

埋立地盤における地盤状態の変化を考慮した

液状化予測に関する研究

(Study on liquefaction prediction of reclaimed land considering
the variation in the state of the ground)

2014年3月

北出 圭介

目次

第1章	序論.....	1
1.1	研究の背景と目的.....	1
1.2	本論文の構成.....	6
第2章	既往の知見と研究.....	10
2.1	概要.....	10
2.2	地震による主な液状化被害.....	10
2.2.1	1964年新潟地震.....	10
2.2.2	1978年伊豆大島近海地震.....	11
2.2.3	1978年宮城県沖地震.....	12
2.2.4	1983年日本海中部地震.....	13
2.2.5	1993年釧路沖地震.....	14
2.2.6	1993年北海道南西沖地震.....	15
2.2.7	1995年兵庫県南部地震.....	16
2.2.8	2000年鳥取県西部地震.....	17
2.2.9	2004年新潟県中越地震.....	18
2.2.10	2011年東北地方太平洋沖地震.....	19
2.3	既往の液状化予測手法.....	20
2.3.1	概要.....	20
2.3.2	限界N値法.....	21
2.3.3	FL値を用いる方法.....	22
2.3.4	粒度とN値による方法.....	23
2.3.5	繰り返し三軸試験による方法.....	26
2.3.6	せん断波速度による方法.....	26
2.4	N値に代わり得る地盤調査手法.....	27
2.4.1	PS検層.....	27
2.4.2	PD C.....	29
2.4.3	表面波探査.....	30
2.4.4	サンプリング.....	31
2.5	液状化予測図.....	32
2.6	まとめ.....	34
第3章	液状化被害の事例解析 ～2011年東北地方太平洋沖地震の液状化被害～.....	38
3.1	概要.....	38
3.2	2011年東北地方太平洋沖地震による工場の経済被害.....	39

3.2.1	概要.....	39
3.2.2	検討方法.....	40
3.2.3	検討結果.....	45
3.2.4	まとめ.....	48
3.3	2011年東北地方太平洋沖地震における浦安の液状化と地盤特性の関係.....	49
3.3.1	概要.....	49
3.3.2	地盤特性データ.....	49
3.3.3	液状化被害データ.....	54
3.3.4	データの分析方法.....	56
3.3.5	分析の結果とその考察.....	58
3.3.6	まとめ.....	70
3.4	まとめ.....	71
第4章	不同沈下による埋立地盤内の状態変化に対する解析的検討.....	73
4.1	概要.....	73
4.2	検討方法.....	74
4.2.1	検討モデルと地盤条件.....	74
4.2.2	解析コードの概要.....	75
4.2.3	不同沈下を模擬した自重解析.....	78
4.2.4	地震応答解析.....	78
4.3	不同沈下に伴う地盤内応力の変化.....	82
4.3.1	有効拘束圧と初期せん断応力の変化.....	82
4.3.2	沈下量と応力状態の変化.....	82
4.4	地盤内の応力変化と液状化挙動.....	88
4.5	まとめ.....	90
第5章	不同沈下による埋立地盤内の状態変化に対する遠心模型実験と再現解析.....	92
5.1	概要.....	92
5.2	遠心力場での模型実験の概要.....	93
5.3	遠心力場での模型実験の結果.....	98
5.3.1	不同沈下の発生による地盤内応力の変化.....	98
5.3.2	加振時の水圧上昇への影響.....	104
5.3.3	実験結果のまとめ.....	108
5.3.4	土圧の変化がN値に及ぼす影響.....	108
5.4	FEM解析による検討.....	110
5.4.1	解析コードの概要.....	110
5.4.2	解析モデル及び解析方法.....	112
5.4.3	不同沈下の発生による地盤内応力の変化の再現.....	116

5.4.4	加振時の水圧上昇に関する再現解析	121
5.4.5	不同沈下量の影響に関するパラメトリック解析	125
5.4.6	解析結果のまとめ	130
5.5	まとめ	131
第 6 章	埋立地盤の性状把握への表面波探査の適用性	134
6.1	概要	134
6.2	岸壁背後の埋立地盤に対する表面波探査の適用性	135
6.2.1	概要	135
6.2.2	含水比の変化とせん断波速度の関係	135
6.2.3	表面波探査を模擬した 2 次元 FEM 解析	138
6.2.4	表面波探査の実測による検証	146
6.2.5	まとめ	157
6.3	表面波探査を用いた液状化予測の妥当性	158
6.3.1	概要	158
6.3.2	埋立地における表面波探査	158
6.3.3	表面波探査による液状化予測の妥当性	164
6.4	まとめ	168
第 7 章	結論	171

Appendix

謝辞

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

地盤の液状化という現象により構造物に被害が発生し、液状化の発生を防止する必要性が認識され始めたのは1964年の新潟地震である。一般的に液状化により被害を受けた構造物を補修・修復することは大きな損失になることから、液状化を防止して構造物の被害を軽減することが重要である。

液状化を防止するためには、地盤もしくは構造物に対して様々な対策が施される¹⁾。その対策にあたっては、想定される地震に対して地盤が液状化するか否かを評価する“液状化予測”が必要となる。この液状化予測の手法の変遷についての詳細は第2章で記述する。

液状化予測を行うための条件の一つである地盤情報は、ボーリングから採取した試料による土質試験、もしくはボーリングを使用した標準貫入値などの原位置試験を用いることが多い。水平成層地盤上に構造物を構築する場合に実施するボーリングは、港湾施設の場合は $50\sim 100\text{m}^2$ 、道路の軟弱地盤対策では $20\sim 100\text{m}^3$ 、鉄道の土構造物の場合は谷間で $50\sim 100\text{m}^4$ を目安とするように各基準・指針に記載されている。つまり、これらの間隔で行われたボーリングから物性値を評価すれば、条件を設定するための地盤情報として、十分であると考えられているためである。

国や各自治体では液状化による被害軽減に努めているため、液状化危険度マップを公開している。これらの液状化危険度マップは、ボーリングによる地盤情報から定められている。例として、図1.1に2007年の時点において千葉県浦安市で想定されていた東京湾北部地震での液状化予測図⁵⁾を示す。この予測図は既往のボーリングデータを用いて道路橋示方書⁶⁾に基づくPL法によって求めたPL値から作成している⁵⁾。図1.1(a)はボーリング位置における液状化予測であり、図1.1(b)は250mメッシュにより250mメッシュ内に含まれているボーリング位置での液状化危険度を評価して作成した予測図である⁵⁾。後者は、ボーリングデータから得られた点の情報としての液状化危険度の評価結果を補完して、平面的な液状化危険度の評価に変換したものであると言える。

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300km～500km離れた関東地方沿岸部においても広範囲で液状化による被害が多く発生した⁶⁾。図1.2に千葉県浦安市の液状化発生状況を示す。図1.2に示すとおり、液状化している範囲としていない範囲が混在していることがわかる。液状化予測図である図1.1と実際の液状化発生分布図の図1.2を比較した場合、図1.1では液状化危険度が全域で高く、液状化現象が全域で発生する予測となっている。一方、図1.2では、図1.1で液状化危険度が高い箇所であっても

液状化していない範囲が示されている。図 1.1 は予測であるので実際に発生した地震動は異なるものの、液状化危険度が一様に高く評価された範囲の中で、液状化した範囲と液状化しなかった範囲が混在していることは、従来方法による液状化予測に限界があったものと考えられる。この理由として、地盤の状態は様々な要因で 3 次元的にばらつきを有していること、また、このようなばらつきを有する地盤に対してボーリングのように鉛直方向に 1 次元の地盤状態のみが把握できる手法を用いることが原因であると思われる。

従来の想定と異なる結果となった、図 1.2 に示す液状化現象の発生に対しては、多くの検討がなされている。例えば、浅岡ら⁷⁾は、液状化層の深部に堆積する粘土層の存在およびその地層傾斜が液状化の発生に及ぼす影響を検討している。福武ら⁸⁾は本震における地震動の継続時間が長かったことと、余震による揺れが、液状化の発生に大きく影響していたことを有効応力解析で確認している。高野ら⁹⁾は、埋立年代が液状化の程度に影響していると指摘している。なお、これらの検討は、同一の埋立地域であっても、様々な要因で液状化の程度がばらつく可能性を示唆している。

本研究では、液状化予測の高度化を図るという観点から 2 つの点に着目している。1 点目は、地盤物性値の時間的変化である。液状化の予測については、1968 年十勝沖地震までの液状化事例を参考にした土田ら¹⁰⁾による限界 N 値の方法が 1970 年に提案された後、1981 年には液状化指数 PL 値による方法¹¹⁾、1986 年には土の粒度と N 値による方法¹²⁾が提案されている。これらの方法は、その後もいくつかの改良が加えられているが、基本的には N 値により地盤の状態を評価し、想定される地震動の強さと地盤の状態を比較することで、液状化の可能性を評価している。

しかし、実際の地盤の N 値は、埋立後にも粘性土地盤の圧密沈下等により、時間とともに変化していく可能性がある。例えば、1993 年に発生した釧路沖地震における泥炭地盤上の盛土の被害については、その被災メカニズムとして、泥炭地盤の沈下により盛土部が地下水位以下に没し、液状化層となった可能性が指摘されている¹³⁾。残念ながら実際には存在していないと思われるが、もし、当該地点において盛土造成直後と地震直前の地盤調査結果があれば、地盤の N 値が変化していた可能性が高いと考えられる。

埋立地においても、粘性土地盤の圧密沈下等により、時間とともに N 値が変化していく可能性が考えられる。例えば、1989 年～2005 年ごろに造成された埋立地（羽田空港）¹⁴⁾における、新旧の N 値分布を図 1.3 に示す。図 1.3(a)は 1991 年に実施された地盤調査の結果¹⁵⁾であるが、層厚約 50m の粘性土上に N 値 5 前後のほぼ均質な埋め立て地盤が造成されていることが読み取れる。これに対し、図 1.3(b)は 2005 年に近傍（離隔 70m 程度）で実施された地盤調査の結果¹⁵⁾である。圧密沈下により、孔口標高が低下している点を考慮すると、粘性土層との境界の位置は、それほど大きな違いはみられない。また、埋立層の N 値についても、全般的にはほぼ同様の値である。しかし、詳細にみると、2005 年の柱状図の深さでみた場合、表層である 0～-10m および -14～-22m の N 値は増加し、-10～-14m および -22～-27m の N 値は同等もしくは減少しているように見受けられる。この差異の原因としては、

約 70m の離隔であっても、2 地点が同一ではないため、そもそもの埋立地盤が不均質であったことが考えられる。しかし、比較的均質な成層地盤における実務設計²⁾では、相当の重要プロジェクトでもない限り、20~30m 間隔といった高密度の地盤調査を当初から実施することはない。すなわち、一般には埋立といった広範囲の地域では 300~500m 程度の離隔であり、当該地域の地形的・地質的考察において示唆されることがなければ、詳細設計時には高密度に調査するものの、ほぼ同一の地盤条件であると仮定することが多い。さらに詳細設計時でも 50~100m 間隔で実施することが多い。すなわち、当該 2 地点は、埋立後に、何らかの理由（本研究では、具体的には、粘性土地盤の圧密沈下の影響があると考えている）によって、地盤状態が変化した可能性が考えられる。そして、そのような地盤状態の時間的変化の発生が実際に生じる現象であれば、埋立地の液状化予測においても、その影響を考慮することが必要であろう。以上の問題意識により、本研究では、埋立地の地盤状態の時間的変化の可能性とその時間的変化が液状化予測結果に及ぼす影響を検討した。

2 点目は、地盤内の物性値の調査手法である。図 1.1 と図 1.2 の違いで見られたように、点の情報としてのボーリングデータ（1次元）を基に面的な液状化分布（2次元）を把握するには限界がある。そこで、地盤内を平面的（2次元）に把握する手法として、表面波探査に着目した。表面波探査は通常は地表面が水平であることを前提条件としているため、岸壁や護岸などの段差や構造物を有する埋立地盤に対する適用性の検討を行った。

すなわち本研究では、2011 年東北地方太平洋沖地震による埋立地盤の液状化被害を分析し、埋立地盤の液状化の発生状況が平面的に異なる原因を、不同沈下による埋立地盤内の状態変化が原因であると考え、遠心模型実験および解析による検討を行う。さらに、地盤内の状態変化を面的に把握する表面波探査の適用性を検討し、表面波探査から得られるせん断波速度の分布から液状化予測することを検討する。

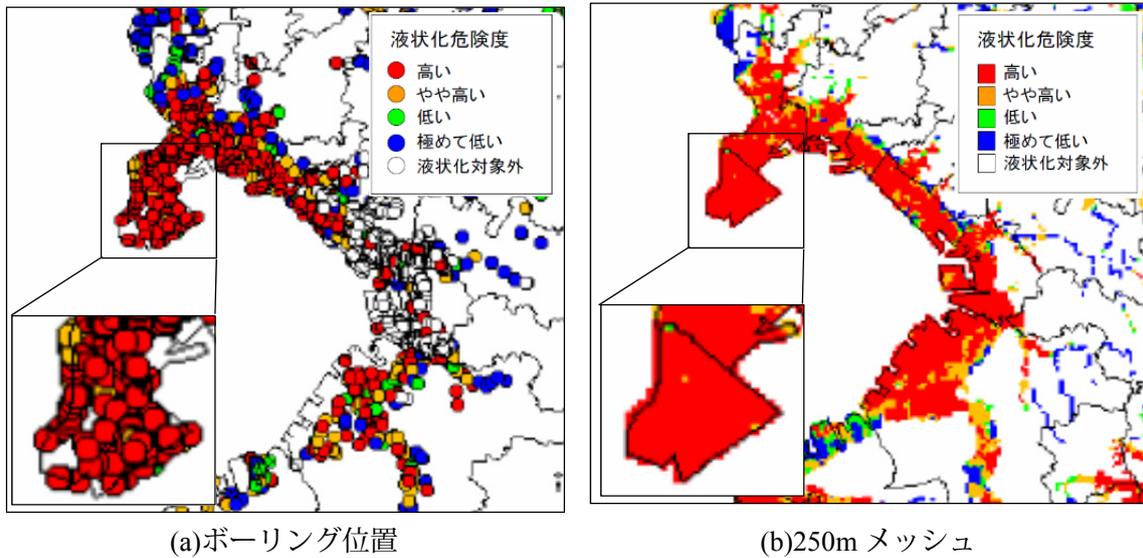


図 1.1 2007年時点における千葉県浦安市の東京湾北部地震に対する液状化分布予測図⁵⁾

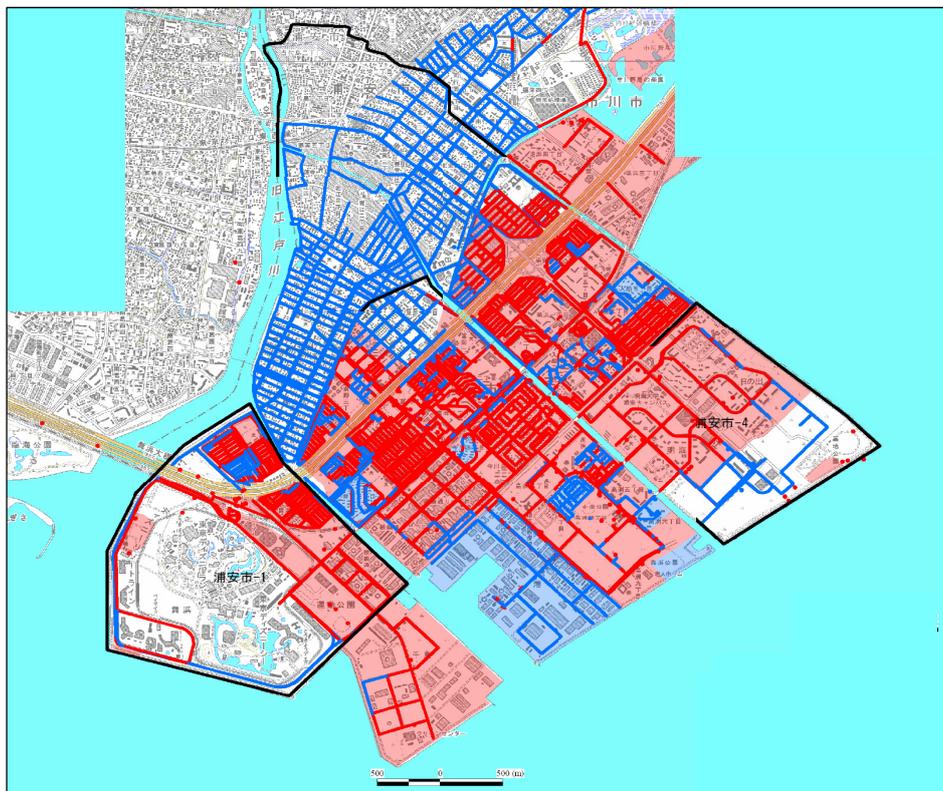
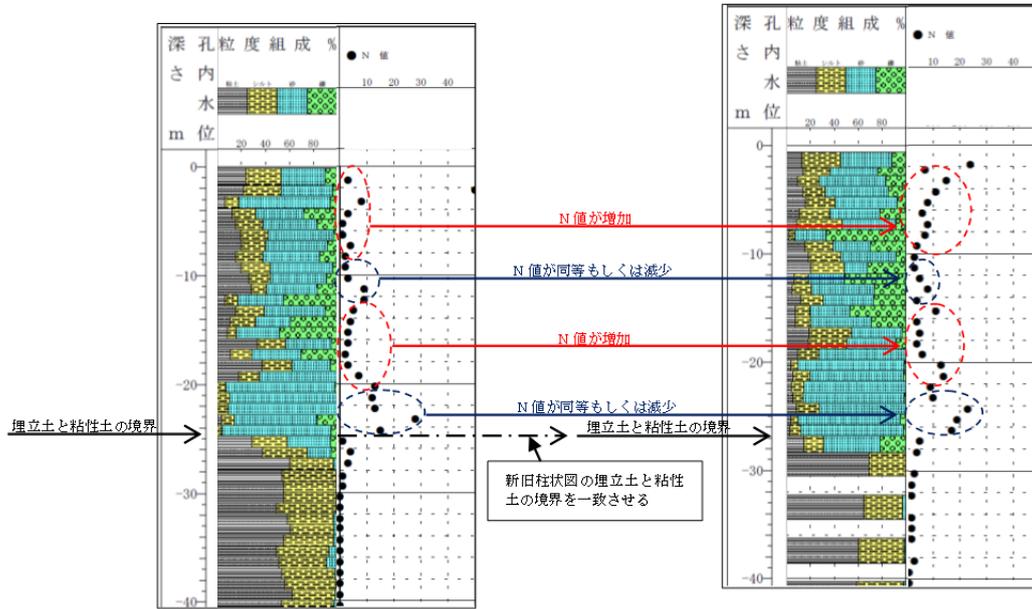


図 1.2 2011年東北地方太平洋沖地震による千葉県浦安市の液状化状況⁶⁾
(赤色が液状化、青色が非液状化の箇所を示す)



(a) 1991年の土質柱状図(孔口標高 5.37m) (b) 2005年の土質柱状図(孔口標高 2.99m)

図 1.3 ほぼ同一地点 (離隔 70m) の新旧の土質柱状図の例

1.2 本論文の構成

本研究では、2011年東北地方太平洋沖地震の液状化被害の分析を行い、埋立地盤の状態変化が液状化被害の分布に影響を及ぼすものと考えた。状態変化については埋立地盤下の原地盤の不同沈下に着目して模型実験と数値解析を行った。また、地盤内の状態変化を面的（2次元）に把握できる表面波探査の埋立地盤に対する適用性とそれを用いた液状化予測結果の妥当性の検討を行った。

本論文の構成を図 1.4 に示し、各章の概要を以下に示す。

第1章 序論

研究の背景と目的を示し、本論文の構成について述べる。

第2章 既往の知見と研究

過去に液状化被害を与えた主な地震、既往の液状化予測手法、N値に代わり得る地盤調査手法を整理するとともに、液状化予測図の一例として広島県の液状化危険度マップを示すことで、液状化予測の課題を整理する。

第3章 液状化被害の事例解析 ～2011年東北地方太平洋沖地震の液状化被害～

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震の液状化被害の影響について埋立地に位置する工場を対象に検討を行う。また、特に液状化の被害が顕著に見られた千葉県浦安市を対象に地盤特性の違いが液状化被害に与える影響について調査分析を行う。

第4章 不同沈下による埋立地盤内の状態変化に対する解析的検討

粘性土地盤上の埋立地盤を対象に、粘性土地盤が不同沈下が発生した場合に埋立地盤内に発生する地盤の応力変化について2次元FEMを用いた解析的検討を行う。また、地盤の応力が変化した状態で有効応力法に基づく地震応答解析を行い、応力状態の変化が液状化の発生に与える影響について検討を行う。

第5章 不同沈下による埋立地盤内の状態変化に対する遠心模型実験と再現解析

第4章に述べるような解析的検討は、解析コードの構成則等に結果が依存するため、実際の現象を確認する必要がある。そこで、遠心力場で地盤の不同沈下を模擬した土層実験を行い、埋立地盤内における応力変化の有無と、応力状態の変化が地震時の液状化の発生に及ぼす影響を検討する。また、FEM解析により実験結果を再現し、実験結果の妥当性を検証する。

第6章 埋立地盤の性状把握への表面波探査の適用性

地盤内の応力変化などの状態変化を捉えるためには面的に地盤の物性値を把握できる表面波探査が適している。ここでは、岸壁背後の埋立地盤を対象に表面波探査の適用性を検討する。また、表面波探査で得られるせん断波速度から液状化予測を行うことの妥当性を検討する。

第7章 結論

本研究で得られた結論を各章毎にまとめる。

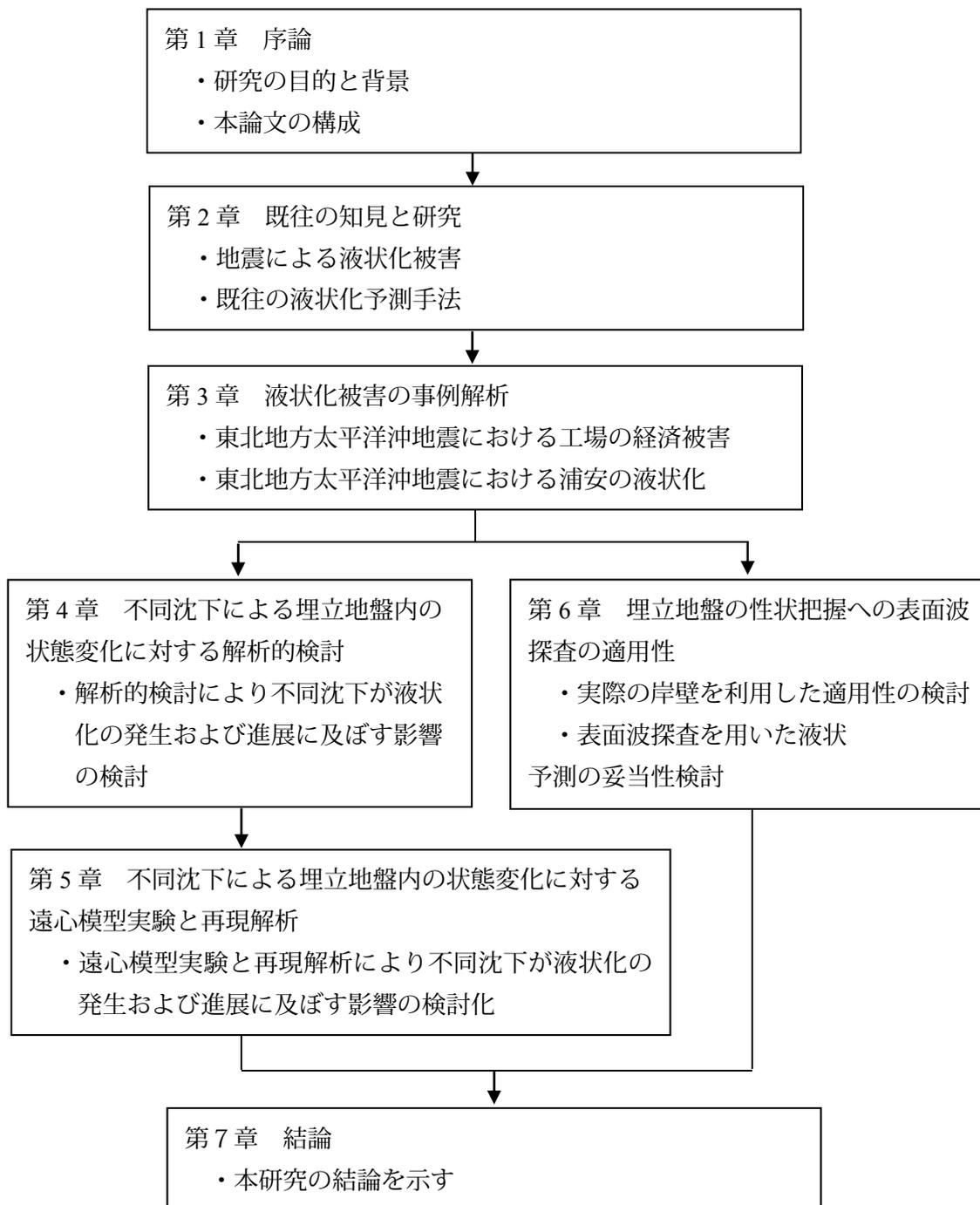


図 1.4 本論文の構成フロー図

【第1章の参考文献】

- 1) 例えば, 高橋英紀, 森川嘉之, 津國正一, 吉田誠, 深田久: 液状化対策としての格子状固化工法の改良深さ低減に関する研究, 港湾空港技術研究所報告, Vol.51, No.2, 2012.
- 2) 社団法人 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 平成19年版, p.291, 2008.
- 3) 社団法人 日本道路協会: 道路土工 軟弱地盤対策工指針 (平成24年度版), 平成24年8月, 2012.
- 4) 財団法人 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物, 平成19年1月, 2002.
- 5) 平成19年 千葉県地震被害想定調査報告書, 千葉県, 平成20年3月, 2008.
- 6) 国土交通省関東地方整備局, 公益社団法人 地盤工学会: 東北地方太平洋沖地震による関東地方の地盤液状化現象の実態解明報告書, 2012,
<http://www.jma.go.jp/jma/press/1103/30d/kaisetsu201103301800.pdf>, (参照 2013.1.27) .
- 7) 浅岡顕, 野田利弘, 中井健太郎: 深部地層傾斜がもたらす表層地盤の液状化被害の非一様性, 公益社団法人地盤工学会 第47回地盤工学研究発表会, pp.1511-1512, 2012.
- 8) 福武毅芳, 張至鎬: 2011年東北地方太平洋沖地震における浦安地区の有効応力解析による分析, 公益社団法人土木学会 第31回土木学会地震工学研究発表会講演論文集, Vol.31, p2-004, 2011.
- 9) 高野務, 安田進, 金丸功希, 橋本尚, 荻谷俊吾: 東日本大震災で液状化した東京湾岸の埋立歴史と土層断面図, 公益社団法人土木学会 年次学術講演会講演概要集第1部, Vol.66, pp.1011-1112, 2011.
- 10) 土田肇: 砂質地盤の流動化の予測と対策, 昭和45年度港湾技術研究所講演概要, pp.(3)-1-(3)-33, 1970.
- 11) 建設省土木研究所: 地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究, 土木研究所資料1729号, 1981.
- 12) 運輸省港湾技術研究所: 粒度とN値による新しい液状化予測法, 港湾技術研究所報告, Vol.25, No.3, 1986.
- 13) 林宏親, 西本聡, 橋本聖, 梶取真一: 泥炭地盤に築造された盛土の地震による変形メカニズムと耐震補強, 公益社団法人地盤工学会 地盤工学ジャーナル, Vol.6, No.3, pp.465-473, 2011.
- 14) 国土交通省関東地方整備局: 東京港の変遷 —2011年開港70周年— (東京港の整備の歴史),
<http://www.pa.ktr.mlit.go.jp/tokyo/rekishi/pdf/e-do01.pdf>, (2013.8.31 参照) .
- 15) 国土交通省, 独立行政法人土木研究所, 独立行政法人港湾空港技術研究所: 国土地盤情報検索サイト, <http://www.kunijiban.pwri.go.jp/jp/index.html>, (参照 2013.8.31) .

第2章 既往の知見と研究

2.1 概要

液状化予測法の開発と発展は、液状化被害の歴史に深く関係している。本章では、過去に発生した液状化の事例から被害の特徴を整理するとともに、実務で用いられている液状化予測法をレビューし、従来の液状化予測法の課題を明らかにする。

2.2 地震による主な液状化被害

2.2.1 1964年新潟地震

1964年6月4日午後1時頃に、新潟県栗島南方沖を震源として発生したマグニチュード7.5の地震である。この地震により、新潟市内に発生した砂地盤の液状化は、鉄筋コンクリート建物の転倒、落橋などの被害を及ぼしており¹⁾、空港では墳砂が見られた。特に液状化により発生した流動化が被害の拡大に影響を与えたことに注目され、当時は流砂現象とも称されていた²⁾。この地震を契機に液状化の研究が本格的に行われるようになった¹⁾。



写真 2.1 県営川岸町アパートの転倒¹⁾

写真 2.2 昭和大橋の落橋¹⁾写真 2.3 地下浄化槽の浮上¹⁾

2.2.2 1978年伊豆大島近海地震

1978年1月14日午後0時24分に、伊豆大島西岸沖を震源として発生したマグニチュード7.0の地震である。伊豆大島に位置していた鉱さい堆積場の堆積物が液状化および流動化して土石流となったことで被害が発生した³⁾。鉱さい堆積物はこれまで液状化し難いとされていたシルト質の泥層であった。しかし、室内試験により液状化強度を調査した結果、液状化しやすいことが明らかになった⁴⁾。

2.2.3 1978年宮城県沖地震

1978年6月12日午後5時14分に、宮城県沖を震源として発生したマグニチュード7.4の地震である。この地震により谷埋め盛土の液状化⁵⁾が注目されることとなった。また、運輸省港湾技術研究所では、石巻港の被災事例を参考に、有効応力モデルによる液状化予測の適用性の報告を行っている⁶⁾。



写真 2.4 中島埠頭 (-10m) における地表面の被災状況⁶⁾

2.2.4 1983年日本海中部地震

1983年5月26日午前11時59分に、秋田県能代市西方沖を震源として発生したマグニチュード7.7の地震である。この地震により、沖積低地、砂丘間低地、埋立地に液状化に起因する被害が集中して発生している⁷⁾。岸壁や物揚場で、液状化による墳砂あるいは地盤沈下が見られ被害が拡大したのは埋立地盤においてであり、在来地盤（原地盤）においては液状化がほとんど発生しなかったことが特徴的であった。原地盤中に築造された矢板式岸壁である大浜-10m 1号岸壁は、水深-10mの矢板式岸壁では唯一の無被災施設であった⁸⁾。



写真 2.5 大浜-10m 2号岸壁のエプロン沈下状況⁸⁾



写真 2.6 大浜-10m 1号岸壁のエプロン無被災状況⁸⁾

2.2.5 1993年釧路沖地震

1993年1月15日午後8時6分に、北海道釧路市南方沖を震源として発生したマグニチュード7.5の地震である。ゆるい埋立地盤において液状化が発生し、特に液状化対策を施していない施設は大きな被害が発生した。岸壁では、岸壁法線の前出しによる被害、控え組杭式の矢板岸壁では、矢板本体が降伏した。液状化対策を実施した岸壁については、重力式、矢板式ともに、無被害ないしは軽微な被害となっている⁹⁾。また、泥炭地盤上の盛土の液状化被害が確認されたことが特徴である。液状化被害のメカニズムとしては、泥炭地盤の圧密沈下により、堤体本体の下部が地下水水面下となり液状化が発生し被害が生じたとの研究成果がある¹⁰⁾。



写真 2.7 釧路港北埠頭③南岸壁 (-8.0m) 被災状況⁹⁾



写真 2.8 十勝川統内築堤の被災状況¹⁰⁾

2.2.6 1993年北海道南西沖地震

1993年7月12日午後10時17分に、北海道奥尻郡奥尻町北方沖を震源として発生したマグニチュード7.8の地震である。液状化は北海道南西部を中心とする広い範囲で発生した。特に震央から170km離れた函館港は広い範囲で液状化が発生し構造物に大きな被害をもたらした⁷⁾。液状化対策により液状化が発生しなかった施設は被害が軽微だったことから、被害軽減のためには液状化対策が極めて重要であることが認識された¹¹⁾。



写真 2.9 函館港 万代埠頭 荷さばき地の噴砂状況¹¹⁾



写真 2.10 函館港 北埠頭 臨港道路の亀裂¹¹⁾

2.2.7 1995年兵庫県南部地震

1995年1月17日午前5時46分に、野島断層を震源として発生したマグニチュード7.3の地震である。都市部で発生した直下型地震であったため、復旧活動を指示すべき行政機関が被災するとともに、道路、鉄道、港湾施設などの交通施設、水道、電気、ガス、通信などのライフライン施設など多くの施設が被災した。なかでも都市機能の集中する臨海部の埋立地（ポートアイランド、六甲アイランド）で大きな被害が発生した。これらの埋立地は、まさ土（風化花崗岩）などきれいな砂と比較して液状化し難いと考えられていた。一般的に岩砕を含む土砂によって埋め立てられた地盤は不均質であり、まさ土についても同じような性質を持っていたと考えられている¹²⁾。このことから、不均質な埋立地盤の地盤特性について研究が行われた。その結果、標準貫入試験の際に使用されるサンプリングは、凍結サンプリングや地盤掘削の自然試料と比較して、粒径加積曲線が10～20%前後上側へシフトすることが分かった¹³⁾。



写真 2.11 西宮市甲子園浜町付近の噴砂後の状況¹⁴⁾



写真 2.12 ポートアイランドにおける岸壁の液状化による側方流動状況¹⁴⁾

2.2.8 2000年鳥取県西部地震

2000年10月6日午後1時30分に、鳥取県西部を震源として発生したマグニチュード7.3の地震である。境港市東方の美保湾に面した埋立地盤である竹内団地の液状化被害が顕著であった。微細なシルトで構成される塑性指数（IP）がNP～22である土層が液状化したことが特徴である¹⁵⁾。また、地震が平日の日中に発生したため、多くの屋外にいた人々が液状化による噴砂や噴水を確認しており、その状況をアンケート調査により取りまとめた研究がなされており、噴砂の状況、噴砂の継続時間などが具体的に整理されている¹⁶⁾。

写真 2.13 境港市竹内工業団地の液状化の被害状況¹⁷⁾写真 2.14 境港市昭和町の道路側溝からの噴砂状況¹⁸⁾

2.2.9 2004年新潟県中越地震

2004年10月23日午後5時56分に、新潟県中越地方を震源として発生したマグニチュード6.8の地震である。内陸型の直下地震であり、液状化の大半も内陸で発生した。液状化発生箇所は、信濃川およびその支流の河成砂、扇状地性の砂礫地盤における砂利採取跡地の埋め戻し土などで発生した¹⁹⁾。また、東京電力柏崎刈羽原子力発電所では、底面が岩着された原子炉建屋近傍で局所的に埋め戻し土の沈下が生じた。地震時ではこのような現象が確認された例が過去にはなく、この地震を契機に地盤の揺すりこみによる地盤の沈下や、主働すべりによる沈下が遠心実験や再現解析で検討されている²⁰⁾。



写真 2.15 信濃川沿岸における水田の噴砂状況²⁰⁾

2.2.10 2011年東北地方太平洋沖地震

2011年3月11日午後2時46分に、太平洋三陸沖を震源として発生したマグニチュード9.0の地震である。地震の規模が大きかったことや、地震の継続時間が長かったこと、また本震から約30分後にマグニチュード7.7の余震が発生したこともあり、液状化の被害が広範囲に及び、また噴砂を伴う激しい液状化が生じた。特に東京湾沿岸の埋立地では大規模な液状化が発生し²¹⁾、地震が平日の日中であったこともあり、液状化の発生の様相などの動画が多数撮影され、液状化の発生状況の多くの記録が残された。



写真 2.16 千葉県浦安市千鳥地区の噴水状況²¹⁾



写真 2.17 千葉県浦安市明海地区のマンホールの浮き上がり状況²¹⁾

2.3 既往の液状化予測手法

2.3.1 概要

液状化現象による被害を軽減および回避するためには液状化の予測が必要になる。1964年を契機として本格的に液状化の研究が始まり、過去の大きな地震ごとに液状化予測法は変遷し、高度化が図られている。本節では、安田がまとめた文献²²⁾を参考に、既往の液状化予測手法をあげて、変遷の内容及び特徴を整理した。表 2.1に液状化の考え方が設計基準類に導入された時期を示す。

表 2.1 基準類への液状化の導入の時期²³⁾

設 計 基 準 類		1970年 (昭45)	1975 (昭50)	1980 (昭55)	1985 (昭60)	1990 (平2)
名 称	機 関					
① 港湾構造物設計基準	日本港湾協会	□				
② 港湾の施設の技術上の基準・同解説		○				
③ 道路橋耐震設計指針・同解説	日本道路協会	□				
④ 道路橋示方書・同解説、V耐震設計編		○				
⑤ 建造物設計標準解説、基礎構造物及び抗土圧構造物	日本国有鉄道	□				
⑥ 国鉄建造物設計標準解説(基礎構造物、抗土圧構造物)	土木学会	○				
⑦ 建築基礎構造物設計規準・同解説(1974改)	日本建築学会	□				
⑧ 建築基礎構造設計指針		○				
⑨ 危険物の規制に関する技術上の基準の細目を定める告示	自治省、消防庁	□				
⑩ L N G 地下式貯槽指針	日本瓦斯協会	□				
⑪ 水道施設地震対策指針と解説	日本水道協会	□				
⑫ 捨石、氈さい堆積場建設基準及び解説	日本鉱業協会、通産省	□				
⑬ 下水道施設地震対策指針と解説	日本下水道協会	□				
⑭ 共同溝設計指針	日本道路協会	□				
⑮ 道路土工、軟弱地盤対策工指針	日本道路協会	□				
⑯ 原子力発電所耐震設計技術指針	日本電気協会	□				

□基準類に液状化が導入
 △基準類は改訂されたが液状化の項は修正なし
 ○改訂(修正)

2.3.2 限界N値法

限界N値法は、1964年の新潟地震の被害調査を基に、小泉²⁴⁾や岸田ら²⁵⁾によって提案された。小泉²⁴⁾は約20地点における地震前後のN値を比較し、図 2.1に示した限界のN値より小さかった地盤は地震によりN値が増大し、大きかった地盤は減少したことを明らかにした。そしてその限界のN値が、液状化が生じるか否かの境になると考えた。岸田ら²⁵⁾は、新潟地震による建築物の被害の程度とN値との関係を研究した。そして、図 2.2に示した限界のN値より小さかった地盤では、被害が大きかったことを明らかにした。

この限界N値による液状化予測法は、港湾をはじめ、道路橋、建築、鉄道の設計基準に導入された。

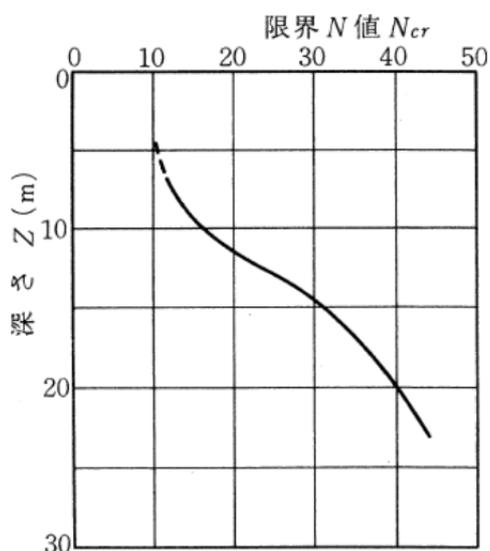


図 2.1 小泉²⁴⁾による限界N値

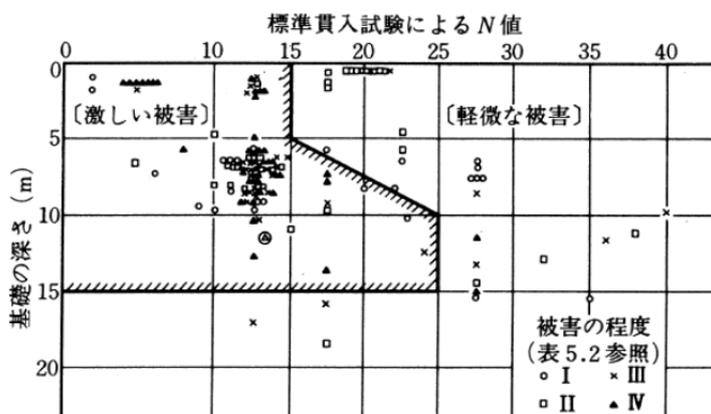


図 2.2 岸田ら²⁵⁾による限界N値

2.3.3 FL値を用いる方法

FL値を用いる方法の基本は、新潟地震のすぐ後にSeedら²⁶⁾によって考え出された。そして1971年には、かなり確立された方法が打ち出された²⁷⁾。この方法ではN値から相対密度をそしてさらにRを求めることになっており、また、相対密度とRとの関係は人工的に詰めた試料の実験結果を利用してあった。

これに対し、岩崎・龍岡ら²⁸⁾はその後にわが国で数多く行われた不攪乱試料による液状化試験結果をまとめ、標準貫入試験のN値から繰返し三軸強度比である液状化強度比Rを直接算出する簡易式を導き出した。また、いくつかの地震応答解析をまとめて、Seedらの方法²⁶⁾を多少修正し、繰返しせん断応力比Lの簡易式を提案した。道路橋の設計基準²⁹⁾を参考に、FL値を式(2.1)、液状化強度比Rを式(2.2)、せん断応力比Lを式(2.3)に示す。さらに、地盤全体の液状化の程度を示す液状化指数PL値について式(2.4)に示す。

$$F_L = R/L \quad (2.1)$$

$$R = c_w R_L \quad (2.2)$$

$$R_L = 0.0882 \sqrt{N_a / 1.7} \quad (N_a < 14)$$

$$R_L = 0.0882 \sqrt{N_a / 1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} \quad (N_a \leq 14)$$

$$L = r_d k_{hgL} \sigma_v / \sigma_v' \quad (2.3)$$

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L) \cdot (10 - 0.5x) dx \quad (F_L \geq 1.0 \text{ の場合は } 1.0 \text{ とする}) \quad (2.4)$$

ここに、

- F_L : 液状化に対する抵抗率
- R : 動的せん断強度比
- L : 地震時せん断応力比
- c_w : 地震動特性による補正係数
- R_L : 繰返し三軸強度比
- r_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数
- k_{hgL0} : 液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度
- N_a : 粒度の影響を考慮した補正N値
- σ_v' : 有効上載圧 (kN/m²)
- σ_v : 全上載圧 (kN/m²)
- x : 地表面からの深さ (m)

2.3.4 粒度とN値による方法

粒度とN値による方法は、1986年に井合ら³⁰⁾によって提案され港湾の設計基準で使用された。その後、兵庫県南部地震による被災事例を踏まえて、山崎ら³¹⁾が修正を行っている。予測法としては、まず、図2.3を用いて、粒度による土の分類を行う。図2.3は均等係数の大小に応じて使い分ける。

粒度により液状化する可能性があるかと判定された場合は、等価N値と等価加速度による液状化判定を行う。ここで、等価加速度は地盤の地震応答解析から求まる最大せん断応力から算定する。以上により求めた等価N値と等価加速度から図2.4を用いて液状化判定を行う。現時点の港湾の設計基準³²⁾より、等価N値は式(2.5)に、等価加速度は式(2.6)に示す。

$$(N)_{65} = \frac{N - 0.019(\sigma_v' - 65)}{0.0041(\sigma_v' - 65) + 1.0} \quad (2.5)$$

ここに、

- $(N)_{65}$: 等価N値
- N : 土層のN値
- σ_v' : 土層の有効上載圧力 (kN/m²)

$$\alpha_{eq} = 0.7 \frac{\tau_{max}}{\sigma_v'} g \quad (2.6)$$

ここに、

- α_{eq} : 等価加速度 (Gal)
- τ_{max} : 最大せん断応力 (kN/m²)
- σ_v' : 有効上載圧力 (kN/m²)
- g : 重力加速度 (Gal)

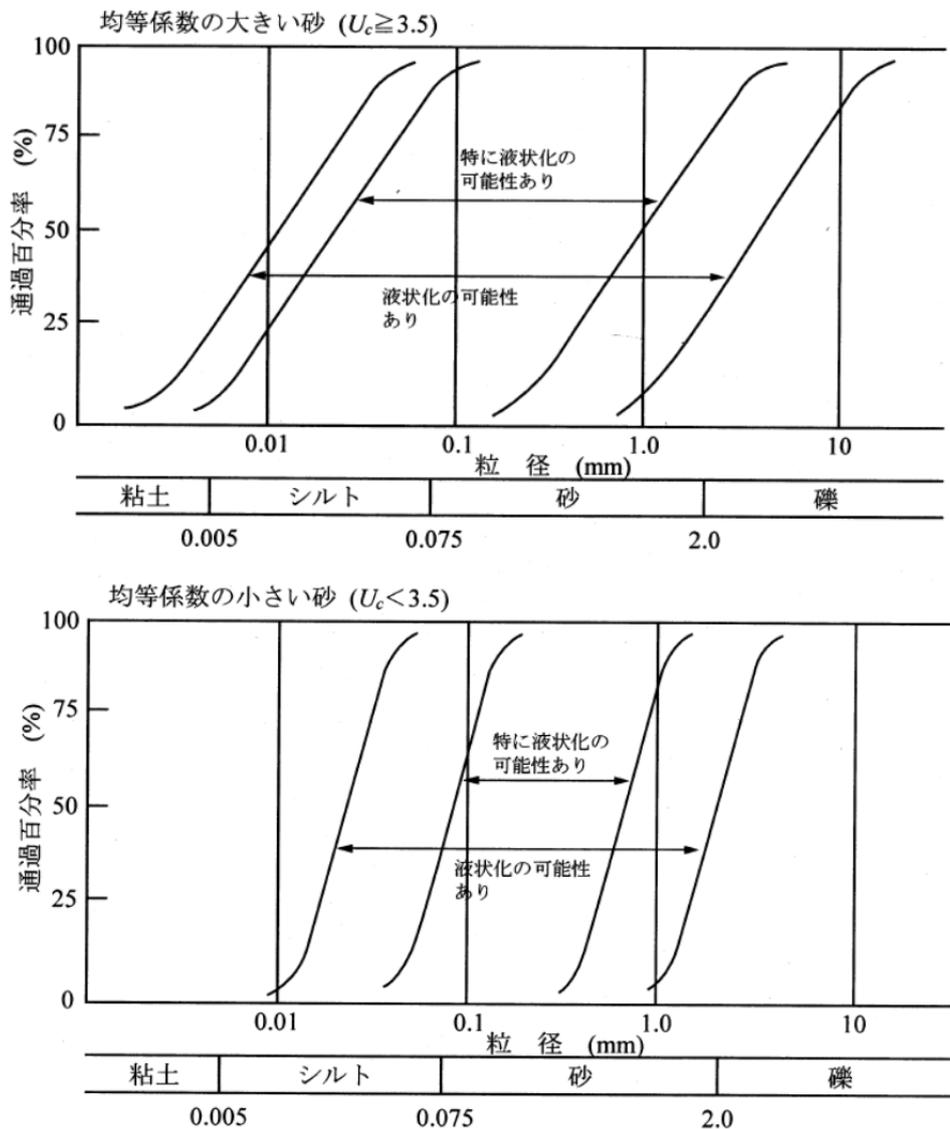
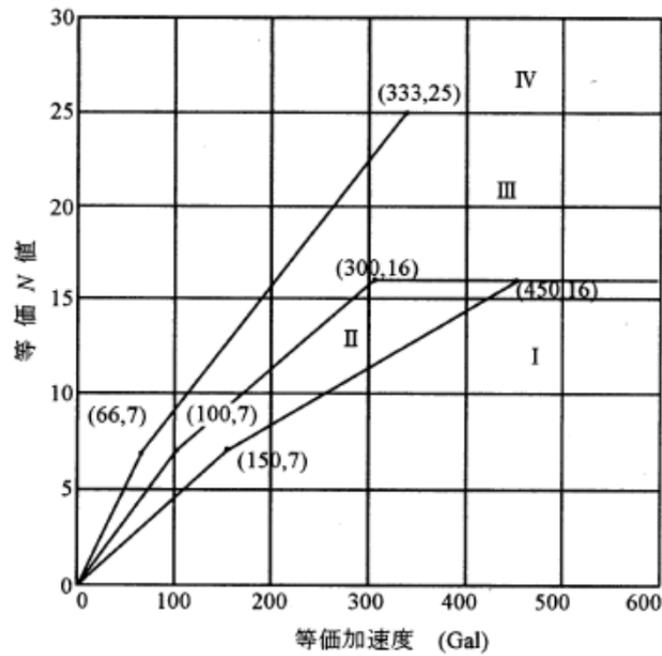


図 2.3 粒度による液状化予測³²⁾



	粒度と N 値による液状化予測	粒度による N 値による液状化の判定
I	液状化する。	液状化すると判定する。
II	液状化する可能性が大きい。	液状化すると判定するか、繰返し三軸試験により判定する。
III	液状化しない可能性が大きい。	液状化しないと判定するか、繰返し三軸試験により判定する。 施設に特に安全を見込む場合には、液状化すると判定するか、繰返し三軸試験により判定する。
IV	液状化しない。	液状化しないと判定する

図 2.4 等価 N 値と等価加速度による液状化予測³²⁾

2.3.5 繰り返し三軸試験による方法

前節に示した、「FL 値による方法」と「粒度と N 値の方法」は原位置試験である N 値をを基に液状化強度を求めている点では共通している。本節では、液状化強度をより詳細に調査する方法として、室内試験である「繰り返し三軸試験」を用いる方法を示す。

善ら³³⁾は、1973 根室半島地震, 1978 年宮城県沖地震, 1983 年日本海中部地震の液状化層, 非液状化層を対象に、繰り返し三軸試験結果から、現地盤の繰り返しせん断応力比を求め、地震応答解析 SHAKE を用いた地盤の地震応答解析結果から繰り返しせん断応力比を算定し、両者から繰り返しせん断抵抗率を求める方法の適用性を検討している。

井合ら³⁴⁾は、1995 年兵庫県南部地震において、置換砂および埋立土の液状化が神戸港のケーソン式岸壁の主な被災原因になっていることに着目して、2次元有効応力解析 FLIP による再現解析を実施した。ここでは、解析に用いる置換砂と埋立土の液状化特性を繰り返し三軸試験により求め、液状化の発生状況および液状化に伴う構造物の変形などの被害を再現している。

2.3.6 せん断波速度による方法

砂の液状化強度は、せん断波速度と関連性があることが明らかにされており、せん断波速度を用いて液状化予測を行う手法が提案されている (図 2.5)³⁵⁾。この提案の有効性の過去の地震による確認は不十分であり、実務設計においては普及していない。

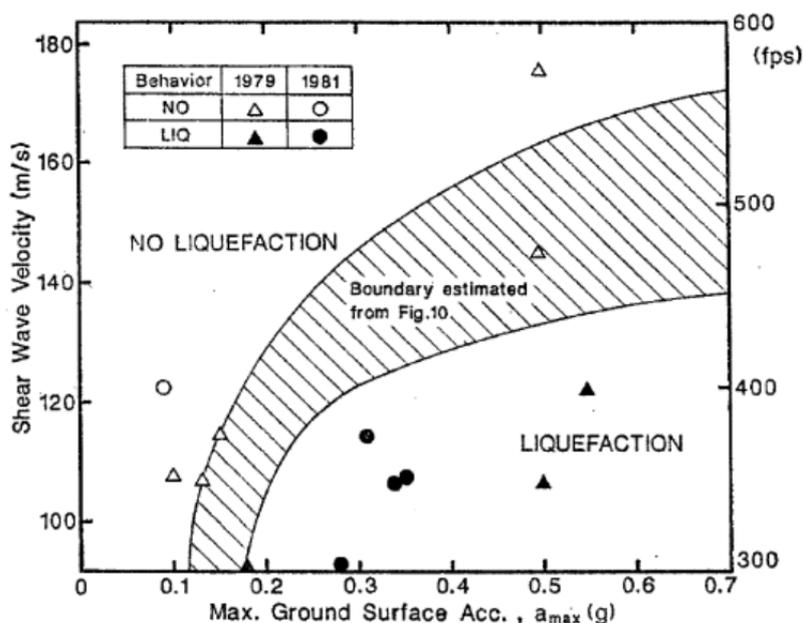
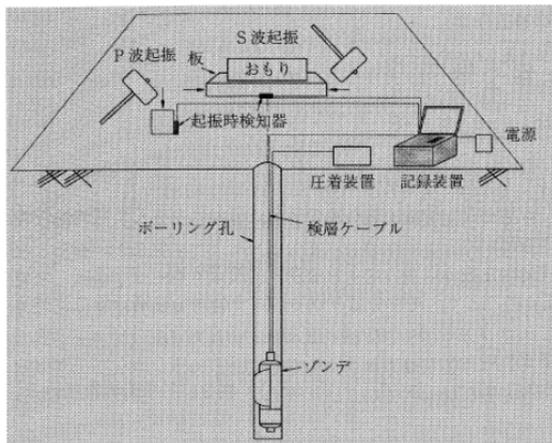


図 2.5 地表面加速度とせん断波加速度から求まる液状化の有無の関係³⁵⁾

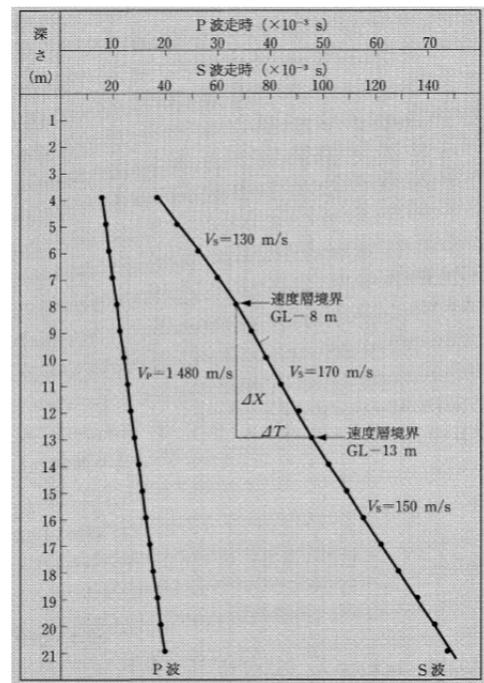
2.4 N値に代わり得る地盤調査手法

2.4.1 PS検層

地盤内を伝達する弾性波速度は地盤の強度と密接な関係がある。PS検層³⁵⁾はボーリング孔を利用して弾性波の深さ方向の速度分布を把握する調査手法である。弾性波は、地盤内を弾性運動によって伝播する波動であり、振動方向は伝播方向に一致するP波（縦波もしくは疎密波）と伝播方向と直交するS波（横波もしくはせん断波）がある。測定方法として、ダウンホール方式を図2.6に、孔内起振受振方式を図2.7に示す。ダウンホール方式は、測定深さが増すと起振のエネルギーを大きくする必要がある。一般的には深さ100mまでの測定は可能である。孔内起振受振方式は、ある一定距離の間を伝わる弾性波を測定するので原理的に測定深さに制限はない。しかし、この方式は孔内水を介して波動を伝えるものが多いため、孔内に水がない場合は適用できないことが多い。地表面に起振装置を設置できない海上での調査に利用されている。

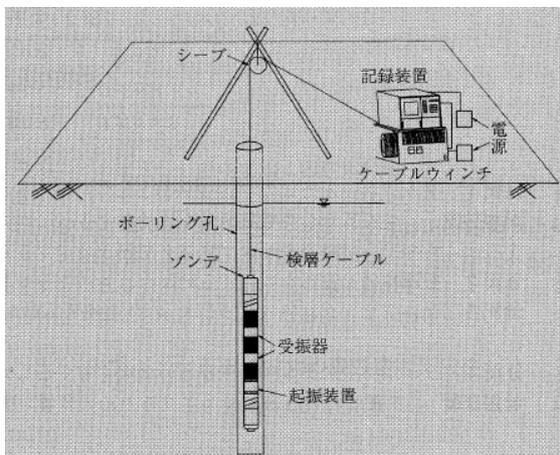


(a) 検層装置の例

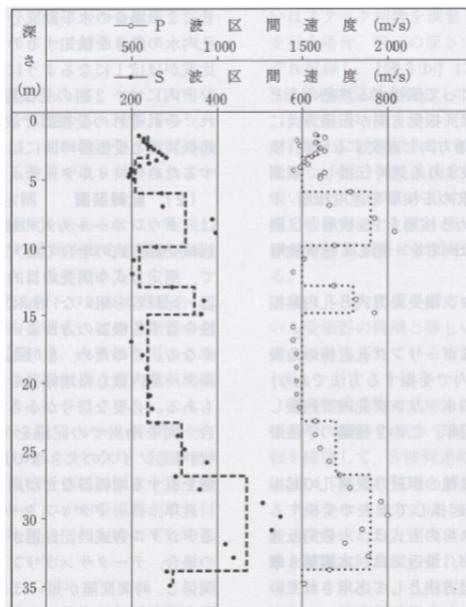


(b) 走時曲線図の例

図2.6 ダウンホール方式³⁶⁾



(a) 検層装置の例



(b) 走時曲線図の例

図 2.7 孔内起振受振方式³⁶⁾

2.4.2 PDC

PDC (Piezo Drive Cone)³⁷⁾は、図 2.8 に示すように地盤の間隙水圧を動的貫入試験によって測定することで、原位置試験で地盤の液状化強度の評価が可能となる手法である。貫入抵抗値 Nd 値 (換算 N 値) だけでなく、打撃時に発生する過剰間隙水圧などを測定することが出来、水圧の消散時間から透水性なども評価できる。

