



# 土-水連成非線形解析の実務への適用における地盤パラメータの揺らぎと3次元効果

伊藤, 肇

---

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

2021-09-03

(Date of Publication)

2022-09-01

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

乙第3406号

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D2003406>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



神戸大学博士論文

土-水連成非線形解析の実務への適用における  
地盤パラメータの揺らぎと3次元効果

2021年7月

伊藤 肇

# 目 次

<b>第1章 序論</b> .....	<b>1</b>
1.1 地盤解析技術の発展 .....	2
1.2 地盤解析の不確かさの特色 .....	4
1.3 本論文の目的 .....	4
1.4 本論文の構成 .....	5
参考文献 .....	6
<b>第2章 パラメータの揺らぎを考慮した地盤解析</b> .....	<b>8</b>
2.1 構成モデルの発展と地盤パラメータ .....	8
2.2 地盤解析にパラメータの揺らぎを考慮することの必要性 .....	12
2.3 確率分布的な将来予測.....	16
2.4 まとめ .....	17
参考文献 .....	18
<b>第3章 地盤パラメータの揺らぎの幅の決定方法</b> .....	<b>20</b>
3.1 地盤パラメータの生息域に制約をかける方法 .....	20
3.2 関口・太田モデルにおけるパラメータの揺らぎの幅の決定方法 .....	21
3.3 まとめ .....	28
参考文献 .....	29
<b>第4章 解析コードの検証</b> .....	<b>30</b>
4.1 土の弾塑性構成モデル .....	31
4.1.1 入力パラメータの反映 .....	31
4.1.2 応力経路の確認 .....	33
4.2 土-水連成機能.....	35
4.3 増分ステップの影響 .....	36
参考文献 .....	38

<b>第 5 章 地盤パラメータの揺らぎの影響度</b> .....	<b>39</b>
5.1 解析モデルの次元による地盤パラメータの揺らぎの影響度 .....	39
5.2 モデル形状による地盤パラメータの揺らぎの影響度 .....	43
5.3 初期応力状態による地盤パラメータの揺らぎの影響度.....	49
5.4 まとめ .....	53
参考文献 .....	55
<b>第 6 章 地盤解析における 3 次元効果</b> .....	<b>56</b>
6.1 載荷問題における 3 次元効果.....	56
6.1.1 載荷問題の数値実験モデル .....	57
6.1.2 地盤の構成モデルとパラメータ .....	59
6.1.3 載荷問題の 3 次元効果係数.....	60
6.1.4 地表面沈下量に対する 3 次元効果.....	62
6.1.5 地表面の水平変位量に対する 3 次元効果.....	63
6.1.6 地中の水平変位量に対する 3 次元効果.....	64
6.1.7 載荷問題の 3 次元効果の特色 .....	65
6.2 除荷問題における 3 次元効果.....	66
6.2.1 除荷問題の数値実験モデル .....	67
6.2.2 地盤の構成モデルとパラメータ .....	69
6.2.3 土留構造のモデル .....	70
6.2.4 除荷問題の 3 次元効果係数.....	71
6.2.5 土留天端の水平変位に対する 3 次元効果.....	73
6.2.6 土留背面の沈下量に対する 3 次元効果.....	74
6.2.7 掘削底面の鉛直変位に対する 3 次元効果.....	75
6.2.8 除荷問題の 3 次元効果の特色 .....	76
6.3 平面ひずみ解析を補正する方法 .....	77
6.3.1 地盤パラメータの影響を確認する数値実験モデル .....	77
6.3.2 3 次元効果係数への影響を確認する地盤パラメータ .....	78
6.3.3 3 次元効果係数への地盤パラメータの影響 .....	79
6.4 まとめ .....	80
参考文献 .....	81

## 第7章 アユタヤの傾斜した仏塔の保全を目的とした地盤解析 ..... 83

7.1	アユタヤの傾斜した仏塔の概要 .....	84
7.1.1	アユタヤ王朝と仏塔 .....	84
7.1.2	ワットクラッサイ (Wat Krasai) の概要 .....	85
7.1.3	仏塔の傾斜と崩壊の危険性 .....	87
7.1.4	仏塔の周辺の地盤条件 .....	88
7.1.5	仏塔の傾斜挙動の将来予測 .....	90
7.2	平面ひずみ解析を用いた検討 .....	93
7.2.1	基礎地盤のモデル化 .....	93
7.2.2	仏塔のモデル化 .....	94
7.2.3	地盤の構成モデルとパラメータ .....	97
7.2.4	時間履歴の仮定 .....	98
7.2.5	仏塔の沈下量 .....	99
7.2.6	仏塔の傾斜量 .....	100
7.3	地盤パラメータの揺らぎと3次元効果を考慮した検討 .....	102
7.3.1	検討手法の概要 .....	102
7.3.2	地盤パラメータの揺らぎを考慮した平面ひずみ解析 .....	103
7.3.3	3次元解析のためのテストケースの抽出 .....	106
7.3.4	3次元解析と3次元効果係数 .....	107
7.3.5	3次元効果係数による平面ひずみ解析結果の補正 .....	110
7.4	まとめ .....	112
	参考文献 .....	113

## 第8章 結論..... 115

## 付録 Python スクリプト (FEM 解析連続実行プログラム) ..... 118

## 謝辞..... 123

## 第1章 序論

“土の問題の多くが厳密な方法で解けないのは、大きい変形または破壊を起こす範囲内にある材料が一様でないことが主な理由である”<sup>1)</sup>。カール・テルツァーギが残したこの言葉は地盤解析に従事する者にとって、大変耳が痛い。本来、不確かな要因を多く含む地盤の問題を厳密に評価することに慣れてしまっているからではないか。著者が本論文にまとめる研究の始まりは、このような疑問からであった。

地震が頻発する我が国ではインフラストラクチャーの被害予測に数値解析を利用する機会が多い。そのような状況において、僅かな設定値の違いによって大きく解析結果が変化する経験をすることがある。極度にセンシティブな問題に直面しているときである。解析結果が重要な意思決定を左右するようなとき、いわゆる“安全側”の判断をすることは、設計者、意思決定者の性である。しかし反対に、解析結果は所定の許容値を満足していても、取り扱っている事象がこのようなセンシティブな問題であることに気が付かない場合も起こりうる。また、別の時、斜面の円弧すべりの安全率を計算すると、許容値の 1.2 に対して 1.19 (所定の安全率を満足しない) であった。しかし、その計算に入力している土の強度に安全率 0.01 の差を説明できる精度はない。このように、土の特性という曖昧性がある条件を入力した数値計算を行い、出てきた唯一無二の将来予測値を厳密に評価することにどれだけの意味があるのだろうか。

地盤解析の結果を意思決定の根拠とする場合、認識すべき不確かさに目をつぶり、明確なクライテリアを用いて白黒はっきりつける方法は、時に不合理で、また時に思わぬリスクを伴っていることがある。曖昧なものを曖昧なままに評価し、柔軟な意思決定ができるフレームワークの構築が必要である。

## 1.1 地盤解析技術の発展

山間部が国土の7割を占める我が国<sup>2)</sup>では、人々の生活の舞台は狭小な平野部に集中している。そのため、海沿いに開けた生活地域を結ぶ交通網の整備、空間的に多くの制限を受ける都市部の開発、さらには新たな用地確保を目的とした海上利用など、我が国のインフラ整備には、地盤に関する工事が不可欠なものである。このような背景において、地盤工学的な数値解析の代表格である有限要素法 (FEM) による地盤解析は、建設関連産業における様々な設計、調査および研究に利用され、時に重要な意思決定の根拠とされている。また、近年は地震や豪雨による土砂災害が日本各地で発生し<sup>3)</sup>、防災、減災を目的とした検討に対しても FEM による地盤解析は多く使用されている。

図 1.1 は、主に 1970 年代から現在に至る半世紀における数値解析の発展がアカデミックロードマップ<sup>4)</sup>として記されたものであり、港湾空港、河川、道路、鉄道、トンネル、建築と様々な分野の実務において FEM をはじめとする数値解析が適用されてきた歴史が記されている。

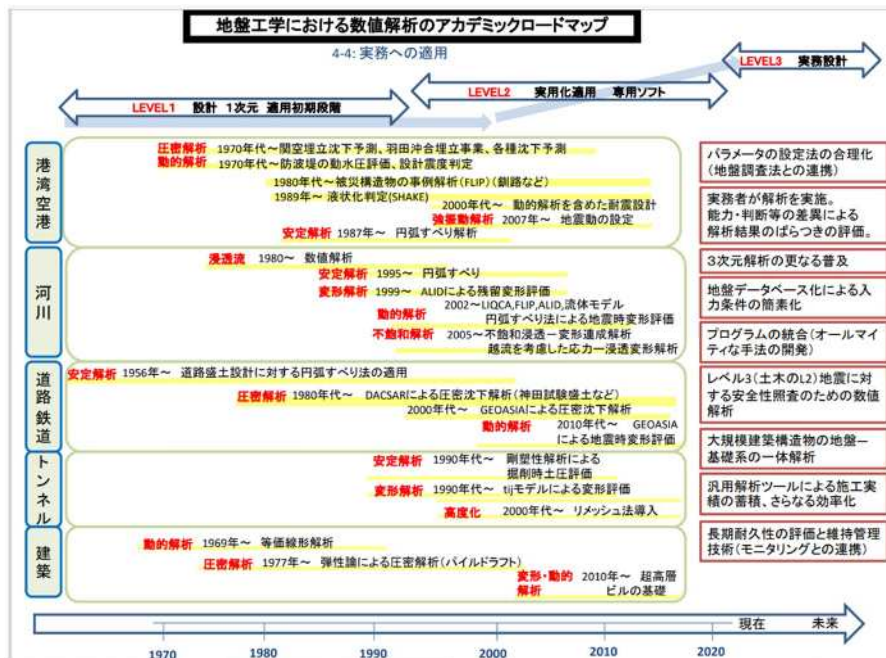


図 1.1 地盤工学における数値解析のアカデミーロードマップ

((公社) 地盤工学会 HP<sup>4)</sup>より)

近年は、さらなるコンピュータ性能とソフトウェアの機能向上に加え、新しい計測技術の導入によって、高度でリアリティのある地盤のモデル化が可能になってきた。国土交通省により i-Construction<sup>5)</sup>が推進される中、UAV やレーザースキャナーによる地表面形状データの取得技術は実業務に浸透し、地中においても物理探査<sup>6)</sup>を用いた可視化技術の発展や、ボーリングデータからの 3 次元モデリング技術の向上により、空間的に複雑に変化する地盤形状をコンピュータ上に作成することが可能になっている<sup>7),8)</sup>。このような精度の高いモデルをサイバー空間に再現し、シミュレーションに活用する技術は、デジタルツインとして、製造業等においては既に定着しつつあるが、この技術を地盤に適用する場合、精巧な 3 次元モデルに組み合わせる属性情報に課題が生じる。テルツァーギの言葉の通り、“大きい変形または破壊を起こす範囲内にある材料が一様でない”ためである。

また一方で、高度化する数値解析技術に伴って、地盤解析においても V&V (Verification & Validation) の重要性が唱えられるようになってきた<sup>9),10)</sup>。一つ目の V、すなわち検証 (Verification) では、意図した計算が正しく行われているかという観点から、解析プログラムの検証と、プログラムの誤使用、誤入力というヒューマンエラーの防止対策が重要である。実設計の問題に迅速に対応できるよう開発された近年の解析プログラムは、多くの機能を実装しているが、それゆえに入力方法が煩雑な場合がある。地盤解析の結果が重要な意思決定の根拠となる状況において、重大インシデントに対する未然防止策が重要視されている。もう一つの V である妥当性の確認 (Validation) では、上述の検証を含め、解析方法の立案から解析結果出力までの一連の仮定条件の中で生じる不確かさや現実との差を確認することが重要である。特に地盤解析では、土という特殊な材料に多様な要因が影響する不確かさがあり、これらを評価する試みは、今、まさに注目されるべき技術である。



## 1.2 地盤解析の不確かさの特色

地盤解析の不確かさの特色とはどのようなものか。土という特殊な材料を連続体として扱う地盤解析では、外力や時間の経過によって生じる地盤の変形を表現するために、土の構成モデルが重要な役割を果たす。土の構成モデルが鋼やコンクリートの構成モデルと大きく異なる点は、初期から塑性挙動が関与し、そのふるまいを表現するためのパラメータが多いことである。また、土の強度と剛性は著しく応力に依存するため、解析の次元やモデルの形状、さらには、地形の形成に起因する初期状態などの不確かさは、土のふるまいに対して大いに影響を及ぼす。また、“大きい変形または破壊を起こす範囲内にある材料が一様でない”というテルツァーギの言葉の通り、地盤解析では、塑性変形を起こす材料が不均一に分布した問題を取り扱っている。地盤調査によって同じ土質と判断された領域内においても物性のばらつきや局所的な脆弱部が存在しており、近年、このような空間的な不均一性の影響を地盤解析に考慮する研究<sup>11)~16)</sup>が進められている。この他にも地盤解析には、無限に続く地盤の一部分を切り出してモデル化するための境界条件や、自然現象や人的行為による作用などに様々な不確かさの要因がある。そして、これらの要因が複合的に解析結果に影響を及ぼし、随所に設計者の判断が関与していることが地盤解析の不確かさの特色である。

## 1.3 本論文の目的

今日の設計の現場において、地盤解析の結果は唯一無二の将来予測値として、重要な意思決定の根拠となることがある。しかしながら、様々な不確かさが複合的に影響する地盤解析の結果は、時に不合理で、また時に思わぬリスクを伴っているため、これらを考慮した柔軟な意思決定ができるフレームワークの確立が望まれる。そこで本論文は、地盤解析における不確かさの中でも、特に設計者の身近な課題である地盤パラメータの揺らぎと3次元効果に焦点あて、このような新しいフレームワークを実務に実装する上での課題解決を目的に実施した基礎的な研究内容について述べる。

## 1.4 本論文の構成

本論文の構成を以下に示す。第 2 章では、本章で示した地盤解析技術の発展の歴史において重要な役割を持つ土の構成モデルを取り上げ、その発展とともに増加する地盤パラメータの揺らぎを考慮する必要性を示す。また、確率分布的な将来予測値を用いた新しい意思決定のフレームワークを提案し、設計の現場への実装を目指す上で解決すべき課題を示す。

第 3 章では、複数の地盤パラメータの揺らぎの幅を統一的な思想で決定する方法を提案し、土質試験結果が不足する現場においても、パラメータの不確かさを取り入れた地盤解析を実施できる方法を示す。

第 4 章では、本論文の地盤解析に使用する FEM 解析コードに実装された土の構成モデルと解析機能の確認を、過去の多くの実務や研究において豊富な使用実績を有する解析コードのとの比較によって行う。

第 5 章では、地盤解析の不確かさの特色である“土のふるまいに関する条件”に着目し、10,000 ケース以上の数値実験結果から地盤パラメータの揺らぎの影響度について論じる。

第 6 章では、“土のふるまいに関する条件”のうち、特に 3 次元効果に焦点を当て、一般的な載荷問題と除荷問題におけるパラメトリック解析を実施する。また、平面ひずみ解析と 3 次元解析の結果の相関から得られる 3 次元効果係数によって、平面ひずみ解析の結果に 3 次元効果を考慮した補正を行う方法を提案する。

第 7 章では、タイのアユタヤ歴史公園の傾斜した仏塔の保全を目的に、本論文で提案する地盤パラメータの揺らぎと 3 次元効果を考慮したシミュレーションを実施し、傾斜の原因究明を試みる。

第 8 章では、本論文の全体を通じての結論をまとめ、今後の展望と課題を述べる。

## 参考文献

- 1) 齊藤迪孝：K. Terzaghi（テルツァーギ），土と基礎，31-11(310)，43-50，1983.
- 2) 国土交通省：国土利用の現状（データ）  
[https://www.mlit.go.jp/kokudokeikaku/kokudoriyou/kenkyukai/kenkyukai\\_files/1/shiryou\\_files/1-6.pdf](https://www.mlit.go.jp/kokudokeikaku/kokudoriyou/kenkyukai/kenkyukai_files/1/shiryou_files/1-6.pdf)
- 3) 国土交通省：令和2年版 国土交通白書，第1節 我が国を取り巻く環境変化，  
<https://www.mlit.go.jp/hakusyo/mlit/r01/hakusho/r02/pdf/np101100.pdf>
- 4) 地盤工学会：「アカデミックロードマップと発展史・人物史」の委員会，数値解析，4-4 実務への適用，[https://www.jiban.or.jp/images/file/AR\\_PDF/4-4AR.pdf](https://www.jiban.or.jp/images/file/AR_PDF/4-4AR.pdf)
- 5) 国土交通省：i-Construction の取組状況（ICT 土工事例集）ver.2  
<https://www.mlit.go.jp/common/001181288.pdf>
- 6) 佐々木泰，浜田憲彦，藤原八笛，鶴旨純，中東秀樹：地盤調査のための三次元反射法地震探査による詳細地質解析，物理探査，第61巻，第3号，243-249，2008.
- 7) （一社）全国地質調査業協会連合会：三次元地盤モデルの作成手引き，2016.
- 8) 白井博己，榊原雅人，藤野正宏，前田昌弘，添田洋，岸田隆嗣：三次元地盤モデルを活用した松山空港の耐震性評価について，沿岸技術センター論文集，No. 10，2010.
- 9) 越塚誠一，高野直樹，山田貴博，吉田有一郎，櫻井英行，長谷川浩志，松井和己：V&Vの最近の進展，計算工学講演会論文集，Vol.21，2016.
- 10) 肥前大樹，上野勝利，渦岡良介：粘性土地盤の圧密変形に関する数値解析の検証および妥当性確認，土木学会論文集 A2（応用力学），Vol.75，No.2（応用力学論文集 Vol.22），I\_351-I\_359，2019.
- 11) 笠間清伸，善功企，陳光齊，片岡範夫：地盤物性の空間的不均一性を考慮した固化処理地盤の液状化リスク分析，地盤工学会誌，Vol.58，No.11，Ser.No.634，18-21，2010.
- 12) 笠間清伸，善功企：数値極限解析による地盤強度の空間的不均一性を考慮した斜面の信

- 頼性評価, 材料, Vol.59, No.5, 336-341, 2010.
- 13) 畑明仁, 志波由紀夫: 地盤物性の不確実性が地盤の地震応答特性に与える影響検討, 大成建設技術センター報, 第 43 号, 11-1-11-8, 2010.
- 14) 本城勇介, 大竹雄, 加藤栄和: 地盤パラメータ局所平均の空間的ばらつきと統計的推定誤差の簡易評価理論, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.68, No.1, 41-55, 2012.
- 15) 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, 372-386, 2014.
- 16) 上田恭平: 水平成層地盤の液状化挙動に及ぼす地盤物性の空間的不均質性の影響, 京都大学防災研究所 研究発表講演会, A32, 2018.

## 第2章 パラメータの揺らぎを考慮した地盤解析

有限要素法を使用した地盤解析の発展を支える 1 つ柱は構成モデルの開発である。土の構成モデルは、金属材料を対象とした弾塑性理論をルーツとするが、金属には見られない、降伏応力の圧力依存性、塑性圧縮性、ダイレイタンスーなどの力学特性を表現するために、今日に至る半世紀にわたり発展し続けてきた<sup>1)~18)</sup>。本章では今日の設計や研究開発の現場において使用される土の構成モデルの発展の経緯を取り上げ、地盤パラメータの揺らぎを考慮することの必要性と確率分布的に得られる将来予測値を意思決定の根拠とするフレームワークを提案する。

### 2.1 構成モデルの発展と地盤パラメータ

過去 50 年に発展してきた土の構成モデルのいくつかは、Roscoe, Schofield, and Thurairajah<sup>2)</sup> (1963) によって提案された Cam-Clay モデルに基づいている。また、Cam-Clay モデルが提案されたのと同時に柴田<sup>3)</sup> (1963) はダイレイタンスーに関する論文を発表した。Cam-Clay モデルの状態境界面の式は、柴田が導いたものと本質的に同一であるが、両者は異なる概念から同時多発的に生まれている。以降に示す構成モデルの発展の起点となる Cam-Clay モデルの降伏関数を式(2.1)に示す。

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p'_0} + D \frac{q}{p'} - \varepsilon_v^p = 0 \quad (2.1)$$

Sekiguchi and Ohta<sup>4)</sup> (1977) は、Hata and Ohta<sup>5)</sup> (1968, 1969) によって導出された構成式の降伏関数に応力比パラメータ  $\eta^*$  を導入した関口・太田モデルを提案した(式 2.2)。このモデルは、自然堆積した粘土の異方性に伴う塑性ひずみの発生を考慮することが可能であり、商用、非商用に限らず、多くの FEM 解析コードに実装され、今日、様々な設計の現場で使用されている。

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p'_0} + D\eta^* - \varepsilon_v^p = 0, \quad \eta^* = \frac{q}{p'} - \frac{3(1 - K_0)}{1 + 2K_0} \quad (2.2)$$

このモデルの入力パラメータの個数は、弾塑性モデルとして使用する場合は、ダイレイタ  
ンシー係数  $D$ 、非可逆比  $\Lambda$ 、限界状態定数  $M$ 、ポアソン比  $\nu'$ 、および静止土圧係数  $K_0$  の 5  
個である。また、解析コードによっては  $D$ 、 $\Lambda$  を使う代わりに、 $e - \ln p'$  曲線の勾配  $\lambda$ 、 $\kappa$   
を使用する場合もあるが、これは式(2.3)および式(2.4)に示すパラメータの相関にもとづく、  
代替の入力方法である。また、関口・太田モデルは、式(2.2)の静止土圧係数  $K_0$  を 1 とする  
ことで  $p'$ - $q$  平面における降伏曲面の傾きが無くなり、Cam-Clay モデルに帰着する。すなわ  
ち、関口・太田モデルは、Cam-Clay モデルよりも入力パラメータが 1 個多いモデルである。

$$D = \frac{\lambda - \kappa}{M(1 + e_0)} \quad (2.3)$$

$$\Lambda = 1 - \frac{\kappa}{\lambda} \quad (2.4)$$

二次圧密、クリープなどの時間依存性挙動を表現しようと提案された関口・太田モデルは  
降伏関数が時間に依存して拡大、縮小するモデルとして、Iizuka and Ohta<sup>7)</sup> (1999) によっ  
て説明されている。このモデルの降伏関数には式(2.5)のように二次圧縮係数  $\alpha$  と基準体積  
ひずみ速度  $\dot{v}_0$  を含み、パラメータの個数は 7 個となる。

$$\bar{f} = f - \alpha \ln \left[ \frac{\alpha}{\dot{v}_0 t} \left\{ \exp \left( \frac{\varepsilon_v^p}{\alpha} \right) - 1 \right\} \right] = 0, \quad f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p'_0} + D\eta^* \quad (2.5)$$

関口・太田モデルは、土のダイレイタンス挙動として、有効応力  $p'$  一定条件下での体積  
ひずみ  $\varepsilon_v$  と応力比  $\eta$  の関係を直線として捉えている。これに対し、Ohno, Iizuka, and Ohta<sup>8)</sup>  
(2006) は、上記の関係を指数関数的、または対数関数的な関係と見立てた EC モデル

(Exponential Contractancy model) および LC モデル (Logarithmic Contractancy model) を開発した。これらのモデルでは、新たに導入されたフィッティングパラメータ  $n_E$  および  $n_L$  の調整により、降伏曲面の形状を自由自在に変化させ、ダイレイタンス特性を調整することができる。これらのモデルの降伏関数を式(2.6)および式(2.7)に示す。パラメータの個数は関口・太田モデルから1個増えるが、関口・太田モデル、修正カムクレイモデルを包含するこれらのモデルは、降伏曲面の形状による土の挙動の再現性の制約を一掃している。

$$\text{EC モデル: } f = MD \ln \frac{p'}{p'_0} + \frac{1}{n_E} MD \left( \frac{\eta^*}{M} \right)^{n_E} - \varepsilon_v^p = 0 \quad (2.6)$$

$$\text{LC モデル: } f = MD \ln \frac{p'}{p'_0} + \frac{2}{n_L} MD \ln \left[ 1 + \left( \frac{\eta^*}{M} \right)^{n_L} \right] - \varepsilon_v^p = 0 \quad (2.7)$$

Hirata, Iizuka, and Ohta<sup>9)</sup> (2013) は、関口・太田モデルの粘塑性理論を拡張し、Hashiguchi<sup>10)</sup> (1989) によって提案された下負荷面と、時間依存性を考慮した粘性曲面を導入した構成モデルを開発した。このモデルは、過圧密状態における粘性と二次圧密による疑似過圧密効果を表すことができ、降伏関数には式(2.8)に示すように、下負荷面の粘性曲面に対する相似比  $R$  と、粘性曲面の正規降伏曲面に対する相似比  $\bar{R}$  を含む。また、下負荷面の相似比の発展則である  $\dot{R}$  には、式(2.9)に示すようにフィッティングパラメータ  $m$  が導入されており、例えばスカラー関数  $f$  に EC モデルの降伏関数を使用すると、パラメータの個数は9個になる。

$$\bar{f} = f - MD \ln R - MD \ln \bar{R} - \varepsilon_v^{vp} = 0 \quad (2.8)$$

ここに、 $f$ : スカラー関数

$$\dot{R} = -\frac{m}{D} \ln R \|\dot{\varepsilon}^p\| \quad (2.9)$$

こうして、研究者らによって開発されてきた土の構成モデルは、異方性、二次圧密、ダイレイタンシー特性、疑似過圧密効果などの様々な地盤の挙動を表現できるように発展してきた。しかしながら、その一方で、複雑な土のふるまいを数理モデルに取り込むことによって増加するパラメータの個数は、これらのモデルを設計の現場において利用する設計者の頭を悩ませることがある。表 2.1 は、本節で示した構成モデルとパラメータの個数をまとめたものである。

表 2.1 構成モデルとパラメータの個数

構成モデルのパラメータ個数		$D$	$A$	$M$	$\nu'$	$K_0$	$\alpha$	$\dot{v}_0$	$n_E$ $n_L$	$m$
Cam-Clay モデル	4	●	●	●	●	-	-	-	-	-
関口・太田モデル (弾塑性)	5	●	●	●	●	●	-	-	-	-
関口・太田モデル (弾粘塑性)	7	●	●	●	●	●	●	●	-	-
EC/LC モデル (弾塑性)	6	●	●	●	●	●	-	-	●	-
EC/LC モデル (弾粘塑性)	8	●	●	●	●	●	●	●	●	-
拡張型 弾粘塑性モデル※	9	●	●	●	●	●	●	●	●	●

※拡張型の弾粘塑性モデルは、スカラー関数に EC モデルを使用した場合のパラメータ個数。

地盤解析によって、現場の挙動の再現を行うことは多く、解析結果が現場の計測値に合うように地盤パラメータをキャリブレーションすることがある。しかしながら、このような調整は、時に大変危険な場合がある。なぜなら、表 2.2 に示すような、解析結果が現実と合わない原因のすべてを地盤パラメータの調整で覆い隠してしまい、一見、うまく挙動の再現ができたと認識されることが起こりうるためである。表 2.2 に示す項目は、そのそれぞれが独立的に照査されなければならない。土の挙動を精緻に表現するべく発展した構成モデルを使用した解析であるからこそ、単なる合わせ込みの計算にならぬよう、現実的な範囲での地盤パラメータの設定を行うことが重要である。



表 2.2 解析結果が現実と合わない原因

	原因	具体例
1	ヒューマンエラー	入力方法の誤解, 入力ミス
2	簡略化による考慮すべき条件の欠落	地層傾斜の無理な簡略化, 薄層の省略
3	現象が再現できない手法の選択	モデルの次元, 構成モデル, 解析手法
4	設定値が現実と異なっている	材料パラメータ, 荷重, 境界条件
5	有限要素解析に特有の問題	メッシュ分割の影響, ロッキング, ゼロエネルギーモード
6	計算誤差	非線形解析の収束状態, 荷重の刻みの影響
7	解析プログラムの不具合	バグ, 障害
8	目標値の問題	計測値の誤差, 計測ミス

## 2.2 地盤解析にパラメータの揺らぎを考慮することの必要性

本来、土の構成モデルの各パラメータの設定には、土質試験結果へのフィッティングを行うなどのプロセスが必要であるが、土質試験結果が不十分な設計現場は多い。また、好条件として、土質試験結果が豊富にある場合にもそれらの数値にはばらつきがあり、設計現場の挙動を再現できるパラメータの設定には熟練の技術とともに何らかの手法によるトライアル作業が必要である。

土質試験結果が不十分な状況において、現場の実測値に整合するような解析を実施する場合、設計者は構成モデルのパラメータをどのように設定すれば良いであろうか。方法としては、複数のパラメータを幾度も試行錯誤的に調整し、実測値に近似するパラメータの組合せを求めても良いし、今日、提案されている様々な逆解析手法<sup>19), 20)</sup>を適用しても良い。しかし、このように同定したパラメータの組合せは果たして唯一無二のものであろうか。最適解として得られたパラメータの組合せとは別の組合せによって同等の結果が得られる可能

性は否定できない。このことの確認を得るため、簡単な数値実験を行った。

ここでは、図 2.1 に示す仮想的な 1 次元地盤モデルの圧密沈下問題のシミュレーションを有限要素法により行う。透水性の良い砂質土層の上に堆積した粘性土層の層厚は 8.4m とし、1.4m の地表面層（砂質）の上に高さ 9.7m の盛土荷重を作用させるシミュレーションである。

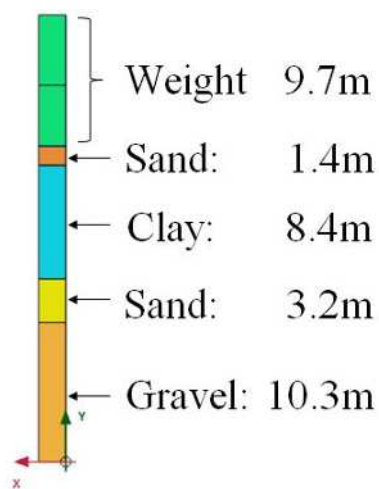


図 2.1 仮想的な 1 次元地盤の圧密沈下問題

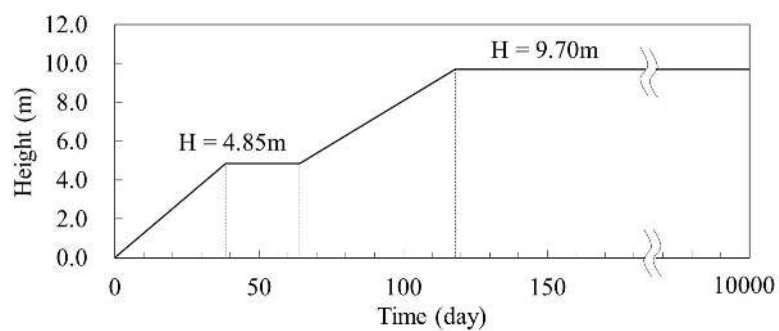


図 2.2 数値実験に考慮する載荷速度

盛土荷重の載荷速度は、図 2.2 に示すように仮定し、過剰間隙水圧が消散する約 28 年後までの沈下量を計算する。また、この数値実験では、粘性土層の構成モデルに関口・太田モ

デルを使用し、表 2.3 に示すように 3 つのパラメータ ( $M$ ,  $A$ ,  $\lambda$ ) に所定の揺らぎの幅 ( $\pm 0.4\sigma$ ) を考慮した解析を実施した。図 2.3 は 3 つのパラメータを 9 段階に変化させた全組合せのケース (729 ケース) の沈下曲線 (時間と地表面の沈下量の関係) を示す。なお、第 3 章にて詳述するが、表 2.3 における  $M$ ,  $A$ ,  $\lambda$  の揺らぎの幅は、各パラメータが一般的に取り得る値をもとに、統一的な思想で決定する方法を採用している。

表 2.3 揺らぎの幅を考慮した関口・太田モデルのパラメータ

	$D$	$A$	$M$	$\nu'$	$K_0$	$K_1$	$\lambda$	$e_0$	OCR	$k$ m/day
+		0.624	0.988				0.436			
0.4 $\sigma$	*1			0.394	0.650	0.650		*2	1.00	2.0E-5
-		0.482	0.812				0.326			

\*1:  $D = \lambda A / (M(1 + e_0))$

\*2:  $e_0 = 3.78 \lambda + 0.156$

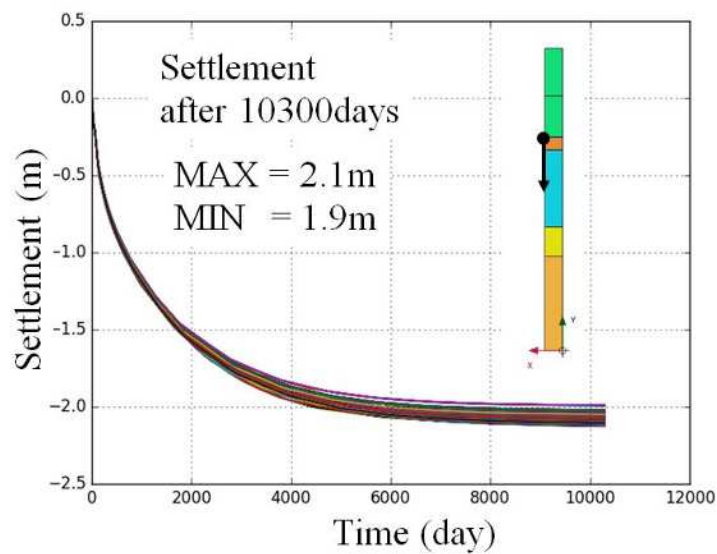


図 2.3 全 729 ケースの沈下曲線

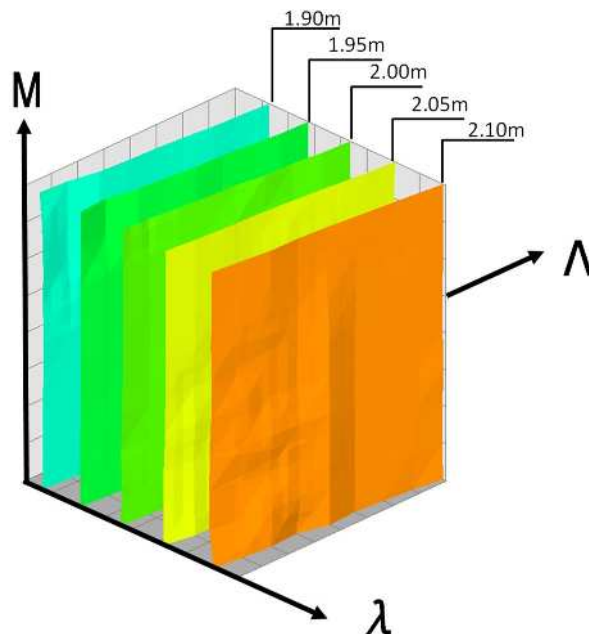


図 2.4 パラメータ空間にプロットした最終沈下量の等値面

図 2.4 は、地表面の最終沈下量を、変化させた 3 つのパラメータの値をそれぞれ軸にとった空間（以下、パラメータ空間と称す）にプロットし、アイソサーフェス（等値面）を示したものである。この図では、解析結果がある沈下量となるパラメータの組合せは、このパラメータ空間に面的に分布することが示されている。すなわち、ある沈下量を与えるパラメータの組合せは唯一無二どころか、その他の多くのパラメータの組合せで得られることがわかる。そして、この数値実験の結果から考えられることは、現場の実測値を目標値としてパラメータを試行錯誤する方法は、現場の状況を最も精度よく表すパラメータの組合せに収束しているかどうか分からないということある。つまり、計測位置の変位は整合しているが、現実に起こりうるその他のリスクを見逃している可能性が考えられる。このようなリスクヘッジの観点から考えると、現実的に考えうるあらゆる可能性を考慮する手法には重要な意味があり、次節では、意思決定の根拠として地盤パラメータの揺らぎを考慮した解析を利用するフレームワークについて述べる。

### 2.3 確率分布的な将来予測

今日の設計計算において、有限要素法による地盤解析の結果を利用する場合には、図 2.5 に示すように、不確かさを含む地盤パラメータによって解析を行い、唯一無二の将来予測値を意思決定の根拠に使用することが多い。これに対し、図 2.6 に示すように、考える範囲で地盤パラメータの揺らぎを考慮した解析を行い、確率分布的に得られる将来予測値を意思決定の根拠とするフレームワークを考えてみよう。

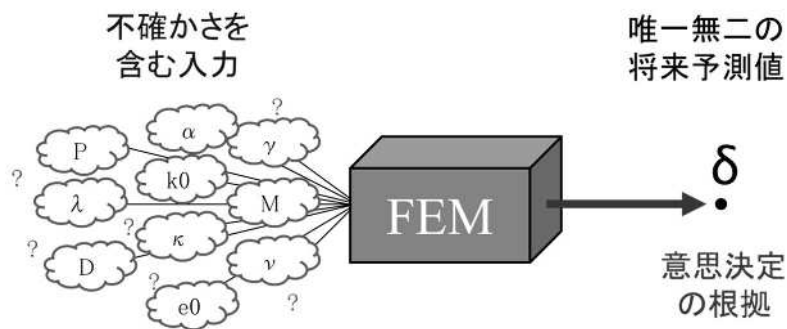


図 2.5 唯一無二の将来予測値を意思決定の根拠とするフレームワーク

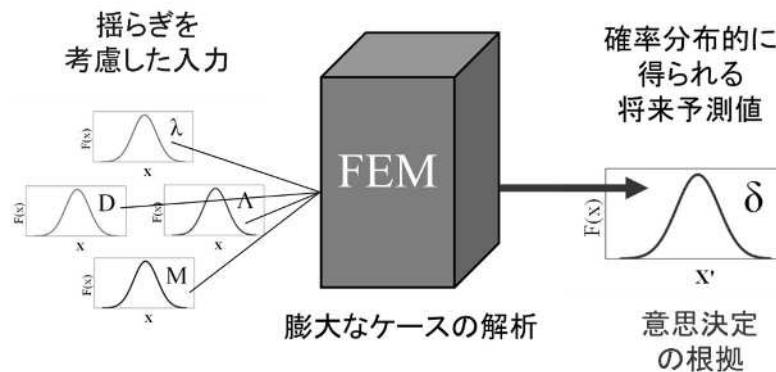


図 2.6 確率分布的な将来予測値を意思決定の根拠とするフレームワーク

近年のハードウェア、ソフトウェアの状況から、前節の 2.2 で示したような簡易なモデルの問題であれば地盤パラメータの揺らぎを考慮した解析を行うことは難しくない。しかし、実際の設計現場の問題はもっと複雑であり、コンピュータの性能は日進月歩ではあるが、実務的には解析コストの面で制限がある。また、十分な解析環境が確保された場合においても、

やみくもに非現実的な条件を考慮した解析を行うことは意思決定の根拠を逆に曖昧にしてしまうことになりかねない。さらに、地盤パラメータに揺らぎを考慮しても解析結果への影響が小さく、従来のフレームワークと大差がない場合も考えられる。これらのことから図2.6に示す新しいフレームワークを実際の設計の現場に実装するためには、以下に示す3つの課題を解決することが必要と考えられる。

- ① 地盤パラメータの揺らぎの幅を、現実的な範囲で合理的に規定する方法の確立
- ② 地盤パラメータの揺らぎを考慮した解析を実施すべき問題の把握
- ③ 現状のハードウェア、ソフトウェアの環境下で実施可能な方法の確立

## 2.4 まとめ

本章では、今日の地盤解析の発展に寄与する代表的な土の構成モデルの概要と、構成モデルの進化に伴い増加するパラメータの揺らぎを現実的な範囲で考慮することの必要性を示した。また、実務において現場の挙動を再現するべく試行錯誤した地盤パラメータの組合せは、ある事象に着目した最適解の候補の一つに過ぎないことを簡単な数値実験を用いて明示した。そして、リスクヘッジの観点から、地盤パラメータの揺らぎを考慮し、確率分布的に得られる将来予測値を意思決定の根拠とするフレームワークを提案し、さらにこのフレームワークを設計の現場に実装する上での課題を述べた。

## 参考文献

- 1) 地盤工学会：「アカデミックロードマップと発展史・人物史」の委員会，数値解析，4-1  
土の構成式，[https://www.jiban.or.jp/images/file/AR\\_PDF/4-1AR.pdf](https://www.jiban.or.jp/images/file/AR_PDF/4-1AR.pdf)
- 2) Roscoe K. H., Schofield A. and Thurairajah A., "Yielding of clays in states wetter than critical, Geotechnique", Vol. 13, Issue 3, pp. 211-240, 1963.
- 3) 柴田徹：粘土のダイラタンシーについて，京都大学防災研究所年報，第6号，pp.128-134, 1963.
- 4) Sekiguchi, H., Ohta, H., "Induced anisotropy and time dependency in clays", Proc. Specialty Session 9. In 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 229-237, 1977.
- 5) Hata, S., Ohta, H., "A consideration on the pore pressure in clays under undrained shear", Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers 155, 18-24, 1968.
- 6) Hata, S., Ohta, H., "On the effective stress paths of normally consolidated clays under undrained shear", Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers 162, 21-29, 1969.
- 7) Iizuka, A., Ohta, H., "An interpretation of Sekiguchi and Ohta's model based on a viscoplasticity theory", Proceeding of 34th annual conference on geotechnical engineering. Japanese Geotechnical Society, 595-596, 1999.
- 8) Ohno, S., Iizuka, A., Ohta, H., "Two categories of new constitutive model derived from non-linear description of soil contractancy", Journal of Applied Mechanics 9, 407-414, 2006.
- 9) Hirata, M., Iizuka, A., Ohta, H., "Extension of the elasto-viscoplastic model in consideration of the pc-effect by secondary consolidation", Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. C (Geosphere Engineering) 69, 404-416, 2013.
- 10) Hashiguchi, K., "Subloading surface model in unconventional plasticity", International

- Journal of Solids and Structures 25(8), 917-945, 1989.
- 11) Adachi, T., Oka, F., “Constitutive equations for normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity”, *Soils and Foundations*, 22(4), 57–70, 1982.
  - 12) Simo, J. C., Ortiz, M., “A unified approach to finite deformation elastoplastic analysis based on the use of hyperelastic constitutive equations”, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 49(2), 221–245, 1985.
  - 13) Whittle, A. J., Kavvas, M. J., “Formulation of MIT-E3 constitutive model for overconsolidated clays”, *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(1), 173–198, 1994.
  - 14) Borja, R. I., Tamagnini, C., Amorosi, A., “Coupling plasticity and energy-conserving elasticity models for clays”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(10), 948–957, 1997.
  - 15) Vermeer, P. A., Neher, H. P., “A soft model that accounts for creep”, *Beyond 2000 in Computational Geotechnics–10 Years of Plaxis International*, Balkema, Rotterdam, 1999.
  - 16) Asaoka, A., Nakano, M., Noda, T., “Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior”, *Soils and Foundations*, 40(2), 99–110, 2000.
  - 17) Gens, A., Sánchez, M., Sheng, D., “On constitutive modelling of unsaturated soils”, *Acta Geotechnica*, 1(3), 137–147, 2006.
  - 18) Nakai, T., “Modeling of soil behavior based on  $t_{ij}$  concept”, In *Proceedings of the 13th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Keynote Paper, Kolkata, 2, 69–89, 2007.
  - 19) 桜井春輔, 川嶋幾夫, 皿海章雄, 芥川真一: 地盤の比弾性挙動の逆解析, 土木学会論文集, No.505, III-29, pp.133-140, 1994.
  - 20) 村上章, 登坂宣好, 堀宗朗, 鈴木誠: 有限要素法・境界要素法による逆問題解析ーカルマンフィルタと等価介在物法の応用ー, コロナ社, 2002.



