

粘性土地盤における PFS 矢板の動的挙動

飛田哲男¹・柏木 敬²・石原行博³・大谷 順⁴

¹ 関西大学 環境都市工学部都市システム工学科 (〒564-8680 大阪府吹田市山手町 3 丁目 3 番 35 号)

E-mail: tobita@kansai-u.ac.jp

² 京都大学大学院 社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: kashiwagi.kei.88z@st.kyoto-u.ac.jp

³ 株式会社技研製作所 (〒781-5195 高知市布師田 3948 番地 1)

E-mail: isihara@giken.com

⁴ 熊本大学大学院先端科学研究部 (工学系) (〒860-8555 熊本市中央区 2-39-1)

E-mail: junotani@kumamoto-u.ac.jp

Partial Floating Sheet pile 工法 (以下, PFS 工法) とは, 着底鋼矢板とフローティング鋼矢板とを組み合わせることによって地盤変状抑制効果を確保しつつ, 経済性, 施工性を向上させることを目的とした鋼矢板工法である. 本研究では, 粘性土地盤中の PFS 矢板の動的挙動について検討する. 初めに, 遠心模型実験により無対策地盤, 全着底鋼矢板工法, PFS 工法の圧密-地震時複合挙動について検討する. その後, 平面ひずみ条件下でフローティング鋼矢板下部における間隙水の回り込みを考慮できる PFS 工法解析モデルを提案し, 2 次元有効応力解析による PFS 工法の動的挙動に関するパラメトリックスタディを行う. その結果, 鋼矢板工法はせん断変形が卓越する時の沈下速度の急増を抑制することにより地盤変状抑制効果を発揮することがわかった. また, 鋼矢板工法は盛土築造の際, 盛土荷重の一部を鋼矢板によって受け持つことで対策効果を発揮することがわかった.

Key Words: sheet-pile method, clayey ground, earthquake response, consolidation.

1. はじめに

広い範囲に厚い軟弱粘土層が堆積している地盤において盛土を構築する際に, 盛土の沈下とそれに伴う周辺地盤の引き込み沈下が生じることがある. そのような地盤の変形を抑制するために, 図-1(a)に示すような盛土法尻部に支持層まで到達する鋼矢板を施工し, ①応力の水平成分の遮断効果と②盛土沈下抑制効果を期待する「全着底鋼矢板工法(Grounding sheet pile method, 以下 GSP)」が用いられる. しかし, 支持層が深い場合には, 施工性, 経済性に劣る. 図-1(b)は, 鋼矢板の長さを短くしたフローティング (浮き) 矢板工法であるが, 全着底工法と比較すると対策効果は小さい. そこで, 全着底鋼矢板とフローティング鋼矢板とを組み合わせることで対策効果を確保しつつ, 施工性, 経済性を向上させた PFS 工法¹⁾が提案されており実施工もされている (図-1(c)).

2016 年熊本地震の際, PFS 工法が施工された河川堤防の被害が小さかったことから液状化対策としての効果も認められたことが報告されている. しかし, PFS 矢板の液状化抑制メカニズムについては不明な点が多い. 本研

究では, 検討の第 1 段階として, 粘性土地盤における PFS 工法の動的挙動把握を目的とする. 検討に用いる手法は, 遠心模型実験および有効応力解析である. ただし, 液状化地盤中の挙動については別の機会に報告する. 以下, 断りが無い限り数値は実スケールとする.

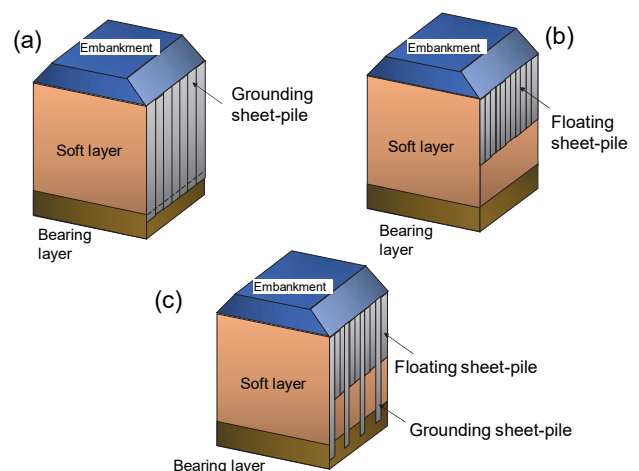


図-1 各矢板工法の概要¹⁾: (a)全着底鋼矢板工法, (b)フローティング鋼矢板工法, (c)PFS 工法

2. 遠心模型実験

以下では、まず遠心模型実験で採用した疑似過圧密粘土の作成方法と物理特性について、続いて実験方法、結果を述べる。

(1) 疑似過圧密粘性土の物理特性

粘性土地盤を対象とした遠心模型実験では、液性限界以上に加水しスラリー化した粘性土を土槽に注入し、圧密することによって、所定の強度を有する模型地盤を作成することが多い。しかし、本実験では、模型地盤の作成に先立って土槽内に鋼矢板模型を設置するため、矢板両面に均一の予圧密荷重を与えることが難しく、強度が不均一な模型地盤となる恐れがある。そこで、来島ら(2018)²⁾を参考に、重量比で水/石膏=0.4となる材料A、水/カオリン粘土=0.8となる材料Bを混合することによって、所定の強度を持つ疑似過圧密粘性土（以下、図表中では、'Kaolin/Gypsum soil'と表記）を作成した。使用した石膏およびカオリン粘土は、下村石膏株式会社のゾーストーン BHS と BASF 社の ASP200 である。

図-3は、疑似過圧密粘土中の材料Aの質量比を変化させたときの一軸圧縮強度 q_u 、変形係数 E_{50} の関係をプロットしたものである。同図より、材料Aの割合が10%を境に特性が大きく変化することがわかる。本実験では、来島ら(2018)²⁾同様、一軸圧縮強度 20 kPa から 30 kPa をターゲットにしたので、重量比で材料 A : 材料 B = 0.1 : 0.9 となる配合比で混合した。

