

信頼性手法に基づく斜面の安定性評価に関する研究
(Study on reliability evaluation of slope stability)

東急建設株式会社 技術研究所 土木構造グループ

佐竹亮一郎

目次

1	序論	1
1.1	背景	1
1.2	目的	2
1.3	論文の構成	5
2	現行の設計法, 既往の研究の整理	7
2.1	概要	7
2.2	国内外の設計コードと信頼性設計の導入	7
2.3	斜面の設計照査手法	8
2.4	地盤工学分野における信頼性設計に関する既往の研究	12
3	計算手法の詳細	17
3.1	概要	17
3.2	地盤物性値の不均質性のモデル化	18
3.3	せん断強度低減法を採用した FEM	27
3.4	動的 FEM 解析に基づく地震応答解析	28
3.5	検討手順	33
3.6	まとめ	35
4	常時の斜面の安定性評価への信頼性手法の適用	36
4.1	検討の目的	36
4.2	検討概要	37
4.3	解析結果	43
4.4	解析モデルの妥当性に関する検討	61
4.5	設計時における割増係数に関する検討	64
4.6	結論	66
5	斜面の耐震性評価への信頼性手法の適用	67
5.1	検討の目的	67
5.2	検討概要	69
5.3	異なる入力地震動レベルにおける不均質性の影響	72
5.4	不均質性のレベルと残留変位量の不確実性	88
5.5	安全率と残留変位量の相関性に関する信頼性解析	96
5.6	結論	108

6 全体総括 110

謝辞

1 序論

1.1 背景

土木構造物の設計における前提としては、共用期間中、人々の活動が安全にかつ円滑に行われるための機能を維持できるようにする事である。構造物の利用目的を定め、それに見合う機能を設定し、十分に機能が発揮、維持されるよう、設計が行われる。しかし実際には設計と現実の構造物の間にギャップとしての不確実性が必ず含まれる。設計の段階では実構造物の挙動を完全に把握、予想することは現実的には不可能であり、設計においてはその構造物の設計、施工、共用などの各段階で発生しうる不確実性を定量的に把握し、出来得る限り低減した上で安全性を担保することが求められる。

上記のような背景に対応するため、多くの設計コードが仕様規定型の設計法から、性能規定型の設計法へと書き換えが進められている。その根底には、構造物の耐久性を確率論に則り評価する信頼性理論があり、それに基づいた性能評価を実施する信頼性設計という概念が存在する。信頼性設計とは、構造物の設計上生じうる種々のばらつきを設計に反映させ、構造物の性能指標を確率論に基づいて評価することを目的とする設計法である。信頼性設計について、欧州では *Structural Eurocodes*¹⁾、米国では *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*²⁾、日本では港湾の施設の技術上の基準・同解説³⁾などで、信頼性設計レベルⅠに相当する手法が取り入れられている。信頼性設計には水準によって区分されており、3つのレベルがある⁴⁾。ここで、表 1.1 に信頼性設計の各レベルにおいて行われる評価の手法についてまとめたものを示す。最も高次であるレベルⅢは破壊確率、レベルⅡは信頼性指標、レベルⅠは部分係数によってそれぞれ安全性を評価する。

表 1.1 信頼性設計のレベル区分と評価基準

区分	設計変数	安全性評価	設計評価
レベルⅠ	確定値	部分係数, 荷重係数 抵抗係数	照査式
レベルⅡ	確率変数 平均値, 分散による評価	信頼性指標 β	目標信頼性指標 $\beta\tau$
レベルⅢ	確率変数 確率分布による評価	破壊確率 P_f	許容破壊確率

このような状況を受け、地盤工学分野でも信頼性設計の導入への期待が高まりつつあるが、実際に導入には至っていないのが現状である。この理由の一つに、地盤構造物の性能の不確実性は地盤物性の空間的ばらつき（以後これを不均質性と呼称する）に支配されるとい

う点が挙げられる。地盤材料は、他の材料—例えばコンクリートや鋼材など—と比較して極めて大きな不均質性を有しており、設計上はこの不均質性が構造物の性能に与える影響を定量的に評価する手法が重要となる。

以上のように、多くの示方書、基準、指針が性能照査型設計へと改定が進められ、信頼性理論に基づく設計法が既に導入されていることを踏まえると、今後信頼性設計の概念がより広く普及していくことは想像に難くない。一方で、材料の不均質性のような、不確実性の程度が地盤ごと、材料ごとに異なるような問題に関しては、信頼性設計レベルⅠのように照査式を用いた判定は合理的でない設計となる可能性もある。地盤工学に信頼性設計を適用する場合、より高次の、信頼性設計レベルⅢのような確率分布に基づく評価、設計が必要と思われる。

1.2 目的

1.1 で述べたように現在地盤工学では信頼性設計の導入には至っていない。現行の設計法では材料は均質と仮定して、歴史的な経験を通して得られた割増係数（安全率とも。本論文では斜面の安全率という語が頻出するため、区別のため割増係数と呼称する）によって安全性を担保しつつ設計計算がなされている。本研究の主眼は、この課題を解消し、地盤工学分野に信頼性設計レベルⅢに基づく設計法の構築に貢献するための基礎資料を提供することにある。上記課題は地盤工学全般に及ぶが、材料の不均質性が性能の不確実性に与える影響に関する議論が急がれるべき問題として、本研究では斜面の安定性、特に盛土構造物の安定性に焦点を当てる。

本研究では特に材料の不均質性に特化した検討を行うことを前提に、地盤種別的には同質とみなせる材料によって構成される構造物に対し検討を行う。自然斜面では材料分布が極めて複雑であり、どのような地盤分類の材料が含まれるかや、層理面の形成といった地盤の形成過程、形成状況などが斜面の安定性に大きく影響を及ぼす。このような地盤に対し、材料の分布特性を代表する統計値（平均値や標準偏差など）を一意に定めることは却って不合理となる可能性が高いと思われる。その点を考慮し、本研究では、原則として異なる材料に対しては個別に不均質性を検討すべきという立場を取る。そこで本検討では、地盤分類的には同質と判断される材料、すなわち一樣な人工材料によって構成され、管理された構造物を対象とすることとし、その一例として盛土構造物を選択した。盛土は鉄道、道路などの輸送インフラに広く用いられている人工構造物である。線状に長いという特徴から、一部の崩壊が、全線に影響を及ぼすという性質がある。東日本太平洋沖地震(2011)、熊本地震(2016)においても、高速道路盛土が崩壊し、高速道路が寸断された事例⁵⁾が見られる。以上のような背景から、盛土構造物の信頼性を評価することは重要と考えられる。



東北太平洋沖地震（2011） 常磐自動車道 水戸 IC～那珂 IC



熊本地震（2016） 九州自動車道 益城バスストップ付近

図 1.1 地震動を受けた盛土の崩壊事例⁵⁾

ここで、斜面構造物の崩壊現象を考える時、重要な特徴として、弱点となる局所的な領域に起因して斜面の崩壊が発生し、その際相対的に安定性が高い領域は崩壊機構の形成抑止にはほとんど寄与しないという点が挙げられる。この点に関し、地盤材料の不均質性を考慮しない現行の設計法は、意図的に材料由来の「弱点」を無視する仮定を行っていると言える。この実態を考えると、斜面の性能評価を行う上で材料の不均質性を考慮することは極めて重要であり、性能の不確実性の定量的評価手法の確立は、今後の盛土を含む斜面構造物の性能評価の上で必須の課題であると考えられる。

盛土斜面の常時の安定性を考える際には、静的な、自重による土塊のすべり現象に対し、円弧すべり解析を用いて地盤の抵抗性を評価した値である安全率を検討するのが一般的である^{例えは 6)7)8)}。すべり解析においては、地すべり土塊は、地盤内に発生したすべり面に沿って移動すると仮定される。また斜面の安全率とは、斜面内における土塊の滑動力と、すべり面上に発生するせん断抵抗力の比であり、これが 1.0 以下にならなければ斜面は安定しているとみなすというものである。結果の意味が明快であり、計算が容易な事から、斜面の設計の中では最も頻繁に行われる計算である。多くの設計基準では、極限平衡法に基づく円弧すべり解析が標準的な設計手法として用いられている。

また、地震動を受ける盛土斜面については、震度法に基づく円弧すべり解析^{例えは 6)7)8)}が広く行われてきた。これは、常時の安全率の算定式に、外力として動的な振動現象と等価な水平力をつけ加えた上で地震時の安全率を算出するものとなっている。常時の安定解析の拡張式であることから理解が容易であるために現在でも設計に用いられる。また近年においては、性能照査型の設計への要求から、地震波形を入力し、直接的に地震時の残留変位量を求める解析手法も広く用いられるようになった。円弧すべり解析より求められたすべり面上の土塊の回転による滑動量を算出する Newmark 法⁹⁾や、土塊の移動だけでなく、局所的なはらみ出しや基礎材料の不同沈下などといった複数の現象への対応が可能な弾塑性有限要素法 (FEM) に基づく時刻歴地震応答解析などがある。

上記のような背景を踏まえ、本検討では、材料の不均質性がもたらす種々の不確実性要因が盛土斜面の静的な安定性指標である安全率、および地震動を受けた際の耐震性能の不確実性を定量的に評価することを第一の目的とする。その上で現行の設計法の問題点を示し、今後の設計の中で材料の不均質性をいかに取り扱うべきかを検討する。

この目的に対し、本検討では盛土の性能の不確実性を、乱数解析手法のひとつであるモンテカルロシミュレーション (MCS) と、高精度な再現性を担保できる弾塑性 FEM を組み合わせた信頼性解析により、確率分布に基づいて評価する。特に本検討では、既往の検討で適用実績の乏しいせん断強度低減法¹⁰⁾、Wakai&Ugai らによる繰り返し载荷モデル (UW モデル)¹¹⁾を採用した FEM を用いることにより、地盤挙動の再現性を高めた上で解析を実施している。上記手法を採用した信頼性解析に基づき、物性値の不確実性に由来する種々の不確実性要因が、構造物の性能に与える影響を、常時、地震時双方に対し検討する。

1.3 論文の構成

本論文は、全6章から成る。地盤パラメータの空間的ばらつきが盛土斜面の安定性能評価の信頼性に与える影響を定量的に評価し、実務では不確実要因をいかに取り扱うべきか、提言を行うことを目的とする。本論文の流れを図1.1に示す。

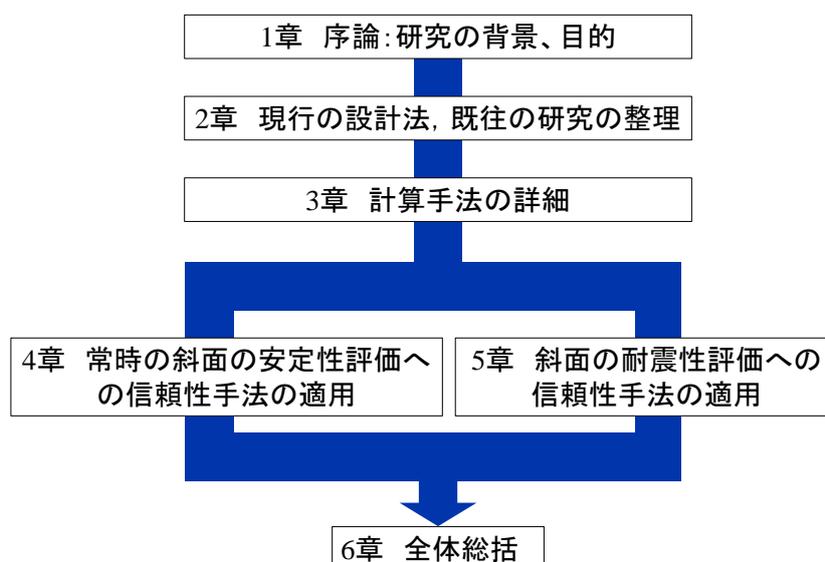


図 1.1 本論文の流れ

1章では、土木工学分野における設計基準の変遷、および現在の設計基準の概要を示した。それを踏まえて今後の地盤工学における信頼性設計の必要性を述べ、本論文の目的と立場について概説している。

2章では、斜面の安定性評価に関する現行設計法について代表的な手法を示し、課題を述べている。また地盤工学分野における信頼性設計、信頼性解析の検討事例を整理している。加えて、斜面の安定性に関する信頼性評価を実施した既往の研究をまとめ、課題を示している。

3章では、4章、5章で示す解析検討の手法、流れについてここでまとめている。また、地盤パラメータのモデル化手法や、静的解析(4章)、動的解析(5章)で用いた数値解析手法について、その詳細を示している。

4章では、著者の既往の研究成果¹²⁾を基に、斜面の静的な安定問題に信頼性解析を適用した事例を示している。種々の不確実性要因を挙げ、パラメトリックスタディにより各要因が

解析値の不確実性に与える影響を評価している。その上で、設計の際使用される斜面の設計安全率および安全係数の妥当性についての検討と考察を示した。

5章では、著者の研究成果¹³⁾を基に、斜面の耐震性能評価に信頼性解析を適用した事例を示している。静的な安定問題との不確実性要因の差異を挙げ、その取扱いを示したうえで、不確実性要因が解析値の不確実性に与える影響を評価している。また、地震時の斜面の安全率と残留沈下量の相関性に着目し、不確実性を有する両者の関係性について論じ、実務での利用の可否について検討した。

6章では、本研究で得られた知見をまとめている。

参考文献

- 1) CEN: EN1997-1 Eurocode 7 Geotechnical Design-Part 1:General Rules, 2004, 168p
- 2) AASHTO: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications: SI units, second edition, pp.section1.1- section1.7, 1998.
- 3) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007.
- 4) 星谷勝, 石井清：構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, 1986, 216p.
- 5) 国土交通省 HP：第 1 回 道路の耐災害性強化に向けた有識者会議 配布資料, <http://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-council/sdt/pdf01/04.pdf>, 2018
- 6) 日本道路協会：道路土工－盛土工指針（平成 22 年度版）, 2010
- 7) 日本道路協会：道路土工－切土工・斜面安定工, 2010
- 8) NEXCO：設計要領 第一集土工編, 2015.
- 9) Newmark, N. W.: Effects of earthquake on dams and embankments, Fifth Rankine Lecture, Geotechnique, Vol.15, pp.139-159, 1965.
- 10) 蔡飛, 鵜飼恵三, 黄文峰: 斜面安定性の評価—極限平衡法と弾塑性 FEM の比較, 日本地すべり学会誌, Vol. 39, No. 4, pp.395-402, 2003.
- 11) Wakai, A., Ugai, K. (2004): A Simple Constitutive Model for The Seismic Analysis of Slopes and Its Applications, Soils and Foundations, Vol.44, No.4, pp.83-97
- 12) 佐竹亮一郎, 若井明彦: 材料の不均質性が斜面の安定性に及ぼす影響に関する解析的検討, 地盤工学ジャーナル, Vol.14, No.2, pp.95-109, 2019.
- 13) 佐竹亮一郎, 山本優介, 若井明彦: 地震動を受ける盛土斜面の全体安全率および残留変位量のばらつきに関する一考察, (投稿中, 地盤工学ジャーナル, 2019)

2 現行の設計法，既往の研究の整理

2.1 概要

本章ではまず設計手法について整理する。これについては設計コード一般について，また本検討での対象構造物である斜面の設計に関する基準について，それぞれ整理した上で現行設計における信頼性設計の適用とその役割を示す。次に，地盤工学分野における信頼性設計に関する研究の例を取りまとめ，課題などを整理する。

2.2 国内外の設計コードと信頼性設計の導入

国内外の設計コードについて整理する。1章で述べたように，設計コードは従来の仕様規定型の記述から，信頼性設計レベル I に準拠する形式の性能規定型への記述へと大幅な書き換えが国内外を問わず実施されている。代表的なものを挙げると，ISO (国際標準化機構) の ISO2394¹⁾，欧州の Structural Eurocodes²⁾³⁾，米国の AASHTO LRFD Bridge Design Specifications⁴⁾，日本の港湾の施設の技術上の基準・同解説⁵⁾などが挙げられる。

設計コード改訂の背景としては，発端として 1995 年の WTO/TBT 協定 (貿易の技術的障害に関する協定) の締結が挙げられる。国際的な経済活動のさらなる活発化を見据え，技術，設計法の規格について全世界的に整合が図られることとなった。かねてより国際標準化機構 (ISO) が性能規定型設計の採用を推進しており，ISO2394 (構造物の信頼性に関する一般原則¹⁾) で明確化したことから，各設計コードは原則として性能規定型の設計法を採用した上で改訂されることとなった。

ISO2394 や欧州の Eurocode 0²⁾ など，設計の原則や，構造物によらず共通する留意すべき事項，用語の定義，安全性余裕の考え方などを示し，構造物の個別の設計法を示した設計コードなどより上位にあるものを包括設計コードという。構造物の個別の設計コードなど，下位の設計コードを作成する際は原則的にこれに基づいて記述されることになる。中でも ISO2394 は国際規格であり，包括設計コードの中で最上位に位置するものとなっている。設計法の国際的な標準化の流れの中では，包括設計コードはその国，地域の設計に対する思想を示す上で非常に重要な意味を持つ。日本では，国土交通省が土木・建築にかかる設計の基本⁶⁾ を発行している。この中で，1.総則の序文には，

“本「土木・建築にかかる設計の基本」は，構造物全般を対象として，構造設計に係わる技術標準の策定・改訂の基本的方向を示すものである。また，本「土木・建築にかかる設計の基本」では，構造物の安全性等の基本的要求性能と構造物の性能に影響を及ぼす要因を明示的に扱うことを基本とし，要求性能を満たすことの検証方法として信頼性設計の考え方を基礎とする。”

とあり，今後日本では信頼性理論に基づく設計を原則とする旨を示している。他にも国土交通省総合政策研究所の委託を受けた土木学会により，性能設計概念に基づいた構造物設計コード作成のための原則・指針と用語 (code PLATFORM ver.1)⁷⁾ が，また地盤工学会により

性能設計概念に基づいた基礎構造物等の設計原則⁸⁾が取りまとめられるなど、各学会から包括設計コードの策定が行われ、いずれも下位のコードに信頼性設計を基準とする事を要求している。

このように、経済的な要求に端を発し、包括設計コードという上位概念が策定され、さらにその重要性が認知されたことが2000年代から今日に至るまでの設計コードの改訂に繋がっている。この流れの中では性能規定型の設計法が中心にあり、構造物の性能評価にあたっては信頼性設計の概念に基づくことが原則となっている。現在は導入には至っていないものの、今後地盤工学分野の個々の構造物の設計において信頼性設計が一般化することは間違いない。不均質性などの特有の問題を考慮できる、地盤工学独自の信頼性設計手法の開発は、近年の地盤工学における最も大きな課題の一つである。

2.3 斜面に関する設計照査手法

本研究で対象とする斜面構造物、特に盛土構造物の設計照査手法について整理する。盛土は道路、鉄道、アースダム、宅地造成など多くの用途に用いられており、対象とする構造物によって基準、照査内容は異なるが、どの構造物についても常時の安定性、地下水位の影響、耐震性の3点が、特に重要な検討項目として挙げられている。ここでは、本研究で対象とする常時の安定性、耐震性について述べる。

(1) 常時の安定性

常時の安定性については、通常は極限平衡法による斜面の安全率によって照査される。極限平衡法では、土の自重による土塊の移動、すなわちすべりに対する構造物の抵抗性を評価する。主なものとしては Fellenius 法⁹⁾および修正 Fellenis 法¹⁰⁾、Spencer 法¹¹⁾、Bishop 法¹²⁾、Janbu 法¹³⁾などが挙げられ、Fellenius 法および修正 Fellenis 法は円弧すべりを仮定し、Spencer 法、Janbu 法は非円弧型のすべりへ対応できるものとなっている。我が国の設計基準の多くでは、斜面の安定解析の手法として Fellenius 法および修正 Fellenis 法を標準的な手法として採用している^{例えば 14)15)16)}。これは Fellenius 法、修正 Fellenis 法により求められた安全率は他の手法と比べて小さく、設計照査上安全側の判定となることが多いためと考えられる。無論斜面の性能を過小評価していることになるため、不合理な設計になる可能性を否定できない。だが、設計においては地盤の状態を必ずしも精度よく把握できない場合もあり、設計上余裕を持たせることは重要であることから、Fellenius 法および修正 Fellenis 法が採用されているものと思われる。

修正 Fellenius 法では、安全率は以下のように定義される¹⁴⁾¹⁵⁾¹⁶⁾。

$$F_s = \frac{\sum \{cl + (W - ub) \cos \alpha \tan \phi\}}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.1)$$

ここに、

F_s : 安全率

R : すべり円弧の半径

c : 粘着力

l : 分割片のすべり面長

b : 分割片の幅

W : 分割片の重量

u : 分割片内の平均間隙水圧

α : 分割片で切られたすべり面の中心とすべり面の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角

ϕ : 内部摩擦角

文献 14 より、円弧すべりの概念図を図 2.1 に示す。すべり土塊を、幅 b を持つ分割片（スライス）に分け、各スライスにおける滑動力、せん断抵抗力を算出する。式 2.1 より、分母が各スライスの滑動力の和を、分子が各スライスのすべり面上のせん断抵抗力の和に対応しており、この比によって $F_s \leq 1.0$ であれば崩壊に至ったと判定する。なお Fellenius 法では間隙水圧 u について $u=0$ の場合に相当し、地盤内部の間隙水圧を考慮しない解析となる。

多くの設計基準では設計安全率として $F_s \geq 1.2 \sim 1.3$ を標準的な値として採用しており¹⁴⁾¹⁵⁾¹⁶⁾、崩壊に対して 0.2~0.3 の余裕を持たせた値となっている。これは、円弧すべり解析で実施しているのは崩壊の判定のみで、実際の現象としては、安全率 1.0 以上の構造物においても地盤の移動などは発生しうる。そういった点を加味し、余裕を持たせた設計値が採用されているものと考えられる。しかしながら、設計安全率 1.2~1.3 という値は長年にわたる経験によって設定された値であって、対象とする構造物の重要性や地盤の状況などによって実際に設定すべき値は異なってくるはずである。信頼性手法に基づく設計法の構築に当たっては上記のような経験的値に対して統計理論に基づく検証を行うことは必要不可欠であり、本検討の重要な着目点の一つである。後の 4 章では、この点についても一考察を行っている。

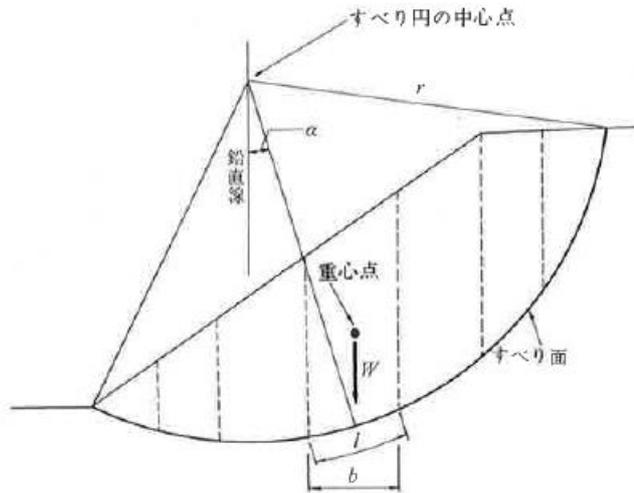


図 2.1 円弧すべりの概念図¹⁴⁾

(2) 耐震性

耐震性については、震度法を円弧すべり解析に適用した静的な安定照査法が古くから採用されている。一方阪神・淡路大震災以後、耐震設計に関する設計法の見直しが行われたこと、同時期に WTO/TBT 協定により、これ以後策定された設計コードは基本的に性能設計に基づくことを要求されたことなども相まって、動的照査による直接的に変位量が許容値を満足することを確認する手法も一般的となっている。Newmark 法¹⁷⁾は円弧すべりに基づく土塊の剛体移動（回転）による変位量を算出する解析法で、簡易的ながら比較的現実の変位量と近い解析値が得られるため、近年多用されている。すべりによる変形だけでなく、基礎地盤も含めた沈下等の現象の再現が求められるような場合には、弾塑性有限要素解析などによるさらに詳細な解析法が適用される。ここでは、一般に用いられている照査法として震度法を適用した修正 Fellenius 法について説明する。

震度法を適用した修正 Fellenius 法は、主に慣性力の作用によって崩壊に至ると考えられる場合に適用される。式は以下のようなになる¹⁴⁾¹⁵⁾¹⁶⁾。

$$F_s = \frac{\sum \{cl + [(W - ub)\cos\alpha - k_h W \sin\alpha] \tan\phi\}}{\sum (W \sin\alpha + \frac{h}{R} k_h W)} \quad (2.2)$$

ここに、

F_s : 安全率

R : すべり円弧の半径

h : 各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離

k_h : 設計水平震度

c : 粘着力

l : 分割片のすべり面長

- b : 分割片の幅
- W : 分割片の重量
- u : 分割片内の平均間隙水圧
- α : 分割片で切られたすべり面の midpoint とすべり面の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角
- ϕ : 内部摩擦角

この式は式 2.1 に地震力と等価である慣性力を作用させており，設計水平震度 k_h のかかる項がそれにあたる。設計水平震度 k_h は以下の式および表に基づき求められる¹⁴⁾。

$$k_h = c_z \cdot k_{h0} \quad (2.3)$$

ここに，

- k_h : 設計水平震度
- k_{h0} : 設計水平震度の標準値
- c_z : 地域別補正係数

表 2.1 設計震度の標準値 k_{h0} ¹⁴⁾

	地盤種別		
	I種	II種	III種
レベル 1 地震動	0.08	0.10	0.12
レベル 2 地震動	0.16	0.20	0.24

地域別補正係数は対象地盤の存在する地域の地震動に対する抵抗性の程度と解釈され，地質年代などの条件に基づきその地域の値が定められている。地盤の種別としては，I 種地盤は岩盤などで構成される，若しくはそれに準ずると考えられる地盤であり，安定性が高い。III 種は泥土，腐植土などで構成される軟弱な地盤である。II 種は上記いずれにも属さない地盤であり，砂，粘土などで構成される地盤である。

道路土工—盛土工指針¹⁴⁾によれば設計の基準値は， $F_s=1.0$ となっており，その他の基準も同様である。常時の安全率と合わせ，地震時の安全率も満たすことを確認するのが設計の基本的な考え方である。

この手法は本来振動を繰り返す地震動を慣性力に置き換えて作用させている。繰り返し載荷によるせん断強度の低下や地震動の増幅などが考慮されない簡易的な式と言える。

2.4 地盤工学分野における信頼性設計に関する既往の研究

(1) 材料の不均質性のモデル化

材料の不均質性は、地盤を考える上で常に付帯する条件ではあるものの、その複雑さ故に数値計算に反映することは困難なことであった。具体的に地盤の不均質性の問題を考慮するため、確率論に基づく地盤物性のモデル化手法の構築が行われたのは 1960~70 年代の事である。著名な研究としては Lumb¹⁸⁾や Vanmarcke¹⁹⁾の研究がある。これらの研究では、不均質性をモデル化するにあたって (1) 地盤内の不確実性を有するパラメータを確率場で表し、(2) 自己相関構造によってパラメータの空間的相関性を記述する、という基本的な概念が導入されている。以後のこの分野の多くの研究で、この概念に沿って不均質性をモデル化しており、本論文もそれに倣っている。また、Vanmarcke の研究で示された、構造物の性能を評価するにあたっては、地盤内のある点におけるパラメータの値より、むしろある面積（体積）あたりにおけるパラメータの平均値（局所平均と呼ばれる）、分散といった統計的性質を把握することが重要である、という指摘は以下の本城・大竹らの研究などに多大な影響を与えている。

近年では本城・大竹らは Vanmarcke の局所平均の考え方にに基づき、材料に由来する不確実性の簡易評価手法の提案²⁰⁾を行っており、浅い基礎の支持力問題、変形問題のそれぞれにおいて、局所平均を取る範囲（面積）はブーシネスクの応力球根やプラントル型のすべり線の範囲と概ね一致することを示し、Vanmarcke の指摘の有効性を解析的に確認している。

(2) 信頼性理論による地盤物性データの特性評価

構造物を構成する材料の物性データのばらつきを定量的に把握することは、信頼性設計手法の根幹をなす要素である。地盤物性値の調査結果を統計的観点から取りまとめた研究例として、松尾²¹⁾は自身の成果を含む多くの研究成果から、排水三軸圧縮試験や一面せん断試験などから得られた c 、 $\tan\phi$ の統計的性質をまとめた他、飽和粘性土の非排水せん断強さの深度方向の分布モデルの定式化などを行っている。Phoon and Kulhawy²²⁾もまた、各種貫入試験などの現場調査、三軸圧縮試験などの屋内試験の結果を収集し、地盤物性値の平均値、分散、幅（レンジ）などの基本的な統計量に加え、サンプルの採取位置に基づき、空間的相関性を表す指標を算出し、併せて示している。今後の信頼性設計の導入を考えたとき、地盤調査においては、物性データの統計量、空間特性の二つを示すことが重要となると思われる。特に空間特性については、現行の設計法にはその概念が含まれておらず、定量化の手法などについて、実務者に認知されていないものである。信頼性設計の導入の際には、上記文献のような資料は非常に貴重な資料となるだろう。

また、上に挙げたような地盤物性値に関する調査、試験結果の多くは、地盤内のある点におけるサンプリングに対する試験結果であるため、試験点以外の部分の地盤物性値を補完、推定する手法に関する研究も多い。近年の例では、西村ら²³⁾は、スウェーデン式サウンディ

ング試験から求められた換算 N 値の空間分布を統計モデルにより表現する手法を示し、N 値と表面波探査試験の結果を結合することにより地盤の脆弱部を明確化することを試みている。線的な、あるいは面的なデータを取得できる物理探査は近年普及が進んでおり、これまで具体的な把握が難しかった空間特性指標を把握する上で有用な調査法である。物理探査結果を信頼性手法と結び付けた、物性値の空間特性を把握する新たな調査手法の早期確立が待たれる。

(3) 信頼性理論を用いた有限要素解析による不均質性の影響評価

信頼性理論を数値解析に展開し不均質性を評価する研究もなされている。確定論的手法である有限要素法（以後 FEM と呼称）を用いる信頼性解析手法はこの分野ではオーソドックスな手法の一つである。

この手法は大別して 2 種に分類される²⁴⁾。ひとつは Stochastic FEM（確率有限要素法、SFEM）と呼ばれる方法であり、こちらは FEM の解法そのものを確率論的に定式化する手法である。一次近似二次モーメント法と呼ばれる線形近似解法を用い、ある確率変数（材料物性値など）により定まる変位、応力といった非線形関数を Taylor 展開し、2 次以降の項を無視することで線形 1 次近似することにより、変位、応力の統計量（平均、分散）を求める手法である。Cambou²⁵⁾により提案されたこの手法は、一回の入力により応答値の変動を評価でき、計算時間を抑えることが出来るのが利点である。近年では、より解の収束性という点で安定性が高い Spectral Stochastic FEM（スペクトル確率有限要素法、SSFEM）が提案されるなど、さらなる高度化が図られている。もうひとつは乱数解析手法であるモンテカルロ・シミュレーション（以下 MCS と呼称）を用いた Random FEM（RFEM）である。これは、乱数を用いて不均質性を反映した確率場、つまり不均質な地盤モデルのサンプルを多数作成し、各サンプルに対し個別に FEM を実施する方法である。多数回の解析結果の集積により確率分布が得られ、これについて統計量などを元に評価することになる。RFEM では一回の試行の実態はある地盤モデルに対する通常の FEM 解析の手順となんら変わりはない。つまり、既存の解析プログラムをそのまま用いることができ、対応する問題の種別を問わない、高い汎用性を持つことが利点である。一方で、MCS により確率分布を得る場合、論理的解釈が可能なレベルの形状を得るまでに多くの試行が必要となる。そのため複雑な、一回の試行で長時間を要する解析を対象とする場合多くの計算時間を要するという欠点がある。

これらの手法に関する既往の研究事例としては、櫻井・土井²⁶⁾や鈴木・石井²⁷⁾²⁸⁾は SFEM を斜面の安定解析に適用している。RFEM に関しては著名なものとして Fenton and Griffiths の研究が挙げられる²⁹⁾³⁰⁾³¹⁾³²⁾。浸透問題、基礎の支持力問題や不同沈下など種々の工学問題への適用例を示し、それらの研究成果は書籍²⁴⁾にまとめられている。また若井ら³³⁾が斜面における地震時応答解析にこの手法を適用している。

(4) 信頼性理論に基づく設計手法の提案

上記のような研究の成果を元に、近年、地盤工学分野における具体的な信頼性設計手法が提案されるようになってきた。本城・大竹らは、不確実性の簡易評価理論や、種々の不確実性の影響評価結果など自身の成果²⁰⁾を取りまとめ、GRASP と呼ばれる信頼性設計手法を開発した³⁴⁾³⁵⁾。GRASP は実務への適用を目指した具体的な設計手順、手法であり、地盤の調査から設計解析に至るまでに発生するばらつき、誤差を取り込んだ上で構造物の性能を確率論的に評価でき、種々の要因が性能の不確実性に与える影響の程度（寄与度）を求めることが可能となっている。浅い基礎の沈下問題や、液状化地盤上の水路の地震時挙動など、実構造物を例に適用の可能性を検討しており、寄与度の評価により、地盤調査方法やモデル化などの不確実性を増加させ得る要因の内、どの点を改善すべきかという、設計者にとって非常に有益な情報を得ることができる。地盤工学において調査～設計にいたるまでの各段階で不確実性を考慮できる設計法の提案をした先駆的な研究であり、以後のこの分野の研究に与える影響は非常に大きいと思われる。

ここまでで地盤工学分野での信頼性設計に関する研究の起こりから発展過程、そして近年の設計手法の提案までをまとめた。信頼性理論に基づく信頼性設計手法の枠組みが提案されるなど、2010年代に入ってようやく地盤工学分野でも具体的な導入に向けての動きが加速してきている。導入に当たっては、不均質性などの種々の不確実性を定量化する手法について、実務者に理解しやすい形で示す必要がある。そのためには、信頼性手法に基づく設計法と既存の設計法の相違点を明確にし、実務者が新たに取り入れるべき知識、情報が何なのかを明らかにせねばならない。従って、現行設計法を信頼性理論によって評価し、改められるべき課題、すなわち現行設計法の不合理な点を明確にすることが重要となる。この点も本研究の検討課題の一つである。

参考文献

- 1) ISO/TC/SC2 : ISO 2394 General Principles on Reliability for Structures, 1998.6
- 2) EN 1990 : 2002 : Eurocode 0, Basis of structural design
- 3) CEN: EN1997-1 Eurocode 7 Geotechnical Design-Part 1:General Rules, 2004.
- 4) AASHTO: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications: SI units, second edition, pp.section1.1- section1.7, 1998.
- 5) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007.
- 6) 国土交通省：土木・建築にかかる設計の基本,
<http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha02/13/131021/131021.pdf>, 2002.
- 7) 土木学会：性能設計概念に基づいた構造物設計コード作成のための原則・指針と用語（code PLATFORM ver.1）, 2003.
- 8) 地盤工学会：JGS4001-2004, 性能設計概念に基づいた基礎構造物等の設計原則, 2005.

- 9) Fellenius, W. Erdstatische berechnungen mit reibung und kohaesion und unter annahme kreiszylindrischer gleitflaechen, [Statistical analysis of earth slopes and retaining walls considering both friction and cohesion and assuming cylindrical sliding surfaces], W. Ernst und Sohn, Berlin. 1927.
- 10) Fellenius, W. (1936). "Calculation of the stability of earth dams." Proc. of the Second Congress of Large Dams, Washington, DC, 4, 445-463.
- 11) Bishop Bishop, A. W.: The use of slip circle in the stability analysis of slopes, Geotechnique, Vol. 5, pp.7-17, 1955
- 12) Eric Spencer: Thrust line criterion in embankment stability analysis, Geotechnique, 23, No.1, pp.85-100, 1973
- 13) N. Janbu: Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis, European Conference on Stability of Earth Slope, Vol. 3, pp.43-49, 1955
- 14) 日本道路協会：道路土工—盛土工指針（平成22年度版），2010
- 15) 日本道路協会：道路土工—一切土工・斜面安定工，2010
- 16) NEXCO：設計要領 第一集土工編，2015.
- 17) Newmark, N. W.: Effects of earthquake on dams and embankments, Fifth Rankine Lecture, Geotechnique, Vol.15, pp.139-159, 1965.
- 18) Lumb, P.: The variability of natural soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol.3, pp.74-97, 1966.
- 19) Vanmarcke, E, H.: Probabilistic modeling of soil profiles, Journal of the geotechnical engineering division 103.11, pp.1227-1246, 1977.
- 20) 大竹雄, 本城勇介: 地盤パラメータ局所平均を用いた空間的ばらつきの簡易信頼性評価の検証, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol. 68, No. 1, pp.41-55, 2012.
- 21) 松尾稔: 地盤工学—信頼性設計の理念と実際—, 技報堂出版, 1984, 407p.
- 22) Phoon, K. K. and. Kulhawy, F. H.: Characterization of geotechnical variability, Canadian Geotechnical J., Vol.364, pp.612-624, 1999.
- 23) 西村伸一, 高山祐太, 鈴木誠, 村上章, 藤澤和謙: 堤体盛土における N 値空間分布の推定, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol. 67, No. 2, pp.252-263, 2011.
- 24) Fenton, G. A. and Griffiths, D. V.: Risk Assessment in Geotechnical Engineering, 2008, 480p.
- 25) Cambou, B.: Application of First-order Uncertainty Analysis in the Finite Element Method in Linear Elasticity, Proc, of 2nd Int. Conf. Applications of Statistics and Structural Engineering, Aachen, pp. 67-87, 1975.
- 26) 櫻井春輔, 土居康成: 有限要素法による斜面の信頼性解析, 土木学会論文集, 第 330 号, pp.87-97, 1983.
- 27) 鈴木誠, 石井清: 確率有限要素法による斜面安定解析, 土木学会論文集, 第 364 号, pp.199-208, 1985.

- 28) 鈴木誠, 石井清 : 土質定数の空間分布推定法を用いた確率有限要素法, 土木学会論文集, 第 394 号, pp.97-104, 1988.
- 29) Fenton, G. A., Griffiths, D.V. (1996): Finite element modeling of settlements on spatially random soil, *Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)*, Vol.122, No.9, pp777-779
- 30) Fenton, G. A., Griffiths, D.V. (2003): Bearing capacity prediction of spatially random $c-\phi$ soil, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.40, No.1, pp54-65
- 31) Fenton, G. A., Griffiths, D.V. (2003): Probabilistic foundation settlement on spatially random soil, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, Vol.128, No.5, pp381-390
- 32) Fenton, G. A., Griffiths, D.V. (2004): Probabilistic slope stability analysis by finite elements, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, Vol.130, No.5, pp507-517
- 33) 若井明彦, 鶴飼恵三, 谷茂 : 不均質な土構造物の地震時残留沈下量に関する信頼性設計のための基礎的研究, 応用力学論文集, Vol. 8, pp.663-672.
- 34) 大竹雄, 本城勇介 : 応答曲面を用いた実用的な地盤構造物の信頼性設計法 : 液状化地盤上水路の耐震設計への適用, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol.68, No. 1, pp.68-83, 2012.
- 35) 本城勇介, 大竹雄 : 簡易な地盤構造物信頼性解析法の開発と浅い基礎の設計問題への適用, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol. 70, No. 4, pp.372-386, 2014.

