

博 士 論 文

SPH 法解析を用いたトンネル切羽および坑口斜面の
崩壊挙動に関する基礎的研究

(A basic study on the collapse behavior of the tunnel face and the
slope around tunnel portal zone using SPH simulation)

2016年9月

立命館大学大学院理工学研究科
環境都市専攻博士課程後期課程

松 尾 勉

立命館大学審査博士論文

SPH 法解析を用いたトンネル切羽および坑口斜面の
崩壊挙動に関する基礎的研究

(A basic study on the collapse behavior of the tunnel face and the
slope around tunnel portal zone using SPH simulation)

2016年9月
September 2016

立命館大学大学院理工学研究科
環境都市専攻博士課程後期課程

Doctoral Program in Advanced Architectural, Environmental
and Civil Engineering
Graduate School of Science and Engineering
Ritsumeikan University

松 尾 勉
MATSUO Tsutomu

研究指導教員 : 深川 良一 教授
Supervisor : Professor FUKAGAWA Ryoichi

論文要旨

近年の集中豪雨や直下型地震等の激化により、道路・鉄道インフラが被災し、その機能麻痺が及ぼす国民生活へのリスクが増えている。とくに、生活を維持する上で重要な道路や鉄道のトンネル坑口部付近では斜面が豪雨や地震時に崩壊するリスクを抱えており、建設中における安全施工のみならず、建設完了後における長期的な安定対策が急務である。しかし、施工時および供用中の崩壊まで含めたトンネル坑口部の安定問題を検討するには、従来のFEM解析では大変形や崩壊挙動を定量的に把握することはできないという問題があった。

そこで本研究では、トンネル掘削時から完成後に豪雨や地震、風化などの何らかの外力を受ける場合までをSPH (Smoothed Particle Hydrodynamics) 法を用いて一貫した評価を行うことを試み、さらにSPH法による進行性崩壊現象の解明と対策のための手法確立を目指すことを目的に、トンネル坑口部を想定した土被りの小さいトンネル切羽の建設時の安定性、および完成後の坑口斜面の安定性について、実験的、解析的検討を行った。

その結果、SPH法によるトンネルや坑口斜面の弾性挙動から崩壊までの変位、応力状態と安定性に関する評価手法を確立した。さらにSPH法を利用して、トンネル切羽の安定性や坑口斜面の安定性、および、長期的な維持管理面での劣化が進行した時や地震等の新たな外力が加わった時の崩壊可能性についても検討できる設計方法を提案した。

本研究では、SPH法が大変形から崩壊までの挙動を的確に表現できる手法であることを示すとともに、SPH法がFEMと設計手法で補完し合える手法になり得ることを見出した。これより、建設時から完成後の維持管理までを見据えた一貫した設計手法の確立へ向けての道筋を示した。また、崩壊挙動を視覚化することで建設時から長期的な維持管理までを見据えた工学的対応の必要性をわかりやすく説明することができる手法としてもSPH法の有用性を明らかにした。

Abstract of Doctoral Thesis

There is an increasing risk to the lives of citizens because of functional paralysis of road and railroad infrastructures arising from disasters such as concentrated downpours and earthquakes with an epicenter directly below populous areas. Road and rail tunnels, which enable a speedy commute and thereby support livelihoods, often have slopes around their portal zones; these slopes are particularly under threat of collapsing from heavy downpours and earthquakes. Not only is the safe implementation of work during construction important, but implementation of long-term stability measures after completion of construction work is also essential and is therefore a matter of urgency. The inability of the conventional finite element method (FEM) to provide sufficient quantitative understanding of significant deformations or collapsing behaviors has been a problem in studying the stability of the tunnel portal zones, from construction to collapse while in service.

A consistent evaluation for tunnels subjected to external forces arising from factors such as heavy downpours or earthquakes and weathering was attempted by this study using the Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) method. It covered the period of time ranging from tunnel excavation to occurrence of incidents with tunnels. Experimental and analytical examinations were also conducted, using the SPH method, on the stability of the tunnel face at the tunnel portal zone during construction, as well as the stability of the slope around the tunnel portal zone following the completion of the construction work. This established a method for clarifying and implementing countermeasures against progressive collapsing phenomena. An evaluation method that uses the SPH method was established to study the elastic behavior of tunnels and slopes around the tunnel portal zone, as well as displacements, stress conditions, and stability. A design method that uses the SPH method was also established that examined the stability of the tunnel face as well as the potential for collapse due to deterioration of stability and progressive deterioration of long-term operation and maintenance aspects or application of external forces owing to disasters such as earthquakes.

This study demonstrated that the SPH method can be used to express the behavior of a tunnel, ranging from significant deformation to collapse, in an accurate manner and that the SPH method is a potential design method that can complement the FEM. This paved the way for the establishment of a consistent design method that covers the period ranging from the construction of the tunnel to its operation and maintenance after completion. The usability of the SPH method was revealed as a method that visualizes the collapsing behavior, which clearly explains the necessity for engineering responsive actions for the period ranging from construction to long-term operation and maintenance.

目 次

第1章 序 論

1.1 研究の背景と目的	1
1.1.1 研究の背景	1
1.1.2 研究の目的	6
1.2 本論文の構成と内容	7

第2章 トンネル切羽および坑口斜面の崩壊挙動に関する事例および既往の研究

2.1 概要	11
2.2 切羽や坑口斜面における問題点と対策および崩壊の事例	15
2.2.1 トンネル坑口部斜面における問題点と対策方法	15
2.2.2 トンネル建設中の切羽の崩壊現象と大規模な崩壊事例	16
2.3 トンネルや斜面の崩壊対策に関する研究事例	23
2.3.1 トンネル施工中の切羽の安定性に関する研究事例	23
2.3.2 斜面の安定性に関する研究事例	25
2.3.3 既往の研究事例のまとめ	26
2.4 まとめと課題の整理	28
2.4.1 事例等のまとめ	28
2.4.2 課題の整理	29

第3章 トンネル建設時の掘削切羽面の崩壊メカニズムの研究

3.1 概要	33
3.2 模型実験による切羽崩壊メカニズムの検討	36
3.2.1 実験概要	36
3.2.2 実験条件	37
3.2.3 実験結果	37
3.3 シミュレーション解析による崩壊メカニズムの検討	42
3.3.1 SPH法の概要	42
3.3.2 SPH法の支配方程式	44
3.3.3 SPH法の特長と解析の手順	47
3.3.4 解析条件	48
3.3.5 解析結果	51
3.3.6 解析結果と実験結果との比較	53

3.4	FDM との比較による SPH 法の特長, 優位性	58
3.4.1	比較の条件	58
3.4.2	比較の結果	59
3.5	実トンネルにおける崩壊事例の解析	65
3.5.1	崩壊事例の概要と崩壊過程	65
3.5.2	再現解析	68
3.5.3	対策工のモデル化	70
3.5.4	坑口部のモデル化における SPH 法の特徴	73
3.5.5	まとめ	75
3.6	切羽安定性評価手法としての考察	75
3.6.1	切羽安定性評価手法について	76
3.6.2	SPH 法解析モデル	78
3.6.3	考察	82
3.7	まとめ	83

第4章 トンネル完成後の坑口部斜面の崩壊メカニズムの検討

4.1	概要	91
4.2	坑口部斜面等のすべり面に及ぼすトンネル掘削による影響	95
4.2.1	地すべりとトンネルの位置関係とトンネルの影響	95
4.2.2	本研究での掘削による影響の評価	100
4.3	トンネル坑口部斜面の地震時の崩壊挙動に関する実験	102
4.3.1	実験概要	102
4.3.2	実験条件	104
4.3.3	実験結果	108
4.4	トンネル坑口部斜面の地震時の崩壊挙動に関する解析	119
4.4.1	SPH 法による解析概要	119
4.4.2	解析条件	120
4.4.3	解析結果	125
4.4.4	考察	134
4.5	まとめ	134

第5章 トンネル切羽および坑口斜面の設計法および対策方法に関する検討

5.1	トンネル(切羽)崩壊対策の設計法に関する考え方	139
5.1.1	山岳トンネルにおける既存の設計方法と課題	139
5.1.2	SPH 法を併用した設計フローの提案	146

5.2 維持管理のための対策工に関する考え方	150
5.2.1 坑口部の斜面安定対策における既存の設計方法と課題	150
5.2.2 SPH 法を併用した設計方法の提案	160
5.3 まとめ	162

第6章 結論および今後の課題と展望

6.1 結論	167
6.2 今後の課題と展望	171

謝辞

巻末資料

[付録1] SPH 法によるアルミ棒積層体実験再現解析時の内部摩擦角の設定	付-1
[付録2] PIV 分析について、および代表点での SPH 法解析との比較	付-3
[付録3] SPH 法と FDM の比較 (モデル下端境界条件を固定した場合)	付-12
[付録4] 自立高さの確認試験と SPH 法解析による物性値の推定	付-16

第 1 章

序 論

1.1 研究の背景と目的

1.1.1 研究の背景

わが国は国土の約7割が山岳地帯であり、地域間あるいは地域内をつなぐインフラとしてのトンネルの果たす役割は大きい。そのうち、鉄道・道路に関するものとしては、現在、全国で13,000本以上(総延長6,700km以上)のトンネルがあり、長い年月をかけて建設され維持管理されている。

トンネルは、国内の経済の発展に寄与する重要な構造物であり、安心で安全な住民生活を維持するものであるが、ひとたび事故や災害が発生すると社会的に与える影響も少なくない。

供用中のトンネルにおいて坑口部に関係する大規模な斜面崩壊として、天人峡(1980年)、雄冬岬トンネル(1981年)、越前岬(1989年)、刀掛トンネル、第2白糸トンネル(1993年)、豊浜トンネル(1996年)等の岩盤崩壊が発生している¹⁾。

写真1.1.1に豊浜トンネル、写真1.1.2に第2白糸トンネル、写真1.1.3に越前岬トンネルの崩壊時の状況を示す。こうした崩壊では人的被害が発生しているものも多くあ

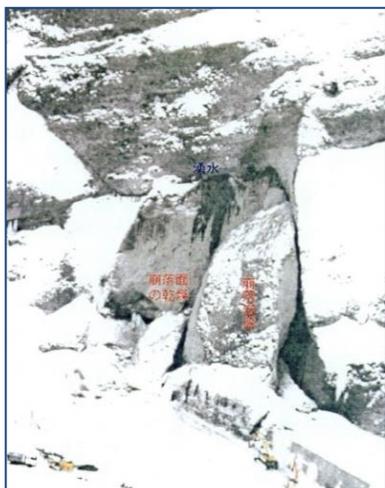


写真 1.1.1 豊浜トンネル²⁾



写真 1.1.2 第2白糸トンネル³⁾

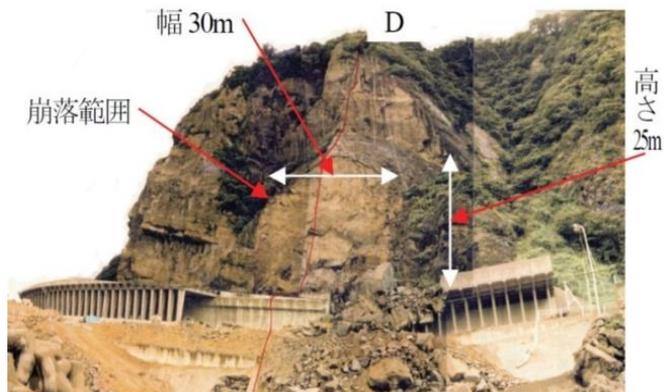


写真 1.1.3 越前岬トンネル⁴⁾

り、また、基幹となる交通手段や生活ルートを遮断するなど、経済面や社会面でも多大な損害を与えている。

また、わが国は、地震や台風等の自然災害も多く、それにより鉄道・道路トンネルが被害を受けることもしばしばである。

鉄道トンネルの地震被害事例としては、関東地震による熱海線、御殿場線、横須賀線などのトンネル、新潟県中越地震による榎峠トンネルの被害などがある⁵⁾。

写真 1.1.4 に榎峠トンネルの坑口部の崩壊状況を示す。榎峠トンネルでは、東側坑口の斜面が崩壊し、単線トンネルの坑口部約 20m 間で、天端部の圧縮破壊、ひび割れ、側壁部の押出しが生じた。



写真 1.1.4 榎峠トンネル⁶⁾

豪雨による被害では、山口県・島根県における2013年7月の豪雨は、甚大な土砂災害を与えた。県境に位置する山間地では、集落への限られたアクセス道路が寸断されることで孤立集落が発生するなど、人的被害、住家被害に加え、断水や停電、交通機関、道路などのライフラインの途絶による被害も発生している。金山谷トンネルの須佐側坑口上方斜面では崩壊が発生した。崩壊は表層崩壊であり、崩壊箇所を両側の谷部から大量の出水が見られた。この崩壊により、トンネル坑口上部を通過する萩市道が崩落した。

また、台風時の豪雨による被害事例として、子持トンネルでは建設中の切羽から坑口までの約40m区間が崩壊した。



(a) 坑口部の崩壊状況

(b) 坑口上部の崩壊土砂の堆積状況

写真 1.1.5 金山谷トンネル⁷⁾



写真 1.1.6 子持トンネル坑口部の崩壊⁸⁾

鉄道トンネルでは、2012年の九州北部豪雨では熊本阿蘇地区において最大時間雨量106mm、総雨量817mmという「これまでに経験したことのない大雨」を観測し、豊肥本線、久大本線を中心にJR九州管内で201件の災害が発生した。豊肥本線の宮地～波野間に位置する坂の上トンネルは、62k750m付近のトンネル終点側坑口より約60mの地点でトンネル上部が約50mにわたり崩落した。写真1.1.7、図1.1.1に坂の上トンネルの被災状況を示す。



写真 1.1.7 坂の上トンネルの被災状況⁹⁾
(起点側坑口のレールの損傷状況)

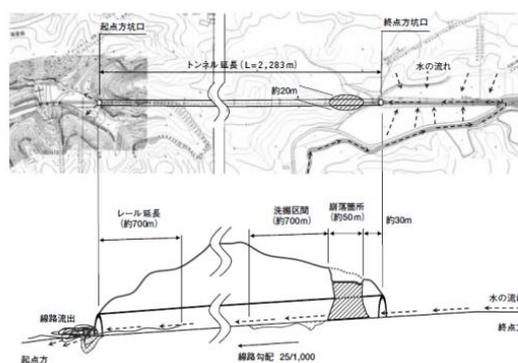


図 1.1.1 坂の上トンネルの被災状況⁹⁾
(平面図・縦断図)

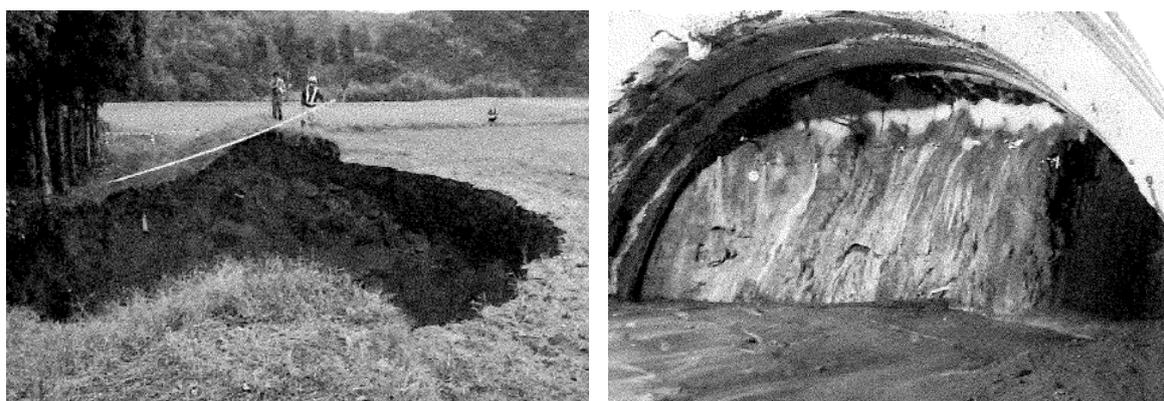
一方、建設中のトンネルでは、坑口部や不良地山において切羽（掘削面）が崩落する事例は多く発生している。写真1.1.8にその1例を示す。坑口部では、地山条件が脆弱な崖錐堆積層を掘削するため、坑口付け掘削の際に斜面崩壊が生じたりすることが多い。

これらは、とくに人的被害を及ぼすものではないが、地形・地質条件によっては地すべり等を誘発する恐れもあるほか、坑口部の斜面全体を緩めることになり、完成後の長期的な維持管理の面では、少なからず影響を及ぼす一因となる。



写真 1.1.8 坑口付け掘削時の崩壊事例¹⁰⁾

また、土被りの小さいトンネルを掘削中に、切羽が崩壊し地上まで陥没する例も数多く発生している。写真 1.1.9 に笠森トンネルの崩壊事例を示す。そのほか、トンネル掘削中にも地下水位が高いなど、地下水が絡む地質条件では、地下水の流出とともに土砂流のような流動的な崩壊が突発的に起こる例もあり、これらの場合に人的な被害を生じることもある。図 1.1.2 に飯山トンネルの大規模な崩壊事例を示す。



(a) 地上部の陥没状況

(b) 崩壊した切羽状況

写真 1.1.9 切羽崩壊により地上が陥没した事例¹¹⁾

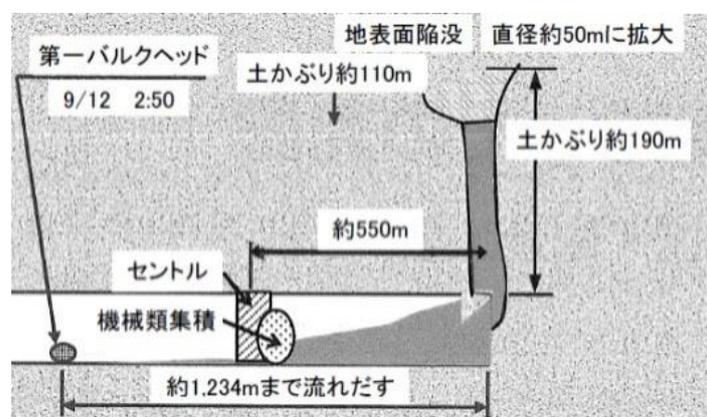


図 1.1.2 地下水の流出とともに崩壊する大規模な崩壊事例¹²⁾

以上より、トンネル建設中および完成後の坑口斜面において、様々な外力作用等を受けた時の崩壊挙動を把握すること、および適切な対応策を検討することは非常に重要である。

1.1.2 研究の目的

国内での災害の状況、トンネル坑口部での崩壊の危険性を抱えている現況下において、トンネル坑口部は、建設中における安全施工が必要であると同時に、建設完了後においても長期的な安定対策の重要性が増してきている。しかし、施工時および供用中の崩壊まで含めたトンネル坑口部の大変形時の安定問題を検討するには、従来のFEM(有限要素法)解析では、解が発散して結果が得られないため、どこまで大変形するのか、あるいは崩壊した時の形状や崩壊土砂がどこまで移動・堆積するのかといった大変形や崩壊挙動を定量的に把握することはできないという問題があった。このため、過去にトンネル施工中に大崩落を生じることがあった。また、トンネル坑口斜面が豪雨や地震により崩壊する危険性が指摘されており、重要度の高いトンネルについて緊急調査が急がれている。

このような時代背景のもとで、従来のFEM解析を補完し、大変形や崩壊挙動を定量的に把握する手法の実用化と対策工も含めた設計手法の開発が望まれてきた。

本研究では、SPH(Smoothed Particle Hydrodynamics)法による解析をトンネル崩壊対策へ適用し、トンネル切羽やトンネル坑口斜面に対して、建設時から完成後の維持管理の段階までを対象として、豪雨による地下水位増加や地震等の新たな外力が加わった時や劣化が進行した時までの変状や崩壊発生の可能性について検討を行うことで、自然災害激化時代に備えたトンネルの設計、施工、維持管理の新しい考え方を提案することを目的とする。また、本研究では、局所的な崩壊が端緒となって斜面の安定性が損なわれるような進行性の崩壊のメカニズムを明らかにし、対策方法や設計方法についても検討する。本研究で用いるSPH法は、連続体解析の中でもLagrange型のメッシュフリー解析法である。切羽崩壊時の斜面等周辺の地盤への影響や豪雨や地震による影響および崩壊予測への適用が可能である。SPH法は、上記のような大変形から崩壊までの挙動を再現できる解析手法の一つとして期待されているが、これまではトンネルを対象に適用された事例はない。

現状では、トンネル掘削時の周辺地盤の変位挙動や応力状態についてはFEM等の数値解析、切羽や斜面の安定性の評価については極限解析(安定解析)というように、変位予測と安定性評価が別々の手法で取り扱われることが多いが、いくつかの条件や手法を組み合わせる安定対策法の検討を行うことは、論理的な一貫性を欠くことになる。しかし、SPH法により弾性～崩壊状態まで連続的に変位・応力と安定性の評価を同時に行うことができれば、トンネル掘削中だけでなく、トンネル完成後の供用中に降雨や地震等の外力を受けるような場合にも一貫した評価ができることが期待される。

1.2 本論文の構成と内容

本研究では、トンネル掘削時および完成後に何らかの外力を受ける場合までをSPH法で評価し、かつ進行性崩壊現象の解明と対策のための手法の確立を目指して、トンネル坑口部を想定した土被りの小さいトンネル切羽の建設時の安定性、および完成後の坑口斜面の安定性について、実験的研究、およびSPH法を用いた解析的研究を行った。

本論文の構成を図1.2.1に示す。

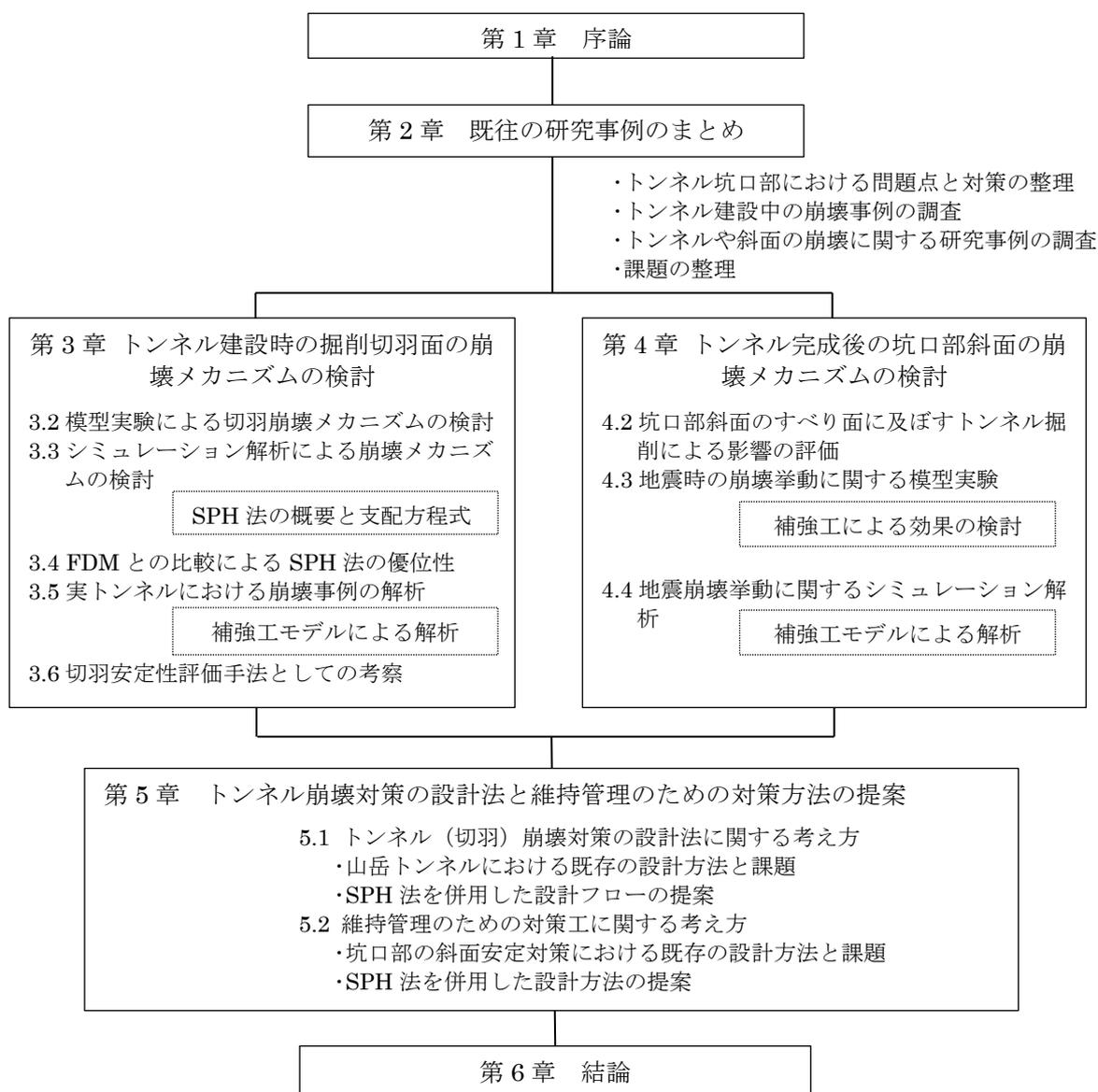


図 1.2.1 本論文の構成

以下に、各章の概要を示す。

第1章では、本研究の背景、目的と研究概要を述べた。

第2章では、SPH法のトンネル崩壊対策への適用に際して、施工中のトンネル切羽や施工中および完成後の坑口斜面の安定性の評価、あるいは崩壊時の挙動に関する既存の研究事例を調査し、トンネル坑口付近の斜面崩壊をはじめ、トンネルに関わる崩落・崩壊の事例を収集し、その原因や対策を分類するとともに、既往の研究事例について調査し、それらにおける課題を抽出して本研究の位置づけ、特徴、役割等を整理した。

第3章では、施工中のトンネル切羽を対象に、崩壊のメカニズムに関する実験およびシミュレーション解析を行い、大変形から崩壊挙動までを表現できる粒子法連続体解析手法の一つであるSPH法により実験挙動を再現することの有用性を確認するとともに、汎用されるFDM（有限差分法）との比較を行い、FDMでは表現することのできない場合においても、大変形・崩壊挙動やその兆候となる分離型の変位挙動をSPH法では表現可能であることを示した。また、鏡補強工によりトンネル切羽を補強する場合のモデル化を提案し、実トンネルにおける崩壊挙動に適用してそのモデルの有効性を確認した。

第4章では、トンネル完成後の坑口斜面を対象として、供用中に新たに外力を受ける状態として地震時を想定し、振動台による加振実験により、表層崩壊する挙動についてのメカニズムを検討した。また、地山補強土工法を想定して補強材を配置した実験を行い、表層崩壊に対して斜面表面を拘束する補強工により、地震時の安定性の向上が図れることを確認した。さらに、SPH法による解析を行い、第3章で提案した補強工モデルによる補強効果を確認し、建設時と同じSPH法により完成後の斜面の安定性も評価できることを確認した。

第5章では、第3章、第4章で立証したトンネル切羽およびトンネル坑口斜面での崩壊現象と補強効果に関するSPH法による解析の有用性を基に、既存の設計、とくに数値解析におけるFEMとの関わりを示し、SPH法を利用した施工中及び維持管理における新たな設計方法を提案した。

第6章では、結論として、第5章までの検討成果をまとめ、建設時から完成後のトンネル坑口斜面の安定性・崩壊挙動の情報を把握する一つのツールとしてのSPH法の有用性を通じて、トンネル坑口斜面の維持管理における建設時から長期的な維持管理までを見据えた設計方法や対策方法の考え方を総括した。

第1章 参考文献

- 1) 上野将司, 山岸宏光: わが国の岩盤崩壊の諸例とその地形地質学的検討 ―とくに発生場と発生周期について―, 地すべり, Vol.39, No.1, pp.40-47, 2002.
- 2) 菊地宏吉, 水戸義忠: 国道229号線豊浜トンネル上部斜面の岩盤崩落メカニズムに関する地質工学的考察, 応用地質, 第39巻, 第5号, pp.456-470, 1998.
- 3) 藤田浩司, 千葉達朗, 小野田敏: 北海道国道 229 号線第 2 白糸トンネルの岩盤斜面崩壊, (社)日本写真測量学会, 写真測量とリモートセンシング, Vol.35, No.5, pp.2-3, 1997.
- 4) 土木学会岩盤力学委員会岩盤崩落問題研究小委員会: CD-ROM 岩盤崩壊の考え方 ―現状と将来展望― [実務者の手引き], 事例集編, 事例 L, 2004.
- 5) 鉄道総合技術研究所: 地震被害・震災復旧マニュアル, pp.49-181, 2014.
- 6) 長岡技術科学大学: 新潟県中越地震被害報告書, 2006, 長岡技術科学大学 HP, <http://coastal.nagaokaut.ac.jp/~jisin/report/1-02.pdf>. (2016.3.15)
- 7) 鈴木素之, 渡邊学歩, 赤松良久: 平成 25 年 7 月 28 日山口・島根豪雨災害調査報告, 山口大学 HP, http://www.civil.yamaguchi-u.ac.jp/?page_id=2665. (2016.3.15)
- 8) 建設省北陸地方建設局横川ダム工事事務所: 横川ダム地方情報紙“しゅん”の恩づくり, No.12, p.2, 1995.
- 9) 笠裕一郎: 九州北部豪雨における被災状況と復旧, JREA, Vol.26, No.3, pp.54-58, 2013.
- 10) 野田牧人, 高橋裕樹, 平山貴司, 原田政寿, 武藤直樹, 熊谷修一: トンネル坑口付け時に発生した地すべり性崩壊について, 全地連「技術 e-フォーラム 2007」札幌, 104, 2007. (<http://www.web-gis.jp/e-Forum/2007/104.PDF> (2016.3.15))
- 11) 窪田達也, 小川渉, 藤本克郎, 濱西将之: 先進導坑から上部帯水砂層を水抜きで切羽安定化 ―圏央道笠森トンネル―, トンネルと地下, 第 43 巻, 2 号, pp.17-18, 2012.
- 12) 都築保勇, 黒岩清貴, 福入博文, 杉本憲一: 高水頭未固結砂岩層の大崩落とその克服―北陸新幹線 飯山トンネル(上倉工区・富倉工区)―, トンネルと地下, 第 39 巻, 8 号, pp.7-14, 2008.

第 2 章

トンネル切羽および坑口斜面の崩壊挙動に関する 事例および既往の研究

2.1 概要

近年、国内では集中豪雨や直下型地震等が激化しており、それらが発生した場合には、道路・鉄道インフラの機能麻痺による国民生活へのリスクが増えている。トンネル内部の地震崩壊例は少なくトンネルは地震に強いという評価は得られているが、トンネル坑口部付近では斜面が豪雨や地震時に崩壊する危険性を抱えている。この点で、トンネル坑口部は、建設中における安全施工が必要であると同時に、建設完了後における長期的な安定対策の重要性が増してきている。

しかし、施工時および供用中の崩壊まで含めたトンネル坑口部の大変形時の安定問題を検討するには、従来のFEM解析では、解が発散して結果が得られないという問題があった。そのため、どこまで大変形するのか、あるいは崩壊した時の形状や崩壊土砂がどこまで移動・堆積するのかといった大変形や崩壊挙動を定量的に把握することはできないという問題があった。これに対してSPH法は、切羽崩壊時の斜面等周辺の地盤への影響や豪雨や地震の影響と崩壊予測への適用が可能であり、上記のような大変形～崩壊までの挙動を再現できる解析手法の一つとして期待される。

本章では、SPH法のトンネル崩壊対策への適用に際して、トンネル切羽や坑口付近の斜面の崩壊パターンやトンネル建設時に地上や斜面まで崩壊する大規模な崩壊事例等での崩壊原因を整理するとともに、既往の研究事例の概要を紹介し、それらの課題を抽出して、本研究の位置づけ、役割等を明確にする。

なお、ここでは以下に示す内容のものは対象外とした。

- ・トンネル覆工コンクリートの崩落

トンネルの崩落の事例には、覆工コンクリートの剥落などトンネル内部でのトラブルがある。これは、背面空洞の拡大や地山の劣化など局所的な地盤の劣化も一因ではあるが、主な要因は覆工のコンクリート材料の不具合、劣化にある。そのため、ここでは対象外とした。

- ・斜面における落石

斜面崩壊のうち、落石問題も大きな問題であるが、崩壊挙動がすべり崩壊的な挙動とは異なるため、地すべりや表層崩壊等の挙動に焦点をあてる本研究からは対象外とした。

- ・モニタリング等ソフト面の取り組み

斜面の維持管理では、現状では、モニタリングや計測管理手法の検討などソフト面の取り組みが重視されている。これは、国内における膨大な数の対象斜面のすべてに対するハード面での防止対策が時間および費用の面で追いつかないためである。ソフト面の対策も、迅速な避難による被災防止の上で重要な対策であるが、ここではハード面での取り組みのみを取り扱うこととする。

- ・大規模な地すべり抑止工

想定される地すべりや斜面崩壊に対して大規模な抑止工や抑制工により災害を防止することは根本であり、地盤の崩壊する力（すべり力：滑動力）に対して必要とされる抵抗力を総量で確保することは原則であるが、それを上回るような外力の作用により崩壊の危険性が高まることが予測される場合には、大規模な抑止工・抑制工を新たに追加するには時間的、費用的に困難な場合がある。こうした時に、崩壊の形態、特に進行性崩壊メカニズムを把握し、時間挙動をとらえること、すなわち、崩壊のきっかけとなる箇所を把握し、そこを抑える対策がとれば、追加する、あるいは新たに設ける対策工の規模も小さくて済む。こうした考え方で、あまり大規模ではない対策方法によって、施工中、完成後のトンネル切羽および坑口斜面の崩壊を防止することができれば、費用対効果の面でも有効な方法となるため、これらを対象の主眼として検討する。

本章のフローを図 2.1.1 に示す。

また、表 2.1.1 に、各事例について、時期（建設中・供用中）、対象（トンネル切羽・斜面）、内容（実験・解析・分析等）により分類した一覧表を示す。

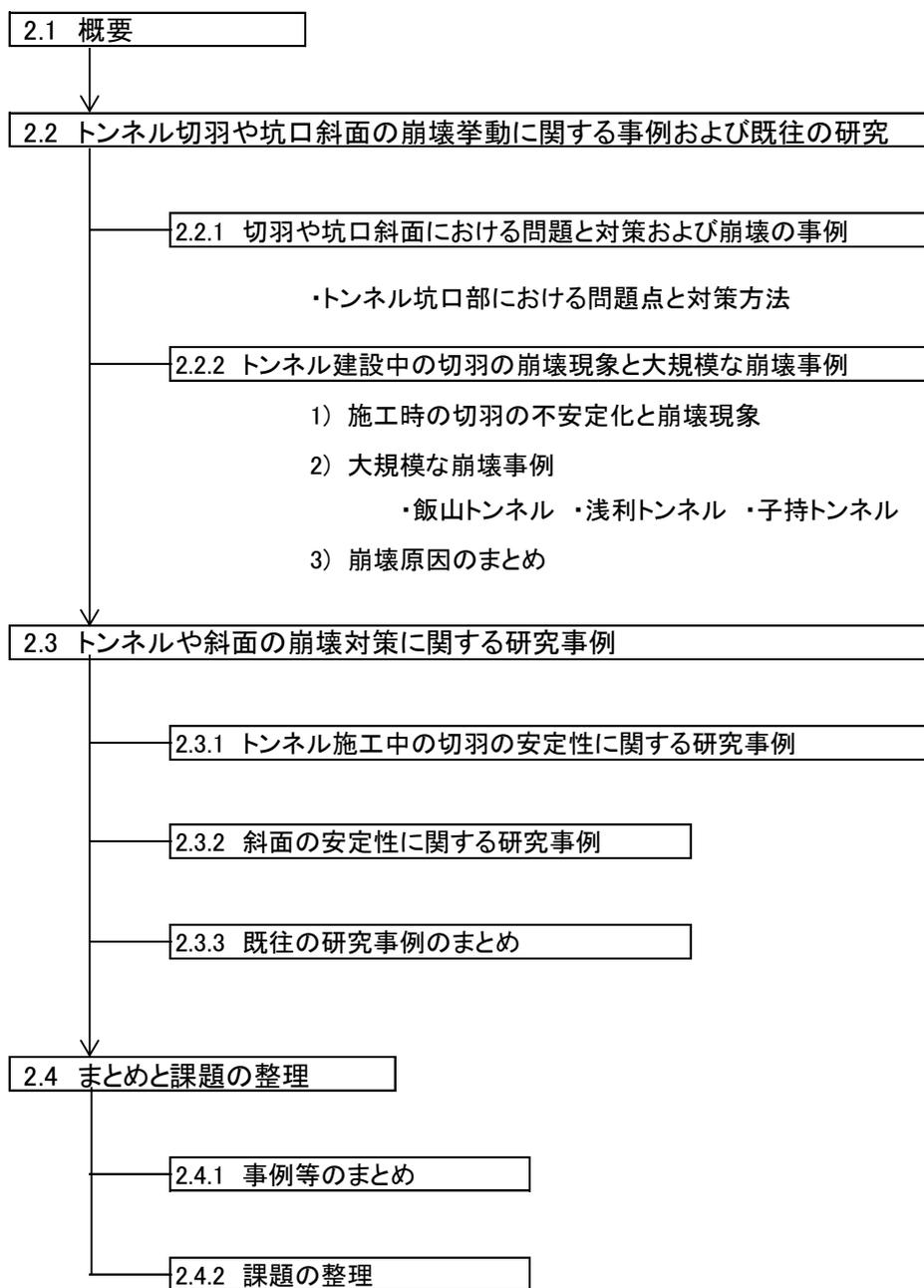


図 2.1.1 第2章のフロー図

表 2.1.1 事例の分類

目次	分類	事例の分類						
		建設中	供用中	切羽	斜面	実験	解析	事例・分析
2.1 概要								
2.2 トンネル切羽や坑口斜面の崩壊に関する研究事例								
2.2.1 トンネル坑口部斜面における問題点と施工時の対策の事例		○		○	○			○
2.2.2 トンネル建設中の崩壊事例								
1) 切羽の崩壊によるもの		○		○	○			○
2) 掘削によるゆるみによるもの		○			○			○
3) 子持トンネルと坑口斜面の崩壊		○			○			○
2.3 トンネルや斜面の安定や崩壊対策に関する研究事例								
2.3.1 トンネル施工中の切羽の安定性・崩壊挙動に関する研究事例								
1) 切羽の安定性の評価								
a) 村山ら: アルミ棒積層体によるトンネル切羽の安定に関する模型実験		○		○		○		
b) 桜井: 限界ひずみ		○		○			○	○
2) 実験的研究								
c) 真下ら: トンネル切羽安定性の簡易評価方法の提案		○		○		○		○
d) 小西ら: 粘土層が介在する砂地盤の切羽安定評価について		○		○		○	○	
e) 久武ら: トンネル切羽の安定・崩壊挙動に関する基礎的研究		○		○		○	○	
3) 解析的研究								
f) 松井ら: 底面摩擦模型実験の個別要素法解析のための底面摩擦力の定式化		○		○		○	○	
g) 御手洗ら: 3次元粒状体個別要素法を用いた長尺鏡補強工の効果の評価		○		○			○	
2.3.2 斜面の安定性に関する研究事例								
1) トンネル建設がすべり面に与える影響の評価								
a) 久武ら: トンネル建設が地すべり挙動に及ぼす影響に関する実験的研究		○			○	○	○	
b) 高速道路技術センター: 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		○			○			○
c) 土木研究所: 数値解析による地すべりとトンネルの影響評価手法(案)		○			○		○	
2) 切土斜面の補強土工法に関する研究								
d) 西村・山本: 比較的短いロックボルトを用いた切り取り斜面の安定について		○			○		○	
e) 北村ら: 鉄筋補強土工法の斜面安定への適用と設計法に関する考え方について		○	○		○			○
3) 自然斜面の実験的研究								
f) 沖村ら: 振動台実験による耐震治山工法の確立			○		○	○		
4) 解析に関する研究								
g) 山上・鶴飼: 斜面安定に関する極限平衡法と有限要素法の比較			○		○		○	○
h) 若井ら: 地盤と構造物の動的解析			○		○		○	
2.4 まとめと課題の整理								
2.4.1 研究事例のまとめ								
2.4.2 課題の整理								

2.2 切羽や坑口斜面における問題点と対策および崩壊の事例

2.2.1 トンネル坑口部斜面における問題点と対策方法

(1) 坑口部斜面における問題点

トンネル坑口付近の斜面は、トンネル建設時に一部分が切り取られるなどの影響を受け、地すべり、斜面崩壊、偏土圧が生じやすく不安定な地山条件下にあるとともに、地震や降雨等の自然条件による災害についても考慮する必要がある。表 2.2.1 にトンネル坑口部における地形上の問題点を示す。

表 2.2.1 にも示すように、地すべり地形では、地すべり土塊自体がルーズな状態で地下水を多く含んでいることが多く、地すべり挙動が一旦動き出すとそれを抑えるには多大な対策が必要となる。トンネルが地すべりを誘発するメカニズムとしては、トンネル掘削による、1)地山の緩み、2)すべり面の切除、3)地すべり土塊荷重の除去、4)緩みゾーンやクラックへの雨水や地下水の浸入があげられる。

また、崖錐地形は、現状では安定していても施工によってバランスを崩すとすべりや崩壊等を起こしやすく、トンネル軸と斜面方向の角度によっては偏圧が作用する。そのほか、扇状地や崩壊跡地形、土石流地形等では地山自体がルーズであると同時に、崩壊や土石流が再度発生する可能性を考慮しておく必要がある。

表 2.2.1 トンネル坑口部の地形区分と問題点¹⁾

地形区分	坑口としての問題点
地すべり地形 (クリープを含む)	○土塊そのものがルーズであるうえ、すべり面付近は粘土化し、地下水も多いため偏圧・地耐力不足・地表沈下など各種の障害が発生する。また、いったんすべりだした場合には、その防止対策に膨大な費用を要する。
崖錐地形	○現状（自然状態）では安定しているが、施工などによって、いったんバランスをくずした場合に、すべり・崩壊などが発生しやすい。 ○不均質な構成物（小～巨礫、シルト、粘土など）からなるため地耐力不足をはじめ施工が困難である。
段丘地形 (扇状地を含む)	○構成物がルーズで不均質（亜円礫、砂など）なうえに大量の湧水をとまなう場合が多く、容易に崩壊が発生するほか地耐力不足などにも問題がある。
その他 火山山麓の地形 崩壊跡地形 土石流地形など	○火山麓には、末固結な火山碎屑物からなるルーズな地形があったり、溶岩端が大壁面を形成していたり、坑口として問題の多い地形がみられる。 ○その他土石流地形や崩壊跡地形などは、再びそれらの現象が再現される可能性が高い地形と言えよう。

(2) 対策方法

トンネル建設時の影響に関しては、前述した種々予想される問題点に対して、表 2.2.2 に示されるような対策工法がとられ安定化が図られている。

表 2.2.2 トンネル坑口部において予想される問題点と対策工法¹⁾

主な対策	問題点	地すべり	斜面崩壊	地表沈下	切羽崩壊	偏土圧	地耐力不足	記 事
のり面防護工		○	○					
擁壁		○	○			○	○	抱き擁壁
保護切土・押え盛土		○	○			○		
垂直縫地ボルト		○	○			○		
アンカー工		○	○					
抑止杭		○	○					深礎, H鋼杭, 鋼管杭
水抜き工(地表・坑内)		○	○		○			ウェルポイント, 水抜きボーリング
地山注入(地表・坑内)		○	○		○		○	
切羽安定対策				○	○			鏡吹付けコンクリート, 鏡ロックボルト, バイブルーフ, メッセル
一時閉合(仮インバート)				○	○		○	

注：○は一般に用いられる工法

表 2.2.2 に示す問題点は計画段階で対処すべきものではあるが、地山条件の詳細を事前に解明することは困難で、施工段階で設計変更される場合も多いのが現状である。また、トンネル完成後に時間の経過とともに地山が劣化したり、豪雨や地震の影響がきっかけとなって崩壊する場合がある。これらの現象についてはさらに予測が難しく、またその発生確率が小さいため、積極的な対応はこれまで取られていない。この点が維持管理上、また、長期的な安定性を考える上での課題である。

2.2.2 トンネル建設中の切羽の崩壊現象と大規模な崩壊事例

(1) 施工時の切羽の不安定化と崩壊現象

施工中のトンネルにおける崩落等のトラブルの大部分は、切羽で生じている。

トンネルが掘削される前の段階では、未固結堆積物や岩盤などの自重や地形、成層状態によってある応力状態で平衡が保たれている。これは一般に初期応力（一次応力）状態と呼ばれるが、トンネルを掘削するとその周辺には新しい応力状態が生じる。この初期応力から新しい応力状態への変化は、切羽の進行および時間の経過に伴い収れんするが、これは二次平衡（二次応力）状態と呼ばれる。切羽は地山中の応力がこの一次応力状態から二次応力状態に移行する箇所となるため、地山の変位を伴い応力的にも非常に不安定な状態になる。したがって、トンネル建設に関しては、最も不安定な切羽の自立

性を確保できれば、トンネル完成後には周辺地盤を含め安定した状態になる。

切羽での代表的な不安定化現象を表 2.2.1 に示す。

- 1) 第三紀の泥岩等の膨張性地山では、掘削時の解放力により鏡面の押出しが生じるが、その変形が増大すると切羽から崩壊し、天端も大変形～崩壊が生じる。突発的に崩壊することは少ないが大変形によりトンネル断面の再掘削（縫返し）が必要になる。
- 2) 切羽で流れ盤（切羽前方から手前に向かって傾斜している層）では、層境界面に薄いすべり面があると分離しやすく、その面からすべりを生じ崩壊する。砂岩・泥岩の境界部では地下水が存在し、湧水とともに崩壊する場合がある。とくに、地下水位が高い場合には泥岩・シルト岩等の不透水層を突き破った時に多量の湧水とともに土砂が流出して大規模な崩壊に至る場合がある。層の方向・傾斜と地下水・湧水の存在に注意が必要である。
- 3) 中硬岩の地山で、岩強度は高いが節理等の割れ目が発達している場合には、節理などの割れ目から剥落や抜け落ちが生じ、それがきっかけとなって大規模な崩落に至る場合もある。割れ目には開口亀裂があったり、粘土を挟んでいたりする。発破掘削をするような地山であっても、割れ目と切羽の位置、あるいは割れ目間隔とトンネル断面との大きさによって、突発的な崩壊現象として表れることが多く、発生時の危険度はもっとも高い。
- 4) 堅硬で健全な層から断層破碎帯等に入ると、岩片自体の自立性が少なくまた土砂化して崩壊してくる。断層粘土等によって境界面が遮水されていることが多く、多量の湧水を伴う崩壊になることが多い。断層破碎帯の規模と位置、および走向・傾斜に留意することが必要である。

表 2.2.1 切羽崩壊の代表的な現象²⁾

地山状況	切羽崩壊の代表的現象	着眼点
① 均質 ほぼ均質な地山で、第三紀の泥岩などの膨張性地山がこれに相当する。		基岩の性質 ◎ 割れ目の程度や方向 △ 湧水 △
② 層理 異種物性の地層が互層をなす地山で、砂岩、泥岩などがこれに相当する。		基岩の性質 ○ 割れ目の程度や方向 ◎ 湧水 ◎
③ 節理 硬岩に多く、組織が節理、割れ目により分断され不連続となっている地山。		基岩の性質 △ 割れ目の程度や方向 ◎ 湧水 ○
④ 強風化・破碎帯 断層、破碎帯等のように局部的に劣化しており周辺と性質が異なるものの存在が認められる地山で、風化花崗岩などがこれに相当する。		基岩の性質 ◎ 割れ目の程度や方向 △ 湧水 ◎

注) ◎…特に重要 ○…やや重要 △…あまり重要でない

図 2.2.1 および図 2.2.2 に、トンネルにおける切羽崩壊の概念図を示す。

一般の山岳トンネルでは、図 2.2.1(a)に示すように、切羽の不安定化現象は切羽が崩壊したり、切羽の天端が剥落や抜け落ちを生じることで現れる。この時、切羽上方の地盤や岩塊がトンネル内に抜け落ちてトンネルの上部の地山には空洞が形成される。しかし、トンネル周辺の地山には、図 2.2.2(b)に示すように、地山自体がせり持ち合う”アーチング作用”と呼ばれる効果が発現されるため、この空洞の形成はトンネル径 (D) の 1 ~ 2 倍程度の高さまで留まることが多い。したがって、一般の山岳トンネルでは、 $2D$ 以上の土被りがある場合には切羽の崩壊の影響が地上まで到達することは少ない。

しかし、切羽の崩壊が大規模な場合や坑口部や土被りの小さいトンネルでは、図

2.2.2(a)に示されるように、斜面や地表面まで沈下の影響が達して陥没するケースもある。また、トンネル切羽部への地下水の流出を伴うような場合には、図 2.2.1(b)に示されるように、数十メートルから百メートル近くの土被りがあるトンネルでも、豪雨などによる地下水圧の上昇や地盤の緩み等が原因となって、地上まですべり線が進展して地表面が陥没するという影響が及ぶ事例もある。

このような事例では地下水の流出により、砂状の土砂あるいは破碎等を含む小片岩塊等が流動化して粒状体の挙動（あるいは土砂流，土石流）を呈することにより大きな移動距離と影響範囲をもたらすものと考えられる。

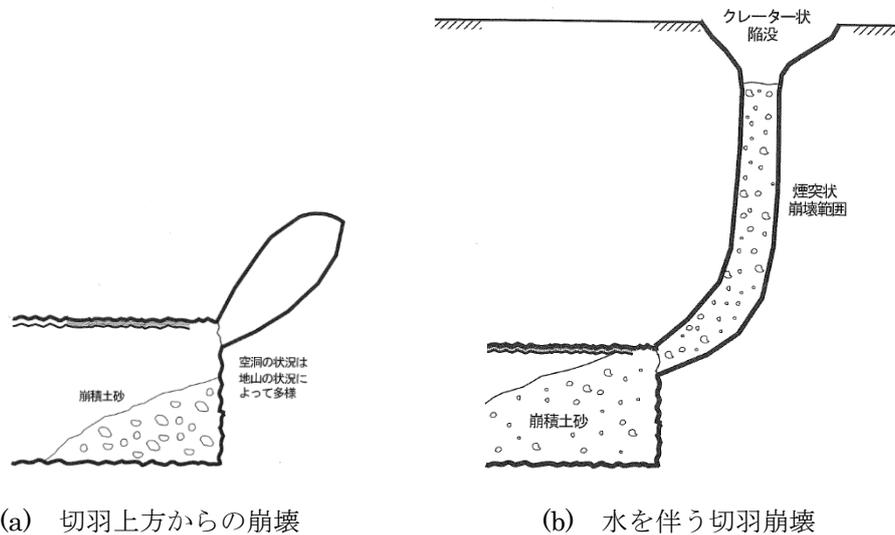


図 2.2.1 切羽崩壊の概念図①³⁾

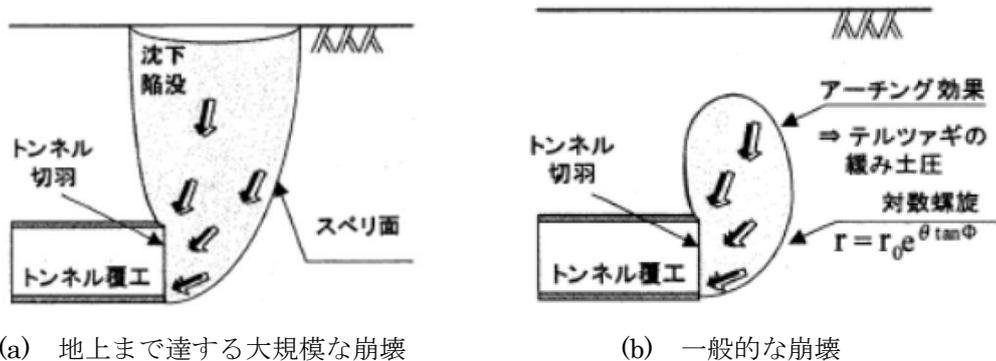


図 2.2.2 切羽崩壊の概念図②⁴⁾

(2) 大規模な崩壊事例

a) 飯山トンネル⁵⁾

図 2.2.4 に、飯山トンネルでの崩壊事例を示す。このトンネルでは、トンネル崩落の原因は『2 つの断層 (F1, F2) 沿いの泥岩などにより遮へいされた高水頭の地下水が、トンネル掘削により薄くなった断層を最初に破壊し、2 つの断層に挟まれた未固結で粒度の荒い砂からなっている砂岩層が泥岩および F1 断層を地下水とともに突き破り崩落した』と推定されている⁵⁾。このように地下水位が高く、大きな水圧を受けている状態で、断層等で鉛直に近い傾斜で挟まれた破砕帯等では、トンネル切羽での崩壊がきっかけになって、トンネル内に流れ込む多量の湧水と土砂が一体となって流動し、崩壊土砂が坑内を大きな移動距離で流動するケースもある。

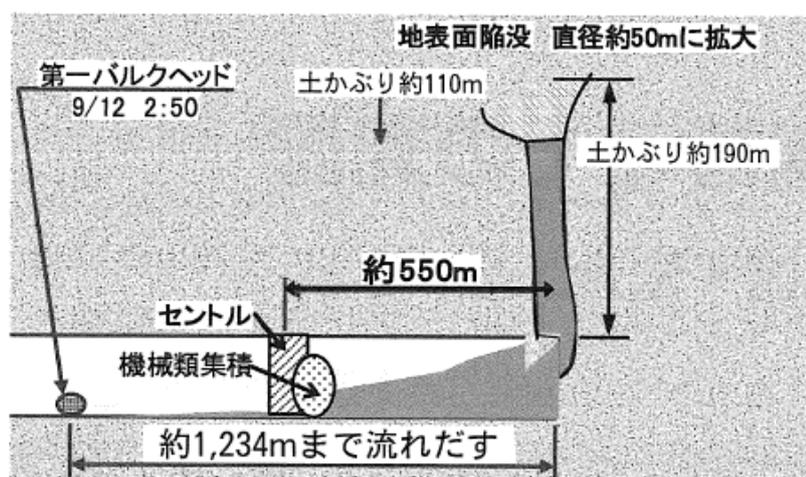


図 2.2.4 切羽崩壊の事例⁵⁾

b) 浅利トンネル⁶⁾

浅利トンネルの掘削工法は、矢板工法による底設導坑先進上部半断面（アーチ部）工法で施工されていた。底設導坑を掘削後、上半の掘削が約 70m まで進んだ時点で地すべりが発生し、坑口から約 50m 間が崩壊した。図 2.2.1 に地質縦断図を示す。図では、ローム層がトンネルの上部に約 16m の層厚で分布し、その底辺部は凹状にくぼんだ地形であった。その下部には、新第三紀の凝灰質れき岩、凝灰質砂岩、角れき凝灰岩が分布し頁岩が挟在していた。

地すべりが発生した原因としては、上部のローム層が厚く、さらに基盤が盆状の構造になっていて地下水が集まりやすかったこと、および上部のローム層が堆積する前の基

盤岩が風化していたという地質構造上の素因に加えて、トンネル掘削時の地山に生じた緩み、および、多量の降雨等が要因となって発生したと考えられた。トンネルの掘削工法についても導坑先進工法では掘削による緩みの増大が懸念されるが、トンネル掘削による周辺地盤の地すべり・崩壊への影響をより把握することが必要とされた事例である。

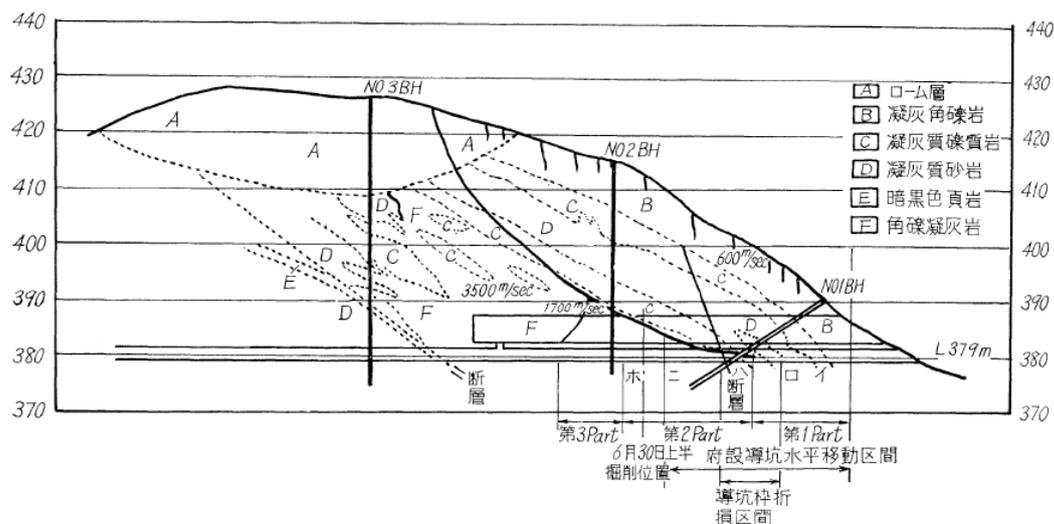


図 2.2.2 浅利トンネルの坑口付近地質縦断面図⁶⁾

c) 子持トンネル坑口斜面の崩壊⁷⁾

子持トンネルは、山形県西置賜郡に位置する横川ダムの付替道路トンネルで、延長は約 900m のトンネルであった。地層は、新第三紀の小国層砂岩、凝灰岩、泥岩の互層から構成されていた。坑口部は、尾根部進入型で坑口斜面の地質構造も受け盤構造であったため、地形的には問題は少ないものと考えられていた。しかしながら、上半掘削が坑口から約 40m まで進行した時点で、台風通過時の記録的な豪雨の影響により、雨水が地山中に浸透し不安定化した地山により切羽が崩壊するとともに坑口斜面全体が崩壊した。

崩壊の原因は、凸型のやせ尾根地形の側方かぶりが小さく、トンネル周囲のアーチアクションが有効に機能しなかったことによるものと考えられた。



写真 2.2.1 子持トンネル坑口部の崩壊状況 ㊦

(3) 崩壊原因のまとめ

これらの事例では、いわゆる前方地質の予測の不備等が主な原因と考えられているが、大規模崩壊の前兆となった小さな崩落発生時の対処方法、あるいは小崩落を生じさせないような対策が講じられていれば、大規模崩壊にはつながらなかったと考えられるものもある。

切羽崩落、崩壊の原因としては、次のようなものがあげられる。これらが複合して大規模な崩壊が発生するものと考えられる。

- ・地質が急変する
- ・前方の地質調査が不十分で地質の変化に対応できない。
- ・地質の変化等を盛り込んだ対策工の検討が不足している。
- ・対策工検討のための解析がなされていない、またその情報が不足している。
- ・そもそもトンネル掘削時の挙動の予測が十分でない。
- ・地盤の不均質性や不連続性の要素を含んだ様々な挙動の発生に対する認識が少ない。

2.3 トンネルや斜面の崩壊対策に関する研究事例

トンネルの切羽および斜面の安定性や崩壊挙動に関する研究事例として、

- 1) トンネル施工中の切羽の安定性に関するもの
- 2) 斜面の安定性に関するもの

に分類して事例を紹介する。

2.3.1 トンネル施工中の切羽の安定性に関する研究事例

a) 村山らによるアルミ棒積層体でのトンネル切羽の安定に関する実験的研究⁸⁾

トンネルの切羽の安定性を対数らせん形状のすべり線で近似して安全率を求める方法で最も基本的な方法として広く用いられている。ただし、切羽での天端補強工や鏡面補強工等を設置した場合の評価は直接的にはできないため、対策工の必要性の判定、すなわち、補強工がない時の安定性の評価となっている。また、元来は対象地盤として砂質系の地盤における実験との整合性により得られた評価式であるため、適用範囲を越えて粘性土地盤にまで適用する場合には、留意する必要がある。実務としての設計に利用する際に、この適用条件を逸脱して粘性土地盤にもそのまま適用されると誤った結果を導出するおそれもあり、利用者はその点を十分に理解したうえで運用することが必要である。

b) 桜井による限界ひずみを利用した切羽安定性の評価に関する研究⁹⁾

FEM等の数値解析により切羽周辺の変形・応力状態とともに発生ひずみを算出し、多くの実績データをもとに安定する領域や不安定化あるいは崩壊の領域に区分した限界ひずみと比較することで、安定・不安定・崩壊領域のいずれにあるかを評価した。ただし、実績データの範囲は広く対数目盛で表示されたグラフに対して、設計者がこれを点（精度の高いデータ）として捉えて適用すると裁量の狭い判断を下すおそれもあり、注意が必要である。なお、ひずみを直接測定することは難しいので、評価指標はすぐに得られる結果として変位であることが望ましい。そのため、数値解析を行って評価する際に用いられている。

c) 真下らによる砂質地盤実験でのトンネル切羽安定性の評価法に関する研究¹⁰⁾

砂質地山の切羽安定性を重力場および遠心重力場での実験により評価した結果等をもとに、切羽の自立性に関する指標を無次元量 (γ/cD) で示した。この指標は、切羽自立性の尺度として広く利用されている。切羽のすべりに対する安定解析についても、3次元モデルでの対数らせんを用いた評価式を提案した。2次元と3次元での安定性の

評価の相違点を把握しやすいが、対策工を盛り込んだ場合の評価は難しい。

d) 小西らによる粘土層が介在する砂地盤の切羽安定評価法に関する研究¹¹⁾¹²⁾

3次元土槽を用いた実験で、切羽の安定性を評価するための土圧分布、およびトンネル直上方向へ崩壊すべり面が伝達し地表面が沈下・陥没する形状までを求めた。同様の挙動を砂地盤の間に粘性地盤が介在した場合についても実験により求め、互層地盤としてより現実に近い状態での影響も評価した。解析では崩壊直前の土圧分布を2次元および3次元の剛塑性有限要素法によりシミュレートした。この手法は、極限解析に近い評価方法である。切羽安定対策工の効果を地盤物性改良モデルで評価することも可能であり、本研究への参考になる。なお、崩壊が始まる時点での状態を把握することで切羽安定性を評価するものであり、崩壊挙動そのものを表現することはできない。

e) 久武らによるトンネル切羽の安定・崩壊挙動に関する研究¹³⁾¹⁴⁾¹⁵⁾

3次元の砂質地盤の土槽実験による切羽の安定・崩壊実験を行った。切羽面を開放する方法として土圧をバランスさせながら行う静的実験と、瞬時に開放する動的実験を行い、両者の崩壊挙動の違いや切羽天端上方の崩壊すべり面の形成状況の違い等を比較検討した。実際のトンネル切羽では両者の中間であるとして、実際の挙動に近い状態での評価を行っており、本研究の参考になる。シミュレーション解析はDEM(個別要素法)を改良したCEMという解析手法を用いて崩壊挙動の一部も解析した。しかし、崩壊土砂が停止するまでの移動距離や地表面沈下量の比較までは行っていない。CEMは粒子間の相互作用を表現するための専用の解析パラメータを必要とし、対象地盤物性より予備解析を行って定める必要があり、FEM等で用いられる地盤物性値をそのまま使用することはできない。そのためFEM等に比べるとより高度な知識が必要である。

f) 松井らによる底面摩擦模型実験と個別要素法解析に関する研究¹⁶⁾¹⁷⁾

アルミ棒を用いた底面摩擦型実験により、切羽の安定性を再現し、DEM解析により再現するための定式化を行った。関連する研究では、実験で得られる各点の変位からひずみ量を算出して精密な比較を行っており参考になる。対策工を加味した解析などは行っていない。

g) 御手洗らによる粒状体個別要素法解析を用いた鏡補強工の効果に関する研究¹⁸⁾

実トンネル規模の構造・地盤モデルを対象に、PFC(粒状体解析法)による解析を行って既存のFEMとの比較を行った。3次元解析を用いて鏡補強工を設置した解析を行い同条件でのFEMの結果と崩壊挙動の差異を比較、評価した。連続体とは異なる粒状体の挙動解析結果や鏡補強工の1次元棒部材によるモデル化等、本研究への参考になる。ただし、実験等は行われていない。なお、PFCはDEMと同様に地盤の物性値をそのまま入力物性値として使用できないため、入力物性値を設定するためのキャリブレーション

