



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	プレロード改良地盤の長期圧密挙動における アイソタック則の適用性に関する研究
Author(s)	新名, 大輔
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	甲第16848号
Issue Date	2026-03-25
DOI	https://doi.org/10.14943/doctoral.k16848
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/99693
Type	doctoral thesis
File Information	Daisuke_Niina.pdf, 全文



博士学位論文

プレロード改良地盤の長期圧密挙動における

アイソタック則の適用性に関する研究

**Study on applicability of isotache law on long-term consolidation
behavior of preload-improved soft clay deposits**

2026 年 3 月

北海道大学

大学院工学院 環境フィールド工学専攻

新名 大輔

要 旨

プレロード工法は、港湾沿岸域や埋立地に分布する軟弱粘土地盤に対し、一時的に盛土荷重を付与して過圧密状態を与えることで、供用期における残留沈下の低減と地盤強度の向上を図る代表的な地盤改良工法である。とくに空港の滑走路やコンテナターミナル等の大規模施設では、供用開始後も長期間にわたり沈下が問題となることが多く、プレロード撤去後から供用期に至る沈下挙動を合理的に予測することが設計上の重要な課題となっている。

一方、載荷～除荷～再載荷という非単調な荷重履歴の下では、一次圧密に伴う過剰間隙水圧の消散と、粘塑性的な時間依存変形が同時に進行し得る。プレロード撤去直後には弾性膨張と負の過剰間隙水圧が生じ、その消散過程において再圧縮沈下が顕在化する場合があるが、従来の一次圧密理論や経験的な二次圧密評価式では、こうした荷重履歴を通じた変形挙動を一貫して扱うことは難しい。また、国内の設計実務では、EOP 以降に二次圧密が生じるとみなす C_a 法と、一次圧密の進行中から粘性変形が同時に進行するとみなすアイソタック則の両者が技術基準において併存しており、プレロード撤去後から供用期までを統一的に評価できる手法の整理が求められている。

本研究は、ひずみ速度に応じて圧密降伏応力が一意に定まるというアイソタック則に着目し、プレロード改良地盤の長期圧密挙動に対する同則の適用性と適用範囲を、理論的整理、遠心模型実験および数値解析の三つの立場から体系的に検討することを目的とした。まず、Watabe and Leroueil によって提唱されたアイソタックモデルを基礎として、載荷過程に加え、除荷および再載荷を同一の構成関係の下で取り扱えるよう整理した。体積ひずみを弾性成分と粘塑性成分に分解し、限界圧縮曲線との相対的位置関係に基づいて、除荷直後の弾性膨張、負圧消散後の粘塑性再圧縮、再載荷中の時間依存変形を連続的に解釈する考え方を示した。一方で、除荷量が大きく応力状態が限界圧縮曲線の左側へ大きく移動する条件については、粘塑性ひずみ速度を 0 とみなす簡略化を導入し、概ね $OCR \leq 1.4$ 程度の中程度の除荷域を主な適用範囲として整理した。

次に、鉛直一次元変形と放射排水を同時に扱う圧密方程式にアイソタックモデルを組み合わせ、バーチカルドレーン改良地盤にも適用可能な数値解析法を構築した。提案法は、盛土の段階載荷・撤去・放置・再載荷を時刻歴として与え、過剰間隙水圧と有効応力の変化に応じて粘塑性ひずみ速度を逐次更新することで、一次圧密の進行中から発現し得る粘性変形を含めて沈下挙動を評価するものである。圧密方程式の数値解法については、Terzaghi による一次元圧密解、Barron のドレーン地盤の圧密解、Carrillo の近似解との比較により検証を行い、差分格子を 100 分割とした条件において平均圧密度の誤差が概ね 0.4% 以下に抑えられることを確認した。

さらに、プレロード工法を模擬した遠心模型実験を実施し、除荷後の沈下挙動および過剰間隙水圧挙動を把握した。実験では、粘土材料、排水条件、撤去時圧密度および遠心加速度を組み合わせた複数ケースを設定し、層別沈下および過剰間隙水圧の時刻歴を計測した。その結果、ドレーンを有し撤去時圧密度が低い条件では、除荷直後の弾性膨張と負の過剰間隙水圧の発生後、その消散を契機として再圧縮沈下が顕在化することを確認した。一方、十分に圧密が進行した条件や未改良条件では、再圧縮は相対的に小さく、膨張または緩やかな時間依存変形が支配的となった。

これらの遠心模型実験結果に対して再現解析を行った結果、除荷後の過圧密比が概ね $OCR \leq 1.4$ にとどまり、応力状態が限界圧縮曲線近傍に位置する条件においては、除荷後の粘塑性再圧縮および供用期の長期沈下を設計上有用な精度で評価し得ることが示された。一方、 OCR が 1.4 を超える著しい除荷条件に伴う挙動については、現時点では適切に表現できる構成モデルが十分に整理されておらず、本研究では適用範囲外として整理した。

加えて、理想化したモデル地盤解析を通じて、層厚、初期応力状態、プレロード条件および排水条件が長期沈下挙動に与える影響を整理した。EOP 以降の時間依存変形の寄与率や残留ひずみを指標として整理することで、一次圧密沈下評価に対して EOP 以降の長期沈下をどの程度考慮すべきかを、荷重履歴を踏まえて定量的に判断し得ることを示した。また、従来の二次圧密評価法との比較から、最終沈下量が概ね整合する場合がある一方で、除荷後の応力状態に依存する挙動や一次圧密期間中の粘性変形を連続的に扱えない点を確認した。

以上より、本研究は、プレロード改良地盤に対するアイソタック則の有効条件と適用上の限界を具体的に整理し、載荷・除荷・再載荷履歴を考慮した長期沈下挙動を、実務的に評価するための解析手法として位置づけたものであり、実務における長期沈下評価への適用可能性を示した。

Abstract

The preloading method is a representative ground improvement technique for soft clay deposits distributed in coastal and reclaimed areas, in which a temporary embankment load is applied to induce an overconsolidated state, thereby reducing residual settlement during service and improving ground strength. For large-scale facilities such as airport runways and container terminals, settlement often remains a long-term issue even after commencement of service, and rational prediction of settlement behavior from preload removal through the service period is an important design challenge.

Under non-monotonic load histories involving loading, unloading, and reloading, dissipation of excess pore water pressure associated with primary consolidation and time-dependent visco-plastic deformation can proceed simultaneously. Immediately after preload removal, elastic rebound and negative excess pore water pressure may occur, and recompression settlement can become evident during the dissipation process. However, conventional primary consolidation theory and empirical secondary compression formulas have difficulty consistently describing deformation behavior throughout such load histories. In current Japanese design practice, both the C_α method, which assumes secondary compression occurs after the end of primary consolidation (EOP), and the isotache concept, which assumes viscous deformation develops concurrently with primary consolidation, are adopted in technical standards. Therefore, there is a need to establish a unified evaluation approach applicable from preload removal through the service period.

This study focuses on the isotache concept, in which the consolidation yield stress is uniquely determined by strain rate, and aims to systematically examine the applicability and applicable range of the isotache law to the long-term consolidation behavior of preload-improved ground from three perspectives: theoretical formulation, centrifugal model tests, and numerical analysis. First, based on the isotache model proposed by Watabe and Leroueil, the constitutive framework was organized so that not only the loading process but also unloading and reloading could be treated consistently within the same constitutive relationship. By decomposing volumetric strain into elastic and visco-plastic components and considering the relative position of the stress state with respect to the limit compression curve, a conceptual interpretation was presented that consistently explains elastic rebound immediately after unloading, visco-plastic recompression after dissipation of negative pore water pressure, and time-dependent deformation during reloading. For conditions involving large unloading, where the stress state moves far to the left of the limit compression curve, a simplification assuming zero visco-plastic strain rate was introduced, and the primary applicable range was organized as a moderate unloading domain with approximately $OCR \leq 1.4$.

Next, a numerical analysis method was developed by combining the isotache model with a consolidation equation that simultaneously accounts for one-dimensional vertical deformation and radial drainage, making it applicable to ground improved with vertical drains. In the proposed method, staged loading, removal, holding, and reloading of embankment loads are prescribed as time histories, and settlement behavior, including viscous deformation developing during primary consolidation, is evaluated by sequentially updating the visco-plastic strain rate in accordance with changes in excess pore water pressure and effective stress. The numerical solution scheme for the consolidation equation was verified through comparisons with

Terzaghi's one-dimensional consolidation solution, Barron's consolidation solution for drained ground, and Carrillo's approximate solution. For a condition using 100 divisions in the finite-difference grid, the error in average degree of consolidation was confirmed to be generally less than approximately 0.4%.

Furthermore, centrifugal model tests simulating the preloading method were conducted to investigate post-unloading settlement behavior and excess pore water pressure response. In the experiments, multiple test cases were configured by combining clay type, drainage condition, degree of consolidation at removal, and centrifugal acceleration, and time histories of layer-wise settlement and excess pore water pressure were measured. The results showed that, under conditions with vertical drains and a low degree of consolidation at preload removal, significant elastic rebound and negative excess pore water pressure occurred immediately after unloading, followed by pronounced recompression settlement during the dissipation process. In contrast, under conditions where consolidation had sufficiently progressed or where no improvement was applied, recompression was relatively small, and continued rebound or gradual time-dependent deformation was dominant.

Reproduction analyses were then performed for these centrifugal test results to examine the applicability of the isotache law. The results indicated that, for conditions in which the post-unloading overconsolidation ratio remains approximately $OCR \leq 1.4$ and the stress state is located near the limit compression curve, post-unloading visco-plastic recompression and long-term settlement during the service period can be evaluated with accuracy sufficient for design purposes. On the other hand, for behaviors associated with severe unloading conditions where OCR exceeds 1.4, appropriate constitutive models capable of representing such responses have not yet been sufficiently established, and these conditions were therefore treated as outside the applicable range of the present study.

In addition, through analyses of idealized model ground, the effects of layer thickness, initial stress state, preload conditions, and drainage conditions on long-term settlement behavior were examined. By organizing the contribution of time-dependent deformation after EOP and residual strain as evaluation indices, it was shown that the extent to which long-term settlement after EOP should be considered relative to primary consolidation settlement can be quantitatively judged while accounting for load history. Comparisons with conventional secondary compression evaluation methods further confirmed that, although final settlement magnitude may sometimes be comparable, such methods cannot continuously account for deformation dependent on post-unloading stress state or viscous deformation developing during primary consolidation.

In conclusion, this study explicitly organized the effective conditions and applicability limits of the isotache law for preload-improved ground and positioned a practical analysis method for evaluating long-term settlement behavior while accounting for loading, unloading, and reloading histories, thereby demonstrating its applicability to long-term settlement evaluation in engineering practice.

目 次

第 1 章	序論.....	1
1.1	研究背景.....	1
1.2	既往研究の整理と課題.....	2
1.2.1	技術基準における考え方.....	2
1.2.2	先行研究.....	3
1.2.3	本研究における課題.....	5
1.3	研究目的.....	6
1.4	論文の構成.....	7
	参考文献.....	8
第 2 章	アイソタック則によるプレロード工の評価.....	9
2.1	概説.....	9
2.2	二次圧密の基本的考え方.....	9
2.3	アイソタックモデルによる粘塑性ひずみの評価.....	13
2.4	アイソタックモデルによる除荷・再載荷の評価.....	16
2.5	圧密問題の支配方程式と数値解法.....	18
2.6	応力・ひずみの更新方法.....	20
2.7	提案法の適用範囲と特徴.....	23
2.8	提案法の圧密方程式解法に関する検証.....	26
2.8.1	検証方法.....	26
2.8.2	検証ケース.....	28
2.8.3	結果と考察.....	28
2.8.4	領域分割が誤差に及ぼす影響.....	31
2.9	提案法の除荷後時間依存変形に関する妥当性確認.....	34
2.9.1	概要.....	34
2.9.2	実験条件と解析パラメータ.....	34
2.9.3	解析結果と考察.....	35
2.10	他のモデルとの比較.....	37
2.11	まとめ.....	38
	参考文献.....	39
第 3 章	プレロード工を模擬した遠心模型実験.....	41
3.1	概説.....	41
3.2	実験条件.....	42
3.2.1	実験模型.....	42
3.2.2	実験手順.....	43
3.2.3	計測方法.....	44
3.2.4	実験ケース.....	46
3.3	実験結果.....	49

3.3.1	自重圧密終了時の含水比深度分布（初期状態）	49
3.3.2	初期有効応力深度分布の想定	50
3.3.3	載荷・除荷に伴う鉛直変位及び過剰間隙水圧の時刻歴	50
3.3.4	全ひずみ～有効応力関係の整理	58
3.3.5	観測結果の整理	66
3.4	考察	67
3.4.1	除荷直後の負の過剰間隙水圧と変位膨張	67
3.4.2	アイソタック概念による除荷膨張後に生じる再圧縮の解釈	67
3.4.3	実験要因が除荷後挙動に及ぼす影響	68
3.4.4	実験上の留意点（拘束条件・計測誤差）	69
3.5	まとめ	71
	参考文献	72
第4章	遠心模型実験の再現解析とモデル適用性の検証	73
4.1	概説	73
4.2	相似則の考慮	73
4.3	解析条件	74
4.3.1	解析モデル	74
4.3.2	解析パラメータ	75
4.3.3	解析ケース及び荷重履歴	80
4.4	解析結果	81
4.4.1	載荷・除荷に伴う鉛直変位及び過剰間隙水圧の時刻歴	81
4.4.2	全ひずみ～有効応力関係の整理	90
4.5	考察	94
4.5.1	再圧縮挙動の発現メカニズム	94
4.5.2	排水条件・自重応力と二次圧密量の関係	95
4.5.3	提案した沈下評価法との対応と設計上の留意点	95
4.6	まとめ	96
	参考文献	96
第5章	提案法の挙動特性と長期沈下評価への適用性	97
5.1	概要	97
5.2	地盤条件及び応力レベルが長期沈下挙動に及ぼす影響	98
5.2.1	解析条件	98
5.2.2	解析結果	101
5.2.3	考察	104
5.3	荷重履歴を考慮した長期残留沈下の整理	106
5.3.1	解析条件	106
5.3.2	解析結果	112
5.3.3	考察	120
5.3.4	整理図表の利用方法	122

5.3.5	港湾基準との対応について	123
5.4	まとめ	128
	参考文献	129
第 6 章	モデル地盤の長期沈下予測解析	130
6.1	概説	130
6.2	解析モデル	130
6.2.1	モデル地盤	130
6.2.2	解析モデルとパラメータ	131
6.2.3	解析ケース	132
6.2.4	荷重履歴	133
6.3	解析結果	135
6.4	考察	140
6.5	まとめ	146
	参考文献	146
第 7 章	結論	147
7.1	研究の目的と本研究の位置づけ	147
7.2	本研究で得られた主要な知見	148
7.3	プレロード改良地盤におけるアイソタック則の適用性と限界	151
7.4	総括	152
付録 a	圧密方程式の数値解析	153
付録 b	遠心模型実験の実験手順	155
付録 c	数値解析プログラムの概要	160
謝 辞		166

第1章 序論

1.1 研究背景

プレロード工法は、供用予定の構造物より大きな荷重をあらかじめ軟弱地盤に加えることにより地盤を過圧密状態とし、強度増加と将来的な沈下の抑制を図る代表的な地盤改良工法である。対象となる地盤は一般に透水性の低い軟弱粘土層であり、圧密を促進して工期を合理的な範囲に抑えるため、砂やプラスチック材料からなるバーチカルドレーン工法を併用することが多い。ドレーンを一定間隔で打設し、プレロード盛土を段階的に載荷・保持することで、短期間で高い圧密度と過圧密比を付与できる点が、本工法の大きな利点である。

国土の有効活用が求められる日本では、港湾沿岸域の軟弱粘土層を浚渫土砂等で埋立て、その上にコンテナターミナルや岸壁を構築する事例が数多く報告されている。このような埋立地盤の改良手段としてプレロード工法は長年にわたり採用されてきた。国内のみならず、ミャンマーやケニアの港湾整備事業をはじめ、海外での適用事例も多い^{1),2)}。国内外の港湾・産業インフラ整備を支える基本的な地盤改良技術の一つである。

プレロード工の設計・施工において重要となる検討事項は、大きく (a) 施工中のプレロードによる圧密改良の達成度評価と、(b) プレロード撤去後から供用期間を通じて発生する残留沈下量の予測、の2点に整理できる。(a) については、地表面に設置した沈下板の計測記録に基づき、圧密度を推定する方法が実務で広く用いられており、技術基準類にも評価手順が整理されている。一方、(b) の残留沈下の予測は、現在もなお実務上の重要な課題の一つとして位置づけられている。

供用開始後に生じる沈下は、過剰間隙水圧の消散に伴う一次圧密沈下と、土骨格の構造粘性に起因する二次圧密沈下から構成される。二次圧密は時間対数に対して長期的に継続する現象であり、ターミナル舗装の平坦性やクレーン軌道のレベル管理など、供用性に直結する変形を支配する場合も多い。そのため、設計段階で長期的な残留沈下量を適切に評価し、必要な盛土高さ・余盛量・維持管理計画を合理的に設定することが強く求められている。

しかしながら、二次圧密のメカニズムや評価法については、Terzaghi の一次圧密終了後に新たにクリープが進行するとみなす仮説 A と、一次圧密中から排水と粘性変形が同時進行するとみなす仮説 B の二つが古くから提唱されているものの、どちらの仮説が適切なのか現在も明確な結論は出ていない。現在、国内の技術基準において、道路・鉄道・建築分野では仮説 A に基づく C_α 法による二次圧密計算法が主に採用されているのに対し、港湾分野では仮説 B に基づくアイソタック則を用いた長期沈下評価が導入されており、分野ごとに前提とする理論枠組みが異なっている。このように、長期沈下の理論的位置づけと実務での取り扱いには、なお整理すべき点が多く残されている。

1.2 既往研究の整理と課題

プレロード工は実務で広く用いられていることから様々な技術基準でその考え方が述べられており、二次圧密についても同様である。また、先行研究においても、二次圧密に関しては様々な提案がある。これらを振り返るとともに、プレロード工の二次圧密評価における課題をまとめる。

1.2.1 技術基準における考え方

国内の技術基準において、軟弱地盤の沈下予測として(1)残留沈下量予測と(2)現在までに観測された沈下量に基づく将来沈下の推定の2種類が記載されている。それぞれを整理する。

「(1)残留沈下量の予測」は、「道路土工 軟弱地盤対策工指針（平成24年）」³⁾（以降、道路土工指針と記載）が詳しい。本指針によると、「残留沈下量は基準時点以降の一次圧密及び二次圧密からなり、二次圧密沈下を含めて検討することが望ましいが、二次圧密による沈下が少ない場合は、これを無視してよい」とされる。ここで、二次圧密が問題になる土質とは含水比が大きい有機質土や含水比の比較的大きい粘性土を上げており、特に層厚が大きい地盤を問題としている。二次圧密の沈下計算は、二次圧密係数 C_α を用いた手法を採用している（ C_α 法の詳細は第2章に記す）。この二次圧密係数 C_α を用いた計算法は「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物（平成25年）」⁴⁾（以降、鉄道標準と記載）、及び「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル（平成29年）」⁵⁾（以降、泥炭性軟弱地盤マニュアルと記載）でも同様である。「建築基礎構造設計指針（2019年）」⁶⁾（以降、建築基礎指針と記載）も、有機質土など含水比が100%を超えるような地盤では二次圧密の影響評価を必要としているが、具体的な検討方法は道路土工指針や泥炭性軟弱地盤マニュアルを参照するようにしている。これらの基準類のうち、道路土工指針と泥炭性軟弱地盤マニュアルには有限要素法を利用した沈下解析も述べられており、特に二次圧密（粘性）を考慮した構成モデルとして関口・太田モデル⁷⁾を紹介している。一方、「港湾施設の技術上の基準・同解説（平成30年）」⁸⁾（以降、港湾基準と記載）は、二次圧密係数 C_α ではなく、アイソタック則を用いた二次圧密の評価法を採用している。この評価法が本研究の根幹であり、この詳細は第2章に記す。

「(2)現在までに観測された沈下量に基づく将来沈下の推定法」について、道路土工指針³⁾は双曲線法や $\log t$ 法、浅岡法を紹介している。泥炭性軟弱地盤マニュアル⁵⁾はこれらに加えて、 $\sqrt{t}$ 双曲線法も合わせて紹介している。浅岡法は圧密理論に立脚したものであるが、双曲線法や $\log t$ 法は沈下時刻歴のデータを双曲線関数や対数関数の関数形状に当てはめる経験的な手法である。これらの手法はいずれも、施工中に得られた実測沈下データを用いて将来沈下量を外挿する方法であり、計算結果を直接反映できる点で実務上は有用である。観測データがあればそこからの将来予測としては一定の精度があることが知られている⁹⁾が、あくまでも観測時点の荷重に基づいた将来予測である。予測以降にプレロードの撤去や供用荷重の荷重といった荷重変化がある場合は、将来的な沈下時刻歴を予測することはできない。これらの推定法は、最終沈下量に対する現時点の沈下量から、現在の圧密度を判定し、プレロード工の終了を判定するために用いられる。実際の土構造物の沈下挙動は設計時の予測とは異なることが多いことから、観測データに基づき最終沈下量を精度よく予測する。そのため、計算時点以降で荷重履歴が変わるものに対しては、観測施工における限られた条件においては有用な手法であるが、本研究の目的である荷重～除荷～再荷重といった一連の荷重変化を考慮した沈下量予測の枠組みとは異なる手法である。

1.2.2 先行研究

土質力学において、圧密は古くから研究されてきた古典的な課題である。Terzaghi による一次元圧密理論の提案以降、1960 年代には限界状態理論の体系化を背景としてカムクレイモデルが構築され、圧密挙動を構成則の観点から記述する枠組みが整備された。その後、1980 年代にかけては、二次元あるいは三次元問題へ適用可能な有限要素解析手法が多数の研究者によって提案され、圧密解析は実務的にも広く利用される段階に至った。現在、地盤解析を対象とした数値解析ソフトウェアや解析コード（PLAXIS, DACSAR, GeoFEM など）に実装されている圧密解析手法の多くは、この時期に確立された理論や数値手法を基盤としている。

このような研究の発展過程を振り返ると、圧密に関わる古典的理論の枠組みは、少なくとも数理的・数値解析的な観点からは、主要な課題が概ね整理されたかのように見える。しかしながら、実務においては現在においても圧密沈下が重要な設計・施工上の課題であることに変わりはない。実際、ISSMGE（国際地盤工学会）では、軟弱地盤を対象とした国際技術委員会として TC214 Foundation Engineering for Difficult Soft Soil Conditions が 2021 年に設立され、軟弱土における地盤挙動や設計・施工上の課題に関する研究活動が現在も活発に継続されている。とりわけ、軟弱地盤上に構築される港湾・空港・交通インフラなどでは、施工後あるいは供用開始後に長期にわたって発現する沈下挙動が、構造物の供用性能や維持管理計画に直接的な影響を及ぼすことから、長期沈下の合理的な評価と予測が重要な検討課題の一つとして位置付けられている。

このような背景を踏まえ、以下では、2000 年以降に発表された軟弱地盤における長期沈下に関する先行研究を整理する。

1. 高橋ら（2001）¹⁰⁾は、軟弱粘土地盤を対象として遠心模型実験を実施し、載荷・除荷に伴う沈下やリバウンド、過剰間隙水圧の変化を詳細に観測した。部分載荷（3D）及び盛土載荷（2D）モデルを用いて、載荷範囲の影響や除荷時のサクシオン発生など、載荷履歴に特有の挙動を整理した点が特徴である。また、修正カムクレイモデルによる数値解析を併用し、載荷時の挙動は概ね再現できる一方、除荷時のリバウンド量には差異が生じる可能性があることを示した。研究の中心は載荷・除荷に伴う短期挙動の理解にあり、長期的な粘性変形の体系的評価を主目的とするものではないが、プレロード地盤の応力履歴を把握する上で有用な知見を提供している。
2. 白子ら（2009）¹¹⁾は、サーチャージ工法に着目し、除荷後に発生する二次圧密挙動を室内圧密試験及び一次元圧密解析に基づき体系的に整理した。過圧密比（OCR）と二次圧密係数の関係や、除荷時のひずみ量に基づくひずみ比 U_e を用いた評価法を提示し、除荷直後の負圧領域の形成や深度方向の二次圧密速度の差異を実験的に示した点が特長である。ただし、同研究は一次圧密と二次圧密を別々の経験式により整理する実務的な枠組みであり、荷重履歴に応じた粘性ひずみの連続発展や再載荷時の挙動については、必ずしも中心テーマとしていない。そのため、荷重履歴を考慮した統合的な取り扱いは、別途の構成則に基づく枠組みが求められる。
3. 平田ら（2013）¹²⁾は、関口・太田型の弾・粘塑性構成モデルに塑性論的粘塑性論及び下負荷面モデルを組み合わせることで、過圧密領域における粘性挙動を連続的に記述できる拡張

モデルを提案した。二次圧密に伴う擬似過圧密効果（Pc-effect）の表現を可能とし、三軸試験やクリープ試験に対して高い再現性を示している。しかし、これらは三次元応力状態における要素的挙動の詳細な再現を目的としたモデルであり、多数の材料パラメータや複雑なモデル化が必要であり、実務での簡便な沈下予測手法として用いるには、容易ではない。

4. Yao and Fang (2019)¹³⁾は、有効応力一定条件下における正・負のクリープ挙動を統一的に説明する時間依存構成モデルを提案し、SNCL（Stable Normal Compression Line）を用いてクリープの漸近特性を明確化した。提案式を UH（Unified Hardening）モデルに組み込むことで、過圧密状態に特有の膨張挙動やクリープの再発を良好に再現した。しかしながら、同研究は一定応力条件におけるクリープ現象の理論的整理が主眼であり、プレロード地盤で重要となる一次圧密の排水挙動や段階載荷・除荷を含む応力履歴の影響については、適用範囲の外に置かれている。
5. Poon et al. (2019)¹⁴⁾は、プレロード工法の施工管理の観点から、浅岡法や双曲線法を用いた一次圧密度の評価、VWP（振動式水圧計）による過剰間隙水圧の計測、SHANSEP 則や Oedometer 試験に基づく土質パラメータの調整など、実務で用いられる沈下予測手法を体系的に整理した。これらは施工中の管理に有用な指標を提供する一方で、二次圧密の扱いは Mesri のモデルや SSC モデル（Soft Soil Creep model）など外部の経験式に基づくため、荷重履歴に応じた粘性ひずみの連続的發展を構成則として統一的に扱うものではない。
6. Vergote et al. (2021)¹⁵⁾は、除荷後に生じる弾性膨張、時間依存膨張（secondary swelling）、及び creep reappearance を統合的に評価する 1 次元弾・粘塑性モデル（C+S model）を提案した。深度方向に変化する OCR を考慮しつつ、プレロード量や載荷時間の影響を整理する点に特徴がある。しかし、膨張とクリープを独立したプロセスとして取り扱う構成となっており、応力履歴に応じた連続的な応力-ひずみ発展や再載荷時の粘性挙動の表現には一定の前提を要する。また、圧密解析は一次元の Terzaghi 解析と分離されているため、排水条件・履歴を含めた連成解析としての展開には工夫が求められる。

二次圧密の議論において、粘土の時間依存変形が一次圧密中から発生するか否かという理論的議論は現在も続いており、長期沈下評価法の体系化を難しくしている。これらは第2章にて詳述する。

1.2.3 本研究における課題

前節までの技術基準及び先行研究の整理から、プレロード改良地盤の長期圧密挙動に関して、現時点で特に重要と考えられる課題を以下のようにまとめることができる。

1. 荷重履歴を考慮した二次圧密評価の不足

国内の道路・鉄道・建築分野において広く用いられている C_α 法は、一次圧密終了時点以降の時間依存沈下を簡便に評価できる反面、プレロード載荷・除荷・供用荷重の再載荷といった実務上不可避な荷重履歴を、理論的に一貫して扱う枠組みにはなっていない。そのため、プレロード撤去の時期や再載荷時の応力状態が、EOP (End of Primary consolidation) 以降の長期沈下挙動に及ぼす影響を定量的に評価することが難しい。

2. アイソタック則の実務的な適用方法・適用範囲

港湾基準ではアイソタック則を用いた長期沈下評価が紹介されているが、主として単調載荷過程を対象とした整理にとどまっており、プレロード地盤に特有な載荷・除荷・再載荷を含む応力履歴への適用方法については必ずしも十分に整理されていない。また、圧密方程式との連成を含めた一次元解析としての具体的な取り扱いについても、統一的な手順が示されていない。

3. 実務適用を念頭に置いた解析手法の体系化の課題

設計実務における長期沈下評価手法は、解析の詳細度（入力情報量とモデル化の自由度）に応じて概ね三段階に整理できる。第一に、一次元圧密理論等に基づく簡易法（ m_v 法、 C_c 法、 C_α 法等）であり、設計初期の概略検討や施工管理に広く用いられる。第二に、一次元または準一次元の数値解析であり、荷重履歴や時間依存挙動を簡易法より一貫した形で取り込める一方、解析対象は主として鉛直変形支配の問題に限定される（本研究で扱う軸対称圧密を差分法で解く解析等）。第三に、有限要素解析（FEM）等による二次元・三次元解析であり、地盤～構造物の相互作用や複雑な境界条件を扱えるが、実務で高精度化の鍵となるのは離散化手法（FDM/FEM）の違いというより、時間依存挙動を表現する構成則とそのパラメータの同定である。プレロード地盤の長期沈下では、第一の簡易法だけでは載荷・除荷・再載荷を含む応力履歴と EOP 以降の粘性変形を整合的に扱いにくい一方、第三の高精度な解析はパラメータ決定のための入力負荷が大きく、解析の精度も解析者の熟練度によるなど適用上のハードルが高い。したがって、港湾基準に示されるアイソタック則を、圧密方程式と連成した形で第二の解析レベルとして実務に展開する手順（適用条件と限界を含む）を整備することが重要な課題である。

本研究では、これらの課題のうち、特に 2. と 3. に焦点を当て、プレロード改良地盤の長期圧密挙動に対するアイソタック則の適用性と限界を明らかにするとともに、実務で利用しやすい解析枠組みを検討の主眼とする。

1.3 研究目的

本研究の目的は、軟弱粘土地盤に適用されるプレロード工法において、載荷・除荷・再載荷という実務上不可避な荷重履歴を考慮しつつ、アイソタック則に基づいて EOP 以降の時間依存変形を含む長期沈下挙動を評価可能な実用的解析手法を提案し、その適用性及び限界を明らかにすることである。

なお、本研究は港湾分野の設計基準（港湾基準）で採用されるアイソタック則を起点として検討するが、対象は港湾分野に限定されず、飽和軟弱粘土地盤に対するプレロード改良（ドレーン併用を含む）の長期沈下評価一般に適用可能な枠組みとして位置付ける。また、港湾基準ではアイソタック則が要素的な構成則として示される一方、これを実地盤解析に直接適用するための一連の解析法として定式化した例は限られており、本研究はその手順を体系化し、適用条件と限界を具体化した点に新規性を有する。

具体的には、以下の4点を中心に検討を行う。

1) アイソタック則を用いた圧密解析手法の提案

Watabe and Leroueil によるアイソタックモデルを基盤とし、圧密方程式から得られる過剰間隙水圧の時刻歴と連成させることで、一次圧密と EOP 以降の時間依存変形を同一の枠組みで扱う一次元解析手法を整備する。特に、プレロード載荷後の除荷・再載荷過程を対象として、圧密降伏応力及び粘塑性ひずみの更新則を整理し、簡便に計算可能な数値アルゴリズムを提示する。

2) 提案手法の検証と妥当性確認

圧密方程式部分については Terzaghi・Barron・Carrillo の理論解との比較により数値解法の妥当性を検証する。さらに、既往の要素試験及びプレロード工法を模擬した遠心模型実験の再現解析を通じて、提案手法が実際の粘土地盤の沈下・再圧縮挙動をどの程度再現し得るかを検討し、パラメータ設定及び適用条件を明確にする。

3) モデル地盤に対するパラメトリック解析による適用性評価

提案手法を理想化したモデル地盤に適用し、層厚、初期上載圧、自重応力レベル、排水条件などを変化させた解析を行う。これにより、EOP 以降の時間依存変形が長期沈下全体に占める割合や、条件によって挙動の現れ方がどのように変化するかを整理するとともに、アイソタック則に基づく解析の有効条件及び限界を明らかにする。

4) 設計実務への適用方針の提示

慣用法（ C_α 法等）との位置づけを踏まえ、EOP 以降の長期残留沈下を実務上扱いやすい指標（ R_e : EOP 以降の残留ひずみ割合, ε_{res} : 残留ひずみ, R_f : 最終荷重比, U : 撤去時圧密度）で整理し、設計基準類（港湾基準チャート等）との接続も含めた実務的な指針案を提示する。

以上の検討を通じて、本研究は、プレロード改良地盤の長期圧密挙動におけるアイソタック則の適用性を、理論・実験・数値解析の三側面から体系的に整理し、実務的な長期沈下評価法として位置づけるための基礎的知見を整理することを目指す。

1.4 論文の構成

本論文は、プレロード改良地盤の長期圧密挙動に対するアイソタック則の適用性を検討することを目的として、以下の構成で記述する。

第1章では、プレロード工法の概要と国内外の適用事例を概説し、長期沈下と二次圧密の取り扱いに関する各種設計基準類の整理を行う。さらに、長期沈下に対する仮説A・仮説Bの位置づけや、既往の構成モデル・評価式の特徴を整理し、プレロード改良地盤に対して「荷重履歴を考慮しつつ、実務的に利用しうる長期沈下予測法が十分に整備されていない」という課題を抽出し、本研究の目的を明確化する。

第2章では、アイソタック則に基づき、載荷・除荷・再載荷を受ける粘土地盤の時間依存変形を一次元鉛直変形を仮定した軸対称圧密方程式と連成して評価する解析手法を定式化する。圧密方程式の数値解法(ADI法)とアイソタックモデルを組み合わせた計算フローを提示し、Terzaghi, Barron, Carrilloの理論解との比較により圧密解の妥当性を検証する。また、白子らの履歴型モデルなど代表的な二次圧密モデルとの比較を通じて、本手法の特徴と適用範囲を整理する。

第3章では、プレロード工法を模擬した遠心模型実験の概要を示す。粘土の種類、バーチカルドレーンの有無、プレロード載荷終了時の圧密度、自重(遠心加速度)の違いを系統的に変化させた12ケースの実験条件を整理し、層別沈下・間隙水圧の計測結果から、プレロード撤去後の沈下・リバウンド・クリープ挙動の特徴を整理する。

第4章では、第3章の遠心模型実験を対象に、第2章で提案した解析手法による再現解析を行う。実験から同定した圧密特性及びアイソタックパラメータを用い、載荷・除荷・放置に伴う沈下量と過剰間隙水圧の時刻歴を比較することで、提案法の再現性及び除荷後の再沈下挙動に対する適用性と限界を検討する。

第5章では、提案法の挙動特性と長期沈下評価への適用性を、理想化した粘土地盤解析により整理する。まず5.2節では、層厚・初期上載圧・排水条件(ND/VD)といった基本条件が、EOP以降の時間依存変形の現れ方に与える影響を検討し、EOP以降のひずみ割合を用いて、仮説Bに基づく提案法の結果を整理する。続く5.3節では、実務で扱いやすい整理を目的として、荷重履歴を一般化した指標により、EOP以降に追加的に生じる残留ひずみを図表として整理し、一次圧密沈下評価に対する長期沈下の上乗せ量を定量的に判断できる枠組みを提示する。

第6章では、港湾沿岸域のサーチャージ改良を伴うコンテナターミナル建設を模擬したモデル地盤解析を通じて、提案法の応用性を検討する。事前にバーチカルドレーン改良を施した軟弱海成粘土地盤を対象に、プレロード載荷・撤去・供用荷重再載荷を考慮した長期沈下解析を行い、EOP以降の時間依存変形の発現条件を整理する。また、実務で広く用いられる C_α 法との比較を通じて、提案法の実務上の利点や留意点を整理する。

第7章では、本論文で得られた成果を総括し、プレロード改良地盤の長期圧密挙動におけるアイソタック則の適用性と限界を整理するとともに、将来の研究課題及び設計実務への展開の方向性について述べる。

参考文献

- 1) Niina D., Kohno H., Wada M. : Rapid construction technology of container terminal construction project in Myanmar, *PIANC yearbook 2018*, pp.101-113, 2018.
- 2) 常盤敏, 曠野博紀, 吉野洋一, 新名大輔 : ケニア共和国 モンサバ港コンテナターミナル 早期完成に向けた粘性土に対する地盤改良技術, 土木施工, 63 巻, 4 号, pp.132-135, 2022.
- 3) 社団法人 日本道路協会 : 道路土工 軟弱地盤対策工指針 (平成 24 年度版), pp. 137-141, 372-377, 2012.
- 4) 公益財団法人 鉄道総合技術研究所 : 平成 19 年 1 月 鉄道構造物等設計標準・同解説一土構造物 [平成 25 年改編], pp. 214-219, 383-385, 2013.
- 5) 国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所 : 泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル (平成 28 年度版), pp. 58-59, 2017.
- 6) 一般社団法人 日本建築学会 : 建築基礎構造設計指針, pp. 39-49, 2019.
- 7) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, *Constitutive Equation of Soils, Proc. Specialty Session 9, 9th Int. Conf. Soil Mech. & Found. Engrg.*, pp. 306-315, 1977.
- 8) 日本港湾協会 : 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp. 308-326, 2018.
- 9) 世良至, 殿垣内正人, 川井田実 : 実測値に基づく軟弱地盤の沈下予測法の精度と適用性, 土と基礎, Vol. 41, No. 2, pp. 11-16, 1993.
- 10) 高橋真一, 森拓雄, 鳥井原誠 : 軟弱粘土地盤の載荷・除荷過程に関する遠心模型実験, 第 46 回地盤工学シンポジウム, pp. 129-134, 2001.
- 11) 白子博明, 杉山太宏, 外崎明, 赤石勝 : サーチャージ除荷後の二次圧密沈下挙動, 土木学会論文集 C (地圏工学), 65 巻, 1 号, pp. 275-287, 2009.
- 12) 平田昌史, 飯塚敦, 太田秀樹 : 二次圧密による先行効果を考慮した弾・粘塑性構成モデルの拡張, 土木学会論文集 C (地圏工学), 69 巻, 4 号, pp. 404-416, 2013.
- 13) Yao, Y.-P., Fang, Y.-F. : Negative creep of soils, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.57, No.1, pp. 1-16, 2019.
- 14) Poon, B. M., Chan, K., Peiris, A. : The approach of assessing time of preload and surcharge removal during the construction of embankments over soft soils, *Proceedings of the International Conference on Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development (Geotec Hanoi 2019)*, pp. 1-10, 2020.
- 15) Vergote, T., Dejonghe, M., François, S. : Predicting sequential swelling and creep after unloading, *Computers and Geotechnics*, Vol.132, 104033, 2021.

第2章 アイソタック則によるプレロード工の評価

2.1 概説

二次圧密の評価法については、従来多くの研究が行われており、その成果の一部は設計基準類にも採用されている。しかしながら、施工過程における載荷・除荷・再載荷といった荷重履歴の変化を考慮した二次圧密の計算モデルとなると、高度な構成モデルに基づくものが主流であり、実務での汎用的な適用にはハードルが高い。

本章では、はじめに二次圧密に関する基本的な概念について先行研究を整理し、本研究で用いるアイソタックモデルの考え方を説明する。既往のアイソタックモデルは、主として単調載荷過程を対象として提案されてきたため、プレロード工法に特有な載荷・除荷・再載荷を含む荷重履歴に対して、どのように適用すべきかを明確にする必要がある。そこで、本研究では、アイソタックモデルを圧密方程式と組み合わせ、荷重履歴を考慮した圧密問題を解く解析手法を提示する。さらに、提案手法については、数値解法の妥当性確認及び既往の二次圧密モデルとの比較を通じて、適用可能な条件や前提を整理するとともに、適用上の限界についても検討を行う。

2.2 二次圧密の基本的考え方

二次圧密に関する基本的な概念を、図 2.1 を参照しながら整理する。図 2.1 は、Leroueil¹⁾が示した模式図であり、Bjerrum²⁾による遅延圧密 (Delayed consolidation) の概念を基に、時間依存変形の解釈を拡張したものである。

二次圧密の発現機構については、Ladd et al.³⁾が 1977 年に提唱した仮説 A 及び仮説 B の二つの立場が知られており、両者は一次圧密過程と時間依存変形との関係に対する解釈が異なる。いずれの仮説が実際の粘土地盤の挙動をより適切に説明し得るかについては、現在においても統一的な見解には至っていない。

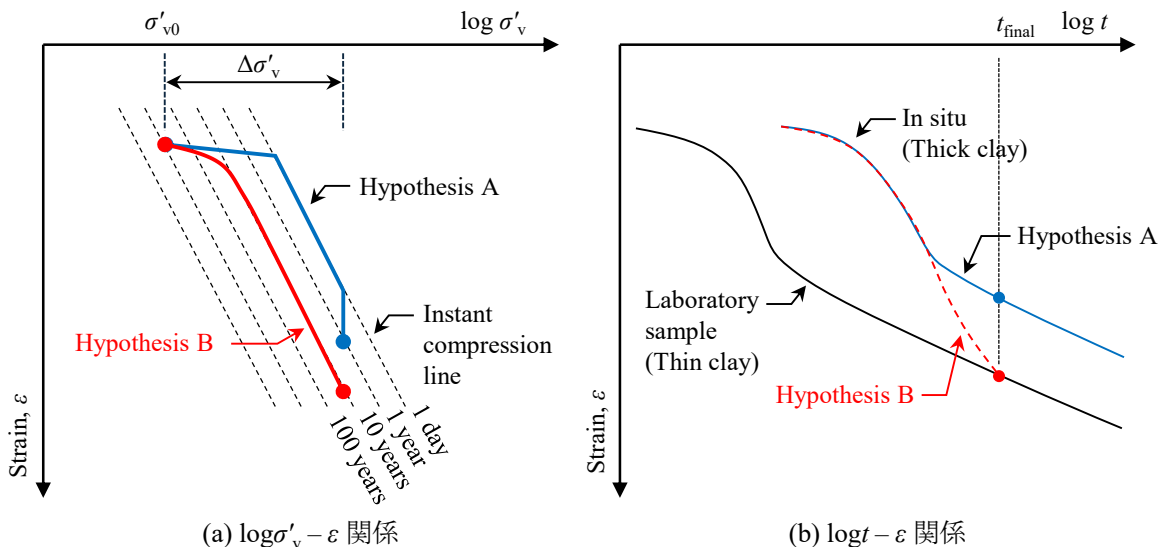


図 2.1 異なる粘土層厚による圧密挙動 (Leroueil¹⁾ による、一部改変)

仮説 A (Hypothesis A) :

粘土の圧密は従来の Terzaghi 理論に基づくものであり、一次圧密 (Primary Consolidation) は過剰間隙水圧の消散のみによって進行すると考える。この期間中、変形 (体積減少) は主として排水によって生じ、粘性変形 (クリープ) は考慮しない。すなわち、図 2.1(a) に示す応力-ひずみ関係では、EOP (一次圧密完了時点) までのひずみは間隙水圧の消散に対応するものであり、試料厚さや排水距離に依存しない。EOP におけるひずみ量 ε_{EOP} は、室内試験でも現場でも一意に決まり、応力-ひずみ経路は同一である (ひずみ速度依存性を持たない)。一次圧密の完了後、間隙水圧がゼロになった状態から、二次圧密 (Secondary Compression) が新たに開始し、これは時間とともに進行するクリープ変形に対応する。図 2.1 (b) に示すように、一次と二次は明確に区別され、EOP を境に沈下曲線の勾配が変化する。Mesri and Choi^{4), 5)} が仮説 A を主張している。

仮説 B (Hypothesis B) :

圧密とクリープ (粘性変形) が同時に進行するという考え方であり、Šuklje⁶⁾ によるアイソタック概念 (Isotache concept) の基礎となる。粘土は一次圧密中でも構造粘性により時間依存的な体積変化を示し、間隙水圧の消散 (排水) と粘性変形 (クリープ) が並行して進行する (図 2.1 (a))。そのため、同じ有効応力に達しても、試料厚が大きく排水に時間を要する場合ほど、粘性変形がより多く累積する。結果として、図 2.1 (b) に示すように、厚い粘土層 (現場) の EOP 時のひずみ量 ε_{EOP} は、薄い試料 (室内試験) よりも大きくなる。一次圧密と二次圧密は連続した現象であり、区別する明確な境界は存在しない。Leroueil et al.⁷⁾ は要素試験を通じた検証に基づき、仮説 B を主張している。

仮説 A と仮説 B のどちらの曲線を辿るかで現場における圧密予測結果が大きく変わるため、重要な課題である。網干⁸⁾ はスラリー状態から作成した人工粘土地盤を 6 年半圧密させたものから採取した試料を用いて、供試体の直径/厚さの寸法比 n を等しくして、 $n = 1$ (直径 6 cm, 厚さ 2 cm) から $n = 50$ (直径 3 m, 厚さ 1 m) までの複数の供試体を作成し、大型圧密試験を 20 年間に渡り実施した。最終的に得られたデータより、網干は層厚の異なる粘土供試体の沈下時刻歴は仮説 A にも仮説 B にも適合するものではなく、両仮説の中間的な挙動となるものとした。近年では、仮説 B を支持する研究が増えている。Degago et al.⁹⁾ は見かけ上は仮説 A と見られる実験結果であっても、厚い試料を用いると EOP (End of Primary consolidation) に到達したときのひずみが大きくなっていることを指摘し、載荷段階毎の相対的なひずみで評価するのではなく、全ての時刻歴を通じた累積ひずみで評価すると、仮説 A のように見えた挙動も仮説 B を指示する結果が得られるとした。また、Chen et al.¹⁰⁾ は、厚さの異なる供試体に対する一次元圧密試験及び複数の弾粘塑性 (EVP) モデルに基づく数値解析を比較し、EOP のひずみが供試体厚さに依存して大きくなる現象は仮説 A では説明しにくいことを示している。また、仮説 B を前提とする解析では、クリープひずみが一次圧密中に蓄積することにより厚さ依存性が自然に再現され、実験との整合が高ことから、長期沈下挙動を説明する上では仮説 B の方が適切であるとの見解を示している。一方で、仮説 A/B の優劣が完全に決着したわけではなく、厚さ効果や構造の影響を含む粘土の時間依存変形を統一的に扱う理論的枠組みは依然として議論が続いている。

次に、上述した仮説を踏まえつつ、実務における二次圧密の評価方法を考える。代表的な手法として、以下の3つが挙げられる。

- a) Terzaghi の一次元圧密理論と二次圧密係数 C_α を組み合わせた沈下予測
- b) Mesri and Choi⁵⁾ による一次圧密終了時 (EOP) の沈下ひずみ量が層厚によらず同じ値になるという経験則と Mesri and Castro¹¹⁾ による C_α と圧縮指数 C_c の比が一定となる経験則を組み合わせた評価法
- c) Šuklje⁶⁾ によるアイソタック概念を用いた評価法

手法 a) と手法 b) は仮説 A に基づくもので、手法 c) は仮説 B に基づく評価法である。手法 a) は、現在の実務において最も一般的に用いられている手法であり、一次圧密終了後の二次圧密によるひずみは、対数時間に対して直線的に進行する (C_α が一定) と仮定されている。手法 b) もまた、手法 a) と同様に時間を明示的に扱う形式である。手法 a) と手法 b) の具体的な評価式の例として、Mesri and Choi⁴⁾ より次式を引用する。

$$S = \frac{C_\alpha}{1 + e_0} H \log_{10} \left(\frac{t}{t_p} \right) \quad (2.1)$$

ここに、 S は二次圧密による沈下量、 e_0 は初期間隙比、 H は粘土地盤の層厚、 t_p は圧密理論に基づく一次圧密が終了する時間である。同文献によると、二次圧密係数 C_α は、有機質以外の粘性土では式(2.2)、高有機質粘土では式(2.3)の範囲にあるとしている。式(2.2)は軟弱地盤対策工指針においても参考式として紹介されている¹²⁾。

$$\frac{C_\alpha}{C_c} = 0.04 \pm 0.01 \quad (2.2)$$

$$\frac{C_\alpha}{C_c} = 0.05 \pm 0.01 \quad (2.3)$$

この評価式は実用面では扱いやすいが、 C_α/C_c 一定の前提は、理論上無限にクリープ沈下が発生することを示唆し、現実的な適用範囲に限界がある。また、手法 a) 及び手法 b) では、二次圧密の開始時点 (式(2.1)における t_p) を解析者が定めることが求められるが、二次圧密開始時点の判定が不明瞭であることが課題である。Mesri and Choi⁵⁾ は過剰間隙水圧の消散より、圧密度が 95% に到達した時点をも t_p として見積もることができるとしているが、理論的な根拠に乏しい。

手法 c) は、前述のとおり、Šuklje⁶⁾ によって提唱された粘性挙動に関する経験則に基づくものであり、一定の排水条件下において、粘土の圧密挙動を「等ひずみ速度曲線 (isotache)」の集合として記述する考え方である。Šuklje の原著論文では、まず、異なる載荷段階で実施した oedometer 試験から得られる $\log t$ - e 関係に基づき、二次圧密領域における時間依存変形を対数時間則として表現している。すなわち、二次圧密過程における間隙比の平均値 $\bar{e}$ は、

$$\bar{e} = e_1 - (\Delta e_1 + \alpha_e \log_{10} t) \quad (2.4)$$

と表され、この式は、特定のひずみ速度に対応する $\log t$ - e 曲線の一部を与えるものと位置づけら

れる．ここで e_1 は基準時刻における間隙比， Δe_1 は一次圧密に伴う間隙比変化量， α_e は二次圧密係数である．式(2.4)は，特定のひずみ速度に対応する $\log t$ - e 曲線を与えるものであり，isotache 群の一部を構成する．

さらに Šuklje は，一次圧密過程において有効応力が時間とともに変化することを考慮し，圧密速度（ひずみ速度） v を

$$v = \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.5)$$

と定義し，式(2.4)を時間微分することで，二次圧密過程におけるひずみ速度が時間に依存して変化することを示している．具体的には，

$$v = -\frac{\alpha_e}{2.303t} \quad (2.6)$$

となり，二次圧密過程では，ひずみ速度が時間に反比例して減少することが分かる．

Šuklje は，このひずみ速度と Darcy 則及び Terzaghi 型の一次元圧密方程式から導かれる有効応力の時間変化と組み合わせることで，任意時刻における (σ', e) の対応関係を isotache 図上で同定できることを示した．すなわち，圧密曲線上のある時点における勾配（ひずみ速度）から，対応する isotache を決定し，その isotache 上で間隙比と有効応力の整合を図るという手順である．このように，Šuklje によるアイソタック則とは，「任意時刻におけるひずみ速度が (σ', e) の関数として定まる」という仮定のもと，一次圧密と二次圧密を時間的に分離することなく，圧密過程全体を isotache 上の状態点の移動として統一的に記述する構成論的枠組みである．

本研究では，この手法 c)のアイソタック則を用いて，プレロードの荷重履歴に対応した地盤の変形挙動を評価する．

2.3 アイソタックモデルによる粘塑性ひずみの評価

港湾基準は、一次圧密から二次圧密までを連続的に捉えるアプローチとして、Watabe and Leroueil¹³⁾によるアイソタックモデルを採用している。

$$\ln \frac{\sigma'^p - \sigma'^{pL}}{\sigma'^{pL}} = c_1 + c_2 \ln \dot{\varepsilon}^{vp} \quad (2.7)$$

ここに、 σ'^p は圧密降伏応力、 $\dot{\varepsilon}^{vp}$ は粘塑性ひずみ速度、 σ'^{pL} 、 c_1 、 c_2 はアイソタックパラメータと称する定数で、ひずみ速度が無限小となったときに、 σ'^p は σ'^{pL} に収束する。Šuklje⁶⁾は、圧密挙動を等ひずみ速度曲線（isotache）の集合として捉えるという基本的な概念を提示したのに対し、Watabe and Leroueil は、この概念を基盤として、限界圧縮曲線を考慮した粘塑性構成関係として定式化し、一次圧密過程と二次圧密過程を分離することなく連続的に扱える実用的な解析モデルへと発展させた。

式(2.7)をひずみ速度 $1.0 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ （段階载荷圧密試験における24時間後のひずみ速度に相当）に対応する圧密降伏応力 σ'^{p0} で正規化した関係を図2.2に示す。同図は多くの粘土に共通して適用できるパラメータとして提案された $\sigma'^{pL}/\sigma'^{p0} = 0.7$ 、 $c_1 = 0.935$ より作図したものである（式(2.7)より c_2 は自動的に $c_2 = 0.111$ となる）。

本研究では、アイソタックパラメータとして、 $\sigma'^{pL}/\sigma'^{p0} = 0.7$ 、 $c_1 = 0.935$ 、 $c_2 = 0.111$ を標準値として一貫して用いた。これは、大阪湾粘土を含む世界各地の多様な粘土に対して、同一のアイソタックパラメータを用いても長期圧密挙動が一次近似として良好に表現できることが渡部・金子¹⁴⁾によって示されており、個別試料ごとの同定を行わなくても、粘土の一般的な時間依存圧密特性を議論する目的に対して十分な妥当性を有すると判断したためである。

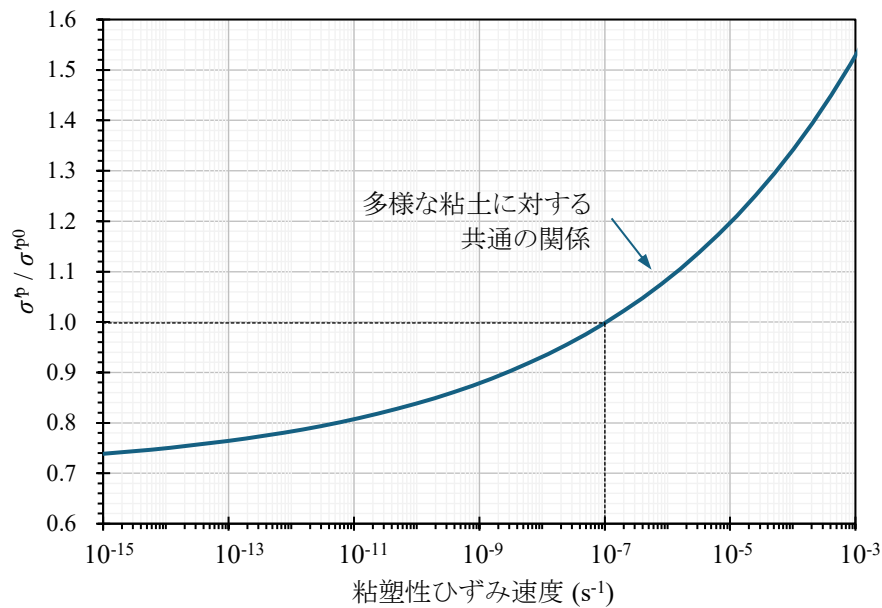


図 2.2 圧密降伏応力のひずみ速度依存性

港湾基準では式(2.7)に基づいた沈下ひずみ増分量 $\Delta\varepsilon_{\text{Field}}$ の評価式として、原位置のひずみ速度がどの程度になるかを予測する、または施設の要求性能として長期的にひずみ速度がどの程度以下になれば許容できるかを設定すれば、そのひずみ速度に対応した沈下量は式(2.8)によって予測できるとした。さらに、将来起こりうる最大の沈下として、ひずみ増分 $\Delta\varepsilon_{\text{ult}}$ は式(2.9)によって予測できるとした。それぞれの数式に基づくチャートを図 2.3 と図 2.4 に示す。これらのチャートは、段階载荷圧密試験による 24 時間後のひずみ速度 $1.0 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ を一つの基準としている。段階载荷圧密試験における 24 時間後のひずみ速度を基準とすることは、実務設計で用いられてきた一次圧密終了時点に近い状態を、ひずみ速度という連続的な状態量として定義することに相当する。この基準は、標準的な室内試験で安定して再現可能であると同時に、原位置におけるより小さなひずみ速度への外挿の起点として工学的に意味を有する。

$$\Delta\varepsilon_{\text{Field}} = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \left[\frac{\sigma'^{p0}}{\sigma'^{pL}} \left\{ \frac{1}{1 + \exp(c_1 + c_2 \ln \dot{\varepsilon}_{\text{Field}})} \right\} \right] \quad (2.8)$$

$$\Delta\varepsilon_{\text{ult}} = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'^{p0}}{\sigma'^{pL}} \quad (2.9)$$

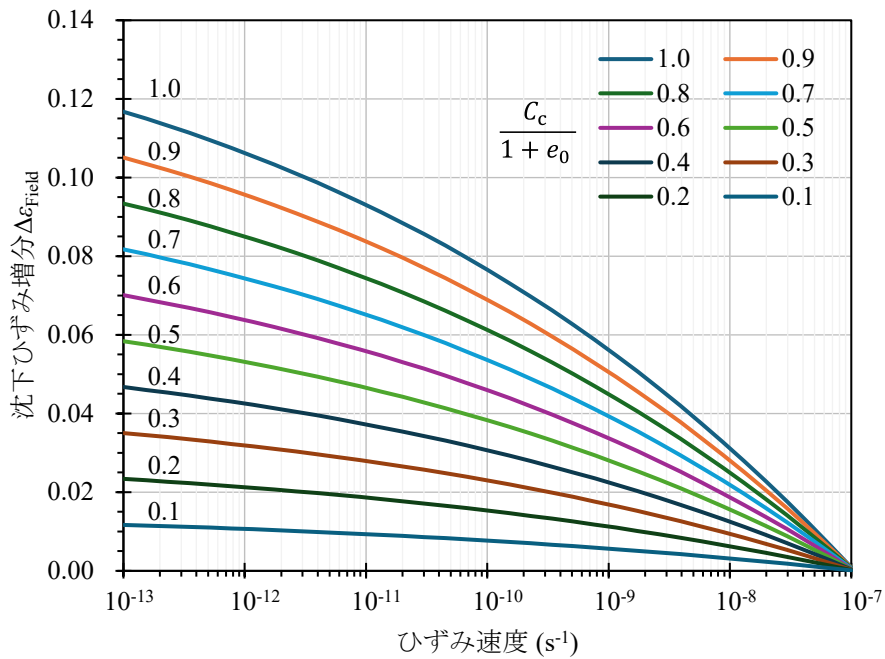


図 2.3 原位置ひずみ速度に対応したひずみ増分量チャート

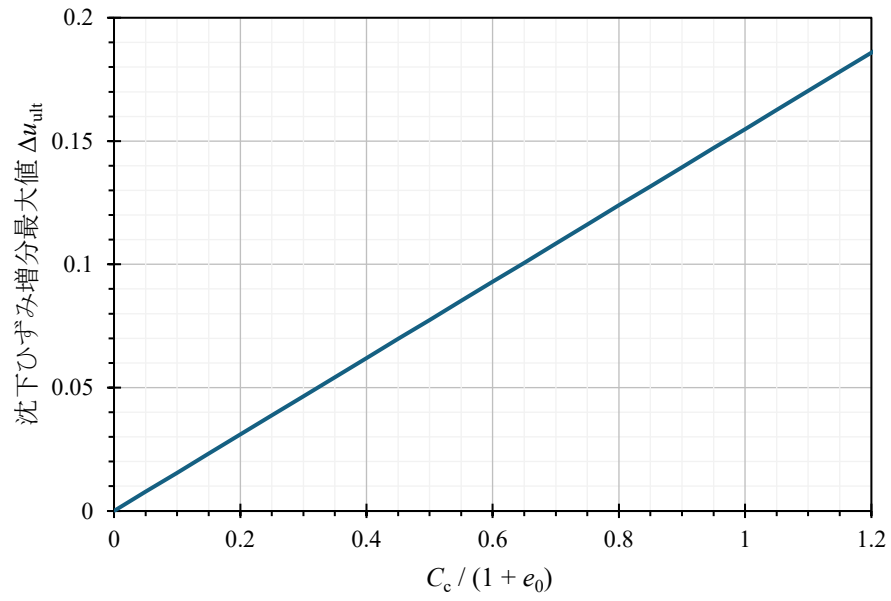


図 2.4 ひずみ速度 $1 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ から起こりうる最大沈下ひずみ増分量と $C_c/(1+e_0)$ の関係図

2.4 アイソタックモデルによる除荷・再載荷の評価

前節に示したように、アイソタック則では、有効応力 σ' とひずみ ε の関係が、そのときのひずみ速度 $\dot{\varepsilon}$ によって一意に定まると考える。本論文では、この概念に基づく除荷及び再載荷時の粘性挙動を図 2.5 に模式的に示す。図は、渡部・レルエイ¹⁶⁾及び Watabe and Leroueil¹³⁾による整理を参考として再構成したもので、横軸に有効圧密応力 σ'_v の対数、縦軸に粘塑性ひずみ ε^{vp} をとる。

プレロード載荷に伴う圧密挙動は、黒の実線で示している。灰色の破線は、一定の粘塑性ひずみ速度に対応する圧縮曲線（等ひずみ速度曲線（isotache））であり、ひずみ速度が低下するほど、それに対応する圧密降伏応力が低下するため、同一ひずみ速度の圧縮曲線はより低応力側へ移動する。この移動は、ひずみ速度が小さくなるにつれて、粘土の内部構造が時間の経過とともにゆっくりと緩和し、その結果として同じひずみ速度に対応する圧密降伏応力が低下する現象を表している。つまり、応力が減少したために状態点が移動しているのではなく、ひずみ速度の変化に起因する粘性的な性質の変化が、圧縮曲線の位置を変えている。

赤の破線で示す曲線は、ひずみ速度が無限小に近づく極限状態における圧縮曲線であり、限界圧縮曲線と称する。この曲線は、Watabe and Leroueil¹³⁾が提示したアイソタックモデルに特有の概念であり、載荷に伴う粘塑性挙動は常にこの限界圧縮曲線より右側に状態点が存在することになる。すなわち、限界圧縮曲線は粘性ひずみが極めて小さい状態を表す仮想的な限界線である。

本モデルの留意点として、除荷により生じる過圧密状態は本来このモデルで考慮されていない。そのため、除荷時及び再載荷時の応力ひずみ経路については、次節において別途整理して述べる。

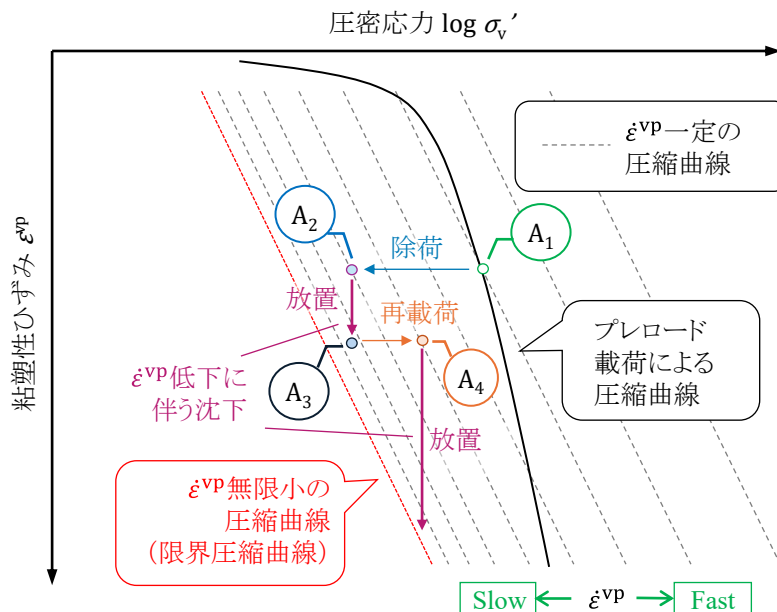


図 2.5 載荷～除荷～再載荷を考慮したアイソタックモデル

図 2.5 を参照しながら、除荷及び再載荷に対するアイソタックモデルの挙動について説明する。まず、点 A_1 においてプレロードが除荷されると、地盤は弾性的な回復により点 A_2 の方向へ移動する。これは、除荷に伴って有効応力が低下し、弾性膨張が瞬時に生じるためである。弾性変形は粘塑性ひずみを伴わないため、図の縦軸（粘塑性ひずみ）では変化を持たず、水平方向への移

動として表される。また、除荷直後には負の過剰間隙水圧が発生するが、これは時間とともに消散する過程で弾性ひずみの大部分が回復する現象であり、粘塑性挙動とは異なる。

次に、除荷量が限界圧縮曲線を越えない範囲であれば、除荷後も地盤内では粘性に支配される内部構造の時間依存的な変化が継続するため、粘塑性ひずみによる沈下は時間の経過とともに緩やかに進行する。除荷後、外力が一定のままであれば有効応力は一定のため、状態点は一定応力下で粘塑性ひずみが累積する方向、すなわち図中の点 A_3 の方向へゆっくりと移動する。この移動は、時間の経過とともにひずみ速度が徐々に低下し、その時点のより小さなひずみ速度に対応するアイソタック（等ひずみ速度曲線）上へ状態点が再配置される過程を表している。

その後、新たに荷重が再載荷されると、状態は点 A_4 の方向へ移行する。再載荷時には、有効応力が増加することによって粘塑性ひずみの発生速度が再び大きくなり、その後はアイソタックモデルに従い、時間の経過とともに粘塑性ひずみが累積する。すなわち、点 A_4 からは、再びひずみ速度に応じた圧縮曲線上をたどることで、長期的な沈下挙動が定まる。