3 計算手法の詳細

3.1 概要

本研究では、信頼性解析により、盛土斜面の性能を検討する。本章では本論文で使った地盤のモデル化手法、数値計算手法について、著者の報告など¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾などを元に、以下の順でまとめる。

まず、本研究で中心的な課題である地盤物性値の不均質性について、そのモデル化手法を紹介する。次に、各章で用いた数値解析手法について紹介する。

本論文では、4章で斜面の常時の安定性、5章で耐震性に関する検討を行っている。4章では、せん断強度低減法 (Shear Strength Reduction Method, SSRM)⁶⁾を適用した弾塑性 FEM を、5章では、鶴飼・若井による繰り返し載荷モデル⁸⁾ (以後 UW モデルと略す) を適用した FEM をそれぞれ実施している。本章ではモデルの詳細を述べる。なお、5章では、地震時の斜面の静的な安定性照査の際、Fellenius 式に基づく円弧すべり解析を実施しているが、この式については2章で既に述べているためここでは記載しない。

手法について説明した後、本論文で用いた信頼性解析の手順について説明する。本論文では、数値解析手法として先に挙げた高精度な弾塑性 FEM を採用し、これを各試行とした MCS によって信頼性解析を実施している。本章ではこの信頼性解析手順についても説明する。

3.2 地盤物性値の不均質性のモデル化

信頼性手法は確率論に則って種々の不確実性をモデル化し、それを数値解析に取り込むことで、最終的に構造物の性能の不確実性を評価する手法である。1, 2章で述べた様に、地盤物性値の不均質性は確率変数として表現するのが一般的な手法となっている。ここではそのモデル化手法について説明する。

3.2.1 地盤物性値の不均質性に関する既往の報告

一般に、地盤材料の物性値を確率変数と見たとき、その確率分布は正規分布、あるいは対数正規分布で近似できる。対数正規分布として捉えるのは透水係数のように、同じ地盤の材料内でも値のオーダーが大きく変わるようなものが多い。

地盤物性値の統計量について、表 3.1 に Phoon⁹⁾および松尾¹⁰⁾が室内試験に関する既往の研究成果を土質ごとに整理した結果を取りまとめたもの⁴⁾を示す。変動係数は標準偏差と平均の比であり、正規化されたばらつきである。表内の「変動係数」は、数個~数十個の標本群に対し得られた複数の変動係数の平均であり、「変動係数のレンジ」はその最小値と最大値間の距離である。図 3.1 は、表 3.1 内に示した、松尾がシルト質砂の一面せん断試験の結果を整理したものであり、内部摩擦角 ϕ ($\tan\phi$ として整理) の頻度分布である。10000 個のサンプルについてデータ整理を行った例は少なく、地盤工学における貴重な資料である。

表 3.1 物性値のばらつき⁴⁾

出典	土質	試験方法	物性	土質係数の平均	土質係数の変動係数	変動係数のレンジ	
Phoon ⁹⁾	粘土 シルト	三軸圧縮試験	$\tan\phi$	0.509	0.2	0.06 - 0.46	
	粘土 シルト	一面せん断試験	$\tan\phi$	0.615	0.23	0.06 - 0.46	
	砂	-	$\tan\phi$	0.744	0.09	0.05 - 0.14	
	Fine-grained materials derived from a variety of geologic origins	-	-	γ [kN/m^3]	17.5	0.09	0.03 - 0.20
		-	-	γ_d [kN/m^3]	15.7	0.07	0.02 - 0.13
	Sand to clayey sand	dilatometer test	E_D [MN/m^2]	25.4	0.50	0.09-0.92	
	砂 シルト	dilatometer test	E_D [MN/m^2]	21.6	0.36	0.07-0.67	
砂	pressuremeter test	E_{PM} [MN/m^2]	8.97	0.42	0.28-0.68		
松尾 ¹⁰⁾	砂(渡良瀬川)	排水三軸圧縮試験	$\tan\phi_d$	0.7521	0.1536	-	
	不飽和土(シルト、砂質シルト、粘土質シルト、シルト質砂など)	非圧密非排水三軸圧縮試験	$\tan\phi$	0.239	0.46	-	
		非圧密非排水三軸圧縮試験	c [kg/cm^2]	0.148	0.487	-	
	不飽和の砂質ローム	一面せん断試験	$\tan\phi$	0.714	0.187	-	
	不飽和の砂質ローム	一面せん断試験	c [kg/cm^2]	0.38	0.334	-	
	シルト質砂	一面せん断試験	$\tan\phi$	0.6153	0.0575	-	
	シルト質砂	一面せん断試験	c [kg/cm^2]	0.14	0.193	-	

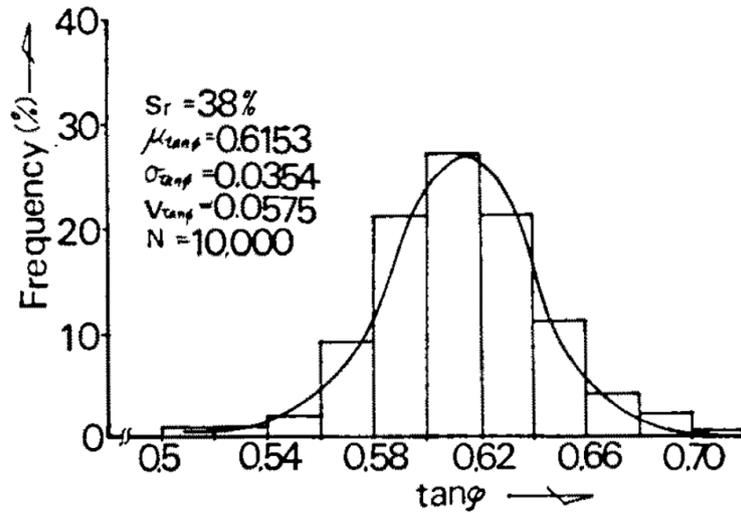


図 3.1 物性値($\tan\phi$)の確率分布の一例¹⁰⁾

3.2.2 地盤の確率場によるモデル化

前述したように、本研究では土が本来的に有している空間的な不均質性に着目し、この不均質性を確率場として扱う。以下にそのモデル化について示す。

空間座標 $\mathbf{X}=(x_1, x_2)$ の物性値の値 $Y(\mathbf{X})$ は、 \mathbf{X} の関数であるトレンド成分 $T(\mathbf{X})$ とランダム成分（残差成分） $\varepsilon(\mathbf{X})$ の和で記述される。なお、ランダム成分 $\varepsilon(\mathbf{X})$ の期待値は 0 とする。

$$Y(\mathbf{X}) = T(\mathbf{X}) + \varepsilon(\mathbf{X}) \quad (3-2-1)$$

実際の物性値からトレンド成分を取り除いた残差は正規分布や対数正規分布で近似できることが知られているため、式(3-2-1)のモデル式についてもランダム成分は正規分布や対数正規分布に従うと仮定することが一般的である。透水係数など地盤内でオーダーが大きく変化するような物性を扱う場合、対数正規分布を仮定することが多い。本研究では、ランダム成分は正規分布を仮定する。次式に示すのが正規分布の確率密度関数である。

$$f(\varepsilon(\mathbf{X})) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_\varepsilon(\mathbf{X})} \exp\left(-\frac{\varepsilon(\mathbf{X})^2}{2\sigma_\varepsilon(\mathbf{X})^2}\right) \quad (3-2-2)$$

次に、トレンド成分と残差成分の和で表される確率変数 $Y(\mathbf{X})$ の期待値(μ_Y)と分散(σ_Y^2)は以下のとおりである。 $E[\]$ と $\text{Var}[\]$ の記号はそれぞれ、括弧内の期待値と分散を意味する。

$$\begin{aligned}
\mu_Y(\mathbf{X}) &= E[Y(\mathbf{X})] \\
&= E[T(\mathbf{X}) + \varepsilon(\mathbf{X})] \\
&= E[T(\mathbf{X})] + E[\varepsilon(\mathbf{X})] \\
&= T(\mathbf{X})
\end{aligned} \tag{3-2-3}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_Y^2(\mathbf{X}) &= \text{Var}[Y(\mathbf{X})] \\
&= E[(Y(\mathbf{X}) - \mu_Y(\mathbf{X}))(Y(\mathbf{X}) - \mu_Y(\mathbf{X}))] \\
&= E[(\varepsilon(\mathbf{X}))(\varepsilon(\mathbf{X}))] \\
&= \sigma_\varepsilon(\mathbf{X})
\end{aligned} \tag{3-2-4}$$

さらに、座標 \mathbf{X}' における $Y(\mathbf{X}')$ と $Y(\mathbf{X})$ の自己共分散 $\text{Cov}[Y(\mathbf{X}), Y(\mathbf{X}')]$ は次のとおりである。ここで、自己共分散 $\text{Cov}[Y(\mathbf{X}), Y(\mathbf{X}')]$ は $Y(\mathbf{X}')$ と $Y(\mathbf{X})$ の相関性を示す指標である。なお、 $\mathbf{X} = \mathbf{X}'$ の場合には式(3-2-5)は分散の式と全く同じになる。

$$\begin{aligned}
\text{Cov}[Y(\mathbf{X}), Y(\mathbf{X}')] &= E[(Y(\mathbf{X}) - \mu_Y(\mathbf{X}))(Y(\mathbf{X}') - \mu_Y(\mathbf{X}'))] \\
&= E[(\varepsilon(\mathbf{X}))(\varepsilon(\mathbf{X}'))]
\end{aligned} \tag{3-2-5}$$

トレンド成分は、対象とする物性値が何らかの関数に従うと推定される場合（例えば深さ方向に値が増加する N 値など）、1次関数や2次関数を使用することもあるが、本検討では簡単化のため定数を仮定し、空間内の平均値は一定であると仮定する。また、分散についても便宜的に空間的な変化は無いと仮定し、一定値とする場合が多く、その場合には、自己共分散は2点間の距離 $|\mathbf{X} - \mathbf{X}'|$ のみに依存する関数 $\text{Cov}(\mathbf{X}, \mathbf{X}') = \text{Cov}(|\mathbf{X} - \mathbf{X}'|)$ となり、取り扱いが容易となる。ここでさらに、自己共分散関数を正規化するために分散(定数)で除したものが自己相関関数である。

自己相関関数の式形として指数型やガウス型、線形型などの種々の関数形が提案されているが、いずれの式形も理論的に導かれた関数式ではなく、実際の地盤から得られるサンプルデータに対し統計的な処理を施して得られた自己相関関数を模擬したものである¹¹⁾。本研究では、式形が簡潔であり、かつ多くの研究で使用されている指数関数型の自己相関関数を仮定する。

$$\rho(r) = \exp\left\{-\frac{r}{L}\right\} \tag{3-2-6}$$

$$\rho(r) = \exp\left\{-\sqrt{\frac{r_x^2}{L_x^2} + \frac{r_y^2}{L_y^2}}\right\} \tag{3-2-7}$$

ここに、 r は確率場における任意の 2 点間の距離、 L は自己相関距離であり、添字の x と y はそれぞれ水平方向および鉛直方向を表す。1 次元場において $L=1\text{m}$, 10m の場合の自己相関関数の形状を図 3.2 に、2 次元場において $L_x=5\text{m}$, $L_y=1\text{m}$ の場合の自己相関関数の概形を図 3.3 に示す。自己相関距離は確率変数が比較的強い相関性を持ちうる空間的な距離を表している。相関性の強い地盤、すなわち自己相関係数が 2 点間距離の増加に対し低下しにくい地盤では自己相関距離は比較的大きい値を示しやすい。実際の地盤では、不均質構造は等方性ではなく異方性である場合が多いため、異方性の地盤にも適用できるように式(3-2-6)を拡張したものが式(3-2-7)である。図 3.3 が本研究で使用する自己相関関数の概図であり、水平方向(x 方向)に比べて鉛直方向(y 方向)で自己相関係数が急速に低下するようなモデルになっている。

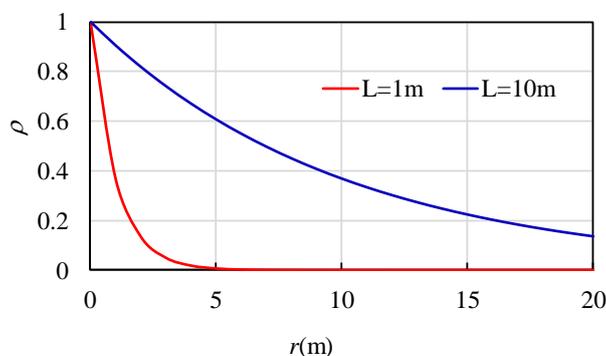


図 3.2 自己相関関数(1 次元)

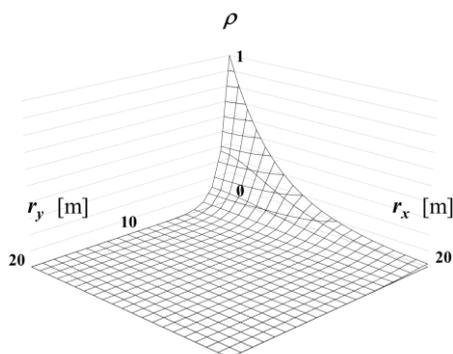


図 3.3 自己相関関数(2 次元)

限られたデータ数から自己相関距離を精度良く調査することは困難である場合が多いが、一般的な傾向として、水平方向の自己相関距離は鉛直方向の自己相関距離の数倍から数十倍とされている¹²⁾。これは、多くの地盤は水平積層構造であることが多く、鉛直方向よりも水平方向の自己相関性が強いためである。文献を元に自己相関距離をまとめたものを表 2.2

に示す。Phoon の報告⁹⁾では、自己相関距離 L ではなく Scale of fluctuation (δ) という指標で表記されているが、自己相関関数が指数型(1次元)の場合には L と δ の間には次の関係が成り立つことから¹¹⁾、この関係式を用いて δ から L を計算したものを併せて示す(数字の右上に*記号)。

$$\delta = 2L \quad (3-2-8)$$

表 3.2 土質と自己相関距離⁴⁾

出典	土質	土質係数	自己相関関数型	方向	Scale of fluctuation [m]	自己相関距離 L [m]
DeGroot and Becher ¹³⁾	海成粘土	S_u (VST)	指数型(1次元)	水平	-	21.4
Phoon ⁹⁾	粘土	S_u	-	鉛直	2.5	1.25*
	砂, 粘土	q_c	-	鉛直	0.9	0.45*
	粘土	q_T	-	鉛直	0.3	0.15*
	粘土	S_u (VST)	-	鉛直	3.8	1.9*
	砂, 粘土	N	-	鉛直	2.4	1.2*
	粘土, ローム	w_n	-	鉛直	5.7	2.85*
	粘土, ローム	w_L	-	鉛直	5.2	2.6*
	粘土	γ (effective)	-	鉛直	1.6	0.8*
	粘土, ローム	γ	-	鉛直	5.2	2.6*
	砂, 粘土	q_c	-	水平	47.9	23.95*
	粘土	q_T	-	水平	44.5	22.25*
	粘土	S_u (VST)	-	水平	50.7	25.35*
	粘土	w_n	-	水平	170.0	85*

3.2.3 材料定数の局所平均

不均質な地盤を確率場として捉える場合、地盤の力学的な挙動はある地点における物性に影響されるのではなく、ある空間的な領域の平均値に大きく影響される。力学挙動を予測する際、ある領域における確率場の平均の重要性を指摘したのが Vanmarcke であり、局所平均による確率変数の分散の低減量を定量的に記述するための分散低減関数を提案した¹¹⁾。この関数は自己相関距離に対し確率場の平均をとる領域を広くするほど、この平均値の分散が元の確率場の分散よりも低下するという性質を表している。本研究では、分散低減関数を直接使用することはないが、類似した手法を用いている。

有限要素法では、対象とする地盤を有限個の要素に分割して支配方程式を数値解析的に解く。その際、同じ要素内では材料定数はどの地点においても一定値として扱われる。そのため、本来ならば連続で滑らかに変化する確率場に対して通常の有限要素離散化を実施する場合、実際には自己相関関数を階段上に離散化していることになる。そこで、Vanmarcke¹¹⁾の報告を元に、要素内の確率場に対し局所平均化を施すことによって、確率場の共分散構造を有限要素どうしの共分散行列に変換する方法について説明を行う。

まず、図 3.4 のような簡単な 1次元の確率場の場合を考える。座標 x に対する確率変数を $Z(x)$ とする。また、簡略化のため、 $Z(x)$ の平均値は 0 かつ標準偏差 1 とする。

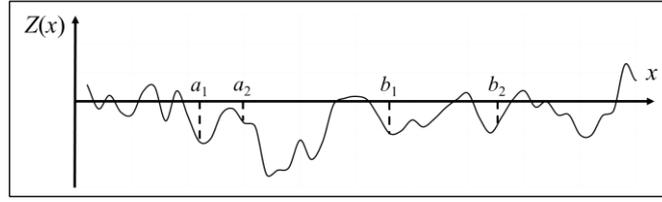


図 3.4 1次元の確率場

このとき、局所平均をとる区間長を $A(=a_2-a_1)$ とおくと、 $Z(x)$ の局所平均値 Z_A は下式で示される。

$$Z_A = \frac{1}{A} \int_{a_1}^{a_2} Z(x) dx \quad (3-2-9)$$

区間長 $B(=b_2-b_1)$ についても、同様に計算できる。

$$Z_B = \frac{1}{B} \int_{b_1}^{b_2} Z(x) dx \quad (3-2-10)$$

そして、 Z_A と Z_B の共分散 $\text{Cov}[Z_A, Z_B]$ は次のようになる。

$$\begin{aligned} \text{Cov}[Z_A, Z_B] &= E[Z_A \cdot Z_B] \\ &= E \left[\frac{1}{A} \int_{a_1}^{a_2} Z(x_1) dx_1 \cdot \frac{1}{B} \int_{b_1}^{b_2} Z(x_2) dx_2 \right] \\ &= \frac{1}{AB} E \left[\int_{b_1}^{b_2} \int_{a_1}^{a_2} Z(x_1) Z(x_2) dx_1 dx_2 \right] \\ &= \frac{1}{AB} \int_{b_1}^{b_2} \int_{a_1}^{a_2} E [Z(x_1) \cdot Z(x_2)] dx_1 dx_2 \\ &= \frac{1}{AB} \int_{b_1}^{b_2} \int_{a_1}^{a_2} \rho(|x_1 - x_2|) dx_1 dx_2 \end{aligned} \quad (3-2-11)$$

この式から、確率場の自己相関関数と自己相関距離が既知であれば、任意の区間どうしの局所平均値の共分散を計算で求めることができる。これを FEM で用いる有限要素に当てはめれば、任意区間をさらに分割したものが要素であり、全要素間の共分散を求めることができる。共分散行列の分解によって、局所平均を加味した有限要素モデルを作成することができる。本研究では、対象とするのは 1 次元場ではなく 2 次元場であるから、以下に 2 次元への拡張を説明する。

いま，図 3.5 に示すような確率場において，面積 A と B をもつ領域 D_A と D_B を考える。

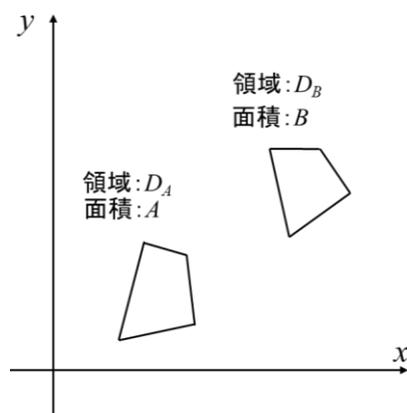


図 3.5 任意の要素の組み合わせ

領域 D_A と D_B において確率場の局所平均を求めると次のようになる。

$$Z_A = \frac{1}{A} \iint_{D_A} Z(x, y) dx dy \quad (3-2-12)$$

$$Z_B = \frac{1}{B} \iint_{D_B} Z(x, y) dx dy \quad (3-2-13)$$

そして， Z_A と Z_B の共分散についても以下の式から求めることができる。

$$\begin{aligned} \text{Cov}[Z_A, Z_B] &= E[Z_A \cdot Z_B] \\ &= E \left[\frac{1}{A} \iint_{D_A} Z(x_1, y_1) dx_1 dy_1 \cdot \frac{1}{B} \iint_{D_B} Z(x_2, y_2) dx_2 dy_2 \right] \\ &= \frac{1}{AB} \iint_{D_B} \iint_{D_A} \rho(|x_1 - x_2|, |y_1 - y_2|) dx_1 dy_1 dx_2 dy_2 \end{aligned} \quad (3-2-14)$$

先述の 1 次元の場合には式(3-2-11)を解析的に求めることが可能であるが，2 次元の場合には式(3-2-14)を解析的に求めることは難しい。そこで，本研究では数値積分を用いて式(3-2-14)を算出している。

3.2.4 不均質な地盤の有限要素モデル作成手法

不均質な地盤の作成法については、いくつかの方法が提案されている。たとえば、FFT(Fast Fourier transform)法や LAS(Local average subdivision)法、TBM(Turning-bands)法などが挙げられる。各手法に関しては文献¹⁴⁾に詳細が記載されている。本研究では、作成法のうち最も単純な手法の一つである、有限要素どうしの共分散行列をコレスキー分解する方法(以降では、コレスキー分解法と呼称)を採用した。この方法は、要素数が多い解析、例えば大規模地盤を対象とした解析においてはコレスキー分解の際の丸め誤差や計算時間が大きくなってしまふ等の欠点があるが、比較的小中規模の地盤に対しては有効な方法である¹⁵⁾。以下ではこのコレスキー分解法について説明を行う。

正規分布に従う、平均 $\mathbf{0}$ かつ分散 $\mathbf{1}$ である互いに独立な乱数から構成されたベクトルを \mathbf{X} とおくと、 \mathbf{X} の共分散行列 $E[\mathbf{X}\mathbf{X}^T]$ は単位行列に等しい。

$$E[\mathbf{X}\mathbf{X}^T] = \begin{bmatrix} 1 & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & 1 \end{bmatrix} = \mathbf{I} \quad (3-2-15)$$

次に、先述の共分散の計算式を用いて、全ての有限要素どうしの共分散行列 \mathbf{Cov} を求める。要素数が N 個の場合、共分散行列は $N \times N$ の正方行列である。さらに共分散行列 \mathbf{Cov} は、対称行列かつ成分は非負であり、コレスキー分解によって、三角行列 \mathbf{S} に分解できる。

$$\mathbf{Cov} = \mathbf{S}^T \mathbf{S} \quad (3-2-16)$$

ここで、 N 個の成分からなる乱数ベクトル \mathbf{X} に下三角行列 \mathbf{S}^T を乗じたベクトルを \mathbf{Y} とおく。

$$\mathbf{Y} = \mathbf{S}^T \mathbf{X} \quad (3-2-17)$$

すると、 \mathbf{Y} の共分散行列は、

$$\begin{aligned} E[\mathbf{Y}\mathbf{Y}^T] &= E[\mathbf{S}^T \mathbf{X}\mathbf{X}^T \mathbf{S}] \\ &= \mathbf{S}^T E[\mathbf{X}\mathbf{X}^T] \mathbf{S} \\ &= \mathbf{S}^T \mathbf{I} \mathbf{S} \\ &= \mathbf{S}^T \mathbf{S} \\ &= \mathbf{Cov} \end{aligned} \quad (3-2-18)$$

となり、共分散行列 \mathbf{Cov} と等しくなる。すなわち、有限要素どうしの共分散行列を下三角行列に分解し、互いに独立な標準正規の乱数ベクトルを乗じることによって、有限要素どう

しの共分散行列を満足する乱数ベクトル \mathbf{Y} が求まる。この乱数ベクトル \mathbf{Y} が各有限要素に割り当てる N 個の材料定数を格納したベクトルである。

4章, 5章では, 地盤モデルの作成には全てこのコレスキー分解法を用いている。具体的には上記手順に基づき, 地盤物性値を確率変数とし, 乱数アルゴリズムを用いて不均質性を反映した有限要素モデルを生成する。この際必要な入力パラメータは, 確率変数の分布特性を表す平均値および標準偏差, そして空間特性を表現する自己相関距離 (水平, 鉛直方向) である。生成された有限要素モデルに対し, 後述の数値解析を実施する。実際に生成された粘着力 c の不均質性を反映した有限要素モデルの例を示す。なお, 生成条件は平均値 $\mu_c=10$ kN/m^2 , 標準偏差 $\sigma_c=3$ kN/m^2 , 水平, 鉛直それぞれの自己相関距離 $L_x=5\text{m}$, $L_y=1\text{m}$ である。

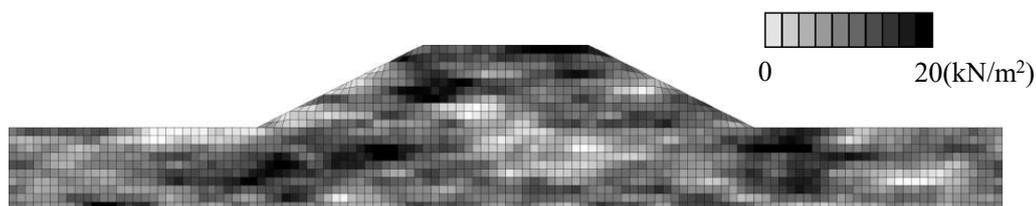


図 3.6 地盤物性 (粘着力 c) の不均質性を反映した有限要素モデル

3.3 せん断強度低減法を採用した FEM

SSRM を採用した FEM (以後 SSRFEM と呼称) では、解析前にすべり面形状に関する仮定が不要であり、臨界すべり面が計算結果から自動的に決定されるという利点を持つことから、斜面安定を考える上で有効な手法⁶⁾である。蔡ら⁷⁾は、複数の地層を有する斜面に対し SSRFEM、極限平衡法の双方で斜面の安全率を求めており、SSRFEM により求められた最小安全率の精度の高さと臨界すべり面の決定に関する合理性を示した。本解析では蔡らが用いた SSRFEM プログラム GA2D⁷⁾を使用する。

SSRM では、構成則に弾完全塑性モデルを用い、土の破壊規準および塑性ポテンシャルは Mohr-Coulomb の式に従うものとする。その場合仮想すべり面上の各位置における最大せん断応力 τ_f は次のように表現される。

$$\tau_f = c + \sigma_v \tan \phi \quad (3-3-1)$$

c は粘着力、 ϕ は内部摩擦角、 σ_v は垂直応力である。ある斜面内の土の強度定数が c 、 ϕ であると仮定し、その斜面の全体安全率 F が求まると仮定する。ここで式(3-3-1)の τ_f を F で除すと、その際の土のせん断強さ $\bar{\tau}_f$ は、

$$\bar{\tau}_f = \frac{c}{F} + \sigma_v \frac{\tan \phi}{F} = \bar{c} + \sigma_v \tan \bar{\phi} \quad (3-3-2)$$

と表される。ここで \bar{c} 、 $\bar{\phi}$ は SSRM で用いる見かけの c 、 ϕ となる。

式(3-3-2)に関して、 F を徐々に増加させていくことを考える。初期の F を極めて小さな値 (通常 0.01 以下) として入力し、 $\bar{\tau}_f$ を得る。この $\bar{\tau}_f$ を土のせん断強さとし、力の釣り合い計算を実施すると、 $\bar{\tau}_f$ は極めて大きな値となるため塑性化は生じず、斜面は弾性挙動を示す。これが SSRM の計算の第 1 ステップである。

次に、 F を ΔF だけ増加させると、 $\bar{\tau}_f$ が低減され、この状態で再度力の釣り合い計算を行う。これを繰り返し、 F を段階的に増加させると、斜面のいずれかで塑性化が生じはじめる。この際、塑性化していない要素との間に残差力が生じるため、修正 Newton-Raphson 法に基づく繰り返し計算により力の再配分が実施される。残差力が許容誤差範囲内に収束すると、次の計算ステップに進む。

以上のような手順を経て F を徐々に増加させると、残差力の再配分の繰り返し計算が収束しない状態に至り、斜面が崩壊に至ったと判断される。この時の F を斜面の全体安全率 F_s とみなす。

SSRFEM を実施する際注意すべきは ΔF の大きさである。 ΔF を大きく設定すれば計算時間が短縮される一方、結果の精度が低下する。これを考慮し適切な値を設定する必要がある。そこで後述の対象斜面に対し均質材料を仮定した試計算を実施した。 ΔF を 10^{-2} 、 10^{-3} 、 10^{-4} としたとき、 F_s はそれぞれ 1.30、1.315、1.3288 であった。 ΔF の減少に伴い計算時間は飛躍的に増加するため、計算の精度と効率化を考慮し、本検討では各計算で用いる ΔF を 10^{-3} と設定した。

3.4 動的 FEM 解析に基づく地震応答解析

本研究では 2 次元動的弾塑性有限要素法を用いて残留変位量などを求めている。この地盤変形の解析の精度は、用いる土の弾塑性構成則の性質に強く依存することから、その慎重な選択が望まれる。本章では、今回の解析に用いる土の弾塑性構成則の概要を紹介する。

3.4.1 UW モデル

土の構成則には鶴飼・若井による繰返し載荷モデル（以下 UW モデルと呼称）を適用し、全応力解析を行う。以下に文献⁸⁾を元に本モデルについて説明する。本モデルに関して、弾塑性挙動時の応力ひずみ関係は次式で与えられる。

$$\dot{\sigma}_{ij} = \left[D \dot{\sigma}_{ij} - \frac{D_{ijpq} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{pq}} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}} D_{mnkl}}{-\frac{\partial f}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial \varepsilon_{ij}^p} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} D_{ijkl} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}}} \right] \dot{\varepsilon}_{kl} \quad (3-4-2.1a)$$

$$D_{ijkl} = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \delta_{ij} \delta_{kl} + \frac{E}{2(1+\nu)} (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \quad (3-4-2.1b)$$

$$G_0 = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3-4-2.1c)$$

$$\begin{cases} h = \gamma = \bar{\gamma}(\varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ij0}) & (\text{on 骨格曲線}) \\ h = \tilde{\gamma} = \bar{\gamma}(\varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ija}) & (\text{on 履歴ループ}) \end{cases} \quad (3-4-2.1d)$$

本モデルでは、せん断応力とせん断ひずみの代表量として以下の $\bar{\tau}, \bar{\gamma}$ が用いられているが、式(3-4-2.1d)のようにある量により差し引いた相対値を引数とする場合が多い。式(3-4-2.1d)における添字 0 および a を付したひずみテンソルは、それぞれ初期および最新の載荷方向反転時の値を示す。

$$\bar{\tau}(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} \sin\left(\frac{\pi}{3} + \Theta\right) \quad (3-4-2.2a)$$

$$\bar{\gamma}(\varepsilon_{ij}) = 2 \cdot \sqrt{J_2^*} \sin\left(\frac{\pi}{3} + \Theta^*\right) \quad (3-4-2.2b)$$

$$\Theta = \frac{1}{3} \cos^{-1}\left(-\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}}\right) \quad \left(0 < \Theta < \frac{\pi}{3}\right) \quad (3-4-2.2c)$$

J_2, J_3 は偏差応力の第二、第三不変量、* を付したものは同じく偏差ひずみの不変量である。

処女載荷時の骨格曲線および載荷方向反転後の履歴ループ上での降伏関数はそれぞれ f, f' のように与える。 f の右辺は双曲線状の応力ひずみ関係 ($\bar{\tau}$ の最大値が τ_f) を与える。 f' の右辺はより高次の曲線形状を表現できる。

$$f = \bar{\tau}(\sigma_{ij}) - \frac{G_0 \cdot \bar{\gamma}(\varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ij0})}{1 + \frac{G_0 \cdot \bar{\gamma}(\varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ij0})}{\tau_f}} \quad (3-4-2.3a)$$

$$f' = \bar{\tau}(\sigma_{ij} - \sigma_{ija}) - \frac{a \cdot \bar{\gamma}(\varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ija})^n + G_0 \cdot \bar{\gamma}(\varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ija})}{1 + b \cdot \bar{\gamma}(\varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ija})} \quad (3-4-2.3b)$$

G_0 は初期せん断弾性係数, b, n は履歴ループの形状および目標とする $h-\gamma$ 関係などから決まる定数である。参考までに, 動的変形特性として仮定する $h-\gamma$ 関係と, その時に与えるべき b, n の値との関係図を図 3.6 に示す。図において γ_{G_0} は参照ひずみを示し, せん断強度とせん断弾性係数の比, τ_f / G_0 として与えられる。

一方, せん断強度 τ_f は Mohr-Coulomb の降伏規準に従うので,

$$\tau_f = c \cdot \cos \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \phi \quad (3-4-2.4)$$

今回は非排水 (等体積) 状態を仮定するため, 処女載荷時の骨格曲線および載荷方向反転後の履歴ループ上での塑性ポテンシャルは, それぞれ g および g' で与えられる。

$$g = \sqrt{J_2(\sigma_{ij})} \quad (3-4-2.5a)$$

$$g' = \sqrt{J_2(\sigma_{ij} - \sigma_{ija})} \quad (3-4-2.5b)$$

b, n の値を操作した場合の, 本モデルの応力ひずみ関係 (履歴ループ) の例を図 3.7 に示す。

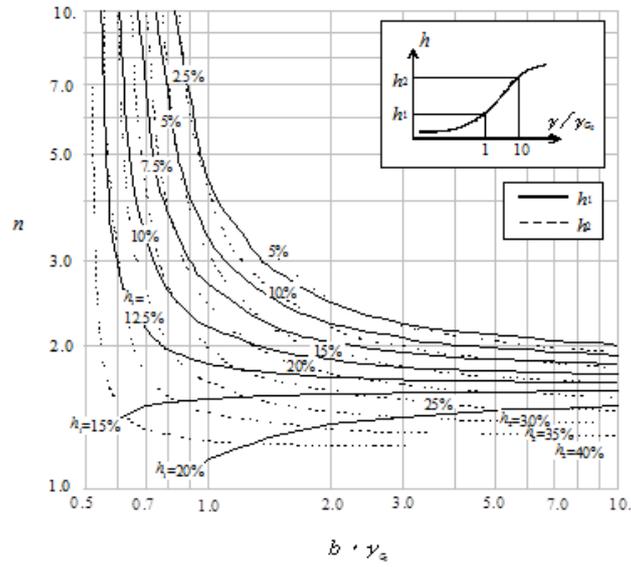


図 3.7 b, n の入力値と得られる h - γ 関係との関係⁸⁾

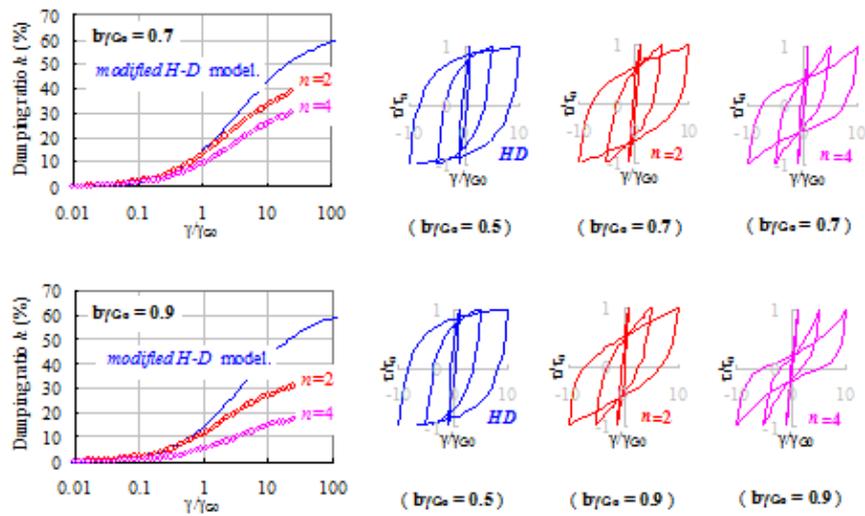


図 3.8 UW モデルの履歴曲線 (例) と修正 HD モデルの履歴曲線の比較⁸⁾

土の簡易な繰返し載荷モデルとして、修正 Ramberg-Osgood モデル、修正 Hardin-Drnevich モデル (双曲線モデル)、弾完全塑性モデルなどが挙げられるが、それぞれ以下のような欠点が指摘されている⁸⁾。

- (1) 修正 RO モデルの骨格曲線 (処女載荷時の応力ひずみ関係) は指数関数型であるため、せん断応力に限界がなく、せん断強度を過大に評価するため、地震後の塑性変形、残留変形量を過小評価する。

- (2) 修正 HD モデルは骨格曲線に双曲線型の曲線を用いるが、履歴ループ（除荷・再載荷時の応力ひずみ関係）を規定するときに Masing 則（骨格曲線と形状が相似で、大きさが 2 倍の曲線を当てはめる手法）を適用するので、結果的に履歴ループの囲む面積が過大となり、 $h-\gamma$ 関係における減衰率 h が過大評価される。
- (3) 弾完全塑性モデルに関しても(2)と同様の欠点がある。より簡易なモデルであるため、精度は修正 HD モデルよりさらに劣る。

一方今回用いる UW モデルには、これらのモデルにはない次のような特長がある⁸⁾。

- (1) 修正 RO モデルのように、実際の土により近い適切な $h-\gamma$ 関係を仮定することができる。
- (2) 修正 HD モデルや弾完全塑性モデルのように、例えば Mohr-Coulomb 規準に基づいてせん断強度の規定ができる。

解析プログラムに使用した動的非線形計算アルゴリズムを、文献¹⁶⁾に基づき説明をする。

非線形計算法（修正 Newton-Raphson 法）に、Newmark の β 法を組み合わせることで、動的な非線形の繰り返し計算のためのアルゴリズムを導く。

FEM に基づき離散化された運動方程式は、一般的に次式のようなになる。

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = \{f\} \quad (3-4-2.6)$$

$[M]$, $[C]$, $[K]$ は質量、減衰、初期剛性マトリクス、また $\{\ddot{u}\}$, $\{\dot{u}\}$, $\{u\}$ はそれぞれ相対加速度、相対速度、相対変位ベクトル、 $\{f\}$ は重力や慣性力等による外力ベクトルである。

式(3-4-2.6)において材料に非弾性体（弾塑性体など）を想定すると、左辺第三項の反力は変位ベクトル $\{u\}$ に比例するとは限らないので、次のように要素内応力に等価な節点ベクトル $\{p\}$ と書くのが妥当である。

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + \{p\} = \{f\} \quad (3-4-2.7)$$

等価節点力は次式のように計算される。

$$\{p\} = \int_V [B]^T \{\sigma\} dV \quad (3-4-2.8)$$

系が釣り合っている場合には、以下のように作用力の総和 $\{\Delta r\}$ はゼロとなる。

$$\{\Delta r\} = \{f\} - ([M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + \{p\}) \quad (3-4-2.9)$$

$\{\Delta r\}$ を残差力ベクトルと呼ぶ。系が弾性体として挙動する際には常に $\{\Delta r\}$ はゼロである。一方、一部が塑性化すると $\{\Delta r\}$ は非ゼロとなり、式(3-4.2.7)の両辺は釣り合わなくなってしまふ。 $\{\Delta r\}$ のノルムが十分に小さくない場合には、これを全体系にうまく分配して、釣り合いの満たされた解 ($\{\Delta r\}$ の十分に小さい解) を探さなくてはならない。すなわち残差力ベクトル $\{\Delta r\}$ に基づき計算された変位増分 (残差変位) ベクトルをもとに、各要素の応力の更新を行う必要がある。すなわち式(2.4.9)の増分形式の右边を $\{\Delta r\}$ に置き換えた下式により変位増分 $\{\Delta u\}$ を求めればよい。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{\Delta u\} = \{\Delta r\} \quad (3-4-2.10)$$

この式を直接解くことは出来ないので、Newmarkの β 法に基づき変形した以下の式

$$\left([K] + \frac{1}{\beta\Delta t^2}[M] + \frac{\delta}{\beta\Delta t}[C] \right) \{\Delta u\} = \{\Delta f\} + [M] \left(\frac{1}{\beta\Delta t}\{\dot{u}(t)\} + \frac{1}{2\beta}\{\ddot{u}(t)\} \right) + [C] \left(\frac{\delta}{\beta}\{\dot{u}(t)\} + \left(\frac{\delta}{2\beta} - 1 \right) \Delta t\{\ddot{u}(t)\} \right) \quad (3-4-2.11)$$

の右边を $\{\Delta r\}$ で置き換えた次式を用いて $\{\Delta u\}$ を求める。

$$\left([K] + \frac{1}{\beta\Delta t^2}[M] + \frac{\delta}{\beta\Delta t}[C] \right) \{\Delta u\} = \{\Delta r\} \quad (3-4-2.12)$$

この $\{\Delta u\}$ を元に各要素のひずみ増分 $\{\Delta \epsilon\}$ を計算し、再び弾塑性構成則に基づいて応力増分 $\{\Delta \sigma\}$ を求める。こうして更新した応力値を元に、もう一度式(3-4-2.9)の残差力 $\{\Delta r\}$ を計算する。これを繰り返して、 $\{\Delta r\}$ が十分に小さくなるのを待てばよい。

この繰り返し計算により、収束解が得られた時点で次の時間ステップに進む。すなわち動的弾塑性FEMでは、差分時間間隔 Δt 毎の計算ループの内側に、残差力を消去する繰り返しループ計算がある。具体的な手順は以下の通りである¹⁶⁾。