上記粘土に対する圧密試験結果より、石膏を添加したことで同粘土が圧密降伏応力 $p'_c=113\text{kPa}$ を示す、すなわち、疑似過圧密状態にあることを確認した。

この疑似過圧密粘性土の塑性図(図-2)より、土質分類は CH と MH の中間 (A 線上) に位置することがわかる。また、同図にはカオリン粘土単体についてもプロットしているが、疑似過圧密粘性土と同様に CH と MH の中間に分類できることから、疑似過圧密粘性土はカオリン粘土と同様の物理特性を持つと推測される。表-1に上記重量比で作成した疑似過圧密粘土の物性値をまとめて示す。

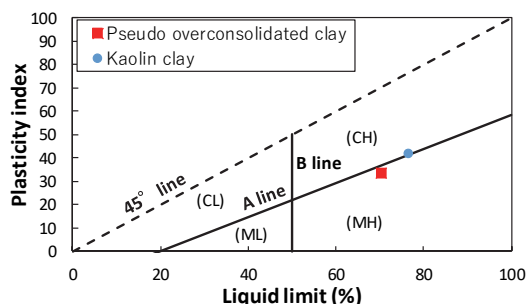


図-2 疑似過圧密粘土及びカオリン粘土単体の塑性図上の位置

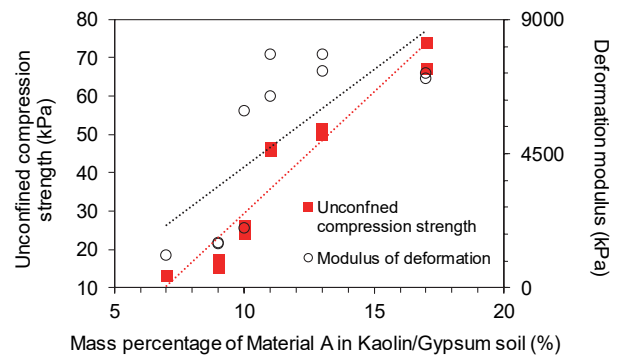


図-3 材料Aの割合を変化させたときの疑似過圧密粘土の一軸圧縮強度、 q_u 、と変形係数、 E_{50} 。

表-1 疑似過圧密粘土の物理特性

Soil type	Mixture of "Kaolin/Gypsum"
Soil Classification	MH
Cc	0.685
Cs	0.039
p'_c (kPa)	113
q_u (kPa)	20 - 30
E_{50} (kPa)	2,000 - 5,000

(2) 実験の概要

実験は、関西大学の遠心力載荷装置を用い50Gの遠心場で行った。模型縮尺は実物の1/50とした。実験土槽は、模型スケールで幅450mm、高さ395mm、奥行き200mmの剛土槽を用いた。実験ケース(表-3)は、無対策地盤(No countermeasure, 以下, NOC), 全着底鋼矢板工法(GSP), PFS工法(PFS)の3ケースである。矢板模型はステンレスの板を加工し、表-4に示すU字型鋼矢板3型³⁾の曲げ剛性に等しくなるよう板厚を1.2mm(モデルスケール)とした。盛土部は、実験の再現性を確保するためステンレスの板(長さ196mm×幅149mm×高さ5mm(モデルスケール))を用いた。土槽壁側の1か所に切り欠き(長さ20mm×幅20mm)(模型スケール)(図-5左上隅)を設け、センサーの配線を通した。この盛土模型の質量は658.8g(模型スケール)、実物換算で10kPaの分布荷重を与えるものである(図-4, 5)。

本実験では、図-4に示すように盛土の半断面を実験対象とした。粘性土層は層厚10m、土層左端を盛土中心とし、そこから7.5mの位置を法尻とする。この位置にT字型(PFS)あるいは長方形(GSP)の鋼矢板模型を設置する。ただし、矢板模型の下端は底板に溶接し回転固定とした。

表-2 遠心模型実験における相似則

Physical parameter	Scaling factors (prototype/model)
Length	N
Velocity	1
Acceleration	$1/N$
Time	N
Density	1
Stress	1
Strain	1
Displacement	N
Viscosity	N

表-3 実験ケース

Case	Sheet-pile type	Ground
1	NOC (NO Countermeasure)	
2	GSP (Grounding Sheet-Pile)	Single Clay
3	PFS (Partial Floating Sheet-pile)	

表-4 実スケール矢板の物性値³⁾

Target sheet pile	Type FSP-3
Young's modulus (GPa)	210
Flexural rigidity EI (MNm ²)	35.28

計測項目は、図-4 に示すように、地盤の加速度 4 点 (Acc1~4)、間隙水圧 4 点 (P1~4) と地表面の沈下量および側方変位である。地表面には変位マーカーとして画びょうを置いた (図-5 赤丸内の 21 か所)。これらに加えて、鋼矢板工法のケース (GSP、PFS) では、鋼矢板の両面、深さ方向 5 断面にひずみゲージ (SG1~10) を貼付した。さらに、加振前後の矢板天端の側方変位を物差しを用いて計測した。

実験では、矢板-地盤模型作成後、盛土荷重を与えるステンレスの板を地表面の所定の位置に置き、50G 場で 1 時間圧密した。盛土荷重として土ではなくステンレスの板を用いた理由は、実験の再現性を確保するためである。その後、1G 場で地表面の高さ、マーカーの変位を計測した後、50G 場で加振した。加振後、過剰間隙水圧の消散挙動を確認するため引き続き 1 時間圧密を行った。

入力加速度は、前後に 8 秒間のテーパ部を有する継続時間約 36 秒、振動数約 1.5Hz、加速度振幅の最大値は、Case 1 と Case 2 で約 0.8m/s^2 、Case 3 で約 1.3m/s^2 の正弦波である (図-6)。ただし、与えた加速度振幅は、装置の不調から当初の想定よりも小さな値となってしまった。