## 第3章 地盤パラメータの揺らぎの幅の決定方法

本章では、第2章で提案した、パラメータの揺らぎを考慮した地盤解析において重要な揺らぎの幅の決定方法について論じる。土の構成モデルのパラメータは、土質試験等から得られる物理的な意味を有するものと、フィッティングパラメータのように、物理的な意味を有しないものに分類されるが、ここでは前者を対象とした方法を述べる。

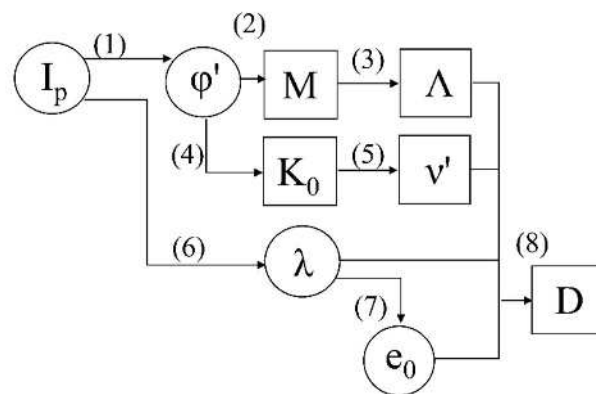
### 3.1 地盤パラメータの生息域に制約をかける方法

土の構成モデルには複数のパラメータがあり、それらの揺らぎを考慮する場合、個々のパラメータが取りうる値の範囲をどのように規定するかが課題となる。土の構成モデルのパラメータのうち物理的な意味を有するパラメータには、現実的に取り得る値の範囲がある。例えば、 $e-\ln p$  関係における正規圧密線の勾配  $\lambda$  は、通常の粘性土では、1.0 程度までの値をとり、限界応力比  $M$  は、0.5~1.5 の値をとる。本研究では、これらの範囲を“パラメータの生息域”と呼ぶ。それでは、パラメータの揺らぎを考慮する地盤解析を行う場合に、この生息域の範囲でパラメータを変化させればどのような事になるであろうか。それは全く本末転倒なことである。それぞれの設計の現場における土の性質の個性は消滅し、意思決定の根拠を消失させることになる。すなわち、パラメータに揺らぎを考慮した解析を設計に実装するためには、ローカルな土の条件を取り込みつつ、地盤パラメータの生息域に制約をかける方法が不可欠となってくる。

次節では、関口・太田モデルのパラメータを題材として、複数のパラメータの生息域に統一的な思想をもって制約をかける方法を提案する。この方法を採用すれば、土質試験結果が不十分な状況においても、わずかな土の条件から地盤パラメータの揺らぎを考慮した解析を実施することができ、本研究では、この方法によって規定したパラメータの揺らぎの範囲を5章以降の解析に適用している。

### 3.2 関口・太田モデルにおけるパラメータの揺らぎの幅の決定方法

関口・太田モデルのパラメータは、2章、表2.1に示す5つである。Iizuka and Ohta<sup>1)</sup>(1987)は、土質試験結果が不十分な状況において、この構成モデルを利用するための手法として、パラメータの推定を行うフローチャートを示しており、この手法は、今日の設計、研究の様々なシーンで使用されている。図3.1は、Iizuka and Ohtaにより示されたフローチャートのうち、関口・太田モデルを弾塑性モデルとして使用する場合に必要なパラメータの部分を抜粋したものである。四角形で囲まれたパラメータは、関口・太田モデル(弾塑性モデル)の入力パラメータを示している。また、このフローチャートは、塑性指数  $I_p$  からすべての入力パラメータを決定することができることから、各パラメータの推定式(1)~(8)は、すべて  $I_p$  を唯一の変数とする多項式に変形することができる。Iizuka & Ohta はこのようにして各パラメータを  $I_p$  の関数として表した推定式と、実際の多くの土質試験結果の関係を図3.2のように示している。



- |   |               |
|---|---------------|
| (1) $\sin\phi' = 0.81 - 0.233\log I_p$  | Kenney (1959) |
| (2) $M = 6\sin\phi' / (3 - \sin\phi')$  |               |
| (3) $\Lambda = M / 1.75$                | Karube (1975) |
| (4) $K_0 = 1 - \sin\phi'$               | Jaky (1944)   |
| (5) $v' = K_0 / (1 + K_0)$              |               |
| (6) $\lambda = 0.015 + 0.007I_p$        |               |
| (7) $e_0 = 3.78\lambda + 0.156$         |               |
| (8) $D = \lambda\Lambda / [M(1 + e_0)]$ | Ohta (1971)   |

図3.1 関口・太田モデルのパラメータ決定のフローチャート<sup>1)</sup>

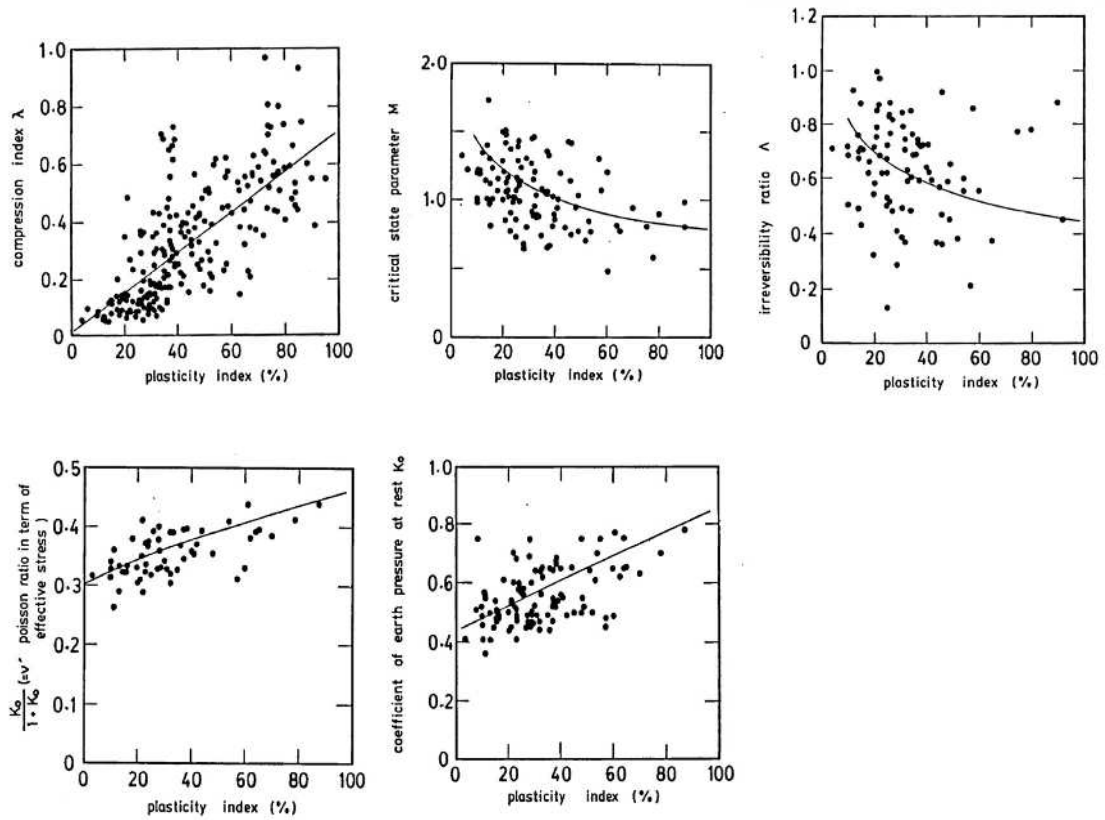


図 3.2 各パラメータの土質試験結果とパラメータの推定式との関係<sup>1)</sup>

図 3.2 の各図において、各土質試験結果のプロットは、パラメータの推定式を中心に分布し、生息域をなしている。ここで、各土質試験結果の値と推定式との乖離が正規分布すると仮定した確率密度関数を図 3.3 に示す。全区間の積分が 1 となる（確率 100%）確率密度関数では、生息域が狭い  $\nu'$  (0.27~0.44) は、確率密度の高い凸型を呈し、生息域が広い  $M$  (0.48~1.74) は、扁平な凸型となる。また、各パラメータの確率密度関数において、期待値を中心としたある範囲で積分した面積（=確率）は、推定式の周辺に分布する土質試験結果を包含する割合を示し、これをパラメータの生息域に制約をかける統一的な指標として利用する。

図 3.4~3.8 は、この手法で計算した 5 つのパラメータの確率密度関数と揺らぎの幅を示

している. また, 図 3.9~3.13 は, 各パラメータの生息域に制約をかけた揺らぎの幅を示す.

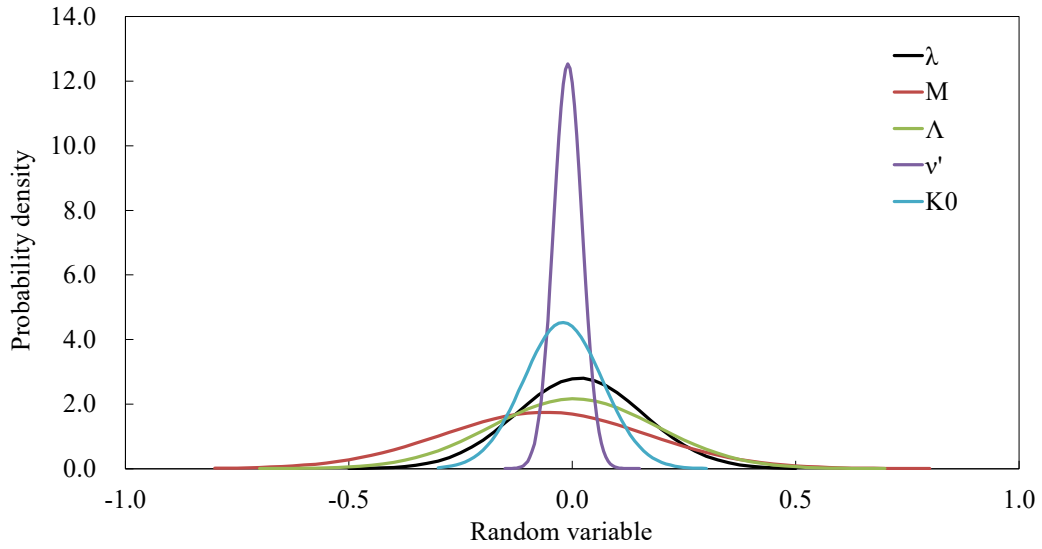


図 3.3 各パラメータの推定式と土質試験結果の乖離

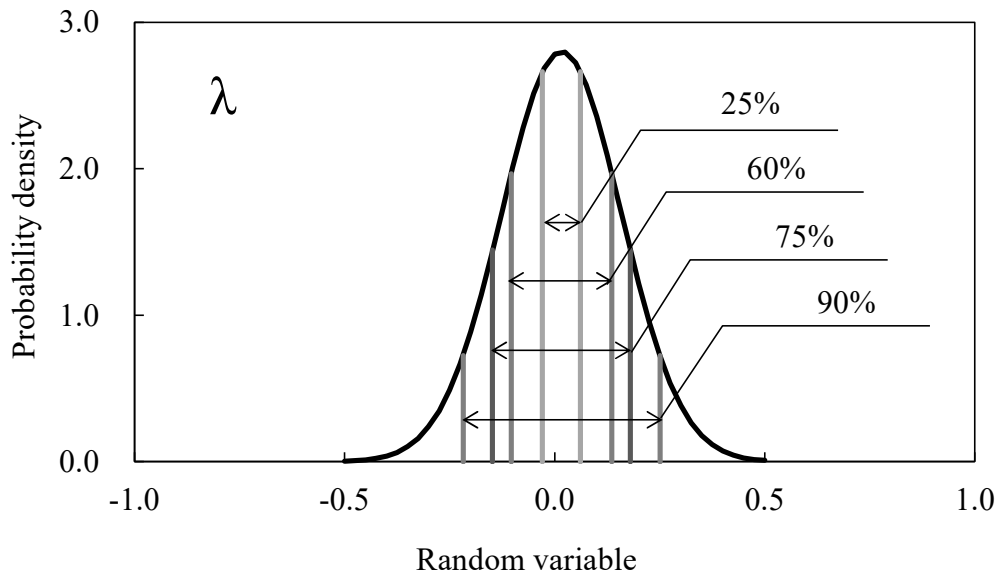


図 3.4 パラメータ  $\lambda$  の確率密度関数と揺らぎの幅

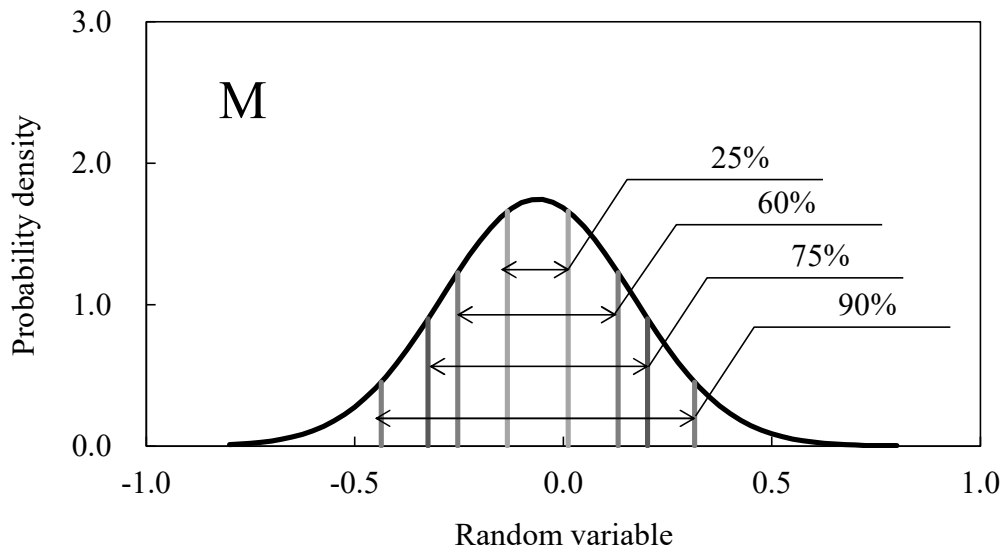


図 3.5 パラメータ  $M$  の確率密度関数と揺らぎの幅

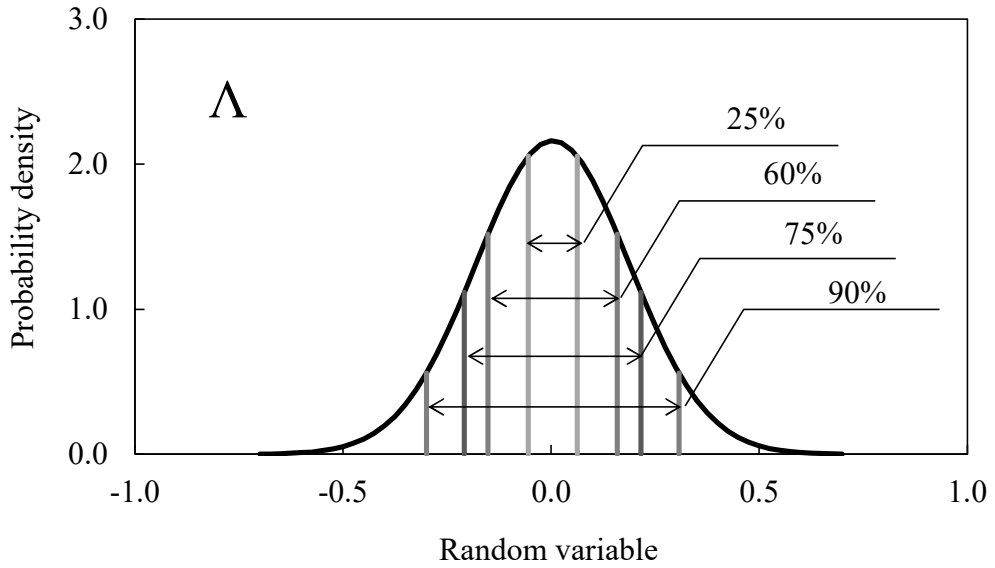


図 3.6 パラメータ  $\Lambda$  の確率密度関数と揺らぎの幅

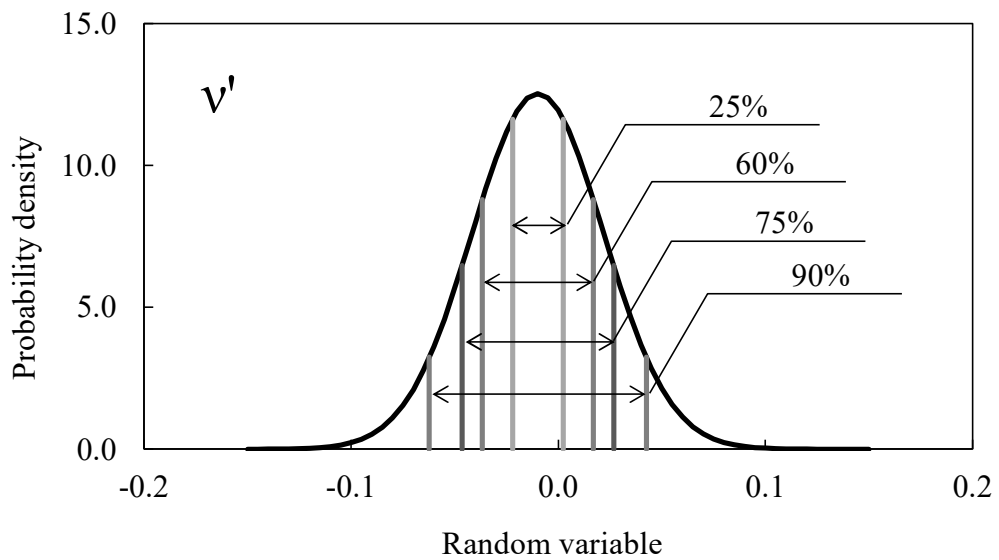


図 3.7 パラメータ  $\nu'$  の確率密度関数と揺らぎの幅

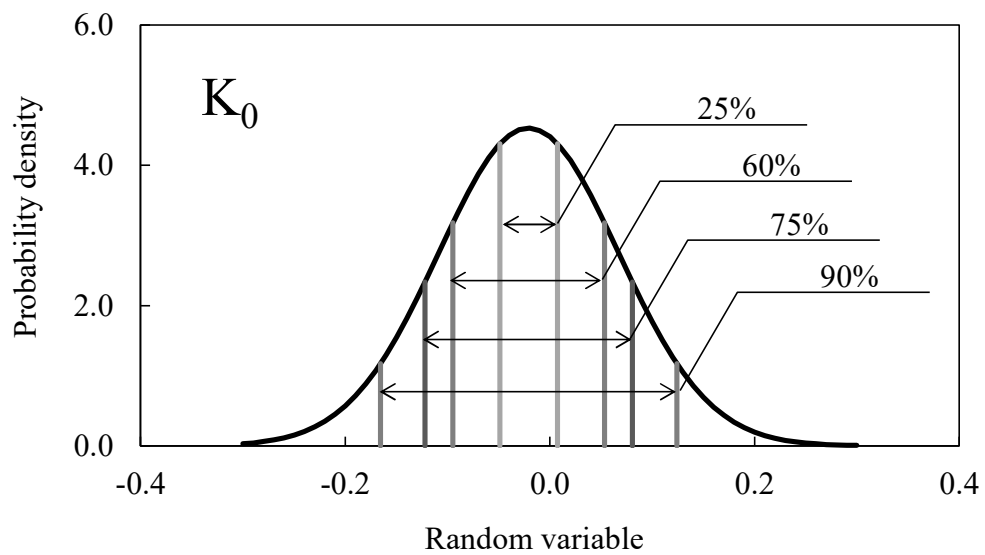


図 3.8 パラメータ  $K_0$  の確率密度関数と揺らぎの幅

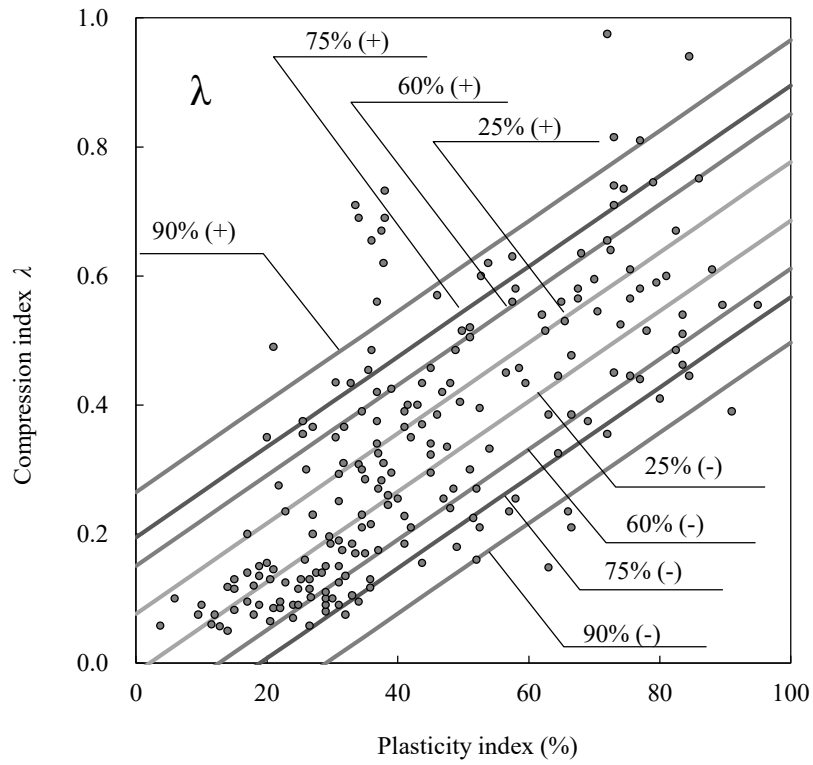


図 3.9 パラメータ  $\lambda$  の生息域に制約をかけた揺らぎの幅

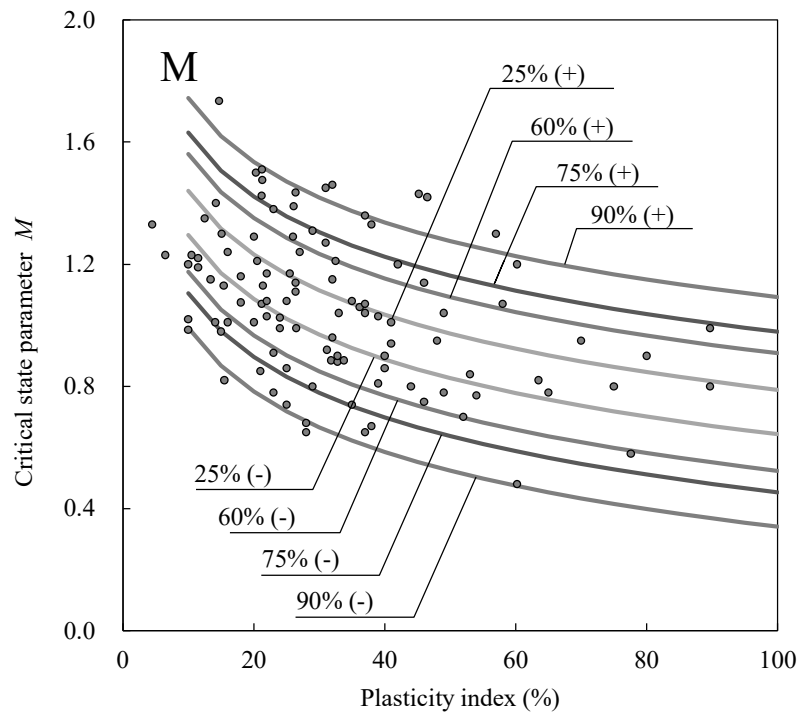


図 3.10 パラメータ  $M$  の生息域に制約をかけた揺らぎの幅

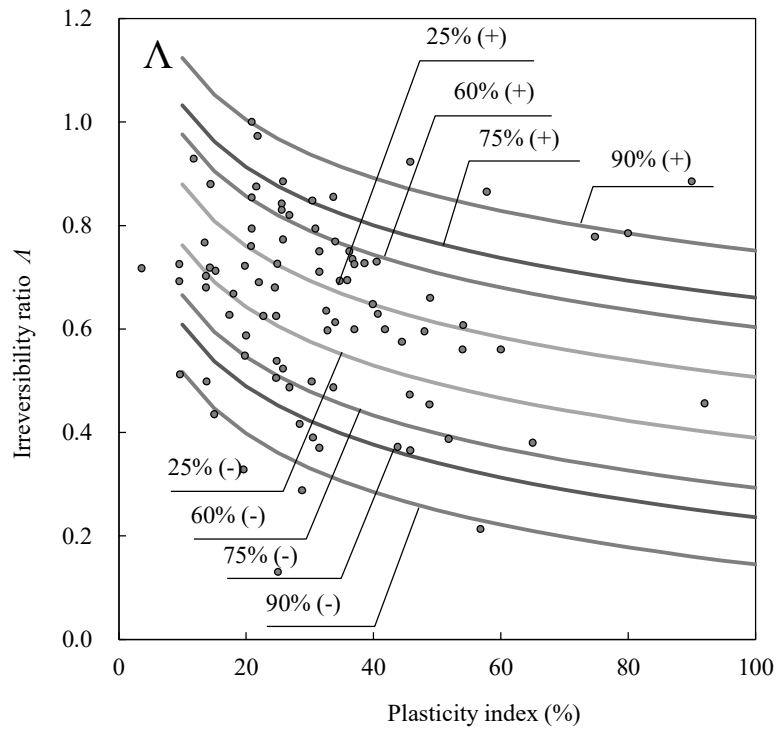


図 3.11 パラメータ  $\Lambda$  の生息域に制約をかけた揺らぎの幅

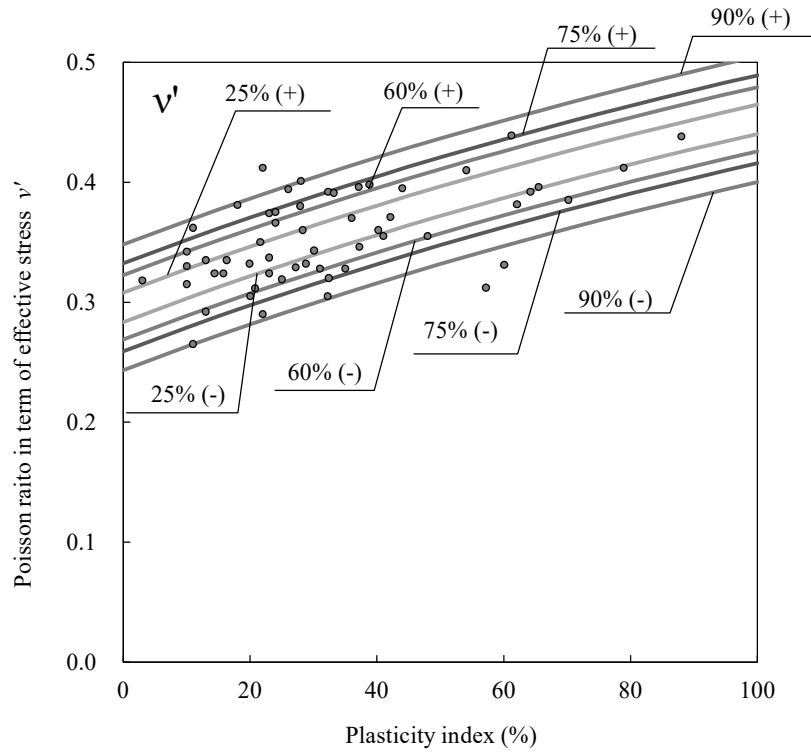


図 3.12 パラメータ  $\nu'$  の生息域に制約をかけた揺らぎの幅



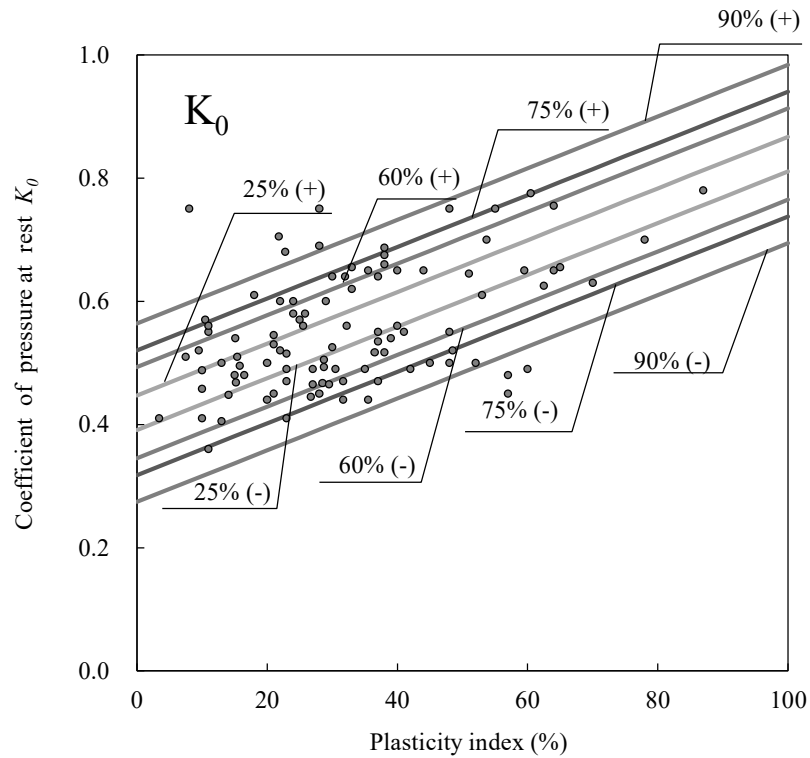


図 3.13 パラメータ  $K_0$  の生息域に制約をかけた揺らぎの幅

### 3.3 まとめ

本章では、パラメータの揺らぎを考慮した地盤解析において重要な揺らぎの幅の決定方法を、パラメータの生息域に制約をかける方法として提案した。本手法を使用すれば、土質試験結果が不十分な現場においても、設計者は塑性指数と、全パラメータで共通となる揺らぎの幅の2つの条件から、統一的に不確かさを考慮した地盤解析を実施することが可能となる。また、本章では、Iizuka and Ohta が整理した既存の土質試験結果のデータに基づいて、各パラメータの生息域と、それらに制約をかけた揺らぎの幅を計算しているが、今後の展望としては、土の材料の地域性や、サンプリングデータの増加、また、別の推定式を考慮することにより、さらに合理的な揺らぎの幅を規定できる手法に改良することが考えられる。

## 参考文献

- 1) Iizuka, A., Ohta, H., "A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis", Soils and Foundations, Vol. 27, No. 3, pp. 71-87, 1987.

