

東海大学大学院平成 26 年度博士論文

戸建住宅の不同沈下事例の実態解明と
スウェーデン式サウンディング試験孔を用いた
粘性土の強度評価に関する基礎的研究

指導 藤井 衛 教授

東海大学大学院総合理工学研究科
総合理工学専攻

品川 恭一

戸建住宅の不同沈下事例の実態解明と
スウェーデン式サウンディング試験孔を用いた
粘性土の強度評価に関する基礎的研究

目次

第1章 序 論.....	1
第1節 本研究の背景.....	2
第2節 本研究の目的.....	5
第3節 本研究の意義.....	6
第4節 本論文の構成.....	7
第1章の参考文献.....	8
第2章 戸建住宅基礎の不同沈下の実態解明.....	10
第1節 本章の目的.....	11
第2節 不同沈下の形態.....	11
第3節 戸建住宅の地盤調査法.....	12
第4節 分析に用いた資料.....	14
第5節 トラブルの要因別分類.....	15
第6節 区分ごとの分析と考察.....	18
第1項 「既存地盤」について.....	18
第2項 「擁壁等」について.....	19
第3項 「地盤改良」について.....	20
第4項 「宅地盛土」について.....	20
第5項 「近接工事」について.....	22
第6項 「調査・設計」について.....	23
第7節 不同沈下量別の分析.....	24
第8節 地盤調査について.....	25
第9節 本章のまとめ.....	26
第2章の参考文献.....	27

第3章 戸建住宅の液状化に対する意識調査及び不具合の傾向.....	28
第1節 本章の目的.....	29
第2節 住民の意識調査.....	30
第1項 基礎・地盤に関する項目.....	31
第2項 地震後の対応に関する項目.....	32
第3項 構造に関する項目.....	33
第4項 性能・居住性に関する項目.....	34
第5項 意識調査に関する項目.....	35
第3節 不具合の傾向を分析するのに用いた建物情報.....	37
第1項 調査対象の建物概要と被害状況.....	37
第2項 調査対象建物の基礎構造.....	38
第4節 震災前後における宅地の地盤強度変化について.....	39
第5節 柱状改良体における不同沈下の抑制効果.....	44
第6節 建物バランスによる不同沈下の影響.....	45
第7節 本章のまとめ.....	49
第3章の参考文献.....	50
第4章 スウェーデン式サウンディング試験孔を用いた 粘性土の非排水せん断強さの評価手法.....	52
第1節 本章の目的.....	53
第2節 ベーンせん断試験方法.....	54
第3節 室内実験.....	56
第1項 標準ベーンと特殊ベーンによる粘性土のせん断強さの比較.....	56
第2項 スクリューポイントによるせん断強さの推定式の提案.....	63
第4節 現場実験.....	68
第1項 原地盤による特殊ベーンと S.P.による粘性土のせん断強さの比較.....	68
第2項 原位置試験による検証.....	72
第5節 本章のまとめ.....	79
第4章の参考文献.....	80

第5章 結論（まとめ）	78
第1節 結論.....	82
第2節 今後の課題と展望.....	85
付 録.....	86
研究業績.....	90
1. 査読付論文	91
2. 口頭発表等	93
謝 辞.....	96

第 1 章
序 論

第1節 本研究の背景

小規模建築物を対象とした地盤調査や基礎設計に関する法律および指針類には、2000年に改定された「建築基準法」や「住宅の品質確保の促進等に関する法律（品確法）」、2008年に発行された「小規模基礎設計指針」などがあり、最近10年の間に飛躍的に整備されてきた。しかし、住宅リフォーム・紛争処理支援センターの資料^{1.1)}によると、図1.1に示すように消費者から寄せられる住宅リフォーム・紛争処理支援センターへの戸建住宅の不具合事象に関する相談件数は、2006年度から減少傾向にあったが、2008年度より再び増加し、2011年度には20,483件の新規の相談を受け付け過去最多の件数となっている。そして、文献^{1.2)}より整理した不具合の事象を図1.2に示し、不具合部位を図1.3に示すと、その相談件数の中で不同沈下によって傾いたと思わせる不具合事象の「傾斜」は8位であり、全体の中で3.7%と決して高くはない。さらに、不具合部位の「基礎」に関しては7位で5.8%であり、「地盤」に至っては9位で3.2%とこちらも決して高くはない。しかし、2012年5月に発行された文献^{1.3)}には、軽微な傾きによる不同沈下でも建替を命じた裁判事例があった。その事例では被害実態よりも設計や施工上の瑕疵を重視し、建設会社に建替相当の損害賠償金の支払いを命じている。一般に戸建住宅の地盤補強の費用は50万円～100万円程度であるが、不同沈下を修復する費用は500万円～1000万円にもなり、地盤補強費用の10倍程度になることはあまり知られていない。そして、図1.3の不具合部位において、「床」と「外壁」が1位と2位で「内壁」が4位

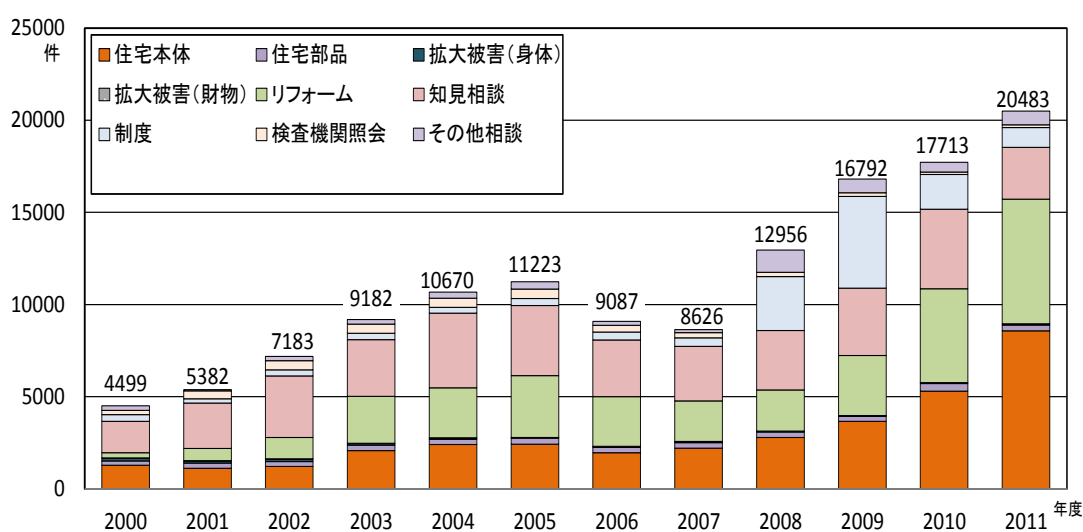


図 1.1 2011 年度の住宅相談の全体の概要 相談件数の推移^{1.1)}

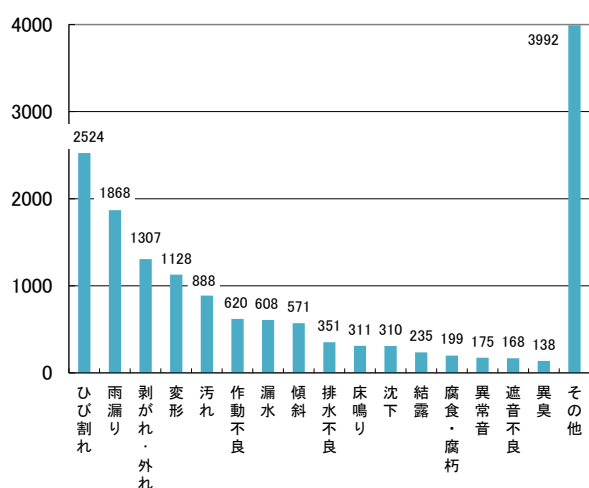


図 1.2 不具合事象に関する相談件数
(2011年度)

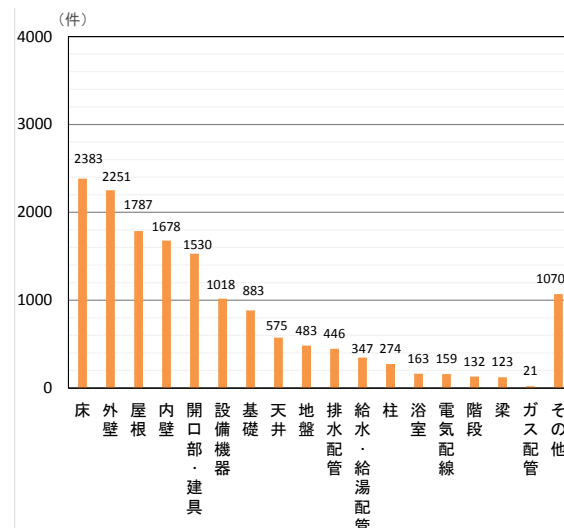


図 1.3 不具合部位に関する相談件数
(2011年度)

となっている原因には基礎・地盤に起因するものが含まれていると言われている。また、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、震源から遠く離れた関東エリアでも、地盤の液状化による被害を受けている。この影響により戸建住宅が過去に例をみない程、広範囲に甚大な被害を被った。2011年9月27日の時点において国土交通省都市局の調べでは液状化による被害は26,914棟にも及んでいる。

上述のように法の整備や基礎の設計及び施工に係る技術的な面は改善されてきているが、逆に戸建住宅の不具合に関する相談件数は増大している。これは、基礎の設計や施工に関する問題点が明確にされればされるほど、消費者にとっては不安感が増大し、このような相反する現象となって現れていると考えられる。すなわち、建物の不具合のみが強調されその対策まで示すに至っていないのが現状である。このような基礎・地盤のトラブルの原因については、ほとんどが整理されておらず、これらを整理することはこれからの建築の基礎・地盤の不具合を回避することにもつながる。また、地震時に関しても、建物の基礎・地盤に対する対策効果の分析や不同沈下に関する解析、被害の実例など多数の報告^{1.4)~1.15)}がなされているが、居住者の目線で土地や住宅に対する意見をまとめられたものや詳細な個々の住宅の障害事例から建物と地盤との関係について整理されたものは少なく、どのような点に配慮した設計や施工をすべきかが明確にされていない状況に設計者はおかれている。そのため、常時や地震時に発生した不具合の要因や状況を整理し、その設計や施工に関する対策法を確立する事ができれば、これからの建築の基礎・地盤の不具合を大幅に減らすことにつながる。

戸建住宅の宅地の地盤調査法としては、スウェーデン式サウンディング試験（以後、

SWS 試験と呼ぶ) が一般的に用いられており、この試験の長所は簡便であること、狭隘な敷地に適していることなどが挙げられる^{1.16,1.17)}。その一方、SWS 試験の欠点として、堅固層の貫入能力が小さいことや土質の判別ができないこと、及び回転と貫入の2つの機構を有するため土の力学的性質をこれらの機構から理論的に結び付けるのが難しいことが挙げられる。また、この試験は標準貫入試験の N 値と SWS 試験結果との比較により導かれた算定式を用いて地盤強度を評価しているにすぎず、その評価式の信頼性についても従来から疑問視されていた^{1.18)~1.20)}。しかも、SWS 試験の欠点である、おもり荷重で急速に自沈した場合は、即座に除荷することができず、自沈する層の強度範囲が不明確であるため、試験法の信頼性に疑問を述べる声も多い^{1.21),1.22)}。これは、SWS 試験自体の問題に起因するものである。一方、ヨーロッパにおいては宅地地盤の土の力学的性質は、ベーンせん断試験^{1.23)}と呼ばれる方法によって求められている。これはおもり荷重を作用させず、ロッドの先端に取り付けた羽根の回転トルクから粘性土の非排水せん断強さを求める方法である。しかし、この試験は日本の宅地地盤ではほとんど用いられていない。なぜなら、日本の宅地地盤は、表層から 50cm 程度までは比較的良く締まった埋土で構成されているため、羽根を貫入する事が難しいからである。一方、SWS 試験機のスクリーポイントにはベーンせん断試験の羽根より格段に貫入能力があるため、表層部で貫入不可になることは少ない。もし、SWS 試験孔を用いた回転トルクから粘性土の非排水せん断強さを求める事ができれば、おもり荷重による自沈の問題が改善され、また、SWS 試験から得られる地盤情報を格段に向上させる事ができる。

以上のことをふまえて、戸建住宅の不同沈下の実態解明と SWS 試験孔を用いた非排水せん断強さの調査法を研究するに至った。

第2節 本研究の目的

本研究は、戸建住宅の宅地地盤における不同沈下の実態解明および SWS 試験を利用した粘性土の非排水せん断強さの推定方法に関するものであり、以下の3つの事項を明らかにすることを目的としている。

- i) 戸建住宅の基礎・地盤の不具合の実態を解明することにより、今後の宅地地盤の基礎の設計計画及び施工における注意点を明確にする。
- ii) 戸建住宅の液状化被害における居住者の地盤に対する意識調査や液状化が発生した宅地の地盤状況から、今後の液状化地盤における基礎設計計画の改善点を明らかにする。
- iii) SWS 試験孔を利用し、ロッド先端に取り付けられた特殊ベーン及びスクリーポイントの回転トルク値から粘性土の非排水せん断強さを求める方法を提案し、その有用性を明らかにする。

第3節 本研究の意義

本研究の意義としては、大きく分けて以下の三つに分けることができる。

- i) これまで不明確であった宅地の不同沈下の事例を要因別に分類し、戸建住宅の基礎・地盤の不具合の実態を把握する。その不具合の実態から宅地地盤に関して、SWS試験の切盛地盤の調査点数や盛土地盤の品質管理の必要性などや、基礎の設計計画・施工に関して配慮すべき問題点を明確にすることは、今後の不同沈下対策に重要な情報を与えることができる。
- ii) 東北地方太平洋沖地震による液状化の被害を受けた消費者が、生産者に対して何を求めているのかを明確にする。このことにより、液状化対策を実施する上で住民に対して考慮すべき事項を明らかにできる。さらに、今まで不明確であった液状化直後の地盤強度の回復状況を捉えることで、今後の液状化対策を考えていく上で、有用な情報を提供できると考える。
- iii) 今回行った室内実験及び現場実験において、SWS試験孔を用いて、特殊ベーンおよびスクリーポイントの回転トルク値から粘性土の非排水せん断強さを推定することができれば、SWS試験が不得意とする軟弱な自沈層を評価することができ、SWS試験の1つの欠点を改善することができる。

第 4 節 本論文の構成

本論文は、全 5 章により構成されており、以下に各章の概略を示す。

第 1 章では、本研究の背景、本研究の目的、本研究の意義および本論文の構成について示す。

第 2 章では、戸建住宅基礎の不同沈下に関して、1970 年～2010 年にわたって収集した裁判事例など合計 137 件について、どのような要因で不同沈下が発生していたのかを整理する。さらに、今後の基礎設計の計画や施工にあたって留意すべき点を示す。

第 3 章では、前半において、兵庫県南部地震と東北地方太平洋沖地震により被害を受けた戸建住宅に対し住民の意識調査を実施した結果を比較検証している。この結果より、今後居住者が納得できる液状化対策を考える上で、いくつかの有用な情報を提示している。また、後半においては、東北地方太平洋沖地震で液状化被害を受けた 50 棟の住宅について、被害状況・建物情報・SWS 試験結果の震災前後の調査データを基に、安全な液状化対策を考える上で、いくつかの有用な情報を提示する。

第 4 章では、まず、地盤工学会 (JGS) 基準の原位置ベーンせん断試験を用い、スクリューポイントの幅と高さを同等にしたベーンブレードを作製し、そのトルク値と非排水せん断強さとの間に明確な関連性があることを実証している。その後、SWS 試験機のスクリューポイントの回転トルク値とベーンせん断試験のトルク値との間に関連性を見出し、スクリューポイントによる回転トルク値から粘性土の非排水せん断強さの推定式を提案する。さらにこの式の妥当性を原位置試験にて実証している。

最後の第 5 章では、本研究により得られた結論および今後の課題と展望をまとめた。

第1章の参考文献

- 1.1) 公益財団法人 住宅リフォーム・紛争処理支援センター：相談統計年報 2012 (2011年度の住宅相談と紛争処理の集計・分析)，(2012)
- 1.2) 公益財団法人 住宅リフォーム・紛争処理支援センター：相談統計年報 2012 資料編(2011年度の住宅相談と紛争処理に関する集計データ)，(2012)
- 1.3) 日経 BP 社：日経アーキテクチュア 2012 5-10 No.975, pp26～29, (2010)
- 1.4) 若松加寿江：2011年東北地方太平洋沖地震による東北地方の液状化地点の地形・地盤特性，第47回地盤工学研究発表会，pp1505-1506 (2012)
- 1.5) 小澤直輝，安田進，石川敬祐：地盤の表層改良範囲が家屋の沈下量に及ぼす影響に関する解析，第47回地盤工学研究発表会，pp809-810 (2012)
- 1.6) 橋本隆雄，安田進，山口亮：東北地方太平洋沖地震による液状化被災地区における住宅の傾斜とめり込み沈下量の関係，第47回地盤工学研究発表会，pp1487-1488 (2012)
- 1.7) 川崎敦志，松下克也，石井雄輔，樋口俊一，西山高士：液状化に伴う戸建住宅の被害と分析－その1.東日本大震災における被害の事例，第47回地盤工学研究発表会，pp1393-1394 (2012)
- 1.8) 樋口俊一，西山高士，石井雄輔，松下克也，川崎淳志：液状化に伴う戸建住宅の被害と分析－その2.有効応力解析による沈下分析の概要，第47回地盤工学研究発表会，pp1395-1396 (2012)
- 1.9) 西山高士，樋口俊一，石井雄輔，松下克也，川崎淳志：液状化に伴う戸建住宅の被害と分析－その3.被害事例の解析結果，第47回地盤工学研究発表会，pp1397-1398 (2012)
- 1.10) 伊那潔，藤井衛，安達俊夫：小規模建築物の液状化被害復旧工事の実態調査，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp601-602 (2012)
- 1.11) 須々田幸治，高田徹，平出務：小規模建築物を対象とした液状化判定のための比較実験(その1 土質判別)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp603-604 (2012)
- 1.12) 高田徹，須々田幸治，平出務：小規模建築物を対象とした液状化判定のための比較実験(その2 液状化判定)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp605-606 (2012)

-
- 1.13) 松下克也, 安達俊夫, 平出務, 新井洋, 井上波彦: 小規模建築物を対象とした液状化判定法の検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp607-608 (2012)
 - 1.14) 河野文顕, 真島正人, 橋本光則, 藤井衛, 渡辺佳勝, 深谷敏史: 東日本大震災による住宅被害のアンケート調査 その1 地盤補強を行った住宅の調査結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp631-632 (2012)
 - 1.15) 渡辺佳勝, 真島正人, 橋本光則, 藤井衛, 河野文顕, 深谷敏史: 東日本大震災による住宅被害のアンケート調査 その2 液状化による住宅被害の原因分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp633-634 (2012)
 - 1.16) 日本建築学会: 小規模建築物基礎設計指針, 335pp, (2008)
 - 1.17) 日本材料学会地盤改良部門委員会: 実務者のための戸建住宅の地盤改良・補強工法, 278pp (2010)
 - 1.18) 田村昌仁, 水谷洋介, 川村政史, 藤井衛, 枝広茂樹, 小口和郎: スウェーデン式サウンディングによる地盤調査法の現状と課題, 土と基礎, Vol.54, No.4, pp.8~10 (2004)
 - 1.19) 稲田倍穂: スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について, 土と基礎, Vol.8, No.1, pp.15~18 (1960)
 - 1.20) 藤井衛: スウェーデン式サウンディング試験法の有効活用, 建築技術, 2月号, pp.95~101 (2013)
 - 1.21) 藤井衛, 田村昌仁, 伊集院博: 小規模建築物の地盤を対象としたスウェーデン式サウンディング試験方法の評価と問題点, 日本建築学会構造系論文集, 第557号, pp.121~128 (2002)
 - 1.22) 伊集院博: SWS試験実施上での基本知識, 建築技術, 2月号, pp.95~101 (2013)
 - 1.23) 地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, pp.310~318 (2004)

第2章

戸建住宅の不同沈下事例の実態解明

第1節 本章の目的

本章では、戸建住宅の基礎・地盤の不具合の実態を解明することにより、今後の宅地地盤の基礎の設計計画及び施工における注意点を明確にすることを目的としている。そのため、戸建住宅基礎・地盤のトラブルに関して、不同沈下の事例や裁判事例など合計137件を用い、不具合を分類・整理した。さらに、トラブルの区分ごとに該当する要因の数を数え、トラブル事例の傾向を確認し、障害事例を紹介し、その注意喚起や対応方法を述べている。これらの事例の実態を解明することにより、設計者はプランニングする際に注意しなければならない箇所を早期に発見することが可能となり、また、施工者に関しては、施工前に懸案事項に基づき、事前対応を行うことにより被害を最小限に防ぐことや管理体制を充実させることで、管理方法が明確化されることにより、トラブルの件数は減少することにつながる。

第2節 不同沈下の形態

不同沈下には沈下傾斜の形態として2種類ある^{2.1)}。1つは図2.1(a)に示すような一体傾斜（傾斜角タイプ）である。一体傾斜は建物全体が傾斜するため、上部構造への障害は出にくい。もう1つは、図2.1(b)と(c)に示す変形傾斜（変形角タイプ）であり、これらは、上部構造にひび割れなどの障害を発生させる。

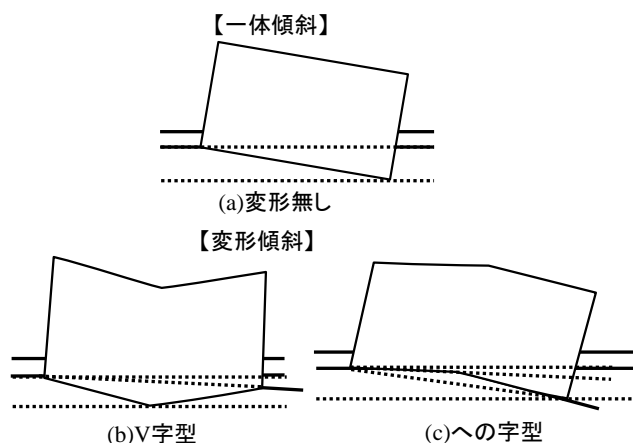


図2.1 沈下傾斜の形状分類^{2.1)}

第3節 戸建住宅の地盤調査法

戸建住宅で行われている地盤調査法は文献^{2.2)}で集計した結果から SWS 試験が多く採用されていることがわかる(図 2.2)。ここでは図 2.2 で一般的に使用している SWS 試験方法を紹介する。SWS 試験は、1976 年に JIS 規格^{2.3)}に制定されており、深さ 10m までの軟弱層が対象の試験である。試験は手動式、半自動式、自動式の 3 種類がある。手動式試験方法は図 2.3 に示すように、ロッド ($\phi 19\text{mm}$, 25cm 毎に目盛線) の先端にスクリーポイント (最大径 33mm) を取り付け、0.05,0.15,0.25,0.50,0.75,1kN の荷重 (W_{sw}) を順次载荷した時の貫入量を測定し、1kN で貫入が止まった後に、次の目盛線まで貫入させるのに要する半回転数 (N_a) を測定し、貫入量 1m 当たりの半回転数 (N_{sw}) に換算して記録する試験方法である。

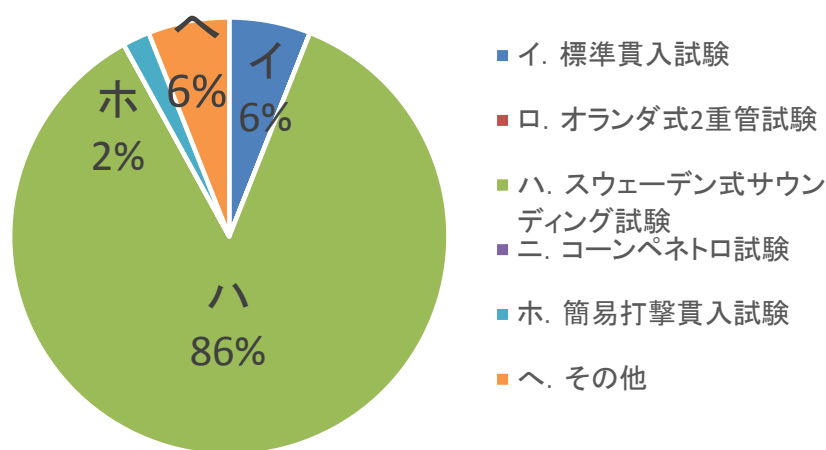


図 2.2 戸建住宅で行われている地盤調査法

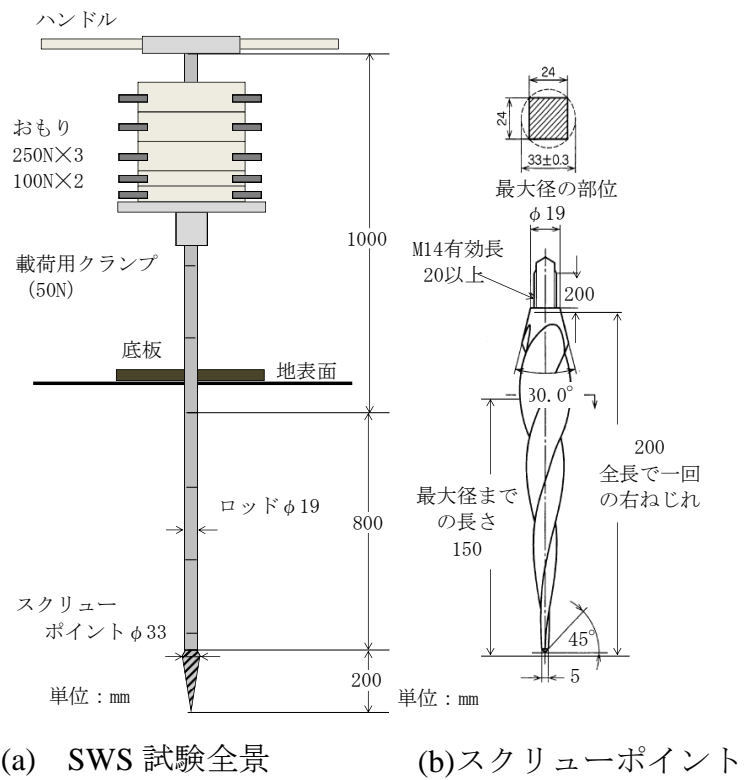


図 2.3 SWS 試験装置

第4節 分析に用いた資料

今回、分析に用いた資料は戸建住宅を対象とした。その概要として、既存の資料や裁判事例などであり、住宅地盤品質協会「盛土に関する沈下事故例に学ぶ」^{2,4)}が14件、「住宅瑕疵等の裁判事例」が68件、「住宅会社より提供資料」が55件の合計137件である。その対象とした物件は不具合の発生時期が1970年~2010年の約40年間である。そして、出典先、建物住所を地域別で示し、確認することが出来た不具合の発生年又は裁判の提訴日・主な建物の仕様と階数や基礎+地盤補強の種類、そして建築面積と最大傾斜角、最大不同沈下量を表2.1にまとめた（物件毎の詳細は付録に示す）。

