

## SPH 法による盛土造成地上の住宅被害予測

EC19030 木村 直哉

## 1. 研究の背景

これまでに大規模な大地震が発生するたびに地盤の液状化現象の発生が確認されている。2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震により、千葉県のパ安市では、埋め立てられた平坦地で液状化被害が確認された(写真 1 参照)<sup>1)</sup>。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対策や関連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(写真 2 参照)<sup>2)</sup>。この地震では、傾斜地で造成された盛土が地盤液状化を起こした。傾斜地に造成された盛土は大規模な側方流動が起こり、盛土の上に立つ建物に傾斜や沈下の甚大な被害を受けた。傾斜地に造成された盛土は、平坦地に比べて大きな被害が想定される。

写真 1 浦安市の被害<sup>1)</sup>写真 2 札幌市の被害<sup>2)</sup>

## 2. 研究目的

本研究の目的は、埋め立てられた平坦地より傾斜

地に造成された盛土は大規模な側方流動が起こり、盛土の上に立つ建物に傾斜や沈下の甚大な被害を受けた。地質、地震の強さ、基礎地盤の傾斜角度、盛土の厚さが原因であると推測する。そこで本研究では、住宅の被害は基礎地盤の傾斜角度に重点を置いて研究を進める。基礎地盤に傾斜がある造成された盛土に着目し、基礎地盤の傾斜の傾きを変えることで盛土の上に立つ建物に被害を軽減させることを目的とする。新たに提案された剛性の拘束圧依存性を入れ、住宅の被害を模型加振実験の再現解析を行う。解析と実験の地盤の挙動及び、住宅の変位を比較し、構成式の精度等を検証することを目的とする。

## 3. 解析手法

本研究で使用した解析プログラムは、液状化時に生じる宅地の大変形を、簡易的にある程度の精度で予測することを目的に開発された。このプログラムは、液状化時に生じる残留変形量を実用的に使える精度で再現することのできる構成式と、大変形を表現することのできる SPH 法を組み合わせ、一相系の静的な解析によって住宅の沈下や傾斜を予測する数値解析手法である。既往の研究では、これまで安田ら<sup>3)</sup>の提案した構成式を用いて自重法による検討を行った(4.で使用する)。この手法は非常に簡便ではあるが、剛性の拘束圧依存性を考慮できないことや液状化後の変形に自重による変形が含まれ、変形を過大に評価する問題点が残されていた。そこで、新たに提案された剛性の拘束圧依存性を考慮できるうえに粘性土までを対象とできる安田ら<sup>4)</sup>の構成式を導入した応力解放法による検討を行った(5.で使用する)。

## 4. 基礎地盤の傾斜の角度の違い

## (1) 解析条件

検討断面の概要図を図 3、図 4 に示す。基礎地盤の傾斜の角度を 25-23-9 度と 25-13-9 度に設定し、基礎

地盤の傾斜の角度を変えることで住宅 A, B 点の沈下量, 水平移動量の比較をする. 図 3, 図 4 の条件に基づき, 解析粒子を配置した. 粒子は格子状に配置しており, 粒子間距離は, 0.2m とした. 図 3 図 4 中の住宅, 擁壁, 基礎地盤はいずれも弾性モデルとし, 盛土地盤のみ液状化モデル(安田ら<sup>3)</sup>の提案した構成式を用いた自重法)を用いた. 液状化判定には設計最大加速度 350gal, マグニチュード 8.0 を用いた. 表 1 に材料パラメータを示す.

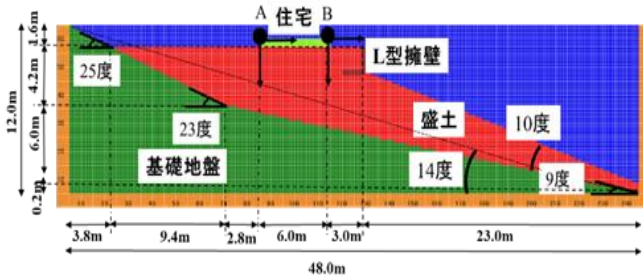


図 3 25-23-9 度の検討断面の概要図

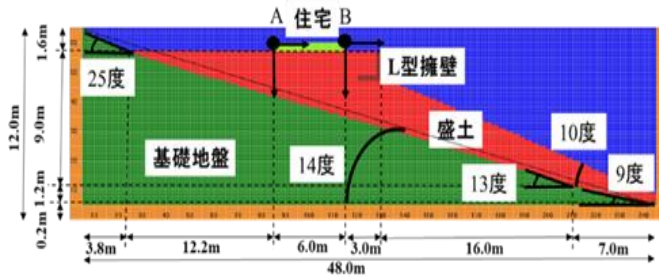


図 4 25-13-9 度の検討断面の概要図

表 1 材料パラメータ

	家	擁壁	基礎地盤	盛土
ヤング率(kN/m <sup>2</sup> )	7.20E+07	7.20E+07	8.10E+04	-
ポアソン比	0.300	0.300	0.333	0.333
細粒分含有率(%)	-	-	-	0
単位体積重量(kN/m <sup>3</sup> )	24.5	26.4	1.85	18.3
N値	-	-	-	6

## (2) 解析結果

図 5 は解析前, 図 6 は解析後の 25-23-9 度の粒子の動きを示す. 図 7 は解析前, 図 8 は解析後の 25-13-9 度の粒子の動きを示す. 表 2 は図 6 の解析後 A, B 点の沈下量, 水平移動量を示す. 表 3 は図 8 の解析後 A, B 点の沈下量, 水平移動量を示す. A 点が一度落ち着いた箇所で B 点も止めた結果である. 住宅の傾きは表 2 から時計回りに 0.29 度となり, 表 3 から時計回りに 0.34 度となる. 表 2, 3 を比較すると, 表 2 は表 3 に比べ, 住宅の沈下が大きく変化するが, 水

平方方向への移動は小さくなった. 盛土の動きをみると図 6 より図 8 の方が傾斜側に滑った. 基礎地盤の傾斜の角度が大きいほど盛土全体が滑るため, 住宅の水平移動が大きくなり, 沈下量は小さくなった. 基礎地盤の傾斜の角度を大きくすると盛土の厚さが大きくなるため住宅の沈下量が大きくなり, 水平移動量も小さくなった. 盛土の厚さが住宅の被害に影響を及ぼすと推測する.

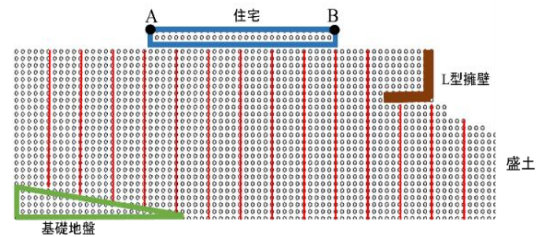


図 5 25-23-9 度 粒子の動き(解析前)

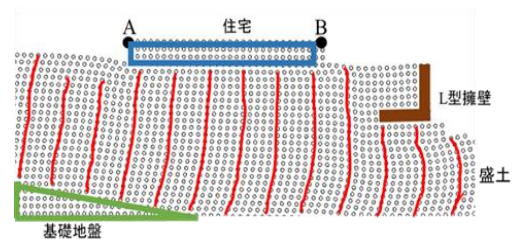


図 6 25-23-9 度 粒子の動き(解析後)

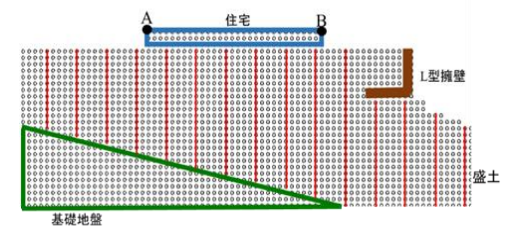


図 7 25-13-9 度 粒子の動き(解析前)

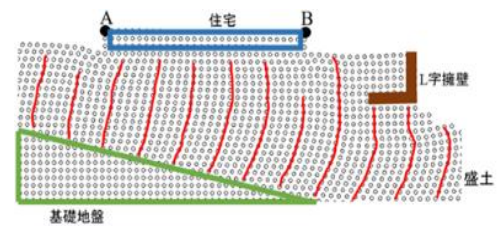


図 8 25-13-9 度 粒子の動き(解析後)

表 2 25-23-9 度 A, B 点の変位

	沈下量	水平移動量
A点	0.530m	0.100m
B点	0.560m	0.100m

表 3 25-13-9 度 A, B 点の変位

	沈下量	水平移動量
A点	0.374m	0.790m
B点	0.410m	0.790m



## 5. 模型加振実験の再現解析

### (1) 模型加振実験の概要

基礎地盤の平均勾配は地震により滑動崩落を引き起こした過去の事例<sup>5)</sup>より、平均勾配 14°とした。地盤作成時の概要図は図 9 に示し、表 4 に三河珪砂 6 号の物理特性を示す。

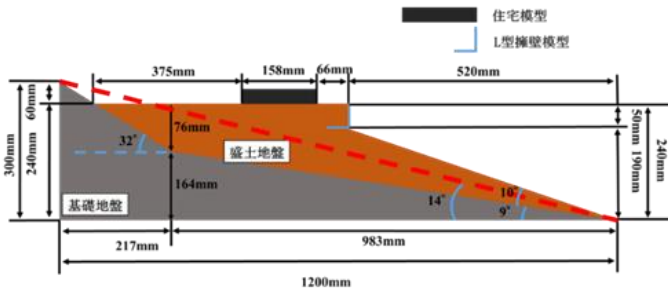


図 9 土層概要図

表 4 三河珪砂物理特性

土粒子の密度	2.62g/cm <sup>3</sup>
平均粒径	0.22mm
透水係数	5.5×10 <sup>-3</sup> cm/s
均等係数	1.79
曲率係数	0.926
最大間隙比	1.04
最小間隙比	0.65
内部摩擦角	37.6°

### (2) 解析条件

5.(1)を基に検討断面の設定を行い、概要図を図 10 に示す。図 10 の条件に基づき、解析粒子を配置した。粒子は格子状に配置しており、粒子間距離は 0.005m とした。図 3 中の住宅、擁壁、基礎地盤はいずれも弾性モデルとし、盛土地盤①②のみ液状化モデル(新たに提案された剛性の拘束圧依存性を考慮できるうえに粘性土までを対象とできる安田ら<sup>4)</sup>の構成式を導入した応力解放法)を用いた。液状化判定には設計最大加速度 550gal、マグニチュード 8.0 を用いた。表 5 に材料パラメータを示す。

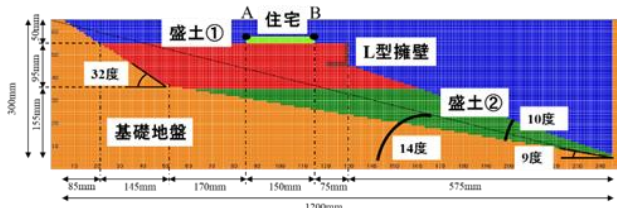


図 10 32-9 度の検討断面の概要図

表 5 材料パラメータ

	家	擁壁	基礎地盤	盛土①	盛土②
ヤング率(kN/m <sup>2</sup> )	7.20E+07	1.9E+0.6	8.10E+04	3.05E+04	3.13E+04
ポアソン比	0.300	0.300	0.333	0.333	0.333
細粒分含有率(%)	-	-	-	-	-
単位体積重量(kN/m <sup>3</sup> )	24.5	26.4	1.85	17.5	8.2
N値	-	-	-	1	1
間隙比	-	-	-	0.934	0.934

### (3) 解析結果

図 11 は解析前、図 12 は解析後、の粒子の動きを示す。図 13 は実験時の盛土の動きを示す。図 4.11 の解析前と図 12 は解析後を比較すると、基礎地盤に近い箇所は変形が小さく、斜面部の中央付近が滑っている。図 12 の解析後と図 13 は実験時を比較すると盛土の動き方は類似している。拘束圧依存性を入れることで盛土の動きが相似したと推測する。表 6 は解析後、表 7 は実験時の A 点 B 点の沈下量と水平変位量を表す。表 6 は A 点が一度落ち着いた箇所、B 点も止めた結果である。表 6,7 から解析と実験の沈下量水平移動量に差ができた。拘束圧依存性を入れることで、基礎地盤付近は変形が小さくなり、斜面部の変形が大きくなると推測する。

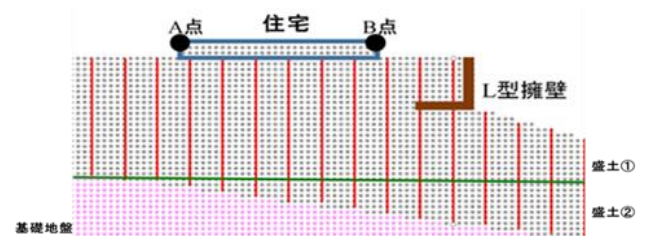


図 11 32-9 度 粒子の動き(解析前)

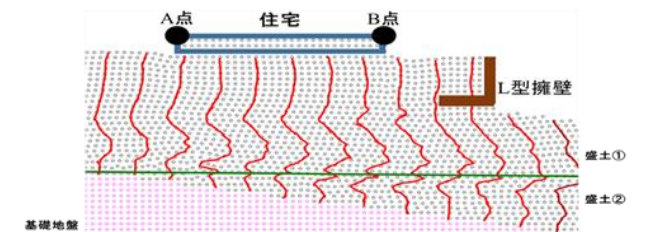


図 12 解析前の粒子の動き(解析後)

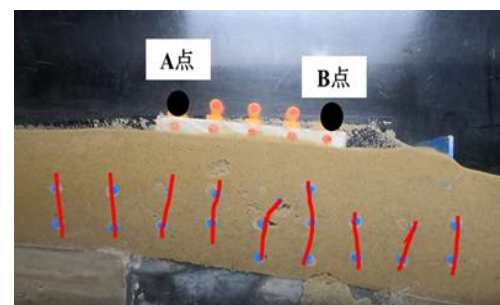


図 13 実験時の盛土の動き

表 6 A, B 点の変位 (解析)

	沈下量	水平移動量
A 点	7.19mm	10.2mm
B 点	7.63mm	10.2mm

表 7 A, B 点の変位 (実験)

	沈下量	水平移動量
A 点	12mm	25mm
B 点	21mm	25mm

## 6. まとめ

本研究で得られたまとめを以下に示す. 図 14 に基礎地盤の傾斜角度の違い, 図 15 に再現解析の結果の概要図を示す.

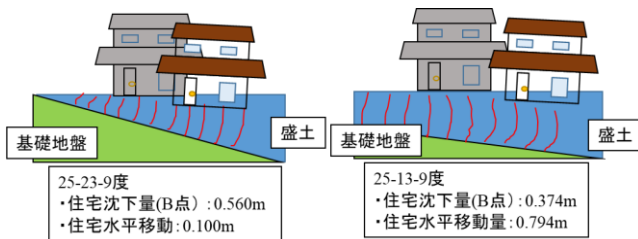


図 14 基礎地盤の傾斜角度の違いの結果概要図

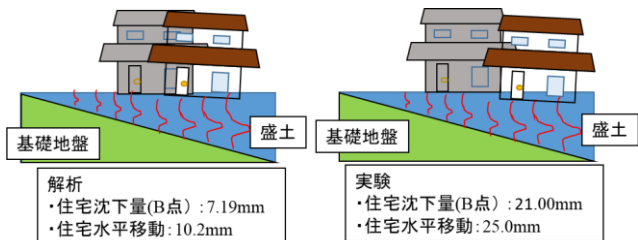


図 15 再現解析の結果概要図

液状化による住宅沈下の予測をするために検討断面のみを変えて住宅の変位を確認した. 基礎地盤の傾斜の角度が大きいほど盛土全体が滑るため水平移動が大きくなり, 沈下量は小さいと確認できた. 基礎地盤の傾斜の角度を大きくすると盛土の厚さが大きくなるため住宅の沈下量が大きくなり, 水平移動量も小さくなった. 盛土の厚さが住宅の被害に影響を及ぼすと考える.