ョン解析が必要である。

2.3.2 斜面の安定性に関する研究事例

a) 久武らによるトンネル建設が地すべり挙動に及ぼす影響に関する実験的研究¹⁹⁾

地すべり面にトンネルが近接して施工される時の影響を遠心載荷実験により評価し、解析手法の提案も行った。建設時に地すべり面が影響を受ける状態について調べている。この状態が完成後にモードが変化（地震力等の外力作用，豪雨による地下水位変化，長期的な地盤劣化等）する時の影響までは評価されていない。

b) 高速道路技術センターによるトンネル掘削を誘因とする地すべり対策に関する調査研究²⁰⁾

トンネル掘削時における緩み領域について、既往の研究事例や計測事例等をもとに考察している。トンネル掘削による地すべり面に与える影響として研究されており、地すべり面への影響評価の一つの尺度になっている。

c) 土木研究所による地すべりとトンネルの影響評価手法に関する解析的研究²¹⁾

地すべりに近接するトンネル施工時の影響を各種解析方法により比較研究したもので、解析手法ごとの特性を把握するのに参考になる。長期的な変化を受けた時に評価にまでは踏み込んでいない。

d) 西村・山本による短いロックボルトを用いた切取り斜面の安定に関する研究²²⁾

円弧すべり状のすべり面を補強する対策工に比べて、山岳トンネルの考え方に準じて表層部を緩めないことにより安定性を確保する補強工法の基盤となったものである。長期的な劣化等に関する対応策については言及されていない。

e) 北村らによる鉄筋補強土工法の斜面安定への適用と設計法に関する研究²³⁾

切土斜面補強工の技術基準の基礎になった研究であり、一定の条件の斜面における鉄筋補強土工法の適用性を評価した。鉄筋補強土工の各部における設計強度等も含まれている。全体的な安定性については、円弧すべり法等による斜面の安定計算を基にしている。ただし、長期安定性に関して、あるいは劣化が進展して行った時の評価に関しては行われていない。

f) 沖村らによる耐震治山工法の確立のための振動台を用いた実験的研究²⁴⁾

自然斜面を対象とした、10分の1スケールのまさ土地盤の斜面を作成し振動台で加振することで地震時の斜面の崩壊メカニズムについて実験的研究を行った。ロックボルト補強工やのり面補強工を設置した時のケースでの実験を行っており、地震時の斜面の基本崩壊メカニズムを把握する上で参考になる。ただし、解析等は行われておらず、ま

た、自然斜面を対象としているため地盤条件は斜面のみのモデルで、トンネル坑口部を対象として緩み領域や表層部が劣化した状態など不均質な地盤条件は考慮されていない。

g) 山上・鵜飼による斜面安定に関する極限平衡法と有限要素法の比較²⁵⁾

斜面の安定に関して、極限平衡法としてのスライス分割法における考え方と安全率算定式の各論を示すとともに、局所安全率が全体安全率に等しい仮定にもとづく極限平衡法では進行性の破壊を考慮することは難しいことを示している。有限要素法として斜面内の土の応力～ひずみ関係式等から斜面の変形や破壊状態を解析する方法とせん断強度低減法を組み込んだ斜面安定解析の2つの考え方を示し、後者の方法では、極限平衡法と同じように斜面の全体安全率と対応するすべり領域を求めることができること、微小変形理論と大変形理論によって安全率の評価が異なること等を示している。また、土の構成式や軟化特性、間隙水圧、杭等の対策工時の土圧の変化等、安全率評価に影響を及ぼす種々の要因があることを示している。これらをモデル化することで精度の高い斜面破壊予測等が可能になるが、有限要素法での評価であるため、崩壊挙動や崩壊後の形状を表現することはできない。

h) 若井らによる地盤と構造物の動的解析²⁶⁾

地盤と構造物の動的解析として、等価線形解析と時刻歴応答解析における構成モデルの役割について評価している。その中で、等価線形解析では残留変形量等の定量的情報が得られないが、動的変形特性を考慮した時刻歴非線形解析で地下構造物に発生するせん断応力と相対変形の関係、およびひずみ軟化特性の違いによる単純斜面での残留変形発生量の比較等を示している。モデル化にあたっては土のピーク強度や残留強度のほか、繰返し載荷時の硬化や軟化、初期せん断力等々、解析の目的に応じて考慮すべき土の力学的特性が多いことが指摘されており参考になる。こうしたFEMでの解析では、地盤の安定性に関しては、変位やせん断ひずみをもとに崩壊が起こるかどうかの判定が必要で、直接的に崩壊挙動を表現することはできない。

2.3.3 既往の研究事例のまとめ

前項で示した研究事例を対象テーマごとにまとめると以下のとおりとなる。

1) 切羽安定性に関する実験的研究

村山ら⁸⁾によるアルミ棒積層体を用いた2次元のモデルでの切羽の安定性実験が基になっており、真下ら¹⁰⁾、小西ら¹¹⁾、久武ら¹³⁾は3次元の土槽モデルによる重力場あるいは遠心力場で切羽の安定性実験を行った。主に砂質系の地盤条件で、切

羽面板を移動させることにより、切羽で均衡していた土圧が解放され切羽の自立性が消失して崩壊が始まるが、その限界におけるトンネル切羽面の土圧分布、上部へのゆるみ領域の発生、すべり線形状・アーチ作用の形成などトンネル切羽が崩壊する時のメカニズムが解明されている。これらの研究により切羽の自立条件を判定するために、極限解析等や安定性の指標が提案されている。これらは切羽自立性を判定する有用な方法であるが、切羽の大変形や崩壊する挙動を追跡して解析することはできない。

2) 切羽安定性に関する解析的研究

松井・西村¹⁶⁾は底面摩擦装置実験での再現解析に DEM を用いて定式化し、久武ら¹⁴⁾は崩壊実験での崩壊挙動をシミュレートするために DEM を改良した CEM 解析により、実験の再現解析を行っている。これらにより崩壊時の挙動を再現することが可能になってきている。また、御手洗ら¹⁸⁾は実トンネルで鏡補強工のモデル化を PFC により行い、FEM との比較を行っている。これらのように個別要素法を用いた不連続体解析で崩壊現象が一部再現されているが、切羽面周辺での評価に留まっており、また、入力データが通常の FEM 等で用いられる地盤物性値をそのまま使用できなという煩雑さがあり、設計に使いやすい手法の選定が望まれる。

3) 地すべり面に与えるトンネル施工の影響評価について

地すべり面に近接してトンネルが建設される時の影響評価については、トンネル掘削による緩み領域を基にした研究²⁰⁾やすべり面とトンネルとの位置関係による影響度の違いを各種の解析手法²¹⁾、遠心載荷装置による実験¹⁹⁾等で評価しているが、完成後にさらに劣化等が進行した場合に施工中に受けた緩みの影響がどのように進展するのかなどについては研究されていない。

4) トンネル坑口部の斜面の安定対策、劣化評価、対策工検討について

主に切土斜面や自然斜面を対象にした補強土工法に関する基礎的研究²²⁾²³⁾は、現在の切土補強工設計・施工技術指針につながるものとしてその効果および機能についての研究がなされている。また、自然斜面の安定対策工に関する実験的研究²⁴⁾、降雨による地下水位上昇時の斜面崩壊に関する実験的研究²⁸⁾、斜面の地震時の挙動に関する実験的研究²⁹⁾³⁰⁾など実験的研究も多く実施されている。また、数値解析に関しても地すべり安定解析をせん断強度低減法による FEM で行った事例³¹⁾もある。ただし、トンネル坑口部を想定してトンネル建設後にトンネル周辺に背面空洞や緩み領域が存在し、地震時や豪雨時に新たな作用荷重が加わった場合や長期的に自然劣化した状態についての検討は一部の事例³²⁾³³⁾を除いてはほとんど行われていない。今後の重要な検討課題であると考えられる。

5) 坑口部斜面の地震時挙動について

FEM を用いた動的解析²⁶⁾では、堤体・擁壁や基礎構造物・地下構造物等がある場合には、地震時に発生する応力をもとに構造物の安全性を評価することのできる有用な方法であり、地盤自体の安定性に関しては、変位やせん断ひずみをもとに残留ひずみの予測や崩壊に対する安全性を評価できるが、崩壊する時の挙動や崩壊形状等を評価することはできない。また、DEM を用いた地震時斜面安定解析により崩壊土砂の到達距離を数値シミュレーションした事例³⁴⁾もある。FEM では表現できない現象を補完する一つの方法であるが、パラメータの設定等が課題とされている。

以上より、トンネルが完成した後も、施工中における緩みの影響を加味したうえで、長期的な観点での安定性の検討を行うことが重要であるため、これらの既往の研究を参考にしつつ、さらに深度化する方向で研究を進める。

2.4 まとめと課題の整理

2.4.1 事例等のまとめ

トンネル建設に伴う地すべり対策や斜面安定対策は、所定の安全率を確保した安定計算により設計されている。ただし、長期安定性に関しては、計測管理・モニタリングに委ねられていて、長期に亘る劣化の進行まで考慮されたものはほとんどない。トンネル坑口部斜面での動的な検討や降雨等による影響を不安定化の要因として考慮したものも少ない。

本論文の位置づけは、現状の斜面安定対策に対して、より長期的な維持管理の観点から、劣化が進行した時や地震等の新たな外力が加わった時に生じる崩壊の可能性について検討することである。このため、本論文では、全体的な安定性が確保されていても、あるいは確保されない状態が生じて、斜面崩壊のきっかけを抑える、すなわち、進行性の崩壊の端緒を抑えることで全体の斜面崩壊に至らない場合もあると考え、そのために、どこが崩壊の端緒になるのか、あるいは、どのように崩壊が進展するのか、について検討し、進行性の崩壊のメカニズムについて検討することである。

表層からの崩壊が大規模な地すべりや斜面崩壊に拡大する過程を把握し、それを防ぐことが対策方法としての有用性があれば、表層崩壊を防止するために対策工の規模を少し大きくしたり、現状から追加対策工を加えることで大規模な崩壊、あるいは崩壊への

進展を防止できる可能性がある。こうした考え方で、長期的安定性も含んだ斜面对策方法を検討し維持管理に活かす基礎とすることが本論文の役割である。

本章では、トンネル切羽やトンネル坑口斜面の崩壊事例や安定検討に関する研究事例を調査し、現状の課題を抽出して、本研究の位置づけ、役割等を整理した。

2.1 節では、施工中および供用中で、従来の FEM では解析できないような崩壊を含めたトンネル坑口部の大変形挙動を検討するのに、SPH 法が一つの期待される方法であることを示した。

2.2 節では、トンネルの崩壊が施工中のトンネル切羽で生じる事例が多いためトンネル切羽での崩壊パターン、問題点と対策の考え方、また、施工中にトンネル切羽の周辺部のみならず地上まで抜け上がるなど大規模な崩壊事例を取り上げ、大規模な崩壊の発生する要因として、地形・地質特性の素因のほか、多量に滞水している地下水の流出や豪雨時などに急激に供給される地下水の存在が要因となっていることを示した。

2.3 節では、トンネル切羽や斜面の安定に関する研究事例を整理し、切羽の安定性、すなわち安定または不安定、崩壊の評価については数多くの研究がなされているものの、大変形や崩壊の挙動を追跡したり、完成後にそれまでに生じた変形の履歴を踏まえた上で地震や豪雨等の新たな作用荷重を受ける場合や自然劣化する時の評価まで踏み込んだ研究はなされていないことを示した。

2.4.2 課題の整理

これらの研究事例より、トンネル坑口部における安定性や対策方法の考え方としては、

- ・トンネル建設時に施された対策工で十分である。
- ・現状（施工前の状態）の安全率を $Fs=1.0$ 付近に設定した上で、トンネル掘削による影響による安全率の減少を評価し、対策工を講じている。
- ・したがって、完成後の斜面については、対策工が施工されたことで、所定の安全率は確保されているものと見なされている。
- ・トンネル建設時の影響を加味するには、すべり抵抗力の一部を減じた安定計算法で評価が可能とされている。
- ・維持管理については、ソフト面でのリスクマネジメントが重要視されている。
- ・すなわち、長い年月での劣化等や近年の豪雨等の影響は加味されていないが、すべてに予防保全対策は取れないため、モニタリングにより危険を予知し、被災を防止するための避難対策（避災対策）を講じている。
- ・そのため、根本的な斜面自体の安全性向上について、費用対効果の点で次善の策と

考えられている。

等が現状であると考えられる。

これに対して、もう一步踏み込んだ大変形、崩壊対策の考え方が必要である。具体的には、

- ・総体補強量の考え方だけでなく、局所的崩壊とその進行の可能性をチェックする。
- ・建設時に施された対策工だけでなく、完成後の外力作用や長期的な地盤劣化までを考慮した安定性確保の視点が必要である。
- ・リスク管理やモニタリングだけでは安全率自体は向上しないため、ハード面での予防保全の対策方法、かつ大規模でない対策方法について考え方を進めることが必要である。

大規模な対策工でなくても、適切な予防処置がとれば効果が上がる。そのためには、必要な箇所へ必要な補強を適切に施す必要がある。その観点から対策方法の考え方について検討するのが本論文の趣旨である。

第2章 参考文献

- 1) 土木学会：トンネル・ライブラリー第5号 山岳トンネルの補助工法, pp.173-180, 1994.
- 2) 土木学会：2006 制定 トンネル標準示方書 [山岳工法編]・同解説, p.266, 2006.
- 3) 今田徹：山岳トンネルの設計の考え方, 土木工学社, pp.164-165, 2010.
- 4) 永谷英基, 大谷順, 高野大樹：トンネル切羽の3次元崩壊メカニズムの可視化, 応用力学論文集, Vol.7, pp.553-560, 2004.
- 5) 都築保勇, 黒岩清貴, 福入博文, 杉本憲一：高水頭未固結砂岩層の大崩落とその克服ー北陸新幹線 飯山トンネル(上倉工区・富倉工区)ー, トンネルと地下, 第39巻, 8号, pp.7-14, 2008.
- 6) 今西誠也：トンネル坑口における地すべり・崩壊, 地すべり, pp.1-7, Vol.13, No.1, 1976.
- 7) 日本トンネル技術協会：トンネル技術者のための地相入門(6)ー傾斜層下のトンネル工事ー, トンネルと地下, 第43巻, 10号, pp.45-54, 2012.
- 8) 村山朔郎, 遠藤正明, 中崎英彦, 竹村章：アルミ棒積層体によるトンネル切羽の安定に関する模型実験ー土被りの深い場合ー, 竹中技術研究報告, 第12号, pp.82-91, 1974.
- 9) 桜井春輔：都市トンネルの実際 合理的な設計・施工をめざして, 鹿島出版会, pp.127-132, 1998.
- 10) 真下英人, 鈴木正彦, 猪熊明：トンネル切羽安定性の簡易評価法の提案, 土木学会論文集, No.638/Ⅲ-49, pp.117-129, 1999.
- 11) 小西真治, 朝倉俊弘, 田村武, 辻鉄也：粘性土層が介在する砂地盤の切羽安定評価について, 土木学会論文集, No.659/Ⅲ-52, pp.51-62, 2000.
- 12) 小西真治, 田村武, 西山達也：上部に粘土層を有する切羽の安定について, トンネル工学研究論文・報告集, 第12巻, pp.25-32, 2002.
- 13) 久武勝保：トンネル切羽の静的・動的崩壊特性とその安定性評価, 土木学会論文集, No.694/Ⅲ-57, pp.297-304, 2001.
- 14) 久武勝保, 村上敏夫：地盤の連続体・不連続体挙動の一解析手法, 土木学会論文集, No.523/Ⅲ-32, pp.175-180, 1995.
- 15) 村上敏夫, 久武勝保, 桜井春輔：CEMによる地盤のモデル化とその入力パラメーターの決定法, 土木学会論文集, No.529/Ⅲ-33, pp.11-18, 1995.
- 16) 松井幹雄, 西村和夫：底面摩擦装置によるトンネル切羽崩壊実験のDEM解析, トンネル工学研究発表会論文・報告集, 第5巻, pp.1-8, 1995.
- 17) 前田洸樹, 土門剛, 西村和夫：個別要素法を用いた曲面切羽に関する模型実験の解析, トンネル工学報告集, 第23巻, pp.43-50, 2013.
- 18) 御手洗良夫, 手塚仁, 羽馬徹, 岡部正, 蔣宇静：3次元粒状体個別要素法を用いた長尺鏡補強工の効果の評価, トンネル工学報告集, 第15巻, pp.77-82, 2005.

- 19) 久武勝保, 大野司郎, 鈴木啓介, 小林嵩: トンネル建設が地すべり挙動に及ぼす影響に関する実験的研究, トンネルと地下, 第 44 巻, 9 号, pp.57-64, 2013.
- 20) (財) 高速道路技術センター: 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, pp.8-48, 1996.
- 21) (独) 土木研究所: 数値解析による地すべりとトンネルの影響評価手法 (案), 土木研究所資料, 第 4163 号, pp.32-53, 2010.
- 22) 西村和夫, 山本稔: 比較的短いロックボルトを用いた切り取り斜面の安定について, 土木学会論文集, 第 388 号/III-8, pp.217-226, 1987.
- 23) 北村照喜, 長尾哲, 奥原正由, 斎藤孝夫: 鉄筋補強土工法の斜面安定への適用と設計法に関する考え方について, 土木学会論文集, 第 385 号/VI-7, pp.79-87, 1987.
- 24) 沖村孝, 西原玲二, 村上晴茂, 荒木繁幸, 山浦昌之, 木村裕之: 振動台実験による耐震治山工法の確立, 地すべり, Vol.45, No.1, pp.13-26, 2008.
- 25) 山上拓男, 鶴飼恵三: 斜面の安定と変形解析総説: LEM と FEM の応用, 地すべり, Vol.38, No.3, pp.169-179, 2001.
- 26) 若井明彦, 酒井久和, 湯浅明: 地盤と構造物の動的解析と構成モデル, 土と基礎, Vol.52, No.8, pp.19-21, 2004.
- 27) 檀上徹, 酒匂一成, 深川良一, 酒井直樹, 岩佐直人, Nghiem Minh Quang: 降雨量, 不飽和浸透挙動, 変位量の観測結果に基づく降雨時表層すべり型崩壊過程の検証, 土木学会論文集 C, Vol.68, No.3, pp.508-525, 2012.
- 28) 加藤範久, 龍岡文夫, 黄景川, 舘山勝, 古関潤一: 斜面上における各種擁壁の地震時安定性に関する研究, ジオシンセティックス論文集, 第 16 巻, pp.61-68, 2001.
- 29) 岡村嘉之, 酒匂一成, 深川良一: 振動輸送理論を応用した地震時斜面のすべり変位解析, 土木学会論文集 C, Vol.65, No.1, pp.162-173, 2009.
- 30) 若井明彦, 蔡飛: 講座 地すべり解析における有限要素法の利用第 4 回 2.FEM による地すべり解析の基礎理論, 地すべり, Vol.40, No.3, pp.76-80, 2003.
- 31) 土木学会岩盤力学委員会: 岩盤斜面の安定解析と計測, 丸善(株), p.321, 1994.
- 32) 倉岡千郎, 牧野孝久, 柴崎宣之, 藤田康司: 個別要素法による山岳トンネルの崩壊と地表面への影響解析, 土木学会第 37 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集, pp.101-106, 2008.
- 33) 鶴飼恵三, 若井明彦, 蔡飛: 地震時および降雨時における斜面安定数値解析の事例, 土と基礎, Vol.54, No.10, pp.15-17, 2006.

第 3 章

トンネル建設時の掘削切羽面の崩壊メカニズムの研究

3.1 概要

トンネル建設時の掘削切羽面（以下、トンネル切羽と称す）の崩壊は、小規模なもののもとより、坑口斜面あるいは土被りのあまり大きくない地表面へ沈下・陥没等の影響を及ぼすような大規模な崩壊が依然として国内外でしばしば発生している。また、崩壊に至らない場合でも掘削中に発生した岩盤や地盤中の緩みの拡大により、地表面の沈下あるいは斜面のすべりを発生して周辺環境に多大な影響を与えるケースもある。また、建設時には崩壊に至らない場合で、掘削中に生じた緩みの影響でトンネル周辺地盤の緩みが拡大し、トンネル完成後に変状・崩壊を発生するケースもある。そのため、建設時のトンネル切羽周辺の岩盤や地盤の応力～変形メカニズムを明らかにすることが必要であった。

FEM や FDM はトンネル切羽の安定性評価や補強対策工法の選定に有効な手法であり、これまでほとんどのトンネル現場で主流の解析方法として用いられてきた。

このように FEM や FDM は、多くの現場で活用され多くの有効性を発揮してきたが、依然として以下のような課題が残されていた。

例えば、

- 1) FEM や FDM で求められた対策工の他に、ある程度の変形を許容しながら崩壊抑止できる対策方法を検討できる解析方法があるか、また、その解析方法は弾性変形の範囲内で FEM や FDM との整合性を持つか。
- 2) 既存の解析法で安全とされた地盤で、なぜ子持トンネル（坑口部の 40m 間が崩壊）や飯山トンネル（土被りが 190m ある地表面まで陥没）のような崩壊が起きたのか。初期の地盤評価だけの問題ではなく、掘削中に岩盤が緩んだための進行性崩壊、あるいは地震や亀裂への雨水流入による弱面形成による崩壊の可能性も大きい、これらのメカニズムの解明と対策工の検討のための解析手法はあるか。
- 3) 岩盤の節理等の不連続面を適切に評価することができないため、不連続性の岩

盤での突発性の崩壊を評価することが難しい。

- 4) 上記 3)と同様に、未固結で土砂状、粒状体の挙動（乾燥流砂現象による崩壊）を考慮することができない。
- 5) 切羽全体での安定性の評価は可能であるが、局所的な不安定化を予測することができない。
- 6) したがって、崩壊が生じた場合にどの程度の規模の崩壊になるのかの予測ができない。
- 7) 補強対策工が連続的に地山を改良できていない場合に、補強工間からの地山の抜け出し（部分的な破綻）の可能性を表現することができない。
- 8) 地下水流入時の流動化による崩壊挙動を考慮することができない。

等の問題があった。

本論文では、上記の課題を解決するための手法として SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics) 法に着目し、その有効性を明らかにすることを目的としたが、本章では、施工中のトンネル切羽を対象にして、崩壊のメカニズムに関する実験およびシミュレーション解析による検討を行った。

本章の検討フローを図 3.1.1 に示す。

本章では、まず、アルミ棒積層体を用いた 2 次元の室内模型実験を行って、トンネル切羽の崩壊挙動について調べるとともに、SPH 法を用いてその崩壊挙動を解析し検証した。さらに、SPH 法と FDM を比較することにより SPH 法の特性を評価した。

また、実トンネルを対象として、トンネル崩壊現象を再現するとともに切羽安定対策工をモデル化しその効果について確認した。最後に、トンネル切羽の安定性評価手法としての SPH 法の有効性と適用性について考察を加えた。

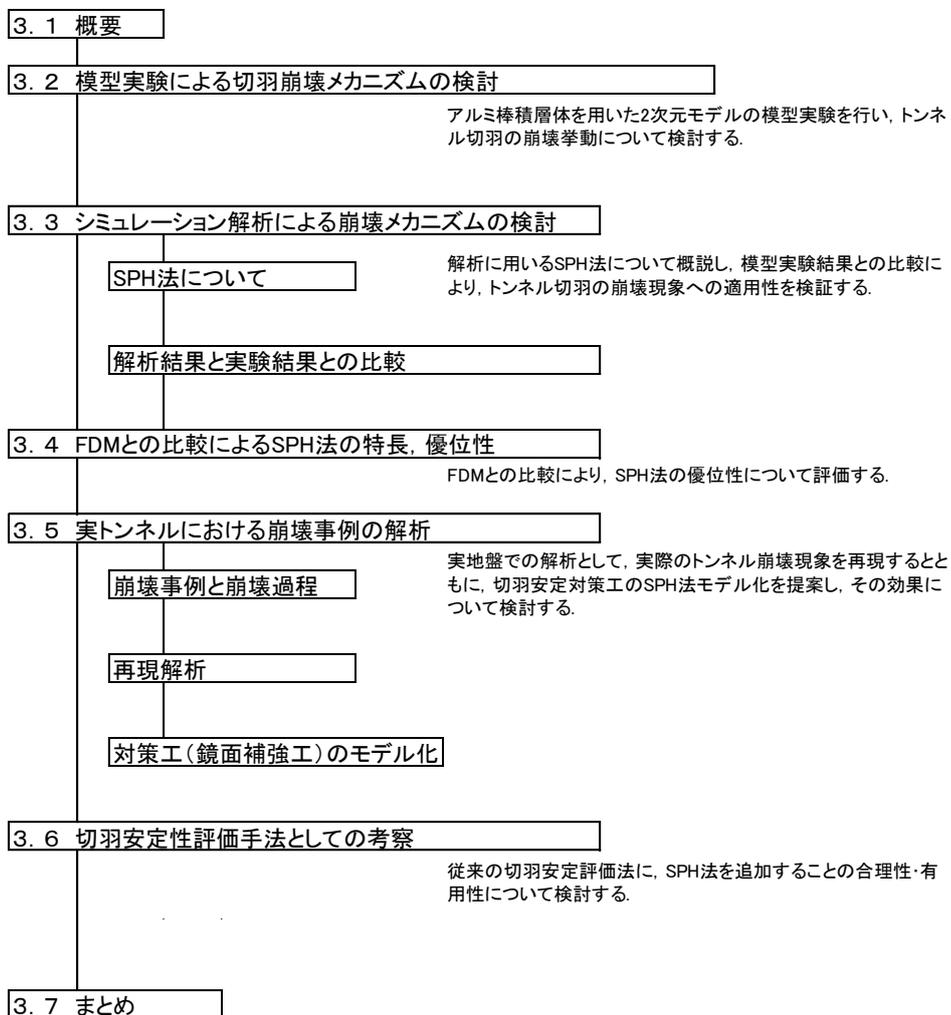


図 3.1.1 第3章の検討フロー図

3.2 模型実験による切羽崩壊メカニズムの検討

3.2.1 実験概要

トンネル切羽の安定性に関する実験は、実際のトンネル掘削を模擬して地盤をくり抜くものや切羽に設置した面板を引き抜いて掘削を模擬するもの、底部に落とし戸をセットして掘削による応力再配分をモデル化するもの等があり、実験材料も豊浦砂等のほか2次元の場合にはアルミ棒積層体を用いられている¹⁾。本研究では、まず第一段階として解析との整合性を検証する目的で、アルミ棒積層体を用いた2次元の簡単なモデル、条件で実験を実施した。

実験に使用する材料は、長さ50mmで直径が1.6mmと3.0mmの2種類を重量比3:2で混合したアルミ棒（比重2.69g/cm³）で、トンネル高さ(D)、土被り高さ(H)等の諸元を表3.2.1に示すように設定した。

写真3.2.1に実験装置の全体を示す。トンネル天端は、鉛直方向を固定条件とするため、厚さ5mmの透明アクリル板で門型のカバー（以下、トンネルカバーと称す）を設置した。実験はトンネル切羽位置に押さえ板（以下、ストッパーと称す）を設置

表 3.2.1 実験装置の諸元

項目	記号	単位	諸元
全長	L	mm	420
トンネル長	$L1$	mm	120
トンネル高	D	mm	80
土被り高	H	mm	40, 80, 120, 160
土被り比	H/D		0.5, 1.0, 1.5, 2.0

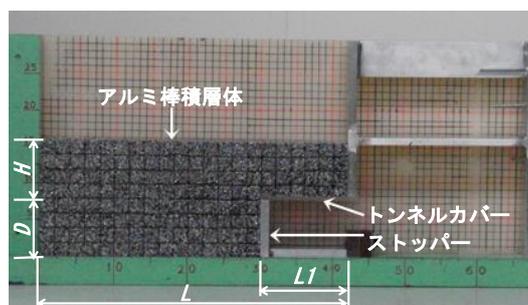


写真 3.2.1 実験装置 ($H/D=1.0$ のケース)

してアルミ棒を所定の高さまで積み上げた後、ストッパーを瞬時に除去してアルミ棒が切羽面から崩壊する挙動を観察した。なお、アルミ棒の表面には20mm間隔で格子状にラインを入れて変位を確認するほか、挙動の詳細を動画撮影、および粒子画像速度測定法(PIV; Particle Image Velocimetry)を用いた分析(以下、PIV分析と称す)を行うための連続写真撮影も行った。

3.2.2 実験条件

実験は、PIV分析用連続写真撮影や動画撮影を行うケースを含め、 $H/D=0.5$, 1.0 , 1.5 , 2.0 でそれぞれ、7回、8回、6回、8回の実験を行った。なお、実験後に、撮影した動画から読み取ったストッパーの除去直後の1/6秒間の平均移動速度は、約670mm/secであった。

3.2.3 実験結果

(1) 崩壊開始直後の動き

写真3.2.2に、 $H/D=2.0$ の条件における、ストッパー取り外し直後のアルミ棒の挙動を示す。

写真3.2.2(a)に示すとおり、 $t=0.07\text{sec}$ では、切羽から20mm先(1つ目の目盛の列)で切羽中央部を最大にしてほぼ水平方向に変位し始めた。

写真3.2.2(b)では、その後、 $t=0.10\text{sec}$ で切羽前方の天端から20mm上(1つ目の目盛の段)で鉛直下方向に変位しはじめ、切羽でも水平方向から斜め下方向に向かう動きが大きくなり曲線状のすべり線を形成し始めた。

写真3.2.2(c)に示すとおり、 $t=0.17\text{sec}$ では、トンネルカバー内へ移動するアルミ棒の動きが加速するとともに、天端の高さでは切羽前方80~100mm(4~5目盛の列)まですべり線が曲線状に立ち上がり、天端から上方へすべり線がほぼ鉛直方向に伸びた。地表面では切羽前方40~60mm(2~3目盛の列)付近の沈下量が最大になった。

さらに、写真3.2.2(d)に示す $t=0.27\text{sec}$ では、トンネルカバー内へ流動するアルミ棒の量が多くなり、鉛直方向に立ち上がったすべり線周辺のアルミ棒も移動し始め、すべり線が左右にロート状に広がった。

この後、トンネルカバー内に崩壊したアルミ棒の動きが緩慢になり安定化に向かい、崩壊に対する抵抗力として切羽上部からのアルミ棒の滑動力とバランスした時点で全体の動きが終了した。なお、このケースにおける崩壊後の形状は写真3.2.3(d)に示す

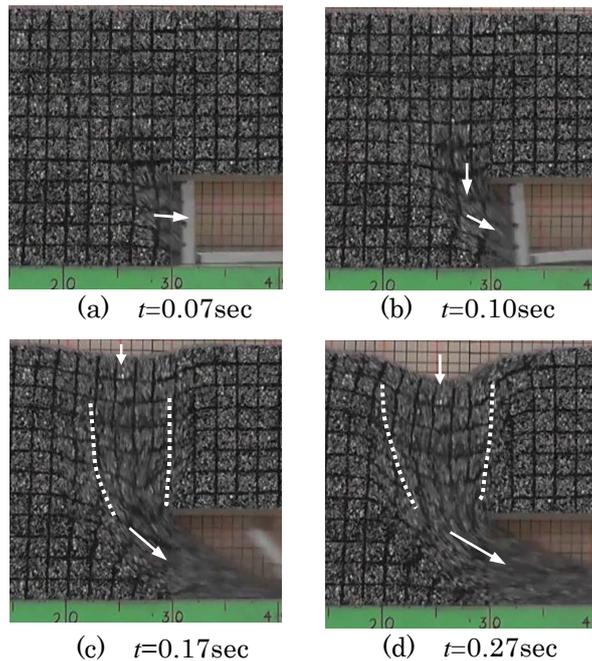


写真 3.2.2 アルミ棒積層体の崩壊開始直後の挙動

とおりであった。

これらの動きのうち、写真 3.2.2(c)で見られたような、切羽前方に鉛直上方に形成されるすべり領域については小西らの実験²⁾等でも確認されている。また、写真 3.2.2(d)における地表面付近での沈下分布がロート状に広がる傾向については、久武らの実験³⁾で、切羽の押さえ板の解放する移動速度によって崩壊形状が変わり動的条件として急激に解放した場合の方が静的条件として徐々に解放した場合よりも移動領域（沈下分布）の幅が広がることが確認されている。

なお、本研究では、実験の再現を SPH 法解析でも試みることを主眼としたため、崩壊挙動がより顕著に表れると考えられる設定条件として、ストッパーを急激に除去する方法を選定した。

(2) 崩壊中の動き (PIV 分析)

アルミ棒積層体の崩壊挙動は 1 秒足らずで終わってしまうため、アルミ棒の崩壊中の動きについては、画像解析ソフト Flow-PIV を用いた PIV 分析により確認した。

図3.2.1に、PIV分析結果を示す。図3.2.1(a)~(d)は、 $H/D=0.5\sim 2.0$ の4つのケースの画像解析結果を示す。これらは、全部で40枚の写真进行分析して得られた結果である。なお、図中の赤い点線の四角形はトンネル部分（トンネルカバーで覆われた領域）を示す。

矢印はアルミ棒の変位速度ベクトルを示す。 $H/D=0.5$ と $H/D=1.0$ では全体の形が似ており、トンネル前方（左側）からトンネル切羽に向かう動きは直線状であった。トンネル直上部から切羽前方に向かう動きも直線状であった。 $H/D=1.5$ と $H/D=2.0$ では切羽前方の上部では鉛直下向きに移動し、トンネル切羽の近くで曲線状になる動きを示した。これに対し、トンネル切羽後方（右側）の上部ではあまり大きな動きはなかった。いずれのケースでもトンネル切羽の直近で、ベクトルの色表示が赤色になり、大きな移動ベクトルが生じていたことが確認できた。

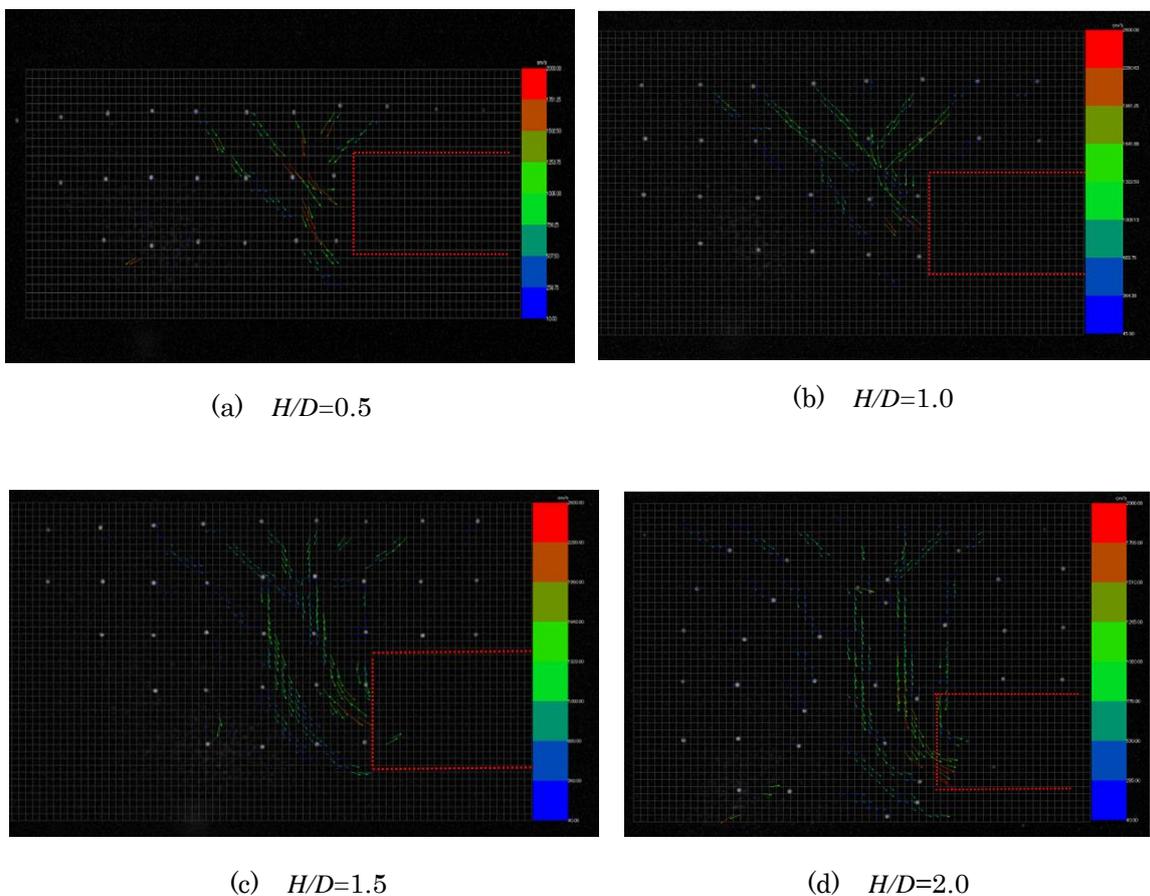


図 3.2.1 PIV 分析の結果

(3) 崩壊後の形状

写真3.2.3に、各ケースでの崩壊後の形状を示す。なお、写真3.2.3には、すべり線を点線で記入した。

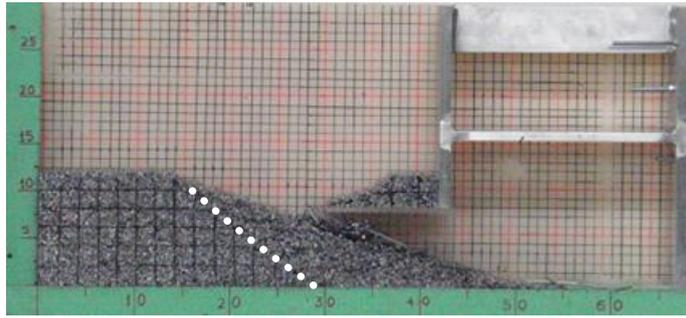
実験条件のうちで土被り比が最も小さい $H/D=0.5$ では、写真 3.2.3(a)に示すように、切羽前方(左側)の積層体の表面勾配およびすべり線とも直線状で崩壊した。切羽後方

(右側)の積層体はトンネル天端先端に向かって崩れ、天端先端部で前方からの移動積層体に向かって落下した。

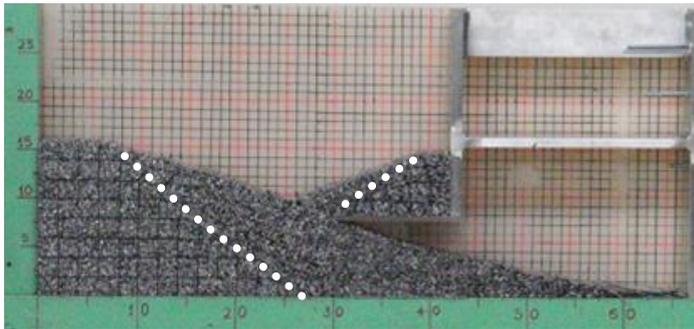
写真 3.2.3(b)で示すように、 $H/D=1.0$ では、 $H/D=0.5$ とほぼ同様の形態で崩壊した。切羽後方と切羽前方から崩壊するアルミ棒が干渉し合うことは少なくすべり線もほぼ直線であった。

$H/D=1.5$ では、写真 3.2.3(c)で示すように、トンネル内へ移動する切羽前方からのアルミ棒を切羽後方からのアルミ棒が抑えるような動きをした。切羽前方および切羽後方のすべり線がやや曲線状になった。

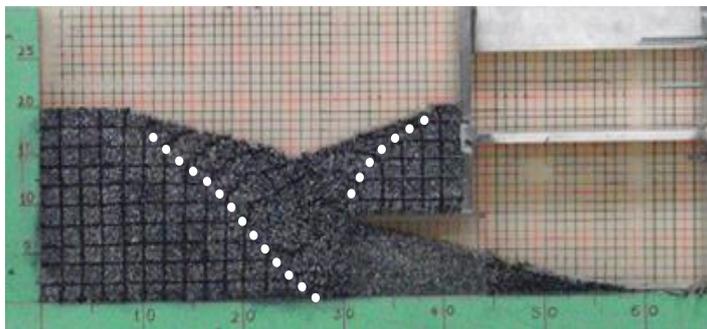
土被り比が最も大きい $H/D=2.0$ では、写真 3.2.3(d)で示すとおり、切羽前方からのアルミ棒と切羽後方からのアルミ棒とがアーチ状にせり持つような形状を示した。他のケースに比べて地表面が沈下する範囲は拡大していたが沈下量、沈下形状はほぼ同じであった。切羽前面の曲線状のすべり線がさらに上向きに立ち上がり、アーチ状にせり持つような領域が明瞭に形成されていた。



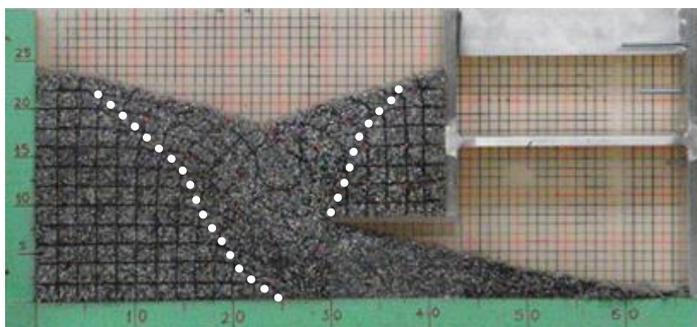
(a) $H/D=0.5$



(b) $H/D=1.0$



(c) $H/D=1.5$



(d) $H/D=2.0$

写真 3.2.3 アルミ棒積層体の崩壊後の形状

3.3 シミュレーション解析による崩壊メカニズムの検討

3.3.1 SPH法の概要⁴⁾

SPH法は、連続体近似に基づく Lagrange 型のメッシュフリー解析法である。地盤を連続体として取り扱う数値解析手法には格子法と粒子法がある。連続体を格子で区切り、連続体に関する方程式を格子点上の関係式に変換して離散化する FEM, FDM 等が格子法と呼ばれるのに対し、SPH法や MPS(Moving Particle Semi-implicit)法に代表される粒子法は、連続体を粒子の集まりとみなし、その粒子に關係式を配置して離散化する方法である⁵⁾⁶⁾⁷⁾。

SPH法は、流体解析をはじめとする種々の工学分野や地盤の変形解析分野にも適用されており、極限解析による結果や実験結果との比較等の検証がなされている^{8)~11)}。ただし、SPH法を用いてトンネル切羽の崩壊現象を対象にした検討はこれまでに行われていない。

SPH法は、連続体を有限個の粒子の集合体として表現するが、個々の粒子に着目するのではなく、物理量を持つ粒子が内部に分布した集合体である粒子群として近似関数の構築を行う。

$$f(x) = \int f(x') \delta(x - x') dx' \quad (1)$$

ここで、 $\delta(x - x')$ はデルタ関数を示すが、このデルタ関数がある幅 h を持つ重み関数 $W(x - x', h)$ に置き換える。

$$f(x) = \int f(x') W(x - x', h) dx' \quad (2)$$

式(2)の右辺は、ある物理量 $f(x)$ を重み関数によって平滑化 (smoothing) したもので、SPH法の基本的な概念となる。図 3.3.1 に重み関数と smoothing の概念を示す。図では、ある物理量を重み関数により重ね合わせ、なめらかに分布させている。これにより評価点の持つ物理量は連続体の物理量に置き換えられる。このため、SPH法は個別要素法等のような不連続な点群によるモデル化ではなく連続体のモデルとなる。

図 3.3.2 に、連続体を粒子場へ離散化したモデルを示す。粒子間の相互作用を考慮するために、粒子 i を中心に設定された影響範囲内にある粒子 j からのみ影響を受けようにする。ここで、 $W(x - x', h)$ は、影響範囲内に分布する多くの評価点の重み付けを行う kernel 関数であり、次の3つの性質を有しなければならない。

- a) 正規化されていること

$$\int_{\Omega} W(x-x',h)dx' = 1 \quad (3)$$

b) kernel 関数の極限がデルタ関数であること

$$\lim_{h \rightarrow 0} W(x-x',h) = \delta(x-x') \quad (4)$$

c) 影響半径外で kernel 関数がゼロになるコンパクト化が可能であること

$$|x-x'| > kh \text{ のとき, } W(x-x',h) = 0 \quad (5)$$

ここで、 k は kernel 関数がゼロでない領域を示す定数である。

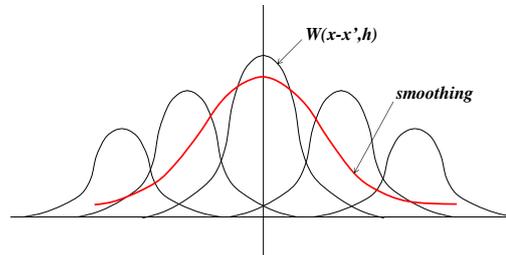


図 3.3.1 重み関数と smoothing の概念

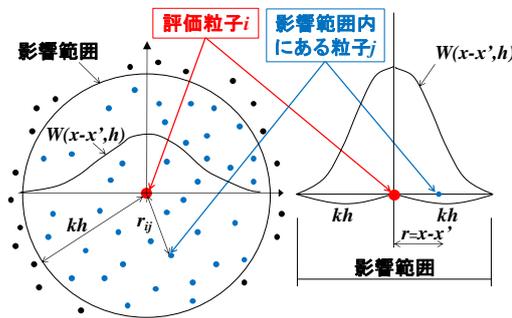


図 3.3.2 連続体の離散化と影響範囲

SPH 法では kernel 関数を領域積分型の近似解法に用い、影響範囲 kh の内側にある粒子位置の物理量を中心位置の物理量に組み込むため、その精度は kernel 関数の精度に大きく依存する。多くの kernel 関数が提案されているが、ここでは Monaghan and Lattanzio¹²⁾が考案した 3 次スプライン関数を適用する。

$$W = \alpha_d \times \begin{cases} 2/3 - R^2 + R^3/2 & 0 \leq R < 1 \\ (2-R)^3 / 6 & 1 \leq R < 2 \\ 0 & R \geq 2 \end{cases} \quad (6)$$

ここで、 R は正規化された粒子 i と粒子 j との距離で、 $R(= r/h = |x-x'|/h)$ 、 α_d は正

規化係数で、2次元の場合には、 $\alpha_d=15/(7\pi h^2)$ である。

式(2)を離散化すると、次式のとおりとなる。

$$f(x) = \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} f(x_j) W(x - x_j, h) \quad (7)$$

ここで、 $j=1\sim N$: 影響範囲内にある粒子、 m_j 、 ρ_j : 粒子 j の質量、密度をそれぞれ示す。なお、粒子 j の体積 V_j は m_j/ρ_j で与えられる。

3.3.2 SPH 法の支配方程式⁹⁾¹⁰⁾

SPH 法における土の支配方程式としては、運動量の保存則を用いる。

$$\frac{Dv^\alpha}{Dt} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial \sigma^{\alpha\beta}}{\partial x^\beta} + f^\alpha \quad (8)$$

ここで、 x : 粒子の位置、上付の添え字 α 、 β : 座標方向、 ρ : 土の密度、 v : 速度、 $\sigma^{\alpha\beta}$: 全応力テンソル、 f^α : 外力による加速度成分である。また、 D/Dt : Lagrange 記述の時間微分を示す。

これを式(7)を用いて離散化した連続密度近似の SPH 法の支配方程式が次式のように表される。

$$\frac{Dv_i^\alpha}{Dt} = \sum_{j=1}^N m_j \left(\frac{\sigma_i^{\alpha\beta}}{\rho_i^2} + \frac{\sigma_j^{\alpha\beta}}{\rho_j^2} + c_{ij}^{\alpha\beta} \right) \frac{\partial W_{ij}}{\partial x_i^\beta} + f^\alpha \quad (9)$$

ここで、添え字 i 、 j : それぞれ評価対象粒子、影響範囲内にある粒子での値を示す。また、 $c_{ij}^{\alpha\beta}$: 応力の変動、および引張に対する不安定性を取り除くための安定化項である。安定化項は、人工粘性項¹³⁾と人工応力項¹⁴⁾¹⁵⁾の2つの成分からなり、次式で表される。

$$c_{ij}^{\alpha\beta} = -\Pi_{ij} \delta^{\alpha\beta} + f_{ij}^n (R_i^{\alpha\beta} + R_j^{\alpha\beta}) \quad (10)$$

ここで、 Π_{ij} : 粒子 i 、 j の間に働く人工粘性、 $\delta^{\alpha\beta}$: クロネッカーのデルタ、 f_{ij}^n : 反発力、 $R_i^{\alpha\beta}$ 、 $R_j^{\alpha\beta}$: 人工応力テンソルである。 Π_{ij} は、次式で表わされる。

$$\Pi_{ij} = \begin{cases} \frac{-\alpha_n c_{ij} \phi_{ij} + \beta_n \phi_{ij}^2}{\rho_{ij}} & (v_{ij} \cdot x_{ij} < 0) \\ 0 & (v_{ij} \cdot x_{ij} \geq 0) \end{cases} \quad (11)$$

ここで、 α_n 、 β_n : 人工粘性パラメータ、 c_{ij} 、 ρ_{ij} : それぞれ各粒子における音速、および密度の平均、 v_{ij} : 相対速度ベクトル、 x_{ij} : 相対位置ベクトルである。本研究では既往の研究¹⁰⁾にしたがい、 $\alpha_n=0.1$ 、 $\beta_n=0.1$ とした。 ϕ_{ij} は、式(12)で表される。

$$\phi_{ij} = \frac{h_{ij}v_{ij} \cdot x_{ij}}{|x_{ij}|^2 + 0.01h_{ij}^2} \quad (12)$$

ここで、 h_{ij} : 各粒子での重み関数の分布幅の平均である。

式(10)の f_{ij}^n のうち、 f_{ij} は、次式で表される。

$$f_{ij} = \frac{W_{ij}}{W(\Delta d, h)} \quad (13)$$

ここで、 Δd は初期の粒子間隔である。本研究では、 h を一定としているため、 $W(\Delta d, h)$ も一定であり、 $h = 1.2 \Delta d$ の時、 f_{ij} の指数 n は約2.55となる。ここでは、 $n=2.55^{10)}$ とした。

本研究で対象とする二次元問題において、粒子 i の人工応力テンソル $R_i^{\alpha\beta}$ の (x, y) 座標に沿った成分 R_i^{xx} 、 R_i^{yy} はそれぞれ主軸 (x', y') に沿った成分 $R_i'^{xx}$ 、 $R_i'^{yy}$ から算出される。

$$R_i^{xx} = R_i'^{xx} \cos^2 \theta_i + R_i'^{yy} \sin^2 \theta_i \quad (14)$$

$$R_i^{yy} = R_i'^{xx} \sin^2 \theta_i + R_i'^{yy} \cos^2 \theta_i \quad (15)$$

$$R_i^{xy} = (R_i'^{xx} - R_i'^{yy}) \sin \theta_i \cos \theta_i \quad (16)$$

ここで、角度 θ_i は、次式のように定義される。

$$\tan 2\theta_i = \frac{2\sigma_i^{xy}}{\sigma_i^{xx} - \sigma_i^{yy}} \quad (17)$$

ここで、 σ_i^{xx} 、 σ_i^{yy} および σ_i^{xy} は、粒子 i の応力テンソルの (x, y) 座標成分である。主軸 x' に沿った人工応力テンソルの成分 $R_i'^{xx}$ は、次式¹⁵⁾のように算出される。

$$R_i'^{xx} = \begin{cases} -\varepsilon \frac{\sigma_i'^{xx}}{\rho_i^2} & (\sigma_i'^{xx} > 0) \\ 0 & (\sigma_i'^{xx} \leq 0) \end{cases} \quad (18)$$

ここで、 ε : 0 から 1 までのパラメータ、 $\sigma_i'^{xx}$: 粒子 i の x' 軸に沿った応力テンソルである。本研究では既往の研究¹⁰⁾にしたがい、 $\varepsilon=0.5$ とした。 $R_i'^{yy}$ についても、式(18)の xx を yy で置き換えることによって算出される。 $\sigma_i'^{xx}$ 、 $\sigma_i'^{yy}$ と σ_i^{xx} 、 σ_i^{yy} 、 σ_i^{xy} の関係は次式で表される。

$$\sigma_i'^{xx} = \cos^2 \theta_i \sigma_i^{xx} + 2 \cos \theta_i \sin \theta_i \sigma_i^{xy} + \sin^2 \theta_i \sigma_i^{yy} \quad (19)$$

$$\sigma_i'^{yy} = \sin^2 \theta_i \sigma_i^{xx} - 2 \cos \theta_i \sin \theta_i \sigma_i^{xy} + \cos^2 \theta_i \sigma_i^{yy} \quad (20)$$

弾塑性材料の全ひずみ速度テンソルは、塑性理論に基づき次式で定義される。

$$\dot{\varepsilon}^{\alpha\beta} = \dot{\varepsilon}_e^{\alpha\beta} + \dot{\varepsilon}_p^{\alpha\beta} \quad (21)$$

ここで、 $\dot{\varepsilon}^{\alpha\beta}$:全ひずみ速度テンソル、 $\dot{\varepsilon}_e^{\alpha\beta}$ 、 $\dot{\varepsilon}_p^{\alpha\beta}$:それぞれひずみ速度テンソルの弾性成分、塑性成分で、次式で示される。

$$\dot{\varepsilon}_e^{\alpha\beta} = \frac{\dot{s}^{\alpha\beta}}{2G} + \frac{1-2\nu}{3E} \dot{\sigma}^{\gamma\gamma} \delta^{\alpha\beta} \quad (22)$$

$$\dot{\varepsilon}_p^{\alpha\beta} = \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma^{\alpha\beta}} \quad (23)$$

ここで、 $\dot{s}^{\alpha\beta}$:偏差せん断応力速度テンソル、 ν :ポアソン比、 E :ヤング係数、 G :せん断弾性係数、 $\dot{\sigma}^{\gamma\gamma}$:3つの垂直応力成分の合計 ($=\dot{\sigma}^{xx} + \dot{\sigma}^{yy} + \dot{\sigma}^{zz}$)、 $\dot{\lambda}$:応力状態と荷重履歴に依存する塑性係数 λ の変化率、 g :塑性ポテンシャル関数である。

本研究では、土の塑性流れ則として、非関連流れ則に基づくDrucker-Pragerの降伏基準を用いる。

$$f(I_1, I_2) = \sqrt{J_2} + \alpha_\phi I_1 - K_c = 0 \quad (24)$$

ここで、 I_1 、 J_2 :それぞれ応力テンソル第1不変量、偏差応力テンソル第2不変量である。 α_ϕ 、 K_c :定数であり、式(25)、(26)で表される。

$$\alpha_\phi = \frac{\tan \phi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}} \quad (25)$$

$$K_c = \frac{3c}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}} \quad (26)$$

ここで、 c :粘着力、 ϕ :内部摩擦角である。降伏条件に加えて、応力～ひずみ関係を明らかにするために塑性ポテンシャル関数が決定される必要がある。非関連流れ則における塑性ポテンシャル関数は、次式で表される。

$$g = \sqrt{J_2} + 3I_1 \sin \psi \quad (27)$$

ここで、 ψ :ダイレイタンシー角で、本研究では $\psi=0$ と仮定した。非関連流れ則におけるゼロダイレイタンシー角は材料が塑性非圧縮であることを示す。式(27)を式(23)に代入し、式(22)、式(23)を式(21)に代入し、さらに、大変形の場合の処理を取り扱うJaumannの応力速度を用いて、粒子 i における非関連流れ則のDrucker-Pragerの弾完全塑性土モデルの応力～ひずみ関係は、次式のとおりとなる。

$$\begin{aligned} \frac{D\sigma_i^{\alpha\beta}}{Dt} = & \sigma_i^{\alpha\gamma} \dot{\omega}_i^{\beta\gamma} + \sigma_i^{\gamma\beta} \dot{\omega}_i^{\alpha\gamma} + 2G\dot{e}_i^{\alpha\beta} + K\dot{\varepsilon}_i^{\gamma\gamma} \delta_i^{\alpha\beta} \\ & - \lambda_i [9K \sin \psi \delta^{\alpha\beta} + (G/\sqrt{J_2}) s_i^{\alpha\beta}] \end{aligned} \quad (28)$$

$$\lambda_i = \frac{3\alpha_\phi K \dot{\varepsilon}_i^{\gamma\gamma} + (G/\sqrt{J_2}) s_i^{\alpha\beta} \dot{\varepsilon}_i^{\alpha\beta}}{27\alpha_\phi K \sin \psi + G} \quad (29)$$

ここで、 K : 体積弾性係数、 $e^{\alpha\beta} (= \varepsilon^{\alpha\beta} - \varepsilon^{\gamma\gamma} \delta^{\alpha\beta}/3)$ は、偏差ひずみ速度テンソルである。また、粒子のひずみ速度テンソル $\varepsilon^{\alpha\beta}$ と回転速度テンソル $\dot{\omega}^{\alpha\beta}$ は、次式で定義される。

$$\begin{aligned} \varepsilon^{\alpha\beta} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v^\alpha}{\partial x^\beta} + \frac{\partial v^\beta}{\partial x^\alpha} \right) \\ &= \frac{1}{2} \left[\sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} (v_j^\alpha - v_i^\alpha) \frac{\partial W_{ij}}{\partial x_i^\beta} + \sum_{j=i}^N \frac{m_j}{\rho_j} (v_j^\beta - v_i^\beta) \frac{\partial W_{ij}}{\partial x_i^\alpha} \right] \end{aligned} \quad (30)$$

$$\begin{aligned} \dot{\omega}^{\alpha\beta} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v^\alpha}{\partial x^\beta} - \frac{\partial v^\beta}{\partial x^\alpha} \right) \\ &= \frac{1}{2} \left[\sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} (v_j^\alpha - v_i^\alpha) \frac{\partial W_{ij}}{\partial x_i^\beta} - \sum_{j=i}^N \frac{m_j}{\rho_j} (v_j^\beta - v_i^\beta) \frac{\partial W_{ij}}{\partial x_i^\alpha} \right] \end{aligned} \quad (31)$$

以上の SPH 法による土の構成モデルについては、Bui ら¹⁰⁾によってその妥当性が確認されている。なお、上式の土の構成モデルは、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ 、ダイレイタンシー角 ψ 、ヤング係数 E 、ポアソン比 ν 、密度 ρ の 6 つの土のパラメータを必要とする。また、本研究では、微小ひずみを用いている。

3.3.3 SPH 法の特長と解析の手順

SPH 法は、個別要素法等と同じように、粒子が分離した挙動を示し大変形や崩壊挙動を表現できる。崩壊発生位置を視認することができ、進行性崩壊のメカニズムを把握しやすいという特長がある。また、連続体モデルに基づく解析手法である。入力物性値も FEM 等と同じという点で非常に取扱いやすいという利点がある。

ここでは、3.2 節で示したアルミ棒積層体を用いた 2 次元の模型実験によるトンネル切羽崩壊時の挙動を SPH 法解析で再現し、SPH 法により、地盤が大変形するときの挙動を説明できることを検証した。

なお、本研究では、Bui⁹⁾が作成した 2 次元の SPH 法解析プログラムを使用した。

3.3.4 解析条件

本研究では、2次元モデルとし、初期応力状態から切羽面で水平方向の変位拘束を与えていた境界を除去して崩壊シミュレーションの解析を行った。

解析構造モデルを図 3.3.3 に示す。解析対象の地盤領域は表 3.2.1 に示す実験諸元と同じとし、水平方向はトンネル切羽より前方領域を $3.75D$ 、後方領域を $1.5D$ 、鉛直方向は下端をトンネルの底盤レベル、上端を地表面とした。解析に使用する SPH 法パラメータを表 3.3.1 に示す。

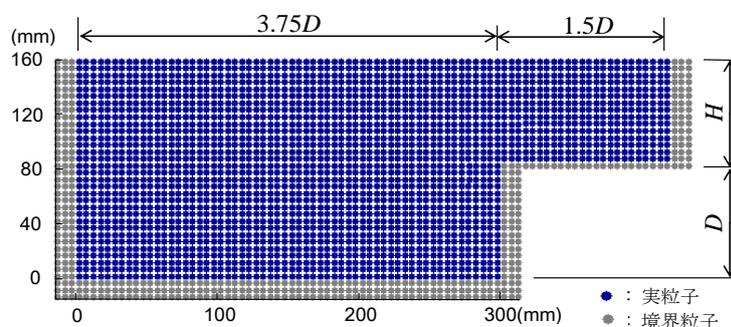


図 3.3.3 SPH 法解析構造図 ($H/D=1.0$ のケース)

表 3.3.1 解析に用いる SPH 法のパラメータ

項目	記号	物性値
初期粒子間隔	d	5 mm
影響領域半径	h	6 mm
平滑化領域半径	kh	12 mm
粒子数 (実粒子)	n	1608 ($H/D=0.5$)
		2280 ($H/D=1.0$)
		2952 ($H/D=1.5$)
		3624 ($H/D=2.0$)

実粒子数 (n) は、解析ケース (H/D) ごとにモデルの大きさが異なるため、それぞれ $n=1608$ ($H/D=0.5$)、 2280 ($H/D=1.0$)、 2952 ($H/D=1.5$)、 3624 ($H/D=2.0$) であった。初期粒子間隔 (d) は、 $d=5\text{mm}$ 、影響領域半径 (h) は、 $h=6\text{mm}$ 、平滑化領域半径 (kh) は、 $kh=12\text{mm}$ とした。

境界条件の設定には、境界付近の粒子の速度勾配を算出するために境界外にも仮想粒子を設ける等の処置が必要である。左右両端の境界条件は、図 3.3.4 に示すゴースト粒子¹⁶⁾を配置した。図では、境界面から kh 内の距離にあるすべての実粒子 i に対して境界外の対称位置に、速度と応力テンソル以外は実粒子と同じ物質特性を持つゴースト粒子 i' を配置する。 v_R 、 v_G は、それぞれ実粒子、ゴースト粒子の速度を示す。

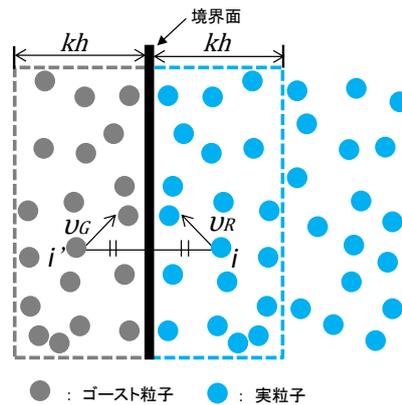


図 3.3.4 ゴースト粒子による境界条件

モデル下端の境界条件は、図 3.3.5 に示す固体境界粒子⁹⁾¹⁷⁾を配置した。図 3.3.5 において、境界壁の外側に仮想粒子として置かれる固体境界粒子は空間に固定され速度を除いて実粒子と同じ物質特性を有している。