以上のようなアイソタックモデルのメカニズムに基づけば、プレロードの初期載荷から除荷期間中のクリープ、さらに供用荷重による再載荷後の粘性変形に至るまで、時間依存変形を統一的な枠組みで記述できる。その結果、プレロード工の載荷～除荷～再載荷を通じた二次圧密挙動を、定量的かつ連続的に評価することが可能となる。

2.5 圧密問題の支配方程式と数値解法

本研究では、プレロードの載荷から除荷、再載荷に至る過程を対象に、アイソタックモデルを用いた簡易な二次圧密評価手法を提案する．具体的には、弾性圧密解析に基づき算出された過剰間隙水圧から有効応力を逐次更新し、その結果をもとにアイソタックモデルを適用して粘塑性ひずみによる変形量を算定する．

軟弱地盤をプレロード工で改良する場合はバーチカルドレーン工法が併用されることが多いことから、圧密挙動を記述する支配方程式として、次式を採用した¹⁷⁾．

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + c_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad (2.10)$$

ここに、 u は過剰間隙水圧、 t は時間、 z は鉛直方向の座標、 r はドレーン中心からの半径方向の座標、 c_v は鉛直方向の圧密係数、 c_h は水平方向の圧密係数である．式(2.10)は、バーチカルドレーンを中心とする中空円柱を解析領域とし、鉛直方向及び半径方向の排水を同時に考慮しつつ、鉛直方向の変形を考慮した軸対称圧密を表すものである．その模式図を図 2.6(a)に示す．本研究では、地盤の変形が主として鉛直方向に生じ、水平方向の変位が小さいという前提のもと、微小変形理論に基づく一次元鉛直変形を軸対称条件と組み合わせて表現できる式(2.10)を圧密解析に採用した．載荷あるいは除荷に伴う荷重変化は瞬時に地盤内の全層にわたり過剰間隙水圧の変動として現れるものとし、地盤材料は飽和土であること、さらに圧密係数 c_v 及び c_h が空間的に一様で一定であることを前提とする．また、バーチカルドレーンについては、ウェルレジスタンス及びドレーン材自身の変形（剛性）は考慮しない．

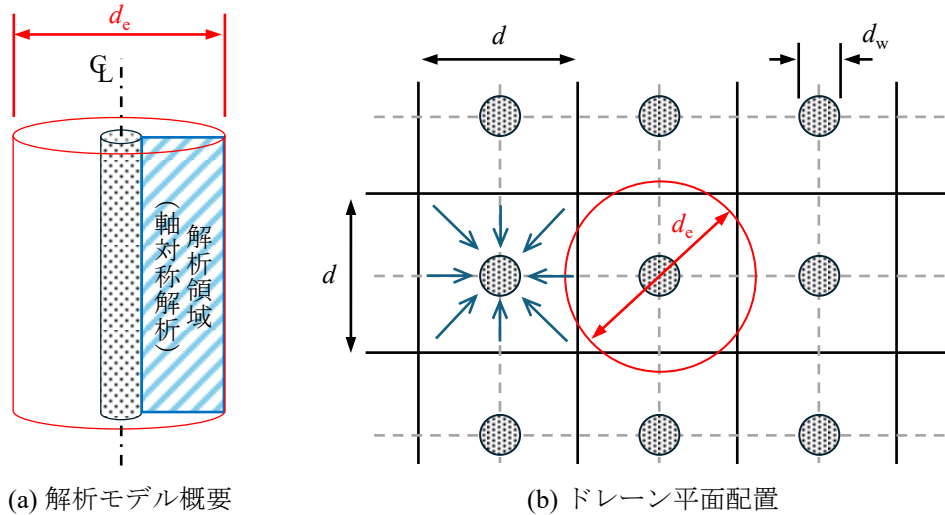


図 2.6 解析領域

実際の地盤では、図 2.6 (b)に示すように複数のバーチカルドレーンが格子状に配置されるが、式(2.10)を適用するためには、各ドレーンが担当する排水域を円形の等価領域として置き換える必要がある．すなわち、直径 d_w のバーチカルドレーンが正方形配置で施工されている場合、ドレーン

の打設間隔を d とすると、1本のドレーンあたりの等価有効直径 d_e は次式により与えられる¹²⁾。

$$d_e = 1.13d \quad (\text{ドレーン正方形配置}) \quad (2.11)$$

$$d_e = 1.05d \quad (\text{ドレーン正三角形配置}) \quad (2.12)$$

式(2.10)はバーチカルドレーンを考慮した圧密方程式であるが、 $c_h=0$ とすると r 方向の変化は無視されて Terzaghi の圧密方程式と等しくなる。このように、圧密係数の設定で、バーチカルドレーン改良を実施していない地盤も計算可能である。与えられた初期値・境界条件のもとで式(2.10)を解き過剰間隙水圧 u を算定する。本研究では有限差分法 (FDM) の一種である ADI 法¹⁸⁾を用いて式(2.10)を解いた。ADI 法の詳細は付録に示す。

なお、本研究では、軸対称圧密方程式の数値解法として差分法 (ADI 法) を採用するが、差分法 (FDM) と有限要素法 (FEM) は離散化手法の選択の違いであり、本研究で主眼とするのは『アイソタック則 (構成則) を圧密方程式と連成させ、荷重履歴を含む長期沈下を一貫して評価する手順』の整理である。したがって、本手順は必要に応じて FEM 等の枠組みに実装することも可能である。

2.6 応力・ひずみの更新方法

本解析で扱う主要な変数は、差分法による時間ステップを表す添字 n を右下添字として付して示す。圧密方程式を解いて得られた過剰間隙水圧 u_{n+1} を用い、渡部・宮田¹⁹⁾を参考に有効応力及びひずみを逐次更新する。本研究では、荷重の載荷・除荷速度は考慮せず、地盤に加わる荷重変化 Δp は瞬時に全層にわたり過剰間隙水圧 u の増減として反映されるものと仮定する。

過剰間隙水圧の変化量 $(u_{n+1} - u_n)$ から有効応力速度 $\dot{\sigma}'_{n+1}$ 及び有効応力 σ'_{n+1} を式(2.13)と式(2.14)により計算する。

$$\dot{\sigma}'_{n+1} = -\frac{u_{n+1} - u_n}{\Delta t} \quad (2.13)$$

$$\sigma'_{n+1} = \sigma'_n + \dot{\sigma}'_{n+1} \Delta t \quad (2.14)$$

次に、粘塑性ひずみ $\varepsilon_n^{\text{vp}}$ の更新過程を述べる。粘塑性ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_{n+1}^{\text{vp}}$ と圧密降伏応力 σ'_{n+1}^{p} の関係には、Watabe and Leroueil¹³⁾によるアイソタックモデルを用いる。本モデルでは、粘塑性ひずみ速度と圧密降伏応力が対数関係で表され、

$$\ln \frac{\sigma'_{n+1}^{\text{p}} - \sigma'^{\text{pL}}}{\sigma'^{\text{pL}}} = c_1 + c_2 \ln \dot{\varepsilon}_{n+1}^{\text{vp}} \quad (2.15)$$

となる（式(2.7)を差分形式で表現したもの）。ここに、 c_1 及び c_2 はアイソタックパラメータ、 σ'^{pL} は粘塑性ひずみ速度の下限值（ひずみ速度が無限小）における圧密降伏応力であり、いずれも定数である。定数 c_1 は $\dot{\varepsilon}^{\text{vp}} = 1$ における $\ln \{(\sigma'^{\text{p}} - \sigma'^{\text{pL}})/\sigma'^{\text{pL}}\}$ に相当し、圧縮曲線群の相対位置を制御する。一方、 c_2 はひずみ速度依存性の強さを規定するパラメータである。これらの値は、長期圧密試験¹⁴⁾や多段階定ひずみ速度載荷圧密試験²⁰⁾などから求められる。また、 σ'^{pL} は多段階圧密試験から得られる $\dot{\varepsilon}^{\text{vp}} = 1.0 \times 10^{-7} \text{s}^{-1}$ の圧密降伏応力 σ'^{p0} に対して、

$$\sigma'^{\text{pL}} = 0.7 \sigma'^{\text{p0}} \quad (2.16)$$

となる関係が Watabe and Leroueil¹³⁾によって提案されている。

式(2.15)を変形し、 $\dot{\varepsilon}_{n+1}^{\text{vp}}$ を陽に表すと次式が得られる。

$$\begin{aligned} \dot{\varepsilon}_{n+1}^{\text{vp}} &= \dot{\varepsilon}_n^{\text{vp}} + \dot{\varepsilon}_{n+1}^{\text{vp}} \Delta t \\ &= \dot{\varepsilon}_n^{\text{vp}} + \exp\left(-\frac{c_1}{c_2}\right) \left(\frac{\sigma'_{n+1}^{\text{p}} - \sigma'^{\text{pL}}}{\sigma'^{\text{pL}}}\right)^{(1/c_2)} \Delta t \end{aligned} \quad (2.17)$$

一方、 $\ln \sigma' - \varepsilon^{\text{vp}}$ の幾何学的関係から、粘塑性ひずみは次式でも表せる。

$$\varepsilon_{n+1}^{\text{vp}} = (\lambda_\varepsilon - \kappa_\varepsilon) \ln \left(\frac{\sigma'_{n+1}}{\sigma'^{\text{p}}_{n+1}} \right) \quad (2.18)$$

ここで λ_ε 及び κ_ε は、ひずみ空間での自然対数軸における圧縮指数 C_c と膨張指数 C_s に対応する定数

であり，初期間隙比 e_0 を用いて

$$\lambda_\varepsilon = \frac{0.434C_c}{1 + e_0} \quad (2.19)$$

$$\kappa_\varepsilon = \frac{0.434C_s}{1 + e_0} \quad (2.20)$$

で与えられる．式(2.17)と式(2.18)の両者を同時に満足する $\sigma'_{n+1}{}^p$ は非線形方程式となるため，反復法を用いて求める．得られた $\sigma'_{n+1}{}^p$ を式(2.15)に代入すれば $\varepsilon_{n+1}{}^{vp}$ が，式(2.17)に代入すれば $\varepsilon_{n+1}{}^{vp}$ が求められる．

時間ステップ $n+1$ における全ひずみ ε_{n+1} は，弾性成分と粘塑性成分の和として次式で表される．

$$\varepsilon_{n+1} = \varepsilon_{n+1}^e + \varepsilon_{n+1}^{vp} = \kappa_\varepsilon \ln \left(\frac{\sigma'_{n+1}}{\sigma'_0} \right) + \varepsilon_{n+1}^{vp} \quad (2.21)$$

ここで σ'_0 は解析開始時の初期有効応力である．ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_{n+1}$ は次式により求める．

$$\dot{\varepsilon}_{n+1} = \frac{\varepsilon_{n+1} - \varepsilon_n}{\Delta t} \quad (2.22)$$

鉛直変位は，得られたひずみに層厚を乗じることで計算される．以上により，時間ステップ $n+1$ における有効応力とひずみが更新される．解析のフローチャートを図 2.7 に示す．本図に示されるように，本研究における計算法は，圧密方程式の解から得られる過剰間隙水圧で有効応力を更新し，アイソタック構成則により粘塑性ひずみを逐次評価するため，厳密な連成ではなく片方向連成である．

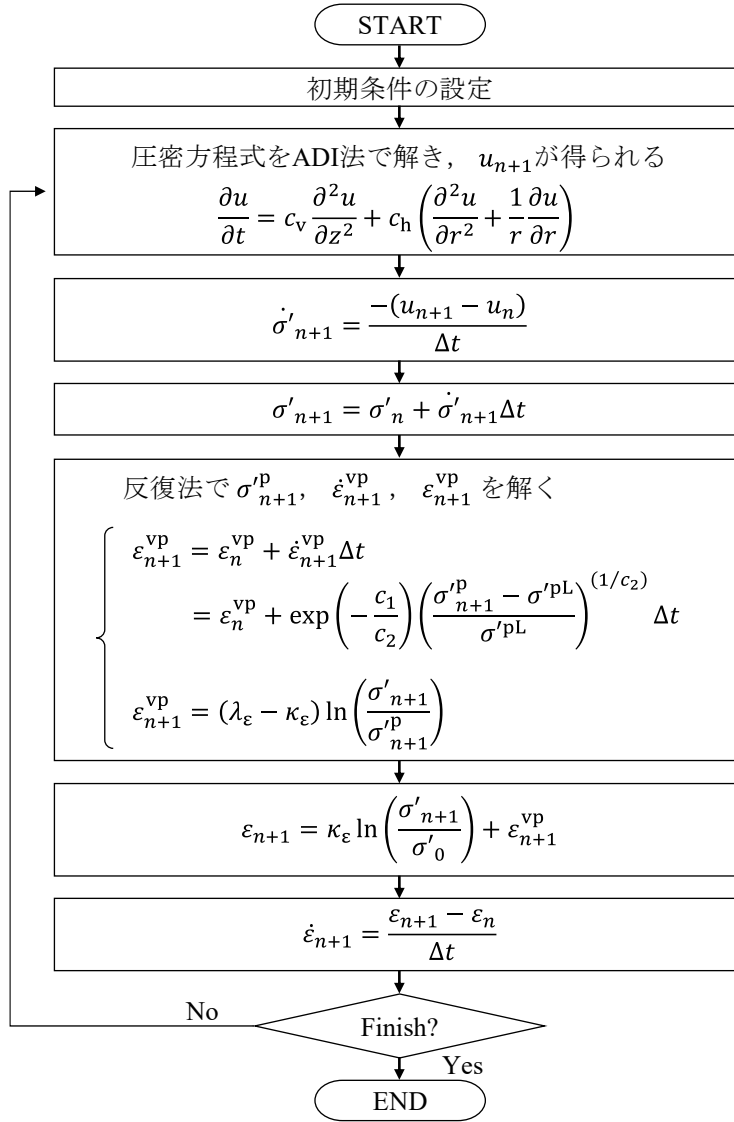


図 2.7 解析フローチャート

2.7 提案法の適用範囲と特徴

図 2.5 に示した評価法は、載荷過程を対象として構築されたアイソタックモデルを、除荷及び再載荷時にも適用できるよう概念的に拡張したものである。本手法では、除荷に伴う弾性的膨張は取り扱うものの、粘性膨張（粘塑性膨張）についてはモデル化していない。ただし、残留沈下量を評価する観点では、粘性膨張を表現しないことにより変位が早期に頭打ちとなり得るため、沈下を過小評価するのではなく設計上は安全側（沈下を大きめに見積もる側）となる場合がある。また、除荷後の応力状態が、限界圧縮曲線（ひずみ速度が無限小となる極限状態の圧縮曲線）の左側へ達する場合については、図 2.8 に示すように、粘塑性ひずみ速度をゼロとみなし、粘塑性ひずみは発生しないものとして、全ての変形を弾性変形として取り扱う。すなわち、本研究の除荷モデルは、除荷直後の膨張については弾性成分のみを扱い、粘性膨張は考慮しない。一方、除荷後の応力状態が限界圧縮曲線上より右側にある限り、その後の粘塑性再圧縮はアイソタックモデルに基づいて評価可能である。

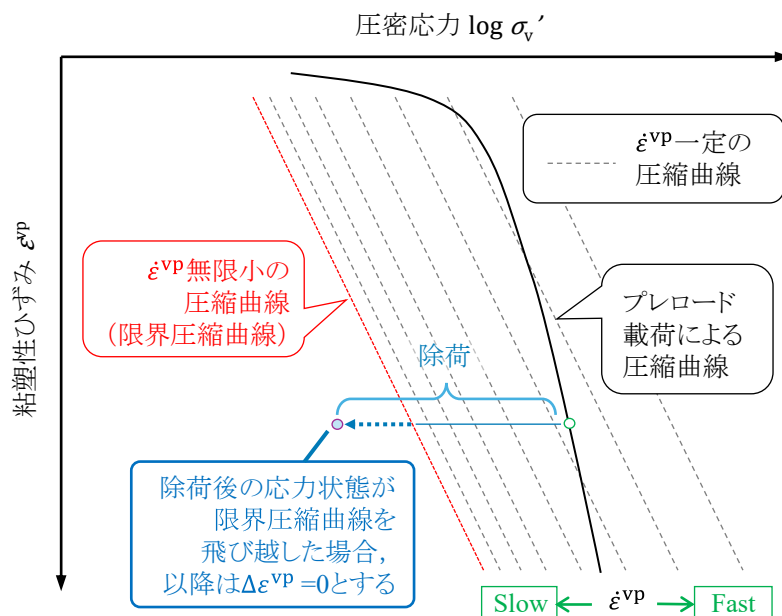


図 2.8 除荷後の応力状態

除荷挙動に関しては、Fan and Watabe²¹⁾による先行研究が存在する。Fan and Watabe は、除荷時に生じる粘性膨張を対象に、除荷点を起点としたキネマティックなアイソタック則に基づく粘塑性モデルを提案し、除荷挙動の理解に有益な知見を提供している。ただし、除荷後の粘塑性再圧縮成分の表現や再載荷時の時間依存変形は今後の検討課題としているため、Fan and Watabe では、プレロードの除荷から供用荷重の再載荷までを連続的に解析することは現時点では容易ではない。そこで、本研究では、従来から用いられてきたアイソタック則に基づく基本枠組みを出発点とし、除荷・再載荷の両過程を既存モデルの範囲内で簡潔に扱えるように拡張した。具体的には、Fan and Watabe が提案した除荷点基準のキネマティックなアイソタックモデルではなく、除荷に伴う粘性膨張を考慮しない簡易モデルとし、除荷後の再載荷時には粘塑性再圧縮を再びアイソタックモデ

ルに従って評価する枠組みとして整理した。

提案法は、図 2.8 に示すとおり、プレロード除荷後の応力状態が限界圧縮曲線より左側の状態に移行すると適用できない。限界圧縮曲線を規定するひずみ速度無限小のときの圧密降伏応力 σ'^{pL} は、式(2.16)より粘塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}^{vp} = 1.0 \times 10^{-7} \text{s}^{-1}$ （段階载荷圧密試験における 24 時間後の供試体のひずみ速度に相当）の圧密降伏応力 σ'^{p0} の 0.7 倍以下（すなわち過圧密比 $\text{OCR} > 1.4$ ）となる場合には適用できない。この 0.7 倍という係数は 2.3 節で記したように渡部・金子¹⁴⁾が世界各地の多様な粘土に対して圧密試験を行い得られた標準値である。载荷型のアイソタックモデルに基づく本手法では、前述の通り、この領域では適用対象外として粘塑性ひずみ速度をゼロとみなし、粘塑性ひずみは発生しないものとして扱う。その結果、除荷後の時間依存変形（粘塑性再圧縮）を評価できなくなるため、提案法の適用対象外となる。したがって、提案法は除荷後も粘塑性ひずみが発生し得る応力範囲において適用することを前提とする。

ただし、港湾における埋立工の施工条件を考慮すると、プレロード除荷後に地盤表層の応力状態がこの範囲に達するケースは比較的限定される。例えば、図 2.9 のような水深-10.0 m（水位 $\pm 0.0\text{m}$ ）の軟弱粘土地盤を高さ+2.0 m まで砂材で埋立てて、同じ砂材を用いて層厚 3.0 m の载荷盛土によるプレロード改良を想定する。砂材の湿潤単位体積重量を $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$ 、水中単位体積重量を $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ とすると、埋立てによる増加応力は 136 kPa （ $= 10 \text{ kN/m}^3 \times 10 \text{ m} + 18 \text{ kN/m}^3 \times 2 \text{ m}$ ）、载荷盛土による増加応力は 54 kPa （ $= 18 \text{ kN/m}^3 \times 3 \text{ m}$ ）である。港湾基準¹⁵⁾によると、一般雑貨ふ頭の場合、エプロン上の積载荷重の特性値として $10 \sim 30 \text{ kN/m}^2$ 程度の値を取る例が多いとしている。これより、想定した载荷盛土荷重 54 kPa は舗装荷重 $10 \sim 20 \text{ kPa}$ を考慮しても妥当である。载荷盛土を全て撤去するとした場合、海底地盤表面の過圧密比は次の通りとなる。

$$\text{OCR} = \frac{136 + 54}{136} \approx 1.4$$

以上より、一般的な水深・盛土高・材料条件では、除荷後に OCR が 1.4 を大きく超える状況は限定的であり、特に粘土の自重応力が大きい中～深層ではその可能性はさらに低い。一方、地盤表層のように初期有効応力が小さい層では、除荷量によっては OCR が大きくなり得るため、実務適用では層ごとの OCR と応力点の位置（限界圧縮曲線との相対関係）を確認し、OCR が大きい層については弾性リバウンドの評価や慣用法による保守的な上乘せを併用するなど、層別に扱うことが望ましい。

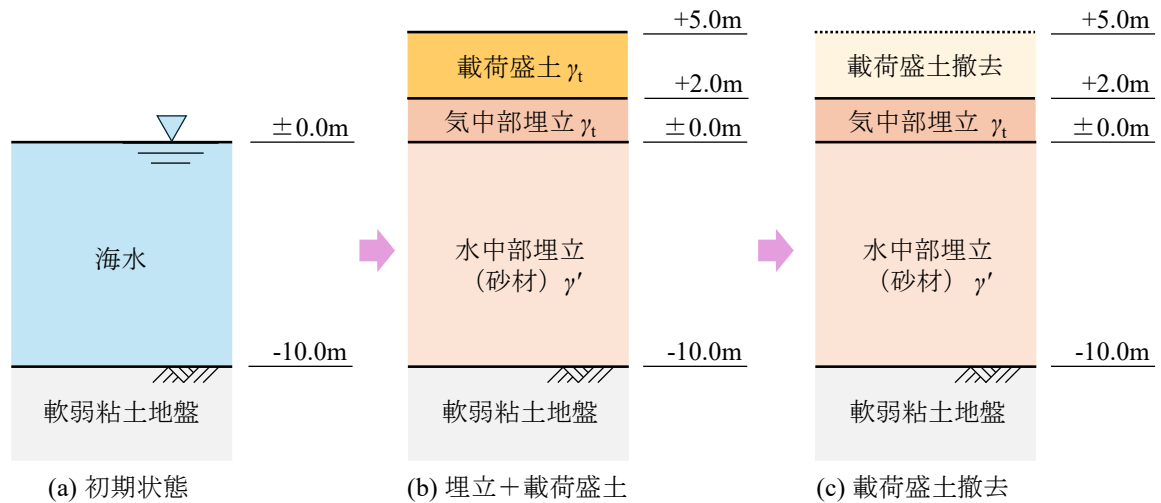


図 2.9 海底軟弱地盤の埋立工法の例

以上をまとめると，提案法は $OCR > 1.4$ となる除荷条件では適用外であり， $OCR \leq 1.4$ の範囲において適用が可能である．除荷以降は，応力状態の推移に応じてアイソタック則に基づく時間依存の粘塑性再圧縮を評価することで，除荷から再載荷までの長期変形挙動を一貫して取り扱うことができる．

2.8 提案法の圧密方程式解法に関する検証

本節では、提案した解析法に対する検証 (Verification)²²⁾を行う。検証には、解析コード自体の検証 (Code verification) と入力データに応じた精度の検証である解析検証 (Calculation verification) の2つがある。コード検証は力学モデルをプログラムに変換するための数値手法が適切に実装されているかを確認するプロセスであり、解析検証は入力データに対して所定の出力が得られていること及び出力結果の精度について確認するプロセスである。また、後節で実施する妥当性確認 (Validation) とは、対象とする挙動に関する実験、観測、または実被害状況と検証された解析コードによるシミュレーション結果との比較により、所定の利用目的に則した再現性、および予測性能を有していることを適切な方法で評価する行為である。いずれも解析手法の信頼性を担保するうえで重要な工程である。

2.8.1 検証方法

提案法の計算フローは大きく

(i) 圧密方程式の数値解の計算

(ii) アイソタックモデルに基づくひずみ (粘塑性ひずみ) の更新

の2構成である。このうち(ii)に相当する粘塑性ひずみの更新過程は、材料固有の時間依存変形を表す構成則であり、その時間発展について直接比較可能な理論解は存在しない。したがって、(ii)の材料構成則は検証ではなく妥当性確認として、次節にて実験結果との比較を通して行う。

本節で検証対象とする(i)の圧密方程式については、Terzaghi²³⁾、Barron²⁴⁾の理論解や Carrillo²⁵⁾の近似解が確立しており、数値計算法の検証が可能である。本研究では、この理論的に既知の圧密解を基準として、提案法により得られる平均圧密度 U_{calc} が理論解 U_{theory} と十分一致することを示すことで、圧密方程式の数値解法の正確さを確認する。

検証は以下の手順で行った。まず、鉛直方向排水のみを考える場合には、一次元圧密方程式 (式(2.23)) に Fourier 級数解を適用して得られる式(2.24)を用い、平均圧密度 $U_z(t)$ を算定した²⁶⁾。次に、円筒座標系で表される半径方向排水については、式(2.25)の軸対称圧密方程式に対して Barron の級数解¹⁷⁾を適用し、式(2.28)～式(2.31)で定義される固有値 λ_m 及び係数 C_m, D_1 を用いて式(2.26)の平均圧密度 $U_r(t)$ を求めた。鉛直方向と半径方向の排水が同時に生じる場合には、Carrillo の積近似²⁵⁾ (式(2.27)) に基づき、全体の平均圧密度 $U(t)$ を算定した。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.23)$$

$$U_z(t) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{(2m-1)^2} \exp \left\{ - \left(\frac{2m-1}{2} \pi \right)^2 \frac{c_v}{H'^2} t \right\} \quad (2.24)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad (2.25)$$

$$U_r(t) = 1 - \frac{2}{n^2 - 1} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{C_m}{\lambda_m r_w} D_1(\lambda_m r_w) \exp(-\lambda_m^2 c_h t) \quad (2.26)$$

$$U(t) = 1 - \{1 - U_z(t)\}\{1 - U_r(t)\} \quad (2.27)$$

ここに、 H' は排水距離、係数 n は等価有効直径 d_e とドレーン直径 d_w の比 ($n = d_e/d_w$)、 r_w はドレーン半径 ($r_w = d_w/2$) である。また、係数 C_m, D_0, D_1 及び固有根 λ_m は下式で与えられる。

$$C_m = \frac{-2 \frac{r_w}{\lambda_m} D_1(\lambda_m r_w)}{r_e^2 D_0^2(\lambda_m r_e) - r_w^2 D_1^2(\lambda_m r_w)} \quad (2.28)$$

$$D_0(\lambda r) = J_0(\lambda r) - \frac{J_1(\lambda r_e)}{Y_1(\lambda r_e)} Y_0(\lambda r) \quad (2.29)$$

$$D_1(\lambda r) = J_1(\lambda r) - \frac{J_1(\lambda r_e)}{Y_1(\lambda r_e)} Y_1(\lambda r) \quad (2.30)$$

$$J_1(\lambda r_e) Y_0(\lambda r_w) - Y_1(\lambda r_e) J_0(\lambda r_w) = 0 \quad (2.31)$$

ここで、 J_0, J_1 は零次及び一次の第一種ベッセル関数、 Y_0, Y_1 は零次及び一次の第二種ベッセル関数である。本検証では、級数解（式(2.24)、式(2.26)）の和は $m = 1 \sim 100$ まで計算した。この打ち切り数であれば、級数の収束性が十分高く、理論側の打ち切り誤差を実質的に無視できる精度が得られる。

提案法における平均圧密度の算定は、解析で得られた過剰間隙水圧 u を用い、次式の円筒座標の体積平均により算定した。

$$U_{\text{calc}}(t) = 1 - \frac{\int_0^H \int_{r_w}^{r_e} u(z, r, t) 2\pi r dr dz}{\int_0^H \int_{r_w}^{r_e} u_0(z, r, t_0) 2\pi r dr dz} \quad (2.32)$$

ここに、 u_0 は載荷直後 $t = t_0$ における過剰間隙水圧である。式(2.32)の積分は、各格子点で計算される過剰間隙水圧を台形則により数値積分をした。検証における理論解と提案法（数値解）の誤差の評価として、誤差率 ε_{err} を式(2.33)、誤差率の最大値 $\varepsilon_{\text{err_max}}$ を式(2.34)で評価した。

$$\varepsilon_{\text{err}}(t) = |U_{\text{theory}}(t) - U_{\text{calc}}(t)| \quad (2.33)$$

$$\varepsilon_{\text{err_max}} = \max_t |U_{\text{theory}}(t) - U_{\text{calc}}(t)| \quad (2.34)$$

なお、本研究における提案法は図 2.7 に示すように、圧密方程式の解から得られる過剰間隙水

圧で有効応力を更新し、アイソタック構成則により粘塑性ひずみを逐次評価するという片方向連成である。このため、粘塑性ひずみが過剰間隙水圧に影響を与えることはないため、本節の検証にはアイソタックモデルは直接影響しない。

2.8.2 検証ケース

表 2.1 に検証ケースとパラメータを示す。粘土層厚 H やバーチカルドレーンの直径 d_e とドレーンピッチ d を対象に計 9 ケースを設定した。

表 2.1 検証ケース及びパラメータ

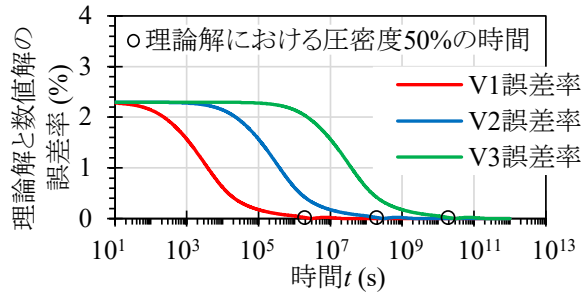
ケース名	層厚 H (m)	ドレーン 直径 d_w (m)	ドレーン ピッチ d (m)	鉛直方向 圧密係数 c_v (m ² /s)	水平方向 圧密係数 c_h (m ² /s)	備考
V1	1	-	-	1.0×10^{-7}	-	
V2	10	-	-	1.0×10^{-7}	-	鉛直方向排水のみ
V3	100	-	-	1.0×10^{-7}	-	
R1	-	0.050	1.0	-	1.0×10^{-7}	
R2	-	0.40	2.0	-	1.0×10^{-7}	半径方向排水のみ
R3	-	0.40	2.5	-	1.0×10^{-7}	
VR1	1	0.050	1.0	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-7}	
VR2	10	0.40	2.0	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-7}	鉛直方向排水と半径方 向排水の組み合わせ
VR3	100	0.40	2.5	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-7}	

※ドレーンは正方形配置とした。よって、等価有効直径 d_e は $d_e = 1.13d$ で算定した。

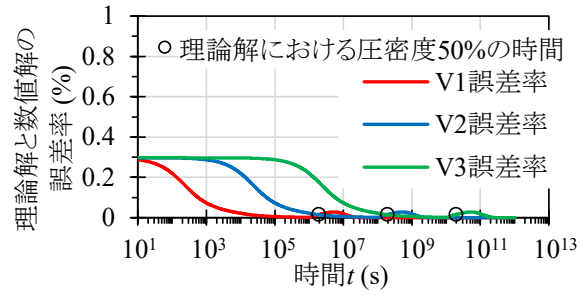
鉛直方向排水は、上面排水・下面非排水の片面排水条件とした。バーチカルドレーンのレイアウトは正方形配置として、ドレーンによる等価有効直径 d_e を式(2.11)で算定した。検証ケースのドレーン直径とドレーンピッチは、PBD（プラスチックボードドレーン）工法及びSD（サンドドレーン）工法の標準的な規格²⁷⁾を参考に設定した（R1：PBD 工法，R2・R3：SD 工法）。本検証では、差分格子による領域分割数の影響を確認することを合わせて行うため、計 9 ケースの解析領域は鉛直方向と半径方向について 20 分割と 100 分割の 2 つの差分モデルを用いた。

2.8.3 結果と考察

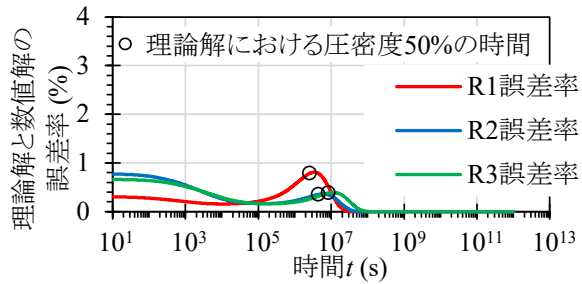
図 2.10（領域 20 分割）及び図 2.11（領域 100 分割）に、鉛直方向排水・半径方向排水・両者の組合せについて、理論解と数値解の誤差率時刻歴を示す。以下では、それぞれの排水条件における誤差発生の特徴と、分割数の違いが精度に及ぼす影響について整理する。



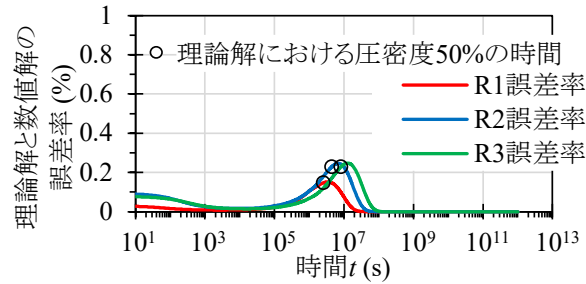
(a) 鉛直方向排水ケース



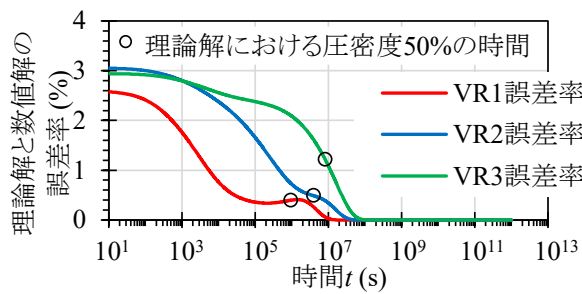
(a) 鉛直方向排水ケース



(b) 半径方向排水ケース

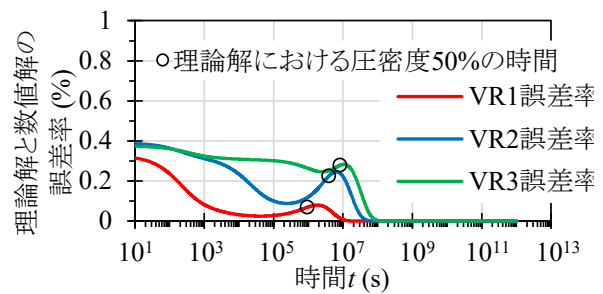


(b) 半径方向排水ケース



(c) 鉛直方向排水と半径方向排水の組合せ

図 2.10 誤差率時刻歴 (20 分割)



(c) 鉛直方向排水と半径方向排水の組合せ

図 2.11 誤差率時刻歴 (100 分割)

(1) 鉛直方向排水ケース

鉛直方向排水では、いずれのケースも解析開始直後に誤差率が一時的に大きくなり、その後は時間の経過とともに急速に減少してゼロ付近に収束した。

この挙動の理由は次の通りである。1) 排水境界では $u = 0$ と強制される一方、隣接格子点では载荷直後に $u = p_0$ (载荷増分) となる。2) このため、解析初期には境界近傍で非常に急峻な圧力勾配が生じる。3) 数値解ではこの勾配を離散化により近似するため、初期時刻で誤差が大きくなる。

時間とともに過剰間隙水圧が拡散し、深度方向の圧力分布が理論解に漸近すると、急峻な勾配が緩和され誤差が減少する。格子を細分化した 100 分割では空間解像度が向上するため、誤差率は 20 分割に比べ全体として小さい。ただし、20 分割であっても平均圧密度 50%到達時点では誤差率はほぼゼロとなり、実務上問題のない精度が得られている。

(2) 半径方向排水ケース

半径方向排水ケースでは、解析開始直後に誤差率が一時的に大きくなる点は鉛直排水と同様であるが、その後、平均圧密度 $U \approx 50\%$ 付近で誤差率の小さなピークが現れた。この挙動は 20 分割・100 分割のいずれにおいても共通であり、100 分割ではピークの大きさが全体として低減している。

このピークの発生は、圧密解の固有モード構造に由来する数値誤差として説明できる。本研究で扱う鉛直排水（式(2.24)）と半径方向排水（式(2.26)）の圧密方程式は境界条件を満たす固有関数系により展開でき、その時間応答は各固有モードに対応する指数関数の重ね合わせとして表される。これらの圧密方程式は、固有値の性質に本質的な違いがある。鉛直排水では高次モードの減衰が非常に速いため、時間の経過とともに第 1 モードのみが急速に支配的となり、理論解と数値解との減衰速度の差が中間時刻に顕在化しにくい。一方、半径方向排水では固有値 λ_m がベッセル関数により決まり、高次モードの減衰が鉛直排水ほど急激ではない。このため、複数モードが一定時間混在し、その後に第 1 モードが卓越し始める中間時刻で、理論解と数値解の減衰速度のわずかな差が顕著に表れる。本研究のモデル条件では、この中間時刻は平均圧密度で概ね $U \approx 40\% \sim 70\%$ の領域に対応し、 $U \approx 50\%$ 付近のピークは、こうした固有モード構造の違いに起因するものと解釈できる。なお、格子分割数を細かくすれば固有値近似の誤差は減少し、ピークの大きさは低くなるが、固有モード構造そのものは変わらないため、ピーク自体を完全に消すことはできない。

(3) 鉛直方向排水と半径方向排水の組み合わせ

両方向排水を同時に扱うケースでは、誤差率の時刻歴は鉛直方向排水と半径方向排水の誤差特性が掛け合わされた形状となった。すなわち、初期の急峻な勾配に起因する誤差の増大（鉛直方向排水の特徴）と平均圧密度 50% 付近における小さなピーク（半径方向排水の特徴）の双方が見られた。このケースにおいても、領域 100 分割のケースでは全体的に 20 分割よりも誤差率が小さくなった。

次に、表 2.2 に式(2.34)で定義した各ケースの最大誤差率を示す。

表 2.2 最大誤差率

ケース名	最大誤差率 $\varepsilon_{\text{err_max}}(\%)$		最大誤差率の比 (20分割/100分割)
	領域20分割	領域100分割	
V1	2.3	0.30	7.7
V2	2.3	0.30	7.7
V3	2.3	0.30	7.7
R1	0.81	0.15	5.3
R2	0.78	0.25	3.2
R3	0.66	0.25	2.7
VR1	2.6	0.33	8.0
VR2	3.1	0.39	7.8
VR3	2.9	0.37	7.9

領域 100 分割の最大誤差率は、20 分割の約 2.7～8.0 倍小さく、全てのケースで 0.4%以下に収束した。これは本数値解法（ADI 法）が高い安定性と近似精度を持つことを示している。

一方、20 分割では最大誤差率が最大 3.1%程度となるケースもある。しかし、実務で平均圧密度を評価する状況（例えば、プレロード撤去判定）の多くは平均圧密度 $U \geq 80\%$ の領域であり、この領域では図 2.10 が示すように誤差率は 1%未満である。したがって、圧密の後半に着目する用途では 20 分割でも十分な精度が得られる。

以上の検証結果より、提案した ADI 法による圧密方程式の数値解は、Terzaghi の一次元圧密理論、Barron のドレーン理論、Carrillo の積近似の各理論解（または近似解）に対し、全時刻にわたり良好に一致することが確認された。特に、100 分割モデルでは検証ケースにおいて誤差率 0.4%以下を安定的に達成している。領域分割数を細かくすると精度が上がることを示されたが、誤差率がどこまで低減するのか、また誤差率の水準（0.4%以下）の妥当性まで判明していない。本項の解析結果を踏まえて、次項でこれらを検討する。

2.8.4 領域分割が誤差に及ぼす影響

本節では、領域分割数が解析誤差に及ぼす影響を検討する。前項では、領域全体を 20 分割したケースと 100 分割したケースを比較し、分割数を増加させることで解析精度が向上することを確認した。しかし、分割数をさらに増加させた場合の挙動や、最大誤差率 0.4%以下という水準の妥当性については十分に検討されていない。そこで、本節では、領域分割数を系統的に変化させ、誤差率の変化を詳細に検討した。

検討対象として、領域 100 分割の条件において最も誤差率が大きかったケース VR2 を選定した。解析では、領域分割数を 20 分割、50 分割、100 分割、200 分割、500 分割、1000 分割の 6 通りに設定した。解析結果の時刻歴を図 2.12 に示す。また、誤差の挙動を詳細に確認するため、 $t = 10^5 \sim 10^9$ s の区間を拡大した結果を図 2.13 に示す。

図 2.12 より、領域分割数を増加させることで、200 分割までは解析初期における誤差率が明確に低減していることが分かる。一方、500 分割以上では、分割数をさらに増加させても誤差率は低減せず、むしろわずかに増加する傾向が認められた。これは、時間積分および空間離散化に伴う数値誤差が、分割数の増加により累積的に顕在化した可能性や、浮動小数点演算に起因する丸め誤差の影響が相対的に大きくなったことが考えられる。

また、誤差率は圧密度が約 50%を超えた時点でピークを示しており、このピーク値は領域分割数を 50 分割以上としても大きく低減しないことが確認された（図 2.13 参照）。このことから、当該誤差は空間分割に起因する誤差ではなく、前項にも記載したように、圧密過程の中間段階における時間離散化や数値解法に固有の誤差に支配されている可能性が高いと考えられる。したがって、領域分割数を過度に増加させても、この誤差ピークを解消することは困難であり、本解析条件における精度の限界を示すものと解釈できる。

続いて、各分割数における最大誤差率および解析時間の一覧を表 2.3 に示す。なお、解析時間は使用するコンピュータの性能に大きく依存するため、本検証で用いた計算機環境を併記する。本検証では、HP 社製 Z2 Tower G9 Workstation（CPU: Intel(R) Core(TM) i9-14900K @3.20 GHz、実

装メモリ: 128 GB) を用いて解析を行った。

表 2.3 より、領域分割数を 200 以上とした場合、最大誤差率はおおむね 0.239% に収束していることが分かる。これより、誤差の最小化のみを目的とする場合には、領域 200 分割以上が望ましいといえる。しかし、本研究では多数の解析ケースを対象としたパラメトリック検討を実施するため、解析時間の増大は無視できない。以上を踏まえて、解析精度と計算効率のバランスを考慮し、本研究では領域分割数を 100 分割とする条件を基本として解析を実施することとした。

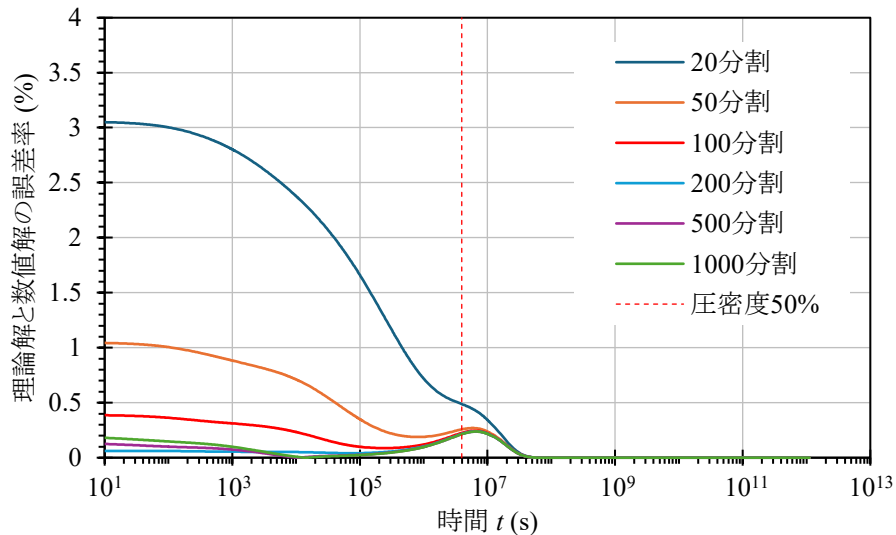


図 2.12 領域分割数の比較 (ケース VR2)

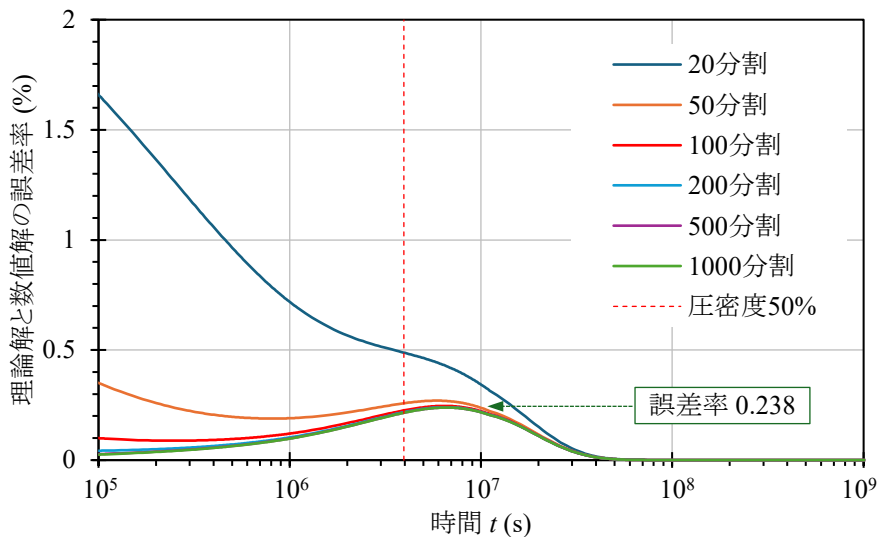


図 2.13 領域分割数の比較 (詳細) (ケース) VR2

表 2.3 領域分割数による最大誤差率と解析時間

領域分割数	最大誤差率(%)	解析時間(s)
20分割	3.06	65
50分割	1.05	391
100分割	0.389	659
200分割	0.240	1,215
500分割	0.239	4,096
1000分割	0.238	21,697

2.9 提案法の除荷後時間依存変形に関する妥当性確認

2.9.1 概要

本節では、Fan and Watabe²¹⁾による有明粘土の除荷を対象とした長期圧密試験を題材に、提案法の除荷後の時間依存変形の再現性について、妥当性確認を実施する．妥当性確認（Validation）とは、理論解が存在しない構成モデル部分（アイソタック則の更新過程）について、実測データとの比較からモデルの現象再現性を評価する工程であり、本解析では特に除荷後の弾性膨張と粘塑性再圧縮の発現挙動を対象とする．

2.9.2 実験条件と解析パラメータ

Fan and Watabe の試験は、有明粘土に対して段階載荷を行い、目標とするひずみ速度に到達した時点で荷重を瞬時に除荷し、その後 3 週間の放置期間に生じる変位を計測している．本検討では、原著論文で報告された載荷条件（ $\sigma' = 157 \text{ kPa} \rightarrow 314 \text{ kPa}$ ）、放置時間（4 h）、及び除荷時点のひずみ速度（ $3.3 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ ）に一致するよう解析条件を設定した．除荷荷重は表 2.4 の各ケースに示す p_{unload} を用いた．

表 2.4 除荷荷重

除荷直前の 有効応力 σ' (kPa)	除荷荷重 p_{unload} (kPa)	過圧密比 OCR
314.0	-39.2	1.14
	-78.5	1.33
	-117.8	1.60
	-157.0	2.00
	-235.5	4.00

解析に用いた土質パラメータは表 2.5 に示す通りであり、有明粘土の圧密特性は Fan and Watabe の値を踏襲した．ただし、除荷直後の膨張量を実験と整合させるため、除荷段階の圧密係数 c_{v_unload} は載荷段階の圧密係数 c_{v_load} の 5 倍とした．これは過圧密状態で体積圧縮係数 m_v が減少することにより、結果として $c_v = k/(m_v \gamma_w)$ が増加するという既往知見と整合する．試験はバーチカルドレーンを使用していないため、水平方向圧密係数は $c_h = 0$ とした．アイソタックパラメータ（ $\sigma'^{PL}/\sigma'^{P0} = 0.70$, $c_1 = 0.935$, $c_2 = 0.111$ ）は Watabe and Leroueil の標準値を採用した．

表 2.5 解析パラメータ

項目	値
初期有効応力 σ'_0 (kPa)	157
初期間隙比 e_0	2.35
圧縮指数 $C_c(\lambda_e)$	1.00 (0.130)
膨張指数 $C_s(\kappa_e)$	0.050 (0.0065)
載荷段階の圧密係数 c_{v_load} (m ² /s)	2.55×10^{-7}
除荷段階の圧密係数 c_{v_unload} (m ² /s)	1.27×10^{-6}
アイソタックパラメータ $\sigma'^{pL}/\sigma'^{p0}$	0.70
アイソタックパラメータ c_1	0.935
アイソタックパラメータ c_2	0.111

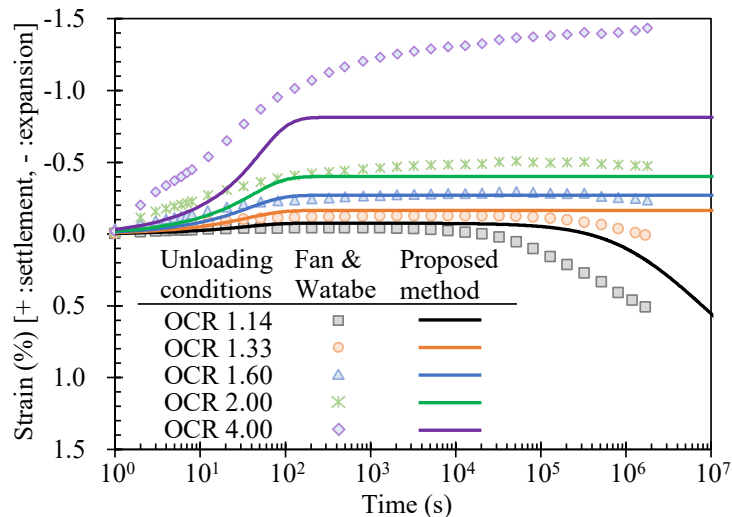
2.9.3 解析結果と考察

図 2.14(a)に除荷後の全ひずみの時刻歴（実験値と解析値の比較）、図 2.14 (b) に過剰間隙水圧の時刻歴を示す。同図の EPWP は過剰間隙水圧（Excess Pore Water Pressure）を表す。本試験では間隙水圧を計測していないため、同図は実験値との比較を目的としたものではない。ここでは、除荷直後に発生する負の過剰間隙水圧の消散過程を把握し、粘塑性ひずみがどの時点から発生し得るか（＝粘性変形が支配的となる時刻）を明確にするために示している。

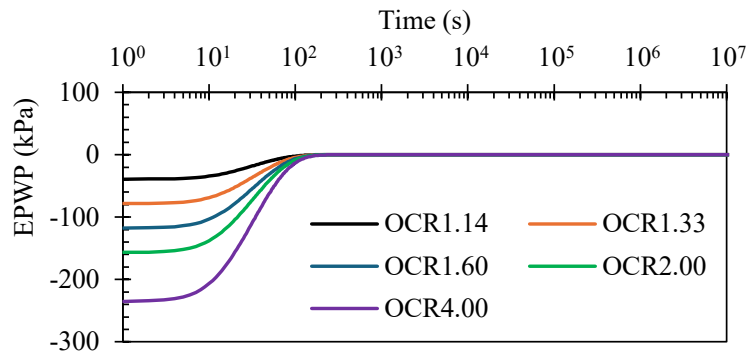
図 2.14 (b)によれば、除荷直後に生じた負の過剰間隙水圧は約 200 s で EPWP ≈ 0 kPa（ ± 1 kPa）に収束する。この期間は有効応力が時間的に変化する弾性膨張の支配段階である。一方で、EPWP がゼロ付近に収束した後は有効応力が一定となるため、この時点以降の変形は時間依存の粘塑性再圧縮（クリープ）に起因するものと解釈できる。

図 2.14 (a)に示すように、EPWP が消散した後（ $t \gtrsim 200$ s）、OCR = 1.14 及び 1.33 のケースでは再沈下（粘塑性再圧縮）が進行している。これは Fan and Watabe の実験でも確認されており、提案法はこの時間依存再圧縮を定性的に良好に再現した。

一方で、再圧縮量の絶対値には差が残り、粘性変形量を厳密に一致させるには至らなかった。この理由としては、1) Watabe and Leroueil のアイソタックモデルは本来「載荷過程」に基づく構成式であり、除荷点からの粘性膨張や粘性再圧縮の連続表現はオリジナルモデルには含まれていない、2) 本研究の除荷モデルは簡易化のため「粘性膨張（ $\varepsilon_{vp} < 0$ ）」を扱っていないことが挙げられる。



(a) 全ひずみ



(b) 過剰間隙水圧

図 2.14 除荷段階における時刻歴

OCR = 1.60 以上のケースでは、実験ではごく小さな再圧縮または膨張後の漸進挙動が生じているが、提案法では粘塑性による変位はほぼ生じなかった。これは本手法の適用範囲（図 2.8, $\text{OCR} \leq 1.4$ ）と整合しており、大除荷域では応力状態が限界圧縮曲線の左側に位置するため、粘塑性ひずみ速度をゼロとみなす本モデルの前提上、再圧縮を表現できないためである。

以上より、除荷直後の弾性膨張 → EPWP 消散 → 再圧縮という一連の現象を、提案法は構成則の統一的な枠組みの中で表現できた。とくに OCR が小さいほど再圧縮が発生しやすいという実験的傾向を再現した。一方で、除荷時の粘性膨張 ($\varepsilon^v < 0$) の定量化及び大除荷域 ($\text{OCR} \geq 1.6$) の粘性挙動は本モデルの適用外であり、定量一致には限界がある。したがって、提案法は除荷後の弾性膨張～小過圧密域 ($\text{OCR} \leq 1.4$) の粘塑性再圧縮に関しては良好な再現性を示し、除荷点以降の粘性膨張を含む大除荷域の精密な再現は今後の課題である。

2.10 他のモデルとの比較

プレロード工に伴う載荷・除荷履歴を考慮した二次圧密の評価に関する先行研究として、白子ら²⁸⁾は、一次元圧密方程式に二次圧密速度を組み込む拡張式を提案している。同研究では、連続式及び Darcy 則から出発した基本式(式(2.35))に対し、一次圧密速度 $\dot{e}_p$ と二次圧密速度 $\dot{e}_s$ を和として扱い、次の圧密方程式を提示した。

$$\frac{\partial e}{\partial t} (= \dot{e}_p + \dot{e}_s) = (1 + e_0) \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (2.35)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v^* \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \frac{\dot{e}_s}{m_p} \quad (2.36)$$

ここに、 $\dot{e}_p$ は一次圧密に伴う間隙比速度、 $\dot{e}_s$ は二次圧密に伴う間隙比速度、 k は透水係数、 γ_w は水の単位体積重量、 u は過剰間隙水圧、 z (原著では y) は圧密層内の位置座標、 c_v^* は一次圧密量で定義する圧密係数である。

式(2.36) の右辺第 2 項は二次圧密に起因する間隙比変化が過剰間隙水圧の発生源 (ソース項) として作用することを意味する。二次圧密速度 $\dot{e}_s$ は、サーチャージ載荷後の一次圧密中に累積した二次圧密量 χ と、除荷後に新たに発生する二次圧密量 χ_u を内部状態量として用いて評価される。これらの χ と χ_u は、間隙比・有効応力の履歴から逐次更新される量であり、利用者が直接与えるパラメータではない。一方で、モデルの適用には、二次圧密係数 C_a 、圧縮・膨張指数 $C_c^* \cdot C_s^*$ 、及び OCR に応じた二次圧密係数比を事前に同定しておく必要がある。したがって、サーチャージ除荷後の沈下予測に際しては、二次圧密特性を詳細に把握した上で、載荷中及び除荷後の二次圧密の履歴を追跡する枠組みと位置づけられる。これに対し本研究では、アイソタックモデルに基づき、圧密降伏応力 σ^p を内部変数として、粘塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}^{vp}$ を直接評価する構成則を用いる。二次圧密量を χ 、 χ_u のように段階ごとに区別して管理するのではなく、載荷・除荷・再載荷の全履歴を同一のアイソタックモデルのもとで連続的に取り扱う点に特徴がある。必要なパラメータはアイソタックパラメータ c_1 、 c_2 及び限界圧縮曲線 σ^{pl} などに限られ、これらは長期圧密試験や多段階定ひずみ速度載荷試験から一括して同定できるため、実務的にも適用しやすい。パラメータの標準値も Watabe and Leroueil が示している。

2.11 まとめ

本章では、プレロード地盤の長期沈下を評価するための基盤となる理論枠組みとして、二次圧密に関する従来知見の整理から、アイソタックモデルの適用方法、圧密方程式と組み合わせた解法、さらに検証・妥当性確認に至る一連の解析プロセスを体系的に示した。

まず 2.2 節では、一次圧密と二次圧密の関係に関する二つの代表的仮説（仮説 A・仮説 B）の相違点を整理し、粘土の時間依存変形が一次圧密中から発生し得るという仮説 B（アイソタック概念の基礎）の重要性を確認した。さらに、供試体厚さや排水距離に起因した EOP ひずみの厚さ依存性に関する近年の研究を踏まえ、仮説 B を採用する意義を明確にした。

また 2.3 節では、Šuklje によって提唱されたアイソタック概念を、実用的な解析モデルへと発展させた Watabe and Leroueil のアイソタックモデルについて整理した。本モデルは港湾基準に採用されているモデルであり、モデルに必要なアイソタックパラメータについては、世界各地の粘土を対象とした調査結果に基づき、標準的な値が提案されていることを示した。

次に 2.4 節では、Watabe and Leroueil により整備されたアイソタックモデルを基礎とし、従来は載荷過程を中心に構築されてきた同モデルを、除荷及び再載荷を含む荷重履歴へ拡張する考え方を示した。ひずみ速度に応じて圧密降伏応力が変化する構造、及び限界圧縮曲線の概念を用いることで、除荷後の弾性膨張、粘塑性ひずみの発現、再載荷時の粘塑性再圧縮といった連続的な時間依存挙動を、一つのモデルの中で統一的な構成論として記述できることを示した。

2.5 節及び 2.6 節では、プレロード工法に典型的な鉛直排水・半径方向排水を同時に扱うための軸対称圧密方程式（式(2.10)）と、ADI 法による数値解法を導入し、得られた過剰間隙水圧から有効応力・ひずみを逐次更新する手続きを示した。特に、アイソタック則に基づく圧密降伏応力の反復計算、粘塑性ひずみ速度の算定、全ひずみの構成式を明確化し、プレロード載荷～除荷～再載荷を同一フレームで解くための計算手順を体系化した。

2.7 節では、限界圧縮曲線の左側に応力状態が到達した場合には粘塑性ひずみ速度をゼロとみなすという本手法の前提から、 $OCR \leq 1.4$ を適用範囲とする必要性を整理した。これにより、大除荷域では粘塑性膨張や粘塑性再圧縮を評価しないことを明確にし、プレロード地盤の一般的な応力条件では本手法が広く適用できることを示した。

さらに 2.8 節では、提案法における圧密方程式の数値解が Terzaghi・Barron・Carrillo などの既知の理論解（または近似解）と高精度に一致することを確認した。20 分割モデルでは平均圧密度 50%付近を除き誤差が 1%未満となり、100 分割モデルでは全時刻で誤差 0.4%以下に収束した。この結果は、ADI 法による本数値解法が、バーチカルドレーンを含む軸対称圧密の解析に十分な精度と安定性を有することを示すものである。

2.9 節では、Fan and Watabe による有明粘土の除荷試験を対象とした妥当性確認を行い、除荷直後の弾性膨張から過剰間隙水圧消散、粘塑性再圧縮という典型的な時間依存挙動を、提案法が定性的に良好に再現できることを示した。特に、OCR が小さいケースで再圧縮が発現し、OCR が大きいケースで膨張が継続するという実験的傾向を、限界圧縮曲線に対する応力状態に基づいて説明できることを明らかにした。

また、2.10 節では、他モデルとの比較として白子らの二次圧密モデルを取り上げ、本手法との定式化の違いを整理した。白子らのモデルでは、二次圧密速度を圧密方程式のソース項として扱

い、載荷中及び除荷後に累積した二次圧密量 ($\chi \cdot \chi_u$) の履歴に基づいて沈下挙動を評価する。一方、本研究の提案法は、圧密降伏応力の更新を内部状態量とし、現在の応力・ひずみ状態から粘塑性ひずみ速度を直接評価する構成則を用いることで、二次圧密量を工程別に区別する必要がなく、載荷・除荷・再載荷を単一のアイソタック則で連続的に取り扱える点に特徴がある。

以上の整理より、本章では、(i) 二次圧密の基礎概念の整理、(ii) アイソタックモデルの除荷・再載荷への拡張、(iii) 圧密方程式と組み合わせた統合的な解法の提示、(iv) 理論解を用いた検証、(v) 要素試験データに基づく妥当性確認を通じて、プレロード地盤の荷重履歴を一貫して評価できる理論的基盤を整理した。

参考文献

- 1) Leroueil, S.: The isotache approach. Where are we 50 years after its development by Professor Šuklje?, *Proc. 13th Danube-European Conf. Geotech. Engrg.*, pp. 55-88, 2006.
- 2) Bjerrum, L.: Engineering geology of normally consolidated marine clays as related to the settlement of buildings, *Géotechnique*, Vol. 17, No. 2, pp. 83-119, 1967.
- 3) Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. & Poulos, H.G.: Stress-deformation and strength characteristics, State-of-the-Art Report, *Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mech. & Found. Engrg.*, Vol. 2, pp. 421-494, 1977.
- 4) Mesri, G. and Choi, Y.K.: Settlement analysis of embankments on soft clays, *J. Geotech. Engng., ASCE*, Vol. 111, No. 4, pp. 441-464, 1985.
- 5) Mesri, G. and Choi, Y.K.: The uniqueness of the end-of-primary (EOP) void ratio-effective stress relationship, *Proc. 11th ICSMFE*, Vol. 2, pp. 587-590, 1985.
- 6) Šuklje, L.: The analysis of the consolidation process by the isotache method, *Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, Vol. 1, pp. 200-206, 1957.
- 7) Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F. & Bouchard, R.: Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays, *Géotechnique*, Vol. 35, No. 2, pp. 159-180, 1985.
- 8) 網干寿夫：軟弱地盤の圧密沈下と地盤改良，土と基礎，Vol. 38, No. 10, pp. 7-14, 1990.
- 9) Degago, S., Grimstad, G., Jostad, H., Nordal, S. and Olsson, M.: Use and misuse of the isotache concept with respect to creep hypotheses A and B, *Géotechnique*, Vol. 61 No. 10 pp. 897-908, 2011. doi: <https://doi.org/10.1680/geot.9.P.112>
- 10) Chen, Z., Li, P., Wu, P., Yin, J. and Song, D.: Study of the one-dimensional consolidation and creep of clays with different thicknesses using different hypotheses and three elastic visco-plastic models, *Acta Geotechnica*, Vol. 19, No. 11, pp. 7329-7347, 2024.
- 11) Mesri, G. and Castro, A.: The C_d/C_c concept and K_0 during secondary compression, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 113, No. 3, pp. 230-247, 1987.
- 12) 社団法人 日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針（平成 24 年度版），pp. 137-141, 2012.
- 13) Watabe, Y. and Leroueil, S.: Modeling and Implementation of the Isotache Concept for Long-Term

- Consolidation Behavior, *International Journal of Geomechanics*, Vol. 15, Issue 5, A4014006, 2012.
- 14) 渡部要一, 金子崇: アイソタック概念を用いてモデル化した世界各地の粘土の長期圧密挙動, 港湾空港技術研究所報告, 第54巻, 第1号, pp. 3-30, 2015.
 - 15) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp. 308-326, 448, 2018.
 - 16) 渡部要一, セルジュレルエイ: アイソタック概念に基づいた二次圧密量の簡易予測手法, 第48回地盤工学会研究発表会, pp. 1009-1010, 2013.
 - 17) 吉國洋: バーチカルドレーン工法の設計と施工管理, 技報堂出版, pp. 29-76, 1979.
 - 18) 高見穎郎, 河村哲也: 偏微分方程式の差分解法, 東京大学出版会, pp. 187-188, 1994.
 - 19) 渡部要一, 宮田喜壽: 長期圧密沈下予測におけるアイソタック則の適用, *Kansai Geo-Symposium 2022 地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム論文集*, pp. 132-137, 2022.
 - 20) 米田茜, 渡部要一: 大阪湾洪積粘土におけるひずみ速度依存性を考慮した CRS 圧密試験方法の提案, 第54回地盤工学研究発表会, pp. 251-252, 2019.
 - 21) Fan, Z. and Watabe, Y.: Experimental study for modeling unloading swelling behavior of Ariake clay, *Soils and Foundations*, Vol. 65, Issue 3, 2025, 101594.
 - 22) 土木学会: 地盤・構造物の非線形解析法の検証と妥当性確認の方法 - ガイドラインとその実践事例 -, 丸善出版株式会社, pp. 1-10, 2022.
 - 23) Terzaghi, K. and Peck, R. B.: *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, Inc., pp. 173-183, 1967.
 - 24) Barron, R. A.: Consolidation of Fine Grained Soils by Drain Wells, *Trans. A. S. C. E.*, Vol. 113, pp. 718-742, 1948.
 - 25) Carrillo, N.: Simple two and three dimensional cases in the theory of consolidation of soils, *Journal of Mathematics and Physics*, pp. 1-5, 1942.
 - 26) 石原研而: 第2版 土質力学, 丸善株式会社, pp. 136-144, 2001.
 - 27) 地盤工学会: 地盤改良の調査・設計と施工ー戸建住宅から人工島までー, 丸善出版, pp. 77-79, 2013.
 - 28) 白子博明, 杉山太宏, 外崎明, 赤石勝: 一次圧密中に発生する二次圧密の推定, 土木学会論文集 C, 64巻, 3号, pp. 565-570, 2008.