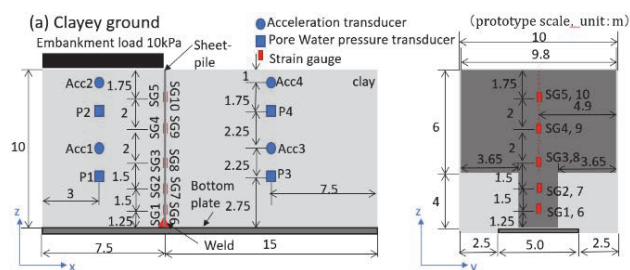


図-4 実験模型の概要 (PFS)

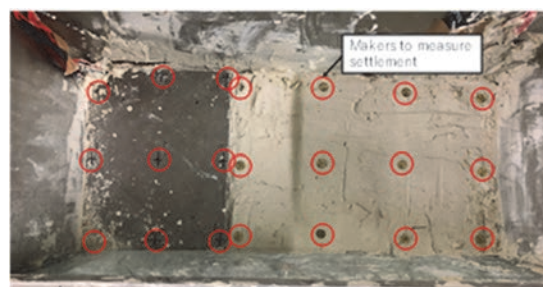


図-5 地表面高さの計測位置 (赤丸で示す 21 か所)

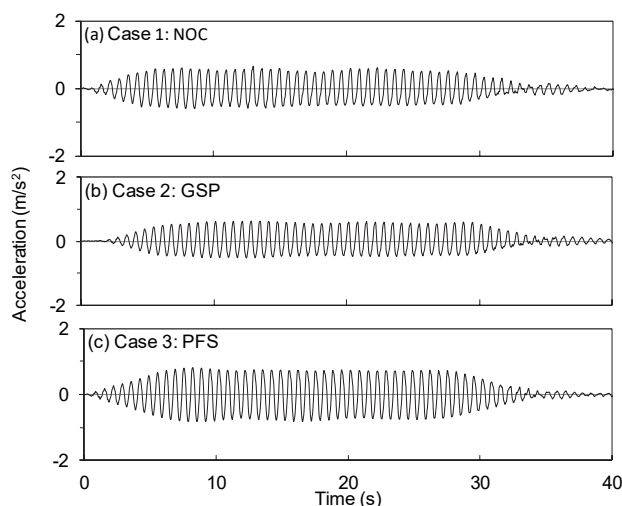


図-6 入力加速度時刻歴: (a) Case 1, (b) Case 2, (c) Case 3.

(3) 実験結果

地盤の応答加速度記録 (図-7) より、Case 1 と Case 2 では、全測点で加速度振幅の最大値は約 1m/s^2 となった。Case 3 では、自由地盤浅層部にある Acc4 で応答加速度振幅が他のケースに比べて約 1.5 倍大きい。これは、Case 3 の入力加速度振幅が他ケースよりも約 1.5 倍ほど大きいためであると推察される。以上より、今回用いた程度 of 入力加速度レベルでは、粘性土地盤の動的挙動に対する鋼矢板の影響は小さい。

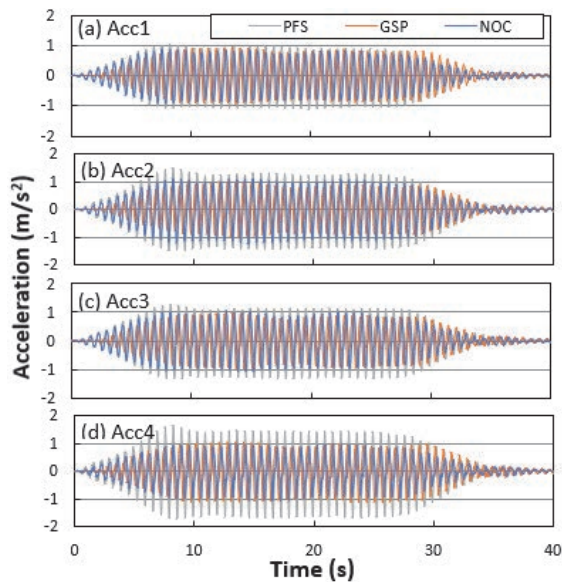


図-7 応答加速度時刻歴：(a)Acc1, (b)Acc2, (c)Acc3, (d)Acc4

過剰間隙水圧比時刻歴(図-8)を見ると、盛土直下の P1, P2 では過剰間隙水圧の発生は小さい。これは盛土による有効拘束圧の増加と矢板によってせん断変形が拘束されたためである。自由地盤部表層の P4 では深部の P3 よりも高い水圧比となっていることがわかる。図-8では、過剰間隙水圧比がステップ上に増加しているところあるが、この原因については現時点では不明である。

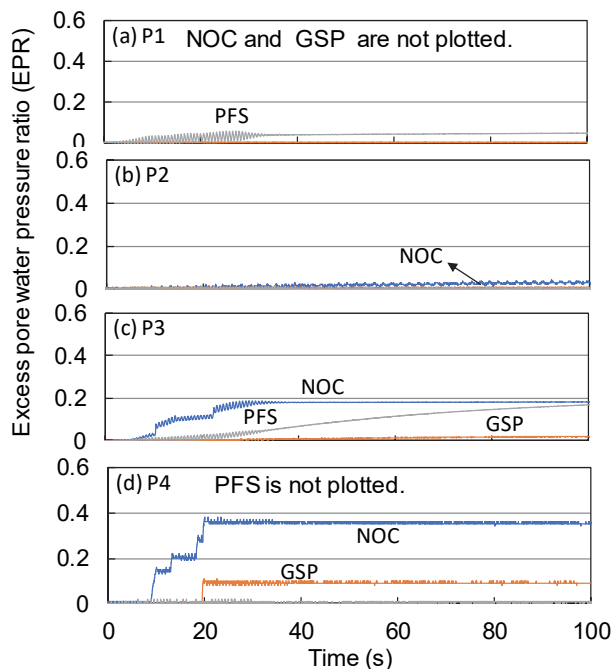


図-8 過剰間隙水圧比時刻歴：(a)P1, (b)P2, (c)P3, (d)P4

地表面の沈下量(図-9)は、圧密後、加振 1 時間後、どちらにおいても盛土直下が大きく沈下している。沈下量は大きいものから Case1(NOC), Case2(GSP), Case3(PFS)となっており、拘束効果の高い GSP の方が PFS よりも沈