模型加振実験の再現解析をするため, 構成式に拘束圧依存性を入れて, 住宅地震被害予測を行った. 拘束圧依存性を入れることで地盤本来の挙動となり, 基礎地盤に近い箇所は変形が小さく, 斜面部の中央付近が滑ることで全体が滑ることが確認された. しかし, 住宅の沈下量, 水平移動量に実験との差が生じた.

## 7. 今後の展望

応力解析法を使用することで抵抗変曲点が大きくなり, 微小抵抗領域が長くなる. そのため, 非常に時間がかかることが問題となった. 地盤本来の挙動を確認するには, この問題を解決し, 基礎地盤の傾斜の角度を変えて住宅地震被害予測する必要がある. 実寸大サイズで解析を行うと計算が破産するため, 1/40 のスケールに設定したが今後は実寸大のサイズで解析を行う必要がある.

## 謝辞

余川先生と研究室の仲間には感謝の気持ちでいっぱいです. 本当にありがとうございました.

## 参考文献

- 1) Tokimatsu, K. et al.: Liquefaction-induced damage to buildings in Urayasu city during the 2011 Tohoku Pacific Earthquake, Proc. of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake, pp.665-674, 2012.
- 2) 廣瀬亘ら: 平成 30 年北海道胆振東部地震に伴う地表変動および強震動による被害, 北海道地質研究所報告, 第 90 号, pp.15-32, 2018.
- 3) 安田進ら: 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.71-89, 1999.
- 4) 安田進ら: 液状化に伴う残留変形の静的評価法, 日本地震工学会論文集, 第 16 巻, 第 10 号, pp.31-50, 2016.
- 5) 浅田 秋江: 宅地造成地盤の地震時危険度の予測法と防止工法に関する研究, 土質工学会論文報告書, 22 巻, 4 号, pp.191~202, 1982.

## 地盤内にある既製杭の支持力及び地盤の動きについての研究

EC19038 近藤 雄介

## 1. 研究背景

これまでに、日本では軟弱地盤における地盤沈下などの被害が大きく問題視されている。その沈下の対策として、既製杭工法がある。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、現場で実大規模の実験を行うことで、杭の支持力などの性能を評価できる。しかし、様々な地盤条件や杭の形を用いて実験を行うことはコスト面などで現実的ではない。数値解析を用いることで、様々な地盤条件、杭の形状でのデータを確認することができ、コスト面でも現実的である。

## 2. 研究目的

本研究の目的は、実際の载荷試験を再現することである。解析ソフトを用いて载荷試験を再現することができれば、実際に载荷試験を行う前に杭の支持力を予測することができる。そのため、杭とジョイント要素の関係について検討する。

## 3. 研究手法

本研究では、地盤分野汎用ソフト(以下、GTS-NX)を使用する。GTS-NX で、杭、根固め液、杭周固定液、地盤を 3 次元(以下、3D)でモデル化し、数値解析を行うことで支持力を算出する。

## 4. 三軸圧縮試験の再現解析

本研究で使用する材料タイプ及び物性値の入力が正しいか、実際の地盤内で起こる挙動を解析ソフト内で再現できているかの確認を行うため、実際の三軸圧縮試験の結果を参考にし、GTS-NX を用いて 3 種類の地盤の物理特性を解析と照らし合わせる。実際の三軸圧縮試験と同様に、直径 5cm、長さ 10cm の供試体の作成を行った。

## 4.1. 材料の物理特性の設定

本研究では、供試体の地盤材料として実際の地盤のグラウンドレベル(以下 GL と示す)-2.4m, GL-4.2m, GL-14.9m 地点の材料を使用した。実験で使った供試体の材料の物理特性を表 1 に示す。

表 1 材料の物理特性

材料	弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比	湿潤単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )
GL-2.4m	4,350	0.333	17.36	45
GL-4.2m	2,575	0.333	16.29	46
GL-14.9m	6,880	0.333	16.82	137

## 4.2. 解析条件

解析の際には、3D モデルの 6%にあたる 0.6cm までの強制変位によって鉛直方向下向きに変位を与えた。この時、鉛直方向の変位は-0.6cm 以外の変位は不要であるため、上面と底面には鉛直方向のみ変位拘束を行った。そして、実際の三軸圧縮試験では供試体に対して拘束圧をかけている。GTS-NX 内では、供試体全体に圧力をかけ、拘束圧を再現した。各ケースの拘束圧を表 2 に示す。

表 2 各ケースの拘束圧

	GL-2.4m	GL-4.2m	GL-14.9m
拘束圧 (kN/m <sup>2</sup> )	30	45.5	105.8

## 4.3. 解析結果及び考察

GL-2.4m における解析と試験の応力-ひずみ関係、GL-4.2m における解析と試験の応力-ひずみ関係、GL-14.9m における解析と試験の応力-ひずみ関係を図 1,2,3 に示す。

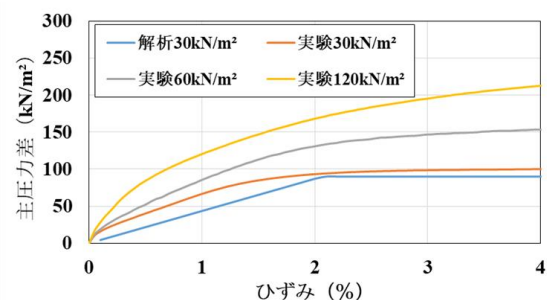


図 1 GL-2.4m での応力-ひずみ関係の比較



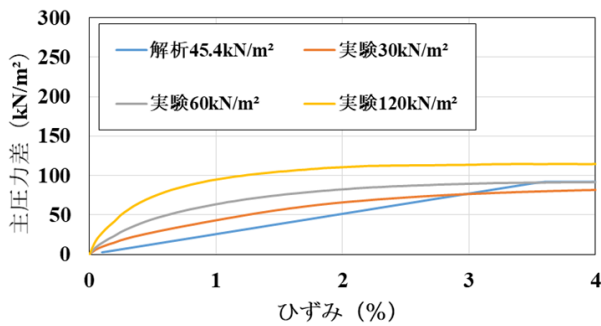


図2 GL-4.2mでの応力—ひずみ関係の比較

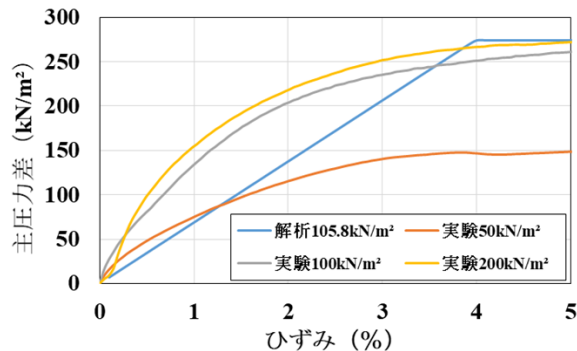


図3 GL-14.9mでの応力—ひずみ関係の比較

GL-2.4mの拘束圧 30kN/m<sup>2</sup>の時、実際の三軸試験では圧縮強さ 102.0kN/m<sup>2</sup>で破壊された。GTS-NX では拘束圧 30kN/m<sup>2</sup>の時の破壊されたときの圧縮強さは 90.0kN/m<sup>2</sup>であった。次に、GL-4.2mの拘束圧 30kN/m<sup>2</sup>の時、実際の三軸試験では圧縮強さ 87.5kN/m<sup>2</sup>で破壊された。また、拘束圧 60kN/m<sup>2</sup>の時、圧縮強さ 95.1kN/m<sup>2</sup>で破壊された。GTS-NX では拘束圧 45.4kN/m<sup>2</sup>の時の破壊されたときの圧縮強さは 92.0kN/m<sup>2</sup>であった。最後に、GL-14.9mの拘束圧 100kN/m<sup>2</sup>の時、実際の三軸試験では圧縮強さ 273.0kN/m<sup>2</sup>で破壊された。GTS-NX では拘束圧 105.8kN/m<sup>2</sup>の時の破壊されたときの圧縮強さは 274.0kN/m<sup>2</sup>であった。実際の三軸試験結果と値が近いことから、今回の材料の物理特性で解析を行うことで、実際の地盤を再現して解析を行えると考えられる。

## 5. 载荷試験の再現解析

本研究では、杭全長を 12m とし、SC 杭部を 8m、ST 杭軸部を 2.6m、ST 杭拡径部を 1.4m としている。また、SC 杭および ST 杭軸部の杭径は 0.6m、ST 拡径部の杭径を 0.7m としている。極限支持力は岡原ら<sup>1)2)</sup>の研究によると、杭径の 10%沈下すると極限支持力が発現するとみなすことができるという

結論がある。そのため、本研究でも杭頭が杭径の 10%である 0.07m 沈下した時を極限支持力とし、解析を行う。杭および地盤のモデル図を図 4 に示す。

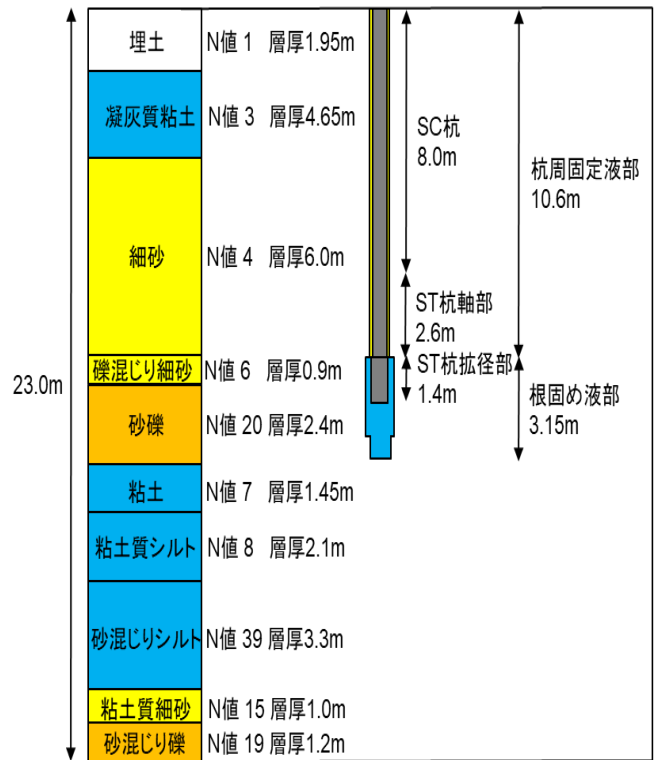


図4 杭および地盤モデル

### 5.1. 地盤材料の物理特性の設定

地盤材料の物理特性は弾性係数 $E$ 、粘着力 $c$ 、内部摩擦角 $\varphi$ を設定しなければならない。これらの算出方法を式(1)、(2)、(3)に示す。

$$E = 2,800N \cdots (1)$$

$$c = 6.25N \cdots (2)$$

$$\varphi = \sqrt{15N} + 15 \cdots (3)$$

$N$ は $N$ 値である。この時 $N$ 値は、ボーリング調査から測定された $N$ 値を用いて、層ごとの $N$ 値の最頻値を採用した。また、杭、根固め液、杭周固定液、地盤の材料モデルは Mohr-Coulomb である。杭、根固め液、杭周固定液、鋼管の材料の物理特性を表 3 に、地盤の材料の物理特性を表 4 に示す。

表3 杭、根固め液、杭周固定液、鋼管の物理特性

	弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比	湿潤単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (deg)
杭	40,000,000	0.3	26	45,000	0
杭周固定液	4,000,000	0.3	15	10,000	0
根固め液	10,000,000	0.3	18	18,900	0
鋼管	205,000,000	0.3	78.5	0	0

表 4 地盤の物理特性

	弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比	湿潤単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (deg)
埋め土	2,520	0.3	18	6	0
T-1粘性土	4,350	0.3	17.36	45	0
T-2粘性土	2,575	0.3	16.29	46	0
細砂	12,600	0.3	18	0	23
礫混じり細砂	18,200	0.3	18	0	25
砂礫	57,400	0.3	20	0	33
D-1粘性土	6,880	0.3	16.82	137	0
粘土質シルト	23,500	0.3	16	52	0
砂混じりシルト	109,200	0.3	16	243	0
粘土質細砂	42,000	0.3	18	0	30
砂混じり礫	53,200	0.3	20	0	32

## 5.2. メッシュの作成

3D メッシュの地盤および杭全体の長さは 46.0m, 鉛直長さは 23.0m とした. 図 5 に 3D メッシュの図および杭の断面図を示す.

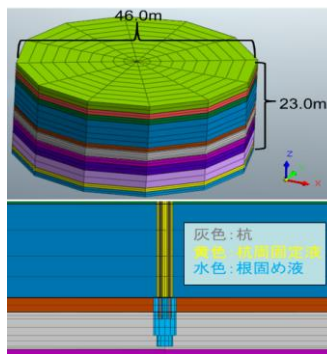


図 5 3D メッシュおよび杭の断面図

また, 地盤側面は水平方向に変位しないように, 地盤底面は水平方向, 鉛直方向に変位しないように設定した. 側面の変位拘束を可視化したモデルを図 6 に, 底面の変位拘束を可視化したモデルを図 7 に示す.

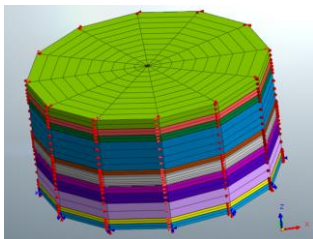


図 6 変位拘束側面

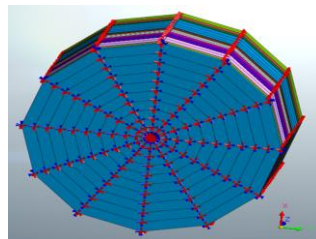


図 7 変位拘束底面

## 5.3. ジョイント要素の作成

ジョイント要素とは, 節点同士の剛性を設定する要素である. 剛性の値が高いほど節点同士が離れにくく, 滑りにくい. 低いほど節点同士が離れやすく, 滑りやすい. 今回は杭と杭周固定液部, 杭周固

定液部と地盤にそれぞれジョイント要素を設定した. ジョイント要素のパラメータを 3 ケースに分け解析結果を比較する. 表 5 にジョイント要素のパラメータを示す.

表 5 ジョイント要素のパラメータ

		法線剛性 (kN/m <sup>3</sup> )	せん断剛性 (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )
ケース1	杭と 杭周固定液部	1,000,000	10	0
	杭周固定液部と 地盤	1,000,000	1,000,000	0
ケース2	杭と 杭周固定液部	1,000,000	10	0
	杭周固定液部と 地盤	1,000,000	1,000,000	100
ケース3	杭と 杭周固定液部	1,000,000	10	0
	杭周固定液部と 地盤	100,000	100,000	100

## 5.4. 結果および考察

ケース 1~3 の荷重—変位関係のグラフを図 8 に示す.