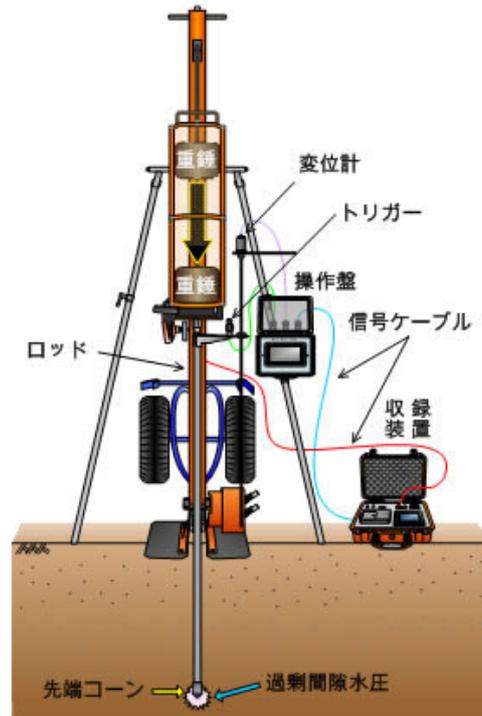


図 2.8 PDC 試験装置の概念図³⁷⁾

2.4.3 表面波探査

地盤を弾性体とみなせる場合、地盤を伝わる波は、実体波と表面波に分けられる。表面波の伝播速度はおよそ波長に相当する深度までの S 波速度を反映する。すなわち波長の短い波（高周波）は浅い地盤の速度だけを反映し、波長の長い波（低周波）ほど深い地盤の速度を反映する。このように深度方向に S 波速度が異なる地盤では、波長（周波数）の違いによって波の伝播速度（位相速度）が異なる現象である分散が生じる。表面波探査^{36), 38)}は、表面波の一つであるレイリー波を測定し、位相速度を逆解析することにより地盤の S 波速度の 2 次元分布を把握することができる方法である。表面波の発生については、地表にハンマー打撃などにより人工的に起振させる手法を用いる。表面波探査の概要図を図 2.9 に、計測から S 波速度分布を求める解析手順を図 2.10 に示す。

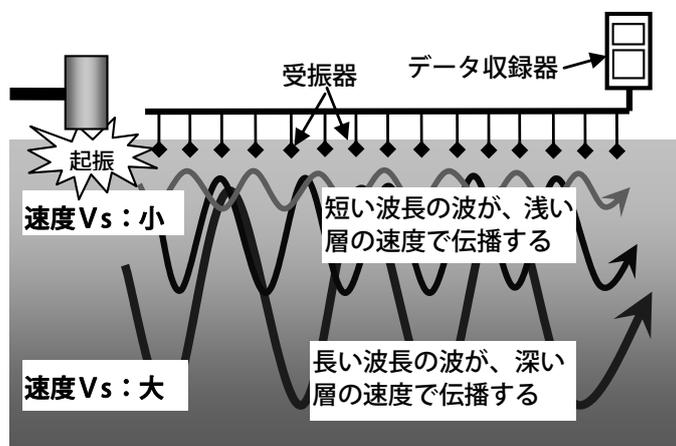


図 2.9 表面波探査測定概念図³⁸⁾

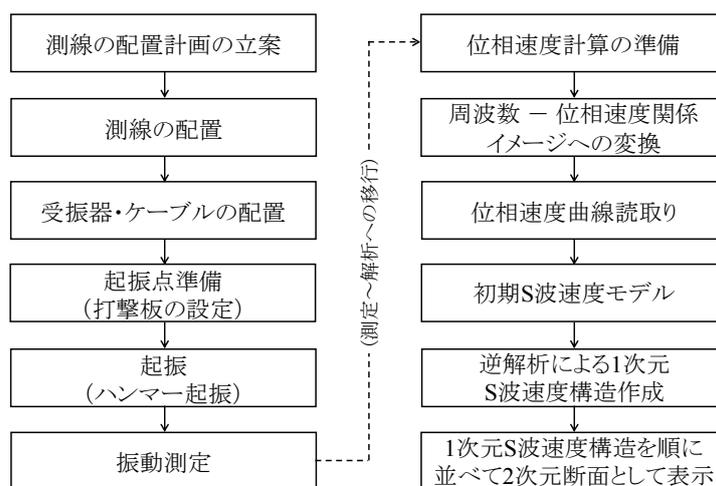


図 2.10 測定ならびに解析手順³⁶⁾

2.4.4 サンプルング

地盤は一般に極めて非一様であり、剛性・強度・透水性などの物性が極端に異なる軟弱粘土から硬岩までの多様な材料から構成されている。また、材料の剛性・強度・透水性は可変であり、堆積環境、締め固め法、飽和度、排水条件、拘束圧などの载荷履歴、ひずみ速度などにより大幅に変化する。さらに地盤の物性には、剛性率がひずみの増加によって低下するという非線形性がある。

地盤材料が上記のような特性があるために、構造物を築造するに当たって必要な地盤材料の物性値の具体的な特性を把握しておく必要がある。したがって、地盤内の適切な位置において土の試料を採取（サンプルング）³⁶⁾し、室内試験を実施する。なお、室内試験は、試験方法の相互に関連し、依存し、補完していることから、規格・基準に則って実施する。変形・強度試験のみを抜粋して図 2.11 に示す。

試験	規格・基準番号	規格・基準名
変形・強度試験	JIS A 1216-2009	土の一軸圧縮試験方法
	JGS 0520-2009	土の三軸試験の供試体作製方法
	JGS 0521-2009	土の非圧密非排水 (UU) 三軸圧縮試験方法
	JGS 0522-2009	土の圧密非排水 (CU) 三軸圧縮試験方法
	JGS 0523-2009	土の圧密非排水 (\overline{CU}) 三軸圧縮試験方法
	JGS 0524-2009	土の圧密排水 (CD) 三軸圧縮試験方法
	JGS 0525-2009	土の K_0 圧密非排水三軸圧縮 ($K_0\overline{CUC}$) 試験方法
	JGS 0526-2009	土の K_0 圧密非排水三軸伸張 ($K_0\overline{CUE}$) 試験方法
	JGS 0527-2009	不飽和土の三軸圧縮試験方法
	JGS 0530-2009	粗粒土の三軸試験の供試体作製方法
	JGS 0541-2009	土の繰返し非排水三軸試験方法
	JGS 0542-2009	地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法
	JGS 0543-2009	土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法
	JGS 0550-2009	土のねじりせん断試験用中空円筒供試体の作製・設置方法
	JGS 0551-2009	土の中空円筒供試体によるねじりせん断試験方法
	JGS 0560-2009	土の圧密定体積一面せん断試験方法
	JGS 0561-2009	土の圧密定圧一面せん断試験方法
	JGS 2521-2009	岩石の一軸圧縮試験方法
	JGS 2531-2009	岩石の非圧密非排水 (UU) 三軸圧縮試験方法
	JGS 2532-2009	軟岩の圧密非排水 (CU) 三軸圧縮試験方法
	JGS 2533-2009	軟岩の圧密非排水 (\overline{CU}) 三軸圧縮試験方法
	JGS 2534-2009	岩石の圧密排水 (CD) 三軸圧縮試験方法
	JGS 2541-2008	岩盤不連続面の一面せん断試験方法
	JGS 2551-2009	圧裂による岩石の引張り強さ試験方法

図 2.11 サンプルングによる室内試験の例（変形・強度試験）³⁶⁾

2.5 液状化予測図

面的な液状化予測結果は、液状化危険度マップなどで、一般公開されている。本節では、液状化予測図の一例として、広島県の震度分布および液状化危険度マップ³⁹⁾を図 2.12～図 2.15 に示す。本マップでは、震度分布と土質状況を基に、震度5強以上の地域を対象としている。液状化危険度の評価に関しては、250m メッシュごとの液状化指数 (PL 値) を算定している。PL 値の算定は、2.3.3 節に記載した方法を採用している。

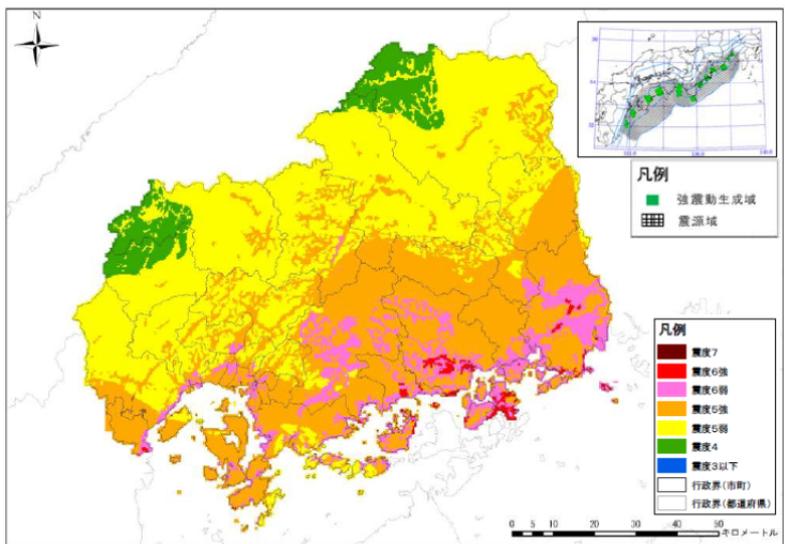


図 2.12 南海トラフ巨大地震（陸側ケース）の震度分布³⁹⁾

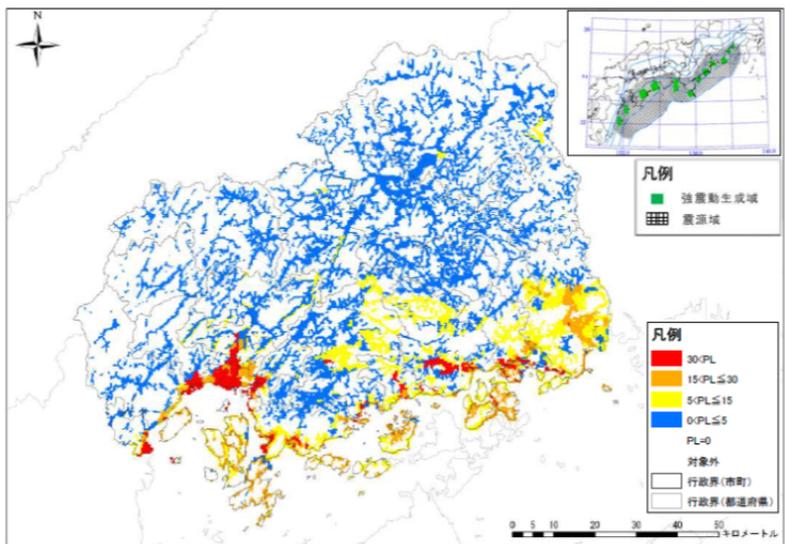


図 2.13 南海トラフ巨大地震（陸側ケース）の液状化危険度³⁹⁾

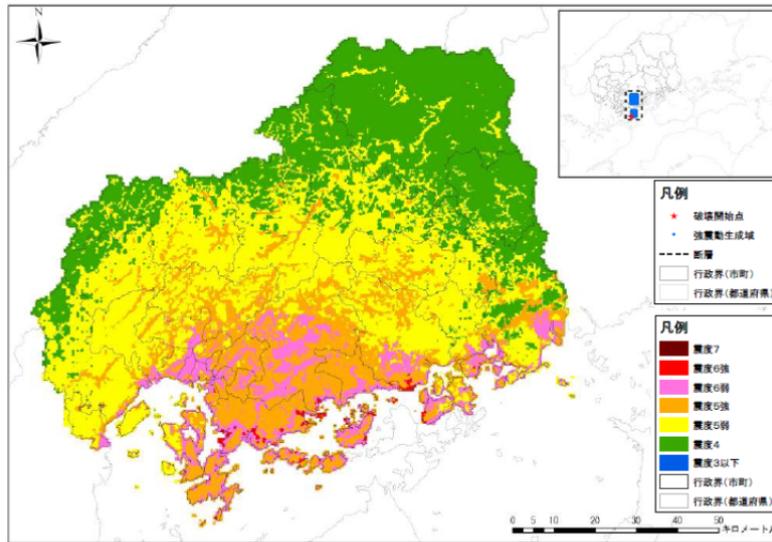


図 2.14 安芸灘～伊予灘～豊後水道の地震（南から破壊）の震度分布³⁹⁾

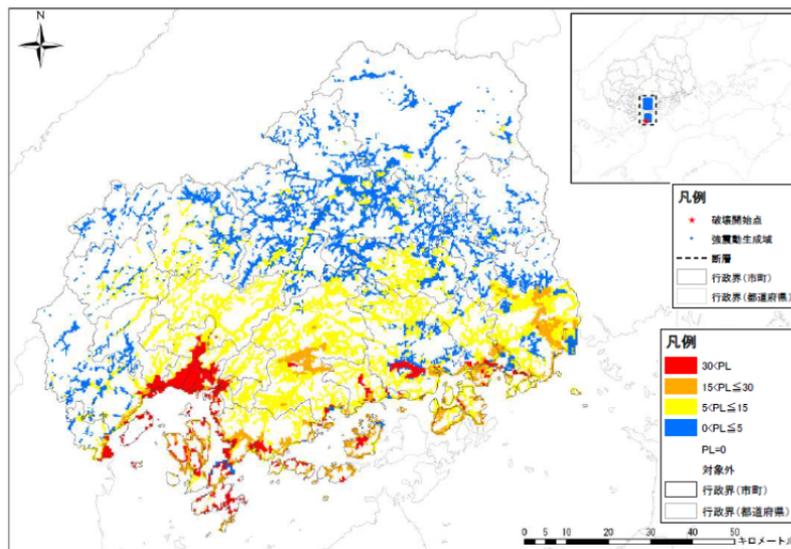


図 2.15 安芸灘～伊予灘～豊後水道の地震（南から破壊）の液状化危険度³⁹⁾

2.6 まとめ

液状化予測手法は、1964年の新潟地震を契機に考案され、過去の地震被害を教訓に改良を重ね現在に到っている。このように液状化予測の手法は高度化されているが、考案された時点から使用されている液状化予測に用いるデータはボーリングから得られる原位置試験結果（N値、PS検層）や土質試料の室内試験結果であることは変わっていない。地盤調査手法については、地盤内の深度方向の状態分布を把握するものと2次元的に把握できるものと大別できるが、実務の設計で使用されているものの多くは、1次元に地盤内を把握する調査手法である。これらの情報は、土層における物理特性などの詳細を把握するには適しているが、平面的には点としてのデータである。そして、液状化予測の結果をまとめて公開する液状化危険度マップについても点の情報としての液状化予測結果からメッシュ単位の情報に拡張・補完して作成している。

本研究では、以上のことを踏まえ、液状化被害の事例から液状化の発生状況および被害状況の分析を行う。そして、その分析結果を基に液状化予測の高度化に必要な事項を検討していく。

【第2章の参考文献】

- 1) 砂地盤の液状化（第二版），技報堂出版株式会社，吉見吉昭，1991.
- 2) 齊藤迪孝：新潟地震について，土木学会 地震工学研究発表会講演概要，Vol.7, pp.39-44, 1964.
- 3) 1978年伊豆大島近海地震被害概要，静岡県消防防災課，1978.
- 4) 石原研而：伊豆大島近海地震の防災に関する報告，文部省自然災害特別科学研究費(1)202339, pp.70-79, 1978.
- 5) 東北大学理学部地質学古生物学教室研究邦文報告，第80号，東北大学理学部地質学古生物学教室災害調査グループ，1978.
- 6) 井合進，土田肇：1978年宮城県沖地震の石巻港における液状化現象の有効応力解析，港湾技術研究所報告，第24巻 第2号，1985.
- 7) 風岡修：液状化・流動化が起きた主な地震（1964～2001／日本），Urban Kubota, No.40, pp.58-65, 2003.
- 8) 土田肇，野田節男，稲富隆昌，上部達生，井合進，大根田秀明，外山進一：1983年日本海中部地震港湾被害報告，港湾技術研究所報告，No.551, 1985.
- 9) 上田茂，稲富隆昌，上部達生，井合進，風間基樹，松永康男，藤本健幸，菊池喜昭，宮井真一郎，関口信一郎，藤本義則：1993年釧路沖地震港湾施設被害報告，港湾技研資料，No.766, 1993.
- 10) 林宏親，西本聡，橋本聖，梶取真一：泥炭地盤に築造された盛土の地震による変形メカニズムと耐震補強，地盤工学ジャーナル，Vol.6, No.3, pp.465-473, 2011.
- 11) 稲富隆昌，上部達生，井合進，風間基樹，山崎浩之，松永康男，関口信一郎，藤本義則：1993年北海道西部沖地震による港湾施設被害報告，港湾技研資料，No.791, 1994.
- 12) 谷本喜一：兵庫県南部地震の地盤被害，阪神大震災調査報告—都市直下型地震と地盤工学諸問題，第30回土質工学研究発表会特別セッション，pp.1-24, 1995.
- 13) 港湾施設被害検討委員会編：兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察，港湾技研資料，No.813, 1995.
- 14) 被害記録 阪神・淡路大震災 被害写真記録 Ver.2.0 (CD-ROM)，企画・監修 早稲田大学理工学部 濱田政則，1997.
- 15) 藤井照久，兵動正幸，吉本憲正，山本陽一，伊東周作：2000年鳥取県西部地震，2001年芸予地震で液状化が生じた地盤の諸特性，第26回地震工学研究発表会講演論文集，2001.
- 16) 吉田雅穂，宮島昌克，北浦勝，武澤永純：2000年鳥取県西部地震における竹内団地の液状化現象に関するアンケート調査，第26回地震工学研究発表会講演論文集，2001.
- 17) 応用地質株式会社：平成12年鳥取県西部地震被害調査速報，表紙，2000.
- 18) 谷田部好徳：2000年鳥取県西部地震における液状化被害の状況，国土地理院時報，No.95, pp.129-137, 2001.

- 19) 若松加寿江, 吉田望, 規矩大義: 2004年新潟県中越地震による液状化現象と液状化発生地点の地形・地盤特性, 土木学会論文集 C, Vol.62, No.2, pp.263-276, 2006.
- 20) 剛な構造物近傍の埋戻し地盤の地震時沈下挙動に関する遠心力模型実験とその数値シミュレーション, 地盤工学ジャーナル, Vol.5, No.1, pp.45-59, 2009.
- 21) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会: 浦安市液状化対策技術検討調査報告書. 第II編地盤特性の把握・液状化の要因分析. 浦安市, pp81, 2012.
<http://www.city.urayasu.chiba.jp/secure/26052/lasthoukoku02-02.pdf>, (参照 2013.1.14) .
- 22) 安田進: 液状化の調査から対策工まで, 鹿島出版会, 1988.
- 23) 常田賢一: 地盤の液状化, 流動化および地表地震断層の工学的評価に関する研究, 土木研究所資料, 第3910号, 2003.
- 24) 小泉安則: 新潟地震における砂の密度の変化, 土と基礎, Vol.13, No.2, pp.12-19, 1965.
- 25) Kishida, H. : Damage to reinforced concrete building in Niigata city with special reference to foundation engineering, Soils and Foundations, Vol.6, No.1, pp.71-88, 1966.
- 26) Seed, H.B. and Idriss, I.M. : Analysis of Soil Liquefaction : Niigata Earthquake, J.SMFD, ASCE, Vol.93, No.SM3, pp.83-108, 1967.
- 27) Seed, H.B. and Idriss, I.M. : Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, J.SMFD, ASCE, Vol.97, No.SM9, pp.1249-1273, 1971.
- 28) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 常田賢一, 安田進: 砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例, 第5回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.641-648, 1978.
- 29) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 社団法人 日本道路協会, 平成24年3月, 2012.
- 30) 井合進, 小泉勝彦, 土田肇: 粒度とN値による新しい液状化予測法, 港湾技術研究所報告, 第25巻 第3号, 1986.
- 31) 山崎浩之, 善功企, 小池二三勝: 粒度・N値法による液状化の予測・判定に関する考察, 港湾技研資料, No.914, 1998.
- 32) 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 社団法人 日本港湾協会, 平成19年7月, 2007.
- 33) 善功企, 梅原靖文, 山崎浩之: 振動三軸法による液状化・非液状化地盤の事例解析, 港湾技研資料, No.623, 1988.
- 34) 井合進, 一井康二, 森田年一: 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その7) ケーソン式岸壁の有効応力解析, 港湾技研資料, No.813, 1995.
- 35) Kohji Tokimatsu, Akihiko Uchida : Correlation between liquefaction resistance and shear wave velocity, Soils and Foundations, Vol.30, No.2, pp.33-42, 1990.
- 36) 地盤調査の方法と解説 一二分冊の1ー, 公益社団法人 地盤工学会, 2013.
- 37) P D C コンソーシアムオフィシャルサイト, <http://www.pdc-cons.jp/index.html>, (参照 2013.12.3) .
- 38) 社団法人 物理探査学会: 新版物理探査適用の手引きー土木物理探査マニュアル 2008ー, 標準化検討委員会, 539p, 2008.

39) 広島県地震被害想定調査報告書，平成 25 年 10 月，広島県，2013.

第3章 液状化被害の事例解析 ～2011年東北地方太平洋 沖地震の液状化被害～

3.1 概要

液状化予測の高度化を図り、液状化対策を合理的かつ経済的に行うためには、まず液状化の実態を把握しておくことが望ましい。すなわち、実際の事例を踏まえて現状の液状化予測の問題点を検討しておく必要がある。そこで、本章では、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震について事例分析を行った結果を示す。3.2節では、関東地方沿岸部の埋立地に位置する工場を対象に、工場敷地内の液状化が経済的被害に及ぼす影響について調査分析した結果を示す。3.3節では、千葉県浦安市を対象に液状化の発生と地盤特性との関係について調査分析した結果を示す。

3.2 2011年東北地方太平洋沖地震による工場の経済被害

3.2.1 概要

地震時には沿岸部の埋立地の広い範囲で液状化が発生することがある。そして、埋立地には多くの工場が立地していることが多く、液状化による工場の被害が企業の経済活動に影響を及ぼす。実際、関東地方の京浜工業地帯、京葉工業地帯では、沿岸部の埋立地に多く工場が立地しており、2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震においても、液状化に起因したと思われる工場被害が多数発生した。

液状化による被害を軽減するためには、液状化対策を実施することが必要であり、実際の液状化対策の実施では、その費用対効果を評価しておくことが重要である。すなわち、効果的な液状化対策の推進には、工場敷地内の液状化が工場の被害にどのような影響を及ぼすかを把握しておく必要がある。そこで、工場の被害に伴う経済損失が、敷地内の液状化によってどのように増加したかを評価することを本研究では試みる。

これまでに、地震時の経済的被害を評価した研究としては、中野ら¹⁾の2004年新潟県中越地震による経済被害、米澤^{2),3)}の日本海中部地震による経済被害の事例がある。これに比べて、事前の地震対策に対する費用対効果の研究は少なく、数少ない例として、野津ら⁴⁾の釧路沖地震による液状化対策の事例がある程度である。しかし、野津らの研究は岸壁に対する液状化対策効果の検討であり、埋立地に立地する工場の被災に着目した検討ではない。

工場の地震時の被災には、地盤の液状化に伴う被災のほかに、地震動に起因した施設等の損失や、社会情勢の変化に伴う供給減少等によって生じた損失も含まれるものと考えられる。また、埋立地に立地する工場は多種多様であると同時に、工場の規模も異なっている。さらに、工場の被災状況や工場敷地内の液状化の状況は必ずしも公表されていない。すなわち、敷地内の液状化の有無だけに着目し、その他の条件をそろえて、液状化の影響を把握することは極めて困難であり、これが、この種の検討が進展しなかった理由である。

そこで、本節では、東北地方太平洋沖地震において被災した工場による経済損失を、公表されている有価証券報告書の情報から推計することとした。また、工場の規模等の影響については、敷地面積当たりの被害額に換算することで基準化して比較した。また、地震動強さと液状化の有無は、近隣の気象庁震度⁵⁾および液状化の有無の報告事例⁶⁾から推定した。そして、液状化の有無に着目して結果を整理することで、液状化に伴う被害の増加を定量的に把握することを試みた。

3.2.2 検討方法

3.2.2.1 検討対象となる工場の抽出

本検討の対象は、東京湾内の埋立地および茨城県の沿岸部に位置する工場とした。また、被害額の把握に有価証券報告書のデータを用いたため、東証一部上場の企業の工場を対象とした。ただし、東証一部上場企業の工場であっても、東北地方太平洋沖地震の被災範囲に1つしか工場を所有しない企業に限定している。これは、被災した工場が複数あると、1つの工場における被災金額を算定することが難しいためである。

抽出した工場の分布を、図 3.1 に示す。また、一覧を表 3.1 に示す。なお、個別の企業名は割愛し、主な生産品目のみ参考に示すこととした。ここで、敷地面積は地図より算出した数値である。

3.2.2.2 工場の被災金額

工場の被災の程度は、被災金額で評価することとした。被災金額として、有価証券報告書に記載されているのは、「特別損失」と「損害損失引当金」があるが、「損害損失引当金」は、「特別損失から繰上額として計上する」との記載がある企業もあること⁷⁾から、被災金額は「特別損失」のみで表すものとした。つまり、特別損失は、2011年3月11日(2010年度)の震災により発生した損失であり、損害損失引当金は、損失のうち、翌年度以降に確実に発生する損失に備えた引当金である。本節では、2010年度と2011年度の有価証券報告書を使用した。このため、2012年度以降に発生する損失などで、2010年度や2011年度に計上できない損失もあると考えられ、被災金額を過小評価している可能性がある。

ここで、本節の目的は、地震および地震に伴う液状化が企業の経済活動にどの程度の影響を及ぼすかを定量的に明らかにし、経済合理的に支出が妥当と思われる液状化対策の費用の水準を検討する資料を得ることである。ただ、企業の地震に伴う経済被害には、施設や設備の損傷による直接的な被害の他、販売等の停止に伴う間接被害もあり、定量化は難しい。しかし、ここで観点をかえて、投資家の目から見た場合、液状化対策の支出の妥当性は、把握が困難な実態としての直接および間接被害額ではなく、投資家に説明される経済損失と対策費用を比較することが判断される。すなわち、地震および液状化によって会計的に報告される経済損失(特別損失)を把握することで、事前の対策の経済合理性を議論できるものと考えられる。

3.2.2.3 工場近傍の地震動の強さと液状化の有無

工場近傍の地震動の強さについては、気象庁より公開されている資料⁸⁾から、工場近傍の震度階級を抽出した。

液状化の有無については、関東地方の地盤液状化現象の実態解明報告書⁹⁾から、液状化の発生分布と工場の位置とを対応させて判定した。表 3.1 に示す工場のうち、上記資料により液状化の発生の有無を推定できた19箇所の工場について、図 3.2、図 3.3 に液状化の分

布と工場位置の関係を示す。

図 3.2, 図 3.3 中の調査図 A～J に示す液状化の分布図において、工場が液状化ありの範囲に位置している場合と、液状化ありの範囲に隣接している場合については「液状化あり」と判断した。逆に、液状化ありの範囲から距離がある場合は液状化なしと判断した。液状化なしと判断した工場では、最低でも 170 m は最寄りの液状化地点（噴砂地点）から離れている（調査図 C が最近傍の場合を示す）。

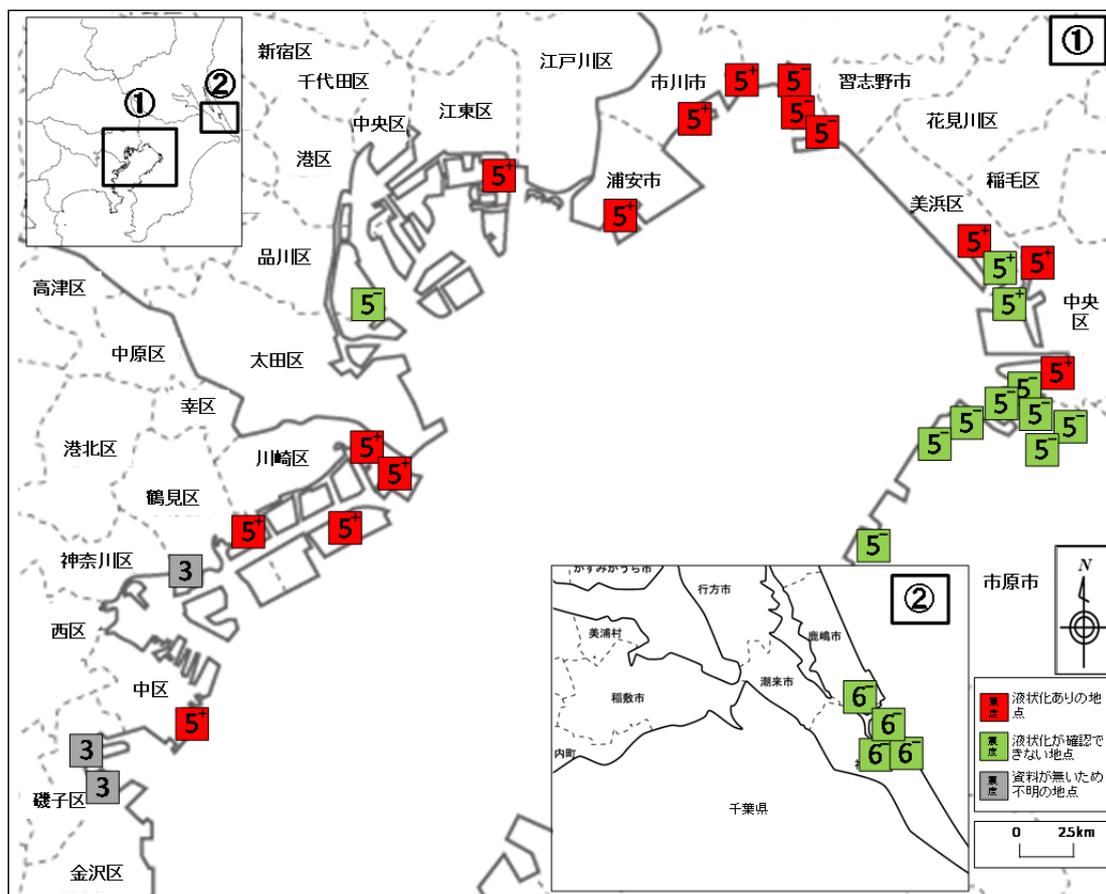


図 3.1 検討対象とした工場の分布

表 3.1 検討対象とした工場の一覧表

工場 No.	工場近傍の震度	液状化の有無	主な生産品目	①被災に伴う特別損失 平成22年度 (単位：百万円)	②被災に伴う特別損失 平成23年度 (単位：百万円)	被災金額 (①+②)	敷地面積 (m ²)	被災金額/敷地面積
1	3	不明	精密機械	10,590	0	10,590	227,000	0.04665
2	3	不明	食品	1,300	209	1,509	233,000	0.00648
3	3	不明	自動車	39,605	17,207	56,812	505,434	0.11240
4	5弱	有	菓子	45	0	45	5,634	0.00799
5	5弱	有	パイプ	2,315	0	2,315	66,408	0.03486
6	5弱	有	表面処理加工	213	63	276	5,779	0.04776
7	5弱	無	加工食品	65	28	93	9,641	0.00965
8	5弱	無	船舶	714	0	714	420,000	0.00170
9	5弱	無	砂糖	145	25	170	105,000	0.00162
10	5弱	無	薬品	2,971	2,704	5,675	60,000	0.09458
11	5弱	無	樹脂	288	185	473	600,000	0.00079
12	5弱	無	化学製品	707	0	707	450,000	0.00157
13	5弱	無	化学製品	1,079	0	1,079	320,000	0.00337
14	5強	不明	製粉	972	0	972	79,000	0.01230
15	5強	無	造船・機械	10,240	0	10,240	958,000	0.01069
16	5強	不明	化学製品	234	0	234	123,100	0.00190
17	5強	不明	化学製品	4,129	2,027	6,156	100,000	0.06156
18	5強	無	ドラム缶	119	25	144	61,984	0.00232
19	5強	無	化学製品	498	0	498	89,276	0.00558
20	5強	無	小麦粉	664	72	736	35,192	0.02091
21	5強	無	加工食品	977	142	1,119	22,041	0.05077
22	5強	有	各種銅管	303	23	326	70,002	0.00466
23	5強	有	菓子	1,020	0	1,020	16,610	0.06141
24	5強	有	仮設資材	199	0	199	19,820	0.01004
25	5強	有	精米	53	0	53	3,914	0.01354
26	6弱	不明	鋼材	62,041	16,722	78,763	10,000,000	0.00788
27	6弱	不明	化学製品	21,032	5,312	26,344	820,000	0.03213
28	6弱	不明	化学製品	3,000	572	3,572	350,000	0.01021
29	6弱	不明	化学製品	653	997	1,650	400,000	0.00413

※液状化の有無の欄で「無」は資料により液状化を確認できなかった地点、「不明」は液状化を判断する資料が無かった地点を示す。

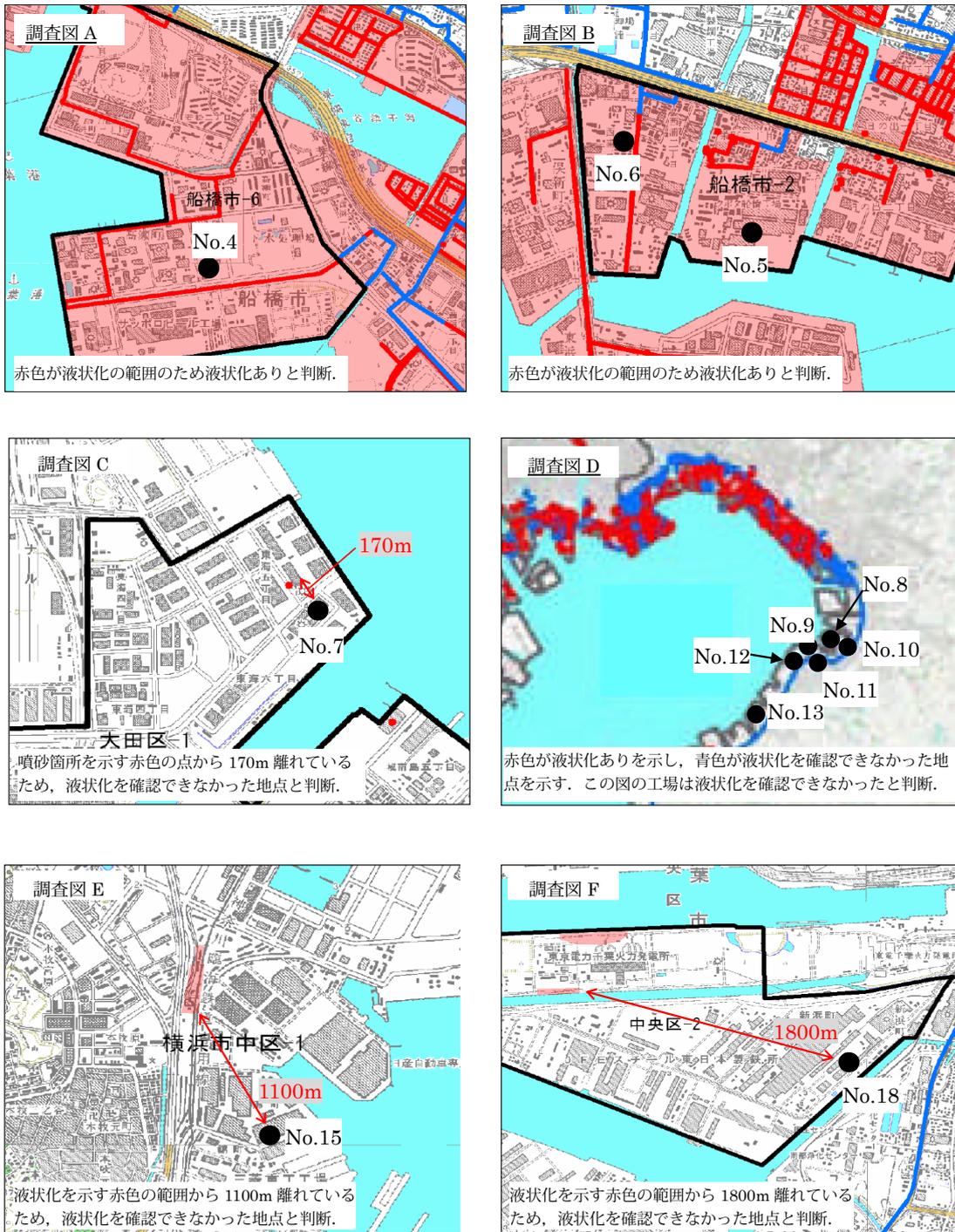


図 3.2 工場の位置と液状化の発生状況 (その 1)

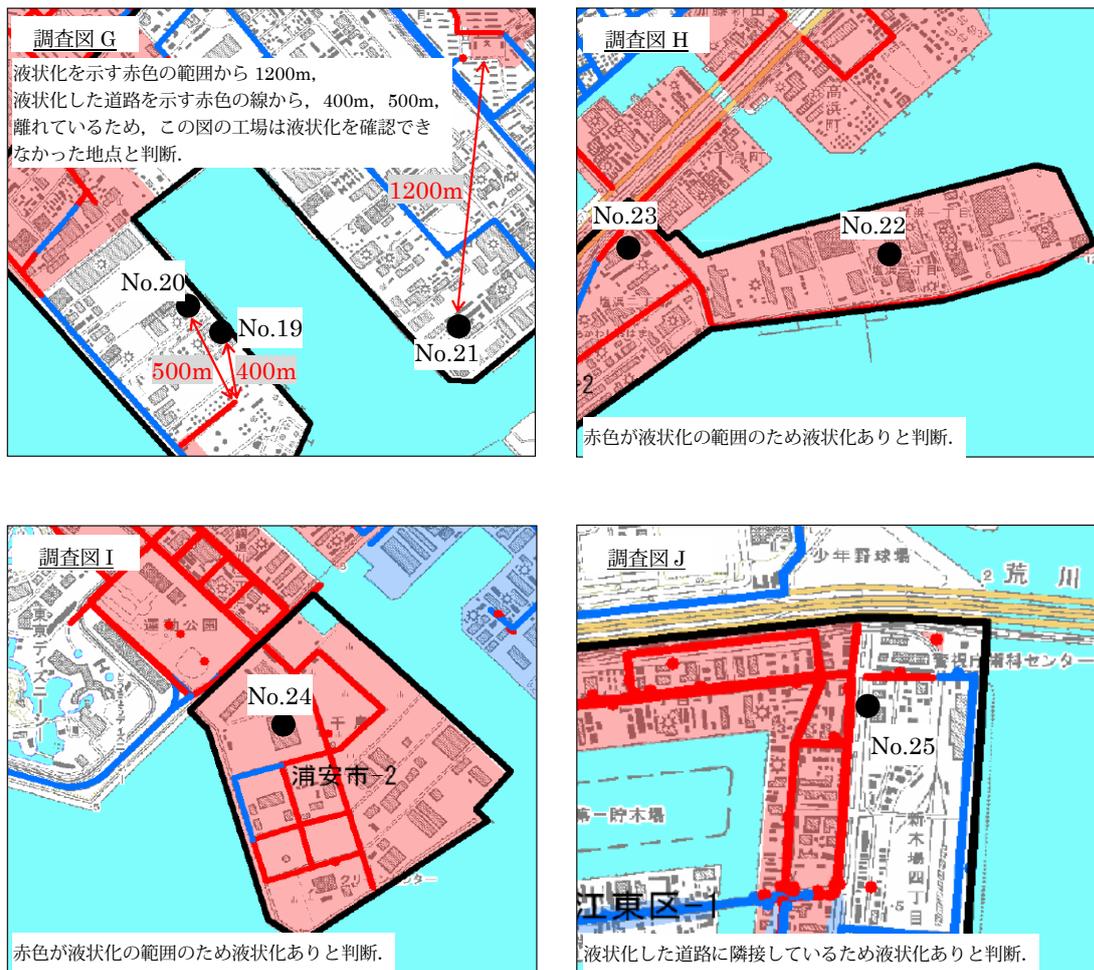


図 3.3 工場の位置と液状化の発生状況 (その 2)

3.2.3 検討結果

抽出した工場の被災金額、震度、液状化の有無について表 3.1 にまとめた。ここで、今回の検討対象の工場区域には、津波による浸水被害を受けていなく、液状化の痕跡が津波により消失した箇所はない。なお、液状化を確認できる資料がなく、液状化の有無について判断できなかった工場については除外することとして、ある程度のデータ数による分析が可能な震度5弱（液状化あり：3工場、液状化なし：7工場）と震度5強（液状化あり：4工場、液状化なし：5工場）の2つの震度階級のデータのみを用いて検討を行った。

図 3.4 に、震度および被災金額の関係を示す。ばらつきが大きいものの、震度5弱よりも震度5強の方で被災金額が大きくなる結果が得られた。これは、地震動の強さが大きいほど被害が大きくなることを考えると、妥当な結果であるといえる。

次に液状化の有無で分けて示した震度と被災金額の関係を図 3.5 に示す。液状化なしの場合は、震度5弱よりも震度5強の方が被災金額の平均値が大きく、液状化ありの場合は、震度5強よりも震度5弱の方が被災金額の平均値が若干大きくなっている。これは、液状化が発生した場合は、地震動強さの影響が小さくなっている可能性を示唆している。

ここで、有価証券報告書の被災金額は、工場の業種により大きく異なる。つまり、工場設備の復旧費用だけでなく、在庫処分費、原材料の滅失、操業停止による損失などの様々な費用の含有の有無、また、工場の生産費品目による設備の種類、従業員数、敷地面積などの工場の規模によって金額が大きくなってくると考えられる。このことは、本検討の結果にばらつきが生じる原因となる。

そこで、被災金額が、工場の敷地面積に比例して大きくなると仮定し、被災金額を敷地面積で除した値（単位敷地面積当たりの被災金額）に対する震度および液状化の有無の関係の検討を実施した。まず、液状化の有無で分けず、震度と敷地面積で除した被災金額の関係を図 3.6 に示す。図 3.4 と同様にばらつきが大きいものの、平均値はほぼ同等である。図 3.4 での考察とは矛盾するが、震度5弱と震度5強の揺れの大きさの違いよりも工場種別や液状化の有無といった他の要因の影響の方が大きい可能性があるかと推察される。

次に、液状化の有無で検討した結果を図 3.7 に示す。液状化ありの方が単位敷地面積当たりの被災金額が大きくなっている。液状化の有無によって金額にすると、敷地面積 1m^2 当たり震度5弱では1.4万円、震度5強では0.4万円の差が生じている。すなわち、液状化する場合は、液状化しない場合に比べて、敷地面積 1m^2 当たりの被災金額が震度5弱では1.4万円、震度5強では0.4万円大きくなる。なお、倍率で評価すると、震度5弱で1.9倍、震度5強で1.2倍に被災金額が増加したことになる。

地震動強さによって、液状化発生時の被災金額の増加量および増加割合に大きな違いがある。しかし、一般に地震動が大きな場合は液状化が発生しなくても地震動による被害が発生するのに対し、地震動が小さい場合は液状化が発生していなければ被害が発生しにくい。このことを考慮すると、本検討結果は妥当な傾向を示しているといえる。

ここで、被災金額とした特別損失は2010年度と2011年度だけであり、2012年度以降に損失として処理される分がある可能性があるため過小評価となっている可能性が高いことに注意する必要がある。また、敷地面積には、工場で使用する資材置き場や駐車場等、様々なものが含まれている。工場設備等の存在する重要部分の敷地面積当たりで計算した場合は、単位面積当たりの被災金額が大きくなり、液状化の有無による差も変わってくるものが考えられる。

液状化対策の費用には、例えば住宅を新築する場合、1m²当たり3万円程度である⁸⁾。本検討で得られた液状化の有無による敷地面積1m²当たり1.4万円と0.4万円の被害の差は対策費用に比べて小さな値であると思われる。しかし、これは住宅の液状化対策においても建物部分のみの敷地範囲を対策することと同様に、工場敷地内全域を液状化対策するのではなく、業種、設備、稼働状況に応じて、重要な範囲を液状化対策していくことが合理的であることを示している。

ここで、埋立地に立地する工場の液状化対策を行うことを考えると、①埋立地全域を工場建設前に液状化対策する。②工場の配置計画に基づいて重要箇所を液状化対策する、③工場建設後の実際の配置および操業状況に基づいた重要箇所を液状化対策する、といった方法が考えられる。しかし、既存の住宅の液状化対策が難しいのと同様に、③の方法は建設後の対策であるため、適用可能な工法が限られ施工時の操業中断が必要となるなど現実的でない。一方で、本検討の成果は、①の方法が必ずしも経済合理的でないことを示している。つまり、埋立地に工場を建設する企業は、埋立地全域について対策をするよりは、液状化対策をしないことが経済合理的であると判断する可能性がある。しかし、これは社会的には地震時の被災リスクが増加するという点で避けるべきである。よって、②の方法が最も合理的であると考えられるが、一般に埋立時に施設配置計画が定まっていることはそれほど多くないと考えられ、現実的には困難である。以上を考えると、各企業の費用対効果の検討結果に左右されない、何らかの公的支援の枠組み等が埋立地の工場地帯の液状化対策の進展において重要であると考えられる。あるいは、地層構成などに応じて最も危険な範囲を明確にしておくことで、合理的な液状化対策を事前に示すことも液状化対策の進展において重要である。

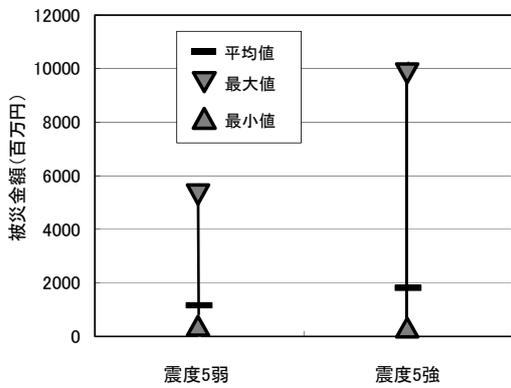


図 3.4 震度と被災金額の関係

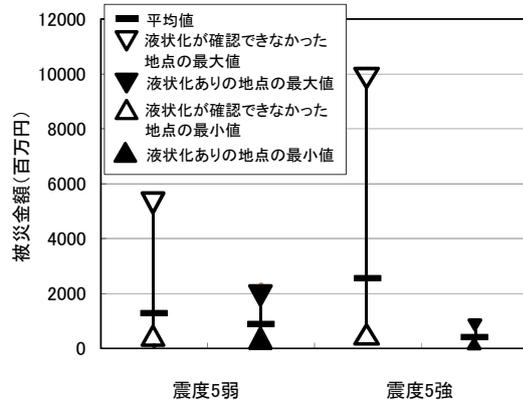


図 3.5 液状化の有無を考慮した震度と被災金額の関係

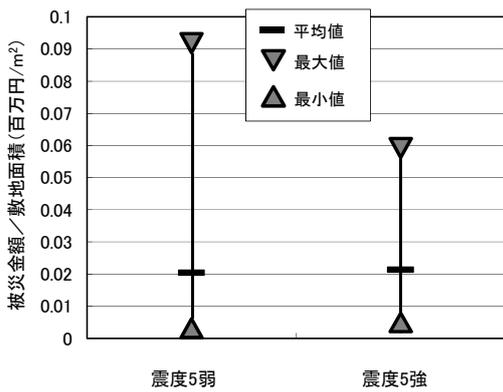


図 3.6 震度と被災金額／敷地面積の関係

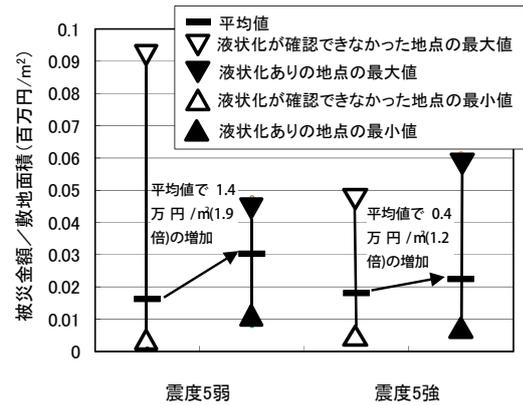


図 3.7 液状化の有無を考慮した震度と被災金額／敷地面積の関係

3.2.4 まとめ

本節では、地震動強さおよび液状化の有無と工場の被災による経済損失の関係を、種々の公表資料から調査した。得られた主な結論は下記の通りである。

- ・地震動強さと工場の被災金額の関係について検討したところ、震度5弱と震度5強における工場の単位敷地面積（1m²）当たりの被害金額には、明瞭な差が見られなかった。
- ・液状化の有無と工場の被災金額の関係を検討したところ、工場の単位敷地面積（1m²）当たりの被災金額が、液状化の発生により震度5弱で1.4万円（1.9倍）、震度5強で0.4万円（1.2倍）増加する結果が得られた。
- ・一般に、液状化対策費用が3万円/m²程度のオーダーであることから、工場敷地内全域を液状化対策するのではなく、重要な範囲を対策していくことが液状化対策において合理的であることが示唆された。
- ・また、工場の重要な範囲に加えて、地盤特性や地盤の応力状態のばらつきがある工場敷地の中で、液状化し易い箇所を液状化対策することも合理的である。

ここで、液状化対策を行うべき重要な範囲は、工場の業種、設備、稼働状況によって異なることが想定される。また、図1.2のように同じ埋立地においても液状化の有無にばらつきが生じていることを考えると、各工場敷地の液状化強度を適切に評価し、液状化危険度の大きな範囲を絞り込んで対策を実施していくことが、液状化被害を軽減する上で重要であると言える。

3.3 2011年東北地方太平洋沖地震における浦安の液状化と地盤特性の関係

3.3.1 概要

本節では、2011年東北地方太平洋沖地震により、大きな液状化被害が発生した千葉県浦安市に着目し、地盤特性が液状化被害に与える影響について調査分析を行った結果を示す。

3.3.2 地盤特性データ

千葉県浦安市の地盤構造を図 3.8 に示す。一般的な地盤構造は、上層が浚渫土層と沖積砂質土層で構成された砂質土層、下層が軟弱な沖積粘土層となっている。また、図 3.8 より、地下水位深度が浅く、最下層に存在する工学的基盤面の標高の起伏が激しいことが分かる。液状化に影響を及ぼす要因として、埋立履歴、地下水位、砂質土層厚や工学的基盤面などの地盤特性が挙げられる。本分析では、これらの地盤特性に加えて、沖積粘性土層厚が液状化被害に与えた影響についても検討した。本分析に使用した地盤特性データを図 3.9～図 3.14 に示す。

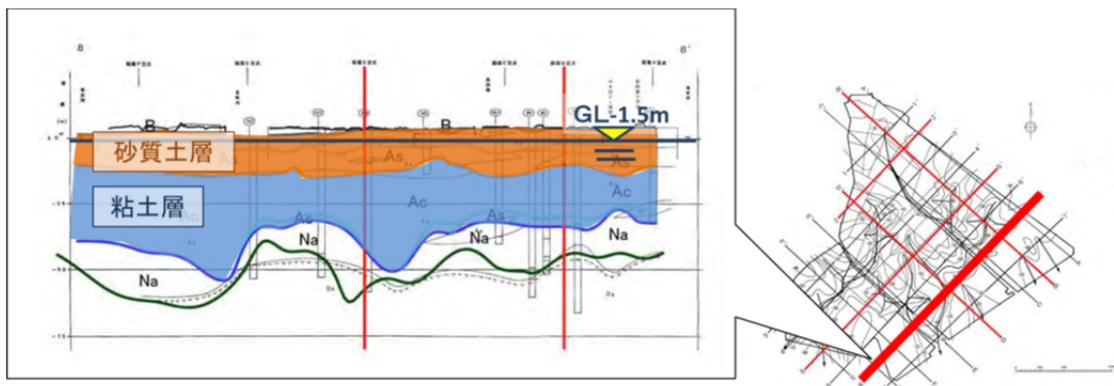


図 3.8 浦安市の地盤構造⁹⁾

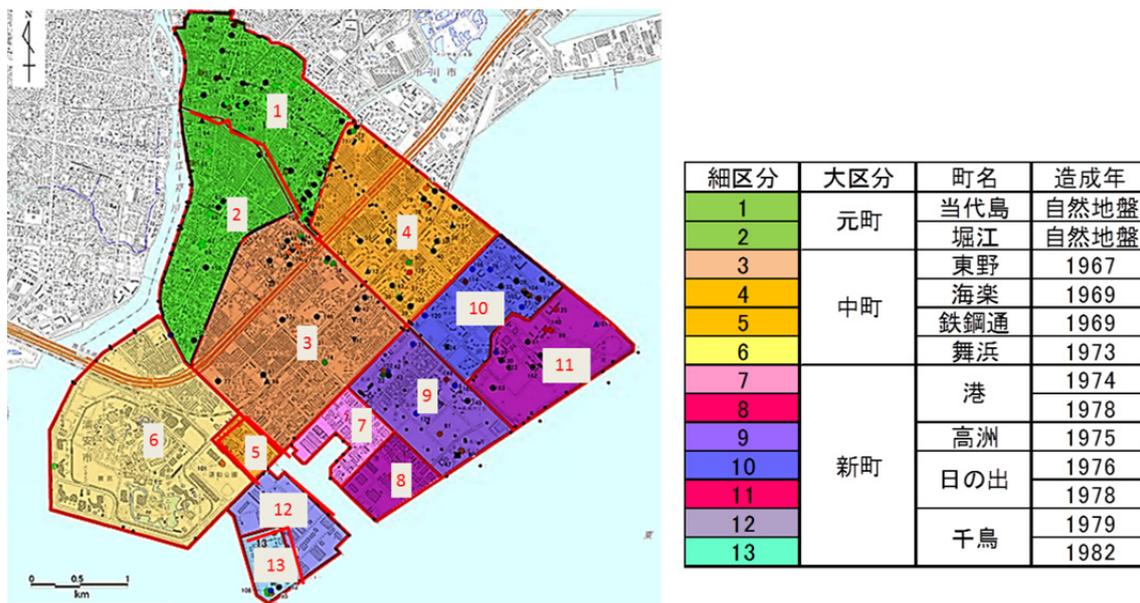


図 3.9 浦安市の埋立履歴⁹⁾

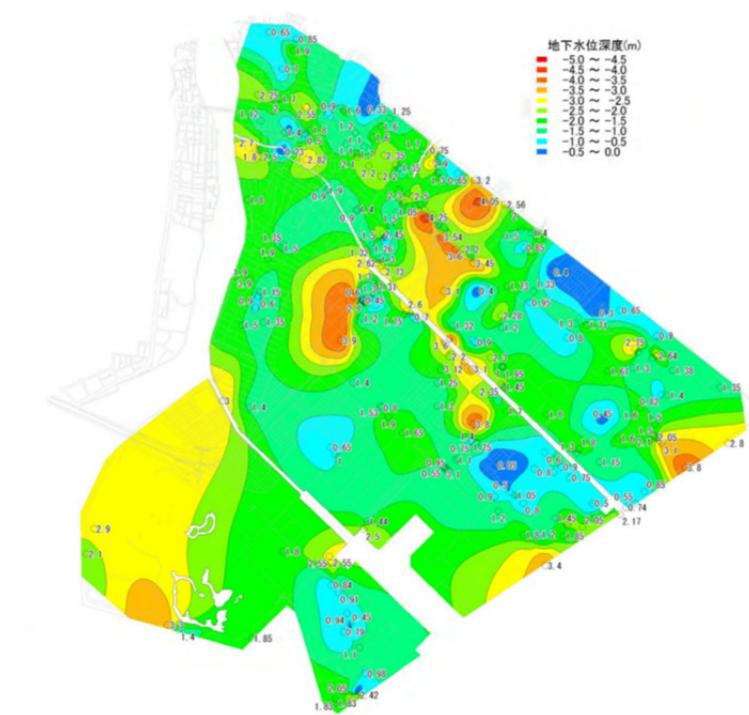


図 3.10 地下水深度コンター図⁹⁾

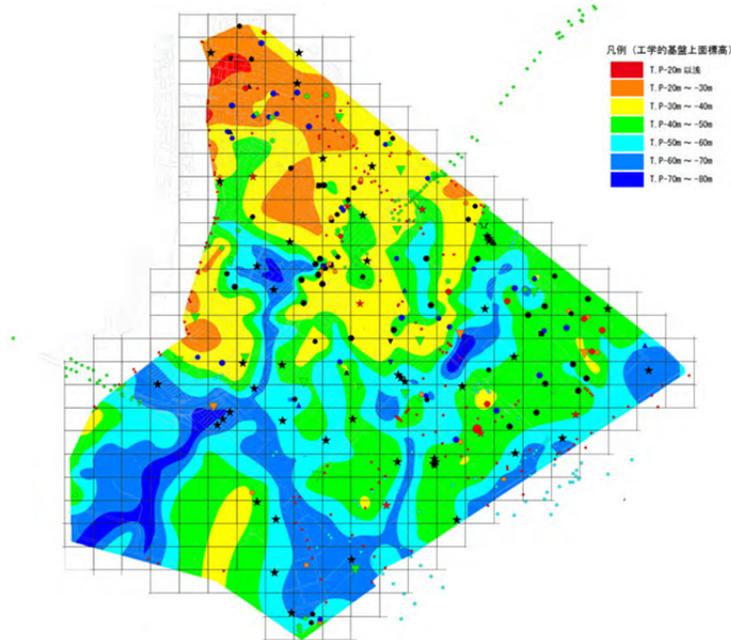


図 3.11 工学的基盤面標高コンター図⁹⁾

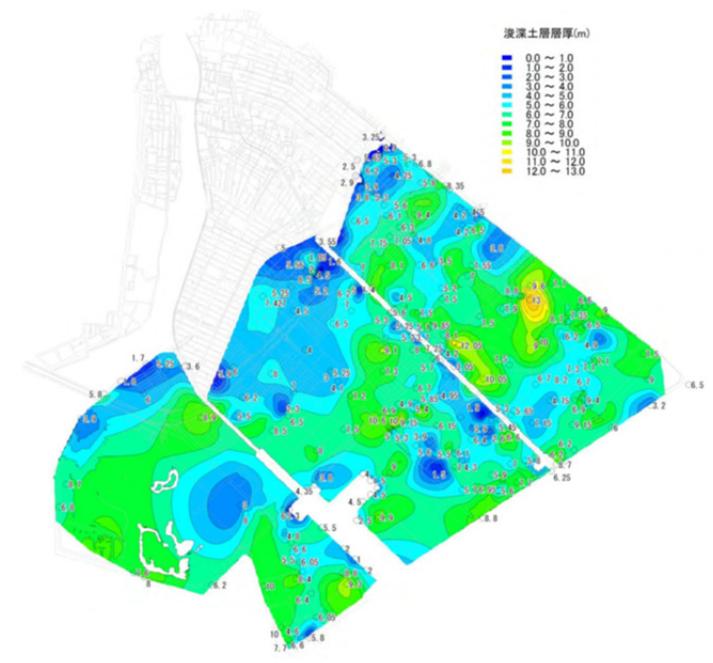


図 3.12 浚渫砂質土 (Fs) 層の層厚コンター図⁹⁾

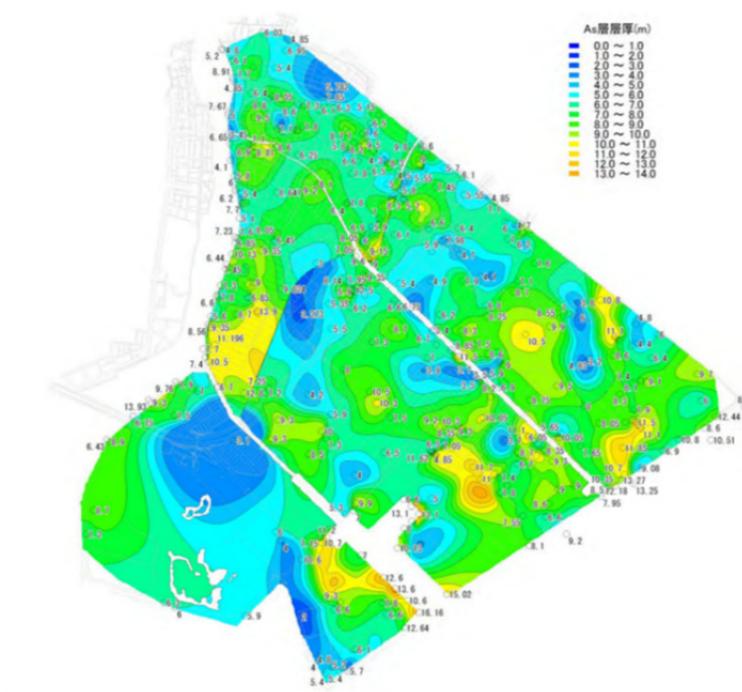


図 3.13 沖積砂質土 (As) 層の層厚コンター図⁹⁾

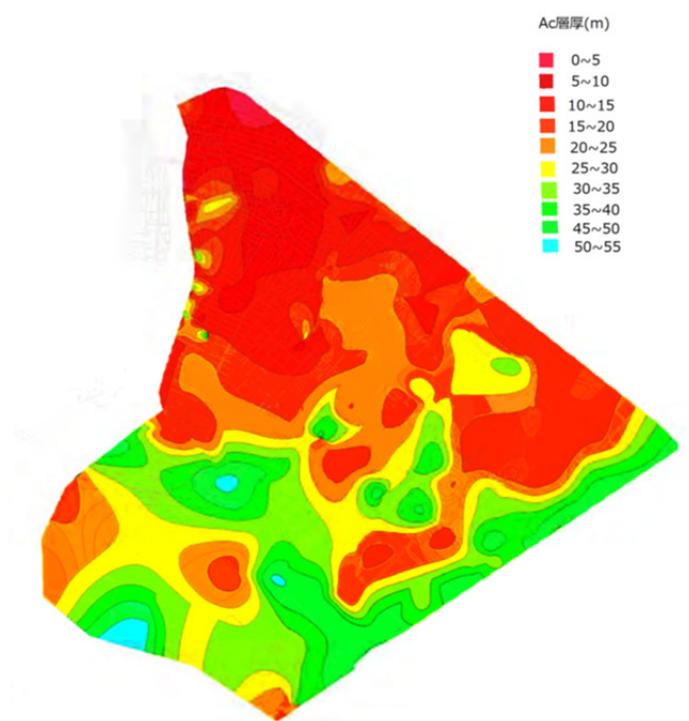


図 3.14 沖積粘性土層 (Ac) 層の層厚コンター図⁹⁾

中井ら¹⁰⁾は、浦安市の液状化被害が軽微であったA地点と、液状化被害が甚大であったB地点の2箇所でボーリング調査を行った。結果を図3.15に示す。図3.15より、沖積粘土層のN値はA地点、B地点共に0~2程度で、非常に軟弱である。また、被害が軽微であったA地点では沖積粘土層厚が10m程度であったが、被害が甚大であったB地点では沖積粘土層厚は50mと非常に厚くなっている。そこで、沖積粘性土層の層厚が液状化被害に与える影響を検討した。