固体境界粒子の人工的な速度 v_B は、実粒子の速度 v_A 、壁境界から実粒子、固体境界粒子までの距離 d_A 、 d_B を用いて、 $v_B = -(d_B/d_A)v_A$ で与えられる。

なお、 v_B は、 v_A との相対速度 $v_A - v_B = \beta_0 \cdot v_A$ を用いて、 $v_B = (1 - \beta_0) v_A$ のように更新される。

ここで、 β_0 は、 $\beta_0 = \min(\beta_{max}, 1.0 + d_B/d_A)$ で与えられる実粒子と境界粒子の相対速度に関する係数で、粒子が境界壁に近づきすぎるのを防止するため、ここでは $\beta_{max} = 1.5$ ⁹⁾ を適用した。

トンネル天端部にも同じ境界粒子を 1 層使用した。

なお、トンネル切羽面は、境界粒子としてゴースト粒子を配置した状態で各粒子に自重を与えて初期応力解析を行ったのち、境界粒子を除去して応力解放させた。

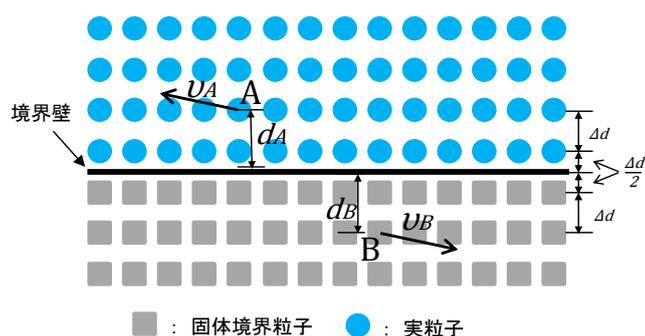


図 3.3.5 固体境界粒子による境界条件

解析に用いる地盤物性条件は、アルミ棒積層体の物性として、表 3.3.2 に示す通り設定した。なお、表 3.3.2 に示す物性値のうち、粘着力 c は、アルミ棒積層体としての一般的な値として $c=0$ を用いた。内部摩擦角 ϕ は、既往の研究¹⁸⁾¹⁹⁾で、 $\phi=19\sim 30^\circ$ がそれぞれの物性試験によって得られている。本研究では、別途、積み上げたアルミ棒積層体が自然状態で崩れる時の安息角を計測し、 $\phi=18\sim 21^\circ$ であることを確認した。この詳細は、巻末資料[付録 1]に示す。また、後述する SPH 法解析において内部摩擦角を $\phi=20\sim 30^\circ$ でパラメータ解析したものと実験による崩壊後堆積勾配とを比較した結果、 20° 前後の値で両者がよく一致することを確認した。これらをもとに、既往の文献²⁰⁾で示されている表 3.3.2 の値を適用した。また、アルミ棒積層体のヤング係数は同文献で示されている値を適用した。

表 3.3.2 解析条件（地盤物性値）

項目	記号	単位	物性値
単位体積重量*1	γ	kN/m ³	21.7
弾性係数*2	E	MN/m ²	5.84
ポアソン比	ν	—	0.3
粘着力	c	kN/m ²	0
内部摩擦角*2	ϕ	deg	21.9
ダイレイタンシー角	ψ	deg	0

*1：実測値，*2：既往の研究²⁰⁾より引用

3.3.5 解析結果

図3.3.6に、各ケースの解析結果として、変位量を色分けしたコンター図で示す。

図(a)に示す $H/D=0.5$ では、表面の沈下勾配、およびトンネル内での堆積勾配はほぼ同じ直線勾配で、すべり線も直線状で崩壊した。

図(b)に示す $H/D=1.0$ では、両方の粒子が切羽前方直上で衝突して双方の動きを緩め合う様子が見られ、 $H/D=0.5$ に比べてやや曲線的なすべり線が形成された。

図(c)に示す $H/D=1.5$ では、切羽前方上部で双方の粒子が干渉し合いアーチ状にせり持つような領域が形成されて、すべり線形状もより曲線的になった。

図(d)に示す $H/D=2.0$ では、切羽前方からの粒子の動きを切羽後方からの粒子が衝突するように干渉し合うことで、地表面の沈下が抑制されるとともに切羽前面の曲線状のすべり線がさらに上向きに立ち上がり、アーチ状にせり持つ領域が明瞭に形成された。

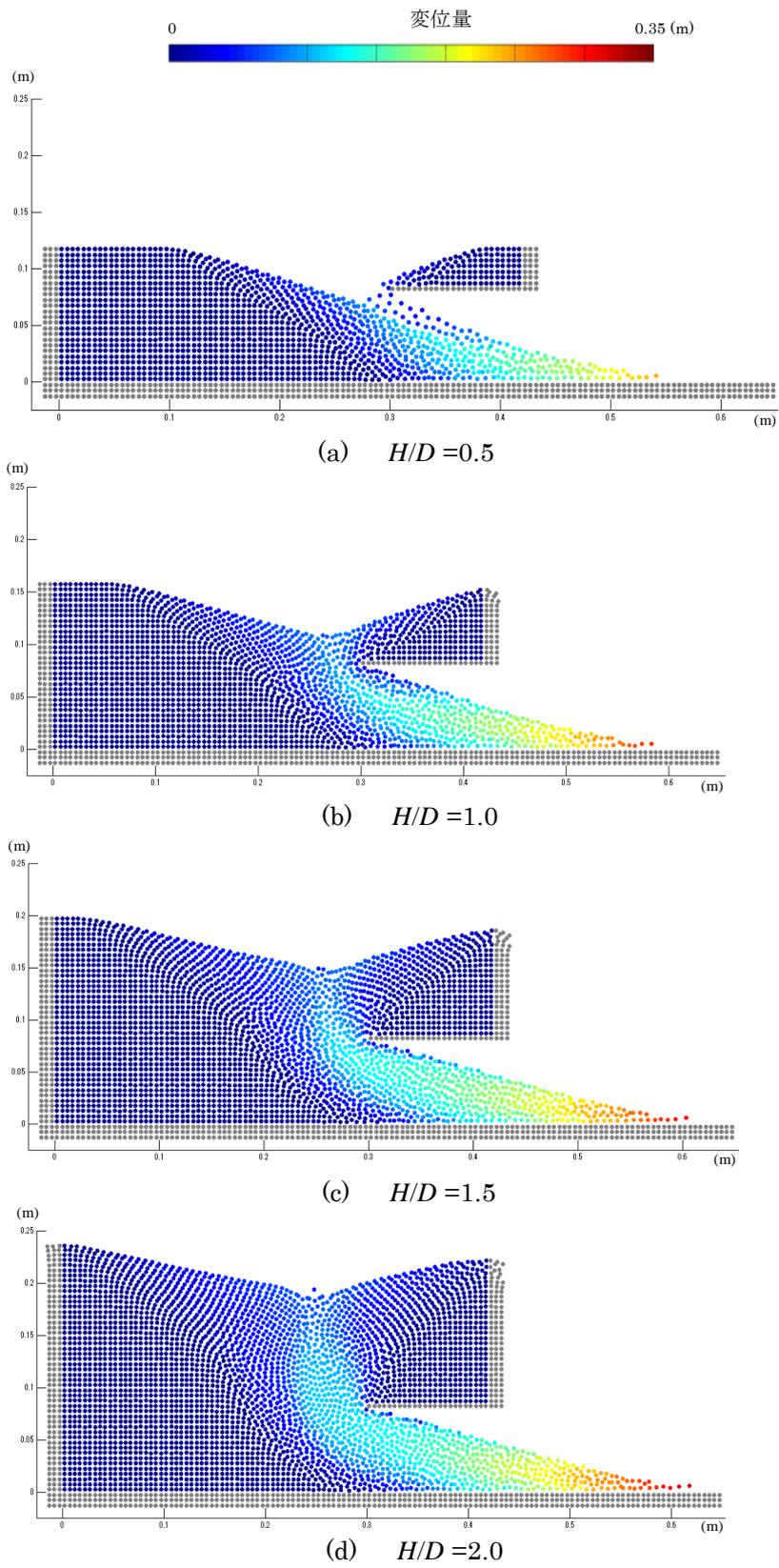


図 3.3.6 SPH 法解析結果の崩壊後形状

3.3.6 解析結果と実験結果との比較

(1) 崩壊後の形状²²⁾

表 3.3.3 に、崩壊後の形状として、 H/D の各ケースごとの沈下量、到達距離、勾配 1、勾配 2 の値を示す。なお、各諸量は以下のとおりである。

沈下量 : アルミ棒積層体表面の凹形状の最大値

到達距離 : 崩壊してトンネル内に移動したアルミ棒の先端位置を切羽から測った水平距離

勾配 1 : 切羽前方(左側)のアルミ棒積層体の表面勾配

勾配 2 : トンネル内へ崩壊したアルミ棒が堆積した勾配

a) $H/D=0.5$ (写真 3.2.3(a)および図 3.3.6(a))

勾配 1、およびすべり線とも直線状で崩壊した。勾配 1 は 17° であった。勾配 2 は 16° で、勾配 1 とほぼ同じであった。切羽後方(右側)の積層体はトンネル天端先端方向に崩れ、天端先端で前方から崩壊してくる積層体に向かって落下した。到達距離は 257mm であった。

解析結果も同様の挙動を示しているが、勾配 1 が 17° 、勾配 2 は 18° で、勾配 2 は実験結果より大きくなった。到達距離は 204mm で実験結果よりかなり小さかった。

b) $H/D=1.0$ (写真 3.2.3(b)および図 3.3.6(b))

$H/D=1.0$ では、 $H/D=0.5$ とほぼ同様の形態で崩壊した。実験結果では、切羽後方と切羽前方から崩壊するアルミ棒が干渉し合うことは少なくすべり線もほぼ直線であった。解析結果では両方の粒子が切羽前方直上で衝突して双方の動きを緩め合う様子が見られ、 $H/D=0.5$ に比べてやや曲線的なすべり線が形成された。実験結果の勾配 1、勾配 2 は、それぞれ 18° 、 15° であった。沈下量は 55mm であった。到達距離は 301mm で $H/D=0.5$ に比べて大きかった。これは $H/D=0.5$ に比べて崩壊するアルミ棒の量が多くなったためと考えられる。

解析結果では、勾配 1 は 15° で実験値より小さいが、勾配 2 は 16° で実験値より大きかった。沈下量は 55mm で実験値と同じであるが、到達距離は 283mm で実験値より小さかった。

c) $H/D=1.5$ (写真 3.2.3(c)および図 3.3.6(c))

実験結果では切羽後方のアルミ棒が、トンネル内へ移動する切羽前方のアルミ棒を抑える動きをした。勾配 1 は 17° でやや上に凸の曲線状になった。勾配 2 は、 15° で $H/D=1.0$ と同じ値であった。沈下量は 54mm 、到達距離は 292mm で、 $H/D=1.0$ とほぼ同じであった。解析結果でも切羽前方上部で双方の粒子が干渉し合う挙動を示し

一チ状にせり持つような領域が形成された。すべり線形状もより曲線的になった。

解析結果は、勾配 1 は 13°で実験値に比べてかなり小さいほかは、勾配 2 は 15°、沈下量は 54mm、到達距離は 303mm で、いずれも実験値とほぼ同じ値であった。

d) $H/D=2.0$ (写真 3.2.3(d)および図 3.3.6(d))

実験結果、解析結果ともに切羽前方からのアルミ棒または粒子の動きを切羽後方からのアルミ棒または粒子が衝突するように干渉し合うことで、地表面の沈下が抑制された。それとともに切羽前面の曲線状のすべり線がさらに上向きに立ち上がり、アーチ状にせり持つような領域が明瞭に形成された。地表面の凹形状は $H/D=1.5$ とほぼ同じであった。勾配 1 も 17°で $H/D=1.5$ と同様に上に凸の曲線状であった。地表面沈下量は 57mm で他のケースに比べて大きい、土被りの増加に比べれば沈下が抑制されたものと考えられる。勾配 2 は 14°で他の 3 ケースに比べて最も小さく、到達距離は 334mm で他の 3 ケースに比べて最大になった。これは、土被りが大きくなり崩壊時のポテンシャルも大きいことがその一因として考えられる。

解析結果では、勾配 1 は 12°で実験値に比べてかなり小さいが、勾配 2 は 14°で実験値と同じであった。沈下量は 50mm、到達距離は 319mm で、いずれも実験値より小さかった。

表 3.3.3 実験結果と解析結果の一覧

土被り比	種別	沈下量 (mm)	到達距離 (mm)	勾配 1 (deg)	勾配 2 (deg)
$H/D=0.5$	実験	44	257	17	16
	解析	54	204	17	18
$H/D=1.0$	実験	55	301	18	15
	解析	55	283	15	16
$H/D=1.5$	実験	54	292	17	15
	解析	54	303	13	15
$H/D=2.0$	実験	57	334	17	14
	解析	50	319	12	14

図 3.3.7 に、沈下量、到達距離、勾配 1、および勾配 2 について、 H/D を横軸にとり縦軸に実験値と解析値を示す。なお、実験値はそれぞれ数回実施した結果の範囲とその平均値を示して比較した。

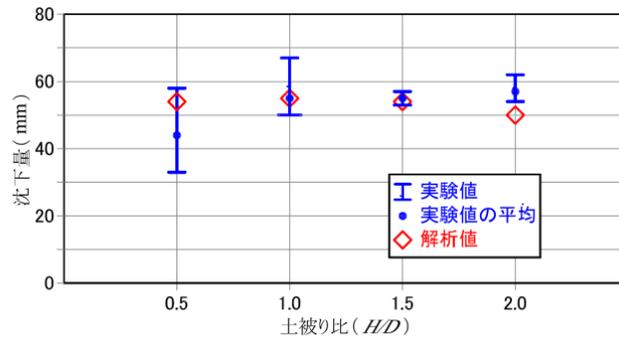
図 3.3.7 (a)より、沈下量は、実験値は $H/D=0.5$ を除いてほぼ一定であることがわかった。解析値は H/D が増えるにつれ小さくなる傾向があり、 $H/D=2.0$ では解析値が実験値を下回った。 $H/D=2.0$ では地表面の形状も実験に比べてやや上に凸の曲線状になっており、SPH 法パラメータの値が実験との差異を生じている一因としてあげられる。これについては別途詳細な検討が必要であるものの全体的にはよく一致していると言える。

図 3.3.7 (b)より、到達距離は H/D が大きくなるにしたがい解析値、実験値ともに大きくなった。これは土被りが増えてポテンシャルエネルギーが大きくなり崩壊時の移動エネルギーが大きくなったためであると考えられ、 $H/D=0.5$ を除けば、解析結果は実験結果とほぼ一致していた。

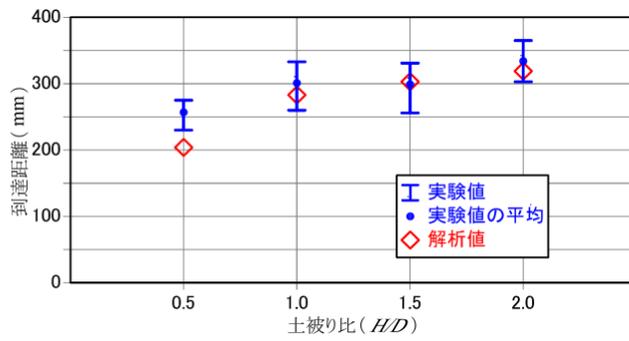
図 3.3.7 (c)より、勾配 1 は、 $H/D=0.5$ では解析値の方が大きいですが、それ以外では解析値の方が小さかった。実験値は H/D に関わらずほぼ一定 ($17\sim 18^\circ$) であったが、解析値は、 H/D が大きくなるにつれて小さくなった。これは解析値の方が土被り比が大きくなるにつれ切羽近傍直上でのアーチ状にせり持つ領域が明瞭に形成され、勾配が緩やかになったためと考えられる。

図 3.3.7 (d)より、勾配 2 は、 $H/D=1.0$ と 1.5 の実験値で変動があるが、概ね H/D が大きくなるにつれ小さくなった。これは前述の到達距離と関連し、到達距離が大きくなるにつれ勾配が緩やかになった。解析値は $H/D=1.5$ を除いて実験値よりも大きくなった。

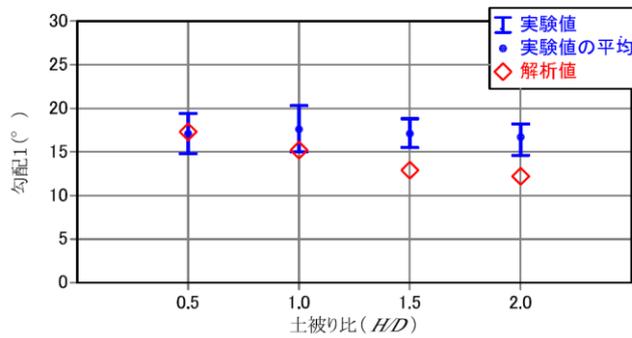
以上より、実験と解析の結果は条件に基づくわずかな差異はあるものの、 H/D を変化させても、解析結果と実験結果は良く一致したと言える。



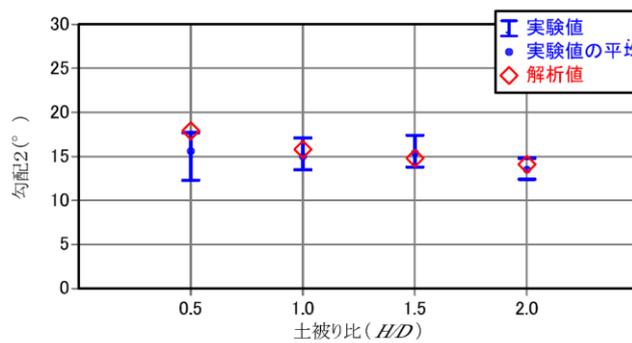
(a) 沈下量



(b) 到達距離



(c) 勾配 1



(d) 勾配 2

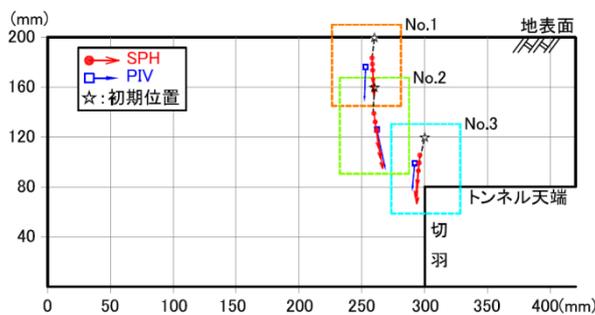
図 3.3.7 実験値と解析値の比較

(2) 崩壊中の挙動

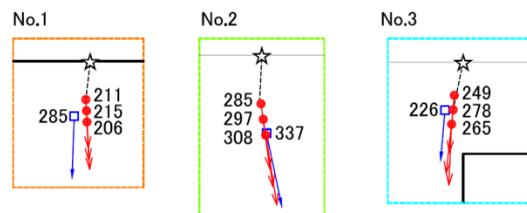
アルミ棒の崩壊中の挙動を把握するために、40mm 格子間隔でアルミ棒に蛍光塗料を塗布し暗闇状態でブラックライトを点灯させ、高速カメラで連続写真（毎秒 40 コマ）を撮影した画像を用いて PIV 分析を行った。

図 3.3.8 に、 $H/D=1.5$ における 3 点の崩壊開始後 250ms 経過時点での位置および移動速度ベクトルを示す。図には、これと比較するために、SPH 法解析で得られた同じ初期位置（図中の星印）にある粒子の移動軌跡として複数の time step での位置と移動速度ベクトルも表示した。移動速度は地表付近 (No.1, No.2) では PIV 分析結果の方が SPH 法解析結果よりも大きく、切羽付近では SPH 法解析結果の方が大きいなど、ばらつきはあるが大きな差は生じていない。3 点の PIV 分析結果では、切羽の前方より崩壊する No.2 の移動速度が 337mm/sec で最も大きくなった。移動速度は切羽に近い位置ほど大きいと考えられるが、No.2 より切羽に近い No.3 の移動速度は 226mm/sec で、No.2 より小さくなった。これは、No.3 は天端先端位置を回り込むような動きをしていたためであると推察される。なお、SPH 法では、No.2 の移動速度の方が No.3 よりわずかに大きくなった。

また、ベクトル表示した移動方向も No.1 ではやや異なるが、全体的には SPH 法に



(a) 全体図



(b) 各点の拡大図（図中の数字は移動速度 (mm/sec)）

図 3.3.8 崩壊中の代表点の位置と移動速度ベクトル

よる粒子の移動軌跡は PIV 分析結果の位置，移動方向，移動速度と概ねよく一致することが確認できた。なお，崩壊時間は，PIV 分析用の連続写真撮影記録から 0.65～0.78 秒（26～31 コマ），SPH 法による解析では崩壊先端部の粒子の動きが止まるまでの時間が 0.68～0.71 秒で，ほぼ同じであった。

なお，このケースを含む他のケース（ $H/D=0.5, 1.0, 2.0$ ）についての崩壊中の挙動に関する比較の結果については，巻末資料[付録 2]に示す。

以上より，最終の崩壊形状やすべり線形状，ならびに崩壊中の移動軌跡の比較等により，細部では解析と実験とでは相違する点があるものの，SPH 法による解析が概ね実験の挙動をよく表現しており，両者に整合性があると考えられた。したがって，SPH 法がトンネル切羽の崩壊挙動を表現できる手法として適用できると考えられた。

3.4 FDM との比較による SPH 法の特長，優位性

本節では，SPH 法による解析を，地盤の応力-変形解析として広く使われている FEM，FDM 等の格子法による解析と比較した。格子法としてここでは，FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua)を用いた。FLAC は，地盤解析を目的として差分法をベースに Cundall and Board²¹⁾が提案した離散化手法で塑性域の進展を表現しやすいという特徴を有する有限差分法解析コードである。本論文では，FLAC についても FDM と称すこととする。

3.4.1 比較の条件

FDM の解析モデルは図 3.3.3 に示した SPH 法解析モデルと同じ大きさ，形状とした。FDM の解析メッシュは SPH 法における初期粒子間隔（ d ）と等しい 5mm の格子間隔とし，地盤物性値等は SPH 法と同じ入力データを使用した。

境界条件は，モデル下端およびトンネル天端では鉛直方向の変位速度をゼロに固定し，モデルの左右両端では水平方向の変位速度をゼロに固定した。初期応力解析を行ったのち，トンネル内に設置した要素を取り除き掘削解析を行った。

FDM では， c ， ϕ 等の強度定数が小さいと塑性領域が拡大し，超過応力の再配分ができなくなって解が発散する。実験と解析で行った条件（ $c=0$ ）では，計算過程で解が発散して得られないため，結果を比較することはできない。このことから， ϕ は固

定し、 c だけを変化させて試行計算を行い、解が発散する場合と収束する場合の境界を求め、崩壊に近い状態で FDM と SPH 法を比較することとした。その結果、 $c = 0.37 \text{ kN/m}^2$ 以下では不均衡力が減少せず解が発散し、 $c = 0.38 \text{ kN/m}^2$ では不均衡力はゼロに近づくものの繰り返し計算過程で変位が増大していくため計算が収束していないと判断し、 $c = 0.39 \text{ kN/m}^2$ を崩壊直前の解の得られる最小値とした。この条件で SPH 法と FDM との比較を行った。

3.4.2 比較の結果

$\phi = 21.9^\circ$ 、 $c = 0.39 \text{ kN/m}^2$ の条件で解析した SPH 法と FDM の結果を比較して、以下に示す。なお、SPH 法は 100,000 ステップまで解析した結果、FDM は 30,000 ステップまで解析した結果をそれぞれ示す。このステップ数は、各解析ごとに変位の収束状況を確認したうえで設定した。すなわち、SPH 法では $2.335 \times 10^{-5} \text{ sec}$ の時間刻みで計算し、100,000 ステップまでで変位速度がほぼゼロになり変位も収束する傾向を示しているため変位挙動が安定したと判断した。また、FDM では 10,000 ステップまでで各計算過程での不均衡力が解析コード (FLAC) にてあらかじめ設定された収束判断基準 ($1 \times 10^{-3} \%$) 以下になっていた。

(1) 変位

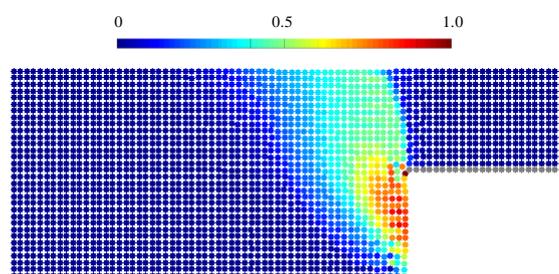
図 3.4.1 に、変形が安定した後の SPH 法と FDM の相対変位の分布を比較して示す。ここで、変位量は、初期位置からの水平方向および鉛直方向の変位を合成した変位量で示し、相対変位とは各点の変位をそれぞれの最大値 (SPH 法は 3.0mm, FDM は 0.8mm) で除した値である。相対変位を用いたのは、SPH 法と FDM の最大値に約 4 倍の差があったため、同じ色相のコンター図で描画すると分布形状を比較しにくいためである。

図 3.4.1 (a) より、SPH 法では切羽底部から上方に円弧状に立ち上がる曲線に沿って切羽の中央部から上部にかけての切羽面近傍の変位が最も大きくなった。大きい変位の領域は、切羽より奥側にはあまり広がらず、すべり線に沿った領域が塊となってせり出しながら滑動するような分布になった。すべり線を境界として奥側の変位は小さく、変位挙動が分離しているように見えた。

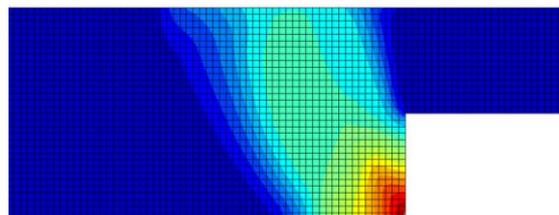
図 3.4.1 (b) より、FDM では切羽底部を最大とし切羽前方および上方に SPH 法と同じように面的に広がった。変位コンターの勾配は SPH 法に比べて緩やかで、変位の発生領域が広範囲に及んだ。地表面の変位は SPH 法よりも切羽前方位置で最大にな

った。

切羽面における水平変位のトンネル高さ方向分布を図 3.4.2 に示す。図より、SPH 法では、中央部付近にピークを有する曲線状の分布を示した。一方、FDM では、底面が最も大きく、上部に向かって直線的に漸減した。これは FDM ではモデル下端の水平方向変位を拘束していないため底部の水平変位が大きい、SPH 法ではモデル下端拘束条件とは無関係に切羽中央部が崩壊の兆候を示す挙動として大きな変位を示しているためであると考えられた。



(a) SPH



(b) FDM

図 3.4.1 SPH と FDM の比較 (相対変位の分布)

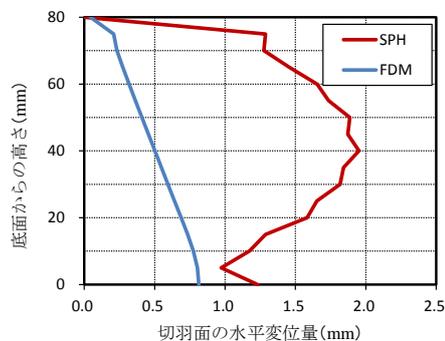


図 3.4.2 切羽面水平変位の高さ方向分布

(2) ひずみ

図 3.4.3 に、SPH 法と FDM の相対ひずみの分布を比較して示す。ここで、ひずみは最大せん断ひずみを示し、相対ひずみとは各点のひずみ値をそれぞれのケースでの最大値で除した値である。

図 3.4.3 (a)より、SPH 法では、切羽底面から曲線状に立ち上がるひずみ集中域が明瞭に表れた。また、天端の先端から鉛直上方に立ち上がる領域にもひずみが集中した。一方、図 3.4.3 (b)より、FDM では切羽前方の底面付近に大きなひずみが発生した。ひずみが集中する領域は SPH 法と同様に斜め前方に立ち上がっているが、その勾配は緩やかであった。切羽天端から上方にも SPH 法と同様にひずみ集中域が生じたが、これらのひずみ集中域に囲まれる範囲は SPH 法に比べて広い。なお、ひずみの最大値は、SPH 法は 8.9%で、FDM の 1.0%に比べて約 10 倍であった。

図 3.4.4 に、切羽中心高さのレベルにおける切羽から前方領域でのひずみ分布図を示す。SPH 法の方がひずみの集中度が大きく、切羽に近い位置で最大値が生じた。ひずみの極大値が 2 ヶ所にあり、20mm 付近での極大値は切羽直近に形成されたひずみ集中域に相当する。65mm 付近の極大値はさらに奥に形成されつつあるひずみ集中域に相当しており、崩壊が進行する場合のすべり面の位置を示しているものと考えられ

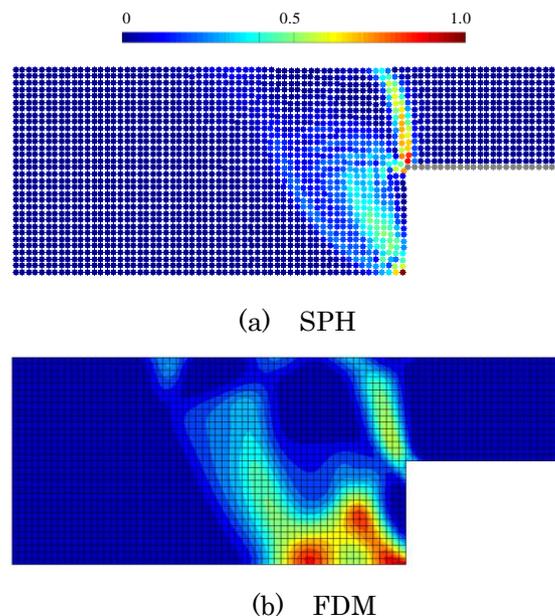


図 3.4.3 SPH と FDM の比較 (相対ひずみの分布)

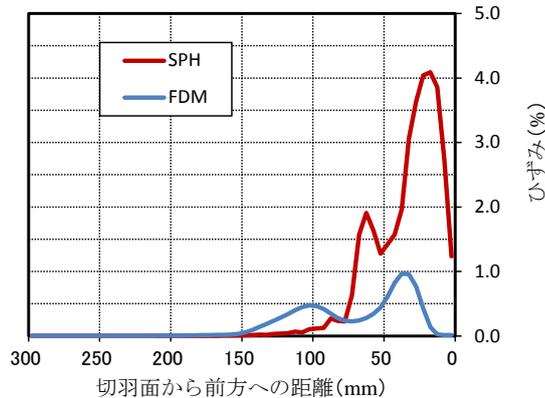


図 3.4.4 切羽前方領域のひずみ分布（切羽中心高さレベル）

る。FDM ではひずみは小さく極大値も SPH 法に比べて切羽から離れた位置（40mm および 100mm 付近）で生じているが、切羽近傍にひずみが集中している点、および 2ヶ所に極大値がある点では SPH 法と同様であった。

(3) 鉛直応力

図 3.4.5 に、SPH 法と FDM の鉛直応力の分布を比較して示す。図より、SPH 法、FDM とも切羽前方の底面をピークとして三角形状の分布を示した。切羽前方の底面で鉛直応力が最大になる位置は SPH 法では切羽から 120 mm 付近、FDM が切羽から 170mm 付近で位置は異なるが、概ね同様の応力分布になった。コンター図の勾配は FDM の方が緩やかで応力の集中度が小さい。図 3.4.5 (b)では、応力の最大値は切羽天端部の直上に生じた。これは、FDM では隅角部となる切羽天端付近で変位が生じにくく応力集中が生じたためと考えられた。一方、SPH 法では当該部位での応力集中は FDM に比べて小さかった。これは、切羽の崩壊とともに隅角部近傍の粒子も変位したことの影響によるものと考えられた。なお、FDM でトンネル天端部の境界条件の設定方法による応力集中の詳細な検討については、両者を比較する上で重要な事項であり、今後の課題の一つであると考えられる。

天端レベルで切羽から前方領域の鉛直応力の変化を図 3.4.6 に示す。図より、切羽から 50mm までは両者の値は異なっているが、切羽前方に行くにしたがい鉛直応力はともに増加していた。SPH 法の方が FDM よりも応力の変化率が大きいですが、切羽から前方 80~100mm 付近では概ね同じような応力分布を示した。なお、SPH 法では 120mm 付近で最大値を示したが、FDM は 170mm までは増加しており、最大値の発生位置が異なることが確認できた。

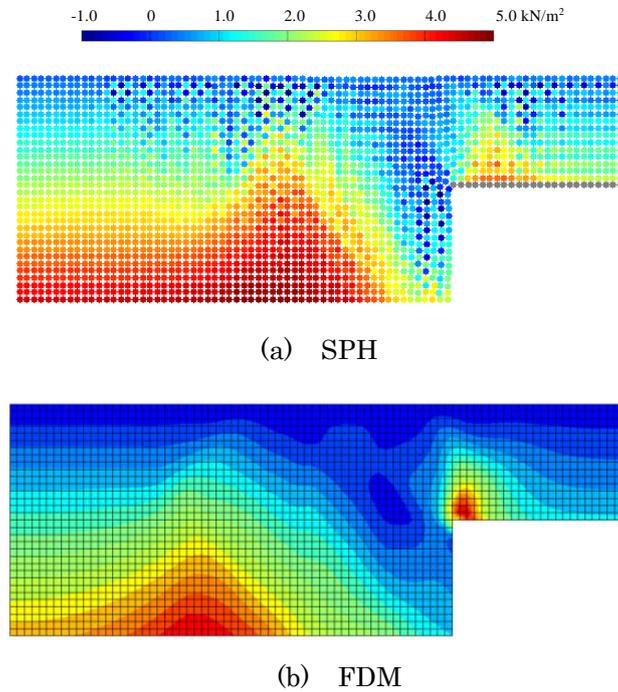


図 3.4.5 SPH 法と FDM の比較（鉛直応力分布）

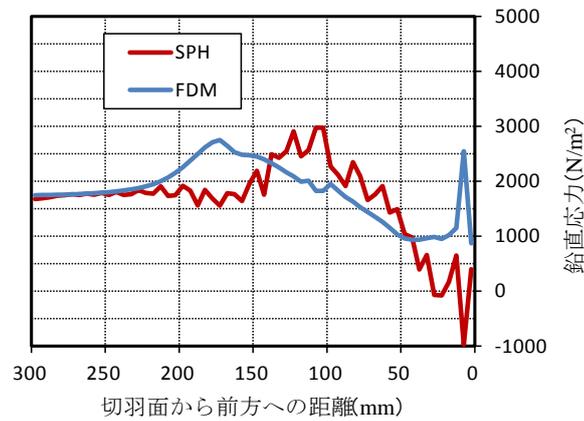


図 3.4.6 切羽前方領域の鉛直応力分布（天端レベル）

(4) 比較のまとめと SPH 法の優位性

以上より，FDM で解が発散しない条件下における SPH 法と FDM の結果では，地盤内部の応力は概ね良く一致することが確認された。ひずみ分布も形状は似ているが，

ひずみ集中域の発生位置は異なった。SPH 法の方がひずみ集中域が切羽近傍の狭い範囲で、かつ鉛直上方に立ち上がる領域に形成されているのに対し、FDM は切羽前方の離れた位置にひずみ集中域が生じた。

一方、変位は分布形状が大きく異なった。SPH 法では切羽中央部が最大の円弧状の分布であるのに対し、FDM では底面を最大とする三角形分布であった。SPH 法では切羽での大きな変位の影響が切羽前方の領域に波及する影響は小さいが、FDM では切羽での変位が前方まで緩やかに広く影響していた。これより、SPH 法は FDM に比べて切羽近傍でのすべり挙動的な傾向をより明瞭に示し、分離型（不連続型）の挙動を比較的良く捉えていると考えられた。

なお、上記の比較に用いた FDM モデルでは、アルミ棒積層体の模型実験およびそれと比較検証するための SPH 法モデルに合わせて、モデル下端の水平方向の変位を拘束しない（変位速度をゼロにしない）条件とした。しかし、FDM を用いて実トンネルの掘削解析を行う場合には、トンネル底盤以下にも 1D 程度の解析領域を設けるのが一般的である。この場合、モデル下端に相当するトンネル底盤レベルにある切羽前方の節点は、周辺（下方）の地盤の要素の存在により、水平方向の変位が完全にフリーな状態にはならない。この境界条件の影響については、FDM モデルで底面の変位を完全固定（水平方向の変位速度もゼロに固定する）条件で解析を行い比較した結果を、巻末資料[付録 3]に示す。

また、図 3.4.6 には、SPH 法と FDM のトンネル天端における境界条件の比較を示す。SPH 法ではトンネル天端の境界条件の設定位置（鉛直方向の変位速度をゼロに固定する位置）が、境界粒子を設定する都合上で FDM とは粒子間隔 1 層分 (=5mm) 異なるモデルになっている。これに関しては、FDM のモデル化の方でいくつかの境界条件の設定方法が考えられ、結果もそれぞれ異なると推察できるが、本研究では崩壊時の挙動（崩壊形状）を SPH 法で再現できるかどうかにより重点を置いたため、これらの境界条件での比較については詳細に検討していない。ただし、種々の条件下での比較検討を行うことによりその傾向が見えてくる可能性はあることから、当該部位の境界条件の設定方法による応力集中の詳細な検討については、両者を比較する上で重要な事項であり、今後の課題の一つであると考えられる。

以上より、FDM ではトンネルの切羽が崩壊するような挙動を直接的に表現することは難しいのに対して、SPH 法はすべり挙動を表現できトンネル崩壊挙動を表現できるため、掘削時の変位・応力のほか、すべりに対する安定性の評価も行うことができる手法であることがわかった。

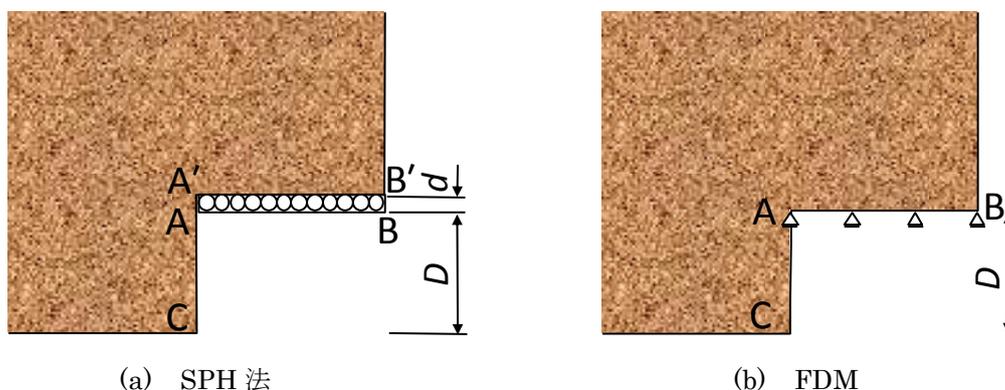


図 3.4.6 トンネル天端の境界条件の比較

3.5 実トンネルにおける崩壊事例の解析

本節では、実地盤を対象にして SPH 法解析を行った²³⁾。トンネル坑口部を想定した傾斜地表面を有するトンネルのモデルを用いて、実際のトンネルで施工中に坑口崩壊を生じた事例を対象として、SPH 法で崩壊時の挙動の再現解析を行った。さらに、トンネルの切羽に鏡補強工を施工した場合の安定性について、SPH 法により、地盤と補強工を合成した複合部材としてのモデル化を提案し、補強工による安定性向上効果について解析上の効果が得られるかについて確認するとともに、切羽面への補強対策が崩壊性の地山（トンネル切羽）補強対策として有効であるかどうかについて検討した。

さらに、FDM での比較計算用モデルを作成し、こうした大規模な変形を伴う斜面崩壊現象を対象とするような地盤条件等で坑口部斜面の形状をモデル化する際の課題についても検討した。

3.5.1 崩壊事例の概要と崩壊過程

(1) 崩壊事例の概要

解析の対象としたのは、施工中に豪雨の影響で地すべり崩壊を生じたトンネルである。このトンネルでは記録的な豪雨によって約 30m のトンネルとトンネル坑口部の斜面が崩壊した²⁴⁾。写真 3.5.1 に、崩壊後のトンネル坑口全景を示す。



写真 3.5.1 崩壊事例²⁴⁾

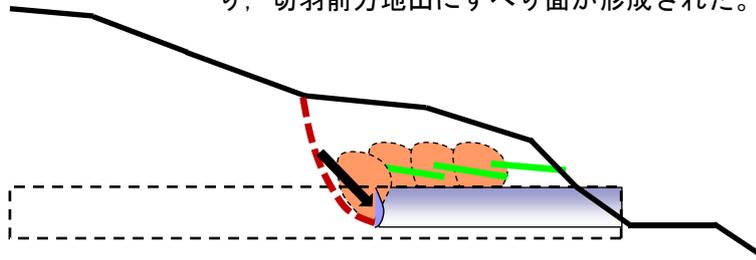
トンネルが位置する地層は、新第三紀の砂岩、凝灰岩、泥岩の互層であった。記録的な豪雨の影響で雨水が地山に浸透し不安定化した地山による切羽が崩壊するとともに、坑口部の地山全体が崩壊した²⁴⁾。

(2) 崩壊過程

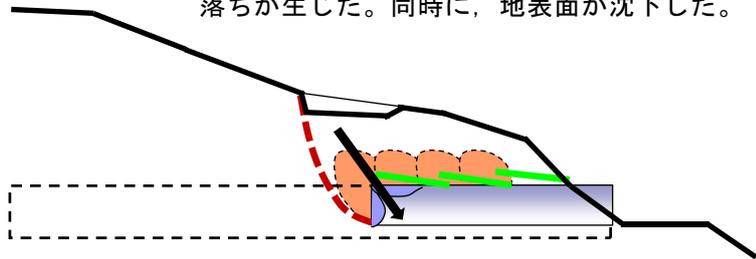
トンネル崩壊のメカニズムの発生過程を、次のように推定した。

- Stage-1** : 地山の劣化に伴い、トンネル切羽前方の緩み領域が拡大し、すべり面が地表付近にまで発達した。トンネル内では、切羽の押出しが顕著に表れ吹付面にクラックが入った。
- Stage-2** : 切羽の押出し変位がさらに大きくなり、切羽面や天端から剥落や抜け落ちが生じ天端の沈下も一部で発生した。それと同時に、地表面では鉛直方向に沈下した。
- Stage-3** : 拡大したすべり面に沿って地表面が大きく落ち込み、坑口部に向けて滑動し始めた。トンネル切羽が崩壊し、天端も落盤した。
- Stage-4** : 地山全体のすべり面が発達し土塊が坑口に向けて動き出した。最終的にはトンネル坑口側に向かってトンネルを押し潰すように崩壊した。

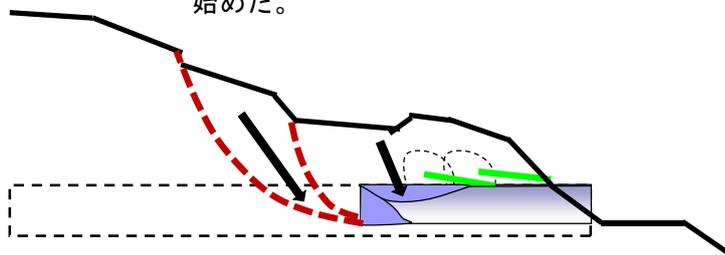
Stage-1 : 切羽に押し変位が生じて吹付け面にクラックが入り、切羽前方地山にすべり面が形成された。



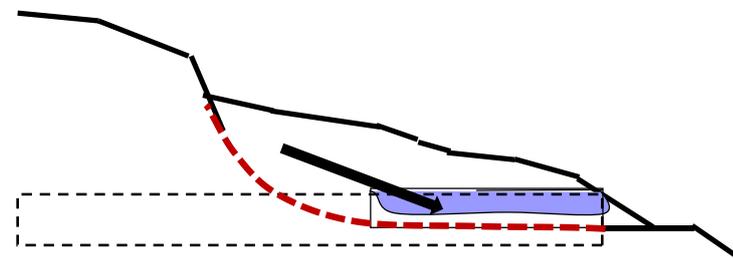
Stage-2 : 切羽の押し変位が大きくなり、天端からの剥落や抜落ちが生じた。同時に、地表面が沈下した。



Stage-3 : トンネル切羽が崩壊し、天端も落盤した。すべり面が拡大して地表面が大きく沈下し、坑口に向けてすべり始めた。



Stage-4 : すべり面がさらに拡大して、土塊が坑口に向かってすべり出し、トンネルを押し潰すように崩壊した。



- : 先受け工
- - - : すべり面
- : トンネル
- : 切羽近傍の緩み領域

図 3.5.1 崩壊過程の説明図

3.5.2 再現解析

(1) 解析条件

図 3.5.2 に、SPH 法の解析モデルを示す。

地形図から地表面勾配を $\theta=15^\circ$ とした。トンネル高さは上半断面の高さ ($D=5.5\text{m}$) とし、地盤物性値は、砂質系の地山で切羽の自立性が困難であるような条件を想定した。既往の物性値設定の例として、N 値が 10~30 の土砂地山での数値解析用物性値²⁵⁾を基本とし、すべり面の平均鉛直層厚からすべり面のせん断強度を経験的に求める方法²⁶⁾を参考にして、単位体積重量： $\gamma=20\text{kN/m}^3$ 、ヤング係数： $E=50\text{MN/m}^2$ 、せん断強度（粘着力）： $c=10\text{kN/m}^2$ 、内部摩擦角： $\phi=30^\circ$ と設定した。なお、これらの値のうち、粘着力 c については、パラメータスタディを行い崩壊するような条件として決定した。トンネル切羽位置での土被り高さは $H=11\text{m}$ とした（土被り比 $H/D \doteq 2.0$ ）。なお、地下水は考慮していない。

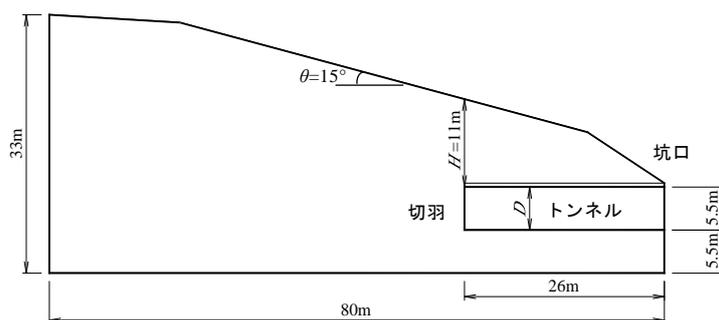


図 3.5.2 解析モデル

(2) 解析結果

解析結果として、図 3.5.3 に崩壊開始直後の切羽前面のひずみ分布、図 3.5.4 に崩壊後の形状をそれぞれ示す。

図 3.5.3(a)より崩壊開始直後には、切羽の底面と天端にひずみが集中し、底面から切羽斜め前方にひずみ集中域が発達した。図 3.5.3(b)ではこれがすべり線になって切羽前面の土塊が滑動し始めるとともに、天端からは鉛直上方に向かって曲線状にひずみ集中域が立ち上がったのが確認できる。

図 3.5.4 より崩壊後の切羽では最大 6.8m の変位が生じた。また、図 3.5.3(b)で天端から上方に進展したひずみ集中域に沿ってすべり線が地表面まで達し、地表面も沈下したことが確認できた（図中の矢印箇所）。この挙動は、図 3.5.1 の Stage-2 に相当し

ていると考えられた。崩壊事例では、図 3.5.1 の Stage-3 で天端の落盤が生じさらに崩壊が進んでいるが、本解析では天端の落盤をモデル化していないため、崩壊はここで終了した。

そのため、すべり面が地表まで達している位置は切羽から前方約 20m までの範囲となり、崩壊事例での切羽前方 30~40m に比べて切羽面からの崩壊だけに留まる結果となった。天端の落盤を想定した条件を取り入れれば実現象をより再現できるはずであるが、本解析条件でも対策工を検討するための崩壊開始にいたる現象を捉えられることが確認できた。

実際の崩壊現象でも前日までの降雨により地盤が緩んでいたことが確認されており、粘着力の低下がトンネル切羽面の崩壊を引き起こし、天端の落盤により斜面全体の崩壊が生じたことが、SPH 法解析結果から説明することができた。

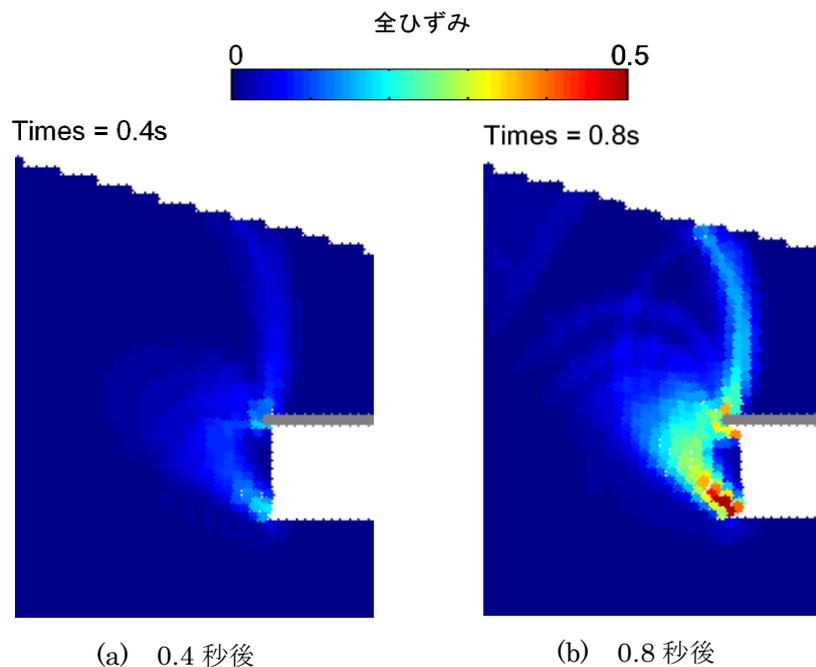


図 3.5.3 解析結果：崩壊開始直後のひずみ分布

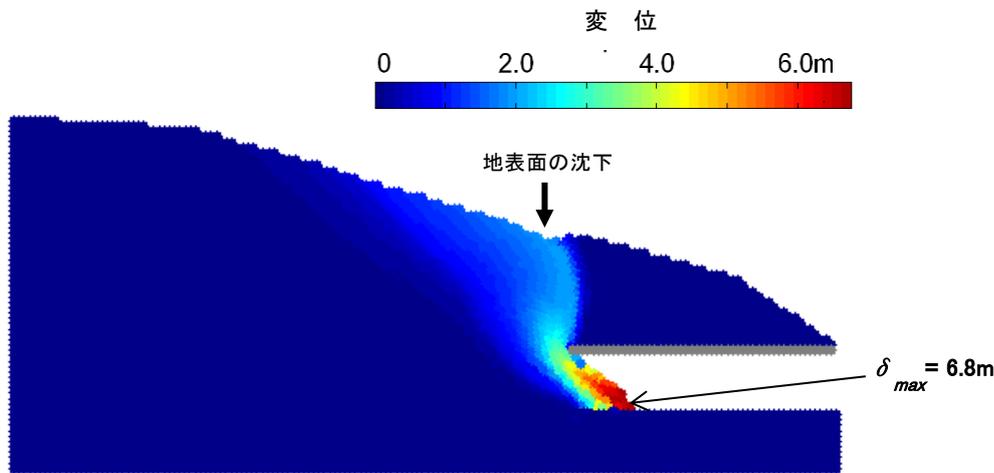


図 3.5.4 崩壊後の形状（変位コンター図）

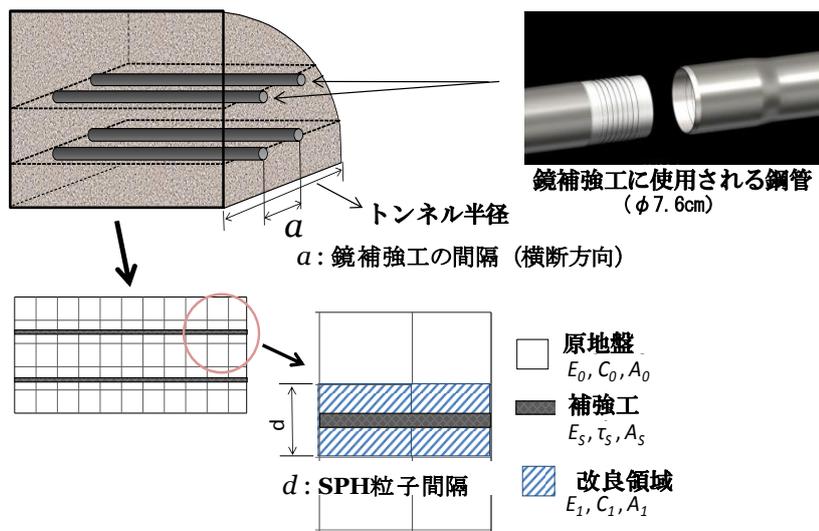
3.5.3 対策工のモデル化

このような地盤条件のトンネル切羽の安定対策工として、切羽面から前方水平に打設する長尺鏡補強工（長さ $L=5\text{m}$ ）をモデル化した。

SPH 法では、地盤～構造物系を扱うには、土粒子と固体粒子との境界面での接触力を設定するモデル化も必要である²⁷⁾。しかしながら、今回のように、補強工が線状（棒状）で周囲を地盤に取り囲まれているような構造物については、境界面での接触力を設定するモデル化は困難である。そこで、本研究では鏡補強工の効果は、補強材が保有する強度、断面性能に応じたせん断強度相当分が地盤のすべり抵抗力として付与されるものとした。図 3.5.5 に、地盤物性改良効果の概念図を示す。

改良ゾーンを SPH 法モデルの粒子間隔 $d \times$ 単位奥行長の領域とし、この改良領域の物性値は補強材のヤング係数 E_s 、断面積 A_s 、せん断強度 τ_s をもとに図中に示した式により補強材と原地盤の物性と面積を掛け合わせて加算した値より換算して求めた。なお、補強工で使用されるモルタル等の定着材は無視した。

補強工の奥行方向配置間隔が $a=1.5\text{m}$ の時、2次元モデルの単位奥行あたり本数は $1/a (=0.667)$ 本となり、この本数で換算した値は $E_I=320\text{MN/m}^2$ 、 $c_I=180\text{kN/m}^2$ となった。高さ方向間隔(段数)はパラメータとし、図 3.5.6 に示すように、1～3 段の配置 (Case-2～Case-4) とした。表 3.5.1 に解析ケースを示す。



$$E_1 = \sum E \cdot A / A_1 = (E_s \cdot A_s / a + E_0 \cdot A_0) / A_1$$

$$c_1 = \sum c \cdot d / d = (\tau_s \cdot A_s / a + c_0 \cdot d) / d$$

図 3.5.5 補強工のモデル化

表 3.5.1 解析ケース

解析ケース	段数	位置: 下端からの高さ (m)
Case-1	0	— (補強工なし)
Case-2	1	3.8
Case-3	2	2.3, 4.3
Case-4	3	1.8, 3.3, 4.8

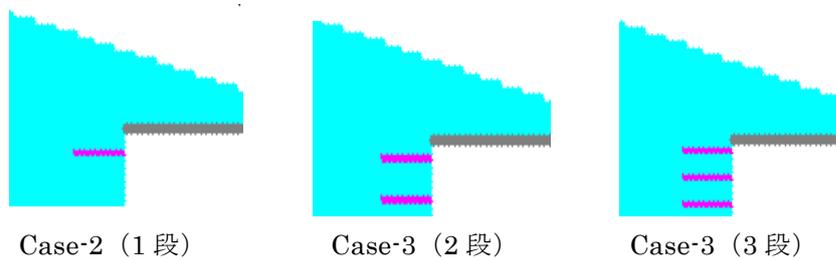


図 3.5.6 補強工配置 (段数) の概念図

解析結果として、表 3.5.2 に切羽面の水平変位量と変位収束時間、および、ひずみを示す。ここで、変位収束時間とは、切羽が崩壊または変形挙動を始めた後、変位速度がほぼゼロになり変位も収束傾向になったと判断されるまでの時間をいう。なお、Case-2 では、崩壊が生じたため、各点での変位・ひずみの値は記入していない。

表 3.5.2 解析結果

項目 位置	水平変位 (m)			ひずみ (%)		
	Case-2	Case-3	Case-4	Case-2	Case-3	Case-4
天端部	—	0.41	0.23	—	11.3	6.2
中央部*1	—	0.29	0.12	—	7.0	2.5
下端部	—	0.19	0.13	—	11.3	6.4
変位収束時間	5sec	1sec	0.5 sec<			

*1：中央部は、天端部と下端部を除く切羽面の中で最大値を示す位置

図 3.5.7 に相対ひずみの分布を示す。ここで、相対ひずみとは、Case-2～Case-4 で大きさの異なるひずみの分布状態を比較しやすいように、各点のひずみをそれぞれの最大値で除した値である。なお、図中で黒色ドットで表示した粒子は、補強材により物性改良された粒子を示す。

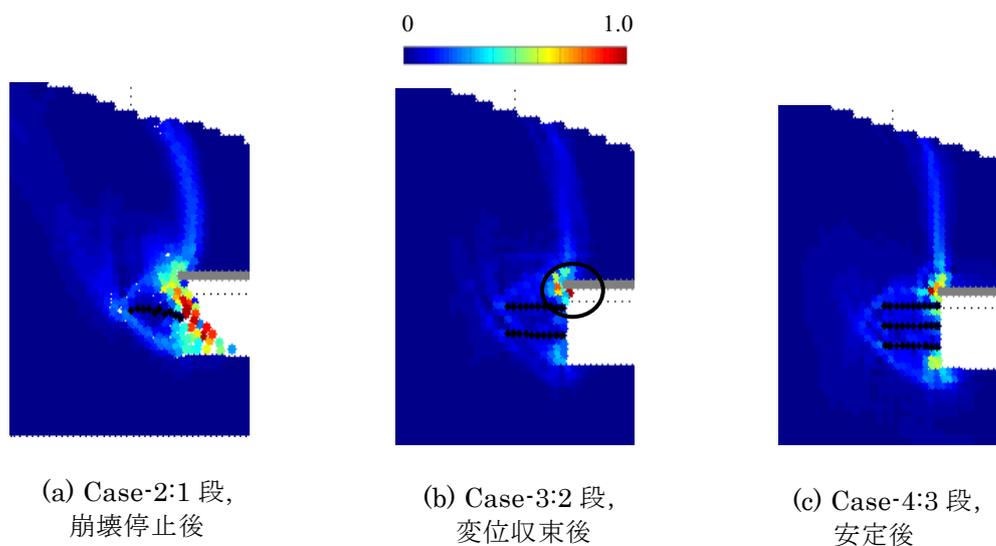


図 3.5.7 補強工がある場合の解析結果

表 3.5.2, 図 3.5.7 より, Case-2 (1 段配置) では, 切羽は安定化せず崩壊した。Case-3 (2 段配置) では, 変位は収束したが変位量, ひずみともに大きく, また, 天端の粒子は天端と補強工の間から抜け落ちそうな挙動も示した (図 3.5.7(b)中の○印内)。補強材部分の粒子も配列が少し乱れている。このため, Case-3 で切羽の安定性が十分に確保されているとは言い切れず, 安定か不安定かを判定するには微妙な状態であった。これに対して, Case-4 (3 段配置) では, Case-3 に比べて変位, ひずみは小さく, ひずみの集中域も局部的であった。変位の収束時間も 0.5 秒以内と短く, 切羽が安定していたことが確認できた。

このように, 本項で検討した鏡補強工のモデル化により, 補強工の規模 (段数) によって, 切羽を安定させる効果に差異があることが確認できた。この補強工のモデルにより検討することで, 切羽安定に必要なとされる補強工を設定することができる。

なお, Case-3 の結果からもわかるように, 切羽の安定性の評価については, ここで検討したモデルだけですべて一律に定量的, 客観的に判定できるわけではない。そのため, 他の方法による判基準等も加味する必要がある。この点については定量的な尺度を設けるなどさらに検討を加え, 安定・不安定を判定する精度を高めていく必要がある。

3.5.4 坑口部のモデル化における SPH 法の特徴

ここでは, FDM により坑口部のモデルについて, 3.3 節と同様の解析を試みた。

FDM の解析メッシュは SPH 法での粒子間隔と等しい 0.5m の格子間隔とし, モデル形状, 地盤物性値等は SPH 法と同一にした。

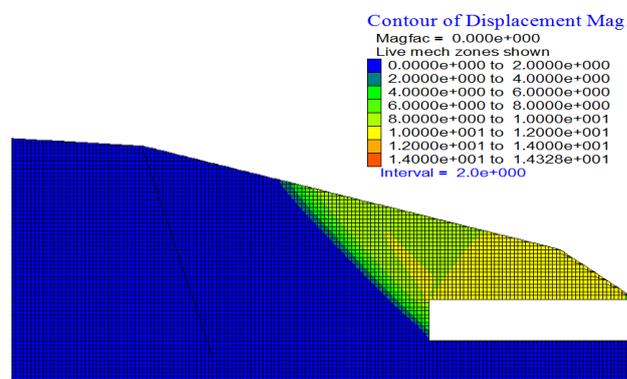
FDM では, トンネル上方～斜面先端部にかけて変位が大きくなり, 塑性領域が広い範囲に発生して計算の途中で発散して解が得られなかった。図 3.5.8 に, 発散する直前の変位コンター図および, 変位ベクトル図を示す。発散する原因としては, 坑口上部の押さえが小さいために, 斜面全体が先端に向かって変位して, それを止められない (安定させられない) ためと想定された。

SPH 法ではトンネル切羽が崩壊する時, すなわち大変形する箇所が生じる時に, すべり面に相当するひずみ集中領域を境にして, 大変形する崩壊領域とほとんど変位しない安定領域に変位挙動が分離される傾向を示す。そのため, 斜面先端部では切羽の崩壊の影響を受けずに, 安定な状態が保たれ斜面先端部はほとんど変位しない。これに対し, FDM では切羽での変位が周辺領域に広範囲に影響する。さらに, 斜面形状に基づく偏圧の影響により斜面全体が斜め下方に変位し斜面先端部では押し出される

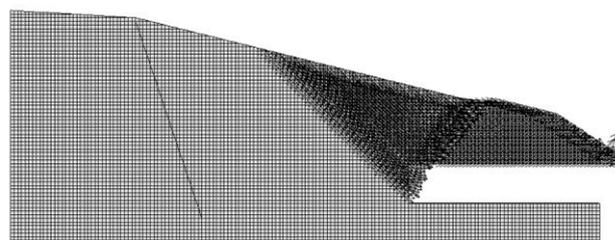
ような（はらみ出すような）変位が発生した（図 3.5.8(b)参照）。これは FDM では不均衡な形状や扁平な形状の場合には、各部の要素が歪んだ状態になって塑性化しやすくなるため、せん断破壊した要素の超過応力を周辺で再配分できずに計算が発散し解が得られなかったと考えられる。

したがって、このような条件において FDM での解析を継続するためには、この坑口斜面の挙動を先に押さえておく必要がある。例えば、斜面表面各点の水平方向の移動を拘束するか、あるいは、斜面表面に変位に抵抗できる部材を追加するなどの処置が必要である。ここでは、後者の方法を用いて斜面の表面部に吹付コンクリートをモデル化した面状（線状）の要素を配置した。その結果、計算が発散せずに、解が得られた。

以上のことから、坑口部の斜面で地形が尖鋭になる場合や偏圧等を受ける場合には、FEM や FDM では解が得られない場合があるのに対して、SPH では解を得ることができるという優位性が確認できた。ただし、SPH においてこのような先端部で粒子数が減少することによる解析精度への影響については、今後、検証すべき課題としてあげられる。



