

盛土載荷に伴う自然堆積粘土地盤の長期大沈下の簡易判定法の提案と予測・対策に関する研究

稲垣 太浩

盛土載荷に伴う自然堆積粘土地盤の長期大沈下の簡易判定法の提案と予測・対策に関する研究

2011年2月

稲垣 太浩

A Study based on a Proposed Simple Method for the
Assessment of Large Long-term Settlements in Naturally
Deposited Clay Grounds due to Embankment Works, and
on Related Predictions and Countermeasures

February, 2011

Motohiro INAGAKI

盛土載荷に伴う自然堆積粘土地盤の長期大沈下の簡易判定法の提案と予測・対策に関する研究

稲垣 太浩

目次

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的	1
1.2 本論文の構成	5
参考文献	7

第2章 盛土載荷に伴う軟弱地盤の長期・大沈下の事例と既往の研究

2.1 概説	9
2.2 常磐自動車道神田地区の高速道路用盛土が長期・大沈下した事例	11
2.2.1 神田地区の概要	11
2.2.2 試験盛土の実施	12
2.2.3 試験盛土結果と軟弱地盤対策	17
2.2.4 軟弱地盤上の高速道路盛土の沈下設計の変遷	17
2.2.5 供用後の沈下挙動と支障・補修の実態	21
2.2.6 長期・大沈下対策工のトータルコストによる評価	26
2.2.7 神田地区の沈下の特徴	27
2.2.8 神田試験盛土を事例とした建設当時の沈下予測	29
2.3 長期・大沈下を引き起こす要因と挙動	30
2.3.1 概説	30
2.3.2 地層構成	30
2.3.3 載荷条件	32
2.3.4 土質特性	33
2.3.5 長期・大沈下挙動の事例	34
2.3.6 バーチカルドレーンによる圧密促進効果に関する有効性	35
2.3.7 ドレーン打設時の土の乱れの問題	38
2.4 常磐自動車道神田地区の長期・大沈下挙動の記述とメカニズム解明	40
2.4.1 概説	40
2.4.2 計算に用いた試料	40
2.4.3 室内試験結果及び考察	41
2.4.4 SYSカムクレイモデルの再現計算による粘土の材料定数の決定	42
2.4.5 地盤の初期状態の決定	43
2.4.6 有限要素メッシュ及び境界条件	45
2.4.7 載荷条件	45
2.4.8 解析結果	46

2.4.9 長期・大沈下の発生メカニズム	49
2.4.10 間隙水圧の湧出しに伴う「粘土の締固め」	52
2.5 結論	56
参考文献	58
第3章 練返し試料の圧縮曲線に及ぼす試料作製時の含水比の影響	
3.1 概説	60
3.2 土の「乱れ」と骨格構造概念	62
3.3 練返し試料の「練返し不足」	63
3.3.1 はじめに	63
3.3.2 練返し試料の圧縮曲線から得られるパラメータ	64
3.3.3 自然含水比で練り返した試料の圧縮曲線の傾向	65
3.3.4 練り返しやすい適当な含水比で練り返した試料の圧縮曲線の傾向	67
3.3.5 骨格構造概念に基づく考察	69
3.4 練返し試料の段階載荷圧密試験結果に及ぼす「練返し時の含水比」の影響	71
3.5 結論	73
参考文献	73
第4章 盛土載荷により長期・大沈下を示す自然堆積粘土地盤の簡易判定法の提案	
4.1 概説	75
4.2 長期・大沈下を示す粘土の簡易判定法の提案	76
4.2.1 盛土載荷に伴う軟弱粘土地盤の沈下の実態	76
4.2.2 典型的な室内試験結果に基づく長期・大沈下を示す粘土地盤の簡易判定	79
4.3 SYS カムクレイモデルに基づく大きな残留沈下が発生する粘土の力学特性の解釈	82
4.4 原位置初期状態の推定に基づく大きな残留沈下が発生する条件の考察	85
4.4.1 原位置初期状態の推定法の提案	85
4.4.2 GEOASIA による盛土載荷に伴う沈下挙動の比較	91
4.5 結論	93
参考文献	94
第5章 盛土載荷に伴い大きな残留沈下の恐れがある自然堆積粘土地盤の沈下予測	
5.1 概説	96
5.2 地盤の層構成の決定	100
5.3 軟弱粘土の室内試験結果およびSYS カムクレイモデルに基づく材料定数の決定	102

5.4 原位置粘土の初期状態の推定	106
5.5 解析条件の設定	109
5.6 解析結果	112
5.7 縦断修正による対策効果の検討	116
5.8 結論	121
参考文献	121
第6章 骨格構造の発達した粘土の攪乱による地盤改良 —長期・大沈下の低減—	
6.1 概説	123
6.2 砂杭拡径による杭周粘土地盤の状態変化	125
6.2.1 解析条件	125
6.2.2 地盤条件	127
6.2.3 解析結果	128
6.3 盛土載荷後の残留沈下の低減	137
6.4 結論	139
参考文献	140
第7章 軟弱粘土地盤上の道路用盛土の長期・大沈下対策設計	
7.1 概説	141
7.2 軟弱粘土地盤上の道路盛土の長期・大沈下対策設計の基本方針	141
7.2.1 長期・大沈下の発生要因	141
7.2.2 長期・大沈下対策の基本方針	142
7.3 軟弱粘土地盤上の道路盛土の長期・大沈下対策設計の流れ	143
参考文献	149
第8章 結論	150
謝辞	153

付録目次

A 1	混合体理論の飽和土の力学への適用	A1
A 2	動的/静的水～土骨格連成有限変形解析 (Asaoka and Noda, 2007; Noda et al., 2008)	A4
A2.1	有限変形場の速度型運動方程式を有する飽和土の初期値・境界値問題	A4
A2.2	速度型運動方程式の弱形式と有限要素離散化	A8
A2.3	慣性項の影響を含む水～土骨格連成式の物理モデル	A9
A2.4	慣性項を含む飽和土の有限変形問題における解くべき連立一次常微分方程式	A9
A2.5	慣性項を含む飽和土の有限変形問題で解く連立一次方程式「全体接線剛性方程式」	A10
A2.6	束縛条件の導入	A11
A2.7	加速度、速度、位置ベクトルおよび各種状態量の更新	A12
A2.8	その他	A13
A 3	SYS カムクレイモデルの概要	
A3.1	概説	A15
A3.2	カムクレイモデル	A18
A3.3	カムクレイモデルの限界とその克服	A30
A3.4	SYS カムクレイモデル	A38
A3.5	SYS カムクレイモデルの特徴	A49
A3.6	砂と粘土の違い	A56
A3.7	砂の挙動のシミュレーション ^{1), 8), 10), 26)}	A65
A 4	構成式のマトリックス表現	A75
A 5	一様変形場における構成式の解析手法	A77
A 6	有限要素適用による各種マトリックス M^i , K^i , L^i , L_c^i および $\{f^i\}$ の具体形	A82
A 7	水～土骨格連成式の物理モデル	A83
A 8	有限要素による盛土の追加の方法	A85
A 9	地盤の初期状態の計算方法	A87
A9.1	深さ方向に均質な初期過圧密比・構造・異方性を有する地盤の間隙比と応力の決定法	A87
A9.2	深さ方向に均質な初期構造・異方性・間隙比を有する地盤の過圧密比と応力の決定法	A88
A 10	砂杭拡径による地盤改良の計算方法	A89

A 1 1「ケーシングパイプの引上げ」で除荷する等価節点力A90
A 1 2 高有機質土の長期・大沈下に関する課題A92

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

旧日本道路公団の軟弱地盤上の高速道路盛土設計は、今から約30年前の1983年に、大きな節目を迎えた。当時の土質力学の理論に基づく沈下予測と実際との間に隔たりがあまりにも大きいため、軟弱地盤の沈下問題に対する基本方針には、「残留沈下量の許容値を撤廃」することが盛り込まれ、同時に、それまでに軟弱地盤の実務で蓄積された経験から「沈下対策は十分な放置期間の確保等、時間効果の有効活用を図るものとし、残留沈下対策としての地盤処理工は原則として実施しないものとする。」¹⁾こととされた。この残留沈下を許容した設計へのシフトは、土質力学に基づく沈下予測からの決別と、観測値に基づいた簡易な沈下予測への回帰を意味する。これにより土質力学の必要性は低下し、つまり理論よりも経験に重点が置かれ、長期沈下の発生メカニズム解明などへの研究意義も、長期沈下への関心も次第に薄れていった。

この基本方針を先取りして、1980年から試験盛土の構築がはじまった常磐自動車道神田地区では、供用開始後20年以上経過して今でもなお、地盤の沈下は収束を見せず、長期に亘る大きな残留沈下（以下、長期・大沈下と呼ぶ）が継続的に発生している。この沈下は、当初の沈下予測を「時間」、「量」とともに大きく上回り、さらに「沈下の加速」、「間隙水圧の上昇」という不思議な圧密（以下、遅れ圧密と呼ぶ）²⁾挙動までもが観測されている。このため、現在までに、段差・縦断修正や路肩拡幅・周辺田畑の補修など維持管理段階で多くの労力と費用を要している。さらに、周辺の田畑等への被害は、新聞（2000.12.24）³⁾にも取り上げられた（図1.1.1）。

1982年～1983年に、常磐自動車道の神田試験盛土の圧密沈下予測を検討対象として、観測的方法である浅岡の沈下予測法⁴⁾や、今日では一般的となった「弾・粘塑性モデル」に代表される当時では最新の解析などの研究成果を携えて、検討委員会が開催された⁵⁾。しかし、その検討結果の中には、「沈下の加速」、「間隙水圧の上昇」などの特異な圧密挙動を予測した図も、沈下対策として軽量盛土をすればよいという記述もなかった。当時の土質力学で分かったのは、常磐自動車道神田地区の沈下は設計や理論にのらない特異な沈下であったということだけであった。その後、2003年に開催されたこの問題に関する委員会において、1983年に神田試験盛土の沈下を予測した浅岡は、「この20年間、土質力学は工学（経験）偏重となり進歩がなかった。科学技術の発達が目覚しいが、普及したのは有限要素法だけで、肝心の土質力学が追いついていない。」⁶⁾と、1983年の検討委員会とともに20世紀末の我が国の土質力学を締め括った。

田んぼが数十センチ沈んだ

田圃地帯が広がる日立市南部の神田地区。この地域を歩くとき異様な光景を目にする。農業用水路のコンクリート壁には何度もかさ上げされた跡がくっきり見える。すぐ近の家では長さ約十五メートルの塀が三十センチの高差で傾き、基礎工事からやり直している最中だった。付近の道路は傾斜層のようにいきなり数十センチ盛り上がり直して、近所の男性は「時々、車のパンパーのぶつかる音が聞こえる」とため息まじりに話した。「生活していると平衡感覚を失う」との声も出ている。



地盤が沈下してかさ上げされた用水路。くっきり工事跡がのこっている＝いずれも日立市で

原因は集落を突き抜ける常磐自動車道。日本道路公社も認めている。那珂I.C.日立南太田I.C.が開通したのは一九八五年。この年から軟弱地盤のこの一帯で地盤沈下が起こり始めた。施工後の沈下は常磐道本線上で最高百八十センチにもなる。常磐道わきでも四十五センチ沈下している。常磐道の周辺約五十メートルは、分りやすい言葉で常磐道側に沈むように傾いている。当然、水田も傾くため、水が満ちなく行き



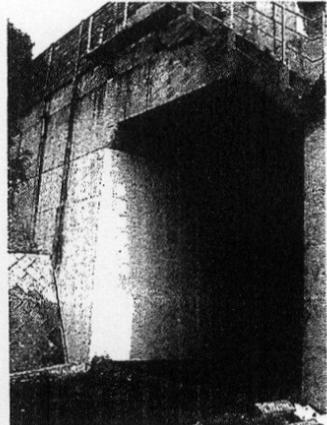
日立市の神田地区

常磐道建設が原因

補償してもらえないといけ

また、今年二月からは常磐道周辺でも地盤沈下の定点測量をすることに。これまでやっていなかったのも不思議だが、数字がはっきりすれば補償協議もやりやすくなるはずだ。この問題は、十一月定例市議会一般質問でも地元市議によって取り上げられ、根本政策審議室長は答弁で「住民、公団、市の三者協議会をつくりたい」との意向を示した。これまでは、地元住民と公団の話し合いが主だったが、今後は補償協議の場に市も参加することになる。

最終的には、補償問題もこのことは、地元地権者会にとつて大きな意味を持つ。これまで市は行政窓口として、やるやると言っていたが、七月まで本気



活断層のような段差ができた道路。上は常磐自動車道

補償問題 やっと入り口へ

図 1.1.1 常磐自動車道神田地区の残留沈下に関する東京新聞記事(2000.12.24)³⁾

これに対し、21世紀を迎える頃から、名古屋大学地盤力学研究グループでは、三笠^{7,8)}が先駆的に言うところの骨格構造(「構造」・「過圧密」・「異方性」)の概念に基づいて、塑性変形に伴うこれらの働きを表現した弾塑性構成式 Super-subloading Yield Surface Cam-clay model^{9,10,11)} (以下、SYS カムクレイモデルと略記)を開発し、これを用いて同じ理論的(弾塑性力学的)枠組みの中で、砂・粘土を含む様々な土の力学挙動が説明されるようになってきた。この構成式は「非粘性」であるが、水～土連成場¹²⁾の初期値・境界値問題として解けば、条件に応じて自ずと「時間依存性」が現れ¹³⁾、田代²⁾ および Noda et al.¹⁴⁾は、この構成式を搭載した水～土骨格連成解析コード(以下、**GEOASIA**^{12,15,16)}と略記)を用いて、軟弱粘土地盤の長期・大沈下挙動の発生メカニズムは、構造が高位に発達した粘土が構造の破壊に伴う塑性圧縮に起因し、さらに過剰間隙水圧の上昇を伴う場合はより顕著な構造破壊に伴う軟化が原因であることを説明した。

なお、先に述べた三笠^{7,8)}は、常磐自動車道神田地区の盛土構築が開始する約15年前の1964年に、すでに土の力学的性質を決定するのは土の「種類」と「状態」とであると指摘し、「状態」を規定する因子のうち含水量・密度を除くすべてのものを包括的に「骨組構造」(「骨格構造」)として概念的に定義した。そして三笠は、力学的目的のために、マクロに出現する「骨組構造の働き」を具体的・定量的に記述することを重要視した。

遅れ圧密挙動は、常磐自動車道神田地区で初めて観測された現象ではない。図1.1.2に東名高速道路焼津地区の事例¹⁷⁾を示す。この事例では、盛土構築が完了しても間隙水圧の上昇が止まらず、4ヶ月間(盛土構築の開始から5ヶ月間)続いた後ようやく消散に向かった観測結果が示されている。また、この地区では、盛土構築完了後の地盤の一軸圧縮強度は構築前よりも低下していた。1978年にこの地盤を調査した鈴木一正¹⁷⁾は、「この挙動は鋭敏比

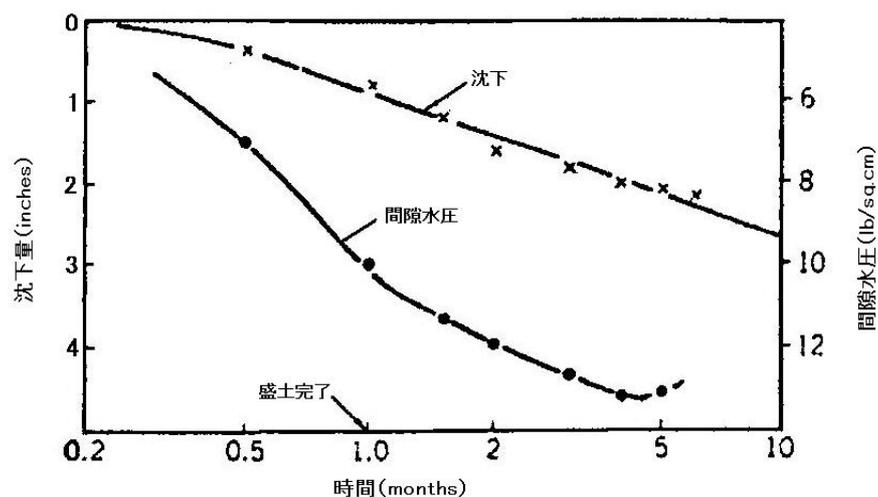


図 1.1.2 軟弱地盤上に5m盛土した時の沈下量と地盤中に発生した間隙水圧の測定結果(東名高速道路焼津地区)¹⁷⁾

が大きな土の構造が不安定な土に起きる遅延圧密(delayed consolidation)による長期沈下現象である。」と予見していた。しかし残念なことに、現場で圧密沈下を予測する実務設計では、これまでに含水量や間隙比までを議論することはあっても、三笠が指摘したような「土の構造」の存在すら議論されることなくそのまま見過ごされた。

以上を踏まえると、予測不能な長期・大沈下は後世に問題を残す可能性が大きいいため、軟弱地盤の実務設計において、「骨格構造概念」に基づく最新の研究成果を取り入れ、沈下を予測し対策を図る必要性・意義は大きいと考えられる。

そこで、本論文では、盛土载荷に伴う長期・大沈下の可能性がある自然堆積粘土地盤について骨格構造概念、特に構造概念に基づいた簡易判定法の提案を行うとともに、長期・大沈下が起こると判定された地盤の沈下予測と沈下対策について述べる。これによって、本研究では、長期・大沈下の発生メカニズムを考慮した実務設計への展開を図るものとする。

このため具体的には、4つの目的を掲げる。

- ① 長期・大沈下の発生要因である「土の構造の破壊・土の乱れとは何か」について、工学上、実務上で汎用的に使われる指標で示し、これが沈下のどのような挙動と結びついていのかを数値解析結果もまじえて明示する。
- ② 長期・大沈下が発生した既存の現場データに基づいて「どのような現場で長期・大沈下が発生するのか」について、一次ふるい的に、土の構造を表す指標で簡易判定法として提案する。
- ③ 簡易判定法で長期・大沈下が発生する可能性がある判断された現場では「どのように沈下予測をすればよいか」について、土の乱れを考慮した沈下予測法を提示する。
- ④ 「長期・大沈下を発生させないための対策は何か」について、提案する。

1.2 本論文の構成

本論文は、盛土載荷に伴う長期・大沈下の可能性がある自然堆積粘土地盤の簡易判定法の提案と、骨格構造概念に基づいた詳細な沈下予測から対策に関する研究について述べたものであり、序論を含めて8章からなる。

第2章では、常磐自動車道神田地区の長期・大沈下の事例について述べる。この地区は、建設前の簡易予測法により沈下量が2mとして予測されたが、供用後20年以上ただらと沈下が継続し、現在約4mもの大沈下が発生している。その結果、段差修正や路肩拡幅、周辺施設の修繕など、度重なる維持・補修が行われ、14年間で累計20億円、道路延長1kmあたりでは約9億円も費やしている。つまり、神田地区の地盤の沈下では、「沈下対策は十分な放置期間の確保等、時間効果の有効活用を図るものとし、残留沈下対策としての地盤処理工は原則として実施しないものとする。」という旧日本道路公団の沈下問題に対する基本方針が全く通用しなかった。さらに、常磐自動車道神田地区の長期・大沈下挙動を見てみると、従来の弾性圧密理論や「弾・粘塑性モデル」に代表される圧密変形解析では説明のできない以下に示す4つの現象が観測されていた。

- ①沈下が長期に亘り継続していること
- ②沈下量（特に残留沈下）が大きいこと
- ③荷重一定にもかかわらず沈下速度の上昇（加速化）が観測されたこと
- ④粘土層内で間隙水圧の上昇（湧出し）が観測されたこと

このような長期・大沈下は神田地区だけでない。旧日本道路公団による軟弱地盤上の高速道路用盛土の施工実績は、現在までに約50地区に及ぶが、そのうち約2割の地区で、供用開始後に残留沈下が約1m以上も発生し問題となっている。そこで、第2章では、構造が高位に発達した粘土が構造の破壊による塑性圧縮を伴う軟化の観点から、このような軟弱粘土地盤の長期・大沈下挙動の発生メカニズム^{2),14)}を説明する既往の研究成果について概観する。第3章以降では、この「長期・大沈下の発生メカニズム」を説明する構造概念に基づいて簡易予測法を提案し、「長期・大沈下」の予測から対策を視野に入れた研究成果について述べる。

第3章では、構造概念に基づいて、自然堆積粘土が堆積過程で獲得した構造の「程度」や、塑性変形に伴う構造の変化の仕方（構造の劣化/破壊/低位化）を定量的・定性的に記述するために、土台となる十分乱した練返し試料の作製方法について述べる。具体的には、練返し時の粘土の含水比に着目し、構造概念に基づいて、土の段階載荷による圧密試験（以下、段階載荷圧密試験と呼ぶ）結果に見られる傾向を考察する。この結果、練返し試料は、液性限界よりも大きな含水比で練り返すと嵩張った挙動（すなわち、構造が発達した土の挙動）を示し、また液性限界よりも小さな含水比で練り返すと過圧密土的な挙動を示し、そして骨格構造を完全に喪失した練返し試料の作製に最も適した含水比は液性限界であることを明らか

にする。

第4章では、(1)長期・大沈下の可能性がある粘土地盤の簡易判定法の提案、(2)SYS カムクレイモデルに基づく大きな残留沈下が発生する粘土の力学特性の解釈、(3)原位置初期状態の推定に基づく大きな残留沈下の発生条件の考察を行う。以下により具体を示す。

(1)長期・大沈下の可能性がある粘土地盤の簡易判定法の提案

第2章で示した長期・大沈下は全ての軟弱粘土地盤で発生するわけではない。また全ての軟弱粘土地盤において、「骨格構造」概念を考慮した最新の解析コードを用いて予測するのは不経済であるため合理的とは言えない。そこで、今後の実務設計では、長期・大沈下が生じる地盤かどうかを予め判定する「一次ふるい」となる簡易判定法が必要となる。ここでは軟弱地盤上への高速道路盛土の施工事例を整理し、各現場の地層構成や荷重条件と沈下の実態、さらに室内試験結果を精査することで、大きな残留沈下を引き起こした地区の粘土に共通して見られる傾向を考察する。そして、比較的簡単な室内試験から求めることができる「圧縮指数比」と「鋭敏比」の2つの指標に着目し、長期・大沈下の可能性がある粘土地盤の判定法を提案する。

(2)SYS カムクレイモデルに基づく大きな残留沈下が発生する粘土の力学特性の解釈

(1)で提案した簡易判定法で用いる圧縮指数比と鋭敏比の2つの指標について、粘土の力学挙動に特に支配的な構造の働きに着目し、SYS カムクレイモデルを用いて構造の程度やその変化の仕方の観点から力学的に説明する。

(3)原位置初期状態の推定に基づく大きな残留沈下の発生条件の考察

サンプリングによる乱れを考慮した原位置粘土の初期状態の推定方法を提案するとともに、原位置粘土地盤と室内試験における不攪乱試料の圧縮性の比較を行う。そして、鋭敏比や圧縮指数比が大きい粘土ではなぜ大きな残留沈下が発生するか、そのメカニズムについて説明する。続いて旧日本道路公団の設計要領における圧密沈下量の簡易予測法($\angle e$ 法)が、長期・大沈下を予測できない理由について、**GEOASIA**による解析事例から明らかにする。

第5章では、盛土載荷に伴い、現在沈下が進行中の実際の現場に対し、沈下の将来予測を試みる。対象地区は供用4年時点ですでに70cmもの大きな残留沈下が発生しており、粘土層内に大きな過剰間隙水圧が残存しているため、今後も沈下は継続するものと考えられる。また、この地盤は、構成する粘土を第4章で提示する鋭敏比や圧縮指数比を用いた判定基準に照らすと、乱れに鋭敏で大きな残留沈下が生じる可能性がある。このため、第4章の研究成果に基づき原位置粘土が持つより高い圧縮性を推定し、**GEOASIA**を用いて変形解析を実施し、当該地区で現在までに観測された沈下の再現と、今後起こり得る沈下の予測を行う。さらに、定常的な道路断面確保のためにアスファルトのオーバーレイによる縦断修正が行われた場合についても同一解析コードを用いて検討し、オーバーレイ荷重増によって生じる残留沈下量とそれに伴う維持・管理費用を試算する。

第6章では、長期・大沈下を発生させないための対策の検討について述べる。「鋭敏な粘土

地盤にサンドドレーンやサンドコンパクションパイルを施工すると、打設時に地盤を乱して強度低下を起こす。」という記述¹⁸⁾や、「サンドドレーンの打設によって地盤が乱される結果、サンドドレーン区間の地盤の圧縮性が増して沈下量が大きくなる。」¹⁹⁾という定説がある。さらに、ある長期・大沈下を起こした現場では、軟弱粘土が乱れに鋭敏な土であったことからサンドドレーンやサンドコンパクションパイルを対策工の選定対象から除外した事例も記されている²⁰⁾。「本当に『粘土の乱れ』=『悪』なのか?」、このことを明らかにするために、**GEOASIA** を用いて、長期・大沈下を起こした常磐自動車神田試験盛土が実施された地盤条件を例に取り上げて砂杭拡径の計算を実施し、積極的に砂杭拡径による「粘土の乱れ」を地盤に与えた場合の杭周辺粘土地盤の残留沈下低減効果を調べる。

第7章では、第2章～第6章までの成果を、実務設計へ展開するために、軟弱粘土地盤上の道路用盛土の長期・大沈下対策設計としてまとめる。

第8章では、以上の第2章～第7章の研究成果をまとめて、各章の結論を要約した。

参考文献

- 1) 旧日本道路公団:設計要領第一集 土工編 軟弱地盤上の盛土, 1983.
- 2) 田代むつみ:土骨格構造の進行性破壊を伴う自然堆積粘土地盤の長期圧密変形挙動の解析, 名古屋大学学位請求論文, 2005.
- 3) 東京新聞:朝刊, 23面 (茨城地方ページ), 2000年12月24日.
- 4) Asaoka, A.: Observational procedure of settlement prediction, *Soils and Foundations*, 18(4), pp. 87-101, 1978.
- 5) 財団法人高速道路調査会:昭和 58 年度道路盛土の沈下予測に関する研究報告書, 日本道路公団委託, 1983.
- 6) 浅岡顕:弾塑性圧密変形の諸特徴, 圧密講習会テキスト, 2003.
- 7) 三笠正人:土の力学における構造の概念の意義について, 土木学会年次学術講演会, pp. 43-48, 1962.
- 8) 三笠正人:土の工学的分類表とその意義, 土と基礎, 12(4), pp.17-24, 1964.
- 9) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. : Superloading yield surface concept for the saturated structured soils, *Proc. 4th European Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Udine, Italy, pp.233-242, 1998.
- 10) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, 40(2), pp.99-110, 2000.
- 11) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of

- two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, **42**(5), pp.47-57, 2002.
- 12) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. :Soil-water coupled behavior of saturated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, **34**(1), pp.91-105, 1994.
 - 13) Asaoka, A., Nakano, M., Noda, T. and Kaneda, K.: Delayed compression/consolidation of naturally clay due to degradation of soil structure, *Soils and Foundations*, **40**(3), pp.75-85, 2000.
 - 14) Noda, T., Asaoka, A., Nakano, M., Yamada, E. and Tashiro, M. : Progressive consolidation settlement of naturally deposited clayey soil under embankment loading, *Soils and Foundations*, **45**(5), pp.39-51, 2005.
 - 15) Asaoka, A. and Noda, T.: All soils all states all round geo-analysis integration, International Workshop on Constitutive Modeling - Development, Implementation, Evaluation, and Application, Hong Kong, China, pp.11-27, 2007.
 - 16) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, **48**(6), pp.771-790, 2008.
 - 17) 旧日本道路公団:東名地区軟弱地盤土質調査(総括報告書),参考資料, 1978.
 - 18) 旧日本道路公団:設計要領第一集 土工編 第5章 軟弱地盤上の盛土, 1998.
 - 19) 栗原則夫:講座 深い地盤改良の実際と問題点を考える バーチカルドレーン工法の実際と問題点(2) -高速道路盛土の事例-, 土と基礎, pp.81-87, 1982.
 - 20) 旧日本道路公団名古屋建設局松坂工事事務所:伊勢自動車道伊勢地区軟弱地盤対策検討報告書, 1990.

第2章 盛土載荷に伴う軟弱粘土地盤の長期・大沈下の事例と既往の研究

2.1 概説

多くの施工実績を持つ旧日本道路公団の設計要領¹⁾において、沈下問題に対する基本方針は、「沈下対策は十分な放置期間の確保等、時間効果の有効活用を図るものとし、残留沈下対策としての地盤処理は原則として実施しないものとする。」となっている。これは、東名・名神高速道路等の旧日本道路公団の軟弱地盤上への道路用盛土の実務経験の蓄積から以下に示す4つの結論から導かれた²⁾。

- ①サンドドレーンの残留沈下低減効果は無く、補修頻度が多いのも供用5年間までである。
- ②地盤処理工法は、沈下促進対策としてトータルコストによる投資効果的見地から疑問がある。
- ③残留沈下量の算定の基礎となる時間～沈下の関係を設計段階で予測することは極めて難しい。
- ④供用後に相当な量の沈下を生じる場合は、盛土やボックスカルバートの上げ越し、幅員余裕幅の確保、維持管理しやすい構造上の配慮で対応できる。

旧日本道路公団では、この基本方針に基づき軟弱地盤上への道路用盛土建設を現在までに全国約50地区で行ってきた。供用後の沈下量が特に問題となるが、約8割の現場では、十分な放置期間を設たり、情報化施工により構造物に適切な対策が施されたため、大きな支障も、問題も発生していない。これは、実務技術者たち先人の偉大な功績であり高く評価できると言える。

しかし、約2割の現場では残留沈下量が約1m近く発生し(図2.1.1³⁾)、不同沈下や構造物の変形が長期に亘り、周辺の地盤・構造物に対する影響など様々な問題を引き起こし、それに掛かるコストと労力も膨大なものとなっている。一方で、このような長期・大沈下を起こした地盤では、サンドドレーンによる残留沈下の低減効果も同時に確認されており、トータルコストによる投資効果的な見地からも、その有効性が明らかになってきた⁴⁾。

このように沈下問題に対する基本方針が通用しなかった現場は、過去の経験よりも予測に比べて沈下が「大きく」発生し「長く」継続している。また、このような長期・大沈下が問題となる現場では、消散するはずの過剰間隙水圧が逆に上昇(湧出し)したり、荷重一定放置中にもかかわらず突如として沈下速度が上昇する(加速化)など、従来の弾性・弾塑性圧密理論では説明のできない遅れ圧密現象も同時に観測されている⁵⁾。「安定」は建設前後の比較的短い期間のみ留意すればよいが、「沈下」は後世にも問題を残す可能性がある現象であるから、予測のできない沈下は引き起こしてはならない。このため、このような地盤で盛土をするには、長期・大沈下の発生メカニズムを考慮しうる精緻な沈下予測が必要不可欠となる。

田代⁵⁾および Noda et al.⁶⁾は、名古屋大学地盤力学研究グループが開発した骨格構造概念を考慮した弾塑性構成式（以下、SYS カムクレイモデルと略記）に基づく水～土連成解析コード（以下、**GEOASIA** と略記）を用いて、盛土载荷に伴う軟弱粘土地盤の長期・大沈下挙動の発生メカニズムを、構造が高位に発達した粘土が構造の破壊により塑性圧縮を伴う軟化が起きるためであると説明していた。また、この長期・大沈下の発生メカニズムの説明によって、現場において長期・大沈下を未然に防ぐことができなかつたのは、建設当時、軟弱粘土地盤上へ高速道路用盛土する設計の考え方の中に、土の骨格構造概念の特に構造の概念がなかつたためであり、長期・大沈下対策設計の確立を目指すために、構造概念に基づいた長期・大沈下の予測ならびに残留沈下対策の議論をさらに、進める必要があることを示唆した。

そこで第2章では、我が国の道路用盛土の長期・大沈下の実態と田代⁵⁾および Noda et al.⁶⁾による骨格構造概念に基づいた長期・大沈下の発生メカニズムに関する既往の研究をまとめる。具体的には、2.2 では、この長期・大沈下の典型として常磐自動車道神田地区の長期・大沈下の事例を示す。2.3 では、神田地区と類似現場における長期・大沈下の事例をまとめ、それを引き起こす要因について考察する。さらに 2.4 では、長期・大沈下の発生メカニズムを説明した概要を紹介し、2.5 において第2章の結論を述べる。

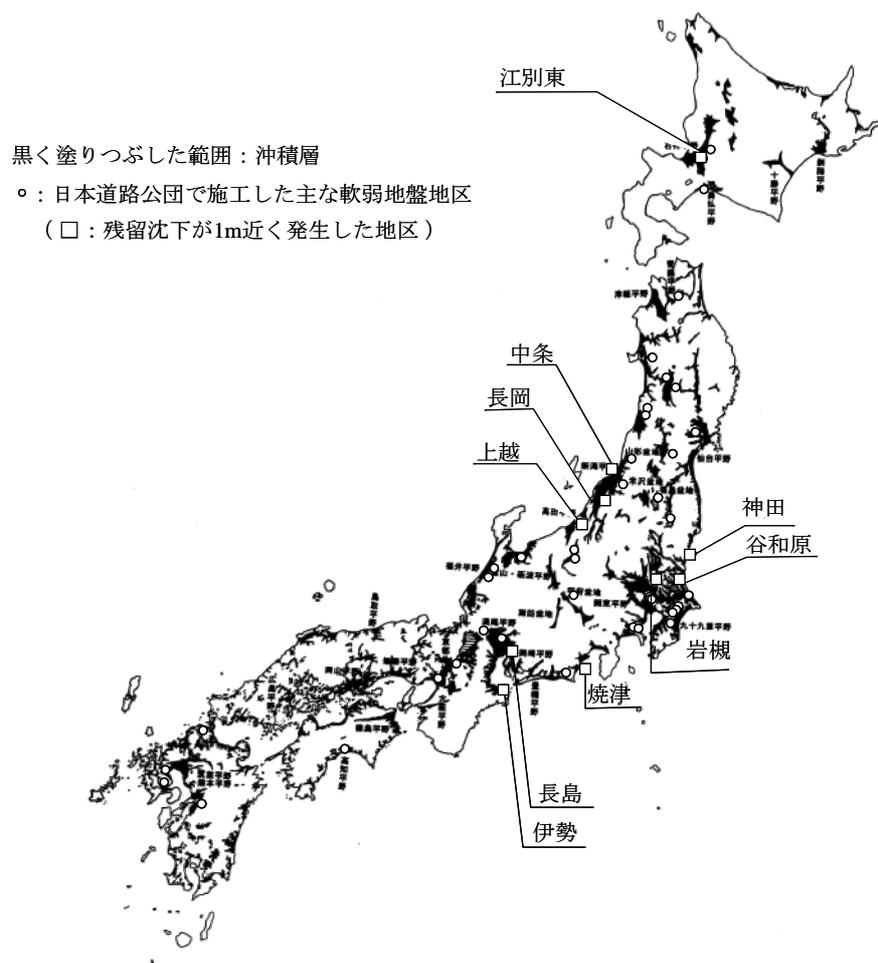


図 2.1.1 沖積層の分布³⁾と日本道路公団で施工した主な軟弱地盤地区

2.2 常磐自動車道神田地区の高速道路用盛土が長期・大沈下した事例

2.2.1 神田地区の概要⁷⁾

常磐自動車道神田地区は、**図 2.2.1⁸⁾**に示す那珂 IC～日立南太田 IC 間の茨城県日立市に位置する。那珂 IC～日立南太田 IC 間の高速道路は、昭和 47 年（1972 年）に施工命令を受け、昭和 49 年（1974 年）に路線発表が行われ、昭和 60 年（1985 年）に供用を開始した。

神田地区は、久慈川流域の標高 4～6m の沖積低地に位置する。**図 2.2.2**に、神田地区の地質縦断図を示す。当該地区の土層構成は、上部より沖積層の粘性土層（Ac₁層）、上部砂層（As₁層、As₂層）、下部粘性土層（Ac₂層）及び下部砂層（As₃層）が分布しており、洪積層に達している。下部粘土層（Ac₂層）の層厚は 17～18m と非常に厚い均質な海成粘土層で、サンドレンズやサンドシームの介在は少ない。また、含水比が 80～100% と高く、透水係数は 10⁻⁷～10⁻⁸(cm/sec) のオーダーであり透水性が低い。このため、大きな沈下が長期に亘って継続することは予測されていた。

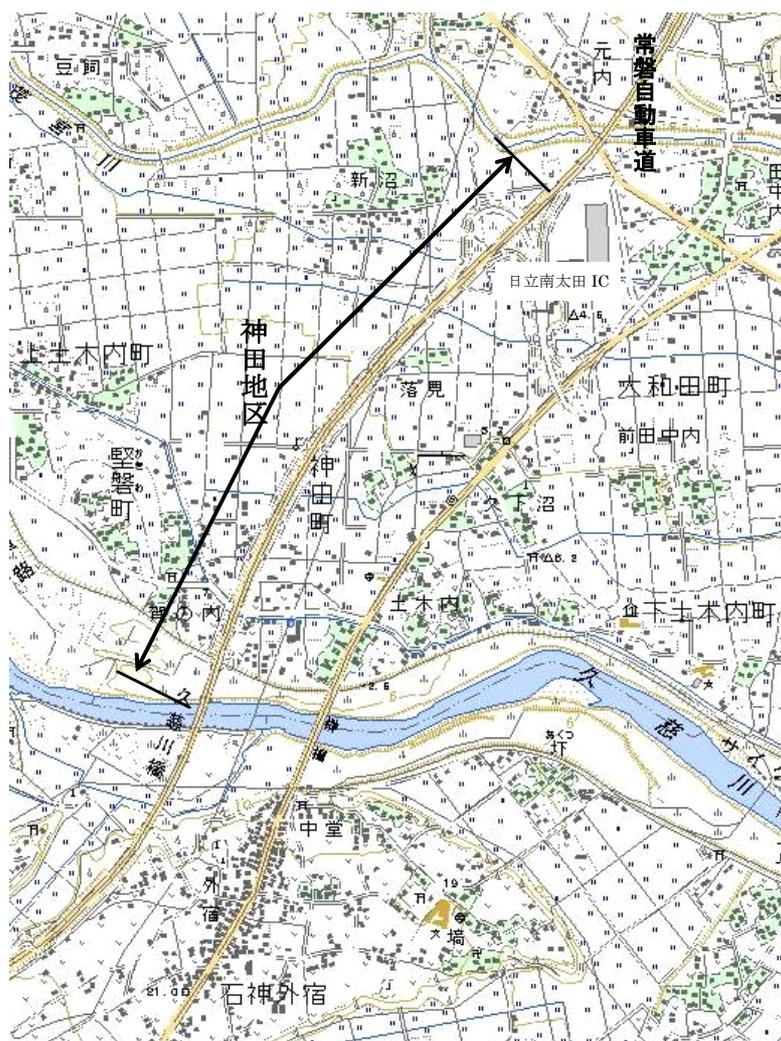


図 2.2.1 常磐自動車道神田地区⁸⁾

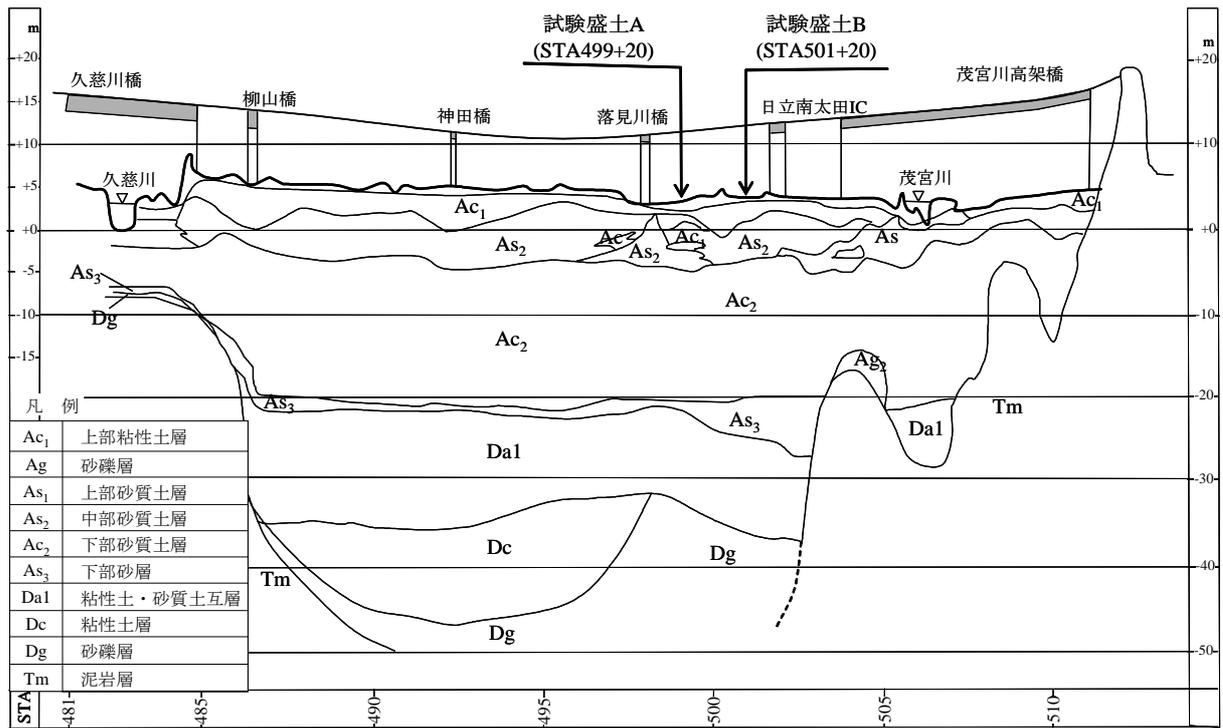


図 2.2.2 神田地区の地質概要⁷⁾ (左側：東京方面、右側：いわき方面)

2.2.2 試験盛土の実施⁷⁾

神田地区は図 2.2.2 に示すように、久慈川橋、柳山橋、神田橋、落見川橋、日立南太田 IC 橋、茂宮川高架橋と多くの橋梁構造物がある。いずれも基礎は Dg 砂礫層を支持層とする支持杭である。この構造物間は、神田地区の隣（いわき方面）の隣接工区で同時期に建設された、日立トンネル群の掘削時に発生するずり岩塊を処理する目的もあったため、盛土構造で構成された。トンネルずりは湿潤単位体積重量が $\gamma_r = 20 \sim 21 \text{ kN/m}^3$ と大きく、また盛土形状も 6~9m の盛土高であったため、一般の軟弱粘土地盤上の盛土より荷重が大きくなった。このような地質・幾何条件より、供用後長期に亘って沈下が継続されることが予想され、長期沈下対策の検討が行われた。

沈下促進、残留沈下対策として、当初計画では、全面サンドドレーン処理が考えられていた。しかしながら、旧日本道路公団では、それまでに数多く実施されてきたサンドドレーンによる処理地盤と無処理地盤との試験盛土の比較において、①サンドドレーンの有無にかかわらず沈下傾向に有意な差が見られないケースであり、また、②計算値よりも無処理部の沈下が比較的早く収束したため、サンドドレーンの沈下促進効果は認められないという評価がなされていた。

サンドドレーン工法の特に沈下促進効果については⁹⁾、1972 年頃、旧建設省、旧日本道路公団、旧国鉄などいわゆる「山側」が無効論を、旧運輸省などいわゆる「海側」は有効論を唱えて議論が交わされていた。バーチカルドレーンの圧密促進効果に関して、ドレーンが「効

く地盤」と「効かない地盤」の双方の主張は表 2.2.1 に示すように、「山側」と「海側」とでは地盤特性・荷重特性の違いに起因するものであった。なお、サンドドレーンによる地盤の強度増加促進効果を有する点については、山側、海側の間で意見の一致をみていた。

表 2.2.1 バーチカルドレーンの圧密促進効果の有効・無効論⁹⁾

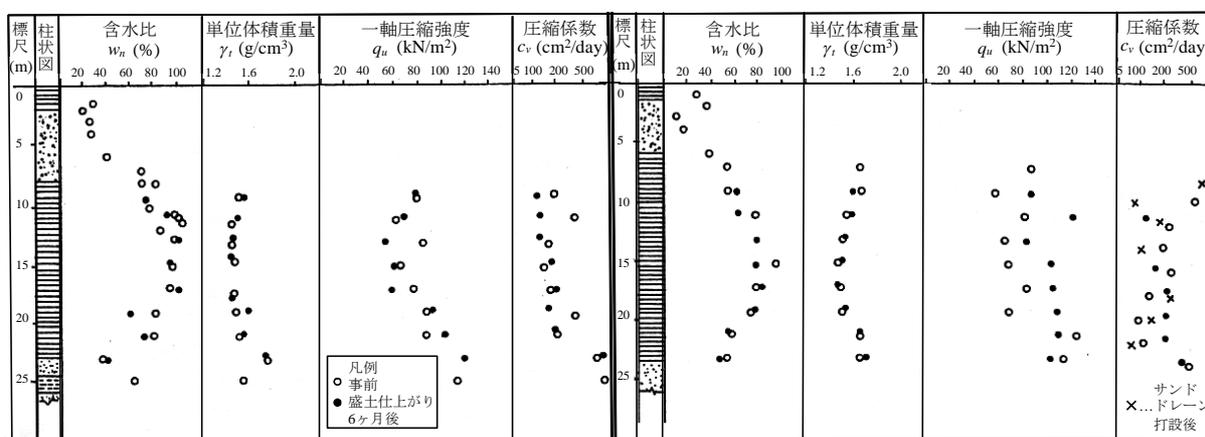
区分	機関	要旨
山側	旧建設省・旧日本道路公団・旧国鉄	陸性粘性土からなる地盤であることが多く、堆積過程でもともと透水性の大きい地盤やサンドシームやサンドレンズを挟む成層地盤のように、室内試験では把握できない自然の透水性の大きい地盤が比較的多く介在し、これが排水層の役割を果たすため、バーチカルドレーンを打設するまでもなく無処理部でも沈下の収束は比較的早い。よって、無処理部とバーチカルドレーン処理地盤とで沈下速度に有意差な差が生じないのではないかと。また、盛土形状は道路、鉄道といった帯状が多く、海側の埋立て盛土のような前面載荷条件では、地盤の変形機構が異なる。すなわち、側方変位などの二次元的な圧密が生じるため、一次元圧密理論に基づく計算値よりも、実際の沈下は早く進行する傾向にある。これらのことから、無処理部でも沈下は比較的早く進行すると考えられ、サンドドレーン効果は期待できないとしている。
海側	旧運輸省	大半は海成粘土からなる地盤を対象とし、土性は均質で砂の介在は少ない。また、盛土形状は海上空港、港湾などの一般に幅が広いものが多いため、一次元的な沈下が生じる。このため、沈下が一次元圧密理論に基づく計算値に近い値で進行する。このため、陸側に比べれば、サンドドレーン打設部の沈下促進効果が顕著である。

そこで神田地区では、本工事に先立って、昭和 55 年（1980 年）12 月、試験盛土によりサンドドレーン工法の有意性を確認することとなった。

実施された試験盛土の種別は次の通りである。

- ①試験盛土 A（STA499+20）：無処理、盛土材は日立港浚渫砂（ $\gamma_t = 17\text{kN/m}^3$ ）を使用
- ②試験盛土 B（STA501+20）：サンドドレーン 打設間隔=@2.0m ピッチ、打設深 $l=20\text{m}$ 、
径 $\phi=40\text{cm}$ 、盛土材料は試験盛土 A と同じ

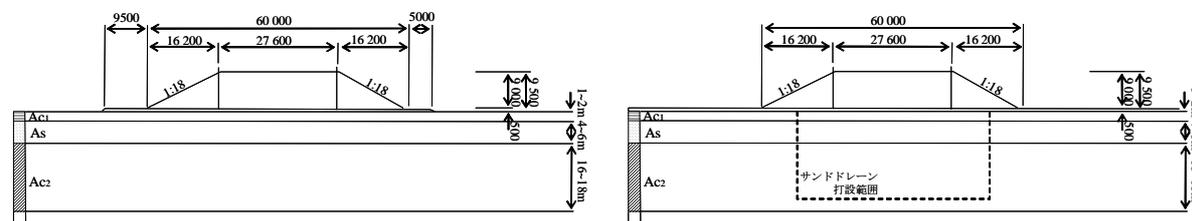
各試験盛土は、図 2.2.2 に示す位置で実施され、相互干渉を避けるために法尻で約 50m、中心間で約 200m 離された。また図 2.2.3 の土質調査結果（白丸：事前）が示すように、諸条件は同じになるように場所が選定された。図 2.2.4 に各試験盛土の横断図を示す。



試験盛土 A(無処理)

試験盛土 B(SD)

図 2.2.3 土質試験調査結果⁷⁾



試験盛土 A(無処理)

試験盛土 B(SD)

図 2.2.4 試験盛土横断図（単位:mm）⁷⁾

試験盛土による地盤性状の変化と沈下の観測結果を図 2.2.3 と図 2.2.5 に示す。なお、図 2.2.5 中の実線及び破線は、一次元圧密理論に基づく慣用計算法により、当初計算された予測沈下曲線であり、 S_f は最終沈下量である。試験盛土 A、B の比較より、サンドドレーン効果として次の 2 点が得られた。

(1) 下部粘土層の強度増加

図 2.2.3 の試験による地盤性状の変化と盛土前後（白丸と黒丸）の土質調査結果を比較すると、両試験盛土とも、盛立て後 6 ヶ月の時点では含水比の変化はほとんど見られないが、地盤の強度は試験盛土 B（サンドドレーン打設地盤）で若干増加したことがわかる。特に、深度 10~20m における、軟弱粘土層内での強度増加が顕著となった。一方、無処理地盤の強度は、深度 10~20m において盛土前よりやや低下しており、強度増加は見られない。

(2) 下部粘土層の圧密促進効果

図 2.2.5 から盛立て後 6 ヶ月の時点で、試験盛土 A（無処理）に比べ試験盛土 B（SD）は総沈下量が約 65cm と大きい。これは、すべて深度 10~20m の下部粘土層（Ac₂層）に生じた沈下量の差が原因であり、試験盛土 B（SD）では粘土層の圧密が促進された様子がわかる。

試験盛土は放置期間が短く、長期的な沈下特性を把握できなかったが、図 2.2.5 の実測沈下曲線をもとに同一地点の沈下が予測された。表 2.2.2 は、本工事前に旧日本道路公団が予測した残留沈下量である。無処理部では、深度 10m 以浅の沈下は終了したものとみなし、深度 10~20m の下部粘土層に対し一次元圧密理論に基づく慣用計算法を実施して、最終沈下量は 2.0m とされた。また、サンドドレーン部では双曲線法を用いて、2.2m の最終沈下量が予測された。

表 2.2.2 神田地区の残留沈下量の予測⁷⁾

		無処理 (cm)	サンドドレーン処理 (cm)
最終沈下量		200	220
残留 沈下量	放置 6 ヶ月	86	43
	〃 1 年	70	25
	〃 2 年	50	16
	〃 3 年	37	11

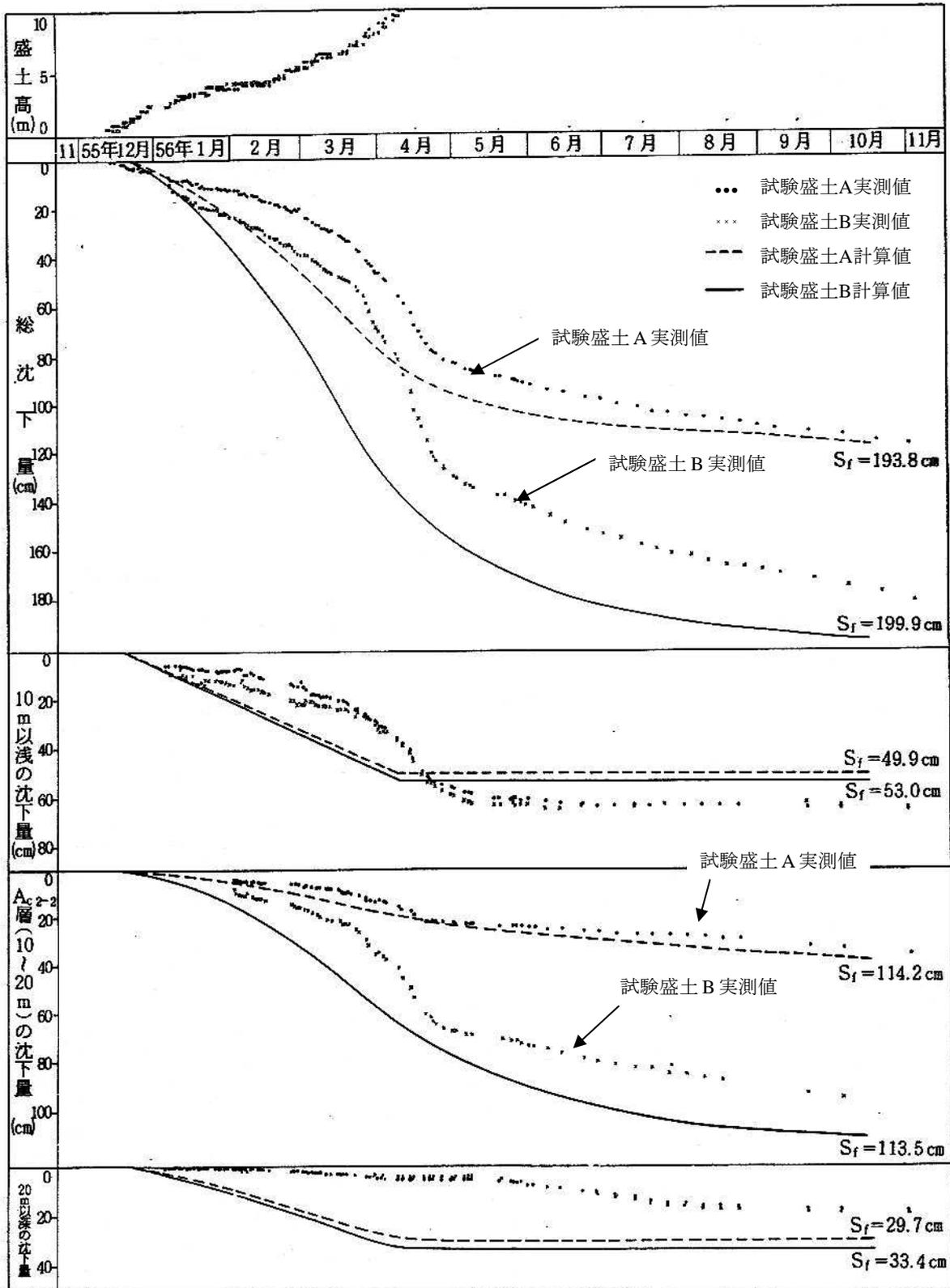


図 2.2.5 試験盛土 A (無処理)、試験盛土 B (SD) の総沈下量と
 10m 以浅、10~20m、20m 以深の沈下量⁷⁾

2.2.3 試験盛土結果と軟弱地盤対策⁷⁾

上記の試験盛土の結果に基づき、軟弱地盤対策工の検討がされた。しかし、前述の通り、神田地区の盛土は、トンネルずりで盛土する計画であり、そのトンネル掘削がクリティカルであるため、盛土構築から供用までの放置期間を十分に取ることができない工程であった。そのため、事前の沈下予測計算によるサンドドレーン打設部の残留沈下量は、放置期間が短いため圧密促進効果が発揮される前に供用となり、無処理部と比較してそれほど小さくならなかった。このため「サンドドレーンの圧密促進効果に対する明確な結論は得られない」と結論付けられ、経済性・施工性を優先し、ボックスカルバートなど一部の区間を除いて、地盤は「無処理」のまま盛土が施工されることとなった。

このような結論が出された背景には、2.2.4で詳細を述べるが、先に昭和40年代に完成していた名神・東名の高速道路盛土における沈下実測データの追跡調査において「サンドドレーンの残留沈下低減効果は無く、補修頻度が多いのも供用5年間までである」という結論が得られていた影響も大きい。このため、「沈下対策は十分な放置期間の確保等、時間効果の有効活用を図るものとし、残留沈下対策としての地盤処理工は原則として実施しないものとする」という基本方針は、神田地区の基本設計にもそのまま採用されることになった。また、神田地区では、軟弱粘土層の上部に砂層が堆積して、盛土のすべり破壊に対する安定性は、盛り立て時の安全率が1.1、供用開始時の安全率が1.25ともに無処理地盤で満足したために問題とならなかった。このように時代背景と現地の地層構成が重なって災いし、盛土建設当初、神田地区の軟弱地盤はそれほど問題視されることはなかった。

2.2.4 軟弱地盤上の高速道路盛土の沈下設計の変遷

神田地区で採用された軟弱地盤対策工の基本方針が導かれるまでの旧日本道路公団の設計の変遷とその時代背景を示す。

軟弱地盤上の高速道路盛土の長期沈下に対する設計は、①実物大規模の試験施工を実施しその成果を重視すること、②本工事での動態観測による施工管理すること、③維持管理での経験を再び新たに設計・施工にフィードバックさせるという方針のもと得られた知見を設計に取り入れながら、これまで(1)～(3)のように変遷を重ねてきた。

(1) 残留沈下を規定した名神・東名高速道路時代¹⁰⁾ (1960年～1969年)

名神・東名高速道路時代では、沈下に関していえばサーチャージ工法、プレロード工法を推奨すると共に、供用後の路面の残留沈下量の規定があり、10cm以上にならないようにバーチカルドレーン工法等を積極的に採用するという内容が基本方針であった。現行の道路土工軟弱地盤対策工指針も同様に残留沈下量の規定がある。このように残留沈下量の規定を設け

ることで、管理段階での沈下に関する問題の発生を防止することができる。しかし一方、この規定を守るために安全側の設計となり対策工が過大となりやすい点が指摘された。

(2) 残留沈下を許した設計への移行する新規縦貫五道時代²⁾ (1970年～1982年)

昭和50年代頃の新規縦貫五道時代には、残留沈下を許した設計へ軟弱地盤沈下対策工の基本方針を180°転換することになる以下に示す4つの結論が導かれた。

- ① 「サンドドレーンの残留沈下低減効果は無く、補修頻度が多いのも供用5年間までである。」これは、**図 2.2.6** に示すように昭和40年代に完成していた東名高速道路の長期沈下追跡調査からサンドドレーン、サンドコンパクションパイル打設の有無にかかわらず、供用後約10年間の長期間の沈下に有意な差が見られないこと、ならびに**図 2.2.7** に示すように名神・東名高速道路の供用区間の補修実態調査によると、軟弱地盤特有の補修行為は、供用後5年程度までであることが多く、それ以降については、沈下速度が遅くなり一般地盤と同様に路面の摩擦、わだち掘れなどによる通常のオーバーレイでほぼ対処できることによる。
- ② 「残留沈下量の算定の基礎となる時間～沈下の関係を設計の段階で予測することは極めて難しい。」これは、時間的変化の予測について、実測値との照合の結果、慣用されるテルツァギーの一次元圧密理論をもってしては大幅な食違いを見せる場合が多いことによる。
- ③ 「地盤処理工法は、沈下促進対策としてトータルコストによる投資効果的見地から疑問がある。」これは、管理段階で多少経費増となっても建設費を極力低減化し、初期投資を抑える方がトータルコストとして安いという思想と、同時に名神・東名高速道路で予想を超える沈下があったが、管理段階で何とか維持補修が可能だったという経験の蓄積による。
- ④ 「供用後の沈下を極力減少させるために、早期着工サーチャージ工法、プレロード工法、を最重要とし、供用後に相当な量の沈下を生じる場合は、**図 2.2.8**、**図 2.2.9** に示すような維持管理しやすい構造上の配慮で対応できる。」これは、これまでの維持管理の経験から残留沈下によって問題となる構造物と土工部の段差は、**図 2.2.8** に示すように段差修正やオーバーレイによって対応が可能であり、また、横断構造物に関しても**図 2.2.9** に示すように上げ越しや断面余裕高さの確保できることによる。

