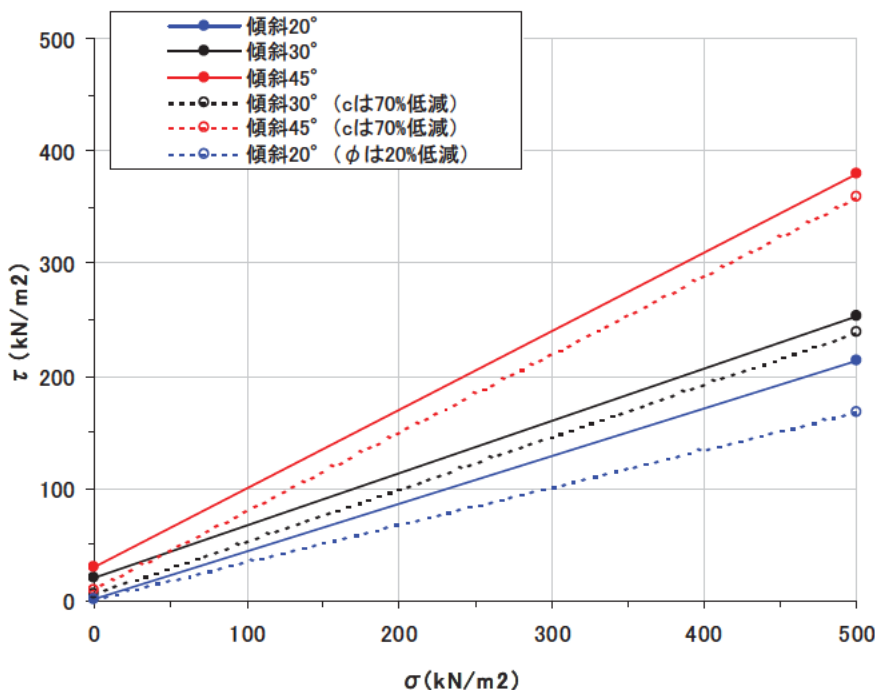


図 4.136 $\sigma \sim \tau$ 関係図

②解析結果

強度低下と地表面変位の関係を知るために、強度の低下率、縦軸に地表面変位量をプロットしたグラフを作成した。すべり破壊を起こす直前の降伏域がどのような分布になっているかを調べるために降伏域図を作成した。降伏域図の黒色着色部が降伏した要素を示している。解析結果を図 4. 137～4. 143 に示す。

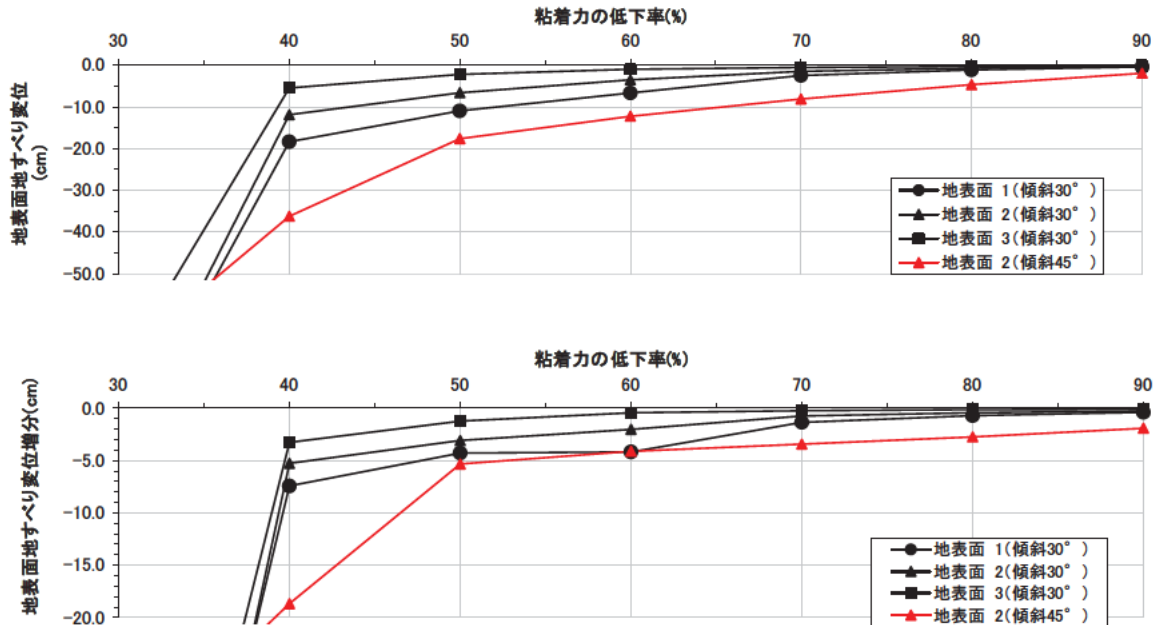


図 4. 137 地すべり変位と粘着力の低下率関係（上側：変位、下側変位増分）

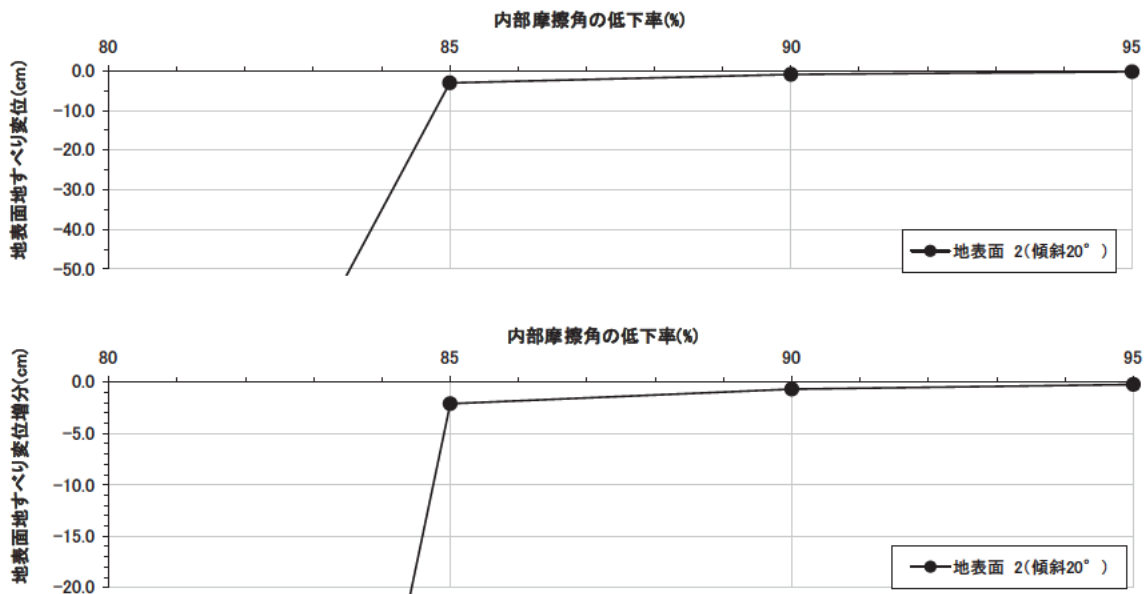


図 4. 138 地すべり変位と内部摩擦角の低下率関係（上側：変位、下側変位増分）

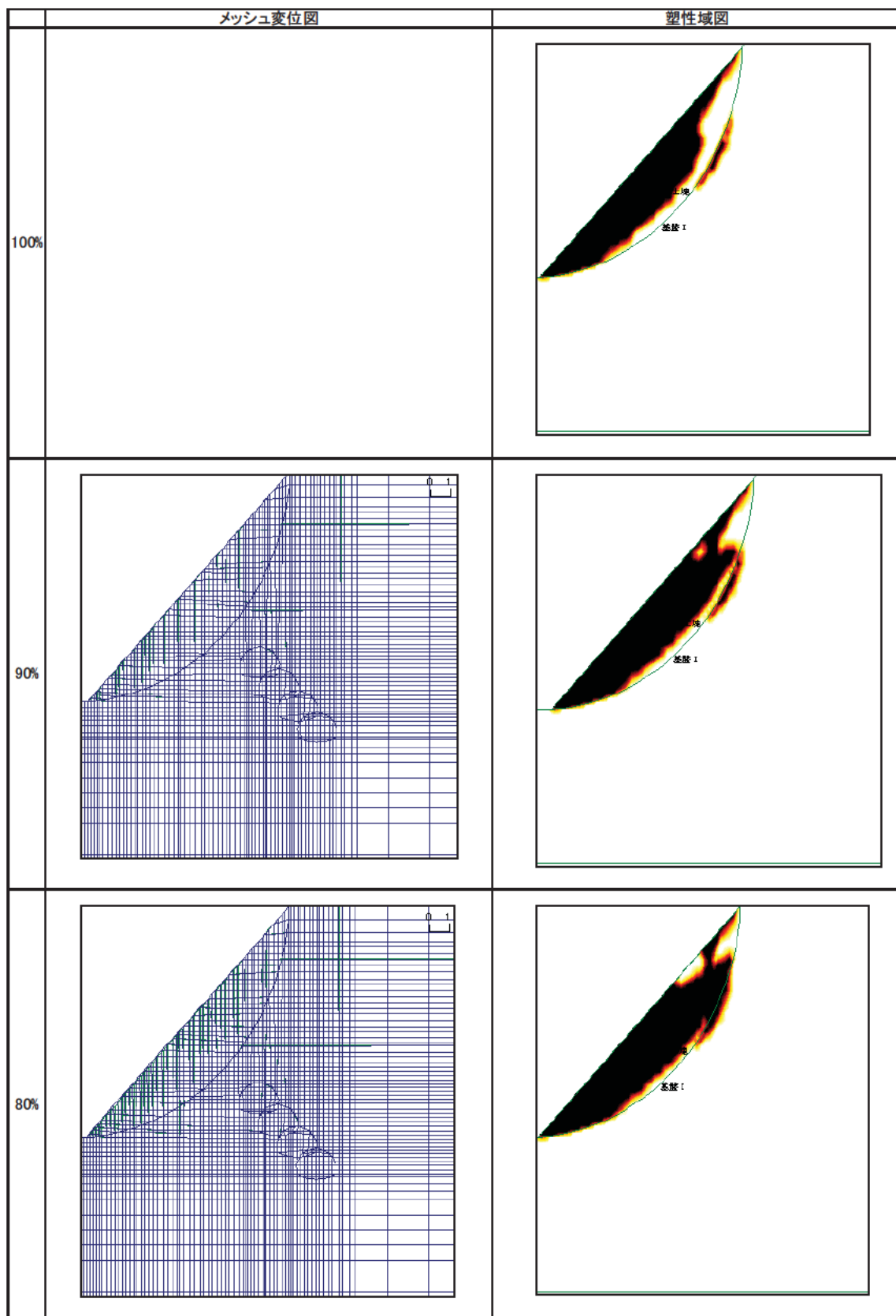


図 4. 139 メッシュ変位図と降伏域図 (斜面勾配 45 度)

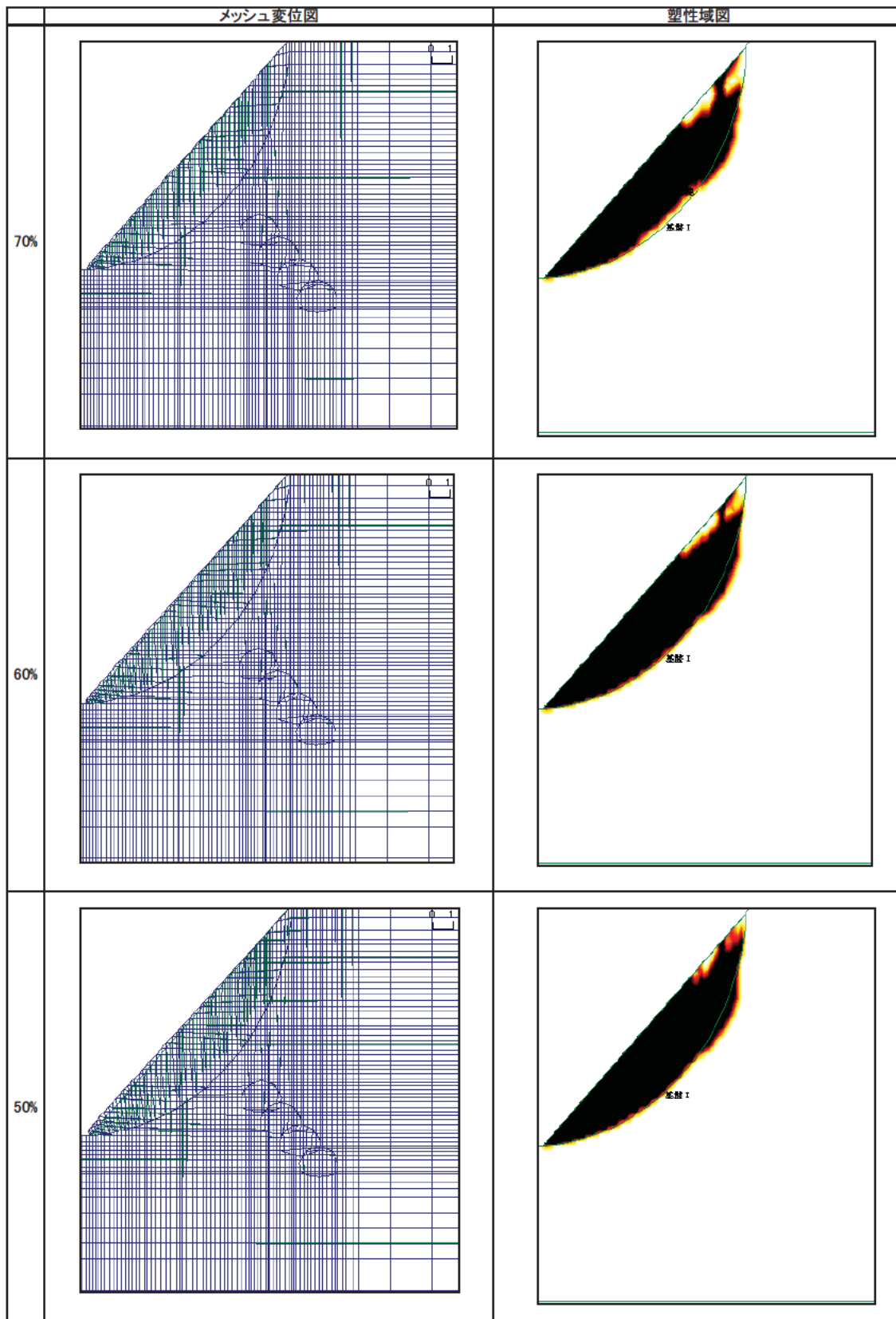


図 4.140 メッシュ変位図と降伏域図 (斜面勾配 45 度)

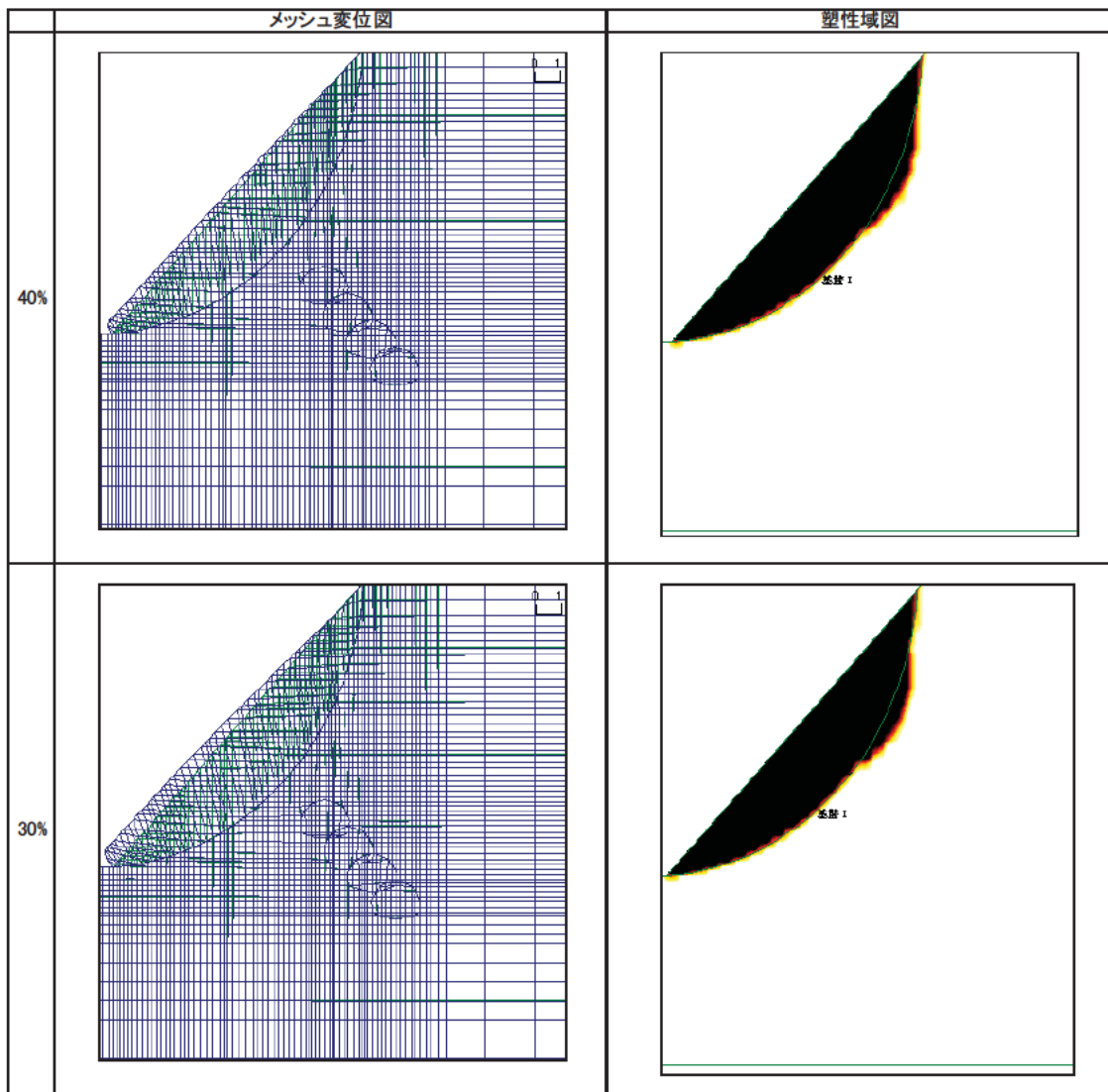


図 4.141 メッシュ変位図と降伏域図 (斜面勾配 45 度)

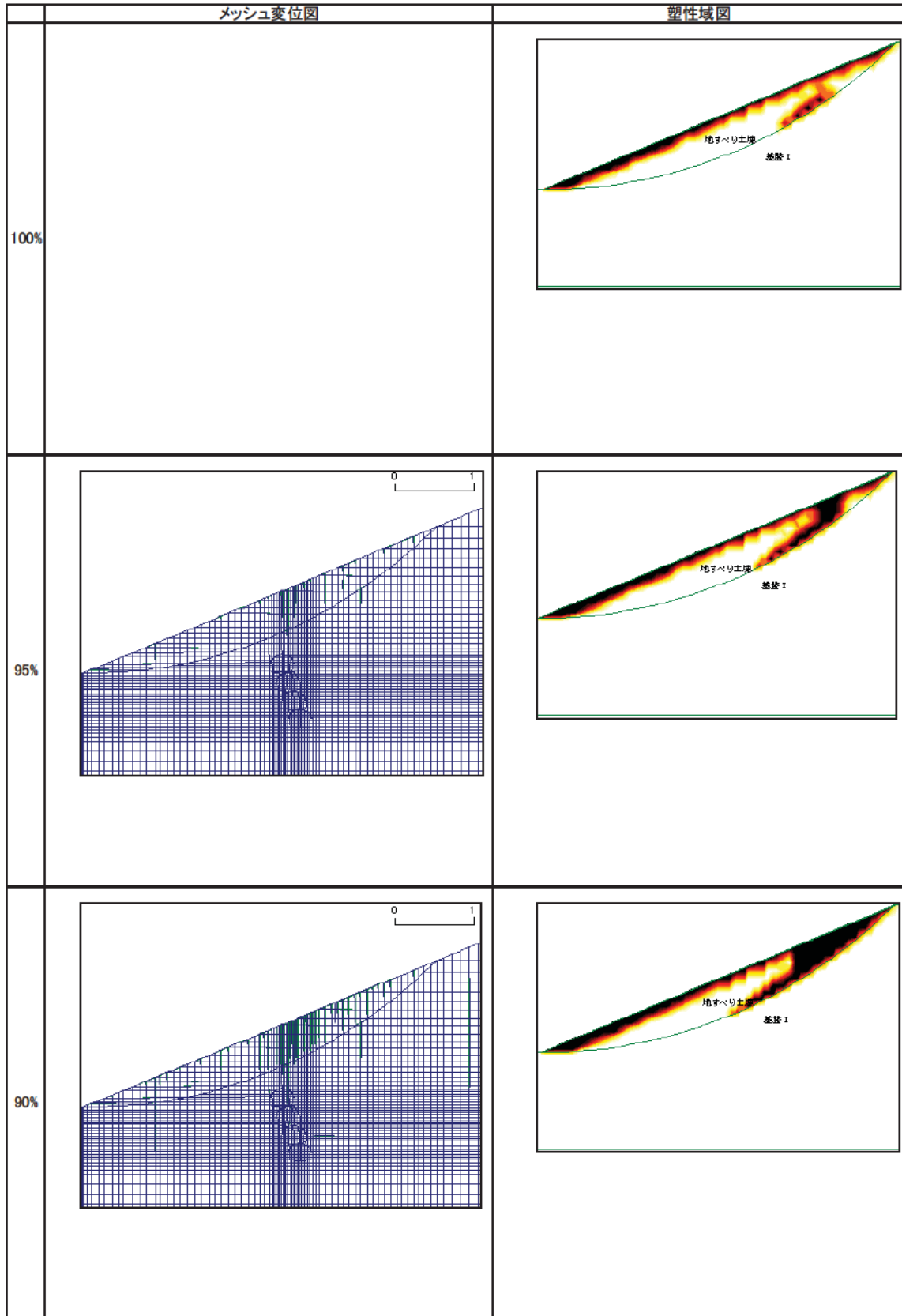


図 4.142 メッシュ変位図と降伏域図 (斜面勾配 20 度)

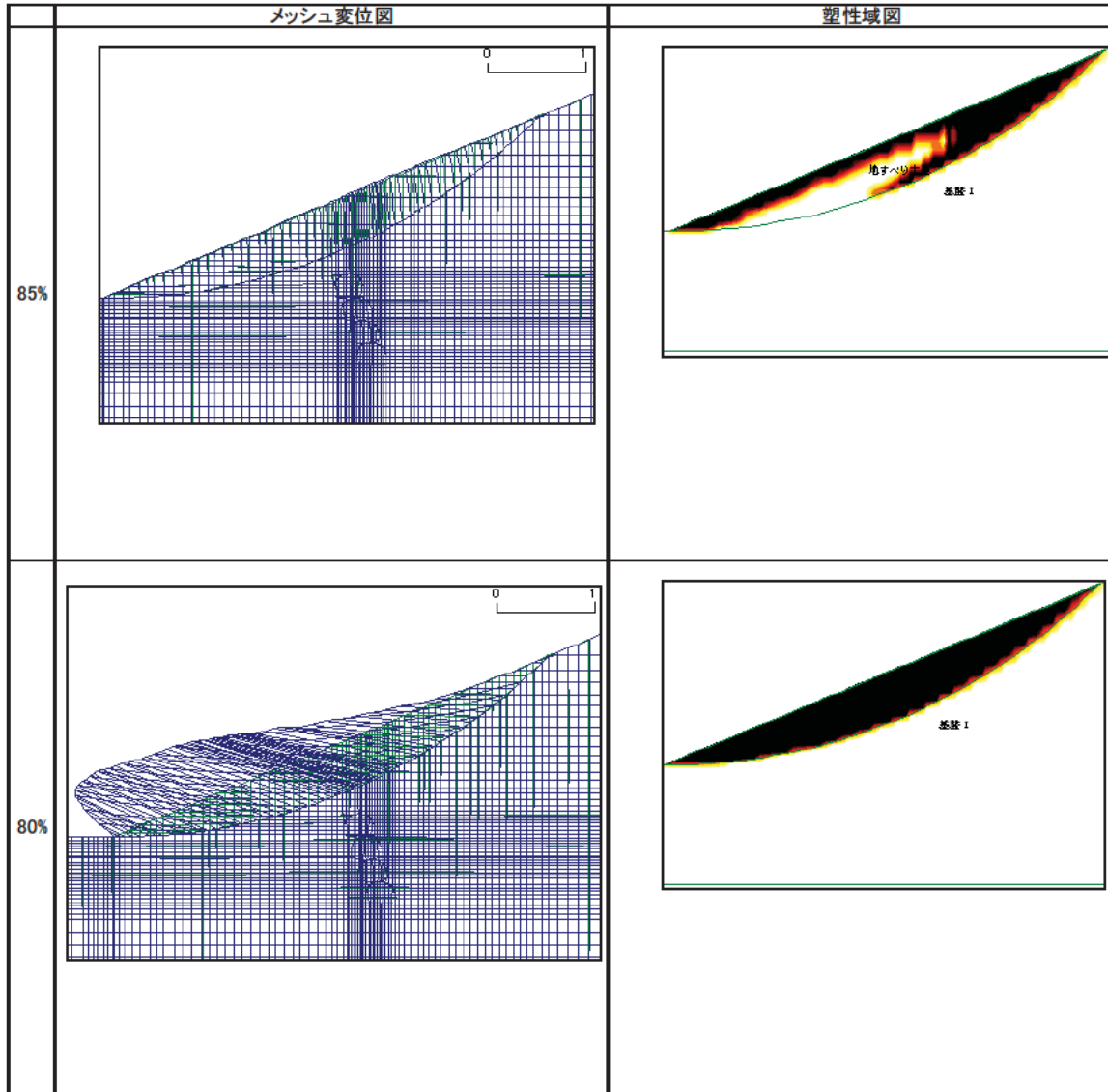


図 4. 143 メッシュ変位図と降伏域図 (斜面勾配 20 度)

③まとめ

斜面勾配変更モデルによる強度低下における解析結果の概要を以下に示す。

- ・全体崩壊について

斜面勾配 45 度のケースでは、強度低下率 40%で変位が急増し始め、強度低下率 50%を下回った段階から崩壊が進行しているようである。

斜面勾配 20 度のケースでは、内部摩擦角の低下率が 85%までは安定している。内部摩擦角の低下率が 80%で、急激に変位が増え崩壊に至っている。

- ・降伏域の広がり

斜面勾配 45 度のケースでは降伏域の広がり方に不明瞭な部分があるが、斜面勾配 20 度のケースでは降伏域の広がりが明確になっている。

斜面勾配 45 度のケースでは、初期状態から降伏域がある程度広がっているが、すべり面付近は降伏していない。強度低下するに従って、徐々にすべり面に降伏域が広がっている。

斜面勾配 20 度のケースの初期状態の降伏域は、表層付近に集中しており、表層のみが不安定な状態となっている。強度が低下すると上部のすべり面から徐々に下側に向かって降伏域が広がり、最終的に崩壊に至る。

- ・初期状態の降伏域

各斜面のケースで初期状態が安定するような強度定数を設定しているが、斜面勾配が急なほど初期状態の降伏域の広がりが大きい。斜面勾配 20 度では表層に降伏域が集中しているが、斜面勾配 45 度では表層とその下の地すべり土塊も降伏している。すべり面付近のみが降伏していない状態である。

斜面勾配が緩い場合には、表層のみが不安定な状態となるが、斜面勾配が急な場合には、初期状態から全体的に不安定な状態となる。斜面勾配が緩い場合には、表層破壊で留まるが、急勾配な場合には、想定していないすべり面ですべり始める危険性を孕んでいる。

4.3.4 有限差分法による解析結果

4.1 節で設定した基本モデルと 4.2 節で変更した斜面変更モデル（斜面勾配：20 度、45 度）を用いて、トンネル位置、トンネルと地すべり土塊との離隔、地盤物性をパラメータとし、パラメトリックスタディを実施した。

(1) 解析結果（基本モデル）

基本モデルを用いた解析結果を示す。図 4.144 に基本モデルの解析断面を再掲する。また、表 4.50 に地盤物性値を、表 4.51 に実施した解析ケースをそれぞれ示す。なお、解析手法や手順については 4.1.1 (2) で述べた仕様に従う。

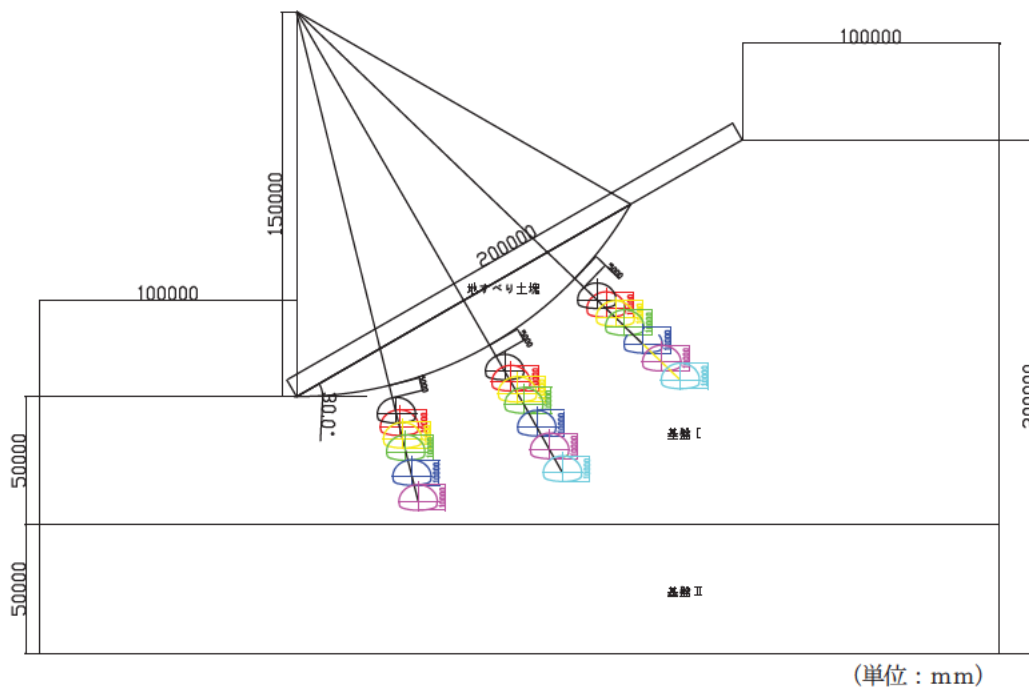


図 4.144 解析モデル

表 4.50 地盤物性値

		単位体積重量	粘着力	内部摩擦角	ポアソン比	変形係数
		γt (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	ν	E (MN/m ²)
地すべり土塊		18	20	25	0.35	50
基盤 I	A (強)	22	200	30	0.3	150
	B (中)	22	150	30	0.3	120
	C (弱)	22	100	30	0.3	100
基盤 II		22	500	40	0.3	250

表 4.51 解析ケース

	トンネル位置	地すべりとの離隔 (D)	基盤 I 物性	応力解放率 (%)
Case01	中央部	0.5	C (弱)	70
Case02	中央部	1	C (弱)	70
Case03	中央部	1.5	C (弱)	70
Case04	中央部	2	C (弱)	70
Case05	中央部	3	C (弱)	70
Case06	中央部	4	C (弱)	70
Case07	中央部	5	C (弱)	70
Case08	中央部	0.5	A (強)	70
Case09	中央部	1	A (強)	70
Case10	中央部	1.5	A (強)	70
Case11	中央部	2	A (強)	70
Case12	中央部	3	A (強)	70
Case13	中央部	4	A (強)	70
Case14	中央部	5	A (強)	70
Case15	末端部	0.5	C (弱)	70
Case16	末端部	1	C (弱)	70
Case17	末端部	1.5	C (弱)	70
Case18	末端部	2	C (弱)	70
Case19	末端部	3	C (弱)	70
Case20	末端部	4	C (弱)	70
Case21	末端部	0.5	A (強)	70
Case22	末端部	1	A (強)	70
Case23	末端部	1.5	A (強)	70
Case24	末端部	2	A (強)	70
Case25	末端部	3	A (強)	70
Case26	末端部	4	A (強)	70

表 4.51 解析ケース（前頁より続き）

	トンネル位置	地すべりとの離隔 (D)	基盤 I 物性	応力解放率 (%)
Case27	頭部	0.5	C (弱)	70
Case28	頭部	1	C (弱)	70
Case29	頭部	1.5	C (弱)	70
Case30	頭部	2	C (弱)	70
Case31	頭部	3	C (弱)	70
Case32	頭部	4	C (弱)	70
Case33	頭部	5	C (弱)	70
Case34	頭部	0.5	A (強)	70
Case35	頭部	1	A (強)	70
Case36	頭部	1.5	A (強)	70
Case37	頭部	2	A (強)	70
Case38	頭部	3	A (強)	70
Case39	頭部	4	A (強)	70
Case40	頭部	5	A (強)	70