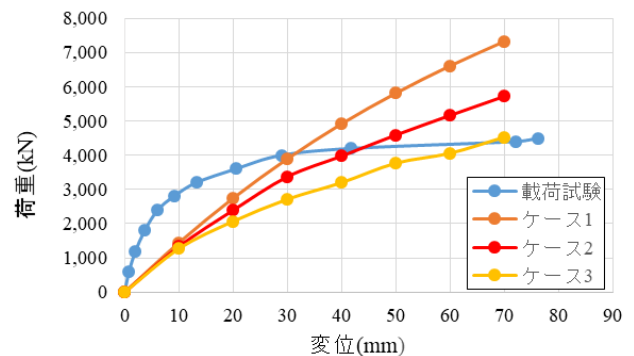


図 8 3 ケースの「荷重—変位」関係

ケース 1 の解析結果では, グラフが直線に近くなり, 弾性のようなグラフとなっている. 載荷試験のグラフでは 10~20mm 沈下したあたりで折れ点があるため, ケース 1 の結果から大きな相違がみられる. ケース 2 の結果から, 30mm 沈下したあたりで折れ点が見られ, グラフの傾向が近くなった. しかし, 60mm 沈下したあたりでの荷重に約 1,000kN もの差が出てしまった. ケース 3 の結果からグラフの傾向が似ており, 60mm 沈下した時の荷重も近い値となった. しかし, 10mm~40mm 沈下した時の荷重に大きな差が出ている. 解析結果から粘着力  $c$  を設定することにより, グラフに折れ点ができる事が分かった. せん断剛性が高くても, せん断応力が 100kN/m<sup>2</sup>を超えた時点で節点同士が滑っているためと考えられる. また, せん断剛性を小さくすること

で、全体の荷重を落とせることが分かった。せん断剛性が高いときに比べ、早く滑り始めたことが影響していると考えられる。

## 6. 杭先端の再現解析

モデル化する部分を拡底杭部に抜粋し解析を行った。3D メッシュ図を図 9 に示す。解析手法はこれまでの解析と同様に行い、杭頭を 70mm 沈下させ、その反力を支持力として算出した。

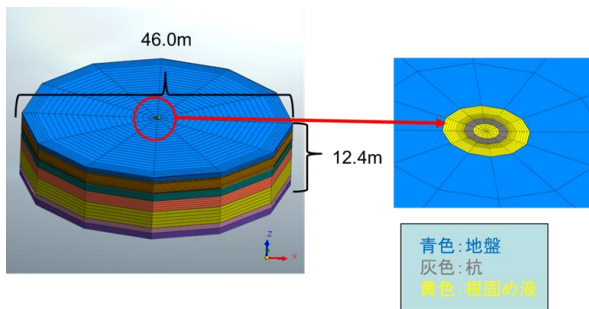


図 9 3D メッシュ図

### 6.1. 検討ケース及び材料の物理特性の設定

解析の地盤の物理特性を 3 ケース比較し、解析を行った。ケース 4 ではこれまでと同様に表 3 の杭、根固め液の物理特性、表 4 の地盤の材料の物理特性を用いて解析を行った。ケース 5 では弾性係数を初期剛性とし、弾性モデルで解析を行った。ケース 6 では弾性係数を初期剛性とし、地盤全ての粘着力を  $0.2(\text{kN/m}^2)$  に設定し、「荷重—変位」関係を比較した。変更後の材料の物理特性を表 6 に、初期剛性を求めるための計算式を式(4)に示す。弾性係数を  $E$ 、ポアソン比を  $\mu$ 、せん断剛性率を  $G$  とする。

表 6 材料の物理特性

	弾性係数 ( $\text{kN/m}^2$ )	ポアソン比	湿潤単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )	粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )	内部摩擦角 (deg)
杭	40,863,000	0.3	26.00	45,000	0
根固め液	10,000,000	0.3	18.00	18,900	0
礫混じり細砂	106,637	0.3	18.00	0	25
砂礫	254,152	0.3	20.00	0	33
D-1粘性土	162,704	0.3	16.82	137	0
粘土質シルト	173,784	0.3	16.00	52	0
砂混じりシルト	487,322	0.3	16.00	243	0
粘土質細砂	186,228	0.3	18.00	0	30
砂混じり礫	241,768	0.3	20.00	0	32

$$E = 2(1 + \mu) \times G \cdots (4)$$

## 6.2. 結果及び考察

ケース 4、ケース 5、ケース 6 の「荷重—変位」関係を図 10～図 12 に示す。

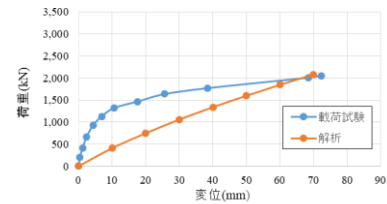


図 10 ケース 4 「荷重—変位」関係

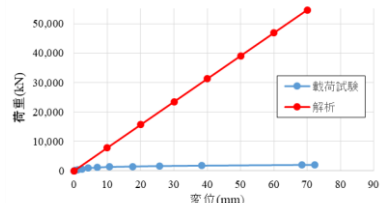


図 11 ケース 5 「荷重—変位」関係

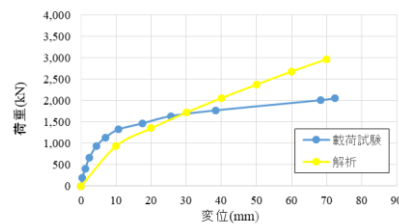


図 12 ケース 6 「荷重—変位」関係

ケース 1 の結果から、これまでと同様に 10mm～40mm 沈下した時の荷重に大きな差が出てしまった。ケース 2 では弾性係数をとても高く設定しているため、当然実際の載荷試験との結果に大きな差が出ている。しかし、粘着力  $0.2(\text{kN/m}^2)$  を設定したケース 3 では、10mm～40mm 沈下した時の結果も近い値となった。このことからジョイント要素は必要ではなく、材料の物理特性を調整することで再現性が近くなることが分かった。

### 【参考文献】

- 1) 山肩邦男・伊藤敦志・山田毅・田中健：場所打ちコンクリート杭の極限先端荷重および先端荷重～沈下量特性に関する統計的研究，日本建築学会論文報告集，第 423 号，pp.137-146，1991 年 5 月。
- 2) 大西隆文：杭の先端形状及び根固め液が極限支持力に与える影響，2020 年度中部大学，卒業論文，2020。



## LIQCA を使用した盛土斜面の安定問題

EC19059 百富俊輔

## 1. はじめに

平成 28 年 4 月 16 日に発生した熊本地震では、盛土した斜面において地盤の液状化による盛土構造物の被害が多く確認されている（写真 1）。このような状態になると、水よりも比重が重い建物が沈んだり、傾いたりするなどの被害が起こる場合がある。



写真 1 熊本県益城市での宅地被害

この原因として、地震による水圧の上昇により地盤の有効応力が減少し軟弱になったことがあげられる。盛土造成地は、染み込んだ水の分だけ地盤が重くなる。斜面盛土については水が染み込むことによって「滑り落ちようとする力」と「滑りに抵抗しようとする力」の均衡が保てなくなり、斜面を支えきれなくなって崩れることがある。傾斜地で地盤が液状化した場合、平坦地に比べて大きな被害になるが、傾斜地での地盤液状化対策や研究がなされていないのが現状である。また土砂崩れなどの二次被害から橋や道路が崩壊することにより人命にかかわる状況も考えられる。そのため本研究では、傾斜地に造成された盛土を対象に検討を行う。

## 2. 研究目的

本研究では、盛土された斜面に対して、2 次元有効応力解析プログラム LIQCA2D (以降 LIQCA と呼ぶ) を用いた数値解析によって検討する。様々な条件での動的解析パラメータ数値を入力し、液状化強度、地盤の応力を求め、それに地震動を加える。解析完了後、確認される変形量・沈下量を数値データとして出力し考察する。以下の過程を行うことで、盛土の変

形・沈下抑制効果を検討し、地震発生時の盛土斜面の被害の低減や対策を検証することを目的とする。

## 3. 支配方程式

支配方程式は、Oka らにより誘導された固相の変位  $u$  と間隙水圧  $p$  を未知数とした  $u$ - $p$  定式化 ( $u$ - $p$  formulation) を用いている。空間の離散化には、有限要素法 (FEM) と有限差分法 (FDM) を用いている。つりあい式の空間的な離散化には有限要素法、連続式の間隙水圧の項の空間的な離散化には直交格子に対する有限差分法を拡張した有限体積法を用いている。時間離散化には陰解法である Newmark の  $\beta$  法を用いている。式 1 に混合体に対するつり合い式を、式 2 に連続式を示す。

$$\rho \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho b_i$$

式 1 混合体に対するつり合い式

$$\frac{k}{\gamma_w} \left( -\rho^f \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} - \frac{\partial^2 p}{\partial x_i^2} \right) + \frac{n}{K^f} \dot{p} = 0$$

式 2 連続式

構成式として①弾性モデル、②砂の繰返し弾塑性モデル、③修正 R-O モデル、④粘土の繰返し弾粘塑性モデルの 4 つの構成式が準備されている。

## 4. 解析の流れ

解析の手順として、自重のみが働いているときの初期応力解析を行い、盛土を地盤上に乗せた時の地盤の応力を求める。次に地震動を入力し、初期応力解析で得られ応力を用いた動的解析を行う。以上が動的解析の手順である。液状化解析完了後、地盤内の挙動の確認、液状化層厚と対策効果の違い、液状化強度

と対策効果の違いなどをケースごとにモデル化し解析を行う。図1に解析の流れを示す。

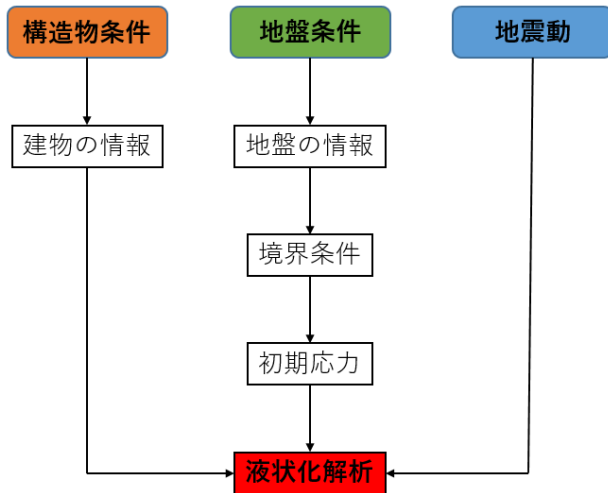


図1 LIQCA 解析の流れ

## 5.土の構成式

砂の動的挙動を表現する構成式には様々な種類のものが提案されているが、液状化に伴う地盤の地震中の変形を再現するには、繰返し载荷中に発生するある程度のひずみレベルまでを再現できるモデルが必要である。LIQCA では、この条件を満たす砂の構成式として、繰返し弾塑性モデルを用いている。このモデルをベースに、より多様な砂の繰返し挙動を再現できるように、種々の拡張を行ったものである。この構成式には以下のような特徴がある。

- (1) 応力パラメータとして相対応力比を用いており、主応力の回転などの多次元応力状態を考慮できる。
- (2) 硬化則として非線形移動硬化則を用いており、繰返し载荷時において応力反転時に硬化パラメータを初期化する必要がないため、地震時の様なランダムな载荷条件に対して適用性が高い。
- (3) 境界曲面として過圧密境界面を導入し、これにより変相応力比を決定することで、過圧密に伴うダイレイタンシー量の減少などを表現できる。
- (4) 一般化した流動則を用いることにより、種々の砂が有するストレスダイレイタンシー関

係を再現することができる。

- (5) 塑性ひずみ量に依存したせん断係数を用いることにより、せん断ひずみ 10%程度までの砂の挙動を再現することができる。

## 6. 要素シミュレーション

本研究では、二次元有効応力解析プログラム LIQCA を使用する。LIQCA の概要として砂の構成式を用いた有効応力解析法に基づく有限要素解析プログラムである。液状化解析を行うにあたって、地盤の材料パラメータを設定する必要があるため要素シミュレーションを行った。要素シミュレーションとは土の室内せん断試験を模擬することである。要素シミュレーションは構成則のパラメータを設定する際に、構成則の挙動を確認するために行われる。構成式は、砂の繰返し弾塑性モデルを用いて要素シミュレーションを行った。本研究では三河珪砂 6 号を使用するため、既往の研究をもとにパラメータ数値を設定した。解析条件における試料の物性、動的解析のパラメータを（表 1）と（表 2）に示す。

表 1 動的解析パラメータ

パラメータ名	三河珪砂 6 号	
初期間隙比	$e_0$	1.456
圧縮指数	$\lambda$	0.05
膨潤指数	$\kappa$	0.006
無次元化初期せん断剛性	$G_0/\sigma_m$	68.027
疑似化圧密比	$OCR$	1.2
変相応力比	$M_m$	0.91
破壊応力比	$M_f$	1.2
硬化関数中のパラメータ	$B_0$	1500
	$B_1$	30
	$C_f$	0
異方性消失パラメータ	$C_d$	2000
ダイレイタンシー係数	$D_0$	1
	$n$	4

表 2 三河珪砂 6 号の物性値

パラメータ名	三河珪砂 6 号	
土粒子密度	$\rho_s$	2.62g/cm <sup>3</sup>
平均粒径	$D_{50}$	0.22mm
透水係数	$k$	$5.5 \times 10^{-3}$ cm/s
均等係数	$U_c$	1.79
曲率係数	$U_c'$	0.926
最大間隙比	$e_{\max}$	1.04
最小間隙比	$e_{\min}$	0.65

(図 2) のグラフにおいて、線が三河珪砂 6 号の動的解析パラメータ、点が中空ねじり試験で得られた値である。

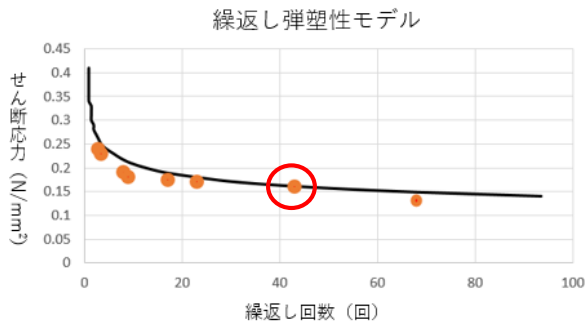


図 2 液状化強度曲線

線を点が下回ることにより液状化が発生するため、動的解析パラメータ数値を変更していき液状化強度を求める。実際行った結果、硬化関数中のパラメータ数値を変更することにより液状化強度を得ることができた。

## 7.メッシュ作成

検討断面については同研究室の学部生との比較を図るため、同様の物を参照した(図 3)。液状化による構造物被害を評価するために、木造二階建て住宅を想定した。なお、本研究では盛土のみ(盛土①部分)に対しての再現解析を行う。

