Health problems caused by liquefaction-induced inclination of houses and its mitigation

メタデータ	言語: jpn 出版者: 公開日: 2020-01-09 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/2297/00056512

This work is licensed under a Creative Commons Attribution-NonCommercial-ShareAlike 3.0 International License.

博 士 論 文

液状化に伴う住宅傾斜による健康障害とその軽減対策

金沢大学大学院 自然科学研究科
環境デザイン学専攻

学 籍 番 号　1724052005
氏　　名　芹川 由布子
主任指導教員　宮島 昌克 教授
提 出 年 月　令和元年 6 月　提出

目次

第 1 章　序論

1.1　はじめに 1
1.2　本研究の目的と構成 2
1.3　既往の研究との関連 3
　1.3.1　概説 3
　1.3.2　液状化被害を受けた住民の健康障害に関する研究 3
　1.3.3　既設戸建て住宅に対する液状化工法に関する研究 4

第 2 章　液状化による住宅の傾斜被害

2.1　概説 9
2.2　2016 年熊本地震による住宅の液状化被害 9
　2.2.1　2016 年熊本地震の概要 9
　2.2.2　熊本市東区・南区における現地調査概要 11
　2.2.3　調査対象地の地盤状況 12
　2.2.4　東区秋津（間島団地）の外壁傾斜計測結果 16
　2.2.5　南区近見・刈草の外壁傾斜計測結果 18
2.3　2018 年北海道胆振東部地震による住宅の液状化被害 21
　2.3.1　2018 年北海道胆振東部地震の概要 21
　2.3.2　札幌市清田区の液状化被害 22
　2.3.3　札幌市清田区における現地調査概要 24
　2.3.4　清田区美しが丘の外壁傾斜計測結果 24
　2.3.5　札幌市の液状化履歴および旧地形との関係 26
2.4　考察 29
2.5　まとめ 31

第 3 章　住宅傾斜による地震後の健康障害

3.1　概説 35
3.2　熊本市における家屋内部の傾斜量とアンケート調査 35
　3.2.1　現地調査概要 35

3.2.2　家屋の構造形式および回答者の属性と健康障害 36
3.2.3　家屋内部・外部の傾斜量と健康障害 40
3.2.4　各傾斜量が健康障害に及ぼす影響 42
3.3　札幌市における家屋内部の傾斜量とアンケート調査 47
3.3.1　現地調査概要 47
3.3.2　回答者の属性と健康障害 47
3.3.3　家屋内部・外部の傾斜量と健康障害 48
3.3.4　各傾斜量が健康障害に及ぼす影響 51
3.4　熊本市と札幌市における健康障害と傾斜量の関係 56
3.5　まとめ 57

第 4　住宅を対象とした液状化対策工法に関する実験

4.1　概説 59
4.2　不連続オーガースクリューを用いた提案工法 59
4.2.1　提案工法の概要 59
4.2.2　空洞拡張による地盤の改良度 61
4.2.3　理論値算出による対策効果の評価 63
1）熊本県熊本市南区における検討 63
2）新潟県新潟市北区における検討 65
4.2.4　不連続オーガースクリュー模型を用いた小規模実験概要 68
4.2.5　ポータブルコーン貫入試験の結果 72
4.2.6　実験値と理論値を用いた地盤改良度の検討 73
4.2.7　不連続オーガースクリューを用いた現場実験概要 76
4.2.8　SWS 試験結果および理論値との比較 78
4.3　丸太を用いた住宅に対する液状化対策工法 80
4.3.1 丸太打設工法の概要・特色 80
4.3.2　室内模型振動実験概要 82
4.3.3　実験材料および実験方法 85
4.3.4　各ケースにおける実験結果 88
1）無体策 88
2）丸太 1 列配置 90
3）丸太 2 列配置 92
4）丸太 1 列配置＋犬走連結 94
4.3.5　室内模型振動実験考察 96
4.4　まとめ 100

第 5 章　結論

5.1　本研究の結論 104
5.2　今後の展望 105

謝辞 107

付録

1.　各パラメータの算出方法 110
1.1　相対密度の算出 110
1.2　体積ひずみと相対密度の関係式の算出 113
1.3　過剰間隙水圧比の算出 114

第１章　序論

地震時に発生する液状化は，都市化が進むとともに被害が拡大している．そのため，住宅に対する液状化対策工法の研究は東日本大震災以降急速に発展してきている．しかしながら，その多くは新設の戸建住宅に対する工法であり，既設の戸建住宅に対する対策工法は確立されたものが多くはない現状である．本章では液状化対策の現状に加え，既設戸建て住宅に対する液状化対策の必要性について記述した．

1.1　はじめに

日本は環太平洋造山帯に属しているため，地震国として有名であり，世界中で 1 年間に発生する地震の約 1 割が日本近郊で発生している．その地震の発生に伴い，埋立地などの軟弱な地盤から成る地域では液状化現象が生じる．液状化現象とは，地震の振動で地盤内の水圧が急上昇し地盤が支持力を失って液体状になり，その地盤に建設されていた構造物が沈下，傾斜し，また，地中に埋設されている構造物が浮上してしまう現象のことである．

2011 年東北地方太平洋沖地震が発生した際には，この様な液状化現象が数多く報告された．この地震による液状化現象は主に関東地方，特に千葉県の浦安市や幕張などの埋立地で発生し，東京湾岸部の戸建て住宅の液状化被害は約 18,000 棟にものぼった．そのため，既設構造物に対する液状化対策工法の開発が急速に推し進められるようになった．

しかし，この被害は，海岸地域だけではなく内陸部の我孫子市や市川市においても発生していた．液状化現象は，地下水位の高い砂質土地盤であることと，地盤を構成している土粒子の粒度が均一で緩い状態という条件が揃った場所で発生する．具体的な場所としては，砂丘地帯，三角州，海岸地域がほとんどであったが，近年の都市化によって，河川・池・水田を埋め立てて住宅地域や工業地域などに使用している場所についても発生しやすい地盤として，該当地域が拡大してきた．実際，我孫子市や市川市などは利根川流域に位置し，液状化が発生しやすい地域に該当する．このように，液状化の発生場所が身近になってきたことからも，既設構造物に対する対策が必要だといえる．

また，2016 年 4 月に発生した熊本地震の際にも熊本市の多くの箇所で液状化被害が報告された．村上ら [1)]の調査によると，東北地方太平洋沖地震の際に発生したような埋立地における面的な広がりを持つ液状化だけでなく，旧河道や自然堤防の一部において長さ 5km，幅約 100m の帯状の限定的な範囲で発生していたことが特徴として挙げられる．市内では，南区を中心に約 2900 棟の住宅で液状化被害が確認され，戸建て住宅における不同沈下が深刻な問題となった．

さらに，昨年 9 月に発生した北海道胆振東部地震においても，北海道札幌市で甚大な液状化被害が発生し，道路破損による通行止めや建物の不同沈下が深刻な問題となっている．清田区里塚では，被災認定において多くの家屋が危険という判定結果となり，多くの住民が自宅を離れることとなった．美しが丘では，一部損壊，半壊の家屋が多く，液状化により傾斜した家屋に住み続けているという状況であった．これまでの地震では，家屋が傾斜することで居住者に健康障害が生じており，液状化被害は住宅としての使用性や機能性の損失にも繋がる．

このような住宅被害を軽減させるためには住宅一軒一軒に対する液状化対策工法が望ましいと考えられる．そのため，本研究では既設戸建住宅一軒を対象とする液状化対策工法の開発に着目する．

1.2　本研究の目的と構成

本研究ではまず，近年の地震による家屋の液状化被害把握のために，2016 年熊本地震および 2018 年北海道胆振東部地震における液状化発生地での現地調査を行った．この調査では，はじめに液状化による家屋の傾斜量を計測した．その際に行った住人へのヒアリング調査より，健康障害が生じていることが明らかとなったため，追加調査により家屋内部の傾斜量計測および健康障害に関するアンケート調査を実施した．これらの結果をもとに，住人の健康障害に繋がる家屋の傾斜量を明らかにし，家屋の傾斜量と傾斜方向を地図上に示すことで液状化被害の程度や傾向の考察を行う．

次に，現地調査により明らかとなった家屋における液状化被害の問題点を解決することを目的とし，既設の戸建て住宅を対象とする対策工法の開発，考案を行う．本研究では，不連続オーガースクリューを用いて掘削した地盤に丸太を打設するという工法を提案しており，オーガースクリューを用いた削孔による周辺地盤の改良効果と，丸太打設による地盤の密度増大効果の検討を行う．オーガースクリュー貫入時の周辺地盤の改良効果については理論式を用いて相対密度を算出する．その後に，模型実験，現場実験を行い，それらの結果と理論値を比較する．丸太打設による対策効果については，学内の振動台を用いて模型振動実験を行う．対策効果は構造物模型の沈下量軽減，過剰間隙水圧の抑制だけでなく，健康障害が生じる要因とされている傾斜量についても着目し，無対策地盤と対策地盤についての比較を行い，液状化対策工法としての有効性を検討する．

本論文の構成としては，2 章で熊本地震・北海道胆振東部地震における液状化被害に関する現地調査結果を示す．ここでは液状化による家屋の傾斜被害を計測し，旧地形や過去の液状化履歴と被害箇所の比較を行うことで液状化の要因を分析する．3 章では，2 章で調査した家屋を対象に，家屋内部の傾斜量の計測および住人の健康障害に関するアンケート調査を行い，各傾斜量が健康障害に及ぼす影響を評価する．さらに，熊本市と札幌市の事例を比較し，液状化による家屋の傾斜被害が引き起こす健康障害の症状を明らかにする．4 章では，調査より明らかとなった健康障害を防ぐための液状化対策工法考案のための実験的検討および理論値との比較を行う．理論式を用いた効果の検討，現場実験，模型振動実験により，本工法の液状化対策としての有用性を評価する．これらのまとめを 5 章に記す．

1.3　既往の研究との関連

1.3.1　概要

これまでも液状化被害の調査や対策工法の開発に関する研究は数多く行われてきた．液状化による被害を受けた場合は修復工法を選定するために，まずは被害の大きさ（沈下の形態，深さなど）を把握する必要があり，住宅の液状化被害で最も重視されるのが不同沈下である．不同沈下により家屋が傾斜すると，居住者に健康障害があらわれ，住宅としての使用性や機能性の損失にも繋がる．そこで液状化対策を施し，このような被害を未然に防ぐことが重要となる．

液状化対策工法の考え方としては，密度の増大・固結・粒度の改良・飽和度の低下・間隙水圧抑制および消散・せん断変形抑制・構造的対策の 7 つに分類される．東日本大震災では甚大な液状化被害が発生し，多くの研究機関においてこれらの対策工法開発に向けた研究が行われた[例えば 2), 3), 4)]．

本章では，液状化被害を受けた住民の健康障害に関する研究と，既設戸建て住宅に対する液状化工法に関する研究についての既往の成果を記す．

1.3.2　液状化被害を受けた住民の健康障害に関する研究

1964年6月16日に発生した新潟地震以降，多くの研究者が液状化被害について研究しており，その中には液状化により傾斜した建物の居住者や利用者の健康障害や傾斜に対する感覚を研究しているものがある．

北原ら[5)]は，床を傾けた装置を使った被験者実験と，1964年新潟地震で傾いた住宅に住む女性42名に対し面接調査を行った．実験の結果，傾斜室内で生ずる「めまい感」ならびに「随伴症状」の程度は年齢，性別による相違があり，一般に男性は女性に比べ軽度の症状であること，何時間その住宅の中で生活するかという住居歴によって症状の差があらわれることが明らかとなった．

藤井ら[6)]は，1995年兵庫県南部地震で液状化被害が発生した芦屋市の住宅約100棟に対して調査を行い，その結果，傾斜角と機能上の障害に関して，戸建住宅の工事被害による修復事例をもとに考察している．地盤変動を受けた戸建住宅の沈下モードを「基礎の損傷が生じて上部構造が変形した場合（一体傾斜）」と，「基礎の損傷がほとんど見られず建物全体が沈下傾斜している場合（変形傾斜）」の2パターンに分類し，それぞれについて機能上の限界値を算出していた．

安田ら[7)]は，2000年鳥取県西部地震で液状化被害が発生した米子市安倍彦名団地で調査を行い，地震後に行われた水平化工事の工事記録などをもとに家屋の

傾斜量や分布を検討した．それらの結果より，0.57°程度が住宅としての許容できる限界の傾斜角であり，この許容値を超えると生活に支障があらわれることを明らかにした．

小檜山ら[8]は，2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震で甚大な液状化被害を受けた千葉市美浜区にてヒアリング調査を行った．被害を受けた戸建住宅の住民に対し，建物被害，健康障害等の調査を行い，液状化による傾斜被害と健康障害についての関係を考察した．この調査結果からは，傾斜角が増すと次第に健康障害を訴える人が増え，約 0.74°を超えると健康障害の発生確率が 50%を超えることが明らかとなった．

1.3.3 既設戸建て住宅に対する液状化工法に関する研究

2011 年東北地方太平洋沖地震では，東京湾沿岸部や利根川流域において甚大な液状化被害が発生した．戸建住宅の沈下や傾斜の被害は甚大であり，その数は計 27，000 棟を数える．これを受けて国土交通省は，平成 25 年 3 月に「宅地の液状化被害可能性判定に係る技術指針（案）」を公表し，今後の安全な宅地供給を期待するとともに，液状化対策コストの低廉化を進めることを求めている．

東北地方太平洋沖地震の際に液状化被害が発生した地域については，復興交付金を活用した道路と宅地の一体的な液状化対策を提案している．千葉県浦安市では，道路と宅地の境界地盤を改良し，両者を一体的に対策する格子状地盤改良工法[9]（**図-1.1**）が採用され，市が施工にかかる費用の約半分を負担することとなった．しかし，この対策工法は区画ごとに合意形成が必要となるため対策を行わないと決めている町も多く存在しているということが現状である．また，潮来市の日の出地区は，地下水位低下工法を採用している．これは，地下水位を強制的に低下させることで，非液状化層厚および，地下水位以深における拘束圧が増大し，液状化強度が大きくなるという工法である．粘土層が堆積する地盤条件においては，地下水位の低下により圧密沈下が懸念される場合がある．また，格子状地盤改良工法と同様に，広範囲における対策工法である．

このように，区画を一体的に改良している事例は多く存在しているが，既設戸建住宅一軒に対する液状化対策工法は普及していない現状であるといえる．そのため，既設の戸建住宅一軒一軒に適応可能な対策工法について検討する．戸建て住宅のような小規模建築物の液状化対策工法としては，杭状地盤補強や杭基礎，矢板壁，べた基礎，浅層混合処理などが提案されているが，既設構造物に対する対策は非常に困難であり対策が行われない場合が多い．

そこで本研究では，丸太を液状化対策に利用することを提案しており，中でも間伐丸太を用いた液状化対策工法の考案を行う．福井工業高等専門学校吉田研究室では，構造物の基礎直下に丸太を打設することで液状化による沈下を抑制

できることを明らかにしている [10]．また，既設構造物に対しては構造物周辺地盤に丸太を打設することで，沈下抑制効果が得られることを確認している [11]．これより，丸太を地盤に打設することで，締固め効果，密度増大効果が得られ，構造物の沈下量が抑制されることが明らかになった．

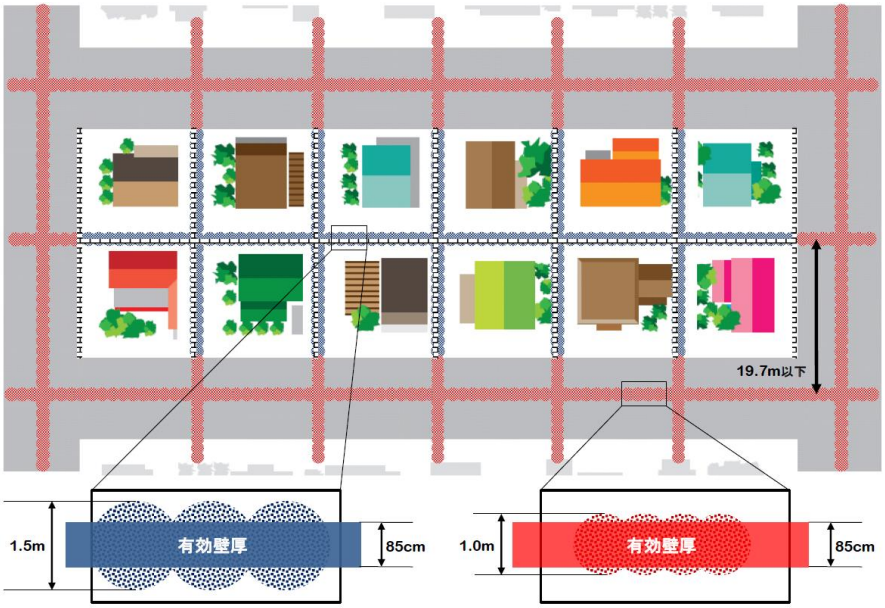


図-1.1　格子状地盤改良工法 [9]

1 章の参考文献

1) 村上哲，永瀬英生，大里重人：平成 28 年度熊本地震地盤災害調査団液状化調査班報告，http://www.tec.fukuoka-.ac.jp/tc/labo/drr/gis/H28KumamotoEQ/H28KumamotoEQ20160914.pdf（2017.1.17 アクセス）

2) 橋本隆雄，清水敏孝，森口剛：推進工法による液状化対策地下水位低下工法の実験検証，第35回地震工学研究発表会講演論文集，863，2015.

3) 眞野英之，社本康広，吉成勝美：構造物外周に設けた礫層と基礎拡幅による既存構造物の液状化対策（その3），第49回地盤工学研究発表会，pp1119-1120，2014.

4) 尾上篤生，蔡飛，北村謙吉，広井恵二：格子状地中壁工法と個々の既設住宅直下地盤の液状化対策について，第49回地盤工学研究発表会，pp1711-1712，2015.

5) 北原正章，宇野良二：傾斜室における眩暈と平衡－新潟地震による傾斜ビルの調査研究，耳鼻咽喉科臨床，Vol.58，No.3，pp.145-151，1965.3.

6) 藤井衛，伊集院博，田村昌仁，伊奈潔：兵庫県南部地震の液状化地帯における戸建住宅の基礎の被害と修復－戸建住宅の基礎の修復に対する考え方，土と基礎, Vol. 46, No. 7，pp.9-12，1998.7.

7) 安田進，橋本隆雄：鳥取県西部地震における住宅の液状化による沈下について，土木学会第57 回年次学術講演会，pp.1029-1030，2002.9.

8) 小檜山雅之，系野智奈美，園部隆夫：千葉市美浜区における液状化被害を受けた住民への健康障害に関するヒアリング調査，地域安全学会論文集 No.17，2012.

9) 浦安市 HP：液状化対策事業，平成 26 年 8 月・9 月に開催した道路と宅地の一体的な液状化対策事業に関する勉強会資料について，http://www.city.urayasu.lg.jp/todokede/anzen/shinsai/ekijoka/（2016.6.1 アクセス）

10) 吉田雅穂，宮島昌克，沼田淳紀，木内貴之，渡邉雄大，内藤法子：スギ丸太を利用した液状化対策工法に関する模型振動実験，第44回地盤工学研究発表会平成21年度発表講演集， pp.1425-1426，2009.

11) 吉田雅穂，村田拓海，井上広平，宮島昌克，沼田淳紀：丸太を用いた戸建て住宅の液状化対策に関する模型振動実験，土木学会第67回年次学術講演会講演概要集，CS12-011，pp.21-22，2012.

第 2 章　液状化による住宅の傾斜被害

2016 年熊本地震および 2018 年北海道胆振東部地震での液状化発生地である，熊本県熊本市の東区・南区，北海道札幌市清田区を調査対象地とし，家屋の傾斜方向と傾斜角度を測定した．微地形区分や過去の液状化履歴，地形復元図から読み取った旧地形と被害地点を比較し，液状化の発生要因について考察した．この章では，これらの調査結果を地図上に示し，家屋の傾斜被害の傾向を明らかにしている．

2.1　概説

1964年6月16日に発生した新潟地震以降，これまでに多くの研究者が液状化に関する研究を行っている．2011年東北地方太平洋沖地震では，関東地方の広範囲にわたり，住宅，道路，ライフライン等の液状化被害が生じた．中でも千葉県浦安市における住宅の液状化被害が甚大であり，多くの住民が自宅からの避難を余儀なくされた．

近年の地震として挙げられる2016年熊本地震および2018年北海道胆振東部地震においても，住宅地で液状化が発生し，戸建住宅における不同沈下が深刻な問題となっている．不同沈下の形態は，建物が全体的に傾斜し建物自体に変形が生じない一体傾斜と，建物が部分的に傾斜し建物自体に変形が生じる変形傾斜というように大きく2つに分類される．地震動により建物の部材や基礎が破壊された場合は変形傾斜が生じるが，液状化被害を受けた建物は主に一体傾斜が生じる．このような傾斜により，居住者に健康障害があらわれ，住宅としての使用性や機能性の損失にも繋がる．

そこで本研究では，液状化による家屋の傾斜被害に着目する．液状化被害が多く報告された熊本市の南区・東区，札幌市清田区美しが丘を対象とし，家屋の傾斜量の計測およびヒアリング調査，外観調査などの現地調査を行った．本章では，熊本市で計68棟，札幌市で計57棟の家屋の傾斜方向・傾斜角度の測定結果を地図上に示し，液状化による家屋の傾斜被害についての考察を行う．また，熊本市については地盤のボーリングデータが公開されているため，現地調査前に調査対象地における液状化危険度の判定を行う．札幌市については地形復元図より読み取れる旧地形をもとに，被害箇所との関係を明らかにする．それぞれの地域について，地盤状況と被害状況に加え，構造物の形式にも着目して考察を行い，液状化による傾斜被害の実状と要因を明らかにすることを目的とする．

2.2　2016 年熊本地震による住宅の液状化被害

2.2.1　2016 年熊本地震の概要

4 月 14 日 21 時 26 分に熊本県熊本地方の深さ 11 km 地点においてマグニチュード 6.5 の地震が発生した．また，4 月 16 日 01 時 25 分に同地方の深さ 12 km でマグニチュード 7.3 の地震が発生した．地震発生から本震までは

比較的少ないペースの余震回数だったが，本震発生後は余震の間隔が短いということが特徴として挙げられる．また，益城町では 14 日の前震，16 日の本震ともに震度 7 を記録しており，同地点で震度 7 を 2 回観測という事例はなく史上初となった．

これらの地震により熊本市内では，**写真-2.1** に示すような液状化による地盤亀裂，建物や電柱の沈下，マンホールの浮上，噴砂など数多くの被害が発生した．熊本地震における地盤の液状化は、熊本平野とその周辺部の玉名、八代の両平野および阿蘇カルデラ内の平地で発生し，震度 6 以上が観測された熊本県玉名市、熊本市中央区・西区・東区・南区、宇土市、宇城市、八代市、嘉島町、御船町、甲佐町、益城町の 9 市町で液状化（噴砂）が確認された．**図-2.1** は若松らの現地調査によって確認された熊本平野における液状化発生地点である [1)]．赤い点が記されている箇所で液状化による噴砂被害が確認された．

写真-2.1　液状化による地盤沈下

図-2.1　液状化確認地点 [1)]

2.2.2　熊本市東区・南区における現地調査概要

熊本市内における液状化発生地域を調査対象地とし，特に家屋の傾斜被害が顕著であった熊本市東区秋津（間島団地），南区近見・刈草の計68棟の家屋の傾斜量を調査した．調査日は，5月28日に秋津，30日に近見・刈草であり，**図-2.2**に調査対象地の位置関係を示す．本調査では，以下の内容に関する調査・情報収集を行うことを目的とする．

・家屋の外壁傾斜量の計測
・家屋の構造形式と損壊状況の観察
・地震時の地盤状況についてのヒアリング

これらの結果をもとに，地盤状況や家屋の構造形式が家屋の傾斜被害に及ぼす影響を考察し，液状化による家屋の傾斜被害状況を明らかにする．

また，家屋の外壁を測定する際に住人が在宅の場合は，地震時の噴砂状況や住んでいて不快感はないか，今後の液状化対策についてなどのヒアリング調査も同時に行った．調査の道中に出会った住民の方にも話を伺い，20件程度の液状化に関する回答が得られた．

外壁傾斜量は**写真-2.2**に示すレーザー距離計（Leica DISTO D510）の傾斜面測定機能を用いて，**図-2.3**　に示す家屋の外壁8箇所の傾斜量を測定した．測定方法としては，家屋の外壁（傾斜面）に距離計本体を密着させ，表示される傾斜角の測定値を小数点以下1桁まで読み傾斜量の値とした．傾斜量については，鉛直90.0度の場合を被害なしと定義し，測定者側（手前）への傾斜量をプラス，反対側への傾斜量をマイナスとし，家屋の傾斜量と傾斜方向を記録した．塀や植栽などにより4辺すべてを測れない場合は，立ち入れる箇所のみの計測を行った．

図-2.2　調査対象地（google マップ）

写真-2.2　レーザー距離計 [2)]

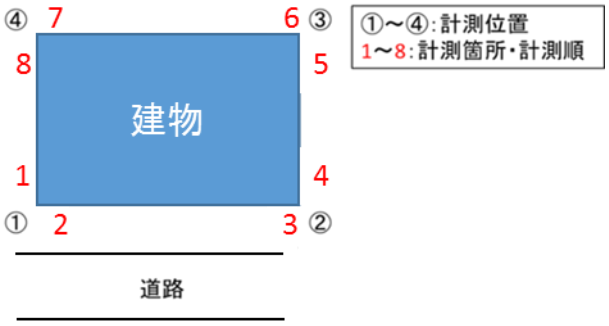


図-2.3 家屋の計測位置・計測箇所

2.2.3　調査対象地の地盤状況

今回の地震において，甚大な液状化被害が発生し，調査対象地区とした熊本市東区秋津町，南区近見・刈草のボーリングデータ[3)]および微地形分類図を用いて地盤状況の考察を行う．

土質区分，N値をもとにF_L値を算出し地盤の液状化危険度を判定する．なお，F_L値とは液状化に対する抵抗率であり，液状化可能性の評価については「道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説」に準じる手法を採用した．F_L値は動的せん断強度比を地震時せん断応力比で除した値であるため，この値が1.0以下の土層については液状化が生じると判定する．また，ボーリング地点での強震記録観測がないため，ここでは液状化危険度を定性的に判断するため設計水平震度K_{hgL}＝0.3を用いる．「QuiQuake-地震動マップ即時推定システム-」より公表された地震動マップ[4)]によると，該当地域の地表面最大加速度は500～600galであるが，この値を用いて液状化判定を行うとほとんどの層でF_L=1.0を下回る結果となるため，実際の加速度よりも小さい値を使用し地盤内部での液状化危険度を相対的に判定した．

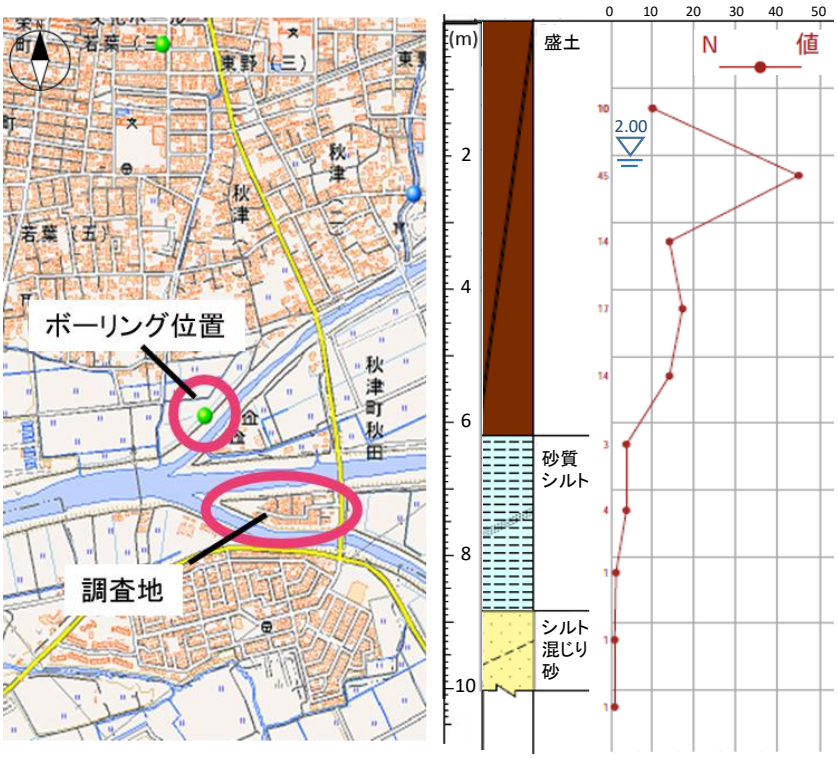
図-2.4 a) に秋津におけるボーリングデータの位置とボーリング柱状図を示す．地下水位は2.0mと浅く，6.2m地点まで盛土層であり，以深は砂質シルト・シルト混じり砂となっていた．10mまでのデータしか存在していないが，盛土・砂層で構成されていることがわかり，N値からは非常に緩い地盤が続いていることが読み取れる．**図-2.4 b)** に近見・刈草におけるボーリングデータの位置とボーリング柱状図を示す．地下水位は2.15mと浅く，1.5mの深さまで埋立層となっている．20mの地点までは，シルト混じり砂・砂混じりシルトのみで構成され

ており，表層付近のN値も非常に小さい．

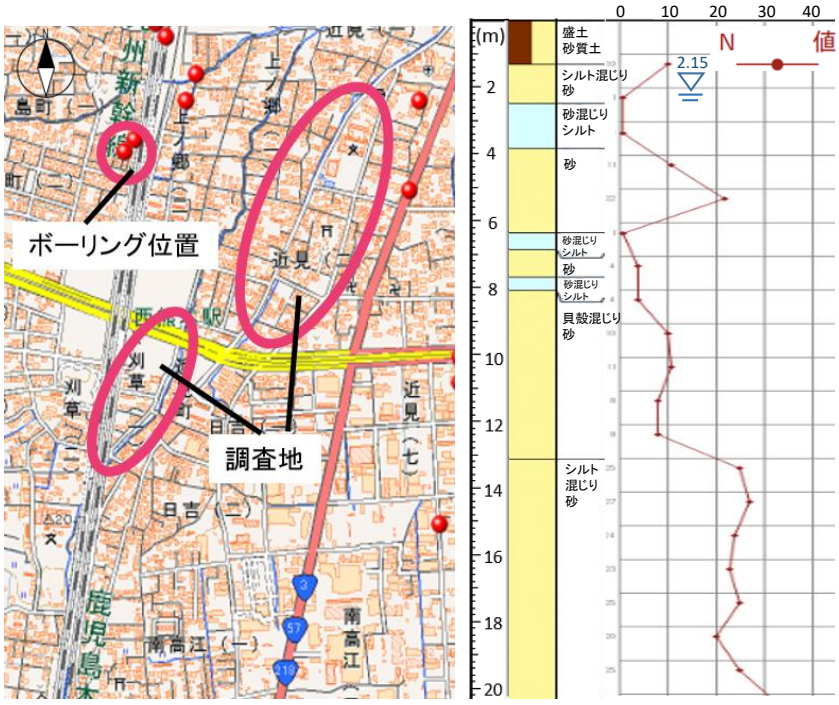
図-2.5に秋津，近見・刈草におけるF_L値の算出結果を示す．秋津については，表層から約5m地点までの盛土層ではF_L＝1を上回っているため液状化の危険性が低いという結果となった．しかし，約6mより深い砂質シルト層や砂層ではF_L＝1を下回る層が続いているため，上層に比べると液状化の危険性が高いことがわかった．近見・刈草については，表層より深さ約13mに位置するシルト混じり砂の層では，液状化の危険性が低いという結果となった．しかし，表層から約12.5mまでの層では液状化の危険性が高くなっている．このように表層付近に液状化の危険性が高い軟弱な土層が存在する場合は，液状化地盤が構造物の傾斜に影響を及ぼすと考えられる．

また，J-SHIS 地震ハザードステーション[5]で公開されている熊本市の微地形区分を熊本市の地図に重ね合わせたものを**図-2.6** に示す．微地形区分とは，地盤の成因，形態，構成する物質，形成時代がそれぞれの基準の中において等質となるものをまとめた単位であり地盤の構成と密接な関係がある．過去の地震において，液状化発生の難易と相関があることがわかっているため，微地形区分は液状化評価に用いることが可能である．

同図より，秋津の微地形区分は後背湿地，近見・刈草は自然堤防と後背湿地であることがわかる．松岡ら[6]の液状化発生確率の予測によると，後背湿地は「計測震度 5.4 付近で液状化するが，震度が大きくなっても発生確率はあまり上がらない」，自然堤防は「計測震度 5.0 付近で液状化が発生し始める」ということが明らかとなっている．対象地域の計測震度は明らかでないが，秋津に最も近い熊本市東区佐土原の観測記録によると，設計震度は 6.0[7]となっており後背湿地の液状化の発生条件に近い値であったことがわかる．近見・刈草に最も近い熊本市南区城南町の設計震度は 5.9[7]となっており，液状化の発生確率が高いことがわかる．これより，微地形区分からもこれらの地域は液状化しやすい地盤であったといえる．

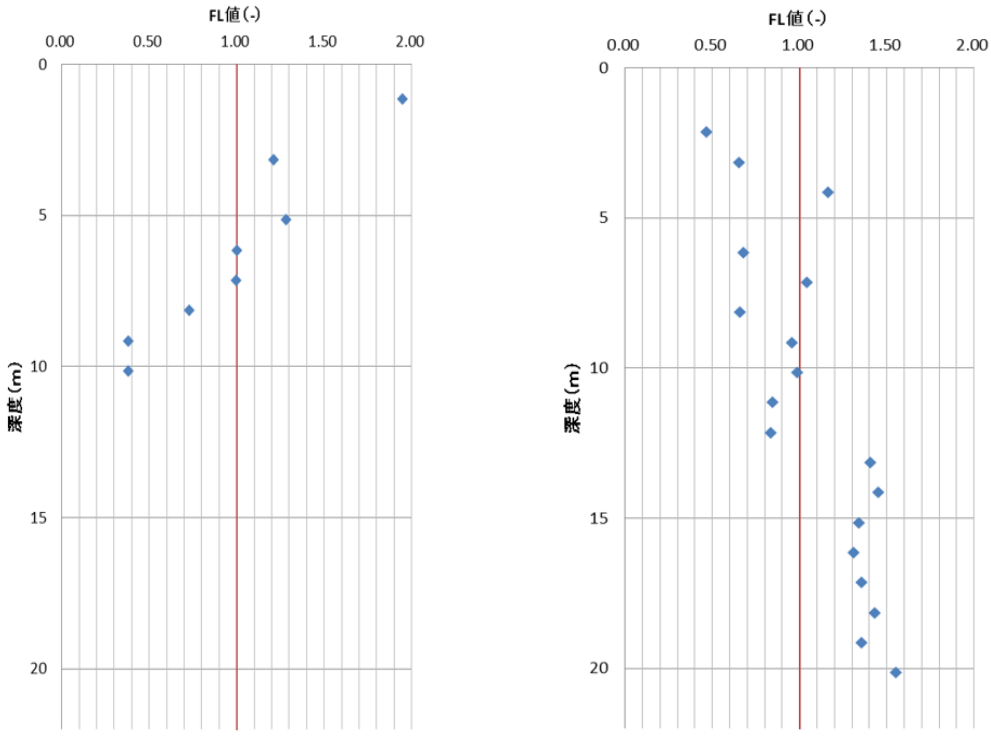


a)　秋津（間島団地）



b)　近見・刈草

図-2.4　ボーリングデータの位置と柱状図 [3)]



a)　秋津（間島団地）　　b)　近見・刈草

図-2.5　FL 値算出結果（左：秋津，右：近見・刈草）

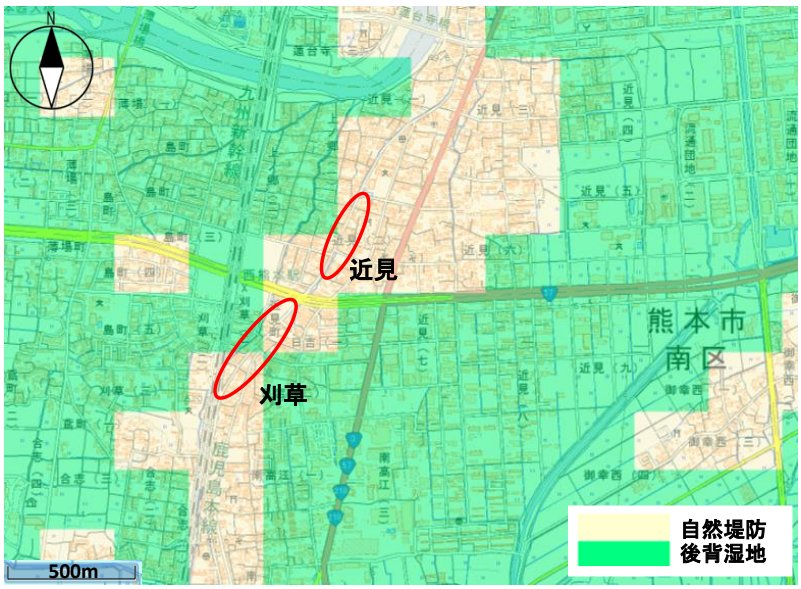


図-2.6　熊本市の微地形分類図 [3)]