表2.1 概要の一覧

出典先	地域	件数	不具合の 発生日又は 裁判の提訴日	建築物・ 階数	基礎+ 地盤改良種類	建築面積 (㎡)	最大傾斜角 の範囲 X/1000 (rad)	最大不同 沈下量 の範囲 (mm)
住宅地盤 品質協会 「盛土に関する 沈下事故例 に学ぶ」	東北地方	2	不明	戸建て住宅	不明	不明	不明	83~85
	関東地方	2	不明	木造2階建て	布基礎	不明	不明	90~135
	中部地方	7	不明	地上2階建て 地下1階	布基礎や ベタ基礎等	不明	5.0~	112等
	近畿地方	2	不明	木造家屋	不明	不明	不明	225~400
	中国地方	1	不明	一戸建住宅	ベタ基礎	不明	6.6	110
住宅瑕疵等の 裁判事例	北海道	1	2005年	木造一部 RC造3階建	杭基礎	59.94	2.5	未測定
	関東地方	28	1977年~ 2008年等	木造・軽量鉄骨 /2階・3階等	布基礎、 木杭・杭基礎等	36.46~ 247.06等	14.9等	18~700等
	中部地方	5	2004年等	木造2階建て	ベタ基礎等	164.25等	3.3~15等	53等
	近畿地方	12	1975年~ 2005年等	壁構造2階 軸組2階 鉄骨4階等	布基礎・ベタ等	41.8~ 94.81等	9~30等	16~70等
	中国地方	1	2002年	鉄筋RC造 プレハブ工法3階	べた基礎	不明	不明	不明
	四国地方	1	2004年	一戸建住宅	布基礎	不明	不明	83等
	九州地方	3	1997年~ 2004年等	木造2階建て	布基礎	49.68~ 129.17等	不明	35~79等
	不明	17	1970年~ 2001年等	2階建て 3階建て木造等	布基礎・松杭等	不明	14.9	83等
住宅会社からの 提供資料	東北地方	4	2003年~ 2010年	木造2階建て	ベタ基礎、 小口径鋼管	29.0~ 117.52	4.3~10.5	34~78
	関東地方	15	2000年~ 2010年	木造2階建て	直接基礎、 ソイルセメント、 小口径鋼管等	14.2等	3.3~14.3	7~69
	中部地方	24	1999年~ 2010年	木造2階建て	直接基礎、 ソイルセメント、 小口径鋼管等	20.12~ 142.16	2.0~13.2	23~92
	近畿地方	2	2010年	木造2階建て	ベタ基礎	79.35~ 100.39	5.7~9.7	20~35
	中国地方	2	2010年	木造2階建て	直接基礎、 ソイルセメント	86.72~ 98.02	5.70	20
	九州地方	8	1995年~ 2007年	木造2階建て	直接基礎、 松杭等	25.62~ 115.67	3.3~9.6	57~92

第5節 トラブルの要因別分類

トラブルの事例 137 件に対する要因別の分類として、小規模建築物基礎設計指針^{2.1)}の不同沈下の 11 の要因と他の 4 の要因を追加した合計 15 つの要因を参考に数を数えた。その結果を表 2.2 と図 2.4 に示す。ただし、一件の不具合に対し、原因を一つに断定することは困難であり、複数の要因にまたがる事例も存在する。したがって、要因の該当件数の合計が事例数より多くなっている。要因別にみると一番多く該当しているのが、調査・設計による「m) 基礎設計」であり、ついで宅地盛土の「h) 盛土の沈下」によるものである。そして、擁壁の「d) 埋戻し不良」による沈下も高い割合で発生している。「m) 基礎設計」を除けば、人工的に築造した地盤で不具合が発生していることが窺える。擁壁の埋め戻し不良や宅地の盛土施工不良、基礎選定及び基礎の施工不良は施主が無理な工期や不十分な工費を要求した結果によるものや設計者・施工業者の怠慢によるものが含まれていると考えられる。また、原因が一つに断定できず複数にまたがった要因の組み合わせとして、「a) 軟弱地盤」と「n) 地盤調査」があり、これは不均質な地盤（傾斜地盤）を把握することができなかったが、地盤調査の調査位置を増やすことで地盤状況を把握できた事例である。さらに、「f) 地盤改良設計不良」と「n) 地盤調査」などもある。これは地盤改良の設計時に地盤調査時の調査不足箇所があるにも関わらず、追加の調査依頼をせずに進めた事例である。そして、この要因間の相関係数を表 2.3 に示す。各要因間での相関は小さいため、各々の要因は独立して発生していることが窺える。

表 2.2 不具合の要因別分類と対象件数

区分		No.	要因	該当 件数	割合 (137件中)
既存 地盤	軟弱地盤	a	不均一に堆積した軟弱地盤上に建築した場合	17	12.4
	建物荷重の偏り	b	平面的に建築物の重量が偏る場合	4	2.9
擁壁 等	擁壁等の変位	c	擁壁の変位などに伴う背面地盤の変位と沈下	1	0.7
	埋戻し不良	d	擁壁や地下車庫等に伴う背面埋め戻し不良による沈下	19	13.9
	擁壁の設計	e	擁壁の設計不足による沈下	4	2.9
地盤 改良	設計不良	f	工法選定ミスや軟弱層厚が不均一な場合の杭長不足など	10	7.3
	施工不良	g	改良体の支持力不足や腐植土層等による未固化など	13	9.5
宅地 盛土	盛土の沈下	h	盛土や建物荷重による盛土自体および下部地盤による盛土上の沈下	28	20.4
	盛土施工不良	i	不適切な盛土材, 転圧不足, 盛土時期や盛土厚さの違いなど	20	14.6
	切盛造成	j	切土と盛土にまたがる敷地に建築した場合	1	0.7
近接 工事	掘削工事	k	土留変形や矢板引抜, 地下水低下による圧密沈下	5	3.6
	盛土および建築物	l	敷地に近接した盛土や建物荷重による沈下	7	5.1
調査・ 設計	基礎設計	m	基礎選定及び基礎設計不足による沈下	31	22.6
	地盤調査	n	未調査及び調査数不足・不適切な調査不足	13	9.5
	基礎の施工不良	o	施工時の不良による沈下	15	10.9

※網掛けは小規模建築物基礎設計指針に追加した項目を示す

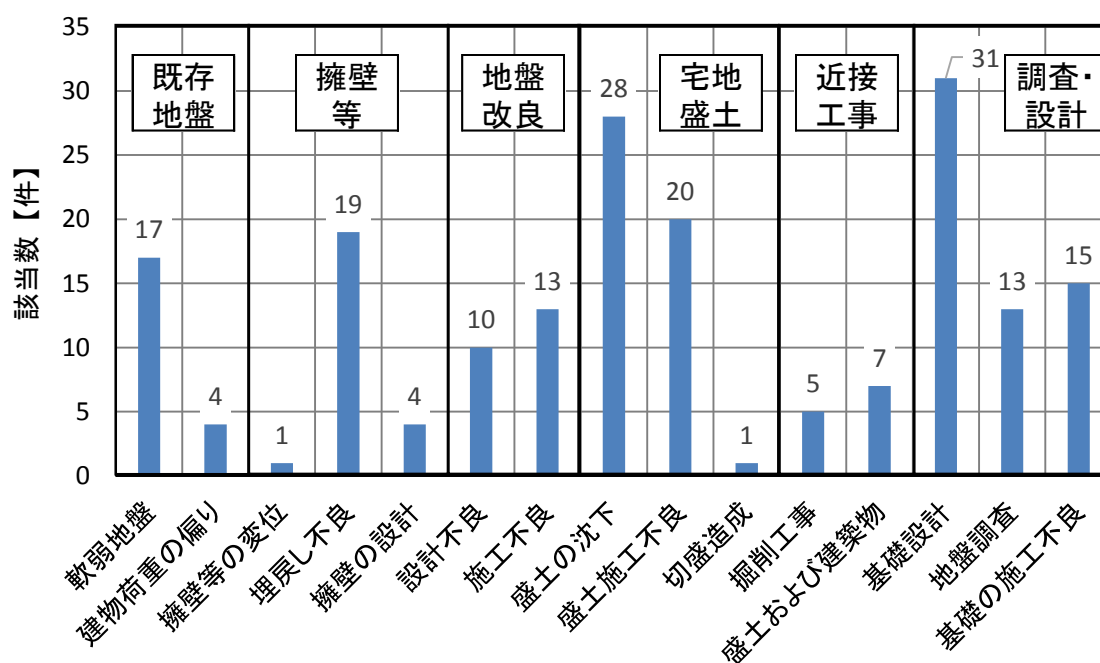


図 2.4 不具合の要因別の件数 (件)

表 2.3 要因間の相関係数

		要因															該当 件数	
		a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m	n	o		
要因	a	1.00																17
	b	-0.07	1.00															5
	c	-0.03	-0.02	1.00														1
	d	-0.16	-0.08	0.21	1.00													20
	e	-0.06	-0.03	-0.01	-0.06	1.00												3
	f	-0.11	-0.05	-0.02	-0.12	-0.04	1.00											10
	g	-0.12	-0.06	0.26	0.08	0.12	-0.09	1.00										13
	h	-0.19	0.00	-0.04	-0.21	0.05	0.00	-0.04	1.00									28
	i	0.02	0.13	-0.04	-0.06	-0.06	0.04	0.00	-0.12	1.00								21
	j	-0.03	-0.02	-0.01	-0.04	-0.01	-0.02	-0.03	-0.04	-0.04	1.00							1
	k	-0.07	-0.03	-0.01	-0.07	-0.03	-0.05	-0.06	0.02	-0.07	-0.01	1.00						4
	l	0.01	-0.05	-0.02	-0.10	-0.03	-0.07	-0.08	-0.04	-0.10	-0.02	-0.04	1.00					7
	m	-0.10	-0.01	-0.05	-0.22	-0.08	-0.15	-0.18	-0.19	-0.13	-0.05	-0.09	-0.13	1.00				31
	n	0.10	-0.06	-0.03	-0.06	-0.05	0.29	-0.10	-0.04	-0.07	-0.03	-0.06	-0.08	0.00	1.00			13
	o	-0.13	-0.07	-0.03	-0.14	0.11	-0.09	-0.11	-0.05	-0.08	-0.03	-0.06	-0.08	-0.07	-0.11	1.00		14
該当件数		17	5	1	20	3	10	13	28	21	1	4	7	31	13	14	188	

第6節 区分ごとの分析と考察

ここからは「既存地盤」「擁壁等」「地盤改良」「宅地盛土」「近接工事」「調査・設計」の区分毎に分析し考察を述べる。

第1項 「既存地盤」について

既存地盤の区分による不具合では、「a) 軟弱地盤（図 2.5）」や「b) 建物偏荷重（図 2.6）」の要因にそれぞれ該当する物件が確認された。しかし、該当する件数の割合からしても多く発生していないことがわかる。この区分の「a) 軟弱地盤」に該当した物件の不具合を障害別にまとめたところ、最も多いのは「床傾斜」であった。しかし、「内壁や外壁の亀裂」などの障害は報告されていない。この報告の通り「内壁や外壁に亀裂」に不具合が発生していないと推定すると、この沈下事例においては、建物が急速に沈下するのではなく、基礎剛性により全体的にゆっくりと圧密沈下していると想定され、建物の歪みの進行も遅く、居住者にとっては気付きにくい。そのため、第三者の訪問などにより発覚するケースが報告されている。

そして、「既存地盤」は SWS 試験の測定を実施することで要因が明確化し、対策することができると考えられる。

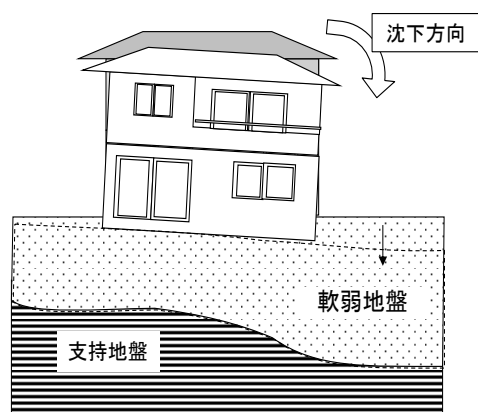


図 2.5 軟弱地盤

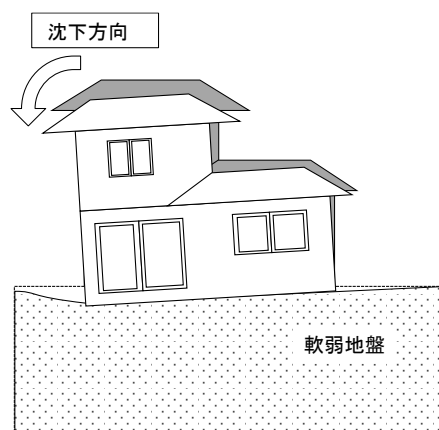


図 2.6 建物偏荷重

第2項 「擁壁等」について

擁壁等の区分による不具合事例では「d) 埋戻し不良（図 2.7）」などの要因が確認された。この「d) 埋戻し不良」の要因は擁壁造成時に掘削し、埋戻し土の転圧不足による不適切な施工に起因するものであり、全体の中の約 14%と比較的多く発生している。この現象は、引き渡しの早い段階で不具合が生じるケースや、基礎着工前に陥没した事例も報告されている。また、「e) 擁壁の設計」に関しては、擁壁の底版下部の支持力不足による沈下も報告されている。

そして、「擁壁等」における対処方法としては、SWS 試験を行う際に埋戻しした範囲を特定し、異種地盤として対応したり、擁壁前面で調査を実施することで、底版下の支持力を確認することなどができる。

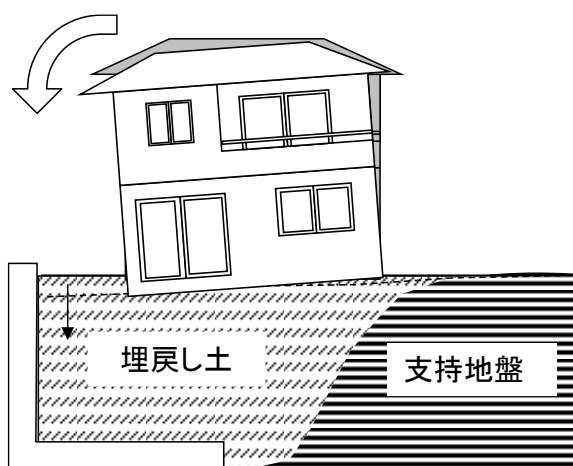


図 2.7 埋戻し不良

第3項 「地盤改良」について

地盤改良の「f) 設計不良」は工法選定などの技術者の技量によるところもあるが、設計する際の情報として、SWS 試験では土質採取が困難であるため、腐植土層を見誤った事例もあった。したがって、旧版地形図・土壌図などの資料から土質構成を把握し、近隣のボーリングデータを参考にするなどの既存資料を活用しながら基礎選定するなどの対応が必要と考えられる。また、「g) 施工不良」で発生していた柱状改良の施工では、腐植土層の存在により固化不良が発生した事例があった。これは本施工前に試掘による土質を採取し、確認を行うことである程度腐植土層を発見し、固化不良を防ぐことができる。さらに、杭的な地盤改良で発生した施工不良の事例は、支持層が傾斜しているような敷地において、設計時の計画長さを施工しただけであり、施工時に重機による貫入抵抗値の変化などによる管理を行っていれば、施工の段階で被害を最小減に抑えることができる。

第4項 「宅地盛土」について

宅地盛土に関しては、「h) 盛土の沈下」に該当する件数は全体の中で2番目に多く、図 2.8 に示すようなネガティブフリクションなどは盛土荷重による要因と地盤改良の設計不良が重複するような事例にも確認された。また、図 2.9 に示すような造成宅地の全体に影響を及ぼした事例もあった。また、写真 2.1, 2.2 に示すのは不同沈下が発生した現場において、修復工事時に地中から掘り起こされた、石や産業廃棄物などの不適切な材料である。これらの対策方法として、建築前の造成に係る項目に関しては施工時の報告書を提出させるなどの管理体制を強化し、建築に伴う項目に関しては詳細な管理項目を設けるなどの対応が必要と考えられる。

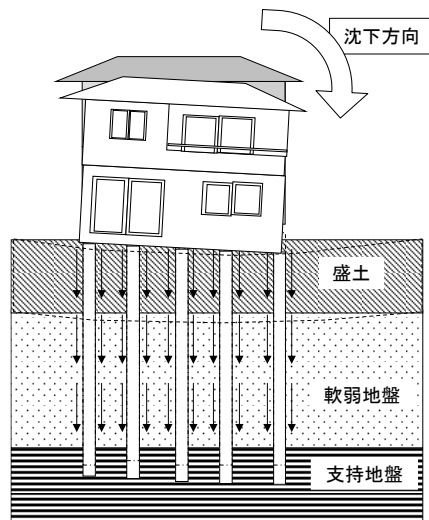


図 2.8 ネガティブフリクション

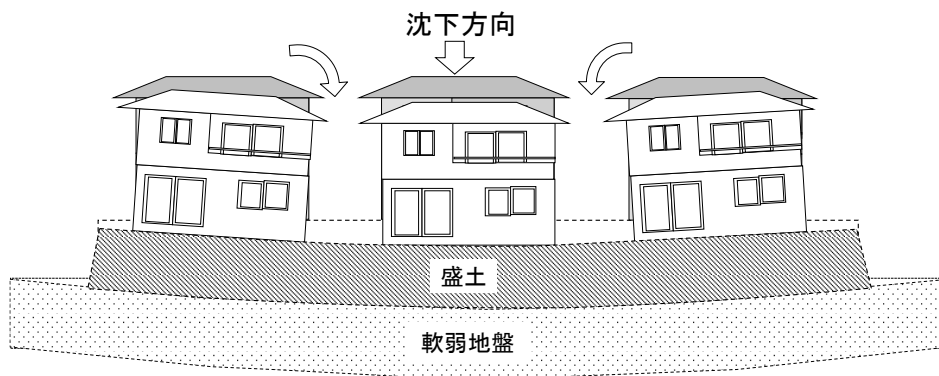


図 2.9 広域盛土による沈下傾向



写真 2.1 不適切な盛土材料
(石等)



写真 2.2 不適切な盛土材料
(産廃等)

第5項 「近接工事」について

「近接工事」に区分される要因の該当する件数は少ないが近隣トラブルとして深刻なケースに進展することが多い。不具合の要因としては、「k) 掘削工事」と「l) 盛土および建築物」に分けられる。「k) 掘削工事」によるものは図 2.10 に示すように地下室や地下車庫の掘削及び地下水の汲み上げによる事例である。また、「l) 隣地の荷重」とは図 2.11 に示すように、盛土造成やマンションなど新規荷重により、重い荷重の方向に引き込まれるような沈下となる。既存地盤の症状と異なる点は、工事により比較的急な地盤変状によって発生する場合もある。

したがって、施工者は事前に近隣の基礎クラックなどの不具合状況やレベル測定を行うこと以外に施工中は変位計を設けるなど、施工中に地盤変位の計測などの管理が出来るような工夫が必要と考えられる。

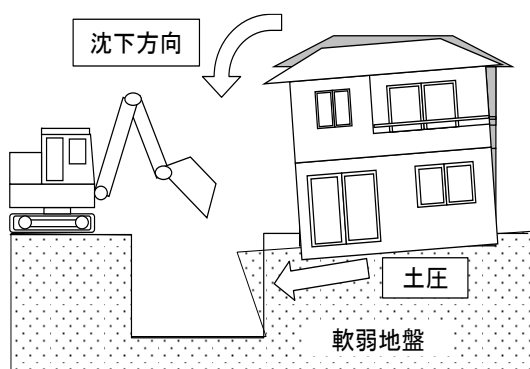


図 2.10 隣接地の掘削

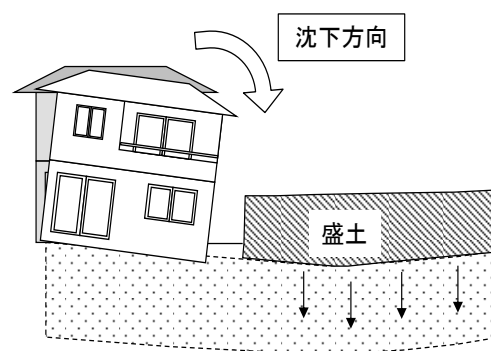


図 2.11 隣接地の盛土

第6項 「調査・設計」について

調査・設計に区分される要因のうち「m) 基礎設計」に該当する件数は全体の中で一番多い。基礎設計に該当する事例の中には、地盤調査が義務化される以前では、経験的な判断で進めたり、施主の経済的な面などの圧力により、適切な基礎設計を計画することが出来ていないなどの事例もあった。また、「n) 地盤調査」に関しては、調査不足や未調査、調査ミスにより、適切な対応が施されずに沈下が発生している事例も存在している。ここで、調査不足とは調査ポイント数が少ない事や調査位置が不適切な場合のことをいう。SWS 試験の場合は調査ポイント数を建物の四隅や中央、擁壁などが近接する場合は擁壁の際なども建物配置に基づいて調査を実施することが重要と考えられる。さらに、表層部に埋設物あるいは硬い層が存在する場合などは、事前に掘削を行い、これらを除去した後に調査を実施することが望ましい。「o) 基礎の施工不良」に関しては、手抜き工事により不同沈下している事例もある。例えば布基礎の根入れ不足やスラブが無く、沈下に対する抵抗が出来ないといったケースである。これらを防ぐためには、各工程時に施工管理する項目を設け、チェックするような体制が必要と考えられる。

第7節 不同沈下量別の分析

床の傾斜に関する瑕疵が存在する可能性の基準^{2.5)}を表2.4に示す。調査事例137件(表2.1付録参照)での最大不同沈下量(最大相対沈下量)の数値を既往の文献^{2.6)}より傾斜角に換算し件数を数えた結果を図2.12に示す。件数が最も多かったのは「レベル3」であり、構造耐力上主要な部分に瑕疵が存する可能性が「高い」に該当する。図2.12より不具合は傾斜角が3/1000rad以上で発生するケースが8割以上占めることが分かる。

表2.4 床の傾斜に関する瑕疵が存在する可能性

レベル	傾斜の範囲	構造耐力上主要な部分に瑕疵が存する可能性
1	3/1000 未満の勾配(凹凸の少ない仕上げによる床の表面における2点(3m程度以上離れているものに限る。)の間を結ぶ直線の水平面に対する角度をいう。以下この表において同じ。)の傾斜	低い
2	3/1000 以上6/1000 未満の勾配の傾斜	一定程度存する。
3	6/1000 以上の勾配の傾斜	高い

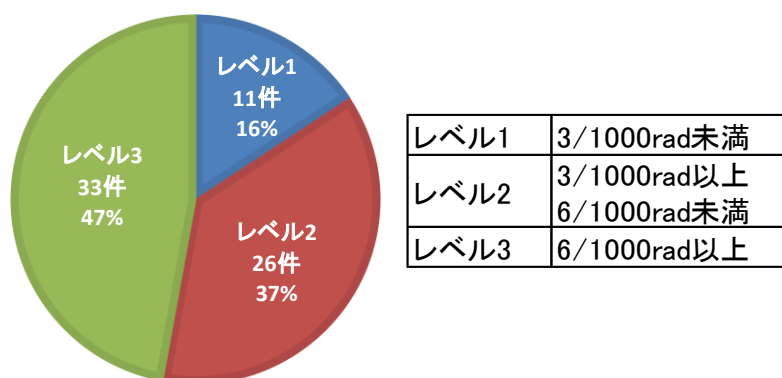


図2.12 レベル毎の件数及び割合

第8節 地盤調査について

不具合が発生した地盤にて実施された地盤調査の種類と一般的に使用されている地盤調査の種類（図 2.2 を参考）を図 2.13 に示す。図 2.13 から不具合が発生している地盤調査法は一般的に使用されている SWS 試験と同様の割合で使用されていることが分かった。このように SWS 試験は戸建住宅の地盤調査法として採用されているが、不具合が発生しているのも SWS 試験が多く、地盤調査をただ実施すれば良いのではなく、目的にあった調査位置で複数個所の調査を実施するなど、意図を理解した調査をしなければ、不具合の発生数は減少しない。そして、SWS 試験には短所として、自沈層の評価の問題を抱えている。この自沈層の評価を正しく行うことができれば、さらに適正な基礎選定を行う上で有効なデータを収集することができる。

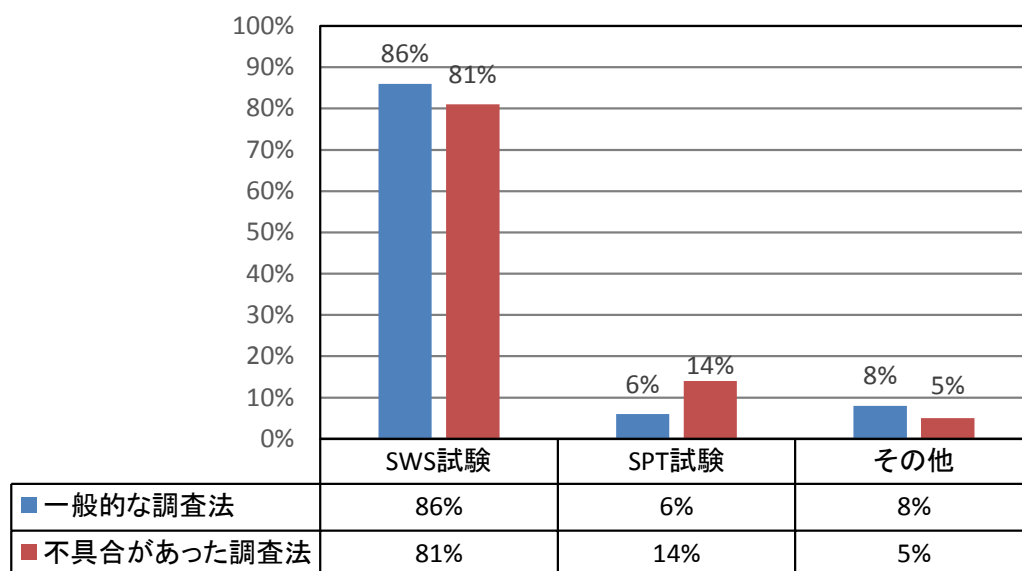


図 2.13 地盤調査方法及び件数

第9節 本章のまとめ

本章で得られた知見は下記の通りである。

- 1) 不同沈下の事例を不具合の要因別に15分類したところ、「調査・設計」・「宅地盛土」の区分に該当する要因が多い事が分かった。
- 2) 擁壁の埋戻し・地盤改良・盛土・基礎などの施工不良も多く、造成方法の不備により被害が発生している。これは、造成工事に関する施工管理が極めて重要であることを示唆している。
- 3) 近接工事に起因する事例においては、施工者は事前に変位計を設けるなど、地盤変状への対応が必要である。
- 4) 不同沈下している建物の床面の傾斜角は $3/1000\text{rad}$ 以上のものが8割を占めていることが分かった。
- 5) 不同沈下の原因は単なる地盤の支持力不足だけではなく、地盤の局所的変状によるものが多かった。

