

既存杭撤去に伴う周辺地盤の乱れに関する研究

EC20002 青山 大輝

1. 研究背景・目的

1980 年代以降に建設されたオフィスビルなどの建て替え工事が今後急増することが予想される。建物自体の解体は多くの技術開発がなされ多くの工法があるが、杭の解体撤去に関してもいろいろな工法がある。基本的には杭自体を破砕するものと、杭と地盤の摩擦を切って杭を引き抜く 2 つが主流である。一方、既存杭を撤去することによって周辺地盤が乱されることへの懸念は増している。また杭引抜に伴う周辺地盤の乱れ、強度低下のメカニズムはいまだ明らかになっていない。ここに本研究を行う背景がある。

金田らによると、杭引抜に伴い周辺地盤のせん断、剛性が低下していくことが指摘されている。また杭近傍ではアーチング効果が発揮されることが報告されている¹⁾。さらに、既存杭撤去に伴いケーシング端近傍では周辺地盤に乱れが生じること、ケーシング端から離れるほど周辺地盤への影響はなくなることが報告されている^{2),3),4)}。

このように、実大規模での試験は多い中で、実験で周辺地盤の乱れを検討しているのは数少ない。そこで本研究では、実際に既存杭を引き抜くことで周辺地盤の乱れはあるのかを確認するとともに、周辺地盤への影響範囲も検討することを目的に模型実験を行った。

2. 試験概要

本研究では、杭引抜後に周辺地盤の乱れが発生するかどうかを模型実験で検討する。3 章では動的コーン貫入試験の試験方法および結果を示す。4 章では静的貫入試験の試験方法および結果を示す。

3. 動的コーン貫入試験

本試験では杭引抜前後で周辺地盤の強度の影響を確認する。試料は三河珪砂 6 号を使用する。試験準備として、土槽(高 300mm×幅 300mm×奥行 300mm)(図

3.1 参照)を使用し土槽の側面に杭模型をセットする。その後杭模型(図 3.2 参照)に珪砂 6 号を付けたテフロンシートを張り付ける。地盤作成手順として、三河珪砂 6 号(乾燥)を 45%に設定し 3 層で 40mm ずつ均一に締固めながら作成し、高さが均一になるようにならす。埋戻しをする際は相対密度 90%に設定した(図 3.3 参照)。

検討ケースとして、杭引抜前、杭引抜後(埋戻し無)、杭引抜後(埋戻し有)の 3 ケースを杭端から 50mm、100mm、150mm で貫入試験を行う。試行回数はそれぞれ杭引抜前 1 回、杭引抜後(埋戻し無)2 回、杭引抜後(埋戻し有)3 回であり平均値とした。なお、埋戻しは、相対密度 90%に設定した。貫入試験機(図 3.3 参照)はステンレスと 3D プリンターで作成した重り(100g)を使用し落下高さ 400mm としコーン先端から 80mm 貫入するまでの打撃回数を測定する。

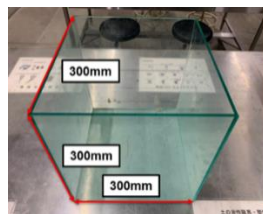


図 3.1 アクリル土槽

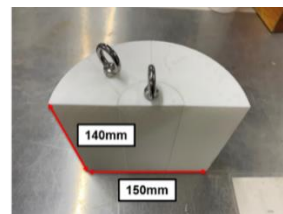


図 3.2 杭模型



図 3.3 動的コーン貫入試験地盤作成方法

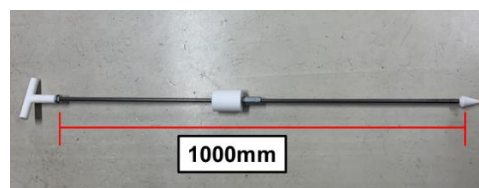


図 3.4 貫入試験機

た。

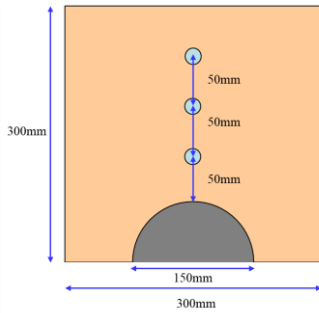


図3.5 貫入試験位置

3.1 試験結果

試験結果を以下の図 3.5 に示す。

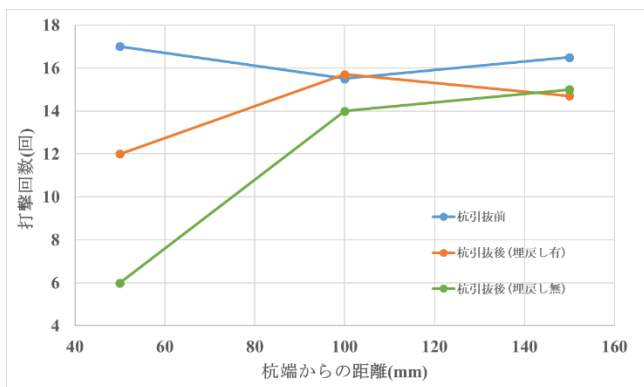


図 3.6 杭引抜前後での貫入試験結果

試験結果として、杭引抜前では距離によつての打撃回数の差は見られなかった。杭引抜・埋戻し無では杭端から 50mm の地点のみ打撃回数が少なくなるという結果になった。杭引抜・埋戻し有では杭端から 50mm の地点のみ杭引抜前と比べ若干打撃回数が少なく出る結果となった。この結果から杭端から 100mm, 150mm 地点での地盤の乱れはないものと考えられる。この結果は大田ら³⁾が行つた実大規模実験で得られた結果と同一である。

4. 静的貫入試験

本試験では杭引抜前後で周辺地盤の剛性の影響を確認する。試料は豊浦砂を使用する。試験準備として、半円土槽(高さ 500mm×幅 496mm×奥行 255mm)(図 4.2 参照)を使用し土槽の側面に杭模型をセットする。その後杭模型(図 4.3)を豊浦砂を付けたテフロンシートを張り付ける。地盤作成法として、豊浦砂を相対密度 80%に設定し空中落下法によつて作成する。埋戻しをする際も相対密度 80%に設定し

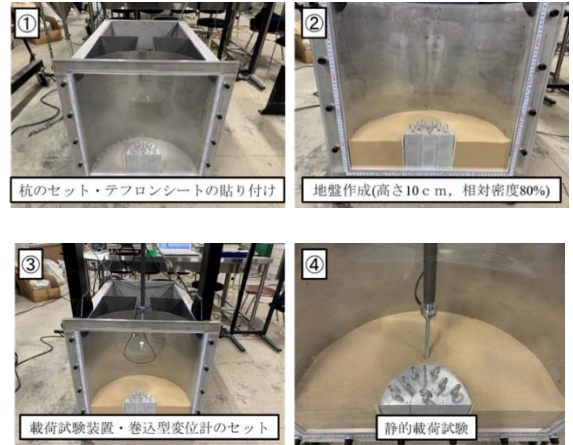


図 4.1 静的貫入試験地盤作成方法

検討ケースとして、杭引抜前、杭引抜・埋戻し(孔壁崩壊無)、杭引抜後(孔壁崩壊有)の 3 ケースを杭端から 40mm, 140mm の位置で貫入試験を行う。杭引抜・埋戻し(孔壁崩壊無)の場合のみ杭端から 15mm の距離でも貫入試験を行った。静的貫入試験装置(図 4.4)は巻込み型変位計とロードセルを取り付け地盤から 80mm 貫入するまでの変位と荷重を測定した。

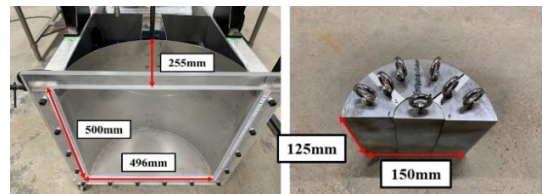


図 4.2 半円土槽

図 4.3 杭模型

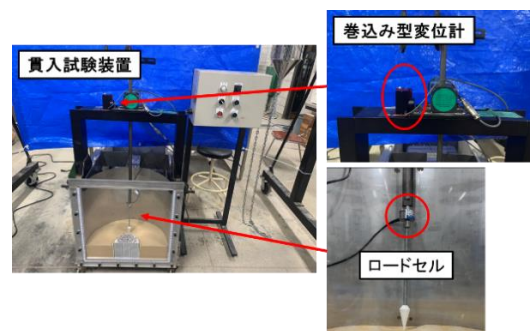


図 4.4 静的貫入試験装置全体図

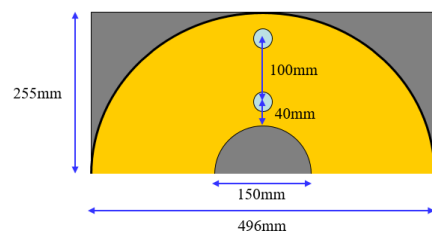


図 4.5 貫入試験位置

4.1 データ整理・試験結果

杭引抜前後での地盤の剛性を比較するために行ったデータ整理方法とその結果を示す。データ整理方法として、貫入抵抗と変位から剛性のようなもの(以下剛性と示す)を算出する。杭引抜前、杭引抜・埋戻し(孔壁崩壊無)、杭引抜・埋戻し(孔壁崩壊有)で剛性の差を比較するために貫入量が浅い地点と深い地点で近似直線を引きその傾きの差から剛性を比較する(図 4.6 参照)。また、荷重が出始めた点を原点とし、近似曲線を引傾きから剛性を比較する(図 4.7 参照)。

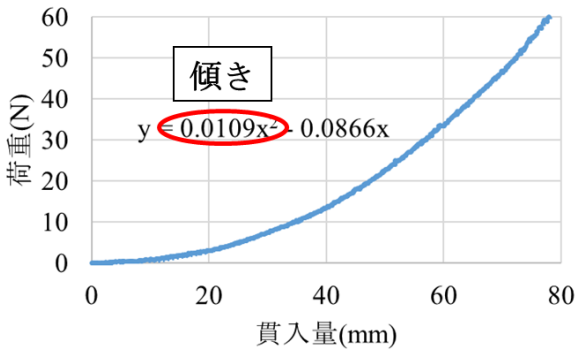


図 4.6 貫入量～荷重関係の関数近似

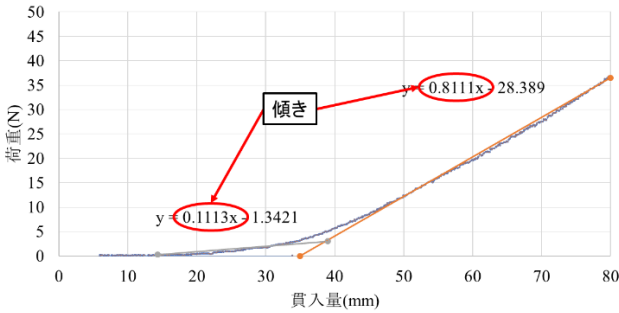


図 4.7 剛性の算出方法

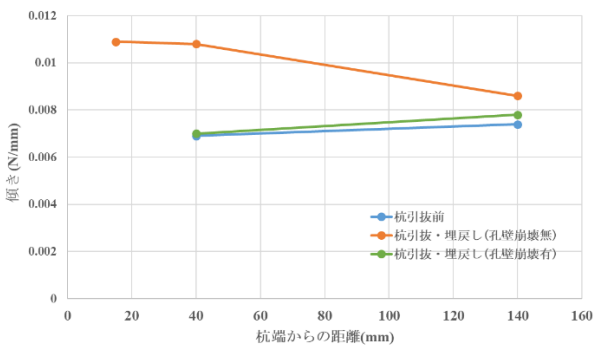


図 4.8 剛性と貫入地点の関係(全体)

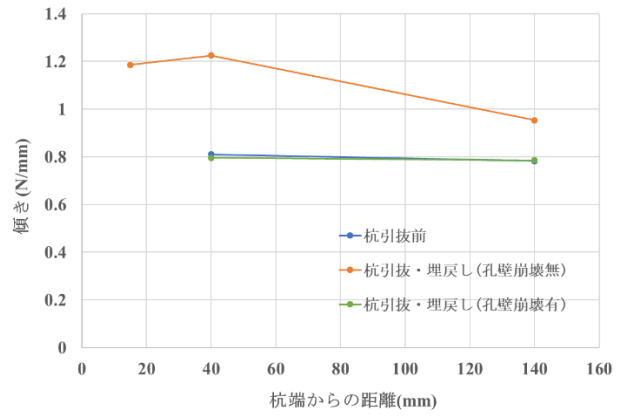


図 4.9 剛性と貫入地点の関係(深)

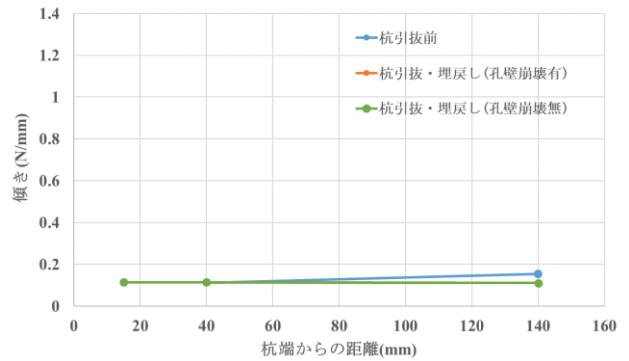


図 4.10 剛性と貫入地点の関係(浅)

データ整理を行った結果として、貫入量が深い地点では杭引抜・埋戻し(孔壁崩壊無)の場合が 15mm, 40mm, 140mm とともに傾きが大きく剛性が強いという結果が得られた(図 4.7 参照)。また、貫入量が浅い地点では、杭端から 40mm の地点では杭引抜前、杭引抜・埋戻し(孔壁崩壊無)、杭引抜・埋戻し(孔壁崩壊有)ともほぼ同等の値を示した。杭端から 140mm の地点では杭引抜前により大きい値を示した(図 4.8 参照)。この結果から杭から離れた地点では地盤の乱れはないものと考えられる。杭端から 15mm, 40mm 地点においても地盤に乱れはなく、実際にアーチ効果が起きていることが考えられる。この結果は金田ら¹⁾が実施した数値解析でみられた現象と同一であると考えられる。

5. 動画解析

杭引抜時に地盤がどのような挙動を示すのかを動画解析を行って検討した。試験条件は、試料は豊浦砂、半円土槽(図 4.1)、杭模型(図 4.2)を使用し、相対密度は 80%に設定し空中落下法により地盤を作成し

た。動画撮影はモノクロカメラを使用し土槽の側面から Dipp-strain によって撮影した。

以下に杭引抜時の地盤の挙動についての動画解析結果を示す(図 5.1 参照)。

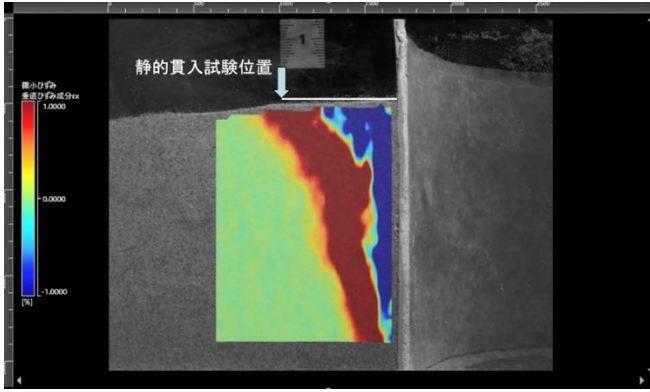


図 5.1 杭引抜後の垂直ひずみのコンター

杭引抜時の動画解析から、赤色の部分では引張の力が加わり、青色の部分では圧縮の力が加わっているという結果になり、くさびのような形で影響範囲があり、これは主働崩壊角と同等といえる。

6. まとめ・考察

本研究では、杭引抜前後での周辺地盤の乱れについて模型実験を行い検討した。動的コーン貫入試験、静的貫入試験、動画解析を行って考えられることは、杭近傍から順に、①アーチングによる剛性の高い領域、②緩みによる剛性が低下する領域、③それらの影響を受けない剛性の変化が少ない領域の3つの領域が形成されると考えられる。以下に各地盤材料で検討した結果を示す。

<三河珪砂 6号>

- ・三河珪砂 6号を使用し模型実験を行った動的コーン貫入試験では杭近傍の 50mm の地点の打撃回数比其他の地点の打撃回数よりも少なかったため杭引抜によって杭近傍の地盤は乱れることが分かった。

- ・杭端から 100mm, 150mm 地点での打撃回数にはあまり差は見られなかったため地盤が乱れるのは杭金部のみだと考えられる。

<豊浦砂>

- ・15mm, 40mm 地点では地盤は乱れることはなく杭引抜前とあまり変わらない値を示した。

- ・アーチ効果のようなものが実際に起きており杭のごく近傍は地盤が乱れないと考えられる。

7. 今後の展望

本研究では杭を引き抜く際に地盤の乱れが生じることを打撃回数や剛性の面から確認することができた。今後は、ベンダーエレメントを用いてせん断波速度から剛性の変化を検討していく必要があると考える。

参考文献

- 1)金田一広, 青木雅路, 新井寿昭, 沼田俊輔, 高橋順一, 二木幹夫: 既存杭撤去・埋戻しに伴う周辺地盤への影響(緩み)に関する研究 (その15) 周辺地盤の弾塑性有限要素解析(解析法の検討), 2023年度日本建築学会大会(近畿)学術講演集, No.20289, 2023.
- 2)秦樹一郎, 喜々津仁密, 柏尚稔, 井上波彦, 土屋直子: 既存杭を含む敷地における建築物の設計法構築に向けた実験および解析検討(その13) 既存杭撤去の影響を受けた地盤物性把握のための調査, 2023年度日本建築学会大会(近畿)学術講演集, No.20274, 2023.
- 3)大田孝, 井上波彦, 岸本剛, 今井康幸, 林隆浩, 根岸利昌: 既存杭撤去・埋戻しに伴う周辺地盤への影響(緩み)に関する研究(その12): ケーシング縁切引抜工法による周辺地盤への影響評価, 2023年度日本建築学会大会(近畿)学術講演集, No.20286, 2023
- 4)平井卓海, 沼本大輝, 崎浜博史, 古谷浩平, 橋口稔, 小座間琢也: 既存杭撤去・埋戻しに伴う周辺地盤への影響(緩み)に関する研究(その14): 破碎撤去工法における杭撤去に伴う周辺地盤への影響調査結果, 2023年度日本建築学会大会(近畿)学術講演集, No.20288,

謝辞: 本研究にあたって、千葉工業大学金田一広氏、中部大学中井照夫氏、地域地盤環境研究所三上武子氏および一般社団法人建築基礎・地盤技術高度化推進協議会の委員の皆様には、委員会・研究会等で貴重なご意見を頂いたここに記して感謝の意を表する。

柱状改良工法を用いた盛土造成地上の住宅被害対策

EC20020 加納 稜大

1. 研究背景・目的

2011年に発生した東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）では、津波による被害の他にも広範囲にわたって地盤変状が生じた。中でも福島市や仙台市の大規模盛土造成地のような宅地盛土では、盛土と地山との境界面等における盛土全体の滑動崩落が生ずるなど造成宅地における崖崩れ又は土砂の流出による災害が生じた(写真-1,2)^{1),2)}。これらの被害に共通しているものとしては、被害を受けた多くの建物がビルや大型商業施設ではなく「戸建て住宅」に傾斜や沈下の被害があったということである。

そこで本研究では傾斜地における擁壁の下に柱状改良工法を用いた対策を行い、傾斜地で液状化が発生した様々な条件下で柱状改良工法の有効性を検討することを目的とする。



写真-1 住宅被害
(福島市)



写真-2 住宅被害
(仙台市)

2. 実験方法

地震発生時の液状化被害や滑動崩落、擁壁の倒壊などを確認するために、水平方向に加振可能圧式動台と両面をアクリルとして剛土槽(内寸:幅1,200mm×奥行150mm×高さ450mm)を組み合わせたものを使用し、1/40スケールの平面ひずみ条件で模型振動実験を行う(写真-3)。実験では、住宅沈下や地盤変化を確認することができるように小型カメラ(GoPro)を設置した。地盤材料は三河硅砂6号を使用し、盛土・斜面部を作成した。間隙流体に相似則を考慮した粘性流体を使用して盛土・斜面を製作した。なお地山となる基礎地