以上4つの結論は、1980年から盛土構築が始まった常磐自動車道神田地区の軟弱地盤対策工の基本方針として先取りして取り入れられた。

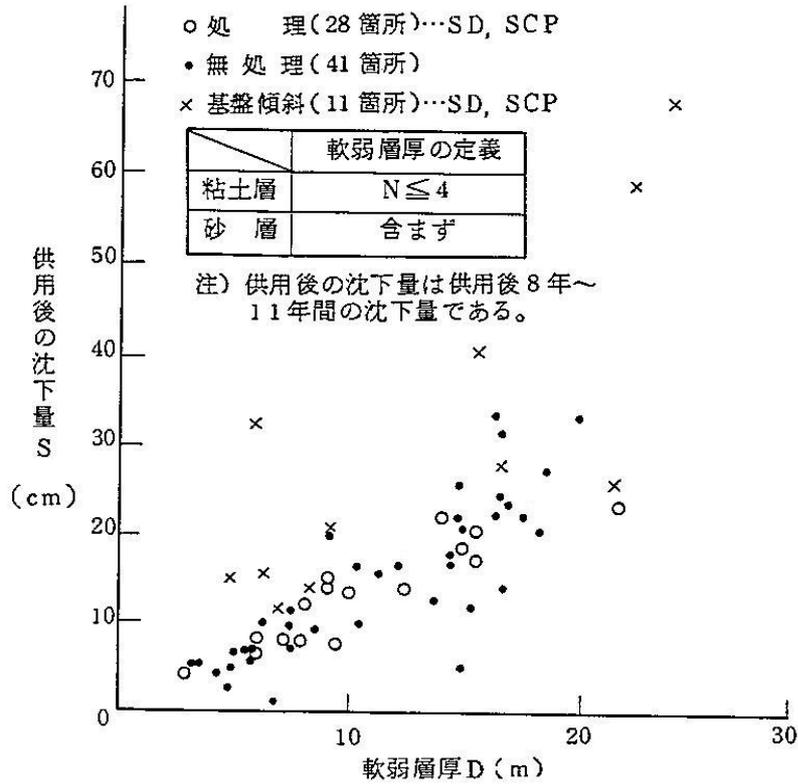


図 2.2.6 供用後の沈下量と軟弱地盤層厚 (東名高速道路)²⁾

注) オーバーレイ実施率とは、オーバーレイ同数： $\sum(\ell \times n)$ / 区間長 (舗装改良長 ℓ , $\ell \geq 50\text{m}$, 補修回数 n) の合計を全区間数で割ったもので、1 区間当りの平均的な補修回数を表わす。

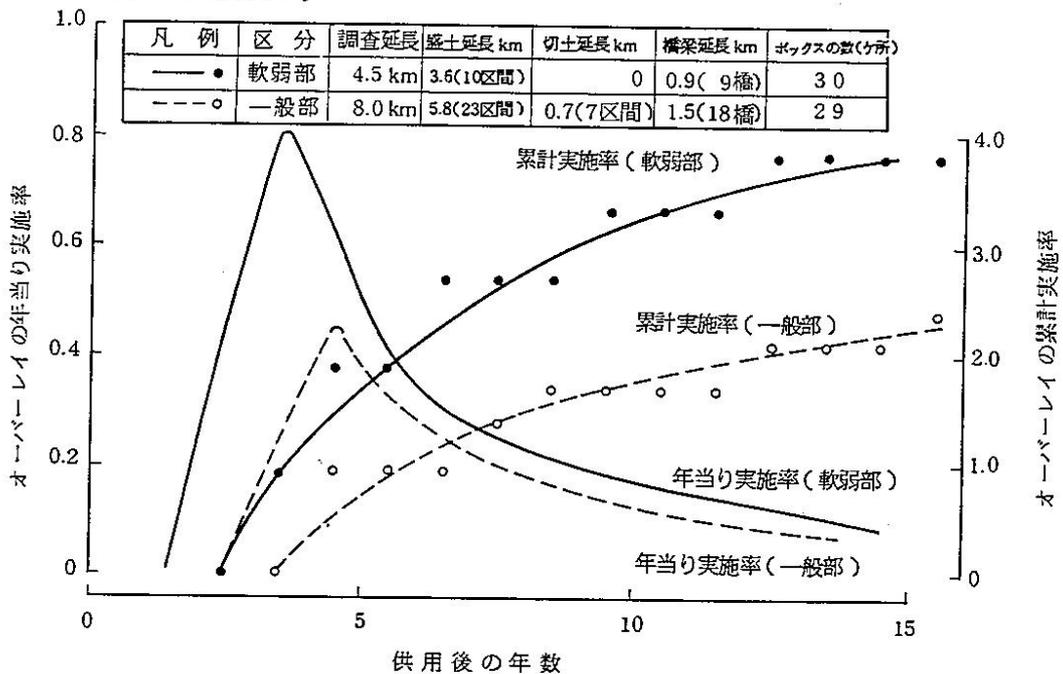


図 2.2.7 オーバーレイの実施率の経年変化 (名神・東名高速道路)²⁾

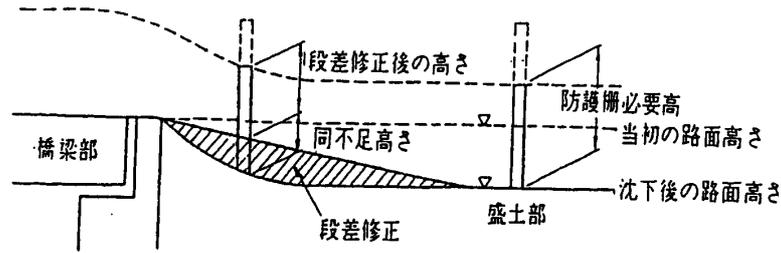


図 2.2.8 段差修正概要図 (昭和 50 年代頃)¹⁾

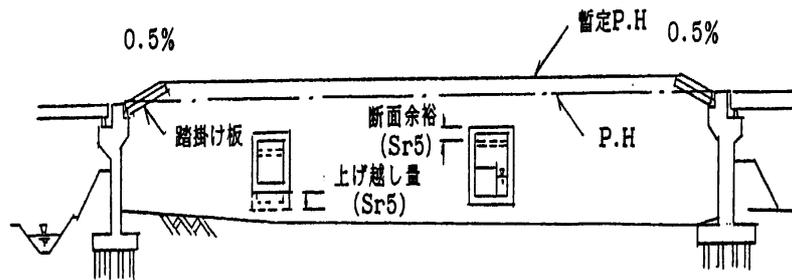


図 2.2.9 上げ越し・断面余裕の概要図 (昭和 50 年代頃)¹⁾

(3) 残留沈下を許した設計が確立した以降の時代 (1983 年～)

昭和 58 年 4 月には、旧日本道路公団設計要領¹⁾から「残留沈下量の許容値が撤廃」され、代わって「沈下対策は十分な放置期間の確保等、時間効果の有効活用を図るものとし、残留沈下対策としての地盤処理工は原則として実施しないものとする。」と改訂された。

このような背景から軟弱地盤上の高速道路盛土は、残留沈下を許した設計が沈下対策の基本方針として確立された。

2.2.5 供用後の沈下挙動と支障・補修の実態⁷⁾

当該神田地区の軟弱粘土地盤の特性より、ある程度の残留沈下が起きることは予想されたため、2.2.4で述べた基本方針に沿って残留沈下を許した設計が検討された。表2.2.3は、その際に検討された残留沈下に伴う問題点と供用後にも道路機能が沈下に追従できる構造とした対策案である。

表 2.2.3 神田地区で当初検討された残留沈下に伴う問題点と対策⁷⁾

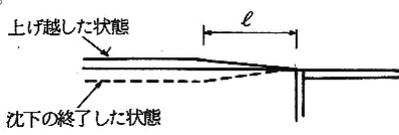
区分	問題点	対策
一般部	路面の不陸と排水系統の乱れ	舗装は残留沈下が多いので供用時仮舗装とし、供用後不陸がある程度発生してから後表層を行うものとする。その後には多少の舗装を必要とするが、走行上支障ないと考えられる。排水系統の乱れに対しては、通常の設定に比べあらかじめ多くの排水管を設置することで対処できると考えられる。
ボックス部	不等沈下とボックス内道水路の計画高の乱れ	ボックス本体は伸縮継手を移動の大小に対応できる構造とする。ボックス内道水路は、補修回数を増やして行う。また予想沈下に相当する断面余裕をとる。
構造物取付部	一般部の残留沈下が大きく段差も大きくなる	<p>一般部に生ずると思われる残留沈下量のうち供用1年相当分を上げ越して施工する。</p>  <p>走行中、段差による加速度の変化に不快を感じさせない縦断曲線長内の擦り付けの補修が必要となる。(段差40cmのとき$l=27m$)</p>

図2.2.10は、試験盛土A,Bの該当箇所における、盛土構築開始から供用開始以降の時間～盛土高・天端中央の沈下関係である。神田地区では、供用開始前に累積沈下測定は一旦終了し、その後は路面高と舗装歴より昭和61年(1986年)7月から累積沈下測定が再開された。このため、データの欠損部は前後の沈下曲線を補間し、実線で示している。また試験盛土Aの地区では、図2.2.5に示した試験の後、浚渫砂による盛土を一時除去し、トンネルずりに盛土材を変更したプレロード履歴がある。その後の詳しい工事履歴は残っていないが、供用開始時には完成盛土高(完成舗装高から縦断勾配を引いた値)が試験盛土A(無処理)地点で8.29m、試験盛土B(SD)地点で8.38mとなっていることから、両地区とも沈下に応じて余盛りが行われたと考えられる。

沈下曲線を比較すると、サンドドレーンを施した試験盛土Bの箇所では、明らかな残留沈下低減効果が見られ、沈下も早期に収束した様子がわかる。一方、無処理部の試験盛土Aでは、当初の想定をはるかに越える沈下が長期間に亘って発生した様子がわかる。なお、図2.2.11⁴⁾は縦断方向の累積沈下量を示すが、試験盛土Aに該当する箇所では、現在までのところ神田地区でも最も大きな沈下が観測されている。

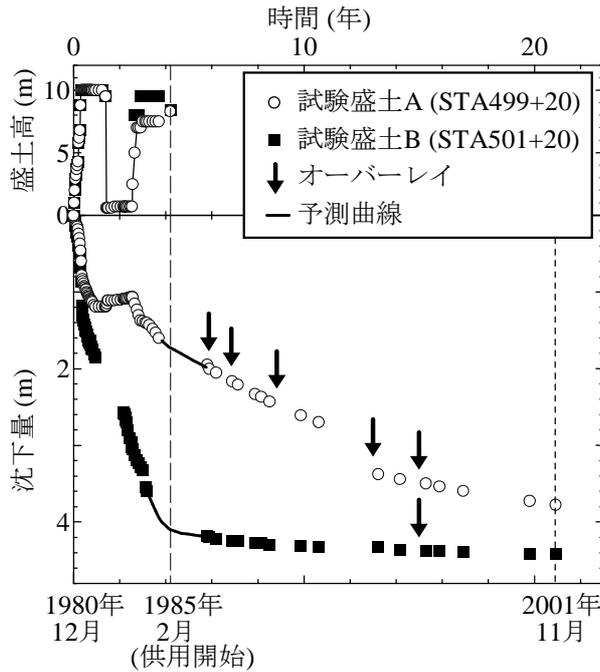


図 2.2.10 時間～盛土高・沈下関係¹¹⁾

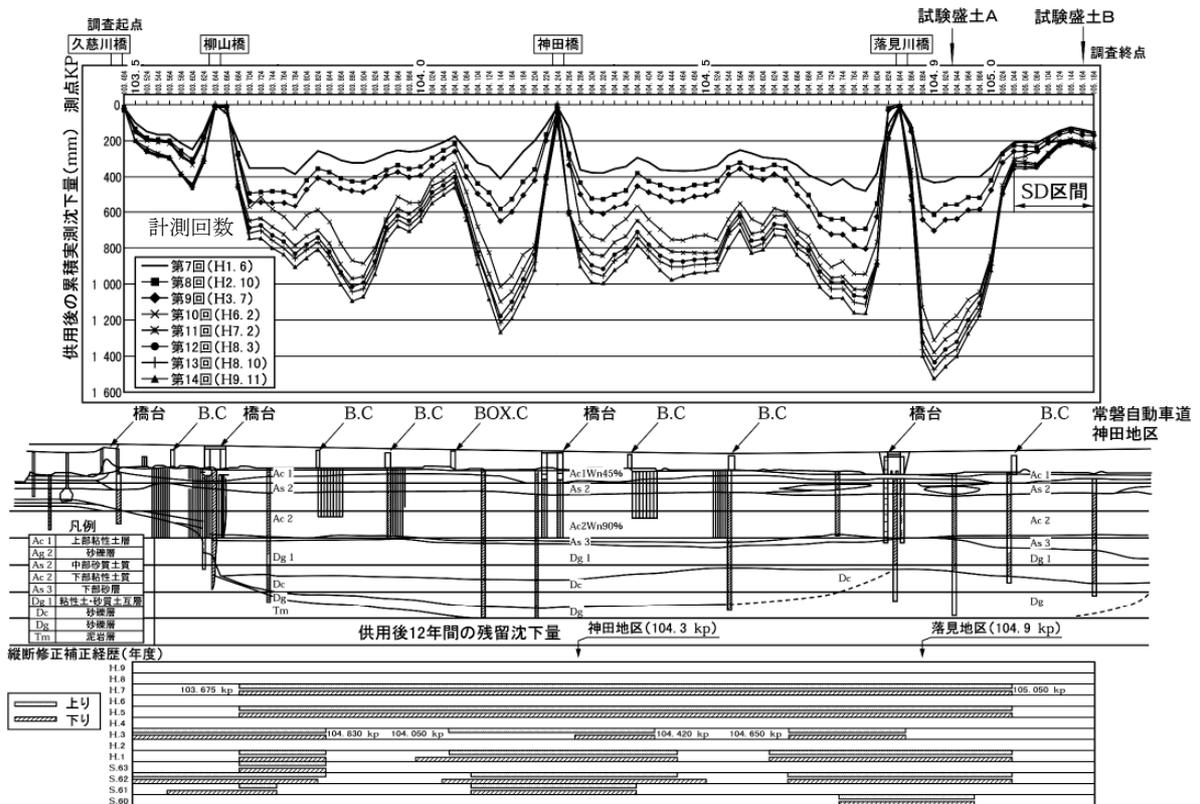


図 2.2.11 神田地区の沈下量及び縦断修正の跡⁴⁾

神田地区には、道路の縦断方向に4箇所の橋台と7つのボックスカルバートが短い区間に不連続に設けられていたため、図2.2.11に示すように縦断方向に大きな不同沈下が発生した。これは、無処理の盛土部の沈下は顕著であるが、橋台部において支持層までの杭基礎によりほぼ沈下は生じることはないためである。また、ボックスカルバート部も地盤への載荷荷重が盛土部に比べ小さいため、盛土部との境付近で沈下量に差が生じている。

このような縦断方向の不同沈下は、設計速度が大きな高速道路では特に問題視される。旧日本道路公団維持修繕要領¹⁾には、「構造物取付部の段差の維持修繕基準と、補修延長を規定する構造物取付部のすり付け勾配0.5%」が決まっており、これに基づき神田地区でも舗装材を用いた段差・勾配補修が、回数を重ねるごとに広範囲に亘り繰返し行われた。また供用後は、2年も経過しない昭和61年(1986年)10月末に、第1回目の縦断修正工事が行われた。

図2.2.12は、平成13年(2001年)11月にボーリング調査で明らかとなった無処理部と、サンドドレーン打設部のアスファルト層厚の違いである。図2.2.11に示すように、試験盛土Aに該当する無処理部では、20~30cm沈下する度にオーバーレイが実施された結果、アスファルト厚は約1.5mにも達している。このオーバーレイによる余盛荷重は、盛土荷重の約14%に相当し、これがさらなる沈下を引き起こすという悪循環を生んでいる。沈下は現在でも継続中であり、平成17年(2005年)2月~3月においても昼夜間連続車線規制のもと段差修正工事が実施されている。一方、試験盛土Bのサンドドレーン対策部ではわずかに1回のみであり、層厚も約0.4mに止まっている。

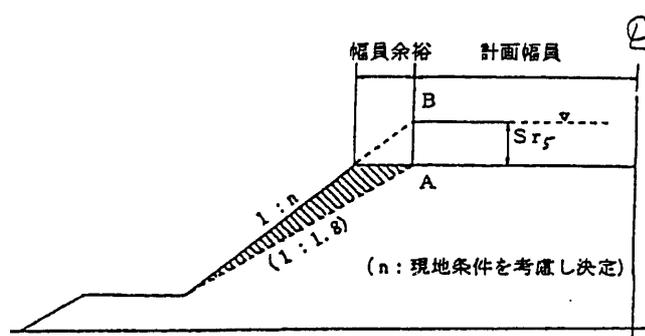


図2.2.12 アスファルト層厚の比較

(無処理部：約1.5m、サンドドレーン対策部：約0.4m)⁴⁾

供用開始後に続いた残留沈下は、縦断方向の不同沈下の他にも多くの被害をもたらし、維持・補修を必要とした。例えば、神田地区では、**図 2.2.13(a)**のように当初供用 5 年程度の残留沈下に対応する幅員余裕を設けていたが、想定以上に沈下が進んだ結果、オーバーレイにより路肩幅員が不足し、**図 2.2.13(b)**のとおり供用後わずか 3 年で幅員拡幅工が行われた。さらに、供用後 20 年後に **2.2.13(c)**のように再拡幅が必要となった。また、周辺部の連れ込み沈下により、近接する田面の沈下、家屋の傾斜が発生し、11 回もの補修工が行われた。

図 2.2.14 は、神田地区の道路工事補修費の経年変化である。供用後 14 年間で、累計で約 20 億円もの維持管理費が必要となり、道路延長 1km あたりでは約 9 億円と莫大なものとなった。神田地区の例は、それまでの旧日本道路公団の高速道路盛土の沈下に対する実績と大きく異なり、「無対策では建設段階で施工した上げ越しや幅員余裕幅は通用せず、維持補修が長期に亘り多大な労力と維持管理費を要したことや、サンドドレーン工法による圧密促進効果は残留沈下低減に寄与する。」ことがわかった。



(a)建設段階で施工した幅員余裕幅¹⁰⁾



(b)供用後 3 年で施工した幅員拡幅工⁵⁾



(c) 供用後 20 年に再幅員拡幅工

図 2.2.13 幅員拡幅の状況

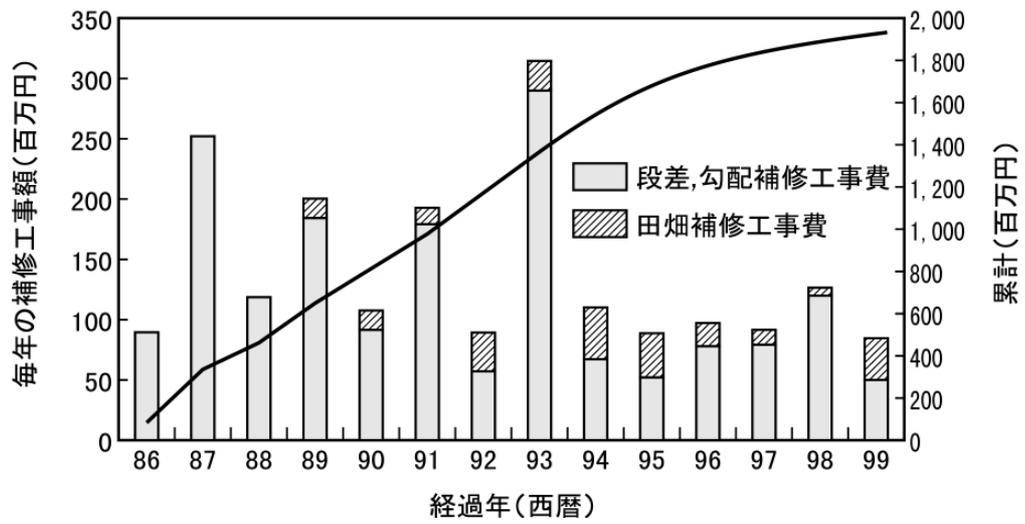


図 2.2.14 神田地区の補修工事費の経年変化⁴⁾

2.2.6 長期・大沈下対策工のトータルコストによる評価

神田地区の軟弱地盤において、もし建設時にサンドドレーン工法を含めてどのような対策を実施していれば、道路の走行性や維持管理の容易さを確保するとともに、周辺への影響を極力低減することができ、さらには、供用開始後の維持補修工事費を含めたトータルコストを最小にできたかについて、実際の事例をもとに検討を行った⁴⁾。検討手法の詳細は文献4)に記すが、対策工の比較を行ったのは、①無対策（現状）の場合、②供用開始まで1年間放置した場合、③盛土下20mをサンドドレーン打設した場合、④深層混合処理工法を用いた場合の4ケースである。なお、供用開始まで1年間放置とは、盛土構築後から供用するまでの間の沈下を活用して供用後の残留沈下の軽減を想定したものである。ただし、コストには地震の影響や、対策時点の違いを考慮する金利も含まれていない。図2.2.15に検討結果を示す。サンドドレーン工法がトータルコスト最小であることがわかる。また、③サンドドレーン工法は、圧密沈下対策としてライフサイクルコストで求めた最適打設ピッチ3.5mで試算したものである。また、一年放置した程度では、コスト削減効果はわずかであり、放置による時間効果を得るには、長期間放置する必要があることがわかる。

トータルコストによる上記の評価検討から、長期・大沈下が生じた神田地区みたいに、サンドドレーン工法のような事前の地盤対策が有効な軟弱地盤に対しては、建設当時の設計の基本方針が通用しなかったことがわかった。ただし、言うまでもないが実務でライフサイクルを考慮したトータルコストの設計検討には、「精度よく長期・大沈下予測できること」が前提となる。

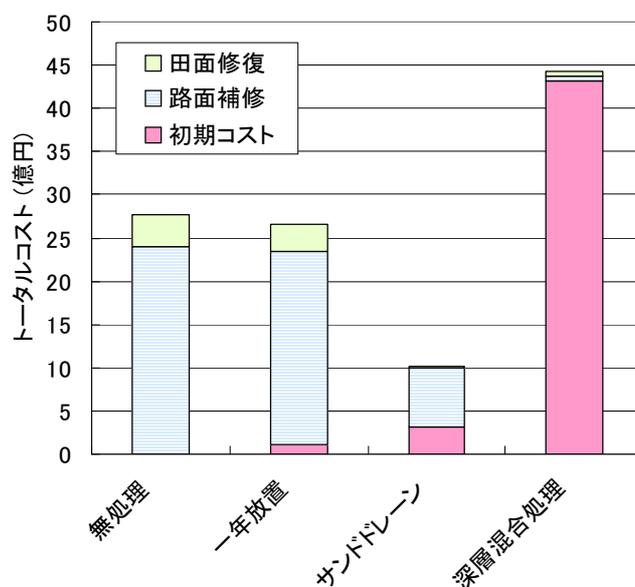


図 2.2.15 トータルコストの比較⁴⁾

2.2.7 神田地区の沈下の特徴

常磐自動車道神田地区で観測された沈下は、旧日本道路公団の既存の施工実績やそれに基づく設計理念、また従来の弾性・弾塑性圧密理論では説明のできない、きわめて特殊な沈下現象を示した。ここでは、田代⁵⁾の研究成果に基づいてあらためてその特徴をまとめる。

図 2.2.16 は、図 2.2.10 の無処理部の時間～沈下曲線を再掲したものであるが、ここからは、次の4点が特徴として挙げられる。

①長期沈下

当該地区では、下部粘土層の透水係数が小さく自然含水比も大きかったことから、沈下の長期化は予想されていたが、供用開始後約25年経った現在でもなお沈下は継続している。

②大沈下

供用開始後も、大きな残留沈下が発生した結果、当初の一次元圧密理論に基づく予測沈下量が2mであったのに対し、その倍の沈下量が発生している。

③沈下の加速化

図 2.2.16 の○で囲った時間帯では、一旦収束に向かった沈下が速度を早める「加速化」が起きている。この時期、当該地区ではオーバーレイは実施していないため、荷重一定放置中に沈下速度が上昇したことになる。これは通常の圧密理論では説明のできない現象である。

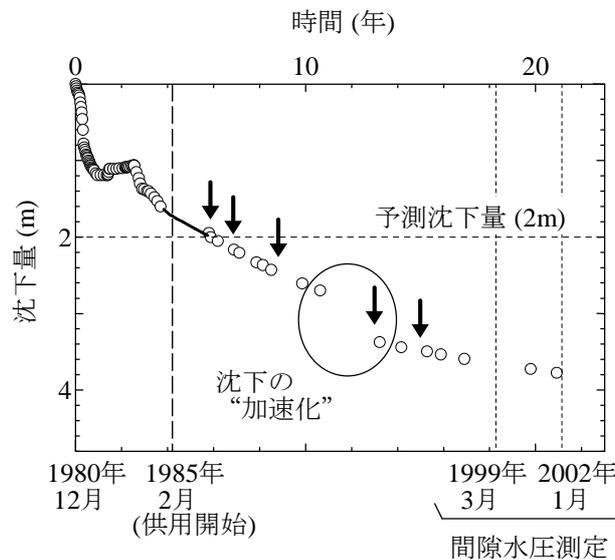


図 2.2.16 神田地区の沈下の特徴（無処理地盤）¹²⁾

④過剰水圧の上昇（湧出し）

神田地区の特徴は、沈下の傾向だけではない。図 2.2.17¹³⁾は、盛土中央直下の、下部粘土層における間隙水圧の計測データである。計測時期は、図 2.2.16 の点線で示した、1999年3月（供用開始から14年）及び2002年1月（同17年）の2回である。この時期は、オーバー

レイは実施されておらず、荷重一定放置状態で沈下は収束傾向にある。軟弱粘土地盤での盛土工の実務設計では、盛土構築終了直後の安定問題さえ凌げば、後は盛土構築時に発生した正の過剰間隙水圧が消散するのみで、地盤は安定に向かうとされてきた。しかし、神田地区では図 2.2.17 が示すように以下の特徴を示した。つまり、消散する一方であるはずの過剰水圧が逆に上昇傾向さえ示し、「圧密沈下＝過剰水圧の消散」という従来の圧密理論では説明のできない現象が発生している。

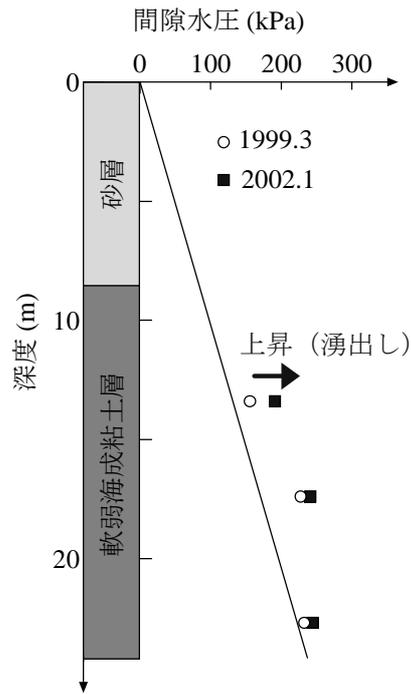


図 2.2.17 間隙水圧分布（盛土中央直下）¹³⁾

2.2.8 神田試験盛土を事例とした建設当時の沈下予測¹⁴⁾

旧日本道路公団が数多くの軟弱地盤に遭遇した中で、重要かつ困難な課題は沈下の予測であり、実際に即した沈下予測法を確立する必要があった。そこで、軟弱地盤上の盛土の沈下予測手法を理論面から検討することを目的にして、1982年当時に土質力学の分野において数多く発表されていた地盤の変形に関する理論解析手法を用いて、常磐自動車道神田試験盛土の事例解析（1982年～1983年）が行われた。検討に用いた解析手法を以下に示す。

- ①二次圧密を考慮しない一次元圧密理論による解析手法
 - (1)テルツァーギ理論に基づく解析
 - (2)三笠理論に基づく解析手法(高田)

- ②二次圧密を考慮した一次元圧密理論による解析手法
 - (1)ダイランシーの時間依存性を考慮した方法(赤石)
 - (2)擬似先行圧密効果を考慮した方法(村上)
 - (3)遅延圧縮と相似則を考慮した方法(安原)

- ③多次元解析法
 - (1)弾塑性又は弾・粘塑性構成式を用いた圧密解析手法(太田・深川,小林)
 - (2)弾・粘塑性構成式を用いた解析手法(関口)
 - (3)空間活動面(SMP)の概念に基づく土の構成式による解析手法(松岡・中井)

- ④観測的方法による浅岡の沈下予測法(浅岡)
 - (1)圧密変形挙動の観測的方法による予測
 - (2)弾塑性圧縮挙動の区分線形近似とその応用

このように、当時の我が国の土質力学を代表する研究者達によって、神田試験盛土に対する沈下予測が行われた。しかしながら、この委員会報告書¹⁴⁾には、「長期・大沈下」を予測した図や、神田地区で観測された特殊な圧密挙動を予見する考察はなく、沈下対策工として軽量盛土を提案する記述もなかった。当時の最先端の土質力学の理論を駆使しても、神田地区の「長期・大沈下」を防ぐことも、「長期・大沈下」挙動の発生メカニズムを説明することもできず、神田地区で観測された「長期・大沈下」は特異な沈下であったことがわかったに過ぎなかった。

2.3 長期・大沈下を引き起こす要因と挙動⁵⁾

2.3.1 概説

2.2 では、常磐自動車道神田地区で観測された、沈下の加速化・水圧の湧出しを伴う長期・大沈下の実態を紹介し、それが建設当時の最新の土質力学では予測できない挙動であったことについて概観した。しかしこのような沈下は、当該現場に固有の現象ではない。図 2.1.1 に示したように、旧日本道路公団の軟弱地盤上への高速道路用盛土の施工実績のうち、約 2 割に相当する 10 地区においては、供用開始後に残留沈下が大きく（1m 程度）発生し問題となっている。

そこで 2.3 では、このうち 2.2 で示した神田地区と伊勢地区（伊勢自動車道）、長島地区（東名阪自動車道）、焼津地区（東名高速道路）、上越地区（北陸自動車道）、及び江別東 IC 地区（道央自動車道）の計 6 地区に共通する素因として、地層構成、載荷条件、および土質特性の 3 点に着目し、長期・大沈下を引き起こす要因について考察する。

2.3.2 地層構成

「沖積軟弱地盤層は、同じ堆積環境や同じ堆積過程であれば同じ地盤構造および土性を示す。」と考えた持永²⁾は、地形が類似した沖積地盤は類似の土層構成をもち、類似の土層構成をもつ軟弱地盤は、道路盛土荷重に対して類似の挙動を示すと考えて、名神・東名高速道路沿線の軟弱地盤を対象に 3 つの土層要因と、6 つの地形による分類から 3 つの沈下パターンに分類して表 2.3.1²⁾を示した。

表 2.3.1 において 3 つの沈下パターンに分類した要因は、

- (1) 軟弱地盤層厚：10m より深いか浅いか
- (2) 砂層の存在：砂層の厚いか薄いか何層もあるか
- (3) 土性：土性が硬いか軟らかいか含水量の多少によって沈下は異なってくる。

であり、分類した 3 つの沈下パターンの沈下の特徴は次のとおりである。

- (Ⅰ) 浅層型は陸成層のみが堆積した地盤であり沈下は急速に収れんする。
- (Ⅱ) 泥炭型は泥炭のみから成り沈下量は大きい急速に収れんする。
- (Ⅲ) 深層型は下部に海成粘土が堆積し長期沈下が問題となる。

また、表中の模式柱状図は、「現地地形が同じであれば柱状図はそれぞれ似たようなものになる。」として、①デルタ性後背湿地、②内陸性後背湿地、③おぼれ谷、④潟湖、⑤埋積谷、⑥崩積谷の 6 つの地形による分類から導いている。

この表 2.3.1 は、その後に安定性も併記されて旧日本道路公団設計要領第 1 集の土工編¹⁾に記載された。

表 2.3.1 沈下パターンと地盤型式²⁾

沈下パターン		泥炭型				深層型		
地盤型式		I a	II a (泥炭単独)	II b (泥炭+粘土)	II c (泥炭挟在)	III a (上部砂層)	III b (砂層挟在)	III c (連続)
模式柱状図	上部層							
	中間砂層							
	下部層							
デルタ性 後背湿地						○	○	
内陸性後背湿地		○	△	△	△		○	
潟湖性湿地			○	○		○	○	○
おぼれ谷性湿地			○	○				○
埋積谷		○	○	○				○
崩積谷		○						

表 2.3.2¹²⁾は長期・大沈下を示した 6 地区に対し、表 2.3.1 に基づく地盤タイプと盛土高、沈下対策工の実態をまとめたものである。

地盤タイプは、長期・大沈下をした 6 地区ともすべてⅢ型（深層型）である。Ⅲ型（深層型）地盤では、下部に海成粘土層が厚く堆積している場合が多い。海成粘土はサンドシームなどの介在が少なく特に排水時間がかかるため、より慎重な対応が必要となる。また、陸成粘土でも上越地区のように厚く堆積している場合は、同様の注意が必要である。連続型（Ⅲ_c型）は、中間砂層を挟まずに表層の粘土（一般に有機質を含む）の下に海成粘土が直接堆積している地盤であり、安定が問題となるため地盤改良が施される可能性が高い。一方、砂層が存在する場合（Ⅲ_a・Ⅲ_b型）は、安定性では問題がないことが多いため、通常地盤は「無処理」のまま施工されることが多い。

またⅢ型（深層型）地盤の中でも、上部に泥炭があったⅢ_c型（連続型）の焼津地区と、Ⅲ_b型(砂層挟在)の江別東地区を除けば、すべての地区で事前の地盤対策は行われていない。これは、Ⅲ_a型やⅢ_b型では厚い砂層が介在したことにより安定性に問題がなかったためであるが、これが逆に災いして残留沈下量が大きくなったとも考えられる。安定問題だけを考えれば砂層の存在は重要であるが、沈下に対しては厚く連続した粘土層の存在が問題で、砂層の有無にかかわらず（Ⅲ_a型～Ⅲ_c型といった区別はしないで）、サンドドレーンなど沈下促進対策を施す必要があると思われる。

残留沈下が顕著に発生した地区では、表 2.3.2 に示すように、供用後の路面段差の発生や

縦断線形の悪化により補修が繰返し行われている。また、オーバーレイによる路肩不足により、拡幅工事も実施され、この結果、維持補修費が膨大にかかっている。2.2.6で示したトータルコストという観点からも、事前の地盤対策により将来発生が予想される沈下を先取りする意義は大きい。

表 2.3.2 軟弱地盤上の道路用盛土の実態例 ¹²⁾に一部加筆

地区		東名 焼津	東名阪 長島	北陸道 上越	常磐道 神田	道央道 江別東	伊勢道 伊勢
地盤 状況	地盤タイプ	IIIc	IIIa	IIIb	IIIb	IIIb	IIIb
	軟弱地盤層厚	22m	40m	60m	20m	37m	27m
立上り時の盛土高		8.1m	7.7m	7.1m	8.7m	6.0m	7.6m
工事 期間	施工開始日	1966.11	1973.3	1980.10	1983.5	—	1990
	供用開始日	1969.2	1975.10	1983.11	1985.2	58.11	1993.3
	盛土立上りから 供用までの期間	8ヶ月	9ヶ月	2年10ヶ月	1年1ヶ月	—	10ヶ月
予測 沈下	供用開始時	不明	不明	不明	136cm	不明	196cm
	最終沈下量	不明	120cm	不明	194cm	不明	221cm
実測 沈下	供用開始時	307cm	189.3cm	190.0cm	154.7cm	388cm	178.8cm
	残留沈下量 (最新 DATA)	91.0cm	122.4cm	157.0cm	188.3cm	91.9cm	109.4cm
	最新沈下確認日	1990.10	1995.9	2001.3	2001.11	2003.10	2003.10
軟弱地盤 対策	建設時	地盤対策	カードボードドレ ーン	無処理	無処理	サンドドレ ーン	無処理
		その他対策	サーチャージ	幅員余裕確保 →建設時に不足した ため土留壁により幅 員確保	・サーチャージ ・地盤滑り対策 ・砂利杭設置 ・橋台背面荷重軽減	上部の泥炭部のみ サンドドレ ーン下 部の粘性土は無処 理	・サーチャージ ・橋台背面:DJM ・Box 断面余裕 ・強制排水 ・暫定舗装
	供用後の 補修対策	詳細は不明である が、縦断修正、路肩 拡幅 あり	・段差修正工 ・縦断修正工 ・路肩拡幅 ・空洞充填 ・支承等改良 ・水路側道補修 ・田面沈下補修	・段差修正工 ・縦断修正工 ・橋台支承ジョイン ト補修 ・路肩拡幅 ・EPS 置換 ・田面沈下補修	・段差修正工 ・縦断勾配摺付 補修 ・縦断修正工 ・路肩拡幅 ・空洞部掘削埋戻し ・田面家屋沈下補修	詳細は不明である が、縦断修正、路肩 拡幅 あり	・段差修正工 ・縦断修正工 ・防護柵嵩上げ ・路肩拡幅 ・田面補修
供用後5年間の 補修頻度		詳細は不明であるが 実績あり	6回以上	3回以上/4年	27回/6年	詳細は不明である が実績あり	詳細は不明であるが 実績あり
補修工事費		不明	不明	67億円/km (EPS置換費) 15億円(L=225mの実 質工事費)	9億円/km(供用~14 年の実績)	不明	不明

2.3.3 载荷条件

表 2.3.2 に示すとおり、残留沈下が問題となった地区では比較的盛土が高い傾向がある。特に神田地区や焼津地区のように、隣接現場で発生したトンネルずりを盛土材として使用した場合、単位体積重量が大きいため盛土荷重が大きくなる。さらに、供用後も縦断修正のために繰返しアスファルトのオーバーレイが実施されることにより、地盤に与えられる荷重は増加する。道路の建設現場では、盛土荷重が現場の土量バランスと安定問題で決まってい

まうことが多いが、過大な荷重は大きな沈下を招くという当たり前の事実には注意する必要がある。上越地区ではEPS置換により沈下が収束したことや、長期・大沈下にはある閾値となる荷重レベルが存在することからも、大きな荷重を載荷することは問題であるといえる。

また、盛土載荷後に供用開始するまでの放置期間も、上越地区を除けば約1年と比較的短い点にも注目すべきである。軟弱粘土層が厚く堆積する地盤では何らかの地盤対策を施さない限り、放置期間の確保などの時間効果のみで残留沈下量を小さくするのは難しい。よって、沈下速度がまだ収束していない段階で供用開始に至るのは危険である。

2.3.4 土質特性

上記6地区の、大きな残留沈下の原因となった粘土の物性値^{12),15),16)}を表2.3.3に示す。ただし、旧日本道路公団の土質調査により、盛土前の状態が分かっている値のみを示す。

表 2.3.3 各地区の粘土の物性値^{12),15),16)}

項 目	東名 焼津	東名阪 長島	北陸道 上越	常磐道 神田	道央道 江別東	伊勢道 伊勢
鋭敏比 S_r	7~10	10~18	不明	10~15	7~11	15~20
自然含水比 $w_n(\%)$	50~60	60~80	40~80	80~100	45~70	60~80
一軸圧縮強度 $q_u(\text{kN/m}^2)$	50~120	70~130	100~140	70~100	45~90	100~130
液性指数 IL^*	1.2	1.0	不明	1.2	1.0	1.4

※長期沈下対象の粘性土層の最大値

共通する特徴は、次の2点である。

- ・大きな間隙（高含水比）を有しながら強度が大きい
- ・鋭敏比も、液性指数も大きい

これらの特徴は、本論文の第3章、第4章で詳しく述べるが骨格構造¹⁷⁾が発達した自然堆積粘土に特有のものであり、SYSカムクレイモデル^{18),19)}に基づけば、高位な構造を有する粘土として表現することが可能である。そして、高位な構造を有する粘土では、塑性圧縮を伴う軟化が顕著に生じた結果、間隙水圧の上昇（湧出し）が起こる可能性が示されている。

2.3.5 長期・大沈下挙動の事例

表 2.3.2 で示した長期・大沈下が発生箇所では、神田地区と同様に「沈下の加速」、「間隙水圧の上昇」といった特異な挙動が観測されている。

図 2.3.1 は、東名高速道路焼津地区の時間～沈下の測定結果で 3000 日～4000 日間に沈下が加速している。また、図 2.3.2 は、1993 年に供用した伊勢自動車道伊勢地区で 2003 年と 2004 年に測定した間隙水圧の結果である。2004 年の測定値は、2003 年より上昇していることがわかる。

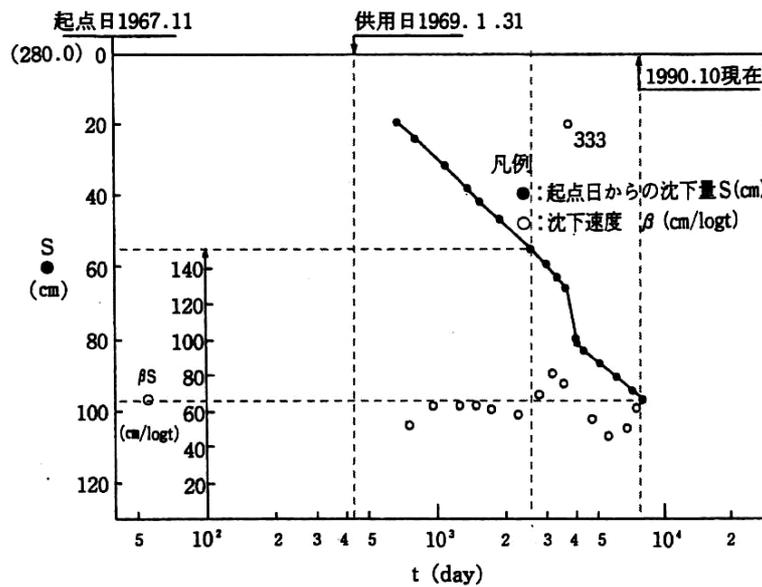


図 2.3.1 焼津地区の時間～沈下の関係⁵⁾

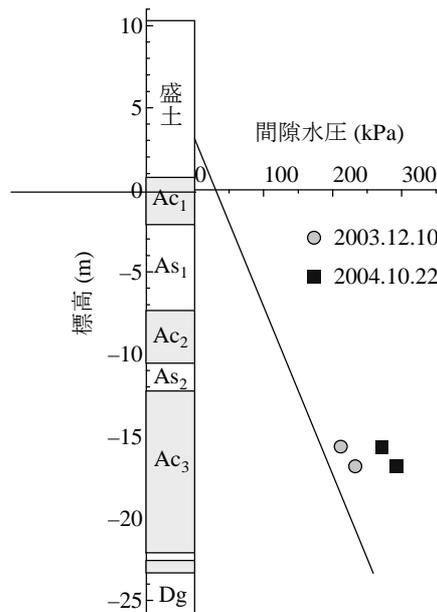


図 2.3.2 伊勢地区の間隙水圧⁵⁾

2.3.6 バーチカルドレーン打設による圧密促進効果に関する有効性

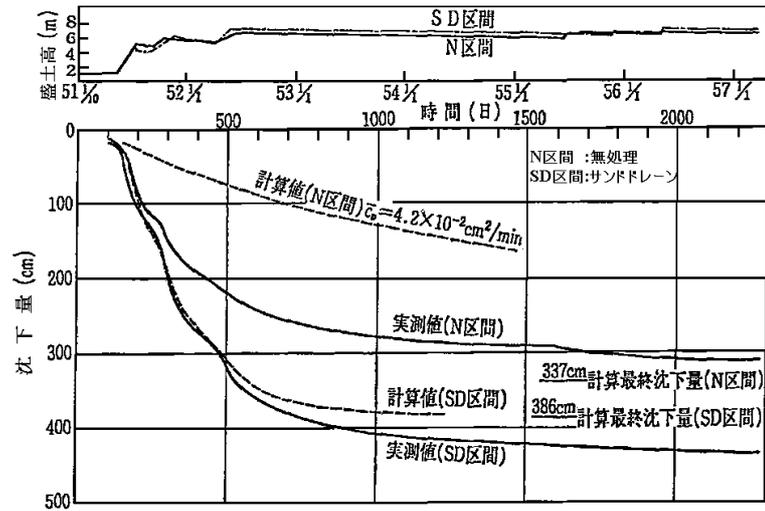
旧日本道路公団では、バーチカルドレーンによる地盤の圧密促進効果と、サンドドレーン工法やサンドコンパクションパイル工法による砂杭打設時の土の乱れの問題について議論されてきた。そこでまず 2.3.6 では、2.2 で示した神田地区と旧日本道路公団の供用後約 20 年の沈下データを元に、バーチカルドレーンの圧密促進効果に関する有効性について考察する。

図 2.2.10 で示したように、神田地区ではサンドドレーン区間において顕著な圧密促進効果が認められた。また、図 2.3.3 は、1976 年盛土構築を開始した岩見沢地区の試験盛土の例を示すが、サンドドレーンの有無による沈下傾向に有意な差が見られている。一方、図 2.2.6 で示したように、東名高速道路の供用後 10 年間の追跡調査結果では、サンドドレーンの有無による有意な差が見られていない。図 2.3.4^{22),23)} は、道央自動車道札幌～岩見沢間の総沈下量と供用後 20 年間の残留沈下量の関係を示すが、サンドドレーンの有無による沈下傾向に有意な差が見られる地点と見られない地点があることがわかる。

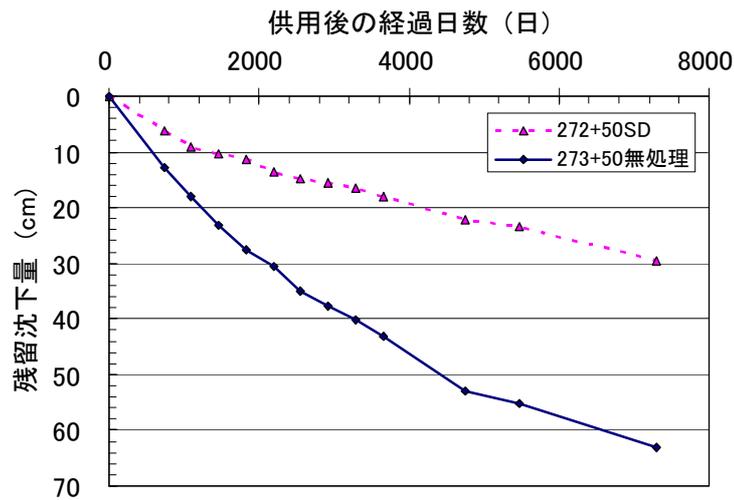
このように、高速道路盛土を建設した全国の軟弱地盤の中には、表 2.2.1 で示した「山側」、「海側」の地盤特性を有する地盤が存在すると考えられる。そして、このような「山側」、「海側」の論争については、中野²⁴⁾によるサンドドレーンの圧密促進効果は軟弱地盤の透水性、支持力と、載荷する荷重により差異が生じるとして既に決着をしている。以下ではその概要を示す。

図 2.3.5 は、中野による軟弱地盤上の盛土のような局部載荷をしたときの 2 次元弾塑性圧密の計算結果である。縦軸に沈下比 ρ_0/ρ_f 、横軸に透水係数をとって整理したものである。沈下比 ρ_0/ρ_f とは、盛土構築終了時の沈下量 ρ_0 を圧密終了時の最終沈下量 ρ_f で正規化した値のことである。これが 1 に近いほど、盛土構築中によく圧密が進行し、したがって支持力は増大し残留沈下も小さい。一方これが小さいと、盛土構築中に部分排水はあまり進行しておらず、支持力は小さいままで、盛土構築後の残留沈下は大きくなる。透水係数が小さいと地盤は非排水的に、大きいと排水的に挙動するが、これを沈下比 ρ_0/ρ_f を通じてみたものが図 2.3.5 である。沈下比 ρ_0/ρ_f が大きく変化する透水係数の範囲が $10^{-7} \sim 10^{-4} \text{ cm/sec}$ になっていて、現実の粘土や改良地盤の透水係数の範囲に、一致している。図中に S 字カーブが何本もあるが、それぞれ盛土荷重の大きさが異なっていて、左のカーブほど荷重が大きい。荷重の大きさは非排水支持力の F_s 分の 1 という形で定義されている。サンドドレーン工法は、大局的に見て地盤の mass permeability を数十～数百倍改善する工法と考えるとよいことが証明されている。そうすると図 2.3.5 は、もし地盤の透水係数が 10^{-7} 前後と小さい時には、地盤が壊れるほど大きな荷重を掛けた時にのみ透水性の改善が有効で、沈下比 ρ_0/ρ_f が上昇し、つまりサンドドレーンが効くことになり、逆に 10^{-5} 前後と、もともと地盤の透水性が良いときは、荷重がごく小さい場合にのみサンドドレーンが有効になることを示している。このように、「サンドドレーンが効く（透水性が悪い）地盤と、効かない（透水性が良い）地盤がある。また、それが有効になる荷重の大きさもあれば、そうでなくなる荷重の大きさもある。」

現在では、この考え方は一般化している。

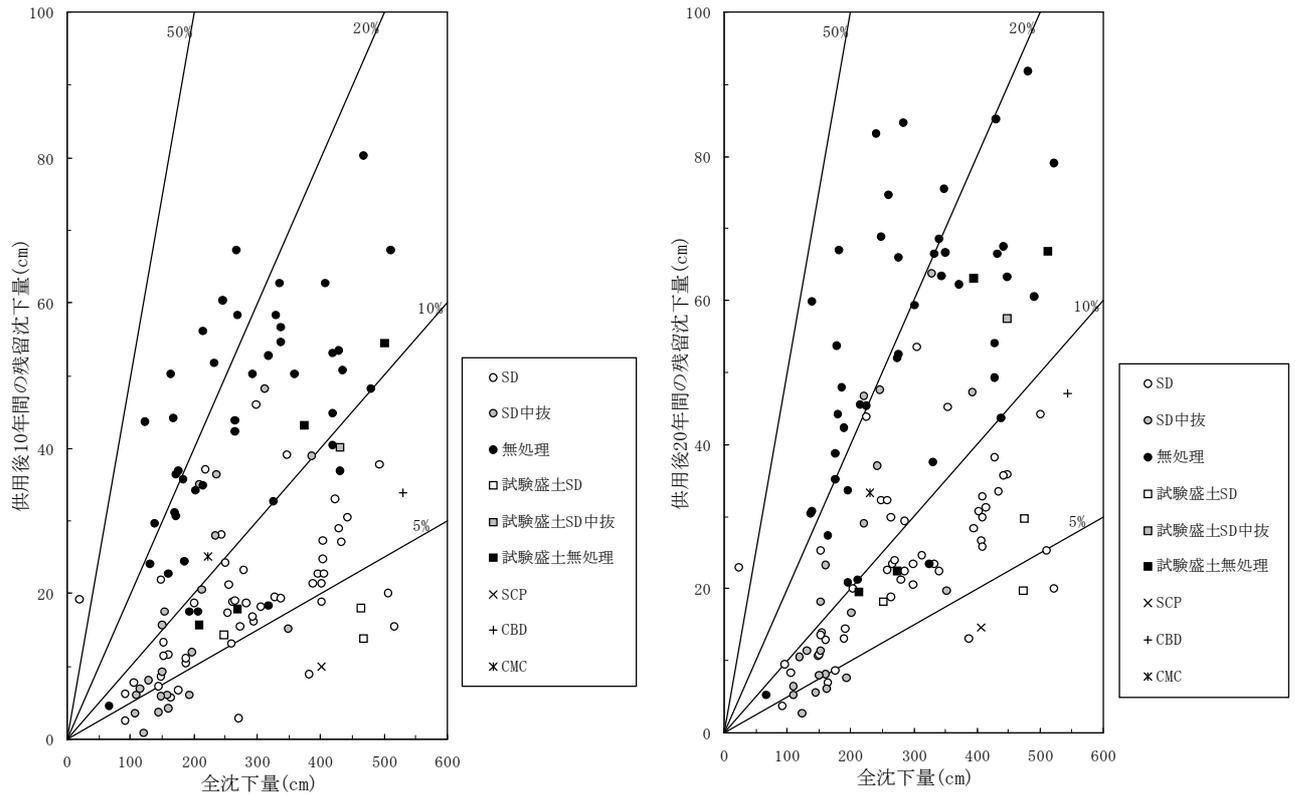


(a) 試験施工時の時間～沈下の関係²⁰⁾



(b) 供用時の時間～残留沈下量の関係

図 2.3.3 岩見沢試験盛土の時間～沈下量の関係



(a) 全沈下量に対する供用後 10 年間の残留沈下量²²⁾ (b) 全沈下量に対する供用後 20 年間の残留沈下量²³⁾

図 2.3.4 サンドドレインの有無による総沈下量と残留沈下量の関係
(道央自動車道札幌～岩見沢)

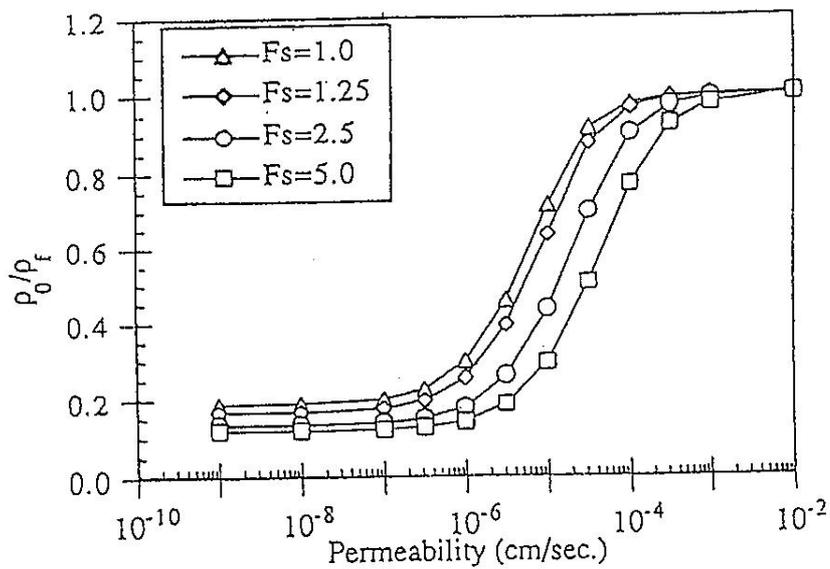


図 2.3.5 沈下比 ρ_0/ρ_f と透水性の関係²⁴⁾

2.3.7 ドレーン打設時の土の乱れの問題

2.3.6 で述べたとおり、ドレーン打設は地盤によっては圧密促進効果が現れ有効である。しかし一方で、ドレーン打設は、「砂杭打設に伴う土の乱れの問題」についてのデメリットが指摘されることも多い。ここでは、サンドドレーンの有無による沈下に関する 1982 年頃の栗原²⁰⁾の見解を紹介し、ドレーン打設時の土の乱れに関して考察する。

神田試験盛土（1980 年盛土構築を開始）と、図 2.3.3 に示した岩見沢試験盛土（1976 年盛土構築を開始）の結果を受けた、1982 年頃の栗原²⁰⁾の見解は以下の通りであった。

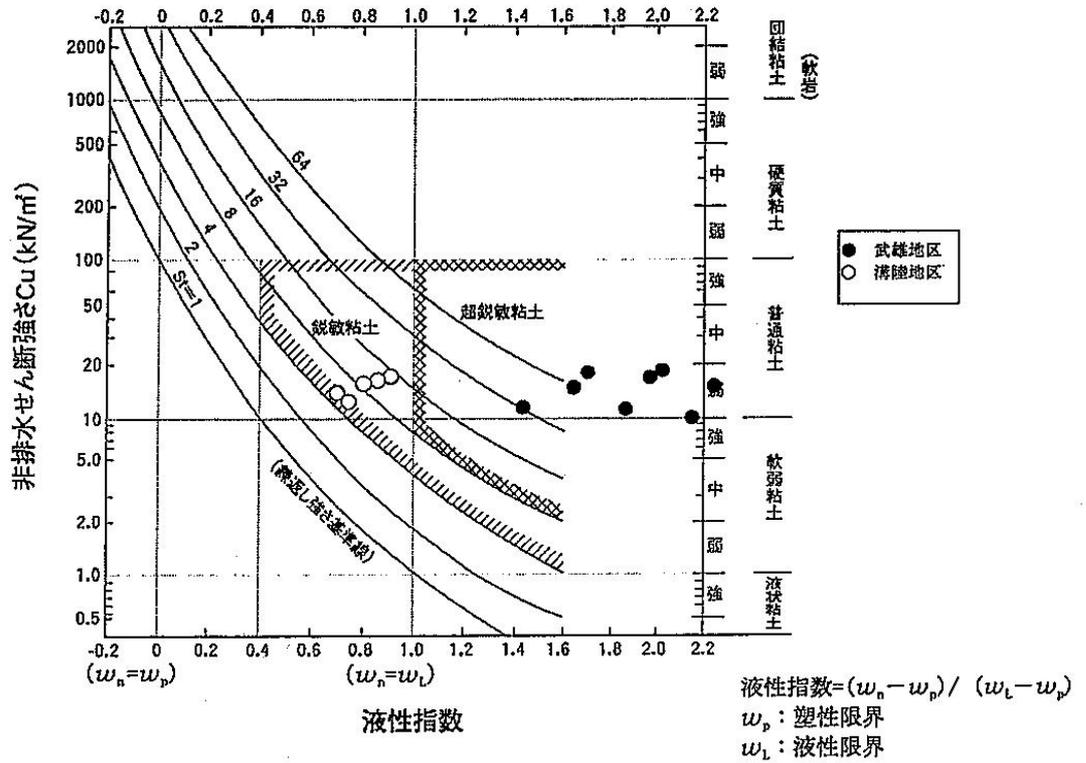
『岩見沢試験盛土の事例と、神田試験盛土の事例は、サンドドレーンの有無によって沈下傾向に有意な差が見られるケースである。これまでの旧日本道路公団におけるデータに比較すると、この 2 例だけが例外的なケースである。この岩見沢と神田の事例では、明らかにサンドドレーン区間の沈下が無処理区間の沈下に先行しているが、将来無処理区間がサンドドレーン区間の沈下と同じ値に収束すればサンドドレーンに沈下促進効果があった好事例となるだろう。しかし一方で、サンドドレーンの打設によって地盤が乱される結果、サンドドレーン区間の地盤の圧縮性が増して沈下量が大きくなるだけであるという事も考えられる。この 2 つの事例でサンドドレーン区間と無処理区間の沈下がこのままの差で別々の値に収束すればこの見解を裏付ける有力なデータとなる。』

栗原が指摘した「砂杭打設時に土が乱れる問題」については、旧日本道路公団の設計要領¹⁾に「有明粘土に代表される鋭敏な海成粘土は、乱れによる強度低下が著しく、強度回復に長い時間を要することが多いので特に注意を要する。」と記述があり、その詳細を示したのが図 2.3.6 である。図は、盛土施工時にすべり破壊を起こした有明粘土地盤について、その地盤の鋭敏性の度合と、施工過程における一軸圧縮強さの変化を示している。有明粘土は鋭敏粘土に分類されるが、地盤改良施工時に乱され、著しい地盤強度の低下が確認されている。