## 第4章 解析コードの検証

今日において、FEMを用いた地盤解析は、様々な分野で利用されており、果たすべき役割の増大に伴って、解析結果の信頼性を確保することが重要な課題となってきた。また、実務に対応するべく開発される商用のFEM解析コードの機能向上は著しく、今日では複雑で大規模な問題を一般的なコンピュータ環境で計算するために利用されている。しかし、このような商用の解析コードの使用において、解析結果の信頼性を確保するためには、利用する解析コードが目的の事象を計算する上で必要な機能を有しているかどうかを確認することが重要である。

本研究では、関口・太田モデルを使用して、地盤パラメータの揺らぎを考慮した多くの数値実験を実施する。そこで、本章では、本研究の数値解析に必要な機能を考慮して設定した表4.1に示す項目について、使用する解析コード PLAXIS<sup>1)</sup>の機能を確認する。また、機能の確認方法において、他の解析コードとの比較を行う場合には、過去の多くの実務や研究において豊富な使用実績を有する DACSAR-M<sup>2)</sup>との比較を行う。

表 4.1 解析コードの機能を確認する項目

確認項目	確認方法
土の弾塑性構成モデル	他の解析コードとの比較
土水連成機能	他の解析コードとの比較
増分ステップの影響	パラメトリック解析

#### 4.1 土の弾塑性構成モデル

本節では、使用する解析コードに実装されている関口・太田モデル（弾塑性モデル）の機能確認を要素テストによって実施する。使用する解析モデルは、図 4.1 の左の図に示すように一辺が 1.0m の立方体形状とし、10 節点テトラ要素を 12 個組み合わせたモデルである。一方、比較用の解析モデルは、図 4.1 の右の図に示すように一辺が 1.0m の 4 節点平面ひずみ要素（1 要素）を使用する。

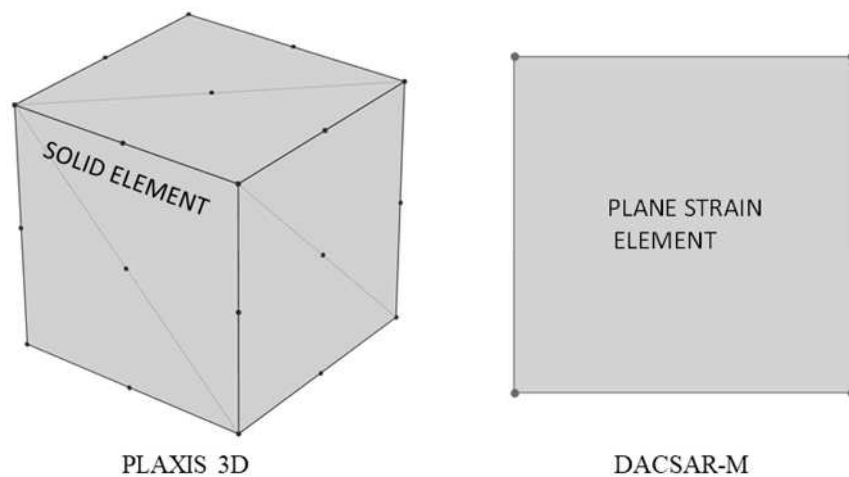


図 4.1 要素テストに使用する解析モデル

##### 4.1.1 入力パラメータの反映

入力したパラメータが正しく反映されることの確認は、初期応力状態を変化させた、表 4.2 に示す 5 ケースについて行う（過圧密比が異なる等方圧密状態）。荷重および境界条件は  $K_0$  圧密の条件と、等体積せん断の条件とする。両解析コードの解析結果として、図 4.2 は  $K_0$  圧密時の体積ひずみ  $\varepsilon_v$  と平均有効応力  $p'$  の関係を、また、図 4.3 は等体積せん断時の平均有効応力  $p'$  と偏差応力  $q$  の関係を示す。図 4.2 においては、全てのケースにおいて、載荷、除荷の勾配は等しく、図 4.3 においては、全てのケースにおいて、同じ応力経路をたどり、一定の限界応力比にて漸近していることから、使用する解析コードの入力パラメータ  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $M$ ,  $OCR$  は正しく反映されることがわかる。

表 4.2 確認ケース（入力パラメータの反映）

	$OCR$	Initial stress $p'$ kN/m <sup>2</sup>
Case 1	1.0	40.000
Case 2	2.0	20.000
Case 3	3.0	13.333
Case 4	6.0	6.667
Case 5	12.0	3.333

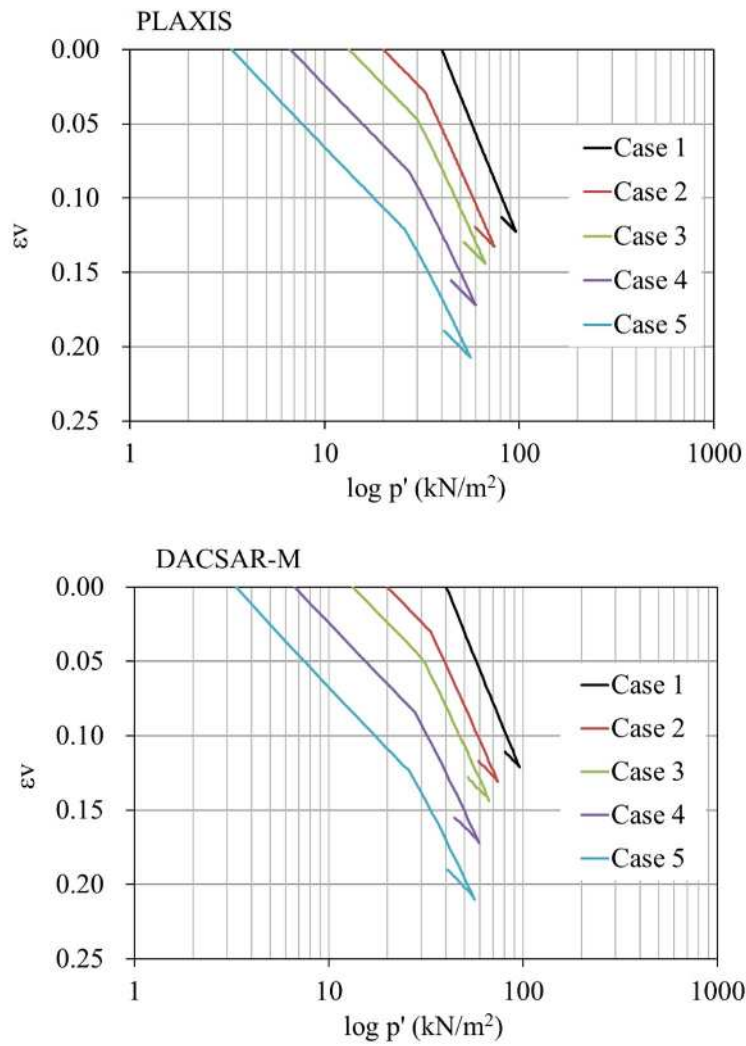


図 4.2 体積ひずみ  $\varepsilon_v$  と平均有効応力  $p'$  の関係 ( $K_0$  圧密)

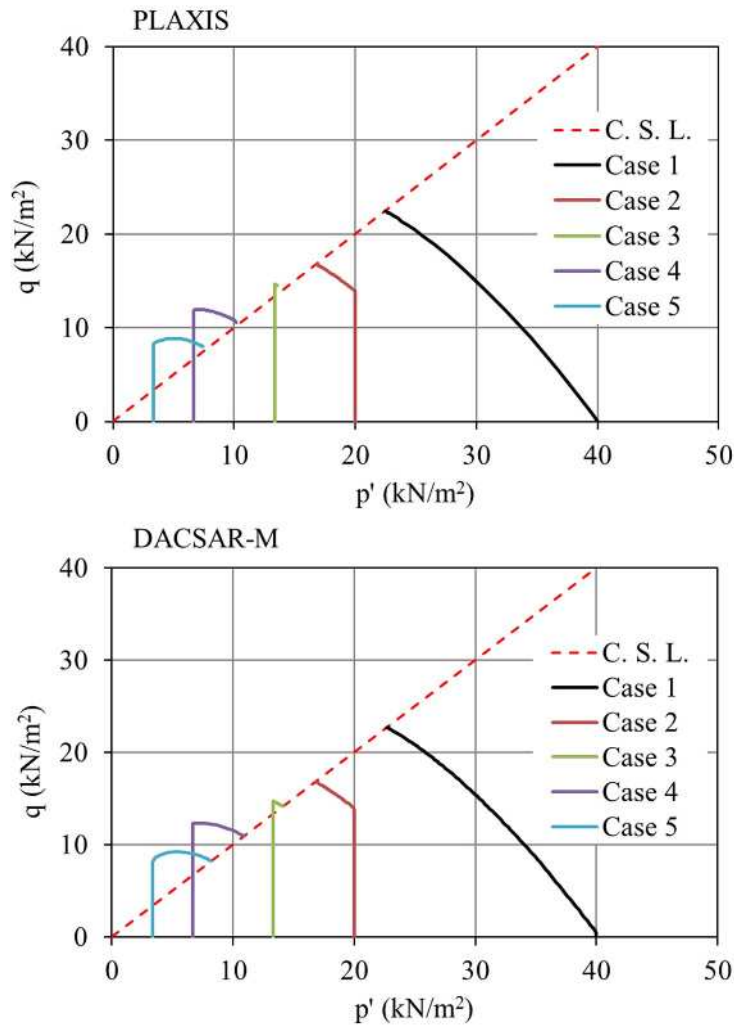


図 4.3 平均有効応力  $p'$  と偏差応力  $q$  の関係（等体積せん断）

#### 4.1.2 応力経路の確認

4.1.1 で確認した  $K_0$  圧密の状態と等体積せん断の状態以外のひずみ経路を与えた場合の応力経路の確認を行う。荷重と境界条件は、初期応力状態（ $K_0$  圧密状態）から表 4.3 に示す 18 ケースのひずみ経路となる強制変位を作用させる。両解析コードの解析結果として、図 4.4 に計算された応力経路を示す。全てのケースにおいて、同じ応力経路をたどっていることから、使用する解析コードは 4.1.1 以外のひずみ経路においても正しい応力経路を計算でき、且つ入力パラメータ  $K_0$  は正しく反映されていることがわかる。

表 4.3 応力経路の確認を行うケース

	Exx	Eyy		Exx	Eyy
Case 1		-0.1	Case 10	-0.1	
Case 2		-0.2	Case 11	-0.2	
Case 3		-0.3	Case 12	-0.3	
Case 4		-0.4	Case 13	-0.4	
Case 5	1.0	-0.5	Case 14	-0.5	1.0
Case 6		-0.6	Case 15	-0.6	
Case 7		-0.7	Case 16	-0.7	
Case 8		-0.8	Case 17	-0.8	
Case 9		-0.9	Case 18	-0.9	

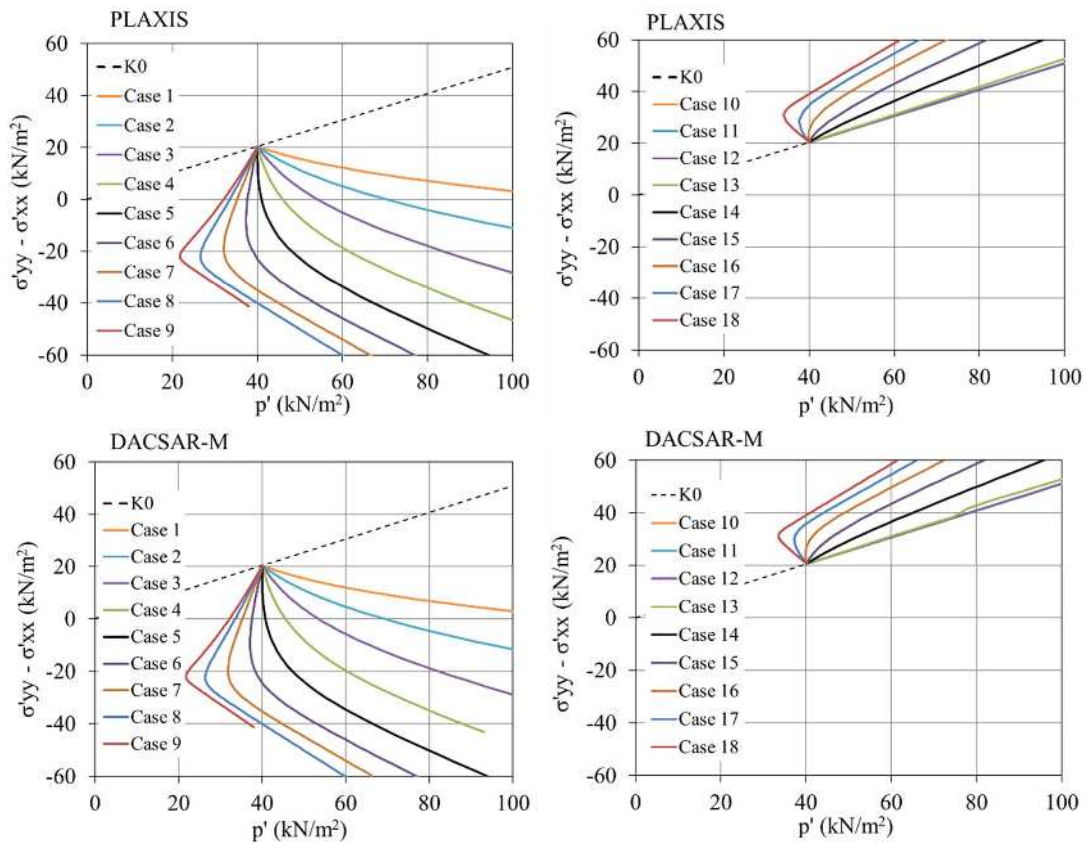


図 4.4 平均有効応力  $p'$  と軸差応力  $\sigma'_{yy} - \sigma'_{xx}$  の関係

## 4.2 土-水連成機能

本節では、使用する解析コードに実装されている土-水連成機能を確認するために、図 4.5 に示す 1 次元圧密問題を用いた解析を実施する。解析モデルの寸法は幅 1.0m×高さ 1.0m とする。モデルの側面は水平方向の変位を拘束し、非排水条件を与える。また、モデルの底面は鉛直方向および水平方向の変位を拘束し、非排水条件を与える。さらに、モデルの上面は鉛直荷重を作用させ、排水境界を与える。水位は上面位置とし、 $10\text{kN/m}^2$  を 1 日で作用させた後に放置し、上面の沈下量とモデル中央部（地中）の過剰間隙水圧を確認する。

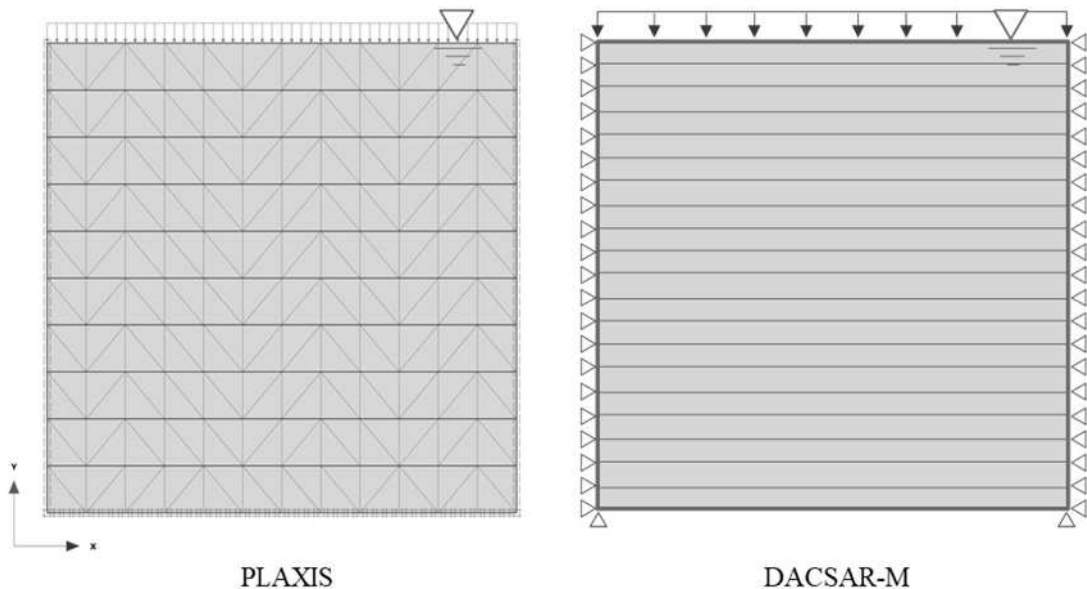


図 4.5 土-水連成機能の検証に用いるモデル（1次元圧密問題）

両解析コードの解析結果として、図 4.6 に地表面の沈下量の時間履歴を、図 4.7 に地中部の過剰間隙水圧の時間履歴を示す。両解析コードの挙動がほぼ一致していることから、使用する解析コードの土-水連成機能の信頼性が確認できる。



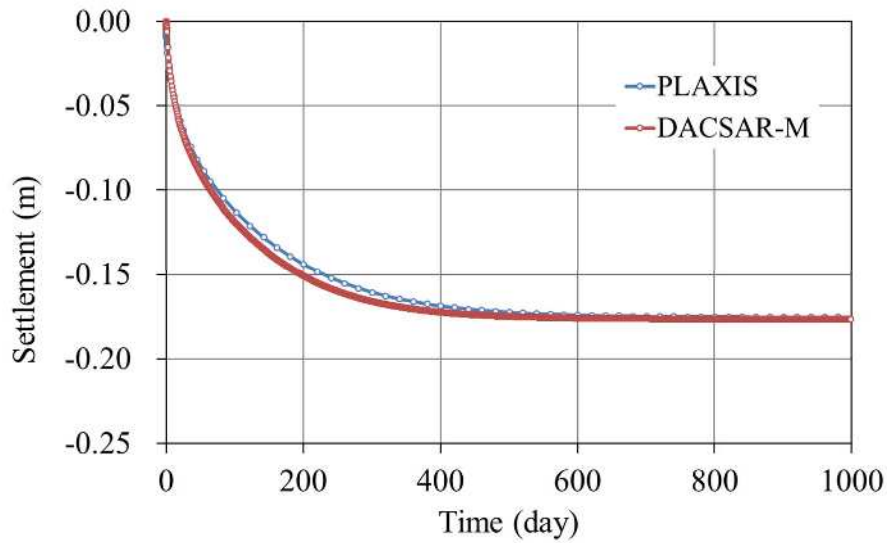


図 4.6 地表面の沈下量の時間履歴

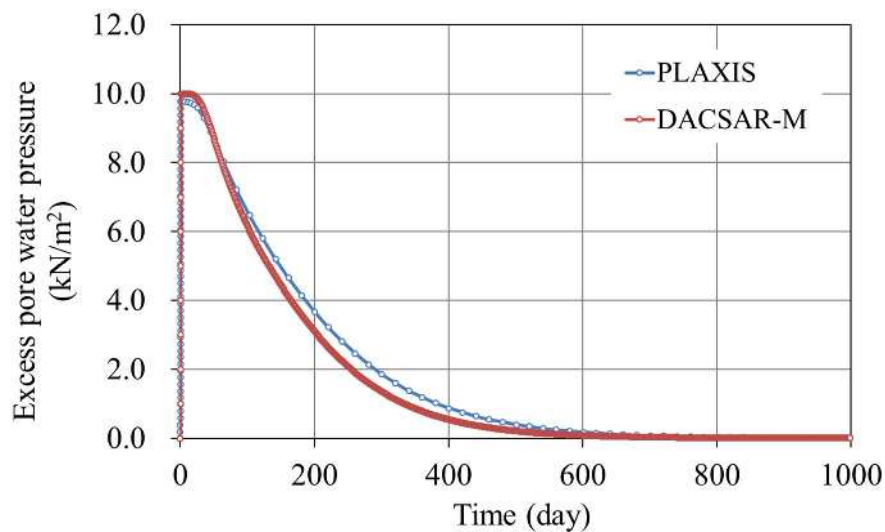


図 4.7 地中部の過剰間隙水圧の時間履歴

### 4.3 増分ステップの影響

設計の現場に対応する大規模な FEM 解析を実施する場合、数値解析の精度向上と計算時間の短縮が重要となり、陰解法弾塑性計算アルゴリズムを組み込んだ解析手法の研究<sup>3),4),5)</sup>がなされている。また、本研究で使用する解析コードである PLAXIS には、Newton-Raphson 法と alternative algorithm からなるハイブリッドアルゴリズムによる関口・太田モデルが実

装されており、本節では、このモデルにおいて、弧長増分法による収束計算を行う解析を実施した場合、解析ステップ数に依存しない同一解が得られることを確認する。荷重と境界条件は、初期応力状態 ( $K_0$  圧密状態) からの等体積せん断を、最大荷重比 (0.1, 0.02, 0.01, 0.005) が異なる弧長増分法によって強制変位で作用させる。図 4.8 は、解析ステップ数が異なる 4 ケースのパラメトリック解析の結果として得られた応力経路を示す。いずれのケースの結果も同一の応力経路上にプロットされ、同一の最終結果が得られていることから使用コードに実装された関口・太田モデルは、弧長増分法による弾塑性解析に使用できることがわかる。

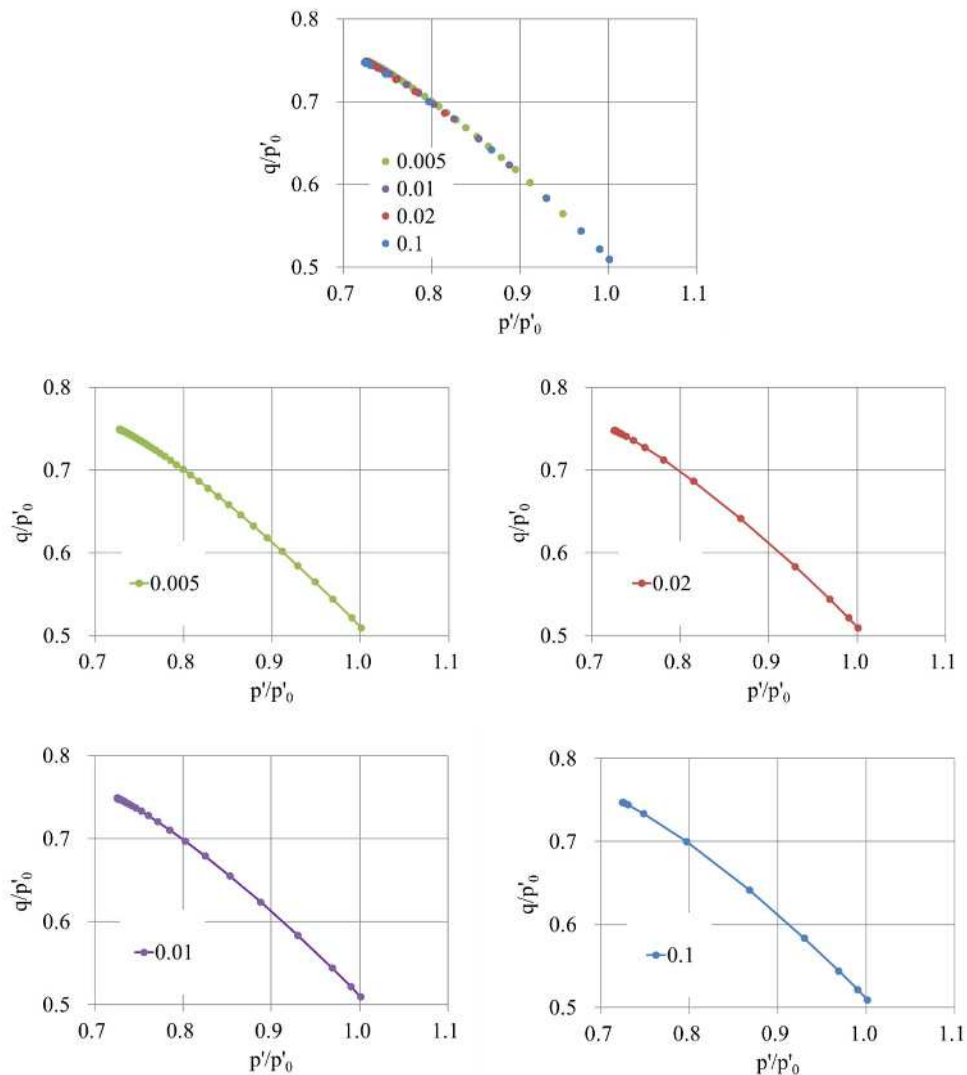


図 4.8 解析ステップ数を変化させた応力経路 (等体積せん断)

## 参考文献

- 1) PLAXIS 2010 Manual of Sekiguchi-Ohta Model.
- 2) Iizuka, A. and Ohta, H., “A determination procedure of input parameters in elastoviscoplastic finite element analysis”, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.
- 3) 矢富盟祥, 鱸洋一: 陰解法弾塑性アルゴリズムを用いた微小変形土/水連成有限要素解析, 応用力学論文集, Vol.4, pp.345-356, 2001.
- 4) ピパットボンサー・ティラボン, 小坂部和也, 飯塚敦, 小林一三, 太田秀樹: 関口・太田モデルに適用する陰解法応力更新アルゴリズム, 第37回地盤工学研究発表会, E-13, 2002.
- 5) Sivasithamparam, N., Castro, J., “An anisotropic elastoplastic model for soft clays based on logarithmic contractancy”, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 40, 596–621, 2016.

## 第5章 地盤パラメータの揺らぎの影響度

今日の設計の現場で使用されている有限要素法による地盤解析の多くは、断面形状と荷重条件が奥行き方向に連続していると仮定した平面ひずみ条件の2次元解析である。代表的な例としては、軟弱な基礎地盤上への盛土工事を対象とした圧密解析が挙げられる<sup>1)</sup>。本章では、このような一般的な2次元圧密沈下問題を題材に、第2章で提案した地盤パラメータに揺らぎを考慮した解析を実施する。

地盤パラメータの揺らぎを考慮することで変化する解析結果の幅は、意思決定における重要な情報である。しかし、このような影響度合いは、以下に示すような仮定条件(①~③)によって変化することが考えられる。

- ① 解析モデルの次元の影響 (1次元, 2次元, 3次元)
- ② 解析モデルの形状の影響 (地層厚, 盛土部や掘削部の形状)
- ③ 初期状態の影響 (地盤の形成の歴史に起因する状態)

そこで、本章では、このような“土のふるまいに関する条件”によって変化する地盤パラメータの揺らぎの影響度合いを確認し、それらを可視化する手法の提案を行う。

なお、本章で実施する全てのパラメトリック解析(10,935 ケース)は、前章で検証した解析コード(PLAXIS)をPython<sup>2),3)</sup>によりカスタマイズし、地盤パラメータの揺らぎを考慮して自動実行するシステムにて実施している(付録参照)。

### 5.1 解析モデルの次元による地盤パラメータの揺らぎの影響度



図 5.1 盛土工事による圧密沈下の検討モデル

図 5.1 に示すような仮想的なモデルを考える。このモデルは、常磐自動車道神田工区で実施された試験盛土<sup>4),5)</sup>の横断面形状を参考にしたものであるが、数値実験の題材とするために現実的かつ一般的な問題となるよう一部の条件を変更している。具体的には現実的な盛土形状、工事ステップを取り入れ、ローカル的な地盤材料の条件を架空のものとしている。また、第 2 章で示した 1 次元地盤の圧密沈下解析のモデルは、この 2 次元モデルの盛土中央断面を 1 次元問題として取り出したものであり、本節では、第 2 章の 1 次元解析の結果と比較することで解析モデルの次元による地盤パラメータの揺らぎの影響度を示す。圧密沈下の原因となる第 2 層 (Clay) の材料モデルには、関口・太田モデルを使用し、表 5.1 に揺らぎを考慮したパラメータを示す。このパラメータは、塑性指数  $I_p$  を 50 として、3 章で示した手法にて 3 つのパラメータ、 $\lambda$ ,  $M$ ,  $A$  の揺らぎの幅を規定した ( $30\% \cong 0.4\sigma$ )。なお、 $D$  および  $e_0$  は、表 5.1 の注釈の式によって、自動的に相関して変化するように設定した。また、盛土の荷重速度は、第 2 章の図 2.2 に示す条件と同一とする。

表 5.1 揺らぎの幅を考慮した関口・太田モデルのパラメータ (再掲)

		$D$	$A$	$M$	$\nu'$	$K_0$	$K_i$	$\lambda$	$e_0$	$OCR$	$k$ m/day
	$I_p=50$	0.082	0.549	0.961	0.394	0.650	0.650	0.365	1.536	1.00	2.0E-5
30%	+	*1	0.624	0.988	-	-	-	0.436	*2	-	-
0.4 $\sigma$	-	*1	0.482	0.812	-	-	-	0.326	*2	-	-

\*1:  $D = \lambda A / (M(1+e_0))$       \*2:  $e_0 = 3.78 \lambda + 0.156$

1 次元解析と同じように揺らぎを考慮する 3 つのパラメータを 9 段階に変化させた全組合せのケース (729 ケース) の解析を行い、地表面の沈下量と時間の関係 (沈下曲線) を 1 次元解析結果と比較して図 5.2 に示す。盛土直下の地表面沈下量は 2 次元モデルでは、2.6

～3.7m の範囲で変化し、1次元モデルでは、1.9～2.1m の範囲で変化する。つまり、沈下量、パラメータの揺らぎによって沈下曲線が変化する幅ともに2次元モデルの方が大きい。また、沈下が収束するまでの期間も異なり、2次元モデルでは約4,000日であるのに対し、1次元モデルでは約10,000日を要している。

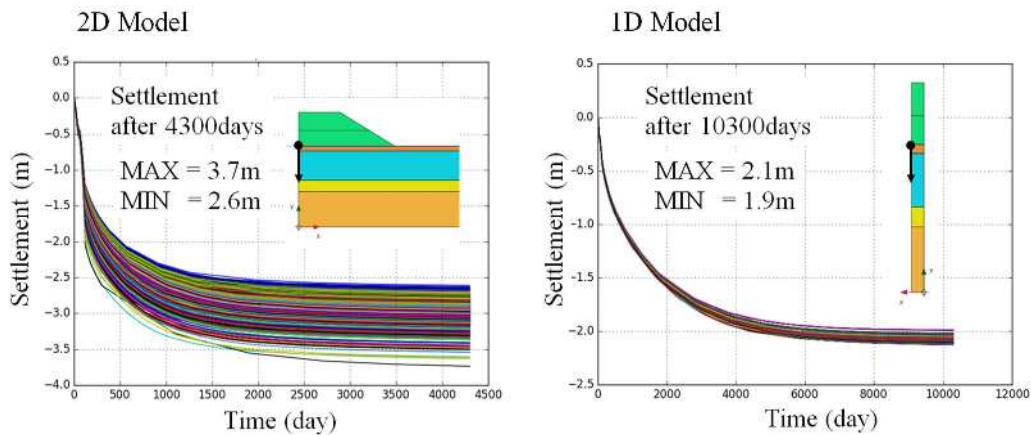


図 5.2 全 729 ケースの沈下曲線の比較

解析モデルの次元による沈下量の違いは、鉛直荷重を受けて圧密する粘性土において水平方向のひずみの拘束効果と排水の可否が影響しているものと考えられる。2次元モデルでは、水平変位が許容されていることで側方流動が生じ、鉛直変位が増大する。また、排水方向は上下だけでなく、水平方向にも生じるため圧密速度は速くなるものと考えられる。

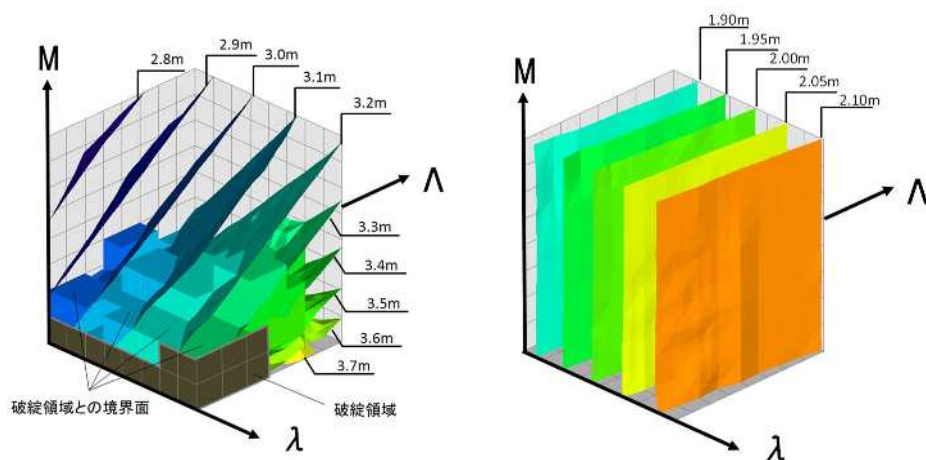


図 5.3 パラメータ空間にプロットした最終沈下量の等値面表示

図 5.3 は、変化させた 3 つのパラメータの値を軸にとったパラメータ空間に、地表面の最終沈下量をプロットして描いたアイソサーフェスを示す。ここで、1 次元モデルのアイソサーフェスは、鉛直に立ち並んでいることから、限界応力比  $M$  の揺らぎの影響が小さいことがわかる。一方、2 次元モデルのアイソサーフェスは、斜めに傾き、 $M$  の値が小さくなるに従い沈下量が大きくなること、さらに、 $M$  の値が小さくなるパラメータ空間の底部には、解析が破綻し、計算が正常終了しない領域が生じている。つまり、同じ地盤条件においても解析の次元を 2 次元とする方が地盤パラメータの揺らぎの影響が大きくなることがわかる。なお、解析の次元を 3 次元とした場合の影響については、第 6 章「6.1 载荷問題における 3 次元効果」にて述べる。

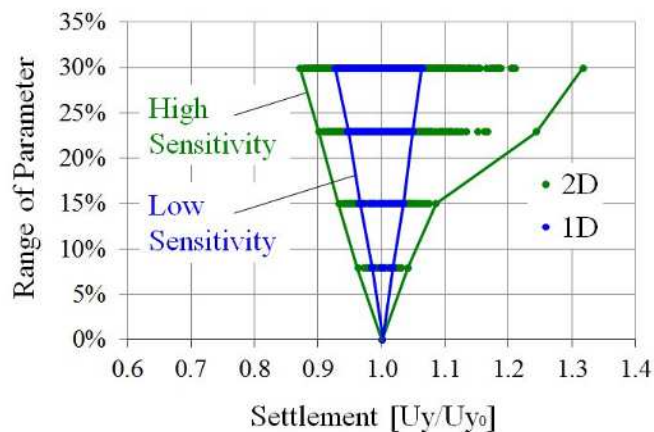


図 5.4 解析の次元と地盤パラメータの揺らぎの影響度

図 5.4 は、縦軸に考慮するパラメータの揺らぎの幅をとり、横軸に変化する沈下量の値をとったグラフである。各々の揺らぎの幅を考慮した時に計算される沈下量の最大値と最小値を直線で結んだ V 字形状は、2 次元解析の方が大きく開いた形状となり、パラメータの揺らぎに対して敏感に結果が変化することを示している。つまり、この V 字形状の開きは、パラメータの揺らぎによる影響度を可視化する指標となり、次節以降の検討においても使用している。なお、図 5.4 は、解析の次元による影響の比較を容易にするために、表 5.1 に示す  $I_p=50$  として推定したパラメータによる解析結果 ( $U_{y0}$ ) で正規化して表示した。

## 5.2 モデル形状による地盤パラメータの揺らぎの影響度

前節 5.1 では、一般的な盛土と地盤の形状を例に、1次元解析と2次元解析による地盤パラメータの揺らぎの影響度の違いを示した。また、1次元解析と2次元解析の影響度の違いの原因は側方の拘束効果、排水効果によるものと推察した。しかしながら、このような側方へ変位と間隙水が逃げる挙動は、盛土の形状と圧密層の層厚によって影響を受けるものと考えられる。

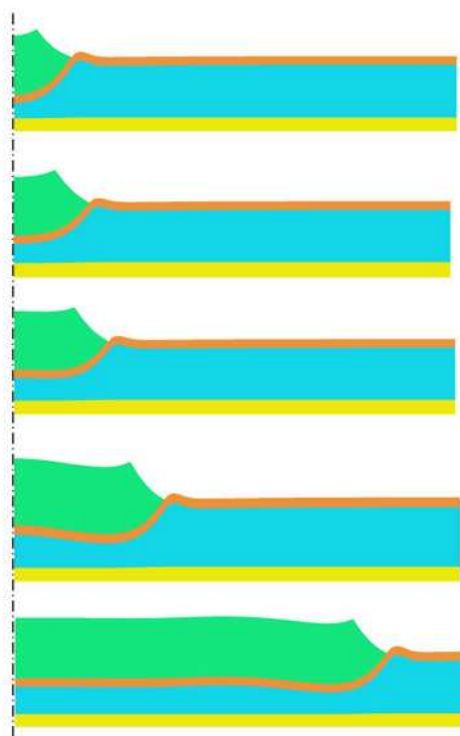


図 5.5 盛土の幅による変形モードの変化（2次元 FEM 解析結果）

図 5.5 は、前節 5.1 と同じ基礎地盤において、盛土の幅を変化させて実施した 2次元解析で得られた変形モードを示している。盛土の幅が小さいうちは、盛土の中央部が最も沈下する変形モードを示すが、盛土の幅が大きくなるほどに最大沈下の発生位置が法肩の直下となる変形モードに移行する。このような時、粘性土層の地盤パラメータの揺らぎの影響度はどのように変化するであろうか。本節では、このようなモデルの形状による地盤パラメータの揺らぎの影響度に着目して数値実験を行う。



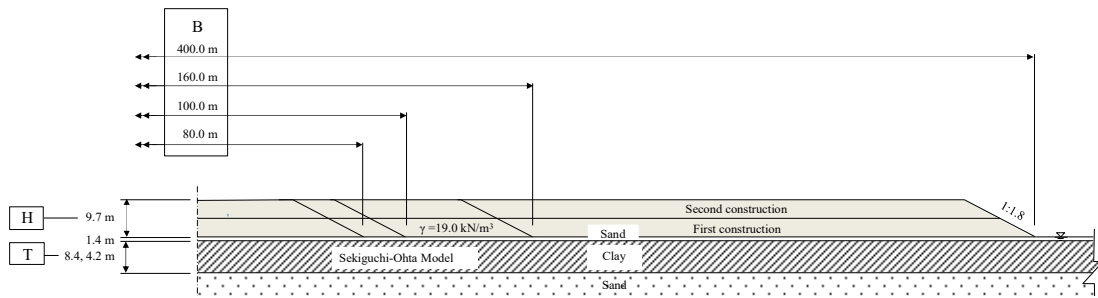


図 5.6 盛土と基礎地盤の形状

本節で使用するモデルの形状を図 5.6 に示す。盛土幅を  $B$ 、盛土の高さを  $H$ 、圧密沈下が生じる軟弱な粘性土層の層厚を  $T$  とする。盛土幅  $B$  を 80m, 100m, 160m, 400m と 4 段階に、また、粘性土層の層厚  $T$  を 8.4m, 4.2m の 2 段階で変化させた 7 つのモデルを使用し、表 5.3 に示す施工工程考慮した圧密沈下解析を行う（盛土高  $H$  は一定：9.7m）。表 5.2 は、 $B$  と  $T$  を変化させた検討モデルのケースの一覧を示す（CASE-1～CASE-7）。

表 5.2 数値実験に使用するモデル形状

	B(m)	H(m)	T(m)	B/H	B/T
CASE-1	80	9.7	8.4	8	10
CASE-2	100	9.7	8.4	10	12
CASE-3	160	9.7	8.4	16	19
CASE-4	400	9.7	8.4	41	48
CASE-5	80	9.7	4.2	8	19
CASE-6	100	9.7	4.2	10	24
CASE-7	160	9.7	4.2	16	38

表 5.3 盛土の施工工程

Step	Height of hill	Construction period
First construction	4.85 m	40 days
Consolidation	4.85 m	25 days
Second construction	9.70 m	40 days
Consolidation	9.70 m	Until dissipation of excess pore pressure

表 5.4 揺らぎの幅を考慮した関口・太田モデルのパラメータ

		$D$	$A$	$M$	$\nu'$	$K_0$	$K_1$	$\lambda$	$e_0$	$OCR$	$k$ m/day
$I_p=50$		0.082	0.549	0.961	0.369	0.586	0.586	0.365	1.536	1.00	2.0E-4
30%	+	*1	0.624	0.988	-	-	-	0.436	*2	-	-
0.4 $\sigma$	-	*1	0.482	0.812	-	-	-	0.326	*2	-	-

\*1:  $D = \lambda A / (M(1 + e_0))$       \*2:  $e_0 = 3.78 \lambda + 0.156$

圧密沈下の原因となる第2層 (Clay) の材料モデルには、関口・太田モデルを使用し、表 5.4 に示す地盤パラメータの揺らぎを考慮した。形状が異なる 7 つのモデルにて、3 つの地盤パラメータ ( $\lambda$ ,  $A$ ,  $M$ ) を 9 段階で変化させた 5103 ケースの解析を実施した。

図 5.7 は、7 つのモデルごとに、盛土中央部の地表面沈下量を時間とともにプロットしたものである (沈下曲線)。B/H, B/T がともに小さい CASE-1 は、沈下量が大きく、沈下曲線が変化する幅も大きい。7 つのモデルの中で、最もパラメータの揺らぎの影響が大きいモデルである。盛土の形状の影響を見るために、同じ粘性土層の層厚を有する、CASE-1~CASE4 の結果を比較すると、概ね盛土の幅が小さい方がパラメータの揺らぎの影響が大きい傾向があるが、CASE-3 の沈下量と変化の幅が最小になるのは、図 5.5 に示した変形モードの移行の影響を受けているものと推察される。さらに、粘性土層の層厚の影響を見るために、同じ盛土形状を有する、CASE-1 と CASE-5, CASE-2 と CASE-6, CASE-3 と CASE-7 の結果をそれぞれ比較すると、粘性土層の層厚が大きい方がパラメータの揺らぎの影響が大きいことがわかる。