- (1) 時刻 t の瞬間における釣り合い計算開始。
- (2) 地震動の加速度から外力 (慣性力) の増分 $\{\Delta f\}$ を計算し、これを用いて式(2.14)を解き、時刻 t から $t + \Delta t$ までの変位増分 $\{\Delta u\}$ を求める。
- (3) 変位増分 $\{\Delta u\}$ は(2)の値を用いて、以下の式から速度増分 $\{\Delta \dot{u}\}$,

$$\{\Delta \dot{u}\} = [\{\dot{u}(t)\} + \delta\{\Delta \ddot{u}\}]\Delta t \quad (3-4-2.13)$$

以下の式から加速度増分 $\{\Delta\ddot{u}\}$ をそれぞれ計算する。

$$\{\Delta\ddot{u}\} = \frac{1}{\beta\Delta t^2} \left[\{\Delta u\} - \{\dot{u}(t)\}\Delta t - \frac{\Delta t^2}{2}\{\ddot{u}(t)\} \right] \quad (3-4-2.14)$$

以上により時刻 $t + \Delta t$ の瞬間における相対変位 $\{u\}_{t+\Delta t}$ 、相対速度 $\{\dot{u}\}_{t+\Delta t}$ 、相対加速度 $\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t}$ の予測値を与える。

- (4) 変位増分 $\{\Delta u\}$ から各要素のひずみ増分 $\{\Delta \epsilon\}$ を計算し、応力増分 $\{\Delta \sigma\}$ の“予測値”を与える
- (5) 弾塑性構成則に基づき各要素の応力補正（応力増分 $\{\Delta \sigma\}$ の修正）を行い、各要素の応力 $\{\sigma\}$ を更新する。
- (6) 更新された応力 $\{\sigma\}$ を等価節点力に換算して、式(3-4-2.9)に基づいて系全体の力の釣り合いを計算する。釣り合っていない残差力 $\{\Delta r\}$ とする。
- (7) 残差力 $\{\Delta r\}$ が十分に小さい場合には、“予測値”を時刻 $t + \Delta t$ の真値として次の時間ステップに進む。→時刻 $t + \Delta t$ として(1)へ
- (8) 式(3-2-4-15)を解き、残差力による変位増分 $\{\Delta u\}$ を求める。
- (9) 変位増分 $\{\Delta u\}$ に(8)の値を用いて、速度増分は $\{\Delta \dot{u}\} = (2/\Delta t) \cdot \{\Delta u\}$ から、加速度増分は $\{\Delta \ddot{u}\} = (4/\Delta t^2) \cdot \{\Delta u\}$ からそれぞれ計算する。以上を前回の各予想値に加えることで、時刻 $t + \Delta t$ の瞬間における相対変位 $\{u\}_{t+\Delta t}$ 、相対速度 $\{\dot{u}\}_{t+\Delta t}$ 、相対加速度 $\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t}$ の予測値を更新する。→(4)へ戻る（この繰り返しには上限値を設ける）

以上のステップを繰り返し、入力した地震動の時刻歴に対する応答値を求める。なお、時間差分 Δt に関しては、文献 16 を参考に、解析の精度、および時間を考慮し、全ての解析で 0.05 秒を採用している。5 章で実施した地震応答解析では、本節で示した手法、手順を採用したアルゴリズムを用い、解析を実施している。

3.5 検討手順

本論文では、地盤物性の不均質性が盛土斜面の性能の不確実性に与える影響を評価すべく、2次元弾塑性 FEM を各試行としたモンテカルロシミュレーション (MCS) により、信頼性解析を行う。その手順を、図 3.9 を用い以下に示す。

まず、3.2 で示した不均質性のモデル化手法に従い、確率変数の平均値、標準偏差、自己相関距離を設定し、乱数アルゴリズムを用いて有限要素モデルを生成する。

次に、生成された有限要素モデルに対し 3.3 で示した SSRM を採用した斜面安定解析 (4 章)、3.4 で示した UW モデルを採用した地震応答解析 (5 章) を実施し、応答値 (安全率、残留変位量など) を求める。ここまでの MCS の 1 回の試行である。

以上の手順を繰り返し、得られた結果を集積することで確率分布を取得し、性能の不確実性を評価する。

MCS は乱数を用いた数値解析法の総称であるが、本論文ではここで説明した手順によって確率分布を求める行為を MCS と呼ぶ。本手法は乱数で解析条件（物性値）を与えるパラメトリックスタディとも解釈できる。試行を多数回繰り返し、確率分布を解釈することによって統計的な評価を行う点が通常のパラメトリックスタディとは一線を画すところである。

以降の章では、この手順に則り、解析の初期条件（入力物性値の分布特性や空間的相関性など）を変化させることで、性能の不確実性をもたらす各要因の影響程度を検討する。

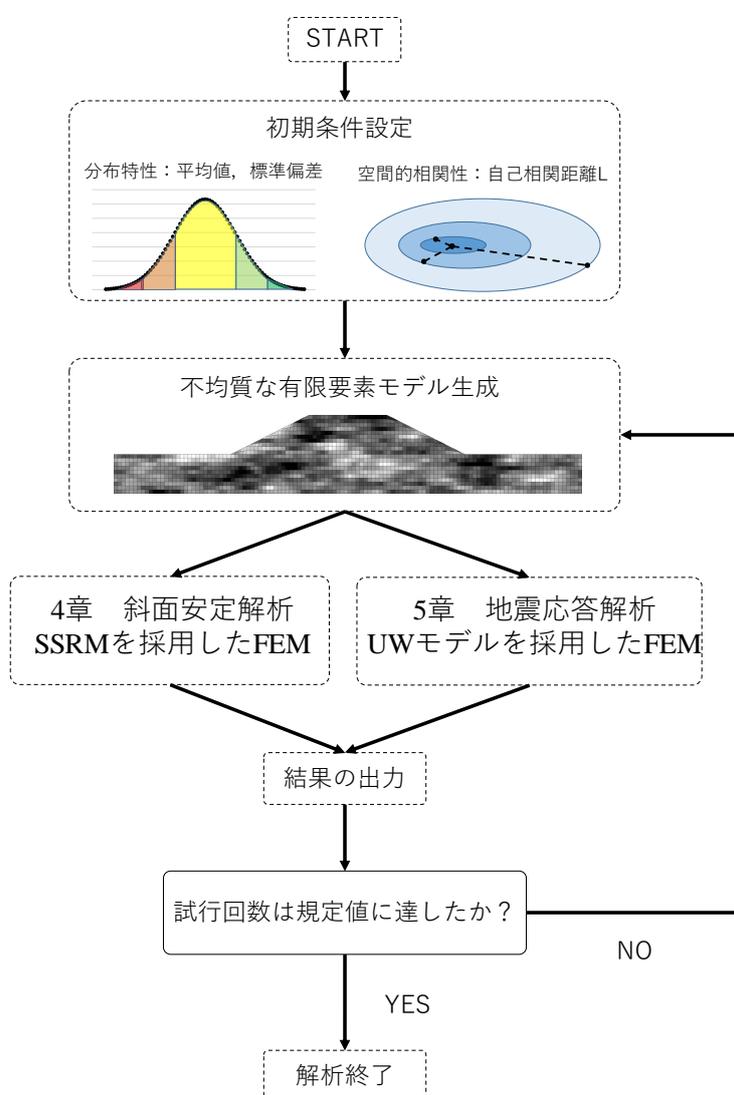


図 3.9 MCS による信頼性解析のフロー

まとめ

本章では、以後の数値解析で用いる計算手法の概要、数式、および検討手順についての説明を行った。以後の章では、基本的に計算手法の説明は省略し、本章の説明を参照することとする。

参考文献

- 1) 佐竹亮一郎, 若井明彦: 材料の不均質性が斜面の安定性に及ぼす影響に関する解析的検討, 地盤工学ジャーナル, Vol.14, No.2, pp.95-109, 2019.
- 2) 山本優介, 佐竹亮一郎, 若井明彦: 不均質盛土地盤の地震応答に関する基礎的研究—地震動入力レベルについての検討—, 第73回土木学会年次学術講演会講演概要集 DVD, pp607-608, 2018
- 3) 佐竹亮一郎, 山本優介, 若井明彦: 不均質盛土地盤の地震応答に関する基礎的研究—物性値の統計的ばらつきについての検討—, 第73回土木学会年次学術講演会講演概要集 DVD, pp609-610, 2018
- 4) 山本優介: 盛土材料の空間的な不均質性を考慮した地震応答解析, 群馬大学卒業論文, 2017.
- 5) 佐竹亮一郎, 山本優介, 若井明彦: 地震動を受ける盛土斜面の全体安全率および残留変位量のばらつきに関する一考察 (投稿中)
- 6) 鵜飼恵三: 安定解析におけるせん断強度低減法の有用性, 土と基礎, Vol. 38, No.1, pp.67-72, 1990.
- 7) 蔡飛, 鵜飼恵三, 黄文峰: 斜面安定性の評価—極限平衡法と弾塑性 FEM の比較, 日本地すべり学会誌, Vol. 39, No. 4, pp.395-402, 2003.
- 8) Wakai, A., Ugai, K. (2004): A Simple Constitutive Model for The Seismic Analysis of Slopes and Its Applications, Soils and Foundations, Vol.44, No.4, pp.83-97
- 9) Phoon, K. K. and Kulhawy, F. H.: Characterization of geotechnical variability, Canadian Geotechnical J., Vol.364, pp.612-624, 1999.
- 10) 松尾稔: 地盤工学—信頼性設計の理念と実際—, 技報堂出版, 1984, 407p.
- 11) Vanmarcke, E. H. (1977): Probabilistic modeling of soil profiles, *Journal of the Geotechnical Engineering (ASCE)*, Vol.103, No.GT11, pp1227-1246
- 12) 西村伸一, 高山裕太, 鈴木誠, 村上章, 藤澤和謙(2011): 堤体盛土における N 値空間分布の推定, 土木学会論文集 C(地圏工学) Vol.67, No.2, pp252-263
- 13) DeGroot, D. J. and Baecher, G. B. (1993): Estimating autocovariance of in-situ soil properties, *Journal of the Geotechnical Engineering (ASCE)*, Vol.119, No.1, pp147-166
- 14) Fenton, G. A. and Griffiths, D. V.: Risk Assessment in Geotechnical Engineering, 2008, 480p.
- 15) 星谷勝, 石井清: 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, 1986, 216p.
- 16) 社団法人 地盤工学会: 弾塑性有限要素法がわかる～地盤技術者のための FEM シリーズ ②～, 2003.

4 常時の斜面の安定性評価への信頼性手法の適用

4.1 検討の目的

斜面の静的な安定性評価に用いられる安全率について、信頼性評価を実施する。本検討の第一の目的は構造物の性能（安全率）の不確実性を左右する要因（以後これを不確実性要因と呼称する）を抽出し、その影響の程度を評価することである。設計上不確実性を取り扱うに当たって、優先的に考慮すべき項目を整理する。第二の目的は現行の設計基準で実施されている安定解析の結果の妥当性の検討である。現行設計では地盤は均質と仮定されており、解析結果は確定値として得られる。その上で、割増係数によって、設計にかかる不確実性を担保し、設計値を定めている。この現行の設計計算を模擬した解析から得た確定値と MCS から得られる確率分布との比較により、現行設計法が、本来設計の中に含まれる不確実性にどのレベルまで対応しているのかを議論する。

上記目的に対し、著者は、盛土斜面の静的な安定性に関し信頼性解析を適用し、種々の不確実性要因についてその影響の程度を定量的に評価している¹⁾。この検討では 3 章で示した SSRFEM による斜面安定解析に基づき、それを各試行とする MCS を実施することで、信頼性設計の 3 水準のうち、最も高度な手法であるレベルⅢに則り、斜面の安定性を評価している。本章では上記の成果をまとめたものを示す。

本検討では不確実性要因として、材料の不均質性、統計的推定誤差を挙げ、解析値の不確実性に与える影響を、個別に検討する。特に本検討では、設計実務においても有用な基礎資料を提供すべく、材料の不均質性にかかる不確実性要因について、変動係数、自己相関距離といった材料の不均質性を規定するパラメータに加え、複数の物性値間の相関性、斜面の傾斜が異なる場合（すなわち安全率の平均が大きく変わる場合）の 4 項目に分け、それぞれ検討を行う。統計的推定誤差については、不均質な地盤からサンプリングを行うことを想定した解析より、データの取得方法や標本の数の影響を調査する。

上記を踏まえ、現行設計で使用されている割増係数についての妥当性を検証する。割増係数はこれまでの歴史の中で培われてきた値であり、割増係数を用いて設計された斜面構造物は、大規模地震や豪雨などの被害を除けば概ね大過なく共用されており、その成果は大きい。一方、割増係数は理論的に求められた値ではなく、経験的な値であり、その数値設定の信頼性に関しては未だ検討すべき点が多い。そこで本検討では、レベルⅢの信頼性設計の概念に基づき、設計上要求される安全率に対し、破壊確率を一定値以下に抑えることが出来るよう割増係数を設定するものとし、解析値の不確実性と安全係数の関係を検討する。

4.2 検討概要

本解析では3章で説明した SSRFEM に基づく斜面安定解析，およびそれを各試行とした MCS を実施する。本解析では地盤の不均質性のモデル化，SSRFEM は3章に示した手法に基づき実施されている。本節では実施した解析の内容を示す。

4.2.1 解析地盤モデル

解析対象である仮想地盤モデルの有限要素分割図を図4.1に示す。基本となる地盤(a)の他，後述の斜面傾斜を変化させる場合の検討で用いる地盤(b)，(c)も合わせて示している。均質な基礎地盤上に，不均質な材料で構成された盛土が施工された状態を仮定した。地盤(b)，(c)では斜面高さ H を固定し，斜面幅 B を変化させることで傾斜の変化を表現している。斜面部以外の箇所の要素サイズは全ての地盤モデルで 1.0m を標準とし，斜面幅 B に応じて要素数のみが変わる。境界条件については，左右端が x 方向固定，下端が x, y 方向固定とした。全てのケースで8節点アイソパラメトリック要素を使用した。

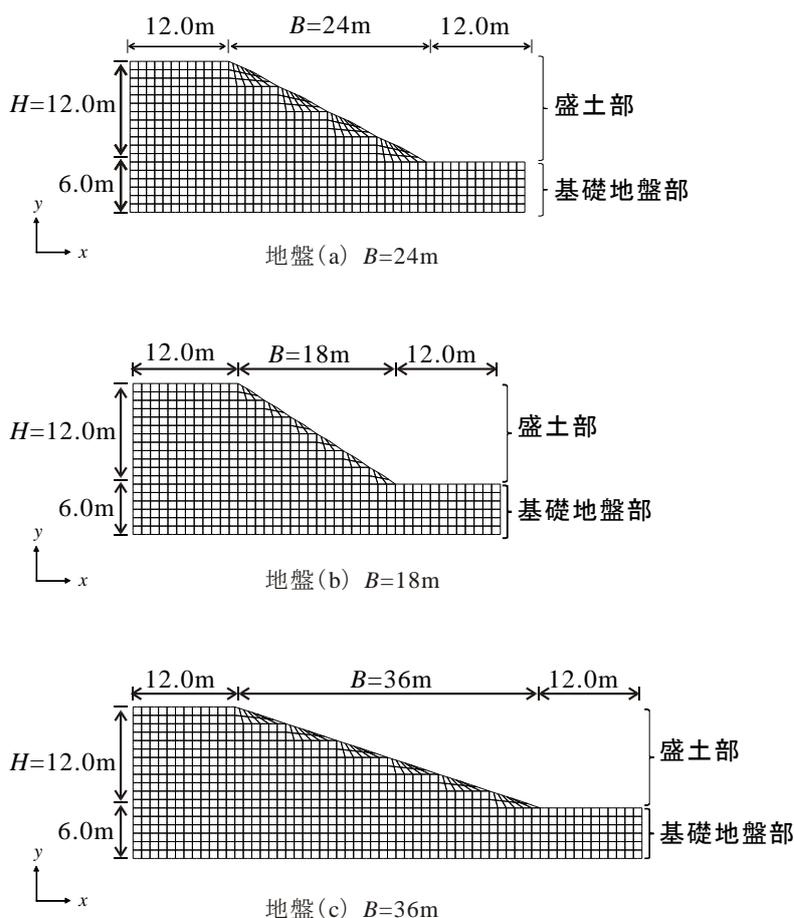


図4.1 対象斜面の有限要素分割図

4.2.2 材料物性値および検討項目

解析に使用した材料物性値を表 4.1 に示す。以後全ての解析で、材料物性値に関しては表 4.1 に定めた値を使用する。 c および $\tan\phi$ は確率変数であり、表 4.1 にはその平均値を示している。

次に、感度分析の際の検討項目および検討ケースごとの不均質性を表現するパラメータ（以後不均質パラメータと略）を表 4.2 に示す。表中の各記号についてはそれぞれ、 R ：相関係数、 V ：変動係数、 L ：自己相関距離、 B ：斜面幅である。表中の「基本ケース」は比較の基準となるケースであり、その条件から各不均質パラメータが変化した場合、解析値にどのような影響がもたらされるかを検討する。各項目について以下に詳細を述べる。

表 4.1 材料物性値

材料定数		単位	値
ヤング率	E	kN/m ²	5.0×10^4
ポアソン比	ν		0.30
粘着力	c	kN/m ²	10
内部摩擦角	ϕ	deg	20
ダイレイタンシー角	ψ	deg	20
単位体積重量	γ	kg/m ³	18

4.2.2.1 パラメータ間の相関性

地盤物性値の中には相関関係が強く推認されるものが多い。本項では確率変数 c および $\tan\phi$ の間に相関があると仮定した場合において、結果の不確実性に与える影響を検討する。基本ケースの相関性については $R=0$ （無相関）とし、 $R=1$ （完全相関）、 $R=-1$ （逆相関）と変化した場合について検討を実施する。

4.2.2.2 変動係数

変動係数 V は分布の標準偏差と平均値の比で表され、平均値が異なる変数同士のばらつきを比較するために用いられる。実際の斜面を構成する材料は単一ということは考えにくく、斜面全体としては比較的大きな変動係数を有する可能性もある。そこで本検討では松尾²⁾や Phoon and Kulhawy³⁾などの報告を参考に、基本ケースの物性値の変動係数について、 c の変動係数 $V_c=0.3$ 、 $\tan\phi$ の変動係数 $V_{\tan\phi}=0.3$ とし、これが変化したときの影響を検討する。 $V_c=V_{\tan\phi}$ ケースは c の変動係数 V_c と $\tan\phi$ の変動係数 $V_{\tan\phi}$ の値を一致させたまま双方を同時に変化させる。 V_c ケースおよび $V_{\tan\phi}$ ケースでは V_c と $V_{\tan\phi}$ のいずれか一方の値を変化させ、もう一方の値を 0.3 に固定することで、 c 、 $\tan\phi$ のばらつきの影響を個別に検討する。なお、混乱を避けるため、入力物性値の変動係数を記号 V で表し、解析結果の変動係数については ν で表すこととした。

4.2.2.3 自己相関距離

自己相関関数における自己相関距離 L の影響を検討する。自己相関距離は、水平積層地盤であれば、鉛直方向の相関性に比して水平方向の相関性が強いと捉えるのが一般的である⁴⁾。ここでは基本ケースの自己相関距離として、水平方向の自己相関距離 L_x を 10m、鉛直方向の自己相関距離 L_y を 1m とし、これが変化した場合の影響を検討する。 L の値を 0.1 倍、10 倍した値での検討に加え、10000m とした検討を行う。 L_x ケースでは L_x のみ、 L_y ケースでは L_y のみを変化させる。ここで、例えば $L=0.1\text{m}$ のような条件に設定した場合、要素間の相関が完全には 0 にはならないものの極めて小さくなる。一方 $L=10000\text{m}$ のような条件では、要素間の相関が極めて強く、ある方向のせん断強さの変化が乏しくなるため、ほぼ一定の値を取るようになる。これらの点に注意が必要である。

4.2.2.4 斜面傾斜

与えられた材料の不確実性が同じであったとしても、傾斜が異なれば F_s 分布の平均値および分散もまた異なる値を取ると考えられる。加えて、生成された確率場によっては発生するすべり面の位置が大きく変動する可能性がある。上記を勘案し、斜面傾斜を変化させる検討を行う。本検討では、斜面幅 B を変化させることで傾斜を変化させることとした。基本ケースでは $B=24\text{m}$ ($H : B=1 : 2$) とし、 $B=18\text{m}$ ($H : B=1 : 1.5$)、 36m ($H : B=1 : 3$) についてそれぞれ検討を実施する。

表 4.2 ケース設定詳細

検討項目	変化させる 不確実性要因	Case 名	R	V_c	$V_{tan\phi}$	L_x (m)	L_y (m)	B (m)
		基本	0	0.3	0.3	10	1	24
パラメータ間の 相関性	R	$R=-1$	-1	0.3	0.3	10	1	24
		$R=1$	1	0.3	0.3	10	1	24
変動係数	$V_c, V_{tan\phi}$	$V_c=V_{tan\phi}=0.1$	0	0.1	0.1	10	1	24
		$V_c=V_{tan\phi}=0.5$	0	0.5	0.5	10	1	24
	V_c	$V_c=0.1$ $V_c=0.5$	0	0.1 0.5	0.3	10	1	24
	$V_{tan\phi}$	$V_{tan\phi}=0.1$ $V_{tan\phi}=0.5$	0	0.3	0.1 0.5	10	1	24
自己相関 距離	L_x	$L_x=1m$				1		
		$L_x=100m$	0	0.3	0.3	100	1	24
$L_x=10000m$						10000		
	L_y	$L_y=0.1m$					0.1	
$L_y=10m$		0	0.3	0.3	10	10	24	
$L_y=10000m$							10000	
斜面傾斜	B	$B=18m$	0	0.3	0.3	10	1	18
		$B=36m$						36

4.2.2.5 統計的推定誤差

本検討では、地盤調査結果等の実データが無いため、仮想的に単一材料かつ不均質な地盤に対しサンプリングを行う事を想定し、検討を行う。検討方法の概要を図 4.2 に示す。検討ケースを表 4.3 に示す。まず基本ケースで仮定したものと同一の条件で確率場を生成する。次に生成された確率場の複数の要素から c および $\tan\phi$ を抽出するが、この際、抽出の方法によって以下の 2 ケースに分類する。

a) Fix ケース

地盤内のあらかじめ定められた要素からのみ物性値を取得する。物性値を取得する領域を、図 4.2 中に赤色で示した天端中央付近の 12 要素 (No.1~12) とし、取得する物性値の標本数 (要素数) を 1, 3, 12 と変化させる。

b) Random ケース

確率場内の全要素を対象とし、ランダムに物性値を取得する。取得する物性値の標本数は 3 とする。

次に a), b) いずれかの手順から取得された標本の平均値 μ_s を求める。これを入力定数とし、材料に均質を仮定した解析を実施する。この手順を 1000 回繰り返すことによって得られた F_s の分布と基本ケースの結果を比較する。取得する標本数の変化、取得の際の空間的相関性の考慮の有無による解析値の不確実性への影響を検討する。

手順 a) のサンプリングは、位置を固定して行う点調査を想定したものである。標準貫入試験など、一般的な調査方法がこれに当たる。この手順では、標本数 1 の場合は代表値としてただ 1 個のデータを採用することになるため、理論的に全試行の平均値、標準偏差は設定した物性値の平均値、標準偏差と一致する。標本数が 3, 12 の場合は鉛直方向に対し物性値が変化する、不均質性を伴うサンプリングである。手順 b) のサンプリングの場合は不均質性が把握できないサンプリングであり、本来こういった地盤調査は実施不可能なため、仮想的な条件となる。

本解析は、各試行で入力物性値が異なるパラメトリックスタディと解釈できる。確率分布は取得できるものの、材料が均質であると仮定する解析であり、地盤内の弱部の影響を無視していることになる。その点でこれまでの不均質ケースの解析とは性質が異なる。サンプリング手法の違い、すなわち物性値推定に関する各種法の信頼性の違いが解析値の不確実性に与える影響を検討する。

推定誤差は、地盤内の空間的な相関特性から影響を受ける。一般に地盤内の物性値の相関性は距離に応じて低下する。このような、相関特性に関する定性的な傾向を表現するモデルの一例として、本検討では指数型の関数を用い検討を実施している。異なるモデル式の採用や、相関性を決定するパラメータの値などによって、推定誤差に加え MCS の解析値にも影響を及ぼすと考えられる。この点について、本報告の議論、検討結果は一例を示すものであり、相関特性と推定誤差の関係性については今後の検討課題とする。

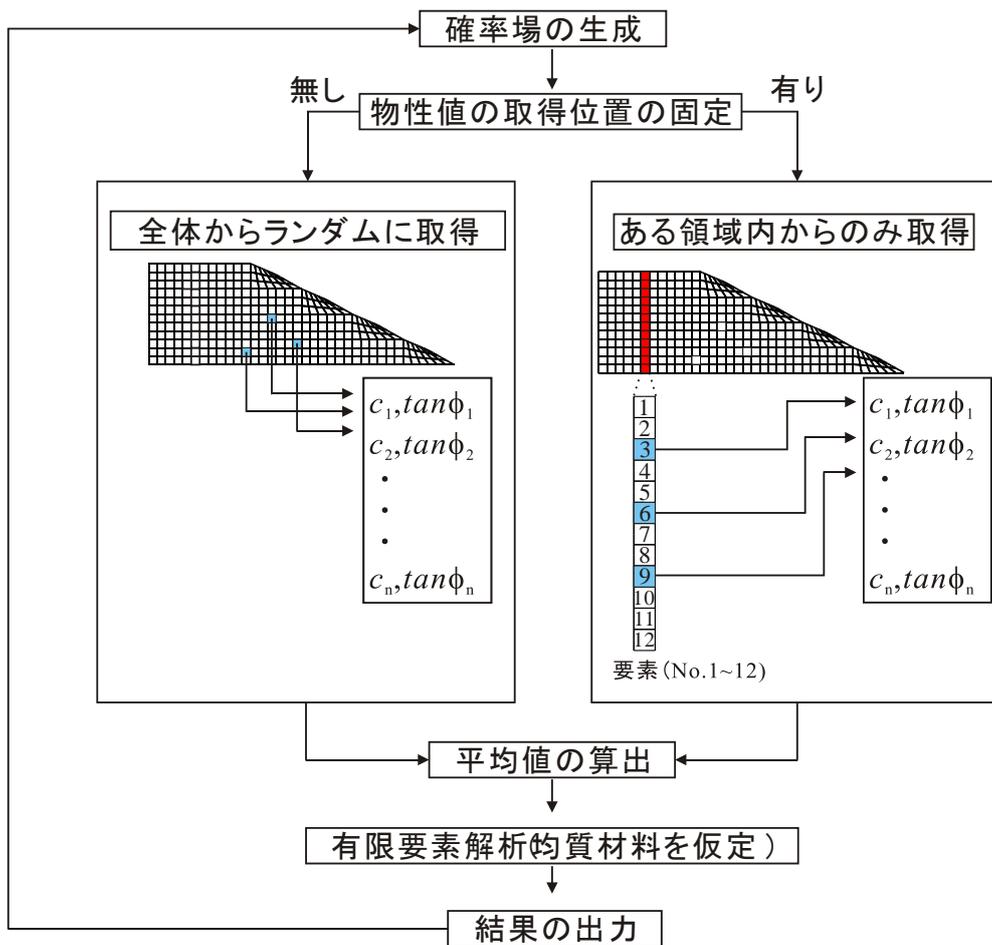


図 4.2 統計的推定誤差の検討の流れ

表 4.3 ケース設定 (統計的推定誤差)

ケース	標本取得位置の固定	標本数	備考
Fix	有り	1 (No.6) 3 (No.3, 6, 9) 12 (No.1~12)	括弧内は物性値を取得した要素 No.
Random	無し	3	

4.3 解析結果

4.3.1 均質材料を仮定した解析

不均質な材料を仮定した MCS に先立ち、材料に均質を仮定したケース（以下均質ケースと呼ぶ）に対する検討を実施する。本解析では c 、 $\tan\phi$ は一定値として与える。これは変動係数について $V_c=V_{\tan\phi}=0$ と仮定することと同義である。各入力物性値の値は表 4.1 に示した値を用いる。SSRFEM による解析結果を示す。安全率 F_s は 1.315 であり、一般的な設計では十分に安定しているとみなされる地盤である。図 4.3 に崩壊直前のせん断ひずみ増分の分布を示す。色の濃い部分がひずみ増分が大きい要素である。法尻から天端にかけて明瞭なすべり面が確認でき、法尻から先行的に塑性化が進行する斜面先破壊様の崩壊形態である。本解析では均質材料を仮定しているため、崩壊の起点となるのは構造的な弱部である。以降の各不確実性要因の影響を検討にするにあたっては、均質ケースの結果を基準とし、比較考察を実施する。

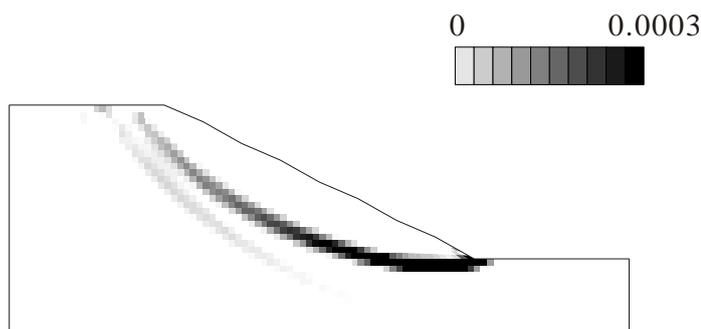


図 4.3 均質ケースのせん断ひずみ増分から確認できる臨界すべり面の位置

4.3.2 不確実性要因に関するケーススタディ

4.3.2.1 基本ケースの解析

各不確実性要因の個別検討に先立ち、基本ケースにおいて 2000 回の試計算を実施した。図 4.4 に MCS より得られた F_s のヒストグラムを示す。分布の形状に関しては、左側の裾が長く、右側よりも緩やかに 0 に漸近するような形状を呈している。 F_s の平均値および変動係数(以後解析から得られた F_s の平均値を μ_{F_s} 、変動係数を ν_{F_s} と呼称する)はそれぞれ 1.217、0.075 となった。均質ケースに対する超過確率は 8.5% であり、分布の大半が均質ケースの値を下回るという結果になった。

材料物性値がある確率分布に従うとすると、生成された確率場にはせん断強さの小さな領域が存在することになる。斜面安定問題では、そういった力学的な弱部から先行的に塑性

化が始まり、すべりの起点となるため、弱部の存在が安全率へ与える影響は大きい。このような理由から、MCSより得られた分布について、均質ケースの解析値に対し μ_{F_s} 、超過確率ともに小さくなったと考えられる。逆説的に、均質材料を仮定した場合、非超過分を常に見逃すことになるため、設計上は危険側の判定になるといえる。

次に、試行回数についての検討を行う。図4.5にMCSと試行回数と F_s の平均値 μ_{F_s} の関係を示す。回数の増加に従い μ_{F_s} の変動が小さくなり、1000回以降 μ_{F_s} は1.216~1.218の範囲に収まっている。以上の結果および計算時間を考慮し、各ケースの試行回数は1000回とした。

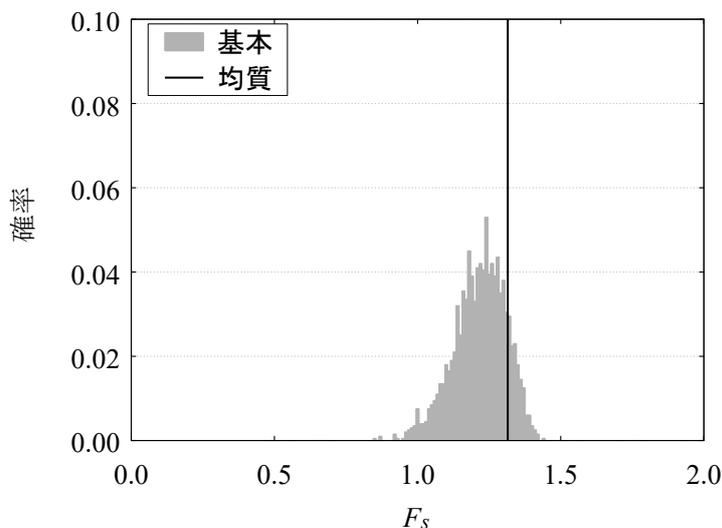


図 4.4 安全率 F_s のヒストグラム (基本ケース)

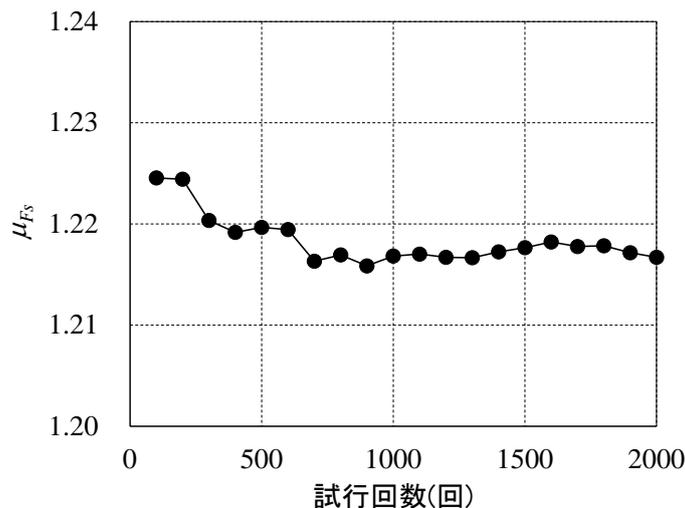


図 4.5 MCS の試行回数と μ_{F_s} の関係

4.3.2.2 物性値間に相関がある場合

複数の物性値間に相関がある場合を想定し、 c 、 $\tan\phi$ 間の相関の有無による影響を検討する。作成した c 、 $\tan\phi$ の確率場の例を図 4.6 に示す。 $R=1$ では c 、 $\tan\phi$ で地盤内の同じ座標位置での色合いは一致している。例えば法尻部付近の要素に着目すると、 c 、 $\tan\phi$ ともに緑色の、小さな値が配置されており、せん断強度が極めて低い弱部の存在が確認できる。一方 $R=-1$ では、例えば c の分布で赤色系を呈した部分が $\tan\phi$ の分布では緑色系を呈するなど、配置が入れ替わっており、 c 、 $\tan\phi$ が相互に強度を補い合う状態である。 $R=0$ (基本ケース) は無相関のため、上記のような規則性は無い。

まず解析結果の例として、 $R=1$ ケースにおいて F_s が最小値(=0.686) および最大値(=1.409) を示したものについて検討する。それぞれについて、粘着力 c の確率場および崩壊直前のせん断ひずみの増分値を図 4.7 に示す。 F_s が最大値となった確率場では法尻部付近に赤色系の、せん断強さが高い要素が集中しており、すべり面はその部分を迂回する形で発生している。一方最小値を観測した確率場では、緑色系の、せん断強さが低い部分が斜面表層の中段付近から天端に至るまで存在している。せん断ひずみ増分の分布との比較から分かるように、この弱部がすべり面の基底となってすべり機構が形成されており、これによって低い安全率が得られたものと考えられる。斜面内の構造的に弱いと考えられる領域、例えば斜面の表層や、法尻付近などに弱い材料が存在する場合、その部分が局所的なすべりの要因になる可能性が高く、安全率は低下する。一方同じ部分に強度が高い材料があれば、すべり円弧の半径が増加し、深層崩壊に類する崩壊形態を取る。一般に c が 0 でない斜面においては、すべり面が深い場合安全率は高く、崩壊に対する余裕度は高い。この例は材料的な弱部の配置による影響を端的に示していると考えられる。

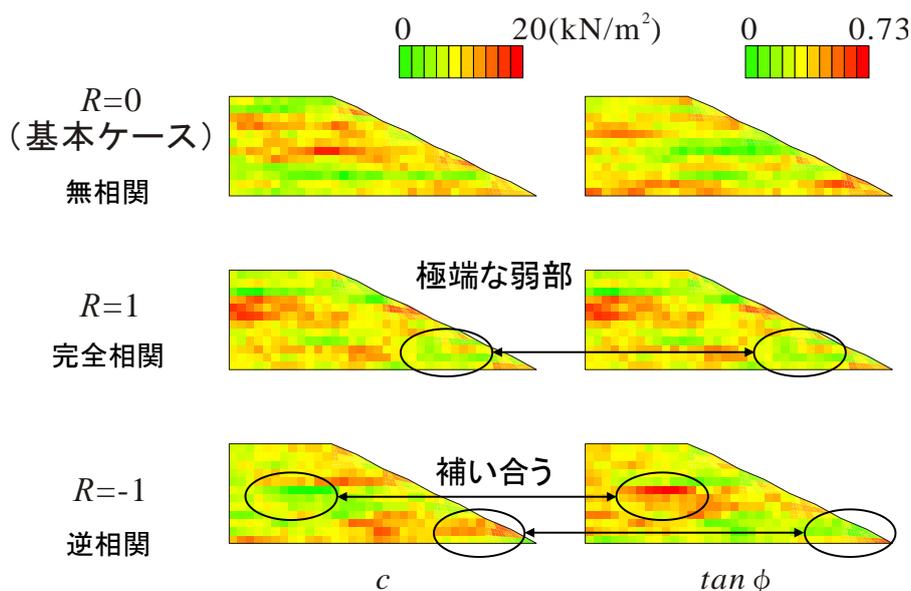


図 4.6 相関係数の変化が確率場へ与える影響

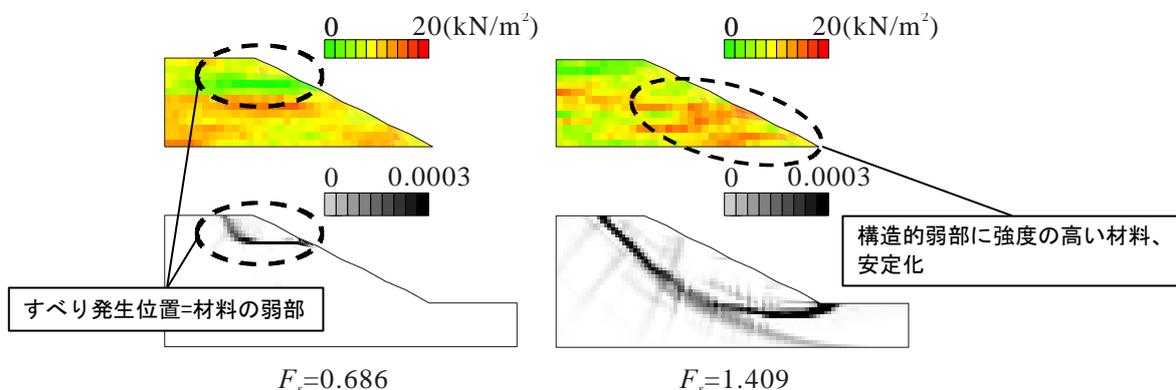


図 4.7 $R=1$ のケースにおける c の確率場の例 (上) と臨界すべり面の形状(下)

次に MCS より得られた解析結果と均質ケースの結果を表 4.4 に、図 4.8 に $R=-1$, 1 ケースおよび基本ケースの F_s のヒストグラムを示す。基本ケース同様、 $R=-1$, 1 ケースも分布右側と比較して左側の裾が長い分布であるが、この傾向は $R=-1$ では比較的目立たず、 $R=1$ ケースはより顕著に現れている。どちらのケースも μ_{F_s} は均質ケースの結果 ($F_s = 1.315$) よりも小さく、特に v_{F_s} が大きい $R=1$ ケースは、均質ケースの結果との差が増加している。上記の結果より、分布のばらつきが増加した場合、比較的小さな F_s の割合が増加するため、分布の左側の裾が伸びる傾向がより顕著となる。それに伴い、分布の平均値は左側 (0 に近い側) へ偏り、均質ケースの値、基本ケースの分布の平均値との差が増大するという傾向が見てとれる。この傾向は累積確率分布にすると理解しやすい。図 4.9 に $R=-1$, 1 ケースおよび基本ケースの累積確率分布を示す。 v_{F_s} の増加に伴い均質ケースの結果に対する超過確率が減少していることが分かる。

正の相関の場合、一部の要素では、 c , $\tan\phi$ のいずれも確率分布の左側 (0 に近い側) の値が入力されるため、力学的に軟弱な状態となる。 $R=1$ ケースでは、せん断強さの低い弱部の存在割合が高まり、その影響によって図 4.8 に示したような小規模なすべり機構によって崩壊するパターンが増加し、平均値の低下および分布の変動係数の増加が生じたと考えられる。一方逆相関である $R=-1$ ケースでは、弱部の存在割合が低下するため、ばらつきが小さい分布が得られたと考えられる。

表 4.4 平均値および変動係数 (物性値間の相関性 R の影響)

