

博士論文

宅地擁壁背面地盤の補強による影響評価と  
細径鋼管を用いた新工法の提案

(Evaluation of the influence of ground reinforcement on the back of residential retaining walls and proposal for a new method using small diameter steel pipes.)

2024年 3月

小川 正宏  
山口大学大学院創成科学研究科

## 目次

1. 緒論	
1.1 研究の背景および目的	1
1.2 研究背景	3
1.2.1 宅地造成および擁壁に関する法制度	3
1.2.2 地震における宅地擁壁の被害状況	4
1.2.3 柱状改良工法による擁壁変状事故集計結果	6
1.3 本論文の構成	12
参考文献	13
2. 小規模建築物における宅地地盤評価の現状と課題	
2.1 概説	14
2.2 アンケート調査の概要	15
2.2.1 アンケートの狙いについて	15
2.2.2 アンケート実施の概要	15
2.3 アンケート結果	16
2.3.1 回答者の属性について	16
2.3.2 地盤調査について	16
2.3.3 地盤評価について	19
2.3.4 液状化について	23
2.3.5 既存擁壁および基礎に関する苦情等について	25
2.4 まとめ	27
参考文献	28
3. 既存擁壁背面地盤補強による影響評価	
3.1 概説	29
3.2 実験内容	30
3.3 柱状改良体施工実験結果	35
3.4 摩擦係数実験	39
3.5 2次元 FEM 解析	41
3.5.1 解析モデル	41
3.5.2 解析結果	43
3.6 まとめ	46
参考文献	47



4. 細径鋼管を用いた既存擁壁背面地盤補強工法の提案	
4.1 概説	・ ・ ・ ・ 48
4.2 既存技術の宅地地盤への応用	・ ・ ・ ・ 49
4.3 静的模型土槽実験	・ ・ ・ ・ 50
4.3.1 静的載荷実験の概要	・ ・ ・ ・ 50
4.3.2 静的載荷実験結果	・ ・ ・ ・ 54
(1) 模型土槽の載荷試験	
(2) 水平荷重の有無による影響比較	
(3) 補強材配置の違いによる擁壁の挙動比較	
(4) 補強材配置の違いによる地盤の支持力比較	
(5) 補強材配置の違いによる擁壁背面地盤の挙動比較	
(6) 補強材による擁壁背面地盤の推定すべり面の変化	
4.3.3 FEM 解析	・ ・ ・ ・ 64
4.3.4 まとめ	・ ・ ・ ・ 81
4.4 振動台実験	・ ・ ・ ・ 82
4.4.1 模型土槽および実験装置	・ ・ ・ ・ 82
4.4.2 実験仕様	・ ・ ・ ・ 83
4.4.3 実験結果	・ ・ ・ ・ 86
4.4.4 まとめ	・ ・ ・ ・ 116
4.5 まとめ	・ ・ ・ ・ 117
参考文献	・ ・ ・ ・ 119
5. 結論	・ ・ ・ ・ 120
謝辞	・ ・ ・ ・ 124

## 1. 緒論

### 1.1 研究の背景および目的

都市近郊において、人口が増加している地域では新たな住宅建設地が減少しつつあるため、宅地開発は丘陵地などの傾斜地にも及んでいる。丘陵地を宅地造成する際にはがけが生じるため、擁壁により土留めが行われる。一般的に、宅地造成において切土部にはもたれ式擁壁が用いられ、盛土部には L 型擁壁を用いられることが多い。これら擁壁の設置基準については宅地造成等規制法、構造検討については建築基準法等に規定されている。

これらの法律に準じて設計された擁壁であっても、擁壁に対し新たに近接して建物を建てる場合は、擁壁の安定性を改めて確認し、各行政機関等からの承認を得ることが設計者の責務である。ただし、擁壁に影響が及ばないように建物を地盤補強工法で支持させるなど、擁壁の安定性を担保することができる方法を講じれば、各行政機関等の承認を得ることができる。地盤補強工法で支持させない建物を擁壁近傍に建設する場合は、既存擁壁の現状を調査することが必要となる。この時、既存擁壁に関する設計図書や構造計算書が残っていれば、既存擁壁の構造安全性を検討することも可能であるが、これらの資料がない場合は、既存擁壁の構造安全性を判断することは難しい。特に、築年代や構造が不明の擁壁に近接して新たに建物を建設する場合、既存擁壁の構造安全性を確認すること困難である。

このような場合でも、敷地に余裕がある場合は、既存擁壁から建物を離して建設すれば既存擁壁への影響は少なくなる。しかし、敷地が狭く既存擁壁に近接して建物を建設せざるを得ない場合や、擁壁の安定性が確認できない場合は、既存擁壁を撤去して擁壁を新設するか、既存擁壁を補強する方法が考えられる。既存擁壁を補強する場合、例えば、鉄筋コンクリート造の L 型擁壁を補強する場合は、擁壁の壁面と底版に主筋を配筋し断面を増し打ちする方法や、擁壁背面に控え壁を増設する等の方法が考えられる。もたれ式擁壁を補強する場合は、グラウンドアンカー工法などが用いられるが、いずれも施工コストや施工条件の問題もあり、実施例は少ないと考えられる。以上のように、既存擁壁に近接して建物を建てる場合、設計者は難しい問題を抱えなければならないことが現状である。

一方で、2016 年熊本地震をはじめとする近年の震度 6 強を超える大地震において、傾斜地の擁壁の倒壊と、それによる擁壁背面に位置する住宅の被害が顕在化している。被災宅地擁壁の構造種別では、空石積造擁壁や二段積み擁壁、増積み擁壁など、築造後に構造計算によらず変更が加えられた既存不適格擁壁において被害率が高くなっている。これらの擁壁は、擁壁自体が十分に強度を有しているとは言えず、地震時に擁壁が倒壊し、それに伴う地盤変状により住宅が損壊する被害が生じている。ここで、既存不適格擁壁とは、現行法に適合していない擁壁のことであり、安全性に対する検討が十分されているとは限らない。したがって、再び同程度以上の地震が起きた時には、他の地域においても同様の被害が発生することが危惧される。また、築年数が古い老朽化した擁壁でも同様の被害が発生することが危惧される。そのため、このような既存擁壁を補強し、宅地および住宅の安全を確保することが急務となっている。

さらに、擁壁背面埋戻し土は十分な締固めがなされていない場合が多く、埋戻し土にかかる部分に住宅を建設する場合は、地盤の支持力確保および住宅の不同沈下対策のため、地盤補強工法が施されることが多い。しかし、地盤補強工法による既存擁壁への変状も発生しており、既存擁壁背面で施工する場合は注意を要する。

以上のことから、本研究は、既存擁壁背面地盤の新たな補強工法を提案し、補強効果について明らかにすることを目的としている。まずは、住宅の基礎および地盤についての現状をアンケート調査により把握した。次に、住宅の地盤補強工法として採用されている既存工法が、擁壁に及ぼす影響について確認した。そして、新たな既存擁壁背面地盤補強工法を提案し、その補強効果について静的載荷実験および振動台実験により確認した。

本章では、第 2 節に地震による擁壁の被災事例および地盤補強による擁壁の変状を整理して示し、第 3 節で既往の既存擁壁補強工法について述べる。そして、第 4 章で本論文の目的と構成を示す。

## 1.2 研究背景

### 1.2.1 宅地造成および擁壁に関する法制度

宅地の造成に関する主な法制度として、「宅地造成及び特定盛土等規制法（改定前：宅地造成等規制法）」がある。これは、宅地開発された造成地において、1961年に集中豪雨により崖崩れや土砂流出等の災害が発生したことを契機として定められた。宅地造成等規制法の目的は、宅地造成に伴う崖崩れ又は土砂の流出による災害の防止のため必要な規制を行うことにより、国民の生命及び財産の保護を図り、もって公共の福祉に寄与することである。具体的には、宅地造成に伴う崖崩れや土砂流出による災害防止の規制を行うものであったが、2006年に大地震時における大規模盛土の安全性の確保を図るものに改正された。宅地造成等規制法第9条に関する施行令では、擁壁の設置に関する技術的基準や、地盤について講ずる措置に関する技術的基準等について定められており、宅地造成等規制法の対象となる造成地はこれらの基準を満足する必要がある。

その他、地盤および擁壁に関する技術的基準として「建築基準法」がある。建築基準法の目的は、建築物の敷地、構造、設備及び用途に関する最低の基準を定めて、国民の生命、健康及び財産の保護を図り、もって公共の福祉の増進に資することである。建築基準法では地盤および擁壁に関して、第19条「敷地の衛生及び安全」、第20条「構造耐力」、第88条「工作物の定義（擁壁）」について定められている。第19条では、「建築物ががけ崩れ等による被害を受けるおそれのある場合においては、擁壁の設置その他安全上適当な措置を講じなければならない」とあり、地方公共団体は建築基準法第40条を根拠とした条例（崖条例）により、「安全ながけ（擁壁含む）」について定めている。第20条に関連する建築基準法施行令第142条では、擁壁の安全性の検討について定められている。第88条では工作物の定義について定められており、関連する建築基準法施行令では高さが2mを超える擁壁を準用工作物としており確認申請が必要である。しかし、高さが2m以下の擁壁は確認申請が不要であり、がけ条例も適用されないため安全性が検討されていない擁壁もあると考えられる。

そのため、宅地造成等規制法の対象とならない造成地や、高さ2m以下の擁壁は、各法律や基準等の適用範囲外であり、注意が必要であると言える。そこで、次項以降では宅地擁壁の被害状況について文献や事例調査を実施したので、その結果について示す。

### 1.2.2 地震における宅地擁壁の被害状況

国土交通省の発表資料<sup>1)2)6)</sup>や橋本らの研究<sup>3)4)5)</sup>などの文献をもとに、地震発生時の宅地擁壁の被害状況について、構造種別を図 1.2.1 に、変状項目別を図 1.2.2 に、高さ別を図 1.2.3 にそれぞれ示す。

構造種別では、裏込めコンクリートがない空石積造擁壁や、既存擁壁の上部に空洞ブロックなどを増し積みした増積擁壁など、技術基準を満たしていない既存不適格擁壁の被害が多く発生した。なお、被災宅地擁壁種類で空石積擁壁が一番多いのは熊本地震のみである。この理由としては、熊本城をはじめとした石文化が根付いていることや、これまで大きな地震を経験してこなかったことが考えられる。なお、熊本地震について傾斜・倒壊及び崩壊の被害が非常に多くなっている。この理由としては、地震動が大きかったことと空石積擁壁が非常に多いことが考えられる。

高さ別では、見え高 2m 未満の擁壁に被害が多い。これは、見え高 2m 未満の擁壁は工作物申請の対象にならないため、構造の安全性が十分に検討されていないためと考えられる。今後、このような既存不適格または検討が不十分な擁壁の補強が急務であると言える。

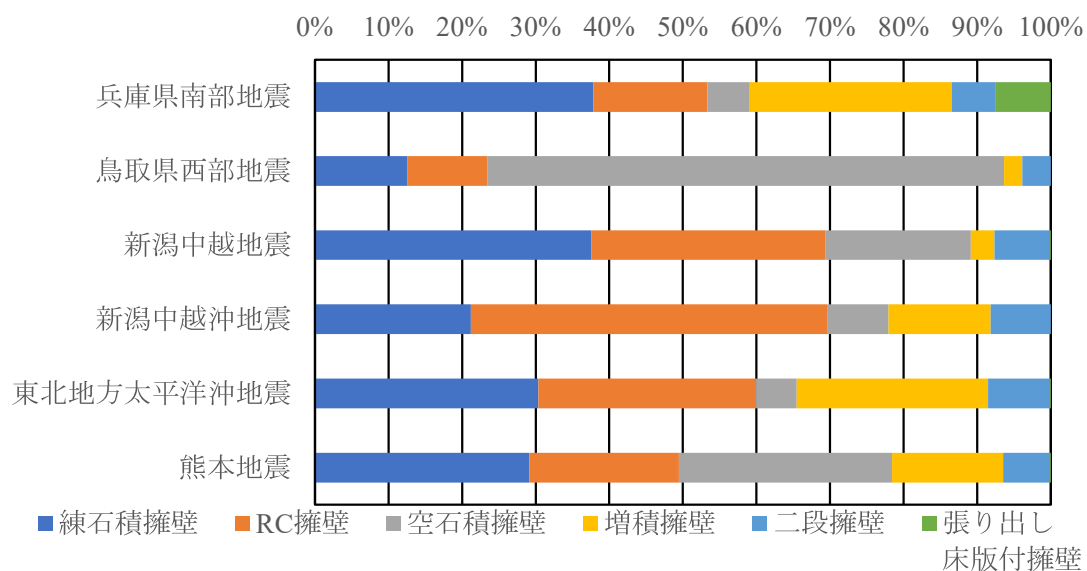


図 1.2.1 擁壁の構造種別被害状況

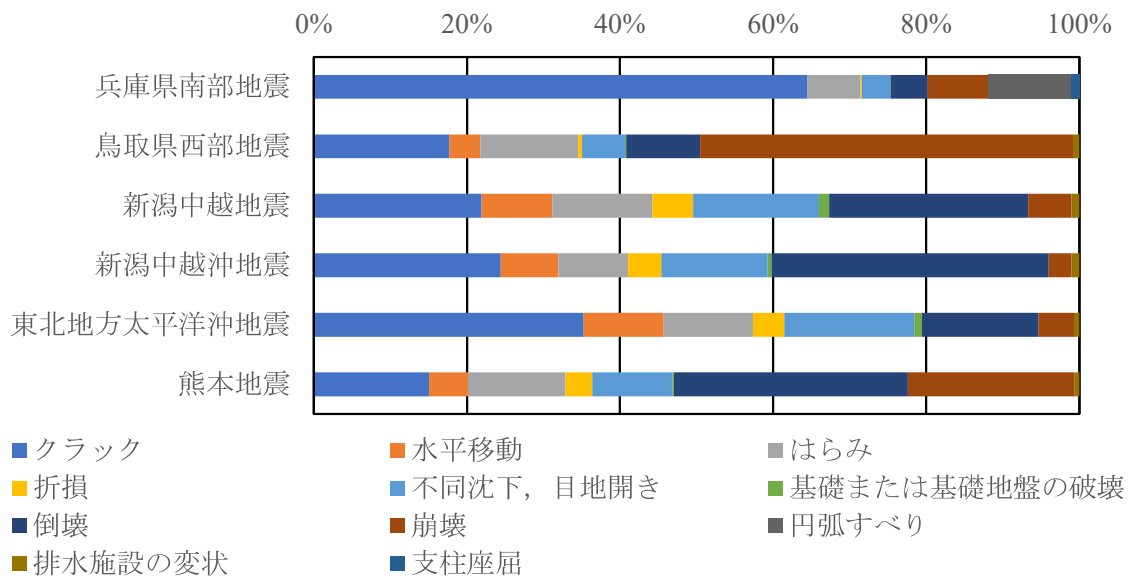


図 1.2.2 宅地擁壁の変状項目別被害状況

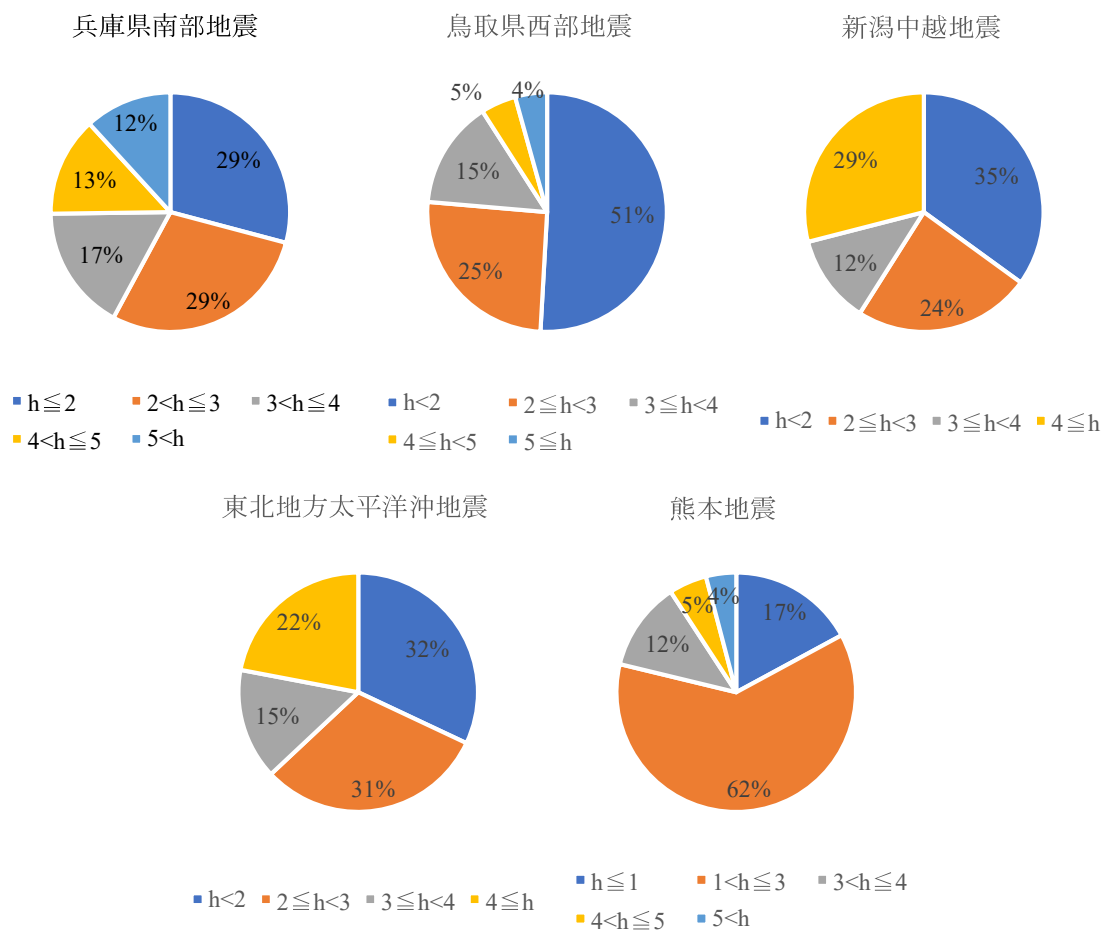


図 1.2.3 宅地擁壁の高さ別被害状況

### 1.2.3 柱状改良工法による擁壁変状集計結果

近年、宅地を有効利用するために、擁壁近傍に住宅を建築することが多い。擁壁を有する宅地において、敷地地盤が軟弱で直接基礎が採用できない場合に、小口径鋼管杭工法または柱状改良工法を施工する機会が多い。しかし、柱状改良工法による周辺地盤への影響が懸念されており、既存擁壁の近傍で施工する際に、擁壁の変位や割れ、クラック等の変状を発生させるケースが後を絶たないのが実状である。

柱状地盤改良工法は、戸建住宅で行われている地盤改良工法の半数以上を占めている。これは、柱状地盤改良工法が他の工法に比べ汎用性が高く安価であることを示している。しかし、柱状地盤改良工法で擁壁トラブルを発生させてしまうと補修費用が高額になり、施工会社の負担は非常に大きなものとなる。トラブルが発生する擁壁は見高 2.0m 以下のものであり、簡易な構造物であることから、行政への届出が不要である。そのため、埋め戻し土の管理がされておらず地盤調査を実施すると地盤改良が必要な軟弱な結果となる。従って、擁壁を有する宅地では柱状地盤改良工法が施工されることが多くトラブルを繰り返している。擁壁に変状が生じると、修復費用は非常に高額となることから、変状の予測手法および対策工法の確立が望まれている。しかし、変状発生メカニズムの詳細が未だ不明であり、対策が困難なことが現状である。ここでは、擁壁変状の収集および分析を行い、変状メカニズムの解明について検討する。

擁壁変状について、18社の地盤補強工事会社から聞き取り調査を行い、擁壁に生じた変状、擁壁高さと柱状改良体の位置関係、施工機について表1.2.1に示す全58件の集計を行った。

表 1.2.1 擁壁変状事例集計結果

No.	物件住所	擁壁種類	工事仕様		擁壁高さ(m)	離間距離	施工機械	変状事象
			改良径(mm)	改良長(m)				
1	愛知県一宮市	CB	500	4.5	0.2	0.6	建柱車	破損
2	神奈川県藤沢市	CB	600	8.0	0.3	0.6	不明	滑動
3	奈良県橿原市	CB	500	6.5	0.4	1.0	GI-50C	クラック
4	埼玉県行田市	CB	600	7.0	0.6	1.0	GI-50C2	目地隙間
5	埼玉県さいたま市	CB	600	6.0	0.8	0.6	不明	クラック
6	千葉県四街道市	CB	600	6.0	0.8	0.8	GI-50C2	目地隙間
7	岡山県岡山市	CB	500	9.5	0.8	1.8	不明	転倒
8	岡山県岡山市	CB	600	9.5	0.8	0.8	SSG-315	滑動
9	埼玉県川越市	CB	600	5.5	0.8	0.5	SW-1565	クラック
10	茨城県水戸市	CB	600	3.0~3.5	1.0	0.5	GI-50C-HT	滑動、クラック
11	埼玉県幸手市	CB	600	6.0	1.0	0.4	SW-1565	目地隙間
12	大阪府東大阪市	CB	600	3.5	1.3	0.7	GI-50C3	転倒
13	岡山県岡山市	CB	500	9.5	1.5	1.7	SSG-302	割れ
14	三重県津市	CB	600	5.0~7.0	1.6	1.2	DHJ08	滑動
15	埼玉県伊那町	CB	600	5.0	1.0	0.6	GI-50	滑動
16	埼玉県所沢市	CB	600	7.5	1.2	0.5	GI-50	滑動
17	愛知県一宮市	CB	600	6.0	1.0	1.4	GI-50C-HT	傾き、ずれ
18	東京都足立区	CB	600	6.5	0.7	0.4	GI-50C	傾き
19	東京都足立区	CB	600	6.0	1.0	0.6	GI-50C	クラック
20	神奈川県小田原市	L型(現場打ち)	600	7.0	0.5	0.6	GI-50	クラック
21	宮城県仙台市	CB・L型(現場打ち)	600	8.0	CB:1.0~2.0 L型:1.0~2.0	1.5	DHJ08	CB割れ
22	新潟県見附市	L型(現場打ち)	600	6.5	1.0	0.5	不明	滑動、クラック
23	大阪府東大阪市	L型(現場打ち)	600	3.5	2.0	2.0	GI-50C2	滑動
24	奈良県天理市	L型(現場打ち)	600	6.3	2.0	0.7	NB08	滑動
25	岐阜県大垣市	CB	600	8.0	1.0	7.0	GI-50C-HT	クラック
26	愛知県幸田町	CB	800	10.0	0.8	0.8	GI-50-HT	滑動
27	愛知県豊橋市	L型(現場打ち)	600	2.6~5.1	2.5	2.3	GI-50C	転倒
28	和歌山県和歌山市	L型(現場打ち)	600	7.5	1.0	0.9	クローラー	破損
29	愛知県岡崎市	L型(現場打ち)	800	2.2~8.5	3.0	3.0	GI-50C-HT	滑動
30	三重県	L型(プレキャスト)	600	3.0	1.5	0.5	不明	変位
31	静岡県浜松市	L型(プレキャスト)	500	2.5	1.5	0.6	不明	不明
32	静岡県浜松市	L型(プレキャスト)	600	5.0~6.0	1.0	1.0	DHJ08	クラック
33	滋賀県栗東市	L型(プレキャスト)	500	2.5~4.7	1.0	1.2	建柱車	滑動
34	岡山県岡山市	L型(プレキャスト)	600	11.5	0.5	1.5	SSG-201	滑動
35	宮城県仙台市	L型(プレキャスト)	600	7.5	1.3	1.5	NB08	滑動
36	岐阜県大垣市	L型(プレキャスト)	600	7.0	1.0	1.5	GI-50C-HT	滑動
37	岐阜県大垣市	L型(プレキャスト)	600	5.5	1.2	2.0	不明	滑動
38	愛知県岡崎市	L型(プレキャスト)	600	5.0~6.0	1.5	0.7	GI-50C-HT	滑動
39	愛知県豊田市	L型(プレキャスト)	600	5.0	1.4	1.6	GI-50C	滑動
40	鳥取県鳥取市	L型(プレキャスト)	600	6.5	1.5	1.6	DHJ08	破壊
41	三重県四日市市	L型(プレキャスト)	600	6.5	1.0	2.7	DHJ12	滑動
42	千葉県松戸市	L型(プレキャスト)	600	8.0	2.2	2.7	GI-50-HT	滑動
43	東京都杉並区	CB	600	5.0	0.8	0.5	GI-50C	クラック
44	岡山県岡山市	L型(プレキャスト)	600	11.5	0.4	2.0	SSG-201	目地隙間
45	埼玉県東松山市	L型(プレキャスト)	600	8.0	0.7	2.5	不明	クラック
46	愛知県名古屋	L型	600	5.0	2.5	0.9	GI-50C-HT	滑動
47	愛知県半田市	間知ブロック+CB	600	5.0~7.75	1.2	1.0	DHJ08	はらみ
48	神奈川県川崎市	間知ブロック・CB	500	5.5	CB:0.4~0.8 間知:0.8	1.1	GI-30-HT	目地隙間、滑動
49	奈良県生駒市	間知ブロック	600	8.5	4.8	0.8	DHJ08	転倒
50	山口県田布施町	CB	500	5.0	1.2	0.7	MD60	滑動、はらみ
51	大阪府岸和田市	重力式	600	4.0	0.9	0.7	DHJ08	滑動
52	兵庫県西宮市	重力式	500	2.5	0.5	0.9	DHJ08	クラック
53	大阪府	重力式	不明	不明	1.0	1.0	25tラフター	クラック
54	滋賀県長浜市	重力式	500	5.0	1.5	1.7	GI-50C-HT	滑動
55	島根県松江市	重力式+CB	600	5.0	1.0	1.9	GI-50CAT20K	クラック
56	埼玉県加須市	水路	600	7.0	1.5	1.5	シロタ	滑動
57	宮城県仙台市	老朽化RC	600	6.5	0.5	2.0	不明	破断、クラック
58	神奈川県藤沢市	石積・CB	500	3.5~7.0	石積:2.0 CB:0.2	0.6~1.0	GI-30-HT (一部建柱車)	滑動、転倒



全 58 件の主な変状事象別の集計結果を表 1.2.2 に示す。集計結果は、滑動による変状件数が最も多く、31 件と過半数を占める。これは、柱状改良体施工時に擁壁に土圧が作用し、水平に変位していることが考えられる。続いてクラック（亀裂）、転倒の順となった。柱状改良体施工時に擁壁に作用する土圧が変状の原因となっていると考えられる。

表 1.2.2 擁壁変状事例集計結果

変状	件数	割合
滑動	31	53.4%
クラック（亀裂）	22	37.9%
転倒	4	6.9%
不明	1	1.7%
計	58	100%

表 1.2.3 に施工機械別の変状件数を示す。柱状改良体施工において、クローラータイプの施工機を用いた場合が最も多い結果となった。宅地地盤の柱状改良工事では、クローラータイプの施工機が多く用いられている。擁壁の設計時に考慮する荷重は  $10\text{kN/m}^2$  に対して、多く用いられている  $80\text{kN}$  クラスのクローラーの接地圧は、施工機重量およびキャタピラの接地面積から求めると約  $50\text{kN/m}^2$  であるが、施工機のリーダーを立てると重心が移動し、前方の接地圧はそれ以上になる。既存擁壁の構造にもよるが、施工機が擁壁に接近することによる影響も考えられる。

表 1.2.3 施工機タイプ別集計結果

施工機タイプ	件数	割合
クローラータイプ	47	81.0%
建柱車	2	3.4%
不明	9	15.5%
計	58	100%

表 1.2.4 にクローラータイプの重量別変状件数を示す。 $60\text{kN}$  クラスの施工機では、変状件数が少ない結果となっている。 $60\text{kN}$  クラスの施工機の使用件数が少ないことも理由と考えられるが、機械重量の影響を低減させるため、重量の軽い施工機を選択することも必要である。

表 1.2.4 施工機重量別集計結果

施工機重量	件数	割合
60kN クラス	4	8.5%
80kN クラス	29	61.7%
90kN クラス	2	4.3%
100kN クラス以上	10	21.2%
250kN ラフター	1	2.1%
仕様不明	1	2.1%
計	47	100%

擁壁種類別の集計結果を表 1.2.5 に示す。全 58 件中のうち、約 4 割の 23 件が CB（コンクリートブロック）となっている。CB は、簡易的な土留として用いられていることが多いため、土圧に対する抵抗力がほとんどなく、柱状改良体施工時の土圧により容易に変状が起これると考えられる。続いてプレキャスト L 型擁壁が 27.6%、現場打ち L 型擁壁が 15.5%で、L 型擁壁の 90.2%が高さ（見え高）2m 以下であった。

表 1.2.5 擁壁種類別集計結果

擁壁種類	件数	割合
CB（コンクリートブロック）	23	39.7%
L 型擁壁（プレキャスト）	16	27.6%
L 型擁壁（現場打ち）	9	15.5%
間知ブロック	4	6.9%
重力式擁壁	5	8.6%
その他	1	1.7%
計	58	100%

図 1.2.3 に擁壁高さ（H）と擁壁前面から柱状改良体施工位置の距離（X）の関係の集計結果グラフを、図 1.2.4 に変状を生じやすいコンクリートブロック（CB）を除いた 35 例の H と X の関係を示す。擁壁変状は、高さ（見え高）2m 以下の擁壁に集中しており、その割合は 91.4%となっている。高さ 2m を超える擁壁は、工作物の確認申請が必要となり、建築基準法や宅地造成等規制法施行令や各指針を準拠して擁壁が築造されているかどうか、特定行政庁等において確認が行われている。そのようなチェックを受けていない 2m 未満の擁壁では、擁壁構造および下部地盤の検討が不十分であることが多く、これが変状の原因の一つと考えられる。さらに、2m 以下の擁壁は自重および上載土の重量が比較的軽く、柱状改良体施工時の作用力により、変状が発生しやすいと考えられる。図 1.2.5 に示すように、擁壁高さ H と擁壁前面から柱状改良体施工位置までの距離 X の関係は、擁壁高さ（H）＝離間距

離 (X) の付近の擁壁変状が多い。L型擁壁の場合、底版の長さは擁壁高さの約0.7~0.8倍程度であるため、擁壁前面から擁壁高さと同じ距離で柱状改良体を施工することは、擁壁底版に大きく影響することになる。そのため、擁壁底版に大きな力が作用し、擁壁に変状が発生すると考えられる。なお、柱状改良体の設計において、改良体先端はN値3以上が2m以上続く地盤まで根入れすることを目安<sup>7)</sup>としており、盛土層の沈下も考慮し、擁壁高さより長くする場合がほとんどと考えられる。

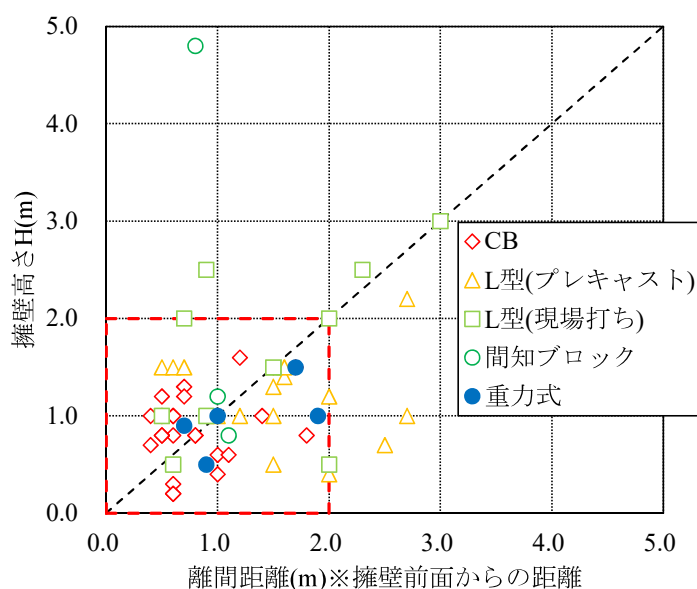


図 1.2.3 擁壁高さ (H) - 離間距離(x) の関係 (全例)

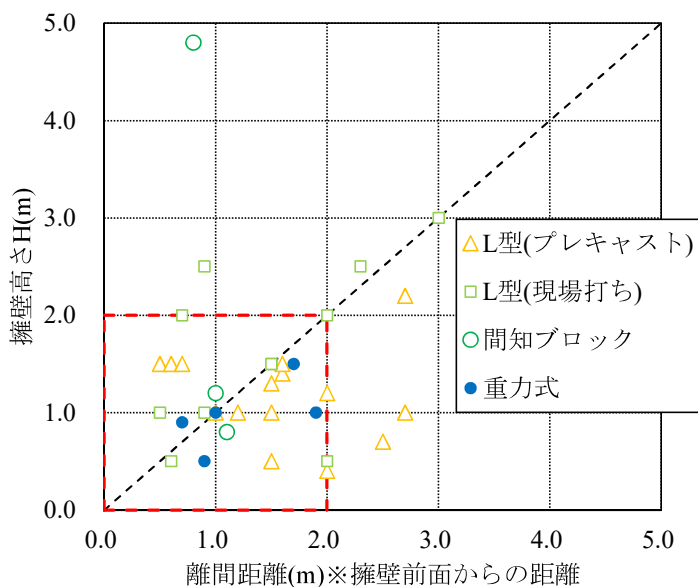


図 1.2.4 擁壁高さ (H) と離間距離 (X) の関係 (CB 除く)

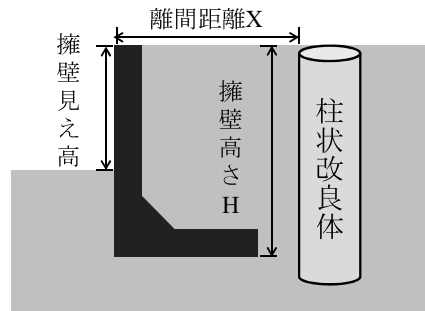


図 1.2.5 擁壁高さ (H) と離間距離 (X) の関係

擁壁変状の集計結果をまとめると、下記の(1)~(3)の通りである。

- (1) 柱状改良施工時における擁壁の変状事象としては、滑動によるものが最も多く、この原因としては、施工時に生じる土圧や、施工機械の重量が影響していると考えられる。
- (2) 擁壁底版付近で柱状改良体を施工する場合に、擁壁への近接施工の影響のほか、施工機の攪拌翼引抜きによって発生する接地圧の変動が変状を発生させることも考慮しておく必要がある。
- (3) 擁壁変状は擁壁高さ 2m 以下の擁壁に集中している。これは、高さ (見え高) 2m 未満の擁壁は建築基準法や宅地造成等規制法の適用を受けないため、擁壁構造および下部地盤の検討が十分にされていないことが原因である。また、擁壁高さ (H) = 離間距離 (X) の場合の擁壁変状が多い。L 型擁壁の場合、擁壁前面から擁壁高さと同じ距離で柱状改良体を施工することは、擁壁底版に大きく影響することになる。

### 1.3 本論文の構成

第 1 章では研究の目的および背景について述べた。地震における宅地擁壁の被害状況と柱状改良工法による擁壁変状集計結果を示し、新たな既存擁壁背面地盤の補強工法の必要性について述べた。

第 2 章では、小規模建築物基礎に携わる実務者を対象として実施したアンケートの結果を基に、小規模建築物基礎設計の現状について分析し、今後 10 年間を見据えた技術指針改訂の参考のために各課題について述べた。特に、既存擁壁既存擁壁の設計時の設計図書や構造計算書等の資料入手の頻度 20%未満が 45%と最も多く、資料入手が 60%以上と回答したのはわずか 7%であり、現状は既存擁壁に対してその健全性の評価方法が確立されていない可能性があることについて述べた。

第 3 章では柱状改良工法による周辺地盤への影響について、実物大の擁壁を用いた柱状改良体の施工実験を行い、擁壁に作用する土圧、擁壁の変位等を計測し、擁壁の変状発生メカニズムを解明することを試みた。さらに、実大施工実験で得られたデータを基に、擁壁前面天端からの離間距離による影響を、2次元弾性 FEM 解析（平面ひずみ）モデルを用いた計算結果を示し、擁壁近傍での施工時に注意すべき事項について述べた。

第 4 章では、細径鋼管を擁壁背面に配置した補強仕様それぞれについて、擁壁背面地盤の補強効果を確認した結果をまとめている。擁壁と建物間に細径鋼管を模したアルミパイプを 3 パターンで配置し、地盤の破壊形態と破壊に対する補強効果について比較した。工法の概要および想定される補強メカニズムと、静的載荷実験結果および振動台実験結果を示した。その結果、アルミパイプを A 型に配置した場合に、最も擁壁背面地盤の補強効果があることについて述べた。

#### 参考文献

- 1) 国土交通省：2.3大地震における宅地被害の特徴,国交省報道発表資料, pp.1-2-14～1-2-34,  
<http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha04/04/041115/04.pdf>
- 2) 国土交通省：これまでの宅地擁壁の被災実態2, 国交省報道発表資料, pp.1-2-1～1-2-13,  
<http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha04/04/041115/04.pdf>
- 3) 橋本隆雄,宮島昌克：2004年新潟県中越地震における宅地被害分析と今後の宅地対策, 土木学会地震工学論文集, Vol.28, No.133, CD-ROM, 2005.8
- 4) 橋本隆雄,宮島昌克：2007年新潟県中越沖地震における宅地被害分析と今後の宅地対策, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol.65(2009), No.1, pp.837-849, 2009.4
- 5) 橋本隆雄：2016年熊本地震による被災宅地擁壁の被害分析, 国土舘大学理工学部紀要第11号, pp.97-105, 2017.11
- 6) 国土交通省：熊本地震の教訓を踏まえた全国宅地耐震化の推進ガイドライン-全国の宅地耐震化と被災時の宅地復旧に向けて-, 2018.07,  
<http://www.mlit.go.jp/common/001246333.pdf>
- 7) 住宅地盤品質協会：住宅地盤の調査・基準に関わる技術基準書2023年第5版, pp.89-90, 2023.5

## 2. 小規模建築物における宅地地盤評価の現状と課題

### 2.1 概説

小規模建築物とは、①地上3階以下、②建物高さ13m以下、③軒高9m以下、および④延べ面積500m<sup>2</sup>以下の条件を満足する比較的小規模な建築物をいう。一般的に建築物の設計に関しては、建築基準法・同施行令および関連告示などによる諸規定がある。しかし、これまで小規模建築物の基礎の設計は、各種の技術基準類の仕様のもとに行われることが多かった。小規模建築物基礎の設計には、日本建築学会から刊行された「小規模建築物基礎設計指針（2008年刊行）」（以下、小規模指針と記す）が広く参考図書として利用されている。小規模指針は、シンポジウムや研究活動を重ねた当時の最新の知見が反映されたものであるが、刊行から十数年経過した現在、実務レベルでは技術の向上、宅地を取り巻く環境と宅地の安全に対する意識の変化などにより、小規模指針の内容と実務との乖離が想定される。

近年、住宅地盤について、東北地方太平洋沖地震の液状化地域による戸建住宅居住者の意識調査<sup>1)</sup>、消費者（住宅購入者）を対象とした液状化に関するアンケート調査<sup>2)</sup>や、地盤調査会社に対して簡易液状化判定に係る地盤調査に関するアンケート調査<sup>3)4)</sup>が実施されている。伊集院ら<sup>1)</sup>は消費者の液状化に対するニーズを明らかにし、品川ら<sup>2)</sup>は居住者の液状化に対する意識は高く、国としての積極的な取り組みを期待していることを明らかにした。大内ら<sup>3)</sup>と菅ら<sup>4)</sup>は、住宅性能表示制度の改正に伴う「液状化に関する情報提供」の制度施行前後について、制度施行前後でどのような変化があったかについて調査した。その結果、各液状化検討数は増加傾向にあり、液状化への関心が高まってきていることが判明した。また、地盤調査方法としては簡易な方法が増加した一方、液状化判定方法については詳細な方法で検討されるようになってきていると推察している。

一方、これらは住宅居住者と住宅購入者、地盤の専門業者に対する液状化に関するアンケート調査であり、小規模建築物基礎設計の全容について把握するものではない。

そこで本章では、小規模建築物基礎に携わる実務者を対象として実施したアンケートの結果を基に、小規模建築物基礎設計の現状について分析し、今後10年間を見据えた技術指針改訂の参考のために各課題について論ずる。第2節でアンケート調査の概要を、第3節でアンケート結果を、第4節でアンケート結果からわかった小規模建築物基礎設計の現状と課題についてそれぞれ述べる。

## 2.2 アンケート調査の概要

### 2.2.1 アンケートの狙いについて

小規模建築物は規模が小さい故、建物価格の面から地盤調査にかかる費用は相対的に低くなる反面、規模の大きな建築物では問題にならない数センチメートルの沈下が瑕疵に繋がるような傾斜角に至る可能性を有している。費用対効果の観点から地盤調査に費用を十分に掛けるという考え方には至りにくく、仮に規模の大きな建築物の設計時と同等の地盤情報を得ようとしても、地盤補強工事に近い費用になってしまうという複雑な事情が挙げられる。また、建築物自体は軽いため、地震時に地盤および基礎が原因で被災しても規模の大きな建築物と異なり、ある程度の修復により継続使用が可能であることが多い。以上は、小規模建築物が規模の大きな建築物と異なる特徴の例である。

そのような小規模建築物の独自性を考慮して、日本建築学会より1988年に「小規模建築物基礎設計の手引き」が刊行され、その後継として2008年に「小規模建築物基礎設計指針」が刊行された。小規模指針は、2000年に改正された建築基準法への対応、液状化問題、地盤に起因する建築物のトラブルなど複雑な諸問題に対応するため、小規模建築物の地盤調査と基礎設計に関する技術水準の向上を目指している。ポイントとして、「①上部構造からの力の流れに応じた構造計算の推奨」「②事前調査を充実し、原位置試験のスウェーデン式サウンディング試験（当時の呼称）結果を補足する」「③杭基礎は扱わない。小口径杭と地盤改良は地盤補強とし、地盤補強上の直接基礎形式を対象とする。」「④施工・品質管理を充実する。」「⑤造成宅地地盤の安全性」が挙げられている<sup>5)</sup>。

今回のアンケート調査では、前回の指針改定部分にも着目しつつ、次回の指針改定に向けて参考になるようにアンケート質問の構成を心がけた。特に着目点は、「地盤調査」、「沈下の評価」、「地盤補強工法」および「液状化の予測」などの実態の把握である。

### 2.2.2 アンケート実施の概要

本アンケートの質問は大きく「回答者の属性」「地盤調査」「地盤評価」「液状化」「既存擁壁」「基礎に関する苦情」についての項目から構成されている。質問内容を精査するために、まずパイロット調査として数名の実務者を対象にアンケートを実施し、質問内容については繰り返し再考した。その後、インターネット経由もしくは紙媒体と郵送により、小規模指針と関係の深い業界団体にアンケートを依頼した。本アンケートの設問は全62問あり、本稿ではその中でも着目すべき49問について回答を示す。なお、設問によって回答数が異なり、各設問に対し79件または94件の回答が得られた。



## 2.3 アンケート結果

### 2.3.1 回答者の属性について

アンケート自体は、住宅供給会社、地盤に関する專業会社、小規模建築を対象とした設計事務所等にアンケートの依頼文を送付した。これに対し、図 2.3.1(a), (b)に示すように回答者の業務種別は「地盤調査・補強会社」が 68%、業務内容は「地盤調査と地盤補強に関する業務」が 65%を占め、回答者の多くは、地盤に関連した業務に携わる者であった。なお、ハウスメーカーからの回答は 9 件、設計事務所からは 0 件であった。このことは、小規模建築物の分野では、設計事務所などには基礎や地盤に詳しい設計者は少なく、基礎の設計についての多くは地盤関連の專業者に依存している可能性が高いと考えられる。なお、図 2.3.1(c), (d)から、回答者の所属会社が年間に実施した地盤調査もしくは地盤補強工事の件数は、「1000 件以上」と「100～1000 件」を合わせるとそれぞれ 87%もしくは 80%となる。図 2.3.1(a)に示す通り、回答者の多くは地盤の専門業者であり、さらに十分に経験を有していることが分かり、後述の回答内容の信頼性は高いといえる。

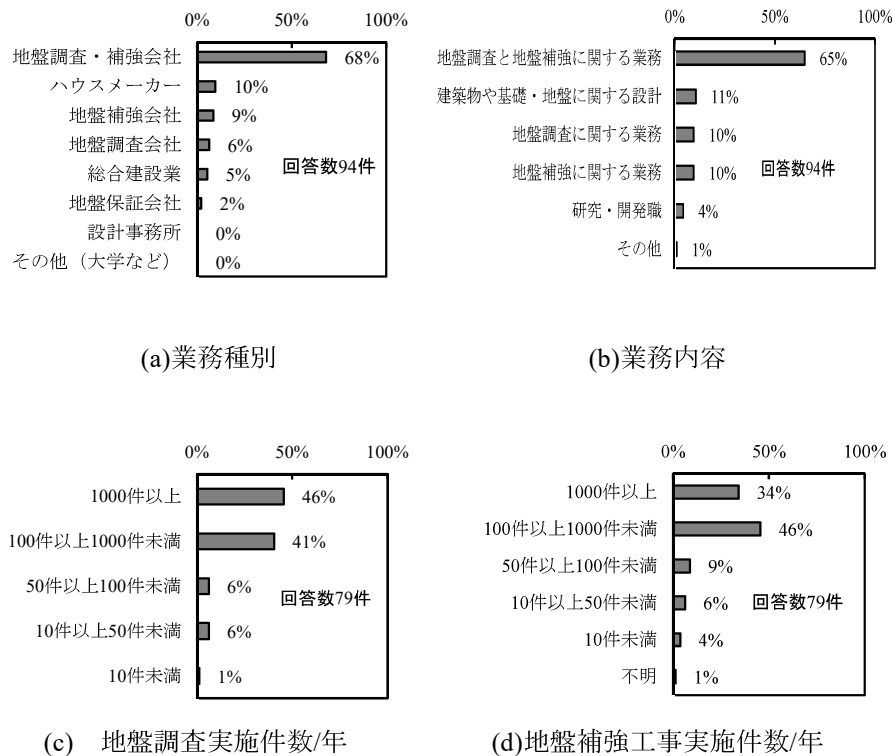


図 2.3.1 回答者の属性について

### 2.3.2 地盤調査について

地盤調査に関する設問および回答を図 2.3.2 に示す。図 2.3.2(a)に示すように事前調査は多岐にわたり活用されており、小規模建築分野では事前調査の役割が重要であることが分かる。この理由の一つには、前述したように地盤調査に多くの費用を掛けることができない事

情が挙げられ、規模の大きな建築物に比べ相対的に事前調査情報が設計へ反映される比率が高いといえる。採用経験がある地盤調査方法の回答を図 2.3.2(b)に示す。「スクリーウエイト貫入試験（以下、SWS 試験と記す）」が 100%である。これは、SWS 試験が小規模建築物の地盤調査には欠かせない試験として定着していることを意味している。SWS 試験以外で採用経験のある試験で多いのは、「標準貫入試験」と「平板载荷試験」である。図 2.3.2(c)の SWS 試験以外を採用する理由についての回答から、標準貫入試験は地層構成の把握や支持力の確認などに、平板载荷試験は例えば、ローム地盤での支持力確認や擁壁下地盤の支持力確認などに用いられていると考えられる。次に多かった動的コーン貫入試験は、貫入能力の低い SWS 試験の補完という形で地盤補強の支持層確認などに用いられる。また、表面波探査は宅地で用いる場合、多チャンネル式ではない簡易的な方法で行われており、道路や調査敷地の制約がある場合に採用されることが多いと考えられる。

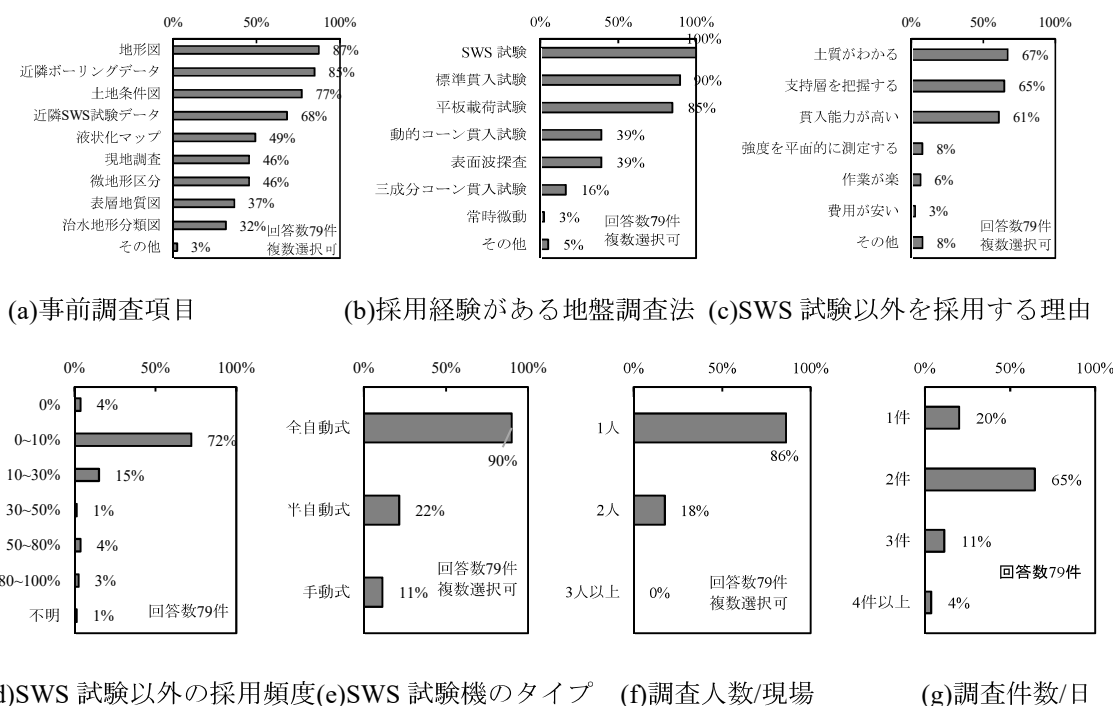


図 2.3.2 地盤調査について①

SWS 試験以外で追加調査する頻度を図 2.3.2(d)に示す。「0~10%」と「10~30%」を合わせると 90%近くであり、決して追加調査は多くはない。追加調査が採用される多くの理由は図 2.3.2(c)に示すように、SWS 試験は土質判定や支持層の確認が難しいという短所を補完するためである。SWS 試験のみで満足いく地盤の情報を得ることができているとは考えにくく、小規模建築物に関わる従事者に SWS 試験以外の調査の必要性を認識してもらうことが大きな課題といえる。