(a) 変位コンター図



(b) 変位ベクトル図

図 3.5.8 FDM で発散する直前の変位図

3.5.5 まとめ

本節では、SPH法を用いて、実地盤（実トンネル）のモデルについて、実施の崩壊事例の再現解析、および切羽安定対策工のとして長尺鏡補強工をモデル化し、その効果について検討した。

得られた結果を以下に記す。

- ・実際のトンネル坑口部斜面の崩壊事例を、SPH法で解析した。天端を固定して解析している点が実際の条件とは異なるが、SPH法により崩壊に至る過程等、現実の崩壊現象をよく説明できることを明らかにした。
- ・トンネル切羽に補強工を設置する場合のモデル化を提案し、このモデルにより切羽の安定性が向上する効果を確認した。
- ・切羽に補強工を設置するモデルでは、補強材の設置間隔によって補強材間から粒子が抜け落ちるような挙動も確認され、局所的な崩壊から全体の崩壊に進展する端緒となる挙動として捉えることができた。
- ・坑口部斜面のモデルでは、FDMでは初期状態で計算が発散し解が得られない場合が生じるが、SPH法ではそうした場合においても解が得られるなど、SPH法の特徴を明らかにした。

以上より、今後、局所的な危険箇所を含む不安定化の予測、補強工の配置検討、および補強工の効果をよりわかりやすく視覚化できる一つの方法としてSPH法の活用が期待できる。

3.6 切羽安定性評価手法としての考察

前節では、SPH法を用いて補強工をモデル化した解析により、安定～不安定の境界領域にある状態では変位・ひずみが増大する部位があり、それが局所的な崩壊から全体の崩壊に進展する可能性があることを明らかにした。

そこで、本節では、切羽安定対策工の効果に関して、前節で提案したSPH法での補強工モデルを用いて検討し、従来の評価方法との相違点や従来の評価方法では盲点になりがちな局所的な不安定化現象について、その発生や進展可能性について検討した。

3.6.1 切羽安定性評価手法について

トンネルの切羽安定性の評価方法としては、図 3.6.1 に示すような判定図がある。図では、土被り比 (H/D) とみかけ弾性係数との関係に着目して施工時における切羽の安定性について実績データを集積したもので、それぞれ切羽が安定する領域、やや不安定になる領域、不安定～崩壊の領域に区分したもので、土被り比とみかけ弾性係数により、いずれの範疇に属するかを評価する方法²⁸⁾である。

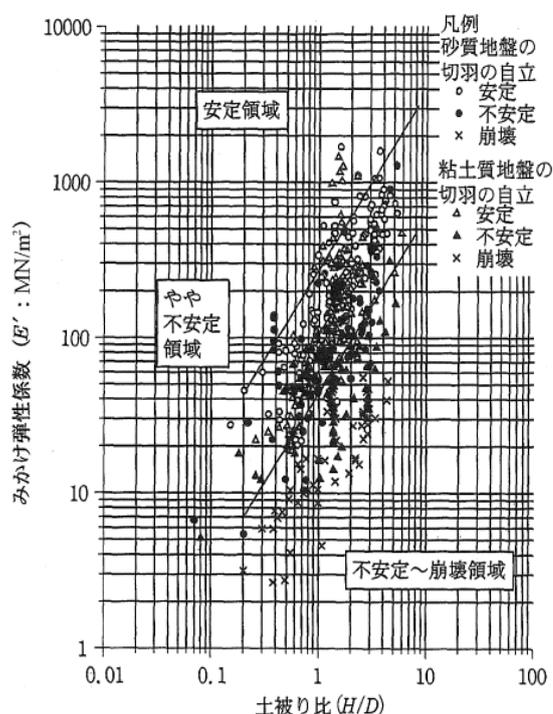
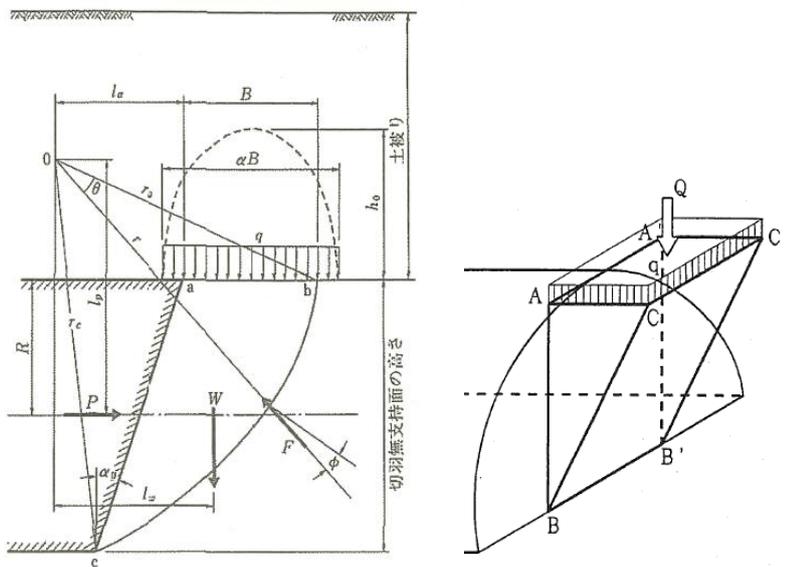


図 3.6.1 土被り比とみかけ弾性係数による切羽の自立性評価の区分²⁸⁾

そのほかの評価方法として、図 3.6.2 に示すような対数らせん状のすべり線上での極限つり合い法により安全率を算出する方法²⁹⁾、直線のすべり線上での極限つり合い法により安全率を算出する方法³⁰⁾などのすべり安定解析を行う方法、および、図 3.6.3 に示すような FEM 解析等から得られる発生ひずみを当該地盤が保有する限界ひずみと比較する方法³¹⁾等が用いられている。このうち、すべり安定解析 (図 3.6.2) では、地盤の強度定数 (c , ϕ) が主要なパラメータになり、限界ひずみと比較する方法 (図 3.6.3) では、発生ひずみ (変位) と弾性係数が主要なパラメータになる。



(a) 対数らせんのすべり面³²⁾

(b) 平面すべり面 (文献³⁰⁾に加筆)

図 3.6.2 極限解析のモデル (すべり線上の安定解析)

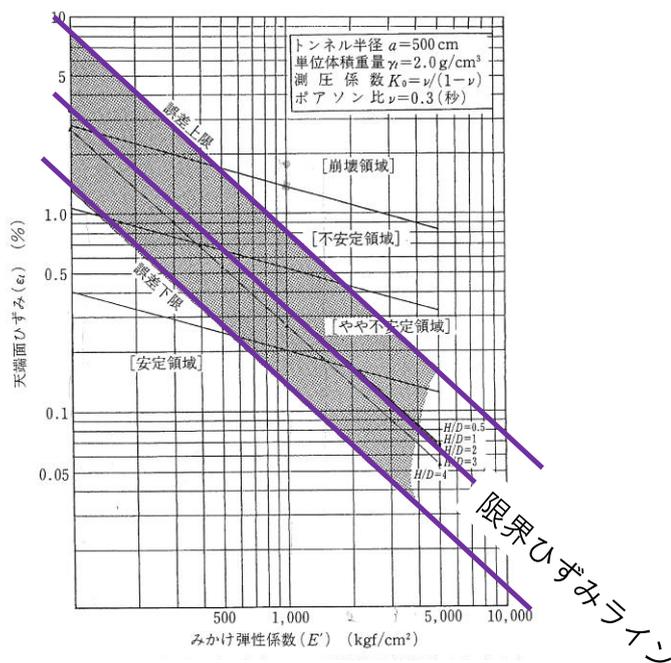


図 3.6.3 トンネル壁面のひずみとかけ弾性係数から求められた切羽自立性の定性的判断 (文献³¹⁾に加筆)

3.6.2 SPH 法解析モデル³³⁾

SPH 法のモデルとして前節でも検討したような坑口部を想定し、傾斜地表面を有する小土被りトンネルの切羽において鏡補強工を施工した場合の挙動について検討した。解析モデルの概要を図 3.6.4 に示す。

地表の傾斜角度を $\theta=15^\circ$ 、トンネル高さを $D=6\text{m}$ 、切羽での土被り高を $H=6\text{m}$ （土被り比 $H/D=1.0$ ）とした。地盤条件は切羽の自立性が困難であるような未固結地山を想定し、図 3.6.3 中に示すとおり設定した。

なお、この条件でのランキン土圧から求められる自立高さは $H_c=2.6\text{m}$ であり、切羽高さ 6m よりも小さい値となった。また、真下らによる自立性指標 $c/\gamma D$ ³⁴⁾（砂質土では、 $c/\gamma D=1.3\sim 1.7$ 以上で自立）は、 $c/\gamma D=0.125$ であった。これらより、設定した条件ではいずれも切羽の自立性が不足していることが確認された。SPH 法のモデルは、天端部を固定条件とした 2 次元モデルとし、切羽面を拘束して初期応力解析を行ったのち、切羽の拘束を外して応力解放させた。

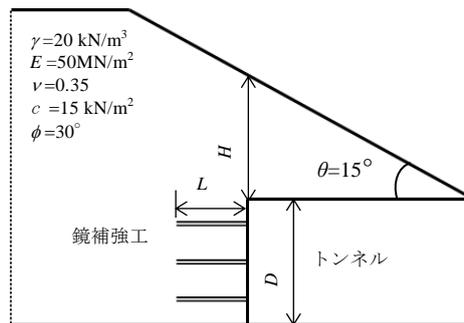


図 3.6.4 解析モデル概要図

(1) 鏡補強工がない場合

図 3.6.5 に、切羽で応力解放した直後のひずみ分布を示す。図 3.6.5 (a)では、切羽下端から前方上方に直線状～曲線状の領域、および天端から鉛直上方の領域にひずみが集中し、すべり線（図中の白点線）が形成されていることが確認できた。これは村山ら²⁹⁾による対数らせん形状のすべり線と類似した形状である。図 3.6.5 (b)では、図 3.6.5 (a)で形成されたすべり線に沿ってさらにひずみが増大するとともに、そのすべり線よりさらに前方にもひずみ集中域が新たに形成されるなど、すべり領域が拡大し崩壊に進展する様子が確認できた。図 3.6.6 に崩壊後の形状を示す。図より、切羽では切羽高さ（ 6m ）にほぼ相当する最大 5m の変位が生じ、地表面まで崩壊の影響によ

り沈下が生じていることが確認できた。なお、この条件による極限つり合い法での安全率は $F_s=0.8\sim 0.7$ 以下であり、自立性が悪い地盤条件での解析結果であった。

このように、SPH 法による解析では、崩壊時（崩壊が始まる時）の状況だけでなく、崩壊が止まるまでの進行状況を視認することができるとともに、崩壊後の形状（崩壊土の移動範囲等）を予測することができる。

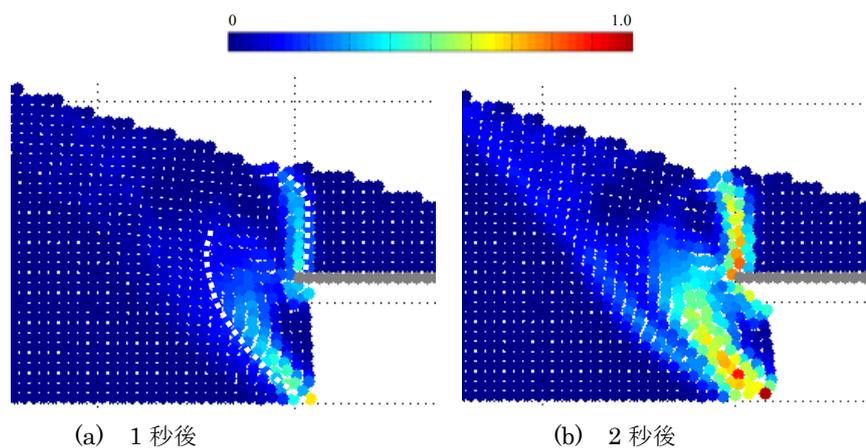


図 3.6.5 解析結果（崩壊開始直後のひずみ分布）

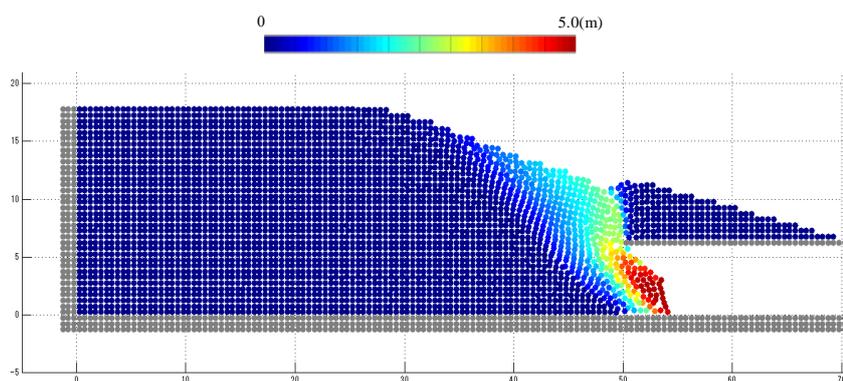


図 3.6.6 解析結果（崩壊後の形状と変位分布）

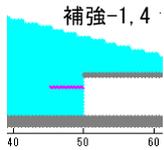
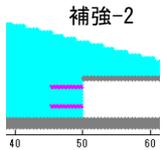
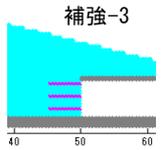
(2) 鏡補強工がある場合

a) モデル化と解析条件

切羽安定対策工として、図 3.6.4 中に示した長尺鏡補強工（長さ $L=5\text{m}$ ）をモデル化した。本研究では、前節で提案したとおり、鏡補強工の効果は、補強材が保有する強度および断面性能に応じたせん断強度相当分が地盤のすべり抵抗力に付与されるものとした。地盤物性改良効果の概念図は図 3.5.5 で示したとおりである。改良ゾーンを解析法モデルの粒子間隔 $d \times$ 単位奥行長の領域とし、換算物性値は補強材のヤング係数 E_s 、断面積 A_s 、せん断強度 τ_s をもとに図中に示した式により求めた。補強工の奥行方向配置間隔を $a=1.5\text{m}$ とし、2次元モデルの単位奥行あたり本数で換算した値は、 $E_I=320\text{MN/m}^2$ 、 $c_I=185\text{kN/m}^2$ となった。高さ方向間隔(段数)はパラメータとした。表 3.6.1 に解析ケースを示す。

表 3.6.1 解析ケース

解析ケース	段数	位置:下端からの高さ (m)	せん断抵抗力の増分 (kN/m)
補強-1	1	4.3	85
補強-2	2	1.8, 4.8	170
補強-3	3	1.3, 3.3, 5.3	255
補強-4	1	4.3	170

補強工の 配置概念図			
---------------	---	---	---

b) 解析結果

解析結果として、図 3.6.7 に相対ひずみの分布を示す。ここで、相対ひずみとは、補強-1 と補強-2, 3, 4 で 1 オーダー異なるひずみ分布を比較しやすいように各点のひずみをそれぞれの最大値で除した値である。図 3.6.7(a)より、補強-1（1 段の補強）では、変位、ひずみともに大きく、切羽の安定性は十分ではない。図 3.6.7(b), (c)より、補強-2, 3（2 段、3 段の補強）では、変位は小さくひずみの集中も局部的であった。変位の収束時間も 1 秒以内と短く、切羽が安定していることが確認できた。一方、図 3.6.7(d)は、切羽全体の総補強量は変えずに段数だけを減らしたもので、補強-2 と同じせん断抵抗力増分で、補強材段数は 1 段にしたケースである（補強-4）。すなわち、

補強工1段あたり換算値を2倍にし、補強工段数を半分(2段→1段)にした。図3.6.7(d)では、補強工の間から粒子が抜け落ちるような挙動も現れた(図中の○印内)。すべり線全体では補強-2と同じせん断抵抗力増分があるが、配置間隔が広がることで補強工間の自立性が悪くなり不安定化した。これにより、補強工の配置間隔も安定性に影響を及ぼすことが直接的に視認できた。また、図3.6.7(d)では、図3.6.7(a)と同じように、補強工先端部を通るひずみ集中領域が形成されており、これに沿ってすべり線が形成されれば補強工の長さが不足する可能性があることも確認できた。

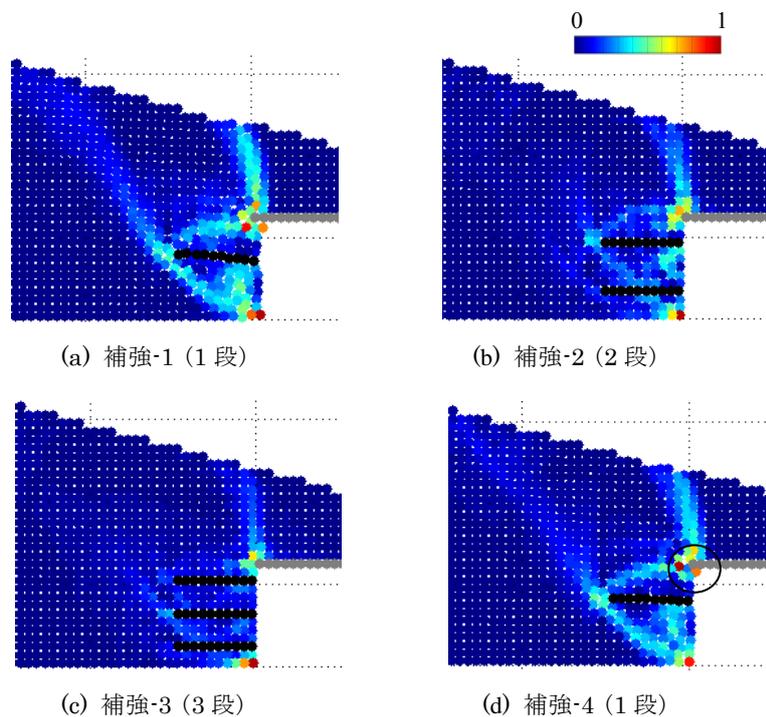
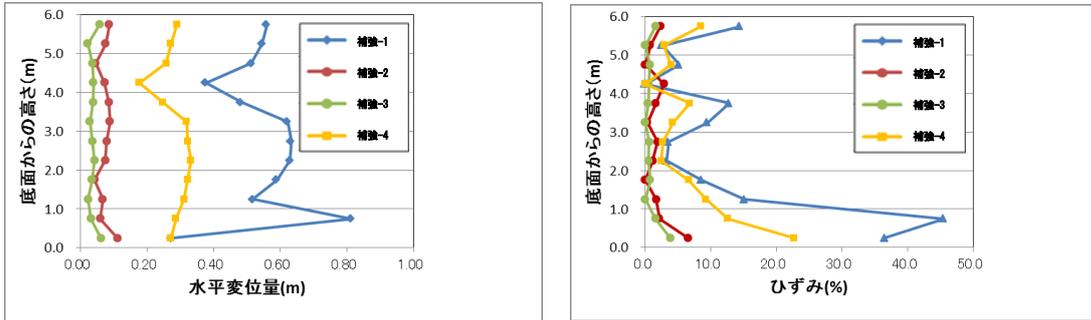


図 3.6.7 補強工の配置段数ごとの相対ひずみ分布

図3.6.8は、切羽面の水平変位、ひずみのトンネル高さ方向の分布図を示す。図より、補強-1は補強-2および補強-3に比べて水平変位が切羽高さ全体にわたって大きい。また、ひずみは、とくに、切羽下部で非常に大きくなった。補強-2と補強-3の差は小さいが、補強材の位置(補強-2では、高さ1.8mと4.8m)で小さく抑えられた変位が、その中間でははらみ出す形状が確認できた。補強-4の水平変位およびひずみは、いずれも補強-1と補強-2のほぼ中間の値になった。これより、補強材の間隔が補強材の補強量や段数とともに重要な要素であり、補強工の配置が切羽の安定性に大きな影響を及ぼすことが確認できた。



(a) 水平変位

(b) ひずみ

図 3.6.8 補強-4 を加えた切羽面の水平変位・ひずみのトンネル高さ方向の分布

3.6.3 考察

本節では、SPH 法を用いて鏡補強工を施工したときの挙動を解析しその効果を確認した。また、鏡補強工により、すべり線全体に必要なすべり抵抗力が確保されても、補強工の配置によっては局所的な不安定化が生じ全体の安定性も損なわれる危険性があることを視認することができた。今後、局所的な危険箇所を含む不安定化の予測、補強工の配置検討、および補強工の効果をよりわかりやすく視覚化できる一方法としての SPH 法の有効活用が期待される。

本節では、従来の切羽安定性の評価法において、SPH 法がどのように活用できるかについて検討した。すべり面上で補強工のすべり抵抗力を加算した極限解析による切羽安定対策工法の設計法と比較し、すべり面全体では極限解析と同量のすべり抵抗力増分（せん断抵抗力増分）が付与された条件であっても、SPH 法では局所的な不安定箇所（ひずみ集中域）が生じる場合のあることが確認できた。これについては、解析結果を図化することでわかりやすく視覚化できる。

これより、局所的な不安定箇所から進展して切羽面全体の安定性低下を招く危険性についても指摘することができ、さらに、これに対する補強工の配置検討を行う必要があることも示唆することができた。

また、SPH 法による解析では、崩壊時（崩壊が始まる時）の状況だけでなく、崩壊が止まるまでの進行状況を視認することができるとともに、崩壊後の形状（崩壊土の移動範囲等）を予測することができるなど、崩壊挙動に関する全体像も視覚的に捉えることができ、有用な情報を与えることができた。

以上より、これまでは経験的に判断されてきた補強工の配置設計について、SPH法の結果を用いれば、より合理的に配置することが可能であることがわかった。

3.7 まとめ

本章では、トンネル切羽の安定性や補強対策工の検討に関する数値解析手法として広く用いられてきたFEMやFDM等では表現することのできなかつた課題を解決することを目的として、トンネル切羽の崩壊メカニズムへの適用性について検討した。

すなわち、本章では、アルミ棒積層体による模型実験と整合性確認により、SPH法がトンネル切羽の崩壊挙動に適用可能であること、SPH法とFDMの比較解析により、SPH法が大変形・崩壊挙動をよりよく表現できる手法であること、SPH法による実トンネルでの掘削切羽面の崩壊事例を精度良く再現できる解析結果が得られること、新たに提案したSPH法における補強対策工のモデル化手法により崩壊の抑止効果を表現できることを明らかにした。また、FEMやFDMでは表現することのできない局所的な崩壊を解析結果として示すことができることも明らかにした。

FEMやFDMでは解析領域全体で応力分担するため、局所的な微少な崩壊を捉えるためには、塑性域の要素を応力状態に応じて細分化するという操作を繰り返さなければならないし、また、微少な崩壊が生じた時点で解が発散するため、微少な崩壊が進行性崩壊につながるのか、または一定変位した段階で崩壊が止まるのかを判断することができなかつた。すなわち、

- ① 解が不安定になるまでの局所的な崩壊現象を捉えることは難しく進行性崩壊の可能性を十分に捉えることは難しかった。
- ② また反対にFEMやFDMが一部分でも不安定になった時点で崩壊と判断して対策工を設計するため安全側の設計になりがちであるという課題が残されていた。

本章では、SPH法により②の課題について、不安定な箇所が系内に留まるのか崩壊していくのかを見定めることで全体系としての安定性を直接視認でき、それにより補強工法の効果の検証が可能であることを明らかにした。なお、①についてもSPH法の要素数をさらに多くすることで、将来のコンピュータ処理速度の高速化に伴い、小さな数cm程度の崩壊が進行して全体崩壊に至るのか、また、どこかでとどまるのかを実務レベルで明らかにできると考えられる。

このように本章では、SPH法により既存のトンネル崩壊時の挙動を再現できることを明らかにし、さらに補強工を配置した場合にも、従来のFEM等では解析できなかつた

った補強材間からの土粒子の抜け落ち挙動についても、それを抑制できるのかあるいは抑制できないのかを解析できるなど、補強工の効果をより精密に分析することが可能であり、抑止工の効果についての有効な解析方法であることを明らかにした。

このことにより、SPH 法を用いて切羽安定性評価や補強対策工の設計検討に関して SPH 法が有効な手段であることを確認した。

本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) アルミ棒積層体の実験結果より、崩壊開始直後にすべり線が鉛直上方に向けて形成されるとともに左右にロート状に拡大する挙動が確認された。
- 2) アルミ棒積層体の崩壊後の形状より、土被りとトンネル径の比 $H/D=1.0$ まではすべり線が直線状であるが、 $H/D=1.5\sim 2.0$ ではすべり線は曲線状になり、切羽の直上でアーチ状にせり持つ領域が形成されることが確認された。
- 3) SPH 法による解析を行った結果、実験で得られたすべり線形状が再現でき、それぞれの土被り比の条件において、沈下量および到達距離が実験値とほぼ一致していることが確認できた。
- 4) SPH 法による解析結果は、崩壊中の挙動として代表点における位置、移動方向、移動速度が実験値とよく一致していることが確認できた。
- 5) 3), 4)より、SPH 法が、アルミ棒積層体によるトンネル切羽の崩壊挙動の模型実験結果を適正に再現できることを確認した。
- 6) FDM で計算が発散せずに解が得られる境界付近の条件下で行った SPH 法と FDM の解析結果より、FDM と SPH 法の鉛直応力、および相対ひずみ分布形状は概ね一致していることが確認された。これに対し、変位の分布形状は、FDM では緩やかな変化を示すのに対し SPH 法では崩壊の兆候を示すような分離型の挙動を示すなど、両者に大きな違いがあることが確認できた。
- 7) FDM では連続体の特性がより表れ、変位・ひずみ等が広い範囲で緩やかに分布するのに対し、SPH 法は切羽近傍でのすべり挙動的な傾向をより明瞭に示すなど不連続的な挙動を表現することが確認できた。
- 8) トンネル坑口をモデル化した傾斜地表面モデルにおいて、FDM では初期状態から解が発散してしまうような条件下でも、SPH 法では解析が可能であることが確認された。
- 9) トンネル坑口部が崩壊する実事例を対象にした実地盤したモデルについて、崩壊現象の再現解析を行い、実地盤モデルでも適用可能であることを確認した。
- 10) 実地盤モデルで、切羽安定対策工の一つである長尺の鏡補強工について SPH 法

でのモデル化を提案した。

- 11) 鏡補強工のモデル化により、対策工がない地盤では切羽が崩壊するような条件でも対策工の効果を確認することができた。
- 12) さらに、対策工が不足する場合には、局所的な不安定箇所が発生やひずみの集中する領域が確認でき、局所的な崩壊が進行して全体的な崩壊に拡大するような端緒を視覚化することができた。
- 13) 従来の切羽安定対策工法の設計法と比較し、すべり面に対する同量の対策工効果（せん断抵抗力の増分）が与えられた場合にも、局所的な不安定箇所が生じないような配置が必要であることを示唆することができた。
- 14) これまで、経験的に行われてきた上記の配置設計について、SPH法を用いればより合理的に配置することが可能であることがわかった。

なお、今後の課題として以下の項目があげられる。

- 1) 3次元モデル化；施工中のトンネル切羽の安定性挙動は、トンネル軸方向に捉える必要があるが、トンネル軸方向の2次元モデルでは、トンネルの横断方向のアーチ効果の影響を考慮することができない。そのため、3次元モデルで取り扱うことがより有効である。
- 2) トンネル施工過程を考慮したステップ解析；トンネル切羽より前方にある地盤の各点は、トンネル切羽の進行に伴う応力の変化を徐々に受ける。トンネル施工過程を考慮したステップ解析により、評価対象断面では徐々に応力が先行解放されるので、本章での検討よりも、切羽での応力解放は緩和されたものになり、より現実に近い形で表現できる。
- 3) トンネル支保部材のモデル化；トンネルの壁面を支える支保工部材には、鋼製支保工、吹付けコンクリート、ロックボルト等があるが、これらをモデル化することにより、その効果を組み込んだ評価を行うことができる。
- 4) 補強材のモデル化；本研究では補強材を、補強材が設置された周囲の地盤の物性が改良されるモデル、すなわち、地盤物性改良効果としてモデル化した。そのためFEM等で扱われる棒要素等のような1次元部材としての部材軸方向の連続性が強いモデルにはなっておらず、軸力やせん断力、曲げモーメントを算出することができていない。今後モデル化することでさらに別の角度からの補強材の効果を評価することが可能になる。補強工の部材を1次元モデルで表現する場合、補強材の1次元部材と地盤との間に、付着力やせん断剛性を考慮することができるが、地盤粒子と構造物粒子との相互作用を考慮することが必要になる。

これらの課題は、汎用的な FEM や FDM 解析プログラムではすでに備えられているものであるが、SPH 法におけるこうした課題を解決することで、より FEM や FDM と比較しやすく、また FEM や FDM とはまた別の解析ツールとしての位置づけが向上するものと考えられる。

本研究で用いた SPH 法は、大変形、分離挙動を表現でき、かつ入力物性値の設定等に高度なテクニックが必要な不連続体解析手法（例えば、DEM や PFC 等）に比べて扱いやすい。粒子法の課題としては、応力場や変形の定量的な評価が可能となる解析モデルや定数の設定方法の標準化と多くの事例による検証の必要性があげられている³⁵⁾。また、計算処理速度との兼ね合いで粒子数に制約を受けるため、対象とする問題によっては十分な精度が得られないことがあげられる。しかしながら、こうした解析精度や解析時間の課題はあるものの、SPH 法は崩壊挙動の情報を把握する一つのツールとして有用である。また、格子法でも解が得られるような安定・不安定の境界付近の条件下での解析においては、FDM に比べて SPH 法が崩壊する兆候をよく捉えられるとも考えられる。

このように SPH 法は、崩壊に至る過程や崩壊直前の補強方法、およびトンネル切羽だけでなくトンネルも含めた坑口斜面の安定性確認の上で有効であると考えられる。

本章で得られた知見を活用して、トンネル切羽の安定性に関する設計フローに活かすことができる。それについては第 5 章にて検討する。

第3章 参考文献

- 1) 土木学会：トンネル・ライブラリー第16号 山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務, pp.22-64, 2006.
- 2) 小西真治, 朝倉俊弘, 田村武, 辻鉄也: 粘性土層が介在する砂地盤の切羽安定評価について, 土木学会論文集, No.659/Ⅲ-52, pp.51-62, 2000.
- 3) 久武勝保：トンネル切羽の静的・動的崩壊特性とその安定性評価, 土木学会論文集, No.694/Ⅲ-57, pp.297-304, 2001.
- 4) 松尾勉, 森邦夫, 平岡伸隆, 孫夢霞, 深川良一：小土被りトンネル坑口部切羽の崩壊現象へのSPH法解析の適用性に関する基礎的研究, 地盤工学ジャーナル, Vol.10, No.4, pp.569-582, 2015.
- 5) 前田健一：粒子法, 地盤工学会誌, Vol.60, No.6, pp.35-36, 2012.
- 6) Lucy, L.: A numerical approach to testing the fission hypothesis. *Astronomical Journal*, Vol.82, pp.1013-1024, 1977.
- 7) Gingold, R.A. and Monaghan, J.J.: Smoothed particle hydrodynamics: theory and application to non-spherical stars. *Monthly Notices of the Royal Astronomical Society*, Vol.181, pp.375-389, 1977.
- 8) 前田健一, 坂井守: Smoothed Particle Hydrodynamics法による粒状地盤の浸透破壊解析手法の開発, 応用力学論文集, Vol.7, pp.775-786, 2004.
- 9) Bui, H.H.: Lagrangian mesh-free particle method (SPH) for large deformation and post-failure of geomaterial using elasto-plastic constitutive models. Ph.D. Dissertation, Ritsumeikan University, Japan, 2007.
- 10) Bui, H.H., Fukagawa, R., Sako, K. and Ohno, S.: Lagrangian meshfree particles method (SPH) for large deformation and failure flows of geomaterial using elastic-plastic soil constitutive model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.32, pp.1537-1570, 2008.
- 11) 野々山栄人, 沢田和秀, 森口周二, 八嶋厚, 伊藤和也: SPH法による実大規模斜面掘削実験の二次元再現解析, 地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.4, pp.543-555, 2012.
- 12) Monaghan, J.J. and Lattanzio, J.C.: A refined particle method for astrophysical problems. *Astronomic and Astrophysics*, Vol.149, pp.135-143, 1985.
- 13) Monaghan, J.J.: Smoothed particle hydrodynamics. *Annual Review of Astronomy and Astrophysics*, Vol.30, pp.543-574, 1992.
- 14) Monaghan, J.J.: SPH without a tensile instability. *Journal of Computational Physics*, Vol.159, pp.290-311, 2000.
- 15) Gray, J.P., Monaghan, J.J. and Swift, R.P.: SPH elastic dynamics. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol.190, pp.6641-6662, 2001.

- 16) Libersky, L.D. and Petschek, A.G. : Smoothed particle hydro- dynamics with strength of materials. In Proceedings of the Next Free Lagrange Conference, Vol.395, pp.248-257, 1991.
- 17) Morris, J.P., Fox, P.J. and Zhu, Y.: Modeling low Reynolds number incompressible flows using SPH. Journal of computational physics, Vol.136, pp.214-226, 1997.
- 18) 足立紀尚, 田村武, 八嶋厚, 上野洋 : 砂質地山トンネルの挙動と解析に関する研究, 土木学会論文集, No.358/Ⅲ-3, pp.129-136, 1985.
- 19) 三浦均也, 森政信吾, 村田和也, 小浪岳治, 小林悟史, 小林睦 : アンカー式補強土壁における内部安定性条件のアルミ棒積層体実験による研究, 第 44 回地盤工学研究発表会, pp.1357-1358, 2009.
- 20) 梅崎健夫, 河村隆, 落合英俊 : 補強材の引抜きに伴う拘束圧の増加特性と補強メカニズムのモデル化, ジオシンセティックス論文集, 第 20 巻, pp.241-248, 2005.
- 21) Cundall, P.A. and Board, M.: A microcomputer program for modeling large-strain plasticity problems. Proceedings of 6th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, pp.2101-2108, 1988.
- 22) 松尾勉, 森邦夫, 平岡伸隆, 孫夢霞, 深川良一 : SPH 法を用いたトンネル切羽の崩壊挙動解析, 土木学会第 69 回年次学術講演会, Ⅲ-202, pp.403-404, 2014.
- 23) Matsuo, T., Mori, K., Hiraoka, N., Sun, M., Bui, H.H. and Fukagawa, R.: Study of SPH simulation on tunnel face collapse. International Journal of GEOMATE, Vol.10, Issue 22, pp.2077-2082, 2016.
- 24) 日本トンネル技術協会 : トンネル技術者のための地相入門(6)ー傾斜層下のトンネル工事ー, トンネルと地下, 第43巻, 10号, pp.45-54, 2012.
- 25) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 : 山岳トンネル設計施工標準・同解説, p.310, 2010.
- 26) 日本道路協会 : 道路土工, のり面工・斜面安定工指針, p.349, 2013.
- 27) Nguyen, C.T., Bui, H.H., Hiraoka, N., Oya, A. and Fukagawa, R.: Numerical prediction of the post failure behavior of box shape retaining wall system. Third International Conference on Geotechnique, Construction Materials and Environment, pp.1-6, 2013.
- 28) 土木学会 : トンネル・ライブラリー第 20 号 山岳トンネルの補助工法 ー2009 年版ー, p.30, 2009.
- 29) 村山朔郎, 遠藤正明, 中崎英彦, 竹村章 : アルミ棒積層体によるトンネル切羽の安定に関する模型実験 ー土被りの深い場合ー, 竹中技術研究報告, 第12号, pp.82-91, 1974.
- 30) 土木学会 : トンネル・ライブラリー第 10 号 プレライニング工法, pp.117-127, 1994.
- 31) 桜井春輔 : 都市トンネルの実際 合理的な設計・施工をめざして, 鹿島出版会, pp.127-132, 1998.
- 32) 土木学会 : トンネル・ライブラリー第 5 号 山岳トンネルの補助工法, p.21, 1994.

- 33) 松尾勉, 森邦夫, 平岡伸隆, 孫夢霞, 深川良一: トンネル切羽安定対策工への SPH 法解析の適用に関する一考察, 土木学会第 70 回年次学術講演会, III-137, pp.273-274, 2015.
- 34) 真下英人, 鈴木正彦, 猪熊明: トンネル切羽安定性の簡易評価法の提案, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.117-129, 1999.
- 35) 野々山栄人: 地盤工学分野における SPH 法の適用, 砂防学会誌, Vol.68, No.1, pp.68-71, 2015.

第 4 章

トンネル完成後の坑口部斜面の崩壊メカニズム の検討

4.1 概要

本章ではトンネル完成後の坑口部斜面の長期にわたる安定性に関する検討を行った。

トンネル坑口部斜面はトンネル建設時に掘削による緩みや崩壊の影響を受ける。この緩みが供用開始後に新たな緩みや劣化を進行させることを防ぐ目的で、坑口斜面については、施工時の掘削による影響を含めロックボルトや吹付けコンクリート等によるのり面工および防護工などが落石や斜面崩壊などへの斜面安定対策として採用されることになっている¹⁾²⁾³⁾。

しかしながら、第2章で示したとおり、近年の大規模な集中豪雨や地震等の発生により斜面崩壊が発生するケースが増えてきている。これらの坑口崩壊事例は、想定外のまれなケースとも考えられているが、今後、集中豪雨や地震の激甚化に伴い、坑口部斜面の緩みや劣化が予想以上の豪雨や地震により新たな崩壊リスクになりうる可能性がある。

トンネルは市民生活の基盤インフラであるため、坑口崩壊リスクの増大は、発生時の人身災害のほかに、交通網の遮断という長期にわたる大きな経済的損失が発生するという社会への影響が生じる。

したがって、トンネル坑口斜面に注目した崩壊リスクの評価と、合理的な対策方法の検討を行うことは、災害対策や長期の維持管理面の面で、これまで以上に大きな意味をもつことになる。すなわち、トンネル坑口部斜面の崩壊原因の解明や合理的な対策方法の検討ができれば、トンネルが災害時にも道路・鉄道等のライフラインとしての機能を維持することが期待でき、また、今後、トンネルを長期にわたり維持管理していく場合でも、工学上の意義は大きい。

さらに、深層崩壊といった大規模な地すべり崩壊に対しては、別途、地すべり抑止工等の大規模な対策が必要であるが、表層崩壊等に対しては、見直しや追加の対策工を施す場合にもそれほど規模の大きな対策でなくても対処できるため、多くのトンネルの維持管理に有益な成果になると考えられる。

そこで、本章では第3章で有効性を検証した SPH 法を用いて、トンネル坑口部における長期的観点での安定性の評価、豪雨や地震時の不安定化する現象を把握し、対策法について検討する。

本章では、既存のすべり面に対するトンネルの影響（近接してトンネルが建設される時の影響）の評価（4.2 節）、完成後の坑口斜面が地震時に受ける影響と崩壊メカニズムの実験的検討（4.3 節）、ならびに坑口斜面の地震時の挙動および補強対策工の効果に関する解析的検討（4.4 節）を行った。なお、豪雨時の崩壊リスクに関しては第5章での設計フローでの検討で考え方を述べる。

本章での検討フローを図 4.1.1 に示す。

検討手順の概要を以下に述べる。

まず、4.2 節では、トンネル掘削により生じる緩み領域によって、建設中のトンネル坑口部の斜面ではトンネル建設がすべり面のせん断抵抗力低下を招いて地すべり等のトラブルを引き起こす要因になることを既存の研究成果から整理した。また、この緩み領域があることやトンネル背面空洞によって完成後に豪雨や地震時に斜面の崩壊の素因になる可能性があること、また長期的に雨水の侵入等により地盤劣化を生じることに着目して、トンネル掘削による緩み領域内の物性値を低減することの必要性に関して考察を加えた。

つぎに、4.3 節では、地震時の斜面崩壊の現象を再現することを目的として、小型土槽を用いた模型実験を行って、地震時の外力を受けた時のトンネル坑口斜面の崩壊形態の把握と崩壊メカニズムの検討を行った。模型実験は、土槽用の鋼製枠の底面に半割りにした塩ビ製パイプでトンネル掘削を模擬するための半円筒形の殻をあらかじめ設置した後、盛土をして土槽を作成した。つぎに、この半円筒形の殻を引き抜いてトンネル掘削による緩みを模擬し、トンネル掘削時の斜面に生じる緩み領域の発生状態を再現した。さらに、この土槽を載せた振動台を加振することにより、掘削時の緩みを受けた斜面の地震時の崩壊メカニズムの検討を行った。また、盛土斜面表面に補強工を設置した状態で同様の振動実験を行い、補強工がある時の崩壊挙動を把握し、補強工がない時の崩壊形態と比較することにより、補強工の効果を確認した。

さらに、4.4 節では、2次元の SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics) 法解析プログラムを用いて地震応答解析を行って、4.3 節の実験での斜面崩壊の再現を試みた。SPH 法解析では、第3章で用いたものと同様の SPH 法パラメータを用い、構造条件、地盤条件は、実験土槽の形状、および使用したまさ土の物性値を使用した。ここでは、まず、補強工がない場合の解析結果について、実験結果と比較することにより、その再現性と崩壊メカニズムについて考察した。また、補強工を設置した解析モデルにおいて

は、実験での補強土工法をモデル化した短い補強工のケースに加えて、すべり面を横切るような長い補強工を設置したケースの解析も行い、その結果についても考察した。これは大規模な地震によりトンネル坑口斜面全体が崩壊するような場合を想定し、その有効な対策工をも探るために行ったものである。

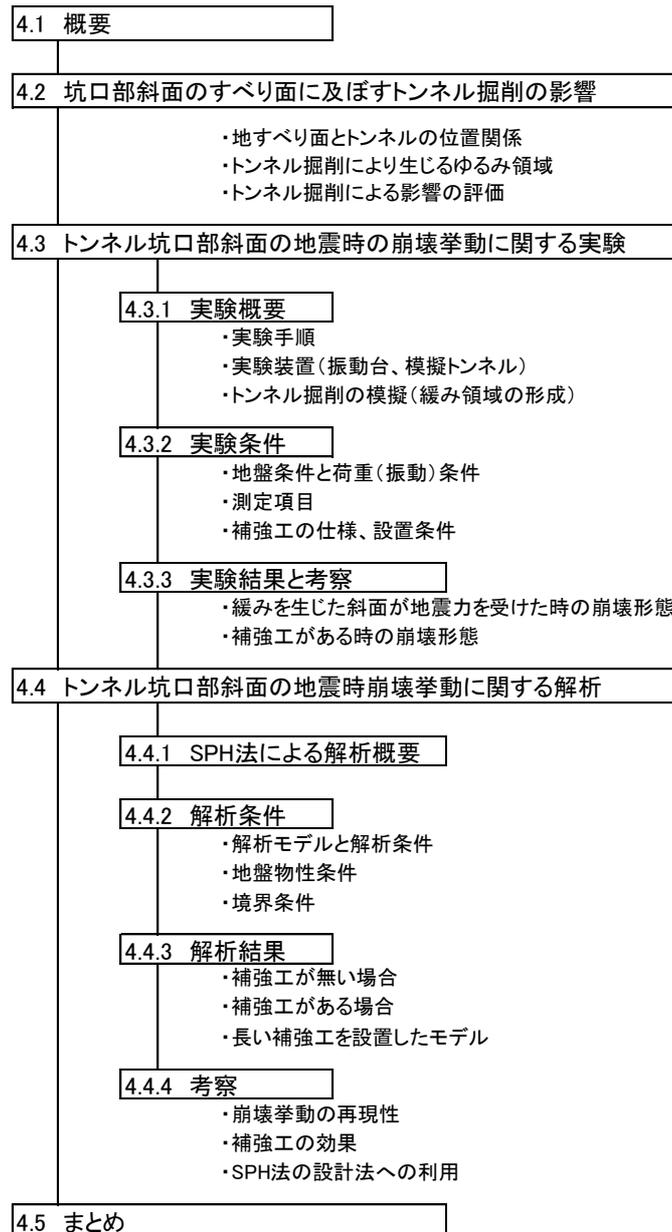


図 4.1.1 第4章の検討フロー

なお、長期の劣化メカニズムについては本論文の対象外であるが、近年の短時間での激しい降雨や頻発する直下型地震により劣化も進行し、トンネル坑口部の崩壊リスクが他の自然斜面や切土斜面と同様に高まっていることは明らかである。事前にこれらの崩壊リスクを予測して、緩みを抑制する補強を行っておくことは、長期的な維持管理を考える上で、非常に重要である。

以上のような手順で行うことにより、実験では地震時のトンネル坑口部斜面は震度 5 強相当 (300~400gal) の揺れまでは比較的短い補強工による対策工で有効であることを明らかにすることができたが、震度 6 弱相当 (600gal) の揺れに対しては短い補強工では対応できないことが明らかになった。しかし、さらに長い補強工による対策工では震度 6 弱相当の揺れに対しても有効であることを SPH 法解析により明らかにした。

なお、上記の震度の想定については、図 4.1.2 をもとにした。図 4.1.2 は、周期および加速度と震度 (理論値) の関係を示したものであり、均一な周期の振動が数秒間継続した場合の値を示す。実験における振動台の周波数は定常的に 5Hz であったため、周期が 0.2 秒となる。これをもとに、図中の赤枠で示した範囲より、上記の震度を想定した。

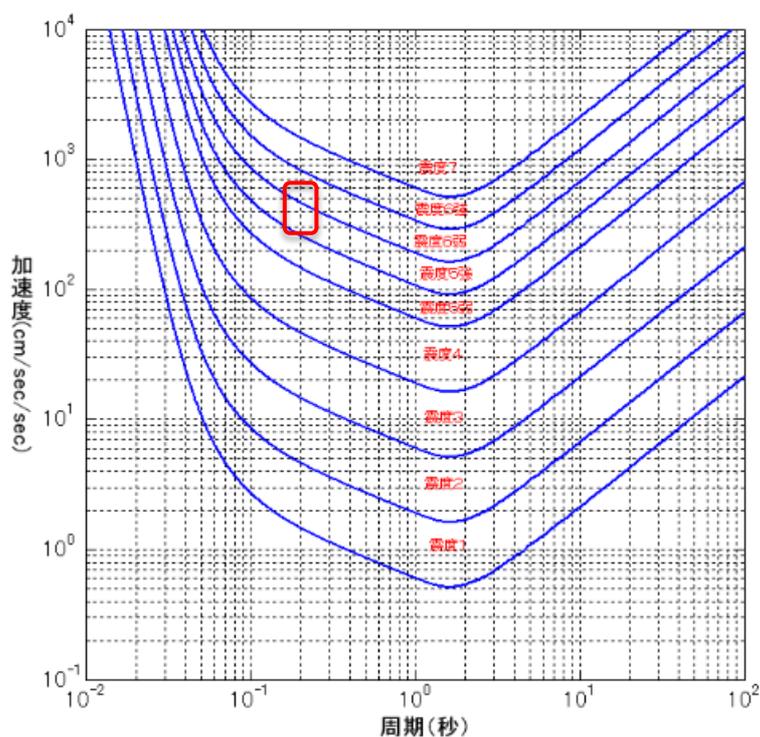


図 4.1.2 周期及び加速度と震度の関係 (文献 4)に加筆)

4.2 坑口部斜面等のすべり面に及ぼすトンネル掘削による影響

4.2.1 地すべりとトンネルの位置関係とトンネルの影響

(1) 地すべりとトンネルの位置関係

本項では、トンネルの施工時におけるトンネル坑口斜面への影響について考察を加える。

トンネル掘削によるトンネル坑口部周辺での地すべりの発生は、トンネル掘削のための斜面の切り取り等による形状変化のほか、トンネル掘削周辺地盤の緩み領域の発生に伴うすべり面のせん断強度の低下がその原因の一つと考えられている⁵⁾。

図 4.2.1 に、トンネル坑口部におけるすべり面とトンネルとの位置関係を示す。

図中の I は、トンネルが地すべり地内にある場合で、トンネルが直接地すべり面を通過し大きな影響を及ぼす。また完成後には、トンネル構造物が地すべりの滑動力を抑制する構造物になるが、その反面、トンネルは地すべりによる滑動に伴う作用を外力として受ける。

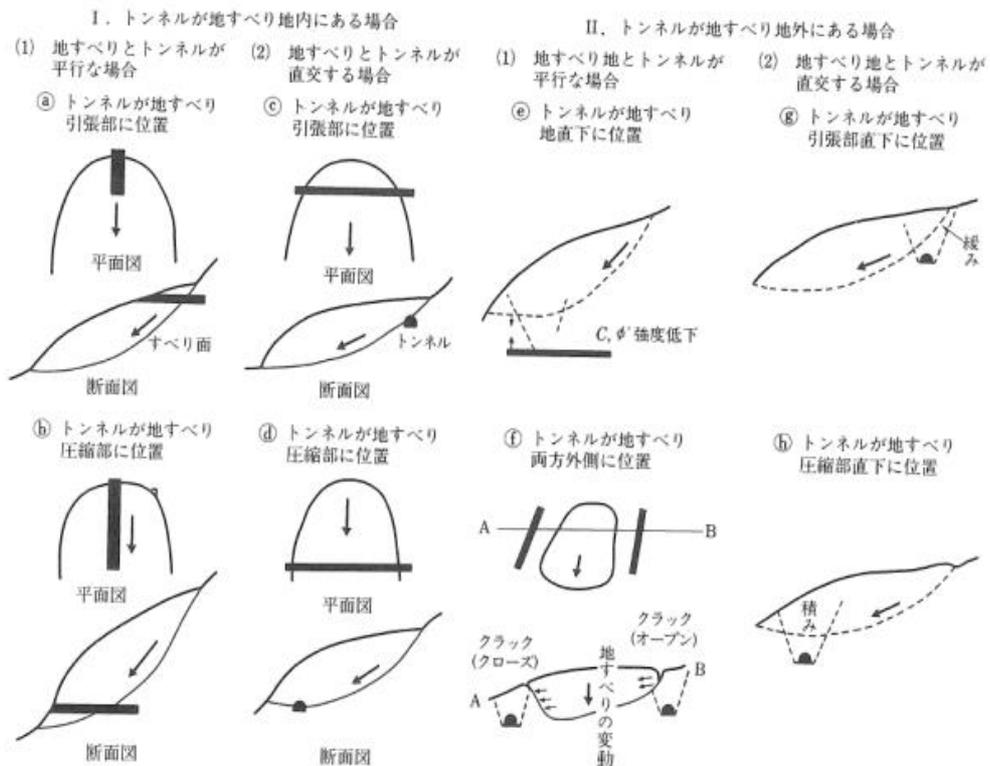


図 4.2.1 地すべりとトンネルの位置関係⁵⁾

一方、図中のⅡは、トンネルが地すべり地外にある場合の位置関係を示す。この場合には、トンネル掘削により生じる緩みがすべり面のせん断抵抗力 (c, ϕ) の低下を生じ、すべりを誘発することが想定される。本章では、Ⅱのケースを対象とする。

(2) 掘削による緩みの影響

上記のように、トンネル坑口部周辺での地すべりの発生の一因として、図 4.2.2 で示すように、トンネル掘削時にトンネル周辺に生じる緩み領域をすべり面が横切る場合に緩み領域内に含まれる地盤の強度 (c, ϕ) が低下し、すべりに対する抵抗力が低減することがあげられる。

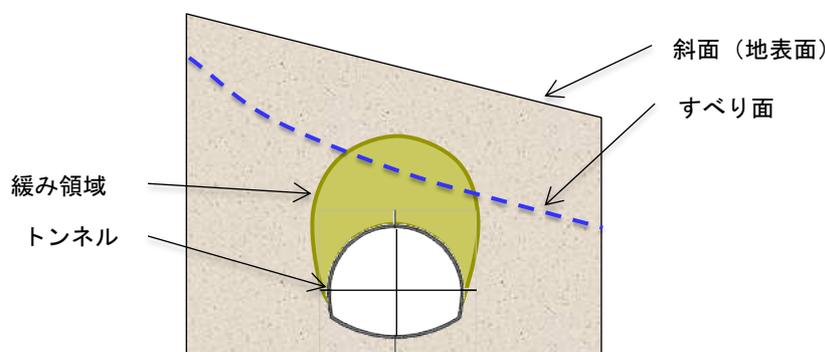


図 4.2.2 緩み領域とすべり面

緩み領域は、掘削の影響を受けて地山の力学的特性が掘削前の特性から変化する領域として定義されており、緩みの発生には以下の 2 つの機構があるとされる⁵⁾。

- ・トンネル天端付近の地山が重力によって緩み、崩落するもの
- ・トンネル周辺の塑性化により発生するもの

以下に、各々について説明する。

a) トンネル天端付近の地山が重力により緩み、崩落するもの

図 4.2.3 に、トンネル天端付近の地山が重力により緩み、崩落する場合の緩み領域の概念図を示す。

割れ目の発達した岩盤や未固結の土砂地山で、土被りの小さいトンネルにおいては、水平方向の応力が鉛直方向の応力に比べて小さいこと等から、アーチアクションが十分に作用せず、トンネル天端付近には引張応力が発生する。これにより岩盤では割れ目の開口が拡大し、土砂地山では土粒子間の付着力が減少して、緩みが生じる。図中に示す H_p が緩み高さである。

緩み高さとしては、図 4.2.4 に示す Terzaghi の緩み土圧⁸⁾に関する考え方が有名であるが、他に Kommerell の理論⁹⁾等、種々の研究がある。これらの研究、および計測結果から評価した事例をもとに想定されたトンネル掘削によって生じる緩み高さは、地質条件やトンネル補助工法によって異なるものの、 $0.5 \sim 1.0D$ (D : トンネル掘削幅) 程度である⁶⁾。

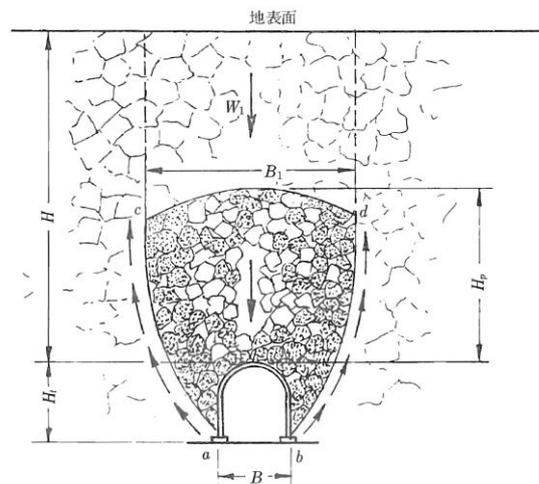
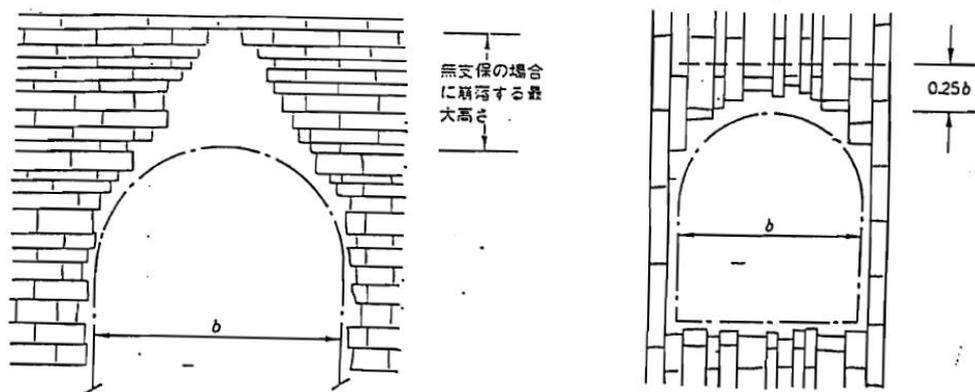


図 4.2.3 重力による緩み領域の概念図⁷⁾



(a) 水平な層の場合

(b) 鉛直な層の場合

図 4.2.4 Terzaghi による緩み領域⁸⁾

b) トンネル周辺の塑性化により緩みが生じるもの

図 4.2.5 に、トンネル周辺の塑性化により生じる緩み領域の概念図を示す。

トンネル掘削時にはトンネル周辺の応力状態は、同図に示すように、初期応力状態から半径方向の応力 (σ_r) は減少し、接線方向 (周方向) の応力 (σ_θ) は増加する。一般には、トンネルの支保工等による反力として作用する坑壁の内圧は小さいので、半径方向の応力は (σ_r) は小さく、坑壁付近ではほぼ一軸応力状態になる。そのため、初期の三軸応力状態では弾性体であったものが、一軸状態では主応力差が大きくなって塑性化しやすくなる。

そのため、地盤の強度が小さい場合には、図に示すように、トンネル周辺の地盤には塑性領域が生じるが、これが緩み領域に相当する。塑性領域では塑性流動に伴って地盤がトンネル半径方向に向かって変位し、トンネル天端部では天端沈下として表れる。それと同時に塑性領域内では、地盤の強度 (c, ϕ) が初期強度から残留強度に減少するなど応力的な変化も生じる。

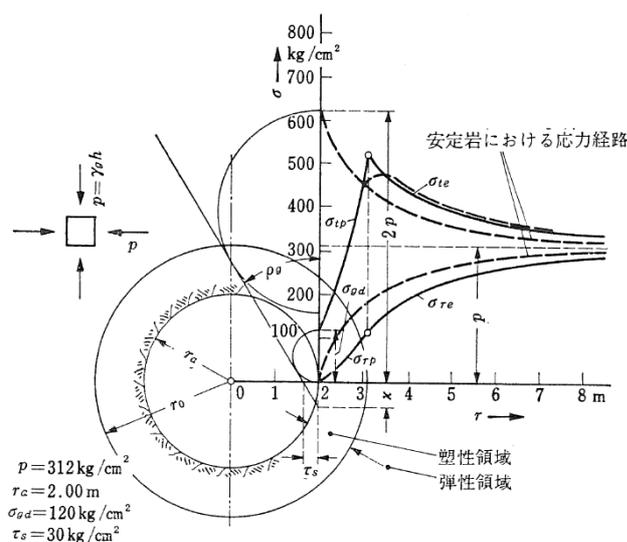


図 4.2.5 空洞周辺の応力状態と塑性領域⁹⁾

(2) 掘削による応力再配分の影響

掘削時の応力変化の影響として、トンネル掘削時の応力再配分の影響によりすべり面の法線方向応力減少がすべり線の抵抗力に与える影響があげられる。

トンネル掘削によりトンネル周辺の応力は再配分される。応力の再配分は、掘削前には地山の初期応力状態（一次応力状態）からトンネル掘削後にはトンネル半径方向の応力が減少し、トンネル掘削面に沿ったトンネル周方向の応力が卓越する二次応力状態に移行する。これを応力再配分と称し、応力状態が変化する不安定な過程である。この応力再配分により、掘削面に沿ったトンネル周辺方向の応力は増加し、半径方向の応力は減少するため、すべり線とトンネルとの位置関係により、すべり線上の応力も変化する。

図 4.2.6 では、すべり線の法線方向応力は図中 A の位置では、半径方向応力と同じ方向となり、応力が減少するためすべり抵抗力が減少する。このことによりすべりを誘発する可能性がある。

これに関しては、実施工報告において、計測事例も報告されており¹¹⁾、半径方向の応力減少による $2D$ までが影響を受けている。

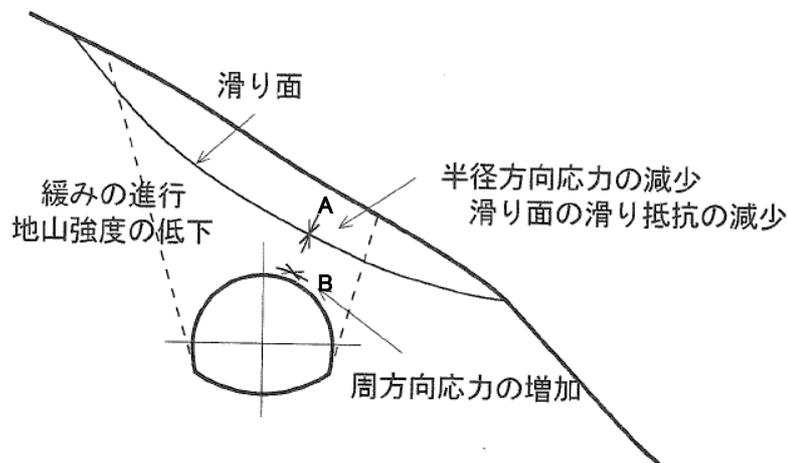


図 4.2.6 トンネルが斜面に与える影響 (文献¹⁰⁾に加筆)

4.2.2 本研究での掘削による影響の評価

以上のように、土被りが小さく地山強度が小さいトンネルの周辺部では緩み領域の発生が顕著に表れる。したがって、トンネル坑口部では緩みの影響が大きく、斜面中のすべり線に及ぼす影響も大きいため、建設中だけでなくトンネル完成後についても緩みの領域を考慮した安定性の評価が重要となる。

建設中（トンネル施工時）においては、トンネル掘削断面が地すべり面下にある場合には、トンネル掘削による緩みの影響を考慮した安定解析が用いられることが多い。

本研究では、4.3 節で示すように、トンネル掘削を模擬した実験（写真 4.2.1）にて、緩み高さ（ H_p ）は $H_p=1.0\sim 1.5D$ （ D :トンネル径）であることを実証した。なお、写真 4.2.1 は、半円筒形の塩ビパイプでトンネル本体を作成し、さらにトンネル本体の外側に設置していた一回り大きいサイズの半円筒形の塩ビパイプを引き抜いてトンネル掘削を模擬したものである。トンネル本体の背面と外側の塩ビパイプとの間にできた空隙が崩れてトンネルに覆いかぶさった状況を示している。トンネルからの高さ H_p までは土が崩れているが、それ以上の高さにある土は、崩れずに自立している。そのため、この境界が土の自立高さの限界となり、 H_p をトンネル掘削時の緩み高さとすることができる。露出した斜面上では緩み高さが目視にて確認できるが、斜面の内部の状況は目視では確認できない。しかし斜面内部でも同様な現象が生じていると想定できる。

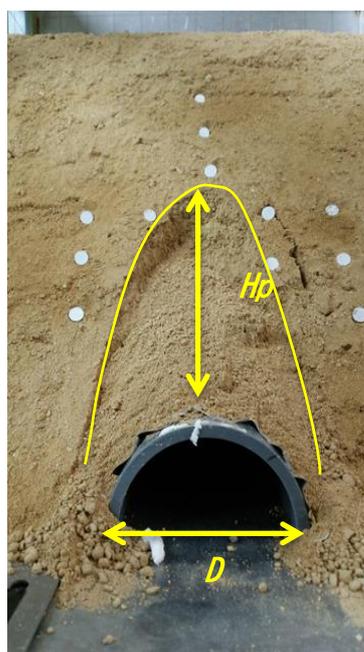


写真 4.2.1 トンネル掘削を模擬した実験での緩み領域

ところで、施工中のトンネル切羽の崩壊形態は、亀裂発達や不連続面での剥離・剥落、層すべり、粘着力のない地山の流砂・土砂流出、大きな土圧による崩壊等に大別できる。このうち、土被りが小さい坑口部付近の斜面においては、地山条件が脆弱な崖錐堆積物や粘着力のない砂層や礫混じり土砂等が崩壊するケースが多い。この脆弱な部分が、施工による緩みにより、さらに崩壊するリスクが高まることになり、供用開始後の坑口斜面の維持管理の際の対策工の施工・管理が重要となってくる。