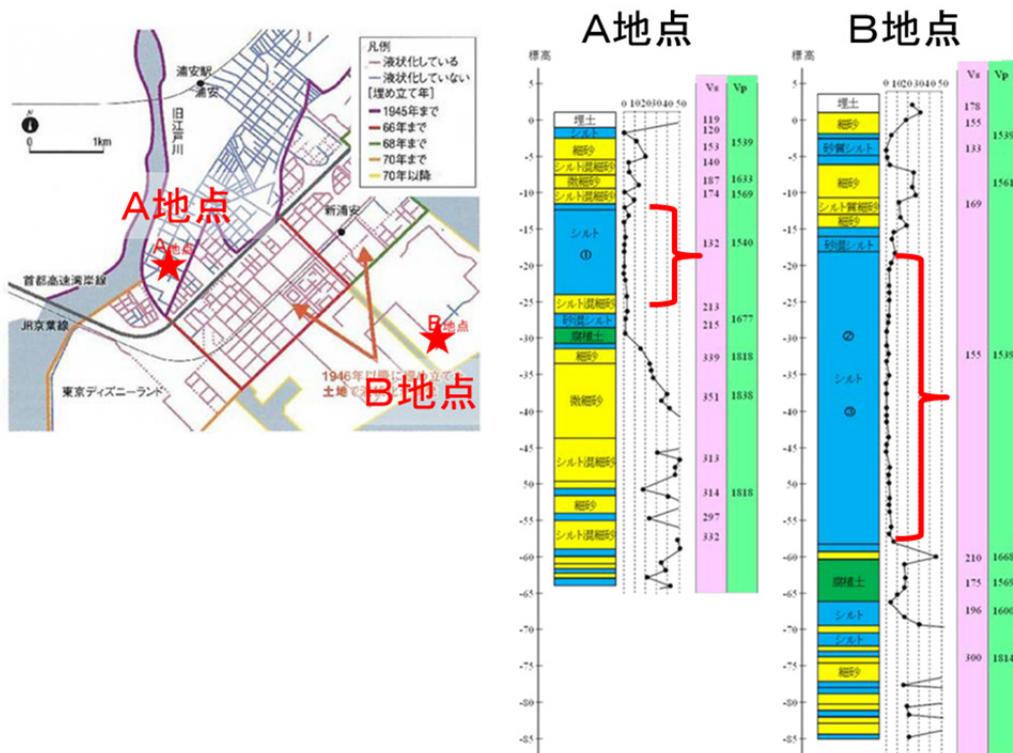


図 3.15 浦安市のボーリング柱状図¹⁰⁾

3.3.3 液状化被害データ

被害の程度を面的に把握するため、液状化被害データには図 3.16 に示す地震前後の地盤高変動量と、図 3.17 に示す抜け上がり被害の分布図を使用した。地震前後の地盤高変動量は、航空レーザー計測の結果を元に作成されたもので、計測データの精度は±15cm である。一般に液状化が発生すると、噴砂や地盤の剛性低下が原因で地盤は沈下する。よって、図 3.16 中の地盤高が低下している箇所では液状化が発生していると考えられる。また、抜け上がり被害とは、液状化により沈下した地盤と、杭基礎で支えられている構造物の間に高低差が発生する被害のことである。浦安市で発生した抜け上がりの被害例を写真 3.1 に示す。また、図 3.17 から読み取った抜け上がり量ごとの被害発生地点数を、表 3.2 に示す。

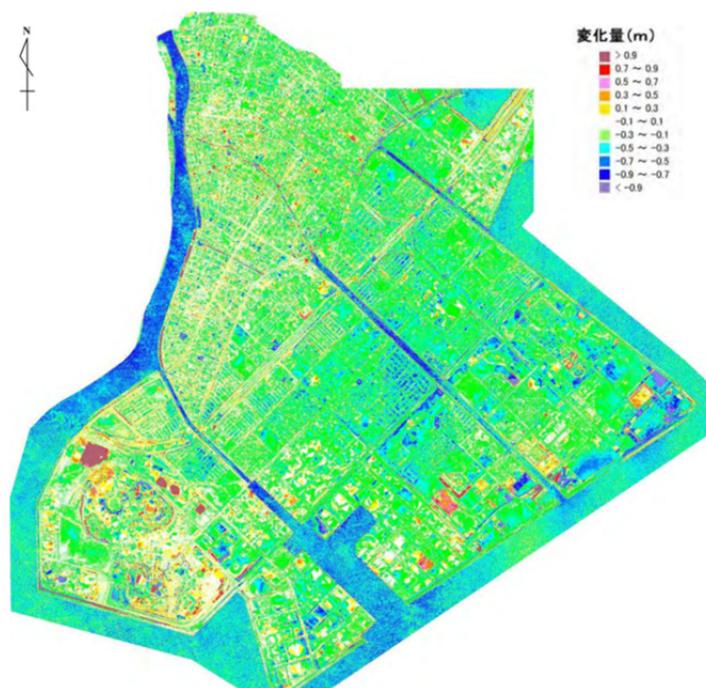


図 3.16 地震前後の地盤高変動量コンター図⁹⁾

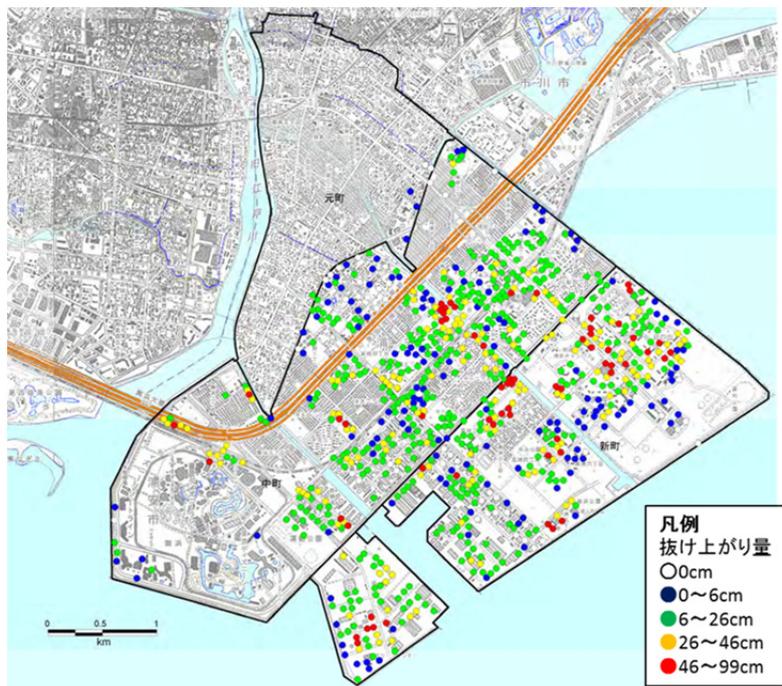


図 3.17 抜け上がり被害の分布図^{9), 11)}



写真 3.1 浦安市で発生した抜け上がり被害の例¹²⁾

表 3.2 抜け上がり被害の発生地点数

抜け上がり量	点数
0cm	60
0~6cm	145
6~26cm	407
26~46cm	157
46~99cm	64

計 833

3.3.4 データの分析方法

3.3.4.1 地盤高変動量コンター図を用いた分析

図 3.16 に示す地盤高変動量と各地盤特性データを関連付けるために、統計等で主に用いられる標準地域メッシュを用いて分析を行った。本分析では、標準地域メッシュのうち、メッシュ1辺の長さが約250mの、4分の1地域メッシュ（緯度7.5秒，経度11.25秒）を使用した。このメッシュと、地盤高変動量のコンター図，地層コンター図などの各地盤特性データを重ね合わせて，メッシュ交点ごとのデータを読み取った。分析方法のイメージ図を図 3.18 に示す。

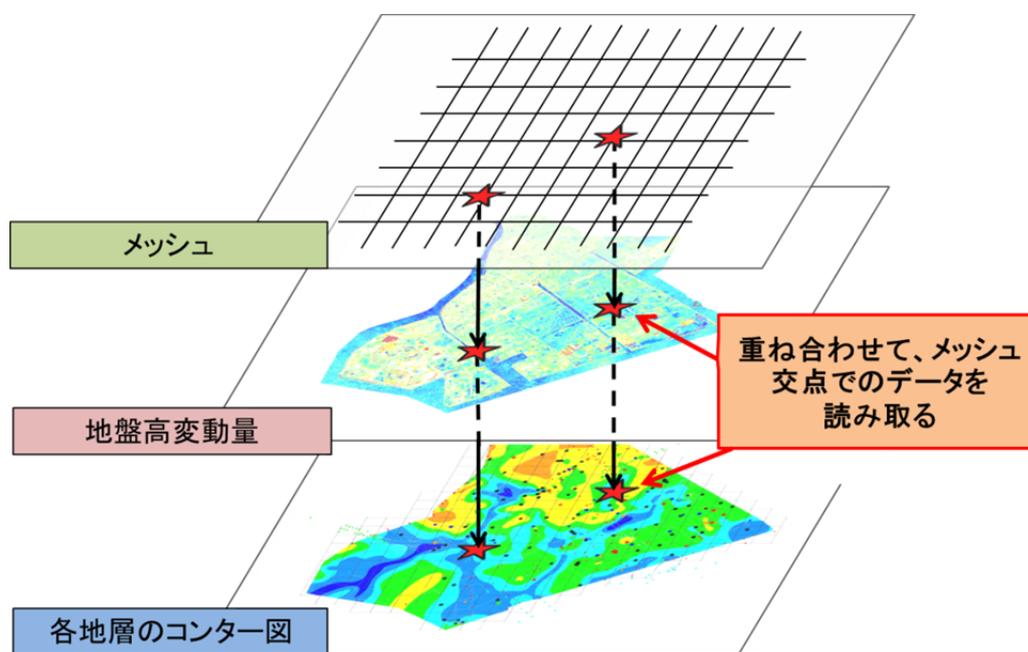


図 3.18 メッシュによる分析方法のイメージ図

3.3.4.2 杭の抜け上がり量の分布図を用いた分析

図 3.17 に示す杭の抜け上がり量の分布図については、分布図と地層コンター図などの各地盤特性データを重ね合わせて、杭の抜け上がり被害が発生している地点ごとの地盤特性データを読み取った。分析方法のイメージ図を図 3.19 に示す。

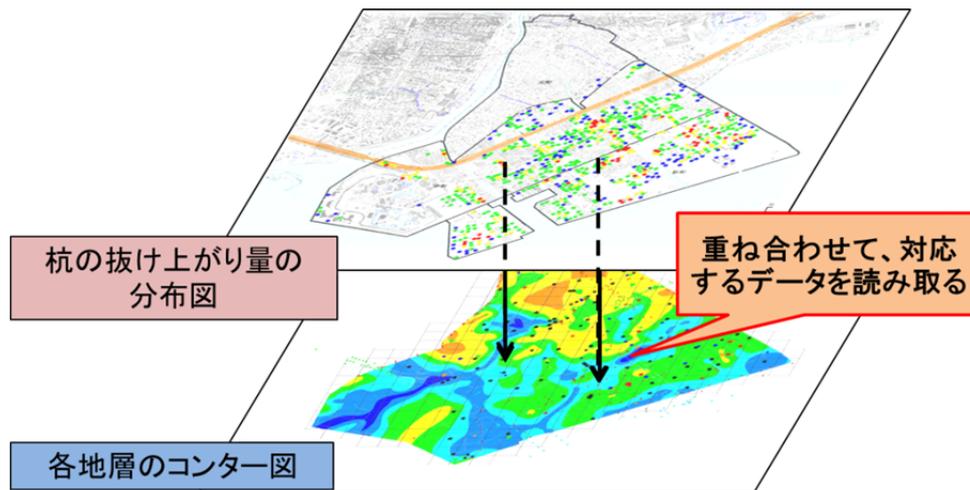


図 3.19 杭の抜け上がり量の分布図を用いた分析方法のイメージ図

3.3.5 分析の結果とその考察

3.3.5.1 地盤特性データ間の相関

まず、本分析で使用する地盤特性データ間の相関について調査した。表 3.3 に、地盤特性データ間の相関係数を示す。相関係数 ρ_{xy} は、埋立履歴や地下水位などの変数をそれぞれ (x_i, y_i) ($i=1,2,\dots,n$) として定め、式 (3.1) より算出した。

$$\rho_{xy} = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \quad (3.1)$$

ここに、 $\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$ 、 $\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i$ である。

相関係数は、その値が 1 に近いほど有意な相関があるとされているが、各地盤特性データ間の相関係数が 1 に近いものはなく、有意な相関は見られなかった。

表 3.3 地盤特性データ間の相関係数

	埋立履歴	地下水位深度	工学的基盤面標高	浚渫砂質土層の層厚	沖積砂質土層の層厚	沖積粘性土層の層厚
埋立履歴	-	-	-	-	-	-
地下水位深度	0.1918	-	-	-	-	-
工学的基盤面標高	-0.3376	-0.0216	-	-	-	-
浚渫砂質土層の層厚	0.3049	0.0646	-0.1579	-	-	-
沖積砂質土層の層厚	0.2033	0.3013	-0.0223	-0.0946	-	-
沖積粘性土層の層厚	0.2437	0.1161	-0.4732	0.1333	0.1563	-

3.3.5.2 各地盤特性が液状化被害に与える影響

(1) 埋立履歴の影響

埋立履歴に関して、地震前後での地盤高変動量の割合を図 3.20 に、抜け上がり被害の発生件数を図 3.21 に、抜け上がり被害の被害レベルの割合を図 3.22 にそれぞれ示す。一般に、地盤の堆積年数が長くなると地盤の N 値が増加し、液状化抵抗が上がるとされている。しかし、図 3.20 図 3.22 からはそのような傾向はあまり見られない。また、図 3.22 から、被害の発生件数が最多となっている埋立年代は 1967 年であり、次いで被害数が多い埋立年代は 1969 年となっている。

前述の図 3.9 に示した浦安市の埋立履歴より、浦安市は元々の陸地である「元町地域」、第 1 期埋立事業（1964-1975）により造成された「中町地域」、第 2 期埋立事業（1972-1982）により造成された「新町地域」に大きく区分されている。本分析の結果では、「中町地域」での被害が最大となった。また、浦安市の中で液状化被害が甚大であった地域は「中町地域」であると報告されており¹²⁾、本分析の結果は妥当であるといえる。

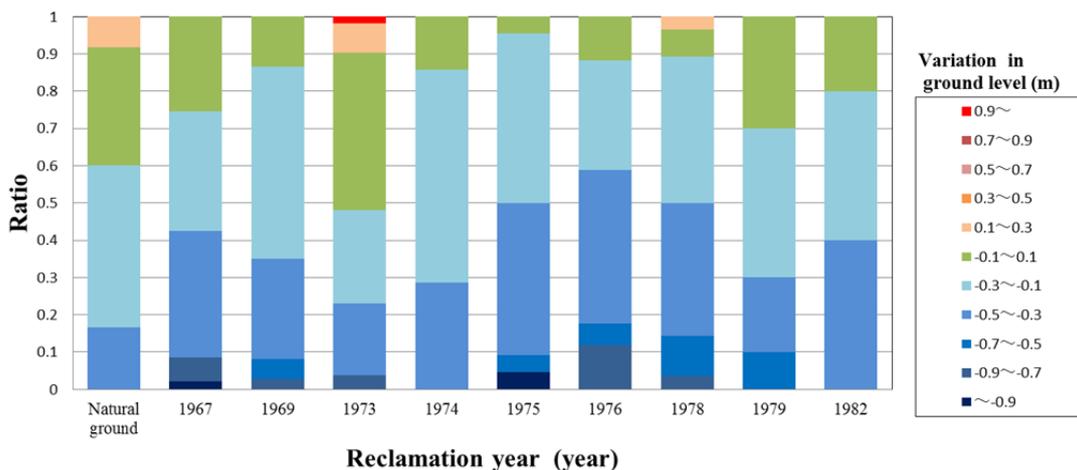


図 3.20 埋立履歴ごとの地盤高変動量の割合

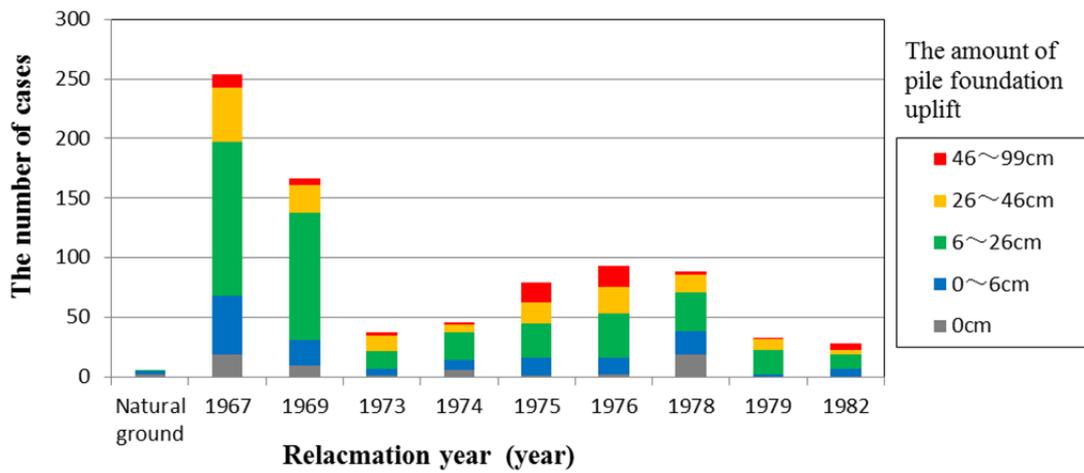


図 3.21 埋立履歴ごとの抜け上がり被害の発生件数

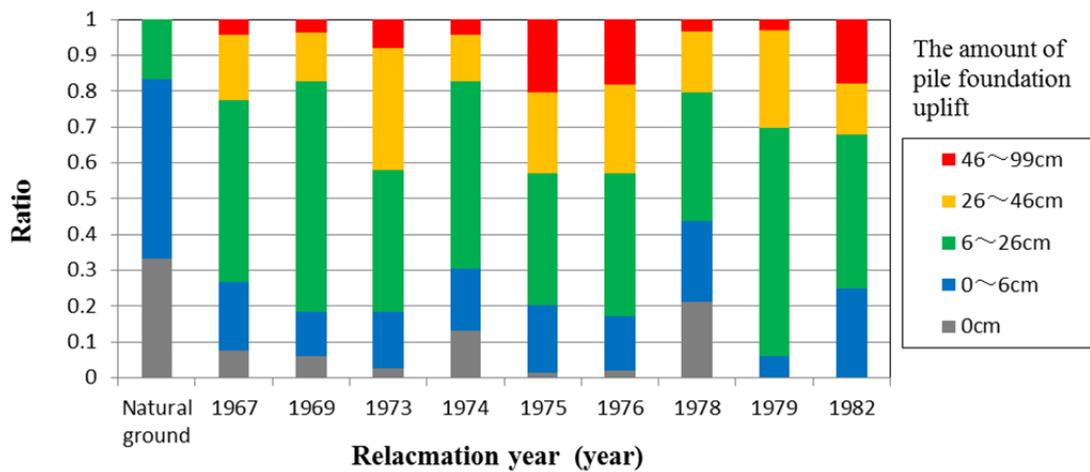


図 3.22 埋立履歴ごとの抜け上がり被害の被害レベルの割合

(2) 地下水位深度の影響

地下水位深度に関して、地震前後の地盤高変動量の割合を図 3.23 に、抜け上がり被害の発生件数を図 3.24 に、抜け上がり量の割合を図 3.25 に示す。一般的に液状化は地下水位の深度が浅いと有効拘束圧が小さくなり、地盤の剛性低下および強度低下が生じるため、地下水位が深い場合より浅いほうが発生しやすい。図 3.24 によると、-1.5～-1m より深い位置ではそのような傾向が見られるが、それより浅い位置になると被害数は少なくなっている。また、図 3.23、図 3.25 より、沈下や抜け上がりなどの被害程度と地下水位深度には関係性があまり見られない。これらの原因として、地下水位深度を調べる際に使用した図 3.10 の地下水位深度コンター図が、調査時期の異なるボーリングの孔内水位から想定されたものであることが挙げられる。地下水位は降水、季節、周辺工事の影響など様々な要因で変動する¹³⁾ため、図 3.10 の地下水位深度コンター図が必ずしも 2011 年東北地方太平洋沖地震直前の地下水位を正確に反映していないということが考えられる。

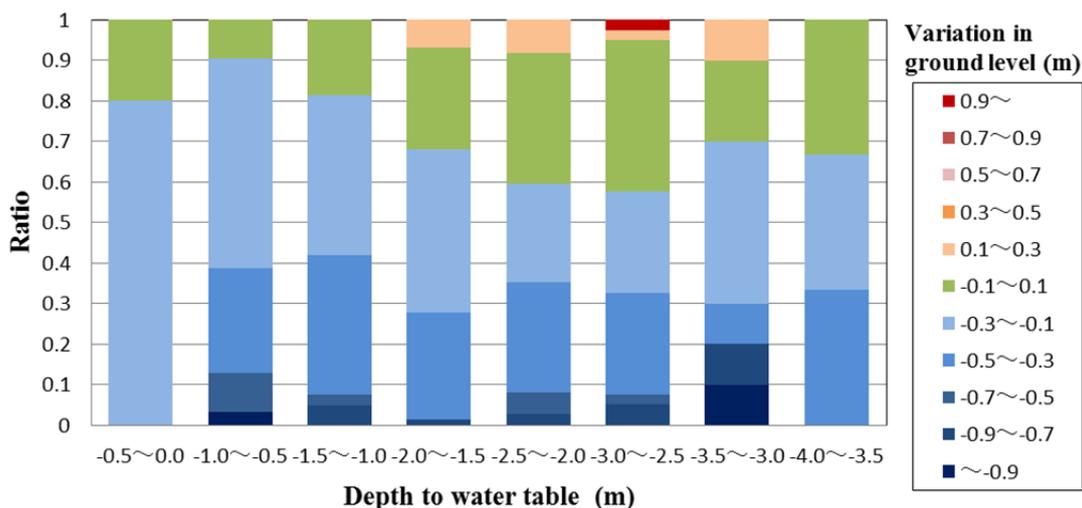


図 3.23 地下水位深度ごとの地盤高変動量の割合

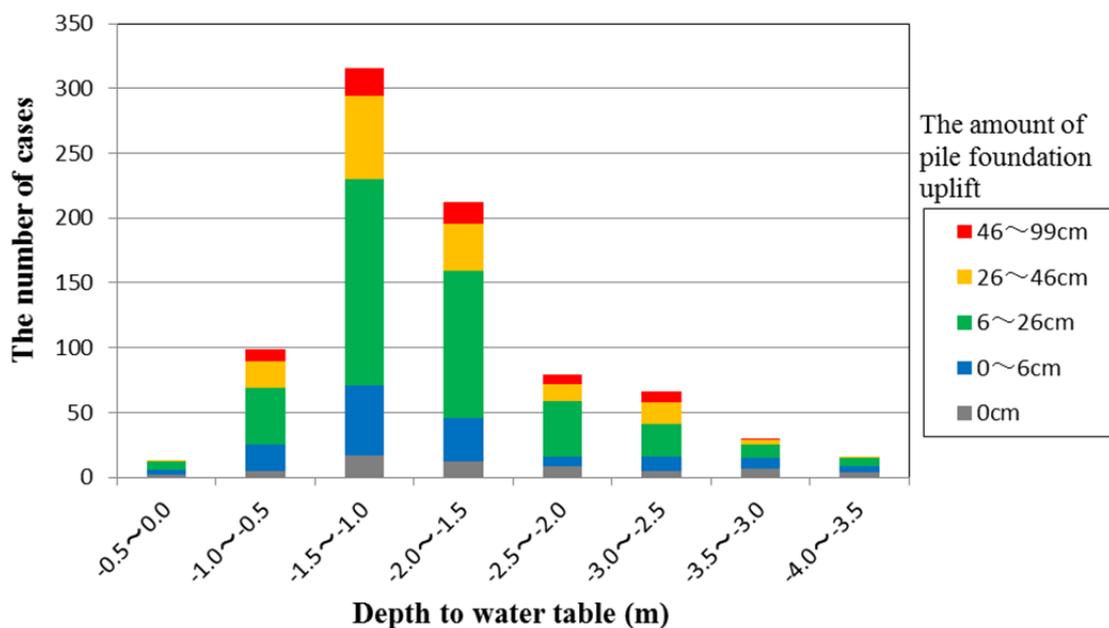


図 3.24 地下水位深度ごとの抜け上がり被害の発生件数

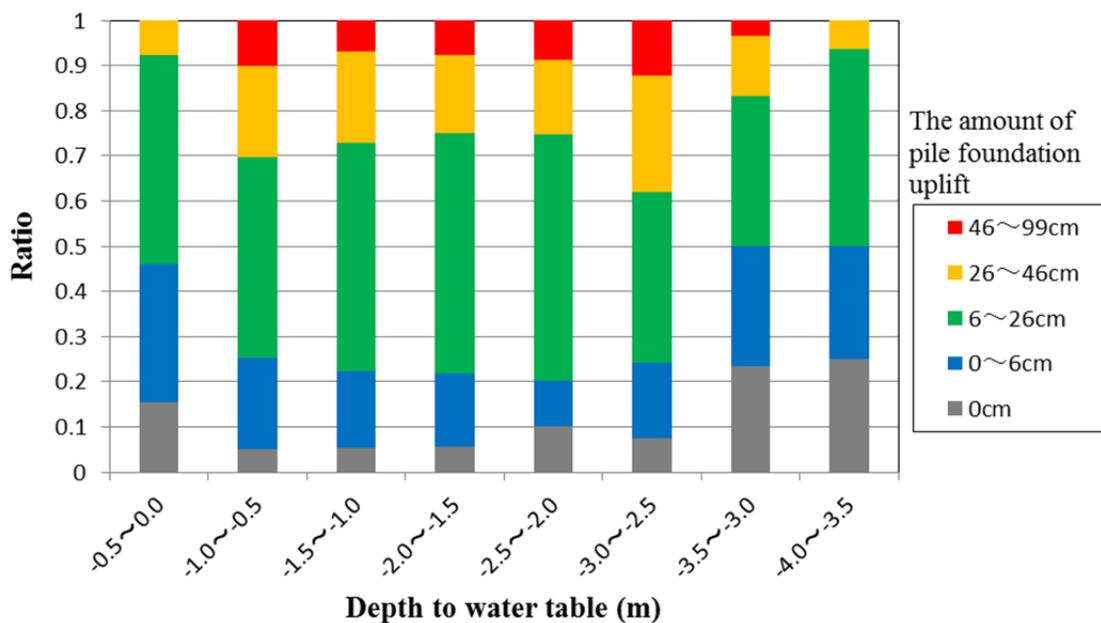


図 3.25 地下水位深度ごとの抜け上がり被害の被害レベルの割合

(3) 砂質土層の層厚の影響

浚渫砂質土層の層厚に関して、地震前後の地盤高変動量の割合を図 3.26 に、抜け上がり被害の発生件数を図 3.27 に、抜け上がり量の割合を図 3.28 に示す。また、沖積砂質土層の層厚に関して、地震前後の地盤高変動量の割合を図 3.29 に、抜け上がり被害の発生件数を図 3.30 に、抜け上がり量の割合を図 3.31 に示す。図 3.26、図 3.28 より、浚渫砂質土層では層厚が増加するほど地盤は沈下しており、被害の程度も増加している。しかし、図 3.29、図 3.31 に示す沖積砂質土層についての地盤高変動量と被害程度のグラフからは、そのような傾向が見られない。

これらの原因を考察するにあたって、図 3.32 に、浦安市¹²⁾で実施された既存地盤調査結果を用いて作成された、浚渫砂質土層と沖積砂質土層の N_1 値の比較を示す。ここで N_1 値とは、 N 値を有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算したものである。図 3.32 より、浚渫砂質土層の N_1 値の平均は 5.5 程度、沖積砂質土層の N_1 値の平均は 13 程度となっており、比較すると、浚渫砂質土層の方が N_1 値は低く、ゆるい砂質土層であることがわかる。よって沖積砂質土層より浚渫砂質土層の方が液状化しやすい層となっているため、同じ砂質土層でも浚渫砂質土層の方が液状化被害に直接影響を及ぼしたと考えられる。

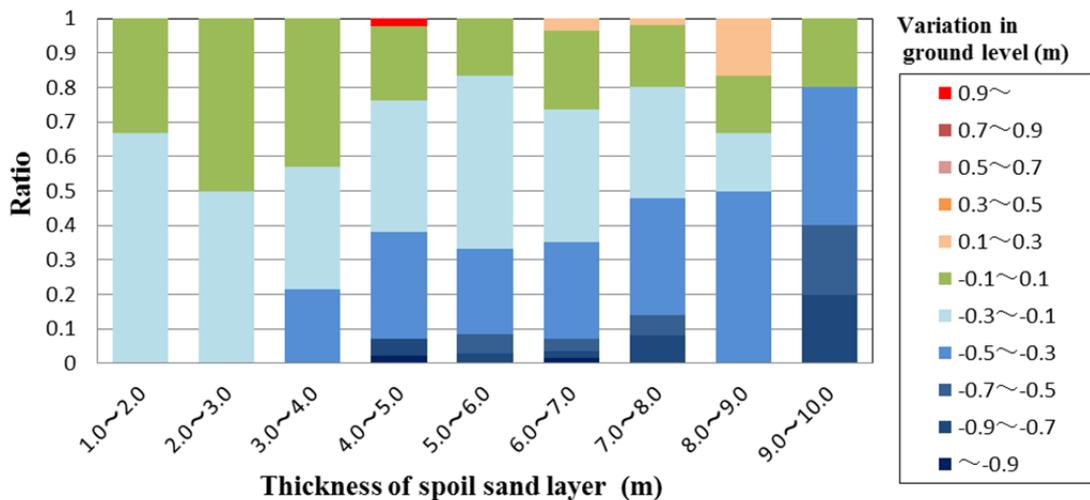


図 3.26 浚渫砂質土層の層厚ごとの地盤高変動量の割合

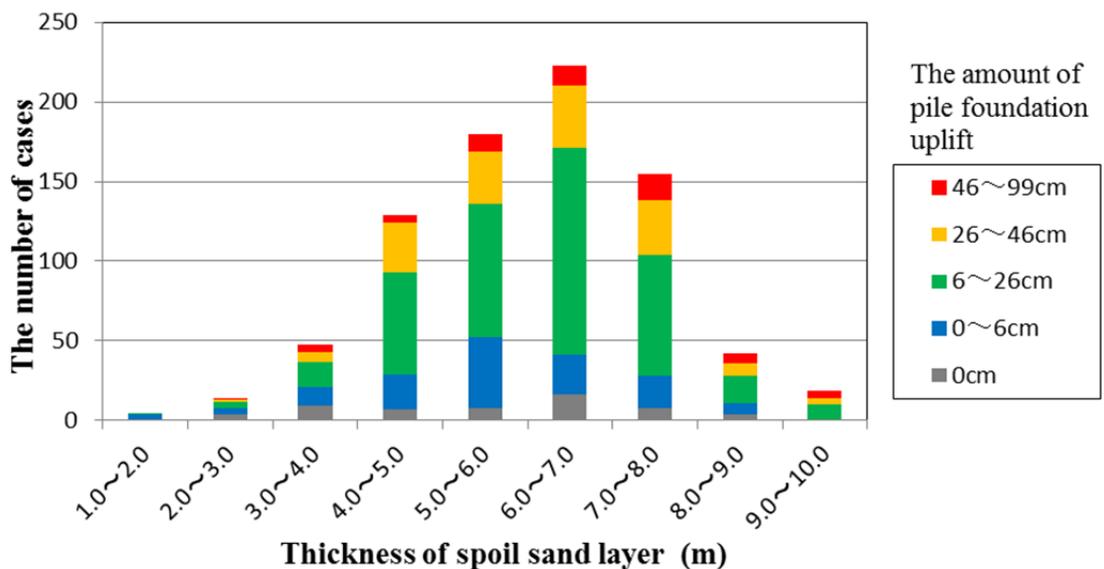


図 3.27 浚渫砂質土層の層厚ごとの抜け上がり被害の発生件数

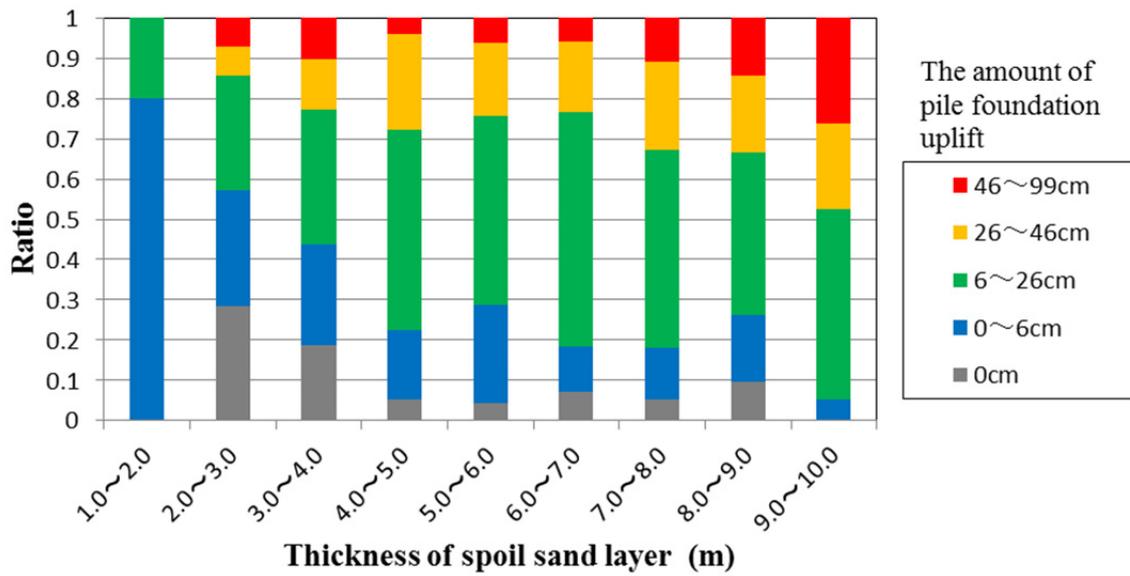


図 3.28 浚渫砂質土層の層厚ごとの抜け上がり被害の被害レベルの割合

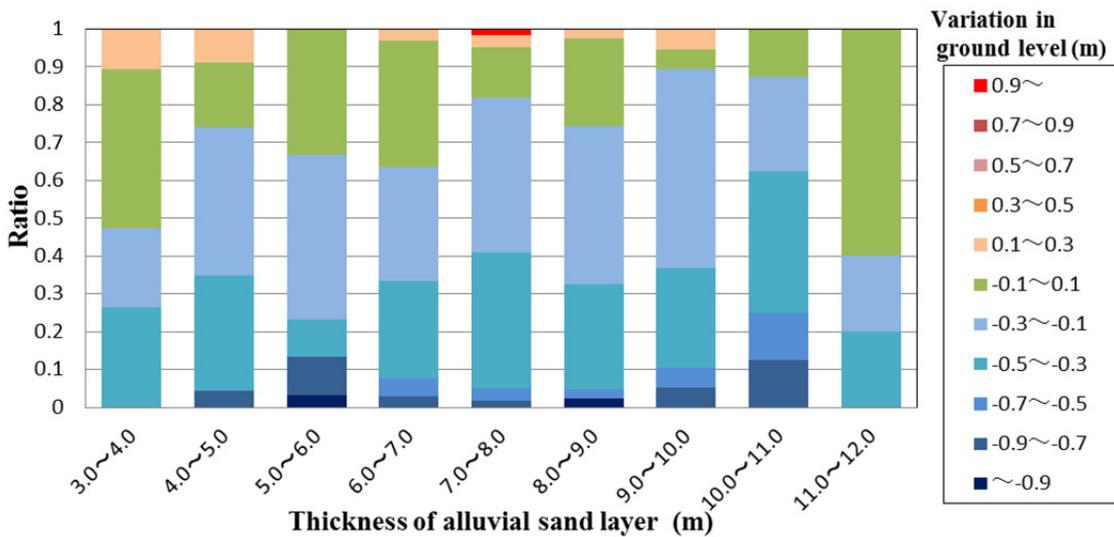


図 3.29 沖積砂質土層の層厚ごとの地盤高変動量の割合

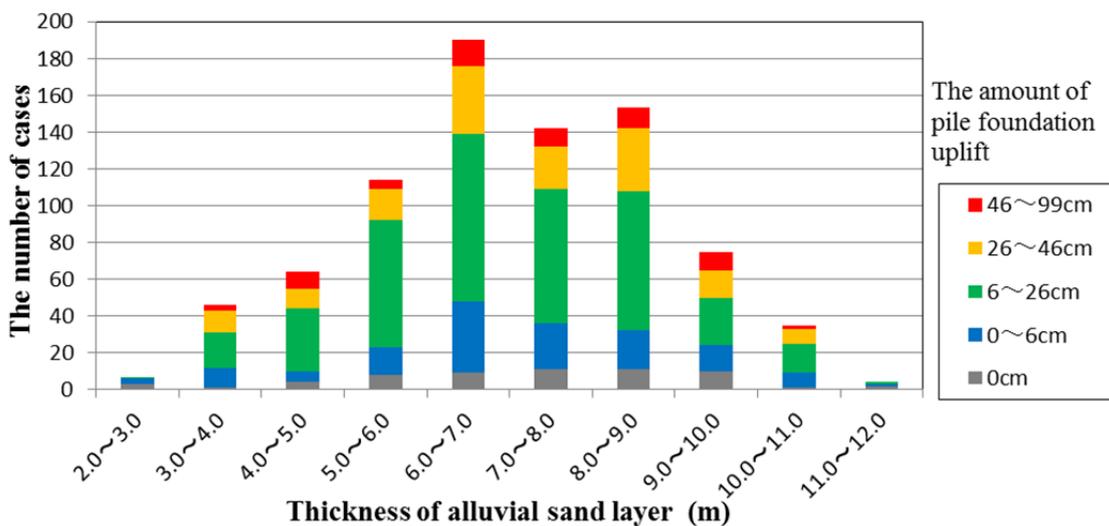


図 3.30 沖積砂質土層の層厚ごとの抜け上がり被害の発生件数

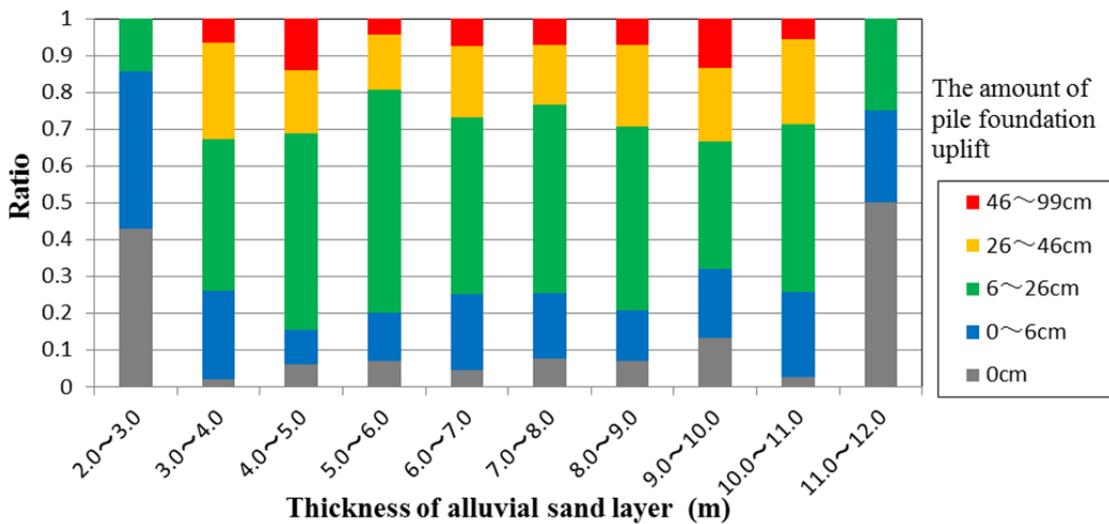


図 3.31 沖積砂質土層の層厚ごとの抜け上がり被害の被害レベルの割合

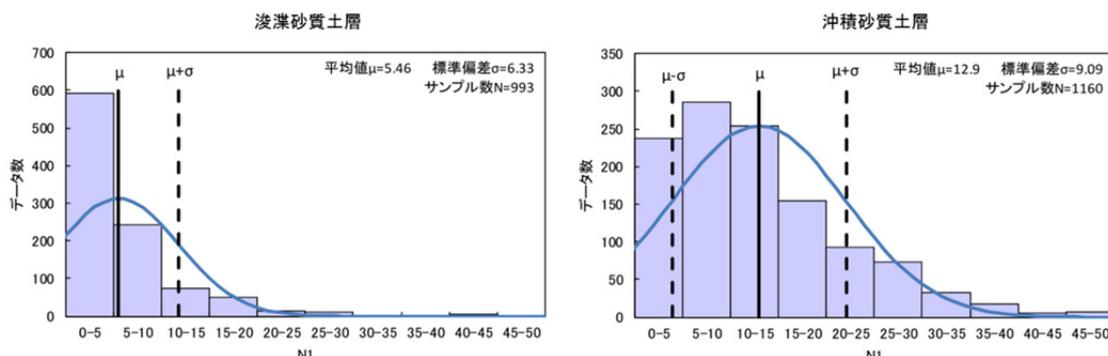


図 3.32 浚渫砂質土層と冲積砂質土層の N_1 値の比較¹²⁾

(4) 冲積粘性土層の層厚の影響

冲積粘性土層の層厚について、地震前後の地盤高変動量の割合を図 3.33 に、抜け上がり量の発生件数を図 3.34 に、抜け上がり量の割合を図 3.35 にそれぞれ示す。図 3.33 より、冲積粘性土層の層厚が厚くなるほど地盤が沈下している。また、図 3.35 に示すグラフでも、冲積粘性土層の層厚が厚くなるほど被害の程度は大きくなっており、図 3.33 と同様の傾向を示している。しかし、図 3.34 に示す抜け上がり被害の発生件数に着目すると、層厚が薄いほど発生件数が多くなる傾向となっており、図 3.33、図 3.35 のグラフと逆の傾向を示している。

これらの原因として、浦安市内における埋立地は、造成時から圧密沈下が懸念されていたことから、広域で地盤改良が実施された記録がある。図 3.36 に浦安市の対策工法実施状況の模式図を示す。冲積粘性土層が厚い箇所では、载荷盛土とサンドドレーン工法による圧密促進が図られており、このことが被害の件数や程度に影響を及ぼしていると考えられる。

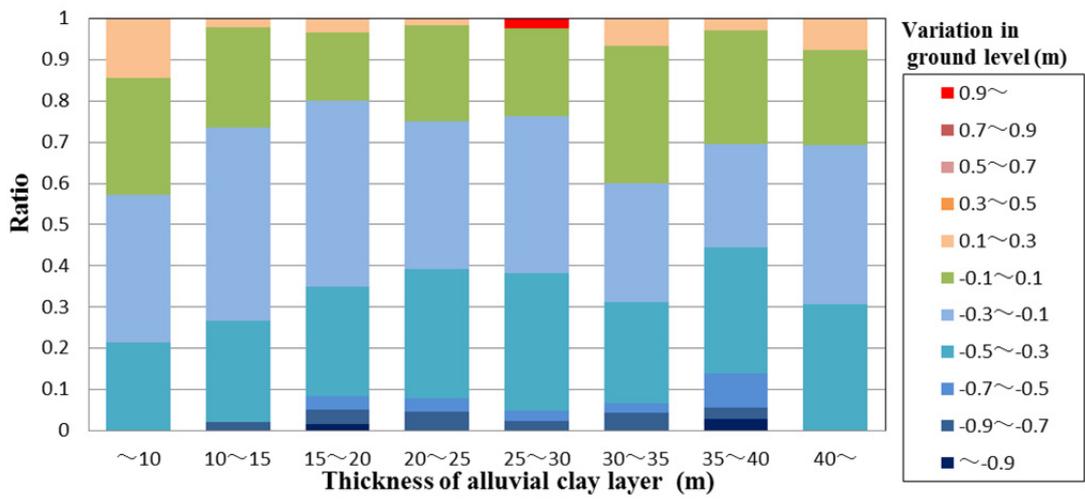


図 3.33 沖積粘性土層の層厚ごとの地盤高変動量の割合

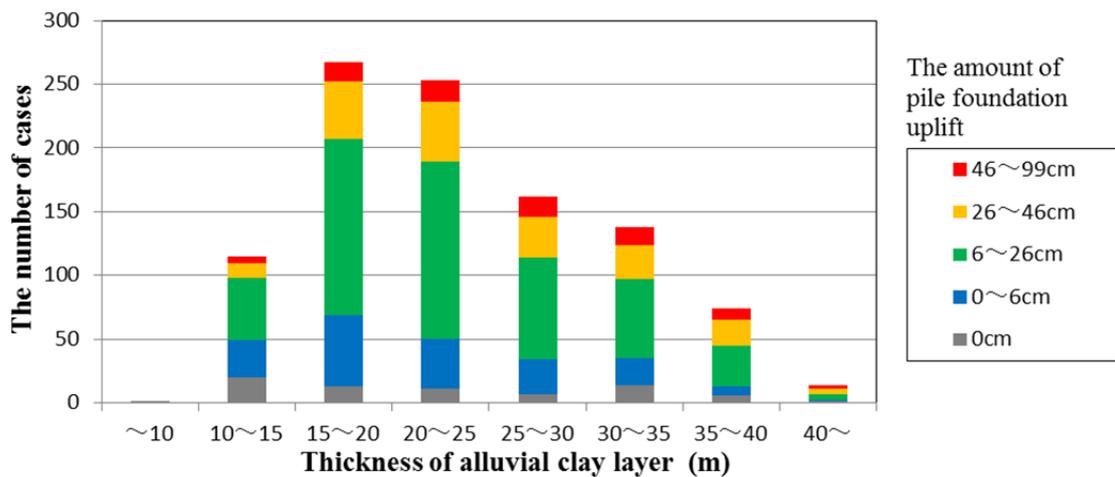


図 3.34 沖積粘性土層の層厚ごとの抜け上がり被害の発生件数

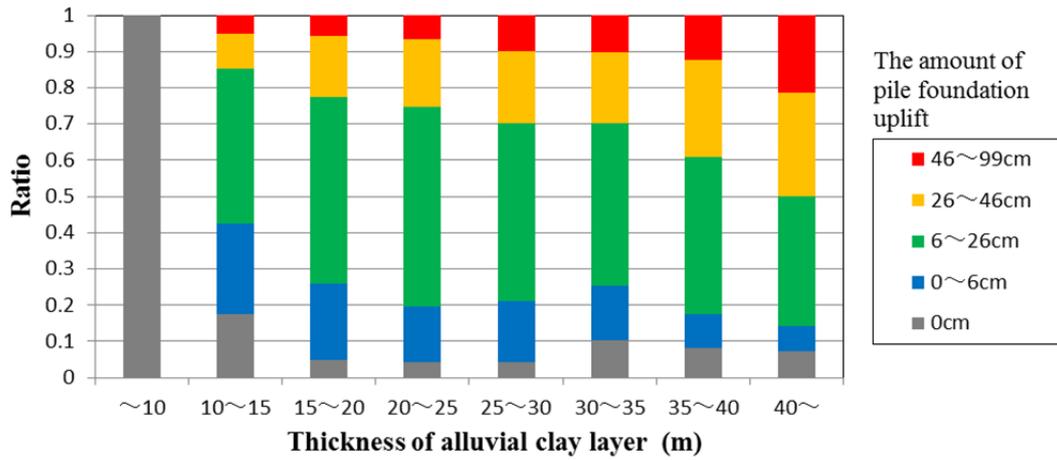


図 3.35 沖積粘土層の層厚ごとの抜け上がり被害の被害レベルの割合

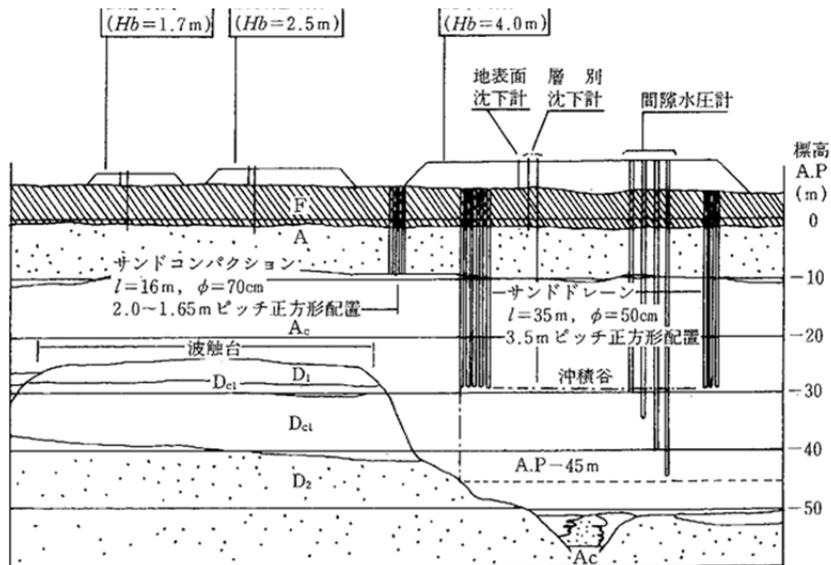


図 3.36 浦安市の対策工法実施状況の模式図¹²⁾

3.3.6 まとめ

埋立地における地盤特性が液状化被害に与える影響について検討するため、2011年東北地方太平洋沖地震で大きな液状化被害が発生した千葉県浦安市を対象とし、浦安市の液状化被害と地盤特性の関係性を分析した。分析結果のまとめを以下に示す。

3.3.6.1 地盤特性の相関

埋立履歴、地下水位、工学的基盤面標高、浚渫砂質土層の層厚、沖積砂質土層の層厚、沖積粘性土層の層厚という地盤特性間の相関を調べた結果、有意な相関は見られなかった。

3.3.6.2 液状化被害に影響を与えたと考えられる地盤特性

分析の結果、液状化被害に影響を与えたと考えられる地盤特性は、埋立履歴、浚渫砂質土層の層厚、沖積粘性土層の層厚の3つであった。

- ・埋立履歴の影響

埋立履歴と被害の関係性を分析したところ、被害数が最多となったのは1970年以前に埋立てられた地域となっていた。また、埋立履歴が新しいほど被害は少なかった。

- ・浚渫砂質土層の層厚の影響

浚渫砂質土の層厚と被害の関係性を分析したところ、層厚が厚いほど被害程度は大きくなっていった。なお、同じ砂質土層である沖積砂質土層の層厚は、液状化被害と相関が見られなかった。

- ・沖積粘性土層の層厚の影響

沖積粘性土層と被害の関係性を分析したところ、被害の数は層厚が薄くなるほど多くなっていったが、沈下や抜け上がりなどの被害程度は層厚が厚いほど大きくなっていった。この原因として、地盤改良の有無が考えられる。沖積粘性土層が厚い箇所の中には、沈下対策のため地盤改良が実施されているところが存在した。よって、沖積粘性土層の層厚が厚いところでは地盤改良のため被害数は少なくなっているが、地盤改良が行われていないようなところでは被害程度が大きくなった可能性がある。

また、地下水位と液状化被害の間には相関が見られなかった。その原因として、分析に用いた地層コンター図が最新のものでなかったためと考える。なお、今回の結果は地盤特性の分布と被害の分布を対応させただけであり、地震動の分布等は考慮していない。

3.4 まとめ

2011年東北地方太平洋沖地震の液状化被害の実態から液状化予測の問題点を整理した。3.2節では、液状化をした場合の方が工場の経済的損失が大きくなることを定量的に示し、液状化対策を行うためには、重要な範囲を選定して対策をしていくことが合理的であることがわかった。また、3.3節では、液状化被害の程度は、浚渫砂質土層厚や沖積粘性土層厚が厚い方が大きくなることを示した。

ここで、沖積粘性土層厚の大きな実地盤で液状化の被害が大きかった理由の一つとして、不同沈下による地盤状態の変化に本研究では着目する。つまり、不同沈下により地盤状態が変化し、液状化強度が変化した可能性を次章で考える。

【第3章の参考文献】

- 1) 中野一慶, 多々納裕一, 藤見俊夫, 梶谷義雄, 土屋哲: 2004年新潟県中越地震における産業部門の経済被害推計に関する研究, 土木計画学論文集, Vol.24, No.2, pp.289-298, 2007.
- 2) 米澤朗: 日本海中部地震による秋田港の貨物流動の変化と経済被害(その1), 港湾技研資料, No.497, 1984.
- 3) 米澤朗: 日本海中部地震による秋田港の貨物流動の変化と経済被害(その2), 港湾技研資料, No.530, 1985.
- 4) 野津厚, 上部達生, 佐野透: 釧路沖地震による釧路港の経済被害と液状化対策の費用便益分析, 港湾技研資料, No.879, 1997.
- 5) 気象庁: 「平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震」により各地で観測された震度について, 2011,
<http://www.jma.go.jp/jma/press/1103/30d/kaisetsu201103301800.pdf>, (参照 2013.1.27) .
- 6) 国土交通省関東地方整備局, 公益社団法人地盤工学会: 東北地方太平洋沖地震による関東地方の地盤液状化現象の実態解明報告書, 2012,
<http://www.jma.go.jp/jma/press/1103/30d/kaisetsu201103301800.pdf>, (参照 2013.1.27) .
- 7) 住友金属工業株式会社: 有価証券報告書, 2011,
http://www.nssmc.com/ir/pdf/sm_jp_sr_2010_all.pdf, (参照 2013.1.27) .
- 8) 日本建築学会: 住まいづくり支援建築会議 情報作業部会 復旧・復興支援 WG「液状化被害の基礎知識」, 2011, <http://news-sv.aij.or.jp/shien/s2/ekijouka/measure/index.html>, (参照 2013.1.27) .
- 9) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会: 浦安市液状化対策技術検討調査報告書, 第Ⅱ編地盤特性の把握・液状化の要因分析. 浦安市, pp81, 2012.
<http://www.city.urayasu.chiba.jp/secure/26052/lasthoukoku02-02.pdf>, (参照 2013.1.14) .
- 10) 中井健太郎, 中野正樹, 野田利弘, 山田正太郎, 村上考弥, 浅岡顕: 浦安市の地盤から採取された沖積粘性土の力学特性の把握, 第47回地盤工学研究発表会, pp267-268, 2012.
- 11) 千葉県環境研究センター: 平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震による液状化—流動化現象と詳細分布調査結果, 第3報 千葉県内の液状化—流動化現象とその被害の概要及び詳細分布調査結果—浦安地区(1)—, 千葉県, pp25, 2012.
- 12) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会: 浦安市液状化対策技術検討調査報告書. 第Ⅰ編 共通. 浦安市, pp17, 2012.
<http://www.city.urayasu.chiba.jp/secure/26052/lasthoukoku01.pdf>, (参照 2012.12.21) .
- 13) 平井利一他, 増澤鯨男監修: ボーリング図を読む, 理工図書, pp63-76, 1989.