第 2 章の参考文献

- 2.1) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針（2008.2）
- 2.2) 日本建築学会：小規模建築物を対象とした地盤・基礎（2003.6）
- 2.3) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp.310~318（2004）
- 2.4) 住宅地盤品質協会：盛土に関する沈下事故例に学ぶ（2002）
- 2.5) 平成十二年建設省告示第千六百五十三号，住宅紛争処理の参考となるべき技術的基準
- 2.6) 金哲鎬，藤井衛，品川恭一他：東北地方太平洋沖地震の液状化地域における戸建住宅の基礎の被害，地盤ジャーナル，Vo.7，No.1，pp195-205（2012）

第3章

戸建住宅の液状化に対する意識調査

及び不具合の傾向

第1節 本章の目的

本章では、戸建住宅の液状化被害における居住者の地盤に対する意識調査と、液状化が発生した宅地の地盤状況を整理し、今後の液状化が発生する可能性のある地盤の基礎設計を行う際の改善点を明らかにすることを目的としている。それは、東北地方太平洋沖地震（以後、太平洋沖地震と呼ぶ）において液状化による被害を最も受けたのが戸建住宅であり、2011年9月27日の時点では国土交通省都市局の調べにおいて液状化による被害は、26,914棟にも増大しているからである。文献^{3.1)}では、顕著な液状化被害は、新しい埋立地や旧河道、旧池沼、砂鉄や砂礫を採取した跡地の埋戻し地盤、谷埋め盛土の造成地、大河川の沿岸、砂丘の裾、砂丘間低地、台地の崖沿いの後背湿地や谷底低地の盛土地であることが指摘されている。さらに、最近では、液状化による建物の被害の実例^{3.2)~3.12)}など多数の報告がなされている。しかし、居住者の視点で土地や住宅に対する意見をまとめられたものは少ない。そこで、居住者の意識調査を実施し、兵庫県南部地震（以後、南部地震と呼ぶ）の調査結果と比較検討した。また、太平洋沖地震において液状化による被害を受けた宅地の震災前後の地盤の長期許容支持力度の変化、最大不同沈下量と傾斜角との関係、柱状改良の不同沈下に対する効果、不同沈下に与える建物の偏心量の影響について考察した。

第2節 住民の意識調査

意識調査の項目は1997年に実施した南部地震の芦屋浜での項目^{3.13)}を基にし、表3.1に示す。内容は「基礎・地盤に関する項目」、「地震後の状況に関する項目」、「構造に関する項目」、「性能・居住性に関する項目」、「意識調査に関する項目」の5項目に分類し、それぞれの項目ごとに3から5つの質問を実施した。また、実施件数は南部地震のアンケート調査数が約100棟だったため、同等の調査数として99棟の意識調査を2012年の千葉県浦安市において実施した。両者の集計結果を、南部地震は芦屋浜、太平洋沖地震は浦安として示す。

表3.1 アンケート項目と質問一覧

項目	質問内容
基礎・地盤に関する項目	住宅購入時における地盤への関心はあったか
	地震前における液状化の知識はあったか
	地盤調査の知識はあるか
地震後の対応に関する項目	住宅会社の対応
	住宅会社から自発的に調査したか
	住宅会社に調査を依頼したか
構造に関する項目	外壁亀裂はあるか
	基礎亀裂はあるか
	傾斜の有無
性能・居住性に関する項目	ボール等の転がり
	傾斜に対する感覚
	建付け不良の有無
意識調査に関する項目	大地震に対して補修せずに済む住宅は必要か
	建設コストがかかろうとも液状化防止は住宅全体の問題として考えるべきか
	液状化の可能性について販売側は購入予定者に伝えることが必要か
	コストアップの許容範囲は
	負担できる費用は
	液状化することがわかっていても購入したか

第1項 基礎・地盤に関する項目

「基礎・地盤」に関する3つの意識調査結果を図3.1に示す。「住宅購入時に地盤に対する関心はあったか」の問いは両地域とも関心は高く似た傾向であり、アンケート内容からも建築地が埋立地であることを認識されていたことが窺えた。また、「地震前における液状化の知識はあったか」及び「地盤調査の知識はあるか」の問いに関しては、南部地震を教訓に2000年に国土交通省告示第1347号（以後、告示第1347号と呼ぶ）により、地盤の長期に生じる力に対する許容応力度による基礎選定が規定されたことで、以前より購入者側も興味関心が高くなっていると想定される。また、浦安の意識調査結果において、住宅購入時に液状化現象について質問したという回答者もみられたことから、興味関心が高いことが分かった。

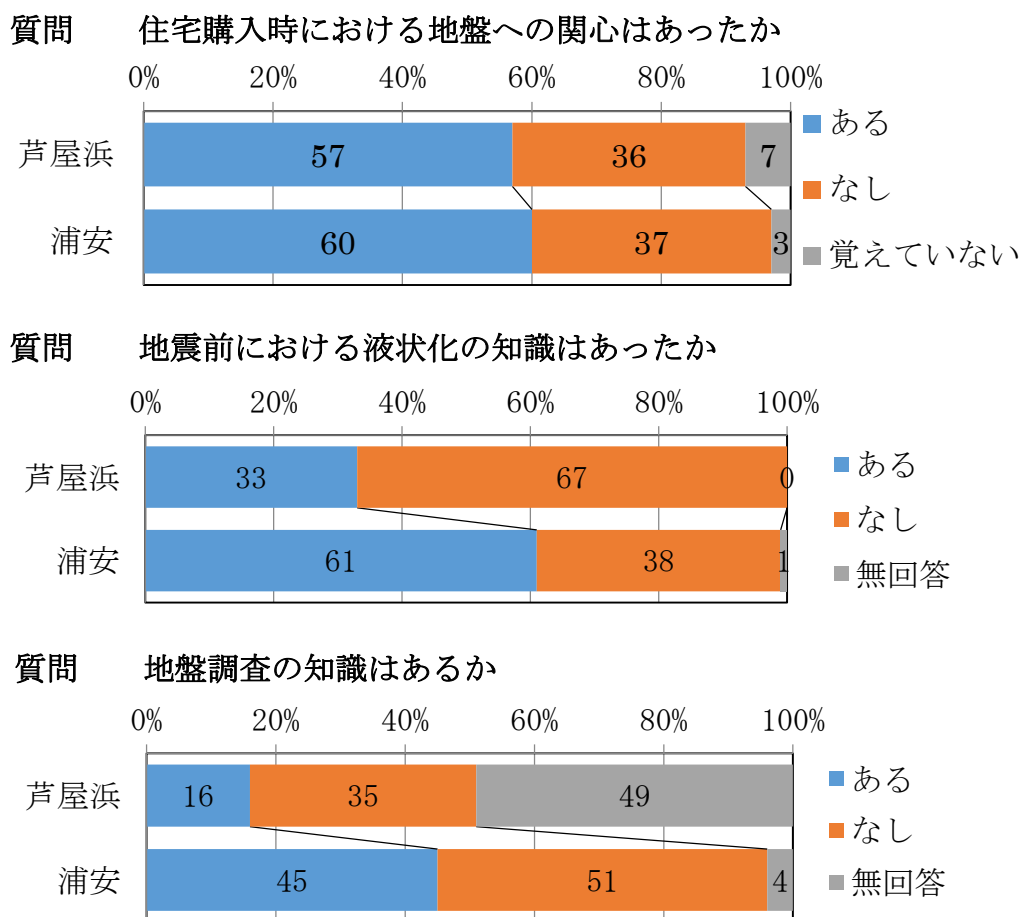


図3.1 基礎・地盤に関する項目の結果（数値：％）

第2項 地震後の対応に関する項目

「地震後の対応」に関する3つの意識調査結果を図3.2に示す。3つの調査結果から太平洋沖地震時の対応が劣っていると窺えるような結果となっているが、「住宅会社の対応」の問いに「すぐきた」と回答された割合は芦屋浜では43%・浦安では40%とほぼ同じであった。また、「住宅会社から自発的に調査したか」の問いでは、「はい」と回答された割合は芦屋浜では49%・浦安では36%であり、若干浦安の方が低いものの4割程度は住宅会社などが自発的に調査していることが分かった。そして、「住宅会社に調査を依頼したか」の問いには、「はい」と回答された件数は芦屋浜では84%・浦安では58%であり、浦安の方が低いものの半数以上の回答者は住宅会社の対応が迅速であったとみることができる。また、芦屋浜は新しい建物が多く、浦安では20年以上経過した建物が6割以上であったことも、アンケート結果に影響していると思われる。

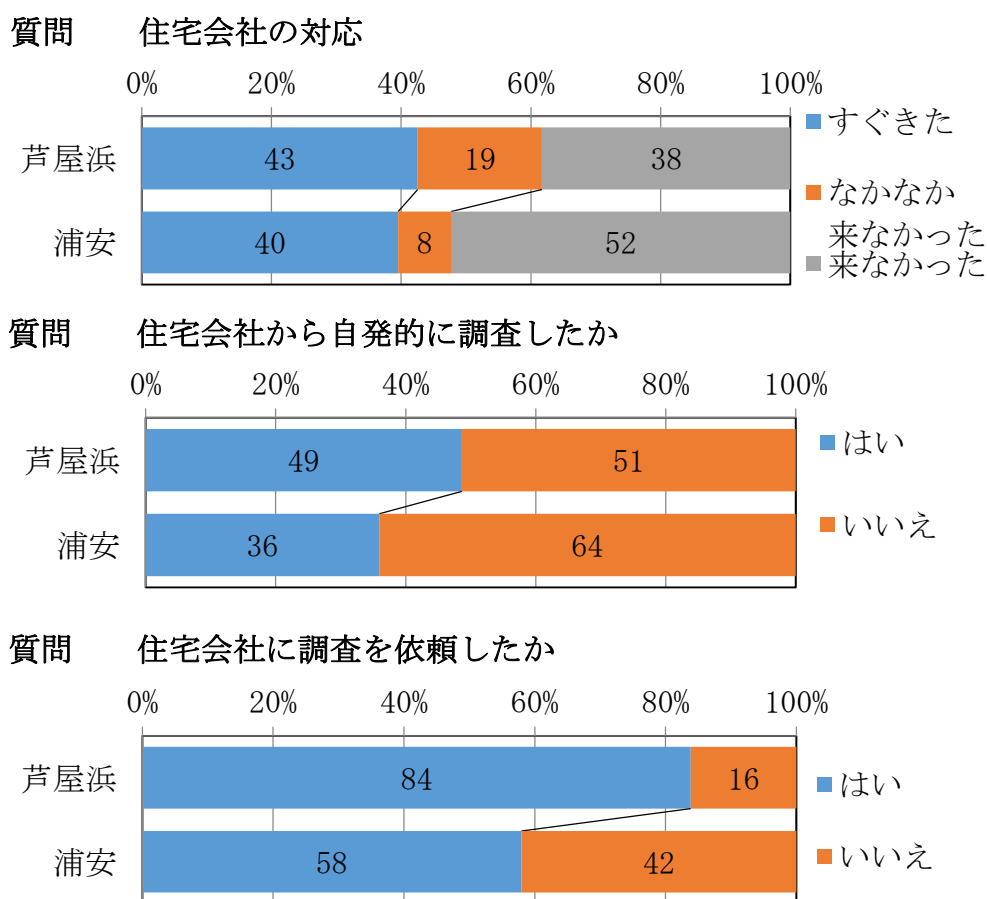


図3.2 地震後の対応に関する項目の結果（数値：%）

第3項 構造に関する項目

「構造」に関する3つの意識調査結果を図3.3に示す。「外壁亀裂はあるか」については、南部地震の方が多く、「基礎亀裂はあるか」についても南部地震の方が多いことがわかる。これも告示第1347号が制定され、戸建住宅の基礎の寸法・配筋等の最低基準が規定されたことにより被害が小さくなったことが想定されるが、制定前に建築された浦安の住宅は66件中47件であり一番の要因ではないことがわかる。最も大きな要因としては地震の発生場所の違い（南部地震は直下型、太平洋沖地震は海溝型）が影響していると考えられる。さらに、「傾斜の有無」に関しては、太平洋沖地震の方が南部地震より建物傾斜が多く確認されている。これは液状化により不同沈下の被害が大きくなったことが示唆される。

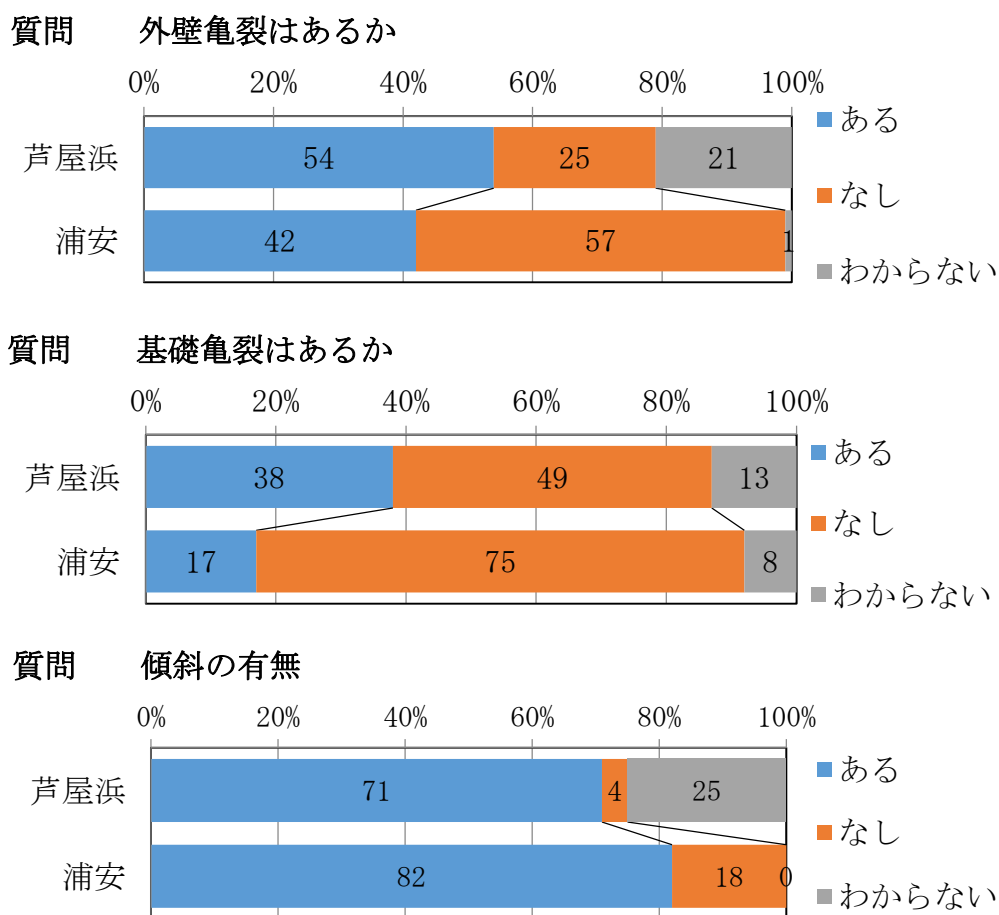


図3.3 構造に関する項目の結果（数値：％）

第4項 性能・居住性に関する項目

「性能・居住性」に関する3つの意識調査結果を図3.4に示す。両震災とも構造的に大きな損傷はなくても、「ボール等の転がり」は多く確認され、「傾斜に対する感覚」や「建付け不良の有無」からも精神的苦痛を訴える回答が多かった。さらに、傾斜により、サッシや扉に歪が発生したため気密性が低下したという住民の声も多く、居住性の低下による被害も多く発生していることが分かった。

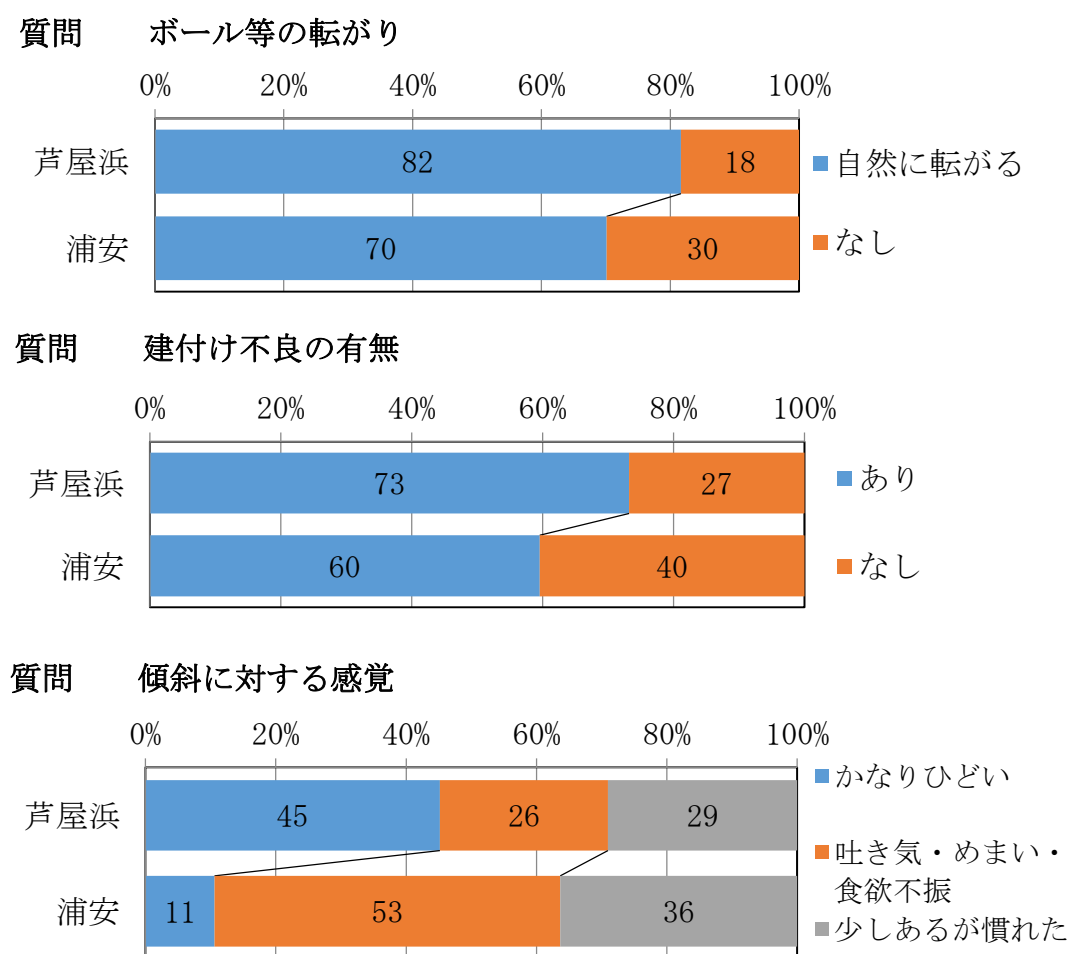


図3.4 性能・居住性に関する項目の結果（数値：％）

第5項 意識調査に関する項目

敷地・地盤の安全性に関する「意識調査」に関する5つの意識調査結果を図3.5-1と図3.5-2に示す。「大地震に対して補修せずに済む住宅は必要か」や「建設コストがかかろうとも液状化防止は住宅全体の問題として考えるべきか」の問いに対する意識は高く、どのような自然災害であろうとも、生活する上で欠かせない住居の安全性に関しては、必要不可欠であることがわかった。そのため、液状化対策の「コストアップの許容範囲（建設費に対して）」は両地域の差はあるものの約2割以下であると想定される。そして「液状化することがわかっても購入したか」の問に関しては、約7割が購入しないという意思表示がなされた。

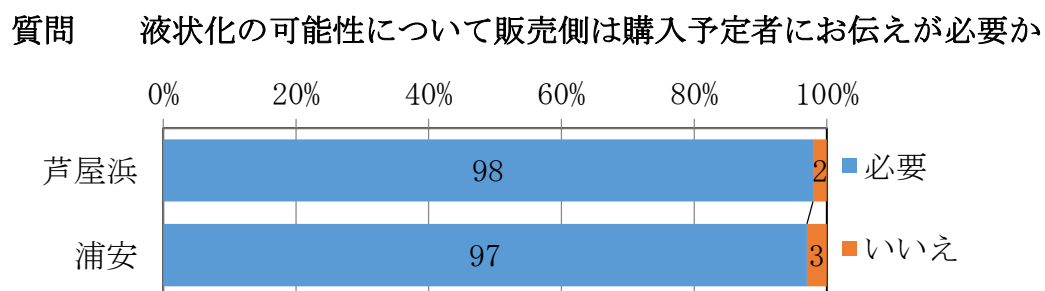
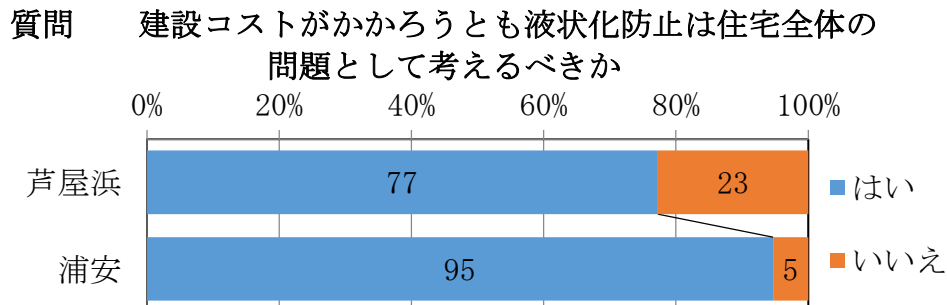
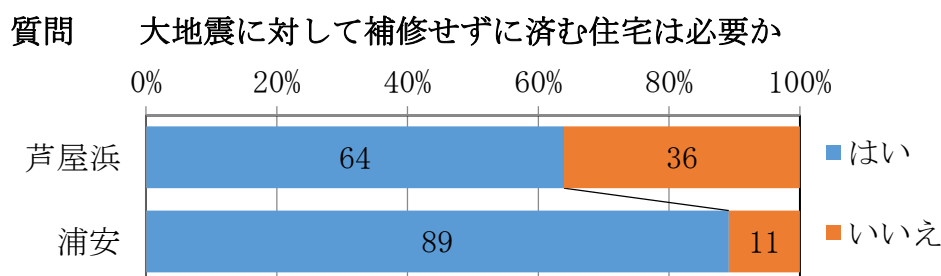


図 3.5-1 意識調査に関する項目の結果（数値：%）

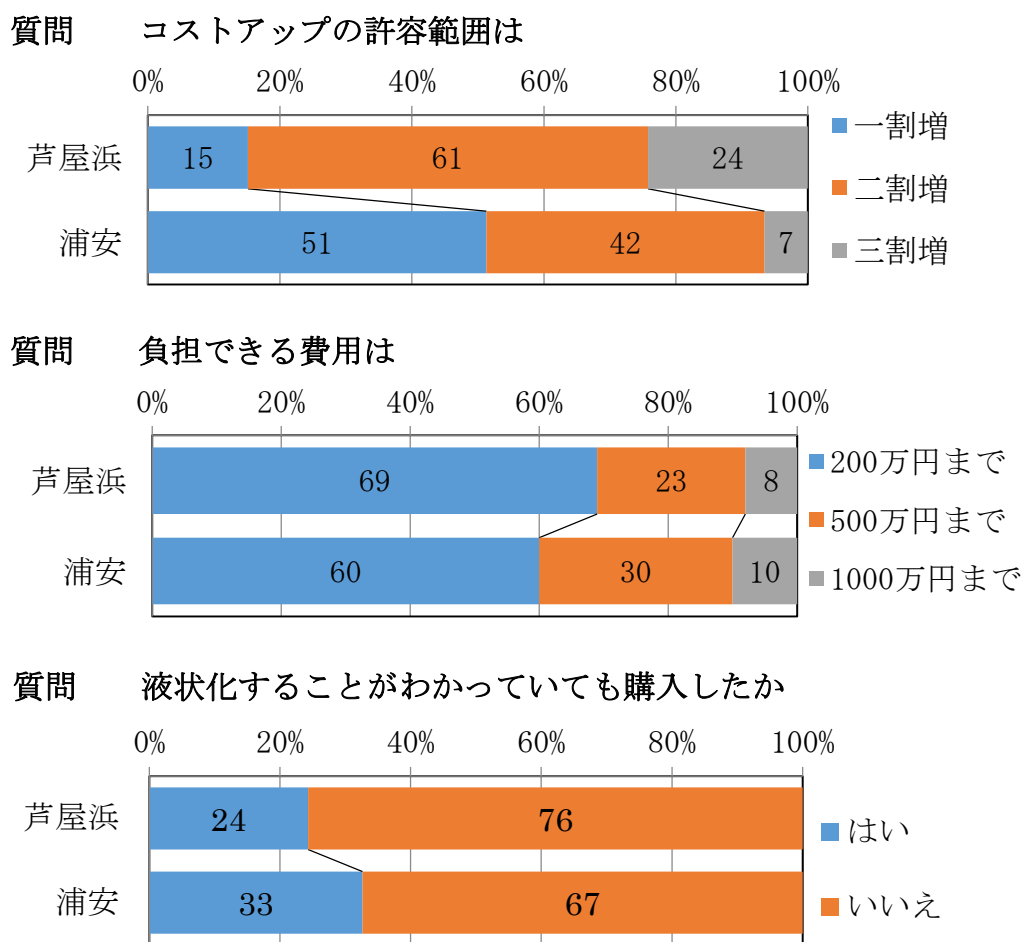


図 3.5-2 意識調査に関する項目の結果（数値：％）

第3節 不具合の傾向を分析するのに用いた建物情報

3節以降では太平洋沖地震で液状化により建物に生じた不具合の傾向について分析している。本節では調査対象とした建物について述べる。

第1項 調査対象の建物概要と被害状況

本調査で用いたデータはいずれも平屋及び2階建ての在来木造住宅であり、全て同一の会社で施工されたものである。調査件数は50件であり、茨城県が26件、千葉県が24件である。調査の対象とした建物は、いずれも液状化によって少なくとも3/1000rad以上の傾斜が確認されたものである。表3.2(A)、(B)に調査した建物の住所、階数、建築面積、基礎種別、地盤補強の種類、不同沈下量、傾斜角そして、震災前後の地盤調査の有無を示す。また、表3.2(A)の№1～10は震災後29ヶ月後に地盤調査が実施できた建物である。