トンネル坑口部をはじめとする斜面の安定性の評価については、従来から多くの研究がなされている^{12)~15)}。坑口部の斜面の安定性については、斜面の切り取り時ならびに建設時の緩みの影響を考慮された設計はなされているが、トンネル坑口部での長期的な緩みや地震、豪雨などによる崩壊リスクについては、一般斜面と同程度とみなされており、トンネル施工時の坑口斜面の緩みが崩壊リスクを高めることに関する研究は見当たらない。

しかし、写真 4.2.1 に示す通り、実験ではトンネル坑口上部の緩みに沿った崩壊が生じていることからわかるように、一般斜面よりも崩壊リスクは高いと言える。トンネル坑口斜面では、当然、補強対策も行われることが多いが、繰り返し述べているように激甚化する地震や豪雨に対して、その崩壊メカニズムを解明し、補強工法の選定の考え方を整理しておくことが重要な課題でもある。

そこで、本章では、トンネル坑口部斜面を対象とした進行性崩壊機構を検討する手法としても SPH 法を用いることとした。それは、SPH 法では、FEM 等の連続体解析と同じ地盤物性値を入力物性値として用いることができ、水との相互作用の再現や地震応答解析も可能であるためである。また、第 3 章での施工時の切羽の安定性評価に SPH 法を用いており、統一的な手法でトンネル施工時と維持管理時の対策工法の検討を行うための手法確立の試みという意味もある。

すなわち、SPH 法は大きく変動した斜面の評価も可能であるため、将来は、緩みの大きい、あるいは一旦崩壊した斜面の復旧対策の検討手法として SPH 法を利用することも期待できる。このことは、既存の FEM 法と併用することで、幅広い斜面崩壊現象の対策工法選定が可能になるが、これまでは SPH 法によるトンネル坑口部斜面の評価が行われてこなかったため、まずは SPH 法による適用性を確認し、対策工選定に利用するための道筋を見いだすことが本論文の目的でもある。

以上より、SPH 法を用いて本章の検討を行った。

4.3 トンネル坑口斜面の地震時の崩壊挙動に関する実験

本節では、トンネル坑口斜面の地震時の崩壊挙動について、振動台上に設置した土槽を用いた模型実験を行い、加振時における地盤の挙動、および補強工を設置した時の挙動について検討した。

4.3.1 実験概要

(1) 実験の手順

実験の手順は、次の通りである。

- 1) 振動台上に設置した鋼製の土槽用枠の底面に、半円筒形の塩ビ製パイプを 2 重に設置する。内側はトンネル本体用、外側はトンネル掘削を模擬するための掘削面（トンネル背面の空間）を保持するための殻（以下、外側シェルと称す）である。
- 2) まさ土を用いて盛土を行い土槽を作成し、トンネル坑口斜面を形成する。
- 3) 2 重の半円筒形パイプのうち、外側シェルをトンネル軸方向に引き抜いて、トンネル掘削を模擬する。
- 4) 振動台を加振する。加振のレベルは斜面が崩壊するまで段階的に上げていく。
- 5) 斜面に補強工を設置した条件で同様の盛土～外側シェル引抜き～加振を行う。

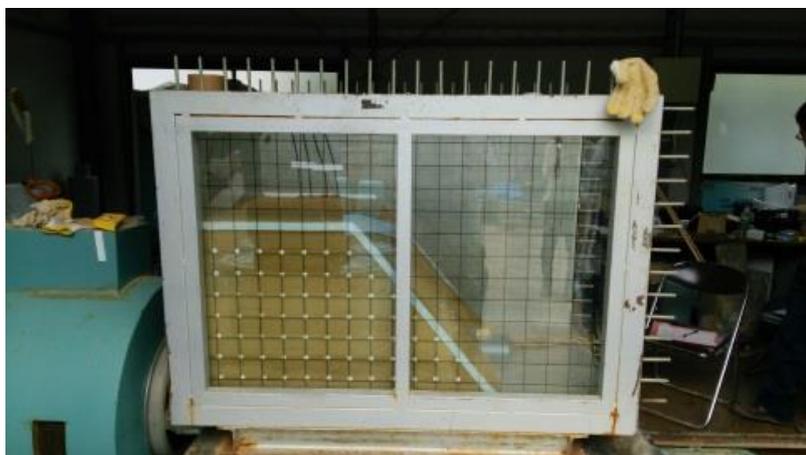
(2) 実験装置

実験用の斜面は振動台上の土槽枠内に盛土して形成した。表 4.3.1 に土槽の鋼製枠と盛土形状の寸法、写真 4.3.1 に振動台と土槽の概観をそれぞれ示す。土槽は幅 60cm、長さ 100cm、高さ 70cm の鋼製枠で形成され、片側の側面がガラス板となっている。土槽内に形成した盛土の寸法は、幅 60cm、高さが 40cm で、長さは底面が 70cm、頂面（上面）が 36.4cm、斜面の傾斜角度が 50°であった。

また、底面には写真 4.3.2 に示すトンネルを設置した。写真中の A は、外径 114mm、内径 100mm、厚さ 7mm の半円筒形塩ビパイプで、トンネル本体をモデル化した。また、写真中の B はトンネル本体の外側に設置したひと回りサイズの大きい外径 140mm の半円筒形塩ビパイプで、外側シェルとして設置した。この外側シェルは盛土形成後に引き抜くことによって、周囲の土が崩れて内側のトンネル本体の外縁に覆いかぶさる。これをトンネル掘削時に生じる緩み現象とした。

表 4.3.1 土槽の寸法

	鋼製枠	盛土形状 (斜面)
幅	60cm	60cm
高さ	70cm	40cm
長さ	100cm	70cm (底面) 36.4cm (上面)
傾斜角	—	50°



(a) 側面



(b) 正面

写真 4.3.1 振動台と土槽

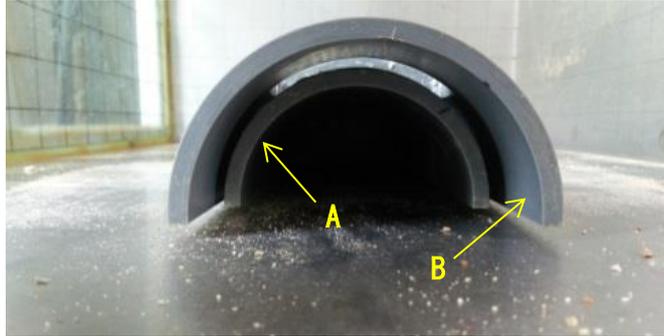


写真 4.3.2 トンネル (A) と外側シェル (B)

4.3.2 実験条件

(1) 地盤条件

a) 使用する地盤材料

土槽に盛土する地盤材料としては、信楽産のまさ土を使用した。図 4.3.1 に、まさ土の粒度を示す。

盛土は図 4.3.2 に示すように、あらかじめ計算された量の土を 5cm ずつ盛り、所定の高さまで締め固めて密度管理を行った。8 層までこれを繰り返したのち、木枠を取り除いて斜面を整形した。

本試験に先立ち、土の含水比 (w) を決定するために、含水比を数種類変えて予備実験を行った。表 4.3.2 に、試験条件およびトンネル掘削を模擬した外側シェル引抜き後のトンネル周辺部の緩み状況を示す。

$w = 5\%$ では外側シェルを引き抜いても外周に沿った土が崩れることなく空間が保持された。この場合にもわずかな変位により緩みが生じていると考えられるが、緩み領域の範囲を目視で確認することはできなかったため自立状態と考え、含水比が高すぎると判断した。一方、 $w = 3\%$ では外側シェルを引き抜くと同時に壁面は崩れたが斜面自体も表層の砂がすべり落ちる（転がり落ちる）などの動きがあったため、斜面自体の自立性が乏しく振動を加えると即座に崩壊することが予想された。このため含水比が小さ過ぎると判断した。

したがって、本実験で設定する含水比条件は、両者の中間をとり、 $w = 4\%$ とした。

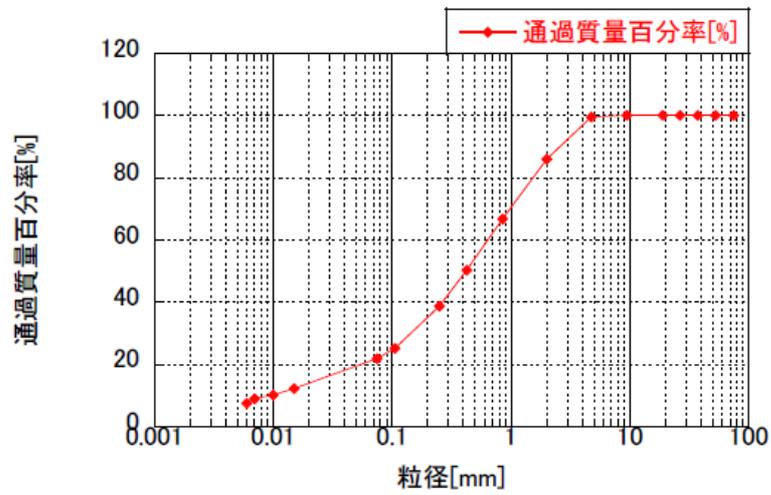


図 4.3.1 実験に使用したまさ土の粒度



図 4.3.2 盛土形成の手順

表 4.3.2 予備実験の実験条件と結果（外側シェル引抜き後の状況）

含水比	w=3%	w=5%
外側シェル引抜き後の状況		

(2) 測定項目

測定は、振動台および地盤中に設置した加速度計、および斜面と頂面の変位を測定した。図 4.3.3 に、加速度計とレーザー変位計の設置位置図を示す。変位は、頂面では鉛直変位のみであるが、斜面ではほぼ同じ位置の水平変位と鉛直変位を測定できるように設置位置を調整した。図 4.3.4 に加振した加速度波形の 1 例を示す。

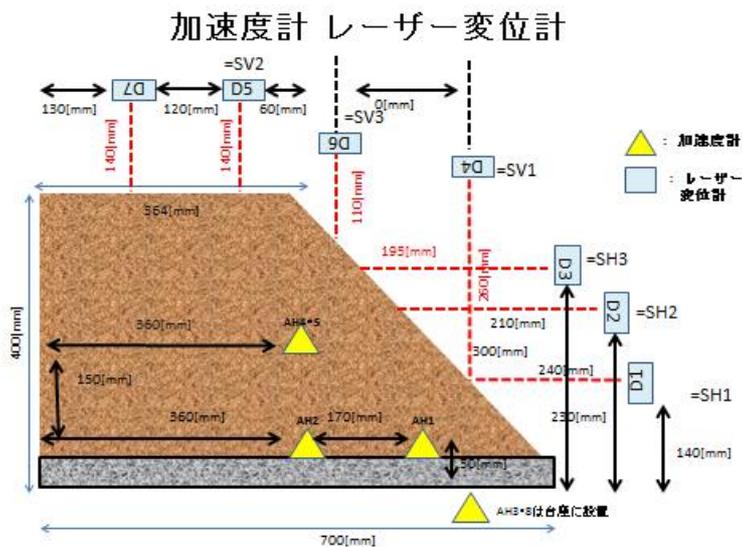


図 4.3.3 レーザー変位計の配置

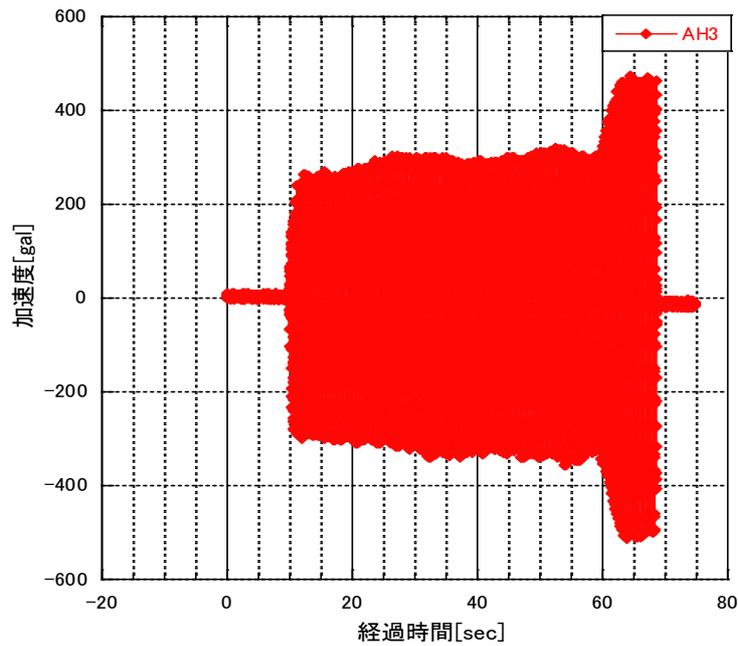


図 4.3.4 加速度波形

(3) 実験ケース

実験ケースを表 4.3.3 に示す。

実験は、補強工がない場合、および補強工がある場合（2 ケース）の合計 3 ケースの実験を行った。

表 4.3.3 実験ケース

	補強工の有無	補強材の長さ	設置間隔
Case-1	補強工なし	—	—
Case-2	補強工あり	32mm	25mm（幅方向間隔）× 26mm（斜面に沿った間隔）
Case-3		50mm	

(立面図)

(側面図) (Case-3)

4.3.3 実験結果

(1) 補強工がない場合

a) 加振状況

振動載荷は斜面が崩壊するまで行った。まず、加速度約 300gal を与えたが、後述するように一部の表面砂がさらさらと流下する以外は、すべりや崩壊の兆候は見られなかったため、この加速度で 60 秒間継続した。そののち、加速度を 500gal まで上げたが、その段階で斜面は大きく崩壊し、5 秒後に振動台の加振を停止した。振動台に設置した加速度計の波形は、図 4.3.4 に示したとおりであった。

b) 加速度 300gal での斜面表面の挙動（振動載荷直後の挙動）

図 4.3.5 に、振動載荷開始直後の動画（静止画像）を示す。図の(a)は、振動載荷開始 1 秒後の状況を示す。この実験ケースでは、外側シェルを引き抜いた後に形成された緩み領域（図中の黄色線 E が緩み高さ位置を示す）が坑口直近では斜面の表面まで達して陥没したが、その状態のまま振動載荷した。そのため、斜面の一部は振動載荷前より滑落崖のような崩壊形状を示していた。なお、図中の赤丸印はレーザー変位計の測定点（DV1, DH1）を示す。図の(b)は 12 秒後の状態を示す。図(b)では、斜面の陥没域（図中黄色線 F）が図(a)に比べて斜面上方に上がっていた。これに伴い、(DV1, DH1) はそれぞれ変化しており（一旦陥没したのち堆積により上昇）、これが後述のレーザー変位計の経時変化に表れている。

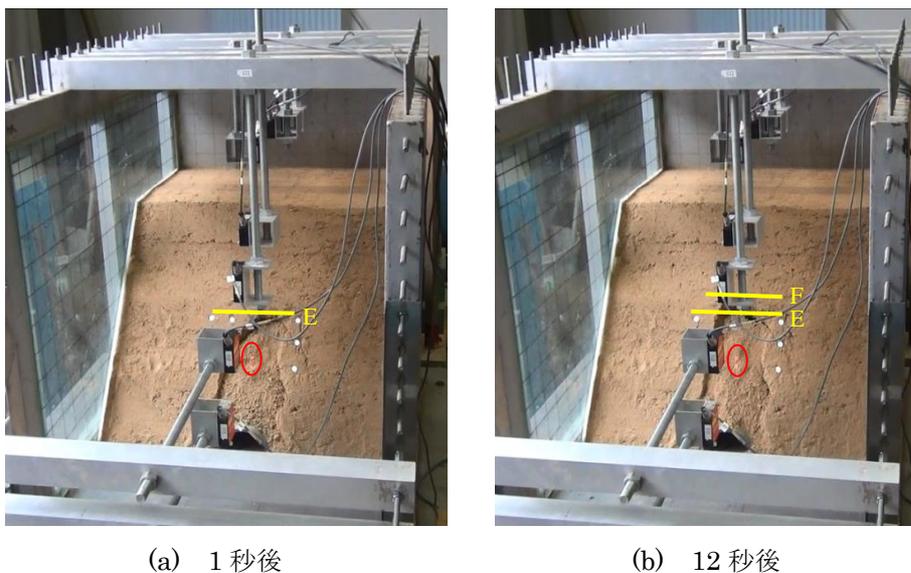


図 4.3.5 振動載荷直後の挙動（加速度 300gal）

c) 加速度 500gal での斜面表面の挙動 (加速度上昇前後の挙動)

図 4.3.6 に、加速度を 500gal に上げた時の崩壊形態を示す。

図 4.3.6 (a) は 500gal に上げる直前の状態を示す。300gal での約 50 秒の加振で斜面の陥没高さは図 4.3.5(b) 中の F に比べて上方に拡がっていた (図中 F') が、それ以外の斜面の挙動に目立った変化はなかった。

図 4.3.6(b) は 500gal に上げた直後を示す。トンネルの直上部の法肩から斜面中腹にかけて大きく変形、崩壊し始めている。頂面 (水平面) にはクラックが全幅にわたって入った。図 4.3.6(c) では頂面のクラックは完全に全幅にわたって入っており、法肩からの崩壊も全幅で始まった。そのため、図 4.3.6 (b) で 2 列あったクラックのうちの法肩側のクラックは崩壊して見えなくなった。斜面の中央部ではトンネル直上部の崩壊が両側よりも先行して崩壊し始めており、法尻部ではトンネル直上から崩壊した土が左右に山形に移動、堆積した。向かって左側のガラス面付近では、この土の流動の影響により先に法尻に崩壊土砂が堆積し、この後、端部 (ガラス面に沿った) 斜面上方からの崩壊土砂が順に堆積した。さらにこの後、崩壊はほぼ全幅に同じように生じ、最終的な崩壊土砂の移動量 (土砂到達距離) は、法尻 (当初位置) より 27cm であった。



(a) 50 秒後(上昇前)

(b) 57 秒後

(c) 58 秒後

図 4.3.6 加速度上昇前後の挙動 (加速度 500gal)

d) 崩壊形態

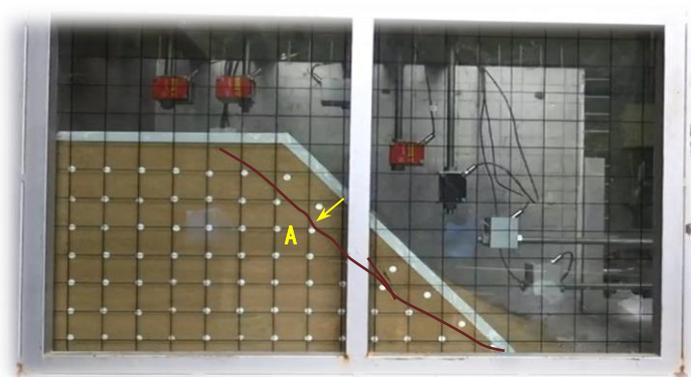
図 4.3.7 に、振動載荷試験後の崩壊形状を示す。図の(a)および(b)は、加振停止後の最終形状のそれぞれ正面、側面である。表層崩壊を起こし、上面及び法肩が沈下し、崩壊土は約 30° の傾斜角で堆積し先端は 27cm 先まで移動した。

図 4.3.7(c)は、崩壊開始後としてすべり線が発生しそれにそって崩壊が始まった時点の状態である。図には、すべり線を実線で記入した。法肩から（亀裂が入った）すべり線に沿って斜面にほぼ平行に土塊が移動し始め、法尻まで達するようすべり線（移動土塊と不動層との境界線）に沿って移動し、同時に法肩から表層を伝わって法尻前方に（斜面の表面を覆うように）土砂が移動し堆積した。すべり線の深さは図中の A 点で約 70mm であった。



(a) 崩壊後の形状（正面）

(b) 崩壊後の形状（側面）



(c) 崩壊開始直後のすべり線発生状況

図 4.3.7 崩壊後の形状とすべり線の形成

図 4.3.8 に崩壊状況の経過を示す。図は、崩壊のきっかけとして法肩にクラックが入ったのち、すべり線へと進展してすべりが発生し、加振停止までに崩壊した土砂の移動状況を模式図で示したものである。

崩壊過程は、以下のとおりであった。

- ① まず最初に、法肩にクラックが入り斜面下方に向かってすべり線(図中 A)が入り出した(図 4.3.8 (a))。

- ② つぎに、すべり線がほぼ斜面に平行に進展し(図中 A')すると同時に、斜面の中ほどからさらに表層部にすべり線(図中 B)が入り、図中 B'に繋がるようなすべり線に沿って表層土砂が移動し堆積(図中 D)した(図 4.3.8 (b))。
- ③ さらに、斜面に平行に形成されたすべり線(A'')に沿って法肩から表層すべり崩壊が発生し、法肩は沈下した(図 4.3.8 (c))。
- ④ 最終的には、斜面に平行な表層崩壊により、法肩は沈下し法尻では B~B'によるすべり土塊(D)に上載するような形状で移動し、堆積(D')した(図 4.3.8 (d))。

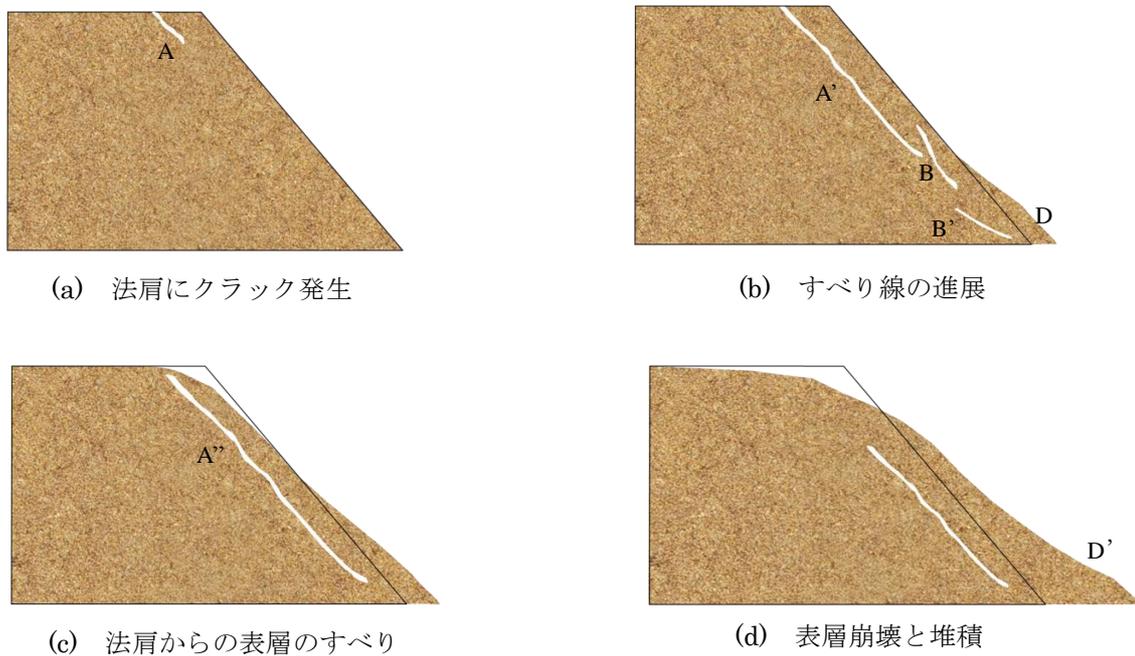
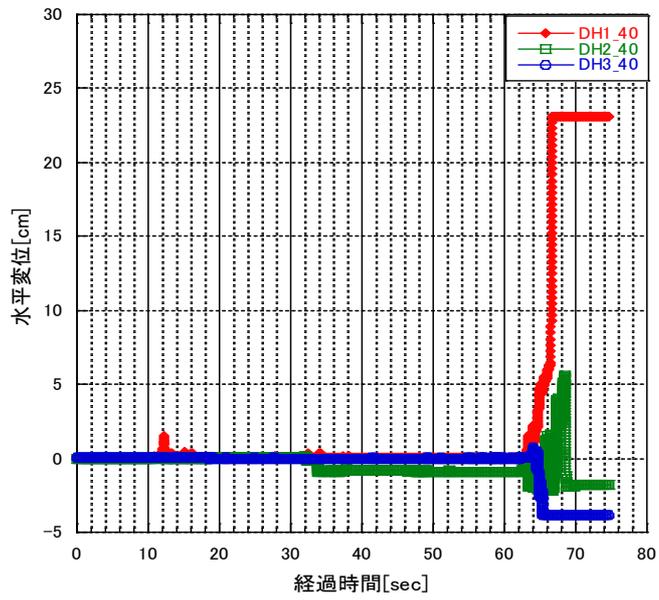


図 4.3.8 崩壊形態の模式図

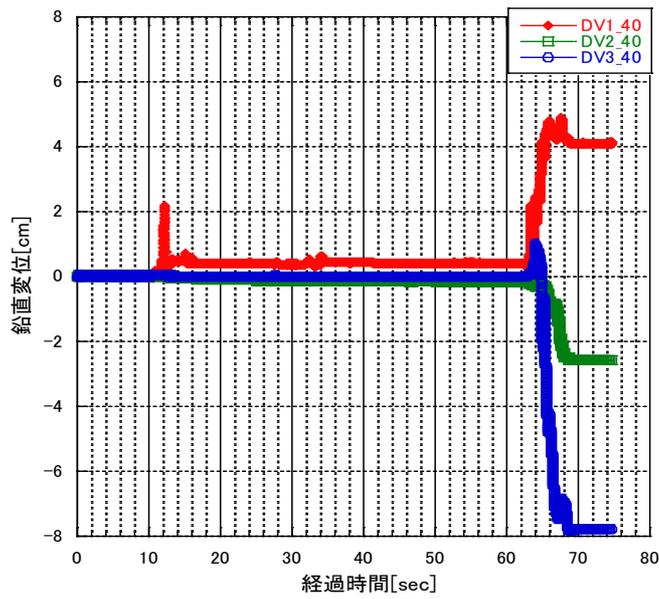
e) 変位

図 4.3.9 に、レーザー変位計で測定した斜面表面の測定点での水平変位および鉛直変位の経時変化図を示す。

図 4.3.9(a)の DH1 (水平変位), 図 4.3.9 (b)の DV1 (鉛直変位) がともに 10sec の時点で大きく変位しているが、当該測定点が緩み領域(陥没領域)内にあるため、加振初期段階で図 4.3.5(b)に示したとおり変位が大きくなったためである。その後、上方からの崩壊土砂が供給される形となり変位計の部位が埋まる状態となり変位が戻った。加速度が 500gal (60sec 以降) では、法尻近傍の側の DH1, DV1 では、ともに土が移動してきて堆積した。逆に、法肩近傍の DH3, DV3 ではともに沈下、凹んだ状態であった。



(a) 水平変位



(b) 鉛直変位

図 4.3.9 レーザー変位計による変位の経時変化

f) 崩壊挙動のまとめ

ここで、補強工がない場合の崩壊挙動について、以下のように考察した。

加速度レベル 300gal では、斜面全体では安定していたが、トンネル直上の緩み領域の一部が崩壊した。緩み領域は加振前から安定・不安定の境界付近で釣り合っていたものが新たな荷重モードが加わることにより崩れたものと考えられた。これにより、斜面の中でも脆弱な部分から崩れる始めることが確認できた。

加速度レベルを 500gal に上げた時には、法肩のごく近傍（レーザー変位計 DH3 の設置位置よりも上部）の変位が大きくなり、微細なクラックが入ってこの部分の緩みが大きくなった。この緩み領域とそれより奥側との境界部の法肩上面部に大きく引張破壊が生じ、すべり線が形成された（これが側面から観察されたすべり線に相当する）。それと同時に法肩から斜面中央部にかけても表層部の変位が大きくなり緩み領域が法肩部より下方に拡大して表層部に斜面に平行なすべり線が形成された。

このため、法肩部および斜面表層部の変位を拘束するような補強工が有効であり、崩壊を防ぐ、あるいは崩壊に至るまでの抵抗力を発揮するような対策工が効果があると考えられた。

また、上記とは別に斜面中央部では、トンネル直上の緩み領域に起因するすべり線に沿った崩壊が上記の挙動と重なって生じた。このためトンネル周辺部の緩み領域がその新たなすべりの発生源となることも確認された。

(2) 補強工がある場合

a) Case-2（補強工長さ 32mm）

補強工として、長さ $L=32\text{mm}$ 、配置 25mm （水平方向間隔） $\times 26\text{mm}$ （斜面に沿った間隔）を設置した場合の結果を示す。

図4.3.10に加速度計の波形、図4.3.11に崩壊後の形状およびすべり線の発生位置をそれぞれ示す。図4.3.10では、補強工がある場合は、200galで60秒、400galで60秒の振動载荷をしても崩壊しなかった。そのため、加速度を600galに上げたところ崩壊し、6秒後に加振停止した。図4.3.11では、崩壊過程に発生したすべり線は補強工がない場合と同様に斜面に平行なすべり線形状であったが、その深さは補強工のない場合（70mm）に比べて小さく、約50mmであった。

図 4.3.12 には、レーザー変位計による変位の経時変化図を示す。図 4.3.12(a)(b)の70sec 付近で変位が発生しているのは、補強工がない場合と同様に、トンネル直上部の緩み領域が 500gal の加速度時に先行して変位したためである。

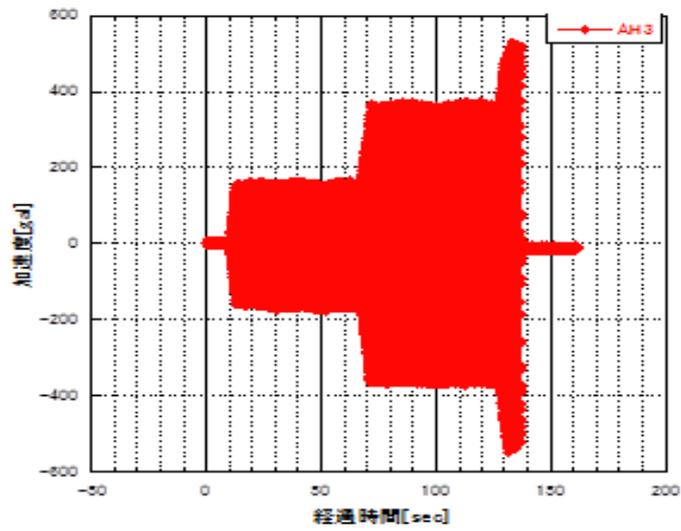
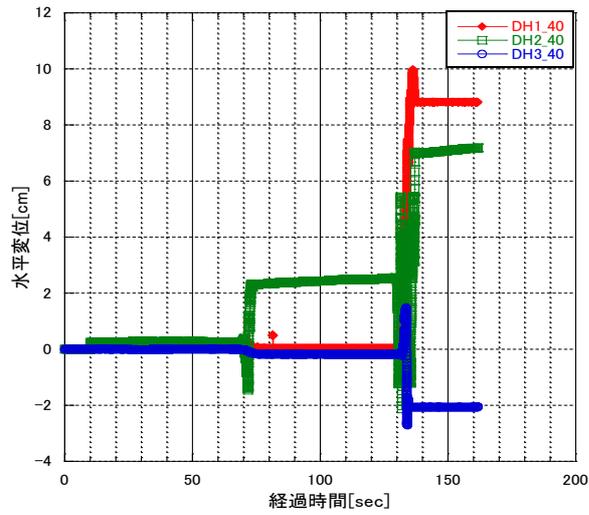


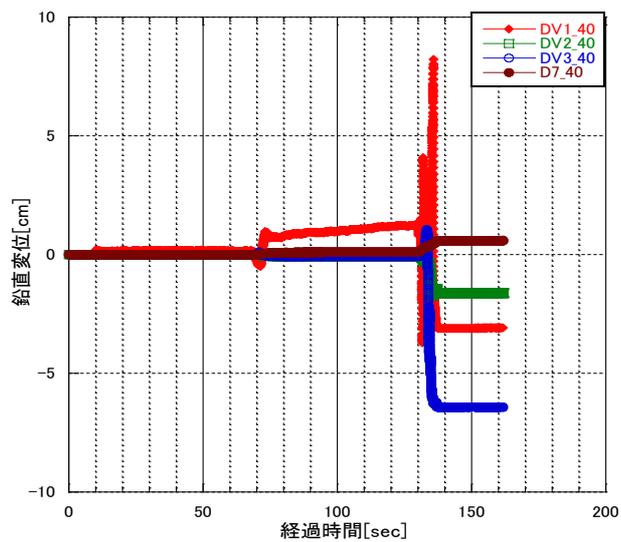
図 4.3.10 補強工があるケースでの加速度波形



図 4.3.11 補強工がある場合の崩壊形状（補強工；L=32mm）



(a) 水平変位



(b) 鉛直変位

図 4.3.12 レーザー変位計による変位の経時変化

図 4.3.13 に、崩壊過程における挙動の模式図を示す。このケースでも、補強工のない場合と、加振レベルは異なるものの、崩壊の過程はほとんど同じであった。

すなわち、崩壊過程は、

- ① 最初に、図 4.3.13 (a)のように、法肩にクラックが入り斜面下方に向かってすべり線(図中 A)が発生した。
- ② つぎに、図 4.3.13 (b)では、すべり線がほぼ斜面に平行に進展し(図中 A'), 法肩

が沈下し法尻に土砂が移動、堆積した(図中 D)。

- ③ さらに、図 4.3.13 (c)では、法肩部で沈下した土砂は、斜面上部ではすべり線に沿って滑動する挙動(“すべり”)を示すが、斜面の中腹部からは斜面下部で緩い勾配で先に堆積した土砂(図中 D)の上を流れるように移動、堆積した(図中 D')。

なお、上記の“斜面下部で緩い勾配で先に堆積した土砂(図中 D)”は、斜面に進展した A'のすべり線に沿った法肩部のすべりとほぼ同時に、斜面下部においても斜面下部内のすべり線が生じて法尻に(安定勾配に近い勾配で)堆積した土砂であると考えられる。

また、土砂 Dの上を流れるように移動、堆積した土砂 D'の一部は、無補強時と同様に、トンネル上部の斜面が先に崩壊してトンネルの両脇の左右に山形に堆積したのもも含まれている。

- ④ 最後に、図 4.3.13 (d)では、(c)からさらに法肩部での崩壊が進展し、(c)で形成された斜面(図中 D')の上に堆積するように移動した(図中 D'')。

なお、図 4.3.11 中にも示したとおり、斜面に平行なすべり線の深さは 50mm で、補強工のない場合(70mm)に比べて、浅いすべり線であった。

最終形状での土砂の到達距離は、24cm(手前側)、19cm(奥側)であった。

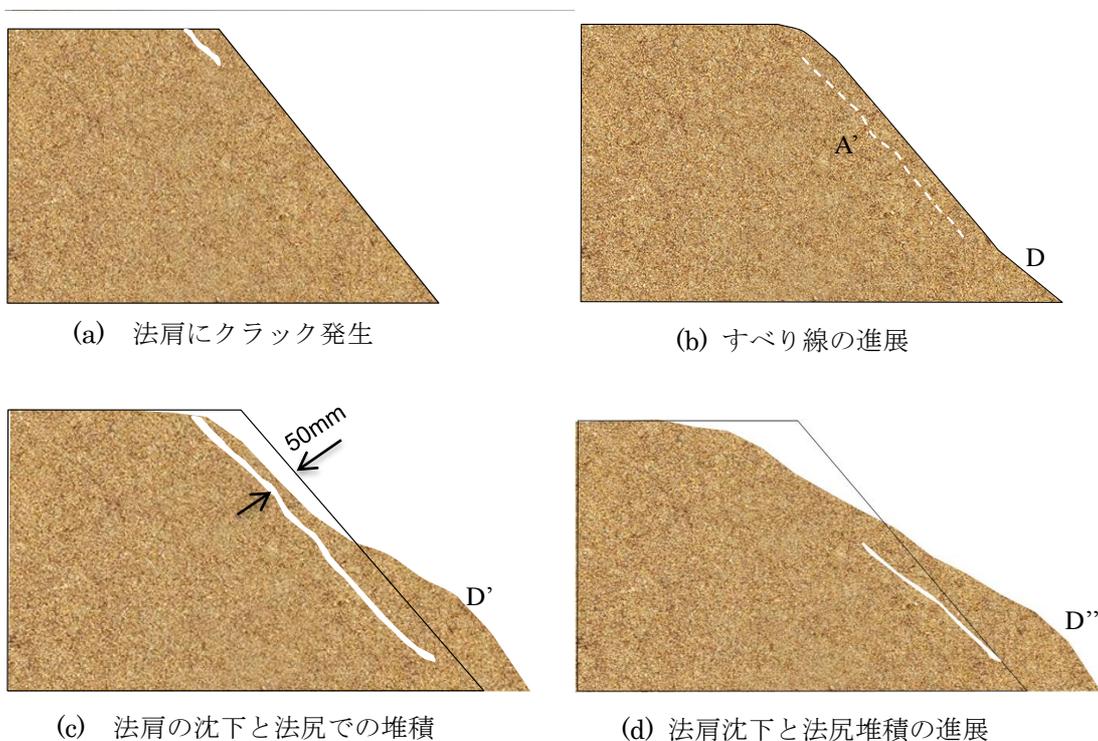


図 4.3.13 崩壊形態の模式図(補強工; L=32mm)

b) Case-3 (補強工長さ 50mm)

このケースでは、Case-2 で使用した補強材 (L=32mm) より長い補強材 (L=50mm) を使用した。

図 4.3.14, 図 4.3.15 に崩壊状況, およびその模式図をそれぞれ示す。

Case-2 と同様に、载荷加速度が 600gal で崩壊した。法肩が沈下し表層部が崩壊したが、Case-2 とは異なり、斜面中にはすべり線は形成されなかった (図 4.3.14 参照)。

斜面中にすべり線が発生しなかった理由としては、以下の 2 つのものがあげられる。

- ・ 想定されるすべり線 (無補強では 70mm, L=32mm の補強工時には 50mm) よりも長さの短い補強工でも斜面表面を一体化する効果が (いわゆる補強土としての効果) が発現し斜面の表層部分の動きが拘束されすべり線が発生しなかった。
- ・ 法尻付近で法尻から立ち上がるひずみ集中域 (せん断帯) において、補強工が補強工長以下の深さにある当該箇所のせん断帯を補強することにより上部のすべり面の発生・進展を抑え込んだ。

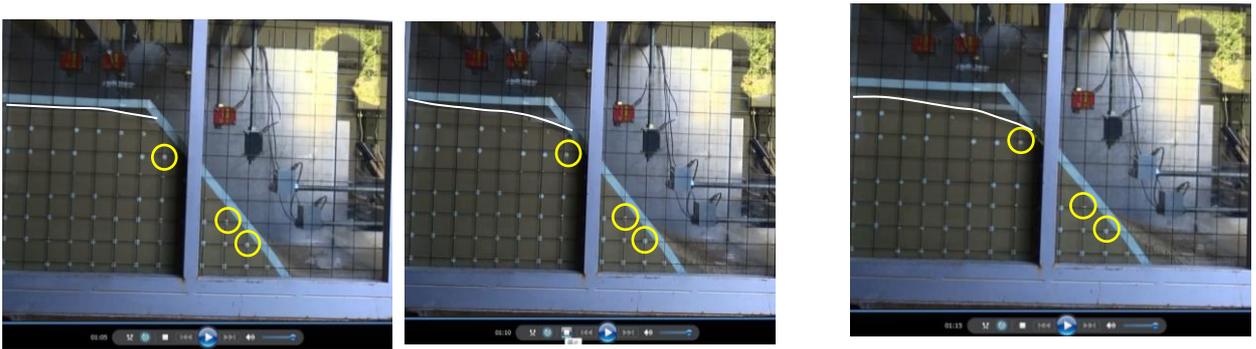
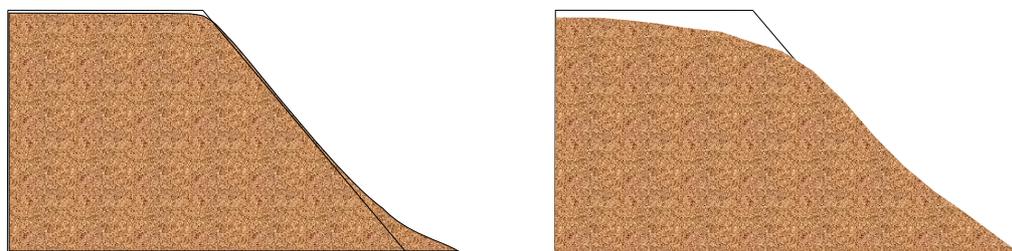


図 4.3.14 崩壊状況 (補強工 ; L=50mm)

※写真中の黄色○印のマーカは動いていない



(a) 崩壊開始直後

(b) 崩壊終了後

図 4.3.15 崩壊状況の模式図 (補強工 ; L=50mm)

※斜面中にすべり面は発生していない

図 4.3.16 に、 載荷加速度が 400gal, 600gal の時の斜面の挙動を示す。

図 4.3.16(a)より、 400gal の振動時には、 トンネル上方の緩み領域は一部が崩壊した (図中の丸印内；変位計のレーザーが照射されている箇所)。これは変位計データにも変位として表れているが、 緩み領域外のトンネル上部は補強工で補強されており、 特に緩み領域からの崩壊の進展が抑えられたため、 法肩が崩壊する際には、 トンネル直上部を除いて斜面全体がほぼ均一に形態で崩壊した。なお、 法肩部の補強材は、 図 4.3.16(b)に示すように、 周囲の土の流動により頭部が露出した (丸印で囲んだ領域)。



(a) 400gal での加振時

(b) 600gal での加振時

図 4.3.16 崩壊挙動 (補強工；L=50mm)

c) 崩壊挙動のまとめ

補強工の長さが短い場合 (無補強時のすべり線深さ 70mm に対して補強材の長さがその半分以下の 32mm の場合) は、 法肩部の変位を十分に押さえられないため、 法肩の変動が大きくなり法肩上面に引張クラックが入って、 緩み領域が形成された。これは無補強時の場合と同様の挙動であり、 斜面にほぼ平行に深さ 50mm の位置に生じたすべりせんに沿って崩壊した。すべり線の深さが 50mm と無補強時の 70mm に比べて小さかったのは、 法肩部で引張クラックの入る位置が無補強時に比べて狭い範囲に限定され、 緩み領域の境界部の深さを小さく抑えられたことが一因であると考えられる。

補強工の長さが 50mm の場合には、 表面の変位が発生しても、 法肩表面にクラックが入らず、 緩み領域が生じなかったため、 すべり線が発生しなかった。これは補強材に

より振動時に地盤の相互の結合力(引張抵抗力)が保持されたためであると考えられる。ただし、補強工の間から(個々の)砂粒子がすべり落ちる動きまでは防ぐことができないため、表面を流れ落ちるような挙動を止めることはできなかった。そのため、法肩部では補強材の頭部が斜面か突き出すように残り、補強材の定着長(定着力)が小さくなり、この部分は表面から崩壊した。一方、その下部の斜面では、補強材の効果により斜面が緩んで分離するような動きは生じることがなかった。その結果、中央～下部のすべり線が発生することはなかった。

4.4 トンネル坑口部斜面の地震時の崩壊挙動に関する解析

4.4.1 SPH法による解析概要

本節では、トンネル坑口斜面の崩壊時の挙動に関して、振動台を用いて行った模型実験を数値解析で再現し、地震力を受けた地盤が大変形～崩壊するときの挙動をSPH法により説明できるかどうか検証した。

SPH法の解析条件は、実験と同様の地盤条件、荷重条件で行った。

SPH法は、第3章で述べたように、地盤の変形解析分野にも適用されており、極限解析による結果や実験結果との比較等の検証がなされている。また、動的解析として地震応答解析による実験結果との検証も行われている¹⁶⁾¹⁷⁾。ただし、SPH法を用いて線状の補強部材を設定した条件での地震応答解析はこれまでに行われていない。

本章では、第3章で提案した補強工のモデルを適用した。一般に、地盤中にRC構造物や鋼構造物がある場合の地震応答解析では、それらのせん断剛性が周囲の地盤よりも大きく、密度も地盤と構造物では異なるため、地盤と構造物がそれぞれの動的応答に影響を及ぼし合うために生じる動的相互作用を考慮する必要がある¹⁸⁾。しかしながら、本研究では補強工が細い線状の部材であるため、地盤に補強材の物性を加算する地盤物性改良モデルとし、上記の動的相互作用については考慮しないものとした。

なお、地盤条件としては、元の地盤のほか、トンネルを含むトンネル領域、および緩み領域の3層構造とした。また、補強工がある解析ケースでは、補強工の位置にある実粒子の物性値を補強工を加味した換算値とした。

4.4.2 解析条件

(1) 解析モデルと解析条件

本節では、第3章で用いた SPH 法解析プログラムを用い、2次元モデルで解析した。

初期状態は、自重を与えて初期応力解析を行って安定した状態とし、加振時はモデルの下面と側面に接触している境界粒子に、振動台の加速度に対応する変位波形を与えた。

解析モデルを図 4.4.1 に示す。解析対象の地盤領域（形状）は表 4.4.1 に示す通りで、実験諸元と同じとした。地盤の構成は、元の地盤、およびトンネル領域、緩み領域をそれぞれ層に分けたモデルとした。

表 4.4.2 に解析に使用する SPH 法パラメータ、図 4.4.2 にパラメータの説明図を示す。

表 4.4.1 解析モデル（対象地盤の形状）

	盛土形状（斜面）
高さ	400 mm
長さ	700 mm（底面） 364 mm（上面）
傾斜角	50°

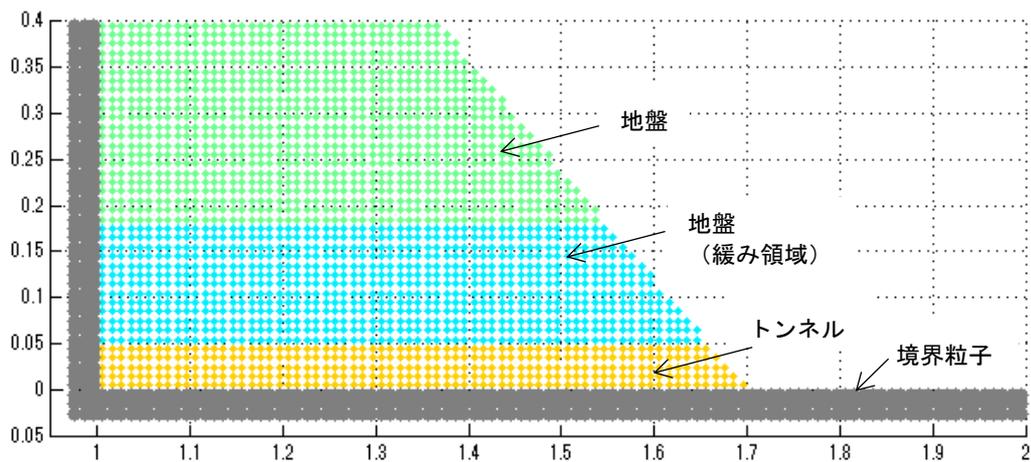
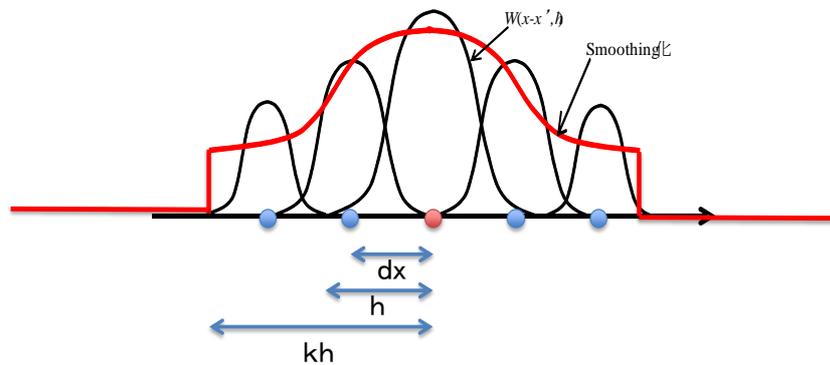


図 4.4.1 SPH 法解析モデル

表 4.4.2 SPH 法のパラメータ

項目	記号	物性値
初期粒子間隔	dx	10 mm
影響領域半径	h	12 mm
平滑化領域半径	kh	24 mm
粒子数 (実粒子)	n	2130

図 4.4.2 SPH パラメータの説明図 (dx, h, kh の関係)

(2) 地盤物性条件

解析に用いる地盤物性条件は、表 4.4.3 に示す通り設定した。表 4.4.3 に示す物性値のうち、内部摩擦角については、地盤材料に用いたまさ土の三軸圧縮試験結果（圧密非排水条件）¹⁹⁾の値 ($\phi = 32.1^\circ$) を用いた。また、弾性係数は、三軸圧縮試験で得られた応力～ひずみ関係より推定した値¹⁹⁾ ($E = 2.31 \text{ MN/m}^2$) を用いた。なお、この弾性係数の値は、類似の試料より得られたデータ¹⁷⁾ ($E = 2.57 \text{ MN/m}^2$) に近い値であり妥当なものと考えた。粘着力は、三軸試験結果 ($c = 0.38 \text{ kN/m}^2$) は飽和状態であり実験条件とは異なるため、別途、振動台鋼製枠を利用して行った自立高さの確認試験より推定した値 ($c = 0.89 \text{ kN/m}^2$) を用いることとした（詳細は、巻末資料[付録 4] を参照されたい）。

緩み領域の物性値は、4.2 節でも述べたように、地すべり安定解析においてはすべり抵抗に影響を与える粘着力と内部摩擦角を低減して評価した値を使用する必要がある。また、地すべり面に与えるトンネル掘削の影響を各種の数値解析（FEM, FDM, DEM）で比較した既往の研究²⁰⁾において、緩み領域内の粘着力と内部摩擦角の値を低減している。そこで、本研究においても、緩み領域の c, ϕ を低減させて用いることとした。ここでは、既往の研究²⁰⁾にもとづき、次のように設定した。

$$c' = 0.3 \times c \quad (1)$$

$$\phi' = 3/4 \times \phi \quad (2)$$

ここで、 c' 、 ϕ' ：緩み領域の粘着力，および内部摩擦角， c 、 ϕ ：元の地盤の粘着力，および内部摩擦角である。表 4.4.4 に緩み領域の物性値を示す。なお，本研究ではすべり抵抗に関わる強度定数以外の物性値（単位体積重量，弾性係数，ポアソン比）は元の地盤と同じ値を用いることとした。

緩み領域は，図 4.4.3 に示すように，トンネル周辺に限定される。一方，解析は 2 次元モデルのため，緩み領域の粘着力(c')および内部摩擦角(ϕ')は，単位奥行き方向（図では幅方向）に換算した値を用いることとした。

表 4.4.3 解析に用いるまき土の物性値

項目	記号	単位	物性値
単位体積重量	γ	kN/m ³	15.30
弾性係数	E	MN/m ²	2.31
ポアソン比	ν	—	0.33
粘着力	c	kN/m ²	0.89
内部摩擦角	ϕ	deg	32.1
ダイレイタンシー角	ψ	deg	0

表 4.4.4 緩み領域の物性値

項目	記号	単位	物性値
粘着力	c'	kN/m ²	0.27
内部摩擦角	ϕ'	deg	24.1

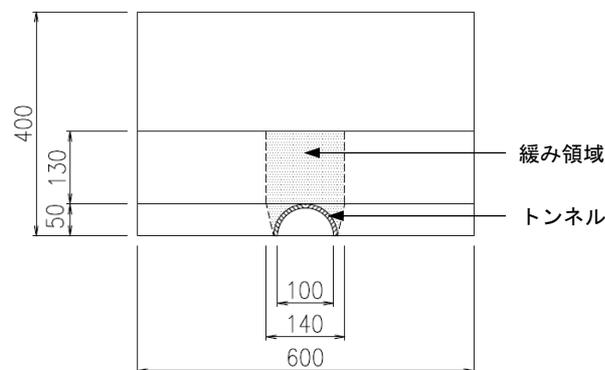


図 4.4.3 緩み領域およびトンネルの形状

以上より、解析モデルに用いる実粒子の地盤物性パラメータは表 4.4.5 に示す通りとした。

表 4.4.5 解析に用いる地盤物性パラメータ

項目	記号	単位	元の地盤	緩み領域	トンネル領域
単位体積重量	γ	kN/m ³	15.3	15.3	15.3
弾性係数	E	MN/m ²	2.31	2.31	2.31
ポアソン比	ν	—	0.33	0.33	0.33
粘着力	c	kN/m ²	0.89	0.75	100
内部摩擦角	ϕ	deg	32.1	30.1	35
ダイレイタンシー角	ψ	deg	0	0	0

(3) 境界条件の設定

境界条件の設定には、境界付近の粒子の速度勾配を算出するために境界外にも仮想粒子を設ける等の処置が必要である。

図 4.4.4 に、モデル下端および左端の境界条件に用いた固体境界粒子を示す。固体境界粒子については第 3 章でも示したが、図において、境界壁の外側に仮想粒子として置かれる固体境界粒子は、空間に固定され速度を除いて実粒子と同じ物質特性を有している。固体境界粒子の人工的な速度 v_B は、次式で与えられる。

$$v_B = -(d_B/d_A)v_A \quad (3)$$

ここで、 v_A ：実粒子の速度、 d_A, d_B ：それぞれ壁境界から実粒子、固体境界粒子までの距離である。なお、 v_B は v_A との相対速度を用いて、次のように更新される。

$$v_A - v_B = \beta_0 \cdot v_A \quad (4)$$

$$v_B = (1 - \beta_0) v_A \quad (5)$$

ここで、 $v_A - v_B$ ： v_A と v_B の相対速度、 β_0 ：実粒子と境界粒子の相対速度に関する係数で次式で与えられる。

$$\beta_0 = \min(\beta_{max}, 1.0 + d_B/d_A) \quad (6)$$

ここで、 β_{max} ：粒子が境界に近づきすぎるのを防止するために設定した β_0 の最大値で、本研究では、 $\beta_{max} = 1.5$ としている。

地震応答解析を行う場合には、それぞれの境界粒子を時刻ごとに変位させる。したがって、式(4)を次式のように更新する。

$$v_A - v_B = \beta_0 \cdot (v_A - v_{wall}) \quad (7)$$

ここで、 v_{wall} : 境界の振動速度である。これにより、境界粒子の境界速度は次式のように表される。

$$v_B = (1 - \beta_0) v_A + \beta_0 \cdot v_{wall} \quad (8)$$

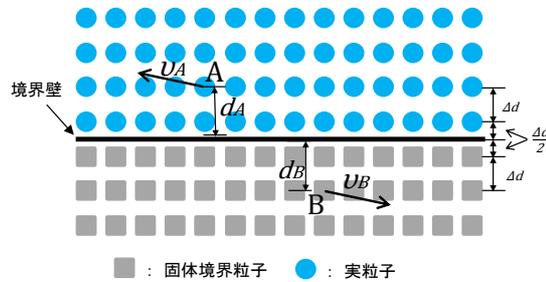


図 4.4.4 固体境界粒子による境界条件

解析に使用する境界条件は、各々の実験ケースで得られた加速度をもとに設定した。ただし、実験では、段階的に加速度を上げる過程で、同じ加速度で1分間保持したが、解析時間を短縮するために、実験データを短縮して入力用振動波形を作成した。

図 4.4.5 に、実験データを短縮した加速度波形、およびその加速度から変換した変位波形を示す。

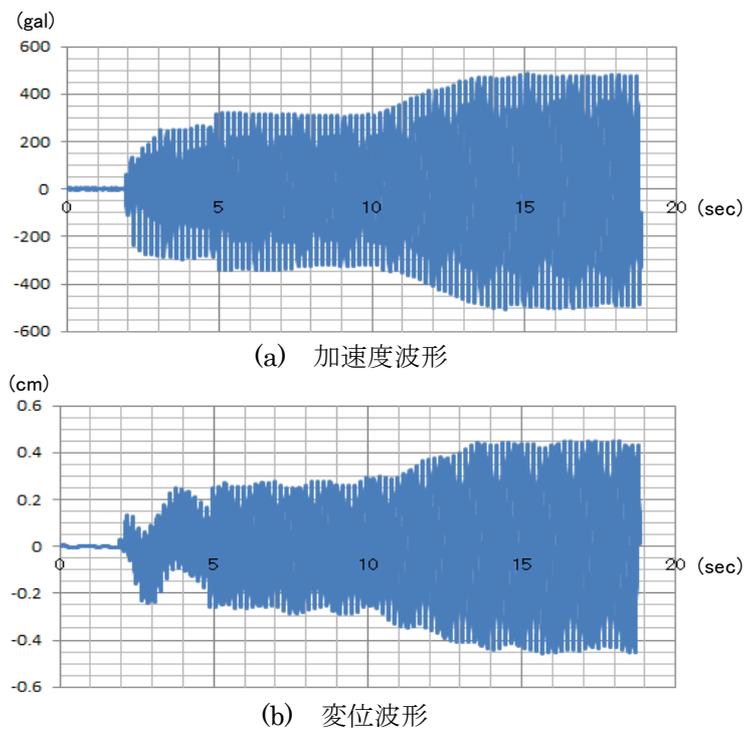


図 4.4.5 短縮した加速度と解析入力変位

4.4.3 解析結果

(1) 補強工がない場合

解析結果として、図4.4.6に、 $t=9.3\text{sec}$ 経過後(加速度が $a=300\text{gal}$)、および $t=18.7\text{sec}$ 後(加速度 $a=500\text{gal}$) のひずみ分布を示す。

図4.4.6(a)より、ひずみが斜面上のトンネル領域と緩み領域の境界部(以下、法尻と称す)で最も大きくなり、ここから上部に向かって曲線状のひずみ集中域が形成された。ひずみ集中域は、モデル上面の中央部に向かう線とモデルの左上隅に向かう2本の線が形成された。図4.4.6(b)より、上記のうち、浅い方の曲線状のひずみ集中域が進展してモデル上面中央部にまで進展し、これに沿ってすべり面が形成されていると考えられた。なお、このひずみ集中域より上側にある法肩を含む各点ではひずみは小さくこの領域が塊となって移動していることが確認できた。

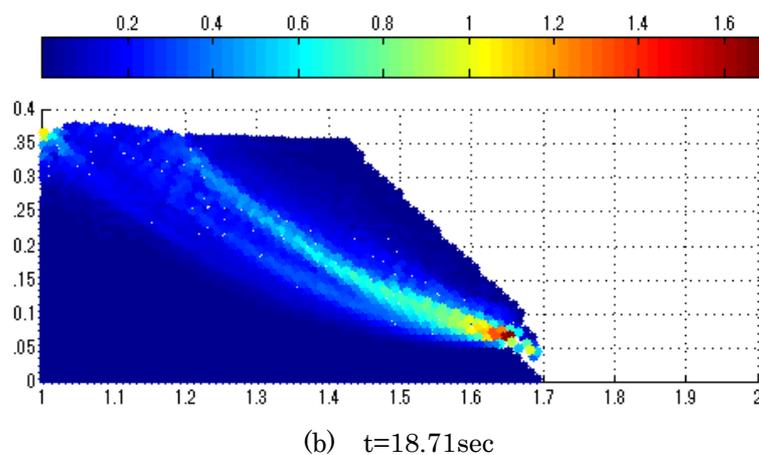
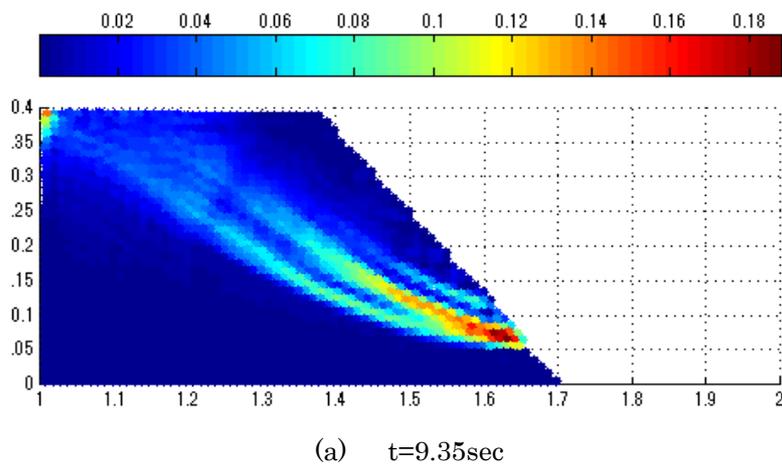


図 4.4.6 解析結果のひずみ分布図

図 4.4.7 に、 $t=9.35$ 秒経過後（加速度 $a=300\text{gal}$ ）、および $t=18.71$ 秒経過後（加速度 $a=500\text{gal}$ ）の変位分布を示す。また、表 4.4.6 に主要点の変位量を示す。

図 4.4.7(a)より、 $t=9.35\text{sec}$ での変位は、法肩(S1)でベクトル変位が 13.4mm 、斜面(S2,S3,S4)で水平変位が $12\sim 13\text{mm}$ 程度と小さかったが、図 4.4.7(b)より、 $t=18.71\text{sec}$ では、モデル上面(S5)では 39.6mm 、法肩でも 41.4mm の沈下が生じた。なお、法肩のベクトル変位は 72mm であった。斜面上の各点も $62\sim 74\text{mm}$ の水平変位を生じ、図 4.4.6(b)でのすべり面に沿ってすべり崩壊を生じていることが確認できた。すべり面の深さは $100\sim 150\text{mm}$ と深く曲線状で、実験結果（すべり深さ 70mm で直線状のすべり面に沿ってすべり崩壊を生じた）とは異なる挙動であった。

法肩部の粒子は個々にばらばらに崩壊することなくマスとして固まりのある状態で移動したが、この点も実験結果とは異なる結果となった。これは SPH 法では、個々の砂粒子をそれぞれモデル化してはいないこと、および、地盤中に発生する応力～ひずみ

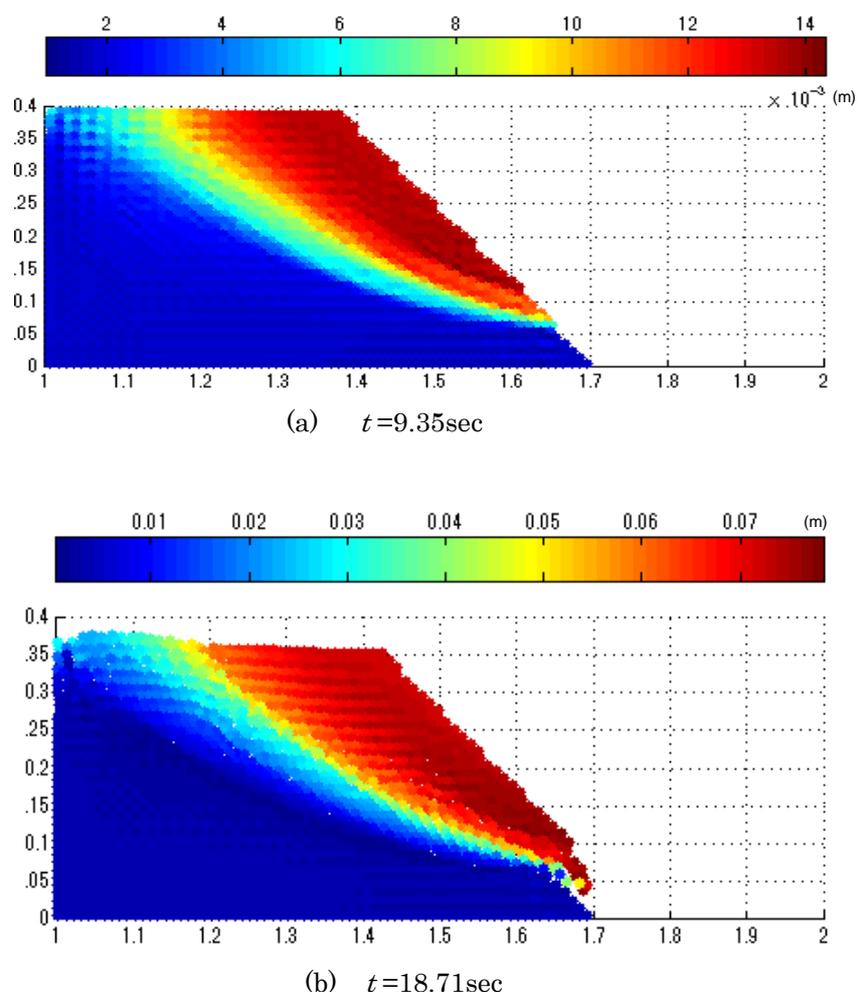
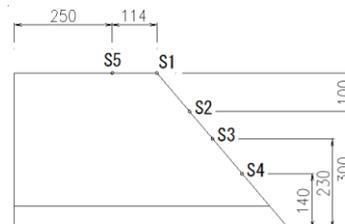