盤は十分な強度を発揮できるようにサンドモルタルで作成した。

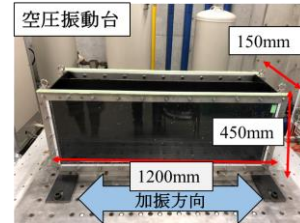


写真-3 振動台

3. 検討ケース

本研究では地盤条件を変化させ、計4ケースの実験を行った。case1は健全な盛土をイメージとして含水比5%で傾斜地を作成し、case2では本実験の中では被害が大きいと予想される降雨直後の地震をイメージし、case1と同じように地盤を作成したのち、斜面下から粘性流体を図-1の高さまで入れ、3日間放置し毛管上昇を利用して住宅直下の盛土地盤まで飽和させる。このとき飽和度は95%以上に設定する。case3はcase1の地盤作成方法と同じように行い、L型擁壁下に改良杭を設置する。case4はcase2の地盤作成方法と同じように行い、L型擁壁下に改良体モデルを設置する。詳細を表-1に示す。

なお、地震動は全ケース同じものを用いており、図-2は入力地震動である。振動台上で最大加速度500galとなるような、周波数10Hz、加振時間4秒の正弦波を振動台に入力した。

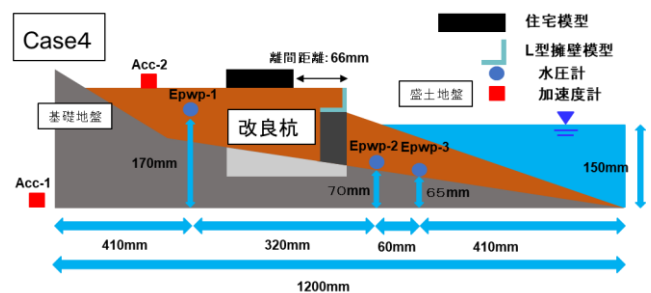


図-1 検討ケースの一例図

表-1 検討ケース

	地震動強度	相対密度	地盤条件	擁壁対策	想定イメージ
case1	気象庁震度6強	50%	地表面含水比5%	なし	健全な盛土
case2	気象庁震度6強		地表面含水比30%	なし	降雨直後地震
case3	気象庁震度6強		地表面含水比5%	あり	健全な盛土
case4	気象庁震度6強		地表面含水比30%	あり	降雨直後地震



写真-5 改良杭の固定方法

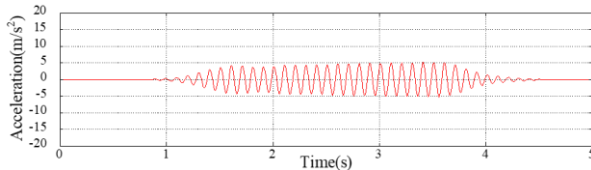


図-2 加速度の時刻歴

4. 擁壁・住宅・改良体モデル

擁壁は、名古屋市宅造用 L 型擁壁³⁾を参考として 1/40 スケールにしたアルミ製の擁壁（立て壁：50mm、底板：50mm、厚さ：3mm）を使用する。なお、実験条件は宅地造成等規制法⁴⁾より常時、地震時（ただし、液状化しない場合）の転倒・滑動・基礎地盤の支持力に対する安全照査を行い、すべての条件で満足している。対象住宅は、木造二階建てのべた基礎住宅とした。木造二階建て住宅の接地圧を荷重指針から 16.2kPa になるようにアルミプレートで住宅をモデル化した。実験の 1/40 スケールでアルミプレートの厚さ 15mm に設定し、住宅モデルの接地圧 0.405kPa にした。アルミプレートの上部には、3D プリンターで作成したターゲットマーカを動画解析のために設置する。写真-3 に詳細を示す。

改良体は、柱状改良工法を想定し 1/40 スケールにしたアルミ製の改良杭体（縦幅:99.44mm、91.52mm、横幅:50mm、奥行 158mm）を使用した（写真-4）。改良杭の固定方法として改良杭と基礎地盤の間にサンドペーパーを貼り付け、改良杭と振動台の隙間に不織布を詰め込み突っ張るようにして固定した。（写真-5）

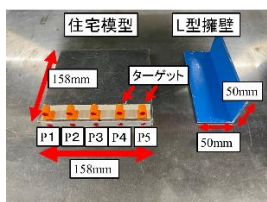


写真-3 住宅・擁壁モデル

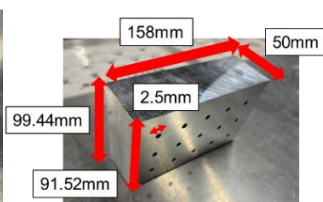


写真-4 改良杭モデル

5. 実験結果・考察

図-3 に各ケースの過剰間隙水圧（図-1 中の Epwp-1 の水圧計）の時刻歴を示す。紙面の都合上 Epwp-1 の過剰間隙水圧のみ記載する。図-3 より case2,case4 は過剰間隙水圧が急激に上昇しているが、Epwp-1 が初期有効上載圧まで達してはいないため完全に液状化しているとは言えない。しかし、過剰間隙水圧が上昇しているにつれて地盤が軟化していると考えられる。なお、ここには記載していないが Epwp-2, 3 では完全に液状化していることを確認している。また、改良体を設置した case4 でも地盤が軟化しているため、改良杭による対策自体では液状化の発生を抑制することに寄与しないことがわかった。

図-4 に各ケースの住宅の水平変位の時刻歴を示す。case1 では加振中でも変位は確認できなかった。一方、case2 では、住宅が斜面側に 25mm、case 4 では、6mm 水平移動していることが確認できる。case3 は、case1 と同様に水平変位が確認できなかった。L 型擁壁の下に改良体の対策を行うことで、住宅の水平移動量を軽減できることが分かった。

図-5 に各ケースの住宅マーカの平均鉛直変位の時刻歴を示す。case1 は、水平変位と同様に住宅沈下は確認できなかった。一方、case2 では、17mm、case4 では、14mm の住宅沈下が確認できる。case3 は、case1 と同様に住宅沈下が確認できなかった。L 型擁壁の下に改良体の対策を行ったとしても住宅の沈下量は軽減できないことが分かった。

無対策での比較（case1、case2）を行うと常時の盛土地盤（健全な盛土）で住宅の被害は水平移動、沈下ともに被害は見られなかったが、降雨直後の地盤では被害が大きくなっていることがわかる。L 型擁壁下の対策の有無（case3、case4）での比較

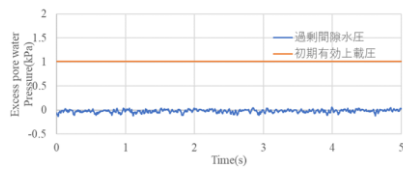
を行うと、L型擁壁下に改良体を対策することによって、水平移動は抑えられることができるが、住宅沈下は抑えることができない。これは、L型擁壁下と改良杭が住宅直下の地盤が傾斜側に流れることを防ぐことができ住宅の水平移動を抑えることに繋がったと考えられる。しかし、L型擁壁によって水平移動は抑えることが可能になったが、住宅下の地盤は液状化していることによって、地盤が動くため住宅沈下は抑えることができない。

6. 実験前後の変形状況

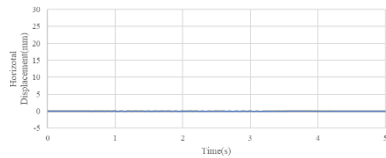
写真-6 に実験前後の写真を示す。case1 の健全な盛土では加振後でも住宅被害の確認はできなかった。case2 では L 型擁壁自体が盛土斜面に沿

って流れていることが確認できるこれによって、住宅が斜面側に移動したことが分かる。case3 では case1 同様の地盤条件のため、過剰間隙水圧も確認できず、液状化は起こっていないことが確認できる。また、住宅水平変位、住宅沈下も確認できていない。よって、改良体があることによる住宅や擁壁、周辺地域への影響はないと考えられる。

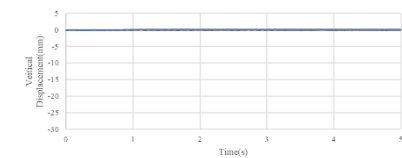
case4 では、L 形擁壁下に対策を行っているために、L 型擁壁が移動せず、住宅の水平移動を抑えていることがわかる。この結果の要因としては、L 型擁壁と改良体が加振に耐え、住宅直下の地盤を支え傾斜側に土が流れることを防いだことに寄付したと考えられる。



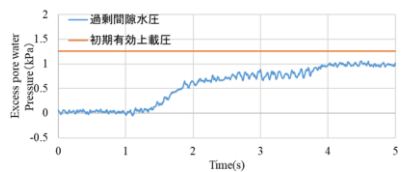
(a)case1



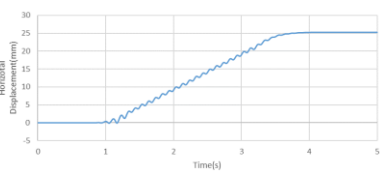
(a)case1



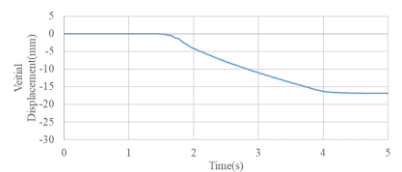
(a)case1



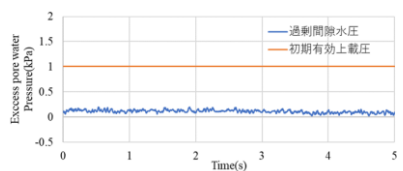
(b)case2



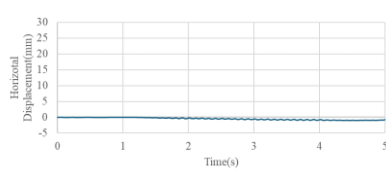
(b)case2



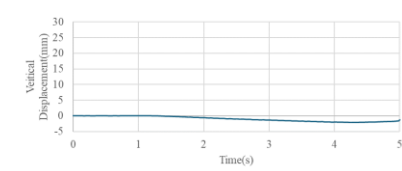
(b)case2



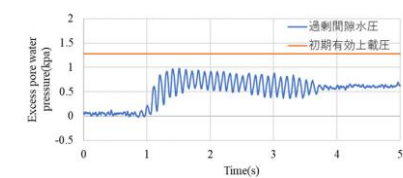
(c)case3



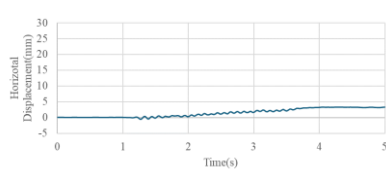
(c)case3



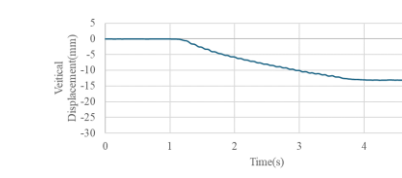
(c)case3



(d)case4



(d)case4



(d)case4

図-3 Epwp-2
過剰間隙水圧の時刻歴

図-4 住宅水平変位の時刻歴

図-5 住宅鉛直変位の時刻歴

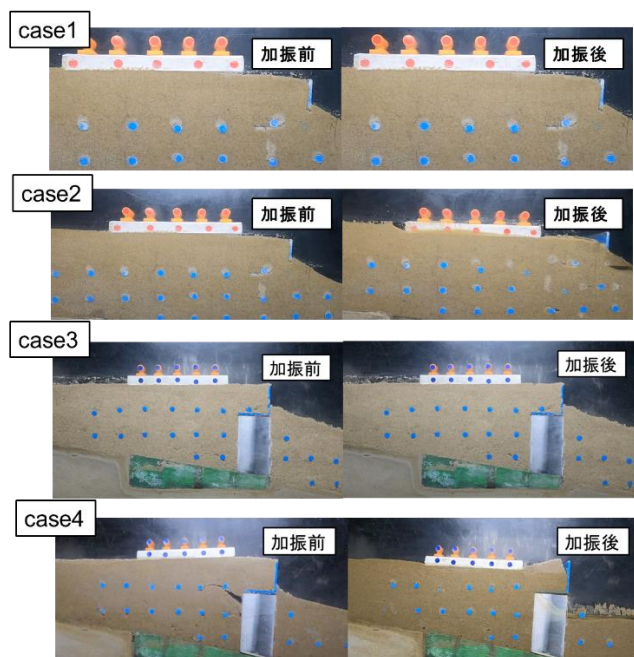


写真-6 実験前後の変形状況

7. 結論

図-6 に各 case の住宅の水平移動量と住宅沈下量、図-7 に結果の概要図を示し、以下に本研究で得られた結論を示す。

- ・降雨等の水を処理することができれば、液状化等は発生せず、住宅への被害は大きくならない。一方、地震直前に降雨等が発生し、盛土内に雨水等が残存している場合(case2)には、大きな住宅被害が生じる可能性がある。

- ・図 4.2 より、case4 の L 型擁壁下に改良体の対策をすることで case2(対策なし)に比べて住宅水平移動を 80% 軽減、できることが分かった。

- ・地盤が傾斜側に流れることを防ぐことができた。しかし、住宅の沈下を防ぐことができなかったため、今後、この問題を考慮する必要がある。

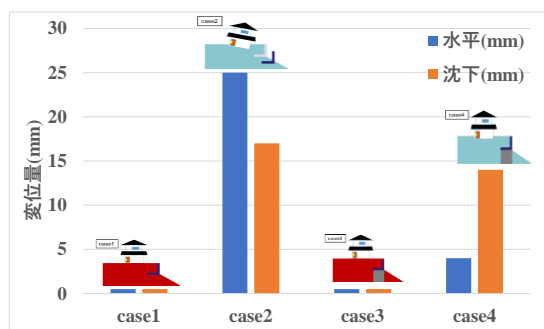


図-6 各 case の住宅の水平移動量と住宅沈下量

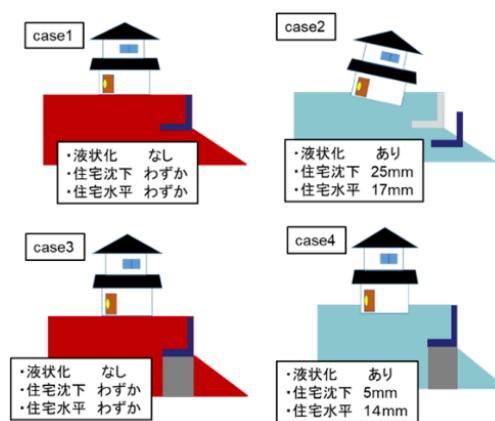


図-7 結果概要図

8. 今後の展望

盛土造成地における地形的要因は無数に存在する。例えば、基礎地盤の傾斜や盛土高さなどが変われば、住宅への被害度も異なる事が予測される。また、本研究では、大規模造成地中に存在するひな壇上宅地の一部を取り出したモデルを対象としており、隣り合う住宅などの影響は無視されている。これらの住宅や盛土地全体の影響も考慮する必要があると考えられる。

L 型擁壁下に対策を行うことで住宅の水平移動を軽減できることが確認できた。しかし、住宅の沈下を防ぐことができなかったため、住宅下の対策や地盤内の水を排水することで住宅被害対策として検討する必要がある。

参考文献

- 1) 廣瀬亘・加瀬善洋・川上源太郎・小安浩理・卜部厚志: 平成 30 年度北海道胆振東部地震に伴う地表変動および強振動による被害, 北海道地質研究所報告, 90 号, pp.15-32, pp.2018.
- 2) 「大規模盛土造成地」で起きた東日本大震災の知られざる被害
<https://www.sankei.com/article/20210410-IV6FEYMZ7ZI6PBETCWOR7EF7HI/2/>
- 3) 名古屋市: 名古屋市宅地造成工事技術指針(第 8 章・第 9 章: 擁壁の標準構造図), pp. 42-52, 2016.
- 4) 右城猛: 擁壁の設計法と計算例, 理工図書, P397, 2014.

FEM 解析によるブロック積み擁壁の研究

EC20046 谷本 麗空

1. 研究背景

近年日本では大規模地震が多く発生している。事例として 2008 年 6 月 14 日に発生した岩手・宮城内陸地震や、2011 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災、2016 年 4 月 16 日に発生した熊本地震などがある。現状大規模な地震が起こるたびに宅地擁壁の倒壊についての被害が多く報告されている（写真-1 (a)及び(b)参照)^{1),2)}。宅地擁壁に用いられる擁壁は間知ブロック積み擁壁や空石積み擁壁、鉄筋コンクリート擁壁、L 型擁壁、重力式擁壁など様々な種類の擁壁がある。その中でも工事費用が安く、あまり建造に時間がかからないという理由から既存の擁壁はブロック積み擁壁と空石積み擁壁が多くある。しかし既存の擁壁の中には築数が数十年経った擁壁も珍しくないのが現状である。

間知ブロックや間知石を使用した擁壁の設計方法は「道路土工-擁壁工指針」の「経験に基づく設計法」と試行くさび法、改良試行くさび法しか用いられないため、他の擁壁に比べて耐震性能や補強強度の技術が多く提案されていない。また、擁壁の老朽化判定には目視点検調査しかない。そのため本研究ではブロック積み擁壁の耐震性能や補強強度について確認する。



写真-1 (a)



写真-1 (b)

2. 研究目的

老朽化した耐震性能評価法を開発するために石積み擁壁を対象とした遠心模型実験結果から数値解析を行い検討し、再現解析完了後に様々な Case の解析を行い、評価方法を確立させることを目的

とする。

3. 研究手法

本研究では盛土された斜面に対して二次元有効応力解析プログラム LIQCA2D（以降 LIQCA と呼ぶ）を使用する。LIQCA では解析結果を二次元モデル化でき、概要として土の有効応力に基づき、土の相と水の相に関する力の釣り合いを考慮して定式化されている有限要素法プログラムである。また、特長として、有効応力解析が可能であり、土と水の相互作用を解析可能である。そして、動的解析が可能であり、慣性が働くものを対象とした解析が可能(今回は地震動を対象とした)である。石積み擁壁の遠心模型実験結果で得られた拘束圧と解析によって導いた拘束圧が同じになるように解析を合わせ、耐震性能や補強強度を確立させていく。

4. 解析手法

自重のみが働いている時の初期応力解析を行うために、地盤と擁壁ブロック間などのジョイント要素の配置位置とそのパラメータに着目し、各種条件で解析を行い、動的解析に用いるジョイント要素を決定した。その後石積み擁壁の遠心模型実験結果から 50gal と 600gal の地震動を入力し、初期応力解析で得た応力を用いて動的解析を行う。その後、地盤内の挙動の確認などを CASE ごとにモデル化し解析を行う。

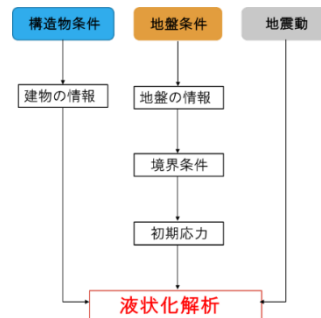


図-1 LIQCA の解析手順

5. 石積み擁壁の遠心模型実験

この実験は総合技術開発プロジェクト「建築物と地盤に係る構造既定の合理化による都市の再生と強靱化に資する技術開発」で実施されたものである。空石積み擁壁を想定した8段のアルミ製ブロックを用い、様々な条件で複数加振を実施している。入力地震動は、平成7年(1995年)兵庫県南部地震のJMA KOBEのNS方向波をベースに、振幅調整して使用している。模型試料は豊浦砂を使用し、基盤層に関しては相対密度90%、擁壁後方地盤については相対密度60%を目標に空中落下法にて高さ200mmの地盤を作成した。



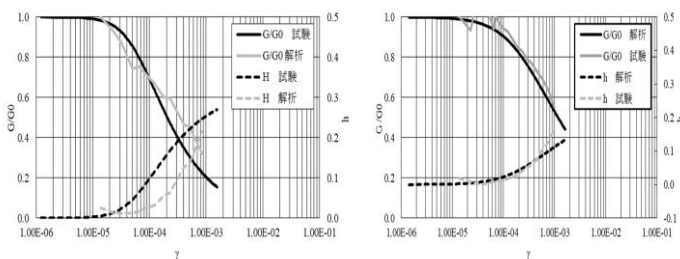
写真-2 遠心実験模型

6. 動的変形特性

地盤をR-Oモデルとした場合の要素シミュレーションを実施するために、パラメータ(表-1 参照)を設定し相対密度60%と90%の動的変形特性の結果(図-2(a)及び(b) 参照)に示す。この結果から試験と解析は概ね一致しているためパラメータに間違いはないことが確認できた。

表-1 R-Oモデルのパラメータ

パラメータ	Dr=60%	Dr=90%
ポアソン比: ν	0.333	0.333
粘着力: c (kPa)	0.0	0.0
内部摩擦角: ϕ (deg)	0.645	0.645
せん断弾性係数のパラメータ: a	45,000	47,000
せん断弾性係数のパラメータ: b	0.5	0.5
R-Oパラメータ: α	0.8	0.1
R-Oパラメータ: r	3.0	2.2