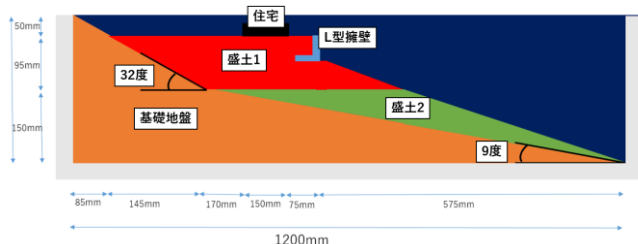


図 3 検討断面の概要図

CAD で図形を作成した後、各図形の分割数を決め作成していく。今回のメッシュについては盛土材料を二分割した。完成したもの(図 4)の節点数および要素数は、それぞれ 3560 および 3675 であり、1 回の解析で 30 分ほどかかると予想される。ここから材料値を入力していき、解析を進めていく。

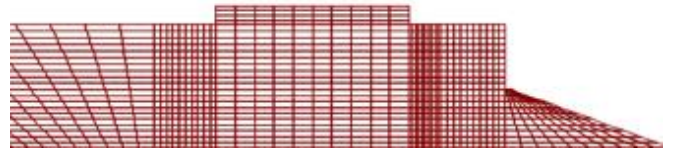


図 4 有限要素メッシュ

## 8.初期応力解析

初期応力データを作成する弾塑性解析プログラムである。荷重として要素の有効重量や節点力を考慮した静的解析を行う。計算ステップ数を多く取ることによって逐次非線形解析が可能である。解析方法としては、既存の地盤データをもとに入力データを作成する。本コードで使用するファイル一覧を(表 2)に示す。

表 2 本コードで使用するファイル一覧

機番	ファイル	形式	内容
入力			
1	入力データ	text	
出力			
2	lst	text	結果リスト
9	pst	text	全節点、全要素の結果、2dpst 入力用
10	str	text	全要素応力値、liq2d 入力用

それぞれの材料を弾完全塑性モデル(住宅)、弾性材料(盛土)、ビーム材料(L型擁壁)に分類し、入力データファイルを作成していく。対話形式により解析を実行し、計算ステップ数は 100 回とする。ここでのステップ数とは非線形解析時の荷重の分割数である。既往の解析事例では 100 ステップ程度で安定した解が得られている。なお、1 とすると線形解析となる。

## 9.模型加振実験の再現解析

再現解析を行うにあたり、新たに入力データファイルを作成する必要がある。入力データのほかに初期応力データおよび地震波データが必要となる。地震波データについては模型加振実験と同様のデータを参照した。震度 6 強程度の大地震を想定し、500gal, 周波数 10Hz, 入力時間 4 秒の正弦波を入力した。入力地震動の波形を(図 5)に、諸元を(表 3)に示す。



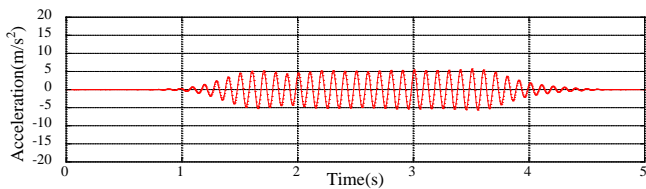


図 5 地震動波形

表 3 入力地震動の諸元

最大加速度	500gal
周波数	10Hz
入力時間	4s
震度	震度 6 強

## 10.解析結果

解析結果として、解析後の CAD モデルを図 6 に示す。

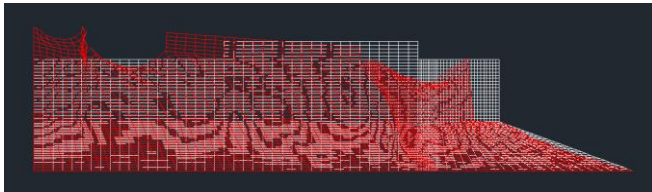


図 6 解析後の CAD モデル

赤線で構成されたモデルが形状変化後である。全体的に左下に向かって沈下していることが読み取れる。

## 11.考察

結果にあるように解析後のモデルは全体的に左下に向かって沈下していることが確認できるが、斜面地に造成された盛土ということもあり、本来であれば逆の右下方向に向かって沈下していくのが正しいのではないかと考察する。その上で、異なる地震波データを用いて再解析を行った。解析の結果、右下方向へ沈下しているモデルが得られた (図 3.4)。入力した地震波データを確認すると加振度が傾いていることが確認できた。

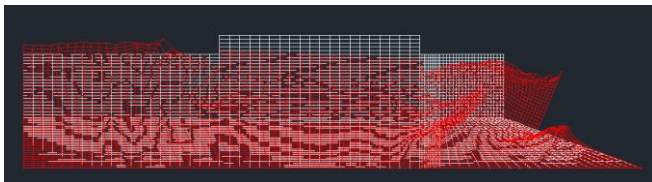


図 3.4 異なる地震波データを用いた解析後のモデル

異なる地震波データを用いたモデルを見ると斜面に沿って沈下、変形していることが確認できる。住宅は不等沈下しており、住宅直下の地盤が沈下した際に、住宅左の地盤が隆起し、左辺が拘束されている

ことから左に流れた地盤が行き場を失ってしまったからだと考える。また、L 型擁壁が盛土斜面に沿って流動していることも原因だと考える。このように本来の解析と比較すると大きく異なる結果が出てしまったため、地震波データに偏りがあるのではないかと考える。

## 12.まとめ

- ・同様の盛土で解析を行った結果、地震波データに偏りがあることが分かった。
- ・不等沈下は L 型擁壁が盛土斜面に沿って流動した事と、左に流れた地盤が行き場を失ってしまったことが原因だと分かった。

## 13.今後の展望

今回解析を行った盛土地盤は検討した地盤の一部である。その為、他の地盤材料も含めた場合の解析も行う必要がある。また、その他にも大規模造成地中を想定し、隣り合う住宅などの影響を考慮した解析や、実寸大スケールでの解析も必要であると考ええる。また、盛土の拘束圧依存性の有無にも触れていないため、盛土の拘束圧依存性の有無について解析することにより、研究目的が更に明確に検証できると考える。

## 謝辞

本研究を進めるにあたり、余川弘至准教授には様々な助言、ご意見を頂きました。本当にありがとうございました。

## 参考文献

- 1) 一般社団法人 LIQCA 液状化地盤研究所：  
LIQCA2D21(2021 年公開版)資料, 2021.
- 2) 地盤科学研究所：LIQCA 解析シュミレーション  
LIQCA 数値シミュレーション地層科学研究所, (geolab.jp), (参照日 2022-12-20).
- 3) 国土交通省：宅地防災(液状化現象について),  
([https://www.mlit.go.jp/toshi/toshi\\_fr1\\_000010.html](https://www.mlit.go.jp/toshi/toshi_fr1_000010.html)),  
(参照日 2022-12-20).
- 4) 名古屋大学大学院工学研究科社会基礎工学科  
小林直樹：供試体作成方法およびせん断方法の違いが砂の液状化強度特性に及ぼす影響.
- 5) 福島宏文, 佐藤厚子, 林宏親, 橋本聖, 梶取真一：盛土の被害, 寒地土木研究所月報, 2012.

## 杭の先端支持力の測定及び杭の形状変化による支持力の変化についての研究

EC19060 廣瀬 響大

## 1. 研究背景

現在、日本の人口の3割にあたる約3,800万人が、地震で揺れやすい軟弱な地盤の上に住んでいることが分かっている。軟弱地盤は主に谷地や氾濫低地、海岸低地などの低地に多く存在し、巨大地震に見舞われると甚大な被害が生じる可能性が予測される。軟弱地盤で地震が起きた場合、強固な地盤よりも地震による揺れが増幅しやすい傾向にあり、家が傾いたりする住宅沈下が起きることもある。2011年3月11日に発生した東日本大震災によって起こった茨城県潮来市では、住宅沈下被害が確認された（写真1(a)および(b)参照）。その他にも建物が大きく傾く例が多発し全国で23,000軒を超える住宅が被害を受けた。災害が起きた際に軟弱地盤は強固地盤に比べ甚大な被害を受けることが想定される。



(a) 建物被害



(b) 建物被害

写真1 東日本大震災における住宅沈下被害

## 2. 目的

軟弱地盤では上部構造物を支えるため強固な地盤に杭を貫入させることが必要とされている。杭を強固な地盤まで施工し上部構造物を支えることで、地震が起きても倒壊しにくくなり、住宅沈下を防ぐことができる<sup>1),2)</sup>。しかし杭を貫入する際の既製杭工法では掘削した部分をセメントミルクと杭に置き換えるため、汚水や汚泥などの産業廃棄物が出てきてしまう。そこで産業廃棄物を減らすため、近年では支持力の高い杭が開発されており杭1本当当たりの支持力を大きくすることが求められている。

本研究では、支持力が高くなるメカニズムを模型実験を通して把握することが目的である。

## 3. 研究条件

今回は、3次元(以下、3D)プリンターの性能上、直径30mmのストレート杭を作成し模型実験を行う。3Dプリンターで用いる材料はPLA樹脂を用いる。表1にPAL樹脂の物理特性を示す。

表1 PAL樹脂の物理特性

名称	印刷温度(°C)	密度(g/cm³)	吸水率(%)	引張強さ(MPa)	破断点伸び(%)	衝撃強度(J/M)
PLA樹脂	170-200	1.25±0.03	0.5	≥60	3.0以上	0.16

載荷試験で用いる地盤モデルは粒度等が十分に管理され販売されている、三河珪砂6号を使用する。表2三河珪砂6号の物理特性を示す。

表2 三河珪砂6号の物理特性

名称	土粒子密度(g/cm³)	最大間隙比	最小間隙比	均等係数	曲率係数	細粒分含有率(%)
三河珪砂6号	2.62	1.04	0.65	9.2	0.0175	6.0

支持力を求める上で一般的に用いられている極限支持力公式を式(1)に示す。ここで、 $R_u$ は極限支持力、 $\alpha$ は基礎杭の先端付近の地盤における支持力係数、 $\bar{N}$ は基礎杭の先端付近の地盤の標準貫入試験による打撃回数の平均値、 $A_p$ は基礎杭の先端の有効断面積、 $\beta, \gamma$ は工法ごとの周面摩擦力係数、 $\bar{N}_s$ は杭周面の砂礫地盤の $N$ 値、 $L_s$ は杭周面の砂質地盤の長さ、 $\bar{q}_u$ は杭周面の粘土地盤の一軸圧縮強度、 $L_c$ は杭周面の粘土地盤の長さ、 $\phi$ は杭の周長、である。

$$Ru = [\alpha \bar{N} A_p + (\beta \bar{N}_s L_s + \gamma \bar{q}_u L_c) \phi] \dots (1)$$

今回の試験では、摩擦力はかからないため極限支持力を次式で求める。式(2)に示す。

$$Ru = \alpha \bar{N} A_p \dots (2)$$

式(2)から、自作した杭の支持力を求める。数値を当てはめた計算式を(3)に示す。ここで、 $R_a$ は長期の許容支持力を示す。

$$R_a = \frac{(200 \times 1 \times 0.000706)}{3} = 0.0471 \text{ kN} \dots (3)$$

式(3)より、今回の試験で用いる杭の許容支持力は、0.047kN、極限支持力は、0.141kNである事が分かった。

#### 4. 試験手法

本研究では、松岡らの研究<sup>3)</sup>を参考に Autodesk Fusion 360 用いて杭の設計を行い、3DCAD で杭を作成する。そして自作した杭で模型実験を行う。

CBR 試験機を用いて載荷試験を行えるか検討した。CBR 試験機を用いた載荷装置の概念図を図 1 に示す。変位－荷重関係から支持力を求めるため圧力計と変位計を用いて試験を行う。試験容器は一边 150mm の立方体の容器を使用する。

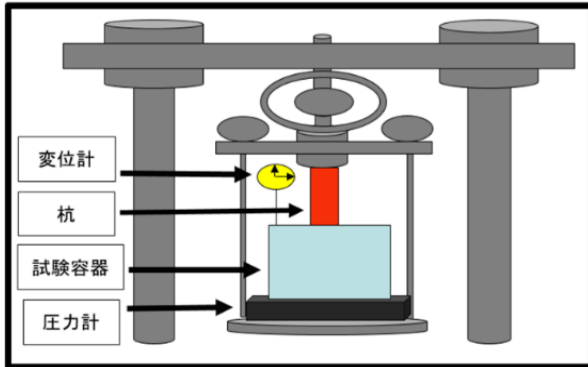
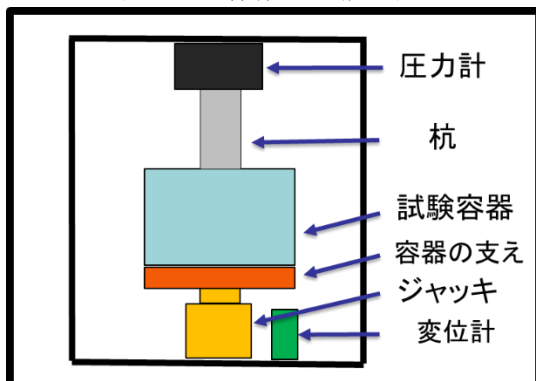


図 1 CBR 試験機を用いた載荷装置の概念図

CBR 試験機を用いて載荷試験を行えるか検討した結果、載荷試験で測定する荷重が少なすぎるため測定することができず、試験に用いることが出来なかった。そのため、載荷試験機を自作して試験を行うことにした。

載荷試験機を作成するにあたり、穴あきアングルを用いて外枠を作成する。3DCAD 用いて作成した杭の極限支持力は 0.141kN であり、机の上にアングルを置き、スパン長を 150mm に調節しスパン中央に荷重をかけた。その結果、穴あきアングルは約 0.22kN の荷重でたわまないことが目視で確認できた。試験の荷重ではたわまないことが測定できたため、載荷装置を作成する。試作機 1 の概念図を図 2 に示す。

図 2 試作機 1 の概念図



試作機 1 では、穴あきアングルで縦、横 300mm、

高さ 400mm の外枠を作成した。試験容器は、CBR 試験機を用いた模型実験で使用した容器と同様のものを用いる。載荷試験では、ジャッキで試験容器を下から押すことで杭の載荷を行う。載荷時のジャッキで試験容器を押し上げた際に破損しないよう 3D プリンターで容器の土台を作成しジャッキにはめ込む(写真 2 参照)。図 3 に土台の設計図を示す。

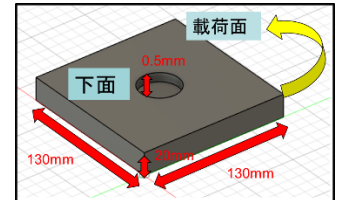


写真 2 試験容器の土台

図 3 土台の設計図

試作機 2 を用いて載荷試験を行おうとしたが、縦 300 mm、横 300 mm、高さ 400 mm の外枠では、試験容器が不安定で鉛直方向に押すことが出来なかった。鉛直方向に安定して圧力を掛けられるよう、外枠を試験容器の縦、横のサイズと同じで、縦 150 mm、横 150 mm、高さ 430 mm、で再度作成した(写真 3 参照)。修正後の試験機 の概念図を図 4 に示す。