図 4.4.7 解析結果の変位分布図

表 4.4.6 主要点の変位量 (mm)

部位	記号	t=9.35sec			t=18.71sec		
		水平	鉛直	合成	水平	鉛直	合成
法肩	S1	11.7	6.7	13.4	58.3	41.4	71.6
斜面	S2	11.8	—	—	62.2	—	—
	S3	12.6	—	—	67.5	—	—
	S4	13.5	—	—	74.2	—	—
頂面	S5	—	6.3	—	—	39.6	—



関係にもとづき各評価点位置が塑性化するまでは、強度定数は一定値を保つものに対して、実験では振動する間に、個々の粒子間の相互位置が変化するのに応じて粒子間の結合力も緩んだ状態になっていたと考えられる。これを解析では忠実に表現できていないことが一因であると考えられる。

SPH 法による解析結果では、実験値に比べるとすべり線が深くなるのは、平岡ら¹⁴⁾による研究でも確認されており、ダイレイタンシー角 (ψ) をパラメータとした解析により ($\psi=0, \phi/2, \phi$)、 $\psi=0$ よりも $\psi = \phi/2$ の方がすべり線の深さが浅くなり実験値に整合することが示されている。しかし、本研究では第3章での解析時に確認した $\psi=0$ で検討を進めることとした。

また、第3章の式(18)に示した tensile instability (張力の不安定性) におけるパラメータ ε ($0 < \varepsilon < 1$) に関して、Bui ら²¹⁾は、 ε の値によりすべり線の形成状況が変わることを示しており、その中で $\varepsilon=0.5$ が粘着力のある場合の静的な斜面崩壊の場合には適切であることを示している。本研究においても、 ε をパラメータとした解析を実施し、 $\varepsilon > 0.5$ の方がすべり線が浅くなる傾向があることを確認した。ただし、これについては別途、詳細な検討が必要であり、ここでは第3章での解析と同様に、 $\varepsilon=0.5$ とした。

これらの土の力学特性や SPH 法パラメータの設定により、地震応答解析においてもすべり面に沿って分離する挙動がさらに精密に表現できるものと考えられるが、この点については今後さらに精緻な検討が必要である。

(2) 補強工がある場合

a) 短い補強工の場合

ここでは、補強工を配置するケースとして、長さ 50mm の補強工を設定した。

図 4.4.8 に補強工の解析モデルの概略図を示す。実験では、補強部材 ($\phi 2.0\text{mm}$ の鉄

製の釘)を横断方向間隔 25mm, 斜面に沿った間隔 26mm で配置した。解析でも同様の配置パターンでモデル化するが, 高さ方向の間隔は 20mm とし, 奥行方向には 2 次元モデルとして第 3 章で示した方法 (図 3.5.5 参照) により換算した。ただし, 実験では補強部材を地盤に差し込んだだけであったこと, および実験ケースによっては補強材の周りを土がすり抜ける挙動が見られ補強材と土との付着力は大きくないことが想定された。しかし, SPH 法の連続体モデルで直接付着力の影響を組み込めないため, 換算後の物性値を低減させることでその程度を見込むこととし, ここでは弾性係数(E)および粘着力(c)をそれぞれ 1/10 の値として用いることとした。表 4.4.7 に, 解析に用いる補強工に相当する粒子の換算物性値を示す。

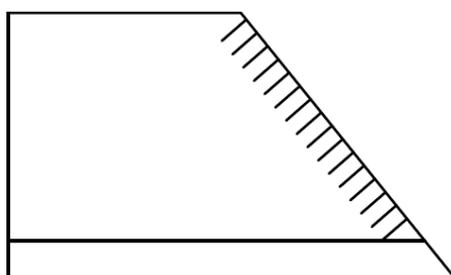


図 4.4.8 解析モデルの概念図 (補強工長さ 50mm, 高さ方向間隔 20mm)

表 4.4.7 解析に用いる補強工による換算物性値

項目	記号	単位	物性値
単位体積重量	γ	kN/m ³	15.3
弾性係数	E	MN/m ²	258
ポアソン比	ν	—	0.33
粘着力	c	kN/m ²	170
内部摩擦角	ϕ	deg	40
ダイレイタンシー角	ψ	deg	0

入力した加速度波形を図 4.4.9 に示す。加速度は, 実験 Case-2 で得られた加速度を短縮して作成した。最大加速度は 550gal であった。

図 4.4.10 および図 4.4.11 に, 解析結果として $t=16.52$ 秒経過後 (加速度 $a=370$ gal) と $t=29.21$ 秒経過後 (加速度 $a=550$ gal) のひずみ分布, および変位分布図をそれぞれ示す。また, 表 4.4.8 に主要点の変位量を示す。

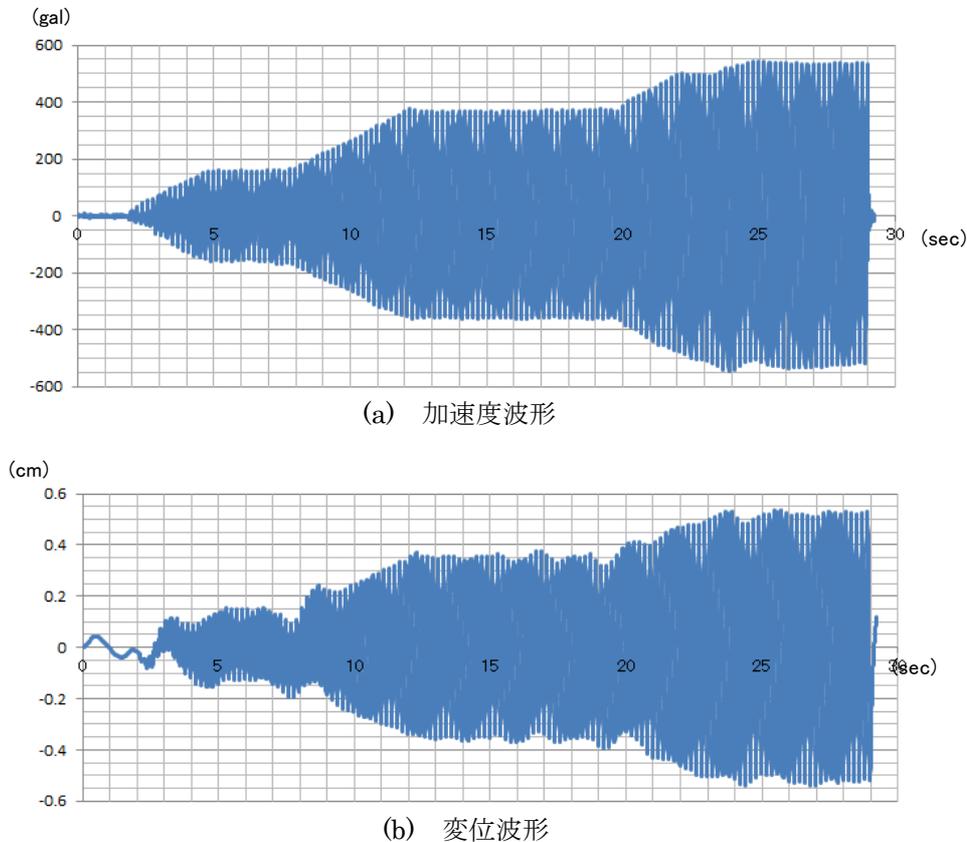


図 4.4.9 加速度と解析入力変位

図 4.4.10 (a)では、加速度が $a=370\text{gal}$ の時には、法尻にひずみ集中域が形成されモデルの左上隅に曲線状に進展するひずみ集中域が発生している。図 4.4.10 (b)では、斜面の下半分の領域、すなわち緩み領域で補強部材の先端付近でのひずみが周辺よりも大きくなった。

図 4.4.11 (a)では、加速度が $a=370\text{gal}$ の時には変位が小さく、表 4.4.8 に示す法肩および斜面各点の変位量は 2.8mm 、上面の沈下量 (S5) も 1.0mm であったが、図 4.4.11 (b)で、加速度が $a=550\text{gal}$ の時は変位量が大きくなり、とくに斜面の S4 の変位が 27.3mm と最も大きくなった。この点は緩み領域内の点である。長さ 50mm の補強工では、加速度が小さい時には斜面の表面部が一体化する補強効果が発揮されているが、加速度が大きくなった時点では、補強工の先端よりさらに奥から押し出されるような動きにより、とくに緩み領域に相当する箇所では十分に変位を抑えきれなくなったものと考えられた。なお、実験 Case-2 で生じたような斜面に平行な直線状のすべり面、あるいは、実験 Case-3 で見られた法肩部の局所的な崩れ（土粒子がさらさらと流動する動

き) については、表現されなかった。

ただし、緩み領域部で斜面がはらみ出して崩壊の前兆となるような挙動、および法尻部で生じた局所的なすべり挙動を確認することができた。

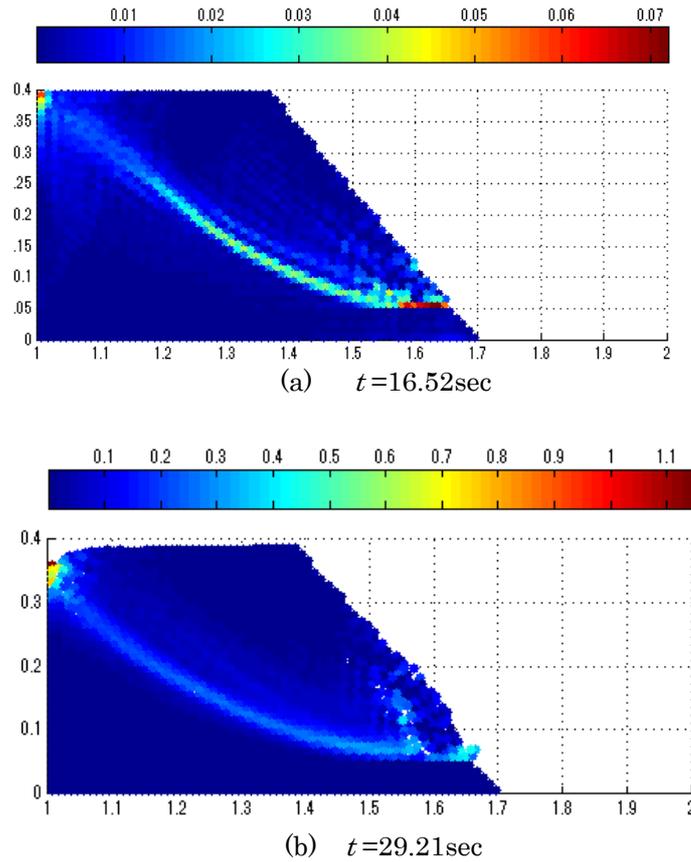
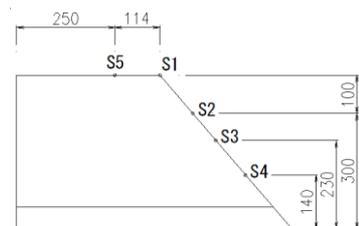


図 4.4.10 解析結果のひずみ分布図

表 4.4.8 主要点の変位量 (mm)

部位	記号	$t=16.52\text{sec}$			$t=29.21\text{sec}$		
		水平	鉛直	合成	水平	鉛直	合成
法肩	S1	2.7	0.9	2.8	19.4	9.1	21.4
斜面	S2	2.8	—	—	21.6	—	—
	S3	2.8	—	—	22.4	—	—
	S4	2.8	—	—	27.3	—	—
頂面	S5	—	1.0	—	—	11.8	—



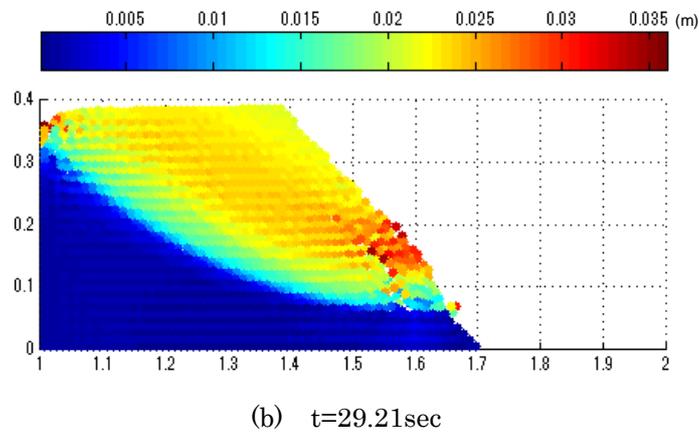
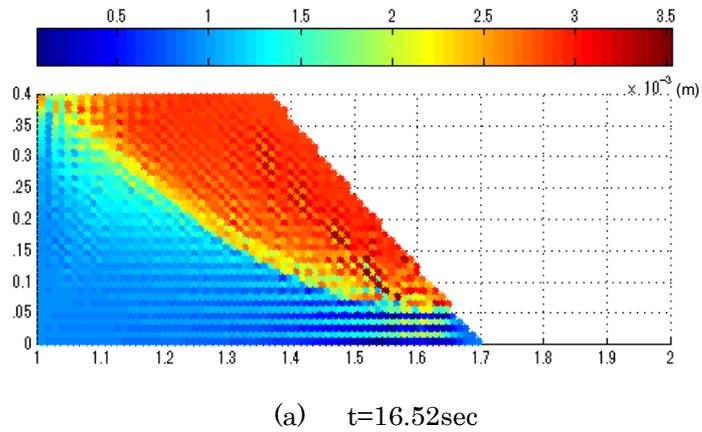


図 4.4.11 解析結果の変位分布図

b) 長い補強工を設置したケース

ここでは、すべり面まで到達するような長い補強工 ($L=200\text{mm}$) を設置して解析を行った。図 4.4.12 に、解析モデルを示す。補強工の設置間隔は短い補強工の場合と同じ間隔 (高さ方向の間隔 20mm)、角度は斜面に直角方向とした。

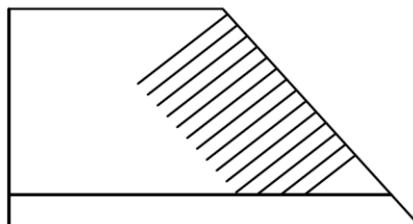
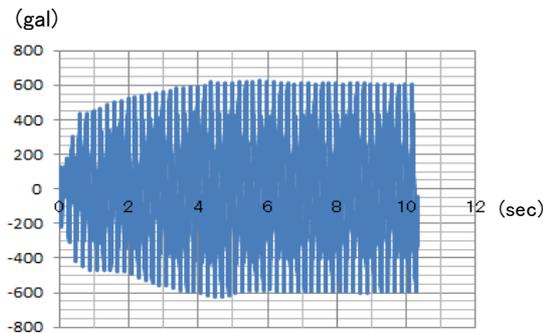
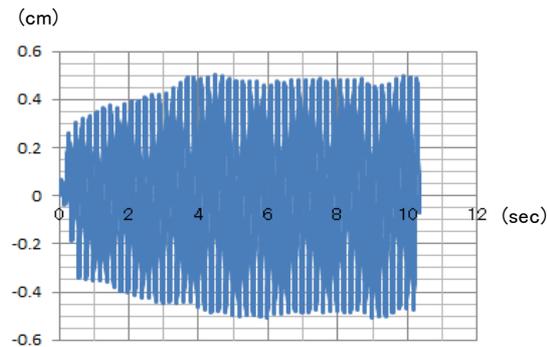


図 4.4.12 解析モデルの概念図 (補強工長さ 200mm , 高さ方向間隔 20mm)

入力した加速度波形を図 4.4.13 に示す。加速度は、実験 Case-3 で得られた加速度を短縮して作成した。最大加速度は 600gal であった。



(a) 加速度波形



(b) 変位波形

図 4.4.13 加速度と入力変位

図 4.4.14 に、長い補強工を設置した場合の解析結果を示す。また、表 4.4.9 に主要点の変位量を示す。

図 4.4.14(a)では、ひずみの集中域が見られず、すべり線の形成が抑制されていることが確認された。ただし、斜面表面では大きなひずみが発生しており、局所的な崩壊が生じる可能性があることも確認できた。図 4.4.14(b)の変位分布図からも斜面各点の変位が小さく相対的な変位差もないことから、全体が補強工により一体化していることが確認できた。なお、法尻部では、補強工が配置されていない領域の変位が大きくなり、一部の土粒子が崩壊して大きな変位を示した。このように、SPH 法では全体系が安定していても局所的な崩壊の状態を確認することができ、その時の挙動（本ケースの場合は一部分の土が抜け出るような挙動）を目視にて確認できる。

以上より、すべり面を貫くような長い補強工は、今回の実験条件のような大きい地震に対してもその有効性が確認された。

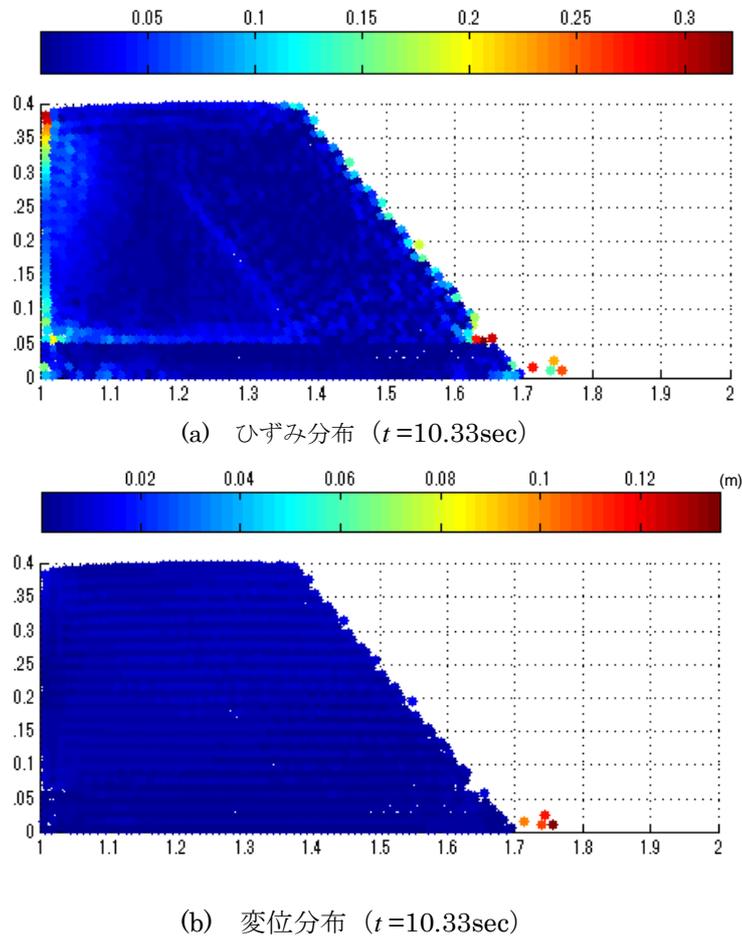
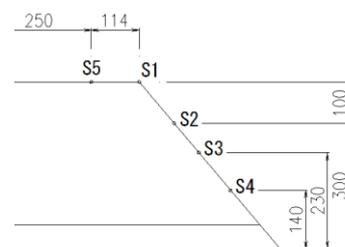


図 4.4.14 解析結果 (長い補強工 (L=200mm) の場合)

表 4.4.9 主要点の変位量 (mm)

部位	記号	水平	鉛直	合成
法肩	S1	9.8	1.5	9.9
斜面	S2	8.4	—	—
	S3	3.9	—	—
	S4	6.1	—	—
上面	S5	—	2.3	—



4.4.4 考察

解析結果の考察を以下に示す。

1) 崩壊挙動の再現性について

SPH 法による解析では、粒状体解析のように、斜面を転がり落ちるような挙動の表現はできない。そのため、すべり土塊は、一定の相互固着力（粘着力）によって塊となって挙動する。したがって実験時に見られたような表層部の崩壊を表現することができなかった。しかし、現実の崩壊現象では砂や碎石の斜面でない限り、崩積土や風化岩も粘着力はあることから SPH 法による解析結果は、粘着力がほとんどない実験結果よりも実際の現象を再現できているとも考えられる。

2) 補強工法の効果について

2次元の解析では補強工のモデルは棒状ではなく板状になるため、補強工間からの抜け落ち等の挙動の再現は難しい。3次元解析ではそのような幅方向（2次元モデルでは紙面垂直方向）の補強工間からの抜け落ちやそれを防止する配置検討等が可能である。そうした点は今後の課題（3次元モデルでの検討）としてあげられる。

3) 設計方法への SPH 法の利用について

設計法の考え方については次章で考察するが、斜面の長期安定に関する検討に関しては、SPH 法で大きな崩壊への進展の有無を検討した後、FEM 等を用いて検討するというような組み合わせが必要であると考えられる。

以上より、すべり線の発生位置・形状やすべり挙動等においては、解析と実験とでは相違する点もあり、補強工を設置した時の挙動についても解析が十分には実験結果を表現するには至っていない。しかし、SPH 法解析により斜面の動的な安定性に関する挙動を表現することで、今後、検証を進めていくことで SPH 法の有効性がより明確に示されるものとする。

4.5 まとめ

本章では、トンネルとすべり線が接近した状態にあるトンネル坑口斜面が、トンネル完成後にどのような状態であるかを（長期的にどのような状態になるかを）実験と解析により検討した。

実験は、振動台実験を行った。模型実験は重力場での実験のため土槽の自重が小さく、

トンネルおよび斜面には大きな土圧を作用させることができなかつた。そのため、トンネル掘削壁面は小さな粘着力があれば自立するため、土槽の物性条件も自立性の乏しい条件設定とし、砂質土（信楽産まさ土）を用いて含水比は $w=4\%$ という条件で行った。また、補強材を設置した場合についても実施した。

解析は、SPH 法によるシミュレーションを行った。解析は、実験を再現する目的で斜面の補強工がない場合とある場合について行った。補強工がない場合には、実験とは異なる崩壊モードとなったが、崩壊挙動を表現することができた。また、補強工がある場合には、すべり線深さよりも短い補強工の場合には、十分な効果が表現できなかつたが、すべり線を横切るような長い補強工については、第3章で用いた補強工のモデルで効果が得られることを確認した。

本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) トンネル掘削の模擬（トンネル外側シェルを引き抜く）ステップでは、斜面に緩み領域の発生が確認された。トンネル径に対し約 1.5 倍の高さまで坑口部が陥没した。このラインをトンネル掘削による緩み領域とした。なお、この緩み領域は、補強材が設置されたケースでは、若干低減することも確認した。このことより、トンネル掘削模擬ステップにより、坑口部の緩みの再現が可能であること、および法面の補強工がトンネル掘削時の緩みの拡大を抑える効果について実験的に確認した。
- 2) 補強材がない場合では、約 400 gal の振動加速度の時に斜面が崩壊した。崩壊は、法肩に引張クラックが入り、斜面に平行にすべり線が形成された。すべり線に沿って斜面にほぼ平行に崩壊した。加振時に法肩に引張破壊が生じ、これが崩壊のきっかけになるのは、他の実験事例（既往の文献）と同様の傾向である。ただし、深いすべり線による円弧すべり的な崩壊ではなく、斜面にほぼ平行な表層崩壊を再現することができた。これにより、表層崩壊について、地震時の発生機構および補強工による効果を実験的に確認することが可能になった。
- 3) 補強材を設置した場合は、いずれも 400gal では崩壊せず、約 600gal で崩壊した。崩壊時の形態は、補強材がない場合に比べて、すべり線の深さが浅くなることが確認できた。崩壊時の挙動は補強なしのケースとほぼ同様に、斜面全体が崩壊したが、すべり線の深さ（70mm）よりも短い補強工（32mm, 50mm）でも、すべりの抑制効果が得られることが確認できた。
- 4) 表層崩壊に関しては、すべり線の深さよりも短い補強工で抑制効果が得られるが、今回の地盤条件のようにルーズな条件では、法肩からの崩壊は別途対策工が必要であることを確認した。
- 5) SPH 法による解析を行い、補強工がない場合の崩壊形態を再現した。補強工がな

い条件においては、実験で得られたような斜面に平行なすべり線が生じるような表層崩壊、あるいは、法肩から表面的に崩れ始めるがすべり線が形成されないような表層崩壊の挙動ではなく、比較的深い円弧すべり線に近い崩壊挙動が得られた。

6) SPH 法による解析で、補強工がある場合のモデル化は、第 3 章で行った鏡補強工と同様のモデル（物性値換算モデル）で行い、すべり線深さよりも短い補強工（ $L=32\text{mm}$ および $L=50\text{mm}$ ）の場合には十分な効果が表現できなかったが、円弧状のすべり線を横切るような長い補強工（ $L=200\text{mm}$ ）を設置したモデルで、安定性の向上効果が得られることを確認した。

本章での解析により、補強工が不足する場合には従来の FEM や設計法では安全率が 1.0 を下回るという状態、すなわち崩壊が始まる時点での状態しか表すことができなかったが、SPH 法では斜面が崩壊に至る過程や崩壊する挙動を表現可能であることが示された。これにより、SPH 法を用いてトンネル坑口斜面の地震時の崩壊挙動についても検討可能であることが確認できた。

また、本章では、震度 6 弱以上相当の数十年に 1 度の激しい地震に対しては長い補強工で斜面全体のすべりを抑制する工法が有効であるが、震度 5 強相当の数年に 1 度の地震や豪雨、あるいは長期の緩み抑制には短い補強工で対応できる可能性があることを、実験と解析を通じて明らかにし、今後のトンネル坑口斜面の維持管理への補強工の選定への道筋を見出した。

第4章 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路土工のり面工・斜面安定工指針，1999.
- 2) (公社)地盤工学会：地山補強土工法設計・施工マニュアル，2011.
- 3) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社：切土補強土工法設計・施工要領，2007.
- 4) 国土交通省，気象庁 HP
<http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/kaisetsu/comp.htm> (2016.3.25)
- 5) (社)土木学会：トンネルライブラリー第5号，山岳トンネルの補助工法，pp.176-177，1998.
- 6) (財)高速道路技術センター：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，pp.22-48，1996.
- 7) 谷本親伯：NATM-1，森北出版(株)，p.63，1984.
- 8) Terzaghi, K. : Rock Defects and Load on Tunnel Supports, in Rock Tunnelling with Steel Supports, Editors R.V.Proctor and T.White. Published by Commercial Shearing and Stamping Co., Youngstown, pp.15-99, 1964.
- 9) Kastner, H. : Statik des Tunnel und Stollenbaues", Springer, Berlin, 1962.(金原弘訳:トンネルの力学，森北出版，1974.)
- 10) 今田徹：山岳トンネルの設計の考え方，土木工学社，pp.164-165，2010.
- 11) 平野宏幸，田山聡，清水則一，岩崎智治：坑口動態観測に GPS 自動変位計測システムを適用 - 第二東名高速道路 引佐第二トンネル - ，トンネルと地下，Vol.35, No.9, pp.49-55, 2004.
- 12) 最上武雄，小橋澄治：土質工学基礎叢書 9，斜面安定，鹿島出版会，1983.
- 13) (社)日本トンネル技術協会：山岳トンネルの坑口部の設計・施工に関する研究報告書，pp.1-138，1985.
- 14) 北村照喜，長尾哲，奥原正由，斎藤孝夫：鉄筋補強土工法の斜面安定への適用と設計法に関する考え方について，土木学会論文集，第 385 号／VI-7, pp.79-87, 1987.
- 15) (社)土木学会：トンネル・ライブラリー第 20 号，山岳トンネルの補助工法-2009 年版-，2009.
- 16) Bui H.H., Fukagawa R., Sako K., Okamura Y. : Earthquake induced slope failure simulation by SPH", The 5th Int. Conf. Rec. Advanced Geotech. Earthquake Eng., CD, 2010.
- 17) Hiraoka,N, Oya,A., Bui,H.H., Rajeev, P. and Fukagawa, R.: Seismic slope failure modelling using the mesh-free SPH method, Int. J. of GEOMATE, Vol.5, No.1, pp. 660-665 , 2013.
- 18) 地盤工学会：地盤の動的応答解析-基礎理論から応用まで-，p.96，2007.

- 19) 森吉勇氣：ゆるみ領域を含むトンネル坑口斜面への表層補強工が与える耐震性の向上，立命館大学卒業論文，pp.6-9, 2016.
- 20) (独) 土木研究所土砂管理研究グループ地すべりチーム：数値解析による地すべりとトンネルの影響評価手法（案），土木研究所資料，第 4163 号，pp.1-63, 2010.
- 21) Bui, H.H., Fukagawa, R., Sako, K. and Ohno, S.: Lagrangian meshfree particles method (SPH) for large deformation and failure flows of geomaterial using elastic-plastic soil constitutive model. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.32, pp.1537-1570, 2008.

第 5 章

トンネル切羽および坑口斜面の設計法および 対策方法に関する検討

5.1 トンネル（切羽）崩壊対策の設計法に関する考え方

5.1.1 山岳トンネルにおける既存の設計方法と課題

(1) 既存の設計フロー

山岳トンネルの設計の手順としては、図 5.1.1 のように、当初設計および設計の修正が組み込まれている。すなわち

- ① 現地調査（地質・地形状況，地下水状況など）
- ② 現地調査を参考に地山条件，環境条件，施工時の条件などの整理・分析
- ③ 地山評価として，地質縦断図を作成し，区間ごとに地山分類
- ④ 設計手法の選定（通常は，地山分類に応じた”標準支保パターン表を使用）
- ⑤ 断面形状，掘削工法の選定，支保工・覆工の諸元，補助工法の設計
- ⑥ 施工時の観察・計測により，地山の安定性や周辺への影響を確認
- ⑦ 必要に応じて，地山評価の修正，設計の修正
- ⑧ 設計の修正が必要な場合に，支保パターンの変更や補助工法の追加・変更
- ⑨ 施工時に，⑥～⑧の繰り返し

このうち，図中，A で囲んだブロックでは，通常のトンネルで特殊な条件がなければ地山分類に応じて各企業者が保有している標準支保パターン表を使用して支保工の諸元，覆工の厚さ等を設定する（”標準支保パターンの適用”）が，特殊な地質条件や計画内空断面等の場合には，過去に同様な条件で設計されたトンネル等を参考にしたり（”類似設計の適用”），支保工を選定するにあたって，トンネルの安定性を確保する（過大な変形や支保部材応力が発生しないことの照査），あるいは地表面や近接する構造物に発生する変位を制約条件内に抑えるために必要な支保部材の諸元を FEM 等の数値解析手法や理論解析手法を用いて設計する（”解析的手法”）方法が用いられる。

このように分類されているのは，山岳トンネルでは一般部の区間中にも断層破碎帯等の不良地山区間が介在することに対応するためである。このような一般部の不良地山区

間、および土被りが小さい坑口部の設計、解析フローを図 5.1.2 に示す。解析的手法による設計の対象は、崩壊・ゆるみ対策として標準的に使用される支保・覆工部材のほか、トンネル坑口部をはじめ地山条件が不良である場合には補助工法（図 5.1.1 中の B ブロック）が検討対象になる場合も多い。

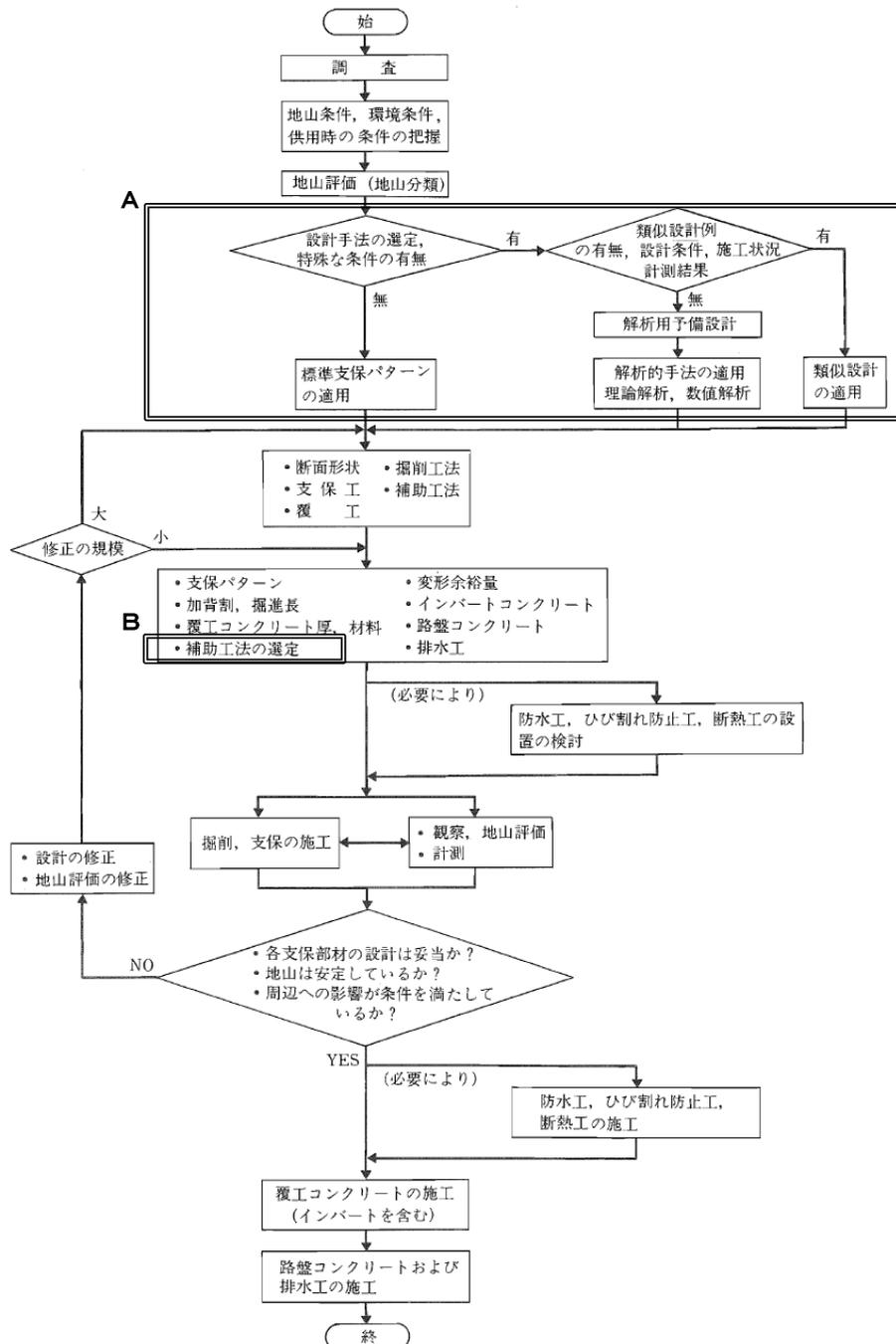


図 5.1.1 山岳トンネルの設計の手順（文献¹⁾に加筆）

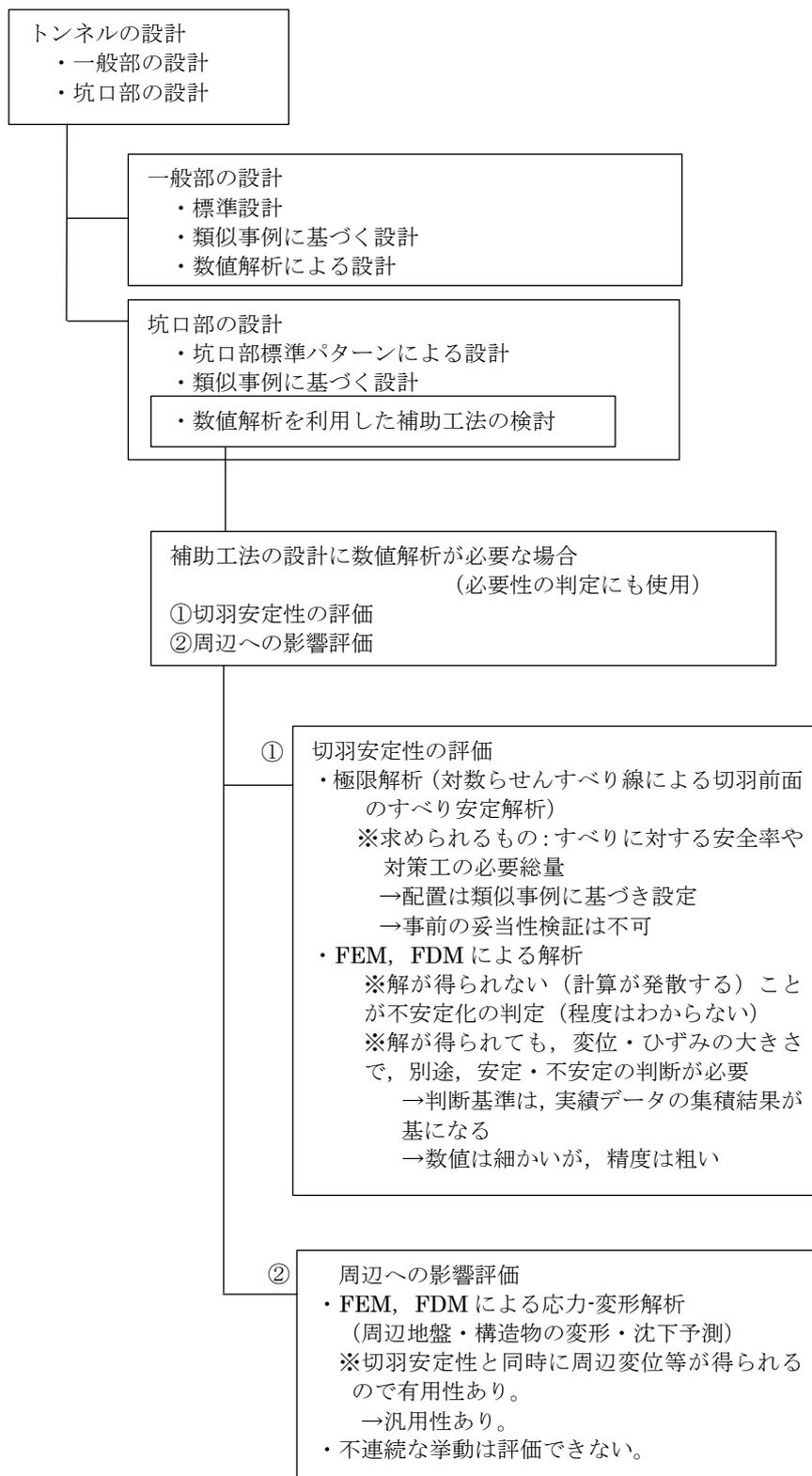


図 5.1.2 解析手法で整理した山岳トンネル坑口部の設計のフロー

(2) 従来のトンネル設計法の考え方

以下に、図 5.1.2 のフローの概要説明を記す。

a) トンネルの設計について

トンネルの設計は、「標準設計」として、一般部の区間については、あらかじめ区分された地山等級に応じて、支保工（吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工等）の諸元を定めた標準支保パターンが、土木学会トンネル標準示方書、道路トンネル技術基準や、鉄道トンネル・道路トンネルの各企業者の設計基準類で規定されている。

ここで、一般部とは、トンネル径 (D) に対する土被り (H) の比である土被り比 (H/D) が 2 以上ある区間をいう。土被り比が $H/D > 2$ の場合には、トンネルを掘削した時に空洞周辺にグラウンドアーチ（地山応力の流れがアーチ状に形成されて地山自体がせり持つようになる”地山のアーチ”）が形成されて、地山が安定しやすくなる。一般部では、線状構造物であるトンネルは、長手方向（トンネル軸方向）に断面形状が変化しないため、トンネル横断面の 2 次元状態で取り扱われる、という大きな特徴がある。

これに対して、坑口部とは、土被り比 (H/D) が概ね $H/D = 1.5 \sim 2.0$ 以下で、上記のグラウンドアーチが形成されにくい区間をいう（詳細は、次項にて記述する）。

b) 一般部の設計について

一般部の設計には、図 5.1.1 中の A の枠内で示されているように、

① 標準支保パターンを用いた設計（”標準設計”）

が用いられるほか、標準設計で対応できないトンネルや区間については、

② 類似事例に基づく設計

③ 解析的手法による設計

を行うこととされている¹⁾。

ここで、類似事例に基づく設計とは、特殊な地質条件や計画内空断面等の場合には標準支保パターンが用意されていないので独自に検討する必要があるが、その時に、過去に類似した地質条件や断面形状のトンネルがある場合に、それらを参考にして設計する方法である。また、解析的手法による設計とは、支保工を選定するにあたって、地質条件が脆弱である場合に、トンネルの安定性が確保できるか（過大な変形、支保部材応力が発生しないか）どうかを照査したり、近接施工の場合に地表面や近接する構造物に発生する変位や応力を制約条件内に抑えるために必要な支保部材の諸元を FEM 等の数値解析手法や理論解析手法を用いて設計する方法である。

(3) 坑口部での設計の課題

これに対して、トンネル坑口部では、土被りが小さく ($H/D < 1.5 \sim 2.0$)、グラウンド

アーチが形成されにくいことや地山条件が脆弱であること等に加えて、トンネル横断面の2次元的に取り扱われる一般部とは異なり、地形や地質構成もトンネル軸方向に変化するなど3次元的な要素が強いという特徴がある。したがって、坑口部では一般部と異なる設計が必要であり、その方法には数値解析が用いられることが多い。

坑口部の設計にあたっての特徴や留意点について、今田²⁾は、次のように課題を整理している。

『トンネルの坑口は必然的に斜面に設けられることが多いが、斜面は風化や浸食作用など自然の営力が作用した結果形成されたもので、変化の過程にあるものであり、その安定性は微妙な状態にある場合がある。したがって、地すべりや崩壊など安定性に問題がある斜面であることが少なくない。また、土被りが小さく、地山は崖錐などの未固結層であったり、風化し、軟弱化していることが多かったり、トンネルとしての安定性が得にくい区間である。坑口はこのような場所に設けられることになるので、慎重な設計と施工が求められる。』

『斜面と直交するようにルートが選定されれば、トンネル横断面に対して偏圧が働くことはなく、想定される土圧に対して支保構造を設計すれば良い。しかし、斜面の方向の力、すなわち、トンネル軸方向の力が働く場合があるので、縦断方向に一体となって支保工が働くよう、例えば、鋼アーチ支保工のつなぎ材などについて十分な配慮をする。作用させる荷重は、土被りが小さいためアーチ作用が期待できないので、地山条件によって異なるが、1D程度までは全土被り相当の荷重を載荷することが多い。』

『トンネル支保工は基本的にアーチ構造なので、左右のバランスがとれて初めて成立する。坑口部では、地山が不安定なことが多く、トンネルの安定性は支保構造に依存することになるため荷重のバランスは特に重要である。』

このうち、3次元的な取り扱いに関しては、後述の坑口部で必要とされる補助工法を数値解析を用いて設計する場合には、トンネル横断方向の2次元断面での解析ではなく、3次元モデルでの解析が必要になる。3次元解析は、近年のコンピュータの演算処理速度の発達や3D-CAD等のグラフィックソフトの発達に伴い、パソコンでも比較的容易に実行することが可能になり、適用される機会が増大するとともに、数値解析による検討が重要視されてきている。

また、数値解析では、FEM、FDMが用いられることが多い。ただし、これまでは地震や豪雨の影響について解析されることは稀であったが、解析を行う場合も、地震に対しては水平力（水平震度）を、豪雨に関しては地下水位を与えて解析されることがほとんどであった。

また、上述した中で、地すべりや崩壊などの影響については、文献3)で次のように整

理されている。

『近年、トンネル坑口は地形、地質的に多少無理があると思われる地点や用地的・環境的条件がきびしい地点でも選択しなければならないことが多くなってきた。地すべり地域においては地すべり土塊そのものがルーズであり、粘性土であること、滑動することなどに起因して偏圧、地耐力不足、地盤沈下等が発生する。また、崖錐地域にあっては、現状では安定しているが、施工などによっては、いったんバランスを崩した場合に、すべり・崩壊等が発生しやすく、また、不均質な構成物（小・大礫、シルト、粘土等）などからなるため、地耐力不足をはじめ施工が困難になるので、坑口条件に適合する対策工法を設計しなければならない。

トンネル施工が地すべりを誘発する機構としては、

- ① トンネル掘削に伴う地山の緩み
- ② トンネル掘削に伴うすべり面の切除
- ③ トンネル掘削に伴う地すべり土塊荷重の除去
- ④ トンネル掘削に伴う緩み、クラックの雨水、地下水の流入

が考えられる。』

このように、トンネル坑口部の設計では、地山条件が脆弱であることとともに、地すべり等の活動を引き起こさないように配慮することが必要であるが、具体的な崩壊の挙動についてわかりやすく表現されることは少なく、“安全率”という指標について定められた数値にいかにかつめるかということに、ほとんどの関心が費やされているのが現状である。そのため、例えば、地下水位等が原因となって土砂が地下水と一体になって流動するような崩壊が生じると、事前に想定されていないような大規模な崩壊が起こり、機械設備に甚大な被害を受ける場合や人身事故につながるような場合もある。

トンネルには坑口がつきものであるため坑口の数も多く、坑口部の設計といえども道路トンネルなどでは標準的な設計パターンが用意されている場合もある。しかし、特殊な条件下においては、補助工法を計画する際には、必要な規模の補助工法を設計するため、およびその妥当性の根拠を明らかにするために、数値解析等の解析による検討が必要とされる。

(4) 補助工法の設計時の数値解析について

補助工法の設計に数値解析が必要な場合は、その諸元の設計とともに、必要性の判定にも使用される。その場合に必要な評価項目としては、

- ① 切羽安定性の評価
- ② 周辺への影響評価

である。

ここで、切羽安定性の評価とは、トンネル掘削時に支保工を設置してトンネルが安定するまでの時間は切羽が自立していることが必要であるが、その自立性について評価することである。これを満足しない条件では、変形が大きくなったり崩壊を生じたりして、掘削作業そのものに影響や危険を及ぼすことになるため、掘削作業を安全に進めるために必要な対策を講じる必要がある。これにはすべり安定計算が用いられることが多く、トンネル切羽の安定性に関しては、平面すべり線や対数らせん形状のすべり線を用いて検討するケースが多い。このうち、対数らせんすべり線による安定解析は、“村山の式”と呼ばれている。

また、周辺への影響評価は、トンネル自体は掘削できてもその影響が周辺に変形や構造物の応力増加という現象になって表れる（地下水位の低下なども含まれる）。そのために、掘削時に周辺に及ぶ影響を評価する必要がある。この場合、最近では主としてFEM、FDM等の数値解析手法が用いられることが多い。

近年では、FEMやFDMは3次元解析が用いられることが多くなり、対策工がない場合の切羽の自立性の評価をはじめ、対策工をモデル化した解析により対策工を施すことによる安定化の状態の照査を行う。この時の安定性の指標には、部材応力のほか、掘削壁面の地盤の変位・ひずみ等が用いられる。

FEM、FDM等の格子法連続体解析に関する課題としては、御手洗ら⁴⁾は、『これまでの山岳トンネルの設計や地山の事前評価のための解析においては、FEM等の連続体解析方法が主流であったが、切羽崩落挙動等の表現については限界があり、粒状体等による不連続体解析手法が注目され始めている。』と述べているなど、崩壊する時の挙動を表現することの必要性があげられる。

このほかにも、問題点としては、次のようなものがあげられる。

① FEM解析より変位、ひずみ、応力が得られても、判断基準が明確でない

FEM解析の結果から安定性について判断する場合には、発生ひずみが「安定」領域と「不安定・崩壊」領域の境界である「限界ひずみ」を超えないことが判断基準になるが、その尺度となる境界ラインは、既存の実績値を集積したデータ群を包含して対数目盛で整理されたグラフ上に引かれており、境界線の幅は大きく判断の精度は粗い。そのため、大局的に判断するには良いが、解析で得られた定量的データを逐一細かく比較してもその妥当性や信頼性には相応のばらつきを有する判定になるが、そのような認識が少ないまま利用されていることが多いと考えられる。そのため、解析により得られた結果（数値データ）を当てはめても、本当に安全性が足りないのかどうか、崩壊しそうなのか、危険なのか等々については、おおよその見当をつけている程

度であると言っても過言ではない。

② FEM の解析結果は、切羽の押し出し変位（水平方向のはらみ出し）である

解析結果である変位が連続体の解析結果としての値であるため、不連続性のある地盤での剥落、崩落の挙動を示していない。そのため、剥落や崩落の挙動に対する予測判断が曖昧になる。すなわち、すべり安定解析での解析結果のように、定量的な尺度がない。

また、すべり安定解析における問題点としては、次のようなものがあげられる。

③ 安全率の情報しか得られない

すべり安定解析では、評価項目が安全率であるため、安全率が 1.0 を下回る場合に、どこから崩れて来るのか、どこを補強すべきなのか等についての詳細な情報は得られない。

④ 必要な補強工は、総量しか得られない

安全率を満足させるために必要な補強工は、その総量は求められても、間隔の設定などの配置設計については、一般的な事例を基に経験的に決定せざるを得なく、個々の状況に適応した解を得ることはできない。

このように、従来から行われている評価は、安全率や実績データを基にした判断により設計を行っているということで、慣例に従った設計をしているという安心感は得られているものの、細部についての詳細な検討は行われていないのが現状であり、それが限界であると考えられる。

5.1.2 SPH 法を併用した設計フローの提案

本項では、既存の解析利用による設計方法に加えて SPH 法利用の可能性を探り、これまで述べてきたような既存の設計方法での課題を解決していくために検討する。

(1) SPH 法を併用した設計フローの提案

図 5.2.1 に既存の設計法に加えて SPH 法を利用する設計フローを示す。

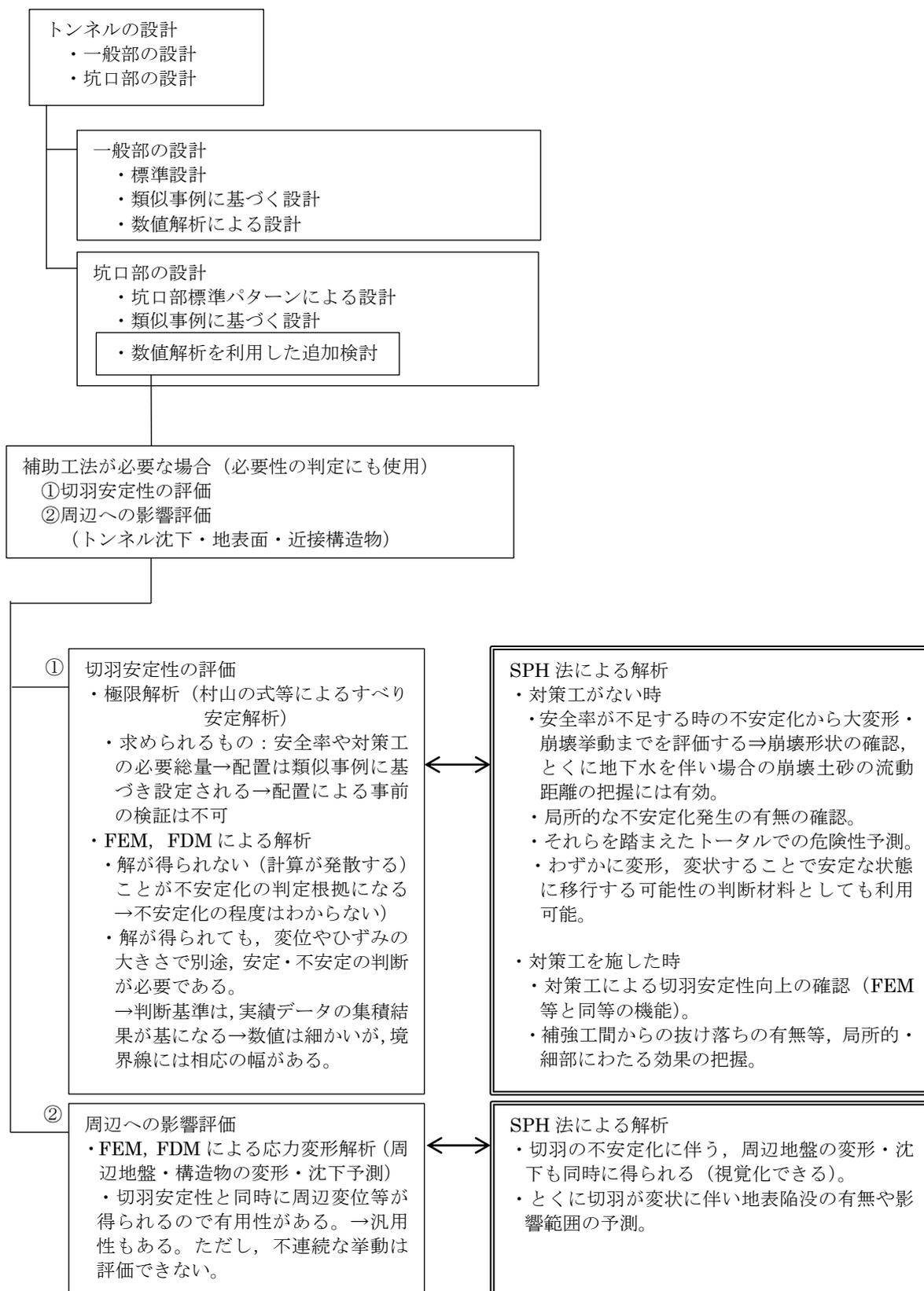


図 5.2.1 SPH法を加えた山岳トンネル坑口部の設計のフロー

図 5.2.1 で示したように、SPH 法による解析を行うことで、大変形や崩壊挙動を直接視認可能になることが最大の特長である。これを活かして、崩壊形状や崩壊土砂の移動距離等を予測し影響範囲を推定することができる。とくに、地下水の流出を伴って崩壊する場合等においては、現象が突発的に発生する危険性も含んでおり事前に危険予知することは非常に重要であるが、その広範囲に及ぶであろう影響範囲も予測することが可能になる。また、全体的な安定性が得られている場合でも局所的に不安定化する要素が潜在していないか等についても事前に照査することができる。

本研究では、第 3 章において、SPH 法により施工中のトンネル切羽の崩壊挙動の再現することで、崩壊後の形状の確認や崩壊土砂の移動状態や移動範囲、および地表部の陥没形状や沈下範囲を目に見える形で表すことが可能であることを示したが、これらの情報を既存の評価方法に加味することで、より切羽崩壊リスクの有無（事前予測）を細かく判断することが可能になる。一方、粘着力のある物性条件では、変形あるいは小さな変状や崩壊後に安定化する挙動も解析により得られたが、そのような変形挙動が安定化に結びつくのか、あるいは新たな崩壊へと進展するののかについての検討も行うことができる。

また、時間経過ごとの形状（挙動）の把握も重要であるが、ある変形状態から次の変形や変状へ移行する過程等についても逐次追跡することが可能である。

対策工を施工した時の補強モデルによる安定性向上効果も第 3 章にて確認したが、これは SPH 法も FEM と同様な評価が行えることを示しており、SPH 法を用いれば崩壊挙動から安定化状態の把握までが解析可能となる。さらに、不安定化直前の安定限界状態においても FEM、FDM 等に比べて、すべり挙動、すなわち不連続な挙動の兆候を示すことから、切羽での剥離や切羽の返りというような危険な挙動も予測できる可能性がある。

以上のように、すべり安定解析や FEM 等の解析だけでは得られない重要な情報が SPH 法解析から得られるため、SPH 法を FEM 等に併用することで、数多くの判断情報が得られるものと考えられる。

一方、対策工を施した場合の評価は、切羽の安定性が向上する効果を SPH 法でも FEM 等と同様な評価が可能である。そのため、不安定な状態から安定化する状態までの評価を同じ SPH 法による解析で取り扱うことも可能である。さらに、補強工を配置した場合に、従来では経験的な配置設計しかできなかったものが SPH 法では局所的な不安定箇所が存在や補強材間からの抜け落ちの有無等をチェックできるため、より合理的な補強工の配置設計も可能になるものと考えられる。

(2) SPH 法をトンネル坑口の設計に用いる場合の課題

SPH 法をトンネル坑口の設計に用いるには、以下の課題があげられる。

a) 3次元モデル化

トンネルは線状構造物であり、通常はトンネル軸直角方向の断面で2次元モデル化して検討することが多いが、施工中のトンネル切羽の安定性挙動は、トンネル軸方向に捉える必要がある。そのため、3次元モデルで取り扱うことがより有効である。一方、トンネル軸方向の2次元モデルでは、トンネルの横断方向のアーチ効果の影響を考慮することができない。これらより、トンネルの問題を取り扱うには、3次元モデルでの解析がより効果的に表現できる。

b) トンネル施工過程を考慮したステップ解析

トンネルの施工過程を考慮することで、トンネル切羽より前方にある地盤の各点は、トンネル切羽の進行に伴う応力の変化を徐々に受ける。一般的には評価対象断面では切羽の接近に伴い応力が先行して徐々に解放されるので、切羽での急激な応力解放に比べてより現実に近い形で表現できる。

c) トンネル支保部材のモデル化

トンネルの壁面を支える支保工部材には、鋼製支保工、吹付けコンクリート、ロックボルト等がある。これらは、トンネル横断面、すなわちトンネル軸の直角方向に設置される。トンネル掘削外周面に設置されるこれらの支保部材をモデル化することにより掘削時のトンネル周辺の挙動をより詳細に評価することができる。

d) 補強材のモデル化

本研究では補強材を、補強材が設置された位置の地盤物性が改良されるモデルとして取り扱った。すなわち、地盤物性改良効果としてモデル化した。そのためFEM等での棒要素等のように1次元部材として部材軸方向の連続性や強度特性が強いモデルにはなっていない。また、1次元部材としての軸力やせん断力、曲げモーメントを算出することができていない。今後モデル化することでさらに別の角度からの補強材の効果を評価することが可能になる。なお、補強工の部材を1次元モデルで表現する場合、補強材部材と地盤との間に、付着力やせん断剛性を考慮するなどして地盤粒子と構造物粒子の相互作用等をモデル化することが必要になる。

上記の課題は、汎用的なFEMやFDM解析プログラムではすでに備えられているものであるが、こうした課題を解決することで、よりFEMやFDMと比較しやすく、またFEMやFDMとはまた別の解析ツールとしての位置づけができるものと考えられる。解析モデルが複雑になると長い解析時間を必要とすることが想定されるが、プログラミング技法上の問題として、今後、改善していくことが必要な課題である。

5.2 維持管理のための対策工設計の提案

5.2.1 坑口部の斜面安定対策における既存の設計方法と課題

(1) SPH 法による対策工設計手法提案の目的

トンネル坑口斜面の安定対策工としては、表 5.2.1 に示すように、トンネル延長を短くするために切土した上で斜面の安定が図られることが多い。線形や立地条件・地盤条件によっては押さえ盛土もあるが、一般的には切土して対策工される場合がほとんどである。

表に示すように、トンネル坑口部斜面においても、抑止杭やグラウンドアンカー等の大規模なすべりに対する対策工法のほか、地山補強土工法等の表層崩壊や規模の小さいすべりに対する対策工が適用されるのは、一般的な斜面安定対策と同じである。

ところで、計画時には小規模と考えられていても、長期的に豪雨等の災害や地盤の想定以上の劣化により大崩壊のリスクが高まる場合や、表中の”その他の留意事項”欄でも記されているように、補強工の間からの中抜けやアンカーの緊張力不足等により小規模な崩壊が発生する危険もある。斜面安定の対策工としては、こうしたリスクを包含するような対策工の考え方や配置を検討することが必要となる。前述したように、SPH 法は大規模な変形も含めた斜面の挙動を一貫した解析モデルで把握できるという特徴を持っており、既存の FEM による対策工の設計と併用できれば、崩壊現象や対策工の効果を把握する上で、より現実的な対応がとれる。

本研究では、比較的規模の小さい対策工法を対象に、SPH 法を用いた対策工法検討方法の提案を行う。また、雨水の浸透や地盤の劣化等、小規模な崩壊が進行性の大規模な崩壊を引き起こす場合についても本手法の有効な適用方法として検討できる。ただし、大規模な斜面崩壊そのものについては、既存の斜面安定対策と同じ設計方法をとらざるを得ないこと、およびトンネル坑口部が大規模崩壊を引き起こす可能性は極めて小さいこと等から、トンネル坑口部の安定性を論じた本研究では対象外とした。

表 5.2.1 斜面安定対策工法の比較⁶⁾

工 法		排土工（緩勾配）	抑止杭工	グラウンドアンカー工	切土補強土工法
機 構	工法の抑止機構	崩壊部を取り除いたり緩勾配とすることにより荷重を軽減させ、所定の安全率を得る。	鋼管杭や深礎杭等を施工し、その杭の有する抑止力を利用してすべりの安定度を増加させる。	不動地山にアンカー体を造成し、所定の引張り力を与え受圧板を介して積極的にすべりに抵抗させる。	地山の変形に伴って補強材に受動的に引張り力が生じ、地山の変形ならびにすべりの発生を抑止する。
施工場所 地 形	検 討 項 目	・隣接する構造物の有無 ・用地買収について ・周辺環境へ及ぼす影響 ・掘削土の処理	・施工可能な斜面形状か ・仮設備と施工機械	・アンカーが用地内に収まるか ・施工可能な斜面形状か	・隣接する構造物の有無 ・仮設備と施工機械
立地条件	構造物が近接する場合	△	○	◎	○
	複雑な地形	—	○	○	◎
	周辺環境への影響	大	小～中	小～中	小
地盤条件	検 討 項 目	・斜面上方の新たな崩壊を発生させないか	・深礎の場合は施工中の安全性確保 ・地下水状況 ・鋼材の腐食 ・予想される崩壊形態	・定着地盤の位置とその引抜き抵抗力 ・受圧板の沈下 ・鋼材の腐食 ・地下水状況	・補強材の腐食 ・すべり面、弱層の位置、基盤の位置 ・予想される崩壊形態 ・自立状況、地下水状況
すべり面 形状	適した条件	・すべり規模が中程度以上	・すべり規模が中程度以上	・すべり規模が中程度以上	・すべり面が比較的浅い場合 ・すべり規模が中程度以下
	小規模な崩壊	○	△	△	◎
	中規模な崩壊	○	○	○	○
	大規模な崩壊	○	◎	◎	×
	地すべり	◎	○	○	×
経済性	モデル設計による比較	用地の心配がなく、掘削土の処理が容易に行われる場合には、最も安価な方法である。	高価な工法であるが、抑止力が大きくなると他工法に比べて経済的メリットが大きくなる。	高価な工法であるが、抑止力が大きくなると他工法に比べて経済的メリットが大きくなる。	すべり深さや規模が中規模程度以下であれば、比較的安価であるが、規模が大きくなると補強材長や本数が増加し、経済的メリットが少なくなる。
その他の留意事項		緑化（樹林化）による周辺環境との調和が図りやすい。	適切な杭間隔が必要（すべり土塊の中抜けや基礎破壊に対して）	十分な維持管理が必要。	腐食環境が厳しい場合には、補強材の防食方法の検討が必要。