現地調査についての設問および回答を図 2.3.2(e)~(g)に示す。図 2.3.2(e)~(g)に示すように、

SWS 試験機のタイプは、「全自動式」、「半自動式」が大半であり、そのためか1現場あたりの SWS 試験の地盤調査人数は「1人」が圧倒的に多く、1日に2件の SWS 試験を実施している割合が多い。

図 2.3.2(h)の SWS 試験時に土をサンプリングする頻度は、「全数実施」しているのは 15%、「一部実施」が 60%という結果となり、試料採取による土質判別の要求は一定数以上あることが分かる。この理由として、住宅の沈下に顕著な影響を及ぼす腐植土層の確認や、SWS 試験結果から地盤の支持力算定をする場合、換算  $N$  値または粘着力  $c$  を求めるため、砂質土か粘性土に分類する必要があることが考えられる。図 2.3.2(i)から、土の採取深度は「SWS 試験結果で判断」するケースが多く、サンプリング方法は図 2.3.2(j)の通り「開閉貫入式」が最も多い。また、図 2.3.2(k)に示す粒度試験については、ほぼ実施されていない結果となり、目視または触感により砂質土または粘性土を分類していると考えられる。図 2.3.2(l)の含水比測定については、「測定している」のは 19%と決して高いとはいえない結果となった。これらで注目すべきことは、図 2.3.2(h)のように土のサンプリングの頻度が高い割に、多数点のサンプリングや室内土質試験を実施していないことである。サンプリングによる土質判別をする場合は図 2.3.2(i)~(l)を鑑みると、サンプリングは簡易的な開閉貫入式を使い、目視もしくは触感による土質確認までということであろう。

地下水位測定についての設問と回答を図 2.3.2(m), (n)に示す。地下水位測定を「全部実施」が 62%、「一部実施」が 32%と実施頻度は高い。「一部実施」されているのは、ハウスメーカーから圧密沈下検討や液状化判定等のため、地下水位測定の依頼がある場合と考えられる。地下水位測定方法は、「メジャー」「通電式」「測定棒」の順となっており、簡易的な方法が主流である。

図 2.3.2(o)に示す地盤調査の費用は「1~3万」「3~5万」であり、これは設計・見積り実例<sup>6)</sup>の 2~6万とほぼ一致している。小規模建築物1棟の価格を 2500万、SWS 試験費用を 5万と仮定すると、地盤調査費用は全体費用の 0.20%である。これは、調査費用を掛けても得られる成果の実感が少なく、見えない場所に費用を掛けたくないという消費者の心理が反映されていると考えられる。一方、品川らによる戸建住宅基礎・地盤のトラブル事例の原因を整理した結果<sup>7)</sup>によれば、地盤調査に起因するトラブル事例は 18%を占めている。さらに、その中でも調査不足によるものが 59%、発生している不具合は床傾斜が 45%である。調査不足とは、調査ポイント数が少ない事や調査位置が不適当な場合であり、もう少し調査費用を掛けて調査測点を増やして十分な地盤情報を得る、もしくは試料採取により土質を確認することで、これらの不具合を未然に防ぐことができると考えられる。

地盤調査の一環で地盤補強設計に関連して、小口径鋼管の支持層確認方法について質問したので、その回答を図 2.3.2(p)に示す。SWS 試験から地盤補強の一つである小口径鋼管の支持層を判断する目安として、「SWS 試験の空転もしくは貫入不能」および「SWS 試験時の打撃による打撃回数または打撃時間」という回答が 61%であった。SWS 試験結果のみから、支持層を判断することが多いということの意味している。このことは、性能証明取得工法で

は SWS 試験から小口径鋼管の支持力計算が可能であり、筆者の経験から地盤補強としての小口径鋼管は、性能証明取得工法が多く採用されていることが背景にあると考えられる。なお、小口径鋼管の支持層確認方法において、「SWS 試験以外」は 27%で 1/4 強を占める結果となった。

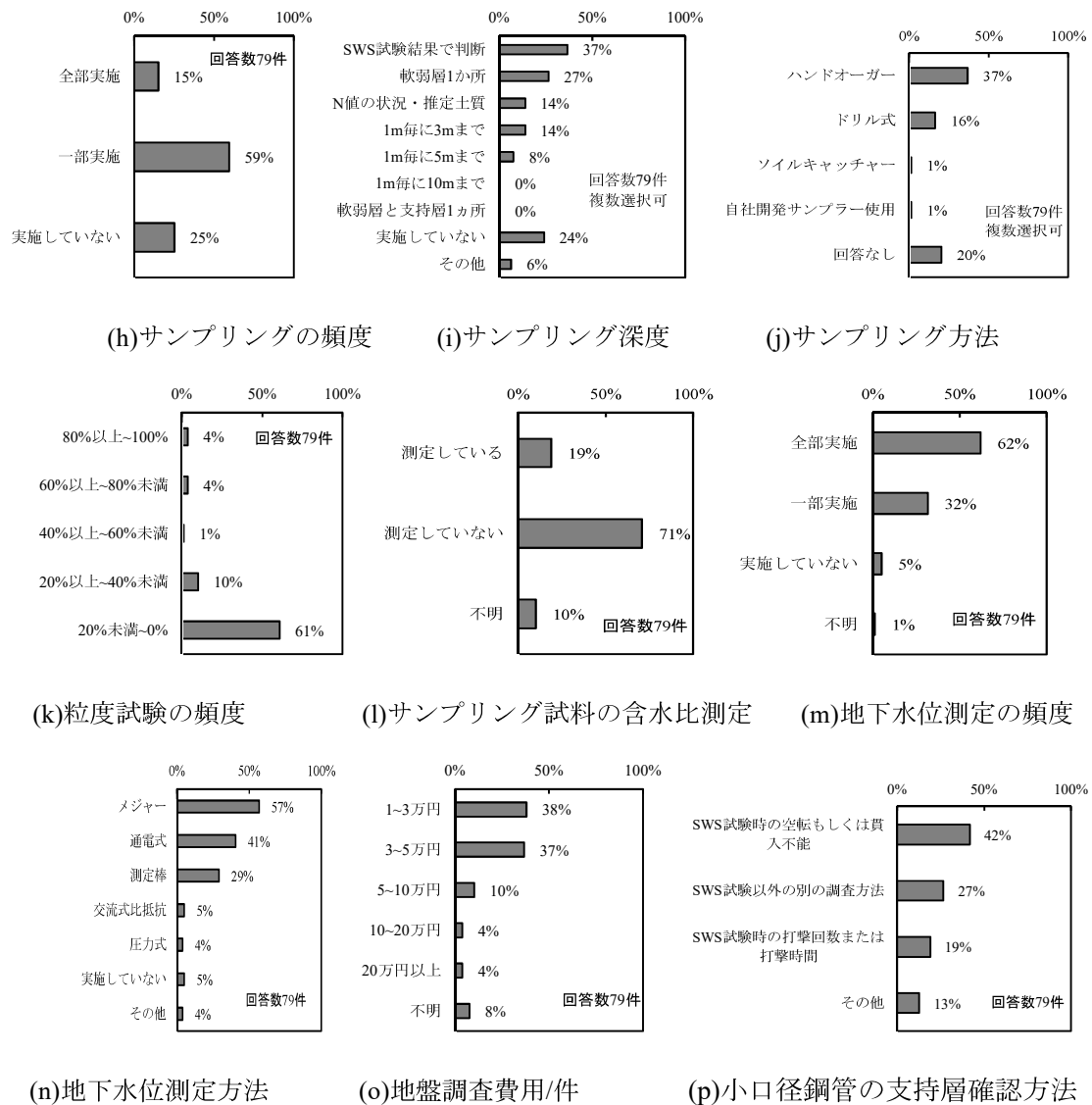


図 2.3.2 地盤調査について②

### 2.3.3 地盤評価について

地盤評価に関する設問および回答を図 2.3.3 に示す。SWS 試験結果から長期許容支持力度を算定する方法として、図 2.3.3(a)に示すように国土交通省告示第 1113 号第 2 の式(3)である「告示式 (3)」が半数以上を占め、「告示式 (1)」と「建築学会推奨式」と合わせると 80%を超える。告示式(1)は標準貫入試験結果を用いる場合が多いと考えられるが、SWS 試験結

果から換算して用いることもあるようである。告示式(1)と(3)および建築学会推奨式を式(1)～(3)に示す<sup>8)</sup>。

$$\text{告示式(1)} : q_a = \frac{1}{3} (\alpha c N_c + \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q) \quad \dots \text{式(1)}$$

$$\text{告示式(3)} : q_a = 30 + 0.6 \overline{N_{sw}} \quad \dots \text{式(2)}$$

$$\text{建築学会推奨式} : q_a = 30 \overline{W_{sw}} + 0.6 N_{sw} \quad \dots \text{式(3)}$$

$q_a$  : 長期許容支持力度(kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha, \beta$  : 基礎の形状係数

$c$  : 支持地盤の粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

$N_c, N_\gamma, N_q$  : 地盤の内部摩擦角に応じた支持力係数

$\gamma_1$  : 支持地盤の土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_2$  : 根入れ部分の土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$B$  : 基礎幅(m)

$D_f$  : 根入れ深さ(m)

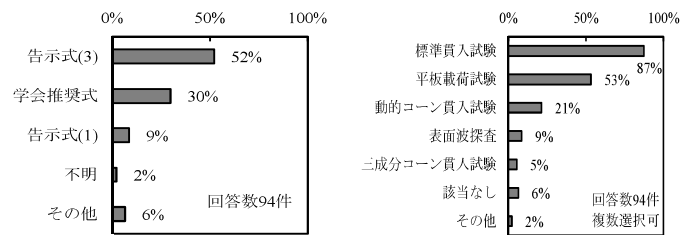
$\overline{W_{sw}}$  : SWS 試験における貫入時の荷重の平均値(kN)

$\overline{N_{sw}}$  : SWS 試験における貫入量 1m あたりの半回転数(回)

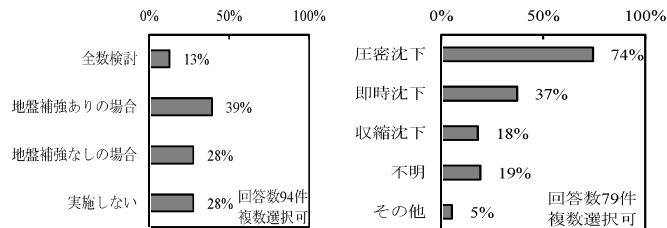
SWS 試験以外で支持力計算を行うための試験は図 2.3.3(b)から「標準貫入試験」が 87%と圧倒的に多く、「平板載荷試験」が半数程度であり、採用経験がある地盤調査方法と同じ結果となった。なお、支持力を計算するための標準貫入試験の採用は、構造計算適合性判定の対象となる建築物の場合と想定される。

図 2.3.3(c)に示す沈下検討の頻度は、全数の場合が 13%、地盤補強ありの場合が 39%、地盤補強なしの場合 28%であり、沈下の危険性がある場合は検討していると考えられる。これに反して、沈下検討を実施していない場合は 28%あり、一定数は支持力のみを検討で終わらせている可能性がある。

沈下の検討項目は、図 2.3.3(d)に示すように「圧密沈下」が 74%と最も多く、続いて「即時沈下」が 37%、「圧縮（収縮）沈下」が 18%と続く。沈下事故の 8 割以上は人工造成地盤に関係しており<sup>9)</sup>、人工造成地盤の沈下は地盤工学の観点から圧縮（収縮）沈下として扱われるべきである。今後、自沈層がある場合は沈下検討が必要なことと合わせて、人工造成地盤の圧縮（収縮）沈下が要検討であることの注意喚起が必要である。ただし、圧縮（収縮）沈下の定量的な評価は難しく、この点については、今後の大きな課題といえる。



(a)SWS 試験結果からの支持力算定方法 (b)SWS 試験以外で支持力計算を行う試験方法



(c)沈下検討の頻度 (d)沈下の検討項目

図 2.3.3 地盤評価について①

沈下の検討方法は、図 2.3.3(e)に示すように「 $m_v$ 法」を利用したことがあるのが 66%と最も多い。体積圧縮係数  $m_v$  の設定方法を図 2.3.3(f)に示すが、SWS 試験結果から換算した粘着力  $c$  を使用している回答が 57%と多い。すなわち SWS 試験のみで支持力および沈下の両方を評価しているケースが多いということが分かる。これに対し「 $C_c$ 法」は 30%とあり、一定数は土をサンプリングして沈下を評価していることが分かった。なお、圧縮指数  $C_c$  の設定方法は図 2.3.3(g)に示すように、一度でも圧密試験から求めたことがあるのが 43%である。本数値については実務の実情から、小規模建築物を対象というよりは比較的大きな規模の建築時にボーリング調査を行い、シンウォールサンプラー等を用いて試料を採取し、圧密試験を実施していると考えられる。図 2.3.3(h)に示す沈下の検討対象層の回答は、回答数が多いものではなく、検討対象の考え方が様々である。国土交通省告示第 1113 号の但し書きにおいて、「(中略) 自沈層がある場合、有害な損傷、変形及び沈下が生じないことを確かめなければならない」とあるので、該当する自沈層がある場合は沈下を検討していると考えられる。その他、告示や指針に記載されている対象層以外も検討されている場合があると推定される。

沈下量を求める際の荷重は図 2.3.3(i)に示すように、「建物荷重+盛土荷重」が最も多く、盛土荷重について考慮するケースが多い一方、建物荷重のみしか考慮していない中には、盛土の存在を見逃している可能性がある。加えて、盛土自体の変形だけでなく、盛土下部地盤への盛土荷重の影響などが長期に渡って続く可能性があるため、盛土地盤での沈下には注意が必要である。

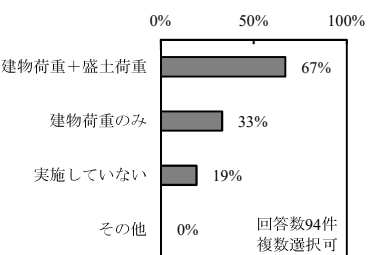
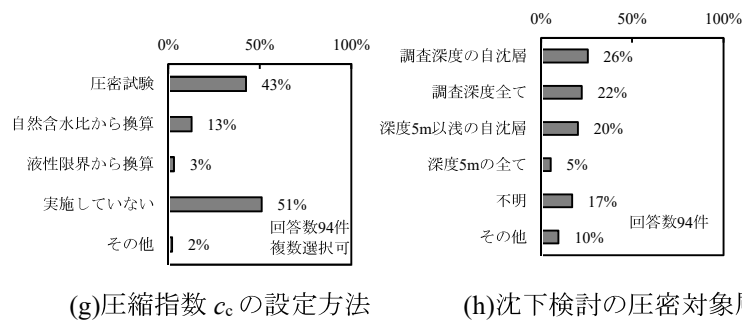
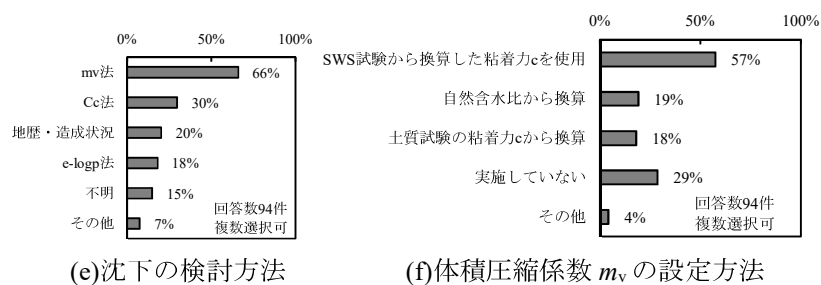


図 2.3.3 地盤評価について

図 2.3.3(j)~(o)に地盤補強工法について採用経験があるかの設問と回答を示す。地盤補強工法として、「柱状改良」の採用が最も多く、続いて「小口径鋼管」が多い。「表層改良」は採用実績があるものの、採用率は低い結果となった。表層改良は小規模建築物の基礎下部全面を改良する必要があり、改良土量によっては杭状に配置する柱状改良の方が安価な場合がある。また、柱状改良や小口径鋼管の施工機には施工管理装置が装備されている場合が多いが、表層改良は掘削用のバックホウおよび転圧用のローラーで施工され、施工管理装置が装備されていることが少ないため施工記録が乏しいことも挙げられる。「木杭」および「コンクリートパイル」の実績は少ない結果となった。これは、施工可能な施工機が限定されていることや、戸建て住宅業界にとっては後発で参入した、などの理由から他の工法と採用実績に差が生じたと考えられる。「木杭」および「コンクリートパイル」は、新たな施工機の開発などによって、今後採用実績が増える可能性があると考えられる。「性能証明等取得工法の割合」については、突出して多いまたは少ない回答がなく、採用率に偏りが無いと考えられる。この理由としては、性能証明等取得工法を取扱う施工業者が限定されることに加え、元々、性能証明等取得工法の内容は小規模指針等の各種指針類を基にしており、性能証明等

取得工法ではなくこれらの指針類を参照して設計・施工管理を実施している場合も多いことなどが考えられる。小規模指針においても、地盤補強の設計・施工管理の項目を充実させることが必要であると考えられる。

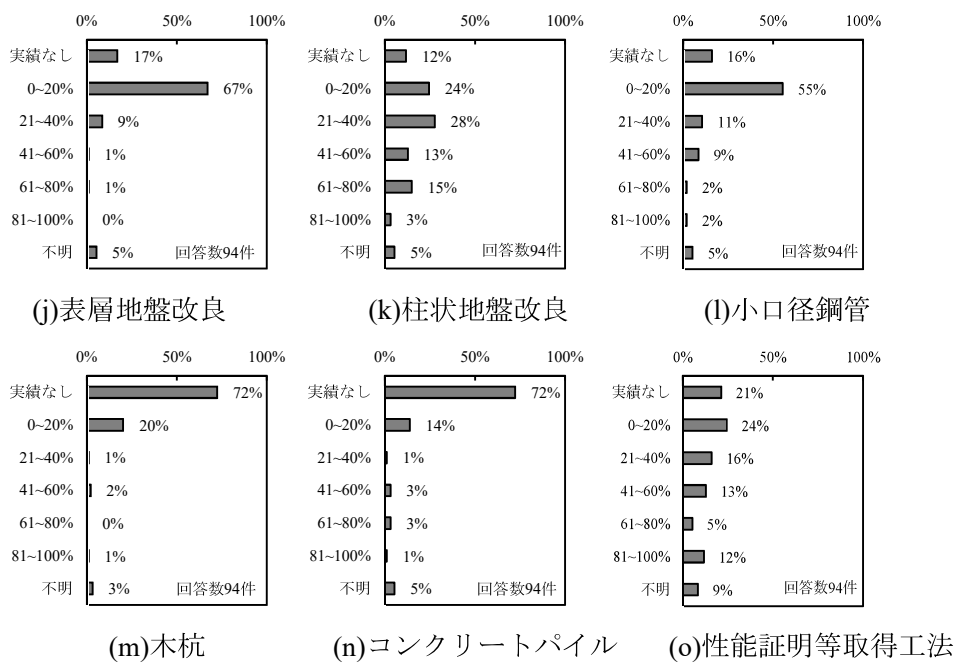


図 2.3.3 地盤評価について③

### 2.3.4 液状化について

液状化に関する設問および回答を図 2.3.4 に示す。2011 年東日本大震災時に戸建て住宅などの小規模建築物が広大な範囲で液状化被害を受け、2015 年に見直された住宅性能表示制度に、「液状化に関する参考情報の提供」<sup>10)</sup>が導入された。この液状化に関する参考情報の提供は、住宅購入者(消費者)の申出があった場合に、住宅建築会社が状況を提供する「任意」の制度である。図 2.3.4(a)では、「全ての物件において現地で行う液状化調査を実施しているのは 14%であり、「要望があれば」実施しているのが 7%と、現状では購入者からの要望に応じて、液状化に関する参考情報を提供していることが多いことが判明した。

図 2.3.4(b)に示す液状化判定法に用いたことのある手法は、「 $F_L$ 法」が 62%と最も多く、次いで「液状化マップ」が 53%であった。小規模指針にも記載されている「 $H_1$ - $H_2$ 法」は 42%となった。液状化に関する情報提供では、液状化に関する「広域的情報」と「個別の住宅敷地の情報」を記載するため、それぞれ「液状化マップ」と「 $H_1$ - $H_2$ 法」が併用されていると考えられる。「 $P_L$ 法」および「 $D_{cy}$ 法」により検討まで実施した割合は 47%および 27%であった。図 2.3.4(c)に示す液状化判定を実施する対象深度は、5m、10m および 20m が 28~29%とほぼ同程度であった。このことは、標準貫入試験を行った場合は深度 20m までを検討するが、SWS 試験の場合は試験深度の適用範囲のため 5m または 10m までの検討と考えられ



る。小規模指針では、「液状化発生の可能性の検討は、地表面から 5m 程度までの地下水で飽和した砂層について行えばよいであろう」<sup>11)</sup>と記載されている。一方、東日本大震災での液状化被害を受け、建築学会の HP に補足説明<sup>12)</sup>が掲載され、その参考文献<sup>13)</sup>では液状化の検討対象深度を 10m までとしている。小規模指針と補足説明のどちらを参照するかにより、5m と 10m という違いが表れたものと考えられる。

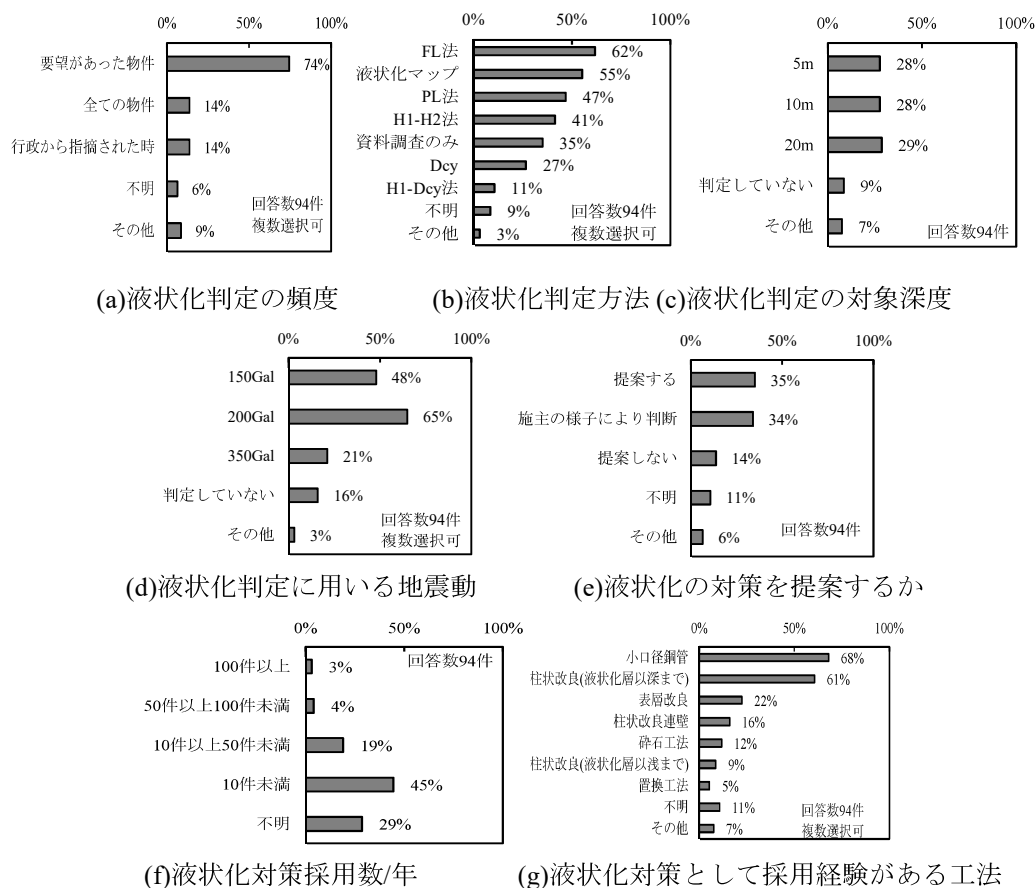


図 2.3.4 液状化について

図 2.3.4(d)に示す液状化判定に用いる設計用地震加速度は、「200Gal」が 65%、「150Gal」が 48%であった。一方、「350Gal」は 21%である。レベル 2 地震動を対象としているのは、中規模建築構造物を対象としていると考えられる。小規模建築物の場合、レベル 2 地震動を対象とした設計検討は少なく、液状化被害を受けた場合でも修復による継続使用を前提としていることが背景にある。図 2.3.4(e)は液状化の可能性が高い場合対策を提案するかどうかであり、「提案する」は 35%、「施主の様子により判断」は 34%であり、各社で施工可能な工法を提案していると考えられる。これらに対し「提案しない」は 14%と少数ではあるが、地震時に発生する液状化はそもそも免責と考えているのか、液状化対策を提案できないのか、液状化に対する考え方には温度差があるようである。小規模建築物の場合、戸建住宅一

棟程度の敷地の広さを液状化対策しても、周辺の液状化の影響により液状化による被害は防ぎようがなく、図 2.3.4(f)では実際に年間の液状化対策件数は「10 件未満」という回答が最も多かった。回答者の所属は図 2.3.1(a), (d)の通り地盤調査・補強会社が多く、年間の地盤補強件数が 100~1000 件/年が 46%、1000 件/年以上が 34%と、年間の補強工事の取扱いが多い回答者の回答結果であることを勘案すると、実際に液状化対策はあまり行われていないと考えられる。前述したように、小規模建築物は、液状化被害を受けた場合でも修復による継続使用を前提としていることが多い。元来、液状化に関しては設計の段階で施主に明確な解を示すことが難しい。よって、液状化の予測結果とその精度、液状化対策の費用と効果、仮に液状化被害を受けた時の事後対応など、設計者側と施主とのリスクコミュニケーションは必要不可欠と言える。なお、採用経験がある液状化対策工法は図 2.3.4(g)から、「支持杭」「柱状改良（液状化層以深まで）」が多く、仮に地盤が液状化しても建物の被害を軽減する考え方が主流のようである。

### 2.3.5 既存擁壁および基礎に関する苦情等について

既存擁壁および基礎に関する苦情等に関する設問および回答を図 2.3.5 と図 2.3.6 にそれぞれ示す。図 2.3.5(a)から、既存擁壁の設計時の設計図書や構造計算書等の資料入手の頻度は 20%未満が 45%と最も多く、資料入手が 60%以上と回答したのはわずか 7%である。現状は既存擁壁に対してその健全性の評価方法が確立されておらず、図 2.3.5(b)の既存擁壁を不適格として扱う判断について、回答率の高い突出した回答がないことに表れている。なお、図 2.3.5(b)の回答について補足すると、例えば、「宅地・工作物申請済は適格擁壁 [既存擁壁異常なし]」によって、不適格と判断したということである。既存擁壁の健全性ができないときの安息角の確保については、図 2.3.5(c)に示すように「擁壁と建物との距離確保」は 61%であった一方、宅地の広さに余裕がないためか「深基礎」、「地盤補強」、「小口径鋼管杭」の回答率が 50%~70%と同様に高い。擁壁がある場合、崖への対応が詳細に定められている自治体があり、安息角への対応をせざるを得ない現状がある。これらの中には、擁壁の健全性が確認できれば安息角を確保する必要がなく、過剰な工事であった可能性が考えられる。今後、擁壁の健全性の評価についての研究や造成資料の入手をしやすいための運用改善が望まれる。

図 2.3.6(a)より、回答者の半数が基礎に関する苦情を受けたことがある結果となった。その内訳は図 2.3.6(b)に示すように、「沈下障害」と「基礎クラック」が大半である。図 2.3.6(c)に示す不同沈下と定義する傾斜角は、「3/1000 以上」（品確法レベル 1 相当）が最も多いが、「5/1000 以上」および「6/1000 以上」と定義している回答率も「3/1000 以上」と比べそれほど大差はない。推定される主な不同沈下原因は図 2.3.6(d)に示すように、「軟弱地盤」、「埋戻し不良」、「盛土荷重」などが多く、事前調査で判断できる項目が多い。事前調査で判断できる事項については、沈下障害の回避が容易であるため、小規模指針では事前調査の段階で人工造成地盤に関する注意点について、改めて強調する必要があるだろう。

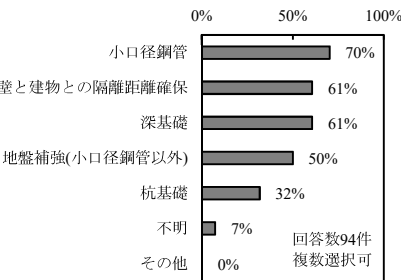
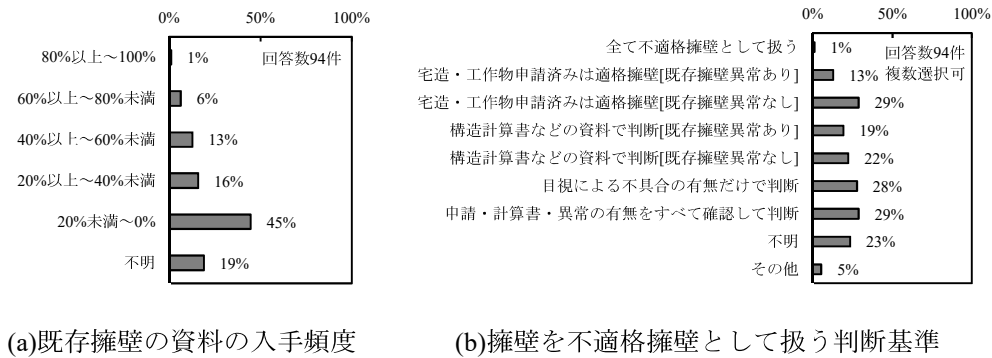


図 2.3.5 既存擁壁について

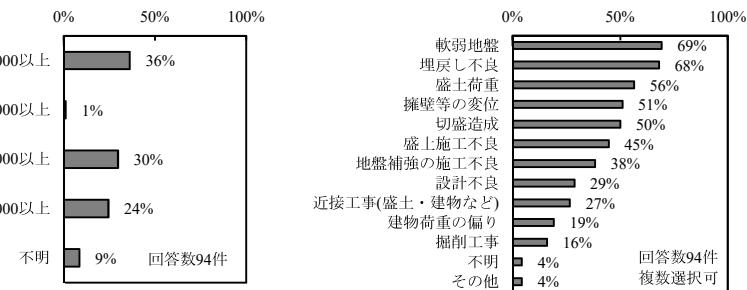
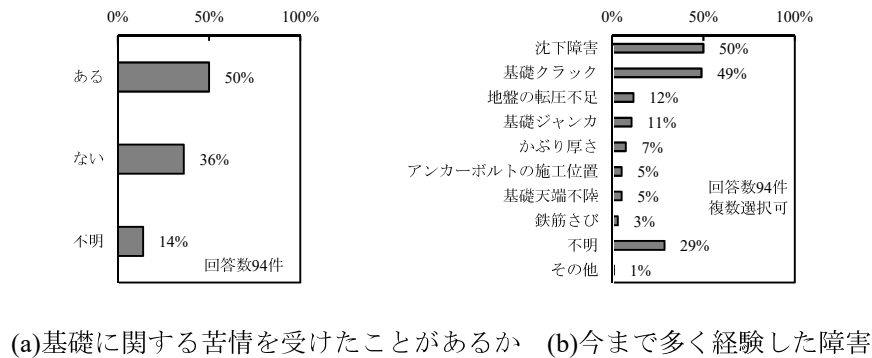


図 2.3.6 基礎に関する苦情等について

## 2.4 まとめ

アンケートを実施した結果、判明した小規模建築物基礎設計の現状と課題について、主なものをまとめると以下の通りである。

- 1) 本アンケートの回答者は、地盤に関連した業務に携わる者が多かった。逆に住宅供給者からの回答が少なく、その理由の一つとして、基礎の設計についての多くは地盤関連の専門業者に依存している可能性が挙げられる。
- 2) 小規模建築物の設計では、地盤調査は SWS 試験のみという回答が圧倒的に多いが、同試験のみで満足いく地盤情報を得ることは考えにくく、SWS 試験以外の調査を併用する必要性を認識してもらうことが重要である。
- 3) 土質判別の要求は一定数以上ある一方、多数点の土のサンプリングと室内土質試験まで実施している割合は低く、背景には地盤調査費用のすべてが消費者の負担となる小規模建築物では、地盤調査に費用をかけたくない消費者心理と深く関係していると考えられる。
- 4) 建物の沈下については、自沈層があるにも関わらず有害な沈下が生じるかの検討をしていない可能性があること、実際の沈下事故は人工造成地盤で大半が起きているにも関わらず適切な盛土の沈下の予測方法が確立されていないこと、沈下を求める際に盛土荷重を見逃している場合があることが判明した。
- 5) 地盤補強工法として、「柱状改良」の採用が最も多く、続いて「小口径鋼管」が多い。「表層改良」は採用実績があるものの、採用率は低い。「性能証明取得工法」については、採用率に偏りが無い結果である。この理由としては、性能証明取得工法を取扱う施工業者が限定されることに加え、小規模指針等の各種指針類を参照して設計・施工管理を実施している場合も多いことが考えられる。
- 6) 液状化に関しては、購入者からの要望に応じて液状化に関する参考情報を提供していることが多く、理由としては費用をかけて予測精度を上げても効果の高い液状化対策工を提案できないこと、仮に液状化被害にあっても小規模建築物は軽いため修復して継続使用が可能なことなどが背景にあると思われる。しかしながら、選択と判断は消費者側がすべきことであるので、設計者側と消費者間で積極的なリスクコミュニケーションを図ることが望まれ、前提として建築物基礎の技術に対する十分な理解と知識の習得が必要とされる。
- 7) 既存擁壁に関しては、設計時の資料入手が困難な場合が多く、さらに既存擁壁の健全性を評価する方法が確立されていない。そのため、安息角を確保せざるを得ないケースが多くあるが、宅地の広さの事情から地盤補強等の工事の採用率が高くなることが判明した。

## 参考文献

- 1) 伊集院博, 平出 務, 川崎淳志, 菅 将憲, 岡野泰三: 戸建住宅における液状化被害に関する統計的分析 (その 1. アンケート調査結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (構造 I), pp.533-534, 2014.9
- 2) 品川恭一, 藤井 衛: 東北地方太平洋沖地震の液状化地域による戸建住宅居住者の意識調査および液状化による不同沈下に対する考察, 地盤工学ジャーナル, Vol.10, No.2, pp.285-293, 2015.4
- 3) 大内 修, 松本安史, 菅 将憲, 鈴木直哉: 戸建住宅における液状化被害に関する統計的分析 (その 4. 簡易液状化判定に係る地盤調査に関するアンケート調査), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (構造 I), pp.499-500, 2015.9
- 4) 菅 将憲, 松本安史, 石谷泰朗, 鈴木直哉: 戸建住宅における液状化被害に関する統計的分析 (その 7. 簡易液状化判定に係る地盤調査に関するアンケート調査 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (構造 I), pp.561-562, 2016.8
- 5) 安達俊夫: 『小規模建築物基礎設計指針』の改定の経緯とポイント, 建築技術, No.699, pp.92-93, 2008.4
- 6) 経済調査会: 積算資料ポケット版住宅建築編 2022 年度版, pp.63-128, 2022.4
- 7) 品川恭一, 藤井 衛: 戸建住宅基礎の不同沈下に関する不具合事象の原因, 地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.1, pp.85-92, 2014.1
- 8) 日本建築学会: 小規模建築物基礎設計指針, p.75, 2008.2
- 9) 安達俊夫, 藤井 衛: 造成地盤における戸建住宅の不同沈下事例と対策, 建築雑誌, Vol.119, No.1525, pp.40-41, 2004.11
- 10) 国土交通省: 液状化に関する情報提供, <https://www.mlit.go.jp/common/001017057.pdf>, 2022 年 7 月 5 日閲覧
- 11) 日本建築学会: 小規模建築物基礎設計指針, p.89, 2008.2
- 12) 小規模建築物基礎設計指針 (2008 年 2 月刊行 第 1 版) 補足説明 PDF, [http://www.aij.or.jp/jpn/databox/2013/20130207\\_hosoku.pdf](http://www.aij.or.jp/jpn/databox/2013/20130207_hosoku.pdf)
- 13) 松下克也ら: 小規模建築物を対象とした液状化判定法の検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (構造I), pp.607-608, 2012.9

### 3. 既存擁壁背面地盤補強による影響評価

#### 3.1 概説

最近の戸建住宅は、需要が増加していることに伴い、切土および盛土された造成宅地に建築される場合が増えている。その際、宅地を有効利用するために、造成時に建造された擁壁近傍に住宅を建築することが多い。宅地地盤の補強は、比較的安価な工法である柱状改良工法が約6割程度用いられている。柱状改良工法は、セメント系固化材と水を混合攪拌したセメントスラリー（以下、スラリー）を作製し、このスラリーを攪拌ビット先端より吐出しながら攪拌翼を回転および掘進させ、原地盤とスラリーの混合攪拌を行い柱状の改良体を築造する。住宅基礎下に改良体を築造することにより、地盤の支持力の向上と住宅の不同沈下の抑止を目的とするものである。擁壁を有する宅地においては、擁壁背面土の埋戻しが不十分であることが多く、敷地地盤が軟弱で直接基礎が採用できない場合に、小口径鋼管杭工法または柱状改良工法を施工することが多い。しかし、柱状改良工法による周辺地盤への影響が懸念されており<sup>1)3)</sup>、既存擁壁の近傍で施工する際に、擁壁の変位や割れ、クラック等の変状を発生させるケースが後を絶たないのが実状である。擁壁に変状が生じると、修復費用は非常に高額となることから、変状の予測手法および対策工法の確立が望まれている。しかし、変状発生メカニズムの詳細が未だ不明であり、対策が困難なことが現状である。

施工による周辺地盤への影響について、小口径回転杭は梅田ら<sup>4)</sup>が、小口径砕石コンパクションパイルは酒井ら<sup>5)</sup>が、セメント系深層混合処理工法は平出ら<sup>3)</sup>が計測している。しかし、これらは施工による地盤への影響を調査した研究であり、宅地擁壁近傍で施工した場合の擁壁への影響を確認する必要がある。

このため、実物大の擁壁を用いた柱状改良体の施工実験を行い、擁壁に作用する土圧、擁壁の変位等を計測し、擁壁の変状発生メカニズムを解明することを試みた。さらに、実大施工実験で得られたデータを基に、擁壁前面天端からの離間距離による影響を、2次元弾性FEM解析（平面ひずみ）モデルを用いて計算した。

本章では、2節で実大実験の内容、3節で実大施工実験結果、4節で擁壁と地盤の摩擦係数実験結果、5節でFEM解析結果についてそれぞれ述べ、6節でまとめを述べる。

## 3.2 実験内容

1.2.2項の変状事例の集計結果から、擁壁高さ2m以下、80kNクラスのクローラー型の施工機で柱状改良体を施工した場合に擁壁変状事故が多いことがわかった。そこで、高さ2.0m、底版幅1.45mの擁壁に対し、80kNクラスのクローラータイプの施工機で柱状改良体の施工を行った場合の擁壁への影響を計測するため、現場実大施工実験を行った。擁壁は、粘性土地盤を表層より2m掘削し、高さ2.0m、底版幅1.45mの擁壁を片側6体ずつ計12体設置した。擁壁の転倒を抑え滑動時における土圧を計測するために、2列の擁壁の間に軸力計を設けた切梁を設置した。これにより、(i)土圧計の計測結果により、後述するFEM解析との同定を行えること、(ii)以降に実施予定である数ケースの現場実験において、擁壁や周辺地盤に与える力学的な影響をできる限り低減することが可能となる。写真3.2.1~3.2.4に実験状況を、表3.2.1に柱状改良体の諸元を、表3.2.2に擁壁部の計測内容一覧を、図3.2.1に現場実験の断面図を、図3.2.2に現場実験の平面図を、図3.2.3に実験地の柱状図をそれぞれ示す。擁壁の背面は川砂で埋戻しを行った。柱状改良体は、擁壁天端から擁壁高さと同じ2.0m離れた位置で施工を行った。柱状改良体の施工が、擁壁および周辺地盤に与える影響のメカニズムの解明を行うため、計測項目は以下の通りとした。擁壁の水平変位（計測器記号：KHU,KHD）、切梁軸力（KDU,KDD）地中変形(C,K)、擁壁に作用する土圧は、擁壁底版部のつま先部（D）とかかと部（eD）の2箇所計測した。擁壁が動かない状態にあると仮定した場合を再現するため、切梁を設置して土圧を測定した。実大実験は以下の順で実施した。

### (1) 準備工

原地盤の掘削および整地後、擁壁を設置し、砂による擁壁背面の埋戻し後転圧し、計測器の設置を行った。

### (2) 柱状改良体の施工実験（φ600mm×L=6mを8本）

柱状改良体施工時の擁壁に作用する土圧および擁壁変位の計測は、施工深度1m毎に行った。比較のため、図3.2.2に示す柱状改良体P7は先行掘削、同じくP8は擁壁際の筋掘を行った後に柱状改良体の施工を行った。なお、施工機を柱状改良体打設位置に移動させ、施工直前から計測を開始している。

### (3) 摩擦係数実験

柱状改良体施工後、擁壁背面の埋戻し砂を撤去し、3体の擁壁に対し摩擦力係数試験を実施した。油圧ジャッキで1体の試験体擁壁を押し、荷重と変位量の関係から摩擦係数を求めた。3体の試験擁壁は、底面を砂、粘土、碎石の3種類とし、それぞれ標準状態と飽和状態で試験を実施した。試験回数は3種類×2パターン=6回である。底面が砂の場合、転圧した厚さ50mmの山砂上に擁壁を設置した。底面が粘土の場合は、不陸調整で砂を薄く敷設している原地盤のローム上に擁壁を設置した。碎石は0-40mmを100mmの厚さになるよう転圧後、不陸調整用の砂を敷設しその上に擁壁を設置した。

表3.2.1 柱状改良体の諸元

施工径φ	600mm
施工長	6.0m
使用固化材	タフロック 3E 型
水セメント比 W/C	60%
固化材添加量	300kg/m <sup>3</sup>

表3.2.2 擁壁部計測内容一覧

内容	計測位置	計測 No.	計測器	計測器仕様
土圧	擁壁つま先部	D <sub>1</sub> ～D <sub>12</sub>	土圧計	500kPa
	擁壁かかと部	eD <sub>1</sub> ～eD <sub>12</sub>		
変位	擁壁上部	KHU <sub>1</sub> ～KHU <sub>14</sub>	変位計	50～100mm
	擁壁下部	KHU <sub>1</sub> ～KHD <sub>14</sub>		
切梁軸力	擁壁上部擁壁下部	KDU <sub>1</sub> ～KDU <sub>7</sub>	ひずみゲージ	ゲージ長 3mm
		KDD <sub>1</sub> ～KDD <sub>7</sub>		



写真 3.2.1 擁壁設置状況



(変位計・軸力計)

(土圧計)

写真3.2.2 計測器取り付け状況





写真3.2.3 柱状改良体の施工実験状況



写真 3.2.4 摩擦係数実験

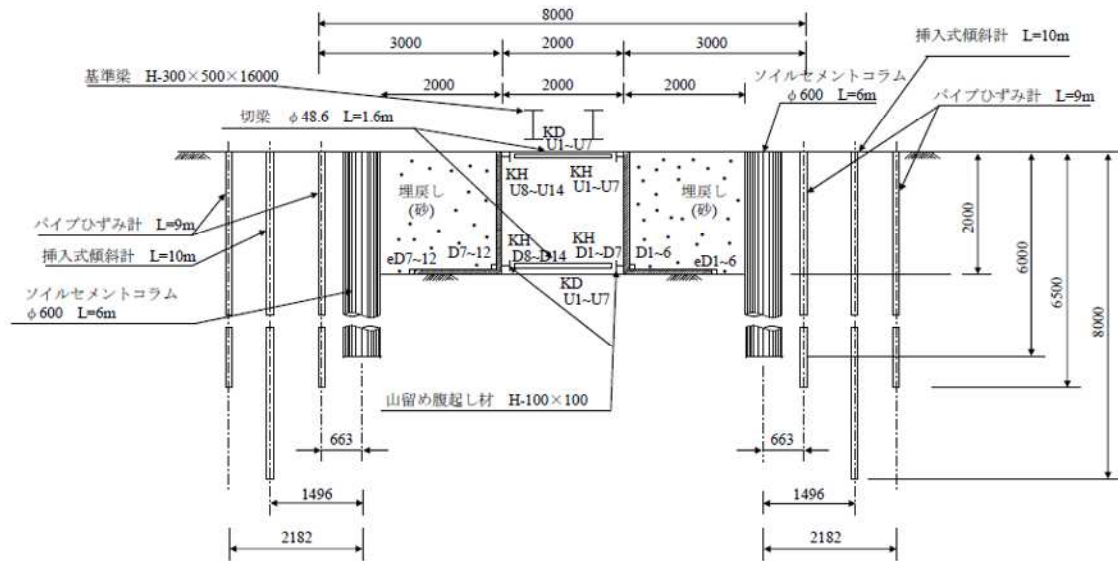
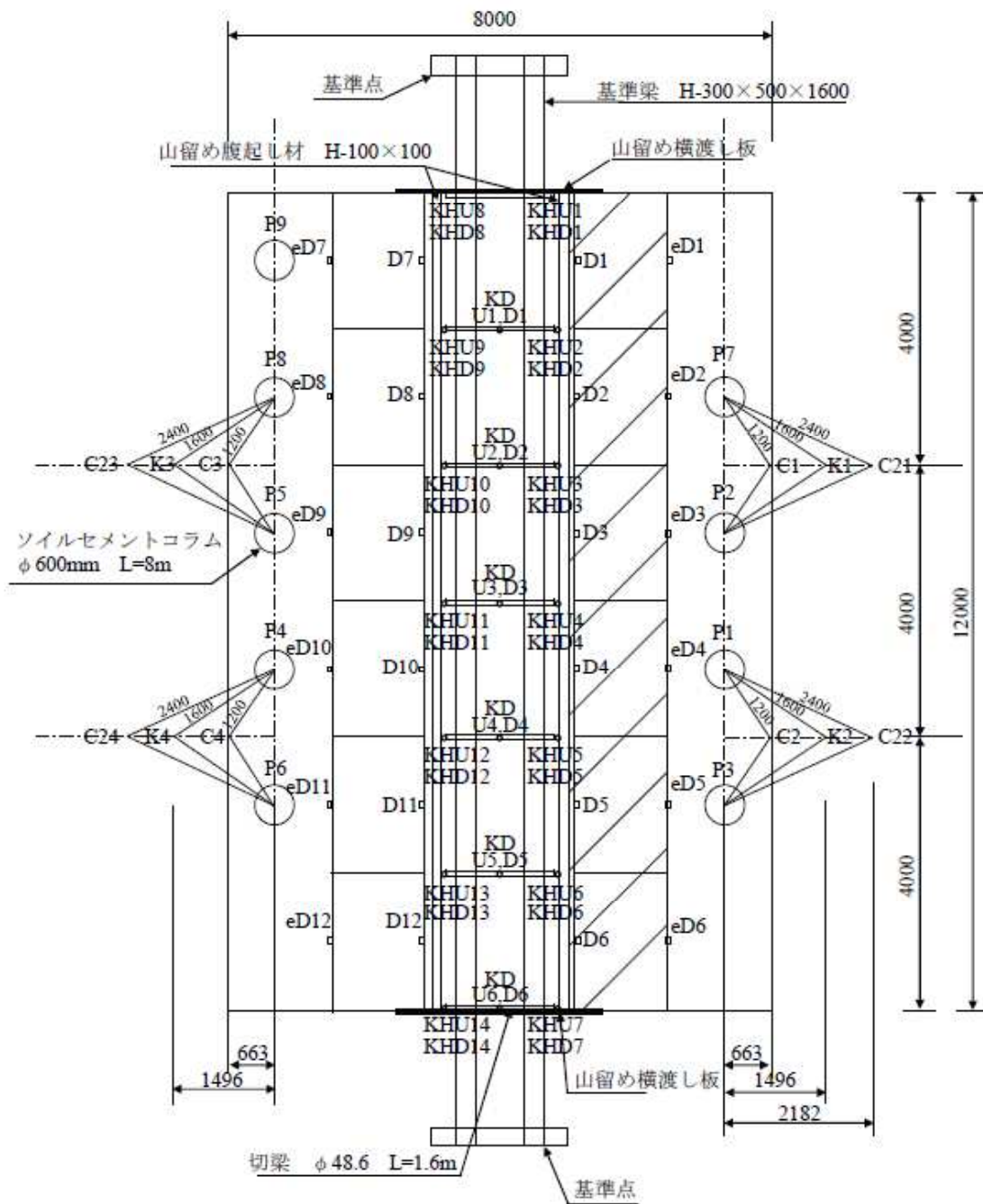


図 3.2.1 現場実験概要図 (断面図)