2.2.4　東区秋津（間島団地）の外壁傾斜計測結果

秋津町間島団地の住宅8棟を調査対象とした．間島団地は堤防沿いに位置しており，道路を挟んで北側に河川がある．**図-2.7**に秋津間島団地における家屋の外壁傾斜量計測結果を示す．傾斜角度を0.5°(9/1000)ごとに色分けして地図上に示し，傾斜の大きい2方向についてベクトル合成を行い，最大傾斜方向を矢印で表した．このとき，最大傾斜量と合成を行う傾斜量が0.5°(9/1000)未満であった場合はベクトル合成を行わず，最大傾斜の方向のみを示した．

写真-2.3は地震前後の家屋の様子であり，写真の右側（家屋の前面）に川が流れている．地震後は家屋が河川の方向に大きく傾斜していることがわかる．護岸堤防には**写真-2.4**に示すよう河川に並行な亀裂が入っており，噴砂も確認されたため河川付近の地盤で側方流動が生じたと考えられる．この団地の家屋は河川方向に傾いているものが多く，構造物直下の地盤だけでなく，河川付近の地盤や家屋の前面に位置する道路側の地盤も液状化したことでこのような被害が生じたと考えられる．

また，隣接する家屋は同じ方向に傾斜している傾向がある．中でも被害が大きかった2棟付近に着目し，構造形式と建物被害について**表-2.1**にまとめた．A棟については北側に3.6°(63/1000)，東側に3.7°(65/1000)しており，応急危険度判定士による応急危険度判定では危険となっていた．北側の地盤沈下が顕著であり，杭基礎のズレも生じていた．C棟，D棟に関しても北側の地盤沈下がみられ，同様に傾斜していた．B棟は，地盤沈下は生じていたが，基礎のズレはなく傾斜の程度も軽微であった．また，B棟には基礎杭が打たれており，その基礎杭の杭頭を目視で調べたところ無被害であった．これより，基礎形式も傾斜の程度に関係していると考えられる．

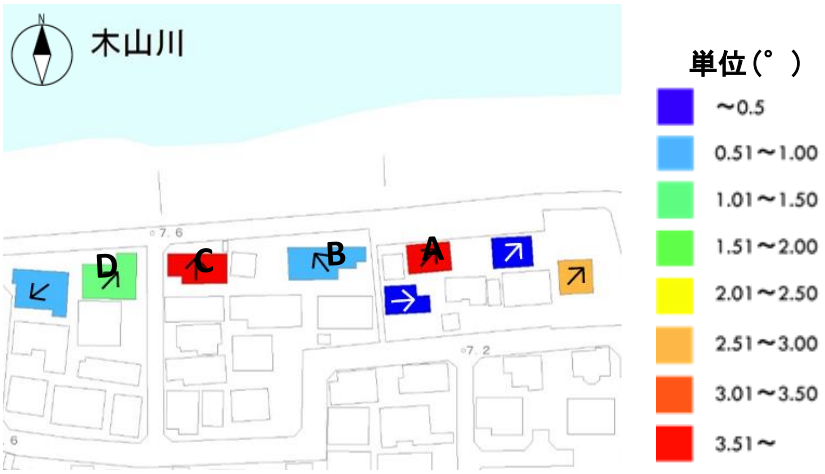


図-2.7　計測結果（秋津）

左：地震前（google ストリートビュー），右：地震後
写真-2.3　地震前後の家屋の様子

写真-2.4　護岸の側方流動

表-2.1　家屋の構造形式と傾斜被害（秋津）

項目		A棟	B棟	C棟	D棟
写真					
構造形式（推定）		木造2階	鉄骨造2階	木造2階	木造2階
建物	危険度判定	危険	要注意	危険	危険
	傾斜被害	北側（川方向）3.6度 東側へ3.65度傾斜	傾斜小（1度未満）	北側へ3.55度傾斜	北側へ1.5度傾斜

2.2.5　南区近見・刈草の外壁傾斜計測結果

熊本市の南区白川の南方に位置する近見・刈草地区では，液状化被害が南北方向へ帯状に分布していた．この液状化の帯は日吉小学校周辺で，長さ5km，幅50～100mと広範囲に渡っており，地盤沈下や噴砂などの被害が発生した．そのため本研究では，大量の噴砂が確認された旧鹿児島街道に沿い調査を行った．この通り沿いには幅1～2m程度の水路があり，この水路は県道51号線の南側では並行して2本見られる．南北に流れる水路沿いに液状化が発生したこと，また，道路脇に**写真-2.5**に示す橋の親柱が残されていたことから，旧河道が存在していたと考えられる．しかし，明治34年には既に鹿児島街道は現在の位置にあり，最近の旧河道ではないことが明らかとなっている[11]．白川南方には，近見・刈草の水路も含めて南北方向の水路が幾筋も存在している．したがって，この地域では北から南に向かう水脈に起因して液状化が発生したと考えられる．

図-2.8に近見地区における家屋の外壁傾斜量計測結果を示す．ここでは，傾斜の大きな家屋が隣接しているという傾向がみられた．また，傾斜方向については，図の右下方向（南東）への傾斜が目立っていた．被害が大きく現れていた家屋付近に着目し，構造形式と建物被害について**表-2.2**にまとめた．ここでは，鉄骨造・木造どちらにおいても不同沈下が発生していた．このA～D棟については周辺の戸建住宅に比べ，建物の高さが高く，傾斜や破損が目立っていた．B棟とC棟については互いに引き寄せあうように北東方向，南東方向に傾斜していた．この2棟について，質量のバランスは外観からは明らかでないが，建物の形状が直方体であったため不均一ではないと推測される．どちらも家屋の後方にあたる東方向への傾斜が大きく噴砂も確認されたため，後方部の沈下によりこのような傾斜被害が生じたと考えられる．D棟については北側の壁部材が破壊しており，そのため傾斜量が大きく現れたと考えられる．

図-2.9に刈草地区における家屋の外壁傾斜量計測結果を示す．近見地区と同様，東側への傾斜が多くみられた．刈草地区における構造形式と建物被害について**表-2.3**にまとめた．最も大きく傾斜していた建物はB棟であり，これは1階建てであった．目立った壁面や部材の損傷はなかったが，建物の周りに大量の噴砂の跡が残っていた．A，C，D棟についてはいずれも東側に傾斜している．

刈草地区には木造住宅が多く存在していたが，傾斜や損壊といった被害が発生していない家屋も多く見うけられた．これより，微地形区分だけでなく，地盤の硬軟や地中の液状化層の分布にも着目し液状化による建物の傾斜被害について考察していくべきだといえる．また，傾斜被害を評価するには，基礎構造や形状・重量のバランスも大きく影響するため，地盤状況に加えて建物の情報も収集し被害との関係を考察する必要がある．

写真-2.5　近見橋の親柱

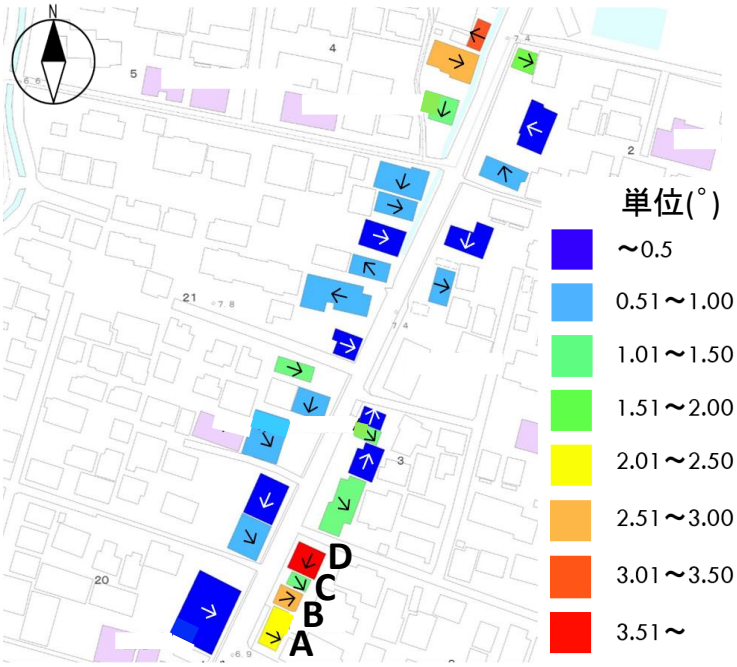


図-2.8　計測結果（近見）

表-2.2　家屋の構造形式と傾斜被害（近見）

項目		A棟	B棟	C棟	D棟
写真					
構造形式（推定）		鉄骨造3階	木造2階	鉄骨造3階	木造2階
建物	危険度判定	危険	危険	危険	危険
	傾斜被害	東側（道路と逆方向）へ2.05度傾斜	北側へ2.7度傾斜 前面の部材破壊	南側へ1.3度傾斜 一階部損壊	南側へ5.7度傾斜 北側の壁部材破損

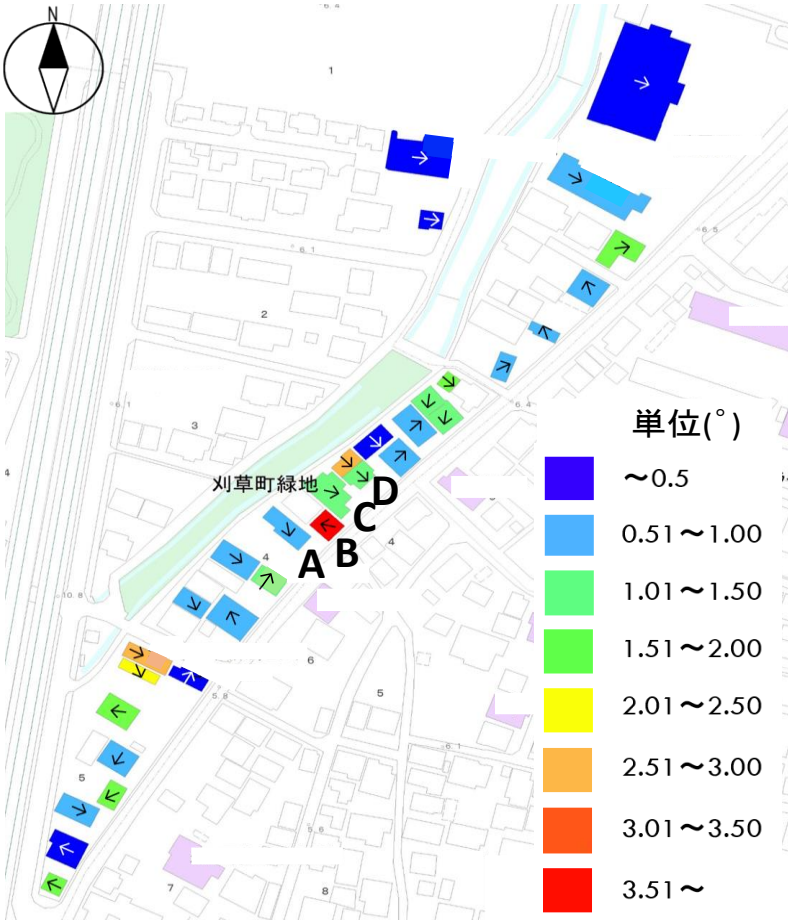


図-2.9　計測結果（刈草）

表-2.3　家屋の構造形式と傾斜被害（刈草）

項目		A棟	B棟	C棟	D棟
写真					
構造形式（推定）		鉄骨造2階	木造1階	鉄骨造2階	木造2階
建物	危険度判定	不明	不明	不明	不明
	傾斜被害	東側（道路方向）へ傾斜（1度未満）	西側へ3.6度傾斜	東側へ1.3度傾斜	東側へ1.1度傾斜

2.3　2018 年北海道胆振東部地震による住宅の液状化被害

2.3.1　2018 年北海道胆振東部地震の概要

2018 年 9 月 6 日 3 時 7 分に，北海道胆振地方中東部を震源とする深さ約 35km，マグニチュード M_{JMA}=6.7 の地震が発生した．**図-2.10** に震度分布を示す[8]．厚真町では最大震度 7 を観測し，この地震の人的被害は死亡 41 人，重傷 18 人，軽傷 731 人，住家被害が全壊 409 棟，半壊 1,262 棟，一部損壊 8,463 棟，非住家被害が 2,249 棟であった．人的被害，家屋被害の主な要因は震源に近い厚真町で発生した土砂崩れであった．さらに，ライフライン被害に関しては，主力電源である苫東厚真発電所をはじめとした北海道内全ての発電所が緊急停止し，全道にわたり 295 万戸の大規模な停電が発生した[9]．

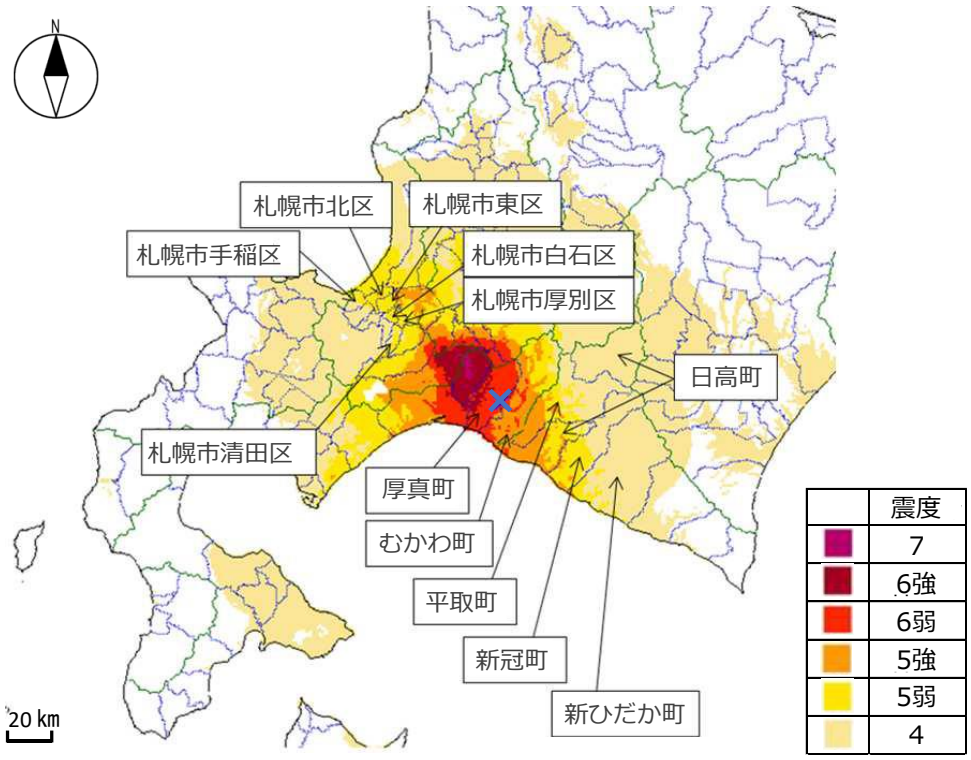


図-2.10　震度分布図

2.3.2　札幌市清田区の液状化被害

支笏火砕流堆積物から成る丘陵地が広がる札幌市の市街地南東部では，谷埋め盛土箇所で地盤の液状化にともなう道路の陥没・隆起，噴砂が多く発生した．中でも，札幌市清田区里塚，美しが丘の広い範囲で甚大な液状化被害が生じた．里塚と美しが丘の位置関係を**図-2.11** に示す．それぞれの地点での液状化による建物被害の様子を**図-2.12** に示す[10]．

黄色で示した地域は里塚一条である．この地域は，液状化による地盤変状が最も大きく，最大で約 2.0m の隆起が生じていた[11]．写真①の家屋の前面には水たまりができており，家屋の沈下や傾斜も著しい．写真②に示す道路は陥没しており，車両の通行は困難な状況となっていた．写真③の道路は大きく沈下していることがわかる．地震前の地盤高さがマンホールの頂部であったと考えると，約 1.2m 沈下したことになる．左右に立ち並ぶ家屋の傾斜も大きく，転倒寸前の車庫もあった．写真④は液状化による噴砂が堆積していた地点である．地震後に，写真①～③の位置で発生した噴砂が大量に溜まったものであり，堆積した土砂は 1.3m もの高さであった．

緑で示した地域は美しが丘一条である．この地域では液状化による家屋の傾斜が多く発生していた．写真⑤に示す家屋は，一見被害がないように見えるが，傾斜被害が生じている．地震後も傾斜した家屋に住み続けていたが，1 か月を過ぎた頃には傾斜被害に耐えることができずに多くの住人が引っ越しをしていた．赤で示した地域は美しが丘三条である．美しが丘一条と同様に，液状化による家屋の傾斜被害が多く発生していた．写真⑥に示す家屋は，美しが丘の中で２番目に傾斜が大きい家屋である．この家の住人は地震後すぐに引っ越しを行っていた．写真⑦は建物の周辺が沈下しており，階段と地面との間に隙間が生じていた．庭には噴砂の跡が多く残っていた．写真⑧に写っている 2 棟の家屋の境界部には噴砂の跡があり，地盤の沈下も見られた．家屋はそれぞれ境界の方向へ傾斜しており，右の家屋は調査した美しが丘の中で最も傾斜が大きい家屋であった．写っている電柱も約 1.8m 沈下していた[12]．

里塚の被害は，道路の隆起や目視でわかるほどの家屋の傾斜であったが，美しが丘では目視で傾斜を判定できる家屋は少ない．そこで本研究では，美しが丘を調査対象地とし，傾斜計を用いて家屋の傾斜量を詳細に測定する．

図-2.11　現地調査対象地

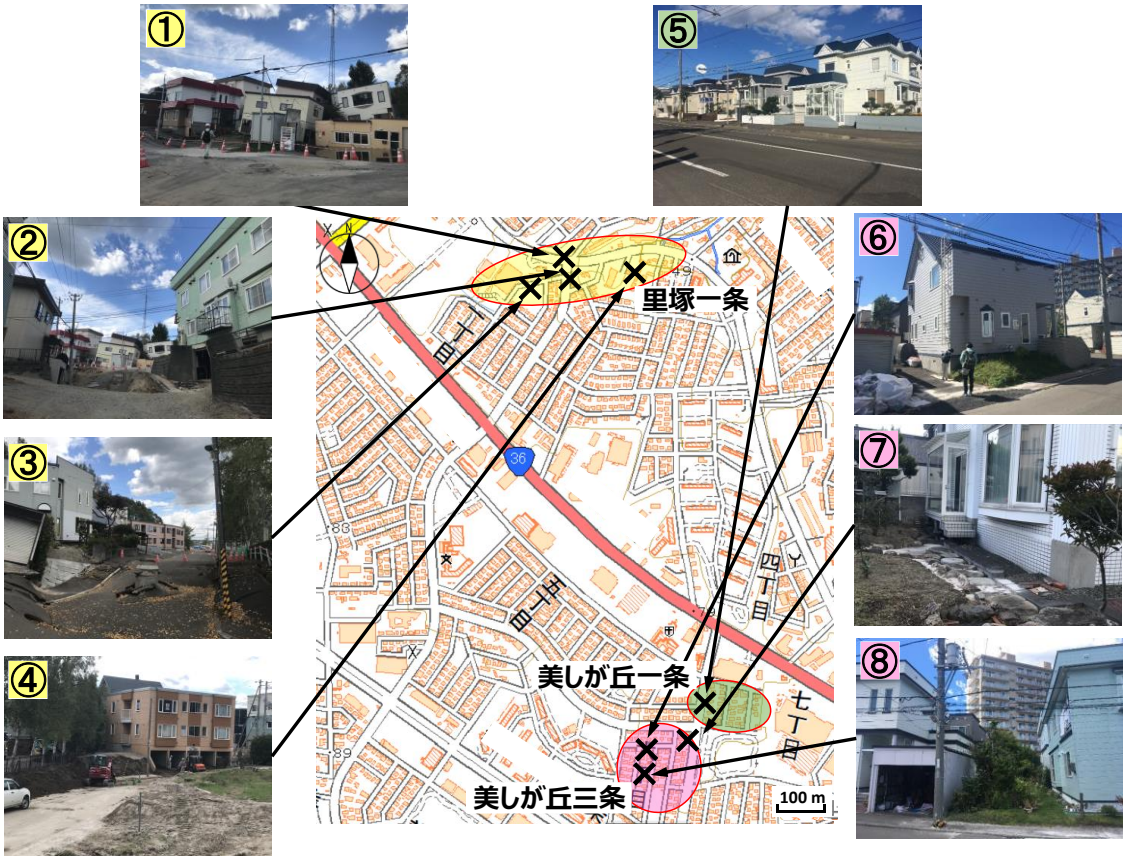


図-2.12　美しが丘における液状化被害

2.3.3　札幌市清田区における現地調査概要

調査対象地である札幌市清田区美しが丘一条, 三条の最大震度は 5 強であり, 局所的に液状化被害が発生した．住宅地では液状化による家屋の傾斜被害が多くみられたが，住人は地震後も住み続けていた．また，札幌市は 2003 年十勝沖地震の際にも液状化被害が発生しており, その際のデータが残っているため, 過去の被害との比較検討を行う.

現地調査は地震発生から約 2 週間後の 9 月 19，20 日に以下の内容に関する調査および情報収集を行うことを目的とする.

・家屋の外壁傾斜量の計測
・地震時の地盤状況についてのヒアリング

傾斜量の測定については Neoteck デジタルアングルメーターを用いて，前項「2.2.2 熊本市東区・南区における現地調査概要」で示した 2018 年熊本地震の際の現地調査と同様に家屋の外壁 8 箇所の傾斜量を測定した.

2.3.4　清田区美しが丘の外壁傾斜計測結果

今回の調査では，美しが丘一条，三条で計 57 棟の傾斜量を測定した．**図-2.13** に家屋の外壁傾斜量の測定結果を示す．傾斜角度を 0.25°(4.4/1000)ごとに色分けして地図上に示し，傾斜の大きい 2 方向についてベクトル合成を行い，傾斜方向を矢印で表した．このとき，最大傾斜量と合成を行った傾斜量が 0.25°(4.4/1000)未満であった場合はベクトル合成を行わず最大傾斜の方向のみを示した．さらに，道路の沈下が最も大きかった位置を赤い×印で示した.

同図より, 大きく傾斜している家屋は隣接しており, そのような家屋は同じ方向に傾斜している傾向がある. 道路が大きく沈下していた箇所では, その沈下部方向に家屋が傾斜していることが明らかとなった.

道路の沈下部周辺の家屋を抽出し**表-2.4** に示す. 家屋 A, B の間にある公園（美しが丘すみれ公園）は噴砂が大量に発生しており, 立ち入り禁止となっていた. 家屋 A~C および道路を挟んだ向かいの家屋のほとんどが，陥没した道路の方向に大きく傾斜していた.

大通り沿いの傾斜の大きい家屋が隣接していた箇所を抽出し**表-2.5** に示す. これらの家屋 D～G はほぼ同じ構造形式であり，築年数も約 29 年と同じであった．D，E は北，F，G は西の方向に傾斜しており，家屋前面と歩道の境界部で噴砂が生じていた．また，9 月 11 日時点で，これらの家屋は大規模半壊という被害認定を受けていた.

美しが丘三条の中で傾斜が大きかった家屋を抽出し**表-2.6** に示す．家屋 J の

外壁傾斜量は 2.58°(45/1000)で，調査対象家屋の中では最も大きい傾斜量であった．2 番目に大きい傾斜量の家屋は H で東方向に 2.40°(42/1000)傾斜していた．J は南東方向，I は南西方向にどちらも前面の道路に向かって傾斜していた．

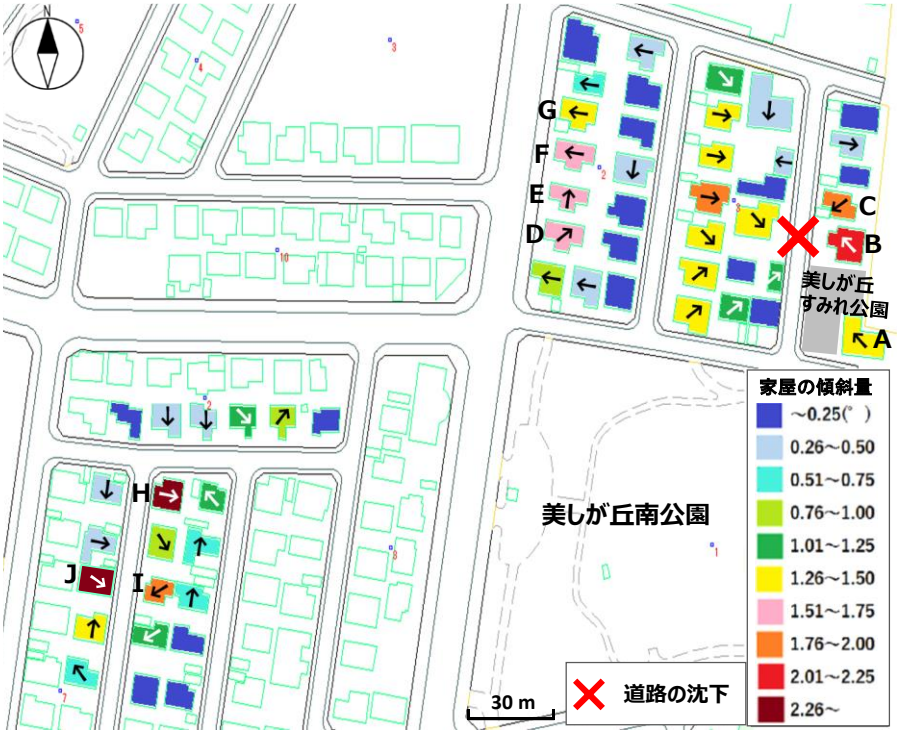


図-2.13　美しが丘における外壁傾斜量測定結果

表-2.4　家屋 A～C の傾斜被害

家屋		A	B	C
写真				
住人の有無		無	無	有
傾斜量	外壁	北西に1.99°	北西に2.25°	南西に1.54°
	内壁	—	—	1.35°
	床	—	—	1.93°

表-2.5　家屋 D～G の傾斜被害

家屋		D	E	F	G
写真					
被害認定（9月11日時点）		大規模半壊	大規模半壊	不明	大規模半壊
傾斜量	外壁	北東に1.70°	北に1.57°	西に1.72°	西に1.32°
	内壁	1.72°	2.12°	2.31°	1.83°
	床	2.20°	1.94°	2.22°	2.14°

表-2.6　家屋 H～J の傾斜被害

家屋		H	I	J
写真				
住人の有無		無	有	有
傾斜量	外壁	東に2.40°	南西に2.10°	南東に2.58°
	内壁	—	2.12°	—
	床	—	1.94°	—

2.3.5　札幌市の液状化履歴および旧地形との関係

北海道では，過去に 1952 年十勝沖地震，1993 年釧路沖地震，2003 年十勝沖地震により液状化被害を受けている．今回の調査対象地である札幌市は 2003 年の十勝沖地震でも大きな被害が出ていたため，2003 年と 2018 年の液状化被害について比較を行う．

地盤工学会の 2003 年十勝沖地震地盤災害調査報告書[11]に示されている被害箇所に，今回測定した 0.51°(9/1000)以上の外壁傾斜量の結果を重ね合わせ，**図-2.14** に示す．どちらの地震についても，液状化被害が旧河川付近に集中していることが明らかであり，今回の被害は十勝沖地震に比べると広範囲であったと考えられる．

図-2.13 の背景に，**図-2.15** に示す国土地理院が公表している 1961 年札幌市清田区の地形復元図地形分類図[13]を重ね合わせた図を**図-2.16** とし，前項で示した傾斜方向と旧地形との関係を考察する．美しが丘一条，三条は 1965 年ごろ

から造成がはじめられ，1980 年代後半には多くの住宅が建てられた．造成前後の等高線の変化より，谷部では約 5m 盛土されていると考えられる [12]．図-2.16 より，旧谷線部，旧氾濫平野・谷底平野に位置する家屋が傾斜していることがわかる．傾斜の大きな家屋 A~C，H，J と道路の陥没位置は全て旧谷線部上に位置しており，全体として旧谷線の方向に傾斜している家屋が多いことが明らかとなった．家屋 D～G は旧氾濫平野，谷底平野の位置であったことがわかる．旧谷部付近での家屋の被害が大きく，傾斜方向が同じであるのは，盛土厚さの大きい方向に沈下したためと考えられる．

今回の調査対象地は山地や台地（段丘面）を侵食する谷部の地形を宅地造成した地域であり，家屋の傾斜被害はこのような旧谷部付近で，谷埋め盛土した箇所が液状化したと考えられる．これらの結果から，液状化による家屋の傾斜被害は旧地形と大きく関わっていることが明らかとなった．

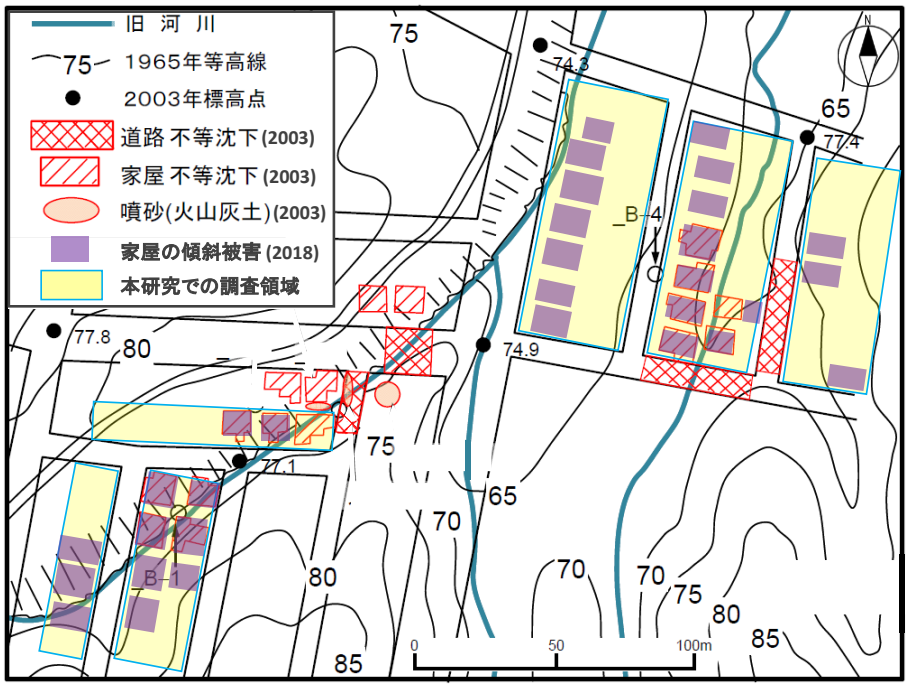


図-2.14　2003 年十勝沖地震被害との比較

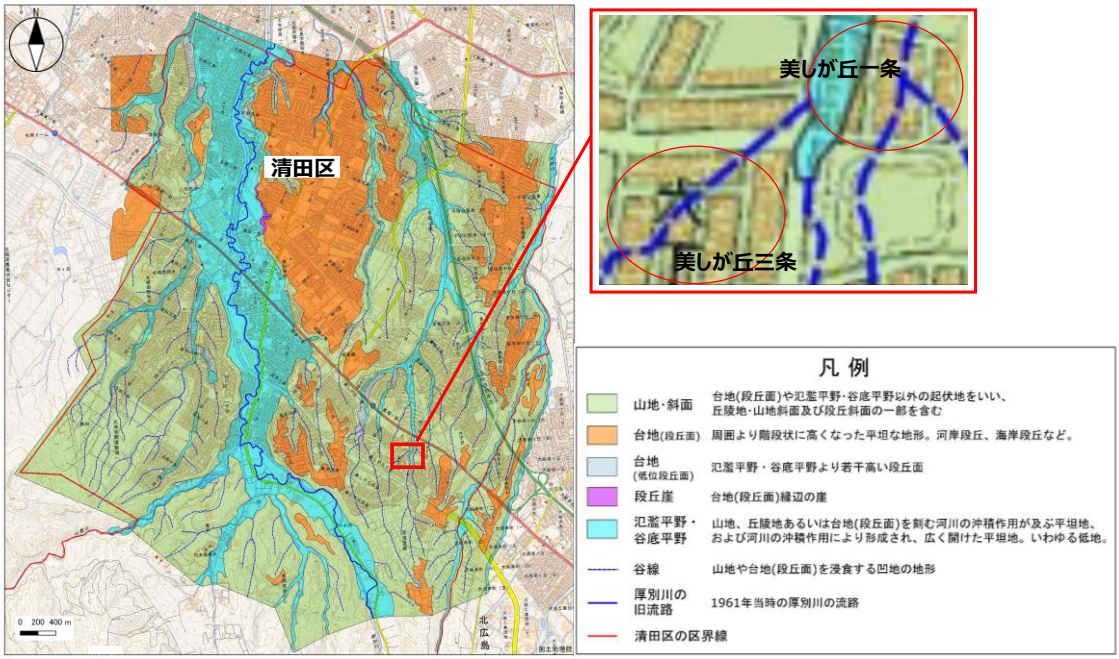


図-2.15　札幌市清田区の地形復元図（地形分類図）

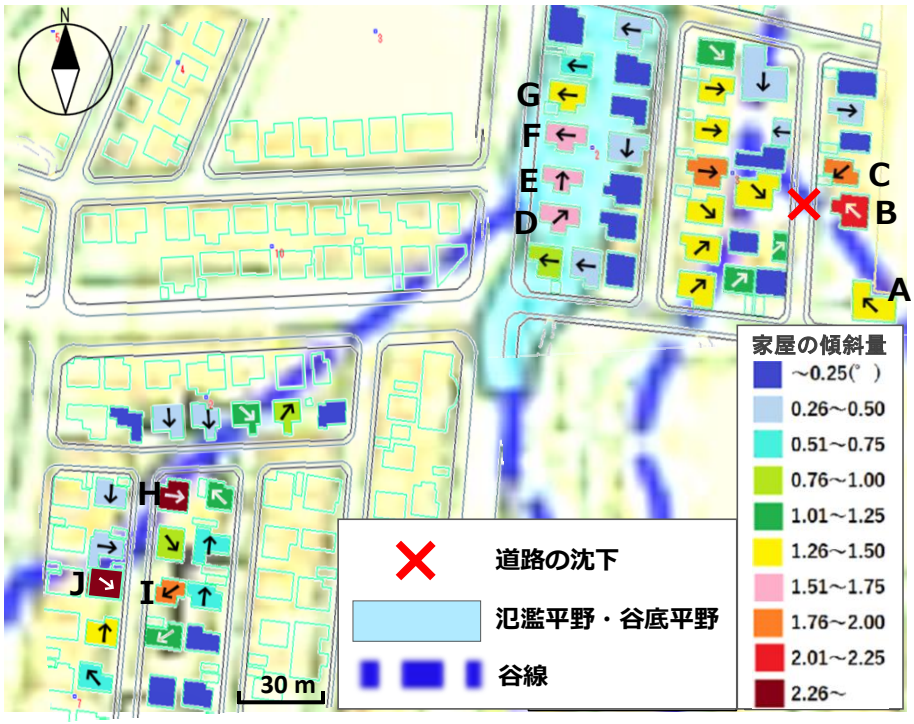


図-2.16　地形復元図と傾斜分布の重ね合わせ

2.4　考察

熊本市について，約5m以深に液状化の危険性が高い層が存在していた秋津では，不同沈下や河川付近の側方流動により，家屋の傾斜被害が発生していることがわかった．近見・刈草では道路脇や家屋の周りに噴砂の跡が多く残っていた．水路の存在も確認されており，この地域の液状化の帯は北から南に向かう水脈により発生したと考えられる．これらの被害が発生していたことから，調査対象地における地盤のボーリングデータをもとに行った液状化危険度判定の結果と被害状況に関してはおおよそ一致していたといえる．