Case	μ_{F_s}	v_{F_s}	備考
$R=-1$	1.284	0.039	均質ケースは確定値での解析なので 1 回の解析結果を示している。
$R=1$	1.128	0.107	
均質ケース	1.315		

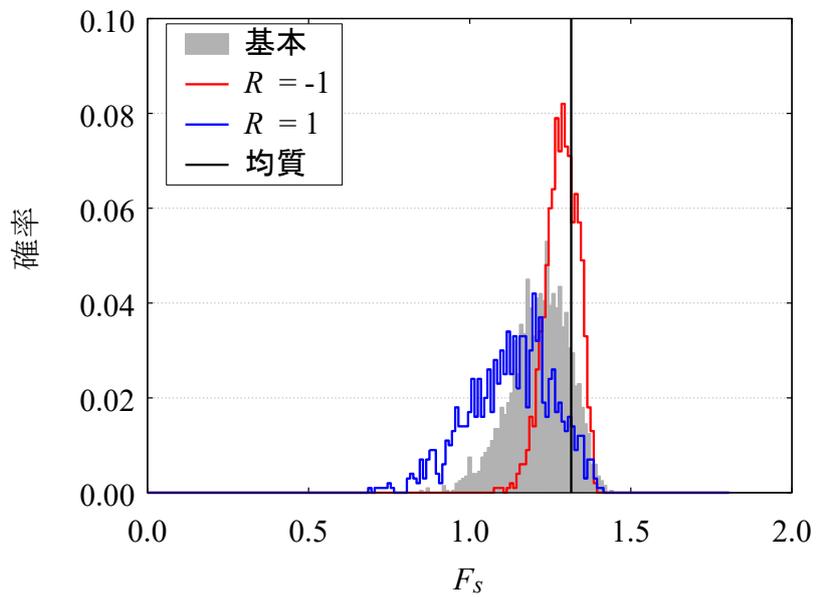


図4.8 F_s のヒストグラム (物性値間の相関性 R の影響)

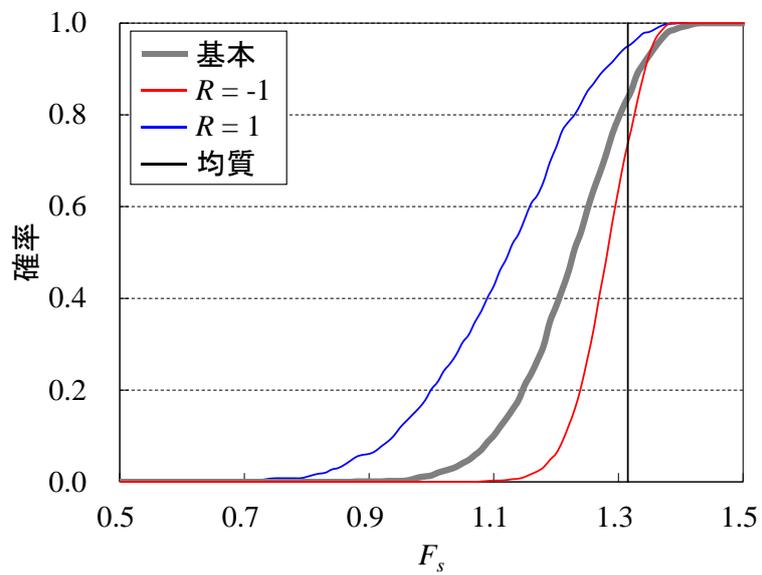


図4.9 累積確率分布 (物性値間の相関性 R の影響)

4.3.2.3 変動係数の影響

材料物性値の変動係数 V による安全率 F_s への影響を検討する。 $V_c=V_{\tan\phi}$ ケースにおける c の確率場の例を図 4.10 に示す。図 4.10 左側のグラフ内の赤線は各ケース 1000 回の試行において実際に再現された粘着力 c の度数分布であり、黒線は理論値を示している。再現値は $\mu-2\sigma$ に切り上げる処理をしているため、 $\mu-2\sigma$ の値での度数が多くなっている。その割合は全体の 2.5% 未満であり、この処理による入力物性値の平均値の増加は 0.3% 程度であったことから、影響は大きくないと考えられる。また図 4.10 右側の確率場を見ると、 $V_c=V_{\tan\phi}=0.1$ は変動係数が小さく、 $c=10$ (kN/m²) 付近の値を示す黄色を呈している部分が大半であるが、変動係数の増加に伴い平均値とは離れた値の発生確率が増加するため、 $c=0$ (kN/m²) よりの値を示す緑色、 $c=20$ (kN/m²) よりの値を示す赤色を呈する要素が増加している。変動係数の増加により構造物内のせん断強さの大きな部分と小さな部分の差がより強調されることが視覚的に確認できる。

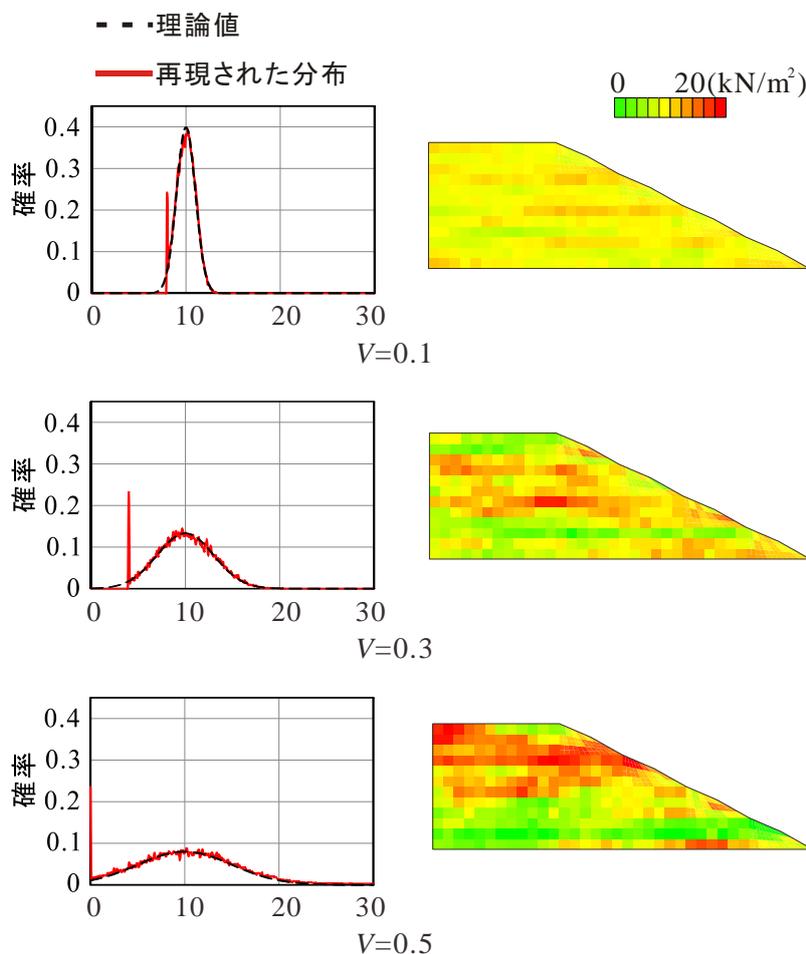


図4.10 変動係数の変化に伴う確率場の変化 (粘着力 c の分布)

表 4.5 に各ケースの結果の平均値 μ_{F_s} 、変動係数 v_{F_s} を示す。また、図 4.11 に安全率 F_s のヒストグラムを示す。

まず $V_c=V_{tan\phi}$ ケースについて検討する。入力パラメータの変動係数が大きくなるに従い分布のばらつきもまた増加している。分布形状について、分布右側と比較して左側の裾が長い傾向は共通であるが、変動係数が大きいケースではその傾向がより顕著に見て取れる。 $V_c=V_{tan\phi}=0.1$ のケースでは、分布の平均値 μ_{F_s} が均質ケースの値と極めて近い値である。今回の解析範囲で得られた分布の下限は 1.20 程度であり、ばらつきの程度は十分に小さいといえる。一方 $V_c=V_{tan\phi}=0.5$ では F_s のばらつきが極めて大きく、最低値が 0.104 となっている。この点について、 $V_c=V_{tan\phi}=0.5$ のケースにおける臨界すべり面の例（図 4.12）を交えて考察する。 $F_s=0.104$ となった例では、斜面表層部に集中して塑性域が発生しており、表層崩壊に近い崩壊形態であると思われる。 $F_s=0.894$ の例では、塑性域が法尻から天端付近まで進行しており、すべり面を形成し、斜面先破壊に至ったと判断できる。材料物性の変動係数が大きいケースでは物性値の分布幅が増加しているため、平均値を下回る値の取り得る幅もまた増加している。その結果、地盤内の一部ではせん断強さが極めて低い部分が形成され、その部分から表層部の破壊や、小規模なすべり機構が形成されることで、比較的小さな F_s が得られる割合が増加したと考えられる。

次に c 、 $\tan\phi$ のいずれか一方のみを変数とした V_c 、 $V_{tan\phi}$ ケースについて検討する。いずれのケースも変動係数の増加に伴い結果のばらつきが増加している。 v_{F_s} に着目すると、 $V_{tan\phi}=0.1$ と $V_{tan\phi}=0.5$ の v_{F_s} の差が大きい。式(4)から、 c は独立した項であるのに対し、 $\tan\phi$ は垂直応力による影響を受けるためであると考えられる。垂直応力は深度に応じて増加する。垂直応力の増化に伴って要素間のせん断強さの差が増幅されるため、特に盛土下端付近では $\tan\phi$ のばらつきの大小の影響が強調されるような状態となっていることが考えられる。また、 F_s の累積確率分布（図 4.13）より、 $V_{tan\phi}=0.1$ 、 0.5 の分布の間の領域に $V_c=0.1$ 、 0.5 の分布が存在している。以上のことから、 $\tan\phi$ は c と比較して結果への感度が高いといえる。

表4.5 平均値および変動係数（変動係数 V の影響）

Case	V_c	$V_{tan\phi}$	μ_{F_s}	v_{F_s}
$V_c=V_{tan\phi}=0.1$	0.1	0.1	1.306	0.020
$V_c=V_{tan\phi}=0.5$	0.5	0.5	0.988	0.211
$V_c=0.1$	0.1	0.3	1.291	0.068
$V_c=0.5$	0.5		1.142	0.135
$V_{tan\phi}=0.1$	0.3	0.1	1.228	0.031
$V_{tan\phi}=0.5$		0.5	1.080	0.126

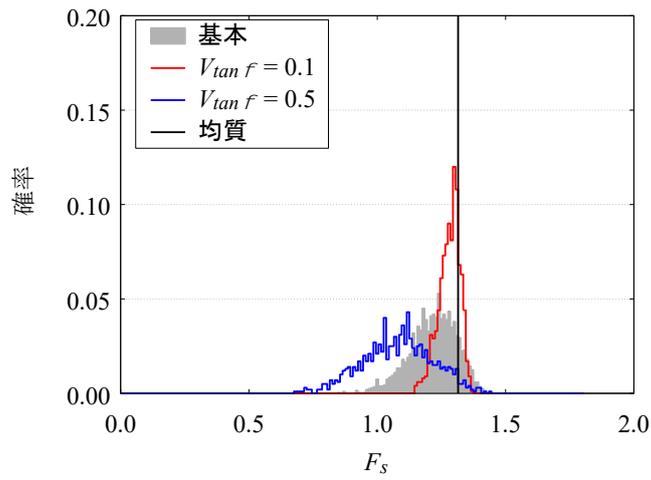
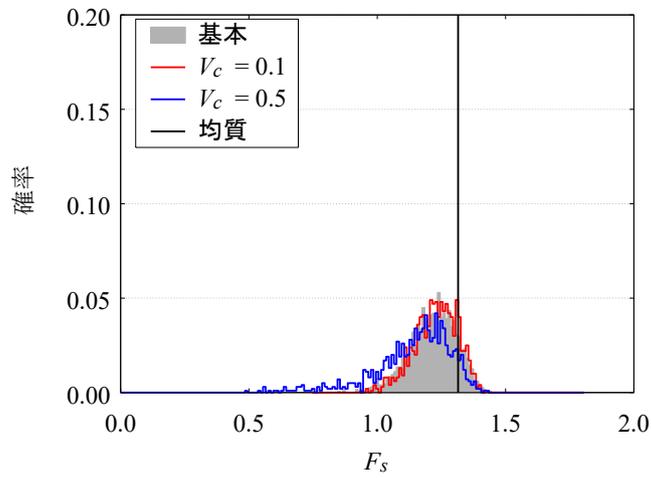
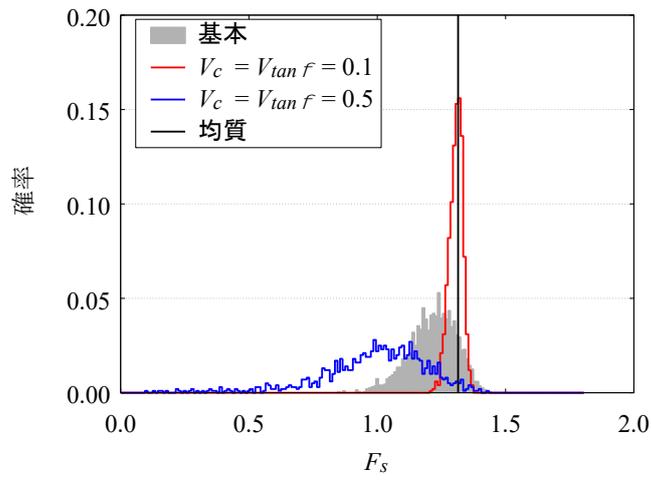


図4.11 F_s のヒストグラム (変動係数 V の影響)

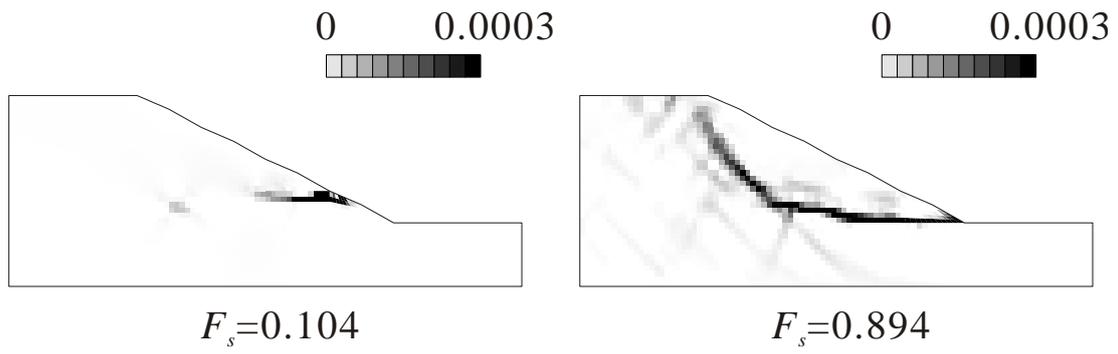


図4.12 臨界すべり面形状の例 ($V_c=V_{\tan\phi}=0.5$)

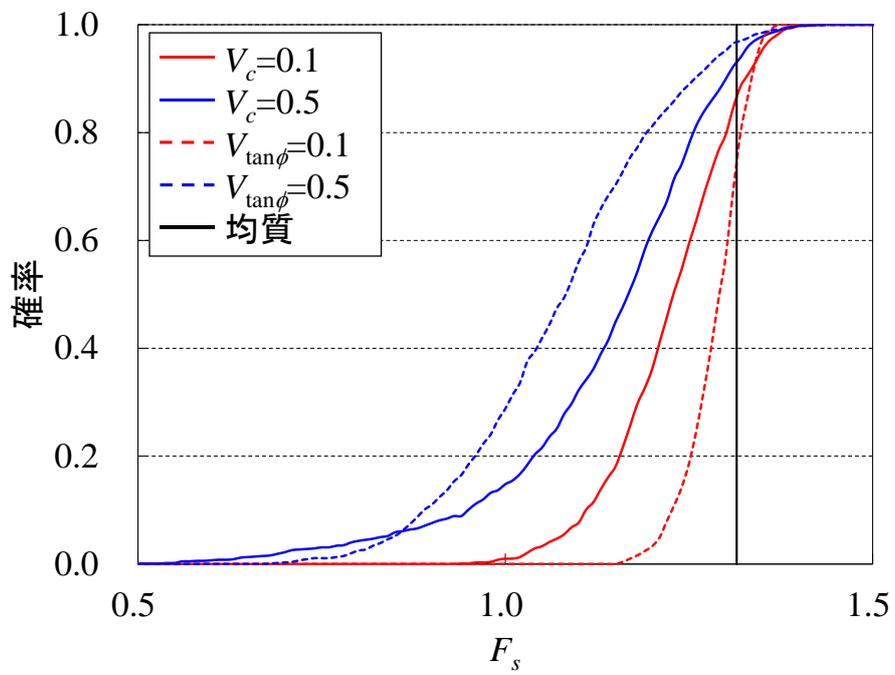


図4.13 累積確率分布 (V_c , $V_{\tan\phi}$ の影響)

4.3.2.4 自己相関距離の影響

自己相関距離 L に着目し、検討を行う。図 4.14 に鉛直方向の自己相関距離 L_y が変化した c の確率場の例を示す。 L_y の増加に伴い鉛直方向の相関性が強くなるため、鉛直方向の c の変化の周期は長くなり、隣接した要素では近い値が並びやすくなる。 $L_y=10000\text{m}$ とした例では、鉛直方向にほぼ一様な分布を呈しており、鉛直方向にのみ均質を仮定したと解釈できる。MCS より得られた結果の平均値 μ_{F_s} 、変動係数 v_{F_s} を表 4.6 に示す。また F_s のヒストグラムを図 4.15 に示す。

表 4.6 より、 v_{F_s} について、 L_x, L_y の増加に伴い v_{F_s} が大きくなる傾向を示した。 $L_y=10000\text{m}$ のケースのみ例外的に v_{F_s} が減少しており、試行回数が十分でない可能性が示唆される。一方で、 v_{F_s} の大きさ自体はこれまでの検討で大きな v_{F_s} が得られた $R=1, V_c=V_{\tan\phi}=0.5$ ケース（それぞれ $v_{F_s}=0.107, 0.211$ ）を下回っている。 L_x, L_y ケース、 $R=1, V_c=V_{\tan\phi}=0.5$ ケースのいずれのケースでも必ず局所的にせん断強さが低い力学的な弱部が存在するが、 $R=1$ ケースは c と $\tan\phi$ が完全相関であるために、また $V_c=V_{\tan\phi}=0.5$ ケースは物性値の数値的ばらつきの大きさ故に、弱部をより強調するような条件設定となっていると考えられる。この理由により、 L_x, L_y ケースと比して $R=1, V_c=V_{\tan\phi}=0.5$ の両ケースにおいて大きい v_{F_s} が得られたものと考えられる。

次に μ_{F_s} について、いずれのケースにおいても、 L の増加に伴う平均値 μ_{F_s} の変動は $0.02\sim 0.04$ 程度の微小な幅に収まっているが、 L の増加に伴い、 L_x ケースでは μ_{F_s} が減少する傾向、 L_y ケースでは増加する傾向が見受けられる。

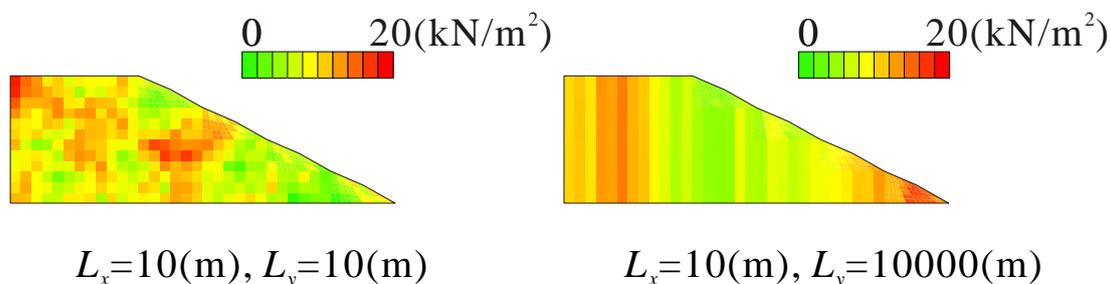


図4.14 自己相関距離 L_y の変化が確率場へ与える影響（粘着力 c ）

表4.6 平均値および変動係数（自己相関距離 L の影響）

Case	L (m)	μ_{F_s}	v_{F_s}
L_x	1	1.248	0.041
	100	1.211	0.075
	10000	1.215	0.072
L_y	0.1	1.219	0.065
	10	1.232	0.092
	10000	1.250	0.093

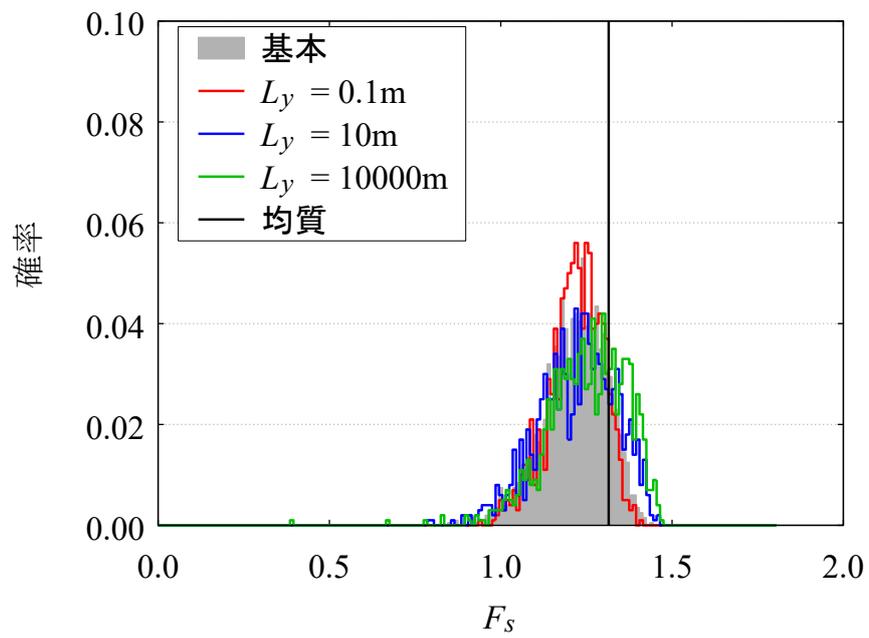
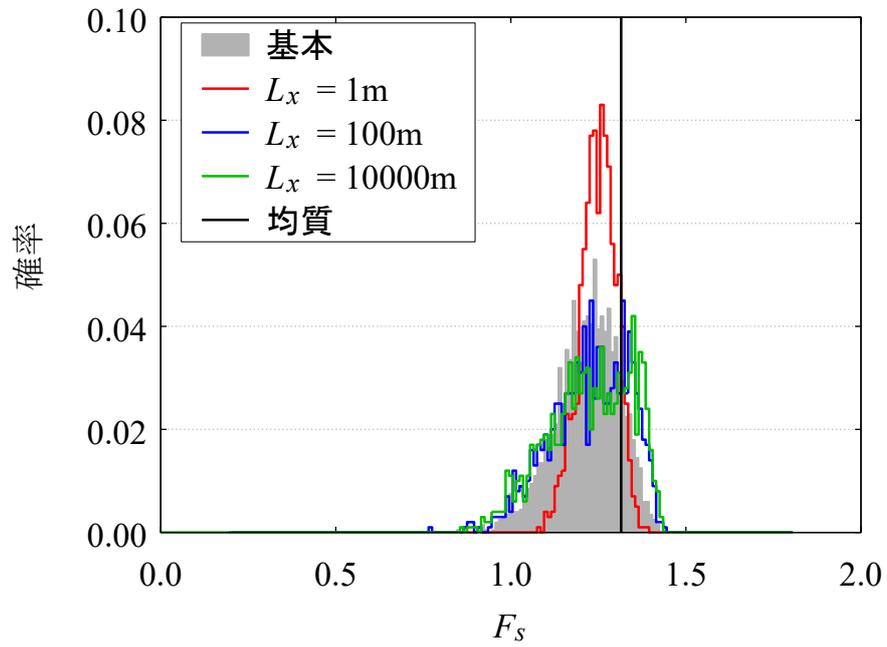


図4.15 F_s のヒストグラム (自己相関距離 L の影響)

ここで自己相関距離と平均値の関係を整理，検討する。図 4.16 は横軸に L を対数軸で示し，縦軸に μ_{Fs} を示したものである。 L 増加の効果について，水平方向，鉛直方向のそれぞれで考察する。

まず材料物性の水平方向の相関性が強い場合，材料物性は水平方向に関して近い値を取るため，地盤内の一部ではせん断強さの低い要素が水平方向に並んで存在することになる。この部分から塑性化が始まり，すべり面の底部となってすべり機構が形成されると考えられる。この時，このすべり面底部の上側にせん断強さが高い要素があったとしても，先行的に底部が塑性化しているため，すべり面形成の抑止には寄与できない。 L_x の増加により，水平方向の相関性が増加し，上述のすべり面の基底となる領域が拡大することが考えられる。その結果，小規模なすべり機構によって崩壊に至るパターンが増加し，分布の平均値が低下するものと思われる。一方鉛直方向の相関性が強い場合は，鉛直方向に近い値が並ぶことになる。一部ではせん断強さが高い部分が鉛直方向に並ぶため，この部分が矢板のような役割を果たし，斜面の安定性が高まることが考えられる。 L_y の増加により，鉛直方向の相関性が増加し，上述の「矢板」の領域が拡大することで，小規模なすべり機構の生成が抑制されることで，平均値が増加するものと思われる。

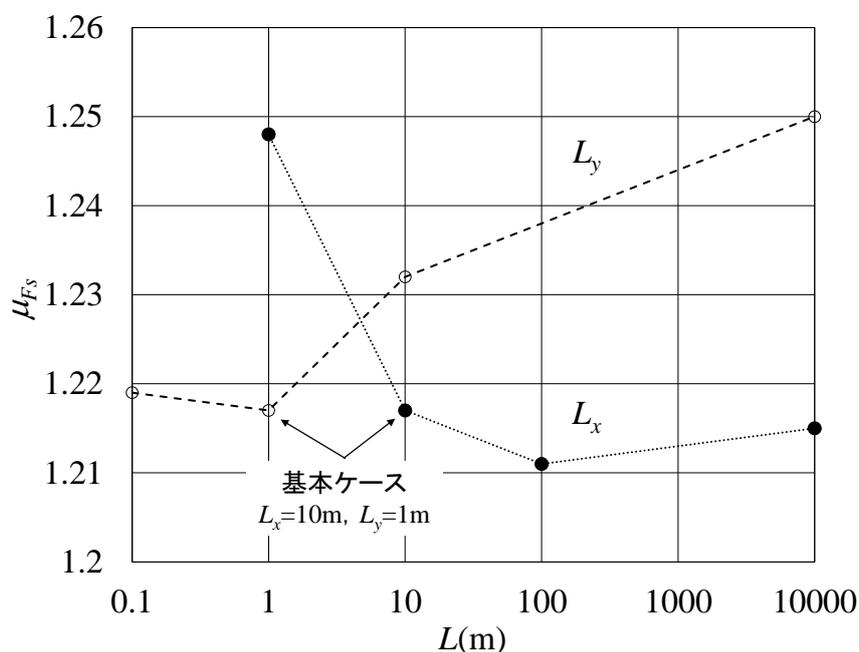


図4.16 L と μ_{Fs} の関係

次に、 F_s の累積確率分布（図 4.17）を示す。 L_x ケースに関して、 $L_x=100\text{m}$, 10000m はほぼ同一の分布形状を示し、見られない。一方 L_y ケースは L_y の増加に伴って傾きが均質ケースの結果に対する超過確率にもほとんど変化は小さくなり、均質ケースの結果に対する超過確率は増加傾向にある。これまでの検討で得られた、 v_{F_s} の増加に伴い超過確率が減少するという傾向とは逆の傾向である。この傾向は上述の L_y の増加による小規模なすべり機構の抑制の影響と思われるが、これが定性的なものかどうかは本検討の範囲では判断が難しく、今後の継続的な検討を要する。

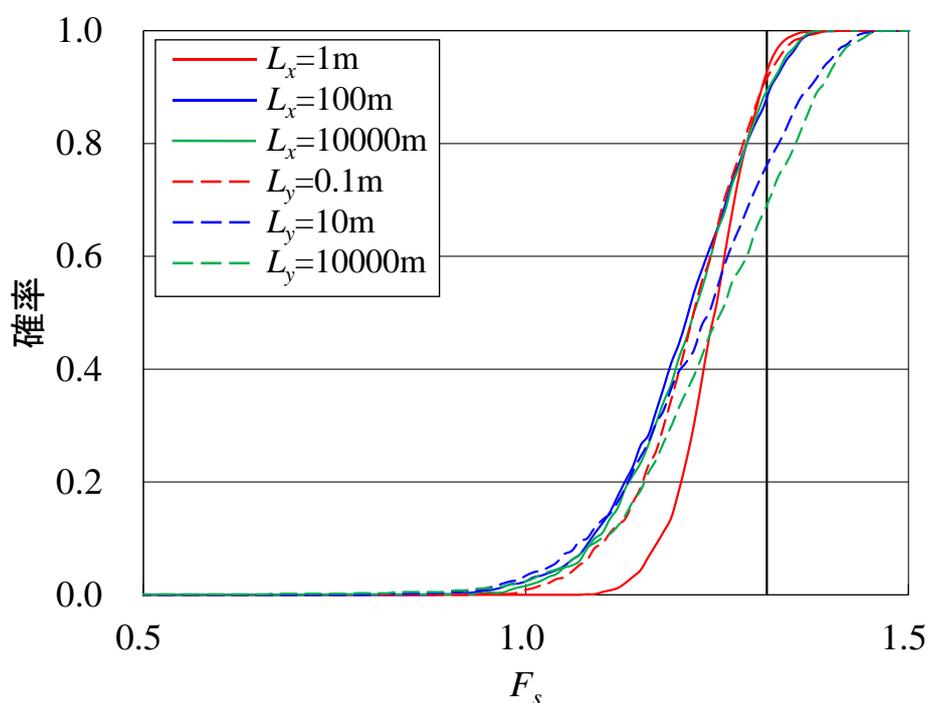


図4.17 累積確率分布 (L_x , L_y の影響)

4.3.2.5 斜面傾斜が異なる場合

本節では、地盤の不均質性に関するパラメータは変化させず、斜面傾斜のみを変化させたケースについて検討する。

均質材料を仮定した解析における臨界すべり面を図 4.18 に示す。 $B=18\text{m}$ 、 36m のケースともに法尻からのすべり面が卓越しており、基本ケースと同じく斜面先破壊様の崩壊形態である。それぞれの安全率 F_s は $B=18\text{m}$ のケースで 1.094、 36m のケースで 1.743 であった。MCS より得られた結果の平均値 μ_{F_s} 、変動係数 v_{F_s} を表 4.7 に示す。また F_s のヒストグラムを図 4.19 に、累積確率分布を図 4.20 に示す。

表 4.7 より、 μ_{F_s} は傾斜が緩くなるに従い増加する一方、 v_{F_s} にはほとんど差は見られない。しかしながら、標準偏差は基本的に傾斜が緩くなるに従い増加傾向にあり、図 4.19、20 の分布幅にも現れている。例えば $B=36\text{m}$ のケースでは、均質材料を仮定した解析の F_s の値 1.743 に対し分布の最低値は 1.178 となっている。各ケースの超過確率は $B=18\text{m}$ が 0.19、 36m では 0.06 であり、 B の増加に伴い減少している。斜面勾配の緩急によらず、一定の割合で力学的な弱部が存在するため、表層崩壊を含む小規模な崩壊形態はどのケースでも発生すると考えられる。斜面幅 B の増加による分布の平均値の増加と、小規模崩壊の発生の影響による F_s の低下のため、むしろ分布の平均値が高いケースほどばらつきは増加し、超過確率が低下すると考えられる。

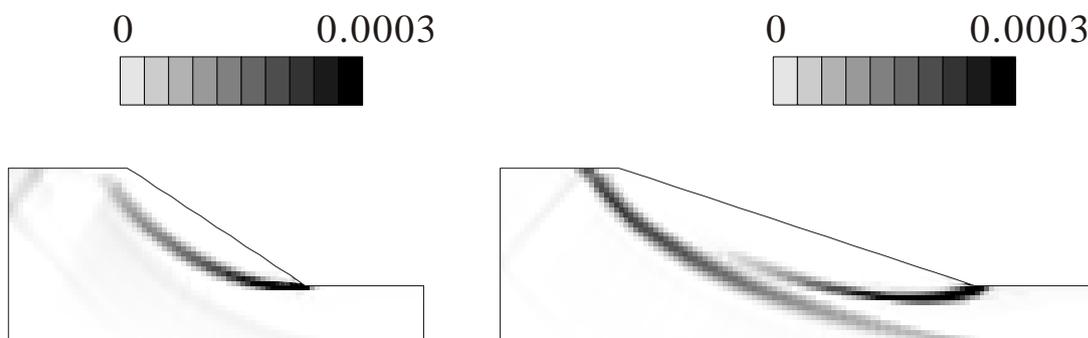


図4.18 均質材料を仮定した解析における臨界すべり面の形状
左： $B=18\text{m}$ 右： $B=36\text{m}$

表4.7 平均値と変動係数（斜面傾斜の影響）

Case	μ_{F_s}	v_{F_s}
$B=18\text{m}$	1.022	0.076
$B=36\text{m}$	1.592	0.072

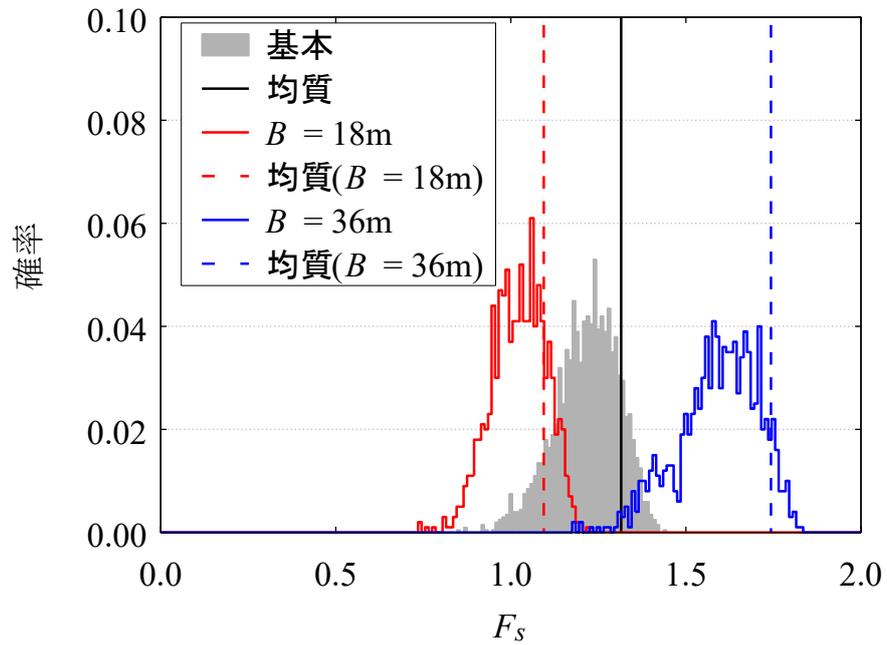


図4.19 F_s のヒストグラム (斜面傾斜の影響)

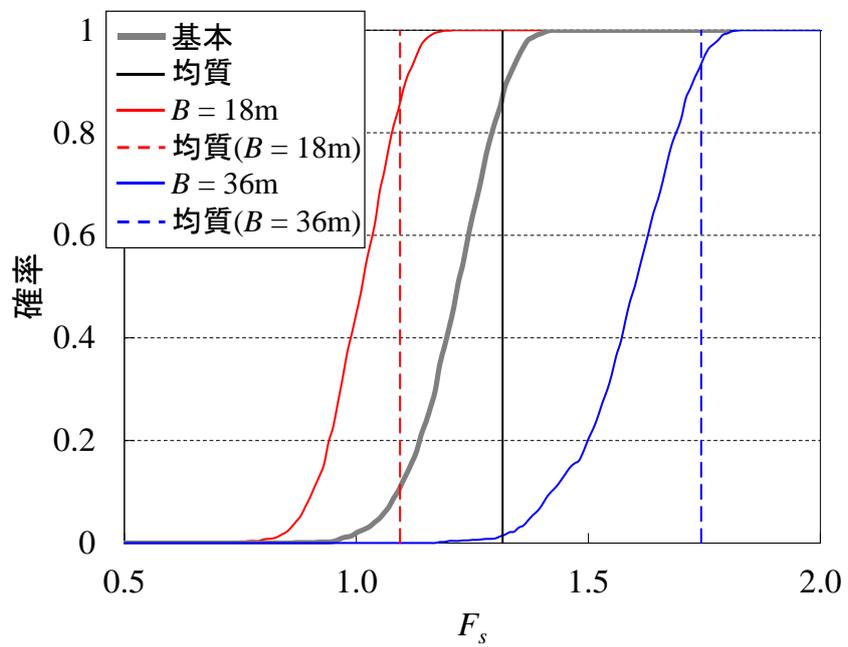


図4.20 累積確率分布 (斜面傾斜の影響)

4.3.3 統計的推定誤差

まず, MCS の各試行で入力物性値として用いられた c および $\tan\phi$ の標本平均値について, 各ケースで得られた 1000 個の標本平均値の平均 μ_s および変動係数 V_s をまとめたものを表 4.8 に示す。表 4.8 より, Fix ケースでは標本数の増加により, V_s は単調に減少している。また, 標本数が同じである Fix-3 ケースと Random-3 ケースの V_s を比較すると, c , $\tan\phi$ とともに Fix-3 の値が僅かではあるが下回っている。標本取得位置を固定した Fix-3 のほうが, 標本同士の相関性が高くなりやすいためと考えられる。

MCS から得られた F_s の累積確率分布を図 4.21 に, 各ケースにおける結果の平均値 μ_{F_s} および変動係数 v_{F_s} を表 4.9 に示す。またヒストグラムを図 4.22 に示す。図 4.21 より, いずれのケースも, これまでの検討と比較して均質ケースの結果に対する超過確率が大きく増加しており, 50%以上となっている。これは, この検討方法が本質的に均質材料を仮定した条件でせん断強さを変化させた MCS となっているためである。取得されたせん断強さの標本平均値が均質ケースのせん断強さを上回れば, 当然 F_s の値も均質ケースの結果を上回ることになる。この性質を反映し, 全てのケースで μ_{F_s} は基本ケースの値を上回るという結果が得られた。

また v_{F_s} について, その大小は入力物性値の V を反映したものとなっている。Fix-12 以外は基本ケースの値を上回り, 標本数が不十分であるといえる。標本数が同じである Fix-3 および Random ケースについて, 標本のばらつきの差が小さいこともあり, v_{F_s} の値は接近したものとなった。図 4.22 のヒストグラムを見ても両者の分布形は類似していることがわかる。しかしながら, 自己相関距離の増加や, 変動係数の低減によって地盤内の物性の相関性が増加する場合, Fix ケースでは標本のばらつきが低下すると考えられるため, Random ケースとの v_{F_s} の差がより明確になる可能性が示唆される。

表4.8 標本平均の平均値と変動係数

ケース	標本数	c		$\tan\phi$	
		μ_s	V_s	μ_s	V_s
Fix	1	10.045	0.291	0.362	0.303
	3	10.049	0.154	0.359	0.159
	12	10.046	0.081	0.360	0.085
Random	3	9.912	0.173	0.359	0.164
設計		10	0.3	0.364	0.3