表3.2(A) 調査建物の概要一覧

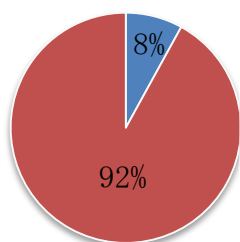
建物 No.	住所	基礎種		沈下量 (mm)	室内傾斜角 X/1000 (rad)	建築面積 (㎡)	建物 階数	地盤調査			
		基礎	改良					建築時	震災 直後	震災後 15ヵ月	震災後 29ヵ月
1	茨城県鹿嶋市平井	ベタ	無し	148	8.1	148.5	2	○	○	○	○
2	茨城県神栖市下幡木	Wベタ	無し	102	8.4	122.58	2	○	○	○	○
3	茨城県神栖市知手	ベタ	無し	42	5.4	125.26	2	○	○	○	○
4	茨城県神栖市堀割	ベタ	無し	195	22.7	84.99	2	○	○		○
5	千葉県香取市石納	Wベタ	無し	168	12.7	141.49	2	○	○	○	○
6	千葉県習志野市香澄	ベタ	無し	99	8.9	159.8	1	○	○		○
7	千葉県浦安市富岡	ベタ	ソイル	48	6	65.42	2	○	○		○
8	千葉県浦安市弁天	ベタ	無し	243	18	187.04	2	○	○		○
9	千葉県浦安市弁天	ベタ	無し	115	11.2	116.83	2	○	○		○
10	千葉県千葉市美浜区	ベタ	無し	122	9.2	190.12	2	○	○		○
11	茨城県鹿嶋市宮中	ベタ	無し	43	4.9	130.68	2	○	○		
12	茨城県鹿嶋市平井	ベタ	無し	139	11.5	76.2	1	○	○		
13	茨城県鹿嶋市平井	Wベタ	無し	60	6.6	204.33	2	○	○		
14	茨城県神栖市深芝	ベタ	無し	43	4.3	136.73	2	○	○		
15	茨城県神栖市深芝南	ベタ	無し	258	23.8	130.28	2	○	○		
16	茨城県神栖市深芝南	ベタ	無し	216	15	181.92	2	○	○		
17	茨城県神栖市深芝南	Wベタ	無し	41	4	158.58	2	○	○		
18	茨城県神栖市深芝南	布	無し	144	12.2	131.21	2	○	○		
19	茨城県神栖市深芝南	ベタ	無し	108	8.1	155.57	2	○	○		
20	茨城県神栖市深芝南	布	無し	39	4.7	136.83	2	○	○		
21	茨城県神栖市深芝南	布	無し	102	8.4	107.87	2	○	○		
22	茨城県神栖市太田	布	無し	73	10	179.8	2	○	○		
23	茨城県神栖市太田	布	無し	79	5.8	170.61	2	○	○		
24	茨城県神栖市大野原	ベタ	ソイル	151	12.4	142.31	2	○	○		
25	茨城県神栖市大野原	ベタ	無し	40	7.3	137.45	2	○	○		

表 3.2 (B) 調査建物の概要一覧

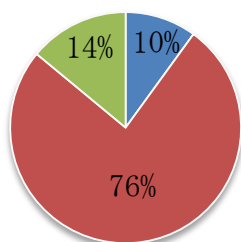
建物 No.	住所	基礎種		沈下量 (mm)	室内傾斜角 X/1000 (rad)	建築面積 (㎡)	建物 階数	地盤調査			
		基礎	改良					建築時	震災 直後	震災後 15ヵ月	震災後 29ヵ月
26	茨城県神栖市大野原	ベタ	無し	273	23.5	128.73	2	○	○		
27	茨城県神栖市大野原	ベタ	無し	19	3	119.04	2	○	○		
28	茨城県神栖市知手	ベタ	無し	48	3.9	166.98	2	○	○		
29	茨城県神栖市堀割	ベタ	無し	125	12.1	127.31	2	○	○		
30	茨城県潮来市日の出	ベタ	無し	85	5.6	144.07	1	○	○		
31	茨城県潮来市日の出	ベタ	無し	135	9	170.81	2	○	○		
32	茨城県潮来市日の出	ベタ	無し	95	6.4	206.12	2	○	○		
33	千葉県印西市将監	ベタ	無し	95	8.6	132.23	2	○	○		
34	千葉県印旛郡栄町	Wベタ	無し	52	6.6	114.38	2	○	○		
35	千葉県浦安市海楽	ベタ	ソイル	269	20.3	175.83	2	○	○		
36	千葉県浦安市海楽	ベタ	無し	101	18.5	106.81	2	○	○		
37	千葉県浦安市高洲	ベタ	ソイル	65	6.5	139.93	2	○	○		
38	千葉県浦安市今川	ベタ	ソイル	168	17.5	115.07	2	○	○		
39	千葉県浦安市今川	Wベタ	無し	138	10.5	181.69	2	○	○		
40	千葉県浦安市入船	ベタ	ソイル	139	10.7	198.91	2	○	○		
41	千葉県浦安市弁天	ベタ	無し	113	11.9	151.04	2	○	○		
42	千葉県浦安市弁天	ベタ	ソイル	63	6.2	139.7	2	○	○		
43	千葉県浦安市弁天	ベタ	無し	122	13.8	145.55	2	○	○		
44	千葉県香取郡神崎町	ベタ	鋼管	176	18.1	131.67	2	○	○		
45	千葉県香取市佐原イ	Wベタ	無し	364	28.8	165.82	2	○	○		
46	千葉県香取市佐原ロ	ベタ	ソイル	47	3.7	138.51	2	○	○		
47	千葉県香取市佐原ロ	ベタ	無し	123	17.1	128.66	2	○	○		
48	千葉県香取市佐原ロ	ベタ	無し	37	3	189.59	2	○	○		
49	千葉県香取市八筋川	ベタ	ソイル	67	4.2	128.73	1	○	○		
50	千葉県千葉市美浜区	ベタ	ソイル	42	3.8	142.12	2	○	○		

第2項 調査対象建物の基礎構造

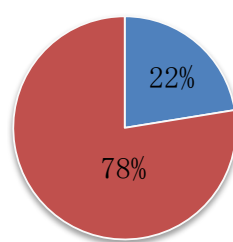
調査対象建物の建物階数を図 3.6、基礎仕様を図 3.7、地盤補強の有無を図 3.8 に示す。また、図 3.9 に地盤補強の内訳を示す。



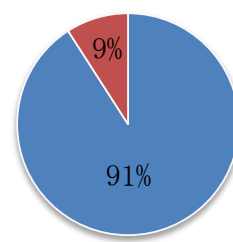
■ 平屋
■ 2階建



■ 布基礎
■ シングル配筋ベタ基礎
■ ダブル配筋ベタ基礎



■ 地盤補強有り
■ 地盤補強無し



■ 柱状改良
■ 小口径鋼管

図 3.6 建物階数

図 3.7 基礎種別

図 3.8 地盤補強の有無

図 3.9 地盤補強の内訳

第4節 震災前後における宅地の地盤強度変化について

ここでは、全50件のデータのうち同一敷地において最大4度の調査を行った10件のデータを用いて調査時期による地盤強度の傾向を確認する。調査時期はA:建築時、B:地震直後、地震発生後およそC:15ヶ月後（以後、地震後①と呼ぶ）、D:29ヶ月後（以後、地震後②と呼ぶ）におけるSWS試験を実施した物件で建物№1～4が茨城県、建物№5～10が千葉県の結果を図3.10～図3.20に示す。地盤調査位置に関しては、建築時の調査位置を基準に3m以内で調査を実施した。既往の文献^{14)～16)}によると、表層から2mの範囲は地震前後のSWS試験結果の比較から地震後地盤の強度が低下したことを指摘しているものが多く、今回計測した10件すべてのデータにおいても、文献と同様の結果が確認された。図3.10の№1は全体的に似た傾向を示しており、地震後①と地震後②においては建築時より抵抗値が上がっている。（※文中の抵抗値とは、建築時の地盤状況を基準とし、自沈層においては荷重の大小、回転層に関しては回転数の大小が変化したことをいう。）図3.11の№2に関しては、建築時の表層で確認されていた抵抗値が地震後大幅に減少している。地震後①および地震後②とも低下した部分が建築時よりも増加していることが分かった。図3.12の№3に関しては、地表面から4m付近までばらついている状況が窺える。傾向的には地震直後に抵抗値は低下し、地震直後と地震後①と②では似た

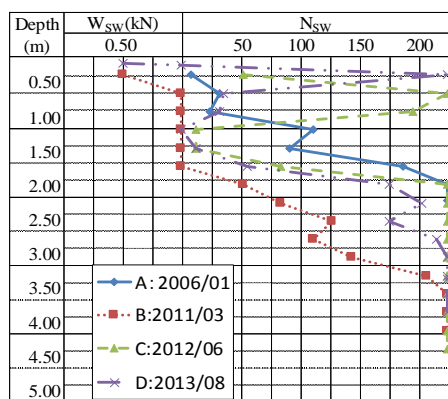


図 3.10 №1 茨城県鹿嶋市の SWS 試験結果

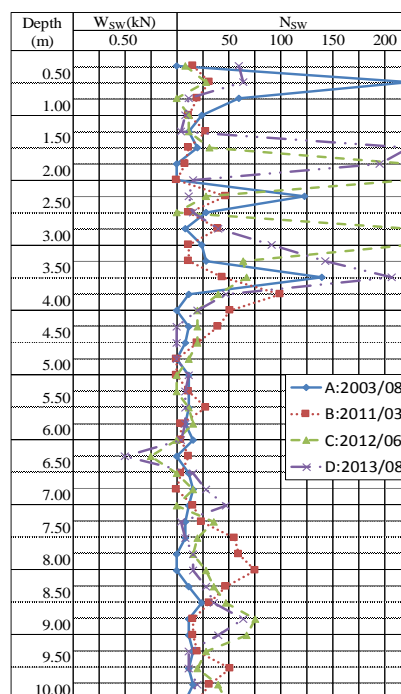


図 3.11 №2 茨城県神栖市の SWS 試験結果

傾向で増加している。図 3.13 の№4 は大幅に 2.0m 付近までに存在していた抵抗値が地震直後の調査結果から消失していた。しかし、地震後②では、建築時よりも抵抗値が増加していた。また、3.0m 付近では、建築時には存在していない部分において地震直後から抵抗値が高くなっていることが窺える。図 3.14 の№5 に関しては、全体的に似た抵抗傾向が見受けられるが、建築時に 2.0m 付近に存在していた抵抗値は地震後では消失し、建築時には存在してなかった 2.75m～3.5m 部分に移動したように抵抗値が増加していることが窺える。また、表層の支持力は地震直後に低下した支持力が建築時に近い数値まで回復している。図 3.15 の№6 に関しては、全体的に似た傾向はあるものの 5.0m 付近まで建築時より地震直後の抵抗値は低下している。特に 3.75m～4.75m 付近では建築時の抵抗値は低下し、その下部の 5.25m～7.5m 付近において、建築時には存在していなかった抵抗値が地震直後に高くなっていることが分かった。さらに、地震後②の 6m 以深においては、建築時・地震直後より抵抗値が低下していることが分かった。図 3.16 の№7 に関しては、全体的に似た傾向を示しており 1.5m～3.25m 付近では、建築時より地震直後の抵抗値は低下し、地震後②では徐々に回復傾向が見受けられるが、4.0m 以深で

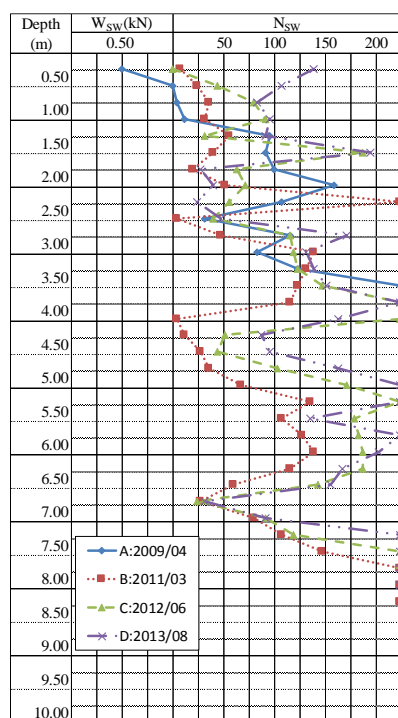


図 3.12 No.3 茨城県神栖市の SWS 試験結果

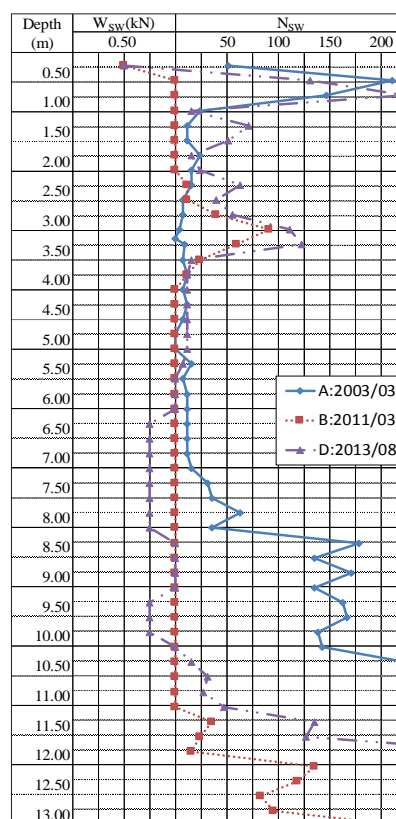


図 3.13 No.4 茨城県神栖市の SWS 試験結果

は、地震直後より地震後②の抵抗値が多少ではあるが低下している。図 3.17 の№8 は全体的には似た傾向が見受けられる。そして、建築時の 2.0m 付近に存在していた抵抗値は消失し、建築時には存在してなかった 2.75m～3.5m 部分の抵抗値が増加している様子があり、4.0m 以深では地震直後の抵抗値が高い傾向にあった。図 3.18 の№9 についても、全体的に似た傾向を示しているが、5.0m 以深では、建築時よりも地震直後の抵抗値が高く、逆に地震後②では、建築時よりも低い値を示していることが分かった。図 3.19 の№10 も全体的に似た抵抗傾向を示しており、表層から 1.5m 付近までは建築時より地震直後の抵抗値は低下している。そして、地震後②では地震直後より全体的に抵抗値は増加している。しかし、建築時の抵抗値まで回復はしていない。特に、7.0m～8.25m 付近では、建築時の抵抗値より大きく低下しており、この深度において液状化が発生し、その影響により抵抗値が消失したと推察される。

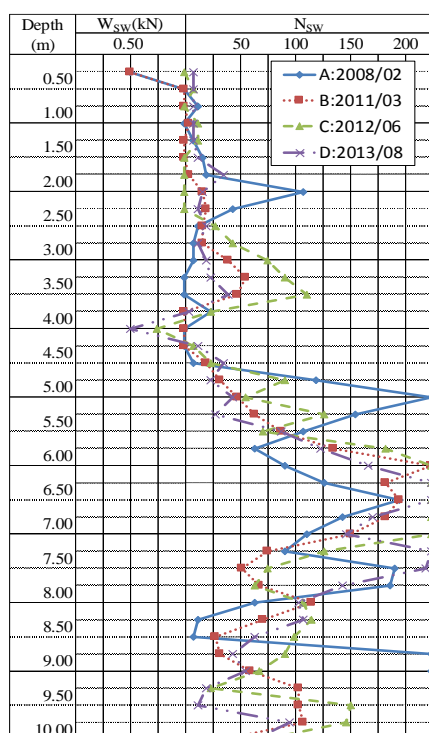


図 3.14 No.5 千葉県香取市の SWS 試験結果

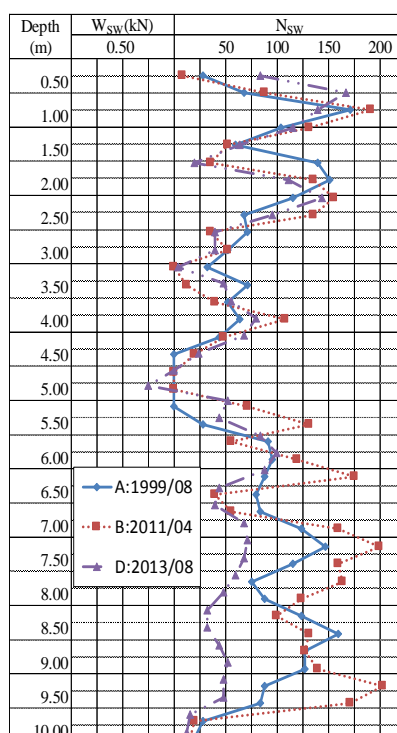


図 3.15 No.6 千葉県習志野市の SWS 試験結果

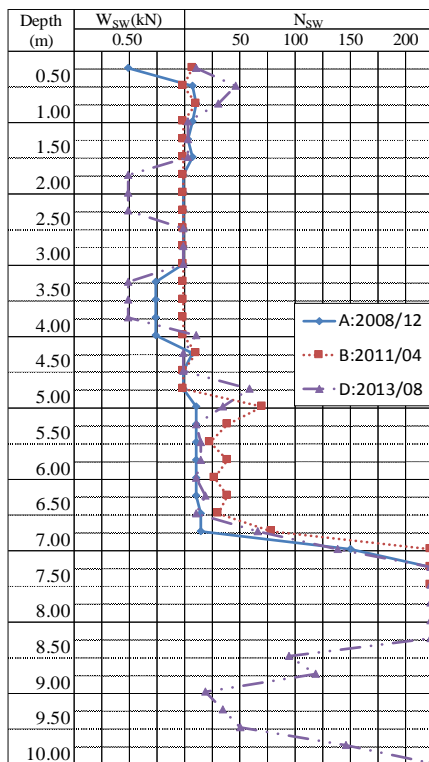


図 3.16 №7 千葉県浦安市

の SWS 試験結果

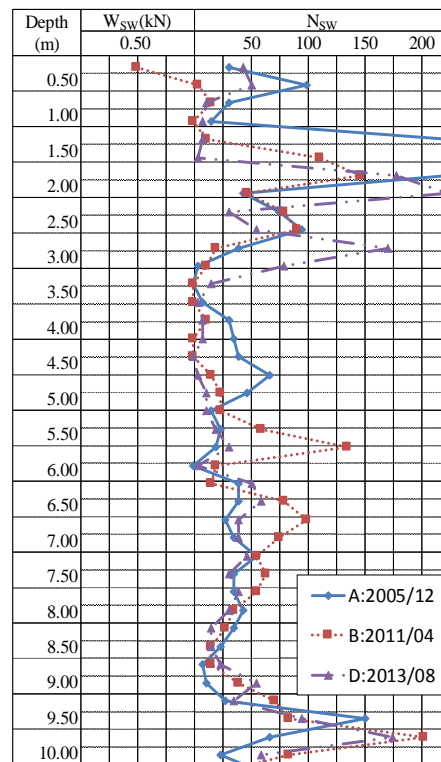


図 3.17 №8 千葉県浦安市

の SWS 試験結果

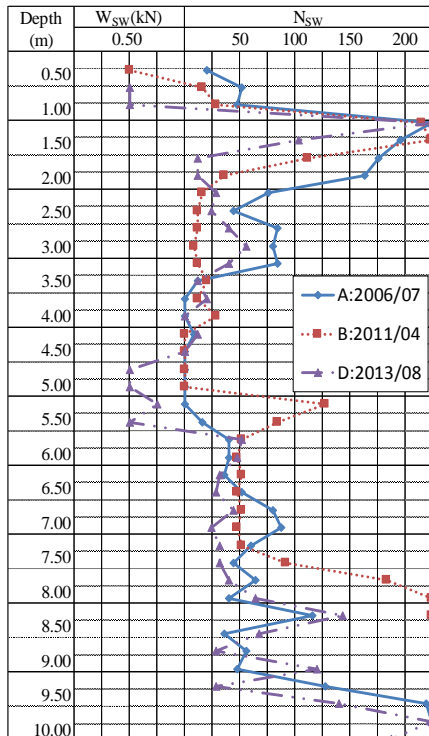


図 3.18 №9 千葉県浦安市

の SWS 試験結果

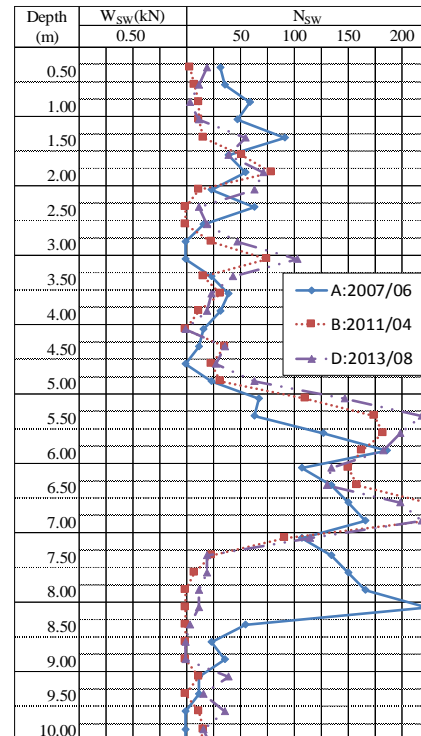


図 3.19 №10 千葉県美浜区

の SWS 試験結果

以上の調査・比較結果をもとに表層 2.0mの範囲の支持力度を調査時期毎に整理したものを図 3.20 に示す。図 3.20 より、以下のことが言える。No.1～5 に関しては、地震直後に支持力度は低下するが、地震後①や地震後②で地震直後より支持力度が増大している。これらの共通事項として、千葉県香取、茨城県神栖・鹿嶋の地域に集中している。さらに、No.6～10 は建築時より地震後に支持力度が下がり、地震後②では支持力度は地震直後より少し上昇するかほとんど変化しない事例であり、これらの共通事項として、千葉県浦安・美浜・習志野の地域に集中している。この両地域の違いとして、土質の構成による違いが考えられる。千葉県浦安・美浜は砂質よりシルト系が多く液状化により緩んだ地盤では堆積するまでの時間を要するため、乱れている状況が長く続いているのではないかと推察される。そして、千葉県香取や茨城県神栖・鹿嶋は砂質土が主体で構成されており、砂質が主体のほうが緩んだ地盤が安定するまでの時間が短く支持力度が早期に回復したと想定される。さらに、全事例において建築時で確認された高目の抵抗値は、液状化後において位置が下部に移動している傾向が窺える。これは高目の抵抗値付近で液状化が発生後、密度が増加することで、抵抗値が増加したと推察される。

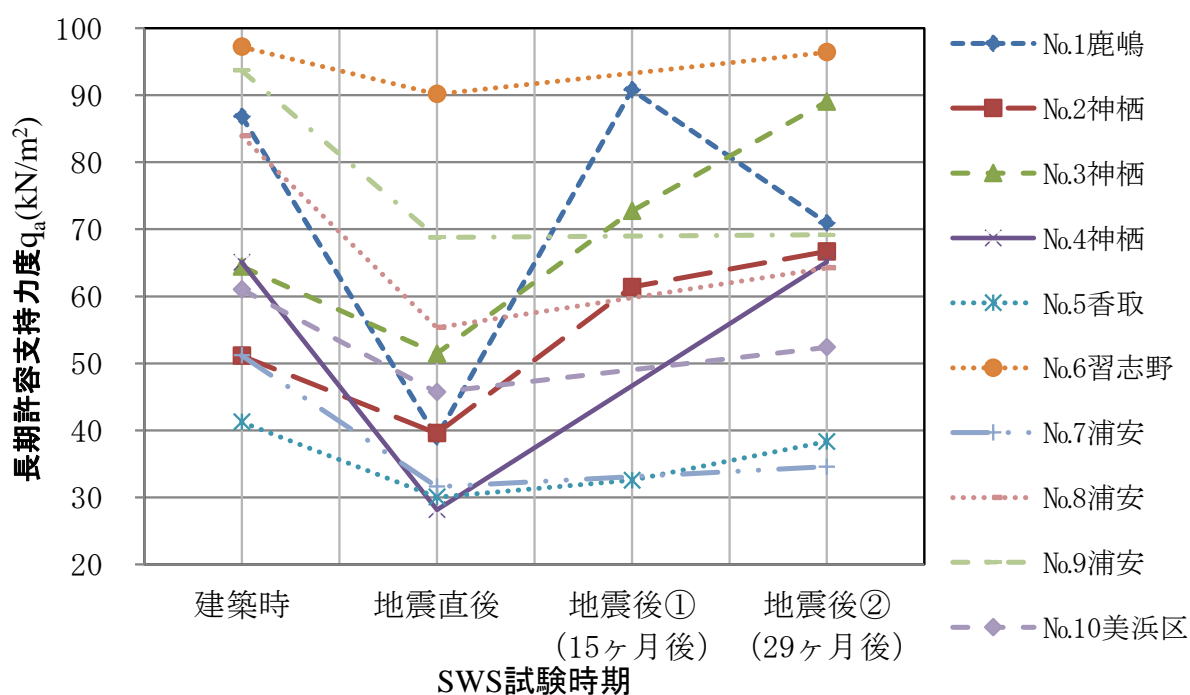


図 3.20 調査時期毎の長期許容支持力度の関係

第5節 柱状改良体における不同沈下の抑制効果

柱状改良工事を施してあった物件において、沈下量の大きさに差が確認された。沈下に対して大きく効果が発揮されなかった事例は、柱状改良体の先端部において液状化したと想定している。表 3.3 は柱状改良体の傾斜角の大きさと地盤状況を示したものである。