図-2.17に熊本市における傾斜角度別被害棟数の分布を示す．既往の研究によると，傾斜による住人の健康障害は0.6°(10/1000)以上の傾斜で発症するとされており[1)]，調査対象家屋の約25％は0.6°(10/1000)以下であるが，残りの約75％は健康被害などに関係する傾斜量となっている．また，外観調査から損壊が見られなかった家屋についても傾斜の大きな家屋は多く存在しており，ヒアリング調査では不快感があると回答した人が多く，既に空き家となっていた家屋もみられた．再液状化の危険性が高く対策の目処も立たないのであれば引っ越すことを考えるという意見も多かった．

札幌市では，地形復元図から読み取った旧谷部に位置する箇所で甚大な液状化被害が発生していることが明らかとなった．そのような位置にある家屋は大きく傾斜しており，空き家となっている，もしくは引っ越しを今後行う予定という状況であった．過去の液状化履歴との比較では，2003年十勝沖地震の際に液状化被害にあった箇所が再液状化しており，被災範囲は広がっていることが明らかになった．

図-2.19に札幌市における傾斜角度別被害棟数の分布を示す．調査対象家屋の約53％が0.6°(10/1000)を上回っていることが明らかとなった．約1.8°(32/1000)を超える傾斜では，住み続けることが困難となり，このような場合，地震の1か月後には引っ越しを選択しているケースがほとんどであった．このように，居住困難な状況となった住人が数多く存在していることから，液状化による傾斜被害が人々の生活に与える影響は深刻であると考えられる．

狭い範囲内の調査であったにも関わらず，傾斜量に大きな差が生じていることも問題の1つである．東日本大震災の際は，千葉県浦安市において甚大な液状化被害が広範囲にわたって発生し，その後の対策では格子状地盤改良工法といった大規模な液状化対策工法が採用された．一方，熊本市東区秋津，南区近見・刈草や札幌市清田区美しが丘の液状化による家屋の被害は，広範囲にわたって発生しているのではなく，上に示すような狭い範囲における限定的な被害であった．しかし，家屋の傾斜被害により居住空間としての機能を損失していること

が確認されていることから，大規模な液状化に対する対策だけでなく，一軒一軒に焦点を当てた対策も必要であると考える．

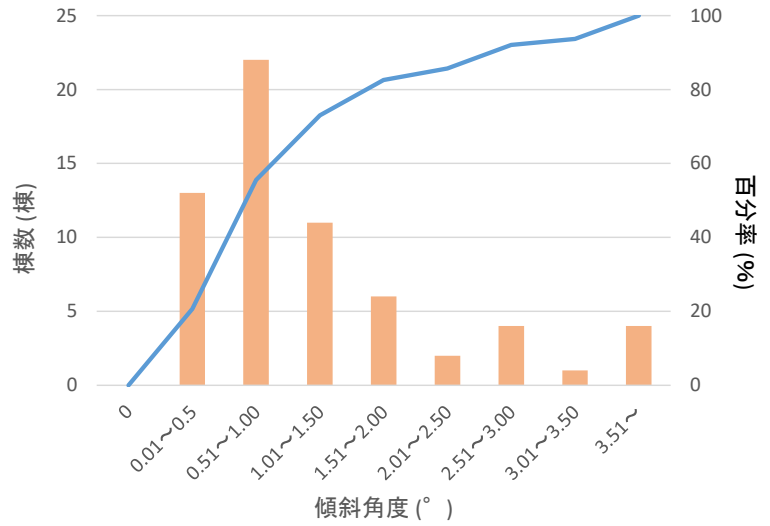


図-2.18　熊本市における傾斜角度別被害棟数の分布

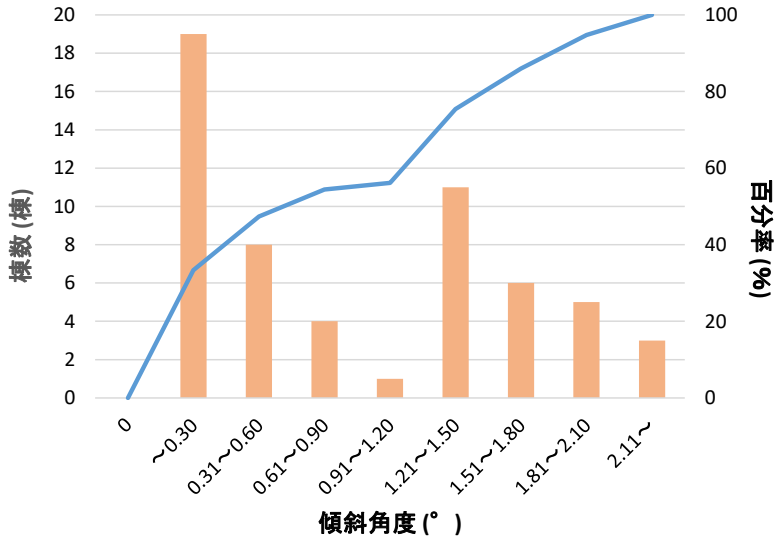


図-2.19　札幌市における傾斜角度別被害棟数の分布

2.5　まとめ

本章では，熊本市 68 棟，札幌市 57 棟における家屋の傾斜量の最大値と傾斜方向を地図上に示し，液状化被害の傾向を考察した．今回は狭い範囲における調査であったが，その範囲内においても傾斜の程度にはばらつきがあり，対策を施す際に大きな問題となることがわかった．本章で明らかにした事を以下にまとめる．

- 熊本市での調査では，傾斜被害の程度は構造形式に関係していることが明らかとなり，木造では部材の破損により傾斜被害が発生してる家屋もみられた．高い建物に関しては鉄骨造であっても重量が大きいため，不同沈下が発生し傾斜被害が生じていた．

- 熊本市では調査対象家屋の約 75%，札幌市では 53%が健康障害が生じるとされている 0.6°(10/1000)を超えるの傾斜であることが明らかとなった．

- 2018 年北海道胆振東部地震による家屋被害は，2003 年十勝沖地震の被害に比べると広範囲であった．

- 札幌市では，傾斜の大きな家屋や道路の陥没位置は旧地形の谷線部，氾濫平野，谷底平野上に位置しており，家屋の傾斜被害は旧地形と大きく関わっていることが明らかとなった．

- 墳砂の発生地点周辺では地盤沈下がみられ，家屋の不同沈下も大きかった．

- 傾斜の大きな家屋と，その周辺家屋については傾斜方向が同じという傾向があった．

- 液状化による家屋の傾斜被害が狭い範囲内において局所的に発生していた．被害が発生している家屋は連続していなかったため，一軒一軒に対する対策が必要になると考えられる．

2 章の参考文献

1) 若松加寿江，先名重樹，小澤京子：平成28年（2016年）熊本地震液状化調査報告（第1報），p.3，2016.
2) Leica geosystems： 製品情報 Leica DISTO™ D510 , http://www.leica-geosystems.co.jp/jp/Leica-DISTO-D510_102636.htm （2016.6.10アクセス）
3) 全国地質調査業協会連合会：平成28年（2016年）熊本地震復興支援 ボーリング柱状図 緊急公開サイト，http://geonews.zenchiren.or.jp/2016KumamotoEQ/webgis/index.html（参照 2016/05/25）
4) QuiQuake-地震動マップ即時推定システム-：https://gbank.gsj.jp/QuiQuake/QuakeMap/20160416.html（参照 2016/05/25）
5) 国立研究開発法人防災科学技術研究所：J-SHIS地震ハザードステーション，http://www.j-shis.bosai.go.jp/（参照2016/05/25）
6) 松岡昌志，若松加寿江，橋本光史：地形・地盤分類250mメッシュマップに基づく液状化危険度の推定手法，日本地震工学会論文集 第11巻，第2号，pp.20-39，2011.
7) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：平成28年（2016年）熊本地震の評価，p.7，2016.05.13.
8) 地震調査研究推進本部事務局，平成30年北海道胆振東部地震に関する情報，https://www.jishin.go.jp/main/oshirase/20180906_iburi.html，2018年12月5日.
9) 内閣府，防災情報のページ，平成30年北海道胆振東部地震に係る被害状況等について，http://www.bousai.go.jp/updates/h30jishin_hokkaido/index.html，2019年1月24日.
10) 国土地理院，地理院地図（電子国土Web），http://maps.gsi.go.jp/，2018年11月26日.
11) （公社）地盤工学会 平成30年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団，平成30年北海道胆振東部地震による液状化被害，https://www.jiban.or.jp/wp-content/uploads/2018/10/nishimura_watabe_20181002.pdf，p.39,p70，2018年11月26日.
12) 若松加寿江・尾上篤生，平成 30 年北海道胆振東部地震による札幌市清田区美しが丘・清田における地盤災害，http://www.koa-kaihatsu.co.jp/wp-content/uploads/2018/09/utsukushigaoka_kiyota_report%E8%88%88%E4%BA%9

CHP.pdf，p.10,p15，2018 年 11 月 26 日.
13) 国土地理院，札幌市清田区の地形復元図（地形分類図），
http://www.gsi.go.jp/common/000205584.pdf，2018年11月26日.

第3章　住宅傾斜による地震後の健康障害

液状化により傾斜した家屋に住み続けていることで，住人に健康障害が発生している事例が数多く報告されている．本研究では，前章と同様に，2016年熊本地震と2018年北海道胆振東部地震の液状化発生地域を対象とし，健康障害に関するアンケート調査を実施した．傾斜角度と地震後に発症した健康障害の関係についての分析・考察を行う．

3.1　概説

これまでの研究の中で，液状化により傾斜した建物の居住者や利用者の健康障害，傾斜に対する感覚を研究しているものがいくつかある．既往の研究では，傾斜被害が健康状態に及ぼす影響について明らかとなっており，傾斜角が1/100 (0.6°) を超えると次第にめまいなどが発生し[1]，生活に支障をきたすために水平化復元工事をせざるを得なかったことなどが分かった[2]．

2011年東日本大震災では，多くの住宅が液状化により傾斜し，住人に健康被害があらわれたことが報告されている．これまでは噴砂の発生範囲や沈下量の程度により液状化被害についての評価が行われてきたが，家屋の傾斜が人々の生活や健康に与える影響は大きく，液状化による家屋の傾斜被害が健康状態に及ぼす影響について明らかにすることが重要であると考える．

前章では，2016 年熊本地震および 2019 年北海道胆振東部地震と対象とし，熊本市で計 68 棟，札幌市で計 57 棟の家屋の傾斜方向・傾斜角度を調査したが，本章では，これらの傾斜被害が健康障害に及ぼす影響を考察し，どのような健康障害の症状が生じているかを明らかにする．

熊本市については 2017 年 3 月 24～26 日にかけて，再度現地調査を行った．前回調査した家屋の中の 61 棟を対象とし，地震後の健康障害に関するアンケート調査を行った結果 30 件の回答が得られた．住人の方の了解を得られた場合は家屋内部（床・柱・内壁）の傾斜量の計測も同時に行った．札幌市については 2018 年 10 月 10～12 日にかけて再度現地調査を実施した．この調査でも同様に，アンケート調査および家屋内部（床・内壁）の傾斜量を計測した．アンケートを調査は 40 件の回答が得られ，家屋内部の傾斜量の計測は 33 棟で行った．

これらの現地調査結果をもとに，外壁傾斜量および家屋内部の傾斜量が住人の健康障害に及ぼす影響を明らかにする．

3.2　熊本市における家屋内部の傾斜量とアンケート調査結果

3.2.1　現地調査概要

2017 年 3 月 24～26 日にかけて熊本市南区近見・刈草を対象とし，2 度目の現地調査を行った．前章で示した 1 度目の調査の際に，家屋外壁の計測を行った家屋 61 棟を対象とした．この調査では，アンケート調査および家屋内部（床・

柱・内壁）の傾斜量の計測を行った．熊本市東区秋津に関しては住人が住み続けていないため，アンケート調査対象地から除外している．アンケートの調査項目は以下に示す通りである．

I．2016 年熊本地震における住居の液状化被害
II．家族の地震による健康障害
III．住居の構造物形式・築年数
IV．住居の耐震性
V．回答者本人の属性

本項では，I～IIIの結果と外壁，床，壁，内壁の傾斜量の計測結果をもとに，液状化による傾斜被害と健康障害の関係についての考察を行う．

家屋内部の傾斜量については，住人の方でも計測出来るよう，i phone と Android 共通の無料アプリである「水平器 & 水準器」を用いて，0.1°の値まで読み取った．床・壁・柱について，居住者が最も傾斜を感じる箇所での計測を行った．在宅の場合は了解を得た上で，著者が計測を行い，不在の場合は，アンケート調査票と計測方法を示した紙をポスティングし，住人自身で計測した値をアンケート調査票に記入してもらい回収を行った．

また，熊本市南区のイオンタウン西熊本にて，近見・刈草と同じ震度の地域住人かつ液状化による家屋の傾斜被害を受けていない方を対象とし聞き取り調査を実施した．この調査では，地震後に発症した健康障害とその症状について質問した．

3.2.2　家屋の構造形式および回答者の属性と健康障害

外壁の傾斜量を計測した熊本市南区近見・刈草を対象とし，アンケートを行った結果，30 世帯からの回答が得られた．震災から約 1 年が経過し，空き家となっている家屋や取り壊されている家屋が多く存在し，外壁傾斜量を計測した家屋全棟について調査することはできなかった．**図-3.1** に家屋内部を調査した家屋の構造形式の内訳を示す．最も多かったのが木造，次いで鉄骨造，鉄筋コンクリート造という結果であった．アンケートより明らかとなった家屋の被害を**図-3.2** に示す．家屋被害については 27 件の回答（複数回答あり）が得られ，最も多かった被害は建付け不良，次いで傾斜，亀裂・損傷であり，それぞれの被害は 15 件を超えていた．**図-3.3** に亀裂・損傷の被害箇所ごとの件数を示す．最も多かった被害箇所は内壁であり，次いで外壁，床，柱という結果となった．内壁のみのケースもあり，外観のみの調査では，そのような家屋被害を見つけることが難しい状況であった．**図-3.4** に傾斜の被害箇所ごとの件数を示す．ここでの傾斜被害とは住人が傾斜を感じる箇所としている．最も多かった傾斜箇所は床

であり，生活に支障が出る場合にはジャッキアップなどの修復工事を行っていた．**図-3.5** に建付け不良の被害箇所ごとの件数を示す．最も多かった被害箇所は室内ドアであり，次いで戸，窓のサッシ，ふすま，障子という結果となった．これらの建付け不良は傾斜が引き起こしている場合が多く，傾斜と同様な箇所での被害が目立っていた．

図-3.6 にアンケート回答者の属性（性別，年代別）を示す．回答者は 36 人であり，男性 33%，女性 61%であった．年代別では，30 代以下の回答者が 12%，40 代～70 代はそれぞれ 20%前後であった．調査を行った時間帯が午前 9 時半から午後 5 時であったために，女性と 60 代，70 代の在宅が多かったと考えられる．

図-3.7 に，住人が傾斜を感じるとされている傾斜量 0.29°を超える家屋住人の健康障害の有無を示す．地震後にジャッキアップなどの工事を行った場合を除くと対象人数は 33 人であり，内 18%が健康障害なし，79%が健康障害ありと回答した．また，傾斜被害のない家屋に住んでいた方を対象に行った，イオンタウン西熊本における聞き取り調査の結果を**図-3.8** に示す．調査人数は 32 人であり，内 2 人は液状化により家屋が傾斜した状態であったため集計対象外とする．男性 11 人，女性 19 人の中で，地震後に健康障害を発症したと回答した者は，男性 1 人，女性 2 人であり，地震後の健康障害の発症率は女性の方が高い傾向にあった．しかし，**図-3.7** に示す傾斜した家屋に住み続けている場合と比較すると，健康障害の発症率は低く，液状化による傾斜が健康状態に及ぼす影響は大きいと考えられる．

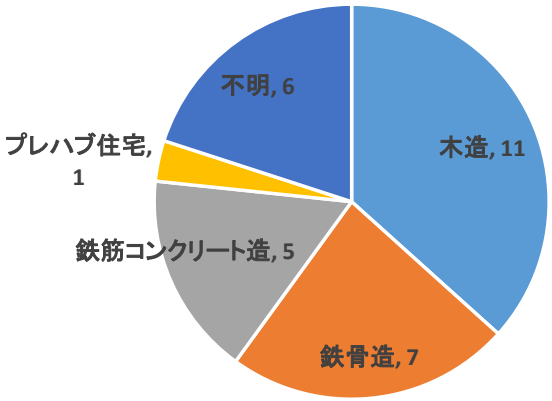


図-3.1　家屋の構造物形式

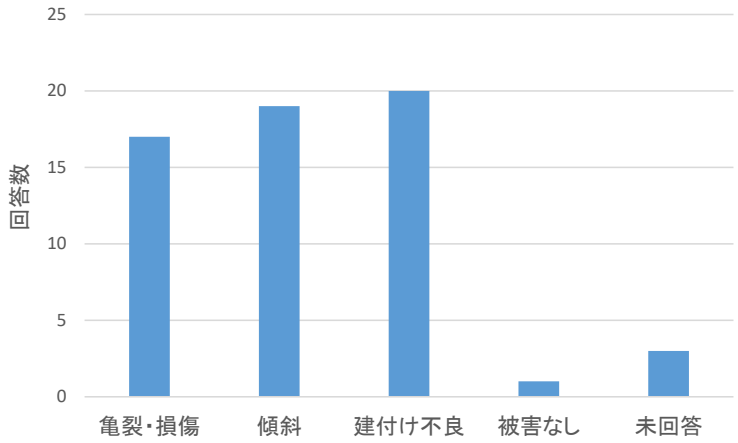


図-3.2　家屋の被害件数

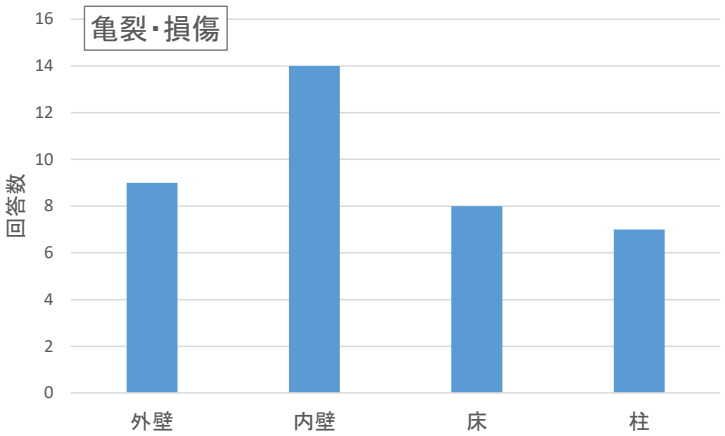


図-3.3　亀裂・損傷の被害件数

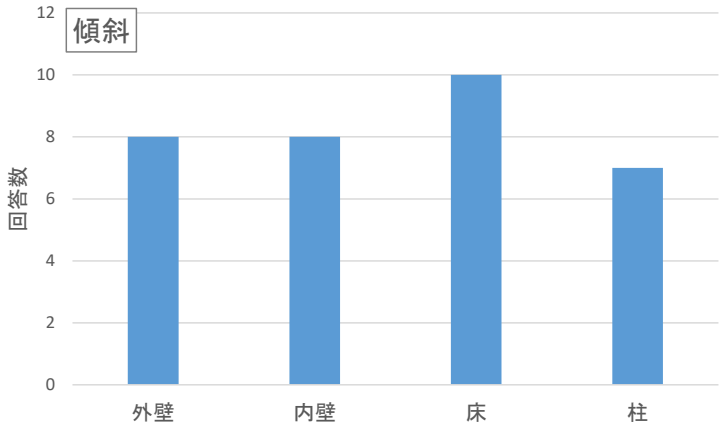


図-3.4　傾斜の被害件数

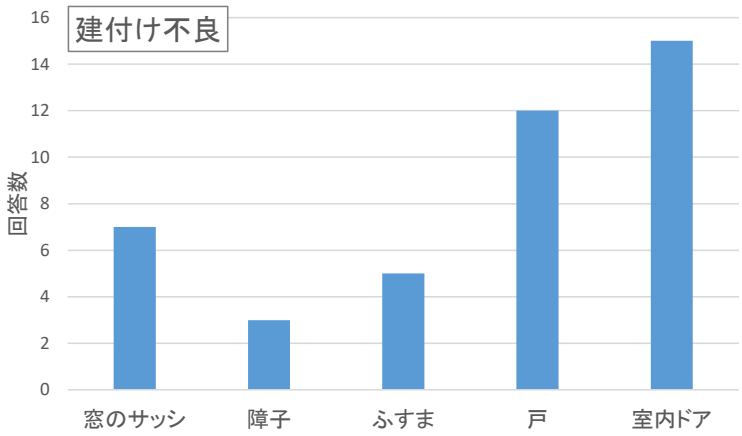
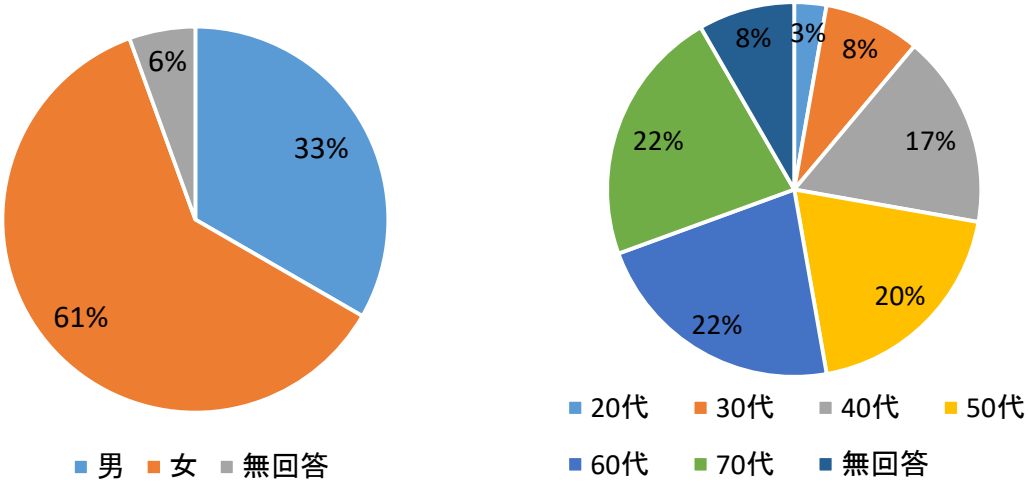


図-3.5　建付け不良の被害件数



(a) 性別　　(b) 年代別

図-3.6　全回答者の属性（n＝36）

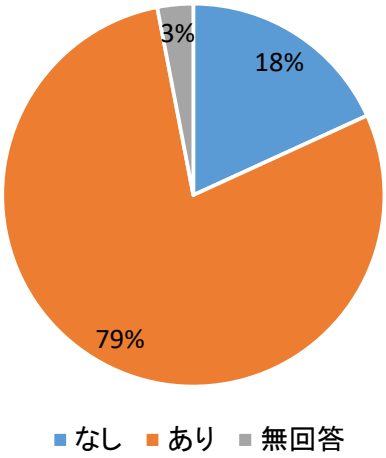


図-3.7　傾斜被害のある家屋の住人の健康障害の有無（n＝33）

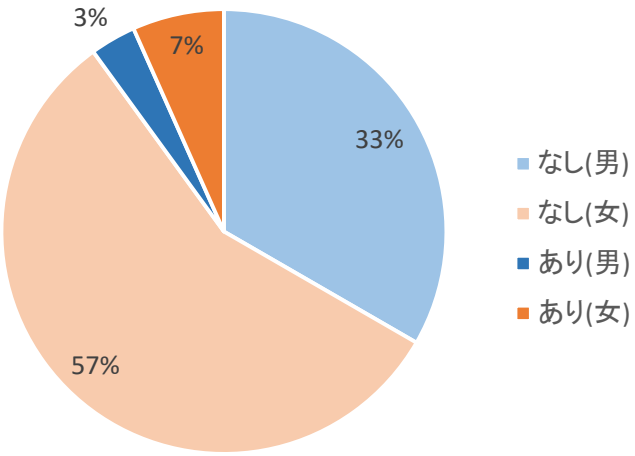


図-3.8　傾斜被害のない家屋の住人の健康障害の有無（n＝30）

3.2.3　家屋外部・内部の傾斜量と健康障害

はじめに，外壁の傾斜量と家屋内部の傾斜量の相関を調べるため，外壁の傾斜量をx軸，家屋内部のそれぞれの傾斜量をy軸とし，相関係数を算出した．このとき，1 度目の調査から 2 度目の調査の約 1 年間の中でジャッキアップなど改修工事を行い，傾斜が修復されている家屋，震災直後に引っ越しを行っている場合に関しては集計対象外とした．また，家屋の傾斜が部材破損や崩壊など，液状化によるものでない場合についても集計対象外とした．上記の対象外を除いた中で，外壁と家屋内部の傾斜量が全て測れている 13 棟について集計を行った．家屋内部（床・柱・内壁）の傾斜量が大きい場合はオレンジの点，外壁の傾斜量が大きい場合は水色の点で示し，同じ値の場合は緑の点で示す．

図-3.9 に外壁傾斜量と床傾斜量の相関を示す．プロットされた点がx軸寄りに多いことから，床の傾斜は外壁の傾斜に比べて小さいことがわかる．内 2 棟については傾斜量が一致しており，外壁と床の傾斜量の相関係数が 0.39 であったことから，この 2 つの測定値については他と比べて比較的相関が高いといえる．**図-3.10** に外壁傾斜量と柱傾斜量の相関を示す．柱についてはy軸寄りに点が多く存在し，柱の傾斜量は外壁の傾斜量に比べて大きいということがわかる．相関係数を算出したところ 0.16 となり，床の相関に比べ低いという結果となった．**図-3.11** に外壁傾斜量と内壁傾斜量の相関を示す．柱と同様に，y軸寄りであり，内壁についても傾斜量は外壁の傾斜量に比べて大きいということがわかる．相関係数を算出したところ 0.038 となり，床に比べると低い相関であることがわかった．これより，床・柱・内壁の傾斜量の中で，外壁の傾斜量と最も相関が大きかったのは床の傾斜量であった．

また，30 棟のうち、家族の中で健康障害が 1 人でも発生していたのは 21 棟、健康障害はなかったと回答しているのは 6 棟、未回答 3 棟であった．この健康障害が発生していない家屋は，改修工事を行っていた（2 棟），床の傾斜量が 0.5°(9/1000)未満，壁・柱の傾斜量が 1.0°(17/1000)未満と軽微な被害であった（2 棟），傾斜被害はなかった（2 棟）という結果であった．軽微な被害であった，傾斜被害はなかったと回答している 4 棟については，外壁の傾斜量についても 0.5°(9/1000)以下の傾斜となっているため，住人が傾斜を感じることなく生活しており，健康障害も発生しなかったと考えられる．地震後すぐに改修工事を行ったと回答している 2 件を除くと，健康状態についての回答者は 43 人となり，その中で健康障害が発生したのは 32 人であり回答者の約 74%であった．

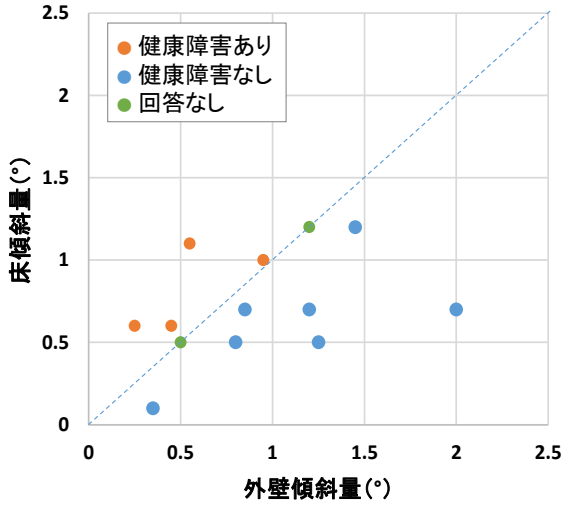


図-3.9　外壁傾斜量と床傾斜量の相関

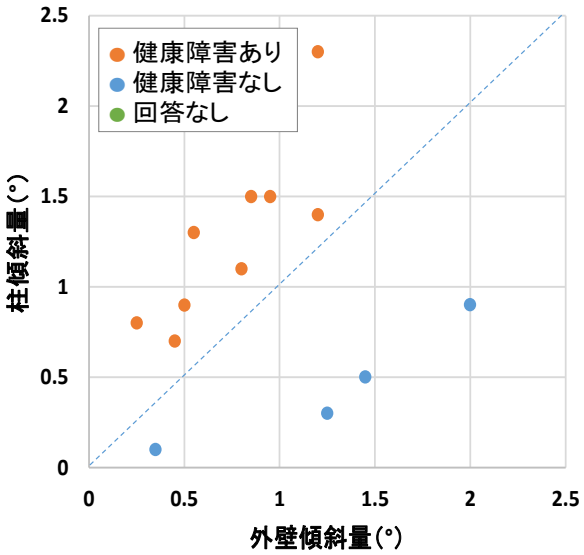


図-3.10　外壁傾斜量と柱傾斜量の相関

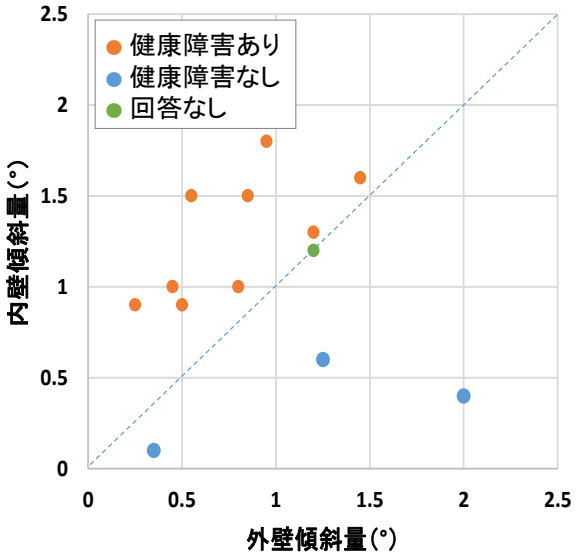


図-3.11　外壁傾斜量と内壁傾斜量の相関

3.2.4　各傾斜量が健康障害に及ぼす影響

外壁・床・内壁，それぞれの傾斜量がどのような健康障害を引き起こしているかを分析する．**図-3.12** に症状ごとの健康障害発生人数を示す．最も多かった症状はふらふら感であり，次いで疲労感が多かった．その他の症状については，平衡感覚の違和感 2 人，不安感・恐怖感 2 人，顔アレルギーによるシミの増加，椎間板ヘルニア，脳梗塞，視野の狭窄，手の痺れ，イライラ感，嘔吐，耳鳴り，転ぶような感覚，胃の違和感，声が出ない（全て 1 人）といった精神的な障害から身体機能の障害まで様々な項目が挙げられた．これらの回答結果は，地震発生後に発症した症状であるため傾斜被害が健康状態に影響していると考えられる．本研究では，その他を除く 11 項目について外壁・床・内壁の傾斜量との考察を行う．柱については，傾斜量のばらつきが大きく，内壁の傾斜量との相関が同じであったことから本章での検討は行わないとする．

図-3.13 に外壁の傾斜量と健康障害発症人数の割合について示す．傾斜量の階級幅に関しては，各階級に属する人数がおおよそ同じになるよう設定している．傾斜が大きくなるにつれて健康障害の発生率が高くなっている傾向にあるが，1.2°(21/1000)を超えても 1 人は健康障害が発生していないと回答していた．**図-3.14** に症状別健康障害の割合を示す．傾斜が大きくなるに従い，ふらふら感やめまいといった症状の割合が多くなっている．0.6°(10/1000)以下の傾斜であっても発症する症状の種類は様々であることがわかった．

図-3.15 に床の傾斜量と健康障害発症人数の割合について示す．床は外壁に比べると傾斜量が小さいことがわかる．しかし，健康障害が発症している割合は多

く，0.6°(10/1000)を超える傾斜の場合，回答者全員について健康障害が発症しているという結果となった. 図-3. 16 に症状別健康障害の割合を示す. 0.9°(16/1000)までの傾斜の場合，健康障害は牽引感，ふらふら感，疲労感，不眠の 4 項目であるが，1.0°(17/1000)を超える場合には吐き気や食欲不振，頭痛など身体機能に大きく関係する症状があらわれていた. このような結果から，床については傾斜量が小さくても健康障害に及ぼす影響は大きいと考えられる.

図-3. 17 に内壁の傾斜量と健康障害発症人数の割合について示す. 0.6°(10/1000)を超えると次第に健康障害があらわれてくるという結果となった. 床の場合，0.6°(10/1000)を超える傾斜については，健康障害なしと回答した人はいなかったが，内壁については 0.6°(10/1000)～1.2°(21/1000)の傾斜であっても健康障害なしと回答した人が 5 人いることがわかる. これより，傾斜を視覚でとらえるよりも，身体で感じ取る方が健康障害に影響すると考えられる. 図-3. 18 に症状別健康障害の割合を示す. 症状については床での傾向と同じように，傾斜量が大きくなるにつれて様々な症状が生じるということが明らかとなった.