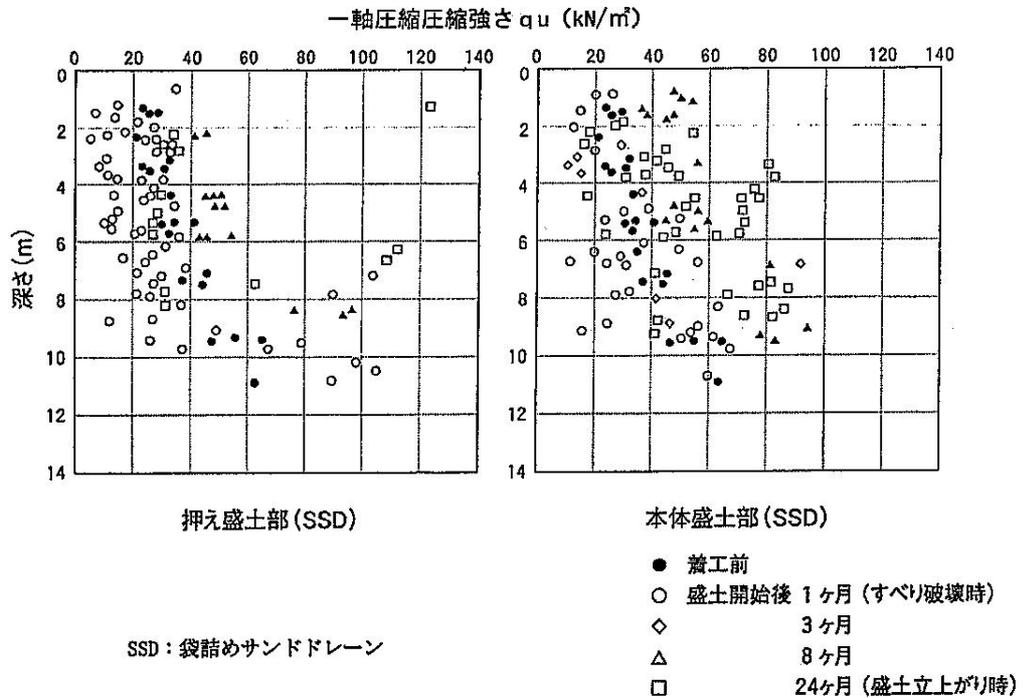
表 2.3.3 に示したように、長期・大沈下の原因となった粘土は、大半が鋭敏な粘土に分類されるため、「砂杭打設時の土の乱れの問題」に抵触する。実際、上記の背景を受けて、伊勢自動車道伊勢地区では、サンドドレーンやサンドコンパクションパイルを用いた場合の強度低下を懸念して、設計段階においてこれらの工法が対策工から除外され、無処理のまま施工が実施された²¹⁾。

本当に、長期・大沈下するような鋭敏な粘土に、バーチカルドレーンを打設することは問題となるのだろうか？ 神田地区では、図 2.2.3 で示したように、逆にドレーン打設を行わなかった無処理地盤（試験盛土 A）において、盛土構築完了時点で現地盤より強度低下が確認されているが、サンドドレーンの打設によって予め地盤を乱すことは、単にサンドドレーン区間の地盤の強度低下と沈下量増大につながるのだろうか？

ドレーン打設による土の乱れの影響については、第 6 章で解析による検討を行う。



(a) 液性指数と非排水せん断強さとの関係



(b) 施工時の一軸圧縮強さの経時変化

図 2.3.6 鋭敏な海成粘土 (有明粘土) の鋭敏性と強度低下の例 (溝陸地区) ¹⁾

2.4 常磐自動車道神田地区の長期・大沈下挙動の記述とメカニズム解明⁵⁾

2.4.1 概説

2.2.7で述べたように、常磐自動車道神田地区で観測された沈下^{12), 13)}の特徴をまとめると、次の4点が挙げられる。

- ①沈下が長期に亘り継続していること
- ②沈下量（特に残留沈下）が大きいこと
- ③荷重一定にもかかわらず沈下速度の上昇（加速化）が観測されたこと
- ④粘土層内で間隙水圧の上昇（湧出し）が観測されたこと

これらの特徴を有する軟弱地盤の長期・大沈下挙動については、名古屋大学地盤力学研究グループ^{5), 6)}が水～土連成有限変形解析²⁵⁾を実施して、その発生メカニズムを解明している。

2.4では、この研究成果の概要について示す。

神田地区のような地盤の遅れ圧密挙動は、軟弱粘土の時間依存性が原因であることは周知の事実である。しかし「粘塑性モデル」に代表されるような既存の研究では、土骨格固有のレオロジー特性として「粘性」を与えることで時間依存現象の「記述」をするにとどまり、なぜそのような時間依存性が発生したかというメカニズムの解明までは到達できないのが現状である。これに対し、名古屋大学地盤力学研究グループでは、軟弱粘土の時間依存性挙動が、人工的な練返し粘土ではなく、自然に堆積した粘土特有のものであることに着目し、その特徴を土の骨格構造¹⁷⁾に求めた「弾塑性構成式」(SYS カムクレイモデル¹⁹⁾詳細は付録 A3 に示す)により現象の説明を行っている。すなわち、構造が発達した軟弱粘土の長期に亘る時間依存性挙動は、構造破壊により塑性圧縮に負うところが大きいとして説明している。このモデルには非粘性で時間項が入っていないが、水～土連成の立場で初期値・境界値問題を解く事により、自ずと「時間依存性」の記述ができるため、長期・大沈下現象について、なぜこのような現象が起きるのかというメカニズムから論じることを可能としている。

解析では、神田地区の沈下の原因となった、下部海成粘土層（以下、「常磐粘土」と呼ぶ）の力学的特性の記述が最大のポイントとなる。そのため、粘土の材料定数は、実際に原位置からの採取試料を用いた室内試験結果より得られた値を用いている。地盤の初期状態については、始めに2つの条件を想定し、長期・大沈下挙動が起こる地盤と起こらない地盤の違いを示すことにより、メカニズムの解明を進めている。詳細は以下に示す。

2.4.2 計算に用いた試料

室内試験では、図 2.4.1 の横断図に示す 3 箇所において、層中央深さから採取された試料を用いた。なお各試料の採取時期は、①盛土中央：昭和 50 年（建設前）、②平地部：平成 15 年 3 月（供用開始後 23 年）、③法肩部：平成 13 年 11 月（供用開始後 21 年）と異なる。

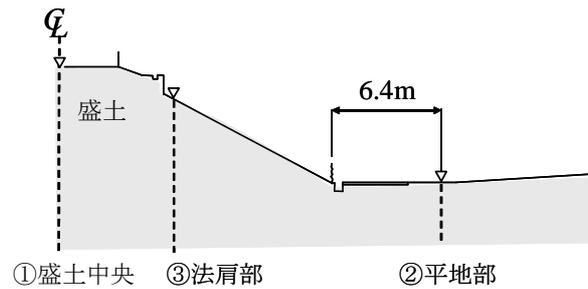


図 2.4.1 試料採取箇所（横断図）⁵⁾

室内試験では、原位置からの乱れの少ない試料（以下、「不攪乱試料」と呼ぶ）、及び室内で作製した「練返し試料」、状態の異なる 2 種類の試料を用いた。各試料の作製方法は次の通りである。

- ・ 不攪乱試料：原位置に近い状態の力学挙動を知る目的で用い、原位置の地盤からできるだけ乱さないように留意してサンプリングした①盛土中央②平地部③法肩部の 3 つの試料を用いた。側圧一定の非排水三軸試験と段階载荷圧密試験により力学挙動を求めた。
- ・ 練返し試料：骨格構造が十分に乱れ、その影響が少ない状態での力学挙動（＝修正カムクレイモデルの挙動）を求める目的で不攪乱試料を十分に乱し、液性限界となるように蒸留水で含水比調整を行いさらに十分に攪拌した試料を用いた。練返し試料は、供試体が自立しないため、三軸試験は実施せず、段階载荷圧密試験のみ行った。

なお、試料の練返し方法は、第 3 章で新たに提案している。

2.4.3 室内試験結果及び考察

(a) 段階载荷圧密試験

図 2.4.2 に、段階载荷圧密試験より得られた、比体積 v ～圧密鉛直応力 σ_v 関係を示す。

練返し試料の圧縮曲線は、载荷中は傾きの等しい 1 本の直線を示す。これより、供試体は作製過程で骨格構造が十分に乱されており、試験初期から練返し正規圧密状態に近い状態にあったことが伺える。

不攪乱試料はすべて、練返し試料に比べると、同じ応力状態ではより比体積が大きく、同じ比体積ではより大きな応力状態にあり、構造が高位な状態（嵩張った状態）にあることがわかる。また、圧縮が進むにつれて、練返し試料の圧縮曲線に漸近していくことから、構造が低位化（劣化）していく様子が読み取れる。拘束圧が十分に大きくなると、最終的に 3 つの不攪乱試料の挙動はほぼ一致することから、①～③の試料がすべて同じ「種類」の試料であることがわかる。

(b) 側圧一定非排水三軸試験

図 2.4.3 に常磐粘土の②平地部から採取した不攪乱試料による側圧一定の非排水三軸試験結果を示す。せん断開始時の拘束圧 p' (kPa)は、(A)不攪乱-A : 24.0(kPa)、(B)不攪乱-B : 97.2(kPa)の2種類を与えた。試験中は、せん断初期までの等方圧密過程においても、土の骨格構造には乱れが生じる。そのため、せん断初期の拘束圧の違いに応じて、各供試体は異なる挙動を示す。すなわち、最も拘束圧の低い(A)不攪乱-A では、構造が高位な過圧密粘土に特有な、硬化後の軟化挙動である「巻き返し^{26),27)}」挙動が見られる。しかし、拘束圧がやや大きい(B)不攪乱-B では、軟化を示すのみであり、構造は有するがほぼ正規圧密状態にあることが伺える。比体積の値は、拘束圧が低く乱れの影響が少ない(A)不攪乱-A の方が大きく、より嵩張った高位な構造を有する状態にあることがわかる。

2.4.4 SYS カムクレイモデルの再現計算による粘土の材料定数の決定

図 2.4.2、図 2.4.3 の試験結果に対し、SYS カムクレイモデルの一樣変形場における一次元圧縮応答及び非排水三軸せん断応答による再現計算結果を示す (灰色太線)。また、フィッティングより得られた常磐粘土の材料定数を表 2.4.1 に示す。

常磐粘土は、異方性の発達が遅く過圧密の解消に比べ構造の劣化が遅い、典型的な粘土の特性を持つ。なお、構造の発展則については、常磐粘土の挙動をよりよく表現するために、塑性仕事量 (有効応力 T' と塑性ストレッチング D^p の内積) を用い、構造劣化指数 a は応力の逆数の単位として与えている。

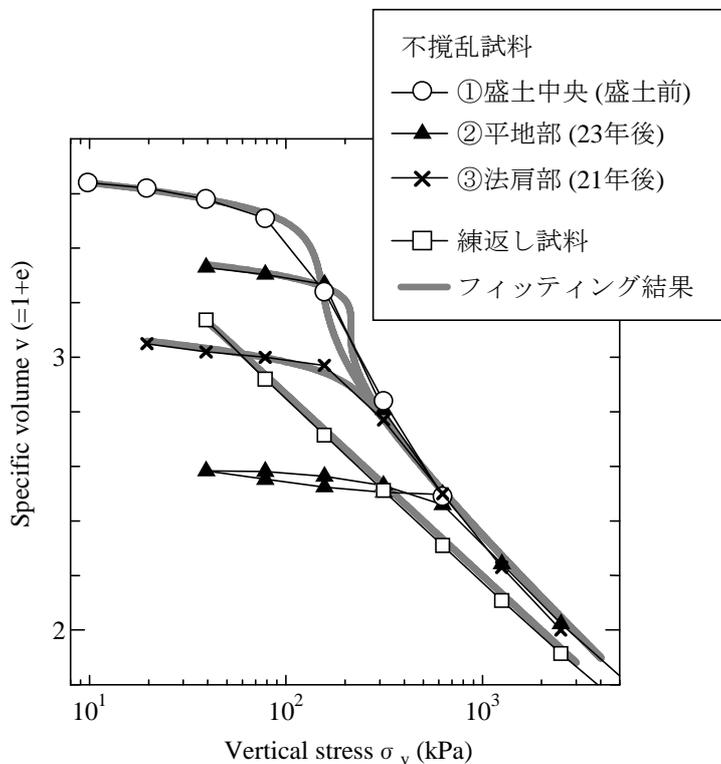


図 2.4.2 段階載荷圧密試験のフィッティング結果⁵⁾

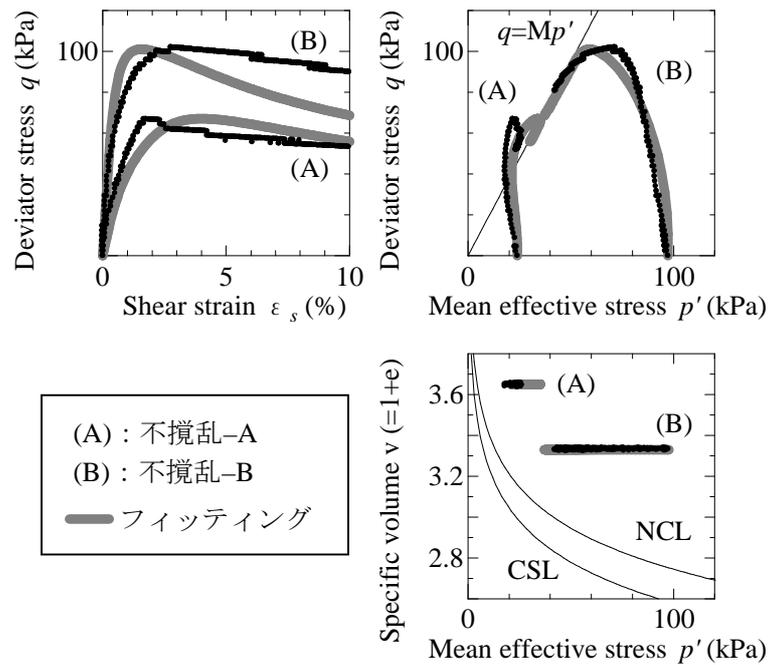


図 2.4.3 不攪乱試料による非排水三軸試験のフィッティング結果⁵⁾

2.4.5 地盤の初期状態の決定

解析において、初期状態における深さ方向の分布は、簡単のため間隙比・構造・異方性は各層において均一であると仮定し、土被り圧に応じて過圧密比を決定した。(付録 A9 参照)

砂層については、原位置からの採取試料による室内試験が実施されていないため、N 値が 10~20 程度であることを考慮して、初期構造の程度が低位な中密な砂を想定した。また粘土層は、間隙比分布を再現するために、粘土層 1~粘土層 3 に分割しそれぞれ異なる値を与えた。このうち粘土層 2 は、最も間隙比が大きく軟弱で、長期・大沈下の原因の粘土層と考えられたため、解析ではこの粘土層 2 の初期構造の程度が高位な場合 ($1/R_0^*=72.0$) と、やや低位な場合 ($1/R_0^*=40.0$) を想定し、それぞれ「地盤 A」「地盤 B」とした。図 2.4.4 には、解析で与えた地盤の初期分布を示す。粘土層 2 の初期構造の違いに応じて、初期の過圧密比 $1/R$ は地盤 A の方が小さな値 (R では、より大きく 1 に近い値) を示す。

表 2.4.1 は解析に用いた各層の土の材料定数及び初期値を示す。砂は、原位置からの採取試料が無い場合、珪砂 6 号を参考として砂の材料定数を与えた。透水係数は、一般的な砂・粘土の値を参考にした。

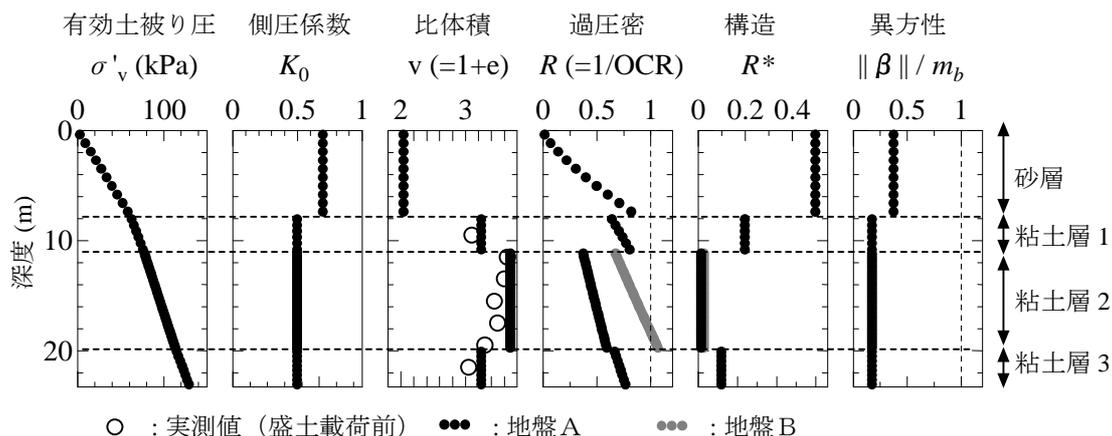


図 2.4.4 解析で与えた深度方向の初期分布⁵⁾

表 2.4.1 各層の材料定数と初期値⁵⁾

	砂層	粘土層 1	粘土層 2	粘土層 3
＜弾塑性パラメータ＞				
圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.05	0.29		
膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.012	0.05		
限界状態定数 M	1.00	1.90		
正規圧密線の切片 N	1.99	2.75		
ポアソン比 ν	0.3	0.1		
＜発展則パラメータ＞				
構造低位化指数 a	2.63	0.04 (/kPa)		
b	1.0	1.75		
c	1.0	8.0		
正規圧密土化指数 m	0.08	2.0		
回転硬化指数 b_r	0.514	0.001		
回転硬化限界定数 m_b	0.5	0.5		
透水係数 k (cm/sec)	4.0×10^{-2}	1.0×10^{-7}		
土の密度 ρ_s (t/m ³)	2.65	2.58		
＜初期値＞				
比体積 $v (=1+e)$	2.045	3.25	3.7	3.25
構造の程度 $1/R^*_0$	2.00	5.0	地盤 A:72.0 地盤 B:40.0	10.0
異方性の程度 ζ_0	0.231	0.107	0.107	0.107
応力比 $\eta_0 = q_0 / p'_0$	0.375	0.75	0.75	0.75

2.4.6 有限要素メッシュ及び境界条件

図 2.4.5 は、解析に用いた有限要素メッシュ及び境界条件である。2次元平面ひずみ条件と左右対称性を仮定して、半断面を解析領域とした。土骨格の2次元変形場は、4節点アイソパラメトリック要素を用いて表現し、この要素中心に全水頭を割り当てて水～土連成計算を行った。支配方程式についての詳細は、付録 A7 に示す。

神田地区の地盤構成 (図 2.2.2)⁷⁾ を参考に、砂層 (層厚 7.8m) の下に、軟弱粘土層 (層厚 15.5m) からなる最単純の互層地盤を想定した。さらに粘土層は、原位置の初期分布を考慮するために粘土層 1 (層厚 3.3m)・粘土層 2 (層厚 8.8m)・粘土層 3 (層厚 3.4m) の3つの層に分割した。水理境界は、上端面は地表面と水位面が一致するように水圧は常にゼロと仮定し、下端面は粘土層の下に砂層があることを考慮して排水境界、側方は非排水境界とした。

盛土は、試験盛土 A の供用開始時の形状 (図 2.2.4) を参考にし、該当する有限要素に鉛直下向きの節点荷重を与えることで表現した。また、実務では透水性の高い敷砂を敷くことを考慮して、盛土該当部分も地表面と同様、間隙水圧が常にゼロとなる排水境界としている。

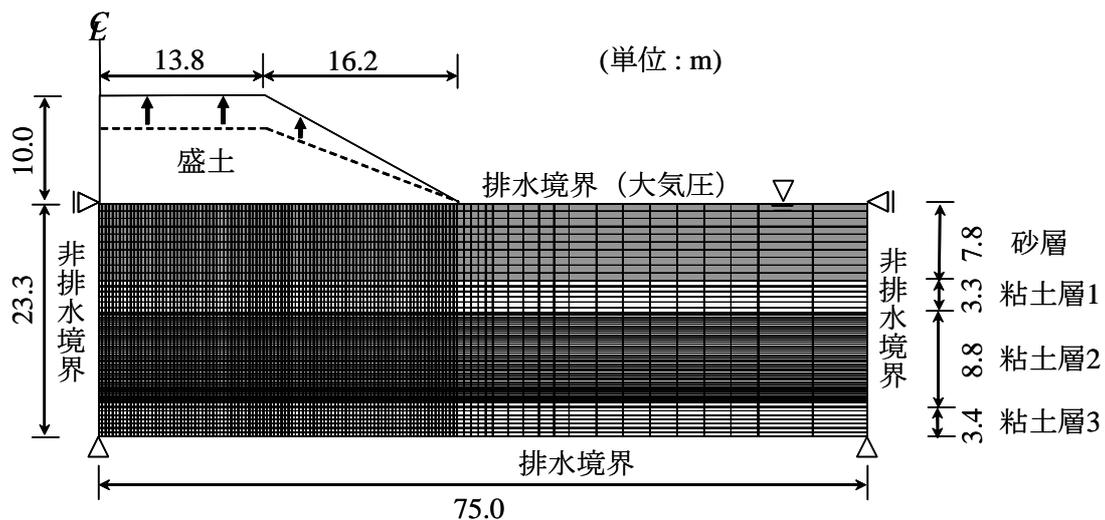


図 2.4.5 有限要素メッシュ及び境界条件⁵⁾

2.4.7 載荷条件

図 2.4.6 は、解析で与えた載荷条件を示す。載荷速度一定で盛土高 10m まで載荷後に荷重一定放置するという、最も簡単な履歴を想定した。載荷荷重は、供用開始時の試験盛土 A が、0.5m 厚の浚渫砂 ($\gamma_t = 16.95 \text{ kN/m}^3$) と、9.5m 厚のトンネルずり ($\gamma_t = 20.58 \text{ kN/m}^3$) から構成されていることを参考に、それらを平均化した値 ($\gamma_t = 20.3 \text{ kN/m}^3$) を想定した。また載荷速度は、試験盛土 A の初期の盛土構築時の速度を参考に、 30.94 kN/day (1.4 kPa/day) とし、143.9 日で載荷した。

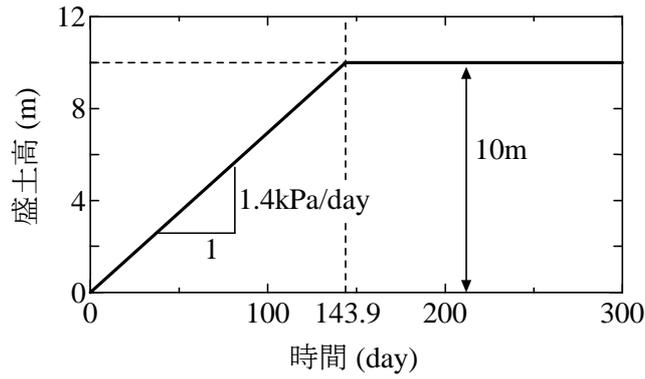


図 2.4.6 解析で与えた载荷条件⁵⁾

2.4.8 解析結果

図 2.4.7 は、解析より得られた盛土中央での時間～沈下量関係である。実線が地盤 A（粘土層 2 : $1/R_0^*=72$ ）の場合、破線は地盤 B（粘土層 2 : $1/R_0^*=40$ ）の場合である。下段のグラフは、沈下曲線の特徴を強調するために、時間軸を log scale で表したものを示す。

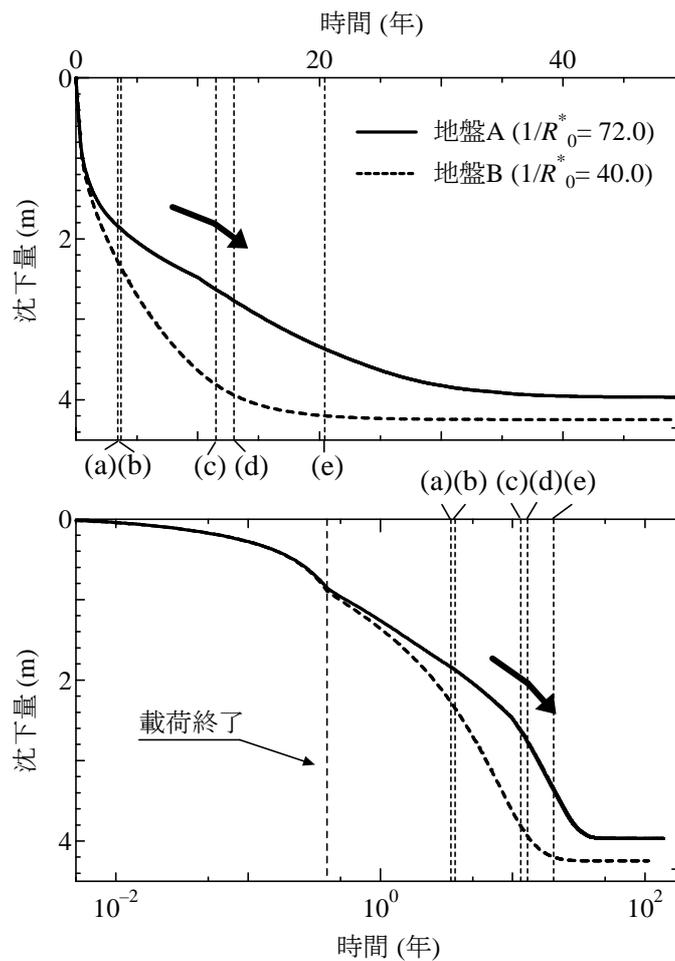
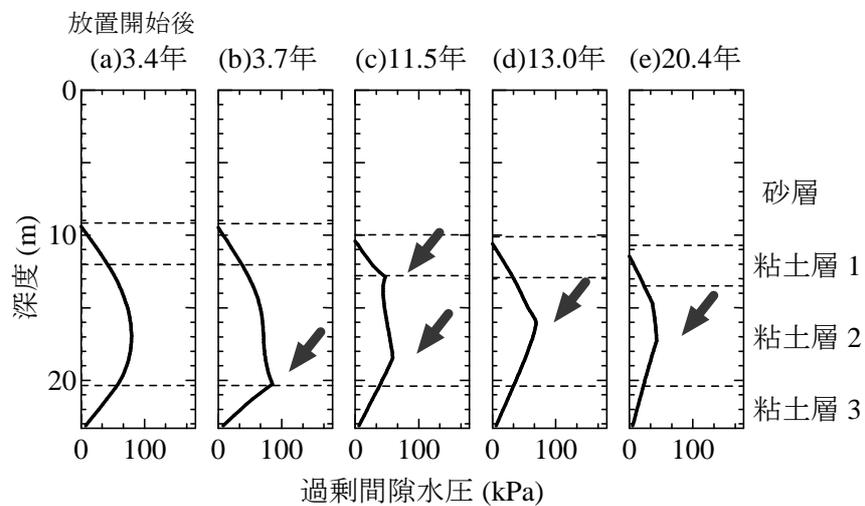


図 2.4.7 盛土中央における時間～沈下量関係（下段：log scale）⁵⁾

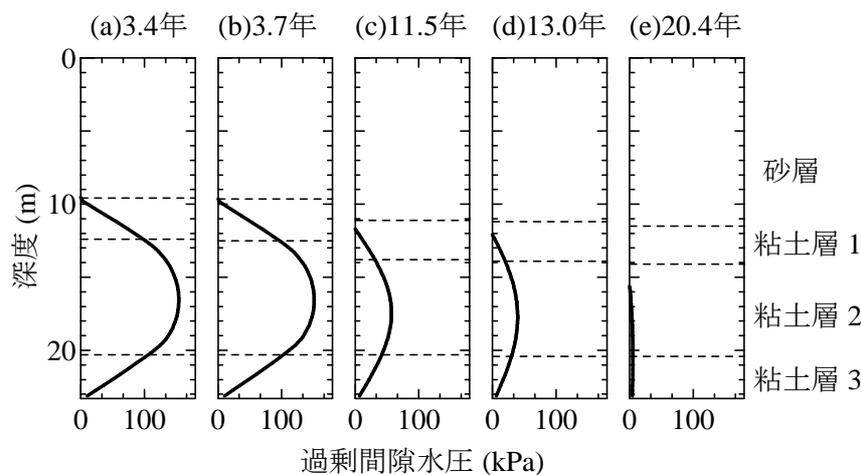
始めに、沈下の継続時間に着目すると、地盤 B では荷重開始から約 20 年で完全に沈下は収束する。一方地盤 A では、地盤の透水性及び荷重荷重は地盤 B と同じであるにもかかわらず、長期に亘り沈下が継続し、収束までに約 40 年の時間を要した。次に、沈下曲線の形状に着目する。地盤 B では、exponential curve で近似可能な、一般的な圧密曲線を示す。しかし地盤 A では、荷重終了後、荷重一定放置中にもかかわらず、沈下速度の急変（沈下の「加速化」）が見られ、沈下がスムーズに進行しないことがわかる。このように、粘土層 2 の構造が高位である地盤では、神田地区の沈下（図 2.2.10）¹²⁾ を特徴づける、「長期化」・「加速化」を記述できる。また、全体で沈下量は約 4m 発生しており、「大沈下」の記述もできる。

次に、図 2.4.7 の点線で示した(a)~(e)の時間において、盛土中央直下における過剰間隙水圧の等時曲線を図 2.4.8 に示す。



↙ : 水圧の上昇（湧出し）

① 地盤 A (粘土層 2 : $1/R_0^* = 72.0$)



② 地盤 B (粘土層 2 : $1/R_0^* = 40.0$)

図 2.4.8 過剰間隙水圧の等時曲線（盛土中央直下）⁵⁾

地盤 A では、構造が高位な粘土層 2 において、荷重一定で沈下が進行中に、図中矢印で示した深さで正の過剰間隙水圧が上昇（「湧出し」）する様子が見られる。上昇は、載荷終了（放置開始）から (b) 3.7 年の時点で突如、下部の粘土層 3 との境界付近から始まり、その後は粘土層 2 の至るところで上昇を繰り返す。そのため、水圧は高止まりし消散がなかなか進まない。一方、地盤 B では、通常の圧密現象を示し、時間の経過とともに過剰水圧は消散するのみである。そして、放置開始後約 20 年には水圧は完全に消散し、圧密は終了する。

図 2.4.9②は、(c)、(d)の時間において間隙水圧 (=過剰間隙水圧 + 静水圧) の深度方向の分布を示す。神田地区の実測値¹²⁾ (図 2.4.9①、図 2.2.17) と比較して、よく類似した傾向が得られたことがわかる。沈下が進行中は静水圧=0 の地表面が下がるため、静水圧分布が全体的に減少するのと同時に過剰水圧は消散するが、その中においても間隙水圧の上昇が見られるのは、過剰間隙水圧の上昇がより顕著であるためである。

このように、粘土層 2 の構造が高位である地盤 A では、「間隙水圧の上昇」についても記述できる。間隙水圧の上昇は水圧を高止まりさせるため、沈下の収束を遅くする。

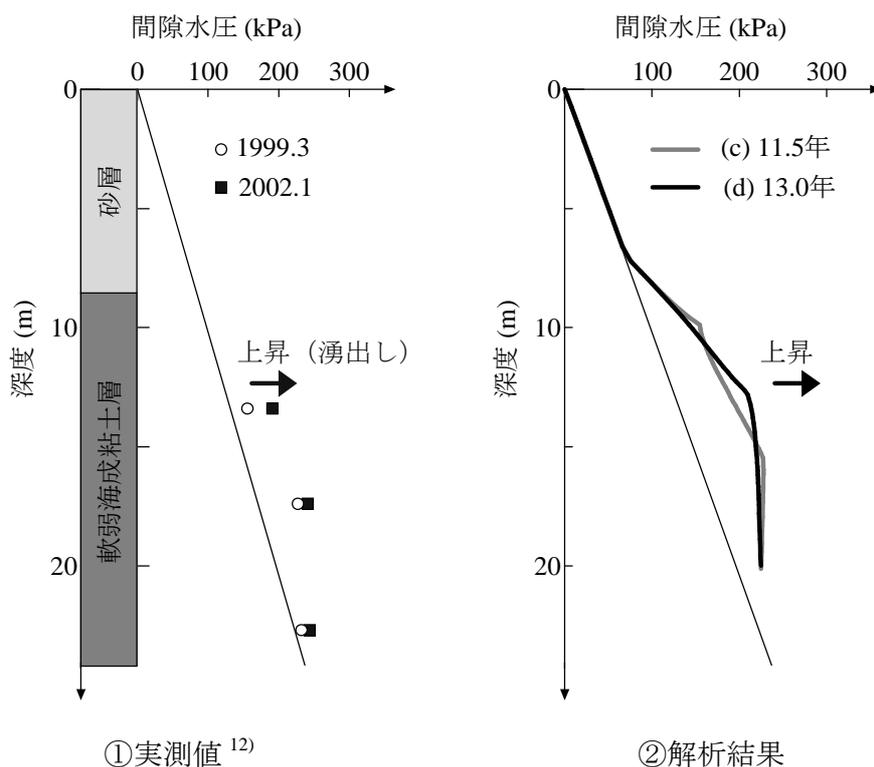


図 2.4.9 盛土中央における間隙水圧分布(地盤 A: $1/R^*_0=72.0$)⁵⁾

2.4.9 長期・大沈下の発生メカニズム

上述の解析結果より、①長期沈下、②大沈下、③沈下の加速化、④間隙水圧の湧出し、の4つの特徴は、粘土層2の構造が高位な地盤Aで記述できることが分かった。このうち、①長期沈下と③沈下の加速化は、④間隙水圧の湧出しが直接の原因である。そこで以下では、「構造が高位な粘土ではなぜ間隙水圧が湧き出すのか」を解明することにより、長期・大沈下の発生メカニズムを論じる。

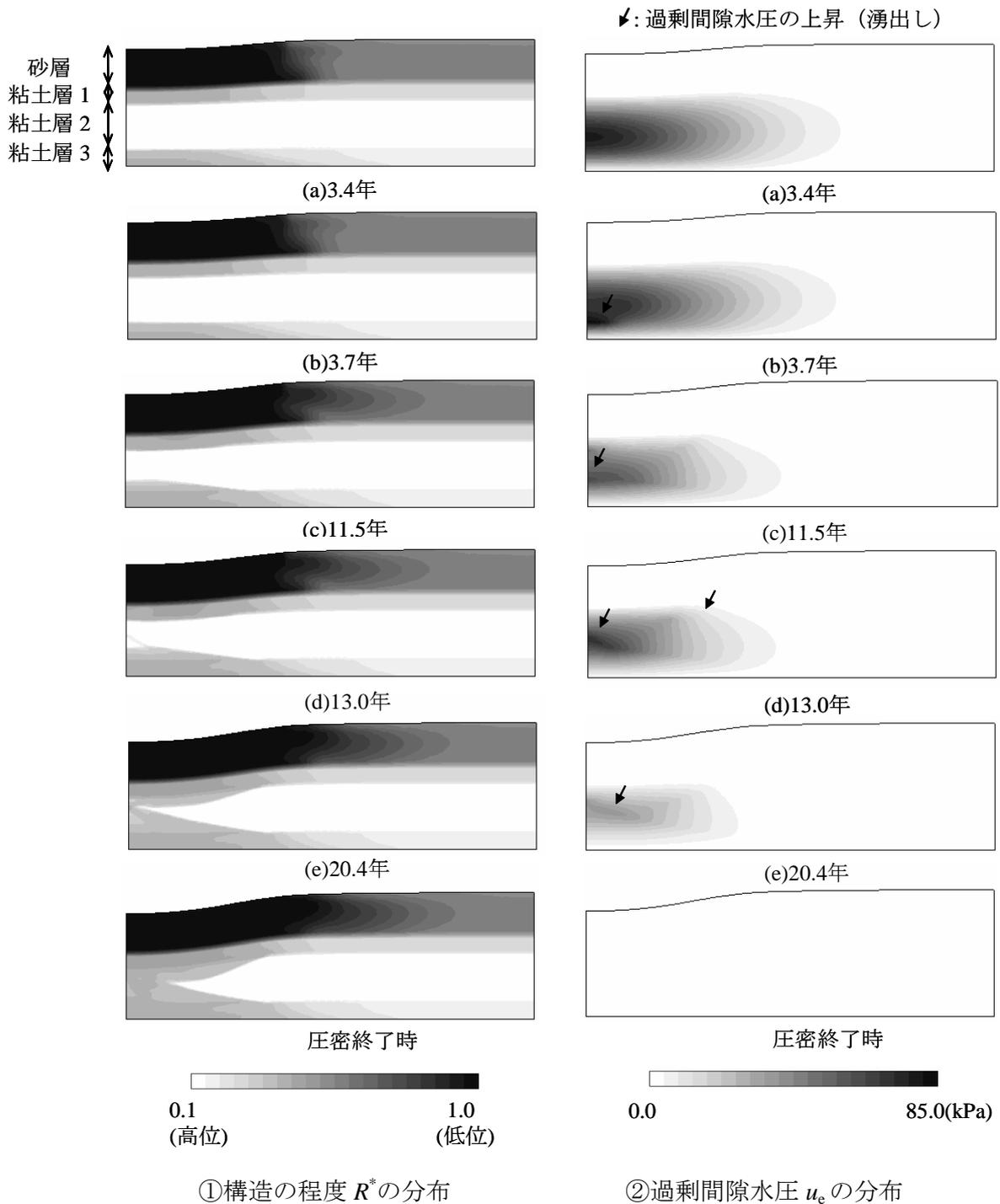


図 2.4.10 地盤内分布図 (地盤 A: $1/R_0^*=72.0$)⁵⁾

始めに、構造の破壊と間隙水圧の湧出しの様子を、時間を追って確認する。図 2.4.10 は、長期・大沈下が起きた地盤 A に対して、①構造の程度 R^* と②過剰間隙水圧 u_e の地盤内分布図である。粘土層の構造は、排水層に近い箇所（下端と砂層との境界）より進行的に破壊（低位化）する。そして、圧密終了時には盛土直下を中心に、地盤深部まで構造が破壊する様子がわかる。最も構造が高位な粘土層 2 では、(b)3.7 年に、盛土中央直下で下部の粘土層 3 との境界付近より構造の破壊が顕著に始まる。するとその箇所では同時に、矢印で示すように過剰間隙水圧の湧出しが始まる。その後は約 20 年に亘り、粘土層 2 の内部へ構造の破壊が進行するに伴い、至る所で水圧の湧出しが観測される。図 2.4.7 の沈下曲線が時間と共にスムーズに進行しないのは、これらの間隙水圧の湧出しが原因である。

図 2.4.11 は、簡単のため一次元力学状態を仮定し、有効応力の減少とそれに伴う水圧の湧出しを直感的に説明したものである。盛土荷重は比較的早く行われるとして、ここでは荷重を瞬間的に載荷し全応力一定の条件を想定する。

粘土は低透水性ですぐには水が抜けないため、一時的に水圧が荷重を支える。しかし時間の経過とともに、過剰間隙水圧が消散すると、それに伴い有効応力が増加して、土骨格が荷重を支えるようになる。これが通常の圧密現象である（図 2.4.11-①）。

しかし、構造が高位な土は、構造を保持している間は、見かけ上強度が大きいのであるが、ひとたび構造の破壊が始まると強度を失い、荷重を支えきれなくなる。（カードハウスが壊れていく様子を想像するとわかりやすい）この限界の荷重まで達した土は、強度低下（軟化）により圧縮を伴いながら有効応力が減少する。有効応力原理に従えば、全応力一定下では、有効応力が減少すれば間隙水圧が増加する（間隙水圧の湧出し）（図 2.4.11-②）。その後は、ある程度構造破壊が進展すると、再び土は強度を回復し（硬化、有効応力の増加）、過剰間隙水圧の消散により圧密は終了する。これが「遅れ圧密」現象である（図 2.4.11-③）。

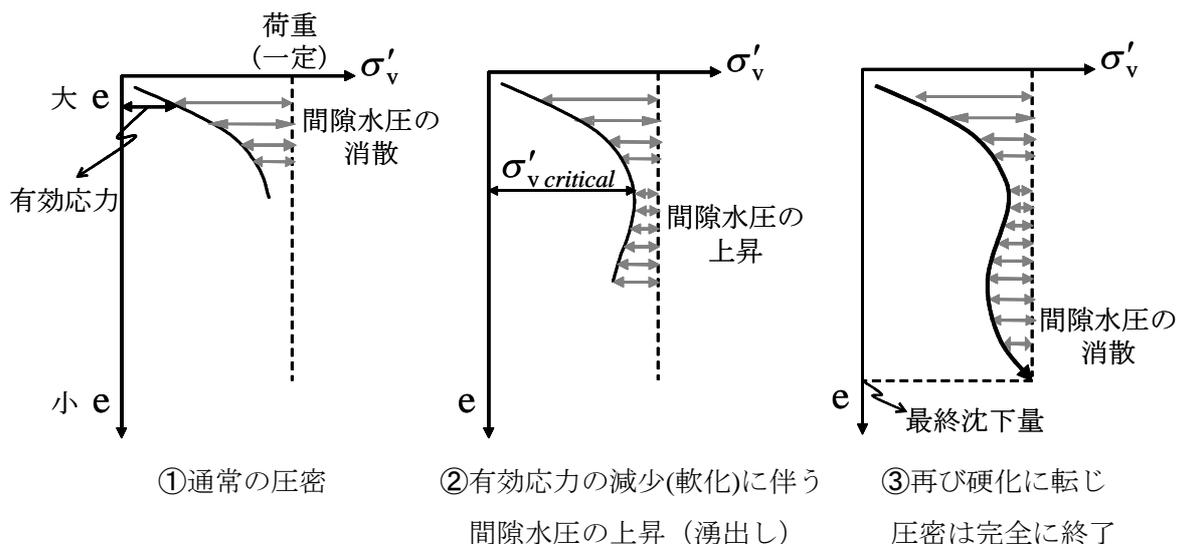


図 2.4.11 一次元力学による水圧の湧出しの概念図⁵⁾

「圧縮を伴う平均有効応力の減少」は、SYS カムクレイモデルでは以下のように説明される。まず、応力空間において硬化・軟化の敷居線は $q = M_s p'$ 、塑性圧縮・塑性膨張の敷居線は $q = M_a p'$ で表され（付録 A6 参照）、具体的には次のように定式化される（粘土の場合）。

$$M_s^2 = M^2 + \zeta^2 + b_r \frac{4M\eta^{*2}}{M^2 + \eta^{*2}} (m_b \eta^* - \sqrt{\frac{3}{2}} \hat{\eta} \cdot \beta) - MD \left\{ \frac{U^*}{R^*} p' (M^2 + \eta^{*2}) - \frac{U}{R} \sqrt{6\eta^{*2} + \frac{1}{3}(M_a^2 - \eta^2)^2} \right\} \quad (4.3.1)$$

$$M_a^2 = M^2 + \zeta^2 \quad (4.3.2)$$

常磐粘土は、初期状態においては構造が高位で過圧密なため、 $q = M_s p'$ は $q = M_a p'$ の上側に位置する。盛土载荷に伴い塑性変形が発達すると、構造の破壊(劣化)に比べ過圧密の解消は早いので、初期に有する過圧密は早期に解消し ($R \rightarrow 1$) M_s は減少する。一方、異方性の発達は非常に遅い (b_r : 小) ため、 M_a はほぼ一定値をとる。この結果、特に構造が高位な地盤 A の粘土層 2 では、 M_s は M_a より小さくなり、有効応力状態がこの間の状態

($M_s < \eta (= q/p') < M_a$) になると、「塑性圧縮を伴う軟化」とそれに伴う「平均有効応力の減少」が生ずる。これらの関係を図 2. 4. 12 に示す。

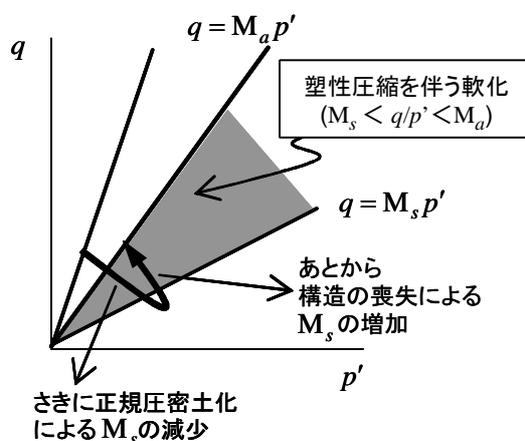


図 2. 4. 12 構造が高位な粘土における $q = M_s p'$ の変動⁵⁾

2.4.10 間隙水圧の湧出しに伴う「粘土の締固め」

次に、盛土載荷から圧密終了までの全過程における、粘土層 2 の 1 つの要素の挙動に着目する。図 2.4.13 は粘土層 2 の構造が高位な地盤 A の場合、図 2.4.14 はやや構造が低位な地盤 B の場合の要素の挙動を示す。どちらの場合も、盛土中央直下、深度約 13m の同じ位置の要素で比較した。

各要素の実際の挙動を見る前に、それぞれの初期状態を用いて一様変形場の構成式応答により求めた一次元圧縮応答を比較する。これは、盛土中央直下の土はほぼ一次的に圧縮されるためである。構成式応答は、各図の平均有効応力 p' ～せん断応力 q 関係、及び平均有効応力 p' ～比体積 v 関係のグラフにおいて、破線で示した。構造が高位な地盤 A の場合は、圧密降伏応力を超えたあと、比体積の減少を伴いながら平均有効応力 p' の減少が起きる。一方、地盤 B では p' が増加するのみである。このことから、地盤 A では間隙水圧の上昇が起きる可能性のある粘土であることがわかる。

しかし、実際の土要素の挙動は、どちらの地盤条件においても一次元圧縮応答とは異なる。これは、地盤内での土要素の挙動が水～土連成場において境界値の影響を大きく受けるためである。例えば盛土載荷中は、粘土層では瞬時に水の移動が起きないために非排水的なせん断挙動を示す。また、盛土中央直下であっても、土は一次元ではなく多次元的な挙動を示すためである。

地盤 A における粘土層 2 の要素の挙動は、図 2.4.13 の実線が示すように、非常に複雑である。この要素自身が、塑性圧縮を伴う軟化を顕著に示すのは、③から④の時間である。しかし、その前後でも、間隙水圧の上昇と消散、また応力では載荷と除荷が、細かい振幅で非常に長い時間をかけて繰り返される様子がわかる。

この理由を図 2.4.15 で説明する。簡単のため、深さ方向のみで考える。ある要素が圧縮を伴う軟化を示すと、そこでは間隙水圧の上昇が起きる。この時に水圧の消散も同時に進むのであるが、粘土では透水係数が小さく消散は非常にゆっくり進むため、水圧の上昇の影響がしばらく残る。そして間隙水圧は連続的に分布するため、周辺要素もその影響を受けて水圧が引き上げられる。全応力一定下での水圧の上昇は有効応力の減少を引き起こすため、周辺要素では除荷が起きることになる。図 2.4.16 は、地盤 A で圧密が進行中に、実際に軟化を示した土要素と、その周辺の除荷を受けた要素を示す。ある要素で湧出しが起きると、広い範囲に影響が生じることがわかる。しかし、塑性圧縮を伴う軟化の状態は長くは続かず、構造の破壊に伴い再び硬化に転じると、周辺要素も再載荷されることになる。

以上を踏まえ、再度図 2.4.13 に示す地盤 A の要素の挙動を見直す。まず、①から③では、周辺の粘土要素の、水圧の湧出しの影響を受け、除荷と再載荷が交互に起こり、粘土要素は繰返し負荷を受ける。この結果、17 年間という非常に長い時間を要するが、粘土の構造の低位化が進み ($1/R^*=54.5$ から $1/R^*=18.6$ まで)、大圧縮を示す。その後③から④では、わずか 0.3 年という時間で顕著な構造破壊 ($1/R^*=18.6$ から $1/R^*=6.8$ まで) が生じる。そしてこの時、

$M_s < \eta < M_a$ の応力状態に入り、要素自身で塑性圧縮を伴う軟化を顕著に示した結果、圧縮を伴う平均有効応力 p' の減少が生じ、水圧の上昇が生じる。しかしこの状態は長くは続かず、④からは、 $\eta < M_s < M_a$ の塑性圧縮を伴う硬化に転じる。⑤から⑥では、再び周辺要素の軟化の影響を受けて繰返し負荷を受け、⑥点に至ってようやくこの土要素は乱れが収まる。最後の⑥から⑦の約 16 年間は、ほとんど一次元圧縮状態に近い圧密変形を示し、土骨格の変形は終了する。①から③、及び⑤から⑥のような構造破壊に伴う粘土の大圧縮は、非常に長い時間を有するが、「粘土の締め固め」として捉えることもできる。一方、粘土層 2 の構造がより低位な地盤 B では、間隙水圧は消散するのみで、いずれの要素においても湧出しは起こらない。そのため、粘土要素の挙動は、地盤 A と比べて非常に単純である (図 2.4.14)。

図 2.4.17 は、圧密終了時における、粘土層内の比体積 v と構造の程度 $1/R^*$ の深度方向の分布である。本解析では図 2.4.4 で示したように、地盤 A・B とともに初期分布は各層で均一と仮定して与えた。しかし、水圧の湧出しを経験した地盤 A では、土要素が非常に複雑な挙動を示した結果、最終分布は「不均質」になったことが分かる¹²⁾。また、この図より、地盤 B に比べ地盤 A の方が最終沈下量は小さくなった理由も説明される。すなわち、地盤 B では、深さ方向に一様に構造破壊が進んだのに対し、初期構造が高位な地盤 A では、粘土層 2 の中央深さ付近で、構造が高位な状態のままで圧密が終了したために、最終沈下量に差が生じた。

ただし、これは地盤 A (高位な構造を持つ粘土層 2) では、「大沈下」の記述ができない、ということの意味するのではない。今回の解析条件では、神田地区の実測値に倣って、地盤 A と地盤 B で同じ初期間隙比を用いたが、異なる初期構造の程度を与えたため、初期過圧密比は地盤 A の方が大きな値になった (図 2.4.4)。SYS カムクレイモデルでは、過圧密比の増大は塑性体積ひずみの減少 (膨張) を意味するため (式(A3.51)参照)、初期過圧密比が大きい地盤 A では、体積圧縮が抑制されたと考えられる。しかし、構造が高位な土では、構造の低位化に伴い塑性体積ひずみは増加 (圧縮) し、大圧縮をもたらす。構造の概念がなければ、土の圧縮量は $p' \sim v$ 空間において NCL と CSL に挟まれた領域でしか表現することはできず、4m もの大沈下の記述はもちろんできない。

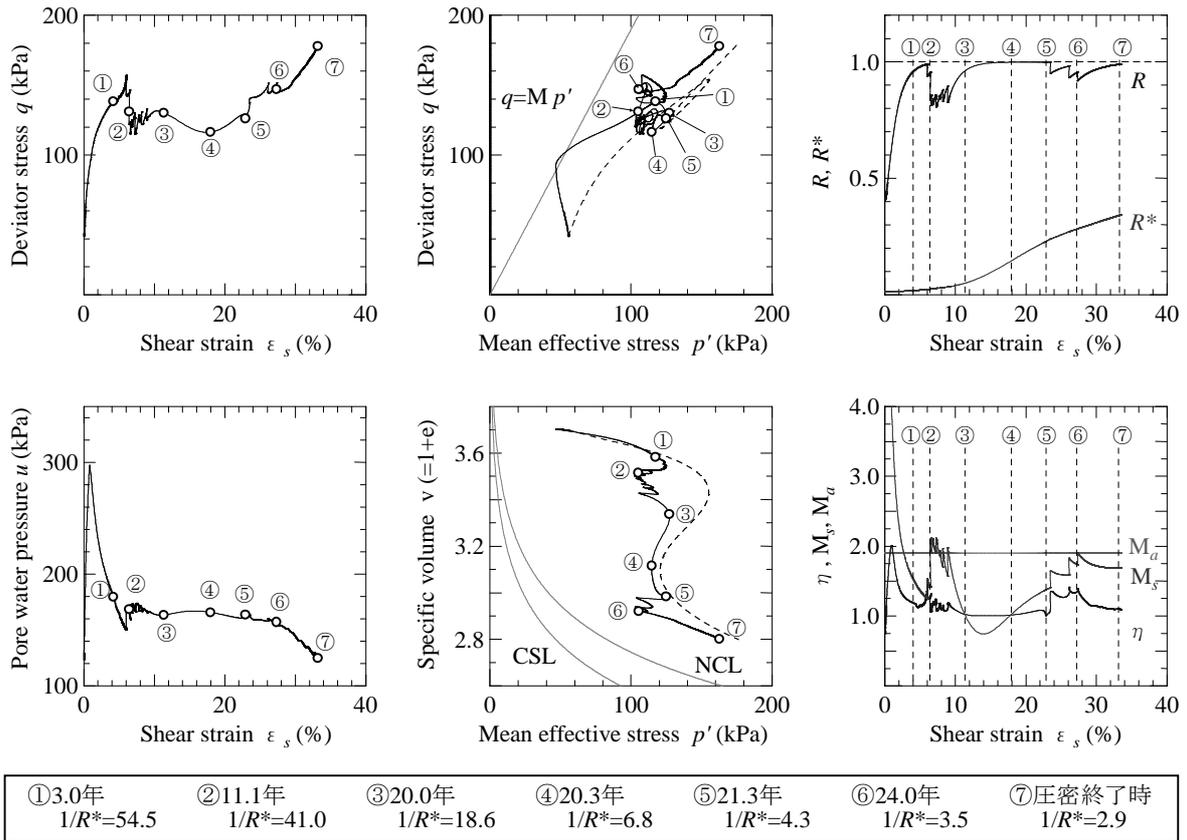


図 2.4.13 要素の挙動 (地盤 A)⁵⁾

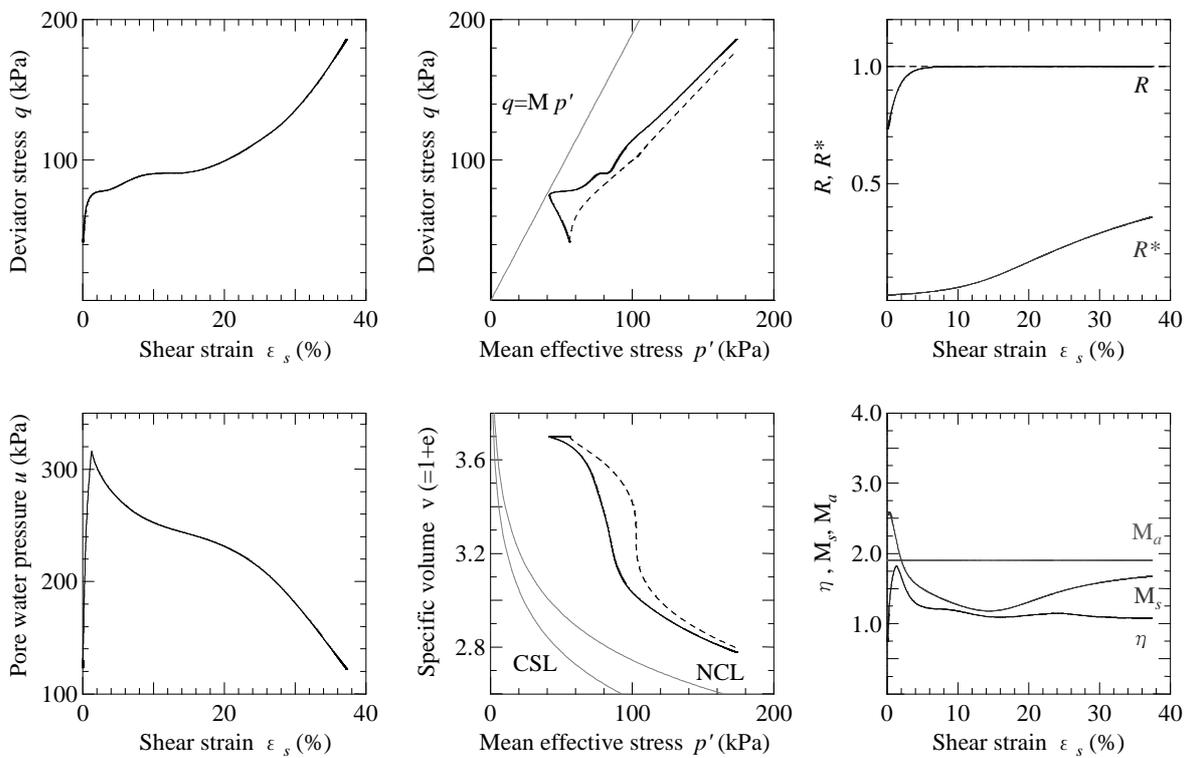


図 2.4.14 要素の挙動 (地盤 B)⁵⁾

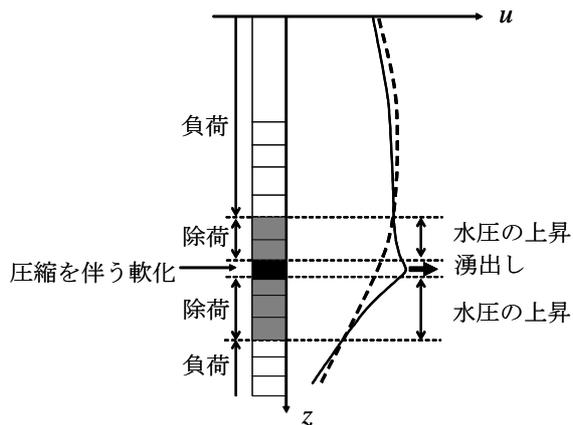


図 2.4.15 間隙水圧の湧出しに伴う周辺要素の除荷
(深さ方向のみで説明)⁵⁾

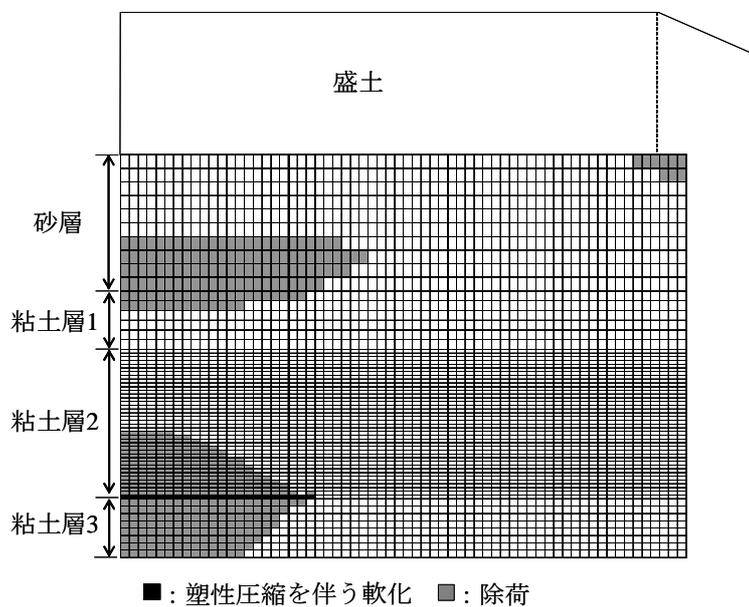


図 2.4.16 塑性圧縮を伴う軟化を受けた要素とその周辺で除荷を受けた要素
(地盤 A、放置開始より 1200 日目、盛土直下のみ拡大)⁵⁾

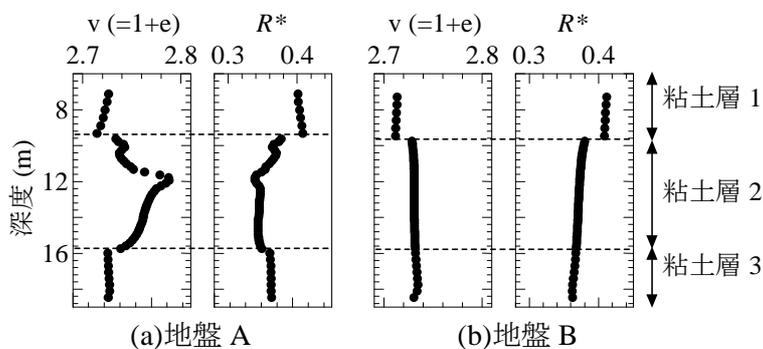


図 2.4.17 最終分布 (盛土中央直下、粘土層のみ)⁵⁾

2.5 結論

旧日本道路公団の軟弱粘土地盤上への高速道路用盛土の施工実績は、全国で約 50 箇所におよぶが、8 割の現場は沈下問題に対する基本方針によって大きな支障も、問題も生じていない。一方、残りの約 2 割の現場において、供用後も大きな残留沈下が長期に亘り発生し（長期・大沈下）、大きな問題となっている。第 2 章では、この長期・大沈下の問題を取り上げ、常磐自動車道神田地区を中心に、長期・大沈下が生じた地区の事例について調べ、類似地区に共通する挙動とその要因、長期・大沈下の発生メカニズムの説明までの既往の研究をまとめ考察した。