(a) 相対密度 60% (b) 相対密度 90%

図-2 動的変形特性

7. R-Oモデルでの再現解析結果

動的変形特性の結果からR-Oモデルで再現解析を行ったが、実験では擁壁が盛土と反対側に変形することを遠心模型実験600gal入力時の最終状況(写真-3 参照)から確認することが出来た。またR-Oモデルでは、ゆすり込み沈下による盛土天端の変形挙動を再現できなかった。



写真-3 遠心模型実験 600gal 入力時の最終状況

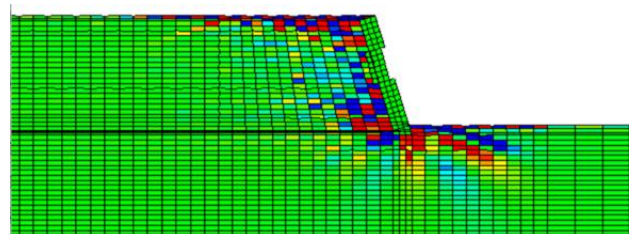


図-3 600gal 入力時の変形図

8. 解析条件

LIQCA マニュアルより設定したパラメータで50galの地震動を与え、解析結果から加速度波形を導き出しフーリエ変換をすることで加速度フーリエスペクトルとフーリエ振幅スペクトル比を出し固有周期やせん断剛性、せん断波速度、単位体積重量、平均主応力や3次元有効応力解析による杭模型の遠心場における液状化実験のシミュレーション⁴⁾から液状化強度曲線(図-4 参照)を描き、パラメータ(表-2 参照)を設定した。

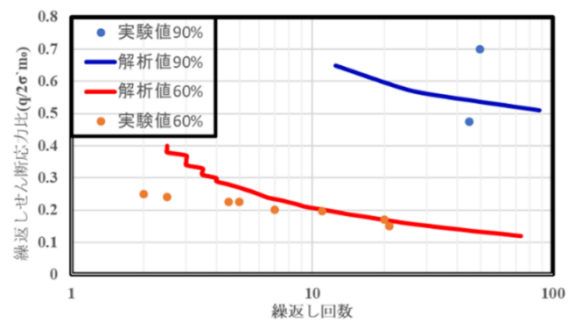


図-4 液状化強度曲線

表-2 砂の弾塑性モデルのパラメータ

パラメータ	D _r =60%	D _r =90%
初期間隙比: e_0	0.772	0.659
圧縮指数: λ	0.00250	0.00010
膨潤指数: κ	0.00050	0.00008
無次元化せん断弾性係数: $G_0/\sigma_{m'0}$	426.3	2041.7
疑似過圧密比OCR*	1.0	1.5
変相応力比: M_m	0.91	1.05
破壊応力比: M_f	1.24	1.47
硬化関数中のパラメータ: B_0	3,500	54,000
硬化関数中のパラメータ: B_1	45	140
硬化関数中のパラメータ: C_f	0	0
異方性消失パラメータ: C_d	2,000	2,000
ダイレイタンス係数: D_0	0.7	0.17
ダイレイタンス係数: n	2.2	10
塑性規準ひずみ: γ_{ref}^P	0.0018	0.1000
弾性規準ひずみ: γ_{ref}^E	0.0200	0.1000

9. 砂の弾塑性モデルでの再現解析結果

入力地震動は、遠心模型実験において振動台で計測された加速度のうち、最大加速度 50gal と 600gal の 2 種を用いて再現解析を行った。

50gal と 600gal の各地点のフーリエ振幅スペクトル比を実験結果と重ねたものを(図-5(a),(b)及び(c)と図-6(a),(b)及び(c)参照)に示す。実験結果は青線、解析結果はオレンジ線である。

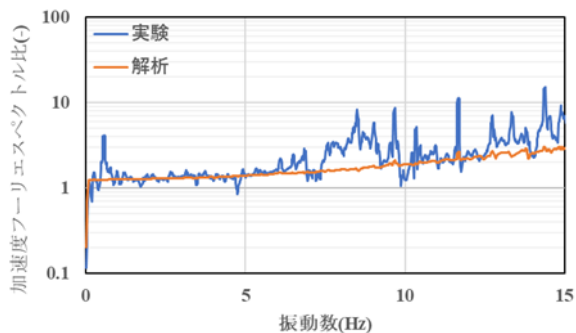


図-5(a) 地盤中 R フーリエ振幅スペクトル比

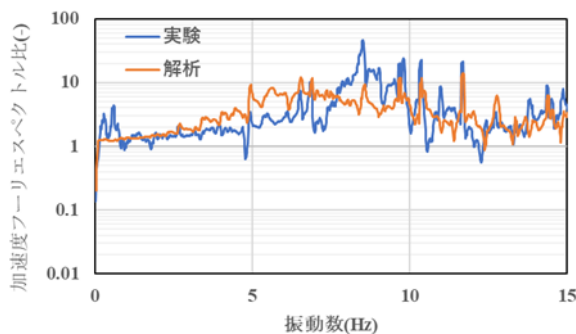


図-5(b) 地表 L フーリエ振幅スペクトル比

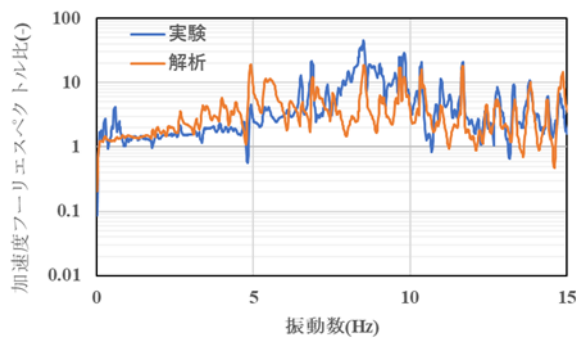


図-5(c) 地表 R のフーリエ振幅スペクトル比

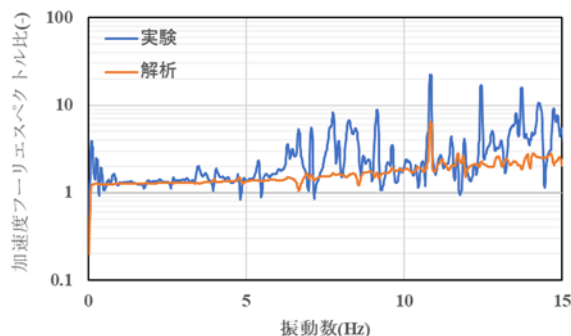


図-6(a) 地盤中 R のフーリエ振幅スペクトル比

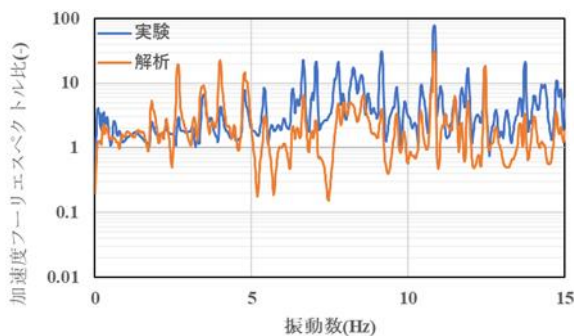


図-6(b) 地表 L のフーリエ振幅スペクトル比

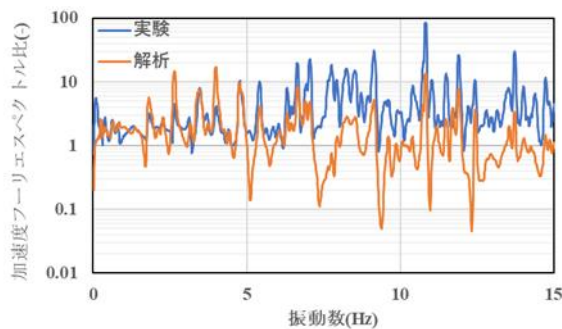


図-6(c) 地表 R のフーリエ振幅スペクトル比

50gal の各計測地点で実験と解析のフーリエスペクトル比を比較すると差異は見られるが、地盤中 R では、右肩上がりにスペクトル比が大きくなる点、地表 L および地表 R では 7Hz~8Hz 程度でスペクトル

ル比が大きくなる点を概ね再現できた。

600galの各計測地点で実験と解析のフーリエスペクトル比を比較すると、差異が見られ、実験では擁壁の変形が「くの字」に変形しているにもかかわらず、数値解析では擁壁が一体で傾倒している点が再現できていないためと考えられる。

600galでは地震動の振幅は変えず、継続時間を1倍(図-7 参照),2倍(図-8 参照),3倍(図-9 参照)と大きくしたときの擁壁の傾きについて検討した。振動終了後のせん断ひずみのコンター図を図-7(a),(b)及び(c)に示す。

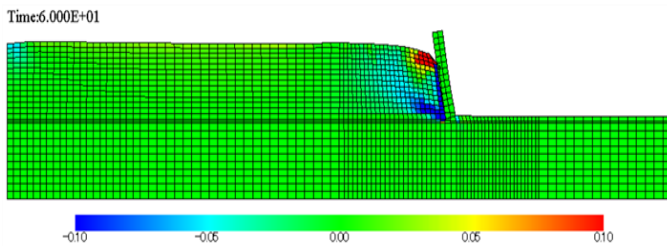


図-7 継続時間 1 倍時のせん断ひずみのコンター図

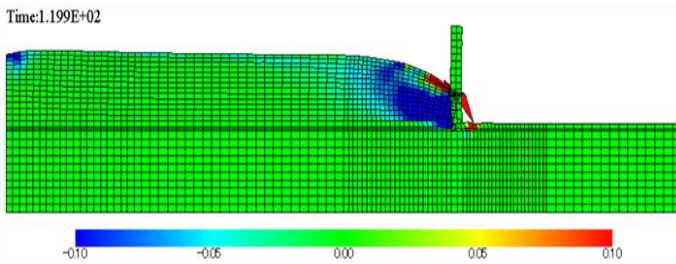


図-8 継続時間 2 倍時のせん断ひずみのコンター図

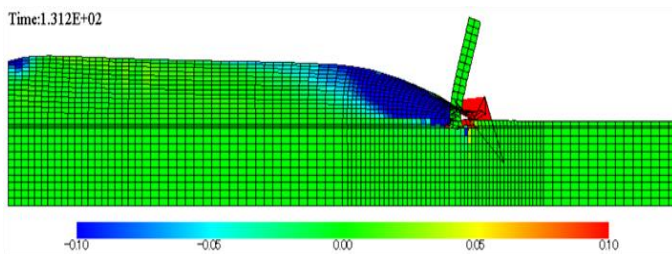


図-9 継続時間 3 倍時のせん断ひずみのコンター図

周波数を大きくしたことで擁壁の傾きが大きく出たことで地盤の固有周期、又擁壁の固有周期と振動数があったことにより大きく揺れ崩壊したと考えられる。

8. 結論

50galの実験と解析のフーリエ振幅スペクトル比の結果から各地点の波の傾向が地盤中 R では右肩上がりで地表 L,R では 7Hz~8Hz 程度でスペクトル

比が大きくなっている所が概ね再現できているため設定したパラメータは概ねあっており、実験を再現できていると考えた。また、600galの解析においても右肩上がりにスペクトル比が大きくなる点、地表 L および地表 R では 10Hz~11Hz 程度でスペクトル比が大きくなる点を概ね再現できているので再現できていると考えられる。

振動終了後の変形図とせん断ひずみのコンター図から、加速度の振幅が同一であっても、地震動の継続時間が異なることで、擁壁が大きく崩れる可能性がある。

9. 今後の展望

本研究では無対策で建物が無い状態の 50gal と 600gal の解析結果しかわからないため、200gal や 400gal の解析を行い、擁壁がどのくらい地震動で擁壁が崩壊するのかを確認する必要がある。また、擁壁補強や建物があることを考慮していないため、他の Case の解析も行い耐震性能の評価や補強強度評価の確立につなげる必要があると考えた。

参考文献

- 1) 「道路土工擁壁工指針(平成 24 年度版)」の改訂概要 - いさぼうネット
https://isabou.net/Convenience/Tool/saigai_bon/h2407-douro.asp (参照日 8 月 25 日)
- 2) (株) 第一コンサルタント右城猛, 擁壁の設計法と土圧理論, 平成 21 年度徳島地盤工学会第 2 回特別講演会
- 3) 01_石積み擁壁の遠心模型実験報告書 01_統合版 R3.docx
- 4) 立石章, 宇野浩樹, 3 次元有効応力解析による杭模型の遠心場における液状化実験のシミュレーション, 大成建設技術センター報, 第 36 号, 2003

気泡混入したセメント改良材の粒子形状と間隙率に関する研究

EC20048 辻 賢吾

1. 研究背景

我が国は7割が山地であり、人々は残りの平野部に住宅を建てて住んでいる。平野部では比較的安定した地盤であるためこのように住みつくことが可能である。しかし、都市開発等により広い空間が求められるようになり、山地にある未利用の土地の開発に着目されている。

山地にある土地に住宅等の施設が立てることが困難な原因は地盤が軟弱だからである。この問題の解決こそが、山地の土地を有効活用することにつながるのである。そこで軟弱な地盤に固化材や改良材を加えて攪拌を行い、構造物を支えることに十分な強度を有する地盤を作成する地盤改良に着目した。地盤改良には改良を行う地盤の深さによって様々な工法がある。本研究では、近年開発された中層改良工法に着目した。この工法は浅層改良工法より深い地盤の改良が可能であり、深層改良工法に用いるような大型の機械が必要ないため限られた空間でも施工可能という機動性に優れていることが特徴である。

中層改良工法の多くは砂と水と改良材を配合したスラリー状の材料を原地盤と攪拌することで改良地盤を構築する。しかし攪拌を行う際に、攪拌翼にかかる摩擦力により施工が困難となる場合がある。この問題の解決方法として気泡シールド工法に用いられる気泡の効果があると考えた。気泡シールド工法とは、気泡のもつ流動性や止水性の向上、付着防止の効果を生かして施工性を向上させるものである。中層改良工法に気泡シールド工法で用いられる気泡の効果が確認できれば、これまで施工が困難であった土地の開発が進められると考えた。

2. 研究目的

本研究では、中層改良工法に気泡シールド工法に用いられる気泡を添加し、改良体に気泡の効果を得られることを確認することで新しい地盤改良工法として開発できる土地を増やすことができると考える。そのためには、どの原地盤でも同じ気泡の効果が得られることが求められる。しかし、原地盤が異なることで、同じ気泡の効果が得られなければ、気泡シールド工法を組み合わせた中層改良工法は特定の条件下でしか行うことができないということとなる。そのため、原地盤の様々な条件のうち本研究では土粒子の形状が気泡の効果の現れ方にどのような影響を与えるのかを把握することを目的とする。

3. 研究方法

本研究では、気泡混合したセメント改良体における地盤材料の粒子形状の違いが間隙率の変化にどのような影響を与えるのか確認を行う。

三河珪砂6号ですり減り試験を行い、粒子形状を丸くしたものと鹿島珪砂6号を用いて比較を行った。粒子形状の違いは画像解析ソフトの「ImageJ」を用いて円形度を測定して確認を行った。物理特性を把握する試験はJIS規格に準拠して測定を行った。画像解析と試験から得られた地盤材料の物理特性を図1に示す。

改良体の作成は固化材(高炉セメントB種)を 150 kg/m^3 、水セメント比70%のセメントスラリーに、気泡材(気泡濃度2.5%、発泡倍率25倍、注入量 100 L/m^3)を添加して、ミキサーを用いて地盤材料と攪拌を行った。

攪拌後の改良体を円柱状の容器に3層15回の締め固めを行い、供試体を作成しベーンせん断試験を行うことで施工性の評価をする。

ベーンせん断試験に使用しなかった改良体をランマーを用いて、モールドに3層12回の締め固めを行い、供試体を作成した。作成した供試体は28日間の養生を行った後、間隙率の測定と一軸圧縮試験を行い強度の評価をする。

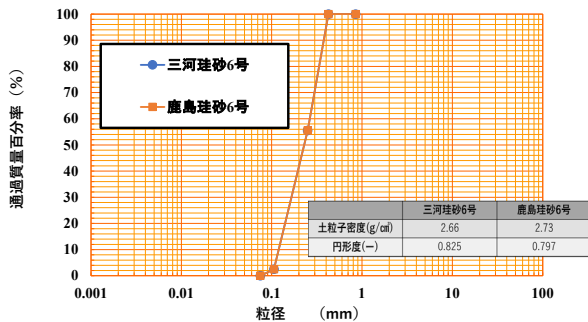


図1 地盤材料の物理特性

4. 三河珪砂6号と鹿島珪砂6号の試験結果と考察

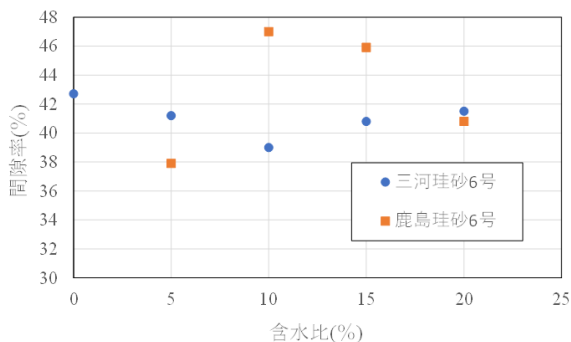


図2 間隙率と含水比の関係

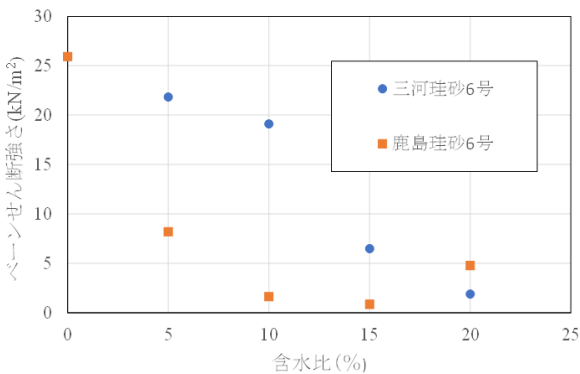


図3 ベーンせん断強さと含水比の関係

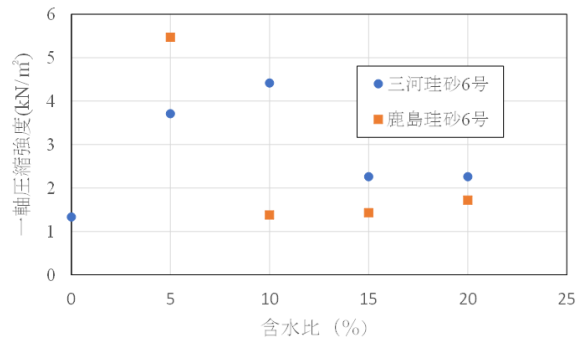


図4 一軸圧縮強さと含水比の関係

(1) 供試体の作成について

地盤材料の含水比が0%~20%で供試体を作成して間隙率、ベーンせん断強さ、一軸圧縮強度の測定を行った。各含水比で供試体を3本作成し、平均値をプロットした。鹿島珪砂6号の含水比0%で作成した供試体はモールドから取り外す際に全て壊れてしまったため、間隙率と一軸圧縮強度の測定が不可能であった。

(2) 間隙率と含水比の関係

間隙率と地盤材料の含水比の関係を図2に示す。結果から地盤材料の含水比によって間隙率の変化に違いが得られた。このことから同条件で気泡を添加したとしても、地盤材料が異なることで得られる効果が異なることが分かる。今回比較を行った三河珪砂6号と鹿島珪砂6号は土粒子の密度と粒子形状が異なっていたため、間隙率に変化が起きた原因が粒子形状によるものであるか判断できない。そのため、地盤材料の物理特性を統一し、粒子形状が間隙率の変化に影響を与えていたのか確認を行う必要があると考えた。

(3) ベーンせん断強さと含水比の関係

ベーンせん断強さと地盤材料の含水比の関係を図3に示す。結果から粒子形状が尖っている鹿島珪砂6号のほうが、ベーンせん断強さが低い傾向にあることが分かる。図2と図3の含水比10%~20%の結果から、間隙率が高いほどベーンせん

断強さが低くなることが分かる。添加した気泡が施工性を向上させたためであると考えられる。しかし、0%~5%の結果では同様の結果が得られていない。低含水比では気泡の効果が現れにくいいため、このような結果になっていると考えられる。

(4)一軸圧縮強度と含水比の関係

一軸圧縮強度と地盤材料の含水比の関係を図4に示す。結果から含水比10%~20%では、粒子形状が尖っている鹿島珪砂6号のほうが、一軸圧縮強度が低くなっている。図2と図4の結果より、間隙率が高いほど一軸圧縮強度は低くなる傾向であることが分かる。一軸圧縮強度の変化には間隙率の変化が影響していることが分かる。そのため、粒子形状が間隙率の変化に影響を与えているか確認することは必要であると考えられる。