①変形モード

トンネルの掘削位置ごとに変形モードを図 4.145～4.147 に示した。

トンネルを末端部に掘削した場合は、地表面の変位ベクトルはどれも同じ向きを示し、末端部へ向かうほど大きな変位が発生していることが分かる。また、基盤 I の物性値が弱の場合においても、トンネルと地すべり土塊の離隔を 1.5D 以上離すと掘削に伴って発生した塑性領域

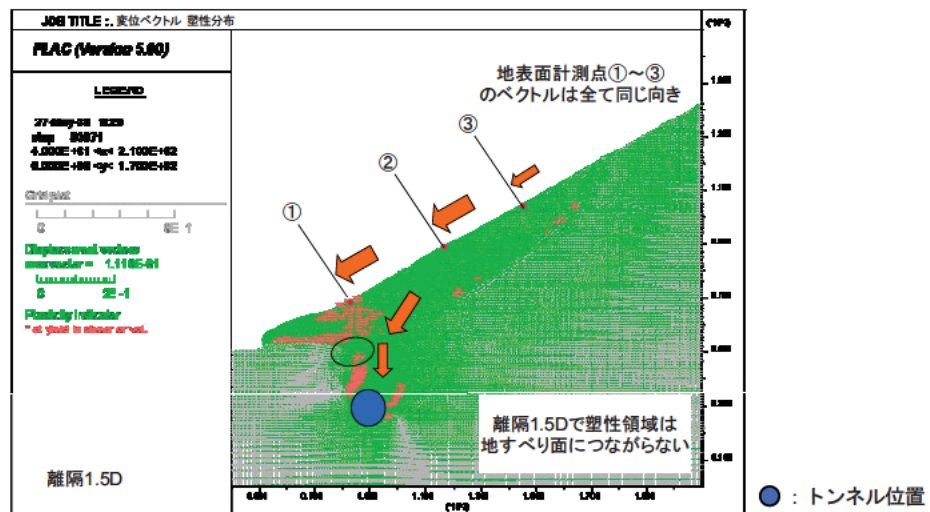


図 4.145 変形モード（トンネル位置：末端部）

が地すべり面につながらないことを確認した。

トンネル位置が中央の場合、地表面の変位ベクトルの方向は末端部の結果と比べ複雑になり、**図 4.146** 中の地表面計測点②では、トンネル方向にやや引きずられる傾向が見られた。また、基盤 I が物性弱の場合、離隔 3.0D で塑性領域が地すべり面に繋がらないことを確認した。

トンネルを頭部に掘削した場合は、トンネルと地すべり土塊の離隔に応じて変形の傾向が複雑な傾向を示した。特に離隔 1.5D では、地すべり土塊と基盤 I 間のすべりが卓越する傾向が見られた。

また、トンネル位置がいずれの位置にあっても、基盤 I の物性の違いによる変形モードへの影響は、あまり顕著でないことを確認した。

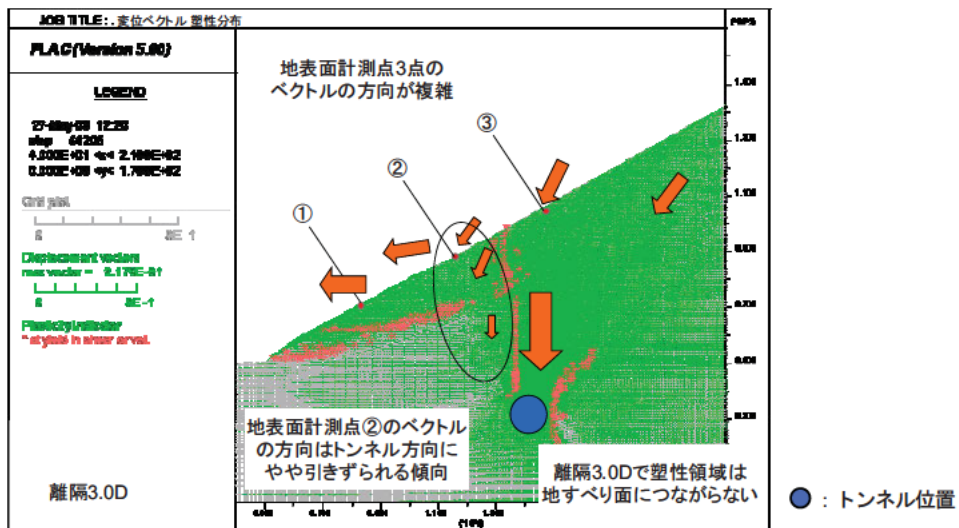


図 4.146 変形モード（トンネル位置：中央部）

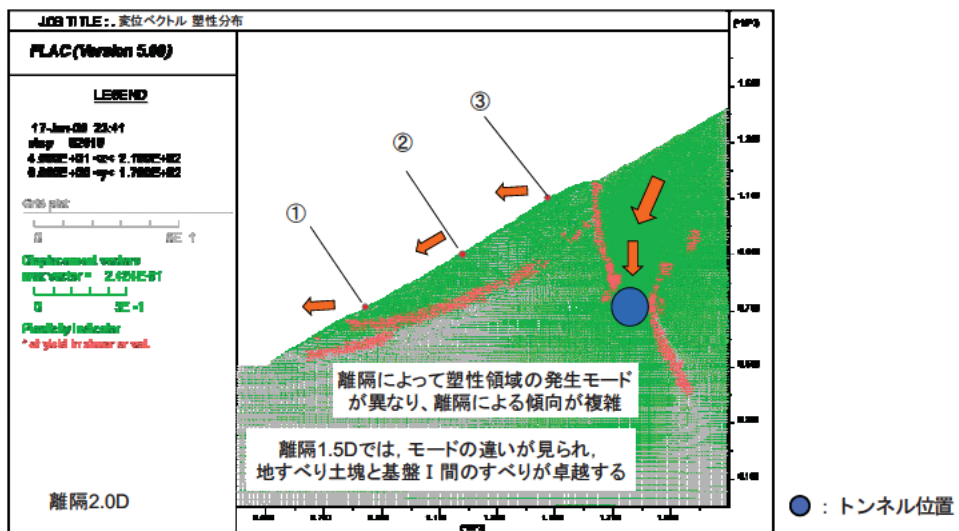


図 4.147 変形モード（トンネル位置：頭部）

②変位量の比較（地表面最大変位とトンネル離隔の関係）

トンネル掘削に伴う地表面変位について検討をおこなった。検討をおこなう際に、**図 4. 148** に示した地表面観測点 17 点に着目した。これらの観測点における水平変位、鉛直変位、最大変位（水平変位と鉛直変位の合成変位）について評価をおこなった。また、トンネルが通過する際の地すべり土塊の安全性を評価するために、以後のパラメトリックスタディでは全体変位から自重変位を引いた掘削変位（差分変位）を検討に用いることにした。

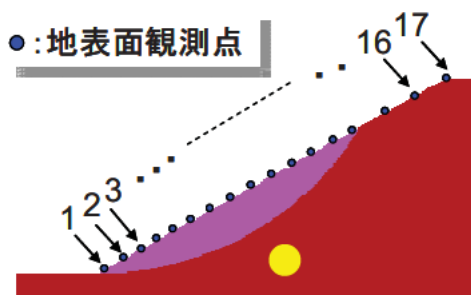


図 4. 148 地表面変位着目点

図 4. 149、**図 4. 150** にパラメトリックスタディから得られた地表面最大変位とトンネル離隔の関係を示した。ここでは、横軸にトンネル位置と地すべり土塊の離隔を、縦軸に掘削に伴う変位（差分変位）、および、掘削に伴って発生した変位を土被りで無次元化した値を用いた。土被りで無次元化することで解放力の影響を除去しトンネル離隔の影響のみを考慮することができる。

まず、**図 4. 149** に基盤 I の物性が強いケースの解析結果を示した。これらより、頭部、中央部、末端部のいずれを掘削しても比較的同程度の変位が発生することが確認できた。また、いずれのグラフを見てもトンネルと地すべり土塊の離隔が 0.5D や 1.0D 以下である場合は、顕著な変位が発生することが分かった。よって、このような物性値の場合、地すべり土塊の外側をトンネルが通過する際の安全離隔は 1.5D 程度と考えられる。

次に、**図 4. 150** に基盤 I の物性が弱いケースを示した。物性強の場合と異なり、掘削に伴って発生する変位量がトンネル位置によって異なることを確認した。掘削に伴う変位と離隔の関係を見ると、どの程度離隔をとれば良いかの判別は頭部に関しては困難であるが、物性強のグラフに比べると全体的に大きな離隔が必要であることは明らかである。一方、特に頭部において、物性強のケースと同様に土被りで無次元化することで解放力の影響が除去されるため、トンネル離隔の影響を評価しやすくなった。

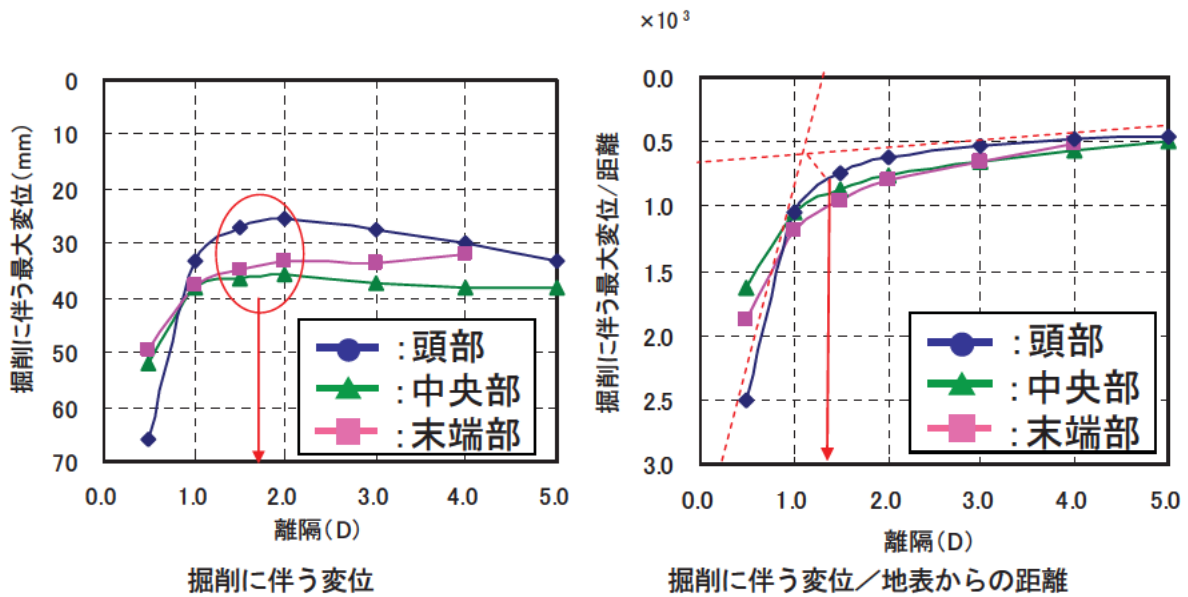


図 4.149 地表面最大変位と離隔の関係（物性強）

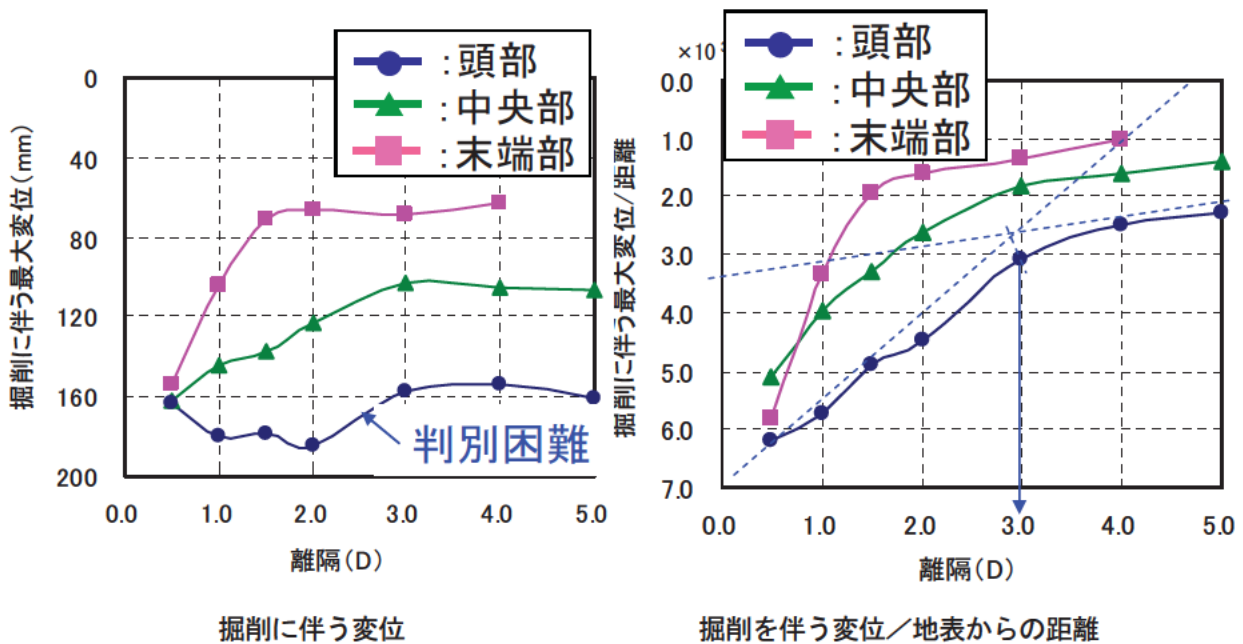
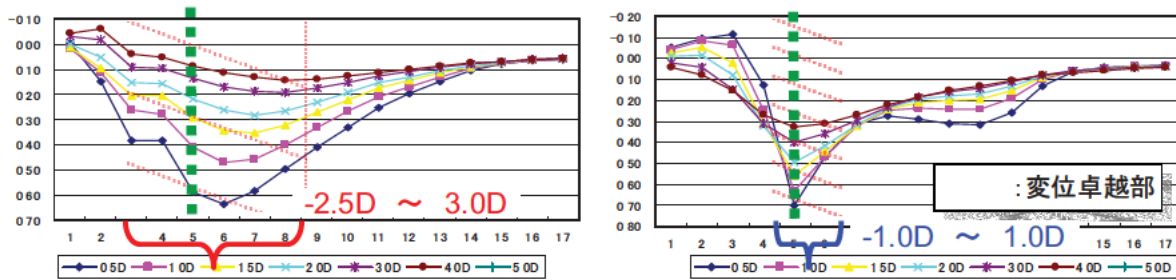


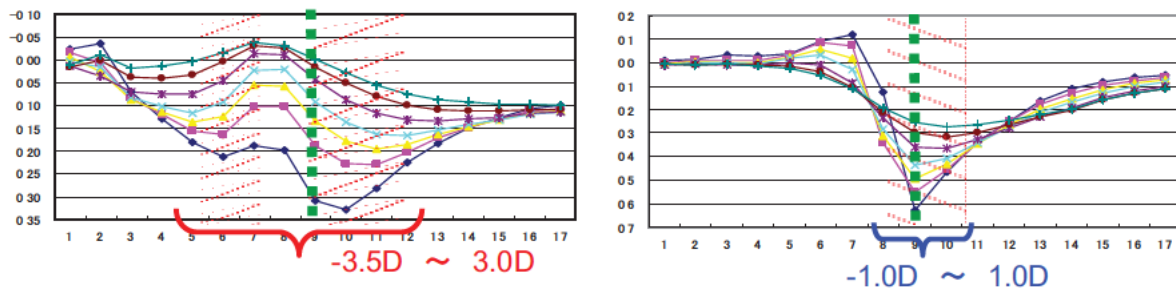
図 4.150 地表面最大変位と離隔の関係（物性弱）

③変位量の比較（17点の地表面変位分布形状）

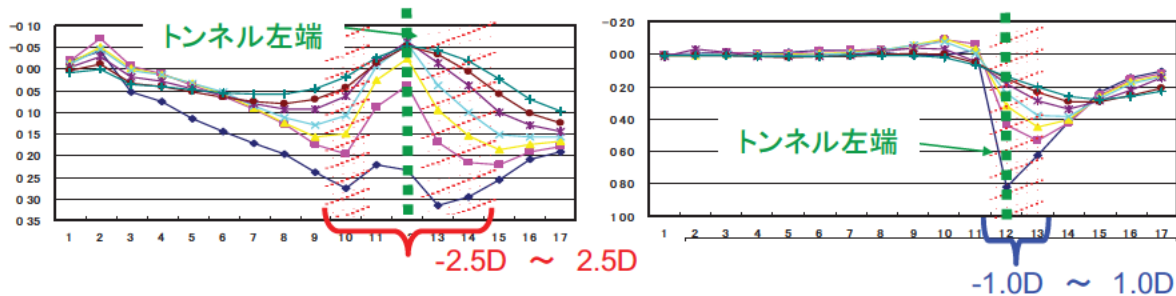
次に、地表面17点の地表面変位分布形状を図4.151に示す。グラフ中において、変位が卓越した箇所をハッチングした。卓越した箇所の範囲は、水平変位でトンネル左端から±3.0D程度であるのに対して、鉛直変位では±1.0D程度である。よって、鉛直変位に比べ、水平変位が卓越する範囲は広範囲に渡ることが分かった。これらの結果より、図4.152のようにトンネルの図中左端から±2.5D、±5.0Dに計測点を設置することで、変形モードに違いが見られ、地すべりへのトンネル掘削の影響を捉えることが可能と考えられる。



トンネル位置：末端部

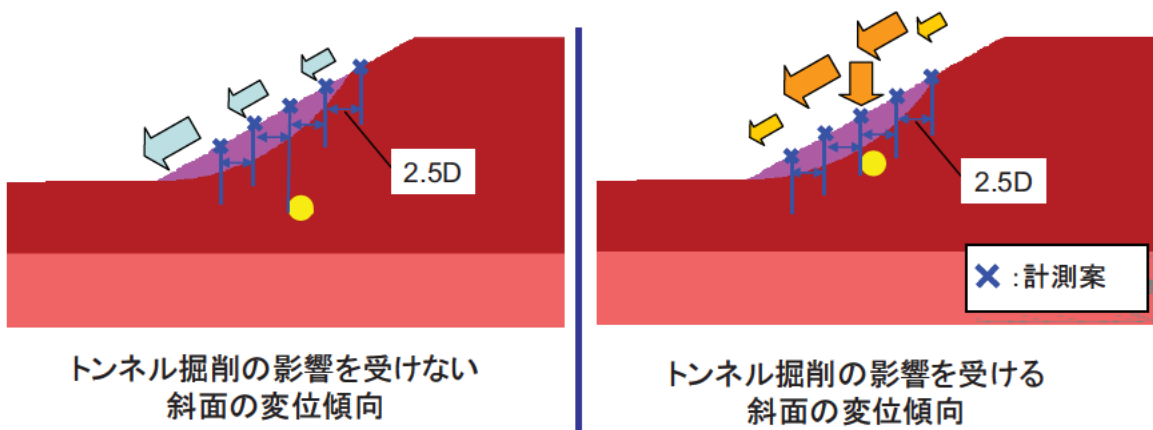


トンネル位置：中央部



トンネル位置：頭部

図 4.151 地表面変位分布形状 (左：水平変位、右：鉛直変位)



トンネル掘削の影響を受けない
斜面の変位傾向

トンネル掘削の影響を受ける
斜面の変位傾向

図 4.152 地すべりへのトンネル掘削の影響を捉えるための計測案

④安全離隔のまとめ

パラメトリックスタディ結果をふまえ、トンネル位置および物性値別に必要な安全離隔を決定した(表 4.52)。安全離隔の決定方法には、図 4.149、図 4.150 に示した地表面最大変位と離隔の関係を用いてグラフの最大曲率点となる離隔を必要な安全離隔と決定した。なお、土被りで無次元化することで解放力の影響を除去することができるので、離隔の影響を評価しやすくなるが、実際の地すべりの安定性は、離隔と解放力を含めた変位で評価する必要がある。そのため、掘削に伴う変位と無次元化した値の両方を考慮することに決定した。

表 4.52 より、物性値の強弱によって必要な離隔が異なり、物性強の場合でおおよそ 1.5D、物性弱では 2.0D～3.0D の離隔が必要であることを確認した。ただし、地すべりとの離隔 2.0D 以上まで同じ地層が分布するとき(および拘束圧依存性がない地山、あるいは解析上均質地盤と仮定した場合)は、離隔の増加に伴って変位も大きく生じることに留意が必要である。

表 4.52 トンネル位置および物性別必要離隔

物性値	トンネル位置		
	末端部	中央部	頭部
(D・E 相当)			
弱(下限値)	2.0D	3.0D	3.0D
強(上限値)	1.5D	1.5D	1.5D

(2) 解析結果 (斜面勾配変更モデル)

斜面変更モデルによる解析結果を示す。図 4.153、図 4.154 に斜面変更モデルの解析断面 (斜面勾配 20 度、45 度) を再掲する。また、表 4.53 に地盤物性値を、表 4.54 に実施した解析ケースをそれぞれ示す。なお、解析手法や手順については 4.1.1 (2) で述べた仕様に従う。

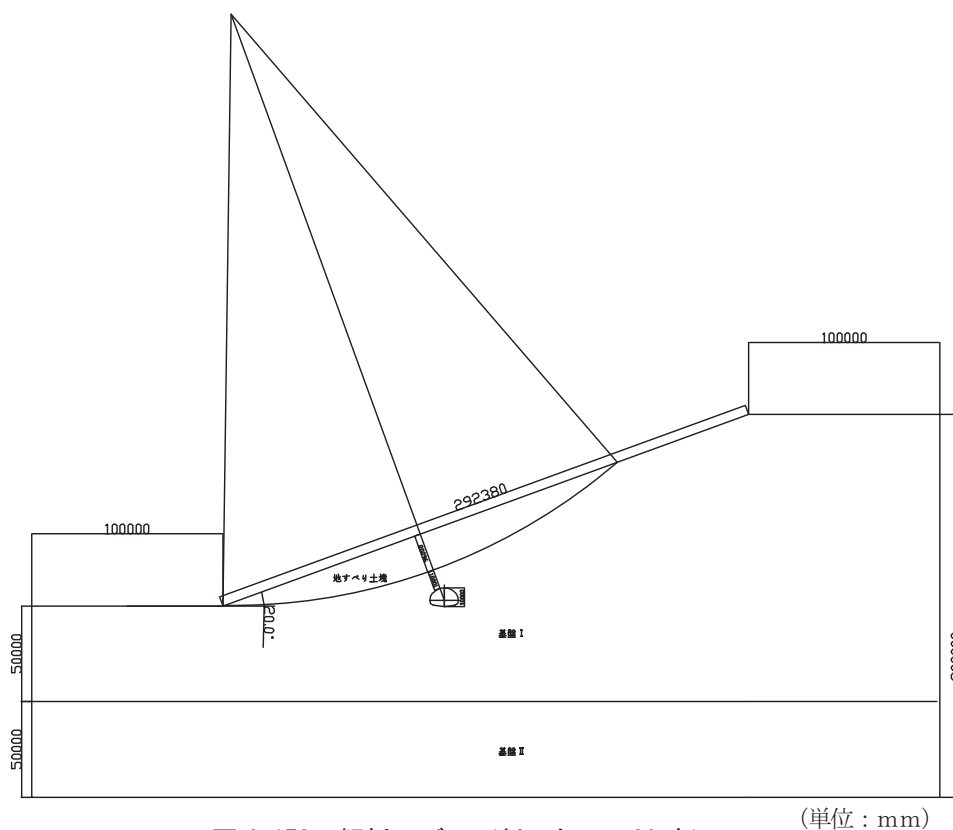


図 4.153 解析モデル (斜面勾配: 20 度)

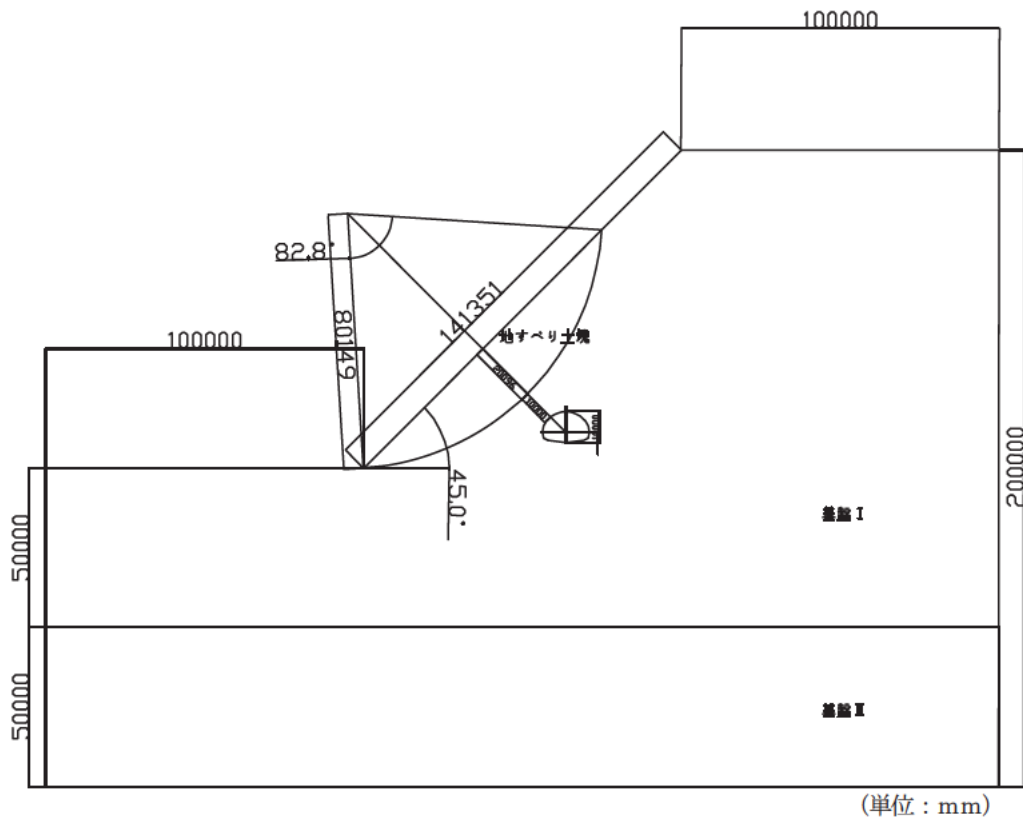


図 4.154 解析モデル (斜面勾配 : 45 度)

表 4.53 決定した地すべり土塊の物性値

(斜面勾配)	単位体積重量 Γt (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MN/m ²)	安全率 F_s
標準 (30°)	18	20	25	0.35	50	1.06
急斜面 (45°)	18	30	35	0.35	50	1.05
緩斜面 (20°)	18	1	23	0.35	50	1.19

表 4.54 解析ケース

	トンネル位置	地すべりとの離隔 (D)	基盤 I 物性	応力解放率 (%)	斜面勾配 (度)
Case41	中央部	0.5	弱	70	20
Case42	中央部	1	弱	70	20
Case43	中央部	2	弱	70	20
Case44	中央部	3	弱	70	20
Case45	中央部	0.5	強	70	20
Case46	中央部	1	強	70	20
Case47	中央部	2	強	70	20
Case48	中央部	3	強	70	20
Case49	中央部	0.5	弱	70	45
Case50	中央部	1	弱	70	45
Case51	中央部	2	弱	70	45
Case52	中央部	2.5	弱	70	45
Case53	中央部	3	弱	70	45
Case54	中央部	4	弱	70	45
Case55	中央部	5	弱	70	45
Case56	中央部	0.5	強	70	45
Case57	中央部	1	強	70	45
Case58	中央部	2	強	70	45
Case59	中央部	2.5	強	70	45
Case60	中央部	3	強	70	45
Case61	中央部	4	強	70	45
Case62	中央部	5	強	70	45

①変形モード

斜面勾配ごとの塑性分布図と水平変位分布図を図 4.155、図 4.156 にそれぞれ示した。

斜面勾配が 20 度の場合、基盤 I の物性が弱であれば離隔が 2.0D 以深、物性が強であれば離隔が 1.0D 以深で塑性領域の発達を抑制されることを確認した。また、離隔が 0.5D や 1.0D の場合は、基本モデルにおける解析結果と同様に地表面に向かって塑性領域が発達することが分かった。よって、斜面勾配が 20 度の場合の変形モードは、離隔が小さい場合は基本モデルの傾向と類似しているが、基本的には平坦な地盤にトンネルを掘削した時の変形モードに近いと考えられる。

次に斜面勾配が 45 度の場合、基盤 I の物性が弱であれば、トンネルを含むように塑性領域が発達し、離隔 1.0D 以下で、変形モードが著しく異なり、変位量も増加することが確認された。さらに、地すべり土塊の範囲を超えて、塑性領域や変位卓越箇所が分布し、図 4.156 に示すとおり、法肩へも影響が及ぶことが分かった。

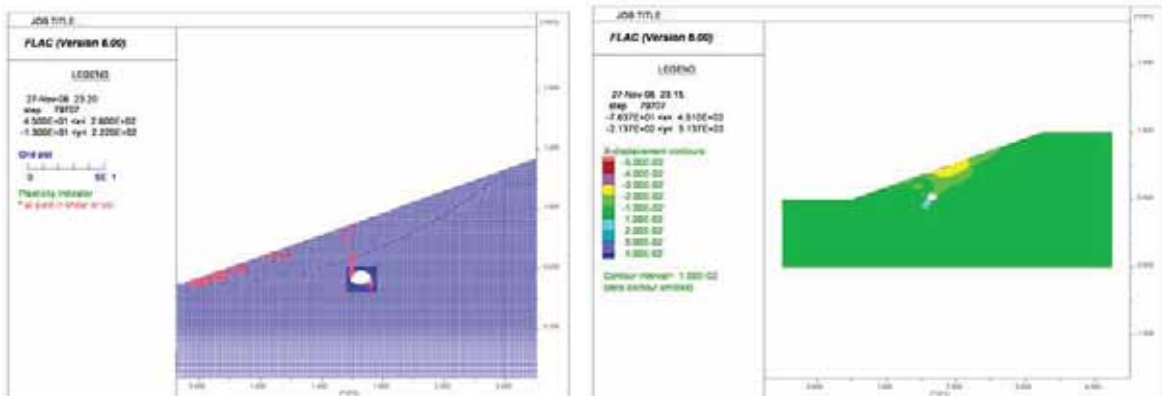


図 4.155 解析結果（物性弱、緩斜面：20 度、左：塑性分布図、右：水平変位分布図）

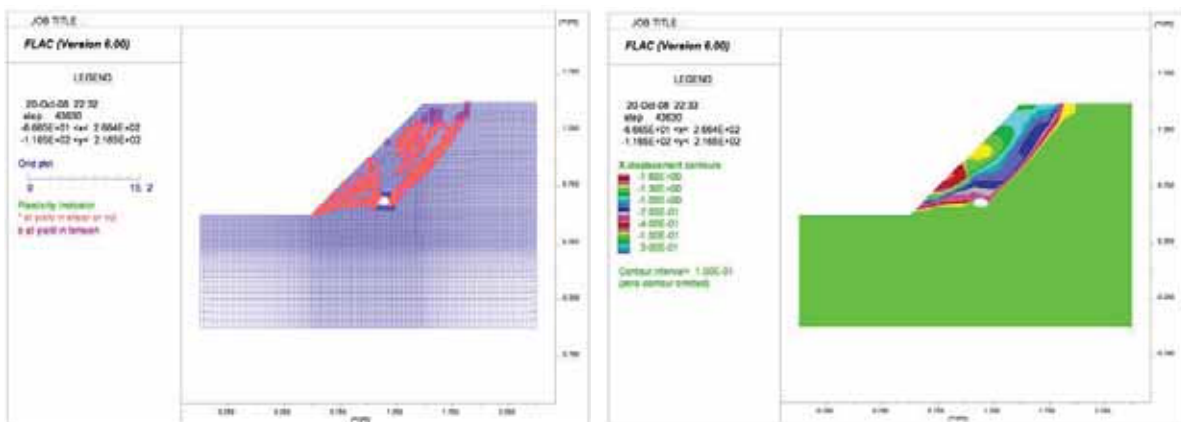
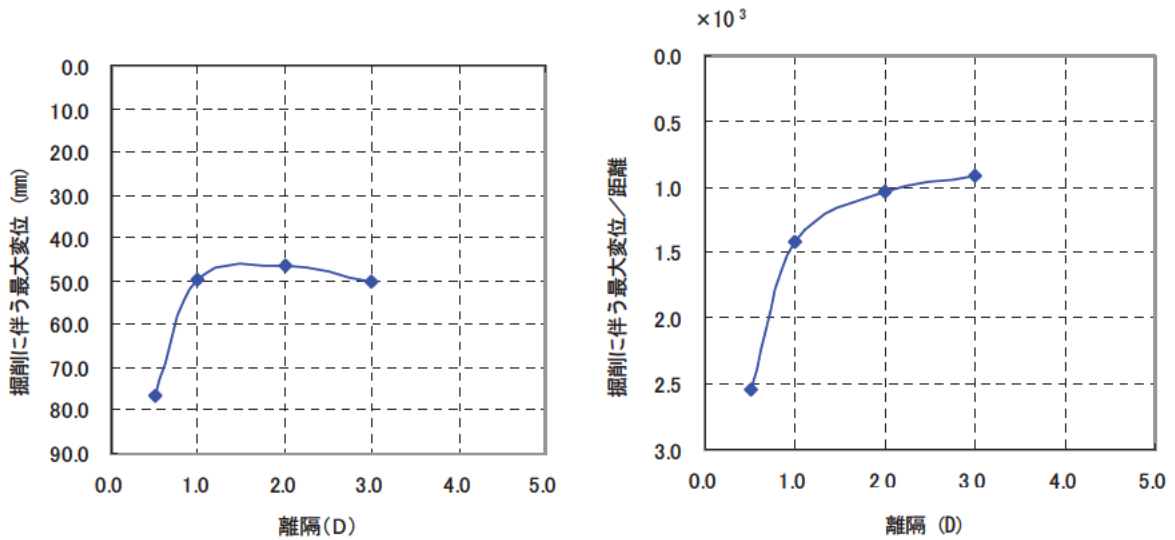