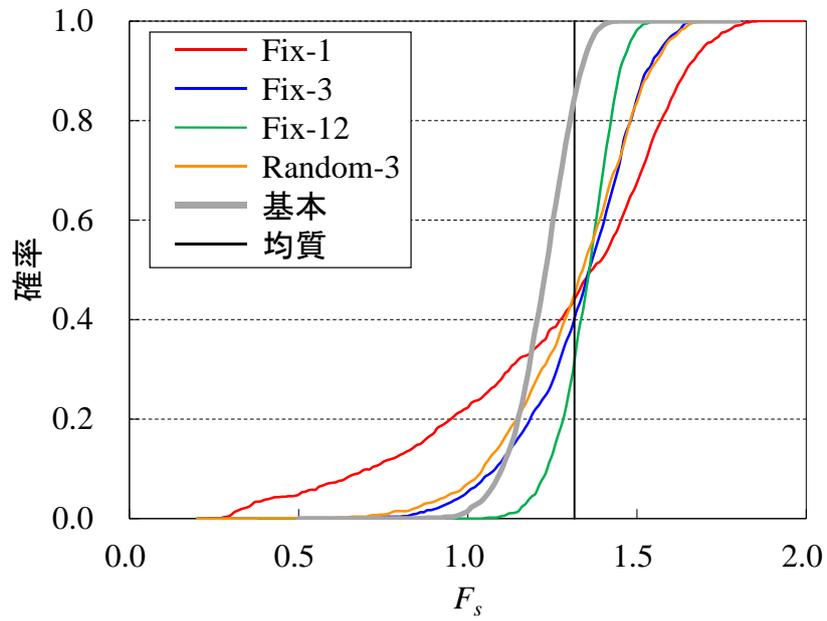


図4.21 累積確率分布（統計的推定誤差）

表4.9 平均値と変動係数（統計的推定誤差）

Case	標本数	μ_{F_s}	ν_{F_s}
Fix	1	1.271	0.288
	3	1.336	0.132
	12	1.354	0.062
Random	3	1.314	0.150
基本		1.217	0.075

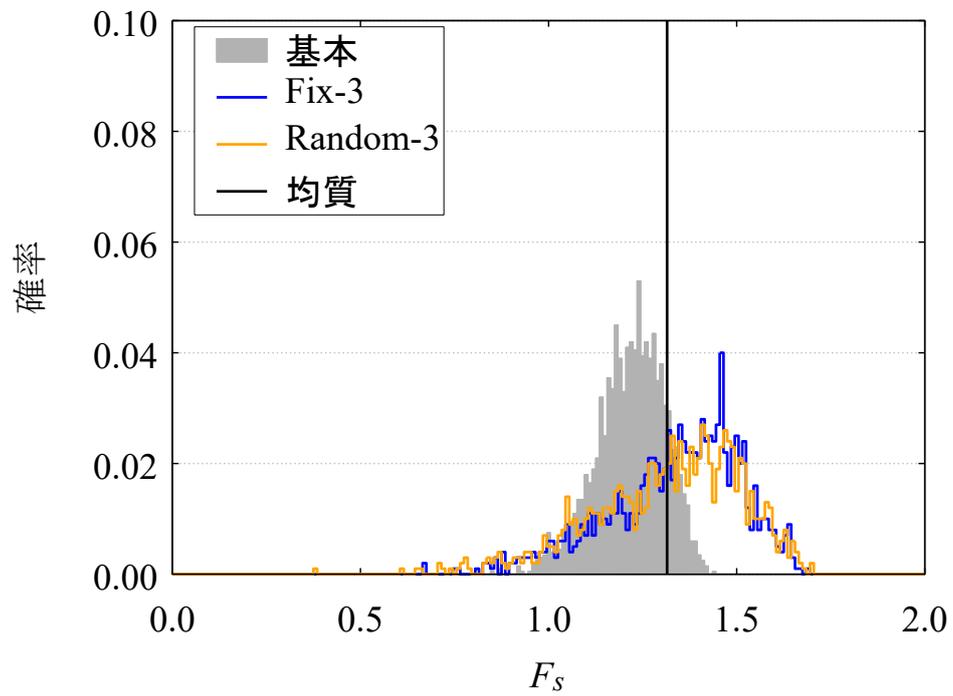
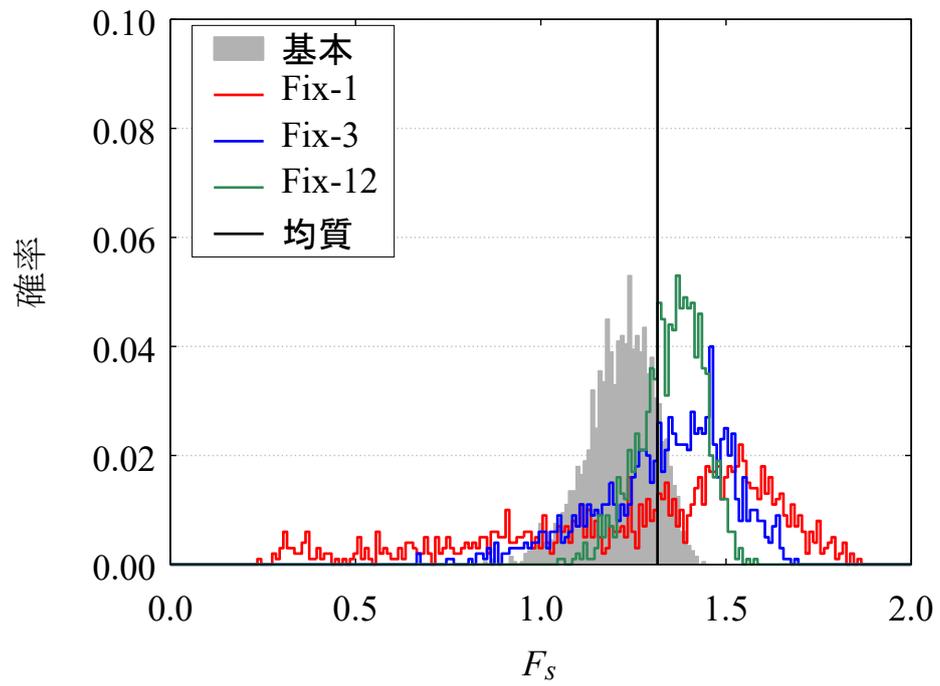


図4.22 F_s のヒストグラム (統計的推定誤差)
 上: Fix ケース, 下: Random-3と Fix-3の比較

4.4 解析モデルの性に関する検討

ここまで示した項目ごとの検討とは別に、自己相関距離と要素サイズの関係性、単位体積重量の不均質性が解析値の不確実性に与える影響について検討を実施する。以下に概要を示す。

4.4.1 自己相関距離と要素サイズについての検討

自己相関距離に対する適切な要素サイズを決定するため、基本ケース（要素サイズ 1.0m × 1.0m）を標準とし、自己相関距離は $L_x=10\text{m}$, $L_y=0.1\text{m}$ のまま変化させず、要素サイズのみを 0.5m × 0.5m, 1.5m × 1.5m（以後それぞれを基本（要素サイズ）のように示す）と変化させ、解析を実施した。発生させた確率場の例を図 4.23 に示す。基本（0.5m）の例では要素の重心間の距離が短く、かつ要素離散化の際に値が平滑化される面積が小さいため、基本ケースに比べ物性値の変化がより連続的であり、隣接する要素間の相関性が高いことが分かる。特に鉛直方向に関しては、自己相関距離が短く、距離に応じて相関性が失われやすいため、要素サイズの影響をより強く受ける。基本（0.5m）では鉛直方向に対する物性値の変化が、基本（1.0m）と比較して連続的であり、精度よく相関性を反映している。一方基本（1.5m）の例では鉛直方向に対して、緑系色の要素と赤系色の要素が隣接しているなど、実質的に相関性が 0 に近い状態になっている部分が多く見られる。解像度が粗くなった影響により、本来設定した相関性が損なわれているためである。

次に MCS より得られた F_s のヒストグラムを図 4.24 に、結果の平均値および変動係数を表 4.10 に示す。図 4.24 より、0.5m, 1.5m ケースの分布形状は左側の裾が長い形状を呈しており、基本ケースと同様の傾向を示している。また、変動係数の値からも分かるように、分布のばらつきの程度は 3 ケースとも大きな違いは見られない。一方平均値は要素サイズが大きくなるに伴い増加する傾向が示唆される。基本（0.5m）ケースと基本（1.0m）の差は微小なもの、基本（1.5m）ケースが他の 2 ケースより 0.1 程度大きい値を示しており、要素サイズが大きくなると F_s が過大評価される可能性が示唆された。これらの傾向は上記の確率場の再現性の問題であると考えられる。基本（0.5m）は確率場の再現性が基本（1.0m）より高く、弱部の影響をより精度よく解析に反映していると考えられる。一方基本（1.0m）、基本（1.5m）ケースでは弱部の再現性が 0.5m ケースよりも低下するため、弱部の影響が弱まっていると考えられ、結果として平均値の増加につながったものと思われる。これらの傾向を踏まえると、本検討で用いた自己相関距離（ $L_x=10\text{m}$, $L_y=1\text{m}$ ）においては、要素の幅が L_y より小さく、弱部の再現性が高い基本（0.5m）が最も精度の高い解析結果であると考えられる。一方で、基本（1.0m）ケースに関して、基本（0.5m）との μ_{F_s} , v_{F_s} の差は微小であり、分布の定性的な傾向は変わらないことから、要素の幅を 1.0m としても、MCS から得られる F_s の確率分布への影響は比較的小さいと判断できる。

以上の結果から要素サイズを、設定した自己相関距離の内、より値が小さいもの（本検討では L_y ）と同等以下にすることで、要素サイズの違いが、MCS により得られる F_s の確率分

布の統計的性質に与える影響をある程度小さくできると推察される。なお上記の傾向は自己相関特性に影響されると考えられ、本項での検討はあくまで一例であり、継続的な検討を要する。

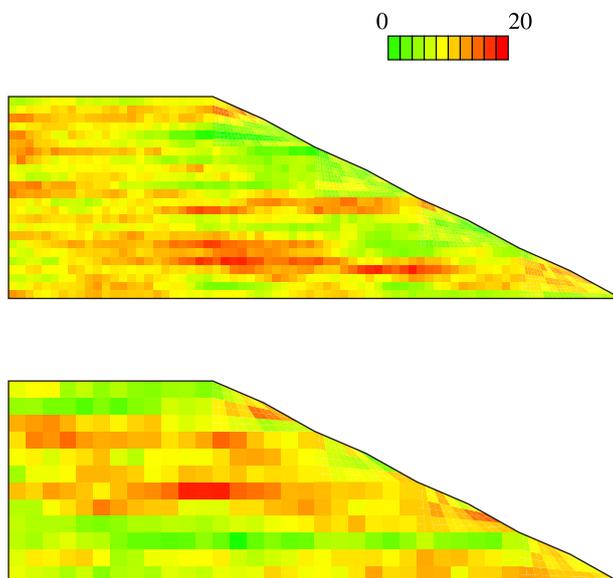


図4.23 要素サイズの変化が確率場に与える影響（粘着力 c (kN/m²)）

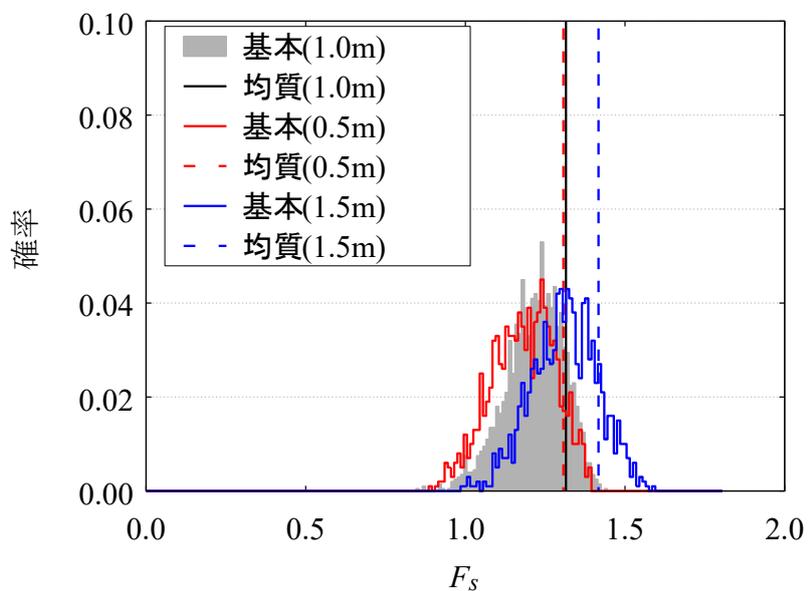


図4.24 F_s のヒストグラム（自己相関距離と要素サイズ）

表4.10 平均値と変動係数（自己相関距離と要素サイズ）

Case	要素幅 (m)	μ_{F_s}	ν_{F_s}
基本 (0.5m)	0.5	1.181	0.084
基本 (1.0m)	1.0	1.217	0.075
基本 (1.5m)	1.5m	1.310	0.079

4.4.2 単位体積重量の不均質性が解析値の不確実性に与える影響

単位体積重量の不均質性が解析値へ与える影響を評価するため、 c 、 ϕ に加え単位体積重量 γ を確率変数とした解析を実施し、基本ケースと比較した。結果の平均値および変動係数を表 4.11 に、MCS より得られた F_s のヒストグラムを図 4.25 に示す。分布の形状は、右側と比較して左側の裾が長い形状であり、基本ケースと同様の傾向である。両ケースを比較すると、結果の平均値 μ_{F_s} の差は 0.021、結果の変動係数 ν_{F_s} の差は 0.001 であり、 μ_{F_s} 、 ν_{F_s} ともに γ ケースの方が小さいが、その差は微小であるといえる。この結果は既往の報告とも整合性があり、単位体積重量が解析値の不確実性に与える影響の程度は低いと判断している。

表4.11 平均値と変動係数（単位体積重量の考慮の有無による影響）

Case	V_γ	μ_{F_s}	ν_{F_s}
γ	0.1	1.196	0.074
基本	0	1.217	0.075

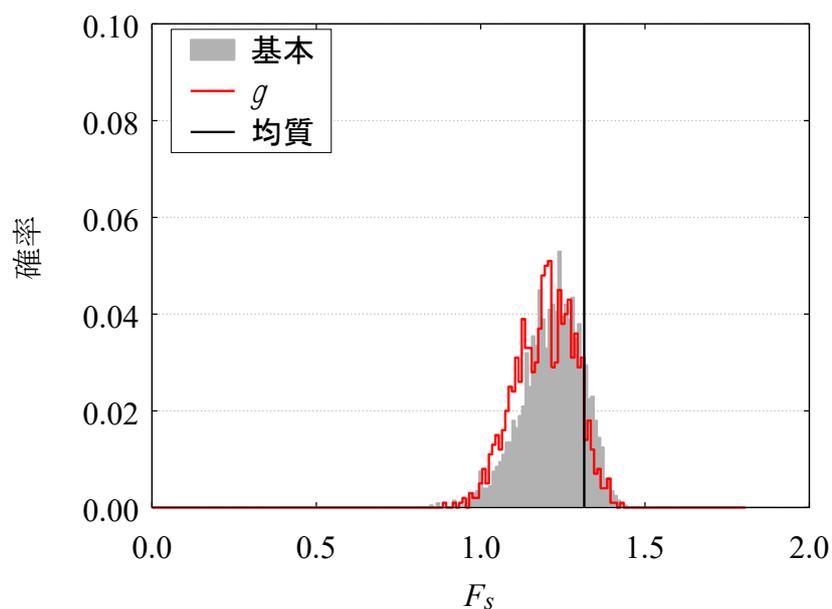


図4.25 F_s のヒストグラム（単位体積重量の影響）

4.5 設計時における割増係数に関する検討

これまでの検討から、均質ケースの F_s は、不均質な材料を仮定した MCS から得られる F_s の平均値を常に上回っており、設計上危険側の評価となることが示された。これを踏まえ本章では、設計時に安全性を担保するために用いられる割増係数について検討する。本検討では、要求される安全率に対し、各検討ケースの分布の非超過確率が目標確率以下となるような割増係数を設定するものとした。すなわち、

$$p_f (F_p \times F_a < F_0) \leq p \quad (6)$$

ここに p : 目標確率, p_f : 非超過確率, F_a : 割増係数, F_0 : 要求安全率である。 F_p は各ケースの F_s 分布の中で、その値の発生確率が p となる最小の安全率である。例えば p を 1.0% とすれば、 F_p は分布の左側の 1.0% に対応した値となり、 $F_a \times F_p \geq F_0$ となるような F_a を用いれば、分布の 99% が要求される安全率を超えることになる。

本検討では、要求安全率を均質ケースの結果とし、仮の目標確率を 1.0% として F_a を算出した。 F_a は F_0 と F_p の比であり、 F_p は分布の幅に依存する値であることから、分布幅を左右する変動係数 v_{F_s} と F_a の関係を検討する。

図 4.26 に各ケースの v_{F_s} と $p=1.0\%$ のときの F_a の関係を示す。図 4.26 より、ケースによらず、 F_a は v_{F_s} 増加に対し指数関数的に増加する傾向が示唆される。 $V_c=V_{tan\phi}=0.5$, Fix-1 の 2 ケースのように、 v_{F_s} が 0.2 を超え、特に F_s の不確実性が大きいケースでは F_a は 4~5 となっており、通常的设计で用いられる 1.2~1.3 程度の割増係数では、 F_s の不確実性に到底対応できないことが分かる。

これらの解析結果は、あくまで本検討における解析条件や要求安全率、要求確率に対して得られたものであるが、 F_s の変動係数 v_{F_s} が大きければ分布の幅 (レンジ) が増加するため、安全性を担保するためにはより大きな割増係数を設定する必要があるのは明白である。このように、ある一定の破壊確率を基準にとれば、割増係数それ自体が、解析結果の不確実性に依存する値となる。言い換えれば、設計安全率自体が地盤条件や事前調査の信頼性などによって上下する値となる。従って、任意の斜面の安定性を考える際、安全率を既に設定されている基準値 (例えば 1.2 や 1.3) 以上となるように設計する、という考え方は信頼性設計という観点からは合理的ではないと考えられる。

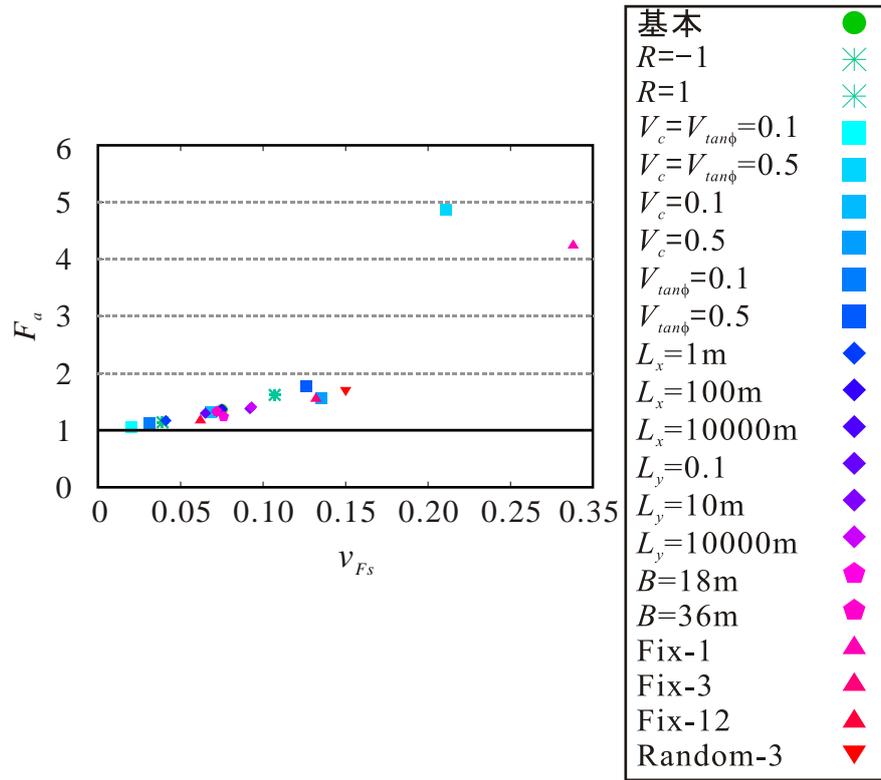


図4.26 割増係数 F_a と v_{Fs} の関係

4.6 結論

本研究では、斜面安定問題に着目し、材料の不均質性を考慮する上で重要と思われる項目に対し、FEMを各試行とするMCSを実施した。主な知見を以下にまとめる。

- 1) 材料の不均質性を考慮したMCSでは、安全率の分布の平均値は均質を仮定した解析(均質ケース)の結果を常に下回る。また、解析結果の変動係数の増加に伴い、均質ケースの解析値に対する超過確率が減少する傾向が見受けられる。均質材料を仮定することは、設計照査上危険側の評価となり、発生しうる被害を精度よく評価できない可能性が高いことが示された。
- 2) 安全率は地盤内の力学的弱部から受ける影響が大きく、材料の軟弱さを強調するような解析条件を仮定した場合に解析結果のばらつきが増加する傾向が見て取れた。特に、材料物性値間の相関性が正である場合や、物性値の変動係数を大きく取った場合である。それらと比較して、自己相関距離の影響は小さいと思われる。
- 3) 均質ケースの解析値を設計目標値とみなし、割増係数の設定に関する検討を行った。ケースによらず、割増係数は解析結果の変動係数の増加に伴い指数的に増加する傾向が示唆された。

参考文献

- 1) 佐竹亮一郎, 若井明彦: 材料の不均質性が斜面の安定性に及ぼす影響に関する解析的検討, 地盤工学ジャーナル, Vol.14, No.2, pp.95-109, 2019.
- 2) Phoon, K. K. and. Kulhawy, F. H.: Characterization of geotechnical variability, Canadian Geotechnical J., Vol.364, pp.612-624, 1999.
- 3) 松尾稔: 地盤工学—信頼性設計の理念と実際—, 技報堂出版, 1984, 407p.
- 4) 星谷勝, 石井清: 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, 1986, 216p.

5 斜面の耐震性評価への信頼性手法の適用

5.1 検討の目的

地震動を受ける斜面の動的な安定性について、信頼性解析を実施する。本検討の主要な目的は、4章同様構造物の性能の不確実性を左右する要因の影響について評価することである。

この目的に対し、著者の既往の研究成果など¹⁾²⁾³⁾⁴⁾を整理したものを示し、議論を行う。これらの報告では、3章で示した動的弾塑性 FEM による地震応答解析に基づき、それを各試行とする MCS を実施することで、信頼性設計の3水準のうち、最も高度な手法であるレベルⅢに則り、地震動を受ける斜面の残留変位量について、地震動のレベルの差異による影響、物性値の不確実性による影響、の2点について評価している。また、本章では上記の成果をまとめたものを示す。

4章では不確実性要因に対し個別の検討から地盤内の弱部の影響を強調するパラメータの影響が大きいという定性的傾向を示した。その中で特に構造物の性能への影響が大きかったのは材料物性値の変動係数であり、これは動的な斜面の安定性を考える際にも大きな課題となる。これを踏まえ本検討では、動的弾塑性 FEM による地震応答解析を各試行とした MCS により、物性値の変動係数が盛土構造物の応答値の不確実性に与える影響を評価する。(1)地震動の差異が解析値の不確実性に及ぼす影響を検討し、その上で(2)材料物性値の変動係数が解析値の不確実性に及ぼす影響を測ることとした。(1)については静的解析との相違点など、以降の議論を進めるためにはまずこの点を検討する必要がある。本検討では、材料の不均質性が応答変位量へ与える影響をより判別しやすくするため、入力地震波形は対称波形である正弦波とし、加速度振幅、周期を変化させることで差異を与えることとした。(2)については、4章で検討した不確実性要因の中でも特に解析値の不確実性への影響が大きい要因であること、地震動の入力により c 、 ϕ だけでなくその他の定数の不均質性の影響の検討が必要と考えられたこと、が主な選定理由である。後者の理由について、例えば単位体積重量 γ は、地震動を受ける場合、地盤内に発生する慣性力に関するパラメータであり、これが不均質な場合結果の不確実性に影響を及ぼすことが考えられる。またヤング率 E はせん断剛性率 G との関係から、弾性域の変形特性に影響を与えるパラメータであり、これも地震応答解析の際、解析値の不確実性を議論する上では重要なパラメータとなると思われる。このような点を考慮し、せん断強さ c 、 ϕ に加え E 、 γ について、その不確実性を検討する。

上記の検討を踏まえ、簡易的な斜面の安全性評価手法の可能性を検討する。2章で述べたように、斜面の地震時の安定性評価については、円弧すべり解析に基づく静的な震度法解析が古くから行われている。本来時々刻々と変化する地震波形を等価な慣性力に置き換えた上で静的な安全率を求めるものであり、地盤内の応答加速度振幅の増幅や、繰り返し载荷の影響を考慮しないという簡易的なものとなっている。近年では性能規定型の設計法が要求されるため、地震波形に基づきすべり土塊の変位量(回転量)を求める Newmark 法や、動

的弾塑性 FEM に基づく地震応答解析など、応答値を直接算定しうる手法も一般的になってきた。上記の震度法解析から得られた安全率（あるいは安全率が 1.0 となる震度である降伏震度）と斜面の変位量の間には相関が認められており、安全率から残留変位量を推定することも行われている⁵⁾。安全率は本質的に斜面の崩壊に対する余裕度を示す指標であり、具体的な動態を評価するものではないが、斜面の余裕度が減少すれば地震時の変位量（あるいは変位する可能性）が増加する、というのは解釈として明快である。計算コストが高く、また多くのパラメータが必要な詳細解析の実施が困難な場合もあるため、設計実務上も便利な考え方である。とはいえ、震度法を適用した円弧すべり解析そのものが地震動の影響を過小評価する手法であることに加え、未だ実務では信頼性手法に基づく検討が行われていないため、両者の相関性については不確実性が含まれた形では表現されていない。

そこで本検討では、これまでの検討で用いた盛土斜面を対象に、地震時の安全率と、交通の観点から注視すべきである天端の残留沈下量の相関性について、信頼性解析を用いてその妥当性を検証し、両者の関係性の中に含まれる不確実性の把握を試みる。震度法に基づく斜面安定解析および動的弾塑性 FEM に基づく地震応答解析のそれぞれを各試行とした MCS を実施し、地震時安全率および残留変位量の不確実性を把握する。その上で両者の相関性について定性的な傾向を把握し、地震時安全率から残留変位量の推定する際の留意点などについて検討を行う。

5.2 検討概要

本解析では 3 章で説明した 2 次元動的 FEM, およびそれを各試行とした MCS を実施する。本解析では地盤の不均質性のモデル化, 2 次元動的 FEM は 3 章に示した手法に基づき実施されている。本節では解析の詳細を示す。

5.2.1 解析対象地盤

対象地盤の有限要素分割図を図 5.3 に示す。対象地盤は 1:2 の法面勾配をもつ盛土斜面を有する仮想盛土である。対象の底部に地震波を入力する。境界条件は, 両端部において水平方向の変位を拘束, 底面において水平方向と鉛直方向の変位を拘束している。有限要素の標準的な大きさは 1(m)×1(m)であり, 8 節点アイソパラメトリック要素を用いた。

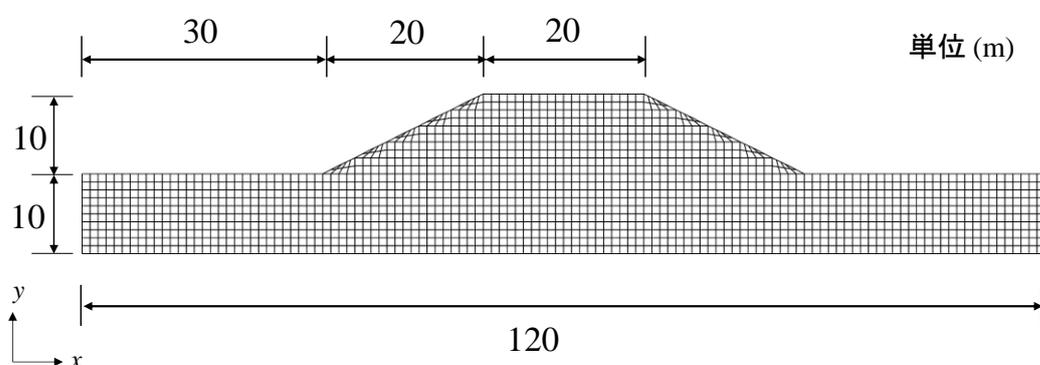


図 5.1 解析対象地盤

5.2.2 解析に使用したパラメータ

使用した材料物性値の一覧を表 5.1 に示す。4 章同様, 砂地盤を仮定している。 E , c , ϕ , γ は正規確率変数であると仮定し, その平均値を示している。また, 加速度振幅 $0.1(\text{m/s}^2)$ の正弦波 20 波を用いた予備解析の結果(図 5.2, 詳細は後述)から, 盛土の一次固有周期は約 $0.8(\text{s})$ であることが確認された。そこで, 周期 $T=0.7\sim 0.8\text{s}$ で減衰率が 3%となるようにレイリー減衰の特性値を $\alpha=0.251$, $\beta=0.00357$ と設定した。また, 表内の履歴減衰パラメータは 3 章で示した UW モデル内で使用されるパラメータであり, 繰り返し载荷時の履歴ループの形状, h - γ 関係などから定める定数である。

表 5.1 入力パラメータ

		単位	値
ヤング率	E	kN/m ²	4.2×10^4
ポアソン比	ν		0.30
粘着力	c	kN/m ²	5
内部摩擦角	ϕ	deg	30
ダイレイタンシー角	ψ	deg	0
単位体積重量	γ	kg/m ³	18
履歴減衰パラメータ	$b \cdot \gamma G_0$		9
	n		1.47

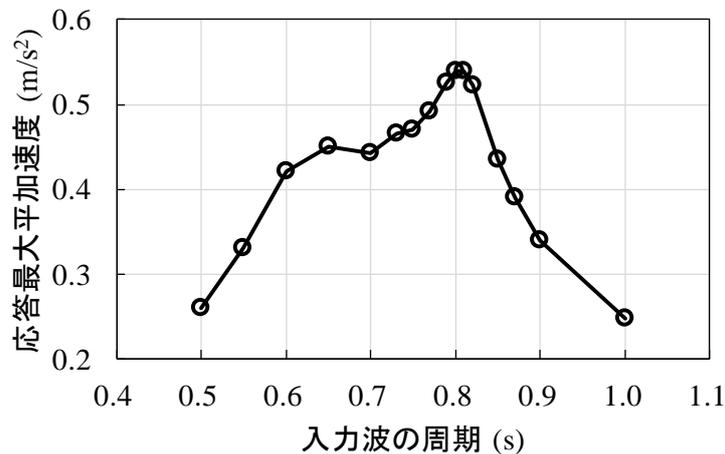


図 5.2 予備解析結果

正弦波（加速度振幅 $A=0.1\text{m/s}^2$ ）20 波入力時の天端中央における最大応答加速度

5.2.3 入力地震波形

入力地震波形については、特定部位の変位が卓越するなど、その地震波特有の影響を排除するため、正弦波を使用する。入力する波数は 10 波で固定する。

地震動波形の特性を示す指標はいくつかあるが、本検討では加速度振幅を変化させることで地震動の差異による影響を確認する。加速度振幅 $A=1, 3, 5(\text{m/s}^2)$ の 3 種類を使用し、解析を実施する。周期については、事前に予備解析を行うことで対象地盤の固有周期を推定し、それに基づいて定めることとした。予備解析では、解析対象地盤に対し振幅 $A=0.1(\text{m/s}^2)$ の正弦波 20 波を入力し、天端の最大応答加速度を求めている。この解析を、周期 T を変化させながら試行錯誤的に繰り返し実施し、周期 T と応答最大加速度の関係から、最も応答値が大きくなる周期を一次固有周期とみなすこととした。予備解析結果 (図 5.2) に基づき、

T=0.8s を標準として設定した。10 波入力後、地盤の変位を収束させるため 2 秒間の無加振時間を設けている。加速度の正が右方向、負が左方向の入力となっており、解析対象地盤の基盤面（底面）に一様に入力した。

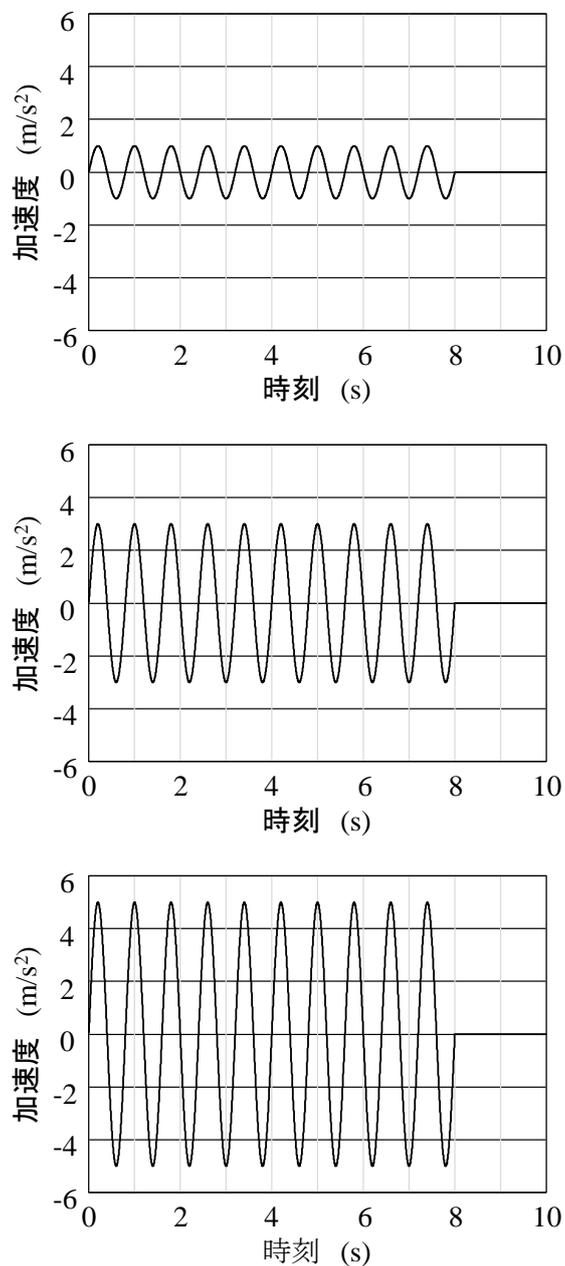


図 5.3 入力地震波形

上 : $A=1 (m/s^2)$

中 : $A=3 (m/s^2)$

下 : $A=5 (m/s^2)$

5.3 異なる入力地震動レベルにおける不均質性の影響

5.3.1 検討の概要およびケース設定

レベルの異なる地震波を入力された場合において、地震波が残留変位量の不確実性に与える影響について検討する。5.1 検討の目的で述べた様に、本検討では天端の沈下量を着目量とし、検討を行う。検討ケースを表 5.2 に示す。確率変数とするのはヤング率、内部摩擦角、単位重量、粘着力である。各ケース名は確率変数となっているパラメータに対応している。実際の地盤ではそれぞれが不均質性を持つため、数値解析上では通常これらの確率変数が同時に変動を与えるが、本検討では各材料定数の不均質性の影響を個別に検討するため、各解析では確率変数は一個とし、その他の値は確定値として与えた。その際に、地盤全体における確率変数の平均値は表 5.1 の値と一致するように設定した。また、これら 4 種類の不均質ケースと比較するため、各変数の平均値を確定値として与えた均質ケースについても検討した。

表 5.2 検討ケース

ケース名	確率変数	変動係数 V	加速度振幅 $A(\text{m/s}^2)$
E	E	0.3	1, 3, 5
$\tan\phi$	$\tan\phi$	0.3	1, 3, 5
c	c	0.3	1, 3, 5
γ	γ	0.1	1, 3, 5

各ケースの変動係数については、3 章の表 3.1 を参考に仮定した。単位体積重量 γ の変動係数は 4 章同様 0.1 とする。

また、自己相関距離 L_x と L_y について、3 章の表 3.2 を参考に $L_x=5(\text{m})$ 、 $L_y=1(\text{m})$ とした。

MCS の試行回数については、出来得る限り多いことが望ましいが、本解析では 1 試行の解析時間は 150 分程度と時間を要する。そこで、MCS の実施過程において、着目量である残留沈下量の平均値、標準偏差の収束性を確認した。図 5.4 は、天端の左端における残留沈下量のばらつきが最も顕著であったケース $\tan\phi$ 、 $A=5(\text{m/s}^2)$ の MCS から得られた平均値、標準偏差の回数に対する推移である。試行回数 200 回以降では平均値、標準偏差の変動は数 cm 程度に収束していることが確認できる。この結果に基づき 300 回で試行を打ち切り、全ケースの試行回数をこれに統一することとした。

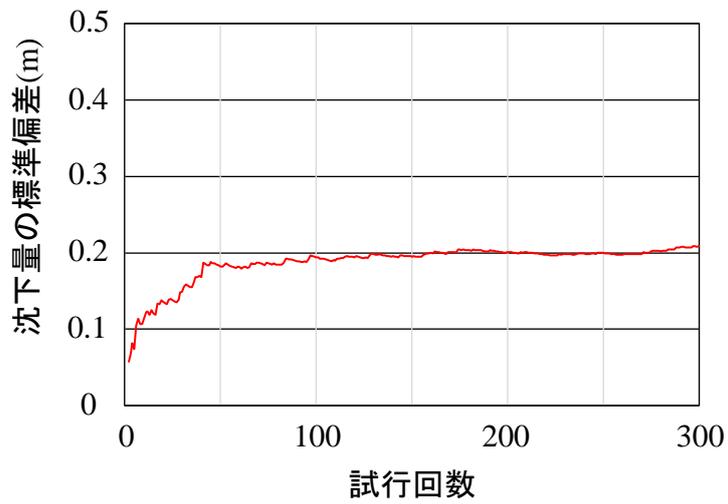
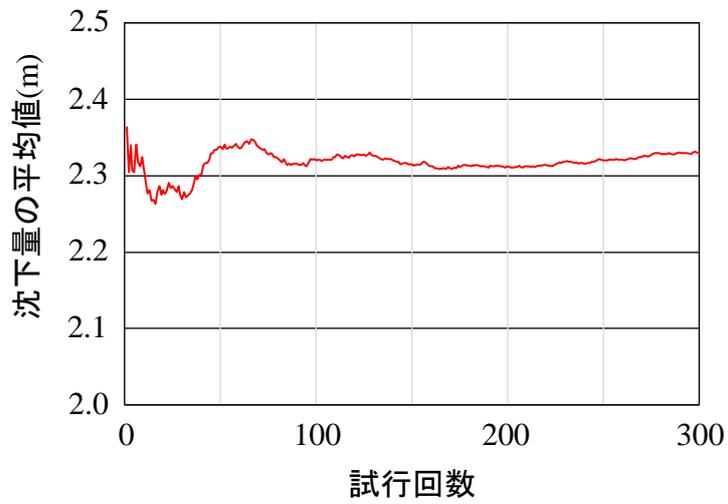


図 5.4 ケース $\tan\phi$, $A=5(\text{m/s}^2)$ の MCS から得られた統計量の推移
 上：平均値の推移
 下：標準偏差の推移

5.3.2 均質ケースの結果

まず比較対象である均質ケースの解析結果を示す。残留変位および残留せん断ひずみ分布図を図 5.5, 5.6 に示す。いずれの加速度振幅においても、残留変位や残留せん断ひずみ分布は概ね左右対称となっている。また入力加速度振幅の増加に伴い、斜面法尻から天端にかけて塑性化領域が拡大していることが確認できる。 $A=1\text{m/s}^2$ においては斜面先破壊様の崩壊機構が見受けられるが、 A の増加によってせん断帯が拡大し、法尻付近の基礎地盤表層や、底部付近にも大きなひずみ領域が発生している。具体的な変状としては、盛土が左右へはらみ出し、伴って天端が沈下するという傾向であり、全加速度で共通である。 $A=3, 5\text{m/s}^2$ でははらみ出しに加えて基礎地盤表層の盛り上がりも発生している。本検討では境界条件から両端の側方変位を許容していないため、基礎部分の沈下は発生しない。従って発生した天端の沈下の原因は盛土部分のすべり挙動に限られる。天端の残留沈下量について、表 5.3 に示すとおり、天端の両端の残留沈下量は概ね等しく、天端中央の残留沈下量は両端の残留沈下量を 20~40cm 程度下回る結果となった。この傾向を踏まえ、以降の検討では天端の左端の残留沈下量について整理した。