◎最も適している ○適している △採用に当たって要注意 ×適していない

(2) 既存の斜面安定対策工の考え方と課題

a) 地山補強土工法のフロー

地山補強土工法の定義は、文献5)によれば、『自然斜面、切土のり面あるいは既設盛土を対象に、地山内に補強材を構築し補強土構造体を形成する工法である。』と記されている。また、地山補強土工法の発展してきた経緯は、『地山補強土工法は1950年代にヨーロッパにおいて自然地山の斜面あるいは切土のり面に引張り補強材を配置し斜面や切土面を安定化する工法として開発された。日本では1970年代にトンネルの支保工として吹付けコンクリートとロックボルトによる工法（NATM）が技術導入されたのを契機に、トンネル坑口などの斜面安定化工法としても採用されるようになった。このため、当初は「開削NATM工法」とも呼ばれていたようである。しかしながら、坑口だけでなく切土や斜面の安定化工法として適用が拡大するにつれて「鉄筋補強土工法」という名称が定着した。その後、新たな用途として、掘削仮土留め工や既設盛土のり面の急勾配化工事、基礎の補強工事など用途が拡大するようになった。また、補強材として鉄筋以外のものも使用されるようになってきたのを受け、「地山補強土工法」に名称を改めた。』と記述されている。

このように、地山補強土工法は、山岳トンネル工法およびそれに用いられるロックボルトとも縁の深い工法である。また、このうち、とくに切土を対象にした指針として、文献6)がある。

図5.2.1に、地山補強土構造物の設計フローの例⁵⁾を示す。

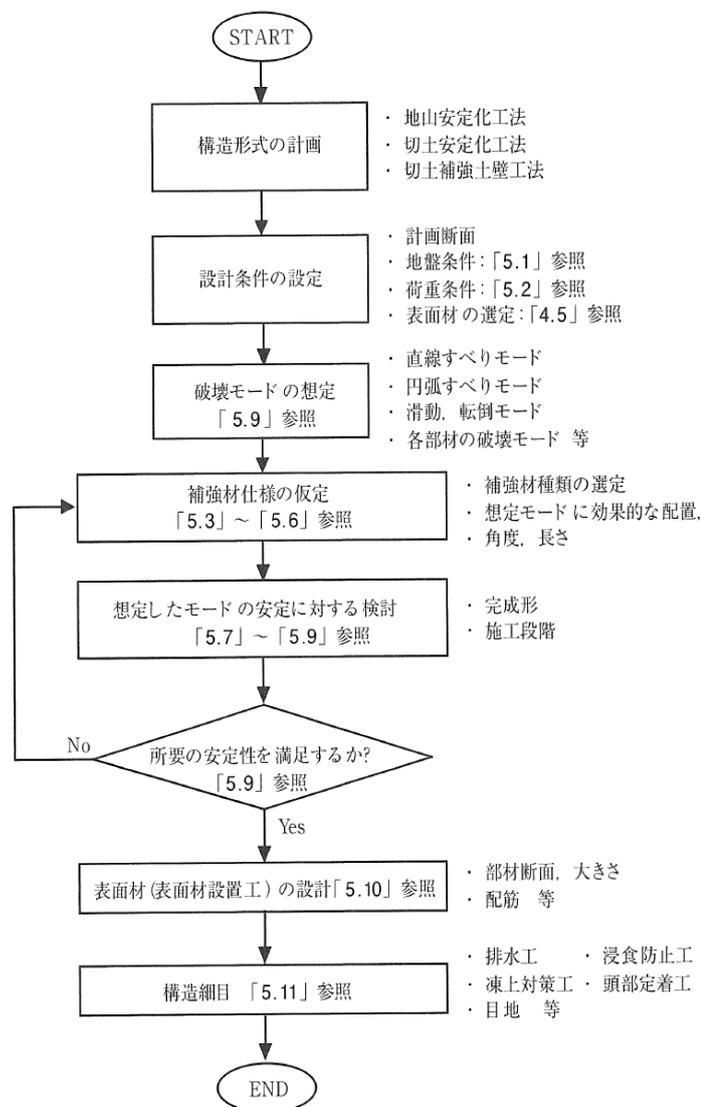


図 5.2.1 地山補強土構造物の設計フローの例⁵⁾

補強土工法としては、図5.2.2に示されるような適用例がある。トンネル坑口部を対象とすれば、図の(a)、(b)が坑口手前のアプローチ部の横断面、図の(c)がトンネル坑口～坑口部の縦断面に相当する。

トンネル坑口部では、トンネル坑口付けのために、坑門工が設置されるまでの仮設として、図の(c)のように急こう配の切土が適用される場合が多くあり、短期的な仮設補強工が施してあってもトンネル掘削時に切土面（トンネル側から見れば掘削切羽面）が崩壊することがある。また、トンネルより上方ののり面についても、用地の制約等から地山条件に最適な勾配を確保することができず、標準勾配よりも急こう配ののり面が長期的に形成される場合もある。

したがって、長期的には、斜面形状の長期安定性のほか、図で示される土砂と軟岩との層境界部への雨水の浸透によるすべり面の形成や表層部の劣化等に伴う急こう配部での安定性の低下が引き起こされるリスクがある。

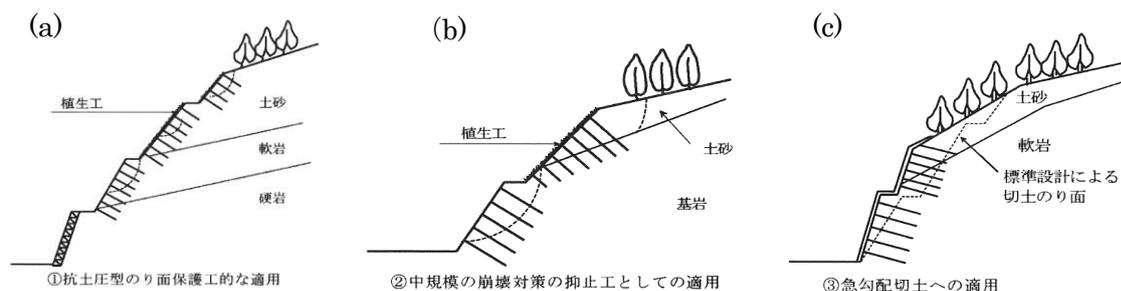
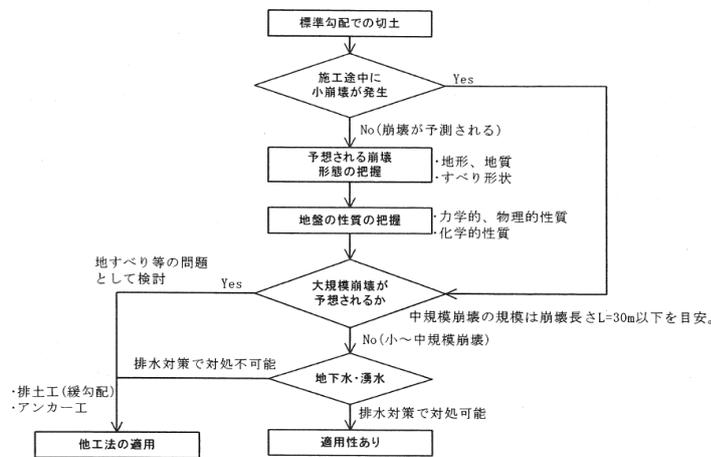
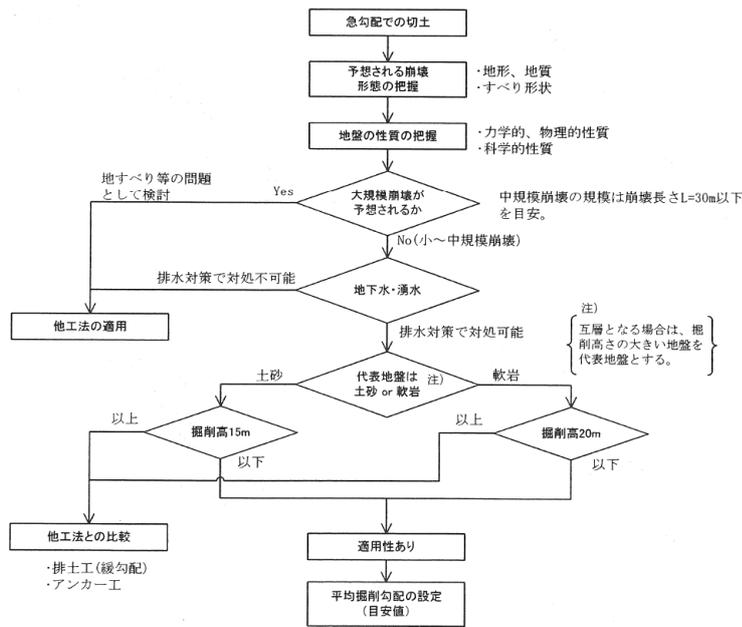


図 5.2.2 補強土工法の適用例⁶⁾

図 5.2.3 には、崩壊対策に適用する場合の検討の流れとして、標準勾配、および急こう配で切土する場合の工法検討の流れをそれぞれ示す。図で示すように、①予想される崩壊形態、および、②地盤性状の把握をした上で、③大規模崩壊の発生可能性、④地下水・湧水の影響を検討し、それぞれ大規模な崩壊は想定されない場合、および地下水等に対する排水対策が可能である場合にこの工法が適用可能であると判断される。しかし、計画段階では適用可能とされた条件であっても、大規模な地震の発生や想定以上の豪雨等による地下水の浸透により、想定された範囲を超える事象が発生する可能性もあり、対策工についても十分な検討を行っておく必要がある。なお、図中で大規模な崩壊が予想される場合であっても崩壊深さが 3m 程度以下である場合には、斜面補強工の適用が可能であることが示されているほか、中規模な崩壊としては崩壊長さが $L=30\text{m}$ 程度までの崩壊が想定されている。



(a) 崩壊対策に適用する場合



(b) 急勾配掘削に適用する場合

図 5.2.3 切土補強土工法の検討の流れ⁶⁾

図 5.2.4 は、切土補強工法の適用範囲として掘削高さや掘削勾配の関係を示す。図では、急こう配掘削の場合の範囲として、掘削高が土砂の場合は 15m、軟岩の場合は 20m と制限されている。

本研究では、トンネル径を 10cm、トンネルから上方の斜面高を 35cm(勾配は 50°)、

斜長が 52cm の土槽での実験を行った。実物のトンネル径を約 10m とすると縮尺スケールは $S=1/100$ となり、前述した補強土工法の適用掘削高，斜面長を上回る実験条件となっている。したがって、通常に想定されるもの以上の斜面高さを設定することで、より厳しい条件での崩壊発生メカニズムを検証できたものと考えられる。

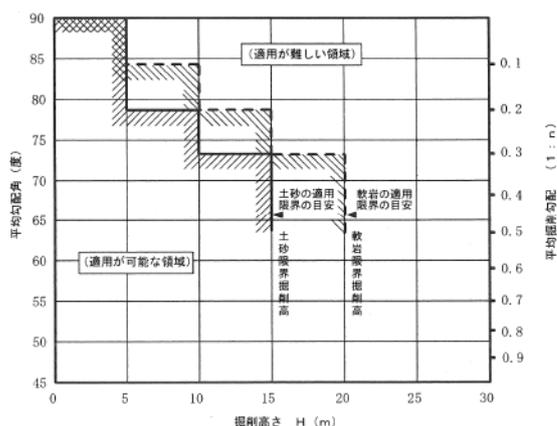


図 5.2.4 切土補強土工法の適用範囲（掘削高さと平均掘削勾配の関係）⁶⁾

図 5.2.5 に、切土補強土工法を用いる場合の設計手順を示す。

なお、トンネル掘削，経年変化，地震などによるトンネル坑口上部斜面の緩みの検討は，その調査・計測・解析が複雑で難しいこともあり，これまでは既存の設計・施工の経験に基づく定性的・標準的な対策工が検討されてきた。

b) 地山補強土工法の考え方・適用範囲，および課題

これらの基本的な考え方のフローや適用範囲等については，設計・施工マニュアル化されているが，そこでは斜面補強工の効果についても下記の通り，せん断や曲げによる効果は含めず引張り補強効果だけに限定されている。

適用範囲と補強効果の考え方として，文献 5) では次のように述べている。

『地山補強土工法における補強効果は，地山の変形に伴って受働的に補強材に抵抗力を発揮させて地山の変形を拘束することにある。このため，補強効果の大小は，地山と補強材との相対的な変形性に大きく依存する。』

『本マニュアルでは，これらに配慮して，曲げ剛性やせん断補強効果を期待できるダウリングやマイクロパイリングにおいても設計上はネイリングと同様に引張り補強効果だけを考慮することとした。これらは，当面の処置であり，今後研究が進み施工実績が十分に増えれば再検討する必要がある。また，ある程度の変形を許容した地山補強

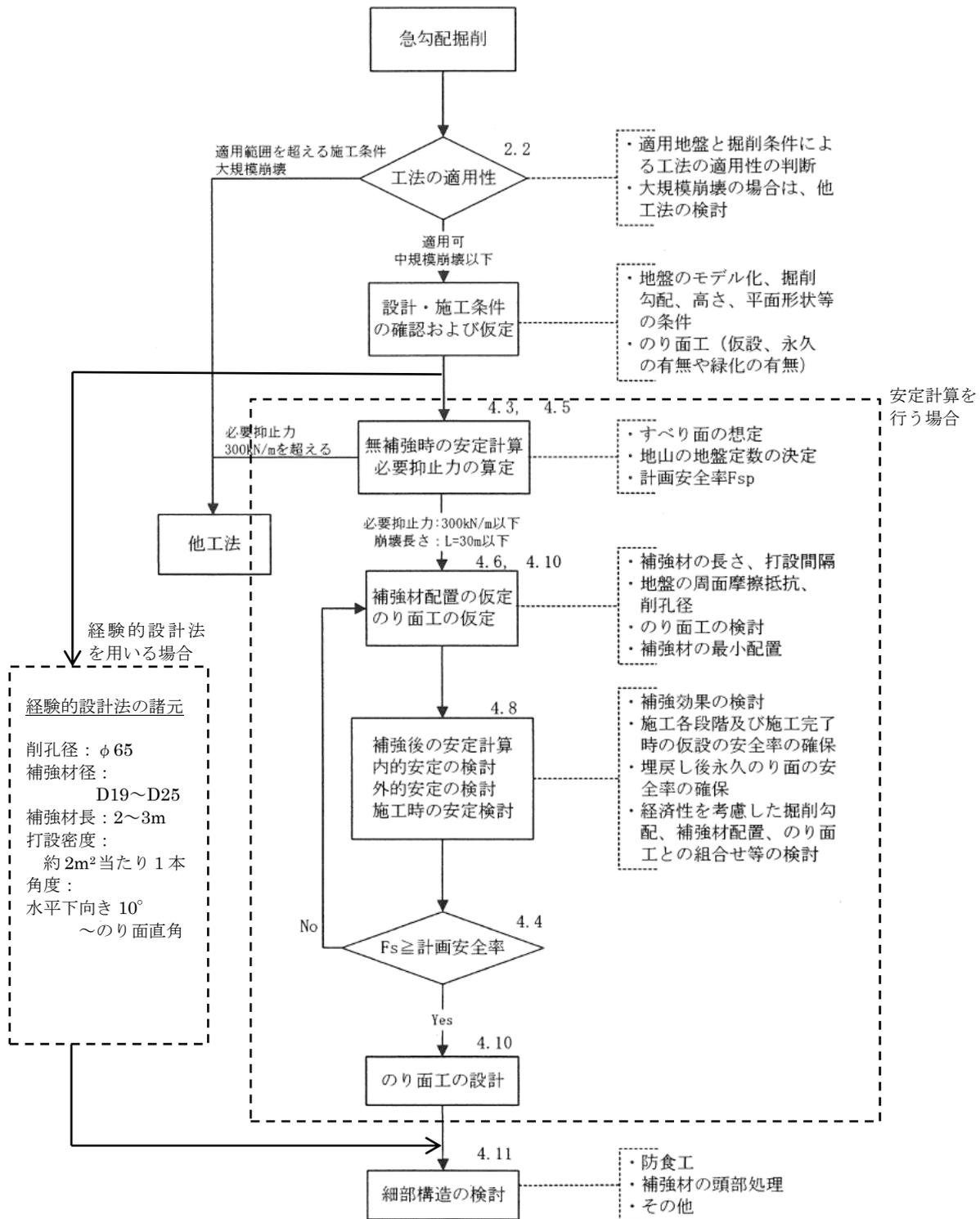


図 5.2.5 切土補強土工法の設計手順（急勾配掘削に適用する場合）（文献⁶⁾を加筆修正）

土工法を設計する場合には、地山の変形に応じた補強効果を適切に算定する必要がある。しかし、現行の斜面安定計算では地山と補強材を剛完全塑性体と仮定しているため、これらのことを評価できない。今後は、現行のように地盤や補強材を剛完全塑性体として計算するのではなく、むしろ杭などの設計で行われているように補強材を棒部材、地盤を非線形バネと評価し、変形量の概略値が算定できるような設計法の導入が望まれる。』

以上のように、確実な安全率を確保することを明確にすることで、安定性が担保されている。

一方、比較的短い補強工での効果や考え方、および課題について、西村・山本⁷⁾は、次のように述べている。

『従来行われている鉄筋類挿入工法には、鉄筋を不動の地山に定着して鉄筋の張力によって地山を直接的に支持しようとするアンカー的な思想が残されているため、挿入する鉄筋は比較的長くならざるを得ない。しかし、本研究によれば、打設されたロックボルトがすべり線内にとどまっても、そのボルトに適当な引抜耐力があつて個々に抜け出さずにシステムティックに作用すれば、ボルトは地山を一体化して地山が本来有しているせん断強度を十分に動員させることができ、地山は粘り強い変形能力を発揮して自立する。また、ボルトの支持能力に応じた土圧の再配分が地山内に生じることは、一部に弱い地山部分があつても、その周辺地山が弱い地山部分の土圧分担に協力することを示唆するものである。』

このように臨機応変な対応ができること、また、この工法は崖錐や風化岩など幅広い地質に適用できると考えられることなどは他の斜面安定化構造物にはない大きな利点であると思われる。』

このような考え方をベースにして、文献5)では、補強工がすべり線を切ることで抑止効果(引張抵抗力)が発揮されるという考え方にしばられず、副次的な効果、すなわち、数値的には表しにくい現実的な効果があることも加味している。

これらを踏まえ、道路分野では、経験的設計法を用いる方法が適用されている⁸⁾。その流れは、図5.2.5に加筆したように位置づけられる。

図5.2.5で追記した「経験的設計法を用いる場合」の設定方法は、文献6)に記載されているもので、独自の考え方で整理されている。この流れで設計するには、経験に基づく判断が求められ、いわゆるマニュアルエンジニアが与えられた計算条件だけでは組み立てられないものであると同時に、維持管理段階においては、必ずしも数値データには限定されない、観察・計測結果をもとにした総合的な見地からの状況判断が求められることになる。

岩盤斜面を対象にした設計では、現状評価(現状の安定性の把握や危険性の判断)が

より必要とされており、すべりに対する安全率を算出するための極限解析のほかに、変形挙動を捉えるような数値解析が設計方法の一つとしてあげられている⁸⁾。さらに、岩盤斜面で岩塊の落下等のまさに不連続な挙動を評価する数値解析手法による評価も種々研究されており⁹⁾、変形や崩壊のメカニズムの追及が研究されている。

トンネル坑口部の斜面においても、崖錐堆積物から岩盤斜面まで幅広く存在しているため、極限解析での安全率の評価だけにとどまらず、変形状態の把握から危険度を予測するような設計手法も必要であり、これらを念頭においた考え方が必要とされる。ただし、岩石の落下や大規模な岩盤斜面の倒壊や崩落等、明らかに不連続体としての岩塊の挙動が支配的な現象については、本研究では対象としていない。したがって、FEM等に代表されるような連続体モデルを主体とした数値解析手法が対象となる。

ただし、第3章でも示したように、通常の汎用的なFEMやFDM等の格子法の連続体解析では、斜面の大変形や崩壊を目に見える形で表現(視覚化)することができない。そのため、本章でも大変形や崩壊挙動が表現できるSPH法による評価を導入することによって、設計から維持管理までのフローを構築することが必要である。

このため、図5.2.5のフローにも、「数値解析による評価」の項目を入れていくべきである。

c) 降雨や地震に対する考え方

図5.2.5のフロー中には降雨や地震に対する考え方は記されていない。それは次のような課題が含まれているからと考えられる。

耐震設計に関して、龍岡は次のように課題を整理している¹⁰⁾。

『斜面でも耐震設計をすれば、地山補強土工法の優位性を認識することができる。しかし、現状では斜面の耐震設計は基本的に行っていない。これは、崩壊した後に復旧することが基本となっているからである。その理由は、対策すべき斜面の数が膨大であることと、地山内の変形強度特性と間隙水圧の分布が一般的には不明であり、信頼できる斜面の安定解析が困難であるためであろう。したがって、地山補強土工法は、その高い耐震性を評価されることなく、ただ追加の工費が必要となるという理由で回避されがちである。しかし、引張り補強された盛土・地山の耐震性が高いことは、これまで多くの地震で経験してきている。また、理論的にも証明できる。したがって、何らかの方法で耐震設計を重要斜面に持込むことにより、地山補強土工法を活用すべきであろう。そのためには、地山内の設計強度と地下水位の推定法の開発が急務である。』

すなわち、現在のFEMでは補強された地山の地震時の解析が不十分であること、および重要斜面においては何らかの新しい耐震設計方法が求められているという問題をあげている。

また、館山は、降雨に関する事項も合わせて、次のように課題を整理している¹¹⁾。

『伝統的に切土や斜面では、地震に対してはもとより降雨に対しても設計が行われておらず、現在でも設計を積極的に行おうとする機運がない。これは、複雑な地質を数点の調査で判断することの難しさや、強度定数の感度、特に円弧すべり計算における粘着力 c の感度が高すぎるため、 c の設定いかんで、安全性がいかようにも評価できることなどが原因と思われる。したがって、せつかく降雨や地震に対してのり面対策工を施しても、その補強効果がどの程度であるか評価できない事態となっている。』

『一方、斜面安定に耐震設計が行われないもう1つの理由に、兵庫県南部地震以降、他の構造物では大地震動を対象とした設計が行われるようになってきていることが挙げられる。つまり、円弧すべり法に震度法を適用したこれまでの設計法では、大地震において、どのような補強を施しても安全率1以上とすることが困難となることがあげられる。地山補強土工法の耐震性向上効果として、滑動土塊に作用する慣性力に直接抵抗するとともに、斜面での加速度応答を抑える効果やすべり面における拘束圧を減らさない効果があり、これらによって大きな耐震性能が得られていることが実証されているのだが、現行の設計法を踏襲する限りはそのような優位性も評価されないこととなる。したがって、新しい考え方による斜面の合理的耐震設計法の整備は地山補強土工法の適用拡大に当たっての重要課題である。』

降雨に関しては、館山は次のように課題を整理している¹¹⁾。

『また、のり面対策工のもう1つの目的である降雨に対する設計法の整備も今後の課題である。この方法として、降雨浸透の影響をパターン化する方法が考えられ、鉄道盛土では事前に降雨浸透解析を行い、土質ごとに図5.2.7のような飽和度ゾーニング図を作成することを検討している。しかしながら地山は、盛土よりはるかに不均一であるため、盛土に比べて標準化することが困難と思われるが、いずれにしても何らかの設計法を示す必要がある。』

しかしながら、龍岡や館山の指摘にも関わらず、これまで重要斜面で地震時や降雨時の対策工の効果を表現できる設計方法が具体化されてこなかった。個別要素法等の適用も試みられたが、第2章、第3章でも述べたように、これらの方法はトンネル坑口部の切羽や斜面の崩壊現象や補強効果を再現し定量的な評価を行うには十分ではなく、学問的領域での研究にとどまっていた。

本論文では、これまでトンネルの崩壊・補強では試みられてこなかったSPH法を用いて、龍岡や館山らが課題としてきた、一つの一貫したモデルにより崩壊現象と補強メカニズムの両方を再現できることを明らかにし、新たな設計法としての提案を行うこととした。

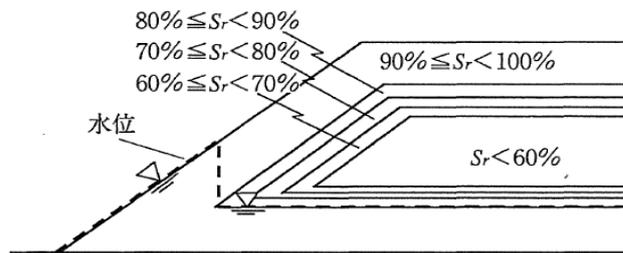


図 5.2.7 鉄道盛土における土質ごとの飽和度のゾーニングの例¹¹⁾

5.2.2 SPH 法を併用した設計方法の提案

(1) SPH 法を併用した設計のフロー

図 5.2.8 に、SPH 法による評価を設計として併用できる項目を組み込んだフローを示す。

これまでに述べてきたように、SPH 法では安全率が十分である時の弾力的な状態から、安全率が不足するような不安定な状態や崩壊するような状態までを評価することができ、特に大変形や崩壊挙動を視覚化できる特長を活かして従来の設計フローに組み込む必要がある。そこで、対策工がない時に安全率が不足する場合には、崩壊形状や崩壊規模等を把握できるような評価が求められる。とくに、地下水の流出を伴って流動化するような崩壊時には、土砂の移動距離が広範囲にわたるため、その影響範囲を把握することは非常に重要である。また、斜面崩壊のきっかけとなるような局所的な破壊状態を捉えることにより、以後の対策の立案内容や規模が変わる可能性があり、それを予測する上でも非常に重要な情報源となる。

対策工がとられた場合でも、新たなすべり面の発生等、荷重状態が変化することによる進行性の崩壊形態の照査も必要である。

さらに、一旦、変形した状態での評価を行う際には、その次の挙動を予測するといった分析が、維持管理段階まで含めた検討においては重要になる。これらを把握する上でも SPH 法を取り入れた設計や対策方法についてさらに検証を進めていくことが必要であると考えられる。

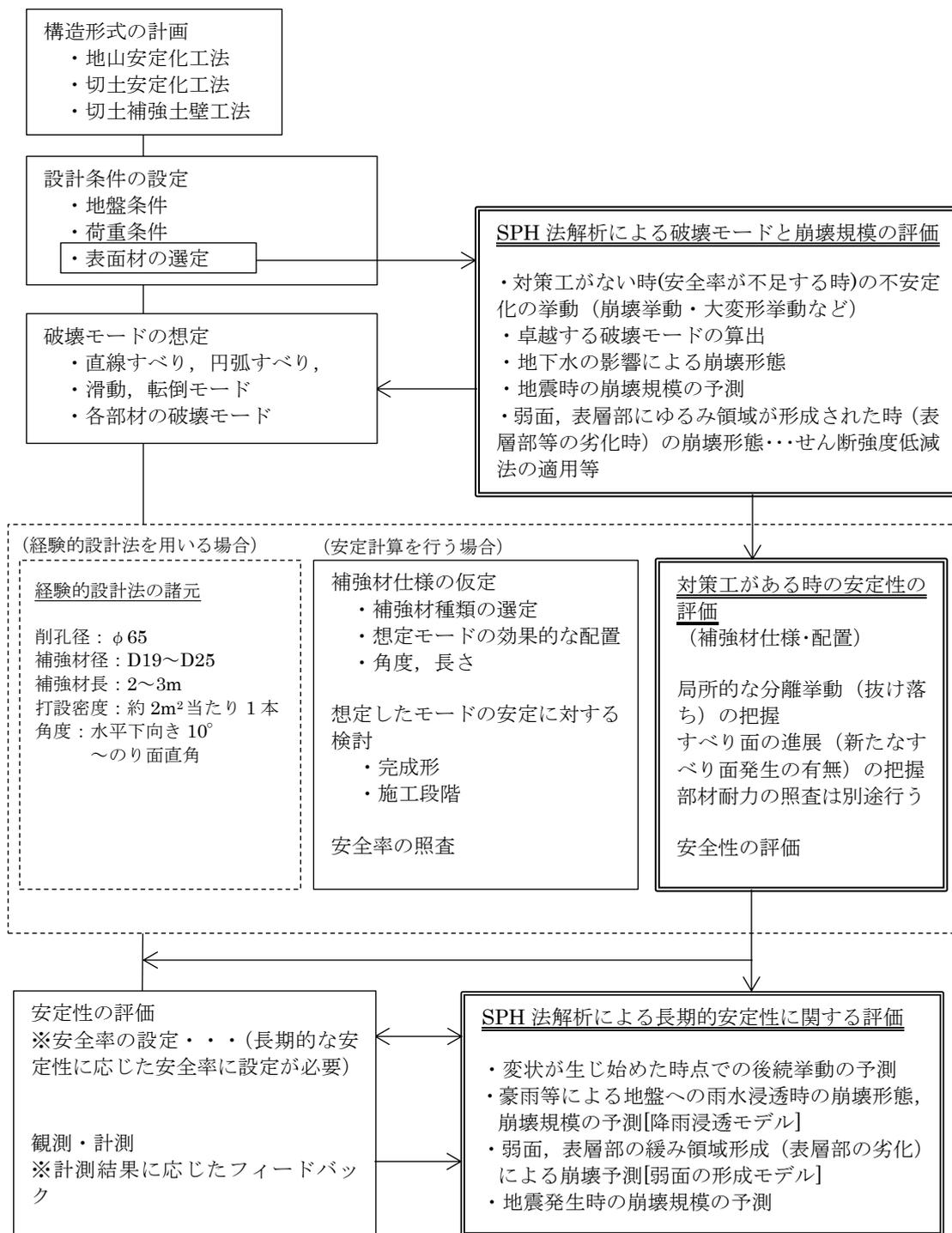


図 5.2.8 SPH 法を加えた地山補強土構造物の設計と維持管理（観測）のフロー

5.3 まとめ

(1) 既存の設計法での課題と本研究の成果

FEM や簡易設計法では安全率を算定することができ、FEM では崩壊直前までの状態を表現し予測することはできるが、いずれも崩壊挙動そのものを表現することはできないため、その評価は定性的であり、個別の配置設計等はできなかった。

このため、5.2.1 項で示した通り、地震時や降雨時の対策工法の効果を表現できる設計方法が具体化されてこなかった。さらに、安定性評価から崩壊現象まで再現できる一貫した解析モデルが確立されてこなかった。

これらの課題に対して、本研究では、トンネル切羽および坑口斜面での SPH 法の適用性および有効性を実証し、今後の設計法のきっかけとなる新しい方法を提案した。

このことにより、既存の設計法ではできなかった以下の設計が可能となった。

- 1) 崩壊可能性を広い領域で把握することにより、大規模な対策工によらずとも、簡易な補強工で広くカバーすることによる予防保全の重要性を提起できる可能性がある。
- 2) SPH 法による斜面における弱点の把握が可能となる。例えば安定性が不足する場合には、単に安全率 (F_s) が $F_s=1.0$ を下回っているという情報だけでなく、変位や応力等がどのような状態になっているかが把握できる。さらに $F_s < 1.0$ の場合には、崩壊した時の規模や形態を視覚化することができる。
- 3) 進行性崩壊の初期段階での崩壊現象の再現による崩壊リスクを評価できる。すなわち、現状の崩壊形態を観察し、SPH 法による解析結果と比較することができる。また、その後の降雨や地震による崩壊現象を視覚化することで、対策工の優先度を具体的に評価できる。
- 4) 変形後の形状をもとにその後の安定性の評価ができる。すなわち、SPH 法により、初期状態から少し崩壊モードで変形して落ち着いた形状について、さらにその後の外力作用による影響を評価できる。初期状態から大変形や崩壊に進展する状態までを同じ手法で評価できる特徴や利点がある。また、劣化によりさらに不安定化する要素を含んでいるため、せん断強度低減法 (劣化モデル) 等を用いてさらに解析を進められれば、長期的な安定性を評価する上で有効な手段になる。

このように、従来は FEM や FDM が主流であった解析方法に加えて、SPH 法では大変形までを含めた複眼的な解析が可能となる。FEM や FDM が長い年月を通じて洗練され実用的な解析法となってきたように、本研究で SPH 法の有用性を実証したことにより、今後、SPH 法も既存の解析法と同様に実用的な設計に利用できると考えられる。

表 5.3.1 に、FEM 等の既存の解析の現状と課題、および SPH 法を併用することのメリット、設計への寄与等について示す。

表 5.3.1 FEM 等の課題と SPH 法を併用することのメリット等

FEM 等の既存の解析の現状と課題	SPH 法を併用することのメリット、設計への寄与、今後の展開など
<ul style="list-style-type: none"> ・弾塑性挙動を表現できるが、塑性域が広がると、解の収束性が悪い。 ・解が収束しない場合は、次のステップへ進めない。 ・斜面端部等で歪んだ地形の箇所では適用できない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・大変形挙動や崩壊挙動を追跡できる。 ・大変形する時にどこまで影響を及ぼすかが視認できる。 ・大変形した後での対策工の効果を把握できる ・崩壊の進行過程を確認できる。 ・豪雨時等に変状が起こり始めた時に次の挙動の予測ができる。 ・崩壊土がどこまで移動するかを把握できる。 ・崩壊土により道路等に堆積する状態を評価できる。 ・破壊や衝突の過程も表現できる。 ・局所的な分離挙動（抜け落ち）等も表現できる。 ・解析結果をもとに崩壊状況のイメージを共有化できる。

本研究では、既存の評価方法では、安定・不安定の判定のみを行う方法、あるいは対策工を講じた時の安全性の確認を行う方法に対して、SPH 法では初期状態から大変形までを一貫して同じモデルで解析することができるとともに、変状や崩壊が生じる場合には、具体的に不安定な性状や崩壊した時の影響範囲、崩壊範囲等の挙動を視覚化することができることを示した。そして、SPH 法の特性を生かし、建設時の安全性から維持管理時における評価までを同じ解析プログラムを用いて設計する方法を用いることで、長期に亘るトンネル坑口斜面の安定性について、対策方法の必要性の有無や優先度の評価などの検討を可能にする道筋を拓いた。

建設時の施工状況やトラブル等の不具合の記録が維持管理時の変状発生時の原因の究明にも役立つのと同様に、解析面での評価においても順次変化する状態に応じて解析を行うことが重要である。ある段階での評価が、“不安定”というだけの評価に終わってしまったら、その後の経緯をたどることができない。不安定、あるいは崩壊状態と評価された場合には、その状態における地盤の中のひずみや応力状態を後続の検討に引き継ぐ必要がある。

第3章で検討した施工中のトンネル切羽の問題は、トンネル掘削が進めば、”切羽”はなくなるが、周辺の応力状態等は、施工時に影響を受けたものが残っている。それと同様に、FEM等の解析でも安定した状態だけでなく、変状（崩落）が発生した場合にそのトンネル周辺部の性状に関する情報も維持管理に引き継がれる必要がある。そうしたものを記録に残す上でもSPH法という手法が有意義である。これは、坑口部の斜面においても同様であり、一旦、変位したものがその後、別の荷重作用や劣化進展により、どのような状態に変化・推移するのかを評価しておくことは、維持管理上にとって極めて重要である。

以上より、本研究で実施したSPH法の解析、およびそれを利用した設計の考え方は、建設時と維持管理時における安定性と安全性の評価に寄与するものであると考えられる。

第5章 参考文献

- 1) (社)土木学会：トンネル標準示方書（山岳工法編）・同解説， p.58, 1996.
- 2) 今田徹：山岳トンネルの設計の考え方， 土木工学社, pp.162-166, 2010.
- 3) 土木学会：トンネル・ライブラリー第5号 山岳トンネルの補助工法, pp.173-180, 1994.
- 4) 御手洗良夫，手塚仁，羽馬徹，岡部正，蔣宇静：3次元粒状体個別要素法を用いた長尺鏡補強工の効果の評価， トンネル工学報告集， 第15巻, pp.77-82, 2005.
- 5) (公社)地盤工学会：地山補強土工法設計・施工マニュアル， pp.1-171, 2011.
- 6) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社：切土補強土工法設計・施工要領, pp.1-81, 2007.
- 7) 西村和夫・山本稔：比較的短いロックボルトを用いた切り取り斜面の安定について， 土木学会論文集， 第388号／Ⅲ-8, pp.217-226, 1987.
- 8) 土木学会岩盤力学委員会：岩盤斜面の安定解析と計測， 丸善(株)， pp.27-167, 1994.
- 9) 大西有三，西山哲：岩盤崩壊と落石問題に関する現状と課題， 地すべり， Vol.39, No.1, pp.1-13, 2002.
- 10) 龍岡文夫：地山補強土工法の原理・メカニズム， 基礎工， Vol.134, No.5, pp.1-3, 2006.
- 11) 舘山勝：地山補強土工法の現状と課題， 基礎工， Vol.134, No.5, pp.4-11, 2006.

第 6 章

結論および今後の課題と展望

6.1 結論

本研究では、トンネル掘削時から完成後に豪雨や地震、風化などの何らかの外力をトンネルや坑口斜面が受ける場合までを SPH 法を用いて一貫した評価を行うことを試み、トンネル坑口部を想定した土被りの小さいトンネル切羽の建設時の安定性、および完成後の坑口斜面の安定性について、実験的、解析的検討を行った。その結果、SPH 法によるトンネルや坑口斜面の弾性挙動から崩壊までの変位、応力状態と安定性に関する評価手法を確立した。さらに SPH 法を利用して、トンネル切羽の安定性や坑口斜面の安定性、および、長期的な維持管理面での劣化が進行した時や地震等の新たな外力が加わった時の崩壊可能性についても検討できる設計方法を提案した。

本研究で得られた成果は、次の通りである。

- 1) 施工中のトンネル切羽を対象として、アルミ棒積層体を用いた崩壊挙動に関する模型実験および SPH 法解析を行い、実験結果と解析結果がよく一致することを示した。
- 2) SPH 法と FDM との比較を行い、FDM では変形が大きくなり結果が得られないような条件でも、SPH 法では大変形・崩壊挙動、およびその兆候となる分離型の変位挙動を表現可能であることを明らかにした。
- 3) 実地盤を対象として、SPH 法によりトンネルが崩壊した事例の再現解析を行った。また、切羽安定対策工法の一つである鏡補強工のモデル化を提案するとともに、実地盤に適用した時の挙動について解析を行い、モデルの有効性を確認した。
- 4) トンネル建設後の緩み領域のある坑口斜面に関して、震度 6 弱以上相当の激しい地震に対しては長い補強工で斜面全体のすべりを抑制する工法が有効であるが、震度 5 強相当までの地震には短い補強工で対応できる可能性があることを、実験と解析を通じて明らかにした。
- 5) 既存の FEM を用いた数値解析による設計方法を補完して、SPH 法を利用した施工中のトンネル切羽および完成後の坑口斜面の設計に関する新たなフローを提案し、進行性崩壊の評価や挙動予測等を織り込むことにより、建設時から完成後の維持管理までを見据えた設計手法の確立へ向けての道筋を示した。

以下に、各章で得られた知見及び成果を示す。

第1章では、本研究の背景、目的と研究概要を述べた。

第2章では、SPH法のトンネル崩壊対策への適用に際して、施工中のトンネル切羽や施工中および完成後の坑口斜面の安定性の評価、あるいは崩壊時の挙動に関する既存の研究・事例等を対象に調査した。すなわち、トンネル坑口付近の斜面崩壊等の事例を収集し、その原因や対策を分類するとともに、トンネル切羽や坑口斜面の安定性に関する既往の研究事例における課題を抽出し、本研究の位置づけ、役割等を整理した。

まず、施工中および供用中で、従来のFEMでは解析できないような、崩壊を含めたトンネル坑口部の大変形時の挙動について検討する時に、SPH法は期待される一つの方法であることを示した。

つぎに、トンネルの崩壊事例としては施工中のトンネル切羽での事例が多いことから、トンネル切羽での崩壊パターン、問題点と対策の考え方を整理した。また、トンネル掘削時に崩壊が地表面まで達する事例も挙げ、大規模な崩壊の発生する要因としては、地形地質特性のほか、多量の出水や豪雨など地下水の存在が起因していることを示した。

さらに、トンネル切羽や斜面の安定に関する研究事例を整理し、安定・不安定の評価については数多くの研究がなされているものの、大変形や崩壊の挙動を追跡したり、完成後にそれまでに生じた変形の履歴を踏まえた上で、地震や豪雨等の新たな作用荷重を受ける場合や自然劣化する時の評価にまで踏み込んだ研究はなされていないことを示した。

第3章では、トンネル切羽の安定性や補強対策工の検討に関する数値解析手法として広く用いられているFEMやFDM等では表現することのできない課題を解決することを目的として、トンネル切羽の崩壊メカニズムへのSPH法の適用性について検討した。

まず、SPH法でのシミュレーションを行うにあたりSPH法の概要と支配方程式、および設定したSPH法パラメータ等について説明した。つぎに、施工中のトンネル切羽を対象として、アルミ棒積層体を用いた崩壊のメカニズムに関する模型実験およびSPH法によるシミュレーション解析を行い、土被り比(H/D)ごとに崩壊中の挙動ならびに崩壊後の形状等について比較し、実験結果と解析結果がよく一致していることを確認した。これにより、SPH法により実験挙動を再現することが可能であることを立証した。また、FDMとの比較を行い、FDMでは変形が大きくなって解析結果が得られない解析条件においても、SPH法では大変形・崩壊挙動、およびその兆候となる分離

型の変位挙動を表現可能であることを明らかにした。

つぎに、実地盤を対象として、トンネルが崩壊した事例の再現解析を行い、切羽の崩壊から斜面の崩壊に至る経過をよく表す結果が得られること、すなわち、実地盤での崩壊挙動を再現できることを確認した。

さらに、切羽安定化対策工法の一つである鏡補強工で切羽を補強する場合について SPH 法でのモデル化を提案し、実地盤モデルで鏡補強工として適用した時の崩壊抑制効果が得られることを示し、提案したモデルが有用であることを明らかにした。

最後に、補強工を配置した場合にも、従来の FEM 等では表現することができなかった補強材間から土粒子が抜け落ちる挙動を SPH 法では表現できることを示し、切羽の安定性の評価方法に関して既存の手法だけでは十分に確認することのできなかつた情報を与えることが可能であるなど、SPH 法が補強工の効果について有効な解析方法であることを明らかにした。

以上より、第3章では SPH 法を用いてトンネル崩壊時の挙動を再現できることを明らかにし、切羽安定性評価や補強対策工の設計検討に関して SPH 法が有用な手段であることを示した。

第4章では、トンネル完成後の坑口斜面を対象として、供用中に新たに外力を受ける状態として地震時を想定し、振動台を用いた加振実験により坑口斜面が表層崩壊するメカニズムについて検討した。

まず、トンネルが斜面内に潜在しているすべり線に近接して建設される時に受ける影響について、既往の研究をもとに考察した。つぎに、砂質土を用いて形成した盛土斜面の模型実験において、トンネル掘削を模擬したステップでトンネル径に対し約 1.5 倍の高さまで坑口部が陥没し、既往研究でのゆるみ高さ $1.0 \sim 1.5D$ (D : トンネル径) に合致することを確認した。

つぎに、振動台による加振実験では、補強材を設置しない斜面では約 400 gal の加速度で崩壊することを確認した。この時の崩壊形態は、法肩に引張クラックが入り、斜面に平行に形成されたすべり線に沿った直線状の表層すべり崩壊であった。これにより、地震時の表層崩壊について実験的に確認することが可能になった。地山補強土工法を想定した補強材を配置した実験では、すべり線の深さよりも短い補強工を配置した場合でも 400gal では崩壊せず、約 600gal で崩壊した。崩壊時の形態は、補強工が無い場合とほぼ同様な表層すべり崩壊が生じたが、すべり線の深さが浅くなり、地震時の崩壊に対する抵抗性・耐久性が増加していることを確認した。これにより、斜面に平行なすべり線が生じるような表層崩壊に対して斜面の表面を変位拘束するような短い補強工によ

り地震時の安定性の向上が図れることを明らかにした。一方、本研究で用いた緩い地盤条件では、法肩が局部的、表面的に崩れすべり線が形成されないような表層崩壊については別途の対策方法が必要であることも確認した。

さらに、SPH 法によるシミュレーション解析を行い、補強工がない条件においては、実験で得られたような表層崩壊（斜面に平行なすべり線が生じるような崩壊、あるいは、法肩から表面的に崩れ始めすべり線が形成されないような崩壊）の挙動は再現されず、比較的深い円弧状のすべり線に沿って崩壊する挙動が得られることを確認した。補強工がある場合には、第 3 章で提案したものと同様の補強工モデルを用い、すべり線深さよりも短い補強工の場合には十分な効果が表現できなかったが、円弧状のすべり線を横切るような長い補強工を設置したモデルでは、安定性の向上効果が得られることを確認した。

以上より、第 4 章では、震度 6 弱以上相当の数十年に 1 度の激しい地震に対しては長い補強工で斜面全体のすべりを抑制する工法が有効であるが、震度 5 強相当の数年に 1 度程度の地震や豪雨、あるいは長期の緩み抑制には短い補強工で対応できる可能性があることを、実験と解析を通じて明らかにし、今後のトンネル坑口斜面の維持管理への補強工の選定への道筋を見出した。

第 5 章では、第 3 章および第 4 章で立証したトンネル切羽およびトンネル坑口斜面での崩壊現象と補強工効果に関する SPH 法解析の有用性をもとに、SPH 法を利用した施工中および完成後における新たな設計方法を提案し、既存の FEM を用いた数値解析による設計方法を補完して、激化する自然災害や長期の維持管理の問題に対応できる可能性を示した。

すなわち、既存の設計法では取り入れられなかった以下の設計の考え方が可能であることを示した。

- ・ FEM や FDM では一部分でも不安定になった時点で崩壊と判断して解析が終了し、その後局所的な崩壊が全体の崩壊に進展するかどうかの評価ができないため、対策方法については安全側の設計になる傾向があるという課題が残されていたが、SPH 法ではその評価が可能であるため、大規模な対策工によらずとも簡易な補強工で対応できるなどという対策方法も検討できる。
- ・ 斜面全体を捉えた安全率の評価だけでは、どこが崩壊のきっかけとなり、そこからどのように崩壊が進展するのかという情報が得られないが、SPH 法では全体の安定性に加えて変位や応力等の情報も得られ、さらに崩壊した時の規模や形態を視覚化することができる。これにより、局所的な補強工でも対応可能であるというよう

な対策方法を提起できる。

- ・ 現状の崩壊形態，あるいは進行性崩壊の初期段階における崩壊現象を観察し，SPH法による再現解析を行って比較することができる。これにより，その後の降雨や地震による崩壊現象を視覚化することで，対策方法について優先度を具体的に評価するなど幅広い検討ができる。
- ・ 変形後の形状による安定性の評価を行うことができるため，SPH法により初期状態から少し崩壊モードで変形して落ち着いた形状に関して，その後の外力作用の影響を，同じ手法のSPH法モデルで評価できる特徴・利点がある。これにより，設計上，一貫性のある評価方法で組み立てられる。

以上のように，従来はFEMやFDMが主流であった解析方法に加えて，SPH法では大変形や崩壊形状予測等，多様な解析を可能とすることで，既存の解析法と同様に実用的な設計に利用できることを示した。

本研究では，SPH法が大変形や崩壊挙動を視覚化することでさまざまな段階，モードでの解析やその後の挙動予測を可能にし，建設時の安全性から維持管理時における安定性評価までを同じ解析プログラムによって首尾一貫して捉えるとともに，対策方法の必要性の有無や優先度の評価方法等，対応の必要性をわかりやすく説明することのできる手法としての有用性を明らかにした。さらに，SPH法による解析を織り込んだ新たな設計フローを提案することにより，SPH法がFEMと補完し合える解析手法になり得ることを示した。これにより，建設時から完成後の維持管理までを見据えた設計手法の確立へ向けての道筋を示した。

以上より，本研究で実施，提案したSPH法の解析およびそれを利用した設計の考え方は，建設時と維持管理時における安定性と安全性の評価に寄与するものであると考えられる。

6.2 今後の課題と展望

今後の課題としては，SPH法自体の解析精度の向上，解析時間の短縮化など，プログラムとしての効率性を向上させるとともに，解析モデルや定数の設定方法の標準化と多くの事例による検証を重ねて行くことが必要とされる。また，3次元モデル化，トンネルの施工過程を考慮したステップ解析，トンネル支保部材や補強工のモデル化，とくに1次元部材に関する構造物～地盤の相互作用を考慮したモデル等の解析機能を付加

し、さらに、多様な構成モデルや降伏条件の設定、地下水との連成解析、動的解析等、**FEM** や **FDM** と同等な機能を備えて、適用範囲の拡大を図っていく必要がある。

本論文は、**SPH** 法を用いてトンネル切羽およびトンネル坑口斜面の大変形・崩壊挙動に関する解析を行い、トンネル建設時の検討、および完成後の供用中での検討を一貫した設計手法で行うことの道筋を拓いたものである。

SPH 法は、**FEM** に比べて地盤工学分野での適用の歴史が浅いが、本論文での研究成果をもとに、今後、さらなる活用機会の増大および検証事例の蓄積等により、適用範囲の拡大や信頼性の向上を図ることで、真に実用的な手法としての地位を築くことができるものと期待される。

謝 辞

本研究を遂行し、論文としてまとめる上で、立命館大学理工学部都市システム工学科深川良一教授には、あらゆる面で終始、貴重なご指導を賜りました。

私が社会人学生として通わせていただいた3年の間、大変お忙しいにも関わらず、時間を割いていただき、研究に関する大所高所からのご指導のみならず、論文に関する細部にまでわたる丁寧なご指導を賜りました。心より感謝申し上げます。

立命館大学理工学部都市システム工学科里深好文教授、ならびに理工学部建築都市デザイン学科持田泰秀教授には、ご多忙中、本論文の副査としてご指導いただきました。謹んで御礼申し上げます。里深教授からは解析に関する貴重な示唆もいただきました。

立命館大学理工学研究科森邦夫特別招聘教授には、私が社会人博士としての研究を始めるきっかけを与えていただくとともに、研究を進めていく上での心構えや論文の組み立て方から書き方に至るまで、終始、身近なところから懇切丁寧にご指導いただきました。心から感謝申し上げます。

立命館大学理工学部都市システム工学科藤本将光助教には、実験をはじめとする研究方法について要所での助言をいただきました。立命館大学衣笠総合研究機構石田優子博士には、先輩研究者として学位取得に向けての暖かい助言、激励をいただきました。

Monash 大学の Ha H. Bui 博士には、直接ご指導をいただく機会はありませんでしたが、Bui 博士が開発された SPH 法の解析プログラムを研究に使用させていただき、ジオメカニクス研究室の学生諸氏を通じて様々なご相談をさせていただきました。厚く御礼申し上げます。

ジオメカニクス研究室の皆様には、実験をはじめとして、さまざまな機会で大変お世話になりました。国立研究開発法人防災科学技術研究所檀上徹博士氏には、私が入学した時の先輩研究者として、実験を見せていただいたり研究への取り組み姿勢を示していただきました。独立行政法人労働安全衛生総合研究所平岡伸隆博士には、私が入学以来、1年先輩の研究者として、常に実験や解析に関する議論をさせていただき、いろいろな角度からの助言や問題解決のヒントをいただきました。ありがとうございます。博士課程後期課程の大矢綾香氏には、SPH 法に関する資料や情報をいただくとともに英語の手助けもしていただきました。鳥居文也氏、孫夢霞氏、橋本兆雄氏、森吉勇気氏には、共通のテーマで研究を進めながらその折々で意見交換させていただき、いろいろな考え方があることを知ることができました。なかでも森吉氏には、種々の実験を快く引き受けて精力的に進めていただきました。ありがとうございます。また、土槽実験に際し

ては、田邊友章氏、角宏氏、野中慎介氏をはじめ、研究室の各位にご協力いただきました。降雨実験室で和気合いあいと実験をこなせたのも皆様のおかげだと思います。

本論文の作成にあたり、私が社会人学生として立命館大学大学院博士課程後期課程に入学することを快く許可していただきました株式会社ケー・エフ・シーの高田俊太代表取締役社長，ならびに森田正博取締役副社長，小野晶生専務取締役をはじめとする役員の皆様に深く感謝申し上げます。そして、羽馬徹取締役技術部長には、学位取得のため博士課程入学について相談した時から、快く承諾していただくとともに強力に後押しをしていただきました。大変ありがたく御礼申し上げます。

技術部をはじめ株式会社ケー・エフ・シーの職員の皆様にも感謝申し上げます。トンネル・基礎技術室の渡邊直人博士には、社会人博士としての経験や技術的なアドバイスをいただきました。岡部正氏には、解析に関する相談に乗っていただき、その考え方や意見等をいただきました。森本真吾氏（現、国立大学法人山口大学大学院創成科学研究科助教）には FLAC の解析を全面的に支援していただきました。細部に亘る検証など手間のかかる作業なども労をいとわずこなしていただきました。ありがとうございました。樋田真由美氏、五味綾子氏には、図表の作成などで協力していただき、大変助かりました。皆様からサポートしていただいていることが私の心強い支えになりました。

私がこの論文をまとめる中で、トンネルに関する技術的な知見の多くはゼネコンに在籍していた時に培わせていただいたものです。お世話になりました株式会社熊谷組の先輩・後輩諸氏には、この紙面を借りて御礼申し上げます。

研究を進める中で幾度となく壁にぶつかることもありましたが、その時々暖かい言葉や励ましの言葉をかけていただいた友人諸氏にも感謝申し上げます。ありがとうございました。

本論文は、数多くの方々の支援、協力がなければ成し遂げられなかったものと思います。あらためて皆様に心より感謝申し上げます。

最後に、私のやりたい事をさせてくれ、文句ひとつ言わずに暖かく見守ってくれた家族に感謝します。

卷末資料

- [付録 1] SPH 法によるアルミ棒積層体実験再現解析時の内部摩擦角の設定 ……付- 1
- [付録 2] PIV 分析について、および代表点での SPH 法解析との比較 ……付- 3
- [付録 3] SPH 法と FDM の比較 (モデル下端境界条件を固定した場合) ……付-12
- [付録 4] 自立高さの確認実験と SPH 法解析による物性値の推定 ……付-16

[付録 1] SPH 法によるアルミ棒積層体実験再現解析時の内部摩擦角の設定

SPH 法によるアルミ棒積層体実験の再現解析を行うにあたり、内部摩擦角をパラメータとして、SPH 法による解析を行い、アルミ棒積層体実験結果の崩壊角度と比較することにより、SPH 法における内部摩擦角を設定する。

写真付 1.1 にアルミ棒積層体実験の初期条件、図付 1.1 に SPH 法解析モデルの初期条件をそれぞれ示す。アルミ棒積層体実験は、 $x=30\text{cm}$ の位置にストッパーを設置して、高さ 8cm までアルミ棒を積み上げた後、ストッパーを撤去した。アルミ棒が崩壊し、先端部が滑るように移動し、停止・堆積した。写真付 1.2 にアルミ棒積層体の崩壊後の形状を示す。 $x=30\sim 35\text{cm}$ 付近より先では、法肩から $x=30\text{cm}$ までの勾配より緩やかになった。この実験結果より、崩壊角度としては、ほぼ直線的な勾配になっている法肩から $x=30\text{cm}$ 位置までを崩壊角度 θ として測定した。

崩壊角度の実験値は、 $\theta=18.2^\circ\sim 21^\circ$ となった。

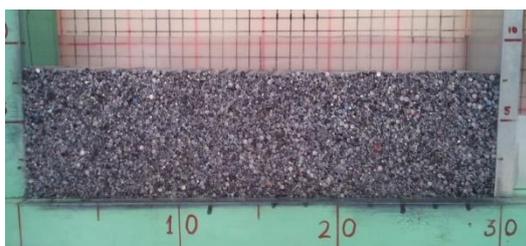


写真 付 1.1 アルミ棒積層体の初期条件

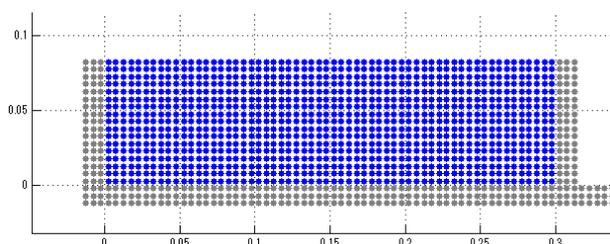


図 付 1.1 SPH 法解析モデルの初期条件

一方、SPH 法により、実験と同様の条件で解析を行った。内部摩擦角は、 $\phi=17.0^\circ$ 、 21.9° 、 24.0° 、 30.0° の 4 ケースとした。

$x=0.3\text{m}$ の位置に境界壁（ゴースト粒子による境界粒子）を設置して、初期応力解析を行ったのち、境界粒子を除去して、崩壊の解析を行った。実粒子数 $n=1020$ であった。解析の結果、移動した粒子の最先端部を除いてほぼ一定の勾配で堆積した。図付 1.2 に内部摩擦角ごとの SPH 法解析結果による崩壊後の形状を示す。

解析結果の崩壊角度として、実験と同一の区間 ($x=0.2\sim 0.3\text{m}$) を読み取った値は、以下のとおりであった。

- | | | |
|--------|-------------------------|----------------------------|
| Case-1 | 内部摩擦角 $\phi=17.0^\circ$ | : 崩壊角度 $\theta=13.7^\circ$ |
| Case-2 | 内部摩擦角 $\phi=21.9^\circ$ | : 崩壊角度 $\theta=17.3^\circ$ |
| Case-3 | 内部摩擦角 $\phi=24.0^\circ$ | : 崩壊角度 $\theta=17.3^\circ$ |
| Case-4 | 内部摩擦角 $\phi=30.0^\circ$ | : 崩壊角度 $\theta=20.3^\circ$ |

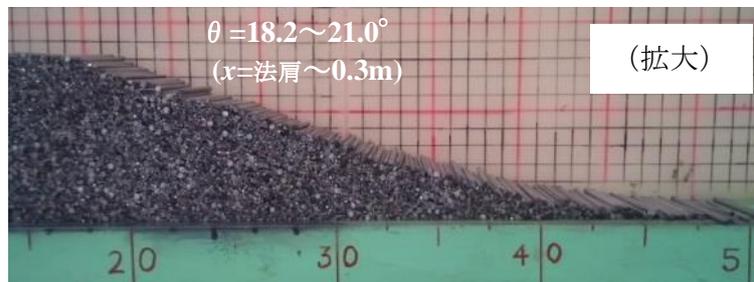
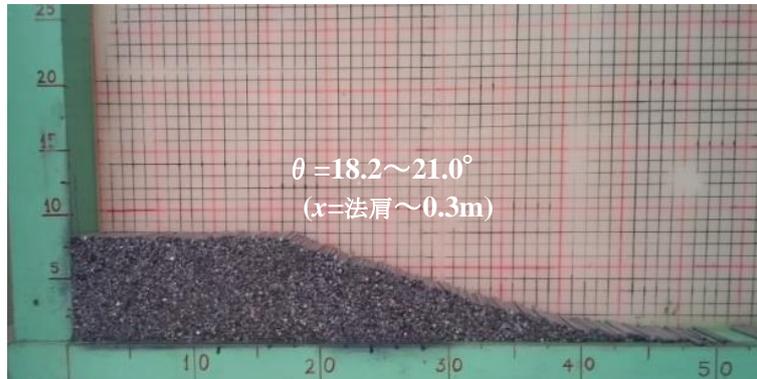


写真 付 1.2 アルミ棒積層体の崩壊角度

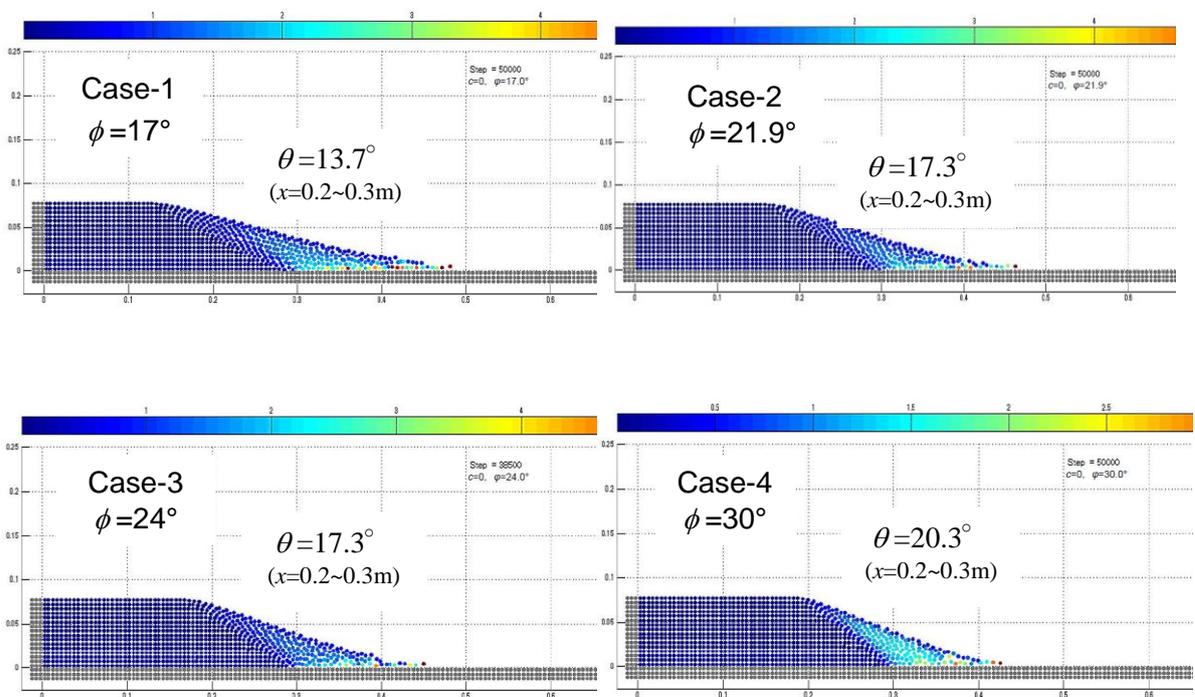


図 付 1.2 内部摩擦角ごとの SPH 法解析結果 (崩壊角度)

[付録 2] PIV 分析について、および代表点での SPH 法解析との比較

PIV分析は、連続した画像ファイルあるいは動画ファイルから、濃度の情報を利用して流れのベクトル解析を行うソフトウェア「Flow-PIV」を用いて行った。Flow-PIVは、様々な流動体の動きに対して、濃度情報を利用して2値化できない粒子計測や画像のベクトル座標・速度・角度等の流体のベクトルを測定するものである。Flow-PIVで解析できる画像は、トレーサーを用いて可視化された水や気体、雲、土砂の流れなど濃度むらパターンのある画像で、ベクトル座標や速度、角度、渦度、発散量、乱流度等が画像解析により数値化できる。結果の表示は、全てを同時に重ねて表示する静止画のほか、動画として再生することもできる。

PIV分析によりアルミ棒の移動ベクトルを検出するために、検出対象のアルミ棒に蛍光塗料スプレー（桃色）で着色し、切羽近傍では20mm格子間隔、遠方では40mm格子間隔に設置した（写真付2.1）。Flow-PIVで判別し易くするため、室内を暗闇にしてLEDブラックライトを照射した状態を写真付2.2に示す。この状態で実験を行い、実験の過程を高速度カメラ（40画像/秒）で撮影した。撮影された画像のうち2枚を計測動画ファイルに指定し、追跡サイズ・検索範囲等の追跡パラメータ、および、基準サイズの輝度、濃度むらパターンの条件を設定して、画像解析を行った。