第4章 不同沈下による埋立地盤内の状態変化に対する解析的検討

4.1 概要

人工地盤である埋立は、軟弱な粘性土が堆積している沿岸部に造成されることが多い。粘性土地盤上に埋立を行った場合、不同沈下が生じることが確認されている¹⁾。奥村ら¹⁾の研究では不同沈下の原因を以下の通り挙げている。

- ・沈下を生じさせる軟弱層の厚さが平面的に異なる場合。
- ・地盤の圧縮性、圧密特性のばらつきがある場合。また、サンドドレーンなど人為的に圧密特性を変化させた場合。
- ・沈下を生じさせる外力としての荷重（地盤上の構造物等）が場所によって異なる場合。

3.3節では、液状化被害の程度は粘性土層厚と関係していることを示したが、粘性土層厚に応じて不同沈下が発生するものと考え、液状化被害の程度が不同沈下と関連している可能性がある。つまり、圧密による不同沈下が経年的に発生し、人工地盤の年代効果による液状化抵抗の増加はあるものの、地震時における地盤の液状化に対する安定性が低下するおそれもある。

そこで、本章では、粘性土地盤上に人工地盤を造成した場合、粘性土地盤の不同沈下により発生する人工地盤の状態変化に着目した。まずは、FEM解析により不同沈下を模擬した応力状態から加振を与えることで、不同沈下による地盤の状態変化、および液状化の発生への影響について解析的検討を行った。

4.2 検討方法

4.2.1 検討モデルと地盤条件

本検討では、埋立人工地盤を想定し、粘性土地盤上に等価N値10の砂質土地盤が層厚15mで造成した状態をモデル化した。なお、粘性土地盤は不同沈下形状のみを解析領域底面の形状変化としてモデル化するため、ここでは地盤としてモデル化はしない。水平方向は不同沈下形状が模擬できるように十分広い幅の100mとした。また、液状化した場合の計算の安定上、地表面の有効平均拘束圧が小さくなりすぎないように、地下水位をGL-2mとし不飽和領域を設けた(図4.4)。解析メッシュは、要素の大きさを1m×1mの正方形とした1500要素とし、地表面部には不同沈下による地面の鉛直方向に生じる割れ、ずれを表現できるようにジョイント要素を設けた(図4.4)。なお、ジョイント要素は初期自重解析のみ機能するものとし、地震応答解析時は、ジョイント要素を構成する二重節点同士を拘束することで、機能しないようにした。解析は、有効応力法に基づく地震応答プログラムFLIP²⁾を使用した。地盤定数は、等価N値10、細粒分含有率Fc=0%と仮定して、簡易に動的変形特性、液状化特性を設定できる手法³⁾により求めた。設定した定数を表4.1、表4.2に、動的変形特性の算定方法を以下に示す。

$$N_{131} = N_{65} \times \{0.0041 \times (131 - 65) + 1\} + 0.019 \times (131 - 65) \quad (4.1)$$

$$G_{ma} = 14100 N_{131}^{65} \quad (4.2)$$

$$K_{ma} = \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)} G_{ma} \quad (4.3)$$

$$D_r = 21 \left(\frac{100 N_{131}}{131 + 70} \right)^{0.5} \quad (4.4)$$

$$\phi = 0.0003 D_r^2 + 0.0426 D_r^2 + 36.682 \quad (4.5)$$

ここに、

- N_{65} : 等価N値 (有効上載圧 65kN/m² に対する N 値)
- N_{131} : 土圧係数 0.5 の基で、有効拘束圧 98kN/m² に対応する有効上載圧 131kN/m² に対する N 値
- G_{ma} : 有効拘束圧 98kN/m² に対するせん断弾性係数(kN/m²)
- K_{ma} : 有効拘束圧 98kN/m² に対する体積弾性係数(kN/m²)
- ν : ポアソン比
- D_r : 相対密度
- ϕ : せん断抵抗角 (°)

また、液状化特性としての液状化強度曲線を図 4.5, ジョイント要素の定数を表 4.3 に示す。液状化強度は、作用するせん断応力 τ と初期平均有効拘束圧 σ'_{m0} の比なので、 σ'_{m0} が要素ごとに異なると、液状化強度も不均質となる。また、せん断弾性係数およびせん断強度も σ'_{m0} に依存するため不均質となる。

4.2.2 解析コードの概要

本章における FEM 解析では、有効応力解析プログラム FLIP (Finite element analysis program for Liquefaction Process)²⁾ を用いて検討を実施した。FLIP は、1988 年に独立行政法人 港湾空港技術研究所 (当時、運輸省 港湾技術研究所) において開発された平面ひずみ状態を対象とする有効応力法に基づく 2 次元地震応答解析プログラムである。

土の応力ひずみモデルはマルチスプリングモデル⁴⁾を用いている。マルチスプリングモデルは図 4.1 に示すように、任意方向のせん断面に対して仮想的な単純せん断が作用するものとし、これらのせん断面に対して、双曲線モデルを適用している。なお、双曲線モデルに Masing 則をそのまま適用すると、減衰定数が砂の室内試験結果と著しく異なるようになることが知られているため、履歴ループの大きさを任意に調整可能なように Masing 則を拡張している。

また、過剰間隙水圧のモデルは井合ら⁵⁾のモデルを用いている。これは、非排水条件下の砂に対して、単位体積の土になされた塑性せん断仕事に応じて応力経路を与えるモデルである。このモデルの概念図を図 4.2 に示す。図の縦軸は状態変数 S で、これは、非排水かつ全拘束圧一定という実験の条件下においては、 σ'_m/σ'_{m0} に一致する (σ'_m は平均有効応力)。そして、単位体積の土になされた塑性せん断仕事の累積値に基づき、図 4.2 に示す液状化フロントパラメータ S_0 が決定される。この状態において可能な応力経路は、図中に液状化フロントとして示されている。このモデルでは、液状化フロントの位置が決まれば、せん断応力比 r に応じて状態変数 S が定まり、この S に応じて、砂のせん断剛性とせん断強度を調節している。また、平均有効応力の算定に必要な塑性せん断ひずみも S に応じて評価するとしている。調節された砂のせん断剛性とせん断強度は、多重せん断ばねモデルに反映されて、非排水条件下で繰返しせん断される砂の挙動を再現する。

FLIP の地震応答解析における解析手順は、まず、物性値および解析メッシュ等のモデル作成を行った後、重力加速度の場において、初期応力状態を再現するために初期自重解析を実施する。そして、その初期応力状態を基準状態として、入力地震動を与えた地震応答解析を行う。解析手順のフローを図 4.3 に示す。

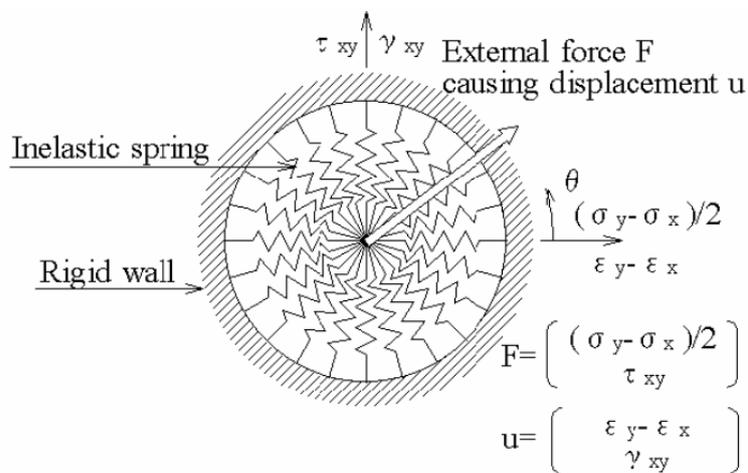


図 4.1 マルチスプリングモデル⁴⁾

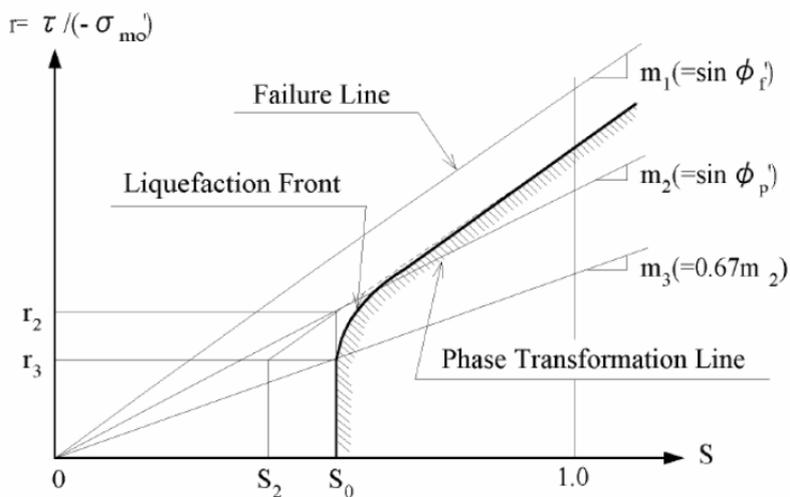


図 4.2 過剰間隙水圧モデルの概念図⁵⁾

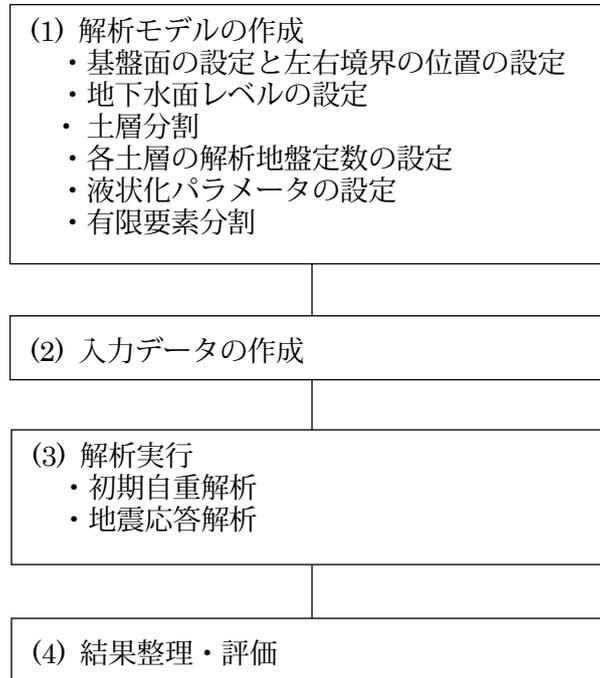


図 4.3 解析フロー図

4.2.3 不同沈下を模擬した自重解析

粘性土地盤の不同沈下は解析メッシュの底面節点の変位で模擬する。不同沈下の形状は、100mの延長で2箇所発生する場合と3箇所発生する場合の2パターンで検討した。不同沈下の形状を図4.6に示す。

なお、不同沈下の形状が正弦波形状である根拠はない。しかし、不同沈下の程度は、地盤物性の相関性に依存しており、地盤のばらつきに基づく不同沈下の場合、極端に不連続な沈下が生じないことがわかっている¹⁾。よって、連続性を担保できる一般的な形状として正弦波形状を仮定した。また、波長は地盤物性相関性や層厚に依存するが、100mで2～3地点の沈下のピークは現実的に生じるパターンである⁶⁾。FLIPでは、動的解析の前段階として、地盤の密度に重力加速度を作用させることによって地盤内の初期応力を再現する初期自重解析を実施する。地表面の不同沈下によって発生する地盤内応力を模擬する方法として、この初期自重解析終了と同時に、目標とする不同沈下形状になるように、底面の各節点に鉛直下向きの強制変位を与えた。不同沈下については、実際には補修されることもある（費用の問題から放置されることも多い）が、解析的に地表面形状を再度水平にすることは難しいため、ここでは地表面の不整形は放置されているものとして解析した。不同沈下の計算ケースを表4.4に示す。

4.2.4 地震応答解析

不同沈下による不均質な応力分布が液状化の発生に及ぼす影響を評価するため、簡単な条件での地震応答解析を実施した。具体的手順は、自重解析の後、底面境界に水平加速度として、非排水条件下で、周期1秒、最大加速度100galの正弦波形を10波作用させた。水平加速度時刻歴図を図4.7に示す。単純な地層構成のため、単純な正弦波加振が最も地盤内の液状化の発生の状況の差異を把握できると考えている。

表 4.1 土の動的変形特性

ρ (t/m^3)	N_{65}	G_{ma} (kN/m^2)	K_{ma} (kN/m^2)	ν	σ_{ma}' (kN/m^2)	ϕ (deg)	h_{max}
2.0	10	84495	220349	0.33	98	39.67	0.24

表 4.2 土の液状化特性

ϕ_p (deg)	s1	w1	p1	p2	c1
28	0.005	3.691	0.5	1.011	2.098

表 4.3 ジョイント要素の定数

垂直方向初期剛性 $K_n(kN/m^2)$	せん断方向初期剛性 $K_s(kN/m^2)$	ϕ (deg)
1000000	0	0

表 4.4 計算ケース

number of settlement place	2 places and 3 places
Quantity of settlement (m)	0.1, 0.2, 0.3, 0.4

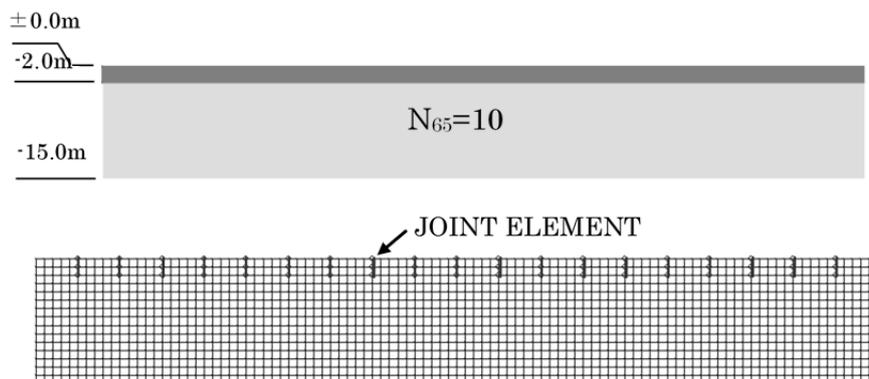


図 4.4 土層モデルと解析メッシュ

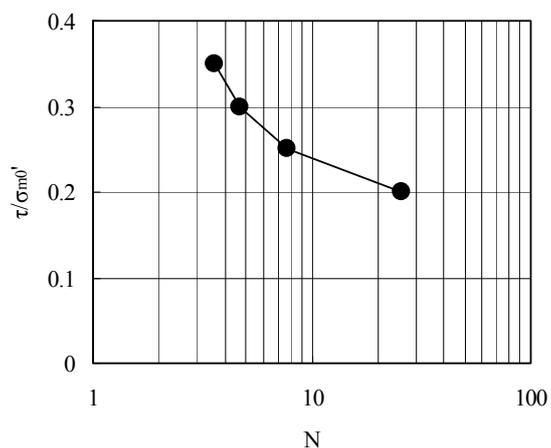


図 4.5 液状化強度曲線

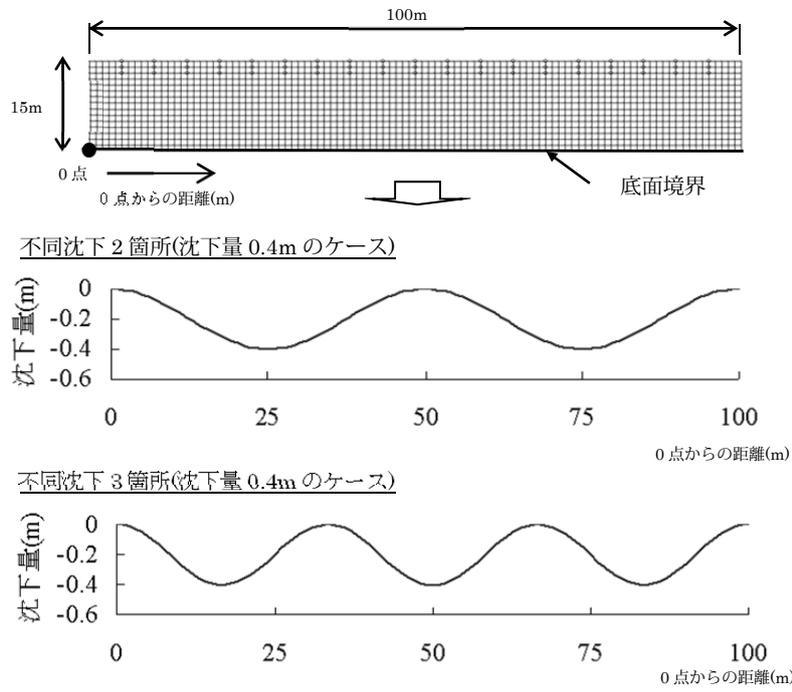


図 4.6 不同沈下の模擬

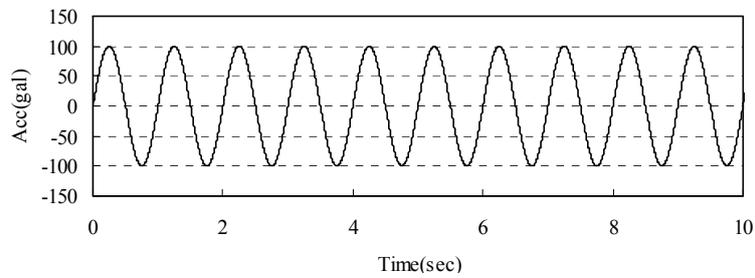


図 4.7 入力波形

4.3 不同沈下に伴う地盤内応力の変化

4.3.1 有効拘束圧と初期せん断応力の変化

沈下が3箇所、沈下量0.3mのケースについて、不同沈下後の変形図を図4.8に示す。なお、変形スケールは10倍としている。次に地盤内応力として、主応力図、初期平均有効拘束圧 σ'_{m0} 、初期せん断応力 τ_{max0} 、初期せん断応力比 τ_{max0}/σ'_{m0} を図4.9、図4.11、図4.14、図4.16に示す。また、比較のために、不同沈下がない場合の地盤内応力を図4.10、図4.13に示す。また、比較のために、不同沈下がない場合の地盤内応力を図4.10、図4.13に示す。また、比較のために、不同沈下がある場合とない場合の地盤内応力の差分を図4.12、図4.15に示す。

不同沈下が発生することによる地盤内応力の変化の傾向を以下に示す。

- ・ 沈下が大きい箇所と沈下が小さい箇所で主応力の向きに傾きが発生する。(図4.9)
- ・ 不同沈下が大きい箇所の周りで、主応力の向きがアーチ状となる。(図4.9)
- ・ 深度が大きい範囲の平均有効拘束圧 σ'_{m0} は、不同沈下が大きい箇所は小さくなるが、不同沈下が小さい箇所は大きくなる。(図4.10、図4.11、図4.12)
- ・ 初期せん断応力 τ_{max0} は不同沈下により全体的に大きくなるが、沈下が大きい箇所の周りのアーチ状の範囲で特に大きくなる。(図4.13、図4.14、図4.15)
- ・ 初期せん断応力比 τ_{max0}/σ'_{m0} は、沈下が大きい箇所の深度が小さい範囲、および沈下が大きい箇所と小さい箇所の間で大きくなる。(図4.16)

また、最大沈下点が3地点の解析事例では、同様の応力分布が並ぶようになっている。すなわち、地盤内応力は境界からの距離に依存していないため、水平に無限に続く地盤を解析的に模擬できている。よって、応力分布の変化は、本解析結果における最大沈下点からの距離と地盤深度で整理できる可能性が高いことがわかる。

4.3.2 沈下量と応力状態の変化

最大沈下点からの距離と深度の関係から地盤内応力の変化傾向を整理し、沈下量の影響を検討する。図4.17に示すようにA～Fの6測線、5深度（GL-2.5m, GL-5.5m, GL-8.5m, GL-11.5m, GL-14.5m）を考えた。A～Fの測線における地盤内応力の深度分布図を、まず沈下量0.3mを例として図4.18に示す。また、不同沈下しない均質な地盤応力の場合の深度分布についても併せて示す。

各測線の深度分布図の傾向は以下のとおりである。

- ・ 初期平均有効拘束圧 σ'_{m0} は、沈下が大きい地点の測線A, Bについては、深度が大きくなるにしたがって不同沈下しない場合より小さくなるが、他の測線では不同沈下しない場合より各深度で大きくなる。
- ・ 初期せん断応力 τ_{max0} は、各測線とも大部分で不同沈下しない場合よりも大きくなっているが、沈下が大きい地点の測線ほど深度が大きくなるにつれて τ_{max0} は小さくなる傾向がある。

- ・ 初期せん断応力比 $\tau_{\max 0} / \sigma'_{m0}$ は、不同沈下しない場合よりも大きくなっている。沈下が大きい地点の測線、小さい地点の測線と比較して、その中間の測線は深度分布のばらつきが小さい傾向にある。

図 4.19 より、不同沈下しない場合の初期せん断応力比は $\tau_{\max 0} / \sigma'_{m0} = 0.34$ 程度である。一方で、不同沈下した場合の各測線のせん断応力比は $\tau_{\max 0} / \sigma'_{m0} > 0.34$ である。したがって、模式的に図 4.18 に示すように、不同沈下した場合の方が有効応力経路の初期地点（自重圧密終了後の応力状態）が破壊線に近く、この事が液状化の起こり易さに影響してくると思われる。

次に、沈下量が増加した場合に、図 4.19 で得られた傾向がどのように変化するかを図 4.20 に示す。図 4.20 は沈下量 0.1m に対する沈下量 0.3m の場合の地盤内応力の比の深度分布を示している。この結果、沈下量が増加するにしたがい、以下の傾向が見られた。

- ・ 例えば A 側線の σ'_{m0} など、上端・下端と、深度中央付近で増減の傾向が異なる場合もあり沈下量の増加に伴う応力分布の変化は極めて複雑である。
- ・ 沈下量の増加によって σ'_{m0} が増加した点では、 $\tau_{\max 0}$ も増加していき、結果として図 4.20 右側に見られるように、全般では沈下量の増加により初期せん断応力比 $\tau_{\max 0} / \sigma'_{m0}$ が増加している。
- ・ 沈下量の増加に伴う初期せん断応力比の増加は、ばらつきはあるものの、各側線、深度ともに、ほぼ同程度である。

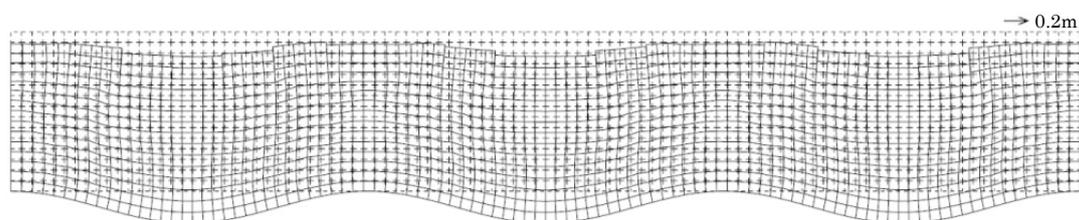


図 4.8 変形図（不同沈下 3 箇所、沈下量 0.3m）

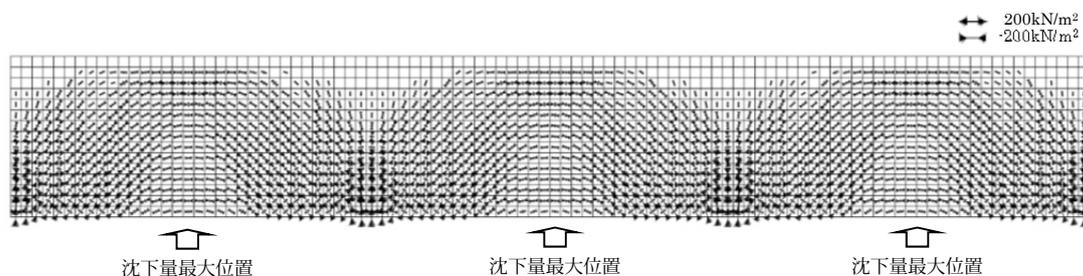


図 4.9 主応力図（不同沈下 3 箇所、沈下量 0.3m）

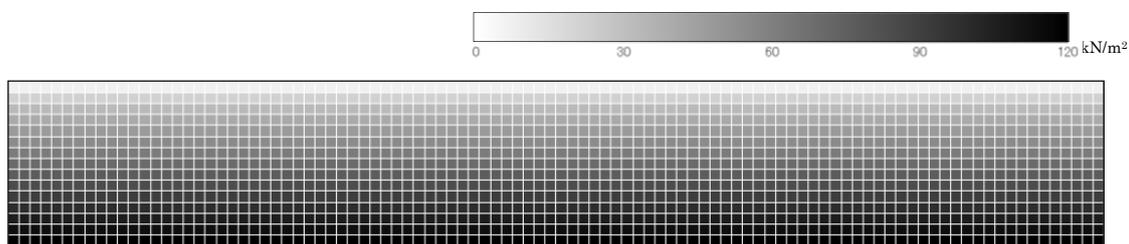


図 4.10 初期有効拘束圧 σ'_{m0} 分布図
(不同沈下無し)

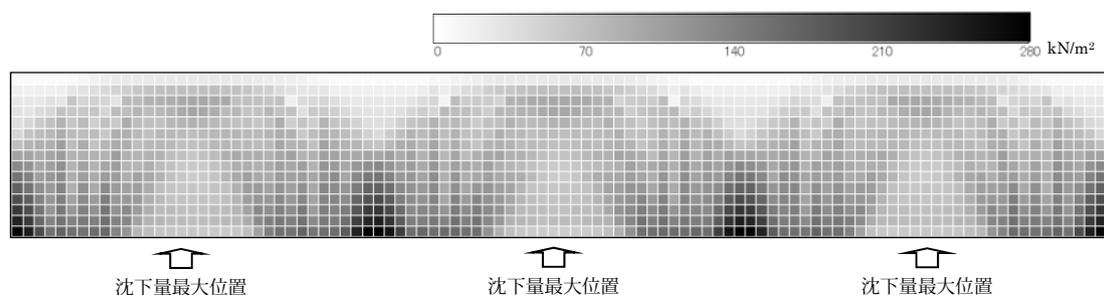


図 4.11 初期有効拘束圧 σ'_{m0} 分布図
(不同沈下3箇所, 沈下量0.3m)

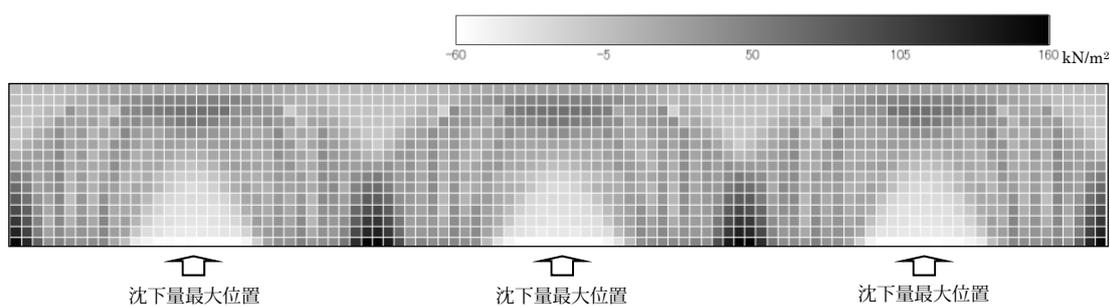


図 4.12 不同沈下無しに対して不同沈下によって生じる
初期有効拘束圧 σ'_{m0} の差分の分布図

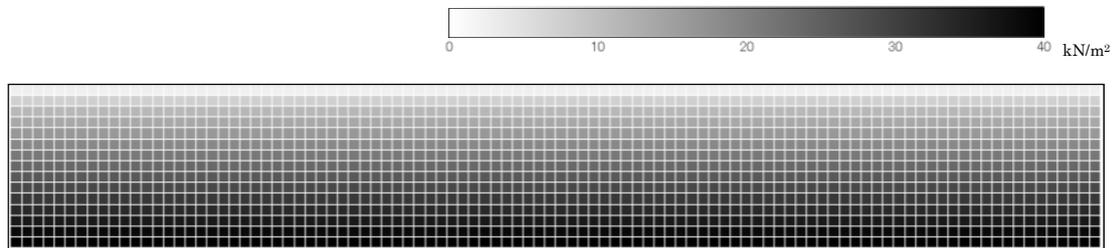


図 4.13 初期せん断応力度 $\tau_{\max 0}$ 分布図
(不同沈下無し)

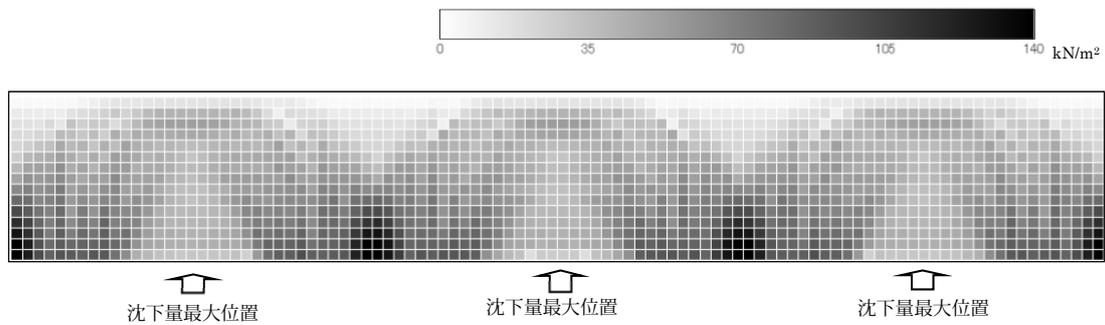


図 4.14 初期せん断応力度 $\tau_{\max 0}$ 分布図
(不同沈下3箇所, 沈下量0.3m)

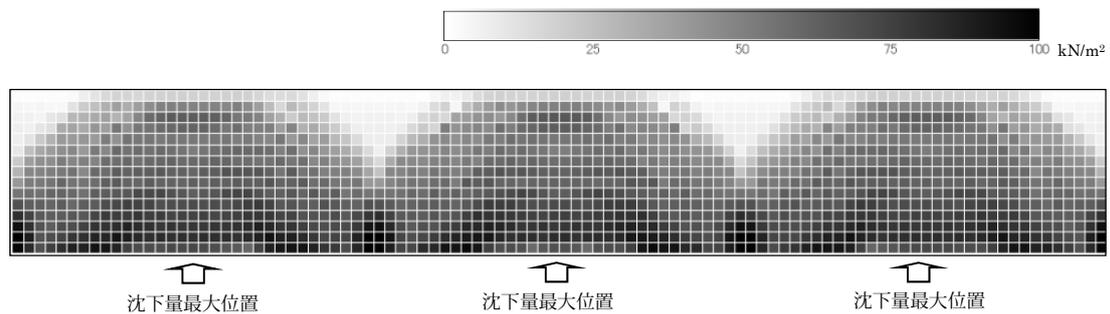


図 4.15 不同沈下無しに対して不同沈下によって生じる $\tau_{\max 0}$ の差分の分布図

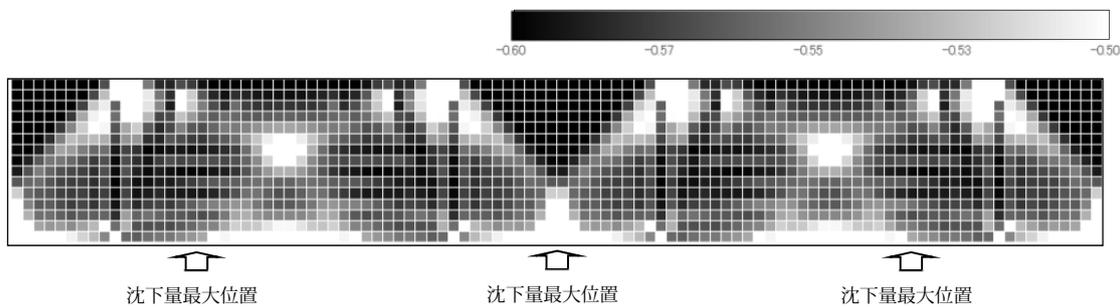


図 4.16 せん断応力比 τ_{max0}/σ'_{m0} 分布図

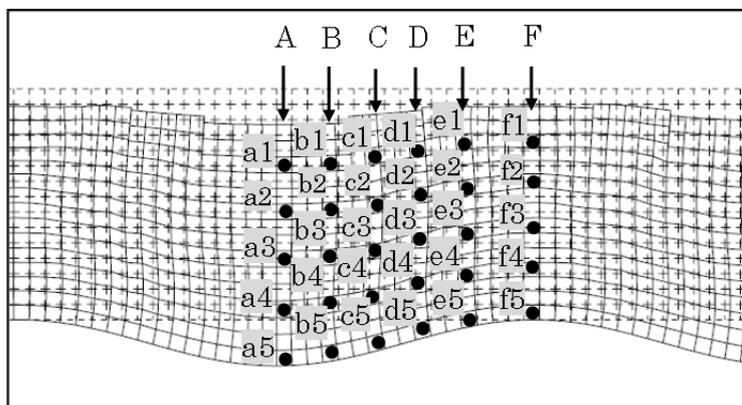


図 4.17 地盤内応力の抽出要素

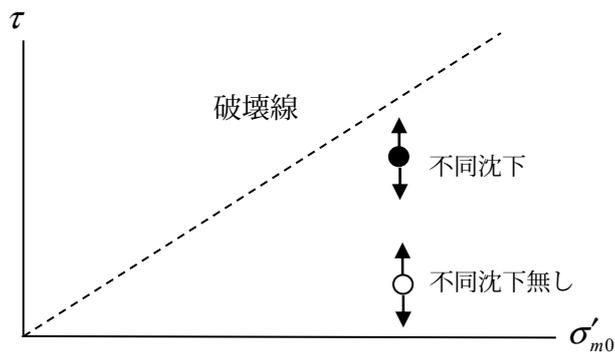


図 4.18 初期応力の違いの模式図

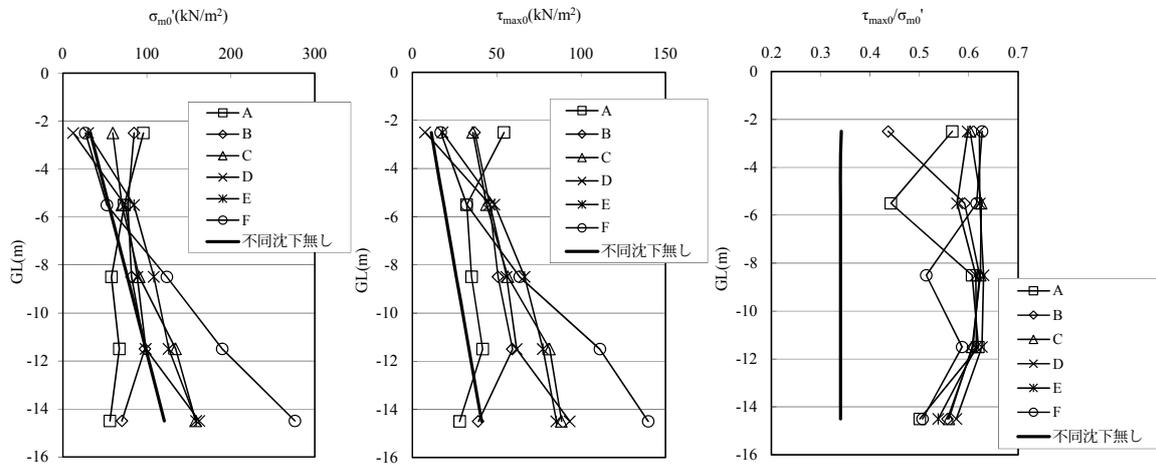


図 4.19 地盤内応力の深度分布図 (沈下量 0.3m)

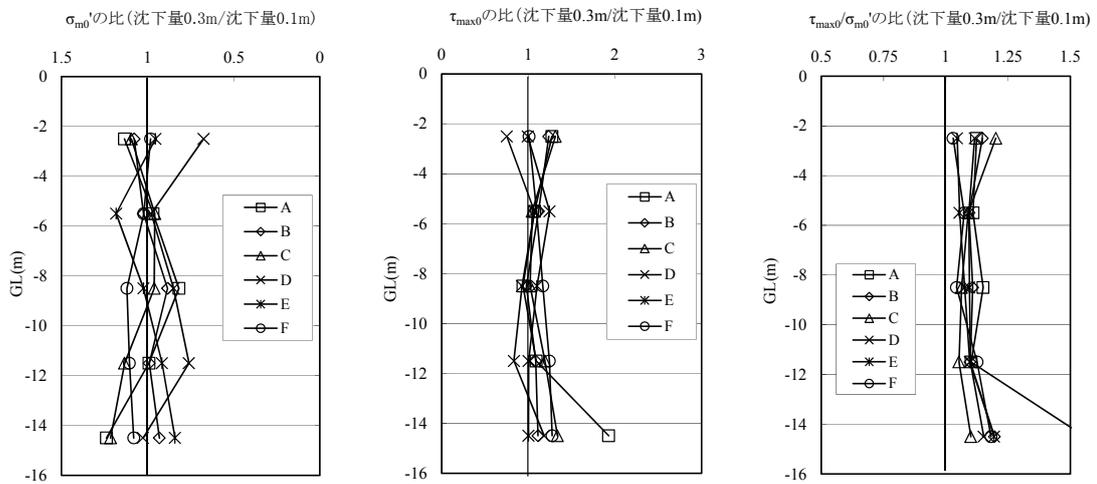


図 4.20 地盤内応力の深度分布図の沈下量による変化

4.4 地盤内の応力変化と液状化挙動

不同沈下しない場合の均質な地盤の動的解析で得られた過剰間隙水圧比の時刻歴を図 4.21 に示す。過剰間隙水圧比の抽出箇所は、深度方向では水面以下で 3m 間隔の 5 箇所とし (GL-2.5m, GL-5.5m, GL-8.5m, GL-11.5m, GL-14.5m)、水平方向は領域の左側, 中央部, 右側の位置で 3 地点とした。深度によって水圧の上昇傾向は若干異なるが各深度における過剰間隙水圧比の上昇傾向はほぼ同じ傾向を示し、全域で均質な液状化状態になっている。図 4.22 に不同沈下 0.3m の時の動的解析で得られた過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。一部で過剰間隙水圧比が均質な地盤内応力よりも小さくなるが、大部分で不同沈下が無いケースより早い時点で過剰間隙水圧比が大きくなる。特に立ち上がり早い箇所は、沈下が大い位置と小さい位置の中間の範囲であり、図 4.17 に示す要素における 0.5 秒後の過剰間隙水圧比を求めると、c1(0.38), c2(0.57), c3(0.59), c4(0.55), c5(0.46), d1(0.41), d2(0.59), d3(0.59), d4(0.51), d5(0.50)である。ここで、括弧内の数値は、不同沈下しない場合に対して、不同沈下した場合の過剰間隙水圧比の増分を示す。なお、不同沈下しない場合の過剰間隙水圧比は、領域中心における値を使用した。この位置の地盤内応力の特徴は、主応力の向きが 45 度に傾いている範囲であり (図 4.9)、また、 $\tau_{\max 0} / \sigma'_{m0}$ が他の領域よりも大きくなっている (図 4.16, 図 4.19)。

すなわち、定性的には、不同沈下により沈下の大きな位置と小さな位置の中間で初期せん断応力比が最も大きくなること、また、地震時の間隙水圧上昇もそのエリアで早く生じることがわかる。このことは、不同沈下による地盤内応力の変化が、液状化の発生の状況に影響を及ぼしていることを示している。

初期せん断応力が不同沈下により大きくなる程度について、沈下量 (D)、最大沈下位置の間隔 (L)、および砂層の層厚 (H) に着目して検討した。図 4.23 に、c3 の初期せん断応力について、最大沈下箇所が 2 箇所の場合と 3 箇所の場合 (最大沈下位置の間隔が異なる) を併せて示す。

これらの図より、最大沈下箇所が 2 箇所の場合と 3 箇所の場合の双方とも、D/L および D/H が大きくなるにつれて初期せん断応力が大きくなることがわかる。

なお、水圧の上昇と変形の発生は、要素の初期応力状態にも依存し、必ずしも 1 対 1 の対応とはならない。本検討の結果は、水圧の上昇と液状化の発生のみに着目しており、液状化の進展に伴って地盤変形が大きく発生するような土構造物の断面を対象としていない。したがって、液状化地盤の変形も含めた議論を行うには別の事例での検討が必要である。

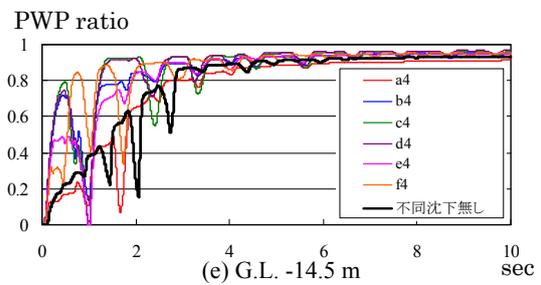
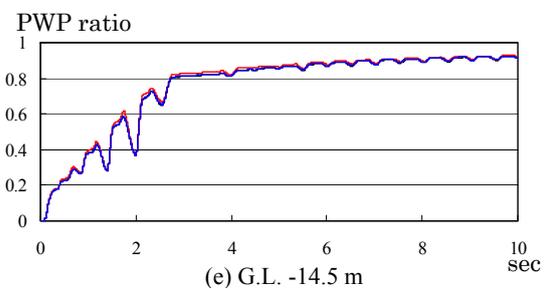
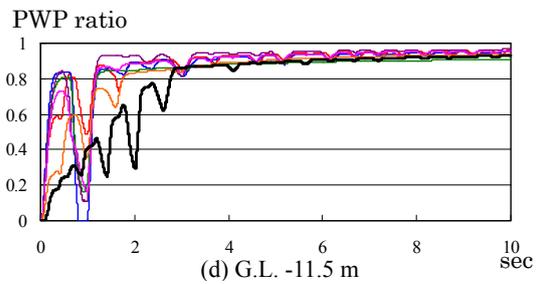
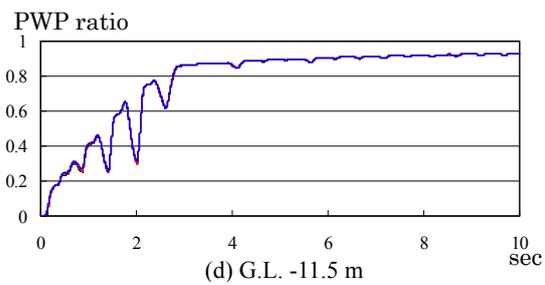
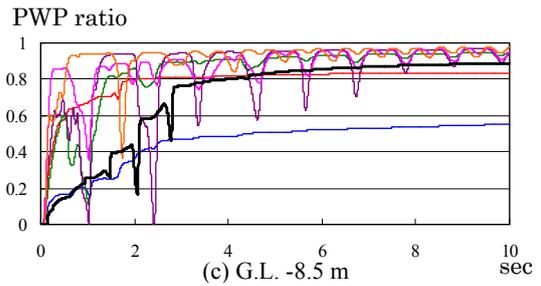
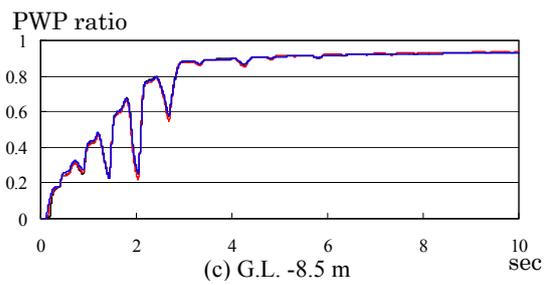
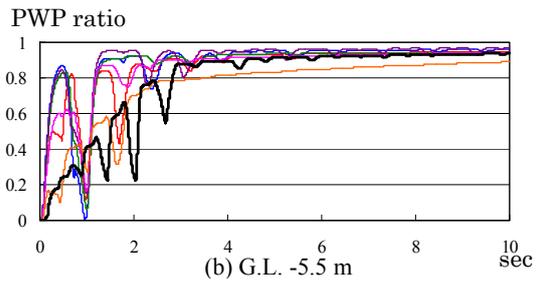
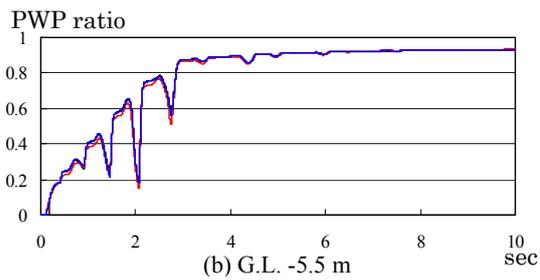
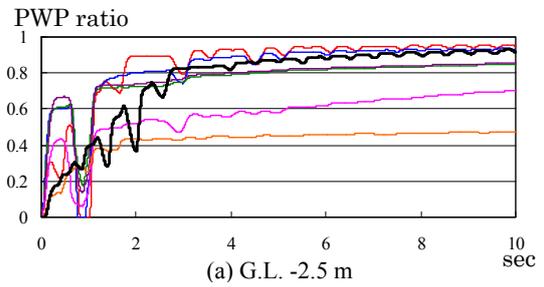
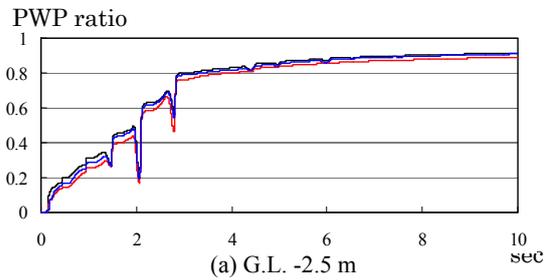


図 4.21 不同沈下がない場合の
過剰間隙水圧比時刻歴図

図 4.22 不同沈下した場合の
過剰間隙水圧比時刻歴図

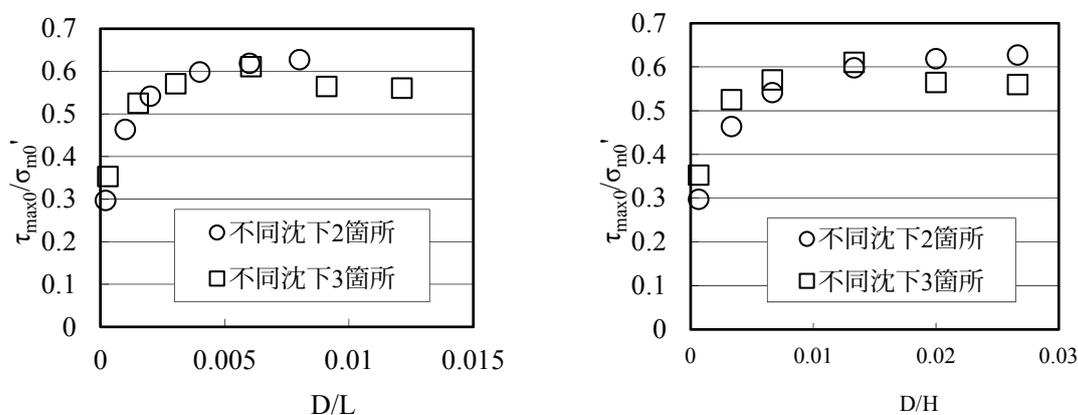


図 4.23 要素位置 c3 における不同沈下形状と $\tau_{\max 0} / \sigma'_{m0}$ の関係

4.5 まとめ

本節では、粘性土層の不同沈下により粘性土層上の砂質地盤の液状化特性に対する影響の評価を行なった。以下に解析によって得られた結論を次に示す。

- ・ 沈下量が多い位置の底面近傍で有効拘束圧 σ'_{m0} が低下し、沈下量が少ない位置の底面近傍では、有効拘束圧 σ'_{m0} は増加した。
- ・ 不同沈下すると、初期せん断応力 $\tau_{\max 0}$ は増加する。特に沈下箇所の周辺のアーチ状の範囲で増加している。
- ・ 初期せん断応力比 $\tau_{\max 0} / \sigma'_{m0}$ は、沈下量が多い位置の地表面部と、沈下量が多い位置と小さい位置の中間部で増加している。
- ・ 沈下量が増加するほど、地盤内応力の変化も大きくなるが、その変化の分布は複雑である。しかし、せん断応力比 $\tau_{\max 0} / \sigma'_{m0}$ については、沈下量の増加に伴って全般的に同程度の増加傾向を示す。
- ・ 沈下量が多い位置と小さい位置の中間部で過剰間隙水圧比の上昇が早くなる。また、その位置は、 $\tau_{\max 0} / \sigma'_{m0}$ が他より大きくなる範囲である。

【第4章の参考文献】

- 1) 奥村樹郎, 土田孝: 土質定数のバラツキを考慮した不同沈下の推定, 港湾技術研究所報告, Vol.20, No.3, pp.131-168, 1981.
- 2) 井合進, 松永康男, 亀岡知弘: サイクリックモビリティのモデルのパラメータの同定, 港湾技術研究所報告 Vol.29, No.4, pp.57-83, 1990.
- 3) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメータの簡易設定法, 港湾技研資料, No.869, 1997.
- 4) Towhata, I. and Ishihara, K.: Modelling Soil Behavior under Principal Stress Axes Rotation, Proc. of 5th International Conf. on Num. Methods in Geomechanics, Nagoya, Vol.1, pp.523-530, 1985.
- 5) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, 32(2), pp.1-15, 1992.
- 6) 山根信幸, 深沢健, 平林弘, 土田孝, 坂井彰, 藤原辰彦: 大規模埋立工事に対応した施工管理システムの開発とその適用, 地盤工学ジャーナル Vol.3, No.3, pp.243-259, 2007.

第5章 不同沈下による埋立地盤内の状態変化に対する遠心 模型実験と再現解析

5.1 概要

第4章において、不同沈下により埋立地盤内の応力状態が変化し、液状化の発生状況に対して影響を及ぼすことを解析上は確認した。しかし、解析結果は構成則等の解析コードの特性に依存するため、実際と同等な現象が生じるかどうかは定かではない。

そこで、本章では、実地盤において同様な現象が発生することを検討するために、まず、遠心力場で地盤の不同沈下を模擬した土層実験を行い、不同沈下層以浅の埋立地盤内における応力変化の有無と、応力状態の変化が地震時の液状化の発生に及ぼす影響を検討した結果を示す。また、FEM解析により実験結果を再現し、実験結果の妥当性を検証する。

5.2 遠心力場での模型実験の概要

実スケール換算で 10m の層厚を持つ埋立地盤において、埋立地盤直下の粘性土地盤が不同沈下したという想定で、50G 場での模型実験を行った。遠心载荷は京都大学防災研究所所有の実験装置を使用した。実験装置の構成および性能を写真 5.1, 図 5.1, 表 5.1 に示し、遠心载荷による相似則を表 5.2 に示す。また、模型の断面図と平面図を図 5.3 および図 5.4 に示す。図 5.3 に示す各計測点では、水平方向と鉛直方向の土圧（全応力相当）と間隙水圧を測定した。また、地表面での沈下形状を 4 点の変位計で測定した。土圧計は写真 5.2 のようなアルミ板の治具を作成し、アルミ板の表面に両面テープで土圧計を接着した。土層作成時に図 5.3 に示す所定の高さに土層が達した際に、治具を土層表面に差し込む様に設置した。土層作成状況を写真 5.3 に示す。

不同沈下については、土槽中央部の底面を沈下させる機構（落とし戸）を設置することで模擬した。落とし戸の最大沈下量は模型スケールで 9mm であり、落とし戸直下に水を充填したゴムパイプを設置し、それを排水することで落とし戸を操作している（図 5.5）。ゴムパイプからの排水は強制的ではなく、落とし戸に加わる土層の载荷重による排水であるが、最大沈下量近くまでは沈下していると考えられる。また、落とし戸が落ちた際に上層地盤の沈下形状が滑らかになるように、底面には厚さ 1cm のシリコンゴム板を敷設した（写真 5.4）。この結果、土層底面は滑らかに変形することとなり、より現実の不同沈下形状に近い状態が模擬できたと推測される。

埋立地盤を模擬したシリコンゴム上の砂地盤は、豊浦砂を用いて水中落下法にて作成した（相対密度約 50%）。なお、間隙水は粘性流体でなく、ここでは模型作成時の都合上、水道水を用いた。模型地盤作成後の状況の例を写真 5.5 に示す。地盤の沈下状況を側面から確認できるように、赤色に着色したそば乾麺棒を 2cm 間隔（実スケール換算で 1m 間隔）で設置した。写真では、赤色のそば乾麺棒とそれを目安に土槽前面のガラス表面に描いた線が 2 重写りしている。土槽側面の摩擦軽減については、特別な処理は行っていない。

模型地盤を作成後、遠心载荷前に落とし戸が落下できるように落とし戸のロックを開放し、遠心加速度を増加させた。遠心力载荷前の時点では、シリコンゴム板の剛性により地盤の沈下は発生していない。しかし、遠心加速度を上げていくにしたがって落とし戸の機構が作動し、徐々に地表面にも沈下が発生した。最終的な落とし戸の動作状況の例を写真 5.6 に示す。载荷後に 1G 場で確認したが、落とし戸は最大沈下量（模型スケール 9mm, 実スケール 45cm）まで作動している。また、赤色乾麺棒の変形については、写真 5.6 では写りが悪く視認出来ないが、土層上層は直線状であるのに対し、土層下部となるにしたがってシリコンゴムの不同沈下形状に近づくような曲線状になっている。再現性を検討するため、同じ条件の実験を 2 回実施した（ケース 1, ケース 2 とする）。ただし、ケース 1 では、計測点 D,E,F の計測を実施できなかった。

遠心加速度 50G での自重圧密が完了した後に、不同沈下が液状化の発生の有無に及ぼす

影響を評価するため、加振実験を行った。加振は、実スケールで最大加速度約 100Gal、周波数 1Hz（模型スケールで 50Hz）の正弦波を 10 サイクル与えた。周波数のみ模型スケール換算した水平加速度の時刻歴の例を図 5.2 に示す。両ケースとも、同様の加振が実施できたことを確認している。

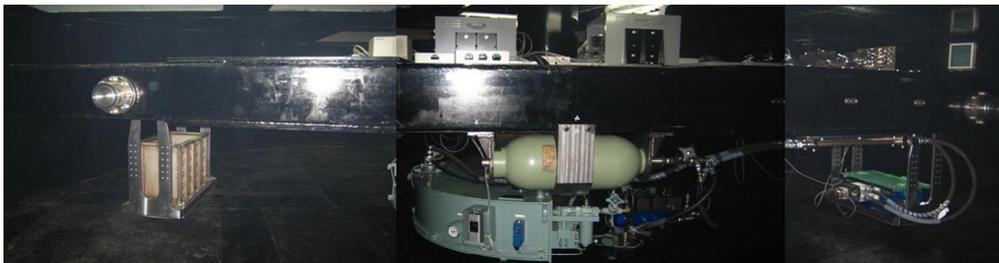


写真 5.1 本実験で使用した遠心载荷装置¹⁾

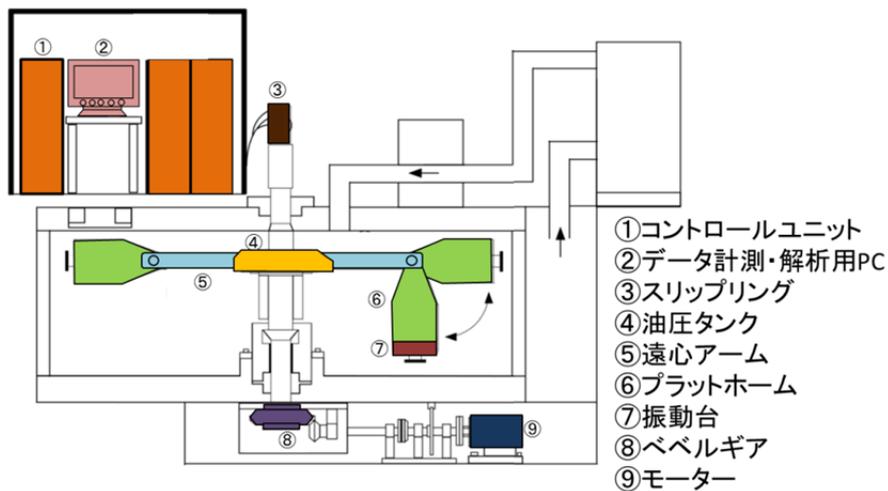


図 5.1 遠心载荷装置の構成¹⁾

表 5.1 遠心载荷装置の性能¹⁾

半径	Platform radius		n/a
	アーム有効半径		2.5 m
設置可能な土槽の最大寸法	静的実験時	幅	0.80 m
		奥行き	0.355 m
		高さ	0.80 m
	動的実験時	幅	0.61 m
		奥行き	0.35 m
		高さ	0.62 m
性能	最大载荷容量		24g.ton
	最大遠心加速度	静的実験時	200 G
		動的実験時	50G
	最大回転数		260 rpm
	50G時の最大载荷荷重	静的実験時	245 kg
		動的実験時	142.5 kg
スリップリング	制御用		7 chs

表 5.2 遠心载荷試験の相似則

項目	遠心場	実物
長さ	1/N	1
時間	1/N	1
応力	1	1
ひずみ	1	1
水圧	1	1
間隙率	1	1
粘性率	N	1
変位	1/N	1
速度	1	1
加速度	N	1

(1/N:縮尺率)