(5)粒子形状による影響について

ベーンせん断試験からは粒子形状が尖っているほうが改良体の施工性が高くなるという結果が得られた。一軸圧縮試験からは粒子形状が尖っているほうが供試体の強度が低くなるという結果が得られた。これらのことから粒子形状が尖っているほうが気泡の効果が現れやすいと考えた。原因は、添加した気泡が攪拌時に土粒子の凹凸によって泡立ちが起こったからであると考えた。そのため粒子形状の違いが気泡の泡立ちやすさに影響を与えるのか把握する必要がある。

(6)検討するケースについて

三河珪砂6号と鹿島珪砂6号による比較では、地盤材料の物理特性が異なっていたことから、間隙率の変化と粒子形状の関係を確認できなかった。そのため、地盤材料を三河珪砂6号と三河珪砂6号R品に変更し、同様の解析と試験を行い、結果を求めることで間隙率の変化と粒子形状の関係を確認する必要があると考えられる。三河珪砂6号と三河珪砂6号R品の画像解析と試験によって得られた物理特性を図5に示す。

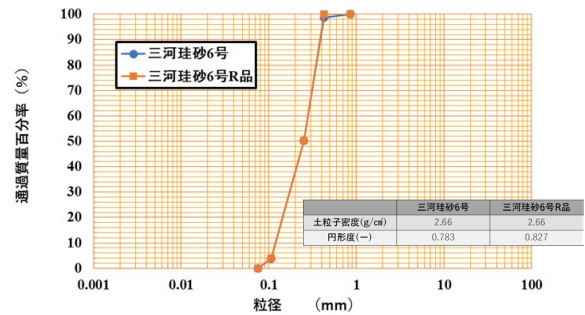


図5 地盤材料の物理特性

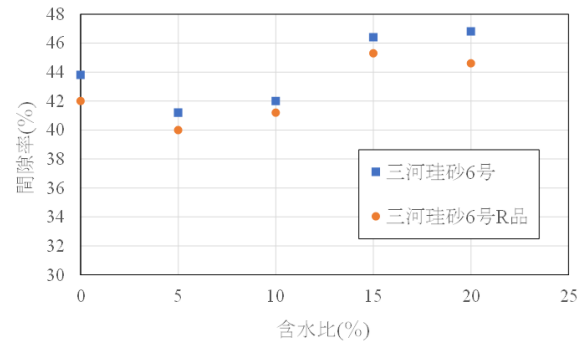


図6 間隙率と含水比の関係

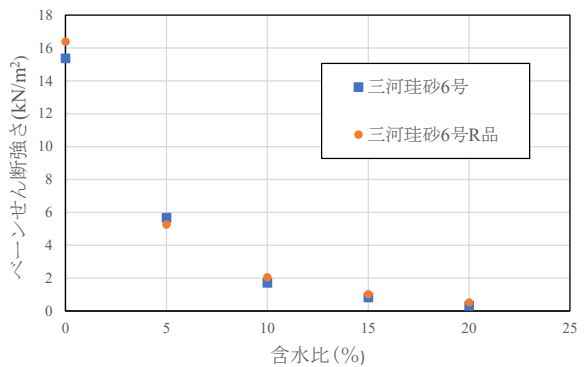


図7 ベーンせん断強さと含水比の関係

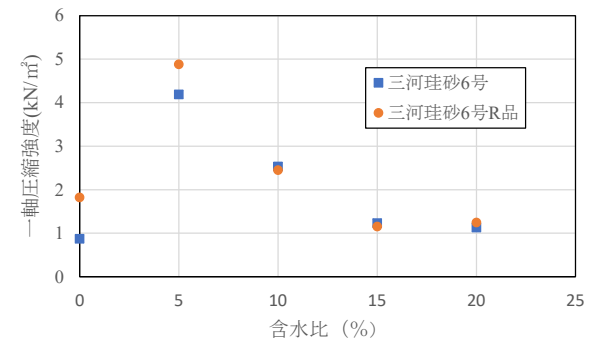


図8 一軸圧縮強度と含水比の関係

5. 三河珪砂6号と三河珪砂6号R品の

試験結果と考察

三河珪砂 6 号と三河珪砂 6 号 R 品で地盤材料の含水比 0%~20%の供試体を作成し、間隙率の測定、ベーンセン断試験、一軸圧縮試験を行った。各含水比で供試体を 3 本作成し、平均値をプロットした。

(1)間隙率と含水比の関係

間隙率と地盤材料の含水比の関係を図 6 に示す。結果から全ての含水比で粒子形状が尖っている三河珪砂 6 号のほうが、間隙率が高くなっていることが分かる。これにより粒子形状は間隙率の変化に影響を与えているのではないかと考えた。

(2)ベーンセン断強さと含水比の関係

ベーンセン断強さと地盤材料の含水比の関係を図 7 に示す。結果からベーンセン断強さは粒子形状の違いにより変化していないことが分かる。さらに図 6 と図 7 の結果から、間隙率は異なっているがベーンセン断強さは同程度であることが分かる。間隙率の変化が気泡によるものであれば、ベーンセン断強さにも影響があるはずである。しかし、ベーンセン断強さが変化していないことから間隙率の変化に粒子形状による気泡の泡立ちやすさは影響していないと考えられる。

(3)一軸圧縮強度と含水比の関係

一軸圧縮強度と地盤材料の含水比の関係を図 8 に示す。結果より地盤材料の含水比が 10%~20%の供試体は粒子形状が異なっても同程度の一軸圧縮強度が得られていることが分かる。しかし、地盤材料の低含水比の供試体では粒子形状が丸い三河珪砂 6 号 R 品のほうが、一軸圧縮強度が高くなっていることが分かる。図 6 と図 8 の結果から、供試体には粒子形状の違いによる間隙率の変化が現れているが、含水比 10%~20%の一軸圧縮強度は同程度である。低含水比では気泡の効果が現れにくいいため、含水比で 10%~20%とは異なる結果になっていると考えられる。

間隙率の変化が添加した気泡によるものであれば、一軸圧縮強度にも変化が現れると考えられる。そのため間隙率の変化に添加した気泡は影響を与えていないと考える。また低含水比では気泡の効果が現れにくいにもかかわらず、一軸圧縮強度に違いがあることが分かる。この原因は粒子形状による締め固まりやすさの違いであると考えた。土粒子が丸いものは、尖っているものに比べて締め固まりやすいため低含水比の一軸圧縮強度のような結果になったと考える。

6. まとめと今後の展望

本研究で得られた結果をまとめると次のとおりである。

(1)気泡混入したセメント改良材は粒子形状が異なることで、間隙率に変化が起こる。しかし、この原因は粒子形状の違いによって添加した気泡に影響があるからではなく、締め固まりやすさが異なるためであると考えられる。

(2)地盤材料の物理特性が異なることで気泡を添加しても同様の効果が得られないケースを確認できた。今後は土粒子の密度や成分、透水性等について検討をしていく必要があると考える。

(3)今回検討できたのは特定条件下でのみの結果である。今後、異なる地盤材料を用いて研究を行うことで原因が明らかになることを期待する。

参考文献

- 1) 刑部俊輔、桑原崇詞、余川弘至：気泡混合処理による改良体内の残存空気率と摩擦力の関係－画像解析を用いた残存空気率の推定－土木学会第 77 回年次学術講演会
- 2) 刑部俊輔、桑原崇詞、余川弘至：地盤改良における気泡混入したセメント改良材の施工性と強度に関する研究
- 3) パワーブレンダー工法協会：スラリー噴射方式 技術資料
- 4) シールド工法技術協会：気泡シールド工法工法資料集 工法概要

既製杭の支持力及び周辺地盤の把握

EC20054 豊田 樹

1. 研究背景

日本は世界的に見て地震発生数が多く地震大国と呼ばれている。特に、日本の都市部には比較的柔らかい地盤が多く存在する。そのため、日本では地震対策、地盤沈下対策が重要視されている。対策方法はいくつかあるが、本研究では既製杭工法について考える。既製杭工法とは、工場で作成された品質の高い杭を建設現場へ運び施工する工法である。既製杭工法は現場で杭を作成する必要が無いことから、作業時間の削減が可能である。昭和 40 年ごろまでは、打込み工法により施工していた。しかし、杭の打ち込みに伴い騒音、振動等の建設公害が発生すること、および各種の規制法(昭和 42 年公害対策基本法, 昭和 43 年騒音規制法, 昭和 54 年振動規制法)が制定されてからは、これらの公害対策を講じた埋込み工法の採用が多くなっている。また、一本当たりの支持力を大きくすることで作業効率を高めることが可能であると考えられる。しかし、良いことだけではなく杭の支持力や性能を評価する載荷試験ではいくつか問題点がある。コストや時間がかかりすぎることや、地盤の条件によって試験結果が異なることである。そこで、数値解析を行なうことでコスト面や地盤条件の問題が解決可能である。本研究では、載荷時に杭の周辺地盤が振動することによってどのような挙動を示しているか調べる。

2. 研究目的

実際のスケールとパラメータを入力し解析を行なうことで、実規模試験の破壊規準や地盤の変形のある程度予測する。また、既製杭一本当たりの支持力を高めることによって施工時間や工事にかかる費用を削減する。さらに、排水状態と非排水状態の二つの条件で既製杭に対してどのような影響を与えるか調べる。

3. 解析方法

研究では、AutoCAD と GTS-NX を使用する。始めに AutoCAD の線分を用いてモデル（杭、根固め液、杭周固定液、地盤）の骨組みを作成する。次に、AutoCAD で作成した骨組みを GTS-NX に取り込み 2D3D モデルを作成し解析する。解析結果を GTS-NX 内の機能を用いて結果算出し Excel に示す。本研究では主に三軸試験と載荷試験データを参考に解析を行なう。

3.1 解析条件

本研究では、材料タイプおよび物性値の入力が正しいか確認を行う。ここでは、三軸試験の圧密排水（CU）試験と圧密非排水（CD）試験を参考に解析を行い「過剰間隙水圧一軸ひずみ」「軸差応力一平均有効応力」²⁾のグラフを作成する。また、ケース A 過圧密比(OCR 以下)1 ケース B, OCR1.5 ケース C, OCR2.5 の 3 ケースを作成し入力が正しいか確認を行う。

表 3.1 検討ケース A~C

検討ケース	過圧密比(OCR)
ケース A	1
ケース B	1.5
ケース C	2.5

3.2 解析手順

まず、変位拘束をモデルに対して側面 X 軸方向と Y 軸方法から変位拘束を行い、モデルを固定した。変位拘束をモデルの底面から Z 軸方向を固定する。

次に排水バブルの開閉を一度の解析で表現することが不可能であったため、本研究では材料を排水と非排水の二通りに分け解析を行った。

次に軸圧縮過程を表現するため、モデルに対して Z 軸方向へ強制変位-0.05m 変化させる。

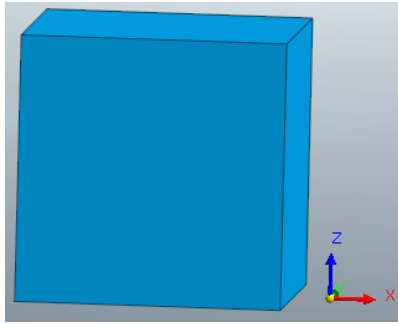


図 3.1 3D メッシュ

3.3 解析結果

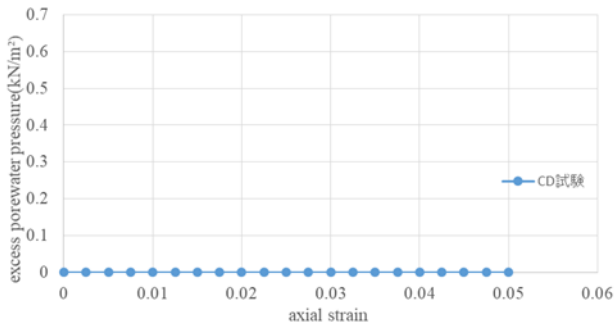


図 3.2 過剰間隙水圧—軸ひずみ

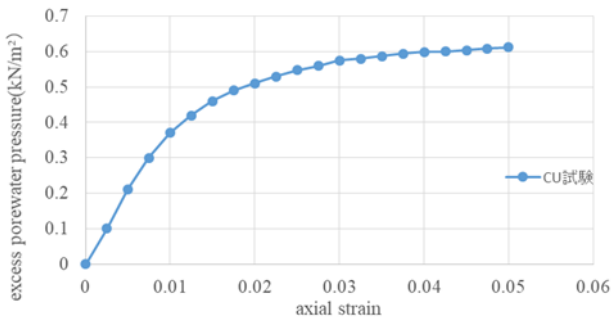


図 3.3 過剰間隙水圧—軸ひずみ

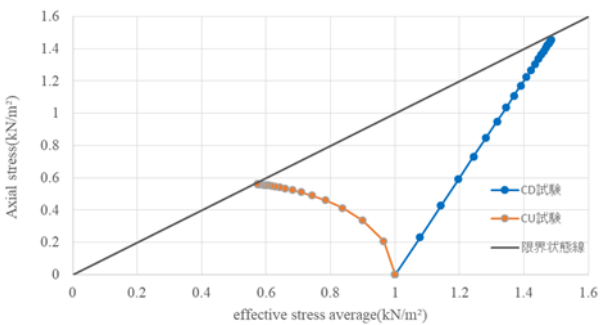


図 3.4 ケース A

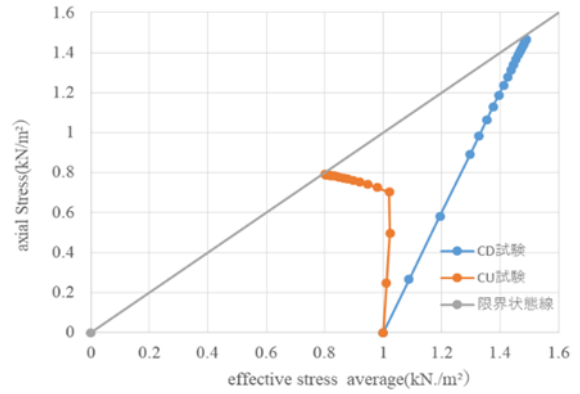


図 3.5 ケース B

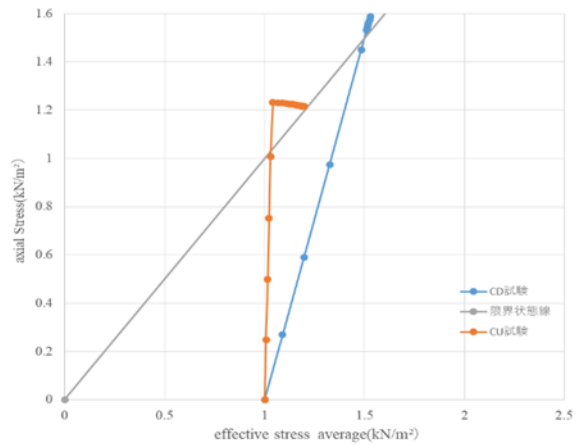


図 3.6 ケース C

3.4 考察

結果から、図 3.2 より軸ひずみが増加しているのに対して過剰間隙水圧が出ていないことが分かる。このことから、地盤が排水状態になっていることが分かる。図 3.3 より軸ひずみが 0.05mm までの過程を見ると、過剰間隙水圧が 0.612401(kN/m²)出ていることから地盤が非排水状態になっていることが分かる。図 3.4 より CD 試験(青色の線)の結果から 1:3 の割合で右肩上がりに増加していることが分かった。CU 試験(オレンジ色の線)の結果から載荷時から平均有効応力が減少し軸差応力が増加していることが分かる。CD 試験 CU 試験の二つの試験結果を見ると、二つの試験結果間が図 3.3 の過剰間隙水圧の値と一致していることが分かった。ケース B.C の過剰間隙水圧は省略するがケース A と同様な結果が得られた。

4.実験条件

本研究では事前に実施した載荷試験データから
 拡底杭部を抜粋しモデル化したものを GTS-NX を
 用いて再現解析を行った. 地盤パラメータ(弾性係数,
 内部摩擦角, 粘着力)は N 値からそれぞれの式にあ
 てはめ求めた. 圧縮指数(λ)は間隙比を式に代入し値
 を求めた. また, 圧縮指数の 1/10 倍の値を膨潤指数
 (k)として値を設定した.

4.1 2D メッシュ

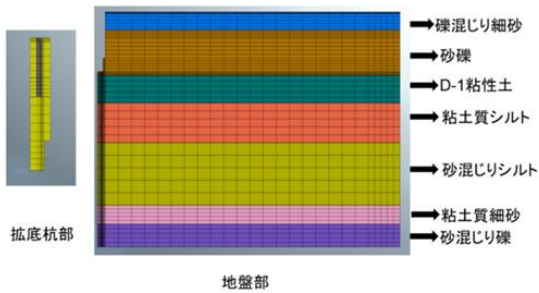


図 4.1 2D メッシュ

4.2 3D メッシュ

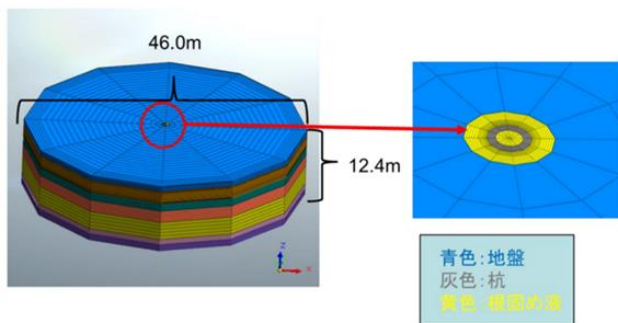


図 4.2 3D メッシュ

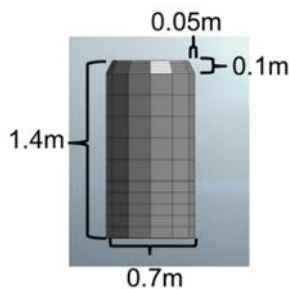


図 4.3 拡底杭部

4.3 材料パラメータ

検討ケース 1~3 で使用したパラメータを表 4.1~
 4.3 に示す.

表 4.1 杭, 杭周固定液, 根詰め液, パラメータ³⁾

材料	弾性係数 (kN/m ²)	ポアソン比	湿潤単位体積 重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (deg)
杭	4000000	0.3	26	45000	0
杭周固定 液	4000000	0.3	15	10000	0
根詰め液	1000000	0.3	18	18900	0

表 4.2 地盤パラメータ

材料	弾性係数 (kN/m ²)	ポアソン 比	湿潤単位 体積重量 (kN/m ³)	粘着量 (kN/m ²)	内部摩擦角 (deg)
埋土	2520	0.3	18	6	1.30
T-1	4350	0.3	17.36	45	32.5
T-2	2527	0.3	16.29	46	32.5
細砂	12600	0.3	18	0	1.30
礫混り 細砂	18200	0.3	18	0	1.30
砂礫	57400	0.3	20	0	1.30
粘土	6880	0.3	16.82	137	32.5
粘土質 シルト	23500	0.3	16	52	32.5
砂混り シルト	109200	0.3	16	24	32.5
粘土質 シルト	42000	0.3	18	0	1.30
砂混り シルト	53200	0.3	20	0	1.30

弾性係数 : $E=2800N\dots(4.1)$

内部摩擦角 : $\varphi=\sqrt{15N} + 15\dots(4.2)$

粘着力 : $C=6.25N\dots(4.3)$

表 4.3 地盤パラメータ

材料	圧縮指数 C_c	膨潤指数 C_s	過圧密比 OCR
埋土	0.0250	0.0025	1
T-1	0.4280	0.0428	1
T-2	0.7315	0.0731	1
細砂	0.0250	0.0025	1
礫混り細砂	0.0250	0.0025	1
砂礫	0.0250	0.0025	1
粘土	0.5733	0.0573	1
粘土質シルト	0.6667	0.0667	1
砂混りシルト	0.6667	0.0667	1
粘土質細砂	0.0250	0.0025	1
砂混り礫	0.0250	0.0025	1

圧縮指数: $C_c=0.54e-0.16\dots(4.4)^4)$

4.4 解析手法

まず, 材料パラメータ(表 4.1~4.3)の設定を行う.

次に, 2D メッシュ 3D メッシュの作成(図 4.1,~
 4.3)を行う.