結果は以下の通りであった。

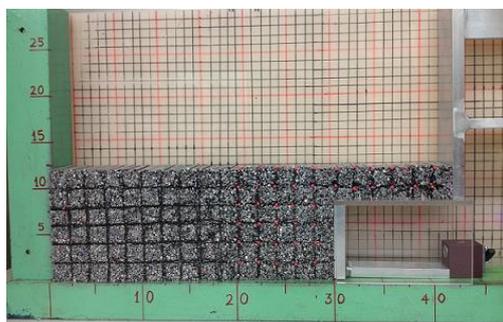


写真 付 2.1 検出対象アルミ棒の設置状況
(明るい環境)



写真 付 2.2 検出対象アルミ棒の設置状況
(暗闇にした環境)

以下に、実験を行った4ケースについて、代表点を抽出し、代表的な経過時間後におけるPIV分析結果を示す。また、これと併記して、ほぼ同じ経過時間でのSPH法解析結果を示す。

(1) $H/D=0.5$

図付 2.1, 表付 2.1 に, 代表点①~④における PIV 分析結果画像, およびその座標値と移動速度ベクトルをそれぞれ示す。図付 2.2, 表付 2.2 に, ①~④に対応する SPH 法解析結果 (位置と変位速度および速度ベクトル) をそれぞれ示す。また, 図付 2.3 には, PIV 分析結果と当該時間前後の SPH 法解析結果を合わせて示す。

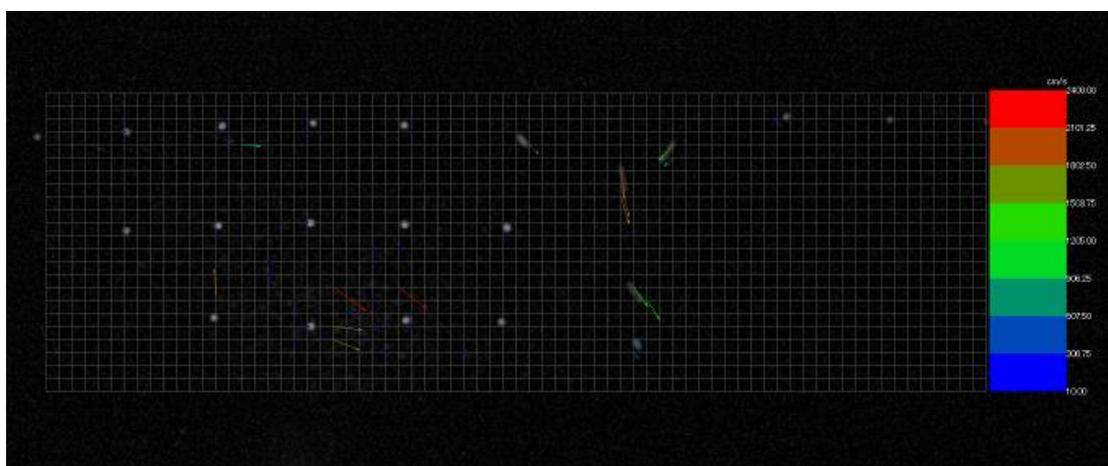


図 付 2.1 PIV 分析結果 ($H/D=0.5 ; t=225\text{ms}$)

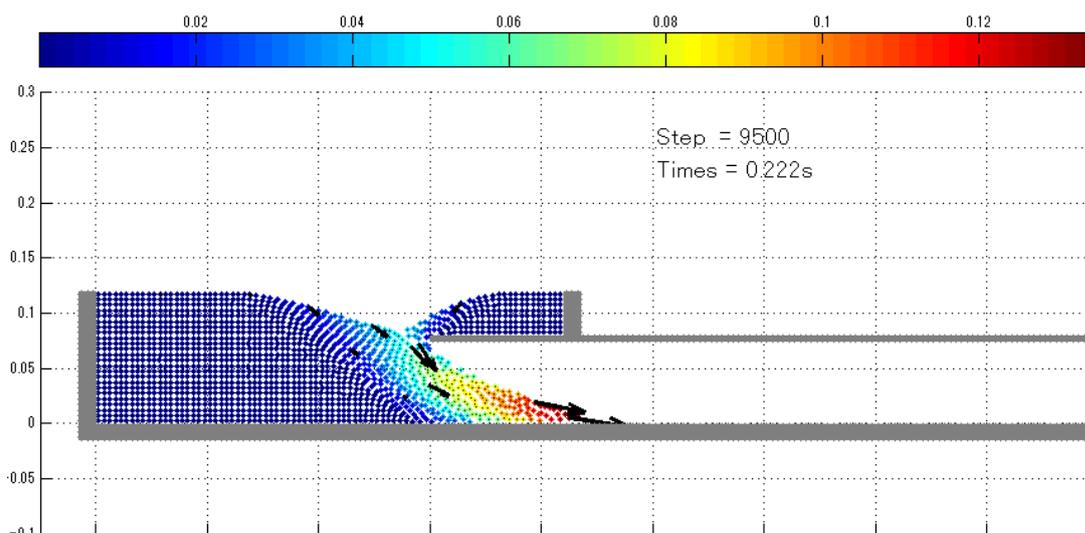


図 付 2.2 SPH 法解析結果 ($H/D=0.5 ; t=222\text{ms}$)

表 付 2.1 PIV 分析結果 ($H/D=0.5 ; t=225ms$)

全高 ΣH (m)	土被り比 H/D	番号	座標(m)		速度(m/s)	方向(deg)
			X	Y		
0.12	0.5	①	0.233	0.108	0.17	41.9
		②	0.259	0.090	0.13	55.2
		③	0.271	0.067	0.13	53.4
		④	0.281	0.034	0.05	35.0

表 付 2.2 SPH 法解析結果 ($H/D=0.5 ; t=222ms$)

全高 ΣH (m)	土被り比 H/D	番号 (粒子 No.)	座標(m)		水平方向 速度 v_x (m/s)	鉛直方向 速度 v_y (m/s)	移動 速度 (m/s)	移動 方向 (deg)
			X	Y				
0.12	0.5	①(1592)	0.248	0.089	0.202	-0.140	0.25	34.7
		②(1608)	0.290	0.072	0.230	-0.343	0.41	56.1
		③(1600)	0.283	0.069	0.234	-0.260	0.35	48.0
		④(0952)	0.299	0.034	0.267	-0.134	0.30	26.6

番号の () 内の数字は SPH 法解析の粒子 No.を示す。

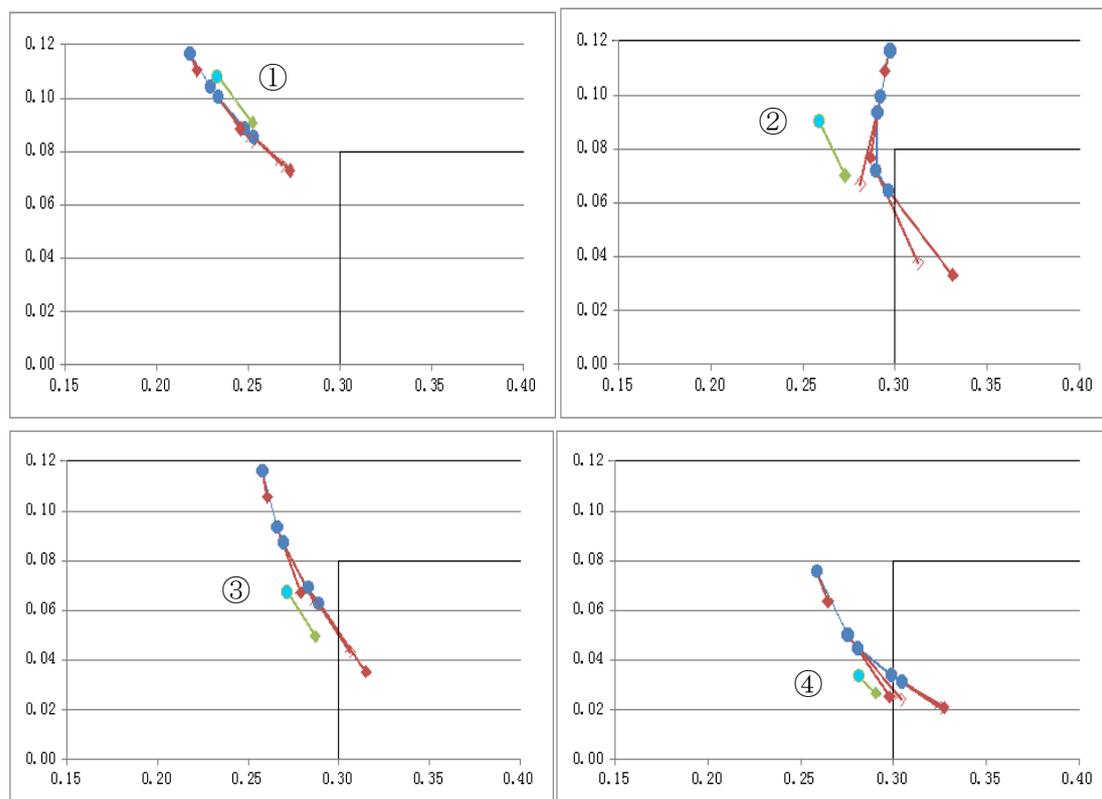
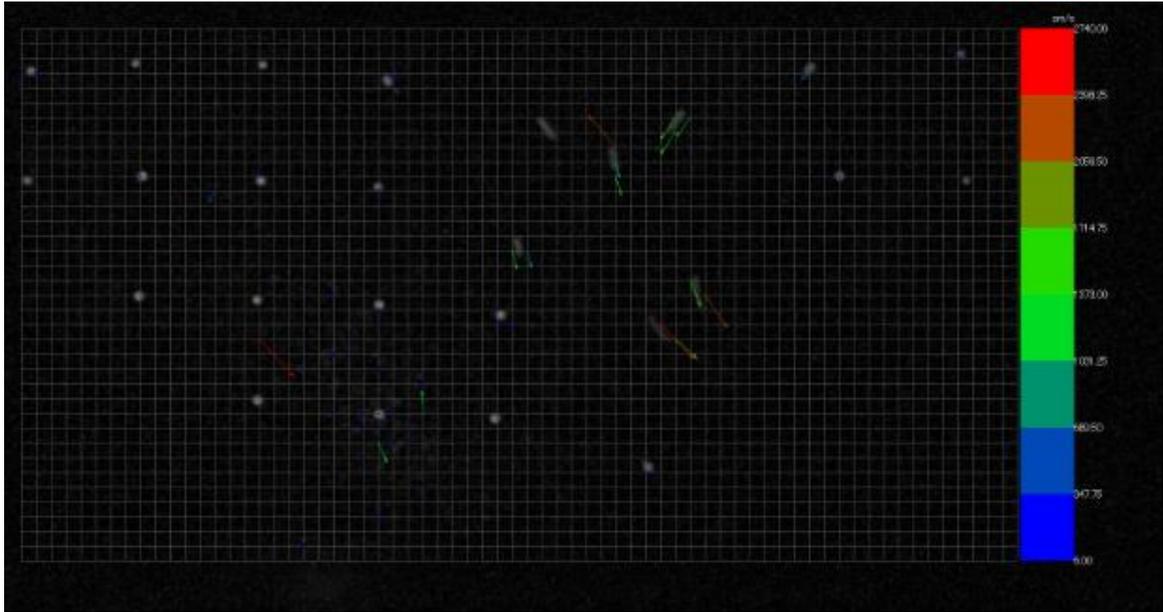


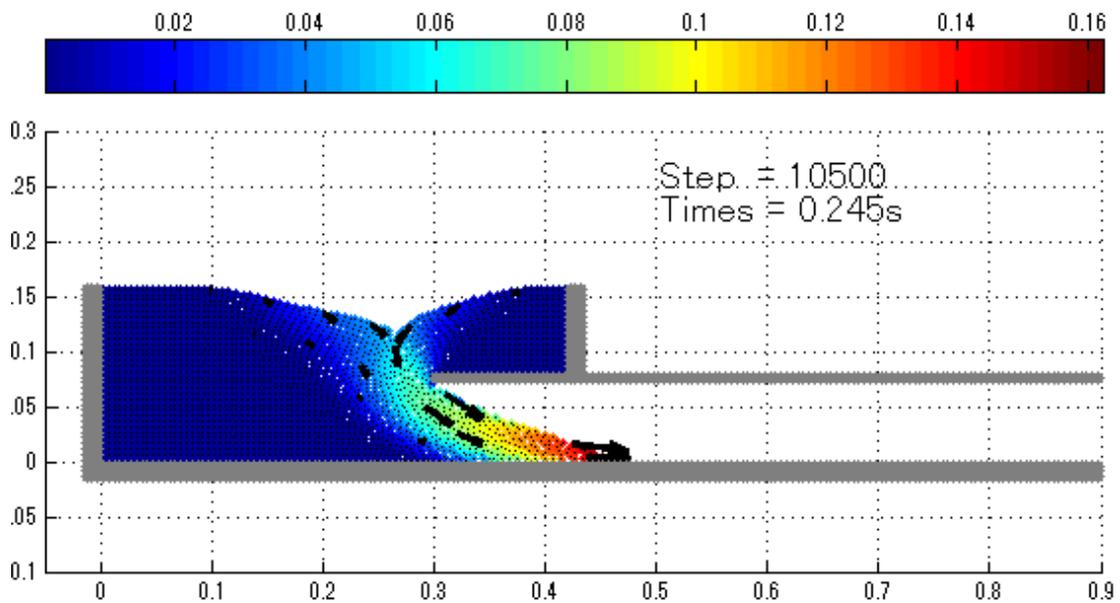
図 付 2.3 PIV 分析と SPH 法解析 (前後時刻含む) の比較 ($H/D=0.5 ; t=225ms$)

(2) $H/D=1.0$

図付 2.4, 表付 2.3 に, 代表点①~④における PIV 分析結果画像, およびその座標値と移動速度ベクトルをそれぞれ示す。図付 2.5, 表付 2.4 に, ①~④に対応する SPH 法解析結果 (位置と変位速度および速度ベクトル) をそれぞれ示す。また, 図付 2.6 には, PIV 分析結果と当該時間前後の SPH 法解析結果を合わせて示す。



図付 2.4 PIV 分析結果 ($H/D=1.0 ; t=250\text{ms}$)



図付 2.5 SPH 法解析結果 ($H/D=1.0 ; t=245\text{ms}$)

表 付 2.3 PIV 分析結果 ($H/D=1.0 ; t=250ms$)

全高 ΣH (m)	土被り比 H/D	番号	座標(m)		移動速度 (m/s)	移動方向 (deg)
			X	Y		
0.16	1.0	①	0.243	0.132	0.30	52.5
		②	0.268	0.120	0.28	70.7
		③	0.295	0.139	0.26	123.5
		④	0.303	0.064	0.22	77.9

表 付 2.4 SPH 法解析結果 ($H/D=1.0 ; t=245ms$)

全高 ΣH (m)	土被り比 H/D	番号 (粒子 No.)	座標(m)		水平方向 速度 v_x (m/s)	鉛直方向 速度 v_y (m/s)	移動 速度 (m/s)	移動 方向 (deg)
			X	Y				
0.16	1.0	①(2264)	0.244	0.125	0.169	-0.138	0.22	39.3
		②(2272)	0.265	0.106	0.040	-0.256	0.26	81.2
		③(2280)	0.279	0.124	-0.161	-0.212	0.27	127.3
		④(1608)	0.310	0.062	0.465	-0.311	0.56	33.8

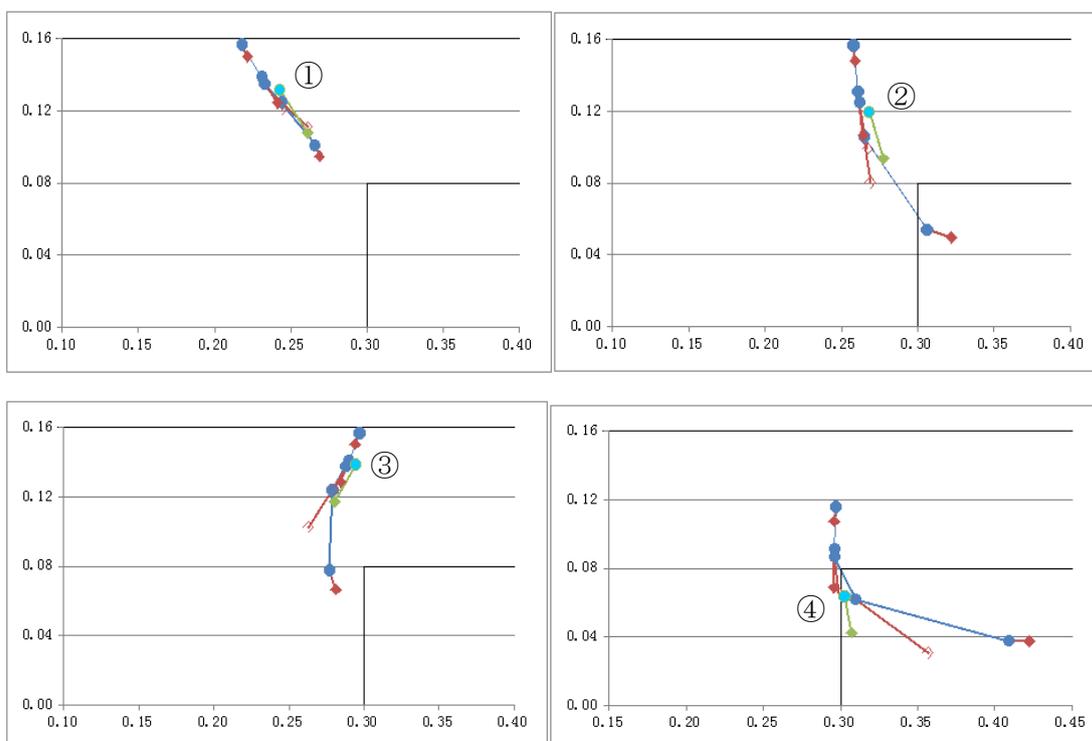
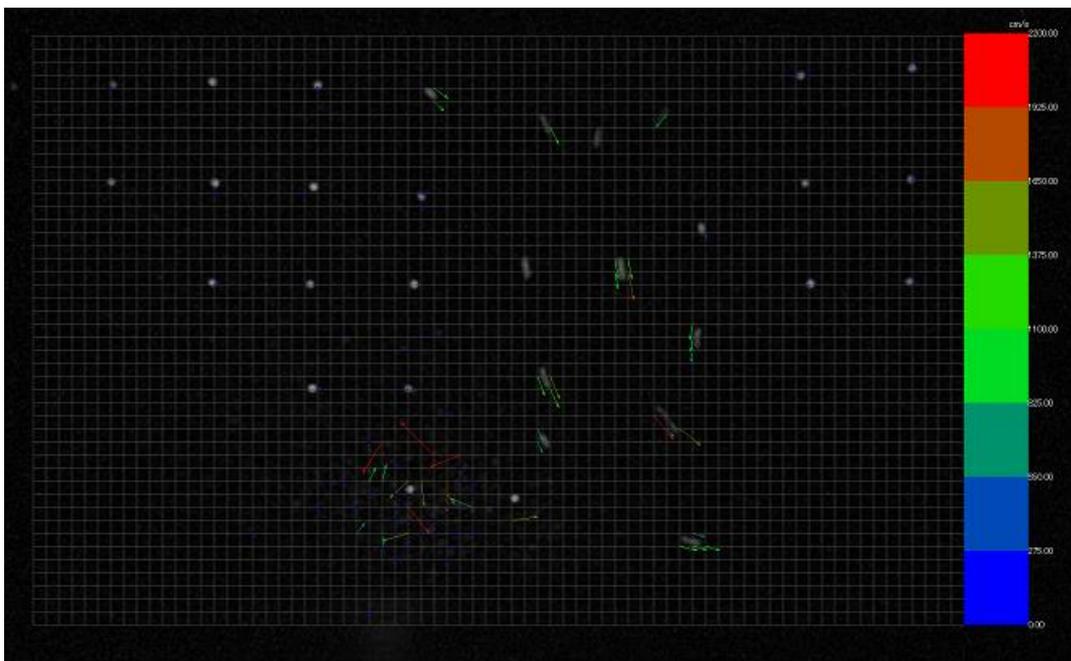


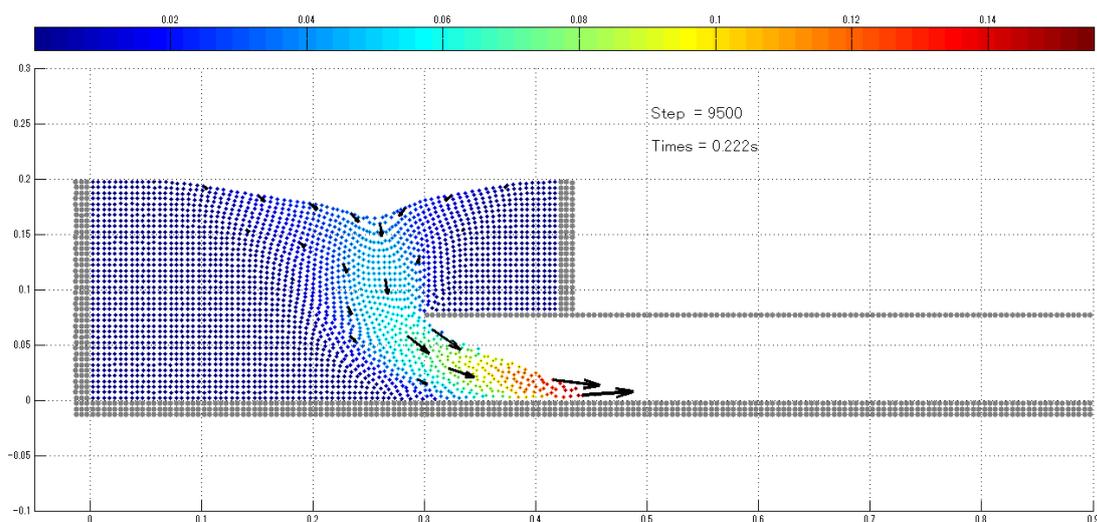
図 付 2.6 PIV 分析と SPH 法解析 (前後時刻含む) の比較 ($H/D=1.0 ; t=250ms$)

(3) $H/D=1.5$

図付 2.7, 表付 2.5 に, 代表点①~④における PIV 分析結果画像, およびその座標値と移動速度ベクトルをそれぞれ示す。図付 2.8, 表付 2.6 に, ①~④に対応する SPH 法解析結果 (位置と変位速度および速度ベクトル) をそれぞれ示す。また, 図付 2.9 には, PIV 分析結果と当該時間前後の SPH 法解析結果を合わせて示す。



図付 2.7 PIV 分析結果 ($H/D=1.5 ; t=225\text{ms}$)



図付 2.8 SPH 法解析結果 ($H/D=1.5 ; t=222\text{ms}$)

表 付 2.5 PIV 分析結果 ($H/D=1.5 ; t=225ms$)

全高 ΣH (m)	土被り比 H/D	番号	座標(m)		移動速度 (m/s)	移動方向 (deg)
			X	Y		
0.20	1.5	①	0.253	0.176	0.28	91.7
		②	0.279	0.185	0.30	130.3
		③	0.292	0.099	0.23	93.5

表 付 2.6 SPH 法解析結果 ($H/D=1.5 ; t=222ms$)

全高 ΣH (m)	土被り比 H/D	番号 (粒子 No.)	座標(m)		水平方向 速度 v_x (m/s)	鉛直方向 速度 v_y (m/s)	移動 速度 (m/s)	移動 方向 (deg)
			X	Y				
0.20	1.5	①(2944)	0.260	0.160	0.035	-0.213	0.22	80.8
		②(2272)	0.265	0.110	0.051	-0.248	0.25	78.5
		③(1608)	0.307	0.064	0.473	-0.331	0.58	35.0

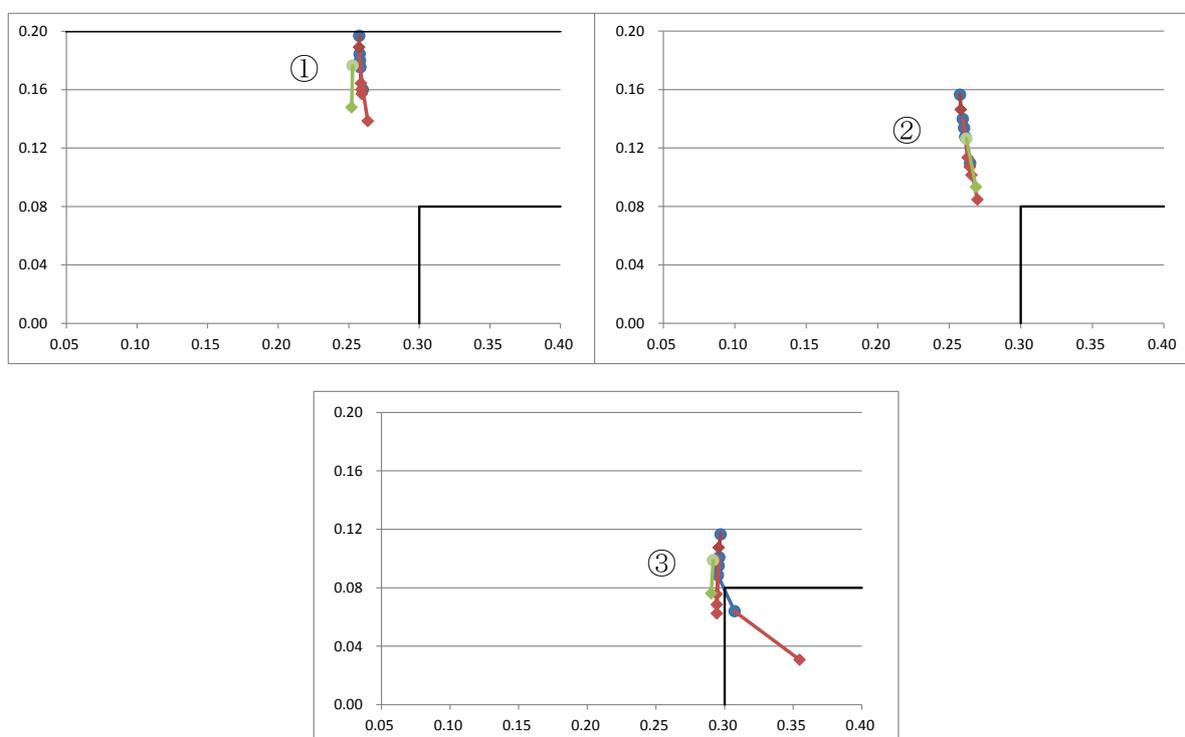
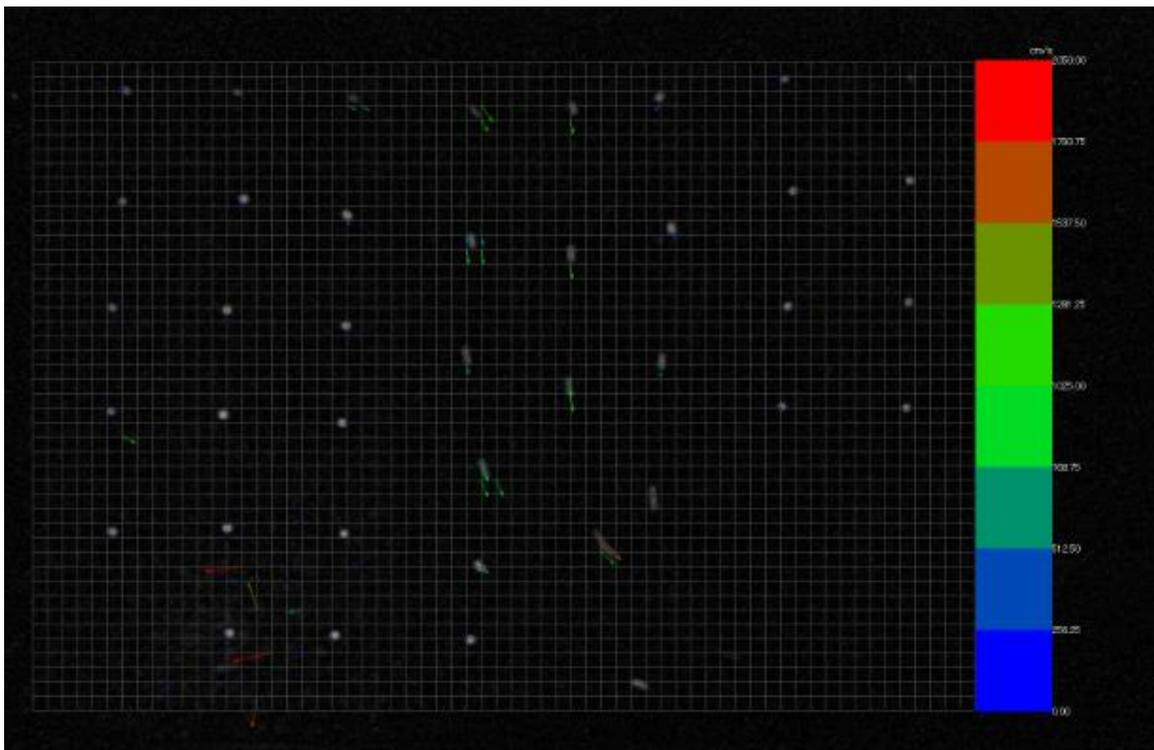


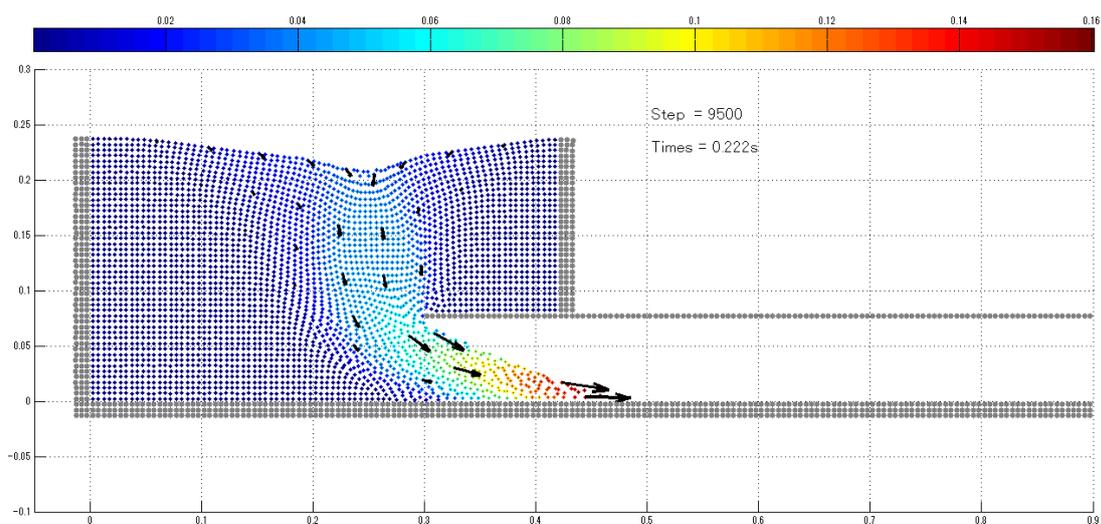
図 付 2.9 PIV 分析と SPH 法解析 (前後時刻含む) の比較 ($H/D=1.5 ; t=225ms$)

(4) $H/D=2.0$

図付 2.10, 表付 2.7 に, 代表点①~④における PIV 分析結果画像, およびその座標値と移動速度ベクトルをそれぞれ示す。図付 2.11, 表付 2.8 に, ①~④に対応する SPH 法解析結果 (位置と変位速度および速度ベクトル) をそれぞれ示す。また, 図付 2.12 には, PIV 分析結果と当該時間前後の SPH 法解析結果を合わせて示す。



図付 2.10 PIV 分析結果 ($H/D=2.0$; $t=225\text{ms}$)



図付 2.11 SPH 法解析結果 ($H/D=2.0$; $t=222\text{ms}$)

表 付 2.7 PIV 分析結果 ($H/D=2.0 ; t=225\text{ms}$)

全高 ΣH (m)	土被り比 H/D	番号	座標(m)		移動速度 (m/s)	移動方向 (deg)
			X	Y		
0.24	2.0	①	0.222	0.229	0.21	61.2
		②	0.254	0.231	0.21	76.1
		③	0.253	0.180	0.23	84.0
		④	0.253	0.133	0.28	81.5

表 付 2.8 SPH 法解析結果 ($H/D=2.0 ; t=222\text{ms}$)

全高 ΣH (m)	土被り比 H/D	番号 (粒子 No.)	座標(m)		水平方向 速度 $v_x(\text{m/s})$	鉛直方向 速度 $v_y(\text{m/s})$	移動 速度 (m/s)	移動 方向 (deg)
			X	Y				
0.24	2.0	①(3608)	0.230	0.210	0.085	-0.125	0.15	55.8
		②(3616)	0.255	0.206	-0.025	-0.210	0.21	96.7
		③(2944)	0.262	0.157	0.030	-0.200	0.20	81.6
		④(2208)	0.297	0.123	0.001	-0.170	0.17	89.8

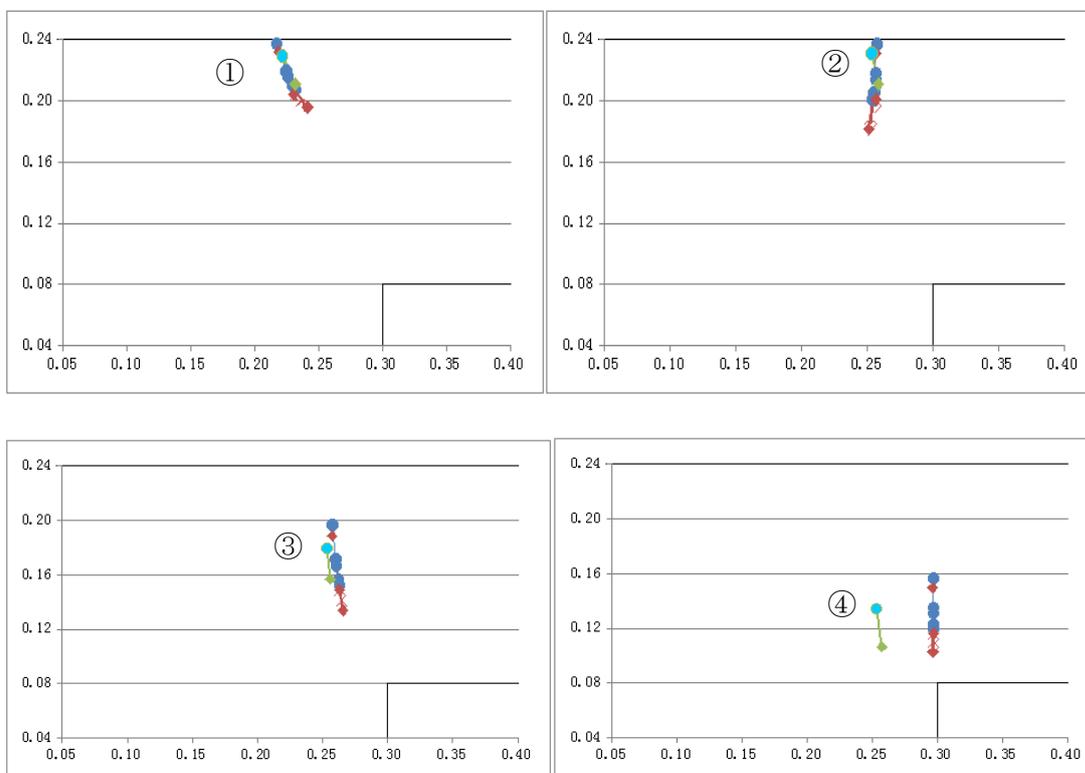


図 付 2.12 PIV 分析と SPH 法解析 (前後時刻含む) の比較 ($H/D=2.0 ; t=225\text{ms}$)

[付録 3] SPH 法と FDM の比較 (モデル下端境界条件を固定した場合)

SPH 法との比較として、本文中 (3.4 節) では FDM のモデル下端の境界条件を水平方向の変位速度は固定しない条件で行ったが、ここでは水平方向の変位速度もゼロに固定した条件で解析し、比較した。

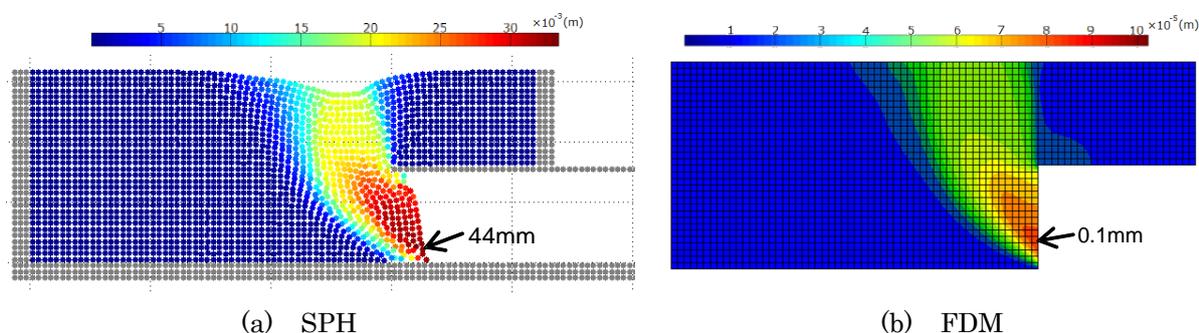
解析モデル地盤条件は、3.4 節と同様である。ただし、境界条件が異なるため、FDM で解が得られる条件が異なる。そのため、FDM で $\varphi=21.9^\circ$ は固定のまま解が得られる条件として、ここでは、 $c=0.26\text{kN/m}^2$ の条件で解析した。

SPH 法と FDM の結果を比較して、以下に示す。

(1) 変位

図付 3.1 に、SPH 法と FDM の変位分布の比較を示す。図付 3.1 (a) より、SPH 法の変位分布は切羽底部から上方に円弧状に立ち上がる曲線に沿って切羽の下部～上部にある切羽面近傍の変位が最も大きくなった。大きい変位の領域は、切羽より奥側にはあまり広がらず、すべり線に沿った領域が塊となって滑動するような分布になった。すべり線を境界として奥側は変位は小さく、変位挙動が分離しているように見えた。図付 3.1 (b) より、FDM の変位分布は、切羽下部から中央部が最も大きく、切羽底部から円弧状に立ち上がる曲線に沿って上部に広がった。変位分布は、SPH 法と同様に、切羽より奥側にはあまり広がらなかった。SPH 法と FDM の変位分布は良く似た形状であるが、切羽面の変位は FDM で 0.1mm と非常に小さいのに対し、SPH 法の変位は最大 44mm で FDM に比べて 2 オーダー大きかった。これは、FDM モデルの底面を変位拘束しているためであると考えられた。

SPH 法では、切羽面の天端部が下部と同じように大きく変位しているのが特徴的であった。また、切羽前方の天端付近からは鉛直上方に立ち上がるような対数らせん形状の分布を示した。FDM でもこれに似た形状であるが、SPH 法ほど顕著ではなかった。



図付 3.1 変位分布の比較

切羽面での水平変位のトンネル高さ方向の分布を図付 3.2 に示す。図では、FDM の変位は実変位を 100 倍して表示している。図より、FDM では下端が拘束、上端も隅角部で変位がほとんどなく、中央部が緩やかな曲線状に分布した。一方、SPH 法では、下から 2 段目の粒子の移動が最大で、切羽の下部の変位量が特に大きくなった。上部にかけて変位は小さくなるが切羽天端部でも 25mm 以上の変位量があった。

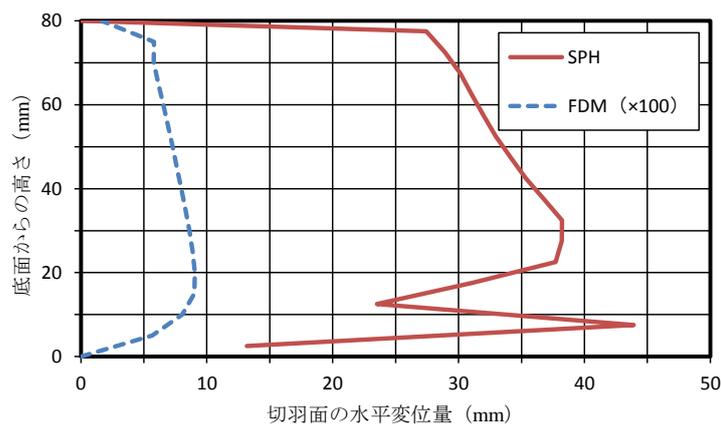


図 付 3.2 切羽面水平変位の高さ方向分布

切羽面より前方領域の水平変位分布を図付3.3に示す。同図でも、FDMの変位は実変位を100倍して表示した。図より、SPH法では20mm付近までは30mm以上の変位があるが、その先では急激に減少し、30mm付近で半減した。一方、FDMでは変位は一定の割合で緩やかに減少し、40mm付近より前方で半減した。FDMでは切羽面の変位を広範囲の領域で分担していることが確認された。

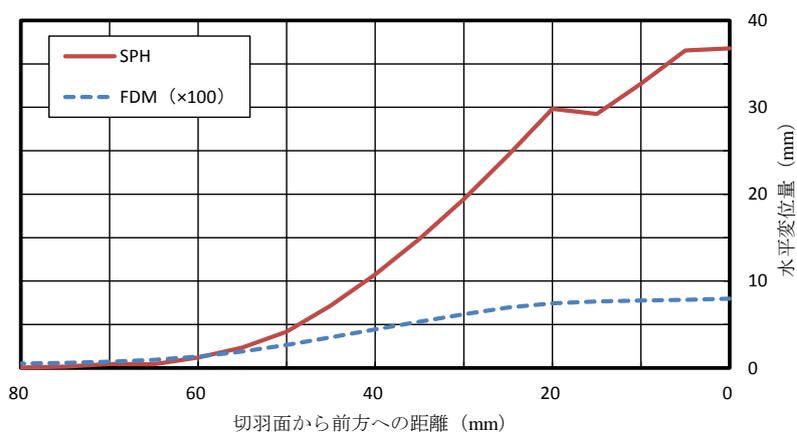
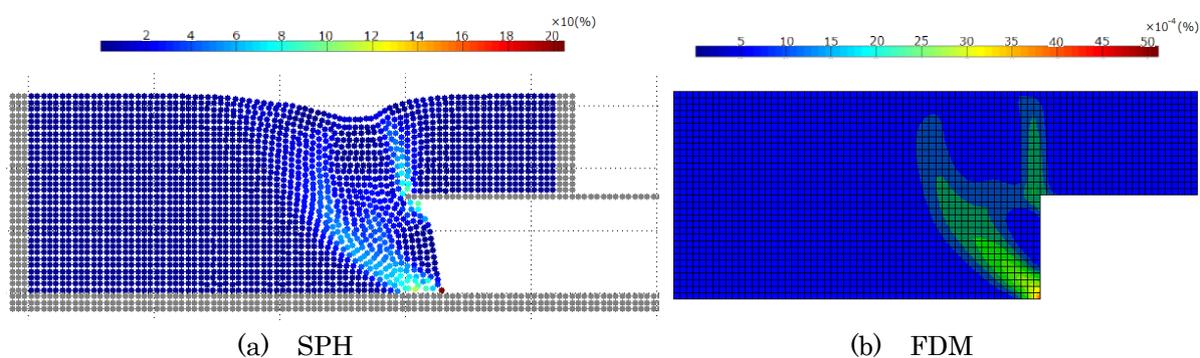


図 付 3.3 切羽前方領域の水平変位分布

(2) ひずみ

図付 3.4 に、SPH 法と FDM のひずみ分布の比較を示す。図付 3.4 (a) より、SPH 法のひずみは、切羽底面から曲線状（対数らせん状）に立ち上がるひずみ集中領域が明瞭に表れた。また、天端の先端から鉛直上方に立ち上がる領域にもひずみが集中した。図付 3.4 (b) より、FDM もほぼ同様に、ひずみが集中する領域が切羽下端を最大として斜め上方に円弧状に伸びた。また、天端の先端部にもひずみが集中した。SPH 法と FDM では、変位と同様に、分布形状は似ているがひずみ値は大きく異なっており、SPH 法の方が大きくなった。



図付 3.4 ひずみ分布の比較

(3) 鉛直応力

図付 3.5 に、SPH 法と FDM の鉛直応力分布の比較を示す。図より、FDM、SPH 法とも切羽前方の底面をピークとして三角形状の分布をしており、両者はよく一致した。

天端レベルで切羽から前方領域での鉛直応力の変化を図付 3.6 に示す。図では、切羽の前方に行くにしたがい、鉛直応力は増加しており、FDM は 100mm 付近でピークを示した。SPH 法の鉛直応力はばらつきながらも FDM とほぼ同様に増加した。鉛直応力は、分布形状だけでなく値も SPH 法と FDM は良く一致した。なお、SPH 法は FDM に比べて明瞭なピークは示していないが、120mm 付近で最大になり、その先では FDM よりも急激に減少していた。

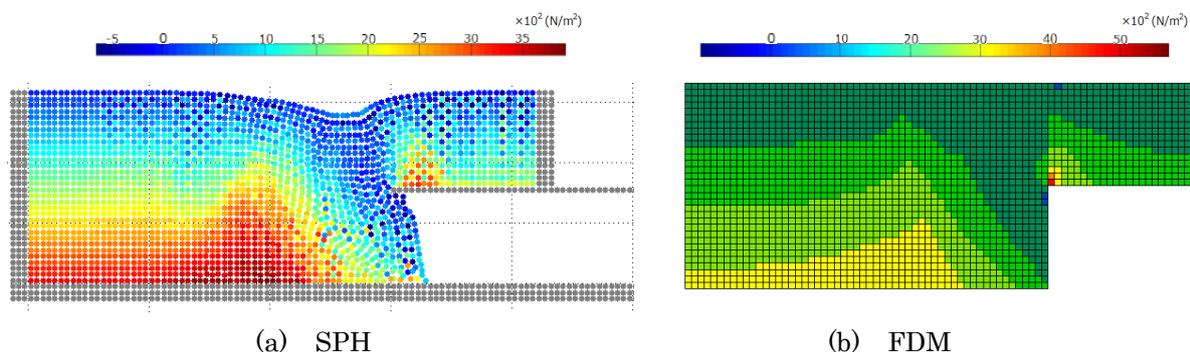


図 付 3.5 鉛直応力分布の比較

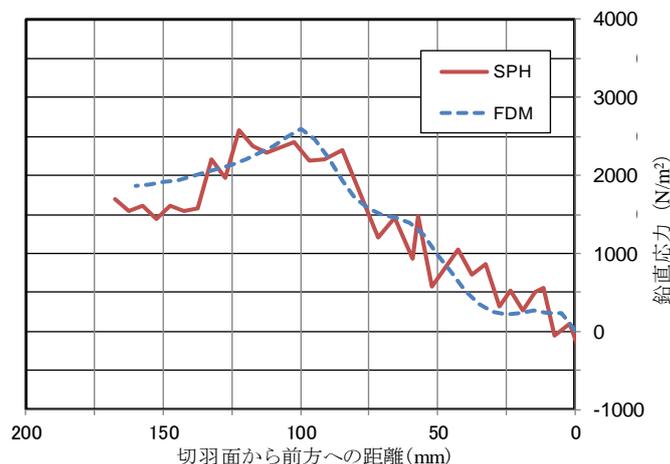


図 付 3.6 切羽前方領域の鉛直方向応力分布（天端レベル）

以上より、FDM で解が発散しない条件下での SPH 法と FDM の結果では、地盤内部の応力は良く一致することが確認された。ひずみや変位も分布形状は似ているが、FDM では変位がほとんど発生せず、SPH 法と変位量が 2 オーダー異なった。

上記の FDM は、実験および SPH 法に合わせてトンネル底盤レベルを下方境界に設定したモデルであった。しかし、FDM でトンネル掘削解析を行う場合には、トンネル底盤以下にも 1D 程度の解析領域を設けるのが一般的である。この場合、モデル下端に相当するトンネル底盤レベルにある切羽前方の節点は、水平方向の変位が完全に拘束される状態にはならない。今回の FDM モデルは底面を完全に固定した条件のため、全体的に変位が小さくなったと考えられた。

[付録 4] 自立高さの確認試験と SPH 法解析による物性値の推定

第 4 章で示した三軸圧縮試験は飽和土に対するものであり、SPH 法で振動台実験の再現解析を行うにあたり、自立高さの確認試験、および SPH 法によるシミュレーション解析を行い、不飽和土としての物性値を推定した。

(1) 自立高さの確認試験

三軸圧縮試験で得られた粘着力と内部摩擦角は飽和状態の土の物性値であったため、加振実験に用いる不飽和状態の物性値を求めるために、直立した土槽の自立高さを求め、後述の SPH 法のパラメータ解析により粘着力を推定した。

写真付 4.1 に実験装置および側方板の設置状況を示す。

振動台鋼製枠の側面から見て、高さ 65 cm、幅 40 cm、奥行き 60 cm の直方体の土槽を実験と同じ条件の密度 ($\rho_t = 1.56 \text{ g/cm}^3$) となるように、一層 5 cm ごとに締固めて作成した。土槽右端面には取り外しが可能な高さ 5 cm の板を並べて設置し、左端面には幅 40 cm の位置に固定板を設置した。



写真 付 4.1 土槽の作成状況

土槽作成後に上部から 1 枚ずつ 1 分間隔で板を取り外していき、崩壊したところで実験を終了した。

実験結果として、図付 4.1 および写真付 4.2 に、崩壊時の形状および崩壊状況を示す。上から 6 枚目までの板を取り外した状態（開口高さ 30cm）までは自立していたが、7 枚目を取り外した時（開口高さ 35cm）に崩壊した。

以上より、高さ 30cm では自立するが高さ 35cm では崩壊するという結果になった。

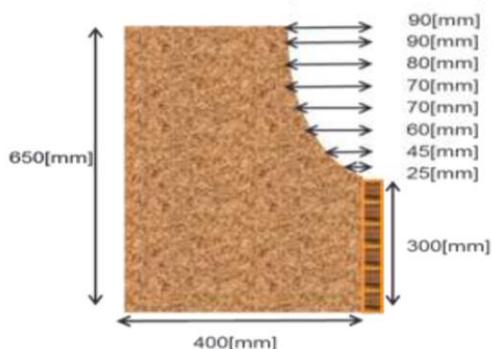


図 付 4.1 試験結果（崩壊形状）



写真 付 4.2 試験結果（崩壊状況）

(2) SPH 法によるパラメータ解析

SPH 法による自立高さ確認試験の再現解析を行った。解析は、実験と同じ形状、すなわち高さ 65cm、幅 40cm の 2 次元モデルを作成し、入力物性値はまさ土の物性値として表付 4.1 に示す通りとした。なお、粘着力はパラメータとした。SPH 法の初期粒子間隔等の値は、動的応答解析に使用するものと同じとした（初期粒子間隔 $d=10\text{mm}$ 、実粒子数 $n=2600$ ）。また、境界条件は第 3 章での解析条件と同一とし、モデル下端には固定境界粒子、左右側端にはゴースト粒子を設置した。

図付 4.2 に、初期条件を示す。なお、コンターは鉛直応力分布を示す。

表 付 4.1 解析に用いる土の物性値

項目	記号	単位	物性値
単位体積重量	γ	kN/m^3	15.3
弾性係数	E	MN/m^2	2.31
ポアソン比	ν	—	0.33
粘着力	c	kN/m^2	(パラメータ)
内部摩擦角	ϕ	deg	32.1
ダイレイタンシー角	ψ	deg	0

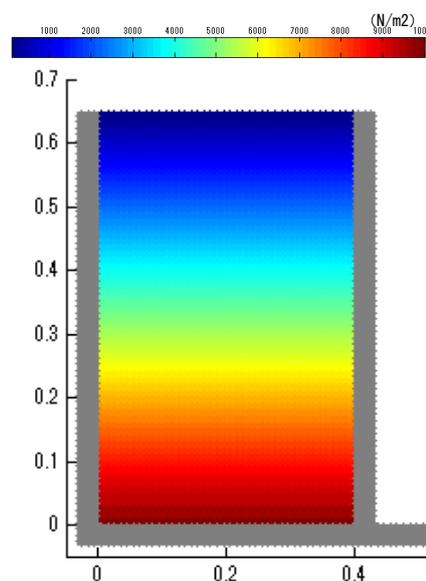


図 付 4.2 初期条件

解析は、開放する高さ（300mm、350mm）を一度に取り外す条件での解析とした。この条件は、1 枚（5cm）ずつ段階的に側部の板を取り外した実験条件とは異なった。解析結果を以下に示す。

a) 開放高さが $\Delta H=300\text{mm}$ の時

図付 4.3 に $c=0.80\text{kN/m}^2$ 、図付 4.4 に $c=0.81\text{ kN/m}^2$ の解析結果を示す。開放高さが $\Delta H=300\text{mm}$ の時に自立する条件は、 $c=0.81\text{ kN/m}^2$ 以上となった。

b) 開放高さが $\Delta H=350\text{mm}$ の時

図付 4.5 に $c=0.97\text{kN/m}^2$ 、図付 4.4 に $c=0.98\text{kN/m}^2$ の解析結果を示す。開放高さが $\Delta H=350\text{mm}$ の時に崩壊する条件は、 $c=0.98\text{kN/m}^2$ 未満となった。

以上より、自立高さ確認試験から推定されるまさ土の粘着力は、 $c=0.81\sim 0.98\text{ kN/m}^2$ となった。よって、粘着力の推定値は、その中間値をとり、 $c=0.89\text{ kN/m}^2$ とした。

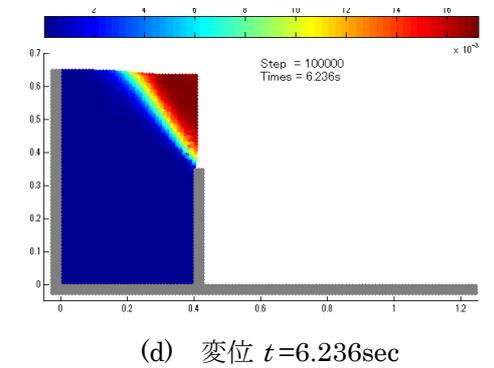
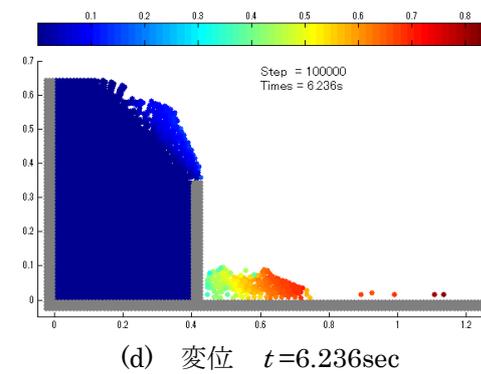
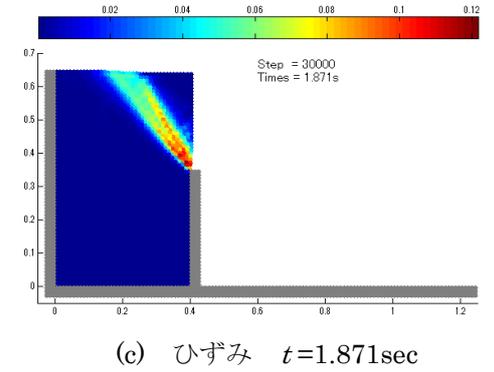
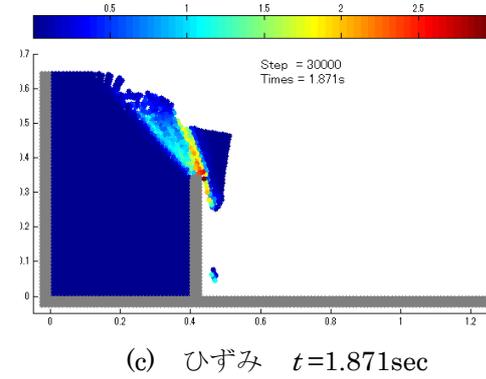
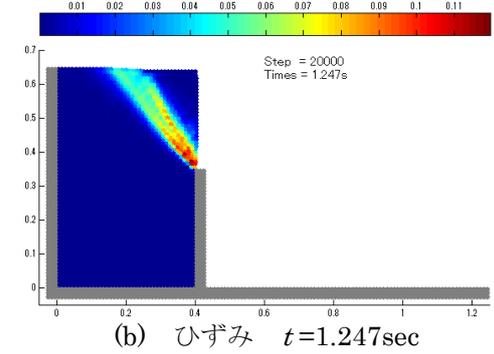
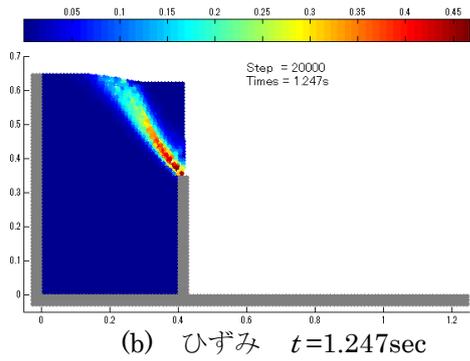
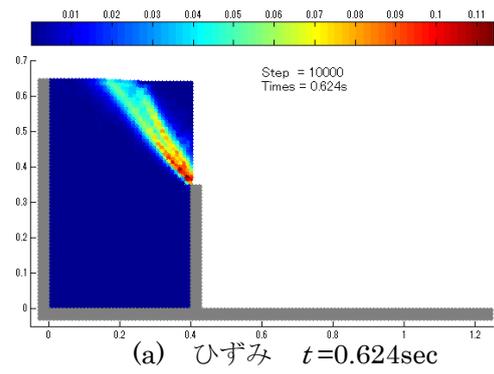
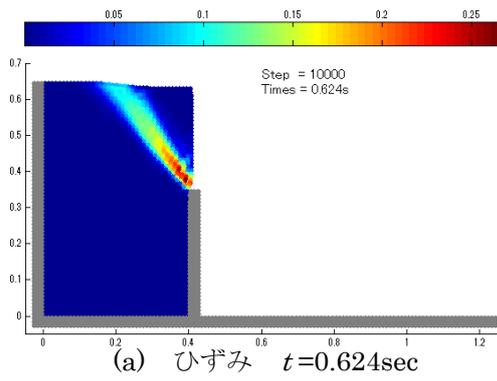


図 付 4.3 開放高さ 300mm の解析結果
($c=0.80\text{kN/m}^2$)

図 付 4.4 開放高さ 300mm の解析結果
($c=0.81\text{ kN/m}^2$)

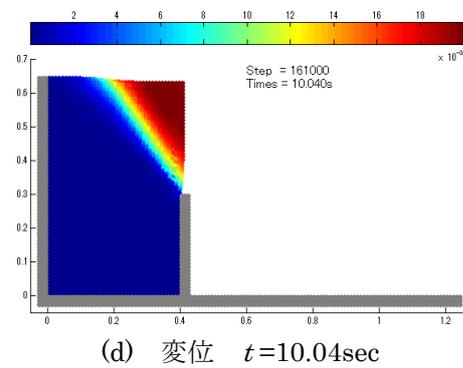
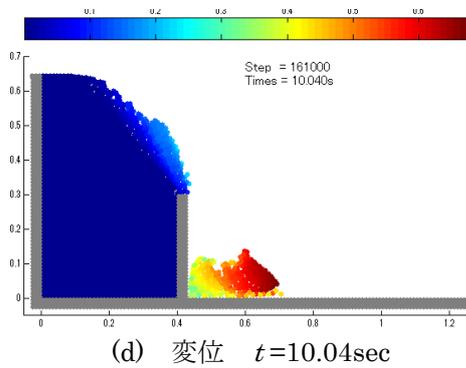
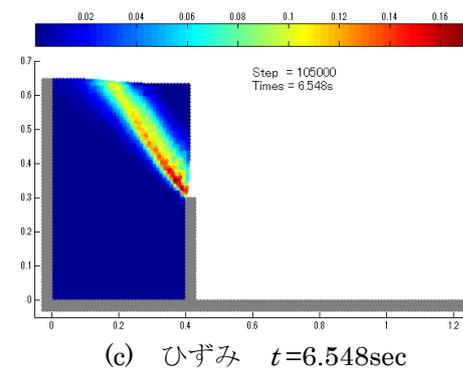
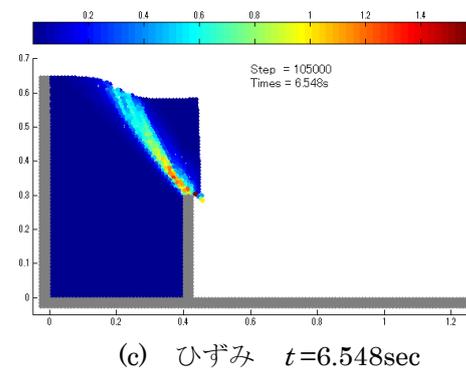
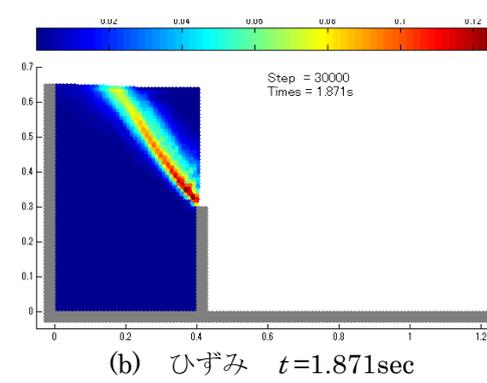
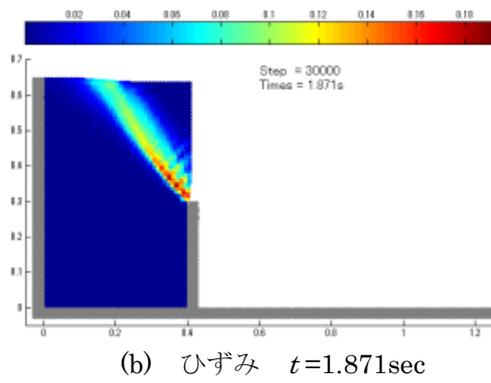
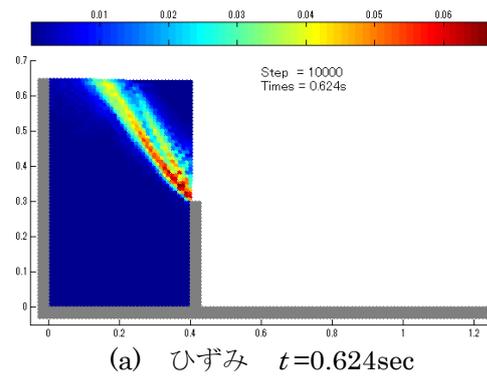
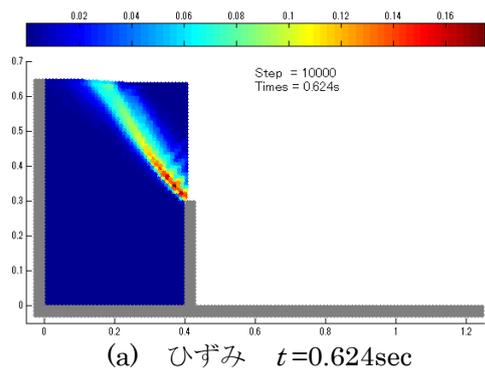


図 付 4.5 開放高さ 350mm の解析結果 ($c=0.97\text{kN/m}^2$)

図 付 4.6 開放高さ 350mm の解析結果 ($c=0.98\text{kN/m}^2$)