始めに、2.2 において、常磐道神田地区の事例により得られた結論を以下に示す。

1. 神田地区の無処理地盤では、供用開始後 20 年近くに亘り沈下（長期沈下）が継続している。また、当初の予測沈下量を大きく超えた大きな残留沈下（大沈下）が発生している。
2. 神田地区の無処理地盤では、縦断修正のためのオーバーレイの時期とは無関係に、荷重一定放置中にもかかわらず、沈下速度の上昇（加速化）が観測された。また、粘土層内では、消散するはずの過剰間隙水圧が逆に上昇（湧出し）する現象も観測された。
3. 建設当時（昭和 58 年頃）の「弾・粘塑性モデル」に代表される土質力学では、神田地区の長期・大沈下挙動を予測できなかった。
4. 無処理地盤では建設段階で施工した上げ越しや、幅員余裕幅といった残留沈下対策は通用しなかった。残留沈下により、段差・縦断修正や路肩拡幅、周辺田面・家屋沈下の補修が長期間必要となり、約 9 億円/km という多額の補修工事費を必要とした。
5. 神田地区の粘土は超鋭敏であったが、サンドドレーン打設を実施した地盤では、供用後に明らかな圧密促進効果が見られ、残留沈下低減に有効であった。
6. 長期・大沈下が発生する地盤では、事前に地盤処理を行うことがトータルコストの評価から最適である。

2.3 では、神田地区と類似の長期・大沈下現象が観測された伊勢地区、長島地区、焼津地区、江別東地区および上越地区の 6 地区についても、施工実績を元に調査し、これらの地区における要因について考察した。得られた知見を以下に示す。

7. 供用後の残留沈下が問題となった地区の中には、神田地区と同様、「長期に亘る沈下」「予測を超えた大沈下」「沈下の加速化」や「間隙水圧の上昇」が確認されている。
8. 道路用盛土における供用後の残留沈下は、段差・縦断修正や路肩拡幅など、長期に亘り修正・補修を繰り返す必要が生じるため、多額の費用を要する。すなわち、長期・大沈下が発生する地盤では「沈下対策は十分な放置期間の確保等、時間効果の有効活用を図るものとし、残留沈下対策としての地盤処理工は原則として実施しないものとする。」という基

本方針が通用しない。

9. 長期・大沈下が問題となった地盤では、20m を超える厚い軟弱層が厚く存在し、これは旧日本道路公団の施工実績に基づく「軟弱地盤の分類」によると、「深層型」(Ⅲ型)の軟弱地盤であることが多い。深層型では、下部に海成粘土層が厚く堆積していることが多く、海成粘土層は砂の介在が少なく均質であるため、排水時間が長く残留沈下の原因となる。
10. 長期・大沈下の原因となった粘土は、大きな間隙比で高強度であり、鋭敏比が高い傾向がある。これは、SYS カムクレイモデルに基づく、構造が高位な粘土が示す特徴と一致する。
11. 旧日本道路公団の軟弱地盤上への高速道路用盛土の施工実績から、バーチカルドレーンの圧密促進効果は、効く地盤と効かない地盤がある。

沈下の加速化・間隙水圧の上昇(湧出し)を伴う長期・大沈下挙動については、名古屋大学地盤力学研究グループにより、土の構成式としてSYS カムクレイモデルを搭載した水～土連成有限変形解析を用いて、現象の記述およびメカニズムの解明が行われている。2.4 では、その概要を紹介した。以下に得られた知見を示す。

12. 構造が非常に高位な粘土では、構造破壊に起因して塑性圧縮を伴う軟化が起こる。これが顕著な場合には、「圧縮を伴う平均有効応力の減少」さえ生じる。
13. 有効応力の減少が生じた要素では間隙水圧が上昇し、沈下が加速化する。また、粘土の透水係数は小さいために、圧密が進行し水圧が消散する過程でもしばらくその影響が残る。このため、沈下の収束が遅くなり沈下は長期化する。
14. 間隙水圧は連続に分布するために、ある要素が軟化に伴い間隙水圧の上昇が生じると、周辺要素の水圧も同時に引き上げられる。この結果、周辺要素は「除荷」を受ける。しばらくして、軟化を示していた要素が再び硬化に転じると、周辺要素では「再載荷」が起こる。この結果、荷重一定中にもかかわらず、構造が高位に発達した粘土が存在する地盤では、軟化を示す周辺要素の影響を受けて、繰返し負荷を受けることになる。この現象は、非常に長い時間を有するが、砂の締固めに類似しており、「粘土の締固め」と呼ぶことができる。
15. 長期・大沈下は、構造が高位に発達した粘土に、圧密降伏応力を跨ぐ(超える)大きな荷重が載荷された時に発生する挙動である。

これまで現場において、長期・大沈下を未然に防ぐことができなかつたのは、軟弱粘土地盤上への高速道路用盛土の設計・施工の考え方の中に、土の骨格構造概念、特に「構造」の概念が無かつたためであつた。予測不能な長期・大沈下挙動は、後世に大きな問題を残す可能性が高い。そこで第3章以降では、軟弱地盤上の盛土の実務設計において「構造概念」に

基づく最新の研究成果を取り入れ、長期・大沈下対策設計の確立に向け、長期・大沈下の予測ならびに残留沈下対策の議論をさらに進める。

参考文献

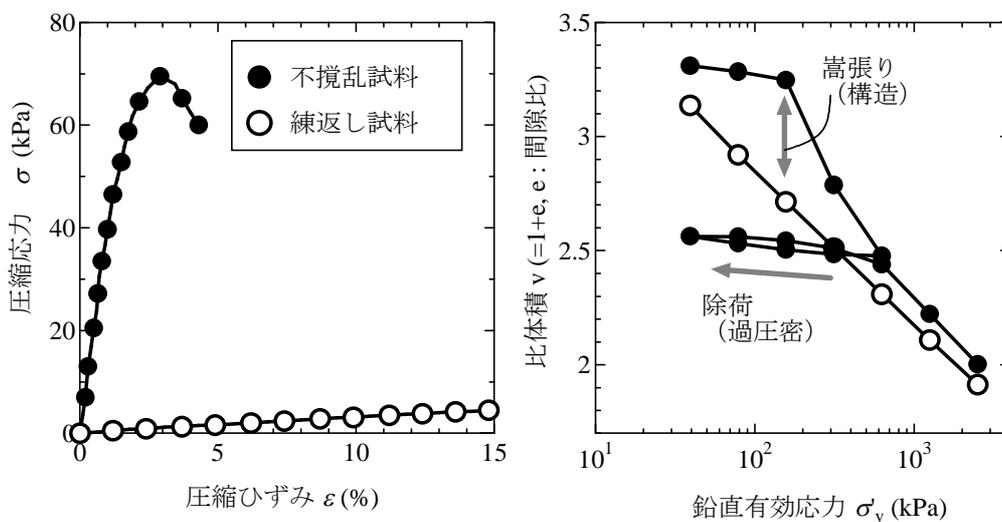
- 1) 旧日本道路公団：設計要領第一集，土工編 第 5 章 軟弱地盤上の盛土，pp.5-1-5-100，1998.
- 2) 持永龍一朗：軟弱地盤における高速道路盛土の沈下特性に関する研究，東京大学学位請求論文，1986.
- 3) 実用軟弱地盤記述総覧編集委員会編：土木・技術者のための実用軟弱地盤対策技術総覧，産業技術サービスセンター，pp.47，1993.
- 4) 竜田尚希，稲垣太浩，三嶋信雄，藤山哲雄，石黒健，太田秀樹：軟弱地盤上の道路盛土の供用後の長期変形挙動予測と性能設計への応用，土木学会論文集，No.743/III-64，pp.173-187，2003.
- 5) 田代むつみ：土骨格構造の進行性破壊を伴う自然堆積粘土地盤の長期圧密変形挙動の解析，名古屋大学学位請求論文，2005.
- 6) Noda, T., Asaoka, A., Nakano, M., Yamada, E. and Tashiro, M.: Progressive consolidation settlement of naturally deposited clayey soil under embankment loading, *Soils and Foundations*, **45**(5), pp.39-51, 2005.
- 7) 旧日本道路公団 東京第一建設局：日立工事事務所建設誌，1986.
- 8) 国土地理院ホームページ：2 万 5 千分の 1 地形図，常陸太田.
- 9) 土質工学会：座談会バーチカルドレーン工法の問題点をさぐるーサンドドレーンは果たしてきくかー，土と基礎，pp.62-74，1972.
- 10) 旧日本道路公団：設計要領第一集，土工編 第 5 章 軟弱地盤上の盛土，1970.
- 11) 旧日本道路公団：維持修繕要領(舗装編)，第 3 章 維持修繕基準と路面性状の評価，1979.
- 12) 財団法人高速道路技術センター：軟弱地盤工の設計・施工に関する検討報告書，旧日本道路公団委託，2004.
- 13) 旧日本道路公団試験研究所：平成 13 年度盛土の液状化対策工法の設計に関する検討報告書，2001.
- 14) 財団法人高速道路調査会：昭和 58 年度道路盛土の沈下予測に関する研究報告書，旧日本道路公団委託，1983.
- 15) 旧日本道路公団試験研究所道路研究部土工研究室：軟弱地盤対策工の評価に関する研究会報告書，試験研究所技術彙報，第 11 号，2004.
- 16) 稲垣太浩，長尾和之，中野正樹，野田利弘：軟弱粘土地盤上の高速道路盛土の長期沈下に関

- する一考察,第 39 回地盤工学研究発表会講演集,pp.897-898,2004.
- 17) 三笠正人：土の工学的性質の分類表とその意義,土と基礎,12(4), pp.17-24,1964.
 - 18) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, **40**(2), pp.99-110,2000.
 - 19) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, **42**(5), pp.47-57, 2002.
 - 20) 栗原則夫:講座 深い地盤改良の実際と問題点を考える バーチカルドレーン工法の実際と問題点(2)-高速道路盛土の事例-,土と基礎,pp81-87,1982.
 - 21) 旧日本道路公団名古屋建設局松坂工事事務所:伊勢自動車道伊勢地区軟弱地盤対策検討報告書, 1990.
 - 22) 高橋朋和:軟弱地盤における盛土の情報化施工法と対策工法の評価に関する研究,千葉大学学位請求論 200 文, 1.
 - 23) 豊田邦男,辻野英幸,坪田邦治,門田浩:道央自動車道(札幌～岩見沢間)の軟弱地盤対策工法の効果とその事後評価,土木学会第 59 回年次学術講演会(平成 16 年), pp.629-630, 2004.
 - 24) 中野正樹:粘土の非排水、部分排水せん断挙動の解析と軟弱地盤上の盛土工設計への応用に関する研究,名古屋大学学位請求論文,1993.
 - 25) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. :Soil-water coupled behavior of saturated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, **34**(1), pp.91-105,1994.
 - 26) Tatsuoka, F. and Kohata, Y. : Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, *Proc. 1st Int. Conf. on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, Sapporo, Japan, **2**, pp.947-1063,1995.
 - 27) Yano, K., Suzuki, M. and Nakai, T.: Undrained shear and creep behavior of staff natural clay, *Proc. of Int. Symp. on Deformation and progressive Failure in Geomechanics*, IS-Nagoya '97, A. Asaoka, T. Adachi and F. Oka (eds.), pp.205-210,1997.

第3章 練返し試料の圧縮曲線に及ぼす試料作製時の含水比の影響

3.1 概説

原位置からできるだけ乱さないように採取した自然堆積粘土（以下、「不攪乱試料」と呼ぶ）は、たとえ水を加えずに含水比一定の状態であっても、練返しなどの人工的な「乱れ」を受けると、強度を失い軟らかくなる（図 3.1.1(a)）。また、不攪乱試料は、十分に練り返した試料に比べて嵩張った状態にあり、「乱れ」を受けると嵩張りを喪失し、大きな間隙比変化を起こす（図 3.1.1(b)）。



(a) 一軸圧縮試験の例

(b) 段階載荷圧密試験の例

図3.1.1 自然堆積粘土と練返し粘土の力学挙動の違い

特に軟弱な自然堆積粘土では、このような「乱れ」に伴う強度・変形特性の変化が力学挙動に大きな影響を及ぼす。よって、図 3.1.1 のような力学試験を行い、「乱れ」の影響を定量的に把握することは非常に有用である。

「鋭敏比」はその一つの指標であるが、図 3.1.1(b) のような圧密試験では、練返し試料と不攪乱試料の圧縮曲線の相対的な位置や傾きの変化から、(一次元的に限定されるものの) 鉛直有効応力の変化に伴う「乱れ」の影響を知ることができる。例えば、図 3.1.2 の概念図のように、仮に異なる 3 種類の自然堆積粘土から、不攪乱試料の圧縮曲線が全く同じ形状で得られた場合を考える。この 3 つの曲線を比較しただけでは、力学特性の差はわからない。しかし、それぞれの粘土を十分に練り返し、その圧縮曲線を各図に併記すると（図 3.1.2 中実線）、自然堆積粘土が持つ嵩張りの程度やその「乱れ」やすさが見えてくる。後述する第 4 章の研究成果¹⁾によれば、図 3.1.2②のように、大きな嵩張りをもち、しかも圧密降伏応力以降

に急激に嵩張りを喪失する粘土は、乱れに鋭敏であり、長期に亘る大沈下の可能性が高いことがわかっている。

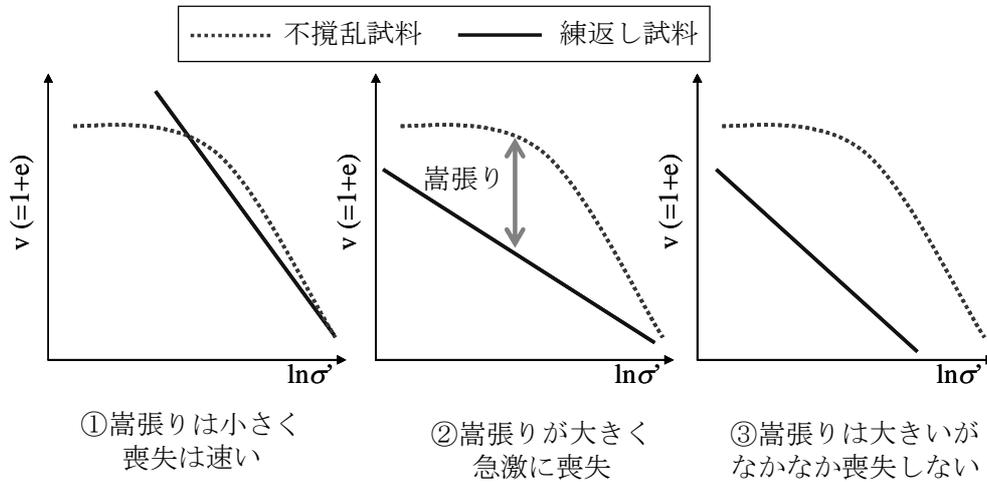


図3.1.2 土台となる練返し試料の圧縮曲線

このように、練返し試料と不攪乱試料の力学試験結果を直接比較する上で、重要な点は『原位置の状態からできるだけ乱さない試料を準備すること』、また『(土台となる) 練返し試料が十分に乱れた状態にあること (練返し不足の場合、乱れの影響を過小評価する)』、の2点である。前者に対しては、一般的に細心の注意が払われており、近年サンプリング技術の発達も目覚しい。しかし後者については、そもそも練返し試料の作製方法や試験方法についての明確な定義が無く、特に圧密試験については、試験が実施されること自体が非常に少ない。よって、土台 (鋭敏比であれば分母) になる練返し試料が、本当に十分乱された状態にあるのかは、議論の対象外であった。

そこで第3章では、十分乱した練返し試料の作製方法の確立を目的とし、練返し時の含水比が、段階載荷圧密試験結果に与える影響を骨格構造概念に基づき考察した。

3.2 土の「乱れ」と骨格構造概念

例えば松尾・嘉門²⁾によると、「土構造」とは一般的に土粒子の配列状態を意味し、近年の分析技術の飛躍的な発展により、ミクロな考察に基づく粘土の「土構造」の研究が多くなされている。一方、三笠^{3),4)}は、土の力学的性質を決定するのは、土の「種類」と「状態」であり、「状態」を規定する因子のうち含水量・密度を除くすべてのものを包括的に「骨格構造」として概念的に定義した。そして、ミクロな視点に立った「骨格構造の本質（すなわち「土構造」）」に関する研究よりも、マクロに出現する「骨格構造の働き」を具体的・定量的に記述することを、力学的な目的のために三笠は重要視した。

骨格構造概念に基づけば、十分に練り返した試料は、飽和状態であれば含水比だけで状態が決まることから、“構造を完全に喪失した状態”として、また逆に不攪乱試料は、“構造が発達した状態”として捉えることができる。そして、両試料の強度や変形特性を直接比較することで、自然堆積粘土がその堆積環境に応じて獲得した構造の働きを定量的に求めることが可能となる。

SYS カムクレイモデル⁵⁾では、三笠が定義した「骨格構造」を、さらに「構造（嵩張り）」「過圧密」「異方性」の3つで表現し、それらの「量（程度）」と塑性変形に伴う「変化の仕方（発達・消滅のしやすさ）」を記述した。この結果、同じ理論的枠組みの中で、自然堆積粘土の鋭敏比⁶⁾から砂の液状化・締固め⁷⁾に至るまで、あらゆる土の「乱れ」の影響を表現可能とした。粘土の「乱れ」は、骨格構造のうち「構造」と「過圧密」の働きによるものが大きいため、**第3章**ではこの2つの骨格構造に着目して議論を進めた。

3.3 練返し試料の「練返し不足」

3.3.1 はじめに

「土質試験 基本と手引き⁸⁾」によれば、土の圧密試験の目的は、『実地盤から採取した乱さない試料を用いて、地盤の沈下量や沈下時間の推定に必要な圧縮性と圧密速度などの圧密定数および圧密降伏応力を求めること』とされている。すなわち、圧密試験の対象は、あくまで不攪乱試料であり、通常は練返し試料で試験が実施されることは少ない。

しかし、先にも述べたように、自然堆積粘土の力学挙動の把握のためには、骨格構造概念が不可欠であること、そして骨格構造の働きを定量的・定性的に記述するためにも、十分に乱した練返し試料の圧縮曲線が必要であることが、認識されつつある。その結果、名古屋大学地盤力学研究グループのみでなく、旧日本道路公団試験研究所においても、複数地区の軟弱な自然堆積粘土を対象として、練返し試料による段階载荷圧密試験を、近年多く実施してきた⁹⁾¹¹⁾。

しかし、蓄積されつつある、これらの試験結果も、現時点では設計に活かされていないのが現状である。また、練返し試料による試験方法が明確に定義されていないため、試験結果の精度そのものを確認する方法がない。

そこで 3.3 では、両試験室でこれまでに実施した、練返し試料の段階载荷圧密試験の結果を整理することにより、『練返しの現状』、すなわち、練返し試料は、完全に骨格構造を喪失した状態まで乱されているのか、を考察した。

なお、練返し試料は、一般的には鋭敏比の定義に従い、含水比不変（＝自然含水比状態）で作製される。例えば「土質試験 基本と手引き⁸⁾」の一軸圧縮試験の章には、“試料の含水比を変えないように、試料をビニールシートなどに入れて回転させながら手で押し付け、固形物がなくなるまで十分練り返す”と示されており、旧日本道路公団試験研究所ではこの方法に倣ってきた。一方、名古屋大学地盤力学研究グループでは、構造を完全に喪失した試料の作製を目的とし、経験的に練り返しやすい含水比に加水（または脱水）をしてから練返しを実施してきた。

そこで、以下では、3.3.3 において「一律に自然含水比で練り返した練返し試料」を、続いて 3.3.4 では「練り返しやすい適当な含水比で練り返した練返し試料」を対象とし、それぞれの場合について、圧縮曲線に見られる傾向を整理した。そして、最後に 3.3.5 で、骨格構造概念に基づき、上記の試験結果に見られる傾向を考察した。

3.3.2 練返し試料の圧縮曲線から得られるパラメータ

試験から得られた練返し試料の圧縮曲線から、NCL の傾き $\tilde{\lambda}$ および切片 N ($p'=98.1\text{kPa}$ における比体積) の2つのパラメータを決定し、これらの値に見られる傾向を調べた。

ここに、NCL の式は

$$v = N - \tilde{\lambda} \ln p' \quad (3.3.1)$$

であり、 p' は平均有効応力、 v は比体積 ($v=1+e$, e : 間隙比) である。主応力状態では、 p' と鉛直有効応力 σ'_v 、側圧係数 $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$ (σ'_h : 水平有効応力) には、以下の関係がある。

$$p' = \frac{1}{3}(1 + 2K_0)\sigma'_v \quad (3.3.2)$$

一方、段階载荷圧密試験から決まる圧縮曲線は、以下のように鉛直有効応力 σ'_v と比体積の関係で示される。

$$v = N' - C_{cr} \log \sigma'_v \quad (3.3.3)$$

ここに、 C_{cr} は練返し試料の圧縮曲線の傾きであり、 N' は $\sigma'_v=98.1\text{kPa}$ における比体積である。式(3.3.3)に対し、自然対数から常用対数の変換を行い、さらに式(3.3.2)を用いると

$$v = \left(N' + \frac{C_{cr}}{\ln 10} \frac{1 + 2K_0}{3} \right) - \frac{C_{cr}}{\ln 10} \ln p' \quad (3.3.4)$$

となる。式(3.3.1)、(3.3.4)の比較より、圧密試験から求めた練返し試料の圧縮曲線の傾き C_{cr} から NCL の傾き $\tilde{\lambda}$ を直接求められる ($\tilde{\lambda} = C_{cr} / \ln 10 \cong 0.4343 C_{cr}$)。しかし、通常の段階载荷圧密試験では K_0 (または σ'_h) を測定しないため、切片については N' から N を直接求めることができないことがわかる。

そこで第3章では、図3.3.1に示すように、練返し試料の圧密試験結果をSYSカムクレイモデルの応答で再現することで、 $\tilde{\lambda}$ と N の値を決定した。ここでは、練返し試料は初期に異方性は無くその後も異方性の発達は非常に遅いこと、また十分に大きな圧密応力においては完全に構造を喪失した正規圧密状態にあること、を仮定した。

また第3章では、練返し試料に対する代表的な実験式として、以下に示す Skempton(1944)¹²⁾ の式を参照した。

$$\tilde{\lambda} = 0.4343 C_{cr}, \quad C_{cr} = 0.007\{w_L - 10(\%)\} \quad (3.3.5)$$

ここに、 w_L は液性限界である。

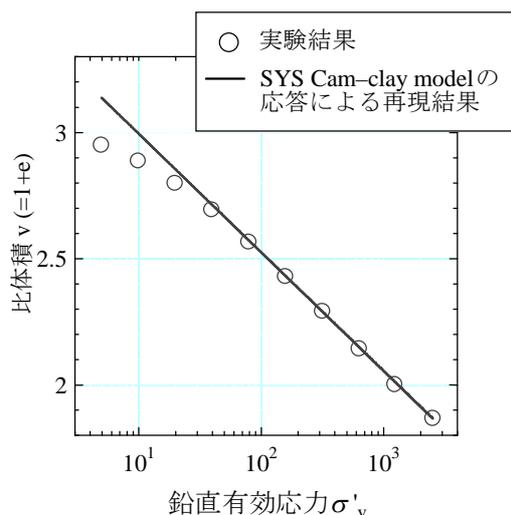


図3.3.1 練返し試料の圧縮曲線とSYSカムクレイモデルの再現例

3.3.3 自然含水比で練り返した試料の圧縮曲線の傾向

図3.3.2は、旧日本道路公団試験研究所による含水比不変（＝自然含水比）で練り返した試料の圧縮曲線について、SYSカムクレイモデルの応答より求めたNCLの傾き $\tilde{\lambda}$ および切片Nと、液性限界 w_L および自然含水比 w_n の関係を整理した図である。日本国内6地区の自然堆積粘土^{9)・11)}（試験総数39本）を対象とした。

各図中には、相関係数 r の値を併記した。また、(a) $\tilde{\lambda} \sim w_L$ 関係図には、式(3.3.5)のSkempton(1944)¹²⁾の式を破線で示した。

$\tilde{\lambda}$ とNは材料定数であるから、土の種類に固有の値である w_L との相関性が高いはずである。しかし、実際には、図3.3.2の(a)、(c)よりもむしろ(b)、(d)の方に線形関係が見られ、実験結果から求めた $\tilde{\lambda}$ 、Nはどちらも「状態量」である w_n との相関性が強いことがわかる。

図3.3.2(a)に着目すると、実験から得られた $\tilde{\lambda}$ とSkemptonの式から換算した $\tilde{\lambda}$ との大小関係は、液性限界 w_L と自然含水比 w_n との大小関係に依存し、表3.3.1に示す傾向が見られる。すなわち、液性限界 w_L よりも小さい自然含水比 w_n で練り返した粘土（ $w_L - w_n > 5\%$ の試料を分類、図3.3.2：●記号）では、Skemptonの式から換算した $\tilde{\lambda}$ より、実験から得られる $\tilde{\lambda}$ は小さい傾向にある。逆に、液性限界 w_L とほぼ同じ自然含水比 w_n （両者の差が5%以内の試料を分類、図3.3.2：△記号）、またはそれよりも大きな自然含水比 w_n （ $w_n - w_L > 5\%$ の試料を分類、図3.3.2：○記号）で練り返した粘土では、Skemptonの式から換算した $\tilde{\lambda}$ よりも、実験から得られる $\tilde{\lambda}$ は大きい傾向にある。また、Nと w_n の関係（図3.3.2(d))においても、練返し時の含水比（＝自然含水比）が液性限界よりも大きい粘土ほど、NCLの切片はより上側に位置する傾向にあり、逆に練返し時の含水比（＝自然含水比）が液性限界よりも小さい粘土ほど、NCLの切片はより下側に位置する傾向が見られる。

表3.3.1 自然含水比で練り返した試料の圧縮曲線に見られる特徴

w_L と w_n の大小関係	図 3.3.2 記号	$\tilde{\lambda}$ (実験値) $\tilde{\lambda}$ (Skempton) の大小関係
$w_n < w_L$	●	$\tilde{\lambda}$ (実験値) $<$ $\tilde{\lambda}$ (Skempton)
$w_n \cong w_L$	△	$\tilde{\lambda}$ (実験値) \geq $\tilde{\lambda}$ (Skempton)
$w_n > w_L$	○	$\tilde{\lambda}$ (実験値) $>$ $\tilde{\lambda}$ (Skempton)

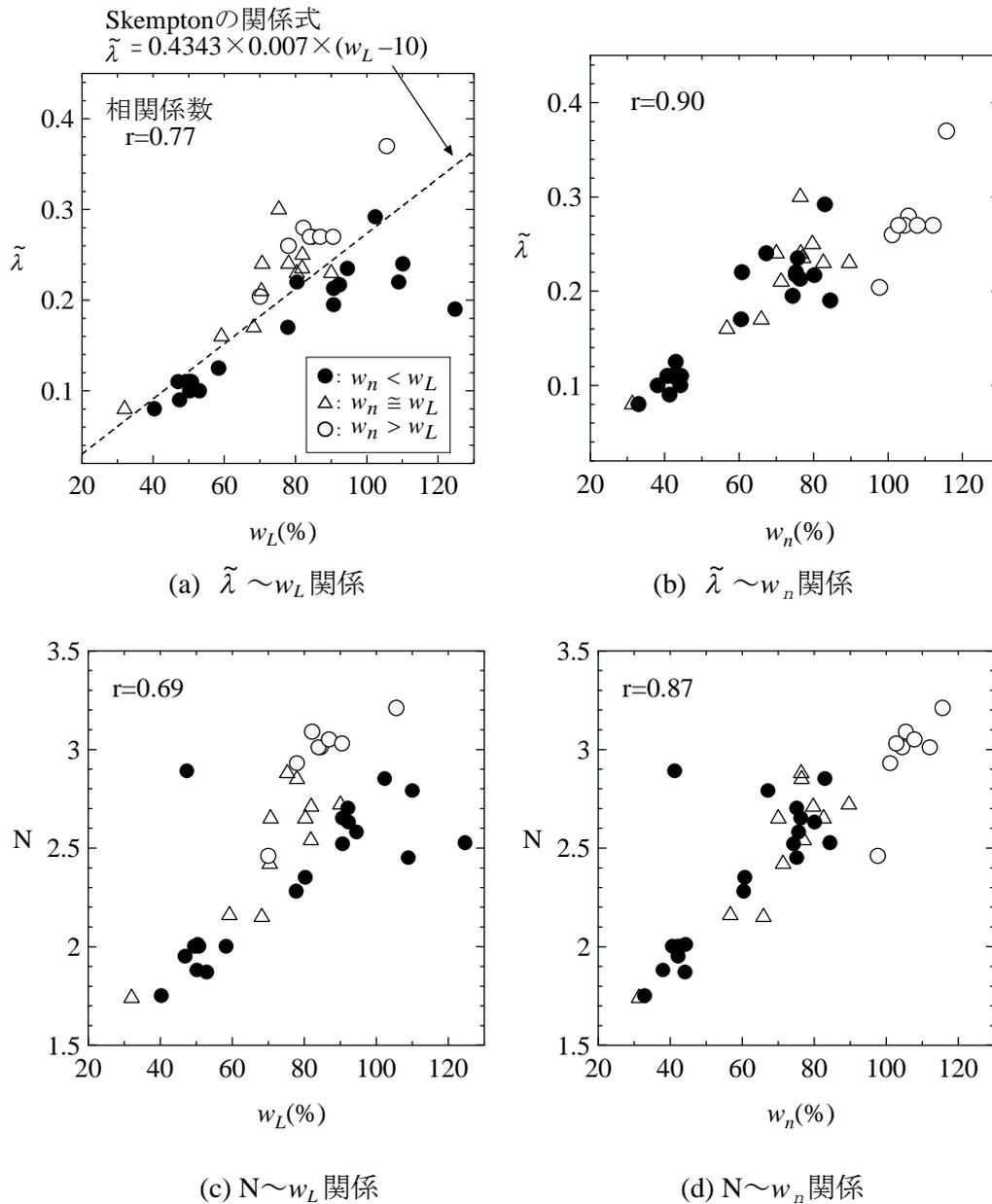


図 3.3.2 自然含水比 w_n と液性限界 w_L に対する $\tilde{\lambda}$, N の相関性
 (自然含水比で練り返した試料)

3.3.4 練り返しやすい適当な含水比で練り返した試料の圧縮曲線の傾向

図 3.3.3 は、練り返しやすい適当な含水比で練り返した試料の圧縮曲線の傾向を示す。日本国内 6 地区の自然堆積粘土⁹⁻¹¹⁾ (図 3.3.2 とは 5 地区が等しい) を対象とし、試験総数 12 本について整理した。なお、図中の記号は、表 3.3.1 に示す液性限界 w_L と自然含水比 w_n の大小関係である。

ここに名古屋大学地盤力学研究グループでは「練り返しやすい」含水比への調整方法は以下のように行っている。

- ・ 試料が固くて練り返しが困難な場合：適当な量の水を加えてから試料をもみほぐす
- ・ 試料が柔らかく圧密試験機への設置が難しいと思われる場合：すりガラス板の上で試料を練り返し、ある程度の固さに脱水（乾燥）させる

よって、「練り返しやすい適当な含水比」とは、あくまで経験的であるが、液性限界が「へらに付いた試料を勢いよく振り落とした時に剣先状になる¹³⁾」ことを考えると、液性限界程度にあるものと考えられる。試料は含水比調整をした後に、ビニール袋に入れて真空パックし、手で十分に練り返している。その後、ビニール袋の端を切り取り、搾り出すようにして試料を圧密試験機に流し入れ、ヘラで表面を整えて供試体を作製している。

統一的に自然含水比で練り返した場合 (図 3.3.2) と比べると、練り返しやすい適当な含水比で練り返した場合は、実験から求めた $\tilde{\lambda}$ 、 N がどちらも、材料に固有な w_L と強い相関性を持っており、状態に依存することなく練返し試料の圧縮曲線が唯一に得られたことがわかる。

図 3.3.3(a) には、Skempton の式を破線で示したが、実験結果と良い一致が見られる。また図 3.3.3(c) においても、 $N \sim w_L$ 関係において 1 本の直線関係が見られ、今後さらなる試験結果を蓄積することで、 $\tilde{\lambda}$ (Skempton の式) だけでなく、 N についても w_L から推定可能と考える。まだ十分な精度とは言えないが、参考のため図 3.3.3 の関係式を求めると以下の通りである。

$$N = 0.014w_L(\%) + 1.3 \quad (3.3.6)$$

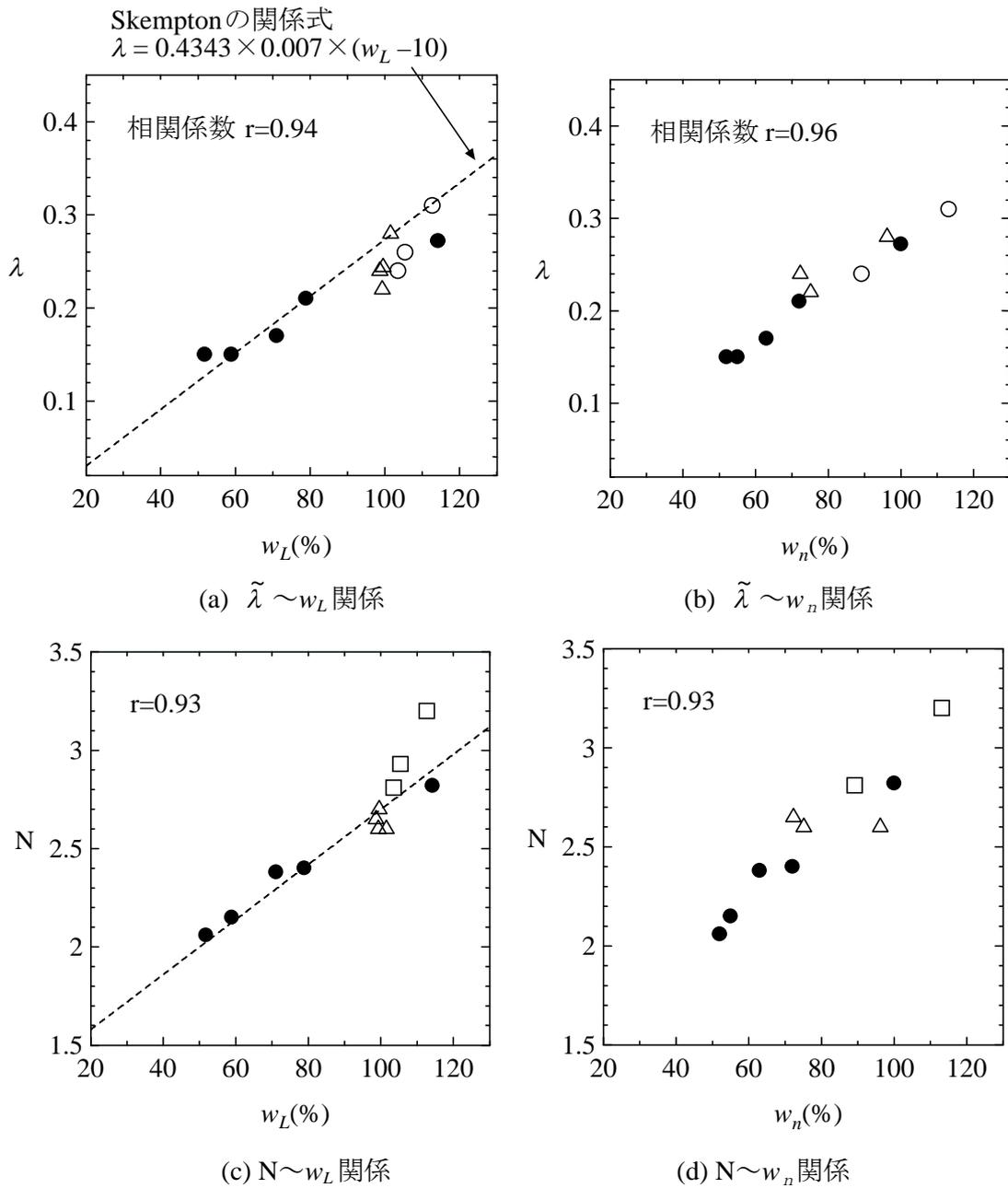


図 3.3.3 液性限界 w_L と自然含水比 w_n に対する $\tilde{\lambda}$ 、 N の相関性
 (繰り返しやすい適当な含水比で繰り返した結果)

3.3.5 骨格構造概念に基づく考察

図 3.3.4 は、図 3.3.2 のように自然含水比で練り返した場合（図 3.3.4：●記号）と、図 3.3.3 のように練り返しやすい適当な含水比で練り返した場合（図 3.3.4：○記号）の、圧縮曲線の代表例を示す。(a)、(b) 各図で比較した 2 本の圧縮曲線は、同じ地区で採取された液性限界もほぼ等しい試料である。よって、土の「種類」は同じであるにもかかわらず、練り返し時の含水比に応じて、異なる練返し圧縮曲線が得られることがわかる。

練り返しやすい含水比で練り返した試料の圧縮曲線は、ほぼ一本の直線として得られる。これに対し、(a) $w_n < w_L$ (液性限界よりも小さい自然含水比で練り返した試料) の圧縮曲線は、初期に下側に位置し傾きは小さく、圧密応力の増大に伴い傾きが大きくなっていく。逆に(b) $w_n > w_L$ の粘土 (液性限界よりも大きい自然含水比で練り返した試料) は、練り返しやすい含水比で練り返した圧縮曲線よりも、初期に上側に位置し傾きも大きいことがわかる。

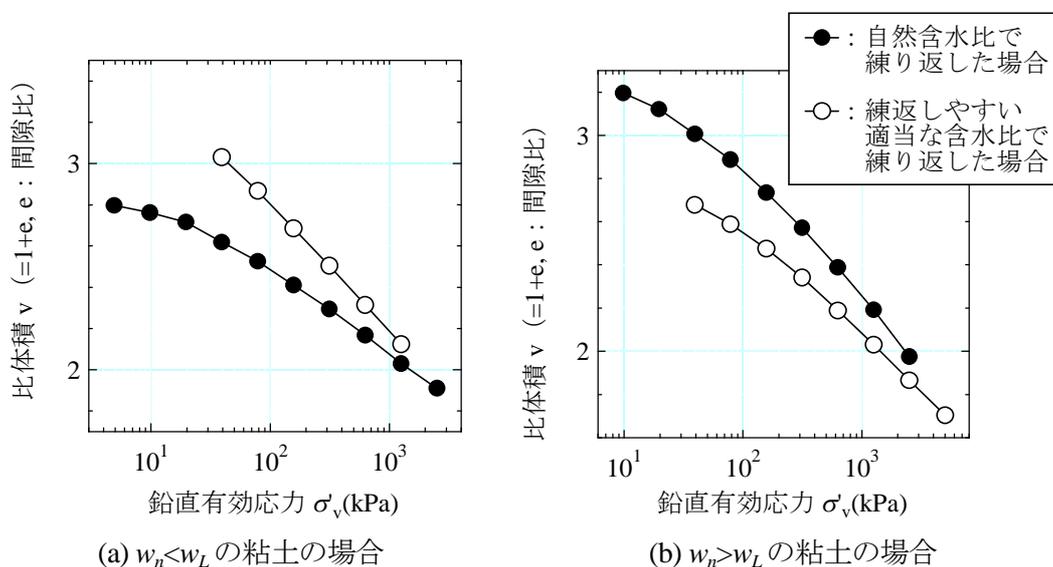


図3.3.4 練返し時の含水比の違いによる圧縮曲線の比較

骨格構造概念 (SYS カムクレイモデル) に基づけば、骨格構造を有した土の圧縮曲線は、一般には図 3.3.5 に示すように、過圧密状態であれば傾きが小さく切片は下側に、また構造が高位なほど傾きが大きく切片は上側になる。そして、骨格構造の喪失 (過圧密の解消、構造の破壊) に伴い、傾き一定の圧縮曲線 NCL に漸近する。

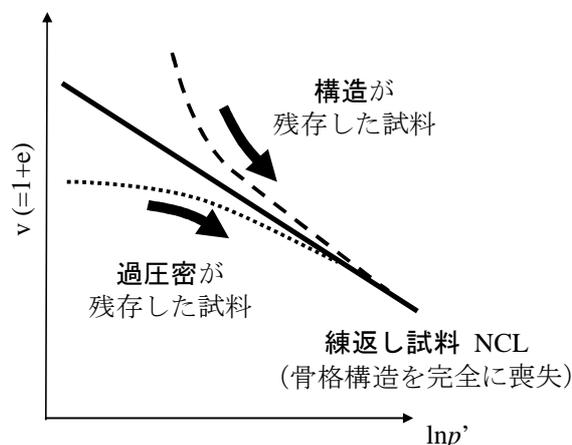


図3.3.5 骨格構造と圧縮曲線の傾向

図 3.3.2、図 3.3.3 および図 3.3.4 に得られた傾向を、骨格構造概念により考察すると、以下の結論が得られる。

- ・ 液性限界よりも小さい含水比で練り返す場合は、粘土が固く練返しに大きな力を必要とするため、練返し後に「過圧密」が残存する傾向にある
- ・ 液性限界よりも大きな含水比で練り返す場合は、練返し時の含水比が大きく粘土が軟らかいほど、「構造の喪失」が十分進まず、嵩張った状態になる傾向がある
- ・ 加水または脱水により、練返ししやすい含水比に適宜調整した後に練り返した場合は、十分に乱した試料、すなわち骨格構造を完全に喪失した状態の試料を作製できる可能性が高い

ただし、図 3.3.3 (b)、(d) に示すように、 $\tilde{\lambda}$ 、N と自然含水比 w_n との相関係数は 0.96、0.93 と依然として高いことから、練返し時の含水比を、「適当な」という感覚的・経験的な方法で調整しただけでは、骨格構造の喪失が不十分な場合もあることがわかる。

そこで、3.4 では、骨格構造を完全に喪失した試料を作製するのに適した含水比を、定量的に検討する。

3.4 練返し試料の段階荷重圧密試験結果に及ぼす「練返し時の含水比」の影響

3.4 では、同じ種類の土を使い練返し時の初期含水比を調整した練返し試料を複数作製し、段階荷重圧密試験から得られる圧縮曲線を比較した。そして、骨格構造を完全に喪失した試料の作製に適した含水比を検討した。

試験では、同一地区・同一深度で採取された自然堆積粘土に対し、練返し時の初期含水比を4種類に調整して比較した。練返し試料作製の概要を、表3.4.1に示す。自然含水比 $w_n=67\%$ 、液性限界 $w_L=103\%$ の海成沖積粘土を用い、練返し時の含水比として、67% (=自然含水比)、94.5%、122.1%、150.5%で練返しを実施した(含水比が中途半端な値なのは、湿潤試料に加水をする過程で含水比調整が困難であったためである)。なお、自然含水比の試料は非常に固く、練返し時に試料の上から全体重をかけるなど、大きな力が必要であった。また、液性限界以上の試料では、供試体の初期高さの測定が困難であるため、試験終了時の供試体高さと各段階の沈下量から初期高さを逆算した。

表 3.4.1 試料の概要

自然含水比 $w_n=67\%$ ，液性限界 $w_L=103\%$		
試験に用いた練返し試料の含水比		
(1)	67%	$< w_L$ (自然含水比)
(2)	94.5%	$< w_L$
(3)	122.1%	$> w_L$
(4)	150.5%	$> w_L$

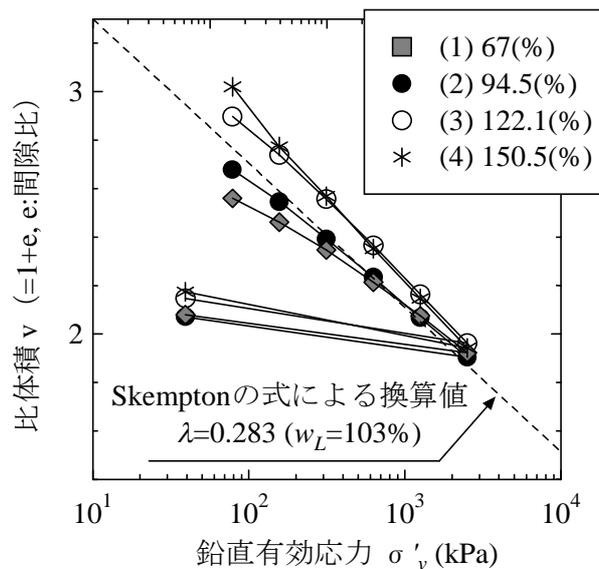


図3.4.1 練返し試料作製時の含水比の影響

段階荷重圧密試験の結果を図 3.4.1 に示す。練返し時の含水比が大きいほど、圧縮曲線の傾きは大きく上側に位置する（構造高位）。また、自然含水比のように、練返し時の含水比が低い場合は、圧縮曲線の傾きは小さく下側に位置する（過圧密土的）。十分大きな圧密応力においては、ほぼ同じ比体積になり、骨格構造が圧密応力の増加とともに喪失していく様子がわかる。今回の試験では、試験機の都合上、最大 2508.8kPa までの圧密応力しか載荷できなかったが、さらに大きな圧密応力まで載荷を続ければ、4 つの試験結果は 1 つの曲線になるものと予想される。

図 3.4.1 中の点線は、4 つの試験結果の交点を通り、Skempton の式 (式(3.3.5)) から求めた傾き $\tilde{\lambda}$ の直線であるが、この線を基準に、試験により求めた圧縮曲線が上下から漸近していく様子がわかる。すなわち、練返し時の含水比が液性限界よりも小さい場合には下側から、逆に液性限界よりも大きい場合には上側から、Skempton の式へと漸近する。今回の試験では、液性限界に完全に等しい含水比の練返し試料を作り出すことができなかったが、液性限界で練り返した粘土は Skempton の式に一致し、傾き一定の圧縮曲線を示すことが予想される。つまり、『液性限界での練返しは、骨格構造を完全に喪失させるのに最も適した含水比である』と考える。

よって、練返し試料の試験が実施できない、または試験結果が無い場合には、液性限界を求め、Skempton の式 (式(3.3.5)) により、 $\tilde{\lambda}$ を簡易同定することが可能となる。なお、Skempton の実験は、液性限界で統一的に練返し試料を作製している。半世紀以上も前に、このような実験が行われていたことは、偉大な功績として改めて注目すべきものである。

3.5 結論

自然堆積粘土の力学特性把握のためには、その土が堆積過程で獲得した「骨格構造」の働きを、定性的・定量的に記述することが重要であり、土台となる練返し試料の試験結果を、正確に求めることが必要である。第3章では、練返し時の含水比に着目し、段階載荷圧密試験結果に見られる傾向を骨格構造概念に基づき考察し、以下の結論を得た。

- 1) 完全に骨格構造を喪失した練返し試料の圧縮曲線 NCL (または、それを定義する傾き $\tilde{\lambda}$ (圧縮指数) と切片 N) は、土の「種類」に固有の値であり「状態」には依存しない
- 2) 練返しが不十分で骨格構造が残存する場合は、 $\tilde{\lambda}$ や N が、状態量である自然含水比 w_n に依存する傾向があり、土の種類によって一意に決まらない
- 3) 液性限界 w_L よりも低い含水比で練り返すと、粘土が固く練返しに大きな力を必要とした結果、圧縮曲線は過圧密土的となる。その結果、Skempton の実験式よりも $\tilde{\lambda}$ は小さな値となる
- 4) 液性限界 w_L よりも高い含水比で練り返すと、練返しによる構造の喪失が十分に進まず、圧縮曲線は嵩張った挙動を示す。その結果、Skempton の実験式よりも $\tilde{\lambda}$ は大きな値となる
- 5) 完全に骨格構造を喪失した練返し試料の作製に最も適した含水比は「液性限界」である
- 6) 練返し試料の試験が実施できない、または試験結果が無い場合には、Skempton の実験式は $\tilde{\lambda}$ の簡易同定法として有効である
- 7) $N \sim w_L$ 関係においても線形関係が見られることから、さらなる試験結果の蓄積により、 w_L による N の推定も可能と考える

参考文献

- 1) Inagaki, M., Nakano, M., Noda, T., Tashiro, M. and Asaoka, A. : Proposal of a simple method for assessing the susceptibility of naturally deposited clay grounds to large long-term settlement due to embankment loading, *Soils and Foundations* , **50**(1), pp.109-122, 2010.
- 2) 松尾新一郎, 嘉門雅史: 粘土の構造に関する用語について, 土と基礎, **46**(4), pp.17-20, 1998.
- 3) 三笠正人: 土の力学における構造の概念の意義について, 土木学会年次学術講演会, pp.43-48, 1962.
- 4) 三笠正人: 土の工学的分類表とその意義, 土と基礎, **12**(4), pp.17-24, 1964.
- 5) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, **42**(5), pp.47-57, 2002.

- 6) Noda, T., Yamada, S. and Asaoka, A.: Elasto-plastic behavior of naturally deposited clay during/after sampling, *Soils and Foundations* , **45**(1), pp.51-64, 2005.
- 7) Asaoka A.: Consolidation of clay and compaction of sand –An elasto-plastic description-, Keynote lecture, *Proc. of 12th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Leung et al, Singapore, 2, pp.1157-1195, 2003.
- 8) 社団法人 地盤工学会：土質試験 基本と手引き, 2001.
- 9) 旧日本道路公団試験研究所：軟弱地盤の動的力学特性に関する検討 報告書, 2004.
- 10) 旧日本道路公団試験研究所：軟弱粘性土の動的特性と変形に関する検討 報告書, 2005.
- 11) 旧中日本高速道路株式会社中央研究所：粘性土地盤の物性に関する土質調査報告書, 2006.
- 12) Skempton, A. W.: Notes on the compressibility of clays, *Quart. J. Geol. Soc.*, London, C, pp119-135, 1944.
- 13) 社団法人 地盤工学会：土の試験実習書－第二改訂版－, p.44, 1991.

第4章 盛土载荷により長期・大沈下を示す自然堆積粘土地盤の簡易判定法の提案

4.1 概説

通常、軟弱地盤上に盛土を建設する際の設計は、以下のように二段階で行われる。まず盛土荷重に対し、地盤が壊れるかどうかの安定性の評価を行い、壊れないことが確認されたら、変形に対する設計、すなわち盛土荷重による地盤の変形量を計算し、盛土が機能障害にならないかを検討する。この設計は、盛土構築終了時の地盤が最も危険で、一旦盛土構築してしまえば、あとは過剰間隙水圧の消散に伴う圧縮、すなわち圧密によって密度が上昇し、時間とともに地盤が強くなるという考えに基づいている。しかし、この考え方は、十分に練り返された正規圧密土を対象としているため、骨格構造が発達した自然堆積粘土地盤を対象とする場合、本設計では対応できない地盤の挙動に遭遇したりするのである（第2章参照）。

名古屋大学地盤力学研究グループでは、土の骨格構造（構造・過圧密・異方性）の働きを記述する弾塑性構成式であるSYSカムクレイモデル¹⁾を搭載した水～土骨格連成有限変形解析コード（以下、**GEOASIA**^{2),3),4)}と略記）により、このような大きな残留沈下を引き起こす「遅れ圧密」を伴う長期・大沈下は、構造が高位に発達した自然堆積粘土の「構造破壊」に起因するものとして説明してきた^{5),6)}。すなわち、高位な構造を有する粘土では、原位置で圧密降伏応力を凌ぐ応力増加を受けると、顕著な構造破壊により大圧縮が起こること、また塑性圧縮を伴う軟化に起因して過剰間隙水圧の消散が遅れ、沈下は長期に亘ることが明らかになった（2.4参照）。

ところで、上記のような長期・大沈下は、軟弱粘土地盤であれば常に発生するわけではない。実際、旧日本道路公団が施工した高速道路の軟弱地盤地区の約8割の現場では、残留沈下が抑えられている。今後、長期・大沈下が生じる地盤かどうかを予測するには、上記の計算プログラムは有用であるが、全ての現場で予測計算を行うことは事実上不可能であることから、1次ふるいとしての簡易判定法が必要である。そこでまず第4章では、軟弱粘土地盤上への高速道路用盛土の施工事例を整理し、各現場の地層構成や荷重条件と沈下の実態、さらに室内試験結果を整理し、大きな残留沈下を引き起こした地区の粘土に共通して見られる傾向を整理する。ここでは、比較的簡単な室内試験から求めることのできる「圧縮指数比」と「鋭敏比」の二つの指標に着目し、長期・大沈下の可能性がある粘土地盤の簡易判定法を提案することを第一の目的とした。

第二の目的は、SYSカムクレイモデルを用いて、長期・大沈下が生じる粘土の特徴を弾塑性力学の言葉で説明することである。ここでは、粘土の力学挙動に特に支配的な「構造」の働きに着目し、構造の程度やその変化の仕方が沈下に及ぼす影響を調べることにした。

そして第三の目的は、Schmertmann⁷⁾の図解法を参考に、サンプリングによる乱れを考慮した原位置粘土の初期状態の推定方法を提案し、原位置粘土地盤と室内試験における不攪乱試

料の圧縮性の比較を行い、大きな残留沈下が生じるメカニズムを説明すること、そして旧日本道路公団の設計要領における圧密沈下量の簡易予測法（「 σ_e 法」）が長期・大沈下を予測できない理由について、**GEOASIA**により示すことにある。

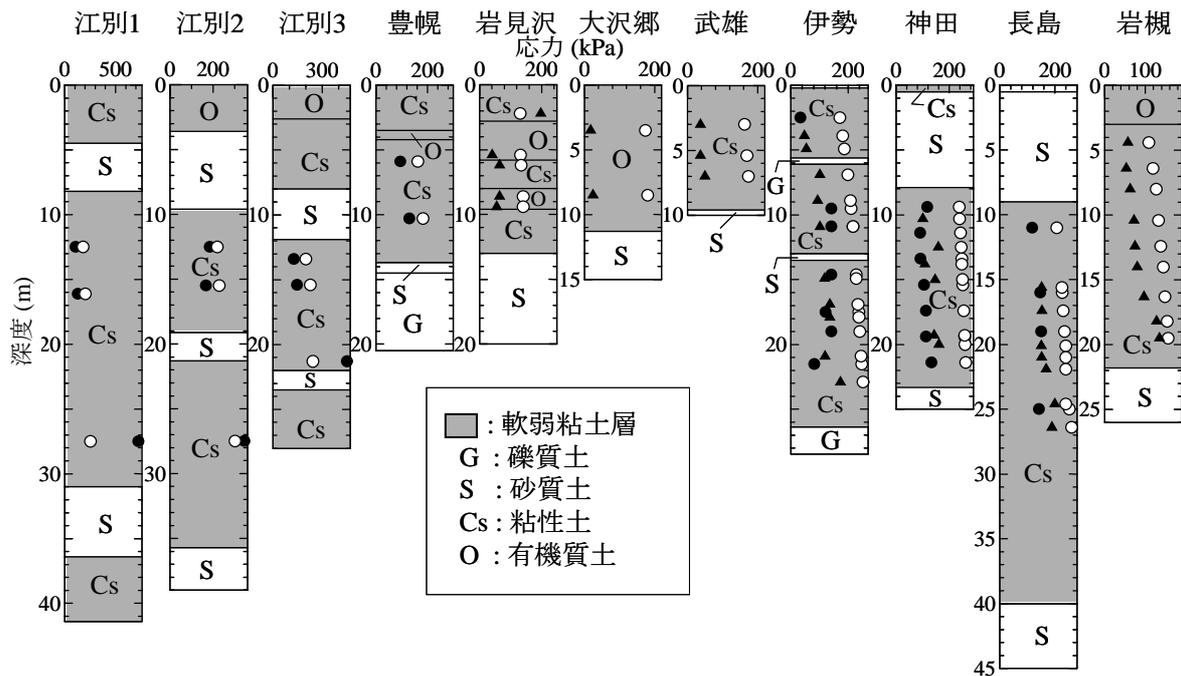
4.2 長期・大沈下を示す粘土地盤の簡易判定法の提案

4.2.1 盛土载荷に伴う軟弱粘土地盤の沈下の実態

表 4.2.1^{8~11)}は、代表的な軟弱粘土地盤地区の概要と、盛土载荷に伴う軟弱粘土地盤の沈下の実態を示す。また図 4.2.1 の記号は、地盤材料の工学的分類方法（JIS0051-2000）の大分類に従った。各地区の地盤構成を示す。表 4.2.1 中の「軟弱粘土層厚」は、図 4.2.1 において粘性土（Cs）と有機質土（O）（図中灰色の層）の合計層厚とした。

表 4.2.1 対象地区の概要と残留沈下の実態

地区 (層)	盛土高 (m)	軟弱粘土層厚 (m)	残留沈下量 (cm)	残留沈下の計測時 (供用開始からの年数)
＜残留沈下が小さい地区＞				
江別 1	5.7	30	30	20
江別 2	7.7	28	67	20
江別 3	7	23	38	20
豊幌	6.8	14	29	20
岩見沢	6	13	55	20
大沢郷	9	11	26	10
武雄	10	10	3	10
＜残留沈下が大きい地区＞				
伊勢	8	25	112	12
神田	9	16	188	16
長島	7.5	31	122	20
岩槻	5	22	200	25



- : 盛土載荷後の鉛直有効応力 (初期有効土被り + 盛土載荷に伴う応力増分) (kPa),
- : 盛土前に採取した不攪乱試料より求めた圧密降伏応力(kPa)
- ▲ : 供用後に平地部で採取した不攪乱試料より求めた圧密降伏応力(kPa)

図 4.2.1 対象地区の柱状図

旧日本道路公団の設計要領第一集 (土工編)¹²⁾によれば、軟弱層厚 (ここでは緩い砂も含む) が 15m 以上の地盤は、「深層型 (Ⅲ型)」に分類され、沈下が長期に及ぶとされている。表 4.2.1 の対象地区の大半はこの「深層型」に該当し、したがって軟弱粘土層厚のみでは長期残留沈下量の大小を判断できないことがわかる。

なお、軟弱粘土層が表層付近まで存在する地盤では、「安定」上問題になることが多いため、盛土構築前にバーチカルドレーン打設などの地盤改良が施される場合がある。第 4 章で対象とした地区においても、大沢郷地区、岩槻地区ではサンドドレーンが、武雄地区ではカードボードドレーンが打設されている。バーチカルドレーン打設による地盤の排水性の改善は、軟弱粘土層の圧密沈下を促進するが、大沢郷地区や武雄地区のように軟弱粘土層が 10m 程度とそれほど厚くなく、ドレーン効果が軟弱粘土層全体に及ぶ場合には、大きな残留沈下低減効果を生むことがある。ただし、岩槻地区では、軟弱粘土層厚が 22m に対して表層 6m 程度までしかバーチカルドレーン打設されなかったため、残留沈下低減効果は小さかったことが予想される。

一方、「沈下」に対しては、2.2.4 で述べたように事前の対策はせず供用後の維持・補修で対応することが、旧日本道路公団の設計要領では基本理念となっている。軟弱粘土層が厚く

堆積した地盤でも、自然堆積粘土地盤にサンドドレーンを打設した際、乱れによる強度低下が懸念される地盤や、特に神田地区、長島地区のように上部に砂層が存在する安定上問題が無い地盤では、地盤は無処理のまま盛土が載荷され、結果的に大きな残留沈下につながることになる。

続いて、盛土荷重（盛土高）の大きさに着目する。図 4.2.1 において、白丸は、盛土載荷後の地盤内の鉛直有効応力（初期有効土被り圧+Osterberg¹³⁾ の図表から求めた盛土載荷に伴う有効応力増分値）を示す。また、黒色記号は、各深度から採取した不攪乱試料に対し、段階載荷圧密試験から求めた圧密降伏応力を示す。なお、不攪乱試料は、盛土載荷前に盛土直下に該当する地盤から採取した試料と、供用後に盛土載荷の影響が少ない盛土周辺の平地部で採取した試料があるため、図 4.2.1 中ではそれぞれ黒丸、黒三角と記号を分けて表示した。本論文では、伊勢地区、神田地区、長島地区における深度方向分布を参考に、上記の採取時期や採取位置の違いが圧密降伏応力に及ぼす影響は小さいとみなした。一般に沖積粘土地盤は、その堆積過程で地盤変動や侵食などによる応力履歴が少ないため、初期有効土被り圧は圧密降伏応力とほぼ等しいか、わずかに小さい状態（若干過圧密状態）にあることが多い。このため、第 4 章で対象とした地区では、盛土高 5m 以上の比較的大きな盛土荷重が載荷された結果、かなり深い範囲の軟弱粘土層まで圧密降伏応力を越す応力状態になる。また、大沢郷地区や武雄地区のように、地盤浅部に粘土層が存在し圧密降伏応力が小さい粘土を除けば、大半の地区の粘土は、盛土載荷により圧密降伏応力を若干超えた付近の応力レベルにある。このように、応力レベルだけからも、残留沈下の大きさを判定することはできない。