次に、変位拘束側面、変位拘束底面の作成を行う。

次に、拡底杭部を抜粋しているため土圧をかける必要があるため(84kN/m²)をモデル全体に加える。

地下水面の設定を行う。

次に、杭を 70mm 沈下させるため杭を Z 方向に-70mm 変化させる。

4.5 検討ケース

解析の地盤の物性値を 3 ケース比較し、より再現解析に近づけるために解析を行った。ケース 1 では土圧を 184(kN/m²)に設定し解析を行った。ケース 2 では土圧を 0(kN/m²)に設定し解析を行った。ケース 3 では、根固め液と地盤の間にジョイントを設定し解析を行った。3 つの検討ケースのパラメータを表 4.4.4.5 に示す。

表 4.4 検討ケース 1.2

検討ケース	土圧(kN/m ²)
ケース 1	184(kN/m ²)
ケース 2	0(kN/m ²)

表 4.5 検討ケース 3

検討ケース	法線剛性(kNm ³)	せん断剛性(kNm ³)
ケース 3	1.000.000	1.000.000

4.6 結果

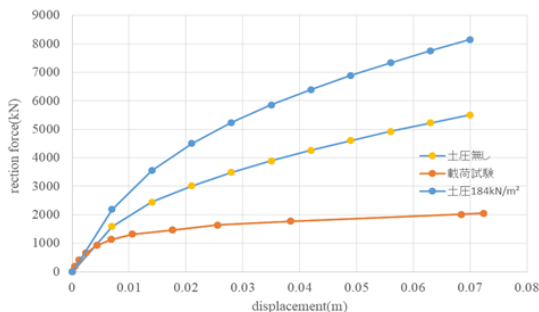


図 4.4 検討ケース 1.2

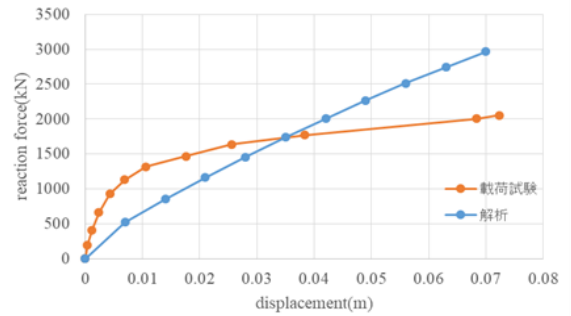


図 4.5 検討ケース 3

4.7 まとめ

図 4.4 ケース 1 の結果から土圧を 184(kN/m²)かけたことから反力が載荷試験よりはるかに大きな値が見られた。ケース 2 の結果から土圧を 0 にすることによってケース 1 よりも載荷試験に近づいていることが分かった。しかし、再現解析の成果と結果としてはあまり良い結果とは言えない。図 4.5 ケース 3 の結果から根固め液と地盤の間にジョイントを設定することでケース 1 ケース 2 と比較すると載荷試験の結果に近づいていることが確認できた。

5 今後の展望

図 4.5 検討ケース 3 での結果からジョイント設定を行うことで載荷試験の結果に近づけることができた。しかし、現状の再現解析の成果としてはあまり良いとは言えない。本研究では、排水での解析を行ったが透水係数を変化させ非排水状態で解析を回することで良い結果が出ることを期待する。

【参考文献】

- 1) 土質試験基本と手引き第二回改訂版公益社団法人地盤工学会 P135-P150
- 2) 土質力学学習演習森北出版株式会社岡二三著 P110-P126
- 3) 近藤雄介:地盤内にある奇跡杭の支持力及び地盤の動きについての研究, 2022 年度中部大学, 卒業論文, 2022
- 4) 設計用地盤定数の決め方—土質編—P88

盛土造成地上における対策工法の研究

EC20065 蜂谷清太

1.研究背景・目的

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震により、海岸や潟の埋立地などで、地盤の液状化が発生し、戸建て住宅などの小規模構造物に傾斜や沈下などの被害が生じた(写真-1 参照)¹⁾。そのため東北地方太平洋沖地震後、平坦地における地盤液状化に対する対策および研究は数多くされてきた。2018 年 9 月 6 日に発生した北海道胆振東部地震では、傾斜地での地盤液状化被害が確認された。平坦地とは異なり大規模な地盤流動が起き、その上に建つ住宅は甚大な被害を受けた。平坦地に比べて被害が大きくなるにもかかわらず、傾斜地での液状化対策や研究がなされていないのが現状である。ここでは、傾斜地に造成された盛土造成地を対象に検討を行う。

本研究では傾斜地で液状化が発生した場合の L 型擁壁とブロック擁壁がそれぞれ住宅にどのような影響を及ぼすのかを住宅の被害から検討し、斜面地における擁壁の挙動を確認することそれぞれの擁壁使用した際の住宅の被害を確認することを目的とする。



写真-1 胆振東部地震での斜面崩落

2.実験方法

震発生時の液状化被害や滑動崩落、擁壁の崩壊などを確認するために、水平方向に加振可能な空圧式振動台(写真-2 参照)を使用する。両面をアクリルとして剛土槽(内寸：幅 1,200 mm×奥行 300 mm×高さ 450 mm)を組み合わせたものを使用する。1/40 スケールの平面ひずみ条件で模型振動台実験を行う。実験では、加振時の住宅沈下や地盤変形を確認することができるように土槽に小型カメラを設置する。地盤

材料は三河珪砂 6 号を使用し、盛土・斜面部を作成した。間隙流体は相似則を考慮し、粘性流体を使用している。

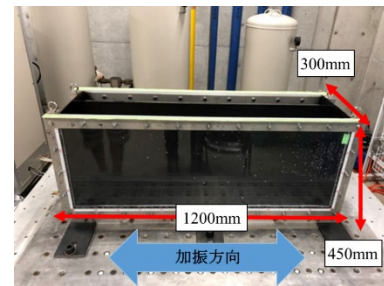


写真-2 空圧式振動台

3.検討ケース

本研究では平面地盤のケース(図-1 参照)、L 型擁壁を使用した傾斜地を 2 ケース(図-2 参照)、ブロック擁壁を 2 種類使用した傾斜地(図-3 参照)を 4 ケースの計 7 ケースを実施した。L 型擁壁とブロック擁壁はそれぞれ健全な状態と降雨後の地震時に被害が出てしまう可能性が高い状態で 2 ケース実験を行う。詳細を表-1 に示す。case4、case5 は相対密度を 50% 目標に地盤作成を行ったが 70%の地盤になった。住宅と擁壁の離間距離は住宅が擁壁に影響を与えないよう安息角の外側に住宅を設置している。離間距離はそれぞれ L 型擁壁 86 mm(実規模 3.4m)、ブロック擁壁 56 mm(実規模 2.2m)になるように設置している。

なお、入力地震動(図-2 参照)は 500gal とし、周波数 10Hz、加振時間 4 秒の正弦波を振動台に入力した。震度 6 強を想定とした振動台実験を行う。

表-1 検討ケース

	地震動強度	盛土相対密度	地盤条件	地盤形状	擁壁条件	推定イメージ
case1	気象庁震度6強	30%	地表含水比30%	平面	擁壁なし	降雨直後地震
case2(森井実験参考)		50%	地表含水比5%			L型擁壁
case3(森井実験参考)			地表含水比30%	斜面	降雨直後地震	
case4		70%	地表含水比5%		ブロック擁壁(板状)	健全な盛土
case5			地表含水比30%			降雨直後地震
case6		50%	5%	地表含水比5%	ブロック擁壁(角棒)	健全な盛土
case7						地表含水比30%

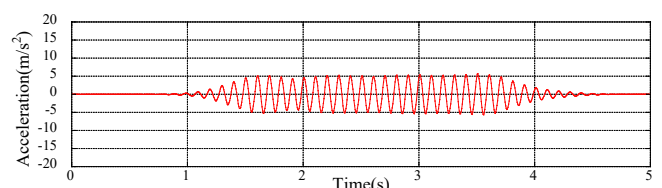


図-1 加速度計の時刻歴

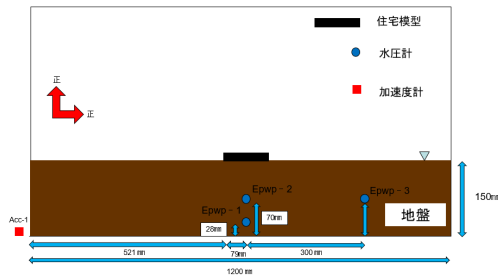


図-1 平面地盤概要図

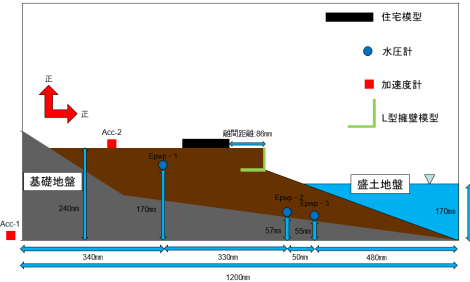


図-2 傾斜地盤概要図(L型擁壁)

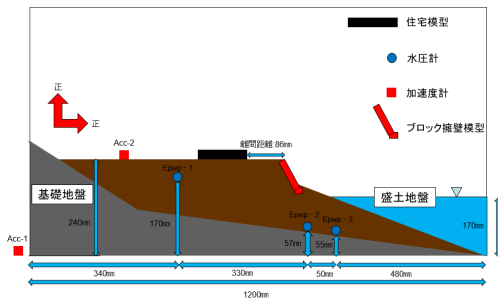


図-3 傾斜地盤概要図(ブロック擁壁)

4. 擁壁モデル・住宅モデル

L型擁壁は、名古屋市住宅用L型擁壁²⁾を参考とし1/40スケールにしたアルミ製の擁壁(縦幅:50mm、底板:50mm、厚さ3mm)を使用した。根入れ深さは10mmに設定する。宅造法より常時、地震時の転倒・滑動・基礎地盤の支持力に対する安全照査を行い、基準を設計上満たしている物を使用する。写真-3に詳細を示す。

ブロック擁壁は宅地防災マニュアルの解説³⁾を参考とし、1/40スケールでアルミ製の擁壁でブロック部を一枚の板状(縦幅:60mm、横幅:10mm、奥行:150mm)の擁壁モデルと角棒(縦幅:10mm、横幅:10mm、奥行:150mm)を6個組み合わせさせた擁壁モデルを2種類使用する。基礎部分は縦幅:10mm、横幅15mm、奥行:150mmの棒を縦幅:5mmの位置から60度の角度でカットし、擁壁と組み合わせて利用する。根入れ深さは5mmに設定する。ブロック擁壁でも宅造法より常時、地震時の転倒・滑動・基礎地盤の支持力に対する安全照査を行い、基準を設計上満たし

ている物を使用する。写真-3に詳細を示す。

対象住宅は木造二階建てのべた基礎住宅とする。木造二階建て住宅の設置圧を荷重指針³⁻²⁾から15kPaで設定し相似則を考慮して、この住宅を板厚15mmのアルミプレートとアルミプレート上部に3Dプリンターで作成したターゲットを取り付けたものでモデル化した。実規模スケールで想定した住宅の接地圧15kPaについて相似則を考慮してモデルケースでは0.465kPaとなるように調整した。また、住宅の前面に動画解析によって住宅の沈下量、水平移動量を測定するために3Dプリンターで作成したターゲットマーカーを貼り付けた。写真-4に詳細を示す。

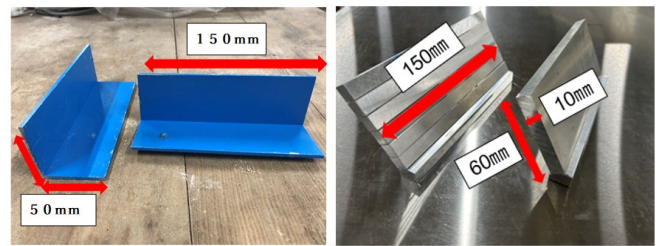


写真-3 擁壁モデル

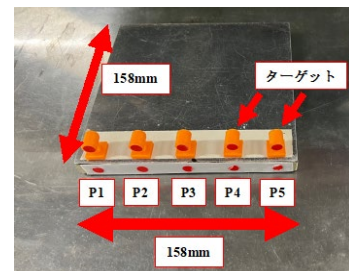


写真-4 住宅モデル

5. 結果・考察

図-4(a)にcase1の過剰間隙水圧を示す。紙面の都合上Epwp-2のみを記載する。図-4(a)より加振後から過剰間隙水圧が上昇し、地盤が軟化し始めたと考えられる。初期有効上載圧に達しているため液状化が発生していることがわかる。図-6(a)から水圧が上昇し始めた時点から住宅模型の挙動が確認できる。住宅模型の水平変位はほぼないが図-6(a)から15.4mmの沈下が確認できる。

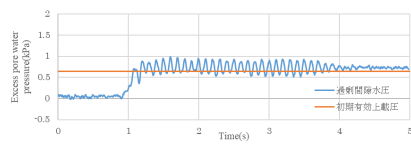
図-4(b)にcase2の過剰間隙水圧を示す。紙面の都合上Epwp-2のみ記載する。図-4(b)から過剰間隙水圧の変化が確認できなかつたため液状化が発生していなかつたことが確認できる。また、図-5(b)および図-6(b)から住宅水平変位、住宅沈下も確認できない。

図-4(c)に case3 の過剰間隙水圧を示す。紙面の都合上 Epwp-2 のみ記載する。図-4(c)より加振直後から過剰間隙水圧が上昇し、地盤が軟化し始めたと考えられる。図-5(c)および図-6(c)から水圧が上昇し始めた時点から住宅模型の挙動が確認できる。住宅模型は加振後に擁壁側に 20 mm の水平移動が確認できる。また、18 mm の沈下量が確認できることから L 型擁壁の崩壊に伴い、基礎地盤に沿って盛土が滑り落ちたと考えられる。

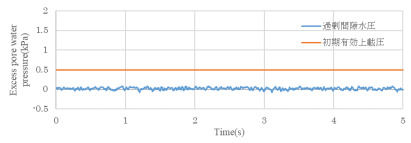
図-4(d)に case4 の過剰間隙水圧を示す。紙面の都合上 Epwp-2 のみ記載する。図-4(d)から過剰間隙水圧の変化が確認できなかったため液状化が発生していな

かったことが確認できる。また、図-5(d)および図-6(d)から住宅水平変位、住宅沈下も確認できない。

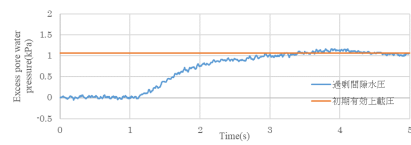
図-4(e)に case5 の過剰間隙水圧を示す。紙面の都合上 Epwp-2 のみ記載する。図-4(e)より加振後から水圧に変化がみられるが、大きな上昇は確認できない。case4、case5 では地盤作成時に十分に締固めを行ったので粘性流体が十分に浸透していない可能性があり、過剰間隙水圧が上昇しなかったと考えられる。過剰間隙水圧が上昇しなかったため、地盤が軟化することがなく図-5(e)および図-6(e)からわかるように住宅の水位変位、沈下量が小さかった。



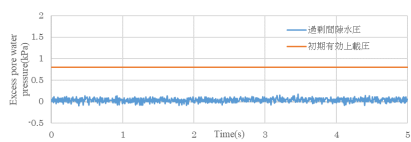
(a)case1



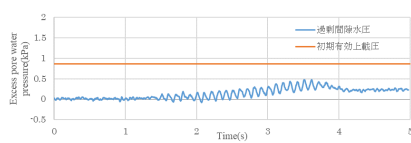
(b)case2⁴



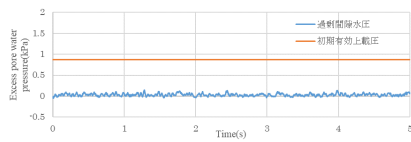
(c)case3⁴



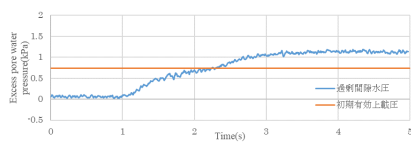
(d)case4



(e)case5

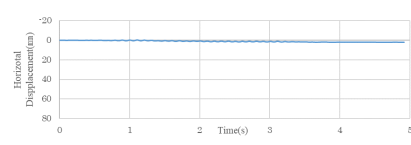


(f)case6

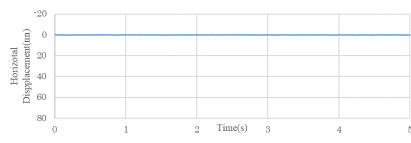


(g)case7

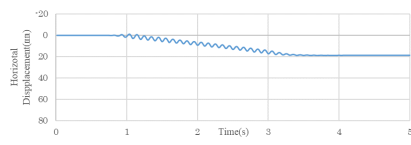
図-4 過剰間隙水圧(Epwp-2)



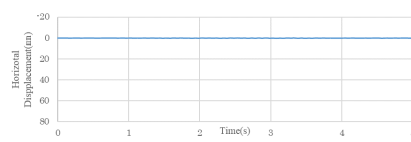
(a)case1



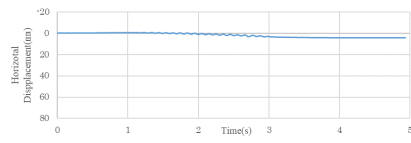
(b)case2⁴



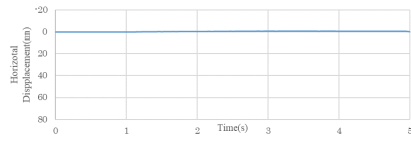
(c)case3⁴



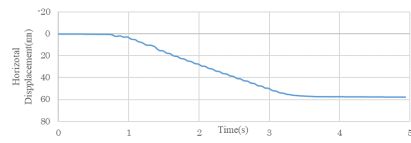
(d)case4



(e)case5

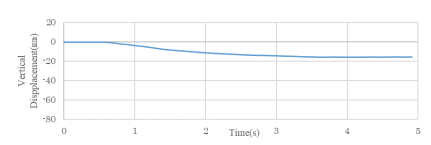


(f)case6

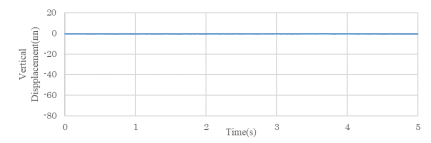


(g)case7

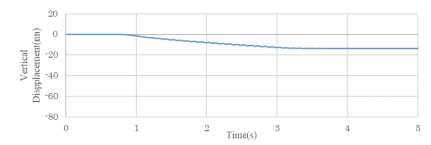
図-5 住宅水平変位



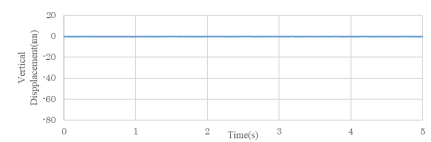
(a)case1



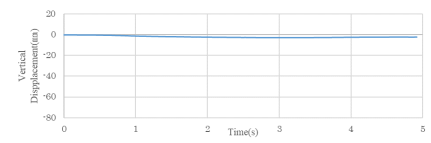
(b)case2⁴



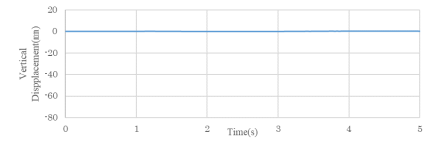
(c)case3⁴



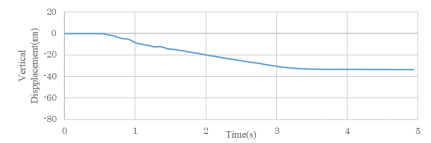
(d)case4



(e)case5



(f)case6



(g)case7

図-6 住宅沈下

図-4(f)に case6 の過剰間隙水圧を示す。紙面の都合上 Epwp-2 のみ記載する。図-4(f)から過剰間隙水圧の変化が確認できなかったため液状化が発生していなかったことが確認できる。また、図-5(f)および図-6(f)から住宅水平変位、住宅沈下も確認できない。

図-4(g)に case6 の過剰間隙水圧を示す。紙面の都合上 Epwp-2 のみ記載する。図-4(g)より加振直後から過剰間隙水圧が上昇し、地盤が軟化し始めたと考えられる。軟化し始めたことから水圧が上昇し始めた時点から住宅模型の水平変位、沈下の挙動が図-5(g)および図-6(g)から確認できる。

6. 結論

図-7 に結果概要図、図-8 に各 case の住宅変位量を示し、以下に本研究で得られた結論を示す。

- ・平面地盤と斜面地盤を比較すると沈下量は L 型擁壁の沈下量とあまり変化はないが、斜面地盤では水平移動変位が大きく斜面地盤では擁壁の崩壊により周りの住宅にも被害が起きる可能性が高い。

- ・L 型擁壁とブロック擁壁の根入れ深さには 5 mm の差があるが、根入れ深さが浅いブロック擁壁では崩壊時に大きな挙動を case7 から確認できる。根入れ深さを深くすることで擁壁の崩壊時に被害を抑えることができるのではないかと考えられる。