図 4.156 解析結果（物性弱、急斜面：45 度、左：塑性分布図、右：水平変位分布図）

②変位量の比較（地表面最大変位とトンネル離隔の関係）

図 4. 157、図 4. 158 に地表面最大変位と離隔の関係を斜面勾配ごとに示した。図 4. 157 より、緩斜面の場合は、変位と離隔の関係が基本モデルと酷似していることが確認できた。またこの傾向は、基盤 I の物性が強の場合でも同様である。

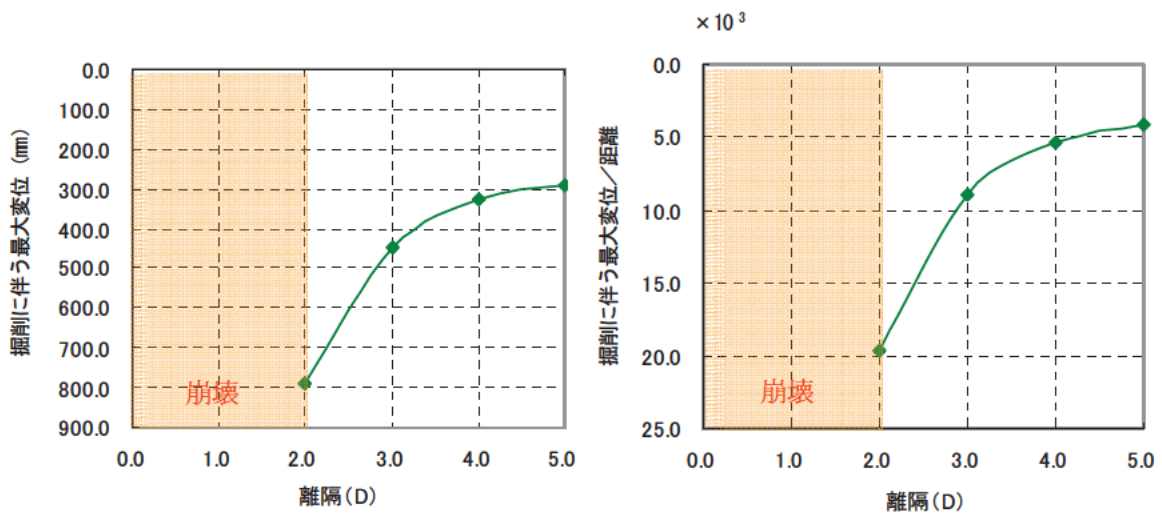
次に、図 4. 158 に示した急斜面の場合は、変位量が 1m 程度発生し、基盤 I の物性が弱いケースでは崩壊も確認された。また、緩斜面と比較すると、地すべり土塊との離隔は十分大きな値が必要であることが確認できた。



掘削に伴う変位

掘削に伴う変位/地表からの距離

図 4. 157 地表面最大変位と離隔の関係（物性弱、斜面勾配：20 度）



掘削に伴う変位

掘削に伴う変位/地表からの距離

図 4. 158 地表面最大変位と離隔の関係（物性弱、斜面勾配：45 度）

③安全離隔のまとめ

パラメトリックスタディ結果をふまえ、トンネル位置および物性値別に必要な安全離隔を決定した（表 4.55、表 4.56）。安全離隔の決定方法には、4.3.3 (1) で説明した手順に従った。これらの結果より、斜面勾配の違いや物性値の違いによって必要な安全離隔が異なることが確認できた。

表 4.55 トンネル位置および物性別必要離隔（斜面勾配：20 度）

物性値	トンネル位置		
	末端部	中央部	頭部
弱（下限値）	—	1.5D	—
強（上限値）	—	1.5D	—

表 4.56 トンネル位置および物性別必要離隔（斜面勾配：45 度）

物性値	トンネル位置		
	末端部	中央部	頭部
弱（下限値）	—	4.0D	—
強（上限値）	—	3.0D	—

(3) まとめ

4.1 節で設定した基本モデルと 4.2 節で変更した斜面勾配変更モデル（斜面勾配：20 度、45 度）を用いて、トンネル位置、トンネルと地すべり土塊との離隔、地盤物性をパラメータとし、パラメトリックスタディを実施した。

本項で得られた知見を以下にまとめる。

- ・トンネル位置（末端部、中央部、頭部）ごとに変形モードは異なる。トンネル位置が末端部の場合、地表面の変位ベクトルは同じ向きとなり、末端部で変位が増加する。一方、中央部の場合は、トンネル方向へ引きずられる変形モードとなる。また、頭部の場合は、離隔 1.5D では、地すべり土塊と基盤 I 間のすべりが卓越するなど、トンネルと地すべり土塊の離隔によって傾向の違いが複雑であった。
- ・基盤 I の物性の強弱が変形モードに与える影響は小さい。
- ・基本モデルにおいて、地盤物性の強弱やトンネル位置によって必要な安全離隔距離は異なり、物性強ではおおよそ 1.5D、物性弱では 2.0～3.0D 程度必要と考えられる。
- ・緩斜面（斜面勾配：20 度）では、離隔が小さい場合は基本モデルと類似しているが、それ以深では塑性領域の発達が抑制される。
- ・急斜面（斜面勾配：45 度）では、基盤 I の物性が弱であれば、トンネルを含むように塑性領域が発達し、離隔 1.0D 以下で、変形モードが著しく異なり、変位量も大きく増加する。

表 4.57 トンネル位置および物性別必要離隔（基本モデル）

物性値	トンネル位置			
	(D・E 相当)	末端部	中央部	頭部
弱（下限値）		2.0D	3.0D	3.0D
強（上限値）		1.5D	1.5D	1.5D

表 4.58 トンネル位置および物性別必要離隔（左：20 度、右：45 度）

物性値	トンネル位置			物性値	トンネル位置		
	末端部	中央部	頭部		末端部	中央部	頭部
弱（下限値）	—	1.5D	—	弱（下限値）	—	4.0D	—
強（上限値）	—	1.5D	—	強（上限値）	—	3.0D	—

4.3.5 マニフォールド法による解析結果

(1) 地すべりがトンネルに与える影響の評価

①解析の概要と解析断面

解析に用いる解析モデルや物性値、諸条件は、4.1 節において設定した値を用いた。物性値は表 4.30 に示した値を用いた。なお、マニフォールド法における降伏規準は Drucker Prager 規準を用いるため、基盤 I のポアソン比は 0.35 を用いた。解析ケースを表 4.59、解析ステップの概要を表 4.60 に示す。なお、地すべり面を不連続面とした解析においては、トンネル掘削により基盤 I が塑性化した領域が地すべり面に達した場合、塑性化した領域にあるすべり面の強度の低減を行った。低減後の強度を c' 、 ϕ' として、低減量は、

$$c' = 0.3c$$

$$\phi' = 3\phi/4$$

とした。

表 4.59 解析ケース一覧

名称	解析条件	解析パターン数
基盤 I	物性：強、中、弱（ポアソン比：0.35）	3
地すべりブロック	弾塑性体	1
すべり面	連続面、不連続面	2
トンネル位置	末端部、中央部、頭部	3
離隔	0.5D、1.0D、1.5D、2.0D、3.0D	5
応力解放率	70%、100%	2

表 4.60 解析ステップの概要

ステップ	概要	繰り返し計算回数 (回)
自重解析	自重を作用させ、各要素に応力を発生。	1～600
トンネル掘削	所定の不連続面の強度に設定し、所定の範囲を掘削。（全断面掘削、応力解放率 100%あるいは 70%）。	601
変位	トンネル周辺の変位、応力がほぼ一定値となるまで解析を継続。繰り返し計算回数 500 回目との変位の差を、トンネル掘削で生じた変位とする。	601～800

②解析データの整理方法

トンネル離隔とトンネル変位の関係調べるために、横軸にトンネル離隔、縦軸にトンネル変位量としてグラフにプロットし、トンネル離隔 トンネル変位量曲線を求めた。ただし、**図 4.159** の左図に示すように、トンネル離隔 トンネル変位の曲線は離隔が大きくなると一度変位量が減少し、その後増加するという曲線となるため、トンネル離隔とトンネル変位の関係を把握することが困難であった。そこで、トンネル変位を土被り厚で割った値をトンネル変位比として、トンネル離隔 トンネル変位比の関係をプロットすると、トンネル離隔 トンネル変位の関係が単調化され、ある一定のトンネル離隔を過ぎると変位比はほぼ水平な曲線となる。線形弾性解析 (**図 4.162**) 結果と合わせて考えると、**図 4.161** に示すようにトンネル離隔 トンネル変位比曲線の変曲部が掘削時の影響範囲であると考え、**表 4.59** に示す解析パターンごとに結果をまとめた。

なお、一般的に用いられるトンネル変位として、トンネル天端沈下量とトンネル内空変位がある。これらを土被り厚で割った値をそれぞれ天端沈下比、内空変位比とした。

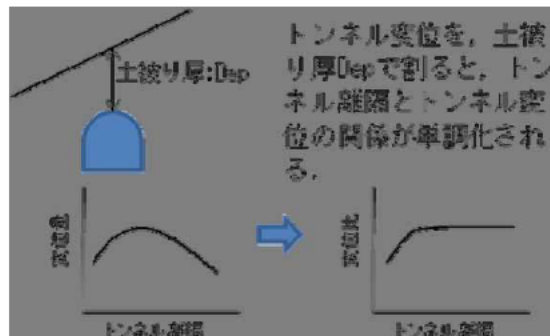


図 4.159 トンネル離隔とトンネル変位の関係

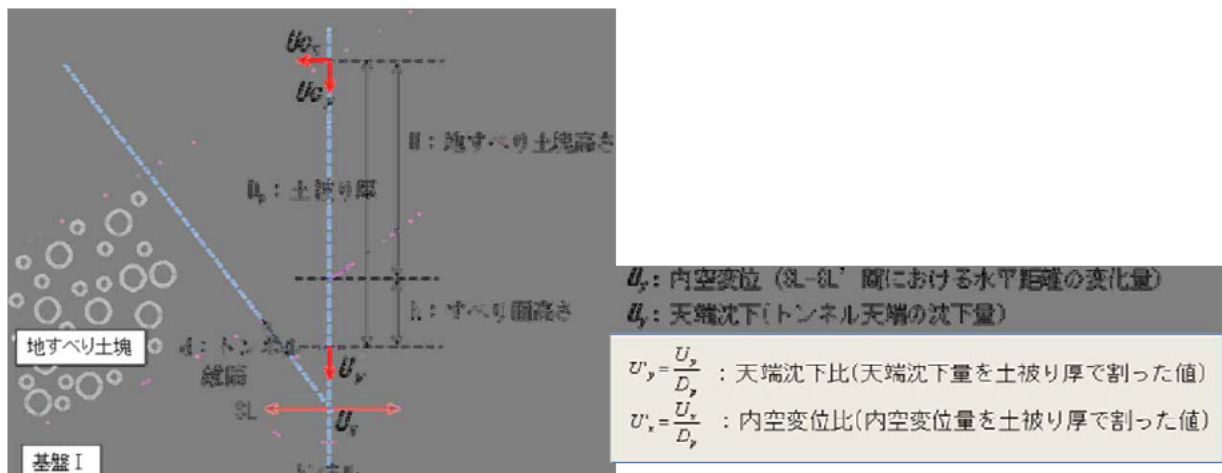


図 4.160 トンネル変位比の算出方法

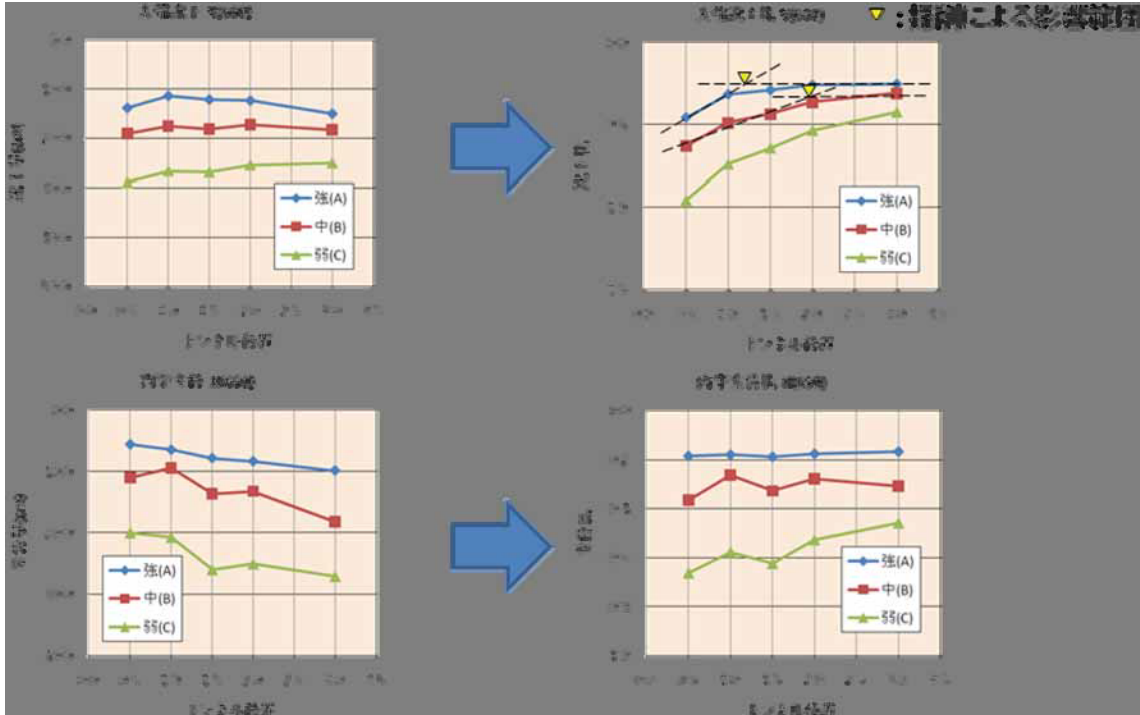


図 4.161 変位量を変位比に変換した例

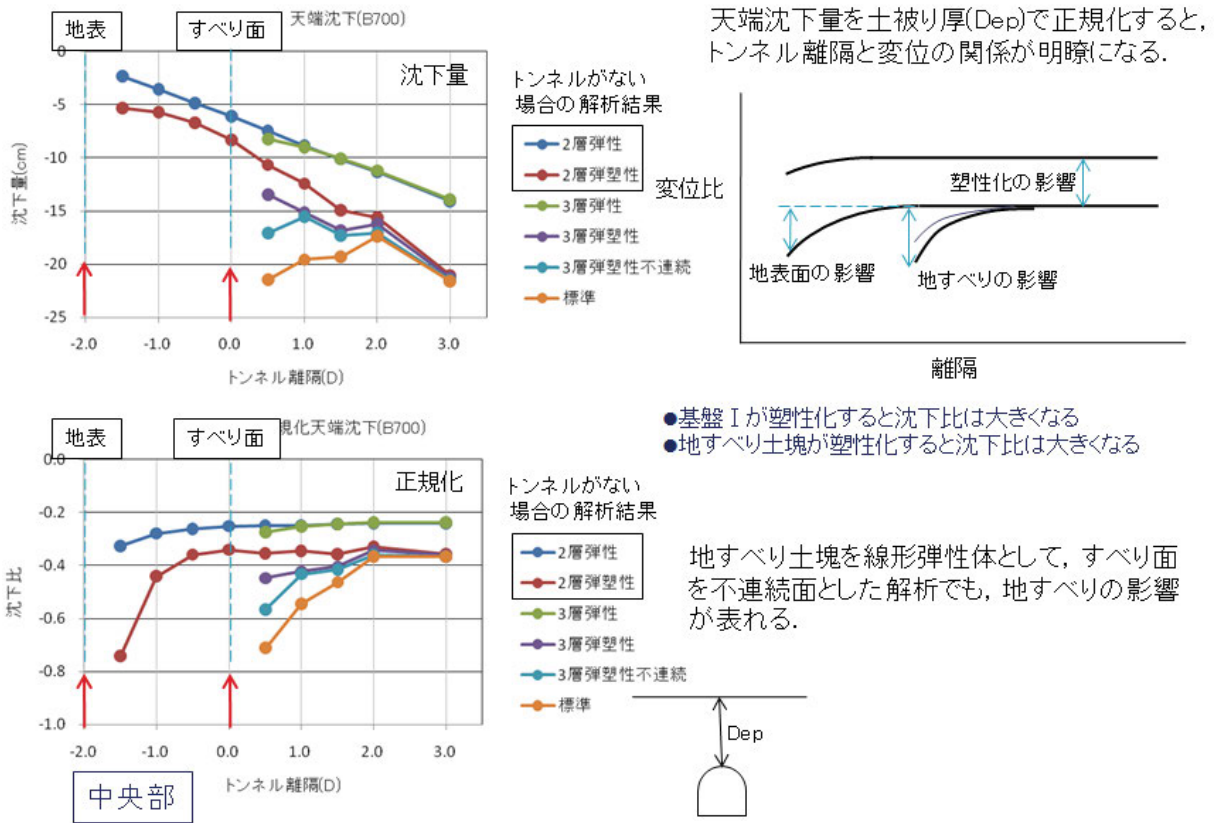


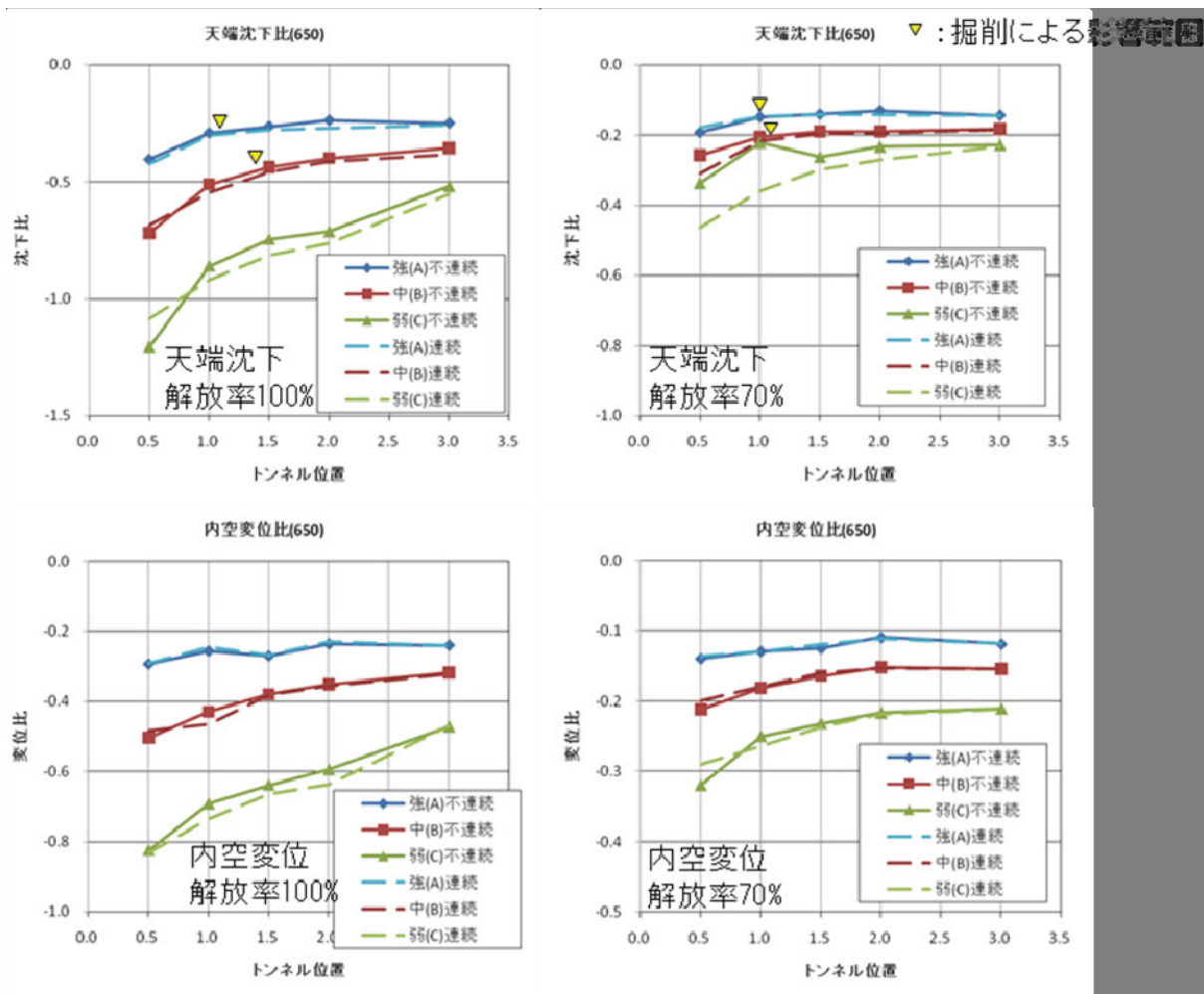
図 4.162 線形弾性解析結果の比較と地すべりの影響範囲の検討

③解析結果

変位図、応力分布図などの解析結果図、天端沈下などの一覧表については、巻末資料に示す。ここでは、上記の手順で整理した天端沈下比、内空変位比について結果を示す。

表 4.59 の解析パターンにおけるトンネル離隔 トンネル変位のグラフを図 4.163～4.165 に示す。図中において、破線はすべり面を連続面として解析した結果であり、実線はすべり面を不連続面として解析した結果である。

いずれのトンネル位置においても、基盤 I の物性が弱くなると天端沈下量および内空変位は大きくなり、変位比の絶対値は大きくなる。また、応力解放率 70% では、応力解放率 100% の場合に比較して、天端沈下量および内空変位は小さく、変位比の絶対値も小さくなる。



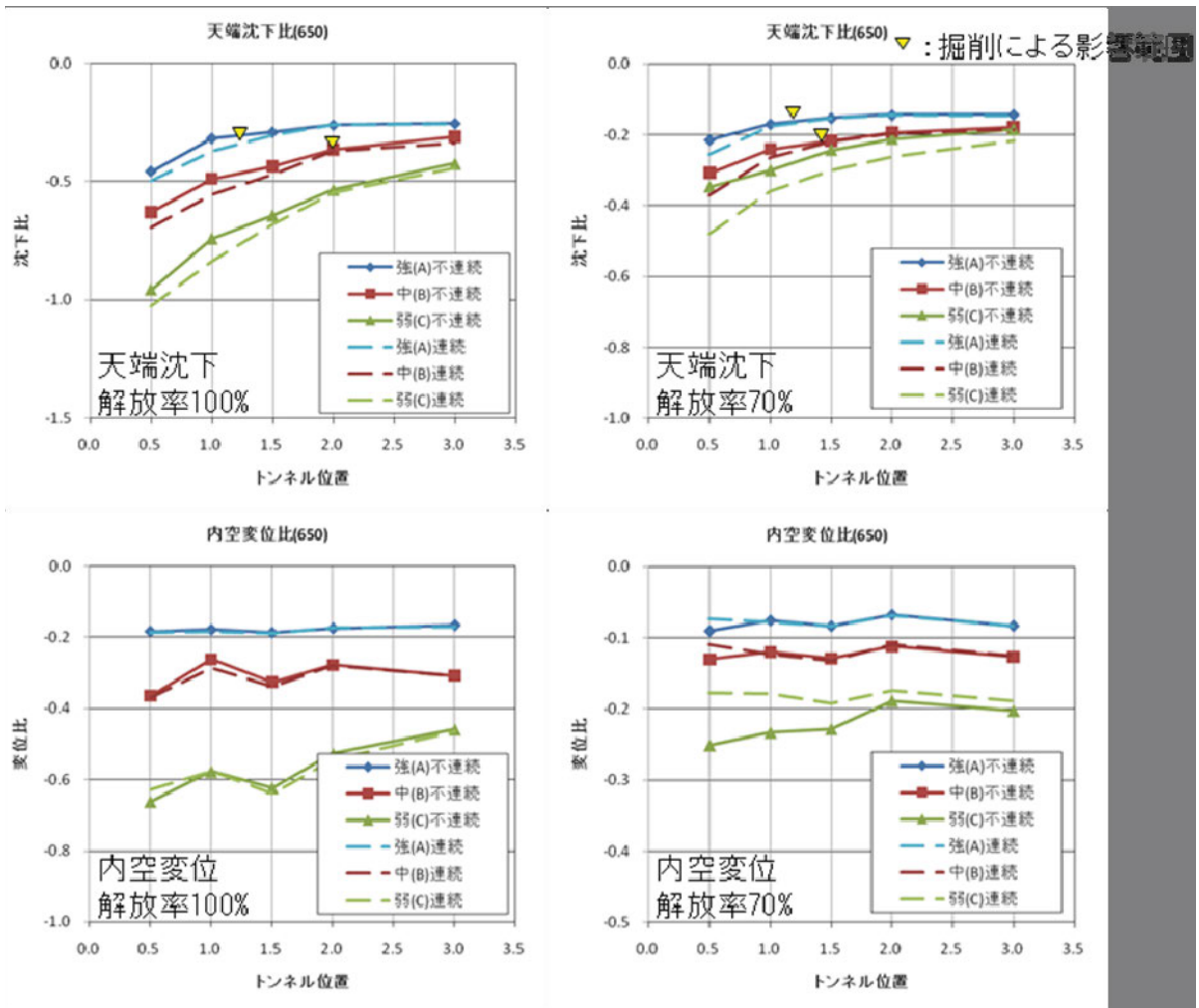
上段：天端沈下 トンネル離隔

下段：内空変位 トンネル離隔

図 4.163 トンネル離隔とトンネル変位の関係 (末端部)

トンネル位置が末端部の場合、天端沈下比および内空変位比は、トンネル離隔が大きくなると絶対値は小さくなり、一定値に収束する傾向が見られる。また、基盤 I 物性が弱くなると、変位比が一定値となるトンネル離隔が大きくなることが読みとれる。すべり面を連続面とした解析結果と連続面とした解析結果の差は顕著でない。

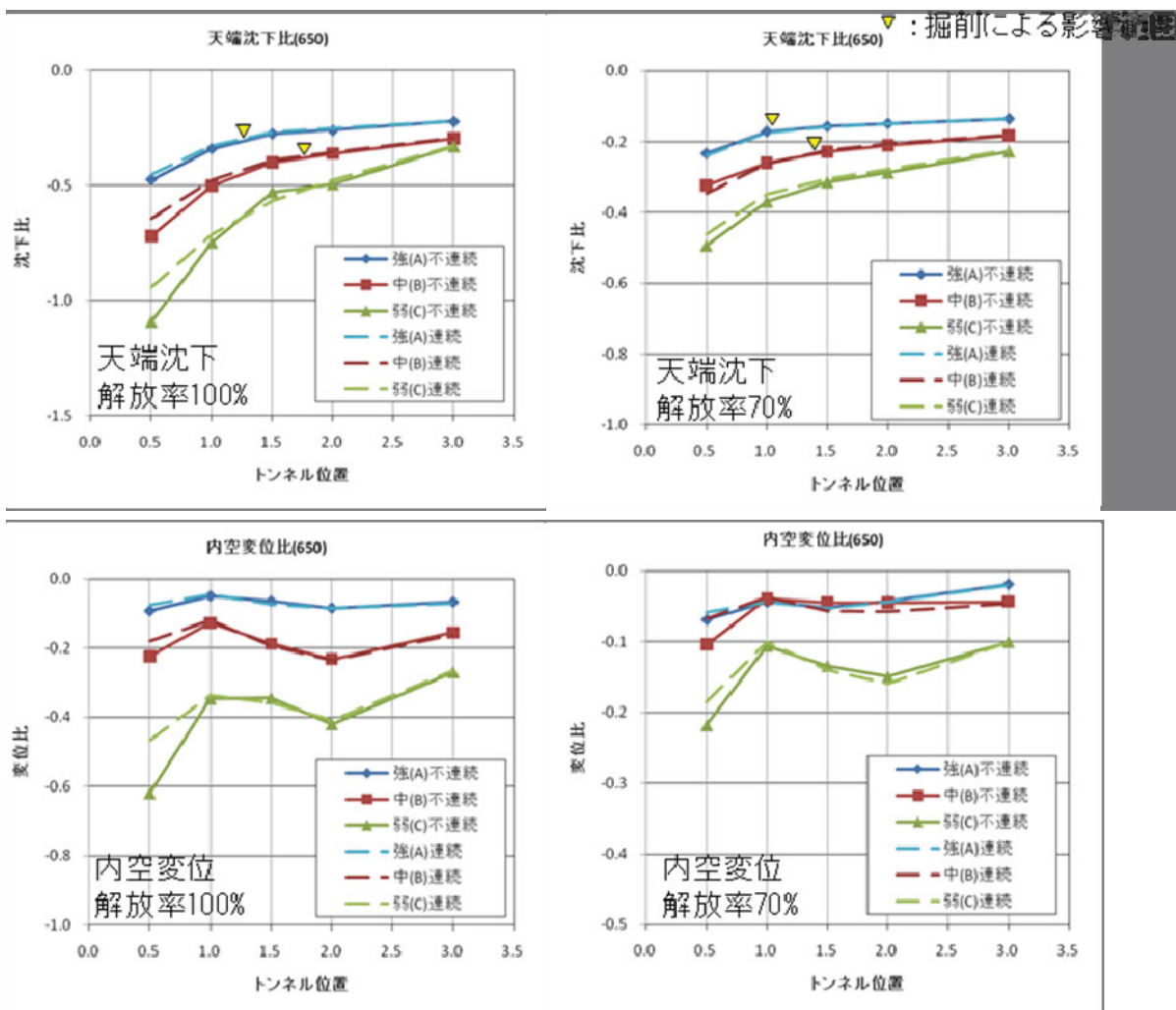
トンネル位置が中央部の場合、天端沈下比については、トンネル離隔の増加とともに一定値に収束する傾向があるが、内空変位比応力解放率 70%については、トンネル離隔の増加により一定値に収束する傾向は顕著でない。すべり面を連続面とした解析結果と連続面とした解析結果の差は、トンネル離隔が小さい部分で顕著となり、物性が弱いほど差が大きくなる傾向がある。



上段：天端沈下 トンネル離隔

下段：内空変位 トンネル離隔

図 4. 164 トンネル離隔とトンネル変位の関係 (中央部)



上段：天端沈下 トンネル離隔

下段：内空変位 トンネル離隔

図 4.165 トンネル離隔とトンネル変位の関係（頭部）

トンネル位置が頭部の場合、天端沈下比については、トンネル離隔の増加とともに一定値に収束する傾向があるが、内空変位比はばらついており、トンネル離隔の増加により一定値に収束する傾向は顕著でない。すべり面を連続面とした解析結果と連続面とした解析結果の差は、トンネル離隔が小さい部分で顕著となり、物性が弱いほど差が大きくなる傾向がある。

図 4.166 は、トンネル位置と天端沈下比の関係について示したものである。天端沈下比のトンネル離隔に対する収束値（図中の破線）は、トンネル位置によらず一定値となる傾向がある。応力解放率 70% の場合、離隔 0.5D における天端沈下比の絶対値は頭部で大きくなる傾向が認められる。一方、応力解放率 100% の場合、基盤 I 物性が中および弱において、末端部において、離隔 0.5D における天端沈下比の絶対値が大きくなる傾向が認められる。