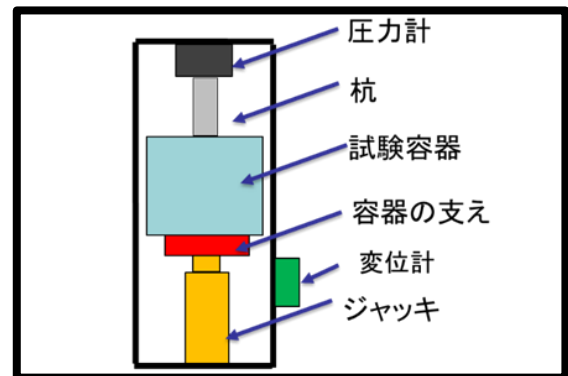


図 4 試作機 2 の概念図

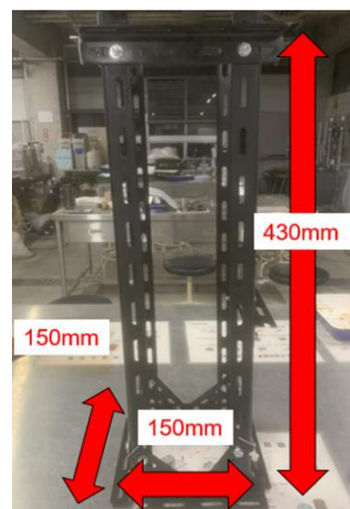


写真 3 試作機 2 で用いる外枠



試験機 2 では、ジャッキを固定するため、土台の設計を行った。側面には直径 6mm(以下 M6 とする)のネジ穴を作り、外枠に直接取り付けられるよう作成した(写真 4 参照)。図 5 にジャッキの土台の設計図を示す。

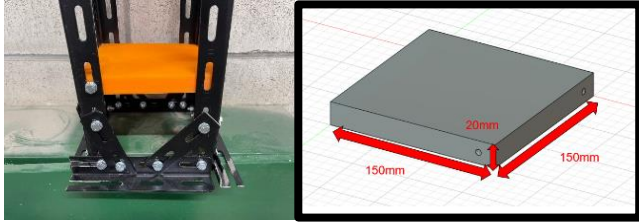


写真 4 ジャッキの土台 図 5 土台の設計図

荷重試験では、外枠の上部に圧力計(写真 5 参照)を固定し、その杭を接地し試験を行う。杭の上部には荷重計の凹凸に合わせた穴を作成した(写真 6 参照)。



写真 5 荷重計 写真 6 凹凸に合わせた杭

試験機 2 を組み立てて載下試験を行う(写真 7 参照)。荷重試験を開始直後、荷重計と杭の接地部分がズレて試験を適切に行うことが出来なかった(写真 8 参照)。

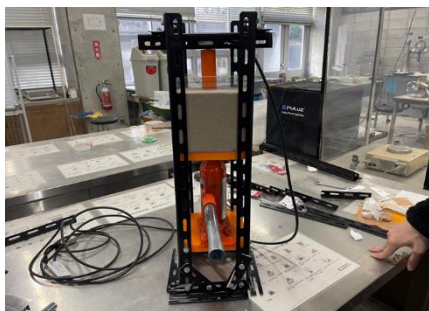


写真 7 試作機 2

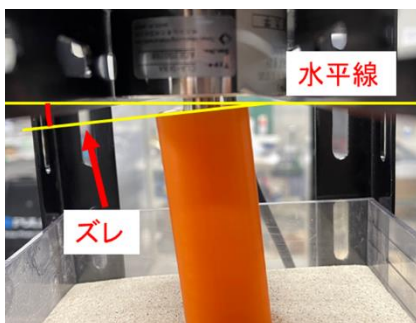


写真 8 荷重時のズレ

そのため再度、荷重試験装置の検討、改善を行った。試験機 2 では圧力計と杭の接地部部分が不安定で試験を適切に行えなかったため、杭を固定して試験を行えるよう設計を行った。試作機 3 の設計図を図 6 に示す。

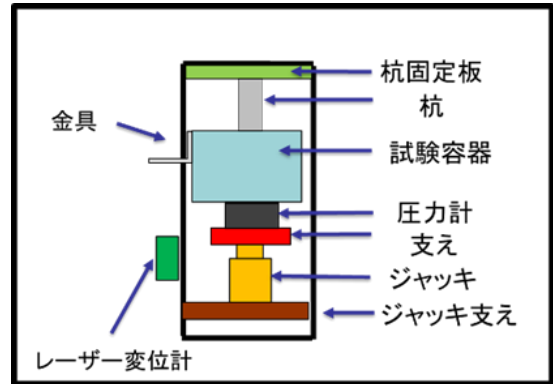


図 6 試作機 3 の設計図

試作機 3 で用いる、杭を固定するための板の設計を行った。側面に M6 ネジ穴を作成し、外枠に直接取り付けられるようにした。また、中心には杭を固定するための直径 25 mm の穴を作成した。杭径 30 mm の板に固定するための杭を設計した。杭の上部には、直径 24 mm のネジ穴を作成し、直径 24 mm のボルトも作成した。杭を固定するための板の設計図と板に固定するための杭を図 7、図 8 に示す。

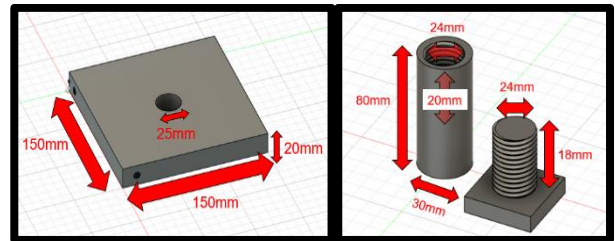


図 7 杭の固定版の設計図 図 8 杭の設計図

図 7、図 8 は、3DCAD を用いて作成した(写真 9、10 参照)。図 7、図 8 のように、中心に 25mm の穴を空けた杭を固定する板を作成した。杭の上端にはネジ穴をボルトで結合する方式を取ったのは、様々な形状の杭を固定し、試験に用いることを考慮した結果である。固定版と杭を組み合わせた状況を写真 11 に示す。

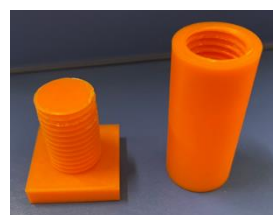


写真 9 杭を固定する板

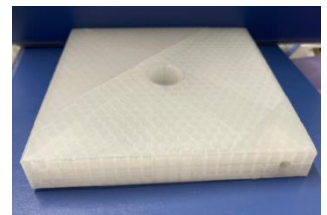


写真 10 杭の固定版



写真 11 試験機 3 で用いる杭

試験機 3 では、試験機 1 で用いた試験容器を使用する。試験容器の内寸縦、横 143 mm、高さは 116 mm、三河珪砂 6 号を 3,368kg 投入すると地盤の相対密度は 50% になった(写真 12 参照)。試作機 3 を組み立て、載荷試験を行う(写真 13 参照)。

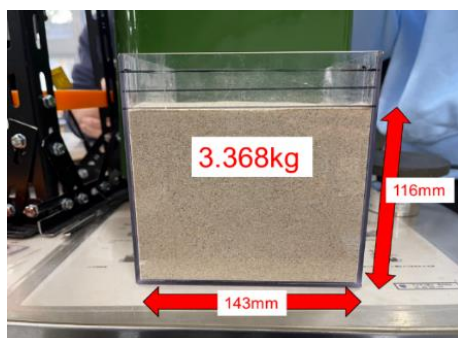


写真 12 相対密度 50% の地盤

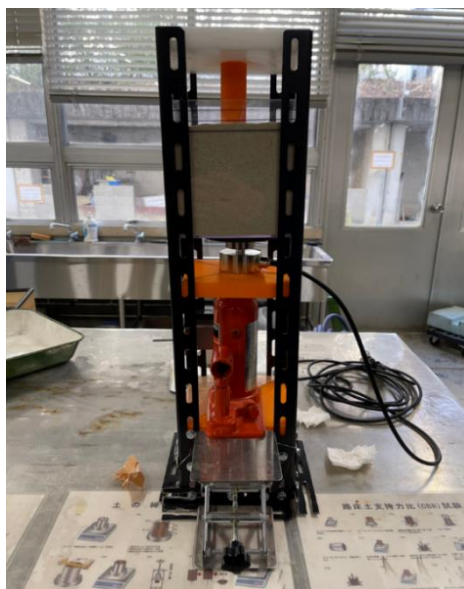


写真 13 試作機 3

載荷試験を行う際は、圧力計、変位計を用いて荷重-変位関係を測定する。また各測定器を用いる上で、データロガーを用いる。本実験では計測設定を 10mSec、5,000 ワードとし、1 秒間に 100 個の実験データを測定できるものとし、動的モードで測定を行っている。

## 5. 試験結果・考察

載荷試験の結果の荷重-変位図を図 9 に示す。

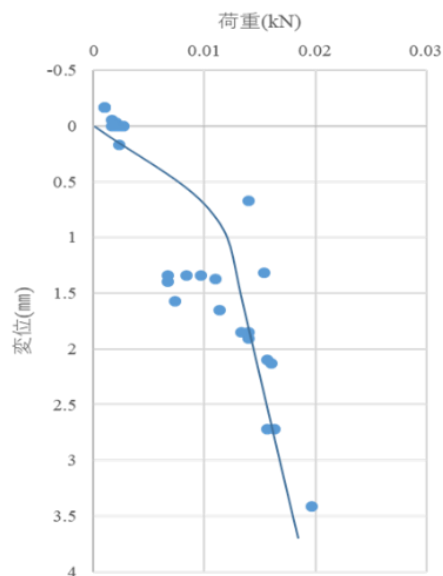


図 9 荷重-変位図

試験機 3 を用いて載荷試験を行った結果、荷重-変位関係から N 値 2.5 相当の模型試験だったといえる。自作した載荷装置は、杭の上部に 24mm のネジ穴を空けることで様々な形状の杭を固定し、試験に用いることがきで、容易に試験を行える。そのため、載荷装置を作成出来たことは大きな成果と言える。本研究では 3 次元で載荷試験を行ったが、杭の支持力公式は、2 次元の式なので試験結果が合わないということが確認できた。載荷試験の変位 150mm の箇所で荷重が抜けてしまっているのが読み取れる、その理由として、自作した試験機の治具の剛性が不足していたためだと考える。

## 6. 謝辞

余川先生、研究室のメンバーには大変お世話になりました。本当にありがとうございました。

### 【参考文献】

- 1) 破砕性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会：破砕性地盤の工学的問題に関する研究委員会およびシンポジウム発表論文集，地盤工学会，1999。
- 2) 木村良介：破砕性土の力学特性と破砕性地盤の工学的諸問題，土と基礎，Vol.48, No.10, pp.3-6, 2000。
- 3) 松岡元，高木信宏，西井正浩：粒状体地盤の有効な支持力補強の方法，土木学会第 47 回年次学術講演会，III-577, pp1194-1195, 1992。





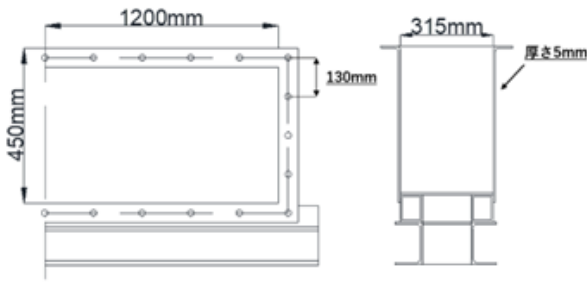


図2 土槽の構成図

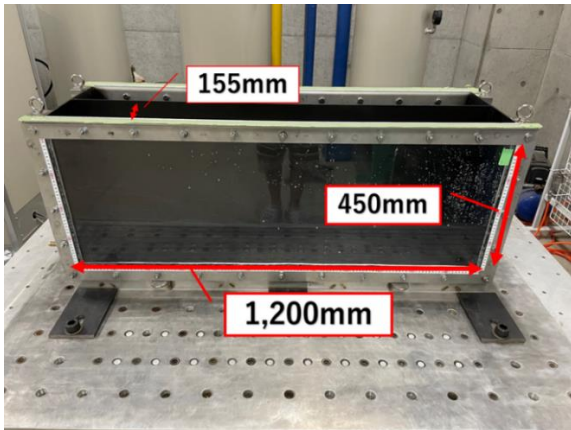


写真3 土槽の外景

#### 4. 実験方法

本研究では、空積み擁壁を最も老朽化したブロック積み擁壁を対象とし、擁壁の変形から崩壊に至るまでの挙動を確認し、擁壁の安定性や保有耐力を確認するため実験を行う。ブロック積み擁壁の変形から崩壊に至るまでの挙動を確認するために、前面をアクリル板にした土槽(内寸：幅 1,200mm×奥行き 155mm×高さ 450mm)を用いて模型実験を行う。実験時には、擁壁の挙動や地盤の変化を確認するために小型のカメラを設置する。また、擁壁や地盤の変化をより正確に確認するために、マーカーとして擁壁に色付きシールを貼り、動画解析ソフトによりマーカーを追跡し、変化を把握する。

本研究において対策案は、地盤改良の方法の中から緩い砂地盤に水をかけて締め固める水締め工法を採用。水締め工法とは地盤改良の方法の中から緩い砂地盤に水をかけて締め固める方法で、本研究で使用する三河珪砂のN値が4以下の為、三河珪砂6号は水締め工法に適していると判断した。盛土に水締め工法を用いて実験を行い、3つのcaseで比較する。

case1 では地盤条件を相対密度 60%目標に作成。相対密度を均一にするため、空中落下法を使用した。設定した相対密度にするために、約 17mm 間隔の層ごとに砂の量を計算し、空中落下法により一定の高さから砂を降らした。

case2 では水締め対策を行った模型で実験を行う。実験模型の地盤に 1.4L の水を注入。その後振動台を傾け 1 時間水を抜き、実験を行う。

case3 では case2 で水締めを行った際、地盤がほんのわずかに沈むため case1 との地盤の密度の差を計算し、case2 で行った実験の密度で乾燥砂を用いて再度実験を行う。

#### 5. 実験データ

以下に加速度、動画解析の結果、考察を述べる。図3では case1 の加速度計の計測結果、図4では case2 の加速度計の計測結果、図5では case3 の加速度計の計測結果を示す。計測結果は全て 550gal の出力が出ており、これらは全て熊本地震の最大震度である震度7の揺れの強さである。