- ・地盤内に多くの粘性流体を含んでいるケースではすべて地盤上の加速度計で入力地震動以上の震度の測定している。しかし、case3 と case7 では過剰間隙水圧の上昇が確認できているのに対して case5 では過剰間隙水圧の上昇が確認できていない。case5 では、地盤内に粘性流体をメニスカスによって吸わせる際にかかなりの時間を要したので水位を地盤の高さ 240 mm まで上げている。そのため、地表面に多くの粘性流体が含まれていたのが共振しているが過剰間隙水圧が上昇していなかったのではないかと考えられる。

- ・case2 と case3、case4 と case5、case6 と case7 をそれぞれ比較すると降雨前の健全な状態だと被害はほぼなく降雨後は被害がでている。斜面地盤内の水を適切に処理することで被害を抑えることができる。

- ・L 型擁壁とブロック擁壁を比較すると、十分に締固めを行った case5 では被害が小さかったが降雨後の case3 と case7 を比較するとブロック擁壁では大きな被害が発生している。

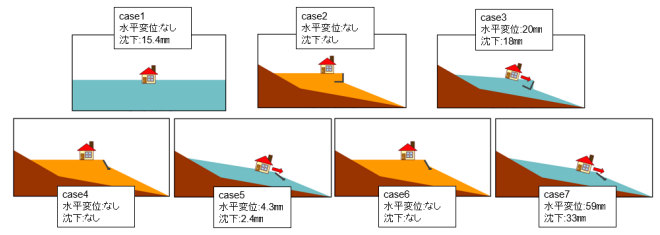


図-7 結果概要図

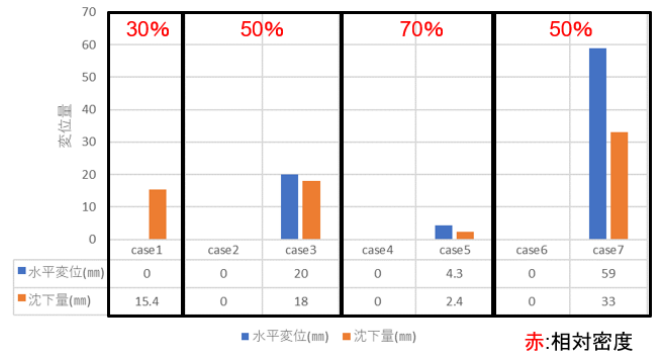


図-8 各 case の住宅変位量

7. 今後の展望

本研究では、ひな壇上宅地の一部を取り出したモデルを対象としているが、盛土地全体を考慮する必要があると考えられる。盛土地にある擁壁が崩壊してしまった場合、L 型擁壁、ブロック擁壁共に擁壁下にある住宅等に影響を及ぼす可能性が高い。擁壁への対策、また住宅の離間距離の設定が被害を減少させるための課題である。

8. 参考文献

- 1) 廣瀬 亘・加瀬 善洋・川上 源太郎・小安 浩理・ト部 厚志: 平成 30 年度北海道胆振東部地震に伴う地表変動および強振動による被害, 北海道地質研究所報告, 第 90 号, pp.15-32, pp.2018.
- 2) 名古屋市: 名古屋市宅地造成工事技術指針(第 8 章・第 9 章: 擁壁の標準構造図), pp. 42-52, 2016.
- 3) 宅地防災マニュアルの解説[I] 〈第二次改訂版〉 (第 8 章: ブロック積擁壁標準構造図), pp377, 2007
- 4) 余川 弘至, 森井 涼太, 野々山 英人: 盛土造成地上の滑動崩落に伴う住宅被害対策, 日本建築学会大会学術講演梗概集, No.20304, 2023 年 9 月

廃タイルのアスファルト骨材としての利用可能性

EC20066 林 幸基

1. はじめに

近年、天然資源の有効活用や自然環境保護の観点よりリサイクル材料の利用活用が推進されている。また既往の研究より森河ら¹⁾は廃タイルと同じ自然粘土を材料とした破碎瓦が環境にやさしい地盤材料であることから廃タイルも環境にやさしいリサイクル材料になると推測される。そこで、岐阜県の高岡市で生産された規格外品となったタイルを砕いた「廃タイル」の有効利用について検討を行う。

現在、国内では建設用骨材として使用されている川砂や陸砂、海砂の供給量が減少している（図1参照）。原因としては、砂採取の際森林伐採や水質汚濁などの自然環境への負荷が大きいという問題があり、自然環境保護の観点から海砂、陸砂などの採取が制限されたことにある。アスファルト骨材の一部として廃タイルの利用可能性について検討する。本研究の目的は、産業廃棄物として出される廃タイルの有効利用と廃タイルを用いた配合設計を行うことである。

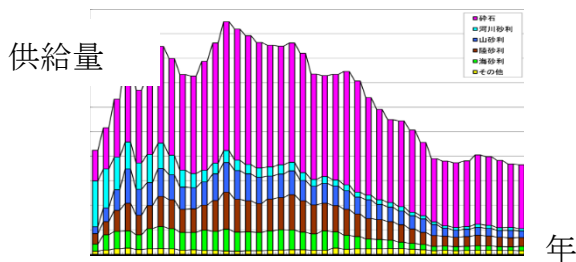


図1 骨材供給量の遷移

2. 試験概要

(1) 廃タイルのアスファルト混合物への利用

アスファルト舗装で一般的に使用されている密粒度アスファルトを対象に標準配合における細骨材のうち5%、10%を廃タイルと置き換えて配合設計を実施し、密度、安定度の増減についての検討を行う。

まず、廃タイルの物理特性の把握のため密度試験、

吸水率試験、粒度試験を行った。試験結果はアスファルト混合物の置換材料元となる粗砂の結果を表1及び図2に示す。表1、図2から廃タイルが他試料より密度が低く、吸水率が高いこと、粗砂より廃タイルの方が粒度範囲が広く、平均粒径から比較的大きい粒径の多いことが分かる。これらよりアスファルト混合物に廃タイルを混入した時、アスファルト混合物の密度の低下、安定度の低下が予想できる。

そこで、アスファルト混合物のタイル配合量を0%、5%、10%と配合量を増加させていき、タイル混入量の変化による密度、安定度の変化について考える。アスファルト混合物は密粒度アスファルト混合物(13)をベースに配合設計を行った。配合設計を行った後、マーシャル試験(写真1,2参照)を行うために円筒形混合物供試体(直径100mm、厚さ約63mm)を作成し、供試体側面を円弧形の二枚の載荷板で挟み、規定温度(60℃)、規定載荷速度(1分間約50mm)により直径方向に荷重を加え、供試体が壊れるまでに示す最大荷重(安定度)とそれに対応する変形量(フロー値)を測定する。マーシャル試験及び供試体の重量測定などからアスファルト混合物としての評価を行う。

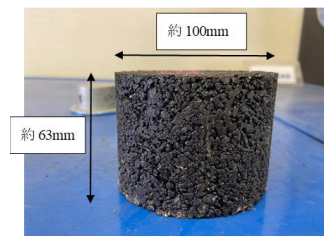


写真1 供試体 写真2 マーシャル試験器具

表 1 物理特性

		廃_TILE	粗砂	規格
土粒子密度	$\rho(\text{g/cm}^3)$	2.46	2.54	2.5 以上
粒径	D60(mm)	2.00	0.90	
	D30(mm)	0.70	0.40	
吸水率	Q(%)	6.72	1.83	3.0以下

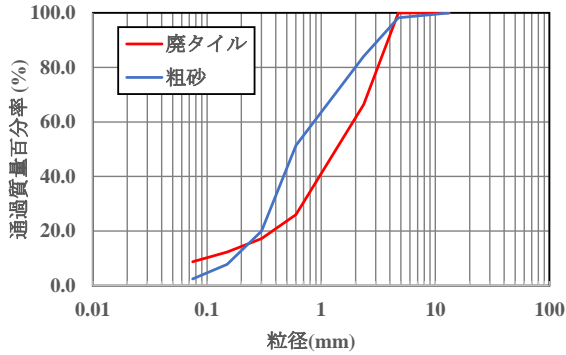


図 2 粒度曲線

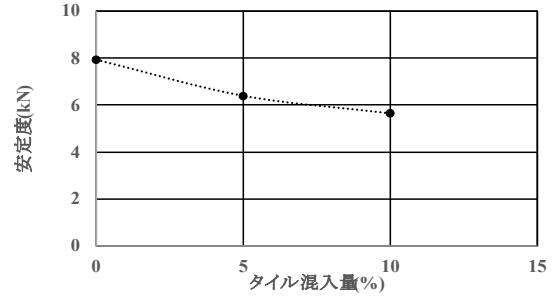


図 3 TILE混入量と密度の関係

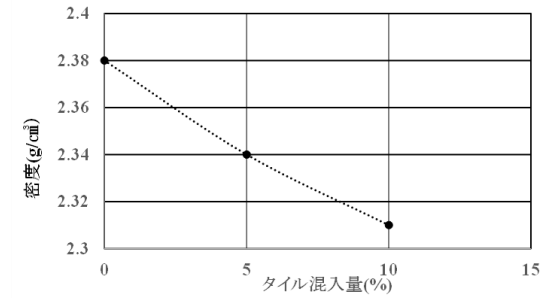


図 4 TILE混入量と安定度の関係

3. 試験結果および考察

アスファルト混合物に対して廃_TILEを 0~10% 混入した際の密度、安定度の変化を図 3、4 に示す。

図 2、3 より廃_TILEの混入量が増加するにつれ、密度、安定度が低下していることが分かった。密度、安定度の低下の原因として考えられるのは、表 1 に示したように、TILEの密度が粗砂に比べて小さいこと、吸水率が高いことから、アスファルトをTILEが吸ってしまうことにより、他材料のアスファルト付着量の減少したためと考えられる。

密度、安定度の低下への対策として、配合設計の見直し、最適アスファルト量の決定、突固め回数の増加の 3 通りを行い、密度、安定度の低下を抑えることについて考える。

(1) 最適アスファルト量の決定

廃_TILEの高い吸水率により、アスファルトを吸水することにより、他材料との付着を妨げている可能性があるため、最適アスファルト量の決定を行った。最適アスファルト量の決定は、密度、飽和度、安定度、フロー値、空隙率の 6 つの値から、密粒アスファルトの基準値を超えている共通部分から行う。

(1) 結果

結果を以下の図 5~10 に示す。

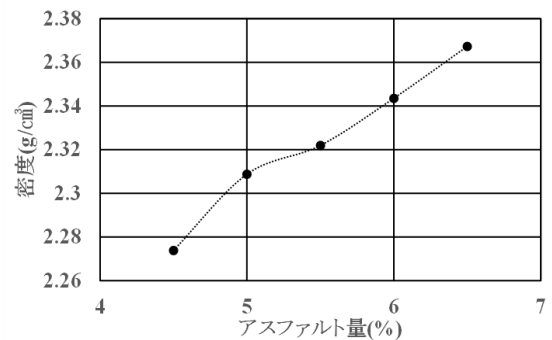


図 5 アスファルト量と密度の関係

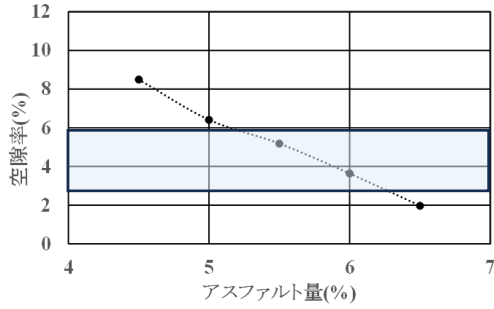


図6 アスファルト量と空隙率の関係

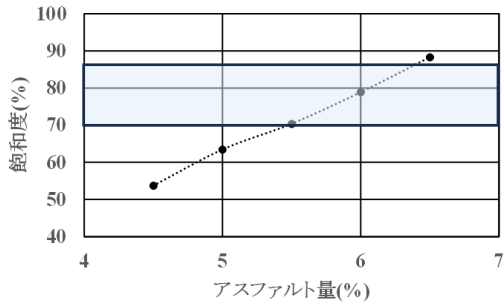


図7 アスファルト量と飽和度の関係

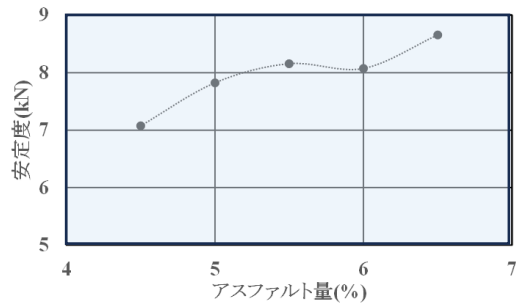


図8 アスファルト量と安定度(安定度)の関係

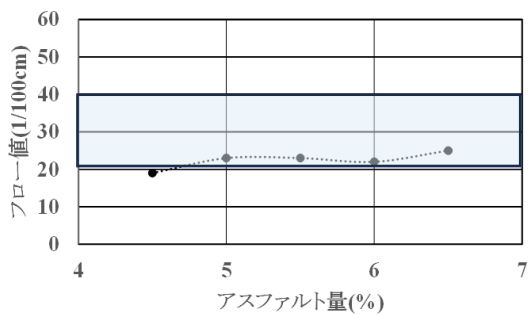


図9 アスファルト量とフロー値の関係

図10より廃タイルを用いたアスファルト混合物の最適アスファルト量は5.8%と決定することができる。

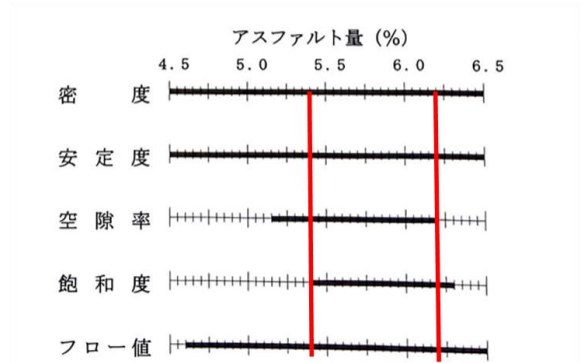


図10 基準値の共通範囲

(2) 配合設計の見直し

配合設計の見直しを実施した。実施内容については、5%分高炉スラグの割合を増加させた。高炉スラグの割合増加による密度、安定度の上昇は竹石ら²⁾により高炉スラグの増加により密度上昇が見込まれるためスラグを増加させ、密度低下対策として高炉スラグの割合増加を行った。

(2) 結果

結果を以下の図11、12に示す。

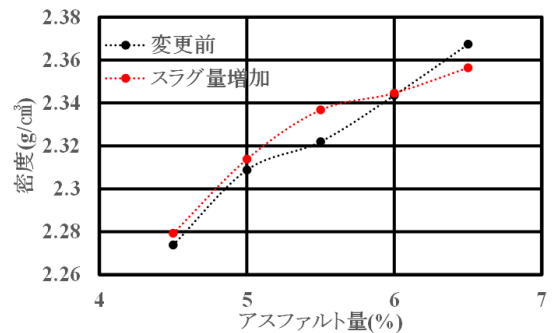


図11 アスファルト量と密度の関係

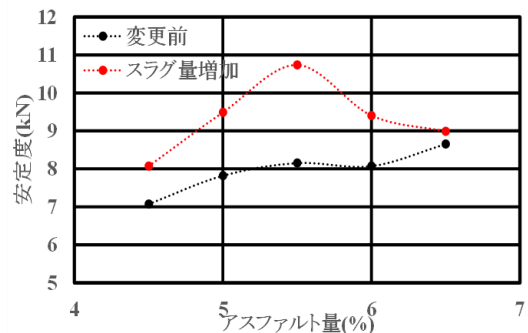


図12 アスファルト量と安定度(安定度)の関係

密度、安定度についてはアスファルト量 5~6%の区間で配合設計の変更前よりも密度、安定度ともに上昇している。さらに最適アスファルト量も 5~6%の間に存在するのではないかと考えられる

(3) 突固め回数の変更

一般的に突固め回数を増加させると密な供試体を作成することができ、密度の上昇が期待できる。そこで密度、安定度が突固め回数の変更によってどのような影響を及ぼすかまた密度、安定度はどのくらいの増加がみられるかについて調べるために突固め回数を 25 回、50 回、75 回、100 回と増加させていった際の挙動について把握する。

(3) 結果

結果を以下の図 13、14 に示す。

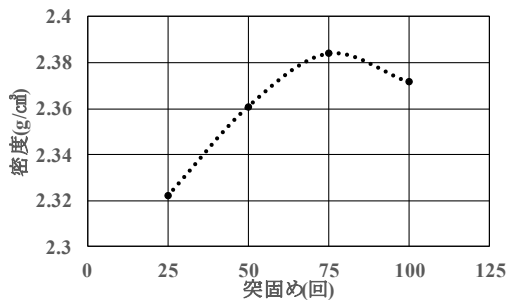


図 13 突固め回数と密度の関係

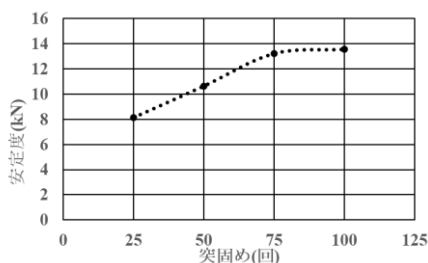


図 14 突固め回数と安定度の関係

密度、安定度ともに突固め回数が増加するにつれて上昇していることが分かる。しかし、突固め回数が 75 回を超えたところから密度は低下し、安定度も上

昇が止まっている。これは突固め回数が増大したことによってオーバーコンパクション状態³⁾に達してしまったため強度の低下がみられたのではないかと考えられる。

4. まとめ

本検討では、廃タイルをアスファルト混合物への与える影響について検討した。以下に本検討によって得られたことを示す。

- (1) 廃タイル混入に伴い、密度、安定度の低下する
- (2) 最適アスファルト量は 5.8%
- (3) 高炉スラグの増加に伴う密度上昇する
- (4) 突固め増加に伴い強度は上がるが、適格な数である必要がある。

5. 今後の展望

本研究では、廃タイルを用いた密粒度アスファルト配合設計について検討した。今回の配合設計ではバージン材のみを使用した。実際に使用されているアスファルト混合物はバージン材のみの配合設計の例は極めて少なく、主に再生骨材を使用した配合設計が主であるために今後は再生骨材と廃タイルを使用した配合設計について検討する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 森河由紀弘、佐藤智範、武田祐輔、田中雄也、神谷彦二、前田健一：無害で軽量性、摩擦性、排水性が高い破砕瓦の有用性に関する検討, 第 29 回中部地盤工学会シンポジウム
- 2) 新潟市土木部道路計画課：新潟市における溶融スラグのアスファルト混合物への利用に関する検討
- 3) 公益社団法人地盤工学会：土質試験基本の手引き 第 3 改訂版, 丸善出版, p19-162

MPM を用いた液状化による戸建住宅の沈下予測

EC20079 森 悠斗

1.はじめに

近年、巨大地震が発生するたびに地盤の液状化現象が確認されている。2016年4月14日に発生した熊本地震では広範囲に渡って戸建て住宅などの小規模建築物に傾斜や沈下などの甚大な被害が生じた。被害が生じた原因として、液状化対策が施されていないことや、液状化対策が十分でなかったことがあげられる。現状の液状化対策工法で、住宅の沈下や傾斜を完全に防止する工法などがあるが、対策費は高額になり普及が進んでいない。一般の住民に対策の重要さを理解させ、対策を広く普及させるためには、地震時の液状化により住宅がどの程度沈下・傾斜するかといった対策の要否を判断するための定量的な材料が必要である。そこで本研究では、重力場模型振動台実験および MPM (Material Point Method) による 2 次元静的液状化プログラムを用い、無対策時の液状化による住宅数値解析を実施し、液状化時の住宅被害の程度予測を行った。

2. Material Point Method

2.1 MPM の概要

従来の解析手法は大きく分けて、有限要素法 (FEM) に代表されるメッシュにより細分化して計算する格子法と Smoothed Particle Hydrodynamics 法 (SPH) などの物理量を影響範囲内にある近傍粒子から決定し計算する粒子法に分けられる。格子法は解析実績が多いが、変形の解析時にメッシュ形状が破綻することが問題となる。SPH 法は計算手法の特性から、大変形問題を得意としているが、近接粒子検索に膨大な時間を要する。そこで、これらの問題を解決する手法として MPM が提案されている。MPM では陽解析の時刻歴計算を行う。Lagrange 的手法と Euler 的手法を連成した解析手法であり、PIC (Particle In Cell) 法を固体問題に適用した手法である。連続体は Lagrange 粒子群で表現し、支配方程式は粒子群の背面に設けられている Euler 格子 (バックグラウンドメッシュ) で解く手法である。Euler 格