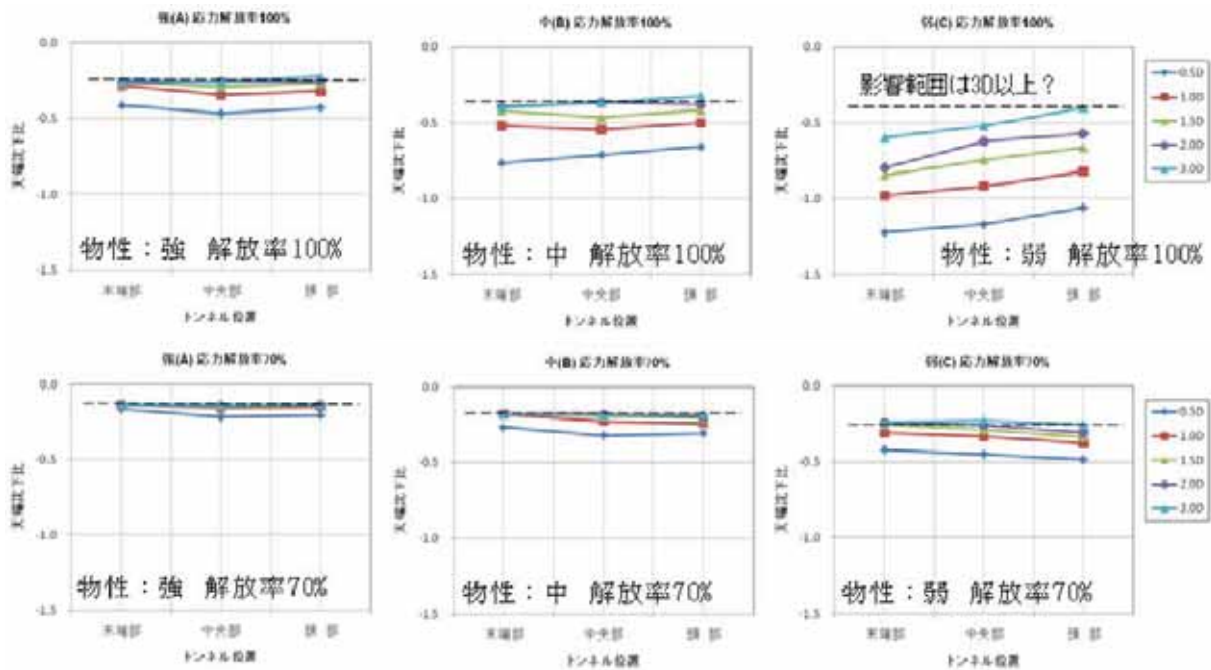


図 4.166 トンネル位置と天端沈下比の関係

図 4.163～4.165 に示す解析結果より、以下の傾向が確認できた。

- ・土盛り厚で正規化すると、トンネル離隔 トンネル変位（天端沈下）曲線が単純化され、地すべりの影響が小さくなると考えられる部分ではほぼ水平の曲線となる。
- ・基盤 I の物性が弱くなると、掘削による影響範囲（離隔）は大きくなる。
- ・掘削応力解放率を小さくする（内空変位、天端沈下を抑制する）と、影響範囲（離隔）は小さくなる傾向がある。
- ・地すべり土塊の変位が同程度の場合、すべり面を連続面とした解析と不連続面とした解析の差は比較的小さく、その差の影響範囲は、掘削による影響範囲より小さくなる傾向がある。また、基盤 I の物性が弱くなると、影響範囲（離隔）は大きくなる。

図 4.163～4.165 より、トンネル掘削時の変位ならびにすべり面を連続面と不連続面にしたときの差から読み取ったトンネルの安全離隔を表 4.61 にまとめた。

表 4.61 地すべりがトンネルに影響を及ぼさない安全離隔

応力解放率 100%

基盤 I 物性	末端部	中央部	頭部
強 (A)	掘削時：1.0D 程度 変位差：0.5D 程度	掘削時：1.0D～1.5D 変位差：1.5D 程度	掘削時：1.0D～1.5D 変位差：1.0D 程度
中 (B)	掘削時：1.0D～1.5D 変位差：1.0D 程度	掘削時：2.0D 程度 変位差：1.5D～2.0D	掘削時：1.5D～2.0D 変位差：1.5D 程度
弱 (C)	掘削時：3.0D 以上 変位差：3.0D 以上	掘削時：3.0D 以上 変位差：3.0D 以上	掘削時：3.0D 以上 変位差：2.0D 程度

応力解放率 70%

基盤 I 物性	末端部	中央部	頭部
強 (A)	掘削時：1.0D 程度 変位差：0.5D 程度以下	掘削時：1.0D～1.5D 変位差：0.5D～1.0D	掘削時：1.0D 程度 変位差：0.5D 程度
中 (B)	掘削時：1.0D 程度 変位差：0.5D 程度	掘削時：1.5D 程度 変位差：1.0D～1.5D	掘削時：1.5D 程度 変位差：0.5D～1.0D
弱 (C)	掘削時：3.0D 程度 変位差：3.0D 程度	掘削時：3.0D 程度 変位差：3.0D 程度	掘削時：3.0D 程度 変位差：2.0D 程度

※掘削時 トンネル離隔 トンネル変位比曲線の変曲点

変位差 すべり面を連続面として解析したときと不連続面として解析したときとの差

ただし、地すべり土塊が同程度の変位量であった場合

(2) トンネルが地すべりに与える影響の評価

①解析の概要と解析断面

解析に用いる断面や物性値等の諸条件は、(1) 地すべりがトンネルに与える影響の評価時と同様の条件で行った。物性値は表 4.30 を用い、表 4.59 に示した解析ケースについて、表 4.60 と同様の条件で解析を行った。なお、トンネルが地すべりに与える影響の評価は、地すべり面を連続面とした解析について行った。

②解析データの整理方法

トンネル掘削が地すべりに与える影響を調べるために、トンネル解放時におけるトンネル直上の地表面変位に着目した。地表面における水平変位と垂直変位をそれぞれトンネル天端沈下量で割った値を地表面水平変位比、地表面垂直変位比とし、トンネル離隔と各変位比をグラフにプロットし、挙動の変化により影響範囲を判定した (図 4.160 参照)。

トンネルが地すべりに与える影響範囲の検討は、地表面水平変位比については、山側への引き込みから谷側への移動(地すべりの変位)傾向に変化するトンネル離隔について着目した。地表面垂直変位比については、沈下傾向が変化する、あるいは隆起傾向から沈下傾向に変化するトンネル離隔について着目した。トンネルが地すべりに与える影響範囲の判定は、双方の変位比の変化を見比べて行った。

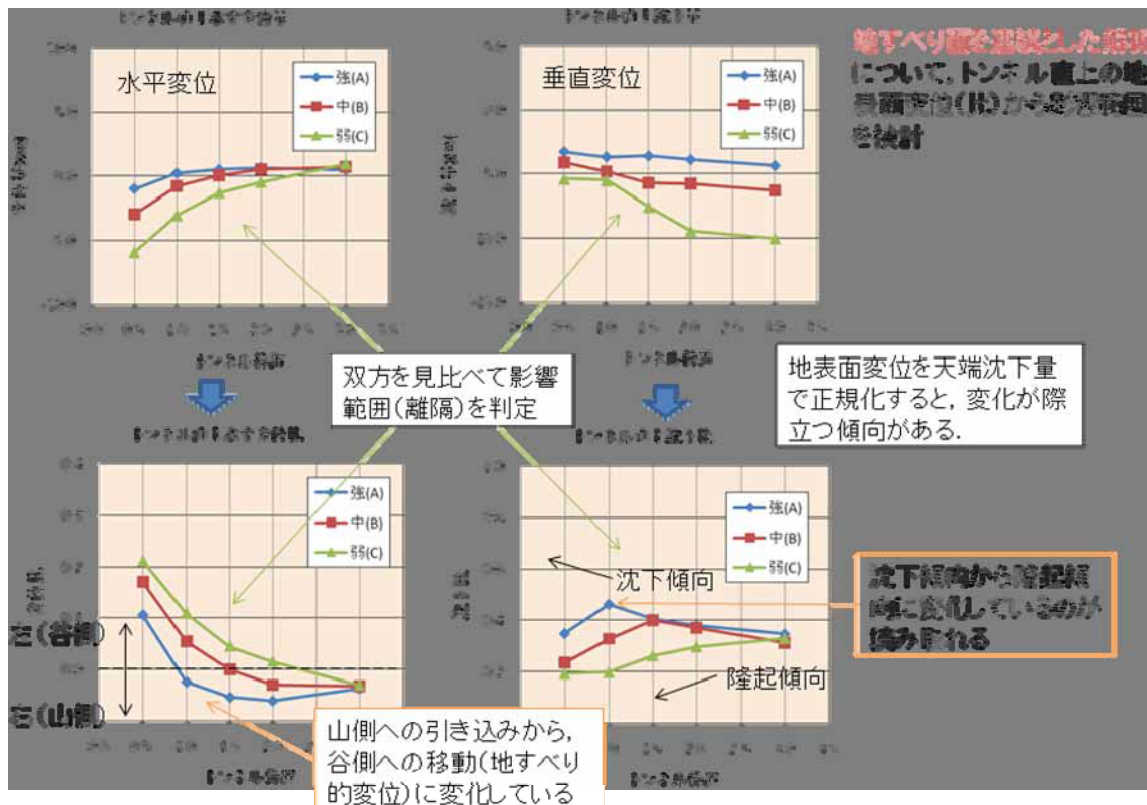


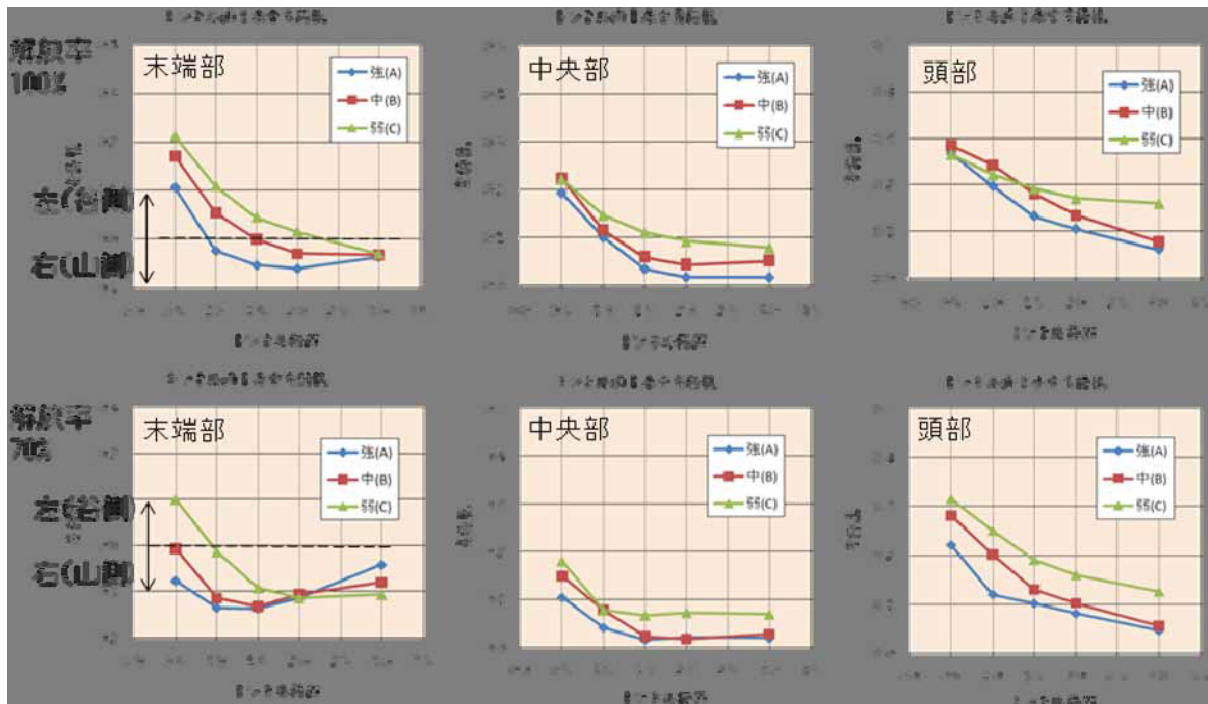
図 4.167 トンネルが地すべりに与える影響範囲の検討

③解析結果

トンネル離隔 地表面水平変位比のグラフを図 4. 168、トンネル離隔 地表面垂直変位比のグラフを図 4. 169 に示す。

地表面水平変位比は、トンネル離隔が小さくなるほど谷側への変位傾向が強くなる傾向がある。また、基盤 I の物性が弱いほど谷側への変位が強くなる傾向がある。また、応力解放率 100% と 70%を比較すると、応力解放率 70%において変位が小さくなる。

トンネル位置末端部での解析結果は、トンネル離隔が大きい部分における山側への引き込みが、トンネル離隔が小さい部分で谷側への変位に変化する結果となっている。トンネル位置中央部では、トンネル離隔 1.5D~2.0D を境にして、トンネル離隔が小さくなると、谷側への変位が顕著となっている。トンネル位置頭部では、全般的に谷側への変位がトンネル離隔の減少とともに増加する傾向があるが、離隔が小さい部分で変位が増加する傾向が見られる。



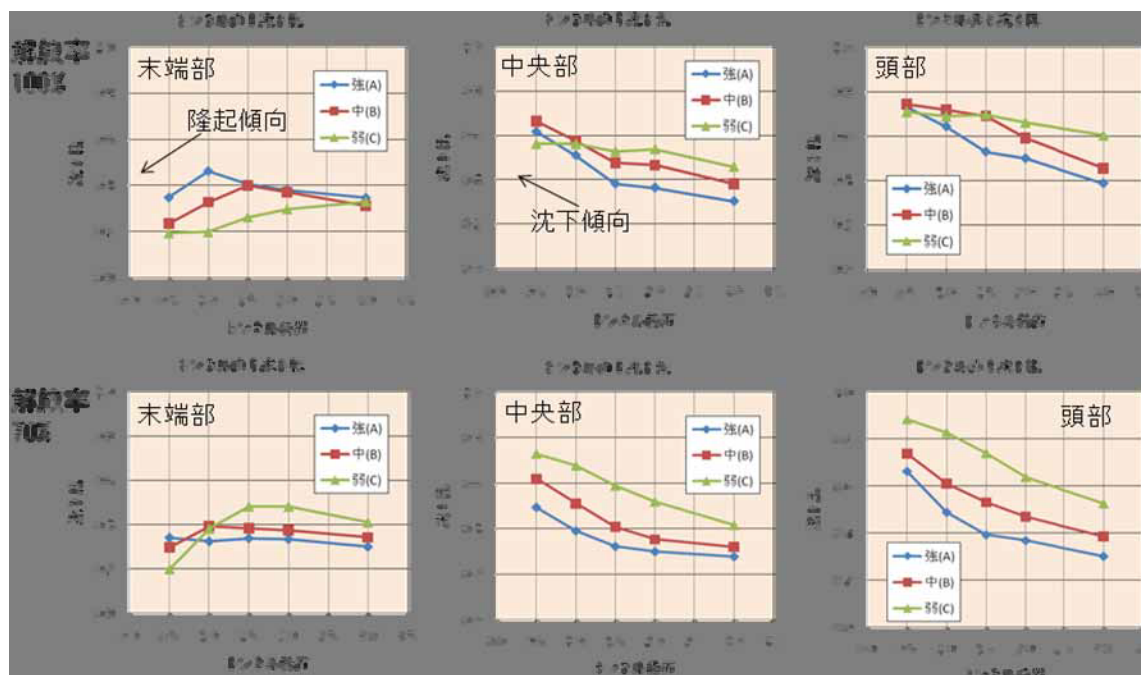
上段：応力解放率 100%

下段：応力解放率 70%

図 4. 168 トンネル離隔とトンネル水平変位比

地表面鉛直変位比は、全般的にトンネル離隔の減少に合わせて沈下傾向が強くなるが、トンネル位置末端部では、沈下から隆起に転じる傾向が見られる。沈下量あるいは隆起量は、基盤 I 物性が弱いほど大きくなる傾向があり、応力解放率 100%において値が大きくなる傾向がある。

トンネル位置末端部における解析結果では、離隔が小さいところで沈下から隆起傾向に転じる結果となっており、基盤 I 物性が弱いほど隆起傾向に転じる離隔が大きくなっている。トンネル位置中央部から頭部にかけては、全体的に沈下傾向にあるが、基盤 I 物性が弱いと離隔が小さいところで沈下傾向が弱くなる現象が、逆に基盤 I 物性が強いと離隔が小さいところで沈下傾向が強くなる現象が見られる。



上段：応力解放率 100%

下段：応力解放率 70%

図 4.169 トンネル離隔とトンネル垂直変位比

図 4.168～4.169 に示した解析結果より、以下の傾向が確認できた。

- ・ 水平変位比は、末端部において山側への引き込み傾向が見られ、中央部、頭部では谷側への変位のみが確認できた。
- ・ 水平変位比の中央部では離隔が小さいところで谷側への変位傾向が強く、離隔が大きくなると変位は横ばいとなっている。
- ・ 垂直変位は末端部において隆起傾向が見られ、基盤 I 物性が弱いほど傾向は顕著であった。
- ・ 垂直変位の中央部から頭部では、全体的に沈下傾向があり、基盤 I 物性が弱いと離隔が小さいところで沈下傾向が弱くなっている。

図 4.168～4.169 より読み取ったトンネル離隔 トンネル変位比曲線の変曲点位置(トンネルの安全離隔) を表 4.62 にまとめた。

表 4.62 トンネルが地すべりに影響を及ぼさない安全離隔

応力解放率 100%

基盤 I 物性	末端部	中央部	頭部
強 (A)	水平 : 1.5D 程度 垂直 : 1.0D 程度	水平 : 1.5D~2.0D 垂直 : 1.5D 程度	水平 : 1.5D 程度 垂直 : 1.5D 程度
中 (B)	水平 : 2.0D 程度 垂直 : 1.5D 程度	水平 : 2.0D 程度 垂直 : 1.5D~2.0D	水平 : 1.5D~2.0D 垂直 : 1.5D 程度
弱 (C)	水平 : 3.0D 以上 垂直 : 3.0D 程度	水平 : 3.0D 程度 垂直 : 3.0D 程度	水平 : 2.0D 程度 垂直 : 3.0D 程度

応力解放率 70%

基盤 I 物性	末端部	中央部	頭部
強 (A)	水平 : 1.0D~1.5D 垂直 : 0.5D 程度	水平 : 1.5D 程度 垂直 : 1.5D~2.0D	水平 : 1.0D 程度 垂直 : 1.5D 程度
中 (B)	水平 : 1.5D 程度 垂直 : 1.0D 程度	水平 : 1.5D 程度 垂直 : 2.0D 程度	水平 : 1.5D 垂直 : 1.5D~2.0D
弱 (C)	水平 : 1.5D~2.0D 垂直 : 1.5D~2.0D	水平 : 1.5D 程度 垂直 : 3.0D 以上	水平 : 1.5D~2.0D 垂直 : 3.0D 程度

(3) 斜面の勾配による影響の評価（斜面勾配変更モデル）

①解析の概要と解析断面

斜面勾配が 20 度と 40 度のモデルで解析を行った。解析に用いる解析モデルや物性値、諸条件は、4.2 節において設定した値を用いた。解析ステップの概要は表 4.60 と同様の条件で行った。解析モデルを図 4.170、解析ケースを表 4.63、物性値を表 4.64 に示す。

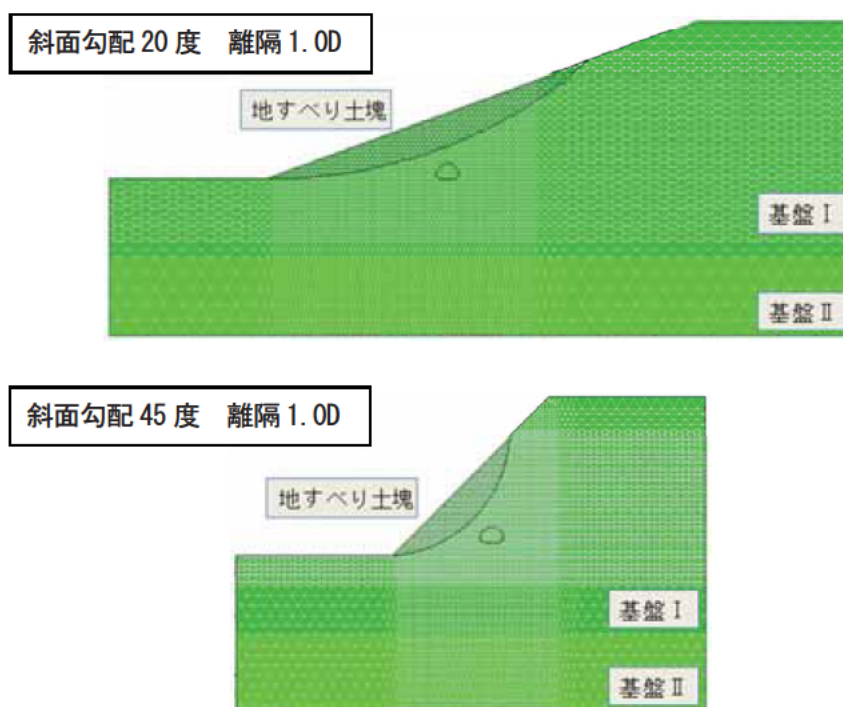


図 4.170 斜面勾配 20 度、45 度の解析モデル（離隔 1.0D の場合）

表 4.63 解析ケース一覧

名称	解析条件	解析パターン数
基盤 I 物性値	A (強)、C (弱)	2
斜面勾配	20 度、45 度	2
すべり面	連続面、不連続面	2
トンネル位置	中央部	1
離隔	0.5D、1.0D、1.5D、2.0D、3.0D	5
応力解放率	70%、100% (物性 A (強) のみ)	2

表 4.64 物性値

		単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 Φ (°)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MN/m ²)
地すべり土塊	45 度	18	30	35	0.35	50
	20 度	18	1	23	0.35	50
基盤 I	A (強)	22	200	30	0.35	150
	C (弱)	22	100	30	0.35	100
基盤 II		22	500	40	0.3	250

②解析データの整理方法

斜面勾配 30 度の基本モデル解析時と同様に、地すべりによるトンネル掘削時の影響は、トンネル離隔 トンネル変位比（天端沈下比、内空変位比）曲線により影響範囲を判定した。またトンネル掘削による地すべりへの影響は、トンネル離隔 トンネル直上地表面変位比（水平変位比、垂直変位比）曲線により影響範囲を判定した。トンネル変位比、地表面変位比の算出方法は図 4.160 に示した方法を用いた。

また、斜面の傾斜による影響は、斜面勾配 20 度、30 度、45 度の解析結果を比較し、それぞれの傾向について確認した。

③解析結果

応力解放率 70%の場合について、解析結果を示す。

斜面勾配 20 度におけるトンネル変位比を図 4.171 に、地表面変位比を図 4.172 に、斜面勾配 45 度のトンネル変位比を図 4.173 に、地表面変位比を図 4.174 に示す。なお、地表面変位比については、(2) トンネルが地すべりに与える影響の評価における解析と同じく、地すべり面を連続面とした解析結果である。なお、トンネル直上の地表面変位のグラフにおいては、谷側への水平変位および沈下が負となるようにプロットしてある。

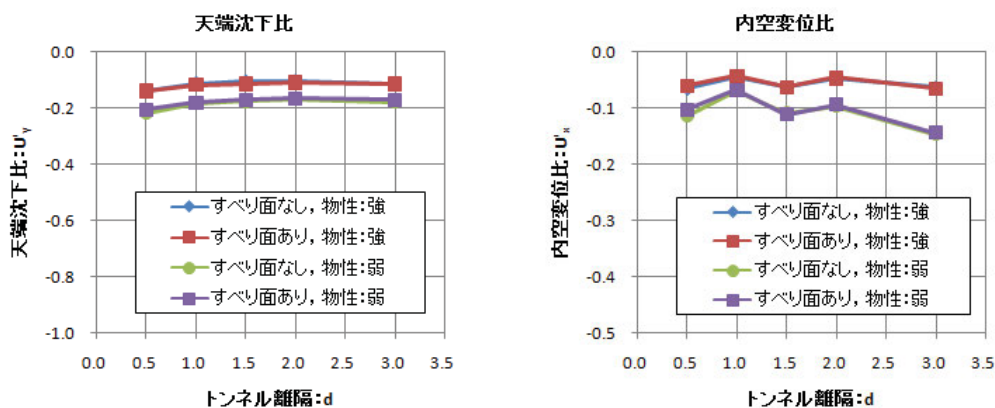


図 4.171 斜面勾配 20 度のトンネル変位比

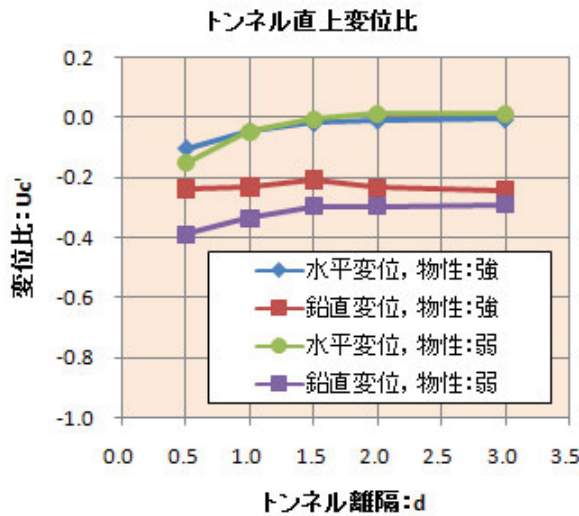


図 4.172 斜面勾配 20 度の地表面変位比

応力解放率 70%、斜面勾配 20 度における解析結果では、天端沈下および内空変位に、すべり面を不連続面にした結果と、連続面にした結果で顕著な差は見られなかった。天端沈下比は、基盤 I の物性値が弱い場合、変位比の絶対値は大きな値（沈下量は大きい）を示すが、トンネル離隔と天端沈下比の関係は類似しており、トンネルに対する影響範囲は、1.0D 程度である。また、他の斜面勾配（30 度、45 度）に比較して、影響量および影響範囲は小さくなっている。一方、内空変位比については、トンネル離隔に対して顕著な傾向は見られなかった。

応力解放率 70%、斜面勾配 20 度における地表面変位比において、水平変位比については、基盤 I 物性の強弱で大きな差は見られなかった。地すべりへの影響範囲は 1.5D 程度である。鉛直変位比は、基盤 I 物性が弱の場合、沈下量が大きく、地すべりへの影響範囲は 1.5D 程度である。一方、基盤 I 物性が強の場合、トンネル離隔に対する顕著な変化は見られなかった。

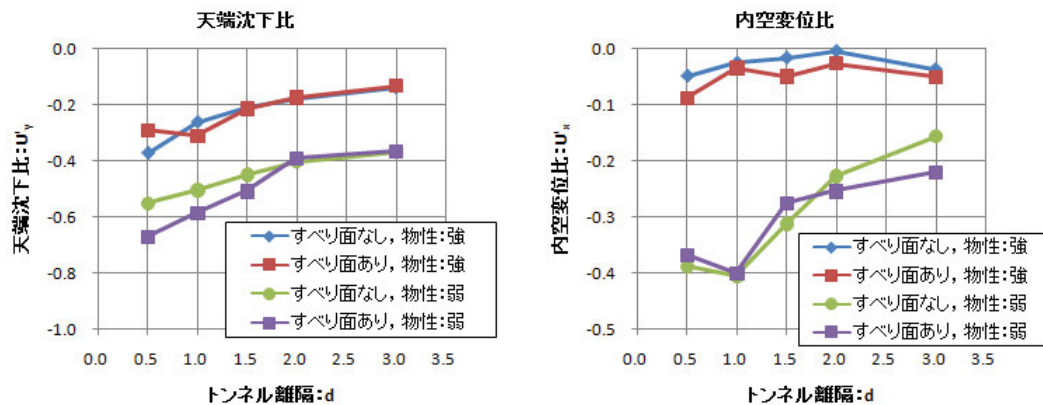


図 4.173 斜面勾配 45 度のトンネル変位比

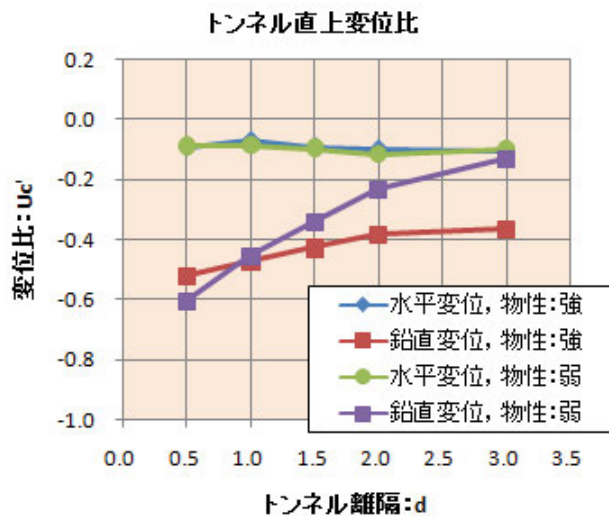


図 4. 174 斜面勾配 45 度の地表面変位比

応力解放率 70%、斜面勾配 45 度における解析結果においては、天端沈下および内空変位は、基盤 I 物性が弱で変位が大きくなる（変位比の絶対値が大きくなる）結果となっている。天端沈下比の絶対値は、トンネル離隔の減少とともに増加する傾向にあり、基盤 I 物性が強の場合、トンネル離隔 1.5D 以下で増加傾向が強くなっている。また、基盤 I 物性が弱の場合、トンネル離隔 2.0D 以下で増加傾向が強くなっている。すべり面を連続面とした解析と不連続面とした解析の差が顕著となるのも、同様のトンネル離隔となっている。一方、内空変位比は、基盤 I 物性が強の場合、顕著な傾向は見られないが、基盤 I 物性が弱の場合、トンネル離隔の減少に対して、内空変位比の絶対値が顕著に増加する。

応力解放率 70%、斜面勾配 45 度における地表面変位において、水平変位比は、基盤 I 物性の強弱に対して顕著な差は見られず、トンネル離隔に対しても顕著な差は見られない。一方、鉛直変位比は、トンネル離隔に対して変位比の絶対値は大きくなる（沈下する）傾向が表れており、基盤 I 物性が弱において、離隔に対する変化大きく表れている。

斜面勾配による影響を確認するため、応力解放率 70%、基盤 I 物性強について、斜面勾配とトンネル変位比の関係を図 4. 175 に示す。また、すべり面を連続面にした場合と不連続面にした場合の違いを図 4. 176 に示す。

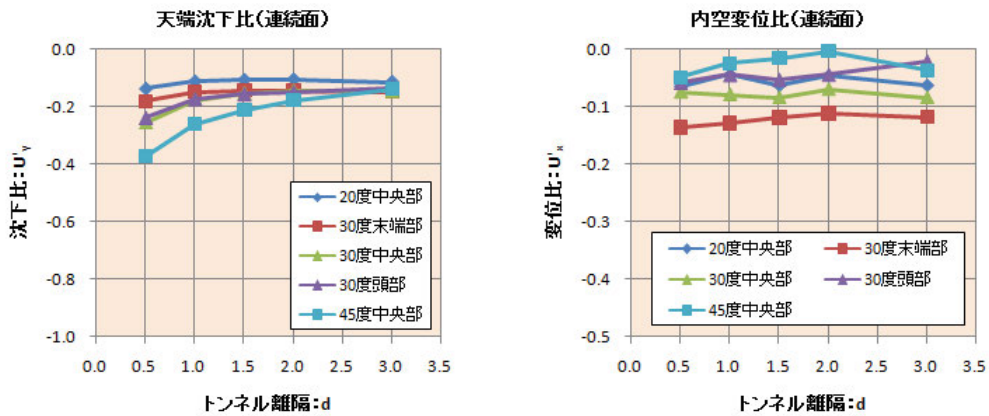


図 4.175 斜面勾配とトンネル変位

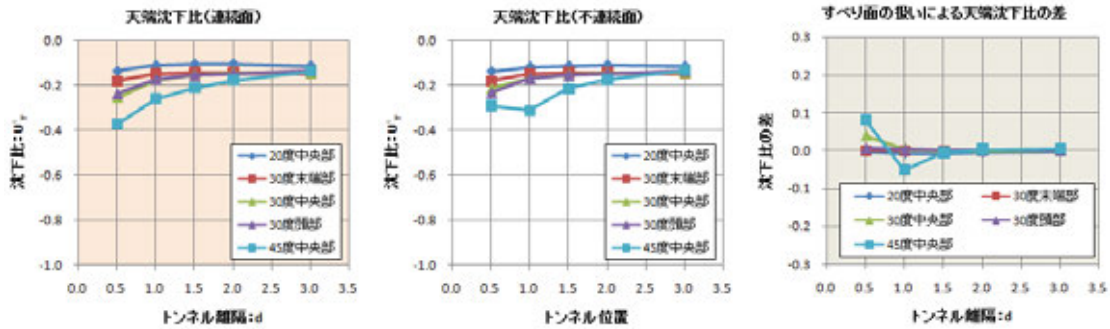


図 4.176 天端沈下比のすべり面による違い

図 4.175 から天端沈下比は、斜面勾配が大きくなると絶対値が小さくなる（沈下量が相対的に大きくなる）ことが示される。また、トンネル離隔に対する影響範囲が大きくなることが示されている。一方、内空変位比については、斜面勾配に対して特定の傾向は見られない。

図 4.176 は、すべり面を連続面とした解析と不連続面にした解析の天端沈下比の差を示したものであり、右図が沈下比の差である。すべり面の扱いによる解析結果の差は小さく、トンネル離隔 1.5D 以下で表れる結果となっている。また、斜面勾配が大きくなるほど顕著に表れる傾向がうかがえる。