下する結果となった。先に述べたように入力加速度は Case2(GSP)よりも Case3(PFS)の方が大きいので、沈下量も Case3 の方が大きいものと予想されるが、本実験結果はそうになっていない。これは実験結果のばらつきによるものであると思われる。この点については再度実験を行うなどして検証しなければならない、しかし、矢板によって沈下が抑制される傾向にあることがわかる。

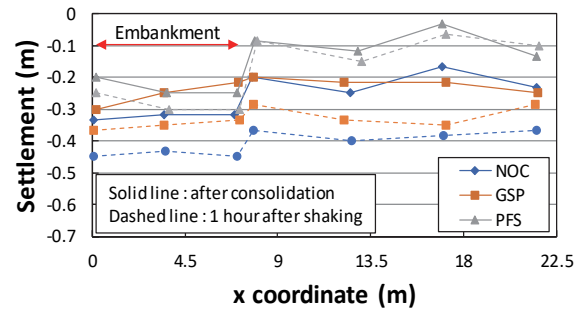


図-9 実験ケースごとの地表面沈下量

また、表-5に示すように圧密後、加振後 1 時間後における鋼矢板天端の側方変位および鉛直変位の平均値を比較すると、いずれの状態においても PFS の方が GSP よりも盛土の沈下量が小さく、側方変位量大きい。側方変位については、PFS の曲げ剛性が GSP と比較して小さいことから説明できるが、沈下量が小さくなった原因は不明である。

最後に、図-10 に示す圧密後、加振後の曲げモーメントの深度分布より、GSP, PFS とともに曲げモーメントが降伏モーメントに達していないことから、本実験の変形は弾性領域であったことがわかる。また、曲げモーメントの分布形状は、同図(a)より、GSP では圧密後、加振後ともに弓形の分布となった。一方、PFS では様相が異なり、断面が急変するフローティング鋼矢板下端に曲げモーメントが集中している。ここで、Case 2(GSP)の天端付近の曲げモーメントが大きくなっている原因については、盛土荷重として載荷したステンレス板が矢板を上から抑え込んでいる可能性もあり、この点に留意して再実験する必要がある。

表-5 鋼矢板天端の側方変位と盛土沈下量の平均値（実スケール、単位は m）

Case	Lateral displacement		Settlement	
	Case 2 (GSP)	Case 3 (PFS)	Case 2 (GSP)	Case 3 (PFS)
After consolidation	0.01	0.03	-0.26	-0.23
1 hour after shaking	0.07	0.09	-0.35	-0.28

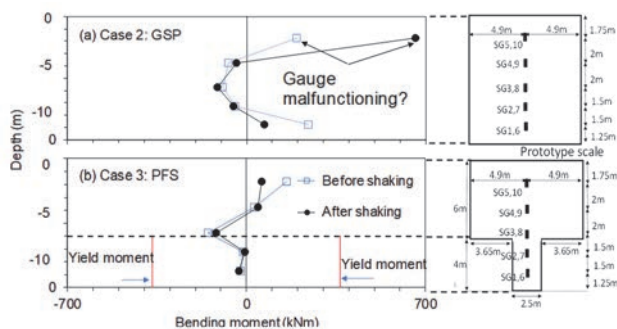


図-10 加振前後の矢板の曲げモーメント深度分布：(a) Case 2 (GSP), (b) Case 3 (PFS)

3. 有効応力解析

本研究では、多重せん断ばねモデルに降伏曲面を導入したモデルを構成則とする2次元有効応力解析プログラム⁴⁵⁾を用いる。このモデルは、粘性土の過圧密、 K_0 圧密、2次圧密挙動、せん断ひずみ速度依存性といった特徴を砂質土の構成則として採用されている多重せん断ばねモデルに組み込んだものであり、粘性土の圧密沈下から繰返し挙動までを再現することができる。同モデル⁹⁾のパラメータ(表-6)は、主に前章で示した液・塑性限界試験や圧密試験をはじめとする室内試験の結果をもとに決定した。ただし、 q_2 、 q_1 については、疑似過圧密粘性土に対して行った急速一面せん断試験結果⁹⁾から、拘束圧80kPaのせん断応力-せん断ひずみ関係を選定し、それに対してフィッティングして求めた(図-11)。なお、表-6に示したパラメータの他に過圧密度を指定するためのパラメータ r_{p0} があるが、これには、メッシュをいくつか分割した上で、それぞれに自重解析から得られる上載圧に対応した値を設定した。

表-6 設定した地盤パラメーター

基準拘束圧(kPa)	17.5	拘束圧依存係数	0.5
基準初期せん断弾性係数(kPa)	9920	基準初期体積弾性係数(kPa)	35429.2
体積弾性係数低減係数	0.0048	質量密度(kg/cm ³)	1.55
内部摩擦角(度)	38.2	変相角(度)	38.2
透水係数(m/s)	2.78E-08	間隙率	0.657
λ	0.943	r_d	1
r_{dc}	142.8	q_2	10
q_d	2	r_{iso}	0.5
r_{gdot}	1.00E+06	q_{iso}	0.04
α_c	9.03E-03	v_{dotc}	6.97E-10