表 3.3 より、おおよそ次のことが言える。傾斜角が大きいグループ A の建物は、Nsw が 50 以下の摩擦杭的な補強か、あるいは Nsw が 80 程度以下の地層に 50cm 程度の根入れのみの補強である。一方、傾斜角が比較的小さいグループ B の建物は、Nsw が 100 以上の地層に 1m 以上根入れされているか、150 以上の地層に載っている状態のものが多い。以上より、柱状改良体を支持杭として設計することで、不同沈下はかなり防ぐことができると思われる。

表 3.3 柱状改良体を有する建築の傾斜角と地盤の状況

傾斜角 ($\times/1000\text{rad}$)	建物 No.	地盤の状況	グループ
20.3	35	Nsw=80程度の地層に50cmしか根入れしていない状況下で、先端部のNswが40程度にゆるんだ。	A
17.5	38	Nsw=70程度の地層に50cmしか根入れしていない状況下で、先端部のNswが30程度にゆるんだ。	
12.4	24	摩擦杭的な柱状改良体であり、3m以深はNswが20程度とゆるい。	
10.7	40	摩擦杭的であり、先端部のNswは50以下である。	
6.5	37	Nswが100以上の地層に載っている。	B
6.2	42	Nsw=150以上の地層に載っている。	
6.0	5	Nswが150以上の地層に50cm根入れをしている。	
4.2	49	Nswが150以上の地層に載っている。	
3.8	50	改良長さは4mと短い1.5mまでNswが50以上であり、等沈下したものと予想される。	
3.7	46	Nsw=100~180の堅固な地層に1m程度根入れ。	

第6節 建物バランスによる不同沈下の影響

今回の震災による建物の傾斜に関する1つの特徴として、隣り合った建物がお互いに引き込まれるように傾斜していることが指摘されている^{3.17)}。これは、図3.21に示すように建物重量の応力重複によるものとみられているが、軟弱地盤の不同沈下地帯でも同様な現象がみられる。すなわち、液状化による建物の不同沈下は、軟弱粘性土地盤の建物の不同沈下の形態と非常によく似ている沈下傾向を示していると想定される。特に、軟弱地盤では、建物の偏心量が大きいほど傾斜が大きいことがわかっており^{3.18)}、今回地盤補強をしていない直接基礎（№50を除く）について、図3.22に示すように1階と2階の図心間の距離を偏心距離とし、これと傾斜角との関係を整理してみた。その結果を図3.23に示す。図3.23からでは全体的にばらつきが大きく、傾向がつかめない。従って、敷地内の建築時のSWS試験結果から2.0m以深において、自沈するところが1m未満の場合の試験結果を図3.24に示し、自沈が1m以上存在する場合の試験結果を図3.25に示す。その図3.24に該当するものは青のプロットとし、図3.25に該当するものは赤のプロットとして、図3.26に示したところ上下に区分けすることができた。上部を赤丸・下部を青丸の点線で示したところ、赤丸は偏心距離が大きくなれば、傾斜角も大きくなる右上がりの傾向が確認され、青丸は偏心距離が大きくなっても傾斜角に大きな変化がない右方向の傾向であった。ただし、上部の赤丸の一部に青丸が二箇所存在しているが、この2つは建築時には表層が硬く1.5m程度で貫入不可となっていたが、震災後の調査では、表層の硬い部分を抜けて深部(7.0m程度)まで貫入ができた地盤であった。したがって、2m以深の自沈層の存在とその厚さが建物の偏心量と大きく関わっており、軟弱な地盤ほど、建物の偏心量に比例して傾斜角が大きくなることがわかる。このような点についても、通常の軟弱な粘性土地盤と似た傾向である。

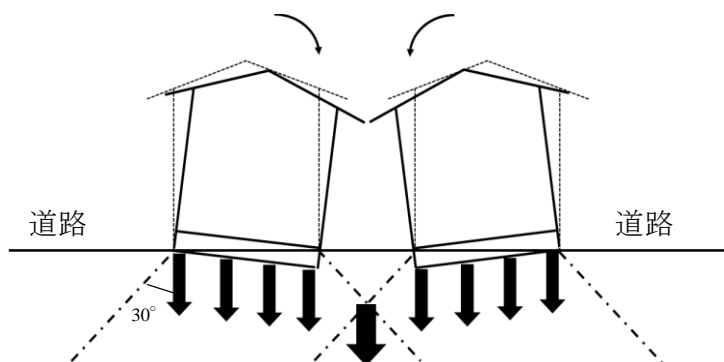


図 3.21 戸建住宅の傾き (応力重複)

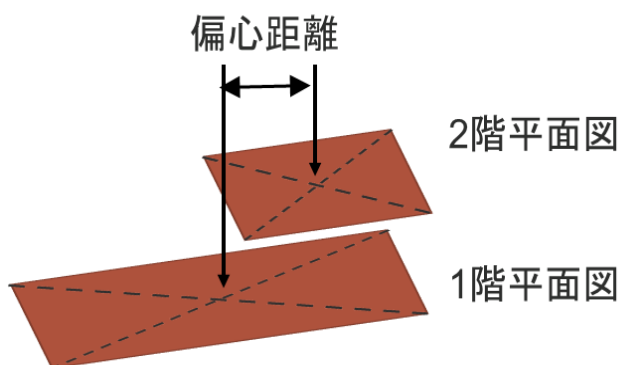


図 3.22 偏心距離のイメージ図

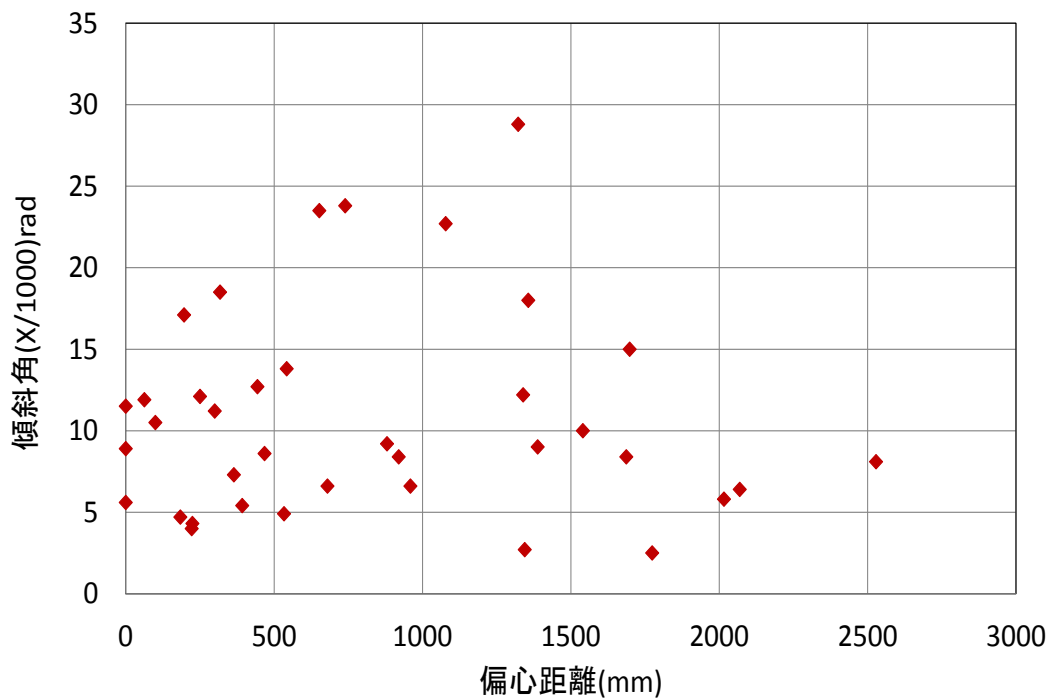


図 3.23 偏心距離による傾斜角との関係

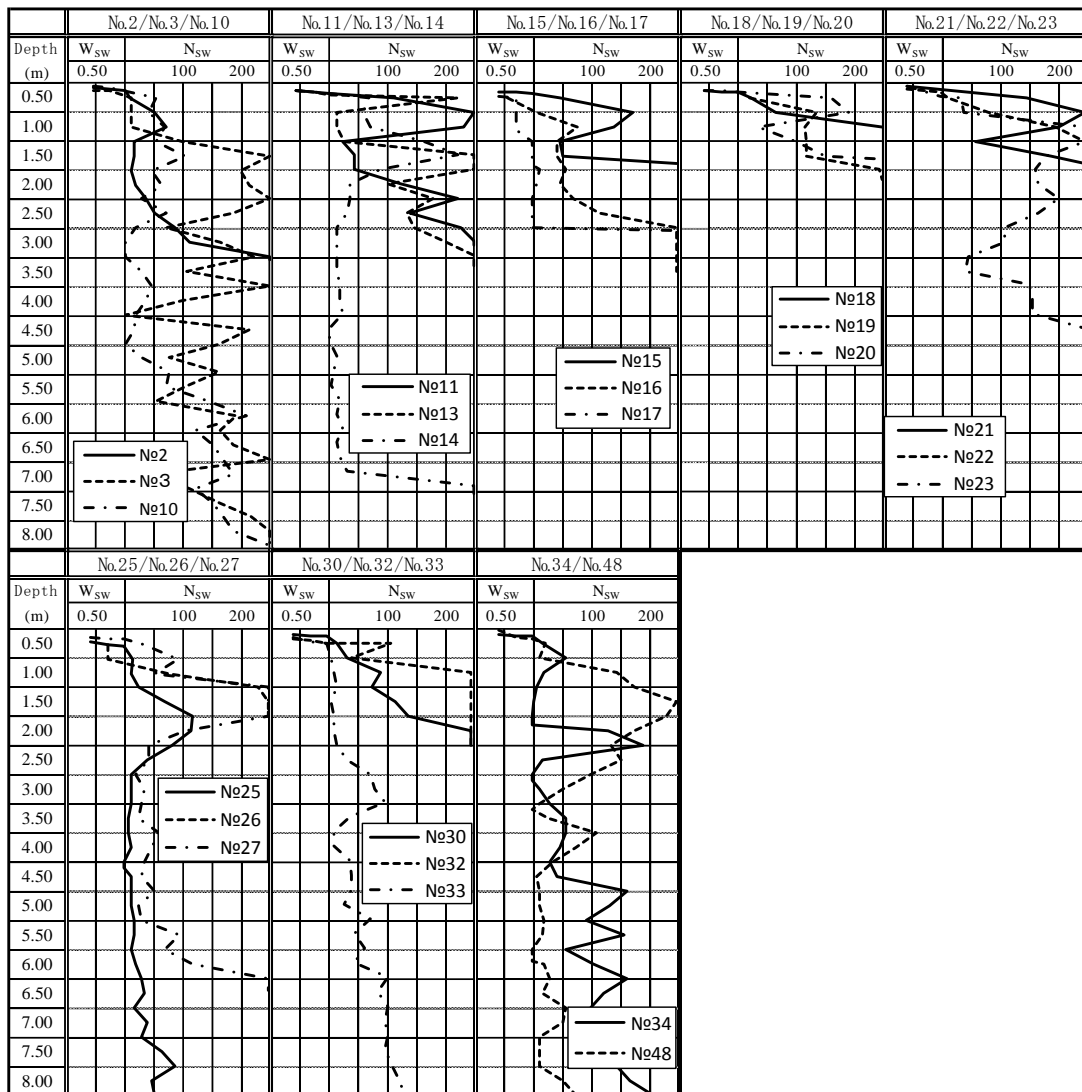


図 3.24 SWS 試験結果※自沈層が 1m 未満

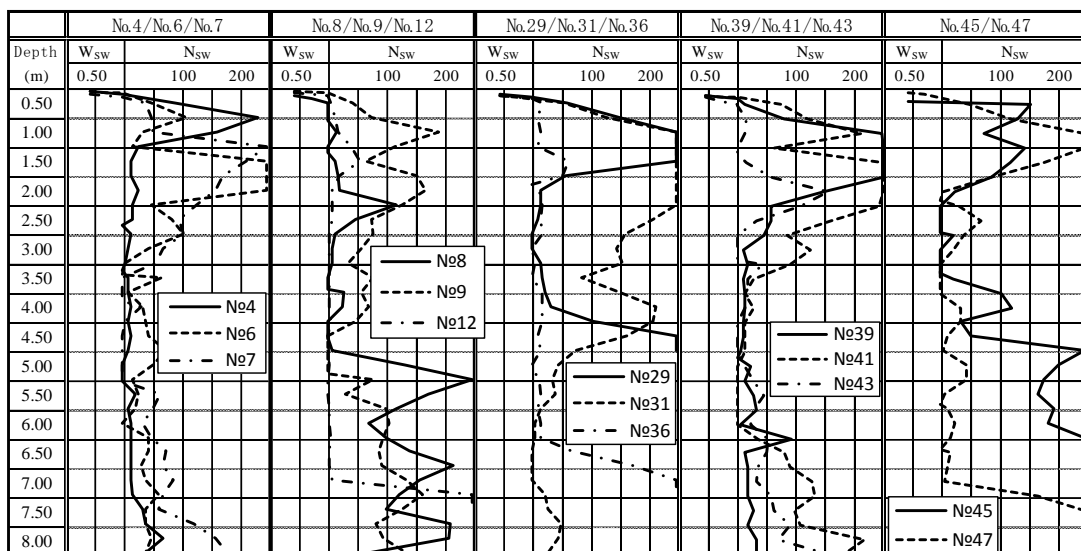


図 3.25 SWS 試験結果※自沈層が 1m 以上

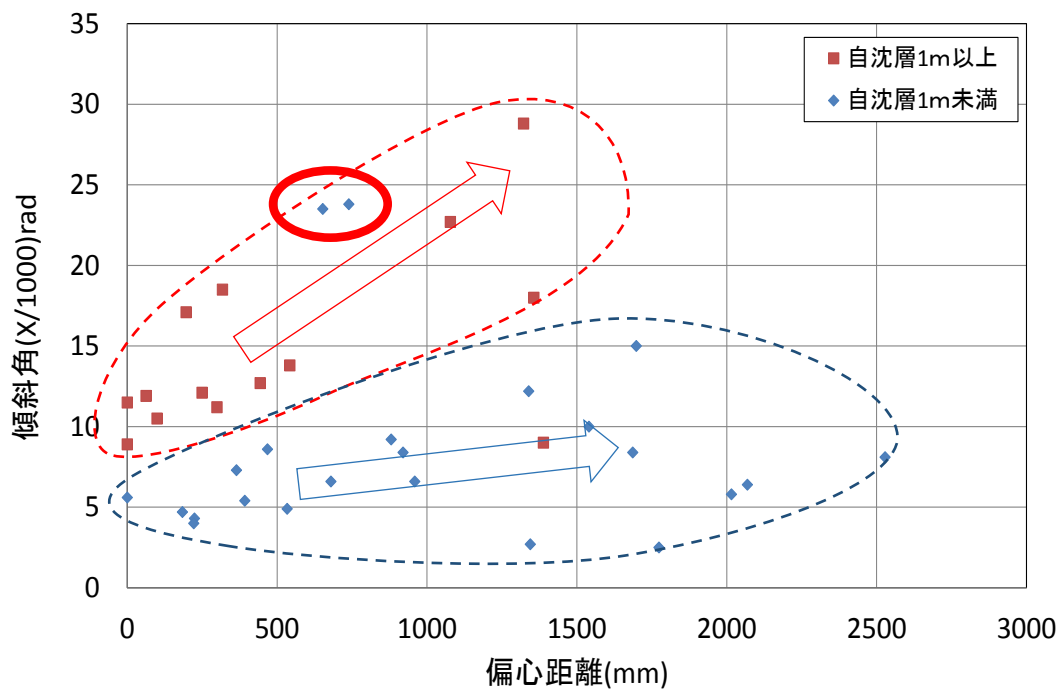


図 3.26 偏心距離により傾斜角との関係 ※地盤強度を考慮

第7節 本章のまとめ

本章で得られた結論を箇条書きにまとめる。

- 1) 兵庫県南部地震を受けたことで、住民の地盤に対する意識は向上していることがわかった。
- 2) 液状化の対策費用として建設費の約 2 割以下が負担割合の許容範囲ということがわかった。
- 3) 液状化により緩んだ地盤の強度は早期に安定する地盤と安定しない地盤が存在する傾向があることが分かった。
- 4) 柱状改良をしても大きい傾斜を生じた建物では、 N_{sw} が 80 程度以下の地層に 50cm 程度しか根入れされていないか、あるいは N_{sw} が 50 以下の摩擦杭的な使い方がされている。
- 5) 柱状改良の効果があつた建物は、 N_{sw} が 100 以上の地層に 1m 以上根入れしているか、あるいは 150 以上の地層に改良体の先端がある。
- 6) 建物の偏心量と地盤構成との間には、2m 以深の自沈層の存在及びその地層の厚さが大きく関わっていることが分かった。

第3章の参考文献

- 3.1) 若松加寿江：2011年東北地方太平洋沖地震による東北地方の液状化地点の地形・地盤特性，第47回地盤工学研究発表会，pp1505, 1506 (2012)
- 3.2) 小澤直輝，安田進，石川敬祐：地盤の表層改良範囲が家屋の沈下量に及ぼす影響に関する解析 第47回地盤工学研究発表会，pp809, 810 (2012)
- 3.3) 橋本隆雄，安田進ほか：東北地方太平洋沖地震による液状化被災地区における住宅の傾斜とめり込み沈下量の関係 第47回地盤工学研究発表会，pp1487, 1488 (2012)
- 3.4) 川崎敦志ほか：液状化に伴う戸建住宅の被害と分析－その1.東日本大震災における被害の事例－第47回地盤工学研究発表会，pp1393, 1394 (2012)
- 3.5) 樋口俊一ほか：液状化に伴う戸建住宅の被害と分析－その2.有効応力解析による沈下分析の概要－第47回地盤工学研究発表会，pp1395, 1396 (2012)
- 3.6) 西山高士ほか：液状化に伴う戸建住宅の被害と分析－その3.被害事例の解析結果－第47回地盤工学研究発表会，pp1397, 1398 (2012)
- 3.7) 伊那潔，藤井衛，安達俊夫：小規模建築物の液状化被害復旧工事の実態調査 日本建築学会大会学術講演梗概集，pp601, 602 (2012)
- 3.8) 須々田幸治，高田徹，平出務：小規模建築物を対象とした液状化判定のための比較実験（その1 土質判別） 日本建築学会大会学術講演梗概集，pp603, 604 (2012)
- 3.9) 高田徹，須々田幸治，平出務：小規模建築物を対象とした液状化判定のための比較実験（その2 液状化判定） 日本建築学会大会学術講演梗概集，pp605,606,2012
- 3.10) 松下克也，安達俊夫，平出務，新井洋，井上波彦：小規模建築物を対象とした液状化判定法の検証 日本建築学会大会学術講演梗概集，pp607, 608 (2012)
- 3.11) 河野文顕，真島正人，橋本光則，藤井衛，渡辺佳勝，深谷敏史：東日本大震災による住宅被害のアンケート調査 その1 地盤補強を行った住宅の調査結果 日本建築学会大会学術講演梗概集，pp631, 632 (2012)

-
-
- 3.12) 渡辺佳勝, 真島正人, 橋本光則, 藤井衛, 河野文顕, 深谷敏史: 東日本大震災による住宅被害のアンケート調査 その2 液状化による住宅被害の原因分析 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp633, 634 (2012)
- 3.13) 小松吾郎, 藤井衛ほか: 兵庫南部地震による液状化地域の低層住宅の被害実態調査 (その1 居住者の意識調査) 第33回地盤工学研究発表会, pp203, 204 (1998)
- 3.14) 金 哲鎬ほか: 東北地方太平洋沖地震の液状化地域における戸建住宅の基礎の被害, 地盤工学ジャーナル, Vol. 7, No. 1, pp195-205 (2012)
- 3.15) 品川恭一, 藤井衛, 金哲鎬, 小川正宏: 東北地方太平洋沖地震による戸建住宅の液状化地域における地盤の変状, 第47回地盤工学研究発表会, pp1491, 1492 (2012)
- 3.16) 石井千明, 佐々木修平: スウェーデン式サウンディング試験データからみた震災前後の時系列による地盤強度の変化, 第47回地盤工学研究発表会, pp1, 2 (2012)
- 3.17) Chol-Ho kim, Mamoru Fujii, Kyoichi Shinagawa, Masahiro Ogawa: Survey Report of Liquefaction Damage of Urayasu Area, ISOPE, pp746-751 (2012)
- 3.18) 藤井衛, 田村昌仁ほか: 諏訪湖周辺における低層住宅の不同沈下調査事例による基礎の沈下抑制効果について 日本建築学会構造系論文集, pp93-100 (2000)

第4章
スウェーデン式サウンディング試験孔を用いた
粘性土の非排水せん断強さの評価手法

第1節 本章の目的

戸建住宅の宅地地盤（以後、宅盤と呼ぶ）の地盤調査法としては、SWS試験が一般的に用いられているが、短所として、おもり荷重で急速に自沈した場合は、即座に除荷することができず^{4.1)~4.3)}、試験法の信頼性に疑問を述べる声も多い。しかし、SWS試験の回転によるスクリーポイントの抵抗は、粘性土の非排水せん断強さと関係を有している可能性が高いことは既往研究から明らかにされている^{4.4)}。したがって、SWS試験のスクリーポイントの回転トルク値から粘性土の非排水せん断強さを求める方法を確立することができれば、SWS試験の信頼性が格段に向上する。そこで、本章では、SWS試験孔を用いて、ベーン調査が可能なベーンブレードを作製し、規定のベーンブレードとの相関性を確認した。さらに、スクリーポイントを用いて、回転トルク値と粘性土の非排水せん断強さとの関係から、推定式を作成し現場実験から、式の妥当性を検証する。

第2節 ベーンせん断試験方法

ベーンせん断試験は、欧米を中心とした海外において古くから用いられてきた粘性土の伝統的な強度試験であり、SWS試験とは異なり、粘性土のせん断強さを求める試験法として確立している。我が国では、1986年に「原位置ベーンせん断試験方法（JSF規格：T39-86）」として制定された。試験機には図4.1に示すようにボアホール式と押し込み式の2種類があるが、いずれもベーンブレードを所定の深さまで押し込み、ベーンのトルクから粘性土のせん断強さを求めるものである^{4,5)}。図4.2にベーンの形状、表4.1にベーンの寸法を示す。ベーンせん断試験による粘性土のせん断強さは、式4.1)によって求められる。

$$\tau_v = \frac{M - M_f}{\pi \left(\frac{D^2 H}{2} + \frac{D^3}{6} \right)} \quad 4.1)$$

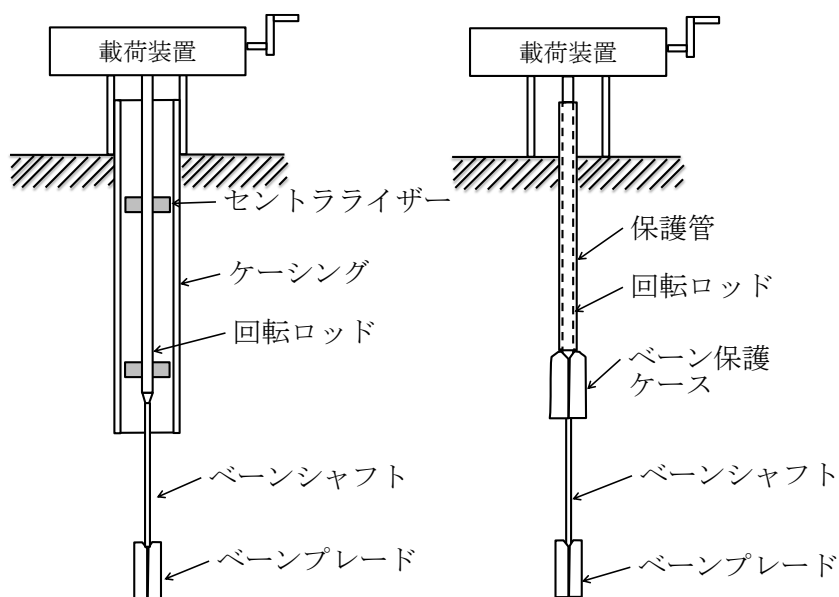
τ_v : 土のせん断強さ (kN/m²)

M : 測定最大トルク (kN・m)

M_f : 試験機の摩擦トルク (kN・m)

D : ベーンブレードの幅 (m)

H : ベーンブレードの高さ (m)



(a) ボアホール式 (b) 押し込み式

図 4.1 ベーンせん断試験機概略図

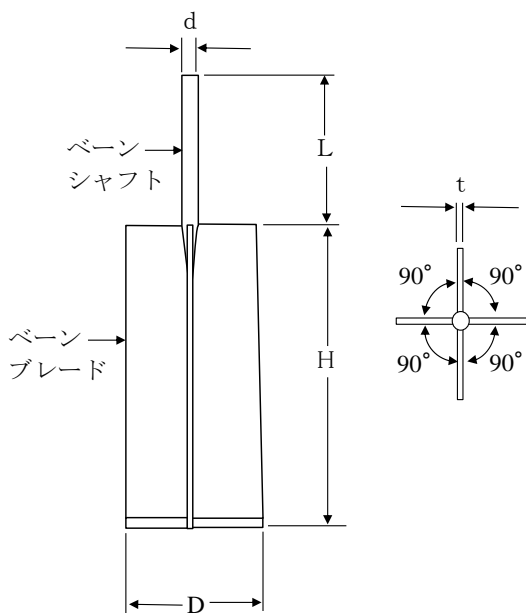


図 4.2 ベーンの形状

表 4.1 ベーンの寸法 (単位: mm)

諸元		タイプ I	タイプ II
ベーン プレート	幅(D)	75	50
	高さ(H)	150	100
	厚さ(t)	3	1.5
ベーン シャフト	径(d)	16	13
	長さ(L)	750	500

第3節 室内実験

第1項 標準ベーンと特殊ベーンによる粘性土のせん断強さの比較

① 目的

SWS 試験において自沈するような地盤でも、抵抗力が大きく人力でベーンを回転させることが難しい場合もある。そこで、ベーンの幅をスクリーポイントと同様に狭くしたベーン（以後、特殊ベーンと呼ぶ）を作製し、原位置ベーンせん断試験で用いる表 4.1 の 2 種類のベーンのうち、寸法が小さいタイプ II のベーン（以後、標準ベーンと呼ぶ）との相関性を確認する。