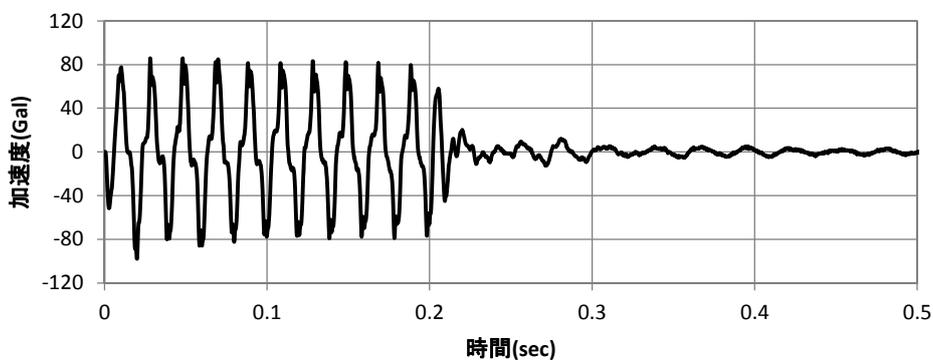


図 5.2 水平加速度時刻歴

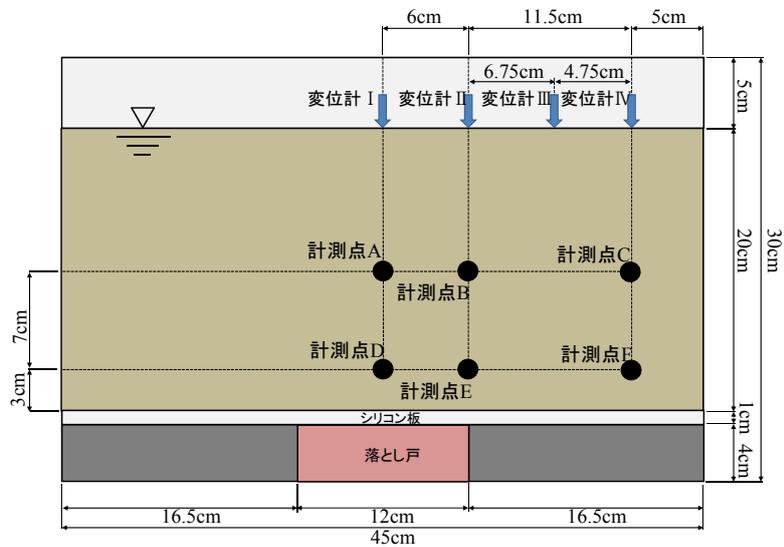


図 5.3 模型および計測位置の断面図 (模型スケール)

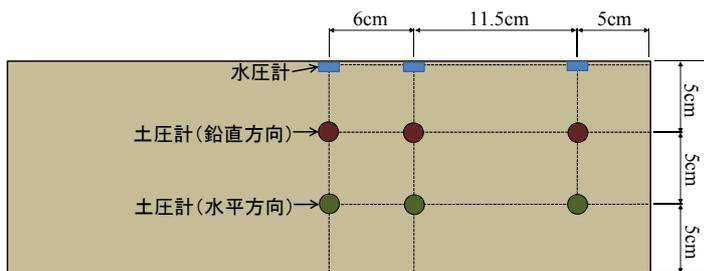


図 5.4 模型および計測位置の平面図 (模型スケール)

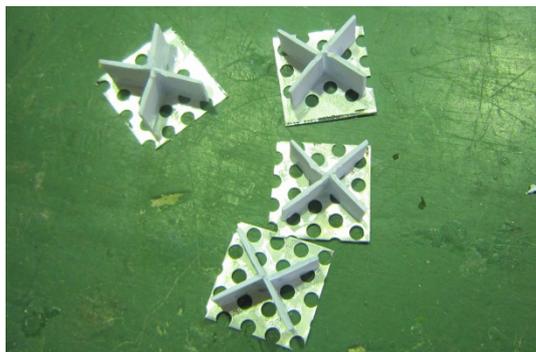


写真 5.2 土圧計設置用治具

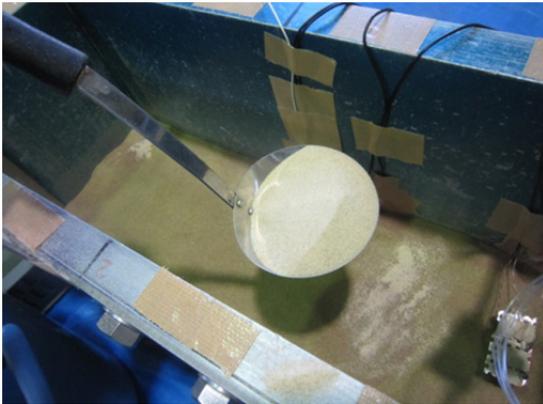


写真 5.3 水中落下法による飽和地盤の作製



写真 5.4 土槽内に設置した落とし戸模型とシリコンゴム

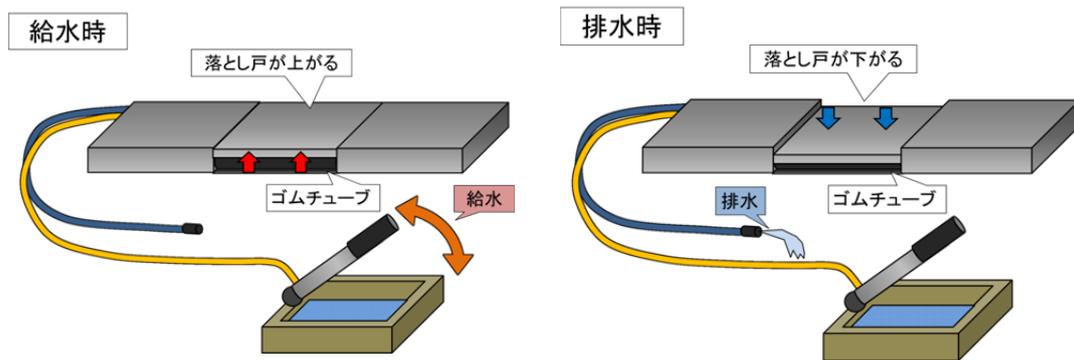


図 5.5 落とし戸模型の概要

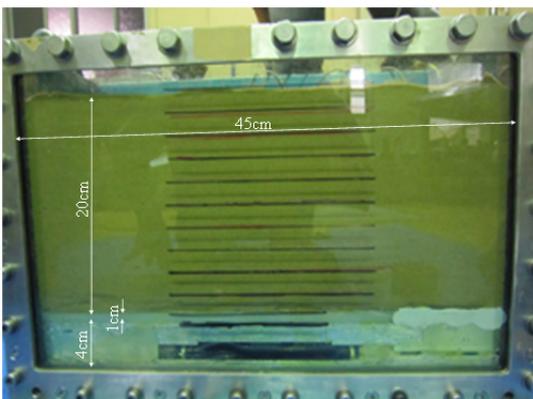


写真 5.5 作成した模型地盤

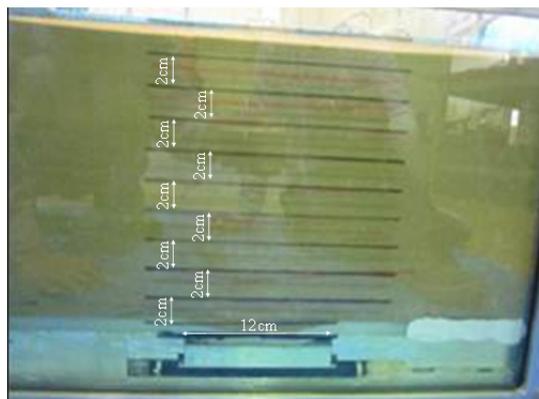


写真 5.6 落とし戸動作状況

5.3 遠心力場での模型実験の結果

5.3.1 不同沈下の発生による地盤内応力の変化

遠心加速度を 50G まで大きくする過程における計測結果を示す。まず、地表面の沈下量を図 5.6 に示す。最終的な沈下量は落とし戸中心上の地表面（計測点Ⅰ）で約 5mm、落とし戸端部上の地表面（計測点Ⅱ）で 3~4mm、落とし戸外側の地表面（計測点Ⅲ,Ⅳ）で約 2mm である。落とし戸の沈下量（つまり砂層底面の不同沈下量）は 9mm 弱と推測されるが、実際の地表面沈下量はそれよりも小さく、また、地表面での不同沈下量はさらに小さい。この原因として、図 5.7 に示すような、落とし戸外側の底面から構築されるアーチ構造^{例え}ば、^{2),3),4)} が地表面の沈下を抑制した可能性が考えられる。しかし、土槽側面の摩擦の影響も考えられ、結果の解釈には注意が必要である。なお、計測点ⅢおよびⅣでみられた約 2mm の沈下は、50G の遠心力による自重圧密沈下であると思われる。

土圧計から得られた値は全応力相当の圧力を図 5.8 に、間隙水圧計で測定した水圧を図 5.9 に示す。また、有効応力相当の土圧は、土圧計の値から水圧を差し引いて求め、図 5.10 に示す。また、不同沈下しない水平成層を仮定した全応力、水圧および土圧の理論値も同時に示している。

図 5.8 においては、計測点 B,C の 2 回目の値を除いて、鉛直応力は全て理論値より小さな値となっている。一方、水平応力については、計測点 C,E,F では理論値より小さくなっているが、計測点 A,B,D では理論値と同程度の値である。この結果、落とし戸中心の上に位置する計測点 A,D では水平応力より鉛直応力の方が小さい。これは、不同沈下の影響による地盤内応力変化であると推定される。

図 5.9 に示す水圧は、遠心加速度の増加とともに理論値より小さくなっているものの、概ね理論値と同程度の値を示している。そして、図 5.10 に示す土圧は、落とし戸中心の上に位置する計測点 A,D については水平土圧よりも鉛直土圧が小さい結果となる。特に計測点 A の 1 回目の計測では、0~30G の遠心加速度では鉛直応力よりも水圧が大きく、土圧が負の値となる。つまり、図 5.7 に示すようなアーチ効果によって上載荷重が支えられるため、計測点 A では有効応力がゼロの状態になっていると考えられる。土圧の計測は一般に難しく、ある程度の誤差が本実験でも生じている可能性はあるが、2 ケースともほぼ同様の結果であり、この点に関しては再現性が高いと思われる。また、計測点 D,E については、1 ケースのみの結果であるが、理論値よりも小さい土圧の値が示されている。こちらは、1 ケースのみの計測であり、再現性を議論できる状態にはないが、図 5.7 に示すようなアーチ効果と整合する結果である。計測点 F についても、理論値よりも小さい土圧の値が得られているが、こちらは不同沈下に起因するアーチ効果ではなく、土層端部に存在するアーチ効果の可能性が考えられる。

一方、計測点 B,C については、特に鉛直荷重において 2 ケースの実験結果が大きく異なっている。これは実験結果の再現性について疑問を投げかける結果であるともいえるが、この点は次節における FEM 解析により詳細に検討する。

凡例： — 1回目(沈下量) — 2回目(沈下量)

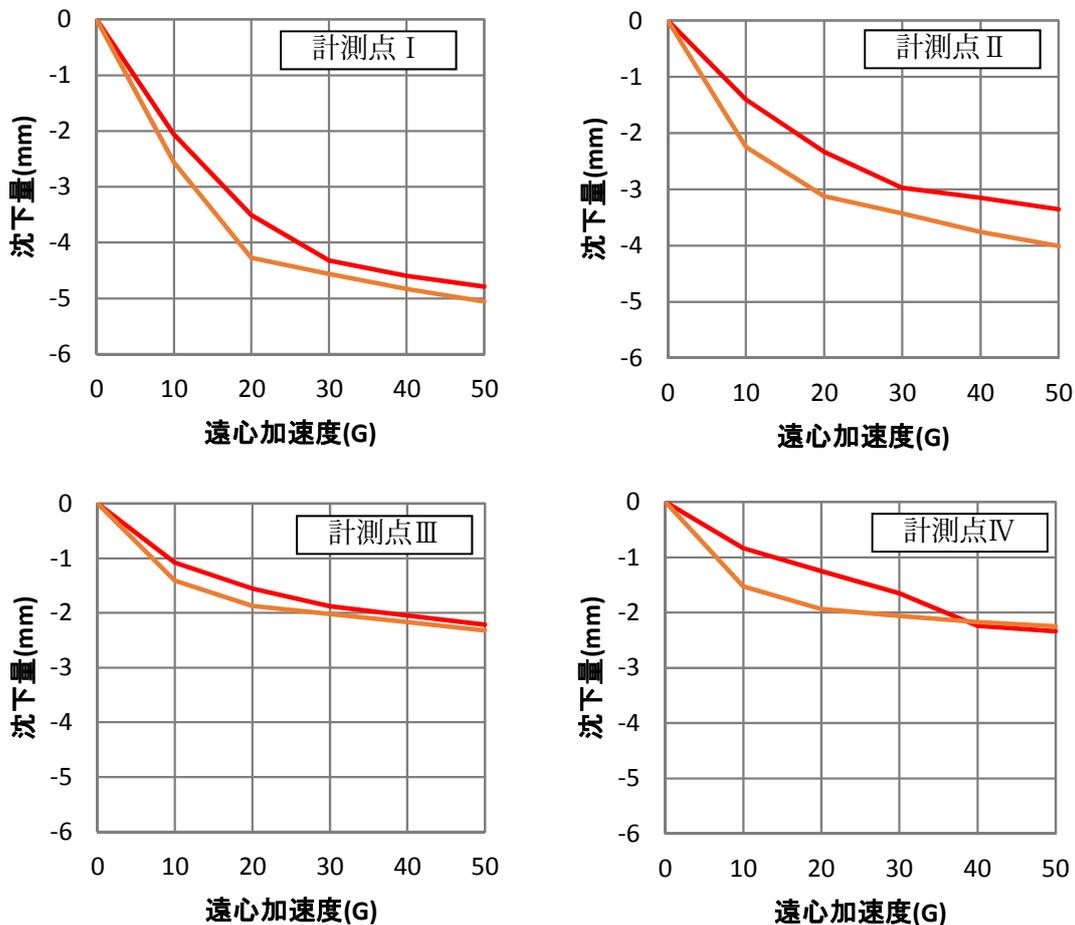


図 5.6 遠心加速度の増加に伴う地表面沈下量 (模型スケール)

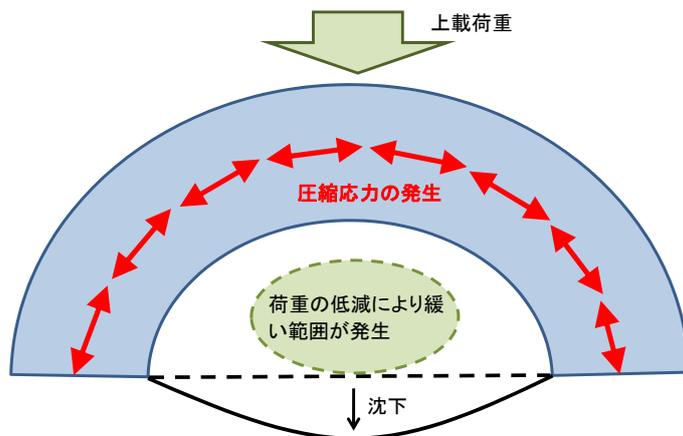


図 5.7 アーチ構造発生の概念図

凡例： — 1回目(鉛直応力) — 2回目(鉛直応力) — 1回目(水平応力) — 2回目(水平応力)
 — 理論値(鉛直応力) - - - 理論値(水平応力)

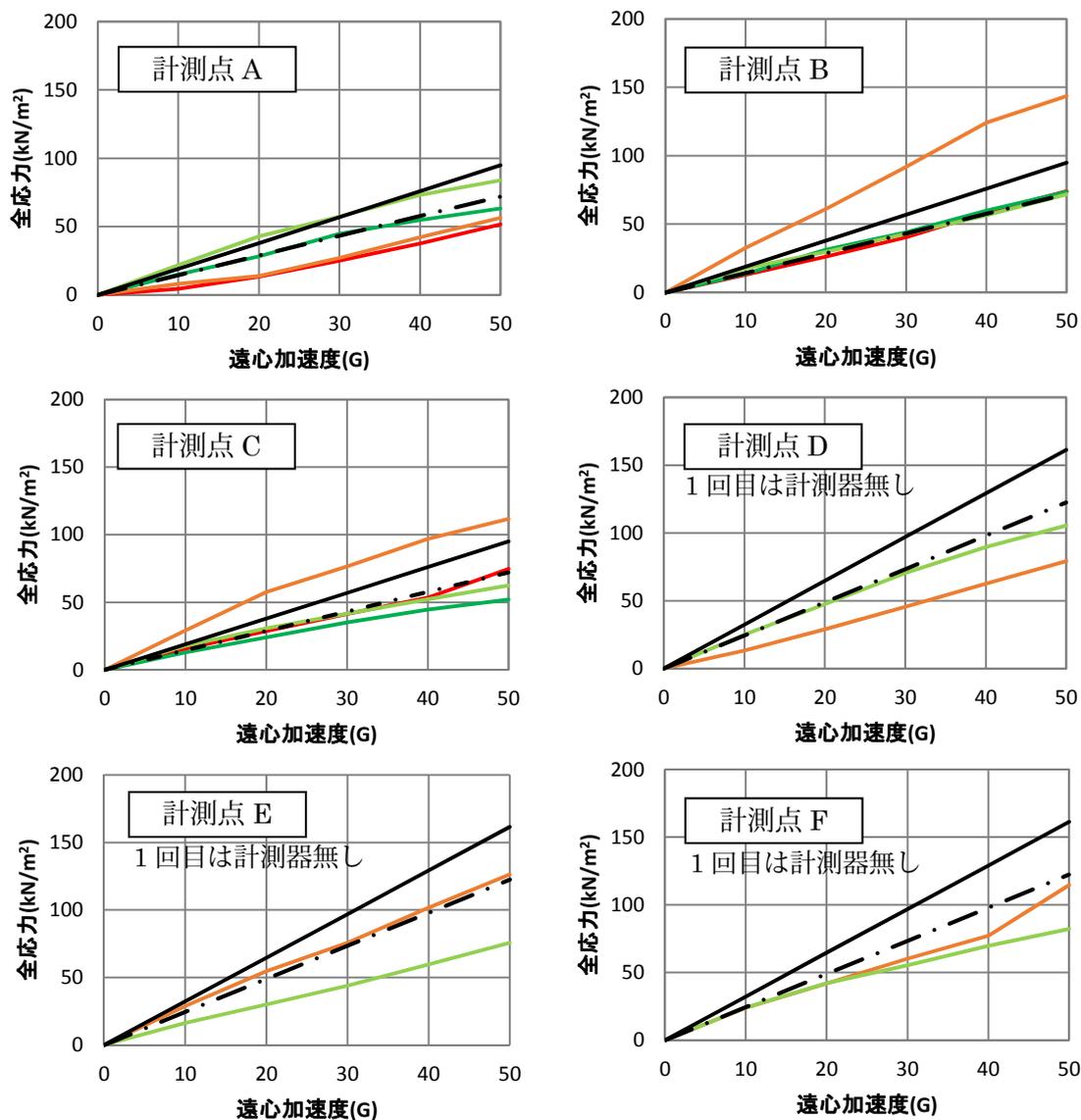


図 5.8 遠心加速度の増加に伴う全応力 (模型スケール)

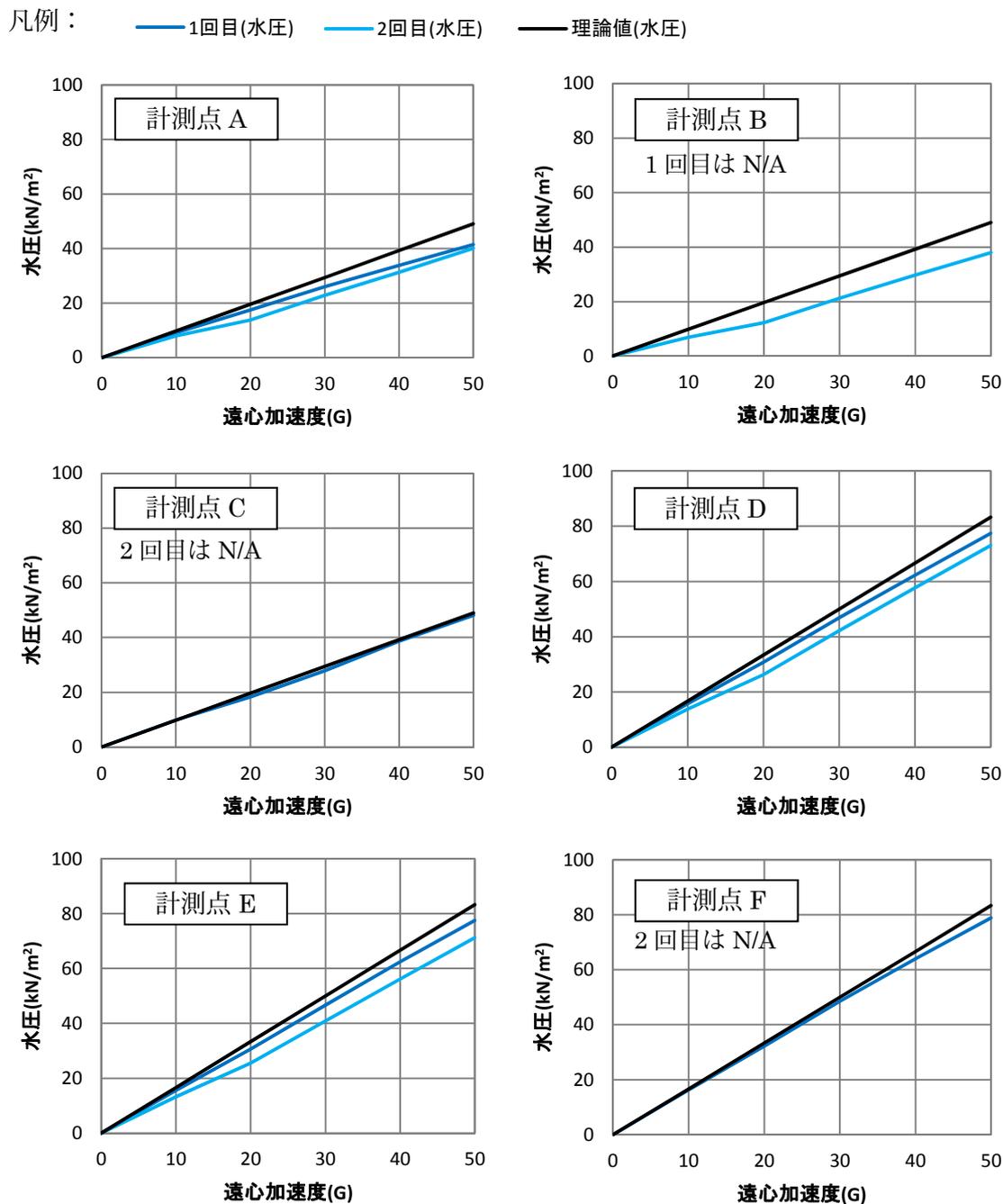


図 5.9 遠心加速度の増加に伴う水圧 (模型スケール)

凡例： — 1回目(鉛直土圧) — 2回目(鉛直土圧) — 1回目(水平土圧) — 2回目(水平土圧)
 — 理論値(鉛直土圧) - - - 理論値(水平土圧)

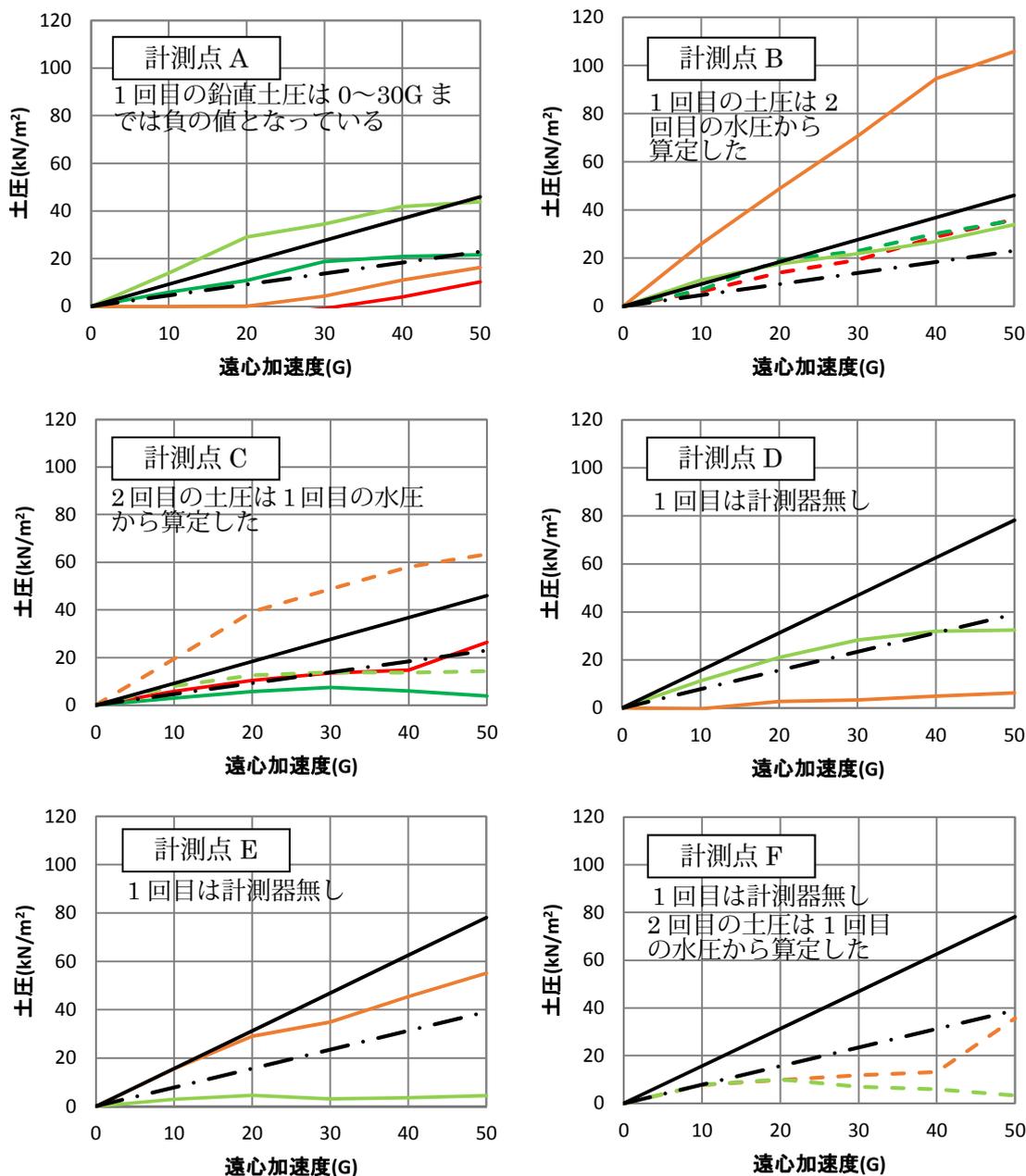


図 5.10 遠心加速度の増加に伴う土圧 (模型スケール)

5.3.2 加振時の水圧上昇への影響

図 5.11 に土圧計の計測結果を示す。なお，不同沈下しない水平成層を仮定した全応力の理論値も一点鎖線で示している。全ての計測点で加振開始直後に鉛直応力と水平応力の両方が大きくなる。これは図 5.12 に示すように，間隙水圧が上昇していることが影響していると考えられる。

落とし戸から離れた位置にある計測点 C,F については，振動中の値に変動はあるもの，加振後半において鉛直応力及び水平応力ともに理論値に近づく結果となっている。落とし戸中心の上の計測点 A，落とし戸端部の上の計測点 B,E については，過小評価されていた鉛直応力が上昇し，理論値に近づく傾向が見られる。ただし，水平応力は 2 ケースでやや異なる挙動を示している。落とし戸真上の計測点 D については，加振前半に増加した後，間隙水圧の消散にともなって減少に転じ，ほぼ加振前の応力状態に戻る傾向を示す。

図 5.12 に示す間隙水圧においては，1 回目と 2 回目の実験でほぼ同等な挙動を示している。また，加振中に水圧の低下が生じており，過剰間隙水圧の消散が生じていると考えられる。加振による水圧の上昇の程度は，同じ高さの各計測点 (A,B,C あるいは D,E,F) で同程度であるが，落とし戸から離れるにしたがって，加振に伴う水圧の変動が大きい。なお，計測点 C については，加振後においても水圧が大きく挙動しており，計測器に何らかの異常があった可能性がある。

図 5.13 に示す土圧については，土圧計と間隙水圧計の双方が精度良く測定できていなければ正しい値が算出できないのに対し，計測が不安定であったセンサーが実際にはあったため，不安定な計測結果となった。落とし戸上の計測点 A,B では，加振開始直後は間隙水圧の上昇に伴い鉛直土圧，水平土圧ともに低下するが，その後は間隙水圧の消散に伴い増加する。この挙動は定性的には納得できるものではあるが，最終的な土圧の値は，理論値よりも大きな値となり，この理由は明らかではない。地盤下部の計測点 D,E では，土圧に大きな変化はなく，理論値とも大きく異なる値となる。この理由も不明である。

凡例： — 1回目(鉛直応力) — 2回目(鉛直応力) — 1回目(水平応力) — 2回目(水平応力)
 ● — 50G場の鉛直応力の理論値 ● — 50G場の水平応力の理論値

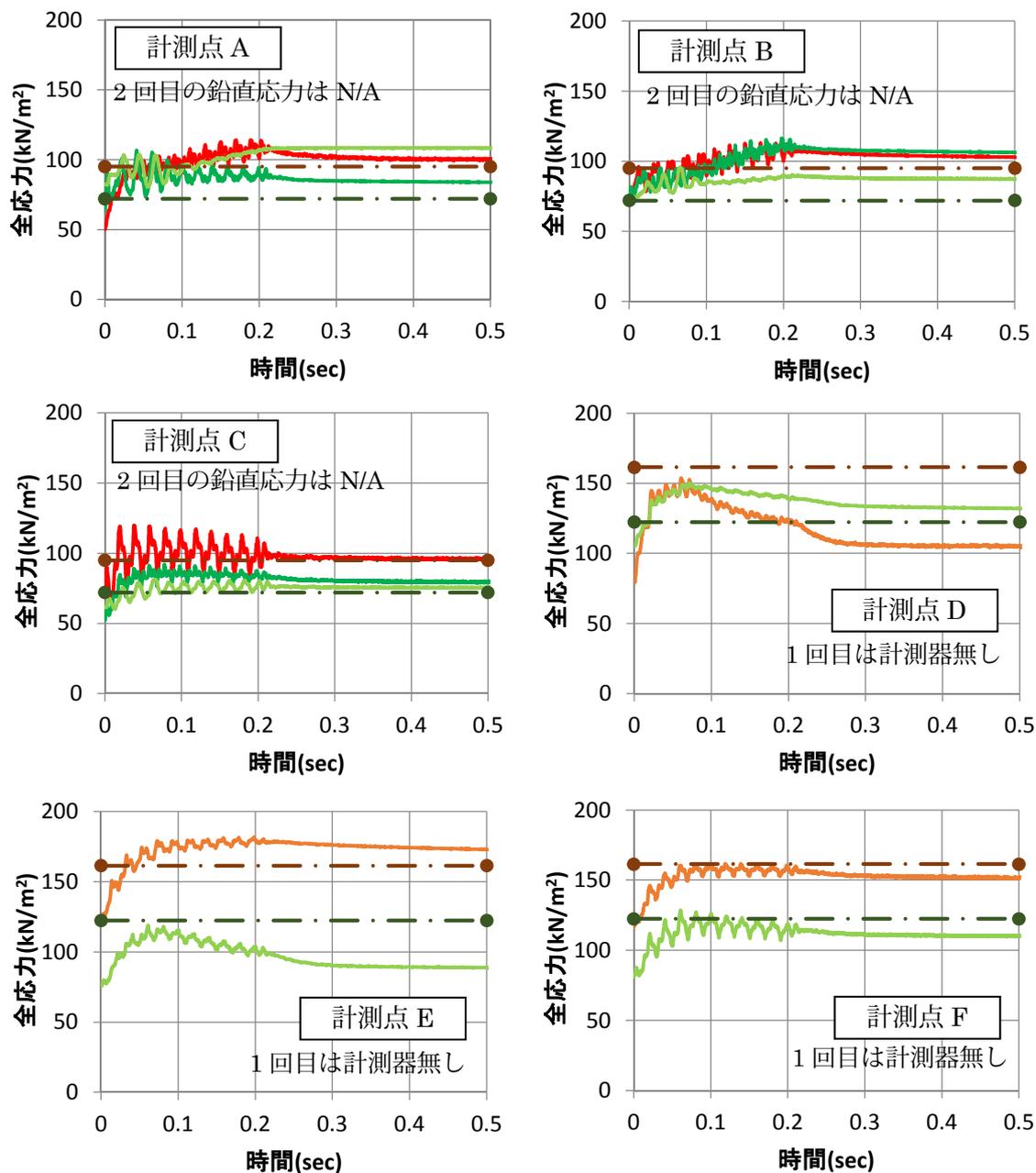


図 5.11 加振に伴う全応力 (模型スケール)

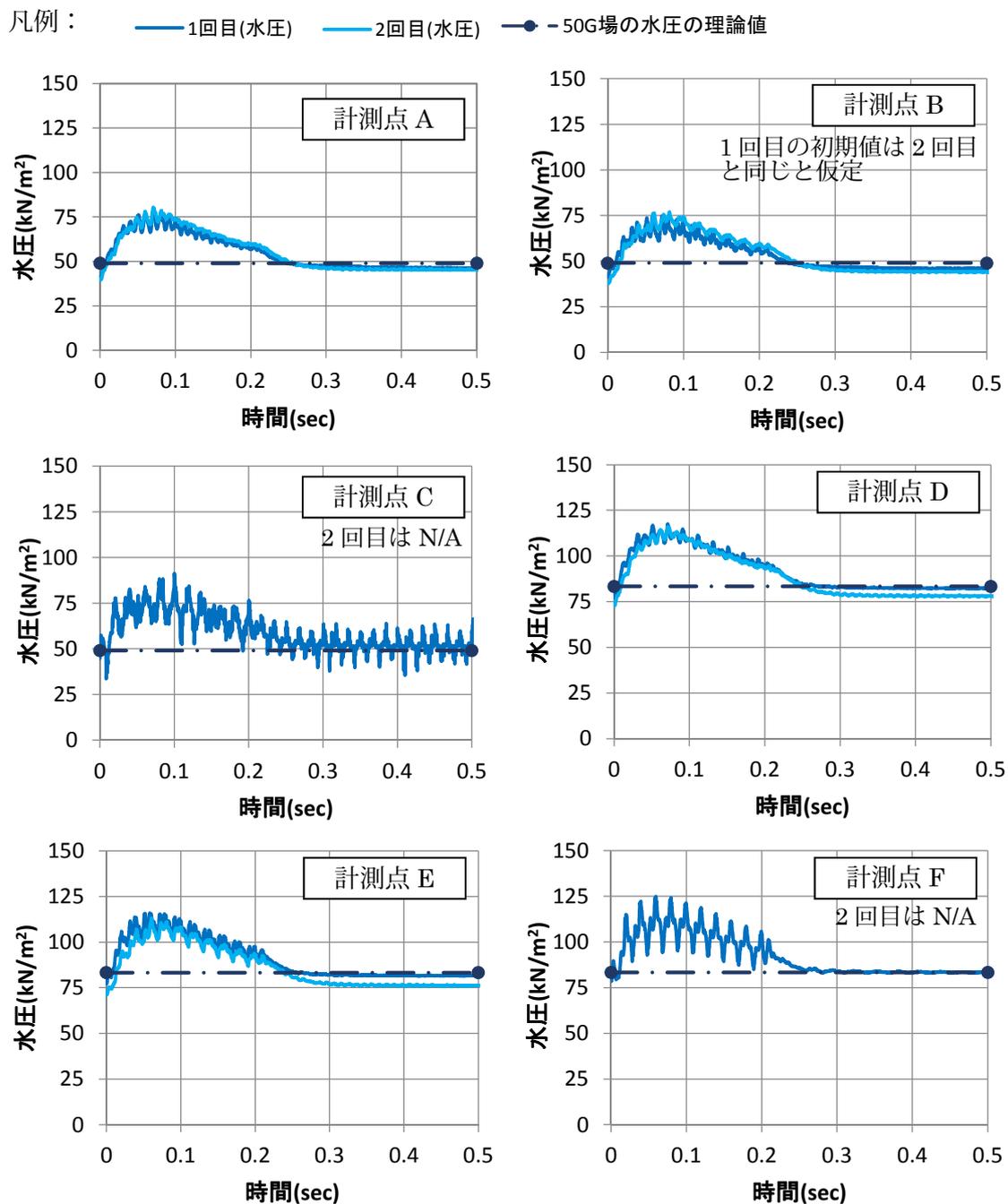


図 5.12 加振に伴う水圧 (模型スケール)

凡例： — 1回目(鉛直土圧) — 2回目(鉛直土圧) — 1回目(水平土圧) — 2回目(水平土圧)
 ● — 50G場の鉛直土圧の理論値 ● — 50G場の水平土圧の理論値

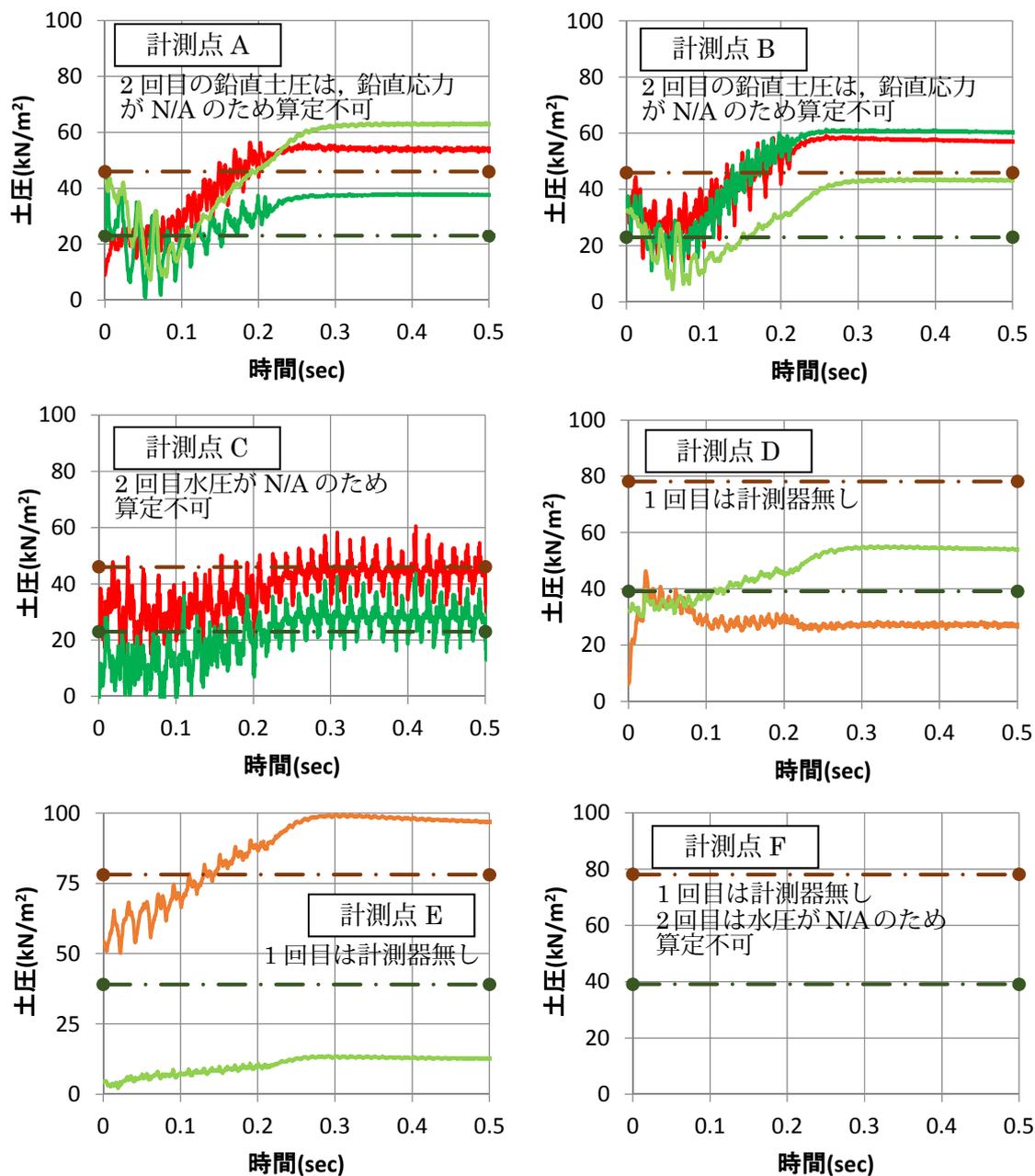


図 5.13 加振による計測結果から求めた土圧 (模型スケール)

5.3.3 実験結果のまとめ

以上のように、実験結果から以下のことが明らかとなった。

- ・落とし戸中心上の地盤では、水平応力よりも鉛直応力が小さくなる。特に、落とし戸中心真上（計測点 A）では有効応力がゼロになっている状態が生じた。これらは沈下が局部的に大きな場所の周囲に発生するアーチ効果によるものと考えられる。
- ・間隙水圧は、アーチの効果を受けることなく、計測値が理論値と一致した。
- ・加振による水圧の上昇は、同一深度の計測点で同程度であった。ただし、落とし戸から離れた計測点では水圧の変動幅が大きくなった。

5.3.4 土圧の変化が N 値に及ぼす影響

N 値は拘束圧に依存することから、実験で計測されたような不同沈下によって生じる土圧の変化が、原位置試験実施時の N 値の値に影響を及ぼす可能性が考えられる。そこで、本実験で計測した土圧の変化が、原地盤で計測される N 値に及ぼす影響の程度を検討した。

N 値について、拘束圧の影響を補正する方法としては、有効上載圧 100 kPa 相当の値（換算 N 値）を求める道路橋示方書の方法⁵⁾の式(4.1)や、有効上載圧 65 kPa 相当の値（等価 N 値）を求める港湾基準の方法⁶⁾の式(4.2)がある。ここでは、その両方の式で検討した。

まず、実験で作成した地盤の N 値を、10 および 20 と仮定し、水平成層地盤の場合の有効上載圧の理論値（計測点 A~C について 46.0 kPa、計測点 D~F について 78.1 kPa）から、換算 N 値および等価 N 値を計算した。次に、実験で計測された鉛直土圧と、上記で計算した換算 N 値および等価 N 値から、実験地盤の N 値を推定した。推定結果を表 5.3、表 5.4 に示す。

$$N_1 = \frac{170N}{(\sigma'_v + 70)} \quad (4.1)$$

$$(N)_{65} = \frac{N - 0.019(\sigma'_v - 65)}{0.0041(\sigma'_v - 65) + 1.0} \quad (4.2)$$

ここに、

N_1 : 有効上載圧 100kPa 相当に換算した N 値

σ'_v : 計測時の有効上載圧 (kPa)

N : 標準貫入試験値 (N 値)

$(N)_{65}$: 等価 N 値

表 5.3 地盤の初期 N 値を 10 と仮定した場合の N 値の変化

計測点	換算N値 および 等価N値	有効上載圧 (計測値)	上載圧 補正後 N値	変化率
A~C	$N_1=14.7$ $N_{65}=11.2$	10.2kPa~105.7kPa	6.9~15.2	+52%~ -31%
D~F	$N_1=11.5$ $N_{65}=9.3$	6.3kPa~55.1kPa	5.1~8.7	-13%~ -49%

表 5.4 地盤の初期 N 値を 20 と仮定した場合の N 値の変化

計測点	換算N値 および 等価N値	有効上載圧 (計測値)	上載圧 補正後 N値	変化率
A~C	$N_1=29.3$ $N_{65}=22.1$	10.2kPa~105.7kPa	13.8~30.3	+51.5%~ -31%
D~F	$N_1=23.0$ $N_{65}=18.7$	6.3kPa~55.1kPa	10.3~17.8	-11%~ -48.5%

表 5.3, 表 5.4 からわかるように, 本実験で得られた土圧の変化は拘束圧依存の N 値の変化に換算すると, 下層地盤では, +50 ~ -50%程度の変化に相当する。すなわち, 実地盤においても, 下層地盤の圧密沈下等に起因した応力分布の不均質化によって, 計測される N 値に+50 ~ -50%程度の程度で変化が生じている可能性が示唆される。また, 逆に言えば, 同一の地盤であっても, 応力状態の違いによって+50 ~ -50%程度の N 値のばらつきが生じる可能性があることがわかる。すなわち, 粒径分布等に明瞭な差がなければ, +50 ~ -50%程度の N 値のばらつきがあっても, 応力状態を除き同一性状の土層であると考えられる場合があることが示唆される。

5.4 FEM解析による検討

5.4.1 解析コードの概要

本章における FEM 解析では、大変形（有限ひずみ）理論に基づく有効応力解析プログラム FLIP/TULIP（Finite element analysis program for Liquefaction Process / Total and Updated Lagrangian Liquefaction Program）⁷⁾を用いて検討を実施した。

FLIP/TULIP は、1988 年に独立行政法人 港湾空港技術研究所（当時、運輸省 港湾技術研究所）において開発された微小変形理論に基づく有効応力解析プログラム FLIP⁸⁾に対して、井合、上田らが大変形（有限ひずみ）理論における、Total Lagrangian(TL)法と Updated Lagrangian(UL)法の 2 種類の定式化を導入したものである。

FLIP は、過剰間隙水圧の発生に伴う土の剛性の変化、すなわちダイレイタンシー特性を表現することが可能であり、兵庫県南部地震や東北地方太平洋沖地震等の被災事例、模型実験の再現解析を適切に再現できることから^{例えば、9), 10), 11)}、港湾施設をはじめ、構造物の設計において、地震に対する変形照査および部材照査の有力な手法の一つとして用いられている。

しかし、従来の FLIP は、微小変形（ひずみ）理論を前提としているため、土の要素において、ひずみが小さく、かつ微小な変位や回転の現象に対して使用することが正当である。第 5 章における遠心模型実験は、落とし戸によって局所的に大きなひずみ、変形および回転が発生する可能性がある。そのため従来の FLIP では無視できない誤差が生じることが考えられ再現性を検討するにあたっては適切でないことから、従来の FLIP の構成式を大変形（有限ひずみ）理論に拡張した FLIP/TULIP を用いることとした。

また、土の構成則についてはマルチスプリングモデルとカクテルグラスモデル¹²⁾があるが、本検討では、間隙水の移動を考慮した土-水の連成解析を行うことから、カクテルグラスモデルを使用した。ここで、カクテルグラスモデルとは、ひずみ空間における多重せん断モデルにおいて、土のダイレイタンシー特性を考慮するためのモデルとして、ダイレイタンシーによる体積ひずみ成分が、仕事をしないせん断機構を表現する膨張的成分、および累積せん断ひずみに比例する収縮的成分の和として与えられるモデルである。また、運動方程式と間隙水の収支バランス式を連成させて解き、時々刻々の間隙水の移動も評価することが出来る。支配方程式である運動方程式を式 (5.1) に、間隙水収支バランス式を式 (5.2) に示す。また、カクテルグラスモデルにおける応力とひずみの関係式を式 (5.3) ~ (5.5) に示す。

$$\sigma_{ij,j} + \rho g_i = \ddot{u}_i \quad (5.1)$$

$$\left(k_{ij} p_{,j}\right)_{,i} - \ddot{\epsilon}_{ii} - \left(k_{ij} \rho_f g_j\right)_{,i} = -\left(k_{ij} \rho_f \ddot{u}_j\right)_{,i} + n \dot{p} / K_f \quad (5.2)$$

ここに,

- σ_{ij} : 全応力 (対称テンソル)
- ρ : 密度 (土と水の複合物としての密度)
- g_i : 重力加速度ベクトル
- u_i : 土骨格の変位ベクトル
- k_{ij} : 透水係数 (対称テンソル)
- p : 間隙水圧
- ε_{ij} : 土骨格のひずみ (対称テンソル)
- ρ_f : 間隙水の密度
- n : 間隙率
- K_f : 間隙水の体積弾性係数

$$\sigma' = \sigma'_m \mathbf{I} + \sum_{i=1}^I q^{(i)} \langle \mathbf{t}^{(i)} \otimes \mathbf{n}^{(i)} \rangle \Delta\omega \quad (5.3)$$

$$q^{(i)} = \frac{\gamma^{(i)}/\gamma_v}{1 + |\gamma^{(i)}/\gamma_v|} q_v \quad (5.4)$$

$$\langle \mathbf{t}^{(i)} \otimes \mathbf{n}^{(i)} \rangle = \begin{bmatrix} \cos \omega_i & \sin \omega_i \\ \sin \omega_i & -\cos \omega_i \end{bmatrix} \quad (5.5)$$

ここに,

- σ' : 有効応力テンソル
- $\sigma'_m = \sigma'_m(\mathcal{E})$: 平均有効拘束圧
- $\mathcal{E} (= \mathcal{E} - \mathcal{E}_d)$: 有効体積ひずみ
- \mathcal{E} : 体積ひずみ
- \mathcal{E}_d : ダイレイタンスーによる体積ひずみ
- $q^{(i)}$: 仮想単純せん断応力
- $\gamma^{(i)}$: 仮想単純せん断ひずみ
- q_s, γ_s : (仮想単純せん断機構における) せん断強度および規準ひずみ
- ω_i : 全体座標系における水平方向と仮想単純せん断方向のなす角度
- $\langle \mathbf{t}^{(i)} \otimes \mathbf{n}^{(i)} \rangle$: 粒子の接点接線方向の成分 \mathbf{t} と接点垂直方向の成分 \mathbf{n} のテンソル積

5.4.2 解析モデル及び解析方法

上述の遠心力場の模型実験の妥当性を検証するため、FEM を用いて再現解析を行った。図 5.14 に示す断面に対し、1 要素を 0.25m×0.25m の正方形としたメッシュでモデル化した(図 5.15)。また、実験の計測位置に対応する解析結果の出力位置を図 5.14 中に示す。ここで、出力位置は、変位(計測点 I, II, III, IV)は節点上、水圧及び応力(計測点 A, B, C, D, E, F)の要素中心とした。なお、解析は実スケールとして、地盤はカクテルグラスモデル要素、落とし戸及びシリコンゴムは線形平面要素でモデル化した。時間ステップは 0.0002 秒、解析の安定性を確保するために微小レーレー減衰は $\alpha=0$ 、 $\beta=0.05$ とした。

物性値は以下の手順で設定した。まず、式 (5.6)¹³⁾ により実験で作成した地盤の相対密度 ($D_r=50\%$) と有効上載圧 σ'_{v0} から土層中心の实地盤モデルにおいて同等となる N 値を求めた。次に、求めた N 値によりせん断弾性係数を式 (5.7)¹⁴⁾ より求め、体積弾性係数はせん断弾性係数とポアソン比から式 (5.8) により算定した。さらにせん断抵抗角 ϕ 、間隙率 n 、履歴減衰の上限値 h_{max} については文献¹⁵⁾を参考に砂質土における一般的な値を使用した。

$$D_r = 21 \left(\frac{100N}{\sigma'_{v0} + 70} \right)^{0.5} \quad (5.6)$$

$$G_{m0} = 14100 N^{0.68} \quad (5.7)$$

$$K_{m0} = \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)} G_{m0} \quad (5.8)$$

ここに、

D_r : 相対密度 (%)

σ'_{v0} : 実スケールにおける土層中心の有効上載圧 (kN/m²)

N : 土層中心における N 値

G_{m0} : 土層中心における初期せん断弾性係数 (kN/m²)

ν : ポアソン比

K_{m0} : 土層中心における初期体積弾性係数 (kN/m²)

液状化特性を規定するパラメータ（液状化パラメータ）は上記で算定した N 値から文献¹⁵⁾による手法（簡易設定法）により液状化強度曲線を求め、この液状化曲線を再現できるように設定した。地盤の透水係数は Creager による透水係数の推定式¹⁶⁾を参考に、細砂である $2.0 \times 10^{-3}(\text{cm}/\text{sec})$ から、本実験では粘性流体を用いていないことを考慮して 50 倍の $1.0 \times 10^{-1}(\text{cm}/\text{sec})$ とした。上記の手順で算定した地盤の主な解析パラメータを表 5.5 に示す。また、今回の解析パラメータに対応した液状化強度曲線を図 5.16 に示す。なお、落とし戸直下はシリコンゴムが沈下するように剛性を非常に小さくした部分を設け、その部分の左右には x 方向拘束、 y 方向自由の鉛直ローラーの境界を設けた。他の落とし戸部分については剛体とした。シリコンゴムについては、初期自重解析の際は落とし部で目標となる沈下量が生じるように剛性を調整し、地震応答解析では剛体とした。ここで、目標とした落とし戸の沈下量は、模型実験において落とし戸がほぼ最大沈下量（模型スケールで 9mm）近くであったことを考慮して、模型スケールで 8mm（実スケールで 40cm）とした。

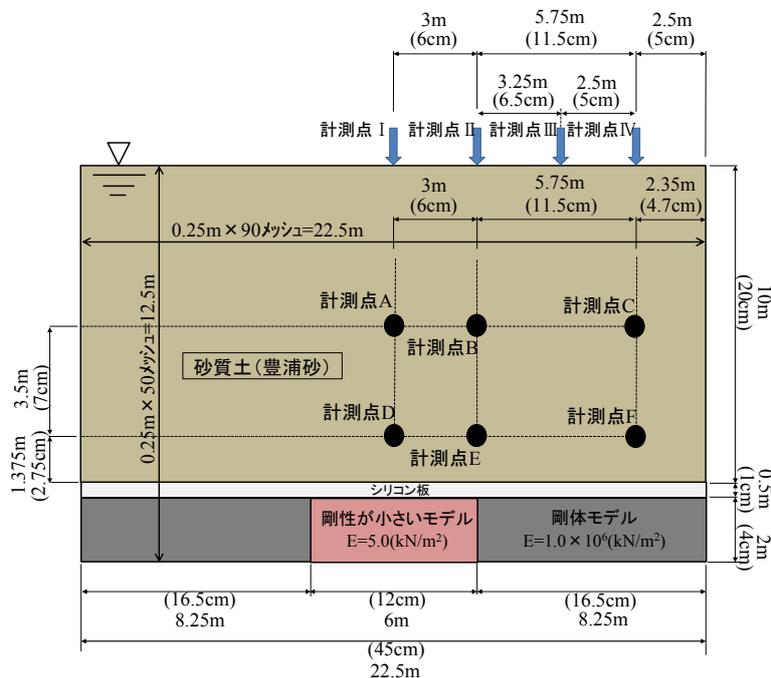


図 5.14 解析モデル図
(括弧内の数値は模型スケールにおける値)

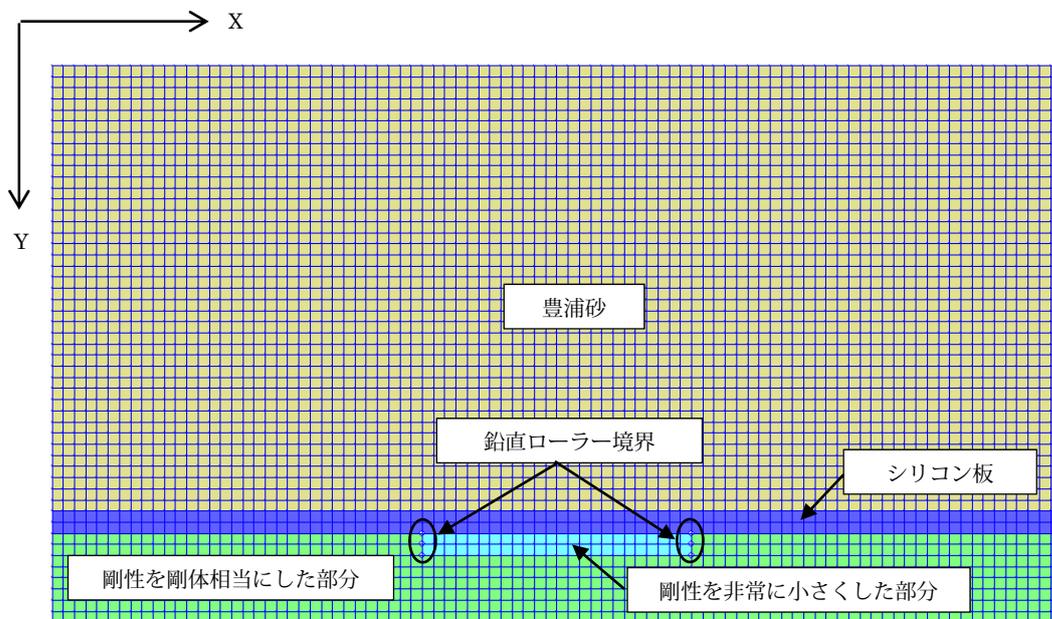


図 5.15 解析メッシュ図 (実スケール)

表 5.5 解析に使用した主なパラメータ

物理特性および動的変形特性を規定するパラメータ											
飽和密度 ρ_{sat} (t/m^3)	土層中心深度 G.L.(m)	有効上載圧 σ'_{v0} (kN/m^2)	平均有効拘束圧 σ'_{m0} (kN/m^2)	相対密度 Dr (%)	N値	せん断抵抗角 ϕ ($^{\circ}$)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G_{m0} (kN/m^2)	体積弾性係数 K_{m0} (kN/m^2)	間隙率 n	履歴減衰の上限値 h_{max}
1.938	5.00	45.96	34.47	50.00	6.57	39.13	0.33	50738	132317	0.45	0.24

液状化特性を規定するパラメータ									
変相角 ϕ_p ($^{\circ}$)	ϵ_{dc}	Γ_{dc}	Γ_{ed}	Γ_k	q1	q2	q4	s1	c1
28	0.1	1	0.7	0.5	1	0.2	1	0.005	1.61

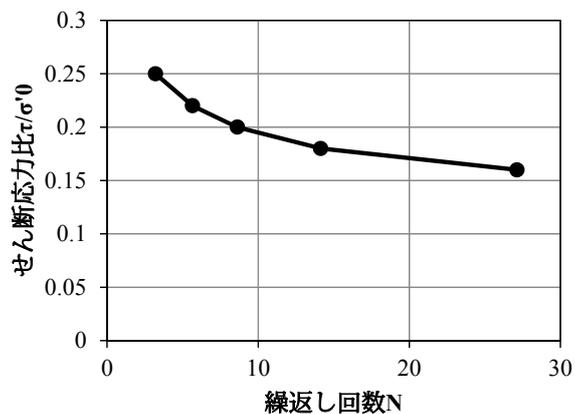


図 5.16 液状化強度曲線

5.4.3 不同沈下の発生による地盤内応力の変化の再現

FLIP の解析では、まず、重力（本解析では遠心力）を徐々に作用させる初期自重解析を実施し、初期状態を再現する。このとき、重力（本解析では遠心力）を作用させていない真の初期段階では、粘着力を持たない砂地盤では拘束圧がなく、強度もゼロとなって、解析が不安定化する。これを避けるため、有効拘束圧の下限值を与えて、自重解析を実施するという工夫がなされている。これは、本実験において1G場で安定した地盤を作成し、最低限の強度を担保したうえで、遠心力を載荷していくというプロセスと似ている。

前章で述べたように、実験結果では計測点 B,C については、特に鉛直荷重において2ケースの実験結果が大きく異なっている。この理由として、1G場で作成した地盤の強度が若干異なっていた可能性を考えた。そこで、有効拘束圧の下限值を変化させたパラメトリックスタディを実施した。具体的には、各要素について、それより上部にある要素の質量密度×要素上下幅の合計から想定される拘束圧に対し、係数 FAABB を掛けた値を有効拘束圧の下限值として設定することとして、FAABB の値を3通り（0.0008, 0.001, 0.0012）に変化させた解析を行った。