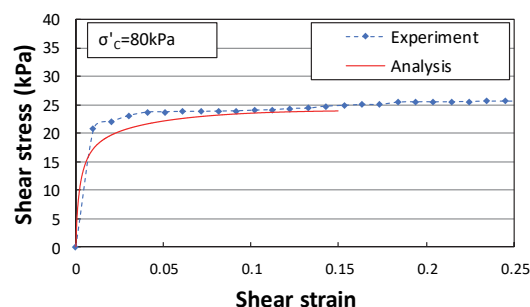


図-11 一面せん断試験シミュレーション結果

(1) 遠心模型実験 Case 1(NOC), Case 3(GSP)に対する解析

解析パラメータの妥当性を検証するため、図-12に示す遠心模型実験と同一寸法を持つ解析メッシュを用いて、先に述べた実験のCase 1とCase 3に対する解析を行う。メッシュは、高さ、幅共に0.5mの正方形要素からなる。土層は完全飽和であり、境界条件は、側方が鉛直ローラー、底面が固定境界であり、地表面は排水境界である。

全着底鋼矢板は、奥行き方向に一様であるため、図-13(a)に示すように、鋼矢板を線形はり要素でモデル化する。鋼矢板によって分離されている両側の地盤要素とはり要素とをジョイント要素によって結合し、剥離を表現する。ただし、鋼矢板下端節点は解析の安定性の都合上、地盤節点と鋼矢板節点は統合した。また、はり要素のパラメータには、実験で用いた鋼矢板模型の物性値を入力した。

一方、ジョイント要素には、地盤と構造物間の直応力の伝達を行うための垂直剛性 K_n 、地盤と構造物間のすべりを再現するための接線剛性 K_s という2つの剛性パラメータがあり、加えて、地盤と構造物間のせん断強度を指定するための内部摩擦角 ϕ と粘着力 c がある。垂直剛性 K_n には $1.5 \times 10^9 \text{ kN/m}^2$ となるべく大きな値を設定し、接線剛性 K_s には、遠心模型実験NOCとGSPの沈下量の比率を解析で再現できるように $1.0 \times 10^{11} \text{ kN/m}^3$ を用いた。地盤と鋼矢板間のせん断強度は、非排水せん断強度相当が働くと仮定して、内部摩擦角 ϕ は用いず、粘着力 $c=12.5 \text{ kPa}$ のみを設定した。

解析順序は、以下の通りである。まず、盛土荷重を考慮せず自重解析を行う。この際、ジョイント要素の接線剛性は0とした。次に、遠心模型実験において遠心力が模型スケールで1分で1Gから50Gまで到達したと想定して、盛土荷重を2,500分間にわたって漸増させながら10kPaまで作用させた後、2,500時間圧密解析を行う。その後、実験と同じく、前後に8秒間のテーパ部を有する継続時間36秒の加速度振幅 0.5 m/s^2 の正弦波を入力し地震応答解析を46秒行う。その後、再度2,500時間圧密解析を行った。

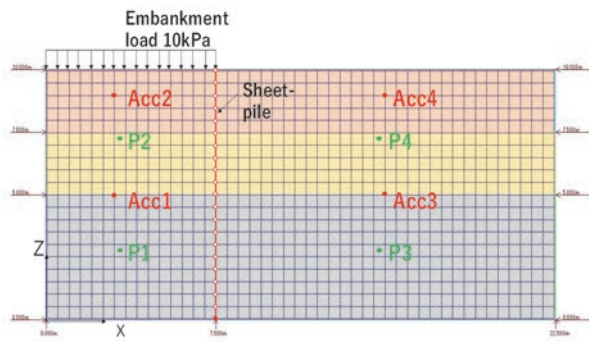


図-12 圧密－地震応答複合解析用メッシュ

表-3 実験と解析による盛土と自由地盤の平均沈下量

Settlement (Experiment, unit: m)				
Case	NOC		GSP	
Place	Embankment	Free field	Embankment	Free field
After consolidation	-0.32	-0.21	-0.26	-0.22
1 hour after shaking	-0.44	-0.38	-0.35	-0.31
Settlement (Analysis, unit: m)				
Case	NOC		GSP	
Place	Embankment	Free field	Embankment	Free field
After consolidation	-0.24	-0.09	-0.16	-0.09
1 hour after shaking	-0.33	-0.19	-0.26	-0.2

解析結果のうち、Acc1の応答加速度振幅(図-14)に着目すると、実験とは異なり、応答加速度の増幅は見られなかった。しかし、実験結果と同じく加速度波形に大きな違いは見られない。これは、他の記録(Acc2-4)でも同様の傾向であり、実験結果と調和的である。次に、圧密後、加振1時間後に対応する地表面の沈下量(表-3)に着目すると、NOCの沈下量は、解析の圧密後を除いて、実験、解析どちらも同時刻のGSPの約1.25倍であり、沈下の傾向についても一致している。また、自由地盤の沈下量がNOCとGSPとで近い点も解析と実験で一致している。ここで、解析と実験の沈下量の差を取ると、加振1時間後のNOCの自由地盤を除いて、すべての時刻、場所で約0.1mの差となる。これは、遠心加速度を考慮していないことにより、地表面全体の沈下量が解析で過小評価されたためである。以上より、解析では、遠心加速度による沈下量は考慮できていないが、実験の沈下傾向をおおよそ再現できていると言える。この他にも、GSPの鋼矢板天端の側方変位量は加振1時間後で解析、実験ともに約0.07mとなっており、類似点が見られる。以上のことから、本研究で用いたパラメータは遠心模型実験の傾向をおおむね再現出来ていると考えられる。