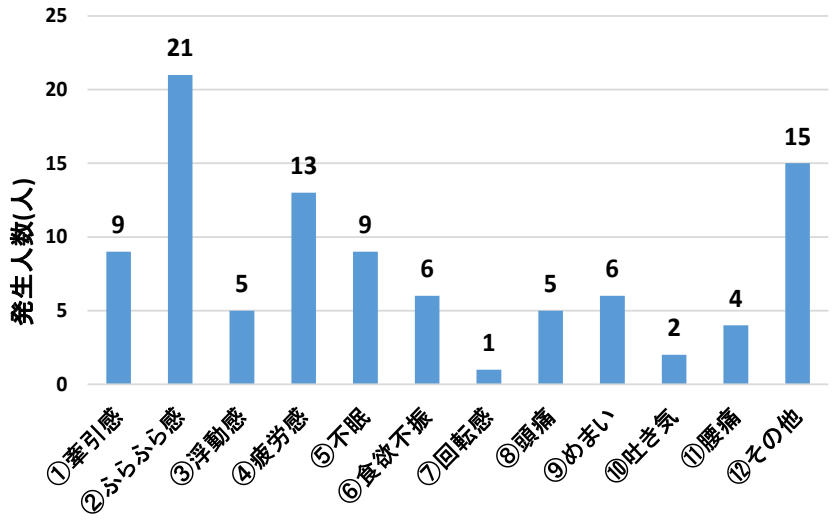


図-3. 12　症状ごとの健康障害発生人数

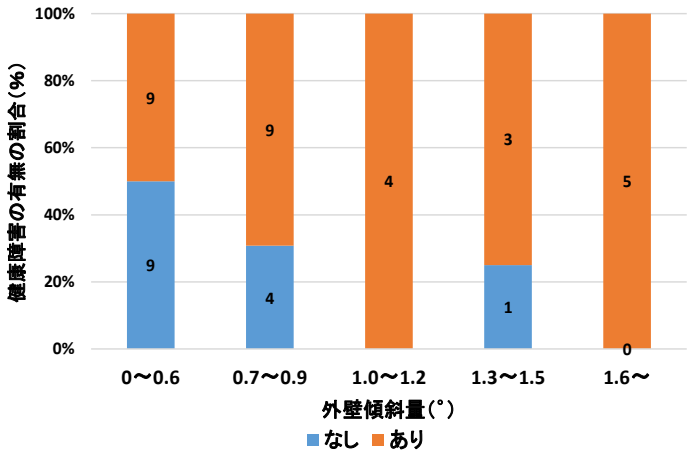


図-3.13　外壁傾斜量と健康障害発症人数の割合

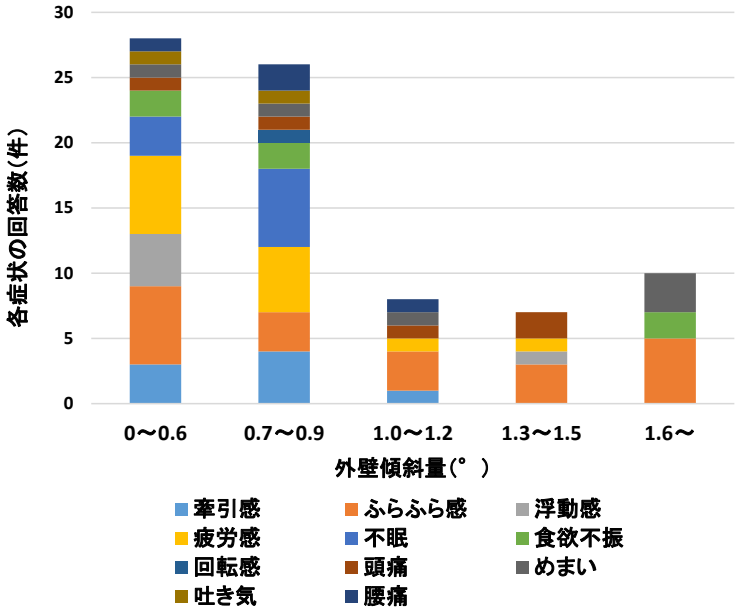


図-3.14　外壁傾斜量と健康障害の割合（症状）

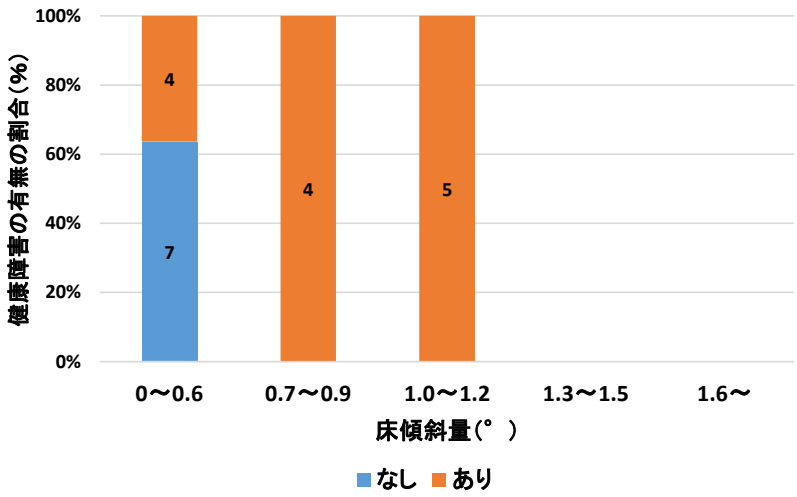


図-3.15　床傾斜量と健康障害発症人数の割合

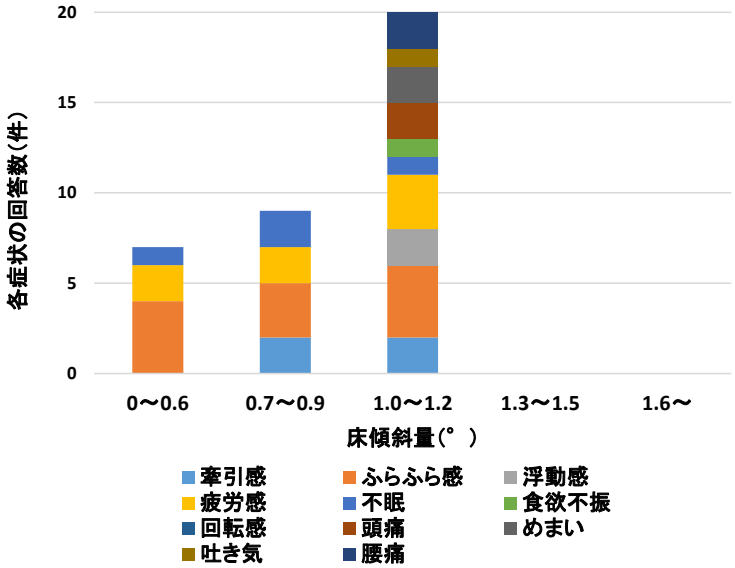


図-3.16　床傾斜量と健康障害の割合（症状）

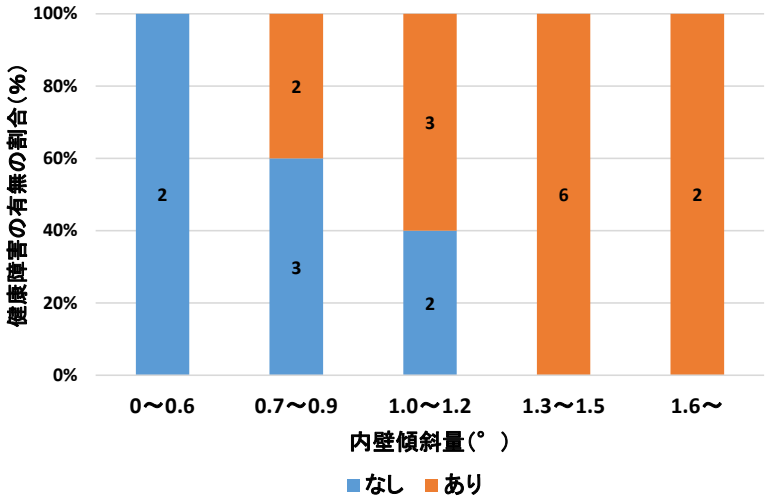


図-3.17　内壁傾斜量と健康障害発症人数の割合

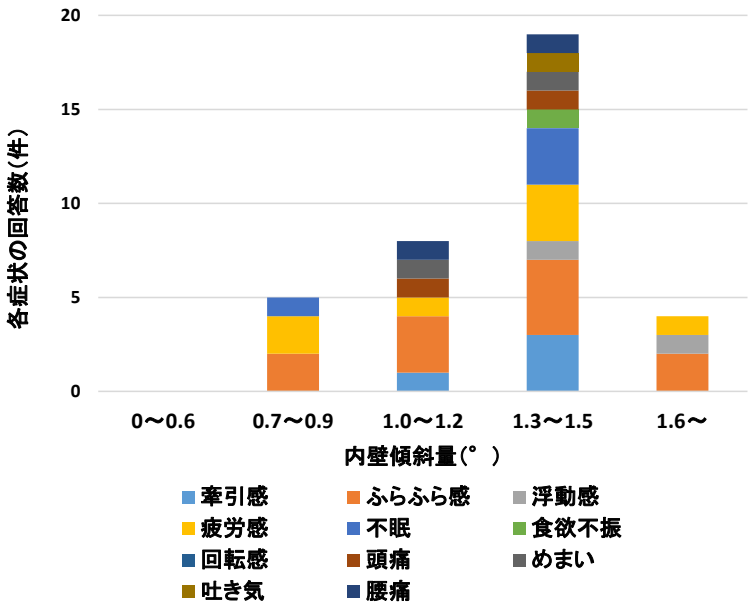


図-3.18　内壁傾斜量と健康障害の割合（症状）

3.3　札幌市における家屋内部の傾斜量とアンケート調査

3.3.1　現地調査概要

2018 年 10 月 10～12 日に札幌市清田区美しが丘一条，三条にて二度目の現地調査を行った．対象の家屋は，前章で示した 1 度目の調査の際に外壁傾斜量の計測を行った 57 棟とする．この調査では，地震後の健康障害に関するアンケート調査および家屋内部（床・内壁）の傾斜量の計測を行った．家屋内部の傾斜量は住人の許可が得られた場合のみ実施した．住人が最も傾斜を感じる箇所において，「Neoteck デジタルアングルメーター」を用いて計測を行った．床の傾斜量については水平 0.00°の場合を被害なしと定義した．

アンケートの調査項目は以下に示す通りである．なお，ここでの健康障害とは，地震後に新たに発症した症状のみを聞いている．

Ⅰ．北海道胆振東部地震における住居の液状化被害
Ⅱ．過去の地震による住居の液状化被害
Ⅲ．住居の構造物形式・築年数
Ⅳ．地震後の居住者の健康障害
Ⅴ．回答者本人の属性

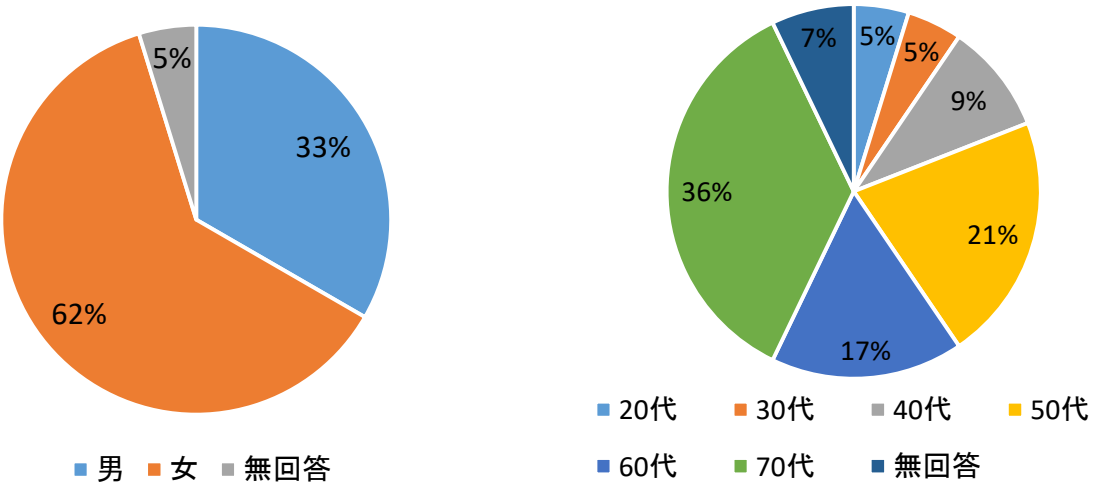
本章では，外壁，床，内壁の傾斜量の計測結果とアンケート調査結果をもとに，液状化による傾斜被害と健康障害の関係についての考察を行う．

3.3.2　回答者の属性と健康障害

外壁の傾斜量を計測した家屋を対象とし，アンケートを行った結果，40 世帯からの回答が得られた．家屋内部の傾斜量の計測は 33 棟で行った．震災から約 1 か月が経過し，空き家となっている家屋も多く存在していたことから，外壁傾斜量を計測した家屋全棟について調査することはできなかった．

図-3.19 にアンケート回答者の属性（性別，年代別）を示す．回答者の半数以上が女性であり，40 代以下の回答者は 20%を下回っていた，調査は午前 9 時から午後 5 時の間で行っていたため，回答者は 50 代以上や女性が多い傾向であったと考えられる．

図-3.20 に，住人が傾斜を感じるとされている傾斜量 0.29°を超える家屋住人の健康障害の有無を示す．健康障害ありが 73%，なしが 24%という結果となり，傾斜被害は住人の健康障害に大きく関係していると考えられる．



(a) 性別　　(b) 年代別

図-3.19　全回答者の属性（n＝42）

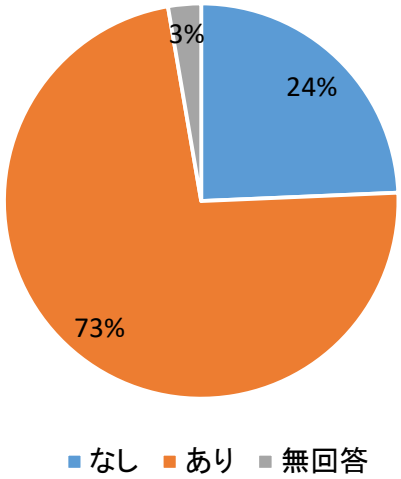


図-3.20　傾斜被害のある家屋の住人の健康障害の有無（n＝37）

3.3.3　家屋内部・外部の傾斜量と健康障害

前項 3.2.3 と同様に，外壁の傾斜量と家屋内部の傾斜量の相関を調べるため，外壁の傾斜量をx軸，家屋内部のそれぞれの傾斜量をy軸とし，**図-3.21** に外壁傾斜量と内壁傾斜量，**図-3.22** に外壁傾斜量と床傾斜量の関係を示す．これらの集計は，外壁と家屋内部の傾斜量が全て測れている 32 棟について行った．内壁傾斜量と外壁傾斜量の相関係数は 0.92 であり，これらの傾斜量は概ね一致していると考えられる．内壁傾斜量と外壁傾斜量の相関が高いことから、地震動で部分的に壊れている箇所が少なく，ほとんどの家屋は全体の形状を保ったままで傾

斜していることがわかる．床傾斜量と外壁傾斜量の相関係数は 0.85 であり，傾斜の大きな家屋については床傾斜量が外壁傾斜量よりも大きい傾向にあった．また，床傾斜量と外壁傾斜量の相関は，内壁傾斜量と外壁傾斜量の相関に比べ低くなっていることから，床あるいは基礎部分に損傷があったと考えられる．

健康障害については，回答者全員が「健康障害あり」と答えた家屋はオレンジ，「健康障害なし」と答えた家屋は青，複数の居住者からの回答が得られその中で健康障害あり・なしが分かれていた家屋を「あり・なし混同」とし紫で示している．内壁傾斜量と外壁傾斜量は概ね一致しており，健康障害の有無は角度が大きくなるに従い多くなっているといえる．床傾斜量については，外壁傾斜量が 0.50°(9/1000)以下の場合でも，床傾斜量が大きい場合には健康障害を発症していることがわかる。

図-3.23 に傾斜角度ごとの家屋の棟数分布を示す．健康障害に関する回答のあった 31 棟のうち、家族の中で健康障害が 1 人でも発生していたのは 19 棟、健康障害はなかったと回答しているのは 12 棟であった．健康障害が発症していない家屋は 1 棟を除くと最大傾斜量が 0.36°(6/1000)以下であった．残りの 1 棟に関しては，最大傾斜量が外壁の 1.83°(32/1000)であり住人 2 人も傾斜を感じていたが，地震後 1 か月時点では健康障害を発症していなかった．現在の指標では 0.60°(10/1000)を超える傾斜量により健康障害が生じるとされているが，本調査では 0.40°(7/1000)を超える傾斜量の場合ほとんどの住人が健康障害ありと回答しており，0.60°(10/1000)以下の傾斜量においても健康障害が生じていることが明らかとなった．

現在の「災害に係る住家の被害認定」[3]において，第 1 次調査の「傾斜による判定」では外壁または柱を計測対象としている．床傾斜量は外壁傾斜量よりも大きい場合が多く健康障害発症の事例も多いため，液状化被害に関しては，家屋内部の詳細な傾斜量を調査対象外としている第 1 次調査だけでは十分でないことが示唆された．

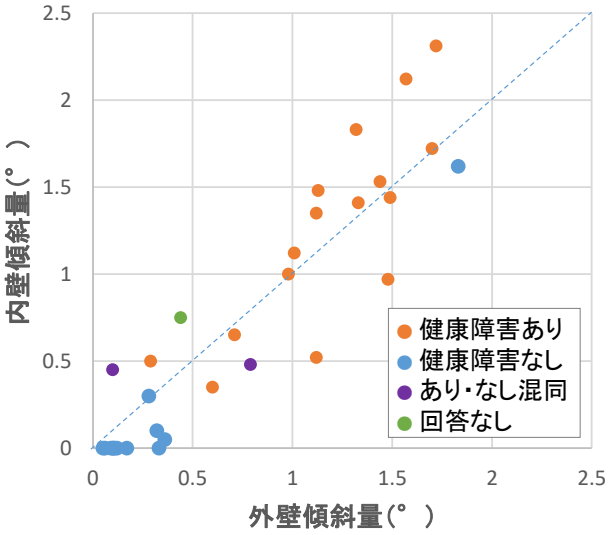


図-3.21　内壁傾斜量と外壁傾斜量の関係

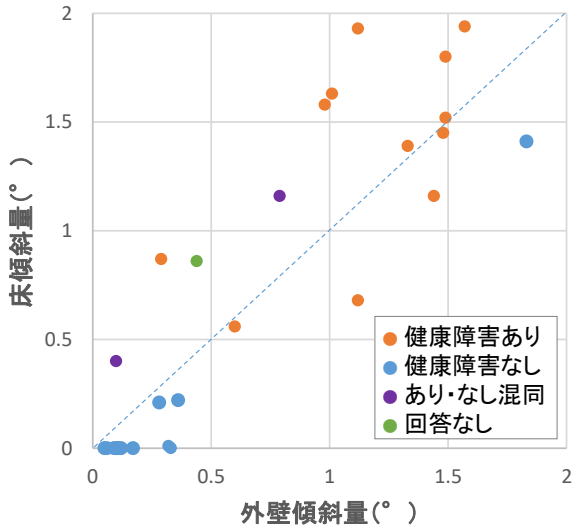


図-3.22　床傾斜量と外壁傾斜量の関係

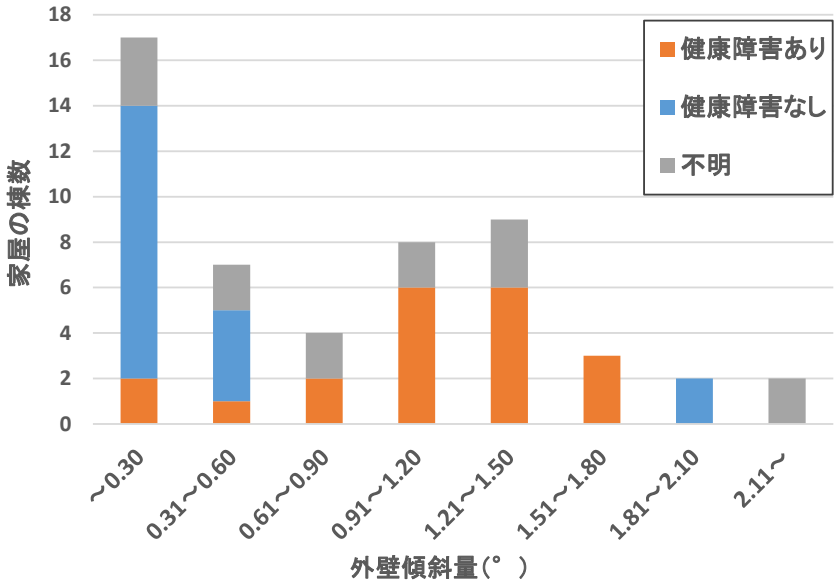


図-3.23　傾斜角度ごとの家屋の棟数分布

3.3.4　各傾斜量が健康障害に及ぼす影響

図-3.24 に外壁の傾斜量と健康障害発症人数の割合について示す．傾斜量の階級幅に関しては，各階級に属する人数がおおよそ同じになるよう設定している．傾斜が大きくなるにつれて健康障害の発生率が高くなっている傾向にあるが，1.83°(32/1000)を超えても 2 人（同一家屋）は健康障害が発生していないと回答していた．**図-3.25** に症状別健康障害の回答数を示す．傾斜量が大きくなるに従い，発症する症状の種類が多くなっていることがわかる．外壁傾斜量の健康障害が生じる基準値とされている 0.60°(10/1000)を下回る傾斜量であっても不眠・頭痛・めまいといった症状が挙げられた．1.11°(19/1000)では浮動感・腰痛も発症していた．1.51°(26/1000)を超えると不眠・食欲不振の発症率が大きくなり，健康状態を正常に保つことが困難な状況となっていた．

図-3.26 に床の傾斜量と健康障害発症人数の割合について示す．前項でも示したように，床は外壁に比べると傾斜量が大きい傾向にあるといえる．0.40°(7/1000)の傾斜で健康障害が生じ，1.41°(25/1000)を超える傾斜の場合，回答者全員が発症しているという結果となった．これより，床傾斜量は外壁傾斜量に比べ住人の健康障害に及ぼす影響は大きいと考えられる．図-3.27 に症状別健康障害の回答数を示す．床傾斜量が 0.6°(10/1000)以下の場合，健康障害はふらふら感・疲労感・不眠・頭痛・めまいの 5 項目であるが，1.81°(32/1000)を超える場合には，吐き気や食欲不振など身体機能に大きく関係する症状があらわれていた．このような結果から，床は外壁に比べ傾斜量が大きく，健康障害に及ぼす影響も

大きいと考えられる.

図-3.28 に内壁の傾斜量と健康障害発症人数の割合について示す. 0.51°(9/1000)を超える傾斜量では 1 棟を除き, 回答者全員が健康障害を発症していた. 床の場合, 1.41°(25/1000)を超える傾斜量については, 健康障害なしと回答した人はいなかったが, 内壁については 1.62°(28/1000)の傾斜量であっても健康障害なしと回答した人が 2 人いることがわかる. これより, 傾斜が大きい場合には, 傾斜を視覚でとらえるよりも, 身体で感じ取る方が健康障害への影響が大きいと考えられる. **図-3.29** に症状別健康障害の回答数を示す. 床傾斜量での傾向と同じように, 傾斜量が大きくなるにつれて様々な症状が生じるということが明らかとなった. 内壁傾斜量は 0.60°(10/1000)以下の場合でもふらふら感・頭痛・めまいが多く発生しており, 視覚が傾斜を捉える場合はわずかな傾斜であっても健康障害に影響を及ぼすと考えられる.

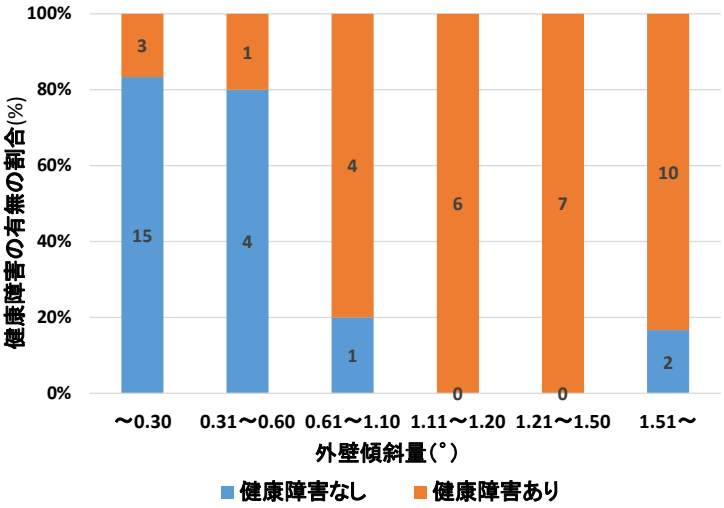


図-3.24　外壁傾斜量と健康障害発症人数の割合

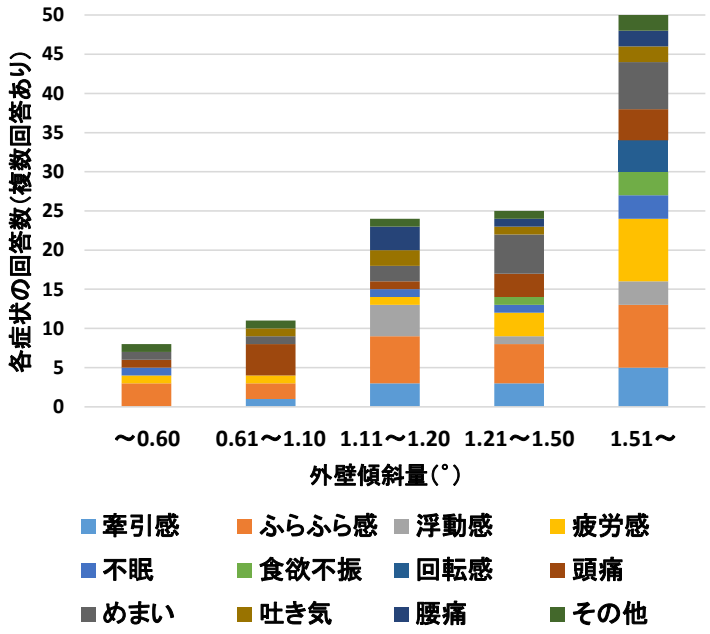


図-3.25　外壁傾斜量と症状別健康障害の回答数

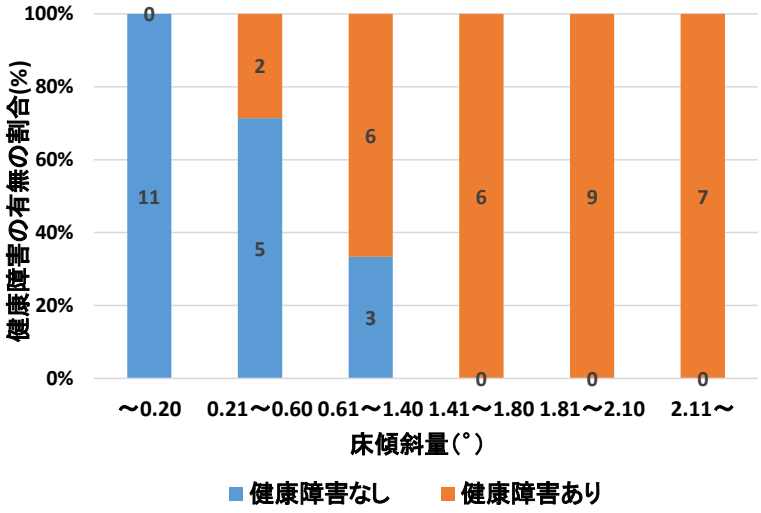


図-3.26　床傾斜量と健康障害発症人数の割合

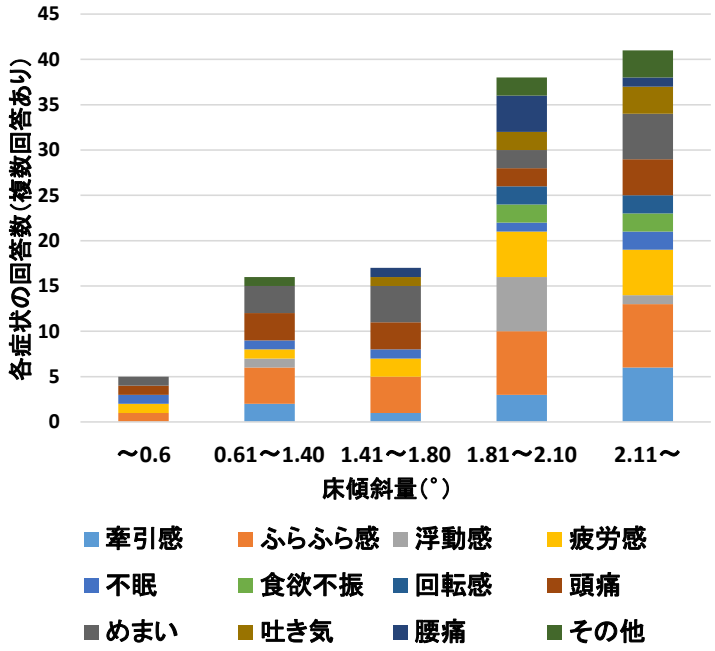


図-3.27　床傾斜量と症状別健康障害の回答数

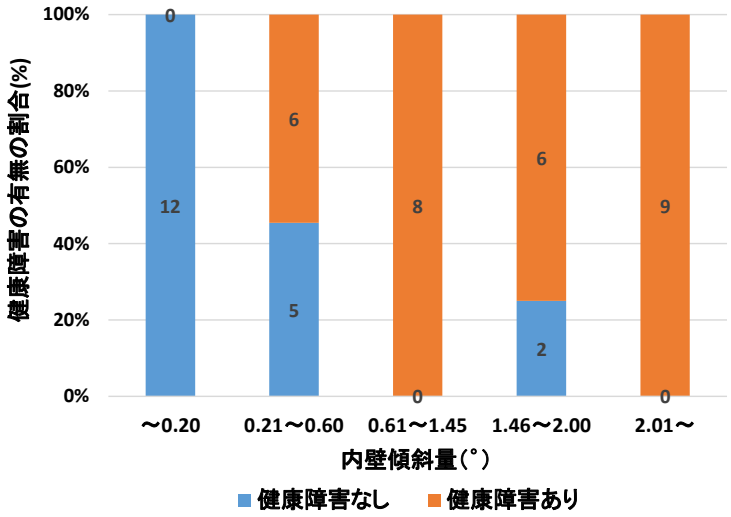


図-3.28　内壁傾斜量と健康障害発症人数の割合

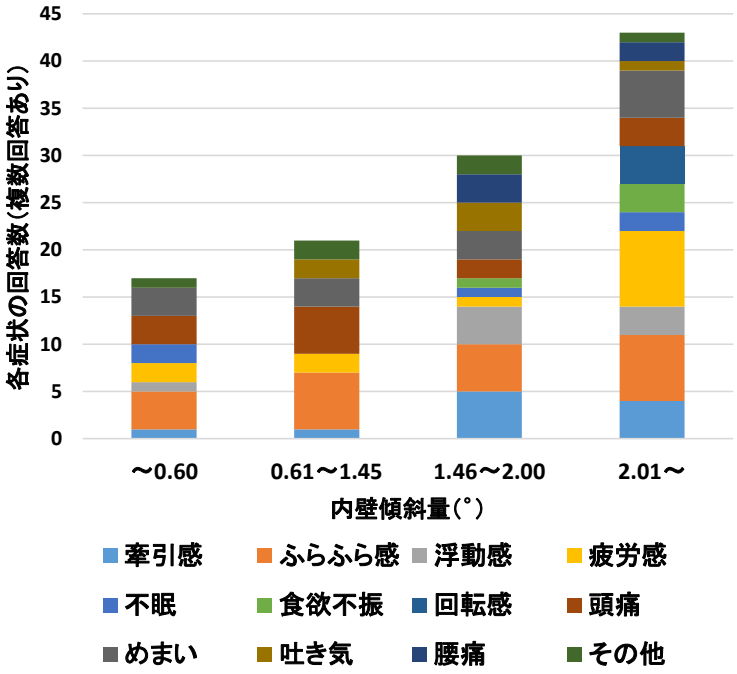


図-3.29　内壁傾斜量と症状別健康障害の回答数

3.4　熊本市と札幌市における健康障害と傾斜量の関係

2016 年熊本地震と 2018 年北海道胆振東部地震における健康障害と傾斜量の比較検討および考察を行う．図-3.30 に北海道胆振東部地震・熊本地震における症状ごとの健康障害発生人数を示す．両者とも最も多かった症状はふらふら感であり，次いで疲労感が多かった．牽引感・頭痛・めまいといった症状が多い点などの傾向も同じであり，これらの症状は液状化による傾斜が原因で発症していると考えられる．また，外壁傾斜量が 0.30°(5/1000)を超える家屋に住んでいる場合の健康障害発症率は，熊本地震で約 79%，北海道胆振東部地震で約 73%であった．また，北海道の被害は，熊本に比べ床傾斜量が大きく，家屋内部と外部の傾斜量の相関が高いことが特徴として挙げられる．一体的に家屋が傾斜しているため，室内のどこにいても常に傾斜を感じ，健康障害発症の要因となったと考えられる．

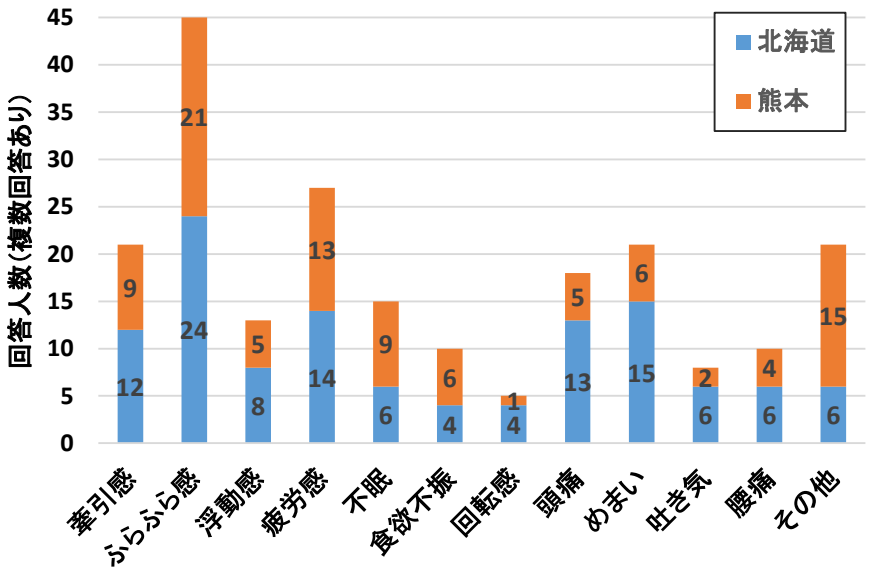


図-3.30 北海道胆振東部地震・熊本地震における症状ごとの健康障害発生人数

3.5　まとめ

液状化発生地域における現地調査の際に住人に健康障害が生じていることが明らかとなったため，人々の健康障害と大きく関係している傾斜量の箇所を特定し，健康障害の発症要因を明らかにする必要があると考え，再度行ったの現地調査では家屋内部の傾斜量の計測，健康障害に関するアンケート調査を実施した．本章で明らかにした事を以下にまとめる．

- 液状化により傾斜した家屋に住み続けている場合，頭痛・めまい・吐き気・食欲不振などの症状があらわれる．

- 健康障害に大きく影響しているのは家屋内部，特に床の傾斜量である．

- 現在，健康障害発症の指標となっている「外壁傾斜量 0.6°以下」の傾斜量の場合でも健康障害は生じており，さらに，外壁傾斜量と家屋内部の傾斜量が一致してない家屋も多く存在した．