- P1~9 : 柱状改良体 (コラム番号は施工順)
- D1~12 : 土圧計 (擁壁つま先部)      eD1~12 : 土圧計 (擁壁かかと部)
- KDU1~6 : 切梁軸力計 (上部)      KDD1~6 : 切梁軸力計 (下部)
- KHU1~14 : 変位計 (上部)      KHD1~14 : 変位計 (下部)
- C1~4, C21~24 : パイプひずみ計      K1~4 : 挿入式傾斜計

図 3.2.2 現場実験概要図 (平面図)

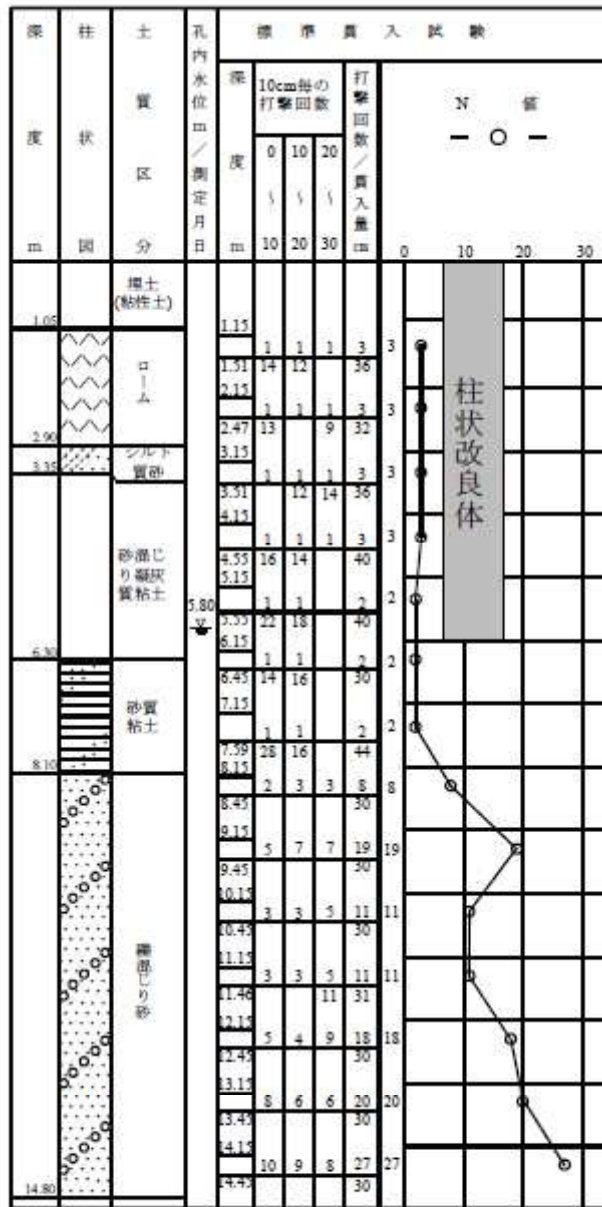


図 3.2.3 実験地柱状図

### 3.3 柱状改良体施工実験結果

図 3.3.1 に柱状改良体の施工方法を示す。1 往復目は混合攪拌およびセメントミルク吐出を行い、施工深度 GL-6.0m まで掘進後に引上げ、2 往復目は混合攪拌のみを行った。図 3.3.2 に柱状改良体 P1~P8 の施工深度とセメントミルク積算流量の関係を示す。攪拌 1 往復目でセメントミルクを所定量吐出するため、1 往復目終了後に積算流量が最大となる。

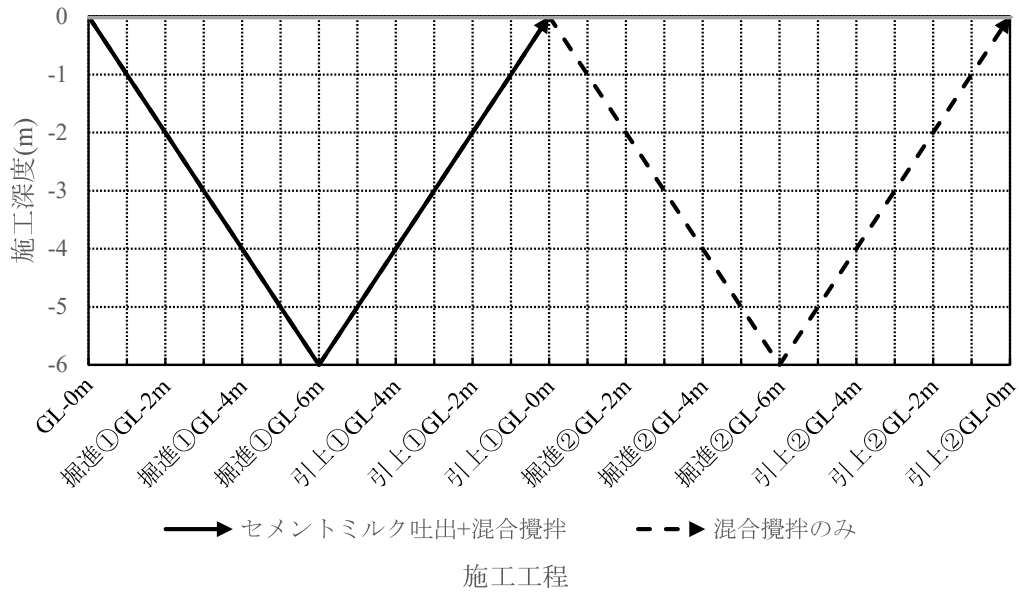


図 3.3.1 施工方法 (2 往復施工)

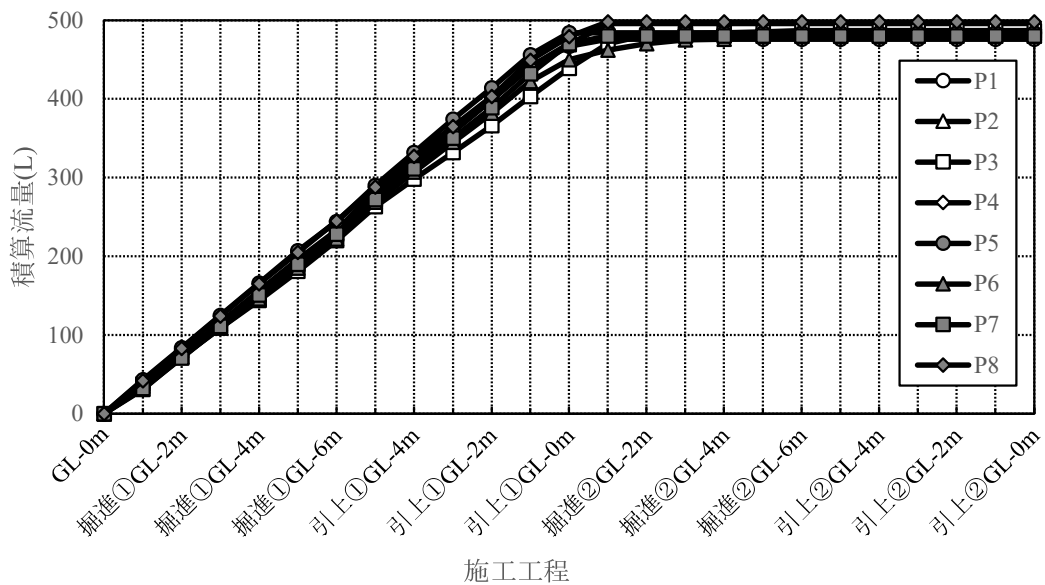


図 3.3.2 積算流量

図 3.3.3(a)に擁壁上段、図 3.3.3(b)に擁壁下段の切梁軸力の計測結果を示す。P1 の場合、上段軸力は KHU4 と KHU5 の平均、下段軸力は KHD4 と KHD5 の平均値を示している。図 3.3.3(b)に示されるように、底版付近に設置した下段の切梁軸力が引上げ時施工深度 2m 付近の時に最大値となり、4~10kN の値を示した。図 3.3.3(a)に示す上部にかかる軸力よりも下部にかかる軸力の方が大きいことから、柱状改良体施工時の圧力は、擁壁下部に対する影響が大きいことが確認された。実際の現場では、表 1.2.2 に示す通り滑動による変状が多数発生しており、今後、切梁軸力と変状について詳細に検討を行う必要があると考えられる。

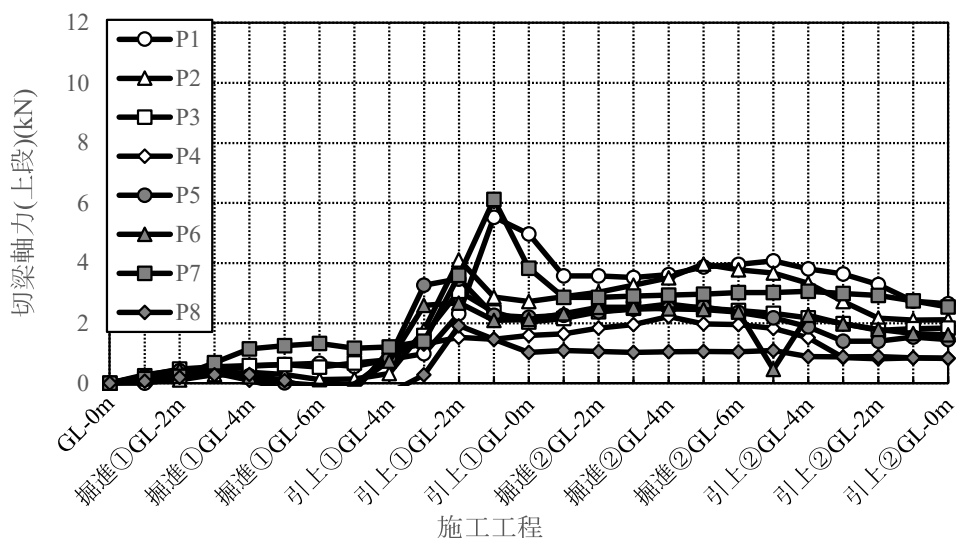


図 3.3.3(a) 切梁軸力計測結果 (擁壁上段)

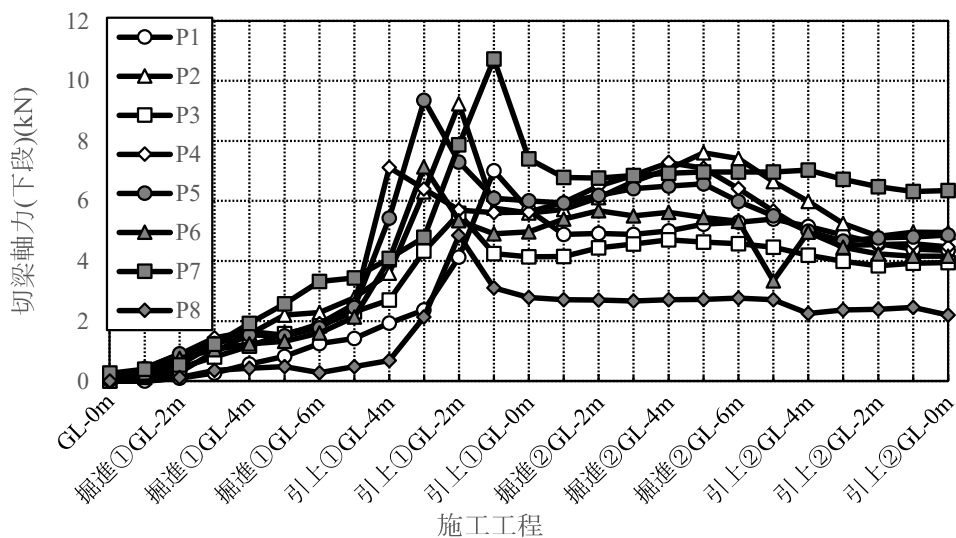


図 3.3.3(b) 切梁軸力計測結果 (擁壁下段)

図3.3.4(a)に擁壁つま先部に設置した土圧計の計測結果を、図3.3.4(b)に擁壁底版かかと部に設置した土圧計の計測結果を示す。P1の場合、つま先部の土圧はD4、かかと部の土圧はeD4の値を示している。擁壁天端と柱状改良体打設位置までは擁壁高さと同じ2mであるため、柱状改良体と擁壁底版かかと部の土圧計の距離は550mmである。土圧計測結果も切梁軸力同様、1往復目の引上げ時、施工深度2m付近の時に最大値となっている。図3.3.4(a)に示すように、つま先部の土圧計は10kN/m<sup>2</sup>未満の値であったが、図3.3.4(b)に示される擁壁底版かかと部の土圧計は100kN/m<sup>2</sup>以上の値を示していた。P7、P8の柱状改良体は対策工法としてP7は先行掘削、P8は擁壁際の筋掘を行ったがほとんど効果がない結果となった。P8においてはやや土圧低減効果が認められるものの、P7ではほとんど効果がない結果となった。対策を行わなかったP6でも、対策を行ったP8と同程度の土圧が計測されている結果となった。

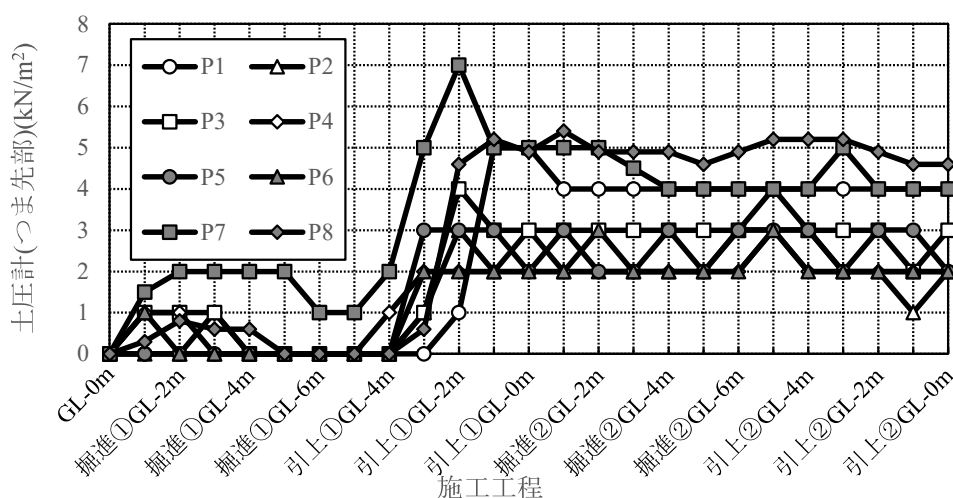


図 3.3.4(a) 土圧計測結果（擁壁つま先部）

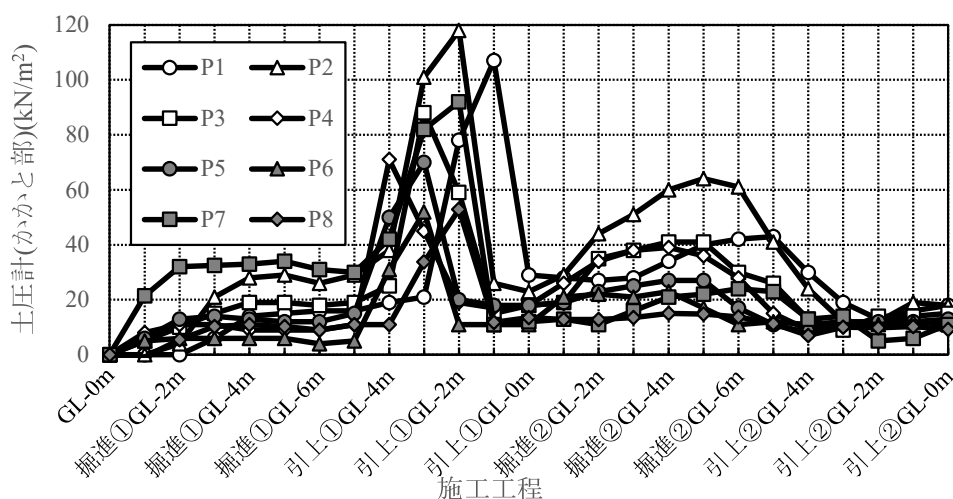


図 3.3.4(b) 土圧計測結果（擁壁底版かかと部）



表3.3.1に柱状改良体P1～P8打設時において、計測された擁壁の変位および切梁軸力、擁壁に作用する土圧の最大値を示す。変位はどの柱状改良体においても、1mm程度の結果となった。切梁に作用する軸力は上段が2.2～6.3kN、下段が4.9～10.7kNとなり、すべての柱状改良体打設時において下段に作用する軸力の方が大きい結果となった。土圧については、擁壁つま先部に作用する土圧の最大値が3.0～7.0kN/m<sup>2</sup>に対し、擁壁かかと部に作用する土圧の最大値は52.0～118.0kN/m<sup>2</sup>となり大きく違った値となった。図3.3.5に示す擁壁かかと部に働く100kN/m<sup>2</sup>程度の土圧が、擁壁の変状の原因になっていると考えられる。

表3.3.1 最大計測値一覧

計測項目	位置	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
変位 (mm)	上段	1.46	-0.18	0.78	0.54	0.57	1.21	0.24	0.27
	下段	1.42	1.01	0.72	0.55	0.47	1.25	1.30	0.38
切梁軸力 (kN)	上段	5.5	4.1	3.1	2.2	6.3	2.7	6.1	1.9
	下段	7.0	9.2	5.6	7.3	10.5	7.1	10.7	4.9
土圧計 (kN/m <sup>2</sup> )	つま先部	5.0	3.0	4.0	3.0	3.0	3.0	7.0	6.0
	かかと部	107.0	118.0	88.0	71.0	70.0	52.0	92.0	53.0

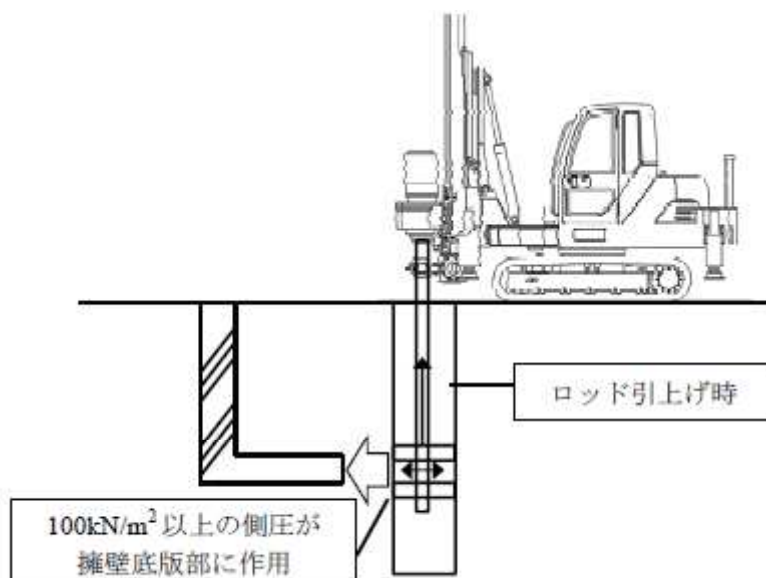


図 3.3.5 施工時の側圧概念図

なお、設置したパイプひずみ計および傾斜計の計測結果は、設置位置の関係上、検証を行う十分なデータが得られなかった。柱状改良体施工による周辺地盤への影響を計測する場合は、擁壁とは別途実験を行い、その結果について評価する方が良いと考える。

### 3.4 摩擦係数実験

実大施工実験を行った擁壁を用い、擁壁底面と地盤の摩擦係数について検証を行った。試験擁壁は底面処理を砂、粘性土、碎石+砂の3種類とし、比較のため散水による湿潤状態の試験を続けて行った。擁壁は背面の砂と同等の重さの錘を背面に設置した。2列の擁壁のうち1列を反力体として、油圧ジャッキを用いて水平に加力し、水平荷重と変位の関係を求めた。図3.4.1に摩擦係数実験概要図を示す。擁壁と錘の総重量は106kN、鉛直荷重36.3kN/m<sup>2</sup>である。

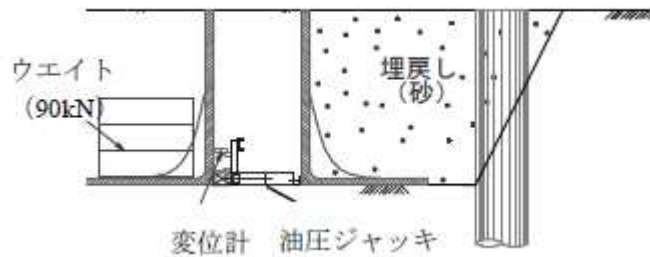


図 3.4.1 摩擦係数実験概念図

摩擦係数実験の荷重変位曲線を図3.4.2に示す。標準状態と湿潤状態では、試験を続けて行ったため初期剛性の比較はできないが、最大荷重はほぼ同じ値となった。摩擦係数は底面が粘性土の場合0.78、底面処理をした砂と碎石+砂はほぼ同じ結果となり0.66となった。既往の実験研究<sup>6)</sup>においても模型基礎を用いた滑動実験が行われており、コンクリートと粘性土の方がコンクリートと砂の場合よりも摩擦係数が高い結果となっている。本実験においても、既往の実験結果<sup>6)</sup>と同様の結果となった。表3.4.1に、道路土工指針等に示されている摩擦係数<sup>7)8)</sup>を、表9に既往の研究と本実験結果の比較を示す。なお、摩擦係数実験で用いた粘性土（原地盤のローム）および砂質土（山砂）について三軸圧縮試験を行い、内部摩擦角と粘着力を求めた結果を表3.4.2に示す。

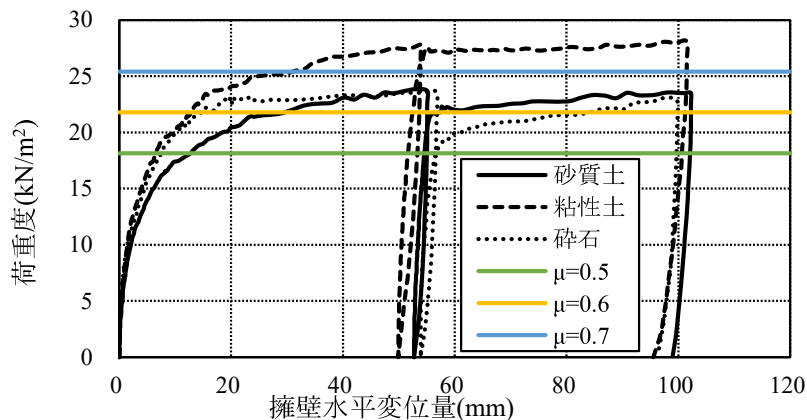


図 3.4.2 摩擦係数実験結果



表 3.4.1 基礎底面と地盤との間の摩擦係数

せん断面の条件	支持地盤の種類	摩擦係数 $\mu = \tan\phi_B$	付着力 $C_B$
岩または礫とコンクリート	岩盤	0.7	考慮しない
	礫層	0.6	考慮しない
土と基礎のコンクリートの間に 割り栗石または砕石を敷く場合	砂質土	0.6	考慮しない
	粘性土	0.5	考慮しない

注) プレキャストコンクリートでは、基礎底面が岩盤であっても、摩擦係数は0.6を超えないものとする。

表 3.4.1 摩擦係数実験結果

条件	鉛直荷重 $P_V$ (kN/m <sup>2</sup> )	鉛直荷重 $P_H$ (kN/m <sup>2</sup> )	摩擦 係数
既往の実験	39.24	29.43	0.73
	39.24	21.58	0.53
今回の実験	36.30	28.45	0.78
	36.30	23.54	0.65

表 3.4.2 土質試験結果による摩擦角と粘着力

地盤条件	内部摩擦角 $\phi$ (deg.)	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )
粘性土	10.2	64.9
砂質土	35.1	5.2

### 3.5 2次元 FEM 解析

#### 3.5.1 解析モデル

実験結果から、柱状改良体打設時のロッド引上げ時、擁壁底版付近を通過する時に、擁壁底版かかと部が約 $100\text{kN/m}^2$ の土圧で押されていることがわかった。そこで、2次元弾性FEM解析（平面ひずみ）モデルを作成し、実験結果に対する検証を行った。実大施工実験で得られたデータを基に、擁壁前面天端からの離間距離による影響について、FEM地盤解析ソフト「MIDAS GTS」を用いて計算した。解析方法は2次元弾性FEM解析（平面ひずみ）モデルを用いた。図3.5.1に示す解析モデル図は、実験現場を再現したモデルである。表3.5.1に示す解析パラメータは、地盤調査結果及び土質試験結果を基に定めている<sup>9-11)</sup>。原地盤は $N$ 値3程度の粘性土層、川砂で埋め戻した埋戻し土は $N$ 値2程度の砂質土層と想定している。地盤材料の変形係数は、 $N$ 値からの推定式 $E=2800N$ から算定し、擁壁は鉄筋コンクリート、切梁は鋼材で用いられるパラメータを使用している。境界部については、両側面は鉛直ローラー、底面はピン支持としている。

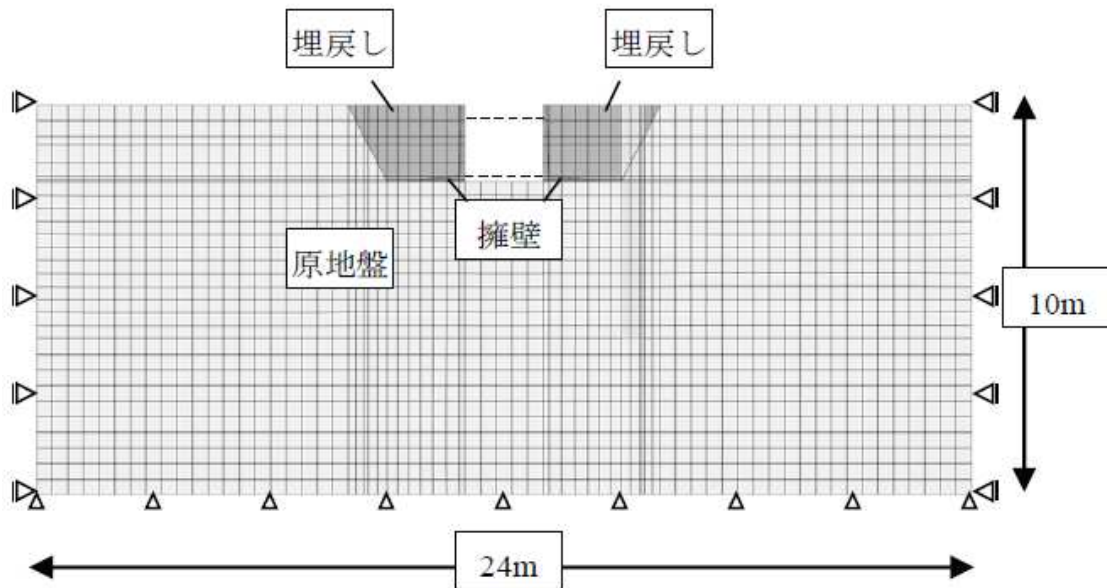


図 3.5.1 解析モデル図（全体）

表 3.5.1 解析パラメータ

材料	性状	変形係数 E (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )
原地盤	弾性	8400	0.4	18
埋戻し	弾性	5600	0.3	16
擁壁	弾性	2.5×10 <sup>7</sup>	0.2	24.5

さらに、擁壁の挙動を忠実に表現するため、図3.5.2に示すように地盤と擁壁底面間にジョイント要素<sup>12)</sup>を挿入し、実験の検証を行った。なお、ジョイント要素のパラメータは、柱状改良体施工実験結果とジョイント部の変位に着目して別途に実施した、FEM解析によるパラメトリックスタディーにより推定し、表3.5.2に示す値に設定した。擁壁と地盤とのすべりを表現できることから、弾塑性ジョイント要素を地盤と擁壁の境界部に用いて解析を行った。

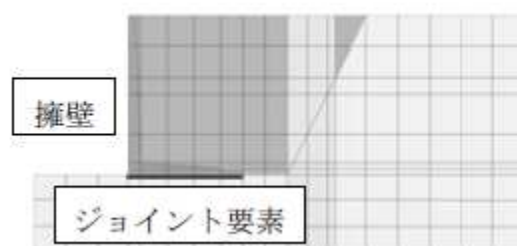


図 3.5.2 解析モデル図 (拡大)

表 3.5.2 ジョイント要素パラメータ

垂直剛性 kn (kN/m <sup>3</sup> )	せん断剛性 ks (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ (deg.)
50000	10000	100	30

解析にあたって、擁壁に与える荷重は、引上げ時にかかる土圧相当の圧力を地盤に与える方法を採用した。実験では、かかと部で 100kN/m<sup>2</sup> 程度の土圧が計測されていることから、実験結果と同じ土圧になるように、柱状改良体打設位置の深度 G.L.-1.0~3.0m の地盤に、施工時の水平圧力として 150kN/m<sup>2</sup> を与えて解析を行った。施工土圧の载荷位置を図 3.5.3 に示す。

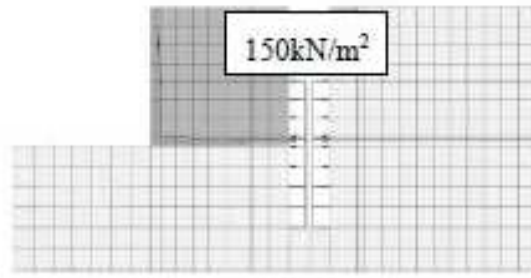


図 3.5.3 施工土圧

また、クローラータイプの施工機の場合、重機重量から求めた荷重だけでなく、リーダーを立てる事による重心の移動や、施工時のロッドの押し込み動作および引上げ動作に伴う重心の変化により、施工機荷重以上に大きな荷重が地盤に作用していると考えられる<sup>13)14)</sup>。そこで、施工機荷重の影響について、FEM解析を用いて擁壁の変位量を計算した。図3.5.4に解析モデルと等変分布荷重の載荷範囲を示す。リーダーを立てることによる重心の移動、施工時に作用する変動荷重等を考慮し、等変分布荷重は0-150kN/m<sup>2</sup>とした。載荷長さは施工機のキャタピラ長2mである。

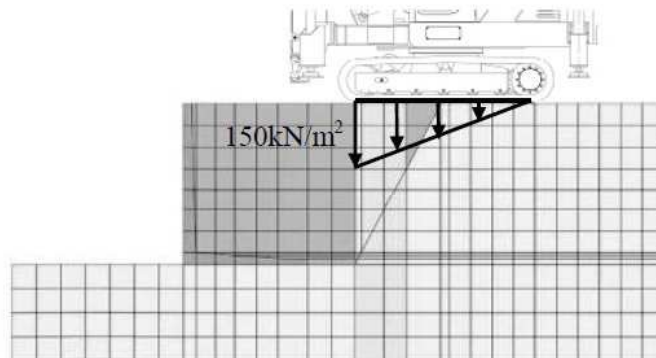


図 3.5.4 施工機荷重

### 3.5.2 解析結果

施工時の土圧による擁壁への影響を検証するため、擁壁前面から2mの位置に施工土圧を与えた場合の水平変位コンター図を図3.5.5に示す。最大変位量は擁壁下部で3mm程度であり、施工時の土圧により擁壁が滑動している挙動を示している。

施工時の土圧による擁壁への影響について、施工条件を変えた場合を想定して解析を行ったので、表3.5.3に施工土圧による擁壁変位の解析結果を、図3.5.7に擁壁前面から柱状改良体施工位置の離間距離と擁壁の変位量の関係を表したグラフを示す。4mまで離れることにより、擁壁下段の変位量が2.0mm程度まで抑えられる結果となった。また、解析結果では、擁壁下段に大きな土圧が作用し、滑動のような挙動を示している結果となった。施工実験においても、図3.4.3の切梁軸力測定結果では下段への影響が大きい結果となっており、同様の

挙動を示している傾向となっている。

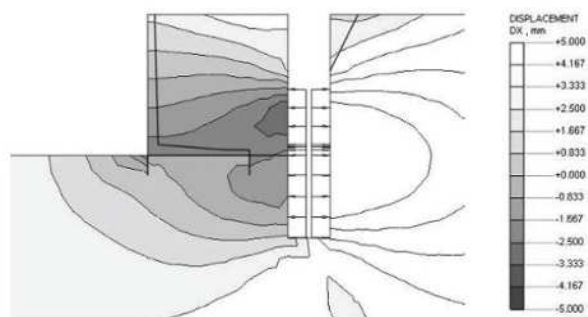


図3.5.6 水平変位コンター図（施工土圧解析）

表3.5.3 施工土圧による擁壁変位解析結果

水平変位量 (mm)	擁壁前面からの離間距離(m)				
	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
上段	0.490	1.175	1.004	1.285	1.460
下段	4.148	2.935	2.278	1.943	1.683

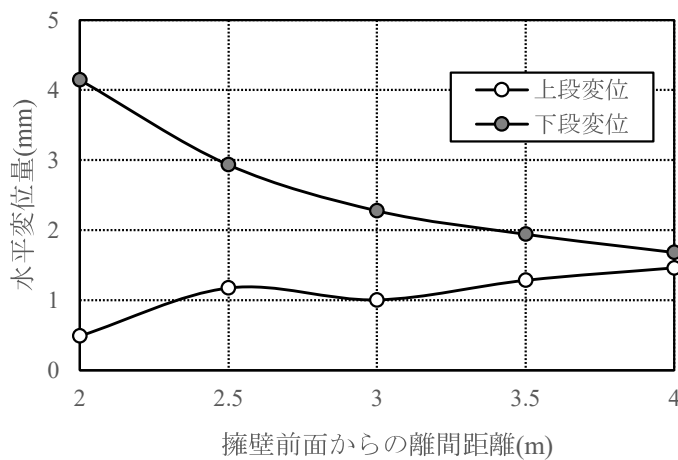


図3.5.7 擁壁前面からの離間距離-変位量グラフ（施工土圧解析）

次に、施工機の荷重による擁壁への影響を検証するため、擁壁前面から2mの位置に施工機荷重を与えた場合の水平変位コンター図を図3.5.8に示す。施工機荷重により地盤が変形し、擁壁を3mm程度水平変位させる結果となった。

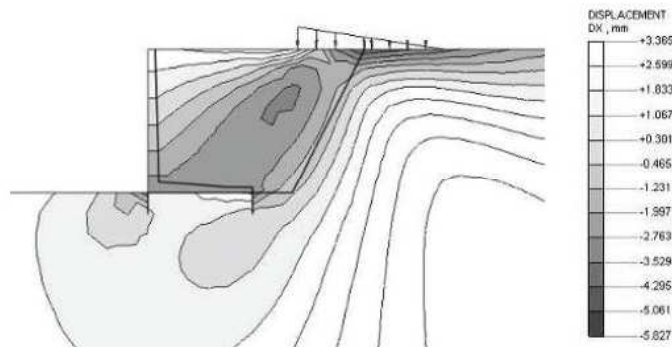


図3.5.8 水平変位コンター図（施工機荷重解析）

施工機荷重による影響について、擁壁から施工機までの離間距離と擁壁の変位量の関係を図3.5.9に、施工機荷重による擁壁変位量の解析結果を表14に示す。擁壁から1mの位置では、擁壁上部の変位が4mm、下部の変位が3mmとなり、転倒を起こすような挙動を示している。施工機荷重による変位も施工土圧による変位同様、4mまで離れることにより、擁壁の変位量が1.5mm程度まで抑えられる結果となった。既存構造物と改良体の離間距離を確保することにより、構造物に与える影響が少なくなるということがFEM解析結果により検証できた。一方、4mまで離れても擁壁への影響が生じることも確認でき、擁壁近傍での柱状改良工法の施工は注意を要すると考えられる。

表3.5.4 施工機荷重による擁壁変位解析結果

水平変位量 (mm)	擁壁前面からの離間距離(m)							
	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
上段	10.341	4.557	2.054	0.141	0.786	1.002	1.053	1.024
下段	0.308	2.781	3.493	4.132	3.731	3.338	2.934	2.569

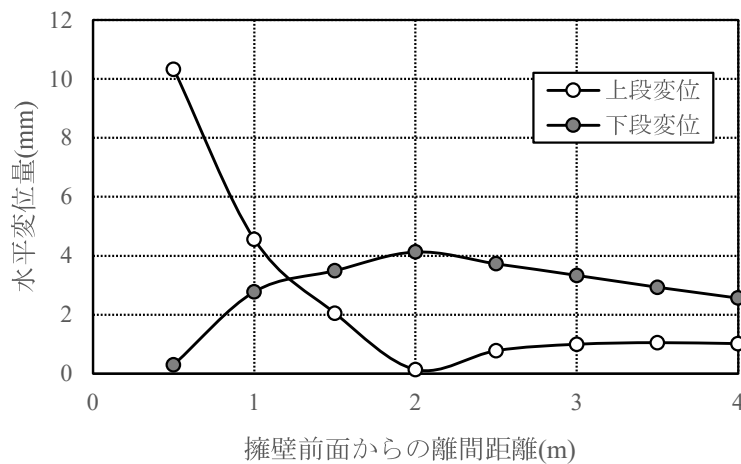


図3.5.9 擁壁からの離間距離-変位量グラフ（施工機荷重解析）

### 3.6 まとめ

本章をまとめると以下の通りである。

- 1) 1往復目のロッド引上げ時に攪拌翼が擁壁底版付近を通過する際に、擁壁底版かかと部に100kN/m<sup>2</sup>程度の大きな土圧が生じていた。したがって、擁壁底版付近で柱状改良体を施工する際は、大きな土圧が擁壁に伝わらないように注意が必要である。2往復目は攪拌混合のみであるので、影響が小さいと考えられる。
- 2) 摩擦係数実験の結果は、摩擦係数は底面が粘性土の場合0.78、砂および碎石+砂は0.66でほぼ同じ結果となった。
- 3) 施工土圧、施工機荷重による変位量について2次元弾性FEM解析により擁壁の変位量を求めたところ、離間距離を4mにすれば1.5mmの変位まで抑えることができることがわかった。

以上のことが本研究から明らかとなった。現状の擁壁変状防止対策としては、擁壁に施工時の土圧を伝えないように施工時に空掘または擁壁前面を筋掘、または、施工機の荷重を分散させるため敷鉄板等により養生を行う等の変状発生対策が取られている<sup>15)</sup>。一方、実際の地盤状況を考慮した解析を行なっている事例もあり、施工前に擁壁の変状の予測をしておくことが重要になると考えられる。しかし、既存不適格擁壁などの場合、予想できない変位や亀裂が発生する可能性もあるため、事前に改良工法および施工方法の慎重な検討が必要である。今後は、FEM解析により検討した結果を用いて、柱状改良体施工時における擁壁変状を防止できるように、対策工法の現場実証実験を行う予定である。実証実験では、異なるタイプの擁壁における実験も視野に入れ、擁壁と柱状改良体施工の影響について、実験研究成果による対策工法を提案したいと考えている。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，2008
- 2) 日本建築学会：建築基礎のための地盤改良設計指針案，pp.148-151，2010
- 3) 平出 亜，馬場干児：セメント系深層混合処理工法の施工に伴う周辺地盤の変位についての一考察（その1），第31回地盤工学研究発表会，pp.151-152，1996
- 4) 梅田雅芳，國松 諭，吉田勝之：小口径回転杭の施工による周辺地盤への影響について，第42回地盤工学研究発表会，pp.1217-1218，2007.7
- 5) 酒井成之，大林 淳，高野重久：小口径砕石コンパクションパイル工法の施工による周辺地盤への影響，第30回土質工学研究発表会，pp.2165-2166，1995.7
- 6) 二木幹夫：擁壁の滑動抵抗に関する実験研究，日本建築学会構造系論文報告集，第36号，pp.91-98，1986
- 7) 日本道路協会：道路土工一擁壁工指針，p.21，2006
- 8) 右城 猛：新道路土工指針による擁壁の設計法と計算例，pp.106-108，1997
- 9) 地盤工学会：地盤の変形解析ー基礎理論から応用までー，pp.25-30，2001
- 10) 地盤工学会：新編 土と基礎の設計計算演習，pp.17-20，2009
- 11) 地盤工学会：地盤工学における数値解析入門，pp.160-163，2000
- 12) 本田隆：山留め FEM 解析におけるジョイント要素の入力データ設定方法，土と基礎，Vol.46，No.1，pp.39-40，1998
- 13) 大成建設：改訂 移動式クレーン・基礎工事用機械の転倒防止指針，pp.60-62，1993
- 14) 中村弘伸，諏訪靖二：既存擁壁に住宅基礎を施工するときの施工管理ポイントとは，建築技術 2012 年 7 月号，pp.180-181
- 15) 日本建築センター：改訂版 改良地盤の設計及び品質管理における実務上のポイント，pp.89-90，2023



## 4. 細径鋼管を用いた既存擁壁背面地盤補強工法の提案

### 4.1 概説

2016年熊本地震をはじめとして、近年の震度6強を超える大地震において、傾斜地の擁壁の倒壊とそれによる擁壁背面に位置する住宅の被害が顕在化している。被災宅地擁壁の構造種別では、空石積造擁壁や二段積み擁壁、増積み擁壁など、築造後に構造計算によらず変更が加えられた既存不適格擁壁において被害率が高くなっている。これらの擁壁は、擁壁自体が十分に強度を有しているとは言えず、擁壁の倒壊による地盤変状により住宅が損壊する被害が生じている。ここで、既存不適格擁壁とは、現行法に適合していない擁壁のことであり、安全性に対する検討が十分されているとは限らず、再び同程度以上の地震が起きた時には他の地域においても同様の被害が発生することが危惧される。また、築年数が古い老朽化した擁壁でも同様の被害が発生することが危惧される。そのため、このような既存擁壁を補強し、宅地の安全を確保することが急務となっている。

既存擁壁および擁壁背面を補強する工法として、抑止杭工法、地山補強土工法やグラウンドアンカー工法が挙げられる。しかし、グラウンドアンカー工法などは擁壁前面からの施工となり、擁壁前面に施工スペースを確保する必要があり、戸建住宅の宅地擁壁の補強に適用できない場合が多い。擁壁前面にスペースがない場合に施工可能な工法として、擁壁背面から放射状に削孔した穴にセメントミルクと鉄筋を挿入する工法もある。同工法は、古くから用いられた工法であり、東日本大震災での被災対策としての実績も豊富で信頼性が高いことで知られている。しかしながら一方では、削孔、鉄筋挿入、セメントミルク注入、頭部キャッピングと複数の工種が必要なため、比較的施工手間を要し高額になる可能性がある。

そこで、これらの問題に対応できるより簡便で、ボーリングマシン程度の小型機械での施工が可能な工法として、細径鋼管を擁壁背面地盤に打設する工法を提案する。細径鋼管の曲げおよびせん断強度、地すべり線より下部地盤まで根入れした単管パイプ前面地盤の受働抵抗によって、地すべりに対する抵抗を確保しようとするものである。この補強により土圧に対する擁壁の安全性を高め、建物荷重が擁壁に作用しても、常時及び地震時における必要安全率を確保できるような一種の安息角対策も兼ねるものである。

本章は、細径鋼管を擁壁背面に配置した3通りの補強仕様それぞれについて、擁壁背面地盤の補強効果を確認した結果をまとめている。擁壁と建物間に細径鋼管を模したアルミパイプ（以後、補強材と称す）を3パターンで配置し、地盤の破壊形態と破壊に対する補強効果について比較した。2節では工法の概要および想定される補強メカニズムについて述べる。3節では1/10モデルの実験土槽にて静的荷重を載荷した際の、擁壁変位量と載荷板沈下量および2D画像相関法により確認した擁壁背面土の挙動について述べる。また、4節では1/20モデルの実験土槽を用いた振動台実験結果について述べる。

## 4.2 既存技術の宅地地盤への応用

提案工法は主にブロック積擁壁を対象とし、「地すべり抑止杭」の考え方を応用している。その原理は、擁壁の背面地盤に特殊メッキにより防錆処理を施した細径鋼管を所定の深度まで鉛直または斜めに貫入し、パイプの曲げ強度やせん断強度および地すべり線より下部地盤まで根入れした細径鋼管前面地盤の受働抵抗によって、地すべりに対する抵抗力を高め、常時および地震時における必要安全率を確保しようとするものである。この補強により擁壁の安全性を高めるとともに、一種の安息角対策も兼ねるものとする。常時および地震時における擁壁の倒壊を防止し、擁壁の倒壊に伴う住宅の不同沈下を抑止することを目的とする。品確法によれば、3/1000の傾きで瑕疵の可能性があるが、6/1000の傾きで瑕疵の可能性が高いと判断されるため、これらの基準を超えないような不同沈下量を抑えることを目標とする。大地震動により万が一6/1000を超えるような不同沈下が発生しても、住宅が修復可能な範囲に不同沈下量を留めることも目的である。

図4.2.1に提案する工法の概念図を示す。本工法の配置として、細径鋼管を鉛直に設置するI型・II型タイプと、互いに向かうように斜めに設置するΛ型タイプの2タイプを提案する。これは、Λ型に打設した方が地すべりに対する抵抗は大きいと考えられるが、状況により鉛直にしか細径鋼管を打設できない場合を想定している。元々、住宅の基礎下に細径鋼管を打設して、住宅の沈下を防ぐ地盤補強が施工されており、本工法はその材料および施工機械を使用することを想定している。

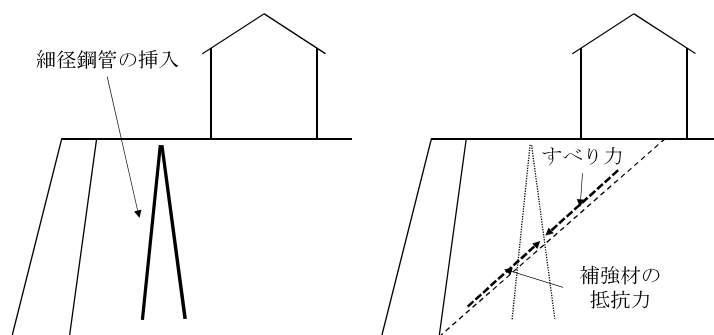


図 4.2.1 提案する擁壁背面地盤補強工法の概念図

地すべり抑止杭には「せん断杭」と「抑え杭」の2つの考え方があるが、本工法では「抑え杭」の考え方を採用している。「抑え杭」は地すべり抑止杭の設計法として一般的に採用されており、杭の谷側の移動層による抵抗力を期待せずすべり面より上方の杭を片持ち梁として扱う考え方で設計する。「せん断杭」に比べると安全側ではあるが、本工法ではパイプの曲げ強度・剛性が小さいため、I型・II型タイプでは見え高2mを超える擁壁への適用は難しい。この課題を解決するために考案したものがΛ型タイプである。Λ型タイプは、パイプ頭部をΛ型に接続することにより、谷側パイプが水平変位する際に山側パイプの引抜抵抗が谷側パイプの頭抑えとなり、作用水平力を低減させる効果を見込んでいる。

### 4.3 静的模型土槽実験

#### 4.3.1 静的載荷実験の概要

実験装置の概要を図 4.3.1 に示す。これらは、ブロック積み擁壁で造成された地盤上の住宅を模擬したものである。実験装置は、5 面が厚さ 30mm のアクリル板で構成された幅 1,500mm×深さ 1,000mm×奥行 200mm の土槽、載荷装置、計測装置および図には示していないがこれらを固定する架台で構成されている。

地盤材料には、気乾状態の豊浦砂 ( $\rho_{dmax}=1.652\text{g/cm}^3$ ,  $\rho_{dmin}=1.369\text{g/cm}^3$ ) を用いた。豊浦砂を用いた理由は、空中落下法により落下高さを調整することで、相対密度のコントロールが容易であること<sup>8)</sup>と、色彩の異なる粒子が混ざっているため、画像解析が可能であることによる。使用した豊浦砂の粒径加積曲線を図 4.3.2 に示す。

載荷による擁壁背面地盤の破壊に至る挙動、擁壁への影響、および補強効果を観察するために、実験土槽の上部は住宅基礎地盤となる盛土地盤として相対密度  $D_r=30\%$  ( $\rho_d=1.443\text{g/cm}^3$ )、下部は基盤として  $D_r=50\%$  ( $\rho_d=1.497\text{g/cm}^3$ ) となるように空中落下法により二層の地盤を作製した。ここで、このような低い相対密度の地盤とした理由は、現有の載荷装置で地盤の破壊を生じさせ、破壊に対する補強効果を確認することを主眼としたためである。また、緩い地盤での工法の適用性を検討することも採用した理由の一つである。