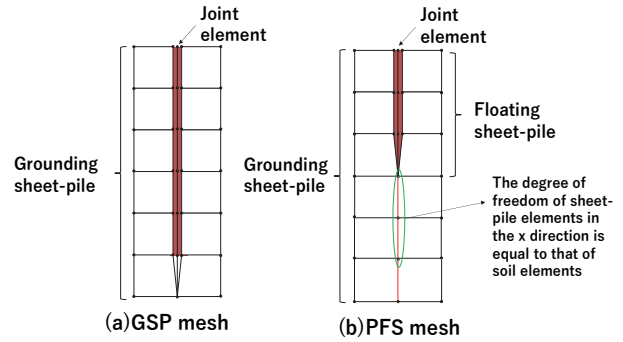


図-13 GSPとPFSに対する要素、節点の設定方法

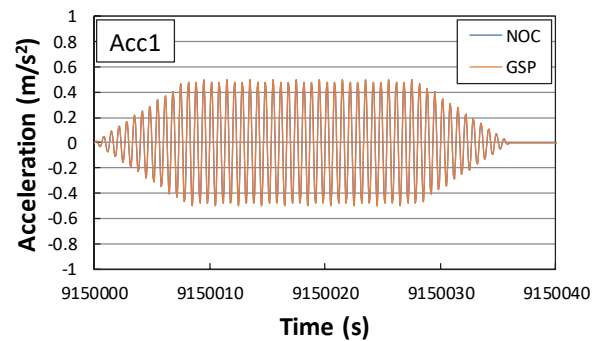


図-14 再現解析におけるAcc1の応答加速度

(2) 2次元でのPFS解析モデル

PFS 矢板は奥行き方向に断面が異なるため、3次元解析を行うことが望ましい。しかし、ここでは以下のような工夫を施すことにより2次元解析による方法を提案する。

提案するPFS工法の解析モデルは、図-13(b)に示すように、フローティング鋼矢板間では、奥行き方向に一樣に鋼矢板が続くため、全着底鋼矢板工法と同様のモデル化を行う。しかし、フローティング鋼矢板以深においては、鋼矢板がない箇所では間隙水の移動が生じる。これを考慮するため、鋼矢板の両側にある地盤節点を結合する。そのうえで2重節点となった地盤節点と鋼矢板節点の間をジョイント要素で結合する。しかし、これでは直応力の伝達がうまく行われなため、鋼矢板節点と地盤の節点の水平方向の自由度を同一とした。ただし、全着底鋼矢板工法と同様に、鋼矢板下端については、地盤節点と鋼矢板節点を結合した。一方、はり要素とジョイント要素のパラメータは、フローティング部はGSPと同一である。それ以深の鋼矢板については、簡易的に式(1)に示す着底幅比 d を定義し、はり要素の断面積 A および断面二次モーメント I 、ジョイント要素の接線剛性 K_s に乗じて求めた(式(2))。ここで、式(1)は1ユニットの鋼矢板の奥行き幅 W_{SP} に占める着底部分の奥行き幅 W_{GSP} の割合を示す着底幅比 d である。

$$d = W_{SP} / W_{GSP} \quad (1)$$

$$\begin{pmatrix} A' \\ I' \\ K_s' \end{pmatrix} = d \times \begin{pmatrix} A \\ I \\ K_s \end{pmatrix} \quad (2)$$

ここで、 A' 、 I' 、 K_s' ：フローティング鋼矢板以下のはり要素の断面積、断面二次モーメント、ジョイント要素の接線剛性である。

(3) 圧密解析

上記設定を用いて図-12 で示した解析メッシュで(1)節の解析順序のうち、地震応答解析を行わず、5000時間の圧密解析のみを行うと、図-15 に示すように、P2(図-12)では、初期には鋼矢板の周辺摩擦のために着底幅比 d が大きいほど鋼矢板が受け持つ盛土荷重が大きくなるため、発生する過剰間隙水圧比は小さくなる。また、過剰間隙水圧の消散速度に着目すると、着底幅比 d が小さいケースほど消散速度が速い。これは同幅比が小さいほど鋼矢板によって水平方向の消散が阻害されないためであり、PFS 工法の特徴である過剰間隙水圧の回り込みを表現できていることに起因する。

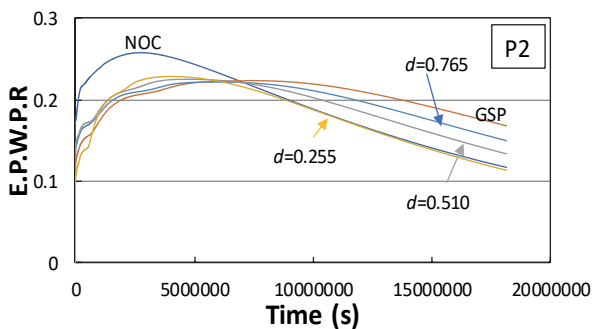


図-15 圧密解析における P2 位置の過剰間隙水圧比

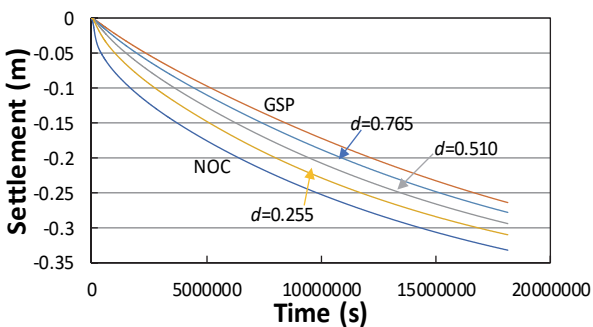


図-16 圧密解析における盛土荷重作用位置の沈下曲線

一方、荷重作用位置の沈下量(図-16)に着目すると、着底幅比が大きくなるほど沈下量が減少していることから、既往の研究^{例えば、}と調和的であり、以上のことから本解析モデルは PFS 工法の挙動を再現できていると言える。

(4) 圧密-地震応答複合解析による各対策工の比較

続いて、各対策工の圧密-地震複合挙動について検討するために、NOC(無対策地盤)、GSP(全着底鋼矢板工法)、PFS1(フローティング鋼矢板長 6m、 $d=0.510$)、PFS2(フローティング鋼矢板長 6m、 $d=0.255$)の 4 ケースに対して、図-13 に示すメッシュを用いて、(1)の解析順序で圧密-地震応答複合解析を行った。ただし、今回用いた入力波は、加速度振幅を 2.0 m/s^2 とした。