本研究のサンプル数は必ずしも十分であるとは言えないが，このような液状化発生地域に住み続けている方々の健康状態に関するデータの蓄積は重要であり，今後の液状化対策の開発や指標改正の有用な情報が得られたといえる．

3 章の参考文献

1) 小檜山雅之，系野智奈美，園部隆夫：千葉市美浜区における液状化被害を受けた住民への健康障害に関するヒアリング調査，地域安全学会論文集　No.17，7p，2012.7.
2) 安田進，橋本隆雄：鳥取県西部地震における住宅の液状化による沈下について，土木学会第 57 回年次学術講演会，pp.1029-1030，2002.9.
3) 内閣府，第 4 編　液状化等の地盤被害による被害，http://www.bousai.go.jp/taisaku/pdf/h3003shishin_5.pdf（2019 年 1 月 24 日閲覧）

第4章　住宅を対象とした液状化対策工法に関する実験

本研究では，特殊な不連続オーガースクリューによる先行掘削に加え，丸太打設を行う工法を提案している．不連続オーガースクリューによる地盤の密度増大効果を実験・理論式より評価し，丸太を用いた既設戸建て住宅に対する液状化対策に関する模型振動実験を行う．振動実験では住宅模型の周囲に丸太を打設し，打設本数や打設条件が対策効果に及ぼす影響を明らかにすることを目的とする．無対策地盤と丸太打設地盤の実験結果をそれぞれ比較し考察を行う．

4.1　概説

本章では，住宅に適応可能な液状化対策工法開発のために，理論値算出による効果の評価および実験的検討を行う．本研究では，特殊な不連続オーガースクリューを用いた削孔による地盤の改良効果に加え，丸太打設による密度増大効果が見込まれる工法を提案している．不連続オーガースクリューは掘削時の排出土砂を孔壁に押しつけながら削孔することが可能であり，地盤密度の増加が見込まれる．オーガースクリュー模型を用いた実験では，掘削後の地盤の改良度をコーン貫入試験より算出し改良効果を評価する．

丸太打設の効果については模型振動実験により，無対策地盤と構造物の周囲に丸太を打設した対策地盤での比較検討を行い，構造物の沈下量や傾斜量，過剰間隙水圧を計測することで液状化対策効果を評価する．オーガースクリューによる先行掘削を行った後に丸太を打設することで，地盤の密度増大効果に加え過剰間隙水圧の抑制効果が見込まれる．

4.2　不連続オーガースクリューを用いた提案工法

4.2.1　提案工法の概要

本研究で検討する工法は，**図-4.1** に示す圧縮翼付きの特殊な不連続オーガースクリューを用いて，本来なら地上に排出される土砂をわずかに抑え，孔壁を強固な状態に改良しながら削孔を行う工法である．**図-4.2** に示す従来のオーガースクリューは，シャフトの全長にわたって螺旋翼を設けているため回転削孔時に土砂は螺旋翼に沿って地上に排出される．そのため孔壁はゆるめられた状態のままである．本工法では，掘削時にオーガーヘッドにより乱された土砂は螺旋翼によって上昇するものの，螺旋翼が不連続となるため土砂は上昇しきれずに圧縮翼で孔壁に押しつけられていく仕組みとなっている．圧縮翼と螺旋翼との間に入り込んで上昇し続ける一部の土砂も攪拌翼により乱され，次に控える圧縮翼により孔壁に押しつけられていく．更に，削孔時にオーガーの正回転，逆回転，上げ下ろしを随時行うことにより，ゆるめられた土砂のほとんどが孔壁に押しつけられることとなる．

空洞を拡張するということは間隙の少ない地盤を形成するということになる．その結果，空洞周辺の地盤の摩擦抵抗は改善され，従来工法に比べ杭の支持力は

大きく向上することが期待される．従来工法では削孔により地上に排出される土が，本工法では孔壁に押し付けられるため，残土処理が大きく軽減されることが期待される．また，無振動・低騒音・無粉塵であり，住宅地での施工が可能であることも特徴の一つである [1]．

本研究は，これまで杭孔の掘削に用いられてきた本工法を，宅地に対する液状化対策工法として応用することを提案している．削孔による周辺地盤の締固め効果を評価することを目的とし，砂質地盤での模型実験，実地盤での実物大実験を行い，実験結果と空洞拡張理論により算出された理論値を比較することで本工法の液状化対策としての有用性を検証する．

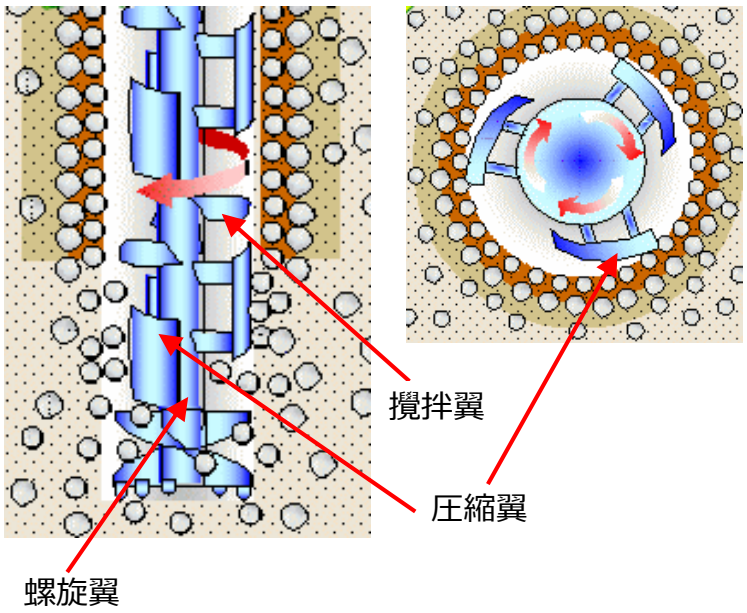


図-4.1　不連続オーガースクリューの概要図

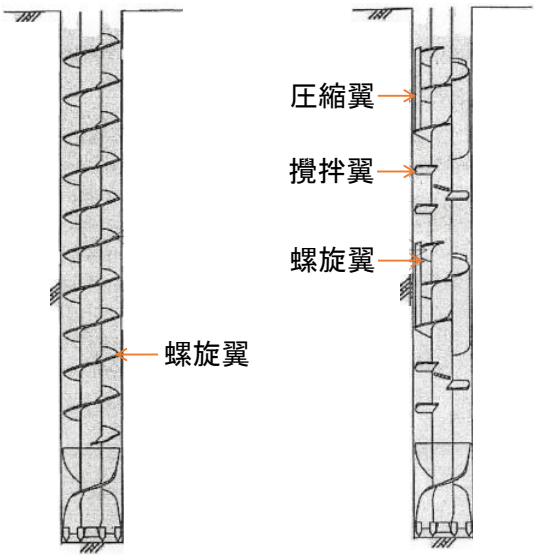


図-4.2　従来のオーガースクリュー(左)と不連続オーガースクリュー(右)

4.2.2　空洞拡張による地盤の改良度

半径r_0の削孔をr_1まで拡張したときについて考える．空洞拡張後の体積変化に伴い，間隙比がe_0から$e_0-\Delta e$に変化したとすると，変化後の相対密度D_r'，および N 値（N'） は Meyerhof[2)]による N 値とD_rの関係式である式(2)より算出される．Meyerhof の式は経験式であるが，相対密度から簡易的に N 値を求めることができるため本論文ではこの式を用いて検討を行う．

$$D_r' = \frac{e_{\max}-(e_0-\Delta e)}{e_{\max}-e_{\min}} \times 100 \qquad (1)$$

$$N' = (0.7+\sigma_v'/98.1)\cdot(D_r'/21)^2 \qquad (2)$$

ここに，e_0：間隙比

$e_{\max}$　：最大間隙比

$e_{\min}$　：最小間隙比

σ_v'：鉛直有効応力 (kN/m^2)

空洞拡張により地盤の間隙比は減少するが，その度合いは孔壁に近いほど大きく，孔壁より遠くなるほど小さくなると考えられる．

図-4.3 に間隙比の減少の度合いと孔壁からの距離との関係を示し，これは r 方向のみを考察する 1 次元問題である．半径 r に比例して受圧面積が増加することと，間隙比の減少に伴い半径に比例して拡張に伴う力が小さくなることを考慮すると，間隙比の減少は半径の 2 乗に比例すると仮定できる．孔壁での間

隙比の減少をΔe_0，間隙比の減少の平均値をΔe_mとおくと，半径 r における間隙比の減少Δeは次のようになる．

$$\Delta e_m = (1 + e_0) \cdot \frac{{r_1}^2 - {r_0}^2}{R^2 - {r_0}^2} \quad (3)$$

$$\Delta e_0 = \frac{R}{r_1} \cdot \Delta e_m \quad (4)$$

$$\Delta e = \left[\frac{r_1}{r}\right]^2 \cdot \Delta e_0 \quad (5)$$

空洞拡張による塑性領域と弾性領域の境界 R を**図-4.4** のように設定する．塑性領域とは非可逆的な変形をする領域，弾性領域とは可逆的な変形をする領域である．まず，塑性領域内における間隙比の計算を行う．孔壁において，改良後の相対密度D_r'は 100%となる．ここで，

$$e_0 - \Delta e_0 = e_{\min} \quad (6)$$

が成立し，上式を解くことで孔壁での間隙比の減少を求めることが可能となる．しかし，地表面付近では鉛直上向きに体積変化することが考えられるため，地表面付近への適応については別途検討が必要である．

境界 R については，前述したΔe_m，Δe_0の式より，

$$\Delta e_0 = \frac{R}{r_1} \cdot (1 + e_0) \cdot \frac{{r_1}^2 - {r_0}^2}{R^2 - {r_0}^2} \quad (7)$$

上式の R の 2 次方程式を解くことによって求められる．この境界 R を算出することによって，塑性領域の範囲が求まる．また，任意の位置での間隙比の減少は，Δeを算出することで求めることができる．

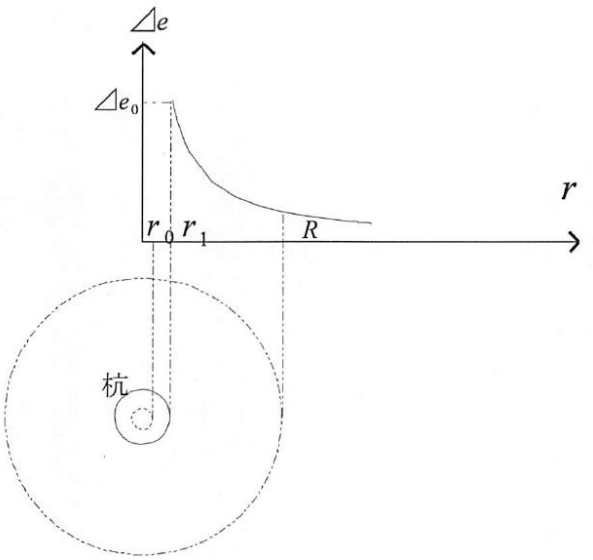


図-4.3　間隙比の減少の度合い

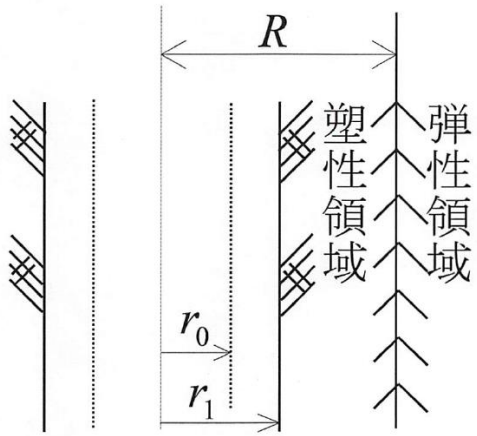


図-4.4　塑性領域と弾性領域の境界 R

4.2.3　理論値算出による対策効果の評価

1）熊本県熊本市南区における検討

2 章，3 章で調査対象地域とした熊本県熊本市南区近見について，本工法を施工した場合の地盤の改良度を評価し対策効果の検討を行った．今回は削孔 1 本における周辺地盤の密度増大効果を評価することとし，国土交通省が提供しているボーリングデータ（前章**図-2.4 b)**）から得られた N 値と土質区分による間隙比($e_{\min}$＝1.17，$e_{\max}$ = 0.67)を用いて，式(2)より空洞拡張後の理論値 N'を算出し，拡張前の N 値と比較する．また，液状化可能性指数 P_L の算出結果をもとに

液状化の危険性についても評価する．

掘削には前章のオーガースクリューを用いることとし，貫入後の口径を 55.0cm，したがって半径 r_1 は 27.5cm となる．塑性領域と弾性領域の境界 R については様々な要因により決まるものと考えられるため，詳細については今後明らかにしていくこととし，ここでは間隙比の減少割合が孔壁周辺の約 3% にまで減少した所を境界 R と考え，改良の影響範囲 R を $6r_1$ と仮定した．r=$2r_1$ (55.0cm), r=$3r_1$ (82.5cm) ，r=$4r_1$ (90.0cm)の 3 地点における検討をそれぞれ 20m の深度まで行い，空洞拡張後の孔壁からの距離による N 値の増分 ΔN を求める．

図-4. 5 に各深度における N 値の増加量の算出結果を示す．約 6m 以深からは特に N 値の増加が大きくなっている．孔壁から $2r_1$ (55.0cm)の地点については深度 10m で N 値の値が約 2 倍になっている．孔壁から $3r_1$ (82.5cm)，$4r_1$ (90.0cm) の地点については，N 値の増加が見られるものの増加量は小さく，孔壁からの距離が離れるほど改良の効果は小さくなることが明らかとなった．

次に，「2.3.2 調査対象地の地盤状況」で算出した F_L 値をもとに，液状化可能指数 P_L 値を算出する．一般的には P_L＞15 の場合「液状化の危険度が極めて高い」，5＜P_L≦15 の場合「液状化の危険度が高い」，0＜P_L≦5 の場合「液状化の危険度は低い」，P_L＝0 の場合「液状化の危険度はかなり低い」と判断される．熊本市南区における P_L 値を算出したところ 15.0 であり，液状化の可能性が高い地盤であったが，改良後の N 値(N')を用いて同様に P_L 値を算出したところ，55.0cm 地点で 3.3，82.5cm 地点で 8.7，90.0cm 地点で 11.4 という結果となった．これより，本工法を用いて改良を行うことにより P_L 値が小さくなり，液状化の可能性が低くなることを理論的に表せることが明らかとなった．

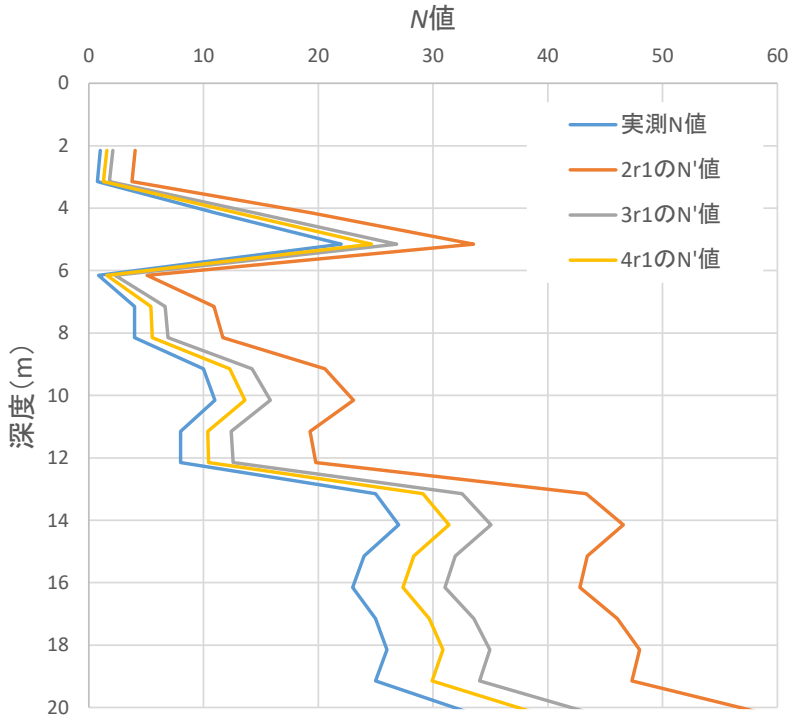


図-4.5　各深度における *N* 値の増加量

2）新潟県新潟市北区における検討

図-4.6 に示す新潟市北区における既存のボーリングデータを用いて，前項と同様に空洞拡張後の理論値 N' を算出する．この結果をもとに，熊本地震における熊本市東区の最大加速度 843gal を受けた場合の液状化に対する抵抗率 F_L と液状化指数 P_L を算出し，液状化の危険性について評価する．対策効果の影響範囲を R とし，空洞からの距離 r 地点での地盤の改良度についての考察を行う．

まず，対象地盤の深さ 10m 地点までの F_L 値の計算結果を**図-4.7** に示す．深さ約 3m までの層で F_L 値が 1 を下回っており，表層付近で液状化が発生する危険性があると考えられる．また，深さ 5m，8m の地点についても液状化の危険性が考えられる．

このような地盤に本対策工法を行うことを仮定する．削孔には前章の不連続オーガースクリューを用いることとし，貫入後の口径が 0.550m であるため半径 r_1 は 0.275m となる．対策の影響範囲 R＝1.0m，1.5m，2.0m と仮定し，空洞拡張後の空洞からの距離 r における N 値（N'値）を求める．削孔後の N'の値を用いて液状化指数 P_L 値を算出し，液状化危険度の評価を行い地盤の改良度を検討する．r=0.50m，0.75m，1.00m の 3 地点における削孔後の N'の値をそれぞれ 10.15m の深度まで求め，液状化指数 P_L 値を算出した．

図-4.8 に空洞からの距離 r における P_L 値の算出結果を示す．対象地点のボーリングデータの実測 N 値から P_L 値を算出したところ，17.8 であり，今回の対象

地域は液状化の危険度が極めて高い地盤であることがわかった. R=1.0m の場合, r＝0.6m までの範囲では P_L が 5 を下回っており液状化の危険度が低いことから, 液状化対策として有効であると考えられる. しかし, R が大きくなるに従い対策効果は小さくなるという結果が得られ, 2.0m の場合では液状化の危険度を低下させるには不十分であり, r＝1.0m 付近では対策前の地盤とほとんど変わらないという結果となった.

これより, 不連続オーガースクリューを用いた空洞拡張により P_L 値が減少し, 液状化の可能性が低くなることを理論的に表せることが明らかとなった. なお, 本工法を用いて改良を行うには空洞拡張による地盤改良の影響範囲 R を定量的に検討することが必要であると考えられる.

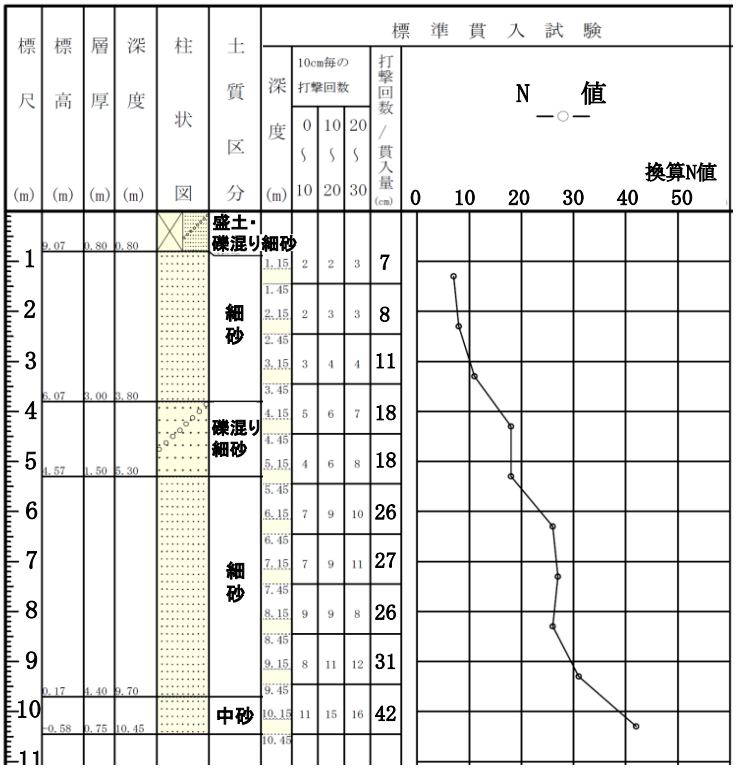


図-4.6　新潟市北区におけるボーリング柱状図

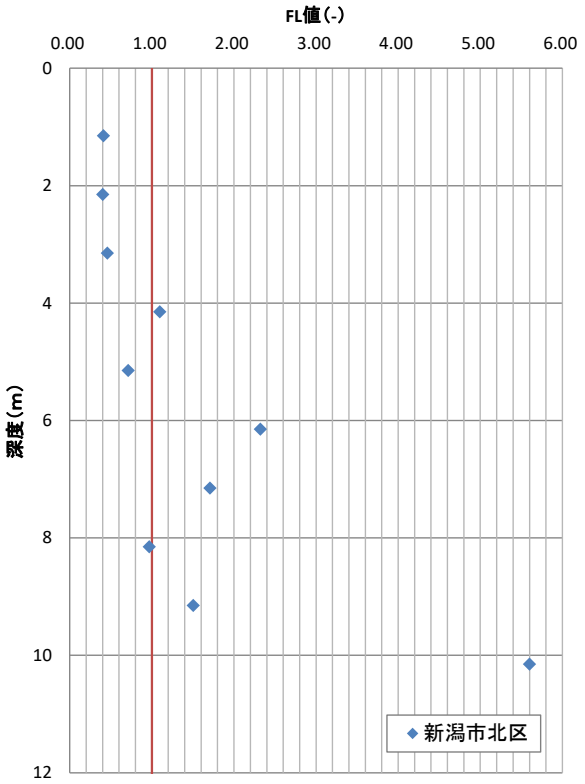


図-4.7　F_L 値算出結果

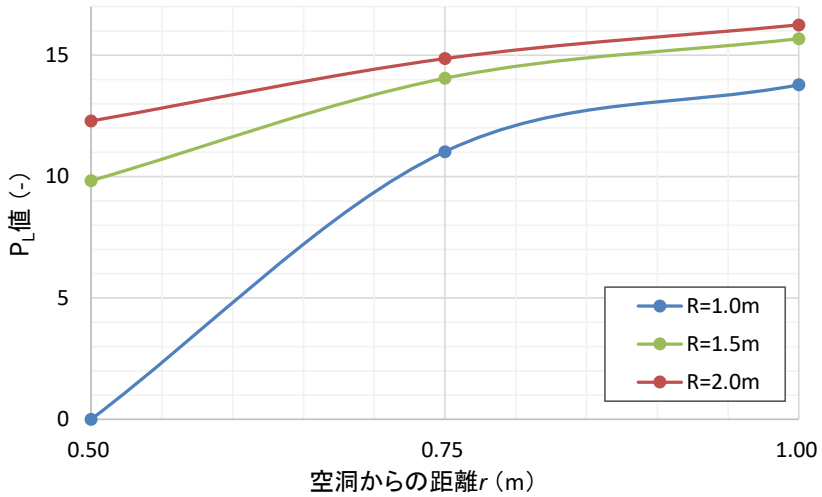


図-4.8　距離 r と P_L 値の関係

4.2.4　不連続オーガースクリュー模型を用いた小規模実験概要

室内模型実験では 5 分の 1 スケールの不連続オーガースクリューを用いて，掘削前後の地盤の改良度を調べることを目的とする．室内模型実験で用いる掘削機と土槽を**写真-4.1**，**図-4.9** に示す．不連続オーガースクリューは直径 150mm(中心直径は 75mm)であり，半径 0.1cm から 7.5cm まで空洞拡張する．底部に排水バルブを有した内径 1418mm，高さ 1200mm の鉄製土槽に，砂質土地盤を作成し，不連続オーガースクリューで掘削を行い，掘削前後の地盤の改良度を評価するためにポータブルコーン貫入試験を行う．

実験手順としては，土槽をボイリングにより水で満たした後，排水バルブから排水することで水締めを行う．排水バルブを閉めた後，再度水で満たした地盤（以下，飽和締固め砂質地盤とする）を作成し掘削する．**写真 4-2** に示す外径 1370mm，内径 170mm の上載板と重りを載せ，**写真-4.3** に示すように 0.02(N/cm^2)の上載圧をかけながら掘削する．掘削後，上載板を取り除き測定を行う．式(2)より，上載圧により，N 値が 0.01 程度しか変化しないことから，本実験の上載圧による地盤改良効果はないものと考える．

掘削前後の地盤の地盤改良効果の測定方法はポータブルコーン貫入試験を用いる．ポータブルコーン貫入試験機を**図-4.10**，**4.11** に示す．ポータブルコーン貫入試験はコーン貫入抵抗を求めることを目的とした試験であり，掘削後の孔壁からの距離が 2cm，17cm，32cm の 3 箇所をそれぞれ深さ 50cm まで行う．試験機は単管式と二重管式があるが，本実験における最大掘削深さは 50cm であり比較的浅いため単管式を使用する．試験で得られた結果から，コーン貫入抵抗 q_c(kN/m^2)を次の式で算出する．

$$q_c = Q_c / A \qquad (8)$$

ここに，

$$Q_c = Q_{cd} + \frac{(m_0 + n \cdot m_1)g}{1000} \qquad (9)$$

ここで，

Q_c: コーンの貫入力 (kN)
A: コーンの底面積 (m^2)
Q_{cd}: 荷重計測定値 (kN)

荷重計に力計を用いた場合，Q_{cd} は次の式で算出する．

$$Q_{cd} = KD \qquad (10)$$

ここで,

K: 荷重計の校正係数　(kN/目盛)
D: 荷重計の読み値
m_0: コーンの質量　(kg)
m_1: ロッド 1 本の質量　(kg)
g: 標準重力加速度　(m/s^2)
n: ロッドの使用本数 (本)

本実験では，A=0.00065(m^2)，K=0.00459(kN/目盛)，m_0=0.12(kg)，m_1=0.76(kg)，g=9.8(m/s^2)のパラメータを用いる．ポータブルコーン貫入試験の結果から，これらの式を用いて q_c 値を算出する [3].

さらに，以下に示す式から，コーン貫入抵抗 q_c(kN/m^2)を N 値に換算する [4].

$$N = q_c/400 \quad (11)$$

また，試験の際は、オーガースクリューを貫入させた状態で行う．

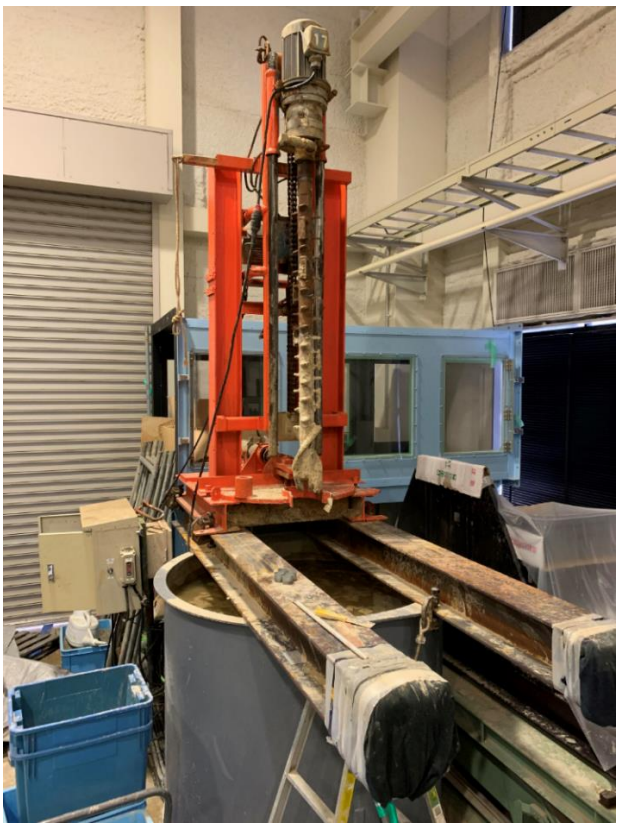


写真-4.1　室内模型実験に用いる掘削機と土槽

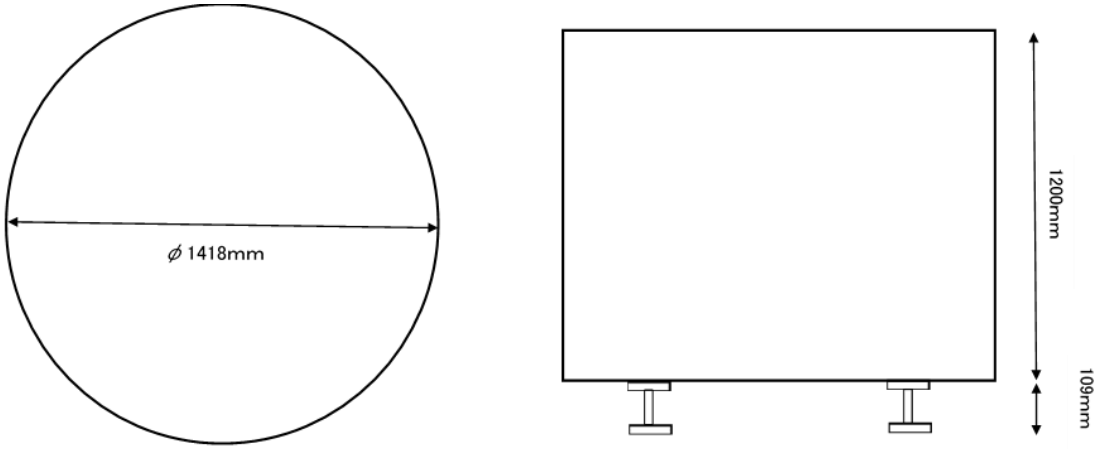


図-4.9　室内模型実験に用いる土槽の平面図(左)と側面図(右)

写真-4.2　室内模型実験に用いる上載板

写真-4.3　上載圧を加えた室内模型実験

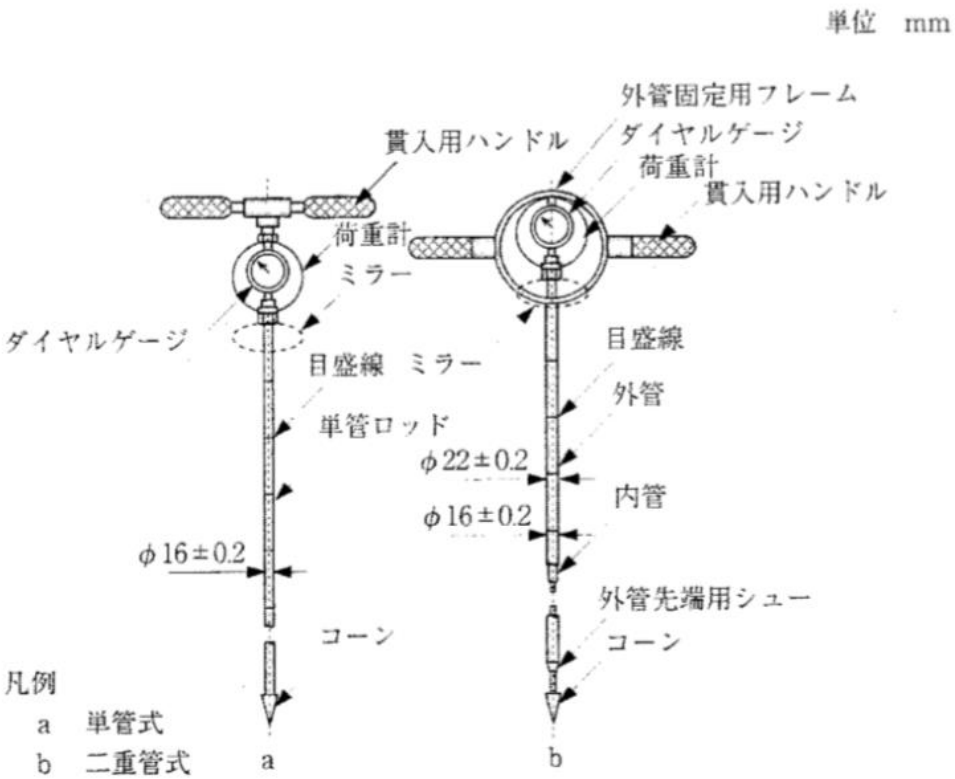


図-4.10　ポータブルコーン貫入試験機 [3)]

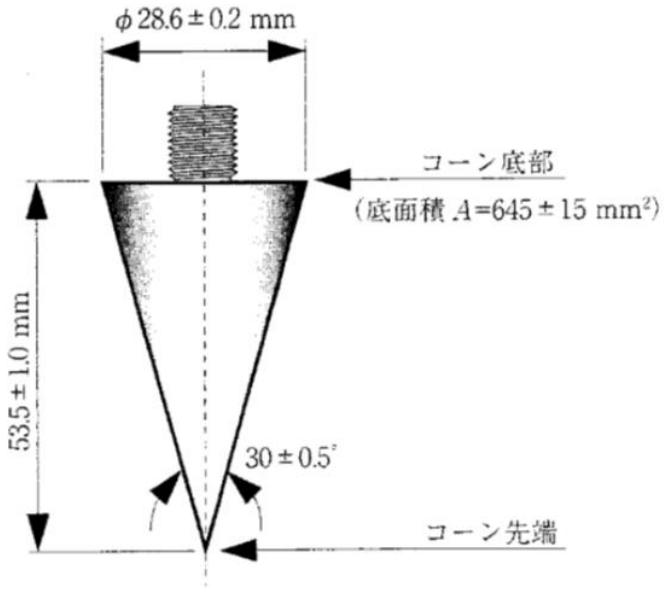


図-4.11　コーンの形状 [3)]

4.2.5　ポータブルコーン貫入試験の結果

深さ 50cm 地点まで，10cm ごとのコーン貫入抵抗を掘削前後で測定し，掘削前と，掘削後孔壁からの距離 2cm，7cm，32cm における測定結果を図-4.12 に示す．掘削前は，有効上載圧の小さい地表面付近のコーン貫入抵抗 q_c が最も小さく，深くなるに従い q_c は大きくなる．掘削後は深さ 10cm 地点で q_c が 0.89 (kN/m^2)，20cm 地点で 0.13 (kN/m^2)，30cm 地点で 0.14 (kN/m^2)，40cm 地点で 0.19 (kN/m^2)，50cm 地点で 0.12 (kN/m^2)増加という結果となり，全ての深さで q_c が大きくなっていた．掘削時の表面付近の地盤の乱れも見られず，深さ方向における掘削後の q_c の増加の割合の差はほとんど見られなかった．半径方向において，孔壁に近いほど q_c の増加が大きく，遠くなるほど小さくなるという結果が得られた．これらの結果より，不連続オーガースクリューを用いた先行掘削による地盤改良効果が明らかとなった．

次に，室内模型実験で得られた q_c から式(11)を用いて N 値換算を行う．ポータブルコーン貫入試験による N 値の実験値と，空洞拡張理論による N 値と境界 R を仮定し算出した理論値とで（掘削後の N 値）/（掘削前の N 値）の計算を行い，掘削前後の N 値の変化率を比較することで，本実験条件での空洞拡張理論の有用性と，空洞拡張による地盤改良効果の影響範囲を推定する．