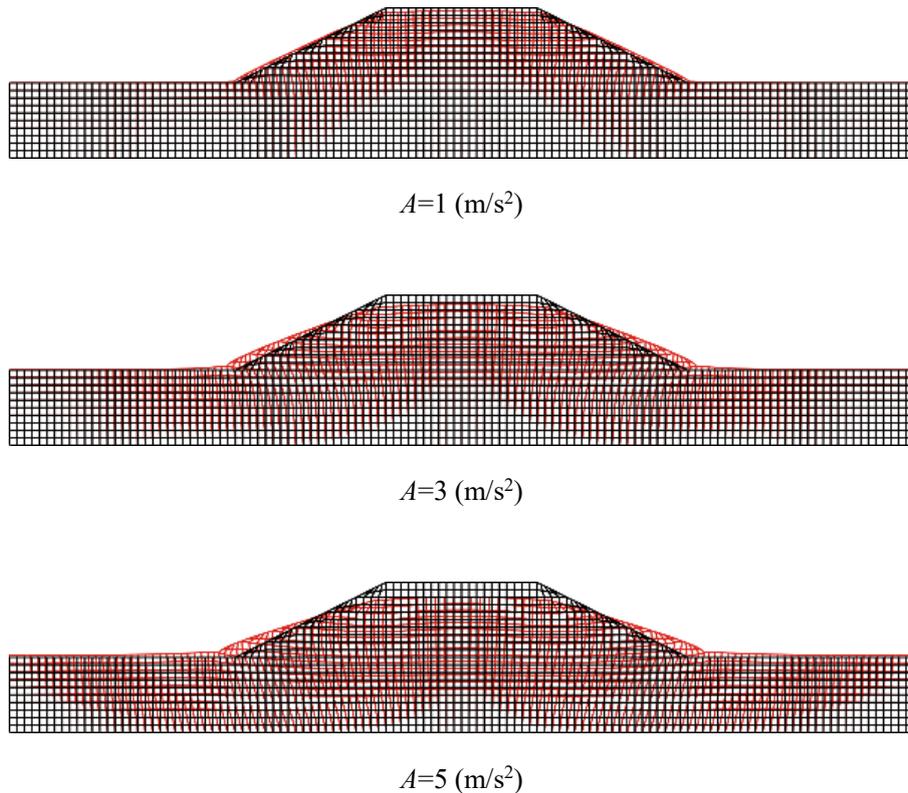


図 5.5 残留変位分布

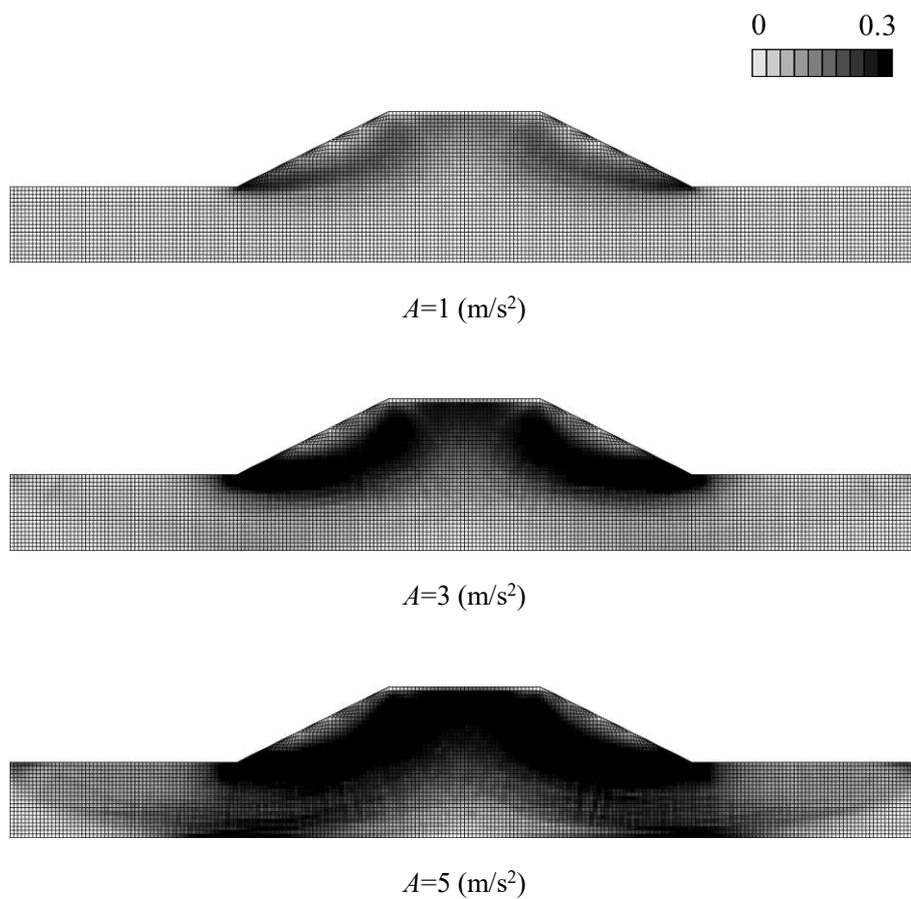


図 5.6 残留せん断ひずみ分布

表 5.3 天端の残留沈下量（均質ケース）

入力加速度振幅 $A(\text{m/s}^2)$	天端の残留沈下量(m)		
	左端	中央	右端
1	0.62	0.35	0.61
3	1.57	1.22	1.57
5	2.31	1.93	2.31

5.3.3 不均質ケースの MCS 結果

次に、不均質ケースの結果を示す。天端の左端の残留沈下量について整理した各ケースの確率分布を図 5.7~5.10 に示す。また図中に確率分布の平均値 μ_{LS} および標準偏差 σ 、変動係数 V_{LS} を示す。さらに、残留沈下量が均質ケースの残留沈下量を上回る確率(超過確率)を併せて示す。図内の点線は分布の平均値を、実線は均質ケースの沈下量をそれぞれ表している。

分布の形状に着目すると、どの分布も平均値を中心とした正規分布に近い形状を示している。入力加速度振幅の増加に伴い、分布幅の拡大、最頻値確率の低下が見られる一方で、標準偏差の増加に伴い、変動係数は低下、あるいは変動しないといった結果となっている。このことから、平均値の増加に伴い標準偏差が増加しただけで、分布の不確実性には変化が無いという結果となった。

c の分布については加速度振幅の増加による影響をほとんど受けず、解析値の変動係数が全ての加速度で小さく、同程度のばらつきを示している。 c については、本検討の範囲では不均質性を考慮しても解析値の不確実性には影響をほとんど与えないという結果が得られた。

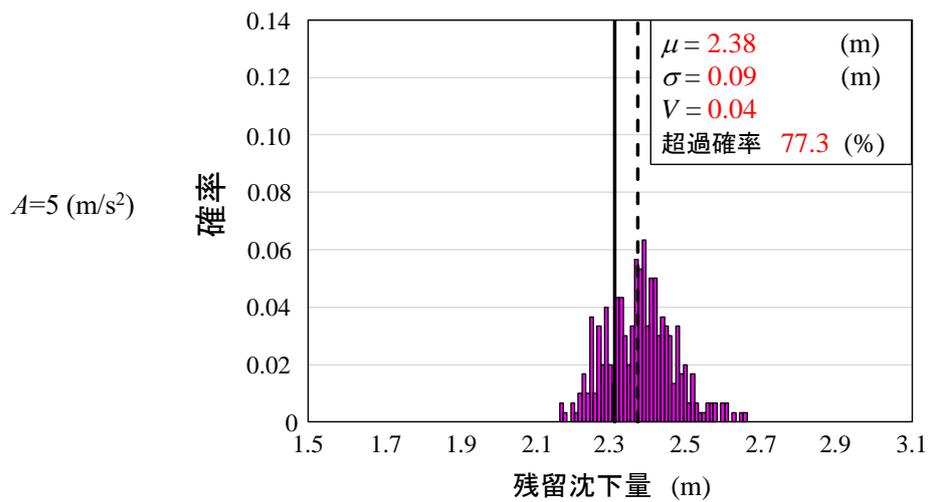
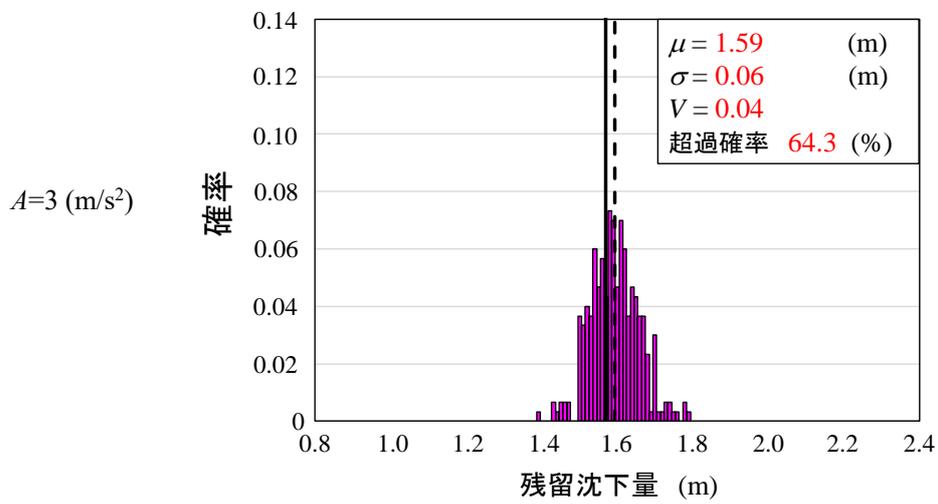
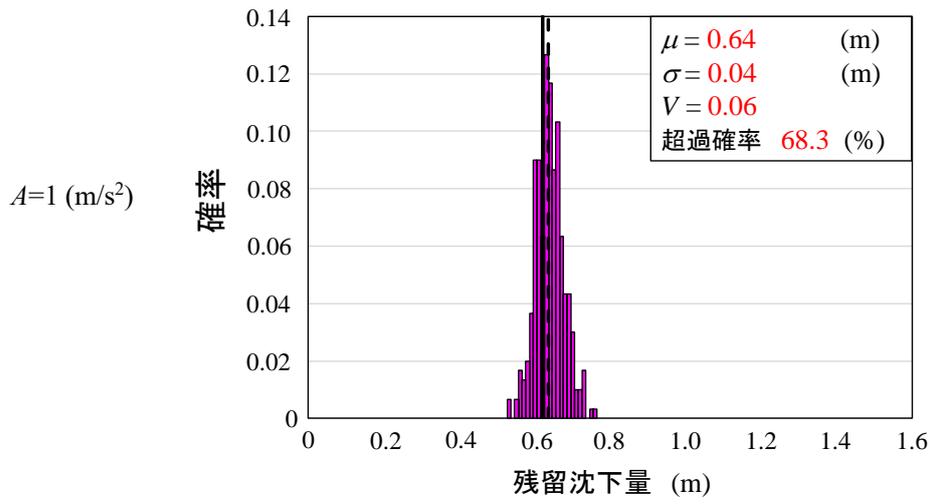


図 5.7 ケース E の確率分布

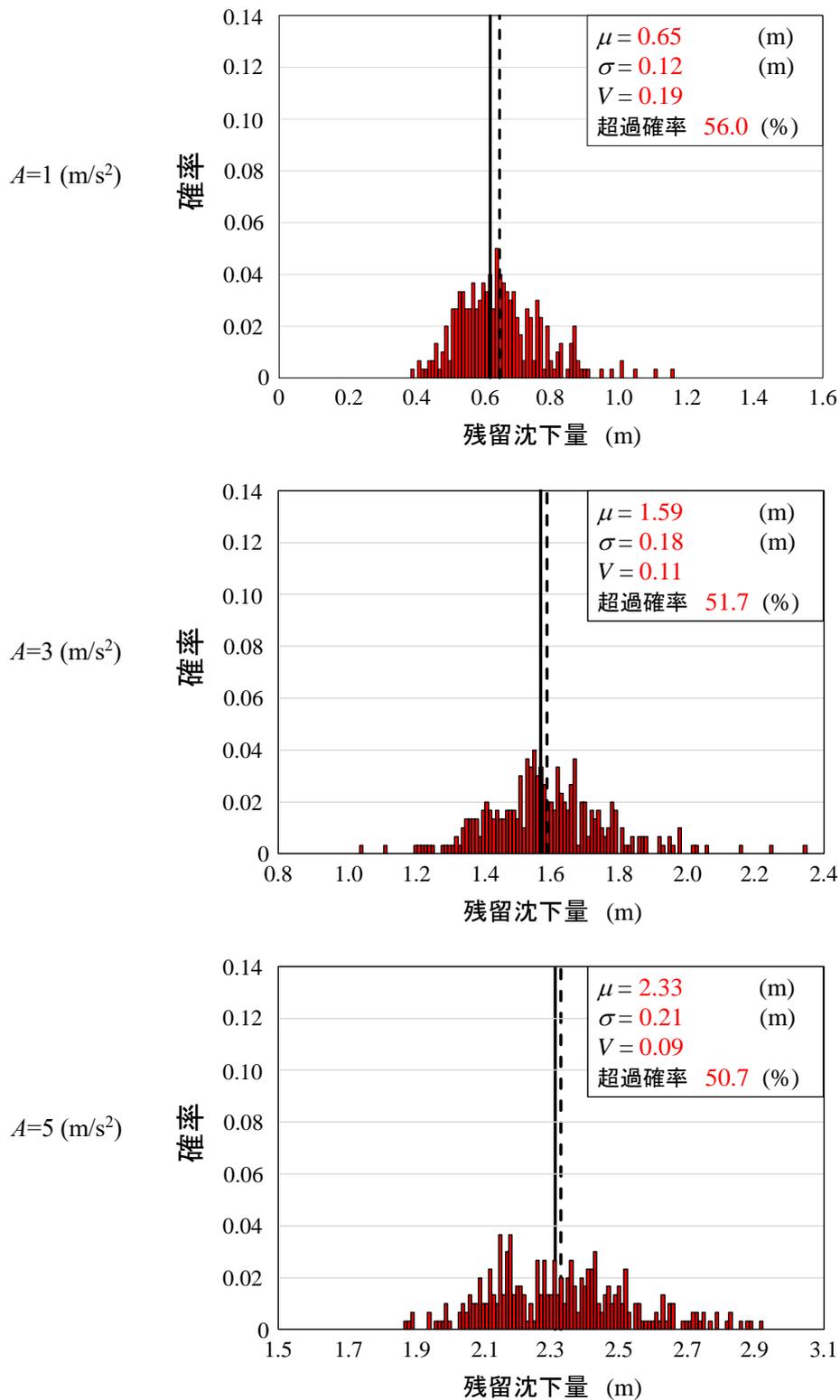


図 5.8 ケース $\tan\phi$ の確率分布

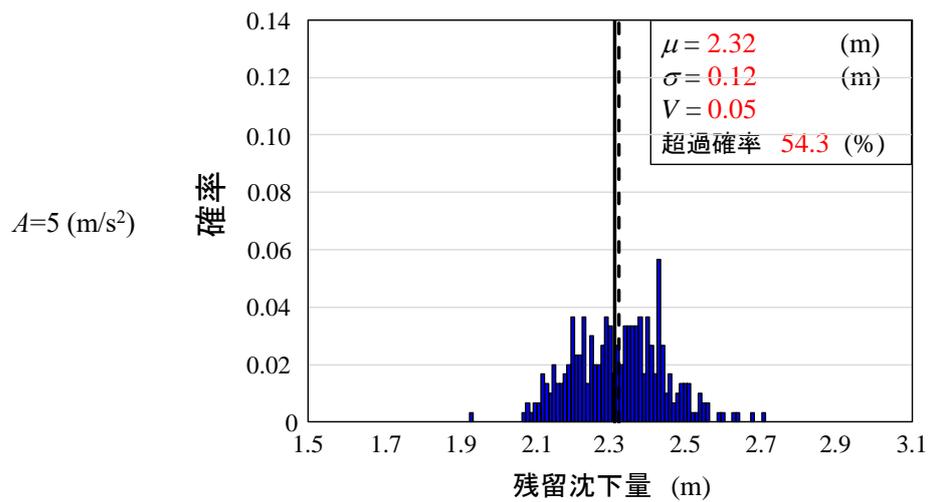
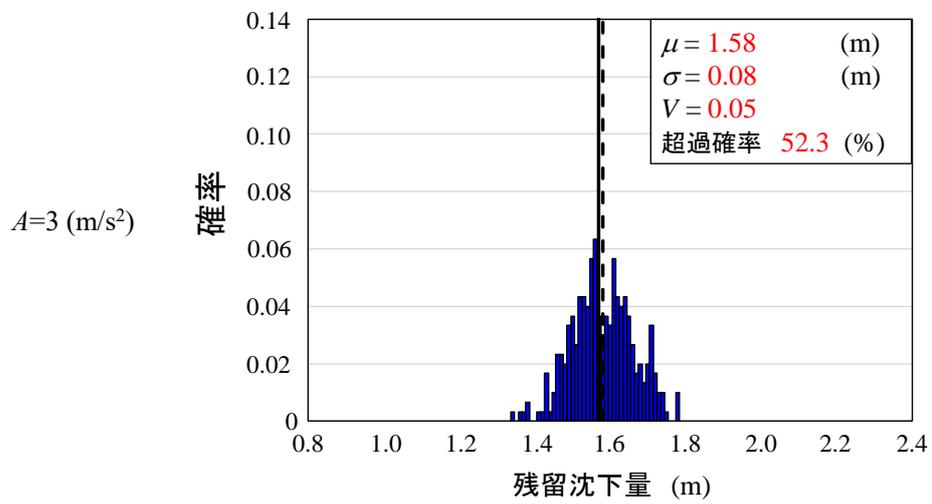
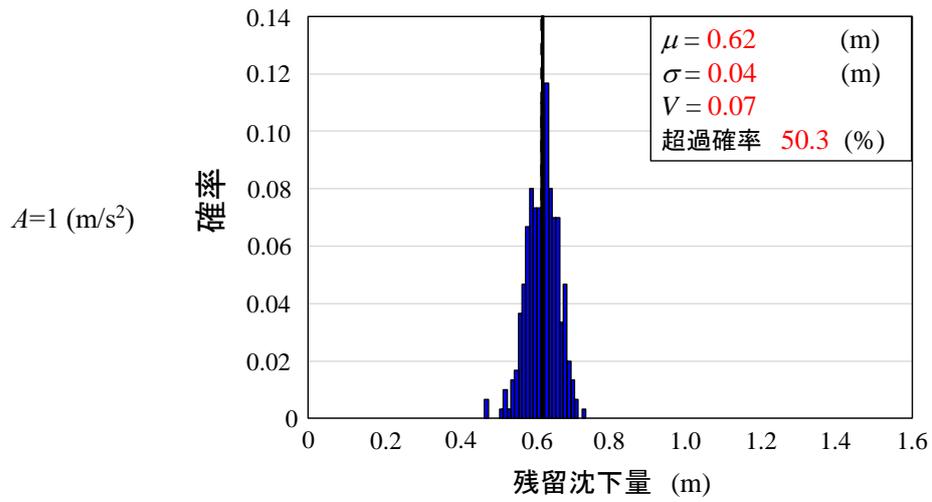


図 5.9 ケースγの確率分布

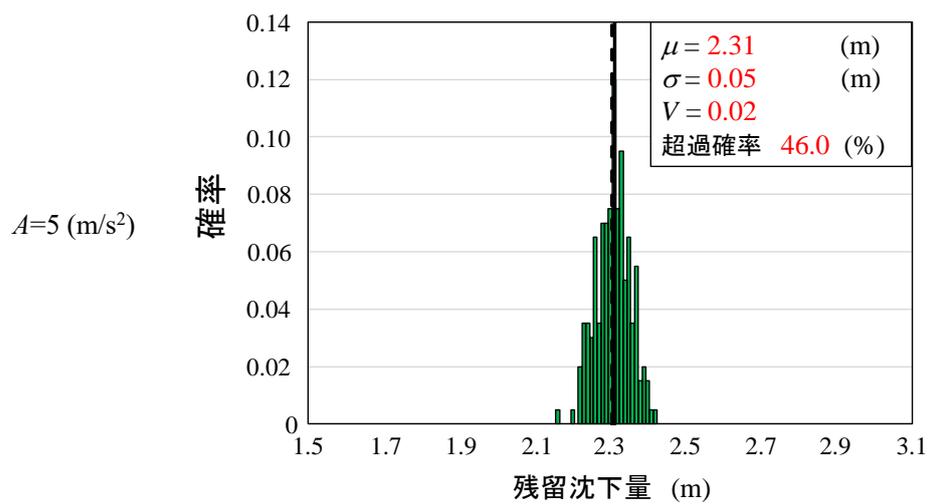
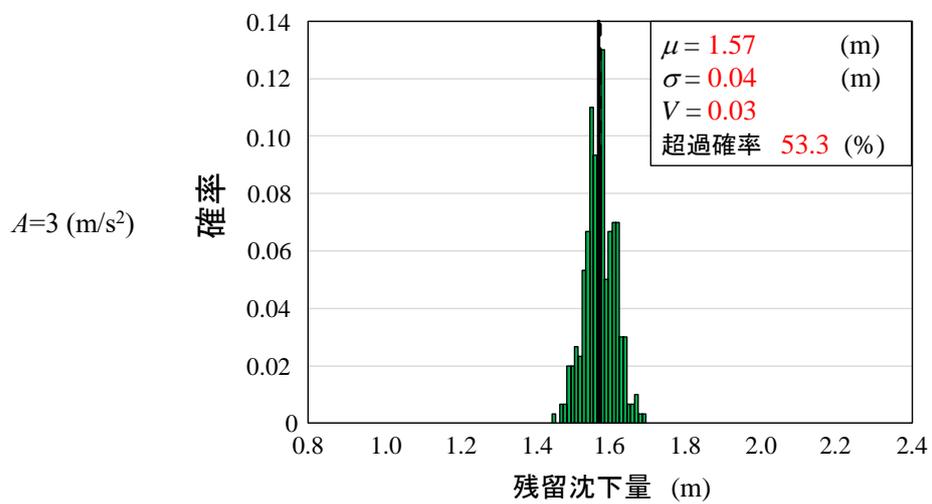
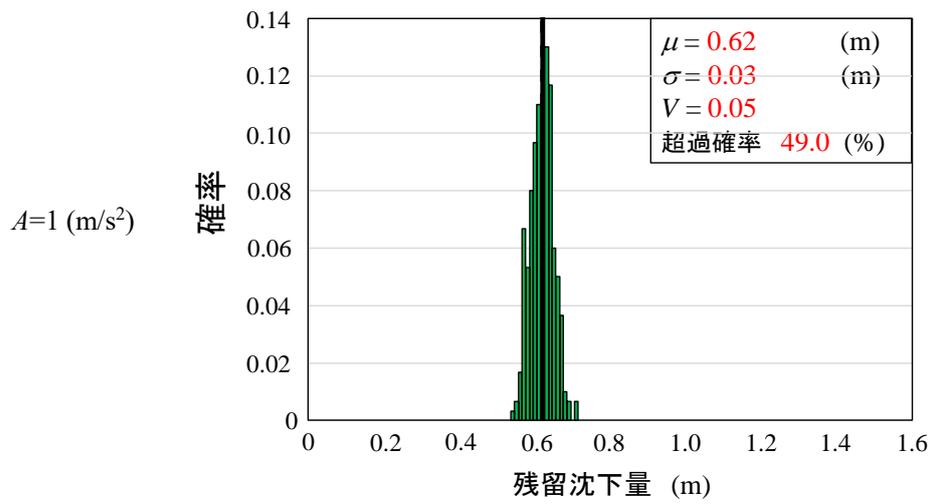


図 5.10 ケース c の確率分布

次に、入力加速度振幅 A に対する残留沈下量の標準偏差をまとめたものを図 5.11 に示す。この図から、いずれのケースにおいても、入力加速度振幅 A の増加に伴い、残留沈下量の標準偏差が増加することが確認できる。概ね線形に推移しており、加速度振幅の増加による残留沈下量の平均値の増加によって標準偏差が増加していると思われる。標準偏差の大小は $\tan\phi$, γ , E , c の順に小さくなっており、この関係が端的に各パラメータの不均質性が解析値の不確実性に与えている影響の度合いを示していると言ってよい。せん断強度 c , $\tan\phi$ について、4章の常時の安定性に関する検討でも $\tan\phi$ の影響の方が大きいという結果が得られたが、地震時の安定性についても同様の結果であった。これは本検討では対象の土質に砂地盤を仮定し、粘着力に対して内部摩擦角が優勢となる条件設定にしているためであると考えられる。粘着力 c は平均値が 5kN/m^2 と小さく、結果の不確実性に与える影響も限定的であったと思われる。本解析で新たに影響を検討した E および γ については、入力した変動係数が小さい γ の標準偏差が大きいという結果が得られ、地震動に起因する慣性力の影響は無視できないものであることが確認できる。 E については、本検討の範囲では沈下量の不確実性に与える影響は比較的小さいものとなった。

次に、残留沈下量の超過確率(図 5.12)に着目すると、入力加速度振幅 A に対し、超過確率は定性的な傾向は見受けられない。超過確率に関しては平均値や標準偏差といった統計量から推定することは困難であり、本検討の範囲では傾向を推し量ることは出来ない。この点に関しては今後、さらなる検討が必要である。

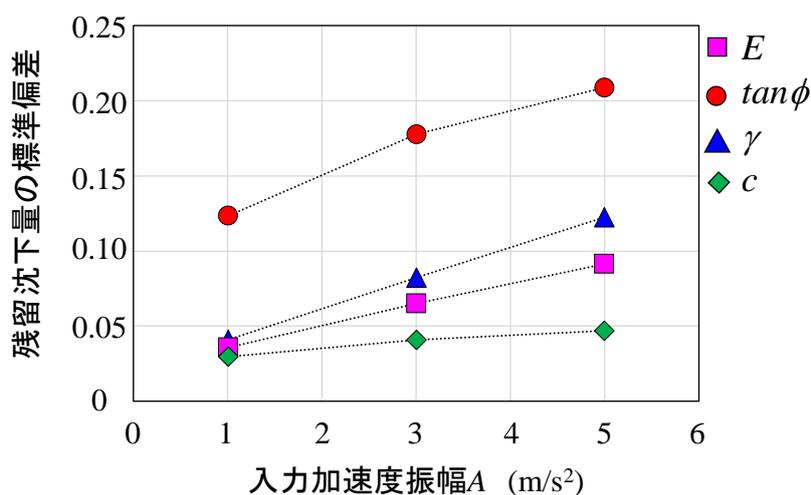


図 5.11 残留沈下量の標準偏差

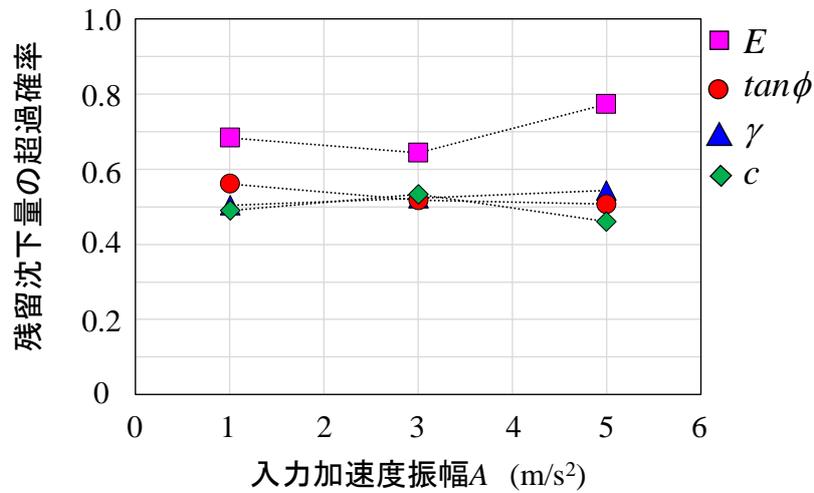


図 5.12 残留沈下量の超過確率

最後に、不均質ケースと均質ケースの残留変位量が発生する過程を把握するため、各ケースの時刻歴応答に着目した。図 5.13~ 5.16 は各ケースの $A=1(\text{m/s}^2)$ および $A=5(\text{m/s}^2)$ の天端の左端における応答水平加速度および応答水平変位、応答鉛直変位である。黒線は均質ケースの応答である。応答水平加速度に注目すると、いずれのケースにおいても時刻に対する応答にはばらつきが見られるが、挙動は概ね均質ケースと類似している。応答水平変位および応答鉛直変位について、変位の累積する速度にばらつきがあるものの、変位の累積過程は均質ケースと類似している。また、時間経過とともに解析値の変動が大きくなることが確認できる。このことから、地震波 1 波が入力された際に生じる均質ケースと不均質ケースの応答変位の差が、その後も時刻とともに累積し、最終的な残留変位量の不確実性につながることをわかる。

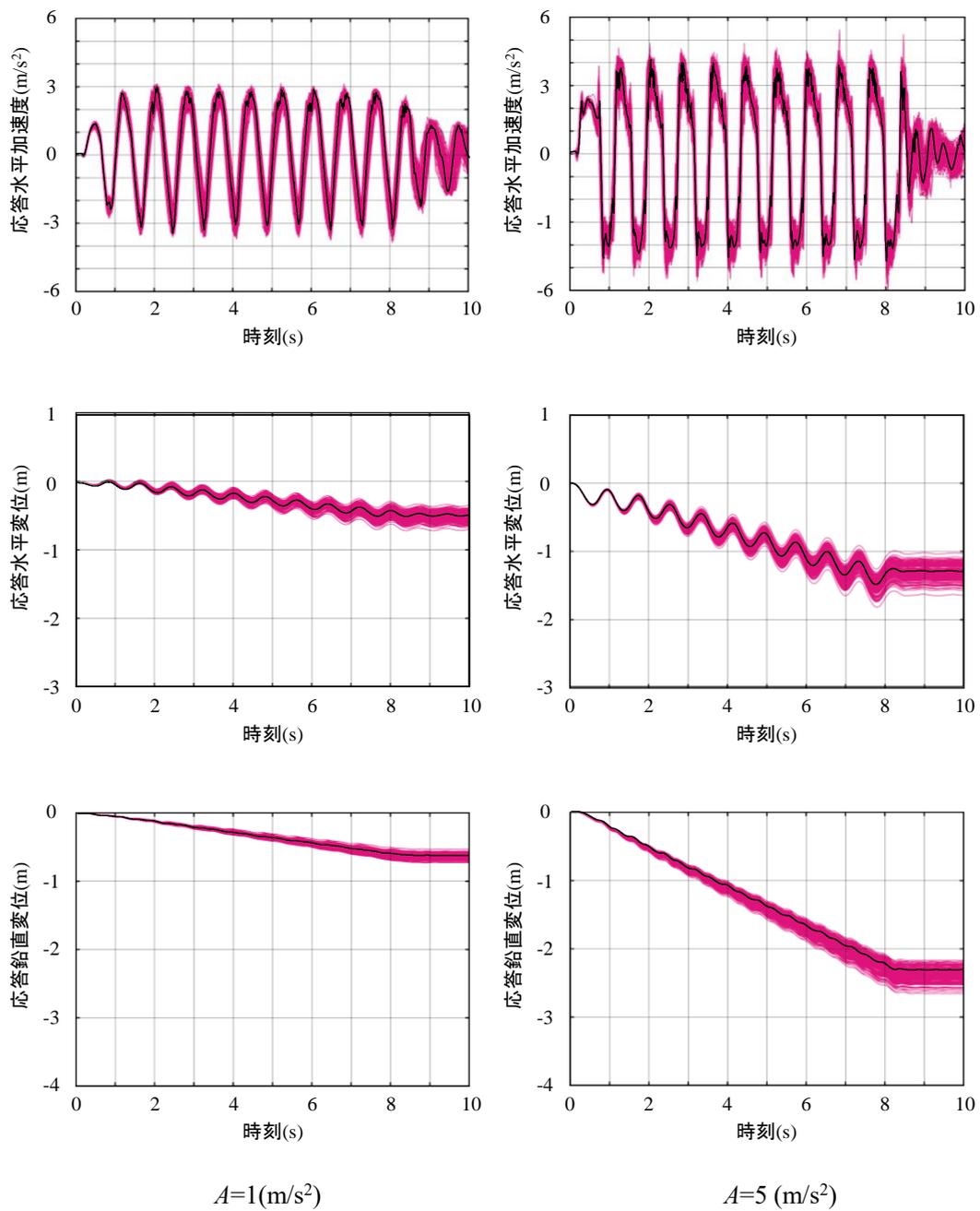


図 5.13 ケース E の応答値の時刻歴

上：応答水平加速度

中：応答水平変位

下：応答鉛直変位

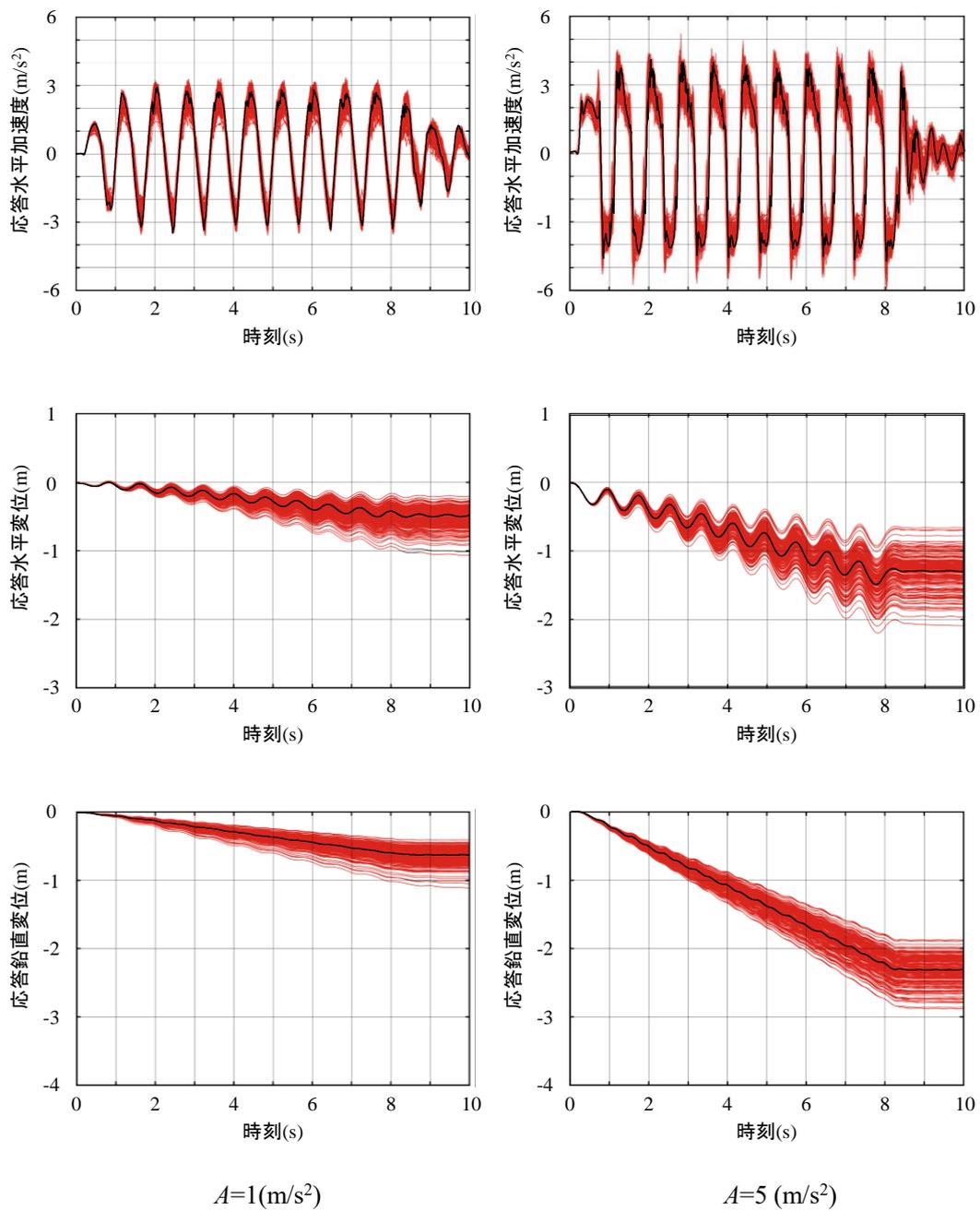


図 5.14 ケース $\tan\phi$ の応答値の時刻歴

上：応答水平加速度

中：応答水平変位

下：応答鉛直変位

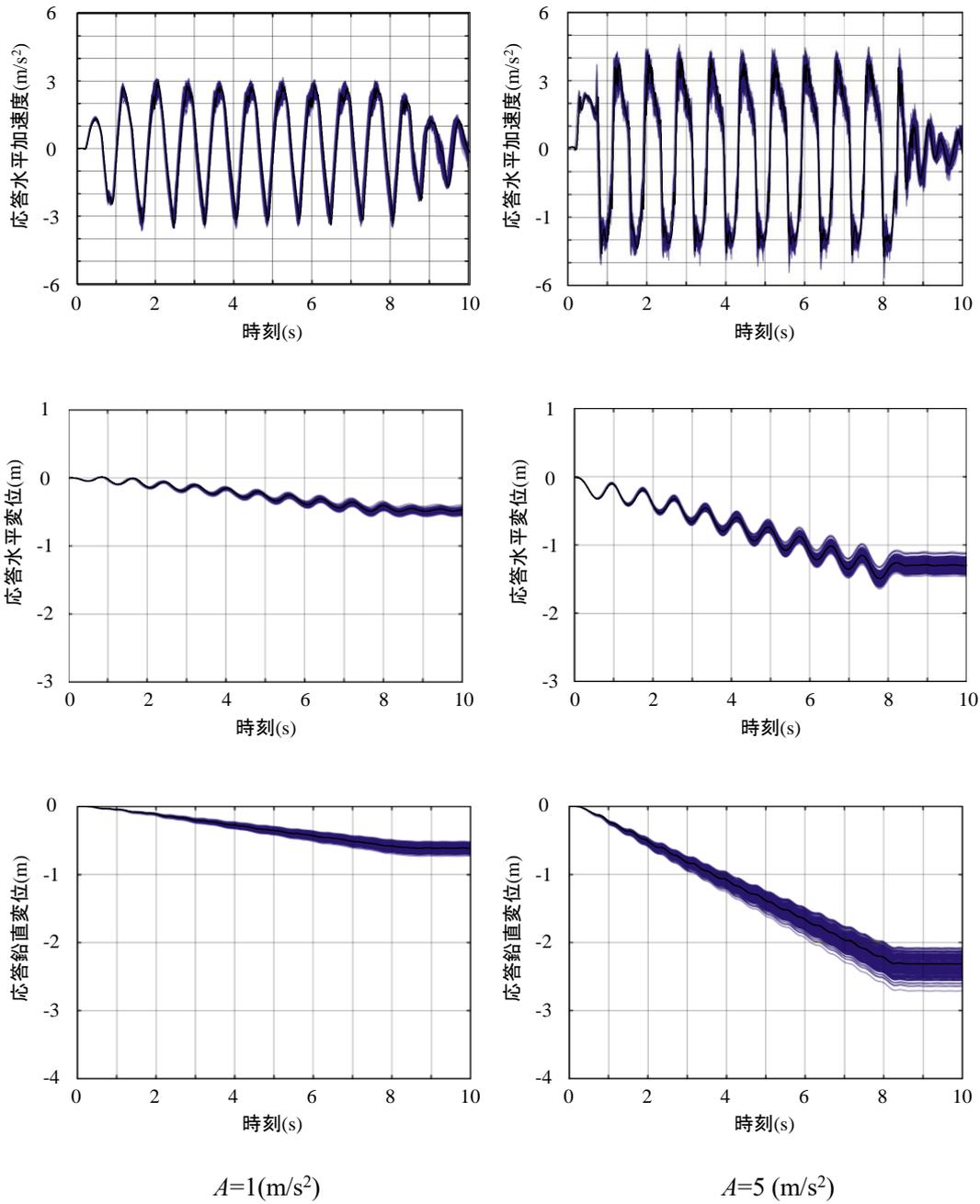


図 5.15 ケース γ の応答値の時刻歴

- 上：応答水平加速度
- 中：応答水平変位
- 下：応答鉛直変位

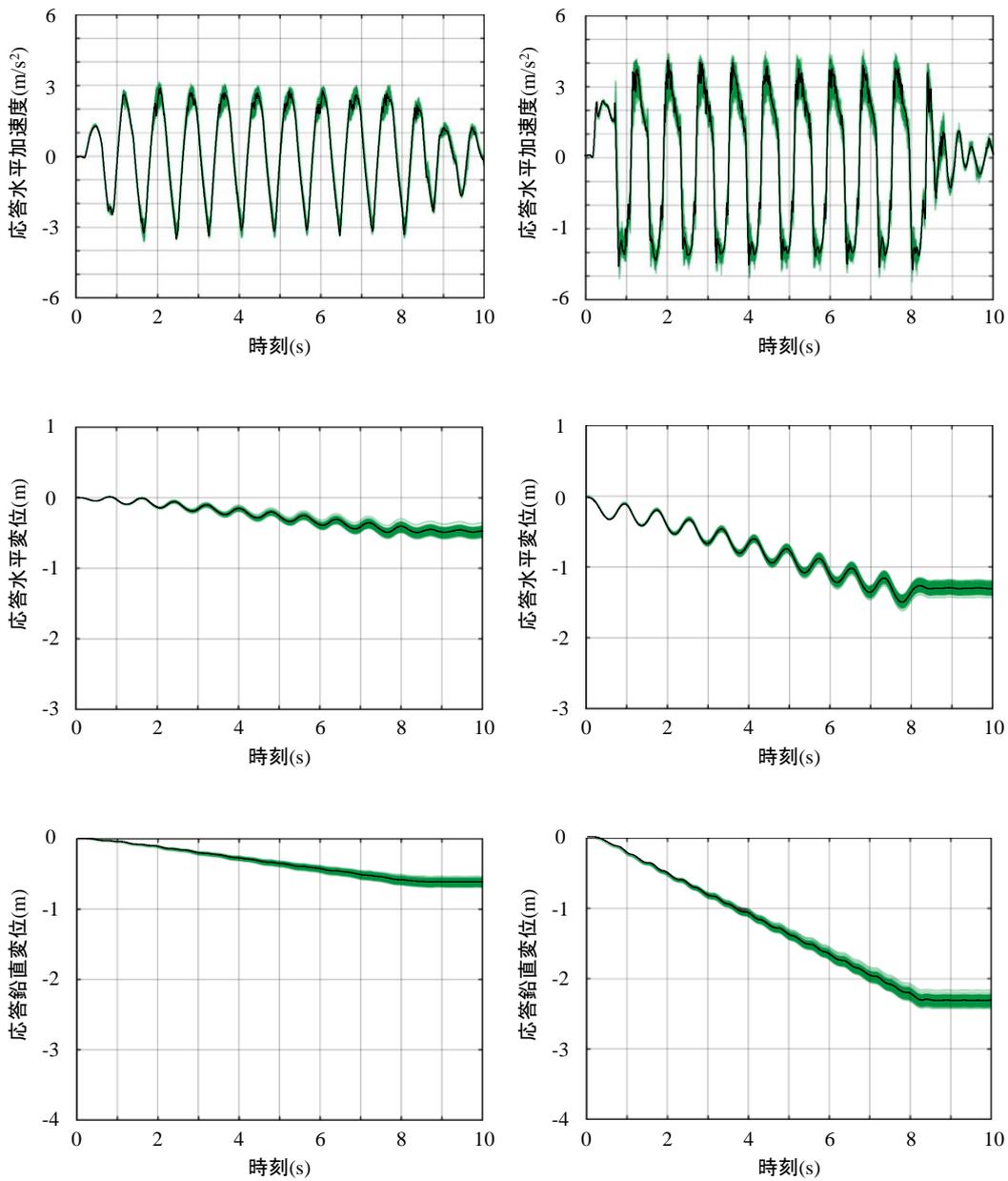


図 5.16 ケース *c* の応答値の時刻歴

上：応答水平加速度

中：応答水平変位

下：応答鉛直変位

5.3.4 まとめ

本節では物性値の変動係数を固定させ、加速度振幅を変化する際の天端の残留沈下量の不確実性を評価した。今回確率変数とした土質定数において、残留沈下量の標準偏差は入力加速度振幅の増加とともに増加する傾向を示した。一方で、残留沈下量の変動係数に変化は見られず、上記標準偏差に関する傾向は単に平均値の増加によるものと考えられる。また、加速度振幅ごとの標準偏差について整理したところ、標準偏差の増加割合は材料パラメータ間で差異が見られ、 $\tan\phi$, γ , E , c の順となった。今回の検討ではまた、均質ケースと不均質ケースの応答時刻歴の比較から、不均質ケースにおいても応答加速度や変位の累積過程は均質ケースに類似していることが確認できた。応答変位について、時間の経過とともにばらつきが大きくなっている。不均質ケースでは、その振動特性は均質ケースと大きく異なることは無く、地震波 1 波が入力された際に生じる均質ケースと不均質ケースの応答変位の差が、その後も時刻とともに累積し、最終的な残留変位量の不確実性をもたらしていることが示された。