4.2.2 典型的な室内試験結果に基づく長期・大沈下を示す粘土地盤の簡易判定

上述のとおり残留沈下の大小は、軟弱粘土層厚や応力レベルのみでは判断できない。そこで4.2.2では、多くの現場で実施されている室内試験を対象に、大きな残留沈下を示す軟弱粘土に特徴的な傾向を把握し、この種の粘土を判定する基準を提案する。本論文では、一軸圧縮試験から求めることができる「鋭敏比」、および段階載荷圧密試験から求めることができる本論文で独自に定義した「圧縮指数比」の二つのパラメータに着目した。

不攪乱試料の圧縮曲線は、圧密降伏応力を超えた付近の応力状態において、もっとも勾配が大きく大圧縮を引き起こす。4.2.1で対象とした地区の軟弱粘土の大半は、盛土载荷に伴いこの応力レベルになる。このため本論文では、不攪乱試料の圧縮曲線に対して、「圧密降伏応力を超えた直後の最急勾配」を圧縮指数 C_c として着目した。また本論文では、練返し試料の圧縮曲線の傾きにも着目し、その値を C_{cr} として定義した。練返し試料とは、不攪乱試料を含水比不変または適量の加水を行った上で、十分にこねくり返した試料のことである。通常の実務において、練返し試料による段階載荷圧密試験が実施されることはほとんどないため、3.3.2で述べた Skempton¹⁴⁾による実験式

$$C_{cr} = 0.007\{w_L - 10(\%)\} \quad (4.2.1)$$

に従い、統一的に液性限界より C_{cr} を換算した¹⁵⁾。ここで、 C_c/C_{cr} の値を、本論文では「圧縮指数比」と定義した (図4.2.2)。

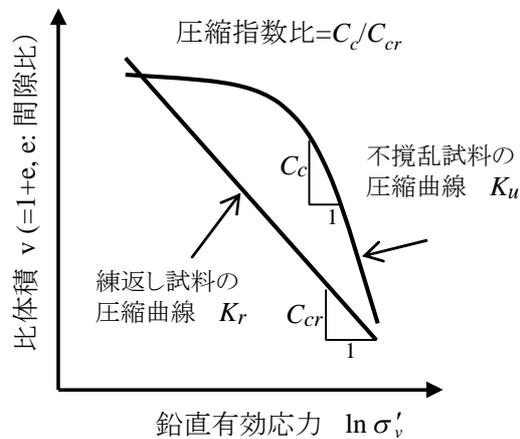


図4.2.2 圧縮指数比の定義

図4.2.3に、4.2.1で対象とした地区の軟弱粘土から求めた(a)鋭敏比、および(b)圧縮指数比を示す。Terzaghi and Peck¹⁶⁾によると、鋭敏比の大きさが4~8を鋭敏粘土、8以上は超鋭敏粘土として分類される。また、鋭敏比が低位、または中位な粘土は、

$$C_c = 1 \sim 1.3 \quad C_{cr} = 0.007 \sim 0.009\{w_L - 10(\%)\} \quad (4.2.2)$$

すなわち、圧縮指数比が1~1.3程度にある。また、極端に鋭敏な粘土では、圧縮指数比はさらに大きく、式(4.2.2)では圧縮量の下限值を見積もるに過ぎない、と示されている。

4.2.1 で対象とした地区の粘土のうち、残留沈下が大きい地区の粘土は鋭敏比が大きく概ね超鋭敏粘土に分類され、また同時に圧縮指数比も大きいことがわかる。図 4.2.4 は、鋭敏比と圧縮指数比が共に求められた試料を対象に、両パラメータによる分類をした図であるが、残留沈下が大きい粘土の判定基準は概ね、「圧縮指数比が 1.5 以上で、かつ鋭敏比が 8 以上」と与えることができる。今後遭遇する自然堆積粘土において、盛土荷重が先行圧密圧力を超える場合、長期・大沈下が生じるかどうかは、図 4.2.4 で示した判定基準に照らして、判定すればよい。

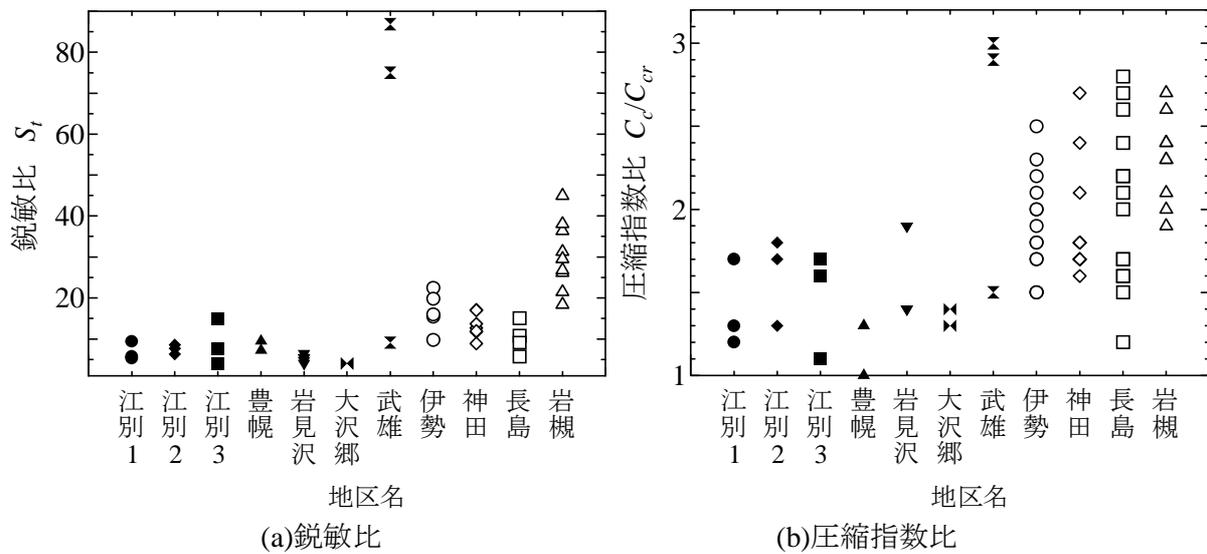


図 4.2.3 対象地区の軟弱粘土の特性

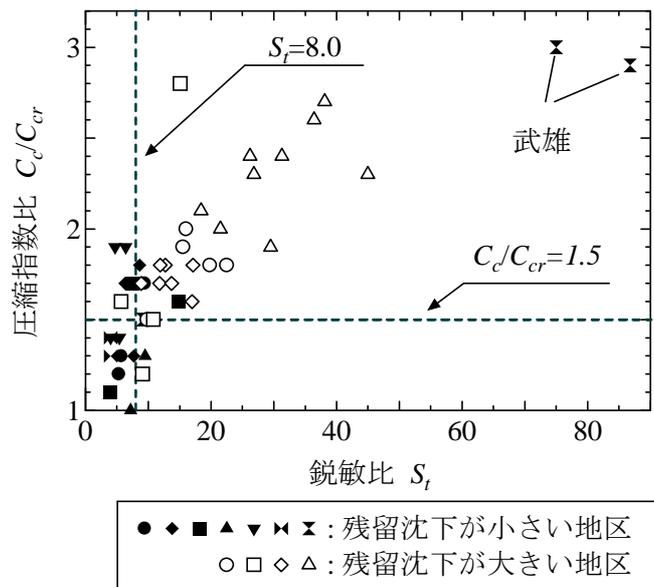


図 4.2.4 鋭敏比と圧縮指数比による分類 (地区名毎の記号は図 4.2.3 と同じ)

なお、**図 4.2.4** の武雄地区は、超鋭敏で有名な有明粘土のデータであるが、先にも述べたように武雄地区では表層付近まで軟弱な粘土が存在し、圧密降伏応力を大きく跨ぐ、盛土の増加応力が作用するため安定上の問題から、カードボードドレーン打設による地盤改良が行われた後に盛土が構築された。その結果、軟弱粘土層の圧密は促進され、供用前に沈下は概ね終了し、結果的に残留沈下量は小さくなっている。

上記に示した試験結果の整理では、鋭敏比や圧縮指数比を定義するための基準となる練返し試料の試験結果が必要である。練返し試料の圧縮曲線 NCL が、土の種類に固有の弾塑性パラメータを定義することからもわかるように、練返し試料は骨格構造を完全に失った状態として定義される。よって、軟弱地盤上に盛土等の構造物を設計する際には、**第 3 章**で示したように、液性限界で十分に練り返した試料の圧密試験を実施すること、また試験が実施できない場合には Skempton による実験式 (式(4.2.1)) を用いることにより、液性限界から練返し試料の圧縮曲線の傾き Ccr を求めることを提案する¹⁵⁾。

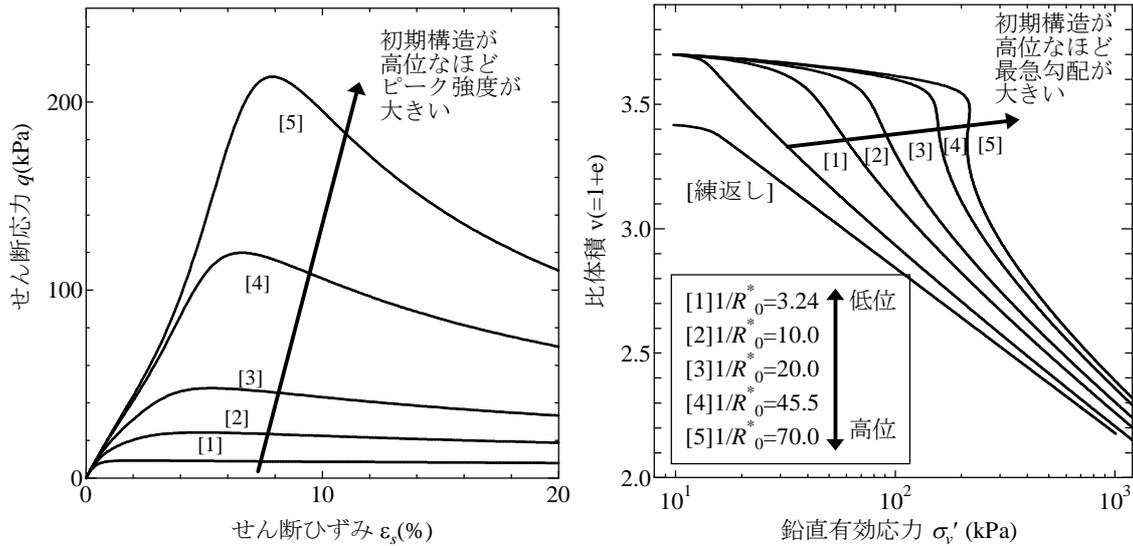
4.3 SYS カムクレイモデルに基づく大きな残留沈下が発生する粘土の力学特性の解釈

上述のように、大きな残留沈下が発生する粘土は、鋭敏比・圧縮指数比がともに大きい傾向があることがわかった。4.3 ではこの特徴を、SYS カムクレイモデルにより弾塑性力学の言葉で説明することを目的とする。

土の圧縮性や強度は、土の「種類」と「状態」の両方で決まるが、SYS カムクレイモデルに従えば、「種類」は骨格構造の変化の仕方を決めるパラメータ（発展則パラメータ）と、骨格構造に依存しない弾塑性パラメータを指し、また「状態」は飽和土であれば間隙比、応力と骨格構造の程度で定義される。さらに、練返し試料と不攪乱試料は同じ「種類」の粘土であり、練返し試料は完全に構造を喪失した状態にあると考えることができる。従って、練返し試料と不攪乱試料の圧縮性や強度を比で表すことは（すなわち圧縮指数比や鋭敏比は）、弾塑性パラメータによる影響を排除し、構造の程度とその変化の仕方（発展則パラメータ）の影響を際立たせることを意味する。

名古屋大学地盤力学研究グループの研究⁶⁾によれば、自然堆積粘土の力学特性に最も支配的な因子は、骨格構造の中でも「構造」であり、また、2.4 で示したように大きな残留沈下を生む遅れ圧密挙動は、構造が高位に発達した粘土に特有の現象である。そこで4.3 では、骨格構造のうち、特に粘土の構造の発達の程度とその変化の仕方に着目し、それらが鋭敏比・圧縮指数比におよぼす影響を調べた。

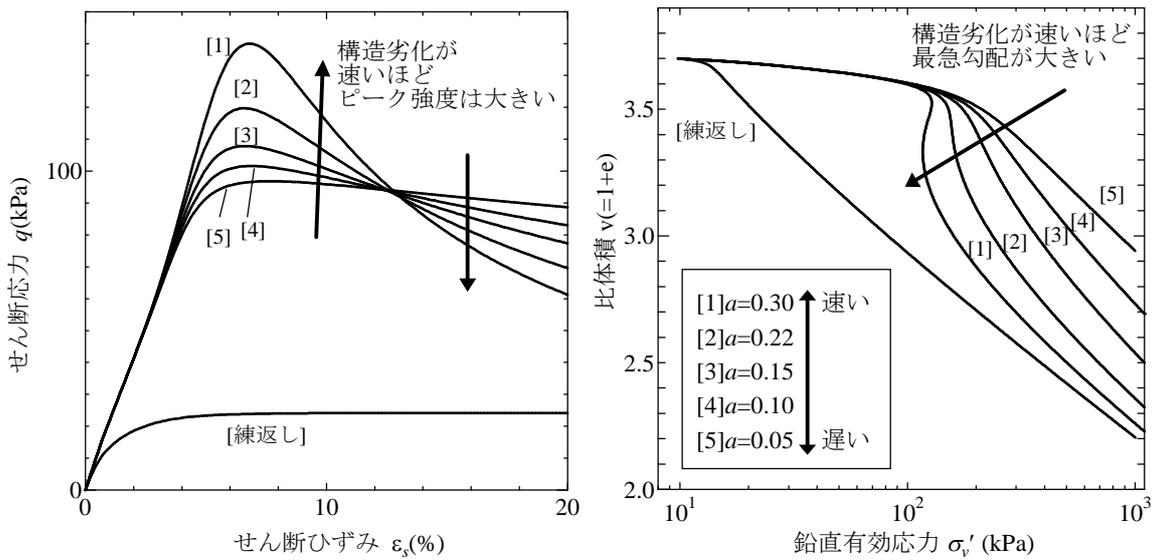
図4.3.1、図4.3.2は、初期構造の程度 $1/R_0^*$ と構造の変化速度を決めるパラメータ（以下、構造劣化指数と呼ぶ） a を変化させながら、一軸圧縮試験を想定した非排水せん断挙動、および段階载荷圧密試験を想定した一次元圧縮挙動を、一様変形場におけるSYS カムクレイモデルの応答により求めたものである。第4章では、典型的な粘土のパラメータとして、表4.3.1 に示す神田地区の材料定数群を用いた。



(a) 鋭敏比（非排水せん断挙動）

(b) 圧縮指数比（一次元圧縮挙動）

図 4.3.1 初期構造の程度の影響（構造劣化指数 $a=0.22$ 一律）



(a) 鋭敏比（非排水せん断挙動）

(b) 圧縮指数比（一次元圧縮挙動）

図 4.3.2 構造劣化速度の影響（初期構造の程度 $1/R_0^*=45.5$ 一律）

初期構造が高位な粘土ほど（図 4.3.1、 $1/R_0^*$: 大）、また構造劣化が速い粘土ほど（図 4.3.2、 a : 大）、非排水せん断時のピークは大きく、圧縮曲線の最急勾配が大きくなる。すなわち大きな残留沈下の原因となる鋭敏比 St や圧縮指数比 Cc/Ccr が大きい粘土は、高位な構造を有し、さらにその構造が劣化しやすい特徴があるとして記述することができる。

なお、第4章以降では、構造の発展則として次式を用いている。

$$\dot{R}^* = JU^* \left\{ (1 - c_s)(-D_v^p) + c_s \sqrt{\frac{2}{3}} \|D_s^p\| \right\}, \quad U^* = \frac{a}{D} R^{*b} (1 - R^*) \quad (4.3.1)$$

ここに、 D_v^p 、 $\|D_s^p\|$ はそれぞれ塑性ストレッチングの体積成分と、偏差成分のノルムを表す。「粘土の構造破壊はせん断よりも圧縮で起こりやすい」という実験事実を再現するために、粘土の場合、 c_s の値を小さくしており、今回の計算条件では $c_s=0.2$ とした。また上式に基づけば、過圧密解消に伴う塑性体積膨張 ($-D_v^p < 0$) は、構造の「高位化 ($R^* \rightarrow 0$)」を引き起こす。粘土は構造の劣化に比べて過圧密の解消が早いため、構造の高位化は非排水せん断であればピーク前に、また一次元圧縮であれば圧密降伏応力前に現れる。また、構造の劣化の速度を決める a は、構造の低位化(劣化)のみならず高位化の速度も支配する。よって、自然堆積粘土のように構造を有した過圧密粘土では、構造劣化速度が大きいほど、構造の高位化に伴いより大きな鋭敏比(ピーク強度)を示すが、その後の構造劣化も速いため同時に圧縮指数比も大きくなる(構造が低位化(劣化)するのみの発展則では、構造劣化速度が大きいほど圧縮指数比は大きくなるが、鋭敏比は小さくなる)。

骨格構造の発展則は「第2の構成式」とも言えるほど重要であるが、塑性変形に伴い構造・過圧密・異方性の3つは同時に発達・消滅するため、実験結果から直接それぞれの発展則を決定することは難しい。しかし、式(4.3.1)で示した構造の発展則は、「鋭敏比が大きかつ圧縮指数比も大きい」という粘土の特徴を同じ枠組みで説明することができ、自然堆積粘土の力学挙動をよく再現する発展則として有効である。

表 4.3.1 解析に用いた粘土の材料定数 (神田地区)

<弾塑性パラメータ>	
圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.29
膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.05
限界状態定数 M	1.90
NCL の切片 N	2.75
ポアソン比 ν	0.1
<発展則パラメータ>	
正規圧密土化指数 m	2.0
構造劣化指数 a	0.22
b	0.65
c_s	0.2
回転硬化指数 b_r	0.001
回転硬化限界定数 m_b	1.0

4.4 原位置初期状態の推定に基づく大きな残留沈下が発生する条件の考察

4.4.1 原位置初期状態の推定法の提案

上記の考察により、大きな残留沈下が発生する粘土の特徴は、室内試験結果より鋭敏比と圧縮指数比が大きい粘土として分類でき、これはSYSカムクレイモデルに基づけば、高位な構造を有し、その構造が変化しやすい粘土として記述できることがわかった。続いて4.4では、この種の粘土では、なぜ原位置での大きな残留沈下を予測することが困難であるのかを検討する。

通常、原位置で起こりうる沈下を予測する場合、現場から採取した不攪乱試料は原位置の粘土と同じ状態にあること、また両者の圧縮特性は等しいことが前提とされている。旧日本道路公団の設計要領に定められている圧密沈下量の簡易予測法(「 Δe 法」)もその一つであり、不攪乱試料の圧縮曲線に対し、盛土載荷に伴う地盤内の応力増分に対する間隙比変化量を求め、沈下量を算定している。この簡易予測法は、多くの現場においてある程度の精度を示してきたが、時には沈下量を小さく見積もることがある。つまり、室内試験で求めた不攪乱試料の圧縮性が、原位置粘土の圧縮性をよく再現する場合もあれば、原位置粘土の圧縮性の方が大きい場合もあり、後者の場合には大きな残留沈下が発生してきた。

一般に、試料の採取・試験機へのセッティング過程では、サンプリングチューブからの押し出しや供試体の成形など、複雑な応力経路を経るため、「乱れの少ない」不攪乱試料といえども、原位置からの状態変化は避けられない。また、乱れは不可逆(塑性変形)であるため、乱れる前の状態に戻す事は原理的に不可能である。しかし、乱れは粘土の「種類」までは変えない。よって4.4では、最も原位置の状態に近い不攪乱試料の室内試験結果に対し、「乱れ」に伴う状態変化を考慮することにより、原位置の粘土の初期状態や力学特性を推定する。そして、原位置粘土と室内試験で求めた不攪乱試料の圧縮性を比較することで、室内試験による沈下予測の難易を調べる。

4.4では、Schmertmann⁷⁾による原位置圧縮曲線の図解法を参考に、原位置粘土の初期状態を推定する。この方法によれば、不攪乱試料の圧縮曲線が図4.4.1の曲線Kuのように得られた場合、原位置圧縮曲線Kは次のように推定される。まず、不攪乱試料は原位置から含水比不変のまま試験機にセットされたと仮定し、室内試験の初期状態(点B')における間隙比 e_0^a が原位置における間隙比になる。よって、土被り圧 σ'_{v0} に相当する点Aが原位置の初期状態となる。続いて曲線Kuの圧密降伏応力 p_c と曲線Kの圧密降伏応力が等しいと仮定し、初期状態(点A)と圧密降伏応力(点D)を曲線Kuの除荷線の傾き C_s と等しくなるように結ぶ。そして圧密降伏応力(点D)と曲線Ku上の初期間隙比の0.4倍の点(点F)とを結ぶことで、原位置圧縮曲線Kを求めている。

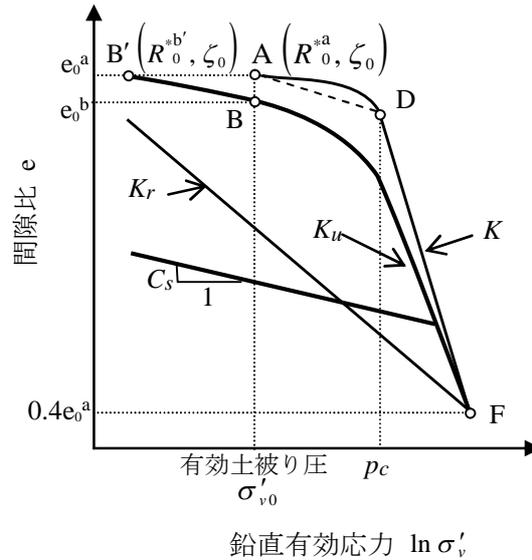


図 4.4.1 Schmertmann による原位置圧縮曲線の図解法

この図解法の詳細は、原著 (Schmertmann⁷⁾) を参考にされたい。ここで、最も重要な点は、圧密降伏応力を示す点 D である。Schmertmann は原位置圧縮曲線の圧密降伏応力について、いくつかの推定方法を提案しながらも言及はしておらず、また乱れに伴い圧密降伏応力は減少するという実験事実を示している。しかし、原位置から室内試験開始までに発生する乱れの程度が正確に分からない限り、不攪乱試料に比べて原位置粘土の圧密降伏応力がどの程度減少しているのかを求めることは難しい。そのため後生の文献 (Terzaghi and Peck.¹⁶⁾) では、不攪乱試料の圧縮曲線 K_u から求めた圧密降伏応力を、そのまま原位置粘土の圧縮曲線 K に適用している。

本論文では、簡易的に上記の図解法に倣うこととし、不攪乱試料の圧縮曲線から原位置の初期状態およびそこから圧縮特性を推定した。SYS カムクレイモデルでは、初期状態を比体積 (v_0) と応力状態 (σ'_{v0} , K_0)、および 3 つの骨格構造 (構造 R^*_0 ・過圧密 R_0 ・異方性 ζ_0) により表現する。原位置粘土の初期状態は、図 4.4.1 の点 A にあるとすれば、比体積 v_0 と鉛直有効応力 σ'_{v0} は決定する。原位置の側圧係数は、4.4 では粘土の一般的な値として一律 $K_0=0.5$ (応力比 $\eta_0=0.75$) を仮定した。そして、3 つの骨格構造については、「不攪乱試料と原位置粘土の圧密降伏応力は等しく」なるように、原位置粘土の圧縮曲線を求め、その時の初期状態から決定した。上記の初期状態量には式(4.4.1)の関係があるため、例えば粘土であれば異方性の発達・消滅が非常に遅い性質を仮定すれば、各々を定量的に求めることができる。表 4.4.1 に、原位置における各初期状態の推定方法を示す。

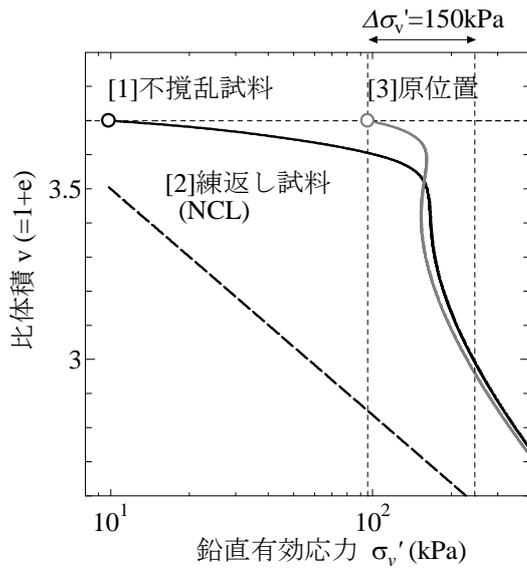
$$N - v_0 - \tilde{\lambda} \ln p_0 - (\tilde{\lambda} - \tilde{\kappa}) \ln \left(\frac{M^2 + (\eta_0 - \zeta_0)^2 R^*_0}{M^2} \frac{R^*_0}{R_0} \right) = 0 \quad (4.4.1)$$

表 4.4.1 サンプル中の乱れを考慮した原位置初期状態の推定法

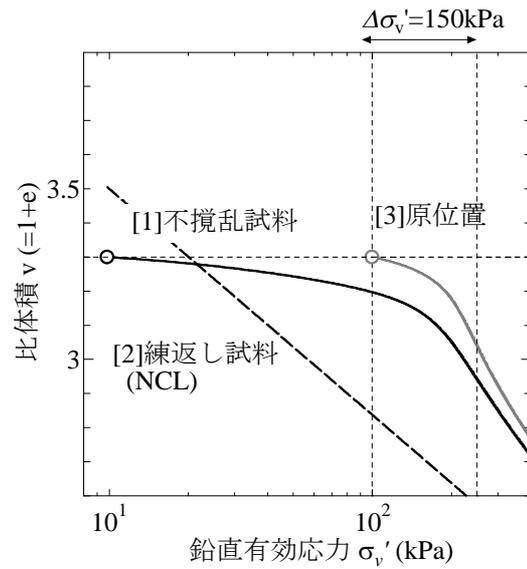
原位置の初期状態量		推定方法
比体積 $v_0 (= 1 + e)$		不攪乱試料の試験開始時の値
応力状態	鉛直有効応力 σ'_{v0}	有効土被り圧
	側圧係数 K_0 (応力比 η_0)	一般的な値 $K_0 = 0.5$ ($\eta_0 = 0.75$)
骨格構造	異方性の程度 ζ_0	不攪乱試料の試験開始時の値
	構造の程度 $1/R_0^*$	上記 4 つの推定値を満たし
	過圧密比 $1/R_0$	不攪乱試料と圧密降伏応力が等しい値

図 4.4.2 は、構造劣化が遅い粘土と速い粘土、初期構造が高位な粘土と低位な粘土に対し、それぞれ [1] 室内試験を想定した不攪乱試料の圧縮曲線 Ku と、[3] 上記の推定方法に基づき推定した原位置粘土の圧縮曲線 K を示す。また各図中には、[2] 完全に骨格構造を喪失した粘土の圧縮曲線 NCL を併記した。

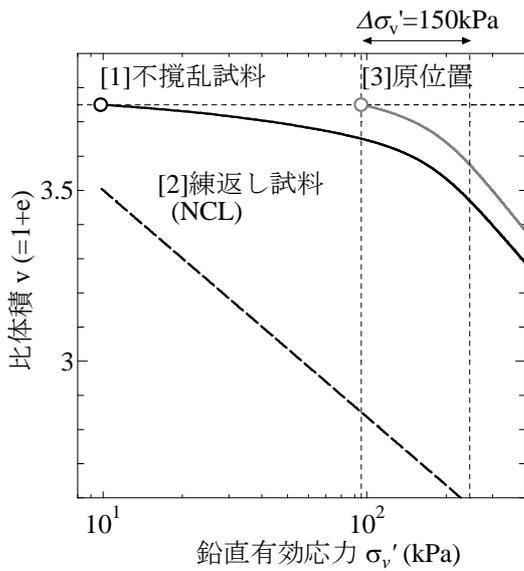
盛土载荷に伴う原位置での応力増分として、 $\Delta\sigma'_v = 150\text{kPa}$ (図 4.4.5 で粘土層中央深度に該当) を想定し、初期土被り圧からの圧縮量を比較すると、図 4.4.2(a) に示すように、「鋭敏比と圧縮指数比が大きい」、すなわち「初期構造が高位でかつ構造劣化が速い粘土」は、原位置粘土の圧縮性の方が室内試験を想定した不攪乱試料の圧縮性よりも大きいことがわかる。



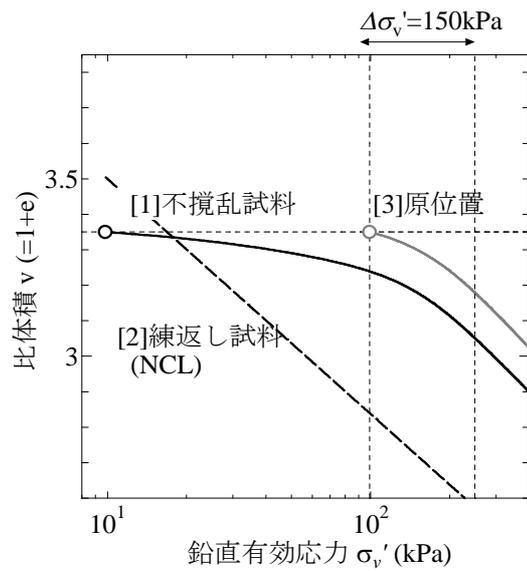
(a)初期構造が高位で構造劣化が速い粘土



(b)初期構造が低位で構造劣化が速い粘土



(c)初期構造が高位で構造劣化が遅い粘土

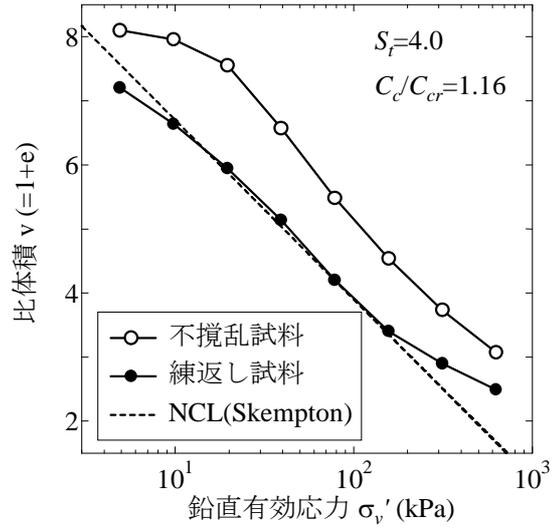
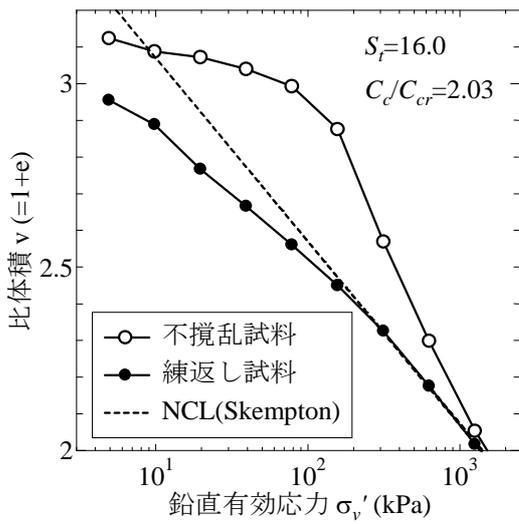


(d)初期構造が低位で構造劣化が遅い粘土

図 4.4.2 不攪乱試料の圧縮曲線と推定される原位置圧縮曲線

図 4.4.3(a) に長期・大沈下を生じた伊勢地区の粘土の圧縮特性を示す。初期に練返し試料に比べて不攪乱試料の圧縮曲線が嵩張った状態（初期構造が高位）にあり、圧密降伏応力以降は、急激にその嵩張りを失っている（構造劣化が速い）ため、不攪乱試料の室内試験から求めた予測沈下量よりも、原位置では大きな沈下が起こった。一方、図 4.4.3(b) に示す長期・大沈下を生じない大沢郷地区の圧縮特性は、練返し試料に比べて不攪乱試料の圧縮曲線が嵩張った状態（初期構造が高位）にあっても、圧密降伏応力以降もなかなか嵩張りが喪失しない（構造劣化が緩慢）。不攪乱試料と原位置粘土の盛土载荷に伴う圧縮性がほぼ等しいため、不攪乱試料の室内試験から求めた沈下の予測値と実測値は比較的良く合う。また、構造が低位な粘土の場合は、そもそも構造劣化の影響が少ないため、サンプリング前後での圧縮性の変化は小さく、その結果、不攪乱試料の室内試験から求めた沈下の予測値と実測値はよく合いやすいことが予想される。

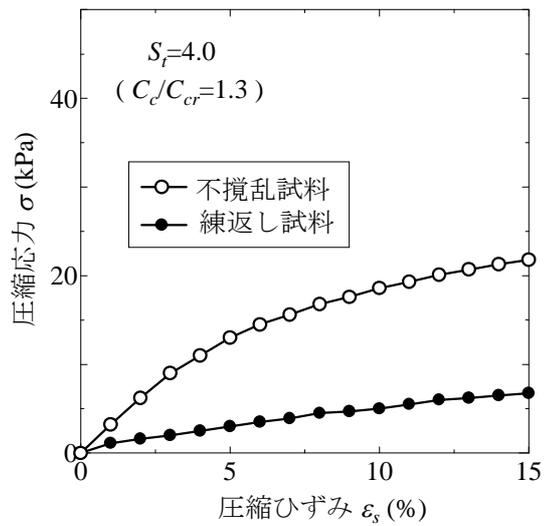
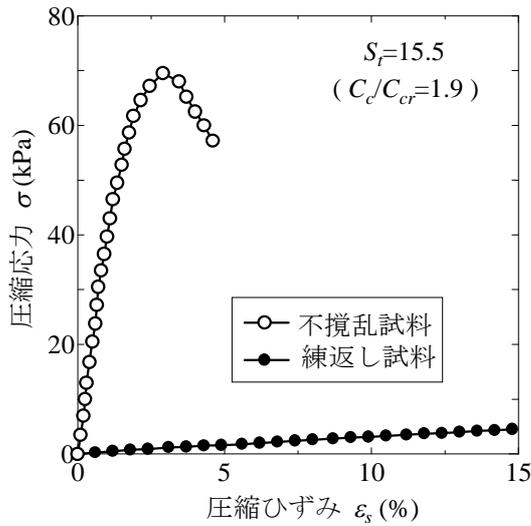
図 4.4.4 は、図 4.4.3 に示した(a)、(b)2 地区の粘土における、練返し試料と不攪乱試料の一軸圧縮試験結果を示す。初期構造が高位でかつ構造劣化が速い(a)伊勢地区のような粘土は、不攪乱試料の応力～ひずみ関係において、初期の立ち上がりが大きく応力のピーク値が早く表れ、その後、急激に強度低下を示している。一方、初期構造は高位であるが構造劣化が遅い(b)大沢郷地区のような粘土は、不攪乱試料の応力～ひずみ関係において、明確な応力のピーク値が見られずダラダラと強度増加し続ける。これらの特徴も、図 4.3.2(a) に示した、構造劣化速度(指数) a との関係によく対応している。



(a) 伊勢地区（初期構造が高位で劣化が速い）

(b) 大沢郷地区（初期構造が高位で劣化が遅い）

図 4.4.3 圧縮曲線の例



(a) 伊勢地区（初期構造が高位で劣化が速い）

(b) 大沢郷地区（初期構造が高位で劣化が遅い）

図 4.4.4 一軸圧縮挙動の例

4.4.2 GEOASIA による盛土載荷に伴う沈下挙動の比較

最後に、**GEOASIA** を用いて盛土載荷を想定した計算を実施し、上記の考察を確認する。本論文では、砂層の下に軟弱粘土層が存在する地盤（神田地区の地盤構成を参考）に、10m の盛土載荷が行われた場合を想定した。そして、「予測値」として λ_e 法による最終沈下量を、また「実測値」として水～土連成有限変形計算による時間～沈下量関係を求め、比較を行った。

表 4.4.2 に、計算に用いた地盤の材料定数と初期値を示す。盛土材は超密な砂、砂層は中密な砂とした。軟弱粘土層は表 4.3.1 と同じ材料定数を用い、図 4.4.2 と同様に、(a)初期構造が高位で構造劣化が速い粘土、(b)初期構造が低位で構造劣化が速い粘土、(c)初期構造が高位で構造劣化が遅い粘土、(d)初期構造が低位で構造劣化が遅い粘土、の計 4 種類の粘土を想定した。そして、簡単のため、粘土・砂各層において、比体積と応力比、構造の程度、異方性の程度は初期には深度方向に一様と仮定し、土被り圧に応じて初期過圧密比を分布させた。

表 4.4.2 計算に用いた材料定数と初期値

	盛土 (密砂)	砂層 (中密)	軟弱粘土層			
			(a)構造高位で 劣化が速い	(b)構造低位で 劣化が速い	(c)構造高位で 劣化が遅い	(d)構造低位で 劣化が遅い
<材料定数>						
$\tilde{\lambda}$	0.063		0.29			
\tilde{k}	0.012		0.050			
M	1.450		1.90			
N	1.51	2.30	2.75			
ν	0.3		0.1			
m	0.15		2.00			
a	10.00		0.22	0.22	0.05	0.05
b	1.00		0.65			
c_s	1.00		0.2			
b_r	0.300		0.001			
m_b	0.65		1.00			
k	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-7}			
ρ_s (t/m ³)	2.65		2.63			
<初期状態>						
e	0.566	1.250	2.70	2.30	2.70	2.30
K_0	0.60	0.60	0.50			
$1/R_0^*$	1.37	4.00	80.0	14.0	80.0	14.0
K_β	0.720	0.720	0.900			

GEOASIA による計算では、盛土は弾塑性体の有限要素で表現し、地盤上に盛土要素を随時追加することで表現した。なお、盛土载荷に伴い地盤の沈下は進行するため、天端高が盛土完成時（120日）で所定高（10m）になるよう調整した。解析に用いた有限要素メッシュ及び境界条件を図4.4.5に示す（詳細は付録A8に示す）。

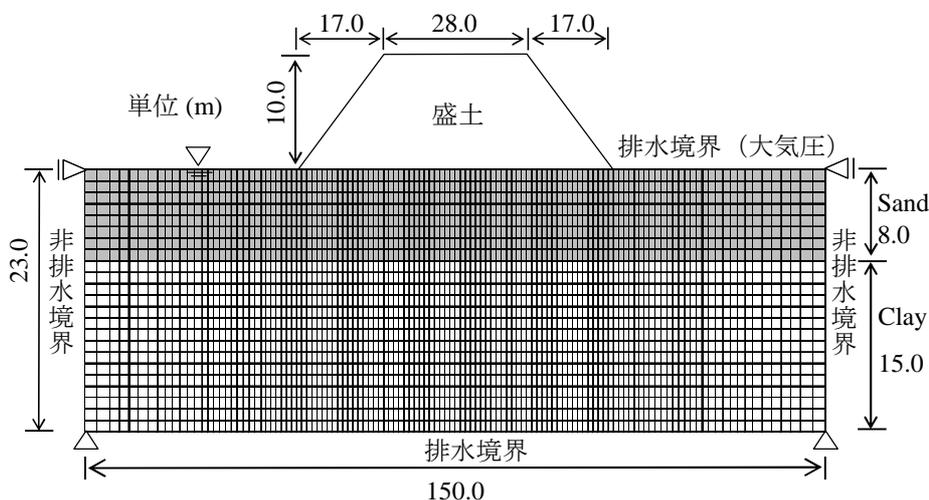


図 4.4.5 有限要素メッシュ及び境界条件

△e法による沈下計算では、粘土層を層厚 3m 毎に 5 層に分割し、各層中心で不攪乱試料の圧縮曲線を想定して、沈下量を計算した。なお本計算では、先に地盤の初期状態から原位置粘土の圧縮曲線を求め、そこから逆に不攪乱試料の圧縮曲線を推定した。

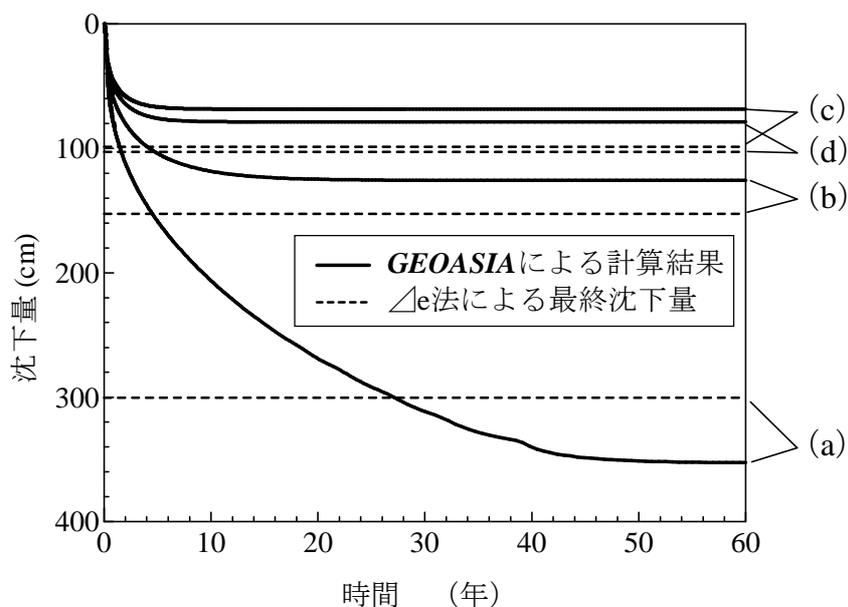


図 4.4.6 △e法と **GEOASIA** による沈下量の比較

図 4.4.6 に、盛土中央直下における沈下量の「予測値（ Δe 法による最終沈下量）」を破線で、また「実測値（**GEOASIA** による時間～沈下量関係）」を実線で示す。(b)～(d)の 3 ケースでは、最終沈下量は「実測値」よりも「予測値」の方が大きくなる。この違いとして、大きく分けると以下の 3 点が考えられる。(1)理論の違い： Δe 法における地盤内の応力増分は弾性理論に基づくが、SYS カムクレイモデルでは土を弾塑性体として表現する点。(2)応力経路の違い： Δe 法では常に一次元圧縮を想定するが、**GEOASIA** による計算では、例えば載荷中は部分非排水、放置中は多次元圧縮などの水～土連成効果が現れる点。(3)載荷条件の違い： Δe 法では分布荷重を瞬間載荷するが、**GEOASIA** による計算では、盛土の剛性や透水性、載荷速度や沈下に追従した余盛荷重などが影響する点。いずれにせよ、(b)～(d)の 3 ケースでは、 Δe 法による沈下予測は、安全側を示した。

一方、(a)初期構造が高位で構造劣化が速い粘土では、(b)～(d)と同様に理論や応力経路、載荷条件の違いがあるにもかかわらず、 Δe 法による最終沈下量よりも原位置では大きな沈下が起こる可能性がある。また、地盤の透水性は(a)～(d)の 4 ケースですべて同条件であるにもかかわらず、(a)では荷重一定放置中に沈下が加速化し、また沈下の継続時間も非常に長く、長期に亘りダラダラと沈下が続く。このような沈下の加速化を伴う遅れ圧密は、第 2 章で述べたように実際に神田地区で観測されている。

4.5 結論

旧日本道路公団の軟弱地盤上への高速道路用盛土の施工実績から、長期に亘り大沈下が生じた軟弱粘土地盤の性状を整理し、長期・大沈下を生じる可能性のある粘土地盤の簡易判定法を提案した。また、SYS カムクレイモデルにより、この種の粘土の力学特性について骨格構造概念に基づく考察を行った。以下に、第 4 章で得られた主な結論を述べる。

- (1) 盛土載荷による応力増分が圧密降伏応力 p_c を跨ぐ（超える）場合に、長期に亘る大沈下が発生する可能性がある粘土地盤の簡易判定法を提案した。この判定法は 2 つの指標からなり、地盤を構成する粘土材料の鋭敏比が 8.0 以上、圧縮指数比が 1.5 以上となる場合、長期・大沈下が生じる可能性がある。圧縮指数比とは、不攪乱試料の圧縮曲線に対して、圧密降伏応力を超えた直後の最急勾配を圧縮指数 C_c とし、練返し試料の圧縮曲線の傾きを C_{cr} とし、 C_c/C_{cr} で定義した。
- (2) 土の骨格構造の働きを記述する弾塑性構成式である SYS カムクレイモデルにより、判定法の 2 つの指標を考察したところ、鋭敏比が大きく、圧縮指数比が大きい粘土は、初期に高位な構造を有し、さらに、構造の劣化も起こりやすい特徴がある。

(3) Schmertmann による原位置圧縮曲線の図解法に倣い、不攪乱試料の室内圧密試験結果から原位置の初期状態を推定する方法を提案した。そして、SYS カムクレイモデルを用いた数値解析により、不攪乱試料の圧縮曲線と原位置粘土の圧縮曲線を算定したところ、初期構造が高位でかつ構造劣化が速い粘土のみ、原位置粘土の圧縮性の方が室内試験を想定した不攪乱試料の圧縮性よりも大きくなった。このことから、長期・大沈下の可能性があると判定される初期構造が高位でかつ構造劣化速度が速い粘土は、遅れ圧密を起すだけでなく、 Δe 法などの簡易沈下予測法では沈下量を低く見積もる可能性があることがわかった。

以上の、(1)～(3)の結論から軟弱地盤上の土構造物の実務設計において、以下を提案する。

- ・ 盛土載荷による応力増分が圧密降伏応力 p_c を跨ぐ（超える）場合に、長期に亘る大沈下が発生する可能性があるかは、地盤を構成する粘土が「鋭敏比 S_r が 8.0 以上、かつ圧縮指数比 C_c/C_{cr} が 1.5 以上」であるかで判定する。
- ・ C_{cr} は液性限界で練り返した試料による圧密試験により求める。ただし、試験が実施できない場合には、Skempton の式： $C_{cr}=0.007\{w_L-10\}$ を用いてよい。
- ・ 長期に亘る大沈下の可能性があると判定された場合は、 Δe 法のような従前の簡易予測法とは異なる方法で、サンプリングに伴う乱れを考慮して原位置粘土が示すより高い圧縮性を推定し、原位置で起こり得る沈下を予測する必要がある。

参考文献

- 1) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K., Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, **42**(5), pp.47-57, 2002.
- 2) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. :Soil-water coupled behavior of saturated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, **34**(1), pp.91-105, 1994.
- 3) Asaoka, A. and Noda, T.: All soils all states all round geo-analysis integration, International Workshop on Constitutive Modeling - Development, Implementation, Evaluation, and Application, Hong Kong, China, pp.11-27, 2007.
- 4) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, **48**(6), pp.771-790, 2008.
- 5) Asaoka, A., Nakano, M., Noda, T. and Kaneda, K.: Delayed compression/consolidation of natural

- clay due to degradation of soil structure, *Soils and Foundations*, **40**(3), pp.75-85, 2000.
- 6) Noda, T., Asaoka, A., Nakano, M., Yamada, E. and Tashiro, M.: Progressive consolidation settlement of naturally deposited clayey soil under embankment loading, *Soils and Foundations*, **45**(5), pp.39-51, 2005.
 - 7) Schmertmann, J.H.: Estimating the true consolidation behavior of clay from laboratory test results, *Proceedings ASCE*, **79** (312), pp.1-26, 1953.
 - 8) 旧日本高速道路株式会社中央研究所：平成 17 年度 粘性土地盤の物性に関する土質調査, 2006.
 - 9) 旧日本道路公団試験研究所：軟弱地盤対策工の評価に関する研究会 報告書, 2004.
 - 10) 旧日本道路公団試験研究所：平成 16 年度 軟弱粘土の動的特性と変形に関する検討, 2005.
 - 11) 財団法人 高速道路技術センター：軟弱地盤工の設計・施工に関する検討報告書, 日本道路公団委託, 2004.
 - 12) 旧日本道路公団：設計要領第一集, 土工編 第 5 章 軟弱地盤上の盛土, pp.5-1-5-100, 1998
 - 13) Osterberg, J. O.:Influences for vertical stresses in a semi-infinite mass due to an embankment loading, *Proc. 4th Int. Conf. SMFE*, 1, pp.393-394, 1957.
 - 14) Skempton, A. W.: Notes On The Compressibility of clays, *Quart. J. Geol. Soc., London, C*, pp119-135, 1944.
 - 15) 田代むつみ, 稲垣太浩, 中野正樹, 野田利弘, 浅岡顕:練返し試料の圧縮曲線に及ぼす試料作製時の含水比の影響, *地盤工学ジャーナル*, **5**(1), pp.81-87, 2010.
 - 16) K.Terzaghi and B. Peck: *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Second edition, John Wiley & Sons, 1967.

第5章 盛土載荷に伴い大きな残留沈下の恐れがある自然堆積粘土地盤の沈下予測

5.1 概説

第4章では、過去の軟弱地盤の実務事例を整理することにより、盛土載荷に伴い大きな残留沈下の発生の可能性のある自然堆積粘土地盤の判定基準として、概ね「圧縮指数比 C_c/C_{cr} (不攪乱試料と練返し試料の圧縮曲線における最急勾配の比) が 1.5 以上、かつ鋭敏比 S_r が 8 以上」を提案してきた。

また、土の骨格構造の働きを記述する弾塑性構成式である SYS カムクレイモデル¹⁾に基づき、この種の粘土ではなぜ大きな残留沈下が発生するのか、その理由を考察してきた。要約すると、以下の3点である。(1)鋭敏比や圧縮指数比が大きい粘土とは、高位な構造(嵩張り)を有ししかもその状態が変化しやすい粘土のことである。(2)この種の粘土は、原位置から試験開始までに受ける「乱れ」により、圧縮性が顕著に低下する傾向がある。(3)よってこの種の粘土は、不攪乱試料の圧縮曲線から求めた予測沈下量よりも、原位置において大きな沈下が発生する可能性があり、その結果大きな残留沈下につながる。

そこで、鋭敏比と圧縮指数比による判定基準に基づき、事前に大きな残留沈下の可能性がある鋭敏な粘土の存在が確認された場合には、従前の予測法とは異なる方法で、乱れの影響を考慮して原位置粘土が示すより高い圧縮性を推定し、起こり得る沈下を予測する必要が生じる。

第5章では、実際に盛土載荷により、現在沈下が進行中であり、かつ第4章で提案した判定基準に抵触した現場に対し、上記の研究成果を適用し沈下の将来予測を試みた。さらに解析では、今後オーバーレイによる縦断修正が行われた場合の対策効果についても検討した。

図 5.1.1 に、第5章で対象とした N 地区における、盛土の載荷履歴と現在までの沈下～時間関係を示す。7.5m の高速道路用盛土に対し、計画当初は、最大 2.1m の沈下が予測されていた。しかし図 5.1.1 に示すように、供用後 4 年現在 (2006 年 9 月)、すでに沈下は 3m を超え、約 70cm もの残留沈下が発生している。沈下曲線の形状からも、まだ沈下に収束傾向は見られない。

また、沈下計測点から縦断方向に約 5m 離れた地点 (図 5.1.2^{2),3)}、点 B、道路としては未使用の天端) の深度 22.5m の粘土層内では、供用後 2 年 (2004 年) においても約 70kPa の、依然として高い過剰間隙水圧が確認されており、今後も沈下は継続することが予想される。

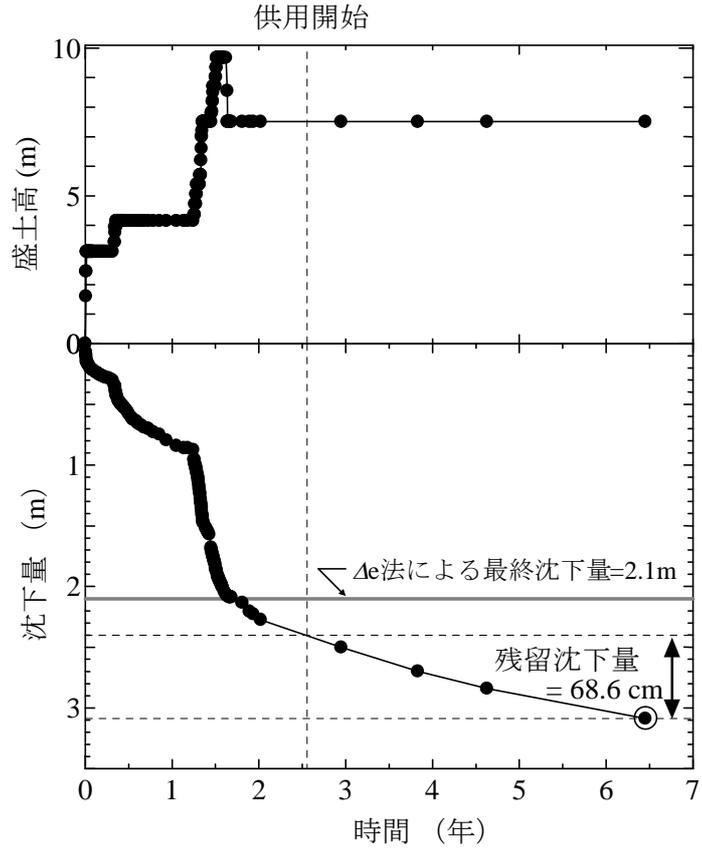


図 5.1.1 N 地区の盛土載荷履歴と沈下実測値 (2006 年 9 月時点)

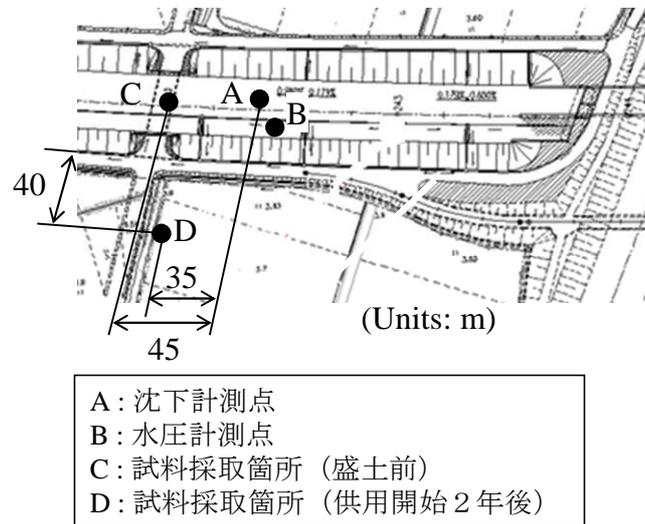
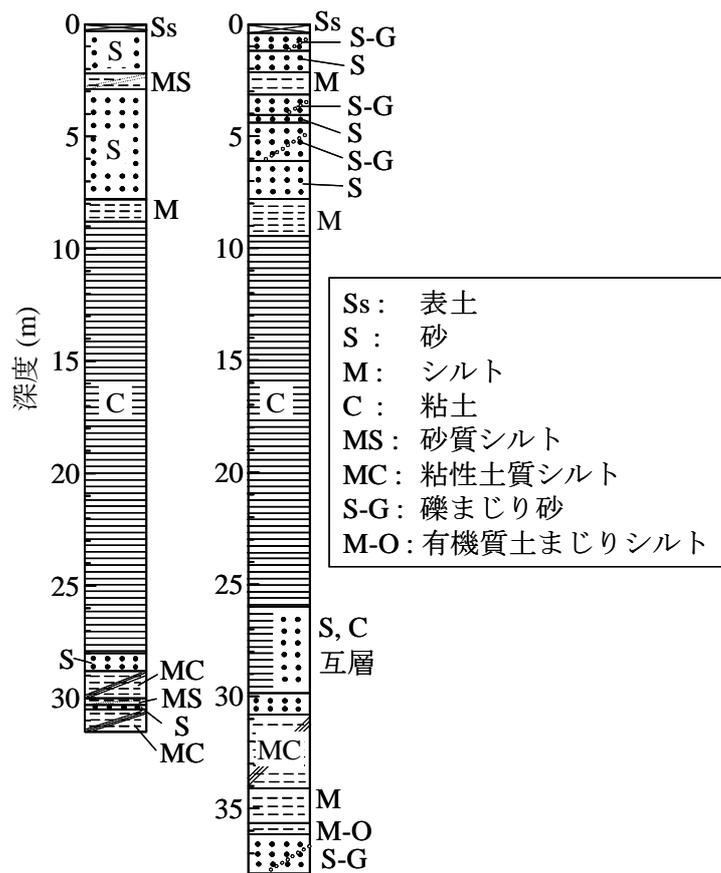


図 5.1.2 沈下計測点付近の平面図

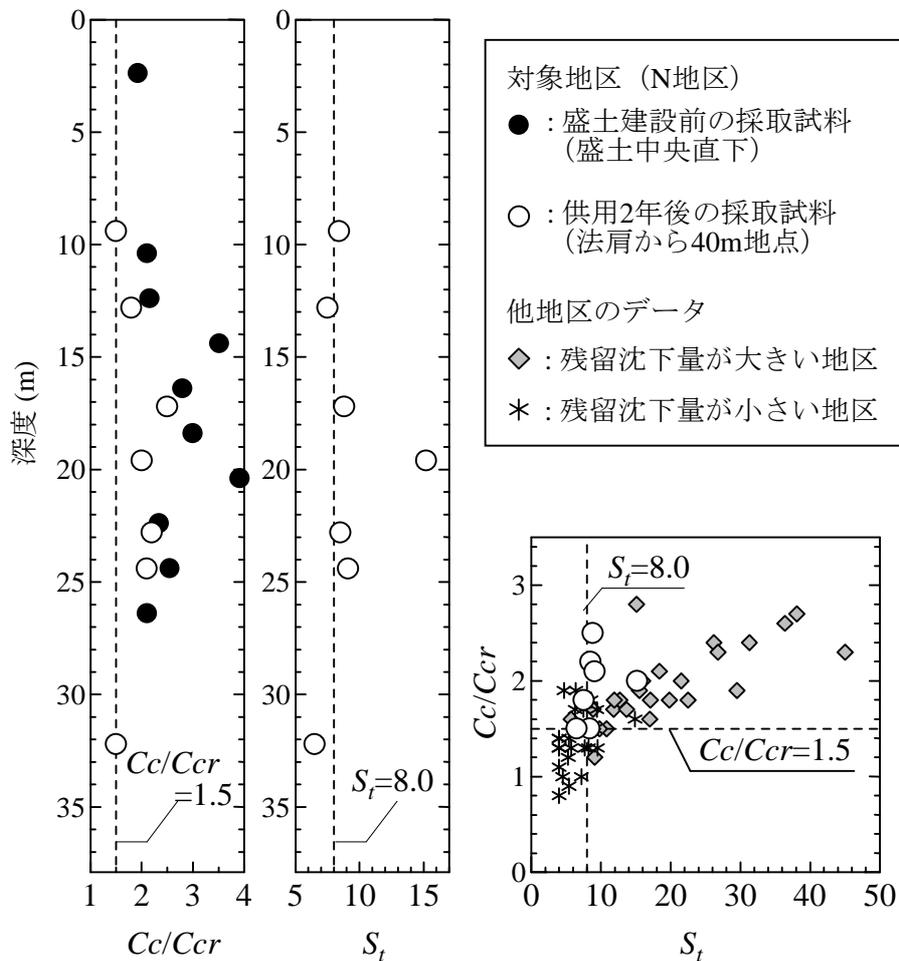
図 5.1.3^{2),3)}に、N 地区の柱状図を示す。(a)は盛土構築前に盛土直下に該当する地点（盛土部、図 5.1.2 点 C）、(b)は供用 2 年後（2004 年）に法尻から 40m 離れた素地地盤（平地部、図 5.1.2 点 D）において、それぞれサンプリング調査が行われた結果である。また、図 5.1.4 は、N 地区の軟弱粘土層の、室内試験結果から求めた(a)圧縮指数比と(b)鋭敏比の分布、および(c)圧縮指数比と鋭敏比による判定（他地区との比較）を示す。黒丸が盛土部³⁾、白丸が平地部²⁾のデータである（盛土部で採取された試料は、練返し試料による一軸圧縮試験が実施されていないため、鋭敏比のデータは無い。また、圧縮指数比における、練返し試料の圧縮曲線の傾き C_{cr} は、統一的に Skempton⁴⁾ の実験式により液性限界より換算している。2 地点の地層構成は非常によく似ていることがわかる。採取位置の違いや、盛土载荷に伴う乱れの影響等も考慮すれば、N 地区の軟弱粘土層は「圧縮指数比が 1.5 以上、かつ鋭敏比が 8 以上」、すなわち、長期・大沈下の可能性がある粘土地盤であると判定できる。