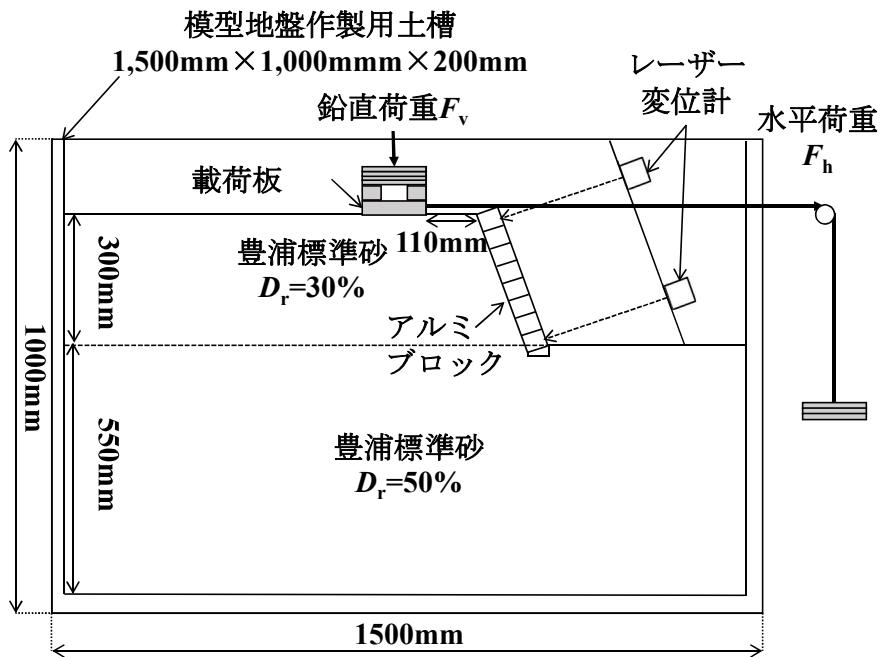


図 4.3.1 土槽実験概要図

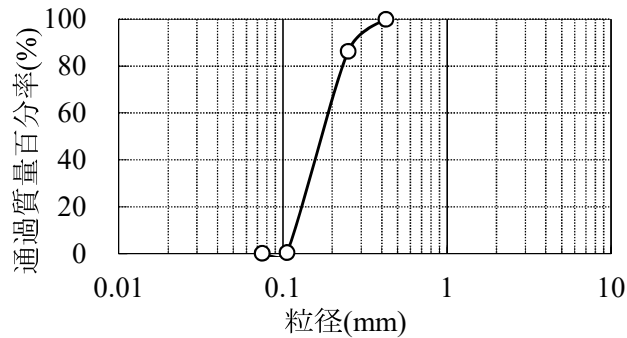


図 4.3.2 豊浦砂の粒径加積曲線

相対密度調整のため図 4.3.3 に示す装置を用い、 $D_r=30\%$ の層は高さ 200mm、 $D_r=50\%$ の層は高さ 400mm から V 型漏斗を水平に移動させながら豊浦砂を自由落下させた。漏斗は土槽の全面を可動できるように、レール上の専用台車に設置した。専用台車には軸を取付け、可動方向に振り子状に振れるものとしているため、アルミブロック下端際まで豊浦砂を充填できる。

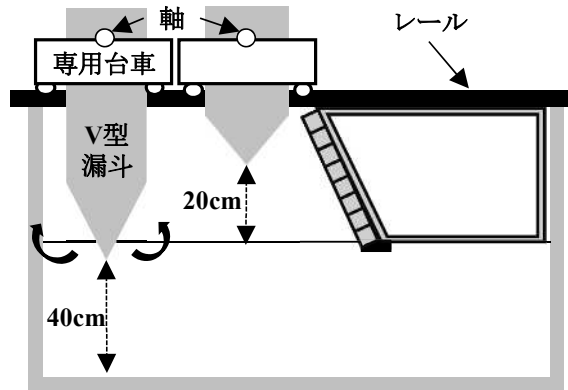


図 4.3.3 豊浦砂落下高さ管理方法概要図

なお、相対密度を管理するため、土槽内の上部および下部に入れた砂の重量を層厚 10cm 毎に確認し、深度毎および実験毎の地盤のバラつきが極力発生しないように努めた。なお、下層の  $D_r=50\%$ の最後の層は、層厚 5cm とした。 $D_r=50\%$ の下部層作製後に金ゴテにて水平に仕上げ、目標高さとも一致していることを確認した後、 $D_r=30\%$ の上部層の作製を開始し、こちらも目標高さとも一致していることを確認した。豊浦砂とアクリル板との摩擦による影響を極力排除するため、底面および側面のアクリル板にはシリコンオイルを塗布した。

傾斜角  $70^\circ$ で積み上げた 8 個の  $40\text{mm}\times 40\text{mm}\times 195\text{mm}$  のアルミブロックを擁壁として、 $140\text{mm}\times 12\text{mm}\times 190\text{mm}$  の鉄板（以降、載荷板と称する）を建物の基礎として擁壁背面地盤上に設置した。なお、擁壁の設置方法は下記の通りである。擁壁角度  $70^\circ$ に固定するための鋼

製治具に、長辺方向両端に雌孔を2箇所穿孔したアルミブロックをボルトにて固定する。土槽内の  $D_f=50\%$  の層に砂を充填した段階で、ボルトを固定した治具を設置し、引き続き上段の砂充填を行う。砂の充填が完了した時点で、ボルト撤去の上、治具を取り外した。なお、3Dプリンタで作成した基礎を、アルミブロックと地盤の間に入れている。当初、べた基礎を想定した基礎幅としていたが、擁壁の崩壊に至る前に錘の積み上げ高さが限界となり実験の継続が困難となった。錘により土槽内の拘束圧が上がったことが原因と推測し、载荷は仮定したすべり土塊上のみとした。すべり角を擁壁下部から40度と想定し、载荷板幅がすべり面に収まるような仕様としている。

これらは、ブロック積み擁壁で造成された地盤と、その上に建設された住宅を模擬したものである。本研究は、実物の約1/10を想定したものであるが、今後実大実験を行うことも視野に入れ、破壊メカニズムと補強効果について基礎的資料を得ることを目的とした。

鉛直载荷は载荷板に1枚約22Nの鉄板を順次重ね、建築物に作用する水平荷重を計算する際、建築物重量に標準せん断力係数0.2を乗じることから、水平载荷は鉛直荷重の約0.2倍の荷重で水平に引き寄せる方法にて行った。実験装置で载荷できる鉛直荷重だけではすべりを発生させることは困難だったので、鉛直荷重だけではなく水平荷重を加え、すべりを発生させるような载荷方法とした。擁壁の変位はレーザー変位計を擁壁の上部、下部2カ所の正面に設置して計測した。本実験では、鉛直および水平荷重の増加とともに擁壁が変位して最終的に擁壁倒壊に至り、レーザー変位計では測定不能となる段階まで载荷した。また、载荷板は水平力により徐々に水平移動するため、ダイヤルゲージによる変位測定が困難であることから、载荷板の変位は画像解析結果から求めた。画像解析のための写真撮影用デジタルカメラは、アクリル正面から1.5m離れた位置と、擁壁と载荷板の真上0.5mの2か所に据え付けた。解析に使用した画像は、鉛直荷重の1段階ごとに擁壁が倒壊するまで、または実験装置の最大荷重まで、正面方向と真上からの同時撮影により取得した。载荷板を設置した時点での擁壁変位量および载荷版沈下量を0とした。

実験は、平坦地盤と擁壁がある地盤の場合について、鉛直荷重のみの载荷と鉛直・水平荷重の同時载荷による方法で载荷試験を行った。また、擁壁と建物間に補強材を設置し、鉛直・水平同時载荷による実験を行い、補強なしの場合と比較して補強効果を調べた。補強材として、直径5mm、肉厚0.5mm、長さ600mm、比重2.7、引張強さ185N/mm<sup>2</sup>のアルミパイプを用いた。表4.3.1に補強材の仕様と、実地盤での想定値の比較を示す。

表1 補強材諸元

条件	補強材径 $D(\text{mm})$	肉厚 $t(\text{mm})$	$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	$L$ (m)	$\beta$ (m <sup>-1</sup> )	$\beta L$
実大	48.6	2.4	205	6.00	2.010	12.06
模型	5.0	0.5	68	0.60	19.459	11.68

補強材周面に接着剤を薄く塗布し、模型地盤と同じ豊浦砂を付着させた。これは、実際の単管を用いて模型土槽で引抜き試験を行ったところ  $0.91\text{kN/m}^2$  の摩擦力があつたが、アルミパイプの場合は  $0.28\text{kN/m}^2$  と約 1/3 の摩擦力であつた。そこで摩擦力向上のため接着剤により予め砂を塗布する仕様としたところ、比較的近い摩擦力となつたためこれを採用した。

補強材は擁壁と載荷板の間にそれぞれ、40mm 間隔で擁壁と平行に 1 列に配置する補強方法（以降I型補強と称す、図 5(a)参照）、20mm 間隔で千鳥に 2 列に配置する方法（II型補強、図 5(b)参照）、2 本の補強材を角度 20 度で  $\Lambda$  型に 40mm 間隔で配置する方法（ $\Lambda$  型補強、図 5(c)参照）の 3 パターンについて比較した。補強材は地盤を作成後、地盤上部から押し込み力を与えて設置した。押し込む際は角パイプに穴を開けた専用治具を用い、補強材間隔および角度を保つようにした。また、 $\Lambda$  型の場合は補強材間の角度が 20 度になるように穴を開けた角パイプを用いて補強材を設置した後、ボルトとナットを用いて補強材頭部をピン接合している。図 4.3.4 に補強材の配置パターンを示す。それぞれの補強材は、下層地盤に約 300mm 根入れさせている。各配置パターンにおいて、補強材を所定の深さまで押し込んだ後、載荷板に鉛直荷重および水平荷重を同時に加え、各荷重段階における擁壁の水平変位を測定した。表 2 に実験に用いた荷重一覧を示す。模型地盤の支持力確認試験は載荷板幅の 10%程度の沈下が発生するまで、補強効果の確認は擁壁が倒壊するまで荷重を実施した。なお、 $\Lambda$  型は実験した荷重規模の範囲では倒壊に至らなかつた。

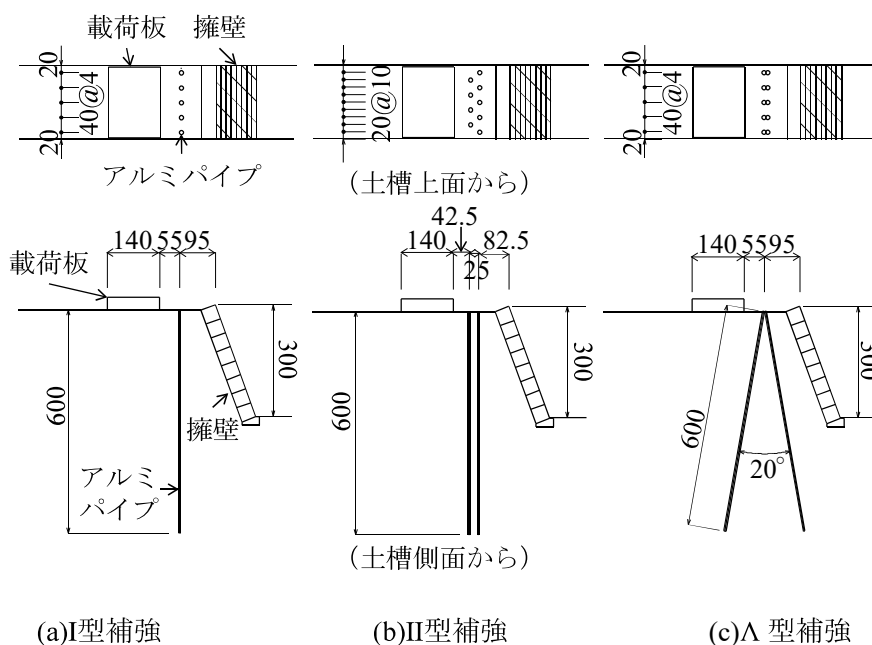


図 4.3.4 補強材の配置パターン

### 4.3.2 静的載荷実験結果

#### (1) 模型土槽の載荷試験

最初に、作製した模型地盤の荷重-沈下量の関係を確認するため、擁壁のない平坦地盤を作製し、載荷板に鉛直荷重を加えた。その後比較のため、同様の平坦地盤を作製し、載荷板に鉛直荷重とその0.2倍の水平荷重を同時に加えた。次に、図2に示すように擁壁がある地盤を作製し、平坦地盤と同様に、鉛直載荷および鉛直・水平同時載荷を行った。平坦地盤の場合はダイヤルゲージで、擁壁がある場合は、前述した画像解析により載荷板の沈下量を測定した。載荷板の短辺長が140mmであることから、沈下量が載荷板幅の10%を超える約15mmまで載荷を続けた。なお、本節で述べる載荷試験においては、補強材は設置していない。擁壁がある地盤の鉛直・水平同時載荷は、補強材なしの場合の結果を示しており、擁壁の倒壊に伴い載荷板沈下量が約6mmから約34mmまで急増した。

鉛直載荷応力-載荷板の沈下量曲線を図4.3.5に示す。Terzaghiの支持力公式によれば、荷重の傾斜により支持力が低減され、鉛直荷重の0.2倍の水平荷重が加わる場合は支持力が約0.6倍となる<sup>9)</sup>。平坦地盤の場合、沈下量約15mmに達した鉛直載荷応力を比較すると、鉛直載荷は鉛直載荷応力39.77kN/m<sup>2</sup>、鉛直・水平同時載荷は鉛直載荷応力25.94kN/m<sup>2</sup>で約0.65倍であり、概ねそのような傾向となっている。

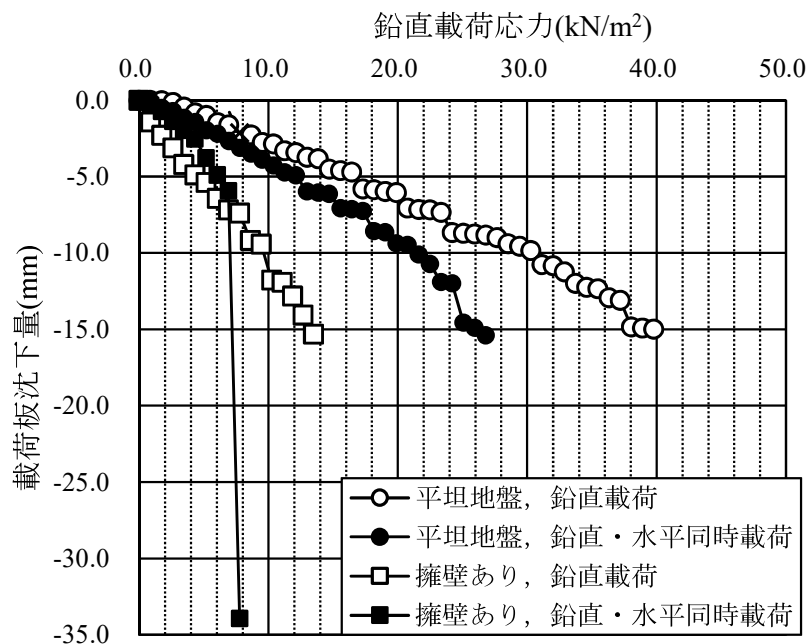


図 4.3.5 鉛直載荷応力-載荷板の沈下量曲線

#### (2) 水平荷重の有無による影響比較

擁壁がある地盤において、鉛直載荷と鉛直・水平同時載荷の各々について、擁壁の上部と下部の変位量をレーザー変位計により測定した。なお、本節で述べる載荷試験においては、

補強材は設置していない。擁壁変位が測定不可能となる時点まで測定し、擁壁が倒壊する直前を最大荷重載荷時と称した。写真 1 に鉛直・水平同時載荷による(a)載荷前, (b)鉛直載荷応力  $7.75\text{kN/m}^2$ , 水平載荷応力  $1.56\text{kN/m}^2$  の最大荷重載荷時の載荷板と擁壁付近の写真をそれぞれ示す。擁壁は鉛直・水平載荷の進行に伴い変位し、最終的には上部のブロックから分離していき土留めとしての役割を果たさなくなる。本実験ではこれを擁壁の倒壊と定義した。倒壊に至るまで、ブロック同士のズレは発生せず、一体となって変位する様子が観察された。

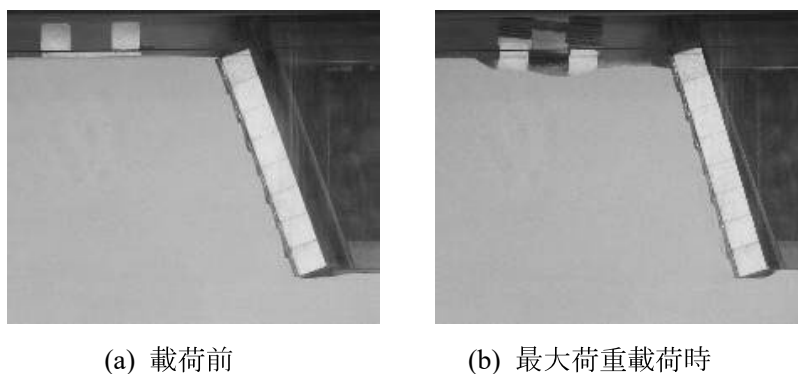


写真 4.3.1 鉛直・水平同時載荷における各荷重段階の比較

写真では判読しにくいですが、後述するレーザー変位計の測定結果と画像解析結果から、載荷段階が進むと擁壁が徐々に変位し、載荷板が沈下していることがそれぞれ読み取れる。上部は擁壁上端部から  $5\text{mm}$  下の位置, 下部は下端部から  $5\text{mm}$  上の位置で変位を測定している。なお, レーザー変位計は, 実験開始時には擁壁に対して直角に設置し土槽に固定されているが, 図 4.3.6 に示すように擁壁の変位に伴い角度が直角から徐々に変化し, わずかではあるが実際の変位よりも大きく測定される。そこで, 擁壁の上部と下部の測定点を結んだ線と水平線のなす角を擁壁の傾斜角とし, 傾斜角に応じて測定変位を補正した。

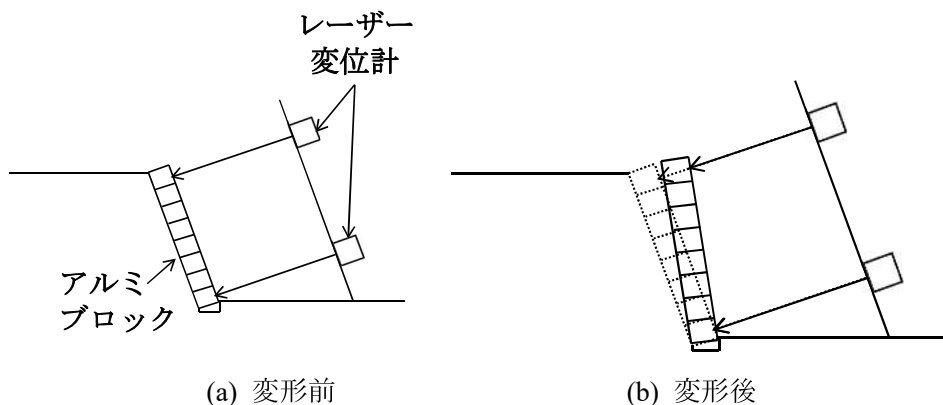


図 4.3.6 レーザー変位計による擁壁変位量の測定



図 4.3.7 に、水平荷重がある場合とない場合における、鉛直荷重応力と擁壁上部および下部の測定点における擁壁水平変位量の関係を示す。図中には、レーザー変位計により擁壁の変位が測定できた最終段階までのプロットと、それより先で倒壊に至ったことを破線および矢印で示した。水平荷重がある場合とない場合を比較すると、同じ鉛直荷重でも、水平荷重がある場合の方が変位は増大している。

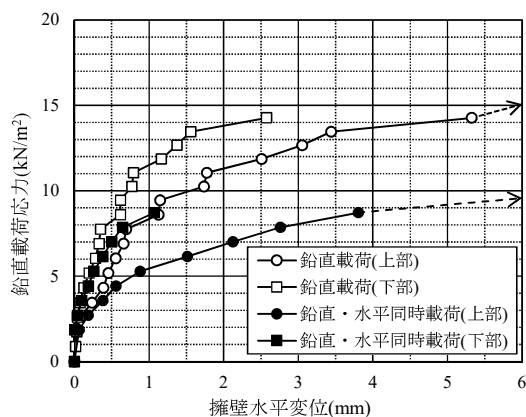
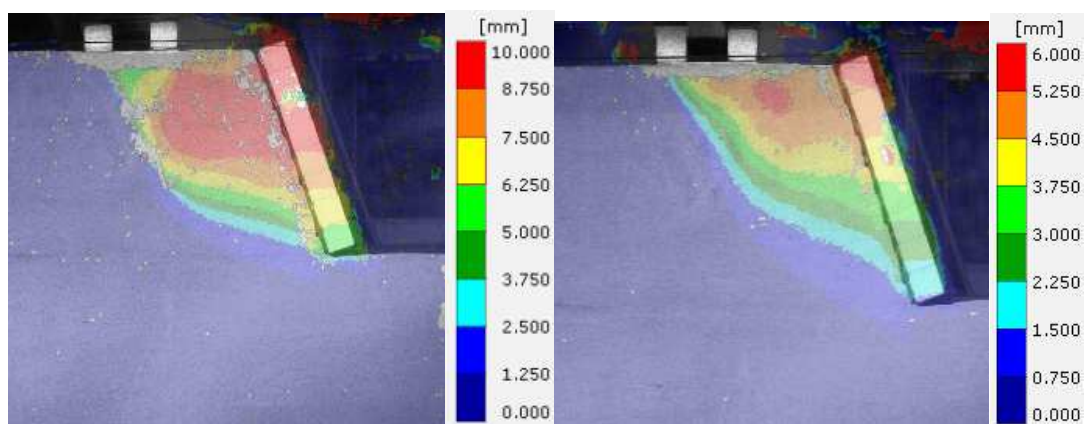


図 4.3.7 水平荷重の有無による擁壁水平変位の比較

次に、鉛直荷重と鉛直・水平同時荷重について、最大荷重時の段階において、側面から撮影した写真を画像解析することにより求めた擁壁および背面地盤の水平変位コンターを図 4.3.8 に示す。なお、図 4.3.8(b)は写真 4.3.1(b)と同一の写真を画像解析し、水平変位を求めたコンター図である。鉛直荷重でも、荷重による地盤の変形は擁壁側を主とし、最終的には擁壁の倒壊に至ることが確認できる。鉛直・水平同時荷重の場合は、擁壁方向への地盤の水平変位が卓越し、擁壁の倒壊が早まることが観察できる。鉛直荷重のみの荷重では、地盤深部まですべり面が及ぶのに対し、鉛直・水平同時荷重の場合は、比較的浅部から擁壁に向かってすべり面が発生することが観察できる。



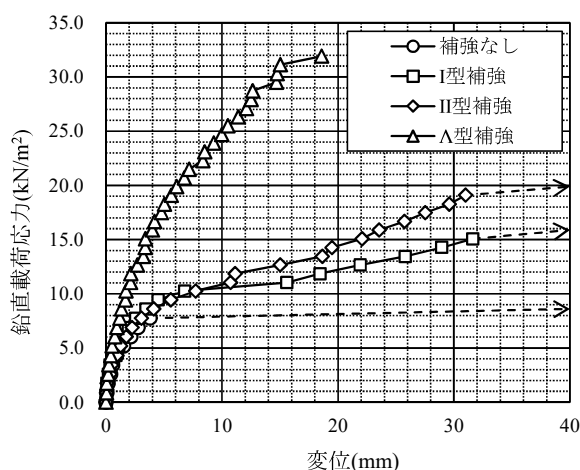
(a) 鉛直荷重応力 14.27kN/m<sup>2</sup>      (b) 鉛直荷重応力 7.75kN/m<sup>2</sup>，水平荷重応力 1.56kN/m<sup>2</sup>

図 4.3.8 最大荷重時の水平変位コンター図

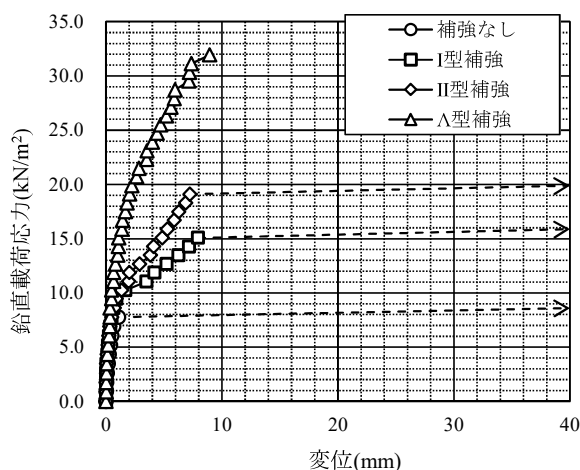
### (3) 補強材配置の違いによる擁壁の挙動比較

各荷重段階における鉛直載荷応力と擁壁水平変位の関係を図 4.3.10 に、最大荷重時の最大応力と擁壁水平変位をまとめたものを表 1 に示す。なお、 $\Lambda$  型補強については実験設備の最大載荷荷重を超えても擁壁が倒壊しなかったため、その時点を最大荷重とした。

図 4.3.10 に示すように、I型補強およびII型補強では、鉛直載荷応力が約  $10\text{kN/m}^2$  を超えた付近から変位量が急激に大きくなり、いずれも擁壁上部の変位が  $30\text{mm}$  前後、下部では約  $8\text{mm}$  に至った時点で擁壁が倒壊に至っている。一方、 $\Lambda$  型補強については倒壊に至らず、鉛直載荷応力が約  $30\text{kN/m}^2$  付近までは、鉛直荷重は概ね漸増的であり、明確な変曲点は現れていない。同じ荷重段階で比較しても、 $\Lambda$  型補強においてはI型補強やII型補強よりも上部、下部ともに変位量が小さい。



(a) 擁壁上部の水平変位



(b) 擁壁下部の水平変位

図 4.3.10 補強材配置パターンによる擁壁水平変位量比較

表 4.3.2 各補強材配置パターンの最大荷重時の応力と擁壁変位量

補強材配置	最大荷重載荷時の応力		擁壁水平変位(mm)	
	鉛直(kN/m <sup>2</sup> )	水平(kN/m <sup>2</sup> )	上部	下部
補強なし	7.75	1.56	3.81	1.07
I型補強	15.07	3.11	31.64	7.94
II型補強	19.08	3.99	28.38	8.01
Λ型補強	31.12	6.68	18.58	8.93

表 4.3.2 に示すように擁壁の水平変位は下部より上部の方が大きく、I型補強、II型補強ともに約 4 倍となっており、擁壁が全体的に水平移動しながら擁壁下端を中心として回転するような動きが見られた。一方、Λ型補強は最終荷重段階においては、上部の水平変位量が下部の約 2 倍であり、I型およびII型補強に比べ、回転しながら転倒するような動きが小さいという結果が得られた。

補強なしの場合と、補強材を配置した場合のそれぞれ最大荷重時の鉛直および水平応力の差を求め、さらにその差を補強材の本数で除した場合の補強材 1 本あたりの補強分担応力として表 4.3.3 に示す。I型補強とII型補強を比較すると、1 本あたりの補強分担応力はほぼ同等で、I型配置およびII型配置では同程度の補強効果が得られている。一方、Λ型補強は 1 本あたりの補強分担応力が他の配置パターンの約 1.8 倍となり、Λ型に打設することで補強効果が増大することが明らかである。

表 4.3.3 各補強材配置パターンと補強なしとの最大荷重差

補強材配置	補強なしとの最大載荷応力差		補強材 1 本あたりの補強分担応力		
	鉛直(kN/m <sup>2</sup> )	水平(kN/m <sup>2</sup> )	本数	鉛直(kN/m <sup>2</sup> )	水平(kN/m <sup>2</sup> )
I型補強	7.32	1.55	5	1.46	0.31
II型補強	11.33	3.43	9	1.26	0.27
Λ型補強	23.37	5.12	10	2.34	0.51

#### (4) 補強材配置の違いによる地盤の支持力比較

本研究では、補強することにより擁壁および擁壁背面にある建物の安全性を確保することを目的としている。そのため、鉛直・水平同時載荷した場合において、図 4.3.11 に示す建物を模した載荷板の①平地側と②擁壁側の沈下量の変化に着目し、画像解析により背面地盤の挙動を推測した。前述したように、荷重 0 の時の土槽フレームと載荷板の距離を基準とし、各荷重時の土槽フレームと載荷板の距離を差し引いた値を沈下量とした。図 4.3.12 に画像解析により求めた各補強材配置パターンの荷重-沈下曲線を示す。

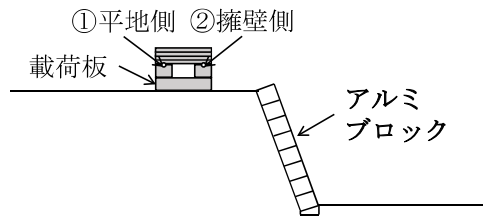


図 4.3.11 画像解析による載荷板沈下量抽出点

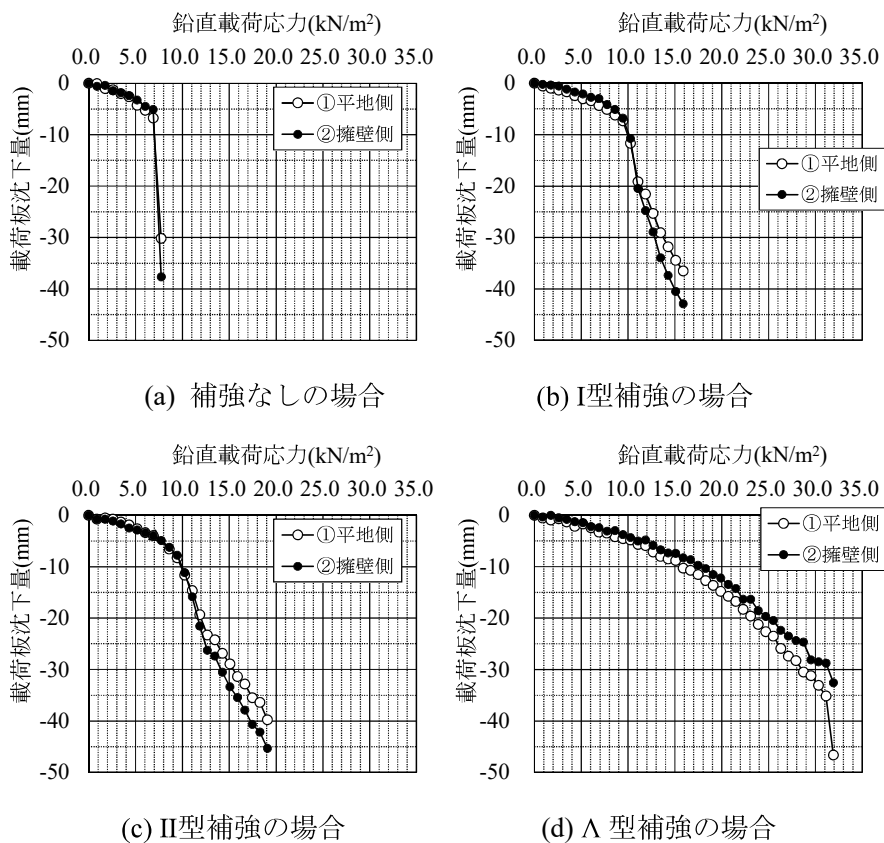


図 4.3.12 各補強材配置パターンにおける載荷板沈下量

補強なしの場合、鉛直荷重応力  $7.75\text{kN/m}^2$  を超えると擁壁の倒壊が一挙に進み、載荷板が擁壁側に大きく沈下した。I型補強、II型補強は、擁壁上部および下部の水平変位の測定結果と同様、鉛直荷重応力約  $10\text{kN/m}^2$  付近の変曲点を超えると載荷板沈下量は大きく増加した。一方、A型補強は荷重が進んでも徐々に沈下量は増加するが、明確な変曲点を確認できない。この結果より、A型補強は擁壁の水平変位抑制効果と合わせ、載荷板、すなわち建物の沈下軽減にも効果があることが明らかである。また、①平地側と②擁壁側の載荷板沈下量を比較すると、補強なしの場合は図 13(a)に示すように①と②が重なっているため、ほぼ等沈下していることがわかる。一方、I型補強およびII型補強は②擁壁側の沈下量が大きく、載荷板が擁壁側へ不同沈下している。これに対し、A型は①平地側の沈下量の方が大きくなって

いる。これは、荷重の増加に伴い載荷板下の土が次第に移動するが、補強材の効果により擁壁側の土の移動が抑制されたため、②擁壁側の沈下量が小さくなったと推察される。Λ型の補強効果により、すべり破壊よりも表層付近の小規模な支持力破壊が卓越したことによる沈下であると考えられる。

#### (5) 補強材配置の違いによる擁壁背面地盤の挙動比較

補強なしの鉛直・水平同時載荷の最大荷重時（鉛直載荷応力  $7.86\text{kN/m}^2$ ，水平載荷応力  $1.56\text{kN/m}^2$ ）が加えられた時の各補強材配置パターンに対し、土槽側面から撮影した写真から求めた水平変位コンターを図 4.3.13 に、鉛直変位コンターを図 4.3.14 に示す。下部層は動いていないことから、補強材先端の位置は載荷初期と変わらないものとし、上部からの撮影画像から求めた補強材頭部の位置と結び赤い破線で示した。これは図 4.3.16 においても同様である。

図 15 に示す鉛直方向変位コンター図からは、補強なしおよびいずれの補強方法も載荷板直下の地盤の沈下を確認できる。これは、載荷板直下地盤の鉛直応力の伝達と等価であると考えられ、載荷板には鉛直荷重に加え、擁壁方向に水平荷重が載荷されているためだと考えられる。しかし、補強材が設置された場合、補強材の設置箇所では応力伝達が途切れていることが観察され、補強材が一種の土留として機能していると推察される。

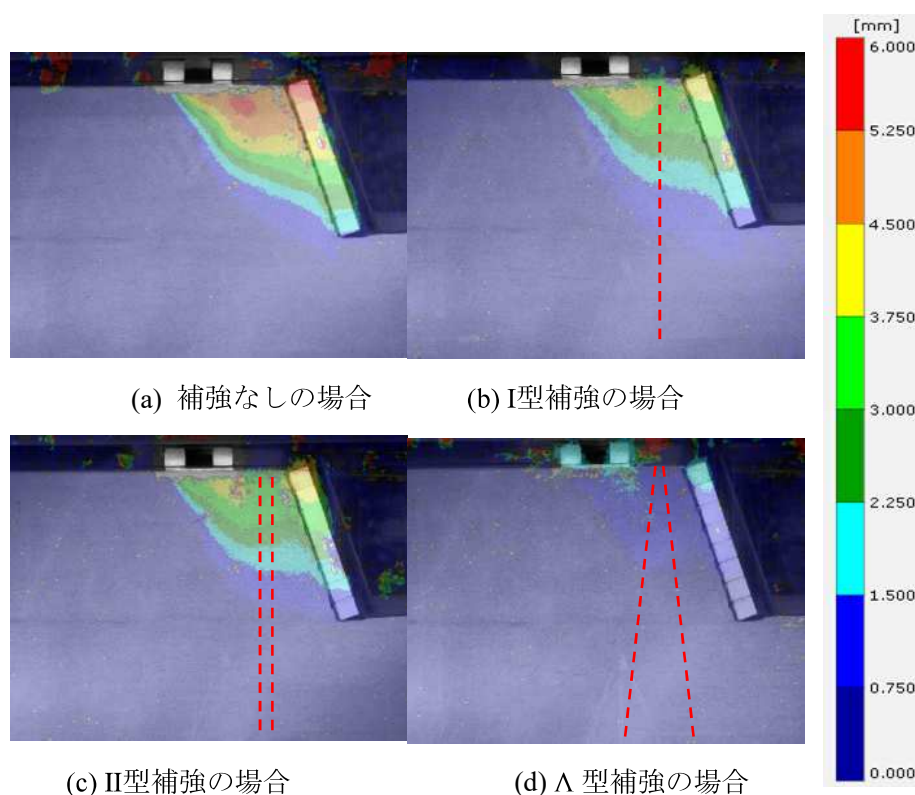


図 4.3.13 補強なしの最大荷重時（鉛直載荷応力  $7.75\text{kN/m}^2$ ，水平載荷応力  $1.56\text{kN/m}^2$ ）の土槽側面の水平方向変位コンター図

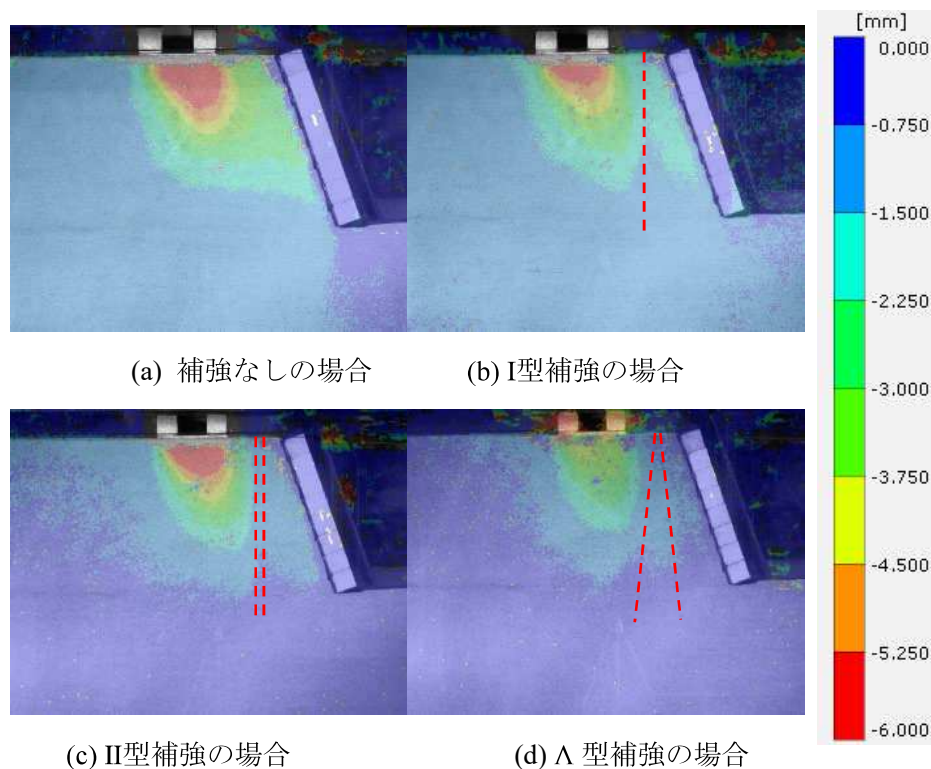


図 4.3.14 補強なしの最大荷重時（鉛直荷重応力  $7.75\text{kN/m}^2$ ，水平荷重応力  $1.56\text{kN/m}^2$ ）の土槽側面の鉛直方向変位コンター図

補強なし，I型補強，II型補強の荷重板直下の沈下量は  $6\text{mm}$  程度であるが， $\Lambda$ 型は  $2.25\text{mm}$  程度と低減されており，水平方向への土の移動に対してだけでなく，荷重板直下から発生する土塊の鉛直方向への移動に対しても，他の補強配置パターンに比べ効果があると考えられる。なお，画像解析による擁壁頭部の水平変位量は，補強なし  $>$  I型補強  $\approx$  II型補強  $>$   $\Lambda$ 型補強の順となっている。レーザー変位計による擁壁水平変位量の測定結果だけでなく，画像解析結果からも補強効果が明らかになった。

#### (6) 補強材による擁壁背面地盤の推定すべり面の変化

図 4.3.15 は補強なし，I型補強，II型補強の場合は擁壁倒壊直前時， $\Lambda$ 型補強は最大荷重荷重時の水平変位コンターを示したものである。ここで荷重板直下の灰色で示される部分は，移動により土粒子の配置が大きく変わり，画像解析により変位が求められなかった大変位領域を示している。



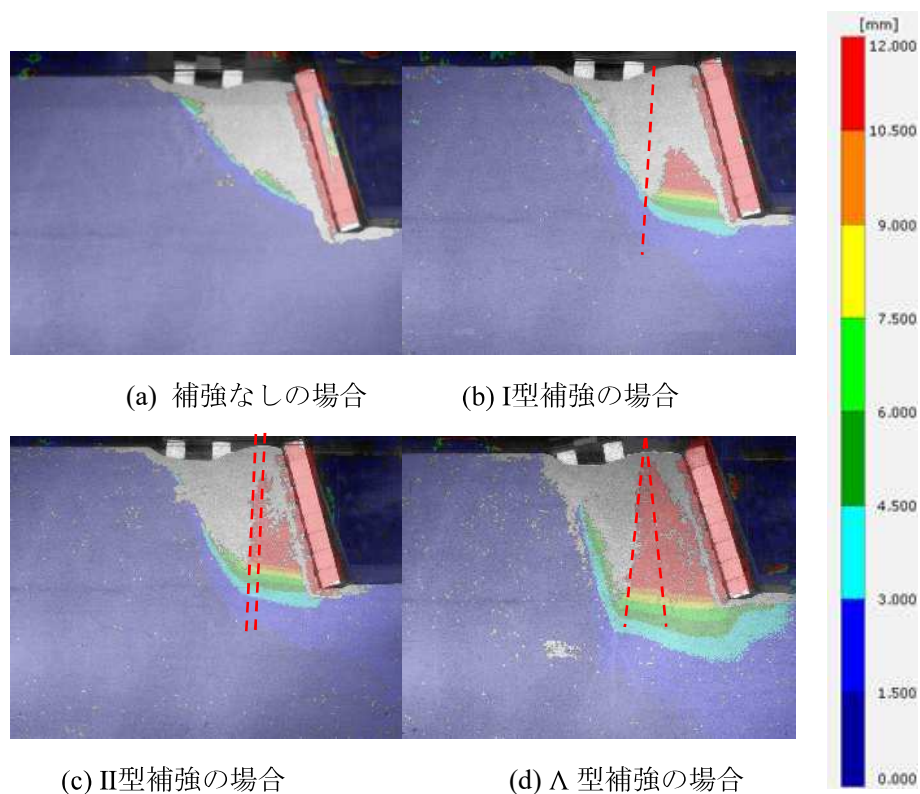
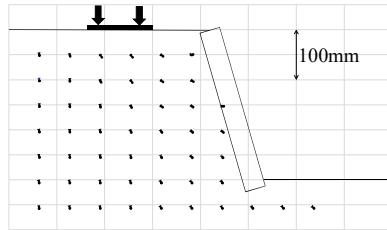


図 4.3.15 各補強材配置パターンの擁壁倒壊直前時の土槽側面の水平方向変位コンター図

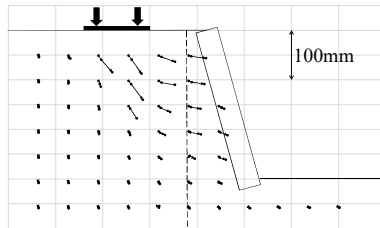
補強なしの場合、大変位領域は荷板平地側から擁壁下端付近まで達している。一方、補強材が設置された場合は、大変位領域が補強材の位置で抑制され、補強材と擁壁の間には一体となって移動する土塊が形成されている。この土塊の大きさを比較すると明らかにI型補強<II型補強<A型補強の関係にあり、補強効果と一致している。

図 4.3.16 は、補強なしと補強方法それぞれの最大荷重時の土槽側面の点群の軌跡を、画像解析により変位ベクトルとして示したものである。補強なしの場合は、荷板から擁壁へ向かう変位は小さいが、この後、一挙に崩壊が進み擁壁が押し倒されて倒壊に至った。このことは、補強材がない場合は、擁壁倒壊に至るまでに、小さな地盤変位しか許容できないことを意味する。一方、補強材が設置された場合は、荷板から擁壁へ向かう大きな変位が生じているが、補強材と擁壁の間の土塊は一体となり、水平方向に移動しながらも形状を留めている。補強なしの場合と比べて、大きな変位が生じているが擁壁の倒壊には至らず、ねばり強さが発揮されていることが観察される。I型補強、II型補強の場合は、擁壁の倒壊に至るまで特に上部に大きな変形が現れており、擁壁上部付近で円弧状のすべり面を形成している様子が観察される。A型補強の場合は、荷板から深部に向かう変位が生じ、補強材間で土塊が一体化し、その他の補強材配置パターンより大きなすべり面を形成し抵抗している。



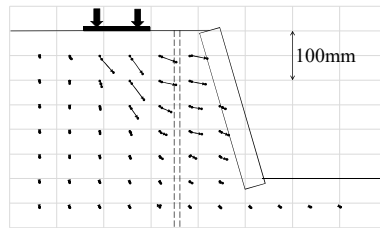
(a) 補強なしの場合

(鉛直載荷応力  $7.75\text{kN/m}^2$ , 水平載荷応力  $1.56\text{kN/m}^2$ )



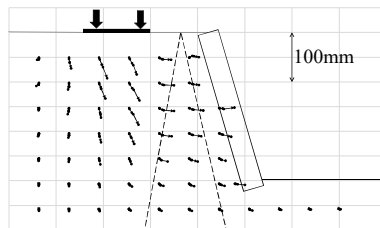
(b) I型補強の場合

(鉛直載荷応力  $15.07\text{kN/m}^2$ , 水平載荷応力  $3.11\text{kN/m}^2$ )



(c) II型補強の場合

(鉛直載荷応力  $19.08\text{kN/m}^2$ , 水平載荷応力  $3.99\text{kN/m}^2$ )



(d) A型補強の場合

(鉛直載荷応力  $31.12\text{kN/m}^2$ , 水平載荷応力  $6.68\text{kN/m}^2$ )

図 4.3.16 土槽側面から見た最大荷重時の地盤の変位ベクトル図



### 4.3.3 FEM 解析

静的載荷試験を再現するため、3次元弾塑性 FEM 解析モデルを用い、図 4.3.17 に示す模型土槽実験を再現したモデルを作成した。寸法など、模型実験の詳細は前節を参照頂きたい。模型地盤、擁壁を模したアルミブロック、載荷板はソリッド要素、補強材は梁要素としてモデル化した。解析コードは「midas FEANX」を用い、擁壁背面土  $D_r=30\%$  を 3 層に分けてパラメータを変更し、解析結果を検討した。

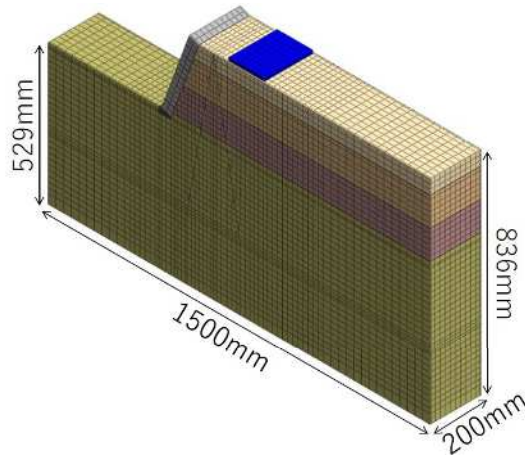


図 4.3.17 解析モデル図

#### ① 解析パラメータ

解析パラメータは実験に用いた豊浦標準砂の土質試験結果を基に定め、擁壁背面土は  $D_r=30\%$ 、下部地盤は  $D_r=50\%$  の値を用いた。載荷板は鋼材、擁壁および補強材はアルミニウムの値を適用している。解析に用いた材料パラメータを表 4.3.4 に示す。

表 4.3.4 解析パラメータ (材料)

材料名	$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (deg.)	$\nu$
①-1 Dr30%	200	14.3	0.6	30	0.3
-2 Dr30%	400	14.3	0.6	30	0.3
-3 Dr30%	600	14.3	0.6	30	0.3
②Dr50%	1200	14.9	0.6	36	0.3
③鋼材	2.05E+08	78	—	—	—
④アルミ	7.00E+07	24	—	—	—

#### ② 境界条件

図 4.3.18 に示す XZ 面, YZ 面, 底面, 底面端部 (○) の境界条件を以下に示す。なお,

擁壁に境界条件は設けていない。

XZ面：Y方向（面外方向）固定，X方向およびZ方向自由

YZ面：X方向（面外方向）固定，Y方向およびZ方向自由

底面：Z方向（面外方向）固定，X方向およびY方向自由

底面端部(o)：完全固定

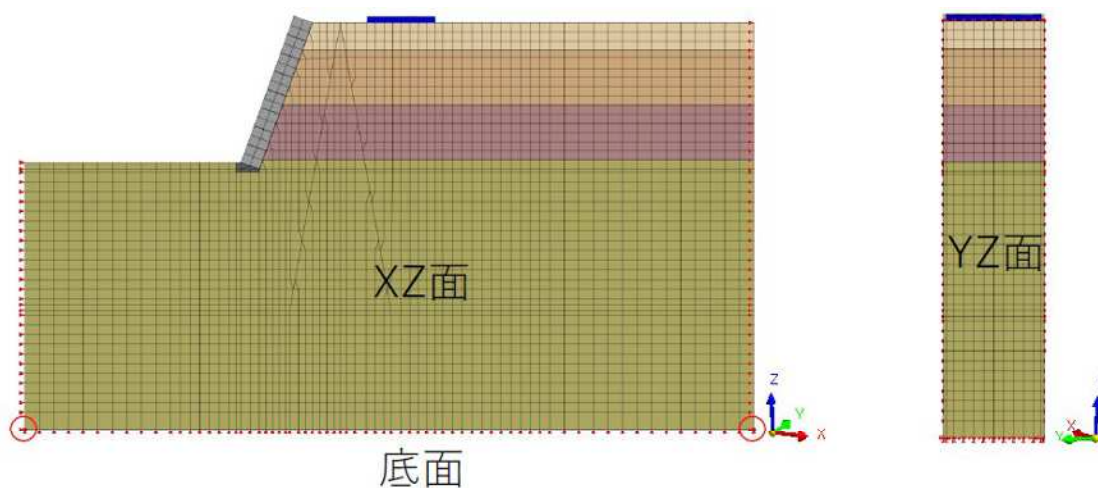
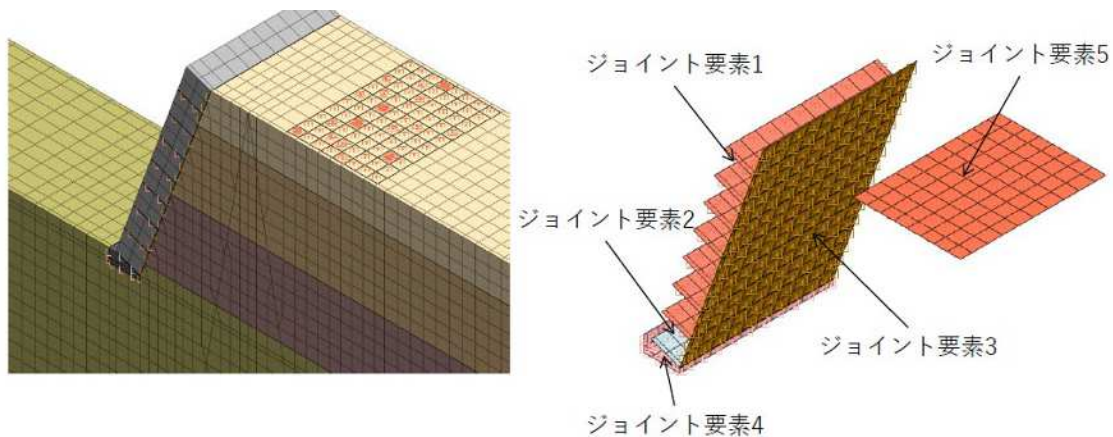