5.4 不均質性のレベルと残留変位量の不確実性

5.4.1 概要

次に、不均質性のレベルと応答の不確実性について検討を行う。入力地震波は 5.3 節で用いた入力加速度振幅 $A=3$ (m/s^2) の正弦波をこの章でも使用する。また、自己相関距離についても 5.3 節の設定値と同一である。検討ケースとしては表 5.4 のとおり、不均質性を考慮する材料パラメータごとに変動係数をそれぞれ 3 通り想定した。ケース E 、ケース $\tan\phi$ 、ケース c に関しては、変動係数 0.3 を 5.3 節で既に実施しているため、ここでは変動係数 0.1 と 0.5 を追加する。同様にケース γ についても、変動係数 0.1 を既に実施しているため、変動係数 0.03 と 0.17 のケースを追加検討する。MCS の試行回数は、5.3 における検討に合わせ、それぞれ 300 回とした。

表 5.4 検討ケース

ケース名	確率変数	変動係数 V	加速振幅 $A(\text{m/s}^2)$
E	E	0.1, 0.3, 0.5	3
$\tan\phi$	$\tan\phi$	0.1, 0.3, 0.5	3
c	c	0.03, 0.1, 0.17	3
γ	γ	0.1, 0.3, 0.5	3

5.4.2 MCS 結果

図 5.17~20 の確率分布は 5.3 節同様、天端の左端の残留沈下量について整理したものである。各ヒストグラムの右上に、残留沈下量の平均値 μ および標準偏差 σ 、変動係数 V を記した。さらに、残留沈下量が均質ケースの残留沈下量を超過する確率(超過確率)を併記した。ヒストグラム中の点線は天端の左端における残留沈下量の平均値を、実線は均質ケースの結果を表す。

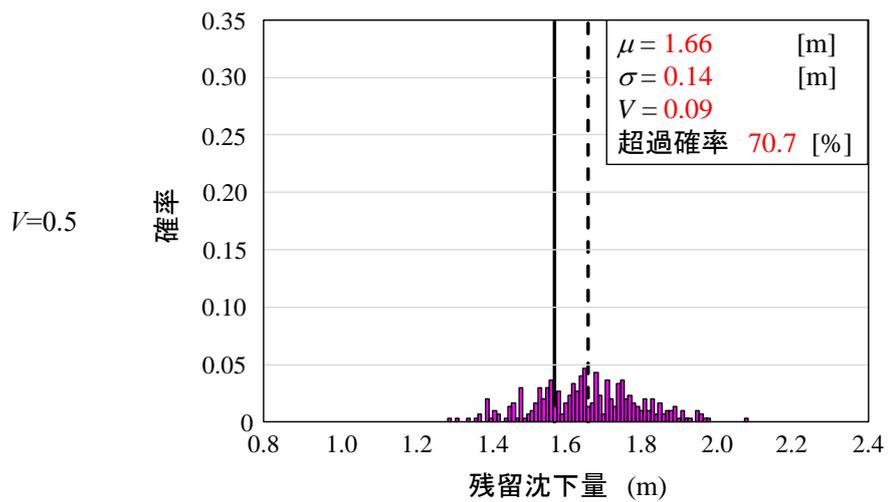
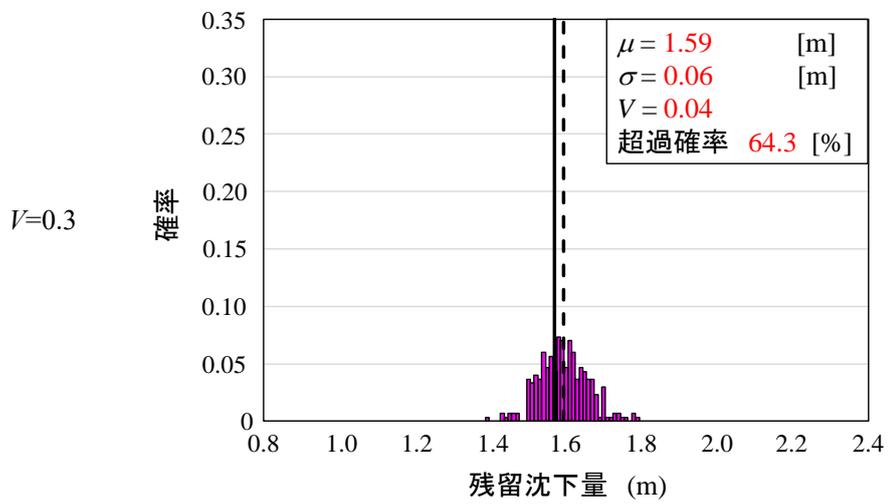
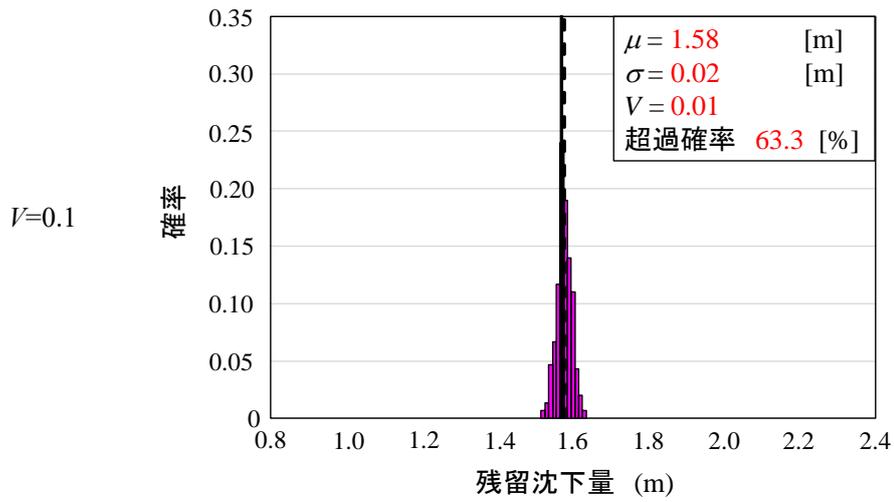


図 5.17 ケース E の確率分布

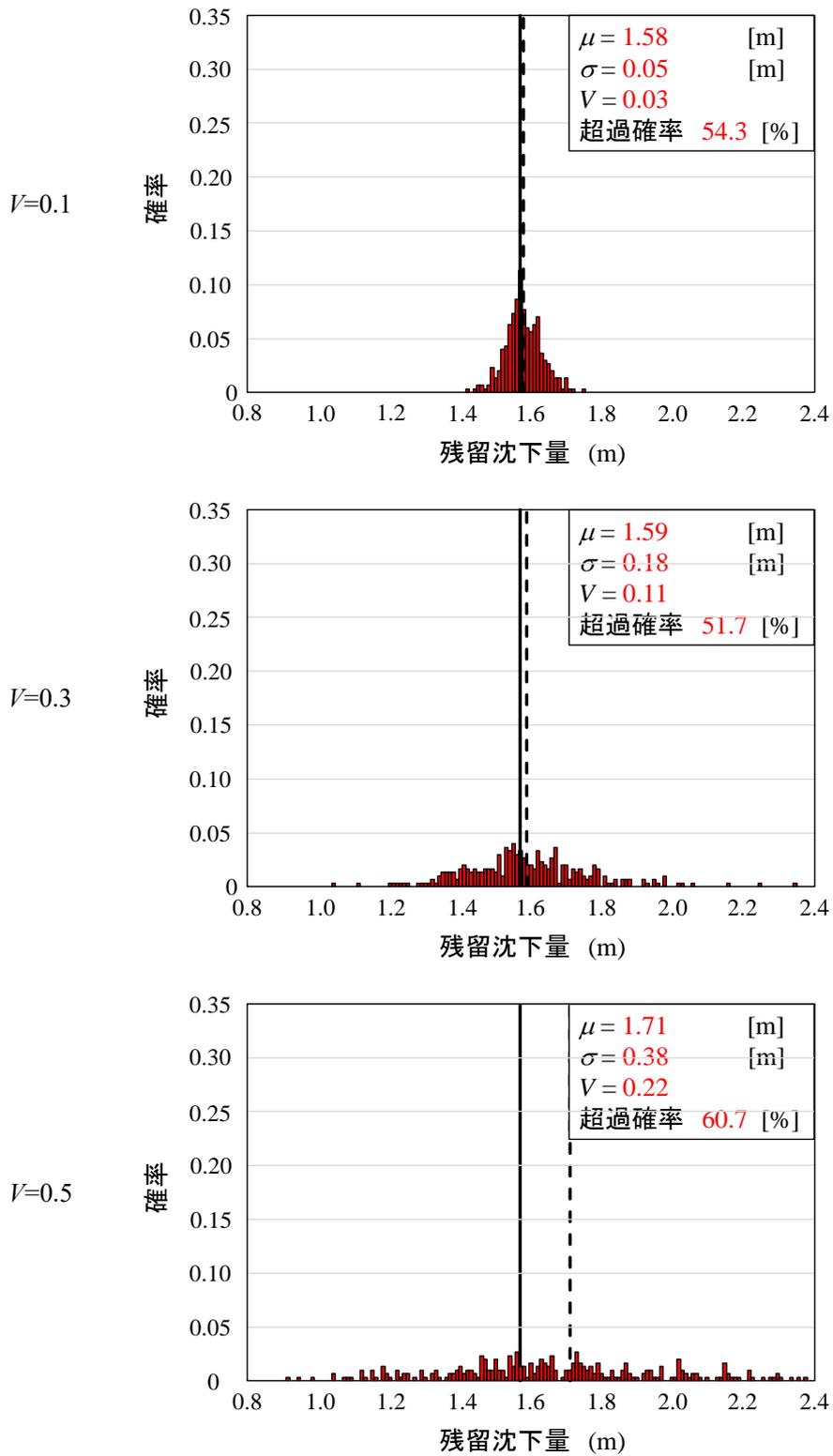


図 5.18 ケース $\tan\phi$ の確率分布

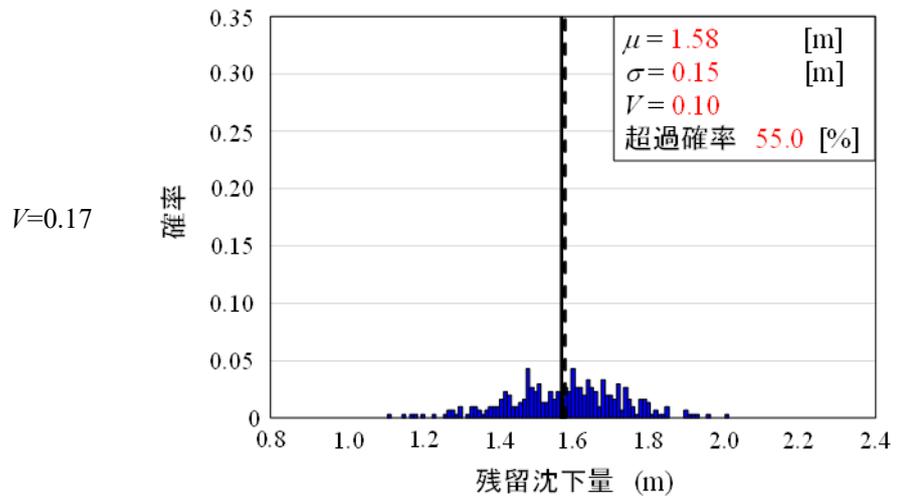
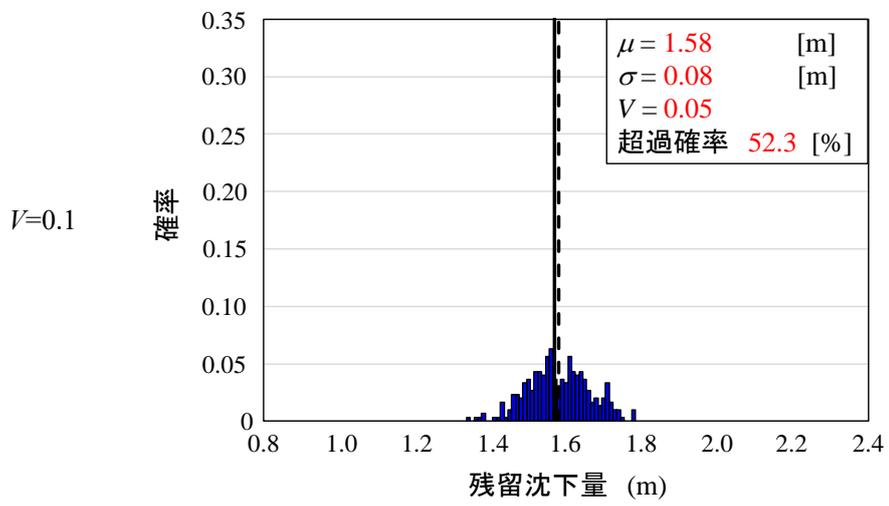
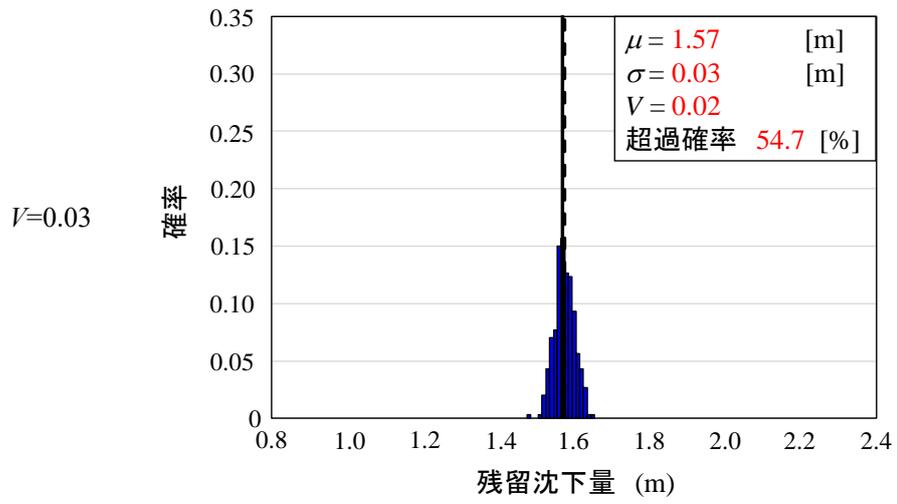


図 5.19 ケースγの確率分布

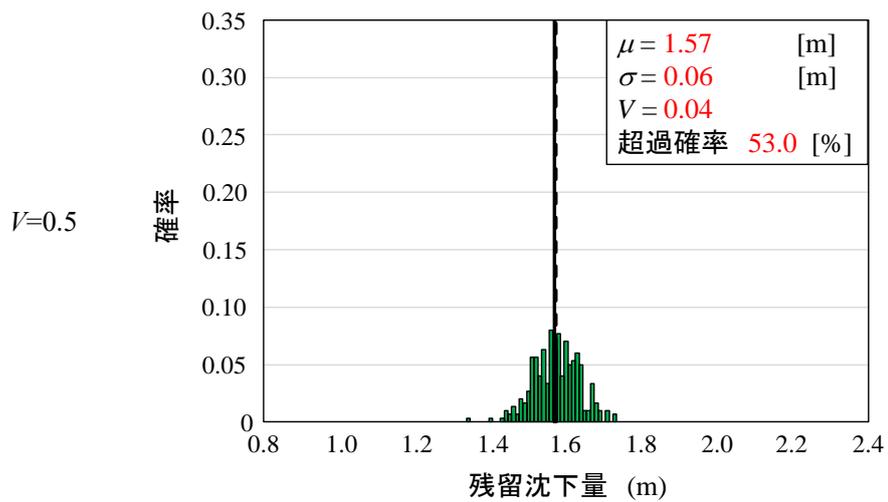
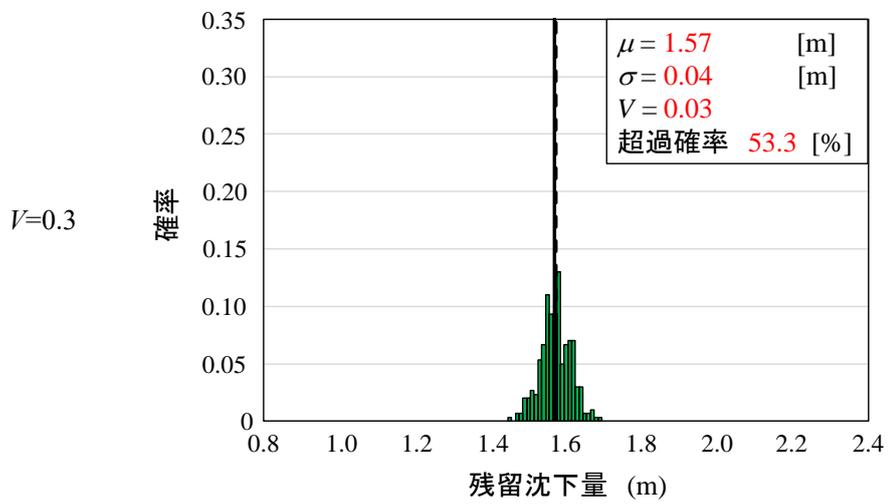
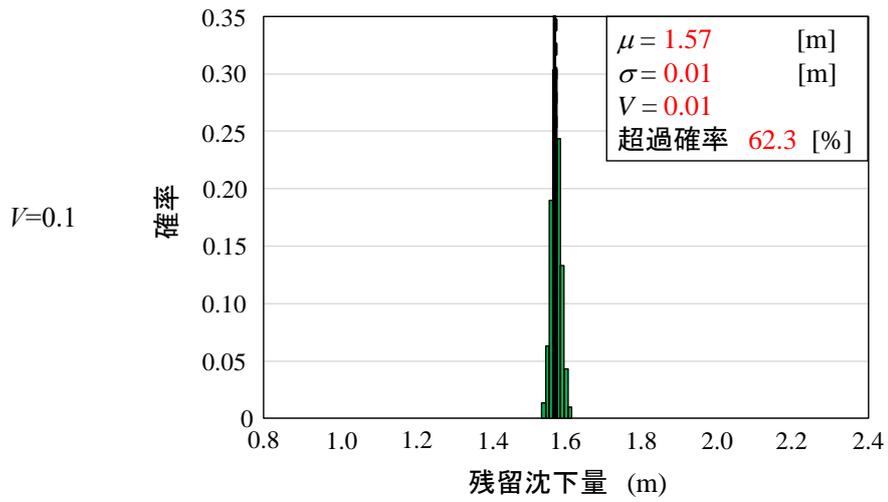


図 5.20 ケース c の確率分布

天端の左端における材料物性値の変動係数と残留沈下量の標準偏差の関係をまとめたものが図 5.21 である。これらの図から、物性値のばらつきが増加するのに伴い、残留沈下量の不確実性が増加していることが確認できる。また、変動係数に対する標準偏差の増加割合はケース γ が最大であり、ケース c が最小であった。単位重量の変動係数は他の物性値より小さい値であることから、地震時の斜面の挙動を考える上では γ の変動係数の影響は極めて大きいと言える。ケース $\tan\phi$ については、標準偏差の増加割合はケース γ の次に大きく、かつ変動係数が単位重量よりも一般的に大きな値をとりうるため、現実的には残留沈下量の不確実性に最も影響を与えやすいと考えられる。ヤング率については、変動係数に関する文献が少ないため、十分に把握されているわけではないが、一般にヤング率の変動係数の値は内部摩擦角や単位重量の変動係数よりも大きい値となりやすい。したがって、盛土を構成する土の種類によっては、ヤング率が内部摩擦角に相当する不確実性を残留沈下量に及ぼす可能性がある。粘着力については、今回のように $\tan\phi$ が優勢の地盤では影響は小さいと考えられるが、粘性土のように粘着力がせん断強度に支配的な場合には、残留沈下量の不確実性に大きな影響を与えることが予想される。

次に、材料物性の変動係数と残留沈下量の平均値の関係を図 5.22 に示す。各図中の黒線は均質ケースの残留沈下量を表す。ケース E とケース $\tan\phi$ については、変動係数が増加するのに伴い、残留沈下量の平均値は均質ケースの残留沈下量から徐々に離れていき、その超過量は最大で約 20cm となった。これらのケースとは対照的に、ケース γ において単位重量のばらつきが残留沈下量の平均値にほとんど影響を及ぼしていない。 γ は本検討で対象とした他の物性と異なり、弱部を発生させるパラメータではなく、 γ の変動がもたらすのは構造物の振動の状態の変化である。振動状態が変化する場合、沈下量については、平均値と比較して大小いずれになるかはその確率場で異なる。その結果、確率分布は偏りの乏しい、平均値を中心とした分布となった。また、ケース c の粘着力に関しては、前章と同様に、土のせん断強度に与える影響が内部摩擦角に比べて小さいことから、残留沈下量の平均値が均質ケースの沈下量とほとんど変わらない結果になったと考えられる。そして、ケース $\tan\phi$ とケース E に関しては、変動係数の増加に伴い、地盤内におけるせん断強度や剛性の小さい領域の割合が増加し、それらの領域が優先的に塑性化したことが要因であると考えられる。この現象の典型的な例として、ケース $\tan\phi$, $V=0.5$ において残留沈下量が最大となった試行の残留変形を示したのが図 5.24 である。左側の斜面において、基礎部分との境界付近で強度の小さい白色領域が大きく変形する一方、その直下の比較的強度の大きい黒色領域はほとんど変形していないことが確認できる。

最後に、図 5.23 の残留沈下量の超過確率を見ると、変動係数と超過確率の間に明確な関係性は確認できない。4 章の静的な安定性の検討では、物性値の不確実性が増加した場合、常に超過確率は増加しており、本検討はこの傾向とは異なる結果となった。

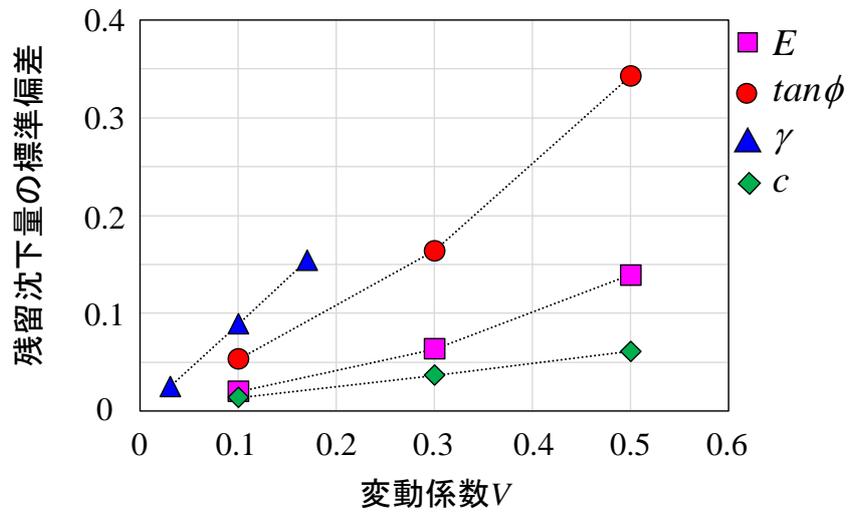


図 5.21 残留沈下量の標準偏差

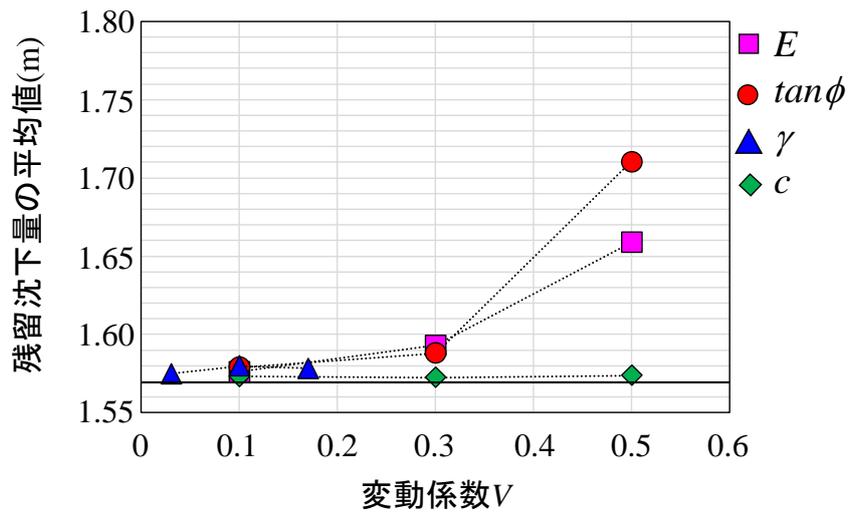


図 5.22 残留沈下量の平均値

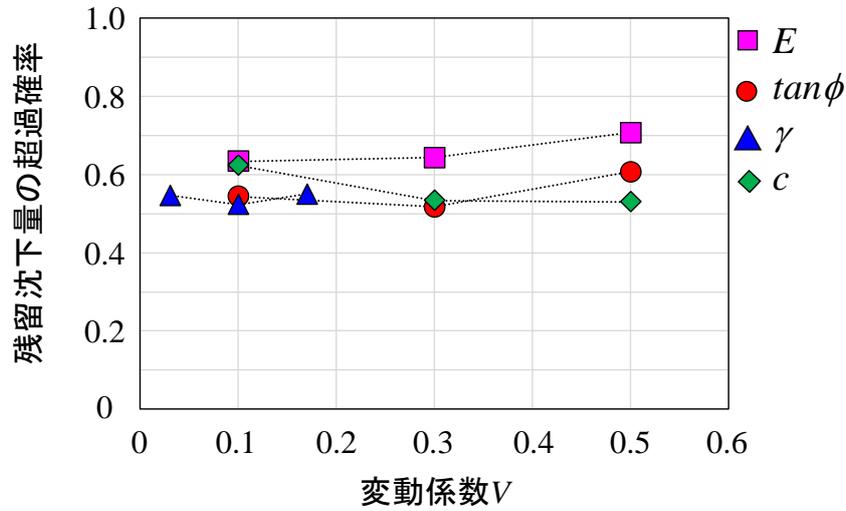


図 5.23 残留沈下量の超過確率

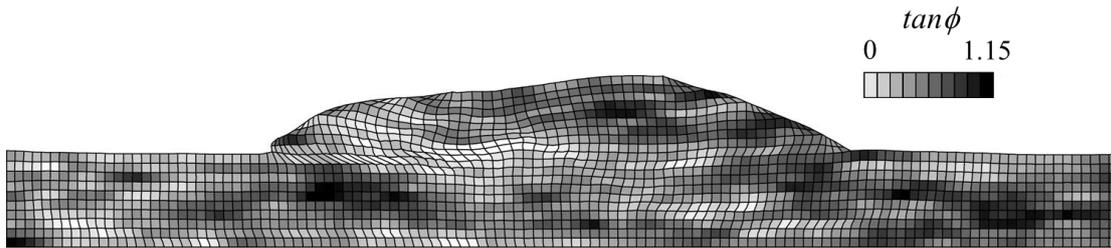


図 5.24 ケース $\tan\phi$, $V=0.5$ において残留沈下量が最大となった試行

5.4.3 まとめ

今回検討した全ての材料物性について、入力した変動係数が増加するのに伴い、天端残留沈下量の標準偏差は増加傾向を示した。また、その増加する割合は γ , $\tan\phi$, E , c の順に大きく、静的な安定解析においては不確実性に与える影響が乏しい単位体積重量について、地震応答解析による耐震性評価においては無視できないパラメータと考えられる。一方で、一般に単位体積重量の変動係数は他の物性値と比較して小さく、内部摩擦角のような変動係数が大きいとされる物性値の方が、沈下量の不確実性へ与える影響は大きいと思われる。さらに E のヤング率や内部摩擦角 $\tan\phi$ のように剛性や強度を支配するパラメータでは、変動係数の増加に伴い、残留沈下量の平均値と均質ケースの残留沈下量との差が顕著になることが確認された。また、本検討の範囲では、変動係数と超過確率の間に明確な関係性は確認されず、静的な安定解析から得た傾向とは異なる結果を得た。この点については、今後さらなる検討が必要である。

5.5 安全率と残留変位量の相関性に関する信頼性解析

5.5.1 概要

実務における耐震設計において、信頼性手法に則った検討が進んでいない安全率—残留変位の関係性について整理する。4章の常時の安定性の検討では、安全率を弾塑性 FEM に基づくせん断強度低減法によって求めたが、本検討では実務で古くから採用され、現在も使用されている震度法を適用した円弧すべり法により求める。

本章でこれまで用いた盛土斜面を対象に、地震時の安全率と天端の残留沈下量の相関性について、信頼性解析を用いてその妥当性を検証し、両者の関係性の中に含まれる不確実性の把握を試みる。震度法に基づく斜面安定解析および動的弾塑性 FEM に基づく地震応答解析のそれぞれを各試行とした MCS を実施し、両者の相関性について定性的な傾向を把握し、地震時安全率から残留変位量の推定する手法についての妥当性に関して検討を行う。

5.5.2 検討概要

5.5.2.1 検討の流れ

まずこれまでの検討同様、不均質性を反映した地盤モデル（確率場）を生成する。本解析では、これまでの検討から解析値の不確実性への影響が大きい内部摩擦角を確率変数とし、それ以外を確定値で与える。次に、生成した1個の確率場に対し、震度法を適用した円弧すべり解析（静的照査）および動的弾塑性 FEM による地震応答解析（動的照査）をそれぞれ実施する。これによって、ある確率場に対する安全率および残留沈下量を求める。この手順が MCS における1回の試行となる。試行を反復する事によって安全率 F_s および残留沈下量 δ の確率分布を求めた。本検討では、各 MCS の試行回数は確率分布の妥当性と計算時間を考慮し 500 回とした。

5.5.2.2 解析概要

本検討で使用した解析の概要を述べる。解析対象地盤は本章でここまで対象とした地盤と同一である。ここで改めて示す。また詳細な計算式などは3章に示しているため、ここでは省略する。

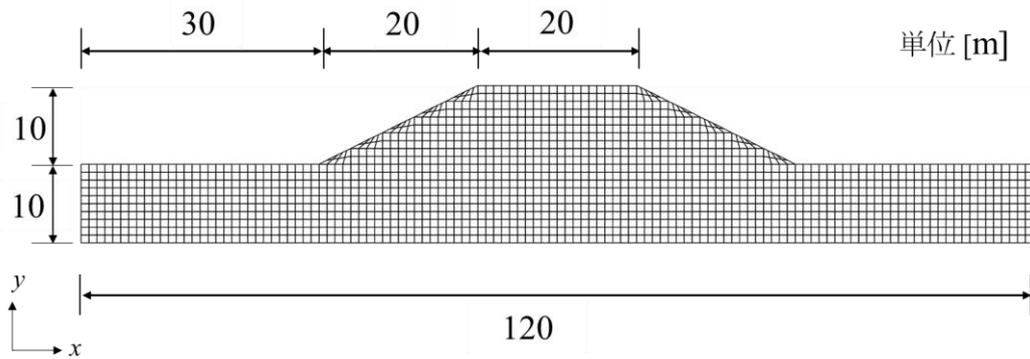


図 5.1 (再掲) 解析対象地盤の有限要素分割図

(1) 震度法を適用した円弧すべり解析 (静的照査)

本解析では震度法を適用した Fellenius 法によって地震時の斜面の安全率 F_s を求めた。以下に示す解析条件は道路土工-盛土工指針⁶⁾を参考にした。

解析対象地盤は左右対称であるため、均質地盤を仮定すれば最小となる F_s の値は変化しない。そこで本解析では、検討を単純化するため、対象とする現象を左側に土塊が移動するすべりに限定する。なお、すべり円弧の位置について、地表面のみが剥がれ落ちる、表層崩壊に類する崩壊形態を考慮しないようにするため、すべり円弧の上端は必ず天端を通過し、その通過位置は天端の左端から水平右方向に向かって 4m 以降を通過するよう設定した⁹⁾。この設定により盛土上にある施設 (道路や鉄道軌道など) に被害が及ぶすべりのみを対象としていることになる。また、斜面に作用する地震力 (慣性力) を規定する設計水平震度 k_h については、本解析は砂地盤を対象としている事、入力地震波形として構造物の固有周期帯に近い周期を持つ正弦波を標準としている事 (詳細は後述) を考慮し、II 種地盤、レベル II 地震動 (大規模地震動) を仮定し、2 章の表 2.1 に基づき $k_h=0.2$ と設定した。

(2) 動的弾塑性 FEM による地震応答解析 (動的照査)

先に行った地震応答解析同様、土の構成則に UW モデルを適用したプログラム⁷⁾を使用し、全応力解析を実施した。図 5.25 に解析に使用した入力地震波形を示す。地震波形の差異による解析値の不確実性の変化を検討するため、周期 T が異なる地震波を 2 種類使用した。入力地震波形は検討の簡単化のため正弦波としている。地震波 A は固有周期に近い $T=0.8s$ とし、比較用の地震波 B は $T=0.4s$ とした。ともに 10 波入力したのち、残留変位量の数値振動を低下させるため 2 秒間の無加振時間を設けた。

5.5.2.3 ケース設定

表 5.5 に設定した検討ケースを示す。地震応答解析では、地震波が変化した場合、物性値の不均質性が解析値へ与える影響について検討する。物性値の数値的ばらつきを表す指標で

ある変動係数 V , 入力地震波の周期を変化させることとした。変動係数 V についてはこれまでの検討を参考に $V=0.3, 0.5$ と設定し, 入力地震波については図 2 で示した A, B の 2 種の波形を使用する。その組み合わせにより case1~4 を設定した。安定解析では, 使用した設計水平震度 k_h は共通であるため, 解析値の不確実性は不均質性の程度にのみ依存する。実質的に case1 と 3, case2 と 4 は同一の解析条件となることに注意されたい。また比較用に, 現行設計法で仮定されるような, 均質地盤 ($V=0$) での解析 (以後均質ケースと呼称) を実施した。

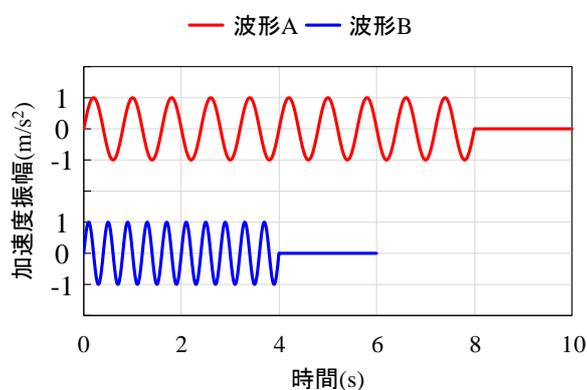


図 5.25 入力地震波形

表 5.5 検討ケース

Case	変動係数 V	入力地震波	設計水平震度 k_h
1	0.3	A	0.2
2	0.5		
3	0.3	B	
4	0.5		
均質	0	A, B	

5.5.3 解析結果

以下に解析結果をまとめる。既に述べたように、本解析は、検討の対象をすべり土塊が左側に移動する崩壊に限定している。構造物全体としての崩壊形態の不確実性も含めた検討については今後の課題とする。

まず均質ケースの解析結果について、安定解析から得られた安全率は $F_s=1.07$ ，地震応答解析から得られた天端左端の残留沈下量は、地震波 A (T=0.8s) では $\delta=0.62\text{m}$ ，地震波 B (T=0.4s) では $\delta=0.11\text{m}$ であった。安定照査上は $F_s>1$ となっているが、地震動によっては非常に大きい沈下が発生する構造物である。

上の結果を踏まえ、MCS から得られた確率分布について検討する。図 5.26, 27 に斜面安定解析および地震応答解析の MCS より得られた斜面の全体安全率 F_s ，天端左端の残留沈下量 δ の確率分布をそれぞれ示す。各ケースの分布の平均値 μ ，変動係数 V を併せて示し， μ については各分布の色に対応した破線で示している。また、黒の実線は均質ケースの解析値である。

分布の形状について、 F_s では左側へ、 δ では右側の、すなわち斜面の安定性が低下する方向の裾が緩やかに 0 に漸近する分布である。上記傾向を反映し、各分布の平均値は均質ケースと比較して設計上安全側に位置している。この傾向については著者らの研究でもすでに確認されている。物性値の不均質性を反映した場合、地盤内に必ず他にせん断強さが小さい力学的な弱部が存在する。弱部は斜面の不安定化をもたらすため、不均質な地盤を仮定すると、均質ケースの値より設計照査上安全側の値となる確率が高くなる。