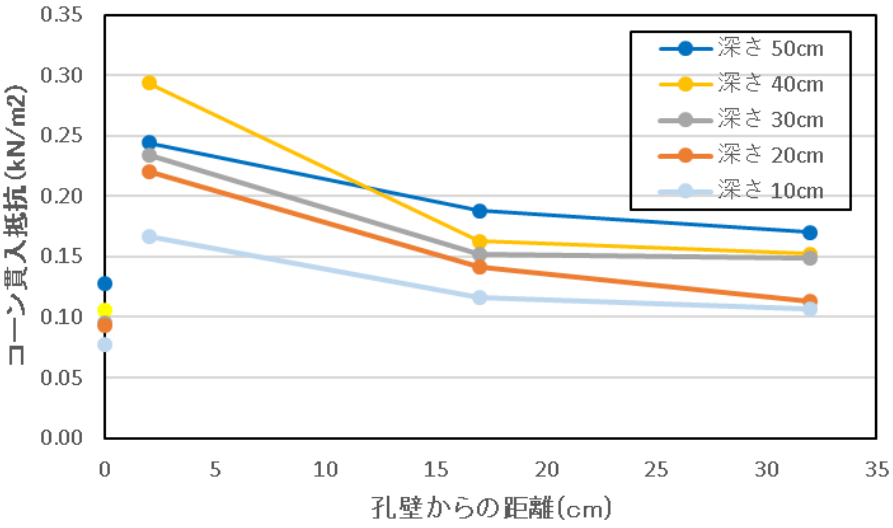


図-4.12 上載圧を加えた飽和締固め砂質地盤における ポータブルコーン貫入試験機を用いた実験

4.2.6　実験値と理論値を用いた地盤改良度の検討

ポータブルコーン貫入試験による N 値の実験値と，空洞拡張理論をもとに算出した N 値で，（掘削後の N 値）/（掘削前の N 値）の算出を行い，掘削前後の N 値の変化倍率を比較する．ポータブルコーン貫入試験の結果から算出した N 値を用いた掘削前後の N 値の変化倍率を**表-4.1** に示す．ここで，上載圧が最も大きい深さ 50cm における N 値の変化倍率に着目する．孔壁からの距離が 2cm のとき 1.9 倍，孔壁からの距離が 17cm のとき 1.5 倍，孔壁からの距離が 32cm のとき 1.3 倍の改良が得られたことになる．

次に掘削前の地盤の N 値を 1 と仮定し，R を様々な値で仮定して算出した理論値による掘削前後の N 値の変化倍率を比較したものを**図-4.13～4.15** に示す．ポータブルコーン貫入試験における掘削前後の N 値の変化倍率から，理論値においては，孔壁からの距離が 2cm のとき 1.8～2.0 倍，孔壁からの距離が 17cm のとき 1.4～1.6 倍，孔壁からの距離が 32cm のとき 1.2～1.4 倍の範囲において変化倍率が一致したとする．**図-4.13** のように孔壁から近い地点においては実験値と理論値の変化倍率を合わせると，R の仮定が 200～250cm（施工間隔が 400～500cm）とあまりにも大きくなり，結果として適さないと考える．この要因としては，掘削の際に周辺地盤が乱された影響が考えられる．そこで，孔壁からある程度離れた 17cm，32cm の掘削前後の N 値の変化に着目する．孔壁からの距離 17cm のとき R＝45～70cm，孔壁からの距離 32cm のとき R＝20～35cm と仮定すると変化倍率が一致した．空洞拡張理論による理論値を用いた掘削前後の N 値の変化倍

率は，孔壁からの距離が大きくなるほど実験で得られた影響範囲に近づくことが明らかとなった．

これにより，本実験で用いた地盤に対して空洞拡張理論を用いる際は，補正係数が必要となる．今回の実験において本工法の影響範囲が孔壁からの距離が 17cm において空洞拡張理論を用いることができると仮定すると，地盤の N 値と影響範囲 R を仮定し不連続オーガースクリューで掘削することで，**表-4.2** に示すような N 値が 10 に近い，または 10 を超える地盤改良効果を得ることが期待できる．

表-4.1　ポータブルコーン貫入試験による掘削前後の N 値の変化倍率

	深さ(cm)				
	10	20	30	40	50
変化倍率，孔壁から2cm	2.1	2.4	2.5	2.8	1.9
変化倍率，孔壁から17cm	1.5	1.5	1.6	1.5	1.5
変化倍率，孔壁から32cm	1.4	1.2	1.6	1.4	1.3

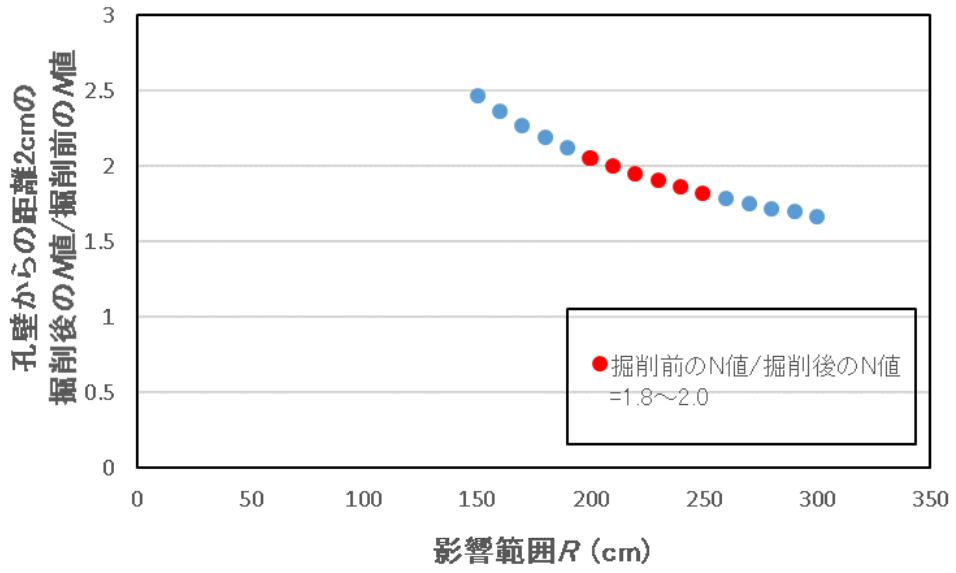


図-4.13　孔壁からの距離 2cm の掘削前後の N 値の変化倍率

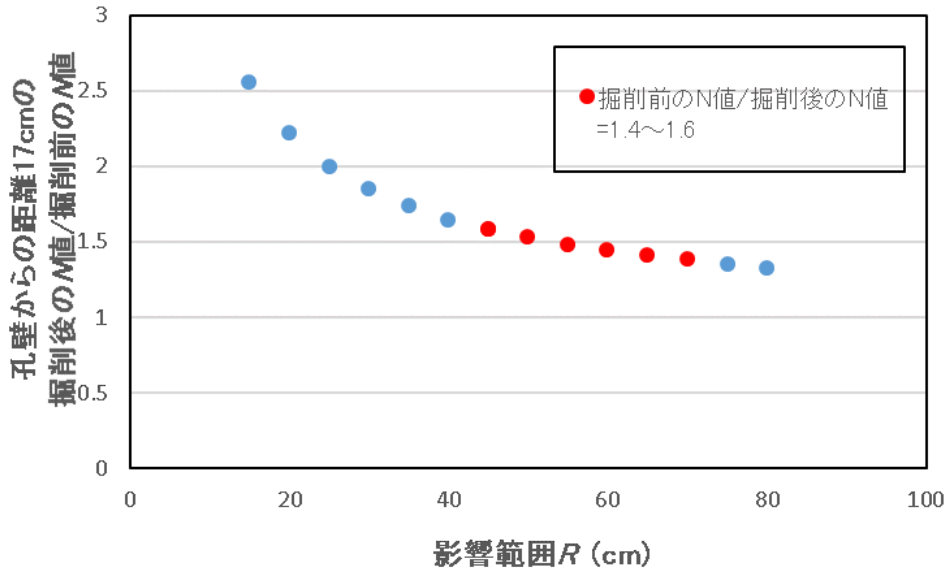


図-4.14　孔壁からの距離 17cm の掘削前後の *N* 値の変化倍率

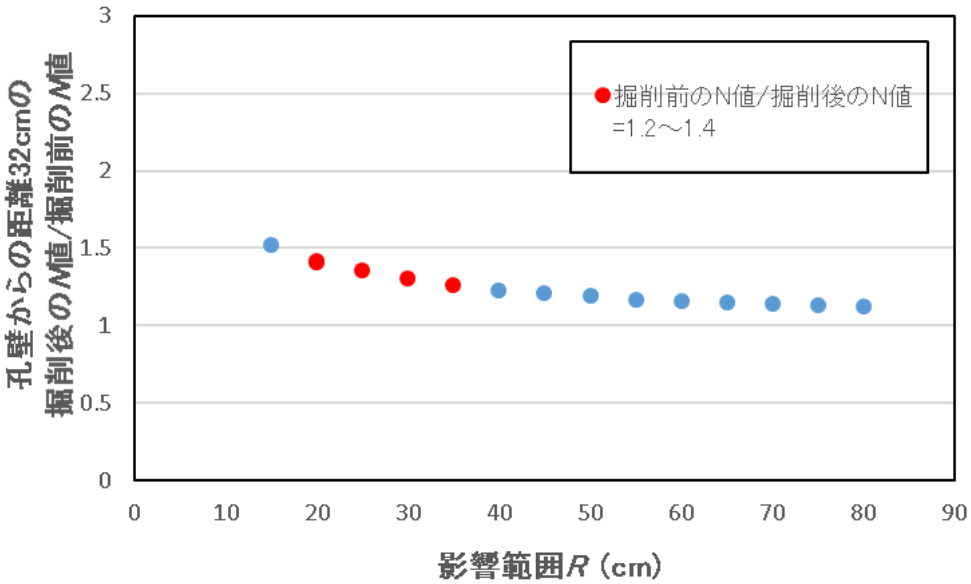


図-4.15　孔壁からの距離 32cm の掘削前後の *N* 値の変化倍率

表-4.2　空洞拡張理論により算出する空洞拡張による地盤改良効果

	影響範囲R (cm)	掘削後のN 値(孔壁からの距離17cm)
N=7 の地盤に掘削	45	11.1
	50	10.7
	55	10.4
	60	10.1
	65	9.9
	70	9.7
N=9 の地盤に掘削	45	14.2
	50	13.8
	55	13.3
	60	13.0
	65	12.7
	70	12.4

4.2.7　不連続オーガースクリューを用いた現場実験概要

新潟県新潟市北区において，不連続オーガースクリューを用いて削孔を行い，オーガースクリュー貫入による周辺地盤の改良効果についての検討を行う．実験を行う現場から約 200m 離れた位置でのボーリングデータは前項**図-4.6** に示すとおりである．地盤は細砂・粗砂で構成されており，地下水位は 4.0m 前後である．調査地の表層，深さ約 1m，約 7m 付近の土を採取し粒径加積曲線を描いた（**図-4.16**）．表層付近では玉石や礫が混じっていた．約 1m 掘削すると，粒径の揃った細砂が堆積していることがわかった．深さ 1m，7m 地点は，ともに均等係数が小さく，特に液状化しやすい地盤であることが明らかとなった．

写真-4.4 に本工法で用いる施工機を示す．オーガースクリューの全長は 5.0m であり，直径が 55cm（中心直径は 26.7cm）である．スウェーデン式サウンディング試験（以下，SWS 試験とする）を施工前後で行い，得られた結果より換算 N 値を求める．測定は，掘削後の孔壁から 50cm，75cm，100cm の地点で行った．測定時に孔壁が崩れることを避けるため，SWS 試験はオーガースクリューを貫入させた状態で行った（**図-4.17**）．削孔による周辺地盤の締固め効果を評価するために，SWS 試験結果より稲田によって提案される以下の式（稲田式）を用いて削孔前後の換算 N 値を求める．

砂質土，砂礫土　$N = 0.002W_{sw} + 0.067N_{sw}$　(12)

粘性土　$N = 0.003W_{sw} + 0.050N_{sw}$　(13)

ここで，W_{sw}は載荷荷重(N)，N_{sw}は SWS 試験における 1.0m あたりの半回転数(回)である．これらの結果をもとに，液状化対策としての有用性を検討する．

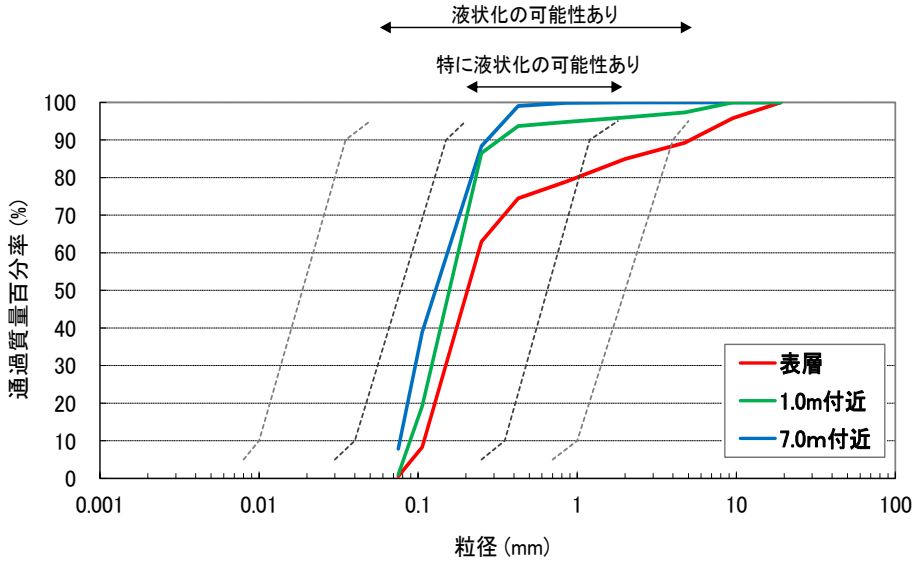


図-4.16　採取試料の粒径加積曲線

写真-4.4　現場実験施工機

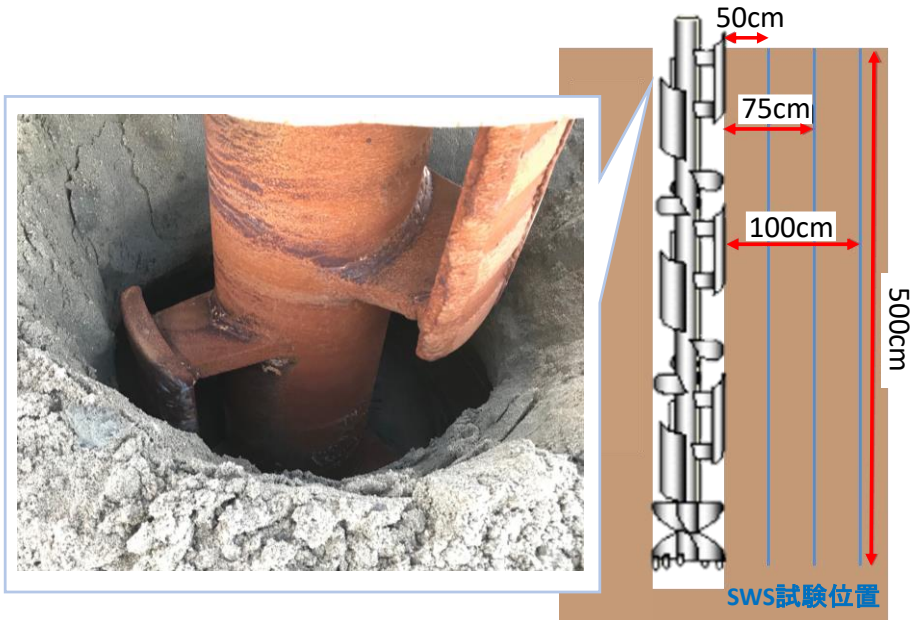


図-4.17　オーガースクリュー削孔と SWS 試験位置

4.2.8　SWS 試験結果および理論値との比較

SWS 試験の結果より算出した換算 N 値を**図-4.18** に示す．この図に示す掘削前の換算 N 値は，掘削地点で SWS 試験を行い得られた値である．掘削前後の換算 N 値を比較すると，深さ約 3m 程度の地盤では減少していることがわかる．削孔位置に近い孔壁から 50cm 地点での換算 N 値が最も減少していることから，表層地盤の孔壁付近ではオーガースクリュー貫入時の攪拌により地盤が乱され，換算 N 値が減少したと考えられる．深さ約 4m では，50cm と 75cm 地点での換算 N 値が増加していることがわかる．深さ約 5m では 50cm 地点での換算 N 値が大きく増加しており，空洞拡張による地盤の密度増加効果が得られたと考えられる．

さらに，この地盤について深さ 4m，5m 地点に着目し，空洞拡張理論との対応を比較する．まず，オーガースクリュー貫入による効果の影響範囲 R を，1.0m，1.5m，2.0m と仮定する．これらの条件での理論 N 値を算出し，現場実験で得られた換算 N 値との比較を行う．**図-4.19～4.21** に換算 N 値と理論 N 値の関係を示す．

図-4.19 は R=1.0m と仮定し理論 N 値を算出しており，換算 N 値との相関係数は 0.93 であった．全ての換算 N 値が理論 N 値を下回っており，影響範囲が 1.0m とすると効果が過大評価されてしまうと考えられる．**図-4.20** は R=1.5m と仮定しており，相関係数は 0.96 であった．相関が大きく，N 値がほぼ一致していることがわかる．**図-4.21** は R=2.0m と仮定しており，相関係数は 0.94 であった．

換算 N 値が理論 N 値を上回っており，効果が過小評価されると考えられる．以上の結果より，今回現場実験を行った地盤ではオーガースクリュー貫入による対策効果の影響範囲は 1.5m であったと考えられる．

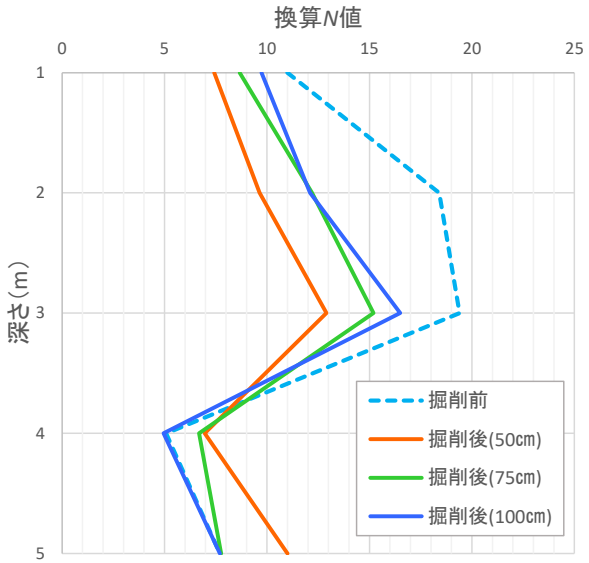


図-4.18　掘削前後の N 値の変化

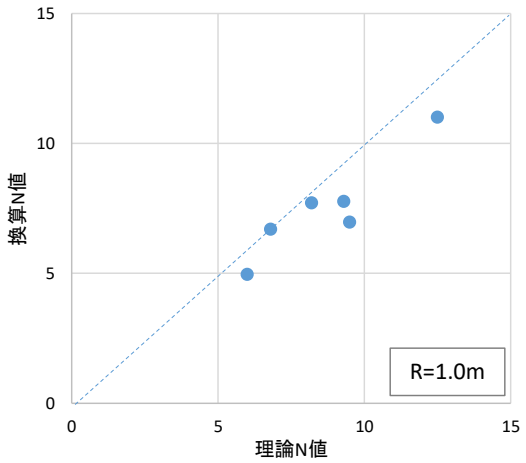


図-4.19　R=1.0 における N 値の比較

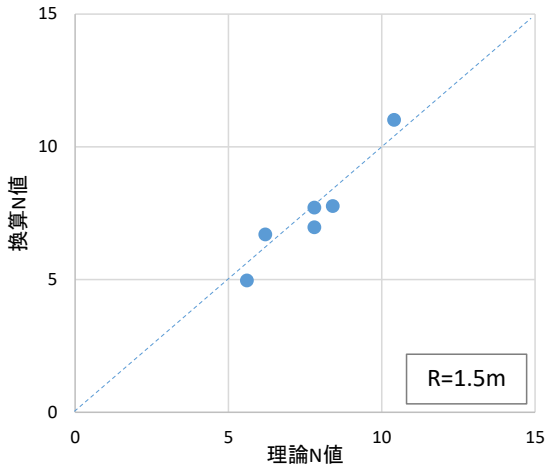


図-4.20　R=1.5 における N 値の比較

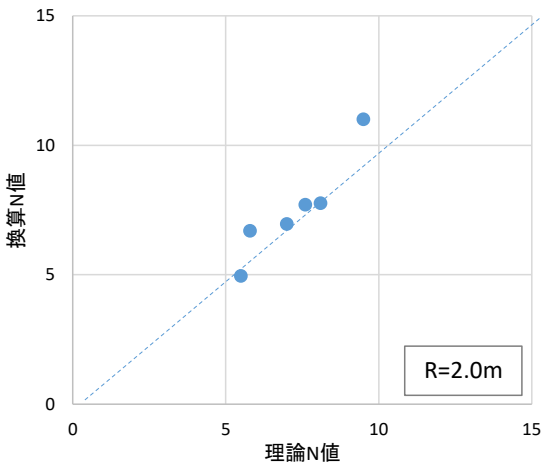


図-4.21　R=2.0 における N 値の比較

4.3　丸太を用いた住宅に対する液状化対策工法

4.3.1　丸太打設工法の概要・特色

1 章の既往の研究で示したように，丸太打設を行う工法（以下，丸太打設とする）では地盤の密度増大効果が期待できる．吉田らの研究[5)]では，構造物の直下あるいは周囲に丸太打設を行うことで，構造物の液状化に伴う沈下に対する抑制効果が得られることが明らかにされている．

本研究では，構造物直下の対策地盤，離れた箇所（無対策地盤）での水圧の変化を測定する．また，既設戸建て住宅を対象としているため周囲打設による実験を行い，構造物の応答加速度や水圧の消散の結果から，構造物の沈下を最も抑制する打設方法を検討する．

丸太を用いた液状化工法は飛島建設株式会社の技術研究所において研究されておりカーボンストック（LP-Lic）工法として施工実績も多くある．**図-4.22** に伐採と植林の繰り返しによるカーボンストックのイメージ図[6)]を示す．地球温暖化防止対策のひとつとして，木材を地中打設する軟弱地盤対策を提案しており，樹木が大気中の二酸化炭素を吸収固定することに着目し，木材を地中に打設する．このことにより，二酸化炭素を地中貯蔵し温室効果ガス削減に貢献する．液状化対策工法に丸太（福井県産スギ）を用いる意義や得られる付加価値を以下に詳しく示す．

①木材利用促進について

平成 22 年に通常国会において「公共建築物等における木材の利用の促進に関する法律」が成立し，同年 5 月 26 日に公布された．日本では，戦後，造林された人工林が資源として利用可能な時期を迎える一方，木材価格の下落等の影響などにより森林の手入れが十分に行われず，国土保全など森林の多面的機能の低下が大いに懸念される事態となっており，このような厳しい状況を克服するためには，木を使うことにより森を育て，林業の再生を図ることが急務となっている．こうした状況を踏まえ，現在，木造率が低く今後の需要が期待できる公共建築物にターゲットを絞り，国が率先して木材利用に取り組むとともに，地方公共団体や民間事業者にも国の方針に即して主体的な取り組みを促し，住宅など一般建築物への波及効果を含め，木材全体の需要を拡大することをねらいとして施工されている．また，土木では地盤改良用基礎杭を木質化することにより，現在の使用量 100m^3 を 10 年後には 300 万 m^3 にすることを目標としている．

ところで，日本の土木事業における木材の利用率は約 2%と少ない．以前は，橋梁や建築物の基礎杭として木材を利用してきたが，昭和 30 年代以降はコンクリート杭鋼杭が主流になり，丸太杭の利用は途絶えることとなった．また，土木

事業で木材を利用しない最大の理由として腐朽の問題がある．しかし，東京の旧丸ビルの基礎に用いられたマツ杭基礎が，80 年経過しているにも関わらず腐朽していなかったことや，福井県の木田橋から掘り出されたスギの基礎杭も，57 年経過していたにも関わらず腐朽せずに埋設されていた．このことからも分かるように，木材は地中で地下水位以深ならば腐朽の心配はないという事例が数多く報告されている．液状化が問題となる地盤は地下水位以深が対象となるため，本工法については腐朽の心配がないといえる．

②環境への配慮

日本で最も高い割合を占めているのが森林による二酸化炭素の吸収源の確保である．優良な森林を育成することによって二酸化炭素の吸収能力を高めることによる目標の達成を目指している．ここで，森林吸収が認められているのは適切に管理された森林で，具体的には，1990 年以降適切な森林施業が行われている森林，法令等に基づき伐採・転用規制等の保護・保全措置がとられている森林である．しかし，日本には新たに植林をする場所がほとんどない上，安価な国外の木材の需要に押され長きに渡って低迷しているため，宅地転用のために伐採される森林や，管理放棄される森林が増加して，森林吸収による二酸化炭素の削減目標の達成は困難な状況にある．したがって，地球温暖化を防止するためには，森林管理のサイクルを安定的に循環させることが重要である．

そこで，国産材を利用するには優良な森林を育成する必要があり，育成するには適度な間伐などの管理が重要である．しかし，現在の日本では優良な森林を育成するのに必要な間伐面積の 40%程度しか適切な管理が実施されておらず，また，生産された間伐材も価格競争の弱さや，利用用途のなさなどから，十分に活用されずに半数近くが林内に放置されている状況にある．

一方，福井県では，総面積に占める森林面積の割合は 75%と全国平均に比べて高く，その中の民有人工林の樹種としては 90%近くがスギとなっており，地域産材としてのスギを積極的に利用することが急務となっている．そこで，間伐材の利用技術を開発することにより，間伐材の新たなマーケットを見出し，良好な人工林の育成，二酸化炭素の固定，資源循環型社会の構築などに貢献することが求められている．

これらの多くの付加価値をもつ丸太打設を行う工法（以下，丸太打設とする）は，1 章の既往の研究で示したように地盤の密度増大効果が期待できる．吉田らの研究[5)]では，構造物の直下あるいは周囲に丸太打設を行うことで，構造物の液状化に伴う沈下に対する抑制効果が得られることが明らかにされている．

本研究では，構造物直下の対策地盤，離れた箇所（無対策地盤）での水圧の変化を測定する．また，既設戸建て住宅を対象としているため周囲打設による実験を行い，構造物の応答加速度や水圧の消散の結果から，構造物の沈下を最も抑制する打設方法を検討する．

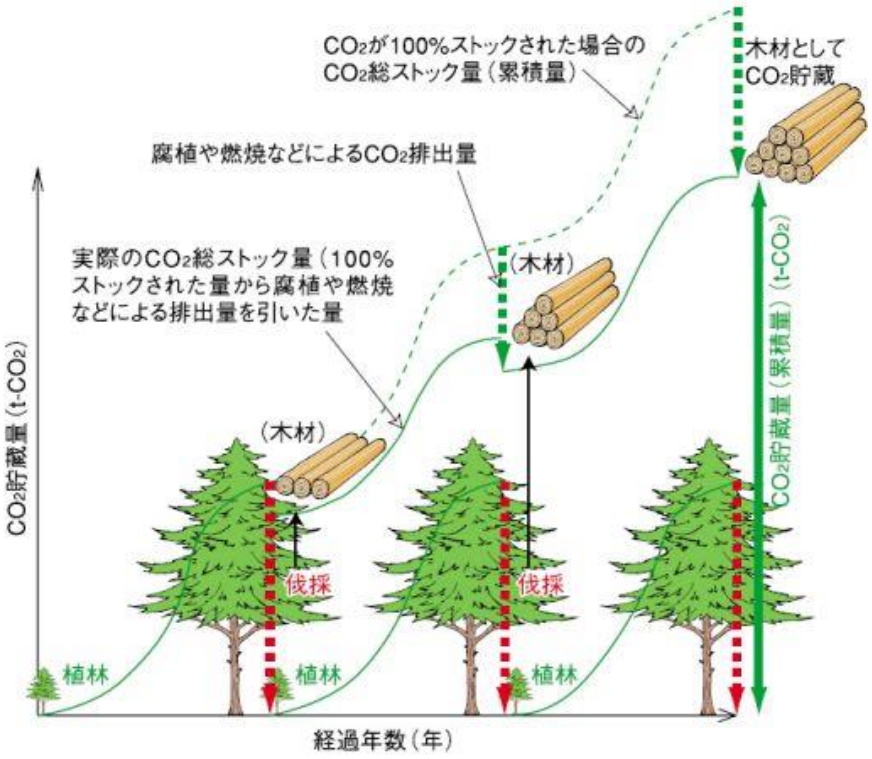


図-4.22　伐採と植林の繰り返しによるカーボンストックのイメージ [6)]

4.3.2　室内模型振動実験概要

写真-4.5 は実験装置の外観であり，**図-4.23～4.26** に各種実験装置の概要を示す．土槽の寸法は長さ 1500mm×幅 750mm×高さ 750mm であり，模型地盤の厚さは 400mm で，土槽の所定位置に水圧計 4 個（P1～P4）を設置する．2 階建て木造住宅を想定した模型(長さ 150mm×幅 150mm×高さ 115mm, 重さ 4.45kg)を用い，応答加速度を計測するために構造物模型に加速度計 A1，地盤上に A2 を設置し，入力加速度を計測するために A4 を電気油圧サーボ式水平垂直振動試験機（以下，振動台とする）に設置する．また，構造物の鉛直沈下量を計測するために，構造物の上にレーザー変位計 D1 を設置する．

写真-4.5　実験装置の概要

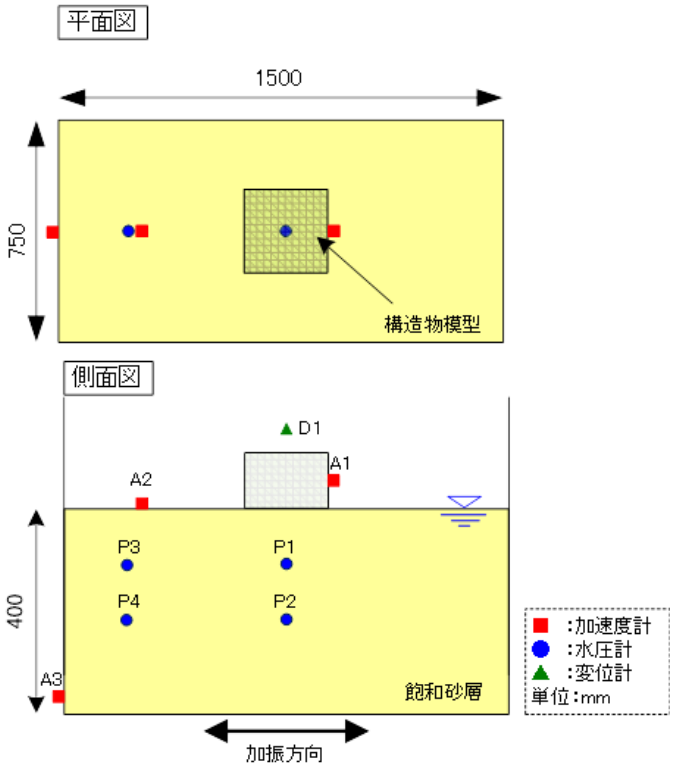


図-4.23　無対策の概要図

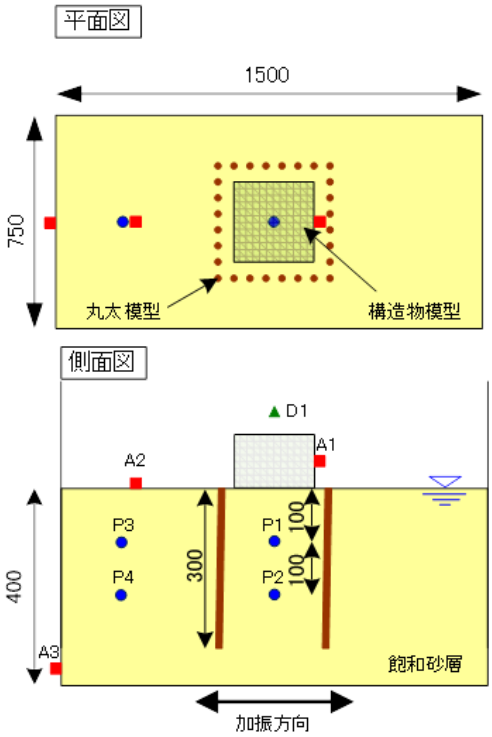


図-4.24　丸太 1 列配置の概要図

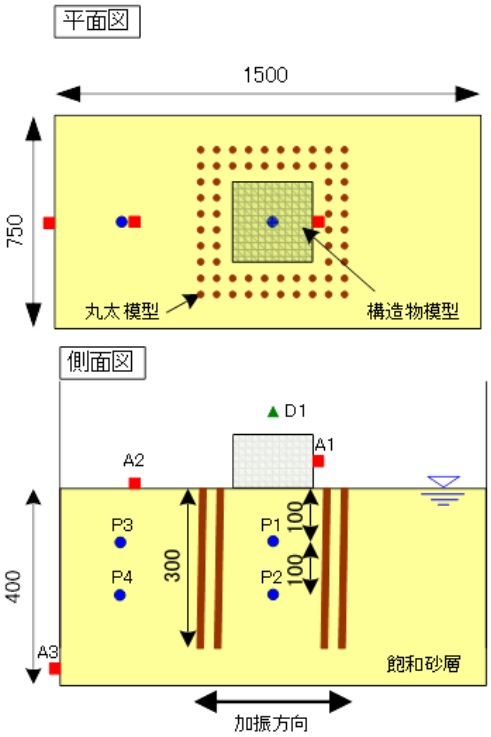


図-4.25　丸太 2 列配置の概要図

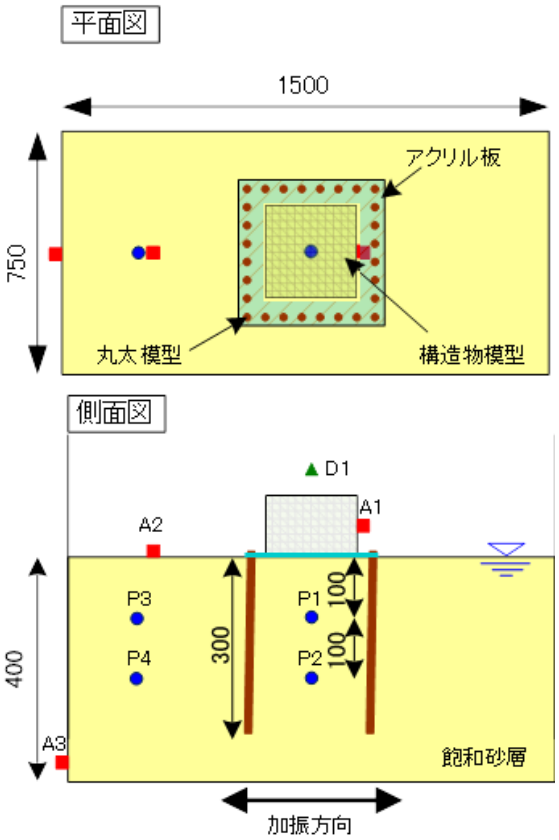


図-4.26　丸太 1 列＋構造物連結の概要図

4.3.3　実験材料および実験方法

実験に用いる丸太は，長さ 300mm，直径 12mm の円柱状であり（**写真-4.6**），福井県産スギの間伐材を用いて制作したものである．また，予め水中に沈めて保存していたため，ほぼ完全な飽和状態であり，密度は 1.15g/cm^3 である．**表-4.3** に丸太模型の縮尺について示す．模型地盤を作製するのに用いた砂は珪砂 7 号（**写真-4.7**）であり，物理定数を**表-4.4** に示す．想定する構造物はべた基礎の 2 階建て木造住宅であり，その接地圧は 15kN/m^2 とする．模型実験はその 10 分の 1 縮尺を想定しており，接地圧を 1.5kN/m^2 とする．