図 4.171～4.176 に示した解析結果より、以下の傾向が確認できた。

- ・斜面勾配 20 度の地すべりによるトンネルへの影響は、天端沈下比では 1.0D～1.5D 程度であり、内空変位比はばらつきが多く傾向が不明瞭である。またすべり面による差は小さい。
- ・斜面勾配 20 度の地表面変位は、水平変位比では 1.0D 程度、垂直変位比は 1.0D～1.5D 程度である。
- ・斜面勾配 45 度の地すべりによるトンネルへの影響は、天端沈下比では変曲点は 3.0D でも認

められず、3.0D 以上であると思われる。内空変位比はばらつきが多く傾向が不明瞭であるが、1.5～2.0D 程度であると思われる。またすべり面による差は天端沈下比で 1.5D、内空変位比で 2.0D 以下において差が認められる。

- ・斜面勾配 45 度の地表面変位は、水平変位比では 1.5D～2.0D 程度、垂直変位比は 2.0D～3.0D 以上である。
- ・斜面勾配による変化は、斜面勾配が大きくなると影響範囲（離隔）は大きくなる傾向にある。また、沈下量が増加するため、天端沈下比は小さくなる傾向にある。
- ・すべり面を連続面、不連続面にした解析による変化は、1.5D 以下において差が認められた。

図 4.171～4.176 より読み取ったトンネルの安全離隔を表 4.65、表 4.66 にまとめた。なお、表には基盤 I 物性が強、応力解放率 100%における解析結果についても示した。

表 4.65 斜面勾配による安全離隔（地すべりがトンネルに与える影響）

トンネル位置	斜面勾配	基盤 I 物性：強		基盤 I 物性：弱
		応力解放率 100%	応力解放率 70%	応力解放率 70%
中央部	20 度	掘削時：1.0D～1.5D 変位差：0.5D 以下	掘削時：1.0D 程度 変位差：0.5D 以下	掘削時：1.0D 程度 変位差：0.5D 以下
	30 度	掘削時：1.0D～1.5D 変位差：1.5D 程度	掘削時：1.0D～1.5D 変位差：0.5D～1.0D	掘削時：3.0D 程度 変位差：2.0D 程度
	45 度	掘削時：3.0D 以上 変位差：2.0D 程度	掘削時：3.0D 以上 変位差：2.0D 程度	掘削時：3.0D 以上 変位差：2.0D 程度

※掘削時 トンネル離隔 トンネル変位比曲線の変曲点

変位差 すべり面を連続面とした解析と不連続面とした解析の差。ただし、地すべり土塊が同程度の変位量であった場合

表 4.66 斜面勾配による安全離隔（トンネルが地すべりに与える影響）

トンネル位置	斜面勾配	基盤 I 物性：強		基盤 I 物性：弱
		応力解放率 100%	応力解放率 70%	応力解放率 70%
中央部	20 度	水平：1.5D 程度 垂直：1.5D 程度	水平：1.5D 程度 垂直：1.5D 程度	水平：1.5D～2.0D 垂直：1.5D 程度
	30 度	水平：1.5D～2.0D 垂直：1.5D 程度	水平：1.5D 程度 垂直：1.5D～2.0D	水平：1.5D～2.0D 垂直：3.0D 程度
	45 度	水平：2.0D 程度 垂直：3.0D 以上	水平：1.5D 程度 垂直：2.0D 程度	水平：2.0D 程度 垂直：3.0D 以上

4.3.6 個別要素法による解析結果

(1) 判定方法について

パラメトリックスタディにより得られた解析結果を用いて安全な離隔距離を判定する方法を図 4.177 のように考えた。変位を土被りで割った値などの指標と、トンネル周辺のひずみ分布など機構の点から総合的に判定することとした。

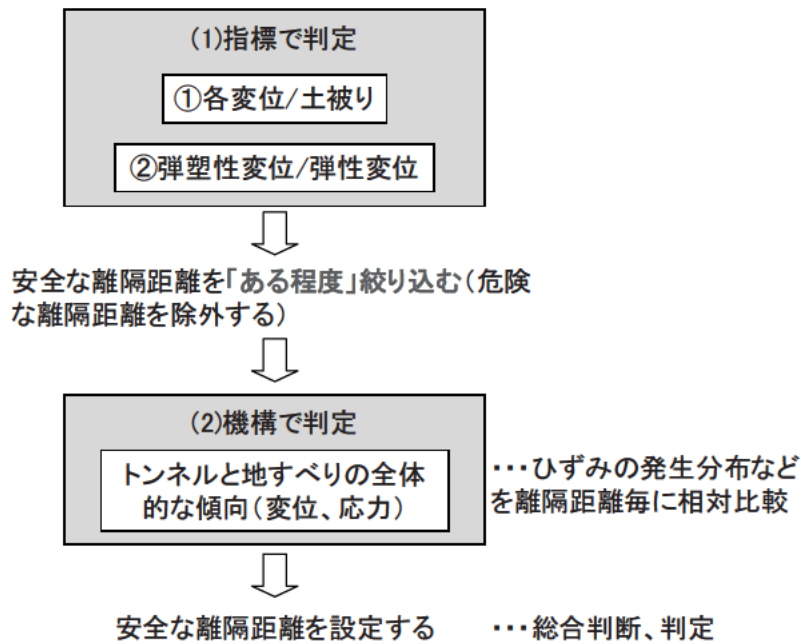


図 4.177 安全な離隔距離の判定方法

① 「各変位/土被り」の指標

解析の結果求められるトンネル天端変位、地表面最大鉛直変位、地表面最大水平変位を土被り割って求める(図 4.178)。この値と離隔距離の関係をグラフに示し、変曲点から判定しようとするものである。

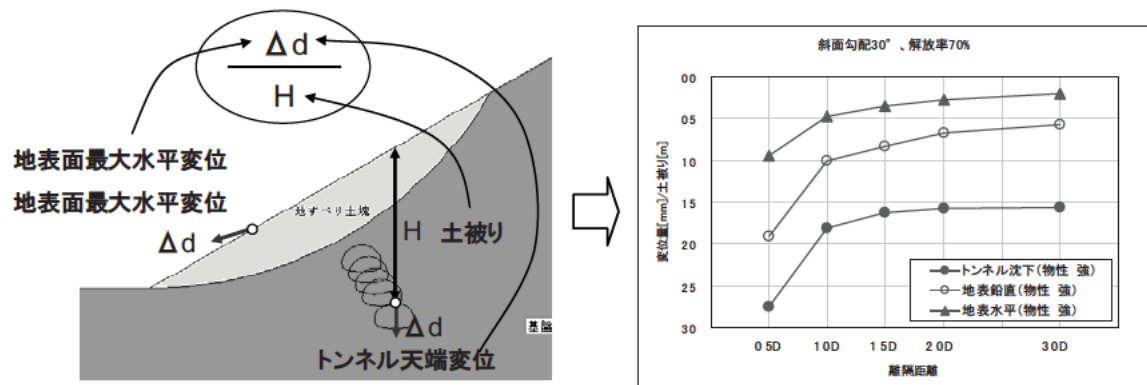


図 4.178 「各変位/土被り」の指標の算定方法(左)と結果のイメージ図(右)

この指標は、土被りが大きくなるほど掘削解放力が大きくなり、そのため、トンネルや地すべり土塊の変位が大きくなり、トンネルと地すべり土塊の離隔距離の影響が合成されてしまうため、離隔距離のみの影響を得るための指標である。

②「弾塑性変位/弾性変位」の指標

弾塑性解析と弾性解析それぞれの結果求められるトンネル天端変位、地表面最大鉛直変位、地表面最大水平変位を、それぞれの弾性解析の変位で除して求める（図 4.179）。この値と離隔距離の関係をグラフに示し、変曲点から判定しようとするものである。

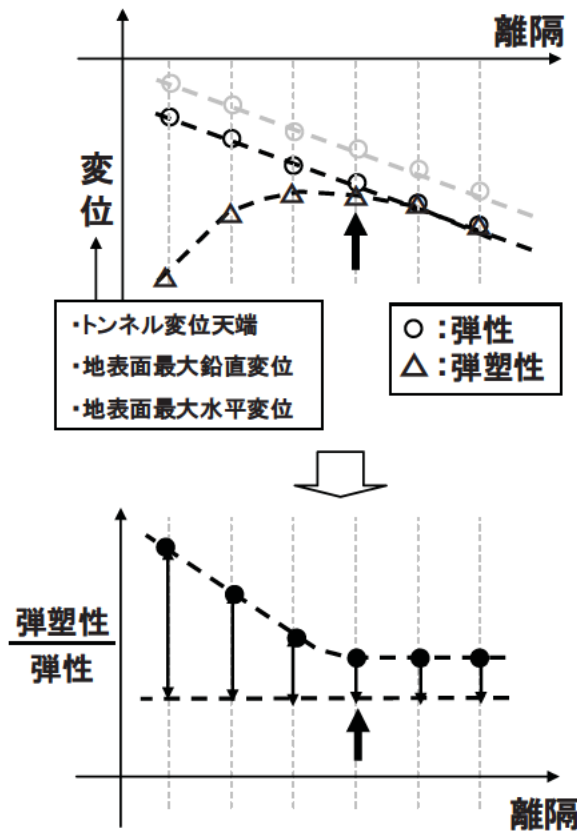


図 4.179 「弾塑性変位/弾性変位」の指標の算定方法（上）と結果のイメージ図（下）

弾塑性解析の結果得られる変位には、弾性変位に加え塑性に伴う変位が含まれるため、この変位を弾性解析の結果得られる変位で除することにより、塑性（破壊）の始まる離隔距離や塑性が大きく生じる離隔距離を知ることができ、それにより安全な離隔距離を把握しようとする指標である。

(2) 解析結果

斜面勾配を 20,30,45 度、トンネルと地すべり土塊の離隔距離を 0.5,1.0,1.5,2.0,3.0D とし、地すべり土塊に対するトンネルの位置を末端部、中央部、頭部に設定した（斜面勾配 20,45 度の場合は「中央部」のみ）。応力解放率は 70%とした。物性値は表 4.67 に示す通りである。解析結果を以下に示す。

表 4.67 物性値の一覧

地盤物性値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	ポアソン比 ν	変形係数 E (MN/m ²)	すべり面粘着力 c (kN/m ²)	すべり面内部摩擦角 ϕ (°)	すべり面安全率	トンネル位置
地すべり土塊 (斜面勾配20度)	18	1	23	0.35	50	20	25	2.234	中央
地すべり土塊 (斜面勾配30度)	18	20	25	0.35	50	20	25	1.162	末端、中央、 頭部
地すべり土塊 (斜面勾配45度)	18	30	35	0.35	50	20	35	1.167	中央
基盤 I	強 (A)	22	200	30	0.3	150			
	中 (B)	22	150	30	0.3	120			
	弱 (C)	22	100	30	0.3	100			
基盤 II	22	500	40	0.3	250				

① トンネルの位置の影響

斜面勾配 30 度、トンネル位置：中央部、基盤 I の地盤物性値：強 (A) の場合で、「各変位/土被り」、「弾塑性変位/弾性変位」と離隔距離の関係を図 4.180 に示す。

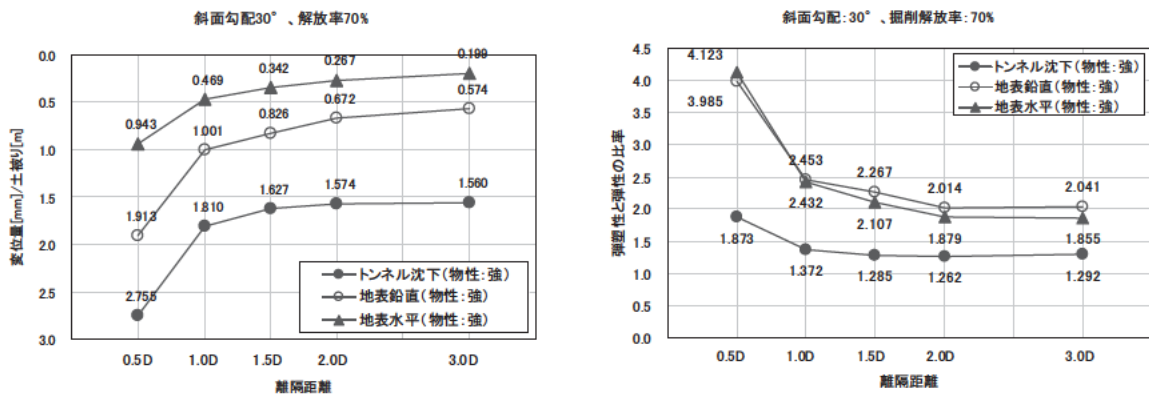


図 4.180 「各変位/土被り」「弾塑性変位/弾性変位」と離隔距離との関係

図 4.180 より、離隔距離 2.0D を越えると概ね各指標は平衡状態になり、この離隔距離よりも小さい場合は各指標が大きくなるが示されている。従って各指標からは 2.0D が安全な離隔距離と考えられる。

一方、トンネル掘削時にトンネル周辺に生じる最大せん断ひずみの分布を図 4.181 に示す。

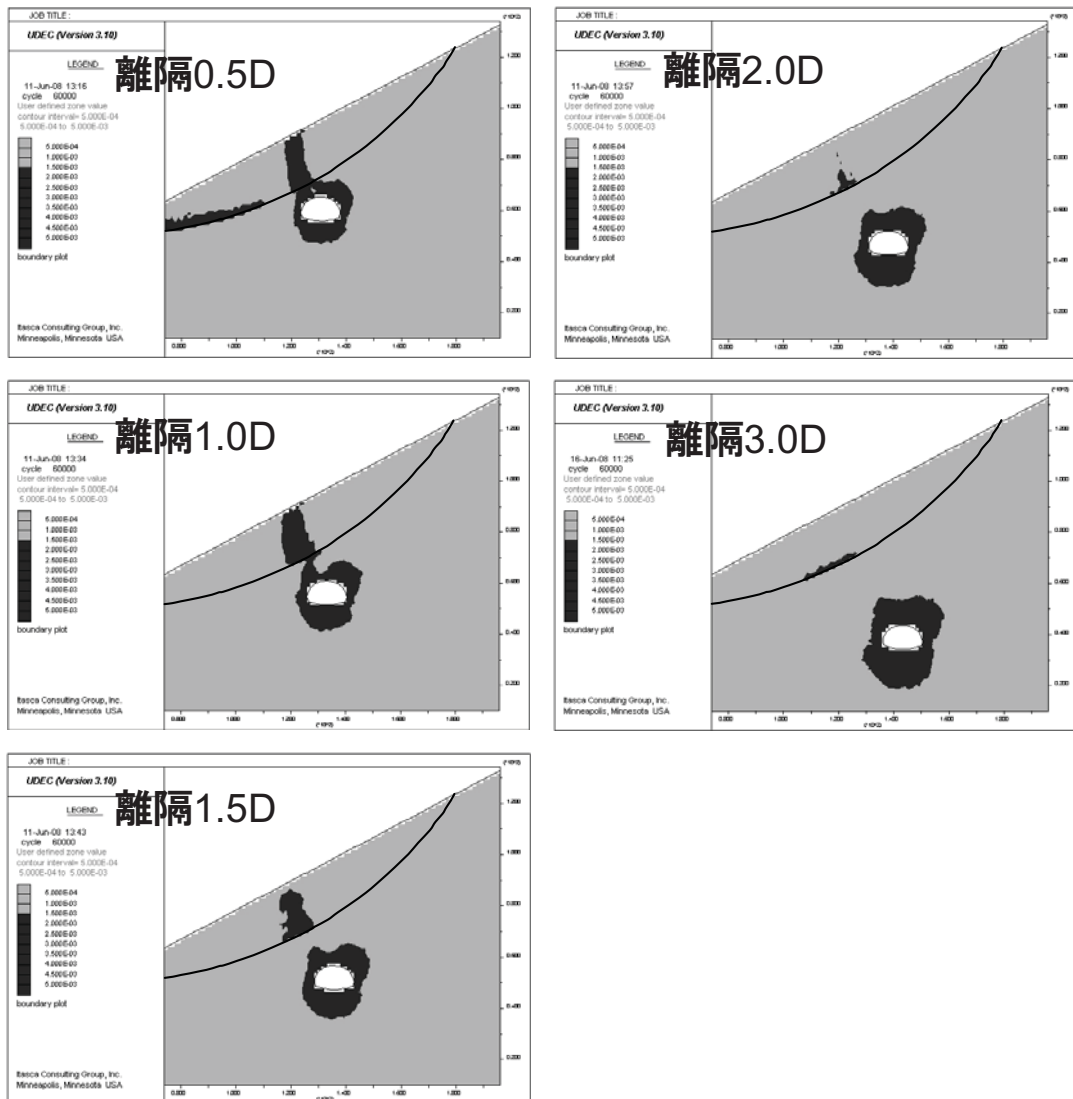


図 4. 181 最大せん断ひずみの分布 (1.5%以上を着色)

図 4. 181 より、離隔距離 1.5D 程度を超えるとトンネル周辺に生じるひずみと地すべり土塊内に生じるひずみは独立した分布となり、それよりも小さい離隔距離の場合はそれぞれが干渉する傾向が見られ、それよりも大きい場合はより独立した分布が強くなる。2.0D を超えると、トンネル周辺には掘削に伴うひずみの分布は見受けられるものの、地すべり土塊内には見られず、トンネル掘削の影響は地すべり土塊へ殆ど及んでいないと考えられる。このような点から、せん断ひずみの分布からは安全な離隔距離は 1.5D～2.0D 程度と考えられる。

以上、2つの指標とひずみの分布から、「斜面勾配 30 度、トンネル位置：中央部、基盤 I の地盤物性値：強 (A)」の場合の安全な離隔距離は 2.0D 程度と考えた。

このような検討により、他のトンネルの位置（末端部、頭部）、基盤 I の地盤物性値：弱（C）の場合について解析を行い、安全な離隔距離をまとめると、表 4.68 に示す結果となる。ただしこれらの結果は、前提条件（斜面勾配、トンネル位置、物性）が与えられた際の安全離隔距離の目安となるものであり、適切なトンネルの位置を求めるものではない点が留意点として挙げられる。

表 4.68 トンネルの位置毎の離隔距離の判定結果（斜面勾配 30 度の場合）

物性：強		斜面勾配：30度	
トンネル位置：末端部		2.0D	
トンネル位置：中央部		2.0D	
トンネル位置：頭部		2.0D	
物性：弱		斜面勾配：30度	
トンネル位置：末端部		3.0D	
トンネル位置：中央部		3.0D以上	
トンネル位置：頭部		3.0D以上	

図 4.181 に示したように、離隔距離に応じてひずみの分布に違いが生じ、離隔距離が 0.5D や 1.0D の場合はトンネル掘削に伴うひずみの分布が地すべり土塊に達し、離隔距離が 2.0D や 3.0D の場合は、トンネル周辺のみが生じるようになっている。このように離隔距離により地すべり土塊とトンネル周辺に生じるひずみの分布は相互に影響していることが示されている。

トンネル掘削時のトンネル周辺の主応力分布を図 4.182 に示す。離隔距離 0.5D の場合は、トンネル側部の主応力は直上の主応力よりも大きく、破壊線に接した状態である。離隔距離 1.0D の場合は、0.5D の場合よりもトンネル直上と側部の主応力が小さくなっている。この主応力の大きさの違いの発生原因は、地すべり土塊との離隔距離の影響を受けて発生していると考えられる。このように離隔距離に応じてトンネル周辺の応力状態が異なり、これに伴いひずみの大きさは図 4.181 に示すように離隔距離毎に分布が異なると考えられる。

離隔距離毎に地すべり土塊の地表面に発生する最大水平変位、最大鉛直変位の発生箇所を図 4.183 示す。離隔距離が大きくなるに伴い最大水平変位の発生箇所は徐々に斜面上方で発生し、最大鉛直変位はほぼトンネル直上に発生している。この発生箇所について図 4.184 に示すような単純なモデルで示すと、トンネル掘削に伴いトンネル直上で鉛直変位の最大値が発生し、掘削に伴う影響範囲の境界付近で水平変位の最大値が発生すると考えられる。これと類似したことが今

回のモデルでも発生しており、その結果、水平変位の最大値は離隔距離が大きくなるに伴い斜面上方で発生し、鉛直変位の最大値はトンネル直上で発生するものと考えられる。

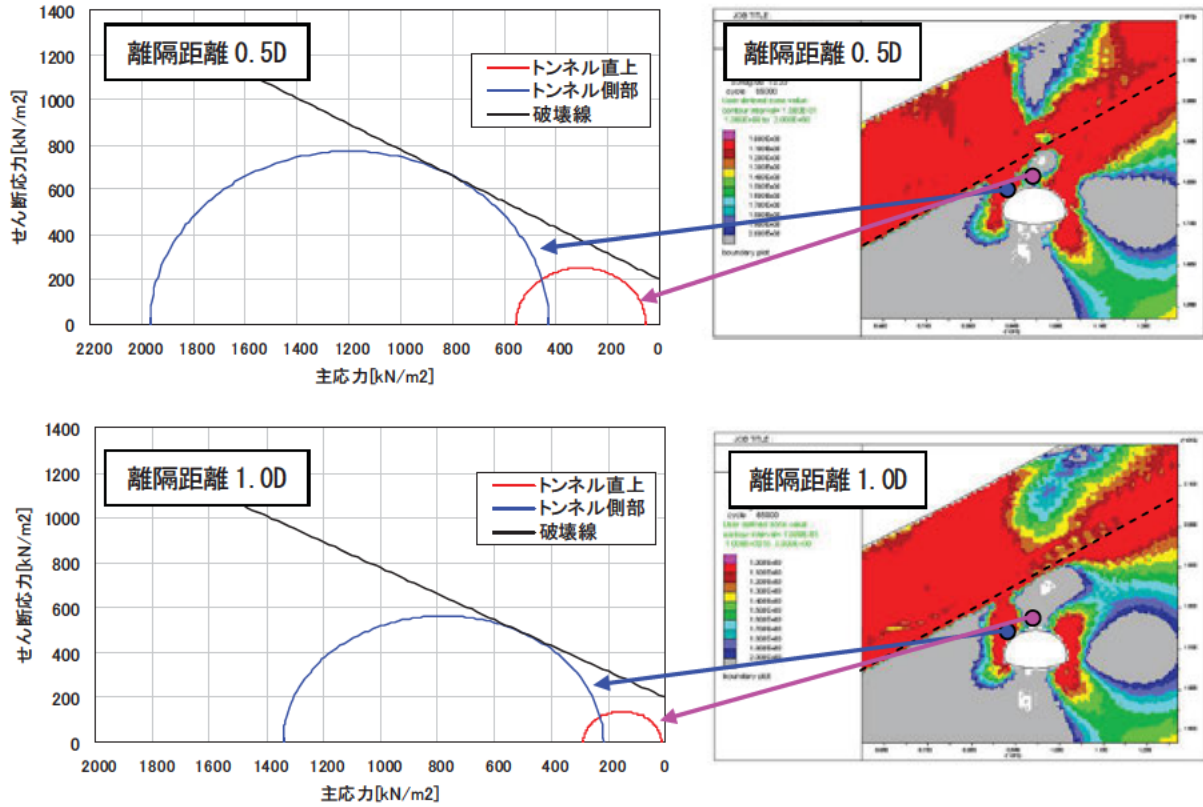


図 4.182 トンネル周辺の主応力の分布（上段：離隔距離 0.5D、下段：離隔距離 1.0D）

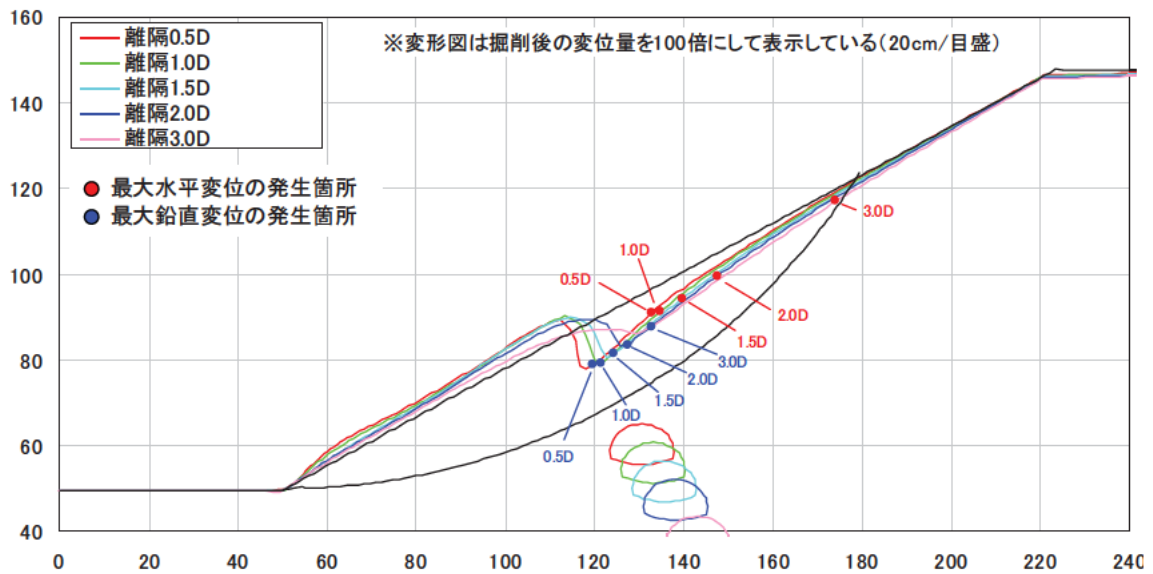


図 4.183 離隔距離毎の地表面の最大水平変位と最大鉛直変位の発生箇所

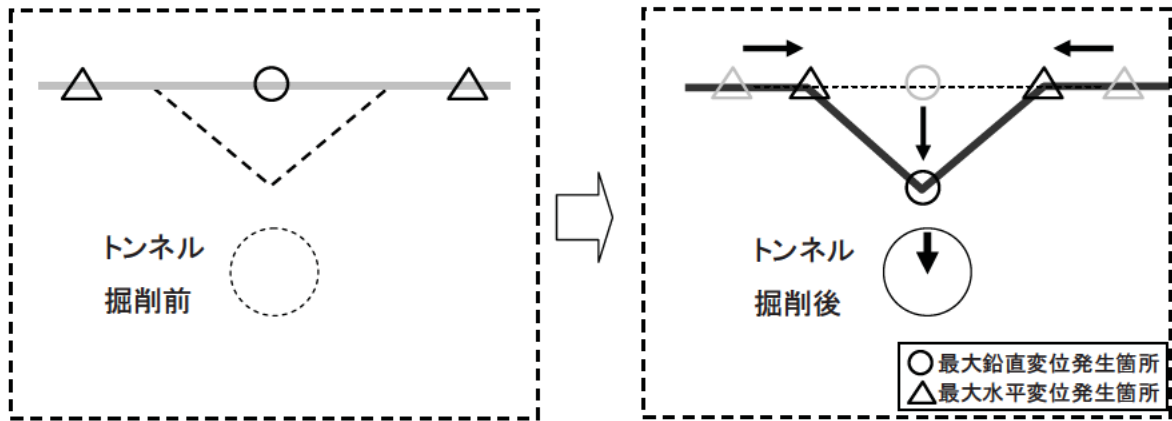


図 4.184 地表面の水平変位と鉛直変位の最大値の発生箇所のイメージ図

②斜面勾配の影響

斜面勾配 20 度、トンネル位置：中央部、基盤 I の地盤物性値：強 (A) の場合で、「各変位/土被り」、「弾塑性変位/弾性変位」と離隔距離の関係を図 4.185 に示す。

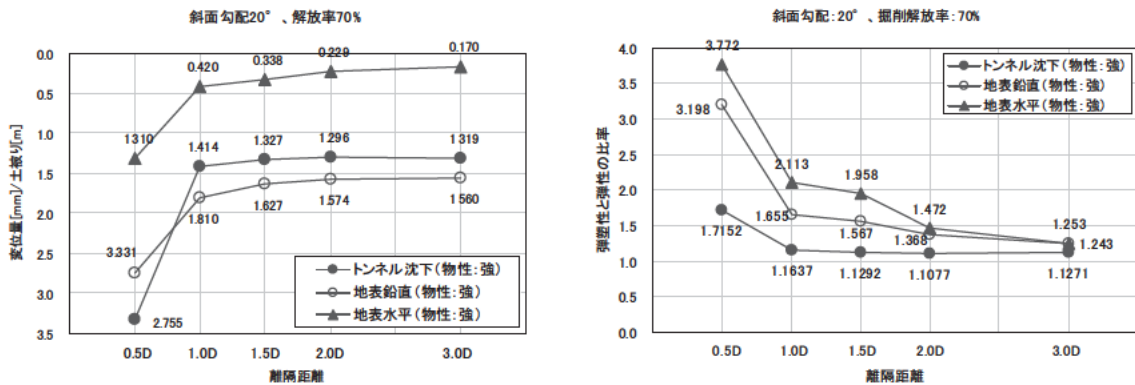


図 4.185 「各変位/土被り」「弾塑性変位/弾性変位」と離隔距離との関係

図 4.185 より、離隔距離 1.5D を越えると概ね各指標は平衡状態になり、この離隔距離よりも小さい場合は各指標が大きくなることが示されている。従って各指標からは 1.5D が安全な離隔距離と考えられる。

一方、トンネル掘削時にトンネル周辺に生じる最大せん断ひずみの分布を図 4.186 に示す。図 4.186 より、離隔距離 1.0D 程度を超えるとトンネル周辺に生じるひずみと地すべり土塊内に生じるひずみは独立した分布となり、離隔距離 0.5D の場合はそれぞれが干渉する傾向が見られ、離隔距離 2.0D を超えると、トンネル周辺には掘削に伴うひずみの分布は見受けられるものの地すべり土塊内には見られず、トンネル掘削の影響は地すべり土塊へ殆ど及んでいないと考えられる。このような点から、せん断ひずみの分布から安全な離隔距離は 1.0D～1.5D 程度と考えられる。

以上、2つの指標とひずみの分布から、「斜面勾配 20°、トンネル位置：中央部、基盤 I の地盤物性値：強 (A)」の場合の安全な離隔距離は 1.5D 程度と考えた。

このような検討により、他の斜面勾配 (30 度、45 度)、基盤 I の地盤物性値：弱 (C) の場合について解析を行い、安全な離隔距離をまとめると、表 4.69 に示す結果となる。留意点として、斜面勾配毎に物性値が異なるため (斜面勾配毎に自重時の変位や変形モードを合わせるため、斜面勾配毎に物性値を設定した)、斜面勾配毎の評価は相対的な評価になっていることである。

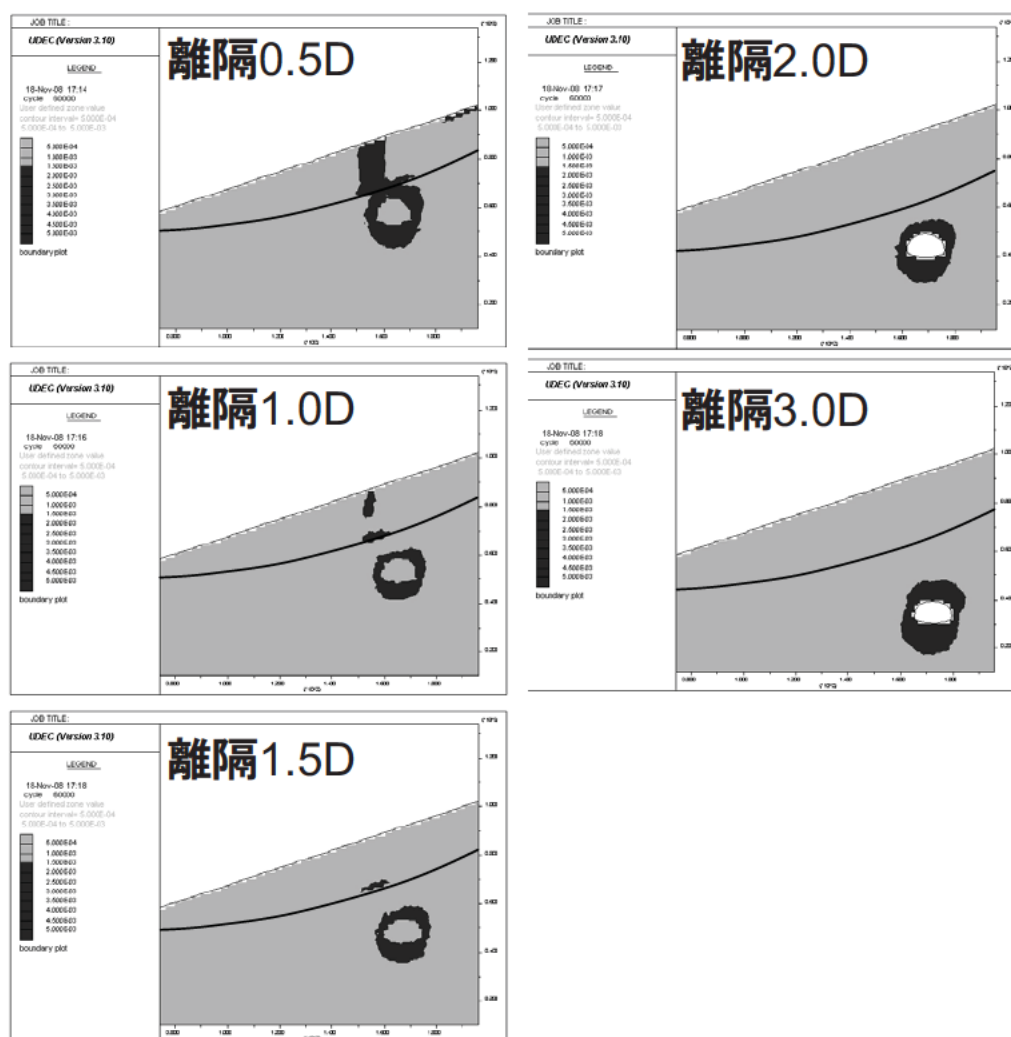


図 4.187 最大せん断ひずみの分布 (1.5%以上を着色)