図 4.3.18 境界条件

### ③ ジョイント要素

擁壁および載荷版と地盤の間のジョイント要素，要素 1～5 を図 4.3.19 に示す。また，ジョイント要素のパラメータを表 7.1.2 に示す。



要素 1：擁壁の各ブロック間，要素 2：擁壁と基礎，要素 3：擁壁と地盤，要素 4：基礎と地盤，要素 5：載荷板と地盤

図 4.3.19 ジョイント要素

表 4.3.5 ジョイント要素 1～5 のパラメータ

材料名	法線剛性 $K_n$ (kN/m <sup>2</sup> /m)	せん断剛性 $K_t$ (kN/m <sup>2</sup> /m)
要素 1 : ブロック間	25000	50
要素 2 : 擁壁～基礎	25000	50
要素 3 : 擁壁～地盤	25000	50
要素 4 : 基礎～地盤	25000	50
要素 5 : 載荷板～地盤	25000	50

- ・法線剛性( $K_n$ ) : ジョイント要素の法線方向における結合・非結合挙動の弾性率
- ・せん断剛性( $K_t$ ) : ジョイント要素の法線方向のすべり挙動を表す弾性係数
- ・ジョイントの非線形特性 : なし

④ 補強材の断面要素および摩擦要素

補強材の配置位置を図 4.3.20 に、補強材の断面係数と摩擦要素を図 4.3.21 に示す。

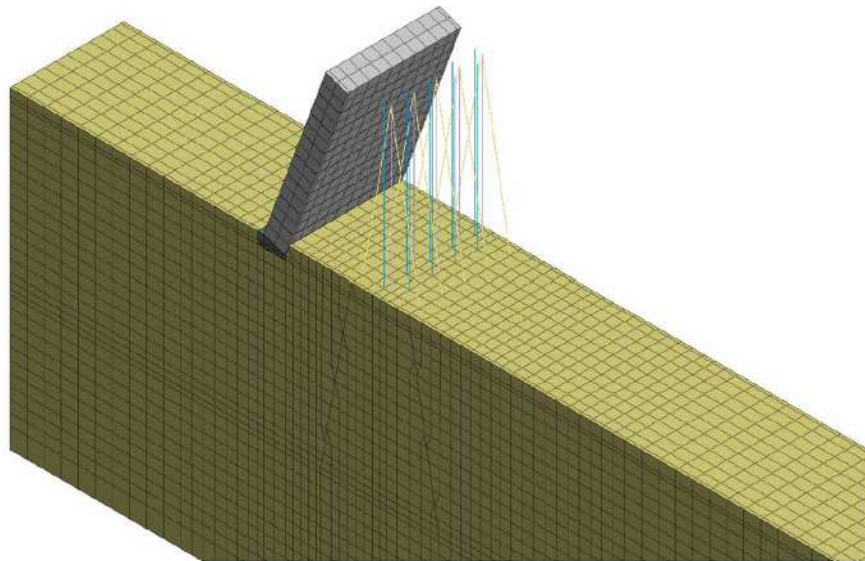


図 4.3.20 A 型補強の配置例

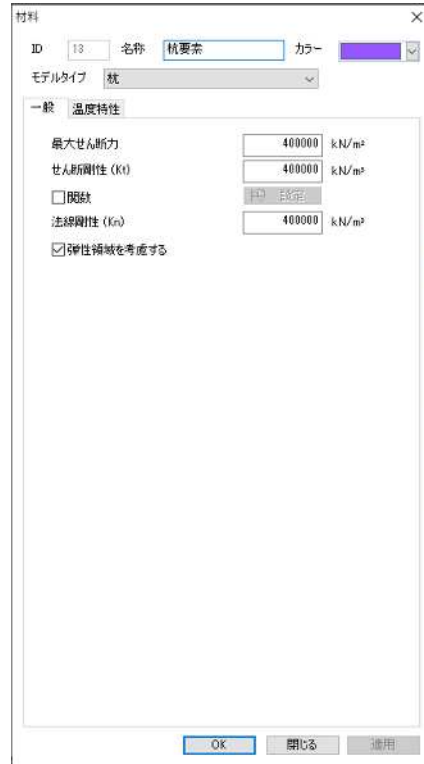
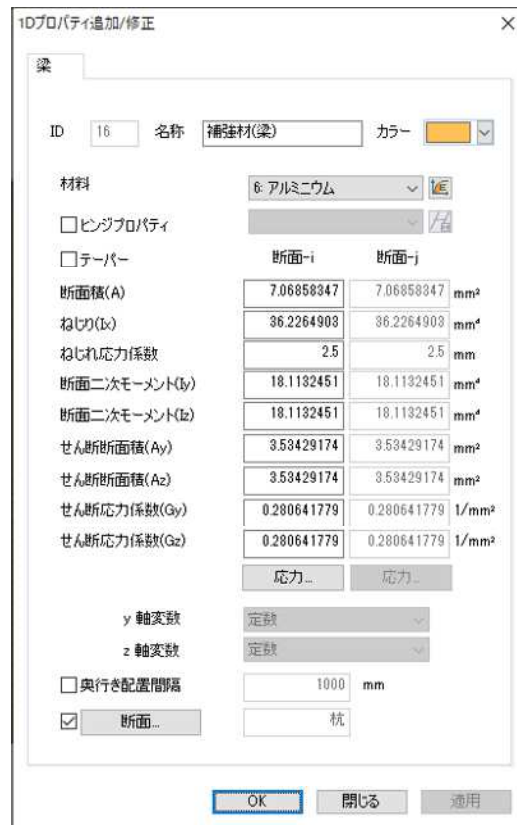
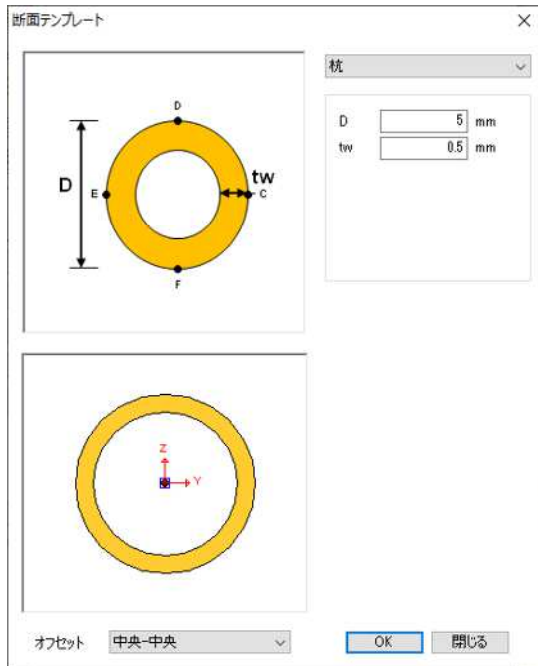


図 4.3.21 補強材の断面係数と摩擦要素

#### ⑤ 解析方法

初期応力解析を実施したのち、載荷板に模型実験と同等の最大鉛直荷重 532N (20kN/m<sup>2</sup>相当)、最大水平荷重 106.7N (11 節点 : 1 節点あたり 0.097N) を 20 ステップに分けて載荷し、各ケースの荷重と擁壁の変位量の関係について比較を行った。載荷位置を図 4.3.22 に示す。補強材の配置は実験と同様、無補強、I型補強、II型千鳥補強、Λ型補強の 4 ケースについて解析を実施した。

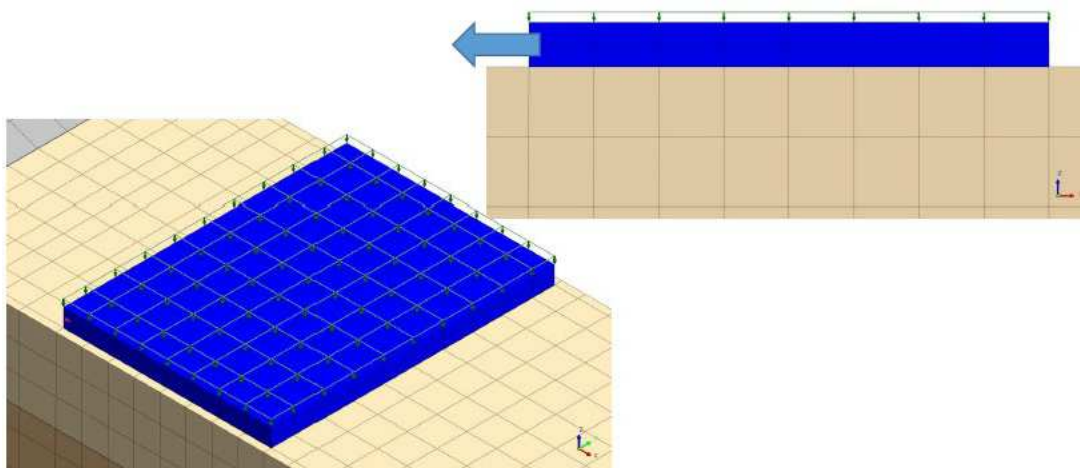


図 4.3.22 荷重載荷位置

#### ⑥ 解析結果

図 4.3.22 に鉛直荷重と載荷板沈下量の関係について、図 4.3.23 に鉛直荷重と擁壁水平変位の関係について実験と FEM 解析の比較を示す。解析結果は実験と概ね対応していることがわかる。しかし、実験で見られた擁壁の変位による急激な載荷板の沈下量までは完全に再現できていないので、パラメータ等について検討する必要があると考えられる。また、図 4.3.24 に補強材の断面力図を示す。鉛直荷重=212.80N、水平荷重=42.68N とし、地すべり抑止杭とした場合の I 型補強の設計では、せん断力=20.28N、曲げモーメント=1842.11N・mm、変位=44.68mm となり、FEM 解析結果と設計値は異なっている。これは、設計では不動層以浅は受働土圧を受ける地盤がなく突出しているが、FEM 解析は地盤の抵抗を受けるためだと考えられる。

表 4.3.6~4.3.9 に、各補強配置における画像解析による水平変位コンターと、FEM 解析による水平変位コンターを示す。こちらも概ね対応している結果となっており、静的載荷実験を FEM 解析により再現することができると考えられる。

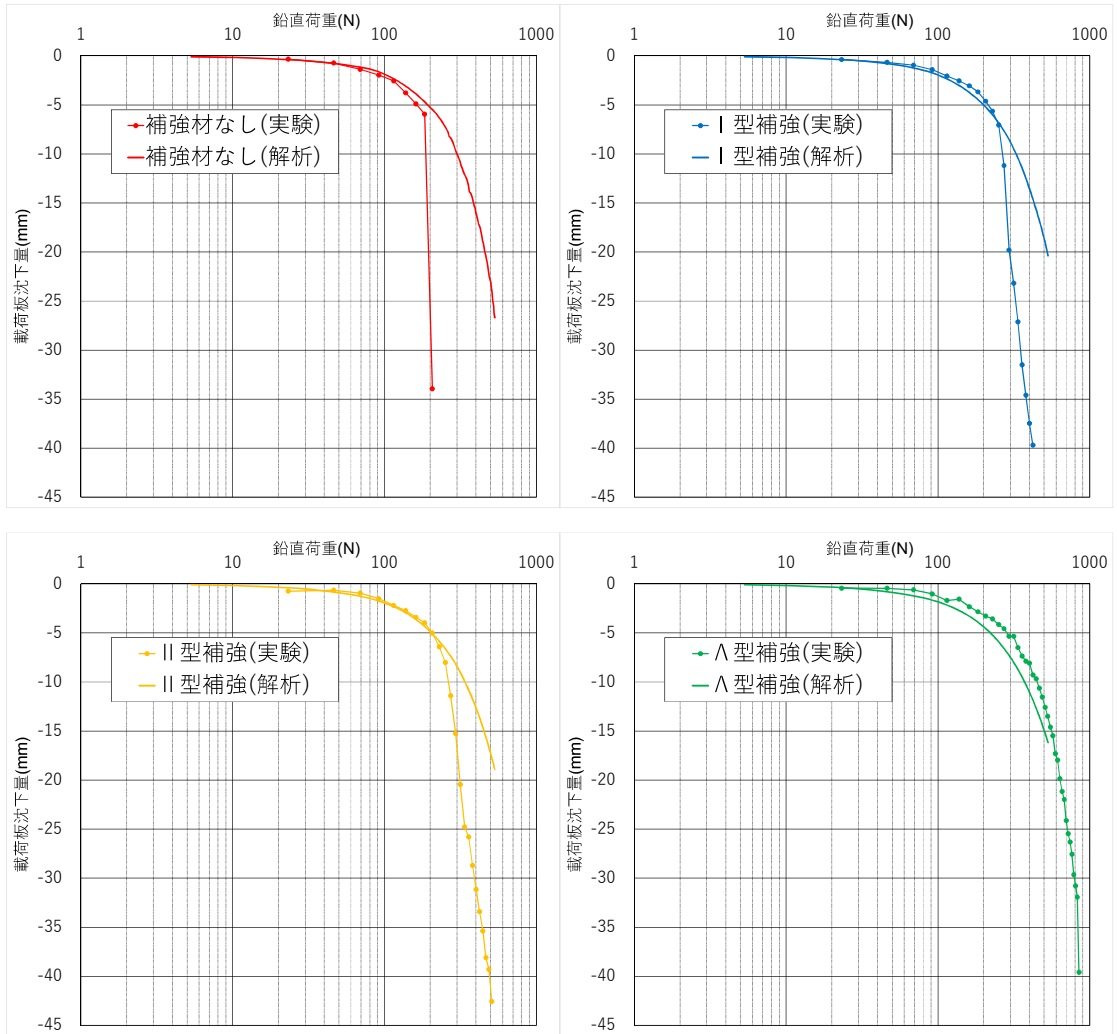


図 4.3.22 載荷板沈下量比較

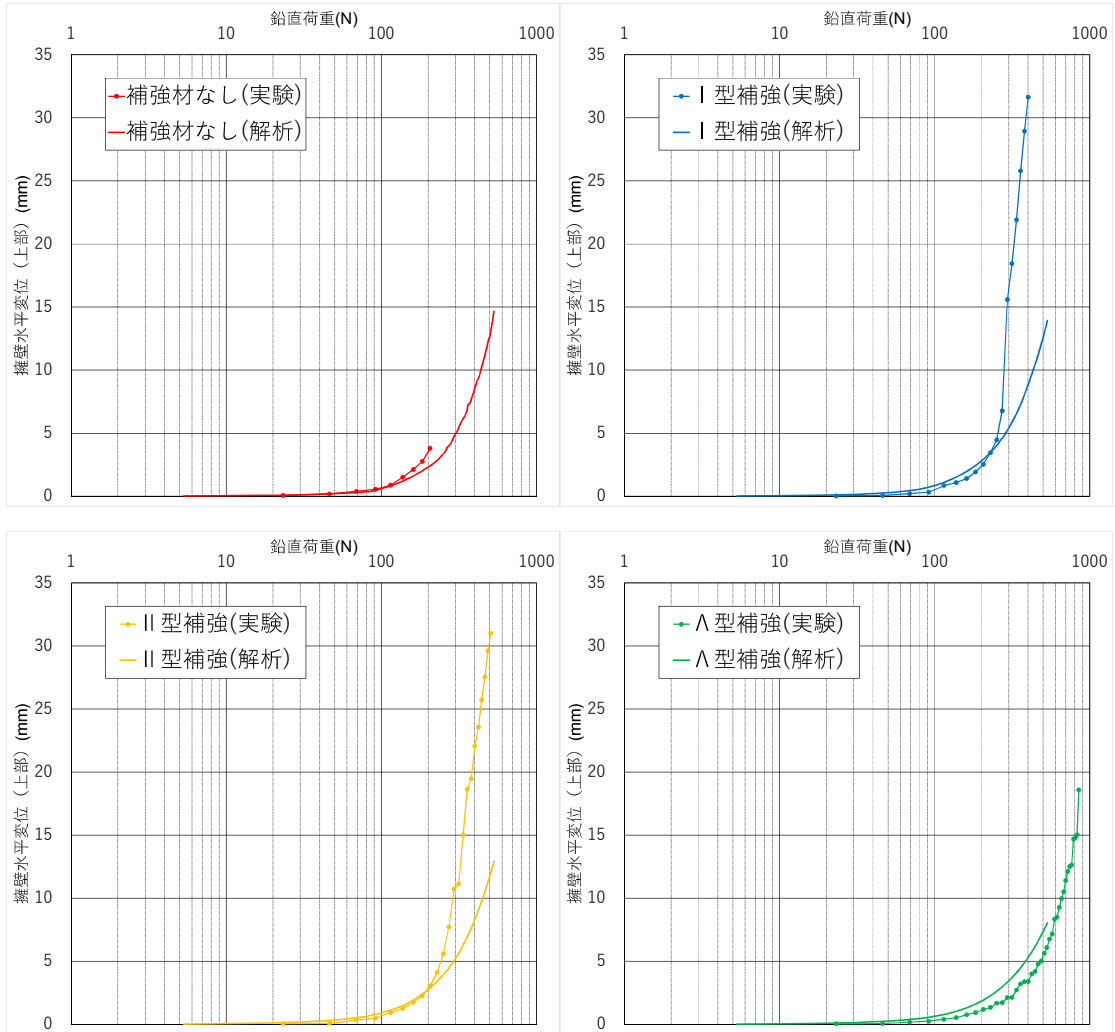


図 4.3.23 (a) 擁壁上部水平変位量比較



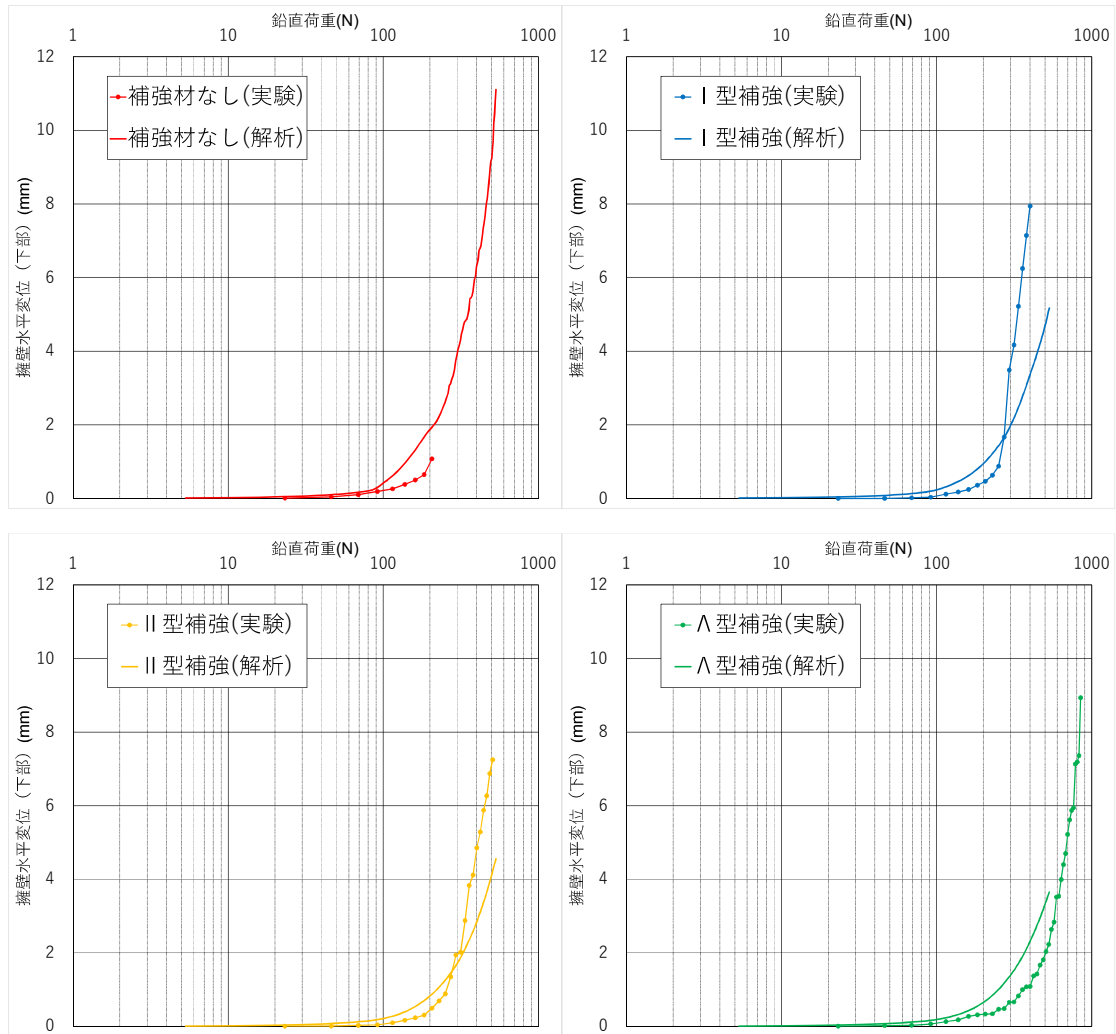


図 4.3.23 (b)擁壁上部水平変位量比較



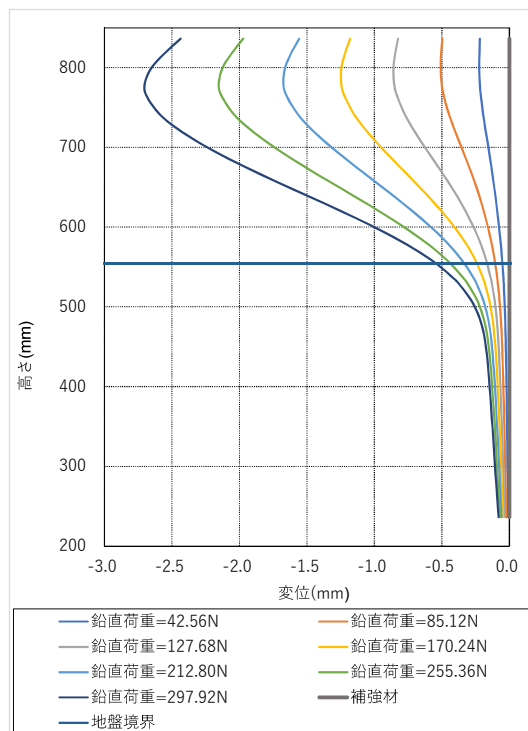
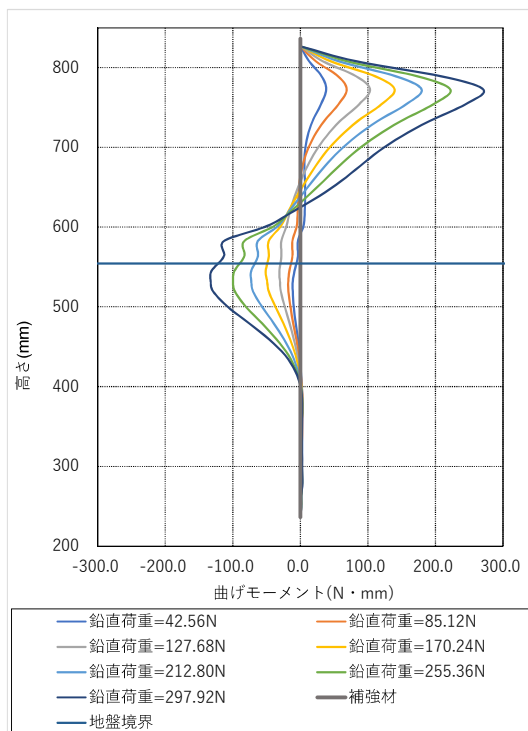
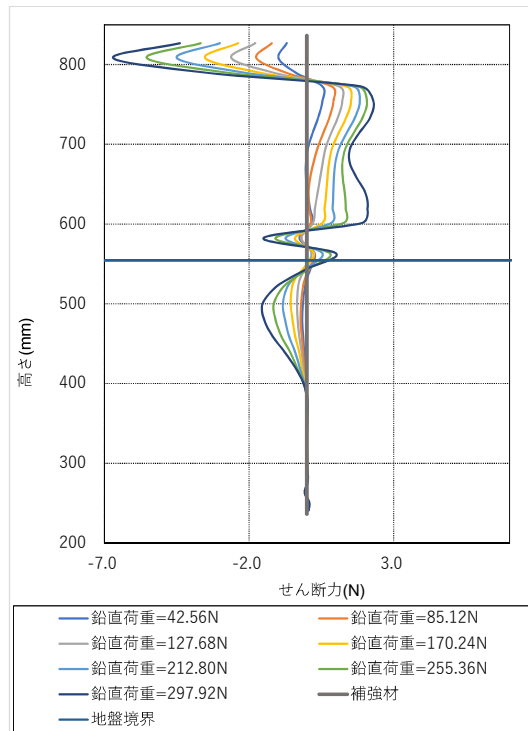
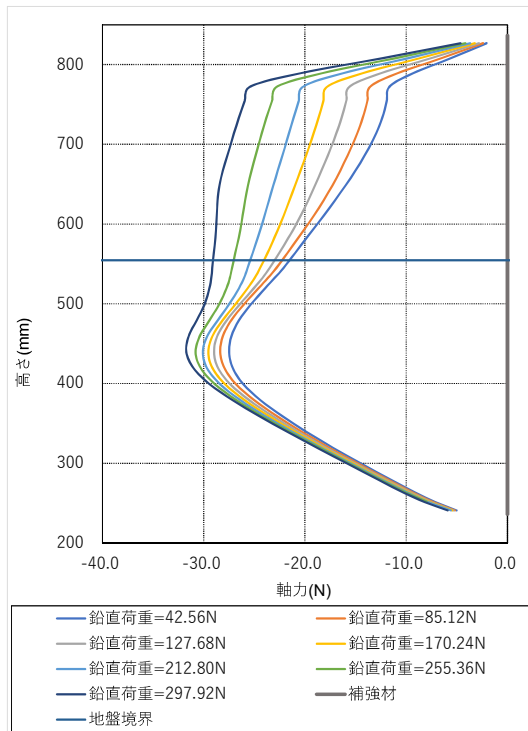


図 4.3.24(a) 補強材断面力図(I型補強)

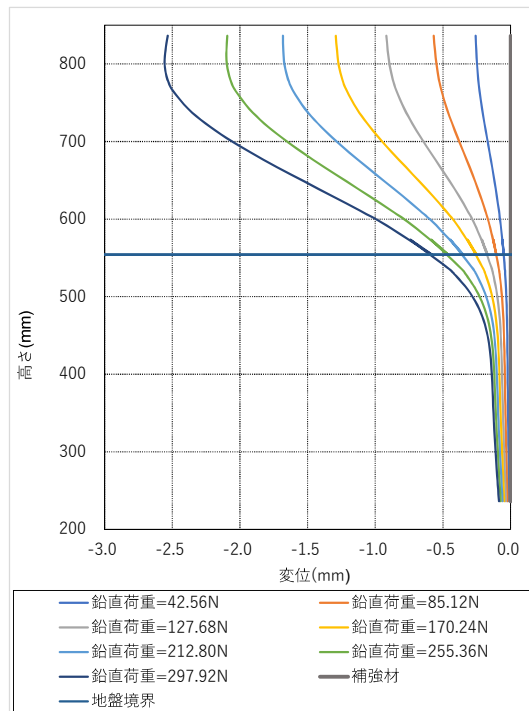
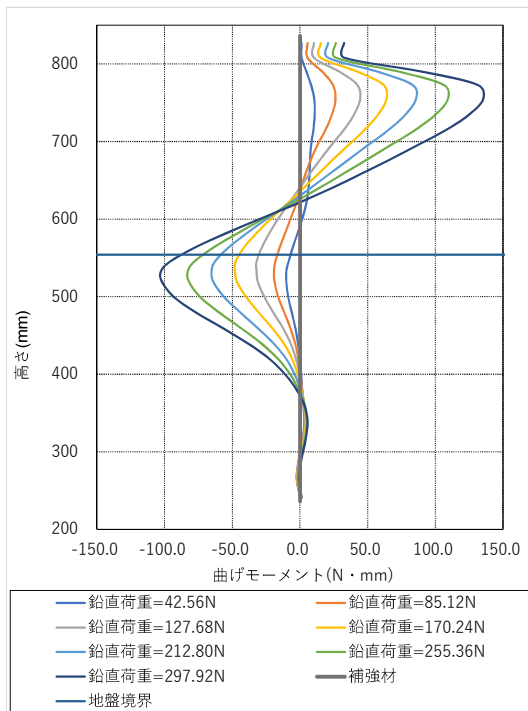
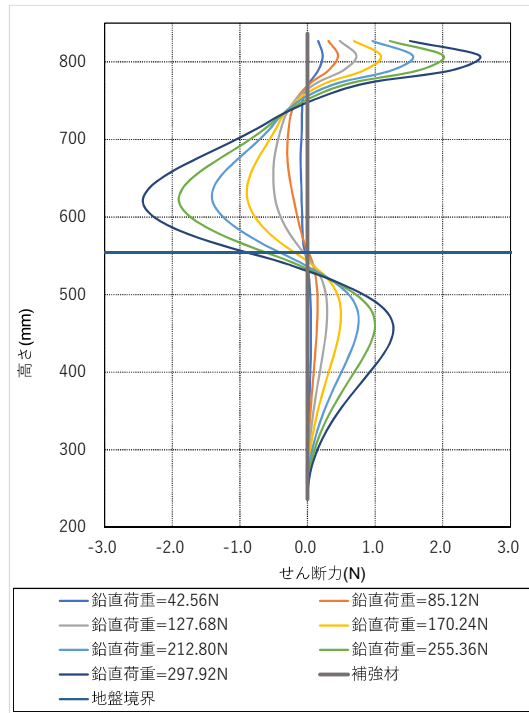
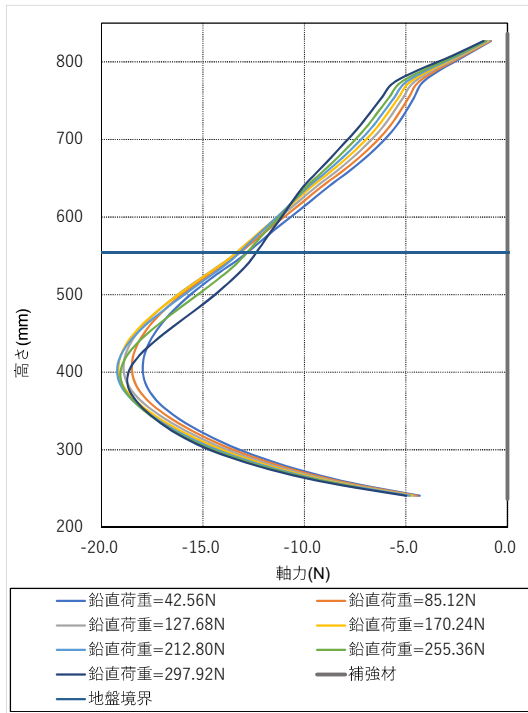


図 4.3.24(b) 補強材断面力図(II型補強(平地側))

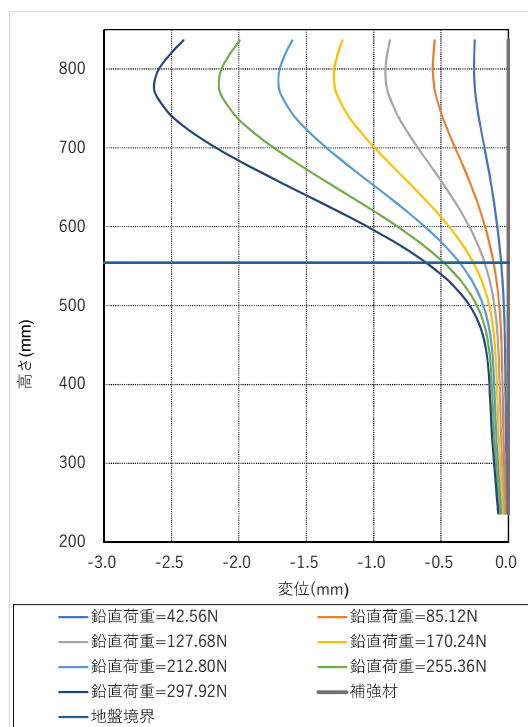
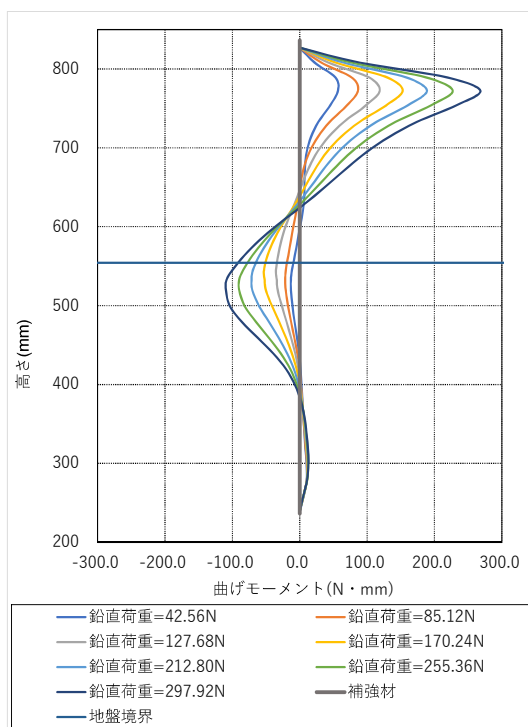
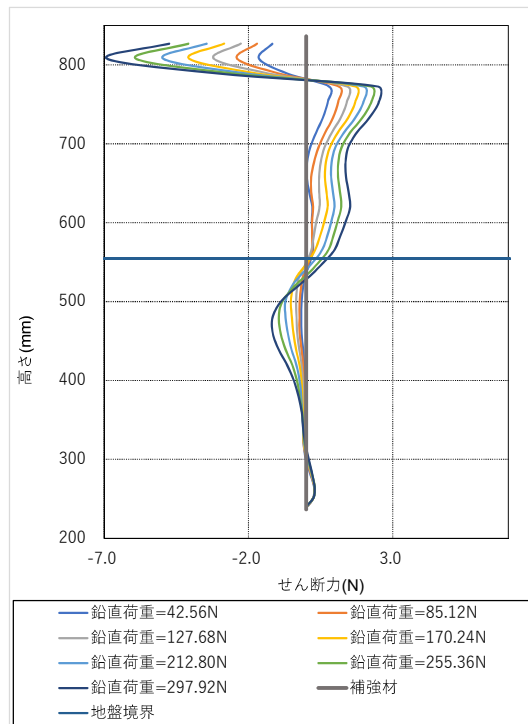
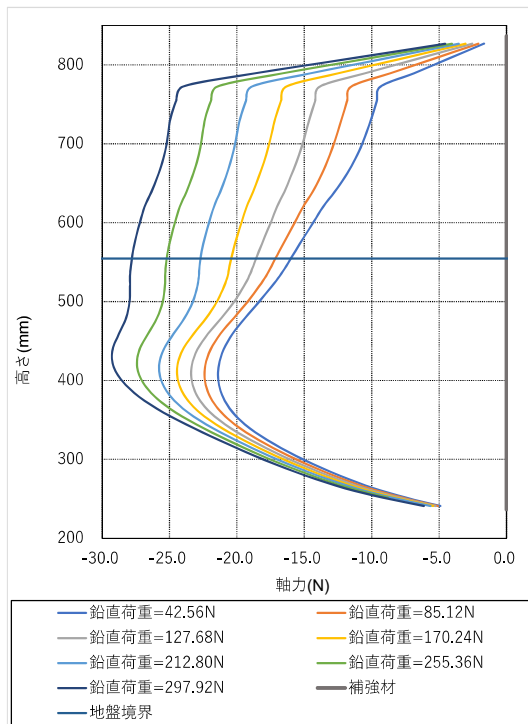


図 4.3.24(c) 補強材断面力図(II型補強(擁壁側))

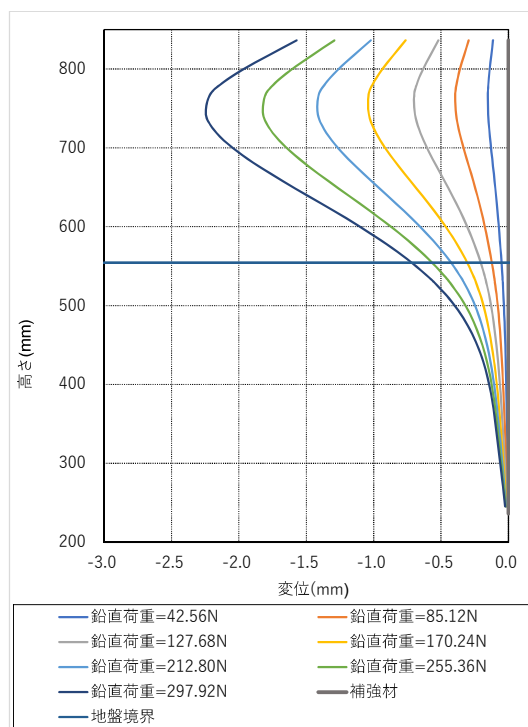
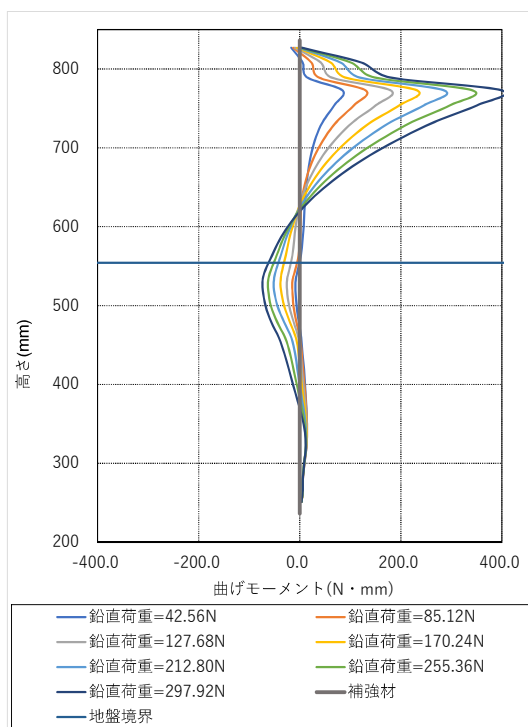
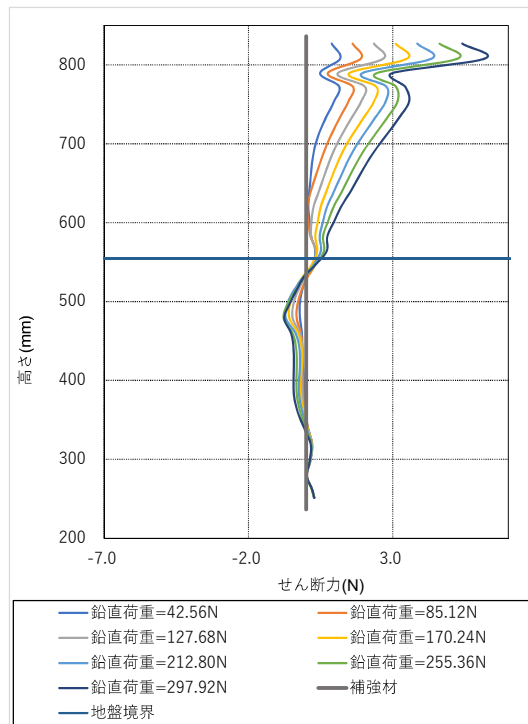
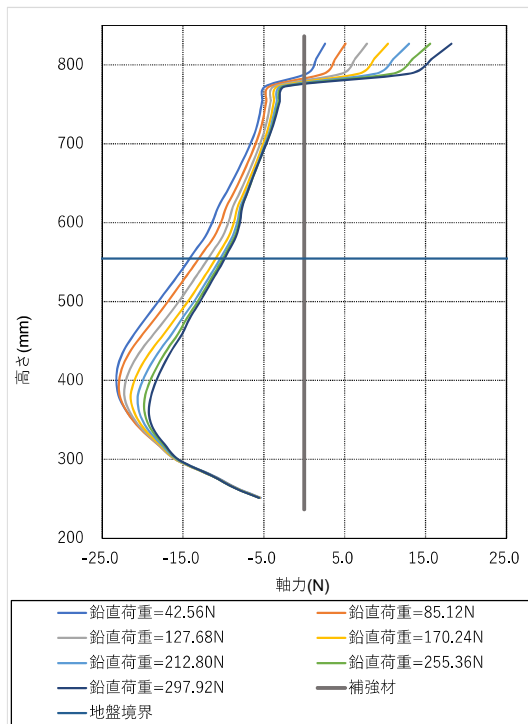


図 4.3.24(d) 補強材断面力図(Λ型補強(平地側))

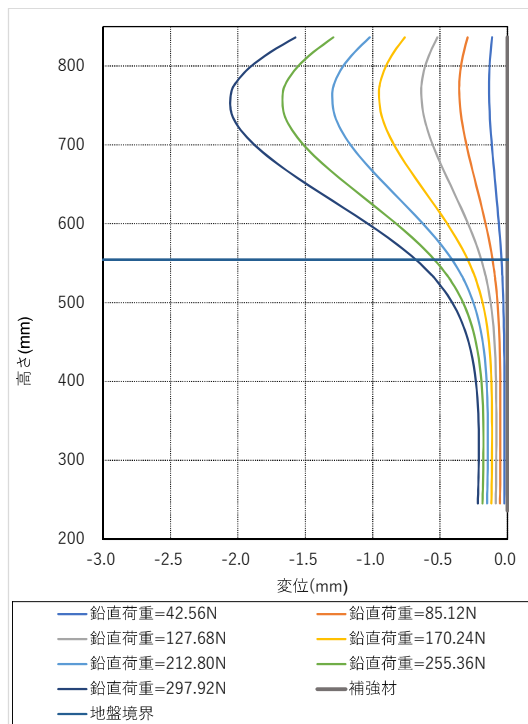
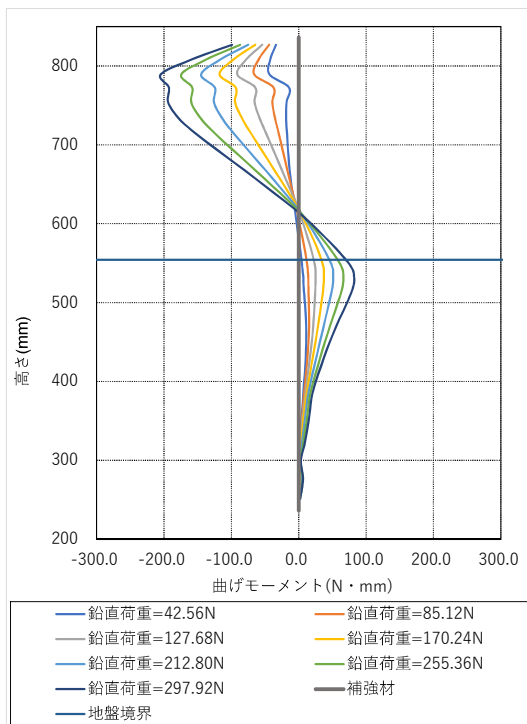
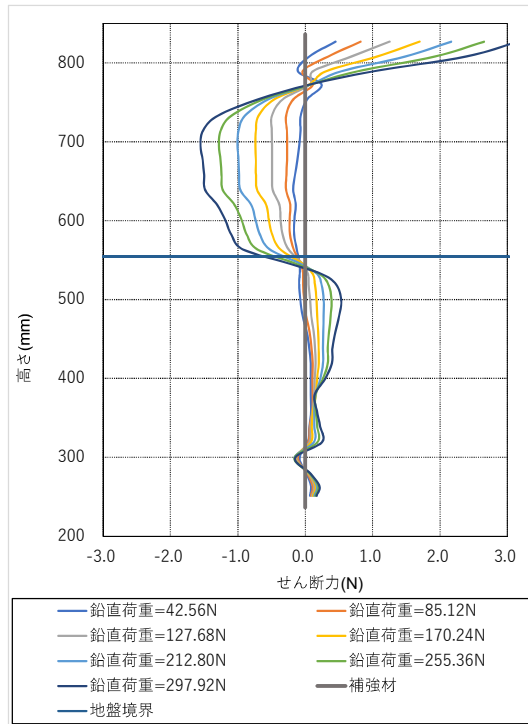
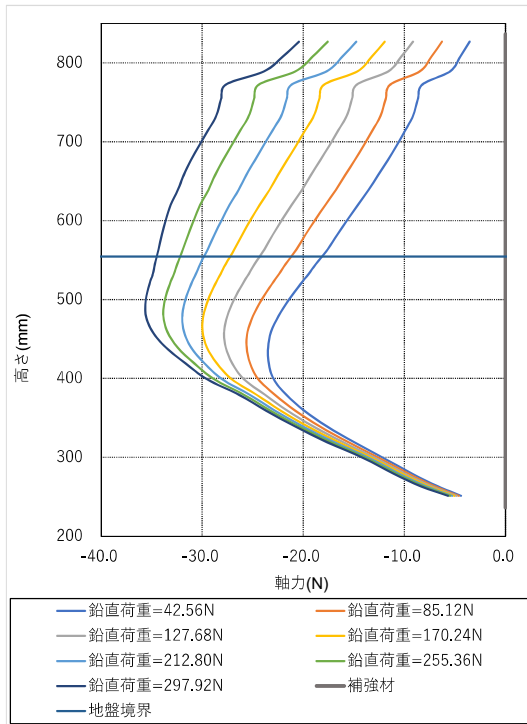


図 4.3.24(e) 補強材断面力図(Λ型補強(擁壁側))

表 4.3.6 無補強時の水平変位コンター図

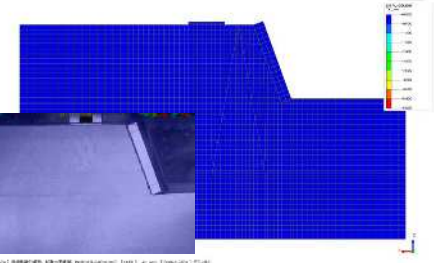
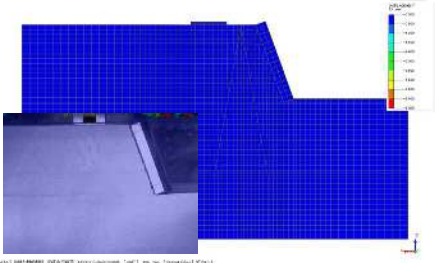
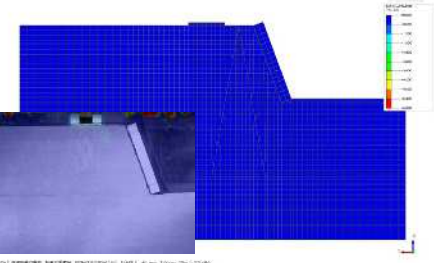
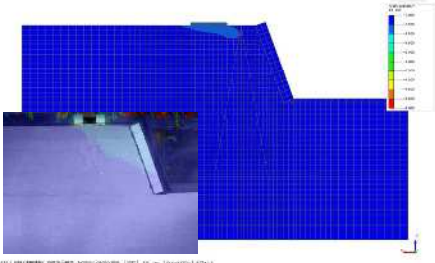
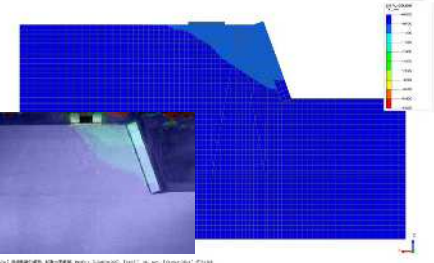
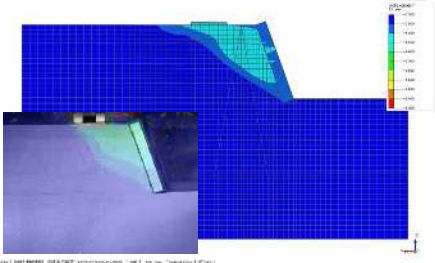
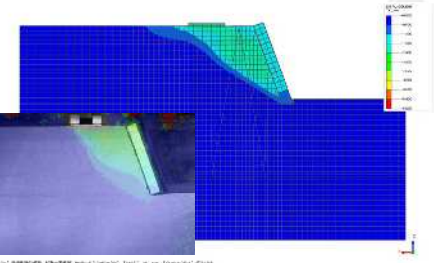
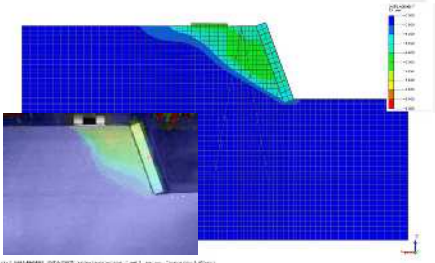
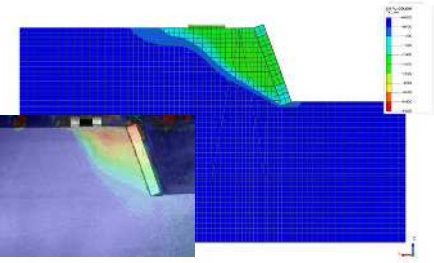
鉛直荷重=実験 23.2N, 解析 21.28N	鉛直荷重=実験 137.7N, 解析 138.32N
	