第3章 プレロード工を模擬した遠心模型実験

3.1 概説

本章では、プレロード工法を模擬した遠心模型実験について述べる。遠心模型実験は、模型地盤に高い遠心加速度を作用させることで、実地盤と同等の応力状態及び間隙水圧状態を縮小模型内で再現できるという特徴を有し、圧密挙動の解明や地盤改良工の検討に有効な手法として広く用いられている。一方で、粘性土の圧密挙動、特にプレロード載荷後の除荷過程や長期的な粘性変形は時間スケールが長く、遠心模型実験装置の長時間運転を要するという制約が大きい。このため、プレロード改良地盤を対象として、除荷後の挙動まで含めて系統的に整理した実験例は限られている。

そこで本研究では、プレロード撤去後に支配的となる現象を実験的に切り分け、設計・解析に利用可能な検証データを得ることを目的として遠心模型実験を実施した。具体的な目的は、(1)載荷～除荷の一連過程における沈下挙動と過剰間隙水圧の消散過程を定量的に把握すること、(2)第2章で提案した粘性を考慮した圧密解析法の妥当性確認を行うため、除荷後挙動の再現性と適用限界を検証できるデータセットを取得すること、及び(3)プレロード工法の実務で重要となる支配要因を系統的に変化させ、除荷後の長期挙動に対する各要因の影響を整理・比較することである。

なお、プレロード後の長期沈下は1g場の要素試験（例：ベロフラムシリンダー等による定応力載荷）でも評価可能であり、載荷条件や実験模型の制御という観点では有利である。一方、実地盤のプレロード改良では、自重による有効応力の深度分布、放射排水（ドレーン）と鉛直変形の連成、除荷に伴う負圧の発生・消散といった境界値問題としての現象が同時に生じ、それらの相互作用が沈下時刻歴を支配する。遠心模型実験は、縮尺模型でありながら実地盤と等価な自重応力場と時間スケールを再現でき、施工・荷重履歴を含む沈下と間隙水圧の同時応答を検証データとして取得できる点に意義がある。本研究では、提案法が実務の荷重履歴下で境界値問題として整合的に機能するかを確認する目的で、遠心模型実験を採用した。

本研究では次の四つの観点に着目して実験条件を設定した。すなわち、(i) 粘土の種類（材料特性）、(ii) 排水条件（バーチカルドレーンの有無）、(iii) プレロード載荷終了時の圧密度、及び(iv) 自重（初期有効応力レベル）である。これらはいずれもプレロード工法の設計・施工において沈下挙動に大きな影響を及ぼす要因であり、本研究ではこれらを組み合わせた実験ケースを設定することで、除荷後の地盤挙動に対する影響を体系的に整理できるようにした。

本章では、上記の観点に基づいて実施した遠心模型実験の概要、実験装置、模型地盤の作製方法、載荷・除荷条件、計測項目及び実験結果について詳述する。続く第4章では、本章で得られた実験データを対象として提案手法の再現解析を行い、第2章で提案した解析法の妥当性及び適用限界について検討する。すなわち、第3章は「実験により現象を体系的に整理する章」、第4章は「その現象をどこまで提案法で表現できるかを評価する章」という位置づけである。

3.2 実験条件

3.2.1 実験模型

本研究で実施した遠心模型実験は、東洋建設株式会社鳴尾研究所が保有する遠心模型実験装置（図 3.1）を用いて行った。装置の基本仕様を表 3.1 に示す。同装置の回転有効半径は 2.2 m であり、所定の遠心加速度 Ng を与えることで模型内に実地盤と同等のスケールに換算可能な応力場を再現できる。本研究では、特に回転有効半径と搭載重量が、長時間の遠心運転及び安定した圧密観測に適している点に着目した。



図 3.1 ビーム型遠心力载荷模型実験装置（東洋建設保有）

表 3.1 ビーム型遠心力载荷模型実験装置（東洋建設保有）の基本仕様

回転有効半径	220 cm
模型実験容器 最大寸法	[L] 60 cm×[W] 30 cm×[D] 40 cm
最大回転数	320 rpm
最大加速度	250 G
搭載可能最大重量	300 kg
有効搭載量	75 G-ton
振動発生装置	規則波形, 不規則波形

遠心模型実験の相似則¹⁾によれば、遠心加速度を Ng とした場合、模型の寸法は実物スケールの $1/N$ に縮小される一方、模型地盤に作用する有効応力や過剰間隙水圧は実物と同じ大きさとなる。すなわち、模型に Ng の遠心加速度を作用させることにより、小さな模型でありながら実地盤と等価な応力・間隙水圧状態を再現できるため、圧密やクリープといった応力・時間依存現象の検討に有効である。

遠心模型実験装置の概要を図 3.2 に示す。実験土槽には、高さ 500 mm、内径 150 mm の鋼製円筒容器を使用した。容器内部は、スラリー状の粘土を投入して自重圧密により層厚 250 mm の粘土地盤を作製した。粘土層の上端は地表面を模擬し、下端は不透水な支持層を模擬する。排水条件の違いを評価するため、後述する実験ケースに応じて、地盤中央に直径 20 mm の砂材によるバ

一チカルドレーンを設置したケース（改良地盤）と、ドレーンを設置しないケース（未改良地盤）の両方を設定している。

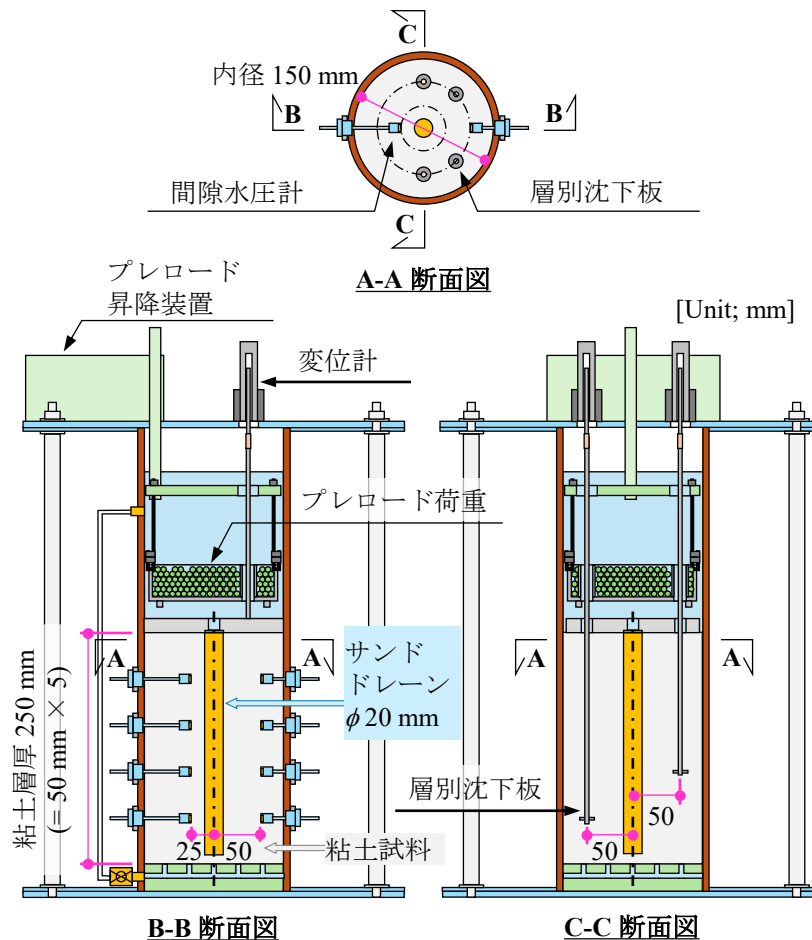


図 3.2 遠心模型装置概要

プレロード荷重は、実務での盛土荷重を模擬するため、塩化ビニル製のかごに鉛玉を詰めることで重量を調整し、これを粘土地盤表面に載荷することで与えた。かごの昇降には、容器上部に取り付けた電動モーター式昇降装置を用いた。この昇降装置は遠心模型実験装置の外部から遠隔操作が可能であり、遠心载荷中に遠心装置を停止することなく、プレロードの载荷及び撤去（除荷）を行うことができる。装置の構造上、プレロード荷重の载荷及び除荷は、実務では施工期間を要するプロセスであるにもかかわらず、模型上では「瞬時载荷・瞬時除荷」として再現される点に特徴がある。この仮定は、解析でも同様に採用しており、第2章で述べた圧密方程式の初期条件設定とも整合している。

3.2.2 実験手順

実験全体の主な手順を図 3.3 に示す。概要としては、(1) 粘土スラリーの投入と予備圧密、(2) 遠心場での自重圧密による模型地盤の作製、(3) 計測機器（沈下板・間隙水圧計）及びバーチカル

ドレーンの設置, (4) 遠心場におけるプレロード荷重と放置, (5) 所定の圧密度 U_t に達した時点でのプレロード除荷, (6) 除荷後の長期放置と計測, という流れであり, (1)~(3)が実験準備, (4)~(6)が本実験である. 実験手順の詳細は, 付録で説明する. U_t は, 除荷時点における有効応力状態を規定する指標であり, 後続の再圧縮・膨張挙動を整理するための操作的な基準として用いた.

以上のように, 本実験では 実地盤のプレロード工法における荷重・除荷過程と排水条件を基本的な力学条件の範囲で模擬しつつ, 遠心模型実験の利点である応力相似則を活かして, プレロード撤去後の沈下・間隙水圧挙動を系統的に取得することを目指した. 得られた実験データは, 第3章後半及び第4章において提案法の再現性の評価に用いる.

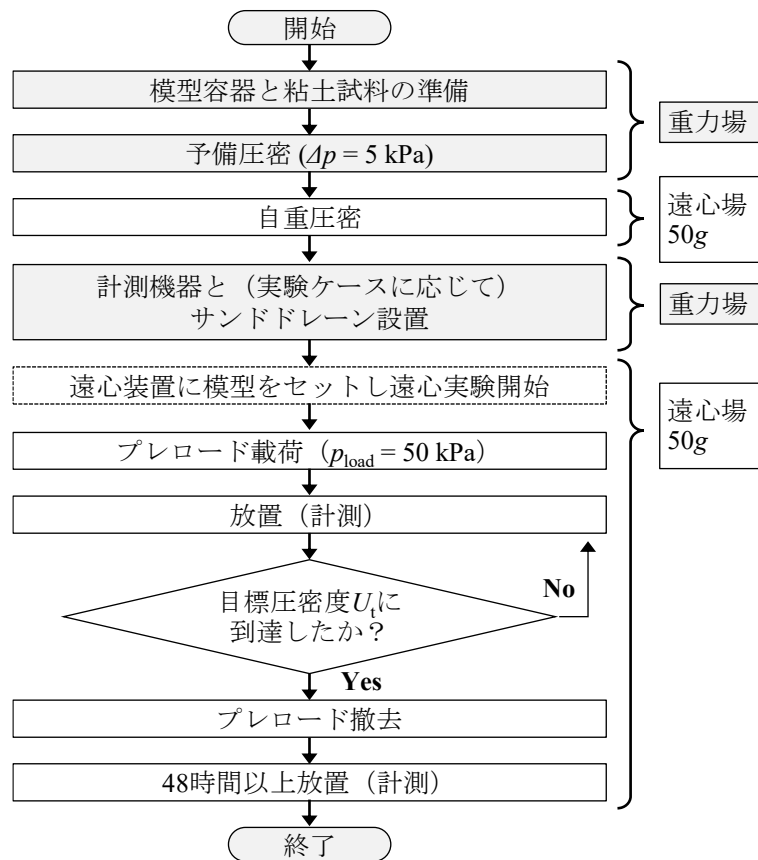


図 3.3 実験フローチャート

3.2.3 計測方法

本実験では, プレロード荷重・除荷に伴う地盤内の応答を詳細に把握するため, 層別変位 (各深度の鉛直変位) と過剰間隙水圧を時系列で計測した. これらの計測は, プレロード撤去後に生じる弾性膨張や粘塑性再圧縮の発現を評価する上で重要な情報であり, 本研究における再現解析 (第4章) においても基礎データとして用いる.

図 3.4 に計測配置の概要を示す.

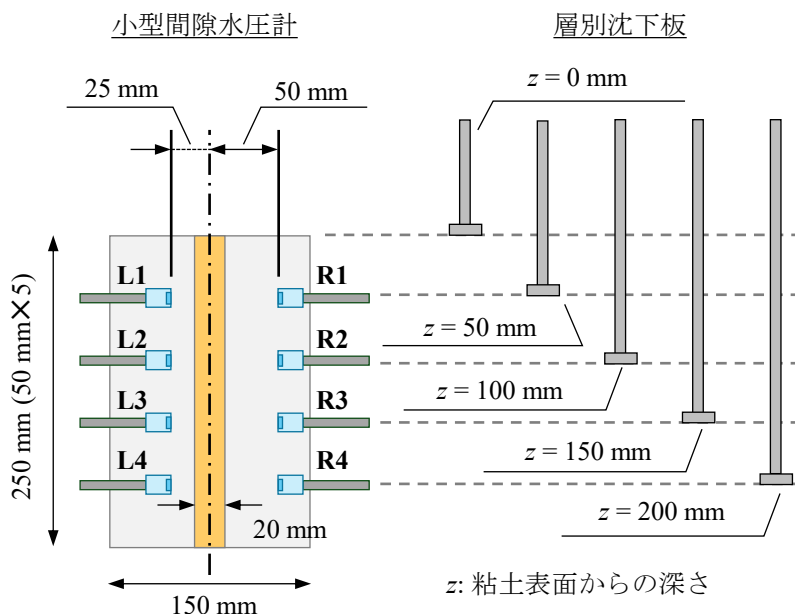


図 3.4 計測機器の設置

層別変位の測定には、ロッド径 2 mm のアルミ製沈下板を用いた。各沈下板は、底部に直径 12 mm の円形底板を取り付けた構造であり、底板が地盤変位に追従することで、ロッド先端の変位から深度ごとの鉛直変位を計測できるようになっている。沈下板の円形底板について、遠心加速度を増加させたときに支持力破壊を防止するため設置したものであるが、サイズが大きすぎると設置時の乱れの影響も大きくなるため、Terzaghi の支持力公式²⁾より必要な大きさを設定した。模型容器の中心から半径 50 mm の位置に、地表面から深さ 50 mm 間隔 (50, 100, 150, 200, 250 mm) で配置した。ロッド上端の天端を模型容器上部に取り付けた差動トランス式変位計 (LVDT) により連続的に変位計測されるようにした。LVDT により得られた出力は遠心载荷中も途切れることなく取得できるため、地盤の変形を高い分解能で捉えることができる。また、地中のみならず、地表面の沈下量についても、同様の LVDT により連続計測を行った。層別変位は深度別の変形分布を把握するうえで有効である一方、沈下板ロッドと粘土の摩擦、ロッド周辺の乱れ、および遠心運転中の拘束条件等により、深部ほど変位が過小に計測される可能性がある。本研究では、層別変位は主として深度方向の相対比較に用い、ひずみ速度の代表値評価には地表面沈下を基本とした全ひずみを用いる (3.3.4 節)。

過剰間隙水圧の計測には、直径 10 mm、長さ 13.5 mm の小型間隙水圧計を用いた。圧力計は沈下板と同深度 (50~250 mm) に配置し、半径 25 mm 及び 50 mm の 2 箇所に埋設した。これにより、半径方向の排水条件 (ドレーン有無) による過剰間隙水圧の空間分布も同時に把握できるようにした。計測された過剰間隙水圧の時刻歴は、圧密度の推定や過剰間隙水圧消散後の粘性挙動の評価に利用される。

以上のように、本実験では多点計測による変位・間隙水圧データを取得することで、プレロード撤去後の圧密・粘性挙動を深度方向及び時間方向で精密に把握することを可能としている。これらの時刻歴データは、第 4 章において提案法による沈下・過剰間隙水圧応答の再現性を検証する際の入力・比較データとして用いる。

3.2.4 実験ケース

本研究で設定した実験ケースを表 3.2 に示す．本実験では，プレロード撤去後の地盤挙動がどのような要因の影響を受けるかを整理するため，粘土材料，排水条件，プレロード載荷終了時の圧密度，及び自重（初期有効応力）の 4 項目を主要な変数として組み合わせ，計 12 ケースの遠心模型実験を設定した．これらの変数は，粘土材料及び排水条件が地盤条件に関する要因，圧密度 U_t 及び自重が載荷履歴及び応力状態に関する要因として位置づけられる．

表 3.2 実験ケース

ケース 名称	粘土 試料	地盤改良	プレロード 撤去直前の 圧密度 U_t	遠心 加速度
Case1: mVD90G50	混合 粘土	鉛直ドレーン 改良	90%	50g
Case2: mVD60G50			60%	
Case3: mND90G50		未改良 (片面排水)	90%	
Case4: mND60G50			60%	
Case5: kVD90G50	NSF カオリン	鉛直ドレーン 改良	90%	
Case6: kVD60G50			60%	
Case7: kND90G50		未改良 (片面排水)	90%	
Case8: kND60G50			60%	
Case9: kVD90G25	NSF カオリン	鉛直ドレーン 改良	90%	25g
Case10: kVD60G25			60%	
Case11: kND90G25		未改良 (片面排水)	90%	
Case12: kND60G25			60%	

各ケースでは，プレロード載荷 → 圧密進行 → 目標圧密度 U_t 到達 → プレロード除荷 → 除荷後の長期観測という共通の手順を採用し，深度別の沈下及び過剰間隙水圧の時刻歴データを取得した．以下に，各変数の設定詳細を示す．

(1) 粘土材料の違い

本研究では，物性及び微細構造の異なる粘土として，混合粘土（市販の NSF カオリンと木節粘土を 6 : 4（乾燥質量比）で混合したもの）及び NSF カオリンの 2 種類を用いた．これらの粘土試料の基本的な物性値を表 3.3 に示す．混合粘土と NSF カオリンは，液性限界や塑性指数などの材料特性が異なり，この違いがプレロード撤去後の沈下挙動及び過剰間隙水圧の消散挙動に与える影響を整理することを目的として選定した．圧密係数 c_v のみで比較すると，NSF カオリン ($1.2 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$) は混合粘土 ($1.2 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$) より 10 倍大きく，一次圧密は早期に終了する．

表 3.3 粘土試料物性

項目	単位	混合粘土 ^{注1)}	NSFカオリン	木節粘土 ^{注2)}
土粒子密度 ρ_s	Mg/m ³	2.639	2.727	2.506
液性限界 w_L	%	57.5	46.7	78.0
塑性限界 w_p	%	27.0	30.2	35.6
塑性指数 I_p		30.5	16.5	42.4
圧縮指数 C_c		0.42	0.33	0.46
膨張指数 C_s		0.071	0.042	-
圧密係数 c_v	m ² /s	1.2×10^{-7}	1.2×10^{-6}	5.8×10^{-8}

注1) 乾燥質量比で市販のNSFカオリン(60%)と木節粘土(40%)を混合したもの

注2) 木節粘土の圧密特性は定ひずみ速度載荷圧密試験の結果である

(2) 排水条件の違い

排水条件の違いを検討するため、図 3.5 に示すようにバーチカルドレーン改良条件 (VD) 及び未改良条件 (ND) 2 種類を設定した。VD 条件では、実地盤のバーチカルドレーン改良を、一次元圧密理論に基づく放射排水条件として理想化して模擬した。ND 条件は、地表面からの片面排水である (地盤下面側の排水はコックにより閉栓)。これにより、排水条件の違いが一次圧密の進行速度、ならびに除荷時点の応力状態に与える影響を明確に比較できるようにした。

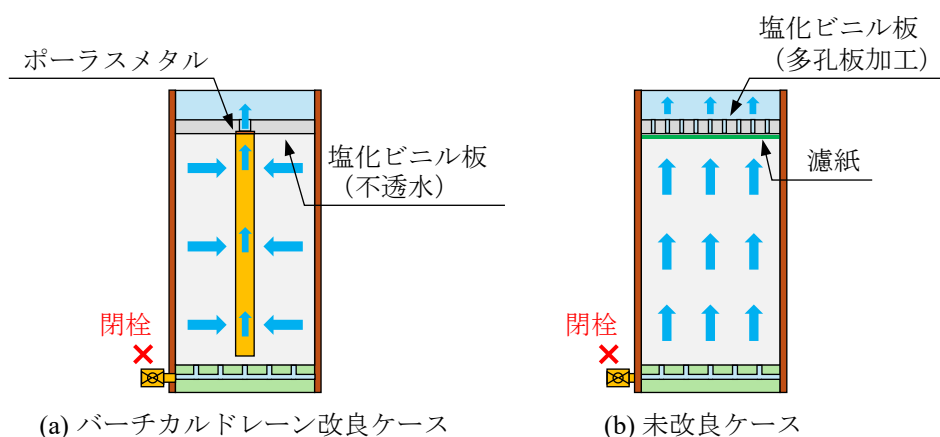


図 3.5 実験における排水条件

(3) プレロード載荷終了時の圧密度の違い

プレロード撤去後の地盤挙動は、撤去時点における圧密の進行度、すなわち圧密度 U_t に大きく依存することが知られている。そこで本研究では、プレロード載荷終了時の圧密度として、 $U_t = 90\%$ (十分に圧密が進行した地盤)、 $U_t = 60\%$ (圧密が不十分な地盤) の2条件を設定し、除荷後に生じる弾性膨張量及びその後の時間依存変形への影響を整理した。

プレロード除荷のタイミングは、実験中に計測される過剰間隙水圧の時刻歴を用いて決定した。具体的には、実験前に、各計測深度 z における理論的な過剰間隙水圧 $u(z, t)$ と圧密度 $U(t)$ の関係を、排水条件に応じて一次元鉛直排水条件及び半径方向排水条件に対する理論解から算出した (式

(2.24)及び式(2.26))．

次に，実験で取得した小型間隙水圧計による過剰間隙水圧の時刻歴をこれらの理論曲線と比較し，各深度において圧密度 $U(t)$ が目標値 U_t (60% または 90%) に到達した時点を確認したうえで，その時点をプレロード除荷時点として設定した．

この方法により，遠心载荷中に模型を停止することなく，過剰間隙水圧の計測結果に基づいて圧密進行度をリアルタイムに把握しつつ，所定の圧密度に対応した適切な除荷時期を設定することが可能となる．

(4) 自重（初期有効応力）の違い

初期有効応力レベルの違いを検討するため，同一の模型容器及び地盤層厚を用いたまま，遠心加速度を 50g 及び 25g に変更することで，自重に起因する初期有効応力レベルのみを変化させた．なお，全ケースにおいてプレロード荷重は 50 kPa となるように調整し，载荷条件そのものは一定に保っている．この設定は，実地盤における層厚や覆土条件の違いを，初期応力レベルの差として整理することを意図したものである．

3.3 実験結果

本節では、表 3.2 に示す Case1～Case12 の遠心模型実験結果について、自重圧密終了時の初期状態、ならびにプレロード・除荷に伴う鉛直変位と過剰間隙水圧の時刻歴を示し、除荷後挙動の整理指標を定義する。各要因が挙動に及ぼす影響の解釈は次節で考察する。

3.3.1 自重圧密終了時の含水比深度分布（初期状態）

自重圧密終了後に計測した含水比の深度分布を図 3.6 に示す。図 3.6 (a)は混合粘土を用いた遠心加速度 50g 条件 (Case1～Case4)、図 3.6 (b)は NSF カオリンを用いた 50g 条件 (Case5～Case8)、図 3.6 (c)は NSF カオリンを用いた 25g 条件 (Case9～Case12) の結果である。

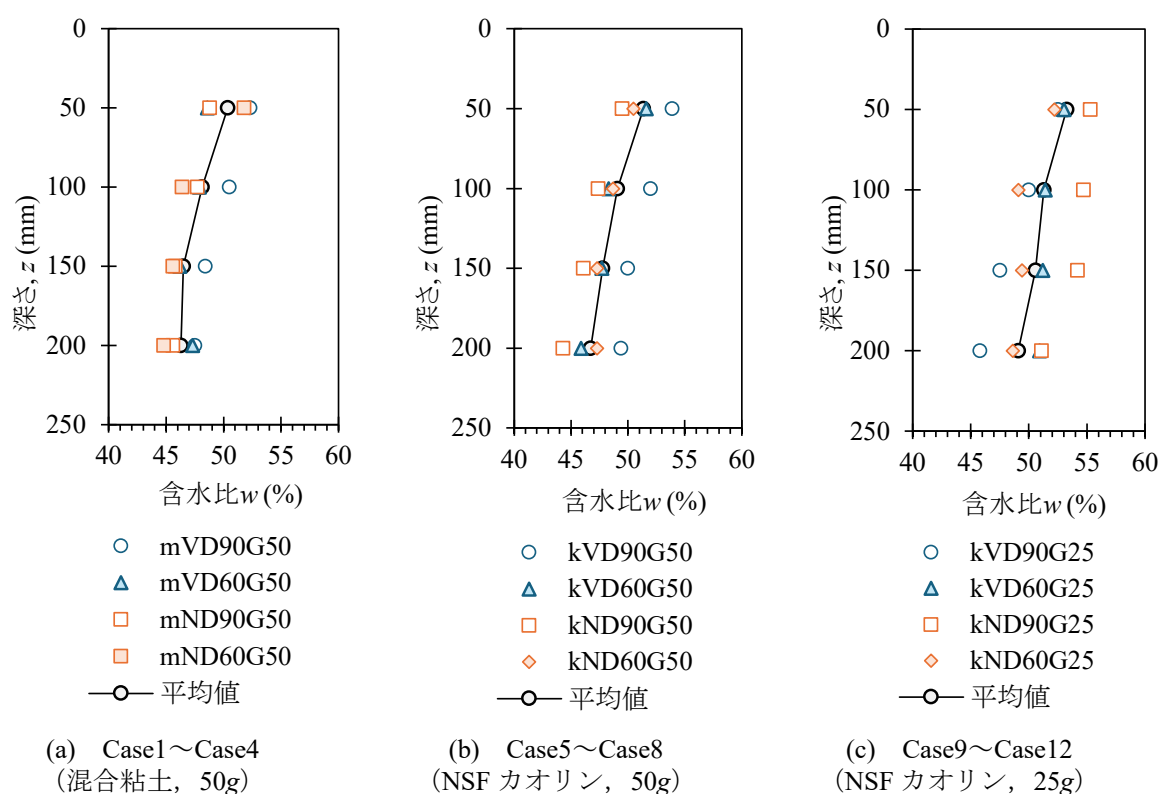


図 3.6 自重圧密終了後の含水比分布

含水比は、間隙水圧計を埋設するために孔を掘削した際の削り屑試料を用いて測定した。採取位置は模型地盤表面から 50 mm ごとであり、深さ方向に 50 mm 間隔の含水比データが得られている。図 3.6 では、同一の粘土試料及び遠心加速度条件で作製した 4 ケースを 1 グループとして整理し、各ケースの測定値（プロット）と、グループ平均値（実線）を併記した。

同一グループ内で比較すると、測定値はグループ平均の周囲に概ねまとまっており、初期状態の再現性は良好である。一方で、個々の測点には一定のばらつきも認められる。ばらつき要因として、採取できる試料量が数グラム程度と限られることによる計測誤差、ならびに採取位置周辺

の微小な不均質性の残存などが考えられる。

後述する再現解析では、図 3.6 に示した各グループの平均含水比分布を、当該条件における代表的な初期条件として用いる。

3.3.2 初期有効応力深度分布の想定

本実験では模型内に土圧計を設置していないため、初期有効応力は直接計測していない。そこで、プレロード載荷直前（自重圧密終了時）における初期有効応力 σ'_0 を、飽和状態及び静水圧分布を仮定し、水中単位体積重量 γ' と初期上載圧 p_{ini} （= 5 kPa）から推定した。すなわち、

$$\sigma'_0(z) = \gamma'z + p_{ini} \quad (3.1)$$

として深度方向に線形に増加する分布を与え、図 3.7 に模式的に示した。ここで γ' は、各グループの初期状態（含水比・間隙比）を代表する値として設定した推定値である（ γ' の算定方針は第 4 章の解析条件設定と整合させる）。

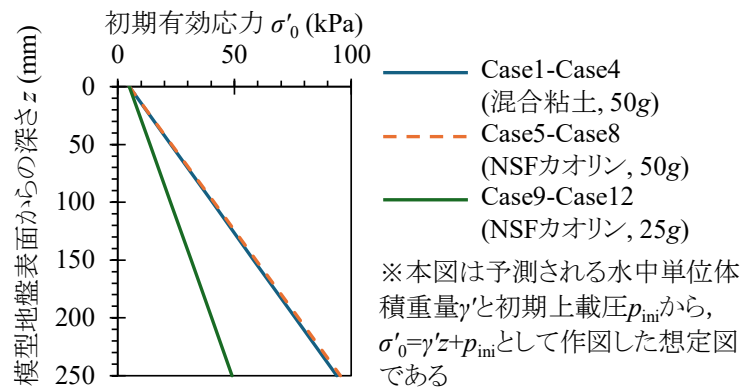


図 3.7 初期有効応力深度分布の想定図

図 3.7 の初期有効応力分布は、後続の解析において、実験に対応する境界条件・初期条件を設定する際の基礎情報として用いる。

3.3.3 載荷・除荷に伴う鉛直変位及び過剰間隙水圧の時刻歴

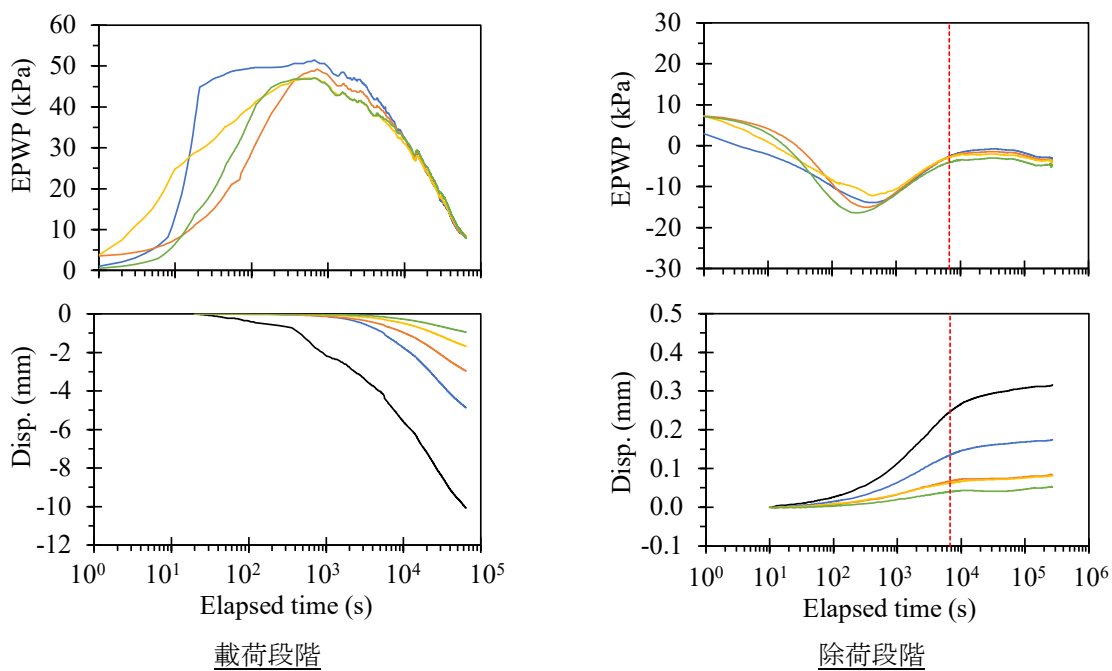
プレロード載荷及び除荷に伴う鉛直変位と過剰間隙水圧の時刻歴を図 3.8 に示す。図 3.8 (a)～(l)は Case1 から Case12 までの結果であり、左が載荷段階、右が除荷段階に対応する。時間軸は、各段階の開始時刻を起点（ $t = 0$ ）として整理した。

鉛直変位（Disp.）は載荷または除荷開始時の鉛直変位を基準とした相対変位であり、正の値が膨張（上方変位）、負の値が圧縮（沈下）を表す。（一方、第 5 章・第 6 章の解析結果は実務で一般的な「沈下を正」の表現に合わせて沈下量を用いて整理する。）計測位置は粘土表面及び $z = 50$,

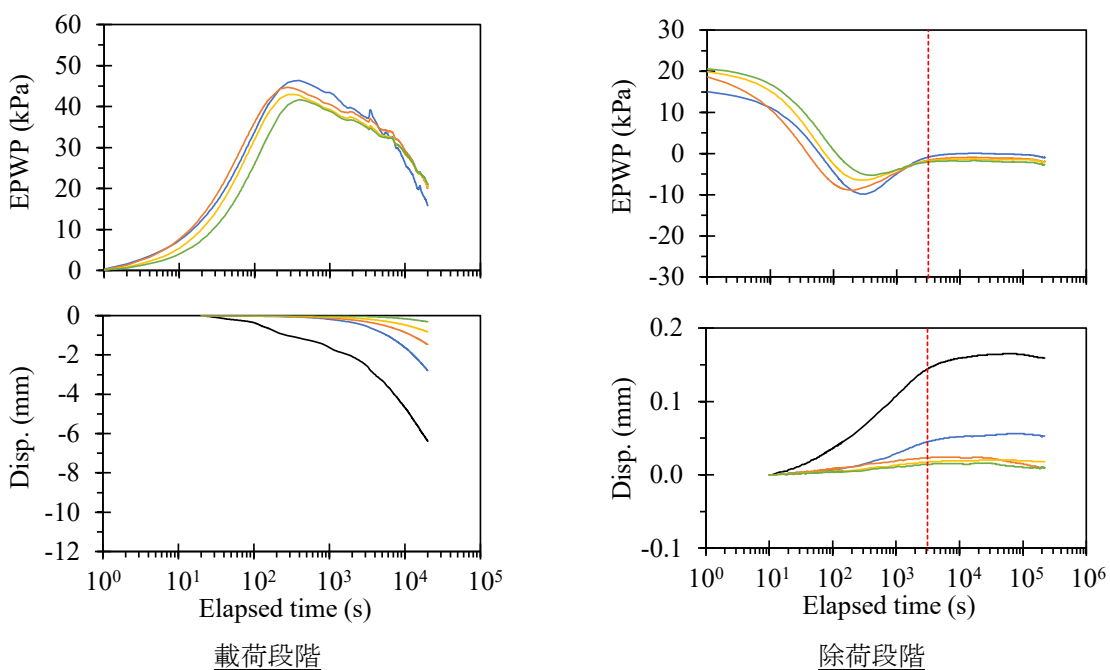
100, 150, 200 mm の各深度であり、いずれも模型中心から半径 50 mm の位置に設置した変位計の測定結果である。

過剰間隙水圧 (EPWP) は、プレロード載荷直前の間隙水圧を静水圧状態とみなして基準を取り、その後の変化分として示した。圧力については圧縮を正、引張を負とし、地盤工学の慣例に合わせる。圧縮に伴う間隙水圧の増加を正、膨張に伴う負圧を負として扱う。EPWP も $z = 50, 100, 150, 200$ mm の各深度で、模型中心から半径 50 mm の位置に埋設した間隙水圧計により計測した。

なお、除荷後挙動の整理のため、除荷段階の EPWP 時刻歴には、代表として EPWP が概ねゼロ (± 1 kPa 程度) に到達した時刻を赤色の縦点線で示した。本研究では、この縦点線を「除荷に伴う過剰間隙水圧の消散が概ね完了した時刻」の目安として用い、縦点線以降の鉛直変位の経時変化に着目して除荷後挙動 (再圧縮／膨張継続) を整理する。



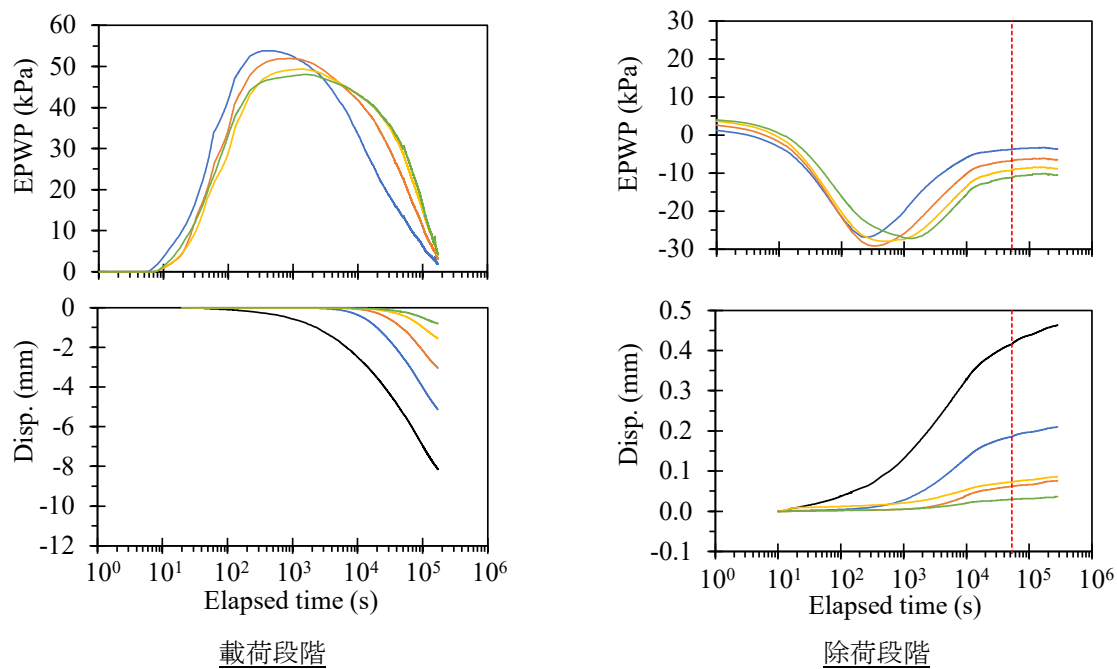
(a) Case1:mVD90G50



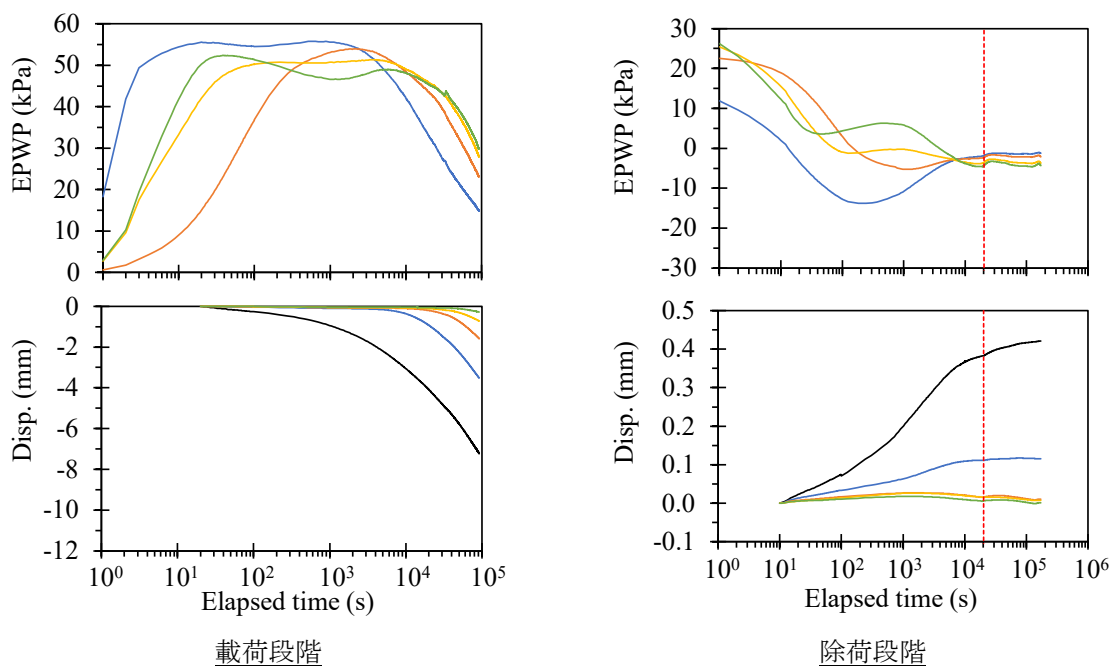
(b) Case2:mVD60G50

- 【凡例】 EPWP: 過剰間隙水圧 (圧縮が正) — $z=50\text{mm}$ — $z=100\text{mm}$ — $z=150\text{mm}$ — $z=200\text{mm}$
 Disp.: 鉛直変位 (膨張が正) — 粘土表面 — $z=50\text{mm}$ — $z=100\text{mm}$ — $z=150\text{mm}$ — $z=200\text{mm}$
- 経過時間は各段階開始時からの時間である。
 - 過剰間隙水圧と鉛直変位は中心から半径 50 mm の位置で計測した結果である。
 - 除荷段階で $\text{EPWP} \approx 0 \text{ kPa}$ に到達した時刻を赤色点線 (- - -) で示す。

図 3.8 遠心模型実験による過剰間隙水圧及び鉛直変位時刻歴



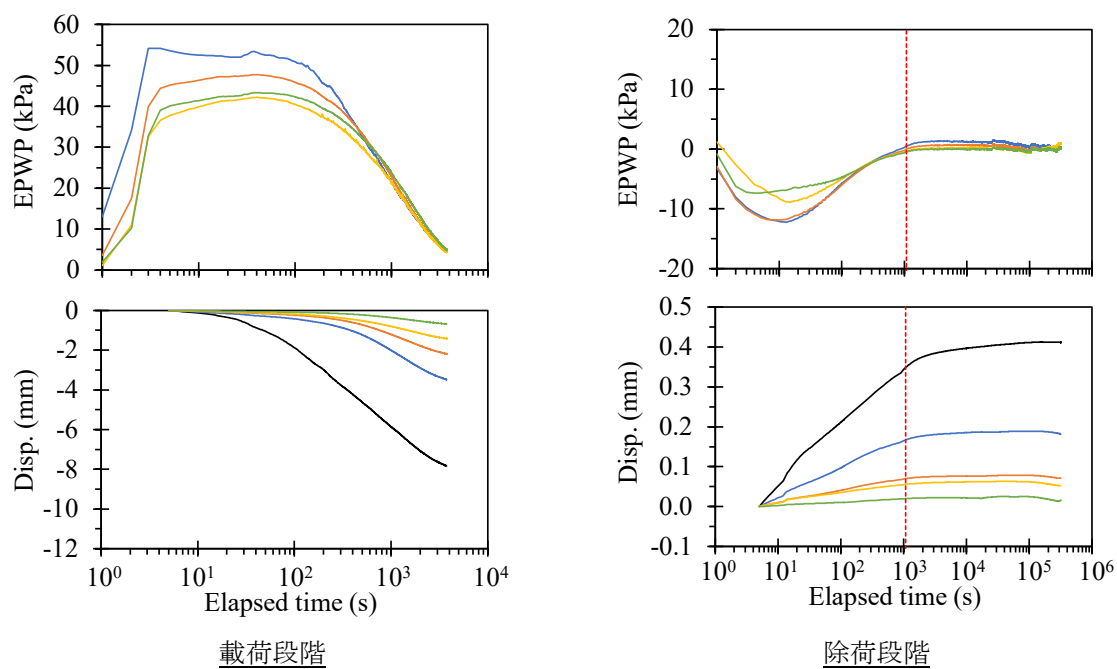
(c) Case3:mND90G50



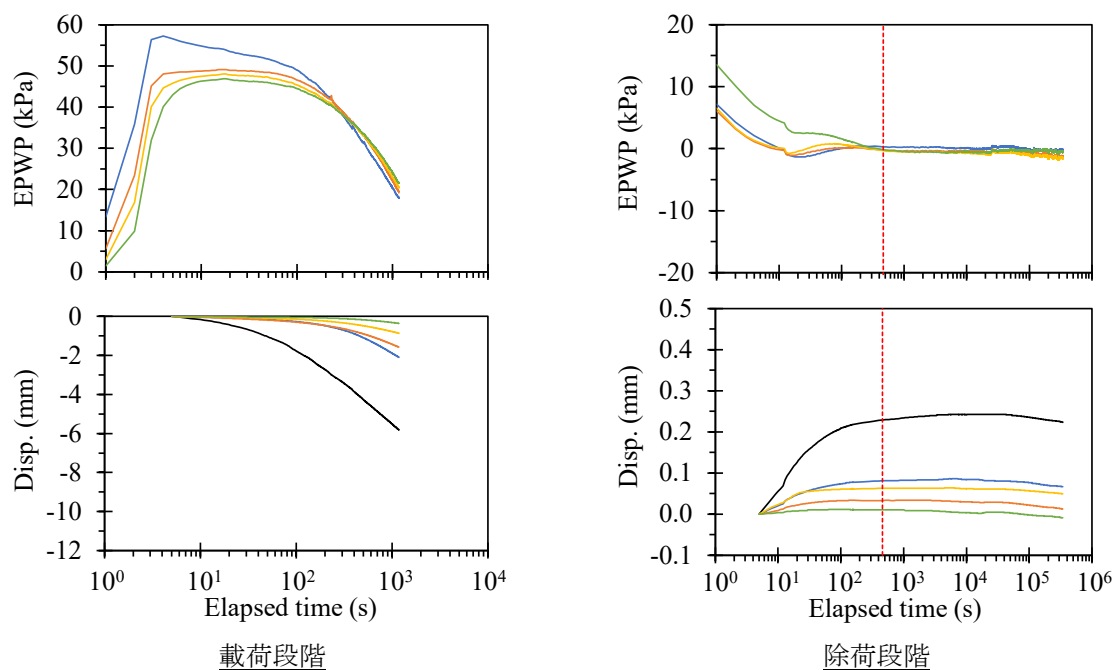
(d) Case4:mND60G50

- 【凡例】EPWP: 過剰間隙水圧 (圧縮が正) — $z=50\text{mm}$ — $z=100\text{mm}$ — $z=150\text{mm}$ — $z=200\text{mm}$
 Disp.: 鉛直変位 (膨張が正) — 粘土表面 — $z=50\text{mm}$ — $z=100\text{mm}$ — $z=150\text{mm}$ — $z=200\text{mm}$
- 1) 経過時間は各段階開始時からの時間である。
 - 2) 過剰間隙水圧と鉛直変位は中心から半径 50 mm の位置で計測した結果である。
 - 3) 除荷段階で EPWP ≈ 0 kPa に到達した時刻を赤色点線 (- - -) で示す。

図 3.8 遠心模型実験による過剰間隙水圧及び鉛直変位時刻歴 (続き)



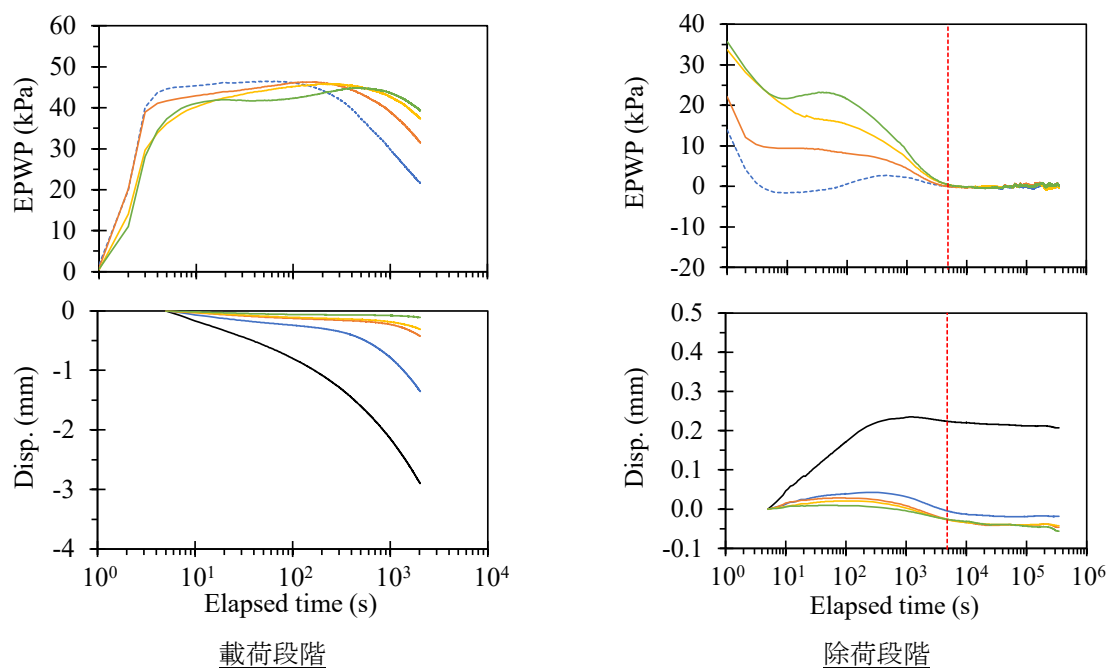
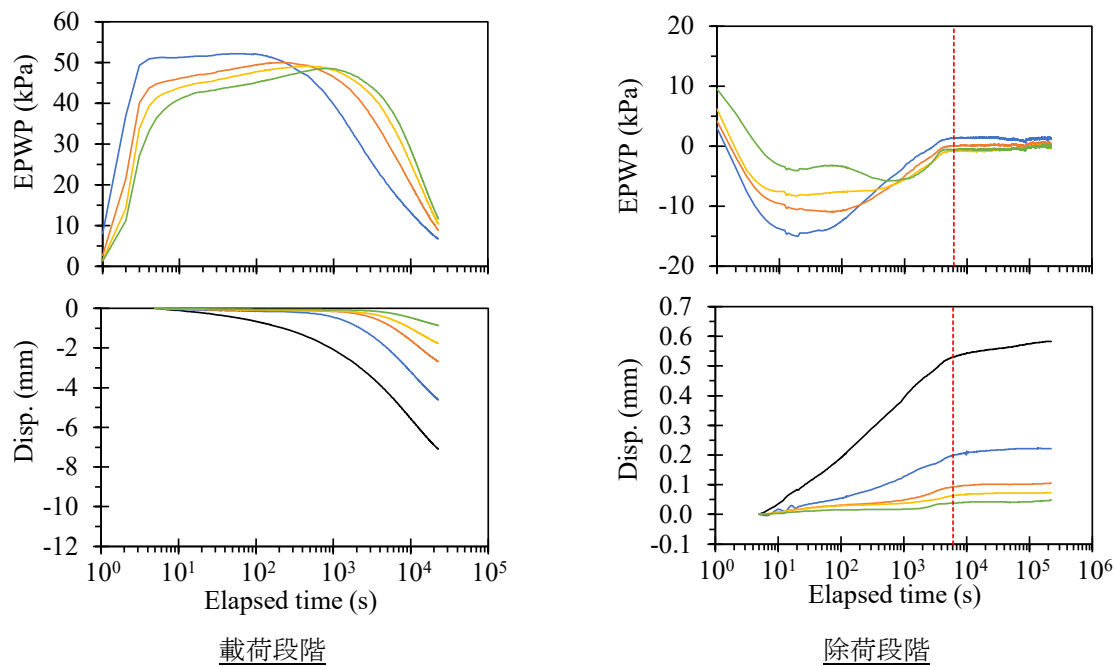
(e) Case5:kVD90G50



(f) Case6:kVD60G50

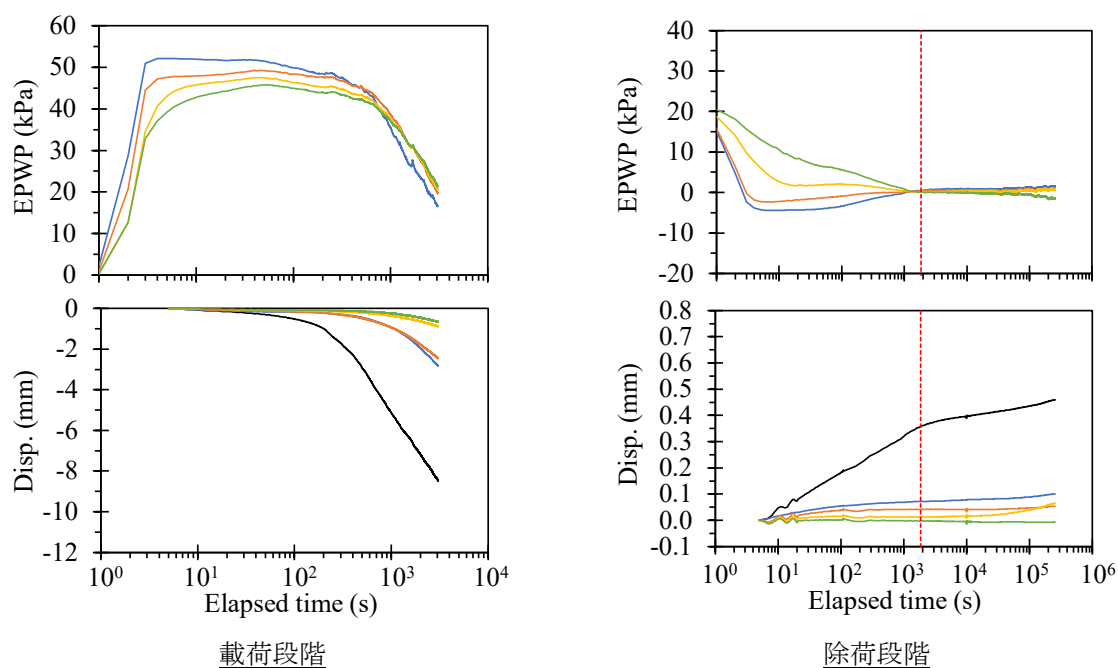
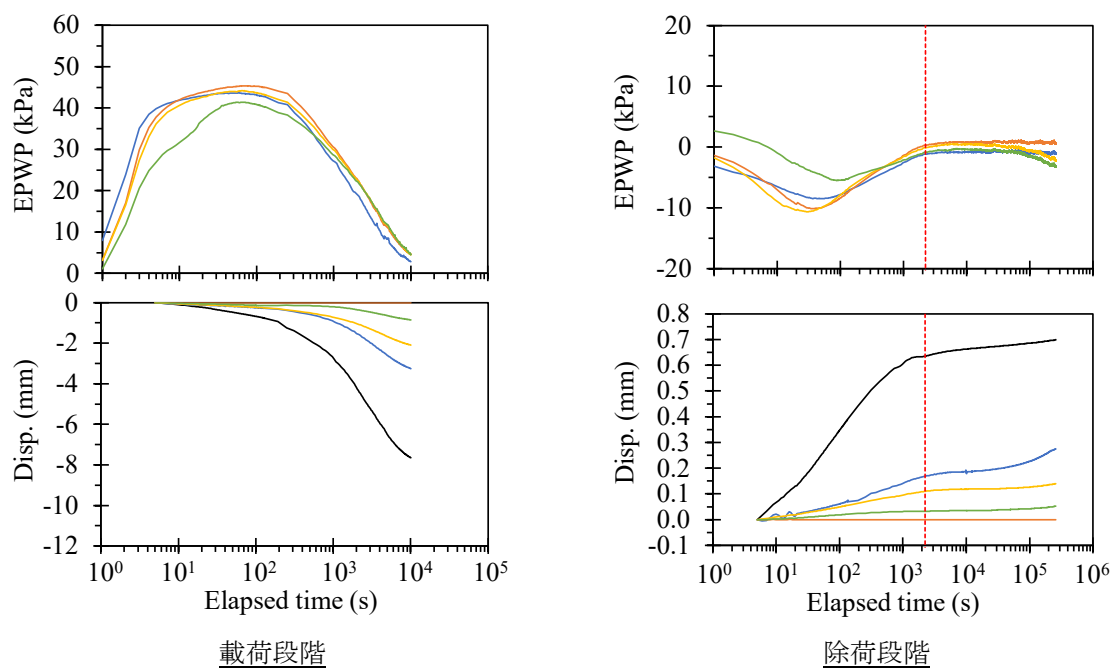
- 【凡例】EPWP: 過剰間隙水圧 (圧縮が正) — $z=50\text{mm}$ — $z=100\text{mm}$ — $z=150\text{mm}$ — $z=200\text{mm}$
 Disp.: 鉛直変位 (膨張が正) — 粘土表面 — $z=50\text{mm}$ — $z=100\text{mm}$ — $z=150\text{mm}$ — $z=200\text{mm}$
- 経過時間は各段階開始時からの時間である。
 - 過剰間隙水圧と鉛直変位は中心から半径 50 mm の位置で計測した結果である。
 - 除荷段階で EPWP ≈ 0 kPa に到達した時刻を赤色点線 (- - -) で示す。

図 3.8 遠心模型実験による過剰間隙水圧及び鉛直変位時刻歴 (続き)



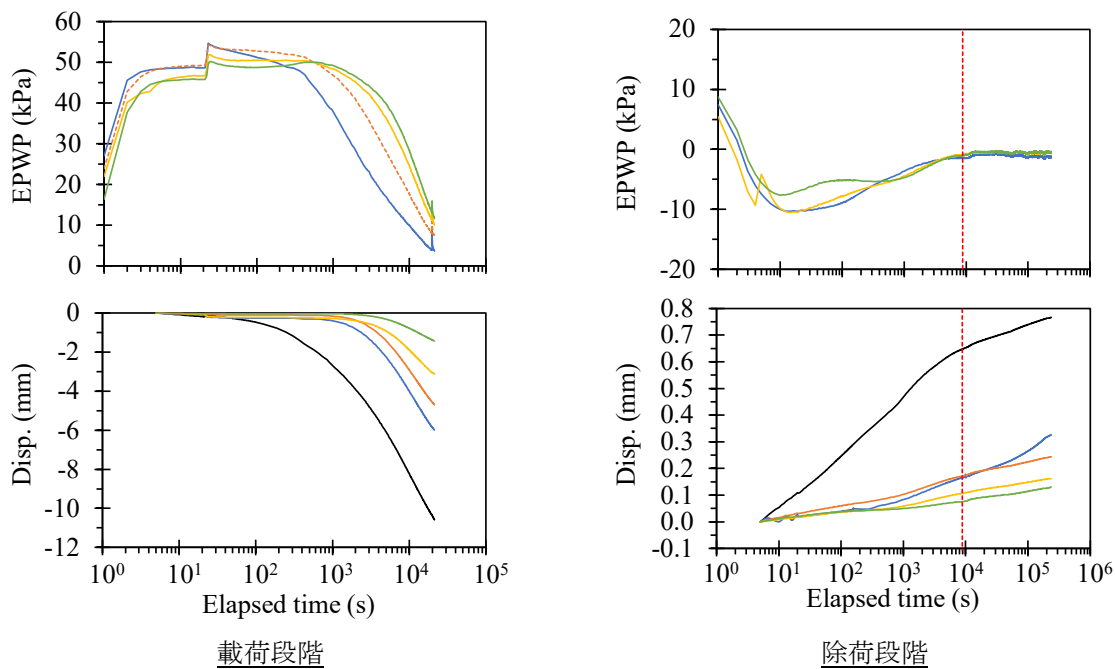
- 【凡例】 EPWP: 過剰間隙水圧 (圧縮が正) — $z=50\text{mm}$ — $z=100\text{mm}$ — $z=150\text{mm}$ — $z=200\text{mm}$
 Disp.: 鉛直変位 (膨張が正) — 粘土表面 — $z=50\text{mm}$ — $z=100\text{mm}$ — $z=150\text{mm}$ — $z=200\text{mm}$
- 1) 経過時間は各段階開始時からの時間である。
 - 2) 過剰間隙水圧と鉛直変位は中心から半径 50 mm の位置で計測した結果である。
 - 3) 除荷段階で EPWP ≈ 0 kPa に到達した時刻を赤色点線 (- - -) で示す。

図 3.8 遠心模型実験による過剰間隙水圧及び鉛直変位時刻歴 (続き)

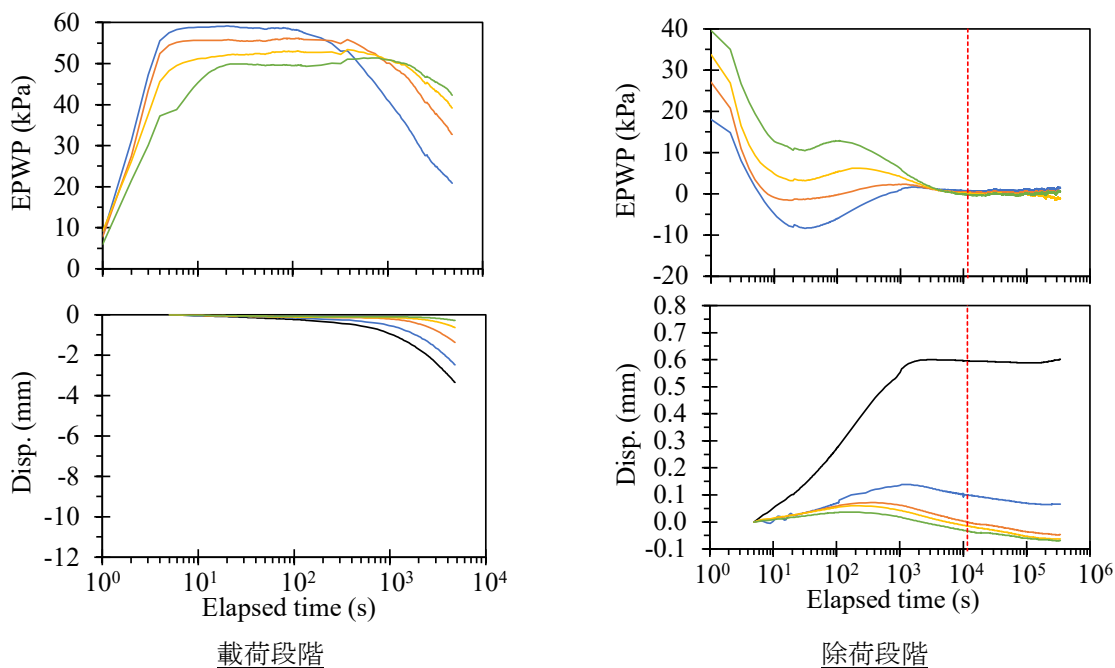


- 【凡例】 EPWP: 過剰間隙水圧 (圧縮が正) — $z=50\text{mm}$ — $z=100\text{mm}$ — $z=150\text{mm}$ — $z=200\text{mm}$
 Disp.: 鉛直変位 (膨張が正) — 粘土表面 — $z=50\text{mm}$ — $z=100\text{mm}$ — $z=150\text{mm}$ — $z=200\text{mm}$
- 1) 経過時間は各段階開始時からの時間である。
 - 2) 過剰間隙水圧と鉛直変位は中心から半径 50 mm の位置で計測した結果である。
 - 3) 除荷段階で EPWP ≈ 0 kPa に到達した時刻を赤色点線 (- - -) で示す。

図 3.8 遠心模型実験による過剰間隙水圧及び鉛直変位時刻歴 (続き)



(k) Case11:kND90G25



(l) Case12:kND60G25

- 【凡例】EPWP: 過剰間隙水圧（圧縮が正） — $z=50\text{mm}$ — $z=100\text{mm}$ — $z=150\text{mm}$ — $z=200\text{mm}$
 Disp.: 鉛直変位（膨張が正） — 粘土表面 — $z=50\text{mm}$ — $z=100\text{mm}$ — $z=150\text{mm}$ — $z=200\text{mm}$
- 経過時間は各段階開始時からの時間である。
 - 過剰間隙水圧と鉛直変位は中心から半径 50 mm の位置で計測した結果である。
 - 除荷段階で EPWP ≈ 0 kPa に到達した時刻を赤色点線（-----）で示す。

図 3.8 遠心模型実験による過剰間隙水圧及び鉛直変位時刻歴（続き）

3.3.4 全ひずみ～有効応力関係の整理

実験結果に基づき、全ひずみ～有効応力関係を整理した。本図は、実験により得られた全ひずみと有効応力の関係が、限界圧縮曲線と比較してどのような位置関係にあるかを示すことを目的としたものである。実験で観測される変位は弾性成分と粘塑性成分を分離することは不可能であるため、ここでは粘塑性ひずみではなく、全ひずみとして整理した。粘塑性ひずみで整理した場合は、有効応力の対数軸における限界圧縮曲線の勾配は $\lambda_e - \kappa_e$ であるが、全ひずみで整理した場合は、限界圧縮曲線の勾配は λ_e となる。図の作成にあたっては、全ひずみおよび有効応力を、以下に示す考え方に基づいて算定した。

全ひずみ ε は、実験で観測された変位を、模型地盤の初期層厚（250 mm）で除して算定した。

有効応力 σ'_v は、実験で観測された間隙水圧計の値から、換算した。間隙水圧計は4深度（粘土表面から 50 mm, 100 mm, 150 mm, 200 mm）に設置している。排水条件によって計測深度における過剰間隙水圧の消散挙動が異なることから、有効応力の換算方法も VD・ND 条件で異なる方法を採用した。

なお、ひずみ評価については層別変位に基づく深度別ひずみの算定も可能であるが、前述の摩擦等の影響により深部ほど変位が過小となる可能性がある。本研究では、応力経路の大局的な把握と後続の再現解析との整合を優先し、地表面沈下に基づく全ひずみと、間隙水圧の多点計測に基づく代表有効応力により、全ひずみ～有効応力関係を整理した。