今回の模型振動実験では，振動台上に土槽（**写真-4.8**）を固定した状態で行う．実験は，無対策，丸太 1 列配置，丸太 2 列配置，丸太 1 列配置＋構造物連結の 4 ケースを行った．実験手順は以下の通りである．

手順1: 水圧計（**写真-4.9**），加速度計（**写真-4.10**）の各特性値を求めるためにキャリブレーションを行う．水圧計は豊田工機株式会社製の PMS-5-50K，加速度計は株式会社東京測器研究所製の ARF-20A を用いる．

手順2: 水圧計を，土槽の所定の位置に設置する．

手順3: 土槽内に珪砂 7 号を入れボイリングし，相対密度 D_r＝60％程度の飽和砂質土地盤を作製する．

手順4: 高さ 400mm の地盤ができたら，表面の水を取り除く．

手順5: 丸太打設用のガイドを置き，丸太を 2 列 64 本または 1 列 28 本打設（**写真-4.11**）する．丸太は構造物を挟んで対角に，千鳥状になるよう打設の順序を統一している．

手順6: 構造物模型（**写真-4.12**）を打設した丸太の中央に載せ，鋼尺を用いて，基準位置（土槽上端）から構造物模型，地盤表面までの鉛直距離を測定する．（構造物連結の実験については，構造物模型の底面に基礎に見立てたアクリル板を接着させ，そのアクリル板と丸太の頭部を連結させた．）

手順7: 加速度計を構造物模型，地盤，振動台に設置し，レーザー変位計（**写真-4.13**）を所定の位置に設置する．

手順8: 加速度計，水圧計，レーザー変位計の記録を開始すると同時にコンピュータ制御により振動台を加震する．ここで，入力波の最大加速度は 400gal（**図-4.27**）5Hz の正弦波とし，12 秒間加振を行った．

手順9: 測定終了後，手順 6 と同様な測定を行い，地盤と構造物の沈下量を算出する．なお，加振中はビデオカメラで地盤全体を撮影した．

表-4.3　丸太模型の縮尺

項目	実物(想定)	模型	相似則	縮尺
長さ	300cm	30cm	ℓ_m / ℓ_P	1/10
直径	12cm	1.2cm	ℓ_m / ℓ_P	1/10
体積	33900cm^3	33.9cm^3	$(\ell_m / \ell_P)^3$	1/1000
周面積	11300cm^2	113cm^2	$(\ell_m / \ell_P)^2$	1/100
質量	39.1×10^{3}g	39.1g	$(\rho_m / \rho_P)(\ell_m / \ell_P)^3$	1/1000
密度	1.15g/cm^3	1.15g/cm^3	ρ_m / ρ_P	1

写真-4.6　丸太模型

写真-4.7　珪砂 7 号

表-4.4　珪砂 7 号の土質試験結果

密度 ρ_s (g/cm^3)	平均粒径 D_{50} (mm)	均等係数 U_c	曲率係数 U'_c	透水係数 k (cm/s)
2.66	0.85	0.57	0.88	4.79×10^{-4}

写真-4.8　土槽

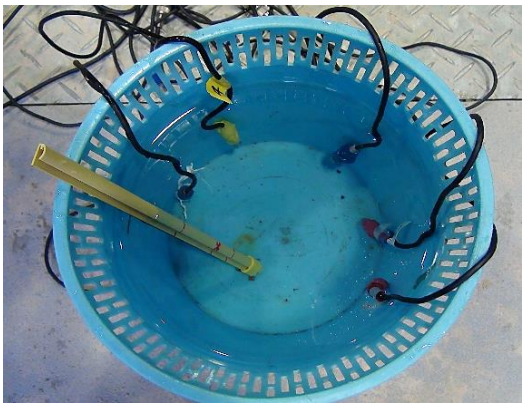


写真-4.9 水圧計

写真-4.10　加速度計

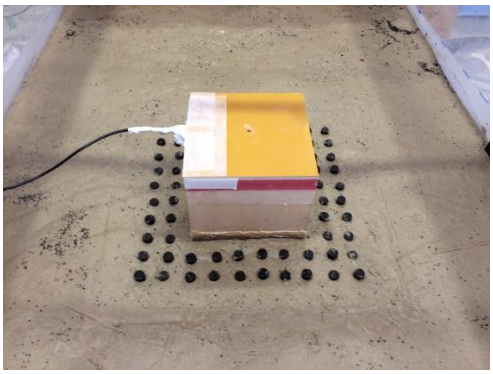


写真-4.11　丸太打設後の地盤

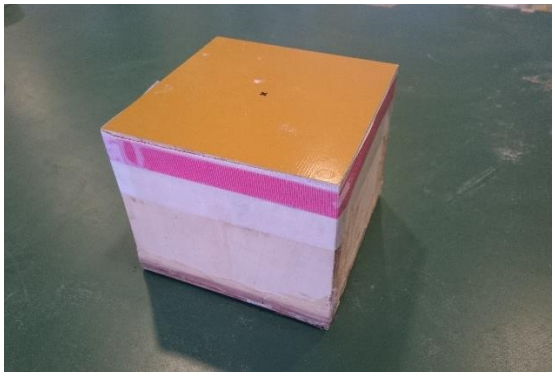


写真-4.12　構造物模型

写真-4.13　レーザー変位計

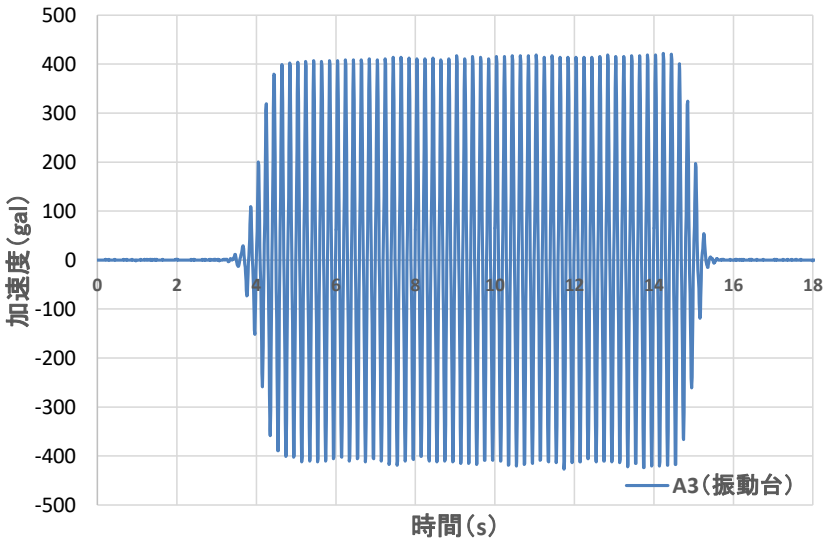


図-4.27　入力加速度の時刻歴波形

4.3.4　各ケースにおける実験結果

1）無対策

作製した飽和砂質土地盤上に構造物のみを設置し，丸太打設を行わないケースを無対策とする．**写真-4.14** に加振前後の構造物の様子を示す．傾斜量の最大値は 10.5°となった．今回の実験では，地盤の作製過程で体積 240cm^3 の容器を用いて地盤を採集し相対密度を測定した．この採取した試料を 24 時間乾燥させた結果，土粒子質量m_sは 444.5g となったため乾燥密度ρ_dは以下のように算出される．

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} = \frac{444.5}{240} = 1.45$$

ρ_{dmax}＝1.59(g/cm^3)，ρ_{dmin}＝1.28(g/cm^3)より，

$$D_r = \frac{\rho_{dmax}(\rho_d - \rho_{dmin})}{\rho_d(\rho_{dmax} - \rho_{dmin})} = \frac{1.59 \times (1.45 - 1.28)}{1.45 \times (1.59 - 1.28)} = 0.601$$

V:容器体積（cm^3）

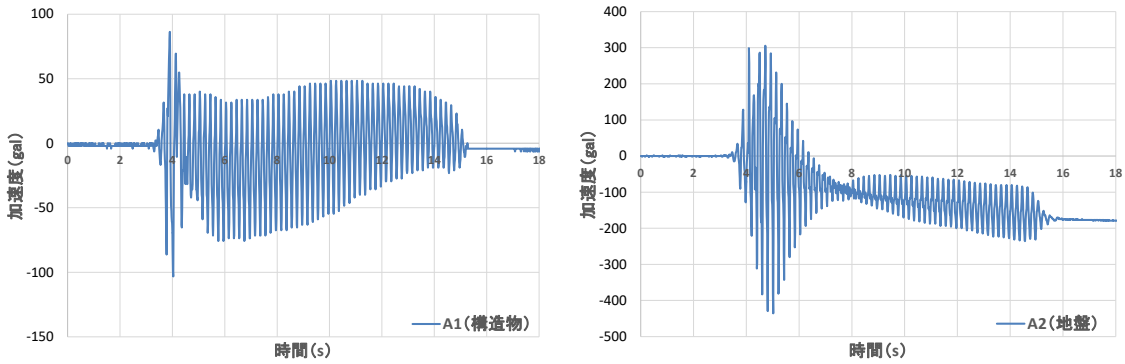
これより，作製した地盤の相対密度D_rは約 60%となり，**表-4.5** には加振前・加振後における層厚，体積，相対密度の変化を示す．加振前後の層厚を測定し体積変化から加振後の相対密度を算出したところ約 69%となり，加振による相対密度の増加分$\triangle D_r$は 9%となった．

図-4.28 の a)，b)に構造物および地盤の応答加速度，**図-4.29** に P1～P4 における過剰間隙水圧比，**図-4.30** に構造物の沈下量についての時刻歴波形をそれぞれ示す．構造物の最終沈下量は 7.8cm であった．

左：加振前，右：加振後
写真-4.14　構造物の様子（無対策）

表-4.5　加振前後における層厚・体積・相対密度の変化（無対策）

項目		加振前	加振後	差
層厚(cm)	①	398	400	2
	②	406	398	-8
	③	397	393	-4
	④	398	394	-4
	⑤	405	395	-10
	⑥	401	398	-3
平均層厚(cm)		400.8	396.3	-4.5
体積(cm^3)		390812500	386425000	-4387500
相対密度(%)		60.1	69.4	9.29



a) 構造物　　b) 地盤

図-4.28　応答加速度の時刻歴波形（無対策）

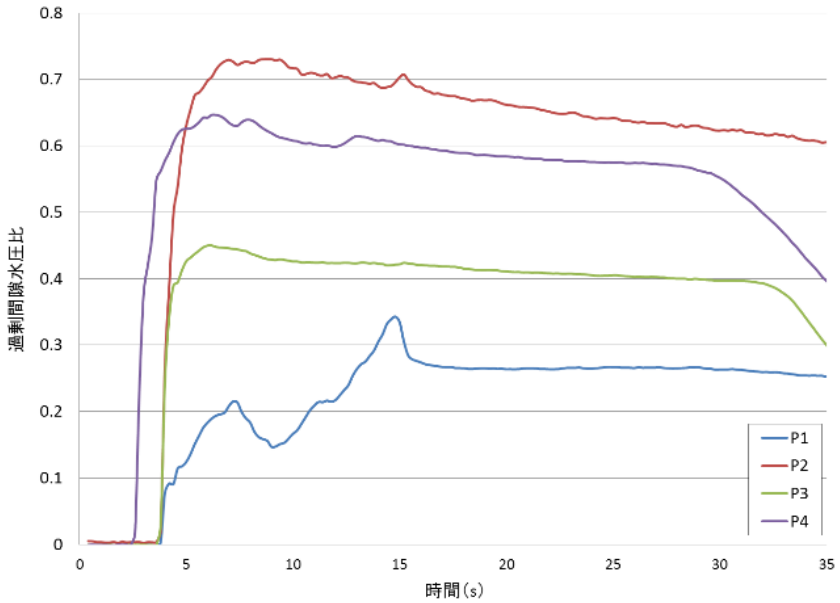


図-4.29　過剰間隙水圧比の時刻歴変化（無対策）

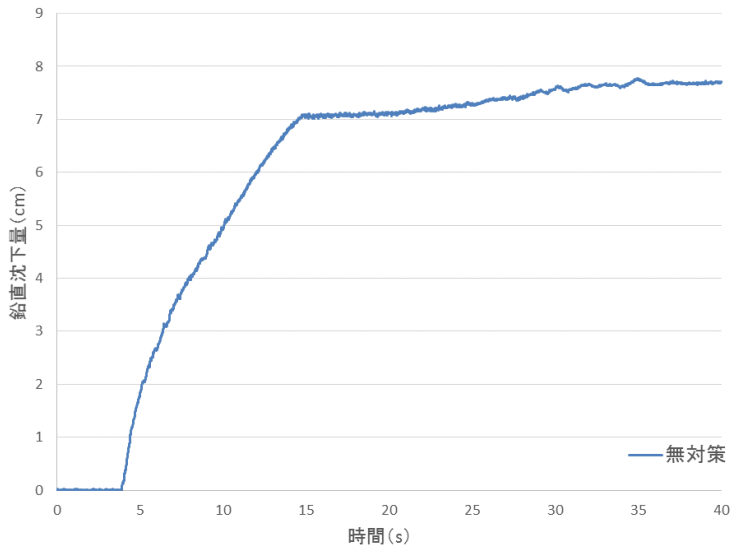
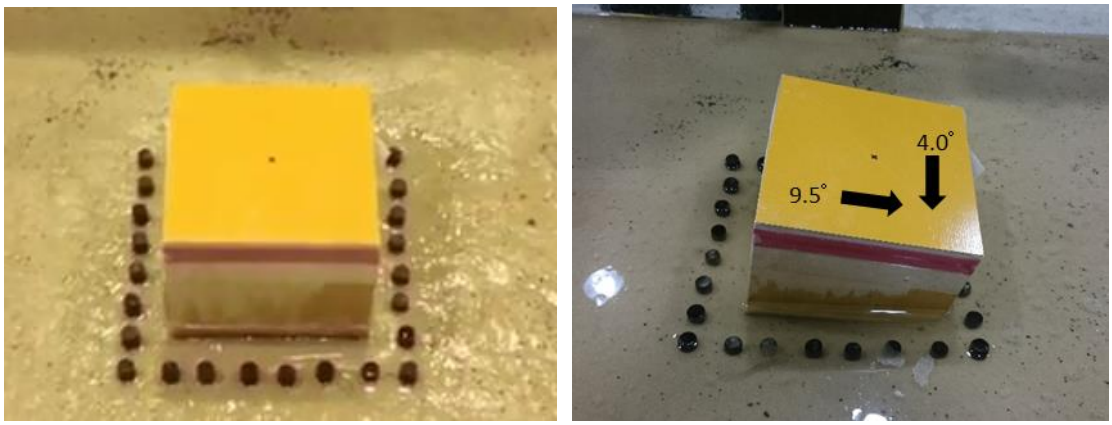


図-4.30　構造物の沈下量の時刻歴変化（無対策）

2）丸太 1 列配置

構造物の周囲に丸太を 1 列 28 本打設するケースを「丸太 1 列配置」とする．**写真-4.15** に加振前後の構造物の様子を示す．傾斜量の最大値は 9.5°となった．作製した地盤の相対密度D_rは約 58%であり，**表-4.6** には加振前・加振後における層厚，体積，相対密度の変化を示す．加振前後の層厚を測定し体積変化から加振後の相対密度を算出したところ約 75%となり，加振および丸太 1 列配置による相対密度の増加分ΔD_rは 18%となった．

図-4.31 の a)，b)に構造物および地盤の応答加速度，**図-4.32** に P1～P4 における過剰間隙水圧比，**図-4.33** に構造物の沈下量についての時刻歴波形をそれぞれ示す．構造物の最終沈下量は 5.1cm であった．

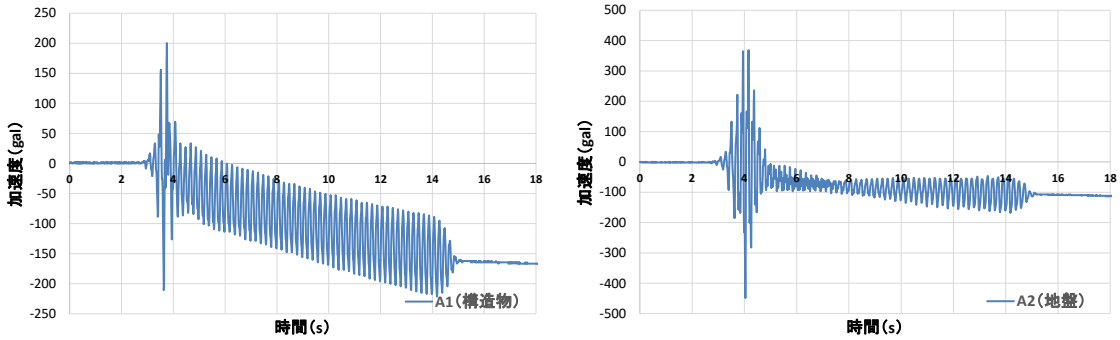


左：加振前，右：加振後

写真-4.15　構造物の様子（丸太 1 列配置）

表-4.6　加振前後における層厚・体積・相対密度の変化（丸太 1 列配置）

項目		加振前	加振後	差
層厚(cm)	①	407	400	-7
	②	413	401	-12
	③	412	400	-12
	④	408	400	-8
	⑤	406	402	-4
	⑥	409	400	-9
平均層厚(cm)		409.2	400.5	-8.7
体積(cm^3)		398937500	390487500	-8450000
相対密度(%)		57.5	75.3	17.7



a）構造物　　b）地盤

図-4.31　応答加速度の時刻歴波形（丸太 1 列配置）

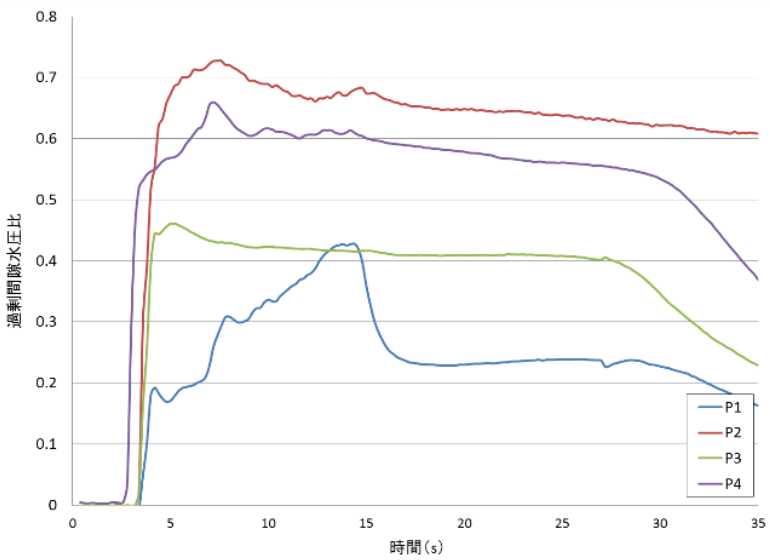


図-4.32　過剰間隙水圧比の時刻歴変化（丸太 1 列配置）

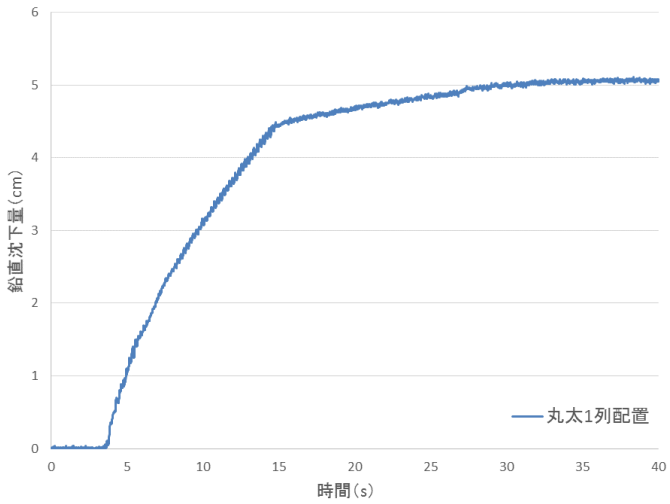
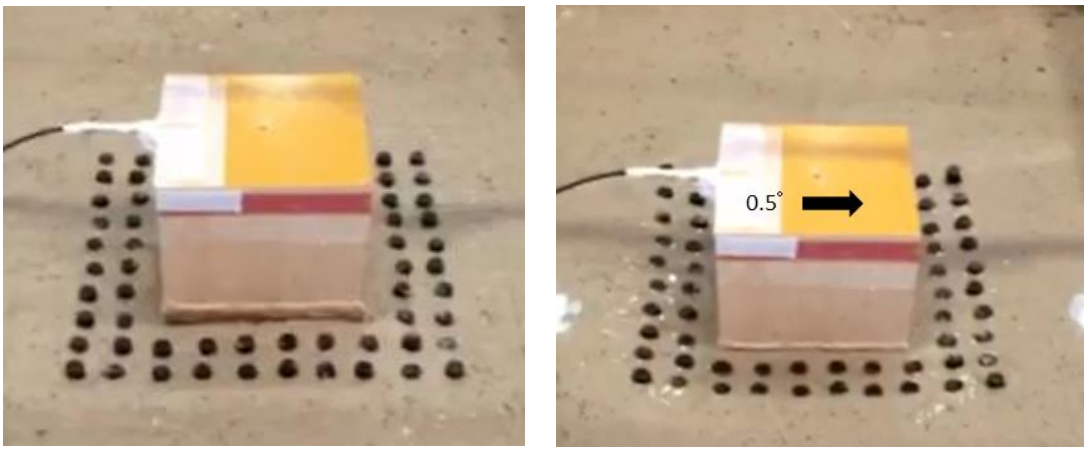


図-4.33　構造物の沈下量の時刻歴変化（丸太 1 列配置）

3）丸太 2 列配置

構造物の周囲に丸太を 2 列 64 本打設するケースを「丸太 2 列配置」とする．**写真-4.16** に加振前後の構造物の様子を示す．傾斜量の最大値は 0.5°となった．作製した地盤の相対密度D_rは約 62%であり，**表-4.7** には加振前・加振後における層厚，体積，相対密度の変化を示す．加振前後の層厚を測定し体積変化から加振後の相対密度を算出したところ約 86%となり，加振および丸太 2 列配置による相対密度の増加分ΔD_rは 24%となった．

図-4.34 の a)，b)に構造物および地盤の応答加速度，**図-4.35** に P1～P4 における過剰間隙水圧比，**図-4.36** に構造物の沈下量についての時刻歴波形をそれぞれ示す．構造物の最終沈下量は 4.9cm であった．

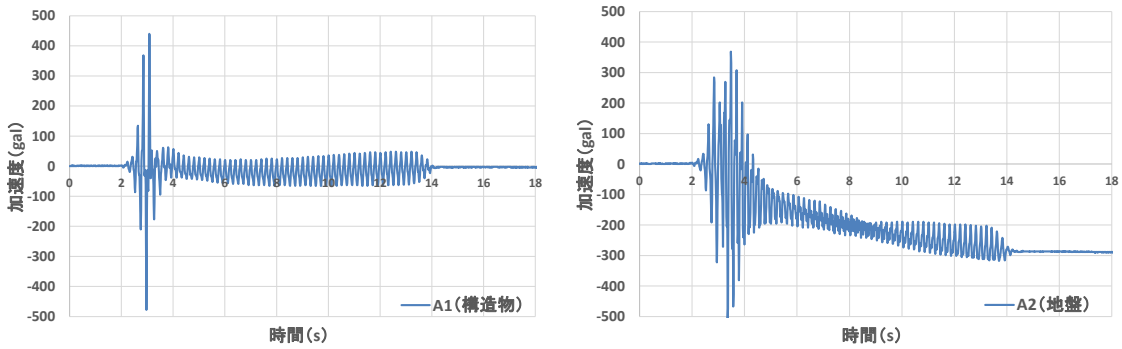


左：加振前，右：加振後

写真-4.16　構造物の様子（丸太 2 列配置）

表-4.7　加振前後における層厚・体積・相対密度の変化（丸太 2 列配置）

項目		加振前	加振後	差
層厚(cm)	①	398	391	-7
	②	407	391	-16
	③	409	392	-17
	④	398	392	-6
	⑤	411	395	-16
	⑥	400	392	-8
平均層厚(cm)		403.8	392.2	-11.7
体積(cm^3)		393737500	382362500	-11375000
相対密度(%)		62.4	86.1	23.7



a）構造物　　b）地盤

図-4.34　応答加速度の時刻歴波形（丸太 2 列配置）

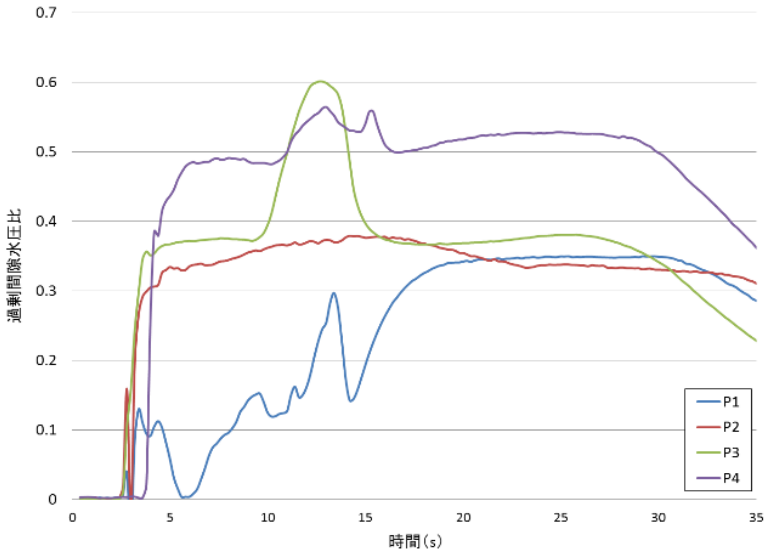


図-4.35　過剰間隙水圧比の時刻歴変化（丸太 2 列配置）

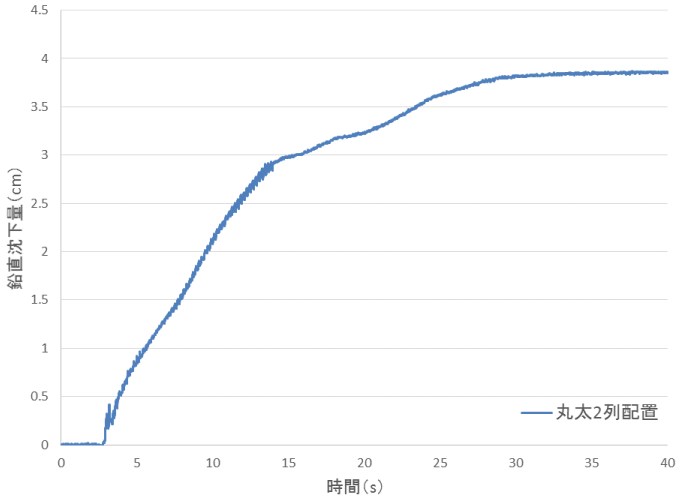
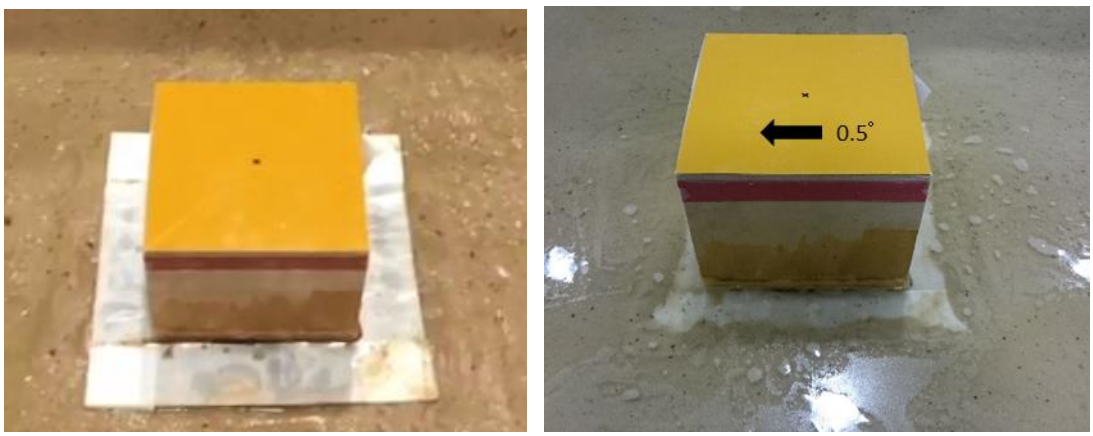


図-4.36　構造物の沈下量の時刻歴変化（丸太 2 列配置）

4）丸太 1 列配置＋構造物連結

構造物の周囲に丸太を 1 列 28 本打設し，丸太の上端部と構造物を連結させたケースを「丸太 1 列配置＋構造物連結」とする．**写真-4.17** に加振前後の構造物の様子を示す．傾斜量の最大値は 0.5°となった．作製した地盤の相対密度D_rは約 62%であり，**表-4.8** には加振前・加振後における層厚，体積，相対密度の変化を示す．加振前後の層厚を測定し体積変化から加振後の相対密度を算出したところ約 80%となり，加振および丸太 1 列配置＋構造物連結による相対密度の増加分ΔD_rは 18%となった．

図-4.37 の a)，b)に構造物および地盤の応答加速度，**図-4.38** に P1～P4 における過剰間隙水圧比，**図-4.39** に構造物の沈下量についての時刻歴波形をそれぞれ示す．構造物の最終沈下量は 2.4cm であった．

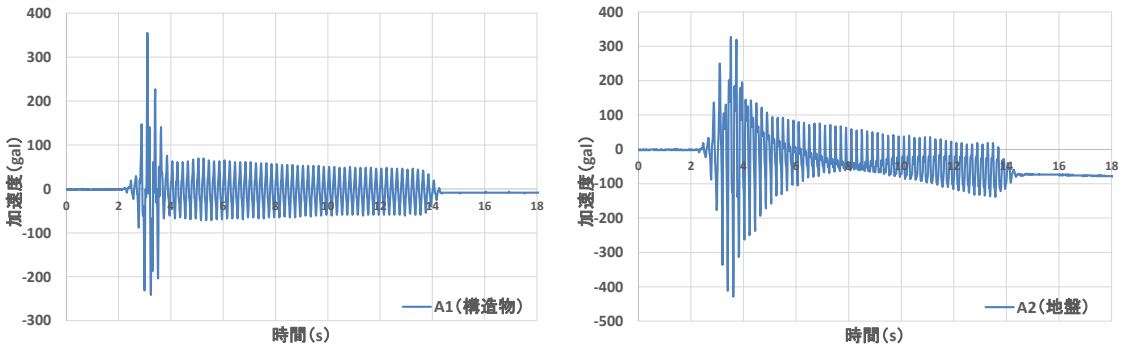


左：加振前，右：加振後

写真-4.14　構造物の様子（丸太 1 列＋連結）

表-4.6　加振前後における層厚・体積・相対密度の変化（丸太 1 列＋連結）

項目		加振前	加振後	差
層厚(cm)	①	401	393	−8
	②	405	394	−11
	③	402	394	−8
	④	402	396	−6
	⑤	406	395	−11
	⑥	403	395	−8
平均層厚(cm)		403.2	394.5	−8.7
体積(cm^3)		393087500	384637500	−8450000
相対密度(%)		61.9	79.5	17.6



a）構造物　　b）地盤

図-4.37　応答加速度の時刻歴波形（丸太 1 列＋連結）

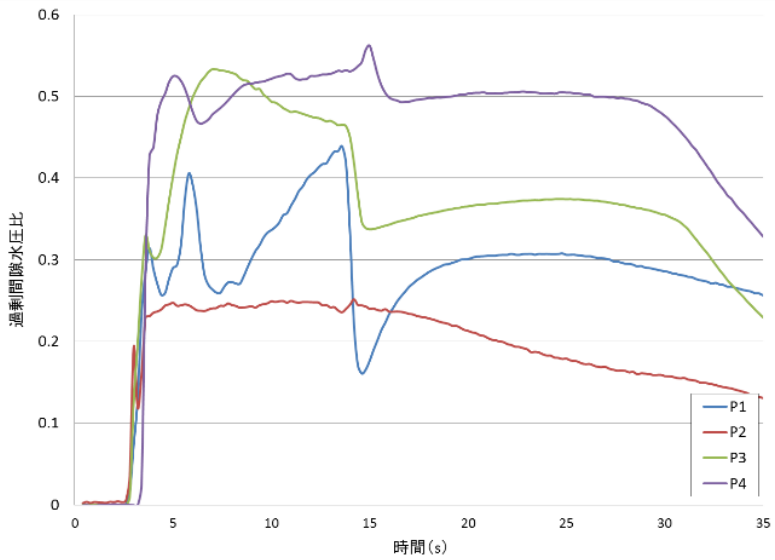


図-4.38　過剰間隙水圧比の時刻歴変化（丸太 1 列＋連結）

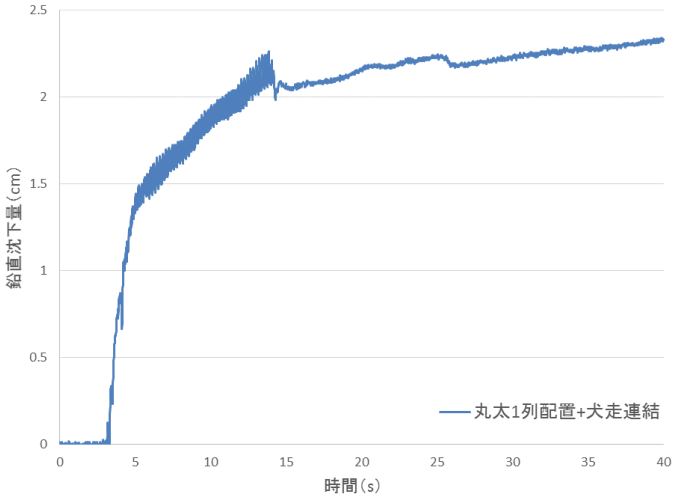


図-4.39　構造物の沈下量の時刻歴変化（丸太 1 列＋連結）

4.3.5　室内模型振動実験考察

図-4.40 に P1～P4 における過剰間隙水圧比の時刻歴変化をそれぞれ示す．a)は構造物直下 10 ㎝の位置に設置した P1 の値を示しており，加振中は丸太 2 列配置が最も小さい値となっている．しかし，加振終了後には水圧が上昇しており，丸太 1 列配置，丸太 1 列配置＋構造物連結の値は無対策の値を上回っていることがわかる．これらは，構造物の沈下により水圧の変動が激しく，構造物直下 10 ㎝の地点では安定した値が測定できていなかったためと考えられる．

b)は構造物直下 20 ㎝の位置に設置した P2 の値を示しており，P1 の値と比較すると水圧の測定値が安定していることがわかる．無対策，丸太 1 列配置の過剰間隙水圧比の値は P1 に比べて大きくなっており，この 2 ケースについてはほぼ同じ挙動を示している．これより，丸太 1 列配置のみでは過剰間隙水圧を抑制する効果は期待できないと考えられる．丸太 2 列配置，丸太 1 列配置＋構造物連結は前述の 2 ケースに比べると小さい値となっているため，丸太の本数を増やすこと，丸太と構造物を一体とすることで過剰間隙水圧抑制効果が得られると考えられる．