また、圧密沈下終了時点における、盛土中央の地表面沈下量、法尻位置の地中と地表面の水平変位に着目し、地盤パラメータの揺らぎの幅ごとに変位量をプロットすると図 5.8 および図 5.9 に示すような V 字形状となる。

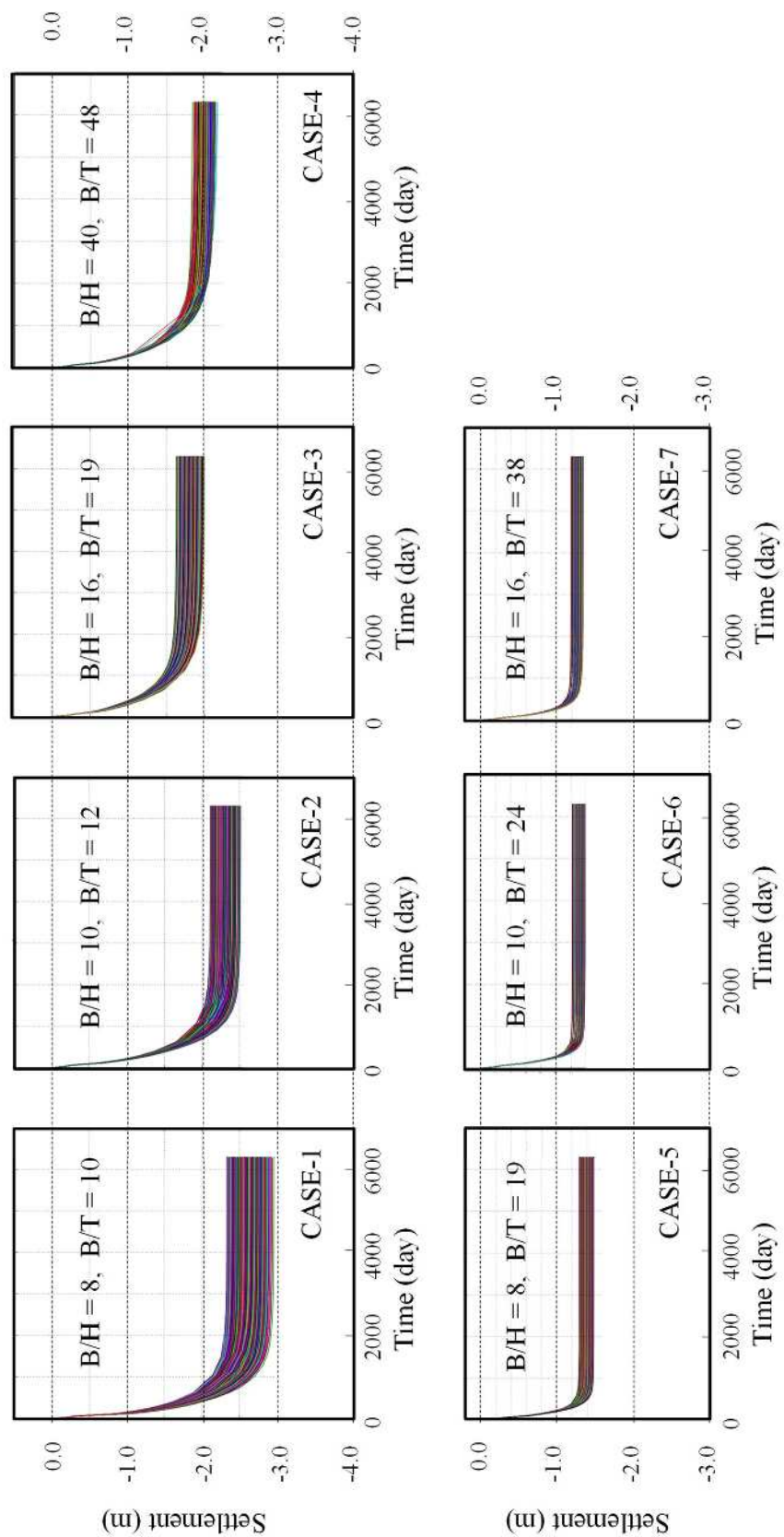


図 5.7 モデルの形状による地盤パラメータの揺らぎの影響（盛土中央部の地表面沈下量）

盛土中央の地表面沈下量(図 5.8 および図 5.9 の(a))は、粘性土層が厚い (8.4m) CASE-1～CASE-4 では、盛土形状の影響を受けて沈下量は変化するが、地盤パラメータの揺らぎの影響は、盛土の幅が大きくなると (CASE-2～CASE-4)、一定になる (V 字形状の開きが変わらない)。また、粘性土層が薄い (4.2m) CASE-5～CASE-7 においても、盛土形状の影響により沈下量は変化するが、地盤パラメータの揺らぎの影響は、ほぼ一定である。

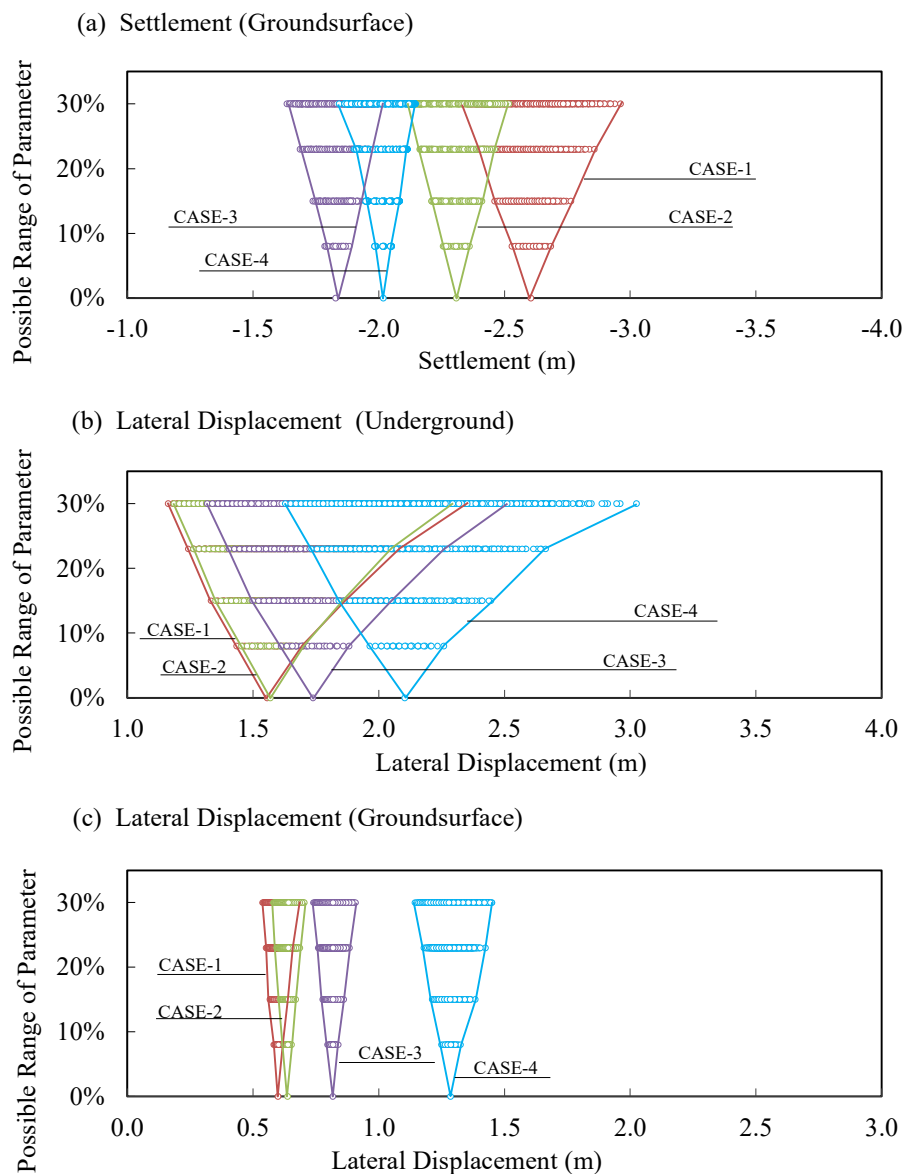


図 5.8 モデル形状と地盤パラメータの揺らぎの影響度 (CASE-1～CASE4)

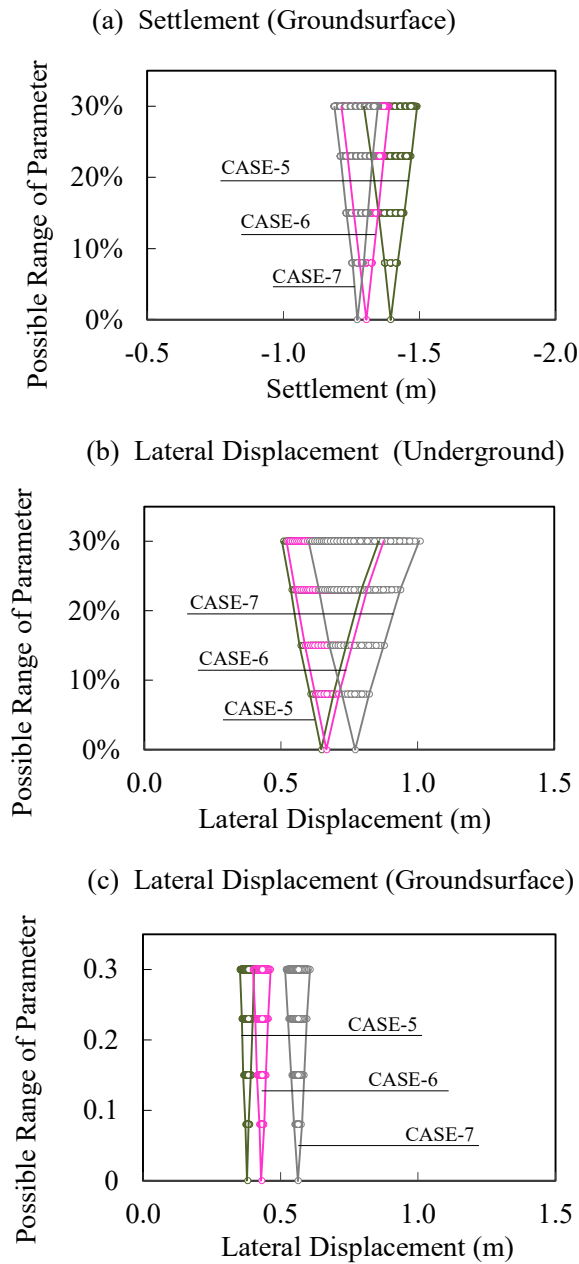


図 5.9 モデル形状と地盤パラメータの揺らぎの影響度 (CASE-5~CASE7)

法尻の地中の水平変位(図 5.8 および図 5.9 の(b))は、盛土の幅が大きくなるほど (B/H が大きい) 大きくなり、地表面沈下量とは真逆の傾向を示す。また、地盤パラメータの揺らぎの影響度は、沈下量よりも大きい (V 字形の開きが大きい)、盛土形状の影響は受けていない。

法尻の地表面の水平変位(図 5.8 および図 5.9 の(c))は、地中の水平変位と同様に、盛土の幅が大きくなるほど (B/H が大きい) 大きくなる。また、地盤パラメータの揺らぎの影響度は、沈下量、地中の水平変位に比較するとかなり小さい。

本節の数値実験の結果、モデル形状による地盤パラメータの揺らぎの影響度は、圧密沈下する粘性土層の厚さが大きい (B/T が小さい) 方が大きい。盛土の幅がある程度大きくなると (B/H が大きい)、盛土形状の影響は消滅し、概ね一定になる。また、地盤パラメータの揺らぎの影響度は盛土周辺の変位を着目する位置によって大きく異なり、特に法尻直下の水平変位への影響度は著しく大きくなることが確認された。

### 5.3 初期応力状態による地盤パラメータの揺らぎの影響度

前節 5.1 および 5.2 では、解析モデルの次元と形状による地盤パラメータの揺らぎの影響度を示したが、数値実験に考慮した地盤の初期応力状態は、いずれも正規圧密状態を仮定した。しかし、自然の地盤では、地盤形成の長い歴史の中で、現在の有効土被り圧が過去に受けた荷重よりも小さくなっている過圧密状態の状況、また、年代効果による疑似過圧密の状況が考えられる。図 5.10 は、前節 5.1 の解析モデルを用い、粘性土層の過圧密比を変化させた場合の盛土中央の地表面における沈下曲線を示す (OCR=1.0~3.0)。また、図 5.11 は、過圧密比と圧密終了時の最終沈下量の関係を示す。

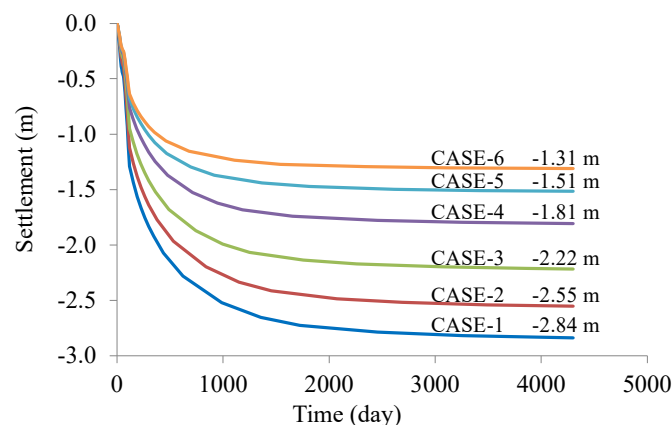


図 5.10 過圧密比による沈下曲線の変化 (盛土中央の地表面)

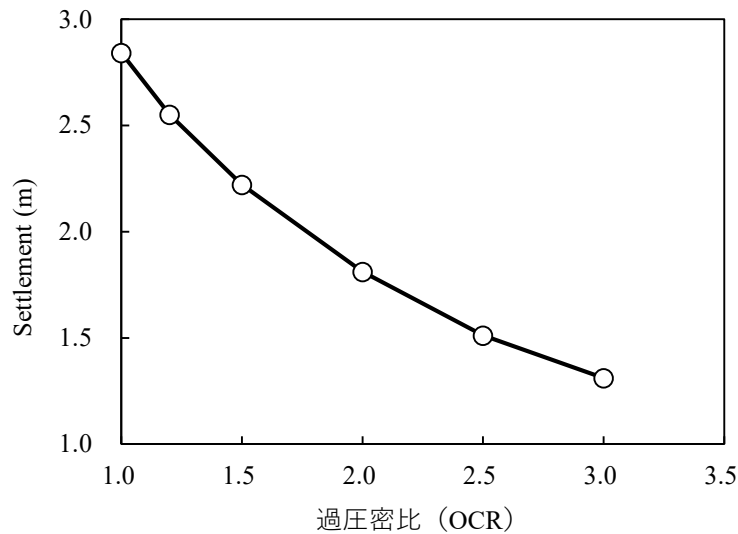
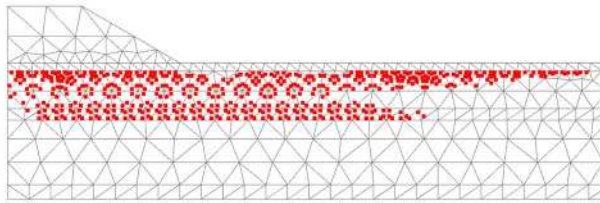


図 5.11 過圧密比による最終沈下量の変化（盛土中央の地表面）

図 5.10 と図 5.11 が示すように、盛土の沈下量が過圧密比の増大に伴って減少することは一般的に知られる知見である。それでは、このような時、粘性土層の地盤パラメータの揺らぎの影響度はどのように変化するのだろうか。

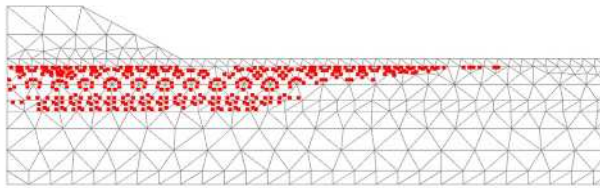
関口・太田モデルを始め、下負荷面を有さないカムクレイ系の構成モデルは、過圧密状態となる降伏曲面内の応力状態では弾性挙動を示す。すなわち、過圧密比を変化させた 6 つのモデルは非線形性の発現量が異なる条件となる。図 5.12 は、各モデルの圧密完了時における粘性土層の塑性化範囲を示しており、赤い点が表示された範囲は正規圧密状態になっていることを示す。過圧密比が大きくなると赤い点は減少するが、OCR が 2.0~2.5 程度になると概ね塑性化範囲は一定の範囲となる。

本節では、このように初期応力状態の違いにより、非線形性の発現量が異なる条件において地盤パラメータの揺らぎの影響度を確認するために数値実験を行う。なお、圧密沈下の原因となる第 2 層 (Clay) の材料モデルには、関口・太田モデルを使用し、OCR 以外は、前節と同じ表 5.4 に示す地盤パラメータの揺らぎを考慮し、過圧密度が異なる 6 つのモデルにて、3 つの地盤パラメータ ( $\lambda$ ,  $\Lambda$ ,  $M$ ) を 9 段階で変化させた 4374 ケースの解析を実施した。



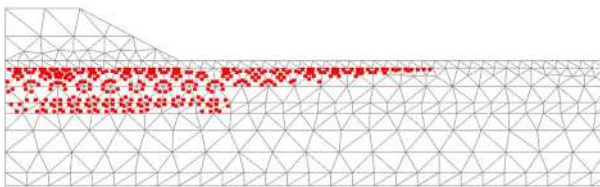
CASE-1

$$\sigma'_{v0} = 1.0 \sigma'_{vi} \quad K_i = 0.586$$



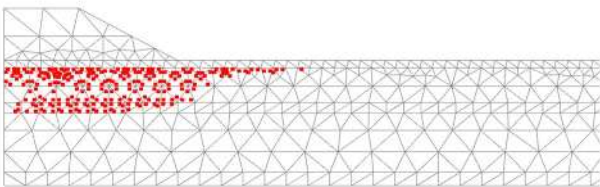
CASE-2

$$\sigma'_{v0} = 1.2 \sigma'_{vi} \quad K_i = 0.625$$



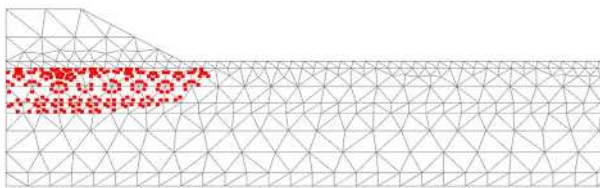
CASE-3

$$\sigma'_{v0} = 1.5 \sigma'_{vi} \quad K_i = 0.678$$



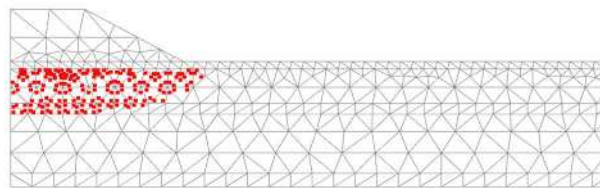
CASE-4

$$\sigma'_{v0} = 2.0 \sigma'_{vi} \quad K_i = 0.751$$



CASE-5

$$\sigma'_{v0} = 2.5 \sigma'_{vi} \quad K_i = 0.814$$



CASE-6

$$\sigma'_{v0} = 3.0 \sigma'_{vi} \quad K_i = 0.869$$

図 5.12 過圧密比による粘塑性土層の塑性化範囲（圧密完了時）



図 5.13 は、過圧密比の異なる 6つのモデルごとに、盛土中央部の地表面沈下量を時間とともにプロットしたものである（沈下曲線）。これらの沈下曲線から、過圧密比が小さいほど、沈下量は増大し、地盤パラメータの揺らぎの影響度が大きくなることがわかる。

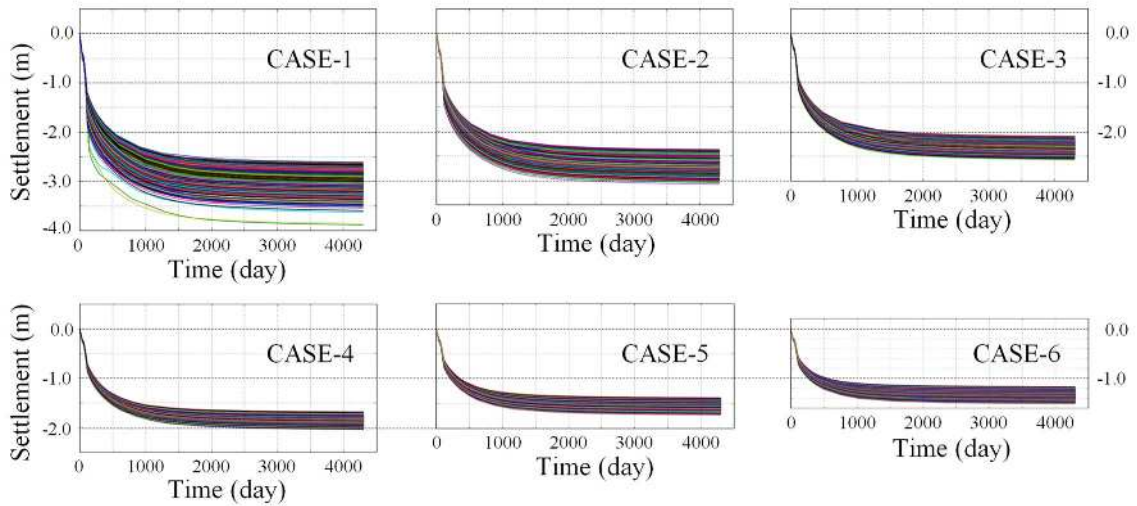


図 5.13 過圧密比による地盤パラメータの揺らぎの影響（盛土中央部の地表面沈下量）

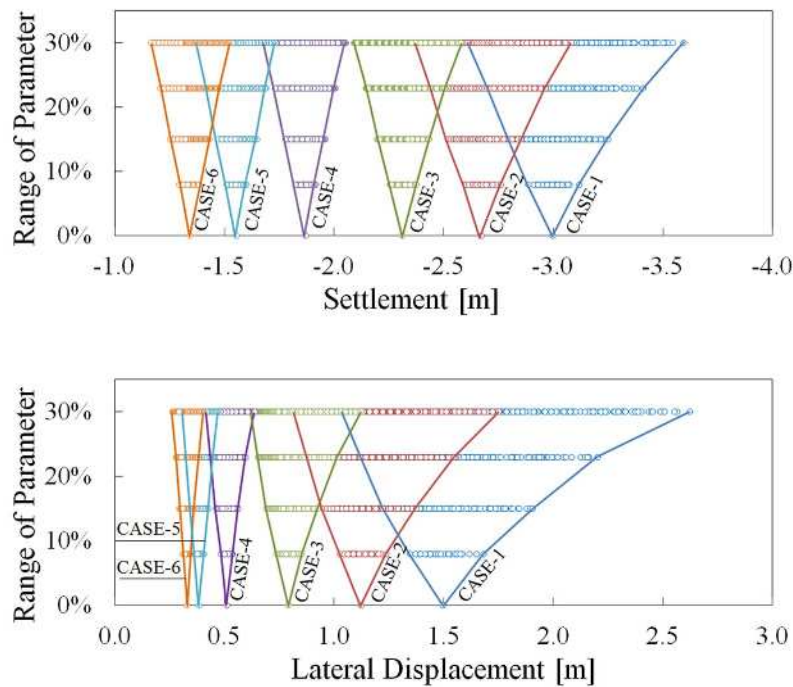


図 5.14 過圧密比による地盤パラメータの揺らぎの影響

圧密沈下終了時点における、盛土中央の地表面沈下量、法尻位置の地中の水平変位に着目し、地盤パラメータの揺らぎの幅ごとに変位量をプロットすると図 5.14 に示すような V 字形状となる。盛土中央の地表面沈下量、法尻直下の地中の水平変位は、初期状態の影響を受け、過圧密比が大きくなるとともに変位量が小さくなるが、V 字形状の開きは、CASE-4 (OCR=2.0) 以降になるとほぼ同じ形状となる。つまり、地盤パラメータの揺らぎの影響は過圧密比の増大により、次第に一定に近づくことが確認され、これは図 5.12 で示した塑性範囲が一定の範囲になる傾向と一致する。また、前節のモデル形状の影響と同じように、盛土中央の地表面沈下量よりも法尻直下の地中の水平変位は、地盤パラメータの揺らぎの影響が大きいことが確認された。

なお、正規圧密状態となる CASE-1 (OCR=1.0) では、 $M$  の値が小さくなるパラメータの組合せによって、5.1 と同様に計算が正常終了しないケース、また、粘性土層のすべり破壊によって水平変位が著しく大きくなるケースが生じるが、図 5.14 に示した地盤パラメータの揺らぎの影響では、これらのケースの結果を除外している。

#### 5.4 まとめ

本章では、軟弱地盤上の盛土工事を想定した解析について、第 2 章で提案した地盤パラメータの揺らぎを考慮した解析を実施し、“土のふるまいに関する条件”によって変化する地盤パラメータの揺らぎの影響度を可視化した。本章の数値実験より得た、地盤パラメータの揺らぎの影響度の傾向を以下に示す。

- (1) 地盤パラメータの揺らぎの影響度は、側方条件の違いによって、1次元解析よりも2次元解析の方が大きくなる。
- (2) 地盤パラメータの揺らぎの影響度は、圧密層の層厚が大きいほど大きくなる。
- (3) 地盤パラメータの揺らぎの影響度は、盛土の幅が大きいほど小さくなるが、ある程度以上の幅になると、概ね一定となる。

(4) 地盤パラメータの揺らぎの影響度は、変位を着目する位置によって異なり、法尻直下の水平変位への影響度は著しく大きくなる場合がある。

(5) 地盤パラメータの揺らぎの影響度は、過圧密状態になると小さくなるが、この傾向は地盤の塑性範囲と関連している。

以上のことをまとめると、軟弱地盤上の盛土工事の解析において、地盤パラメータの揺らぎの影響は、“土のふるまいに関する条件”に対して、図 5.15 に示す定性的な特徴がある。

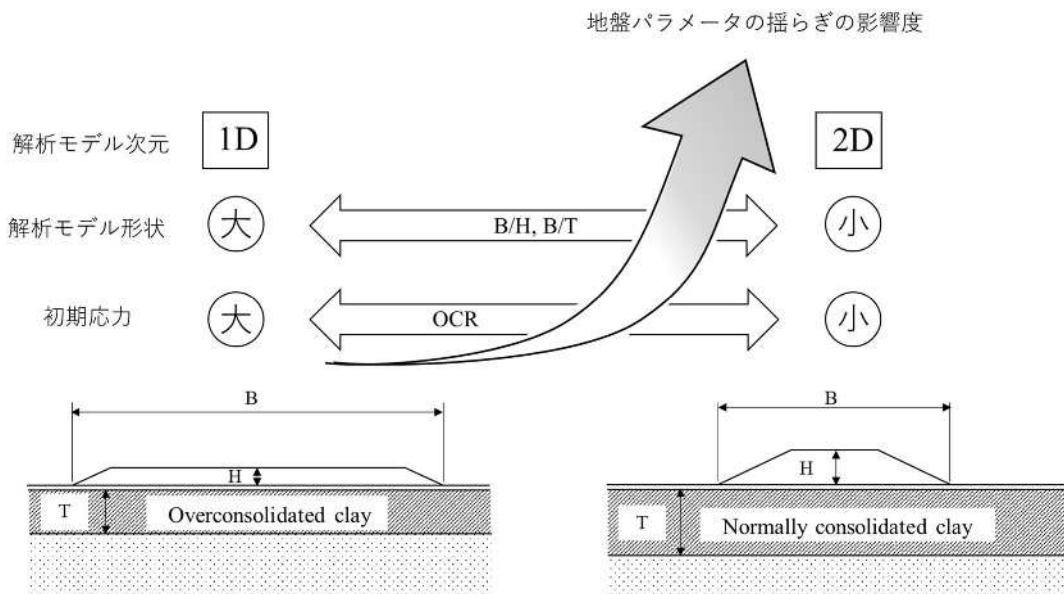


図 5.15 盛土工事の解析における地盤パラメータの揺らぎの影響度

本章では、解析モデルの次元、解析モデルの形状、および初期状態の3つの条件について地盤パラメータの揺らぎの影響度を確認したが、このような“土のふるまいに関する条件”は他にも考えられる。リソースが限られた設計の現場へ段階的に新しいフレームワークを実装するためには、どのような状況が地盤パラメータの不確かさにセンシティブで、この手法を優先的に適用すべき問題なのかということを確認し、定性的、定量的な適用条件を把握することが重要になってくる。

## 参考文献

- 1) 「土の会」技術伝承出版編集委員会：高速道路の軟弱地盤技術：観測的設計施工法，鹿島出版，2012.
- 2) Jason R. Briggs：たのしいプログラミング Python ではじめよう！，オーム社，2014.
- 3) PLAXIS 2D Reference Manual, Appendix G Python HTTP REST API wrapper.
- 4) 竜田尚希，稲垣太浩，三嶋信雄，藤山哲雄，石黒健，太田秀樹：軟弱地盤上の道路盛土の供用後長期変形挙動予測と性能設計への応用，土木学会論文集 No.743, III-64, 173-187, 2003.
- 5) 稲垣太浩，三嶋信雄，武部篤治，藤山哲雄，石黒健，太田秀樹：軟弱地盤上の道路盛土に対する性能設計の試み，土木学会論文集 No.771, III-68, 91-110, 2004.

## 第 6 章 地盤解析における 3 次元効果

地盤工学的な問題は本質的に 3 次元問題であるが、多くの場合、1 次元または 2 次元の解析によって近似される。これらの簡略化は、多くの場合、特定の仮定に基づいているが、3 次元効果を見逃すことができない条件下においてこのような簡略化を行うと、将来予測の精度が低下する。それでは、3 次元効果が顕著に生じる状況とはどのような条件か。また、3 次元効果の影響は定量的にどの程度生じるのであろうか。本章では、数値実験として、典型的な载荷問題と除荷問題を取り上げてパラメトリック解析を行い、それぞれの 3 次元効果の特色について論じる。さらに、平面ひずみ解析と 3 次元解析の結果の相関から、平面ひずみ解析の結果に 3 次元効果を考慮した補正を行う方法を提案する。

### 6.1 载荷問題における 3 次元効果

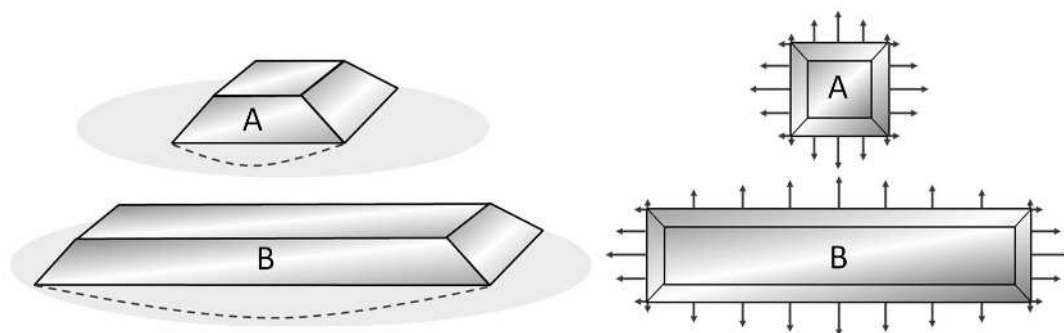


図 6.1 盛土の形状と 3 次元効果

今、図 6.1 に示すような盛土の問題を考える。両者の盛土は同じ軟弱地盤上に施工され、横断面形状は同一とする。この時、どちらの盛土の沈下が大きくなるであろうか。また側方変位はどうであろうか。盛土 A は盛土の総重量は小さいが、局所的に盛土荷重が作用している。盛土 B は奥行き方向に分散して盛土荷重が作用するが、盛土の総重量は大きい。ま

た、両者は、ともに 3 次元的な問題であるが、盛土 B は奥行き方向にある程度の長さがある場合、平面ひずみ条件を仮定した 2 次元解析で近似することができる。ではその長さとはどの程度か。実際、過去の盛土工事において、平面ひずみ解析と 3 次元解析の結果を比較した調査研究<sup>1)~8)</sup>は多く行われている。しかし、これらの研究成果は、それぞれの現場における地盤と盛土の条件によるものであり、それらの成果をもとに 3 次元効果を横並びに比較することは難しい。そこで、本節では、典型的な盛土工事の条件を想定した 3 次元有限要素解析を行い、平面ひずみ条件の解析との比較から载荷問題の体系的な 3 次元効果の傾向について論じる。

### 6.1.1 载荷問題の数値実験モデル

ここでは、奥行き方向の盛土の長さが異なる複数のモデルを使用して、3 次元のパラメトリック解析を実施する。図 6.2 に、検討に使用する盛土と基礎地盤の横断面形状を示す。これは、日本の道路建設工事で計画される一般的な断面形状を想定したものである。透水性の良い固い基層の上に堆積した粘土層の層厚は 7m、盛土の幅 (B) は 60m、また盛土高さ (h) は 10m とする。

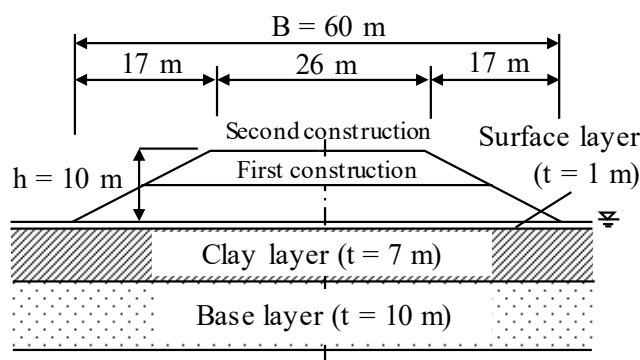


図 6.2 载荷問題の数値実験モデルの横断面形状

一般に、このような载荷問題を FEM 解析によって検討する場合、平面ひずみ条件を適用した 2 次元解析を使用するケースが多い。盛土の奥行き方向の長さ L は、盛土の幅 B よりも

十分に長く、奥行き方向の地盤条件や荷重条件に変化がないという想定である。しかし、実際には、盛土の奥行き方向の長さは段階的な施工計画によって分割されることがあり、平面ひずみ条件から逸脱することが考えられる。また、その他にも平面ひずみ条件から逸脱する状況としては試験盛土の施工等が挙げられる。

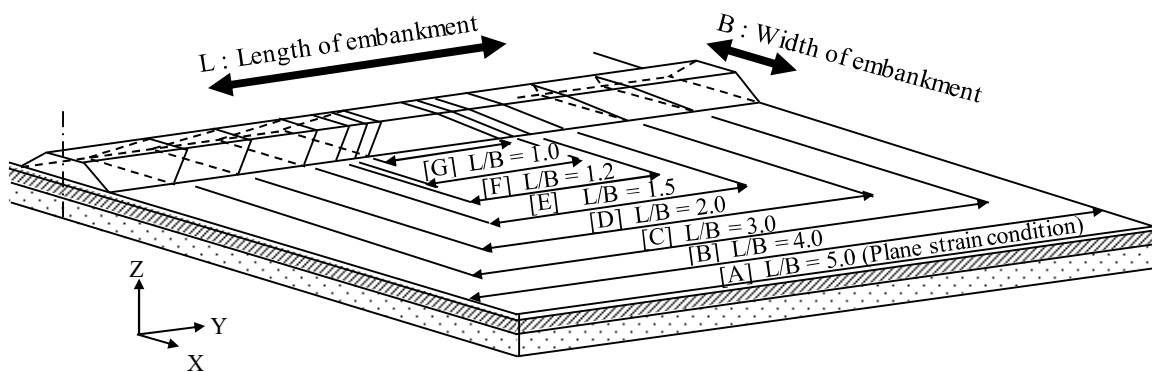


図 6.3 L/B が異なる盛土のモデルケース

図 6.3 は、盛土の幅と奥行き方向の長さの比率を変えた ( $L/B = 5.0, 4.0, 3.0, 2.0, 1.5, 1.2$ , および  $1.0$ ) の 7 つのモデルの条件を示す。ここで、モデル[A]の盛土の長さは地盤モデルの全幅に等しく、変位拘束条件を盛土の端面にも設定する。したがって、モデル[A]は平面ひずみ条件となり、このモデルとの比較によって、その他のモデルの 3 次元効果を確認する。各モデルの 3 次元効果を確認するために、平面ひずみ要素を使用した 2 次元解析の結果ではなく、モデル[A]の結果を比較対象としたのは、ソリッド要素と平面ひずみ要素の変形性能の違い、およびメッシュ形状の違いによる影響を防ぐためである。図 6.4 に盛土の奥行き方向を変えた 7 つの有限要素モデルを示す。これらのモデルは対称条件を設定した 1/4 モデルである。表 6.1 には盛土の載荷速度の条件を示す。

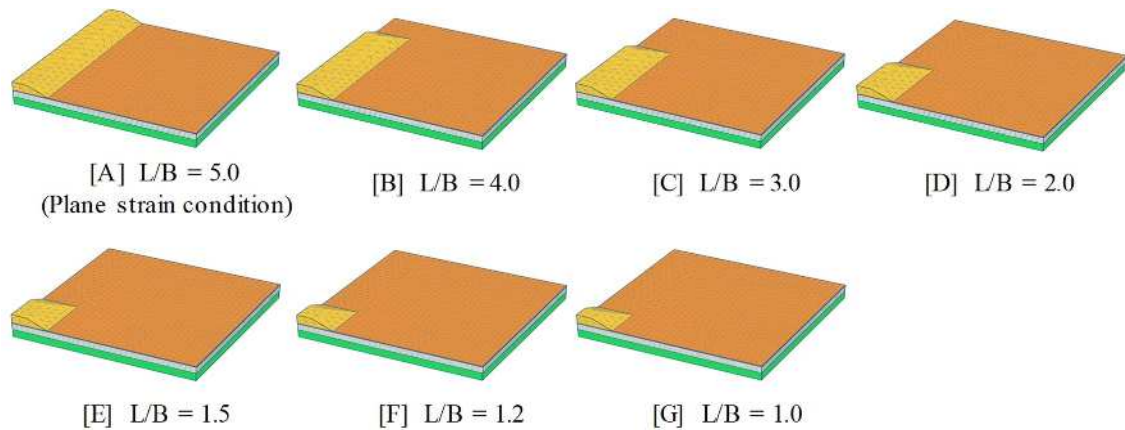


図 6.4 L/B が異なる盛土の有限要素モデル

表 6.1 盛土の段階施工の条件

Step	Hill height	Construction period
Initial stress analysis (K0)	0 m	-
First construction	5 m	40 days
Consolidation	5 m	25 days
Second construction	10 m	40 days
Consolidation	10 m	Until dissipation of excess pore pressure