(1) VD 条件の場合

模型地盤上下面からの排水を防いでおり、基本的にバーチカルドレーンへ向かう方向の放射排水のみであるから、深度に関わらず間隙水圧の時間挙動は同様であると仮定して、次式で換算した。

$$u_{\text{ave_exp}} = \frac{u_{50_exp} + u_{100_exp} + u_{150_exp} + u_{200_exp}}{4} \quad (3.2)$$

$$\sigma'_v = \sigma'_{v0} + p_{\text{Load}} - u_{\text{ave_exp}} \quad (3.3)$$

ここに、 $u_{\text{ave_exp}}$ は過剰間隙水圧の平均値、 u_{50_exp} , u_{100_exp} , u_{150_exp} , u_{200_exp} はそれぞれ粘土表面からの深度 50 mm, 100 mm, 150 mm, 200 mm で計測された過剰間隙水圧、 σ'_{v0} は初期有効応力、 p_{Load} は載荷荷重である。初期有効応力は、遠心場における粘土地盤中央（ $z = 125$ mm）の初期有効応力を代表値とした。

(2) ND 条件の場合

ND 条件は計測深度で排水の時間挙動が異なるため、VD と同様に平均化すると理論的な消散挙動と一致しなくなる。ここでは Terzaghi の圧密方程式の理論解に対して、推定解（平均過剰間隙水圧）を計測深度における過剰間隙水圧に係数を乗じて和を取ったものと定義した。そして、理

論解と推定解の差の二乗和を目的関数とする制約付き最小二乗問題として定式化し、係数が 0 から 1 の範囲内にある制約条件の下で最小化することで、係数を算定した。ここで、最適化には一般化縮小勾配法（Generalized Reduced Gradient method）に基づく非線形最適化アルゴリズムを用いた。本係数を用いた場合の理論解との比較を図 3.9 に示す。圧密度 20%までは理論解と推定値に若干の乖離があるが、20%以降は理論解とよく一致している。有効応力の換算は、VD 条件と同様に式を用いた。

$$u_{ave_exp} = 0.452u_{50_exp} + 0.001u_{100_exp} + 0.165u_{150_exp} + 0.382u_{200_exp} \quad (3.4)$$

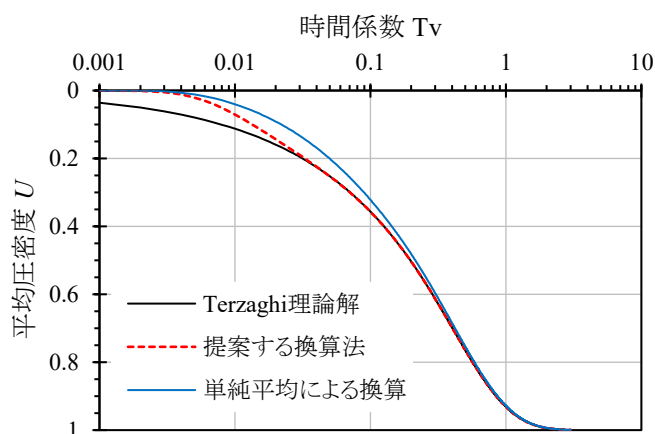
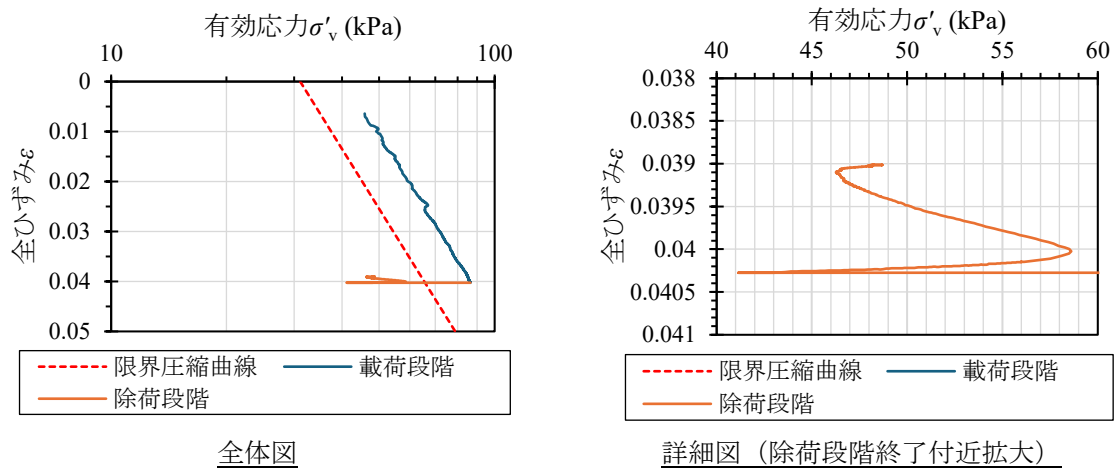


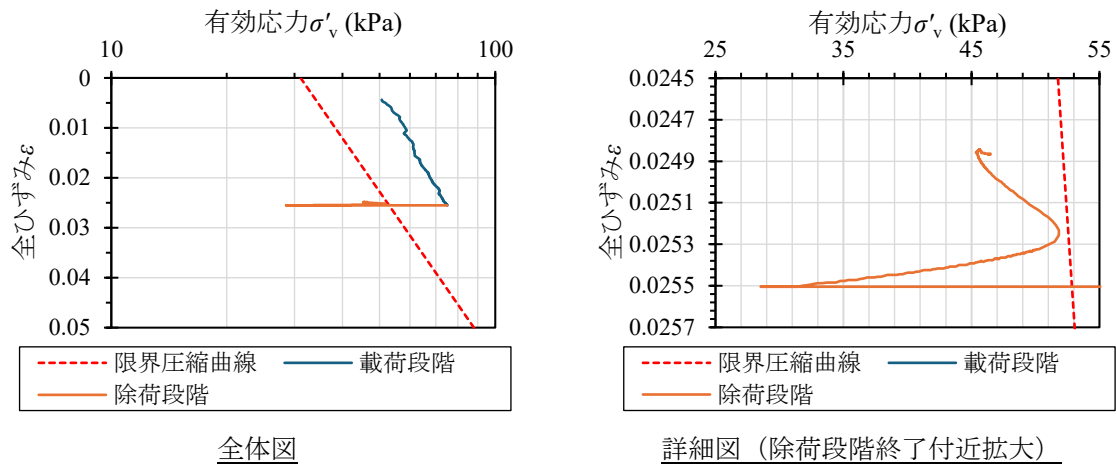
図 3.9 提案する換算方法と理論解との比較

次頁以降の図 3.10 に、全ひずみ～有効応力関係を示す。特に、除荷段階以降はひずみの変化量が微少であることから曲線が重なり図の判読が困難なため、詳細図を各図の右側に配置した。

図 3.10 から、 $U_t = 60\%$ 条件では除荷段階終盤の応力点が限界圧縮曲線近傍に位置しやすいのに対し、 $U_t = 90\%$ 条件では限界圧縮曲線から離れた領域に位置しやすい傾向が読み取れる。この相対位置の違いが、EPWP 消散後に「再圧縮が現れる／膨張が継続する」といった除荷後挙動の分岐に関与すると考えられるため、次節 3.3.5 では再圧縮の有無と出現時期に着目して観測結果を整理し、続く 3.4 で実験要因との関係を考察する。

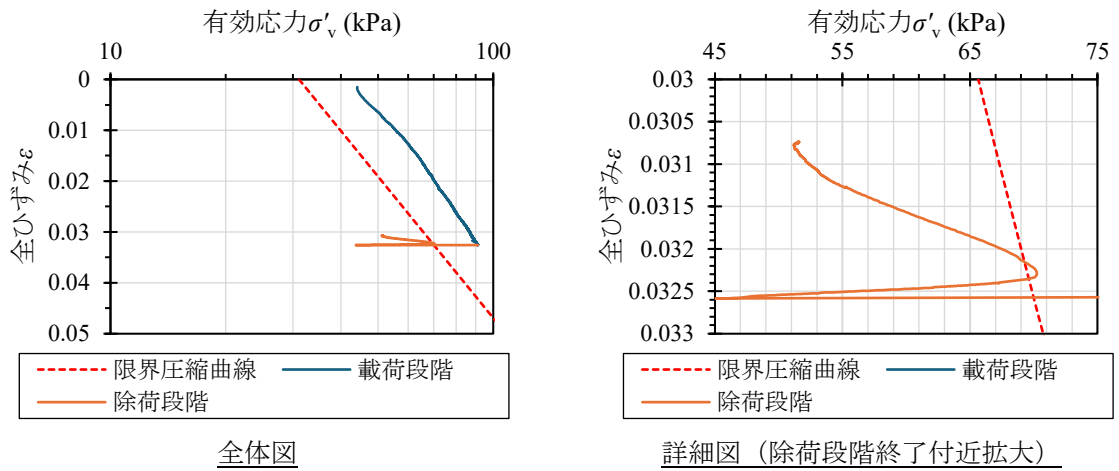


(a) Case1:mVD90G50

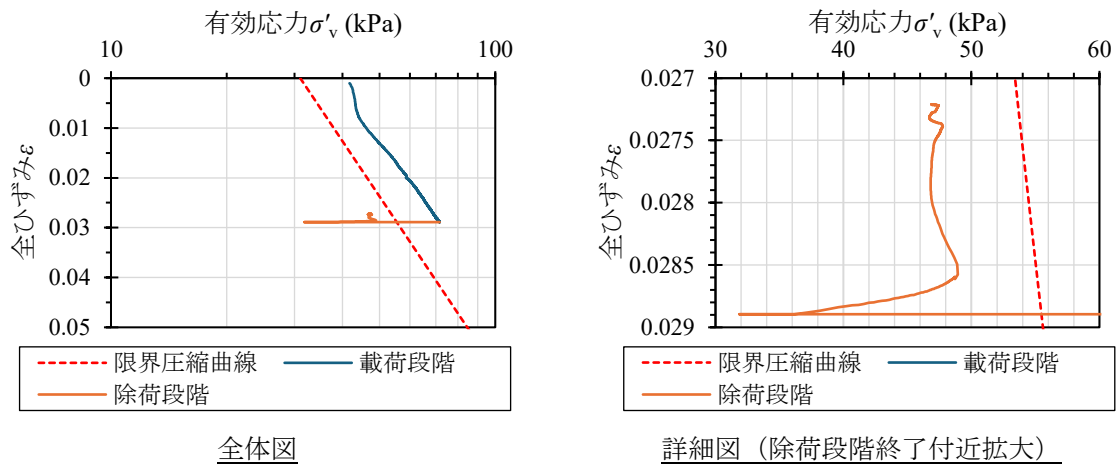


(b) Case2:mVD60G50

図 3.10 遠心模型実験結果による全ひずみ～有効応力関係

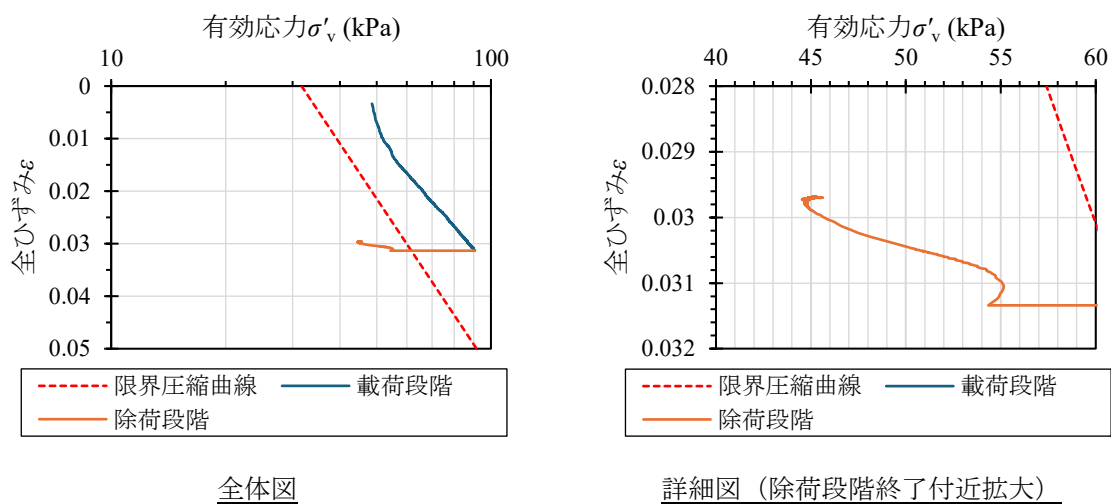


(c) Case3:mND90G50

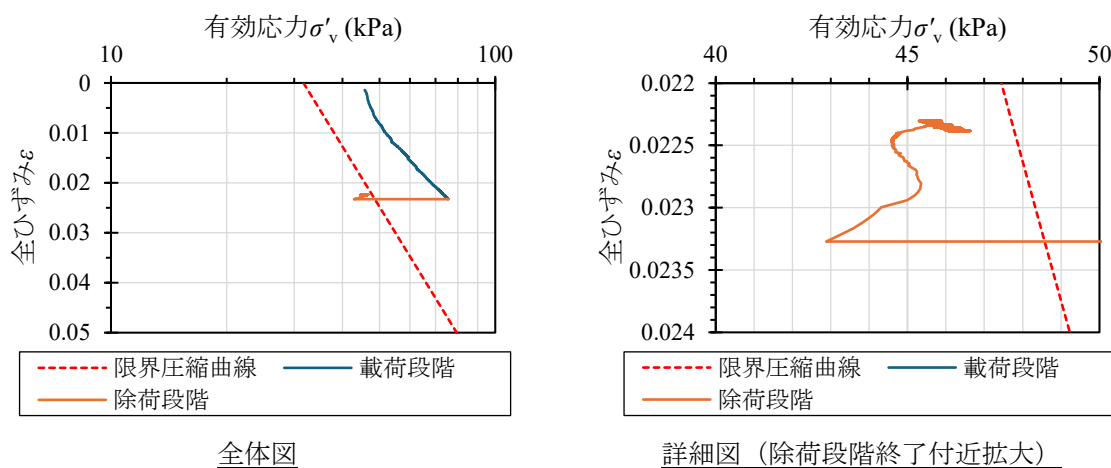


(d) Case4:mND60G50

図 3.10 遠心模型実験結果による全ひずみ～有効応力関係 (続き)

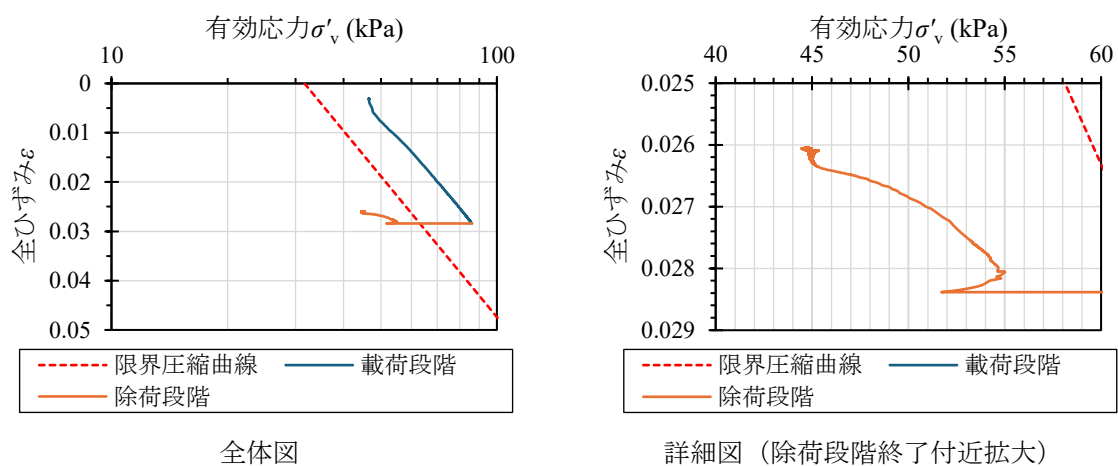


(e) Case5:kVD90G50

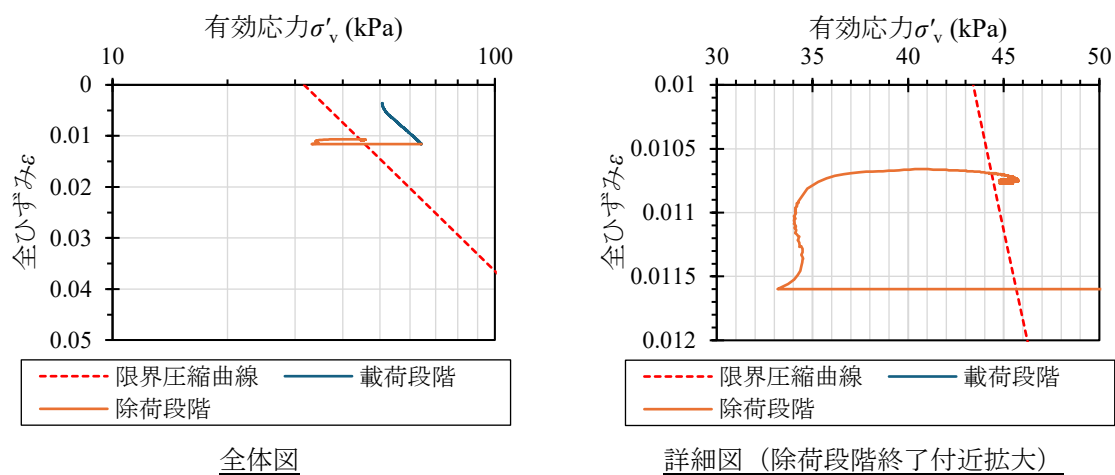


(f) Case6:kVD60G50

図 3.10 遠心模型実験結果による全ひずみ～有効応力関係 (続き)

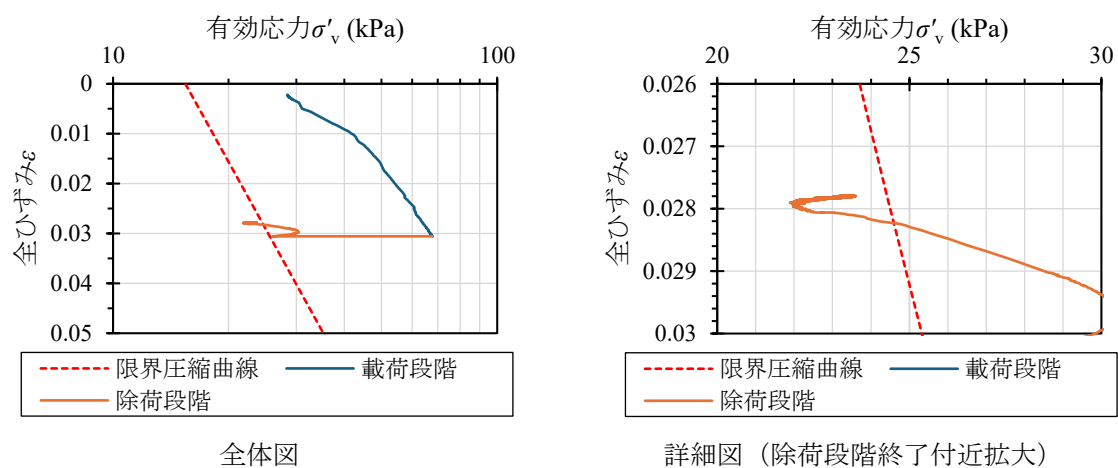


(g) Case7:kND90G50

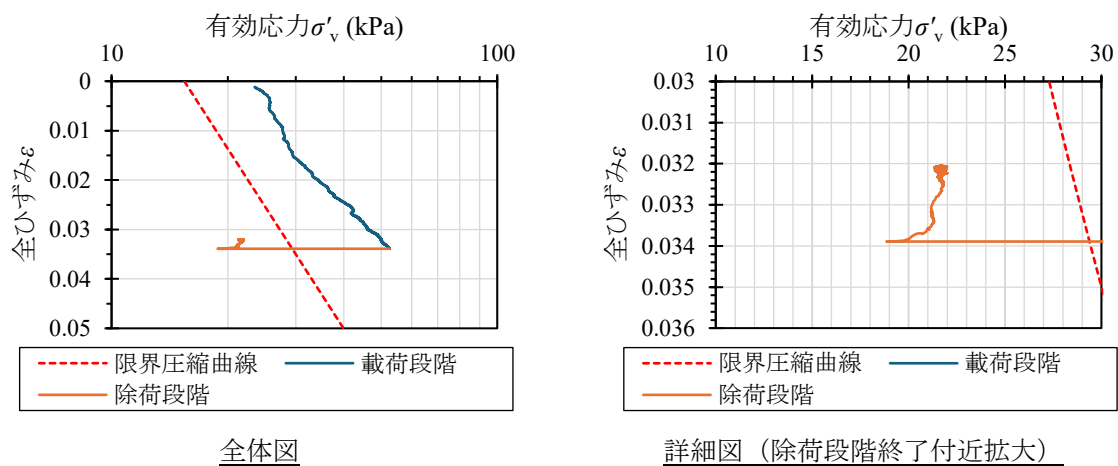


(h) Case8:kND60G50

図 3.10 遠心模型実験結果による全ひずみ～有効応力関係 (続き)

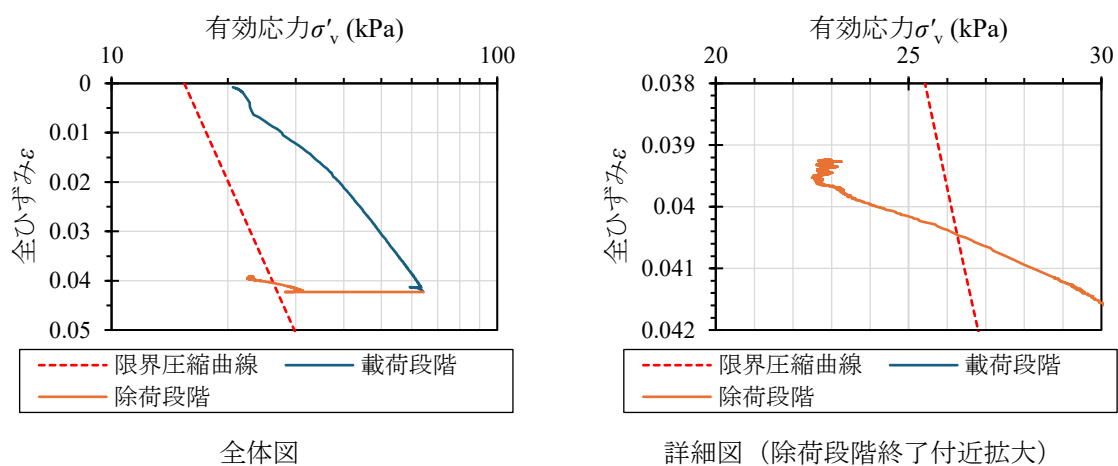


(i) Case9:kVD90G25

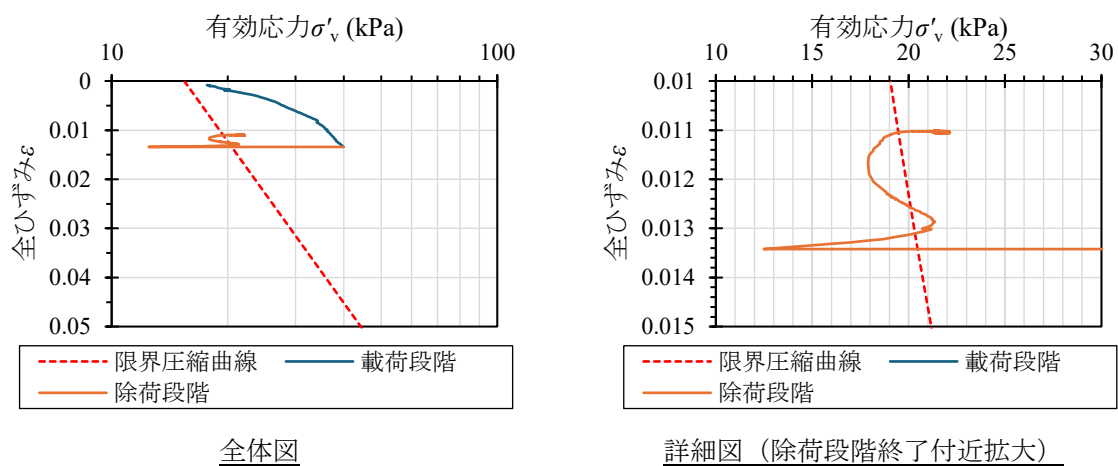


(j) Case10:kVD60G25

図 3.10 遠心模型実験結果による全ひずみ～有効応力関係（続き）



(k) Case11:kND90G25



(l) Case12:kND60G25

図 3.10 遠心模型実験結果による全ひずみ～有効応力関係 (続き)

3.3.5 観測結果の整理

本研究では、図 3.8 に示した赤色縦点線を、EPWP 消散が概ね完了した時刻の目安として用いた。縦点線以降は、少なくとも過剰間隙水圧の消散に支配される段階からは外れ、鉛直変位の時間変化（再圧縮の出現や膨張継続）を比較するうえで有効な区間であると考えられる。

図 3.8 に示す全ケースにおいて、除荷直後には鉛直変位が急激に正方向へ変化し、弾性的な変位回復が卓越する傾向が観測された。また、除荷直後の EPWP は一時的に負圧を示し、その後、時間経過とともにゼロ近傍へと収束する傾向が認められた。

EPWP がゼロ近傍に到達した後の鉛直変位については、(i)膨張がそのまま継続するケース、(ii)膨張後に変位が負方向へ転じ、再圧縮（再沈下）が現れるケースまたは膨張が減速してほぼ停留するケース、の 2 つのパターンが観測された。本章では、後続の再現解析で重要となる評価項目として、「再圧縮の有無」と「再圧縮が現れ始める時期」に着目し、次節で実験要因との関係を考察する。

3.4 考察

本節では、前節で整理した除荷後の鉛直変位および EPWP の時刻歴に基づき、(i) 除荷直後の共通挙動（弾性膨張と負圧）、(ii) EPWP が概ね消散した後の時間依存挙動（膨張継続／停留／再圧縮）に分けて考察する。

特に後者（図 3.8 の赤色縦点線以降）は、有効応力の時間変化が小さく、変位の時間依存挙動を条件間で比較しやすい区間である。

3.4.1 除荷直後の負の過剰間隙水圧と変位膨張

除荷直後に鉛直変位が急速に膨張し、同時に EPWP が一時的に負圧となる挙動は、急激な応力解放に対して土骨格が非排水的に膨張し、その直後に間隙水の体積変化が追従しないことに対応するものと解釈できる。以降、排水（吸水）により EPWP がゼロ近傍へ収束するにつれて、有効応力状態は定常に近づく。

3.4.2 アイソタック概念による除荷膨張後に生じる再圧縮の解釈

図 3.11 は、アイソタックモデルの $\log \sigma'_v - \varepsilon^{vp}$ 平面上において、除荷時点の圧密度 U_t の違いが除荷後挙動に及ぼす影響を模式的に示したものである。横軸は圧密応力（有効応力） $\log \sigma'_v$ 、縦軸は粘塑性ひずみ ε^{vp} （下向きが圧縮）である。図中の黒実線はプレロード载荷に伴う圧縮曲線を表し、灰色破線は粘塑性ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}^{vp}$ が一定となる等ひずみ速度曲線（isotache）群を表す。ひずみ速度が低下するほど、同一ひずみ速度の圧縮曲線は低応力側（図中左側）へ移動し、その極限として $\dot{\varepsilon}^{vp} \rightarrow 0$ に対応する圧縮曲線を限界圧縮曲線（赤破線）として示している。

図中の緑点は除荷開始時点（ $U_t = 60\%$ または 90% で载荷荷重を除荷する時点）を示し、そこから左向き矢印で示す水平移動は、除荷直後に卓越する弾性的膨張（粘塑性ひずみが瞬時には進まないとみなせる過程）を表す。さらに、除荷後に $\dot{\varepsilon}^{vp}$ が時間とともに低下していくと、状態点はより slow 側の isotache へ移る必要が生じ、その過程で粘塑性ひずみが追加的に累積して「再圧縮」が生じ得ることを、図中の下向き矢印（ $\dot{\varepsilon}^{vp}$ 低下による再圧縮）として表現している。

U_t が小さい（＝除荷時点で未消散の過剰間隙水圧が多い）場合、载荷中の有効応力増加が十分でないため、除荷後に長期的に作用する有効応力状態は（アイソタックモデル上で）限界圧縮曲線に相対的に近い領域に位置しやすい。このとき、除荷直後の弾性膨張（水平移動）の後、過剰間隙水圧が消散して有効応力がほぼ一定に落ち着いた段階でも、 $\dot{\varepsilon}^{vp}$ の低下に伴う isotache の“左方移動”に整合するための粘塑性ひずみが追加的に発達し、膨張から再圧縮へ転じやすい（再圧縮の出現が早い）ことを図 3.9 は示している。

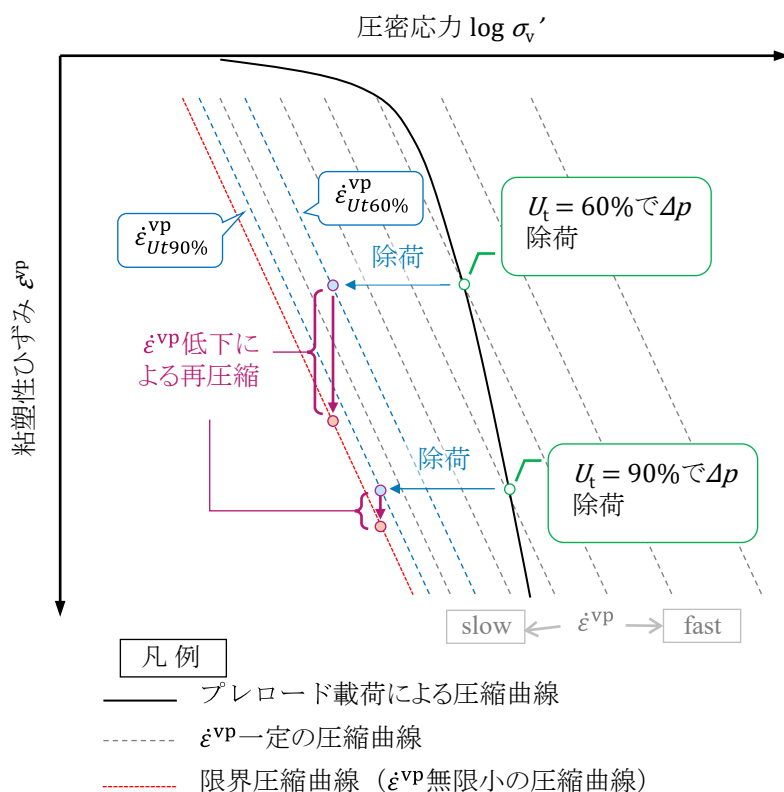


図 3.11 プレロード撤去時の圧密度がアイソタックモデルに与える影響

一方、 U_t が大きい（＝除荷時点までに一次圧密が概ね進み、過剰間隙水圧が小さい）場合、載荷履歴により圧密応力が十分に増加した状態から除荷するため、除荷後に長期的に作用する有効応力は限界圧縮曲線から離れた領域に位置しやすい。その結果、 ε^{vp} の低下に伴う isotache の移動が生じて、追加的な粘塑性ひずみの発達は相対的に小さく、除荷後は膨張傾向が継続して再圧縮が現れにくい。図 3.11 は、載荷・除荷の荷重レベルを同一としたまま、除荷時点の圧密度（未消散過剰間隙水圧の大小）の違いのみを取り出して、この挙動差を模式的に整理したものである。

3.4.3 実験要因が除荷後挙動に及ぼす影響

以下では、要因比較を「長時間側の変位方向（再圧縮が現れるか／膨張が継続するか）」と「再圧縮が現れる場合の出現時期」に着目して整理する。

まず、除荷時点の圧密度 U_t と応力レベル（遠心加速度）は、除荷後の応力点が限界圧縮曲線の近傍に戻るか（再圧縮が生じ得るか）に直接関与するため、長時間挙動の差を支配しやすい。その後、排水条件（VD/ND）および材料差の影響を確認する。

(1) 圧密度 U_t の影響

除荷時点における圧密度 U_t の違いが再圧縮挙動に及ぼす影響を検討するため、遠心加速度 50g のケースに着目し、 $U_t = 60\%$ 群（Case2, Case4, Case6, Case8）と $U_t = 90\%$ 群（Case1, Case3, Case5, Case7）を比較する。図 3.8 より、 $U_t = 60\%$ 群では除荷直後の膨張ののち、EPWP がゼロ近傍に到

達した段階で鉛直変位が負方向へ転じ、再圧縮が観測されるケースが多い。一方、 $U_t = 90\%$ 群では、除荷直後の膨張がその後も継続し、EPWP がゼロに収束した後も明確な再圧縮が現れにくい。

この違いは、除荷時点までに有効応力がどの程度増加したか（＝圧密履歴による硬化の程度）が異なるため、除荷後に最終的に作用する有効応力が圧密降伏応力にどの程度近いかが変化することに対応すると考えられる。後述の 3.4.2 にて U_t の違いにより除荷後の応力状態が変化し、EPWP 消散後に再圧縮が現れやすい条件／現れにくい条件が生じることを考察する。

(2) 遠心加速度（応力レベル）の違い

遠心加速度の違いが挙動に与える影響を検討する。NSF カオリンを用いたケースに着目すると、25g 条件（Case9～Case12）は 50g 条件（Case5～Case8）に比べて自重に起因する初期有効応力が小さいため、同一の載荷・除荷履歴に対して過圧密比（OCR）が相対的に大きくなる。このとき、除荷後に膨張傾向が継続し、再圧縮が現れにくい挙動が観測されるケースが多い。

Fan and Watabe³⁾は、過圧密比が大きい粘土ほど除荷後に時間依存の膨張が顕著となることを報告しており、本実験結果はこの知見と整合的である。

(3) 排水条件（VD/ND）の影響

遠心加速度 50g のケースにおいて、VD 条件（Case1, Case2）と ND 条件（Case3, Case4）を比較する。図 3.8 に示すとおり、VD 条件では全ての深度において、EPWP はほぼ同一の消散経路である。ND 条件では EPWP の消散が遅く、除荷後しばらくは EPWP の時間変化を伴う過渡的な応答が継続する。

本研究の範囲では、VD/ND の違いは主として「EPWP がゼロ近傍に達するまでの時間」に現れ、その後の再圧縮の有無や出現時期は、 U_t や応力レベル（遠心加速度）との組合せによって整理される傾向がある。ドレーンの有無自体がアイソタックモデルそのものに直接影響を与えるものではないが、アイソタック則では一次圧密の期間もクリープ沈下が発生するため、EPWP がゼロ近傍に達するまでの時間が異なる、すなわち EOP に到達する時間がドレーンの有無で異なると、EOP 到達まで／到達以降に発生するクリープ沈下量が異なるため留意する必要がある。

(4) 粘土試料（材料）の違い

遠心加速度 50g のケース（Case1～Case8）に着目し、混合粘土（m：Case1～Case4）と NSF カオリン（k：Case5～Case8）を比較する。同一の載荷・除荷条件及び排水条件のもとで比較すると、NSF カオリンの方が過剰間隙水圧の収束が早く、EPWP がゼロ近傍に到達する時刻も混合粘土より早い傾向が認められる。さらに、除荷後に膨張から再圧縮へ移行するケースでは、その移行時期が材料により異なる傾向が見られ、材料特性の違いが除荷後挙動の時間スケールに反映されている。

3.4.4 実験上の留意点（拘束条件・計測誤差）

本実験では、模型容器側面にシリコン系の潤滑剤を塗布して壁面摩擦の低減を図ったが、壁面

摩擦の影響を完全に除去することは困難である。また、含水比は計測器設置時の削り屑試料から得ており、採取量の制約に起因するばらつきが残り得る。

一方、本研究で主に対象とする評価項目は「再圧縮の有無」と「再圧縮の出現時期」という質的な指標である。これらは主として地盤内部の有効応力状態と時間依存特性に支配されると考えられるため、容器近傍の局所的な拘束の影響を完全には否定できないものの全体的な再圧縮挙動の判定に及ぼす影響は支配的ではないと考えられ、本章の範囲で行う比較の枠組みからは大きく損なわれないものと判断した。

3.5 まとめ

本章では、プレロード工法を模擬した遠心模型実験により、載荷～除荷～放置過程における沈下・過剰間隙水圧挙動を取得し、特に「除荷後の粘性変形（時間依存変形）」の発現条件と支配要因を整理した。層厚 250 mm の粘土地盤を自重圧密により作製し、粘土材料（混合粘土／NSF カオリン）、排水条件（バーチカルドレーン有無）、プレロード撤去時圧密度 U_t （60%/90%）、遠心加速度（25g/50g）の4要因を組み合わせた計12ケースを実施した。沈下板および小型間隙水圧計を配置し、深度別沈下と過剰間隙水圧（EPWP）の時刻歴を計測した。

(1) 初期状態と計測データの再現性

自重圧密終了後の含水比分布（図 3.6）から、同一条件内では初期含水比分布が概ね揃っており、模型地盤を再現性良く作製できていることを確認した。また、初期有効応力分布（図 3.7）は推定により与え、後続章の解析における初期条件設定の基礎情報とした。

(2) 除荷後挙動の基本構造（弾性応答と粘性変形の切り分け）

全ケースに共通して、除荷直後には鉛直変位の急速な回復（リバウンド）と、一時的な負の EPWP が観測された。この段階は、急激な応力解放に対する非排水的膨張に起因する「弾性応答（EPWP の時間変化を伴う過渡応答）」と解釈できる。その後、排水（吸水）に伴い EPWP がゼロ近傍へ収束すると、有効応力は概ね一定となり、以降の変位は主として「一定応力下で進行する時間依存変形（粘性変形）」として整理できる。本章では、図 3.8 の赤色縦点線で示した時刻を、EPWP 消散が概ね完了した目安として扱った。

(3) 除荷後の粘性変形の2パターンと支配要因

EPWP がゼロ近傍へ収束した後の鉛直変位は、(i)膨張が継続する、(ii)膨張後に変位が負方向へ転じ、再圧縮（再沈下）が進行する、の2パターンに大別された。特に(ii)の再圧縮は、除荷後の主要な時間依存変形として明瞭に観測され、本研究の以降のモデル検証で重要となる対象である。各要因の影響は以下のように整理できる。

1) 撤去時圧密度 U_t : $U_t=60\%$ 群では、除荷後に EPWP がゼロ近傍へ到達した段階で再圧縮へ移行するケースが多く、 $U_t=90\%$ 群では再圧縮が現れにくかった。これは、除荷時点までの硬化の程度が異なるため、除荷後に作用する有効応力が圧密降伏応力にどの程度近い（＝再圧縮が生じ得る応力状態か）が変化することに対応すると解釈できる。

2) 応力レベル（遠心加速度） : 25g 条件では初期有効応力が小さいため、同一の載荷・除荷履歴に対して除荷後 OCR が相対的に大きくなり、膨張傾向が継続して再圧縮が現れにくいケースが多かった。

3) 排水条件（VD/ND） : VD の有無は、主として EPWP がゼロ近傍に達するまでの時間を支配した。アイソタック概念では一次圧密中にも粘性変形が同時進行するため、EPWP 消散に要する時間（EOP 到達までの時間）が異なることは、EOP 到達まで／到達以降に蓄積される粘性変形量の違いとして現れ得る。

4) 材料（混合粘土／NSF カオリン） : 材料差は、EPWP の収束速度や、再圧縮へ移行する時期など「時間スケール」に主として反映された。

(4) 次章（再現解析）に向けた整理

以上より、除荷後挙動は「除荷直後の弾性リバウンドと負圧の発生」→「EPWP 消散」→「一定

応力下での粘性変形（膨張継続／停留／再圧縮）」という順に整理できる．第4章では，このうち EPWP 消散後に発現する再圧縮（有無・開始時期・量）を主要な比較指標として，再現解析により提案法の適用性と限界を検討する．

参考文献

- 1) 公益社団法人土木学会：水理模型実験の理論と応用－波動と地盤の相互作用－，丸善出版株式会社，pp. 62-68，2021.
- 2) Terzaghi, K. and Peck, R. : *Soil Mechanics in Engineering Practice. 2nd Edition*, John Wiley, New York, pp. 217-225, 1967.
- 3) Fan, Z. and Watabe, Y.: Experimental study for modeling unloading swelling behavior of Ariake clay, *Soils and Foundations*, Vol. 65, Issue 3, 2025, 101594.

第4章 遠心模型実験の再現解析とモデル適用性の検証

4.1 概説

本章では、第3章で示した遠心模型実験を対象として、第2章で整備したアイソタック則に基づく圧密解析法（以下、提案法）による再現解析を行い、プレロード・除荷過程に関する提案法の再現性と適用性について検証する。

4.2 相似則の考慮

再現解析では、遠心模型実験において一次圧密（間隙水の排水）と、EOP以降の時間依存変形（粘性変形）とで時間の相似則が異なる点に留意する必要がある。一般に、透水を伴う現象の時間相似則は拡散方程式に基づき、

$$t_{p1} = N^2 t_{m1} \quad (4.1)$$

で与えられる。ここに、 t_{p1} は実物地盤（プロトタイプ）における一次圧密に関する時間、 t_{m1} は模型地盤における一次圧密に関する時間、 N は遠心加速度倍率（ Ng ）である。

一方、二次圧密に相当する粘性変形は、土骨格の時間依存性に起因する体積ひずみの進行であり、遠心加速度の増減によって直接的に加速されるものではないと考えられている¹⁾。このため、粘性変形に関する時間相似則は、

$$t_{p2} = t_{m2} \quad (4.2)$$

となる。ここに、 t_{p2} は実物地盤における粘性変形の時間、 t_{m2} は模型地盤における時間である。

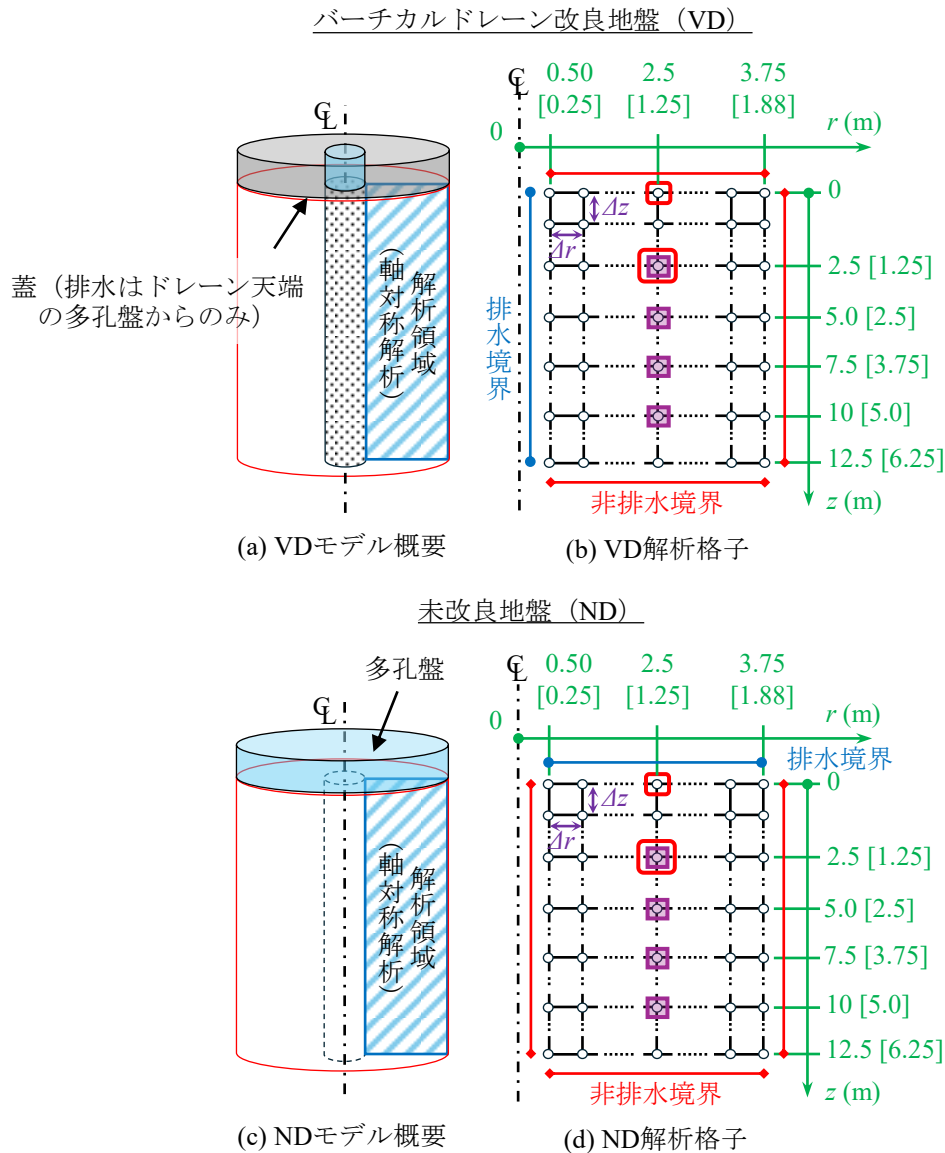
遠心模型実験の再現解析は、図4.1に示すように模型ではなく実物（プロトタイプ）寸法でモデル化して実施する。理想的には、模型スケールの幾何学モデルを用意し、解析コード内で重力加速度を Ng に切り替えることで、時間・変位の相似則を直接満足させることができる。しかし、本研究で作成した解析コードは重力加速度 g を解析途中で変更する機能を有していない。そこで本研究では、遠心模型実験（模型）の実時間に対応する時間軸上で一次圧密の進行を表現するために、式(4.1)の時間相似則を解析パラメータ側に取り込み、圧密係数（ c_v , c_h ）を N^2 倍した値として解析に用いる。これにより、解析で用いる時間軸は遠心模型実験の経過時間と同一の扱いとしつつ、過剰間隙水圧の消散挙動（一次圧密）のみが遠心場に相当して加速される。一方、粘性変形そのものは式(4.2)に示すとおり時間相似則が1:1であるため、同一の時間軸のもとで一次圧密と時間依存変形を同時に扱うことができる。

なお、変位の比較にあたっては幾何学的相似則に基づき、必要に応じて解析結果を模型スケールに換算して整理する。

4.3 解析条件

4.3.1 解析モデル

再現解析に用いた解析モデルの概略を図 4.1 に示す．モデルは実験供試体の条件に合わせて軸対称を仮定し，円筒座標系(z, r)で表現する．粘土層上面にはプレロード荷重を作用させ，排水条件は VD/ND の実験条件に応じて設定した．



凡例 ○ : 差分法格子点 □ : 変位出力位置 ■ : 過剰間隙水圧出力位置
 図中の座標値 (緑色) は，遠心加速度50g [25g] ケースにおける座標値

図 4.1 再現解析のモデル

VD ケース (バーチカルドレーン改良地盤) では，粘土層側面のドレーン位置を過剰間隙水圧 $u=0$ の排水境界とする．また，実験では鉛直方向の排水を生じさせない条件で模型を作製しているため，解析では鉛直方向の圧密 (鉛直拡散項) を無視し，鉛直方向圧密係数 c_v を 0 として扱う．

これにより，過剰間隙水圧は深度方向に一様となり，後掲の図 4.5 に示すように各深度の計算結果は同一の時刻歴として重なって表示される．

ND ケース（未改良地盤）では，実験条件に合わせて地表面を $u=0$ の排水境界とし，側面及び底面は非排水境界とする．このとき水平方向の圧密は生じないものとして扱い，解析では水平方向圧密係数 c_h を 0 として整理した．以上の設定により，VD ケースは主として半径方向排水，ND ケースは主として鉛直方向排水が支配的となる．

解析格子は鉛直方向 z を 100 分割，水平方向 r を 130 分割とした． r 方向をより細かく分割したのは，ドレーン位置や計測位置（例えば間隙水圧計の設置半径）と格子点を一致させ，出力位置の整合を図るためである．

4.3.2 解析パラメータ

再現解析に用いた主なパラメータを表 4.1 に示す．再現解析はプレロード載荷直前，すなわち自重圧密を終えた状態を初期条件として実施し，この段階で粘土は自重圧密により正規圧密状態にあると仮定した．

表 4.1 再現解析のパラメータ

実験ケース	基準間隙比 $e_{p=1}$ ^{注1)}	水中単位体積重量 γ' (kN/m ³)	圧縮指数 C_c ^{注2)}	膨張指数 C_s ^{注2)}	鉛直方向圧密係数 c_v (m ² /s) 載荷段階 除荷段階	水平方向圧密係数 c_h (m ² /s) 載荷段階 除荷段階
Case1: mVD90G50	1.723	7.11	0.28	0.0084	0 0	1.16×10 ⁻⁷ 1.16×10 ⁻⁶
Case2: mVD60G50	1.667	7.11	0.25	0.0064	0 0	1.85×10 ⁻⁷ 2.78×10 ⁻⁶
Case3: mND90G50	1.615	7.11	0.21	0.0094	3.70×10 ⁻⁷ 5.56×10 ⁻⁶	0 0
Case4: mND60G50	1.687	7.11	0.26	0.016	1.62×10 ⁻⁷ 4.63×10 ⁻⁶	0 0
Case5: kVD90G50	1.718	7.24	0.25	0.011	0 0	2.50×10 ⁻⁶ 6.94×10 ⁻⁶
Case6: kVD60G50	1.792	7.24	0.29	0.010	0 0	3.11×10 ⁻⁶ 4.67×10 ⁻⁵
Case7: kND90G50	1.682	7.24	0.22	0.015	1.68×10 ⁻⁶ 1.68×10 ⁻⁵	0 0
Case8: kND60G50	1.606	7.24	0.17	0.020	3.56×10 ⁻⁶ 1.16×10 ⁻⁵	0 0
Case9: kVD90G25	1.896	7.05	0.34	0.025	0 0	9.61×10 ⁻⁷ 9.61×10 ⁻⁶
Case10: kVD60G25	1.879	7.05	0.30	0.017	0 0	1.22×10 ⁻⁶ 1.22×10 ⁻⁵
Case11: kND90G25	2.103	7.05	0.44	0.026	1.96×10 ⁻⁶ 9.78×10 ⁻⁶	0 0
Case12: kND60G25	1.835	7.05	0.27	0.047	1.33×10 ⁻⁶ 3.99×10 ⁻⁵	0 0

注1) 基準間隙比 $e_{p=1}$ は、圧密応力1 kPaにおける初期間隙比 e_0 である。各深度の e_0 は、 $e_0 = e_{p=1} - C_c \log_{10}(\sigma'_0)$ から求められる。

注2) ひずみで定義された自然対数軸における圧縮指数 λ_e と膨張指数 κ_e は、 $\lambda_e = 0.434 C_c (1+e_0)^{-1}$ 、 $\kappa_e = 0.434 C_s (1+e_0)^{-1}$ から求められる。

水中単位体積重量 γ' は、粘土層全体の初期間隙比 e_0 の平均値 $\bar{e}_0$ と土粒子密度 ρ_s に基づき、

$$\gamma' = \frac{\rho_s - 1}{1 + e_0} g \quad (4.3)$$

で算定した。さらに初期有効応力 σ'_0 は、 γ' とプレロード载荷前に作用させた初期上載圧 p_{ini} に基づき、

$$\sigma'_0(z) = \gamma' z + p_{ini} \quad (4.4)$$

として与えた。

初期間隙比 $e_0(z)$ は正規圧密線に基づき、

$$e_0(z) = e_{p=1} - C_c \log_{10}(\sigma'_0(z)) \quad (4.5)$$

で算定する。ここに、基準間隙比 $e_{p=1}$ は圧密応力 1 kPa における間隙比、 C_c は圧縮指数である。 $e_{p=1}$ は、遠心模型実験で得られた自重圧密後の平均間隙比分布を概ね再現するように設定し、その設定手順を図 4.2 及び図 4.3 に示す。

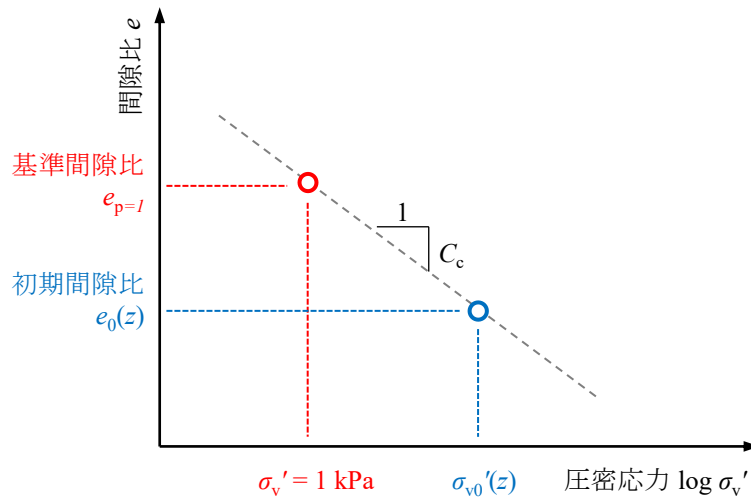
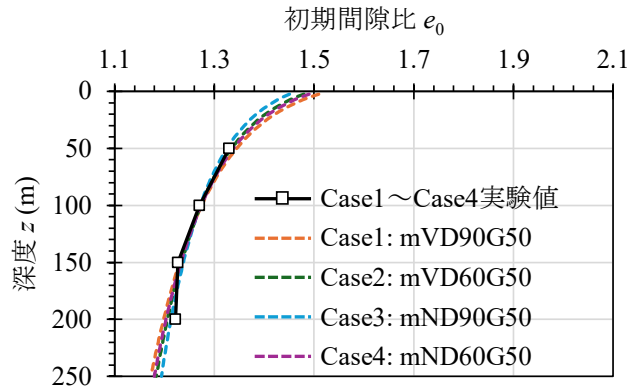
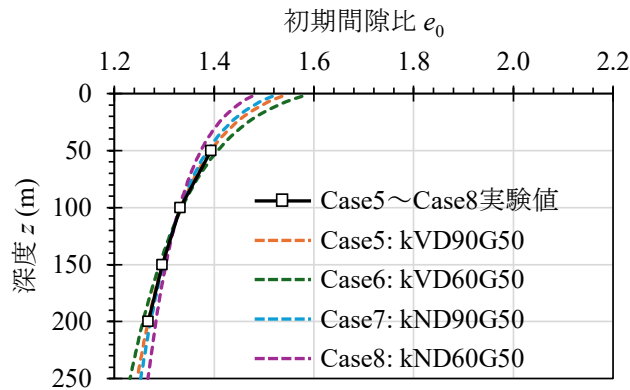


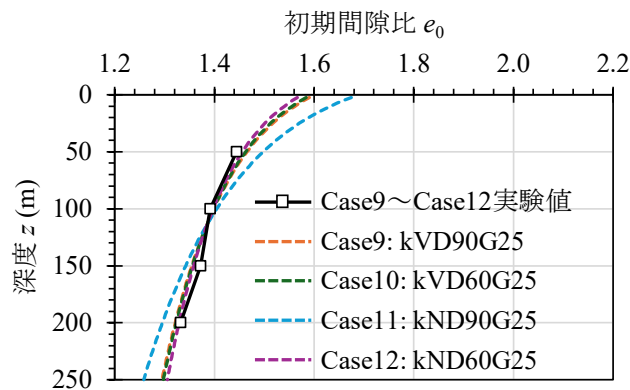
図 4.2 初期間隙比の設定方法



(a) Case1～Case4 (混合粘土, 50g)



(b) Case5～Case8 (NSFカオリン, 50g)



(c) Case9～Case12 (NSFカオリン, 25g)

図 4.3 初期間隙比の深度分布

圧密に関する土質定数 (C_c , C_s , c_v , c_h) は、変位及び過剰間隙水圧の時刻歴との整合が得られるようにフィッティングにより同定した。排水条件は 4.3.1 に示したとおりであり、VD ケースでは $c_v = 0$ 、ND ケースでは $c_h = 0$ として実験条件との対応を図った。

なお、一次圧密に関する時間相似則は、4.2 節で述べたとおり圧密係数に N^2 を取り込むことで考慮している。したがって、表 4.1 に示す圧密係数の取り扱い（表記値と解析入力値の関係）は、本文中の相似則の定義に従う。

アイソタックパラメータについては、提案法の一般性を保つ観点からケース毎にフィッティン

グするのではなく，Watabe and Leroueil による標準値

$$\frac{\sigma'^{PL}}{\sigma'^{p0}} = 0.7, c_1 = 0.935, c_2 = 0.111$$

を全ケース共通で採用した．ここに， σ'^{p0} はひずみ速度 $1.0 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ （段階载荷圧密試験における24時間後のひずみ速度）における圧密降伏応力， σ'^{PL} は限界圧縮曲線上（ひずみ速度が無限小）の圧密降伏応力を意味する．この設定により，限界圧縮曲線と応力経路との相対関係が粘塑性ひずみの発現・進行を支配するというアイソタックモデルの特徴が保たれるよう配慮した．

以下に，再現解析で同定したパラメータの妥当性と，ケース間で見られたばらつきの要因について検討する．

(1) 圧縮指数 C_c ・膨潤指数 C_s

再現解析で得られた圧縮指数 C_c 及び膨潤指数 C_s を材料別に整理すると，混合粘土（Case1～Case4）では $C_c = 0.21 \sim 0.28$ ， $C_s = 0.0064 \sim 0.016$ ，NSF カオリン（Case5～Case12）では $C_c = 0.17 \sim 0.44$ ， $C_s = 0.010 \sim 0.047$ の範囲となる．これらは要素試験から得られた値（混合粘土： $C_c = 0.42$ ， $C_s = 0.071$ ，NSF カオリン： $C_c = 0.33$ ， $C_s = 0.042$ ）と比較すると小さめであり，ケース間のばらつきも認められる．

この要因として，遠心模型実験では要素試験に比して供試体スケールが大きく，層内の不均一性や境界条件の影響が避け難いこと，また本解析では変位・間隙水圧の時刻歴の全体的な整合を優先して C_c ， C_s を調整しているため，局所的な不均一性や拘束条件の影響が見かけ上これらのパラメータに吸収される可能性があることが挙げられる．したがって，本研究の同定値が要素試験結果より小さめとなり，かつケース間差を有する点は，模型実験スケールの再現解析という条件を踏まえれば，合理的な範囲にあると考えられる．

(2) 圧密係数 c_v ・ c_h

再現解析において，除荷段階で同定された圧密係数は，载荷段階の圧密係数と比較して概ね2.8～30倍程度大きい値となった．圧密係数は Terzaghi の圧密理論によれば，

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (4.6)$$

で与えられる．ここに， k は透水係数， m_v は体積圧縮係数， γ_w は水の単位体積重量である．体積圧縮係数 m_v は e - $\log \sigma'$ 関係の勾配に比例し，圧縮指数及び膨潤指数を用いると，载荷側及び除荷側について，

$$m_{v,load} \propto \frac{C_c}{\sigma'(1+e_0)} \quad (4.7)$$

$$m_{v,unload} \propto \frac{C_s}{\sigma'(1+e_0)} \quad (4.8)$$

と表される（添字 load は载荷側，unload は除荷側を表す）．一般に $C_s < C_c$ であることから，透水

係数 k が荷重・除荷で大きく変化しないと仮定すれば $m_{v,unload} < m_{v,load}$ となり、結果として

$$c_{v,unload} > c_{v,load} \quad (4.9)$$

が成り立つ。すなわち、過圧密状態では正規圧密状態に比べて見かけ上の圧密係数が大きくなる。ことが理論的にも説明できる。本解析で除荷段階の c_v （あるいは c_h ）を荷重段階に比べて相対的に大きく設定したことは、この関係と整合する。

先行研究として、中瀬ら³⁾は高島粘土及び本牧混合試料の圧密試験結果から、過圧密粘土の c_v は正規圧密粘土の c_v よりも約 4～20 倍程度大きいことを報告している。本研究で得られた除荷段階の圧密係数の増加倍率 (2.8～30 倍) は、この範囲と同程度のオーダーであり、遠心模型スケールで得られた同定値として大きく逸脱しているとは言にくい。

以上より、本章で同定した C_c , C_s , c_v , c_h は、要素試験値と比較した差やケース間ばらつきを含むものの、境界条件の理想化やスケール差を踏まえれば合理的な範囲にあると判断できる。また、本研究の主題である除荷後の時間依存挙動については、圧密係数が一次圧密の収束時期や弾性変形量に強く影響する一方、再圧縮が現れるか否かといった特徴は、限界圧縮曲線に対する応力状態の相対位置 (OCR と有効応力レベル) により支配的に決まるというアイソタック則の枠組みと整合的に整理できる。

4.3.3 解析ケース及び荷重履歴

解析ケースは遠心模型実験で実施した Case1～Case12 の全ケースを対象とした。解析における荷重履歴を図 4.4 に示す。解析開始時点は自重圧密終了後とし、解析開始とともにプレロード荷重 Δp ($= 50 \text{ kPa}$) を瞬時荷重した。その後、各ケースで設定した目標圧密度に到達した時点でプレロード荷重を瞬時除荷し、遠心模型実験の終了時間まで放置して、鉛直変位及び過剰間隙水圧の時刻歴を計算した。

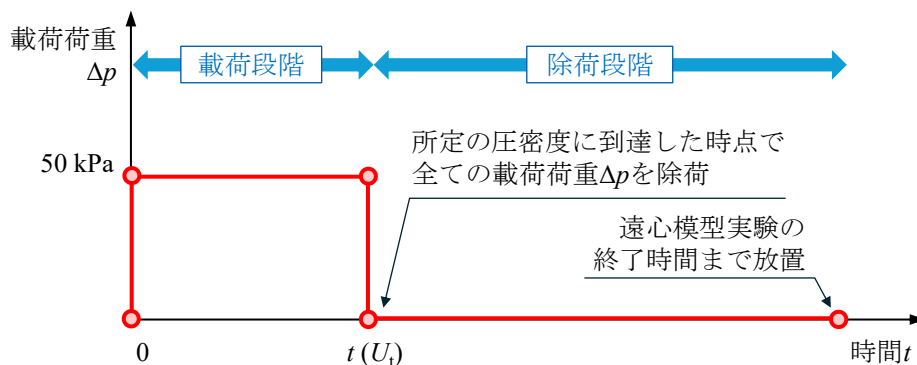
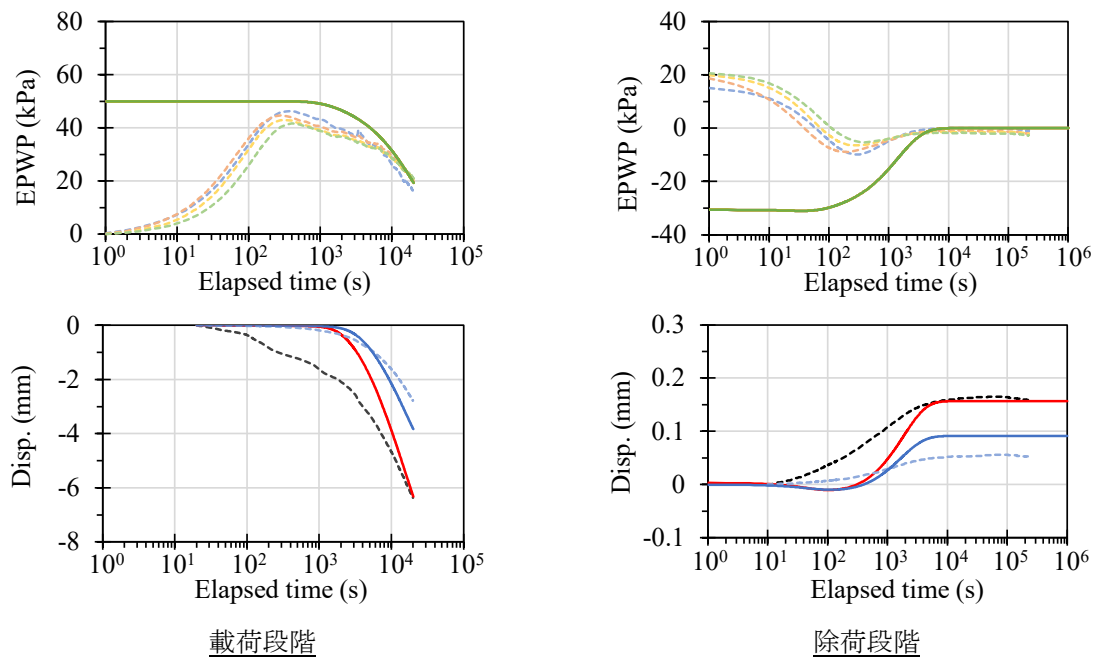
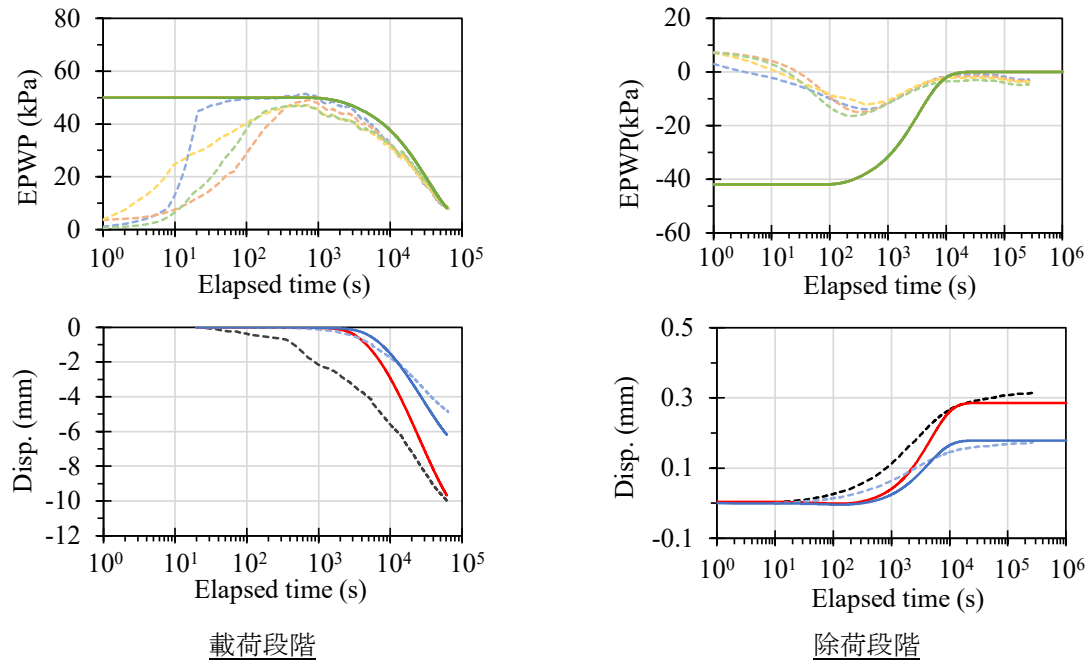