上記のように、N 地区では現在までの観測データからも、また軟弱粘土の特性（圧縮指数比と鋭敏比）からも、今後、長期に亘り大きな残留沈下が発生することが予想される。



(a)盛土部（図 5.1.2 の点 C） (b)平地部（図 5.1.2 の点 D）

図 5.1.3 柱状図



(a) C_c/C_{cr} の深度分布 (b) S_t の深度分布 (c) C_c/C_{cr} と S_t に基づく判定
(他地区との比較)

図 5.1.4 圧縮指数比と鋭敏比

実際、図 5.1.1 に示したように、当地区の粘土は、 Δe 法などの簡易沈下予測法に基づき不攪乱試料の圧縮曲線から算定した沈下量よりも、原位置では大きな沈下が発生している。

そこで第 5 章では、第 4 章の研究成果を N 地区の事例に適用する。具体的には、はじめに不攪乱試料の室内試験結果から材料定数を決定し、原位置粘土が持つより高い圧縮性を推定することにより、地盤の弾塑性性状を確定した。続いて、土骨格の構成式に SYS カムクレイモデルを搭載した水～土骨格連成有限変形解析コード（以下、**GEOASIA**^{5),6),7)}と略記）（詳細は付録 A2 に示す）による変形解析により、当地区で現在までに観測された沈下を再現し今後起こり得る沈下を予測した。

5.2 地盤の層構成の決定

弾塑性性状の確定や変形解析に先立ち、5.2 ではまず始めに、柱状図や物理的性質の深度方向分布を参考に、解析対象領域および地盤の層構成を決定した。なお、以下では、盛土部からの採取試料による試験結果を参考にするが、試験の種類や採取深度によってデータが不足した場合には、平地部で採取された試料による試験結果で適宜補うことにする。詳細は各々示す。

図 5.2.1 は、N 地区の軟弱粘土層の物理的性質の深度方向分布を示す。本解析では、当図および図 5.1.3 の柱状図を参考に、地層構成が判別でき、沈下に支配的な粘土層を含む深度 37.9m までを解析の対象領域とした。そして、4つの砂層と3つの粘土層に、大きく層分割した。なお、深度 2~3m 付近のシルト層は、層厚が薄いため影響は少ないとして、深度 0~7.8m までは一律砂層で表現している。また、盛土構築前³⁾および供用後 2年²⁾に実施されたコーン貫入試験の両方において、深度 15m 付近に周囲の粘土層よりも硬い薄層の存在が確認されているため、この層を 50cm の砂層で表現した。

続いて、軟弱粘土層の物理的性質に注目すると、土粒子密度や液性・塑性限界など、土の種類に固有の値には、ある程度の分布が見られる。特に、砂層に近い粘土は、液性限界は小さく密度が大きい傾向があり、堆積環境の違いにより砂に近い粘土になっていることが予想される。本来であれば、土粒子密度や液性・塑性限界の違いに応じて、すべて異なる種類の粘土材料として表現すべきであるが、採取深度や試験の実施本数には限度があるため、あらゆる深度の粘土に対し、材料定数を精緻に決定することは不可能である。そこで本解析では簡単のため、粘土層は基本的に、すべて同じ「種類」であるとみなし、「状態」である「初期値」を深度方向に分布させることで、図 5.2.1 の深度方向分布の特徴を表現することにした。そして、初期比体積 v_0 の分布を参考に、粘土層を Clay-1~Clay-7 の 7つに分割した。

- : 不攪乱試料の標準圧密試験における初期状態
- * : 含水比試験の結果

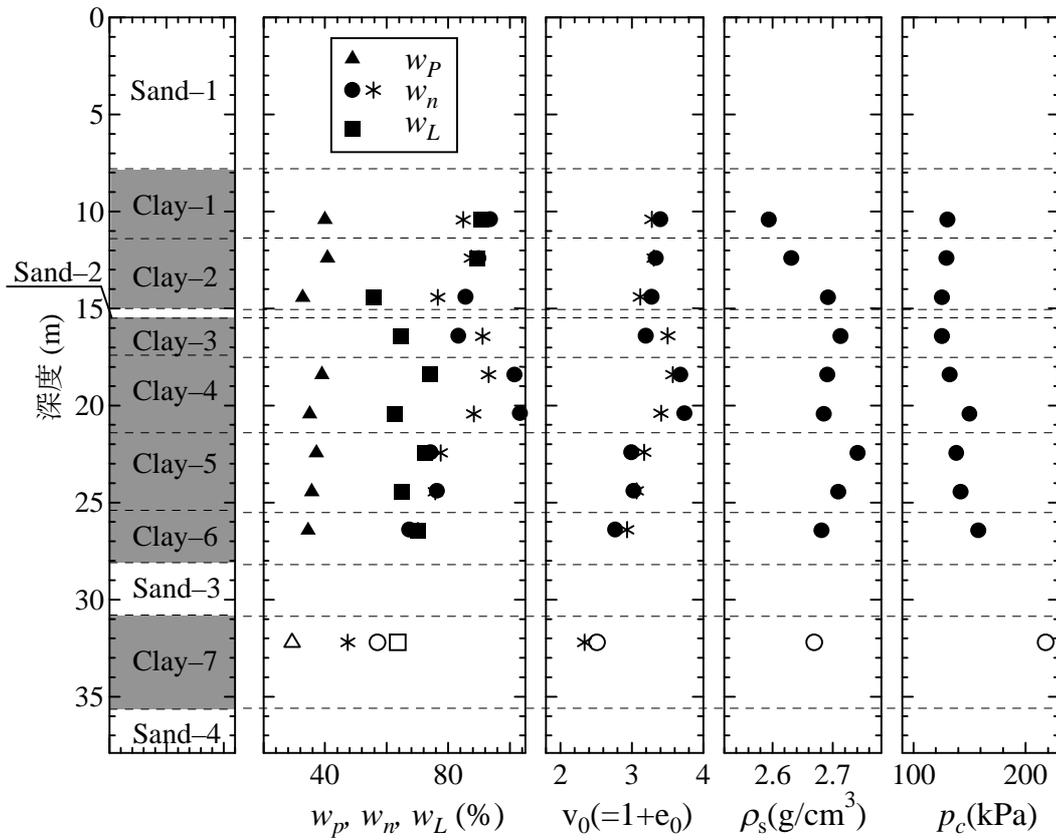


図 5.2.1 軟弱粘土層の深度方向の物性分布と層構成の決定

※Clay-7 層のみ平地部からの採取試料の結果を利用,
 その他の層は盛土部からの採取試料の結果を利用

5.3 軟弱粘土の室内試験結果および SYS カムクレイモデルに基づく材料定数の決定

続いて、各種室内力学試験結果を、SYS カムクレイモデルにより再現することで、地盤の材料定数を決定した。ただし、砂層・盛土については採取試料による力学試験が実施されていないため、一般的な砂として、珪砂 6 号の材料定数を用いた。詳細は 5.5 で後述し、ここでは、軟弱粘土の室内試験結果について述べる。

図 5.3.1 は、平地部からの採取試料による、練返し試料の段階荷重圧密試験の結果を示す。なお、Clay-6、Clay-7 に該当する深度からの採取試料では、当試験が実施されていない。第 3 章で示したように、N 地区のように液性限界よりも自然含水比が大きい粘土は、自然含水比での練返しでは、完全に構造が喪失することなく嵩張った挙動を示す傾向があり、液性限界付近の含水比で練返すことが望ましい。しかし、図 5.3.1 の試験を実施した当時、上述のような練返し試料の作製方法が未確立であったため、特に低圧の鉛直有効応力下においては、試料作製時の含水比の違いに起因して残存した構造の影響が除去できず、圧縮曲線の傾きにばらつきが大きい。また、図 5.2.1 の物性値が示すように、Clay-1～Clay-5 まで各深度の粘土は元々材料特性が異なるため、高鉛直有効応力下ではほぼ同一の傾きが得られているものの、1本の線には収束しない。そこで第 5 章では、これら残存した構造の影響を考慮し、さらに全ての深度の粘土を等しい材料として扱うために、図 5.3.1 に示すような 1本の NCL を設定した。すなわち、傾きは高圧の鉛直有効応力下における平均的な値、切片は全ての試験結果の下側に NCL が位置する値として、全ての試験結果を比較的整合して表現できる値を求めた。その結果、練返し試料の等方圧密時の正規圧密線の傾きと平均有効応力 $p'=98.1\text{kPa}$ 時の切片をそれぞれ $\tilde{\lambda} = 0.24$ 、 $N = 2.50$ を得た。

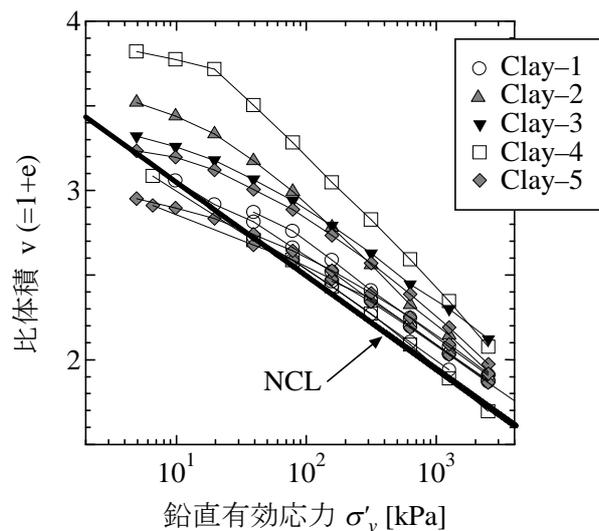


図 5.3.1 練返し試料の段階荷重圧密試験結果

図 5.3.2 は、不攪乱試料の段階荷重圧密試験結果を示す。Clay-1～Clay-6 は盛土部から採取した試料、Clay-7 は平地部から採取した試料による。図 5.3.1 で設定した NCL に対して、全ての粘土の圧縮曲線が漸近していく様子が見て取れ、設定した NCL が妥当であったことがわかる。ただし、高鉛直有効応力下における圧縮曲線の NCL への漸近の程度は粘土層毎に異なることがわかる。例えば、初期間隙比が大きな Clay-4 層は、圧密応力が増加しても NCL より上側の嵩張った状態を保つのに対し、初期間隙比が小さな Clay-6 層は、圧密降伏応力以降に急激に嵩張りを喪失し NCL に漸近する。そこで第 5 章では、これらの特徴を、後に決定する構造劣化指数 a の違いにより表現した。

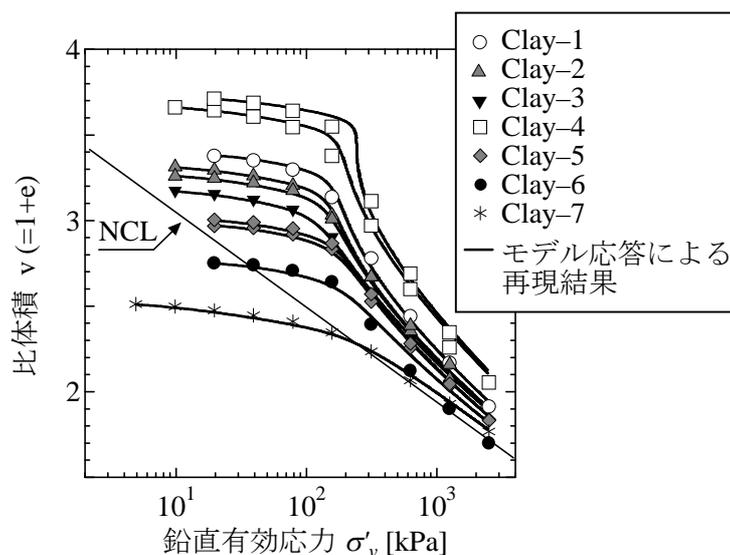
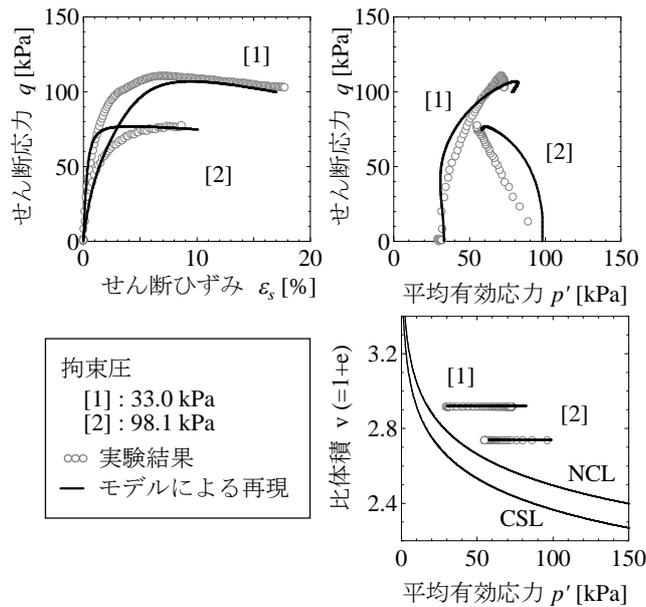


図 5.3.2 不攪乱試料の段階荷重圧密試験結果と SYS カムクレイモデルによる再現結果

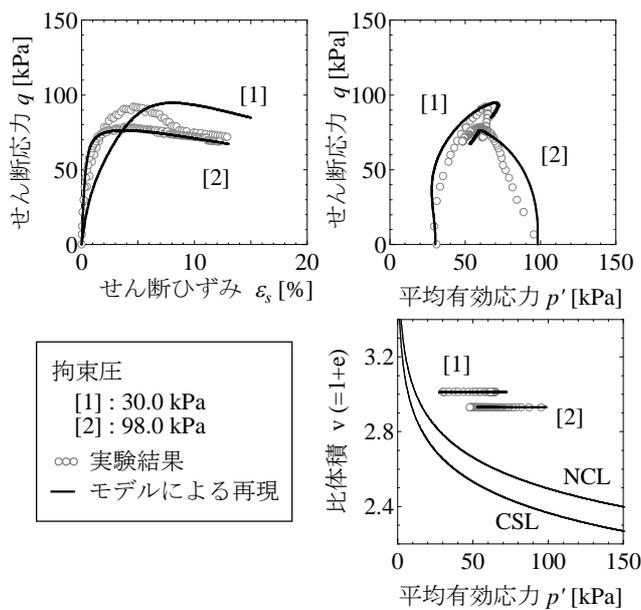
NCL を規定する $\tilde{\lambda}$, N 以外の材料定数については、図 5.3.2 の不攪乱試料による段階荷重圧密試験結果と、図 5.3.3 に示す不攪乱試料による非排水三軸試験結果の両方を、SYS カムクレイモデルの応答により再現することで決定した。すなわち、全ての深度の粘土は、基本的に同じ「種類」であるとの仮定に基づき同一の材料定数を用い、室内試験開始時の初期値のみを試験毎に変更することで、表現可能なパラメータを試行錯誤的に求めた。再現結果を各図中に太実線で示す。また、表 5.3.1、表 5.3.2 には、決定した材料定数と、各試験開始時（段階荷重圧密試験では初期圧密応力での圧密終了時、非排水三軸試験では、等方圧密終了後せん断開始時）における初期構造の程度を示す。当地区の粘土は、全体的に構造の劣化が速く、特に上部の粘土層ほど構造が高位であり、乱れに対して鋭敏で大きな残留沈下の可能性があることがわかる。また、砂層に近い粘土層ほど構造は低位で劣化が速い、すなわちより砂らしい傾向が表現された。なお、表 5.3.2 の室内試験結果からわかるように、試料の採取箇所や試験の種類に応じて、例え同一深度の粘土であっても、試験開始時の構造の程度は異なる。すなわち、図 5.1.4 の傾向にもよく一致しているが、平地部の試料は盛土部の試

料に比べて全体的に構造が低位であり、法尻から 40m 離れた箇所においても盛土載荷の影響があることが考えられる。

また、段階載荷圧密試験に比べて三軸試験は、供試体作製時により乱れを受けやすいことも予想される。このように、不攪乱試料といえども、室内試験の開始時までには何らかの乱れを受けており、原位置とは状態が異なる。よって、次の 5.4 では、不攪乱試料の試験結果に乱れの影響を考慮し、原位置地盤の初期状態を推定する。



(a) Clay-1



(b) Clay-4

図 5.3.3 不攪乱試料の非排水三軸試験結果と SYS カムクレイモデルによる再現結果

表 5.3.1 決定した軟弱粘土の材料定数

＜弾塑性パラメータ＞	
圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.24
膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.055
限界状態定数 M	1.30
NCL の切片 N	2.50
ポアソン比 ν	0.1
＜発展則パラメータ＞	
正規圧密土化指数 m	1.0
構造劣化指数 a	表 5.3.2
b	0.75
c_s	0.2
回転硬化指数 b_r	0.001
回転硬化限界定数 m_b	1.0

表 5.3.2 各層の不攪乱試料の室内試験における初期構造の程度 $1/R_0^*$ と構造劣化指数 a

層	採取箇所	力学試験の種類	$1/R_0^*$	a
Clay-1	盛土部	段階载荷圧密試験	140.0	0.3
	平地部	非排水三軸試験 [1]	15.7	
	平地部	非排水三軸試験 [2]	4.0	
Clay-2	盛土部	段階载荷圧密試験	70.0	0.33
	盛土部	段階载荷圧密試験	50.0	
Clay-3	盛土部	段階载荷圧密試験	25.0	0.33
Clay-4	盛土部	段階载荷圧密試験	1550.0	0.22
	盛土部	段階载荷圧密試験	600.0	
	平地部	非排水三軸試験 [1]	22.0	
	平地部	非排水三軸試験 [2]	13.0	
Clay-5	盛土部	段階载荷圧密試験	18.0	0.4
	盛土部	段階载荷圧密試験	15.0	
Clay-6	盛土部	段階载荷圧密試験	5.0	0.5
Clay-7	平地部	段階载荷圧密試験	1.1	0.8

5.4 原位置粘土の初期状態の推定

図 5.1.4 の鋭敏比と圧縮指数比、および不攪乱試料の室内試験結果より、N 地区の粘土は乱れに鋭敏であり、原位置の粘土は室内の不攪乱試料よりも圧縮性が高い可能性があることが明らかとなった。そこで、ここでは不攪乱試料の段階載荷圧密試験結果に対し、第 4 章で提案した Schmertmann⁸⁾による原位置圧縮曲線の図解法を参考に、乱れの影響を考慮することで、原位置粘土の初期状態を推定した。

第 5 章では、原位置地盤の圧縮性を過小評価しないように推定するために、不攪乱試料による段階載荷圧密試験結果が同一層内で複数ある場合には、より乱れの少ないと思われる試験、すなわち室内試験初期状態において、初期比体積が大きく構造が高位な試験の結果を参考にした。また、原位置の初期比体積 v_0 は、段階載荷圧密試験の試験開始時の値を基本としたが、図 5.2.1 に示すように Clay-3, 5, 6 層では、別途実施された含水比試験でより大きな比体積が観測されているため、その値を採用した。

図 5.4.1 に、Clay-1~7 層の、不攪乱試料による段階載荷圧密試験結果を白丸で、推定した原位置の圧縮曲線を黒太線で示す。各図中には、不攪乱試料の採取深度における有効土被り圧 σ'_{v0} および不攪乱試料の見かけの p_c も併記した。室内試験開始時に構造が高位であった、Clay-1,2,4 層は、不攪乱試料よりも原位置粘土の方が、圧縮性がより高いことがわかる。また、Clay-3, 5, 6 層は、含水比試験で観測されたより大きな初期比体積を採用したことで、原位置粘土の圧縮性がより大きく推定された。特に、Clay-3, 4 層では、圧密降伏応力以降に平均有効応力が一定のまま急激な比体積の減少（大圧縮）を示し、過剰間隙水圧の消散を遅らせる原因の層となることが予想される。

図 5.4.2 に、推定した地盤の初期値分布を示す。本解析では簡単のため、構造の程度・比体積・異方性の程度・応力比は各層毎に深度方向に均一とし、土被り圧に応じて過圧密比の分布を決定した。また、砂層については、採取試料による室内力学試験が実施されていないため、現場データを参考に単位体積重量が 18kN/m^3 の中密砂になるように、初期値を設定している。軟弱粘土層の初期構造の程度に着目すると、不攪乱試料の室内試験開始時（表 5.3.2）に比べて、推定した原位置粘土の初期状態はより高位な構造を有していることがわかる。すなわち、乱れに鋭敏な粘土では、原位置からのサンプリング～試験開始時までの乱れによる構造の低位化は、無視できないほど顕著であると言える。

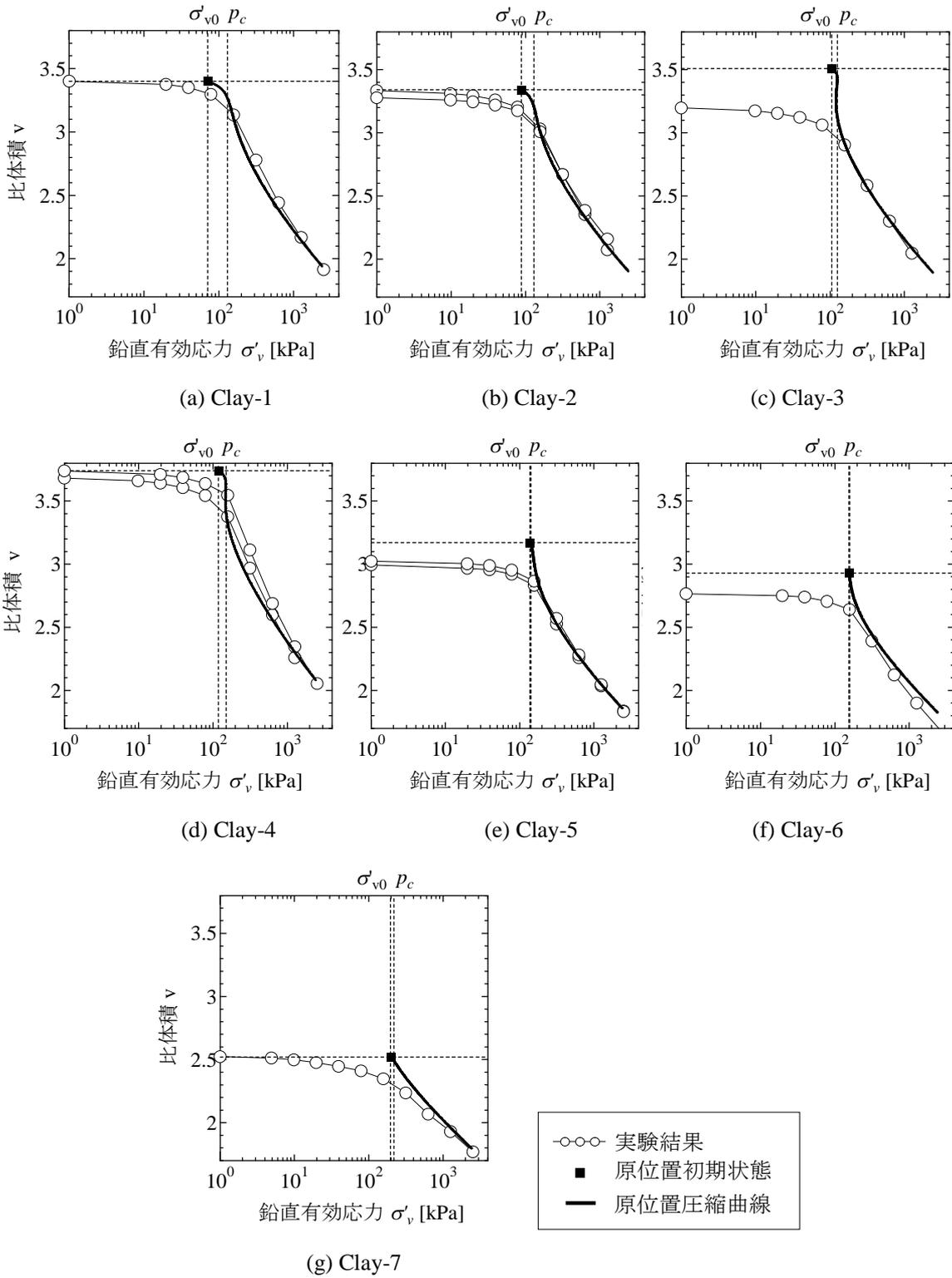


図 5.4.1 原位置圧縮曲線の決定

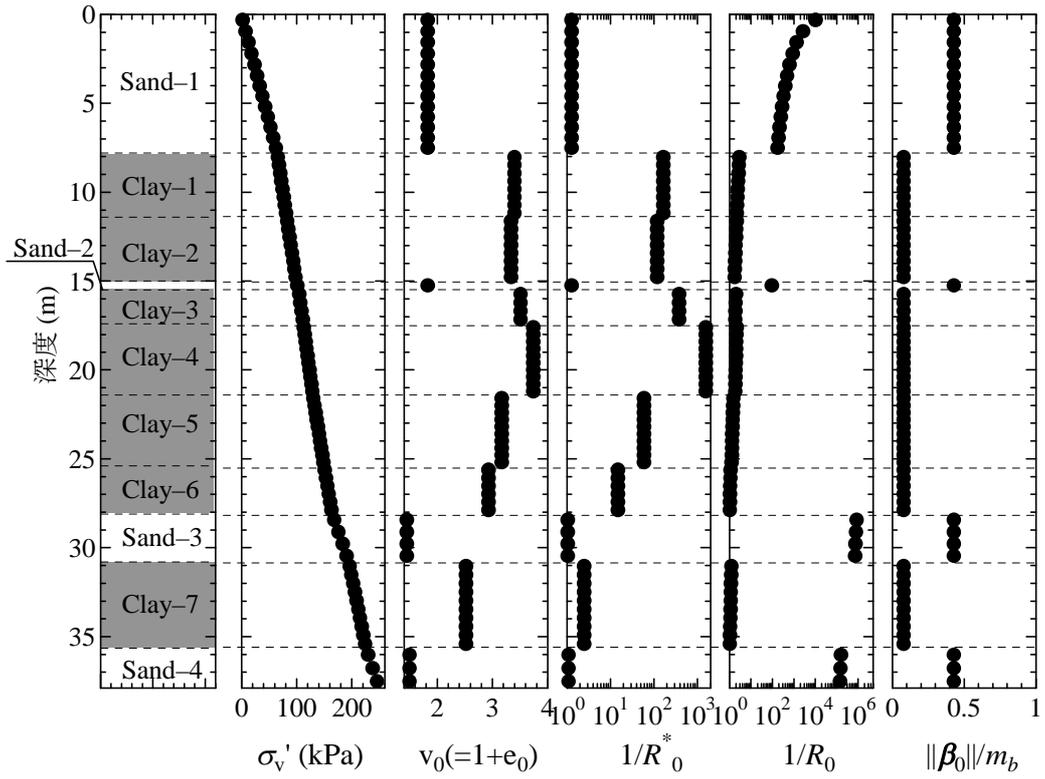


図 5.4.2 決定した原位置初期状態の深度方向分布

5.5 解析条件の設定

続いて、上記で決定した材料定数および原位置初期値を用いて、**GEOASIA**による変形解析を行った。詳細は付録2に示す。表5.5.1に、解析に用いた盛土と地盤の材料定数および初期値を示す。地盤については、表5.3.1および図5.4.2で決定した値である。盛土は、現場データを元に、単位体積重量が 20kN/m^3 の密砂を想定した。

地盤の透水係数は、砂層は粒度分布を参考に、Sand-1層およびSand-4層は透水性の高い礫混じりの砂、Sand-3は透水性がやや低い細砂が主体の砂、さらにSand-2層は非常に透水性の低いシルト分が多い砂として表現した。特にSand-2層は、層厚も薄く連続性も乏しいこと、また供用後に盛土法肩で実施されたボーリングデータからも排水層として寄与していないことが確認されているため、周辺の粘土層とほぼ等しい透水性であるとして表現した。粘土層は、不攪乱試料の段階載荷圧密試験結果や細粒分含有率を参考にしながら、現在まで観測されている沈下をよく再現するような値を想定した。なお簡単のため、砂・粘土とも透水係数は間隙比変化に伴わず、常に一定値とした。

図5.5.1に、解析に用いた地盤の有限要素メッシュおよび境界条件を示す。解析は、平面ひずみ条件と地盤および盛土の左右対称性を仮定し、半断面を解析領域とした。地盤の解析範囲は、鉛直方向は先にも述べたとおり 37.9m とし、水平方向は盛土荷重載荷の影響が無視できる十分な距離を考え盛土中央部から 200m とした。また、水理境界条件は、地表面および盛土天端・法面は水位面と一致するように水圧を常にゼロとし、地盤下端面と左右側面は非排水境界であるとし、砂層のみ右側面を常に静水圧と等しい排水境界と設定した。これは、N地区の地下水位が、平地部であれば地表面付近、盛土部であれば盛土内部と、比較的高い水位が観測されていること、また深度 37.9m 以深はシルトや細砂から成る透水性が悪い層が続くことを再現している。また、砂層内では、過剰間隙水圧が瞬時に消散し静水圧状態にあるとした。

N地区では、図5.1.1に示すように、(1)3段階の載荷と放置（載荷速度は図5.5.2参照）を繰り返し所定の盛土高 7.51m まで載荷、(2) 2.17m のプレロード盛土をさらに23日で載荷した後39日放置、(3)プレロード荷重をすべて取り除き盛土を完成、(4)荷重一定のまま圧密終了まで放置（この地点では縦断修正のためのオーバーレイは実施されていない）、という載荷履歴が地盤に与えられている。解析では、地盤上に弾塑性体の盛土要素を随時追加・除去⁹⁾することで、これらの載荷履歴をできるだけ忠実に再現した。なお、盛土載荷に伴い、地盤の沈下は進行するため、各段階において天端高が盛土載荷終了時に所定高になるように調整した。このように、沈下を追随して盛土荷重（盛土高）を設定する方法は、現場の施工荷重をより忠実に再現するものと考えられる。図5.5.2に、盛土完成時（プレロード荷重除去時）の盛土要素と、各段階の盛土の施工速度を示す。

表 5.5.1 材料定数と初期値

	盛土	Sand-1	Clay-1	Clay-2	Sand-2	Clay-3	Clay-4	Clay-5	Clay-6	Sand-3	Clay-7	Sand-4
<弾塑性パラメータ>												
$\tilde{\lambda}$	0.05	0.05	0.24		0.05	0.24				0.05	0.24	0.05
$\tilde{\kappa}$	0.012	0.012	0.055		0.012	0.055				0.012	0.055	0.012
M	1.0	1.0	1.3		1.0	1.3				1.0	1.3	1.0
N	1.98	1.98	2.5		1.98	2.5				1.98	2.5	1.98
ν	0.3	0.3	0.1		0.3	0.1				0.3	0.1	0.3
<発展則パラメータ>												
m	0.06	0.06	1.0		0.06	1.0				0.06	1.0	0.06
a	2.2	2.2	0.3	0.33	2.2	0.33	0.22	0.4	0.5	2.2	0.8	2.2
b	1.0	1.0	0.75		1.0	0.75				1.0	0.75	1.0
c_s	1.0	1.0	0.2		1.0	0.2				1.0	0.2	1.0
b_r	3.5	3.5	0.001		3.5	0.001				3.5	0.001	3.5
m_b	0.7	0.7	1.0		0.7	1.0				0.7	1.0	0.7
ρ_s (t/m ³)	2.65	2.65	2.64		2.65	2.64				2.65	2.64	2.65
k_0 (cm/sec)	1×10^{-5}	1×10^{-2}	4×10^{-7}	2×10^{-7}	1×10^{-7}	1×10^{-8}	1×10^{-8}	1×10^{-7}	4×10^{-7}	1×10^{-4}	1×10^{-6}	1×10^{-2}
<初期状態>												
v_0	1.57	1.83	3.40	3.34	1.83	3.51	3.74	3.17	2.93	1.45	2.52	1.50
$1/R_0^*$	1.2	1.3	165	120	1.3	380	1580	60	15	1.05	2.5	1.1
η_0	0.54	0.54	0.75		0.54	0.75				0.54	0.75	0.54
ζ_0	0.34	0.34	0.1		0.34	0.1				0.34	0.1	0.34

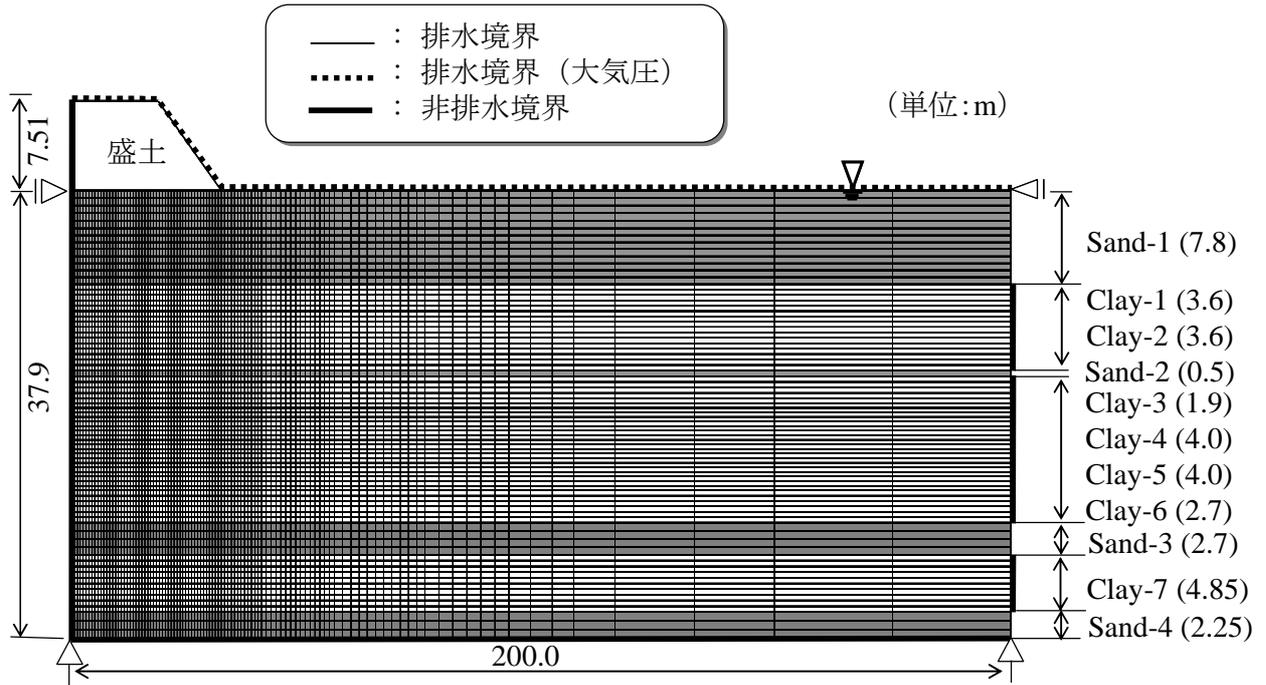


図 5.5.1 有限要素メッシュと境界条件

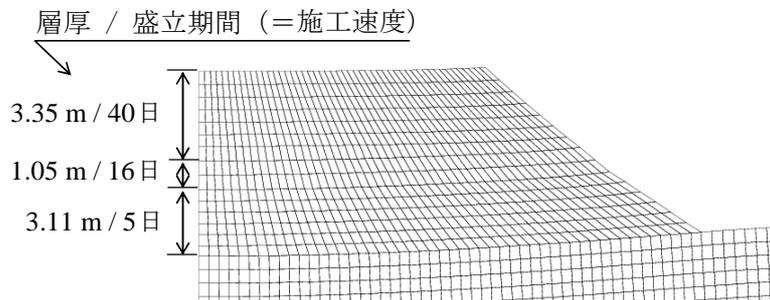


図 5.5.2 盛土完成時の盛土要素と各段階の施工速度

5.6 解析結果

図 5.6.1 に、解析より得られた盛土中央直下の時間～沈下関係を示す。参考のため、載荷履歴も再掲する。また、時間軸を(a)対数軸と(b)実数軸の両方で示す。解析ではまず始めに、現在までの実測値を再現するように、粘土層の透水係数のみを調整し、続いて同じパラメータのまま計算を続けることで、その後の沈下挙動を予測した。

第 4 章の提案に従い原位置粘土の持つより高い圧縮性を推定した結果、当地区で現在までに観測された大きな沈下量をよく再現し、今後起こり得る大きな残留沈下を記述できた。圧密終了を盛土中央直下における沈下量が 1mm/year 以下になった時点と定義すると、N 地区では今後、78 年に亘り約 1.3m の大きな沈下が発生することが予想される（供用開始時(2002 年 9 月)から換算すると、約 2.0m の残留沈下）。図 5.6.1 には、 Δe 法に基づき、不攪乱試料の圧縮曲線から換算した予測沈下量 (2.1m) を点線で示すが、この値と比較して原位置の粘土は、地盤全体で見ると最終的に約 2 倍もの大沈下を示す可能性があることがわかる。

図 5.6.1 の沈下観測点は、図 5.1.2 に示すように橋脚やボックスカルバートなどの周辺構造物からやや離れているため、盛立て開始 (2000 年 4 月) から 6.5 年 (供用後 4 年) までに縦断修正のためのオーバーレイはまだ実施されていない。しかし、今後長期にわたり継続的に残留沈下が進行することを考えると、何らかの維持・補修は不可欠である。

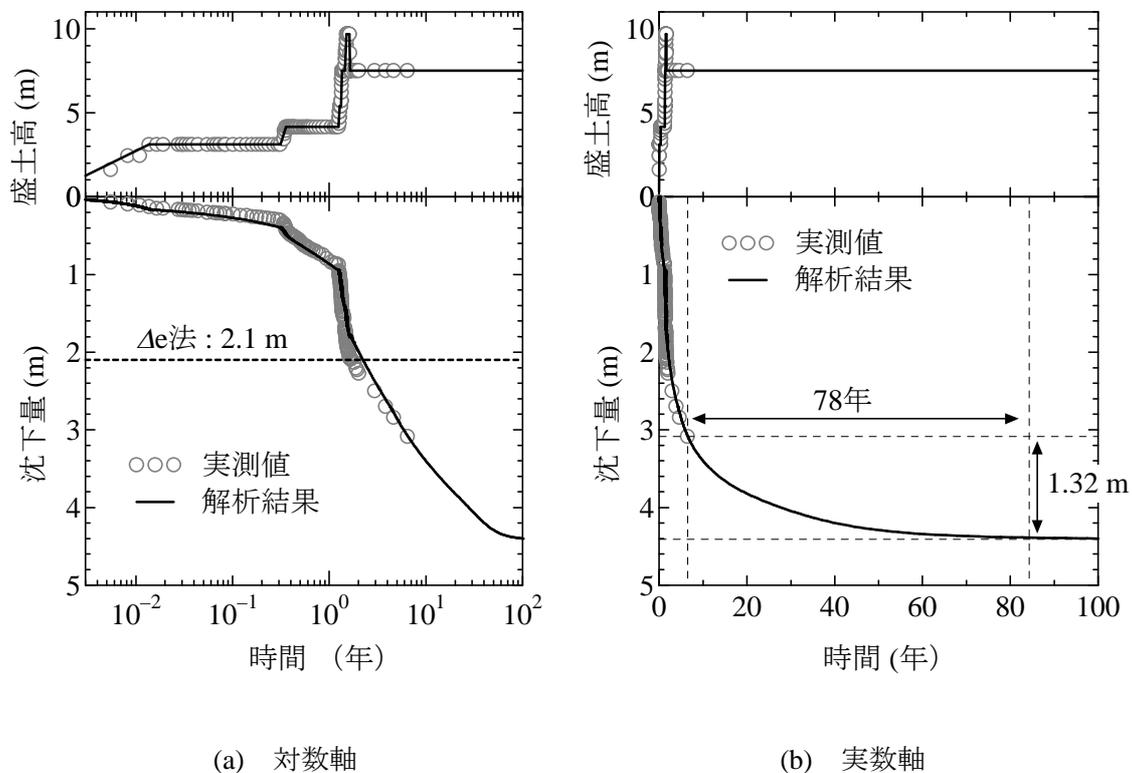


図 5.6.1 盛土中央直下における時間～沈下関係

図 5.6.2 は、盛立て開始から 4.7 年（供用後 2.2 年）における、間隙水圧の解析値と、深度 22.5m における電気式間隙水圧計による実測値を示す。図中には、第一帯水層の地下水位をストレーナーパイプで観測した静水圧 (+1.1m) を併記した。観測された沈下曲線を再現した結果、間隙水圧についても観測値がよく再現された。

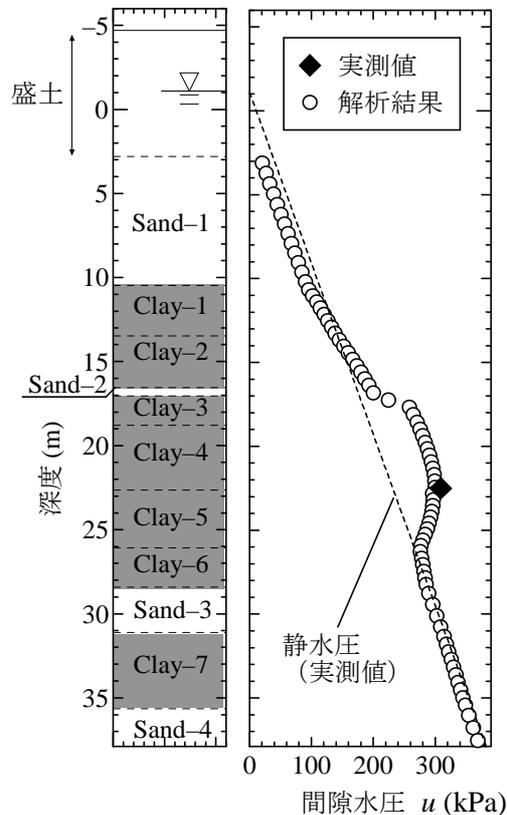


図 5.6.2 間隙水圧分布

(盛立て開始から 4.7 年（供用後 2.2 年）)

図 5.6.3 は、間隙水圧の測定深度に該当する Clay-4 層の粘土要素の挙動を示す。図中、(b) 点が間隙水圧測定時に相当するが、この要素はこの時点ではまだ、圧密降伏応力に達しておらず、盛土载荷に伴い発生した高い過剰間隙水圧を保持した状態にある。その後、約 15 年経ってようやく圧密降伏応力に達すると、急激な構造破壊 ($1/R^*$ の低下) が始まり、塑性圧縮を伴う軟化に起因して、平均有効応力の減少が起こる。その結果、(c)→(d) の時間では、一度消散し始めた間隙水圧が再び上昇する様子も見られ、さらに間隙水圧の消散が遅れる。そして、長い時間をかけて構造を破壊させながら、ほぼ一次元圧縮に近い圧密変形を示し、土骨格の変形は終了する。

このように、最も構造が高位で圧縮性の高い Clay-3、Clay-4 層では、排水層からの距離が遠く、透水性が小さいことに加え、図 5.6.3 に見られるような有効応力一定での大圧縮に起因して間隙水圧の消散が遅れるため、大きな沈下が長期に亘りダラダラと続く¹⁰⁾。

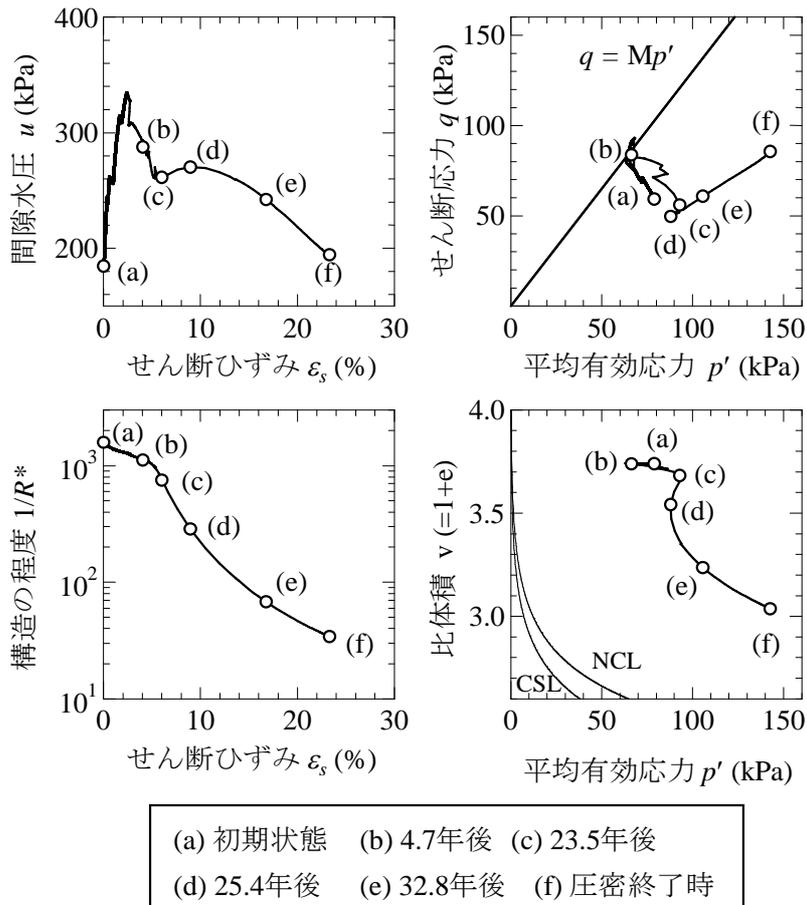


図 5.6.3 要素の挙動 (深度 22.5m, Clay-4)

図 5.6.4 は、盛立て直後および圧密終了時の地表面の変形を示す。また図 5.6.5 は、圧密終了時の盛土の変形図と側方変位を示す。圧密終了時では、盛土中央から約 75m、盛土法尻からでは約 50m 離れた地点まで、盛土側に引きこまれる形で地表面沈下が生じており、盛土載荷により周辺地盤にも広範囲にわたって影響がおよぶことがわかる。よって、今後 N 地区では、盛土周辺の田畑や生活道路、排水路などの補修工事も必要となることが予想される。実際にこの現場では、盛土構築後に定期的に、田んぼの水面調節のための工事がなされている。地盤内の側方変形は、特に構造が高位な Clay-1~Clay-4 層において、盛土構築後にゆっくりと盛土外側へ変形が生じているが、法尻から 30m 離ればほとんど変形していないことがわかる。

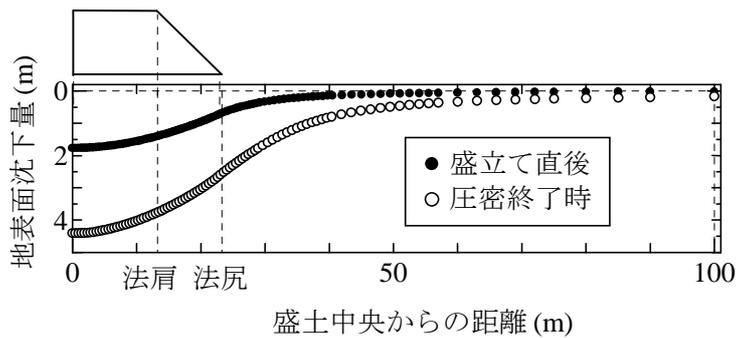


図 5.6.4 盛立て直後と圧密終了時の地表面変形

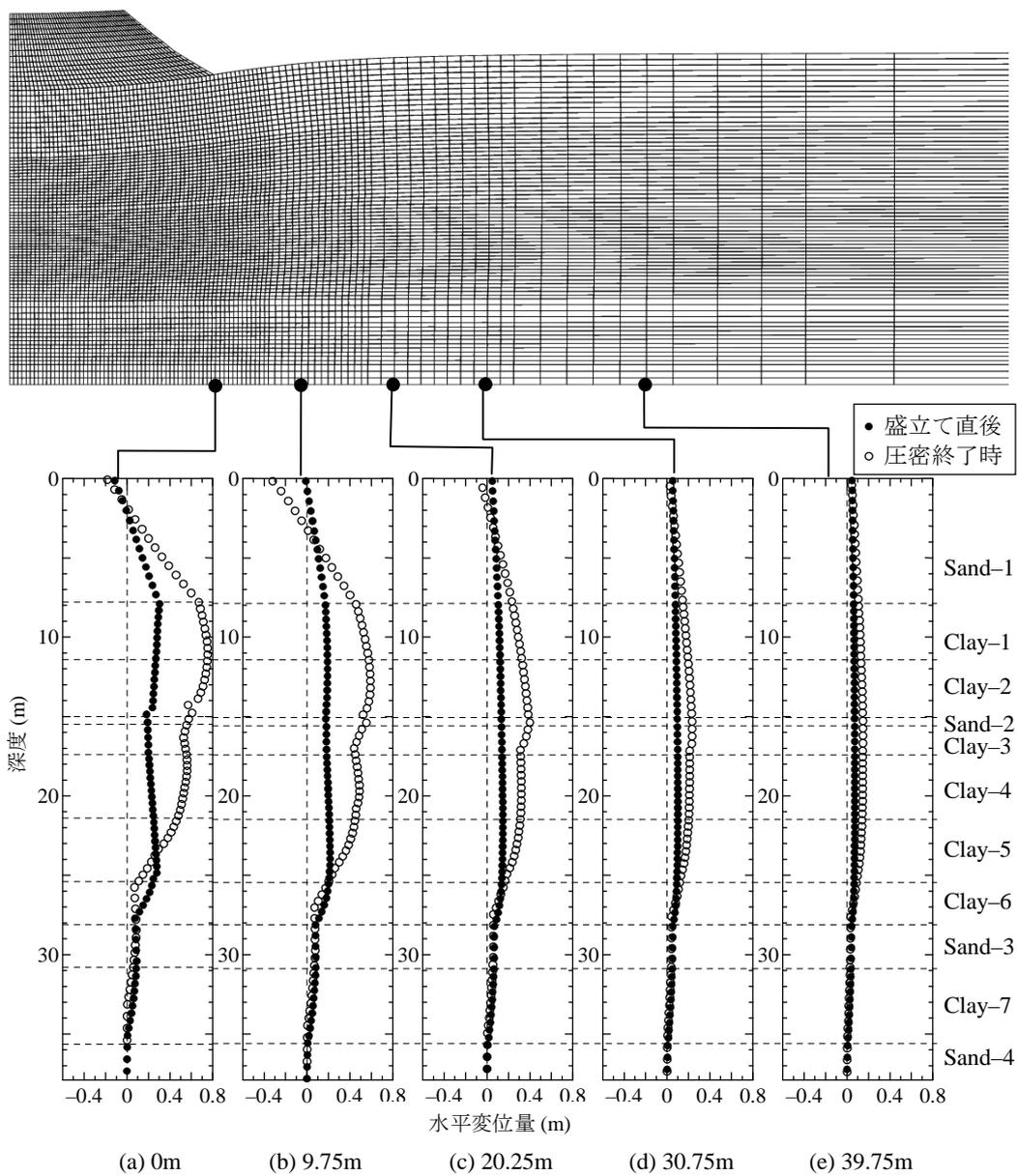


図 5.6.5 盛土の変形図と水平変位量

5.7 縦断修正による対策効果の検討

長期に亘り継続的に沈下が進行すると、橋台と盛土の接続部などでは段差が生じ、道路を走行する上での安全性が損なわれるため、縦断修正が必要となる。盛土中央部の残留沈下が30cm発生する毎に30cmのオーバーレイを実施続けた結果、今後の沈下がどのような挙動になるのかを、数値解析により検討した。オーバーレイは、現場での施工状況にあわせて道路の幅員拡幅は行わず、図5.7.1に示すように、矩形断面で有限要素を追加し载荷することとした。オーバーレイに用いた舗装材の材料定数は、盛土の砂の材料と同じ値を用い、現場のデータを元に単位体積重量が 23.5kN/m^3 となるように、初期比体積と初期構造の程度を調整した ($v_0=0.22, 1/R_0^*=1.0$)。非常に固く、舗装材自体はほとんど圧縮しない材料である。

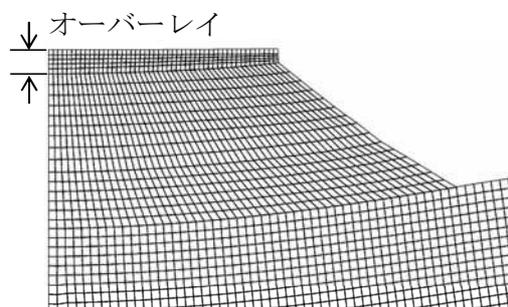


図 5.7.1 オーバーレイ時の有限要素メッシュの例

図5.7.2に解析結果を示す。図は上から、供用後のオーバーレイ層厚の推移、供用後の天端高～時間関係、および盛土中央直下における供用後の残留沈下量～時間関係を示す。比較のため、オーバーレイを実施していない場合も点線で併記した。30cm沈下する毎にオーバーレイを実施続けた結果、最終的には天端高は7.38mとなり、橋台高(=完成盛土高)との段差は12cmまでに抑えることができた。しかし、供用後約60年に亘り合計10回ものオーバーレイを必要とした。また、オーバーレイによる余盛りはさらなる沈下を促進し、供用後の残留沈下量は、オーバーレイを実施しない場合に比べて、約1mも大きくなった。沈下の収束時期は、オーバーレイの有無によらずほぼ等しかった。

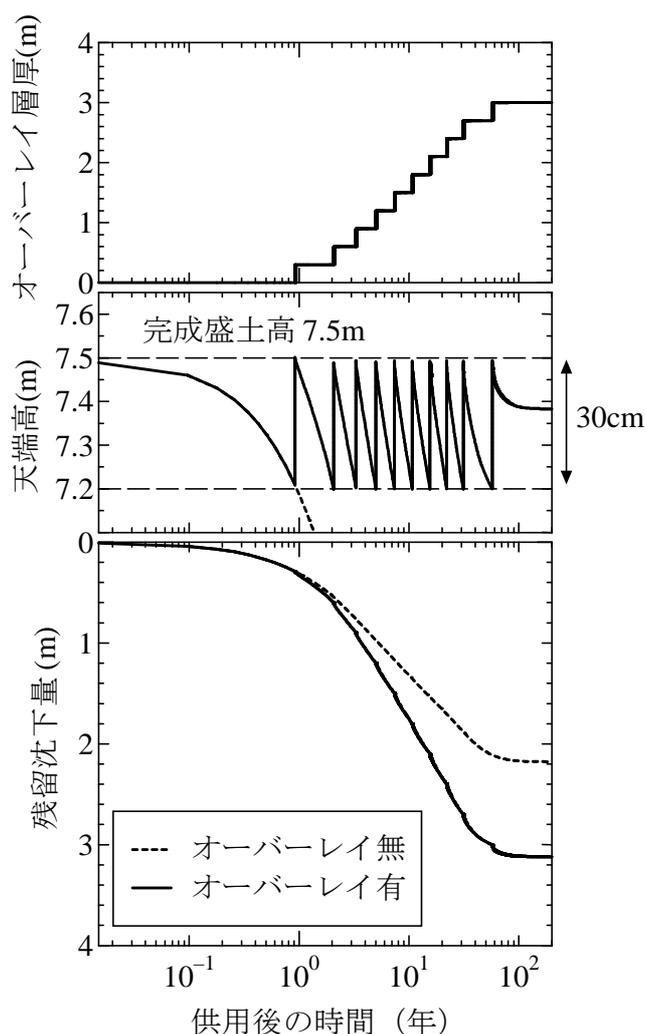


図 5.7.2 供用後のオーバーレイ層厚の推移と残留沈下量～時間関係

当地区の粘土は、図 5.6.3 の要素挙動が示すように、盛土が載荷された後も構造を完全に喪失することなく、NCL の上側の嵩張った状態にある。よって、オーバーレイ等のさらなる載荷に対して、大圧縮の余地を残している。また、このような粘土は、圧密降伏応力付近（圧縮曲線の傾きが最大）の荷重レベルにおいて最も間隙水圧の消散に時間がかかるが、オーバーレイ荷重は小さいため、有効応力経路を大きく変えて圧密を促進するほどの効果が現れなかったと考えられる。

最後に、図 5.7.2 の解析結果に基づき、補修に必要な費用を概算した。ただし、舗装材の単価を 30 千円/m³ とし、舗装体積 V を以下の式(5.7.1)に基づき概算した。

$$V = B \times S_1 \times S_2 \times \frac{100}{a} \times \frac{1}{2} \quad (5.7.1)$$

ここに、 B ：盛土の天端幅(=26m)、 S_1 ：オーバーレイを実施した箇所における盛土中央部の沈下量、 S_2 ：オーバーレイを実施していない箇所における盛土中央部の沈下量、 a ：補正勾配(=0.5%)である。オーバーレイの擦り付け先は常にオーバーレイをしていない舗装面であることから、図 5.7.3 の縦断面図に示すように、オーバーレイの実施時期(厚さ)は橋台との段差 S_1 で決定するが、舗装延長はオーバーレイをしていない舗装面の残留沈下量 S_2 で決定するものと考えた(舗装延長= $S_2 \times 100/a$)。なお、本来、横断面では盛土法肩へ行くに従い沈下量は小さくなるが、本研究では簡単のため、最大値として盛土中央部の沈下量により試算した。

図 5.7.3 に示すように、縦断方向の舗装厚は橋台近傍が最も厚く、擦り付け先に向かい薄くなる。図 5.7.4 は、実際に上越地区において、沈下により不足した幅員を土留め工により確保した様子であるが、橋台近傍が最も土留め工の高さが高く、十分離れた場所では土留め工が行われていないことがわかる。舗装厚が最も厚くなる橋台近傍では、舗装荷重によりさらに沈下量が増すという負の循環が起こるため、地盤改良等の事前対策を行う場合には、橋台近傍を特に手厚く対策する必要がある。

表 5.7.1 に、オーバーレイの履歴と舗装費用の概算値を示す。長期に亘りオーバーレイによる縦断修正を繰り返し必要とした結果、補修費用は、式(5.7.1)によれば残留沈下量の二乗に比例して増加するため、非常に多額になることが予想される。また、残留沈下量の増加に伴い舗装延長も長くなり、舗装対象となる範囲が広がることから、長期・大沈下に伴う問題の一端を知ることができる。

今回は、舗装材のコストのみ概算したが、本来は補修工事に伴う通行止めなどのサービス低下の費用も発生するため、将来にわたり莫大な維持補修費が必要となる。よって、オーバーレイによる縦断修正の代替案として、軽量盛土への置換等、維持・管理の早期終了が可能な抜本的な対策の検討が課題である。

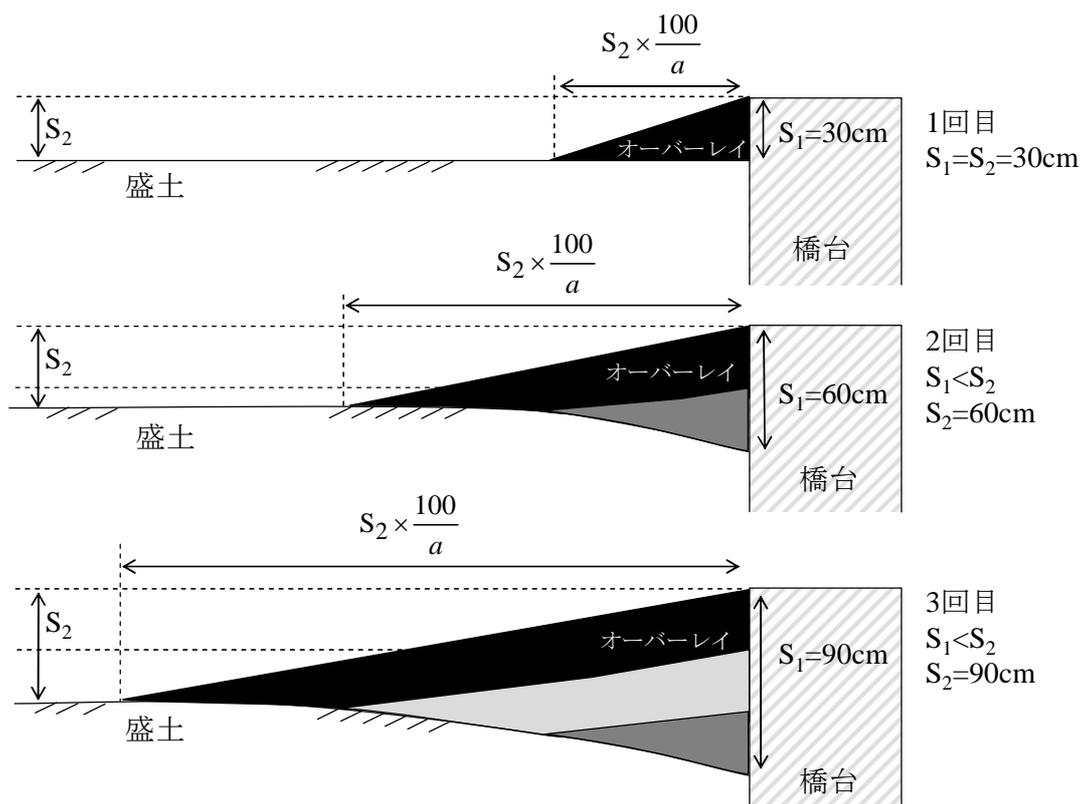


図 5.7.3 オーバーレイの断面図 (3 回目までの例)

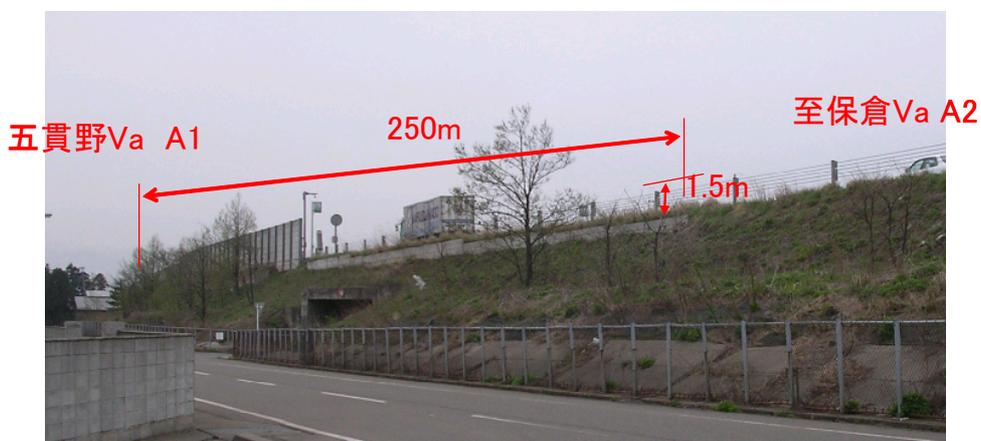


図 5.7.4 上越地区の土留め工により幅員確保した状況写真

表 5.7.1 オーバーレイで盛土補修を続けた時の費用概算

オーバーレイ回数	オーバーレイの時期 (供用後の年数)	オーバーレイ総厚 S_1 (cm)	無補修箇所の 残留沈下量 S_2 (cm)	オーバーレイによる補修費累計 (円)
1	0.9	30	30	7,020,000
2	2.1	60	55	25,740,000
3	3.3	90	76	53,352,000
4	5.0	120	97	90,792,000
5	7.4	150	116	135,720,000
6	10.7	180	136	190,944,000
7	15.5	210	154	252,252,000
8	22.0	240	170	318,240,000
9	31.2	270	188	395,928,000
10	57.5	300	211	493,740,000

5.8 結論

第 5 章では、高速道路用の盛土載荷に伴い、現在沈下が進行中の実際の現場に対し、沈下の将来予測を行った。対象地区では、供用 4 年時点ですでに約 70cm もの大きな残留沈下が発生しており、さらに粘土層内に大きな過剰間隙水圧が残存しているため、今後も沈下は継続するものと考えられる。実際、第 4 章で提案した判定基準からも、当地区の地盤を構成する軟弱粘土の大半が「圧縮指数比が 1.5 以上、かつ鋭敏比が 8 以上」の、乱れに鋭敏で大きな残留沈下が生じる可能性が高い粘土であると判定された。

そこで第 5 章では、第 4 章の研究成果に基づき、乱れの影響を考慮して原位置粘土が持つより高い圧縮性（初期状態）を推定した。そして、**GEOASIA** による変形解析により、当地区で現在までに観測された沈下の再現と、今後起こり得る沈下の予測を行った。解析では、沈下の再現計算の際に、粘土の透水係数のみ調整パラメータとしたが、その他の材料定数と地盤の状態量は、室内試験から算出した値を一貫してそのまま使い、経験的な判断に基づく修正は行わなかった。

この結果、対象地区では今後約 80 年にわたり約 1.3m もの大きな残留沈下が発生すること、また、圧密終了までには、盛土法尻から約 50m 離れた地点まで、盛土側に引き込まれる形で地表面沈下が生じ、周辺地盤にも広範囲にわたり影響が及ぶことが予想された。なお、観測された沈下曲線を再現した結果、間隙水圧についても観測値を比較的良好に再現することができ、本解析結果は概ね実現象をよく再現できていると考えられる。

解析ではさらに、オーバーレイによる縦断修正が行われた場合の沈下挙動についても検討した。この結果、オーバーレイを繰り返し実施することで、残留沈下量はオーバーレイを行わなかった場合よりも約 1m 増えるが、オーバーレイの有無にかかわらず圧密が終了するまでの時間はほぼ変わらないことがわかった。また、舗装費用を試算した結果、長期に亘り多額の費用を必要とする可能性があることがわかった。

盛土載荷に伴う軟弱粘土の長期・大沈下は、一度発生すると、その影響は長期間・広範囲に亘るため、維持・補修に多くの労力を必要とする。よって、第 4 章で提案した簡易判定法により事前に大きな残留沈下の可能性があるかと判断された場合には、地盤改良などの「事前」の対策を行うことが重要である。

参考文献

- 1) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, **42**(5), pp.47-57, 2002.
- 2) 旧中日本高速道路株式会社中央研究所:平成 16 年度 軟弱粘土の動的特性と変形に関する

検討 報告書, 2006.