② 実験概要

(ア) 人工地盤

人工地盤の試料土は笠岡粘土と砂を 8 : 2 で配合し作成した。表 4.2 に試料土の物理的性質を示し、図 4.3 に粒径加積曲線を示す。試料土の含水比 32.0%~39.9% まで変化させ、8 種類の地盤を作製した。人工地盤は高さ 400mm、幅 560mm、奥行 200mm であり、試料土を厚さ 6cm 毎に型枠に投入し、その上に質量 10kg のおもりを高さ 30cm から 3 回落下させて締固めた。その後、3 日間経過後に試験を行った。こうすることで、SWS 試験において自沈する土を再現することができた。また、土層の質量は約 71kg で壁体は 12mm の合板であり、計測時に土層の変形やはらみが無いことも確認している。

表 4.2 試料土の物理的性質

土粒子 密度 (g/cm ³)	試料土の 液塑性限界(%)			粒度分布 (%)				
	液性 限界	液塑 限界	塑性 指数	粗砂 分	中砂 分	細砂 分	シルト 分	粘土 分
2.66	34.4	15.4	19.0	0.0	2.8	29.4	28.0	39.8

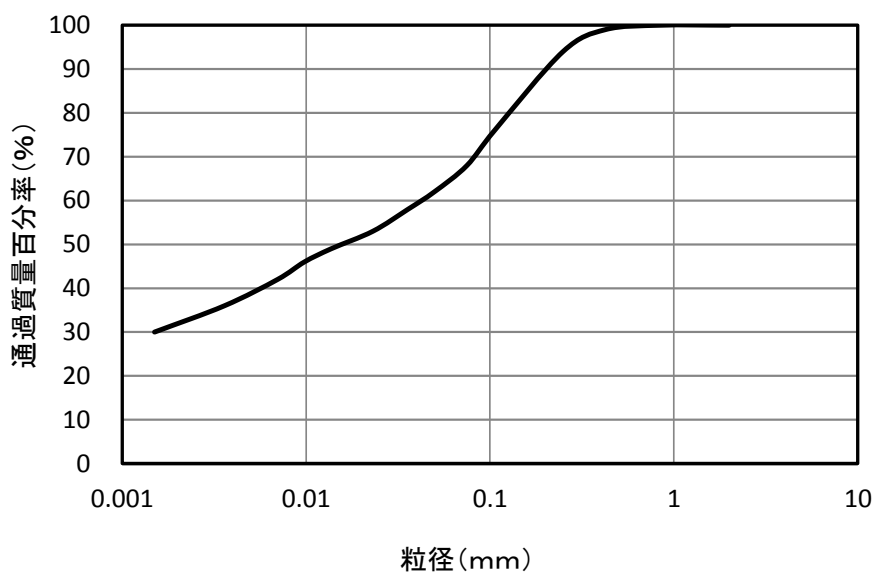


図 4.3 試料土の粒径加積曲線

(イ) 特殊ベーンの形状

SWS 試験孔を利用して試験をすることを考慮し、ベーンブレードの幅と高さはスクリーポイントの最大径 ($\phi 33\text{mm}$) と高さ (200mm) と同等にした。実際の形状は図 4.4 及び写真 4.1 に示すように、ベーンブレードの幅 : $D33.6\text{mm}$ 、高さ $H : 199.3\text{mm}$ 、厚み $t : 2.2\text{mm}$ を使用した。

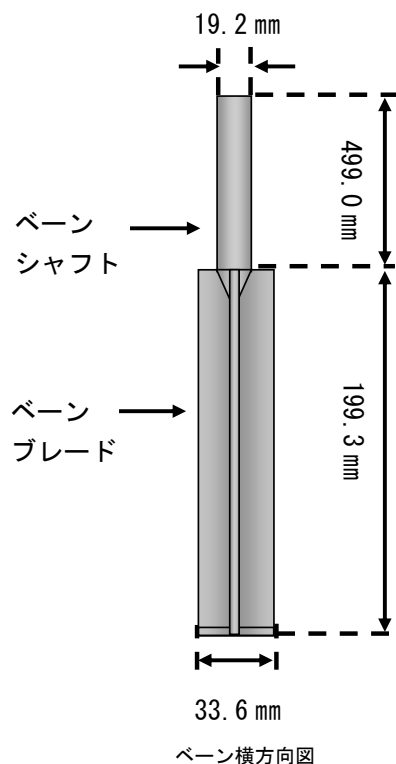


表 4.3 特殊ベーンの寸法 (mm)

諸元	寸法 (mm)	
	特殊ベーン	
ベーンブレード	幅 (D)	33.6
	高さ (H)	199.3
	厚さ (t)	2.2
ベーンシャフト	径 (d)	19.2
	長さ (L)	499.0

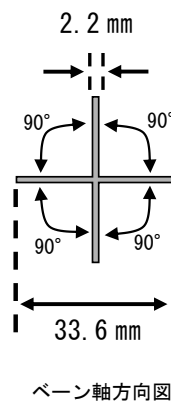
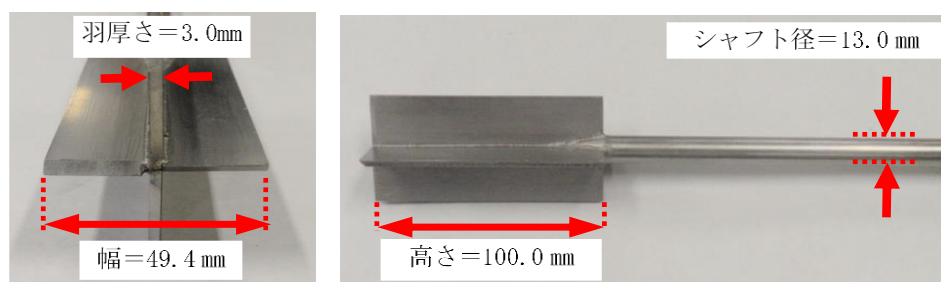


図 4.4 特殊ベーンの形状



(1) 標準ベーンの寸法



(2) 特殊ベーンの寸法

写真 4.1 特殊ベーンと標準ベーンの寸法

③ 実験方法

ベーンの実験方法は図 4.5 に示すように人工地盤に対し、垂直になるように 30cm 貫入させ、写真 4.2 に示すようにロッドを介して地盤面上に回転角度計を設置した時点で針を 0° にセットして、そのロッドの上部に max45N・m の手動式トルクレンチを装着し、90° を 3 分で回転する速度を保持しながら 5° ごとの回転による抵抗値をトルク値として読みとった。この場合、回転の角速度は 30°/min と JGS 規格の 6°~12°/min に比較してかなり大きい。この点については、事前に両者の計測結果に大きな違いは認められなかったことを確認している。そして、計測にあたって、標準ベーンと特殊ベーンを 10cm の間隔で行った。なお、この 10cm の間隔については、事前に土壌硬度計を用いて地盤の乱れが生じないことを確認している。

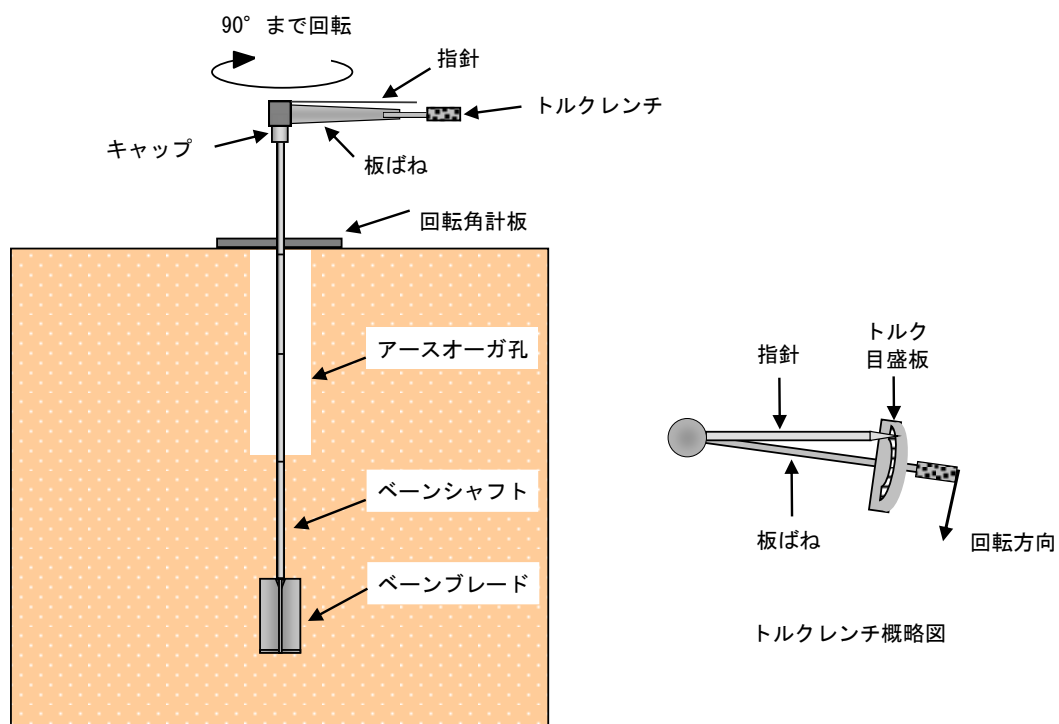


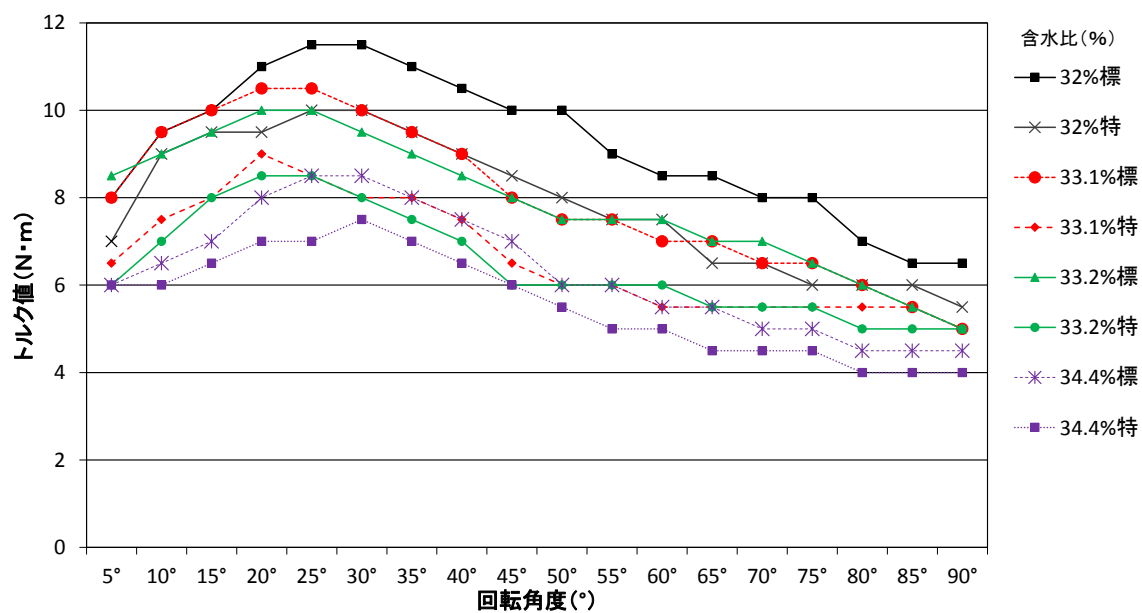
図 4.5 トルク計測方法の概要図



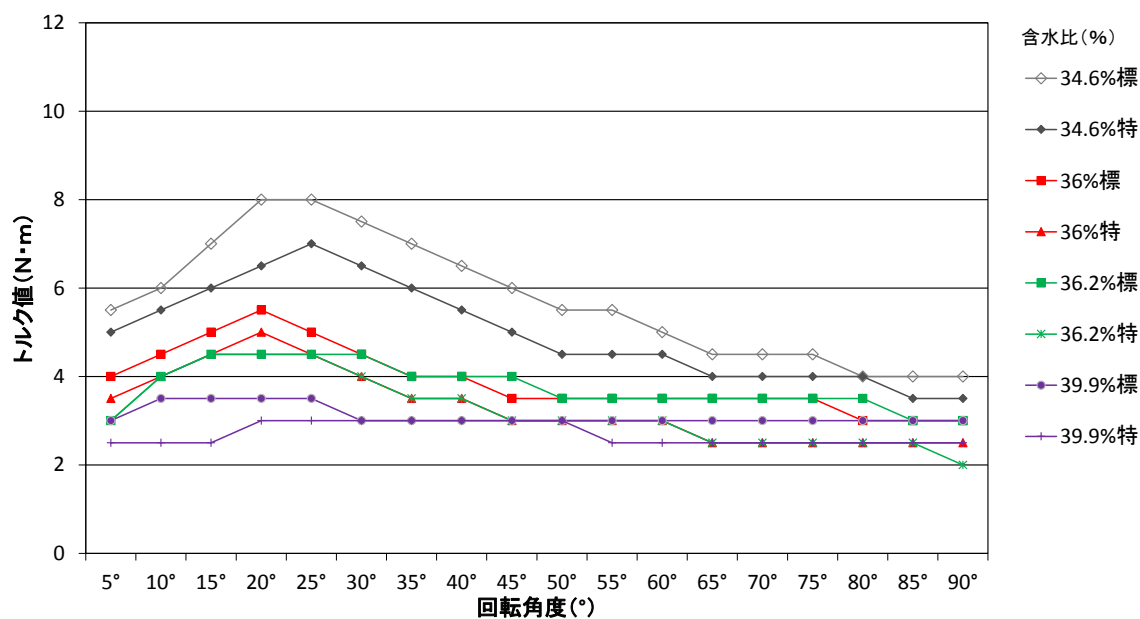
写真 4.2 トルクの計測状況

④ 実験結果と考察

標準ベーンと特殊ベーンのトルク値と回転角度の実験結果を図4.6に示す。凡例には含水比毎に色で区別し、標準ベーンは「標」、特殊ベーンは「特」と表現している。なお、ロッド部分の貫入深さは標準ベーンで20cm、特殊ベーンで10cmであり、摩擦トルクは予備実験によりほとんど無視できる値であったため、ロッド摩擦によるトルクは本実験では考慮していない。いずれのベーンとも含水比が低いほどトルクが高く現れる傾向にある。また、回転角度が 20° ～ 30° 付近でトルク値が最大になる傾向を示した。図4.7は、図4.6の最大トルク値と標準及び特殊のベーンの形状寸法を式4.1)に代入して求めたせん断強さで比較を示したものである。両者のせん断強さはほぼ一致しており、特殊ベーンによっても、標準ベーンと同じ精度で土のせん断強さを評価できることが明らかになった。



(a) 標準ベーンと特殊ベーンの比較 (32%~34.4%)



(b) 標準ベーンと特殊ベーンの比較 (34.6%~39.9%)

図 4.6 標準ベーンと特殊ベーンのトルク値と回転角

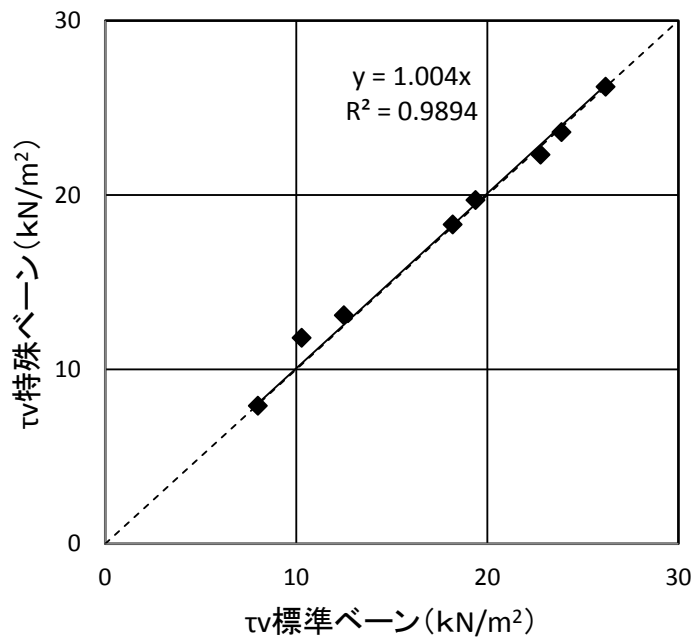


図 4.7 特殊ベーンと標準ベーンのせん断強さの比較

第2項 スクリューポイントによるせん断強さの推定式の提案

① 目的

スクリューポイント（以後、S.P.と呼ぶ）を用いてトルク値を計測することができれば、SWS試験時に特殊ベーンに取り替えること無く計測ができ、かつベーンの形状よりS.P.の形状の方がトルク値は小さくなると考えられるため、比較的硬い粘性土にも適用できる。そこで、S.P.によるトルク値を測定し、特殊ベーンのトルク値との相関性を調べることで、粘性土の非排水せん断強さの推定式を提案する。

② 実験概要

(ア) 人工地盤

人工地盤は前述の比較実験と同様の笠岡粘土と砂を8:2で配合し作成した。試料土の含水比は26.1%~39.9%まで変化させ、13種類の地盤を作成した。人工地盤のサイズ及び作成方法等は前述と同様である。更にS.P.による粘性土の非排水せん断強さの相関性を調べるため、人工地盤（含水比31.1%、33.5%及び35.8%）を作成した。

(イ) スクリューポイントの形状

スクリューポイントの形状はJIS A 1221のものを使用している。図4.8及び写真4.3に形状を示す。

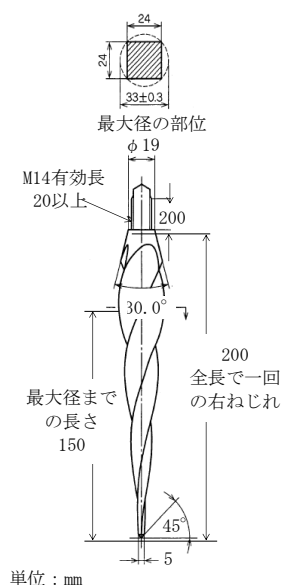


図 4.8 スクリューポイント

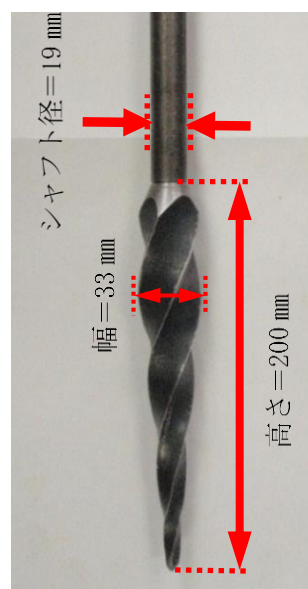


写真 4.3 スクリューポイント

③ 実験方法

実験 A

実験方法は所定の深度まで自沈（荷重のみ）にて貫入させ、所定の深度に到達した時点でおもりを除去し回転ハンドルをはずし、前節と同様にロッドを介して地盤面上に回転角度計を設置した時点で針を 0° にセットして、ロッドの上部に MAX 12 N・m の手動式トルクレンチを装着し、 5° ごとの回転による抵抗値をトルク値として読みとった。なお、S.P.の最大径 33mm を貫入させることにより、ロッド径の 19mm より孔径が大きくなるため、ロッドの摩擦によるトルクの影響は考慮していない。

実験 B

S.P.のトルク値と粘性土の非排水せん断強さの相関性を調べるため、人工地盤（含水比 31.1%、33.5% 及び 35.8%）において、それぞれ 20 箇所 of S.P.によるトルク値を計測し、一軸圧縮試験による非排水せん断強さと比較を行った。

④ 実験結果と考察

実験 A は、人工地盤で実施した特殊ベーンと S.P.のトルク値の回転角度との関係を比較したものを図 4.9-1～3 に示す。凡例には含水比は色で区別し、特殊ベーンは「特」、S.P.は「S.P.」と表現している。含水比が低い地盤ほどトルクが高く現れる傾向にある。また、全体的に回転角 25° 付近でトルク値が最大となっており、この傾向は特殊ベーンや標準ベーンと同じである。図 4.10 は特殊ベーンによる最大トルク値 T_v と S.P.による最大トルク値 T_j の関係を示したものである。両者の関係はきわめて相関性が高く、式 4.2) の関係として整理することができる。

$$T_v = 1.72T_j \quad 4.2)$$

T_v : 特殊ベーンの最大トルク値(N・m)

T_j : S.P.の最大トルク値(N・m)

特殊ベーンによる非排水せん断強さ τ_v は、式 4.1) の D に 33.6mm、H に 199.3mm、を代入したものであるから、式 4.3) のように表すことができる。

$$\tau_v = (2.68 \times 10^3) T_v \quad 4.3)$$

したがって、S.P.によるせん断強さ τ_j は式 4.2)、4.3) より式 4.4) のようになる。

$$\tau_j = (4.60 \times 10^3) T_j \quad (4.4)$$

τ_v : 特殊ベーンの粘性土の非排水せん断強さ (kN/m²)

τ_j : S.P.の粘性土の非排水せん断強さ (kN/m²)

実験Bは、20 個所の実験結果を表 4.4 に示す。S.P.によるトルク値の変動係数はいずれも 10%以下であり、かつ算定された式 4.4) による τ_j も概ね一軸圧縮試験による非排水せん断強さ c_u と近似している。

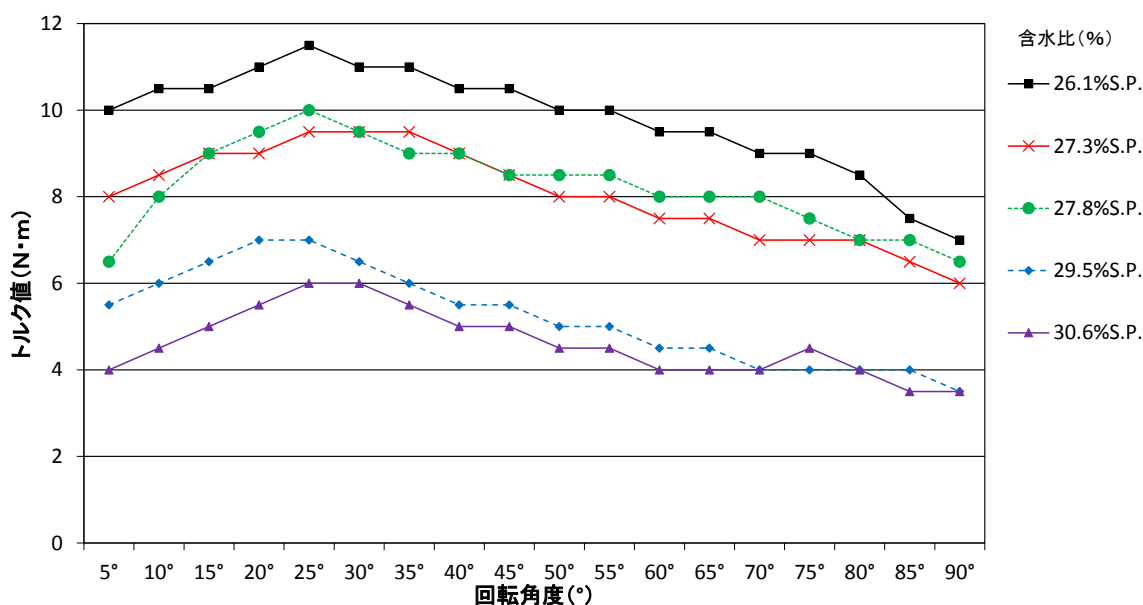


図 4.9-1 S.P.のトルク値 26.1%～30.6%※S.P.のみ

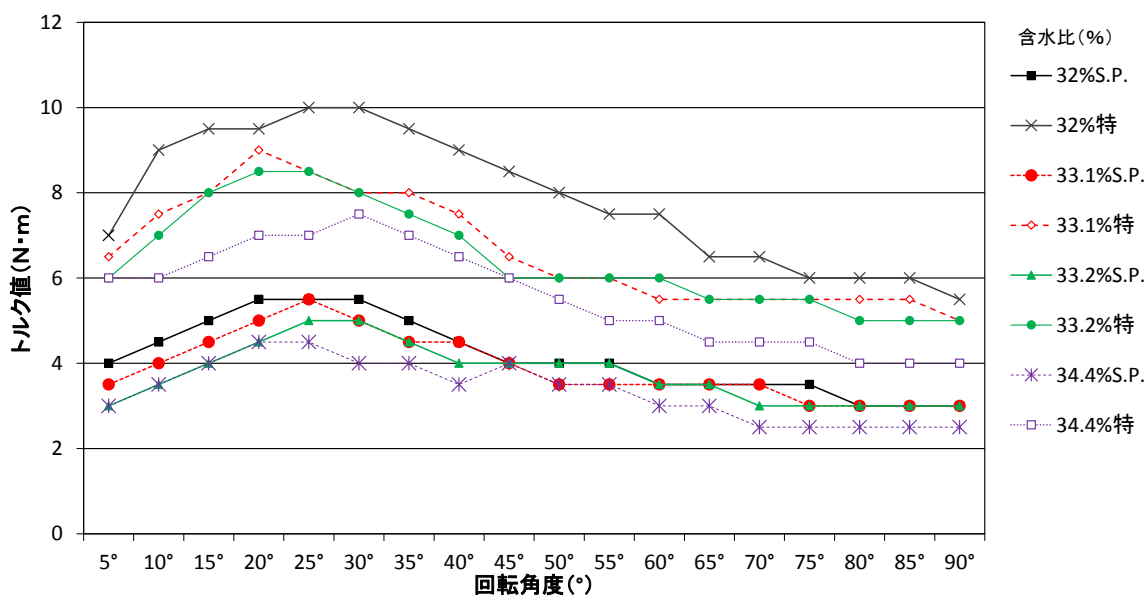


図 4.9-2 S.P.と特殊ベーンのトルク値 (32.0%～34.4%)