図 4.4 再現解析の荷重履歴

4.4 解析結果

4.4.1 載荷・除荷に伴う鉛直変位及び過剰間隙水圧の時刻歴

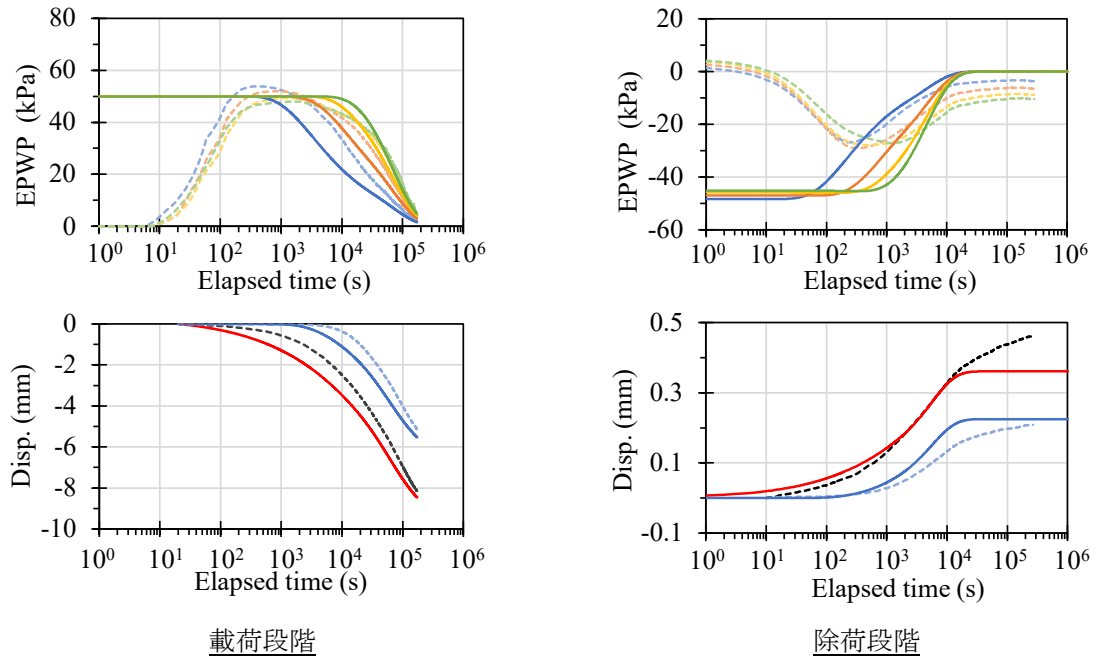
再現解析の結果と遠心模型実験の結果の比較を図 4.5 に示す．図 4.5 では，各ケースについて左列に載荷段階，右列に除荷段階の結果を配置し，横軸に経過時間，縦軸に過剰間隙水圧 EPWP（圧縮を正）及び鉛直変位 Disp.（膨張を正）を示した．過剰間隙水圧については深度 $z = 50, 100, 150, 200 \text{ mm}$ に設置した間隙水圧計の測定値と，同一深度に対応する解析結果を同一図上に重ねて示している．鉛直変位については，粘土表面及び $z = 50 \text{ mm}$ における変位を対象とし，実験値と解析値を重ねて比較した．



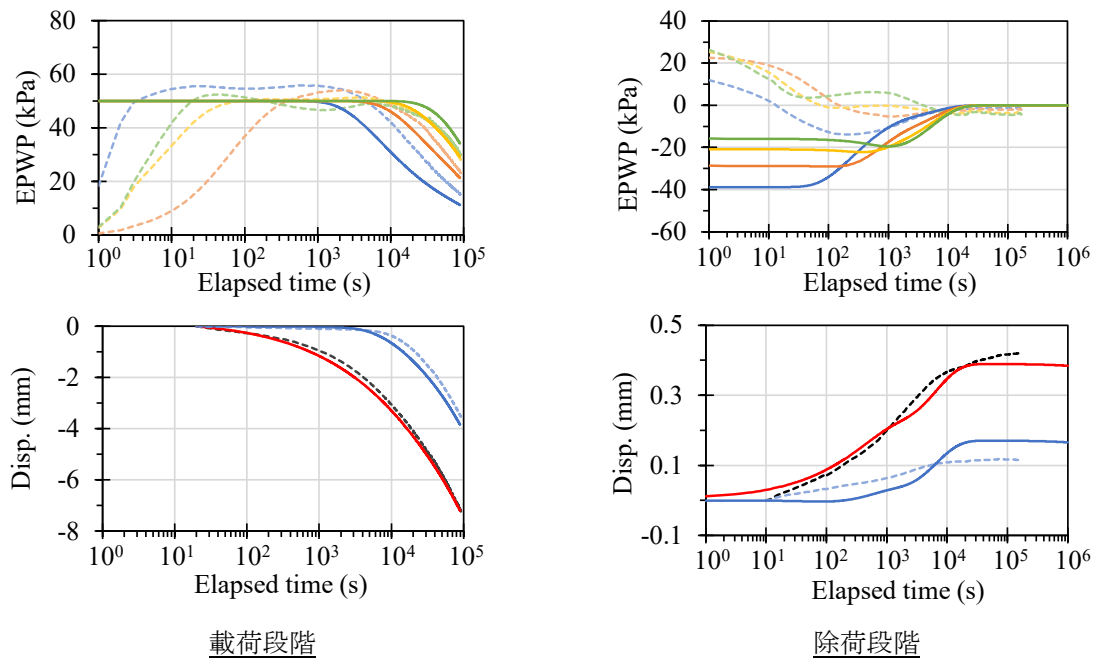
【凡例】 <u>EPWP</u> 過剰間隙水圧（圧縮が正）	【実験結果】	--- $z = 50$ mm	--- $z = 100$ mm	--- $z = 150$ mm	--- $z = 200$ mm
		— $z = 50$ mm	— $z = 100$ mm	— $z = 150$ mm	— $z = 200$ mm
<u>Disp.</u> 鉛直変位（膨張が正）	【実験結果】	--- 粘土表面	--- $z = 50$ mm		
		— 粘土表面	— $z = 50$ mm		

・各図の左列は載荷段階、右列は除荷段階を示す。経過時間は各段階開始時からの時間である。

図 4.5 実験結果と再現解析の比較



(c) Case3:mND90G50

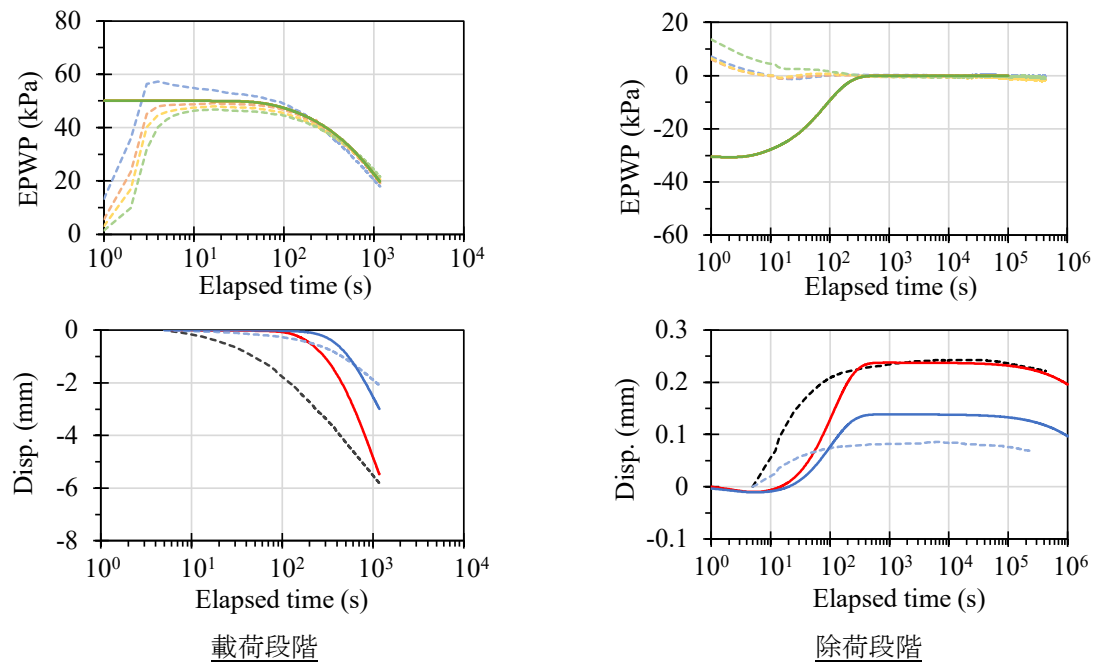
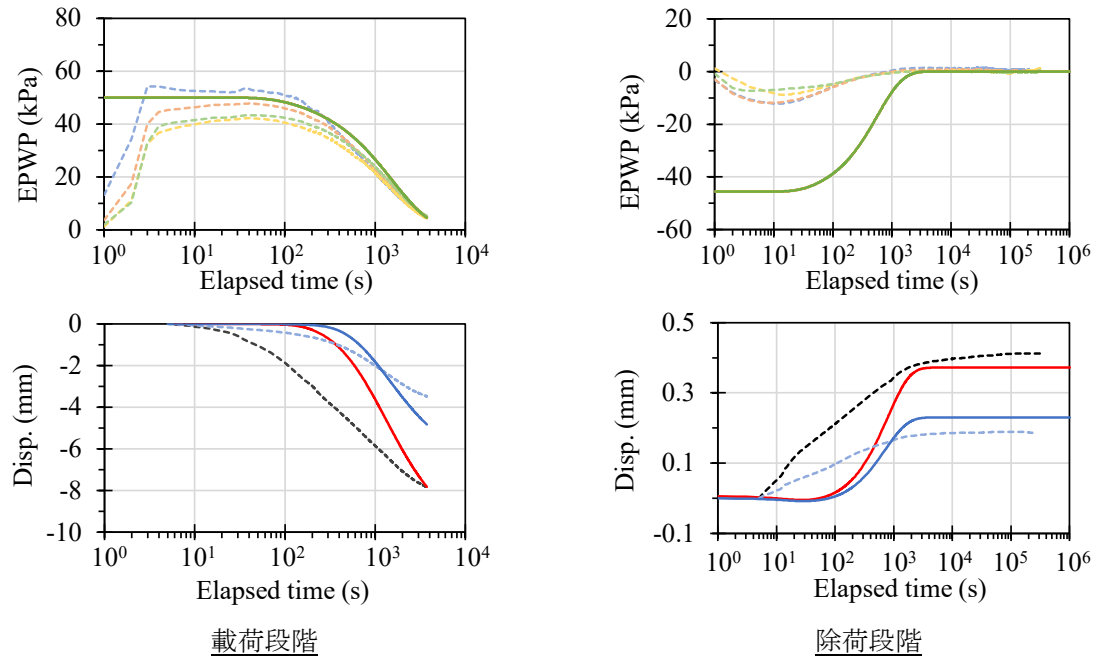


(d) Case4:mND60G50

【凡例】 EPWP 過剰間隙水圧（圧縮が正）	【実験結果】				【解析結果】			
	z = 50 mm	z = 100 mm	z = 150 mm	z = 200 mm	z = 50 mm	z = 100 mm	z = 150 mm	z = 200 mm
Disp. 鉛直変位（膨張が正）	【実験結果】				【解析結果】			
	粘土表面	z = 50 mm			粘土表面	z = 50 mm		

・各図の左列は载荷段階，右列は除荷段階を示す．経過時間は各段階開始時からの時間である．

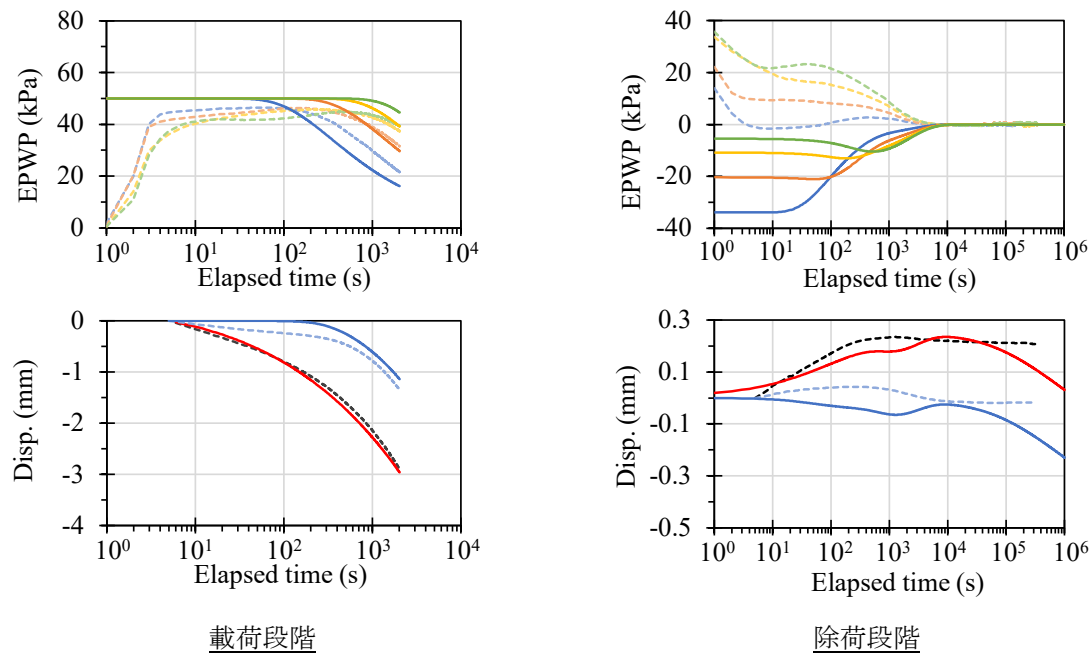
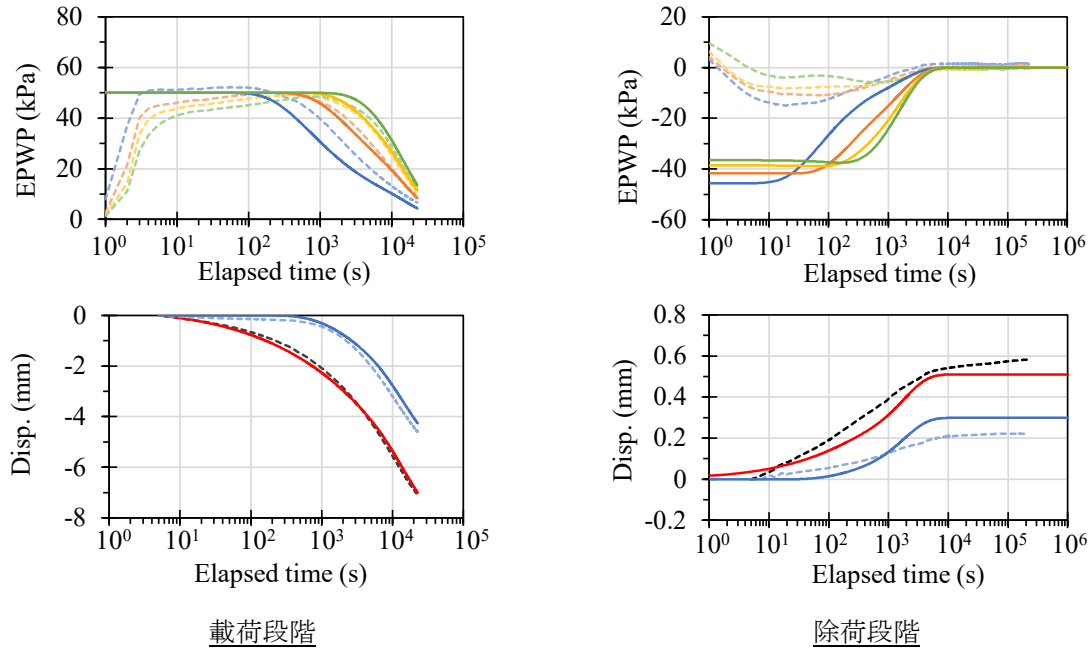
図 4.5 実験結果と再現解析の比較（続き）



【凡例】 EPWP 過剰間隙水圧（圧縮が正）	【実験結果】			
	z = 50 mm	z = 100 mm	z = 150 mm	z = 200 mm
Disp. 鉛直変位（膨張が正）	【解析結果】			
	z = 50 mm	z = 100 mm	z = 150 mm	z = 200 mm
	【実験結果】			
	粘土表面	z = 50 mm		
	【解析結果】			
	粘土表面	z = 50 mm		

・各図の左列は荷重段階，右列は除荷段階を示す。経過時間は各段階開始時からの時間である。

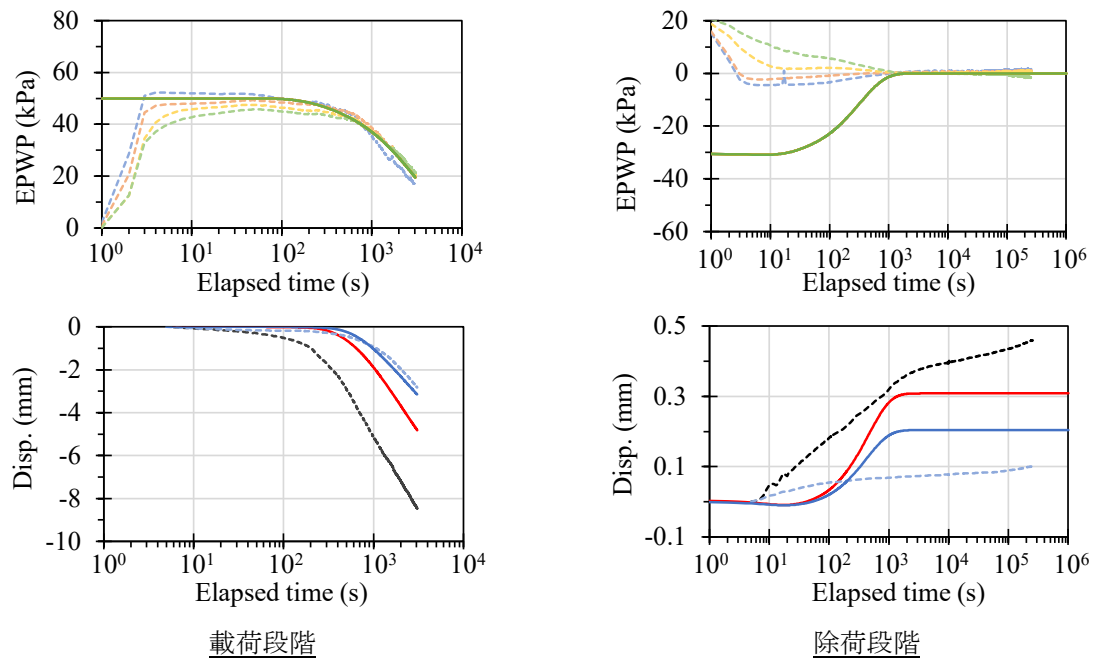
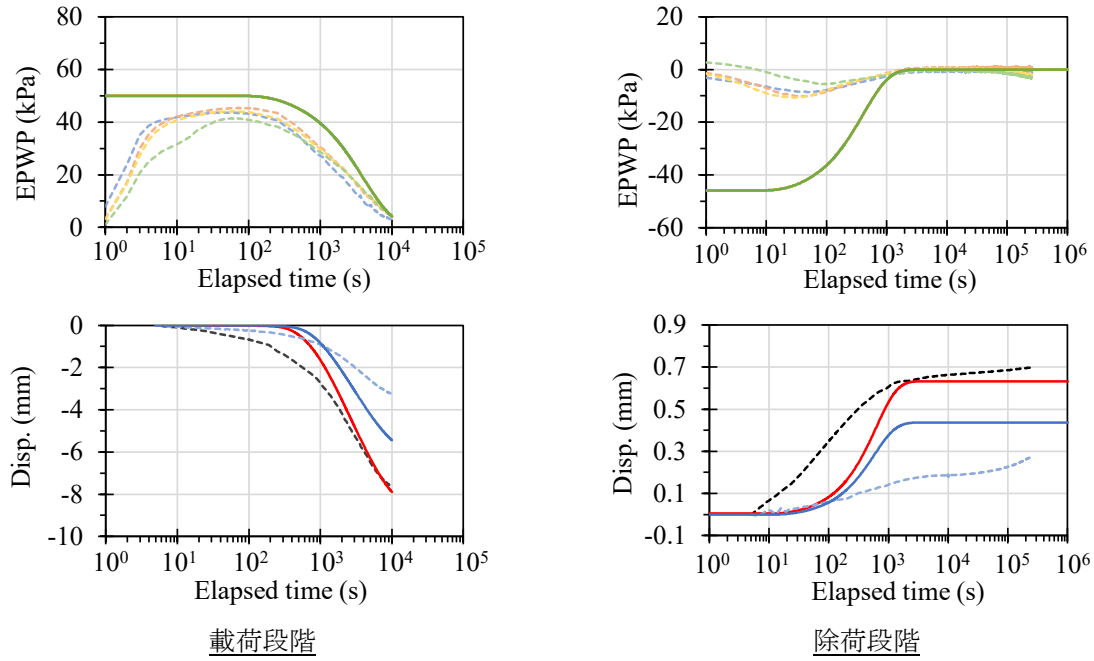
図 4.5 実験結果と再現解析の比較（続き）



【凡例】	EPWP		【実験結果】				【解析結果】			
	過剰間隙水圧 (圧縮が正)		z = 50 mm		z = 100 mm		z = 150 mm		z = 200 mm	
Disp.	鉛直変位 (膨張が正)		粘土表面		z = 50 mm		z = 50 mm		z = 50 mm	
			粘土表面		z = 50 mm		z = 50 mm		z = 50 mm	

・各図の左列は載荷段階，右列は除荷段階を示す。経過時間は各段階開始時からの時間である。

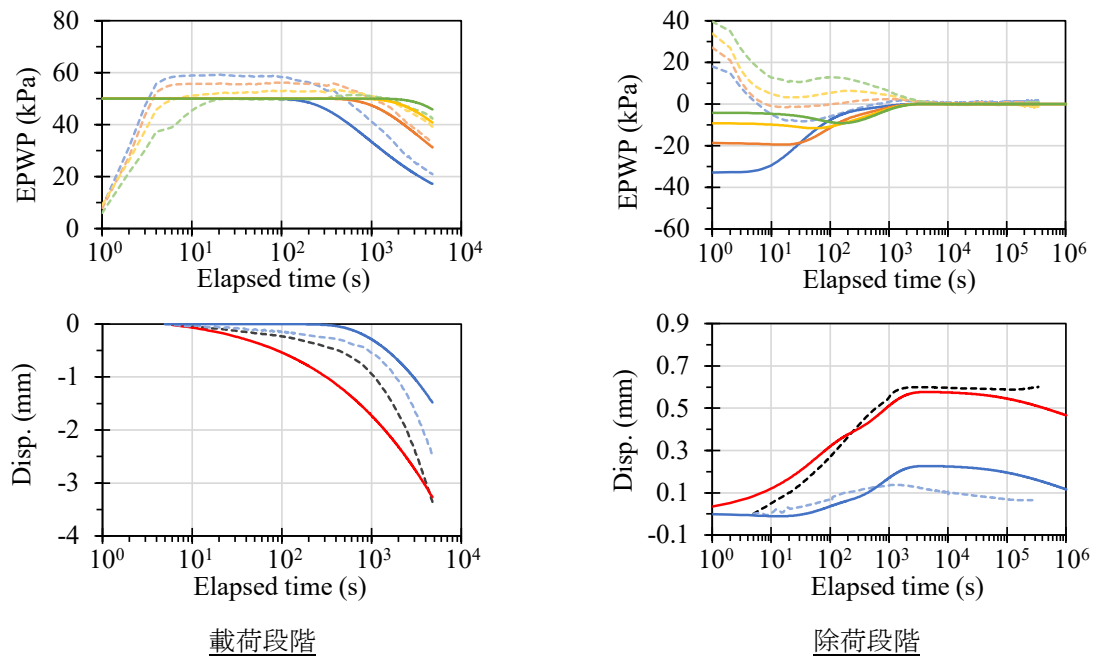
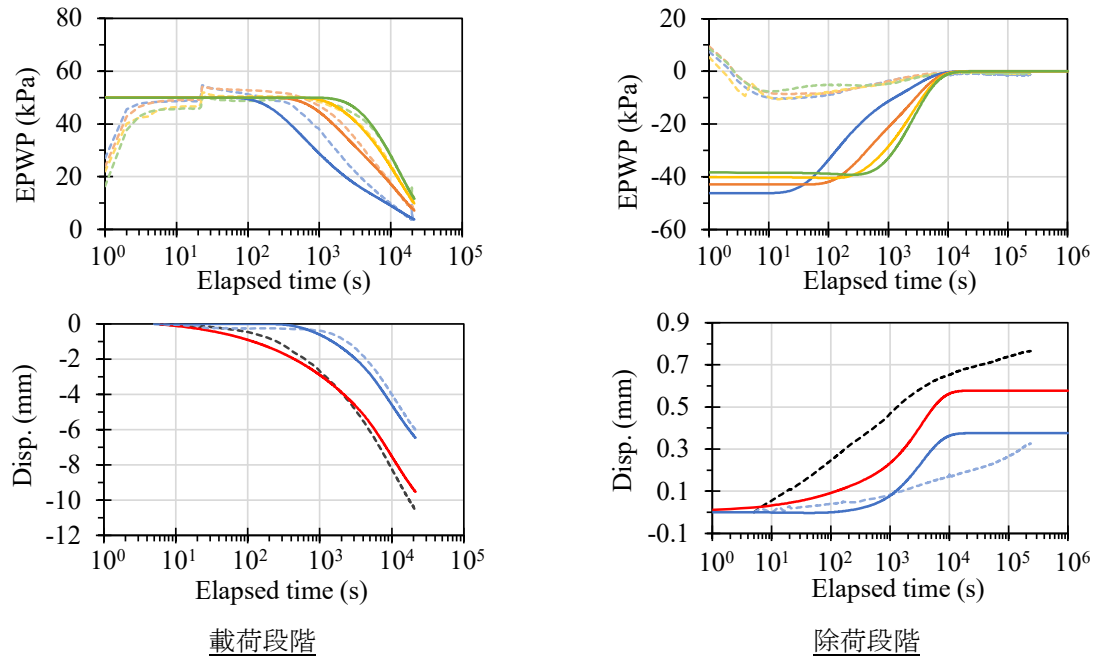
図 4.5 実験結果と再現解析の比較 (続き)



【凡例】 EPWP 過剰間隙水圧（圧縮が正） Disp. 鉛直変位（膨張が正）	{ 【実験結果】 【解析結果】 【実験結果】 【解析結果】 	--- $z = 50$ mm	--- $z = 100$ mm	--- $z = 150$ mm	--- $z = 200$ mm
		--- 粘土表面	--- $z = 50$ mm	--- $z = 150$ mm	--- $z = 200$ mm

・各図の左列は载荷段階，右列は除荷段階を示す．経過時間は各段階開始時からの時間である．

図 4.5 実験結果と再現解析の比較（続き）



【凡例】 EPWP 過剰間隙水圧（圧縮が正）	【実験結果】				【解析結果】			
	z = 50 mm	z = 100 mm	z = 150 mm	z = 200 mm	z = 50 mm	z = 100 mm	z = 150 mm	z = 200 mm
Disp. 鉛直変位（膨張が正）	【実験結果】				【解析結果】			
	粘土表面	z = 50 mm			粘土表面	z = 50 mm		

・各図の左列は載荷段階，右列は除荷段階を示す．経過時間は各段階開始時からの時間である．

図 4.5 実験結果と再現解析の比較（続き）

まず、バーチカルドレーン改良ケース (VD ケース: Case1, Case2, Case5, Case6, Case9, Case10) に着目すると、解析における過剰間隙水圧の時刻歴は、全深度でほぼ同一となり、図中では 1 本の曲線として重なって表示される。これは、解析条件として鉛直方向圧密係数 $c_v = 0$ を与え、鉛直方向の排水を抑制して半径方向の排水によって間隙水圧が消散するように設定したためである。初期応力状態及び境界条件を深度方向に一樣とした結果、解析上は全深度で同一の圧密過程（排水過程）をたどることになり、このような時刻歴が得られた。一方、実験では深度による過剰間隙水圧の差がわずかに認められるものの、VD 条件では深さによる差が比較的小さい傾向が確認されており、解析はその傾向を概ね捉えている。

载荷段階については、フィッティングにより同定した圧密係数及び圧縮・膨潤特性により、EPWP の立上りと消散、及び鉛直変位の沈下過程は多くのケースで概ね整合した。一方、除荷段階では、除荷直後に弾性的膨張が生じる点は全ケース共通であり、解析もこの即時的な膨張（リバウンド）を再現している。しかし、除荷後の長期挙動（EPWP が概ね 0 kPa に収束した後の変位増分）については、 U_t や自重応力条件に応じて実験と解析の一致度に差が生じた。

次に、除荷段階における鉛直変位の時間依存挙動に着目し、除荷時点の一次圧密度 U_t による差異を整理する。ここで、 $U_t = 60\%$ のケースは Case2 (mVD60G50), Case4 (mND60G50), Case6 (kVD60G50), Case8 (kND60G50), Case10 (kVD60G25), Case12 (kND60G25) であり、 $U_t = 90\%$ のケースは Case1 (mVD90G50), Case3 (mND90G50), Case5 (kVD90G50), Case7 (kND90G50), Case9 (kVD90G25), Case11 (kND90G25) である。

(1) $U_t = 60\%$ ケースの挙動 (Case2, 4, 6, 8, 10, 12)

$U_t = 60\%$ のケースでは、除荷直後に弾性的な膨張が生じ、過剰間隙水圧は一時的に負圧側へ移行した後、時間とともに 0 kPa へ収束するという共通の応答が確認できる。そのうえで、鉛直変位の長時間側の挙動にはケース間差が見られる。

特に Case6 (kVD60G50), Case8 (kND60G50), Case12 (kND60G25) では、除荷直後の膨張に続き、ある時刻以降に変位が沈下側へ転じる（あるいは膨張が頭打ちとなった後に沈下側へ戻る）挙動が確認され、実験で観測された特徴的な「膨張後の再沈下（再圧縮）」の傾向を、解析も定性的に捉えている。一方で Case2 (mVD60G50), Case4 (mND60G50), Case10 (kVD60G25) では、除荷後の変位が膨張方向に進行したのち、長時間側では概ね頭打ちとなる傾向が強く、明確な再沈下が現れない（あるいは極めて小さい）結果となっている。すなわち $U_t = 60\%$ 条件であっても、再沈下の出現は一樣ではなく、排水条件や応力レベル等の組合せに依存して現れ方が異なる。

(2) $U_t = 90\%$ ケースの挙動 (Case1, 3, 5, 7, 9, 11)

$U_t = 90\%$ のケースでは、実験において除荷後の膨張が長時間にわたり継続する傾向が、Case1 (mVD90G50), Case3 (mND90G50), Case5 (kVD90G50), Case7 (kND90G50) に加え、25g 条件の Case9 (kVD90G25), Case11 (kND90G25) でも顕著に確認される。これに対し再現解析では、除荷直後の弾性膨張は表現されるものの、過剰間隙水圧が 0 kPa 近傍へ収束した後の長時間側において、変位の増分が早期に小さくなり、実験で見られる膨張の継続性を十分には再現できないケースが多い。特に 25g 条件の Case9, Case11 では、実験の膨張増分が大きいのに対し、解析は頭打ちが早く、差が相対的に大きい。

以上より，提案法は，載荷段階の沈下と過剰間隙水圧の消散過程，ならびに除荷直後の弾性膨張と負圧の発生といった基本的応答を概ね再現する一方，除荷後の長時間側に現れる変位（再沈下または膨張継続）については，Case6・Case8・Case12のように「膨張後に沈下側へ移行する」挙動を捉えられるケースがある反面，Case1・Case3・Case5・Case7・Case9・Case11のように「膨張が継続する」挙動の再現には差が残ることが確認された．

4.4.2 全ひずみ～有効応力関係の整理

本節では、遠心模型実験結果に対して整理した全ひずみ～有効応力関係（3.3.4 節）と同様の形式で、再現解析結果を整理する。本整理の目的は、載荷～除荷過程における全ひずみと有効応力の対応関係を示し、解析で得られる応力状態が限界圧縮曲線と比較してどの位置関係にあるかを明確化することである。実験と同様、解析結果についても弾性成分と粘塑性成分を厳密に分離した観測量として扱うことは本節の主眼ではないため、粘塑性ひずみではなく全ひずみにより整理した。このとき、全ひずみで整理した限界圧縮曲線の勾配は λ_e となる（粘塑性ひずみで整理する場合の $\lambda_e - \kappa_e$ とは異なる）。

全ひずみ ε は、解析で得られた鉛直変位（沈下）を模型地盤の初期層厚で除すことにより算定した。有効応力 σ'_v は、解析で得られる過剰間隙水圧から換算した。換算にあたっては、実験結果との比較可能性を確保するため、3.3.4 節と同様に「粘土層中央の初期有効応力」を代表値として用い、そこに載荷荷重を加え、平均過剰間隙水圧を差し引くことで σ'_v を算定した。解析では深度ごとの応力・ひずみ場を得られるため、層別のひずみ～有効応力関係を整理することも可能である。しかし、本節では実験整理（3.3.4 節）との直接比較を目的として、同一の代表値定義（全ひずみ＝地表面沈下／初期層厚、有効応力＝粘土層中央の代表有効応力－平均過剰間隙水圧）に基づき整理した。

以上の手順により整理した全ひずみ～有効応力関係を図 4.6 に示す。

図 4.6 より、載荷段階では有効応力の増加に伴って全ひずみが増加し、除荷段階では除荷直後に有効応力が低下して応力状態が左方向へ移動した後、負の過剰間隙水圧の消散に伴って有効応力が回復することで応力状態が再び右方向へ戻る、という基本的な応力経路が確認できる。また、除荷後に最終的に到達する応力点（除荷段階終盤の位置）はケースにより異なり、限界圧縮曲線に対する相対位置（近傍に位置するか、左側へ離れるか）が変化する。この相対位置の違いは、4.4.1 節で示した除荷後の長時間側の変位挙動（再圧縮が現れる／膨張が継続する）の違いを整理する上で重要であり、次節の考察（4.5）において、限界圧縮曲線に対する応力状態の観点から詳述する。

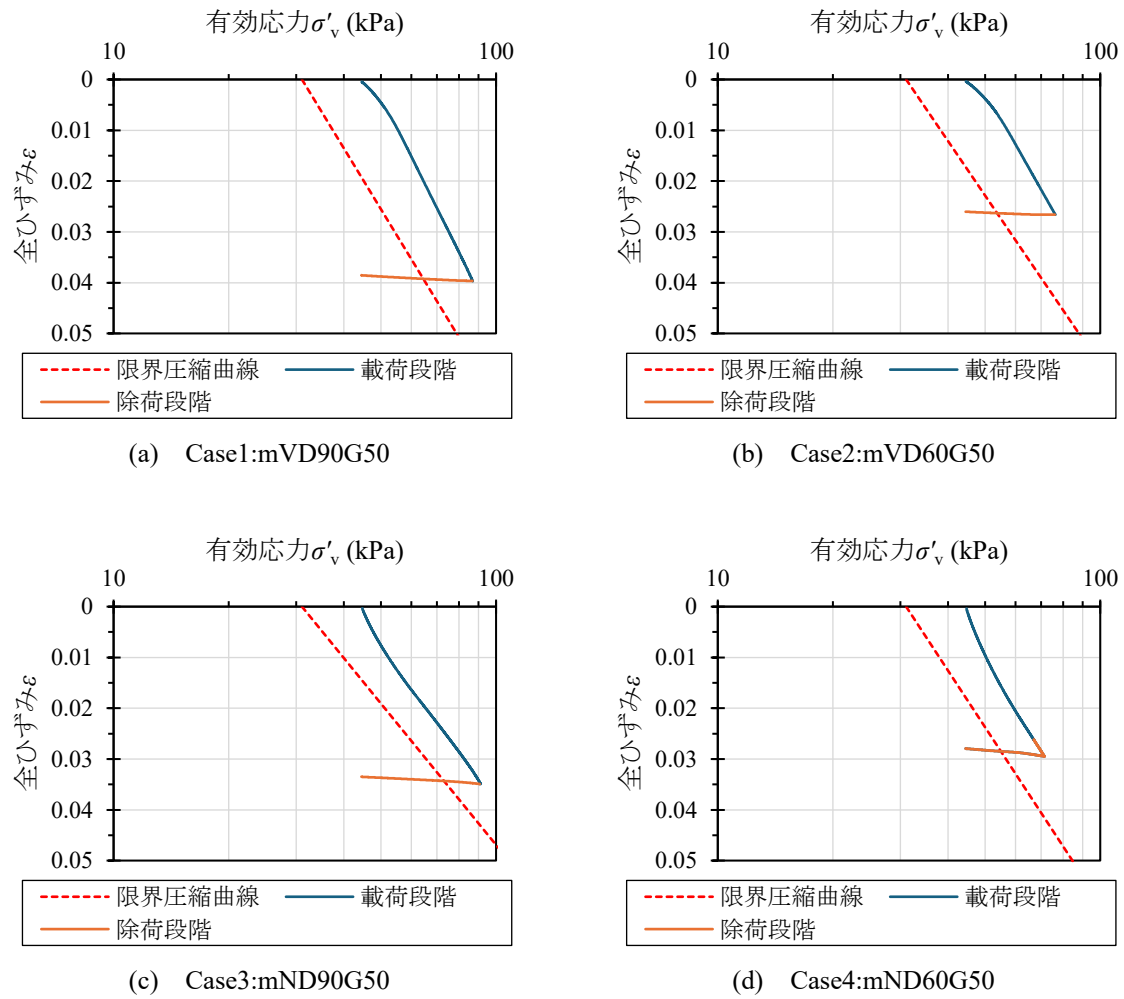


図 4.6 全ひずみ～有効応力関係（再現解析）

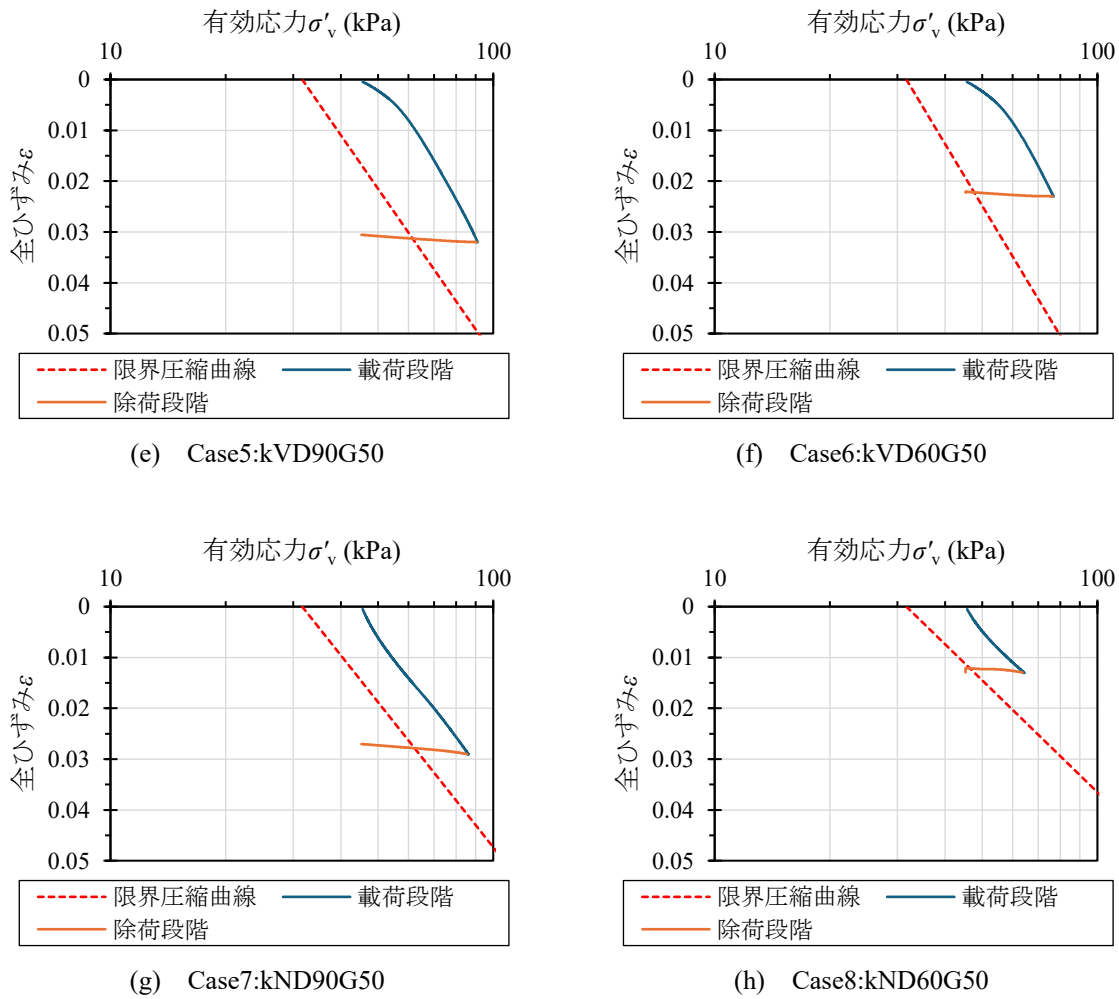


図 4.6 全ひずみ～有効応力関係（再現解析）（続き）

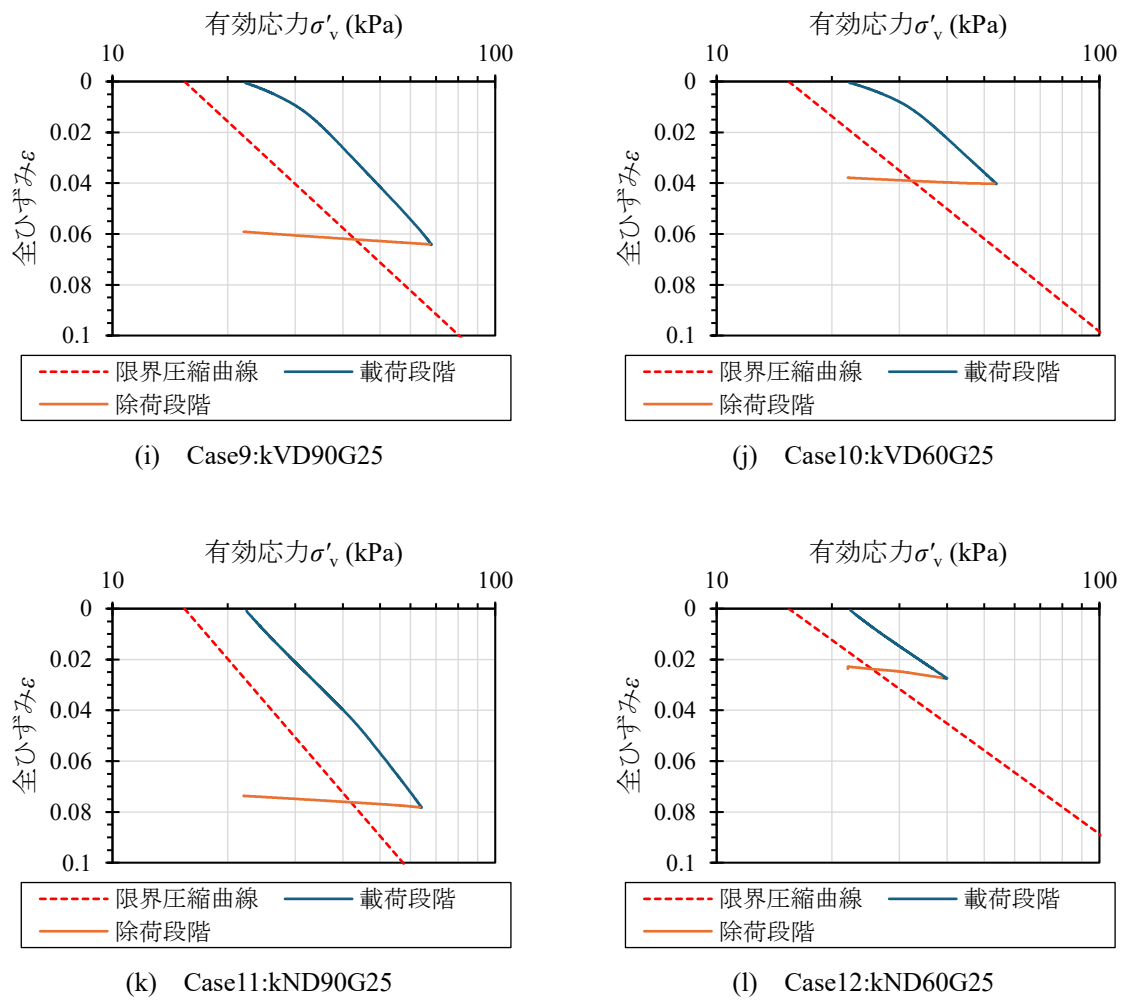


図 4.6 全ひずみ～有効応力関係（再現解析）（続き）

4.5 考察

4.5.1 再圧縮挙動の発現メカニズム

4.4 に示した再現解析結果より、提案法は、(1) 荷重段階の沈下と EPWP の発生・消散過程、(2) 除荷直後の弾性膨張と負の EPWP の発生という基本応答を概ね再現できる。

また、 $U_t=60\%$ 群のうち一部のケース（例：Case6, Case8, Case12）で観測された「膨張後の再沈下（再圧縮）」も定性的に捉えた。一方、 $U_t=90\%$ 群では、実験で見られた時間依存膨張が長時間側まで継続する挙動に対し、解析は EPWP 消散後に変位が頭打ちとなりやすく、膨張増分を十分に再現できない場合が多い。

なお、除荷後の応力点が限界圧縮曲線近傍に位置するか、あるいは左側へ移行するかは、図 4.6 に示した全ひずみ～有効応力関係に明瞭に表れている。以下では、図 4.6 の応力点の位置関係も参照しながら、再圧縮挙動の発現条件を整理する。

以下では、この差異を、除荷後の応力点の位置（限界圧縮曲線の近傍／左側）と、第 2 章で導入した簡略化（左側では粘塑性ひずみ速度を 0 とみなす）に基づいて説明する。

前節の比較結果から、除荷後の長時間挙動がケースにより異なる要因について検討する。第 3 章で示した概念図（図 3.11）及び第 2 章の枠組みに基づけば、除荷後の時間依存挙動は、「除荷後に最終的に落ち着く有効応力状態が、限界圧縮曲線近傍に位置するか、あるいは限界圧縮曲線の左側の領域（大きな過圧密状態）に位置するか」に強く依存すると解釈できる。

まず、除荷後に再沈下が比較的明瞭に現れた $U_t=60\%$ 群の Case6 (kVD60G50), Case8 (kND60G50), Case12 (kND60G25) では、除荷時点で未消散の過剰間隙水圧が一定量残存しているため、除荷直後の有効応力は低い状態に置かれる。その後、除荷後に過剰間隙水圧が消散していく過程で有効応力が回復し、応力点が限界圧縮曲線近傍へ近づく（あるいは近傍で推移する）ことで、粘塑性ひずみの再進行が生じやすくなり、結果として「膨張後の再沈下」が出現したものと整理できる。再現解析は、このように除荷後の排水に伴って有効応力が回復する過程を圧密方程式で追跡しつつ、限界圧縮曲線近傍で粘塑性ひずみ速度が増大するというアイソタック則の性質を通じて、再沈下の出現を定性的に表現している。

一方、膨張が長時間継続する傾向が顕著な Case1, Case3, Case5, Case7, Case9, Case11（いずれも $U_t=90\%$ ）では、除荷時点までに一次圧密が概ね進行しており、除荷後に落ち着く応力状態は限界圧縮曲線の左側へ移行しやすい。第 2 章で導入した簡略化（限界圧縮曲線の左側の領域では粘塑性ひずみ速度を 0 とみなす取り扱い）により、解析では過剰間隙水圧が消散した後の変位増分が小さくなりやすく、実験で観測された「膨張の継続」を再現できない。すなわち、 $U_t=90\%$ 群で差が大きい主因は、除荷後に限界圧縮曲線の左側の領域で生じる時間依存的な膨張（粘性膨張）を、本研究のモデル化では対象外としている点にあると考えられる。

以上をまとめると、本研究の提案法は、「除荷後に応力点が限界圧縮曲線近傍へ近づく（または近傍で推移する）ケース」に対しては、再沈下の出現を含む時間依存挙動を表現し得る一方、「除荷後に限界圧縮曲線の左側の領域（大きな過圧密状態）で時間依存膨張が継続するケース」については、長時間側の変位を過小評価しやすいという適用上の制約を有する。

4.5.2 排水条件・自重応力と二次圧密量の関係

ここでは、排水条件 (VD/ND) および応力レベル (25g/50g) の違いが、「EPWP 消散の時刻」と「消散後の長時間側変位 (再沈下／膨張継続)」に与える影響を整理する。結論として、排水条件は主として EPWP 消散の時間スケールを支配し、消散後の変位方向は U_t と応力レベルの組合せによって規定されることを示す。

排水条件の影響をみるため、 U_t と材料・遠心加速度を揃えた組合せで VD/ND を比較する。具体的には、混合粘土 50g では Case1 (VD) –Case3 (ND), Case2 (VD) –Case4 (ND), NSF カオリン 50g では Case5 (VD) –Case7 (ND), Case6 (VD) –Case8 (ND), NSF カオリン 25g では Case9 (VD) –Case11 (ND), Case10 (VD) –Case12 (ND) が比較対となる。

これらの比較から、VD 条件では EPWP の消散が早期に進む一方、EPWP が 0 kPa 近傍に達した後の変位の時間依存挙動 (再沈下の出現や膨張継続) が、必ずしも排水条件のみで一意に規定されるわけではないことが分かる。例えば $U_t=60\%$ の NSF カオリン 50g 条件では、Case6 (VD) に比べ Case8 (ND) のほうが除荷後の変位の反転 (再沈下) が明瞭であり、また 25g 条件でも Case12 (ND) では再沈下が現れる一方、Case10 (VD) ではその出現が明瞭ではない。

したがって、排水条件は主として「過剰間隙水圧の消散 (一次圧密の収束時期)」に強く影響する一方、除荷後の長時間側の変位方向 (再沈下か膨張継続か) やその出現の仕方は、 U_t や応力レベル (25g/50g) との組合せを通じて決まると整理できる。

4.5.3 提案した沈下評価法との対応と設計上の留意点

第2章では、載荷過程で整理されたアイソタック則に基づくモデルを除荷・再載荷過程にも適用できるよう拡張し、除荷後の応力状態が限界圧縮曲線の左側に移行した場合には粘塑性ひずみ速度を 0 とみなす簡潔な取り扱いを導入した。この簡略化により、除荷後に応力点が再び限界圧縮曲線近傍へ近づくケース (本研究では Case6, Case8, Case12 が代表例) では、弾性膨張から時間依存的な再沈下へ移行する挙動を同一枠組みで追跡できる。一方で、 $U_t=90\%$ 群 (Case1, Case3, Case5, Case7, Case9, Case11) のように、除荷後に限界圧縮曲線の左側の領域 (大きな過圧密状態) で時間依存膨張が継続する挙動については、本モデルでは対象外となるため、長時間側の膨張を再現しにくい。

ただし、沈下量評価の観点からは、時間依存膨張を表現しないことにより、除荷後の変位を「頭打ち」として扱う結果になり得るため、沈下の上乗せ量を評価する目的に対しては保守的 (沈下を過大に見積もる側) となる場合がある。反対に、膨張量そのものの評価が設計上重要となる状況では、本手法の適用にあたり別途の検討が必要である。

以上より、本研究の提案法は、除荷後に再沈下が生じ得る応力状態を含む範囲において、長期圧密挙動を設計レベルで一貫して評価するための実用的な枠組みを与える一方、除荷後の時間依存膨張の評価は適用範囲外であることを明確に認識したうえで用いる必要がある。

4.6 まとめ

本章では、第3章で示したプレロード工を模擬した遠心模型実験（Case1～Case12）を対象として、アイソタック則に基づく提案解析法の再現解析を実施し、その適用性と限界を検討した。一次圧密（排水支配）の時間スケールが遠心加速度倍率 N の二乗に比例する一方、土骨格の粘性に起因する時間依存変形は遠心加速度に依存せず実時間と 1:1 で対応するという相似則を踏まえ、圧密係数 c_v , c_h を N^2 倍した実物（プロトタイプ）スケールでの解析を行い、得られた時間・変位を相似則に基づき模型スケールへ整理する方法を採用した。軸対称条件のもとで VD/ND 両ケースを統一的に扱い、Watabe and Leroueil が提唱する標準的なアイソタックパラメータを全ケース共通で用いることにより、プレロード載荷から除荷後の長期挙動までを同一モデルで評価した。

再現解析の結果、載荷段階の沈下及び過剰間隙水圧の消散過程は、材料・排水条件・遠心加速度の違いを含めて概ね再現され、除荷直後の弾性膨張と負の過剰間隙水圧の発生という基本的応答も表現できることを確認した。除荷後の長時間挙動に関しては、 $U_t=60\%$ ケース（Case2, Case4, Case6, Case8, Case10, Case12）のうち、特に Case6（kVD60G50）、Case8（kND60G50）、Case12（kND60G25）において、除荷直後の膨張に続いて時間依存的な再沈下が現れる挙動が観測され、提案法はその出現を定性的に捉えた。一方、 $U_t=90\%$ ケース（Case1, Case3, Case5, Case7, Case9, Case11）では、実験で観測された膨張の継続性に対し、解析では過剰間隙水圧が消散した後の変位が頭打ちになりやすく、長時間側の膨張増分を十分に再現できないケースが多かった。

この差異は、第2章で導入した簡略化（限界圧縮曲線の左側の領域では粘塑性ひずみ速度を 0 とみなす取り扱い）により、除荷後に限界圧縮曲線の左側の領域（大きな過圧密状態）で生じる時間依存膨張をモデルが対象外としている点に起因している。したがって、提案法は、除荷後に応力点が限界圧縮曲線近傍へ近づく（または近傍で推移する）条件を含む範囲において、除荷後の再沈下を含む長期圧密挙動を連続的に評価し得る一方、除荷後に時間依存膨張が支配的となる条件については適用上の制約を有する。大除荷に伴う粘性膨張を含む挙動の定量再現は今後の課題である。

以上より、本章の再現解析は、提案法の適用性ととも、除荷後の時間依存膨張に対する適用限界を明確化した。

参考文献

- 1) Garnier, J., Gaudin, C., Springman, S.M., Culligan, P.J., Goodings, D., Konig, D., Kutter, B., Phillips, R., Randolph, M.F., Thorel, L.: Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol. 7(3), pp. 1-23, 2007.
- 2) Watabe, Y. and Leroueil, S.: Modeling and Implementation of the Isotache Concept for Long-Term Consolidation Behavior, *International Journal of Geomechanics*, Vol. 15, Issue 5, A4014006, 2012.
- 3) 中瀬明男, 小林正樹, 兼近明男: 過圧密粘土の圧密特性, 港湾空港技術研究所報告, 第12巻, 第1号, pp. 123-139, 1973.