子で Euler 的に計算する部分は有限要素法と同様であり、地盤のような構成則が複雑なものにも適用性がよく、境界条件も明確に表現することが可能である。図 1 に MPM の概念図を、図 2 に MPM の計算手順を示す。

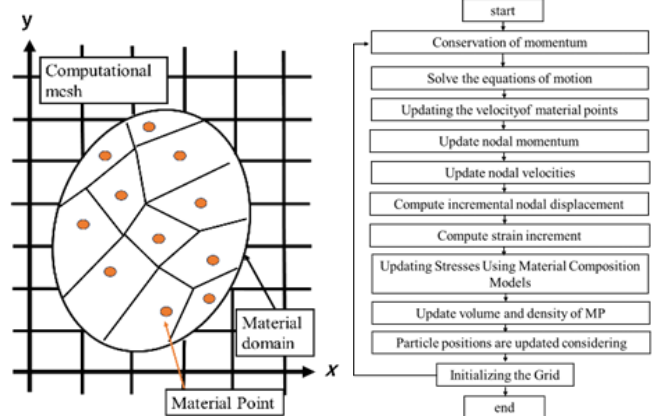


図 1 MPM の概念図

図 2 MPM のフロー図

2.2 自重解析

本研究では、Anura3D MPM Research Community により開発された Anura3D²⁾を使用する。プログラムの検証を行うため、本節では自重解析による応力確認、2.3 節ではブーシネスクの解による地盤内応力を確認した。

2.2.1 解析条件

解析モデルを図 3 に示す。要素数は 300、節点数は 176 である。境界条件は側面を水平方向(x)固定、底面は水平、鉛直方向(x,y)固定とした。地盤全体に重力加速度が 9.8m/s^2 となるまで徐々に増加させた。表 1 に入力パラメータを示す。

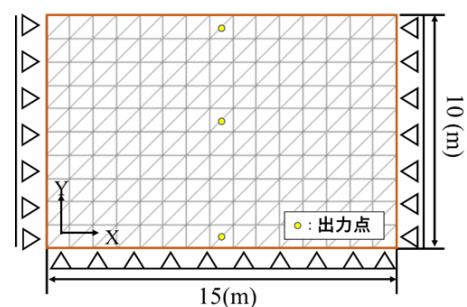


図 3 解析モデル

表 1 入力パラメータ

Density	g/cm ³	2.65
Young's modulus	kPa	80,000
Poisson's ratio	-	0.33

2.2.2 解析結果

図 4 に、解析で得られた深度ごとの平均有効応力と理論値の平均有効応力との比較を示す。出力した解析値が理論値と概ね一致しているため、重力加速度が適切に作用し、地盤内の応力状態を再現できていることが確認できた。

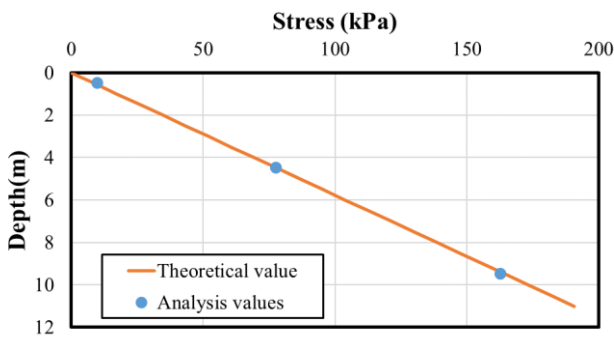


図 4 解析結果

2.3 ブーシネスクの解

地盤上に構造物が建設されると、構造物を外力として、地盤内に応力が発生する。また、上載荷重 q を作用させたときの鉛直応力は構造物から離れるに従って小さくなる。これは 19 世紀にブーシネスクによって提案された理論値であり、ブーシネスクの解を考慮して理論値を決定し解析結果と比較する。

2.3.1 解析条件

解析モデルを図 5 に示す。図のように地盤のある一定の範囲に上載荷重を作用させた。Case1 から Case6 まで解析を行い、幅(b), 深度(h), メッシュサイズをそれぞれ変更して深度ごとの応力分布の違いを確認する。境界条件は側面を水平方向(x)固定, 底面は水平, 鉛直方向(x,y)固定とした。上載荷重を 9.8kPa となるまで徐々に増加させた。表 2 に検討ケースを、表 3 に入力パラメータを示す。

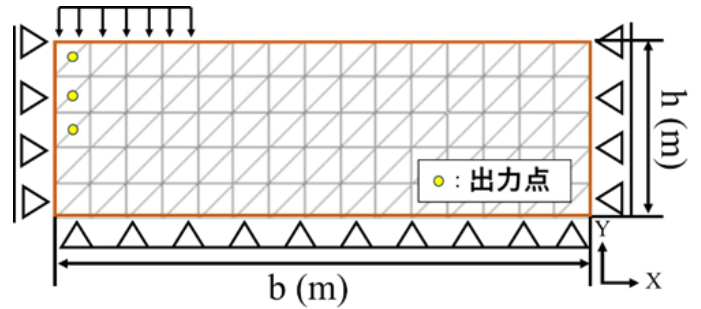


図 5 解析モデルの一例(Case1)

表 2 検討ケース

	depth (m)	width (m)	mesh size (m)	element	nodes
Case1	5	15	1.0	240	144
Case2	15	15	1.0	540	304
Case3	5	30	1.0	480	279
Case4	10	30	1.0	780	434
Case5	15	30	1.0	1080	589
Case6	10	30	0.5	3120	1647

表 3 入力パラメータ

Density	g/cm ³	2.65
Young's modulus	kPa	80,000
Poisson's ratio	-	0.33

2.3.2 解析結果

図 6 に、解析で得られた深度ごとの平均有効応力とブーシネスクの理論値との比較を示す。出力した解析値が理論値と概ね一致しているため、上載荷重が適切に作用していることが確認できた Case1 と Case3, Case2 と Case5 のような幅のみを変えたとき、解析結果に大きな差異は見られなかった。また、Case4 と Case6 のようにメッシュサイズの変更は深度が 2m 付近まではメッシュサイズが 0.5 のほうが理論値に近い結果が得られたが、2m 以降は結果に大きな差異は見られない。一方 Case4 と Case5 のように深度を変更した場合には深度を大きくとった Case5 のほうが理論値に近い値が得られた。

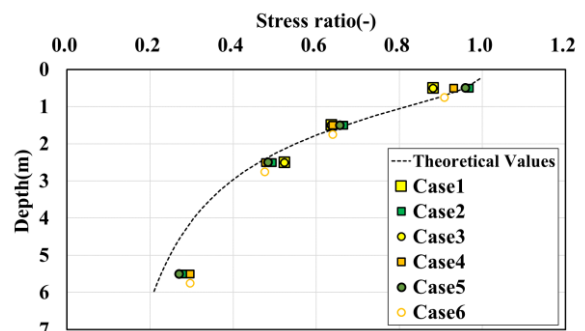


図 6 解析結果

3.再現解析

3.1 模型振動台実験

液状化時の住宅沈下および地盤の変形を確認するために水平方向に加振可能な空圧式振動台と両面をアクリルとして剛土槽(内寸：幅 1,200 mm×奥行 150 mm×高さ 450 mm)を組み合わせたものを使用し、1/40 のスケールの平面ひずみ条件で模型振動台実験を行った(写真 1)。実験では住宅沈下や地盤変化を確認できるように小型カメラ(GoPro)を設置した。地盤材料は三河珪砂 6 号を使用し、地盤高さ 150 mm となるように水中落下法で作成した。住宅模型は木造二階建て住宅を対象とし、実規模で 15kPa となるようにアルミプレートでモデル化した。入力地震動は、振動台上で最大加速度 500gal, 周波数 10Hz, 加振時間 4 秒の正弦波である。図 7 に加速度の時刻歴を、図 8 に計測器の配置図をそれぞれ示す。

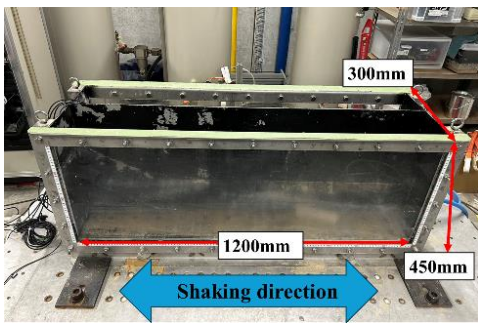


写真 1 実験装置

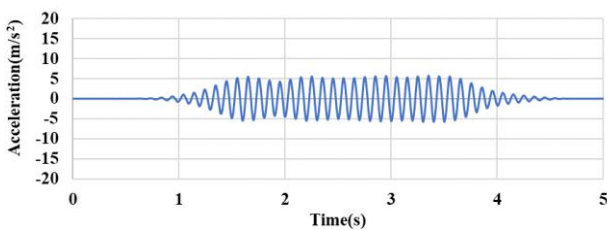


図 7 加速度の時刻歴

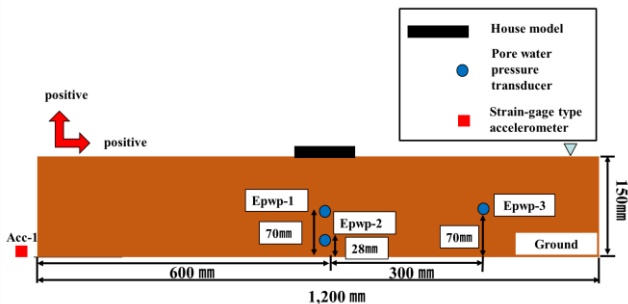


図 8 測定器の配置図

図 9 に過剰間隙水圧の時刻歴(紙面の都合上図-9 の Epwp-1 のみ記載)を、図 10 に住宅の鉛直変位の時刻歴を、写真 2 に加振終了後の地盤状態を示す。図 9 より、過剰間隙水圧は加振開始から 1.3 秒ほどから急激に上昇しており、初期有効上載圧に到達しているため液状化が発生していることがわかる。図 10 から住宅の沈下量は 15 mm 程度となった。写真 2 から、住宅周辺地盤の様子に着目すると、住宅がめりこみ沈下している様子が確認できた。

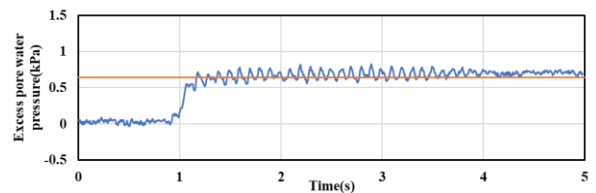


図 9 過剰間隙水圧($\Delta u/\sigma'_0$)の時刻歴
(橙線：初期鉛直有効応力)

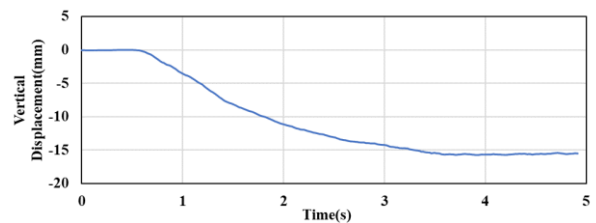


図 10 住宅鉛直変位の時刻歴

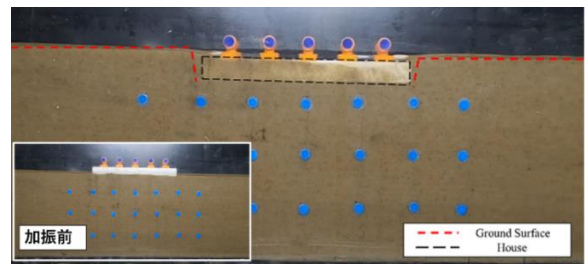


写真 2 加振終了直後の地盤状態

3.2 MPM による 2 次元静的液状化

3.1 節で実施した模型振動台実験を MPM による 2 次元静的液状化プログラムを用いて再現解析を実施した。静的に液状化時の地盤挙動を再現するために、MPM の構成式には安田らが 1999 年に提案したモデル(以下、安田モデル)³⁾を導入した。本モデルは、液状化した土のせん断応力-せん断ひずみ関係をバイリニアで近似したものであり、解析時に必要となるパラメータが非常に少ないことが特徴である。具

体的には、初期せん断剛性 G_0 、細粒分含有率 F_c 、ポアソン比 ν 、単位体積重量 γ 、液状化安全率 FL の5つである。図 11(a)に実験から想定される地震前と流動時のせん断応力-せん断ひずみ関係の模式図を、図 11(b)にそれをバイリニアで近似した模式図を示す。

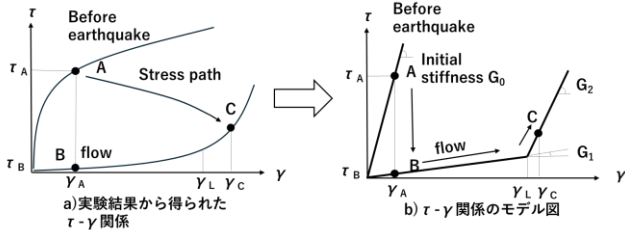


図 11 液状化した土のせん断応力-せん断ひずみ

3.2.1 解析条件

再現解析に用いた解析モデルを図 12 に示す。要素数は 4,888、節点数は 2,545 であり、境界条件は側面を水平方向(x)固定、底面は水平、鉛直方向(x,y)固定とした。自重法を用いて、重力加速度が 9.8m/s^2 となるまで徐々に増加させた。地盤は安田モデル、住宅は弾性モデルの構成式を用いてモデル化した。入力パラメータについては実験後の条件を考慮して液状化判定を行い、それらによって得られた液状化安全率 FL 等を入力パラメータとした。表 5 に入力パラメータを示す。

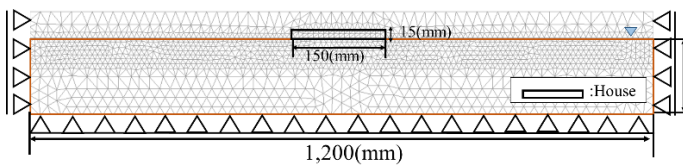


図 12 解析モデル

表 5 入力パラメータ

Parameter		Ground	House
Model		Yasuda	Elastic
Initial Young's Modulus (kN/m^2)	G_0	11,250	800,000
Poisson's ratio	ν	0.33	0.33
Fine content (%)	F_c	0	-
Factor of safety for liquefaction	F_L	0.14	-
Density (t/m^3)	ρ	1.8	1.8

3.2.3 結果

図 13 に解析後の粒子配置および鉛直方向の変位量を示す。図 13 より鉛直下向きの変位量(住宅沈下量)は 13mm 程度となった。模型実験の結果では 15mm 程度だったことから、概ね振動台実験の再現ができていているといえる。また、住宅周辺の地盤の変形は写真 2 の実験時と比較すると、解析においても住宅が周辺地盤にめり込んでいる様子をとらえることができた。模型振動台実験と再現解析の鉛直下向きの変位量が模型振動台実験のほうが約 2mm 大きく出てしまった原因として、平面ひずみ条件で模型実験を行ったが、奥行方向に振動台と住宅模型にわずかな隙間があったことから、奥行方向に地盤が変形・流動してしまった可能性が考えられる。

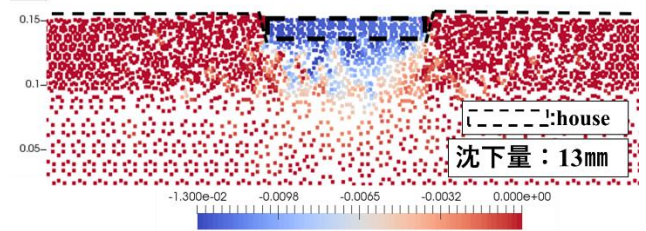


図 13 変形図(コンター:鉛直変位)

4. まとめ

本研究では MPM を用いて、自重解析、ブーシネスクの解を用いた解析から Anura3D のプログラムの適用性を示すことができた。また、2次元静的液状化プログラムを用いて住宅の沈下予測のために実験規模での再現解析を行い、概ね実験結果を再現できることが分かった。今後、実規模モデルで様々な地形条件のもと解析を行い、液状化時に起こる住宅の被害度を「住宅の沈下量・傾斜量」という定量的な値で表現していくことが望まれる。

〈参考文献〉

- 1) 桐山貴俊, Material Point method の概説と適用例砂防学会誌, Vol. 68, No 3, pp. 43-46, 2016.
- 2) Anura3D MPM Research Community Anura3D MPM Software Tutorial Manual 2022.
- 3) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫, 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論集, No. 638, pp71-89, 1999.12.

電気炉還元スラグのエイジングによる安定化処理技術

眞野 泰成

1. 研究背景

本研究では従来のエイジング方法以外にマッフル炉や電子レンジを使用したエイジング方法による、電気炉還元スラグの安定化処理について検討する。電気炉還元スラグの生産鋼種、精錬条件などによって著しく異なる。高品質鋼の需要が増す一方、環境に配慮した電気炉を使用したスラグの生産方法は年々増加している。電気炉還元スラグは主として埋め立て処分されてきたが、近年では道路の路盤材やコンクリートの製造材料などに使用されるようになった。しかし、電気炉還元スラグを排出時のままや従来のエイジング方法で路盤材などに使用すると膨張や固化してしまうことが問題となっている。その主たる原因は水和物の生成による体積膨張にある。さらに水和反応による固化も確認されており、現在の使用用途は限られている。水和反応をできるだけ防ぐためエイジングが必要とされている。現在主として大気エイジングや蒸気エイジングが行われているが、これは均等にエイジングが進めることができなく、部分的に水和反応が起こってしまう他、大気エイジングではヤードの場所や期間を取りすぎてしまうなどのデメリットがある。蒸気エイジングでは大気エイジングより期間を短縮できるが、これも均等にエイジングが行えず、特別な施設も必要とする。そこで本研究ではマイクロ波を使用したエイジングを行うことで、短時間で高温にでき、内部から均等に加熱をできるというメリットを活かし、より均一に化学的に安定させ、様々な材料として電気炉還元スラグを使用できるようにする。尚且つ使用するエネルギーが電気なため、環境に配慮し、低コストでのエイジング処理方法を検討する。

2. 試験概要

本研究では、エイジング方法による成分変化を比較する。還元スラグの化学反応として、「 $\text{CaO} + \text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{Ca}(\text{OH})_2$ 」になる際に水和反応による膨張や固化する現象がみられる。電気炉還元スラグを材料として使用した後、この反応が発現するのは望ましくないため、エイジング過程が必要である。そこで、本研究では自然エイジング、熱湯エイジング、恒温炉エイジング、電子レンジエイジングの5種類のエイジング方法から、エイジング後の試料の水浸膨張率やPHを測定する2つの実験方法から、より良いエイジング方法を検討する。電気炉還元スラグは製鋼条件によって物理的・化学的性質が異なってくるが、本研究で使用したスラグは東京製鐵(株)田原場で電気炉から産出したエイジング前の還元スラグである。

2.1 エイジング方法

採取時の電気炉還元スラグは粒度が大きく、エイジングに時間が掛かりすぎるため、本研究ではあらかじめ粉砕機で粉砕し、簡易的な4分法を行った電気炉還元スラグを使用しエイジングを行う。



写真1 粉砕機



写真2 4分法

2.1.1 自然エイジング

加熱は行わず、電気炉還元スラグに水を入れて放置する。自然エイジングではコストは抑えてエ

ージングを進めることができるが、時間かかりすぎてしまう他、広い場所が必要となるデメリットがある。

2.1.2 熱湯エージング

直接的な加熱は行わないが、電気炉還元スラグに入れる水を熱湯にする。熱湯をエージングの行う際に使用し、エージングを早く終わらせることができると、少量のエネルギーやコストで環境にもやさしくエージングができるため、熱湯エージングの方法も検討する。

2.1.3 恒温炉エージング

電気炉還元スラグの化学的特性として酸素が反応に大きく関わる。そのため加熱途中で酸素を供給することのできる恒温炉を使用し、大気中の酸素を炉内に取り込みながら加熱を行う。

本研究では恒温炉の温度を 110℃と設定し、110℃の到達後炉内の試料を入れ、加熱を行う。

2.1.4 マッフル炉エージング

マッフル炉は熱源が被燃焼物を直接加熱せず、熱板などで仕切りを入れて加熱する炉である。被燃焼物への汚れの防止や、炉内雰囲気の変化が少ない。1100℃までの温度調整を可能とし、長時間の加熱を可能とする。本研究では 550℃に温度を設定し、1 時間の加熱を行う。この際炉内雰囲気が少ないため酸素によるエージングの促進についての検討も行う。