表 4.69 斜面勾配毎の離隔距離の判定結果（トンネル位置中央部の場合）

物性:強	トンネル位置:中央部	物性:弱	トンネル位置:中央部
斜面勾配:20度	1.5D	斜面勾配:20度	1.5D
斜面勾配:30度	2.0D	斜面勾配:30度	3.0D以上
斜面勾配:45度	2.0D	斜面勾配:45度	3.0D以上

斜面勾配毎の解析結果の違いは、トンネル掘削前の初期応力の影響と考えられる。図 4.187 にトンネル掘削前のトンネル周辺に作用する主応力の分布を示す。水平モデルのトンネル掘削前のトンネル周辺の主応力ベクトルはほぼ地盤の鉛直方向、水平方向に向いている。一方、斜面勾配 30 度のケースでは、主応力の方向はやや斜面の谷側、もしくは斜面の勾配に沿った方向に向いている。これは斜面勾配の影響を受けて生じた分布であると考えられる。なお水平モデルにてトンネル周辺でやや主応力ベクトルがトンネルの輪郭に沿うような分布をしているのは、トンネルの形状を作成するために設定したジョイント要素の影響であると考えられる。

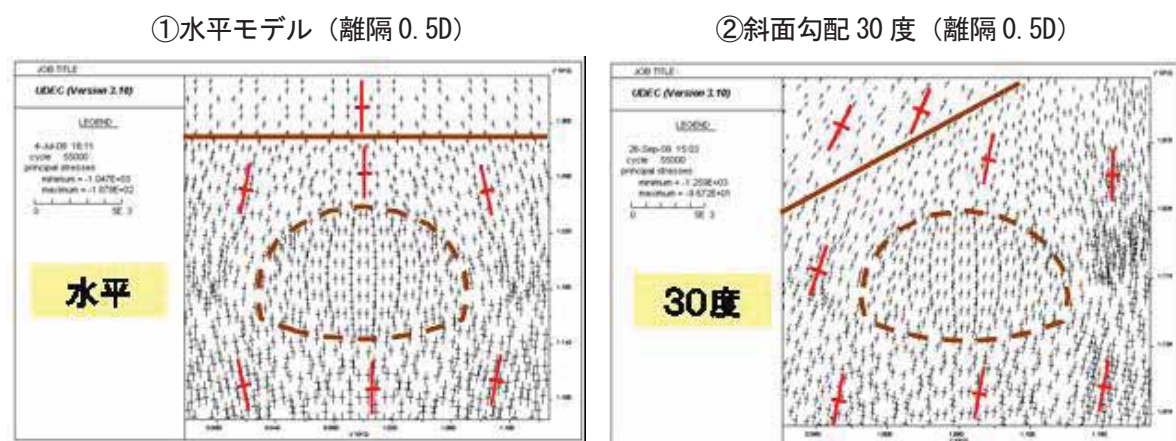


図 4.187 トンネル掘削前の主応力の分布

このようなトンネル掘削前の初期応力の状態は斜面勾配に起因した分布を呈していると考えられる。そのような応力状態に対しトンネルを掘削した場合、水平な場合はトンネルとほぼ左右対称のひずみ分布を示しているが、斜面勾配が徐々に大きくなるとひずみの分布は斜面勾配の影響を受けた分布となる。斜面勾配毎にひずみの分布が異なるのは、斜面勾配が大きくなると、斜面勾配に沿った変位に起因する応力分布が斜面内部に形成されるためと考えられる。

図 4.188 には斜面勾配 20,30,45 度の場合のトンネル掘削後のひずみの分布を示しているが、斜面勾配 20 度の場合、トンネル周辺のひずみ分布はやや傾斜した分布となっていること、地すべり土塊内のひずみの分布はトンネルの直上でなく、やや谷側に発生していることなど、斜面勾配

の影響を受けた分布となっている。以後、30度、45度の場合、トンネル周辺のひずみ分布は20度の場合同様、斜面勾配の影響を受け傾斜した分布となり、また地すべり土塊周辺のひずみの分布は、地すべり土塊の変位に伴い、末端部（斜面下方）や頭部（斜面上方）にひずみが発生する分布となっている。特に斜面勾配45度の場合は、トンネル周辺と地すべり土塊周辺のひずみが干渉し、他の斜面勾配のケースと比較して大きな分布となっている。以上のことを模式的に図4.189に示す。

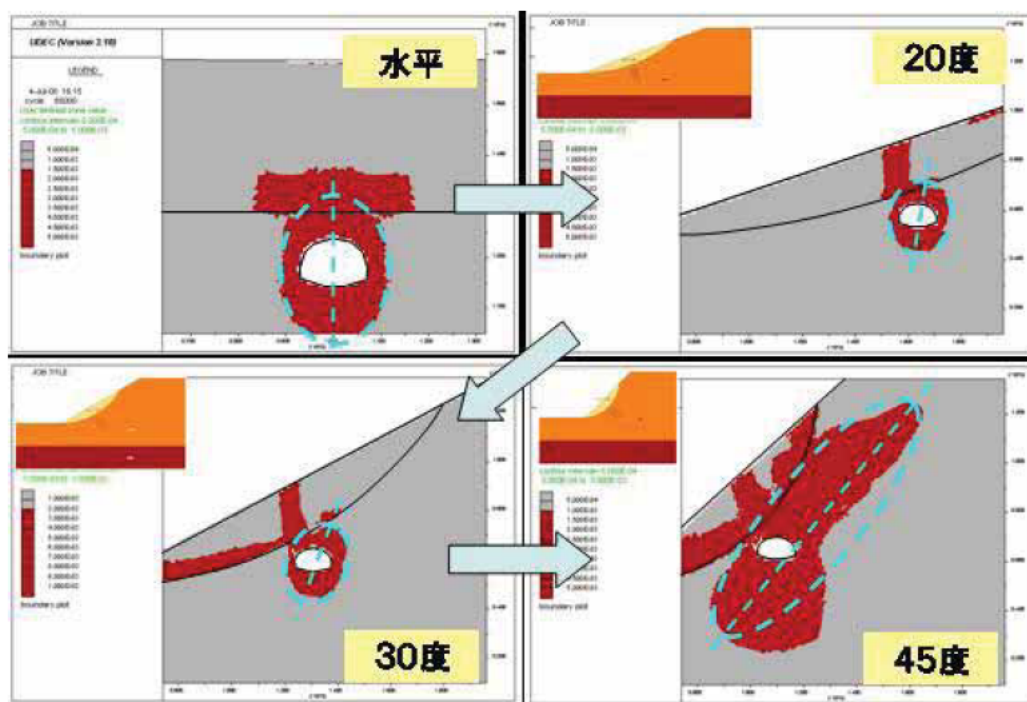


図 4.188 斜面勾配毎の最大せん断ひずみの分布（離隔距離 0.5D の場合）

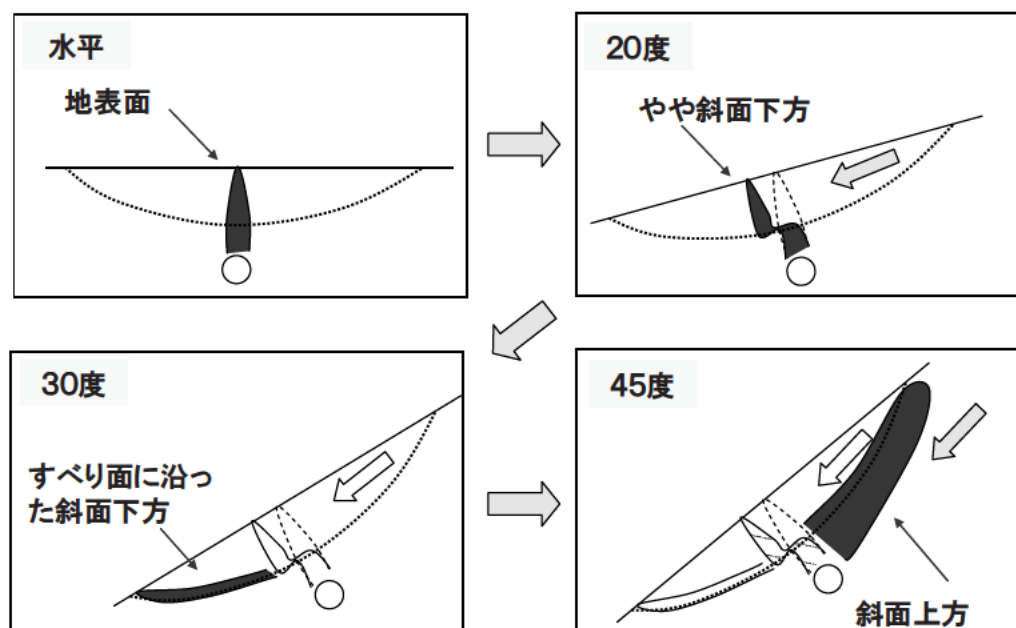


図 4.189 斜面勾配毎の最大せん断ひずみの分布（離隔距離 0.5D の場合）

③離隔距離の検討に関する解析結果のまとめ

斜面勾配やトンネルの位置などのパラメトリックスタディの結果、安全な離隔距離の判定結果を図 4.190 に示す。留意点としては、これらの結果は、前提条件（斜面勾配、トンネル位置、物性）が与えられた際の安全離隔距離の目安となるものであり、適切なトンネルの位置を求めものではないこと、斜面勾配毎に物性値が異なるため、斜面勾配毎の評価は相対的な評価になっていることである。

なお、3 ケース程は離隔距離 3.0D を越えても解析結果は平衡状態にならなかった。これらのケースの安全な離隔距離は 3.0D 以上であると考えられる。

:安全
 :危険

斜面勾配	物性	掘削解放力	トンネル位置	離隔					
				0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	3.0D	
30°	強	70%	中央						
			末端						
			頭部						
	弱		中央						
			末端						
			頭部						
20°	強	中央							
	弱	中央							
45°	強	中央							
	弱	中央							

図 4.190 安全な離隔距離の判定結果

(2) 地すべりがトンネルに与える影響評価

各解析手法により求められた安全離隔を図 4. 192～図 4. 193 に示す。なお、求められた安全離隔に幅があった場合は、離隔の大きな値（安全側）を採用した。

また、全ての手法において危険と判断された離隔を「危険離隔距離」、全ての手法において安全と判断された離隔を「安全離隔距離」、解析手法により安全側の結果と危険側の結果に分かれた離隔範囲を「要注意離隔距離」とし、図にまとめたものを図 4. 194～図 4. 195 に示す。

物性	応力解放率	斜面勾配	トンネル位置	解析手法	離隔					
					0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
強 (A)	70%	30度	末端部	有限要素法 (DP)	[Red bar from 0 to 1.5D, Blue bar from 1.5D to 3.0D]					
				有限要素法 (MC)	[Red bar from 0 to 1.5D, Blue bar from 1.5D to 3.0D]					
				有限差分法 (MC)	[Red bar from 0 to 1.5D, Blue bar from 1.5D to 3.0D]					
				マニフォールド法 (DP)	[Red bar from 0 to 1.0D, Blue bar from 1.0D to 3.0D]					
				個別要素法 (MC)	[Red bar from 0 to 2.0D, Blue bar from 2.0D to 3.0D]					
			中央部	有限要素法 (DP)	[Red bar from 0 to 1.5D, Blue bar from 1.5D to 3.0D]					
				有限要素法 (MC)	[Red bar from 0 to 1.5D, Blue bar from 1.5D to 3.0D]					
				有限差分法 (MC)	[Red bar from 0 to 1.5D, Blue bar from 1.5D to 3.0D]					
				マニフォールド法 (DP)	[Red bar from 0 to 1.5D, Blue bar from 1.5D to 3.0D]					
				個別要素法 (MC)	[Red bar from 0 to 2.0D, Blue bar from 2.0D to 3.0D]					
			頭部	有限要素法 (DP)	[Red bar from 0 to 1.5D, Blue bar from 1.5D to 3.0D]					
				有限要素法 (MC)	[Red bar from 0 to 1.5D, Blue bar from 1.5D to 3.0D]					
				有限差分法 (MC)	[Red bar from 0 to 1.5D, Blue bar from 1.5D to 3.0D]					
				マニフォールド法 (DP)	[Red bar from 0 to 1.0D, Blue bar from 1.0D to 3.0D]					
				個別要素法 (MC)	[Red bar from 0 to 2.0D, Blue bar from 2.0D to 3.0D]					

物性	応力解放率	斜面勾配	トンネル位置	解析手法	離隔					
					0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
弱 (C)	70%	30度	末端部	有限要素法 (DP)	[Red bar from 0 to 2.0D, Blue bar from 2.0D to 3.0D]					
				有限要素法 (MC)	[Red bar from 0 to 3.0D, Blue bar from 3.0D to 3.0D]					
				有限差分法 (MC)	[Red bar from 0 to 2.0D, Blue bar from 2.0D to 3.0D]					
				マニフォールド法 (DP)	[Red bar from 0 to 3.0D, Blue bar from 3.0D to 3.0D]					
				個別要素法 (MC)	[Red bar from 0 to 3.0D, Blue bar from 3.0D to 3.0D]					
			中央部	有限要素法 (DP)	[Red bar from 0 to 2.0D, Blue bar from 2.0D to 3.0D]					
				有限要素法 (MC)	[Red bar from 0 to 3.0D, Blue bar from 3.0D to 3.0D]					
				有限差分法 (MC)	[Red bar from 0 to 3.0D, Blue bar from 3.0D to 3.0D]					
				マニフォールド法 (DP)	[Red bar from 0 to 3.0D, Blue bar from 3.0D to 3.0D]					
				個別要素法 (MC)	[Red bar from 0 to 3.0D, Blue bar from 3.0D to 3.0D]					
			頭部	有限要素法 (DP)	[Red bar from 0 to 2.0D, Blue bar from 2.0D to 3.0D]					
				有限要素法 (MC)	[Red bar from 0 to 3.0D, Blue bar from 3.0D to 3.0D]					
				有限差分法 (MC)	[Red bar from 0 to 3.0D, Blue bar from 3.0D to 3.0D]					
				マニフォールド法 (DP)	[Red bar from 0 to 3.0D, Blue bar from 3.0D to 3.0D]					
				個別要素法 (MC)	[Red bar from 0 to 3.0D, Blue bar from 3.0D to 3.0D]					

MC Mohr Coulomb 降伏規準、 DP Drucker Prager 降伏規準

図 4.192 各解析手法における安全離隔距離 (上: 物性強、下: 物性弱)

物性	応力解放率	斜面勾配	トンネル位置	解析手法	離隔					
					0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
強 (A)	70%	20度	中央部	有限要素法 (DP)	0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
				有限要素法 (MC)	0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
				有限差分法 (MC)	0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
				マニフォールド法 (DP)	0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
				個別要素法 (MC)	0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
		有限要素法 (DP)		0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D	
		有限要素法 (MC)		0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D	
		有限差分法 (MC)		0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D	
		マニフォールド法 (DP)		0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D	
		個別要素法 (MC)		0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D	
		有限要素法 (DP)		0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D	
		有限要素法 (MC)		0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D	
		有限差分法 (MC)		0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D	
		マニフォールド法 (DP)		0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D	
		個別要素法 (MC)		0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D	

物性	応力解放率	斜面勾配	トンネル位置	解析手法	離隔					
					0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
弱 (C)	70%	20度	中央部	有限要素法 (DP)*	0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
				有限要素法 (MC)	0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
				有限差分法 (MC)	0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
				マニフォールド法 (DP)	0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
				個別要素法 (MC)	0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
		有限要素法 (DP)		0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D	
		有限要素法 (MC)		0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D	
		有限差分法 (MC)		0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D	
		マニフォールド法 (DP)		0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D	
		個別要素法 (MC)		0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D	
		有限要素法 (DP)*		0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D	
		有限要素法 (MC)		0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D	
		有限差分法 (MC)		0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D	
		マニフォールド法 (DP)		0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D	
		個別要素法 (MC)		0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D	

MC Mohr Coulomb 降伏規準、 DP Drucker Prager 降伏規準

* 基盤 I の解析物性値区分は中(B)を使用

図 4.193 各解析手法における斜面勾配ごとの安全離隔距離 (上: 物性強、下: 物性弱)

物性	応力解放率	斜面勾配	トンネル位置	離隔					
				0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
強 (A)	70%	30度	頭部	危険		要注意		安全	
			中央部	危険			安全		
			末端部	危険		要注意		安全	

物性	応力解放率	斜面勾配	トンネル位置	離隔					
				0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
弱 (C)	70%	30度	頭部	危険			要注意		
			中央部	危険			要注意		
			末端部	危険			要注意		

図 4.194 解析によって得られたトンネル位置ごとの安全離隔距離（上：物性強、下：物性弱）

物性	応力解放率	斜面勾配	トンネル位置	離隔					
				0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
強 (A)	70%	20度	中央部	危険		要注意		安全	
		30度		危険			安全		
		45度		危険			要注意		

物性	応力解放率	斜面勾配	トンネル位置	離隔					
				0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
弱 (C)	70%	20度	中央部	危険		要注意		安全	
		30度		危険			要注意		
		45度		危険					

図 4.195 解析によって得られた斜面勾配ごとの安全離隔距離（上：物性強、下：物性弱）

(3) まとめ

地すべりがトンネルに与える影響評価として、モデル解析によって得られた知見を以下に示す。なお、本共同研究においては離隔距離 3.0D 以上の解析を実施しなかったため、安全離隔距離を示すことができないケースが生じた。離隔 3.0D 以上のケースについては、今後さらなる検討が必要となる。

①各解析手法における安全離隔距離について

解析手法により、得られた安全離隔距離に多少のばらつきは認められるが、概ね 1.0D 程度の差に収まり、傾向としては各解析手法とも似通った傾向を示す結果が得られた。

②トンネル位置による安全離隔距離について

物性強 (A) の場合、危険離隔距離は頭部、末端部では 1.0D、中央部では 1.5D という結果が得られた。また、安全離隔距離は頭部、中央部、末端部のすべてにおいて 2.0D の離隔であるという結果が得られた。

物性弱 (C) の場合、危険離隔距離は頭部、中央部、末端部のすべてにおいて 2.0D 以内という結果が得られた。また、安全離隔距離は本検討の最大離隔距離である 3.0D までには収まらず、さらに大きな離隔距離を取る必要があるという結果が得られた。

③斜面勾配による安全離隔距離について

物性強 (A) の場合、危険離隔距離は斜面勾配 20 度では 1.0D、30 度では 1.5D、45 度では 2.0D という結果が得られた。また、安全離隔距離は 20 度では 1.5D、30 度では 2.0D、45 度では本検討の最大離隔距離である 3.0D より大きな離隔距離を取る必要があるという結果が得られた。

物性弱 (C) の場合、危険離隔距離は斜面勾配 20 度では 1.0D、30 度では 2.0D、45 度では本検討の最大離隔距離である 3.0D 以上の大きな離隔距離を取る必要があるという結果が得られた。また、安全離隔距離は 20 度のみにおいて 1.5D で、30 度、45 度においては 3.0D より大きな離隔距離を取る必要があるという結果が得られた。

5. 数値解析の現場への適用

5.1 はじめに

本章では本共同研究の成果をトンネル及び地すべり対策の計画・設計、施工、維持管理に活用する方法や留意点などについて述べる。共同研究の成果とは、①図 5.1(図 4.194 再掲)及び図 5.2(図 4.195 再掲)に示す安全な離隔距離を表すチャート、②数値解析モデルの構築方法、及び③数値解析から検討されたトンネルと地すべりの相互作用に関する機構の3つである。

本研究では、実際の現場で考えられる複雑な地質を簡略化したモデルを用いて、限られた条件(地すべり形状やトンネルと地すべりの配置)について解析を実施した。そのため、本研究から推定された安全な離隔を直接現場に適用するには限界がある。しかしながら、従来、考えられてきた安全な離隔(2.0D)が必ずしも適切でないことが示された点は、路線計画、設計・施工計画、施工時において参考とすべき重要な成果である。また、本研究から示されたトンネルと地すべりの変形機構は、計画・設計だけでなく施工中及び維持管理における計測の考え方にも反映させることができると考えられる。

本章では、まず、本研究成果の適用限界を記載する。次に、計画・設計から維持管理における本研究成果の適用の可能性を記載する。

物性	応力解放率	斜面勾配	トンネル位置	離隔					
				0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
強 (A)	70%	30度	頭部	危険		要注意		安全	
			中央部	危険		要注意		安全	
			末端部	危険		要注意		安全	

物性	応力解放率	斜面勾配	トンネル位置	離隔					
				0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
弱 (C)	70%	30度	頭部	危険		要注意			
			中央部	危険		要注意			
			末端部	危険		要注意			

図 5.1 (図 4.194 再掲) 解析によって得られたトンネル位置ごとの安全離隔距離

物性	応力解放率	斜面勾配	トンネル位置	離隔					
				0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
強 (A)	70%	20度	中央部	危険		要注意		安全	
		30度		危険		要注意		安全	
		45度		危険		要注意			

物性	応力解放率	斜面勾配	トンネル位置	離隔					
				0.5D	1.0D	1.5D	2.0D	2.5D	3.0D
弱 (C)	70%	20度	中央部	危険		要注意		安全	
		30度		危険		要注意			
		45度		危険					

図 5.2 (図 4.195 再掲) 解析によって得られた斜面勾配ごとの安全離隔距離

5.2 本成果の適用限界

本研究における解析では、現場の複雑な条件を簡略化したモデルを作成し、トンネルと地すべりの主たる相互作用を調べた。実際の現場への適用にあたっては、本研究で扱った解析条件と現場の条件を比較し、本研究成果の適用性を検討する必要がある。

本研究における数値解析モデルの制約条件を表 5.1 に示す。また、本研究で取り扱わなかった条件について、モデル化の可能性を同表に記載した。一般に特定の現場の主要な条件を表す数値解析モデルを構築することは可能と考えられるが、地すべりを構成する材料特性、すべり面形状、地下水などの不確定性を考慮し、計画及び設計における数値解析の役目を明瞭にした上で実施することが望ましい。一例を挙げれば、数値解析とは、確定論的な予測を目的とするのではなく、最も厳しい条件下で発生しうる危険な状態をリスクマネジメントの一つとして推定することが役目として考えられる。

表 5.1 本研究成果の制約条件と特定現場のモデル化の可能性

本共同研究におけるモデルの制約条件	特定現場のモデル化の可能性
(1) 2次元モデルであり、三次元的な地形・地質、地すべりの平面形(例えば馬蹄形、沢型、ボトルネック型)、トンネルと地すべりの配置の影響は扱っていない(図 5.3)。	必要に応じて三次元解析を実施する。結果はすべり面形状や地質構造の三次元データの信頼性に依存するので、調査・試験と観測が重要である。
(2) トンネルと地すべりが直交するようなケースのみ検討している(図 5.4)。	上記と同様、三次元解析が必要となる場合が考えられる。
(3) 地すべり土塊及びトンネル周辺の基盤は均質であり、亀裂や断層などの不連続面、異方性等、不均質性は考慮していない(図 5.5、図 5.6)。	左記の特性をモデル化する理論はあるが、調査・試験からモデルのパラメータを得るには限界があり、確定論的な予測を目的としたモデル化は難しい。
(4) 地すべり土塊は単独のすべり面で表される円弧形状としている。椅子型や船底型のすべり面形状、また複数のすべり面が存在する場合の検討は行っていない(図 5.7)。	実際の地すべり面形状をモデル化することは可能と考えられる。ただし、すべり面形状や地質構造のデータを調査・試験から得る必要がある。
(5) 地下水の影響は考慮していない。	水圧を考慮した有効応力に基づく解析が必要である。しかし、亀裂などの不連続面や破碎された岩盤内の水圧を推定することは難しい。
(6) 初期地圧は掘削前のモデルに重力を加えることで設定しており、実際の初期地圧を表しているとは限らない。	初期地圧を計測することは容易でない。解析では、既往の事例を参考に数通りの設定を行う方法が考えられる。
(7) 掘削時及び長期的なすべり面や岩盤の強度の低下は考慮していない	すべり面については、試験から残留強度を推定することは可能と考えられる。一方、基盤や地すべり土塊の強度低下を推定することは難しい。
(8) トンネルの施工方法と手順、支保工、覆工をモデル化していない。	必要に応じて支保工及び覆工と施工手順をモデル化することは可能と考えられる。

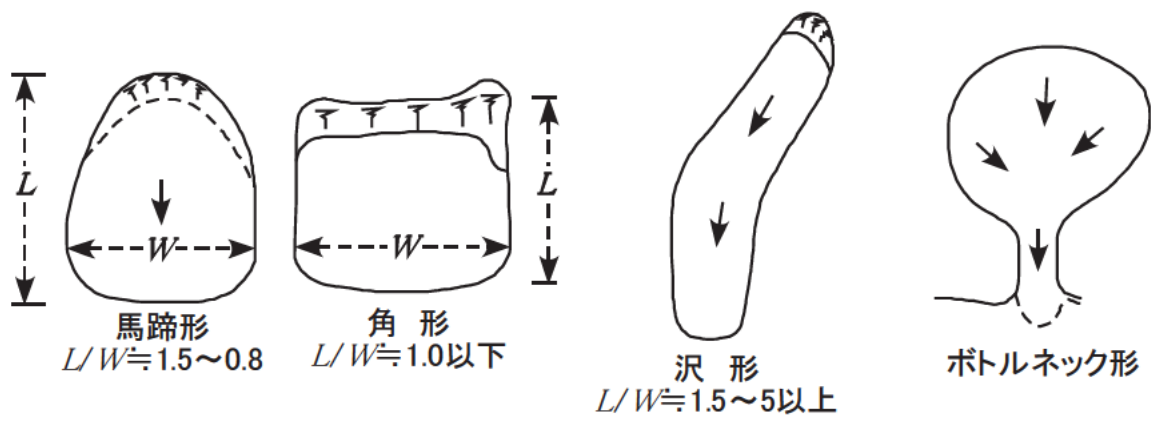


図 5.3 地すべりの平面形²⁸⁾

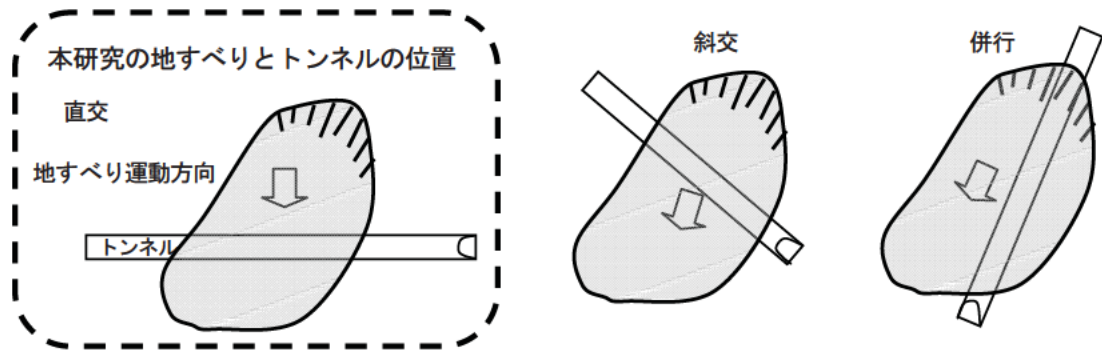


図 5.4 地すべりとトンネルの交差形態

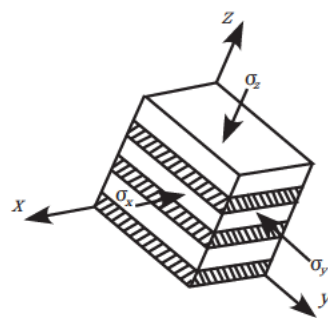


図 5.5 異方性のある岩盤 (左) と模式図 (右)



図 5.6 節理などの不連続面

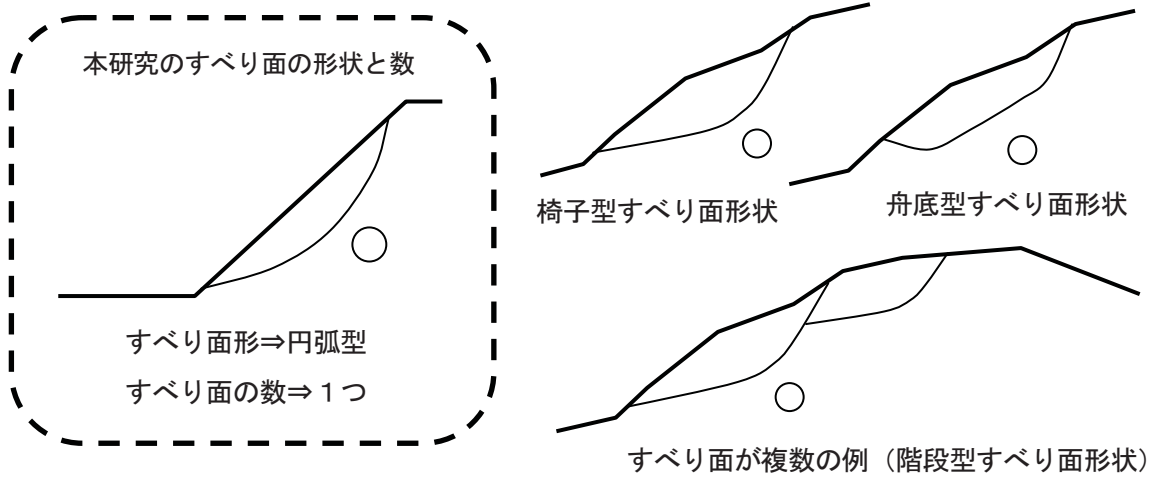


図 5.7 すべり面の形状やすべり面の数²⁸⁾

5.3 路線選定及びトンネル計画・設計までのフローにおける本成果の適用例

一般に数値解析は、路線選定から調査、計画、設計、施工、維持管理までの各段階にて関係すると考えられる。例えば路線選定の段階で数値解析に必要な物性値を得るための調査・試験が実施された場合、計画段階で数値解析を用いてトンネルと地すべりの安全な離隔距離を検討することが考えられる。また、維持管理の段階でトンネルに変状が確認された場合、変状の発生原因を解明する手段の1つとして数値解析を実施することが考えられる。ただし、本共同研究の主眼は安全な離隔距離の評価であることを踏まえれば、数値解析は主として路線選定から設計段階の間で活用されるものと想定し、以下にその具体的な活用方法を示した。

図 5.8 は、トンネル標準示方書（山岳工法編・同解説）²⁹⁾に掲載されている路線選定からトンネルの設計及び施工計画までの流れ（図 5.9）を参考に、本研究成果を踏まえて数値解析との関係付けを示したフロー案である。フロー図中の赤字部分が、本研究の関係する事項である。

路線選定の段階では、概査の結果に基づき地すべり地形を抽出し路線を選定する。路線の概略位置が決定された段階で地すべりの影響が懸念される場合は、地すべり調査（精査）により地すべりのブロック・すべり面を特定する。この段階でトンネルと地すべりの位置関係を把握し、選定した路線でのトンネルと地すべりの離隔距離の妥当性を評価する。なお評価に際しては地すべり土塊及び基盤の物性値（強度と変形特性）の分布を把握することが必要となる。また断層や亀裂などの不連続面の情報、地下水位に関する情報も重要であり、従って地すべり調査ではこれらの情報を取得できる調査を実施する必要がある。

本研究成果に基づいて安全離隔距離を評価し、ルート変更の必要性を検討する。その結果、少々の変更で安全な離隔距離を確保できる場合と大きな変更を要する場合が考えられる。次に路線の概略設計のための調査を行うが、その実施内容は地すべりの調査と重複しない計画とする。

以上が本研究成果を踏まえた数値解析の関係を具体的に示したものである。なお地盤条件の不確実性などにより当初想定した離隔距離を設定し施工を進めた段階でトンネルの変状が生じた場合は、その原因について検討し対応策として補助工法の適用性(5.5.5 項参照)について検討することも考えられる。