鉛直荷重=実験 46.2N, 解析 42.56N	鉛直荷重=実験 160.8N, 解析 159.6N
	
鉛直荷重=実験 69.0N, 解析 74.48N	鉛直荷重=実験 183.4N, 解析 180.88N
	
鉛直荷重=実験 91.7N, 解析 95.76N	鉛直荷重=実験 206.1N, 解析 202.16N
	
鉛直荷重=実験 114.7N, 解析 117.04N	
	



表 4.3.7 I型補強時の水平変位コンター図

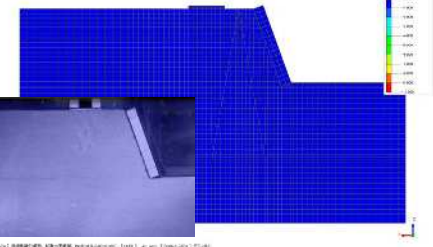
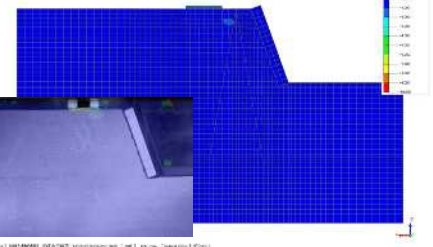
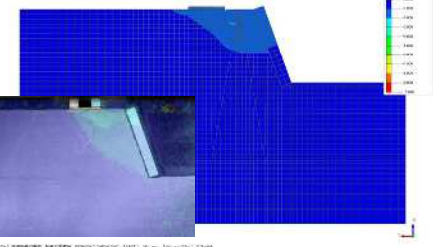
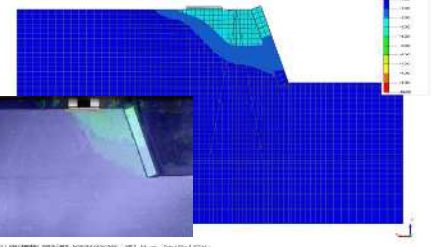
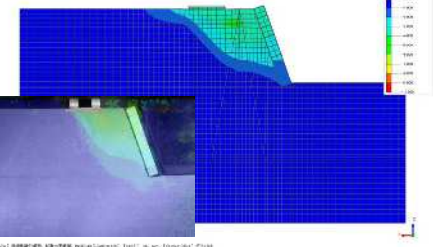
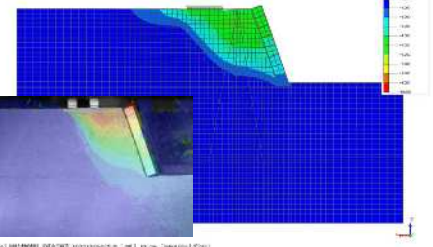
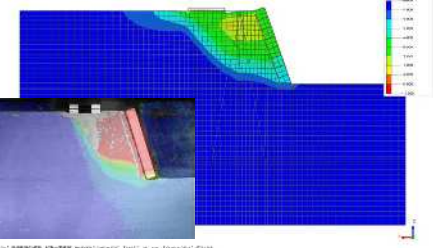
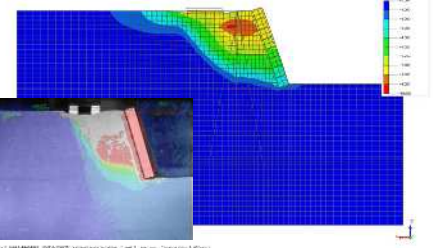
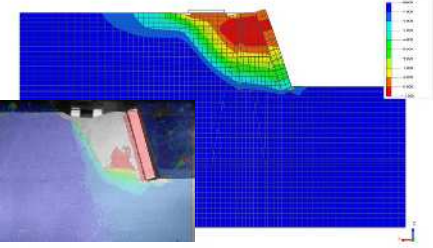
鉛直荷重=実験 46.2N, 解析 42.56N	鉛直荷重=実験 91.7N, 解析 95.76N
	
鉛直荷重=実験 137.7N, 解析 138.32N	鉛直荷重=実験 183.4N, 解析 180.88N
	
鉛直荷重=実験 228.8N, 解析 228.76N	鉛直荷重=実験 272.5N, 解析 271.32N
	
鉛直荷重=実験 315.3N, 解析 313.88N	鉛直荷重=実験 358.1N, 解析 356.44N
	
鉛直荷重=実験 400.8N, 解析 399.00N	
	

表 4.3.8 II型補強時の水平変位コンター図

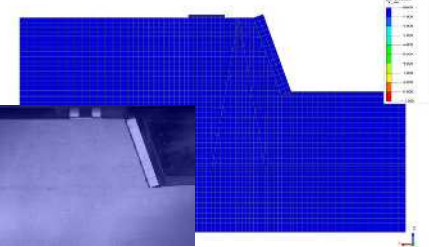
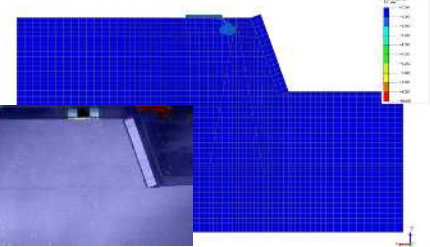
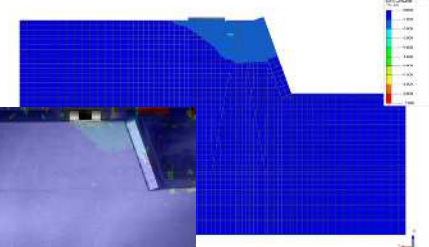
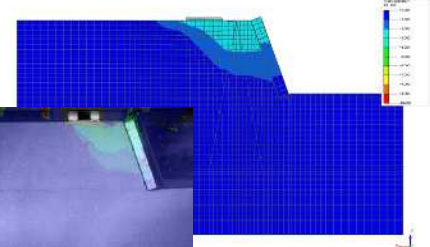
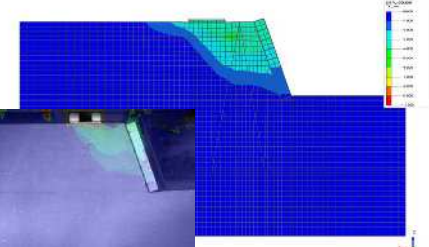
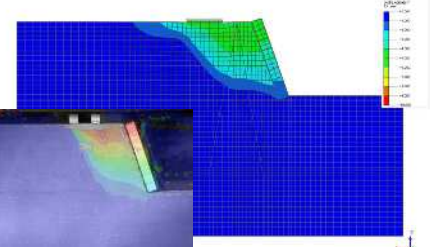
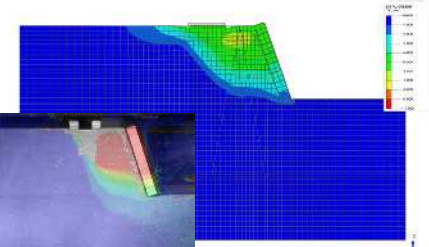
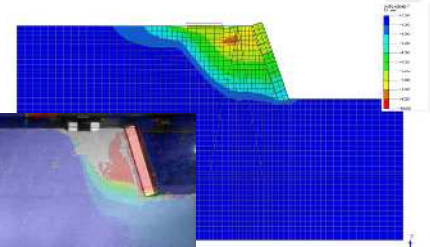
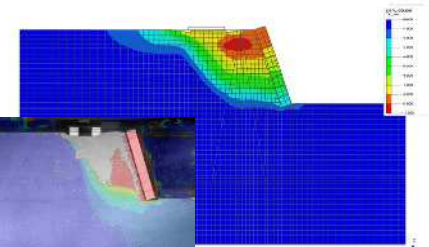
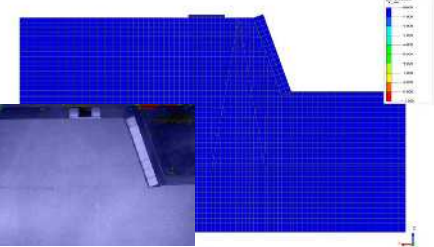
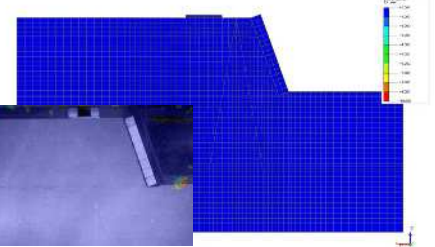
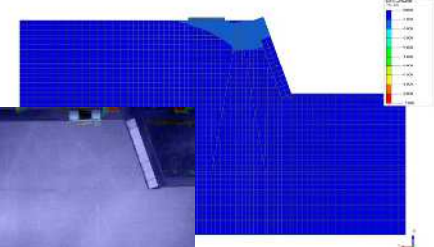
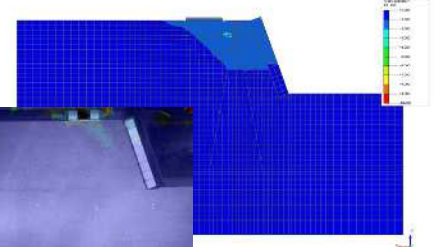
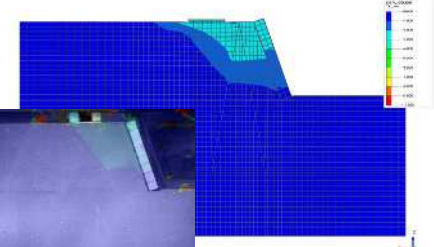
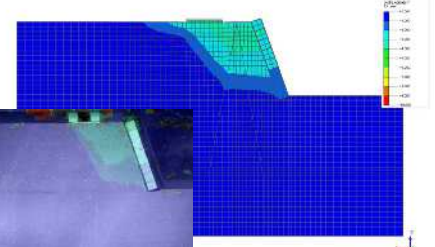
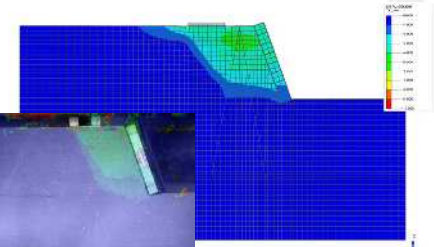
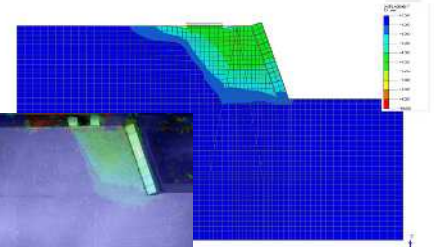
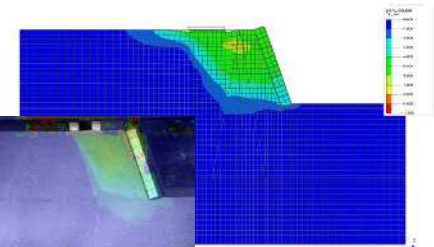
鉛直荷重=実験 46.2N, 解析 42.56N	鉛直荷重=実験 91.7N, 解析 95.76N
	
鉛直荷重=実験 137.7N, 解析 138.32N	鉛直荷重=実験 183.4N, 解析 180.88N
	
鉛直荷重=実験 228.8N, 解析 228.76N	鉛直荷重=実験 272.5N, 解析 271.32N
	
鉛直荷重=実験 315.3N, 解析 313.88N	鉛直荷重=実験 358.1N, 解析 356.44N
	
鉛直荷重=実験 400.8N, 解析 399.00N	
	



表 4.3.9  $\Lambda$  型補強時の水平変位コンター図

鉛直荷重=実験 46.2N, 解析 42.56N	鉛直荷重=実験 91.7N, 解析 95.76N
	
鉛直荷重=実験 137.7N, 解析 138.32N	鉛直荷重=実験 183.4N, 解析 180.88N
	
鉛直荷重=実験 228.8N, 解析 228.76N	鉛直荷重=実験 272.5N, 解析 271.32N
	
鉛直荷重=実験 315.3N, 解析 313.88N	鉛直荷重=実験 358.1N, 解析 356.44N
	
鉛直荷重=実験 400.8N, 解析 399.00N	
	

#### 4.3.4 まとめ

擁壁に近接した住宅を模した載荷板に、鉛直荷重および鉛直・水平荷重が作用した場合について、模型土槽実験において、擁壁水平変位測定および画像解析により地盤の変形を調べた。得られた知見をまとめると以下の通りである。

- 1) 擁壁がある地盤は、平坦地盤と比べると鉛直荷重に対する受働抵抗領域が小さくなり、支持力が低下する。また、鉛直荷重と水平荷重を同時に載荷した場合、鉛直荷重載荷だけの場合と比べて支持力は低下する。
- 2) 鉛直・水平同時載荷の方が、鉛直荷重に比べ小さな鉛直荷重で擁壁が倒壊した。これは、載荷板下部から擁壁方向への地盤の水平変位が卓越し、擁壁に地盤変位による水平力が加わることによると考えられる。
- 3) 各補強材配置パターンの補強効果について、擁壁水平変位に着目すると、Ⅰ型補強、Ⅱ型補強の場合は、擁壁が全体的に水平変位しながら擁壁下端を中心として回転するような動きで擁壁が倒壊に至る。一方、Ⅲ型補強の場合、回転および水平変位ともに小さい。同じ荷重段階の擁壁水平変位を比較すると、Ⅲ型補強はⅠ型補強やⅡ型補強よりも上部、下部ともに変位量が小さい。
- 4) 補強なしと各補強材配置パターンの最大載荷応力を比較すると、Ⅲ型配置は1本あたりの補強分担応力が他の補強材配置より大きくなる。Ⅲ型に打設することで、補強効果が大きくなることを確認できる。
- 5) 画像解析により求めた載荷板の鉛直載荷応力-沈下量曲線において、Ⅰ型補強、Ⅱ型補強は変曲点を超えると沈下量は大きく増加するが、Ⅲ型補強は載荷応力が大きくなっても変曲点が発生しなかった。Ⅲ型補強は擁壁への影響低減効果と合わせ、支持力増加にも効果が認められる
- 6) 各補強材配置パターンにおける最大荷重時の水平変位コンター図から、補強なしの場合は、載荷板の背面から擁壁下端まで直線すべりと思われる破壊領域が現れる。一方、補強材がある場合には、破壊領域が補強材の位置で止まる様子が観察される。また、補強材と擁壁の間にⅠ型補強<Ⅱ型補強<Ⅲ型補強の順の大きさとなる非破壊領域の形成が観察される。補強材により周辺の土塊が一体化することで、Ⅰ型補強<Ⅱ型補強<Ⅲ型補強の順に直線的なすべりからより大きなすべり面を形成することが明らかとなった。
- 7) 各補強材配置パターンにおける最大荷重時の変位ベクトル図から、補強なしの場合は、小さな地盤変位しか許容できなかったが、補強材が設置された場合は、水平方向に移動しながらも形状を留め、ねばり強さが発揮されていることが観察される。特にⅢ型補強の場合は、載荷板からより深部に向かって変位が生じ、補強材間で土塊が一体化し、その他の補強材配置パターンより大きなすべり面を形成し抵抗していることが確認できた。
- 8) 静的載荷実験を再現したFEM解析では、概ね実験結果を再現できた。この解析モデルを用い、補強材の配置や長さを変化させたパターンなど、実験と異なる条件で解析を実施し、補強効果の比較を行いたい。

## 4.4 振動台実験

### 4.4.1 模型土槽および実験装置

図 4.4.1 に振動台実験に用いた土槽の外観を示す。実験土槽の寸法は、幅 750mm×深さ 500mm×幅 200mm である。盛土地盤材には気乾状態の豊浦砂を用い、空中落下法により下部は相対密度  $D_r=50\%$  ( $\rho_{dmax}=1.652\text{g/cm}^3$ )、上部は  $D_r=30\%$  ( $\rho_{dmin}=1.369\text{g/cm}^3$ ) の二層の地盤を作成した。なお、模擬地盤の載荷板幅の 1/10 沈下量における支持力は、擁壁がない平地の場合は  $20.4\text{kN/m}^2$ 、擁壁から 75mm 離れた位置に載荷板を設置した場合は  $6.9\text{kN/m}^2$  であった。ここで、このような低い相対密度の地盤とした理由は、地盤の破壊とそれに対する補強効果を確認することを主眼としたためである。また、このような緩い地盤での工法の適用性を検討することも目的とした。

空石積擁壁を模すため、 $20\text{mm}\times 20\text{mm}\times 195\text{mm}$  のアルミニウムバーを、擁壁基礎を模したプラスチック基礎の上に 8 本積み重ね作成した。これらは、ブロック積み擁壁で造成された地盤上の住宅を模擬したものである。本実験における寸法は、実物の約 1/20 を想定したものであるが、今後実大実験を行うことも視野に入れ、基礎的資料を得ることを目的とした。補強材はアルミパイプ ( $\phi 2.1\text{mm}$ ,  $t 0.3\text{mm}$ , 比重  $2.7\text{g/cm}^3$ , 長さ 30cm, 引張強さ  $185\text{N/mm}^2$ ) を用いた。補強材周面に薄く接着剤を塗布して砂を付着させ、粗面の状態とした。土槽側面のアクリル板と地盤との摩擦を低減するため、アクリル板にシリコンを塗布した。載荷荷重は、図 4.4.1①に示す幅 70mm の錘により、前述した載荷板幅 1/10 の沈下量時の荷重  $6.9\text{kN/m}^2$  を短期支持力と考え、長期許容支持力相当の  $4.6\text{kN/m}^2$  の錘を設置した。図 4.4.1②に示すレーザー変位計にて、擁壁の下から 1 段目付近に照点を当て擁壁の変位量を測定した。さらに、上部から錘付近の地盤と錘にレーザーを照射し、錘および錘－擁壁間地盤の変位量を線状に沈下量を測定した。加速度計は、③-1 振動台本体、③-2 擁壁の 1 番上のブロック、③-3 補強材と錘付近の地盤、③-4 錘、③-5 平地側地盤の計 5 箇所に取り付けている。ここで、③-1 を入力加速度とみなし、③-2～5 を応答加速度として測定した。振動は図-2④に示す振動台により正弦波を与えた。

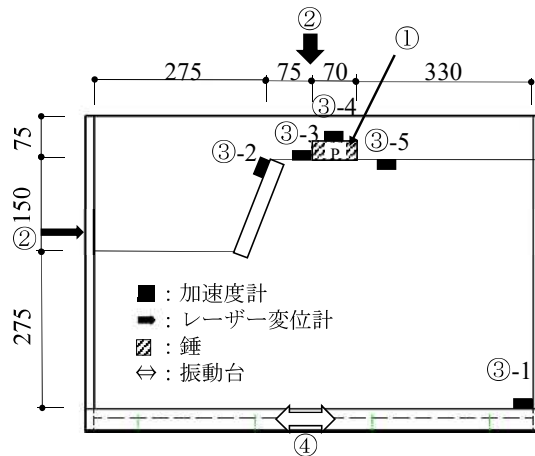


図 4.4.1 模型土槽の概要（奥行 200mm）

図 4.4.2 に振動台の仕様を示す。振動回数 20 回，周期 3Hz の正弦波を，振幅 20mm から 10mm ごとに増やす方法にて加振し，補強材による補強効果を確認した。無補強と I 型補強は振幅 40mm まで，II 型補強は振幅 60mm まで，Λ 型補強は振幅 70mm まで振幅を増加させている。

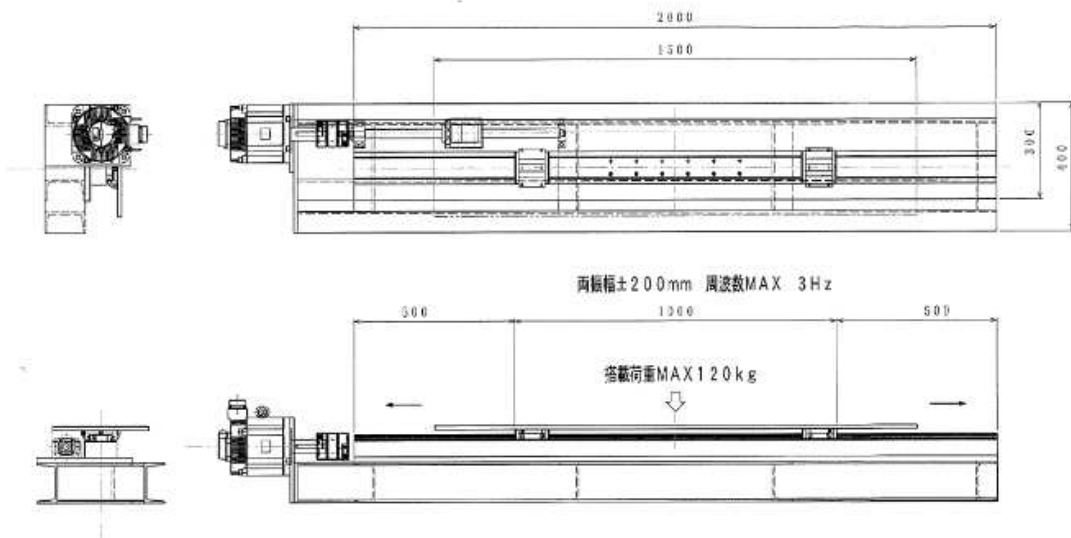


図 4.4.2 振動台の仕様

#### 4.4.2 実験仕様

補強材の配置パターンを図 4.4.3 に示す。ここで，(i)無補強，(ii)φ2.1mm のアルミパイプを 1 列に打設した I 型補強，(iii)千鳥に配置した II 型補強，(iv)Λ 型に組合わせて打設・固定した 4 仕様で実験を行った。補強材の間隔は，土の中抜けを起こさない抑え杭の設計仕様である 8D 以内とした。また，現実問題として住宅基礎直下に小口径鋼管や細径鋼管を打設す

ることが行われるため、比較として錘下に(v)  $\phi 7\text{mm}$  のアルミパイプを 6 本配置した場合と、(vi)  $\phi 2.1\text{mm}$  のアルミパイプを 10 本配置した場合も実験を行った。錘下の補強材配置を図 4.4.4 に示す。また、静的載荷実験で最も効果があった  $\Lambda$  型との比較として、(iv)②  $\Lambda$  型を短くした場合、(iv)③ 頭部接続がない場合、(iv)④ 補強材に砂を付着させない場合、(iv)⑤ 平地側パイプのみ、(iv)⑥ 擁壁側パイプのみの場合についても実験を行った。さらに、(vii) 擁壁背面に建物のないことを想定した錘がない場合も実験した。表 4.4.1 に実験パターンの一覧表を示す。

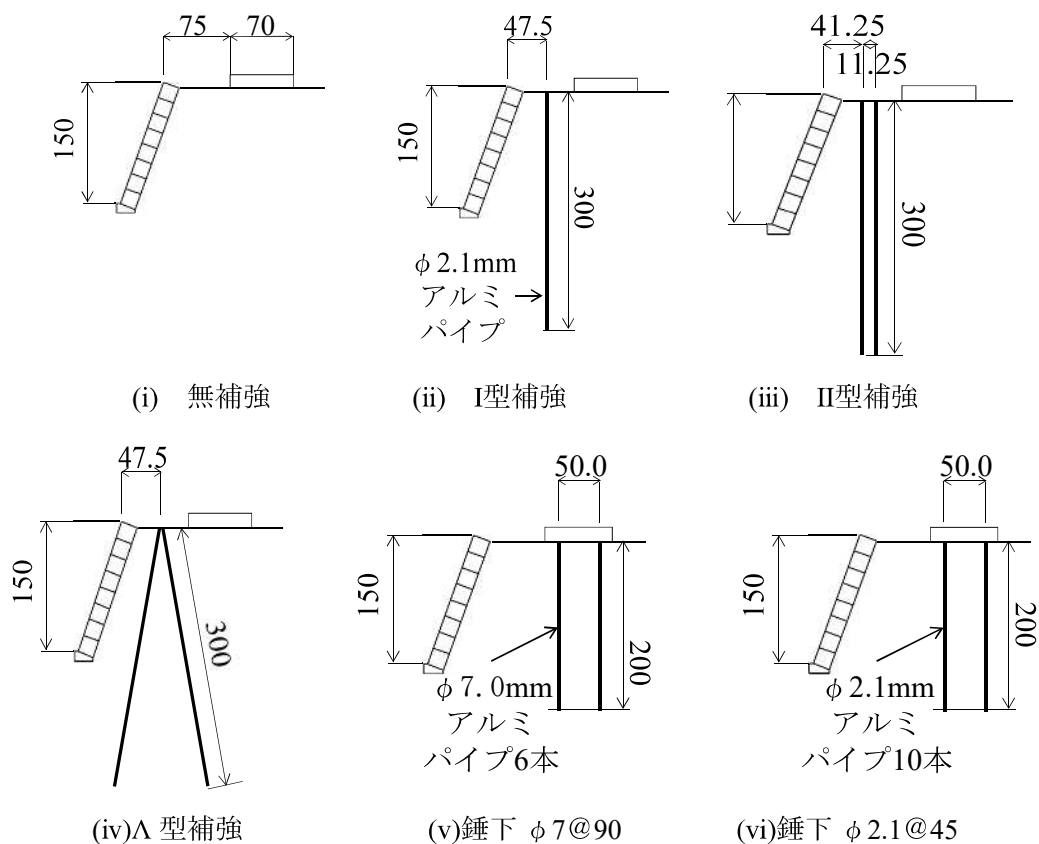
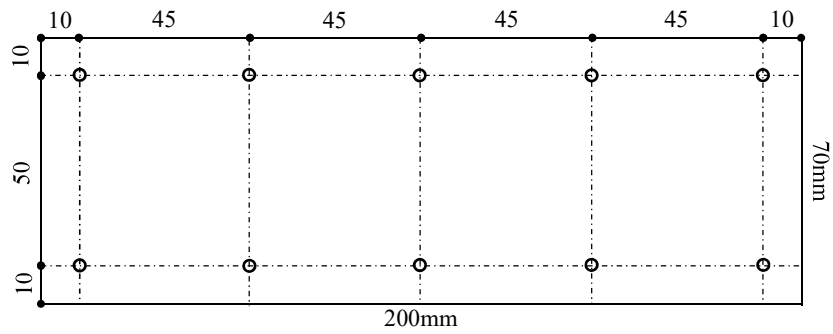
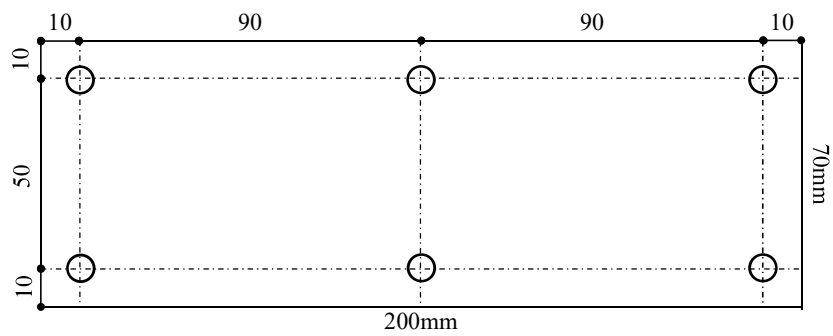


図 4.4.3 補強材配置パターン



(v)  $\phi 2.1\text{mm}$ ,  $L=200\text{mm}$



(vi)  $\phi 7\text{mm}$ ,  $L=200\text{mm}$

図 4.4.4 錘下のパイプ配置図

表 4.4.1 実験パターン一覧表

補強材の条件	補強材寸法		
	$D(\text{mm})$	$t(\text{mm})$	$L(\text{mm})$
(i)無補強	—	—	—
(ii)I型補強	2.1	0.3	300
(iii)II型補強	2.1	0.3	300
(iv)① $\Lambda$ 型補強	2.1	0.3	300
(iv)② $\Lambda$ 型短	//	//	200
(iv)③ $\Lambda$ 型接続なし	//	//	300
(iv)④ $\Lambda$ 型摩擦なし	//	//	300
(iv)⑤ $\Lambda$ 型平地側のみ	//	//	300
(iv)⑥ $\Lambda$ 型擁壁側のみ	//	//	300
(v)錘下 $\phi 7@90$	7	0.5	200
(vi)錘下 $\phi 2.1@45$	2.1	0.3	200
(vii)錘なし	—	—	—

#### 4.4.3 実験結果

実験結果の一例として、各補強材配置における振幅 20mm( $\alpha_{\max}$  約 90Gal)で加振した場合の錘中央部付近の沈下量および擁壁の変位量を図 4.4.5 に示す。(i)無補強では、加振とともに擁壁の変位および錘の沈下が進行し、擁壁は約 20mm の変位、錘は約 20mm 沈下する結果となった。(ii)I型補強の場合も加振に従い変位の進行が見られるが、無補強の場合と比較するとごくわずかである。(iii)II型補強および(iv) $\Lambda$  型補強は、変位量がさらに小さい結果となった。

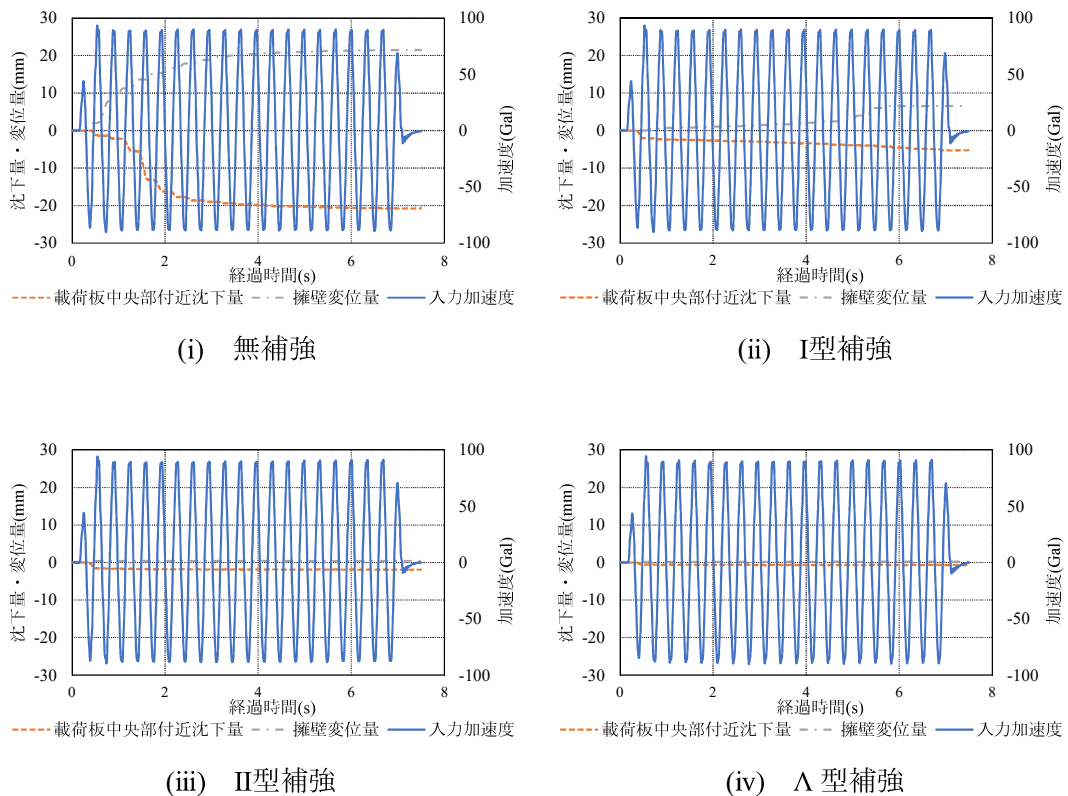


図 4.4.5 振幅 20mm( $\alpha_{\max}$  約 90Gal)時の錘沈下量と擁壁変位量

振幅と加振後の錘沈下量の関係を表 4.4.2 に、擁壁変位量を表 4.4.3 にそれぞれ示す。(i)無補強の場合は振幅 30mm( $\alpha_{\max}$  約 140Gal)の段階で擁壁が倒壊したが、補強材による擁壁の変位量および錘の沈下量低減効果が確認できる。特に(iv) $\Lambda$  型補強は他と比較すると顕著に錘沈下量および擁壁変位量が小さい。地震により擁壁が倒壊することを防ぎ、それに伴う住宅の沈下量低減にも効果を発揮すると考えられる。住宅下に細径鋼管を配置した場合を模した(v)はわずかししか効果が見られなかったのに対し、支持杭を模した(vi)は錘沈下量低減に大きな効果があった。一方、(vi)支持杭の場合の擁壁変位量は $\Lambda$  型補強よりも大きくなり、住宅の沈下は防ぐものの擁壁への影響を低減する効果が小さい結果となった。

表 4.4.2 各補強配置における振幅と錘沈下量

錘沈下量(mm) (擁壁から約 100mm の点, 錘中央部付近)						
振幅	(i) 無補強	(ii) I型補強	(iii) II型補強	(iv) △型補強	(v) 鋼管	(vii) 載荷なし
20mm( $\alpha_{\max}$ 約 90Gal)	-20.65	-5.23	-1.90	-0.65	-0.65	0.01
30mm( $\alpha_{\max}$ 約 140Gal)	—	-16.77	-5.75	-0.96	-0.74	-0.26
40mm( $\alpha_{\max}$ 約 190Gal)	—	-84.31	-12.24	-1.69	-1.10	-0.62
50mm( $\alpha_{\max}$ 約 230Gal)	×	×	-17.92	-2.6	-1.93	-1.73
60mm( $\alpha_{\max}$ 約 280Gal)	×	×	-84.02	-4.29	-3.28	-19.73
70mm( $\alpha_{\max}$ 約 330Gal)	×	×	×	-39.48	-6.74	×

※ 「—」は測定範囲超過, 「×」は試験未実施

表 4.4.3 各補強配置における振幅と擁壁変位量

擁壁変位量(mm) (擁壁下部付近)						
振幅	(i) 無補強	(ii) I型補強	(iii) II型補強	(iv) △型補強	(v) 鋼管	(vii) 載荷なし
20mm( $\alpha_{\max}$ 約 90Gal)	21.46	6.51	0.45	0.22	0.02	-0.01
30mm( $\alpha_{\max}$ 約 140Gal)	67.08	9.79	1.39	0.30	0.19	0.03
40mm( $\alpha_{\max}$ 約 190Gal)	—	14.81	3.32	0.53	1.12	0.19
50mm( $\alpha_{\max}$ 約 230Gal)	×	×	8.00	0.85	11.72	0.56
60mm( $\alpha_{\max}$ 約 280Gal)	×	×	—	5.84	13.41	—
70mm( $\alpha_{\max}$ 約 330Gal)	×	×	×	—	19.16	×

※ 「—」は測定範囲超過, 「×」は試験未実施



加振後の錘の残留傾斜を図 4.4.6 に示す。(i)~(iii)は加振後、大きく傾斜しているのに対し、(iv) $\Lambda$ 型は大きな傾斜が生じていない。擁壁の変位および錘の沈下量低減効果により、傾斜もごくわずかになったと考えられる。

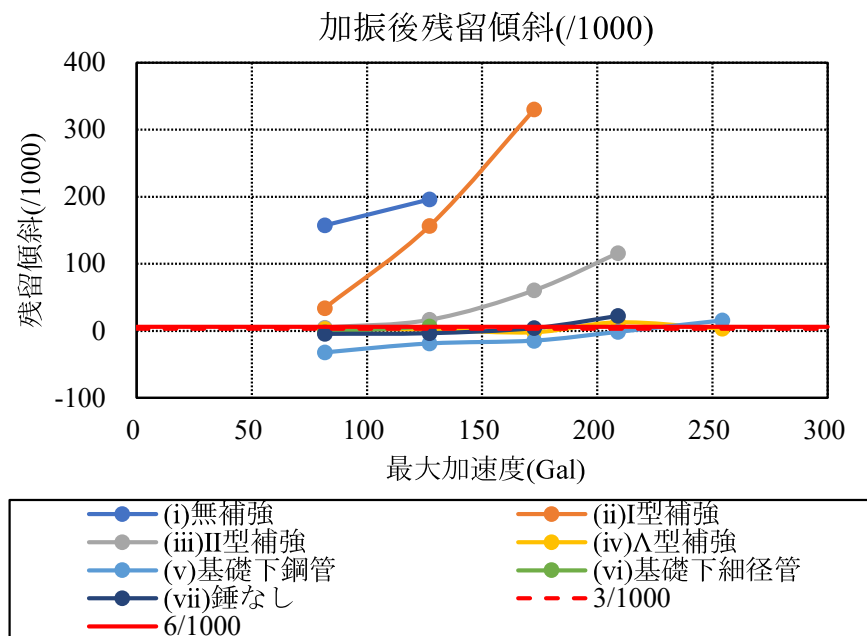
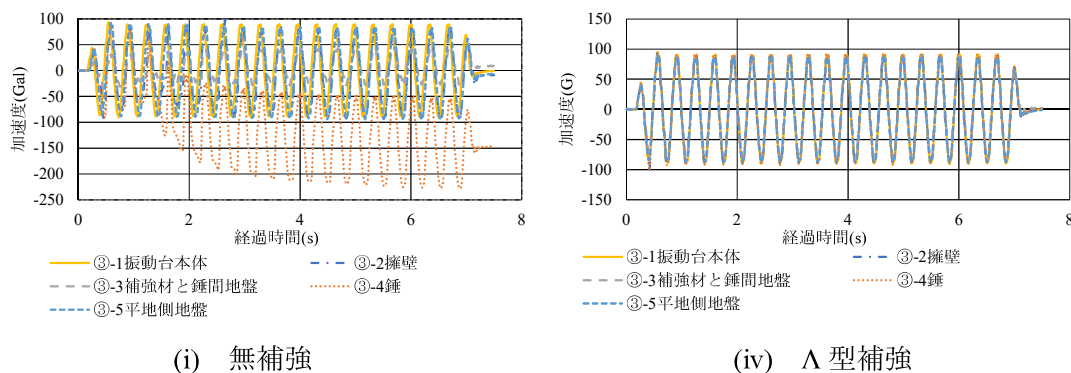


図 4.4.6 加振後の残留傾斜角

加速度測定結果の一例として、振幅 20mm( $\alpha_{max}$  約 90Gal)時の(i)無補強と(iv) $\Lambda$ 型補強の測定結果を図 4.4.7 に示す。(i)無補強は加振が進むに従い振動台本体で測定している入力加速度と、各部に取り付けた加速度計の測定値、すなわち応答加速度との差異が大きくなる。特に擁壁および錘は応答加速度が上昇しており、これは擁壁および錘に傾斜が生じているためだと考えられる。一方、(iv) $\Lambda$ 型補強の場合は入力加速度と応答加速度がほぼ一致しており、補強材による効果により、振動台と地盤、擁壁および錘が一体となって振動していることが考えられる。



(i) 無補強

(iv)  $\Lambda$ 型補強

図 4.4.7 振幅 20mm( $\alpha_{max}$  約 90Gal)時の加速度測定結果

Λ型の条件による比較を表4.4.4および表4.4.5にそれぞれ示す。振幅40mm( $\alpha_{max}$ 約190Gal)までは錘沈下量と擁壁変位量のいずれも小さかった。振幅50mm( $\alpha_{max}$ 約230Gal)を超えるとΛ型補強①~③場合の擁壁変位量が大きくなっていき、60mm( $\alpha_{max}$ 約280Gal)の段階で擁壁は倒壊した。しかし、振幅40mm( $\alpha_{max}$ 約190Gal)まではわずかな変位しか生じなかったことから、ある程度の振動までに対しては補強効果が発揮されるといえる。

表 4.4.4 Λ型の条件の違いによる振幅と錘沈下量

錘沈下量(mm) (擁壁から約100mmの点, 錘中央部付近)						
振幅	(iv)Λ型	(iv)② Λ型 短	(iv)③ Λ型 頭部接続なし	(iv)④ Λ型 摩擦なし	(iv)⑤ Λ型 山側のみ	(iv)⑥ Λ型 谷側のみ
20mm( $\alpha_{max}$ 約90Gal)	-0.65	-0.05	0.01	-0.39	-0.46	-1.40
30mm( $\alpha_{max}$ 約140Gal)	-0.96	-0.16	-0.19	-0.97	-6.49	-12.44
40mm( $\alpha_{max}$ 約190Gal)	-1.69	-1.31	-1.69	-2.18	-13.17	—
50mm( $\alpha_{max}$ 約230Gal)	-2.6	-2.69	-7.28	-5.28	-18.54	—
60mm( $\alpha_{max}$ 約280Gal)	-4.29	-37.39	-70.21	-48.66	-24.63	×
70mm( $\alpha_{max}$ 約330Gal)	-39.48	×	×	×	-83.72	×

※「—」は測定範囲超過, 「×」は試験未実施

表 4.4.5 Λ型の条件の違いによる振幅と擁壁変位量

擁壁変位量(mm) (擁壁下部付近)						
振幅	(iv)Λ型	(iv)② Λ型 短	(iv)③ Λ型 頭部接続なし	(iv)④ Λ型 摩擦なし	(iv)⑤ Λ型 山側のみ	(iv)⑥ Λ型 谷側のみ
20mm( $\alpha_{max}$ 約90Gal)	0.22	0.01	0.01	0.1	0.23	0.51
30mm( $\alpha_{max}$ 約140Gal)	0.3	0.15	0.05	0.34	4.1	—
40mm( $\alpha_{max}$ 約190Gal)	0.53	0.54	0.42	0.74	8.52	12.81
50mm( $\alpha_{max}$ 約230Gal)	0.85	1.14	2.22	1.79	12.06	—
60mm( $\alpha_{max}$ 約280Gal)	5.84	—	—	—	20.06	×
70mm( $\alpha_{max}$ 約330Gal)	—	×	×	×	—	×

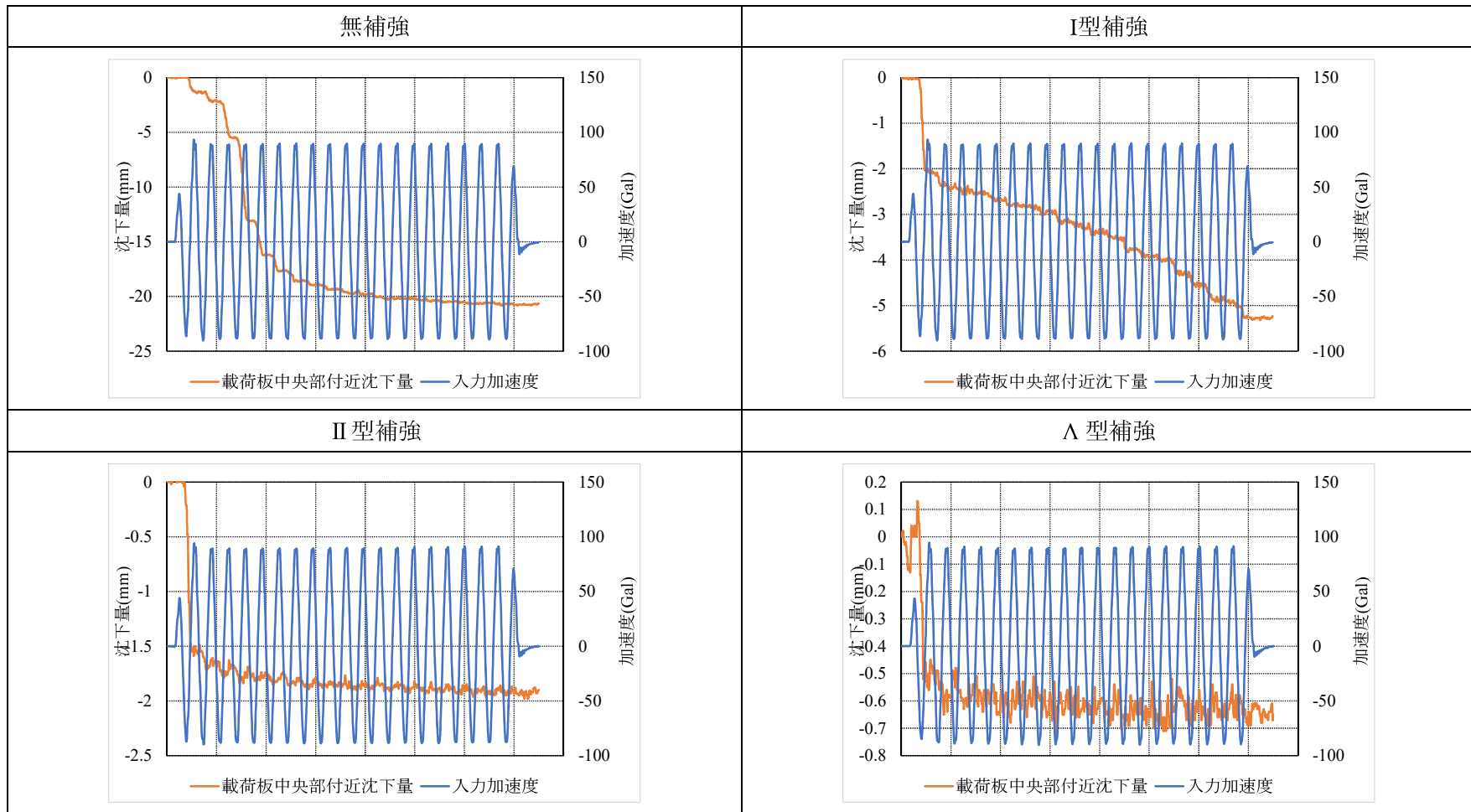
※「—」は測定範囲超過, 「×」は試験未実施

補強配置とΛ型の条件を変えた場合について、各振幅段階における錘沈下量と擁壁変位量について、入力加速度との関係を以下に示す。

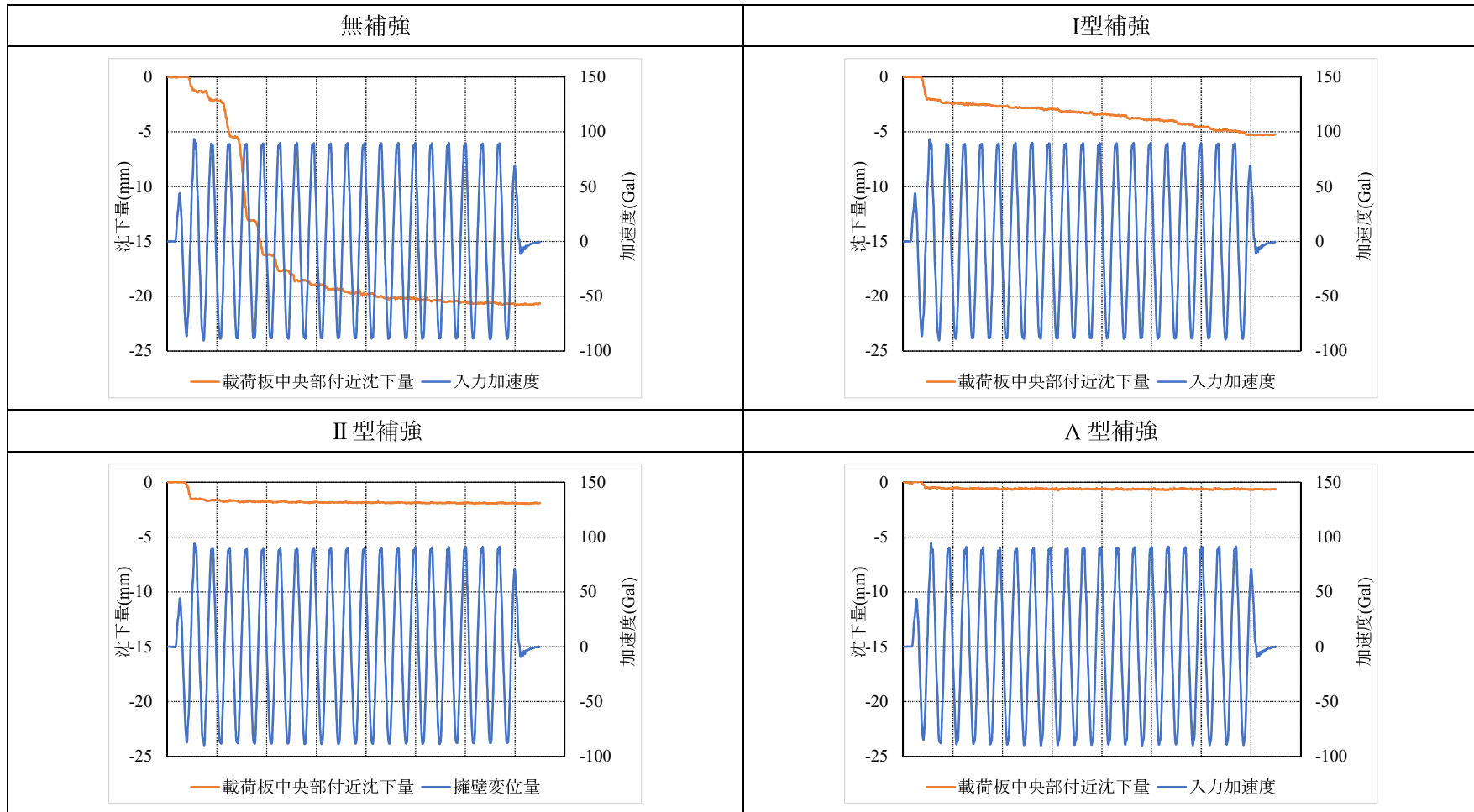
時刻歴波形データ 1. 錘沈下量と擁壁変位量：補強タイプによる比較

(1) 振幅 20mm(最大加速度約 90Gal)