得られた応答加速度のうち Acc2(図-17)に着目すると、NOC では加速度が大きく減衰しているが、鋼矢板工法ではその傾向はなく、加速度波形は鋼矢板工法間で一致している。これは圧密解析の際に生じた地盤の状態の差が入力地震動の加速度振幅を大きくしたことによって表れたものと考えられる。

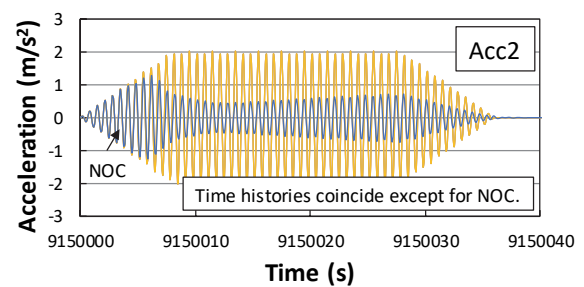


図-17 圧密-地震複合解析における応答加速度(Acc2)

図-18 に示す水圧計 P2 設置位置における過剰間隙水圧比の時刻歴より、図-17 の加速度振幅と同じく、圧密による地盤応力状態の差のために、無対策地盤(NOC)で鋼矢板工法よりも大きな過剰間隙水圧が発生している。一方、GSP と PFS1、PFS2 を比べると、着底幅比が小さいものほど発生量が過剰間隙水圧比が小さい。これは、着底幅比が小さいほど盛土直下の過剰間隙水圧の消散が早く、地盤の剛性が回復しているためである。

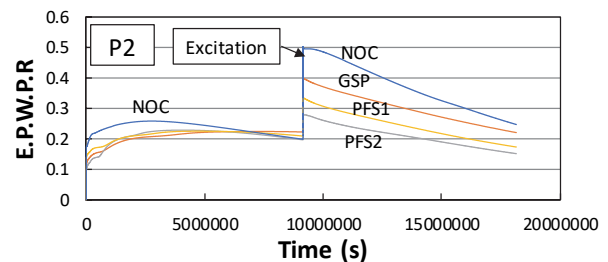


図-18 圧密-地震複合解析での過剰間隙水圧比(P2)

最後に、盛土位置の沈下速度(図-19)に着目すると、盛土荷重載荷完了時の沈下速度が NOC、PFS2、PFS1、GSP の順で大きくなっており、その後は、すべてのケースが GSP の沈下速度に漸近していく。地震時を見ても、NOC のみ沈下速度が増加しており、他のケースではそのような傾向は見られない。このことから、鋼矢板工法は盛土築造時や地震時などの地盤に応力が作用する際に発生す

る盛土の沈下速度の急増を抑制することによって、地盤変状抑制効果を発揮することがわかる。

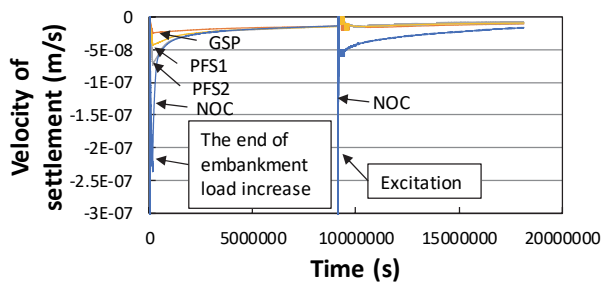


図-19 圧密－地震複合解析における盛土位置の沈下速度

(5) 地震応答解析による各対策工の比較

前節の圧密－地震複合解析では圧密解析を地震応答解析の前に行ったため、応答加速度や過剰間隙水圧比にケース間の違いが見られた。本節では、圧密は考慮せず、地震応答解析のみを行う。用いた解析メッシュは高さ 0.5m の盛土の下に、厚さ 30m の完全飽和状態の粘性土層がある解析メッシュ (1m x 1m メッシュ) である。ただし、今回は鋼矢板間の幅が 4m (図-20(a)) と 10m (図-20(b)) の 2 種類とした。解析ケースは、無対策地盤 (NOC), 全着底鋼矢板工法 (GSP), 着底幅比 $d=0.5$ でフローティング鋼矢板長がそれぞれ 13m (以下では、PFS_A1 とする) と 17m (PFS_B1) の PFS 工法である。解析順序としては、盛土も含めて自重解析を行った後、2016 年熊本地震で観測された地震動 (KiK-net, KMMH16)⁷⁾ (図-21) を入力した。

図-20(a) に示す矢板離隔 4m のメッシュを用いた解析より得られた盛土直下の応答加速度時刻歴 (図-22(a)) と過剰間隙水圧比時刻歴 (図-22(b)) には、ケースごとの差がみられない。このことは、図には示さないが、矢板離隔 10m のメッシュ (図-20(b)) を用いた解析でも同じ傾向である。

最後に、地表面の沈下量 (図-23(a)) に着目すると、鋼矢板工法のケースの盛土中央の沈下量が無対策 (NOC) に比べて 6~7% 減少しており、わずかではあるが鋼矢板によって沈下を抑制できていることが推察される。一方、矢板間距離を 10m に広げた場合、鋼矢板工法の盛土中央の沈下量 (図-23(b)) が無対策 (NOC) のものから 8~11% 増加している。これは、矢板離隔が大きい場合、アーチングによる支持力が減少するためであると推測される。このことから、鋼矢板による沈下抑制には鋼矢板の離隔を適切にとることが重要であるといえる。