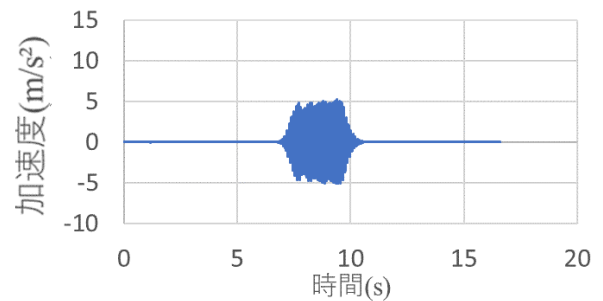


図3 case1 加速度計

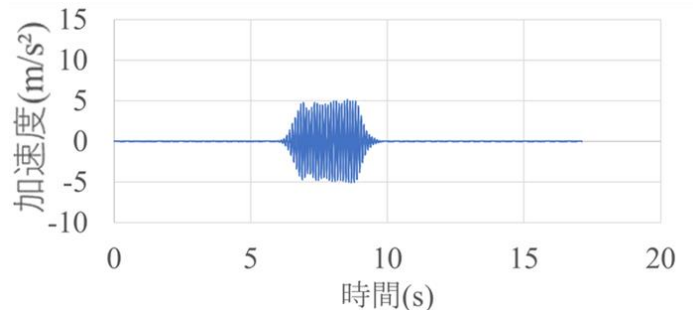


図4 case2 加速度計

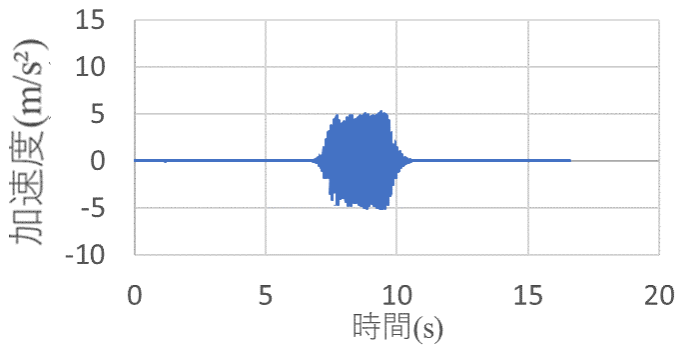


図5 case3 加速度計

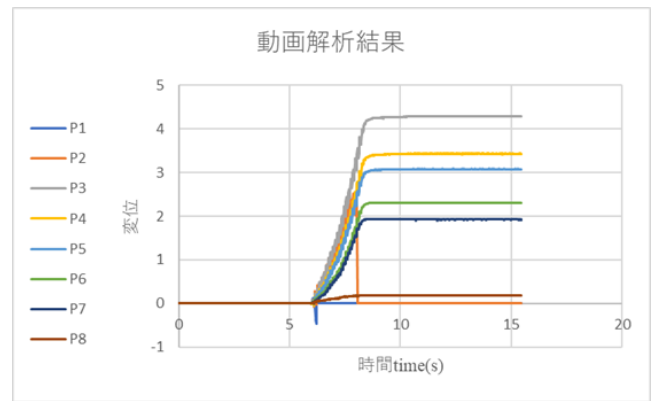


図7 動画解析結果

写真4にcase1の実験前後写真比較，図6に動画解析結果，写真5にcase2の実験前後写真比較，図7に動画解析結果，写真6にcase3の実験前後写真比較，図8に動画解析結果を示す。

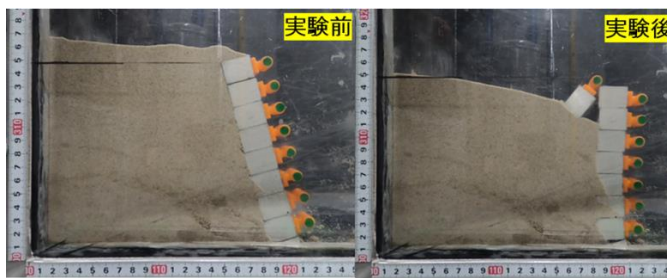


写真4 case1 実験前後写真比較

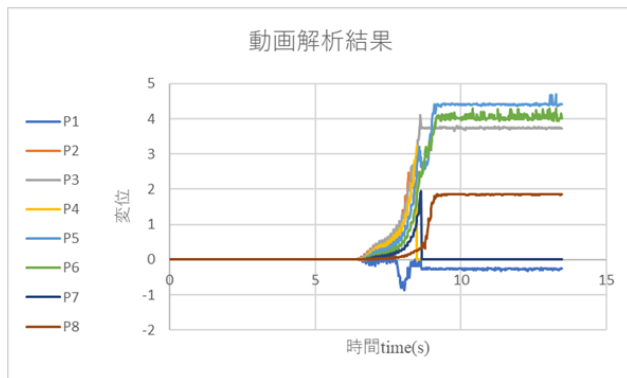


図6 動画解析結果

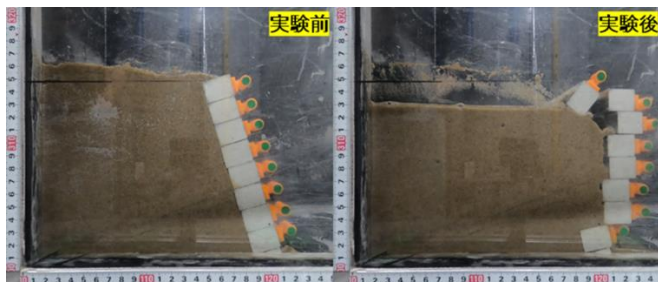


写真5 case2 の実験前後写真比較

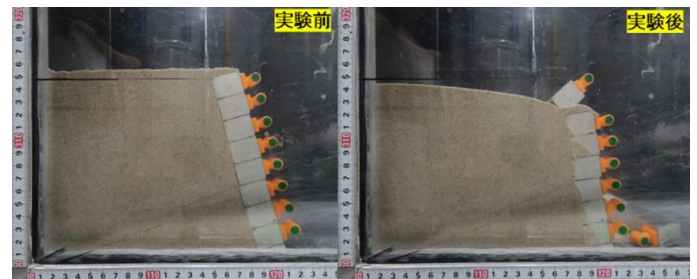


写真6 case3 の実験前後写真比較

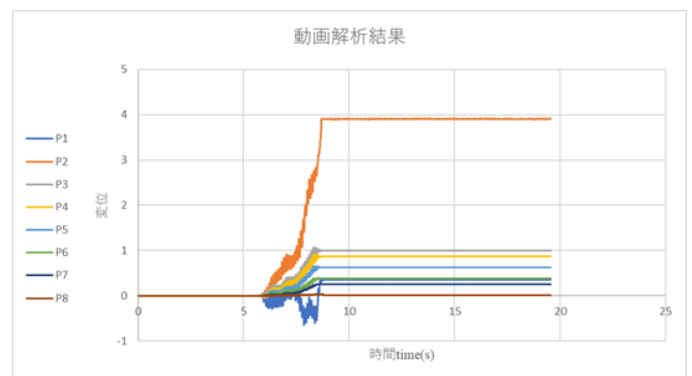


図8 動画解析結果

case1 では，550gal の出力で7秒あたりに擁壁の崩壊が見られた。

case2 では case1 の地盤条件に水締め工法を用いて実験を行った。含水比は31%。飽和度は96%であり，図4.7の7.5秒あたりで飽和状態になったと吉川の論文から考えられる。図9<sup>2)</sup>にグラフを示す。

case3 では case2 での密度を計算し乾燥砂で再現を行った。case1，case2 よりも変位が小さく擁壁の崩壊も遅れたため，耐震性能は上がったと考えられる。変位の大きいマーカーと小さいマーカーがあることもわかる。

		3号砂	6号砂	8号砂
飽和透水係数 $m/s$	$k_s^w$	$4.06 \times 10^{-3}$	$1.61 \times 10^{-4}$	$2.21 \times 10^{-5}$

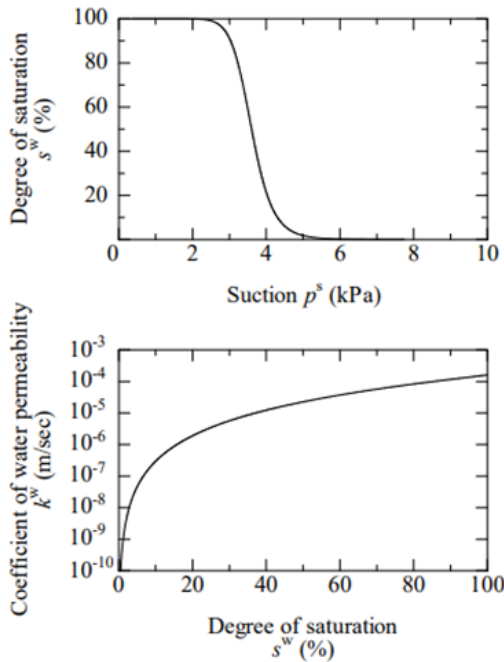


図9 不飽和透水係数の値グラフ<sup>2)</sup>

## 6. 実験結果

本研究では、模型実験の結果と地盤対策模型実験を比較し、水締め工法の適応範囲を明らかにすることを目的とした。さらに模型実験によって、擁壁の変形から崩壊に至るまでの挙動を確認し、擁壁の安定性を確認することを目的とした。模型実験を行い、模型実験と地盤対策実験と水締め工法を行った際の密度を乾燥砂で再現した結果の結論を以下に述べる。

### 模型実験

実験結果から擁壁は 550gal で崩壊に繋がったことがわかる。また、動画解析では最も大きく変位に変化が見られ、擁壁は大きく変形した。

### 地盤対策実験

締め固まった地盤ではサクシンの力が働き、土に粘着力が生じるため実験前では地盤対策を行った実験模型は擁壁の崩壊を防げると考えていた。しかし、水をかけすぎたり地盤に水が入りすぎたりすると地盤は飽和状態になってしまう。case2 の実験模型では、サクシンは失われて擁壁はあっという間に崩れてしまった。case2 での実験模型の地盤では、含水比 31%、

飽和度 96%となっていたため地盤が飽和状態になり、地盤軟化が発生したと考えられる。

### 地盤対策実験の密度を乾燥砂で再現した模型実験

地盤対策実験の地盤密度を乾燥砂で再度実験を行った際、地盤対策実験よりも擁壁の変位は小さくなった。今回の case3 の実験ではより、対策実験よりも変位が小さいため水締め工法はブロック積み擁壁には適していないと判断した。

## 7. まとめ

より強く地盤を締め固めれば、本実験地盤よりも頑固な地盤をつくることができる。その際には個々の土粒子間の距離も縮まるため、土粒子間に付着した間隙水が作るメニスカスが適度なサクションを発揮すると考えた。しかしそれには適した自然含水比が必要と考えられる。よって密度が高い地盤がより、サクションは大きくなり擁壁の崩壊を防ぐには適した地盤になるのではないかと考えた。

## 8. 今後の課題

今回行った水締め工法の地盤改良は自然含水比が影響するため本実験の対策案には合っていなかったと考えられる。擁壁が崩壊すれば、建築物の倒壊や、最悪のケースでは人命が損なわれるリスクもある。擁壁の安定性や耐震性能の確認、耐震補強等、今後より良い対策方法が増えることを期待する。

## 9. 謝辞

余川弘至准教授、意見をくれた先生方、研究室の友人、概要制作にあたりご協力感謝しています。ありがとうございました。

### 【参考文献】

- 1) 熊本地震最前線レポート～益城町の惨状  
<https://www.data-max.co.jp/article/10235> (参照 2022-04-25)
- 2) 吉川高広、野田利弘、小高猛司、崔瑛空気～水～土骨格連成有限変形解析を用いた透水模型実験のシミュレーションと浸透破壊メカニズムの考察  
[https://geoasia.jp/wordpress/wpcontent/uploads/2017/05/2016\\_chubu\\_jiban\\_sympo\\_3.pdf](https://geoasia.jp/wordpress/wpcontent/uploads/2017/05/2016_chubu_jiban_sympo_3.pdf) (参照 2022-12-27) p2



## 砂質土が住宅沈下に及ぼす影響

EC19066 三木 将太

## 1.研究背景・目的

2011 年 3 月 11 日に起きた東日本大震災では、関東地方で広範囲にわたり液状化被害が発生した。中でも千葉県浦安市は、約 75%が埋立地であり、その全域で液状化被害が発生し、甚大な被害を受けた。震災後に浦安市の被災状況と液状化判定を比較した結果、既存の液状化判定手法では液状化の被災程度を過小評価してしまうことが指摘されている<sup>1)</sup>。この現実と判定の乖離は、土の中に含まれる細粒土の評価方法にあると考えられている。土の中に含まれる細粒土の割合を示す細粒分含有率は、液状化発生の有無に大きな影響を与える指標であるが、十分な検討がされていない状況にある。そこで本研究では、細粒分と粗粒分を配合した混合砂を作成し、模型による振動台実験を実施する。実験結果から液状化現象にどのような影響が発生するのか確認することを目的とする。また、振動台実験を行うにあたって、細粒分が液状化現象にどれほど影響が出るのかを液状化判定式を用いて予測を行う。

## 2.研究方法

本研究では、異なる細粒分含有率の地盤を用いた振動台実験を実施し、地盤材料の細粒分含有率によって液状化発生にどのような影響が発生するか確認する。実験は、水平方向に加振可能な空圧式振動台とアクリルケース(内寸:幅 295 mm 奥行き 295 mm 高さ 295 mm)を使用し、1/40 スケールの平面ひずみ条件で行う。地盤材料は三河珪砂 6 号に三河珪砂 L ビフンを配合した混合砂を使用した。相対密度を均一にするため、水中落下法を用いて地盤を作成した。相対密度は 50%に設定した。間隙流体には相似則を考慮した粘性流体を使用した。表 1 に今回実験で使用した試料の物理特性を図 1 に粒形加積曲線を示す。三河珪砂 6 号は、大半が中砂で構成されている。三河珪砂 L ビフンは大半が細粒分で構成されている。

表 1 試料の物理特性

	三河珪砂6号	三河珪砂Lビフン
土粒子密度 (g/cm <sup>3</sup> )	2.62	2.57
平均粒径 (mm)	0.25	0.0185
最大間隙比	1.04	1.98
最小間隙比	0.65	0.85
細粒分含有率 (%)	6.00	98.3
粘土分含有率 (%)	0.00	20.0

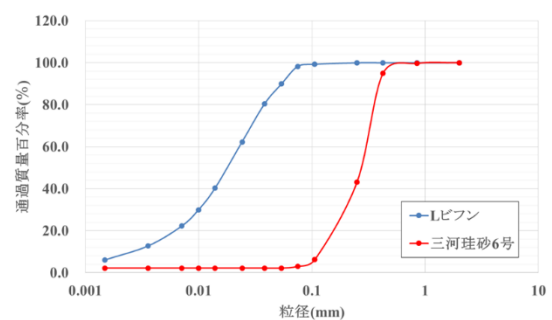


図 1 粒形加積曲線

地盤を作成し、木造 2 階建てを想定した住宅模型を設置する。この住宅を、板厚 15mm のアルミプレートでモデル化した。1/40 スケールのため、住宅モデルの接地圧が 0.4kPa になるようにアルミプレートの厚さを 15mm に設定した。

実験では住宅沈下や地盤変化を確認するため、小型カメラ(GoPro)及びレーザー変位計を設置する。加振実験中の応答加速度および過剰間隙水圧を測定するために、水圧計および加速度計を設置する。写真 1 に地盤材料模型(外景)を、図 1 に実験模型図を示す。

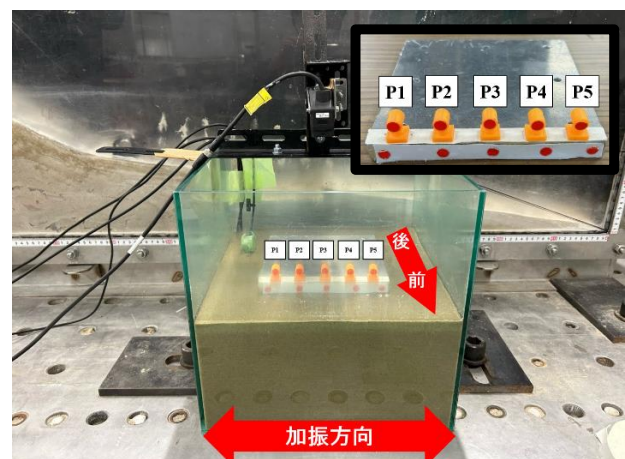


写真 1 実験模型(外壁)