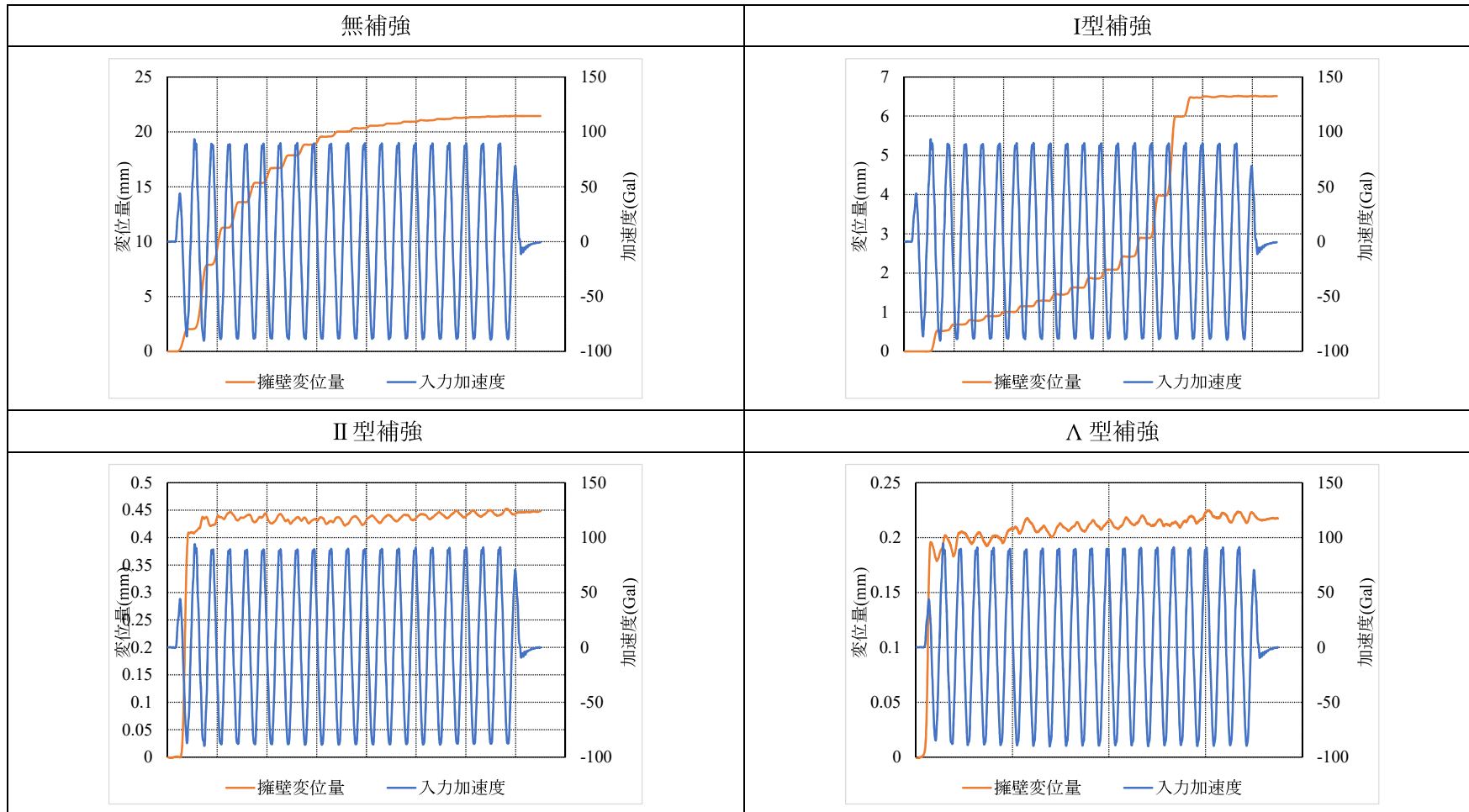
① -1 錘沈下量 (スケール調整なし)



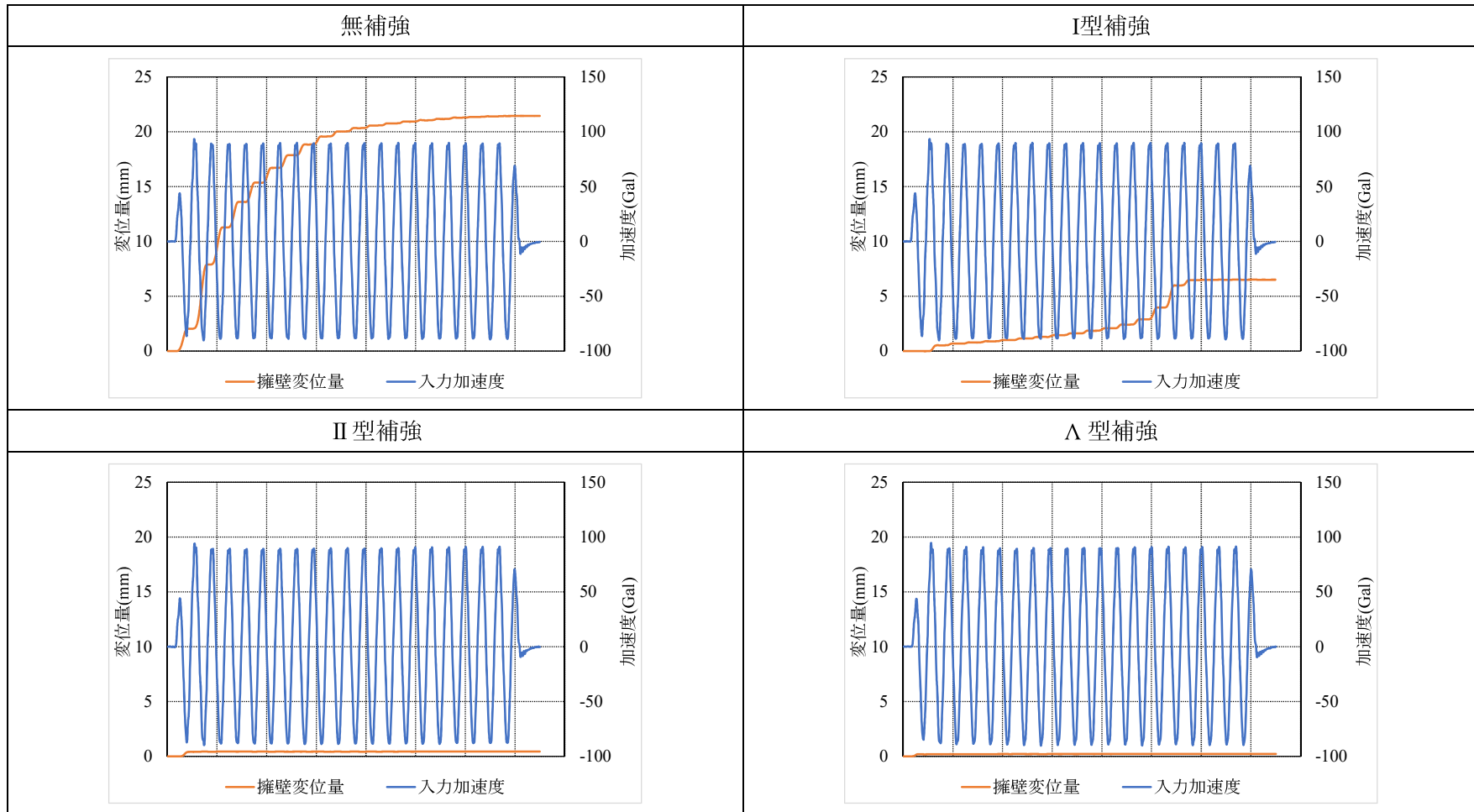
①-2 錘沈下量 (最大沈下量-25mm)



②-1 擁壁変位量 (スケール調整なし)

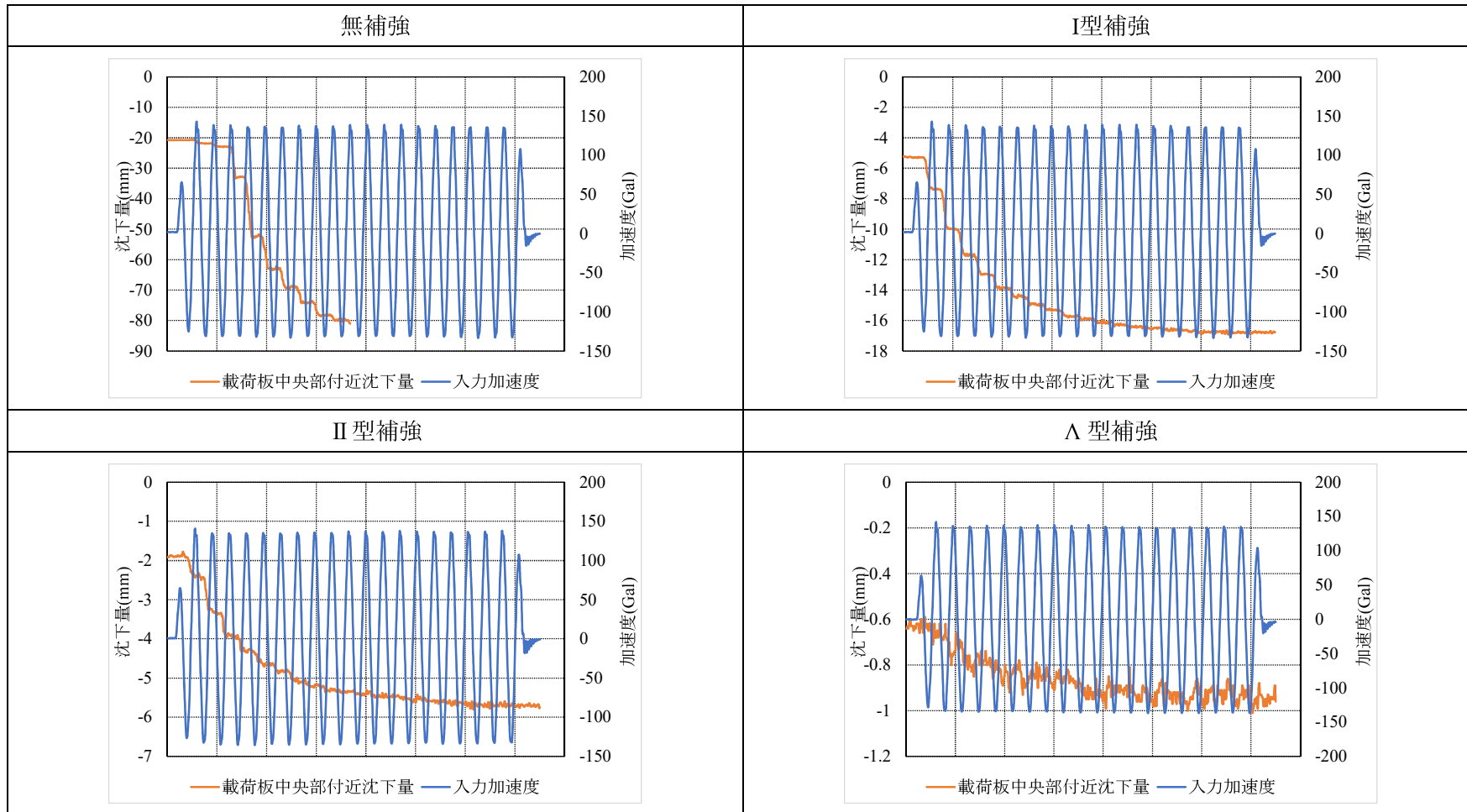


②-2 擁壁変位量 (最大変位量 25mm)

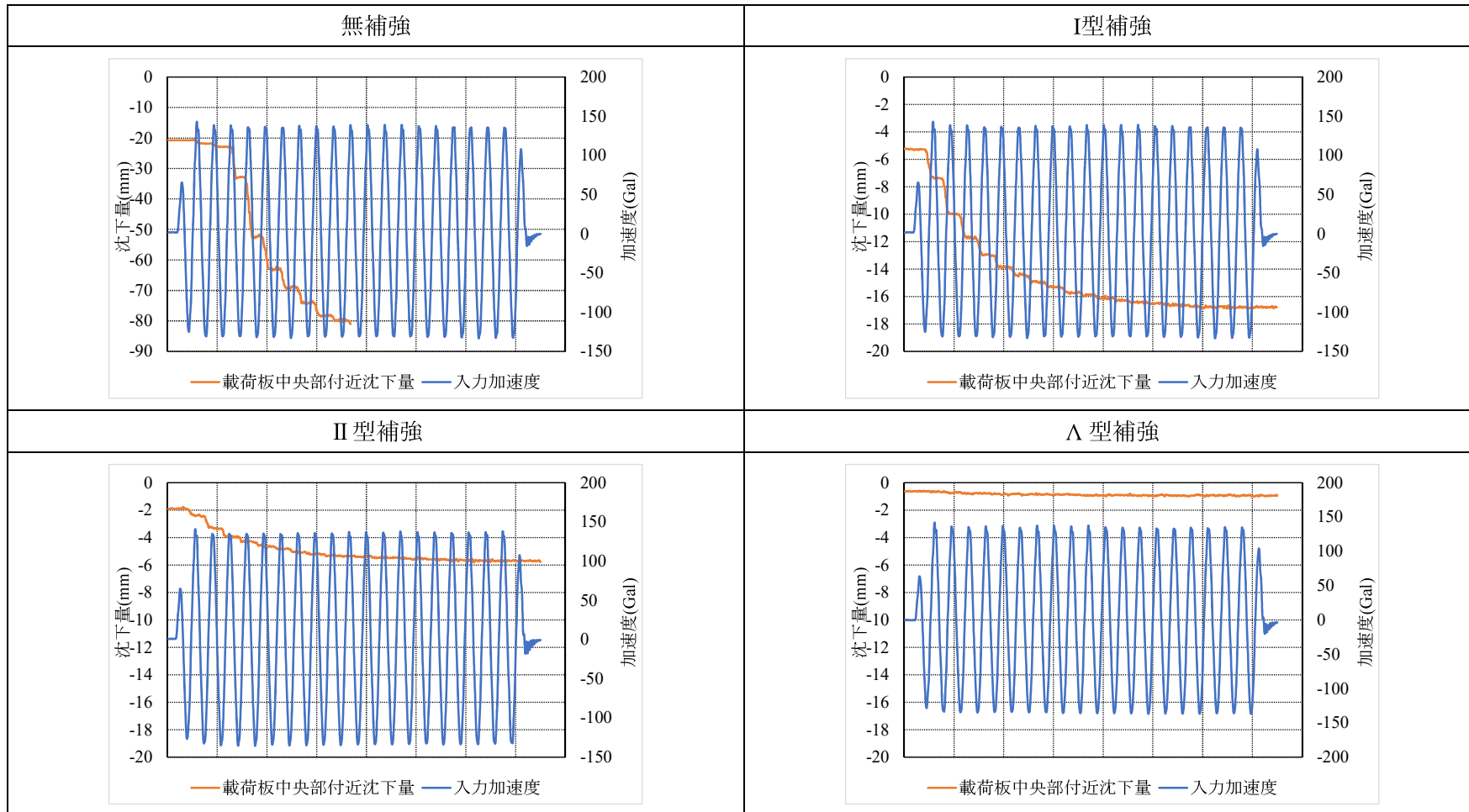


(2) 振幅 30mm(最大加速度約 140Gal)

①-1 錘沈下量 (スケール調整なし)

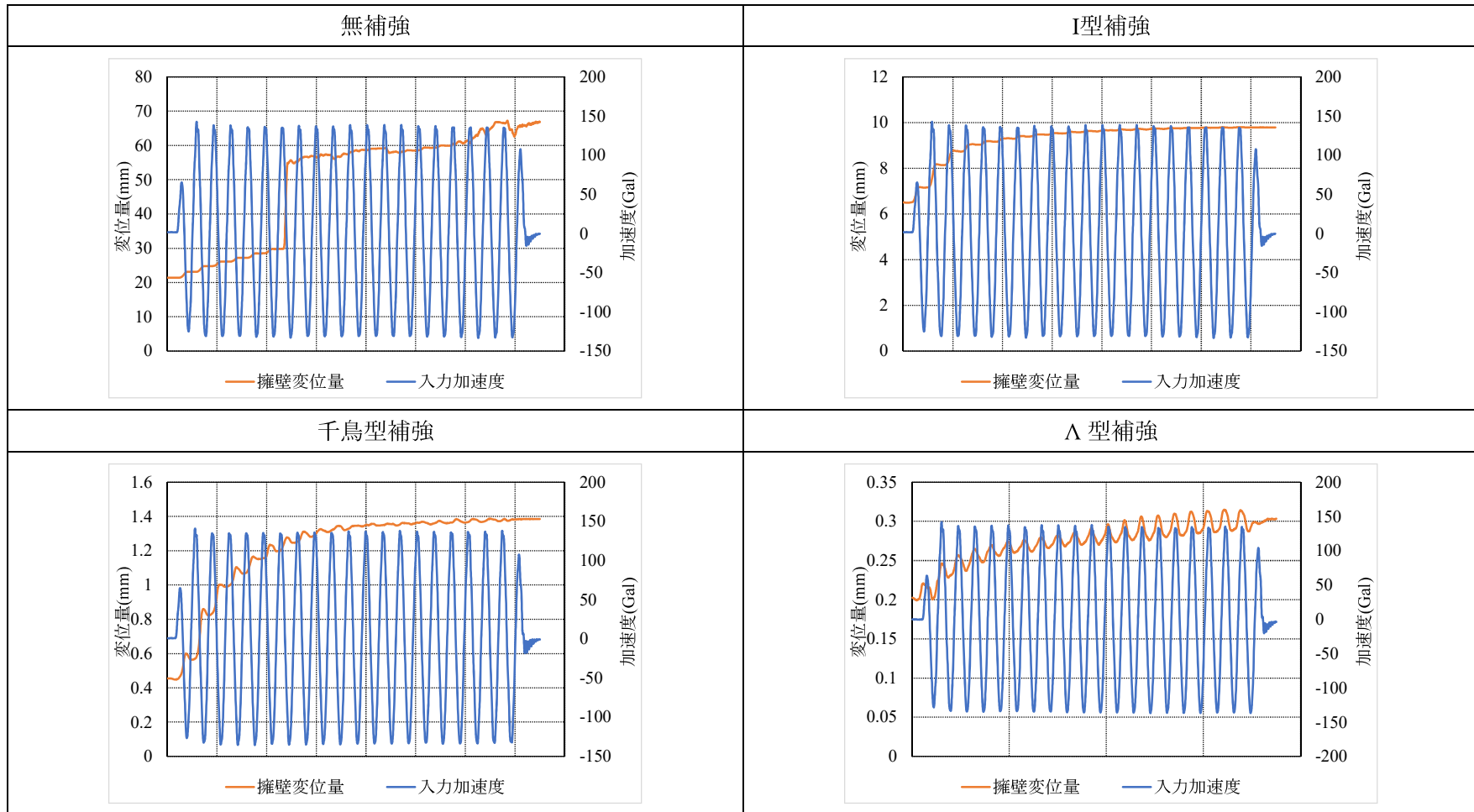


①-2 錘沈下量（無補強以外，最大沈下量-20mm）

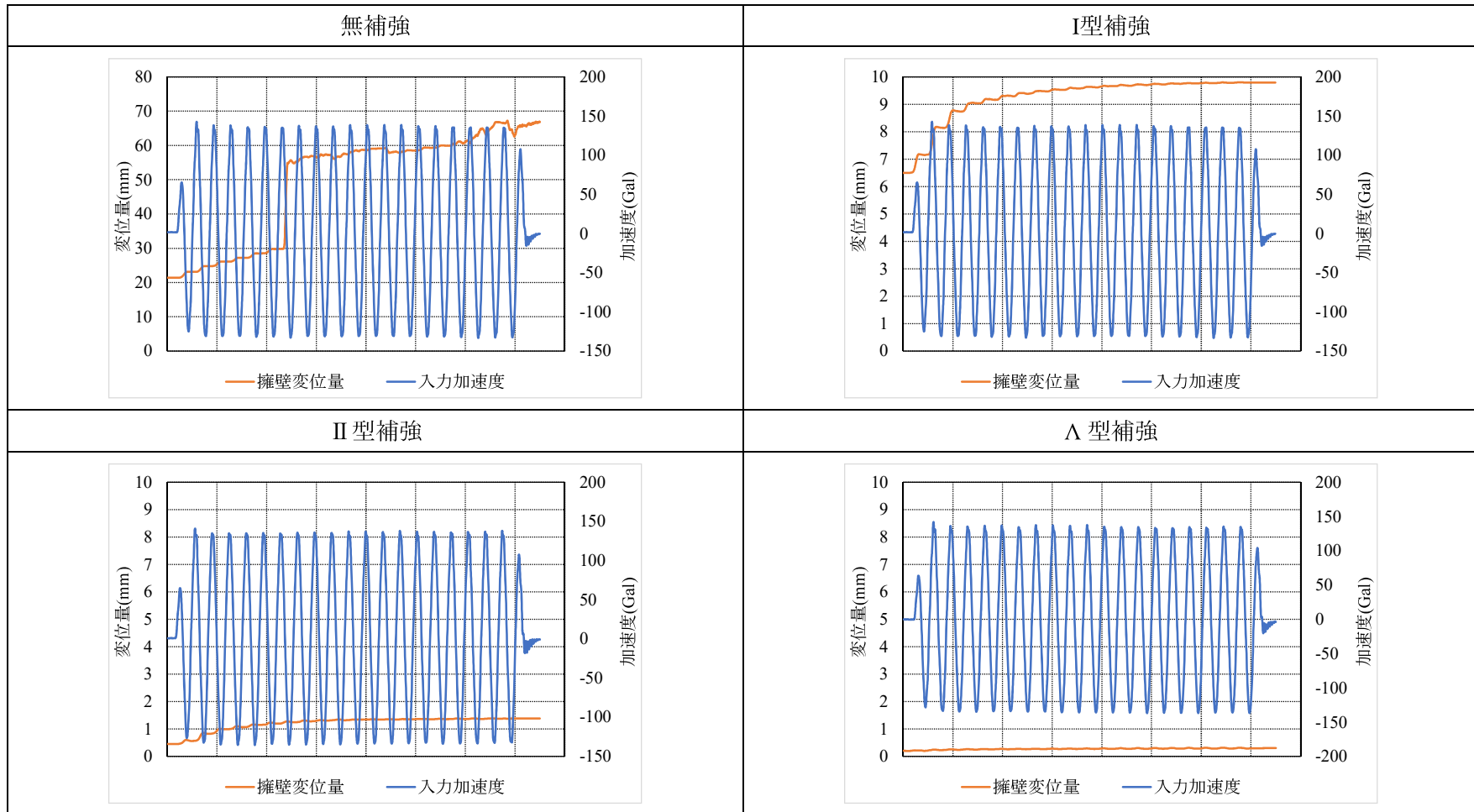




②-1 擁壁変位量 (スケール調整なし)

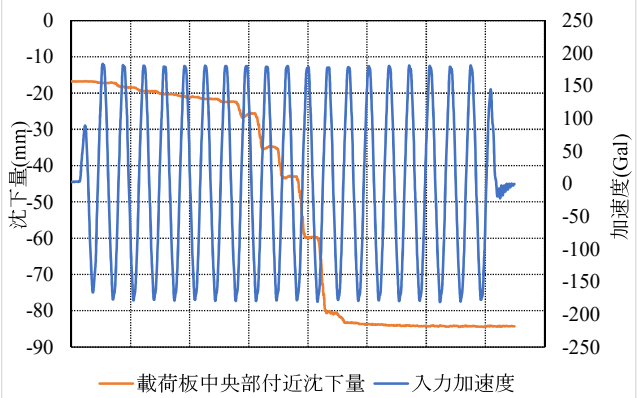
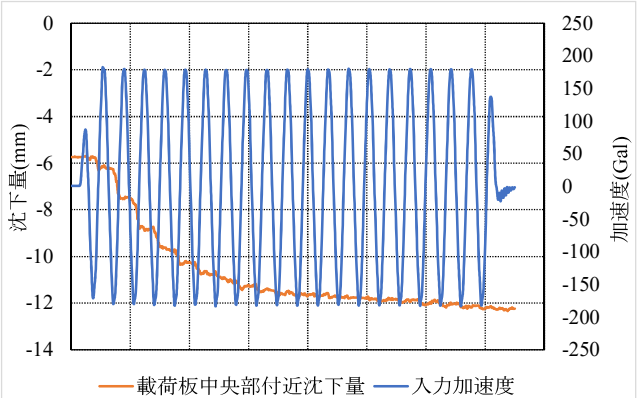
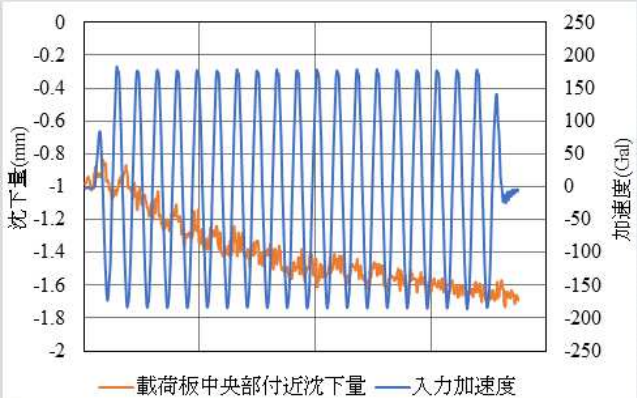


②-2 擁壁変位量（無補強以外，最大変位量 10mm）

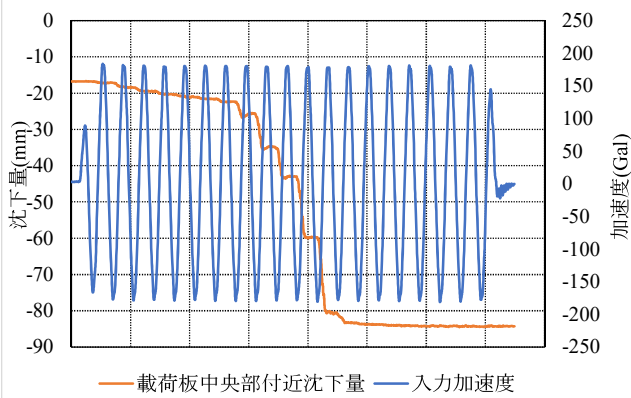
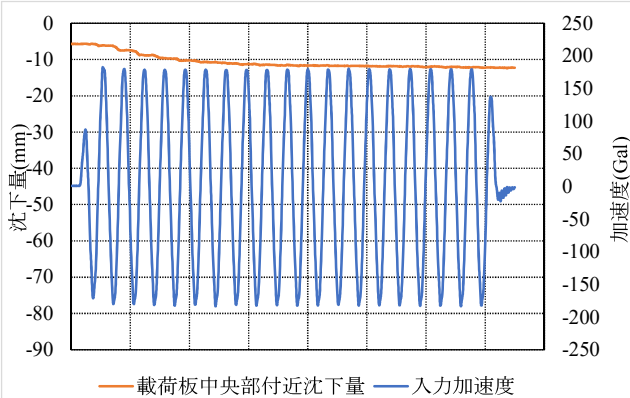
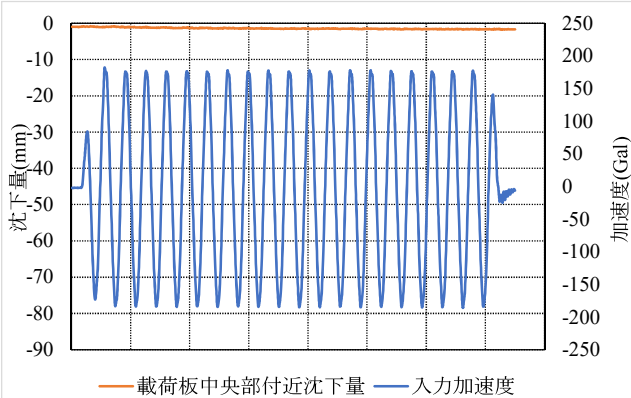


(3) 振幅 40mm(最大加速度約 190Gal)

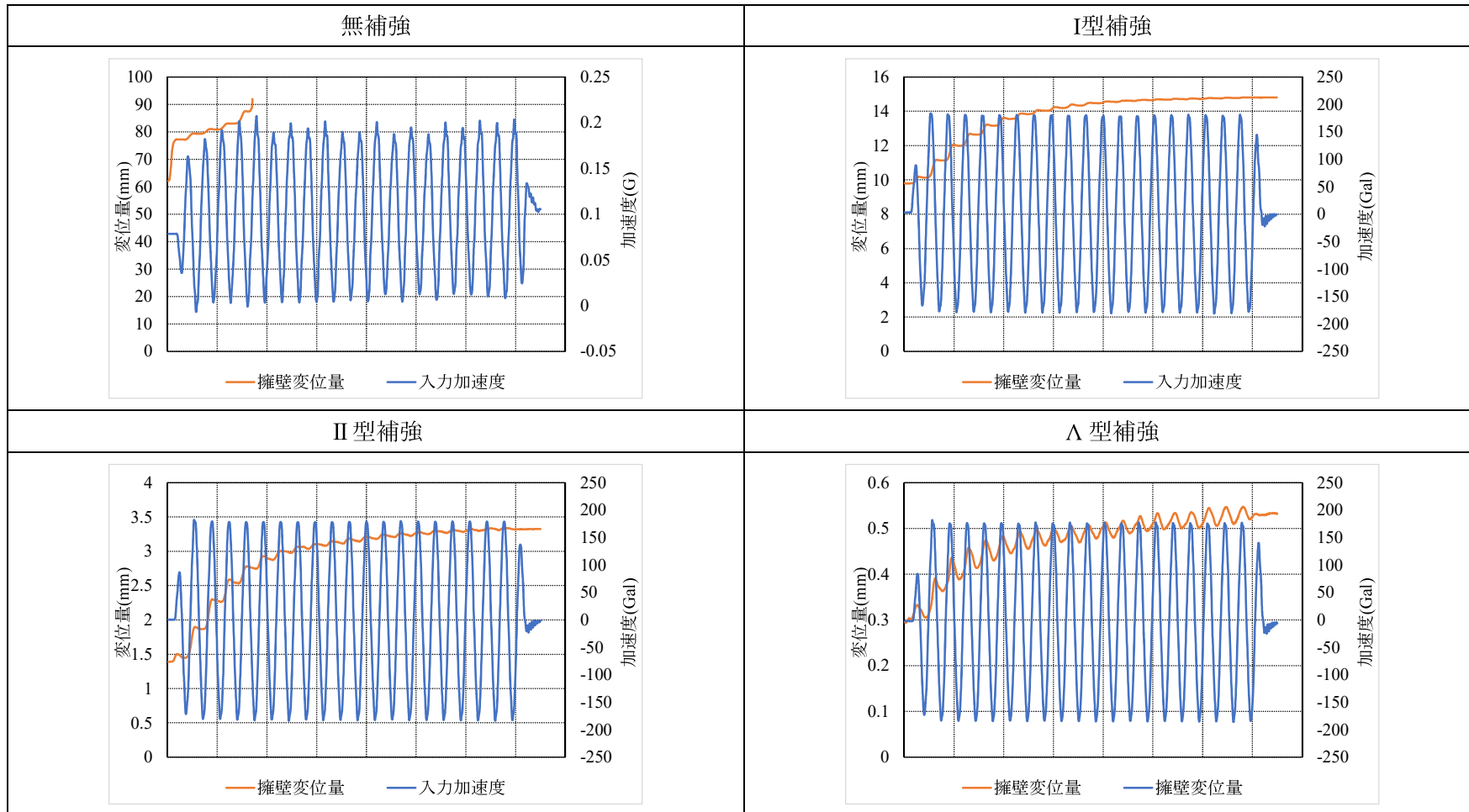
① -1 錘沈下量 (スケール調整なし)

無補強	I型補強
<p style="text-align: center;">測定値オーバー</p>	 <p style="text-align: center;">— 載荷板中央部付近沈下量 — 入力加速度</p>
II型補強	Λ型補強
 <p style="text-align: center;">— 載荷板中央部付近沈下量 — 入力加速度</p>	 <p style="text-align: center;">— 載荷板中央部付近沈下量 — 入力加速度</p>

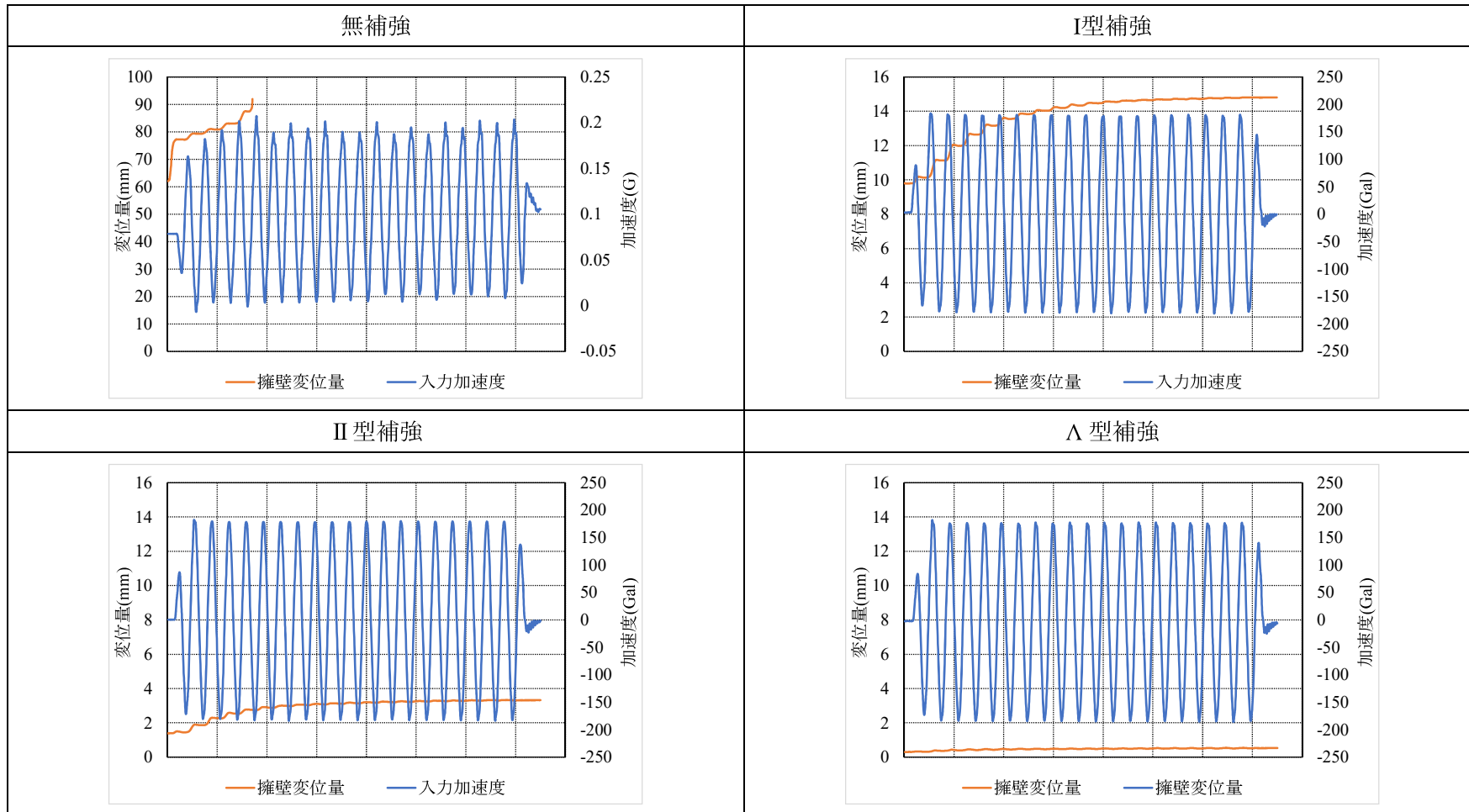
① -2 錘沈下量 (最大沈下量-90mm)

無補強	I型補強
<p style="text-align: center;">測定値オーバー</p>	 <p style="text-align: center;">— 載荷板中央部付近沈下量 — 入力加速度</p>
II型補強	Λ型補強
 <p style="text-align: center;">— 載荷板中央部付近沈下量 — 入力加速度</p>	 <p style="text-align: center;">— 載荷板中央部付近沈下量 — 入力加速度</p>

②-1 擁壁変位量 (スケール調整なし)

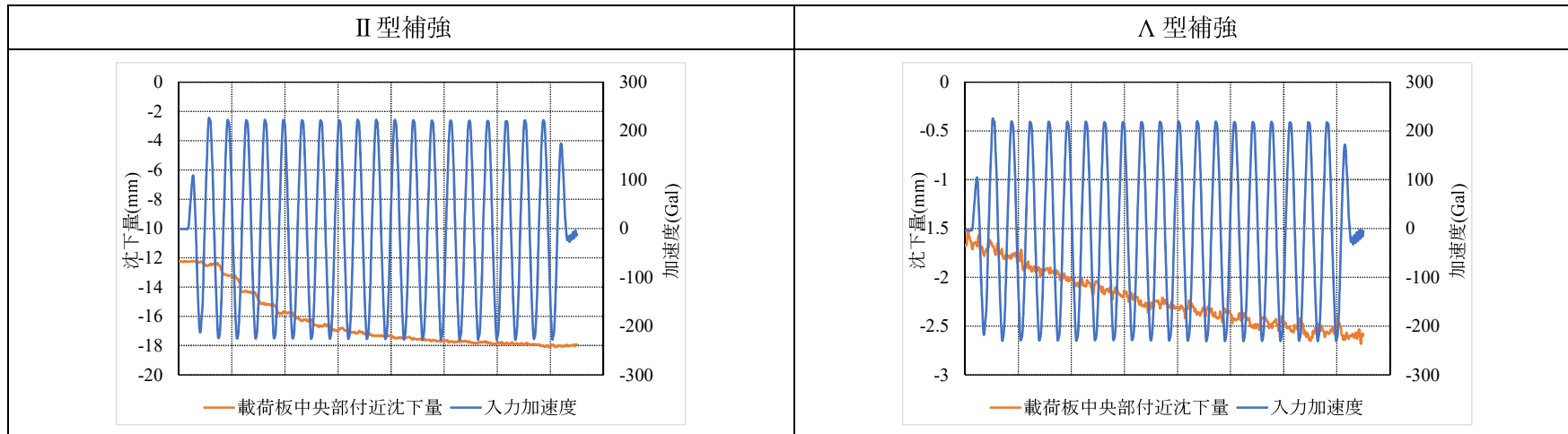


②-2 擁壁変位量（無補強以外最大変位量 16mm）

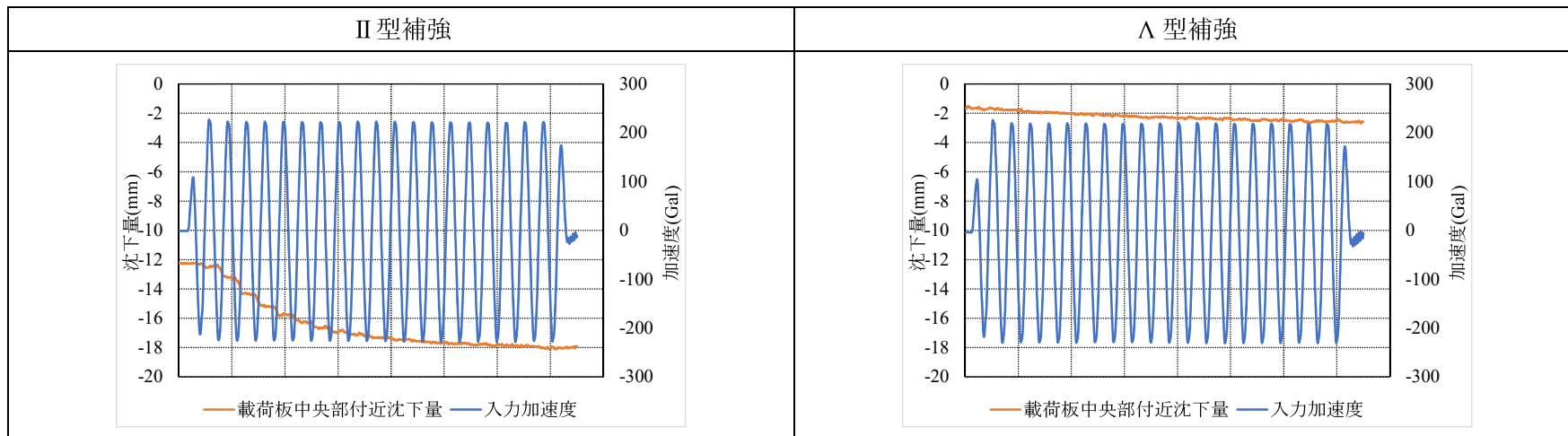


(4) 振幅 50mm(最大加速度約 230Gal)

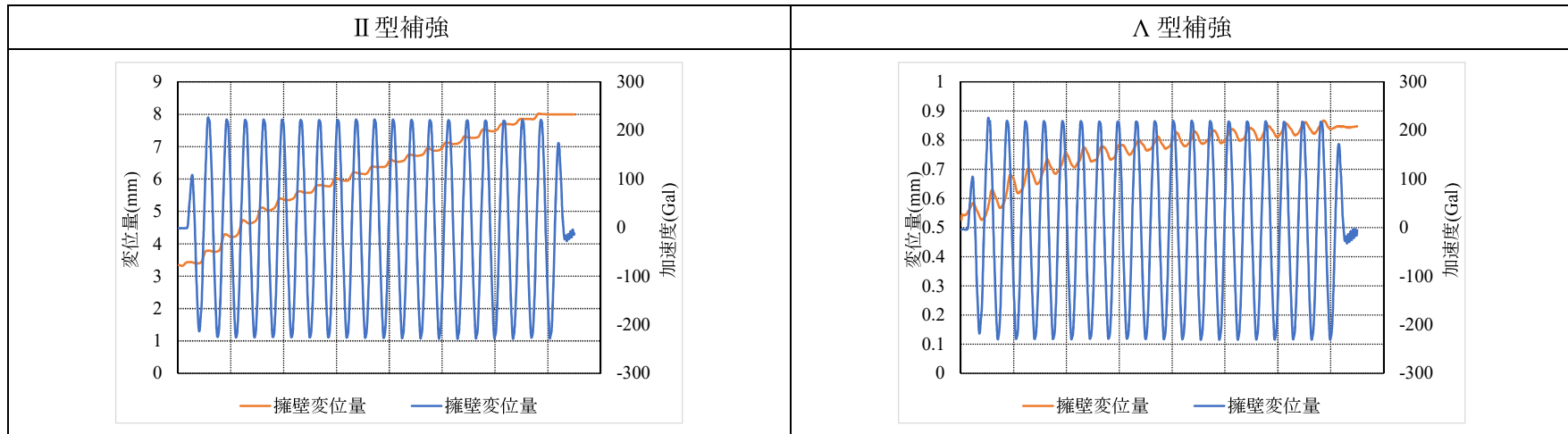
① -1 錘沈下量 (スケール調整なし)



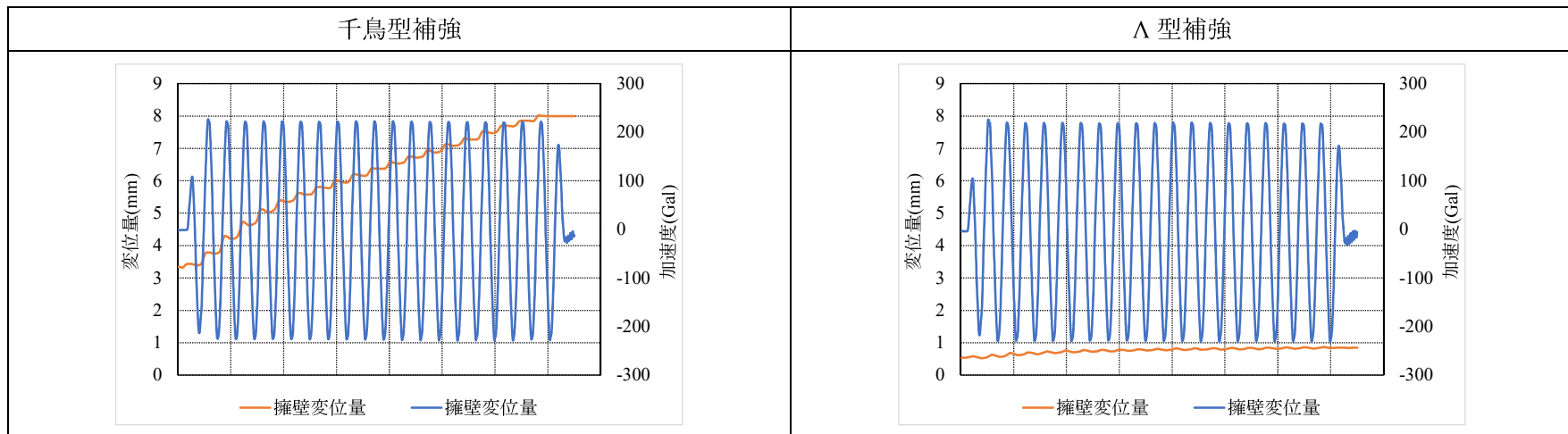
① -2 錘沈下量 (最大沈下量-20mm)



② -1 擁壁変位量（スケール調整なし）



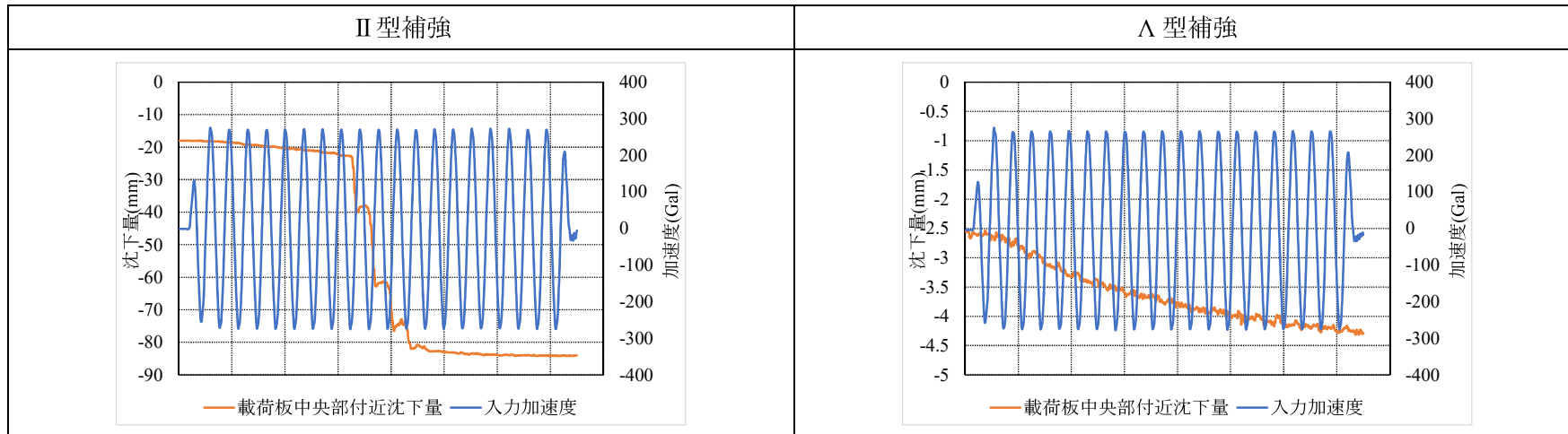
②-2 擁壁変位量（最大変位量 9mm）



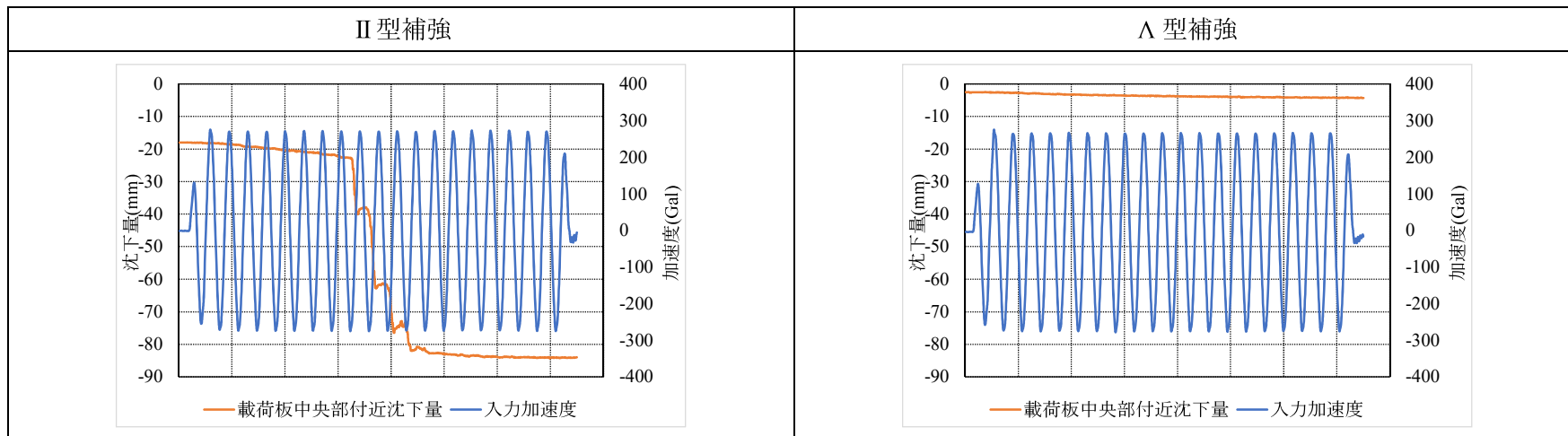


(5) 振幅 60mm(最大加速度約 280Gal)

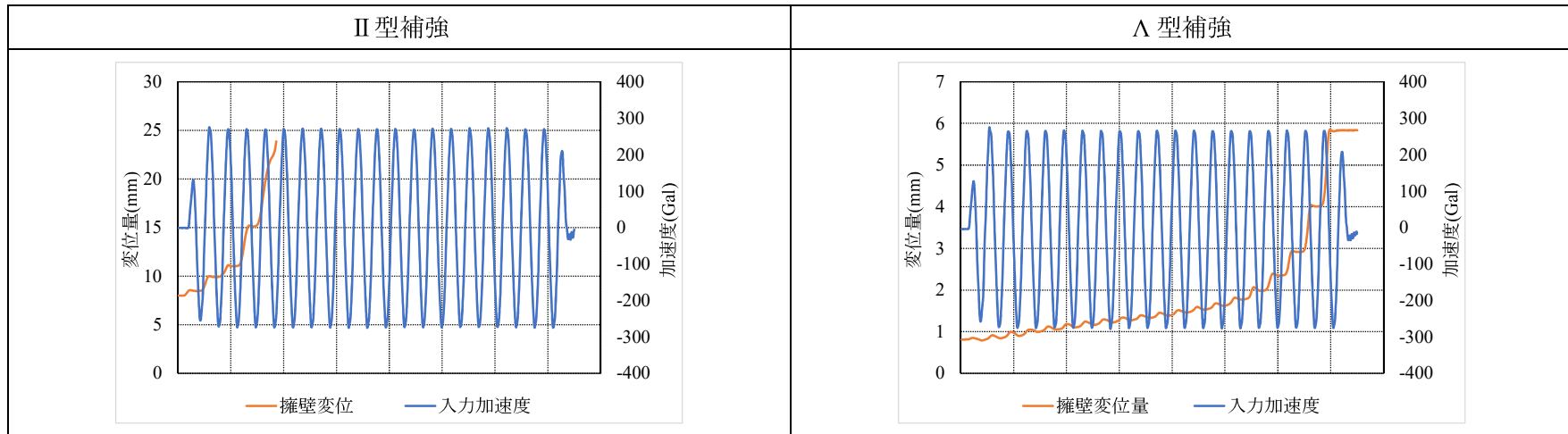
① -1 錘沈下量 (スケール調整なし)