### 6.1.2 地盤の構成モデルとパラメータ

粘性土層の土のモデルは、3次元効果に対する材料モデルの影響を確認するため、線形弾性モデルの場合と弾塑性モデルの場合を考える。また、弾塑性モデルとする場合の構成モデルは、関口・太田モデルを使用し、地盤パラメータは、塑性指数  $I_p$  を 20 とした正規圧密粘土を仮定して、第 3 章の図 3.1 に示すフローチャートにて決定した。表 6.2 に、粘性土層の入力パラメータの値を示す。

一方、線形弾性モデルの場合、ヤング率  $E$  は、N 値が 3 ( $E = 700 \text{ N}$ ) 程度であると仮定して設定した。また、基層、表層、盛土の材料は、線形弾性体とし、透水係数が高い材料と仮定した。

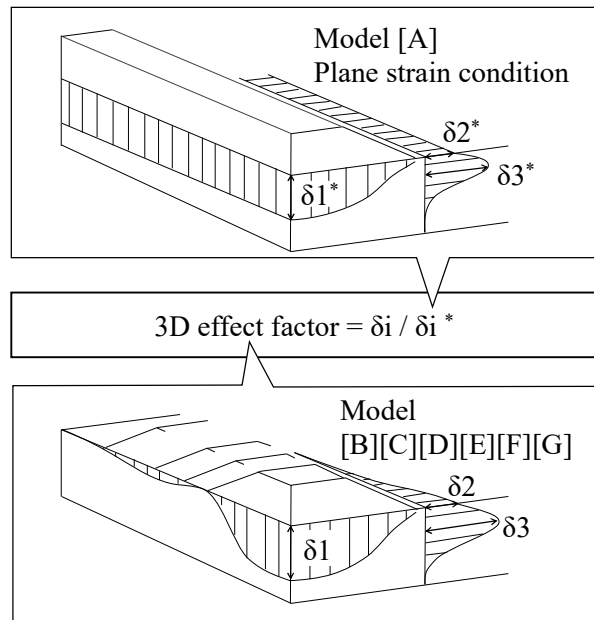


表 6.2 粘性土層のパラメータ

Parameter	Elastoplastic model	Linear elastic model
$M$	1.220	-
$A$	0.697	-
$D$	0.051	-
$\nu'$	0.344	0.344
$K_0$	0.524	0.524
$e_0$	0.742	-
$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	-	2100
$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.0	17.0
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.0	18.0
$k$ (m/day)	0.003	0.003

### 6.1.3 載荷問題の 3次元効果係数

盛土の長さを変えた 7 つのモデルによって、地表面と地中の変位を計算し、盛土形状(L/B)と各部の変位の関係を定量的に表現するために、図 6.5 に示す方法で 3次元効果係数を定義した。



- $\delta_1$  : Settlement
- $\delta_2$  : Lateral displacement (Ground surface)
- $\delta_3$  : Lateral displacement (Underground)

図 6.5 載荷問題の 3次元効果係数の定義

この3次元効果係数は、L/Bが異なる各モデル（図6.4の[B]から[G]）の変位と平面ひずみ条件（図6.4の[A]）での変位の比率で示される。図6.6は、盛土周辺の各部の変位についてL/Bと3次元効果係数の関係を示す。粘性土層の材料を弾塑性モデルとした場合と、線形弾性モデルにした場合では3次元効果係数は異なる曲線形状を示し、3次元効果には盛土の形状による影響と土の材料モデルによる影響があることがわかる。各部における変位の3次元効果の詳細な特性を6.1.4~6.1.6に示す。

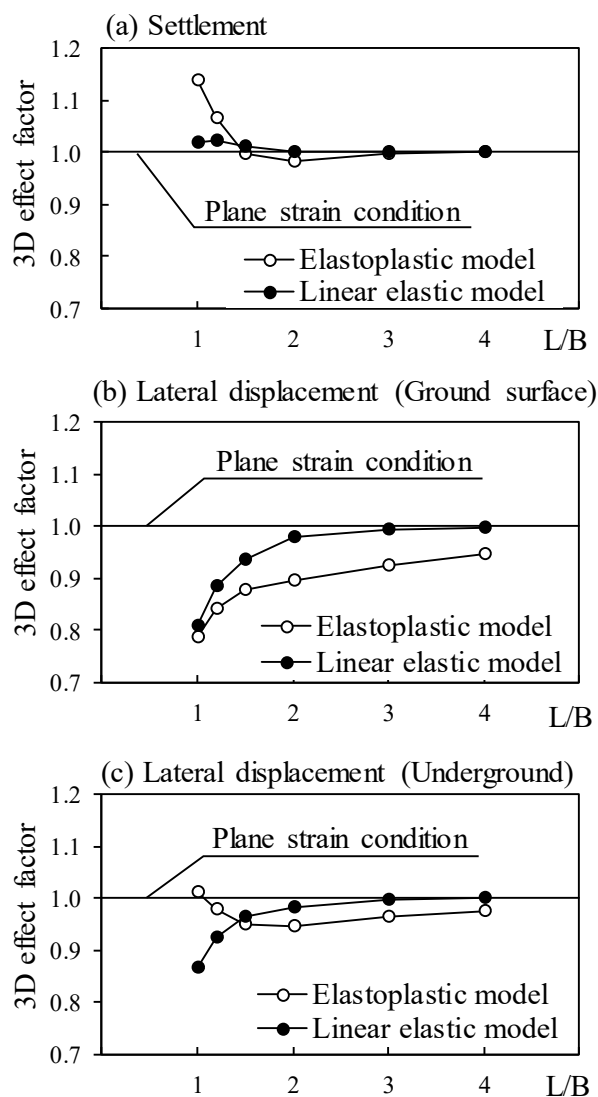


図 6.6 盛土の形状 (L/B) と 3次元効果係数

### 6.1.4 地表面沈下量に対する3次元効果

図 6.7 は、盛土の形状  $L/B$  と圧密完了時における地表面の沈下量の関係を示す。縦軸は沈下量を示し、横軸は盛土の中央からの距離を示す。粘性土層に弾塑性モデルを使用した場合、沈下量は盛土の法肩の直下で増加する。この挙動は法肩の直下における側方流動の影響を受けている。 $L/B$  が減少すると、法肩が盛土の中央部に近づき、その結果、盛土中央の沈下量が増加する。すなわち、図 6.6(a)において  $L/B$  が小さくなると急激に3次元効果係数が増加するメカニズムには側方流動が関係している。一方、粘性土層に線形弾性モデルを使用した場合、側方流動の挙動は見られない。その結果、沈下量は平面ひずみ条件の沈下量と一致し、3次元効果係数は  $L/B$  の影響を受けない。

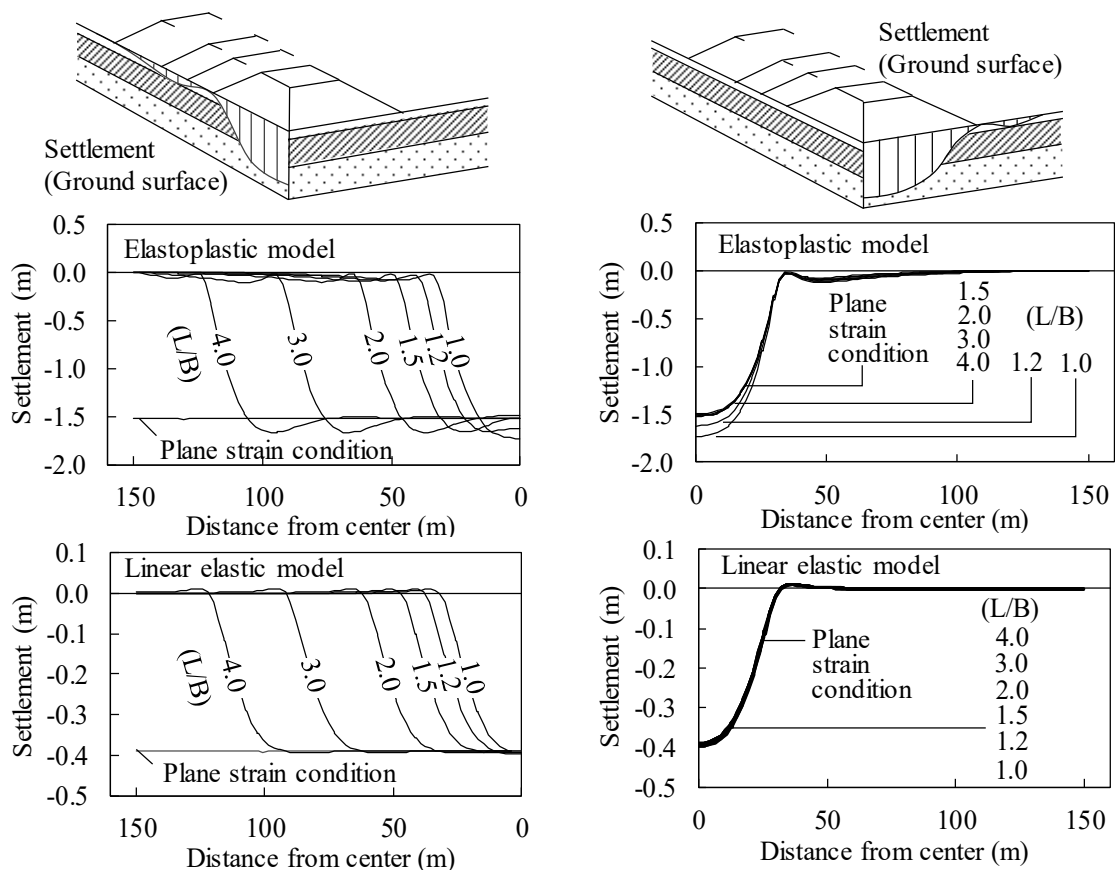


図 6.7 盛土の形状 ( $L/B$ ) と地表面の沈下量の関係 (圧密完了時)

### 6.1.5 地表面の水平変位量に対する3次元効果

図 6.8 は、盛土の形状  $L/B$  と圧密完了時における地表面の水平変位の関係を示す。縦軸は水平変位量を示し、横軸は盛土の中央からの距離を示す。 $L/B$  の減少に伴い、水平変位は減少し、平面ひずみ状態の変位から徐々に乖離する。つまり、地表面の水平変位の3次元効果係数は図 6.6(b)に示すように  $L/B$  の減少とともに減少する。しかし、粘性土層を弾塑性モデルとした場合と線形弾性モデルとした場合には減少傾向に違いがある。

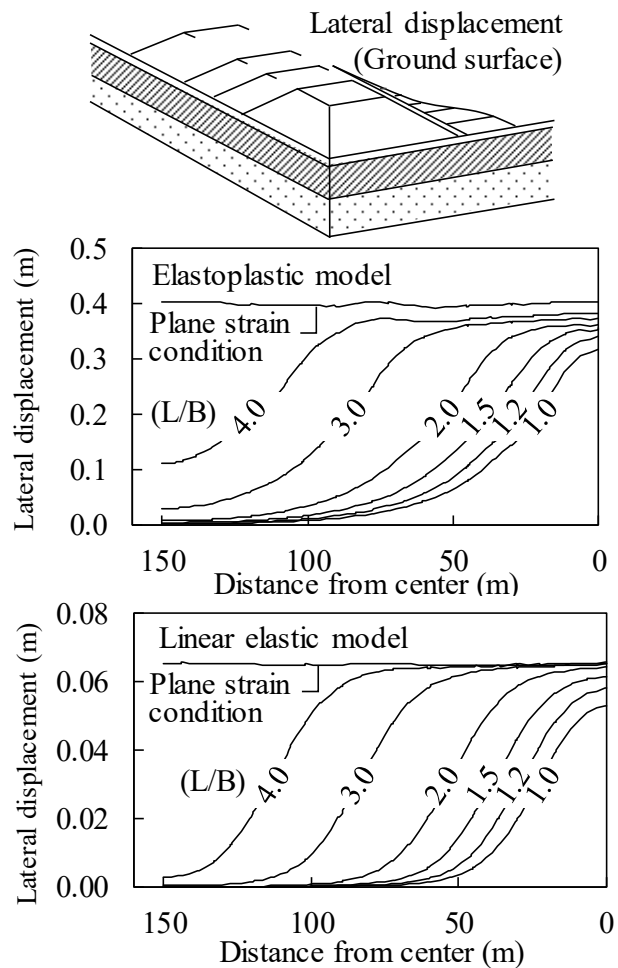


図 6.8 盛土の形状 ( $L/B$ ) と地表面の水平変位の関係 (圧密完了時)

### 6.1.6 地中の水平変位量に対する3次元効果

図 6.9 は、盛土の形状  $L/B$  と圧密完了時における法尻の直下における地中の水平変位の関係を示す。縦軸は地表面からの距離（深度）を示し、横軸は水平変位を示す。粘性土層に弾塑性モデルを使用した場合と線形弾性モデルを使用した場合では水平方向の変形形状（変形モード）に違いがあり、弾塑性モデルを使用した場合、側方流動により大きな変位が発生する。また、3次元効果係数は、線形弾性モデルでは  $L/B$  の減少に伴い減少するが、弾塑性モデルでは図 6.6(c) に示すように、 $L/B$  の減少に対し一時的に減少し、再び増加する傾向を示す。

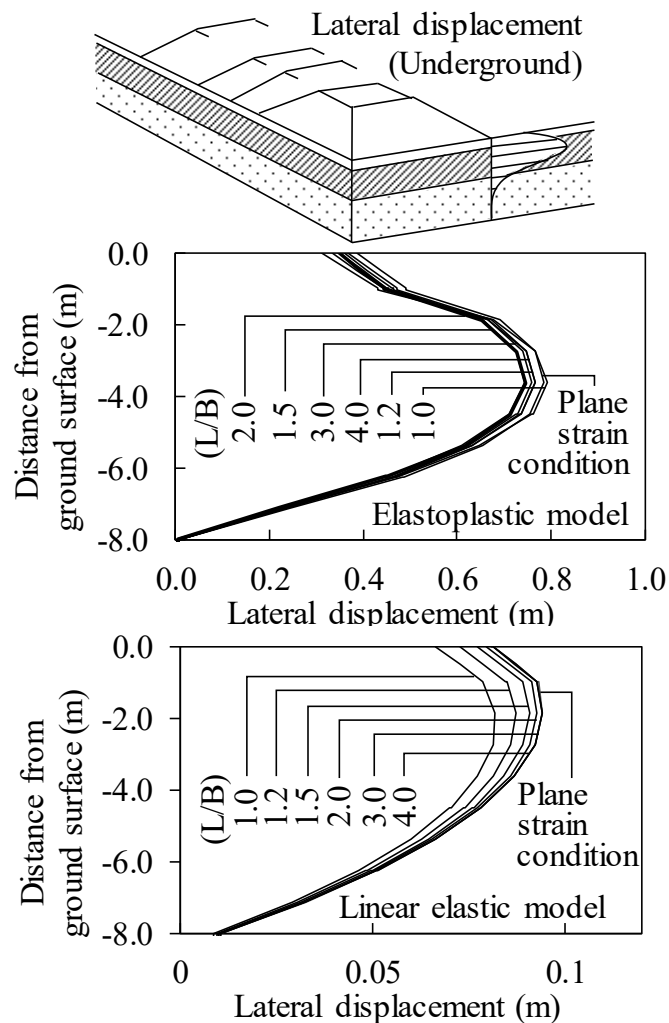


図 6.9 盛土の形状 ( $L/B$ ) と地中の水平変位の関係 (圧密完了時)

### 6.1.7 載荷問題の 3次元効果の特色

軟弱地盤上への盛土工事の載荷問題では、各部での変位の 3次元効果係数は、 $L/B$  が減少すると顕著になり、また、各部の変位における 3次元効果はそれぞれ異なる性状を持つ。このことから、奥行き方向の長さが短い盛土の解析に平面ひずみ条件を適用すると、変位を過大評価する場所と過小評価する場所があることが考えられる。具体的には、平面ひずみ条件で弾塑性モデルを使用した解析を実施する場合には、沈下量が小さく、地表面の側方変位が大きくなることが予想される。また、さらに地盤パラメータを沈下量の測定値に一致するように調整した場合には、側方変位はさらに大きくなる可能性が考えられ、これらの状況から、沈下量と側方変位を同時に予測する場合には、適切な 3次元効果の影響を考慮することが重要である。

## 6.2 除荷問題における3次元効果

有限要素法による地盤解析は、様々な建設関連工事の影響検討に適用されるが、その中でも掘削工事の影響を確認するためのシミュレーションは、地盤の除荷問題として今日、多くの設計で実施されている。除荷問題の代表的なものとしては、土留掘削工事が挙げられるが、我が国においては、土留弾塑性解析の結果を強制変位として、FEMモデルに作用させ、周辺地盤の影響検討を行う手法が用いられることも多い。なお、土留弾塑性解析とは、土留壁を梁要素に、土留壁周辺の地盤や切梁をバネ要素としたフレームモデルに掘削側、背面側の土圧荷重を作用させる解析である。また、直接、FEM解析を用いて初期応力を与えた地盤モデルから掘削部の要素を段階的に取り除き、掘削の表面に開放力を作用させて変形を求める解析（逐次法）が行われることもあるが、これらの多くは平面ひずみ条件を仮定した2次元解析で行われることが多い<sup>9)~13)</sup>。しかし、開削トンネルのような奥行き方向に長い掘削の工事を除き、建物や土木構造物の基礎を設置するために行われるような土留掘削工事では、3次元効果を適切に考慮した将来予測を行うことで合理的な設計となる場合が多い。

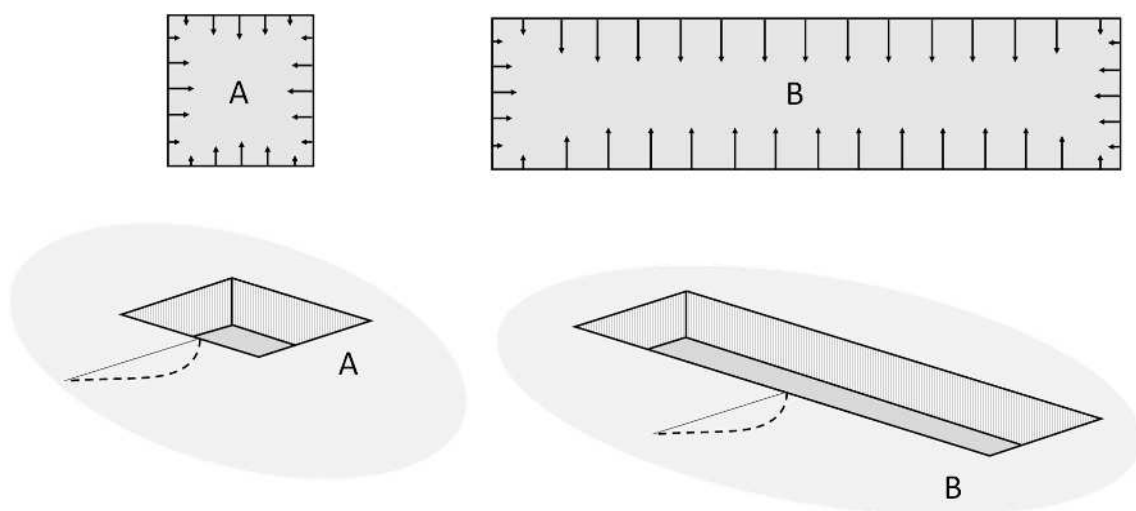


図 6.10 掘削の形状と3次元効果

今、図 6.10 に示すような土留掘削の問題 A および B を考える。両者の掘削工事は同じ軟弱地盤に施工され、横断面形状は同一とする。端部の妻壁の拘束効果を考えると、奥行きが短い掘削工事 A は奥行きが長い掘削工事 B よりも土留の変位や土留壁背面の変位が小さくなることが考えられ、安全側の設計という観点からは平面ひずみ条件の仮定をすることが考えられるが、経済設計の観点からは、3次元効果を適切に考慮することが重要である。それでは、どの程度の奥行き幅の場合、3次元効果が無視できなくなってくるのか。本節では、典型的な切梁式の土留掘削工事の条件を用いた 3次元有限要素解析を行い、平面ひずみ条件の解析との比較から除荷問題の 3次元効果について論じる。

### 6.2.1 除荷問題の数値実験モデル

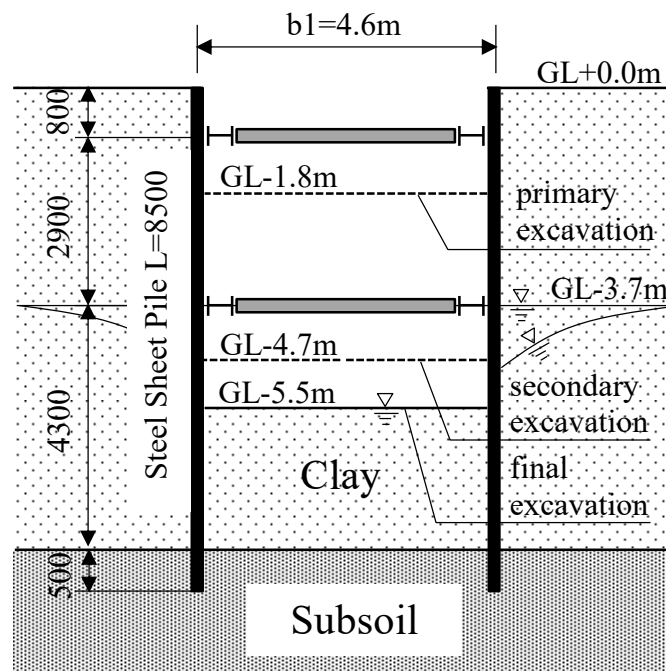


図 6.11 除荷問題の数値実験モデルの横断面形状



図 6.11 に、本節の検討で使用する土留構造と基礎地盤の横断面形状を示す。基礎地盤の粘土層は、固い基層の上に堆積（層厚 8m）した条件を仮定する。掘削の幅 (b1) は 4.6m、鋼矢板（Ⅲ型）の根入れは 8.5m とし、上下 2 段の切梁（H-250）を有する土留構造を仮定する。

一般に、このような除荷問題を FEM 解析により検討する場合、平面ひずみ条件を適用した 2 次元解析が使用される。掘削の奥行き方向の幅 b2 は横断面の掘削幅 b1 よりも十分に長く、奥行き方向の地盤条件や荷重条件に変化がないという想定である。しかし、実際には、開削トンネルのような工事においても奥行き方向の掘削幅は段階的な施工計画によって分割されることがあり、平面ひずみ条件から逸脱することが考えられる。また、建物や橋梁基礎などの施工のための床掘の平面的な形状は、通常 1 : 1 ~ 1 : 2 程度である。本節の数値実験では、奥行き方向の掘削幅が異なる複数のモデルを使用したパラメトリック解析によって土留周辺の変形の 3 次元効果を確認する。

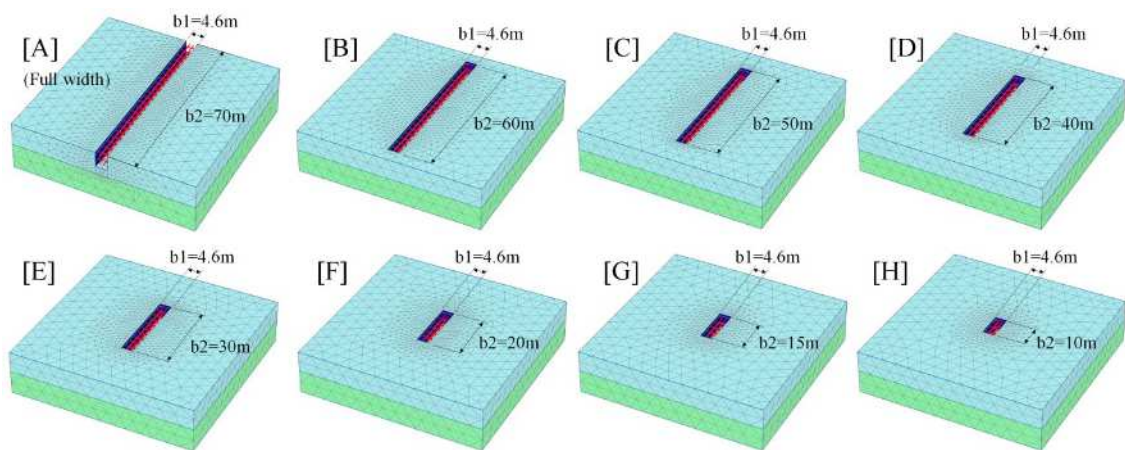


図 6.12 奥行き方向の掘削幅を変化させた有限要素モデル

表 6.3 掘削の段階施工の条件

Step	土留内部の水位	施工期間
鋼矢板設置	土留外部と同じ	1 day
一次掘削 (1 段目切梁下 1m まで掘削)	土留外部と同じ	1 day
二次掘削 (2 段目切梁下 1m まで掘削)	掘削底面まで低下	1 day
三次掘削 (底面まで掘削)	掘削底面まで低下	1 day
過剰間隙水圧消散まで	掘削底面まで低下	—

図 6.12 は、奥行き方向の掘削幅  $b_2$  を変化させた ( $b_2 = 70\text{m}, 60\text{m}, 50\text{m}, 40\text{m}, 30\text{m}, 20\text{m}, 15\text{m}$  および  $10\text{m}$ ) の 8 つの FEM モデルを示す。ここで、モデル[A]の奥行き方向の掘削幅は地盤モデルの全幅に等しく、変位拘束条件を端面に設定する。したがって、モデル[A]は平面ひずみ条件となり、このモデルを参考にして、その他のモデルの 3 次元効果を確認する。各モデルの 3 次元効果を確認するために、平面ひずみ要素を使用した 2 次元解析の結果ではなく、モデル[A]の結果を比較対象としたのは、ソリッド要素と平面ひずみ要素の変形性能の違い、およびメッシュ形状の違いによる影響を防ぐためである。なお、解析に考慮する掘削の段階施工条件を表 6.3 に示す。

### 6.2.2 地盤の構成モデルとパラメータ

掘削する上層の粘性土のモデルには、3 次元効果に対する材料モデルの影響を確認するため、線形弾性モデルの場合と弾塑性モデルの場合を考える。また、弾塑性モデルとする場合の構成モデルは、関口・太田モデルを使用し、地盤パラメータは、塑性指数  $I_p$  を 20 とした正規圧密粘土を仮定して、第 3 章の図 3.1 に示すフローチャートにて決定した。表 6.4 に、粘性土層の入力パラメータの値を示す。

線形弾性モデルの場合、ヤング率  $E$  は、 $N$  値が 3 ( $E = 700\text{ N}$ ) 程度であると仮定して設定した。また、基層の材料は、線形弾性体とし、透水係数が高い材料と仮定した。

表 6.4 粘性土層のパラメータ

Parameter	Elastoplastic model	Linear elastic model
$M$	1.220	-
$A$	0.697	-
$D$	0.051	-
$\nu'$	0.344	0.344
$K_0$	0.524	0.524
$e_0$	0.742	-
$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	-	2100
$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.0	17.0
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.0	18.0
$k$ (m/day)	0.003	0.003

### 6.2.3 土留構造のモデル

掘削部の土留構造は、切梁式の山留工をモデル化し、図 6.13 に掘削部の有限要素モデルの形状を示す。また、各部材に使用する有限要素を表 6.5 に示す。

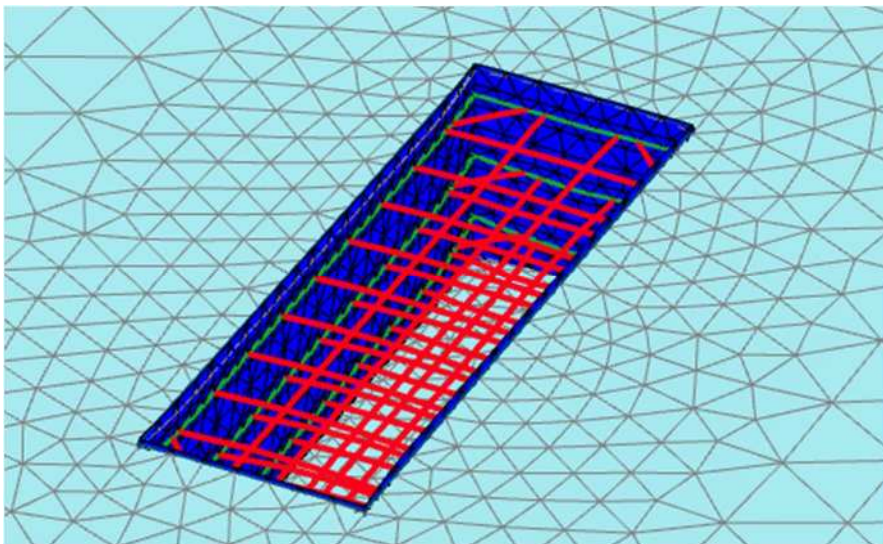


図 6.13 掘削部の有限要素モデル（詳細）

表 6.5 土留構造（山留工）のモデル化に使用する要素

部材	規格	有限要素
鋼矢板	Ⅲ型	直行異方性シェル要素
腹起し	H-300	梁要素
切梁	H-250	梁要素
火打梁	H-250	梁要素

#### 6.2.4 除荷問題の3次元効果係数

奥行き方向の掘削幅  $b_2$  を変えた 8 つのモデルの解析結果から土留壁天端，土留背面，掘削底面の変位を計算した。また，掘削幅の比  $b_2/b_1$  と各部の変位の関係を定量的に表現するために，図 6.14 に示す方法で 3 次元効果係数を定義した。

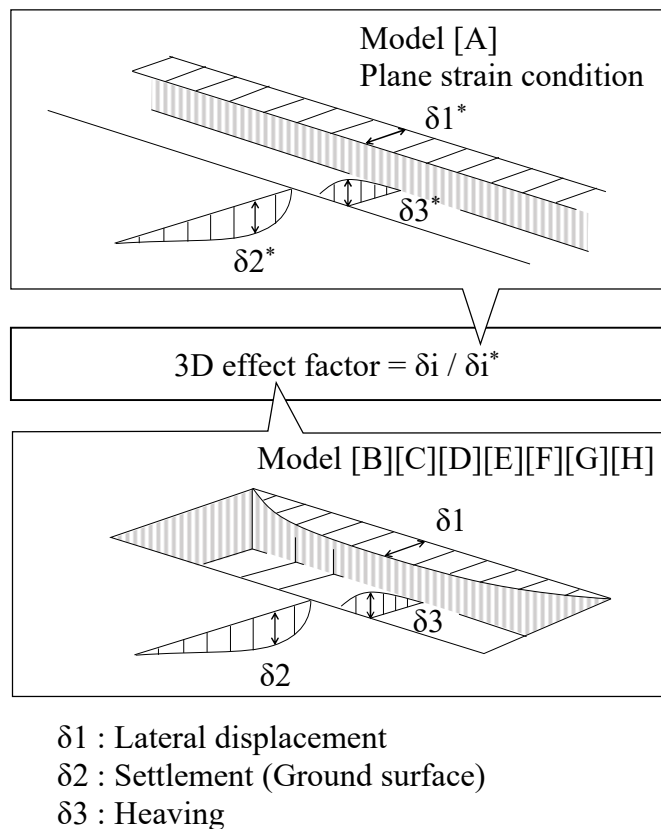


図 6.14 除荷問題の 3 次元効果係数の定義

この係数は、 $b_2/b_1$  が異なる各モデル (図 6.12 の[B]から [H]) の変位と平面ひずみ条件 (図 6.12 の[A]) での変位の比率で示される。図 6.15 に掘削部周辺の各部の変位に対する  $b_2/b_1$  と 3次元効果係数の関係を示す。粘性土層の材料を弾塑性モデルとした場合と線形弾性モデルにした場合では 3次元効果係数は概ね同じ傾向を示し、土留掘削問題の 3次元効果には掘削の形状による影響が顕著で、土の材料モデルによる影響は大きくないことがわかる。各部における変位の 3次元効果の詳細な特性を 6.2.5~6.2.7 に示す。

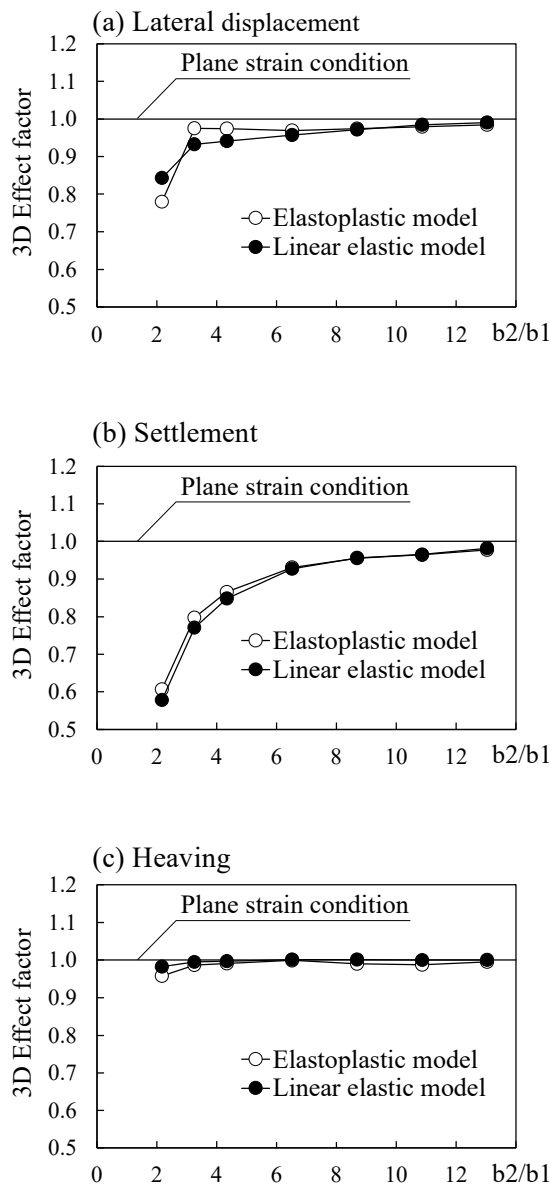


図 6.15 掘削幅の比 ( $b_2/b_1$ ) と 3次元効果係数

### 6.2.5 土留天端の水平変位に対する3次元効果

図 6.16 は、奥行き方向の掘削幅  $b_2$  と過剰間隙水圧の消散後における土留天端の水平変位の関係を示す。縦軸は水平変位を示し、横軸は掘削部の中央からの距離を示す。粘性土層に弾塑性モデルを使用した場合は、粘性土層に線形弾性モデルを使用した場合よりも水平変位量は大きく生じるが、ともに水平変位量は妻壁による拘束の影響を受け、 $b_2$  が 15m ( $b_2/b_1=3.3$ ) 以下になると、掘削部中央の変位に影響が生じる。これにより掘削部中央の土留壁天端の水平変位の3次元効果係数は、 $b_2/b_1$  の減少にともない急激に影響を受ける。

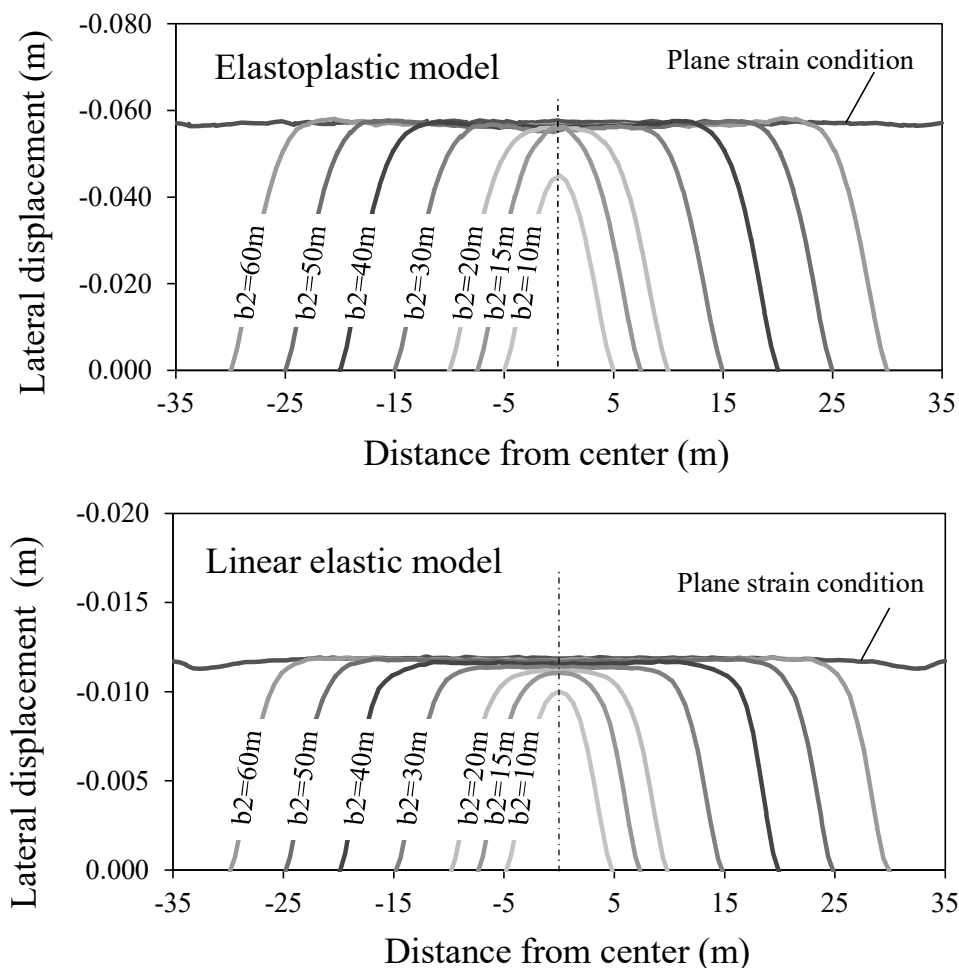


図 6.16 奥行き方向の掘削幅  $b_2$  と土留天端の水平変位の関係（過剰間隙水圧消散時）

### 6.2.6 土留背面の沈下量に対する3次元効果

図 6.17 は、奥行き方向の掘削幅  $b_2$  と過剰間隙水圧の消散後における土留背面の沈下量の関係を示す。縦軸は沈下量を示し、横軸は掘削部の中央からの距離を示す。粘性土層に弾塑性モデルを使用した場合は、粘性土層に線形弾性モデルを使用した場合よりも沈下量が大きく、かつ沈下形状が異なっている。しかし、 $b_2$  が小さくなるにつれて、沈下量が小さくなる傾向は同一であり、土留背面の沈下量の3次元効果係数は、土の材料の影響を受けていない。