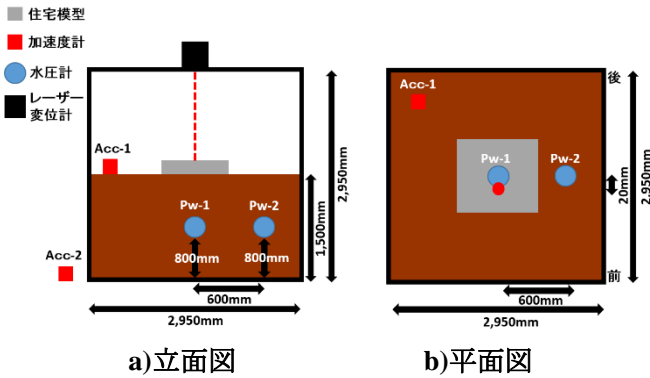


図 2 振動台実験模型図

### 3.検討ケース

本研究では地盤条件を変化させ、計 4 ケースの実験を行う。表 2 に検討ケースを、図 3 に各ケースの粒径加積曲線を示す。CASE①では、三河珪砂 6 号のみの地盤、CASE②～④では三河珪砂 6 号に三河珪砂 L ビフンを配合した地盤を用いる。CASE②～④では、地盤の細粒分含有率を変えることにより、液状化現象にどのような影響が発生するか確認する。

表 2 検討ケース

CASE	地盤材料	割合	細粒分含有率(%)	粘土分含有率(%)
①	三河珪砂6号		0	0
②	三河珪砂6号+三河珪砂Lビフン	97.8 : 2.2	5	2
③		92.5 : 7.5	10	4
④		87.3 : 12.7	15	4.5

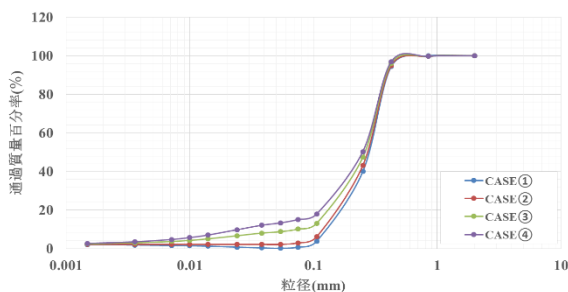


図 3 粒径加積曲線

地震動は全ケース同じ物を用いており、震度 6 強程度、地表面で最大加速度 500gal、周波数 10Hz、加振時間 4 秒の地震動を振動台に入力する。入力地震動波形を図 4 に示す。

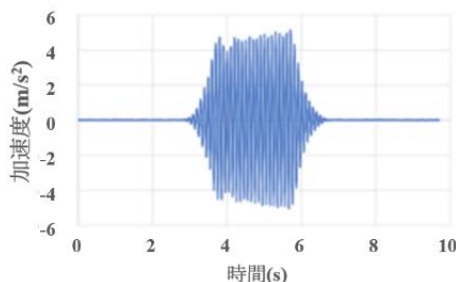


図 4 入力地震動波形

### 4.結果

#### <液状化判定式>

今回行った実験の結果を液状化判定式(建築基礎構造設計指針 2019 参照)<sup>2)</sup>に当てはめ、細粒分が含まれることで住宅沈下にどれほどの影響が発生するのか、予測を行った。液状化危険度予測および液状化に伴う地盤物性と地盤変形量の予測方法を以下に示す。

#### 【液状化危険度予測】

各深さにおける液状化発生に対する安全率 $F_L$ を次式(1)により算定する。

$$F_L = \frac{\tau_L / \sigma_z'}{\tau_d / \sigma_z'} \dots (1)$$

ここに、 $\tau_d$ (kN): 水平面に生じる等価な一定せん断応力振幅、 $\sigma_z'$ (kN/m<sup>2</sup>): 検討深さにおける有効土被り圧(鉛直有効応力)、 $\tau_L$ (kN/m<sup>2</sup>): 水平面における液状化抵抗である。

#### 【液状化に伴う地盤物性と地盤変形量の予測】

各層のせん断ひずみが同一方向に発生すると仮定し、次式により下層から鉛直方向に積分して振動中の地表最大水平変位 $D_{cy}$ (m)を式(2)により算定する

$$D_{cy} = \sum \left( \frac{\gamma_{cyi} H_i}{100} \right) \dots (2)$$

ここに、 $\gamma_{cyi}$ (%):  $i$  層の繰返しせん断ひずみ、 $H_i$ (m):  $i$  層の層厚である。

### 3.3 液状化判定式の結果

今回行った振動台実験のデータを基に、これらの式に当てはめた結果、以下の結果となった。表 3 に液状化判定式の結果を示す。

表 3 液状化判定式の結果

CASE	細粒分含有率(%)	$F_L$	$D_{cy}$ (mm)
①	0	0.96	4.50
②	5	0.96	4.50
③	10	1.25	2.25
④	15	1.45	1.95

この結果から、 $F_L$  値が 1 を下回る、CASE①、②の地盤は液状化の可能性があると判断し、1 を上回る CASE③、④の地盤は液状化の可能性は低い。また、 $D_{cy}$  から、地盤は細粒分含有率が増えるごとに地盤沈下量が減少する傾向にあると予測でき、それに伴い住宅沈下量も減少すると考えられる。

## 【振動台実験】

本研究では、細粒分および粘土分が液状化現象に与える影響を確認、検証するために 1/40 スケールの模型振動台実験を実施した。各種計測器を配置した地盤上に住宅模型を設置した状態で加振を行い、加振中の過剰間隙水圧の変化や、加振後の住宅模型の沈下量により、細粒分含有率の変化によって液状化現象におよぼす効果について検証を行った。また、実験で使用したレーザー変位計で住宅模型の沈下量を計測した。地盤の沈下量を計測するために土槽の前に取り付けた GoPro の動画で確認を行い、加振前の住宅模型に規準を決め加振直後の地盤を計測した結果、液状化が起り、住宅の沈下が見られた。表 4 に模型振動台実験の結果一覧を示す。実験では 120 秒までしか計測ができなかったため、一部のケースで過剰間隙水圧が完全に消散していない。そのためここでは加振中と加振終了後(以下、圧密と呼ぶ)の沈下量の 2 つに分けて整理する。図 5、図 6 に各ケースの過剰間隙水圧(図 2 中の Pw-1、Pw-2 の水

圧計)の時刻歴を示す。

表 4 模型振動台実験の結果一覧

CASE	細粒分含有率(%)	液状化現象の有無	加振中の沈下量(mm)	圧密沈下量(mm)	沈下量の合計	$D_{50}$ (mm)
①	0	有	8.5	2.5	11.0	4.50
②	5		8.5	1.5	10.0	4.50
③	10		10.0	0	10.0	2.25
④	15	無	6.0	0	6.0	1.95

図 5、図 6 から過剰間隙水圧は、加振直後から上昇が始まるのがわかる。CASE①～③では過剰間隙水圧が有効上載圧(0.817kPa)を超えているため、液状化したと判断される。CASE④では過剰間隙水圧が有効上載圧(0.817kPa)を超えていないため、液状化しなかった判断した。図 7 に動画解析、図 8 にレーザー変位計による、各ケースの住宅沈下量の時刻歴を示す。また、動画解析で、アクリルケースの前面のキズ等でマーカーを追尾できなかったものは除いている。CASE②は GoPro への接続がうまくできず、45 秒までしか撮影できなかった。

CASE③のレーザー変位計は、加振後 60 秒前後で水位が上昇し、レーザーのターゲット面に水が浸入してし

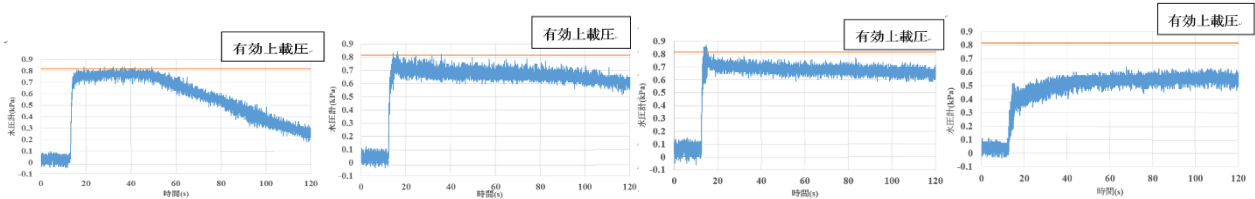


図 5 過剰間隙水圧の時刻歴 PW-1(左からケース 1, 2, 3, 4)

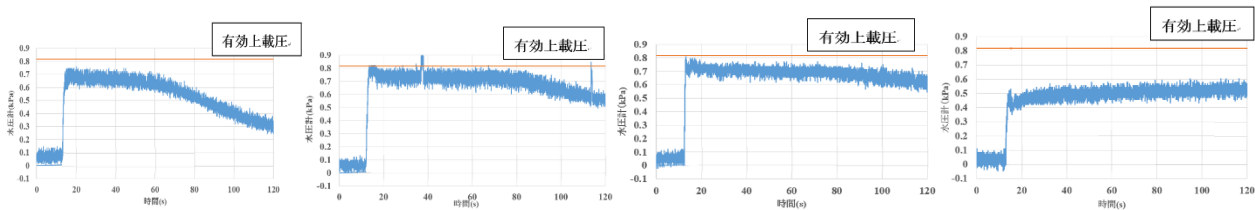


図 6 過剰間隙水圧の時刻歴 PW-2(左からケース 1, 2, 3, 4)

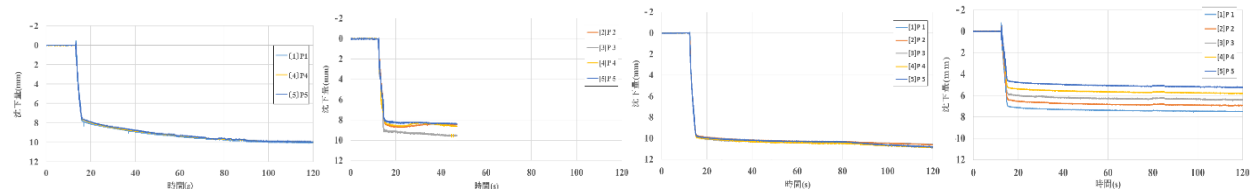


図 7 動画解析による住宅沈下量(左からケース 1, 2, 3, 4)

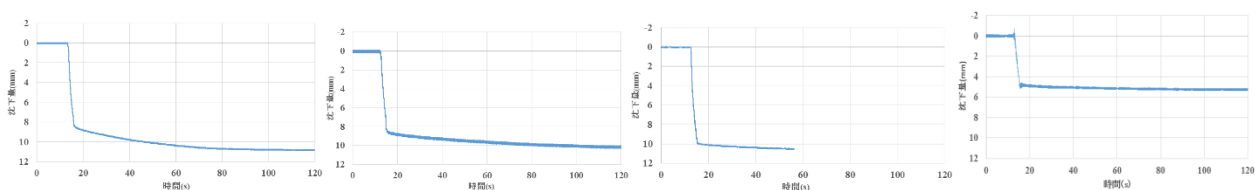


図 8 動画解析による住宅沈下量(左からケース 1, 2, 3, 4)



まった。この影響を受け沈下量がうまく計測できなかったため、それ以降のデータはグラフから削除している。  
CASE①は、加振後開始後水圧が上昇し、住宅の沈下が始まった。加振中の沈下量は 8.5mm、圧密中の沈下量は 2.5mm となり 120 秒後の沈下量は 11.0mm となった。CASE②も CASE①と同様に、加振後開始後過剰間隙水圧が上昇し、住宅が沈下し始めた。加振中の沈下量は 8.5mm、圧密中の沈下量は 1.5mm となり、120 秒後の沈下量は 10mm となった。CASE③は加振中の沈下量は 10mm と CASE①と CASE②に比べて大きくなった。一方圧密中の沈下量は 0mm となり、120 秒後の沈下量は 10mm となった。CASE④は、液状化には至っていないものの、他のケースと同様に加振中に大きく住宅が沈下し約 6mm 沈下した。また、動画解析の結果を見ると、P1 と P5 の沈下量に差があるため、住宅模型が沈下する過程で傾いていることがわかる。

各ケースの傾向を比較すると、加振中に生じる住宅沈下量は、圧密時に発生する住宅沈下量よりも大きく、また細粒分が増加するほど沈下量は小さくなる傾向がみられた。以下に実験結果と液状化判定式による比較結果を示す。

### 【実験結果と液状化判定式の比較】

算出した液状化判定式の結果と実験で得られた住宅沈下量を比較し、検証を行った。ここで沈下量は、家臣中のみを対象として整理をする。図 9 に実験結果と液状化判定式の比較結果を示す。図 9 は実験結果と  $D_{cy}$  の関係図であり、 $D_{cy}$  と住宅沈下量が同一と仮定した線が図中の点線である。その結果、実験結果、液状化判定式共に、細粒分含有率が増加するほど沈下量が減少する傾向にあることが分かった。計算上の  $D_{cy}$  と加振実験の結果をプロットした近似線が緑色の線で表されている。これらの線から、 $D_{cy}$  の約 3 倍の値が住宅沈下量に相当する結果となった。

### 5.まとめ

本研究では、三河珪砂 6 号に、三河珪砂 L ビフンを配合した混合砂を作成し、模型による振動台実験を実施した。細粒分含有率の異なる 4 ケースで実験を実施し、地盤挙動の違いや住宅沈下量を把握した。以下に本研究で得られた知見を示す。

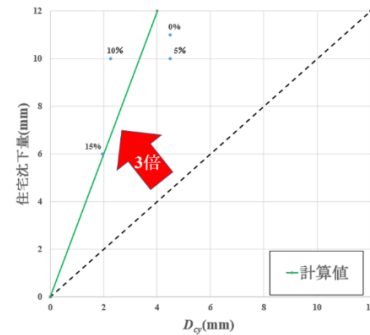


図 9 実験結果と  $D_{cy}$  の関係図

### 【過剰間隙水圧】

- ・地盤の細粒分含有率が少なくなるほど、加振後の消散が早く生じる傾向が見られた。

### 【住宅沈下量】

- ・地盤の細粒分含有率が増えるほど、住宅沈下量が小さくなる傾向がみられた。
- ・加振中の沈下量と加振後の圧密沈下量に着目すると、地盤の細粒分含有率が増えるごとに、双方の差が小さくなる傾向にある。

### 【実験結果と液状化判定式の比較】

- ・ $D_{cy}$  と住宅沈下量を比較すると、実験結果、液状化判定式共に、細粒分含有率が増加するごとに沈下量が減少する傾向にあることが分かった。
- ・住宅沈下量を  $D_{cy}$  から予測できる可能性を示した。

### 5.2 今後の課題

今後の課題として、細粒分の中に含まれるシルト分、粘土分を変化させた地盤を作成し、それらが液状化現象におよぼす影響を検証する。今回は三河珪砂 6 号に、粘土分を多く含む三河珪砂 L ビフンを配合した混合砂を作成し、模型による振動台実験を実施した。しかし、シルト分を多く含む地盤や、シルト分と粘土分を配合し、細粒分含有率を変化させた地盤の実験は行っていないため、実施する必要がある。実験結果と  $D_{cy}$  の関係図に関しては、住宅の重さが変われば計算値の値が変わる可能性があるため、検討する必要がある。

### 【参考文献】

- 1) 山下隼史:異なる骨格構造を有する砂質土の液状化特性の評価, <http://civil.meijou.ac.jp/lab/kodaka/gakkaipdf/57jiban5.pdf>, (参照 2023/1).
- 2) 日本建築学会:建築基礎構造設計指針 2019, pp72-77.2019.