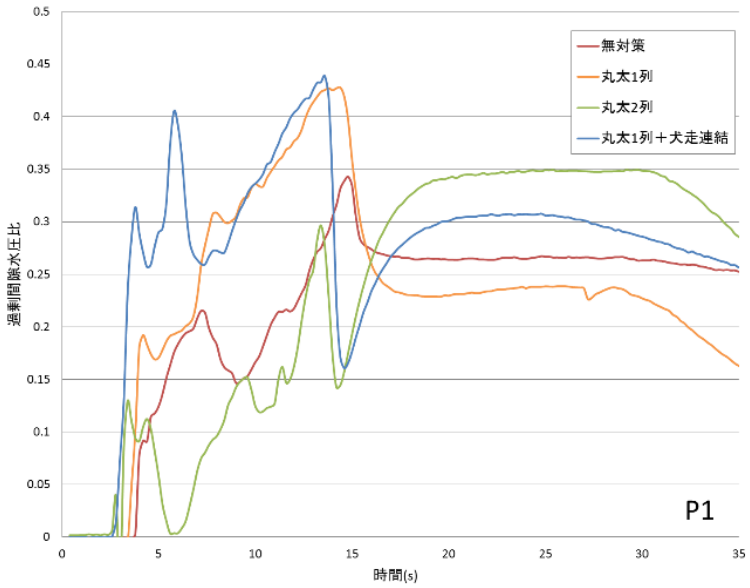
c)，d)は自由地盤に設置した P4，P4 の値をそれぞれ示している．自由地盤についても同様に 20 ㎝地点での水圧上昇が大きいことがわかる．また．P2 地点で大きな差が生じていた無対策，丸太 1 列配置と丸太 2 列配置，丸太 1 列配置＋構造物連結の差は小さくなっており，離れた地点での効果はほとんどみられなかった．

過剰間隙水圧は P1，P4 に比べて P2，P4 の値が大きいことから，対策を行っていない場合もしくは対策が十分でない場合，土層の下層部分で液状化の発生

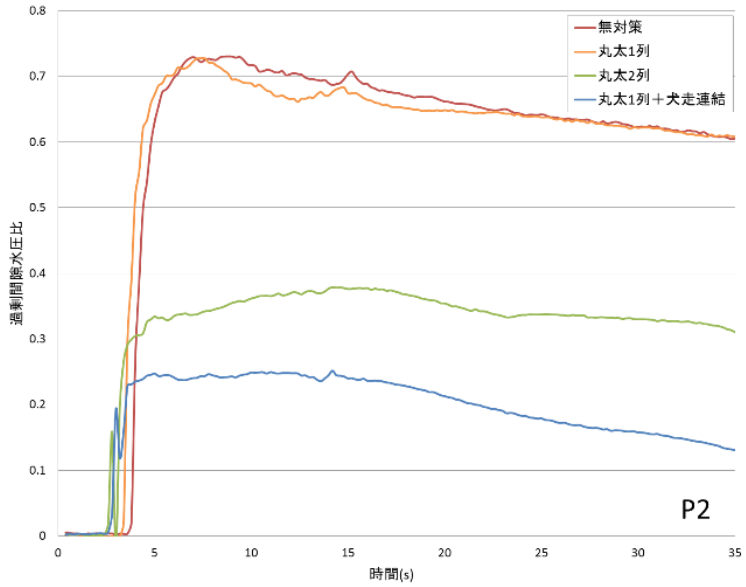
する危険性が高いことがわかった．また，理論上では全ケース 1.0 を下回る値であり非液状化という結果となるが，地表面では液状化が発生していることが確認された．地表面に設置した加速度計の波形をみても，加振 2～4 秒後に急激に減衰していることがわかり，液状化発生時がおおよそわかる．

図-4.41 に各ケースにおける構造物の沈下量を示す．沈下量については大きい順に，無対策，丸太 1 列配置，丸太 2 列配置，丸太 1 列配置＋構造物連結となった．無対策と丸太 1 列配置は，過剰間隙水圧の値では差がほとんどなかったが沈下量は抑制されていることがわかる．相対密度の増加量は 9%と 18%であったことから，構造物周辺地盤の締固め効果により沈下量が抑制されたと考えられる．また，丸太 1 列配置と丸太 1 列配置＋構造物連結の相対密度の増加量が同じであったことから，丸太を構造物に固定することに関しては締固め効果はなく，連結させることで丸太の移動が生じず，より沈下量が抑制されたと考えられる．今回の実験ケースでは丸太 1 列配置＋構造物連結の沈下量が最も小さく，水圧上昇の抑制効果，丸太打設および締固めによる密度増大効果が最も大きいケースは丸太 2 列配置であることがわかった．

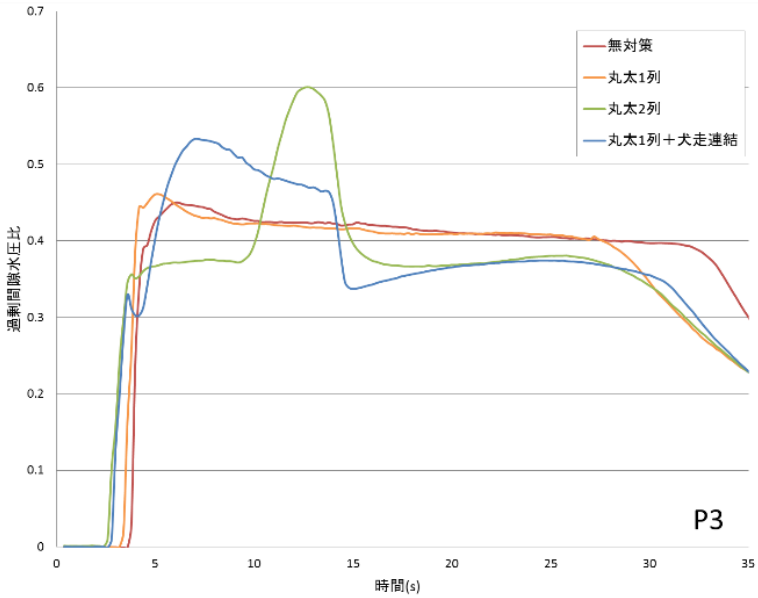
沈下に伴う傾斜については，加振方向に大きく傾斜する結果となった．無対策と丸太 1 列配置では約 10°の傾斜となり，丸太打設による不同沈下の抑制効果はみられなかった．丸太 2 列配置では 0.5°となり，1 列配置に比べると傾斜量が小さく，ほとんど傾斜していない結果となった．丸太 1 列＋構造物連結では加振前後で構造物模型の傾斜がほとんどなかった．これより，周囲打設の場合は丸太と構造物を一体とすることで不同沈下は抑制されることが明らかとなった．



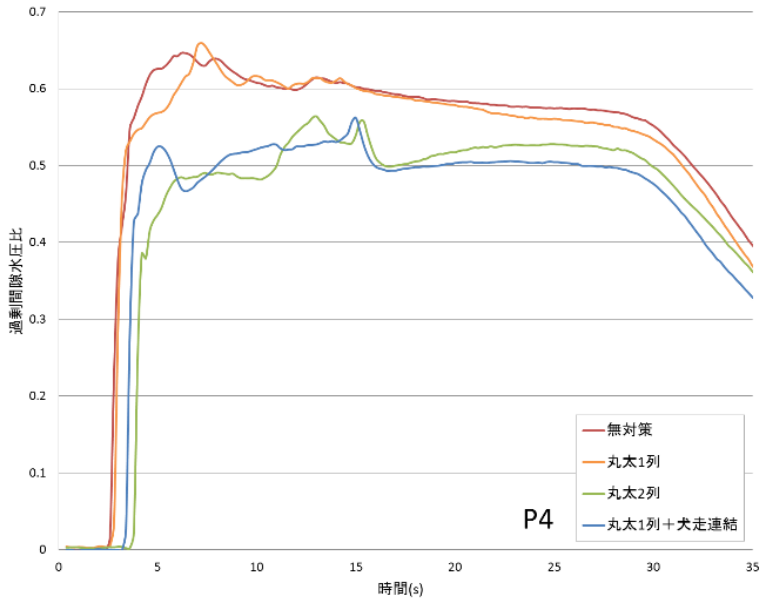
a）構造物直下 10cm



b) 構造物直下 20cm



c) 自由地盤面から 10cm



d) 自由地盤面から 20cm

図-4.40　P1～P4 における過剰間隙水圧比の時刻歴変化

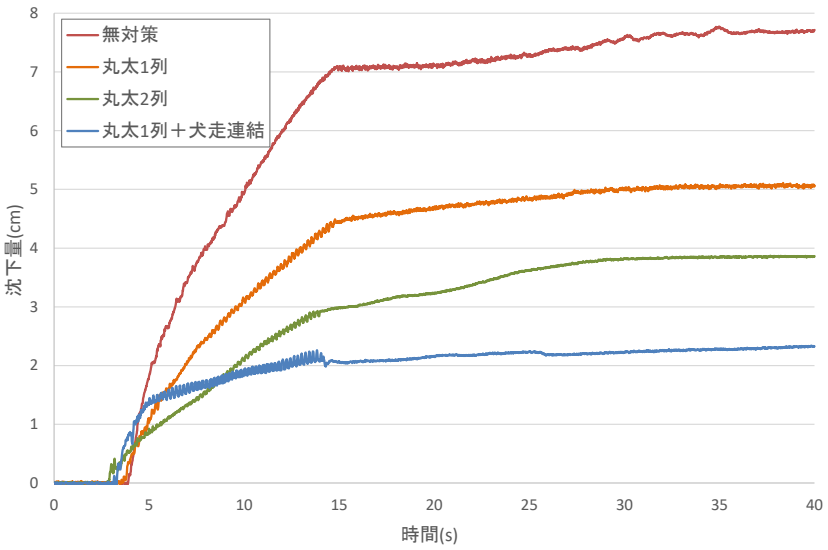


図-4.41　各ケースにおける構造物の沈下量

4.4　まとめ

本章では，不連続オーガースクリューによる先行掘削を行った後に，丸太打設を行う工法を提案しており，はじめに不連続オーガースクリューによる地盤の密度増大効果を実験・理論式より評価した．その後，丸太打設工法に関する模型振動実験を行った．本章で明らかにした点を以下にまとめる．

- 不連続オーガースクリューを用いた掘削の改良効果を評価するにあたり，空洞拡張理論を用いて地盤の改良度を N 値の増加量をもとに算出することができ，P_L 値の増加が見込まれた．

- 室内模型実験の結果は理論値と概ね一致していたが，実機を用いた現場実験は理論値と一致しておらず地表付近での効果が小さい結果となった．

- 丸太を用いた振動実験では，丸太打設を行った 3 ケースは無対策に比べて沈下量を抑制する効果があることが明らかとなり，構造物直下の丸太に囲まれた領域では周辺の自由地盤に比べ水圧上昇の抑制効果が得られた．

- 丸太打設を行ったケースの相対密度の増加量から，丸太打設により締固め効果が得られることが明らかとなった．

- 丸太 1 列配置と丸太 1 列配置＋構造物連結の相対密度の増加量が同じ値であったことから，丸太を構造物に連結させたことで丸太の位置が固定され沈下量抑制効果が大きくなったと考えられる．

- 丸太 1 列配置では十分な効果が得られず，丸太の本数を増やす，或いは丸太と構造物を連結することでより大きな効果が得られることがわかった．

4 章の参考文献

1) 株式会社エムエルティーソイル：MLT 工法，http://www.mlt.ecnet.jp/（2017 年 6 月 1 日閲覧）
2) Meyerhof, G. G. : Discussion of Session 1, Fvc of 4th ICSMFE, London, Vol. 3, p.110, 1957.
3) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，pp.337-343，2013.
4) 藤田圭一，大野睦雄，三反畑勇，松本江基：q_c/N 値の利用と品質評価，土木学会第 60 回年次学術講演会(平成 17 年 9 月)，pp.963-964，2005.
5) 吉田雅穂，村田拓海，井上広平，宮島昌克，沼田淳紀：丸太を用いた戸建て住宅の液状化対策に関する模型振動実験，土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集，CS12-011，pp.21-22，　2012
6) 飛島建設株式会社：飛島建設技術研究所 TOBI-TECH，http://www.tobi-tech.com/tech/carbon_link3.htm（2017.1.17 閲覧）

第5章　結論

現地調査では家屋の傾斜量を測定し，地図上に傾斜量・傾斜方向を示した．旧地形や地盤状況を調べ，液状化発生要因の考察を行った．液状化による家屋の傾斜被害は住人の健康状態に大きく関係しており，熊本市では調査対象家屋の約79%，札幌市では約73%の住人が健康障害を発症していた．これより，既設の戸建て住宅に対する液状化対策の重要性が明らかとなった．また，模型振動実験では構造物の沈下量・過剰間隙水圧の抑制が確認され，提案している丸太を用いた液状化対策工法の有効性が示された．

5.1　本研究の結論

本研究では液状化による家屋の傾斜被害把握のために，地震後に現地調査を行い，家屋の外壁傾斜量および家屋内部の傾斜量を計測した．この現地調査では，熊本市 68 棟，札幌市 57 棟の計 125 棟の家屋の傾斜を測定し，傾斜の最大値と傾斜方向を地図上に示した．深さ約 5m 地点に液状化の危険性が高い層が存在していた熊本市東区秋津では，不同沈下や河川付近の側方流動により，家屋の傾斜被害が発生していた．東区近見・刈草では道路脇や家屋の周りに噴砂の跡が多く残っていた．水路の存在も確認されており，この地域の液状化の帯は北から南に向かう水脈により発生したと考えられる．これらの被害が発生していたことから，調査対象地における地盤のボーリングデータをもとに行った液状化危険度判定の「液状化の危険性が高い」という判定結果と被害状況はおおよそ一致していたといえる．札幌市では，地形復元図から読み取った旧谷部に位置する箇所で甚大な液状化被害が発生していることが明らかとなった．そのような位置にある家屋は大きく傾斜しており，空き家となっている，もしくは引っ越しを今後行う予定という状況であった．過去の液状化履歴との比較では，2003 年十勝沖地震の際に液状化被害にあった箇所が再液状化しており，被災範囲は広がっていることが明らかになった．

熊本市および札幌市の同地域において，傾斜している家屋に住んでいる場合に発症する健康障害についてのアンケート調査を実施した．外壁傾斜量が 0.30°(5/1000)を超える家屋に住んでいる場合の健康障害発症率は，熊本地震で約 79%，北海道胆振東部地震で約 73%であり，両者とも 7 割を超える結果となった．最も多かった症状はふらふら感であり，次いで疲労感が多かった．牽引感・頭痛・めまいといった症状が多い点などの傾向も同じであり，これらの症状は液状化による傾斜が原因で発症していると考えられる．また，健康障害発症の指標となっている「外壁傾斜量 0.6°以下」の傾斜量の場合でも健康障害は生じており，さらに，外壁傾斜量と家屋内部の傾斜量が一致してない家屋も多く存在した．本研究の調査では，床の傾斜が大きい場合に健康障害を発症している確率が高いことが明らかになった．これより，傾斜を視覚で感じるよりも身体でとらえる方が健康障害に繋がると考えられる．約 1.8°(32/1000)の傾斜では住人の居住は困難となり，引っ越しを行っているケースも多く存在した．これより，住宅としての使用性や機能性の損失にも繋がる住宅の不同沈下は，深刻な問題であると考えられる．このような住宅の液状化被害を軽減させるためには住宅一軒一軒に対する液状化対策工法が必要であると考え，既設の戸建住宅一軒を対象とする液状化対策工法の開発に着目した．

既設戸建住宅に適応可能な液状化対策工法開発のために，理論値算出による

対策効果の評価および実験的検討を行う．本研究では，特殊な不連続オーガースクリューを用いた削孔による地盤の改良効果に加え，丸太打設による密度増大効果が見込まれる工法を提案している．不連続オーガースクリューは掘削時の排出土砂を孔壁に押しつけながら削孔することが可能であり，地盤密度の増加が見込まれる．不連続オーガースクリュー模型を用いた実験では，掘削後の地盤の改良度をコーン貫入試験より算出し改良効果を評価した．掘削時の改良効果は，空洞拡張理論を用いて N 値の増加量をもとに算出する．理論値の算出結果から P_L 値の増加が見込まれ，不連続オーガースクリューによる削孔により液状化危険度が低くなるということが理論的に示せた．

丸太打設の効果については，模型振動実験により無対策地盤と構造物の周囲に丸太を打設した対策地盤での比較検討を行い，構造物の沈下量や傾斜量，過剰間隙水圧を計測することで液状化対策効果を評価した．丸太打設を行った 3 ケースでは無対策に比べて沈下量を抑制する効果があることが明らかとなり，構造物直下の丸太に囲まれた領域では周辺の自由地盤に比べ水圧上昇の抑制効果が得られた．沈下に伴う傾斜については，加振方向に大きく傾斜する結果となった．無対策と丸太 1 列配置では約 10°(180/1000)の傾斜となり，丸太打設による不同沈下の抑制効果はみられなかった．丸太 2 列配置では 0.5°(9/1000)となり，1 列配置に比べると傾斜量が小さく，ほとんど傾斜していない結果となった．丸太 1 列＋構造物連結では加振前後で構造物模型の傾斜がほとんどなかった．これより，周囲打設の場合は丸太と構造物を一体とすることで不同沈下は抑制されることが明らかとなった．

これらの結果より，不連続オーガースクリューによる掘削および丸太打設は，それぞれが地盤改良効果を有しており，液状化対策として有効であることが明らかとなった．

5.2　今後の課題

現地調査では外壁・家屋内部の傾斜量測定と外観調査を主に行ったが，今後は家屋の構造形式だけでなく基礎形式や直下の地盤状況についても詳しく調査し，傾斜の要因を明らかにする必要がある．健康障害への影響については，工学的な調査だけでなく医学の協力のもと解明していかなければならない．そこで，本学人間社会環境研究科の空間知覚の研究を行っている「身体運動心理学研究室」および，視覚と脳・認知科学の研究を行っている「心理学研究室」の 2 研究室で異分野研究を実施し，健康障害に関するアンケート調査の質問項目の改訂および，

測定した傾斜量と健康障害の分析を行っている．本研究を発展させるためには，これまで行われていない医・工連携した研究を行う必要がある．また，従来の液状化を発生させないという考え方ではなく，健康に影響を最小限に抑制するという基準を設定することで，人間（住人）に寄り添った工法の開発が可能になると考える．

また，住宅に対する液状化対策の普及率を上げるためには既設戸建住宅に適応可能な対策工法の開発が重要であると考えられる．本研究では不連続オーガースクリューと間伐丸太を用いることを提案しているが，既設の構造物直下に削孔し，丸太を打設することは不可能である．このため，住宅の周囲へ格子状に丸太を打設し，丸太と砂の複合地盤としての剛性の高い壁体をつくることで液状化対策としている．対策の原理は，せん断変形抑制工法と同じであり，住宅の直下地盤を剛性の高い壁体で囲み，地盤を壁体で拘束することによって地震時に生じる地盤のせん断変形、あるいはせん断応力を低減させて液状化の発生を防止するものである．しかし，丸太の本数によっては効果が得られず，せん断変形の抑制効果は十分でない結果となっている．

今後は，丸太の打設間隔や打設角度を調節し，より大きな効果が得られるよう工法の改良を行う．また，液状化層の下に非液状化層を作成し，液状化層の層厚を変更したケースでの実験を行い，実地盤に近づけたケースを想定する必要があると考える．本論文では既設戸建住宅に対する液状化対策工法を提案しているが，最終的には，家屋の傾斜により発生する健康障害を指標とした新設・既設に適応可能な対策工法の開発が必要であると考えられる．そのためには，地震後の健康障害に関するデータやその家屋の傾斜量を明らかにしていかなければならない．これまでの現地調査より得られた成果をもとに地震後の住人の健康状態に着目した性能設計を確立させ，実地盤を想定した条件の下社会実装に向けた対策工法の定量的な評価を行っていく．

謝辞

本研究を遂行するにあたり，研究全般に渡りご指導，ご支援を賜りました金沢大学理工研究域社会基盤学系教授 宮島昌克先生,学生生活および本論文について数多くのご討議，ご指導を賜りました金沢大学理工研究域社会基盤学系講師 池本敏和先生，同助教 村田晶先生へ心から感謝の気持ちとお礼を申し上げます．当研究室で過ごした約５年半，挫けずに研究を続けてこられたのは先生方のご厚情によるものであり，現在の研究に対する原動力になっているといっても過言ではありません．

国士館大学理工学部理工学科まちづくり学系教授 橋本隆雄先生,金沢大学理工研究域社会基盤学系教授 深田宰史先生，同准教授 小林俊一先生にはご多忙の中，論文審査を引き受けていただきました．予備審査会においても貴重なご意見を多数いただきました．心より厚くお礼申し上げます．

国立福井工業高等専門学校環境都市工学科教授 吉田雅穂先生は,高専時代の指導教員であり，液状化を専攻するきっかけを作ってくださいました．金沢大学への編入後も実験に関する種々のご指導を終始いただきました．当研究室で博士号を取得されている株式会社国土開発センター 七郎丸和孝さま，株式会社東洋設計 石塚久幸さま，株式会社日本海コンサルタント 野村尚樹さまには現地調査の測量，実験の測定に関するご指導を賜りました．業務がご多忙の中でも，毎回必ず懇切丁寧なアドバイスをいただきました．博士課程の同志である芦森工業株式会社 石関宏真さま，株式会社栗本鐵工所 森本皓一さま,飛島建設株式会社 村田拓海さまには多くのアドバイスや激励をいただき,著者の研究の支えとなりました.このような先生方･先輩方からは，毎月開催されている地震防災研究会や討議を通して，多くの刺激を受けるとともに，様々なことを学ばせていただきました．ここに心より感謝申し上げます．

博士後期課程では，GS リーディングプログラムの一環として，産学連携イノベーション人材養成コースに所属しており，そのカリキュラムの中で多くの貴重な経験をすることが出来ました．長期インターンシップでは飛島建設株式会社の技術研究所・本社設計部にお世話になり，現場見学にも同行させていただきました．異分野研究では，金沢大学医薬保健研究域保健学系教授 宮地利明先生,金沢大学人間社会研究域人間科学系教授 小島治幸先生のもとで，傾斜が健康障害に及ぼす影響を医学的な視点から学び，医・工連携した研究を行うことが出来ました．同じコースの同期である鈴木君は，専門が異なるにも関わらず，英語論文の添削や研究方針のアドバイスなど大変お世話になりました．そして，カウンセラーの松木礼子さまには心の休息の重要さ

を教えていただきました．皆さんがいつでも笑顔で迎え入れてくださったことに感謝しています．

インドネシアからの留学生であるHendraさん，Ramaさんには英語論文の執筆，国際会議の発表練習の際に大変お世話になりました．英語に苦手意識のあった自分が，留学生との会話を楽しめるようになったのはお二人のお陰です．論文執筆に追われている時に，いつも丁寧な添削をしてくれた井下君，叱咤激励をしてくれた後輩の皆さん．杉田君，田口さん，松野君，今井君とは液状化班ということで，数多くの振動実験を共に行いました．何年振りかの液状化班設立であり実験装置の開発など，環境を整えることから始まりましたが，年々人数が増え，実験の規模も大きくなり，皆さんのお陰で充実した実験を行うことが出来ました．また，実験装置の加工の際には技術支援センターの皆さまに大変お世話になりました.ここに心より感謝申し上げます．

当研究室は多くの行事があり，先輩・後輩の繋がりはとても強く，このような繋がりが著者の原動力，そして大きな支えとなっています．研究に行き詰っている時，締め切りに追われている時には必ず研究室のメンバーがご飯に誘ってくれたり，たこ焼きを焼いてくれたり，黒ひげ危機一髪の相手をしてくれたり，と心の余裕を作ってくれました．毎日楽しく，笑顔を絶やさずにここまで来られたのは，研究室のこのような環境があったからこそだと痛感しております．また，環境デザイン学専攻博士課程唯一の同期である大澤君には,GISの使い方から分析の手法といった多岐に渡るご指導を賜りました.その度に刺激を受け，研究活動の活力となっていました．助けてもらったことは数知れず，本当に感謝の気持ちで一杯です．

金沢大学地震工学研究室に配属が決まってからの 5 年半の中で，多くの方々との出会いがあり，それらが研究活動を行う上での著者の支えとなっています．大変素敵なメンバーに囲まれ，このような恵まれた環境で意義のある研究に没頭出来たことを幸せに感じます．助けていただいたことの方が多いということは重々承知しておりますが,今後はこの博士号に恥じないよう，皆さまのおカになり，いつか恩返しが出来ればと思っております．

最後に，これまで何不自由なく勉学・研究に励ませてくれた両親および親族の方々，不規則な生活に理解を示してくれた寛容なパートナーに心から感謝致します．

芹川 由布子

付録

1. 各パラメータの算出方法

1.1 相対密度の算出 [1)]

砂の力学的特性は，一般的に間隙比と大きく関係があるが，間隙比が同じ場合でも砂の種類によって性質は異なる．砂の圧縮性，変形特性および砂地盤の液状化の研究などにおいて，異なる砂の種類の特性比較を行う際に相対密度 D_r が用いられている．つまり，密度の影響を表わすパラメータとして用いられる．砂の相対密度 D_r は以下の①式のように定義される．

$$D_r = \frac{e_{max}-e}{e_{max}-e_{min}} \quad \cdots①$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V-V_s}{V_s} = \frac{V}{V_s} - 1$$

$$= \frac{\frac{M_s}{\rho_d}}{\frac{M_s}{\rho_s}} - 1 = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$$

$$e_{max} = \frac{\rho_s}{\rho_{dmin}} - 1 \quad \cdots②$$

$$e_{min} = \frac{\rho_s}{\rho_{dmax}} - 1 \quad \cdots③$$

②③より

$$D_r = \frac{e_{max}-e}{e_{max}-e_{min}} = \frac{\left(\frac{\rho_s}{\rho_{dmax}}-1\right)-\left(\frac{\rho_s}{\rho_d}-1\right)}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_{dmin}}-1\right)-\left(\frac{\rho_s}{\rho_{dmax}}-1\right)}$$

$$= \frac{\frac{\rho_s}{\rho_{dmin}} - \frac{\rho_s}{\rho_d}}{\frac{\rho_s}{\rho_{dmin}} - \frac{\rho_s}{\rho_{dmax}}} = \frac{\frac{1}{\rho_{dmin}} - \frac{1}{\rho_d}}{\frac{1}{\rho_{dmin}} - \frac{1}{\rho_{dmax}}}$$

$$= \frac{\frac{\rho_d-\rho_{dmin}}{\rho_{dmin}\rho_d}}{\frac{\rho_{dmax}\rho_{dmin}}{\rho_{dmin}\rho_{dmax}}}$$

$$= \frac{\rho_{dmax}(\rho_d-\rho_{dmin})}{\rho_d(\rho_{dmax}-\rho_{dmin})} \quad \cdots④$$

D_r: 相対密度　e: 間隙比　e_{max}: 最大間隙比　e_{min}: 最小間隙比
ρ_s: 土粒子密度　ρ_d: 乾燥密度　ρ_{dmax}: 最大密度　ρ_{dmin}: 最小密度
V_v: 間隙体積　V_s: 土粒子体積　V: 体積　M_s: 土粒子の質量

また，最少密度及び最大密度は試験により値を求めることが可能である．各試験方法は 2mm ふるいを通過し，75μm ふるいに 95%以上残留する試料を用いて後述するように行う．また，その際使用するモールド及びカラーは，カラーの装着ができるステンレス鋼製円筒形のもので，**表-1** 及び**表-2** を満たし，モールドの容積が 113.1cm^3 になるものを使用した．さらに漏斗寸法は**図-1** に示す寸法の表面が滑らかなアート紙を用いて口径 12±1mm になるように作製し，使用した．木槌は打撃面の直径が約 3cm のものを用いた．

表-1　モールド寸法

モールド	mm
内径	60.00±0.05
深さ	40.00±0.05

表-2　カラー寸法

カラー	mm
内径	60.00±0.05
深さ	約 23

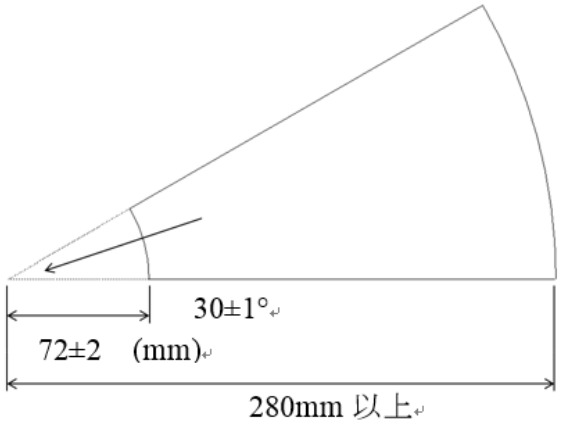


図-1　漏斗寸法

Ⅰ）最小密度試験

モールド底面部中央に漏斗を立て，漏斗の中に試料を入れる．漏斗を一定の速さで鉛直に引き上げ，20~30 秒でモールドの上端面全周から試料をあふれさせる．モールドの上端面の縁に直ナイフをのせ，素早く滑らせ一気に四余り部分を除去する．試料とモールドの質量 m_1(g)を測定する．

Ⅱ）最大密度試験

カラーを装着したモールドにほぼ同質量に 10 等分した試料を層ごとに分けて入れる．各層ごとにモールドの側面を 100 回打撃して試料を締固める．締固め後，カラーを取り外し試料の余盛り部分を直ナイフで除去し，試料とモールドの質量 m_2(g)を測定する．

①②の試験後の結果を用いて次式のように最少密度，最大密度を算定できる．

$$\rho_{dmin} = \frac{m_1 - m_d}{V}$$

ρ_{dmin}：最少密度(g/cm^3)　　m_d：モールドの質量(g)

m_1：最少密度試験の試料とモールドの質量(g)

V：　モールド体積

$$\rho_{dmax} = \frac{m_2 - m_d}{V}$$

m_2：最大密度試験の試料とモールドの質量(g)

以上により算出された最大密度と最小密度及び，地盤作製の度に採集した飽和砂を乾燥炉で 24 時間以上乾燥したものを④式に代入して相対密度を算出する．

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} = \frac{\rho_{dmax}(\rho_d - \rho_{dmin})}{\rho_d(\rho_{dmax} - \rho_{dmin})} \cdots ④$$

D_r: 相対密度　e: 間隙比　e_{max}: 最大間隙比　e_{min}: 最小間隙比

ρ_d: 乾燥密度　ρ_{dmax}: 最大密度　ρ_{dmin}: 最小密度

実験で使う試料（珪砂 7 号）を用いて最大密度試験，最小密度試験を行った結果を**表-3**，**表-4** に示す．なお，試験に用いたモールドの質量m_dは 863.03g，体積Vは 113.3cm^3 であった．

表-3　最大密度試験結果

試行回数		1	2	3	4	5
(乾燥炉試料+モールド)質量(g)	m_2	1044.85	1043.65	1041.51	1042.62	1041.68
炉乾燥質量(g)	$m_2 - m_d$	181.82	180.62	178.48	179.59	178.65
乾燥密度(g/cm^3)	ρ_{dmax}	1.61	1.60	1.58	1.59	1.58
乾燥密度の平均値(g/cm^3)		1.59				

表-4　最小密度試験結果

試行回数		1	2	3	4	5
(乾燥炉試料+モールド)質量(g)	m_1	1007.78	1009.16	1006.25	1008.24	1007.56
炉乾燥質量(g)	$m_1 - m_d$	144.75	146.13	143.22	145.21	144.53
乾燥密度(g/cm^3)	ρ_{dmin}	1.28	1.29	1.27	1.28	1.28
乾燥密度の平均値(g/cm^3)		1.28				

以上の結果から，最大密度は 1.59(g/cm^3)，最小密度は 1.28(g/cm^3)となった．

1.2　体積ひずみと相対密度の関係式の算出

飽和砂質土地盤が振動などにより締固められ，相対密度が上昇した際の体積ひずみと相対密度の関係式を算出する．相対密度 D_r の地盤に振動を与え相対密度が $D_r+\alpha$ に増加した場合，振動後の相対密度は⑤式を用いて算出できる．

$$D_r = \frac{e_{max} - e^*}{e_{max} - e_{min}}$$

$e^*=e-e_w$ より，

$$D_r + \alpha = \frac{e_{max} - e^*}{e_{max} - e_{min}} = \frac{e_{max} - \dfrac{V_w - \Delta V_w}{V_s}}{e_{max} - e_{min}}$$

$$= \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} + \frac{\dfrac{\Delta V_w}{V_s}}{e_{max} - e_{min}}$$

$$= D_r + \frac{\dfrac{\Delta V_w}{V_s}}{\left(\dfrac{\rho_s}{\rho_{dmin}} - 1\right) - \left(\dfrac{\rho_s}{\rho_{dmax}} - 1\right)}$$

$$= D_r + \frac{\dfrac{\Delta V_w}{V_s}}{\left(\dfrac{\rho_s}{\rho_{dmin}} - 1\right) - \left(\dfrac{\rho_s}{\rho_{dmax}} - 1\right)}$$

$$= D_r + \frac{\dfrac{\Delta V_w}{V_s}}{\left(\dfrac{\rho_s}{\rho_{dmin}}\right) - \left(\dfrac{\rho_s}{\rho_{dmax}}\right)}$$

$$= D_r + \frac{\dfrac{\Delta V_w}{M_s}}{\left(\dfrac{1}{\rho_{dmin}}\right) - \left(\dfrac{1}{\rho_{dmax}}\right)} \quad \cdots ⑤$$

D_r: 相対密度　e: 最大間隙比　e_{min}: 最小間隙比　e_{min}: 最小間隙比
ρ_{dmax}: 最大密度　ρ_{dmin}: 最小密度　ρ_s: 土粒子密度　V_w: 間隙水体積
V_s: 土粒子体積　M_s: 土粒子重量　ΔV_w: 減少した間隙水の体積

⑤式の結果に対して，D_r は④式で求められており ρ_{dmin} かつ ρ_{dmax} は最大密度試験，最少密度試験より既知であるため，ΔV_w, M_s が求まれば相対密度の増加分が算出される．ΔV_w は地盤の沈下後の体積より求まり，M_s は割合により求めることが可能である．これらにより，飽和地盤を締固めた際の相対密度の増加分が求まる．

1.3　過剰間隙水圧比の算出

過剰間隙水圧比とは，繰り返しせん断によって発生する過剰間隙水圧の初期有効上載圧に対する比のことであり，下式で求めることができる．

$$過剰間隙水圧比(t)=\frac{P(t)-P_0}{\sigma'}$$

$P(t)$：t 秒後の間隙水圧(kN/m^3)　P_0：静水圧(kN/m^3)　σ'：有効上載圧(kN/m^3)

過剰間隙水圧比は上載荷重（土の重さ及び構造物の重さ）と過剰間隙水圧が等しくなったときに 1.0 と等しくなる．すなわち，過剰間隙水圧比が 1.0 に近い値となると，水圧が作用している箇所では地盤の支持力が失われ地盤が液化した状態となり，液状化が生じていると判定される．

付録の参考文献

1）地盤工学会(2010)：土質試験基本と手引き，pp.59-64，2010