- 3) 旧日本道路公団新潟建設局：日本海沿岸東北自動車道 加治川地区土質地質第二次詳細調査 報告書, 1996.
- 4) A. W. Skempton: Notes on the compressibility of clays, *Quart. J. Geol. Soc.*, London, C, pp119-135, 1944.
- 5) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Soil-water coupled behavior of saturated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, **34**(1), pp.91-105, 1994.
- 6) Asaoka, A. and Noda, T.: All soils all states all round geo-analysis integration, International Workshop on Constitutive Modeling - Development, Implementation, Evaluation, and Application, Hong Kong, China, pp.11-27, 2007.
- 7) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, **48**(6), pp.771-790, 2008.
- 8) Schmertmann, J.H. : Estimating the true consolidation behavior of clay from laboratory test results, *Proceedings ASCE*, **79**(312), pp.1-26, 1953.
- 9) Takeuchi H, Takaine T. and Noda T. : Effect of Nonlinearity in Geometry on The Consolidation Deformation of Saturated Clay Soil, *Journal of Applied Mechanics, JSCE*, **9**, pp.39-550, (in Japanese), 2006.
- 10) Noda, T., Asaoka, A., Nakano, M., Eiji, Y. and Mutsumi, T.: Progressive consolidation settlement of naturally repositated clayey soil under embankment loading, *Soils and Foundations*, **45**(5), pp.39-51, 2005.

6.1 概説

砂杭工法は、軟弱地盤改良工法として、多くの施工実績を有する。この工法の代表的なものには、大きく分けてSD（サンドドレーン）工法と、SCP（サンドコンパクションパイル）工法とがある。

SD工法は、ケーシングを振動貫入して、砂を上から投入した後、ケーシングをそのまま引き抜くというものである。砂杭はN値3~5程度と緩く詰まった状態で、安定計算上はその存在を無視し、その排水性を期待した圧密促進効果と、サーチャージによる粘土の強度増加が議論の対象とされる。

SCP工法は、SD工法と同じ施工機を用いるが、ケーシングの引抜き時に打ち戻し工程を入れることによって、ケーシング径よりも太く締固まった砂杭を造成する。中・低改良率のSCPは、砂杭と杭間の粘土の強度増加も期待した複合地盤と考える¹⁾。一方高改良率のSCP（置換率70%以上）は、砂杭の強度に大きく期待した砂地盤と考えることができる。このように軟弱地盤の対策工として、SD工法は沈下対策、SCP工法は安定・支持力対策に用いられることが多い。

軟弱地盤対策工の主流であるこれらの砂杭工法は、これまで工法の有効性・効果に関して2つの大きな議論があった²⁾。一つ目は、砂杭の圧密促進効果の有効性についてであり、二つ目は、砂杭打設時に生じる粘土の乱れの問題についてである。

特にSD工法の圧密促進効果の有効性については、第2章で述べたように、「山側」、「海側」で、激しい議論が交わされた³⁾。これは、中野⁴⁾が提案したS字型曲線によってSD工法はそれが有効な地盤もあればそうでない地盤もあり、また、SD工法が有効になる荷重の大きさもあればそうでなくなる荷重の大きさもあることが明らかになったことから、この工法の改良原理は、正しく理解されるようになってきている。

一方、砂杭打設時の粘土の乱れは、低置換率SCPの現場計測データによって、SCP打設後に原地盤強度に対して最大50%、平均20%強度低下するが、SCP打設で発生した過剰間隙水圧は1~3ヶ月経てば消散し圧密することによって、杭周粘土が上からの荷重によらずとも、原地盤以上に強度増加するという砂杭の排土効果が実証されている¹⁾⁵⁾。今日では、杭間粘性土の強度増加を見込んだ実務設計がされるようになった⁶⁾。

しかし、今なお、超鋭敏粘土地盤で砂杭工法の施工に対するデメリットの指摘がある。

- ① 超鋭敏な軟弱粘土を対象とする場合は、SCP打設後に原地盤まで強度回復しないのではないか⁷⁾。

さらに、沈下への悪影響に関しては、

- ② 砂杭打設によって土を乱した際に発生した正の過剰間隙水圧が消散することによって

余分に圧密するため、砂杭工法を用いない場合よりも最終沈下量が多くなるのではないか⁸⁾。

- ③ 超鋭敏な粘土で長期・大沈下を起こすような地盤では、砂杭打設による粘土の乱れによって、圧密係数が低下して、圧密をさらに長期化させるのではないか。

そこで、第6章では、これらの問題に関して、実際に長期・大沈下を起こした超鋭敏粘土地盤を対象にして、土の構成式としてSYSカムクレイモデルを搭載した水～土骨格連成有限変形解析コード（以下、**GEOASIA**^{9),10),11)}と略記）を用いて数値解析的検討を行った。

解析は、第2章で述べた常磐自動車道の神田地区の地盤を対象にして実施する(図6.1.1)。この地区の地盤は、あらためて図6.1.2に示すように、地盤上部に厚さ8mの砂層があることから、下部粘土層を地盤改良することなく、高さが10mに及ぶ盛土が構築できた。ところが下部の特に粘土層2は、超鋭敏粘土に分類される構造が高位で発達した粘土で、盛土载荷に伴うこの粘土層の構造破壊によって、今もなお長期・大沈下が継続している。

図6.1.1に示すように、神田試験盛土Bでは、サンドドレーンの有効性が検討されたが、サンドドレーンによって地盤の排水性が改善され、沈下の収束が早くなり、残留沈下低減効果があることが確認されている²⁾。サンドドレーンは、地盤内にケーシングパイプを貫入して砂杭を造成するが、ケーシングパイプを貫入する際に粘土を少なからず乱していると考えられる。第6章では、SD工法よりも土の乱れを生じさせるSCP工法などの砂杭拡張過程を上記地盤に与え、この乱れの影響を検討する。

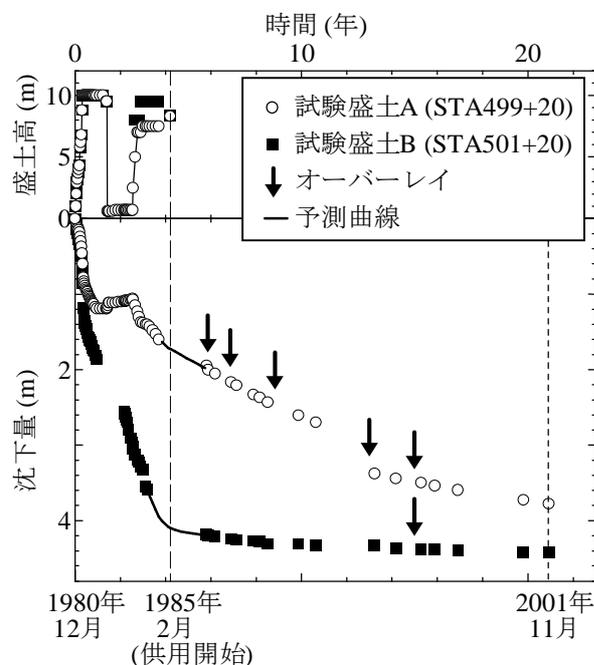


図 6. 1. 1 神田試験盛土時間～沈下の関係
(図 2. 2. 10 の再掲)

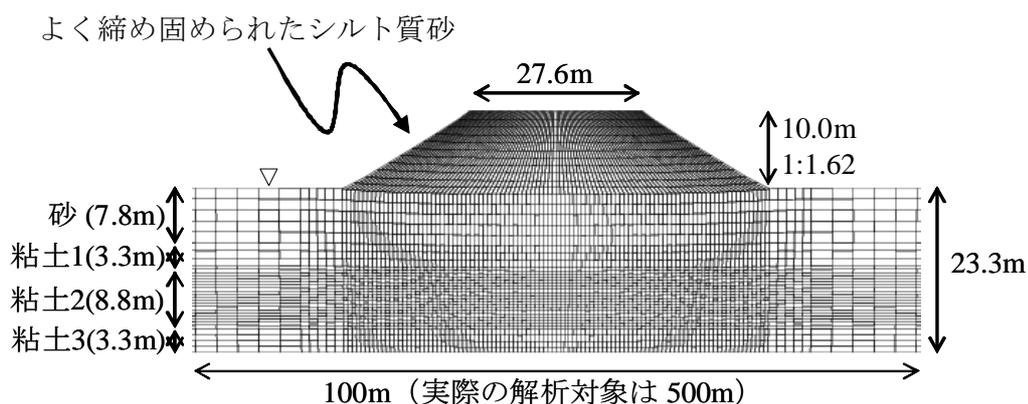


図 6. 1. 2 神田試験盛土の地盤構成

6. 2 砂杭拡径による杭周粘土地盤の状態変化

6. 2. 1 解析条件

図 6. 2. 1 は、解析で想定した砂杭配置を示す。半径 $r_0=0.2\text{m}$ のケーシングパイプを所定の深さまで貫入した後に、ケーシングパイプの「引上げ」と「打戻し」を地盤深部から繰り返すことによって $r=0.35\text{m}$ の砂杭が地盤深部から造成される。砂杭の陸上施工では実際には有り得ないが、最も簡単な条件として隣り合う砂杭の同時施工を仮定し、改良対象の杭周地盤を対象に砂杭 1 本の造成過程を軸対称条件下で計算する。本解析ではケーシングパイプの貫入とそれに伴う地盤の乱れは考慮しない。図 6. 2. 2 に、解析に用いた有限要素メッシュと境界条件、水理条件を示す。砂杭造成過程は、所定の深さまでケーシングパイプを貫入した後の 1) 「打戻し」に伴う拡径過程と、2) 「引上げ」に伴う除荷過程の繰り返し、および 3) 圧密放置過程によって再現する。ケーシングパイプ半径 $r_0=0.2\text{m}$ から $r=0.35\text{m}$ までの拡径過程（拡径距離 0.15m ）は、地盤深部から順次与える強制水平変位（変位速度 0.003m/sec ）で表現する。1 節点あたり 10 秒間拡径し、その後 5 秒間の除荷を下端から順次繰り返すので、長さ約 24m の砂杭 1 本を造成するのに必要な時間は約 30 分になる。このように本解析は、拡径過程と除荷過程の繰り返しによる粘土の乱れを考慮した。砂杭拡径による地盤改良の具体的な計算方法は、Noda et al¹²⁾、¹³⁾ および Nakano et al¹⁴⁾ に従う。なお詳細は付録 A10 と付録 A11 に示す。

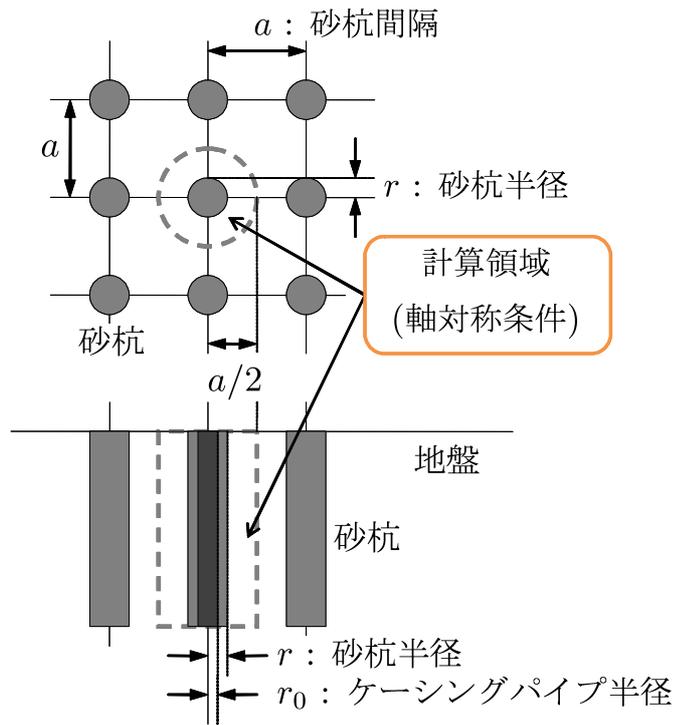


図 6.2.1 砂杭配置の模式図

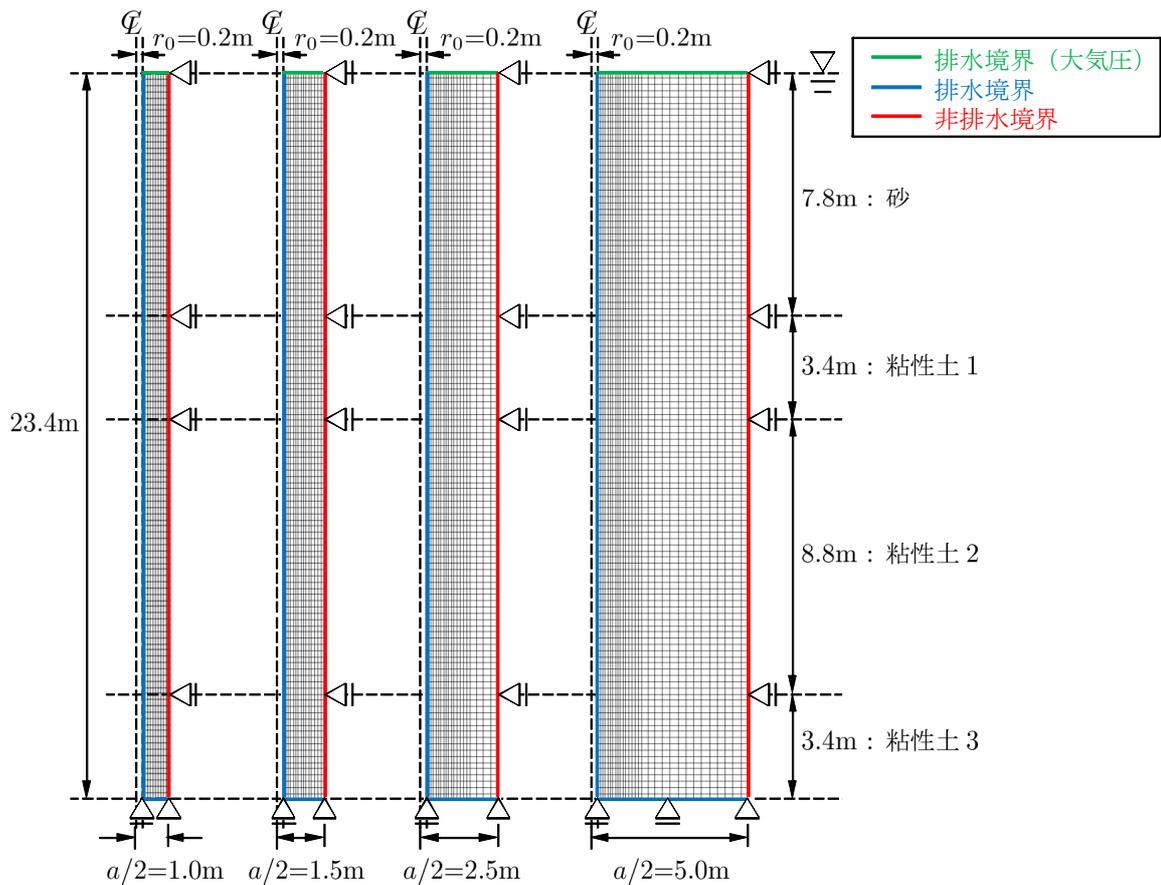


図 6.2.2 解析に用いた有限要素メッシュと境界条件

6.2.2 地盤条件

解析に用いた材料定数および初期値を表 6.2.1 に示す。地盤の初期状態を図 6.2.3 に示す。これは、第 2 章 2.4 常磐自動車道神田地区の長期・大沈下挙動の記述と発生メカニズムを解明した解析に用いた値 (表 2.4.1) と同じである。ただし粘性土 2 の初期構造の程度 $1/R_0^*$ は、地盤 A (=72.0) の値である。

表 6.2.1 解析に用いた材料定数と初期値

	砂	粘性土 1	粘性土 2	粘性土 3
<弾塑性パラメータ>				
圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.05		0.29	
膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.012		0.05	
限界状態定数 M	1.0		1.90	
NCL の切片 N (at $p' = 98.1\text{kPa}$)	1.99		2.75	
ポアソン比 ν	0.3		0.1	
<発展則パラメータ>				
構造劣化指数 a	2.63		0.04 (/kPa)	
b	1.0		1.75	
c	1.0		8.0	
正規圧密土化指数 m	0.08		2.0	
回転硬化指数 b_r	0.514		0.001	
回転硬化限界定数 m_b	0.5		0.5	
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.65		2.58	
透水係数 k (cm/sec)	4.0×10^{-2}		1.0×10^{-7}	
<初期値>				
応力比 η_0	0.375	0.75	0.75	0.75
比体積 $v_0 (= 1 + e_0)$	2.045	3.25	3.70	3.25
構造の程度 $1/R_0^*$	2.0	5.0	72.0	10.0
異方性の程度 $\zeta_0 = \sqrt{3/2} \ \beta_0\ $	0.231	0.107	0.107	0.107

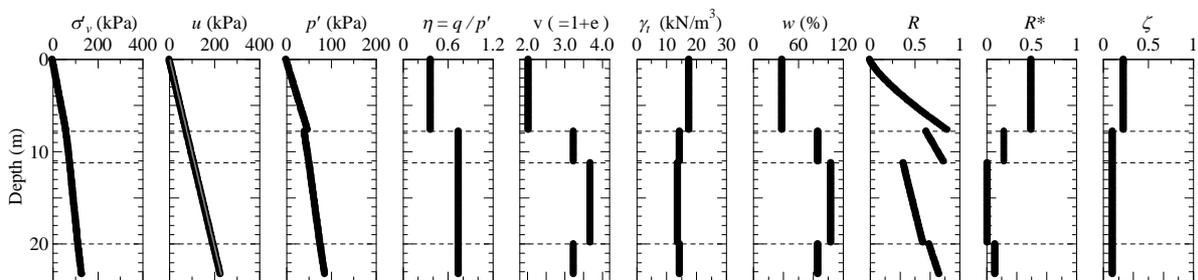


図 6.2.3 初期状態の分布

6.2.3 解析結果

6.2.3では、砂杭間隔 $a=3.0\text{m}$ (計算領域 $a/2=1.5\text{m}$ 、砂杭置換率 $A_s=4.3\%$) の場合について、砂杭造成に伴う地表面の鉛直変位、杭周地盤の状態変化、地盤内の代表的要素の挙動を示す。

(1) 砂杭造成による地表面の鉛直変位

図 6.2.4 は、砂杭造成に伴う地表面の鉛直変位の経時変化を示す。なお、図は、隆起を(-)で沈下を(+)で表示した。杭間中央部の地表面では、砂杭拡径によって隆起し、拡径終了時の隆起量は 0.6m 程度に達する。砂杭拡径後になると沈下が始まり、100日後には初期状態から 0.2m 程度、最終的には初期状態から 0.8m 程度沈下することがわかる。

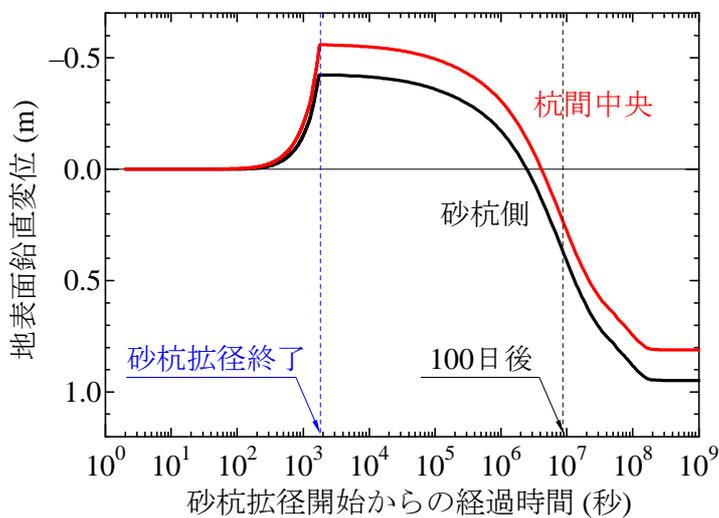


図 6.2.4 砂杭造成による地表面鉛直変位

(2) 砂杭造成による杭周地盤の状態変化

図 6.2.5～図 6.2.11 は、砂杭造成による杭周地盤の状態変化（それぞれ図 6.2.5：過剰間隙水圧 v_e 、図 6.2.6：平均有効応力 p' 、図 6.2.7：比体積変化 Δv 、図 6.2.8：せん断ひずみ ϵ_s 、図 6.2.9：過圧密比 $1/R$ 、図 6.2.10：構造の程度 R^* 、図 6.2.11：構造の程度 R^* （ただし、0.0～0.1 の範囲）の分布を示す。

図 6.2.5、図 6.2.6、図 6.2.7 に示すように、砂杭拡径中（a～c）に杭周粘土地盤では平均有効応力の減少に伴い過剰間隙水圧が増加するが、比体積の変化はない。砂杭拡径後（c～f）は、杭周粘土地盤内に蓄積した過剰間隙水圧の消散に伴って平均有効応力が増加に転じ、比体積は減少した。杭周粘土地盤においてこのような圧密が進行するため、図 6.2.4 に示したような地表面沈下が生じる。

図 6.2.8 に示すように砂杭造成側では 30%近いせん断ひずみが発生する。その部分では構造が大きく破壊しているが、杭間中央部では構造の破壊はほとんど生じていない（図 6.2.10、図 6.2.11）。砂ではわずかなせん断ひずみでも構造が破壊するが、砂に比べて構造が破壊しにくい粘土では、大きなせん断ひずみが発生しないと構造の程度が変化しない。過圧密の程度については、粘土が示すように砂に比べて過圧密解消が速いため、砂杭拡径中蓄積しない（図 6.2.9）。

このように粘土の構造破壊が非排水条件（等体積条件）で発生すると、構造破壊に伴う塑性圧縮を補填するために大きな弾性膨張が起きる。弾性膨張は平均有効応力 p' の減少によってもたらされるから、間隙水圧が上昇する⁷⁾。

また、ゆるい砂地盤に砂杭を造成する場合には、砂杭拡径による構造破壊と除荷による過圧密の蓄積を繰り返しながら、杭周砂地盤全域で比体積を減少させて密な砂地盤に変化する挙動を示すが、粘土地盤の挙動では、過圧密を蓄積しない点が異なることがわかる。

図 6.2.12～図 6.2.15 に粘土層 2 の中央深さで、砂杭中心からの距離 $\chi=0.48\text{m}$ 、 0.61m 、 0.98m 、 1.45m にある要素の砂杭拡径時の挙動を示す。注目している高位な構造を有した粘土層 2 の中央部分で行われる拡径と除荷の繰り返しの影響によって、砂杭に近い部分ほどせん断ひずみも大きくなり構造が破壊し、平均有効応力の減少が大きくなり過剰間隙水圧が発生する。一方、砂杭中心から離れた杭間中央部に近づくほど、その変化が減り、構造の程度 R^* もほとんど変化はみられなくなる。

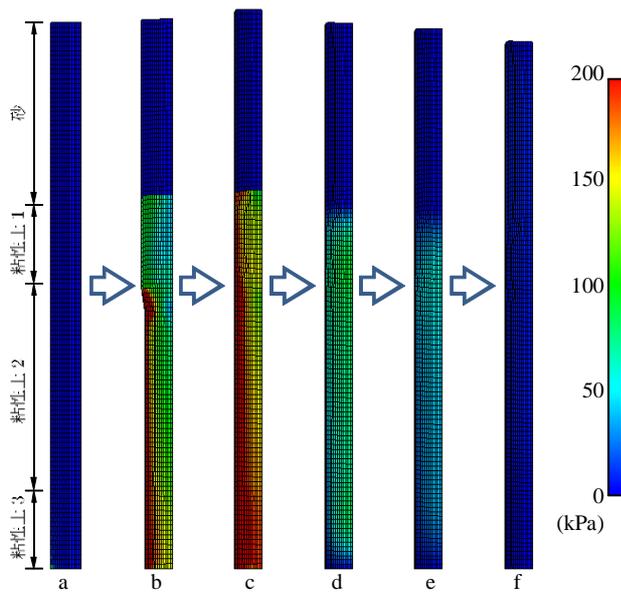


図 6.2.5 過剰間隙水圧 u_e の変化

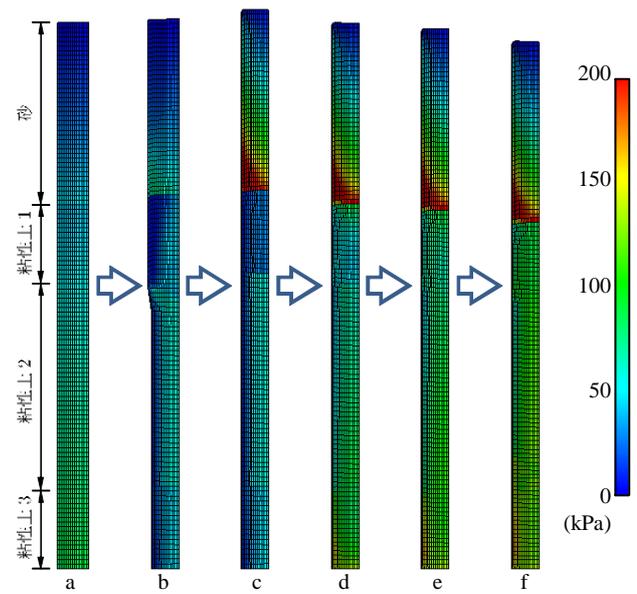


図 6.2.6 平均有効応力 p' の変化

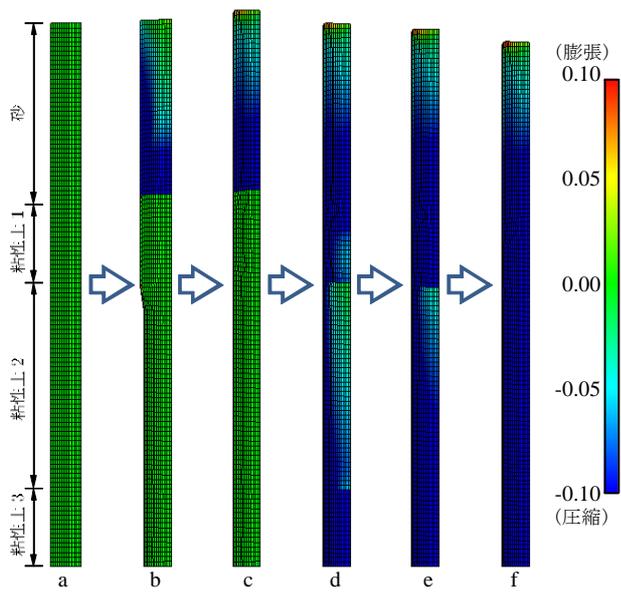


図 6.2.7 比体積 Δv の変化

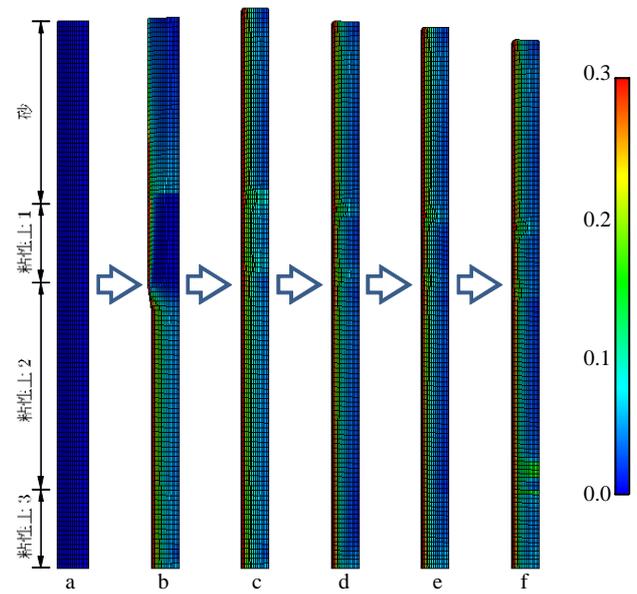


図 6.2.8 せん断ひずみ ϵ_s の変化

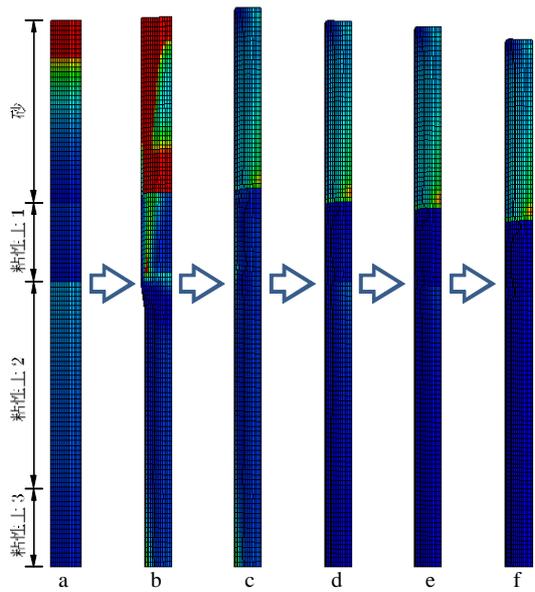


図 6.2.9 過圧密比 $1/R(OCR)$ の変化

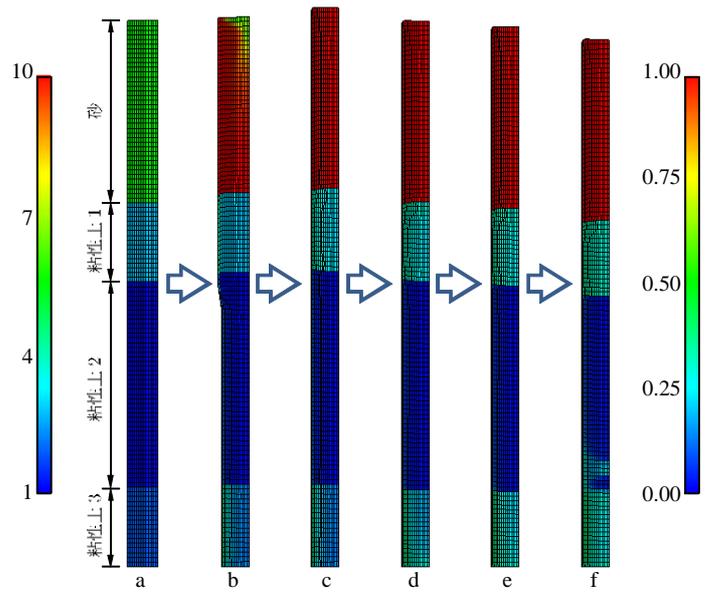


図 6.2.10 構造の程度 R^* の変化

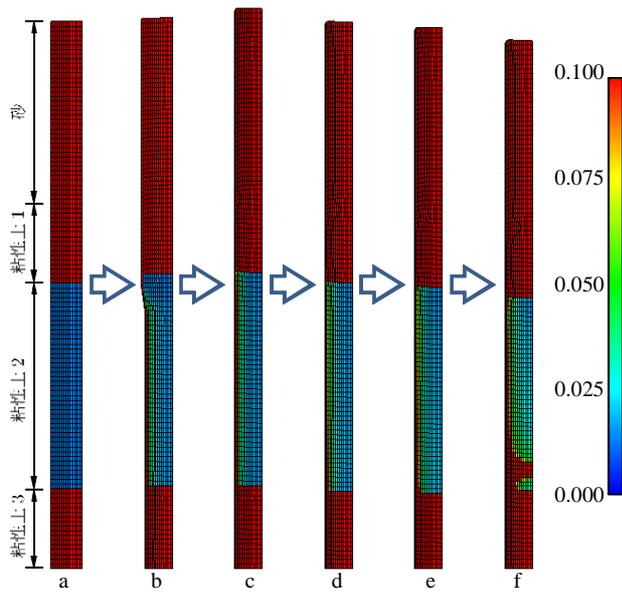


図 6.2.11 構造の程度 R^* の変化 (0.0~0.1)

図中の記号 a~f
 a : 拡径開始直後 (1 秒後)
 b : 拡径中 (14 分 40.5 秒後)
 c : 拡径終了直後 (30 分 30.5 秒後)、
 d : 50 日後
 e : 114 日後
 f : 7 年後

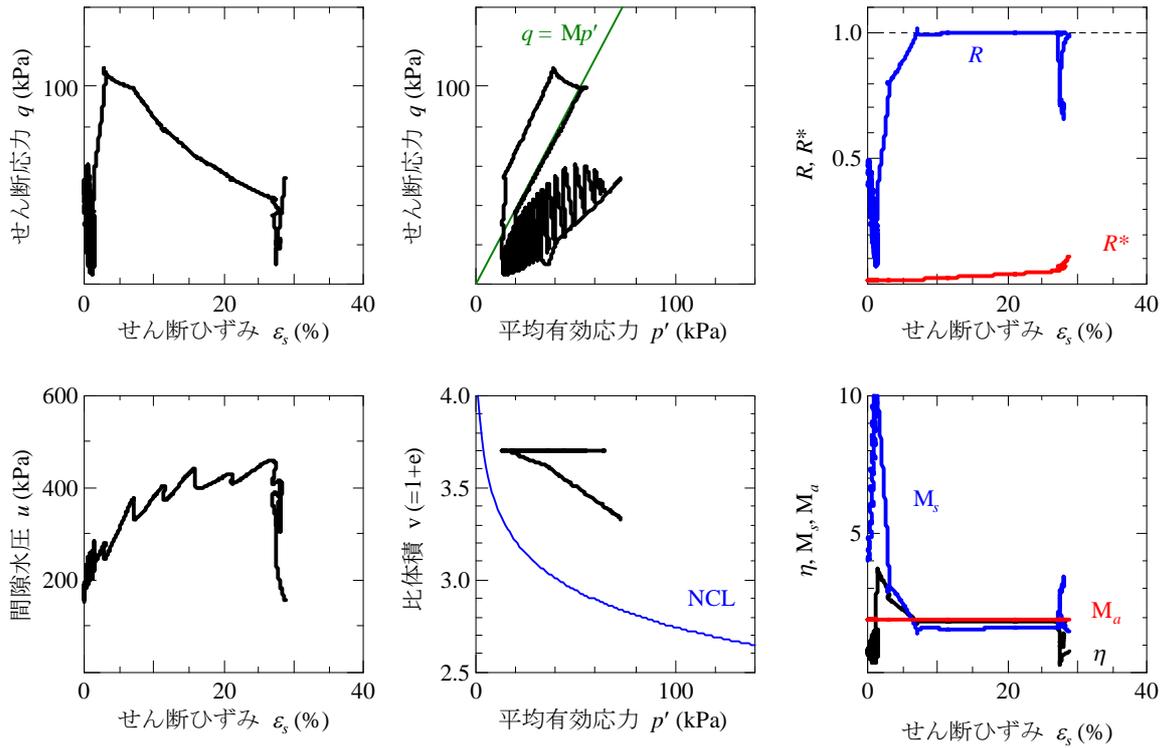


図 6.2.12 砂杭抜径時の代表的な要素（粘性土 2）の挙動（ $\chi = 0.48\text{m}$ ）

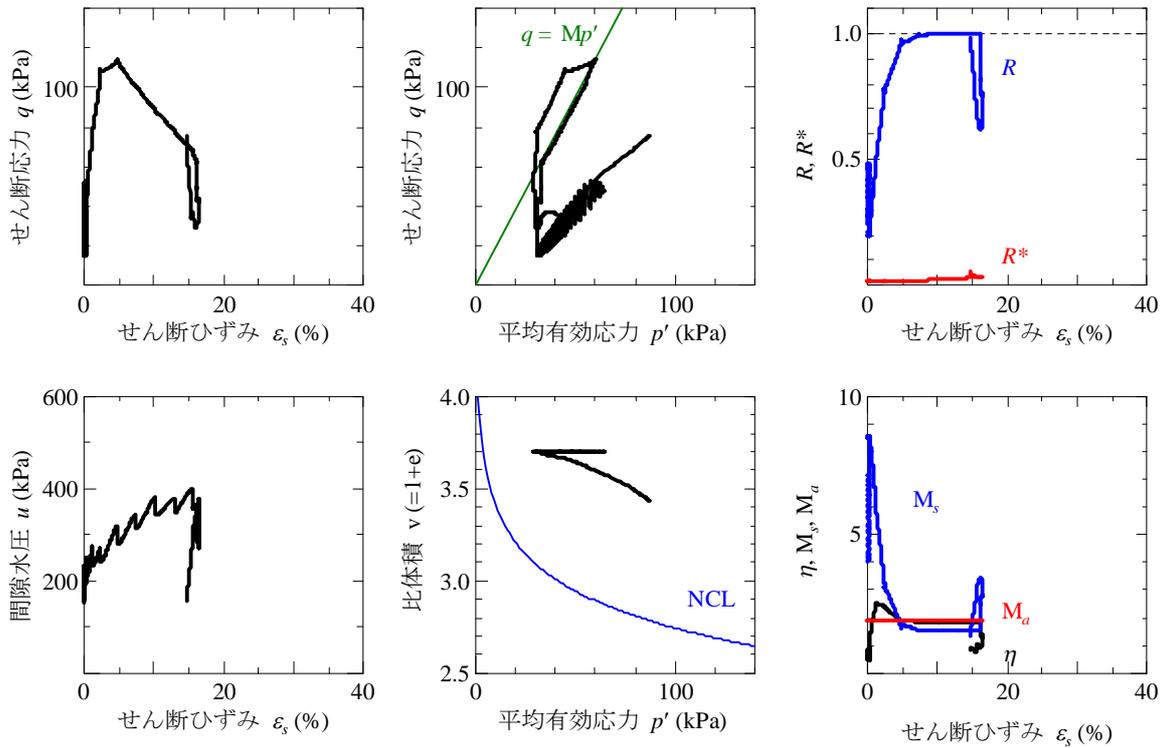


図 6.2.13 砂杭抜径時の代表的な要素（粘性土 2）の挙動（ $\chi = 0.61\text{m}$ ）

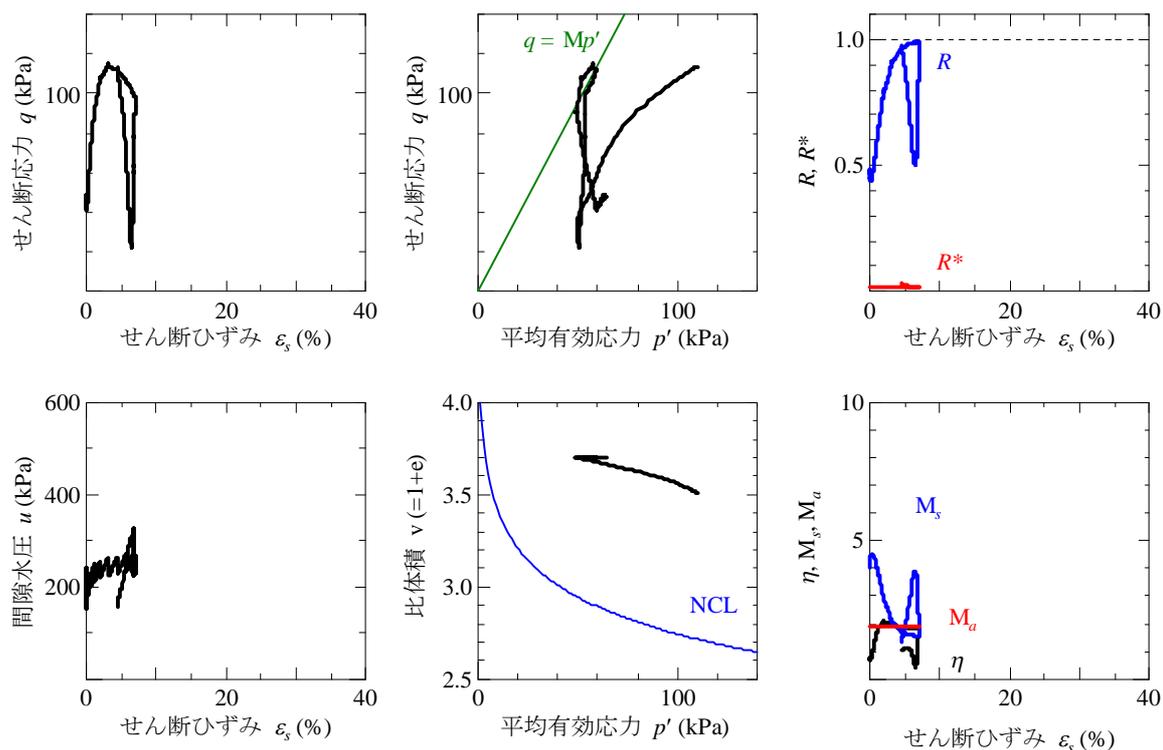


図 6.2.14 砂杭拡径時の代表的な要素（粘性土 2）の挙動（ $\chi=0.98\text{m}$ ）

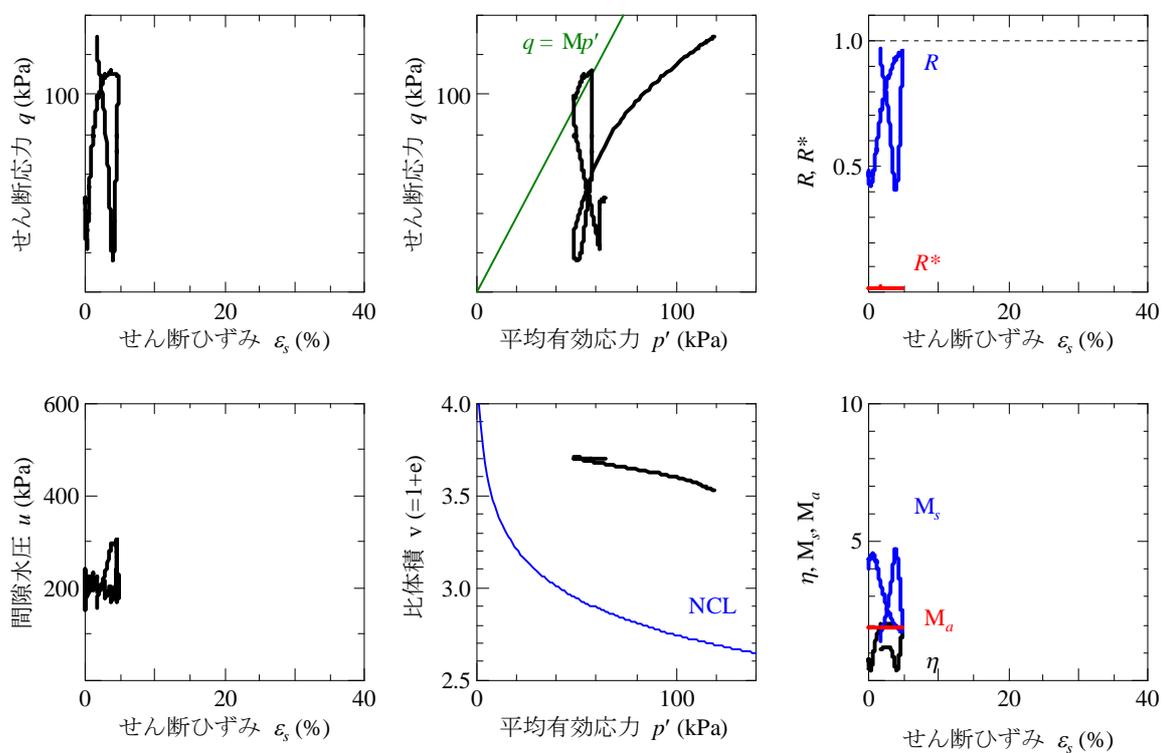


図 6.2.15 砂杭拡径時の代表的な要素（粘性土 2）の挙動（ $\chi=1.45\text{m}$ ）

次に砂杭造成による杭周粘土地盤の強度・圧縮特性の変化を調べるため、砂杭中心からの距離 $\chi=0.61\text{m}$ における粘土層 1 の中央部、粘土層 2 の上部・中央部・下部、粘土層 3 の中央部に位置する要素（図 6.2.2 に示すメッシュを参照）について、砂杭造成前および造成後 100 日目の地盤内状態に対し、非排水せん断と一次元圧縮を与えた場合の粘土の応答を計算した解析結果を図 6.2.16、図 6.2.17、図 6.2.18 に示す。また、図 6.2.19 は、図 6.2.17 の図中に、砂杭造成後から 7 年経過した圧密完了時点の同様の応答結果を青線で追記した。図 6.2.20 は、粘土層 2 の中央部で砂杭中心からの距離 $\chi=1.5\text{m}$ の砂杭から最も離れた位置の値である。

図 6.2.16 の初期構造 $1/R_0^*(=5)$ が低位な粘土層 1 は、砂杭拡張後の圧密によって、平均有効応力 p' 、せん断応力 q とともに砂杭造成前以上に増加している。さらに、拡張と除荷の繰り返しにより、構造の低位下が生じ圧縮指数 $\tilde{\lambda}$ は小さくなり、比体積 v も減少した。このように初期構造が低位な粘性土 1 は、砂杭拡張により強度特性と圧縮特性ともに改善した。

図 6.2.17 の初期構造 $1/R_0^*(=72)$ が高位な粘性土 2 の上部、中央部、下部は、いずれも砂杭拡張によって構造破壊が生じ、平均有効応力 p' 、せん断応力 q とともに砂杭造成前より低下した。また、図 6.2.19 の拡張後 7 年が経過した圧密完了時点では、平均有効応力 p' は砂杭造成前以上に回復したものの、結局、せん断応力 q は砂杭造成前には戻らなかった。

一方、図 6.2.17 の粘性土 2 の一次元圧縮応答をみると、「ての字型」の圧縮曲線をした砂杭造成前の地盤では、粘土要素の応力レベルまで増加するような上載荷重が地盤に作用する場合、平均有効応力 p' の減少を伴う遅れ圧密が起こり長期・大沈下が生じる。しかし、砂杭拡張により強度が著しく低下するほど乱されたことにより、「ての字型」の遅れ圧密を起こす圧縮曲線から、標準的な圧縮曲線に変わり、さらに、平均有効応力 p' の大きな増減なしに、圧縮指数 $\tilde{\lambda}$ と比体積 v とともに減少を示し、圧縮性は大きく改善したことがわかる。

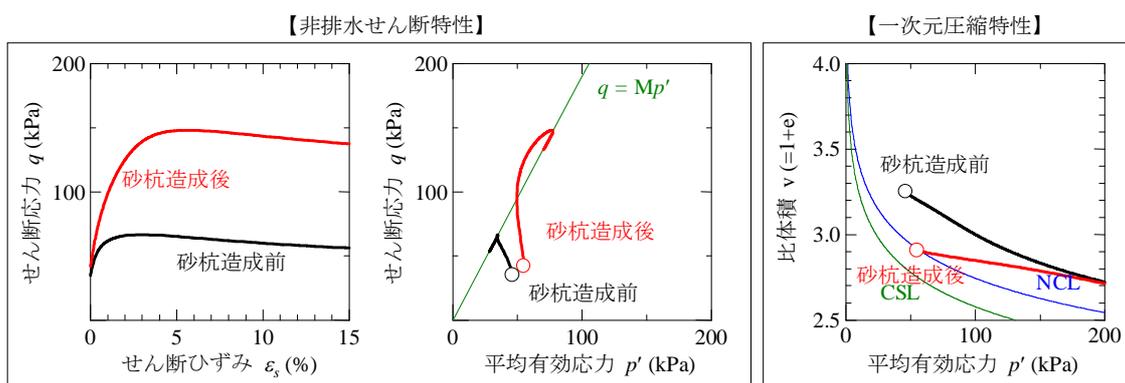


図 6.2.16 砂杭造成前と造成後 100 日の粘土のせん断特性と圧縮特性の変化
(粘土層 1 $\chi=0.6\text{m}$, 初期構造 $1/R_0^*=5$)

このように砂杭造成後 100 日間で既に大圧縮しており、具体には 6.3 で示すが遅れ圧密を伴う長期・大沈下は生じることはなくなる。また、図 6.2.20 の砂杭から最も離れた位置では、砂杭直径による構造破壊の影響が少ないため、平均有効応力 p' はわずかに増加を示す程度で、強度特性と圧縮特性ともに改善は少ない。

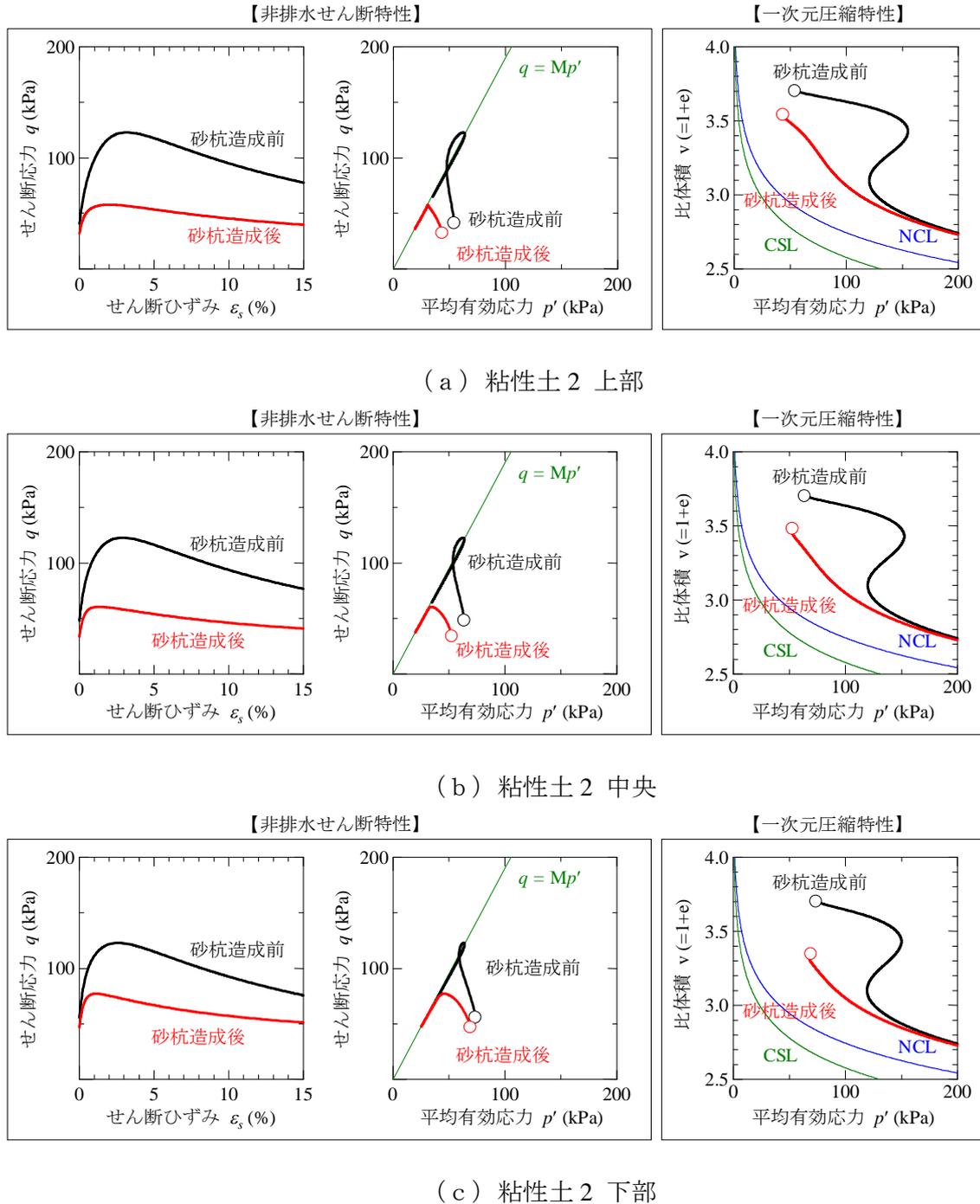


図 6.2.17 砂杭造成前と造成後 100 日の粘土のせん断特性と圧縮特性の変化 (粘土層 2 $\alpha=0.6\text{m}$, 初期構造 $1/R_0^*=72$)

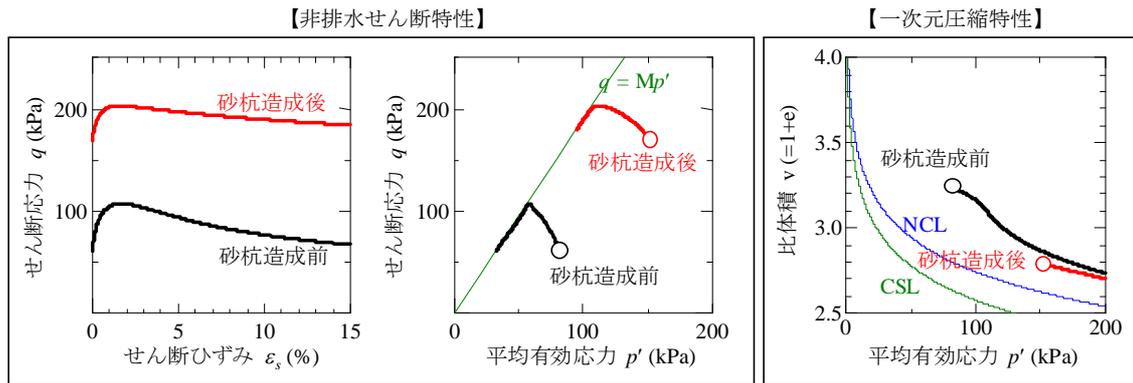


図 6.2.18 砂杭造成前と造成後 100 日の粘土のせん断特性と圧縮特性の変化
(粘土層 3 $\chi = 0.6\text{m}$, 初期構造 $1/R_0^* = 10$)