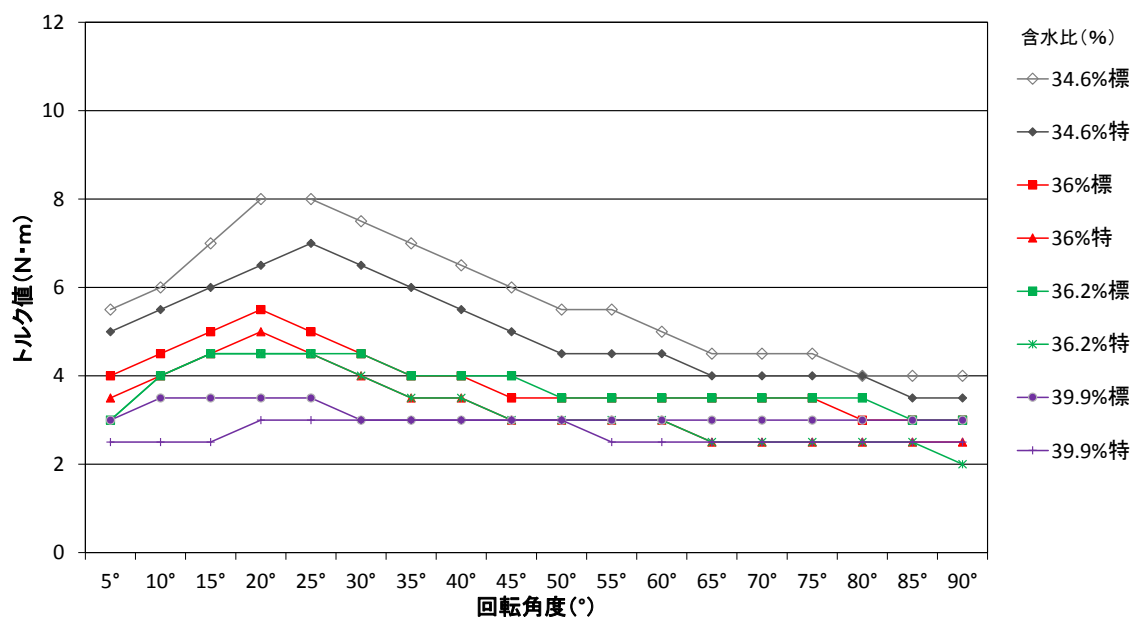


図 4.9-3 S.P.と特殊ペーンのトルク値 (34.6%～39.9%)

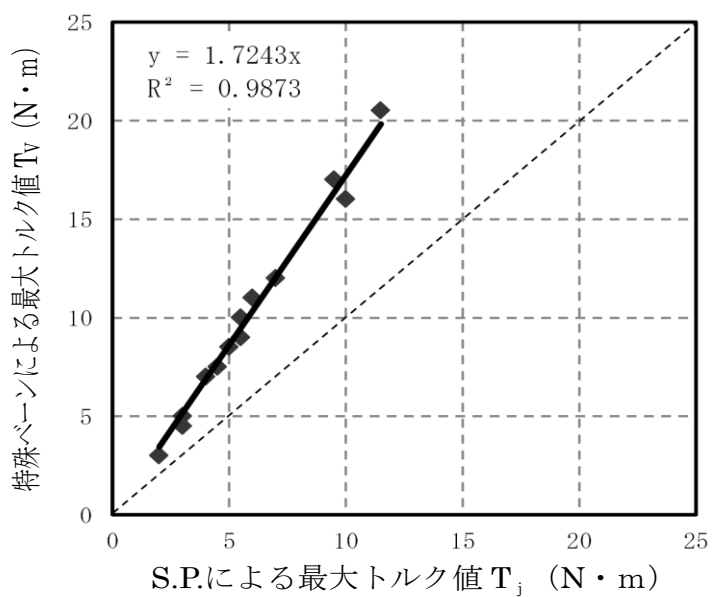


図 4.10 特殊ペーンによる最大トルク値 T_v と S.P.による最大トルク値 T_j の比較

表 4.4 一軸圧縮試験による非排水せん断強さ c
と S.P.によるせん断強さ τ_j の比較

含水比 (%)	非排水 せん断強さ	S.P.による τ_j とトルクの変動係数	
	$c(\text{kN/m}^2)$	$\tau_j(\text{kN/m}^2)$	V(%)
31.1	24.1	25.8~29.6	8.0
33.5	20.6	19.9~21.7	5.0
35.8	15.6	12.2~17.5	10.0

第4節 現場実験

第1項 原地盤による特殊ベーンと S.P.による粘性土のせん断強さの比較

① 目的

原地盤において、S.P.の推定式 4.4) の妥当性の検証及び SWS 試験結果から導き出す稲田式 4.5) と Terzaghi 式 4.6) ^{4.8)}からの非排水せん断強さとの比較検証を行う。

$$q_u = 45W_{sw} + 0.75N_{sw} \quad (4.5)$$

$$c = \frac{q_u}{2} \quad (4.6)$$

q_u : 一軸圧縮強さ (kN/m²)

W_{sw} : 荷重の大きさ (kN)

N_{sw} : 貫入量 1m 当たりの半回転数

c : 一軸圧縮試験の非排水せん断強さ (kN/m²)

② 実験概要

(ア) 地盤状況

トルクを計測した深さの粒度試験結果を図 4.11 に示す。また、土の物理的性質及び試験結果の一覧を表 4.5 に示す。

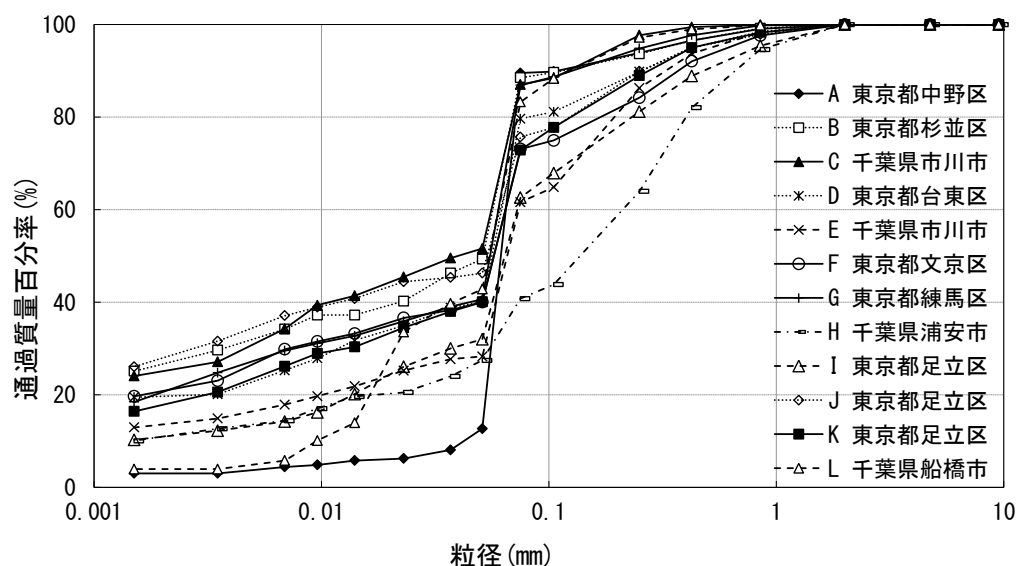


図 4.11 原位置地盤の土の粒径加積曲線

表 4.5 試験結果の一覧

記号	実験場所	採取深度 (m)	含水比 (%)	土粒子 密度 (g/cm ³)	液性 限界 wL (%)	塑性 限界 wp (%)	塑性 指数 Ip	N _{sw} 又は W _{sw}	特殊ベーン トルク (N・m)	S.P. トルク (N・m)
A	東京都中野区	1.25	88.9	2.42	59.6	42.0	17.6	1 kN	4.4	2.2
B	東京都杉並区	1.50	157.0	1.87	58.7	48.3	10.4	1 kN	11.0	7.0
C	千葉県市川市	1.25	59.1	2.51	31.6	23.9	7.7	0.5 kN	8.0	3.5
D	東京都台東区	1.25	79.3	2.30	50.2	39.4	10.8	12 回転	6.0	5.5
E	千葉県市川市	1.50	41.0	2.96	26.6	23.3	3.3	28 回転	8.0	3.0
F	東京都文京区	1.45	69.9	2.46	103	50.3	52.7	12 回転	6.5	4.0
G	東京都練馬区	1.40	106.3	2.76	137.5	80.6	56.9	20 回転	8.5	3.5
H	千葉県浦安市	1.75	21.7	2.87	35.8	12.5	23.3	0.5 kN	6.0	2.5
I	東京都足立区	2.00	37.5	2.34	38.6	19.8	18.8	0.75 kN	1.8	1.0
J	東京都足立区	1.50	36.7	2.54	49.7	24.0	25.7	0.25 kN	2.0	1.9
K	東京都足立区	2.25	32.1	2.83	56.7	30.0	26.7	0.5 kN	3.0	1.0
L	千葉県船橋市	1.30	108.7	2.95	164.8	75.0	89.8	4 回転	6.0	3.5

(イ) 実験方法

現場実験では SWS 試験孔を 50cm 離して設け、その孔に特殊ベーン及びおもりを除去した S.P.を挿入してトルクを計測した。なお、既往の文献や先の室内実験に基づき、ベーンの挿入深さがせん断強さに影響を及ぼさないよう、SWS 試験孔底から翼上端及び S.P.の上端を 20cm にセットした^{4.7),4.8)}。計測深度は 1.25m~2.25m と表層部に限られているが、これは人力で土を採取出来る深さで行ったからである。

③ 実験結果と考察

図 4.12 は特殊ベーンによる τ_v と S.P.による τ_j の比較を示したものであり、図 4.13 は τ_v と稲田式 4.5) と Terzaghi 式 4.6) から非排水せん断強さとの比較を示したものである。図 4.14 は図 4.12 と図 4.13 を合わせた図であり、特殊ベーンによる τ_v が正しいと仮定すると、S.P.による τ_j は稲田式より精度がよいことがわかる。また、SWS 試験における自沈層と回転層においては、自沈層のばらつきが小さいことも確認された。今回の比較検証として特殊ベーンで測定された最大の非排水せん断強さは 30 kN/m^2 であったため、現時点では検証数が少ないため 30 kN/m^2 を計算結果の上限値とする。

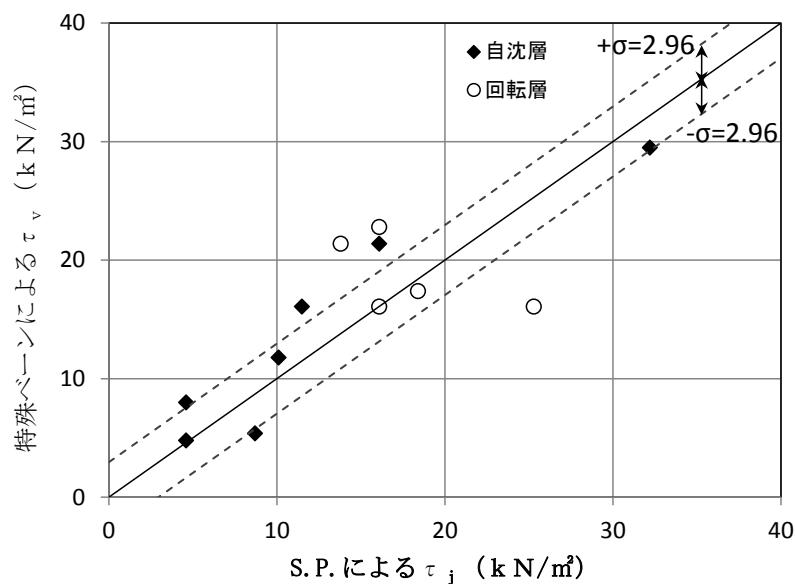


図 4.12 特殊ベーンによる τ_v と S.P.による τ_j の比較

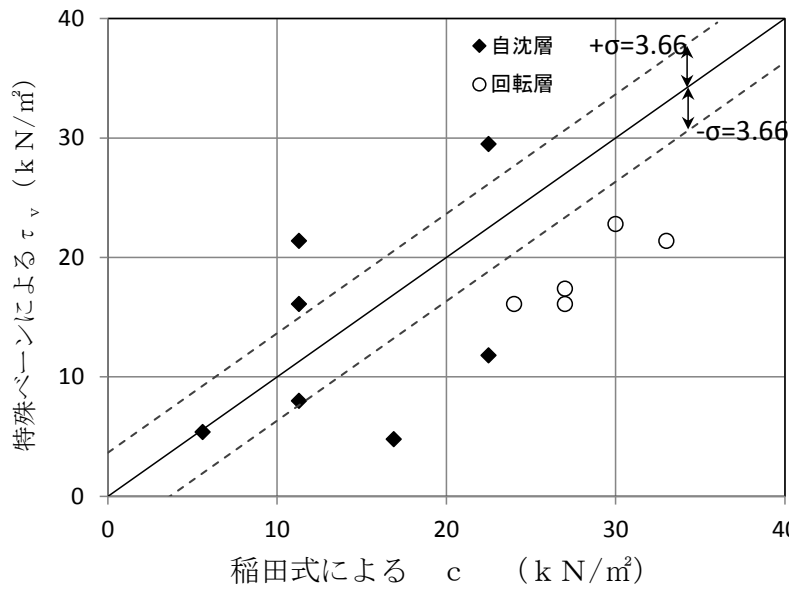


図 4.13 特殊ベーンによる τ_v と
稲田式による非排水せん断強さ c の比較

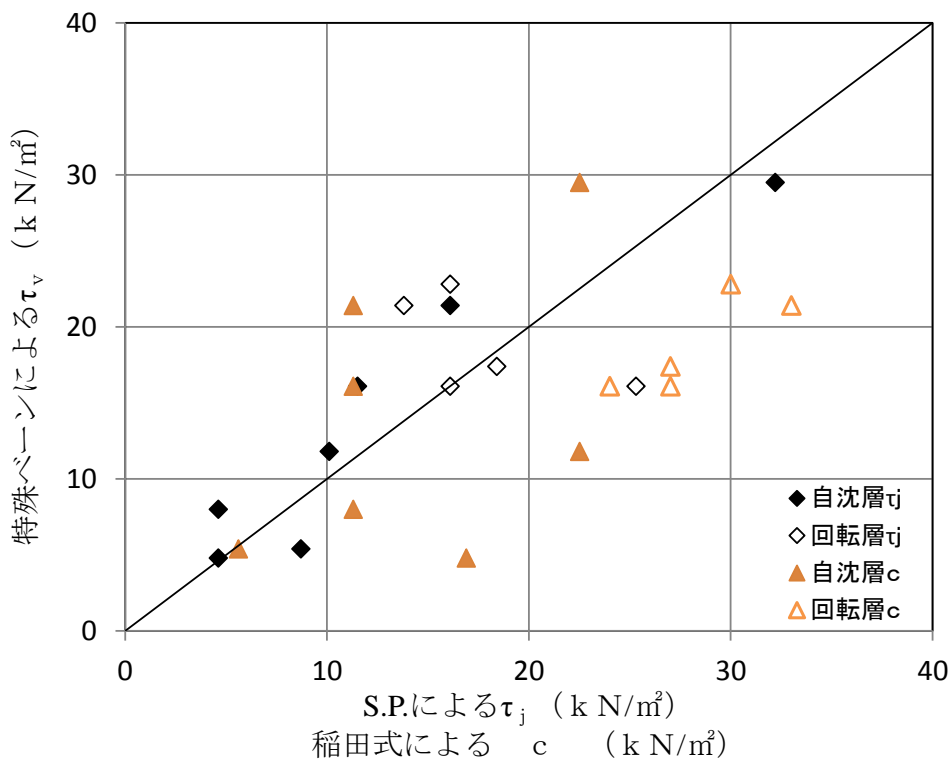


図 4.14 特殊ベーンによる τ_v と
S.P.の τ_j 及び稲田式による非排水せん断強さ c の比較

第2項 原位置試験による検証

① 目的

シンウォールサンプラーにて不攪乱資料を採取し、非圧密非排水三軸せん断(UU)試験結果により求めた粘着力 c_u と特殊ベーンのせん断強度 (τ_v) と S.P.のせん断強度 (τ_j) 及び、SWS 試験結果から稲田式 4.5) と Terzaghi 式 4.6) を用いて求めた非排水せん断強さ (c) との比較を行う。

② 実験概要

(ア) 地盤状況

実験は佐賀県佐賀市新栄東の敷地内にて行った。敷地のボーリング柱状図を図 4.15 に示す。また、試験深度の粒度試験結果を図 4.16 に示し、土の物理的性質と試験結果を表 4.6 に示す。

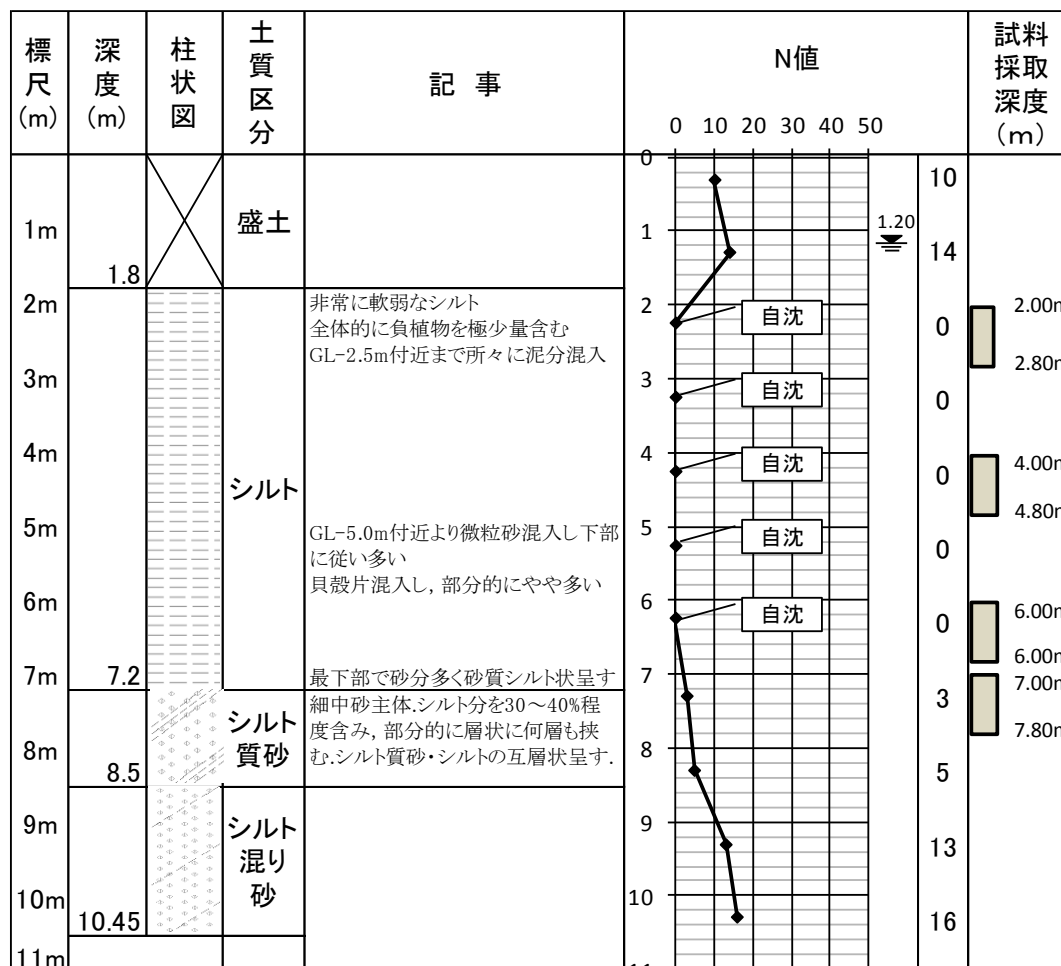


図 4.15 ボーリング柱状図

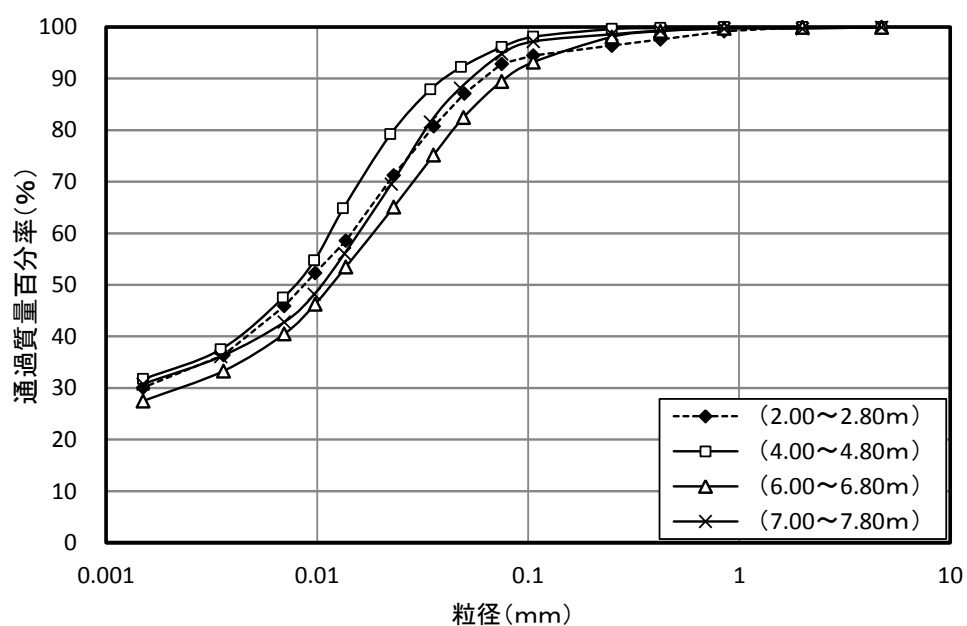


図 4.16 現場実験の採取深度の粒径加積曲線

表 4.6 現場実験の採取深度による物理的性質

測点	試験深度 (m)	含水比 (%)	土粒子密度 (g/cm ³)	液性	塑性	塑性	最大	礫分	砂分	シルト分	粘土分
				限界	限界						
				wl (%)	wp (%)	Ip	mm	(%)	(%)	(%)	(%)
a	2.00m ~ 2.25m	119.6%	2.55	114.7%	48.4%	66.3	2.00	0.0	7.1	52.4	40.5
b-1	4.00m ~ 4.25m	119.3%	2.56	100.9%	45.8%	55.1	0.85	0.0	3.9	53.9	42.2
b-2	4.25m ~ 4.50m										
c	6.00m ~ 6.25m	113.2%	2.56	86.6%	42.2%	44.4	2.00	0.0	10.5	53.1	36.4
d	7.00m ~ 7.25m	84.1%	2.58	73.6%	38.0%	35.6	4.75	0.3	4.9	55.7	39.1

(イ) 実験方法

実験は SWS 試験の孔を利用し、自沈層における特殊ベーンおよびスクリーポイント（以後、S.P.と呼ぶ）のトルク値を計測する。なお、深度 4m 以深における地盤のトルク値も計測を予定していることから、SWS 試験孔が閉鎖すること予想されるため、ロッド全長にわたる摩擦の影響も考えられるため、事前にロッドのみの摩擦トルクも計測して進めた。実験手順は図 4.17 に示す通りである。以下にその手順を示す。

・測定方法

- ① SWS 試験は調査深度の 50 cm 手前で一旦止めて、S.P.とロッドを引抜く。
- ② S.P.を外して、ロッドのみを 25 cm 貫入させてトルクを計測し、ロッドを引抜く。（※特殊ベーンの場合）
- ③ 特殊ベーンを調査深度まで押し込みトルク測定を行う。
- ④ S.P.も別孔にて①を行い、S.P.などについた土を除去し再度、調査深度までゆっくりと押し込み、荷重を除去した状態でトルク測定を行う。

※SP のトルク測定時は押し込み時に地盤を傷めないことに注意して作業を行う。

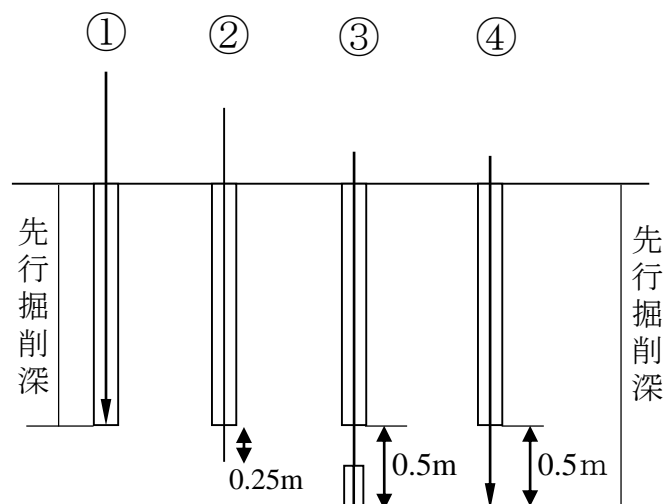


図 4.17 トルク測定時の挿入手順

そして、別の孔にて S.P.も同様にロッドのトルクを計測後、S.P.は現地盤を破壊させないように、手動のおもりを用いて 20mm/s 以下の速度で自沈させ調査深度まで到達させた後、トルク計測を行った。各々の削孔間隔は水平距離で 50cm とした。

③ 実験結果と考察

表 4.7 に試験結果を示す。特殊ベーンはロッド摩擦を考慮（あらかじめロッドのみで計測したトルク値を特殊ベーンや S.P.のトルク値から差し引いた値）すると、a 点や c 点では考慮しない場合より c_u に近い値が得られる。この考慮の有無は砂分の影響によるものと考えられる。安全側に評価するには、特殊ベーンの場合はロッド摩擦の影響を考慮した方がよいと考えられる。一方、S.P.の方は考慮しない方が c_u に近い値となっている。これは、両者の試験時におけるセットの違いに原因があると考えられる。特殊ベーンの方は、最初に SWS 試験時に設けられた孔（調査深度 20m までの深さ）にそのままロッドを挿入すると、最初に設けられた孔が閉塞あるいは閉塞に近い状態になり、孔壁の土が乱れ、孔壁が縮小している可能性があり、ロッドのトルクは特殊ベーンの直上の土のみならず、挿入したロッド全長にわたっている可能性がある。測定 c 点ではその影響が顕著に現れている可能性がある。一方、S.P.の方は回転させながら挿入するため、S.P.がいったん縮小した孔径を拡大する効果があると考えられる。したがって、S.P.の場合は、摩擦を考慮してしまうと、逆に必要以上のトルクを差し引くことになると考えられる。図 4.18 は特殊ベーンによる τ_v （ロッド摩擦考慮有と無）と三軸（UU）の c_u の比較を示したものであり、図 4.19 は S.P.による τ_j （ロッド摩擦考慮無）と三軸（UU）の c_u の比較を示したものである。また、図 4.20 稲田式による非排水せん断強さ c と三軸（UU）の c_u の比較したものである。なお、図 4.18