図 5.17 に地表面沈下量の実験結果と解析結果を示す。落とし戸の上部付近の計測点 I, II において、遠心加速度 50G における沈下量が実験結果と解析結果で同程度になる。しかし、落とし戸から離れた計測点 III, IV では解析結果の方が 1/10 程度の小さい値となった。この理由としては、体積弾性係数の拘束圧依存性を圧密試験結果などに基づいて適切に評価することが出来ていないため、圧密沈下量の算定に誤差が出たものと考えられる。

図 5.18 は鉛直土圧の比較である。落とし戸中心の上に位置する計測点 A, D については、実験結果をよく再現できている。計測点 B については、FAABB の違いにより、値が大きく異なる結果となった。これは、1回目と2回目の土圧の違いに相当しているものと考えられる。つまり、図 5.7 に示したようなアーチの状態（アーチ内部の応力など）が、初期の応力状態や強度のわずかなばらつきで変化し、計測された土圧の違いになったものと思われる。実際に、地盤底面要素の位置について、FAABB が 0.0008, 0.001 および 0.0012 のケースにおける、平均有効拘束圧の比較を図 5.19 に示す。アーチ構造の下端位置と推察される位置を記入しているが、その平均有効拘束圧が異なっている。

図 5.20 は水平土圧の比較である。計測点 A, B で理論値よりも大きな値となること、計測点 C, D は理論値より小さな値となることが再現できている。また、計測点 A や E で土圧の値に実験値ほどではないもののばらつきが見られることから、アーチ構造の状態がわずかな初期値の差で異なっていることが推察される。

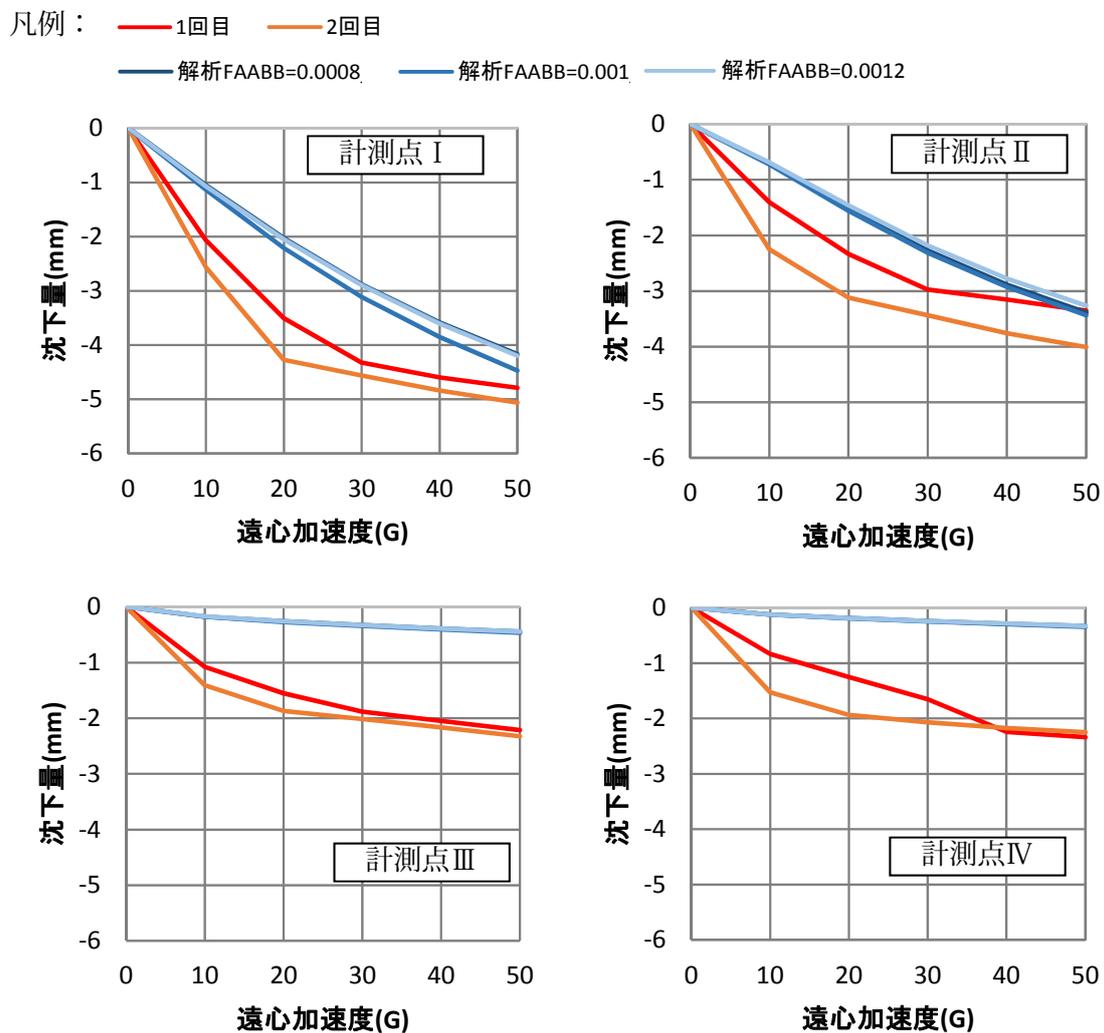


図 5.17 遠心実験による計測結果と解析結果の比較（地表面沈下量）

凡例： — 1回目 — 2回目

— 解析FAABB=0.0008 — 解析FAABB=0.001 — 解析FAABB=0.0012 — · · · 理論値(鉛直土圧)

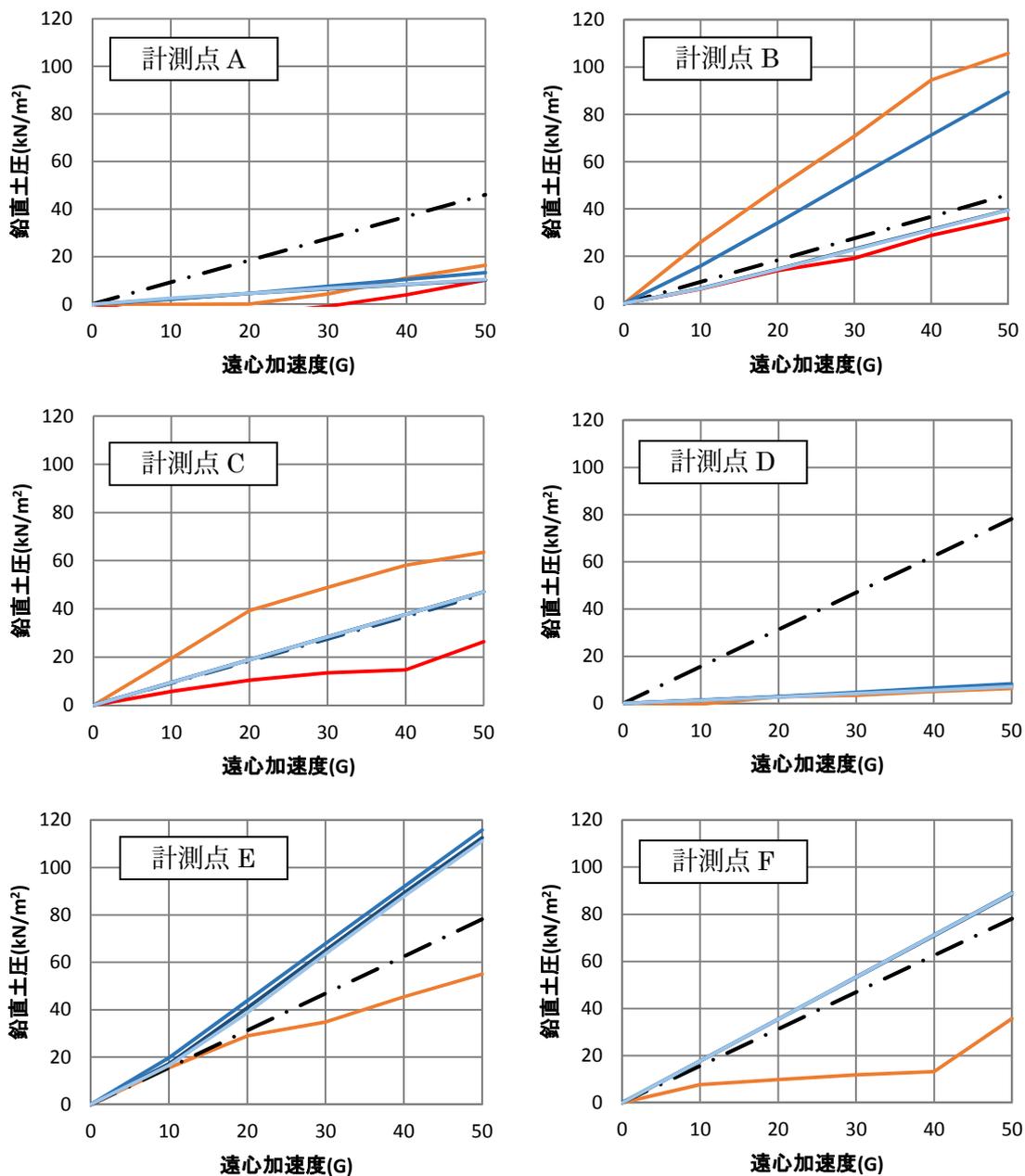


図 5.18 遠心実験による計測結果と解析結果の比較 (鉛直土圧)

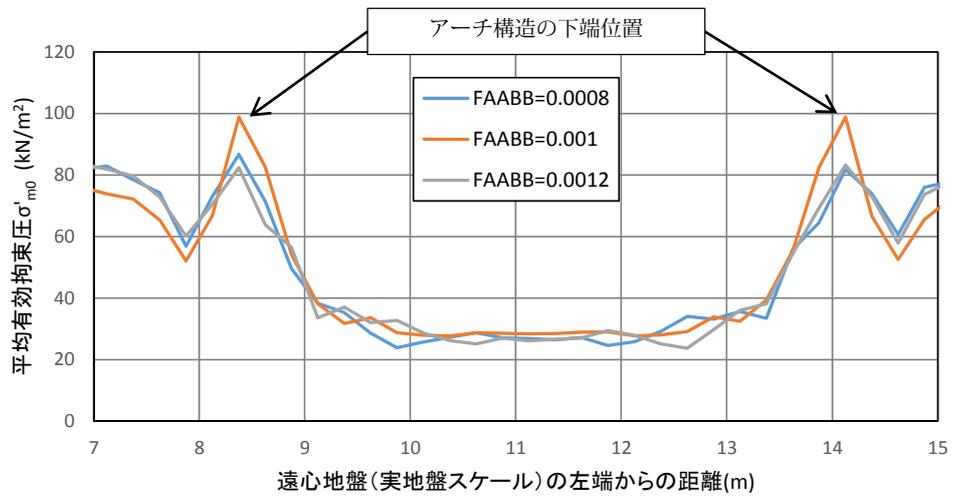


図 5.19 地盤底面要素における平均有効拘束圧の比較

凡例： — 1回目 — 2回目

— 解析FAABB=0.0008 — 解析FAABB=0.001 — 解析FAABB=0.0012 — · · · 理論値(水平土圧)

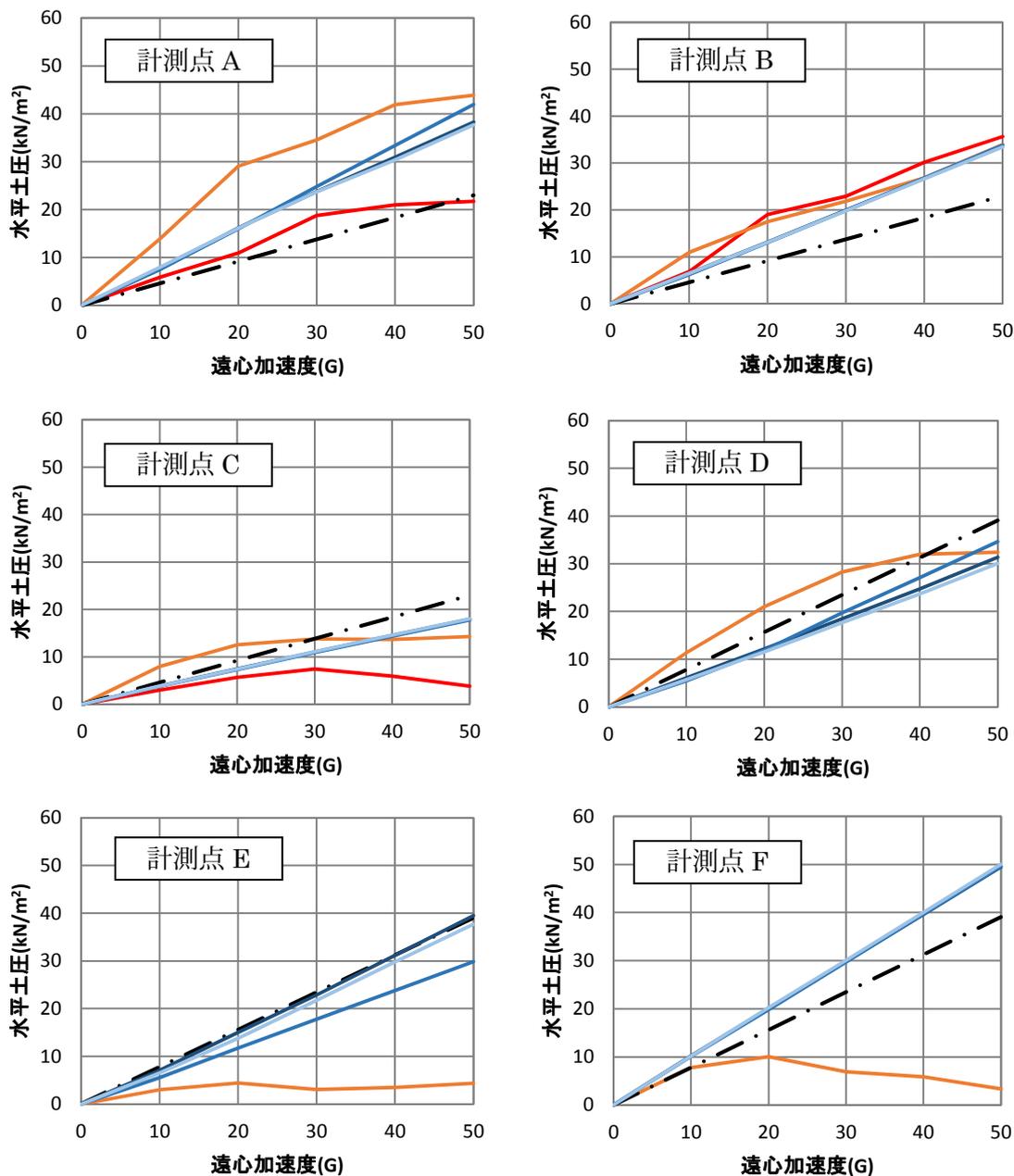


図 5.20 遠心実験による計測結果と解析結果の比較 (水平土圧)

5.4.4 加振時の水圧上昇に関する再現解析

加振時の再現解析は、ケースごとに初期応力状態が異なるため、代表的な FAABB=0.001 の結果のみを示す。なお、加振時の水圧上昇に着目しているため、加振時間（模型スケールで 0.2 秒）のみを対象とした。

図 5.21 に示すように、計測点 A,B,C の土圧（全応力相当）については、加振前半の再現性が良い。しかし、後半では解析結果はほぼ一定の値に収束するのに対し、実験結果はばらつきが大きく、整合していない。計測点 D,E,F については、初期応力の再現性がなかったため、加振時も実験と大きく異なる結果となっている。

図 5.22 に示す間隙水圧については、立ち上がりについては良い再現性を示している。しかし、加振後半では、実験と解析で乖離が見られた。これは、水圧の上昇に伴う透水係数の増加が解析では表現できていないためと考えられる。また、同一深度（計測点 A,B,C および計測点 D,E,F）では加振前半での水圧の上昇が同程度である。すなわち、初期の応力状態が異なるものの、水圧上昇はほぼ同じである。ただし、初期の応力状態が異なるため、間隙水圧上昇により有効応力が失なわれて液状化現象が発生するタイミングは、地点ごとに異なる可能性が考えられる。さらに、間隙水圧の上昇により地盤が軟化し、地盤内の応力が再配分されるため、地盤内の実際の有効応力の値は単純に初期の応力状態のみで評価できる訳ではないと考えられる。

図 5.23 に有効応力相当の土圧を示す。計測点 A,B で加振直後に土圧が低下している現象は解析で再現できている。しかし、加振後半での土圧の上昇は再現できていない。これは、前述のように水圧の上昇に伴う透水係数の増加が解析では表現できておらず、間隙水圧の消散に伴う有効応力の回復が解析では適切に評価できていないためだと考えられる。

また、地点ごとの液状化の起こりやすさについては、上述のように加振後半の解析で得られる最大過剰間隙水圧比などの妥当性は低いため、これを適切に評価することは難しい。実験的には高精度の土圧・水圧の計測手法の確立、解析的には水圧の上昇に伴う透水係数の増加を適切に評価する手法の確立が必要である。

凡例： — 1回目(鉛直応力) — 2回目(鉛直応力) — 1回目(水平応力) — 2回目(水平応力)
 — 解析(鉛直応力) — 解析(水平応力) — ● — 50G場の鉛直応力の理論値 — ● — 50G場の水平応力の理論値

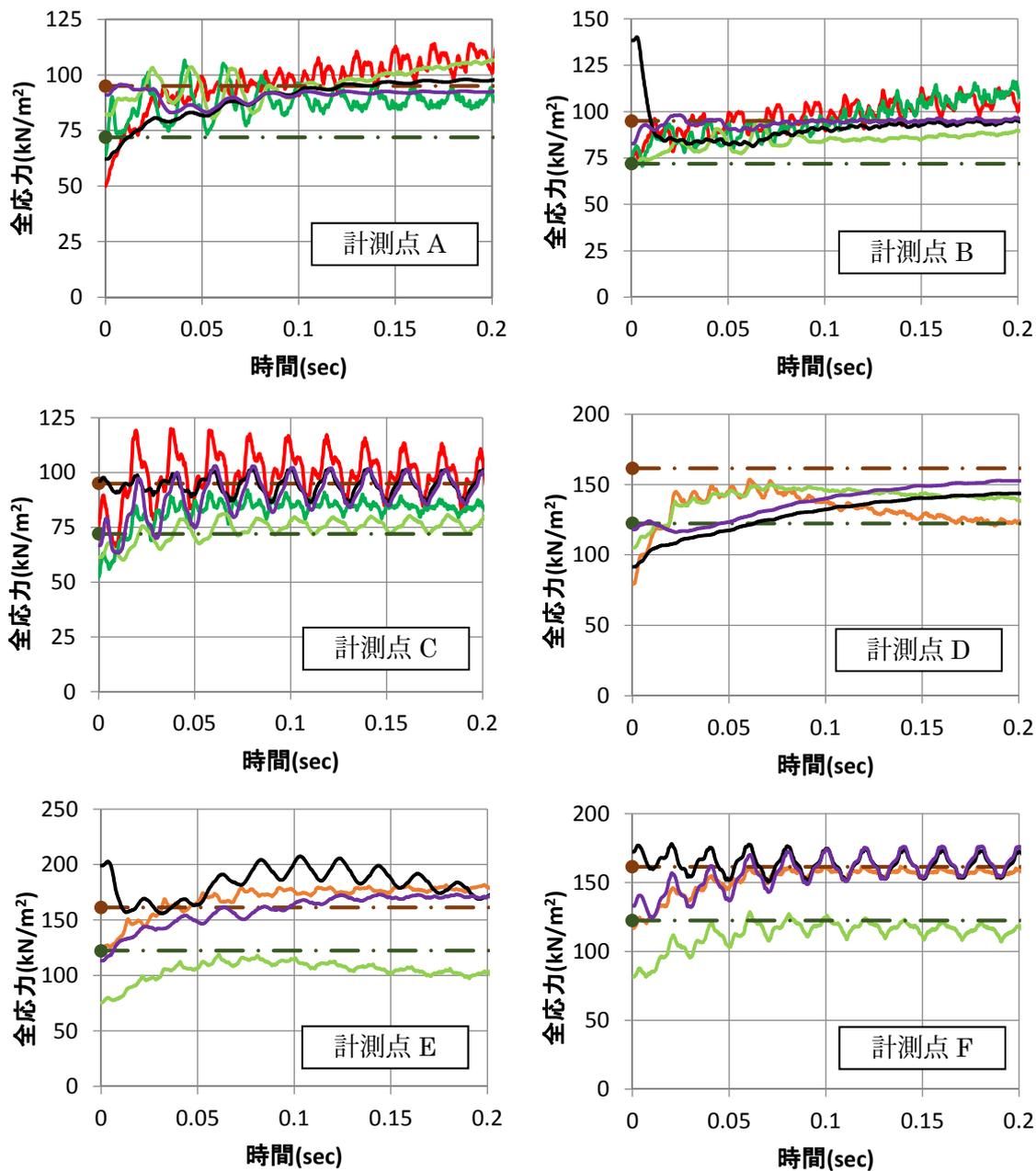


図 5.21 遠心実験による計測結果と解析結果の比較 (全応力)

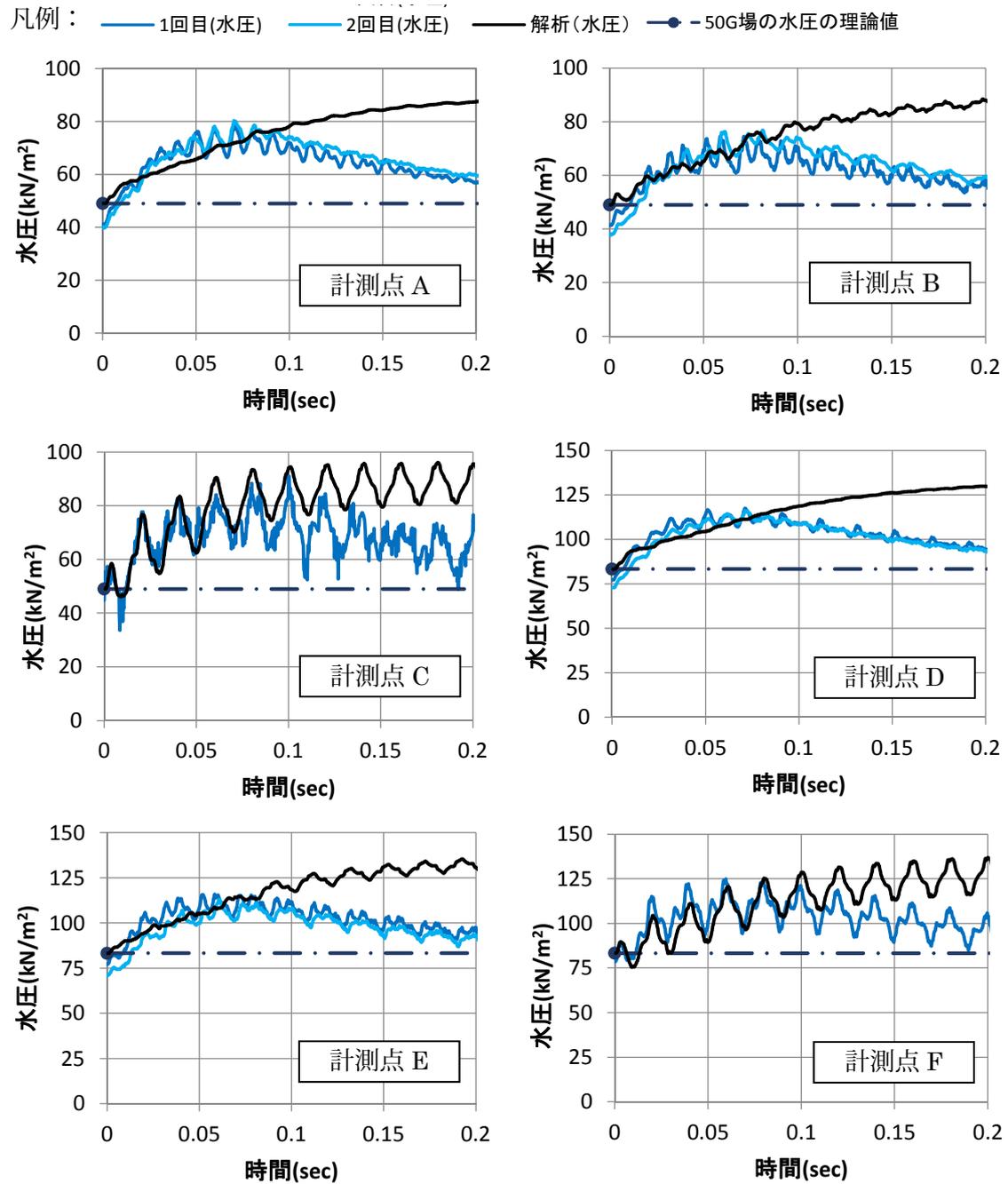


図 5.22 遠心実験による計測結果と解析結果の比較 (水圧)

凡例： — 1回目(鉛直土圧) — 2回目(鉛直土圧) — 1回目(水平土圧) — 2回目(水平土圧)
 — 解析(鉛直土圧) — 解析(水平土圧) — ● — 50G場の鉛直土圧の理論値 — ● — 50G場の水平土圧の理論値

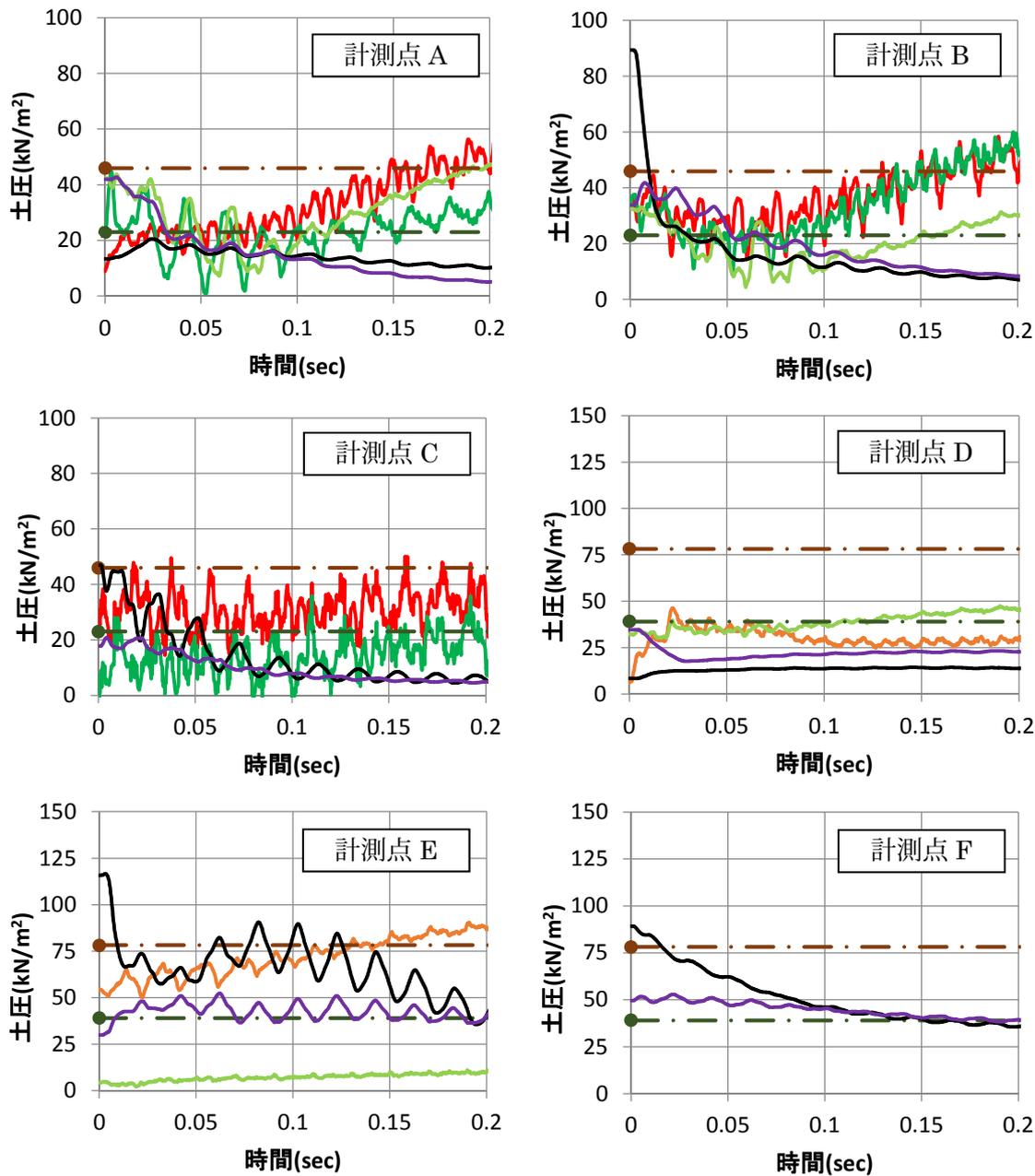


図 5.23 遠心実験による計測結果と解析結果の比較 (土圧)

5.4.5 不同沈下量の影響に関するパラメトリック解析

上述のように，不同沈下の発生により，地盤内の応力に変化が生じることは実験的にも解析的にも確認できた。そこで，どの程度の不同沈下量によりこのような地盤内の応力変化が発生するかを評価するため，不同沈下量を変化させたパラメトリックスタディを実施した。解析ケースは，落とし戸における沈下量として，実スケールで $s=0\text{cm}$, 2cm , 8cm , 11cm の4ケースを実施した。解析結果を図 5.24～図 5.27 に示す。図からわかるように，不同沈下がない場合の土圧等は理論値と一致するのに対し 2cm といった非常に小さな不同沈下であっても，地盤内応力に大きな変化が生じている。さらに図 5.27 に示すように不同沈下がない場合に比べて水圧は上昇し易くなる傾向を示すことがわかる。水圧上昇においても非常に小さな沈下量 (2cm) で水圧上昇が大きくなることが明瞭である。また，ある程度の大きさ (図 5.25, 図 5.26 では 8cm 以上) にまで不同沈下が進行すると，地盤内応力の不均質性の程度は頭打ちになることがわかる。

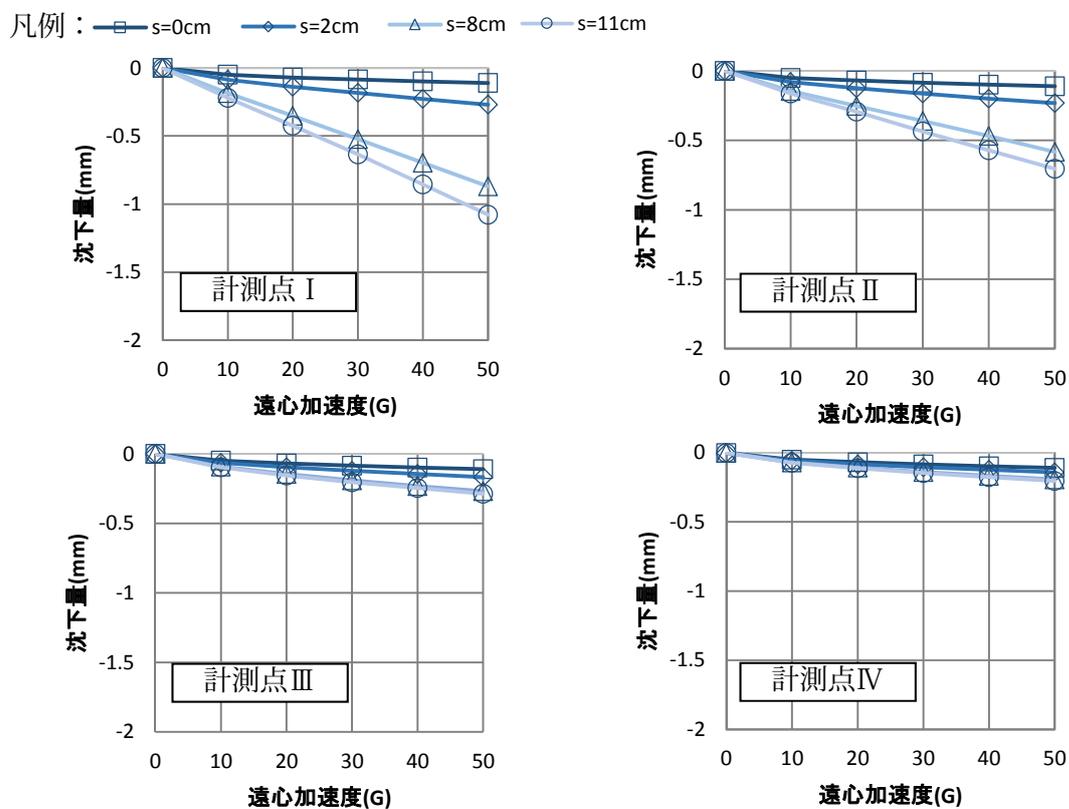


図 5.24 不同沈下量ごとの遠心加速度増加に伴う地表面沈下量

凡例：□ s=0cm ◆ s=2cm ▲ s=8cm ○ s=11cm -.- 理論値(鉛直土圧)

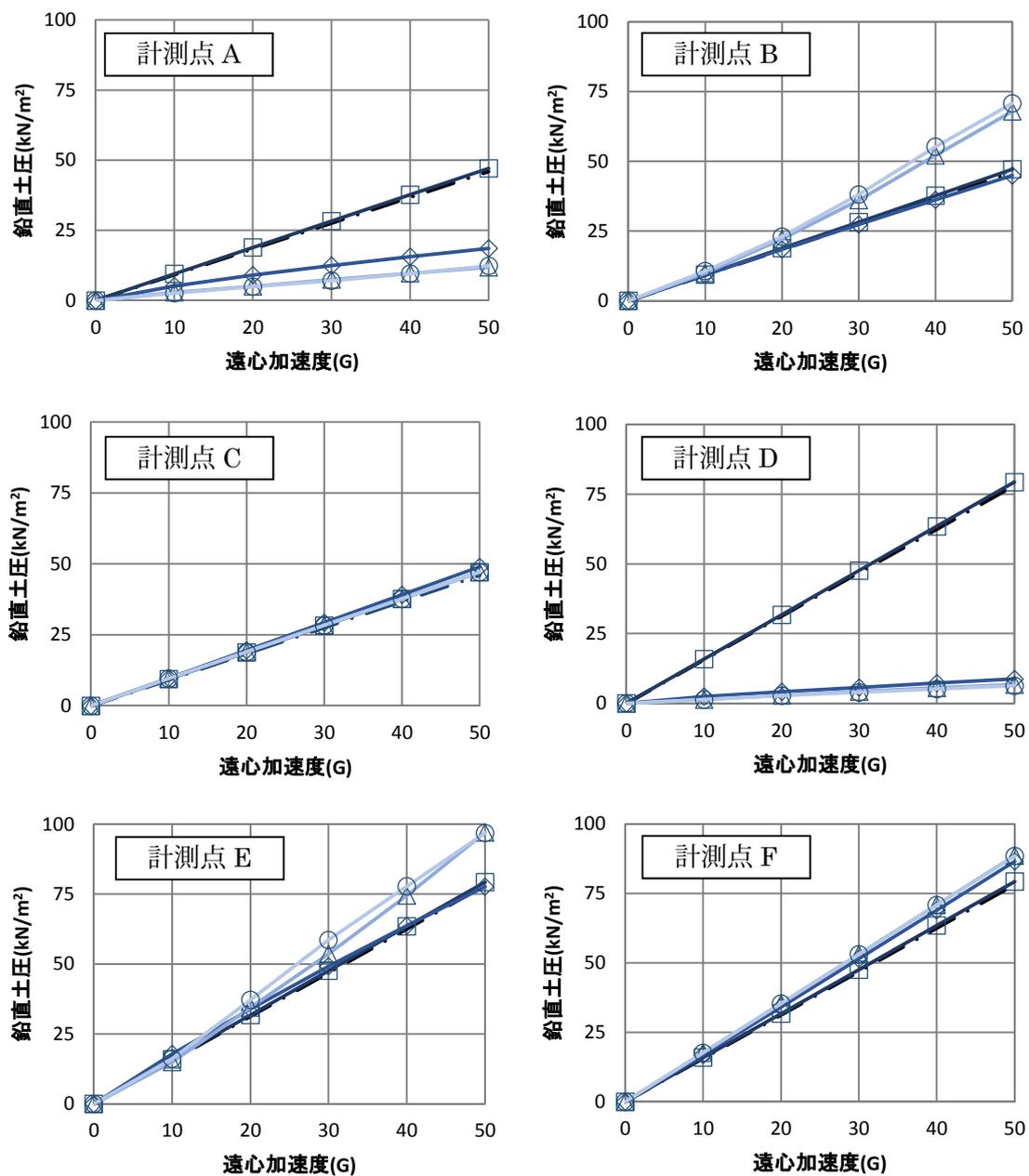


図 5.25 不同沈下量ごとの遠心加速度増加に伴う鉛直土圧

凡例：□ s=0cm ◆ s=2cm ▲ s=8cm ○ s=11cm - - - 理論値(水平土圧)

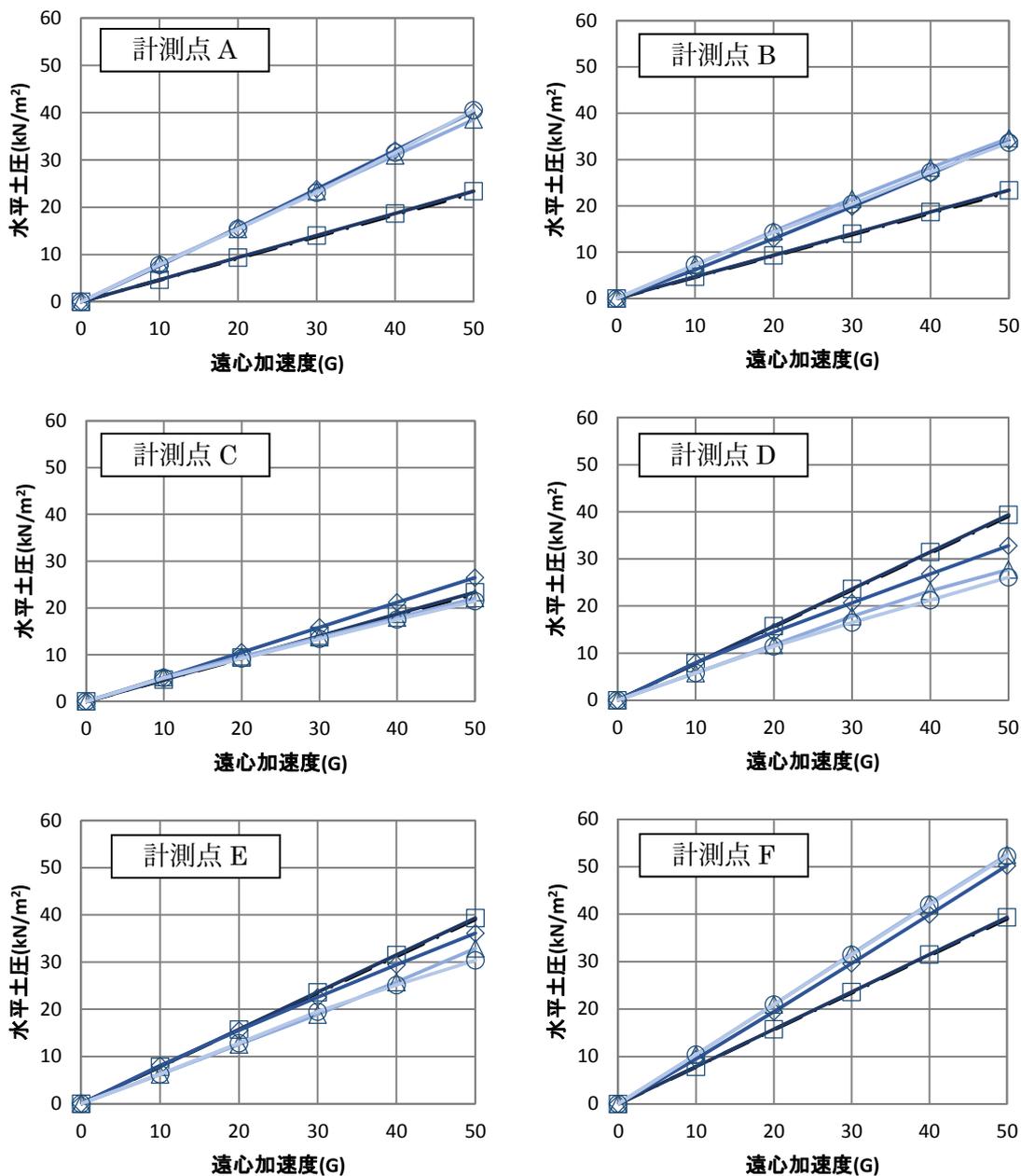


図 5.26 不同沈下量ごとの遠心加速度増加に伴う水平土圧

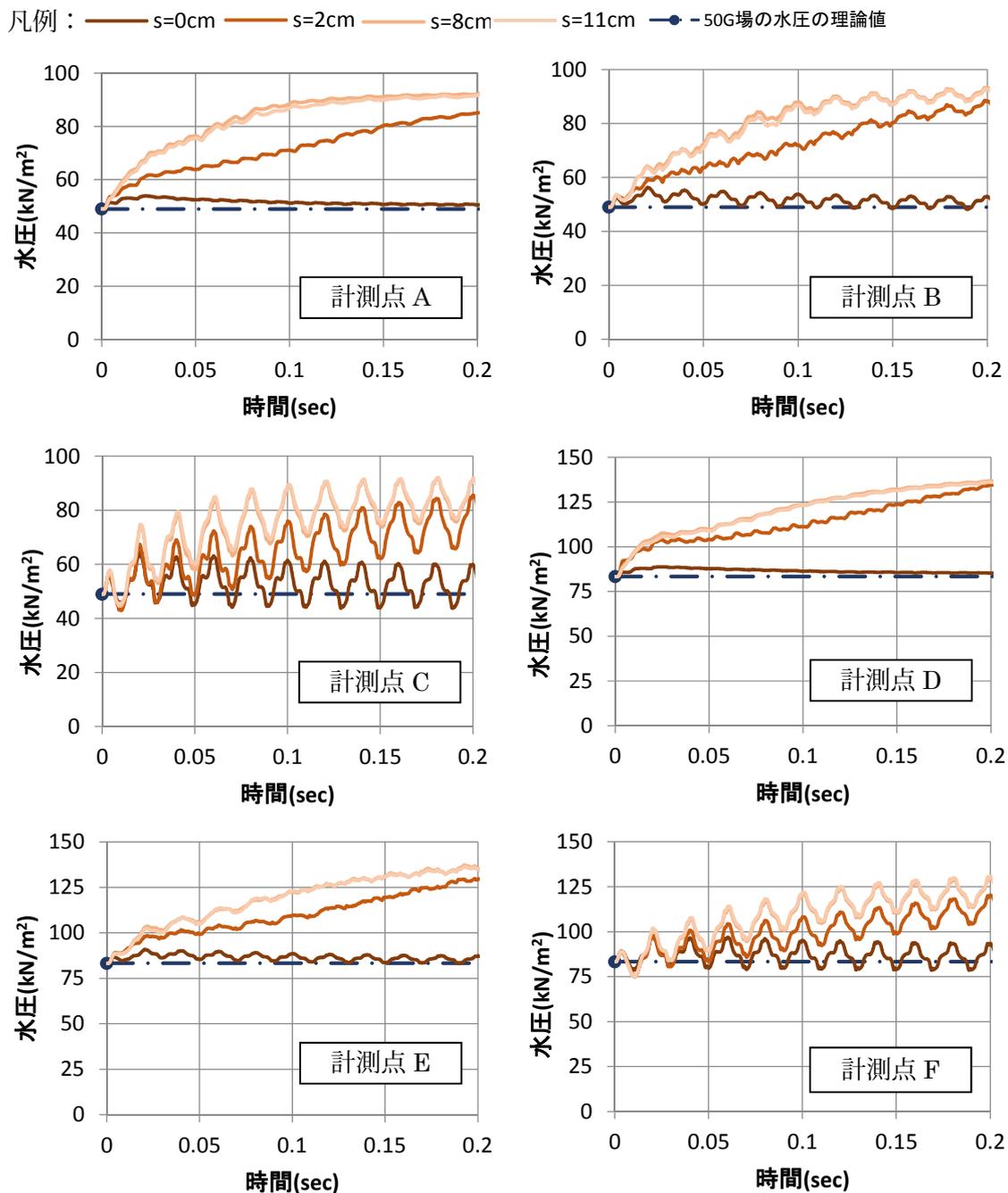


図 5.27 不同沈下量ごとの加振に伴う水圧

5.4.6 解析結果のまとめ

以上のように、FEM 解析から以下のことがあきらかとなった。

- 落とし戸中心に位置する計測点 A,D では、不同沈下の進展に伴い鉛直土圧が小さくなることについて、実験結果をよく再現できた。
- 水平土圧において、計測点 A,B で理論値よりも大きな値となっていること、計測点 C,D では理論値より小さな値となっていることが再現できた。以上より解析でもアーチ構造の発生による地盤内応力の変化が再現できたものと考えられる。
- 落とし戸端部上に位置する計測点 B では、初期条件（FAABB の値の設定）の違いにより土圧の値が大きく異なる結果となった。これは、アーチ構造の状態が初期の応力状態や強度のわずかなばらつきで変化するためと考えられる。これが、実験における1回目と2回目の計測結果が大きく異なる理由であると考えられる。
- 間隙水圧については、加振前半の水圧の立ち上がりについては実験結果をよく再現できた。しかし、加振後半では実験結果と乖離がみられた。これは、水圧の上昇に伴う透水係数の増加が解析では表現できていないためであると考えられる。
- 上記の応力の変化は、微小な不同沈下でも発生する。

5.5 まとめ

本節では、埋立地の地盤状態の時間的変化の可能性とその時間的変化が液状化の発生に及ぼす影響を遠心模型実験及び FEM 解析により検討した。検討の結果、以下のことが明らかとなった。

- ・ 不同沈下により地盤内にアーチ構造が発生し、不同沈下部上の地盤では鉛直土圧が小さくなるなど地盤内応力が変化することが確認できた。この変化は、一般の埋め立て地盤では、N 値の変化などに反映される可能性があり、その程度は+50 ~ -50%程度になり得る。
- ・ 不同沈下により地盤内応力が不均質となった地盤においても、加振による水圧の上昇は、同一深度の計測点で同程度であった。初期の応力状態が不均質であることを踏まえると、過剰間隙水圧の上昇が及ぼす影響も不均質であると推測される。
- ・ 不同沈下による地盤内応力の変化は、実地盤で数 cm の小さい沈下量でも発生する可能性があることがわかった。これは粘性土地盤の圧密沈下のばらつきにより、埋立ての初期の段階もしくは、圧密度が大きい場合の比較的小さな圧密沈下でも、地盤内応力の不均質化が起こり得ることを示唆している。

以上から、埋立地の液状化予測の高度化のためには、今後、埋立直後の地盤調査結果のみを用いるのではなく、検討対象時点の地盤状態を念頭に置いた液状化予測を行っていくこと、圧密沈下等に伴う地盤の不均質性等が存在している可能性があるということ等の点を検討していく必要がある。また、応力状態のばらつきが計測される N 値のばらつきにつながる可能性として示唆されたことから、点の情報としての N 値に代わる、あるいは N 値を補完する面的な情報の取得が望まれる。

【第5章の参考文献】

- 1) 京都大学防災研究所, 京大防災研 遠心载荷実験室, 2012.
<https://sites.google.com/site/centrifugej/>, (参照 2012.12.21) .
- 2) 村山朔郎, 松岡元, 深尾元昭: アーチ作用のメカニズムとトンネル土圧について, 土木学会年次学術講演会講演集 第3部, Vol.26, pp.417-420, 1971.
- 3) 小坂馨太, 足立紀尚, 木村亮, 神谷信毅, 遠藤拓二: 遠心力場における降下床実験, 土木学会年次学術講演会講演概要集 第3部(B), Vol.51, pp.150-151, 1996.
- 4) 川村顕大, 落合英俊, 安福規之, 杉本 知史: 小型応力測定装置の降下床実験への適用と地盤内挙動の推定, 土木学会年次学術講演会講演概要集 第3部, Vol.59, pp.249-250, 2004.
- 5) 社団法人 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 平成24年3月, p.136, 2012.
- 6) 社団法人 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 平成19年7月, p.385, 2007.
- 7) 上田恭平: 砂の力学モデルとしての多重せん断モデルの大変形解析の定式化およびその適用性に関する研究, 京都大学博士学位論文, 2010.
- 8) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, 32(2), pp.1-15, 1992.
- 9) 一井康二, 井合進, 森田年一: 兵庫県南部地震におけるケーソン式岸壁の挙動の有効応力解析, 港湾技術研究所報告, 第36巻, 第2号, pp.41-87, 1997.
- 10) 住谷圭一, 榊原務, 田代聡一, 曲伝軍, 小濱英司, 一井康二, 2011年東北地方太平洋沖地震において地震動により被災した港湾構造物の再現解析 一控え矢板式岸壁を対象として一, 土木学会 第33回地震工学研究発表会講演論文集, 2013.
- 11) K. Kitade, Y. Kawamata, K. Ichii, S. Iai: Analysis of Laterally loaded pile groups using 2-D FEM, *Pro. of ICSDEE & ICEGE Conference*, 2004.
- 12) 井合進, 飛田哲男, 小堤治: 砂の繰返し载荷時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンスー関係, 京都大学防災研究所年報, 第51号, pp.291-304, 2008.
- 13) G. G. Meyerhof: Discussion on soil properties and their measurement, *Discussion2, Proc. Of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.III, p.110, 1957.
- 14) Imai, T. and Tonouchi, K.: Correlation of N value with S wave velocity and shear Modulus, *Proc., 2nd ESOPT*, 1982.
- 15) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料, No.869, 1997.

- 16) Creager, W. P., Justin, J. D. and Hinds, J.: Chap.16 soil tests and their utilization, in Engineering for dams, Vol.III: Earth, Rock-fill, Steel and Timber Dams, John Wiley and Sons, pp.645-654, 1944.