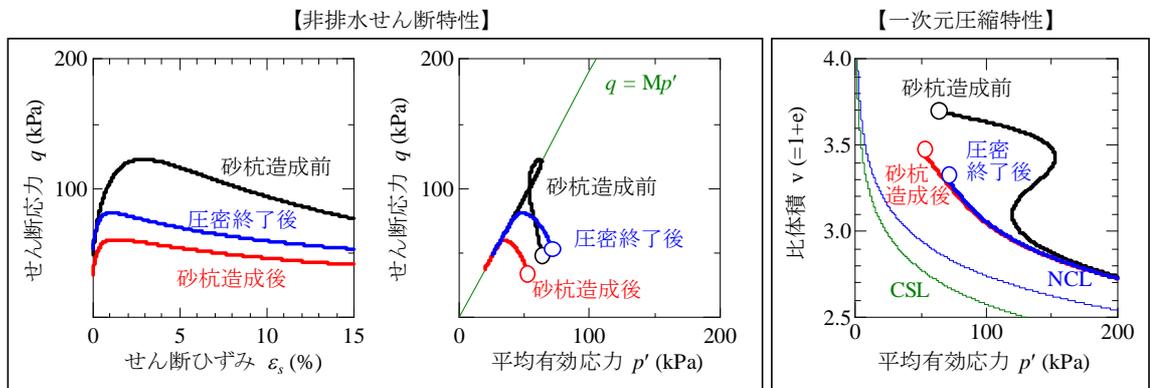


図 6.2.19 砂杭造成前と造成後 100 日と圧密完了後の粘土のせん断特性と圧縮特性の変化
(粘土層 2 $\chi = 0.6\text{m}$)

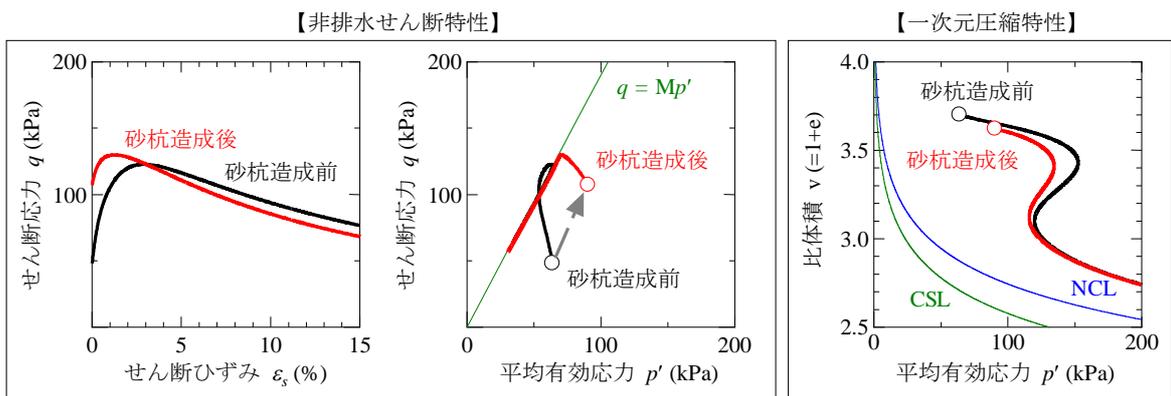


図 6.2.20 砂杭造成前と造成後 100 日の粘土のせん断特性と圧縮特性の変化
(粘土層 2 $\chi = 1.5\text{m}$)

図 6.2.18 の初期構造 $1/R_0^*(=10)$ が中位な粘性土 3 は、粘性土 2 よりも深部にあり、砂杭拡張直後の平均有効応力 p' の減少量 (図 6.2.6) も、過剰間隙水圧の発生量 (図 6.2.5) もより大きな値を示した。砂杭拡張後の過剰間隙水圧の消散は早く、平均有効応力 p' は砂杭造成前を大きく超え、せん断応力 q も砂杭造成前を大きく上回る強度増加を示した。また、一次元圧縮応答においても、粘性土 1 と同様に見かけの圧縮指数 $\tilde{\lambda}$ と、比体積 v とともに減少した。このように粘性土 3 は、粘性土 1 より平均有効応力 p' が大きく増加した分、強度特性と圧縮特性ともに改善したことから、深い層ほど SCP 工法の改良効果が大きくなると想定される。

上記から、粘性土 2 のような高位な構造を有した粘土を、砂杭拡張によって強制的に構造を破壊することは、平均有効応力 p' の大きな増減なしに比体積 v を減少させ、かつ、遅れ圧密が起きにくい圧縮曲線にする効果があることを意味している。一方で、その際の乱れによる強度低下は、地盤改良を行う上でデメリットのように考えられるが砂杭自身の強度と、盛土載荷時の圧密促進による強度増加が期待できるため大きな問題にはならないと考えられる。

SCP 工法における砂杭拡張による改良効果は、初期構造、乱れの影響、位置 (砂杭拡張からの距離と深度) の違いにより異なる。これを適切に評価し設計に反映させるには、構造概念に基づく指標化 (鋭敏比、圧縮指数比など) が課題となる。

6.3 盛土載荷後の残留沈下の低減

次に盛土載荷による地盤の沈下計算を行い、簡単のため砂杭を考慮せず粘土層だけを対象にして砂杭造成が粘土層の残留沈下低減に寄与する効果を調べる。砂杭造成後から 100 日後の状態に対し、図 6.2.2 のメッシュ上端に盛土荷重を表面力として載荷する。盛土材の単位体積重量 $\gamma_t=20.3\text{kN/m}^3$ 、盛土高さ $H=10\text{m}$ より盛土荷重 $q=\gamma_t H=203\text{kPa}$ 、載荷速度 $q=1.4\text{ kPa/day}$ で 145 日間で盛土構築する (漸増載荷)。その後、過剰間隙水圧が消散するまで荷重一定のまま圧密放置計算を行った。

図 6.3.1 に砂杭拡張後の盛土載荷による沈下量～時間関係を示す。砂杭間隔 a が小さい (砂杭置換率 A_s が大きい) ほど、載荷終了時の沈下量 ρ_o は大きくなり、最終沈下量 ρ_f は小さくなっている。また、砂杭間隔 a が小さくなると粘土層内水平方向の排水距離が短くなって地盤の排水性が改善されるため、圧密終了時刻も早くなる。

水平方向排水距離短縮による地盤の排水性改善のみの効果を調べるため、砂杭間隔 a を変化させただけで拡張しない場合について、盛土載荷による地盤沈下計算をした。図 6.3.2 に計算結果を示す。排水距離 a が短くなるほど載荷終了時の沈下量 ρ_o は大きくなり、圧密終了時刻も早くなる。しかし、最終沈下量 ρ_f は未改良の場合より小さくなるが、砂杭間隔 a (すなわち排水距離) の違いによらずほとんど変化しない。

盛土載荷後の残留沈下は沈下比 ρ_o/ρ_f で評価する。沈下比 ρ_o/ρ_f が 1 に近づくほど残留沈下量が小さいことを示す。表 6.3.1 に砂杭間隔・砂杭置換率と盛土載荷による沈下量および沈

下比をまとめた。残留沈下量の低減には水平方向排水距離短縮による排水性改善が有効であるが、砂杭拡径によって地盤を改良すると最終沈下量も低減される。これは、6.2.3 で明らかにしたように砂杭拡径によって周辺粘土の見かけの圧縮性を低化させるためである。

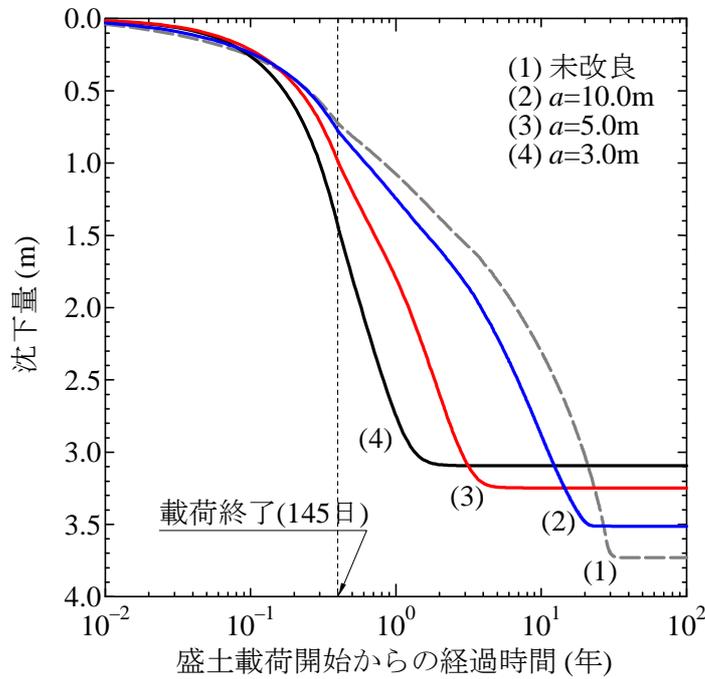


図 6.3.1 砂杭拡径による盛土載荷後の残留沈下低減

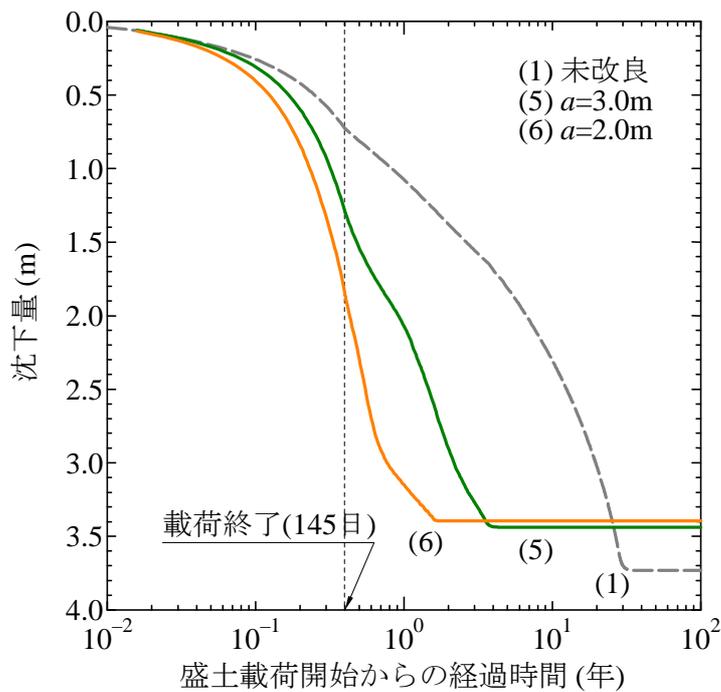


図 6.3.2 排水性改善による盛土載荷後の残留沈下低減

表 6.3.1 砂杭間隔・置換率と盛土载荷による沈下量

			砂杭拵径による沈下量		盛土载荷による沈下量		
	砂杭間隔 a (m)	置換率 A_s (%)	最大隆起量 (m)	100 日後 (m)	载荷終了時 ρ_0 (m)	圧密終了時 ρ_f (m)	沈下比 ρ_0/ρ_f
(1)	未改良		—	—	0.72	3.73	0.19
	(砂杭拵径による改良)						
(2)	10.0	0.4	0.14	0.04	0.77	3.51	0.22
(3)	5.0	1.5	0.23	0.17	0.98	3.25	0.30
(4)	3.0	4.3	0.59	0.24	1.43	3.09	0.46
	(拵径なし, 排水性の改善)						
(5)	3.0	—	—	—	1.28	3.44	0.37
(6)	2.0	—	—	—	1.84	3.39	0.54

6.4 結論

長期・大沈下を起こした常磐自動車神田試験盛土の地盤条件を例に地盤解析コード **GEOASIA** の数値解析によって積極的に砂杭拵径による強制的な「粘土の乱れ」が地盤に与える残留沈下の低減効果を調べ、以下の結論を得た。

- ・ 砂杭拵径によって杭周粘土地盤内は平均有効応力 p' の減少し、正の過剰間隙水圧が蓄積する。拵径後は過剰間隙水圧の消散に伴って平均有効応力が増加し、比体積が減少する。すなわち、杭周粘土地盤において圧密が進行し、地表面沈下が生じる。
- ・ 砂杭拵径によって杭周粘土地盤の砂杭近傍では構造が破壊するが、杭間中央部では大きく変化しない。
- ・ 拵径後の地盤上の盛土载荷による地盤の沈下計算から、残留沈下低減には地盤の排水性改善が有効であるが、砂杭拵径などによって強制的に地盤を乱すことで、最終沈下量と残留沈下量の低減が可能になる。
- ・ 高位で劣化しやすい構造を有した粘土を盛土载荷前にあらかじめ SCP 工法などの砂杭拵径に伴う繰り返し载荷によって強制的に土の構造を破壊しておくことは、強度が現地盤まで回復しない場合があるが、それ以上に、平均有効応力 p' の大きな増減なしに比体積を減少させ、かつ遅れ圧密が発生しにくい圧縮曲線にするため、沈下低減に及ぼす効果は大きい。つまり、盛土载荷前に砂杭拵径によって、積極的に粘土を乱すことが可能な SCP 工法は、長期・大沈下対策に有用である。
- ・ なお、砂杭拵径による改良効果は、初期構造、乱れの影響、位置（砂杭拵径からの距離と深度）の違いにより異なる。これを適切に評価し、設計法を整備するには、構造概念に基づく指標化（鋭敏比、圧縮指数比など）が課題と考えられる。

参考文献

- 1) 野津光夫:砂杭による軟弱地盤改良の工法原理とその応用に関する研究,名古屋大学学位請求論文,1995.
- 2) 旧日本道路公団 日立工事事務所:常磐自動車道神田地区軟弱地盤改良工事 試験盛土(A・B)観測結果最終報告書,1981.
- 3) 土質工学会:座談会バーチカルドレーン工法の問題点をさぐるーサンドドレーンは果たしてきくかー,土と基礎,pp.62-74,1972.
- 4) 中野正樹:粘土の非排水部分排水せん断挙動の解析と軟弱地盤上の盛土工設計への応用に関する研究,名古屋大学学位請求論文,1993.
- 5) 一本英三朗,末松直幹:サンドコンパクション工法の実際と問題点(3)-総括-,土と基礎,31巻5号,pp.83-90,1981.
- 6) 庄野博文,山上拓男,坪井英夫,野田洋:静的締固め砂杭工法を粘性土地盤に適用した場合の強度増加:地盤工学会電子ジャーナル,1(2),pp.9-17,2006.
- 7) (社)地盤工学会:打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法・設計施工マニュアル,付録A 砂・粘土および中間土地盤でのSCPによる地盤改良効果の数値解析,2009.
- 8) 栗原則夫:講座 深い地盤改良の実際と問題点を考える バーチカルドレーン工法の実際と問題点(2)-高速道路盛土の事例- 土と基礎,pp.81-87,1982.
- 9) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. : Soil-water coupled behavior of saturated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, **34**(1), pp.91-105, 1994.
- 10)Asaoka, A. and Noda, T.: All soils all states all round geo-analysis integration, International Workshop on Constitutive Modeling - Development, Implementation, Evaluation, and Application, Hong Kong, China, pp.11-27, 2007.
- 11)Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M. : Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, **48**(6), pp.771-790, 2008.
- 12)Noda, T., Yamada, E. and Yamada, S.: Compaction of sandy ground by "static" cavity expansion, Proc. 12th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Aug., Singapore, pp.501-504, 2003.
- 13)Noda, T., Yamada, E., Yamada, S. and Asaoka, A.: A soil-water coupled analysis on Compaction of Sandy Ground with Static Cavity Expansion, Geotechnical Special Publication No.143 (Eds: J. A. Yamamuro and J. Koseki), pp.269-285, 2005.
- 14)Nakano, M., Yamada, E. and Noda, T.: Ground improvement of intermediate reclaimed land by compaction through cavity expansion of sand piles, *Soils and Foundations*, **48**(5), pp.653-671, 2008.

第7章 軟弱粘土地盤上の道路用盛土の長期・大沈下対策設計

7.1 概説

第7章では、第2章～第6章までに述べた盛土载荷に伴う自然堆積粘土地盤の長期・大沈下の簡易判定法の提案と、詳細な沈下予測から対策に関する研究成果を、「軟弱粘土地盤上の道路用盛土の長期・大沈下対策設計」としてまとめる。

7.2 軟弱粘土地盤上の道路用盛土の長期・大沈下対策設計の基本方針

7.2.1 長期・大沈下の発生要因

はじめに、長期・大沈下が発生する要因について、「構造概念」に基づき本論文で考察した結果を要約する。

(1)長期・大沈下が発生する自然堆積粘土の特徴

- ・ 鋭敏比と圧縮指数比が大きい(鋭敏比が8以上かつ圧縮指数比が1.5以上と分類できる)
- ・ SYS カムクレイモデルによれば、上記の特徴は「構造高位で劣化が速い粘土」、すなわち乱れによる圧縮性の低下が顕著な粘土として表現できる
- ・ 圧密降伏応力を跨ぐ大きな荷重を受けると、構造劣化に伴い急激な大圧縮を示す
- ・ 構造劣化が顕著な場合、「塑性圧縮を伴う軟化」が起こる

(2)沈下が長期化する要因

- ・ 顕著な構造劣化により「塑性圧縮を伴う軟化」が起きた粘土では、有効応力の減少・または有効応力一定のまま大圧縮が起こる。この結果、間隙水圧は上昇・または停滞する。
- ・ 粘土は透水性が低いため、地盤のある部分で間隙水圧の上昇・停滞が起こると、周辺地盤にもその影響が伝播して、間隙水圧の消散が遅れ沈下が長期化する

(3)大沈下が発生する要因

- ・ 乱れに伴う圧縮性の低下が顕著な粘土では、室内の不攪乱試料よりも原位置の粘土の圧縮性が高い。このため、不攪乱試料の圧縮曲線から求める「 Δe 法」などの簡易沈下予測法では沈下量を小さく見積もる可能性がある

7.2.2 長期・大沈下対策の基本方針

前述のように、長期・大沈下挙動は、構造が発達した自然堆積粘土を含む軟弱地盤に特有の水～土連成現象である。これまで数多くの軟弱地盤上の盛土で長期・大沈下が発生したのは、設計の考え方の中に「構造概念」がなかったことによると言える。

よって、長期・大沈下を引き起こさないようにするためには、以下の考え方を基本方針としなければならない。

- ・ 現場で扱う粘土が自然堆積粘土である以上、その土が堆積過程で獲得した構造の働き、すなわち「構造の程度」や外力作用時の「構造劣化の仕方」による力学特性への影響を、室内試験によりあらかじめ調べる必要がある
- ・ 構造の働きにより、長期・大沈下が発生する可能性があるとは判断される場合には、「 Δe 法」などに代表される従前の簡易沈下予測法ではなく、「構造概念」を導入した水～土連成有限解析による詳細な沈下計算が必要となる

上記の基本方針に基づき、次の 7.3 では、軟弱粘土地盤上の道路用盛土の長期・大沈下対策設計を提案する。

7.3 軟弱粘土地盤上の道路用盛土の長期・大沈下対策設計の流れ

構造概念に基づいた軟弱粘土地盤上の道路用盛土の長期・大沈下対策設計の流れを図 7.3.1 に示した。以下、この流れ図に従い詳細を述べる。なお、本設計において、図中の「地震時の検討」と、付録 A12 に示した高有機質土地盤の長期・大沈下は、課題としている。

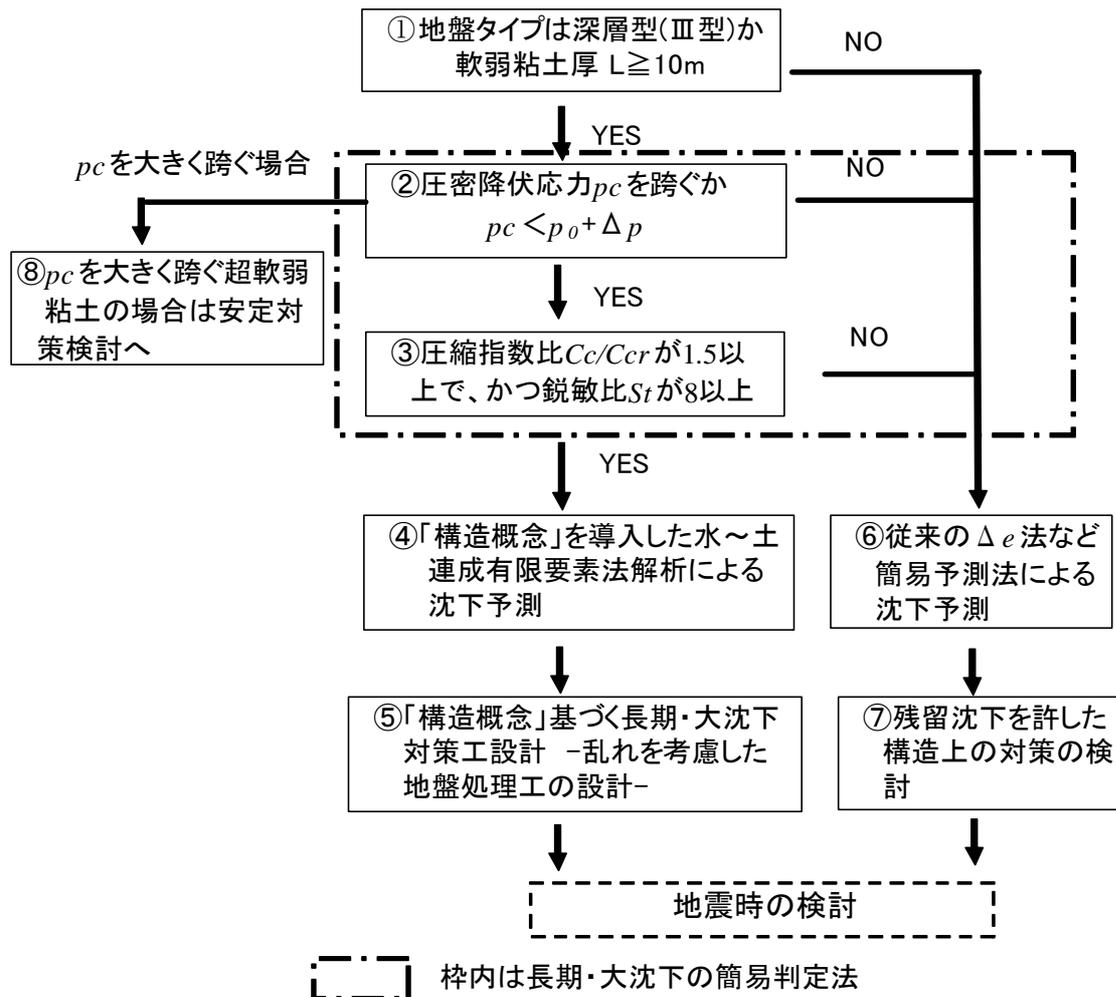


図 7.3.1 長期・大沈下対策設計の流れ

①『地盤タイプは深層型（Ⅲ型）か？』

NO は⑥、YES は②へ

本論文では表 7.3.1 のように「砂層を含まない軟弱粘土層厚が 10m 以上」の地盤を深層型（Ⅲ型）として定義した。旧日本道路公団 設計要領第一集（土工編 第 5 章 軟弱地盤上の盛土 表 5-7）¹⁾における「軟弱層の最大排水距離が 5m 以上」として分類しても良い。

表 7.3.1 地盤タイプの分類^{1)を修正}

沈下パターン		浅層型			泥炭型			深層型		
地盤型式		I a	I b	I c	II a	II b	II c	III a	III b	III c
模式柱状図	上部層									
	中間砂層									
	下部層									
軟弱地盤層厚		10m未満(砂層含まない)						10m以上(砂層含まない)		

②『盛土荷重により圧密降伏応力を跨ぐか？』

NO は⑥、YES は③、大きく跨ぐ場合は⑧へ

「有効土被り圧 $p_0 +$ 盛土荷重 Δp 」が、圧密降伏応力 p_c を跨ぐ場合には、大沈下が発生する可能性がある。ただし、超軟弱な粘土では圧密降伏応力 p_c が小さく、盛土荷重により p_c を大きく跨ぐ場合があり、このような場合は安定上問題となるため、別途、軟弱対策工を検討する必要がある。

③『長期・大沈下の可能性がある粘土か？ ～圧縮指数比 C_c/C_{cr} が 1.5 以上かつ鋭敏比 St が 8 以上か？～』

NO は⑥、YES は④へ

原則として、圧縮指数比 C_c/C_{cr} および鋭敏比 St は、原位置から乱さないように採取した不攪乱試料とそれを十分に練り返した試料を用いて室内試験を実施し、求めるものとする。なお、練返し試料の圧縮曲線の傾き C_{cr} を求める際は、含水比を液性限界に調整して十分に練り返した試料を用いる。ただし、練返し試料の試験が実施できない、または試験結果が無い

場合に概略求めたいときには、式(7.3.1)に示す Skempton(1944)²⁾の式より C_{cr} を算定しても良い。また、鋭敏比 St については、図 7.3.2 に示す「土の状態図(三笠)」³⁾により、不攪乱試料の非排水せん断強度 c_u と液性指数 I_L から推定することもできる。

$$C_{cr} = 0.007 \{ w_L - 10(\%) \} \quad (7.3.1)$$

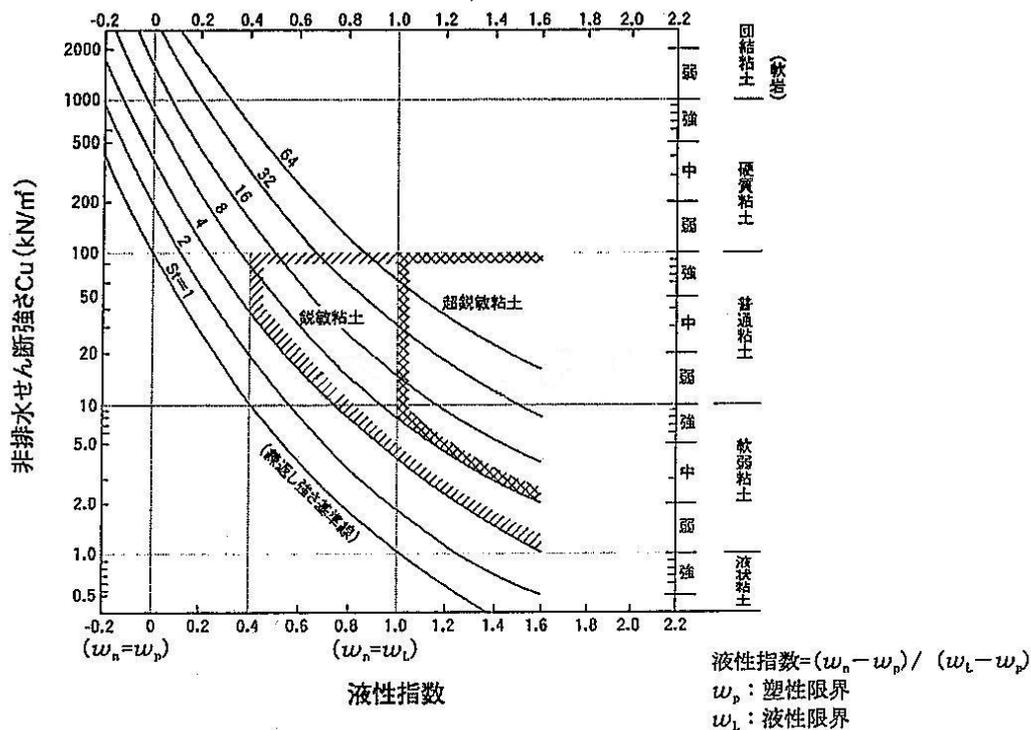


図 7.3.2 土の状態図(三笠)³⁾を修正

④ 『「構造概念」を導入した水～土連成有限解析による沈下予測』

③で長期・大沈下の可能性があると判断された粘土地盤は、従前の「 Δe 法」などに代表される簡易沈下予測法では沈下量を小さく見積もる可能性がある。このため、サンプリングに伴う乱れを考慮して原位置粘土が持つより高い圧縮性を推定し、「構造概念」を導入した水～土連成有限解析^{4),5),6)}により詳細な沈下予測を行う必要がある。

サンプリングに伴う乱れを考慮した原位置粘土の初期状態の推定方法⁷⁾は、以下の通りである。原位置粘土の初期状態は、表 7.3.2 に示す 6 個のパラメータにより定義され、これらには式(7.3.2)の関係がある。

$$N - v_0 - \tilde{\lambda} \ln p_0 - (\tilde{\lambda} - \tilde{\kappa}) \ln \left(\frac{M^2 + (\eta_0 - \zeta_0)^2 R^*_0}{M^2} \frac{R^*_0}{R_0} \right) = 0 \quad (7.3.2)$$

このうち、「比体積」は不攪乱試料の室内試験開始時の値から、また「鉛直有効応力」は有効土被り圧から直接求めることができる。原位置の「側圧係数」は粘土の一般的な値として $K_0=0.5$ を仮定し、「異方性の程度」は粘土では発達・消滅が十分に遅いとして、不攪乱試料の室内試験開始時の値と等しいとする。残るは、「構造の程度」と「過圧密比」の2つのパラメータとなるが、“不攪乱試料と原位置粘土の圧密降伏応力は等しい”と仮定することにより、例えば図 7.3.3 に示すように原位置粘土の圧縮曲線を求めれば、式(7.3.2)に基づき決定される。

表 7.3.2 原位置粘土の初期状態の推定方法

原位置の初期状態量		推定方法
比体積 $v_0(=1+e)$		不攪乱試料の試験開始時の値
応力状態	鉛直有効応力 σ'_{v0}	有効土被り圧
	側圧係数(応力比) K_0	一般的な値 $K_0=0.5$ ($\eta_0=0.75$)
骨格構造	異方性 ζ_0	不攪乱試料の試験開始時の値
	構造 $1/R_0^*$	上記4つの推定値を満たし、 不攪乱試料と圧密降伏応力が等しい値
	過圧密 $1/R_0$	

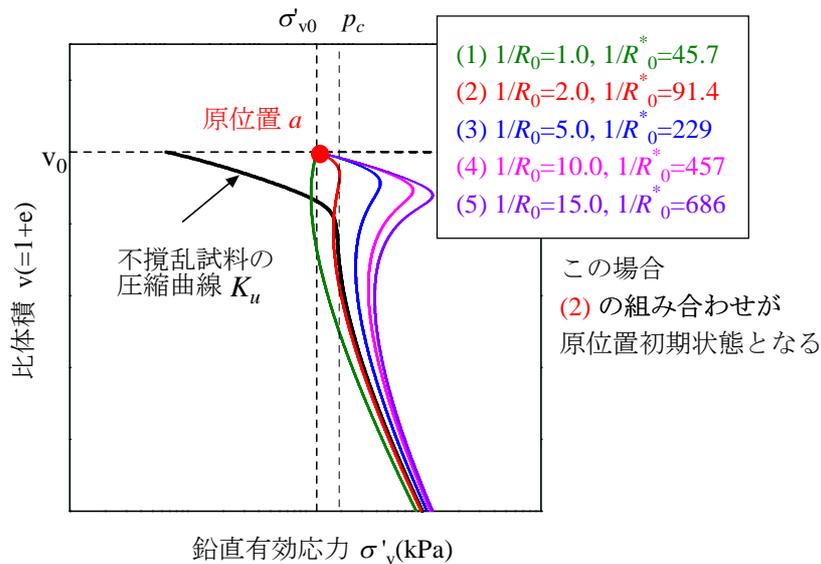


図 7.3.3 原位置初期状態の推定の例

⑤ 『「構造概念」に基づく長期・大沈下対策工設計 ～乱れを考慮した地盤処理工の設計～』

④の沈下予測の結果、残留沈下量が 1m を超えるような場合、盛土載荷前に砂杭拡径によって積極的に粘土を乱すことが可能なサンドコンパクションパイル工法（以下、SCP 工法と

呼ぶ) は、自然堆積粘土地盤の排水性改善と、砂杭拡径などによって地盤を乱すことで、最終沈下量と残留沈下量の低減が可能になり長期・大沈下対策に有用である。その設計には、「構造概念」を導入した水～土連成有限解析により拡径過程と除荷過程の繰り返しによる粘土の乱れを考慮した「砂杭拡径による地盤改良」の計算により、対策後の残留沈下予測をする必要がある。詳細には、Noda et al^{8),9)}および Nakano et al¹⁰⁾ によるものとする。

次に、**図 7.3.4** に示す残留沈下に伴い生じる段差を防止するため、事前に沈下対策として SCP 工法を用いる場合の設計を述べる。(橋梁間隔が十分に離れた場合)

- 1) 本線縦断は、供用後 2 年間の残留沈下量を上げ越した縦断(以下、「上げ越し縦断」と呼ぶ)とする。なお、上げ越し縦断と橋台部とのすり付け勾配は 0.5% とする。
- 2) 端部のすり付けや不陸等は、維持補修にて対処する方が経済的となるため、交通条件等により維持補修の施工が可能な沈下量を許容沈下量 S_a として設定する。
- 3) 対策工を設計する際の計画縦断(以下、「対策設計縦断」と呼ぶ)は、本線縦断ではなく、橋台から下り 0.5% 勾配とする。なお、すり付け延長は、(無処理の残留沈下量 S_2 - 上げ越し量 S_r) $\times 100 / 0.5$ (=補修勾配 $a\%$) とする。ここで、0.5% 勾配は、オーバーレイ補修時の計画に用いる補修勾配とした。
- 4) 対策設計縦断を橋台から下り 0.5% 勾配としたことにより、橋台近傍では残留沈下量が小さく、逆に橋台から離れると残留沈下量が大きな改良仕様と(砂杭間隔が広く)することができる。

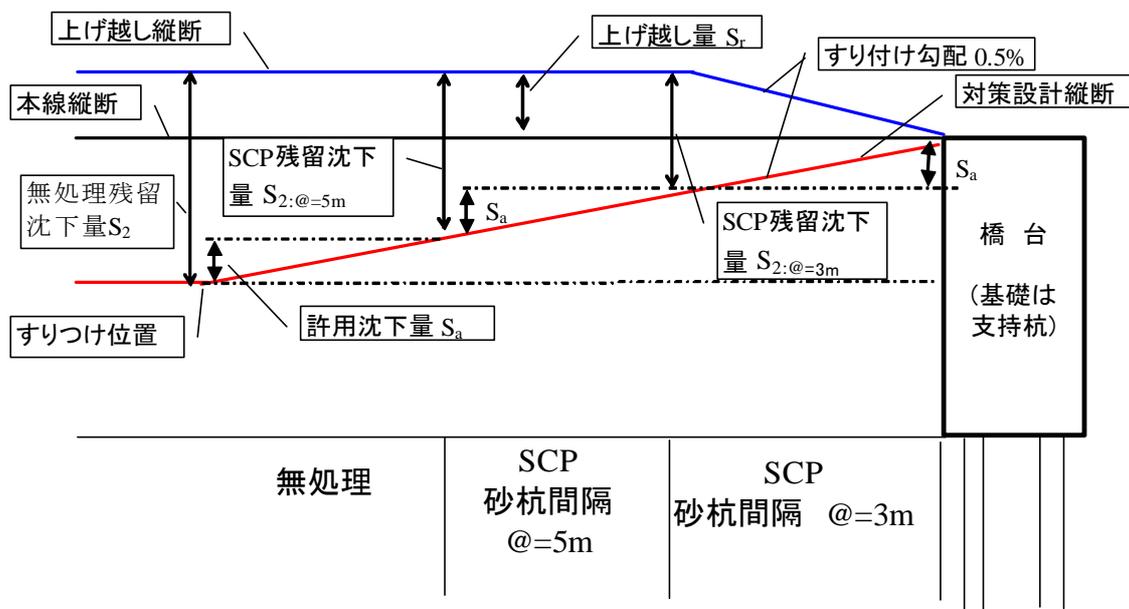


図 7.3.4 SCP 工法の改良仕様設計の概要図

⑥『簡易予測法による沈下予測』

図 7.3.1 の判定によって NO となった場合は、△e 法や、経験式などの簡易予測法によって沈下予測を行ってもよい。ただし、NO となった場合でも、軟弱地盤層厚が厚い場合は、残留沈下量は大きくなる場合もあるので留意するものとする。

⑦『残留沈下を許した構造上の対策の検討』と維持補修費の算定

⑥で予測した残留沈下量に対する対策は、「旧日本道路公団 設計要領第一集 土工編 第 5 章 軟弱地盤上の盛土 3-6-10 長期沈下対策¹⁾」に示す残留沈下に追従できる構造で設計するものとする。

また、供用後の残留沈下に伴い発生する維持補修費の算定や、トータルコストにより対策工を評価する場合などに用いる無処理のオーバーレイ補修費の算定方法を以下に示す。

オーバーレイ補修費は、沈下量にオーバーレイ荷重を考慮した式(7.3.2)を用いて、オーバーレイ舗装体積 V (m³) を求めてからコストを算定するものとする¹⁾。

$$V = B \times S_1 \times S_2 \times \frac{100}{a} \times \frac{1}{2} \quad (7.3.2)$$

ここに、 B ：盛土の天端幅、 S_1 ：オーバーレイを実施した箇所における盛土中央部の沈下量、 S_2 ：オーバーレイを実施していない箇所における盛土中央部の沈下量、 a ：補修勾配 (=0.5%) である。

S_1 (橋台側の沈下量) は、縦断修正のオーバーレイ荷重を見込んだ沈下計算から求めるものとする。補修事例の実績では、概ね 20~30cm 沈下する度にオーバーレイすることから、図 5.7.2 を参考に、オーバーレイ荷重は 20~30cm 沈下した時点に載荷する。

また、その他、ガードレールの嵩上げ、幅員不足分の路肩拡幅工などは、補修延長を $S_2 \times 100/a$ で求めて、必要な時期に補修費を計上するものとする。

これまで設計段階の説明をしたが、工事段階では、本工事着手前に、無処理と SCP 工法等の試験盛土を実施すると、その観測結果に基づき設計で用いた数値解析の透水係数などを見直すことができる。これにより、より精緻な沈下予測が可能となり、しいては設計精度の向上が図れる。

参考文献

- 1) 旧日本道路公団:設計要領第一集 土工編 第5章 軟弱地盤上の盛土, p.5-10, 2005.
- 2) Skempton, A. W.: Notes on the compressibility of clays, Quart. J. Geol. Soc., London,C, pp.119-135, 1944.
- 3) 三笠正人:粘性土の状態図について, 第22回土木学会講演概要集, 1970.
- 4) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. :Soil-water coupled behavior of saturated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, **34**(1), pp.91-105, 1994.
- 5) Asaoka, A. and Noda, T.: All soils all states all round geo-analysis integration, International Workshop on Constitutive Modeling - Development, Implementation, Evaluation, and Application, Hong Kong, China, pp.11-27, 2007.
- 6) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, **48**(6), pp.771-790, 2008.
- 7) Inagaki, M., Nakano, M., Noda, T., Tashiro, M. and Asaoka, A. : Proposal of a simple method for assessing the susceptibility of naturally deposited clay grounds to large long-term settlement due to embankment loading, *Soils and Foundations* , **50**(1), 2010.
- 8) Noda, T., Yamada, E. and Yamada, S.: Compaction of sandy ground by "static" cavity expansion, Proc. 12th Asian RegionalConference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Aug., Singapore, pp.501-504, 2003.
- 9) Noda, T., Yamada, E., Yamada, S. and Asaoka, A.: A soil-water coupled analysis on Compaction of Sandy Ground with Static Cavity Expansion, Geotechnical Special Publication No.143 (Eds: J. A. Yamamuro and J. Koseki), pp.269-285, 2005.
- 10) Nakano, M., Yamada, E. and Noda, T.: Ground improvement of intermediate reclaimed land by compaction through cavity expansion of sand piles, *Soils and Foundations*, **48**(5), pp.653-671, 2008.
- 11)Tashiro, M., Noda, T., Inagaki, M., Nakano, M. and Asaoka, A. :Prediction of Settlement in Natural Deposited Clay Ground with Risk of Large Residual Settlement due to Embankment Loading, *Soils and Foundations*, **51**(1), 2011.

第8章 結論

本論文では、高速道路用盛土載荷に伴う自然堆積粘土地盤の長期・大沈下について、その発生メカニズムの説明に必要な土の骨格構造概念に基づいて、盛土載荷に伴う自然堆積粘土地盤の長期・大沈下の簡易判定法の提案とともに、提案判定法により長期・大沈下の可能性がある場合の沈下予測、ならびに残留沈下対策に関する研究成果を、実務設計を考慮した長期・大沈下対策設計としてまとめたものである。

第1章では、序論として本研究の背景、意義ならびに目的を述べた。

第2章では、自然堆積粘土地盤の長期・大沈下を起こした常磐自動車道神田地区の盛土載荷の事例を中心に、長期・大沈下の発生メカニズムの解明に関する既往の研究をまとめるとともに、この問題の原因の所在および解決する工学的意義について論じた。

(1)旧日本道路公団の軟弱粘土地盤上への高速道路用盛土の施工実績は、全国で約50箇所にとどまるが、8割の現場は大きな支障も、問題も生じていない。一方、残りの約2割の現場においては、供用後も大きな残留沈下が長期に亘り発生し（長期・大沈下）、段差・縦断修正や路肩拡幅など、長期に亘り修正・補修を繰り返すため、多額の維持費用を投入する必要性が生じており、旧日本道路公団の沈下問題に対する基本方針が通用しなかった。

(2)神田地区を含む、供用後の残留沈下が問題となった地区の中には、「長期に亘る沈下」、「予測を超えた大沈下」、「沈下の加速化」や、「間隙水圧の上昇」の現象が観測され、「弾・粘塑性モデル」に代表される圧密変形解析や従来の圧密理論では説明できなかった。

(3)これらの現象を伴う長期・大沈下挙動の発生については、名古屋大学地盤力学研究グループの研究成果によれば、「構造が高位に発達した粘土層が存在する地盤では、構造破壊により塑性圧縮に起因し、さらに、間隙水圧の上昇を伴う場合は、さらなる構造破壊に伴う軟化に起因する。」と説明してきた。そして、現場において長期・大沈下を未然に防ぐためには、土の骨格構造概念、特に構造概念に基づく概念が必要であることを示唆していた。

上記(1)~(3)の事項を考慮した長期・大沈下対策設計の確立を目指すために、骨格構造概念に基づく長期・大沈下の予測、ならびに対策工の設計が必要となることを明示した。

第3章では、土の構造の程度や構造の劣化／破壊／低位化を定量的・定性的に記述するためには、十分に乱した練返し試料の圧縮曲線が必要となるため、十分に乱した練返し試料の作製方法について論じた。具体的には、練返し時の含水比に着目し、段階載荷圧密試験結果に見られる傾向を構造概念に基づき考察した。この結果、練返し試料は、液性限界よりも大きな含水比で練り返すと嵩張った（すなわち、構造が発達した土の）挙動を示す、また液性限界よりも小さな含水比で練り返すと過圧密土的な挙動を示す、そして練返し試料の作製に最も適した含水比は、液性限界であることを明らかにした。また、練返し試料の圧縮指数は液性限界とよい相関があることを示した上で、練返し試料の試験が実施できない、または試験結果が無い場合には、Skemptonの実験式は練返し試料の圧縮指数 $\bar{\epsilon}$ の簡易同定法として有効

であることを明示した。

第4章では、(1)長期・大沈下の可能性がある粘土地盤の簡易判定法の提案、(2)SYS カムクレイモデルに基づく大きな残留沈下が発生する粘土の力学特性の解釈、(3)原位置初期状態の推定に基づく大きな残留沈下の発生条件に関して考察をした。具体的には以下のとおりである。

(1)長期・大沈下の可能性がある粘土地盤の簡易判定法の提案

長期・大沈下は全ての軟弱粘土地盤で発生するわけではなく、今後の実務設計では、長期・大沈下が生じる地盤かどうかを判定しなければならない。しかし、全ての軟弱粘土地盤において、「骨格構造」概念を考慮した最新の地盤解析コード **GEOASIA** を用いて予測するのは不経済であるため合理的とは言えない。そこで、軟弱粘土地盤上への高速道路盛土の施工事例を整理し、各現場の地層構成・荷重条件と沈下の実態・室内試験結果を体系的に整理し、共通項を導き出すことにより、比較的簡単な室内試験から求めることができる圧縮指数比と鋭敏比の2つの指標を用いた簡易判定法を提案した。

これは、盛土載荷に伴う有効応力増分が圧密降伏応力 p_c を跨ぐ（超える）場合に、長期に亘る大沈下が発生する可能性があるとき、地盤を構成する粘土材料の鋭敏比 S_t が 8.0 以上、圧縮指数比 Cc/Ccr が 1.5 以上となる場合に、長期大沈下が生じる可能性があることを示す簡易判定法である。なお、 Cc および Ccr はそれぞれ、不攪乱試料および練返し試料の圧縮曲線における最急勾配を表す圧縮指数である。

(2)SYS カムクレイモデルに基づく大きな残留沈下が発生する粘土の力学特性の解釈

土の骨格構造の働きを記述する弾塑性構成式 (SYS カムクレイモデル) により、上記で提案した簡易判定法における2つの指標を考察したところ、鋭敏比が大きく、圧縮指数比が大きい粘土は、初期に高位な構造を有し、さらに構造が発展しやすい、すなわち構造の低位化・高位化が生じやすい力学的特徴があることを明らかにした。

(3)原位置初期状態の推定に基づく大きな残留沈下の発生条件

Schmertmann による原位置圧縮曲線の図解法に倣い、不攪乱試料の室内圧密試験結果から原位置の初期状態を推定する方法を提案した。また、**SYS** カムクレイモデルを用いて、不攪乱試料の圧縮曲線と原位置粘土の圧縮曲線を算定し、構造が高位でかつ構造の劣化速度が大きい粘土のみ、原位置粘土の圧縮性の方が室内試験を想定した不攪乱試料の圧縮性よりも大きくなることを示し、このような粘土は、遅れ圧密を起こすだけでなく、既存の Δe 法などの簡易沈下予測法では沈下量を低く見積もる可能性があることを指摘した。

また、上記の(1)~(3)の結論に基づき、道路盛土載荷による有効応力増分が圧密降伏応力 p_c を跨ぐ場合の軟弱地盤上の土構造物の実務設計に関して、注意すべき検討事項・課題を新たに示した。

第5章では、現在、長期・大沈下が進行中の実際の現場に対し、**GEOASIA** による将来沈下の予測解析を行うとともに、将来必要となる維持費用を試算した。対象地区は供用4年時

点で、すでに 70cm もの大きな残留沈下が発生し、粘土層内に大きな正の過剰間隙水圧が残存しているため、今後も沈下は継続するものと考えられる地点である。また、この粘土は、**第 4 章**で提案した簡易判定法からも、乱れに鋭敏で大きな残留沈下が生じる可能性があるとして判定された。将来沈下の予測解析の結果、間隙水圧の挙動についても観測結果を比較的よく再現することができており、対象地区では今後約 80 年にわたり約 1.3m もの大きな残留沈下が発生すること、圧密終了時までには、盛土法尻から約 50m 離れた地点まで、盛土側に引き込まれる形で地表面沈下が生じ、周辺地盤にも広範囲にわたり影響が及ぶことを導き出した。さらに、縦断修正によるアスファルトのオーバーレイ荷重を考慮した解析から当該個所では、長期に亘り多額の維持・管理費用を必要とする可能性があることも明らかにした。

第 6 章では、長期・大沈下を起こした常磐自動車神田試験盛土の地盤条件を例に、**GEOASIA**の解析によって、積極的に砂杭拡径による強制的な「粘土の乱れ」が地盤に与える効果として、砂杭拡径後の粘土地盤に盛土が載荷された場合の残留沈下の低減効果を調べた。

この解析結果から、盛土載荷前に砂杭拡径によって積極的に粘土を乱すことが可能なサンドコンパクションパイル工法は、盛土載荷による軟弱粘土地盤の残留沈下低減には地盤の排水性改善が有効であり、同時に、砂杭拡径などによって地盤を乱すことで、最終沈下量と残留沈下量の一層の低減が可能になることも示した。

なお、砂杭拡径により構造が高位に発達した粘土をあらかじめ強制的に土の構造を破壊しておくこと、その後の正の過剰間隙水圧が消散してもなお現地盤まで強度が回復しない場合があるが、それ以上に、平均有効応力 p' の大きな増減なしに比体積を減少させ、なおかつ遅れ圧密が発生しにくい圧縮特性に改良するため、改良地盤の盛土載荷時の沈下低減に及ぼす効果は大きく、長期・大沈下対策に有用であることを明らかにした。

第 7 章では、**第 2 章～第 6 章**までの研究成果を、実務設計に展開できるように軟弱粘土地盤上の道路用盛土の長期・大沈下対策設計としてまとめた。

謝辞

本論文は、常磐自動車道神田地区の軟弱地盤上の高速道路盛土が「なぜ長期・大沈下したのか」著者の好奇心が発端で、その発生メカニズムを解明するために、浅岡研究室を訪ねた日から始まり、名古屋大学地盤力学研究グループとともに今日まで研究した成果をまとめたものです。本論文を作成するにあたり本当に多大なるご指導、ご鞭撻を賜りました名古屋大学浅岡顕名誉教授、中野正樹教授、野田利弘教授、山田正太郎准教授、中井健太郎助教、田代むつみ助教、中部電力(株)山田英司博士、名古屋工業大学張鋒教授に深く感謝いたします。

浅岡顕名誉教授には、まず3つのお礼をさせていただきます。

- ① 常磐自動車道神田地区の軟弱地盤上の高速道路盛土が「なぜ長期・大沈下したのか、その発生メカニズムを解明する研究」のお願いに伺った際、「現場の問題に答えられない土質力学にさぞ落胆したことでしょう。」と、優しく慰めの言葉とともに、本研究を心よく引き受けて頂いたこと
- ② 著者に、浅岡研究室で本論文を作成する機会を与えて頂いたこと
- ③ 本研究を通して浅岡先生の土質力学の凄さや、感動を体験させて頂き、さらに、研究以外にも人生観、倫理観に至るさまざまなことをご教授して頂いたこと

そして、浅岡先生から、「学ことの意義」と「真実を求める大切さ」と「勇気」を頂戴しました。すべて一生の宝物です。ここに深く謝意を表します。

浅岡先生が、毎夜、高弟子である中野先生、小高先生、野田先生を前にして「土の乱れ」に始まり「乱れた土質力学」まで、少しでもよくしようとする議論や、その教えは、長期・大沈下の問題だけでなく、土のあらゆるすべての問題を論じている。その大きさ、力強い『ことば』を片隅で傍聴しながら、この教えは、高弟子の先生らによって世界に広がり、発展することを確信しました。

中野正樹教授には、本論文をまとめるにあたり大変有意義なご意見、ご助言と励ましを頂戴しました。実務の問題に深くご理解を示して頂き、何度も現場へ足を運んで頂きました。長期・大沈下している長島、伊勢で議論した、「サンプリングとその乱れの影響」をはじめ、現場で議論した多くの内容が本論文の各章に含まれています。また、本論文で示した試験データは、中野先生が独自に研究した試験技術と工夫によるもので、学生さんと夜遅くまで試験して頂きました。これがなければ本論文は完成しませんでした。ここに深く感謝いたします。

野田利弘教授には、既往の土質力学では説明できない現象や誤りを、理論解析で表現し、野田先生の卓越したセンスと「新しいことば」によるご説明には驚嘆しました。例えば、浅岡先生が「圧縮(圧密)沈下と地震は、載せるか、揺らすか、外力が違うだけで、粘土が壊れるのは同じだ。」と、述べられると、すぐに野田先生は、地盤解析プログラムを造り「中越地震で、関越道の粘土は壊れた。」と、解析結果とともにお答えになります。このように、解析

結果が出力される度に、たくさんの興味深く新しい話をご教授して頂きました。おかげさまで、広い視野と、新しい視点で現象を考えることができたことが、本研究に大いに役立ちました。また、野田先生には、指導教官として本論文をまとめるにあたり全てにおきましてご指導を頂きました。ここに、本論文を仕上げるのがきましたこと深く感謝いたします。

田代むつみ助教には、長期・大沈下の発生メカニズムを解明した田代先生が博士課程の時から大変長い間、懲りずに著者と本研究に取り組んで頂いたこと大変感謝しています。練返し試料の圧縮曲線の傾きは自然含水比に依存すると著者の主張を、解析結果とその理論的な根拠を元に一蹴され、他にも著者が整理したデータや疑問点を、すべて理論解析結果に基づき正しく導いて頂きました。後輩には『軟弱地盤で困った時は、田代先生にたずねよ』と伝えます。

中部電力㈱の山田英司博士には、大変業務多忙の中、大切な時間を割いて計算して頂きました。また、不思議な「遅れ圧密」は、山田博士の解析から学びました。ここに、厚くお礼申し上げます。

名古屋工業大学の張鋒教授には、実務に精通したご意見とアドバイス、さらに激励まで頂き誠にありがとうございました。

名古屋大学の山田正太郎准教授には、本論文に関するご指摘とご指導頂いたこと、さらに、「変形」が進行すればいずれ「破壊」する、「変形」と「破壊」が繋がっている土質力学を山田先生から学びました。ここに、感謝申し上げます。

名古屋大学の中井健太郎助教には、本論文で示した試験データの試料採取から学生の方を指導しながら夜遅くまで試験して頂きました。また、「生きた土の土質力学」と「死んだ土の土質力学」は、中井先生から教授して頂きました。ここに、感謝申し上げます。

㈱浅沼組の高稲敏浩氏には、実務の研究でお忙しい中、研究室の学生の方のご指導をされ、困った時の相談役、また、頼れる先輩であります。著者も大変お世話になりました。ここに お礼申し上げます。

㈱竹中工務店の金田一広氏には、長期・大沈下している現場へわざわざ来て頂き、ご指導と貴重なご意見を頂きました。長期・大沈下は、将来、長きに亘り多くの不幸を生むため、絶対起こしてはいけないことを教わりました。ここに、感謝申し上げます。

㈱不動テトラの竹内秀克氏には、いつも研究室で夜遅くまで、難問と格闘している姿に、見習うべきものがありました。それと、大自然の猛威から軟弱(粘土・砂)地盤上の構造物を守るには、SCPが不可欠であることを計算によって教わりました。ここに感謝申し上げます。

名古屋大学地盤力学研究グループの酒井崇之研究員をはじめ、卒業生、学生の方々、多くのご協力ありがとうございました。

思い返せば、著者は旧日本道路公団へ1984年に入社して、初めての勤務地が水戸管理事務所でした。そこで、旧日本道路公団試験研究所土工室長を経験された渡辺嵩博氏(当時副所長)から、旧日本道路公団の軟弱地盤の沈下問題に関する基本方針(以下、沈下の基本方針と呼ぶ)

を学び、軟弱地盤上の盛土の維持管理は神田地区の軟弱地盤で学びました。それが著者にとって軟弱地盤との初めての出会いでした。

著者が旧 JH 試験研究所土工研究室の勤務となり、2000 年に常磐自動車道神田地区を再び訪ねた時、旧 JH 水戸管理事務所の松岡晴男氏(当時副所長)から、長期・大沈下の実態と、長期に亘り沈下する高速道路を維持管理する技術者の使命と、さらにその苦勞を教えてくださいました。「沈下の基本方針は神田地区では通用したのか?」また、「神田地区は、なぜ長期・大沈下したのか?」本論文を手掛けるきっかけとなりました。その時期は、関西空港でも残留沈下による維持補修を取り上げた新聞報道もあり、長期・大沈下の実態を正しく知る必要性を強く感じました。

当時、旧 JH 試験研究所土工研究室の研究テーマになかった、この神田地区の長期・大沈下の研究に関して、そこに何があるのか、何に役立つか、何もわからない段階で、当時室長であった緒方健治氏、長尾和之氏から、本研究を行う機会を与えてくれた寛容な計らいに心から感謝します。

著者が旧 JH 試験研究所土工研究室に勤務した際、初めての研究業務で何をどうしたよいか、戸惑っていた頃、当時主任であった川井田実氏から研究、学問、技術者の倫理観などご指導を賜りました。また、本研究に関するご理解、ご助言と励ましありがとうございました。さらに、長期・大沈下の問題を取り上げた軟弱地盤の委員会と、その後、設計要領を改訂した際には、大変お世話になりました。お礼申し上げます。

著者が本研究を途中で止めたいと弱気になった時、旧 JH 試験研究所土工研究主幹を最後に川崎地質(株)へ移られた三嶋信雄氏から『「土工研究室は、土の研究をすること」と、例規集に書いてある。土の研究をしている限り、誰もお前をクビにできないから続けなさい。わからない人は、おいて行きなさい。』と、いつも力強く、前向きな「ことば」、一生忘れることはできません。ここに深く感謝いたします。これからは、「わからない人を、口説いて行きます。」

前田建設工業(株)の石黒健氏には、「沈下の基本方針は神田地区では通用したのか?」著者の一つ目の疑問について一緒に研究して頂きました。おかげさまで、長期・大沈下の実態と課題が明確になり、次のテーマへ進むことができ大変感謝しています。

神田試験盛土工事(1980～)を担当して、ドレーンの有効性を議論した(株)不動テトラ建設に所属する野津光夫氏には、いつも、適格なご助言を頂きました。特に「神田地区の長期・大沈下の発生メカニズムを解明できるのは、世界中を探しても浅岡先生しかいない。」と著者を浅岡先生のもとへ強引に導いて頂いたことに大変感謝しています。

また、大成建設(株)の堀越研一氏からも本研究に関するご意見、ご助言ありがとうございました。

基礎地盤コンサルタンツ(株)に居られた鈴木一正氏が、報告書末尾の参考資料に、当時(1978年)の土質力学では説明できない挙動を、「・・・は、遅延圧密による長期沈下現象である。」と、自らの考えを論じた報告には、感銘とともに、本研究を進める大きな意義を貰いました。そ

して、土質技術者としてのあるべき姿を学びました。また、同社の酒井運雄氏には、金子進氏、湯川浩則氏、山田眞一氏らと共に、乱れの少ない試料採取から真値を求めるために労を惜しまず、知恵と工夫で解決する姿から土質調査の職人技を知ることができました。ここに、お礼申し上げます。

そして、本研究を行う機会と多大なご支援を頂いた中日本高速道路株式会社に深く感謝いたします。いつも現場技術を第一に考え、現場で技術を生み、育み、その技術で社会へ貢献した先輩方が築いた伝統に倣い本論文を作成しました。

旧 JH 試験研究所時代から横田聖哉氏、福島勇治氏、北村佳則氏、加藤陽一氏、益村公人氏、板清弘氏、安部哲生氏には暖かい激励とご支援を頂きました。ここに、厚くお礼申し上げます。

最後に、沈下予測の検討委員会(1983)で神田試験盛土の沈下予測をした名古屋工業大学の中井照夫教授には、中井健太郎先生と、田代むつみ先生の公聴会(2005)の場で、両先生の研究成果を表して「当時(1983)の検討委員会は何だったのか」と、自らの沈下予測を自戒するとともに、この20年間に進歩した両先生の土質力学を認められた言葉に、著者は「本研究をさらに発展させるべきである。」と、志を抱くことができました。ここに、深く感謝申し上げます。

振り返れば、たった一人で始めた本研究は、このように多数の方々のご支援とお力添えにより、神田地区の軟弱地盤から想像もしていなかった発見や真実を知ることができました。そして「構造が高位な常磐粘土(=生きた土)地盤は、盛土载荷によって、構造破壊により塑性圧縮しながら土が弱くなる遅れ圧密を伴う長期・大沈下が発生した。生きた土は、盛土载荷前に、SCPによってあらかじめ土を殺して(土を乱して)構造が喪失した、いわゆる死んだような土にすればよかった。」と、浅岡先生の正しい理論によって大いなる反省ができたことに厚くお礼申し上げます。最後に、本論文が明日の不幸を一つでもなくす議論のきっかけとなれば慶びです。