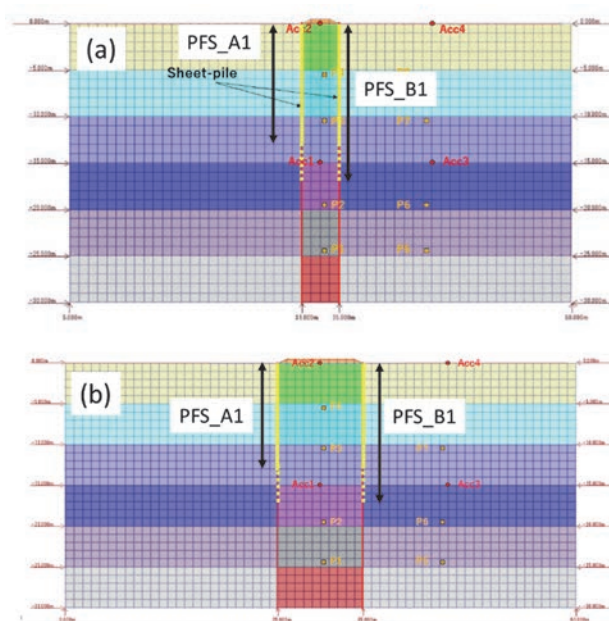


図-20 解析メッシュ : (a) 矢板離隔 4m, (b) 同 10m

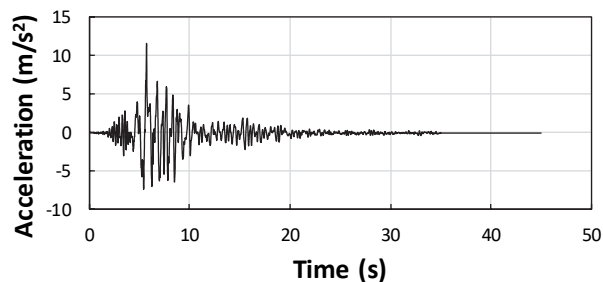


図-21 2016 年熊本地震地震動 (KiK-net, KMMH16)⁷⁾

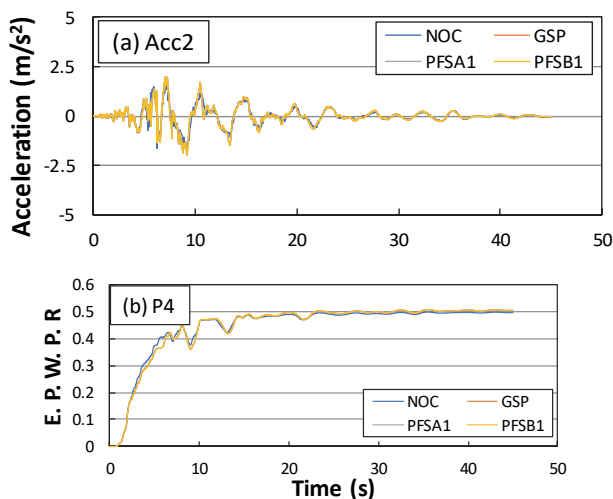


図-22 加速度および過剰間隙水圧比時刻歴 : (a) 加速度 (Acc2), (b) 過剰間隙水圧 (P4)

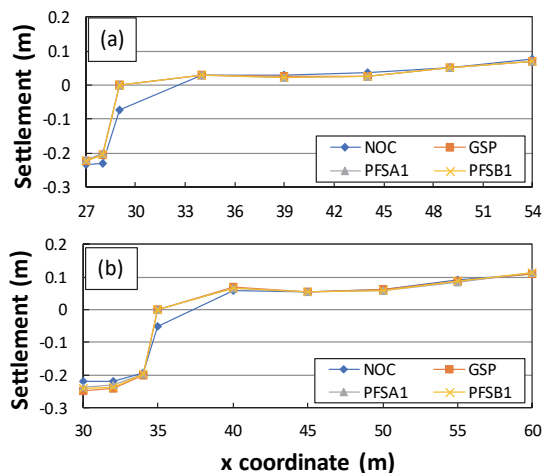


図-23 地表面の沈下量 (a)矢板離隔4m, (b)同10m

4. まとめ

本研究で得られた知見は以下の通りである．1)鋼矢板工法はせん断変形による盛土の沈下速度の急増を抑制することによって地盤変状抑制効果を発揮する．2)鋼矢板工法が地盤の加速度応答特性，過剰間隙水圧の上がり方に与える影響は小さい．しかし，3)盛土築造の際に盛土荷重の一部を鋼矢板の周辺摩擦で受け持つことによって地盤が安定化され，地震時の過剰間隙水圧の発生や加速度の減衰を抑制することができる．4)沈下抑制効果を発揮するためには鋼矢板間の距離が重要である．

謝辞

本研究は，IPA-TC3（PHS 工法研究会）ならびに JSPS 科研費基盤研究(A) (17H01287)，JSPS 科研費基盤研究(A) (17H00846)の助成を受けたものです．記して謝意を表します．

参考文献

- 1) PFS 工法研究会：PFS 工法 部分フローティング鋼矢板工法 技術資料，2005.
- 2) 来島尚樹，肥前大樹，真鍋壮汰，上野勝利：遠心模型実験のための人口粘土材料の特性，第53回地盤工学研究発表会概要集，pp.1042，2018.
- 3) Amma, K. and Tsukuni, S. (2007). Earthquake resisting performance of sealing sheet pile considering structural anisotropy. 土木学会論文集 A, 63(2), pp 326-335.
- 4) Iai, S., Matsunaga, Y., and Kameoka, T. : Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, 32(2), pp.1-15, 1992.
- 5) 井合進，上田恭平：ひずみ空間多重せん断モデルによる粘性土の力学挙動の表現，京都大学防災研究所年報，第59号，pp.92-114，2016.
- 6) 井上尚央也：粘土砂互層における地震動時の

PFS 工法の有効性に関する研究，関西大学環境都市工学部卒業論文，2019.

- 7) 江口稔：軟弱地盤対策工としての新形式鋼矢板工法の開発に関する研究，熊本大学修士論文，2002.
- 8) 防災科学技術研究所 強震観測網(K-NET, KiK-net) . (<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>)
<閲覧日：2019/1/8>