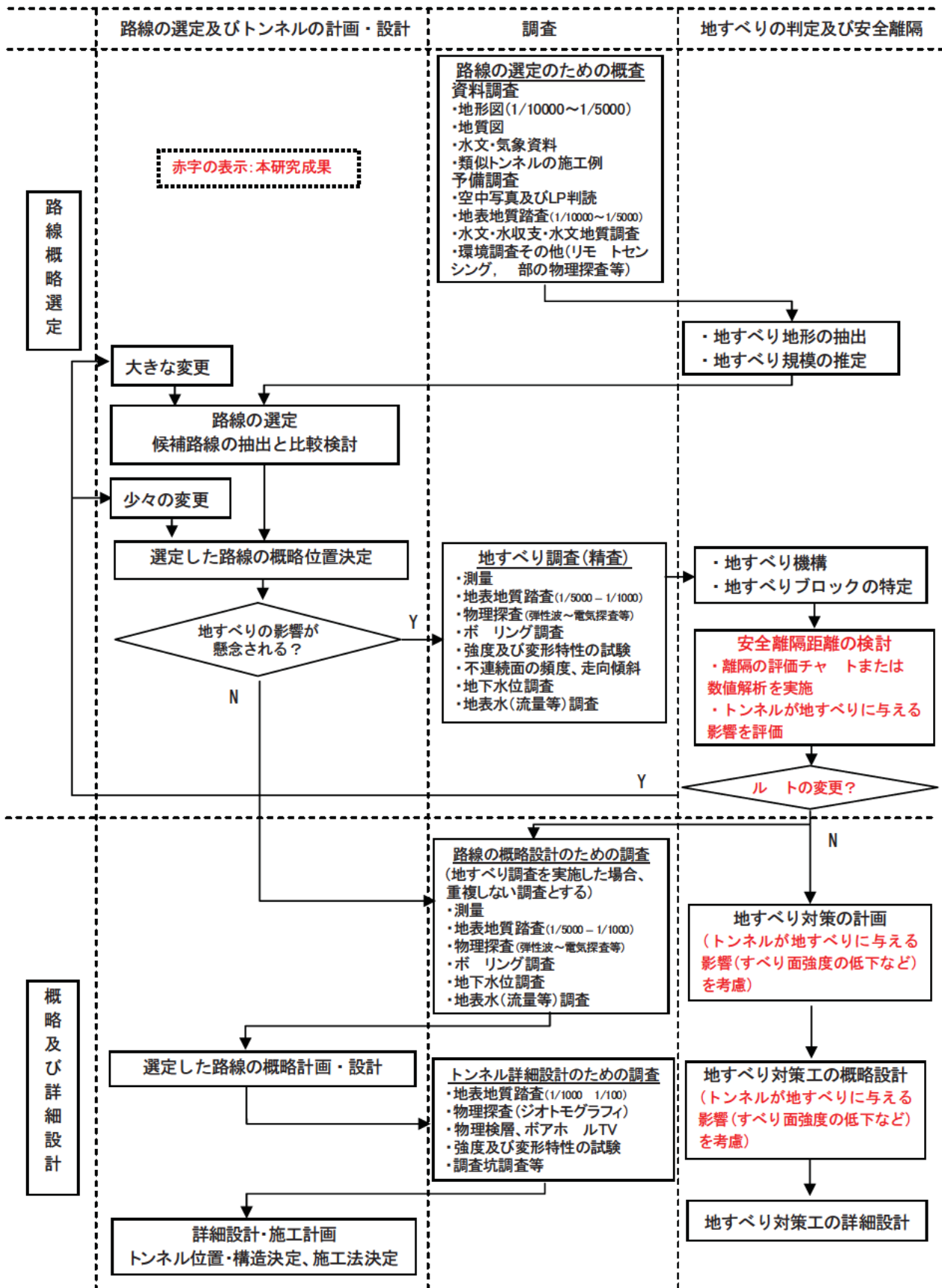


図 5.8 トンネルの路線選定から計画・設計のフローにおける安全離隔距離の検討

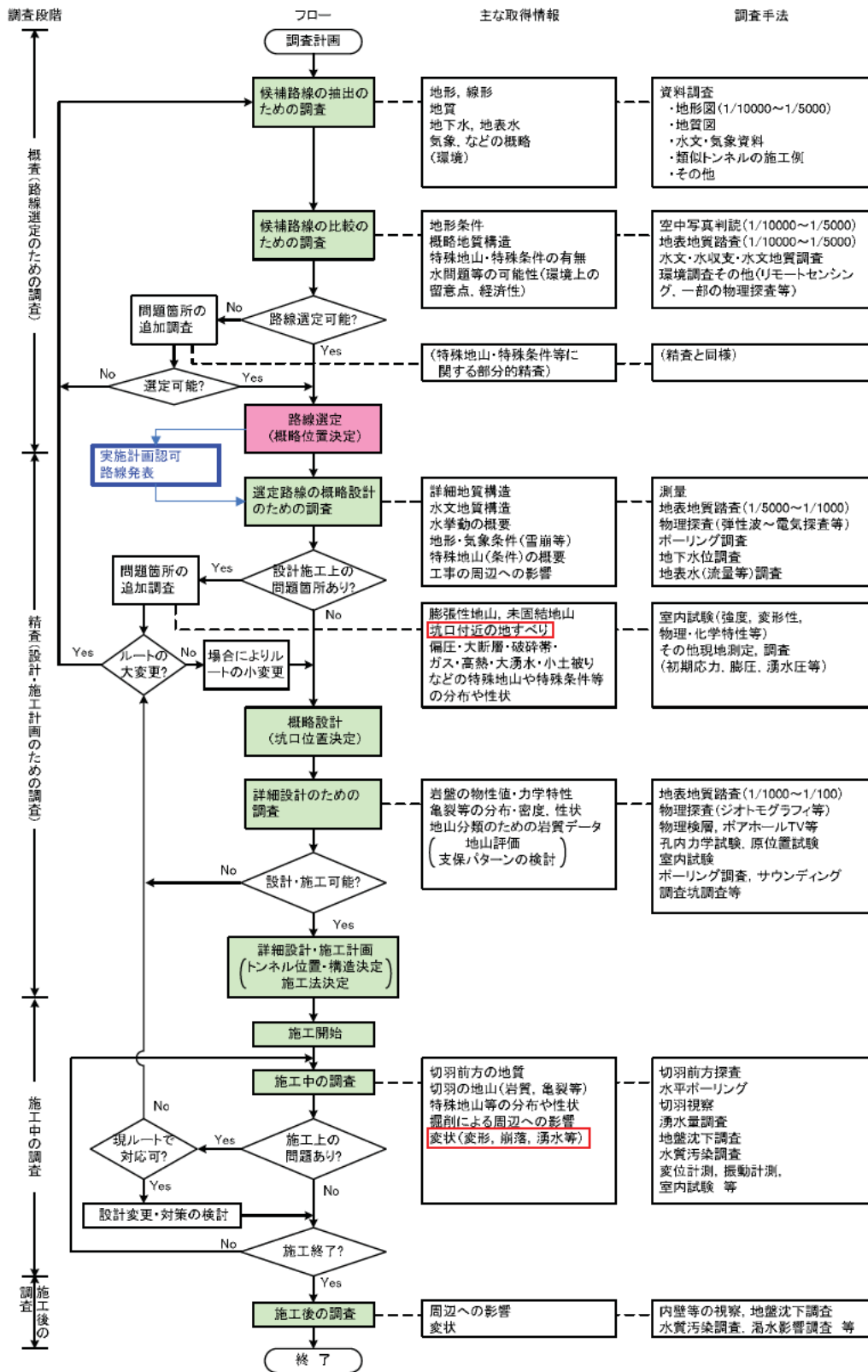


図 5.9 地山条件の調査の流れと調査手法及び取得情報のフロー

トンネル標準示方書(山岳工法編・同解説)²⁹⁾より

5.4 トンネルと地すべりの離隔距離の検討に必要な調査

路線周辺に地すべりが懸念される場合は、トンネルの計画・設計を目的とした調査に加えて、地すべりの調査を行う(図 5.8)。ただし、トンネルと地すべりが隣接する周辺における調査ボーリングや物理探査は、トンネルの設計と同時に地すべり調査を目的とした計画とし、下記のように離隔距離の検討に必要な物性値と区分を取得することが効率的と考えられる。

地すべりの概査及び精査項目は図 5.8 に示す通りである。具体的な調査方法及び試験方法については、他の文献(例えば、渡：地すべり斜面崩壊の予知と対策¹⁾、地盤工学会：設計用地盤定数の決め方 岩盤編³⁰⁾)を参照するものとし、本節では、離隔の検討にあたり必要となる物性値の調査・試験方法の留意点についてのみ以下に記載する。

地すべり土塊だけでなくトンネル掘削位置周辺の岩盤に対しても、岩盤等級の判別や力学定数(変形係数、粘着力、内部摩擦角)の把握を目的とした調査・試験を検討する。ただし、地すべり地において、地山は褶曲や地すべり変動の影響を受け、岩盤内には細かい片理や断層などの不連続面や破碎域が不規則に存在することが多い(写真 5.1 及び 5.2)。そのため、粘性土や砂質土からなる基礎地盤の調査・試験方法が適用できるとは限らないということに留意し、地山に応じた試験方法について十分に検討を行うべきである。



写真 5.1 破碎されている凝灰岩(D級)

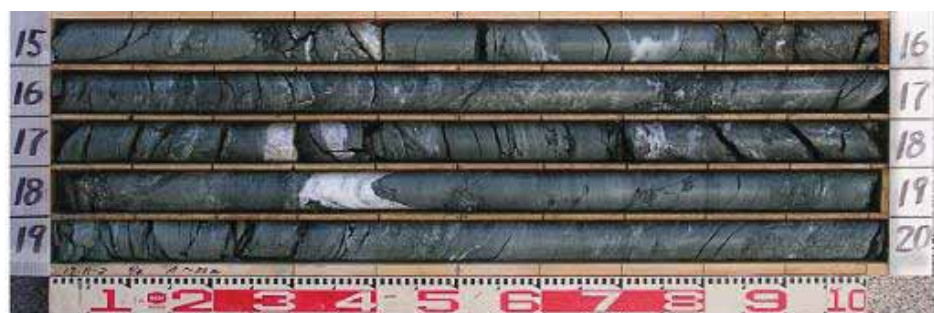


写真 5.2 片理が顕著に認められる緑色片岩

施工前の段階で岩盤の変形係数及び強度定数を推定するには、以下に挙げる三つの方法を総合的に検討することが望ましい。施工中は、地表面、地中、トンネル内の変位観測結果を再現して逆算する方法が考えられる。

(1) 施工前

- ① 岩盤等級に基づく既往の文献値^{30), 31), 32)}から上限値と下限値を推定する方法
- ② 室内試験（強度試験や物理試験）
- ③ ボーリング孔内で実施する原位置試験（孔内水平載荷試験、標準貫入試験、物理検層など）

(2) 施工中

- ④ 地すべり土塊やトンネルの変位観測結果の再現解析から逆算する方法

亀裂の多い岩盤を対象とした場合、室内強度試験により亀裂の影響を反映した強度を求めることが困難であるため、解析対象領域のマクロ的な強度と変形特性を推定することは難しい。したがって、室内試験結果は岩盤のなかで亀裂を含まない岩石の強度として考えられ、地質的な特徴が異なると考えられる領域の岩盤等級を設定する上で参考にするものと位置づけられる。ここで、岩石とは岩盤のなかで亀裂を含まない部分を指す。

一方、ボーリング孔を利用した原位置試験は、亀裂の影響もある程度反映しており、対象領域のマクロ的な強度と変形特性を推定する上で参考となる。ただし、ボーリング孔を用いた試験結果は、限られた範囲の局所的な値を示している場合があり、その結果をそのまま解析に適用するのではなく、岩盤等級、地すべりタイプ（岩盤地すべり、風化岩地すべり、崩積土地すべり、粘質土地すべり）²⁸⁾、風化度や亀裂の頻度との相関を分析し、試験結果の特徴と妥当性を整理する必要がある。

以上のように亀裂の多い岩盤の物性値を推定することは容易ではない。したがって、施工前に実施する数値解析においては、その他の要因（離隔距離や応力解放率など）と併せて物性値の上限値と下限値の範囲で感度解析を実施し、推定される主な傾向と機構を5.5節に述べるように計画・設計、施工・計測に反映させることが肝要と考えられる。

施工中においては、観測された変位データ等（地すべりとトンネルの両方）を再現することで物性値を逆算することができ、施工前に解析を実施した場合は、実測に基づいてモデルを修正したことになる。再現解析を実施した修正モデルを用いて設計の妥当性を確認するとともに、さらに進められる施工の経済性と信頼性の向上に役立てることができる。

5.5 トンネル及び地すべり対策の設計と施工における成果の活用

本節では、本研究から得られた成果のうち、数値解析モデルの構築方法、トンネルと地すべりの相互作用に関する機構(5.1節に記載した成果の二つ目及び三つ目)の活用について記載する。

5.5.1 数値解析により安全離隔距離を検討する場合の留意点

路線の選定及び概略設計にあたっては、数値解析の結果から推定される安全離隔距離(図 5.1、図 5.2)を参考とする。ただし、本研究結果と現場条件が異なる場合は、その現場特有の地盤・岩盤の力学特性、地形、トンネルと地すべりとの配置をモデル化した数値解析を実施して安全離隔距離を評価することを推奨する。数値解析の実施にあたっては、以下の点に留意する必要がある。

- (1) 物性値の区分と境界条件の設定によっては、初期応力を設定した段階で、不自然と考えられる破壊域等が発生する(4.1.2項参照)。よって、①変位境界とトンネル及び地すべりの距離を充分とること、②実際の基盤は、強度と変形係数が深度とともに大きくなることについて留意する。
- (2) 地盤・岩盤を表す構成則によっては、同じ強度定数を設定しても塑性化の傾向が異なる場合がある(4.1.4項参照)。例えば、Drucker Prager(DP)規準で定義される降伏曲面とMohr Coulomb(MC)規準に基づく降伏曲面は異なり、定数も異なる。そのため、ある応力状態でDP規準とMC規準が一致するようにDP規準の定数を補正したとしても、別の応力状態における両者の降伏曲面が一致するとは限らない。したがって、構成則の定式化における仮定及び理論的な特徴を把握した上で構成則を選択し定数を設定する必要があることに留意する。
- (3) 同じ構成則と物性値を用いたとしても、例えば有限要素法、有限差分法、マニフォールド法、個別要素法(2.2.2項、2.2.3項、2.2.4項、2.2.5項、参照)のように支配方程式や離散化方法が異なると、塑性化が進行するにともなって解析結果に差異が発生する可能性がある。したがって、数値解析は、離散化方法における仮定及び理論的な限界(ひずみが充分小さいこと等)を踏まえた上で適用する必要がある。また、本共同研究におけるパラメトリックスタディー解析では、緩みの進行などで強度を低下させる軟化モデルを用いておらず、緩みの発生ですべり面強度や地盤・岩盤の強度低下が予想される場合は、軟化モデルの適用について留意する。
- (4) 二次元解析において設定するトンネルの応力解放率は、計測が開始されるまでに30~50%程度解放されると仮定し、支保を設置して残りの応力を解放するのが一般的である(4.1.5項参照)。しかし、応力解放率は施工方法、支保工の種類、岩盤の物性値に依存すると考えられ、必要に応じて支保工の効果をモデル化することに留意する。(4.1.5項参照)。

5.5.2 トンネルの設計及び施工計画における留意点

本研究から把握されたトンネルと地すべりの相互作用に関する機構は、次のようにトンネルの設計及び施工計画の策定上で参考とすることができる。

概略設計の段階において、計画時に安全な離隔距離が確保されている場合、トンネルの設計は、基本的にトンネル周辺の地山分類、土被り、事前の地質調査結果を参考に、通常のトンネルと同様の設計を実施する。ただし、斜面形状、地質構造、すべり面形状などによっては、安全な離隔が本研究結果と異なる可能性があるため注意を要する。例えば、斜面勾配が急になれば、主応力は斜面の勾配方向に傾き、トンネルに偏圧が作用しやすくなるだけでなく、緩み域も大きくなる傾向が示唆されている(図 5.10 及び図 5.11)。また、そのため、必要に応じて各現場の斜面の条件を数値解析に反映して、推定される初期地圧と緩み域も参考にして支保工を含むトンネルの構造を設計することが望ましいと考えられる。

なお、図 5.10 において地表面が水平なケースで最大主応力の方向が鉛直でない原因は、トンネル領域を表す基盤のメッシュのサイズ及びトンネルの輪郭周辺に設定されるジョイント要素の影響と考えられる。ただし、ここではトンネルを中心に見た主応力の対称性に着目しており、斜面が水平である場合は主応力の分布が対称であるが、斜面勾配が急になると対称とならず、トンネルに偏圧が作用しやすいことが示されている。

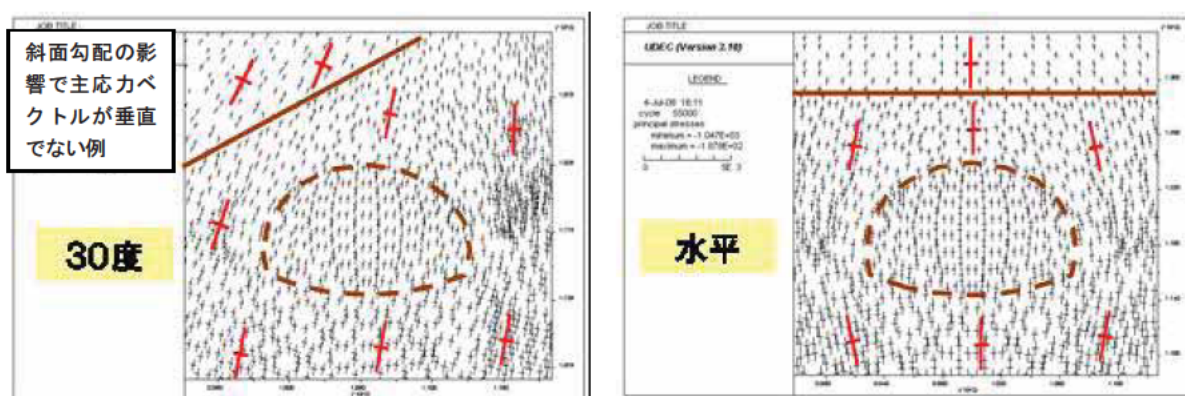


図5.10(図4.187再掲) トンネル周辺の主応力ベクトル(斜面勾配30度(離隔0.5D))

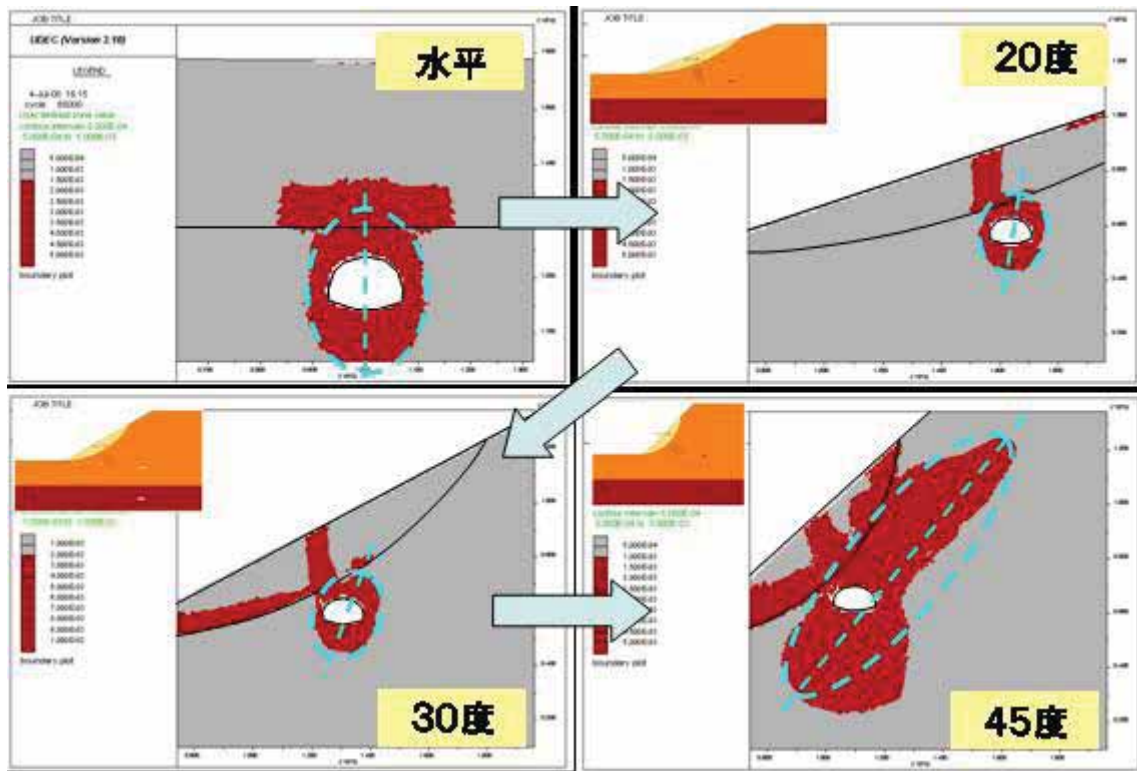


図 5.11 (図 4.188 再掲) 数値解析で推定された緩み域(せん断ひずみ 1.5%以上の例)

詳細設計の段階において、詳細設計のための調査により地すべりの分布、地すべり土塊やトンネル周辺の地山物性が計画時から危険側に変化した場合（あるいは危険であることが新たに判明した場合）、また、地すべり土塊とトンネルに安全な離隔距離が確保されていない場合は、本研究成果の数値解析手順を参考に、地すべり土塊の変形量を評価し、地すべりとトンネルの安定性について再評価を実施する。その結果、安全な離隔が確保できていないと判断された時点で、トンネルについては、トンネル掘削による地山の変位や緩みを極力抑制する工法の検討を行う。工法としては、長尺先受け工や長尺鏡ボルト工による先行変位抑制工、仮インバートやストラットによる早期の閉合、高強度吹付け工や鋼アーチ支保工のランクアップによる高剛性支保工の適用、などが挙げられる。これらの対策によって先行変位が抑制され、さらに、支保設置後の変位も抑制することが可能となる。工法の効果を評価するにあたり、三次元数値解析を実施することが望ましいが、二次元数値解析を実施する場合は、4.1.5 項に挙げたような機構及び既往の観測と解析事例に基づいて、長尺先受け工や長尺鏡ボルト工などの補助工法に応じた応力解放率を設定する方法を検討し、仮インバート（ストラット）、閉合、支保工といった変位抑制効果に寄与する対策に関する物性値の設定を適切に行う必要がある。

施工時においては、危険が予想される断面あるいは危険予知が早期に行える断面を選択し、少なくともトンネルの1横断面については、地上からの傾斜計やひずみ計に加えて、坑内B計測（鋼製支保工のひずみ測定、ロックボルト応力測定、地中変位計測定）を設計（計画）することを基本と

する。また、先行変位の低減に効果がある切羽補強工の補強効果を評価するため、切羽前方に変位計を設置するなど、補助工法の妥当性評価を目的とした計測も必要に応じて設計（計画）する。計測計画の立案にあたっては、数値解析から推定された変位や緩みの発生傾向を参考とすることができると考えられる。

ここでB計測とは、トンネル内の計測の立案にあたり計測の詳細度を表す概念であり、A計測とB計測の2種類がある。A計測は、観測・計測のうち、日常の施工管理のために実施するものであり、観察調査、天端沈下測定、内空変位、土被りが小さい箇所での地表面沈下測定等からなる³³⁾。B計測は、地山や立地条件に応じてA計測に追加して実施するもので、使用している支保部材や施工方法が妥当かどうかを判断し、設計・施工の修正に反映される。計測手法は、地中変位測定、ロックボルト軸力測定、吹付けコンクリート応力測定、鋼製支保工応力測定、地表面沈下、地下水位測定等からなる³³⁾。

5.5.3 地すべり対策工の検討における留意点

本項では、本研究の適用限界と得られた結果に基づいて、地すべりの対策工の検討における留意点を記載する。

地すべりのすべり面強度は掘削の影響で低下する可能性あるが、本研究における解析では、掘削に起因した強度低下を検討するには至っていない。そこで、地すべり対策工の検討にあたっては、旧日本道路公団の設計要領第一集³⁴⁾に記載のあるすべり面の強度低減方法を用いて所定の計画安全率を満たす対策を計画・設計する。しかし、トンネル及び斜面内の塑性域の分布は、斜面勾配などの影響も受け、トンネルを中心に対称な分布とならない(例えば図 4.183)。したがって強度低下の範囲の設定にあたっては、数値解析によって求められる結果も参考とすることが望ましい。また、トンネル掘削だけでなく、地すべりの滑動によりすべり面強度が低下することも考えられる。したがって、図 5.11 に示すようにすべり面強度を残留強度まで低下させるような解析も検討する余地がある。

この他、アンカー、杭、集水井などの地すべり対策工の検討にあたっては、数値解析から推定された地すべりの変形の傾向を参考とすることが考えられる。例えば、地すべり土塊の変位は、すべり方向だけでなく、トンネルに向かう鉛直成分が発生する可能性がある(図 5.14)。杭の打設後にこのような変位が発生すれば、杭は曲げによる応力だけでなく軸方向の応力が発生する(図 5.12)。また、アンカーの打設角度によっては初期緊張力が低下することも考えられる。実際にどのような荷重が抑止工に作用するかは、観測して検討する必要があるものの、数値解析の結果に基づいて対策工の効果を評価する上での参考とすることができると考えられる。

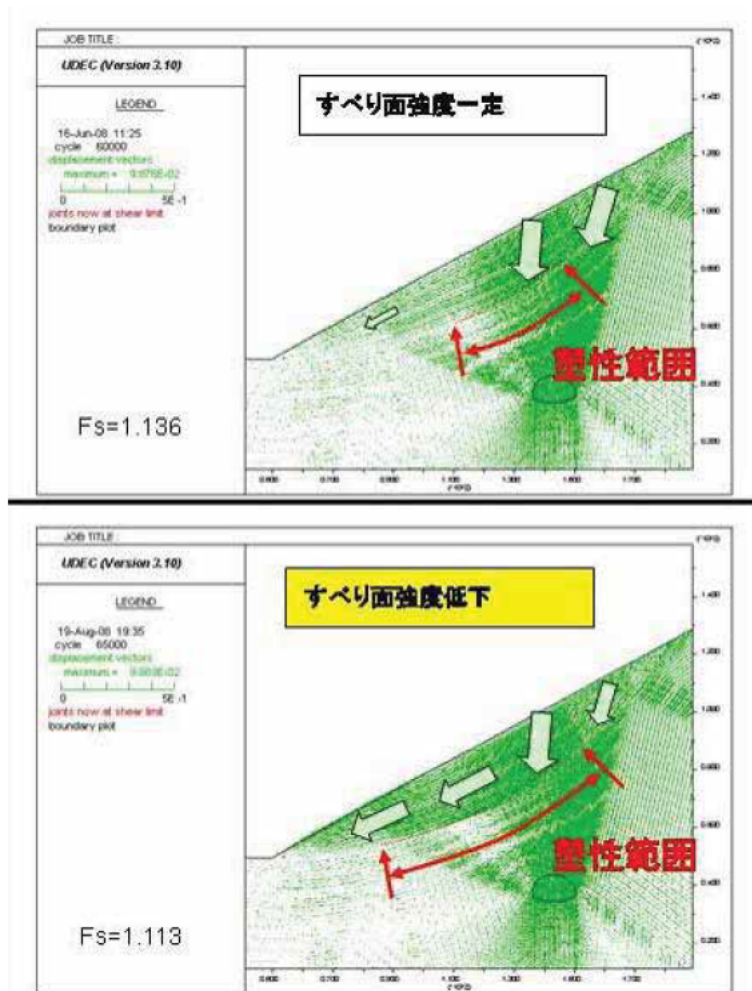


図 5.11 地すべりの滑動とともにすべり面の強度を低下させて解析した例

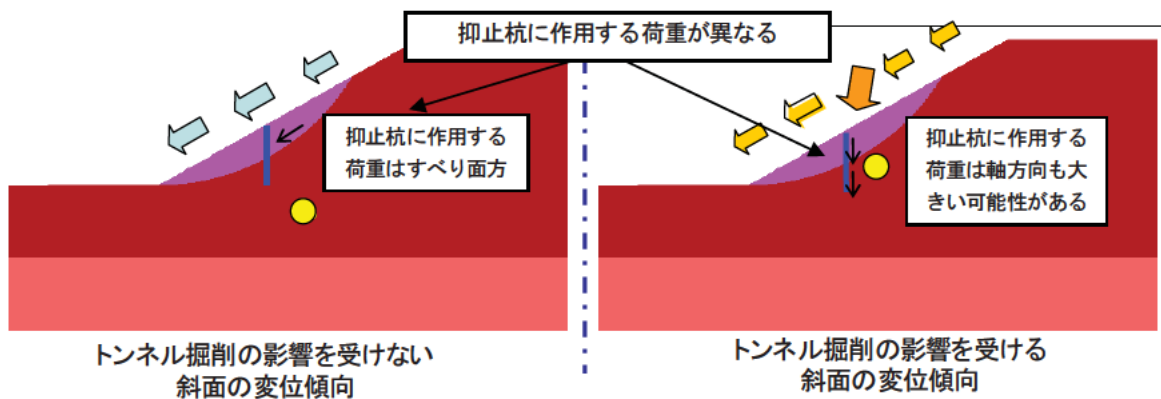


図 5.12 トンネル掘削の影響を受ける場合と受けない場合の抑止杭に作用する荷重

5.5.4 地すべり及びトンネルの計測計画への反映

地すべりの動態観測結果とトンネル内の計測結果は、別々ではなく総合的に分析する必要がある。例えば、トンネル切羽の変位速度の傾向が地すべりの変位速度の傾向と相関があれば、両者が相互に影響していることが推定できる。本項では、その点も踏まえ、本研究から得られたトンネルと地すべりの相互作用に関する機構に基づいて、地すべり及びトンネルの計測計画の検討における留意点や考え方を記載する。まず、地すべり及び地表面の計測について記し、次にトンネル掘削時の観測と施工管理について記載する。

(1) 地すべり及び地表面の計測

地すべりを監視する必要がある場合、また地すべり対策を実施する場合は、できるだけ早期に計測機器を設置し、トンネル掘削前後の地すべりの変動を把握できるようにする。この際、数値解析により図 5.13 及び図 5.14 のようにトンネル掘削時の地すべり土塊と基盤の変位が示されている場合、その発生領域と変位ベクトルを参考に計測計画を検討することができる。例えば図 5.13 及び図 5.14 に示すように、トンネルの影響がある場合は、トンネル上方の地表面に鉛直方向の変位成分が発生する可能性がある。すなわち、鉛直方向の変位が検知されれば、トンネルの影響が地すべりに及んでいることを示唆している。そこで、地表面については、地すべりの変動を捉えるための地盤伸縮計に加えて、レベル測量や光波測量、GPS により沈下量を観測することが考えられる。例として、既往文献に示されている観測計器の配置を図 5.16 に示す。

ただし図 5.14 に示すように、トンネルの掘削に伴いトンネル周辺の地盤はトンネルに向かって変形することが想定された場合、例えば層別沈下計（図 5.15）などでこのような変形の鉛直変位成分は計測できる可能性があるものの、水平変位成分を同時に計測することは容易ではない。このような変形を地表面から計測する方法については今後の課題である。なおすべり面の挙動を計測するためにこのような箇所に孔内傾斜計を設置した場合、トンネル周辺の変位に影響され孔内傾斜計の孔底が固定されず、計測データの評価に問題が生じる場合がある。従って孔内傾斜計の設置箇所の選定に際しては留意が必要と考えられる。

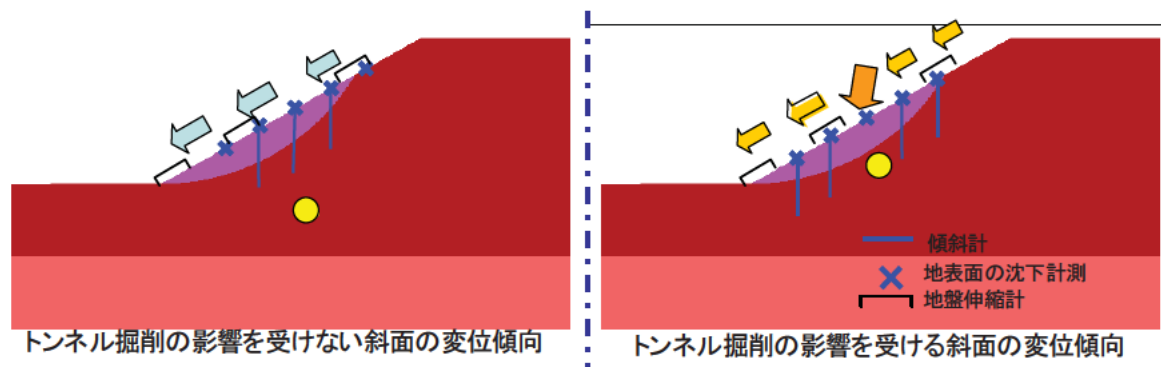


図 5.13 トンネル掘削の影響を受ける場合と受けない場合の地すべりの変位の模式図

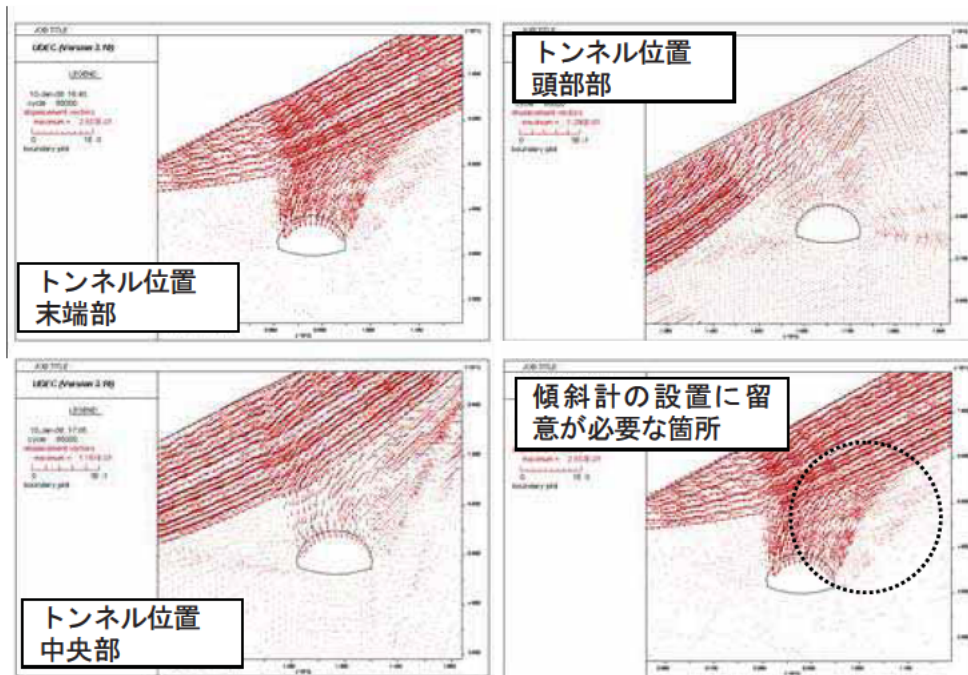


図 5.14 トンネル周辺の変位分布(離隔距離 1.0D の例)