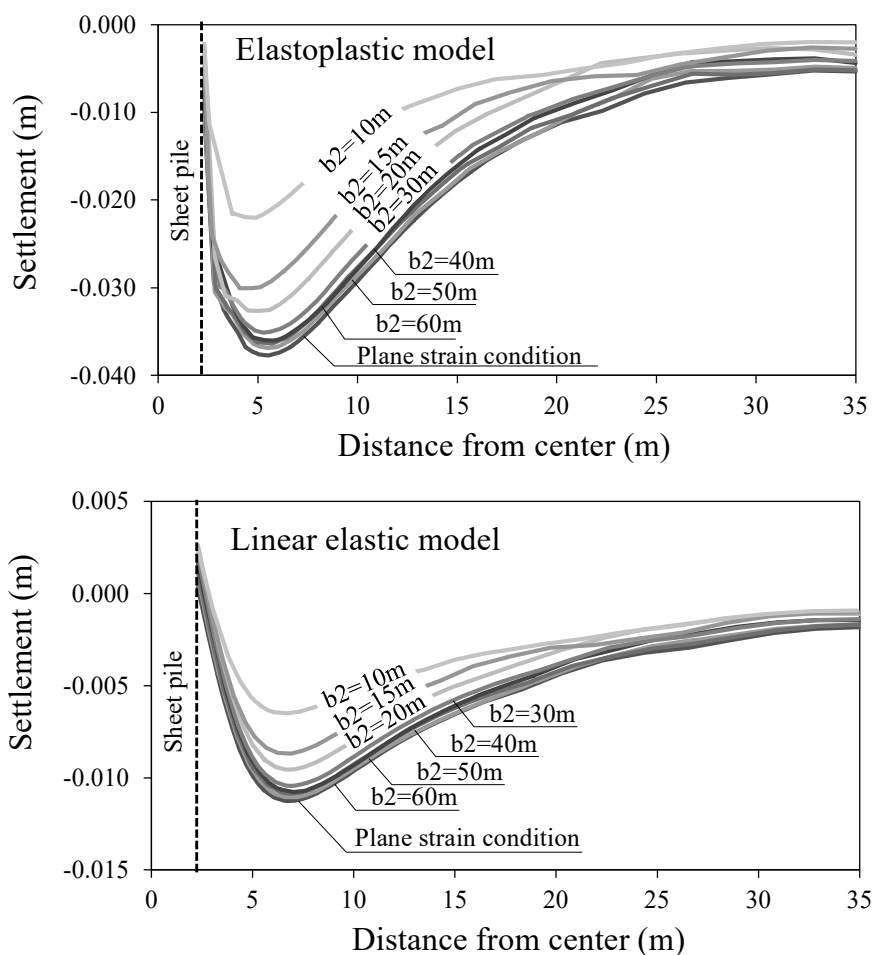


図 6.17 奥行き方向の掘削幅  $b_2$  と土留背面の沈下量の関係（過剰間隙水圧消散時）

### 6.2.7 掘削底面の鉛直変位に対する3次元効果

図 6.18 は、奥行き方向の掘削幅  $b_2$  と過剰間隙水圧の消散後における掘削底面の鉛直変位の関係を示す。縦軸は鉛直変位（隆起）を示し、横軸は掘削部の中央からの距離を示す。掘削底面の鉛直変位は、粘性土層に弾塑性モデルを使用した場合、粘性土層に線形弾性モデルを使用した場合ともに奥行き方向の掘削幅  $b_2$  の影響をほとんど受けない。これにより掘削底面の鉛直変位に対する3次元効果係数は、常に1に近い（平面ひずみ条件と差がない）。

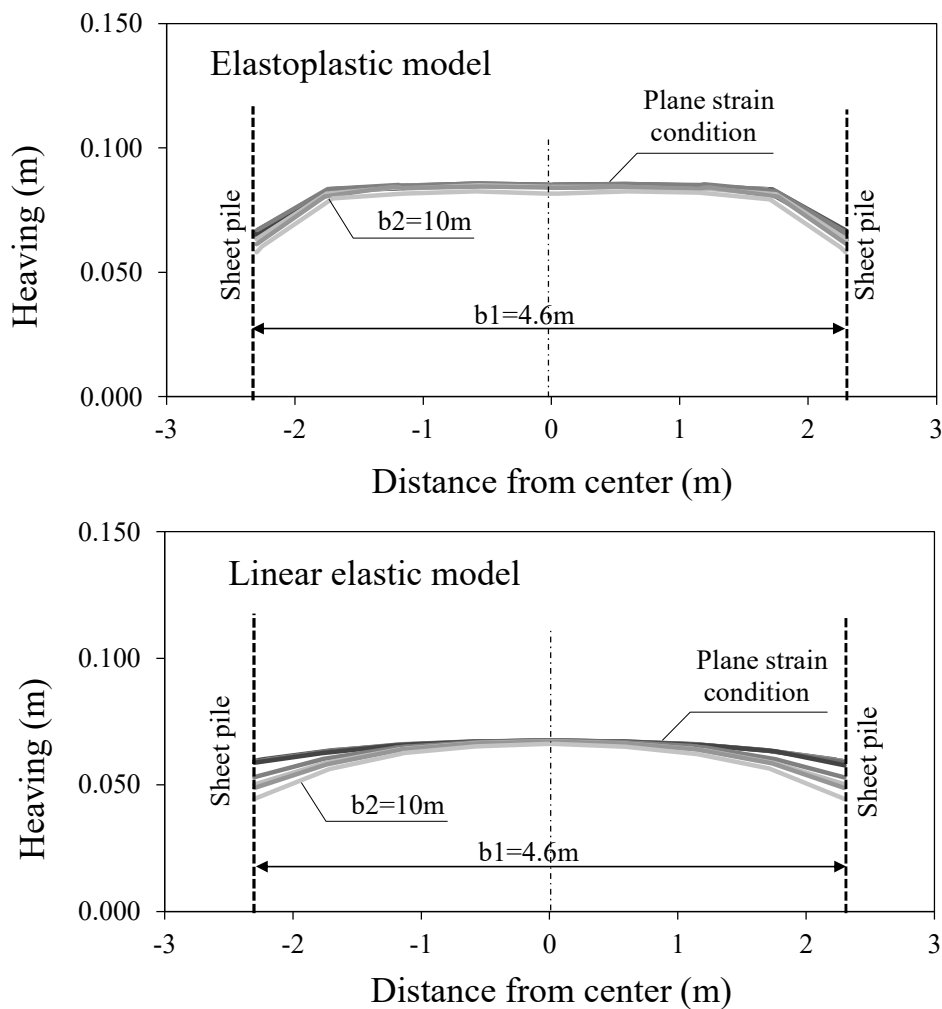


図 6.18 奥行き方向の掘削幅  $b_2$  と掘削底面の鉛直変位の関係（過剰間隙水圧消散時）



### 6.2.8 除荷問題の 3次元効果の特色

軟弱地盤に施工される掘削工事の除荷問題では、各部での変位の 3次元効果係数は、奥行き方向の掘削幅  $b_2$  が減少すると顕著になり、いずれも 3次元効果係数は、1.0 以下となる。このことから、 $b_2/b_1$  が小さい掘削問題に平面ひずみ条件を適用すると、変位を過大評価することが考えられ、さらに、各部の変位における 3次元効果はそれぞれ異なる性状を持つため、複数の箇所の変位を着目する場合には、適切に 3次元効果を考慮することが重要である。また、粘性土層の材料に弾塑性モデルを使用した場合と線形弾性モデルを使用するときの 3次元効果係数はほぼ同じである。この点については、弾塑性モデルとして使用している関口・太田モデルは、除荷に向かう応力経路では弾性挙動（非線形弾性）を示すことが起因しているものと考えられる。

### 6.3 平面ひずみ解析を補正する方法

前節の 6.1 および 6.2 で示したように、除荷問題の 3 次元効果には、地盤材料の影響はほとんど生じないが、載荷問題の 3 次元効果には、地盤材料の影響が生じる。それでは、3 次元効果係数は地盤パラメータの影響をどのように受けるのであろうか。本節では、この疑問に対する検証を目的とした数値実験を行い、その後、3 次元効果係数によって、平面ひずみ解析の結果を補正する方法を提案する。

#### 6.3.1 地盤パラメータの影響を確認する数値実験モデル

数値実験に用いるモデルは、6.1 で載荷問題の 3 次元効果を確認するために使用したものと同一とし、3 次元効果係数が急激に変化する範囲のモデルとして、L/B が 2.0 と 1.0 の 2 つのモデル ([D]および[G]) を使用する。つまり、この 2 つのモデルは同じ地盤パラメータで解析を実施しても 3 次元効果によって、異なる沈下量、側方変位が計算される条件である。また、3 次元効果係数を計算するために平面ひずみ条件となるモデル[A]を合わせ、図 6.19 に示す合計 3 つのモデルによって数値実験を行う。なお、盛土の施工条件は 6.1 と同じ条件とする。

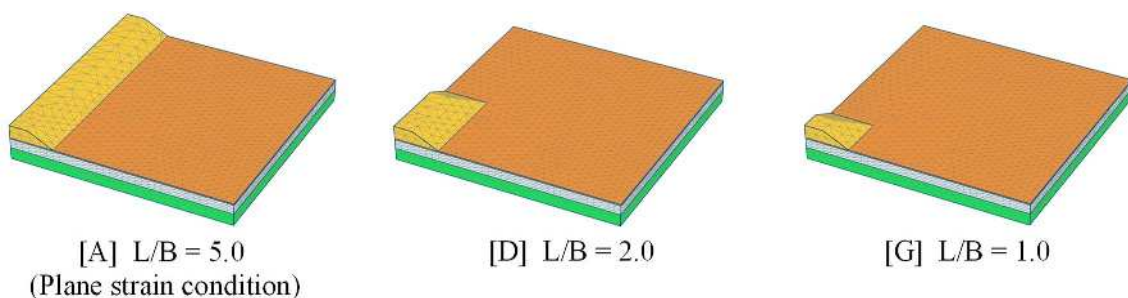


図 6.19 3 次元効果係数への地盤パラメータの影響を確認する盛土の有限要素モデル

### 6.3.2 3次元効果係数への影響を確認する地盤パラメータ

3次元効果係数への影響を確認する地盤パラメータの組合せを表6.6に示す。これらの組合せは、2つの塑性指数  $I_p$  (20 および 60) から第3章の図3.1に示すフローチャートにて計算した初期設定のパラメータに対し、同じく3章で示す方法によって、揺らぎの幅 25% ( $\approx 0.37\sigma$ ) を考慮したものである。パラメトリック解析は、2つの初期設定のパラメータの組合せから、各パラメータを一つずつ増大、減少した12ケースによって実施した。

表 6.6 3次元効果係数への影響を確認する地盤パラメータの組合せ

$I_p$	CASE	$D$	$A$	$M$
20 %	Initial setting	0.051	0.697	1.220
	1 $D \uparrow$	0.068	0.697	1.220
	2 $D \downarrow$	0.046	0.697	1.220
	3 $A \uparrow$	0.051	0.760	1.220
	4 $A \downarrow$	0.051	0.642	1.220
	5 $M \uparrow$	0.051	0.697	1.232
	6 $M \downarrow$	0.051	0.697	1.086
60 %	Initial setting	0.089	0.524	0.912
	7 $D \uparrow$	0.103	0.521	0.912
	8 $D \downarrow$	0.090	0.521	0.912
	9 $A \uparrow$	0.089	0.584	0.912
	10 $A \downarrow$	0.089	0.466	0.912
	11 $M \uparrow$	0.089	0.521	0.923
	12 $M \downarrow$	0.089	0.521	0.778

### 6.3.3 3次元効果係数への地盤パラメータの影響

図 6.20 は、盛土中央の地表面沈下量，法尻部の地表面における水平変位，および法尻部直下の地中の水平変位について，各ケースの変位量と，3次元効果係数を示す．棒グラフは各ケースにおける変位量 (L/B=1.0：白色，L/B=2.0：グレー色) を，折れ線グラフは各ケースの結果から計算した3次元効果係数 (L/B=1.0：○，L/B=2.0：◆) を示す．

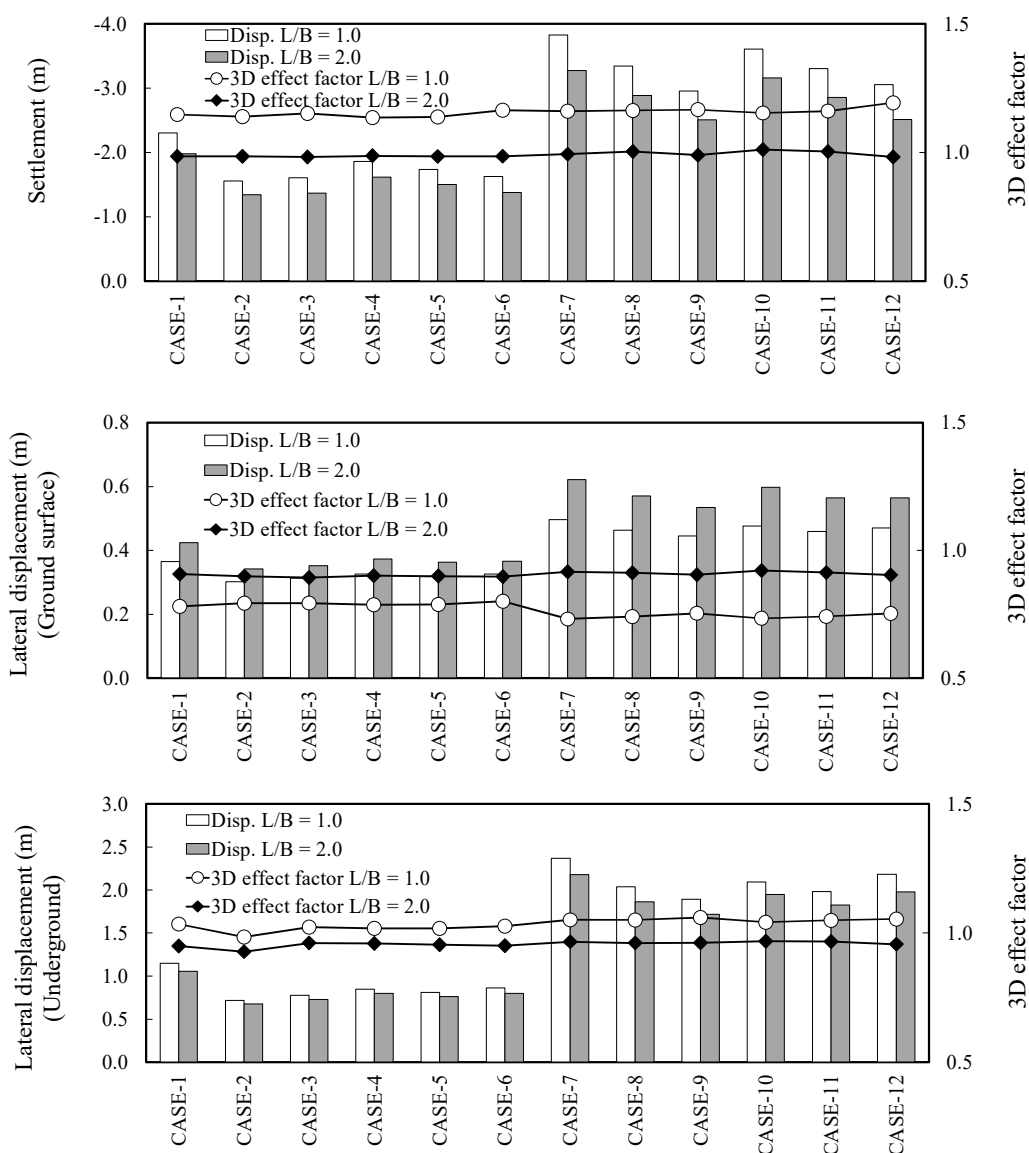


図 6.20 3次元効果係数への地盤パラメータの影響

12 ケースのパラメトリック解析の結果から、両モデル ( $L/B=1.0$  および  $2.0$ ) とともに、3次元効果係数は地盤パラメータの影響をほとんど受けないことがわかる。このことから、単純な圧密沈下問題においては、各部における3次元効果係数を用いれば、地盤パラメータの揺らぎを考慮した平面ひずみ条件の解析結果を補正し、3次元効果を考慮した変位を予測することができると考えられる。

#### 6.4 まとめ

1990年代以降、多くの3次元有限要素法 (3DFEM) のプログラムが開発され、今日ではソフトウェアとハードウェア技術の発展により、大規模で複雑な3次元モデルを用いた地盤解析の実行はもはや困難ではなく、費用もかからない。しかし、地盤パラメータの揺らぎを考慮した膨大なケース数の3次元解析を実施するとなると話は別である。一般的な解析環境では、何百、何千というケースの解析を行うことは容易ではない。そこで、本章で提案した3次元効果係数を用いて平面ひずみ解析の結果を補正する方法は現在の環境で実施可能な有用な代替法であると考えられる。しかし、本章の数値実験で使用した条件は、単純な地盤条件を想定したものであり、3次元効果係数を用いた補正方法の適用範囲を確認する必要がある。そこで、第7章では、3次元効果の影響が大きい複雑な地盤条件の問題において本手法の適用性を確認する。

## 参考文献

- 1) Bergado, D. T., Teerawattanasuk, C., “2D and 3D numerical simulations of reinforced embankments on soft ground”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 26, Issue 1, pp. 39-55, 2008.
- 2) Tanchaisawat, T., Bergado, D. T., Voottipruex, P., “2D and 3D simulation of geogrid-reinforced geocomposite material embankment on soft Bangkok clay”, *Geosynthetics International*, Vol. 16, Issue 6, pp. 420-432, 2009.
- 3) Chaiyaput, S., Bergado, D. T. and Artidteang, S., “Measured and simulated results of a Kenaf Limited Life Geosynthetics (LLGs) reinforced test embankment on soft clay”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 42, Issue 1, pp. 39-47, 2014.
- 4) Chai, J. C., Shrestha, S., Hino, T., Ding, W. Q., Kamo, Y. and Carter, J., “2D and 3D analyses of an embankment on clay improved by soil–cement columns”, *Computers and Geotechnics*, Vol. 68, pp. 28-37, 2015.
- 5) Tschuchnigg, F., Schweiger, H. F., “Embankment prediction and back analysis by means of 2D and 3D finite element analyses”, *Computers and Geotechnics*, Vol. 93, pp. 104-114, 2018.
- 6) Rujikiatkamjorn, C., Indraratna, B. and Chu, J., “2D and 3D numerical modeling of combined surcharge and vacuum preloading with vertical drains, *International Journal of Geomechanics*”, Vol. 8, Issue 2, pp. 144-156, 2008.
- 7) Jean Lucas dos Passos Belo, Jefferson Lins da Silva, “Reliability Analysis of a Controlled Stage-Constructed and Reinforced Embankment on Soft Ground Using 2D and 3D Models”, *Frontiers in Built Environment*, 15, 2020.
- 8) Ali, S., Ramli, B. N. and Nurly, G., “3D Numerical Analysis of Centrifuge Tests on Embankments on Soft and Stiff Ground”, *Advanced Materials Research*, 831, pp. 314-

320, 2014.

- 9) 小島謙一, 太田秀樹, 舘山勝, 飯塚敦: 掘削工事における周辺地盤の簡易沈下予測法, 土木学会論文集, No.652, III-51, 217-227, 2000.
- 10) 譽田孝宏, Hossain M. Shahin, 中井照夫: 土留め掘削に伴う地盤変形挙動の弾塑性有限要素解析, 土木学会論文集 C, Vol.65, No.1, 213-225, 2009.
- 11) 杉江茂彦, 鈴木和明: 開削工事の盤ぶくれ問題への有限要素法解析の適用性評価, 大林組技術研究所報, No.76, 2012.
- 12) 稲垣祐輔, 山内雅基, 譽田孝宏, 吉田晋, 土江徹志: 軟弱粘性土地盤の開削工事に伴う地盤挙動の弾塑性 FEM 解析, トンネル工学報告集, 第 28 卷, III-1, 2018.
- 13) 山岡一雅, 泉千年, 阿部玲子: 掘削深度 19m の立坑を 2 段支保工で掘る (デリー地下鉄第二期工事), 土木学会第 63 回年次学術講演会, 6-167, 2008.

## 第7章 アユタヤの傾斜した仏塔の保全を目的とした地盤解析

世界には多くの傾いた建造物がある。それらの一部は傾きによって価値を有するが、一方で傾きが問題となる場合がある。建設期間中から傾斜が生じたイタリアのピサの斜塔は、多くの研究者に注目され、基礎地盤に着目した多くの数値解析が行われた<sup>1)~7)</sup>。P.A. Vermeer *et al.*<sup>1)</sup>(2002)は Updated Lagrange 法による3次元の幾何学的非線形解析を用いて現実的な塔の傾斜が計算できることを示し、また、J. B. Burland *et al.*<sup>2)</sup>(2003, 2009)は平面ひずみ解析と3次元解析を用い、塔の転倒モーメントを調整して基礎の傾きを再現した。これらの既往の研究成果では、数値解析による塔の傾斜の再現には、3次元効果と妥当な塔の転倒モーメントの考慮が重要であることが示されている。また、これらのピサの斜塔の数値解析の妥当性は、根拠のある入力条件(工事の履歴や地盤の調査結果)と過去の変状履歴(傾斜や沈下量の計測値)の再現により担保されている。しかし、世界には歴史的に重要な価値を有していても、過去の変状の記録が無く、文化財保護の観点から現在も調査が制限される建造物が多くある。タイ王国のアユタヤ地区の郊外に17世紀に建立されたと考えられるワットクラッサイの仏塔はその一例である。この仏塔は、北側に概ね2°傾いているが、これまでの傾斜の履歴は不明である。さらに、仏塔直下の基礎地盤の調査が難しく土質試験結果もない。ユネスコの世界遺産<sup>8)</sup>に登録(1991年)された「古都アユタヤ」の地域には多くの仏塔があり、それらの一部にはワットクラッサイと同様に傾いているものが多い。これらの仏塔の傾きは基礎地盤の不等沈下によるものと推測できるが、その証拠はない。そこで、本章では、ワットクラッサイを題材に、有限要素法による解析を実施し、仏塔の傾斜の原因究明を試みる。



## 7.1 アユタヤの傾斜した仏塔の概要

### 7.1.1 アユタヤ王朝と仏塔

タイのアユタヤは、1350年に設立され、417年間続いたアユタヤ王朝の首都であり、バンコクの北方、約90kmに位置する。図7.1はアユタヤ歴史公園周辺の航空写真であり（Google Mapsより）、チャオプラヤ川とその支流であるパーサク川、ロップリー川に囲まれた「魚」の形状をした中州の周辺は、1991年、ユネスコの世界遺産<sup>8)</sup>に「古都アユタヤ」として登録されている。

アユタヤ歴史公園周辺の遺跡は、背の高い塔を有する仏教僧院であるが、1767年のビルマ軍の攻撃によりアユタヤ王朝は消滅し、現在はそのほとんどが図7.2に示すように表面の漆喰が剥離したレンガの遺跡となっている。

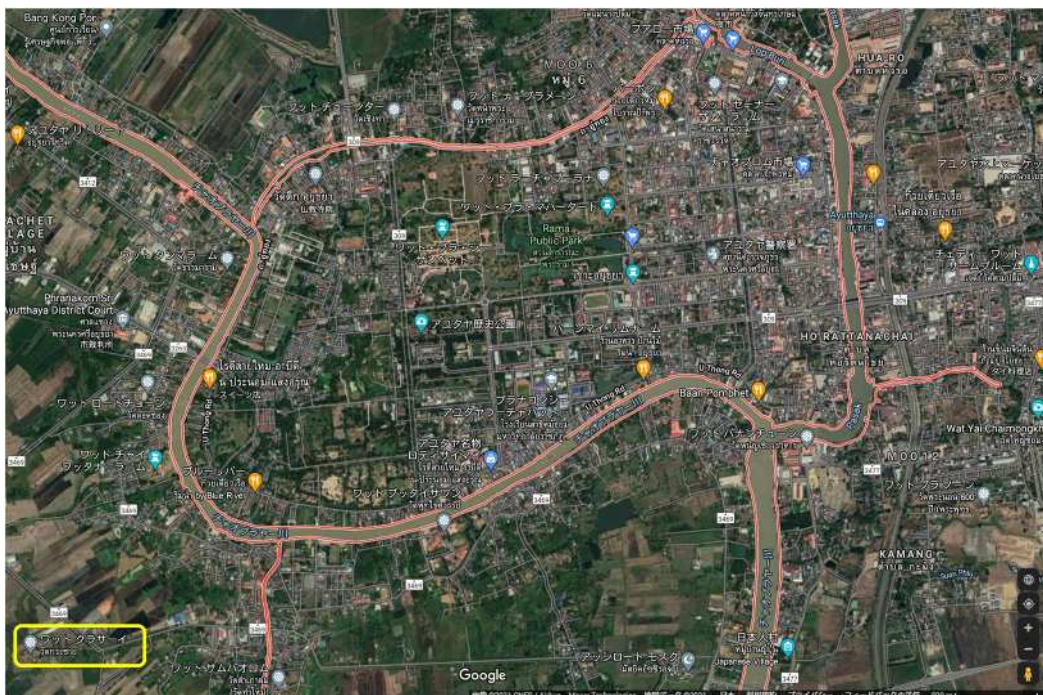


図 7.1 アユタヤ歴史公園周辺の航空写真（Google Maps より）



図 7.2 アユタヤ遺跡 ワット・プラ・マハタート (2019年8月22日撮影)

寺院に建立された仏塔の形状には、トウモロコシ状のクメール式のもの、スコタイ王朝の影響を受けた釣り鐘状のものがあり、寺院の中には大きいもの、小さいものを含めて複数の仏塔が建てられている。アユタヤ歴史公園では多くの仏塔が現存しているが、それらの中には上部が破損して失われているもの、また、仏塔全体が傾斜しているものが存在している。

### 7.1.2 ワットクラッサイ (Wat Krasai) の概要

ワットクラッサイは、アユタヤ歴史公園の南西部の田園地帯に位置し (図 7.1 の航空写真の左下部)、大きな仏塔と礼拝堂跡、そして寺院を囲む壁からなる仏教寺院の美しい遺跡である (図 7.3)。明確な証拠は発見されていないが、この寺院はアユタヤ王朝後期にナーラーイ王 (1656 年から 1688 年を統治した) に反逆した王族の墓地であるという説がある。基礎地盤の不等沈下がこの塔の傾斜を引き起こしたものと考えられるが、洪水や改修作業の影響で周囲の地表面の高さが変化したため、沈下の痕跡を測定する術はない。現在、この塔の変状を示す唯一の情報、北に約  $2^{\circ}$  の傾斜していることだけである。また、仏塔の形状が途中で折れ曲がっていることから、建設途中から傾斜が生じたことが推測される。仏塔は、高さは約 27m の中空構造であり、上部は円錐形、下部は八角錐の形状である。また、仏塔の下部は、2013 年に実施された修復工事にてレンガで被覆されており、最下段部には長方形の台座状の構造が形成されている。(図 7.4 参照)



図 7.3 ワットクラッサイ (2019年8月20日撮影)

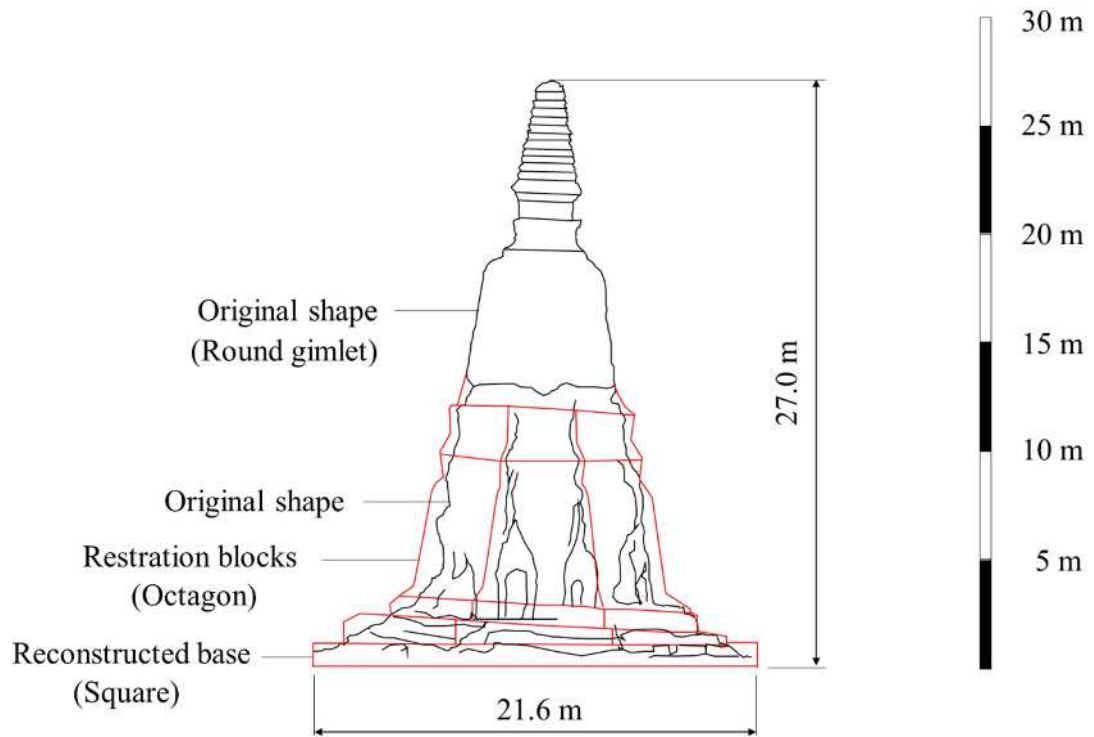


図 7.4 ワットクラッサイの仏塔形状 (修復前と修復後)



### 7.1.3 仏塔の傾斜と崩壊の危険性

仏塔は、レンガをモルタルで接着した構造である。レンガで作られた構造物は、一般的に図 7.5 のように目地に沿ってひびが入りやすいが、ワットクラッサイの仏塔ではレンガの劣化によって損傷している部分を確認された（図 7.6）。このようなレンガの劣化は、塔の傾斜により低くなっている北側の基礎部に集中しており、図 7.7 に示すように塔の表面を流れる雨水が集中する部分にも確認された。



図 7.5 土台南側の目地部に生じたクラック（2020年2月29日撮影）



図 7.6 北側基礎部のレンガの破壊状況（2019年8月20日撮影）



図 7.7 雨水の流水跡とレンガの劣化状況（2019 年 8 月 20 日撮影）

ワットクラッサイの仏塔は全体的に円錐形であるため、塔全体が傾斜によって転倒する危険性は低いと考えられるが、傾斜の影響によって蝕まれるような局所的な崩壊が生じる危険性は否定できない。

#### 7.1.4 仏塔の周辺の地盤条件

仏塔の傾斜の原因究明のため、周辺地盤において、4 か所のボーリング調査が行われている。図 7.8 は、各ボーリングの調査個所を示し、ボーリング調査で確認された層厚から推定した東西および南北方向の地層の断面図を図 7.9 に示す。仏塔の直下の層厚は沈下の影響を受けていると考えられるが、文化財保護の観点から調査が不可能であり、地層の傾斜は直線傾斜として推定されている<sup>9)</sup>。ボーリング調査で推知された地層には、仏塔の傾斜方向である南北方向に大きな傾斜がある。仏塔の傾斜の原因が 3 つの粘性土層（Clay1, Clay2, Clay3）の沈下であると仮定することはできるが、Clay1 層と Clay2 層は北側で層が厚く、Clay3 層は南側が厚いことから、塔がどちらの方向に傾くかは一見してわからない。さらに、地盤パラメータは塔の沈下を計算するために非常に重要な情報であるが、各層の圧密試験が実施されておらず、深刻な不確実性の要因となっている。

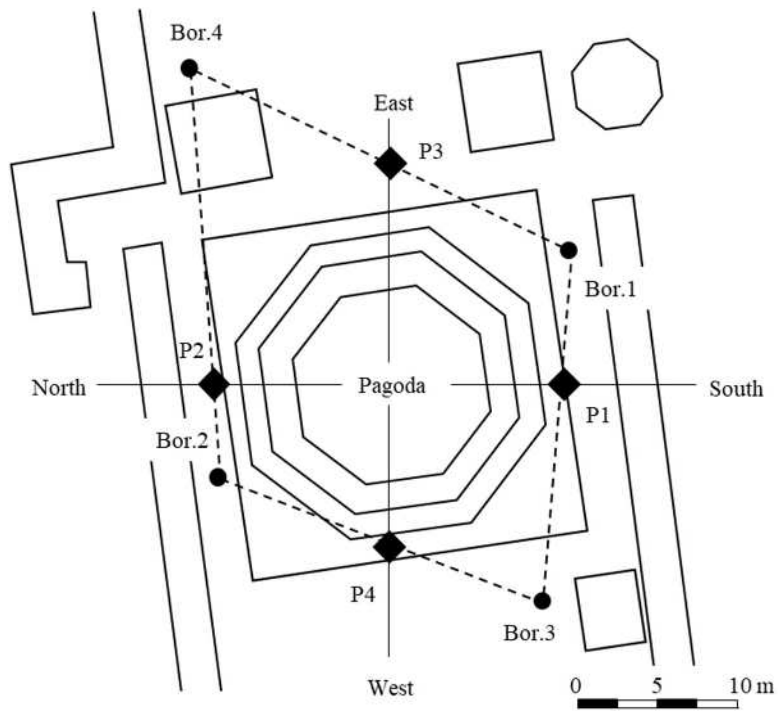


図 7.8 仏塔周辺のボーリング調査位置

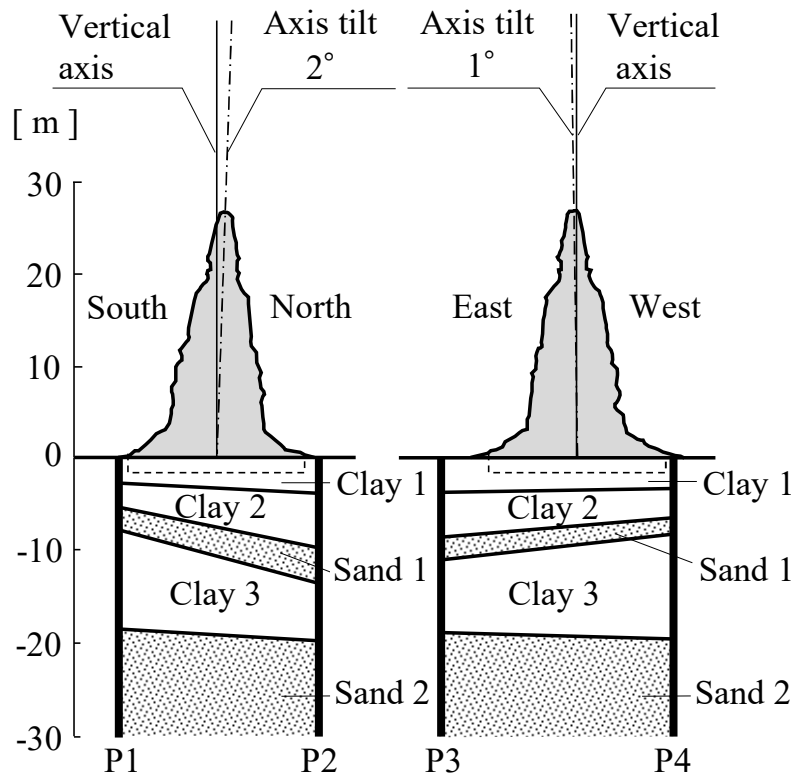


図 7.9 ボーリング調査結果から推定した地層の傾斜

### 7.1.5 仏塔の傾斜挙動の将来予測

2019年8月において、現地調査を行った結果、2013年の改修工事で設置された台座部と仏塔との間には図7.10に示す隙間が確認された。また、2019年8月の時点では最大3cm程度であったこの隙間は、その半年後である2020年2月には最大5cm程度に増大している。図7.11は複数個所で計測した隙間の増加状況を示す。さらに、図7.12は、2013年に設置された台座部の上面と側面に生じているクラックの状況を示す。これらの現場の変状から、仏塔の傾斜挙動は今もなお継続している可能性があり、今後の仏塔の保全のためは、傾斜挙動の将来予測が必要であり、7.2節、7.3節では、ワットクラッサイの仏塔を対象に実施した有限要素法によるシミュレーションについて述べる。

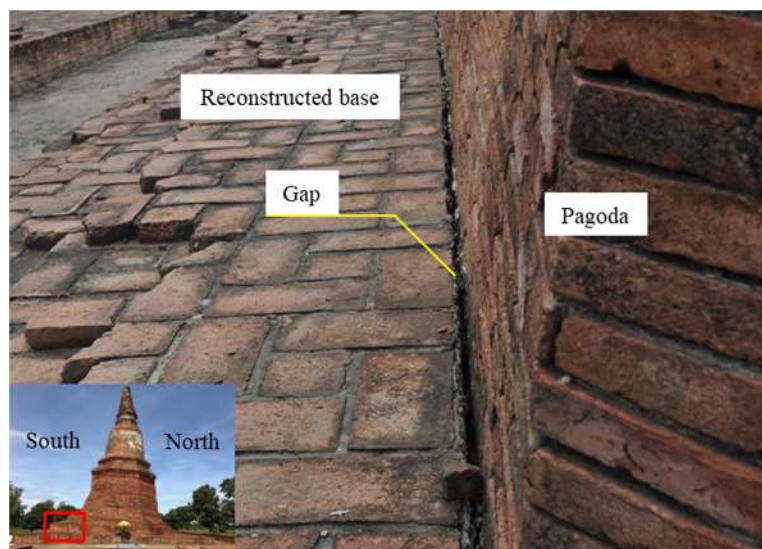


図7.10 仏塔と台座部の隙間（2019年8月20日撮影）

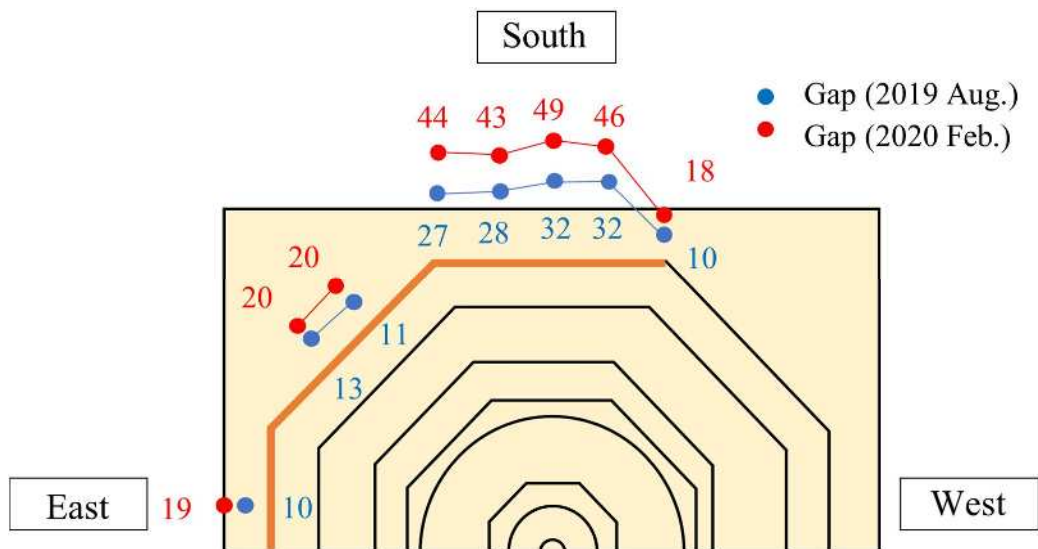


図 7.11 仏塔と台座部の隙間の増加 [単位：mm]