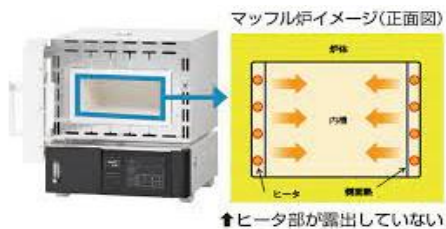


図1 マッフル炉の特徴

2.1.5 電子レンジエージング

マイクロ波を使用した加熱方法のメリットは、

従来の加熱方法に比べ、高速で加熱が行えるほか、マイクロ波によって、内部から均一に加熱できるという特徴がある。この特徴を活かし、電気炉還元スラグをエージングに必要な時間や成分の均一性についての検討を行う。

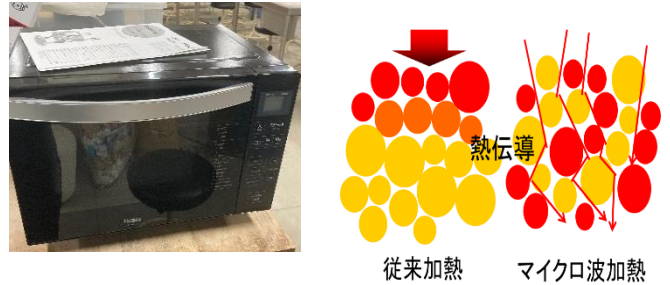


図2. 電子レンジとマイクロ波の加熱特徴

3. 加熱実験及び水浸膨張試験

3.1 実験概要

本研究では加熱方法によって電気炉還元スラグのエージングにかかる時間や実験後の膨張率を比較するための加熱実験を行う。エージング方法の種類は5種類に分ける。それぞれのエージングを1時間行い、23時間の放置時間を設け、その後新しい水を追加し、試料の膨張率を確認する。

3.2 実験結果

自然エージング…自然エージング終了後の試料は白濁としており表面は固化していないが内部は固化している。しかし、強度はそれほどない。自然エージングでは水の追加後24時間で元の試料の量より膨張しているのが確認でき、膨張率は大きい。膨張は24時間で終了し、後から追加した水は黒く変色している。



写真3 水浸膨張試験前 写真4 水浸膨張試験後

熱湯エージング…熱湯エージング終了後の試料の表面は固化している。しかし、内部は粒状になっており完全に固化していない。

熱湯エージング終了後の試料も水の追加後 24 時間後で膨張の確認ができ、膨張率は大きい。24 時間の膨張後はそれ以上の膨張は見られない。追加した水は黒く変色する。



写真5 水浸膨張試験前 写真6 水浸膨張試験後

恒温炉エージング…恒温炉エージング終了後に新しい水を加え 24 時間おきに膨張率の確認を行う。恒温炉エージング終了後の試料に水は残っているが表面は固化している。しかし、内部は熱湯エージング同様完全に固化はしない。恒温炉エージング終了後新しい水を追加し 24 時間経過後、試料の膨張は確認できた。しかし、自然エージングや熱湯エージング程の膨張は見られず、追加後は黒色に変色はしているが自然エージングや熱湯エージング程の変色は見られない。



写真7 水浸膨張試験前 写真8 水浸膨張試験後

マッフル炉エージング…マッフル炉エージング終了後の試料は水分が完全に蒸発しており、表面は固化している。しかし、内部まで水分が完全に蒸発しているため粒状になっており、強度は高くはない。水浸膨張試験後マッフル炉エージングでは膨張はするものの、上記の 3 つのエージング方法に比べ膨張率が小さい。さらに、追加した水は 24 時間で無くなり、試料が白色に変色し固化する。



写真9 水浸膨張試験前 写真10 水浸膨張試験後

電子レンジエージング…電子レンジエージングもマッフル炉エージングと同じく、エージング終了後に水分が完全に蒸発している。電子レンジエージングでは加熱途中で試料温度の急上昇によって、試料が爆ぜてしまう。そのため、試料が一つの固体にはならないが強度は出る。水浸膨張試験後、電子レンジエージングも膨張は確認できるものの、マッフル炉エージングと同様膨張率は大きくなく水分が完全に蒸発し、試料は上部だけが白くなり固化する。

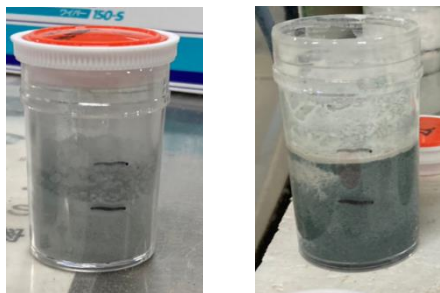


写真 11 水浸膨張試験前写真 12 水浸膨張試験後

4. 加熱実験及び PH 測定

4.1 実験方法

粉碎後の電気炉還元スラグに試料に新しい水を加え、3 分間攪拌する。それぞれのエージング処理を終えてから新しい水を供給し、日数で PH の減少を確認する。そのため写真 32 の容器に左右 1 か所ずつ穴をあけ、片方にホースを差し込み片方は古い水を逃がせる場所とし、新しい水を供給し続けられるようにする。その後、日数毎に PH の測定を行う。



写真 13 新しい水の供給方法

4.2 実験結果

エージング直後はエージングを行った水の温度によって PH の低下は確認できたが 3 日目以降、全ての試料が常温の水に反応し、図 1 の様に PH12.9 まで上昇してしまい、試料全てが完全に化学的に安定しているといえる状態ではなかった。今回行った写真 32 の実験方法ではすべての試料に同じ新しい水を使用していたため PH がすべて同じになってしまった可能性がある。次回の

実験ではすべての試料に 1 ずつ容器を準備し、実験を行う必要がある。

5. 考察

本研究では 2 つの実験を行った。ここから電気炉還元スラグのエージングには水の温度、エージングを行う時間が必要だと分かった。しかし、温度だけではなく電子レンジによる加熱は 550℃で行ったマッフル炉エージングよりも膨張が少なく試料の変色も確認できなかったことから、マイクロ波による加熱が電気炉還元スラグの少量のエネルギーで短時間のエージング促進を行えることがわかる。

マイクロ波を使用したエージング方法は路盤材として、施工後の膨張を防ぐためには短時間で効率よくエージングを行えると思われる。

6. 今後の展望

考察で記述したが路盤材として使用する際のエージング方法として電子レンジでのエージングを挙げたが、実規模でのエージングで内部まで均等にエージングの促進ができるか検討する必要がある。

PH 測定は 30 日では PH の低減は見られなかったが、マッフル炉エージングや電子レンジエージングでは 180 日以内に PH の低減が起きる可能性があるため検討する必要がある。

7. 参考文献

- 1) 佐野博昭. 山田幹雄. 柏原司. 金子敏行. 古川幹人. 原良治. 澄川圭治. 中村貴敏. 室内エージング実験における製鋼スラグの pH 低減効果の確認. 土木学会論文集. vol. 71. No. 4. 272-277. 2015.

旧街道から見る現況道路の災害対策

EC19041 白川 ほなみ

1. 序論

1.1 背景

日本の地理的な特徴は複雑かつ多様性である。その結果としてさまざまな自然災害にさらされてきた。地域ごとに異なる地形や気象条件は、災害リスクに直結しており、これが道路を代表とする交通体系にも影響を及ぼしている。特に、歴史的な街道の整備においては、地理的な要因がどのように考慮され、災害に対する対策が組み込まれてきたのかを理解することで現代の道路事情に対して何か見いだせると考えた。

1.1.1 日本の地理的特徴

日本の地理的特徴として山岳地帯と海岸線の複雑な地形があげられる。日本は山岳地帯と海岸線までの距離が近く、これにより、道路整備においては高低差や急峻な勾配の対応が求められている。また、海岸線と山岳地帯が近い河川についても急勾配や、細く狭い川を流れているところも多い。

1.1.2 街道の役割

街道は、一般的には都市や町などの地域を結ぶ道路や通りのことを指し、主に交通や移動のために使用される道路であり、車両や歩行者が通行するための通路である。街道にはさまざまな規模や形態があり、大通りや小道、高速道路、商店街などが含まれる。街道は歴史的には重要な意味を持っており、交通や経済の中心地となる。文化的な意味合いもあり、街道沿いには商店やレストラン、歴史的な建物などが集まることがあります。

1.2 活動的な地殻変動¹⁾

日本列島はフィリピン海プレート、ユーラシアプレート、太平洋プレート、インド・オーストラリアプ

レートという2つの海洋プレートと2つの大陸プレート上に位置している、さらに活断層が多く存在している。プレート同士のずれや、断層のずれによって地震や火山活動が頻発することから、これらの自然災害に対する備えが必要とされている。

1.3 季節ごとの気象変動

日本の気象は四季折々の変化が激しく、台風や豪雨、積雪などが発生する。これにより、冠水や洪水、雪害といった季節ごとの災害に対する対策が必要となっている。交通路の整備においては、これらの気象条件に適した構造や設計が求められる。

日本に残る街道は、これらの地理的要因と特徴を踏まえて整備され、人々の生活を支えるための重要な社会基盤であった。街道は、集落と集落を結ぶだけでなく、商品や情報の流通、文化の交流にも大きく貢献していた。現代の道路網も、この歴史的な背景から発展していったと推測される。

この研究では、これらの背景を踏まえ、歴史的な街道から得られる知見をもとに、現代の道路網がどのように災害対策に配慮して整備されているのかを明らかにすることで地理的な要因や歴史的背景を理解し、過去からの教訓を活かした持続可能で安全な道路整備が、将来の社会においても重要な役割を果たしていくのではないかとこの観点で考えていく。

2 研究の目的

普段何気なく通っている道路や道がどの基準に基づき、建設されているのか、また頻発している災害に対する対策はどのように行われているのかを、旧街道と現在の道路との類似点と相違点を通じて明らかにし、今後の道路建設において重要とされる要因を明らかにすることを目的とする。

具体的には、異常気象による災害が頻発している

現代において、旧街道の整備時にどのような要素が考慮され、特に災害対策に焦点を当てていたのかを、道路と旧街道の比較を通じて予測し解明する。これにより、歴史的な文脈で道路がどのような場所に建設されてきたかを理解し、その背後にある意味を把握することができる。

得られた知識をもとに、過去において何が重要視され、何が不要視されていたかを分析し、現代においてはどのような必要性があるのかを考察する。これにより、今後の道路整備において、歴史的な視点から学び得た知見を活かし、持続可能で安全な道路の構築に寄与することを目指す。

2. 研究方法

現在まで言い伝えられている伝承や文献をもとに調査を行う。調査から得られる知識をもとにして自分たちが今まで作ってきた道や道路についてなぜここに作られたかを考えてまとめることによって研究とする。

3. 研究結果

3.1 日本の歴史的街道とその役割

現在日本でも有名な観光地として人気の高い歴史ある街道の多くは江戸時代のころに整備され、数多くの国民の歩みを手助けしてきた。

3.1.1 古代街道の役割²⁾

日本の街道は、古代から近代にかけて、重要な交通路として整備され、発展してきた。特に五大街道と呼ばれていた街道には参勤交代を行う大名が通るといふこともあり、確実に通れる道を作らなければならなかった。地域と地域、都市と都市を結ぶ大切な道としてとても重要な役割を果たしていた。縦断的な変化も多く見受けられる道となっているが、最短距離に近い道を作っているため、かなり早く移動ができるようになっていたと考えられる。さらに市民のために作られた多くの脇街道や下街道についても同様なことが言える。古代街道の大きな役割は災害が起きても通ることができるような安全な社会基盤である。

3.1.2 街道の発展と役割の変遷

歴史的な街道は、時代とともに役割が変化している。もともとは人の往来を簡単にさせるための役割を持っていた。江戸時代に入ると、商業や文化の発展とともに街道の利用が広がっていった。交易の場としての役割も広く認知されている。近代になると、鉄道や道路網の整備により交通手段が多様化し、街道の重要性が相対的に低下している。ただし、観光や歴史的な名所巡りなど、文化的・レジャーの側面での利用が増え、街道は新たな役割を担うようになった。ただ人がとっていただけの場所から、商売をするには欠かせないものとなり、今では当時の歴史を感じさせてくれる大切なものとなっている。

3.1.3 現代の交通体系と街道の位置づけ

現代では、高速道路や新幹線などの高度な交通手段が整備され、街道は主要な交通路としての地位を失いつつある。しかし、一部は歴史的な街道は観光資源として評価され、保存・整備が進められている。また、地域振興や自然体験を求める人々によって、ハイキングやサイクリングのためのルートとして見直されている。歴史的なものが分かるものの中でも、どのように勸化手古代の人が道を整備してきたかが見えるため、とても重要な役割を果たしていると考える。現代の交通体系の中で、歴史的な街道が新たな価値を見いだされ、地域社会にとっては昔を感じられる大切な場所としての役割が重要視されている。

3.1.4 身近にある街道

地震が起きた際に浸水被害が予想されている春日井市のハザードマップを見てみると下街道の近くまで水が到達しているのがわかる。江戸時代ごろからすでに堤防の決壊、河川の氾濫が多く発生していた地域だったために江戸時代の街道では選ばれるはずのなかった道がなぜ選ばれて国道を作られたのか考えてみる。モータリゼーションが進み、交通手段が車やバイクなどに移り変わったことにより、より段差が少なく平坦な道を人々は好むようになった。主要街道には勾配がありすぎることによって車自体が乗り超えるのが難しいことや、明治維新が起きて身分制度による格差が減っていくにつれて街道がある

ような丘陵地ではなく平野部に多く住宅が建ったことも道を作るときに意識して作られたところであると考えられる。ただ利便性を求めただけではなく河川の整備が少しずつ進んでいったことによって氾濫がおきる量も減っていき安全に過ごせる場所が増えていったことで利便のいいところに道が作られていくことが増えたと考えられる。主要街道とされていた道の周辺に国道を作らなかったのは勾配の大きさと山の高い部分にできていた道だったために改修工事を行うのが難しかったのではないかと考える。つまり、車の普及により少し遠回りをしてでも勾配が少ない道を選ぶことによって利便性の向上を図ったのではないかと考えられる。

3.2 自然災害の脅威と道路への影響

日本の地理的要因からも、みてわかる通り多くの災害被害が起きやすい特徴を持っている。この自然災害によって多くの交通網が翻弄されてきた。道路への各災害からの影響を調べてみていく。

3.2.1 地震がもたらす道路への被害と復旧³⁾

地震によっておこる二次的な災害である津波とともに、地震による影響がどの程度あるのか東北地方太平洋沖地震を例に挙げて考えていく。国土交通省にまとめられている震災発生時の高速道路情報と、復興した後の高速道路情報である。

高速道路が復旧したことによって重要な輸送経路が確保できるようになった。

道路の寸断や、被害がどれほど一次避難や救援物資に対して必要かを再確認できる。東日本大震災によって起きた道路被害の一部について考える。

道路の陥没、亀裂による道の寸断、損傷。津波による道路の冠水。土砂災害による道路の寸断。これらの道路被害から派生した被害として、災害医療チーム、支援物資、そのほか必要とされているもののほとんどが緊急に対応することが困難になっていた。さらには、避難をするという段階ですでに逃げるのが難しくなってしまったことも考えられる。第一次の避難、それに次ぐ避難支援に対してもかなり障害が出てしまったと考えられる。

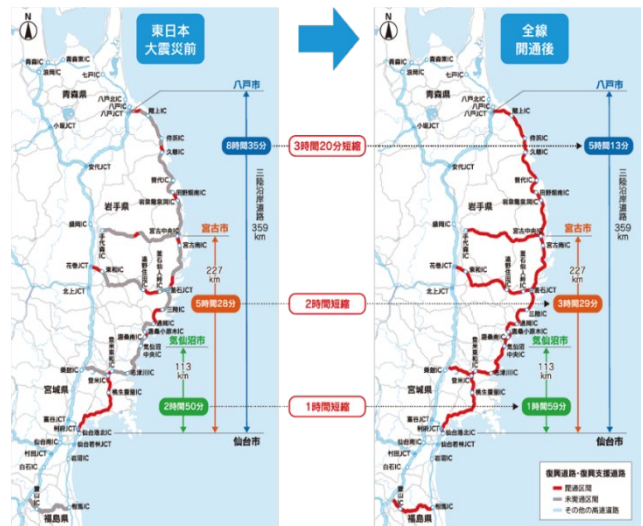


図 震災時の高速道路の状態

3.2.2 道路被害がもたらす社会への影響

普段何気なく使っている道路が急に使えなくなってしまったとき、社会への影響は絶大なものである。電車、飛行機、船による輸送経路はあるが、道路が壊れてしまっているのは全国隅々まで物を運ぶということは難しい。日本の道路インフラが全国どこにでも張り巡らされているので日本人としては普通になっている、道路があるという当たり前に慣れすぎてしまっている。そのため道路に対して被害が起きてしまった場合には連鎖的に多くの被害が出てしまう。

3.3 春日井市の災害対策の現状と課題⁴⁾

春日井市のホームページによって発表されている地震災害についての対策の第2編第三節によると道路の無電柱化を進め、耐震強化を進めることによって、南海トラフ地震が起きた時にも円滑に支援や避難ができるように対策している。

3.3.1 現行の災害対策政策と制度

具体的な対策としてハザードマップの作製配布、耐震性に不安の残る石ブロック塀の撤廃、道の寸断が起きないように電柱の地解説などを進めている。さらに、避難場所を徒歩、自転車移動によって動くことを想定して、2 km以内にあるように設置してある。他にも災害備蓄品の確保や、ライフラインが途絶えても耐えられるように生活必需品なども確保している。

春日井市の災害対策方針を見ると地震だけではなく

様々な災害に対しての想定がなされており、どのような災害が起きたとしても対応が取れる形になっている。

4. 今後の展望

以上の調査結果から今後どのように道路設計を進めていくのがよいのかについて考えていくことにした。

4.1 現行の災害対策の課題

今の災害対策の課題としては想定を超えてしまう災害が起きた際に対応が後手に回っているということである。自分たちが思っている対応よりも足りない物資が出てしまうことも多く発生している。予想をいくら大きく見積もったところで対応できる幅にも限界があることからこれは課題といえる。災害発生時に、多くのメディアによって報じられることになるのだが、この情報すらも受け取れない状況になるのが最大の問題である。最近ではインターネットの普及によりかなり多くの人に情報を拡散することができるようになってきているが、それでも集められる情報はそう多くはないはずである。さらに、道路の防災性の低さも問題の一つとして挙げられる。いろいろな交通形態が発達してきたとはいえ、道路の寸断ほど一大事はないと考える。道路が使えないということによって、避難に送れる人が出てくる、支援が遅れるなどたくさんの問題を抱えることになる。

4.2 道路の新しい可能性

道路の可能性は無限にあると感じた。壊れにくい道路の開発や、そもそも壊れることを前提とした道路を作るのもいいのではないかと考える。

4.3 防災に特化した道路

防災に特化した道路の形としてはしご車のようなものが作れたらいいのではないかなと考える。車の上に歩行できるサイズの道をつけてそれを伸ばしていくことで道にするという方式である。作れる道に限界はあるが、一部崩落により孤立状態になってしまった人たちも助けることができるようになる。道路ではないが、移動式ヘリポートみたいなものを作

ることができれば支援物資の輸送などもスムーズに行うことができるようになる。道路がそもそも壊れるという前提で防災対策をしていけばきっと未来には移動式の道が出来上がる。

5. 結論

5.1 調査のまとめ

今回の調査によって得られたことは、江戸時代の街道づくりには、過去の災害から学んだ先人たちの防災意識から出来上がったものであることが発見できた。また、今普通に使っている道路にも街道から学びを得て作られているということや、地名に残る災害の記憶についても知ることができた。今後どのように設計していくか糸口としてこれからも考えていきたい。

5.2 研究の限界と改善の余地

この研究の限界としては想定を超える災害はどうしても起こってしまう点である。現在の防災対策は今までの災害からの予測でしか作れないために予測を超えてしまった部分については難しいものがある。江戸時代の災害についての考え方についても検討して、その部分をうまく生かしていくことがこれからの防災には大切な考え方なのではないかと考える。今後時代が進むことによって道というものすら必要とされなくなる時代が始まるかもしれないが、今残っている街道のように愛されるものとして残ってほしいと願う。

参考文献

- 1)気象庁ホームページ：URL:
<https://www.jma.go.jp/jma/index.html>.
(2024/01/25 参照)
- 2)郷土誌かすがい：URL:
<https://www.city.kasugai.lg.jp/shimin/bunka/bunkazai/1023948/kyodoshikasugai/sakuin.html>.
(2024/01/25 参照)
- 3)国土交通省ホームページ：URL:
<https://www.mlit.go.jp/>. (2024/01/25 参照)
- 4)春日井市ホームページ：URL:
<https://www.city.kasugai.lg.jp/>. (2024/01/25 参照)