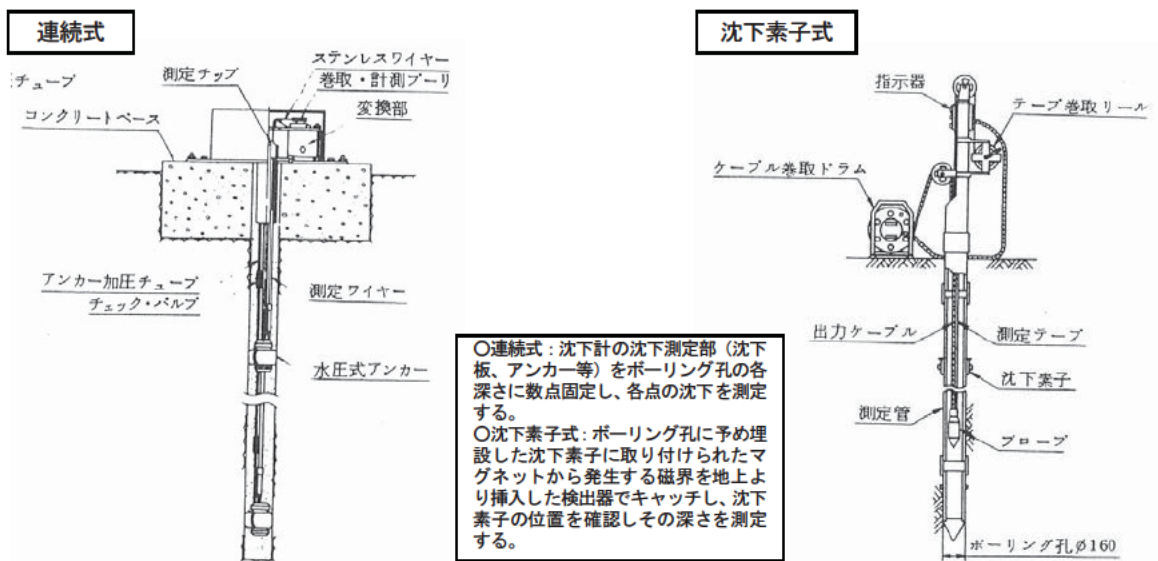
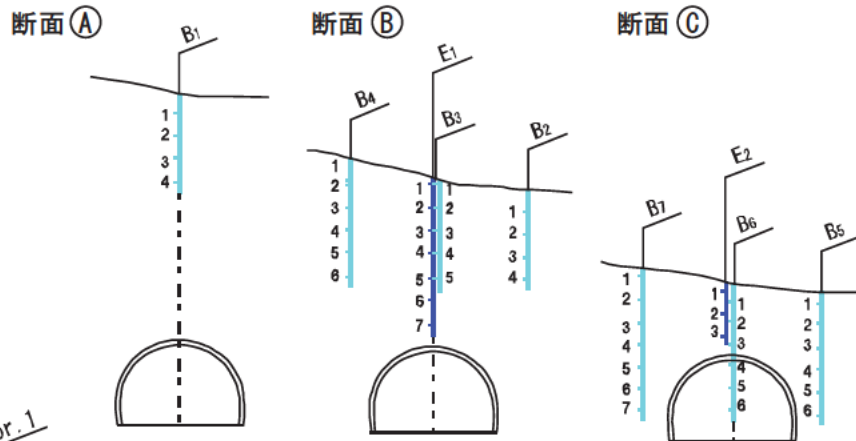


図 5.15 層別沈下計設置例(左:連続式、右:沈下素子式)³⁵⁾



孔内傾斜計	Bor. 1~Bor. 4
伸縮計	No. 1, 2, 3
変位杭、レベル	T1~T10
地中変位計	E1, 2
ボルトひずみ計	B1~B7

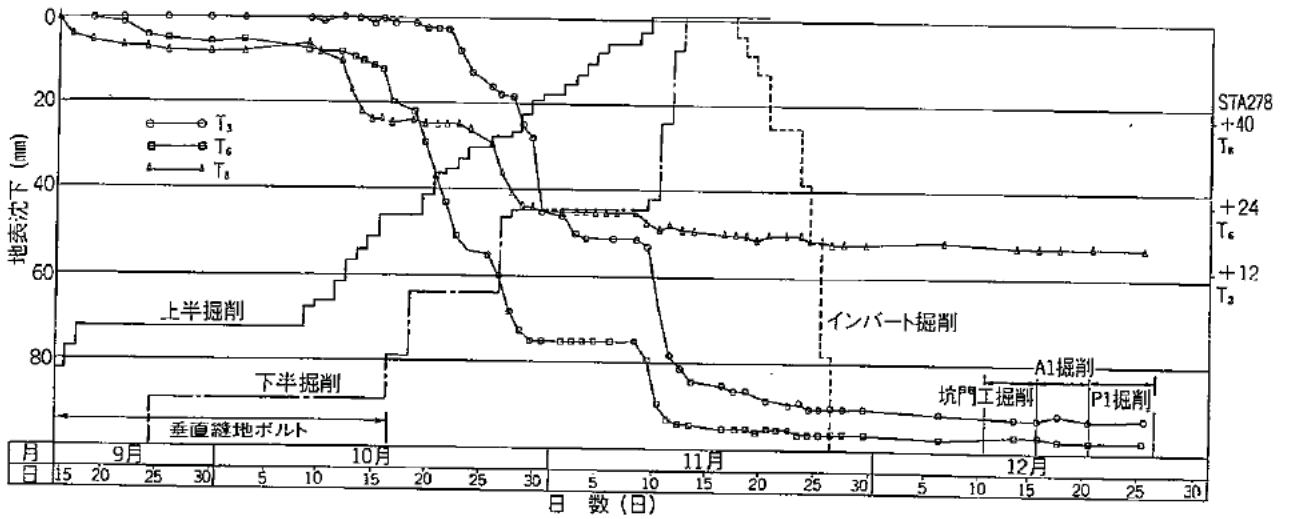
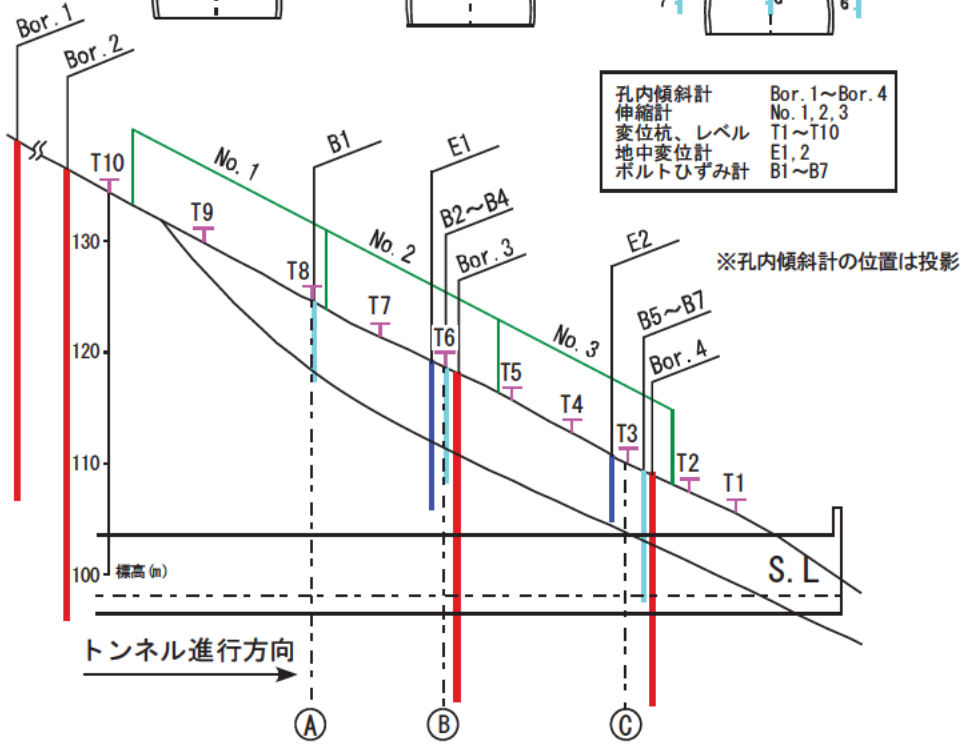


図 5.16 既往の観測事例における観測計器の配置例³⁶⁾

(2) トンネル内の計測及び施工管理

(1)に記載した地すべり計測を実施し、その計測の結果地すべりの安定性が確認された後、トンネルを施工する。地すべりの動態観測（傾斜計、パイプ歪計など）とともにトンネル内の計測（A計測、B計測）を行う。計測のイメージ図を図 5.18 に示す。補助工法（図 5.19）の効果確認のために設置した計測機器（切羽前方変位計、鋼管ひずみ計）があれば、その計測も行う。

計測結果は、トンネル内の観測結果だけでなく、地表面、地すべりの計測結果を総合的に分析し、トンネル構造の安定性を評価する。例えば図 5.17 のように内空変位が対称的に分布していない場合は、トンネルに偏圧が作用していることを示唆している。そのような場合は、トンネル掘削が地すべり土塊に影響を及ぼしていること、或いはトンネルが自身の掘削よりも地すべり土塊の動きに影響を受けている可能性が考えられ、地すべりの動態観測と併せて機構を分析する必要がある。

施工前に数値解析を実施している場合は、その解析結果と計測結果を比較してトンネル構造の安定性を再評価する。このとき、事前の数値解析結果と大きく異なる結果であった場合は、変位量や変位速度が管理基準値以内であったとしても、潜在的な危険を予測したり、今後の施工の安全性を確保していく上で、実際に発生している現象を逆解析により再現することが望ましい。例えば、支保工の変位や覆工のクラックの開口変位などが想定以上の値、あるいは想定以上の変位速度として計測された場合は、一旦掘削作業を中止する。その後、それら計測データを整理し発生している変状機構を想定した上でそれら変位、変状機構を数値解析で逆解析し、想定した変状機構の妥当性を確認し、変位を抑止するための対応策を検討する。その結果、補助工法の追加で変位の抑制効果が期待できると判断された場合は、補助工法を施工した上でトンネルの施工を継続する。一方、変位やクラックが地すべり全体の動きと関連性を持ち、支保工や補助工法の追加で対応不可能と判断された場合は、有識者を募り、地すべりとトンネルを含めた全体の安定性を再検討する必要があると考えられる。

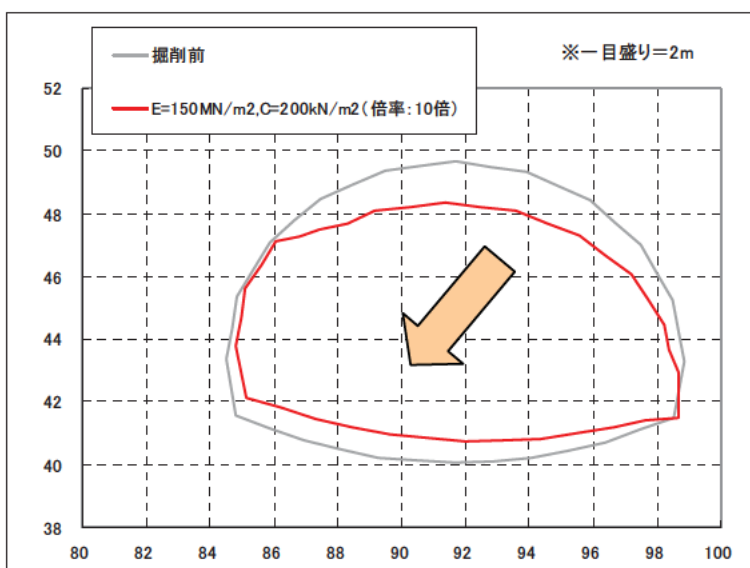


図 5.17 トンネルの変形例（離隔距離 1.0D の例）

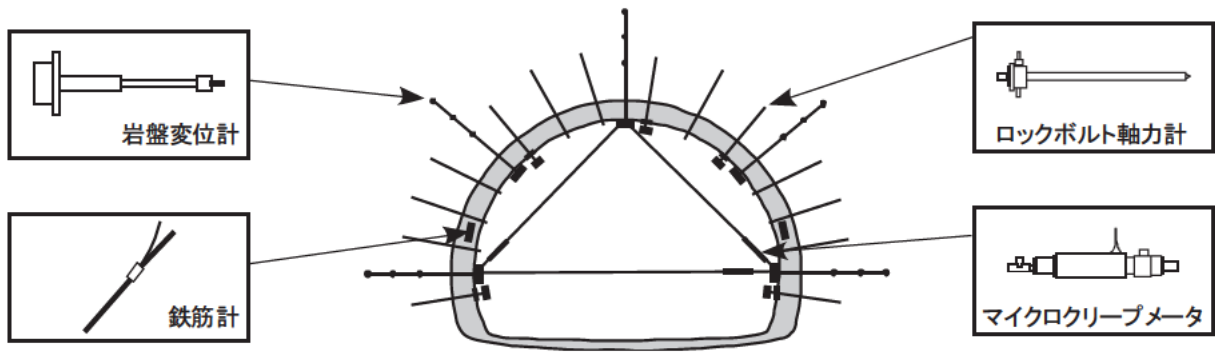


図 5.18 トンネル内の観測機器の例

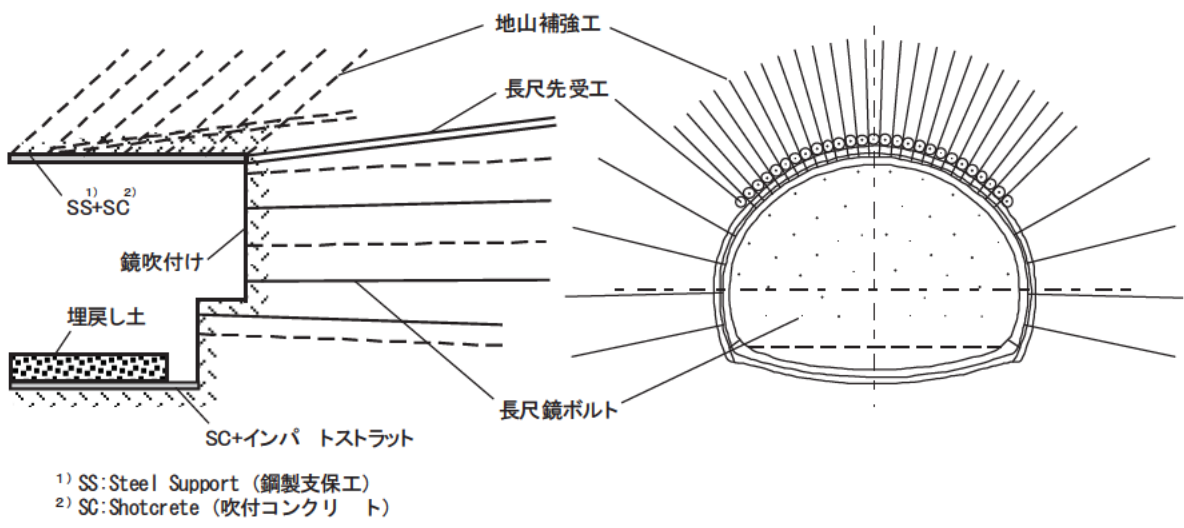


図 5.19 トンネルの補助工法の例

5.6 維持管理における数値解析の活用の可能性

本共同研究成果は、トンネルと地すべりの維持管理への適用を目的としたものではない。しかしながら、地すべりとトンネルのモデル化方法は、トンネルまたは地すべりに変状が認められた場合のそれら変状機構を分析するツール、また対策工の効果を照査するツールの一つとして考えられる。それらを含めた活用方法を図 5.20 に示す。

離隔距離などの検討に際しトンネルの施工前に数値解析を実施していた場合、トンネルの掘削に伴い相対的に変状が発生しやすい場所や、変状機構が予め数値解析により推定されているため、トンネルと地すべりの点検方法の立案の参考とすることができる。

定期的な点検中にトンネルもしくは地すべりに変状が認められた場合、これらの変状を再現する解析を実施して数値解析モデルを構築し、その結果を基に変状機構を推定することができる。次に観測及び解析結果に基づいて、対策及び追加調査・観測の必要性を判断し、その結果を踏まえトンネルの補修及び地すべり対策を検討する。なおトンネルの施工前に数値解析を実施していた場合は、事前に想定した変状機構と対比させながら数値解析モデルを更新させる。このような作業を繰り返すことにより、対策の効果を照査できる数値解析モデルが構築され、以後の維持管理に役立つ精度の高い数値解析モデルが設定される。

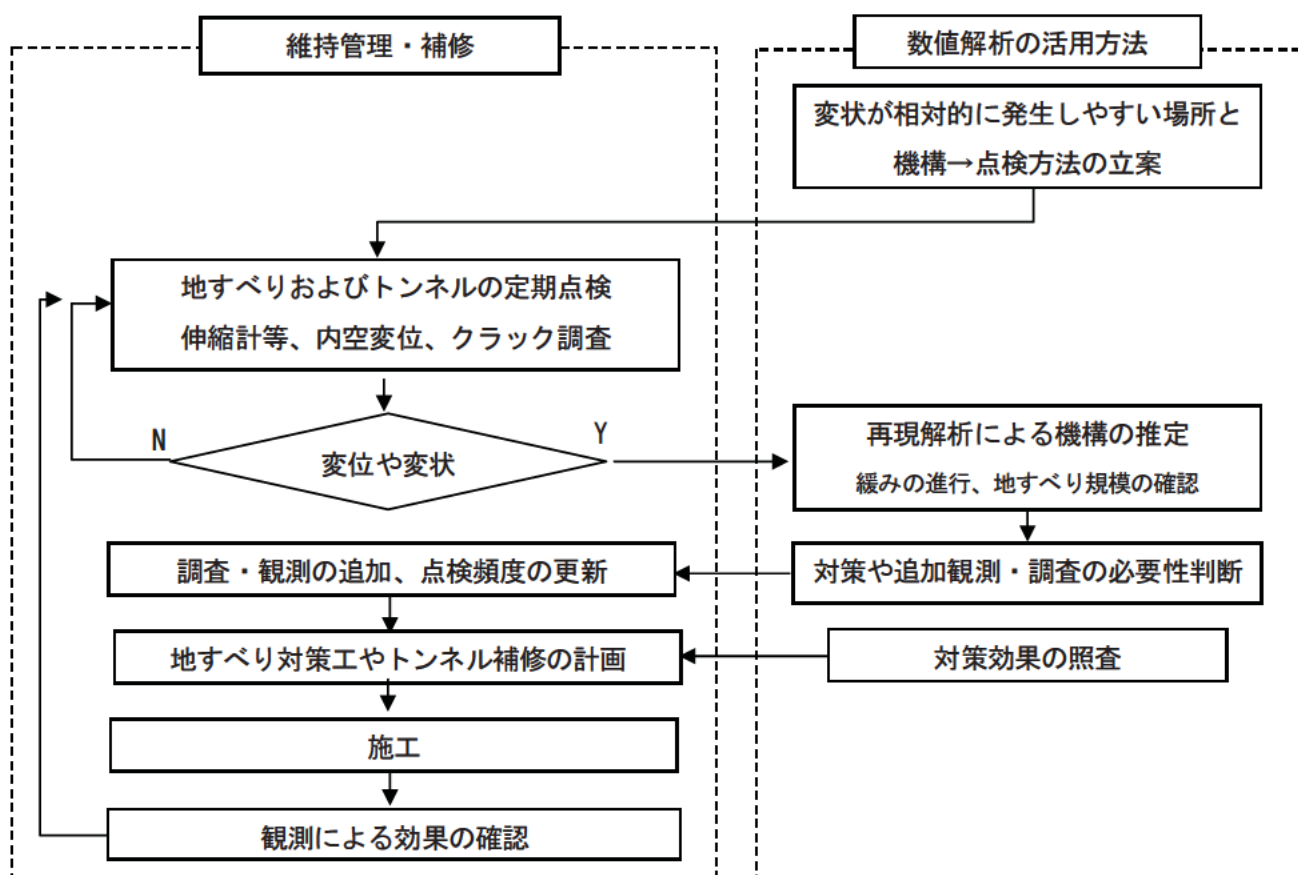


図 5.20 トンネル及び地すべりの維持管理

6. おわりに

本共同研究では、トンネルの地すべりによる被災を回避することを目的として、トンネルと地すべりの相互作用について、有限要素法、有限差分法、マニフォールド法および個別要素法による数値解析手法によって評価した。以下に、本共同研究で得られた成果や課題をまとめ、今後の展望を示した。

6.1 成果のまとめ

(1) 数値解析手法の有効性

各数値解析手法を用いて事例解析（対象：引佐第二トンネル）を行った結果、全ての数値解析手法においてトンネル掘削に伴う地盤の変形や地すべりの挙動について、数値解析により概ね再現することができた。このことから、トンネルと地すべりの相互の影響を数値解析で評価することが可能であると言える。

(2) 数値解析モデルの構築

トンネルと地すべりの影響を数値解析手法を用いて評価するための、数値解析モデルの構築手法（解析領域、境界条件、降伏条件、応力解放率の考え方、その他解析条件）および解析結果の評価手法を示すことができた。

(3) トンネルと地すべりの相互作用に関する機構

数値解析のパラメトリックスタディの結果から、トンネルと地すべりの相互作用に関する機構を示すことができた（地すべりとトンネルの位置関係や地すべりの斜面勾配を変化させた場合の変形機構など）。

(4) トンネルと地すべりの安全離隔距離

地すべりとトンネルの位置関係、および地盤物性値をパラメータとしたパラメトリックスタディの結果から、トンネルと地すべりの安全離隔距離を示すことができた。本共同研究では、安全離隔距離の検討に際し、トンネル掘削に伴い発生する離隔距離毎の変位の発生傾向を定性的に捉え、その傾向から安全離隔距離を設定した。

6.2 今後の課題

(1) 数値解析モデルに関する課題

1) 解析モデルの条件設定について

本共同研究では、実際の現場で考えられている複雑な地質を簡略化した数値解析モデルを用いて、限られた条件下で解析を実施しており、従って本共同研究では取り扱っていない条件がある。これら本共同研究で取り扱わなかった条件を考慮する場合の具体的な方法として、特定現場におけるモデル化の可能性として示した(5章)。現場で適用する場合にはこれらを参考として、現地の地質条件や地形などの現地状況を踏まえた上で安全離隔距離を判断する必要があると考えられる。

2) 数値解析結果の妥当性の検証方法について

本共同研究では、実現場の計測データの再現解析を実施し解析手法の適用性を検討した(3章)。しかしながら、離隔距離を変化させた場合のトンネル内及び地すべりに発生する変位の傾向は、実現場で観測されているわけではない。従って数値解析の結果から示した安全離隔距離の妥当性については、実現場または実験などで観察される現象と対比する必要があると考えられる。

(2) トンネルと地すべりの安全離隔距離の検討に必要な調査方法に対する課題

現時点では、トンネルと地すべりの安全離隔距離を評価するための調査方法のガイドラインや考え方は確立していない。本共同研究の成果を生かすため、今後、原位置試験方法、数量、試験位置などについて、具体的な目安を検討する必要があると考えられる。

(3) トンネル及び地すべり対策の設計と施工における課題

トンネル掘削の影響を受ける領域では、地すべりのすべり方向の変位に加え、トンネル方向に向かった変位が発生することが解析の結果で示された。トンネル掘削に伴う地すべり変位を捉えるためにはこのような鉛直変位と水平変位を地表面から同時に計測することは有効であると考えられる。既存の計測装置を含めた計測方法を検討する必要があると考えられる。

(4) 維持管理における数値解析の活用に対する課題

トンネル供用後に実施した点検の結果、トンネルに変状が認められた場合、その変状の発生機構を調査するために変状の再現解析を実施し、その他の調査結果と合わせて対策方法を検討することが考えられる。また安全離隔距離の検討などで事前に解析を実施した場合であれば、その結果との対比を行い相違の発生原因などを分析した上で、数値解析モデルを更新させることで変状の発生機構、対策方法の検討に役立てることができる。ただし実際にトンネルに発生する変状やその発生原因の多様性を踏まえ、数値解析の適用限界、適用範囲については事例などを基に整理しておく必要があると考えられる。

6.3 今後の展望

(1) 安全離隔距離について

本共同研究では現場の条件を簡略化した数値解析モデル、限られた条件を用いて解析を実施し、その結果、安全離隔距離の目安を示した。一方、複雑な地形・地質条件を抱えた実際の現場にて、これらすべての条件を考慮するには数値解析モデルの限界もあり、トンネルと地すべりの安全離隔距離の評価にも精度上の限界がある。従って现阶段では数値解析結果と他の調査結果を合わせ総合的に判断することが必要であると考えられる。今後、実際の現場において数値解析を実施する事例が増加し、その後のモニタリング等から解析結果の妥当性が検証できれば、その結果の蓄積で様々な条件を反映した安全離隔距離が明確になっていく可能性があり、その際に本共同研究の成果が参考となることが期待される。

(2) トンネルの設計及び施工計画における数値解析の適用性について

施工中に生じたトンネルの変状に対する対策方法の1つとして、補助工法の適用が検討される。しかしながら補助工法の適用に際しその効果を数値解析で検討する場合は、トンネル周辺地盤の緩みのモデル化方法、補助工法による変状の抑止効果のモデル化方法などについては時間を要する。従って実際の施工の進捗に合わせることでできる解析技術が望まれる。

(3) 地すべり対策工の検討における数値解析の適用性について

本共同研究の解析結果によれば、トンネル掘削に先立って施工された地すべり対策工に対し、トンネル施工に伴い作用する荷重の計測を想定した場合、対策工とトンネルの位置によっては対策工に作用する荷重はすべりによるもの以外に、例えば抑止杭の場合であれば杭の軸方向の荷重が計測される場合がある。これは地すべり土塊の変位はすべり方向だけでなくトンネルに向かう鉛直変位が発生する可能性があるためである。実際に対策工に作用する荷重を計測し事前に数値解析で想定した結果と比較検討する必要はあるが、地すべり対策工を検討する上で、事前の数値解析の結果を参考にすれば対策工の効果、挙動を把握することができるため、安全離隔距離の検討に合わせ地すべり対策工の検討にも用いることが望まれる。

(4) 路線選定及びトンネル計画・設計までのフローにおける本成果の適用性について

安全離隔距離に基づいて、路線選定、計画、設計のどの段階で計画の見直しを実施すべきか、関係機関や有識者のヒアリングも踏まえて検討することが望ましいと考えられる。

以上

謝辞

本共同研究の実施にあたり、中日本高速道路株式会社には、引佐第二トンネルに関する地質調査資料および施工時の観測資料をご提供いただいた。また、土木研究所道路技術研究グループトンネルチームには、トンネル周辺における解析条件の設定に関してご助言いただいた。

ここに、深く御礼申し上げます。

[参考文献]

- 1) 設計要領第一集, 日本道路公団, p.参 3 28, 2000.9
- 2) 藤澤和範、江田充志、真下英人、高橋近敏、山田康晴 : 国道 197 号名取トンネルの地すべり災害速報, 土木技術資料, Vol.47, No.8, pp.4 8, 2005.8
- 3) 道路土工 のり面工・斜面安定工指針, 日本道路協会, 1999.8
- 4) トンネル坑口周辺の地すべり・崩壊対策に関する研究報告書 (日本道路公団委託), 高速道路調査会, 1981.1
- 5) 有限要素法による地すべり解析 (日本地すべり学会編), 山海堂, 2006.8
- 6) Iizuka and Ohta : A determination procedure of input parameters in elasto viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71 87, 1987
- 7) 山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務, 土木学会, トンネルライブラリー, Vol.16, pp.135 139, 2006
- 8) Shi G.H. : Manifold Method of Material Analysis, Transactions of the 9th Army Conference on Applied Mathematics and Computing, Report No.92 1, U.S. Army Research Office, 1991
- 9) 佐々木猛、大西有三、石井大介 : Manifold 法による節理性岩盤の弾塑性解析, 日本計算工学会, 第 3 回計算工学講演会論文集, pp.903 906, 1998.5
- 10) 設計用地盤定数の決め方 岩盤編 , 地盤工学会, pp.121 124, 2008
- 11) 岩盤分類とその適用, 土木工学社, pp.48 51, 1989.7
- 12) 道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編, p.255, 2002.3
- 13) 設計要領第二集 橋梁カルバート編, 日本道路公団, pp.4 12, 2006.7
- 14) 濟木幸平 : 地盤工学の基礎知識, p.132, 1999.4
- 15) 濟木幸平 : 地盤工学の基礎知識, p.131, 1999.4
- 16) 設計用地盤定数の決め方 岩盤編 , 地盤工学会, p.48, 2008
- 17) 設計要領第二集 橋梁・擁壁・カルバート編, 日本道路公団, pp.4 9, 1997.11
- 18) 入門シリーズ 13 土の強さと地盤の破壊入門, 地盤工学会, 1991
- 19) 土木クォーターリー, 清水建設, vol.151, p.10, 2006.8
- 20) NATM 設計施工指針, 日本鉄道建設公団, 1996.2
- 21) トンネル数値解析マニュアル, 日本道路公団試験研究所 道路研究部トンネル研究室, 試験研究所技術資料 第 358 号, 1998.10
- 22) トンネル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 , 日本道路公団試験研究所 道路研究部トンネル研究室, 試験研究所技術資料 第 350 号, 1986.2
- 23) 設計用地盤定数の決め方 岩盤編 , 地盤工学会, 2007.7
- 24) トンネル数値解析マニュアル, 日本道路公団試験研究所 道路研究部トンネル研究室, 試験研究所技術資料 第 358 号, 1998.10
- 25) トンネル数値解析マニュアル (都市部トンネル解析留意事項), 日本道路公団試験研究所 道路研

- 究部トンネル研究室，試験研究所技術資料 第 359 号，2002.2
- 26) 道路トンネル技術基準（構造編）・同解説，日本道路協会，2003.11
 - 27) トンネル標準示方書 山岳工法編・同解説，土木学会，2006
 - 28) 渡 正亮：斜面災害の機構と対策，山海堂，p.29，1986
 - 29) トンネル標準示方書 山岳工法編・同解説，土木学会，1996
 - 30) 設計用地盤定数の決め方 岩盤編，地盤工学会，2007
 - 31) 吉中龍之進、桜井春輔、菊池宏吉：岩盤分類とその適用，土木工学社，1995
 - 32) 濟木幸平：地盤工学の基礎知識，鹿島出版会，1999
 - 33) 山岳トンネル工法の調査・設計から施工まで，地盤工学会，pp.160 161，2007
 - 34) 設計要領第一集 土工・舗装・排水・造園，日本道路公団，2000
 - 35) 地中構造物の建設に伴う近接施工指針，社団法人日本トンネル技術協会，pp.152 153，1999.2
 - 36) 井上勝人、香月廣志、田中康弘：地すべり地形の杭口を垂直縫地工法で施工，土木施工，vol.24 No.9，pp17 22

【その他関連文献】

- 1) 道路トンネル観察・計測指針，日本道路協会，1993.11
- 2) 山岳トンネル設計施工標準・同解説，独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構，2008.4
- 3) 鉄道構造物等設計標準・同解説 都市部山岳工法トンネル，国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編，2002.3
- 4) 既設トンネル近接施工対策マニュアル，財団法人鉄道総合技術研究所，1996.9
- 5) 弾塑性有限要素法がわかる，地盤工学会，2003.8
- 6) トンネル掘削を誘因とする地すべり対策に関する基本検討報告書，高速道路技術センター（日本道路公団委託），1996.2

共同研究報告書
Cooperative Research Report of PWRI
No.396 March 2010

編集・発行 ©独立行政法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

独立行政法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754