表 4.7 現場実験の採取深度による試験結果

測点	試験深度 (m)	三軸(UU)		N _{sw} 又は W _{sw}	稲田式によるc (kN/m ²)	特殊ベーンせん断強さ ロッドの摩擦		S.P.せん断強さ ロッドの摩擦	
		Q _u (kN/m ²)	φ (°)			考慮有り T _v (kN/m ²)	考慮無し T _v '(kN/m ²)	考慮有り T _j (kN/m ²)	考慮無し T _j '(kN/m ²)
a	2.00m ~ 2.25m	10.4	0	1 kN (自沈層)	22.5	10.72	21.43	0.46	13.86
b-1	4.00m ~ 4.25m	19.0	0	0.25 kN (自沈層)	5.625	11.52	19.29	未測定	18.48
b-2	4.25m ~ 4.50m			0.5 kN (自沈層)					
c	6.00m ~ 6.25m	19.8	0	0.5 kN (自沈層)	11.25	26.79	69.65	4.16	18.94
d	7.00m ~ 7.25m	18.9	0	16 (回転層)	28.5	73.67	96.44	46.19	69.29

と図 4.19 において測点 d のデータは c_u と全く合っていないが、この層は図 4.15 のボーリング柱状図から 7.0~7.8m ではシルト質砂であるが、記事にみられるように、計測値付近はシルトと砂の互層により、影響を与えたと考えられる。また、表 4.7 からも SWS 試験では回転する層に該当している。したがって、このような SWS 試験で回転する層においては、本提案式の対象外とする。そして、図 4.21 に図 4.18~4.20 の対象となるデータをプロットしたところ、従来の稲田式から求められる値より S.P.や特殊ベーンの方が三軸との相関が良かった。

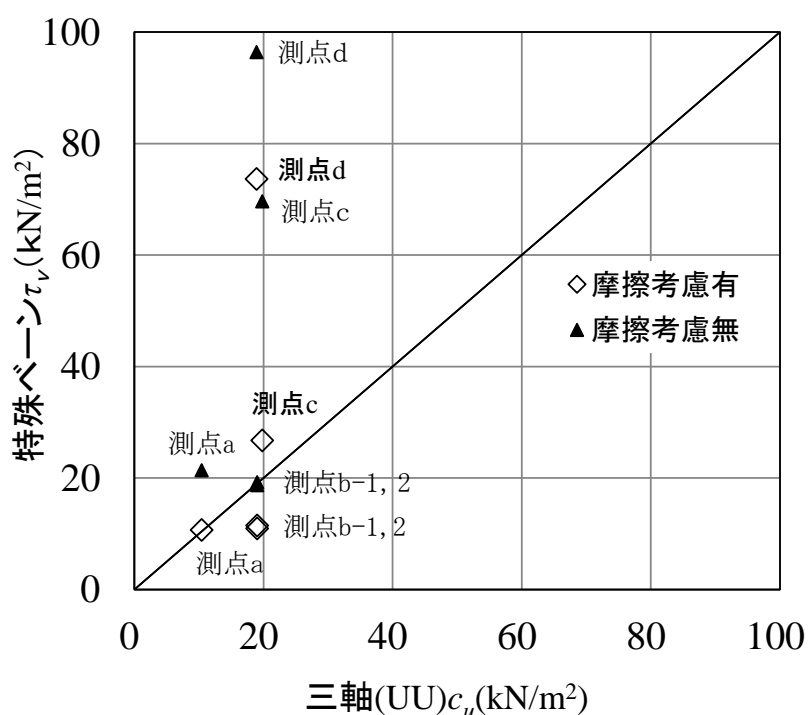


図 4.18 三軸 (UU) による c_u と
特殊ベーンによる τ_v の比較

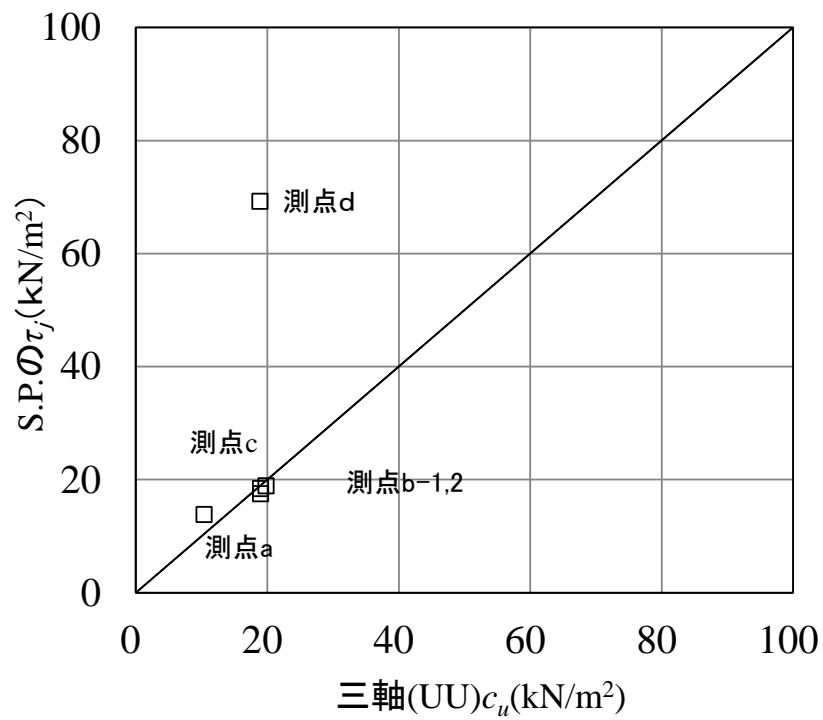


図 4.19 三軸 (UU) による c_u と S.P.による τ_j の比較

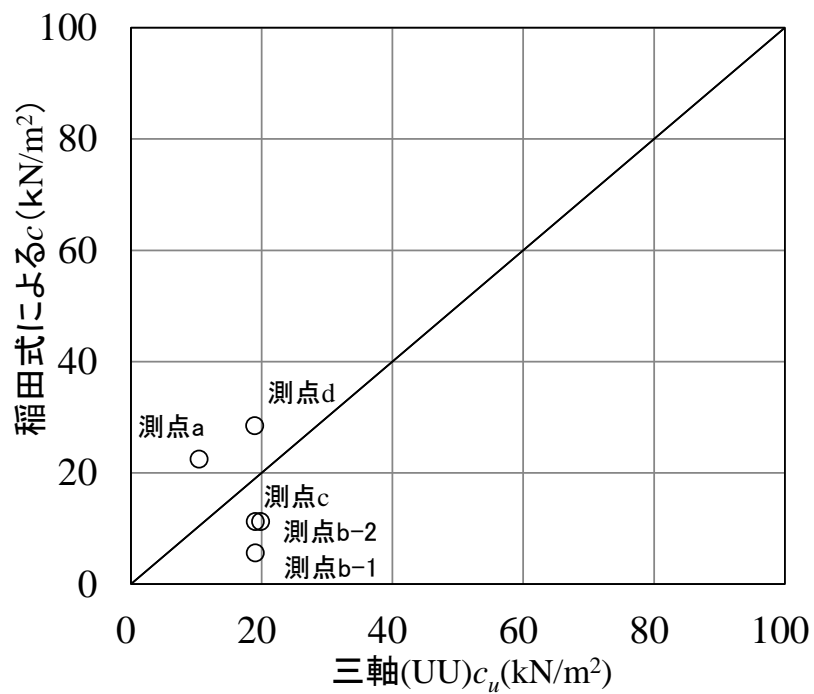


図 4.20 稲田式による c と三軸 (UU) による c_u の比較

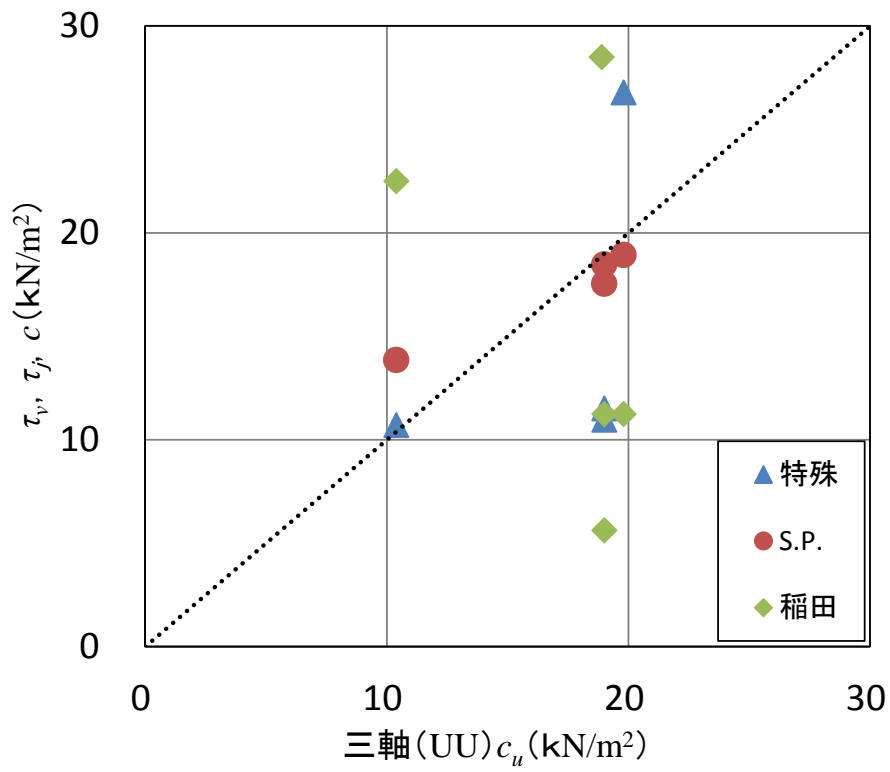


図 4.21 三軸 (UU) c_u と $\tau_v \cdot \tau_h \cdot c$ の比較

第5節 本章のまとめ

本章で得られた結論を箇条書きにまとめる.

- 1) JSF 規格に示されるベーン (標準ベーン) と, 今回 S.P.と同様に羽根の幅と高さを合わせて作成した独自の形状のベーン (特殊ベーン) において, 粘性土の非排水せん断強さを調べたところ, 粘土:砂=8:2 の人工地盤において両者の値には高い相関性を認めることができた.
- 2) SWS 試験で自沈層するような粘性土地盤を適用範囲とした場合, 特殊ベーンやスクリーポイントを用いてトルク測定を行うことにより, 粘性土の非排水せん断強さを特殊ベーンでは式 4.3), スクリューポイントでは式 4.4) から求めることができた.
- 3) 東京と千葉の表層地盤において, 特殊ベーンとスクリーポイントのトルク値においても, 高い相関性の存在を認めることができた.
- 4) スクリューポイントによる粘性土の非排水せん断強さの式 4.4) を使用する場合は, 現段階では室内実験及び現場実験の検証数が少ないため, 適用範囲として SWS 試験で自沈する層, かつ, 最大せん断強さ $30\text{kN}/\text{m}^2$ を上限とする.

第4章の参考文献

- 4.1) 田村昌仁, 水谷洋介, 川村政史, 藤井衛, 枝広茂樹, 小口和郎: スウェーデン式サウンディングによる地盤調査法の現状と課題, 土と基礎, Vol.54, No.4, pp.8~10, 2004.
- 4.2) 稲田倍穂: スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について, 土と基礎, Vol.8, No.1, pp15~18 (1960)
- 4.3) 藤井衛: スウェーデン式サウンディング試験法の有効活用, 建築技術, 2月号, pp95~101 (2013)
- 4.4) 新納秀樹, 奥田悟, 安川郁夫: N値に代わる調査—スウェーデン式サウンディング試験結果の活用—, 基礎工, 2月号, pp82~86 (2003)
- 4.5) 田村昌仁, 橋本光則, 枝広茂樹, 小林精二: 戸建住宅を対象とした地盤調査と地耐力評価のポイント, 建築技術, 9月号, pp.204~214, 2001.
- 4.6) Edward William Brand, Rolf Peter Bremer: Soft Clay Engineering, Elsevier Scientific Publishing Company, 1981, 779pp.
- 4.7) 安場宏明, 梅崎健夫, 河村隆: 室内小型ベーンせん断試験におけるせん断強度の検討, 土木学会第59回年次学術講演会, pp.555-556, 2004.
- 4.8) Terzaghi, k. and Pack, R.D. and Xia, J.: Multichannel analysis of surface waves, Geophysics, Vol.64, pp800-808.

第5章
結論（まとめ）

第1節 結論

本論文は、戸建住宅の不同沈下事例の実態解明とスウェーデン式サウンディング試験孔を用いた粘性土の強度評価に関するものであり、第2章では常時で発生した137件の不同沈下事例についてその要因を調査・分類し実態の解明を行った。

【第2章 戸建住宅の不同沈下事例の実態解明】

- 1) 不同沈下の事例を不具合の要因別に15分類したところ、「調査・設計」・「宅地盛土」の区分に該当する要因が多い事が分かった。
- 2) 擁壁の埋戻し・地盤改良・盛土・基礎などの施工不良も多く、造成方法の不備により被害が発生している。これは、造成工事に関する施工管理が極めて重要であることを示唆している。
- 3) 近接工事に起因する事例においては、施工者は事前に変位計を設けるなど、地盤変状への対応が必要である。
- 4) 不同沈下している建物の床面の傾斜角は $3/1000\text{rad}$ 以上のものが8割を占めていることが分かった。
- 5) 不同沈下の原因は単なる地盤の支持力不足だけではなく、地盤の局所的変状によるものが多かった。

以上、第2章により常時における戸建住宅の基礎・地盤の不具合の実態を明らかにした。この常時の問題と地震時における不具合との関係を明らかにするため、第3章では東北地方太平洋沖地震で液状化の被害を受けた50棟の住宅について、基礎及び地盤の不具合の傾向を調べた。

【第3章 戸建住宅の液状化に対する意識調査及び不具合の傾向】

- 1) 兵庫県南部地震を受けたことで、住民の地盤に対する意識は向上していることがわかった。
- 2) 液状化の対策費用として建設費の約2割以下が負担割合の許容範囲ということがわかった。
- 3) 液状化により緩んだ地盤の強度は早期に安定する地盤と安定しない地盤が存在する傾向があることが分かった。
- 4) 柱状改良をしても大きい傾斜を生じた建物では、 N_{sw} が80程度以下の地層に50cm程度しか根入れされていないか、あるいは N_{sw} が50以下の摩擦杭的な用い

方がされている。

- 5) 柱状改良の効果があつた建物は、 N_{sw} が 100 以上の地層に 1m 以上根入れしているか、あるいは 150 以上の地層に改良体の先端がある。
- 6) 建物の偏心量と地盤構成との間には、2m 以深の自沈層の存在及びその地層の厚さが大きく関わっていることが分かった。

以上、第3章よりこれまで明らかにされなかつた液状化による戸建住宅の不同沈下の状況や原因を明確にした。その結果、地震時による液状化の被害は、常時の不同沈下対策を十分に実施していれば、かなりの割合で軽減することが判明した。特に表層部における地盤の性状を正確に把握することは非常に重要であると分かった。地盤の表層部に存在する軟弱な粘性土のせん断強さを精度よく、且つ簡易に評価する必要性から、戸建住宅の地盤調査法として用いられているスウェーデン式サウンディング試験装置の先端部を改良してベーンせん断試験を行う事を考えた。第4章ではスウェーデン式サウンディング試験孔を用いた粘性土の非排水せん断強さの評価手法を確立することを試みた。

【第4章 スウェーデン式サウンディング試験孔を用いた

粘性土の非排水せん断強さの評価手法】

- 1) JSF 規格に示されるベーン（標準ベーン）と、今回 S.P.と同様に羽根の幅と高さに合わせて作成した独自の形状のベーン（特殊ベーン）において、粘性土の非排水せん断強さを調べたところ、粘土：砂=8：2 の人工地盤において両者の値には高い相関性を認めることができた。
- 2) SWS 試験で自沈層するような粘性土地盤を適用範囲とした場合、特殊ベーンやスクリーポイントを用いてトルク測定を行うことにより、粘性土の非排水せん断強さを特殊ベーンでは式 4.3)、スクリーポイントでは式 4.4) から求めることができた。
- 3) 東京と千葉の表層地盤において、特殊ベーンとスクリーポイントのトルク値においても、高い相関性の存在を認めることができた。
- 4) スクリーポイントによる粘性土の非排水せん断強さの式 4.4) を使用する場合は、現段階では室内実験及び現場実験の検証数が少ないため、適用範囲として SWS 試験で自沈する層、かつ、最大せん断強さ $30\text{kN}/\text{m}^2$ を上限とする。

以上、第4章により、スウェーデン式サウンディング試験孔において、ロッドの先端

に装着した独自の羽根やスクリーポイントを挿入してトルクを計測し粘性土の非排水せん断強さを推定できる見通しをつけることができた。

このように、本研究では、常時及び地震時における戸建住宅の基礎・地盤の不具合の傾向を明らかにすることができ、さらにこれらの不具合を防ぐために、従来から使用されているスウェーデン式サウンディング試験方法の改善を図ることができた。これらの成果は、これからの宅地地盤の基礎を設計する上で極めて有用なものであると考えられる。

第2節 今後の課題と展望

戸建住宅を建築する際の宅地地盤に関しては、造成工事の影響を大きく受けることが分かった。したがって、造成工事（土木工事）の基準を建築工事に求められる基準にどれだけ近づけられるのかが今後の課題のひとつである。また、盛土の転圧方法に関する品質管理手法や監理方法を明確化することも課題のひとつである。例えば、建物側においては、不同沈下を経過観測（検知）する装置（機械）などを建物内部に設置することにより、居住者が不具合を察知できるような仕組みをつくることも重要である。

これまで、戸建住宅の宅地に対する液状化対策は明確化されていなかった。これは設定する地震規模の問題や詳細な調査費用や対策費用に対する建築費用の割合が大きくなることにより、敬遠されているからである。したがって、今後は地盤に関するだけでなく、建物のバランス（重心）も考慮して設計計画することや軟弱地盤の被害と液状化の被害と同様な傾向であったことから液状化の対策工法としてではなく、抑制効果を期待する工法を軟弱地盤と同様の設計で行う事が今後の合理的な設計になると考える。

一方、宅地地盤の調査法に関しては、SWS試験のみで判断するのではなく、追加調査を行うことにより戸建住宅の調査法として、さらにSWS試験の信頼性を向上させてゆく事が今後の課題である。

付 録

- ・ 第 2 章 不同沈下事例の詳細一覧

研究業績

1. 査読付論文

- 1) **品川恭一**, 藤井衛
「戸建住宅基礎の不同沈下に関する不具合事象の原因」
地盤ジャーナル, Vo.9, No.1, pp85-92, 2014

- 2) **品川恭一**, 藤井衛
「東北地方太平洋沖地震による戸建住宅の液状化に対する住民の意識調査及び不具合傾向」
東海大学工学部紀要, Vol.52, No.2, pp67-75, 2013

- 3) **品川恭一**, 藤井衛
「スウェーデン式サウンディング試験機のスクリーポイントによる粘性土の非排水せん断強さの推定」
地盤ジャーナル, Vo.8, No.1, pp155-164, 2013

- 4) Mamoru Fujii, Ken Watanabe, **Kyoichi Shinagawa**, Naoto Hagiwara, Mauricio Jun Arai
「Mechanical Properties of Soil-Cement Made with Vinylon Fiber」
ISOPE, pp137-141, 2013

- 5) Mamoru Fujii, **Kyoichi Shinagawa**
「A Survey on Damage of Small Building Due to Liquefaction by the Pacific Coast of Tohoku Earthquake」
18th Southeast Asian Geotechnical Conference (18SEAGC) cum Inaugural AGSSEA Conference (1AGSSEA) Proceedings, pp1003-1009, 2013

- 6) **品川恭一**，藤井衛
「戸建住宅基礎の不同沈下に関する統計調査」
東海大学工学部紀要， Vol.52， No.2， pp171-177， 2012

- 7) 金哲鎬，藤井衛， **品川恭一**，伊集院浩，高田徹，松下克也，小川正宏
「東北地方太平洋沖地震の液状化地域における戸建住宅の基礎の被害」
地盤ジャーナル， Vo.7， No.1， pp195-205， 2012

- 8) Chol-Ho kim， Mamoru Fujii， **Kyoichi Shinagawa**， Masahiro Ogawa
「Survey Report of Liquefaction Damage of Urayasu Area」
ISOPE， pp746-751， 2012

- 9) 金哲鎬，藤井衛， **品川恭一**，高田徹，小川正宏
「東日本大震災における戸建住宅の宅地地盤の液状化判定法と修復工法」
東海大学工学部紀要， Vol.51， No.2， pp19-28， 2011

2. 口頭発表等

- 1) **品川恭一**，藤井衛
「小規模建築物基礎の不同沈下に関する不具合事象の原因」
日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），pp751-752，2013.8
- 2) 新井マウリシオ淳，武智耕太郎，藤井衛，高元浩，**品川恭一**，白波瀬雅史
「電気比抵抗による深層混合処理工法の強度推定に関する研究」
日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），pp715-716，2013.8
- 3) 奥墨直人，藤井衛，**品川恭一**
「東北地方太平洋沖地震による液状化地域の低層住宅の被害実態調査」
日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），pp754-755，2013.8
- 4) 金哲鎬，藤井衛，小川正宏，**品川恭一**
「SWS 試験孔を利用した地下水位の収束時間に基づく土質の判別（その2 非定常法）」
第48回地盤工学研究発表会発表講演集（富山），pp311-312，2013.7
- 5) **品川恭一**，藤井衛
「スウェーデン式サウンディング試験によるスクリーポイントの動的貫入特性」
第48回地盤工学研究発表会発表講演集（富山），pp315-316，2013.7
- 6) 武智耕太郎，藤井衛，高元浩，新井マウリシオ淳，**品川恭一**
「電気比抵抗による深層混合処理工法の強度管理に関する研究」
第48回地盤工学研究発表会発表講演集（富山），pp943-944，2013.7

- 7) 奥墨直人, 藤井衛, **品川恭一**
「東北地方太平洋沖地震による千葉県浦安市の低層住宅居住者の意識アンケート調査」
第 48 回地盤工学研究発表会発表講演集 (富山), pp1703-1704, 2013.7

- 8) 河合拓也, 藤井衛, 杉山太宏, **品川恭一**, 村山篤司
「液状化に対する地盤の補強効果に関する模型実験」
第 48 回地盤工学研究発表会発表講演集 (富山), pp1823-1824, 2013.7

- 9) 金哲鎬, 藤井衛, **品川恭一**, 小川正宏
「スウェーデン式サウンディング試験孔を利用した地下水位の収束時間による土質の判別」
日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), pp619-620, 2012.9

- 10) **品川恭一**, 藤井衛, 金哲鎬, 小川正宏
「東北地方太平洋沖地震による戸建住宅の液状化地域における地盤の変状」
第 47 回地盤工学研究発表会発表講演集 (八戸), pp1491-1492, 2012.7

- 11) 金哲鎬, 藤井衛, **品川恭一**, 小川正宏
「SWS 試験孔を利用した地下水位の収束時間に基づく土質の判別」
第 47 回地盤工学研究発表会発表講演集 (八戸), pp165-166, 2012.7

- 12) **品川恭一**, 藤井衛, 金哲鎬, 小川正宏
「東北地方太平洋沖における小規模建築物の基礎の液状化判定について」
日本建築学会シンポジウム, pp219-222, 2012.3

- 13) **品川恭一**, 藤井衛, 河野文顕, 田村昌仁
「土の粒度塑性に着目した深層混合処理土のできばえ予測」
第 37 回地盤工学研究発表会梗概集 (新潟) pp 821-822, 2002.6

- 14) 片山弘明, 藤井衛, **品川恭一**
「スウェーデン式サウンディング試験結果とスクリーポイントを用いた動的サウンディング試験結果の比較」
日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp485-486，2001.7

- 15) **品川恭一**, 藤井衛, 田村昌仁
「戸建住宅の基礎・地盤を対象とした性能評価及び性能表示技術の開発：その3 基本的な考え方とトラブルからみた留意点」
日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp541-542，2001.7

- 16) **品川恭一**, 川村政史, 伊集院博, 藤井衛, 田村昌仁, 加藤洋一
「地盤改良土の混合攪拌特性に関する基礎的実験」
第36回地盤工学研究発表会梗概集（徳島），pp767-768，2001.6

- 17) **品川恭一**, 藤井衛, 小松吾郎, 田村昌仁
「住宅の不同沈下による床面傾斜角の簡易判定法について」
日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），pp467-468，2000.9

- 18) **品川恭一**, 田村昌仁, 藤井衛, 伊集院博
「スウェーデン式サウンディング試験結果に及ぼすおもり荷重の影響」
第35回地盤工学研究発表会梗概集（岐阜），pp477-478，2000.6

謝 辞

本論文を作成するにあたり、東海大学工学部建築学科の藤井衛教授には、終始親切丁寧にご指導いただくとともに、厳しく的確な助言を承り、論文の価値を高めることが出来ました。また、研究の課程におきましても、研究の方向性の示唆から具体的な内容に到るまで、的確な助言をいただきました。心より感謝申し上げます。

また、お忙しいところ、東海大学工学部土木工学科の杉山太宏教授におかれましては、主査の立場で論文の審査をしていただき、工学部建築学科の渡部憲教授、諸岡繁洋教授、山本憲司准教授におかれましても、長期間にわたる学位論文審査中に、貴重なご意見、ご教授をいただき心より感謝しております。

本論文は、戸建住宅の不同沈下事例として、通常時と地震時の液状化被害の整理及び分析などがベースとなっています。この研究を行うきっかけとなったのが、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震です。この被災地に藤井教授と現地視察に同行させていただき、宅地地盤の被害状況を受けどうにかしなければならないことを実感し、まずは被害状況や地盤状況などを整理・分析することから研究をはじめることになりました。そのため、東海大学大学院に入学・本研究を進めるにあたり業務の一環として研究活動を遂行させていただく機会と環境を与えてくださった会社関係者の方々。そして、所属部署の金子宣秋課長をはじめ多くの方々に研究のサポートをしていただき、心より感謝しております。

報国エンジニアリング株式会社の金哲鎬氏、小川正宏氏には研究のサポートや貴重なご意見をいただき、誠にありがとうございます。

清水建設株式会社の萩原直人氏（元：東海大学大学院）、株式会社テノックスの河合拓也氏（元：東海大学大学院）、東海大学大学院の高元浩氏、奥墨直人氏には研究のサポートをしていただき、ありがとうございました。

お名前を挙げればきりがありませんが、いろいろな方々のご支援ご協力がなければこの論文をまとめ上げることは出来ませんでした。関係して下さったすべての皆様に感謝申し上げます。誠にありがとうございました。

最後に、陰ながら献身的に支えてくれた家族に深く感謝致します。ありがとうございます。

2014年9月

品川 恭一