## 盛土造成地上の住宅被害対策

EC19071 森井涼太

## 1. 背景・目的

2011 年の東日本大震災では浦安市などの海岸を埋め立てた地区や、2018 年の北海道胆振東部地震では丘陵地の谷部を埋め立てた地区などで、地盤の液状化により住宅に被害を受けた（写真-1）<sup>1)</sup>。これら 2 つの地震被害に見られる特徴は、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。傾斜地に造成された盛土は平坦地と異なり大規模な流動が起き、盛土上の住宅は甚大な被害を受けた。しかし、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。

そこで本研究では傾斜地における住宅に支持杭工法を用いた液状化対策を行い、傾斜地で液状化が発生した様々な条件下で支持杭工法の有効性を検討することを目的とする。



写真-1 液状化による住宅被害

## 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振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-2）。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。

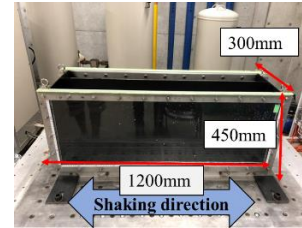


写真-2 実験装置

## 3. 検討ケース

本研究では地盤条件を変化させ、計5ケースの実験を行う。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日間放置しメニスカスによっ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、case4、case5はcase2と地盤作成方法は同じように行い、case3ではL型擁壁下、case4では住宅下、case5ではL型擁壁下、住宅下に杭を設置する。詳細は表-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。

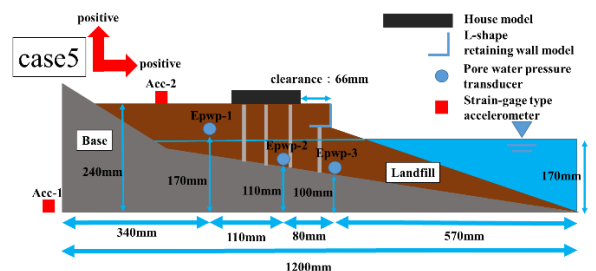


図-1 検討ケースの一例図

表-1 検討ケース

	地震動強度	盛土相対密度	地盤条件	住宅対策	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	なし	健全な盛土
case2			地表面含水比30%	なし	なし	降雨直後地震
case3				なし	あり	
case4				あり	なし	
case5				あり	あり	

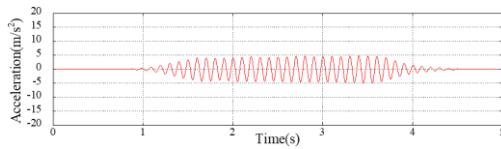


図-2 加速度の時刻歴

#### 4. 擁壁モデル・住宅モデル・杭モデル

擁壁は、名古屋市宅造用L型擁壁<sup>2)</sup>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<sup>3)</sup>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を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。

杭は、支持杭工法を想定し、EAZET<sup>4)</sup>を参考に水平地盤での設計<sup>5)</sup>で行い、許容応力度以下に抑えられるように杭本数調整した。曲げ剛性 $EI$ を相似則に満足するように設計したが再現性の観点からステンレス製の丸棒を使用する。プロトタイプと比較すると3倍以上の剛性と、1.5倍の強度を有する。また、住宅と基礎地盤が剛構造になるようにデザインした。杭の固定条件として、住宅模型と基礎地盤を挟むようにボルトで30cN・mで統一し固定した。写真-4に模型を示す。

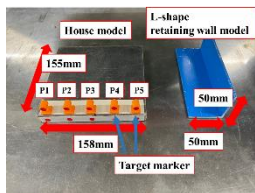


写真-3 住宅モデル

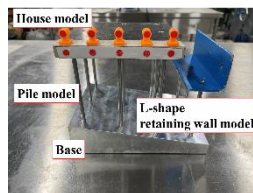


写真-4 杭モデル

・擁壁モデル

#### 5. 結果・考察

図-3に各ケースの過剰間隙水圧（図-1中のEpwp-2の水圧計）の時刻歴を示す。紙面の都合上Epwp-2の過剰間隙水圧のみ記載する。図-3から過剰間隙水圧は、およそ1.3秒ほどから上昇が始まることがわ

かる。住宅下の過剰間隙水圧を比較すると、case1を除いて、過剰間隙水圧が急激に上昇して概ね、Epwp-2が初期有効上載圧まで達しているため液状化が発生していることがわかる。また、杭を設置したcase3、case4、case5でも地盤が液状化しているため、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。case4、case5でのEpwp-2の過剰間隙水圧が初期有効上載圧に達していないことが確認できる。これは、以下の2つの原因で起きたと考えられる。地盤の流動によって上載圧が減少したことと、住宅荷重をすべて杭が負担したことによって過剰間隙水圧が初期有効上載圧まで達しなかったと考えられる。また、写真-5からcase4では最大12mm、case5では最大11mmの杭の抜け上がりが確認された。抜け上がり後の高さでは加振後有効上載圧に達しているため、住宅下の地盤も液状化しているといえる。

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では斜面側に残留変位とし25mm、case3では6mm、case4、case5は変位を確認することができなかった。住宅下の対策（case4）と住宅下、L型擁壁下の対策（case5）は降雨直後の地震であっても、健全な盛土（case1）と同様に住宅の水平移動を防げることができる。L型擁壁下の対策（case3）を行うことによって、住宅の水平移動量を軽減できることがわかった。

図-5に各ケースの住宅の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、最大21mm、case3は最大16mm、case4、case5では沈下は確認できなかった。また、case2では不等沈下が顕著に現れている。しかし、case3のL型擁壁下に杭を対策することによって不等沈下を多少抑えられることが確認できる。この不等沈下は以下の2つの原因によって起きたものと考えられる。住宅下の地盤、L型擁壁下の地盤が基礎地盤の斜面に沿って滑り流れたものによって起きたものと、盛土層の高さに違いがあるために起きたものの2つと考えられる。図-5から、過剰間隙水圧が上昇し始めると沈下が始まることがわかる。

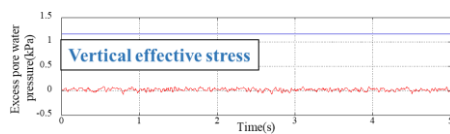


無対策での比較 (case1、case2) を行うと常時の盛土地盤 (健全な盛土) で住宅の被害は水平移動、沈下ともに被害は見られなかったが、降雨直後の地盤では被害が大きくなっていることがわかる。L 型擁壁下の対策の有無 (case2、case3) での比較を行うと、L 型擁壁下に杭を対策することによって、水平移動は抑えられることができるが、住宅沈下は抑えることができない。これは L 型擁壁が住宅直下の地盤を支えることができ水平移動を抑えることに繋がったと考えられる。しかし、L 型擁壁によって水平移動は抑えることが可能になったが、住宅下の地盤は液状化していることによって、地盤が動くため住宅沈下は抑えることができない。対策下の比較 (case3、case4) を行うと、住宅下に対策を行うことによって住宅の水平移動、沈下は抑えることが可能である。

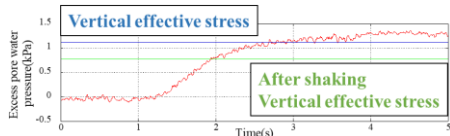
## 6. 実験前後の変形状況

写真-5 に実験前後の写真を示す。case1 の健全な盛

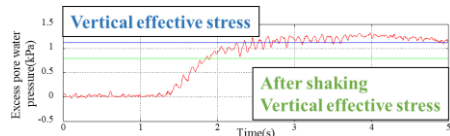
土では加振後でも住宅被害の確認はできなかった。case2 では L 型擁壁自体が盛土斜面に沿って流れているのが確認できる。このことによって、住宅が斜面側に移動し、さらに不等沈下を起こしてしまう結果になったと考えられる。case3 では L 形擁壁下に対策を行っているために、L 型擁壁が移動せず、住宅の水平移動を抑えていることがわかる。これに伴って、不等沈下も抑えられている。case4 の住宅下の対策では、L 型擁壁が移動しているのにも関わらず、住宅の水平移動、沈下ともに確認できない。case5 での住宅下の対策、L 型擁壁下の対策でも対象構造物の移動は確認できず、住宅被害は確認できない。しかし、case4、case5 で地震による住宅被害は確認できないが地震によって液状化した地盤で杭の抜け上がりが生じた。case4 では最大 12mm、case5 では最大 11mm の抜け上がりが確認できた。杭を使用した対策として、抜け上がりの問題には注意する必要があると考えられる。



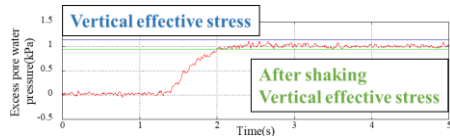
(a) case1



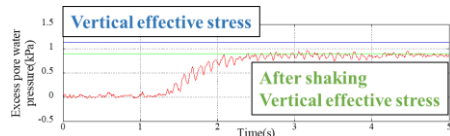
(b) case2



(c) case3



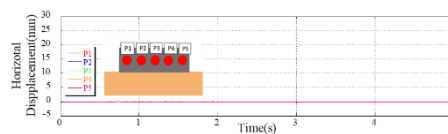
(d) case4



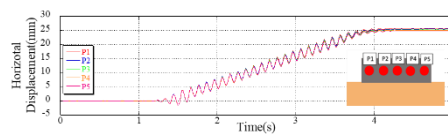
(e) case5

図-3 Epwp-2

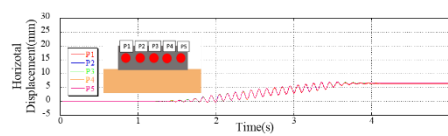
過剰間隙水圧の時刻歴



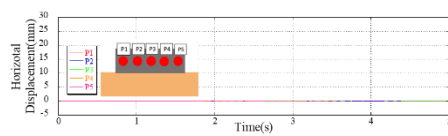
(a) case1



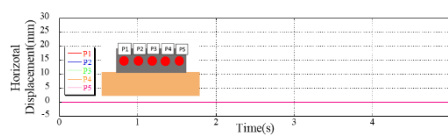
(b) case2



(c) case3

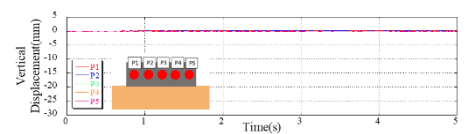


(d) case4

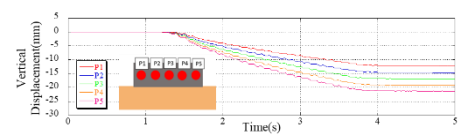


(e) case5

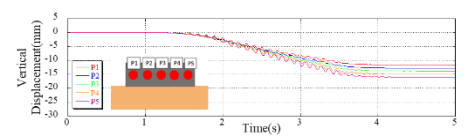
図-4 住宅水平変位の時刻歴



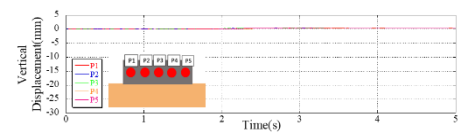
(a) case1



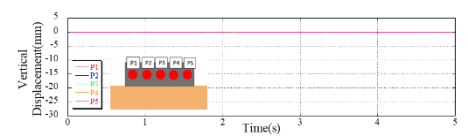
(b) case2



(c) case3



(d) case4



(e) case5

図-5 住宅鉛直変位の時刻

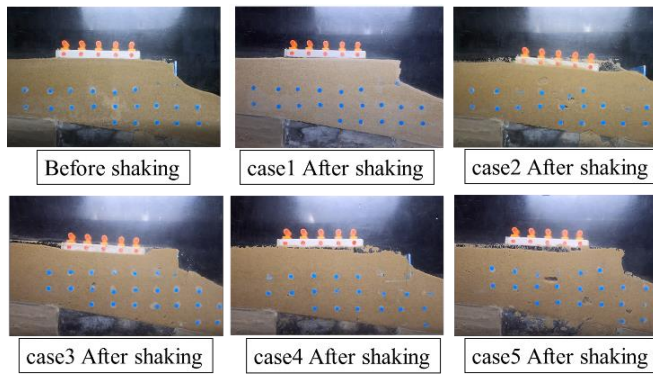


写真-5 実験前後の変形状況

## 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。

- ・健全な盛土（case1）のように、降雨等の水を適切に処理することができ、盛土内が液状化しない条件であれば、住宅への被害は大きくならない。一方、降雨直後に地震が発生し、盛土内に雨水等が残存している場合（case2）には、大きな住宅被害を生じる可能性が高い。
- ・L型擁壁下に杭の対策を行うことによって、降雨直後の地震（case2）の被害より住宅水平移動を3/5、住宅沈下を1/4 軽減することができる。
- ・住宅下に杭の対策を行うことによって、降雨直後の地震であっても、健全な盛土（case1）と同程度であり住宅被害は確認できない。
- ・住宅下に杭の対策を行うことによって、地震による住宅被害を防げるが、杭の抜け上がりが発生する。

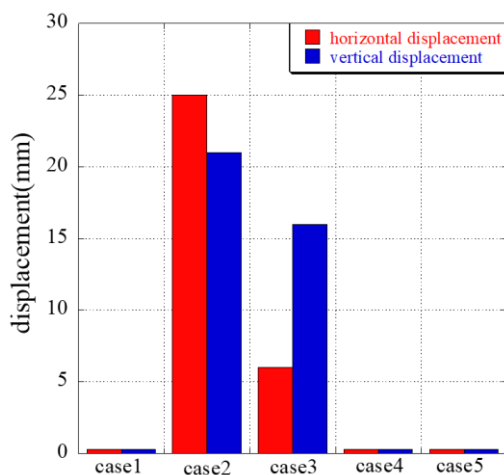


図-6 各 case の住宅の水平移動量と住宅沈下量

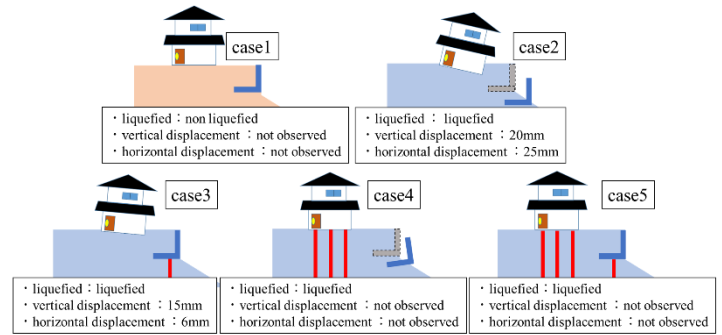


図-7 結果概要図

## 8. 今後の展望

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型擁壁下の対策によって住宅被害を軽減できることが確認できたため、擁壁と住宅の離間距離<sup>9)</sup>を変化させることや、盛土層の高さを変化させ住宅被害の軽減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・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) 右城猛: 擁壁の設計法と計算例, 理工図書, P397, 2014.
- 4) 旭化成建材株式会社: EAZET(鉛直支持力), <https://www.asahikasei-kenzai.com/akk/eazet/product/design>, (参照 2022-12-20).
- 5) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp.270-278, pp.2001.
- 6) 安間匡志・余川 弘至・渡邊 翔: 地震時の擁壁不同沈下が住宅被害にもたらす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), No.20278, pp.555-556, 2020.