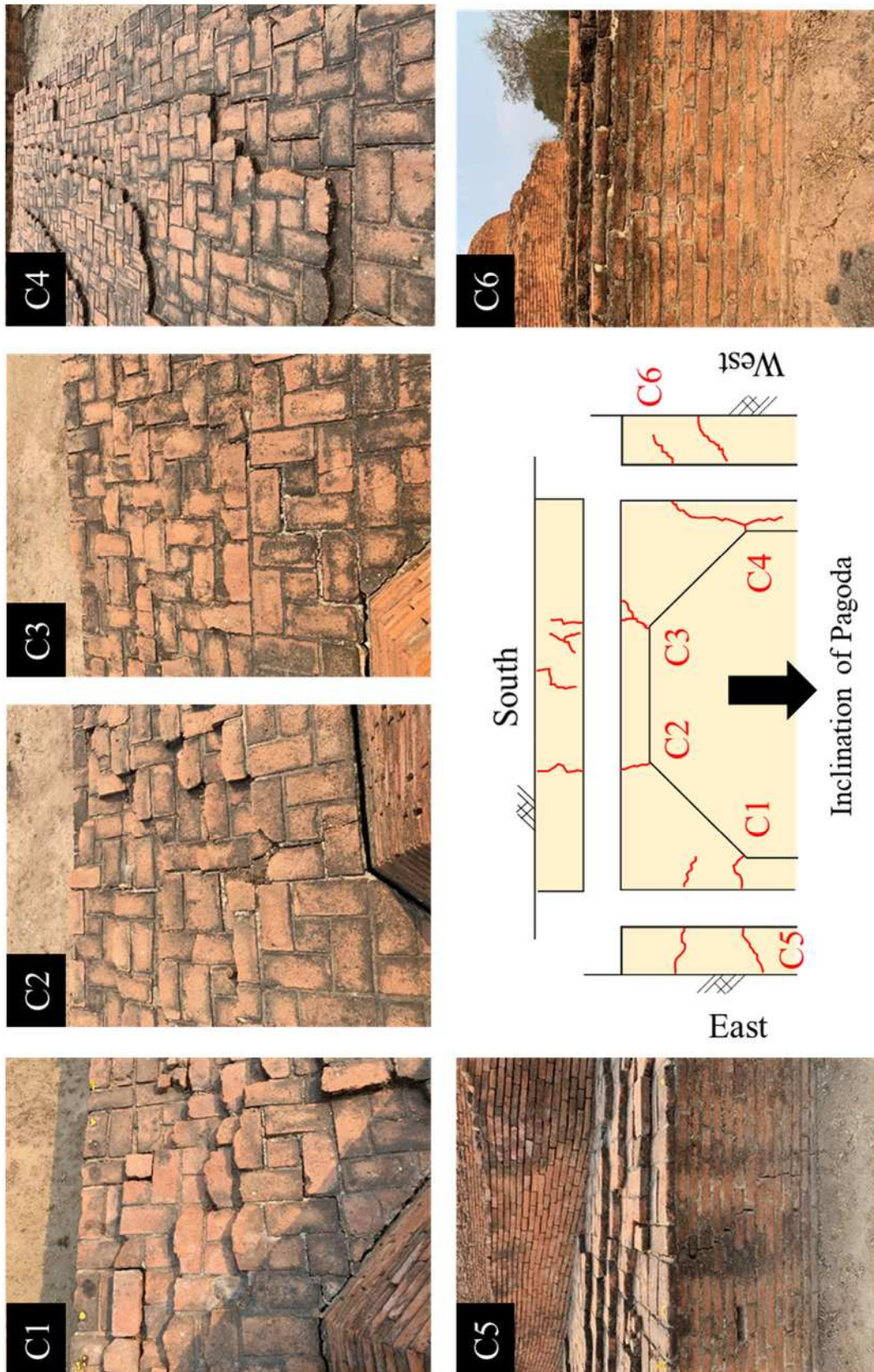


図 7.12 台座部のクラック (2020年2月29日撮影)

## 7.2 平面ひずみ解析を用いた検討

ワットクラッサイの仏塔の保全を目的に、弾塑性有限要素法を用いた数値解析シミュレーションによって仏塔の傾斜の将来予測を行う。本節では、平面ひずみ解析によって、仏塔の傾斜挙動の再現を試み、さらに 2013 年の修復工事以後、傾斜の将来予測を行う。

### 7.2.1 基礎地盤のモデル化

地層は、塔の傾斜方向である南北の傾斜が東西の傾斜よりも大きいため、南北方向の断面に単純化しモデル化した。また、調査結果がない側方領域は水平層と仮定した。図 7.13 は平面ひずみ解析に使用した FEM モデルを示す。水平方向のモデル化範囲は仏塔を中心に 100m とし、深さ方向は、ボーリング調査の掘削深度付近 (GL-30m) とした。また、この FEM モデルはソリッド要素を使用した単位奥行き幅のモデルである。平面ひずみ要素を使用した 2 次元解析としない理由は、次節にて行う 3 次元モデルとの比較を考慮し、ソリッド要素と平面ひずみ要素の変形性能の違い、およびメッシュ形状の違いの影響を防ぐためである。

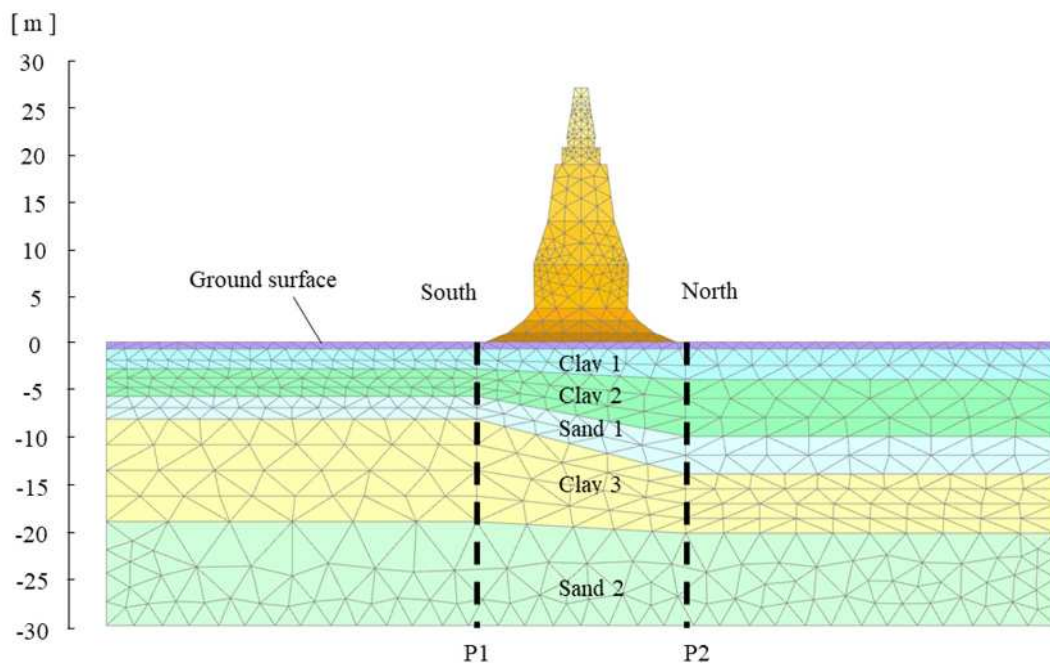


図 7.13 平面ひずみモデル (単位奥行き幅のソリッドモデル)

表 7.1 は、P1 および P2 ライン上での地層厚を示す。なお、地下水位は、ボーリング調査結果より GL-5.0m とする。

表 7.1 P1 ラインおよび P2 ラインにおける地層厚

	Line P1			Line P2		
	Depth		Thickness	Depth		Thickness
	Top (m)	Bottom (m)		Top (m)	Bottom (m)	
Surface layer	0.00	-0.50	0.50	0.00	-0.50	0.50
Clay 1	-0.50	-2.85	2.35	-0.50	-3.98	3.48
Clay 2	-2.85	-5.74	2.89	-3.98	-9.98	6.00
Sand 1	-5.74	-8.16	2.42	-9.98	-13.97	3.99
Clay 3	-8.16	-19.00	10.84	-13.97	-20.23	6.26
Sand 2	-19.00	-30.00	11.00	-20.23	-30.00	9.77

### 7.2.2 仏塔のモデル化

ワットクラッサイの仏塔は 2013 年に実施された修復工事にてレンガで被覆されており、最下段部には長方形の台座状の構造が形成されている。図 7.14 は修復工事時の図面より 3 次元形状 (1/2 形状) を復元したものである。修復前後の仏塔の体積を試算すると、修復後の体積は約 1.36 倍となり、修復工事によって重量が増加していることが推測できる。

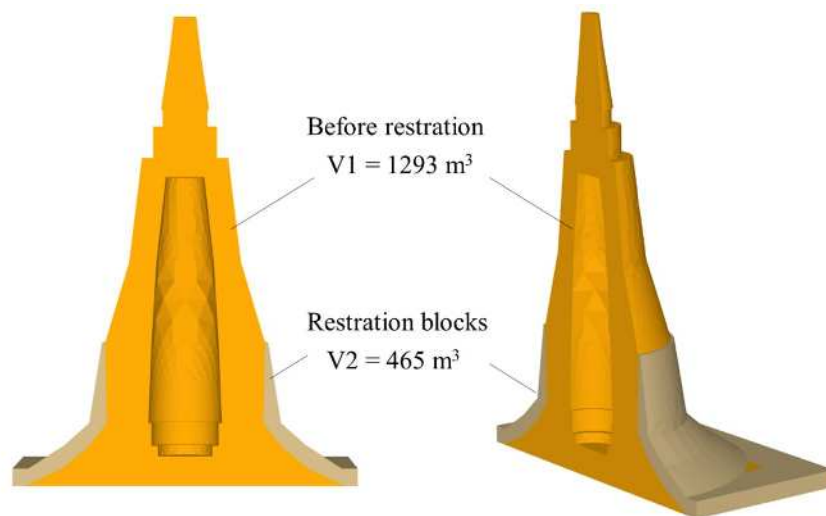


図 7.14 仏塔の 3 次元形状 (修復前後)



仏塔の傾斜とともに増加する転倒モーメントは、仏塔の要素に重量を考慮し、Updated Lagrangian 法による幾何学的非線形解析を行うことで考慮する。仏塔の体積重量は  $15.15(\text{kN}/\text{m}^3)$  とするが、ワットクラッサイの仏塔は錐形で中空の形状であるため、平面ひずみモデルでは、仏塔を 10 個のブロックに分割し (図 7.15)、空洞を考慮して各ブロックの単位体積重量を減じた。表 7.2 は修復工事前の形状における各ブロックの単位体積重量を、表 7.3 は修復工事後の形状における各ブロックの単位体積重量を示す。

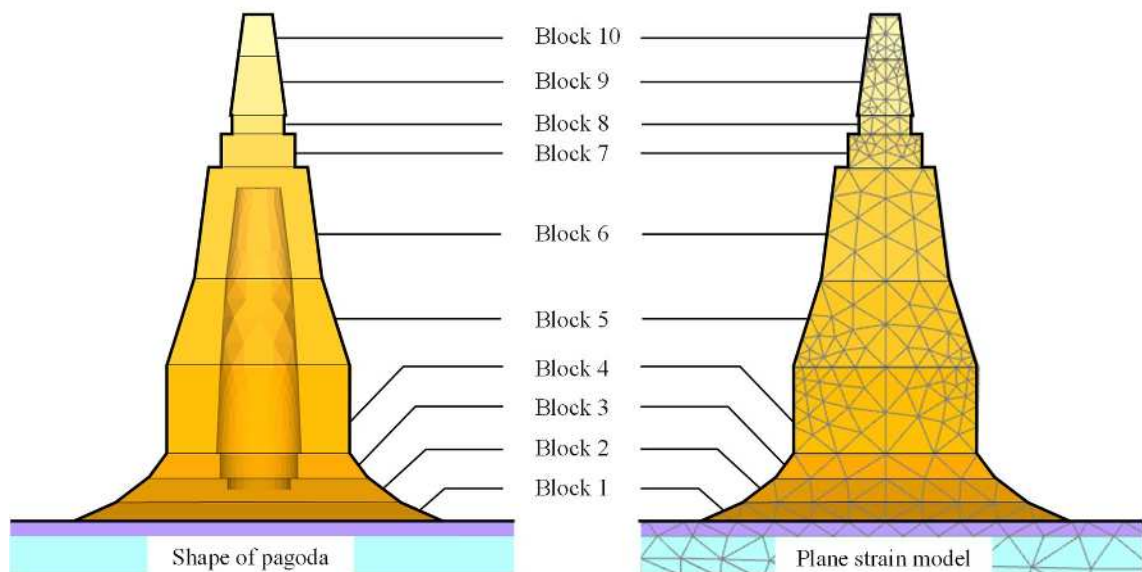


図 7.15 仏塔モデルの分割ブロック

仏塔の材料は線形弾性体として設定し、材料パラメータは一般的なレンガの値 ( $E = 10,000,000 \text{ kN}/\text{m}^2$ ,  $\nu = 0.18$ ) であると仮定した。しかし、2013 年に行われた修復工事の記録では、仏塔の基部は著しく損傷し、破損したレンガが周囲の地盤から出土していることから、基部のブロック (ブロック 1 および 2) については、剛性を低下させ、地表面の地盤と同程度のオーダーとなる弾性定数を仮定した ( $E = 5,000 \text{ kN}/\text{m}^2$ )。

表 7.2 各ブロックの単位体積重量（修復前形状）

Block	Volume (m3)	Weight (kN)	Weight per unit length (kN/m)	Cross sectional area of plane strain model (m2)	Unit weight of plane strain model (kN/m3)
10	5.3	79.9	3.70	3.91	0.95
9	14.9	226.1	10.47	7.50	1.40
8	6.2	93.3	4.32	2.80	1.54
7	22.6	342.7	15.87	7.20	2.20
6	147.1	2227.8	103.14	37.20	2.77
5	208.7	3161.5	146.36	39.10	3.74
4	284.1	4304.3	199.27	45.54	4.38
3	103.7	1571.2	72.74	14.17	5.13
2	187.2	2835.6	131.28	17.81	7.37
1	313.3	4746.3	219.74	17.70	12.41
Total	1293.0	19588.7			

表 7.3 各ブロックの単位体積重量（修復後形状）

Block	Volume (m3)	Weight (kN)	Weight per unit length (kN/m)	Cross sectional area of plane strain model (m2)	Unit weight of plane strain model (kN/m3)
10	5.3	79.9	3.70	3.91	0.95
9	14.9	226.1	10.47	7.50	1.40
8	6.2	93.3	4.32	2.80	1.54
7	22.6	342.7	15.87	7.20	2.20
6	153.2	2321.1	107.46	37.20	2.89
5	227.8	3451.2	159.78	39.10	4.09
4	384.0	5817.2	269.31	51.52	5.23
3	171.7	2601.4	120.43	17.68	6.81
2	305.3	4625.6	214.15	22.62	9.47
1	466.6	7068.4	327.24	21.60	15.15
Total	1757.5	26626.8			

### 7.2.3 地盤の構成モデルとパラメータ

仏塔の不等沈下の原因と考えられる3つの粘性土層（Clay 1, Clay 2, および Clay 3）の構成モデルには、関口・太田モデル（弾塑性モデル）を使用する。地盤の入力パラメータは、本来、土質試験の結果から決定する必要があるが、このサイトでは圧密試験結果がない。そこで、3章の図 3.1 の Iizuka and Ohta<sup>10)</sup>によるフローチャートを用い、塑性指数から各パラメータを仮定したが、この点は、本検討における重要な不確実性の要因と言える。

地表面は日光で乾燥し固化した粘性土であるため、弾完全塑性モデル（モールクーロンモデル）を使用した。砂層（Sand 1 と Sand 2）は密なシルト質の砂であることから線形弾性体とみなした。また、ヤング係数  $E$ 、粘着力  $c'$ 、および内部摩擦角  $\phi'$  は一般的な値として  $N$  値から推定した。表 7.4 は各層の地盤パラメータの一覧を示す。なお、単位重量と透水係数は土質試験結果に基づいて設定した。また、アユタヤ地域では深さ 30m 以深に粘性土層が分布していることが知られているため、モデルの底面を非排水境界条件として設定した。

表 7.4 各層の地盤パラメータ

	Surface	Clay 1	Clay 2	Sand1	Clay 3	Sand2
Parameter	MC	SO	SO	Linear elastic	SO	Linear elastic
$I_p$	-	38.2	42.0	-	27.5	-
$M$	-	1.035	1.009	-	1.128	-
$A$	-	0.592	0.576	-	0.644	-
$D$	-	0.073	0.076	-	0.061	-
$\nu'$	0.2	0.358	0.362	0.3	0.344	0.3
$K_0$	-	0.559	0.568	-	0.525	-
$e_0$	-	1.223	1.324	-	0.940	-
$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	80.0	-	-	-	-	-
$\phi$ (°)	6.0	-	-	-	-	-
$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	8540	-	-	15050	-	28560
$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.2	19.2	17.1	19.0	19.2	19.0
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.2	19.2	17.1	20.0	19.2	20.0
$k$ (m/day)	2.4E-6	2.4E-6	3.6E-6	2.0E-4	3.6E-6	1.2E-3

#### 7.2.4 時間履歴の仮定

表 7.5 はシミュレーションに考慮する時間履歴を示す。ここで、仏塔の建設期間はアユタヤ歴史公園事務所の考古学者へのヒアリングにより 2 年と設定した。また、各ブロックの建設期間は、仏塔全体の体積に対する各ブロックの体積の比率から推定した。仏塔の建設後から 2013 年の修復までの期間は、仏塔の建設時期をナーラーイ王の治世の始まり（1656）と仮定し、355 年間に設定した。その後、修復工事を 1 年間とし、さらに将来の予測期間として、修復工事から 100 年後までの期間を設定した。

表 7.5 シミュレーションに考慮する時間履歴

		Time	
		days	
	Block 1	177	
	Block 2	106	
	Block 3	59	
	Block 4	160	
Construction (1656–1658)	Block 5	118	
	Block 6	83	
	Block 7	13	
	Block 8	3	
	Block 9	8	
	Block 10	3	
Consolidation (1658–2013)		129,661	(355years)
Restoration (2013–2014)		365	(1year)
Consolidation (2014–2114)		36524	(100years)

### 7.2.5 仏塔の沈下量

図 7.16 は平面ひずみ解析の結果から得られた、仏塔の中央の沈下量の時間履歴を示す。仏塔は建設期間の 2 年間に即時的に沈下し、その後は圧密挙動により沈下量が増大する。沈下速度は次第に緩やかになるが、2013 年の修復工事により、再び沈下速度が増大するという結果となった。しかし、ワットクラッサイの仏塔は、7.1.2 に示すように、地表面高の変化によって、現時点では沈下量を知る術はなく、定量的な妥当性を判断することはできない。

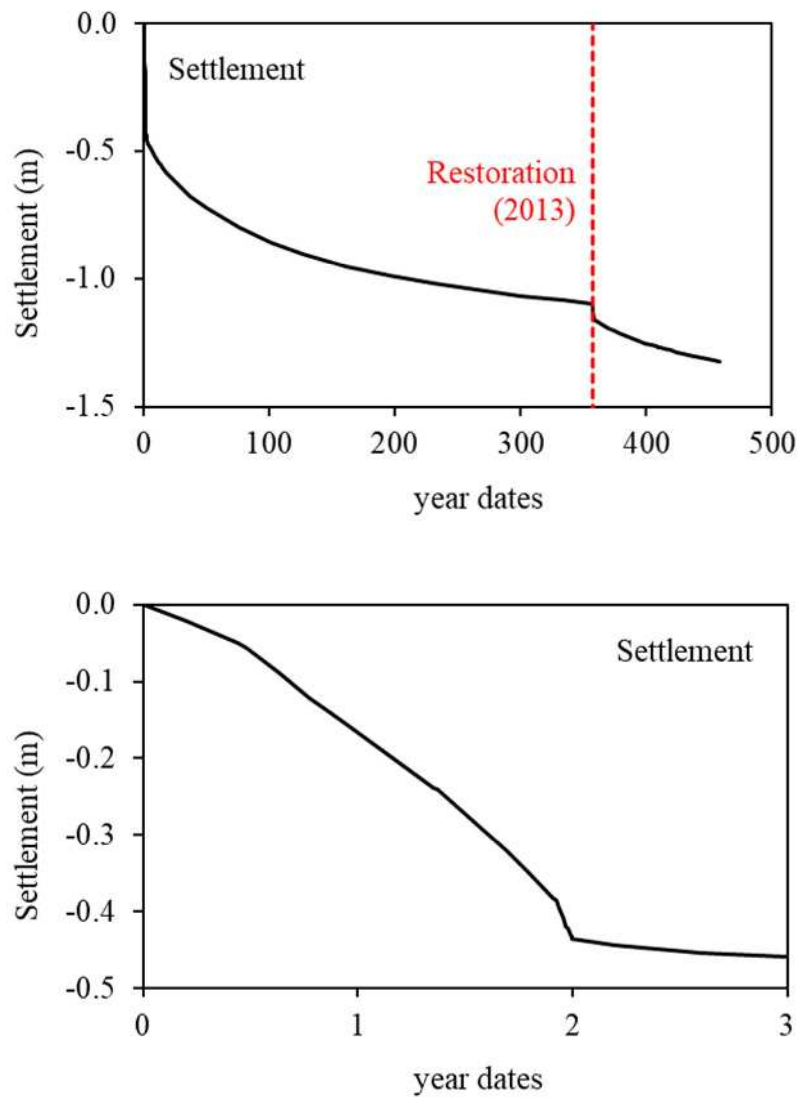


図 7.16 仏塔の沈下量（仏塔中央）の時間履歴



### 7.2.6 仏塔の傾斜量

図 7.17 は平面ひずみ解析の結果から得られた、仏塔の傾きの時間履歴を示す。仏塔は、建設開始後、半年を過ぎたころ（2ブロック目の施工）から北側に傾きが生じ始め、建設期間の2年間で傾きは増大する。この状況は、仏塔の形状が途中で折れ曲がり、建設期間から傾斜が生じたと推定されることと整合する。しかし、2013年の補修工事時点での傾きは $0.6^\circ$ 程度であり、実際の仏塔の傾きである $2^\circ$ 程度と比較すると定量的には整合しない。

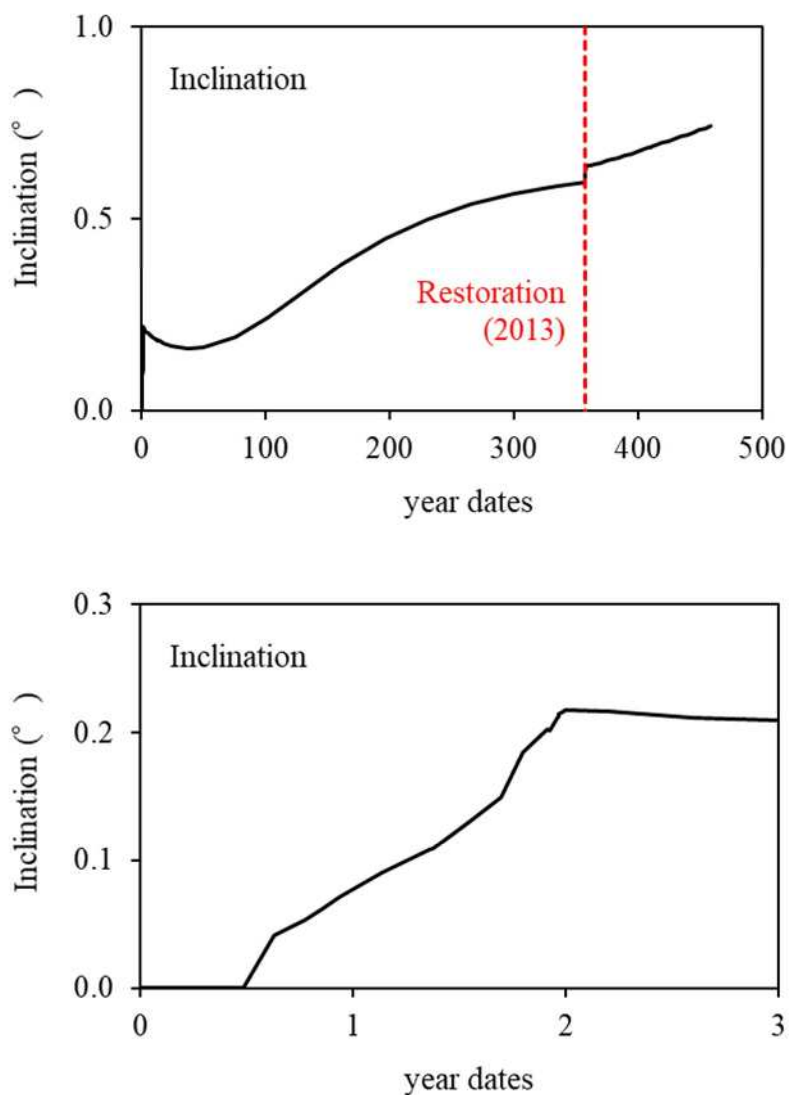


図 7.17 仏塔の傾斜の時間履歴

また、解析で得られた傾斜の増加傾向は、2年間の建設期間の後、一度南側に戻りかけ、再度、北側への傾きが増加していることがわかる。この挙動のメカニズムを調査するため、P1 および P2 ラインの層別沈下量を確認した（図 7.18）。それぞれの層において南北の沈下量の違いを確認すると、最終的には Clay 2 層の南北の沈下差（北側が大）により、仏塔は北に傾くことがわかるが、仏塔建設後、最初の 50 年の間には Clay 3 層では南側の沈下が行うため、仏塔の傾斜は一度南に戻りかける状況が見て取れる。つまり、仏塔の傾斜は、Clay 2 層と Clay 3 層の相反する南北の沈下差が相殺した結果、生じていることが確認できる。

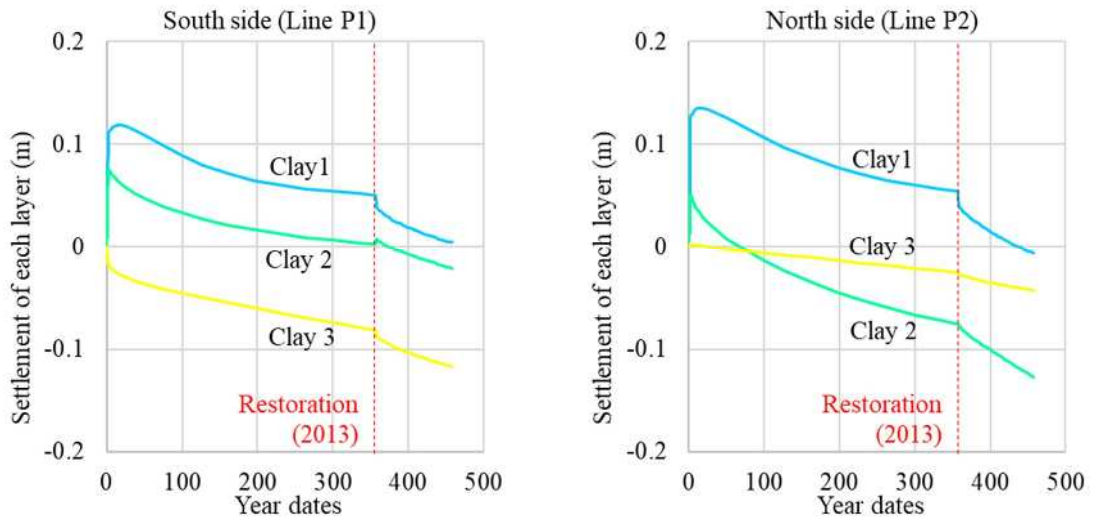


図 7.18 仏塔の南北端における各層の沈下の履歴

### 7.3 地盤パラメータの揺らぎと3次元効果を考慮した検討

前節 7.2 では、平面ひずみ解析を用いたシミュレーションを実施し、仏塔が北側に傾くことを定性的に再現することができたが、定量的には実際の傾斜角（約  $2^\circ$ ）を再現することはできなかった。この原因としては、仏塔の基礎地盤における圧密層の材料パラメータの不確かさが考えられるが、もう一つの大きな要因として、仏塔の不等沈下問題には著しく3次元効果が影響していることが考えられる。前節 7.1 で述べたように、数値解析を使用して基礎地盤の不等沈下による塔状構造物の傾斜をシミュレートする場合には、3次元効果と転倒モーメントを考慮することが重要である。つまり、基礎地盤と構造物からなる3次元モデルを使用して、幾何学および材料的非線形解析を実施することが必要である。しかし、3つの粘性土層の地盤パラメータに不確かさがあるワットクラッサイの場合、地盤パラメータの揺らぎを考慮した膨大なケース数の解析を3次元モデルで実施することは、一般的なソフトウェアおよびハードウェアの環境では難しい。そこで本節では、3章で提案したパラメータに揺らぎを考慮する方法と、6章で提案した3次元効果係数を用いて平面ひずみ条件で得られた結果を補正する方法を組合せた検討を行う。そして、現実的な地盤パラメータの範囲において、建設後、現在までにワットクラッサイの仏塔に起こりうる傾斜を計算し、既知の現象を用いて、2章で述べた確率分布的に将来予測を行うフレームワークの具体例を示す。

#### 7.3.1 検討手法の概要

図 7.19 は、地盤パラメータの揺らぎと3次元効果を考慮した検討手法のフローチャートを示す。また、この手法の手順は以下の通りである。

- ① 地盤パラメータの揺らぎを考慮した全組合せケースの平面ひずみ解析を実施する。
- ② 地盤パラメータの揺らぎを考慮した全組合せケースの中から、代表的なテストケースを抽出する。

- ③ 代表的なテストケースの3次元解析を実施する。
- ④ 代表的なテストケースの平面ひずみ解析結果と3次元解析結果の相関から、3次元効果係数を設定する。
- ⑤ 3次元効果係数によって、地盤パラメータの揺らぎを考慮した全組合せケースの平面ひずみ解析結果を補正する。

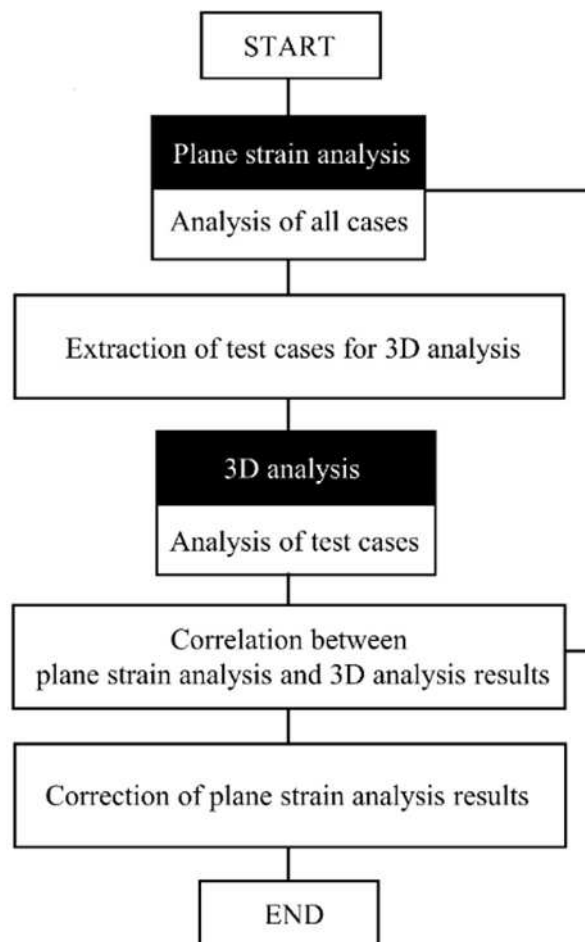


図 7.19 地盤パラメータの揺らぎと3次元効果を考慮した検討手法のフローチャート

### 7.3.2 地盤パラメータの揺らぎを考慮した平面ひずみ解析

本節では、前節 7.2 の平面ひずみモデルを使用して、仏塔の不等沈下の原因と考えられる 3 つの粘性土層 (Clay 1, Clay 2 および Clay 3) の地盤パラメータに揺らぎを考慮した解析

を実施する。7.2では、各層の地盤パラメータを3章の図3.1のフローチャートを用いて、塑性指数から仮定したが、この点は、仏塔の不等沈下を計算する上で重要な不確実性の要因となっている。そこで、本節では、前節で仮定した地盤パラメータに対し、3章で示した手法によって、 $\pm 1\sigma$  ( $\equiv 68.3\%$ ) の揺らぎの幅を考慮した。図7.20～図7.22は、各層の材料パラメータの揺らぎの幅を図示し、表7.6は、各層において各パラメータが取り得る揺らぎの幅の最大値 ( $+1\sigma$ ) と最小値 ( $-1\sigma$ ) を示す。

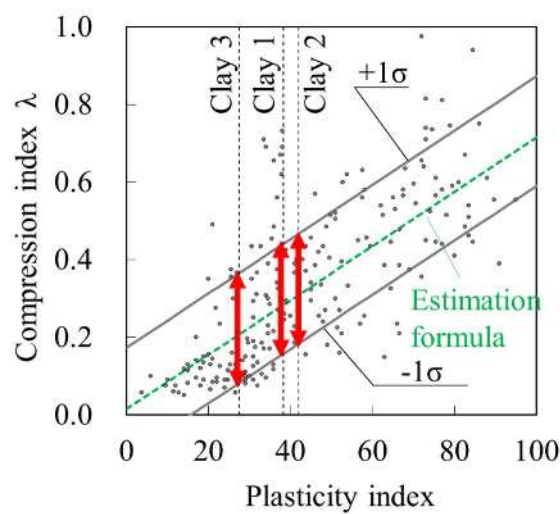


図 7.20 各層 (Clay 1, Clay 2 および Clay 3) におけるパラメータ  $\lambda$  の揺らぎの幅

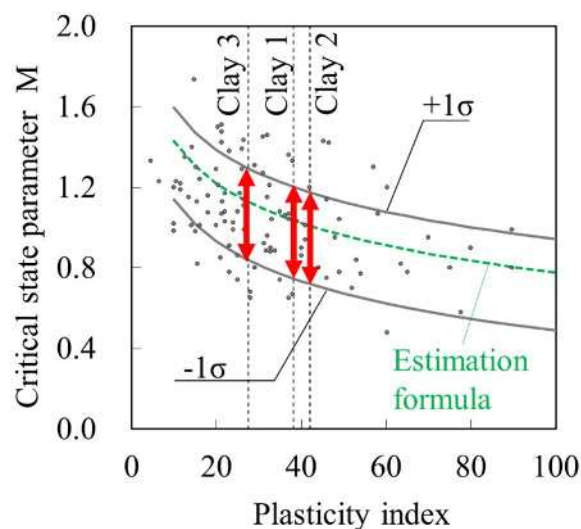


図 7.21 各層 (Clay 1, Clay 2 および Clay 3) におけるパラメータ  $M$  の揺らぎの幅

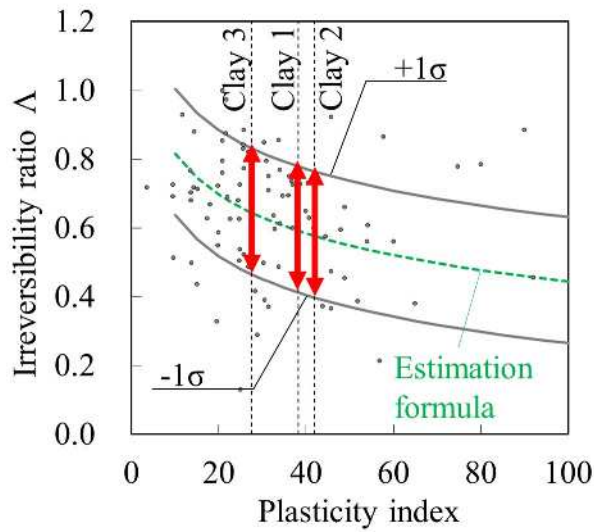


図 7.22 各層 (Clay 1, Clay 2 および Clay 3) におけるパラメータ  $\Lambda$  の揺らぎの幅

表 7.6 揺らぎの幅で各パラメータが取り得る最大値と最小値

	$I_p$		$\lambda$	$A$	$M$
Clay 1	38.2	+1 $\sigma$	0.440	0.779	1.201
		-1 $\sigma$	0.157	0.412	0.747
Clay 2	42.0	+1 $\sigma$	0.467	0.764	1.175
		-1 $\sigma$	0.184	0.397	0.720
Clay 3	27.5	+1 $\sigma$	0.365	0.832	1.294
		-1 $\sigma$	0.082	0.465	0.839

地盤パラメータの揺らぎを考慮する全組合せケースは、各層 (3 層) の 3 つの地盤パラメータの最大値、最小値の総組合せケースとし、ケース数は 512 となる。また、シミュレーションに考慮する時間履歴は、2013 年の修復工事までとし、2 年間の仏塔建設期間の後、355 年間に生じる不等沈下挙動を計算する。