第5章 提案法の挙動特性と長期沈下評価への適用性

5.1 概要

第2章では、アイソタック則に基づく粘塑性構成モデルと鉛直排水を考慮した中空円筒型の圧密方程式を組み合わせることにより、除荷及び再載荷を含む荷重履歴下における長期圧密挙動を、一貫した枠組みで解析できる数値解析手法（以下、提案法）を示した。また、第3章及び第4章では、遠心模型実験及びその再現解析を通じて、プレロード撤去後に生じる再圧縮挙動の特徴を明らかにするとともに、提案法が実験挙動を定性的に再現可能であること、ならびに適用上の限界を整理した。

本章では、これらの検討を踏まえ、提案法が示す長期沈下挙動の特性を一般的な条件下で体系的に整理し、長期沈下評価への適用性を明確にすることを目的とする。ここで扱う解析は、特定の施工事例の再現を目的とするものではなく、理想化した粘土地盤を対象として、提案法の挙動がどのような条件に支配されるかを把握するための基礎的検討とする。

本章は大きく二つの節から構成される。5.2節では、地盤条件及び応力レベルが長期沈下挙動に及ぼす影響を整理する。層厚、初期上載圧、排水条件（ND/VD）を変化させ、EOP以降に進行する時間依存変形が長期沈下全体に占める割合を指標化して比較することで、条件に応じた長期沈下の挙動特性を整理する。

5.3では、長期沈下評価への適用性を念頭に置き、荷重履歴を考慮した長期残留沈下の整理を行う。プレロード工の荷重履歴を一般化した指標を導入し、EOP以降に追加的に生じる沈下を実務上扱いやすい量として、残留ひずみで整理する。これにより、慣用的な一次圧密沈下評価に対して、EOP以降の残留沈下をどの程度上乘せすべきかを図表として提示する。

以上により、本章は、提案法の挙動特性を「割合」と「増分」という二つの観点から整理するとともに、長期沈下評価への具体的な活用方法を示す章として位置づける。

5.2 地盤条件及び応力レベルが長期沈下挙動に及ぼす影響

本節では、地盤条件及び応力レベルが長期沈下挙動に及ぼす影響を整理する。具体的には、層厚 H 、初期上載圧 p_{ini} 、及び排水条件 (ND/VD) といった基本条件が、長期沈下に占める EOP 以降の時間依存変形（クリープ沈下）の割合及びその見え方にどのように影響するかを検討する。特に、本研究の提案法は仮説 B（一次圧密中も粘性変形が同時進行する考え方）に基づく枠組みであるが、条件によっては「一次圧密終了後に二次圧密が発現する」という仮説 A に近い見かけの挙動として整理され得る点に着目し、その背景を考察する。

5.2.1 解析条件

(1) 検討ケース

検討ケースを表 5.1 に示す。本検討では、(i)排水条件 (ND/VD)、(ii)初期上載圧 p_{ini} 、(iii)層厚 H の3項目を主要因として設定した。排水条件については、長期沈下評価の多くが EOP 以降を対象とする一方で、EOP に至る過程で形成される応力・ひずみ履歴や空間分布は排水様式に依存し得ることから、提案法の挙動特性を整理する目的で ND と VD の双方を扱う。初期上載圧は、地表付近を想定した $p_{ini} = 10 \text{ kPa}$ と、深部で土被りが大きい条件を模擬した $p_{ini} = 500 \text{ kPa}$ の2条件とした。層厚は、薄層から厚層までの代表値として $H = 1 \text{ m}, 10 \text{ m}, 100 \text{ m}$ を設定した。

表 5.1 検討ケース

項目	検討ケース
1) 排水条件	(a) ND(未改良, 上面排水) (b) VD(バーチカルドレーン)
2) 初期上載圧 p_{ini}	(a) 10 kPa (b) 500 kPa
3) 層厚 H	(a) 1 m (b) 10 m (c) 100 m

(2) モデル地盤とパラメータ

図 5.1 に地盤モデル、表 5.2 に共通パラメータを示す。

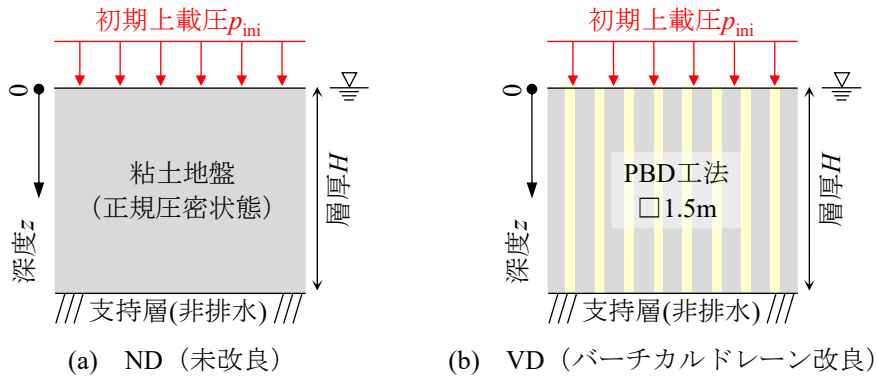


図 5.1 検討モデル

表 5.2 各ケースにおける共通パラメータ

項目	単位	値
バーチカルドレーンの打設間隔 d	m	1.50
バーチカルドレーンの直径 d_w	m	0.050
水中単位体積重量 γ'	kN/m ³	5.0
圧縮指数 C_c ^{注)}		1.0
膨張指数 C_s ^{注)}		0.10
アイソタックパラメータ $\sigma'^{pL}/\sigma'^{p0}$		0.7
アイソタックパラメータ c_1		0.935
アイソタックパラメータ c_2		0.111

^{注)} ひずみで定義された自然対数軸における λ_e , κ_e は,

$$\lambda_e = 0.434C_c/(1+e_0), \kappa_e = 0.434C_s/(1+e_0)より算定$$

原地盤は、単一の正規圧密状態の粘土層によって構成される地盤である。バーチカルドレーン工法を適用するケースは、PBD 工法（Plastic Board Drain 工法）を念頭に、地盤工学会発刊の書籍¹⁾を参考に一般的な打設間隔 $d = 1.5$ m と、換算に用いる際の直径 $d_w = 0.050$ m を設定した。粘土地盤の水中単位体積重量 γ' は、小川・松本²⁾を参考に港湾沿岸部に分布する粘土地盤を想定して $\gamma' = 5$ kN/m³ とした。圧縮指数 C_c も小川・松本を参考に、含水比 $w = 80\%$ 程度の港湾粘性土の標準的な値として $C_c = 1.0$ を設定した。膨張指数 C_s については、 $C_s/C_c = 0.1 \sim 0.2$ であることが多いことを踏まえ、本検討では $C_s = 0.10$ ($C_s/C_c = 0.1$) と設定した。アイソタックパラメータについては、Watabe and Leroueil が提案する標準値³⁾を用いた。

排水条件の違いによる圧密係数 c_v , c_h の設定を表 5.3 に示す。本節の VD 条件は、バーチカルドレーン改良地盤の排水を「放射排水支配」として抽出する理想化モデルであり、実地盤の VD 改良において鉛直排水が同時に生じ得ることを否定するものではない。本節では排水機構の差を明確化する目的から、ND を「鉛直排水支配 ($c_h = 0$)」、VD を「放射排水支配 ($c_v = 0$)」として切り分けた（表 5.3）。本研究で採用した支配方程式は c_v と c_h を同時に含むため、 $c_v > 0, c_h > 0$ を与えることで鉛直・放射排水を同時に考慮した解析も可能である。実務条件に近いモデル地盤解析（第

6章) では、鉛直・放射排水を同時に考慮する設定として $c_h = c_v$ を与えている。

なお、 $H = 1\text{ m}$ の VD は感度確認として設定した条件であり、実務では一般的ではないため、結果の解釈では主として $H = 10\text{ m}$ 及び 100 m を中心に議論する。

表 5.3 排水条件による圧密係数

排水条件	鉛直方向圧密係数 c_v	水平方向圧密係数 c_h
ND(未改良)	$9.3 \times 10^{-8}\text{ m}^2/\text{s}$ ($= 80\text{ cm}^2/\text{day}$)	0
VD(バーチカルドレーン改良)	0	$9.3 \times 10^{-8}\text{ m}^2/\text{s}$ ($= 80\text{ cm}^2/\text{day}$)

層厚ごとの初期有効応力 σ'_{v0} 及び初期間隙比 e_0 の深度分布を図 5.2 に示す。初期有効応力 σ'_{v0} は $\sigma'_{v0} = p_{ini} + \gamma'z$ から算定した。各深度の初期間隙比 e_0 は、圧密応力 100 kPa における間隙比を $e = 2.2$ とし、これを基準として圧縮指数 C_c と初期有効応力 σ'_{v0} から算定した。

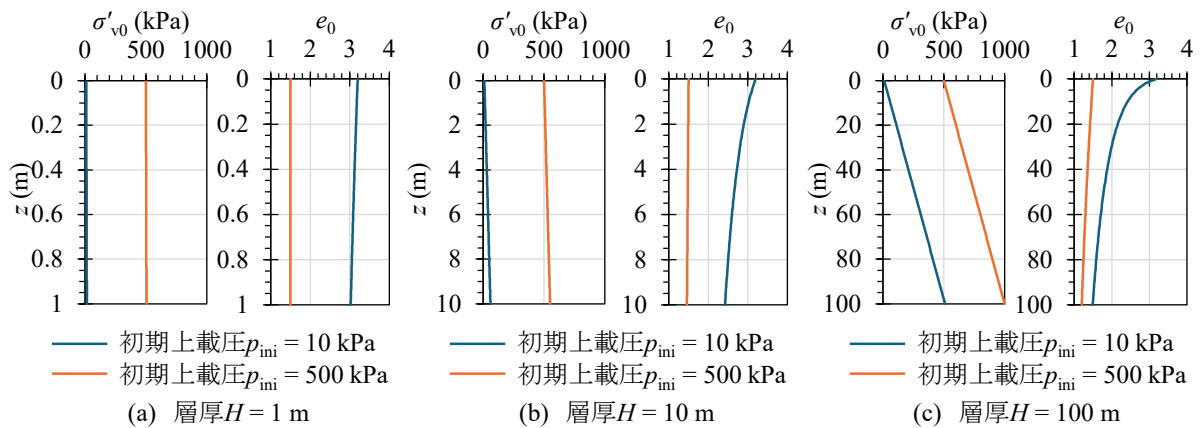


図 5.2 初期有効応力及び初期間隙比の深度分布

(3) 荷重履歴

本検討における荷重履歴を図 5.3 に示す。

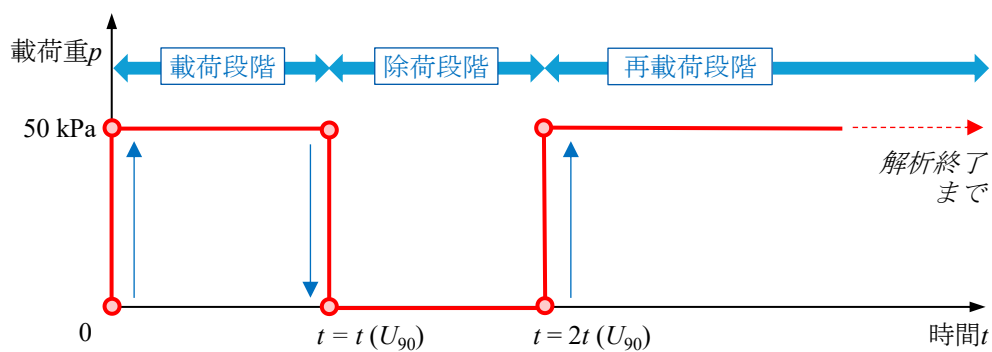


図 5.3 荷重履歴

本解析では、プレロードとして載荷荷重 $\Delta p = 50\text{ kPa}$ を与え、平均圧密度 U が 90%に到達した

時点で載荷荷重を全て除去するものとした．ここで， U は過剰間隙水圧より算定した平均圧密度である． $U = 90\%$ に到達した時刻を $t = t(U_{90})$ とし，除荷後，同一時間 $t(U_{90})$ が経過した時点 ($t = 2t(U_{90})$) で再載荷を行った．

また，再載荷後に過剰間隙水圧の全層平均値 u_{ave} の絶対値が 1 kPa 以下 ($|u_{ave}| \leq 1 \text{ kPa}$) に到達した時点を一圧密終了 (EOP: End of Primary consolidation) と定義し，以降の変形を EOP 以降の時間依存変形として整理する．この定義は，Mesri and Choi⁴⁾を参考に設定したものである． u_{ave} は過剰間隙水圧 $u(z, r, t)$ より次式で算定する．

$$u_{ave}(t) = \frac{1}{\pi(r_e^2 - r_w^2)H} \int_0^H \int_{r_w}^{r_e} u(z, r, t) 2\pi r dr dz \quad (5.1)$$

ここに， H は層厚， r_e は等価有効半径， r_w はドレーンの半径である．これより，平均圧密度 U は，下式で算定する．

$$U(t) = 1 - \frac{u_{ave}(t)}{u_{ave}(t_0)} \quad (5.2)$$

ここに， $t = t_0$ はプレロード載荷直後であり， $u_{ave}(t_0)$ は初期平均過剰間隙水圧である．

解析は深度方向及び半径方向に 100 分割した差分格子を用いて実施した．解析時間の上限は，数値的にひずみ速度が十分小さい領域まで低下した際の挙動（限界圧縮曲線への漸近挙動）を確認する目的で $1 \times 10^{16} \text{ s}$ (約 3 億年) を与えた．これは超長期的なモデルの挙動を確認するために実施したものである．以下の整理では EOP を起点とする $\Delta t = 100$ 年など，実務上の時間スケールで結果を比較する．

5.2.2 解析結果

(1) 全ひずみ及び過剰間隙水圧時刻歴

図 5.4～図 5.7 に全ひずみ及び平均過剰間隙水圧 u_{ave} の時刻歴を示す．平均過剰間隙水圧 u_{ave} は各格子点で計算された過剰間隙水圧の面積平均である．

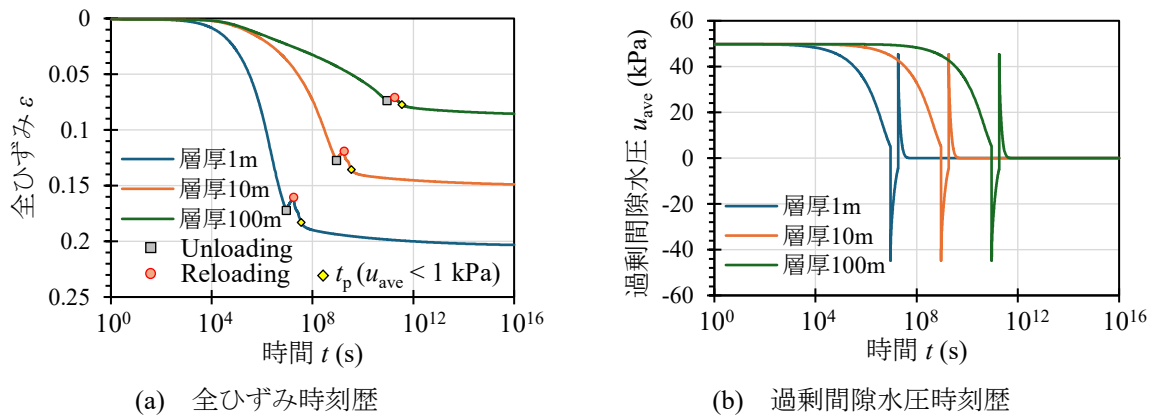


図 5.4 解析結果（排水条件 ND，初期上載圧 $p_{ini} = 10 \text{ kPa}$ ）

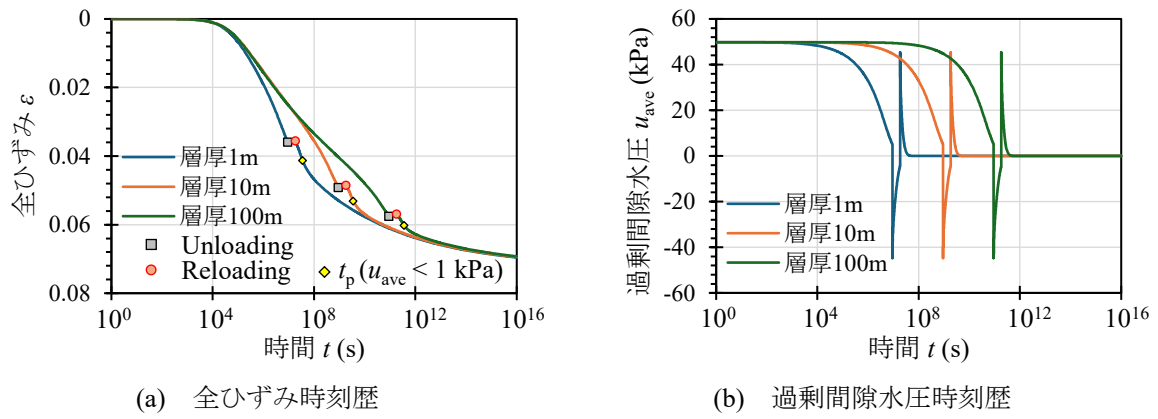


図 5.5 解析結果（排水条件 ND，初期上載圧 $p_{ini} = 500$ kPa）

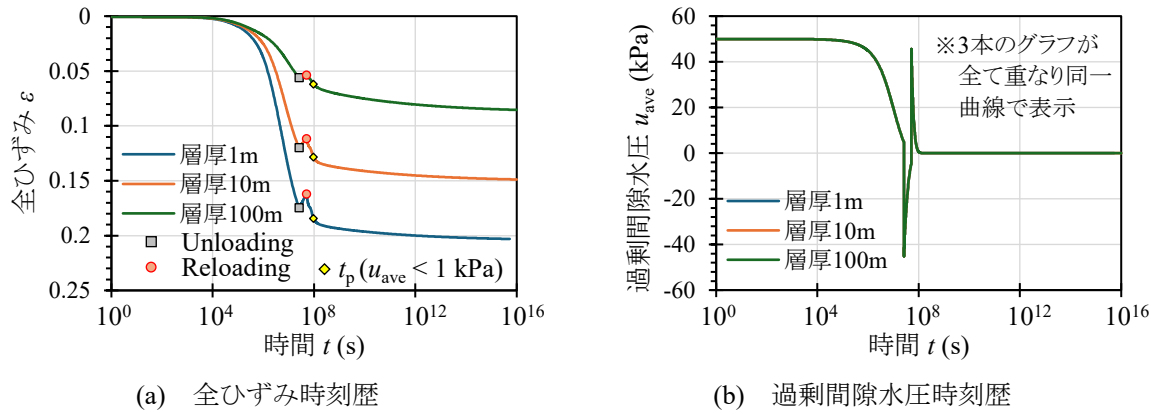


図 5.6 解析結果（排水条件 VD，初期上載圧 $p_{ini} = 10$ kPa）

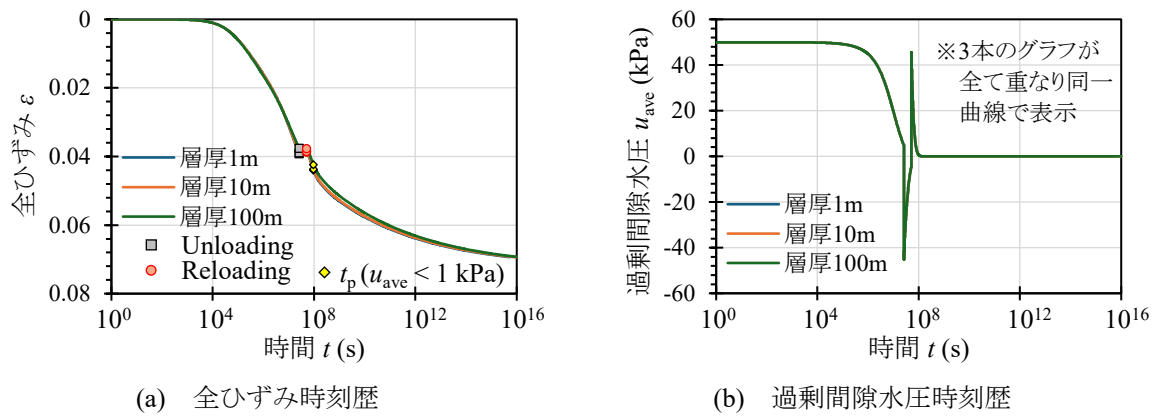


図 5.7 解析結果（排水条件 VD，初期上載圧 $p_{ini} = 500$ kPa）

一次圧密がほぼ終了した時刻 t_p を再載荷後に $|u_{ave}| \leq 1$ kPa に到達した時刻として定義し，この時刻を EOP とした．全ひずみ時刻歴の図中に t_p の時刻を示している．EOP 以降は，過剰間隙水圧の消散を伴わず，有効応力変化がほぼ生じない条件下でひずみが進行していることから，主として時間依存変形（粘性変形）に起因するものとみなせる．参考として，各ケースの t_p を表 5.4 にまとめる．VD 条件は半径方向排水のみで鉛直方向排水を伴わないため，層厚に関わらず排水時間は

同じである。

表 5.4 EOP 到達時刻 t_p

排水条件	層厚 H	EOP到達時刻 t_p
ND(未改良)	1 m	3.54×10^7 s
ND(未改良)	10 m	3.54×10^9 s
ND(未改良)	100 m	3.54×10^{11} s
VD(バーチカルドレーン改良)	全ての層厚	9.50×10^7 s

初期上載圧 $p_{ini} = 10$ kPa の ND 条件 (図 5.4) では、層厚が小さいほど載荷～除荷～再載荷に伴う全ひずみが大きく、EOP 以降の増分は相対的に小さい。一方、 $p_{ini} = 500$ kPa の ND ケース (図 5.5) では、EOP 以降もひずみが継続して増加し、EOP 以降の時間依存変形が無視できないことが確認できる。

(2) EOP 以降に発生するひずみ割合

次に、EOP 以降の時間依存変形が長期沈下全体に占める割合を把握するため、次式で定義される EOP 以降のひずみ割合 R_ε を導入する。

$$R_\varepsilon = \frac{\varepsilon(t) - \varepsilon_{EOP}}{\varepsilon(t)} \quad (5.3)$$

ε_{EOP} は EOP に到達した時間 t_p における全ひずみ、 $\varepsilon(t)$ は時刻 t における全ひずみであり、 R_ε は EOP 到達以降のひずみ割合と称する。

EOP 到達から 100 年後 ($t = t_p + 100$ year) における R_ε の一覧を図 5.8 に示す。本節で用いる $t = t_p + 100$ year は、「EOP を起点とする $\Delta t = 100$ 年」を意味し、載荷開始からの絶対経過時間が 100 年であることを意味しない。EOP 到達時刻 t_p は層厚や排水条件によって大きく変化し得るため、特に ND で厚い粘土地盤のように t_p 自体が極めて遅い条件では、本節の R_ε は「供用期間内の沈下割合」を直接表す指標ではなく、「EOP 完了後に残る時間依存変形の寄与度」を比較する指標として解釈できる。

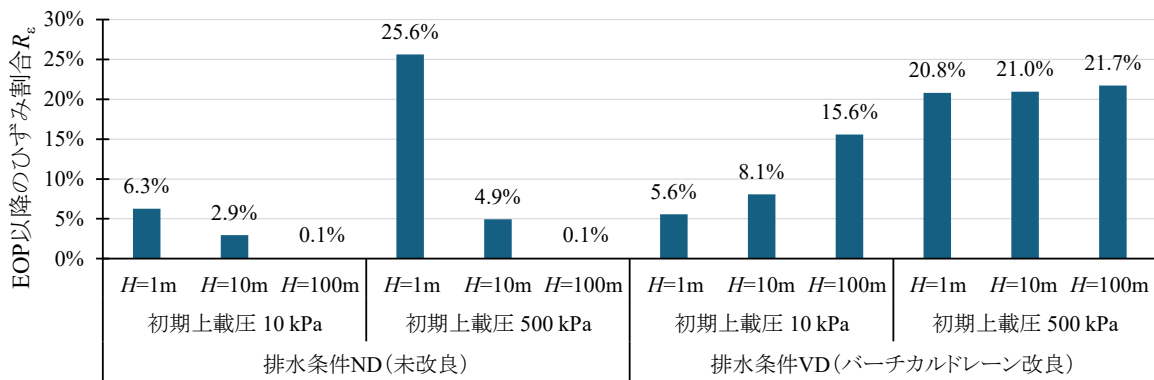


図 5.8 EOP 到達から 100 年後におけるひずみ割合 R_ε

図 5.8 より、ND では $p_{ini} = 10 \text{ kPa}$ の場合、 $H = 1 \text{ m}$ で $R_e = 6.3\%$ 、 $H = 10 \text{ m}$ で 2.9% 、 $H = 100 \text{ m}$ で 0.1% と、層厚が大きいほど EOP 以降のひずみ割合が小さくなる傾向を示す。また ND で $p_{ini} = 500 \text{ kPa}$ の場合、 $H = 1 \text{ m}$ で $R_e = 25.6\%$ 、 $H = 10 \text{ m}$ で 4.9% 、 $H = 100 \text{ m}$ で 0.1% となり、薄層では EOP 以降のひずみ割合が大きい一方、厚層では割合が極めて小さい。 $H = 100 \text{ m}$ のように層厚が大きい場合には、鉛直排水に支配される過剰間隙水圧の消散に長時間を要するため、EOP に到達する時点が著しく遅れる。この結果、EOP 到達以前の長い期間にわたって、一次圧密と同時進行する粘塑性ひずみが累積し、EOP 到達時点ですでにひずみの大部分が発生している。そのため、EOP 以降に新たに発生する残留ひずみは相対的に小さくなり、層厚が大きいほど R_e が小さく評価される。

一方、VD では R_e の層厚依存性が ND と異なる。 $p_{ini} = 10 \text{ kPa}$ の場合、 $R_e = 5.6\%$ ($H = 1 \text{ m}$)、 8.1% ($H = 10 \text{ m}$)、 15.6% ($H = 100 \text{ m}$) となり、層厚の増加に伴い EOP 以降のひずみ割合が増加する。さらに $p_{ini} = 500 \text{ kPa}$ の場合、 $R_e = 20.8\% \sim 21.7\%$ と層厚によらず概ね同程度であり、EOP 以降の時間依存変形が長期沈下に占める割合が一定程度残ることが分かる。

図 5.8 に示すように、本解析では概ね VD 条件の方が ND 条件よりも R_e が大きい傾向を示すが、 $H = 1 \text{ m}$ のケースに限っては ND 条件の方が大きな R_e を示している。この逆転は、排水距離の設定に起因するものである。本解析では、バーチカルドレーンの打設間隔を 1.5 m 、すなわち等価有効直径を $d_e = 1.70 \text{ m}$ として理想化している。一方、 $H = 1 \text{ m}$ の場合、ND 条件における片面排水の方が、VD 条件における放射排水よりも間隙水圧の消散は早くなる。その結果、VD 条件の方が ND 条件よりも過剰間隙水圧の消散に時間を要して EOP への到達が遅れるため、EOP 以前に蓄積されるひずみが相対的に大きくなり、 R_e が小さく評価された。なお、本結果は解析条件を統一するために理想化した条件設定に基づくものであり、実務において層厚 1 m 程度の粘土地盤に対してバーチカルドレーン工法を適用する事例は一般的ではない。したがって、図 5.8 の結果を解釈する際には、排水距離の相対関係が R_e に及ぼす影響に留意する必要がある。

5.2.3 考察

まず、全ひずみ時刻歴（図 5.4～図 5.7）に着目する。排水条件 ND で初期上載圧が小さい条件（ $p_{ini} = 10 \text{ kPa}$ 、図 5.4）では、層厚が小さいほど載荷～除荷～再載荷に伴う全ひずみが大きい一方、 t_p (EOP) 以降の増分は相対的に小さい。したがって、沈下曲線は EOP を境に勾配が小さくなるため、一見すると「一次圧密が卓越し、EOP 以降に二次圧密が付随する」という仮説 A に近い見え方となる。これに対し、初期上載圧が大きい条件（ $p_{ini} = 500 \text{ kPa}$ 、図 5.5）では、 t_p 以降もひずみが継続して増加し、EOP 以降の時間依存変形が無視できない。これは、一次圧密期間中から粘塑性ひずみが同時進行し、EOP 到達後も一定有効応力下で粘性変形が継続するという仮説 B の特徴が、結果として前面に現れたものと解釈できる。

初期有効応力レベルが小さい条件では、提案法（仮説 B）であっても、時刻歴上は仮説 A に近い挙動として観測され得る。これは、圧密初期において荷重増分の大部分を過剰間隙水圧が負担するため、有効応力 σ' の上昇が抑制され、粘塑性ひずみ速度（本提案モデルでは σ' に対して単調

増加する) が小さい状態が長く続くためである。すなわち、低応力条件ほど一次圧密の前半では粘塑性ひずみの寄与が目立ちにくく、排水の進行に伴って σ' が増加し始める一次圧密後半で粘塑性ひずみが集中して累積する。その結果、EOP 到達時点で全ひずみの大部分が既に発生しており、EOP 以降は σ' が最終値で一定となる一方で、その絶対値が高応力条件より小さいため粘塑性ひずみ速度も小さく、新たに生じるひずみが相対的に小さく評価される。以上より、初期応力が低い条件では「一次圧密が支配的で、EOP 以降の変形が小さい」という見かけ上の特徴が強調され、仮説 A のように見える挙動となり得る。

次に、排水条件 VD (図 5.6, 図 5.7) では、本節では排水条件の差を強調する目的から $c_v = 0$, $c_h > 0$ の理想化した設定を採用しているため、平均過剰間隙水圧 u_{ave} の消散挙動は層厚によらず同一となる (図 5.6, 図 5.7 で層厚ケースの曲線が重なる)。このため、ND のような「深度方向の排水遅れ」に起因する見かけ上の分離が生じにくく、EOP 以降の時間依存変形が長期沈下全体に占める割合を、応力レベルに応じてより直接的に比較できる条件となっている。

図 5.8 に示すひずみ割合 R_ε は、EOP 到達から 100 年後において、EOP 以降に追加的に生じたひずみが全ひずみに占める割合を表す指標である。ND では層厚が大きいほど R_ε が小さく、特に $H = 100 \text{ m}$ では $R_\varepsilon \approx 0.1\%$ と極めて小さい。これは、鉛直排水に支配される圧密過程が長期化して t_p が著しく遅れ、EOP 到達以前の長い期間にわたって粘塑性ひずみが蓄積するためである。一方、VD では t_p が層厚に依存しないため、 $p_{ini} = 10 \text{ kPa}$ の場合は層厚の増加に伴って R_ε が増加し、 $p_{ini} = 500 \text{ kPa}$ の場合は $R_\varepsilon \approx 20 \sim 22\%$ と、層厚によらず概ね一定となる。

5.3 荷重履歴を考慮した長期残留沈下の整理

5.3.1 解析条件

本節では、設計実務で参照しやすい形で「EOP以降に発生する残留沈下（残留ひずみ）」を整理することを目的として、プレロード工を模擬した荷重履歴を一般化し、パラメトリックスタディを実施する。なお、本節のVD条件も前節と同様に、排水機構の差を抽出する目的で放射排水支配（鉛直排水を考慮しない）として理想化した。

(1) 荷重履歴

図 5.9 にプレロード工の荷重履歴の例を示す。

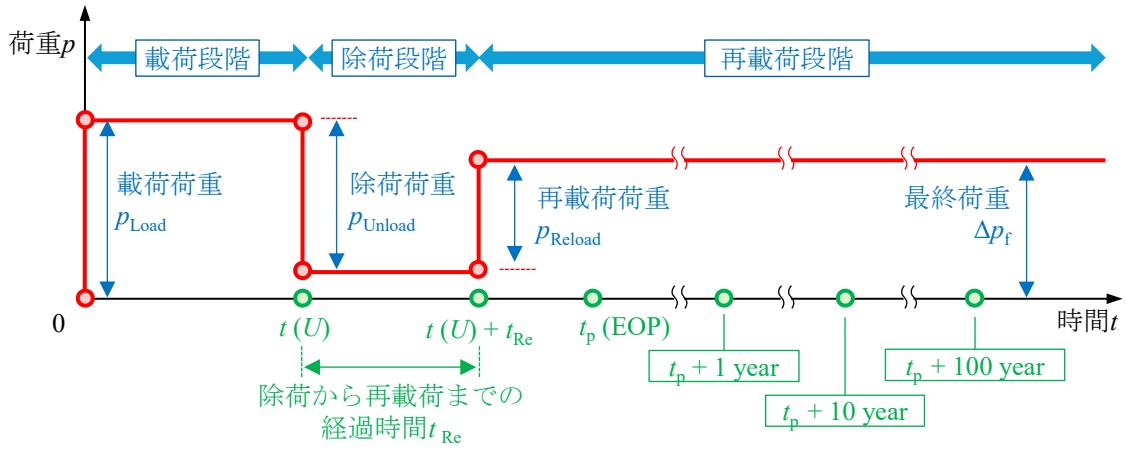


図 5.9 プレロード工の荷重履歴の例

図中の p_{Load} は載荷荷重、 p_{Unload} は除荷荷重、 p_{Reload} は再載荷荷重である。圧縮を正としたとき、 p_{Unload} は常に $p_{Unload} < 0$ となる。荷重履歴を一般化して評価するため、 p_{Load} 、 p_{Unload} 、 p_{Reload} を用いて以下の記号を定義する。

$$\Delta p_f = p_{Load} + p_{Unload} + p_{Reload} \quad (5.4)$$

$$R_u = -\frac{p_{Unload}}{p_{Load}} \quad (5.5)$$

$$R_f = \frac{\Delta p_f}{p_{Load}} \quad (5.6)$$

ここに、 Δp_f は除荷及び再載荷後に地盤に作用する最終荷重、 R_u は載荷荷重 p_{Load} に対する除荷荷重 p_{Unload} の比（除荷荷重比）、 R_f は載荷荷重 p_{Load} に対する最終荷重 Δp_f の比（最終荷重比）である。 R_u は値を正として扱うため、式(5.5)ではマイナスを付している。

プレロード工は、地盤の安定確保や施工計画上の制約から段階載荷となる場合も多いが、本検

討で段階载荷まで含めると荷重組合せが膨大となる．本節では，図 5.9 に示すように「载荷→（所定の圧密度で）除荷→（一定期間後）再载荷」という代表的な履歴に絞り，残留沈下の支配要因を整理する．

(2) 結果の評価方法

次に，結果の評価方法を定義する．実務設計においては，一次圧密による最終沈下量（慣用法による推定値）を慣用法（ m_v 法や C_c 法）である程度見積もることが可能である一方で，その後に進行する長期沈下の評価が難しいことが多い．そこで本節では，5.2.1 (3) で定義した EOP（再载荷後に過剰間隙水圧の全層平均値 u_{ave} の絶対値が 1 kPa 以下 ($|u_{ave}| \leq 1 \text{ kPa}$) となった時点をも EOP とする）を用いて，EOP 時点の全ひずみ ε_{EOP} から，EOP 以降に追加的に発生するひずみ増分を残留ひずみ ε_{res} として次式で表す．図 5.10 に ε_{res} の模式図を示す．

$$\varepsilon_{res} = \varepsilon(t) - \varepsilon_{EOP} \quad (5.7)$$

この ε_{res} を，最終荷重比 R_f の関数として整理することで，「慣用法（ m_v 法や C_c 法）で得た一次圧密沈下量に，どの程度の残留沈下（長期沈下）を上乗せすべきか」を図表として提示することを狙いとした．現場計測においても，施工中に生じる沈下を一次圧密成分と二次圧密成分に厳密に分離することは困難であるため，本整理は実務上の取り扱いとも整合的である．

なお，前節（5.2 節）では，EOP 以降の時間依存変形が長期沈下全体に占める「割合」を把握する目的から，式(5.3)で定義した EOP 以降に発生するひずみ割合 R_e を用いた．一方，本節では，設計実務で一次圧密沈下量を算定したのちに「EOP 以降の沈下をどれだけ上乗せするか」を判断することを主眼とするため，EOP 以降に追加的に発生するひずみ増分そのものを表す ε_{res} （式(5.7)）を整理指標として採用する． ε_{res} は層厚を乗じることで残留沈下量へ直接換算でき，図表の読み取り結果を設計判断へ接続しやすいという利点を有する．一方で， ε_{res} と R_e は $R_e = \varepsilon_{res} / \varepsilon(t)$ の関係にあり，前者は増分量の整理，後者は相対割合の整理に適する指標として，本章では目的に応じて使い分けた．

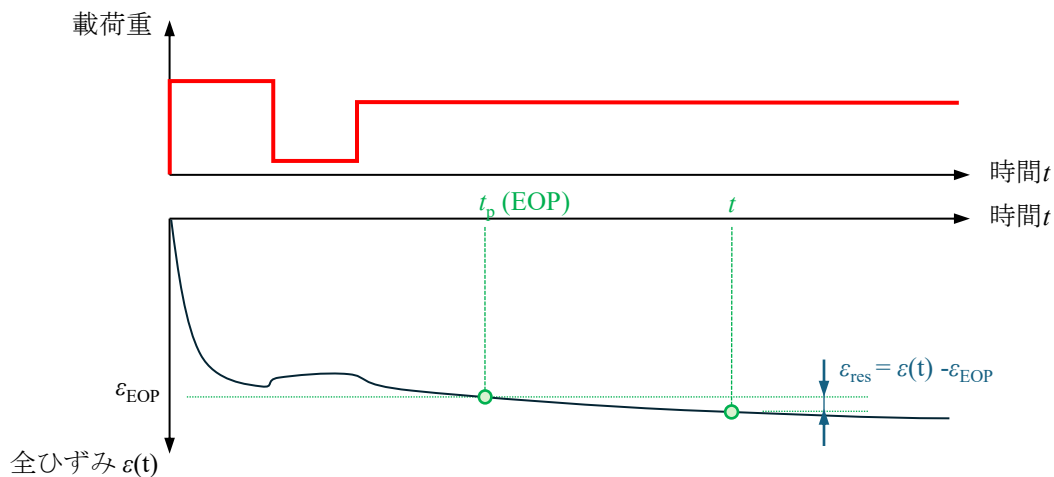


図 5.10 残留ひずみ ε_{res}

(3) 検討パラメータ

本検討では、解析の目的を明確にするため、固定条件としたパラメータ、主要因子としたパラメータ、感度要因としたパラメータに区分して条件設定を行った。それぞれの一覧表を表 5.5、表 5.6、表 5.7 に示す。

表 5.5 固定条件としたパラメータ

項目	単位	値
バーチカルドレーンの打設間隔 d	m	1.50
バーチカルドレーンの直径 d_w	m	0.050
初期上載圧 p_{ini}	kPa	10.0
水中単位体積重量 γ'	kN/m ³	5.0
圧縮指数 C_c ^{注)}		1.0
膨張指数 C_s ^{注)}		0.10
アイソタックパラメータ $\sigma'^{pL}/\sigma'^{p0}$		0.70
アイソタックパラメータ c_1		0.935
アイソタックパラメータ c_2		0.111

^{注)} ひずみで定義された自然対数軸の圧縮指数 λ_e と膨張指数 κ_e は、
 $\lambda_e = 0.434C_c(1+e_0)^{-1}$, $\kappa_e = 0.434C_s(1+e_0)^{-1}$ から求められる。

表 5.6 主要因子としたパラメータ

主要因子としたパラメータ	検討ケース
1) 排水条件	ND(未改良), VD(バーチカルドレーン改良)
2) プレロード撤去時の圧密度 U	60%, 70%, 80%, 90%
3) 最終荷重比 R_f	1.0, 0.9, 0.8, 0.7, 0.6

表 5.7 感度要因としたパラメータ

感度要因としたパラメータ	検討ケース
1) 層厚 H	5 m, 10 m , 20 m
2) 初期過圧密比 OCR_{ini}	1.0 , 1.2, 1.4
3) 載荷荷重 p_{Load}	25 kPa, 50 kPa , 100 kPa
4) 除荷荷重比 R_u	1.0, 0.8 , 0.6
5) 除荷から再載荷までの経過時間 t_{Re}	10 day, 90 day , 365 day

赤太字のケースは他ケースの検討において、基本ケースとしたもの

以下に、各パラメータの設定理由を説明する。

a) 一定としたパラメータ (表 5.5)

表 5.5 に示す一定としたパラメータは、港湾域に分布する粘土地盤及び PBD (Plastic Board Drain) 工法の一般的条件を念頭に設定した。本節の目的は、個々の土質定数の影響を網羅的に検討することではなく、荷重履歴及び排水条件が EOP 以降の残留沈下に与える影響を整理することであるため、代表的な値を固定して用いている。

初期上載圧 p_{ini} は、粘土地盤上に層厚 1 m 程度の薄い砂層 (サンドマット) が事前に敷設されている状況を想定し、10 kPa とした。水中単位体積重量 γ' は、小川・松本²⁾を参考に、港湾域の粘性土として一般的な値を代表させ、5 kN/m³ とした。これらはいずれも海底地盤表面付近の粘性土を想定して設定したものである。各深度の初期間隙比 e_0 は、圧密応力 100 kPa における間隙比を $e = 2.2$ とし、これを基準として圧縮指数 C_c と初期有効応力 σ'_{v0} から算定した。

圧縮指数 C_c も小川・松本を参考に、含水比 $w = 80\%$ 程度の港湾粘性土の標準的な値を採用して 1.0 と設定した。膨張指数 C_s については、 $C_s/C_c = 0.1 \sim 0.2$ であることが多いことを踏まえ、本検討では $C_s = 0.10$ ($C_s/C_c = 0.1$) と設定した。アイソタックパラメータについては、Watabe and Leroueil が提案する標準値³⁾を用いた。

なお、本節で示す残留ひずみ ϵ_{res} の整理図 (評価図) は、表 5.5 に示す固定パラメータ (特に圧縮指数 C_c 、膨張指数 C_s 、アイソタックパラメータ等) を前提として作成している。 C_c や C_s が大きく異なる粘土では、限界圧縮曲線の位置や弾性・塑性分担が変化し、 ϵ_{res} の絶対値が変わる可能性がある。例えば、 ϵ_{res} を C_c 等で正規化して汎用化する整理も考えられるが、実務では入力・判断が複雑化するため、本研究では港湾埋立粘土に代表される範囲のパラメータを前提に評価図を提示し、適用時には土質特性の近似性を確認するものとする。

b) 主要因子としたパラメータ (表 5.6)

表 5.6 に示す主たる変数は、EOP 以降の残留沈下挙動を支配すると考えられる因子として設定した。

排水条件は、ND (未改良地盤) 及び VD (バーチカルドレーン改良地盤) の 2 条件を設定した。ND では、排水面から遠い深部ほど有効応力の上昇が遅れ、ひずみ速度が深度方向に不均一となる。一方、VD では半径方向に有効応力分布が生じるものの、鉛直方向排水を考慮しない条件では、深度方向の有効応力履歴は一樣となる。このようなひずみ速度分布の違いが、EOP 以降の残留沈下に与える影響を比較することを目的として、ND と VD を明示的に区別して設定した。

各排水条件における圧密係数 c_v 、 c_h の設定を表 5.8 に示す。ここでは、ND 及び VD において圧密度 90% に到達するまでの経過時間が概ね同等となるよう、特に VD ケースの水平方向圧密係数 c_h を調整した (図 5.11 参照)。これにより、排水条件の違いによる一次圧密の進行速度の影響を可能な限り排除し、EOP 以降の残留沈下挙動そのものを比較できる条件とした。

表 5.8 各排水条件における圧密係数

排水条件	鉛直方向圧密係数 c_v	水平方向圧密係数 c_h
ND	$1.157 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (= 1,000 cm ² /day)	0
VD	0	$1.256 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ (= 108.5 cm ² /day)

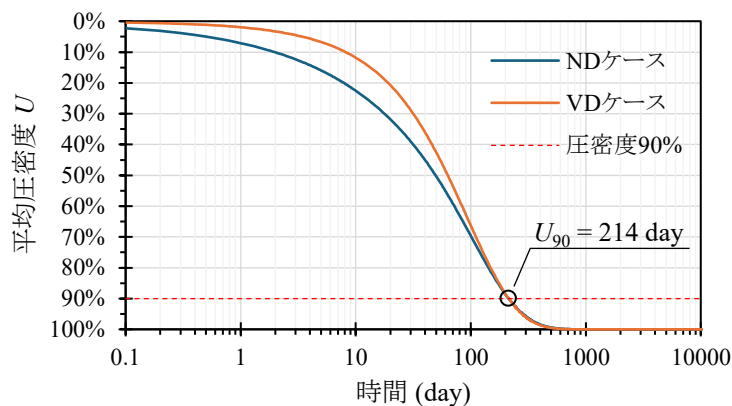


図 5.11 各排水条件による圧密度－時間曲線

プレロード撤去時の圧密度 U は、プレロード期間中に与えた荷重がどの程度地盤の応力増加及び硬化に寄与したかを表す指標である。遠心模型実験の設定値を参考に、本検討では $U=60\sim90\%$ の範囲で設定した。

最終荷重比 R_f は、再載荷後に地盤に作用する荷重の大きさを、プレロード時の載荷荷重で正規化した指標である。一次圧密のみならず、EOP以降の時間依存変形にも影響を与えると考えられるため、本節では残留沈下整理の主要な指標として採用した。

c) 感度要因としたパラメータ（表 5.7）

表 5.7 に示すパラメータは、主たる変数の整理結果に対する補足的な感度確認を目的として設定した。

層厚 H は、沈下量そのものには直接影響を与えるパラメータであるが、ひずみで整理した場合には、EOP以降の時間依存変形に対する影響は限定的であると考えられる。一方で、層厚は自重応力分布や一次圧密の進行時間を通じて応力履歴に影響を及ぼすため、残留沈下の整理結果に与える影響を補足的に確認する目的で検討対象とした。

初期過圧密比 OCR_{ini} は、地盤の初期応力状態を表す指標であり、港湾域の粘土地盤では地表面付近が軽い過圧密状態にあることが多い。本検討では、このような実務的条件を踏まえ、 $OCR_{ini}=1.0$ （正規圧密）～1.4 の範囲で設定し、初期応力状態の違いが EOP 以降の残留沈下整理に与える影響を確認した。

載荷荷重 p_{Load} は、プレロード時に与える最大応力の影響を確認するために設定した。同一の最終荷重比 R_f で整理した場合であっても、最大応力の違いが応力履歴を通じて EOP 以降の残留沈下に影響を与える可能性があることから、補助的に検討した。表 5.9 に、基本ケースにおける最終荷重比 R_f ごとの荷重条件を示す。本表は、 R_f の値が実際にどの程度の載荷荷重に対応するかを明示するために示したものである。

表 5.9 基本ケースにおける荷重一覧 ($R_u = 0.8$)

最終荷重比 R_f	載荷荷重 p_{Load}	除荷荷重 p_{Unload}	再載荷荷重 p_{Reload}
1.0			40.0
0.9			35.0
0.8	50.0	-40.0	30.0
0.7			25.0
0.6			20.0

除荷荷重比 R_u は、プレロード撤去量の違いを表す指標であり、施工上の判断や計画条件によって変動し得るパラメータである。本検討では、最終荷重比 R_f を用いて荷重条件を整理した場合に、除荷・再載荷の途中経路の違いが EOP 以降の残留沈下に与える影響がどの程度であるかを確認するため、感度確認の対象として設定した。なお、 R_u により、除荷荷重 p_{Unload} 及び再載荷荷重 p_{Reload} は表 5.9 に記載した値と変化する。除荷荷重は、 $p_{Unload} = -R_u p_{Load}$ で計算され、再載荷荷重は、 $p_{Reload} = (R_u + R_f - 1) \times p_{Load}$ で計算される。

除荷から再載荷までの経過時間 t_{Re} は、除荷期間中に生じる時間依存挙動が、最終的な残留沈下に影響を与える可能性を検討するために設定した。実務では施工計画により t_{Re} の期間は様々であり一概に設定することは難しいことから、その影響を検討するために設定したものである。

以上の条件設定により、本節では、表 5.5～表 5.8 に示した各パラメータを体系的に整理し、荷重履歴及び排水条件を軸とした長期残留沈下の評価を行うための解析条件を構築した。

5.3.2 解析結果

(1) 基本ケースにおける残留ひずみ－最終荷重比関係

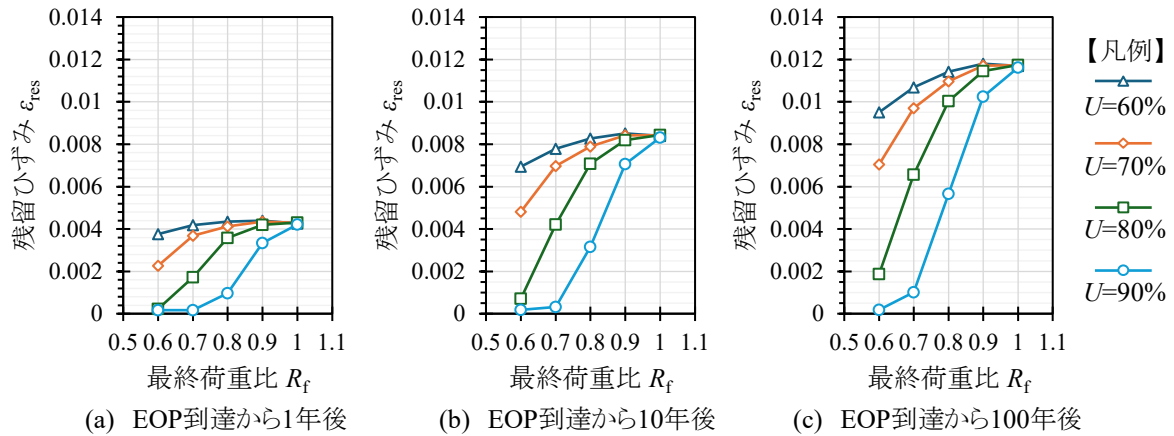
図 5.12（排水条件 ND）及び図 5.13（排水条件 VD）に、基本ケースの残留ひずみ ε_{res} と最終荷重比 R_f の関係を示す。各図では、EOP 到達からの経過時間として 1 年後、10 年後、100 年後を示し、プレロード撤去時の圧密度 U （60～90%）ごとに整理している。

まず、全体傾向として、EOP 到達以降の経過時間が長いほど ε_{res} が増加する。これは EOP 以降は有効応力がほぼ一定であるにもかかわらず、粘性変形が対数時間とともに進行するというアイソタックモデルの特徴を反映したものである。Watabe and Leroueil のアイソタックモデルの場合は、ひずみ速度の低下とともに粘塑性ひずみの増加割合も減少するが、本解析の時間範囲ではひずみ速度は 10^{-16} s^{-1} を下回る水準までは低下しなかった。

次に、 R_f が大きいほど、すなわち、最終的に地盤に上載される荷重が大きいほど ε_{res} は増加する。特に R_f が大きい領域では圧密度 U の違いによる差が小さくなり、複数の曲線が収束する傾向が見られる。これは、最終荷重が大きい場合には、再載荷後の応力状態が降伏状態に近づきやすく、プレロード期間中にどの程度圧密を進行させたかにかかわらず、EOP 以降も粘性変形が継続しやすいためである。

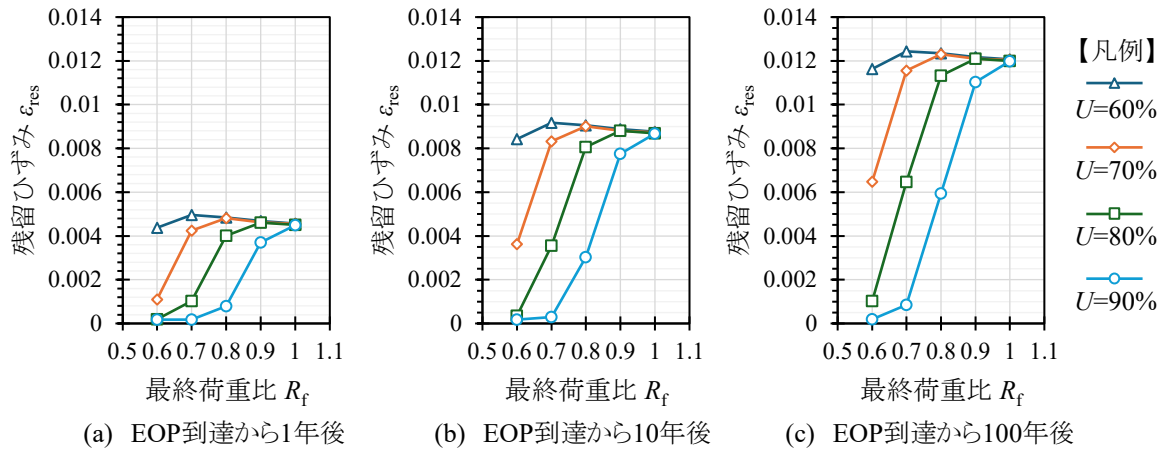
一方、 R_f が小さい領域では U の影響が表れている。すなわち、プレロード撤去時の U が大きいほど（プレロード期間中により圧密を進行させるほど） ε_{res} は小さくなる。これは、プレロード期間中により大きな塑性圧縮が進行し、結果として再載荷後の状態が相対的に過圧密側に位置づけられる（あるいは降伏からの距離が確保される）ことにより、EOP 以降の粘性変形が抑制されるためである。

なお、排水条件 ND と VD を比較すると、本整理（EOP 基準での ε_{res} ）においても、全ての領域で同様の挙動が得られるわけではない。図 5.12 及び図 5.13 に示すように、 R_f が大きい領域（概ね $R_f \geq 0.8$ ）では、ND と VD のいずれにおいても ε_{res} は増加し、曲線形状及び U の依存性はおおむね類似している。一方、 R_f が小さい領域（概ね $R_f \leq 0.7 \sim 0.8$ ）では、ND と VD で挙動が異なる。ND では ε_{res} の変化が比較的緩やかであるのに対し、VD では R_f の低下に伴う ε_{res} の変化が大きく、 U による分岐もより顕著に現れている。



[補注]圧縮指数 $C_c = 1.0$, 膨張指数 $C_s = 0.10$, 圧密係数 $c_v = 1.157 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$,
初期上載圧 $p_{\text{ini}} = 10 \text{ kPa}$, 水中単位体積重量 $\gamma' = 5.0 \text{ kN/m}^3$, 初期間隙比 e_0 は
圧密応力 100 kPa における空隙比 $e = 2.2$ から初期応力に応じて算定した。

図 5.12 残留ひずみー最終荷重比（基本ケース，排水条件 ND）



[補注]圧縮指数 $C_c = 1.0$, 膨張指数 $C_s = 0.10$, 圧密係数 $c_h = 1.256 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$,
初期上載圧 $p_{\text{ini}} = 10 \text{ kPa}$, 水中単位体積重量 $\gamma' = 5.0 \text{ kN/m}^3$, 初期間隙比 e_0 は
圧密応力 100 kPa における空隙比 $e = 2.2$ から初期応力に応じて算定した。

図 5.13 残留ひずみー最終荷重比（基本ケース，排水条件 VD）

(2) 追加パラメータの影響 (EOP 到達から 100 年後)

以降では、EOP 到達から 100 年後の ε_{res} に着目し、表 5.7 の各パラメータの影響を整理する。

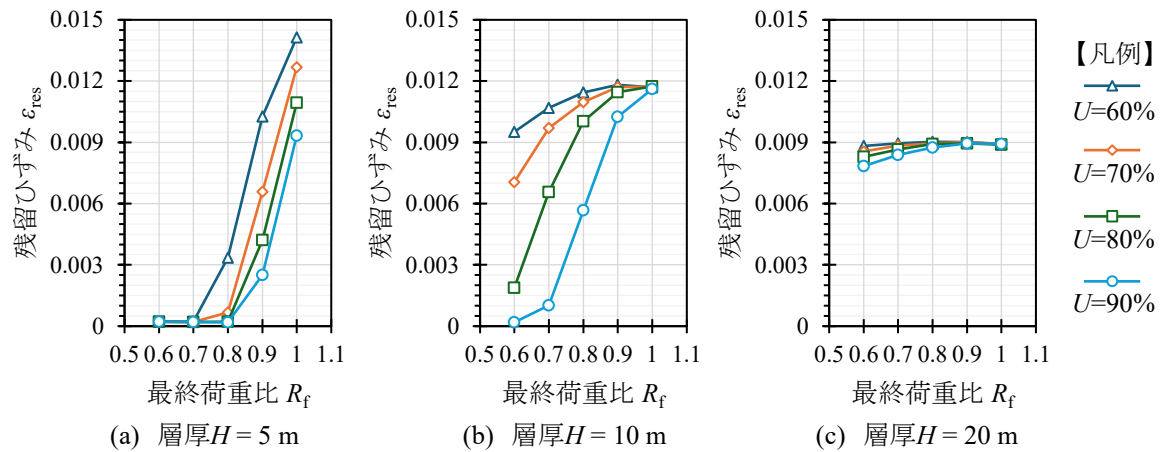
図 5.14 (ND) 及び図 5.15 (VD) に層厚 H の影響を示す。VD では H を 5~20 m の範囲で変化させても、 $\varepsilon_{\text{res}}-R_f$ 関係は概ね同等であり、ひずみで整理した場合の H 依存性は小さい。一方 ND では、層厚が大きい条件で曲線の感度 (R_f や U に対する変化) が小さくなる傾向が見られる。

図 5.16 (ND) 及び図 5.17 (VD) に初期過圧密比 OCR_{ini} の影響を示す。 OCR_{ini} を 1.0~1.4 の範囲で変化させた場合、 ε_{res} の水準は大きくは変化せず、本検討範囲では OCR_{ini} の影響は相対的に小さい。

図 5.18 (ND) 及び図 5.19 (VD) に載荷荷重 p_{Load} の影響を示す。 p_{Load} の増加に伴い、 ε_{res} 及び $\varepsilon_{\text{res}}-R_f$ 関係の曲線形状には一定の変化が認められる。

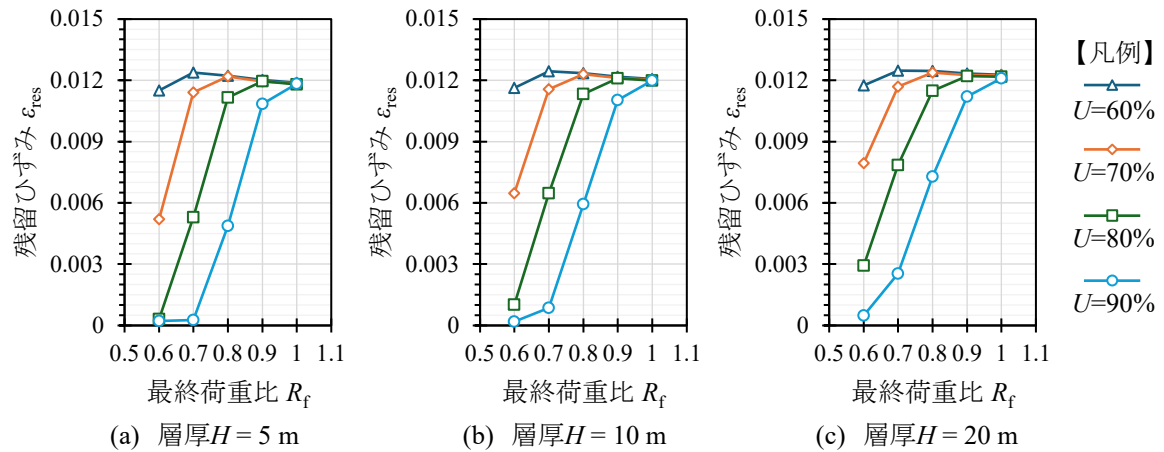
図 5.20 (ND) 及び図 5.21 (VD) に除荷荷重比 R_u の影響を示す。 R_u を 0.6~1.0 の範囲で変化させても、 $\varepsilon_{\text{res}}-R_f$ 関係はほぼ同等であり、影響は小さい。

図 5.22 (ND) 及び図 5.23 (VD) に除荷から再載荷までの経過時間 t_{Re} の影響を示す。 t_{Re} を 10~365 日の範囲で変化させても、 ε_{res} への影響は限定的である。



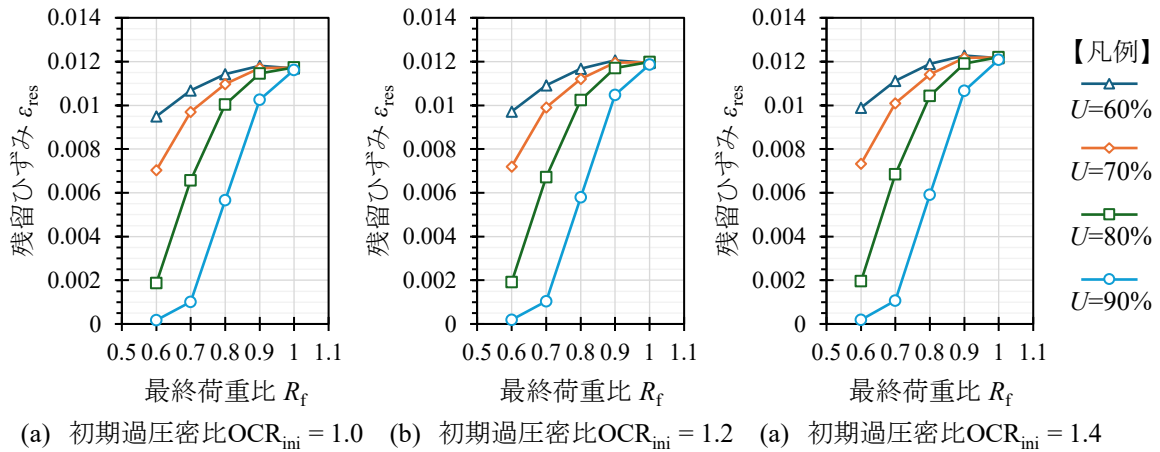
[補注] 圧縮指数 $C_c = 1.0$, 膨張指数 $C_s = 0.10$, 圧密係数 $c_v = 1.157 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, 初期上載圧 $p_{\text{ini}} = 10 \text{ kPa}$, 水中単位体積重量 $\gamma' = 5.0 \text{ kN/m}^3$, 初期間隙比 e_0 は圧密応力 100 kPa における空隙比 $e = 2.2$ から初期応力に応じて算定した。

図 5.14 層厚 H の比較 (排水条件 ND, EOP 到達から 100 年後)



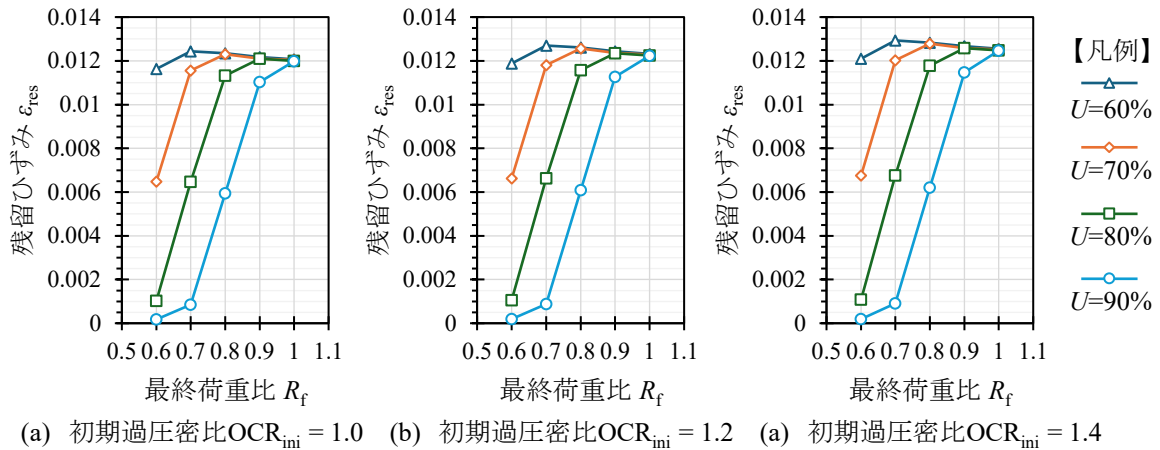
[補注] 圧縮指数 $C_c = 1.0$, 膨張指数 $C_s = 0.10$, 圧密係数 $c_h = 1.256 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, 初期上載圧 $p_{\text{ini}} = 10 \text{ kPa}$, 水中単位体積重量 $\gamma' = 5.0 \text{ kN/m}^3$, 初期間隙比 e_0 は圧密応力 100 kPa における空隙比 $e = 2.2$ から初期応力に応じて算定した。

図 5.15 層厚 H の比較 (排水条件 VD, EOP 到達から 100 年後)



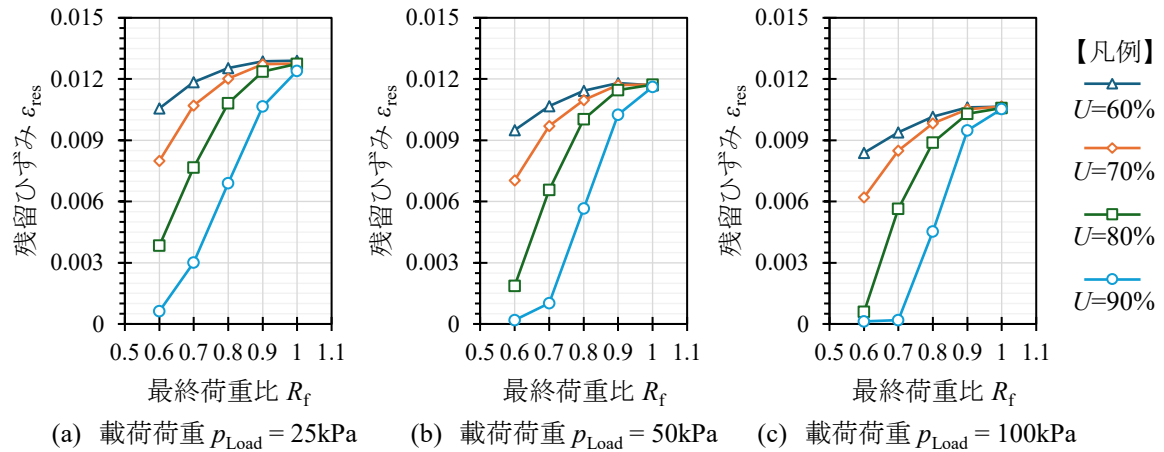
[補注]圧縮指数 $C_c = 1.0$, 膨張指数 $C_s = 0.10$, 圧密係数 $c_v = 1.157 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, 初期上載圧 $p_{ini} = 10 \text{ kPa}$, 水中単位体積重量 $\gamma' = 5.0 \text{ kN/m}^3$, 初期間隙比 e_0 は圧密応力 100 kPa における空隙比 $e = 2.2$ から初期応力に応じて算定した。

図 5.16 初期過圧密比 OCR_{ini} の比較 (排水条件 ND, EOP 到達から 100 年後)



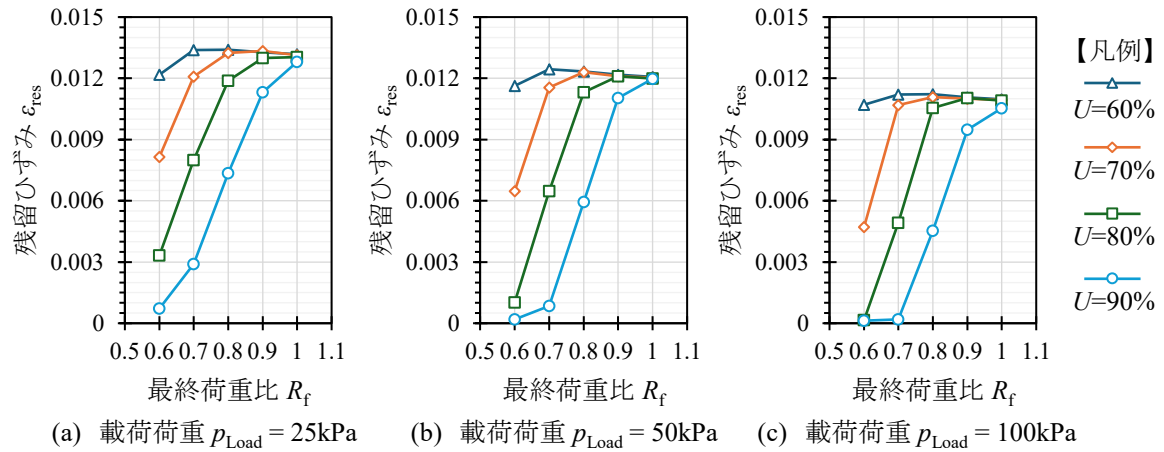
[補注]圧縮指数 $C_c = 1.0$, 膨張指数 $C_s = 0.10$, 圧密係数 $c_h = 1.256 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, 初期上載圧 $p_{ini} = 10 \text{ kPa}$, 水中単位体積重量 $\gamma' = 5.0 \text{ kN/m}^3$, 初期間隙比 e_0 は圧密応力 100 kPa における空隙比 $e = 2.2$ から初期応力に応じて算定した。

図 5.17 初期過圧密比 OCR_{ini} の比較 (排水条件 VD, EOP 到達から 100 年後)



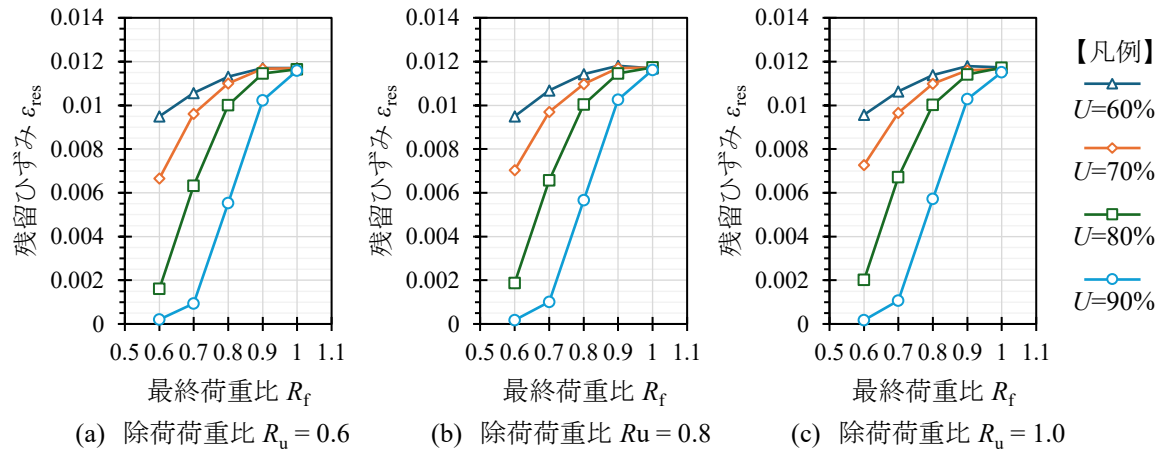
[補注]圧縮指数 $C_c = 1.0$, 膨張指数 $C_s = 0.10$, 圧密係数 $c_v = 1.157 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, 初期上載圧 $p_{ini} = 10 \text{ kPa}$, 水中単位体積重量 $\gamma' = 5.0 \text{ kN/m}^3$, 初期間隙比 e_0 は圧密応力 100 kPa における間隙比 $e = 2.2$ から初期応力に応じて算定した。

図 5.18 載荷荷重 p_{Load} の比較 (排水条件 ND, EOP 到達から 100 年後)



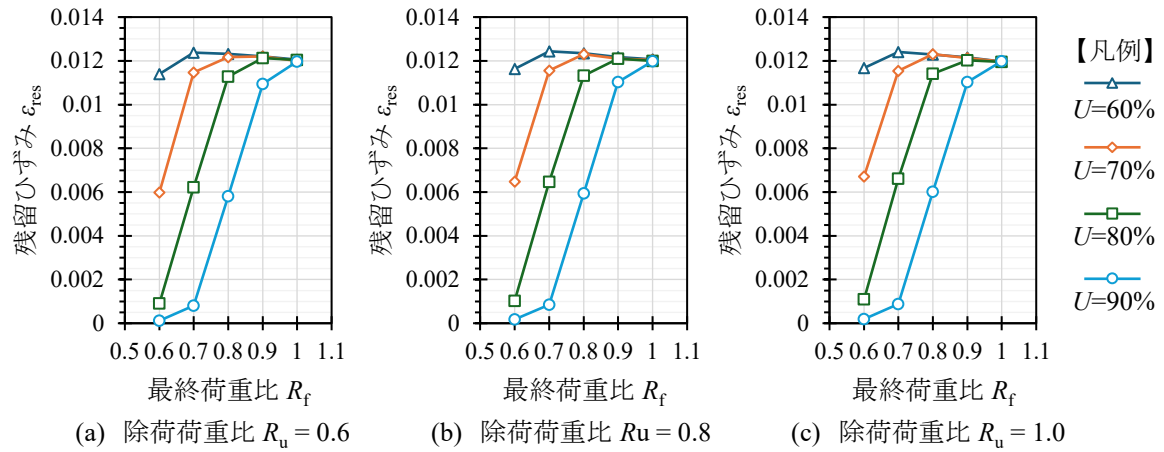
[補注]圧縮指数 $C_c = 1.0$, 膨張指数 $C_s = 0.10$, 圧密係数 $c_h = 1.256 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, 初期上載圧 $p_{ini} = 10 \text{ kPa}$, 水中単位体積重量 $\gamma' = 5.0 \text{ kN/m}^3$, 初期間隙比 e_0 は圧密応力 100 kPa における間隙比 $e = 2.2$ から初期応力に応じて算定した。

図 5.19 載荷荷重 p_{Load} の比較 (排水条件 VD, EOP 到達から 100 年後)