第6章 埋立地盤の性状把握への表面波探査の適用性

6.1 概要

従来の液状化予測法は、主にボーリングによる原位置試験や試料採取によって行われることについて、第2章で記述した。また、液状化予測を基にした液状化対策は、人工地盤全域（例えば、埋立地全域）を行うよりも、重要な範囲を重点的に対策していくことが経済的に合理的であることを工場地域を例として3.2節で示した。さらに、人工地盤である埋立地は、様々な要因で不同沈下が生じる可能性があり、その不同沈下によって地盤内応力が局所的に変化し液状化強度や予測されるN値に影響を与える可能性があることを第4章と第5章に示した。

以上から、液状化予測を高度化するためには、人工地盤内の液状化強度の分布を適切に把握する手法が重要である。本章では、表面波探査によって地盤内のせん断波速度分布を面的に得られる手法の適用性の検討を行った。さらに既往の液状化予測図を用いてせん断波速度による液状化予測の妥当性の検討を行った。

6.2 岸壁背後の埋立地盤に対する表面波探査の適用性

6.2.1 概要

第1章でも述べたように、地盤内部の物性値を把握する方法としてボーリングによるPS検層や標準貫入試験があるが、これらの情報はあるポイントの深度方向の物性の分布といった1次元的なものである。そもそも、地盤物性にはばらつきがあることを考えると、地盤物性の変化の有無を議論するためには、点の情報ではなく、ある程度広い範囲の面的な物性値の分布を比較していく必要がある。

最近では地盤のせん断波速度構造を、面的にかつ簡便に把握する方法として人工振源を用いた表面波探査¹⁾が開発されている。既往の研究では、ため池堤体の耐震性評価²⁾や高速道路盛土の健全度評価³⁾、河川堤防のせん断波速度の把握⁴⁾など、主に盛土構造物に適用されている事例が多く見受けられる。しかし、岸壁などの港湾構造物に適用された事例は極めて少ない。これは、盛土のような構造物は、表面波探査における水平成層地盤の仮定とある程度は整合するのに対し、港湾構造物は水平成層地盤と見なし難い構造物であるためである。例えば、既往の研究⁵⁾では、角度20度以下の尾根形状や谷形状では地形の影響は少ないとの結果が得られているが、岸壁のような海底面と地表面の間に大きな段差のある地表面形状については対象としていない。さらに、港湾構造物では、潮汐による地下水位変動が激しく、矢板等の構造物の存在の影響も考えられるため、適用性の有無が定かでない。

そこで、本章では、埋立地盤への表面波探査の適用性を検討する。具体的には、矢板式岸壁を対象に、表面波探査を模擬した数値解析と実測に基づいて、大きな段差形状、矢板等の構造物の影響、潮汐による地下水位の変動の影響を検討した結果を示す。

6.2.2 含水比の変化とせん断波速度の関係

潮位変動による地下水位の変化は、含水比の変化として地盤のせん断波速度に影響を与えるものと考えられる。つまり、実際の埋立地盤に表面波探査を適用する場合、水位変動によるせん断波速度の変化を定量的に把握しておく必要がある。そこで、まず含水比の変化によるせん断波速度の変化を定量的に検討した。

写真6.1に示すような小型コンテナに土試料を締固めて供試体を作製した。供試体作製法は静的締固め法とし、3層にわたり締固めた。本研究では、供試体内部に設置間隔4cm、深度6cmに床に対して平行に設置したベンダーエレメント⁶⁾により、土中のせん断波速度を測定した。

実験では写真6.2のような降雨装置を用いた。実験ケースを表6.1に示す。試料には豊浦砂を用いた。降雨による含水比の変化は、浸透解析ソフトHYDRUS⁷⁾による各時刻の推定結果を用いた。

図6.1に含水比(推定値)とせん断波速度の関係をそれぞれ示す。図6.1に示すように、

含水比とせん断波速度の関係は、Case-B と Case-C において、ほぼ同じ値を示している。しかし、Case-A は、他のケースとは異なり、含水比が増加してもせん断波速度が急激に落ちることなく緩やかに低下する結果となった。Case-A のみが他のケースとは違う挙動を見せた要因としては、供試体内の水分布が不均質になった影響等が想定される。なお、含水比の推定結果の妥当性については、予備実験により確認している。ただし、Case-A と他のケースにみられたような差異が含水箇所分布の不均質によるものだとすると、含水比の妥当性を厳密な意味で評価することは難しい。

このように、含水比の変化により 10～40%程度のせん断波速度の変化が生じる。すなわち、現場での計測では、潮汐による地下水位の変動によるせん断波速度の変動が存在し、これを考慮しなければならないことがわかる。

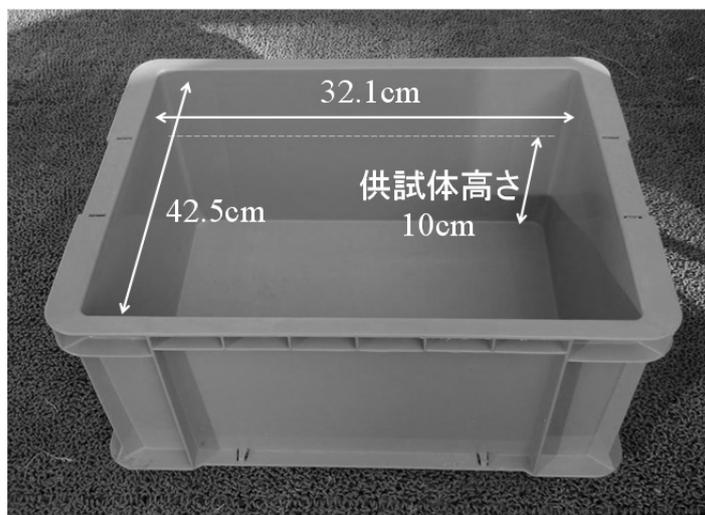


写真 6.1 実験用土槽

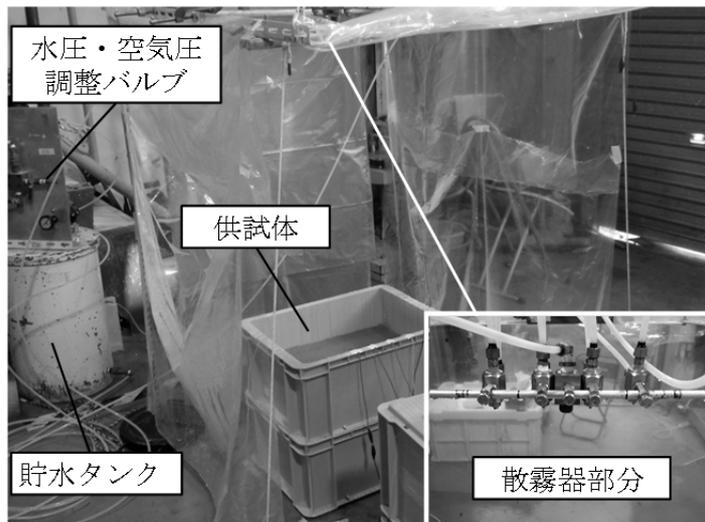


写真 6.2 降雨装置

表 6.1 実験ケース

Case No.	降雨強度 (mm/hr)	間隙比	目標含水比 (%)
Case-A	6.6	0.787	14.25
Case-B	13.65		
Case-C	25.13		

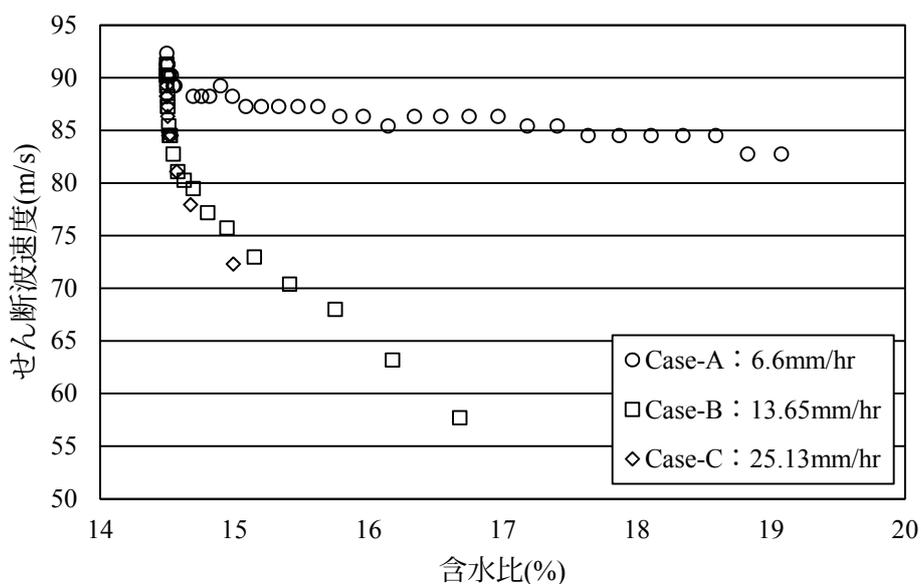


図 6.1 含水比（推定値）とせん断波速度の関係

6.2.3 表面波探査を模擬した 2 次元 FEM 解析

実際の港湾構造物への表面波探査の適用性を検討するため、2次元の動的 FEM 解析により表面波探査を模擬した解析を行った。解析対象は、図 6.2 に示す断面図の控え鋼矢板式岸壁である。当岸壁は次節で示す実測の対象岸壁であり、現在までに、2001 年の芸予地震や 2004 年の台風 18 号の波浪で被災している。被災後には修繕を行っているが、エプロン部や荷さばき部の舗装修繕や岸壁上部工の目地補修などであり、タイロッド、控え矢板など背後地盤内にある主要構造部材には手を付けていない。

FEM 解析では解析コード FLIP[®])を用いた。ただし、地震時の変形を求める解析ではないため、液状化の検討などで用いるマルチスプリング要素は用いず、地盤は弾性体でモデル化している。

6.2.3.1 解析ケース

矢板岸壁の背後地盤における表面波探査で考慮すべき点には、舗装の影響、矢板や上部工などの構造物の影響、海底面と地表面の標高の違いによる段差の影響がある。そこで、表 6.2 に示すようにコンクリート舗装のモデル化の有無、上部工および矢板のモデル化の有無、地表面形状の組み合わせを考え、計 6 ケースについて 2 次元 FEM により表面波探査の解析を試みた。

表 6.2 解析ケース

Case No.	コンクリート舗装	上部工および矢板	地表面形状
Case1	あり	あり	岸壁による段差
Case2	あり	なし	岸壁による段差
Case3	なし	あり	岸壁による段差
Case4	なし	なし	岸壁による段差
Case5	あり	なし	平坦地盤
Case6	なし	なし	平坦地盤

6.2.3.2 解析モデルおよび解析方法

表面波探査を模擬した2次元FEM解析のモデルについてはCase1を例として図6.2に示す。海面水位および残留水位は満潮時としてH.W.L.+4.0m (C.D.L.+4.0m)とした。地盤、上部工などの平面要素は弾性体として線形平面要素でモデル化し、鋼矢板については線形はり要素でモデル化した。地盤の物性値は、後述する原位置におけるスウェーデン式サウンディング試験結果から推定したせん断波速度 V_s を元に算定した。算定式を式(6.1)～(6.3)に示す。ここで、ポアソン比と密度は一般的な値を使用している。解析物性値を表6.3と表6.4に示す。なお、タイロッドについては、前面矢板と控え矢板を引張剛性のみをもつばね要素で連結し、ばね定数を660,000kN/mとした。

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad (6.1)$$

$$E = 2G \cdot (1 + \nu) \quad (6.2)$$

$$K = \frac{G \cdot (1 + \nu)}{1 - \nu} \quad (6.3)$$

ここに、

G : せん断弾性係数(kN/m²)

ρ : 密度(t/m³)

ν : ポアソン比

V_s : せん断波速度 (S波速度) (m/s)

E : ヤング係数(kN/m²)

K : 体積弾性係数(kN/m²)

側方境界は、境界からの反射波などの影響を極力抑えるために解析領域を十分広く確保することとして固定境界とした。底面境界も固定境界とした。また、矢板と地盤の接触条件は結合条件とした。

本章で想定した表面波探査(多チャンネル解析)では1m間隔の受振器の中間でカケヤによる打撃を行う。そこで、メッシュの幅は0.5m以下とした。カケヤによる打撃の模擬は、1kN、半周期0.1秒のsin半波形とし、鉛直下向きに作用させた。受振波形については、図6.2に示す受振器位置25箇所について、鉛直速度時刻歴を1.024秒抽出した。打撃位置は、各受振器位置の0.5m海側として、計25回の打撃のシミュレーションを行い、その結果を用いてCMPクロスコリレーション法により位相速度の計算準備を行い、分散曲線およびせん断波速度分布を算定した⁹⁾。なお、本検討に用いた手法に従い、以降、深度方向のせん断波速度分布の推定位置をCMP位置と記載する。

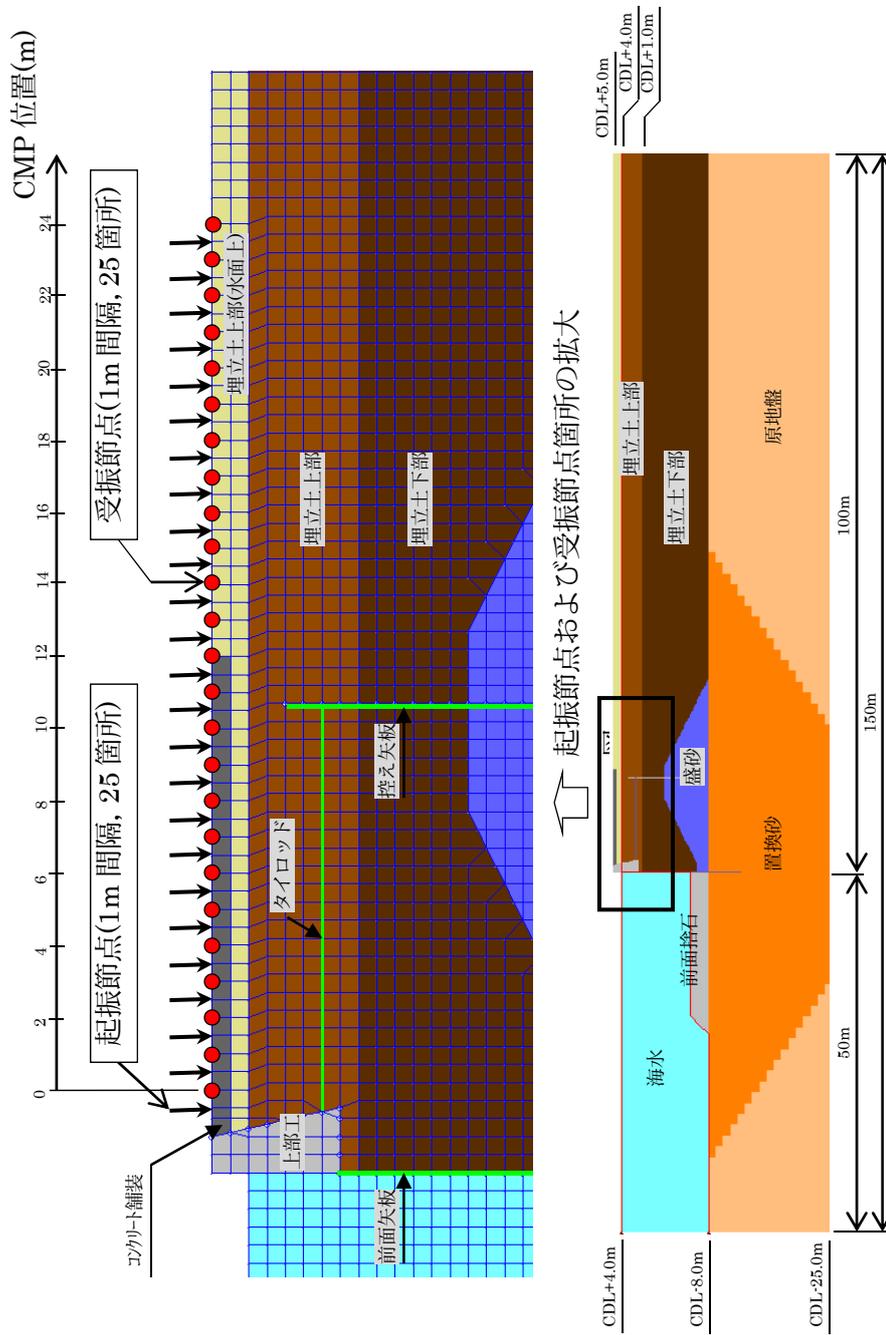


図 6.2 解析モデルと解析上における起振点と受振点の位置図

表 6.3 解析用物性値（線形はり要素）

材料	ρ (t/m^3)	ν	G (kN/m^2)	I (m^4)
前面矢板 鋼矢板Z32型	7.85	0.3	76,920,000	0.00055
控え矢板 鋼矢板Ⅲ型	7.85	0.3	76,920,000	0.00017

表 6.4 解析用物性値（線形平面要素）

材料	V_s (m/s)	ρ (t/m^3)	ν	G (kN/m^2)	K (kN/m^2)	E (kN/m^2)
埋立土上部(水面上)	120	1.8	0.33	25,920	51,453	68,947
埋立土上部	120	2.0	0.33	28,800	57,170	76,608
埋立土下部	130	2.0	0.33	33,800	67,096	89,908
盛砂	130	2.0	0.33	33,800	67,096	89,908
前面捨石	300	2.0	0.33	180,000	357,313	478,800
置換砂	160	2.0	0.33	51,200	101,636	136,192
原地盤	160	2.0	0.33	51,200	101,636	136,192
コンクリート舗装	—	2.3	0.20	—	—	22,000,000
上部工	—	2.3	0.20	—	—	22,000,000

6.2.3.3 解析結果

波形分布図の一例として、Case1の起振点11.5mについて図6.3に示す。図6.3より、表面波が起振点から周辺の受振点に波形が伝達しているのがわかる。次に、全ての波形の中からトレースの中間点が等しい（CMP）組み合わせを抜き出し、そのクロスコリレーションを計算する。そして、各CMP位置に対し周波数に応じた位相速度を計算し分散曲線を求める。CMP位置:0m, 4m, 8m, 12m, 16m, 20mにおける分散曲線を図6.4に示す。また、分散曲線からインバージョンにより求めたせん断波速度分布についても、図6.5に示す。なお、インバージョンにおける初期地盤構成は均質地盤を仮定した。

まず、解析の適用性について、Case6の結果を用いて考察する。Case6ではコンクリート舗装をモデル化していないため、地盤モデルのせん断波速度は、 $V_s=120\sim 130\text{m/sec}$ である。Case6の分散曲線から位相速度を読み取ると $V_s=110\sim 120\text{m/sec}$ の範囲内にあり、せん断波速度の91%程度である。均質な地盤における表面波の位相速度は、せん断波速度の91%程度になると理論的に示されており¹⁰⁾、これと整合する結果である。また、せん断波速度の分布も与条件のせん断波速度と同程度である。よって、解析で表面波探査を再現できおり、また、解析結果に一定の精度があることが確認できた。

図6.4に示す分散曲線では、コンクリート舗装をモデル化したCase1, 2, 5において、岸壁に近いほど、高周波数帯で位相速度が速くなる右肩上がりの曲線形状となっている。この傾向は、CMP位置12mまで明確に確認できる。コンクリート舗装がCMP位置12mまでであることから、この分散曲線の違いはコンクリート舗装の影響であると考えられる。また、図6.5に示すせん断波速度の分布についても、Case1, 2, 5では2倍程度のばらつきがあり、大きなせん断波速度が得られる結果となった。しかし、コンクリート舗装厚は50cmであるが、せん断波速度が増加している範囲は深い位置まで及んでいる。

上部工および矢板の影響については、Case3, 4の分散曲線およびせん断波速度の分布において、ほぼ同様な結果であることから、影響は小さいと考えられる。

海底面と地表面の段差の影響については、Case4, 6を比較することになる。しかし、分散曲線およびせん断波速度の分布においてほぼ同様な結果であり、影響は小さいと考えられる。これは、岸壁では陸側のみの計測であり、既往の研究⁵⁾のように地表面形状変化部（尾根または谷形状）をまたがって計測している状態ではないことが理由の一つである。

以上から、表面波探査を模擬した2次元FEM解析の結果は以下の様にまとめられる。

- ・岸壁エプロン部に施されているコンクリート舗装により、舗装以深の地盤のせん断波速度が2倍程度過大に評価される。
- ・海底面と地表面の標高の違いによる段差がせん断波速度分布に及ぼす影響は小さい。
- ・矢板や上部工などの岸壁を構成する地盤以外の構造物がせん断波速度分布に及ぼす影響は小さい。

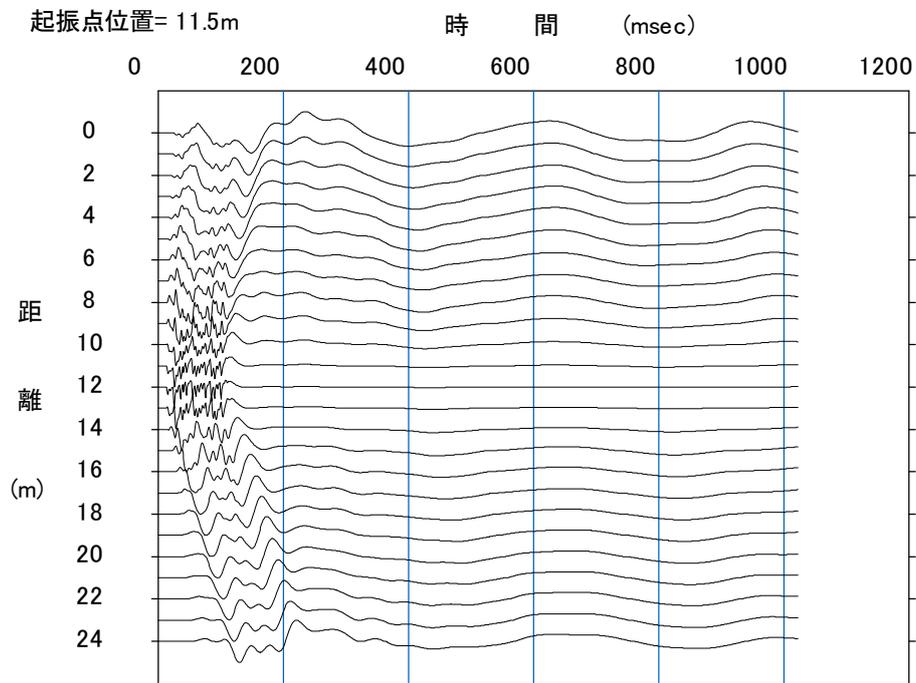


図 6.3 表面波の波形図 (case1, 起振点 11.5m)

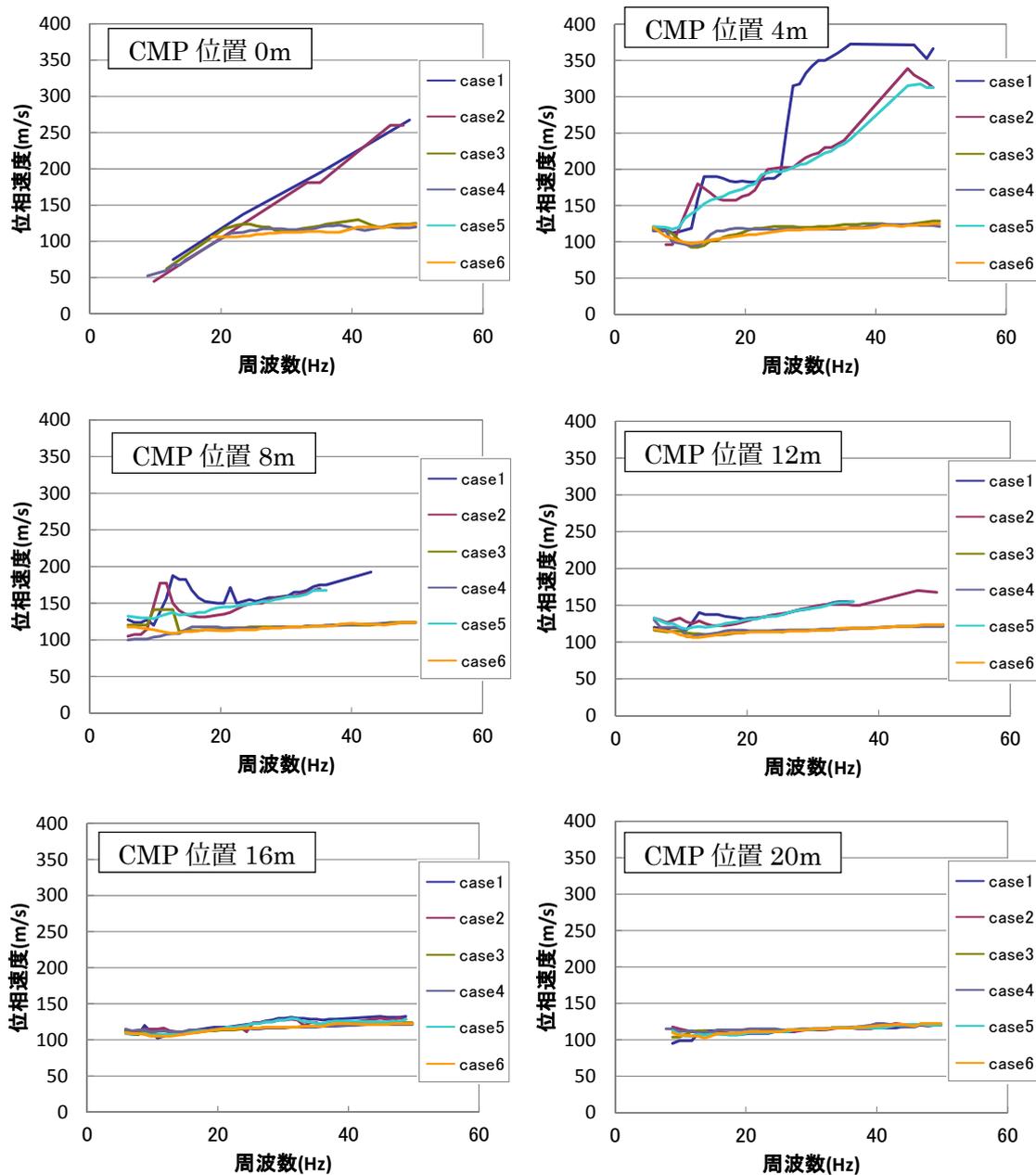


図 6.4 CMP 位置における各 Case の分散曲線比較図

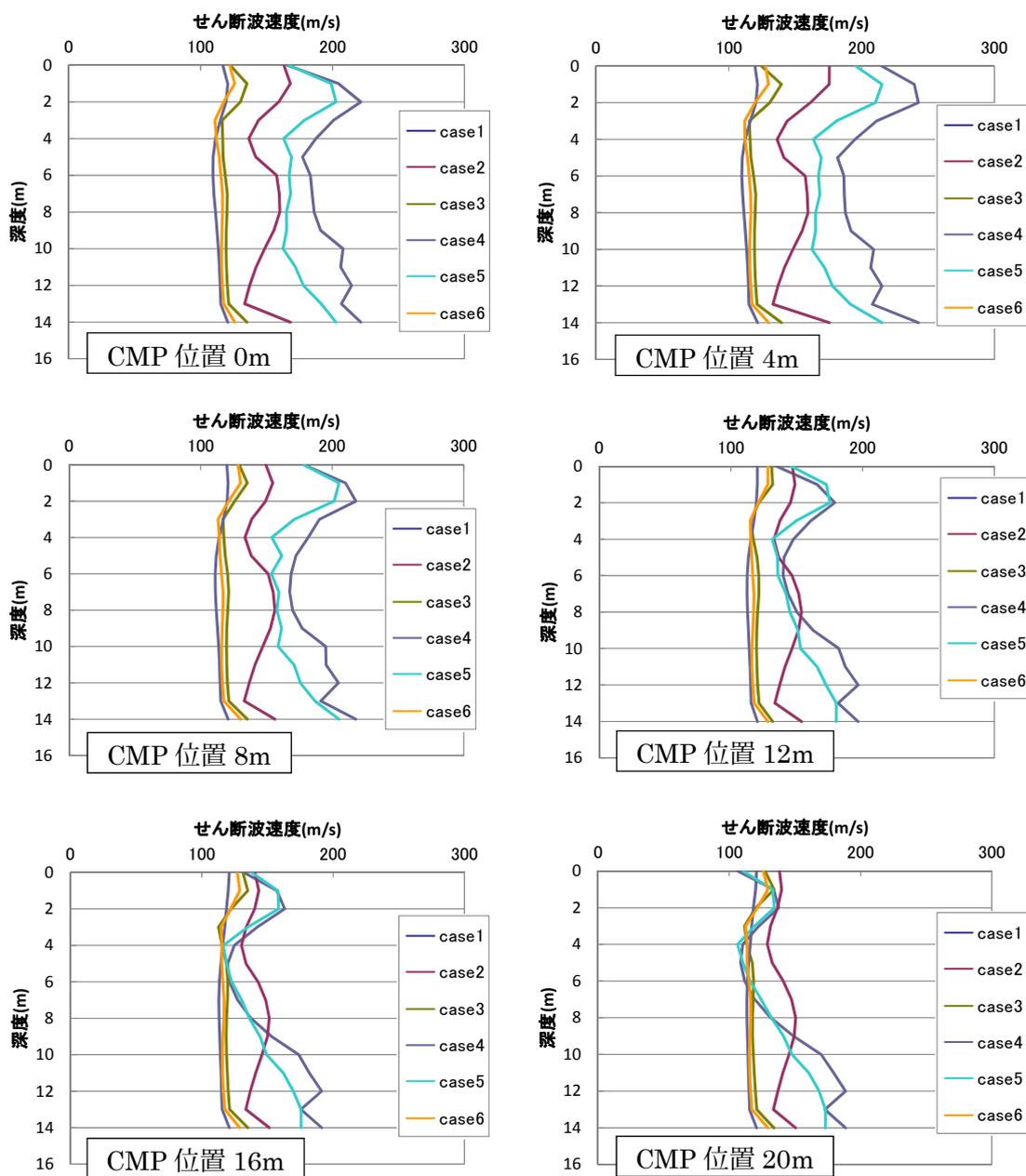


図 6.5 分散曲線のインバージョンより求めた
CMP 位置における各 Case のせん断波速度分布図

6.2.4 表面波探査の実測による検証

2次元 FEM 解析により，コンクリート舗装によりせん断波速度が過大に評価されるという留意点はあるものの，港湾構造物に対しても表面波探査が適用可能であることが確認できた。そこで，実際に表面波探査の計測を行い，適用性を検証した結果を以下に示す。

6.2.4.1 計測方法

表面波探査の測定法について，文献¹¹⁾に基づき示す。本検討で実施した測定法は，図 6.6 に示すようなカケヤ打撃によるインパルス振源と多数の受信器を直線状に並べて同時に受信する多チャンネル表面波計測法である。図 6.7 には測定ならびに解析手順を示す。位相速度計算の準備では，CMP クロスコリレーション法を採用した。計測範囲を図 6.8 に，測線位置を図 6.9 に示す。各測線は，岸壁の上部工およびエプロンの目地部を避けて，岸壁法線から 2.3m の位置から陸側にむけて設定している。

計測は，図 6.9 に示すとおり 3 測線で実施した。各測線での測線長は，23m (24ch の 1m 間隔) とした。起振はカケヤを使用し，起振間隔は 1m とした。受振は 0.01 秒間隔でサンプル数 1,024 個であり，1.024 秒のデータが得られる。なお，今回の測線長では，信頼性がある結果が得られる深度は概ね 10m 程度であるといわれている。

測線 A については，潮位変動によるせん断波速度の違いを得るために，満潮時と干潮時で計測を実施した。ここで，計測中の満潮時の海面水位は C.D.L.+3.70m～C.D.L.+3.75m，干潮時の潮位は C.D.L.+0.95m である。計測ケースを表 6.5 に，計測状況を写真 6.3～写真 6.6 に示す。計測には応用地質株式会社製の McSEIS-SXW⁹⁾を用いた。

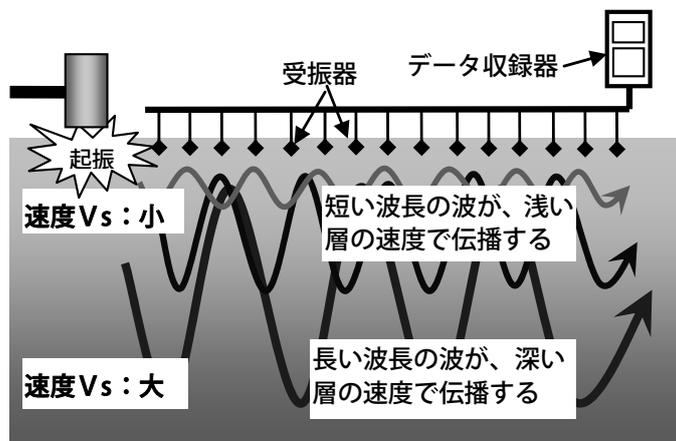


図 6.6 表面波探査測定概念図¹¹⁾

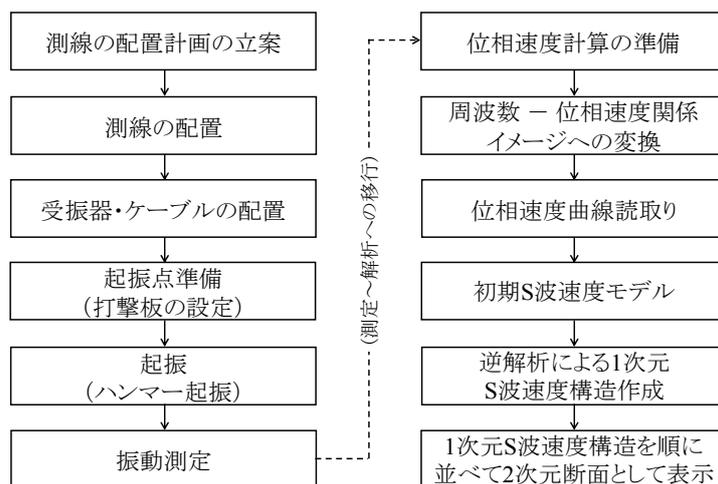


図 6.7 測定ならびに解析手順¹¹⁾

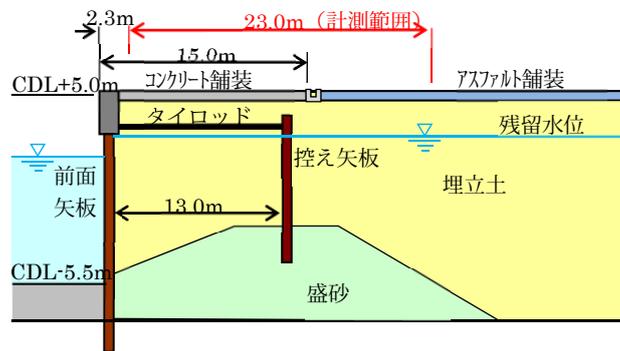


図 6.8 岸壁の概略断面図および計測範囲

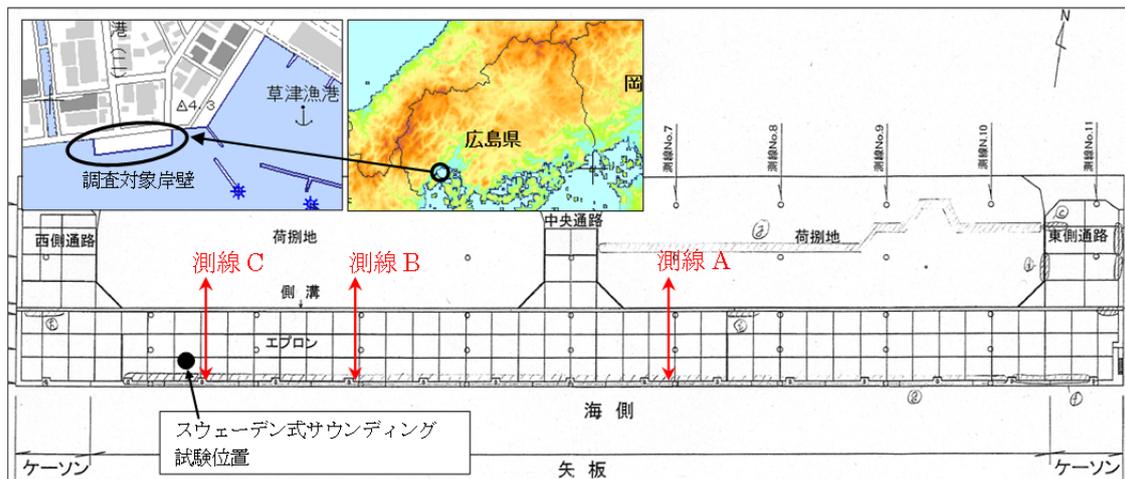


図 6.9 調査箇所および測線位置¹²⁾



写真 6.3 測線全景



写真 6.4 カケヤによる起振状況



写真 6.5 受振器設置状況



写真 6.6 計測機器

表 6.5 計測ケース

ケース名	計測開始潮位	計測終了潮位
測線 A-干潮時	C.D.L.+0.95	C.D.L.+0.95
測線 A-満潮時	C.D.L.+3.70	C.D.L.+3.75
測線 B-干潮時	C.D.L.+1.55	C.D.L.+1.48
測線 C-干潮時	C.D.L.+1.30	C.D.L.+1.20

6.2.4.2 調査結果

波形分布図の一例として、測線 A-満潮時の起振点 11.5m について図 6.10 に示す。起振点から周辺の受振点に波形が伝達しているのがわかる。

次に、前章の FEM 解析による方法と同様に、各 CMP 位置に対し周波数に応じた位相速度を計算し分散曲線を求めた。干潮時に計測した測線 A,B,C について、CMP 位置が 0m, 4m, 8m, 12m, 16m, 20m の分散曲線を図 6.11 に示す。岸壁に近いコンクリート舗装上の分散曲線 (0m, 4m) はばらつきが大きいものの、岸壁法線から離れるにしたがって、各測線の分散曲線は同様の結果となることがわかる。

次に、各測線の分散曲線により求めたせん断波速度分布図を図 6.12 に示す。岸壁に近い位置はせん断波速度のばらつきが大きい。岸壁から離れるにしたがい測線 A,B のせん断波速度は小さくなるが、測線 C については逆の傾向を示しており、岸壁に近い位置での測線 A,B のせん断波速度は測線 C と比べ小さくなっている。この理由としては、測線 C のみコンクリート舗装が 2008 年に再構築されており、コンクリート舗装の剛性が他の測線と異なっていたからであると思われる。なお、測線 A-干潮時における CMP 位置 0m 位置における分散曲線の精度は低く、CMP 位置 0m におけるせん断波速度分布が得られなかった。

さらに、当該岸壁で実施されたスウェーデン式サウンディング試験結果から換算した深度 4m から深度 10m 間のせん断波速度を図 6.12 のせん断波速度分布に重ねて示す。なお、このスウェーデン式サウンディング試験は、表層の舗装や埋立土中の岩の影響を避けるため、深度 4m まで掘削した状態で実施されており、拘束圧は表面波探査実施時より 80kPa ほど小さいときの値である。せん断波速度の換算は式 (6.4) ~ (6.6) に示す方法で行った。また、80kPa の拘束圧の増加分を補正した結果を図中に破線で示している。

$$N = 0.002W_{SW} + 0.067N_{SW} \quad (6.4)$$

$$V_S = 81N^{0.33} \quad (6.5)$$

$$V'_S = V_S \cdot \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma_m} \right)^{0.25} \quad (6.6)$$

ここに、

W_{SW} : 荷重(kN)

N_{SW} : 半回転数(回/m)

N : 標準貫入試験値(回)

V_S : せん断波速度(m/s)

V'_S : 拘束圧換算後のせん断波速度(m/s)

σ_m : SW 試験時の有効拘束圧(kN/m²)

σ'_m : 地表面からの有効拘束圧(kN/m²)

表面波探査より得られたせん断波速度の結果は原位置試験結果と同程度である。特にスウェーデン式サウンディング試験位置に近い測線 C の CMP 位置 0m, 4m のせん断波速度の分布とほぼ一致している。このことから、2 次元 FEM 解析では表層のコンクリート舗装によりせん断波速度が 2 倍程度過大評価されるような悪影響が生じる結果となったが、実測では、それほど悪影響はなかったと考えられる。この理由には、実際のコンクリート舗装と下層地盤の接触状況が、解析モデルで想定した完全密着の状況と異なっていた可能性がある。

次に、図 6.13 および図 6.14 に、測線 A について干潮時と満潮時の分散曲線、せん断波速度の分布を比較した結果を示す。干満差は、表 6.5 に示すように、干潮時標高 C.D.L+0.95 (深度 4.05m)、満潮時標高 C.D.L.+3.75m (深度 1.25m) である。岸壁法線近くの分散曲線は凹凸が激しく精度が低いと考えられるが、全般的に位相速度は概ねほぼ同程度の値を示している。ただし、CMP 位置 20m を除くと低周波側で満潮時の位相速度が干潮時の値よりも小さくなる傾向を示している。この違いに対応して、せん断波速度分布においては、岸壁から離れた範囲の深度約 4m 以深で、満潮時のせん断波速度がやや小さくなる。また、満潮時には深度 4m 当たりで局所的にせん断波速度が小さくなっており、これが干潮時の水位とほぼ一致する。つまり、表面波探査の実測によって、水位上昇時の有効拘束圧の低下によるせん断波速度の低下（深度 4m 以深）と干潮帯での水位上昇（含水比上昇）によるせん断波速度の低下を検出できたと考えられる。このように、複数の異なる時点におけるせん断波速度を表面波探査により計測しておけば、相対比較によりせん断波速度の変化を伴う地盤の状態変化を検出することが出来る。

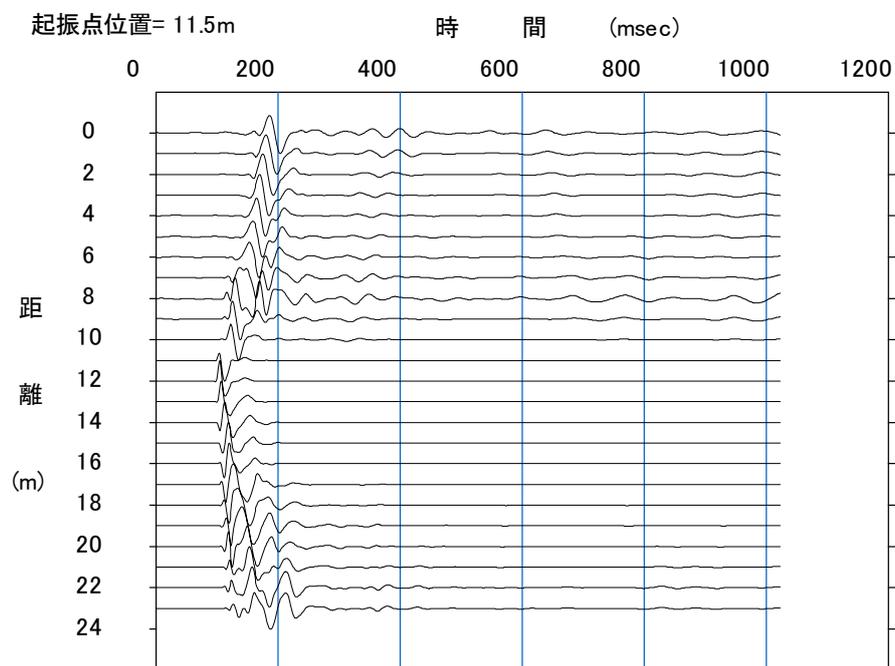


図 6.10 表面波の波形図 (測線 A-満潮時, 起振点 11.5m)

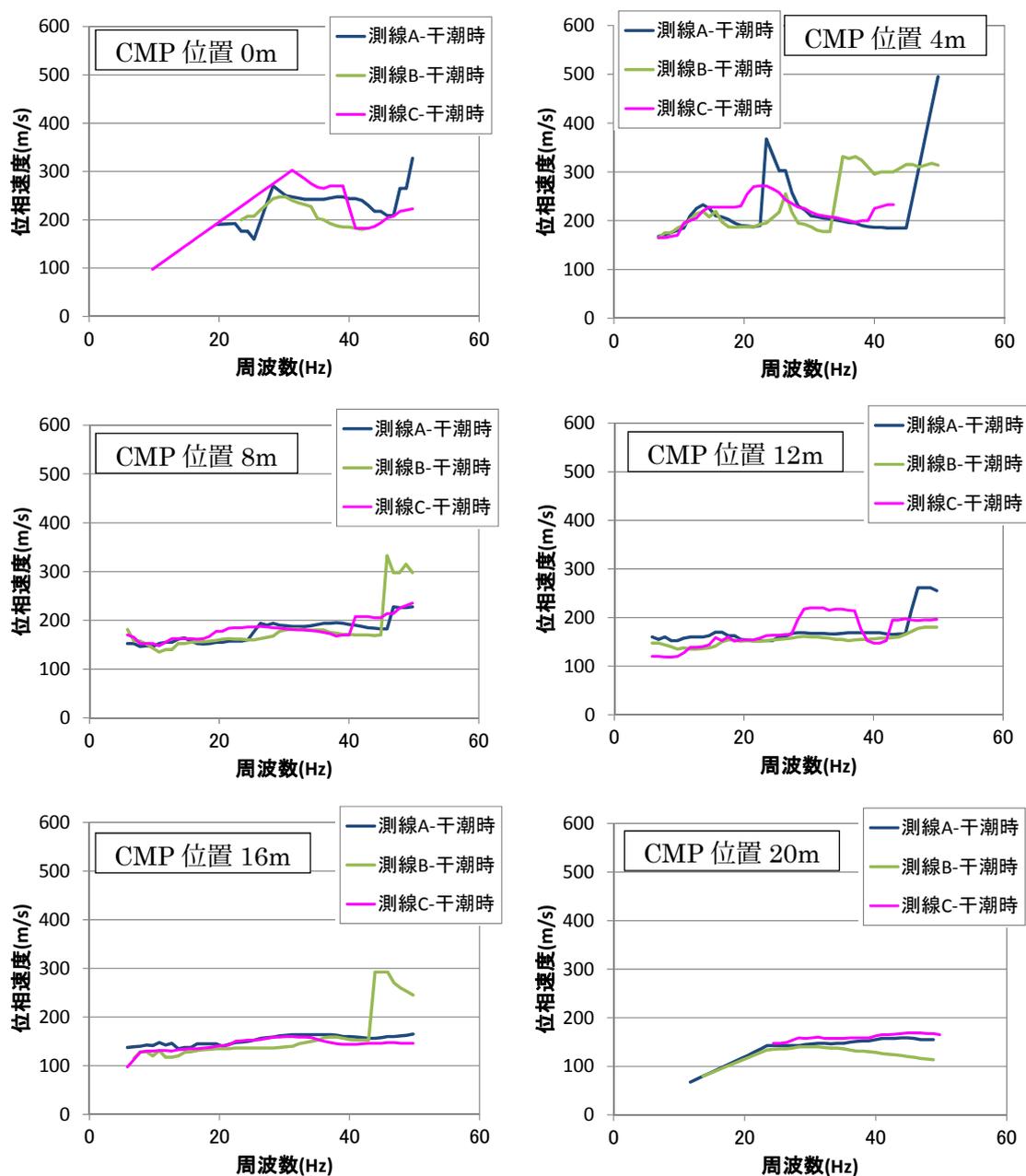


図 6.11 CMP 位置における各測線における分散曲線比較図 (各測線の比較)

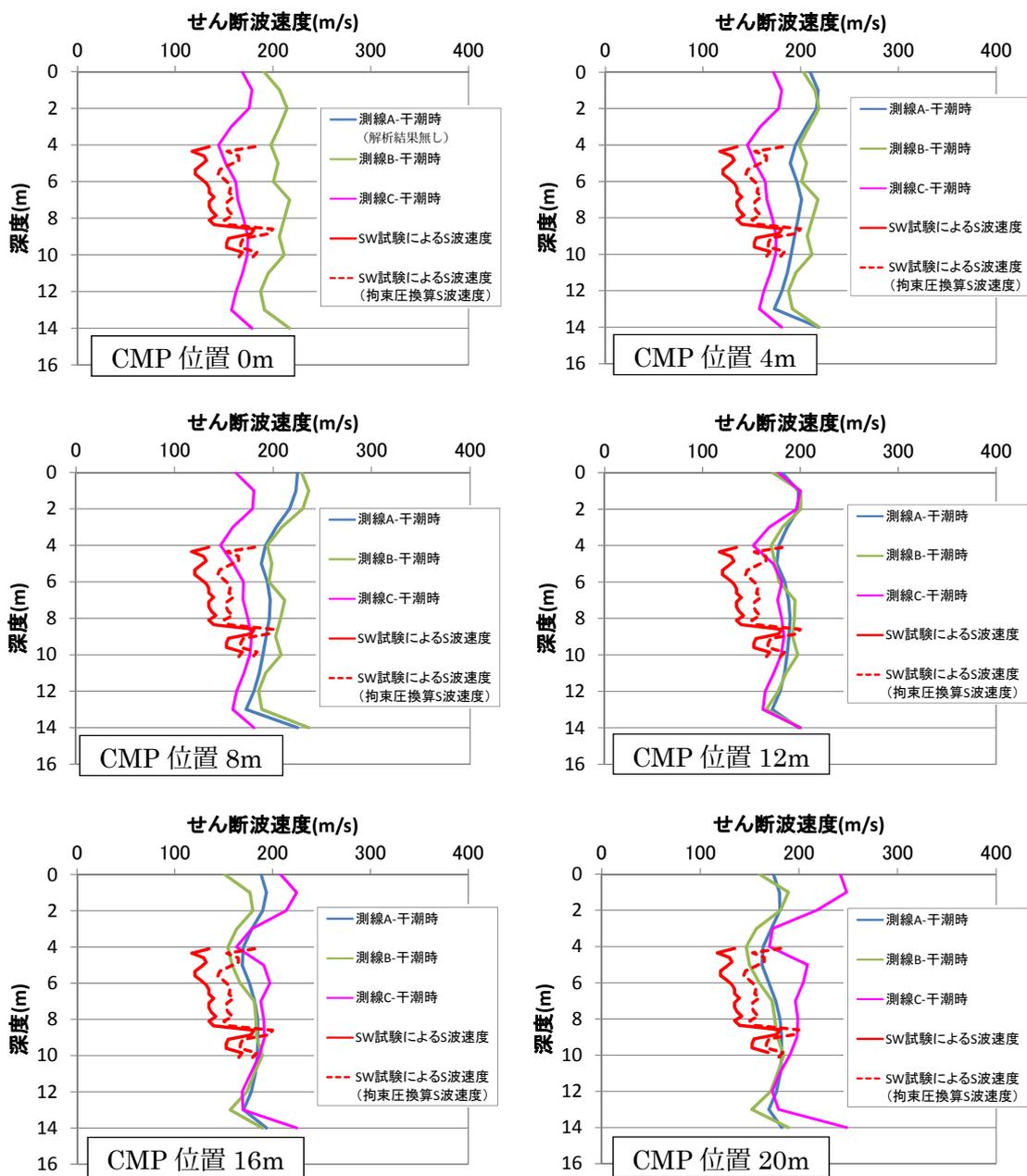


図 6.12 分散曲線のインバージョンより求めた CMP 位置における各測線のせん断波分布図 (各測線の比較)

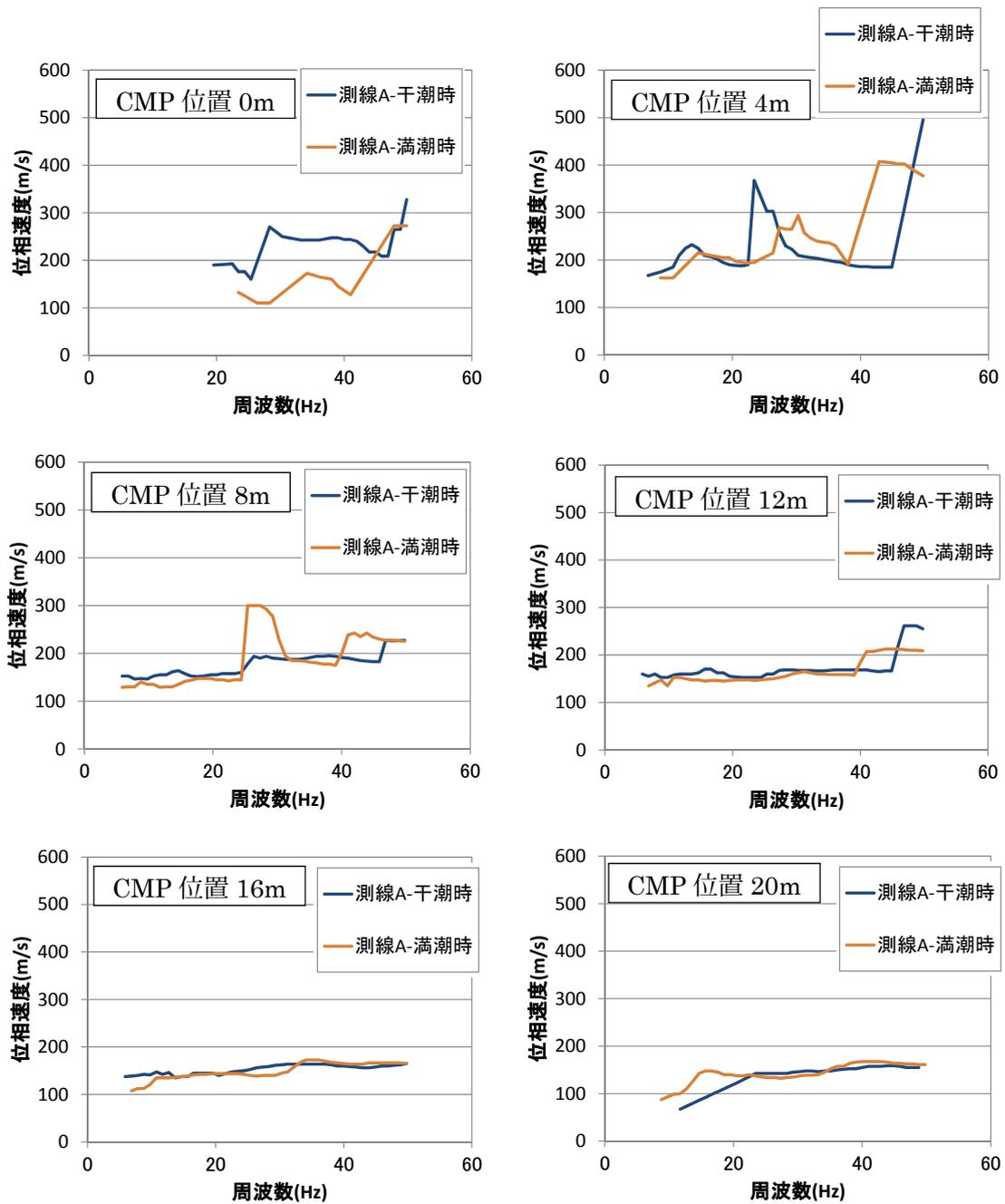


図 6.13 CMP 位置における各測線における分散曲線比較図 (干潮と満潮の比較)

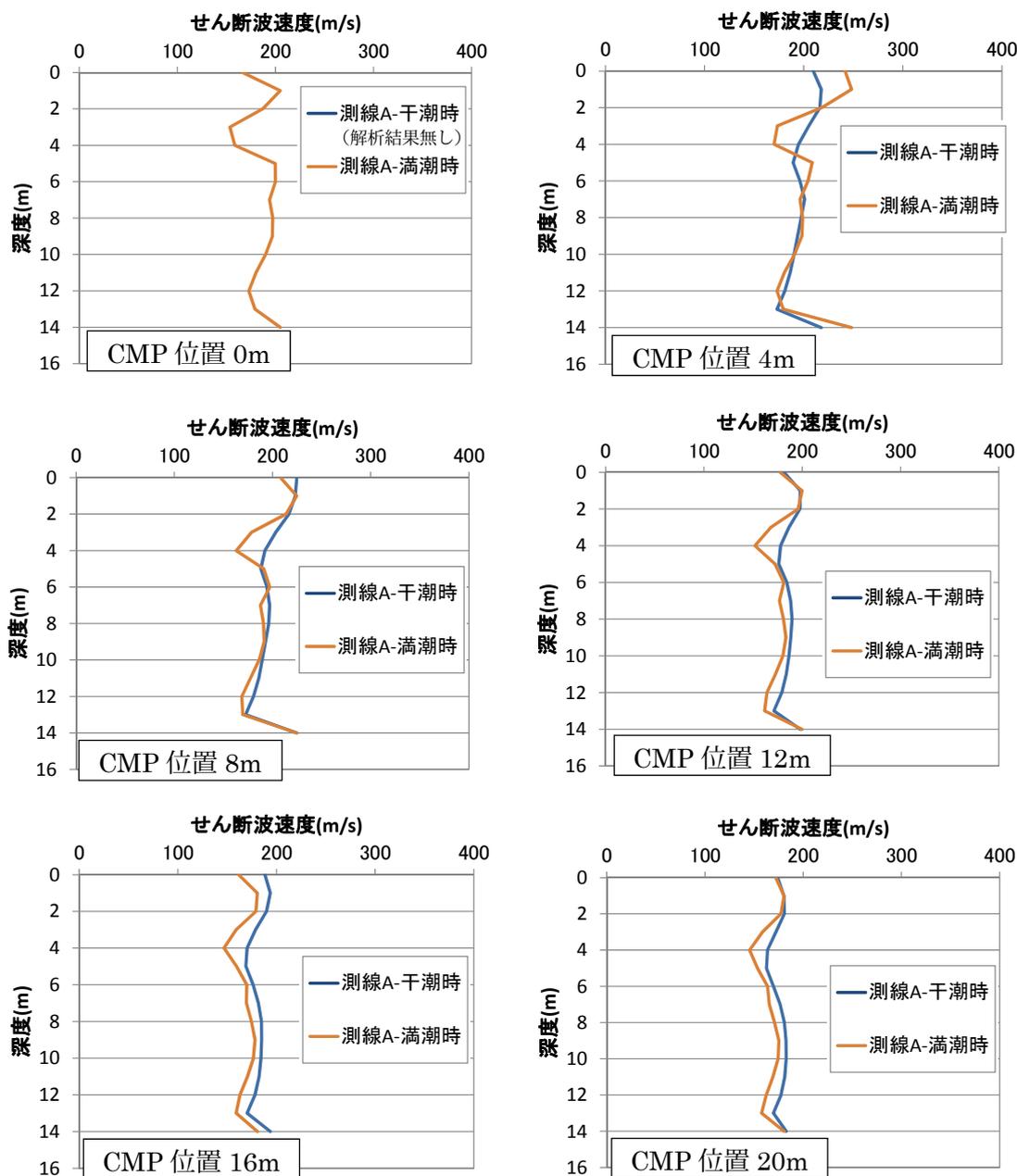


図 6.14 分散曲線のインバージョンより求めた CMP 位置における各測線のせん断波速度分布図 (干潮と満潮の比較)

6.2.5 まとめ

矢板式岸壁の背後地盤を対象に、表面波探査を模擬した数値解析と実測により表面波探査の適用性を確認することが出来た。得られた結果を以下にまとめる。

- ・含水比の変化により 10～40%程度のせん断波速度の変化が生じることを実験により確認した。そして、実地盤の計測で、潮汐による地下水位の変動によるせん断波速度の変動に伴うせん断波速度の変化も検出できた。
- ・矢板式岸壁の背後地盤を対象に表面波探査を模擬した解析を行った結果、エプロン部のコンクリート舗装の影響によって舗装以深の地盤のせん断波速度が過大に評価された。実地盤の計測では模擬解析のような大きな影響は見られなかったが、ある程度は舗装の影響が存在していると考えられる。矢板や上部工、地表面と海底面の段差の存在が、せん断波速度分布の計測結果に及ぼす影響は小さいことがわかった。
- ・実地盤の表面波探査によるせん断波速度分布の計測結果は、舗装の影響があると考えられるが、スウェーデン式サウンディング試験結果から推定されるせん断波速度分布と概ね整合した。このことから、埋立地盤の性状評価において表面波探査は一定の適用性を有していると考えられる。

6.3 表面波探査を用いた液状化予測の妥当性

6.3.1 概要

せん断波速度に対する液状化強度の関係は2.3.6節で示したように明らかになっている¹³⁾。また、広島県では平成25年10月に地震被害想定として、各想定地震による震度分布や液状化危険度マップを公表している¹⁴⁾。本節では、実地盤における表面波探査を行い、得られたせん断波速度から液状化予測を行い、液状化危険度マップと比較することで、表面波探査を用いた液状化予測の妥当性を検討した。

6.3.2 埋立地における表面波探査

6.3.2.1 計測方法

実施した埋立地は、広島県広島市西区商工センターとした(図6.15)。当該地域は、広島市の西部開発事業の一環として実施された臨海部埋立事業で、昭和41年から昭和57年までの17年間で約328haが埋立てにより土地が造成された場所である¹⁵⁾。また、計測した地点は、あらかじめ図6.16に示す測線で標高を求め、不同沈下していると推測される中で最も標高が低い地点を選定した。その理由として、第4章と第5章で実施した結果から、地盤内の状態変化が最も進展していると想定されるためである。ここで、標高データの抽出には、国土地理院の高精度な数値標高データ(基盤地図情報)¹⁶⁾を使用した。標高データの抽出結果と計測範囲の関係を図6.17に示す。

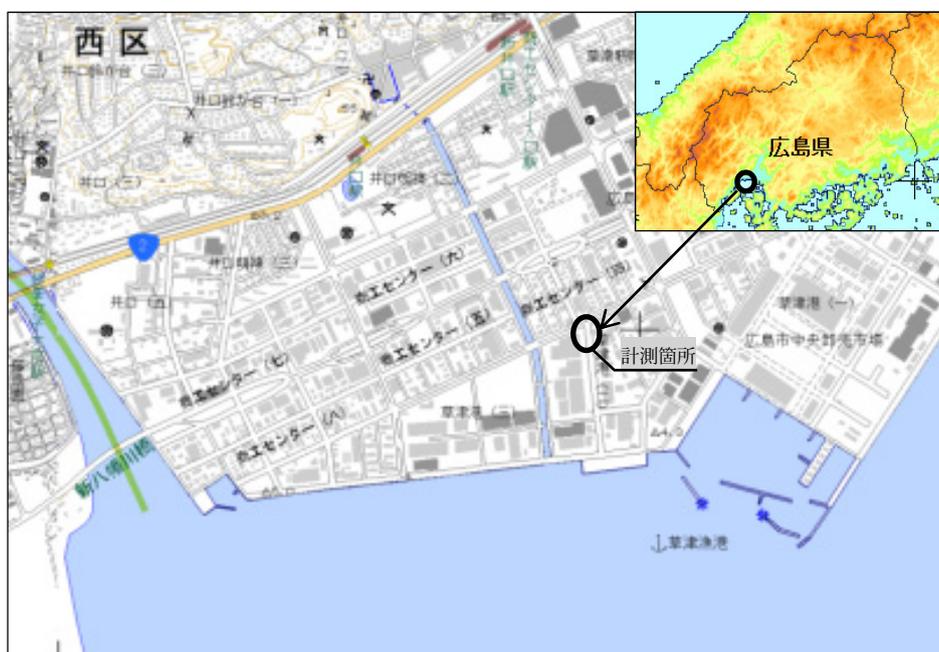


図 6.15 計測箇所¹²⁾

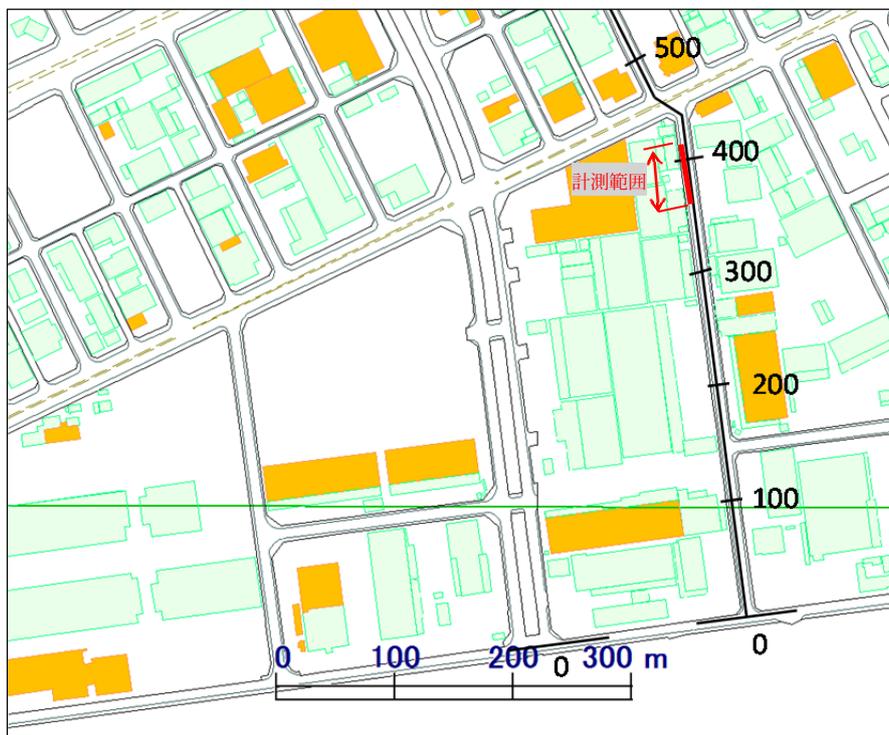


図 6.16 標高調査測線と計測箇所 (拡大図)

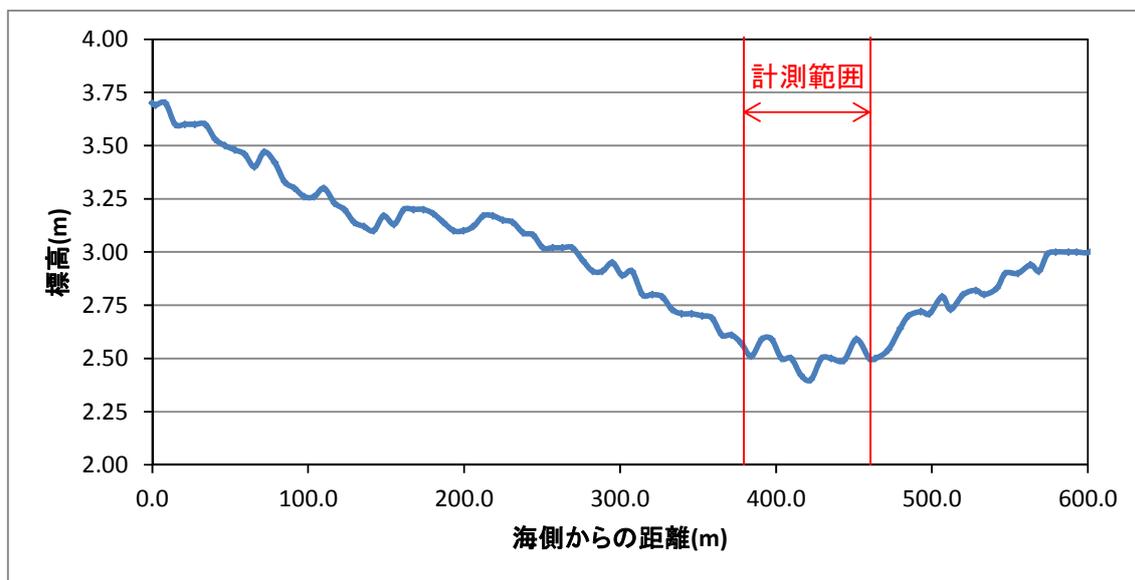


図 6.17 標高データと計測箇所

表面波探査の測定法について、6.2.4 節で示した方法と同じとし、カケヤ打撃によるインパルス振源と多数の受信器を直線状に並べて同時に受信する多チャンネル表面波計測法である。位相速度計算の準備では、CMP クロスコリレーション法を採用した。