次に、物性値の変動係数 V ，入力地震波の周期 T の解析値への影響を検討する。物性値の変動係数 V の影響については、著者らの以前の報告同様、 V の増加によって結果の変動係数が増加し、平均値 μ が設計照査上安全側に移動する傾向となった。入力物性値の不確実性の増加が、弱部の影響を強調するためである。その点を鑑みると、物性値の不均質性が解析値の不確実性に与える影響は大きく、優先的に考慮すべき事項であるといえる。

次に δ に関しては、地震波の周期の差異により、均質ケース同様、固有周期帯に近い周期を有する波形 A を入力した Case1, 2 の分布と比較して、波形 B を入力した Case3, 4 の分布の方が平均値は小さくなっている。一方で、分布の変動係数については Case3, 4 の方が Case1, 2 よりも大きい。Case4 では、解析の範囲内で得られた最高値は μ の約 6 倍となる 1.22m である。それ以外にも μ から大きく外れた値が得られており、これらが変動係数の増加の要因となっている。上記のような結果が発生する原因としては、力学的な弱部が、斜面の表層付近や法尻の周辺など、均質材料を仮定した場合にもすべりの起点になりやすい箇所に配置されている場合が考えられる。Case3, 4 の場合、地震波の周期の影響によって分布の平均値自体が小さく、上記のような平均値との差が大きい値に分布の性質が左右されやすいため、変動係数が増加したものと考えられる。

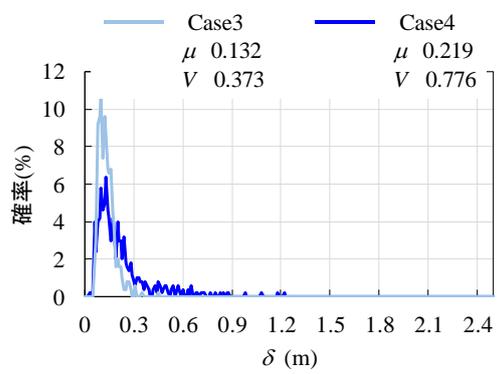
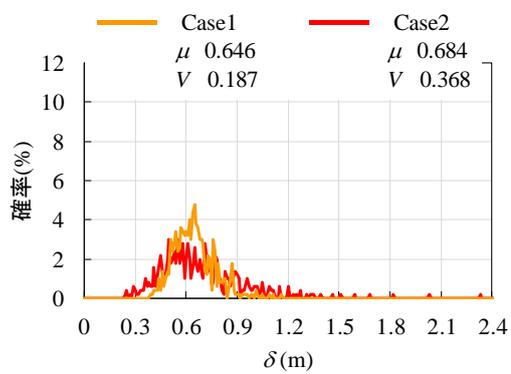
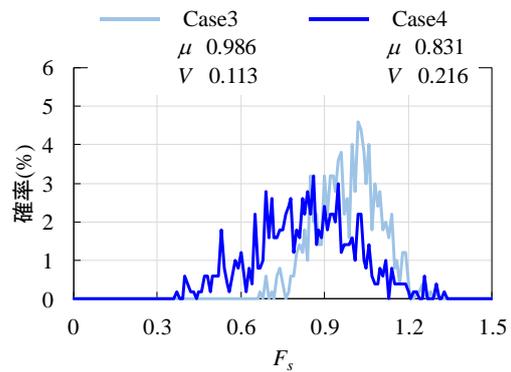
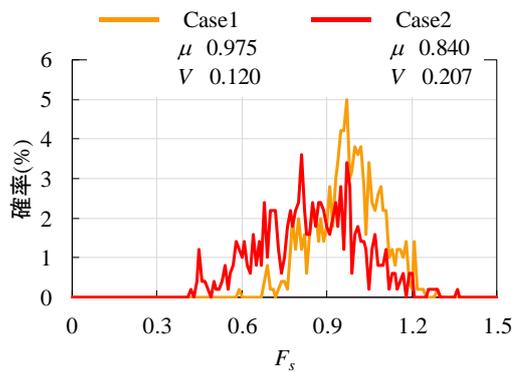


図 5.26 F_s, δ の確率分布
 上 : F_s 下 : δ

図 5.27 F_s, δ の確率分布
 上 : F_s 下 : δ

次に全体安全率 F_s と残留沈下量 δ の関係性を検討する。横軸に F_s 、縦軸に残留沈下量をとったものを図 5.28 に示す。図 5.28 より、いずれのケースも F_s の低下に伴い残留沈下量は増加する傾向にある。これは既往の研究の傾向と一致する。一方で、分布は帯状に分布しており、任意の F_s の値における残留沈下量には幅があることが分かる。この分布幅は、 F_s が低下するほど拡大し、 F_s が増加するに従い低減する傾向が見受けられる。

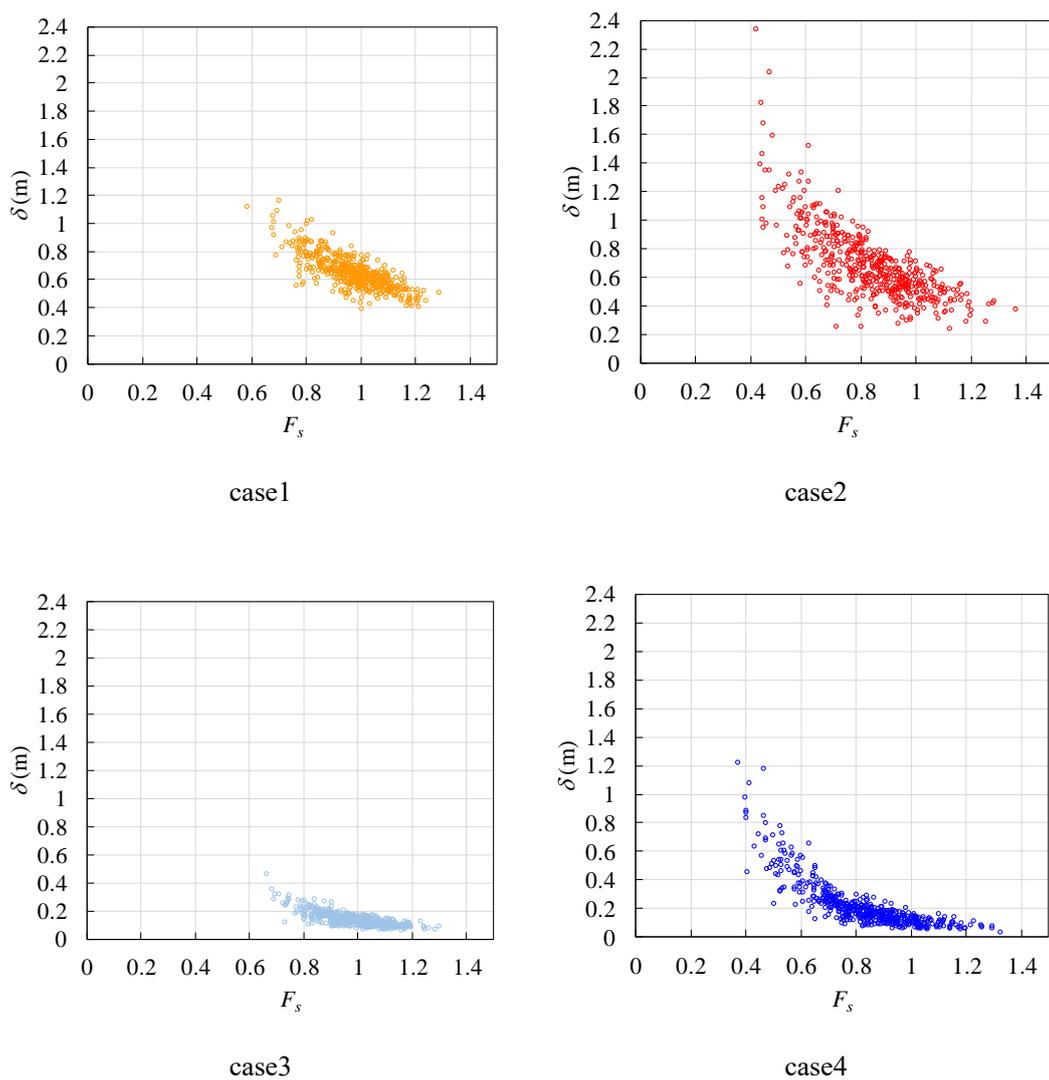


図 5.28 全体安全率 F_s と残留沈下量 δ の関係

ここで図 29~34 に、 F_s の分布の平均値に近い $F_s=0.8$ を中心に、最小値に近い $F_s=0.4$ 、最大値に近い $F_s=1.2$ 付近の値を示した試行のうち、 δ の差が大きい例を示し、崩壊機構について検討する。図は生成された確率場に、安定解析から求めたすべり面（赤線）を加筆したものの、動的解析から得られた加振終了後のせん断ひずみ分布である。

ひずみ分布より、どの例についても、複数のすべり機構が存在することが分かる。個別に比較すると、 $F_s=0.4$ 付近の例では、せん断強度の低い弱部が盛土内の左側斜面部に、連続的に存在している。 $\delta=2.33\text{m}$ となった例では、弱部内に 2 つの崩壊機構が見受けられ、移動土塊の中でさらにすべり機構が形成されている一方、 $\delta=1.09$ となった例では単一のすべり機構が卓越している。この崩壊形態の違いが 1.2m という大きさ差を生み出したと考えられる。安定解析ではあくまで単一のすべり面上のせん断抵抗力と土塊の滑動力の比として安全率を算出しており、複合的なすべり機構は考慮できない。その結果同程度の F_s であっても崩壊機構が全く異なってくる。加えて、今回の対象地盤は両盛土としたため、対象となる左側斜面だけでなく右側斜面でもすべりが生じうる。右側斜面のすべりが卓越するような場合でも、土塊の移動に伴う引張破壊などが左側斜面に発生することもあり、他の部分の変位が天端の左端における沈下量に影響を及ぼす。例えば $F_s=1.2$ 、 $\delta=0.48\text{m}$ となった例では、左側斜面には灰色~黒色の要素が多く、弱部の規模は小さいため、左側斜面は比較的安定している。右側斜面でのすべりが見受けられるが、左側斜面にも筋状のひずみ線が生じており、右側斜面のすべりが沈下量に影響を与えているものと考えられる。 $F_s=0.8$ の 2 例では、斜面近傍ではなく、法尻や構造物中央などの弱部が目立つ。ともに左側、右側で同時にすべり挙動が発生しており、相互に影響を及ぼしていると考えられる。 $\delta=0.95\text{m}$ の例では左側斜面のひずみが卓越し、複数のすべり機構が見受けられる。この結果同程度の F_s で 0.7m の差が生じたと考えられる。

以上を整理すると、

- 1) 安全率の大小はせん断強度の弱部の配置に左右される。斜面近傍に弱部が集中した場合安全率は低下する。
- 2) 複数のすべり機構が存在し、それらが相互に影響するため、 F_s が同程度であっても δ は変動する。

以上のように、材料の不均質性によって各試行で崩壊機構に差異が生まれるため、任意の F_s の値において発生しうる残留沈下量を推定する際、推定値を一意に求めることは困難であると言える。

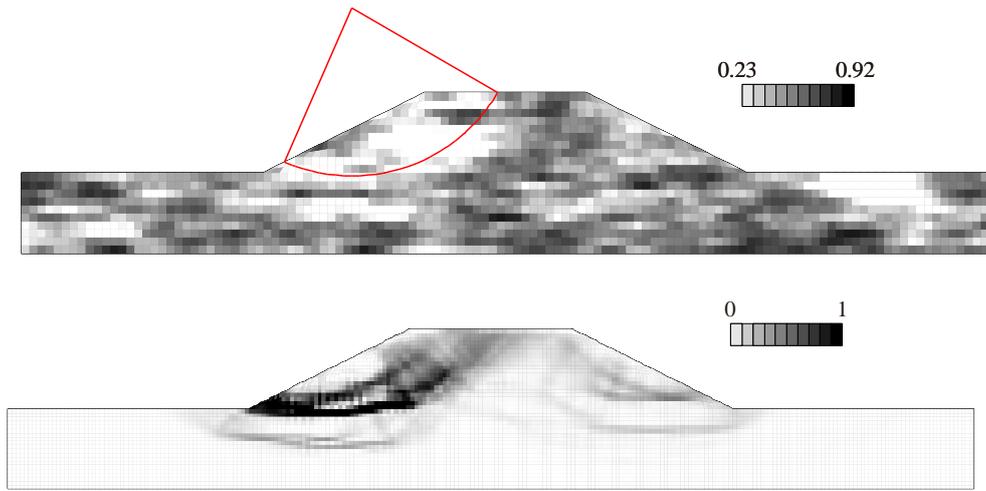


図 5.29 上：確率場およびすべり面 下：せん断ひずみ分布
 $F_s=0.4$, $\delta=2.33\text{m}$

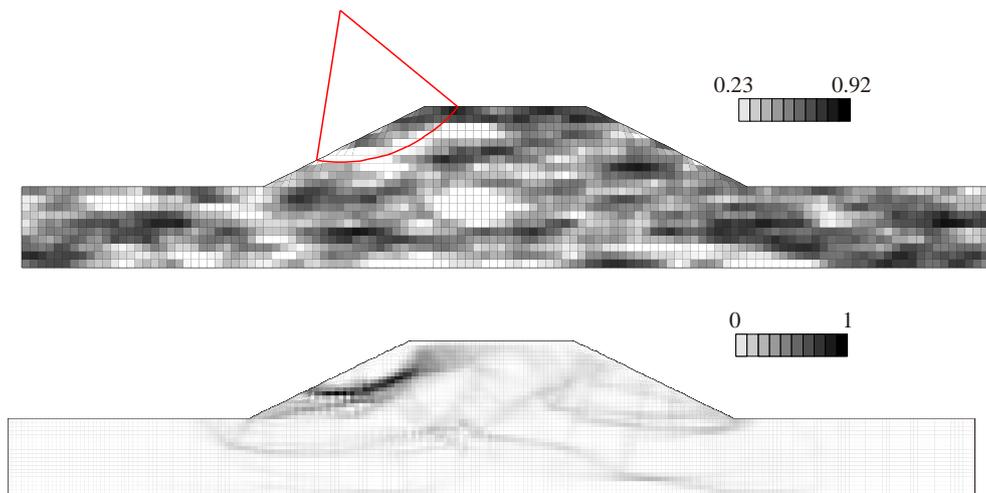


図 5.30 上：確率場およびすべり面 下：せん断ひずみ分布
 $F_s=0.4$, $\delta=1.09\text{m}$

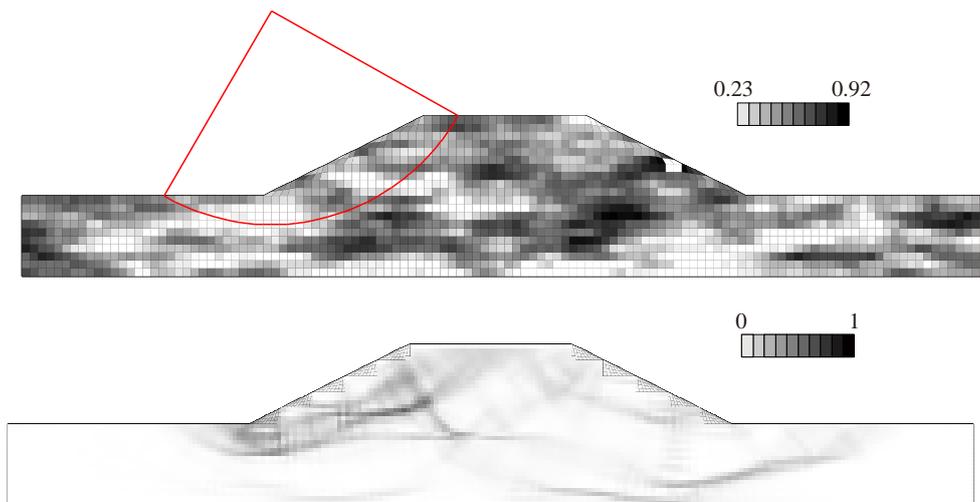


図 5.31 上：確率場およびすべり面 下：せん断ひずみ分布
 $F_s=0.8$, $\delta=0.95\text{m}$

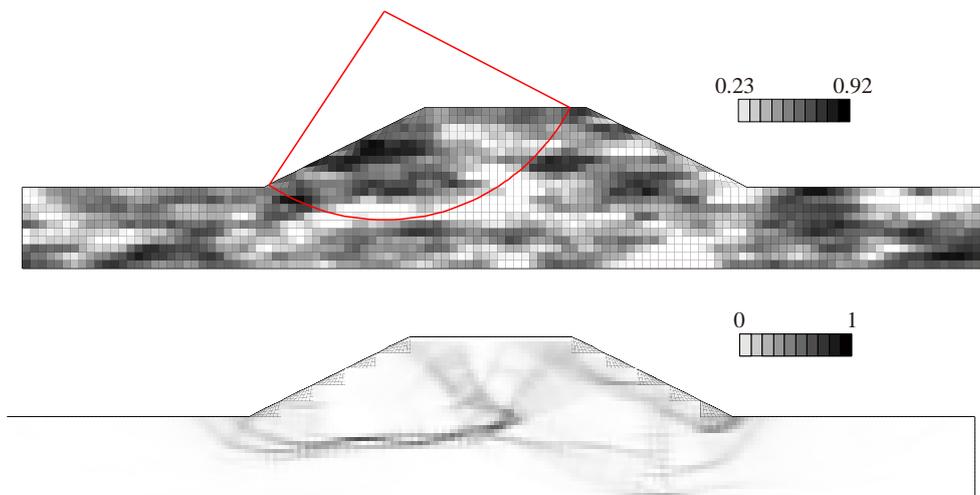


図 5.32 上：確率場およびすべり面 下：せん断ひずみ分布
 $F_s=0.8$, $\delta=0.25\text{m}$

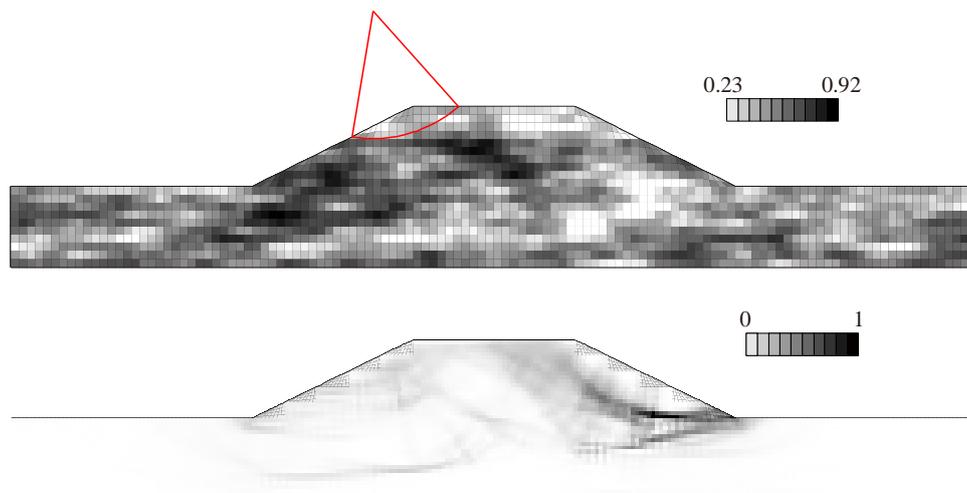


図 5.33 上：確率場およびすべり面 下：せん断ひずみ分布
 $F_s=1.2$, $\delta=0.48\text{m}$

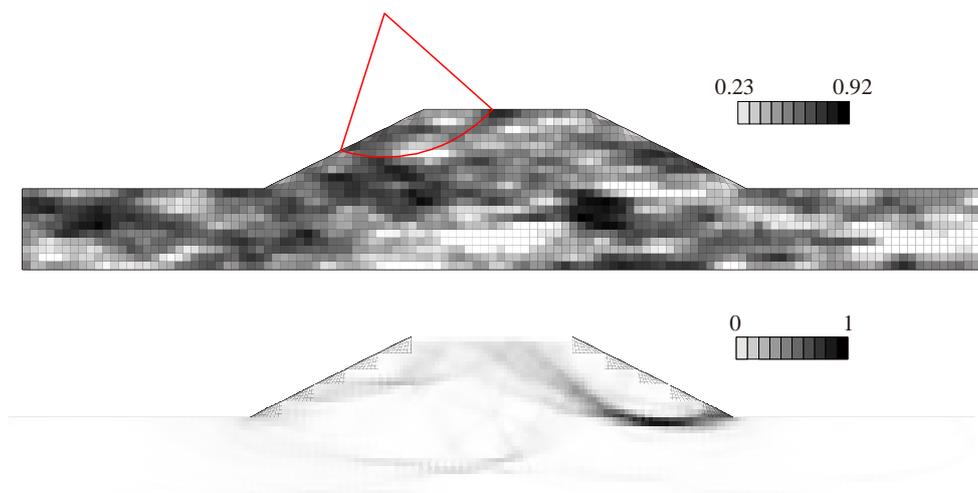


図 5.34 上：確率場およびすべり面 下：せん断ひずみ分布
 $F_s=1.2$, $\delta=0.28\text{m}$

ここで、図 5.28 の安全率 F_s -残留沈下量 δ の関係について、 F_s のレベルに応じて解析値を複数の群に分類し、各群の残留沈下量の平均値、標準偏差、最大値、最小値を求めた。例としてケース 2 についての検討を図 5.35 に示す。各群の中心は $F_s = (0.4, 0.5, 0.6, \dots, 1.3)$ であり、中心周りの ± 0.05 に含まれる値を各群の標本としている。黒線は各群の平均値、灰線は各群の標準偏差を結んだものとなっている。また、赤線は各群の最大値同士、最小値同士を結んだ線であり、この線に囲まれた領域内に全解析値が含まれている。各軸について、左縦軸は残留沈下量、右縦軸は残留沈下量の標準偏差、横軸は安全率に対応している。

任意の F_s における残留沈下量の平均値、標準偏差は F_s の増加に伴い単調な減少傾向にある。この傾向は全ケースで共通であった。上記の結果を踏まえると、ある斜面において全体安全率 F_s から残留変位量を推定するにあたっては、ひとつの近似曲線で表現するのは困難である。むしろ、確率変数のように、 F_s の値に従う平均値成分とばらつきを示すランダム成分の組み合わせとして表現するのが自然と思われる。

本検討から得られた傾向について、分布の最頻値からの距離が増加すると階級における度数が低下するため、各群の標本数には差異がある。そのため本検討の範囲では統一的な基準での数値比較はできないものの、定性的な傾向自体に変化は無いものと推察している。

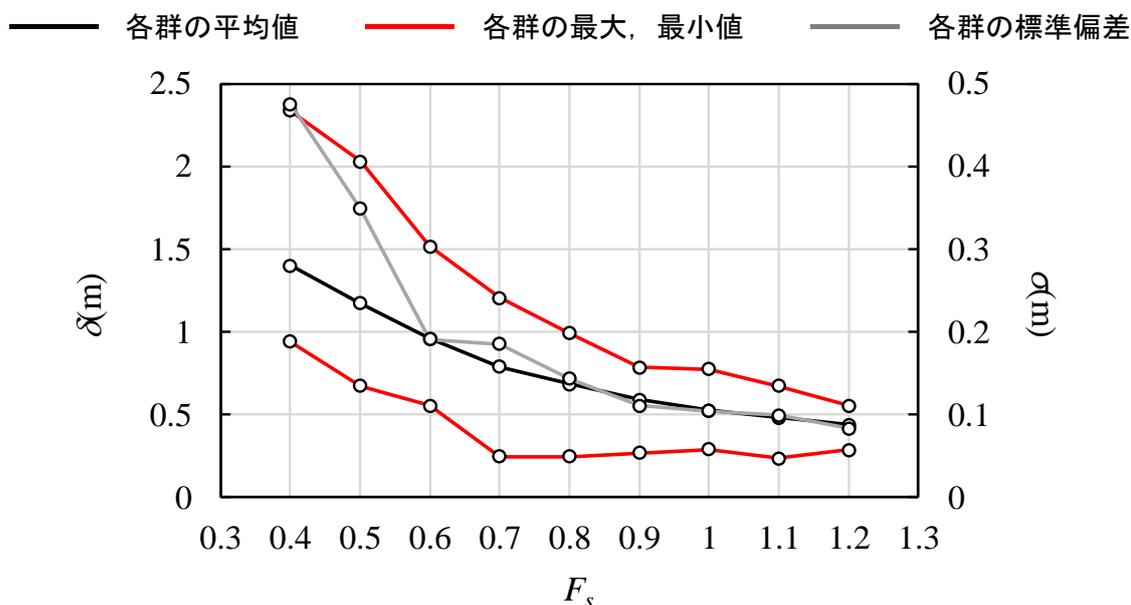


図 5.35 F_s のレベルに応じた δ の平均値、最大及び最小値、標準偏差

5.5.4 まとめ

本検討で得られた主な知見を示す。

- 1) MCS より求めた全体安全率 F_s , 残留沈下量の確率分布について, いずれも危険側に裾が伸びる形状を呈する。また分布の平均値は, 均質ケースと比較して設計照査上安全側にある。
- 2) F_s と残留沈下量には負の相関が認められる。物性値の不均質性により, 各解析の崩壊機構が異なるため, 任意の F_s における残留沈下量には変動がある。 F_s の減少に伴い, F_s に対する残留沈下量の平均値, 標準偏差は増加傾向にある。
- 3) 2)より, F_s から残留沈下量を推定するにあたってはひとつの近似曲線で表現するよりも, むしろ平均値成分にランダム成分の組み合わせとして記述し, 捉えるのが自然と考えられる。

5.6 結論

本章で得られた主な知見についてここでまとめる。

5.3, 5.4 では物性値の不均質性が解析値に与える不確実性について、地震波の加速度振幅、物性値の変動係数を変化させながら、影響を検討した。また 5.5 では、震度法に基づく円弧すべり解析による安全率 F_s と残留沈下量 δ の相関関係を利用し、 F_s から δ を推定することを考え、両者が不確実性を伴う場合上記の関係性について検討した。これらについて以下のような知見を得た。

- 1) 残留沈下量の標準偏差は入力加速度振幅の増加とともに増加する傾向を示した。一方で、残留沈下量の変動係数に変化は見られず、上記標準偏差に関する傾向は単に平均値の増加によるものと考えられる。
- 2) 入力した物性値の変動係数の増加に応じて残留沈下量の変動係数も増加する。この傾向は全ての物性値で共通である。 E 、 $\tan\phi$ など剛性や強度を支配するパラメータでは、変動係数の増加に伴い、分布の平均値と均質ケースの結果との差が顕著になることが確認された。
- 3) 上記 2 つの検討より、地盤物性値ごとの確率分布への影響程度を見ると、 $\tan\phi$ 、 γ 、 E 、 c の順に大きい。本検討では対象地盤の土質は $\tan\phi$ が大きく c が小さい砂質土系材料を想定しているため、優勢なパラメータである $\tan\phi$ の影響が卓越し、 c の影響は乏しいという結果が得られた。また γ は $\tan\phi$ に次いで影響が大きい。静的解析では影響は微小であったが、動的解析ではその影響は無視できないものとなっている。 γ は本検討で対象とした他の物性と異なり、弱部を発生させるパラメータではなく、 γ の変動がもたらすのは構造物の振動の状態の変化である。振動状態が変化する場合、沈下量の平均値と比較して大小いずれになるかはその確率場で異なる。その結果、確率分布は偏りのない、平均値を中心とした分布となった。
- 4) MCS より求めた全体安全率 F_s 、残留沈下量の確率分布について、いずれも危険側に裾が伸びる形状を呈する。また分布の平均値は、均質ケースと比較して設計照査上安全側にある。
- 5) F_s と残留沈下量には負の相関が認められる。物性値の不均質性により、各解析の崩壊機構が異なるため、任意の F_s における残留沈下量には変動がある。 F_s の減少に伴い、 F_s に対する残留沈下量の平均値、標準偏差は増加傾向にある。
- 6) 2) より、 F_s から残留沈下量を推定するにあたってはひとつの近似曲線で表現するよりも、むしろ平均値成分にランダム成分の組み合わせとして記述し、捉えるのが自然と考えられる。

参考文献

- 1) 山本優介, 佐竹亮一郎, 若井明彦: 不均質盛土地盤の地震応答に関する基礎的研究— 地震動入力レベルについての検討 —, 第 73 回土木学会年次学術講演会講演概要集 DVD, pp607-608, 2018
- 2) 佐竹亮一郎, 山本優介, 若井明彦: 不均質盛土地盤の地震応答に関する基礎的研究— 物性値の統計的ばらつきについての検討 —, 第 73 回土木学会年次学術講演会講演概要集 DVD, pp609-610, 2018
- 3) 山本優介: 盛土材料の空間的な不均質性を考慮した地震応答解析, 群馬大学卒業論文, 2017.
- 4) 佐竹亮一郎, 山本優介, 若井明彦: 地震動を受ける盛土斜面の全体安全率および残留変位量のばらつきに関する一考察 (投稿中)
- 5) 国土交通省: 河川砂防技術基準 設計編, 1997.
- 6) 日本道路協会: 道路土工—盛土工指針 (平成 22 年度版), 2010
- 7) Wakai, A., Ugai, K. (2004): A Simple Constitutive Model for The Seismic Analysis of Slopes and Its Applications, Soils and Foundations, Vol.44, No.4, pp.83-97

6 全体総括

地盤工学においては、他の工学分野と異なり材料物性が未知でありそれを推定するところから設計をスタートする必要があること、潜在的に空間的なばらつきが大きいことが課題である。今後の信頼性設計法の普及にはこれらの不確実性要因の構造物の性能の不確実性への寄与程度を定量的に把握することが必須である。

以上のような背景に基づき、本検討では特に、不確実性の中で材料の不均質性を中心課題として掲げ、盛土斜面の信頼性評価を問題として取り上げた。盛土は斜面構造物の一種であり、斜面の安定性は局所的な弱部に強く支配されるという性質を有する。材料の不均質性を考慮するという事は地盤内の局所的な力学的弱部の存在を仮定することと同義であり、斜面構造物においては材料の不均質性がもたらす弱部の存在がその性能を左右する可能性は高いと考え、上記のような問題を対象とした。本論文では信頼性設計レベルⅢに相当する、確率分布に基づく評価を行うため、乱数解析手法のひとつであるモンテカルロ・シミュレーション (MCS) による信頼性解析を実施した。乱数アルゴリズムによって生成した物性の不均質性を反映した有限要素モデルに対し FEM 解析を繰り返し行うことで、構造物の性能を示す指標 (安全率, 変位量など) の確率分布を求め、統計、力学の両面から不確実性要因の影響を検討した。4章では常時の斜面の安定性を、5章では地震時の斜面の耐震性を、議論した。以下に各検討から得られた知見をまとめ、本論文の総括とする。

4章では、常時の安定性について、せん断強度低減法を適用した FEM を各試行とした MCS により安全率 F_s の確率分布を求め、材料の不均質性、推定誤差などの不確実性要因が解析値の不確実性に与える影響を検討した。また、これまで設計上安全を担保するために用いられてきた割増係数 (安全係数) について、その妥当性を検討すべく、破壊確率に基づき割増係数を設定することを考え、 F_s の変動係数と割増係数の関係から整理した。得られた主な知見を以下にまとめる。

安全率 F_s の分布は、0 側に分布の裾が広い形状を示し、分布の平均値は均質を仮定した解析 (均質ケース) の結果を常に下回る。また、解析結果の変動係数の増加に伴い、均質ケースの解析値に対する超過確率が減少する傾向が見受けられる。均質材料を仮定することは、設計照査上危険側の評価となり、発生しうる被害を精度よく評価できない可能性が高いことを解析的に確認した。

F_s は地盤内の力学的弱部から受ける影響が大きく、材料の軟弱さを強調するような解析条件を仮定した場合に解析結果の不確実性が増加する傾向が見て取れた。具体的には、物性値の変動係数を大きく取った場合や、材料物性値間の相関性が正である場合、解析値の不確実性が特に大きくなることを確認した。この 2 つは地盤内の要素間のせん断強度の差を強

調するため、平均値と比較して極めて小さなせん断強度を持つ要素が地盤内に発生する。この要素を起点として微小な崩壊機構が形成され、安全率が低下することを明らかにした。

また均質ケースの解析値を設計目標値とみなし、得られた F_s の確率分布に対し破壊確率が一定値以下となるよう割増係数の設定を行った。ケースによらず、割増係数は解析結果の変動係数 v_{F_s} の増加に伴い指数的に増加する傾向が示唆された。このことは確率分布の形状、変動によって割増係数が大きく異なってくることを示している。従って、設計安全率を基準とした設計は必ずしも合理的な選択とはならないと考えられ、確率分布の変動に基づいて安全性を担保する手法が必要と考えられる。

5章では地震動を受ける斜面の残留変位量について、2次元動的弾塑性 FEM に基づく時刻歴応答解析を各試行とした MCS により、材料物性値の不均質性が解析値の不確実性に与える影響を検討した。4章の結果より、解析値の不確実性に与える影響の程度は物性値の変動係数が特に大きかったことから、5章では物性値の変動係数の変化が与える影響を、地震波の加速度振幅を変化させながら検討した。また、震度法に基づく円弧すべり解析による安全率 F_s と残留沈下量 δ の相関関係を利用し、 F_s から δ を推定することを考え、両者が不確実性を伴う場合上記の関係性が成り立つのかを信頼性解析から検証した。得られた主な知見を以下に示す。

地震波の加速度振幅 A を変化させ、MCS を実施した。 A の増加は残留沈下量 δ の平均値の増加をもたらすが、変動係数の変化は乏しく、解析値の不確実性は増加しないという結果を得た。

物性値の変動係数 V を変化させ、MCS を実施した。入力した物性値の変動係数の増加に応じて残留沈下量 δ の変動係数も増加する。この傾向は全ての物性値で共通である。 E 、 $\tan\phi$ など剛性や強度を支配するパラメータでは、変動係数の増加に伴い、分布の平均値と均質ケースの結果との差が顕著になることが確認された。

上記 2 つの検討より、地盤物性値ごとの確率分布への影響程度を見ると、 $\tan\phi$ 、 γ 、 E 、 c の順に大きい。本検討では対象地盤の土質は $\tan\phi$ が大きく c が小さい砂質土系材料を想定しているため、優勢なパラメータである $\tan\phi$ の影響が卓越し、 c の影響は乏しいという結果が得られた。また γ は $\tan\phi$ に次いで影響が大きい。静的解析では影響は微小であったが、動的解析ではその影響は無視できないものとなっている。 γ は本検討で対象とした他の物性と異なり、弱部を発生させるパラメータではなく、 γ の変動をもたらすのは構造物の振動の状態の変化である。振動状態が変化する場合、沈下量の平均値と比較して大小いずれになるかはその確率場で異なる。その結果、確率分布は偏りのない、平均値を中心とした分布となった。対象土質によって支配的なパラメータは異なってくると考えられ、事前調査から影響程度の大きいパラメータを検討しておくことは設計の合理性、経済性という観点からも重要と考えられる。

最後に F_s と δ の相関性について、 F_s のレベルに応じ δ の統計的性質がどのように変化するかを整理した結果、 F_s の低下に伴い δ の平均値、標準偏差はともに増加することが明らかとなった。この結果から、任意の F_s の値において発生しうる残留沈下量を推定する際、推定値を一意に定める（例えば1つの近似式で表現する）ことは困難であり、妥当性は低いものと考えられる。 F_s の値に従う平均値成分とばらつきを示すランダム成分の和として表現するのが自然であると思われる。

本検討では、物性の不均質性そのものが盛土の性能の不確実性に与える影響を検討するため、施工、すなわち締固めによる性能の不確実性の変化についてはあえて考慮していない。

例えば、盛土材の締固めにより、密度の空間的な変動を減じ、密度に依存するパラメータの変動を減少させることで、最終的な盛土の性能の不確実性を低下させることが可能と思われる。一方で、完全に均一な締固めは現実的には不可能であり、締固めの程度にも不可避免的に空間的なばらつきが生じる。この際締固めを行う盛土材の土質、空間的ばらつきの程度、転圧時の含水比、締固めエネルギーの差異、締固め後の層厚など、施工時の地盤の材料、状況や締固め管理方法によってばらつきの程度は異なると考えられる。

上記を踏まえ、盛土材料の締固め前に得られた試験結果のばらつきと締固め後の試験結果のばらつきの関係や、施工管理基準（例えば締固め層厚）の相違によって生じる密度のばらつきの程度などを信頼性理論に則って評価し、それらのばらつきが盛土全体の性能の不確実性への寄与程度が推定できれば、より合理的な施工や、最適な管理基準の設定が実現する可能性がある。

盛土に限らず、構造物の最終的な性能の不確実性は、締固めの効果を受けた段階での盛土内に存在するばらつきによって評価されるべきであると思われる。それを踏まえると今後の信頼性設計導入にあたっては、締固め管理など、実際の施工管理手法の信頼性評価は実務への適用を考える上で極めて重要であり、今後の適用課題としたい。

謝辞

本論文は筆者が群馬大学大学院環境創理工学領域博士後期課程に在籍中、および東急建設株式会社に入社後に実施した研究成果を取りまとめたものです。この間、執筆に当たっては多くの方にご指導を頂きました。ここに記して感謝を申し上げます。

紹介教員、副査をお引き受けいただきました群馬大学大学院理工学府環境創生部門 教授 若井明彦先生には、指導教官として本研究の実施の機会を与えていただき、その遂行にあたって終始ご指導を賜りました。心から感謝致します。また、地盤力学や弾塑性力学の基礎理論、数値解析手法や統計学といった、本研究を行うのに必要な知識、技術を惜しみなくご教示いただいただけでなく、現地での地盤調査や、国際会議、委員会活動を含む学会活動などへの参加の機会を与えていただいたこと、深く御礼申し上げます。先生の温かいご指導があったからこそ、研究を続け、本研究成果をここにまとめることができました。心より御礼申し上げます。

副査をお引き受けいただきました群馬大学大学院理工学府環境創生部門 准教授 蔡飛先生には、副指導教官として、若井明彦先生同様丁寧なご指導をいただきました。ご自身の研究班の学生への指導もある中、他班の学生である私がお意見を伺いに行くと常に真剣に考えてくださり、課題解決への貴重なご助言をいただきましたこと、深く感謝申し上げます。

また大変多忙な中快く本論文の審査を引き受けて下さった群馬大学大学院環境創生部門の先生方に感謝の意を記します。主査 金井昌信教授、副査 清水義彦教授、副査 小澤満津雄准教授におかれましては、審査を通じ本論文に対し貴重なご指摘、ご助言を賜り深く御礼申し上げます。

東急建設株式会社 執行役員技術研究所長 沼上清氏、執行役員土木事業技術統括部長 酒井邦登氏、技術研究所副所長 遠藤修氏、技術研究所副所長 井上諭氏には本論文の執筆の機会を与えてくださり、また温かい激励のお言葉を賜りましたこと、心より御礼申し上げます。技術研究所配属時の上司である伊藤正憲氏、現在の上司である早川健司氏、黒岩俊之氏には研究の機会を与えていただいただけでなく、本論文の内容、執筆、発表など多大なご指導を賜りました。さらに、新入社員である著者へ対し、社員として、建設業に携わる人間として、一人の人間として、多岐にわたってご指導を頂きました。ここに深く御礼申し上げます。所属部署の先輩である技術研究所土木材料グループ 前原聡氏、冨田佑一氏、鈴木将充氏、土木構造グループ 笠倉亮太氏、金内敦氏、土木事業本部技術統括部経営企画グループ 梅津愛氏には多くのご迷惑をおかけするとともに、本論文の執筆、日々の業務にあたり様々な面でご指導、ご支援を頂きました。心から感謝申し上げます。

群馬大学大学院理工学府環境創生部門 地盤工学研究室の皆様には、著者が博士前期課程の頃より公私にわたりお世話になりました。多くの先輩、同期、後輩の皆様にご指導、ご支援を賜り誠にありがとうございます。共同研究者である山本優介氏には、私が博士前期課程の頃より研究に参加していただき、在学中だけでなく、社会人となった後も非常に多くの解析についてご協力をいただきました。解析モデルの改良やプログラム作成など、様々な課

題に取り組んで下さいました。山本氏のご尽力無くしては本論文を書き上げることはできませんでした。深く謝意を表します。

最後に、著者を長きに渡り支援し、励まして頂いた祖母正子、父哲男、母美紀子に改めて感謝の意を表します。本当にありがとうございました。

本研究は、ここでは記すことが出来なかった数多くの方々のご支援、ご協力により達成することができました。ここに改めて感謝の意を表し、謝辞とさせていただきます。