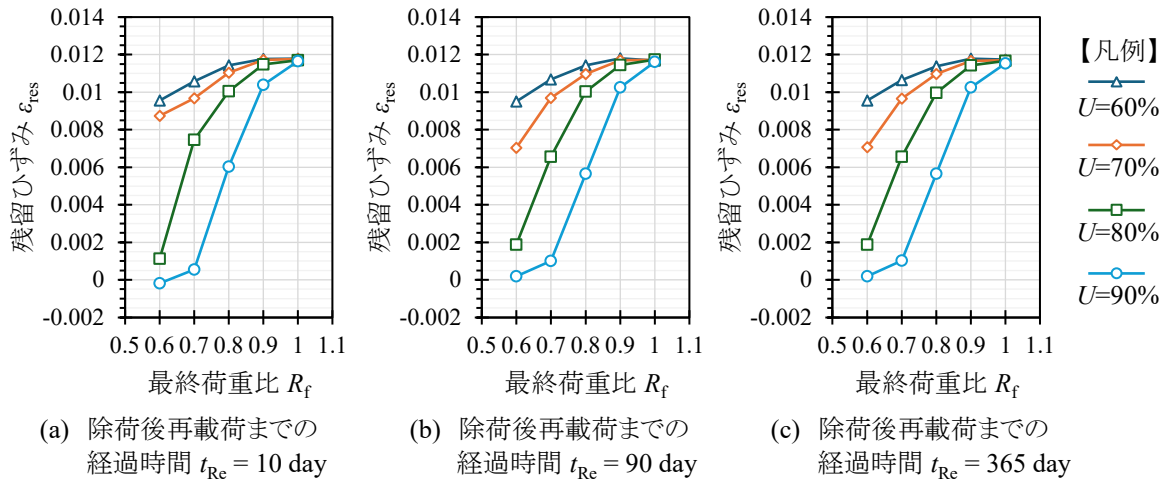
[補注]圧縮指数 $C_c = 1.0$, 膨張指数 $C_s = 0.10$, 圧密係数 $c_v = 1.157 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, 初期上載圧 $p_{ini} = 10 \text{ kPa}$, 水中単位体積重量 $\gamma' = 5.0 \text{ kN/m}^3$, 初期間隙比 e_0 は圧密応力 100 kPa における空隙比 $e = 2.2$ から初期応力に応じて算定した。

図 5.20 除荷荷重比 R_u の比較 (排水条件 ND, EOP 到達から 100 年後)



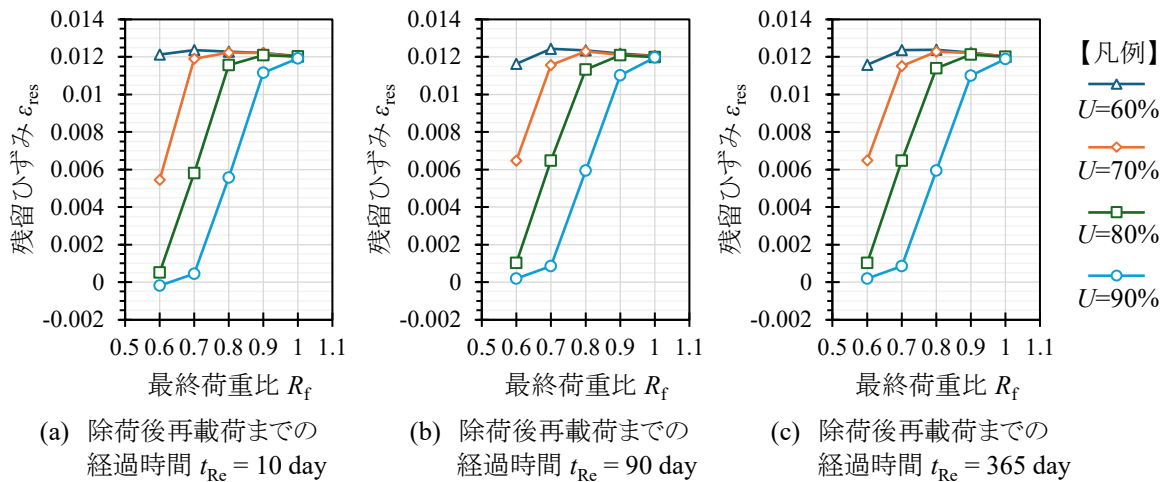
[補注]圧縮指数 $C_c = 1.0$, 膨張指数 $C_s = 0.10$, 圧密係数 $c_h = 1.256 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, 初期上載圧 $p_{ini} = 10 \text{ kPa}$, 水中単位体積重量 $\gamma' = 5.0 \text{ kN/m}^3$, 初期間隙比 e_0 は圧密応力 100 kPa における空隙比 $e = 2.2$ から初期応力に応じて算定した。

図 5.21 除荷荷重比 R_u の比較 (排水条件 VD, EOP 到達から 100 年後)



[補注]圧縮指数 $C_c = 1.0$, 膨張指数 $C_s = 0.10$, 圧密係数 $c_v = 1.157 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, 初期上載圧 $p_{ini} = 10 \text{ kPa}$, 水中単位体積重量 $\gamma' = 5.0 \text{ kN/m}^3$, 初期間隙比 e_0 は圧密応力 100 kPa における空隙比 $e = 2.2$ から初期応力に応じて算定した。

図 5.22 除荷から再載荷までの経過時間 t_{Re} の比較 (排水条件 ND, EOP 到達から 100 年後)



[補注]圧縮指数 $C_c = 1.0$, 膨張指数 $C_s = 0.10$, 圧密係数 $c_h = 1.256 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, 初期上載圧 $p_{ini} = 10 \text{ kPa}$, 水中単位体積重量 $\gamma' = 5.0 \text{ kN/m}^3$, 初期間隙比 e_0 は圧密応力 100 kPa における空隙比 $e = 2.2$ から初期応力に応じて算定した。

図 5.23 除荷から再載荷までの経過時間 t_{Re} の比較 (排水条件 VD, EOP 到達から 100 年後)

5.3.3 考察

解析結果を踏まえ、長期残留沈下に影響を及ぼす要因について整理する。以下では、解析結果で示した項目の順に考察を行う。

まず、図 5.10 に示す ε_{res} の定義に基づき、図 5.12 (ND ケース) 及び図 5.13 (VD ケース) に示す基本ケースの結果から、EOP 以降に発生する残留ひずみ ε_{res} は、再載荷後に地盤に作用する最終荷重比 R_f と、プレロード撤去時の圧密度 U によって整理できることを確認した。特に、 R_f が大きいほど ε_{res} は増加し、また同一の R_f に対しては、 U が大きいほど ε_{res} は小さくなる傾向を示す。アイソタックモデルでは、一次圧密（過剰間隙水圧の消散）と粘性変形（時間依存の塑性変形）が同時に進行するため、施工中にどの程度圧密が進行したか（ U ）が、その後の応力履歴を通じて長期変形量に反映される。 U が大きいほど、プレロード期間中により大きな圧密及び塑性圧縮が進行し、再載荷後の状態は相対的に硬化した状態となるため、EOP 以降に進行する粘性変形量は小さくなる。

一方、 R_f が大きい条件では、 ε_{res} は U の大小によらず増加しやすく、 $\varepsilon_{\text{res}}-R_f$ 関係の曲線は収束する傾向を示す。これは、最終荷重が大きい場合には、EOP 以降の残留沈下が主として再載荷後の応力レベルによって規定され、プレロード期間中の圧密度 U の違いが残留沈下量に及ぼす影響が相対的に小さくなるためと解釈できる。

次に、排水条件（ND/VD）の影響について考察する。 R_f が大きい領域では、EOP 基準で整理した ε_{res} に顕著な差は認められず、ND と VD はいずれも類似した挙動を示した。この領域では、EOP 以降の変形が主として一定有効応力下の粘性変形として進行し、その規模は最終荷重レベル及び履歴（ R_f , U ）によって概ね規定されると考えられる。

これに対し、 R_f が小さい領域（例えば、 $R_f=0.8$, $U=80\%$ ）では、ND と VD の挙動に明確な差が認められ、とくに VD では ε_{res} の R_f 依存性及び U 依存性が顕著となった。これは、排水条件が EOP 到達までの時間のみならず、EOP 到達時点に形成される層内の有効応力状態やひずみ速度分布に影響し、その違いが EOP 以降の粘性変形量に反映されたためと考えられる。したがって、ドレーン改良は一次圧密の収束を早める効果を有する一方で、EOP 以降の粘性変形を一律に低減するものではなく、その効果は R_f の範囲に応じて評価する必要がある。

図 5.14 及び図 5.15 に示した層厚 H の影響について考察する。VD では、層厚を 5-20 m の範囲で変化させても $\varepsilon_{\text{res}}-R_f$ 関係は概ね同等であり、ひずみで整理した場合の層厚依存性は小さい。これは、本章の VD 設定が半径方向排水のみ（鉛直方向排水を伴わない条件）であるため、排水距離の支配項が層厚に依存せず、EOP 到達までの時間スケールおよび EOP 到達時点のひずみ速度分布が層厚によらず類似となることによる。一方 ND では、鉛直排水距離が層厚 H に比例して増大するため、EOP 到達までの時間が長くなり、同一の圧密度 U に到達するまでに要する時間も増加する。アイソタックモデルでは、圧密の進行（過剰間隙水圧の消散）と同時に時間依存変形（粘塑性圧縮）が進行するため、ND の厚い層ほど一次圧密の進行過程で粘性ひずみがより多く発現し、EOP 以降に残るひずみ速度が相対的に小さくなる。さらに、本章の設定では自重により初期有効応力が深さとともに増加するため、同一の表面載荷 Δp に対する応力増分比は深部ほど小さく、深部では再載荷後も相対的に過圧密側となって ε_{res} が生じにくい。層厚が増加すると、このような「応力増分比が小さく ε_{res} が生じにくい深部領域」の割合が増え、層全体の平均ひずみとして

整理した ε_{res} において深部の寄与が相対的に増加する。以上より、ND では層厚の増加に伴い、 ε_{res} - R_f 関係の感度 (R_f や U に対する変化) が低下し、曲線が平坦化する傾向が現れたと解釈できる。

図 5.18 及び図 5.19 に示した载荷荷重 p_{Load} については、同一の R_f で整理した場合であっても、 ε_{res} の水準や曲線形状に一定の影響が認められた。最大応力 (プレロード時の応力) が大きいほど、圧密及び塑性圧縮が進行し、再载荷後の状態が相対的に硬化した状態となるため、EOP 以降の粘性変形が抑制される場合があると考えられる。

最後に、図 5.20 及び図 5.21 に示した除荷荷重比 R_u 、ならびに図 5.22 及び図 5.23 に示した除荷から再载荷までの経過時間 t_{Re} についても、 R_f で最終荷重レベルを揃えて整理した場合、EOP 以降の残留ひずみに対する影響は二次的であった。この結果は、除荷・再载荷の途中経路や除荷期間中の時間依存挙動よりも、最終的な応力状態及び履歴が長期変形を支配することを示唆している。

以上より、本検討範囲では、EOP 以降の残留沈下は最終荷重比 R_f 及びプレロード撤去時の圧密度 U によって支配的に整理できることが明らかとなった。一方、 OCR_{ini} 、 R_u 、 t_{Re} の影響は相対的に小さく、 p_{Load} や H は応力履歴や層内応力分布を通じて補助的に影響し得る。

5.3.4 整理図表の利用方法

本節で示した整理図表（図 5.12～図 5.23）は、プレロード工を適用した地盤における EOP 以降の長期残留沈下を、実務的に把握可能な指標に基づいて評価することを目的としている。

実務設計においては、まず慣用的な圧密計算法（ C_c 法、 m_v 法等）により、一次圧密による沈下量の評価することが一般的である。その上で、プレロード計画から最終荷重比 R_f 、プレロード撤去時の圧密度 U 、及び排水条件（ND/VD）を設定し、本章で示した整理図表を用いて、EOP 以降に進行する残留ひずみ ε_{res} を読み取ることで、長期残留沈下量进行评估することができる。

例えば、バーチカルドレーン改良地盤（VD）において、 $R_f = 0.8$ 、 $U = 90\%$ の条件でプレロードを撤去した場合、図 5.13 より、EOP 到達後 100 年における残留ひずみは 0.6% 程度と読み取れる。層厚が 10 m 程度の場合、残留沈下量は 6 cm 程度（ $= 10 \text{ m} \times 0.6\%$ ）となる可能性がある。VD 条件の場合は、層厚の影響が残留ひずみ ε_{res} に与える影響は少ないため、先ほどの仮定で層厚が 20 m の場合も、残留ひずみは 0.6% 程度であり、残留沈下量は 12 cm 程度（ $= 20 \text{ m} \times 0.6\%$ ）となる。一方、未改良地盤（ND）の場合は、層厚が残留ひずみ ε_{res} に与える影響は大きいいため、層厚が 10 m 以外の場合は、本提案法を用いた確認が必要である。

R_f が大きい条件では、 U を増加させても残留沈下の低減効果は限定的であり、図 5.12 及び図 5.13 が示すように、施工中の管理によって長期沈下を抑制できる余地は小さくなる。したがって、本章の整理図表は、「プレロードの効果」と「最終荷重 Δp_f の設定」が長期沈下に及ぼす影響を、定量的に把握するための判断材料として有用である。

なお、本章の整理は、代表的な土質定数を用いた一次元モデル地盤を対象としたものであり、多層地盤や著しい不均一性を有する地盤に直接適用する場合には注意を要する。実務への適用に際しては、対象地盤の性状を踏まえたパラメータ設定の妥当性を別途検討することが望ましい。

5.3.5 港湾基準との対応について

2.3 で港湾基準⁵⁾におけるアイソタックモデルの考え方を述べた。港湾基準では、アイソタック則の実務運用を容易にする目的で、ひずみ速度に対応した沈下ひずみ増分量 $\Delta \varepsilon_{\text{Field}}$ を与えるチャート（以下、港湾基準チャート）を提示している。本項では、本節で得られた提案法の解析結果を対象として、(i) 解析結果から得られるひずみ速度（全ひずみ速度・粘塑性ひずみ速度）の整理方法、(ii) それらのひずみ速度を用いて港湾基準チャートから算定されるひずみ増分量と提案法のひずみ増分量の対応、(iii) 実務上はどのような条件では粘塑性ひずみ速度に着目して整理すべきか、を検討する。

(1) 検討条件とひずみ速度の定義

基本的な検討条件を表 5.10 に示す。5.3.2 (1) の基本条件（ND, $U = 80\%$, $R_u = 0.8$, $t_{\text{Re}} = 90 \text{ day}$, $H = 10 \text{ m}$ ）を対象に、最終荷重比を $R_f = 1.0 \sim 0.6$ の範囲で 0.1 刻みに変化させた 5 ケースを取り上げる。この検討ケースは、図 5.12(c) ($U = 80\%$) に対応するケースである。

表 5.10 検討条件一覧

項目	単位	数値
排水条件		ND(未改良)
プレロード撤去時の圧密度 U		80%
層厚 H	m	10
初期過圧密比 OCR_{ini}		1.0
載荷荷重 p_{Load}	kPa	50
除荷荷重比 R_u		0.8
除荷から再載荷までの経過時間 t_{Re}	day	90

本検討はひずみ速度を用いるため、全ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}$ 及び粘塑性ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}^{\text{vp}}$ の算定法を考える。 $\dot{\varepsilon}$ 及び $\dot{\varepsilon}^{\text{vp}}$ は、同時刻においても格子点（深度位置）によって異なる。一方、実務設計での運用を考慮すると「特定深度の局所的な値」よりも「層全体に対応する代表値」が必要である。本研究では簡便な代表化として、計算ステップ間の変位量増分を層厚 H で除した平均ひずみ増分を求め、さらに時間増分 ($t_{n+1} - t_n$) で除すことでひずみ速度に換算した（式(5.8), 式(5.9)）。

$$\dot{\varepsilon} = \frac{d_{n+1} - d_n}{H(t_{n+1} - t_n)} \quad (5.8)$$

$$\dot{\varepsilon}^{\text{vp}} = \frac{d_{n+1}^{\text{vp}} - d_n^{\text{vp}}}{H(t_{n+1} - t_n)} \quad (5.9)$$

ここに、 d は全変位、 d^{vp} は粘塑性ひずみによる変位量、 H は層厚（10 m）、 t は時間である。

(2) 全ひずみ速度と粘塑性ひずみ速度の時刻歴の差異

図 5.24 及び図 5.25 に全ひずみ速度及び粘塑性速度の時刻歴を示す．再載荷開始以降の時刻歴に着目し，EOP ($u_{ave} < 1$ kPa) 時点及び EOP から 100 年後時点を図中に示す．

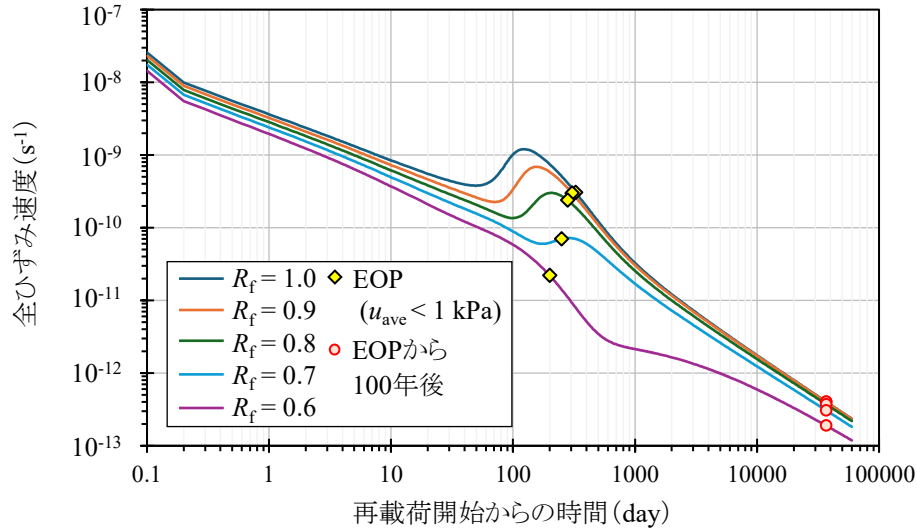


図 5.24 再載荷開始時からの全ひずみ速度の時刻歴

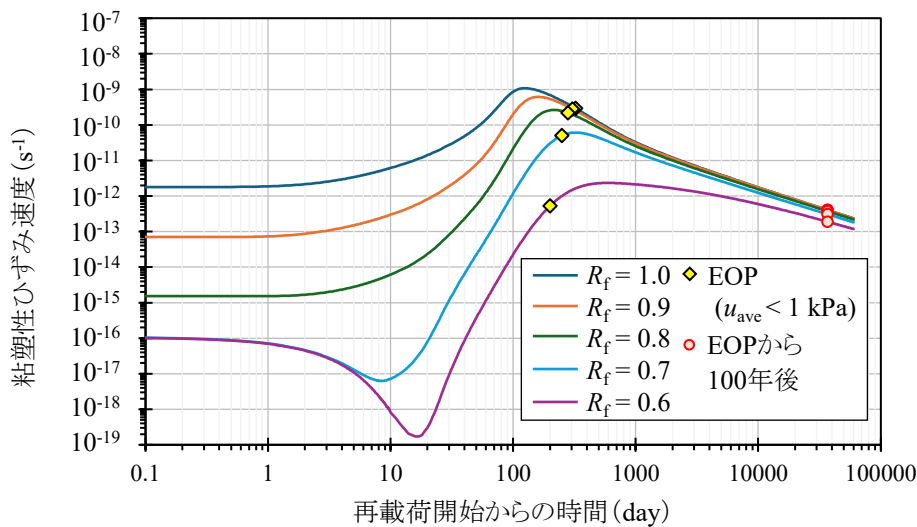


図 5.25 再載荷開始時からの粘塑性ひずみ速度の時刻歴

再載荷後のひずみ速度は，EOP に向けて変化した後，EOP 以降は概ね時間とともに減少する傾向を示す．ただし，全ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ と粘塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}^{vp}$ は常に一致するわけではなく，特に再載荷直後～EOP 近傍では両者の差が明瞭に現れる．これは，全ひずみ速度が弾性ひずみ速度を含むのに対し，粘塑性ひずみ速度はアイソタック則が直接扱う粘塑性成分のみを表すためである（本研究の構成式では全ひずみ＝弾性＋粘塑性）．

一方，EOP 以降（本研究の定義では $u_{ave} < 1$ kPa 到達以降）では， $R_f = 0.7 \sim 1.0$ の 4 ケースについて，全ひずみ速度と粘塑性ひずみ速度の時刻歴がほぼ同様の経路へ漸近する．すなわち，この

範囲では、EOP 以降の沈下が主として粘塑性成分に支配され、実務での沈下計測による全ひずみ速度を用いた整理でも粘性挙動の代表値として概ね妥当であることを示唆する。

これに対し、 $R_f=0.6$ のみ、EOP 以降であっても粘塑性ひずみ速度の水準が他ケースと大きく異なる（図 5.25）。表 5.12 に示すように、 $R_f=0.6$ は EOP 時点の粘塑性ひずみ速度が $5.3 \times 10^{-13} \text{ s}^{-1}$ 、 $R_f=0.7$ の $5.0 \times 10^{-11} \text{ s}^{-1}$ に比べて 2 桁小さい。一方、全ひずみ速度の EOP 時点は $2.2 \times 10^{-11} \text{ s}^{-1}$ と 1 桁以上大きく（表 5.11）、この差がそのまま「全ひずみ速度で整理した場合の過大評価」に繋がりが得る。

この $R_f=0.6$ の特徴は、再載荷後に地盤に残る最終荷重が相対的に小さく（ R_f が小さい）、EOP 以降の応力状態が「粘塑性ひずみが進行しにくい（粘塑性ひずみ速度が著しく低下する）側」に位置づけられたことを反映していると解釈できる。すなわち、 $R_f=0.7 \sim 1.0$ では EOP 以降の沈下は粘塑性成分が支配的であり、全ひずみ速度と粘塑性ひずみ速度はほぼ一致する。一方、 $R_f=0.6$ では有効応力の増加量が少ないことから粘塑性が抑制され、全ひずみ速度には弾性成分（あるいは EOP 判定を平均的な過剰間隙水圧を用いたことによる応力回復成分）の寄与が相対的に残存しやすい、という構造である。

(3) 港湾基準チャートに基づくひずみ増分量と提案法の比較

港湾基準チャートは、（原位置）ひずみ速度を入力として、そのひずみ速度に対応して追加的に生じ得る沈下ひずみ増分量 $\Delta \varepsilon_{\text{Field}}$ を与える。本項では、EOP 時点のひずみ速度及び EOP から 100 年後のひずみ速度を用いて、EOP 到達から 100 年間に对应するひずみ増分量 $\varepsilon_{\text{EOP} \rightarrow 100\text{y}}$ をチャートから読み取り、提案法で直接計算されるひずみ増分量と比較する。

港湾基準チャートからひずみ量を読み取り整理する方法の一例を図 5.26 に示す。同図は $R_f=1.0$ の全ひずみ速度を例として、港湾基準チャート上で EOP 時点と EOP から 100 年後のひずみ速度を対応付け、 $\Delta \varepsilon_{\text{EOP} \rightarrow 100\text{y}} = 0.0119$ を読み取る手順を示したものである。

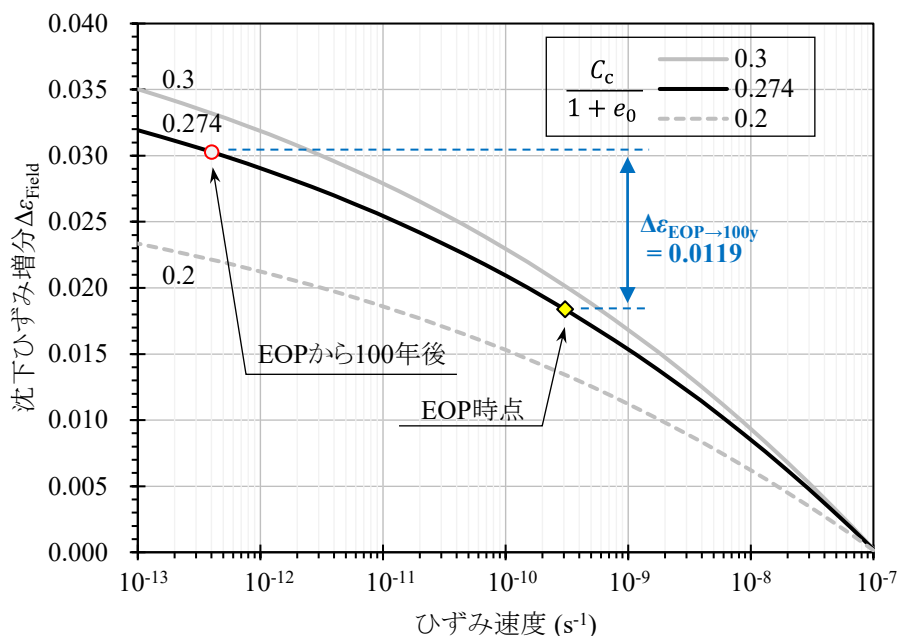


図 5.26 港湾基準チャートとの対応関係

まず、全ひずみ速度を用いた整理結果を表 5.11 に示す。 $R_f = 1.0 \sim 0.7$ では、EOP 時点の全ひずみ速度が概ね $10^{-10} \sim 10^{-11} \text{ s}^{-1}$ オーダーであり、100 年後はいずれも 10^{-13} s^{-1} 程度へ低下している。この入力に対して港湾基準チャートから読み取ったひずみ増分量は、 $R_f = 1.0$ 及び 0.9 で $\Delta \varepsilon = 0.0119$ 、 $R_f = 0.8$ で $\Delta \varepsilon = 0.0114$ 、 $R_f = 0.7$ で $\Delta \varepsilon = 0.0089$ となり、提案法のひずみ増分量（0.0117, 0.0115, 0.0100, 0.0066）と比べて同程度のオーダーである。

表 5.11 全ひずみ速度から整理したひずみ増分量

最終荷重比 R_f	全ひずみ速度(s^{-1})		港湾基準による ひずみ増分量	提案法による ひずみ増分量	ひずみの相対誤差 $(\Delta \varepsilon_{\text{EOP} \rightarrow 100\text{y}} / \Delta \varepsilon_{\text{res}}) - 1$
	EOP時点	EOPから100年後	$\Delta \varepsilon_{\text{EOP} \rightarrow 100\text{y}}$	$\Delta \varepsilon_{\text{res}}$	
1.0	3.1×10^{-10}	4.0×10^{-13}	0.0119	0.0117	1%
0.9	3.0×10^{-10}	4.0×10^{-13}	0.0119	0.0115	3%
0.8	2.4×10^{-10}	3.7×10^{-13}	0.0114	0.0100	14%
0.7	7.0×10^{-11}	3.1×10^{-13}	0.0089	0.0066	36%
0.6	2.2×10^{-11}	1.9×10^{-13}	0.0072	0.0019	285%

一方、 $R_f = 0.6$ では、全ひずみ速度を用いた整理により $\Delta \varepsilon = 0.0072$ が得られるが、提案法のひずみ増分量は 0.0019 であり、両者の乖離が顕著である。これは前項で述べたように、 $R_f = 0.6$ では粘塑性ひずみ速度が著しく低下しているにもかかわらず、全ひずみ速度には弾性成分が相対的に残存するため、港湾基準チャートに入力するひずみ速度として全ひずみ速度を採用すると、粘塑性変形のポテンシャルを過大に見積もる方向へ働くためである。

次に、粘塑性ひずみ速度を用いた整理結果を表 5.12 に示す。 $R_f = 1.0 \sim 0.7$ では、EOP 時点の粘塑性ひずみ速度は全ひずみ速度と同程度のオーダーにあり（例えば $R_f = 1.0$ で $2.9 \times 10^{-10} \text{ s}^{-1}$ ）、チャートから求めた $\Delta \varepsilon^{\text{vp}}$ は、 $\Delta \varepsilon^{\text{vp}} = 0.0118$ ($R_f = 1.0$)、 $\Delta \varepsilon^{\text{vp}} = 0.0117$ ($R_f = 0.9$)、 $\Delta \varepsilon^{\text{vp}} = 0.0112$ ($R_f = 0.8$)、 $\Delta \varepsilon^{\text{vp}} = 0.0082$ ($R_f = 0.7$) となる。これらは提案法のひずみ増分量（0.0117, 0.0115, 0.0100, 0.0066）と比較して、全ひずみ速度で整理した値以上に整合が良い。

表 5.12 粘塑性ひずみ速度から整理したひずみ増分量

最終荷重比 R_f	粘塑性ひずみ速度(s^{-1})		港湾基準による ひずみ増分量	提案法による ひずみ増分量	ひずみの相対誤差 $(\Delta \varepsilon^{\text{vp}}_{\text{EOP} \rightarrow 100\text{y}} / \Delta \varepsilon_{\text{res}}) - 1$
	EOP時点	EOPから100年後	$\Delta \varepsilon^{\text{vp}}_{\text{EOP} \rightarrow 100\text{y}}$	$\Delta \varepsilon_{\text{res}}$	
1.0	2.9×10^{-10}	4.0×10^{-13}	0.0118	0.0117	0%
0.9	2.8×10^{-10}	4.0×10^{-13}	0.0117	0.0115	2%
0.8	2.2×10^{-10}	3.7×10^{-13}	0.0112	0.0100	12%
0.7	5.0×10^{-11}	3.1×10^{-13}	0.0082	0.0066	25%
0.6	5.3×10^{-13}	1.9×10^{-13}	0.0013	0.0019	-31%

以上より、本検討範囲では、港湾基準チャートにするひずみ速度として粘塑性ひずみ速度を用いる方が、提案法のひずみ増分量と整合しやすい。一方で、 $R_f=0.7\sim1.0$ の範囲では、EOP以降に限れば全ひずみ速度をとして用いても、算定される $\Delta\varepsilon$ は粘塑性ひずみ速度の場合と大きくは変わらない。これは、EOP以降において全ひずみ速度が粘塑性ひずみ速度へ漸近し、両者の差が小さくなるためである。

(4) 実務適用上の留意点：粘塑性ひずみ速度で整理すべき条件

上記の検討結果から、港湾基準チャートを実務で利用する際の留意点として、少なくとも以下の整理が可能である。

- 1) 港湾基準チャートはアイソタック則（粘塑性ひずみ速度と圧密降伏応力の関係）に基づくため、理論的にはすべきひずみ速度は粘塑性ひずみ速度である。したがって、解析結果の整理やモデル検証の観点では、可能な限り粘塑性ひずみ速度に基づく整理を行うことが望ましい。
- 2) ただし、EOP以降において、(i) 全ひずみ速度と粘塑性ひずみ速度が同程度のオーダーで推移し、(ii) R_f を変化させても時刻歴がほぼ同一経路へ漸近する条件では、実務で観測可能な全ひずみ速度を用いた近似整理が成立し得る。本節の検討では、 $R_f=0.7\sim1.0$ がこの条件に該当し、 $\Delta\varepsilon$ の算定結果も大きな差を生じなかった。後述の3)の条件に当てはまらなければ、基本的に全ひずみ速度で整理しても実用上は差しさわりのないと考える。
- 3) 再載荷後の最終荷重が小さく、EOP以降の粘塑性ひずみ速度が著しく低下する条件では、全ひずみ速度と粘塑性ひずみ速度が乖離しやすく、全ひずみ速度を用いると港湾基準チャートから得られるひずみ増分量を過大評価する可能性がある。本項の検討では、 $R_f=0.6$ がこの典型であり、全ひずみ速度では $\Delta\varepsilon=0.0072$ となるのに対し、提案法では0.0019と小さく、粘塑性ひずみ速度（ $\Delta\varepsilon^p=0.0013$ ）の方が整合的であった。

この結果は、実務設計において「EOP以降の沈下速度を観測して港湾基準チャートにする」運用を想定した場合でも、低最終荷重条件（ R_f が小さい条件）では、全沈下速度をそのままアイソタックのひずみ速度とみなすことに注意を要することを示している。したがって、港湾基準チャートを援用する場合には、(a) EOP以降の整理に限定すること、(b) 最終荷重が小さい条件では粘塑性寄与が抑制され得ることを前提に、安全側に評価するか、あるいは提案法のように粘塑性成分を数値解析的に取り扱う方法によって検証することが望ましい。

5.4 まとめ

本章では、提案法の挙動特性と長期沈下評価への適用性を一般的条件下で整理することを目的として、理想化した粘土地盤を対象に解析を実施した。得られた主な知見を以下にまとめる。

- 1) 5.2 節の検討より、EOP 以降に進行する時間依存変形が長期沈下全体に占める割合は、初期上載圧（応力レベル）、層厚、および排水条件（ND/VD）の組合せによって大きく変化することを明らかにした。これを、EOP 以降に発生するひずみ割合 R_e により定量的に整理した（図 5.8）。とくに ND 条件では、層厚が大きいほど鉛直排水に要する時間が長期化し、EOP 到達以前の長い期間にわたって一次圧密と同時進行する粘塑性ひずみが累積するため、EOP 以降に新たに生じるひずみの割合 R_e は小さくなる。この結果、厚層・低応力条件では、仮説 B に基づく提案法の結果であっても、EOP を境に変形挙動が分離したように見える仮説 A に近い見かけの挙動として整理され得ることを示した。一方、VD 条件では排水機構が鉛直方向の層厚に支配されないため、 R_e の層厚依存性は ND とは異なり、応力レベルの影響がより直接的に反映されることを示した。
- 2) 以上の結果は、提案法が仮説 B に基づく枠組みであるにもかかわらず、初期応力レベル、層厚、および排水機構の組合せによって、EOP 以降の時間依存変形の見え方が大きく変化し得ることを意味する。すなわち、初期応力が小さい条件では、圧密初期に荷重増分の多くが過剰間隙水圧として保持され、有効応力の上昇が抑制されるため、粘塑性ひずみの寄与は一次圧密前半では目立ちにくい。その後、排水の進行に伴って有効応力が増加する一次圧密後半に粘塑性ひずみが主として累積し、EOP 到達時点で全ひずみの大部分が既に発生する結果、EOP 以降の追加変形が相対的に小さく評価される。このため、低応力・厚層条件では、一次圧密が支配的で EOP 以降の変形が小さいという仮説 A に近い見かけ上の特徴が強調される。したがって、長期沈下評価においては材料定数のみならず、応力レベルおよび排水条件を含む地盤条件を併せて整理することが不可欠である。
- 3) 5.3 の検討より、設計実務で参照可能な形として、EOP 以降に追加的に発生する残留ひずみ ε_{res} を用い、最終荷重比 R_f とプレロード撤去時の圧密度 U を整理軸として長期残留沈下を図表化できることを示した（図 5.12～図 5.23）。この整理により、慣用的な一次圧密沈下評価に対して、EOP 以降の長期沈下をどの程度上乗せすべきかを定量的に判断できる。
- 4) さらに、 OCR_{ini} 、 R_u 、 t_{Re} の影響は本検討範囲では相対的に小さく、設計用の整理としては R_f と U を優先することが合理的である一方、載荷荷重 p_{Load} や層厚 H は応力履歴・応力分布を通じて補助的に影響し得ることを整理した。特に層厚について、VD 条件では層厚の影響がほぼ無いが、ND 条件では深度ごとの有効応力の増加速度が異なるため、残留ひずみ ε_{res} に与える影響が大きい。よって、ND 条件の場合は、今回整理した図表は層厚 $H = 10$ m 以外では使用が難しいため、提案法を用いた残留ひずみ ε_{res} の評価が必要となる。
- 5) 5.3.5 より、粘塑性ひずみ速度による整理が原理的に整合的であることを前提としつつ、実務では沈下観測に基づく全ひずみ速度を用いざるを得ない場合が多い。本研究は、このような実務的な制約の下で、全ひずみ速度を粘塑性ひずみ速度の代理として扱い得る条件とその限界を提案法による数値解析で明示した。

以上より，本章の検討は，提案法の挙動特性を (i) EOP 以降の割合 (R_e) による特性整理と，(ii) EOP 以降の増分 (ϵ_{res}) による設計整理，(iii) 港湾基準に基づく長期沈下評価との対応関係の三つの観点で体系化し，長期沈下評価への適用に資する基礎的知見を与えるものである．

参考文献

- 1) 地盤工学会：地盤改良の調査・設計と施工－戸建住宅から人工島まで－，丸善出版，pp. 77-79, 2013.
- 2) 小川富美子，松本一明：港湾地域における土の工学的諸係数の相関性，港湾技研研究所報告，第17巻，第3号，pp. 3-89, 1978.
- 3) Watabe, Y. and Leroueil, S.: Modeling and Implementation of the Isotache Concept for Long-Term Consolidation Behavior, *International Journal of Geomechanics*, Vol. 15, Issue 5, A4014006, 2012.
- 4) Mesri, G. and Choi, Y.K.: Settlement analysis of embankments on soft clays, *J. Geotech. Engng., ASCE*, Vol. 111, No. 4, pp. 441-464, 1985.
- 5) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，pp. 308-326, 2018.

第6章 モデル地盤の長期沈下予測解析

6.1 概説

前章では要素解析として荷重履歴を変化させた場合の提案法による地盤挙動を整理した。本章では、港湾沿岸域の軟弱地盤上に載荷盛土工法（サーチャージ工法）によるコンテナターミナル建設の応力レベルを模擬した解析を提案法で実施する。載荷～除荷～再載荷を考慮した長期圧密解析を行い、提案法の適用性を検討する。

6.2 解析モデル

6.2.1 モデル地盤

本章で取り上げる地盤モデルを図 6.1 に示す。支持層上に層厚 H の軟弱な粘性土で構成される地盤であり、原地盤は軟弱な海成粘土を想定したものである。この地盤をプレロード工法（載荷盛土工法）にて改良し、最終的にはコンテナターミナルを構築することを想定する。荷重履歴を考慮した施工手順の模式図を図 6.2 に示す。

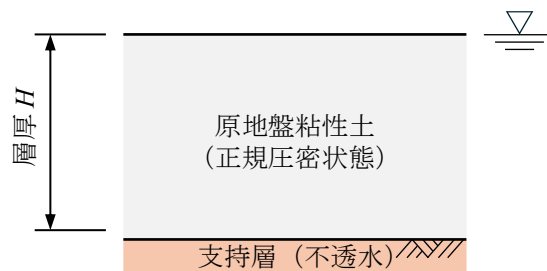


図 6.1 原地盤モデル

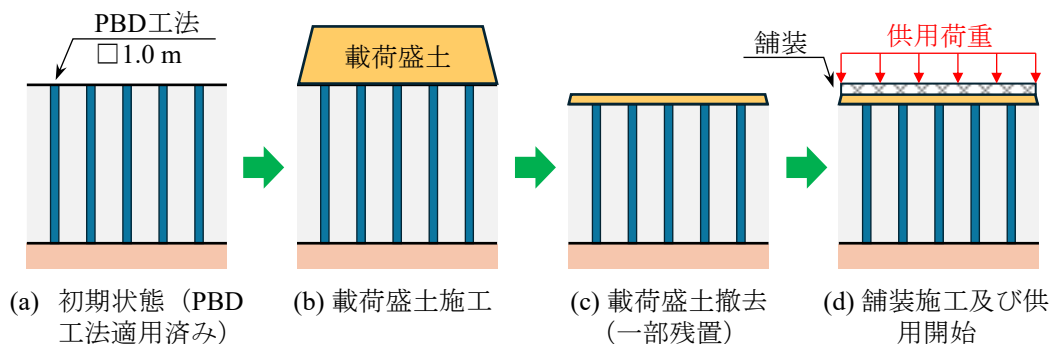


図 6.2 施工手順の模式図

改良対象の粘性土の層厚が厚い場合は、圧密放置期間を短縮するためバーチカルドレーン工法を併用することが多い。本解析例においても、短期間での地盤改良を目的として、載荷盛土前に PBD 工法によるバーチカルドレーンが施工されているものとした。ここで、PBD 材は 1.0 m 間隔

の正方形格子状に地表面から不透水支持層まで打設されている．PBD 施工後の状態を初期状態として，その上に砂材による载荷盛土を载荷して軟弱地盤を改良する（図 6.2(b)）．十分に圧密改良され，目標とする圧密度に到達したら载荷盛土を撤去する（図 6.2(c)）．ただし，ここでは，供用開始時の高さを確保するため，载荷盛土材の一部を残置するものとした．その後，一定の放置期間を経て舗装を施工し，施設が完成する（図 6.2(d)）．以上の载荷荷重の変化を考慮して，供用開始後に長期間が経過した際の沈下量を提案法で評価する．

6.2.2 解析モデルとパラメータ

モデル地盤の解析モデルを図 6.3 に示す．

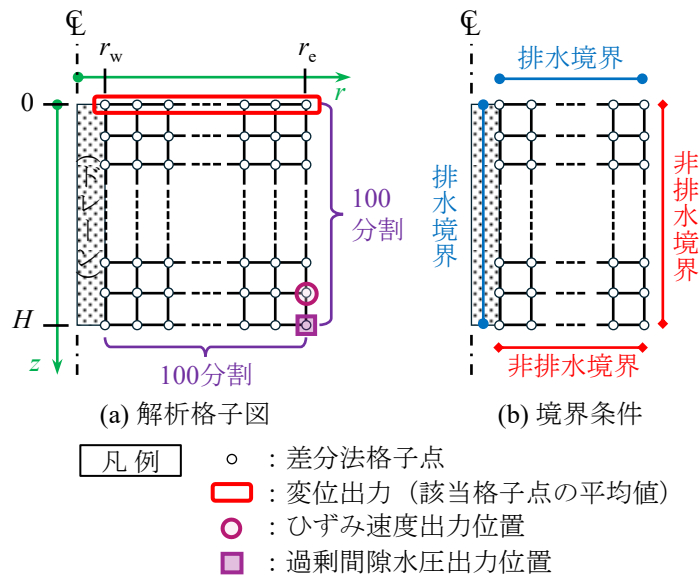


図 6.3 解析モデル

軸対称解析にてモデル化した．解析モデルの等価有効直径 d_e (半径 r_e) は，PBD 材の打設ピッチ $d=1.0$ m より式(2.11)を用いて， $d_e=1.13$ m ($r_e=0.565$ m) と設定した．原地盤の粘性土は，海成粘土の例として神戸六甲アイランドの粘土 (Ma13) ¹⁾を参考に，表 6.1 のパラメータとした．

表 6.1 解析パラメータ

項目	単位	値
水中単位体積重量 γ'	kN/m ³	5.0
圧縮指数 C_c ^{注)}		1.0
膨張指数 C_s ^{注)}		0.10
鉛直方向圧密係数 c_v	m ² /s	9.3×10^{-8}
水平方向圧密係数 c_h	m ² /s	9.3×10^{-8}
アイソタックパラメータ $\sigma'^{pL}/\sigma'^{p0}$		0.70
アイソタックパラメータ c_1		0.935
アイソタックパラメータ c_2		0.111

^{注)} ひずみで定義された自然対数軸の圧縮指数 λ_e と膨張指数 κ_e は、

$$\lambda_e = 0.434 C_c (1+e_0)^{-1}, \quad \kappa_e = 0.434 C_s (1+e_0)^{-1} \text{から求められる.}$$

原地盤の初期粘塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_0^{vp}$ は全層一律 $\dot{\epsilon}_0^{vp} = 1.0 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ とした. これは段階載荷圧密試験の 24 時間後の粘塑性ひずみ速度に相当する ²⁾. アイソタックパラメータは, Watabe and Leroueil²⁾の標準値を採用した. すなわち, $\sigma'^{pL}/\sigma'^{p0} = 0.70$, $c_1 = 0.935$, $c_2 = 0.111$ である.

6.2.3 解析ケース

解析ケースを表 6.2 に示す.

表 6.2 解析ケース

解析ケース	粘土層厚 H	アイソタックモデル
Case1	5 m	適用
Case2	10 m	適用
Case3	20 m	適用
Case4	5 m	非適用
Case5	10 m	非適用
Case6	20 m	非適用

粘土層厚 H は, 5 m, 10 m, 20 m の 3 通りを設定し, それぞれに対してアイソタックモデルを適用する場合と適用しない場合を比較した. アイソタックモデルを適用しない場合の計算は, クリープを含まない慣用的な一次元圧密計算である C_c 法と同様である. これらの層厚に基づく初期有効応力 σ'_0 と初期間隙比 e_0 の深度分布を図 6.4 に示す.

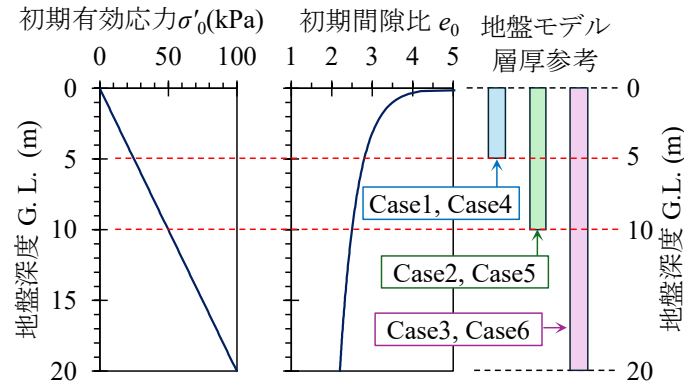


図 6.4 初期有効応力と初期間隙比の深度分布

深度毎の初期間隙比 e_0 は、圧密圧力 100 kPa での間隙比 $e = 2.20$ を基準として、圧縮指数 $C_c = 1.0$ と初期有効応力 σ'_0 から計算して設定した。本解析例は正規圧密地盤を仮定しているため、図 6.4 の初期応力分布は圧密降伏応力分布と一致する。したがって、プレロードの除荷等による応力変化によって局所的に過圧密比が上昇して OCR が 1.4 を超えなければ粘塑性ひずみが継続して発生する。

6.2.4 荷重履歴

荷重履歴を図 6.5 に示す。

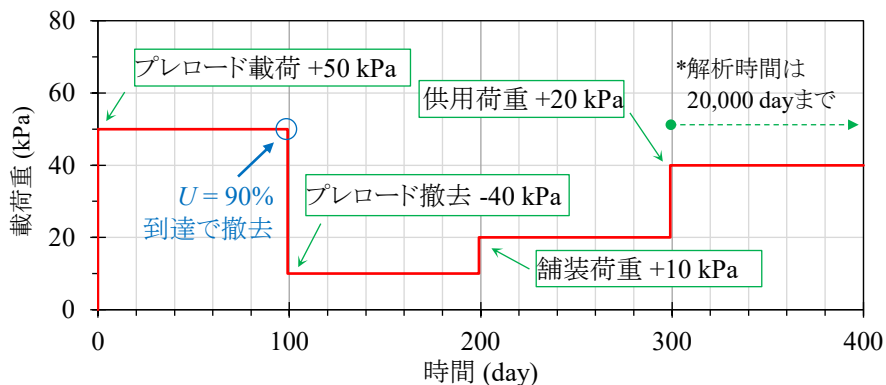
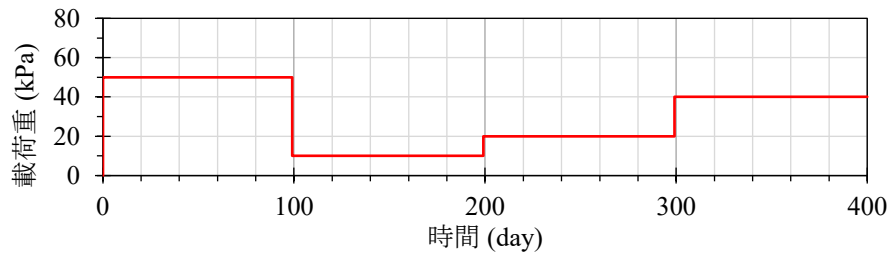


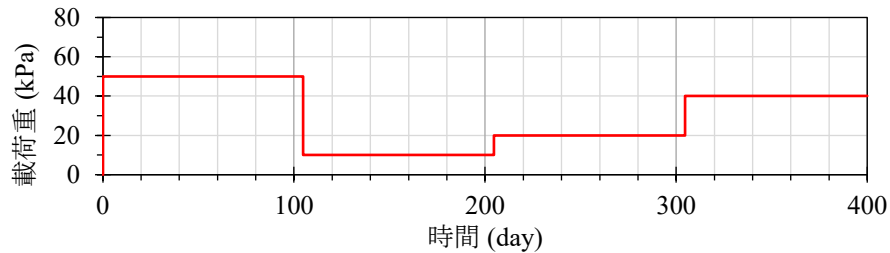
図 6.5 荷重履歴（層厚 $H = 5$ m）

本図は図 6.2 で模式的に示した施工手順をグラフとして編纂したものである。ここでは、プレロード工法である荷重盛土工法（サーチャージ工法）を想定して、荷重履歴を設定した。まず 50 kPa の荷重盛土を施工して、原地盤の地盤改良を行った。本解析例における目標圧密度 $U=90\%$ に到達したら、荷重荷重のうち 10 kPa を残して荷重盛土を撤去した。ここで盛土の一部を残置したのは、最終的な設計高を確保するという意図のもとで設定した。荷重盛土撤去から 100 日後に舗装を行い、舗装から 100 日後に供用を開始した。ここで、舗装荷重は 10 kPa、供用荷重は 20 kPa

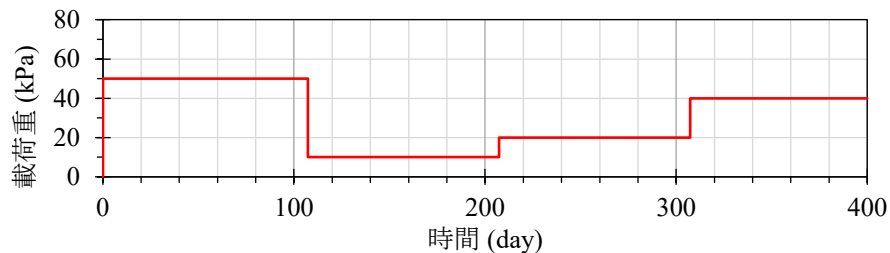
とした．荷重の載荷及び除荷は瞬時載荷として扱い，載荷（除荷）直後の荷重増分 Δp を全層に一樣な初期過剰間隙水圧 Δu として与えた（除荷時は符号を負とする）．載荷盛土を撤去する時間（目標圧密度 $U = 90\%$ に到達する時間）は層厚 H に依存するため，図 6.5 は一例として $H = 5 \text{ m}$ のケース（ $U = 90\%$ に到達する時間は 99.1 日）を示した．他の層厚における荷重履歴を図 6.6 に示す．層厚 $H = 20 \text{ m}$ であっても， $U = 90\%$ に到達する時間は 107.4 日である．本解析はドレーンからの排水効果が支配的であるため，ケース間で載荷盛土の撤去のタイミングに大きな隔たりは無い．解析における目標圧密度への到達の判定は，過剰間隙水圧の変化から式(2.32)で算定した．本解析は長期圧密の検討を目的としているため，計算開始から 20,000 日（約 55 年）まで計算を実施した．



(a) 層厚 $H = 5 \text{ m}$



(b) 層厚 $H = 10 \text{ m}$



(c) 層厚 $H = 20 \text{ m}$

図 6.6 層厚ごとの荷重履歴

6.3 解析結果

図 6.7～図 6.11 に、提案したアイソタックモデルを適用した場合（Case1～Case3）と、従来の一次圧密のみを考慮した場合（Case4～Case6）の解析結果を示す。

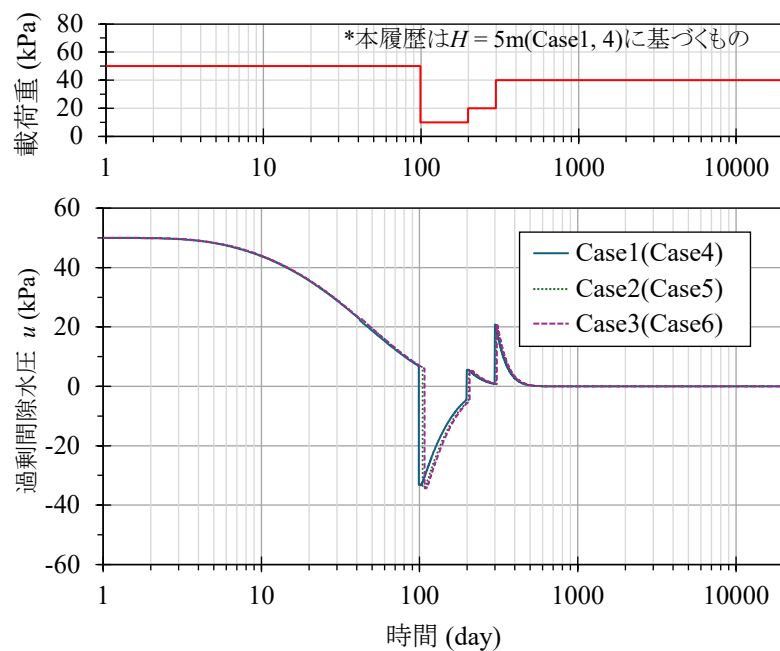


図 6.7 過剰間隙水圧時刻歴

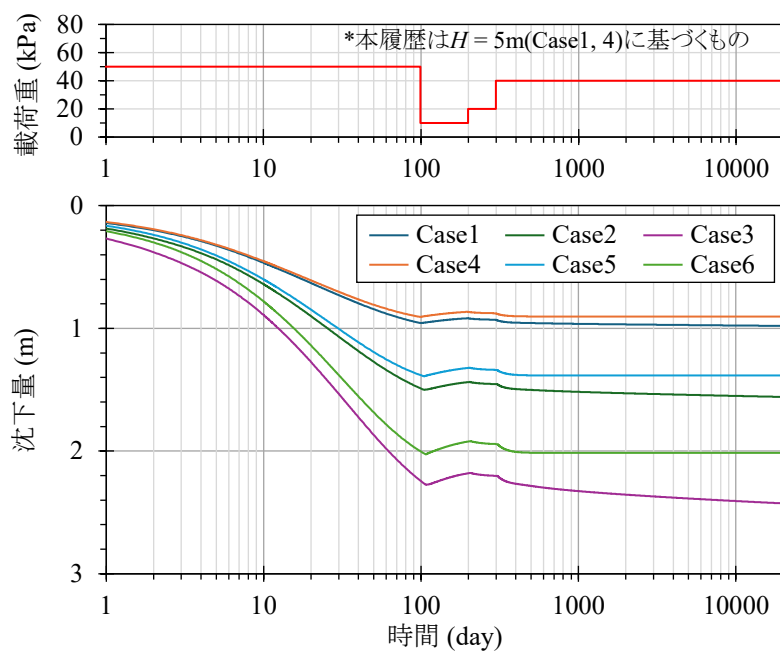


図 6.8 沈下時刻歴

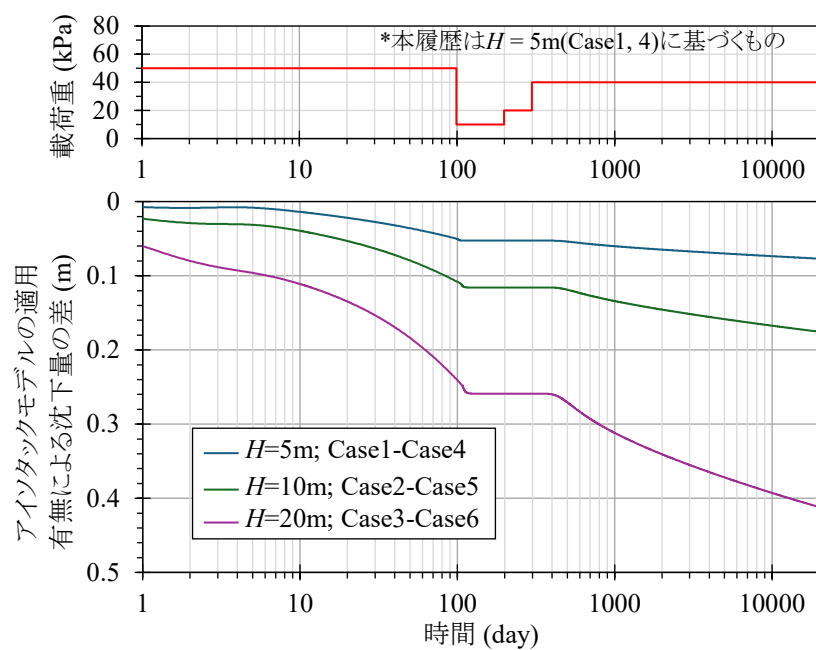


図 6.9 アイソタックモデル適用有無による沈下量の差

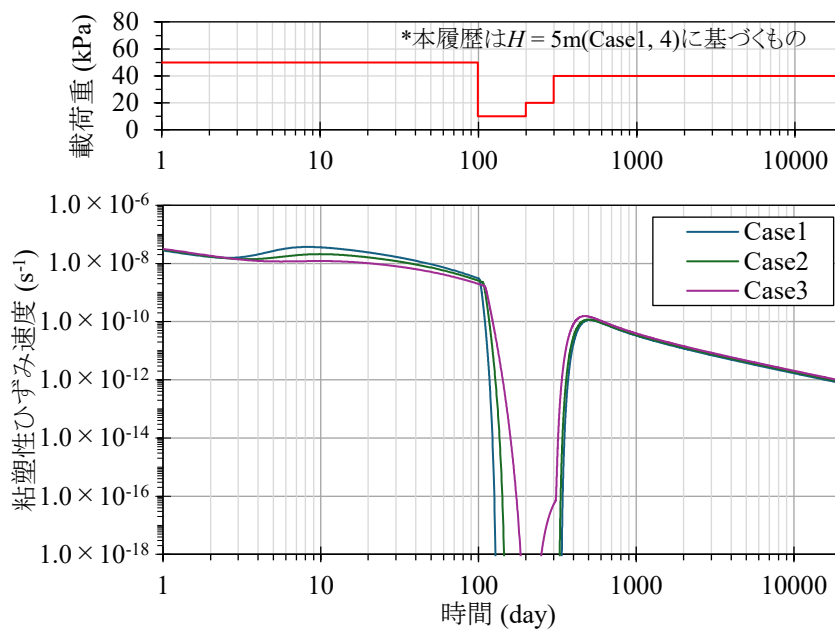
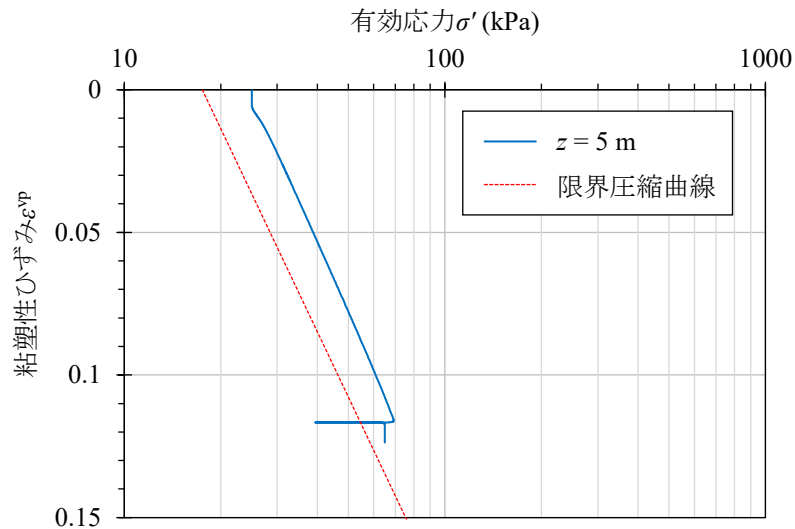
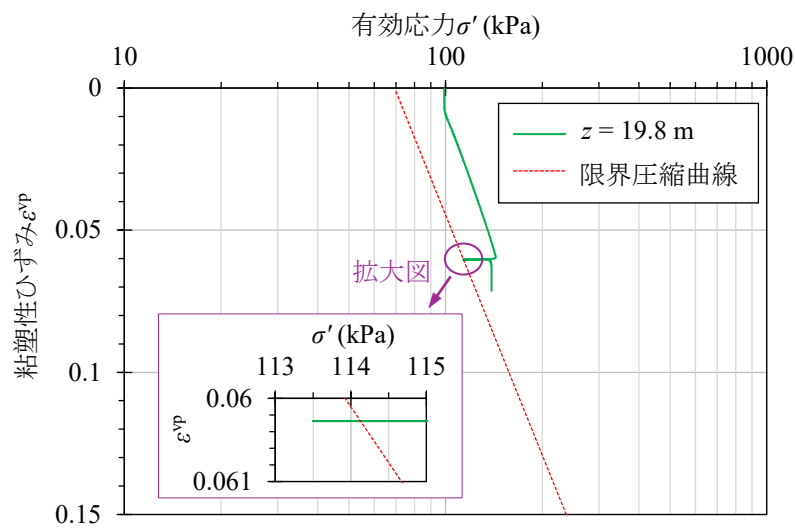


図 6.10 粘塑性ひずみ速度時刻歴



(a) 深度 $z = 5$ m



(b) 深度 $z = 19.8$ m

図 6.11 Case3 (層厚 20m) の有効応力・粘塑性ひずみ関係

図 6.7 が過剰間隙水圧の時刻歴，図 6.8 が沈下量の時刻歴，図 6.9 がアイソタックモデル適用有無による沈下量の差，図 6.10 が粘塑性ひずみ速度の時刻歴，図 6.11 が Case3 (層厚 $H = 20$ m) における有効応力-粘塑性ひずみ関係である．なお，本章で示す沈下量は沈下（下向き変位）を正としている．第3章・第4章で用いた鉛直変位 Disp. （膨張を正）とは符号が逆である．

以下，本文では全層の過剰間隙水圧の平均値 u_{ave} が 1 kPa 未満となった時刻 $t = t_p$ を EOP（一次圧密終了時刻）と定義する． u_{ave} は前掲の式(5.1)で算出する．表 6.3 に t_p の一覧を示す．

表 6.3 EOP 到達時刻 t_p

ケース名	層厚 H	EOP到達時刻 t_p
Case1, Case4	5 m	780 day
Case2, Case5	10 m	870 day
Case3, Case6	20 m	910 day

(1) 過剰間隙水圧の時刻歴

図 6.7 の過剰間隙水圧時刻歴より、層厚 $H = 5, 10, 20$ m のいずれのケースについても、過剰間隙水圧は時間とともに減少し、最終的にほぼ 0 kPa に収束することが分かる。表 6.3 より t_p は概ね 780～910 日程度である。本解析条件下では、プレロード载荷からおよそ 1.5 年程度で一次圧密がほぼ完了し、それ以降は排水に起因する体積変化はほとんど生じないと判断できる。

なお、本章のケース設定では、Case1～Case3 と Case4～Case6 はアイソタックモデルの適用・非適用が異なるだけで排水条件は同一である。両者の過剰間隙水圧の消散過程は一致しているのに対し、後述の沈下量の時刻歴は大きく異なっている。これは、本研究の計算法では、過剰間隙水圧の時間発展（排水・消散）は圧密方程式により決まり、その結果得られる有効応力を入力としてアイソタックモデルで粘塑性ひずみを更新する逐次計算（片方向連成）としているためである。すなわち、粘塑性ひずみを圧密方程式のソース項として直接組み込んでいないため、アイソタックモデルの有無によって過剰間隙水圧の時刻歴は変化しない。一方、アイソタックモデル適用時には、過剰間隙水圧が消散し有効応力がほぼ一定となった後も粘塑性ひずみが累積するため沈下が継続するが、非適用時は一次圧密終了後に沈下が収束する。

(2) 沈下量の時刻歴

沈下量の時刻歴を示す図 6.8 を見ると、プレロード载荷期間中は一次圧密による沈下が支配的である。ただし、アイソタックモデル適用ケース（Case1～Case3）では一次圧密と並行して粘塑性ひずみが累積するため、層厚が大きいケースほどアイソタックモデル非適用ケース（Case4～Case6）から沈下差が生じている。

一方、一次圧密がほぼ終了する t_p (EOP) 以降に着目すると、両者の挙動には顕著な差が現れる。アイソタックモデルを適用した Case1～Case3 では、 t_p 以降も沈下量が時間の対数に対して緩やかに増加し続けており、長期にわたるクリープ沈下が生じている。一方、アイソタックモデルを適用していない Case4～Case6 では、過剰間隙水圧の収束とともに沈下量も一定値となり、二次圧密に相当する長期沈下は生じない。

(3) アイソタックモデル適用有無による沈下量差

図 6.9 は、Case1～Case3 と Case4～Case6 の沈下量の差を時刻歴として整理したものであり、アイソタックモデルの適用によって追加的に生じる粘性沈下量を直接的に示している。本解析では、一次圧密期間中から粘塑性ひずみが同時進行するため、沈下差は载荷初期から発生し、層厚が大きいほど顕在化する。一方、 t_p (EOP) 以降は非適用ケースの沈下が収束するのに対し、適用ケースでは粘塑性ひずみが継続するため、沈下差は時間とともに単調に増加する。特に層厚 H が大きい

いほど、沈下差は長期的に大きくなり、 $H=20\text{ m}$ のケースでは 20,000 日時点で約 41 cm の沈下差となる。本解析で設定した材料・荷重条件の範囲では、粘塑性ひずみ速度の水準は層厚の違いによらず概ね同程度であり（図 6.10）、その結果、深度方向に積分される沈下量は層厚が大きいほど増大する。

(4) 粘塑性ひずみ速度の時刻歴

図 6.10 に粘塑性ひずみ速度の時刻歴を示す。同図より、粘塑性ひずみ速度はプレロード載荷直後に最も大きく、その後、一次圧密に伴う応力状態の変化とともに急速に低下する。載荷盛土を撤去した除荷直後には、粘塑性ひずみ速度は一時的に 10^{-16} s^{-1} 以下まで低下し、粘性に起因する沈下がほぼ停止する。

その後、舗装荷重・供用荷重の載荷により有効応力が再び増加すると、ひずみ速度は再び増大し、長期クリープに対応する $10^{-10}\sim 10^{-12}\text{ s}^{-1}$ 程度のオーダーで推移する。興味深いことに、プレロード載荷から供用開始に至るまでの荷重履歴が同一であるため、層厚 H が異なっても再載荷後の粘塑性ひずみ速度の時刻歴はほぼ一意的な曲線として重なっている。すなわち、本解析で想定した範囲では、粘塑性ひずみ速度は主として応力経路とアイソタックパラメータ ($\sigma^{\text{PL}}/\sigma^{\text{P0}}$, c_1 , c_2) 及び圧密定数 (λ_e , κ_e) により規定され、層厚の違いは粘塑性ひずみ速度自体にはほとんど影響しないことが分かる。