計測は、調査深度を大きくするために測線長は、46m (24ch の2m 間隔) とした。起振はカケヤを使用し、起振間隔は2m とした。受振は0.01 秒間隔でサンプル数1,024 個であり、1.024 秒のデータが得られる。なお、今回の測線長では、信頼性がある結果が得られる深度は概ね20m 程度であるといわれている。計測状況を写真 6.7～写真 6.10 に示す。



写真 6.7 計測準備状況



写真 6.8 計測線設置完了全景



写真 6.9 カケヤによる起振状況



写真 6.10 計測結果解析状況

6.3.2.2 計測結果

計測結果として、分算曲線を図 6.18 に示す。一般的には土層は深度が大きいほど地盤の剛性が大きくなるので分散曲線は右肩下がりの形状となるが、今回の調査結果では、そのような傾向は見られなかった。これは、地表面に土より剛性が大きいアスファルト舗装が施されていることが原因と考えられる。これは、図 6.19 に示すせん断波速度分布で地表面のせん断波速度が地中部より地表面の方が大きいことからわかる。

図 6.19 のせん断波速度分布では、図の左側におおよその標高と土層名を、図 6.17 および当該箇所近辺の埋め立て前のボーリング柱状図（図 6.20）¹⁷⁾を参考に付記した。埋立土のせん断波速度は、アスファルト舗装である表層部を除けば、 $V_s=180\sim 220\text{m/sec}$ であった。6.2 節の解析における結果から、アスファルト舗装の影響でせん断波速度が若干過大評価になっている可能性が考えられる。

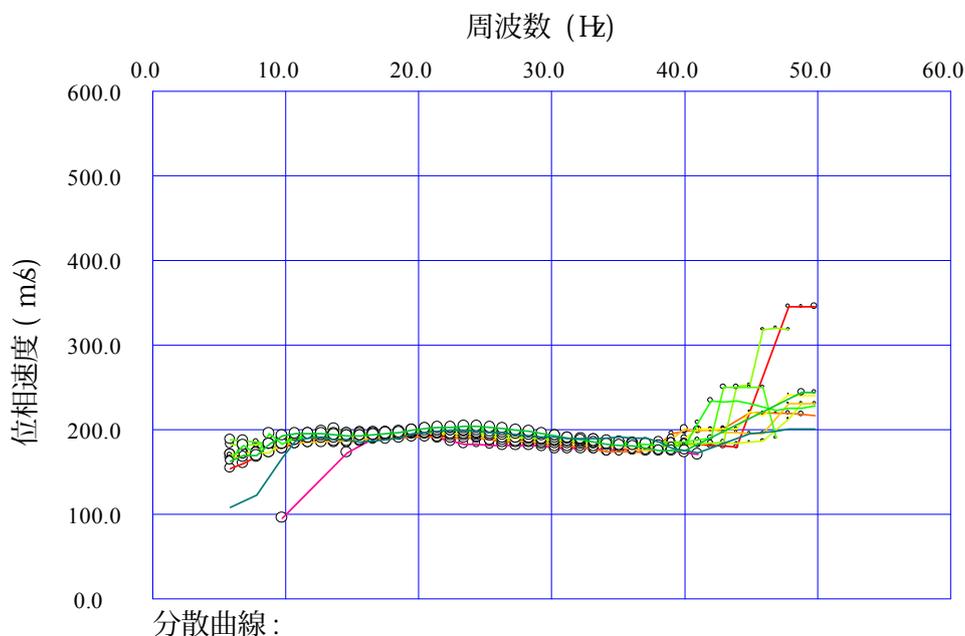


図 6.18 分散曲線

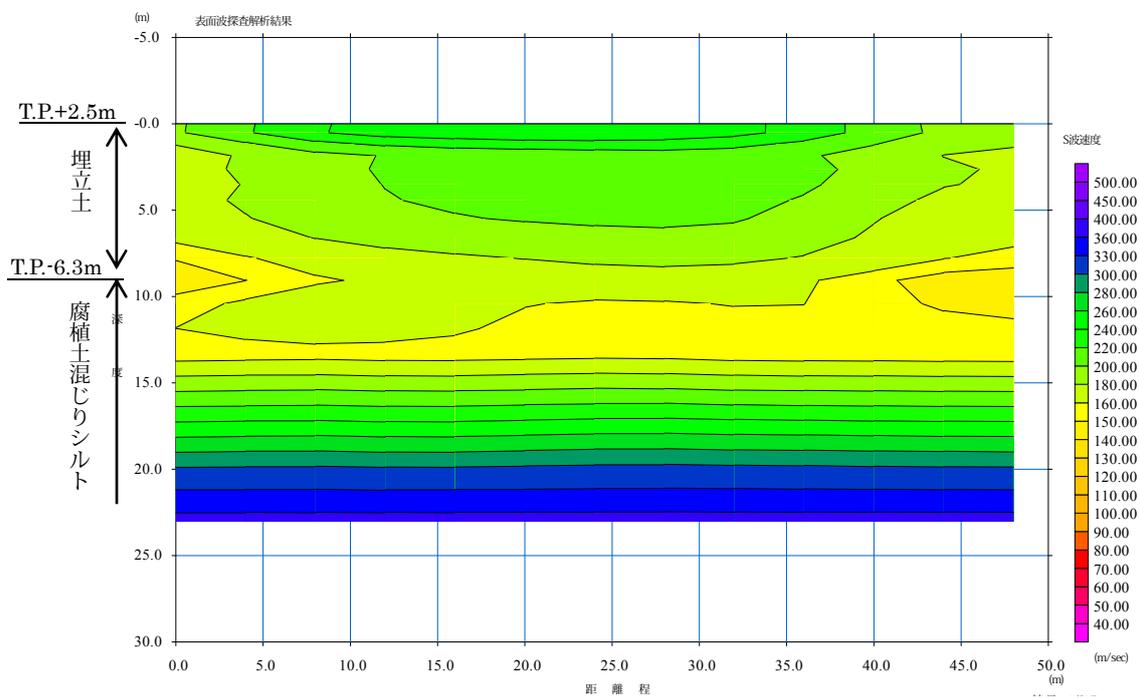


図 6.19 せん断波速度分布

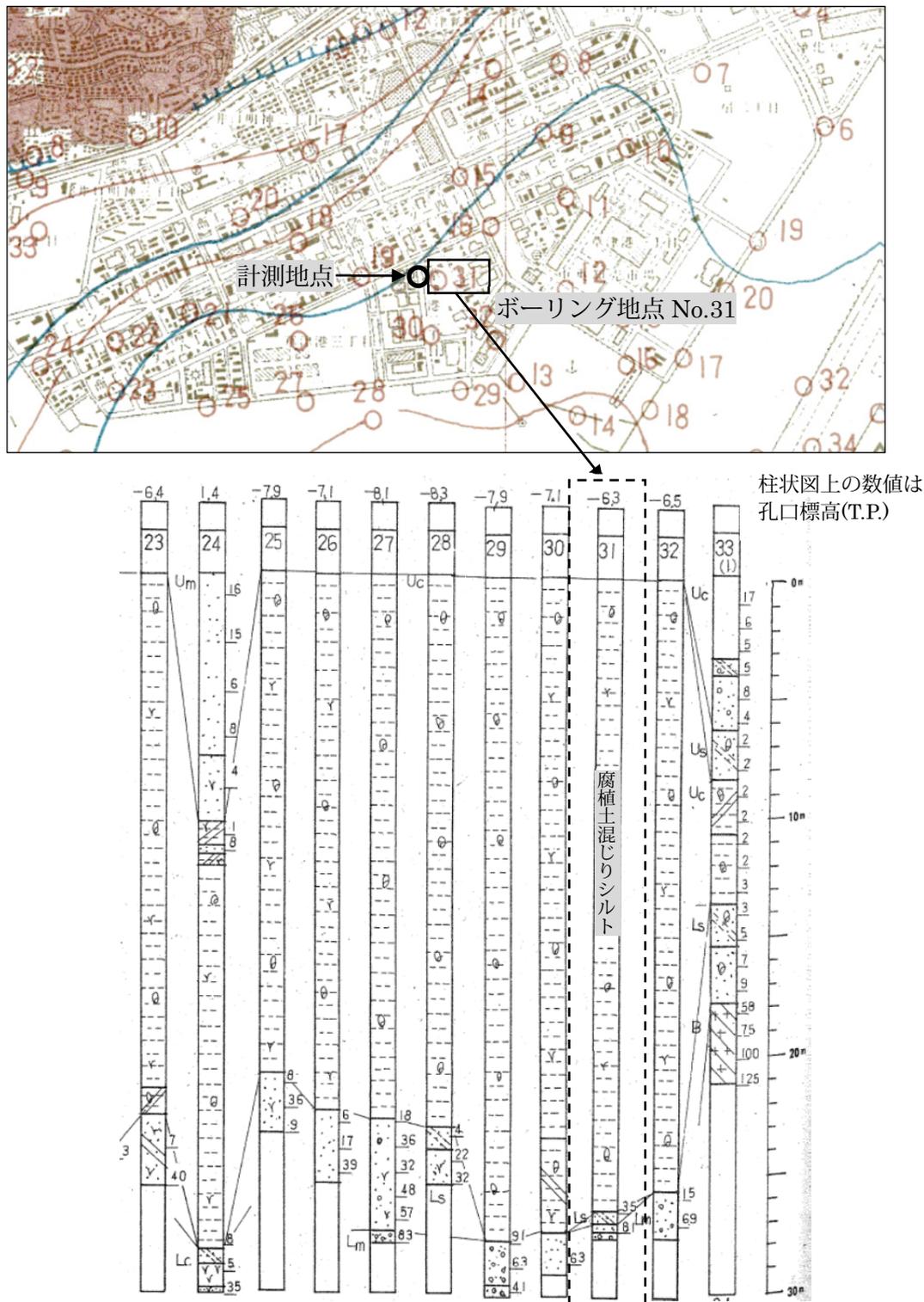


図 6.20 計測地点近傍の埋め立て前の土質柱状図 (文献¹⁷⁾に加筆)

6.3.3 表面波探査による液状化予測の妥当性

6.3.3.1 広島県の各地震に対する液状化予測図の整理

表面波探査を実施した広島県広島市西区商工センターの位置において、広島県地震被害想定調査報告書¹⁴⁾で予測されている各震源モデルにおける震度と液状化指数PL値との関係を表6.6に示す。また、最大加速度は、既往の資料^{18),19)}を参考(表6.7)に求めて、表6.6に追記した。また、震度と液状化指数PL値との関係を図6.21に示す。ここで、液状化指数PL値は、 $5 < PL \leq 15$ になると液状化の危険度が高くなり、 $15 < PL \leq 30$ は液状化の危険度がかかなり高く、 $PL < 30$ は液状化の危険度が極めて高いとされている¹⁴⁾。なお、震度を最大加速度に換算することは一般には困難であり、最大加速度はあくまで表6.7に示した既往の研究資料に基づく推定値である。

表 6.6 広島県地震被害予測(文献¹⁴⁾に最大加速度を追記)

震源モデル	広島市西区商工センターにおける予測結果		
	震度階級	最大加速度(Gal)	液状化指数PL値
南海トラフ巨大地震(基本ケース)	5弱	40 ~ 110	$5 < PL \leq 15$
南海トラフ巨大地震(陸側ケース)	5強	240 ~ 520	$30 < PL$
南海トラフ巨大地震(東側ケース)	5弱	110 ~ 240	$5 < PL \leq 15$
南海トラフ巨大地震(西側ケース)	5弱	110 ~ 240	$15 < PL \leq 30$
南海トラフ巨大地震(経験的手法)	5強	240 ~ 520	$15 < PL \leq 30$
南海トラフ巨大地震(重ね合わせ)	5強	240 ~ 520	$30 < PL$
安芸灘～伊予灘～豊後水道の地震(南から破壊)	6弱	520 ~ 830	$30 < PL$
安芸灘～伊予灘～豊後水道の地震(北から破壊)	6弱	520 ~ 830	$30 < PL$
讃岐山脈南縁～石鎚山脈北縁東部の地震(東から破壊)	4	40 ~ 110	$PL=0$
讃岐山脈南縁～石鎚山脈北縁東部の地震(西から破壊)	5弱	110 ~ 240	$0 < PL \leq 5$
石鎚山脈北縁の地震(東から破壊)	4	40 ~ 110	$PL=0$
石鎚山脈北縁の地震(西から破壊)	4	40 ~ 110	$PL=0$
石鎚山脈北縁西部～伊予灘の地震(東から破壊)	5弱	110 ~ 240	$0 < PL \leq 5$
石鎚山脈北縁西部～伊予灘の地震(西から破壊)	5弱	110 ~ 240	$0 < PL \leq 5$
五日市断層の地震(南から破壊)	6弱	520 ~ 830	$30 < PL$
五日市断層の地震(北から破壊)	6弱	520 ~ 830	$30 < PL$
己斐～広島西縁断層帯の地震(M6.5)(南から破壊)	6弱	520 ~ 830	$30 < PL$
己斐～広島西縁断層帯の地震(M6.5)(北から破壊)	6弱	520 ~ 830	$30 < PL$
岩国断層帯の地震(東から破壊)	5強	240 ~ 520	$15 < PL \leq 30$
岩国断層帯の地震(西から破壊)	5強	240 ~ 520	$15 < PL \leq 30$
安芸灘断層群(主部)の地震(南から破壊)	5弱	110 ~ 240	$5 < PL \leq 15$
安芸灘断層群(主部)の地震(北から破壊)	5弱	110 ~ 240	$5 < PL \leq 15$
安芸灘断層群(広島湾～岩国冲断層帯)の地震(南から破壊)	5強	240 ~ 520	$30 < PL$
安芸灘断層群(広島湾～岩国冲断層帯)の地震(北から破壊)	6弱	520 ~ 830	$30 < PL$
長者ヶ原断層～芳井断層の地震(東から破壊)	4	40 ~ 110	$PL=0$
長者ヶ原断層～芳井断層の地震(西から破壊)	4	40 ~ 110	$PL=0$

表 6.7 震度と最大加速度の関係^{18), 19)}

震度階級	最大加速度 (Gal)
4	40~110程度
5弱	110~240程度
5強	240~520程度
6弱	520~830程度
6強	830~1500程度
7	1500程度~

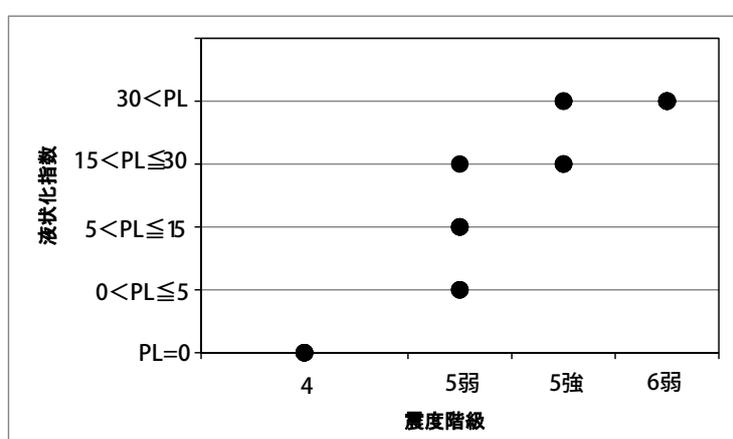


図 6.21 広島県地震被害予測における震度階級と液状化指数 PL の関係

6.3.3.2 広島県の液状化予測と表面波探査結果の比較

表面波探査で得られたせん断波速度と、広島県地震被害想定調査報告書¹⁴⁾で予測されている震度階級から表 6.7 に基づいて推定した最大加速度を用いて液状化予測を行った。液状化予測手法は、広島県地震被害想定調査報告書と同様に FL 法から PL 値を算定した。ここで、液状化予測に使用した条件として、地下水位は広島県の平均潮位を参考に標高 0m とした。また、埋立土の単位体積重量は港湾基準²⁰⁾に砂質土の一般値として記載されている湿润単位体積重量 18kN/m^3 、飽和単位体積重量 20kN/m^3 とした。細粒分含有率は文献²¹⁾により、埋立土の値として $F_c=14\%$ とした。震度については、表 6.6 で示した最大加速度を重力加速度 980Gal で除した値とした。N 値については、図 6.19 の中央部におけるせん断波速度の深度方向の分布から文献²²⁾より式 (6.7) で求めた。さらに FL 法で用いる地震動特性 c_w は、南海トラフ地震はプレート境界型のタイプ I とし (なお、 $c_w=0.8$ とする¹⁴⁾)、その他の地震は内陸直下型の地震としてタイプ II とした¹⁴⁾。条件一覧を表 6.8 に示す。

液状化予測の結果を表 6.9 に示す。また、震度階級と PL 値との関係を図 6.22 に示す。図 6.21 と図 6.22 を比較した場合、最大加速度の推定値に幅があるため、図 6.22 にばらつきが目立つ。また、表面波探査で得られたせん断波速度が舗装の影響で過大評価となっているためか、図 6.22 の PL 値の方が図 6.21 より小さい。これらの違いについては、図 6.21 の基になる液状化予測図が安全側の設定であった可能性もあり、今後、より詳細な検討が必要である。しかし、表面波探査により PL 値の推定が実施可能であったことは、舗装の影響に関する何らかの補正係数を今後導入することにより、埋立地盤の面的な液状化予測に表面波探査が適用可能であることを示唆しているといえる。

$$V_s = 80N^{1/3} \tag{6.7}$$

ここに、

V_s : 砂質土におけるせん断波速度 (m/s)

N : 標準貫入試験値

表 6.8 液状化予測に用いる主な条件

標高T.P.(m)		層中心 深度(m)	せん断波速度 V_s (m/s)	N値 (算定値)	単位体積 重量(kN/m ³)	液状化 予測対象
上端	下端					
2.5	1.5	0.5	258.3	33.7	18	地下水位上
1.5	0.5	1.5	260.0	34.3		
0.5	0.0	2.25	260.0	34.3		
0.0	-0.5	2.75	203.6	16.5	20	○
-0.5	-1.5	3.5	212.1	18.6		○
-1.5	-2.5	4.5	209.6	18.0		○
-2.5	-3.5	5.5	207.0	17.3		○
-3.5	-4.5	6.5	206.1	17.1		○
-4.5	-5.5	7.5	199.2	15.4		○
-5.5	-6.3	8.4	187.5	12.9		○

表 6.9 液状化予測結果

震源モデル	震度階級	広島市西区商工センターにおける予測結果		
		最大加速度 (Gal)	設計震度	液状化指数 PL値
南海トラフ巨大地震(基本ケース)	5弱	40 ~ 110	0.04 ~ 0.11	0.0
南海トラフ巨大地震(陸側ケース)	5強	240 ~ 520	0.24 ~ 0.53	2.1 ~ 18.4
南海トラフ巨大地震(東側ケース)	5弱	110 ~ 240	0.11 ~ 0.24	0.0 ~ 2.1
南海トラフ巨大地震(西側ケース)	5弱	110 ~ 240	0.11 ~ 0.24	0.0 ~ 2.1
南海トラフ巨大地震(経験的手法)	5強	240 ~ 520	0.24 ~ 0.53	2.1 ~ 18.4
南海トラフ巨大地震(重ね合わせ)	5強	240 ~ 520	0.24 ~ 0.53	2.1 ~ 18.4
安芸灘～伊予灘～豊後水道の地震(南から破壊)	6弱	520 ~ 830	0.53 ~ 0.85	7.0 ~ 15.4
安芸灘～伊予灘～豊後水道の地震(北から破壊)	6弱	520 ~ 830	0.53 ~ 0.85	7.0 ~ 15.4
讃岐山脈南縁～石鎚山脈北縁東部の地震(東から破壊)	4	40 ~ 110	0.04 ~ 0.11	0.0
讃岐山脈南縁～石鎚山脈北縁東部の地震(西から破壊)	5弱	110 ~ 240	0.11 ~ 0.24	0.0
石鎚山脈北縁の地震(東から破壊)	4	40 ~ 110	0.04 ~ 0.11	0.0
石鎚山脈北縁の地震(西から破壊)	4	40 ~ 110	0.04 ~ 0.11	0.0
石鎚山脈北縁西部～伊予灘の地震(東から破壊)	5弱	110 ~ 240	0.11 ~ 0.24	0.0
石鎚山脈北縁西部～伊予灘の地震(西から破壊)	5弱	110 ~ 240	0.11 ~ 0.24	0.0
五日市断層の地震(南から破壊)	6弱	520 ~ 830	0.53 ~ 0.85	7.0 ~ 15.4
五日市断層の地震(北から破壊)	6弱	520 ~ 830	0.53 ~ 0.85	7.0 ~ 15.4
己斐～広島西縁断層帯の地震(M6.5)(南から破壊)	6弱	520 ~ 830	0.53 ~ 0.85	7.0 ~ 15.4
己斐～広島西縁断層帯の地震(M6.5)(北から破壊)	6弱	520 ~ 830	0.53 ~ 0.85	7.0 ~ 15.4
岩国断層帯の地震(東から破壊)	5強	240 ~ 520	0.24 ~ 0.53	0.0 ~ 7.0
岩国断層帯の地震(西から破壊)	5強	240 ~ 520	0.24 ~ 0.53	0.0 ~ 7.0
安芸灘断層群(主部)の地震(南から破壊)	5弱	110 ~ 240	0.11 ~ 0.24	0.0
安芸灘断層群(主部)の地震(北から破壊)	5弱	110 ~ 240	0.11 ~ 0.24	0.0
安芸灘断層群(広島湾～岩国冲断層帯)の地震(南から破壊)	5強	240 ~ 520	0.24 ~ 0.53	0.0 ~ 7.0
安芸灘断層群(広島湾～岩国冲断層帯)の地震(北から破壊)	6弱	520 ~ 830	0.53 ~ 0.85	7.0 ~ 15.4
長者ヶ原断層～芳井断層の地震(東から破壊)	4	40 ~ 110	0.04 ~ 0.11	0.0
長者ヶ原断層～芳井断層の地震(西から破壊)	4	40 ~ 110	0.04 ~ 0.11	0.0

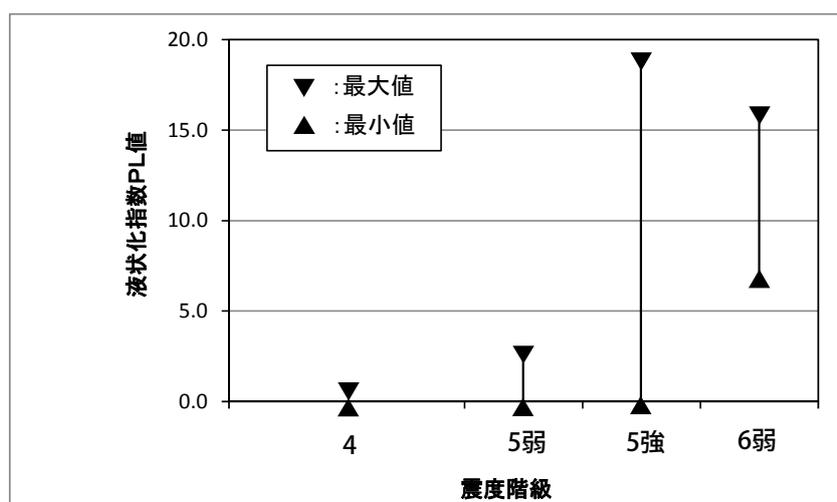


図 6.22 表面波探査結果を用いた液状化予測結果

6.4 まとめ

本章では、矢板式岸壁の背後地盤でエプロンや上部工などの構造物がある状態において、表面波探査の模擬解析および実際の計測を行った。エプロン部のコンクリート舗装の影響が見られたものの、地表面と海底面との段差の影響は小さく、また、既往の土質調査結果と良い整合性が得られた。これらより、矢板式岸壁の背後地盤に対しても表面波探査を用いた地盤状態の調査の適用性は高いと考えられる。

また、表面波探査から得られたせん断波速度を液状化予測に使用することの妥当性を検討した。既往の液状化予測が得られている実地盤の埋立地で表面波探査を行い結果を比較したところ、舗装の影響からか、推定 PL 値に差が見られた。この点は今後の課題ではあるが、舗装の影響について適切な補正係数等を導入することで、表面波探査は面的な液状化予測のツールの一つになり得ると考えられる。

【第 6 章の参考文献】

- 1) 林宏一, 鈴木晴彦, 斎藤秀樹: 人工振源を用いた表面波探査の開発とその土木地質調査への適用, 応用地質技術年報, No.21, pp.9-39, 2001.
- 2) 山中稔, 斎藤章彦, 長谷川修一, 林宏一: 人工震源を用いた表面波探査のため池堤体調査への適用, 第 12 回日本地震工学論文集, No.0154, pp.722-725, 2006.
- 3) 檜尾正也, 中野正樹, 川井田実: 2 次元表面波探査を用いた盛土の健全性評価, 土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集, No.III-016, pp.31-32, 2012.
- 4) 田窪裕一, 新野邦彦, 森伸一郎, 佐伯嘉隆: 表面波探査による河川堤防と周辺地盤のせん断波速度構造, 土木学会第 63 回年次学術講演会講演概要集, No.III-444, pp.887-888, 2008.
- 5) 中里裕臣, 林宏一, 井上敬資, 海野寿康: 2 次元表面波探査における地形の影響, 物理探査学会第 118 回学術講演会論文集, pp.113-116, 2008.
- 6) 山下聡: ベンダーエレメント試験, 土と基礎, 地盤工学会, Vol.55, No.4, pp47-48, 2007.
- 7) PC-PROGRESS ホームページ:
<http://www.pc-progress.com/en/Default.aspx>, (参照 2013.3.20) .
- 8) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990.
- 9) 高精度表面波探査 McSEIS-SXW, 応用地質株式会社
- 10) 宇津徳治: 地震学 第 3 版, 共立出版株式会社, 2001, 366pp.
- 11) 社団法人 物理探査学会: 新版物理探査適用の手引きー土木物理探査マニュアル 2008 ー, 標準化検討委員会, 539p, 2008.
- 12) 国土地理院 地図閲覧サービス, <http://watchizu.gsi.go.jp>, (参照 2013.3.20) .
- 13) Kohji Tokimatsu, Akihiko Uchida : Correlation Between Liquefaction Resistance and Shear Wave Velocity, Soils and Foundations, Vol.30, No.2, pp.33-42, 1990.
- 14) 広島県地震被害想定調査報告書, 平成 25 年 10 月, 広島県, 2013.
- 15) 広島市ホームページ, 西部開発事業の概要,
<http://www.city.hiroshima.lg.jp/www/contents/0000000000000/1110930761277/index.html>,
(参照 2013.12.13) .
- 16) 国土地理院 基盤地図情報サイト, <http://www.gsi.go.jp/kiban/>, (参照 2013.12.13) .
- 17) 広島県地盤図 '9 7, 中国地方基礎地盤研究会, 平成 9 年 1 月, 1997.
- 18) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 国土交通省河川・道路等施設の地震計ネットワーク情報, <http://www.nilim.go.jp/japanese/database/nwdb/html/how-to-use.htm>, (参照 2013.12.13) .
- 19) 震度と加速度の関係, 国土庁, 地震被害想定ツール手法解説
- 20) 社団法人 日本港湾協会, 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 平成 19 年 7 月, 2007.

- 21) 財団法人 沿岸技術研究センター, 港湾構造物設計事例集 (平成 19 年改訂版), 平成 19 年 3 月, 2007.
- 22) 社団法人 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 平成 24 年 3 月, 2012.

第7章 結論

本研究では、埋立地盤における液状化予測と実際の液状化被害を踏まえ、液状化予測の高度化を図るために、埋立地盤内の状態変化に対する液状化への影響、および地盤調査において、地盤内の状態変化を面的に捉えることが出来る表面波探査の適用性・妥当性の検討を行った。以下に、各章のまとめを示す。

第1章では、本研究の背景と目的、および本論文の構成を述べた。

第2章では、過去の液状化被害のレビューと既往の液状化予測、および地盤調査手法について述べた。

液状化予測手法は、過去の地震被害を教訓に改良を重ね現在に到っており、その手法は高度化されているが、考案された時点から、液状化予測に用いるデータはボーリングから得られる原位置試験結果（N値、PS検層）や土質試料の室内試験結果といった点情報を使用していることは変わっていない。つまり、地盤調査手法は、地盤内を深度方向の1次元的に把握するものと、2次元的に把握できるものと大別できるが、実務の設計で使用されているものの多くは、1次元に地盤内を把握する調査手法である。

第3章では、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震の事例分析として、関東地方沿岸部の埋立地に位置する工場を対象に、工場敷地内の液状化が経済的被害に及ぼす影響の分析結果を述べた。また、千葉県浦安市を対象に液状化の発生と地盤特性の差異の関係についての調査分析結果を示した。その結果、液状化をした場合の方が工場の経済的損失が大きくなることが定量的に確認されたが、費用対効果を考えると、多くの場合においては、重要な範囲を選定して液状化対策をしていくことが必要であることもわかった。また、液状化被害の程度は、浚渫砂質土層厚や沖積粘性土層厚が厚い方が大きくなることが明らかになった。

第4章では、粘性土地盤上に埋立地盤を造成した場合に、粘性土地盤の不同沈下により発生する埋立地盤の状態変化に着目した。まずは、FEM解析により不同沈下を模擬し、不同沈下による地盤の状態変化、および液状化の発生への影響について解析的検討を行った結果を示した。

不同沈下した際の地盤内応力として、沈下量が大きい位置の底面近傍で有効拘束圧 σ'_{m0} が低下し、沈下量が小さい位置の底面近傍では、有効拘束圧 σ'_{m0} は増加した。これは、不

同沈下により、沈下箇所周辺にアーチが形成されたことを意味している。また、初期せん断応力比 $\tau_{\max 0} / \sigma'_{m0}$ は、沈下量が大きい位置の地表面部と、沈下量が大きい位置と小さい位置の中間部で増加した。さらに、沈下量が増加するほど、地盤内応力の変化も大きくなった。

不同沈下した状態において、地盤を加振させた場合、沈下量が大きい位置と小さい位置の中間部で過剰間隙水圧比の上昇が早くなった。また、その位置は、 $\tau_{\max 0} / \sigma'_{m0}$ が他より大きくなる範囲であった。つまり、不同沈下による地盤状態の変化が、液状化の発生に影響を及ぼすことを解析的に確認した。

第5章では、まず、遠心力場で地盤の不同沈下を模擬した土層実験を行い、地盤内における応力変化の有無と、応力状態の変化が地震時の液状化の発生に及ぼす影響を検討した。また、FEM解析により実験結果を再現し、実験結果の妥当性を検証した。

検討の結果、不同沈下により地盤内にアーチ構造が発生し、不同沈下部上の地盤では鉛直土圧が小さくなるなど地盤内応力が変化することが確認できた。この変化は、一般の埋め立て地盤では、N値の変化などに反映される可能性があり、その程度は+50 ~ -50%程度になり得ることがわかった。また、不同沈下により地盤内応力が不均質となった地盤においても、加振による水圧の上昇は、同一深度の計測点で同程度であった。初期の応力状態が不均質であることを踏まえると、過剰間隙水圧の上昇が及ぼす影響も不均質であると推測された。さらに、不同沈下による地盤内応力の変化は、実地盤で数 cm の小さい沈下量でも発生する可能性があることがわかった。これは粘性土地盤の圧密沈下のばらつきにより、埋立ての初期の段階もしくは、圧密度が大きい場合の比較的小さな圧密沈下でも、地盤内応力の不均質化が起り得ることを示唆している。

つまり、第3章で、液状化被害の場所による差異があった理由の一つとして、不同沈下による地盤状態の変化が影響している可能性が模型実験及び数値解析により確認された。

第6章では、表面波探査によって地盤内のせん断波速度分布を面的に得る手法の適用性を検討した。矢板式岸壁背後の埋立地盤において、エプロン部のコンクリート舗装の影響が見られたものの、地表面と海底面との段差の存在が計測結果に及ぼす影響は小さく、せん断波速度の推定結果は、既往の土質調査結果と良い整合性が得られた。これらより、矢板式岸壁背後の埋立地盤に対しても表面波探査を用いた地盤状態の把握が可能であると考えられる。また、表面波探査から得られたせん断波速度を液状化予測に使用する場合の妥当性を検討した。表面波探査結果には舗装の影響がみられたと思われるが、補正係数等を用いることで、表面波探査手法が液状化予測の有効なツールとなり得ることを示した。

第7章の結論では、前章まで得られた知見を要約し、本研究の成果を示した。本研究の成果の意義について以下に記述する。

地盤の液状化予測を行うための地盤情報は、ボーリング等の点情報としてのデータを用いることが多いが、地盤の状態は時間経過とともに変化する可能性があり、また、空間的にもばらつきを有している。このようなばらつきが生じる原因として、埋立土直下の粘性土層の沈下が影響している可能性を示した。また、空間的にばらつきを有する地盤に対して、実務的に地盤情報を面的に把握する手法として、表面波探査が一定の適用性を有していることを確認した。この成果は、液状化予測の高度化を図り、液状化の危険度マップをより精度の良いものにしていく上で有用な知見である。

今後の課題として、本研究では、埋立地盤下の粘性土地盤の不同沈下を模擬した解析及び実験を行っているが、今回は粘性土地盤の物性値や層厚のばらつきなどを直接模擬した不同沈下のモデル化を行っていない。このような実地盤の状態を忠実に反映させた場合、不同沈下の状態はさらに複雑になることが想定され、それに伴う地盤内応力も複雑になることが想定される。このことから、今後は粘性土地盤と上層の埋立地盤を一体としたモデルによる検討が課題である。

また、地盤状態を面的に把握する手法として表面波探査の適用性を検討したが、地表面の舗装の影響が見られた。コンクリートやアスファルト等の舗装の影響など、様々な調査状況で検討を行い、表面波探査の調査技術の向上を図ることが望まれる。

Appendix

FLIP は有効応力法に基づく地震応答解析プログラムであり，過剰間隙水圧の発生モデルとして，図-A に示す井合モデル¹⁾を採用している。

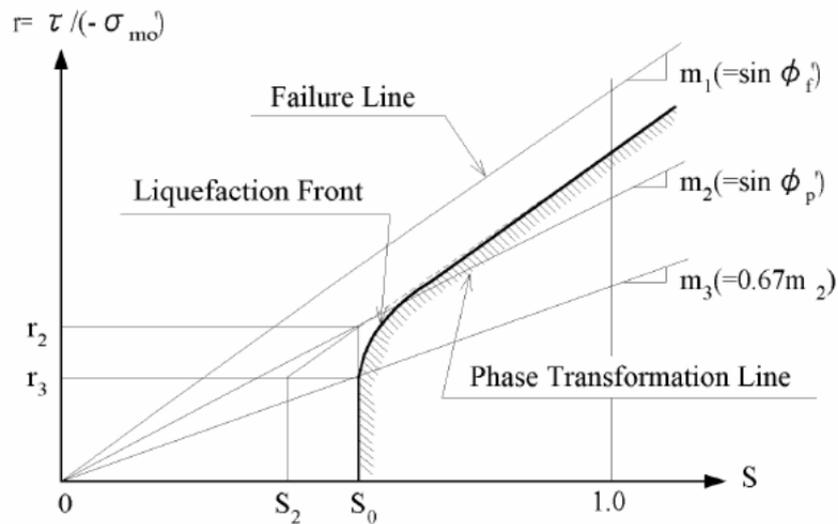


図-A 過剰間隙水圧モデルの概念図

1. マルチスプリングモデルの過剰間隙水圧モデル

(a) 液状化フロントパラメータ S_0 と状態変数 S

液状化の進行程度を表す液状化フロントパラメータ S_0 は，正規化したせん断仕事 w の関数として，次式により与えられる。

$$\left. \begin{aligned} S_0 &= 1 - 0.6(w/w_1)^{p_1} && (\text{if } w < w_1) \\ S_0 &= (0.4 - S_1)(w_1/w)^{p_2} + S_1 && (\text{if } w > w_1) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ここに， w は次式で与えられる。

$$w = W_s / W_n \quad (2)$$

上式で W_s は累積塑性せん断仕事であり， W_n は初期せん断強度 τ_{m0} と初期基準ひずみ γ_{m0} を用いて，次式により与えられる。

$$W_n = \tau_{m0} \gamma_{m0} / 2 \quad (3)$$

初期せん断強度 τ_{m0} と初期基準ひずみ γ_{m0} は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \tau_{m0} &= Y_{st} \sin \phi'_f \\ \gamma_{m0} &= \tau_{m0} / \left(G_{ma} \left| \frac{Y_{st}}{Y_{ma}} \right|^{m_G} \right) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

ここに、 G_{ma} は基準初期せん断剛性であり、平均有効拘束圧が σ_{ma}' (基準平均有効拘束圧) の場合の初期せん断剛性である。また、 $Y_{st} = \sigma_{m0}'$ 、 $Y_{ma} = \sigma_{ma}'$ である。 m_G は初期せん断剛性の有効拘束圧依存性を表すパラメータであり、通常 0.5 とする。

(1)式により、液状化フロントパラメータ S_0 を評価するためには、 w_1 の他に p_1 、 p_2 、 S_1 を与えることが必要である。 w_1 は全体的な液状化強度を規定し、 p_1 、 p_2 は、それぞれ、液状化過程の前半と後半の過剰間隙水圧の上昇特性を規定する。また、 S_1 は S_0 の下限値を与える。

準静的非排水かつ全拘束圧力一定の条件下において σ_m' / σ_{m0}' に一致する状態変数 S は、せん断応力比 $r (= \tau / \sigma_{m0}')$ と液状化フロントパラメータ S_0 から次式により求める。

$$\left\{ \begin{aligned} S &= S_0 && \text{(if } r < r_3) \\ S &= S_2 + \sqrt{(S_0 - S_2)^2 + [(r - r_3)/m_1]^2} && \text{(if } r > r_3) \end{aligned} \right. \quad (5)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ここに、} r_2 &= m_2 S_0, \quad r_3 = m_3 S_0, \quad S_2 = S_0 - (r_2 - r_3)/m_1 \\ \text{ただし、} m_1 &= \sin \phi'_f, \quad m_2 = \sin \phi'_p (\phi'_p \text{ は変相角}), \quad m_3 = 0.67 m_2 \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

(b) 累積塑性せん断仕事の評価法

累積塑性せん断仕事 W_s は、次式に示すように、塑性せん断仕事増分 ΔW_s に寄与係数 R を乗じたものを累積して求める。なお、寄与係数 R については後述する。

$$W_s = \sum R \Delta W_s \quad (7)$$

ここに、塑性せん断仕事増分 ΔW_s は、全せん断仕事増分 ΔW_{st} から弾性せん断仕事増分 ΔW_{se} にパラメータ c_1 を乗じたものを差し引いて求める。 c_1 は、理論上は 1.0 だが、これを調節することにより、液状化を引き起こすせん断応力比の下限値を制御することができる。

$$\Delta W_s = \Delta W_{st} - c_1 \Delta W_{se} \quad (\text{負であれば、} \Delta W_s = 0 \text{ とする}) \quad (8)$$

なお、平面ひずみ状態を対象とする場合は、 ΔW_{st} と ΔW_{se} は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta W_{st} &= \left| \left(\frac{\sigma'_y - \sigma'_x}{2} \right) \Delta(\varepsilon_y - \varepsilon_x) + \tau_{xy} \Delta \gamma_{xy} \right| \\ \Delta W_{se} &= \left| \tau \Delta \left(\frac{\tau}{G_0} \right) \right| \\ \tau &= \sqrt{\left(\frac{\sigma'_y - \sigma'_x}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

ここに、 G_0 は初期せん断剛性を表す。

寄与係数 R は、塑性せん断仕事のうち負のダイレイタンスへの寄与する割合を与える補正係数であり、以下のように定める。まず、 S_w を以下のように設定する。

$$\begin{aligned} S_w &= 0.4 && (\text{初期 } S_0 \geq 0.4 \text{ の場合}) \\ S_w &= 0.4 + (\text{初期 } S_0 - 0.4) S_0 / \text{初期 } S_0 && (\text{初期 } S_0 < 0.4 \text{ の場合}) \end{aligned}$$

S_w は、寄与係数の設定法を切り替える状態変数 S の境界値である。この S_w に基づき、寄与係数 R を以下のように定める。

$$\left. \begin{aligned} &\underline{S \geq S_w \text{ の場合}} \\ &R = 1 && (r \leq S m_3 \text{ の場合}) \\ &R = (m_1 - r / S) / (m_1 - m_3) && (r > S m_3 \text{ の場合}) \\ &\underline{S < S_w \text{ の場合}} \\ &R = 1 && (r \leq S_w m_3 \text{ の場合}) \\ &R = (m_1 - r / S_w) / (m_1 - m_3) && (r > S_w m_3 \text{ の場合}) \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

2. カクテルグラスモデル要素の過剰間隙水圧モデル

(a) 圧縮伸張成分 p の定式化

まず、パラメタ η を以下の通りおく。ただし、 l_k は体積弾性係数の拘束圧依存性に関するパラメタ、 ε' 、 ε_0' は有効体積ひずみ及びその初期値である。

$$\eta = -(1-l_k)(\varepsilon' - \varepsilon_0') / \varepsilon_{m0} \quad (11)$$

(ただし、 $l_k > 1$)。ここに、 ε_{m0} は、体積ひずみに関する規準ひずみ（規準体積ひずみ）であり、液状化解析開始時点（初期自重解析後）の圧力 p_0 、体積弾性係数 K_{U0} および低減パラメタ r_k により、以下で与える。

$$\varepsilon_{m0} = p_0 / (r_k K_{U0}) \quad (12)$$

これを用いて、以下の通り圧力 p を与える。

$\eta \geq \eta_{bd}$ の時：

$$p = p_0 (\eta + 1)^{\frac{1}{1-l_k}} \quad (13)$$

$\eta < \eta_{bd}$ の時（破錠対策として）：

$$p = p_0 \left[\frac{\eta - \eta_{bd}}{1 + |\eta - \eta_{bd}|} r_\eta + (\eta_{bd} + 1) \right]^{\frac{1}{1-l_k}} \quad (14)$$

ここに、

$$r_\eta = 1 + \eta_{bd} - r_{p_{us}}^{1-l_k} \quad (15)$$

$$r_{p_{us}} = p_{us}^* / p_0 \quad (16)$$

$$r_{p_{bd}} = p_{bd} / p_0 \quad (17)$$

$$\eta_{bd} = r_{p_{bd}}^{1-l_k} - 1 \quad (18)$$

一般には、 $r_{p_{us}}=10$ 、 $r_{p_{bd}}=1$ とする。

(b) せん断成分 $q^{(i)}$ の定式化

多重せん断モデルの定式化に基づき、仮想単純せん断モデルを、骨格曲線上では、以下のように双曲線型で与える。

$$q^{(i)} = \frac{\gamma^{(i)} / \gamma_v}{1 + |\gamma^{(i)} / \gamma_v|} q_v \quad (19)$$

ここに、 q_v 、 γ_v は、仮想単純せん断モデルのせん断強度、せん断規準ひずみであり、せん断強度 τ_m およびせん断弾性係数 G_m と、以下のように関連付けられる。

$$G_m = \frac{q_v}{\gamma_v} \sum_{i=1}^I \sin^2 \omega_i \Delta \omega \quad (20)$$

$$\tau_m = q_v \sum_{i=1}^I \sin \omega_i \Delta \omega \quad (21)$$

逆に解けば、以下の様になる。

$$\gamma_v = \left(\frac{\sum_{i=1}^I \sin^2 \omega_i \Delta \omega}{\sum_{i=1}^I \sin \omega_i \Delta \omega} \right) \frac{\tau_m}{G_m} = \left(\frac{\sum_{i=1}^I \sin^2 \omega_i \Delta \omega}{\sum_{i=1}^I \sin \omega_i \Delta \omega} \right) \gamma_m \quad (22)$$

$$q_v = \frac{\tau_m}{\sum_{i=1}^I \sin \omega_i \Delta \omega} \quad (23)$$

ここに、 γ_m はせん断規準ひずみである。

なお、 $I \rightarrow \infty$ の時、以下の様になる。

$$\gamma_v = \frac{\pi}{4} \gamma_m \quad (24)$$

$$q_v = \tau_m / 2 \quad (25)$$

仮想単純せん断機構が履歴ループに入った際には、拡張 Masing 則を用いる。履歴ループに入った際の仮想せん断ひずみに応じて、妥当な履歴減衰を表現するように定められるパラメタ ζ 、 ξ を用いて、あらかじめ、以下の正規化を行う。

$$\tilde{q}^{(i)} = \frac{q^{(i)} / q_v}{\zeta} \quad (26)$$

$$\tilde{\gamma}^{(i)} = \frac{\gamma^{(i)} / \gamma_v}{\xi} \quad (27)$$

これらを用いて、履歴ループ内での仮想せん断応力は、次の通り与えられる。

$$\frac{\tilde{q}^{(i)} - \tilde{q}_r^{(i)}}{2\delta} = \frac{\tilde{\gamma}^{(i)} - \tilde{\gamma}_r^{(i)}}{2\delta} \frac{1}{1 + \left| \frac{\tilde{\gamma}^{(i)} - \tilde{\gamma}_r^{(i)}}{2\delta} \right|} \quad (28)$$

$q^{(i)}$ を規定する式(20)(23)(24)では、状態変数 S および液状化フロントパラメタ S_0 を用いて、以下のような拘束圧力依存性および液状化状態依存性を与える。

$S_0 > S_{0bd}$ の場合：

$$\tau_m = \tau_{m0} S \quad (29)$$

$$G_m = \tau_m / \gamma_{m0} \quad (30)$$

$$\gamma_m = \gamma_{m0} \quad (31)$$

$S_0 < S_{0bd}$ の場合：

$$\tau_m = \tau_{m0} S \quad (32)$$

$$G_m = \tau_m / \gamma_m \quad (33)$$

$$\gamma_m = \gamma_{m0} / (S_0 / S_{0bd})^{q_4} \quad (34)$$

ここに,

$$S_{0bd} = 1.0 \quad (35)$$

ここに, 内部摩擦角, 変相角をそれぞれ ϕ_p, ϕ_f とすると, $m_1 = \sin \phi_f, m_2 = \sin \phi_p$ 。
また, 状態変数および液状化フロントパラメタは, 以下で与える。

$$S = p / p_0 \quad (36)$$

$$S_0 = \min(p'' / p_0) \quad (37)$$

ただし, S, S_0 の下限値を S_1 (小さな正の値) とする。式(38)における仮想圧力 p'' は, 圧力を規定する式(16)(17)に準じて, 仮想有効体積ひずみ ε'' により, 以下の通り与える。まず, 体積弾性係数の低減パラメタ r_k に準じて, 新たなパラメタ r_k'' を導入して, 体積ひずみに関する仮想規準ひずみ ε_{m0}'' を以下の通り定義する。

$$\varepsilon_{m0}'' = p_0 / (r_k'' K_{v0}) \quad (38)$$

これを用いて,

$$\eta'' = -(1 - l_k)(\varepsilon'' - \varepsilon_0'') / \varepsilon_{m0}'' \quad (39)$$

とおき, $\eta'' \geq \eta_{bd}$ の時:

$$p'' = p_0 (\eta'' + 1)^{\frac{1}{1-l_k}} \quad (40)$$

$\eta'' < \eta_{bd}$ であれば, 以下を用いる。

$$p'' = p_0 \left[\frac{\eta'' - \eta_{bd}}{1 + |\eta'' - \eta_{bd}|} r_{\eta} + (\eta_{bd} + 1) \right]^{\frac{1}{1-l_k}} \quad (41)$$

(c) ダイレイタンシーの収縮的成分の定式化

ダイレイタンシーの収縮的成分 ε_d^c は、収縮的ダイレイタンシーおよび膨張的ダイレイタンシーに共通してかかるパラメタ $r_{\varepsilon d}$ 、収縮的成分のみにかかるパラメタ $r_{\varepsilon d}^c$ を用いて、仮想塑性せん断ひずみ増分 $d\gamma_p^{(i)}$ に応じて、以下で与える。

$$\varepsilon_d^c = \int d\varepsilon_d^c \quad (42)$$

$$d\varepsilon_d^c = -r_{\varepsilon d} r_{\varepsilon d}^c r_{S_0} \sum_{i=1}^I r_i^{(i)} M_v \left| d\gamma_p^{(i)} \right| \Delta\omega \quad (43)$$

仮想塑性せん断ひずみ増分 $d\gamma_p^{(i)}$ は、パラメタ c_1 を用いて、以下で与える。

$$d\gamma_p^{(i)} = d\gamma^{(i)} - c_1 d\gamma_e^{(i)} \quad (44)$$

なお、 $\left| d\gamma^{(i)} \right| \leq \left| c_1 d\gamma_e^{(i)} \right|$ の場合には、 $d\gamma_p^{(i)} = 0$ とする。

仮想弾性せん断ひずみ増分 $d\gamma_e^{(i)}$ は、微小ひずみにおける式(20)の関係により、以下で与えられる。

$$d\gamma_e^{(i)} = \left(\frac{\gamma_v}{q_v} \right) dq^{(i)} \quad (45)$$

ここで、

$$dq^{(i)} = G_{LU}^{(i)} d\gamma^{(i)} \quad (46)$$

また、微小ひずみ時 ($d\gamma^{(i)} \neq 0$ の時) の仮想せん断弾性係数 $G_{L0}^{(i)}$ は、

$$G_{L0}^{(i)} = G_{L0} = \frac{q_v}{\gamma_v} \quad (47)$$

となるので、式(46)は、以下の通りになる。

$$d\gamma_e^{(i)} = \left(\frac{G_{LU}^{(i)}}{G_{L0}} \right) d\gamma^{(i)} \quad (48)$$

ゆえに、式(45)に示す仮想塑性せん断ひずみ増分 $d\gamma_p^{(i)}$ は、全仮想せん断ひずみ増分 $d\gamma^{(i)}$ より、以下の通り与えられる。

$$d\gamma_p^{(i)} = \left(1 - c_1 \left(\frac{G_{LU}^{(i)}}{G_{L0}} \right) \right) d\gamma^{(i)} \quad (49)$$

なお、 $1 < c_1 \left(\frac{G_{LU}^{(i)}}{G_{L0}} \right)$ の場合には、 $d\gamma_p^{(i)} = 0$ とする。

式(44)における r_{s0} は、過剰間隙水圧上昇過程の立ち上りの形状や後半の形状と、これに対応するひずみの伸びを制御することを目的としたもので、パラメタ q_1 、 q_2 を用いて、以下で与える。

$S_0^* > S_{bi}$ ($=0.8$) の場合

$$r_{s0} = S_0^{*q_2} \left[(S_0^* - S_{bi}) q_1 + (1 - S_0^*) \right] / (1 - S_{bi}) \quad (50)$$

$S_0^* < S_{bi}$ ($=0.8$) の場合

$$r_{s0} = S_0^{*q_2} \quad (51)$$

ここに、

$$S_0^* = p'' / p_0 \quad (52)$$

ただし、 $S_0^* \geq S_1$ とする。

式(24)において収縮的ダイレイタンスーを規定する M_v は、変相角を ϕ_p として、以下で与えられる値に基づいて与える。

$$M_{v0} = \frac{M_p}{\sum_{i=1}^I \sin \omega_i \Delta \omega} \quad (53)$$

$$M_p = \sin \phi_p \quad (54)$$

式(54)に対して、さらに、収縮的体積ひずみの極限值 $\varepsilon_{\text{cm}}^{\text{d}}$ 、パラメタ $q_3(=1.0)$ を用いて、以下の通り与える。

$$M_v = \left(1 - \frac{(-\varepsilon_d^c)}{\varepsilon_d^{\text{cm}}} \right)^{q_3} M_{v0} \quad (55)$$

なお、 $-\varepsilon_{\text{cd}} > \varepsilon_{\text{cm}}^{\text{d}}$ の場合には、 $M_v=0$ とする。

また、 $r_t^{(i)}$ は、変相線付近を超えた領域における収縮的ダイレイタンシーの寄与度を制御するもので、以下で与える。

$$r_t^{(i)} = (m_t - |q^{(i)}| / p) / (m_t - m_{3v}) \quad (56)$$

ここに、

$$m_t = (m_{1v} + M_{v0}) / 2 \quad (57)$$

$$m_{3v} = 0.67M_{v0} \quad (58)$$

なお、 $m_t \leq q^{(i)} / p$ の時は、 $r_t^{(i)}=0$ 、 $q^{(i)} / p \leq m_{3v}$ の時は、 $r_t^{(i)}=1$ とする。

(d) ダイレイタンシーの膨張的成分の定式化

ダイレイタンシーの膨張的成分 ε_d^{d} は、以下で与える。

$$\varepsilon_d^{\text{d}} = r_{\varepsilon_d} \sum_{i=1}^I \left[\left| \frac{\gamma^{(i)}}{\gamma_v} \right| - \ln \left(1 + \left| \frac{\gamma^{(i)}}{\gamma_v} \right| \right) \right] \gamma_v m_{1v} \Delta \omega \quad (61)$$

ここに、

$$m_{1v} = \frac{m_1}{\sum_{i=1}^I \sin \omega_i \Delta \omega} \quad (62)$$

Reference

- i) Iai, S., Matsunaga, Y., and Kameoka, T., : Parameter Identification for a Cyclic Mobility, Report of the Port and Harbour Res. Inst. Vol.29, No.4, 1990.

謝辞

本論文は、2011年4月から2014年3月まで3年間在籍した広島大学大学院工学研究科博士課程後期（社会基盤環境工学専攻）における研究成果を取りまとめたものです。本研究の実施および本論文の作成を行うにあたり、多くの方々にお世話になり、またご指導をいただきましたことに深く感謝の意を表します。

この期間、ご指導いただきました広島大学大学院工学研究科一井康二准教授には、研究の全般または本論文をまとめるにあたり、終始懇切丁寧にご指導をいただきました。深く感謝いたします。一井先生との出会いは、私が2002年にFLIP研究会の高度利用研究ワーキングに参加したことから始まり、港湾空港技術研究所から広島大学へ移ってこられてからも、多くのディスカッションをさせていただきました。2008年には、私も広島で働くことになり、博士課程後期社会人特別選抜コースに入学する際には、快く指導教官を引き受けて下さいました。入学後は、社会人学生であることを気遣っていただき、平日の夜や休日にもかかわらず、打ち合わせをさせていただきました。厚くお礼を申し上げます。

広島大学大学院工学研究科土田孝教授、藤井堅教授、河合研至教授、広島大学大学院国際協力研究科山本春行教授には、ご多忙の中、本論文を査読いただき、また本論文の審査にあたり熱心な討議とご指導をいただきました。厚くお礼を申し上げます。

本研究における遠心模型実験は、広島大学と京都大学防災研究所の共同研究として実施しました。京都大学防災研究所井合進教授、飛田哲男准教授をはじめ、遠心載荷実験室の皆様には、実験にあたりご指導・ご助言をいただきました。厚くお礼を申し上げます。

また、本研究における工場の経済被害の検討および広島市商工センターでの表面波探査による調査は、公益社団法人地盤工学会中国支部広島地域の土質工学セミナーの皆様にご協力いただきました。厚くお礼を申し上げます。

広島大学地盤工学研究室の学生およびスタッフの方々にも大変お世話になりました。博士課程前期2年生の河野真弓様が行った土中の含水比とせん断速度の関係についての実験については様々な議論をさせていただきました。この成果は、本論文の6章にまとめることが出来ました。博士課程前期1年生の高町茉莉様が行った千葉県浦安市の液状化被害の事例解析の研究についても議論をさせていただきました。この成果は、本論文の3章にまとめることが出来ました。また、京都大学防災研究所で遠心模型実験を行った際には、松野隆志様（現新日鐵住金株式会社）、高町茉莉様、河野真弓様にサポートをしていただきました。博士課程前期2年生の生頼直樹様には、研究室での数値解析の作業補助をしていただきました。秘書の上田温子様、窪川原加苗様には、平日昼間に大学に通えない私のために、円滑な事務手続きをしていただきました。また、論文完成時には製本等をしていた

できました。皆様に厚くお礼を申し上げます。

同じ一井康二准教授の下で学位を取得された、三上武子博士（応用地質株式会社）、木下洋樹博士（株式会社不動テトラ）には、私が入学した頃に研究の取り組み方について多くの相談をさせていただき、社会人学生として仕事と学業の両立を図る上で大変励みになりました。また論文執筆、公聴会準備にあたっては様々なお助言をいただきました。厚くお礼を申し上げます。

本研究は、中電技術コンサルタント株式会社に在籍しながら完成に到りました。取締役社長沖田俊治様、取締役執行役員道路・臨海本部長下村三朗様、前取締役住岡宣博博士（現株式会社土木技術コンサルタント代表取締役社長）には、本研究に対して多くのご支援とご配慮をいただきました。深く感謝致します。臨海・都市部長中本裕之様、臨海設計グループ長三宅健一様には、大学での研究と仕事の両立において様々なお配慮をいただきました。深く感謝致します。大学入学当時の直属の上司であった事業企画部長福原和顕様は、広島大学大学院博士課程後期の入学に際して、また入学後は、折にふれて、たまには美酒を交えながら様々な相談に乗っていただきました。深く感謝いたします。また、社内の皆様には多くの暖かい励ましをいただき、ありがとうございました。

以上述べましたように、本論文は多くの方々に支えていただいたことにより完成させることが出来ました。重ね重ね感謝の意を表します。この3年間の経験と研究成果を糧に、さらに研鑽をして参る所存でございます。

最後に、両親と終始私を支えてくれた妻の陽子、長男の竣太郎、二男の靖之亮に感謝致します。

北出 圭介