図 7.23 は、地盤パラメータの揺らぎを考慮した全組合せケースの平面ひずみ解析の結果を示す。縦軸は仏塔中央の地表面の沈下量を示し、横軸は仏塔の傾斜を示す。各層のパラメータに $\pm 1\sigma$ の揺らぎの幅を考慮すると、沈下量は 0.73m から 1.36m の間で変化し、傾斜は  $0.1^\circ$  から  $1.1^\circ$ （北向きの傾斜）の間で変化する。これらの状況から、3次元効果を見捨てた平面ひずみ解析では地盤パラメータに $\pm 1\sigma$ の揺らぎを考慮しても実際の仏塔の傾斜 ( $2^\circ$ ) を再現することはできない。また、沈下量と傾斜は単純な比例関係ではなく、単に沈下が生じやすい軟弱な地盤を想定しても仏塔の傾斜は大きくはならないことがわかる。

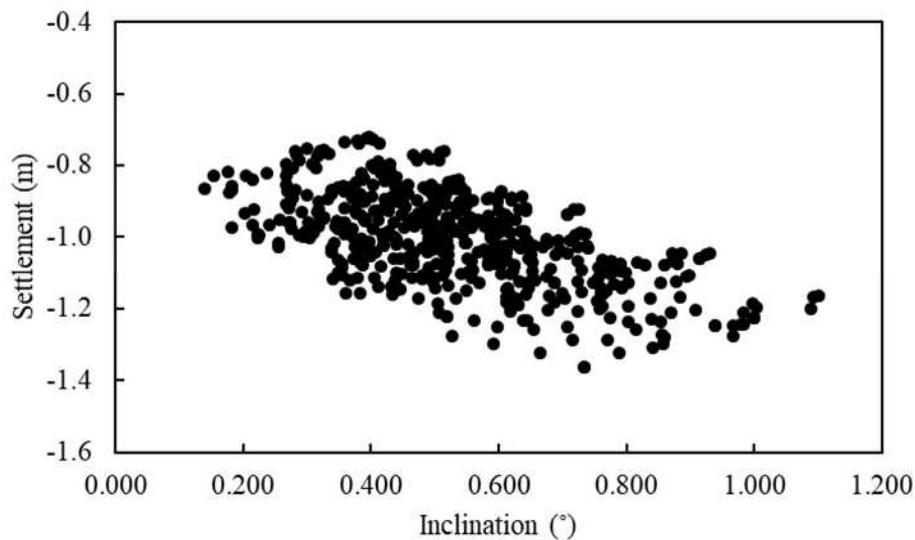


図 7.23 パラメータの揺らぎを考慮したときの沈下量と傾斜の関係（平面ひずみ解析）

### 7.3.3 3次元解析のためのテストケースの抽出

図 7.24 は、パラメータの揺らぎを考慮した 512 ケースの平面ひずみ解析の結果として得られる仏塔の傾斜角を、小さいものから順番にケース番号をつけてプロットしたものである。平面ひずみ解析から得られる仏塔の傾斜は、 $0.1^\circ$  から  $1.1^\circ$  の間の値で変化し、そのうち○で示したパラメータの組み合わせを平面ひずみ解析を補正するために実施する 3次元解析のテストケースとして抽出した（22 ケース；全ケースの約 4%）。

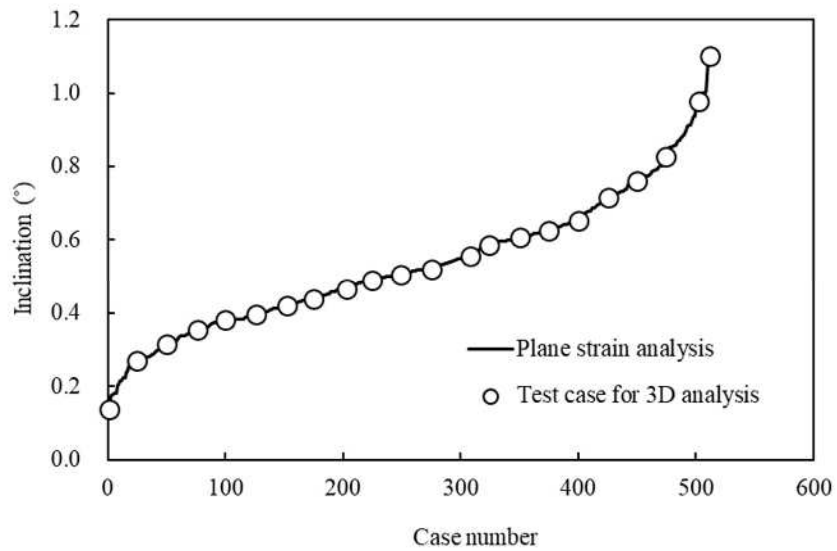


図 7.24 3次元解析のためのテストケース

#### 7.3.4 3次元解析と3次元効果係数

図 7.25 に 3次元解析に使用する FEM モデルを示す。3次元モデルは、塔の中心を対称面とするハーフモデルとし、平面ひずみ解析モデルの横断面を西の方向に向かって押し出した地層形状とする。なお、仏塔の形状は、補修前の形状をモデル化した。

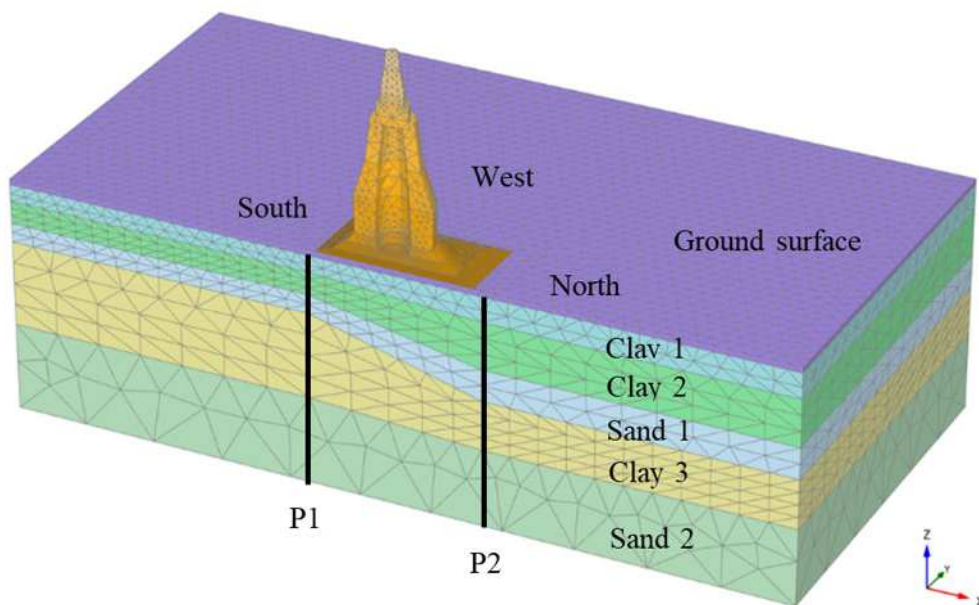


図 7.25 3次元 FEM モデル（ハーフモデル）の形状



図 7.26 は抽出したテストケースの 3 次元解析の結果を示す。 図 7.26 (a) は仏塔の傾斜の時間履歴を示し、図 7.26(b) は仏塔の中央の地表面の沈下の時間履歴を示している。 2013 年の修復工事時点の傾斜は  $0.5^{\circ} \sim 3.3^{\circ}$  の範囲で変化し、沈下量は  $1.4\text{m} \sim 2.3\text{m}$  の範囲で変化する。 また、仏塔の傾きが 2 年の建設期間終了後、一度南側に戻りかけ、再度、北側への傾きが増加する傾向は前節 7.2 の平面ひずみ解析と同じ傾向を示している。

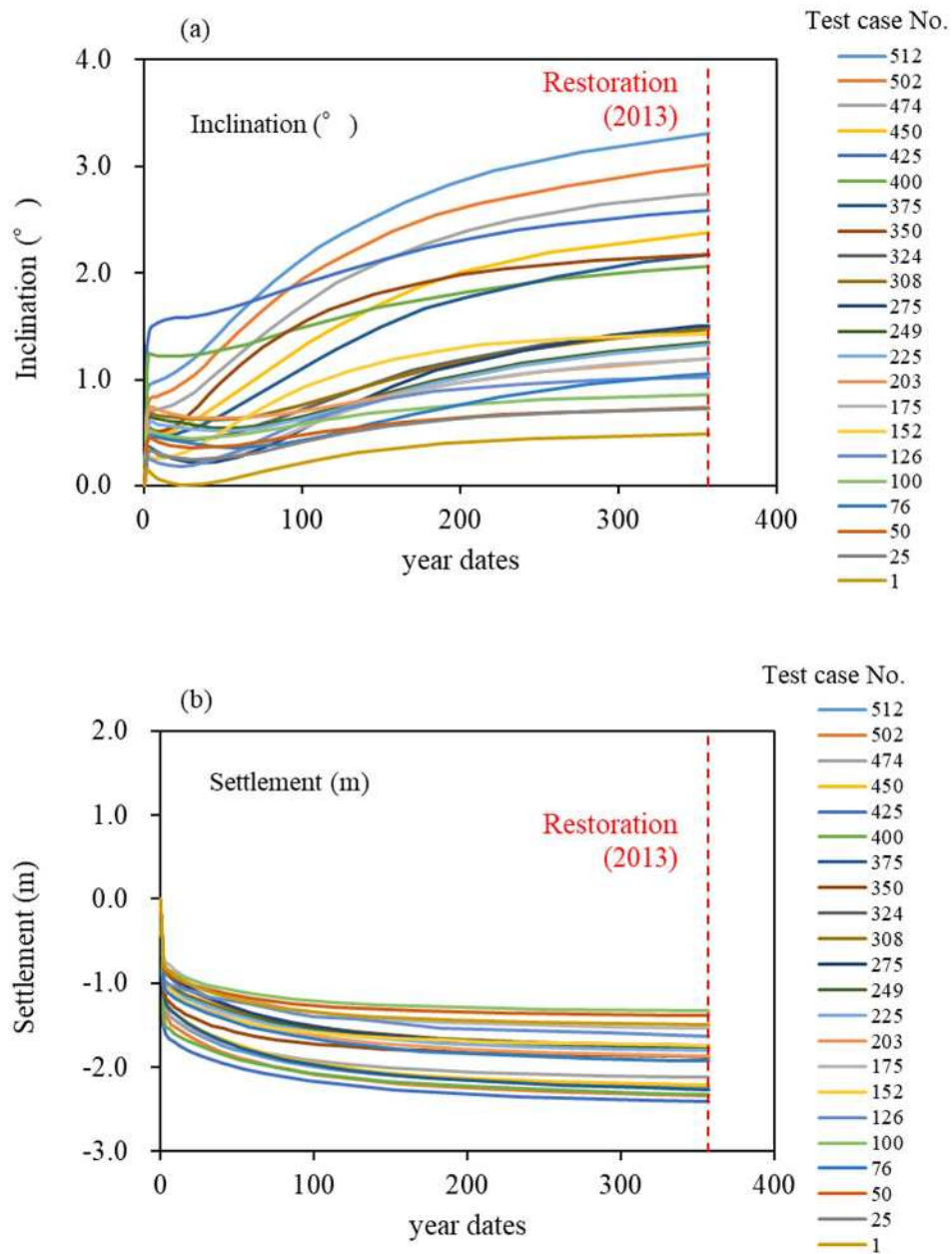


図 7.26 テストケースの 3 次元解析結果

図 7.27 は抽出したテストケースの 3次元解析の結果と平面ひずみ解析の結果の相関を示す。図 7.27 (a) は仏塔の傾斜を示し、図 7.27 (b) は仏塔の中央の地表面の沈下量を示している。それぞれのグラフにおいて、3次元解析結果と平面ひずみ解析結果の間には概ね線形的な関係が見られ、3次元効果係数となるその傾きは、それぞれ 3.4 (傾斜) と 2.0 (沈下) となる。

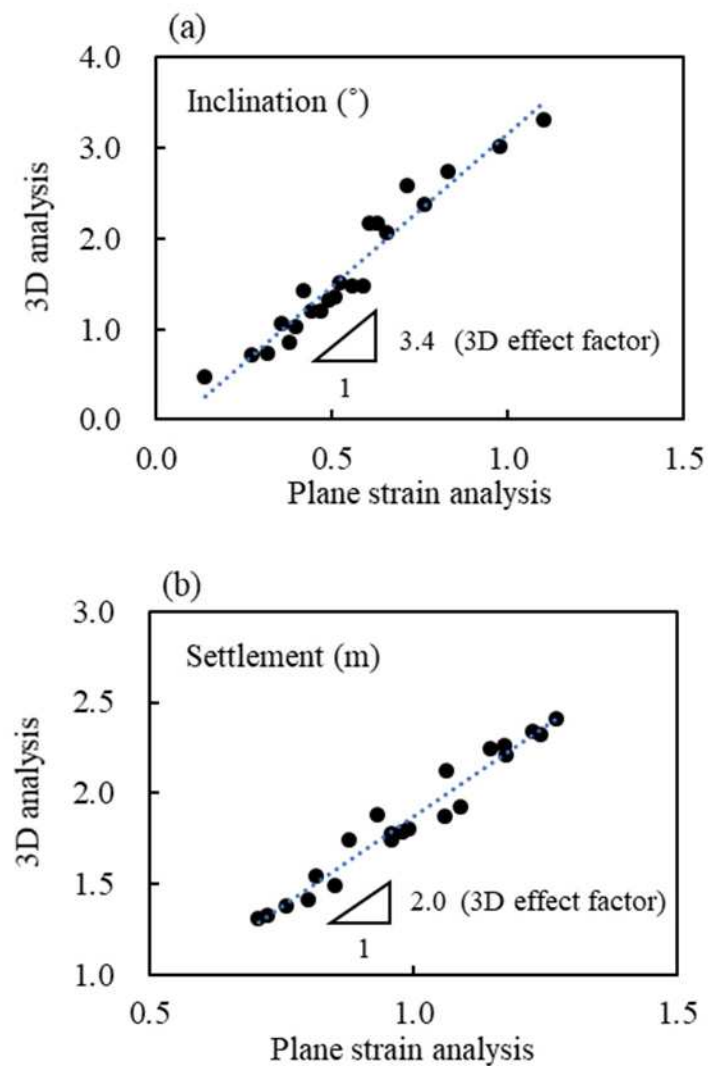


図 7.27 3次元解析結果と平面ひずみ解析結果の相関 (テストケース)

### 7.3.5 3次元効果係数による平面ひずみ解析結果の補正

テストケースにおける3次元解析の結果と平面ひずみ解析の結果の相関から得られた3次元効果係数を用いて、平面ひずみ解析の全ケースの結果を補正した。図7.28において、黒い点は平面ひずみ解析の結果、青い点は3次元効果係数を掛けた補正結果を示している。3次元効果係数を使用して平面ひずみ解析結果を補正すると、沈下量は1.5mから2.7mの範囲で、傾斜は $0.5^\circ$ から $3.7^\circ$ の範囲で変化する。

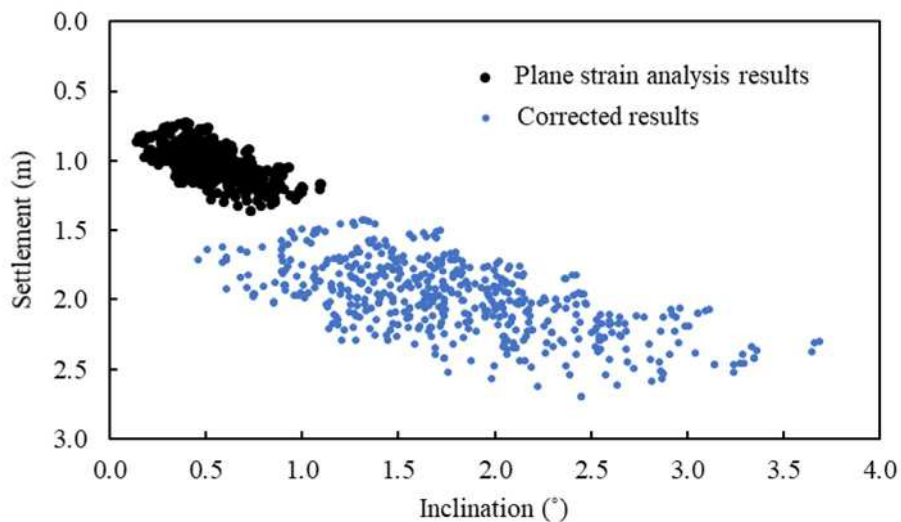


図7.28 3次元効果係数により補正した全ケースの解析結果

図7.29は、平面ひずみ解析結果と3次元効果係数を使用して補正された結果の確率密度関数を示す。平面ひずみ解析では、仏塔の実際の傾斜角( $2^\circ$ )を再現することはできないが、3次元効果を考慮して結果を補正することにより、現実的なパラメータの範囲内で $2^\circ$ を超える傾斜を再現することができる。

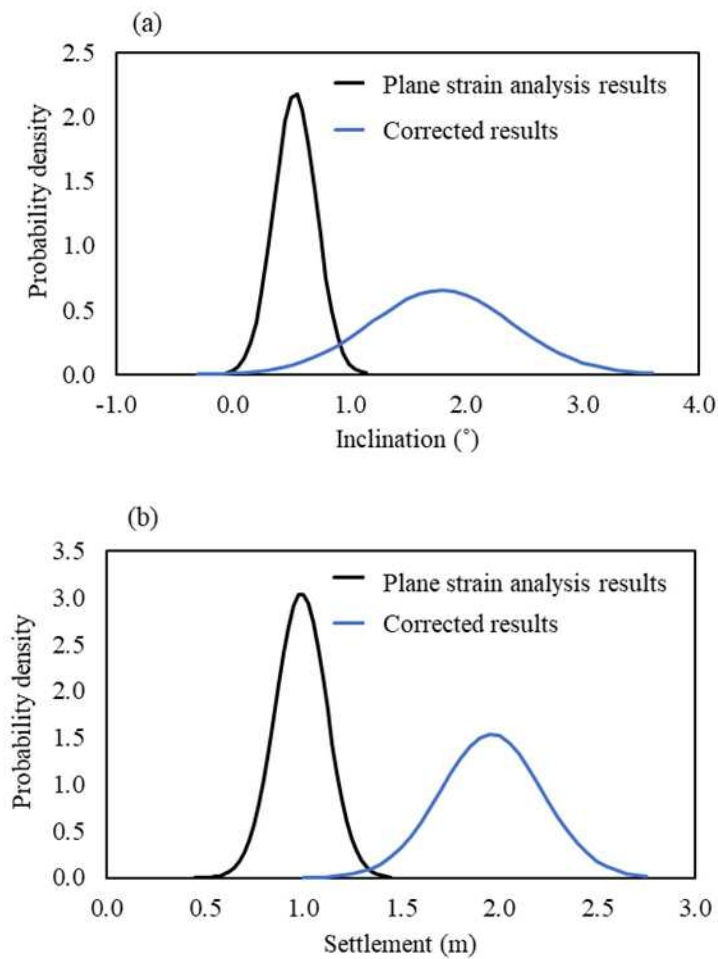


図 7.29 平面ひずみ解析結果と 3 次元効果係数を使用して補正した結果の確率密度関数

本節では、平面ひずみ解析を 3 次元効果係数で補正する方法を利用して、地盤材料の不確か性を考慮した 500 を超えるケースを評価し、仏塔に起こりうる傾斜の確率分布を計算した。この手法の有効性と注意点を以下に示す。

- (1) 3 次元効果が大きく、複数の傾斜した地層がある地盤沈下の問題についても、本手法で、地盤パラメータの揺らぎを考慮した解析を実施することができる。
- (2) 本手法を用いれば、大規模な 3 次元解析を行うことなく、平面ひずみ解析の結果から、3 次元解析と同等の結果を得ることが可能であるが、境界値問題ごと、着目事象ごとに異なる 3 次元効果係数を効率的に把握することが重要である。

## 7.4 まとめ

本章では、アユタヤのワットクラッサイの保全を目的に、地盤工学の観点から、有限要素法を用いた数値解析により仏塔の傾斜の原因の推定と将来予測を行った。シミュレーションの結果から、仏塔の現在の傾斜は現実的な地盤特性の範囲内で基礎地盤の不等沈下によって発生する可能性があること、さらに、傾斜の原因が圧密沈下であれば、2013年に実施された修復工事による仏塔の重量増加は、今後さらなる変状の原因となることを示した。

また、本章の検討では、地盤パラメータの揺らぎを考慮する上で、3章で示した手法を用いており、揺らぎの幅の定量的な根拠となるデータベースは、Iizuka and Ohta<sup>10)</sup>によって整理された世界中の各地の地盤における土質試験結果である。これらの試験結果の一部にはタイのバンコク粘土の試験結果も含まれているが、地域性を考慮した土質試験結果のデータベースや情報を取り込むことができれば、得られる解析結果の妥当性はさらに向上するものと考えられる。

ワットクラッサイは、アユタヤの重要な文化財であるだけでなく、今日においても地域住民が参拝する神聖な場所である。世界的な気候変動の影響はアユタヤ地区においても例外ではなく、降雨や洪水のリスクが高まる中、今後は、ワットクラッサイの真正性が何なのかということを念頭に入れ、必要な調査と対策を行うことが重要になってくるであろう。

## 参考文献

- 1) Vermeer, P.A., Neher, H.P., Vogler, U. and Bonnier, P.G., “3D Creep Analysis of the Leaning Tower of Pisa”, Technical report, Kroener, Stuttgart University, 2002.
- 2) Burland, J.B., Jamiolkowski, M., and Viggiani, C., “The stabilisation of the Leaning Tower of Pisa”, *Soils and Foundations*, Vol. 43, No.5, pp. 60-80, 2003.
- 3) Burland, J.B., Jamiolkowski, M., and Viggiani, C., “Leaning Tower of Pisa: Behavior after stabilization operations”, *International Journal of Geoenvironment Case Histories*, Vol. 1, Issue 3, pp. 156-169, 2009.
- 4) Bai, J., Morgenstern, N., and Chan, D., “Three-dimensional creep analyses of the Leaning Tower of Pisa”, *Soils and Foundations*, Vol. 48, No.2, pp. 195-205, 2008.
- 5) Klettle, A.J. and Edgers, L., “A comparison of 2D and 3D settlement analyses of the Tower of Pisa”, In *Geotechnical Special Publication*, 2011.
- 6) Papadopoulou, K. and Gazetas, G., “Leaning instability of the Tower of Pisa, re-examined by 3D F.E. analyses”, In *Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Seoul, Republic of Korea, 2017.
- 7) Kristiansen, M., “An under-excavation model for The Leaning Tower of Pisa”, Master Thesis, Norwegian University of Science and Technology, 2012.
- 8) UNESCO., *Historic City of Ayutthaya*,  
<https://whc.unesco.org/en/list/576/>, 2019.5.25Access.
- 9) Ishida, Y., Oya A., Suanpaga, W., Trakulphudphong, C., Denpaiboon, C., Fujimoto, M., Fukagawa, R., “Estimation of initial void ratio of consolidated clay based on one-dimensional consolidation theory”, *International Journal of GEOMATE*, Vol. 14, Issue 46, pp. 51-56, 2018.
- 10) Iizuka, A. and Ohta, H., “A determination procedure of input parameters in elasto-

viscoplastic finite element analysis”, *Soils and Foundations*, Vol. 27, Issue 3, pp. 71-87, 1987.

## 第 8 章 結論

土という極めて不確かな性質をもつ材料は、我々の生活に不可欠なすべての社会資本を支えている。これは古代から変わらない摂理であり、想定以上の自然現象の影響を受けたインフラは幾度も建て直されてこれまで整備されてきた。そして様々な技術の発展や、環境の変化をのりこえてきた私たちは今、「持続可能な社会」の実現に向けての取り組みを開始している。今だけではなく、何十年後、何百年後を見据えたインフラ整備において、コンピュータを駆使したシミュレーション技術が担うものは非常に大きい。

将来予測に不確かさは付き物である。不確かさを考慮したシミュレーションを行うとき、計算機の性能が十分であれば、考えうる仮定条件をすべて計算すればいい。あらゆる条件を仮定したシミュレーションを行えば、統計的な結果を得ることができる。しかし、このような将来予測の方法を地盤解析に適用し、実務に実装するためには、これまでに培ってきた技術と知識をもとに“入念な事前準備”をし、“糸口を見出して”、“段階的に進める”ことが必要と考えられる。

一つ目の“入念な事前準備”とは、“確からしい仮定”を作ることである。本論文の第 3 章で述べた、地盤パラメータの生息域に制約をかける方法は、この“確からしい仮定”の作り方の一例として、粘性土の地盤パラメータについて、既存の研究成果を反映させて考えた。土質試験結果が乏しい現場で、設計者は塑性指数と、全パラメータで共通となる揺らぎの幅の 2 つの値から、統一的に不確かさを考慮した軟弱地盤の解析を実施できるものである。今後、地域性を考慮した土質試験結果のデータベース、また、経験的に現実性のある値や推定式などの情報を取り込むことで、さらに“確からしい仮定”を作ることができれば、不確かさを考慮した地盤解析のフレームワークの価値はいつそう向上するものと考えられる。

二つ目の、“糸口を見出す”ためには、少々作業が必要である。まずは、どのような問題で、どのような状況が地盤パラメータの不確かさにセンシティブなのか。つまり揺らぎを考慮すべき問題はどのような条件のものかを明確にすることである。本論文の 5 章では、各種の



仮定条件により変化する地盤パラメータの揺らぎの影響度を可視化する手法を提案した。本研究では、解析の次元、モデルの形状、そして初期応力によって変化する地盤パラメータの揺らぎの影響の度合いについて示したが、これらは軟弱地盤上の盛土工事に限定した内容であり、さまざまな地盤の問題において、地盤パラメータの不確かさにセンシティブな条件を確かめていくことが重要である。1995年に発生した兵庫県南部地震によって、日本のインフラ整備の耐震解析は大きく変化した。その中でも道路橋への動的解析の必要性は当時の設計者を戸惑わせた。それまで一般的に行われていない手法の解析が必要になったためである。しかし、この解析手法の変革は、新しい手法を適用すべき条件と適用例が具体的に示されていたことによって、直ちに業界に定着していった。このように、直面している現場の条件が新しい手法を適用すべき問題なのか否かが明確になり、その適用事例が示されていれば、実務への実装は格段に進みやすくなると考えられる。

三つ目の、“段階的に進める”理由は、目指すべきフレームワークが“絵に描いた餅”にならないように、今できることから始め、実績を積み重ねるためである。新しいモノを社会に実装するために重要なことは、“平易で皆が使えること”である。事実として、不確かさを考慮した地盤解析のメリットは、実務者にとって身近なところに多くある。しかしながら、莫大な処理能力を持つコンピュータを扱える環境をもつ実務者はどれほどいるであろうか。確かに、近年のソフトウェア、ハードウェアの機能向上による3次元モデリングの発展は目覚ましい。しかしながら、不確かさを考慮した膨大なケース数の3次元FEM解析を一般的な解析環境で実施することは現状ではまだ難しい。本論文の第6章で提案した「平面ひずみ解析の結果を補正する方法」は、これを現在の環境で実施するための代替法である。この方法の適用範囲については、今後も研究は必要ではあるが、一般的な載荷問題と除荷問題の数値実験から得た3次元効果の特色と地盤パラメータの揺らぎの影響に関する知見を元に提案したものである。3次元解析が一般的になりつつある今日ではあるが、不確かさを考慮した解析は、今しばらくは平面ひずみ解析と組合せた手法で実施し、積み重ねた実績によっ

て手法を改良していくプロセスが必要であろう。また、実務者が個々の解析環境でのこのフレームワークを行う状況において、解析コードの検証は大変重要となってくる。しかし、設計者が現場の計算に使用する解析のコードの検証を個々に実施することは、検証方法、または検証精度の観点から現実的ではなく、今後の地盤解析のV&Vにおける課題と考えられる。

本論文の第7章で検討したアユタヤの仏塔の傾斜問題は、本研究で得られた知見から提案した方法を適用するに最適な問題であった。まず、文化遺産の保護の観点から仏塔直下における地盤パラメータが不確要因になっていること。また、3次元効果が著しい圧密沈下問題であること、さらに、視覚的にわかりやすい傾きが残っていることがその理由である。傾斜した三層の粘性土層の地盤パラメータの不確かさと3次元効果を考慮して、仏塔の傾きの原因が不等沈下である可能性を、定性的、定量的に説明できたことは、提案した手法の有用性を示すことができる成果となった。しかし、その一方で、傾斜の原因が圧密沈下であれば、近年に実施された修復工事による仏塔の重量増加はさらなる変状の要因になることが考えられる。文化遺産の保全の観点から、今後は、地盤工学的なアプローチのみではなく、レンガ構造に生じる損傷などの構造的な面からも引き続き調査研究を行うことが必要と考えられる。

莫大な処理能力をもった次世代のスーパーコンピュータが社会に実装され、3次元問題はおろか、地域全体をサイバー空間に取り込んだシミュレーションが可能となってきている。しかしながら、このような地盤解析の技術の革新には、これまでの技術と知見に基づいた妥当性のある将来予測ができる仕組みが必要であると考えられる。そして、このことから、まずは不確かさを考慮した地盤解析を実務に適用し、実績を積み重ねて改良を繰り返していくことが重要であると考えられ、本研究の成果がそのプロセスにおいて貢献できれば幸いである。



```

# DRAWING PLOT BY matplotlib
global BEFORE_RESULT
if BEFORE_RESULT != 0:
    if BEFORE_RESULT != uyAs[-1]:
        import matplotlib.pyplot as plt
        plt.plot(times[1:], uyAs[1:] )
        plt.xlabel('Time (day)')
        plt.ylabel('Settlemt (m)')
        plt.title('Time-Displacement curve')
        plt.grid(True)
        plt.pause(0.05)

# WRITE LAST STEP RESULT
result_file = open('LAST_STEP.txt', 'a')
result_file.writelines( [ "lamb={} ¥tD={} ¥tL={} ¥tM={} ¥ttime={} ¥tUY={} ¥tUX={} ¥n"
                        .format(DACSAR_lamb,
                                DACSAR_D,
                                DACSAR_L,
                                DACSAR_M,
                                times[-1],
                                uyAs[-1],
                                uxBs[-1])] )

result_file.close()

# MEMORY LAST STEP RESULT
BEFORE_RESULT=uyAs[-1]

#####
import random
import math
# =====
# START CASE NO INPUT
S_CASE=1
# =====
# INITIAL
n=0
BEFORE_RESULT=0
# =====
# GO TO SOIL MODE
g.gotosoil()

# CREATE SO PARAMETER' S FILE
test_file = open('PATAMETER-SET.txt', 'a')
test_file.writelines( [" lambd¥t
                        kappa¥t
                        M¥t
                        nu¥t
                        K0nc¥t
                        permeability¥t
                        k0¥t
                        OCR¥n"] )

test_file.close()

```

```

# DEFINE PARAMETER OF Sekiguchi-Ohta Model=====
# INPUT RANGE OF PARAMETER
lamb_min=0.326
lamb_max=0.436
Lmin=0.482
Lmax=0.624
Mmin=0.812
Mmax=0.988
# INPUT PITCH(+Num)
Num =4
# CULCULATE PITCH OF PARAMETER
PITCH_lamb_=(lamb_max-lamb_min)/(Num*2)
PITCH_L=(Lmax-Lmin)/(Num*2)
PITCH_M=(Mmax-Mmin)/(Num*2)

# LOOP START =====
for x1 in range(0, Num*2+1):
    DACSAR_lamb=lamb_min+(PITCH_lamb_)*x1
    for x2 in range(0, Num*2+1):
        DACSAR_L=Lmin+(PITCH_L)*x2
        for x3 in range(0, Num*2+1):
            DACSAR_M=Mmin+(PITCH_M)*x3
            DACSAR_D=DACSAR_lamb*DACSAR_L/(DACSAR_M*(1+3.78*DACSAR_lamb+0.156))

# COUNT CASE_No.
CASE_NO=n+1
n=CASE_NO
if n >=S_CASE:

# DISPLAY CASE_No. & PARAMETER
    print('CASE-', "[0:4d]".format(CASE_NO), ' lamb=', '%03.3f'%DACSAR_lamb,
          ' D=', '%03.3f'%DACSAR_D,
          ' L=', '%03.3f'%DACSAR_L,
          ' M=', '%03.3f'%DACSAR_M)

    gammU_S01 = 17.0
    gammS_S01 = 18.0
    PAI      =0.426998 #RADIAN
    K0       =1-math.sin(PAI)

#
    lambd_S01 = DACSAR_M*DACSAR_D/DACSAR_L
    kappa_S01 = (1-DACSAR_L)*lambd_S01
    M_S01     = DACSAR_M
    K0nc_S01  = K0
    nu_S01    = K0/(1+K0)
    perh_S01  = 0.0002
    perv_S01  = 0.0002
    K0x_S01   = 0.586 #Ki (OCR)
    K0y_S01   = K0x_S01
    OCR_S01   = 1.0

```



```
# CLOSE OUTPUT PROGRAM
    g_output.update()

# LOOP END =====
```

## 謝辞

本論文にまとめた研究の始まりは、神戸大学の飯塚敦教授に地盤施工学現場事例研究会(寺子屋)への参加をお誘い頂いた時から始まりました。2014年9月、京都の国際会議場、IACMAGの会場でした。それから7年間、何をどのように始めれば良いのかわからない状況の中、兼ねてからの思いであった地盤解析の不確かさに関する様々な内容を寺子屋で発表させて頂き、そのたびに筋が通った明確な方向性を示していただきました。学位を目指したいが、その道は真っ直ぐでは無く、いろいろな寄り道をしながら進めたい事を伝え、飯塚先生からは、「その要所々々で、成果を論文としてまとめていってください」とお題を頂戴しました。博士課程に入っていない私の研究は、毎月の寺子屋で“キュッ”と軌道修正していただくことによって、ジグザグながらも進んで来たものと思っています。誠にありがとうございました。

寺子屋ではいつも最前列で、中央大学の太田秀樹教授に発表を聞いて頂きました。私の話が退屈な時には、立ったり座ったり、眠気を覚ましながらも、次の一步を踏み出すためのヒントを頂きました。寺子屋に参加しはじめて数年が経過した時に、太田先生が私に話して下さったエピソードは、ずっと頭から離れません。自身の空想の中で、長い箸で空を掻き混ぜるといった話でした。グルグル掻き混ぜるその箸の先に綿のような何かを感じ、それをつかんだ時にいいアイデアが生まれるという感覚的なお話でした。本研究では沢山の解析を実施しましたが、グルグル掻き混ぜ続けることができたのは、太田先生のおかげです。初めて寺子屋(第214回)に参加したときから数え、60回以上もアドバイスを頂いたと思います。感謝しきれない思いです。本当にありがとうございました。

神戸大学の竹山智英准教授には、連続体力学の個別授業をしていただきました。毎回、毎回、寺子屋で理解力の悪い私に対し、ホワイトボードで数式を展開し、懇切丁寧に教えていただきました。ラストスパートの講義は、神戸大学の先生の部屋にお邪魔しました。構成モデルの降伏曲面の尖り点の授業でした。その講義の後で、ゆっくりお話しできたのもいい思



い出となっています。PLAXIS の関口・太田モデルの機能確認作業においても、細かくご指導をいただきました。私が粘土の構成モデルを使ってFEM解析ができるようになったのは、竹山先生のおかげだと思っています。本当にありがとうございました。

神戸大学の橋伸也准教授には、寺子屋でいつもの射たご意見をいただきました。自分では気が付けていなかった事を広い知見から教えていただくことで、頭の中の整理がつくような場面が何度もありました。本当にありがとうございました。また、ジャーナルへの論文投稿においても大変お世話になりました。重ねてお礼申し上げます。

寺子屋では、先生方以外にも多くの方々にお世話になりました。寺子屋に参加した7年間の間に博士課程を修了され、博士になられていった、自衛隊の小谷稔氏、港湾空港技術研究所の杉山友理氏、伊藤真司氏、本田和也氏、若々しく、パワフルで、常に前に突き進んでいく姿は、大変羨ましく、同時に、「自分も頑張らなくては」といつも思わせてくださいました。また、寺子屋でのいろいろな手配についても、大変お世話になりました。是非、今後はお仕事でお会いできればと思います。また、各社から寺子屋に参加されている地盤のプロフェッショナルである皆様にも本当に感謝しています。私の発表に対し、ご意見を頂いたり、関係する論文を頂いたりなど、その一つ一つがこの研究に対しては重要な情報でした。本当にありがとうございました。

アユタヤの仏塔の研究に関しては、立命館大学の深川良一教授に、本当に貴重なチャンスを頂戴しました。ここに感謝の意を示させていただきたく思います。誠にありがとうございました。そして、立命館大学の石田優子先生、本論文の研究が加速したのは石田先生との共同研究のおかげです。Wat Krasai の現地調査、カセサート大学やアユタヤ歴史公園事務所での打合せなど、スケジュール満載の中、計測器設置用のレンガやセメントの調達に行くなど、アクティブな2回の調査はとても有意義でした。また、ぬかるみにはまった足をガソリンスタンドの水道を借りて洗ったのは人生初の経験でした。Wat Krasai の今後が気になります。引き続き多方面からの検討、是非ご一緒できれば嬉しく思います。

本研究を進める上で、実際の現場に関する地盤工学的な知識は、他にも多くの方々から学ぶ機会をいただきました。特に、日本工営株式会社の李圭太氏には、盛土の3次元効果の論文について、深いご経験からの助言をいただきました。また、一般財団法人 地域 地盤 環境 研究所の岩崎好規氏には、現場観測施工の概念や、ご自身が取り組まれている熊本城、アンコールバイヨンをはじめとする国内外の文化遺産への地盤解析の適用について多く学ばせていただきました。

ベントレーシステムズの William Cheang 博士と喫茶店で何時間も議論したことは非常に有意義でした。その議論を通して、盛土工事の3次元効果について何を表現すべきかを理解することができました。この論文は日本語で読めないかもしれませんが、とても感謝いたしております。

そして、私が勤務する JIP テクノサイエンス株式会社 解析ソリューション事業部の社員の皆さんには、長年にわたって、様々な角度からご支援いただいたお礼を申し上げます。特に、狩野正人常務取締役には、私が本研究を開始するきっかけを頂き、ご自身のご経験も踏まえ、私が進んでいる長い道のりを寛容な心で見守っていただきました。誠にありがとうございました。

最後に、本研究を実施してきた7年間、土曜、日曜、祭日もパソコンに向かう日が多かったと思いますが、それに対して不満を言わず、許してくれていた妻と三人の子供たちに感謝したいと思います。

令和3年7月

伊藤 肇

神戸大学博士論文「土-水連成非線形解析の実務への適用における地盤パラメータの揺らぎ  
と3次元効果」 全125頁

提出日 2021年7月16日

本博士論文が神戸大学機関リポジトリ Kernel にて掲載される場合、掲載登録日（公開日）  
はリポジトリの該当 ページ上に掲載されます。

© 伊藤 肇

本論文の内容の一部あるいは全部を無断で複製・転載・翻訳することを禁じます。