(5) 有効応力-粘塑性ひずみ関係

図 6.11 は、Case3 ($H=20\text{ m}$) について、深度 $z=5\text{ m}$ 及び $z=19.8\text{ m}$ の 2 点における有効応力 σ' と粘塑性ひずみ ε^{p} の関係を示したものである。図中には限界圧縮曲線も併記しており、応力状態が限界圧縮曲線に近接または到達するか否かによって、粘塑性ひずみの進行状況がどのように変化するかが読み取れる。

プレロード載荷期間中には、両深度とも応力点が右方向（有効応力増加側）へ移動し、限界圧縮曲線に向かって進行する。除荷時には、応力点が左側（有効応力低下側）へ移動し、 $z=5\text{ m}$ では一旦限界圧縮曲線を越えた後に左側へ戻るのに対し、 $z=19.8\text{ m}$ では限界圧縮曲線の近傍で停止している。このため、除荷段階ではいずれの深度においても粘塑性ひずみの進行が一時的にほぼ停止し、図 6.9 に示したように除荷直後の沈下増分は非常に小さくなる。

その後、舗装荷重・供用荷重の載荷により応力点は再び右方向へ移動し、長期的には限界圧縮曲線へ再接近する。これに対応して、供用開始後の長期放置により粘塑性ひずみが徐々に進行し、クリープ沈下が蓄積していく。限界圧縮曲線に漸近する過程では粘塑性ひずみが継続しうるため、本解析で想定した 20,000 日（約 55 年）以降も、ある程度の残留沈下量が発生する可能性があることが示唆される。

6.4 考察

(1) EOP 以降の時間依存変形と応力経路の関係

前節の結果より、過剰間隙水圧が消散した後も沈下が継続するか否かは、主として除荷及び再載荷後の応力状態が限界圧縮曲線に対してどの位置にあるかによって決定されることが分かる。

図 6.11 に示したように、プレロード載荷により応力状態が限界圧縮曲線近傍まで進行した後、載荷盛土の撤去によって一旦応力が低下するが、その低下量が十分でなく、状態点が限界圧縮曲線からあまり離れない場合には、供用荷重の載荷とともに再び限界圧縮曲線へ接近する。その結果、EOP 以降においても時間依存的な粘塑性ひずみが長期にわたり継続し、クリープ沈下が顕在化する。

一方、プレロード除荷後の応力状態が限界圧縮曲線から十分離れた位置（同図において限界圧縮曲線より左側）にまで戻る場合には、供用期間中における粘塑性ひずみの発現は著しく抑制される。本解析では、初期地盤を正規圧密粘土と仮定し、荷重履歴により局所的な過圧密状態が形成されるものの、 $OCR \leq 1.4$ の範囲では、応力状態が限界圧縮曲線近傍に位置する限り、EOP 以降の時間依存変形が継続して発生するモデル化を行っている。

この設定のもとでは、プレロードによって圧密度 U を 90% 程度まで高めた場合であっても、除荷後の応力状態が限界圧縮曲線から十分に離れない場合には、供用荷重載荷後に再び限界圧縮曲線近傍へと状態点が戻り、EOP 以降の時間依存変形が無視できない大きさで進行する。したがって、一次圧密の進行度合い（圧密度 U ）のみならず、除荷後に長期的に作用する有効応力と限界圧縮曲線との相対位置を評価することが、長期沈下量を適切に見積もるうえで重要である。

(2) 適用範囲（OCR 制限）と浅層の取り扱い

本研究では、限界圧縮曲線の左側（大過圧密域）では粘塑性ひずみ速度を 0 とみなす簡略化を導入しているため、浅層のように除荷後 OCR が大きくなる層では、粘性膨張やその後の再圧縮を定量的に評価することはできない。ただし、プレロード改良地盤の長期残留沈下は、一般に自重応力が大きい中～深層で支配され、浅層は過圧密化によって変形が抑制されるため、長期沈下への寄与は相対的に小さい場合が多い。

実務適用では、層ごとの OCR と応力点の位置（限界圧縮曲線との相対関係）を確認したうえで、本手法を $OCR \leq 1.4$ 程度の層（応力点が限界圧縮曲線近傍にある層）に適用し、浅層の大過圧密域については慣用法（ C_u 法等）による安全側に上乗せを併用するなど、層別に扱う『ハイブリッド評価』が合理的である。

(3) 層厚の影響と時間依存変形

本研究では、過剰間隙水圧の時間発展は圧密方程式により表される一次圧密の枠組みとして扱い、圧密係数 c_v 、 c_h は一定とした。一方、二次圧密を含む時間依存変形は、圧密方程式に追加項として組み込むのではなく、アイソタック構成則により有効応力-ひずみ関係として評価する。すなわち、圧密計算（過剰間隙水圧 u の算定）と構成則更新（粘塑性ひずみの算定）を逐次に行う（片方向連成）。この枠組みでは、アイソタックモデルの有無にかかわらず過剰間隙水圧の消散曲線に差は生じず、一次圧密終了後（EOP 以降）に生じる追加沈下は主として有効応力一定下の粘

塑性再圧縮として表現される。

図 6.10 に示す粘塑性ひずみ速度の時刻歴に着目すると、層厚 H を 5～20 m の範囲で変化させても、再載荷後のひずみ速度曲線はほぼ同一の軌跡をたどる。すなわち、同一の材料パラメータおよび荷重履歴の下では、材料としての時間依存ひずみ挙動は主として応力経路と限界圧縮曲線との相対関係によって規定され、層厚にはほとんど依存しない。一方で、図 6.9 に示すように、最終沈下量は層厚に概ね比例して増加し、 $H = 20$ m のケースでは $H = 5$ m の約 4 倍のクリープ沈下が生じている。これは、同程度のひずみが発生していても、それが累積する層厚が大きいほど、地表面に現れる沈下量が増大するためである。したがって、本検討では、材料としての時間依存ひずみ挙動（ひずみ速度）と、それが層厚方向に累積して現れる沈下量とを区別して整理することが有用である。

なお、大ひずみや透水係数の間隙比依存性が顕著な場合、あるいは粘塑性ひずみ速度を圧密方程式のソース項として組み込むような拡張モデル（第 2 章 2.10 で紹介したモデル等）を用いる場合には、二次圧密が過剰間隙水圧の消散過程にも影響し得る。本研究の結果は、上記の簡略化が妥当な範囲において解釈されるべきであり、より厳密な連成効果の検討は今後の課題である。

(4) 残留ひずみ評価図を踏まえた本章の評価

ここでは、第5章で提案した「残留ひずみ評価図」を、本章のモデル地盤解析（Case1～Case3）へ適用した場合の扱い方と、得られる残留沈下量の妥当性を確認する。本モデル地盤は排水条件がVDとNDの混在であるが、基本的にはVD側の排水が卓越すると考えられるため、評価図はVD条件として適用する方針とした。また、プレロード撤去時の圧密度は $U=90\%$ 、最終荷重比は $R_f=0.8$ であることから、評価図上の $U=90\%$ 、 $R_f=0.8$ に相当する曲線を用いる。さらに、層厚 H （Case1: 5 m, Case2: 10 m, Case3: 20 m）以外のパラメータ（ $OCR_{ini}=1.0$, $p_{Load}=50\text{ kPa}$, $R_u=0.8$, $t_{Re}=200$ 日）は第5章の検討結果より影響が相対的に小さいため、基本ケースと同様として評価図を適用する。以上の整理を表6.4に示す。

表 6.4 残留ひずみ評価図の適用方針

項目	Case1	Case2	Case3	残留ひずみ評価図適用方針
1-1) 排水条件	VDとNDの混合			基本的にVDがNDより排水が卓越するため、VD条件として評価図を適用する。
1-2) プレロード撤去時の圧密度 U		90%		評価図の $U=90\%$ を適用する。
1-3) 最終荷重比 R_f		0.8		評価図の $R_f=0.8$ を適用する。
2-1) 層厚 H	5 m	10 m	20 m	VD条件の場合、層厚の影響は少ないので基本ケースのVD評価図を適用する。
2-2) 初期過圧密比 OCR_{ini}		1.0		パラメータは基本ケースと同様である。ただし、第5章の検討結果より、本項目は影響が少ない。
2-3) 載荷荷重 p_{Load}		50 kPa		パラメータは基本ケースと同様である。
2-4) 除荷荷重比 R_u		0.8		パラメータは基本ケースと同様である。ただし、第5章の検討結果より、本項目は影響が少ない。
2-5) 除荷から再載荷までの経過時間 t_{Re}		200 日		第5章の検討結果より、本項目は影響が少ない。

上記方針に基づき、残留ひずみ評価図からEOP以降の残留ひずみ ε_{res} を読み取り、EOPから10年後、50年後、100年後の値を表6.5に整理した。表6.5より、本ケースでは評価図から得られる ε_{res} は層厚によらず同一となり（10年後：0.0030、50年後：0.0051、100年後：0.0059）、「ひずみで整理した評価図」であることから、層厚の違いは残留沈下量への換算時に反映されることが分かる。

表 6.5 残留ひずみ評価図による残留ひずみ

層厚 H	残留ひずみ評価図による残留ひずみ ε_{res}		
	EOPから10年後	EOPから50年後	EOPから100年後
5 m	0.0030	0.0051	0.0059
10 m	0.0030	0.0051	0.0059
20 m	0.0030	0.0051	0.0059

表 6.6 残留ひずみ評価図から求めた残留沈下量

層厚 H	残留ひずみ評価図から求めた残留沈下量 d_{resChart} (m)		
	EOPから10年後	EOPから50年後	EOPから100年後
5 m	0.015	0.025	0.030
10 m	0.030	0.051	0.059
20 m	0.061	0.101	0.119

次に、表 6.5 の ε_{res} に層厚 H を乗じて残留沈下量 d_{resChart} ($=\varepsilon_{\text{res}} \cdot H$) を算定し、表 6.6 に示した。表 6.6 より、 d_{resChart} は層厚に概ね比例して増加し、例えば EOP から 50 年後では $H=5$ m で 0.025 m、 $H=10$ m で 0.051 m、 $H=20$ m で 0.101 m となる。同様に、EOP から 100 年後ではそれぞれ 0.030 m、0.059 m、0.119 m となる。

一方、提案法の時刻歴計算結果から求めた残留沈下量 d_{resCalc} を表 6.7 に示し、評価図による推定値 d_{resChart} との差を誤差率 $(d_{\text{resCalc}} - d_{\text{resChart}}) / d_{\text{resChart}}$ として表 6.8 に整理した。その結果、EOP から 10 年後では $H=5$ m で 0.011 m (誤差率-27%)、 $H=10$ m で 0.026 m (-15%)、 $H=20$ m で 0.062 m (+2%) となり、EOP から 50 年後でも同様に $H=5$ m で-27%、 $H=10$ m で-14%、 $H=20$ m で+2%であった。

すなわち、本章のモデル地盤に対して VD 条件の評価図を適用した場合、薄層 ($H=5 \sim 10$ m) では評価図が残留沈下量をやや大きめ (安全側) に見積もり、 $H=20$ m では良好に一致する傾向が確認された。これは、評価図が第 5 章の理想化した条件に基づく代表図であること、ならびに本章のモデル地盤では VD と ND が混在し応力・排水条件が完全には一致しないことによる差が、層厚条件によって顕在化した可能性がある。

さらに、残留ひずみの大きさを EOP 時点のひずみと対比するため、EOP 時点の全ひずみ ε_{EOP} 、EOP 時点の粘性ひずみ $\varepsilon_{\text{vp_EOP}}$ 、および EOP から 50 年後の残留ひずみ $\varepsilon_{\text{res_EOP+50y}}$ を表 6.9 に整理した。表 6.9 より、 ε_{EOP} は 0.116~0.192 と大きい一方、 $\varepsilon_{\text{vp_EOP}}$ は 0.012~0.015、 $\varepsilon_{\text{res_EOP+50y}}$ は 0.004~0.005 であり、EOP 以降に追加的に発生する残留ひずみは、EOP までに蓄積した全ひずみに比べて相対的に小さいことが分かる。

したがって、本章の条件範囲では、残留ひずみ評価図の推定誤差が生じても、沈下全体に対する影響は限定的であり、評価図は「EOP 以降の上乗せ沈下」を概略把握する目的 (設計初期の比較・スクリーニング) に有用といえる。

以上より、本章のモデル地盤 (VD 卓越, $U=90\%$, $R_f = 0.8$) に対しては、第 5 章で整理した残留ひずみ評価図を VD 条件として適用し、 $\varepsilon_{\text{res}} \rightarrow d_{\text{resChart}}$ の換算により残留沈下量を迅速に見積もる

ことが可能である。ただし、VD と ND が混在する条件や、薄層条件のように評価図が安全側に振れやすい場合には、必要に応じて提案法による時刻歴計算 (d_{resCalc}) で補正・確認することが望ましい。

表 6.7 提案法の計算による残留沈下量

層厚 H	提案法の計算による残留沈下量 d_{resCalc} (m)	
	EOPから10年後	EOPから50年後
5 m	0.011	0.019
10 m	0.026	0.044
20 m	0.062	0.104

表 6.8 残留沈下量の誤差率

層厚 H	残留沈下量の誤差率 $(d_{\text{resCalc}} - d_{\text{resChart}})/d_{\text{resChart}}$	
	EOPから10年後	EOPから50年後
5 m	-27%	-27%
10 m	-15%	-14%
20 m	2%	2%

表 6.9 残留ひずみの評価

層厚 H	EOP時点のひずみ		EOPから50年後の残留ひずみ
	全ひずみ ε_{EOP}	粘性ひずみ $\varepsilon_{\text{EOP}}^{\text{v}}$	$\varepsilon_{\text{res_EOP+50y}}$
5 m	0.192	0.012	0.004
10 m	0.151	0.013	0.004
20 m	0.116	0.015	0.005

(5) C_α 法 (Mesri and Choi モデル) との比較

現在の多くの技術基準で二次圧密計算モデルとして採用されている C_α 法は, Mesri and Choi³⁾が提案した二次圧密モデルである. 本モデルは, 二次圧密による沈下量 S を

$$S = \frac{C_\alpha}{1 + e_0} H \log_{10} \left(\frac{t}{t_p} \right) \quad (6.1)$$

で評価する. 二次圧密係数 C_α を一定と仮定したうえで, 二次圧密の開始時刻 t_p (一次圧密終了時刻) を解析者が設定する必要がある.

図 6.12 に, アイソタックモデルを適用しない Case4~Case6 の解析結果に対し, 式(6.1)で計算した二次圧密量 S を加算したケース (Case4'~Case6') を示す.

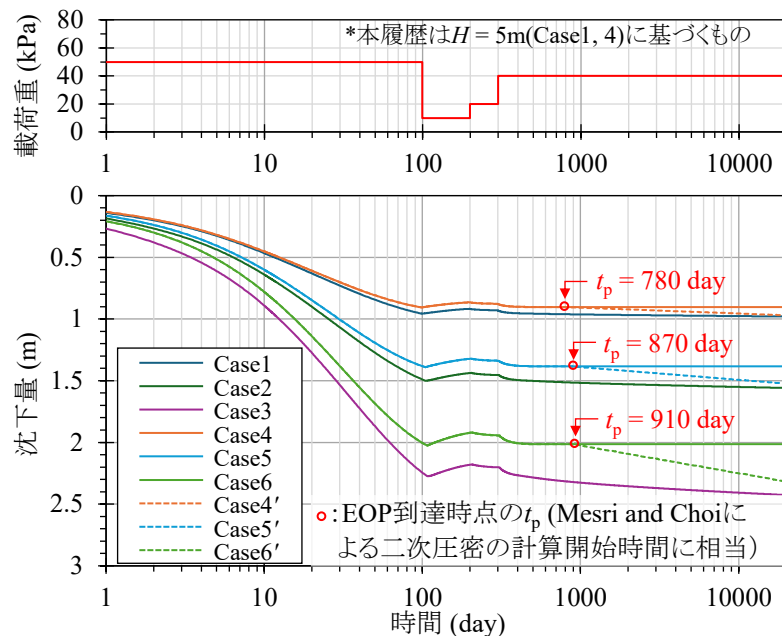


図 6.12 C_α 法 (Mesri and Choi モデル) との比較

平均過剰間隙水圧が 1 kPa 未満となる時刻を t_p (EOP) とし, $C_\alpha/C_c = 0.04$ を用いて³⁾二次圧密量を評価した結果, 20,000 日 (約 55 年) 時点での沈下量は, アイソタックモデルを適用した Case1~Case3 と概ね同程度となることが確認できる. しかしながら, C_α 法 (Mesri and Choi モデル) は仮説 A に基づく整理であるため, 一次圧密期間中に生じる時間依存ひずみを陽的に評価することができない. そのため, プレロード撤去時点で既に蓄積している粘性沈下量 (例えば $H = 20$ m ケースで約 0.25 m 程度) は, 仮説 B に基づくアイソタックモデルを用いた場合のみ評価可能であり, 式(6.1)だけでは表現されない. また, C_α 法 (Mesri and Choi モデル) では C_α 一定を仮定するため, 理論上は時間の対数に対して無限に沈下が進行し続けることになるのに対し, アイソタックモデルでは限界圧縮曲線が存在するため, 応力状態が限界圧縮曲線に漸近するにつれて粘塑性ひずみ速度が自然に低下し, 長期的には沈下が収束に向かう挙動を表現できる.

6.5 まとめ

本章では、プレロード工及び PBD 改良を施したモデル地盤を対象に、アイソタックモデルに基づく長期沈下解析を行い、EOP 以降の時間依存変形を含む沈下挙動について検討した。

解析の結果、プレロードにより圧密度 U を高めた場合であっても、除荷後に形成される応力状態によっては、供用荷重載荷後に EOP 以降の時間依存変形が無視できない大きさで進行することが確認された。このことは、長期沈下評価において、圧密度 U のみを指標とするのではなく、除荷後に長期的に作用する有効応力と限界圧縮曲線との相対位置を併せて評価する必要があることを示している。

また、層厚の影響については、材料として発現する時間依存ひずみ挙動自体は層厚に依存しない一方で、沈下量として現れる変位は層厚に比例して増大することが示された。これは、材料特性と幾何学条件を明確に切り分けて整理することが、長期沈下予測において不可欠であることを意味している。

さらに、 C_α 法 (Mesri and Choi モデル) の二次圧密モデルとの比較から、従来モデルは長期的な沈下量の近似評価には有効であるものの、一次圧密期間中の時間依存ひずみや、除荷・再載荷を含む全履歴を一貫して評価する点において限界を有することが確認された。これに対し、本研究で用いたアイソタックモデルは、一次圧密から EOP 以降の時間依存変形に至るまでを同一の枠組みで連続的に評価できる点に特徴がある。

以上を総合すると、本章で実施したモデル地盤の長期沈下解析は、第5章で整理した提案法の挙動特性を具体的な地盤モデルに適用し、長期沈下予測に結び付けたものであり、提案法がプレロード改良地盤における時間依存変形評価に有効な解析手法となり得ることを示している。ただし、これらの知見は本研究で仮定した材料特性及び荷重条件の範囲に基づくものであり、適用範囲や限界については今後の検討課題である。

参考文献

- 1) 土質工学会関西支部 大阪湾海底地盤情報の活用に関する研究委員会：海底地盤-大阪湾を例として-, 土質工学会関西支部, pp. 146-168, 1995.
- 2) Watabe, Y. and Leroueil, S.: Modeling and Implementation of the Isotache Concept for Long-Term Consolidation Behavior, *International Journal of Geomechanics*, Vol. 15, Issue 5, A4014006, 2012.
- 3) Mesri, G. and Choi, Y. K.: Settlement Analysis of Embankments on Soft Clays, *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, Vol. 111, No. 4, pp. 441-464, 1985.

第7章 結論

7.1 研究の目的と本研究の位置づけ

本研究は、プレロード工法を適用した軟弱粘土地盤の長期圧密挙動を対象として、アイソタック則に基づく粘塑性構成モデルの適用性と限界を、理論・実験・数値解析の三側面から体系的に検討することを目的としたものである。

特に、プレロード工に特有な載荷-除荷-再載荷という非単調な荷重履歴の下で、一次圧密の進行中から発現する時間依存変形、放置期間および供用期間中に生じる粘塑性再圧縮といった一連の挙動を、従来の一次圧密理論や経験的な二次圧密評価式では十分に説明しきれない問題として捉え、これらをアイソタック則の枠組みでどのように整理し得るかを主たる研究課題とした。

本論文では、Watabe and Leroueil によって提唱されたアイソタック則を基盤として、これを圧密方程式と組み合わせた数値解析の枠組みを構築し、遠心模型実験およびモデル地盤解析を通じて、プレロード改良地盤の長期沈下挙動を検討した。

また、除荷後の挙動については、時刻歴のみならず、全ひずみ-有効応力関係の観点から整理することで、除荷後の応力状態と再圧縮挙動との関係に着目した整理を行った。さらに、EOP以降に生じる残留沈下については、実務上取り扱いやすい指標を用いた評価の可能性を検討した。

以上のように、本研究は、プレロード改良地盤における長期圧密挙動を、荷重履歴を考慮したアイソタック則の枠組みの下で俯瞰的に捉え、その適用性と課題を整理することを意図したものである。

7.2 本研究で得られた主要な知見

以下に、第1章で掲げた検討項目（解析手法の提案、検証、パラメトリック解析、設計実務への適用方針）に対応させつつ、本研究で得られた主要な知見をまとめる。

(1) アイソタック則に基づく荷重履歴を考慮した圧密解析法

第2章では、アイソタック則におけるひずみ速度依存型の圧密降伏応力の概念に基づき、プレロード工における載荷・除荷・再載荷履歴を一貫して取り扱う構成関係を整理した。

従来、アイソタックモデルは主として載荷過程を対象に議論されることが多かったが、本研究では、(i) 除荷直後の弾性膨張、(ii) 除荷後に負の過剰間隙水圧が消散した後に生じる粘塑性再圧縮、(iii) 再載荷時の時間依存変形、を同一の枠組みで記述可能であることを示した。

さらに、中空円筒型の圧密方程式と連成させることで、鉛直一次元変形と放射状排水を考慮した解析法を提案し、バーチカルドレーンが設置されたプレロード改良地盤に対しても適用可能な数値解析法を提示した。

その際、除荷により応力状態が限界圧縮曲線の左側に大きく離れる場合 ($OCR > 1.4$) には、粘塑性再圧縮を発現させないというモデル上の前提を明示し、実務適用における解釈の指針を与えた。

(2) 圧密解析方法の数値的妥当性と解析精度の検証

同じく第2章では、提案した数値解法の妥当性を検証するため、Terzaghi の一次元圧密解、Barron によるドレーン地盤の理論解、及び Carrillo による鉛直・放射排水の近似解との比較を行った。

その結果、軸対称差分格子を 100 分割とした条件下では、平均圧密度に関する誤差率は全時刻を通じて概ね 0.4% 以下に抑えられることが確認された。

このことから、ADI 法に基づく本研究の解析スキームは、プレロード工に実務的に用いられるパラメータ範囲において、長期沈下解析の基盤として十分な精度を有することが示された。

さらに、Fan and Watabe が実施した除荷を伴う長期圧密試験を対象に提案法の妥当性確認を行い、除荷直後の弾性膨張から過剰間隙水圧の消散を経て顕在化する粘塑性再圧縮という時間依存挙動について、適用範囲内で提案法が定性的に良好に再現し得ることを確認した。

(3) プレロード撤去後の挙動に関する遠心模型実験の知見

第3章では、プレロード工を模擬した遠心模型実験を実施し、粘土の種類、排水条件、プレロード撤去時の圧密度、自重応力条件が、撤去後の沈下・膨張挙動に及ぼす影響を整理した。

その結果、特にバーチカルドレーンを有し、かつ撤去時圧密度が低い条件 ($U_t = 60\%$) では、除荷直後の大きな弾性膨張の後、負の過剰間隙水圧の消散を契機として顕著な再圧縮沈下が発現することが明らかとなった。

一方、 $U_t = 90\%$ の高圧密状態やドレーン未設置条件では、再圧縮は相対的に小さく、除荷後は膨張または緩やかな時間依存変形が継続する傾向が確認された。

これらの結果から、「プレロードをどの圧密度で撤去するか」が、除荷後の長期沈下挙動を支配する重要な要因であることを示した。

(4) 遠心模型実験の再現解析によるアイソタック則の適用性の検討

第4章では、遠心模型実験結果を対象とした再現解析を行い、アイソタック則の適用性を検討した。

その結果、除荷後の過圧密比が概ね $OCR \leq 1.4$ にとどまる条件では、除荷直後の弾性膨張量、負の過剰間隙水圧の消散過程、及びその後に発現する粘塑性再圧縮の進行を、解析的に良好に再現できることが示された。

一方、 $OCR > 1.4$ となるような除荷条件では、応力状態が限界圧縮曲線の左側に位置するため、粘性膨張やその後の再圧縮を十分に表現できず、本手法の適用が困難であることも明確となった。

これにより、アイソタック則が有効に機能する「中程度の除荷域」が、実験と解析の両面から具体的に示された。また、実験と同様に全ひずみ-有効応力関係で整理することで、応力状態の相対位置と再現性（再圧縮の有無）の対応を説明しやすいことを示した。

再現解析では一次圧密と粘性変形の相似則の差にも留意しつつ、実験で同定した圧密特性と渡部・金子による標準的なアイソタックパラメータを用いた条件設定により、実務適用時のパラメータ設定の考え方を整理した。

(5) モデル地盤解析による長期沈下評価の再整理

第5章及び第6章では、理想化したモデル地盤解析を通じて、初期応力状態、層厚、プレロード条件、ドレーン改良条件が長期沈下挙動に与える影響を整理した。

その結果、時間依存ひずみ速度の時刻歴は材料特性と応力履歴によってほぼ一義的に決まる一方、沈下量そのものは層厚や改良範囲といった幾何条件に強く依存することが示された。

また、コンテナターミナル構築を想定したモデル地盤解析より、 C_α 法（Mesri and Choi）による二次圧密評価式との比較から、最終沈下量の大きさは概ね整合し得るものの、一次圧密期間中の粘性変形やプレロード撤去時までに蓄積した沈下量を連続的に評価できないという限界が確認された。

これに対し、本研究で提案した手法は、荷重履歴を内部状態量として明示的に扱う構成則型モデルであり、プレロード撤去時点から供用期間に至るまでのひずみ速度を追うことで沈下挙動を一貫して評価できる点に特徴を有する。

さらに、第5章では、EOP以降の時間依存変形の寄与率（ R_e ）およびEOP以降の残留ひずみ（ ε_{res} ）を指標として、プレロード条件・応力レベルが長期沈下の現れ方に与える影響を体系的に整理した。

(6) 設計実務への適用方針の提示（整理図表・基準類との接続）

第5章では、プレロード改良地盤におけるEOP以降の長期残留沈下を、実務的に把握可能な指標（最終荷重比 R_f 、プレロード撤去時の圧密度 U 、排水条件 ND/VD）に基づいて整理し、EOP以降に進行する残留ひずみ ε_{res} を図表として提示した。この整理により、慣用的な一次圧密沈下評価（ C_c 法、 m_v 法等）で得られる沈下量に対して、EOP以降の長期沈下をどの程度上乘せすべきかを、荷重履歴を踏まえて定量的に判断し得ることを示した。

また、港湾基準に示されるアイソタック則の実務運用（港湾基準チャート）との対応関係を検

討し，入力すべきひずみ速度は原理的には粘塑性ひずみ速度であること，ならびに 最終荷重が小さく粘塑性ひずみ速度が著しく低下する条件（低 R_f 条件）では，全ひずみ速度を用いた整理が過大評価につながり得ることを明示した．

以上より，本研究は，提案法を用いて，実務で用いられている評価法との接続と，適用上の留意点を含めた利用手順を整理した点に特徴を有する．

7.3 プレロード改良地盤におけるアイソタック則の適用性と限界

以上の検討結果を踏まえると、プレロード改良地盤に対するアイソタック則の適用性と限界は、除荷後の応力状態、とくに限界圧縮曲線との相対的位置関係に基づいて整理することができる。以下では、本研究で得られた知見を基に、設計実務での適用判断に資する形で、有効な適用条件、適用上の限界、および今後の課題を整理する。

(1) 有効な適用条件

飽和粘土地盤で、除荷後の過圧密比が概ね $OCR \leq 1.4$ にとどまり、応力状態が限界圧縮曲線近傍に位置する場合には、プレロード撤去後の再圧縮及び供用期間中の長期沈下を設計上有用な精度で評価できる可能性がある。本研究で示す $OCR = 1.4$ は限界圧縮曲線 (σ^{PL}) に基づく「実務的な目安」であり、厳密な境界値というよりも、除荷後の応力状態が限界圧縮曲線近傍にとどまるか否かを判定するための指標として用いる。

なお、一般的な港湾埋立条件を想定した試算からも、除荷後に $OCR > 1.4$ となる可能性は高くなく、中～深層では本適用範囲外となる状況は限定的であることから、実務上、本手法が適用可能な事例は多いと考えられる。

また、施工管理においては圧密度 U のみならず、撤去後に想定される OCR や応力点の位置（限界圧縮曲線との相対関係）を併せて把握することで、供用期の残留沈下リスクをより合理的に判別できる。

(2) 適用上の限界

大除荷条件では、粘性膨張やその後の再圧縮を十分に表現できず、適用に注意を要する。また、本研究で用いたアイソタックパラメータ (c_1 , c_2 , σ^{PL}/σ^{p0}) は Watabe and Leroueil による標準値が提唱されているものの、高精度に予測したい場合は室内試験（長期圧密試験または多段階定ひずみ速度載荷圧密試験）の結果を踏まえたパラメータ同定が望ましい。

さらに、簡便法（港湾基準チャート等）を援用する場合には、ひずみ速度の定義（全ひずみ速度と粘塑性ひずみ速度の差）に留意し、特に低 R_f 条件では安全側の評価や提案法による検証を併用することが望ましい。

(3) 今後の課題

今後の課題としては、(1) 大除荷域における粘性膨張のモデル化、(2) 本研究で提示した整理図表・指針案を、多層地盤や不均一地盤、施工・改良条件のばらつき等を含む実地盤条件へ拡張し、簡便評価法との橋渡しをより一般化すること、(3) 三次元応力場やせん断クリープを考慮した拡張、(4) 実地盤データによる検証の蓄積、が挙げられる。

7.4 総括

本研究は、プレロード改良地盤の長期圧密挙動を対象として、荷重履歴を考慮したアイソタック解析の枠組みを体系化したものである。港湾基準に示されるアイソタック則を、鉛直方向の変形を考慮した軸対称圧密方程式の数値解と組み合わせ、具体的な解析手順として定式化した。これにより、一次圧密と時間依存変形を分離せずに評価可能とし、標準的な土質試験結果から同定可能なパラメータを用いて、現実的な計算負荷のもとで長期沈下を検討できる実務的手法を提示した。さらに、遠心模型実験および再現解析を通じてその妥当性を検証した。

以上の成果により、本研究は、理論概念として整理されてきたアイソタック則を設計実務において運用可能な解析手法として具体化し、軟弱地盤の長期沈下評価に対する実践的基盤を示した。

付録a 圧密方程式の数値解析

式(2.10)の圧密方程式の数値解法として、本研究では有限差分法の 1 種である ADI 法 (Alternating Direction Implicit method, 交互方向陰解法) ¹⁾を採用した。ADI 法は時間ステップごとに計算を分割して、異なる 2 方向の空間変数を交互に陰的に解く手法である。同時に 2 変数を解かないことで一度の計算で解く連立方程式が縮小するため、計算が高速化する。初めに、式(2.10)を z 方向について離散化すると次式となる。

$$\frac{u_{i,j}^{n+1/2} - u_{i,j}^n}{\Delta t/2} = c_v \frac{u_{i+1,j}^{n+1/2} - 2u_{i,j}^{n+1/2} + u_{i-1,j}^{n+1/2}}{\Delta z^2} + c_h \left(\frac{u_{i,j+1}^n - 2u_{i,j}^n + u_{i,j-1}^n}{\Delta r^2} + \frac{1}{r_j} \frac{u_{i,j+1}^n - u_{i,j-1}^n}{2\Delta r} \right) \quad (\text{a1})$$

ここに、 Δt は微小時間、 Δz は z 方向の格子幅、 Δr は r 方向の格子幅、 $u_{i,j}^n$ は時刻 t_n 、位置 (z_i, r_j) の過剰間隙水圧である。本付録は z 方向及び r 方向の格子間隔のインデックスを下付き文字、時間ステップに関するインデックスを上付き文字で表す。式(a1)について、左辺に時間更新成分 $n+1/2$ を整理すると、

$$\begin{aligned} & \left(-\frac{c_v \Delta t}{2\Delta z^2} \right) u_{i+1,j}^{n+1/2} + \left(1 + \frac{c_v \Delta t}{\Delta z^2} \right) u_{i,j}^{n+1/2} + \left(-\frac{c_v \Delta t}{2\Delta z^2} \right) u_{i-1,j}^{n+1/2} \\ & = \left(\frac{c_h \Delta t}{2\Delta r^2} + \frac{c_h \Delta t}{4r_j \Delta r} \right) u_{i,j+1}^n + \left(1 - \frac{c_h \Delta t}{\Delta r^2} \right) u_{i,j}^n + \left(\frac{c_h \Delta t}{2\Delta r^2} - \frac{c_h \Delta t}{4r_j \Delta r} \right) u_{i,j-1}^n \end{aligned} \quad (\text{a2})$$

となる。続けて、 r 方向を更新すると、

$$\begin{aligned} \frac{u_{i,j}^{n+1} - u_{i,j}^{n+1/2}}{\Delta t/2} &= c_v \frac{u_{i+1,j}^{n+1/2} - 2u_{i,j}^{n+1/2} + u_{i-1,j}^{n+1/2}}{\Delta z^2} \\ &+ c_h \left(\frac{u_{i,j+1}^{n+1} - 2u_{i,j}^{n+1} + u_{i,j-1}^{n+1}}{\Delta r^2} + \frac{1}{r_j} \frac{u_{i,j+1}^{n+1} - u_{i,j-1}^{n+1}}{2\Delta r} \right) \end{aligned} \quad (\text{a3})$$

となる。左辺に時間更新成分 $n+1$ を整理すると、

$$\begin{aligned} & \left(-\frac{c_h \Delta t}{2\Delta r^2} + \frac{c_h \Delta t}{4r_j \Delta r} \right) u_{i,j+1}^{n+1} + \left(1 + \frac{c_h \Delta t}{\Delta r^2} \right) u_{i,j}^{n+1} + \left(-\frac{c_h \Delta t}{2\Delta r^2} - \frac{c_h \Delta t}{4r_j \Delta r} \right) u_{i,j-1}^{n+1} \\ & = \left(\frac{c_v \Delta t}{2\Delta z^2} \right) u_{i+1,j}^{n+1/2} + \left(1 - \frac{c_v \Delta t}{\Delta z^2} \right) u_{i,j}^{n+1/2} + \left(\frac{c_v \Delta t}{2\Delta z^2} \right) u_{i-1,j}^{n+1/2} \end{aligned} \quad (\text{a4})$$

となる。式(a2)、式(a4)に初期値・境界条件を適用して、 $u_{i,j}^{n+1}$ を求める。

ADI 法は 2 次元拡散方程式に適用されることが多い計算法であるが、式(2.10)は右辺第 3 項に $(1/r)$ を係数とする項が含まれる。これにより、計算対象の格子点がドレーン中心に近いほど r が小さくなるため、右辺第 3 項の影響が大きくなり格子幅や時間間隔の取り方によっては解析が安定しない。このような場合、反復法や Crank-Nicolson 法のような陰解法と ADI 法を組み合わせる安定性を確保する方法もあるが、反復計算に計算コストが増加することに加えて、得られる解も収束条件に依存する。そこで、本研究では安定性条件である CFL 条件 (Courant-Friedrichs-Lewy condition) を満たすように格子幅、時間間隔を設定することで数値安定性を確保することにした。ADI 法を適用する場合、式(2.10)の CFL 条件は

$$\frac{c_v \Delta t}{(\Delta z)^2} \leq \frac{1}{2} \quad (\text{a5})$$

$$\frac{c_h \Delta t}{(\Delta r)^2} + \frac{c_h \Delta t}{2r_{\min} \Delta r} \leq \frac{1}{2} \quad (\text{a6})$$

となる．ここに， $r_{\min}$ は r 軸方向に格子分割した際の最小の r 座標の値である．式(a5)と式(a6)をいずれも満たす最小の時間間隔 Δt を設定することで，安定的に計算することが可能である．

参考文献

- 1) 高見穎郎，河村哲也：偏微分方程式の差分解析法，東京大学出版会，pp. 187-188, 1994.

付録b 遠心模型実験の実験手順

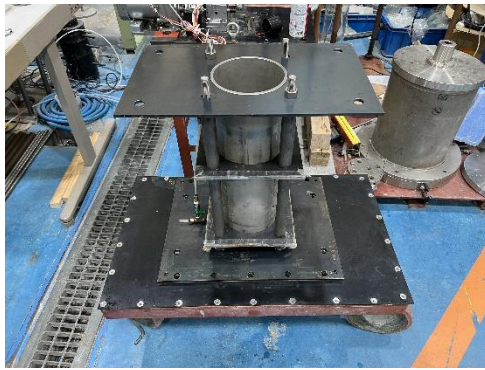
b.1 はじめに

論文本編は解析法の提案及びその検証を主題とするため、遠心模型実験手順の詳細記述を割愛した。本付録は、実験の再現性の確保に加え、事例が少ない遠心模型実験における実務的な試行錯誤や留意点を記録として残すことを目的としている。

b.2 試料準備から自重圧密完了まで

はじめに、鋼材により製作した遠心模型実験用の実験土槽を組み立て、土槽内の側面へシリコンオイルとシリコングリースの混合物を塗布した。これは、壁面摩擦の影響を低減し、プレロード荷重を地盤下部まで伝達させることを目的としている。実験時、容器内部には水を張るが、実験中に水漏れが発生しないように容器底面の排水盤や、容器側面の間隙水圧系挿入箇所のネジ穴は、Oリングによる止水を原則とした。次に、実験で用いる粘土を用意した。本研究では木節粘土及びNSFカオリンを用いた。いずれも購入土であり、乾燥した粉体状態である。これらの粘土試料に水を投入してミキサーで練り混ぜ、液性限界 w_L の約1.5倍の含水比となるように調整した。スラリー状の粘土を実験土槽に投入し、大きな気泡が内部に残らないように軽く突き固めをした。ここで、実験土層に投入したスラリー量は、自重圧密完了時に層厚250 mm相当の高さとなるように、事前検討に基づき調整した。スラリー投入後、重力場で5 kPa相当の荷重となる錘を粘土地盤上に載荷して、両面排水条件で予備圧密を開始した。粘土表面に沈下計(L.V.D.T.)を設置し、予備圧密の終了は沈下時刻歴から判定した。具体的には、Kamei et al.¹⁾に準じて沈下時刻歴が少なくとも2tに達した時点で予備圧密を終了するものとした。

予備圧密完了後、錘を取り除き、粘土地盤上に砂を載荷した。この砂の量は、遠心加速度50gまたは25g（実験ケースによる）の下で、5 kPaの荷重となるように調整した。その後、地盤天端の変位を測定するための変位計を取り付けて、遠心模型実験装置に模型を載荷して、所定の遠心加速度で自重圧密を開始した（写真b.1）。なお、計測器には変位計の他に間隙水圧計も水位計代わりに設置している。これは、重力場では水漏れが発生しなくても、遠心力を加えると水漏れが発生する可能性があるため、水位変化の観察を目的としている。自重圧密も予備圧密と同様に、両面排水条件で実施した。圧密終了判定は、沈下時刻歴が2tに達した時点とした。自重圧密の終了をもって、遠心模型実験のための粘土地盤の構築が完了した。



(a) 模型装置の組み立て



(b) 遠心载荷装置への模型セット

写真 b.1 自重圧密

b.3 計測器準備から遠心模型実験終了まで

自重圧密完了後、模型を取り出し、層別沈下板と間隙水圧計を設置した。間隙水圧計の設置手順は次の通りである（写真 b.2）。i)容器側面に設置されているネジ孔を開放する ii)間隙水圧計の埋設に必要な位置まで木工用ドリルで粘土地盤を掘削する iii)間隙水圧計を挿入する iv)空隙はスラリー粘土で充填し、ネジと共に O リングを締め込み、止水を確保した。なお、ネジには間隙水圧計のコードが通るように小径の穴をあけており、このコードの周囲からも水が抜けないよう



(a) 側面ネジの取り外し



(b) 粘土の削孔



(c) 間隙水圧計の挿入



(d) スラリーによる埋め戻し

写真 b.2 間隙水圧計の設置手順

に，O リングで止水した（O リングの詳細は写真 b.3）．この間隙水圧計設置時に採取した試料を用いて，自重圧密後の粘土地盤の初期含水比を計測した．

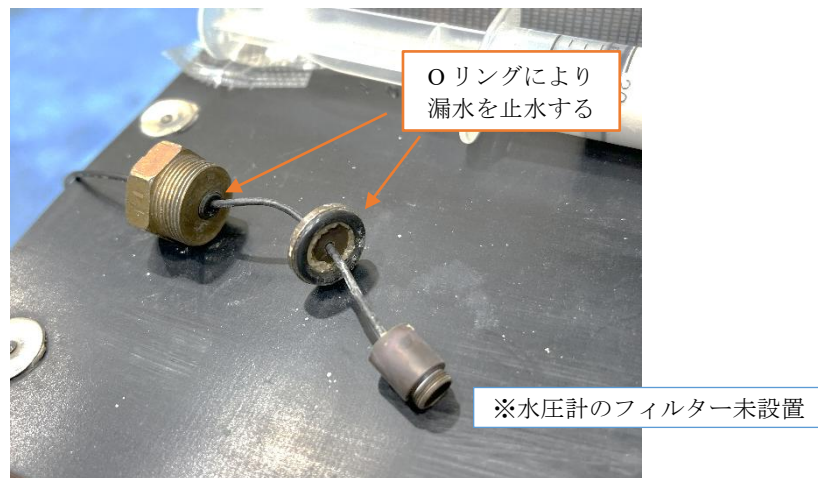


写真 b.3 間隙水圧計周辺の止水

沈下板も間隙水圧計と同様に，設置する深度まで木工用のドリルを用いて粘土を掘削し，沈下板を設置した（写真 b.4）．設置後，空隙部はスラリー粘土を充填した．沈下板は，予め沈下板の周囲にシリコンオイルを塗布して摩擦を低減した．

バーチカルドレーンを設けるケースでは，直径 20 mm で粘土地盤の中央を削孔し，凍結サンドドレーンを挿入した（写真 b.5）．凍結状態で挿入することで，挿入時の周辺粘土の乱れを最小限に抑えることを意図した．粘土地盤の層厚は 250 mm であるが，サンドドレーンの全長は 230 mm として底面から 20 mm は砂で置き換えなかった．底面までサンドドレーンを設置すると，底面排水盤上の排水面を通過し，底面側方側の過剰間隙水圧の消散速度が著しく早くなることを懸念したためである．サンドドレーンの砂材は市販の宇部珪砂 6 号（土粒子密度 $\rho_s = 2.639 \text{ Mg/m}^3$ ，



(a) 沈下板（アルミ製ロッド）



(b) 沈下板設置完了

写真 b.4 沈下板の設置



(a) 凍結サンドドレーンの長さ調整



(b) 凍結サンドドレーンの挿入過程

写真 b.5 サンドドレーンの設置

最大乾燥密度 $\rho_{\text{dmax}} = 1.672 \text{ Mg/m}^3$ ，最小乾燥密度 $\rho_{\text{dmin}} = 1.312 \text{ Mg/m}^3$ ）を使用した．挿入後の凍結サンドドレーンは周囲の粘土地盤との温度差から数時間で融解する．遠心模型実験装置に載荷した後の準備（配線結束や変位計の最終拘束）で数時間を要するため，遠心模型実験を開始するまでに融解は完了する．

模型地盤の準備が完了すれば，最後にプレロード昇降装置を模型容器に取り付けて，模型を再び遠心装置に設置した．遠心装置に搭載する直前の状態を写真 b.6 に示す．配線や計測器の拘束が全て完了し，実験準備が完了したら遠心模型実験装置を作動させた．変位計と間隙水圧計の値を確認しながら，所定の遠心加速度まで徐々に遠心加速度を上昇させた．遠心加速度を上昇させると，粘土自身の自重により，粘土に過剰間隙水圧が発生する．ただ，この過剰間隙水圧は従前



写真 b.6 遠心模型実験直前の模型

に実施した自重圧密で粘土地盤が過圧密状態にあることから，過剰間隙水圧の消散は早い．所定の遠心加速度に到達後はしばらく放置して，過剰間隙水圧の変動が落ち着いたことを確認して，

プレロードを載荷（遠心模型実験を開始）した。なお、遠心模型実験装置を動作させているときは、遠心ピット内は高速回転により模型と空気が摩擦で高温となるため、夏季は 28℃、冬季は 20℃ の設定でエアコンを常時稼働させた。

プレロード載荷後、目標圧密度 U_1 に到達した時点でプレロードを撤去し、48 時間以上放置して変位と間隙水圧を計測して、遠心模型実験を終了した。実験終了後、模型地盤の中心から半径 25 mm 及び半径 50 mm の位置で地盤をくりぬき、含水比を測定した。

b.4 遠心模型実験における留意事項

本論に記したように、実験中の圧密度 U_1 は、中心から半径 50 mm 位置の各深度（50～200 mm）で設置した間隙水圧計の計測値に基づいて評価した。半径 25 mm 位置にも間隙水圧計を設置していたが、実験後の掘削調査より、設置した位置が最大 5 mm 以上平面的に移動していたケースが散見されたことから、実験中に計測器がどの位置にあるのか明瞭でないことから目標圧密度の評価には用いなかった（実験後の観察で、平面位置の移動が小さいもののみ事後評価に使用した）。一方、半径 50 mm 位置の間隙水圧計は平面位置の移動がなく、良好な観測結果を得られた。この理由として、間隙水圧計設置後の埋設部を充填したスラリーは周囲の粘土より軟弱であり、特に 25 mm 位置では充填量が多く間隙水圧計が移動しやすい状態にあったものと考えられる。一方で、高精度な間隙水圧計測については、本研究の条件下では一定の制約があることが確認された。

b.5 実験手順に関する補足的考察

本付録に示した実験手順は、遠心模型実験の再現性を確保するための一例であり、実験装置や対象条件に応じて調整が必要となる。特に、間隙水圧計の設置方法やドレーン挿入手順は、計測精度と地盤の乱れ低減の両立が求められるため、事前検討と試行錯誤が不可欠である。本研究で採用した手順は、その一つの実践例として位置づけられる。

参考文献

- 1) Kamei, T., Ogawa, S, and Tanaka, N.: The variation in un-drained shear characteristics during consolidation process, *Soils and Foundations*, Vol. 27, No. 3, pp. 91-98, 1987.

付録c 数値解析プログラムの概要

c.1 はじめに

本編で提案した解析法に基づき著者が作成した解析プログラムについて、再現性の観点から本付録に概要をまとめる。

c.2 解析プログラムの特徴

- A) 本プログラムは、単一土層を対象とし、鉛直一次元変形を仮定した解析を前提としている。初期値・境界条件が与えられた粘土地盤に荷重が载荷（または除荷）された際の地盤沈下を求めるプログラムである。
- B) 一次元鉛直変形を仮定した軸対称圧密方程式を差分法（ADI 法）で解き、アイソタックモデルと組み合わせてひずみ（沈下量）を算定する。
- C) 解析に陰解法を適用しているが収束性は良く、シンプルなモデル設定かつ差分法をベースとした解析のため計算は高速である。

c.3 プログラム言語とコンパイラ

解析プログラムは Fortran で作成した。使用したコンパイラは、『Intel(R) Fortran Compiler for applications running on Intel(R) 64, Version 2025.0.4 Build 20241205』である。

c.4 入力の構成

解析プログラムに入力する主要なパラメーター一覧を表 c.1 に示す。パラメータに関する留意点を以下に記載する。

- 水中単位体積重量 γ' 、圧縮指数 C_c 、膨張指数 C_s 、圧密係数 $c_v \cdot c_h$ は、粘土層の全層に渡り、一律の値を与える。
- 各深度における初期有効応力 σ'_{v0} は、初期上載圧 p_{ini} と自重から $\sigma'_{v0} = \gamma'z + p_{ini}$ から計算する。初期間隙比 e_0 は、過圧密比 OCR と初期有効応力 σ'_{v0} を考慮して、1 kPa における基準間隙比 $e_{p=1}$ に基づき計算する。プログラム上は深度に関わらず一定値で入力することや、圧密降伏応力と対応させるなど、汎用性を考慮してある程度自由度を持たせている。
- 本解析では圧密係数 $c_v \cdot c_h$ は有効応力に依存せず、解析中は常に一定である。ただし、除荷段階では载荷段階より圧密係数が大きくなるのが一般的であり、これに対応するため、圧密係数 $c_v \cdot c_h$ は解析途中で変更できる仕様とした。
- アイソタックモデルの適用有無は、入力ファイル上のスイッチで設定できるようにした。アイソタックモデルを適用しない場合は、慣用的な C_c 法による計算でひずみを算定する。

表 c.1 入力パラメーター一覧

分類	項目
地盤モデル	層厚 H
	上面・下面の排水条件
	ドレーンピッチ d ^{注1)}
	ドレーン直径 d_w ^{注1)}
	初期上載圧 p_{ini}
粘土地盤の物理・圧密特性	水中単位体積重量 γ' ^{注2)}
	圧縮指数 C_c
	膨張指数 C_s
	基準間隙比 $e_{p=1}$
	初期圧密降伏応力 p_c
	鉛直方向圧密係数 c_v
	水平方向圧密係数 c_h ^{注1)}
アイソタックパラメータ	c_1
	c_2
	$\sigma'^{pL}/\sigma'^{p0}$
解析条件	深度方向(z 方向)分割数
	半径方向(r 方向)分割数
	解析1ステップの増分時間 Δt

注1) バーチカルドレーンを考慮した解析を行う場合は必要

注2) 本プログラム計算対象の粘土地盤は地下水位以深を対象としているため、粘土地盤の自重は水中単位体積重量で入力する

c.5 本解析コードの実装上の特徴

(1) 連立方程式ソルバーの自動切替

ADI 法の詳細は付録 a に示したとおりである。ADI 法により得られる連立方程式は三重対角行列（次式）となるため、計算効率の観点から TDMA 法（TriDiagonal-Matrix Algorithm）による求解を標準とした。

$$a_i u_{i-1} + b_i u_i + c_i u_{i+1} = d_i$$

$$\begin{bmatrix} b_1 & c_1 & 0 & & & \\ a_2 & b_2 & c_2 & \cdots & & 0 \\ 0 & a_3 & b_3 & & & \\ & \vdots & & \ddots & & \vdots \\ 0 & & & & a_n & b_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ \vdots \\ u_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ \vdots \\ d_n \end{Bmatrix}$$

TDMA 法は三重対角行列に特化した直接法であり、前進掃き出しおよび後退代入の二段階により未知数を逐次消去することで、一般的なガウス消去法と比較して計算量を大幅に削減できる。一方で、対角成分（係数 b_i ）がゼロに近づく場合には数値誤差が増幅する可能性がある。そこで、本解析では残差ノルムに基づく判定を行い、数値的に不安定と判断される場合には、部分ピボット付き Gauss 消去法へ自動的に切り替える実装とした。

(2) アイソタックモデルの陰的更新

アイソタックモデルの内部変数更新には反復法を適用し, Newton-Raphson 法により解を求めた. 圧密降伏応力 σ^p の算定結果が除荷により限界圧縮曲線に対応する圧密降伏応力 σ^{pl} を下回る場合には, モデル上の仮定として $\sigma^p = \sigma^{pl}$ と処理し, 本研究で対象とする適用範囲内での安定的な数値更新を目的とした.

(3) 数値安定性確保のための処理

圧密方程式の理論解においては, 過剰間隙水圧 u は厳密にはゼロに到達しない. 一方, 数値計算において u が極めて小さい値となる場合, 有効応力 σ_v' の算定過程で数値振動が生じ, 解が不安定となることが確認された. そこで, 本解析では $|u|$ が所定の閾値 ($TOL=1 \times 10^{-6}$) 以下となった場合に, 数値処理上 $u = 0$ とみなすことで, 計算の安定性を確保した.

(4) 変数の桁数に関する配慮

本解析では, 過剰間隙水圧から有効応力を算定し, さらに粘塑性ひずみおよびひずみ速度を評価する. 応力やひずみが $10^{-2} \sim 10^2$ 程度のオーダーであるのに対し, ひずみ速度は 10^{-16} オーダーの極めて小さな値をとる場合がある. 打ち切り誤差による数値精度低下を防ぐため, 解析は倍精度実数で実行し, 出力についても指数表記を用いることで, 微小量の変化を適切に把握できるように配慮した.

(5) 時間増分および内部変数更新の管理

解析における時間増分幅 Δt は, 载荷や撤去といった外力変化が生じる区間では十分に小さく設定し, 外力が一定となる放置期間や供用期間においては, 数値安定性を損なわない範囲で段階的に拡大した. アイソタックモデルの更新に Newton-Raphson 法を用いることで, 時間増分 Δt をある程度大きく設定した場合でも, 数値的安定性が著しく損なわれないことを本論文で対象とした解析条件の範囲内において確認している.

また, 過剰間隙水圧, 有効応力, 粘塑性ひずみ速度などの主要な内部変数は, 各時間ステップ終了時に保存し, 次ステップの初期値として用いることで, 载荷・除荷・再载荷履歴が解析結果に連続的に反映されるよう管理した.

c.6 解析プログラムの流れ

解析プログラムのフローを図 c.2 に示す. 本フロー図に基づき, 計算手順および変数更新の順序を整理した上でコーディングを行った.

付録c 数値解析プログラムの概要

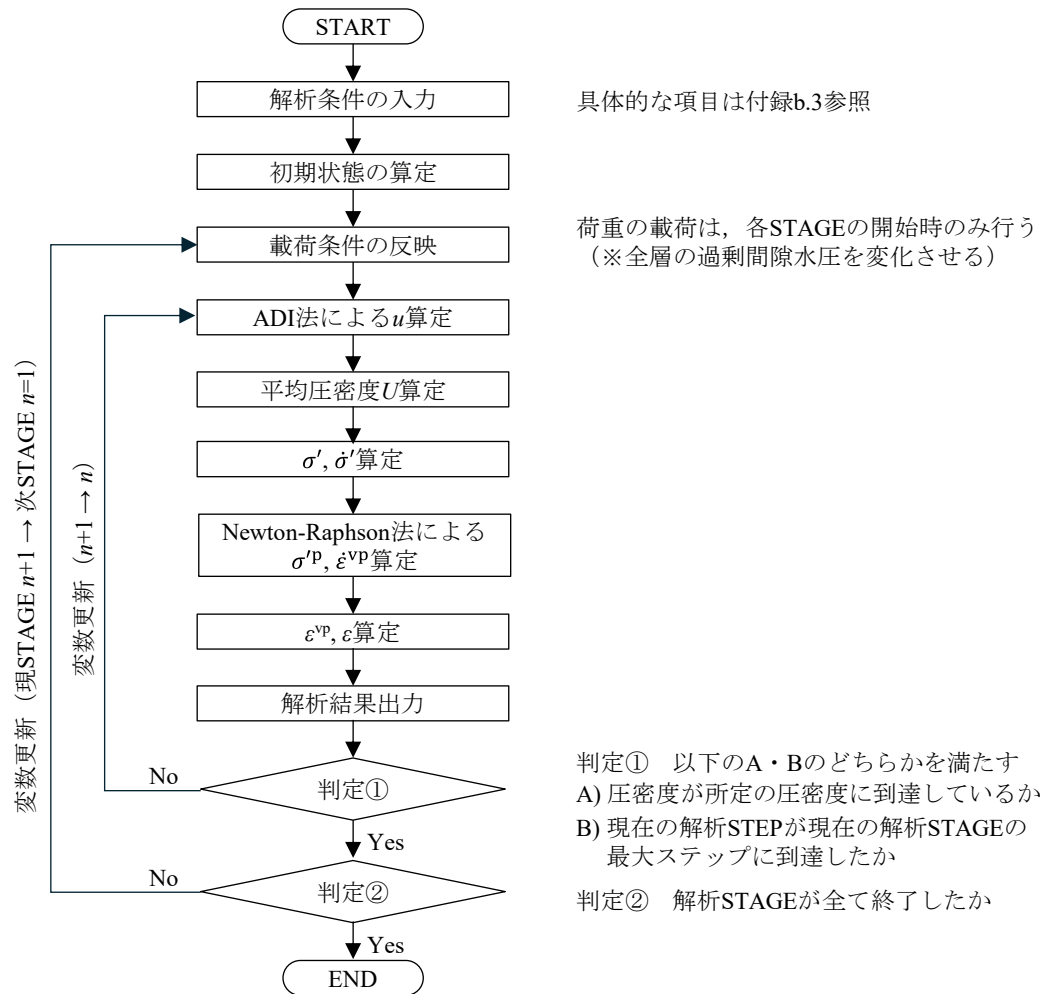


図 c.2 解析プログラムの計算フロー

c.7 実行例（模擬解析）

本節では，解析コードの計算安定性および計算効率を確認することを目的として，模擬解析を実施した．解析条件を表 c.1 と表 c.2 に示す．ここでは，解析条件を揃えて，モデル領域の格子分割数を(a)20 分割したケースと(b)100 分割したケースを実施した．また，各ケースについて，アイソタックモデルを適用・未適用のケースを実施した．

表 c.1 解析パラメータ一覧（模擬解析）

項目	単位	値
地盤層厚 H	m	10.0
ドレーンピッチ（正方形配置） d	m	1.0
ドレーン直径 d_w	m	0.050
初期上載圧 p_{ini}	kPa	10.0
水中単位体積重量 γ'	kN/m ³	5.0
初期過圧密比OCR		1.0
基準間隙比 $e_{p=1}$		4.2
圧縮指数 C_c ^{注)}		1.0
膨張指数 C_s ^{注)}		0.10
鉛直方向圧密係数 c_v	m ² /s	1.2×10^{-7}
水平方向圧密係数 c_h	m ² /s	1.2×10^{-7}
アイソタックパラメータ $\sigma'^{PL}/\sigma'^{p0}$		0.70
アイソタックパラメータ c_1		0.935
アイソタックパラメータ c_2		0.111

^{注)} ひずみで定義された自然対数軸の圧縮指数 λ_e と膨張指数 κ_e は，
 $\lambda_e = 0.434C_c(1+e_0)^{-1}$ ， $\kappa_e = 0.434C_s(1+e_0)^{-1}$ から求められる．

表 c.2 解析段階設定（模擬解析）

Stage	時間増分 Δt (s)	STEP数	備考
1	10^0	1,000	解析開始時に荷重 $\Delta p = 50$ kPa載荷
2	10^2	1,000	放置
3	10^4	1,000	放置
⋮	⋮	⋮	⋮
20	10^{38}	1,000	放置後，解析終了

解析結果としてアイソタックモデルを適用した場合のひずみ時刻歴を図 c.3 に示す．両者のモデルは初期（一次圧密）の沈下に若干の差があるものの，最終的な沈下時刻歴は両モデルではほぼ一致した．格子分割数の差が解析上の誤差に及ぼす影響の分析は本編の 2.8 節に示した．

模擬解析で用いたマシンは HP 社製の Z2 Tower G9 Workstation (CPU: Intel(R) Core(TM) i9-14900K@3.20 GHz, 実装メモリ:128 GB) である。解析実行時間の一覧を表 c.3 に示す。アイソタックモデルを未適用の場合は Newton-Raphson 法による反復計算が無くなるため解析時間は早くなるが、アイソタックモデル適用・未適用で解析実行時間に大きな差が無かった。これは、解析の大部分が圧密方程式の連立方程式求解に占めていることが考えられる。言い換えれば、反復法による計算の収束性は良いことが示唆される。本解析はアイソタックモデルによるひずみ更新に陰解法を適用しているため、解析 Stage 間の時間増分を大きくしても計算が収束するため、安定して最後まで解析を実行できる。分割数を z 方向・ r 方向とも 5 倍にした 100 分割モデルは、20 分割モデルよりも 19.2 倍ほど解析時間が長くなった。しかしながら、これだけ長期間の解析を 100 分割モデルで行っても解析時間は 10 分も要しないため、実務でパラメトリックスタディを行うようなことがあったとしても十分適用可能である。

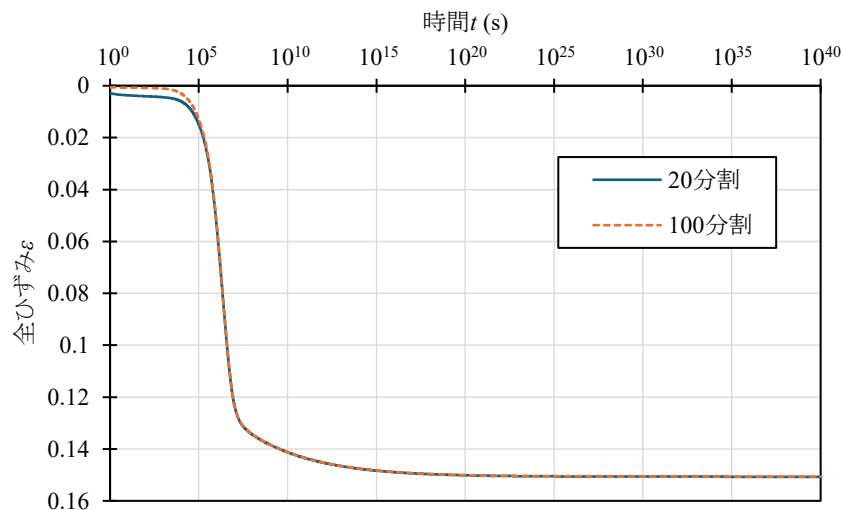


図 c.3 ひずみ時刻歴 (アイソタックモデル適用ケース)

表 c.3 解析実行時間

解析モデル格子分割数	アイソタックモデル	解析実行時間 (s)
$z \cdot r$ 方向20分割	適用	27.6
	未適用	26.5
$z \cdot r$ 方向100分割	適用	537.8
	未適用	515.7

謝 辞

本論文は、北海道大学大学院工学院博士後期課程における6年間の研究成果を取りまとめたものです。研究の立ち上げから学位論文としての完成に至るまで、多くの方々に支えていただきました。ここに改めて、心より御礼申し上げます。

指導教員である北海道大学大学院・地盤物性学研究室の渡部要一教授には、研究内容の討議から、論文表現の細部に至るまで、常に丁寧にご指導いただきました。語学が得意でない私が、国際会議への投稿から発表まで取り組むことができたのも、先生にご支援と励ましをいただいたおかげです。深く感謝申し上げます。

また、地盤物性学研究室の西村聡教授、福田文彦助教には、セミナーでの議論を通じて多くの示唆をいただき、研究の視野を広げることができました。さらに、渡部研究室の学生の皆様には、北大出身ではない私にも温かく接していただき、より充実した研究生活になりました。日々の交流の一つ一つが、研究を続ける力になりました。

学位論文審査会の副査である石川達也教授、宮森保紀教授、磯部公一准教授には、論文をより良いものにするための的確なご指摘とご助言を賜りました。自分では気づきにくい論点や整理の甘さを丁寧に指摘していただいたことで、議論の筋道が明確になり、論文の完成度を高めることができました。改めて厚く御礼申し上げます。

私は社会人博士課程として大学院に在学しました。進学に際しご理解をいただき、在学中も継続してご支援くださった東洋建設株式会社ならびに関係各位に深く感謝申し上げます。

在学中は一貫して土木事業本部土木技術部設計課に所属し、研究と業務の両立に取り組みました。小倉勝利土木技術部長には、長期在学の経過を温かく見守っていただき、継続的なご支援を賜りました。和田眞郷専門部長には実務における地盤工学の師として、実験面も含め要所でご助言をいただきました。合田和哉専門部長には博士課程進学之机を与えていただき、折に触れて研究へのアドバイスをいただきました。白庄司健之設計課長には、研究に専念できるよう業務面で多大なご配慮をいただきました。設計課の皆様には日常業務において多くのご負担をお掛けしましたが、皆様のご理解とご協力が本研究を支えてくださいました。

本論文における実験は、東洋建設株式会社鳴尾研究所にて実施いたしました。小竹康夫総合技術研究所長、鶴ヶ崎和博鳴尾研究所長、宮本順司地盤防災研究室室長ならびに研究所の皆様には、実験準備から計測に至るまで多大なご支援をいただきました。特に佐藤友哉主任研究員、牧野凌弥研究員、高田明旺氏（前 土質研究室研究員）には、ご自身の研究業務の傍ら実験補助に多くの時間を割いていただきました。おかげで安全かつ確実に実験を遂行することができました。

ここにお名前を挙げきれないほど多くの方々に支えていただき、貴重な経験を積むことができました。博士研究で得たご縁や経験を糧に、今後の業務において、より高度な技術業務の遂行と後進の育成に努めてまいります。

最後になりますが、在学期間中に入籍し、二人の子どもに恵まれました。休日も研究に時間を割くことが多く、家事・育児を一手に担ってもらう場面が増え、妻には大きな負担を掛けました。それでも変わらず支えてくれた妻と、終始温かく見守ってくれた両親に、心から感謝します。

新名 大輔