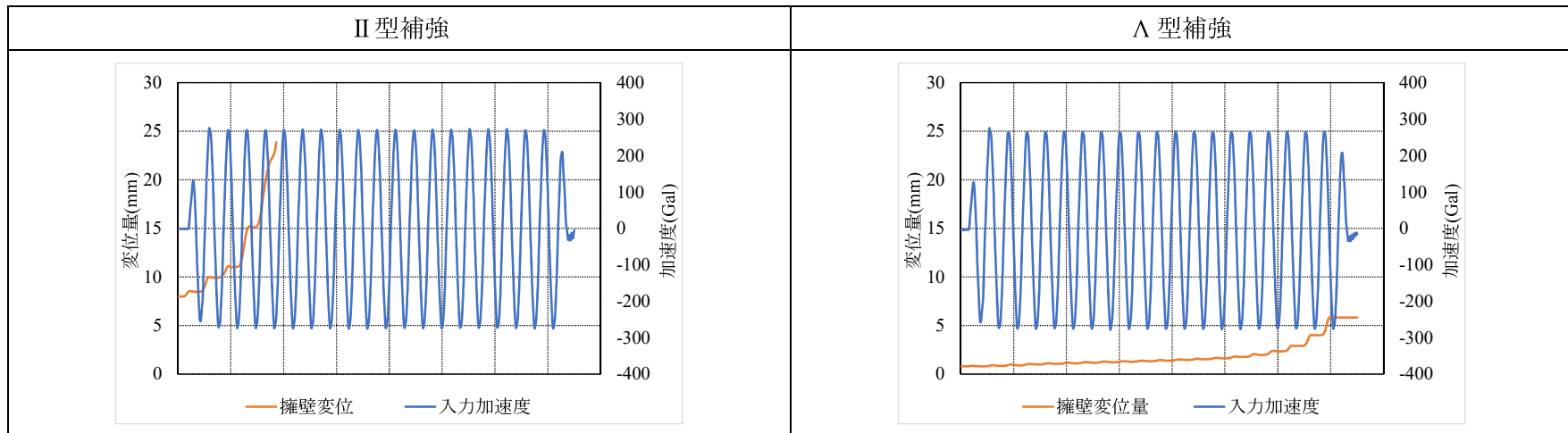
① -2 錘沈下量 (最大沈下量-90mm)



② -1 擁壁変位量（スケール調整なし）



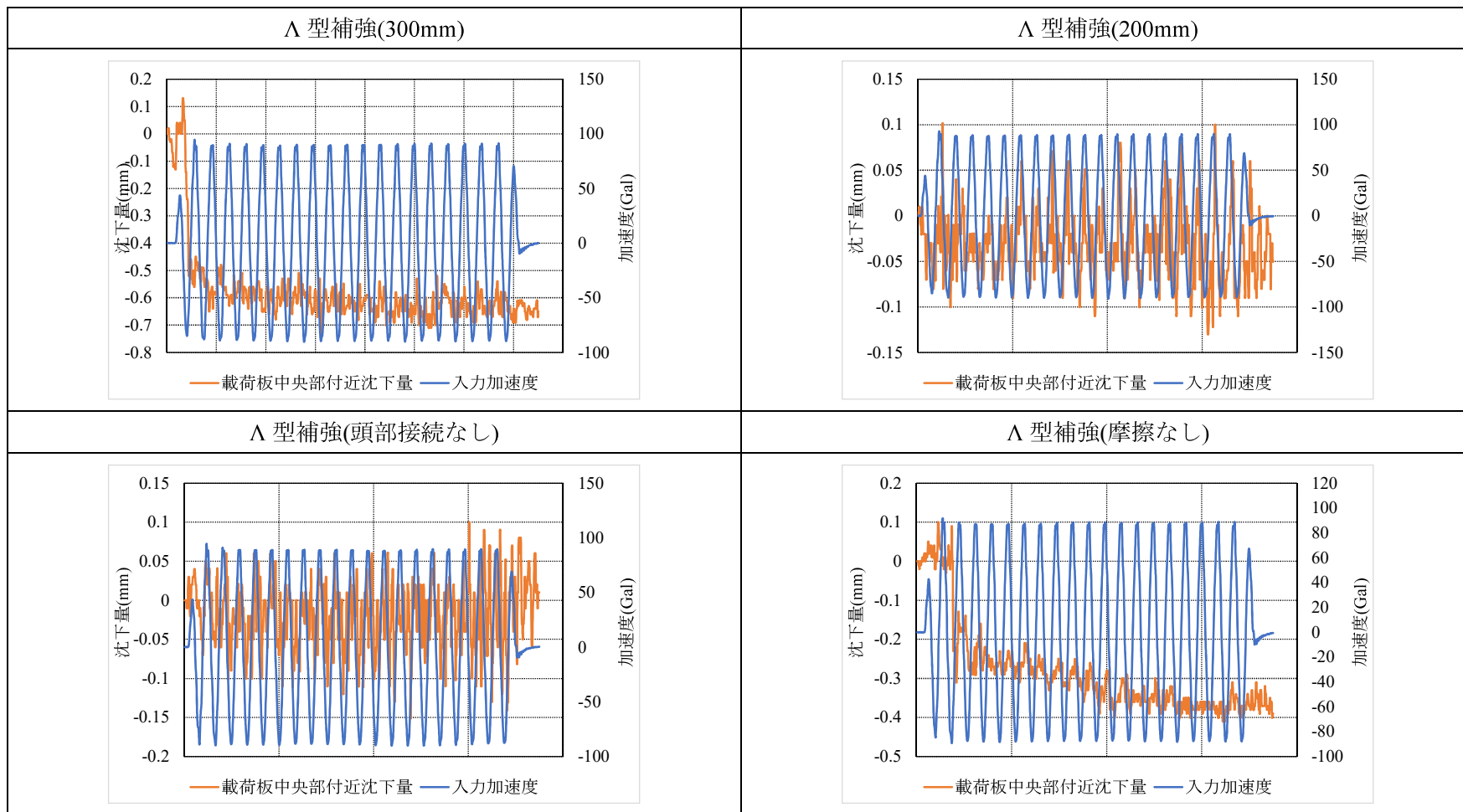
③ -2 擁壁変位量（最大変位量 30mm）



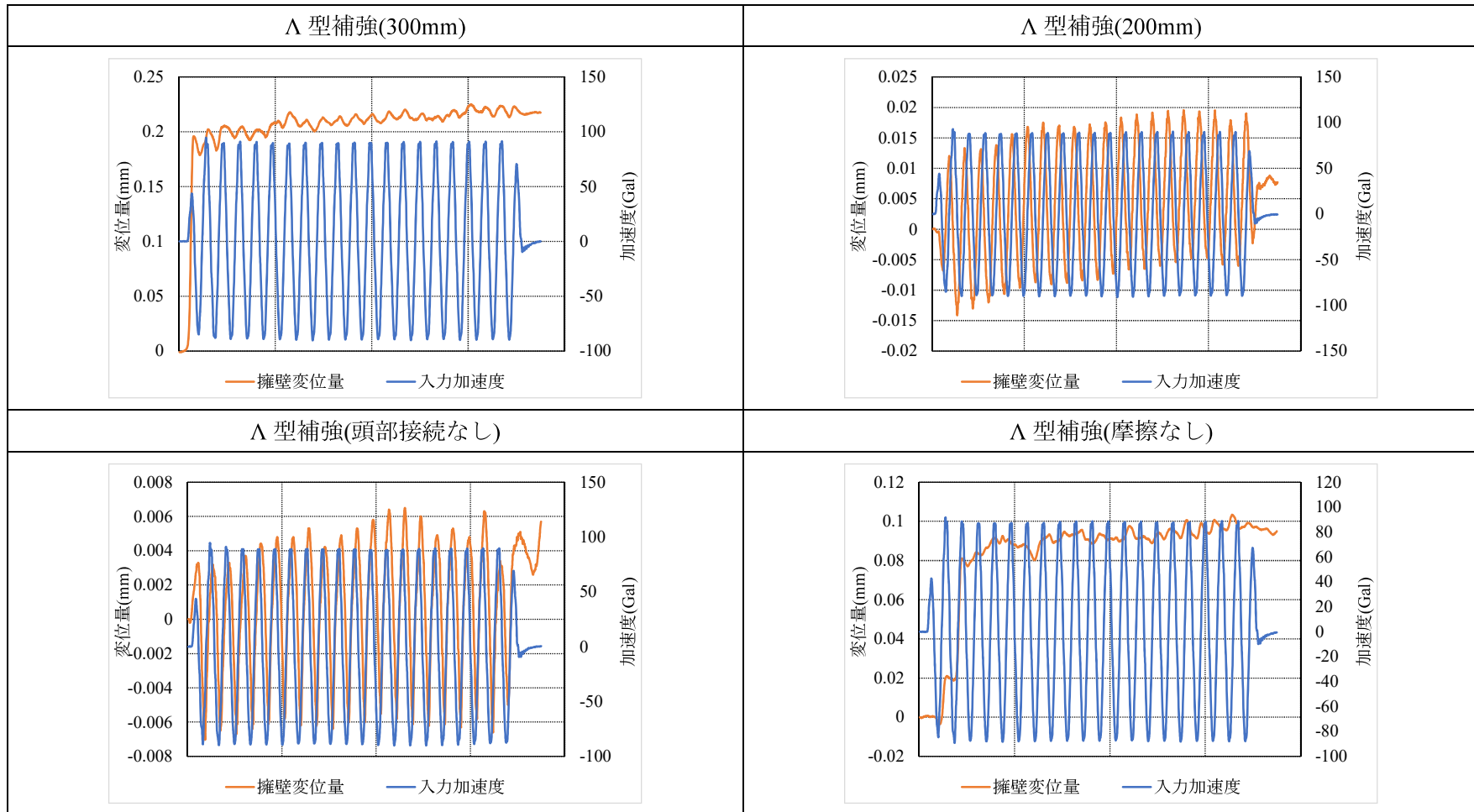
時刻歴波形データ 2. 錘沈下量と擁壁変位量：Λ 型の条件による比較

(1) 振幅 20mm(最大加速度約 90Gal)

① 錘沈下量 (スケール調整なし)

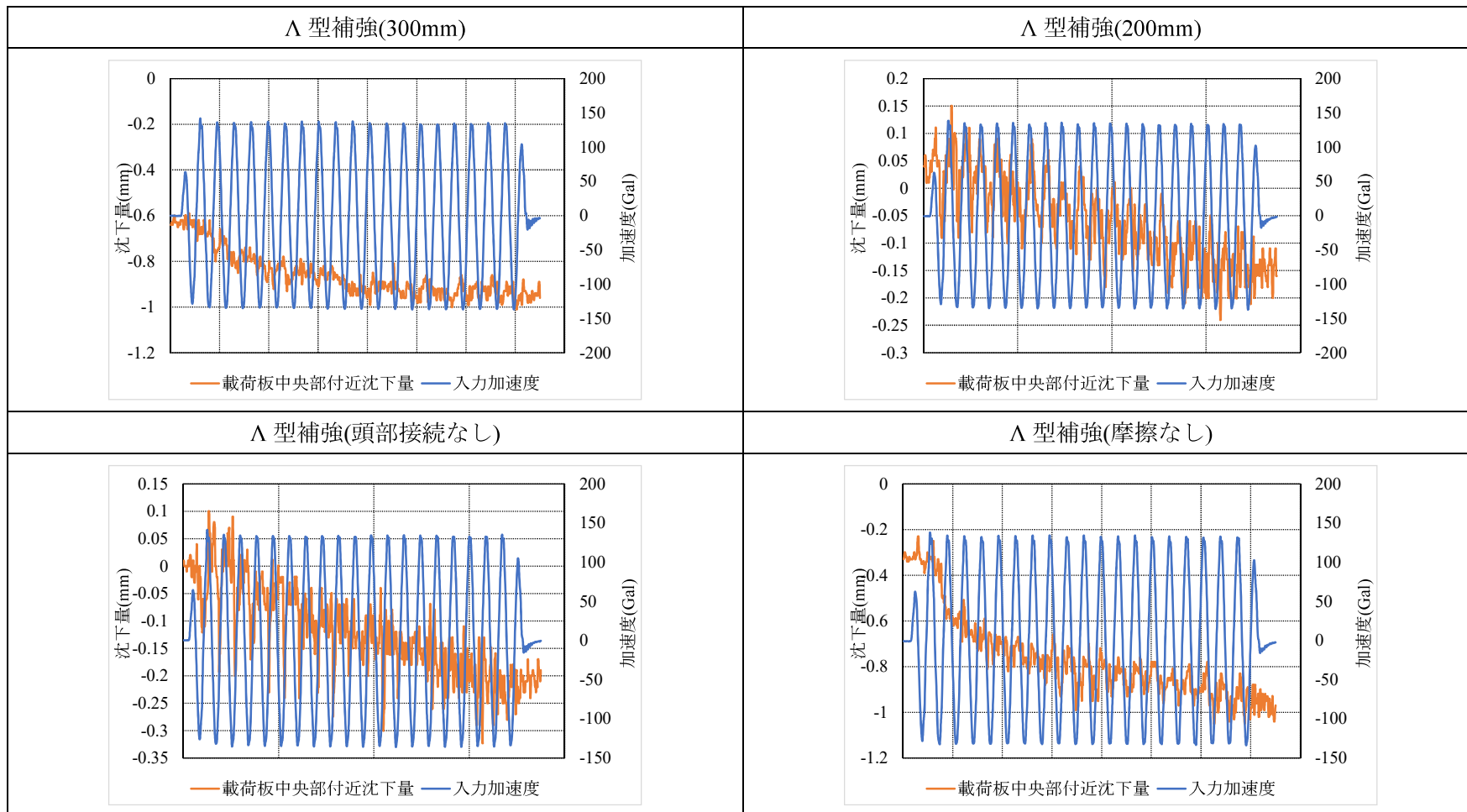


② 擁壁変位量 (スケール調整なし)

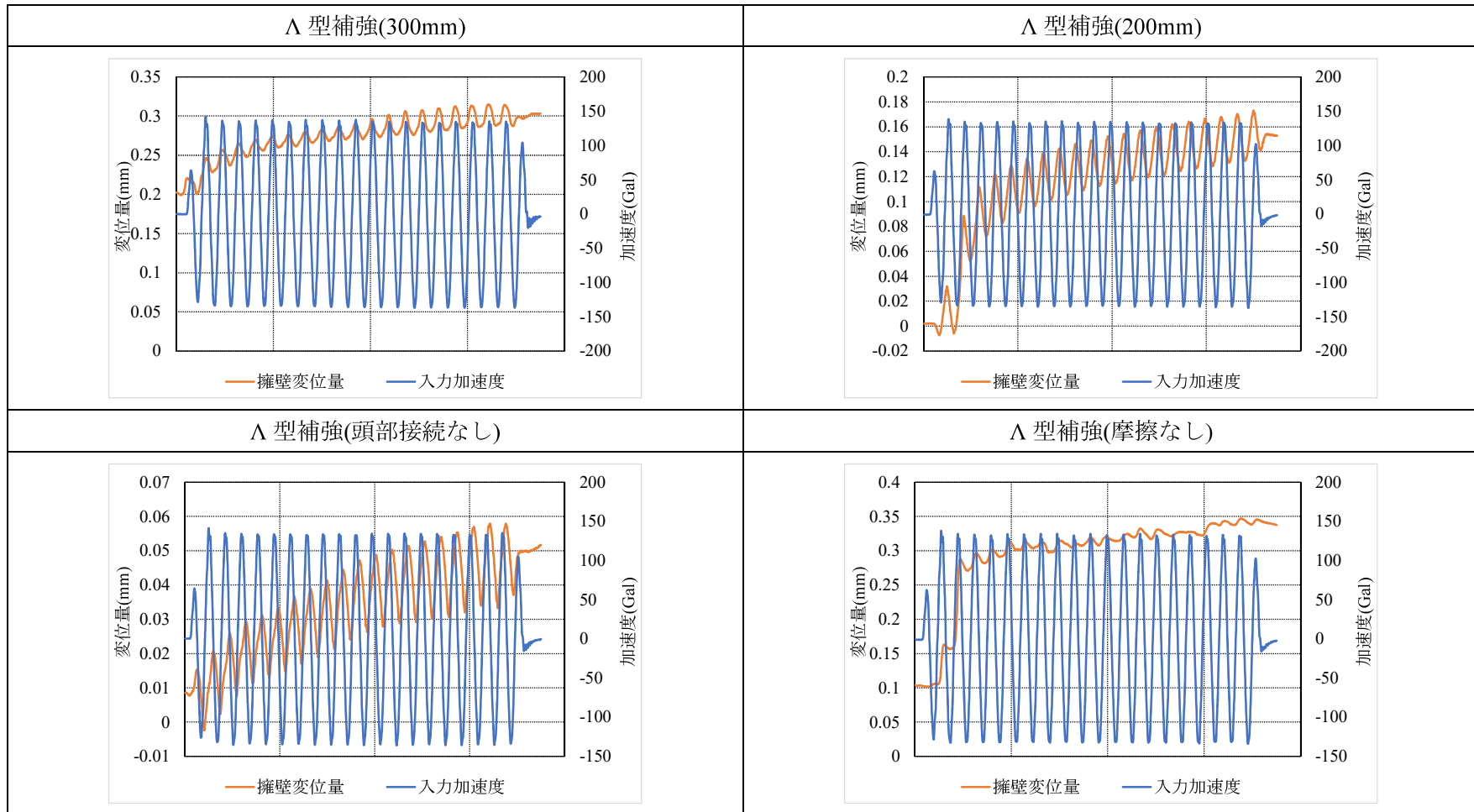


(2) 振幅 30mm(最大加速度約 140Gal)

① 錘沈下量 (スケール調整なし)

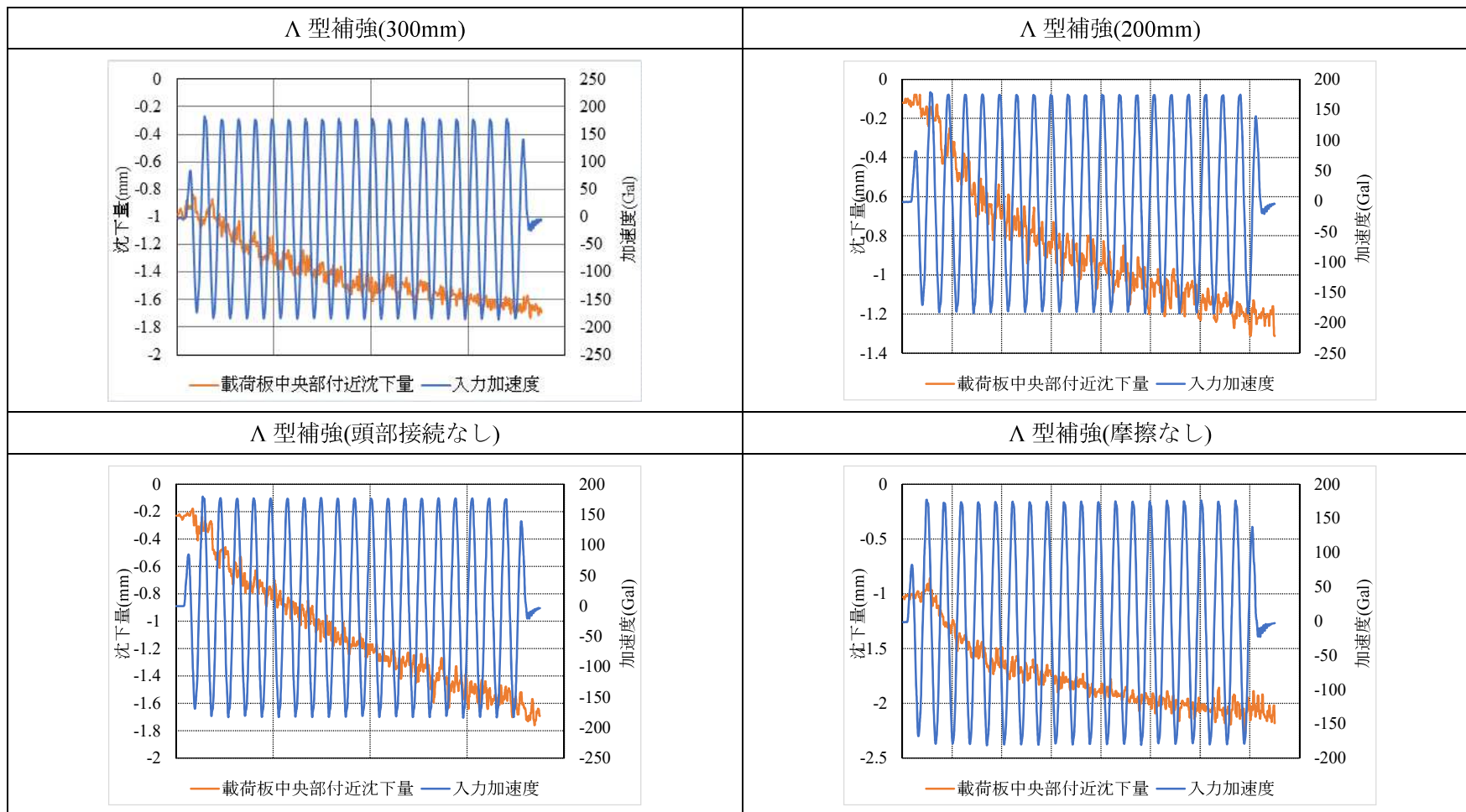


②-1 擁壁変位量 (スケール調整なし)



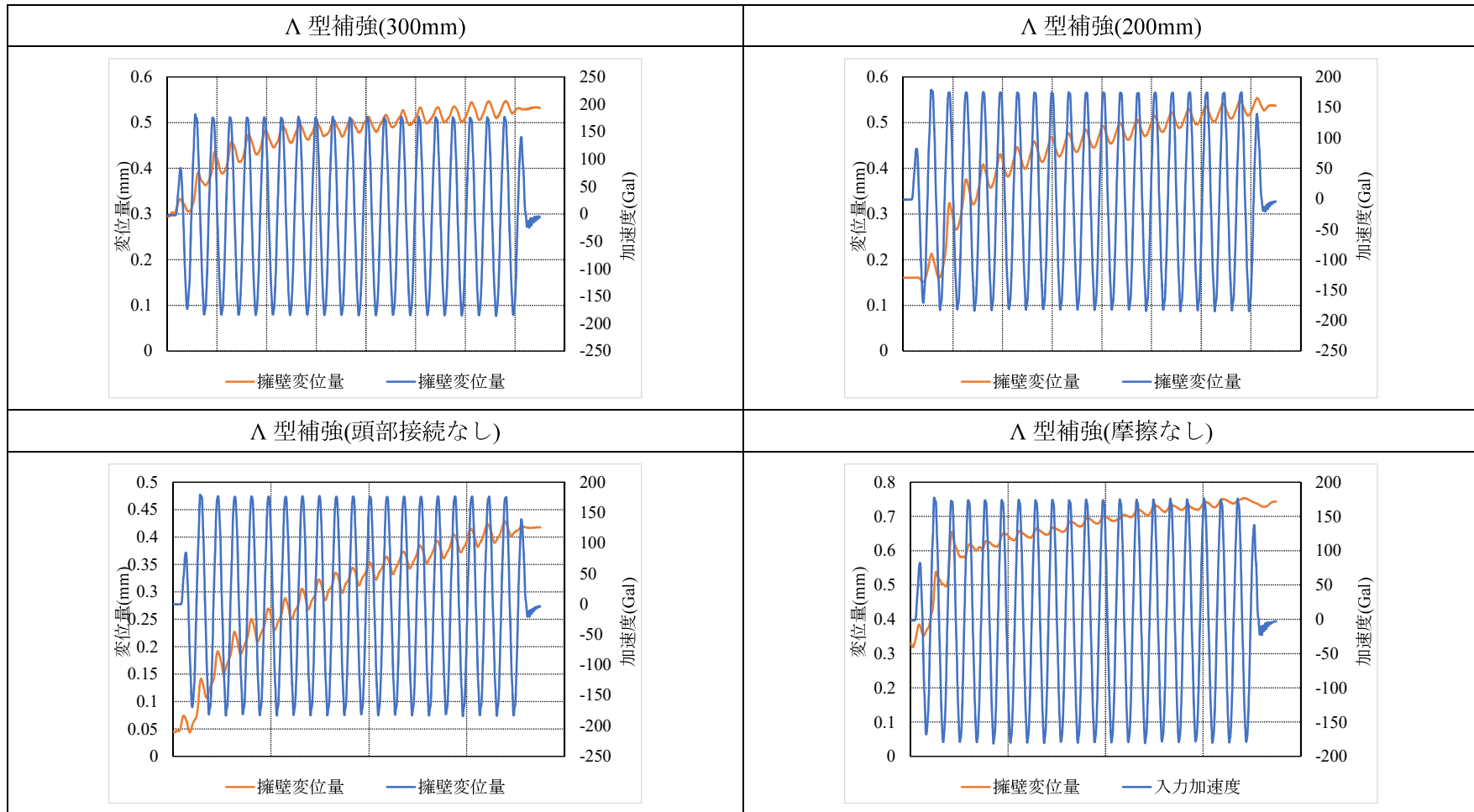
(3) 振幅 40mm(最大加速度約 190Gal)

① 錘沈下量 (スケール調整なし)





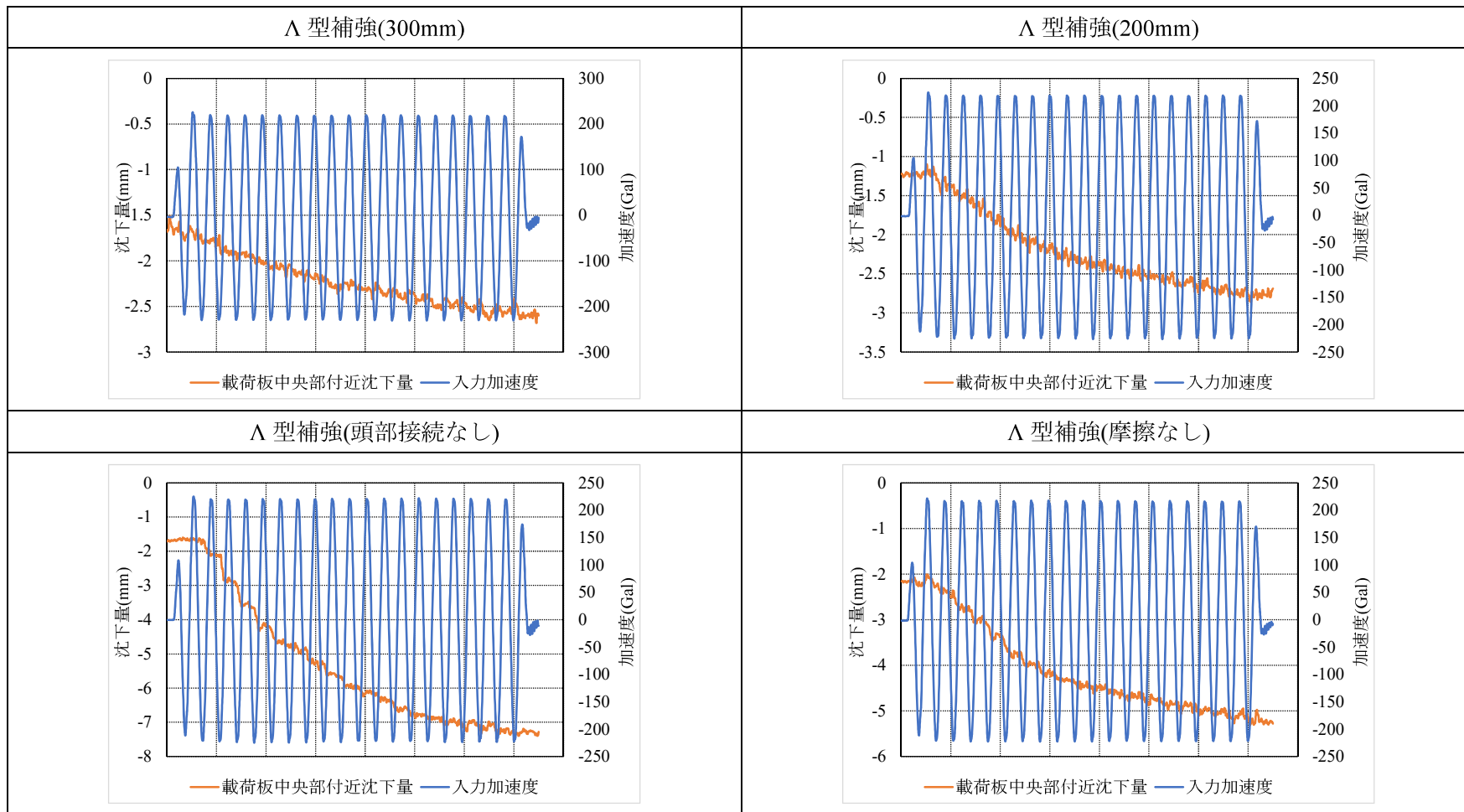
② 擁壁変位量 (スケール調整なし)



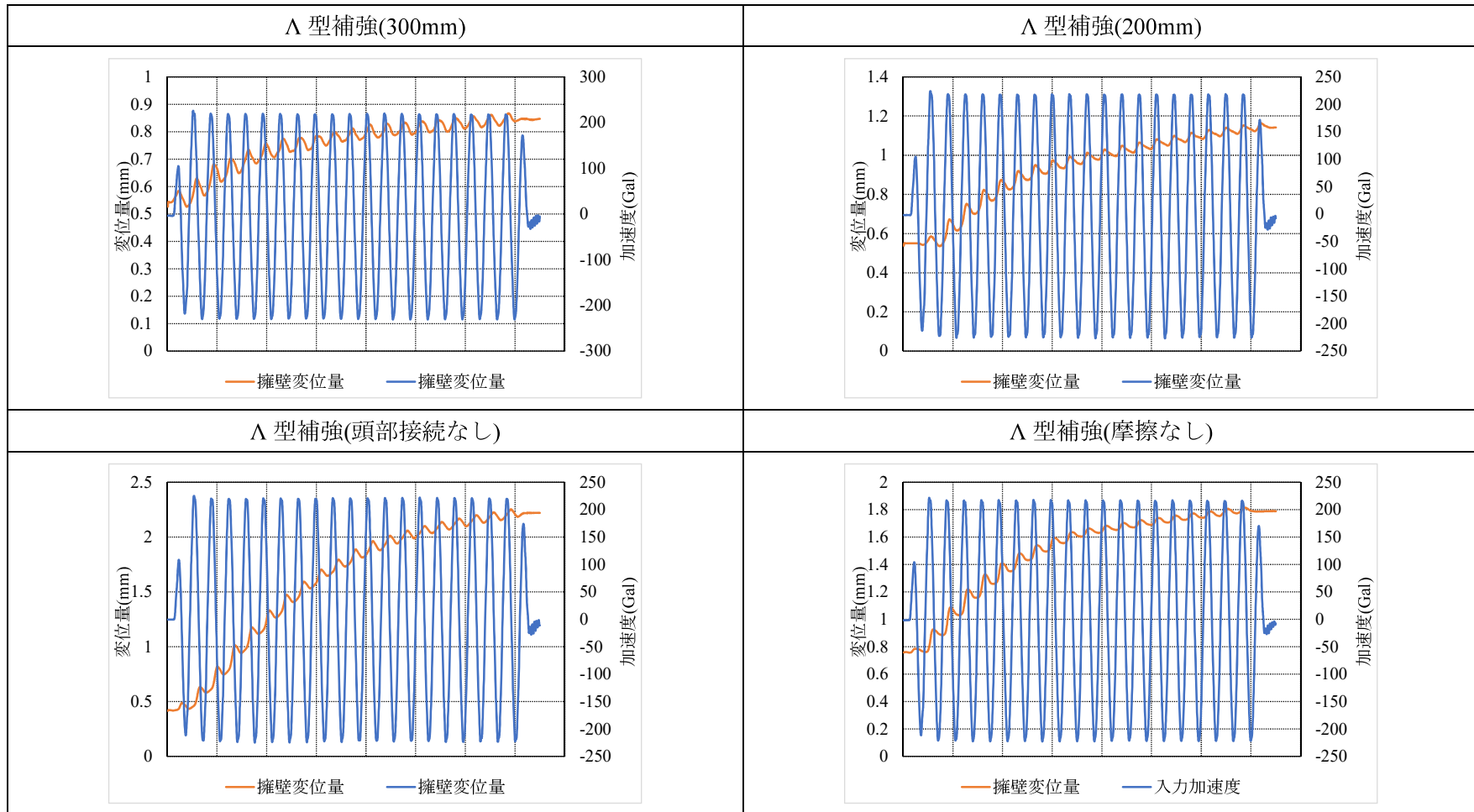


(4) 振幅 50mm(最大加速度約 230Gal)

① 錘沈下量 (スケール調整なし)

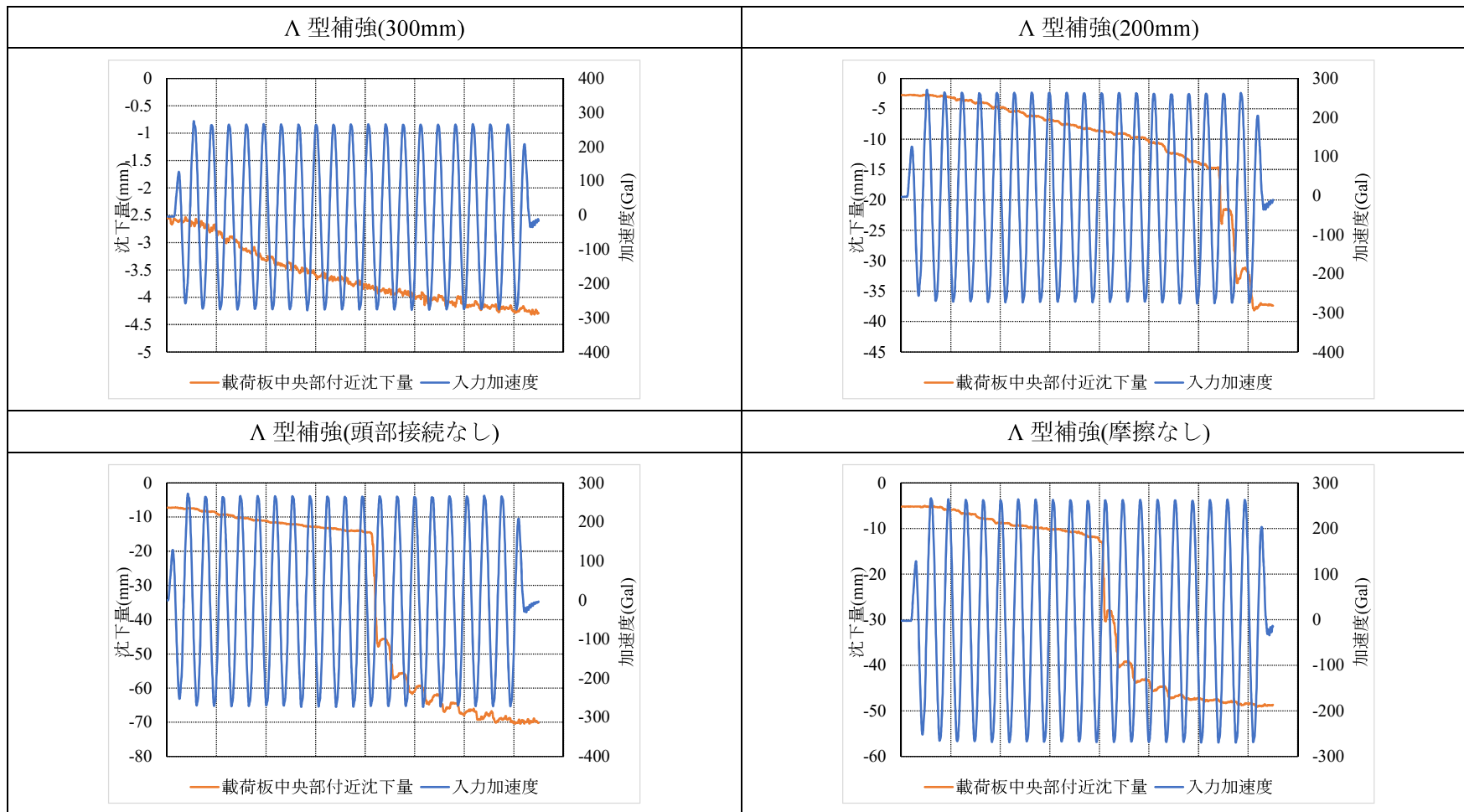


② 擁壁変位量 (スケール調整なし)

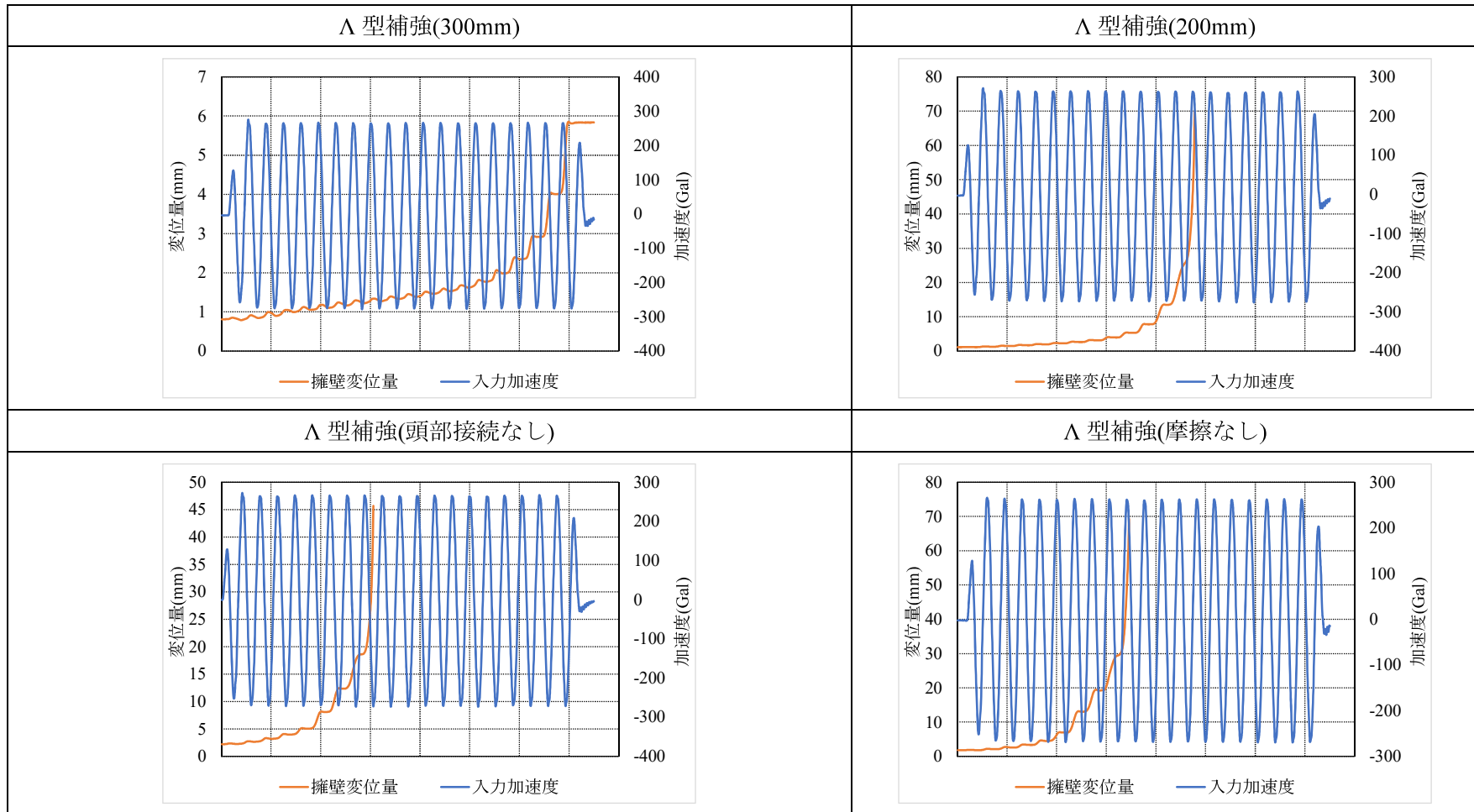


(5) 振幅 60mm(最大加速度約 280Gal)

① 錘沈下量 (スケール調整なし)



② 擁壁変位量 (スケール調整なし)



#### 4.4.4 まとめ

ブロック積み擁壁で造成された地盤上の住宅を模擬した模型土槽を振動台により加振し、補強材を挿入することによる効果を確認した。本実験により得られた主な結果を以下に示す。

- (1) 本実験条件における(i)無補強の場合は、振幅 30mm( $\alpha_{\max}$  約 140Gal)の段階で擁壁が倒壊し、錘が大きく沈下する結果となった。一方、補強材を配置した場合は振幅 30mm( $\alpha_{\max}$  約 140Gal)では擁壁は倒壊せず、補強材による擁壁背面土への補強効果が発揮されたと考えられる。
- (2) 特に、(iv) $\Lambda$  型補強ではその効果が顕著であり、振幅 60mm( $\alpha_{\max}$  約 280Gal)でも擁壁の変位量および錘の沈下量が小さくなっている。
- (3) 加速度の測定結果から、(i)無補強は早い段階で擁壁および錘の傾斜が生じていたのに対し、(iv) $\Lambda$  型補強の場合は、補強材による効果により、振動台と地盤、擁壁および錘が一体となって振動していることが考えられる。
- (4)  $\Lambda$  型補強を補強効果が小さくなると考えられる条件に変えた場合も、ある程度の振幅までは錘沈下量および擁壁変位量が小さくなった。 $\Lambda$  型の平地側のみの結果では、錘の沈下量が抑えられていることから、錘の慣性力により擁壁へ作用する土圧も抑えられていると考えられる。擁壁側のみの結果では、振幅 30mm( $\alpha_{\max}$  約 140Gal)まで擁壁の変位を小さく抑える効果があり、組合せた場合はこれらの複合作用で補強効果を発揮していると推察される。
- (5) 擁壁の安息角対応として、住宅下に小口径鋼管を打設する場合についても比較した結果、住宅の沈下に対しては効果があることがわかった。無補強と比較すると擁壁への影響も小さくなるが、 $\Lambda$  型補強よりも補強効果が小さい結果となった。

#### 4.5 まとめ

本章では2節で工法の概要および想定される補強メカニズムについて、3節では静的載荷実験について、4節では振動台実験結果について述べた。本章で得られた成果および結果を要約すれば、以下のとおりである。

##### (1) 静的載荷実験

- 1) 擁壁がある地盤は、平坦地盤と比べると鉛直載荷に対する受働抵抗領域が小さくなり、支持力が低下する。鉛直・水平同時載荷の方が、鉛直載荷に比べ小さな鉛直荷重で擁壁が倒壊した。これは、錘下部から擁壁方向への地盤の水平変位が卓越し、擁壁に地盤変位による水平力が加わることによると考えられる。
- 2) 各補強材配置パターンの補強効果について、擁壁水平変位に着目すると、I型補強、II型補強の場合は、擁壁が全体的に水平変位しながら擁壁下端を中心として回転するような動きで擁壁が倒壊に至る。一方、Λ型補強の場合、回転および水平変位ともに小さい。
- 3) 補強なしと各補強材配置パターンの最大載荷応力を比較すると、Λ型配置は1本あたりの補強分担応力が他の補強材配置より大きくなる。
- 4) 画像解析により求めた錘の鉛直載荷応力-沈下量曲線において、I型補強、II型補強は変曲点を超えると沈下量は大きく増加するが、Λ型補強は載荷応力が大きくなっても変曲点が発生しなかった。Λ型補強は擁壁への影響低減効果と合わせ、支持力増加にも効果が認められる。
- 5) 最大荷重時の水平変位コンター図から、補強なしの場合は、錘の背面から擁壁下端まで直線すべりと思われる破壊領域が現れる。一方、補強材がある場合には、破壊領域が補強材の位置で止まる様子が観察される。また、補強材と擁壁の間にI型補強<II型補強<Λ型補強の順の大きさとなる非破壊領域の形成が観察される。補強材により周辺の土塊が一体化することで、I型補強<II型補強<Λ型補強の順に直線的なすべりからより大きなすべり面を形成することが明らかとなった。
- 6) 最大荷重時の変位ベクトル図から、補強なしの場合は、小さな地盤変位しか許容できなかったが、補強材が設置された場合は、水平方向に移動しながらも形状を留め、ねばり強さが発揮されていることが観察される。特にΛ型補強の場合は、錘からより深部に向かって変位が生じ、補強材間で土塊が一体化し、その他の補強材配置パターンより大きなすべり面を形成し抵抗していることが確認できた。
- 7) 静的載荷実験を再現したFEM解析では、概ね実験結果を再現できた。

##### (2) 振動台実験結果

- 1) 本実験条件における無補強の場合は、振幅30mm( $\alpha_{max}$  約140Gal)の段階で擁壁が倒壊し錘が大きく沈下したが、補強材を配置した場合は振幅30mm( $\alpha_{max}$  約140Gal)では擁壁は倒壊せず、補強材による擁壁背面土への補強効果が発揮されたと考えられる。
- 2) 特に、Λ型補強ではその効果が顕著であり、振幅60mm( $\alpha_{max}$  約280Gal)でも擁壁の変位

量および錘の沈下量が小さくなっている。

- 3) 加速度の測定結果から、無補強は早い段階で擁壁および錘の傾斜が生じていたのに対し、 $\Lambda$ 型補強の場合は、補強材による効果により、振動台と地盤、擁壁および錘が一体となって振動していることが考えられる。
- 4)  $\Lambda$ 型補強を補強効果が小さくなると考えられる条件に変えた場合も、ある程度の振幅までは錘沈下量および擁壁変位量が小さくなった。 $\Lambda$ 型の平地側のみの結果では、錘の沈下量が抑えられていることから、錘の慣性力により擁壁へ作用する土圧も抑えられていると考えられる。擁壁側のみの結果では、振幅 30mm( $\alpha_{\max}$  約 140Gal)まで擁壁の変位を小さく抑える効果があり、組合せた場合はこれらの複合作用で補強効果を発揮していると推察される。
- 5) 擁壁の安息角対応として、住宅下に小口径鋼管を打設する場合についても比較した結果、住宅の沈下に対しては効果があることがわかった。無補強と比較すると擁壁への影響も小さくなるが、 $\Lambda$ 型補強よりも補強効果が小さい結果となった。

#### 参考文献

- 1) 沖村孝, 二木幹夫, 岡本敦, 南部光広: 兵庫県南部地震による宅地擁壁被害の特徴と原因, 土木学会論文集 No.637/VI-45, pp.63-77, 1999. 12
- 2) 橋本隆雄: 2016年熊本地震による被災宅地擁壁の被害分析, 国土館大学理工学部紀要第11号, pp.97-105, 2017.1
- 3) 新潟県, 国土交通省: 被災宅地災害復旧マニュアル(暫定版)―新潟県中越地震対応― [参考資料編], pp.2-5, 2004.12
- 4) 国土交通省, 熊本県, 熊本市: 被災宅地災害復旧マニュアル～熊本地震対応～【参考資料編】, pp.46-48, 2017.3
- 5) 大谷義則, 妻鹿誠, 浜塚政治: マイクロパイルの施工事例, 基礎工, Vol.26, No.7, pp.56-61, 1998.7
- 6) 小川正宏, 藤井衛, 金哲鎬: 柱状改良施工時における既存擁壁の変状について, 東海大学紀要工学部, vol.53, No.1, pp.1-6, 2013.3
- 7) 小川正宏, 藤井衛, 金哲鎬: 柱状改良体施工時の側圧が既存擁壁に及ぼす影響, 地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.3, pp.417-426, 2014.9
- 8) 土岐祥介, 三浦清一, 浅見秀樹: 多重フルイ落下法による砂供試体作成について, 第14回土質工学研究発表会, pp193-196, 1979.6
- 9) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp.132-135, 2019.11



## 5. 結論

既存擁壁背面に近接して建物を建設する場合、既存擁壁には、地表面載荷荷重が新たに載荷されるため安定性の確認が必要となる。また、過去の地震時において擁壁が倒壊し、そのために、建物が傾いた例が数多くみられる。常時ならびに地震時に対して既存擁壁の安全性を検討した場合、何らかの補強が必要な既存擁壁は数多いと考えられる。

以上のことから本研究では、住宅の基礎および地盤についての現状をアンケート調査により把握し、住宅の地盤補強として採用されている既存工法が、擁壁に及ぼす影響について確認した。そして、新たな既存擁壁背面地盤補強工法を提案し、その補強効果について静的載荷実験および振動台実験により確認した。本研究の主な研究成果を各章ごとに総括して以下に示す。

第1章では、本研究の背景と目的を述べ、地震による擁壁の被害事例や、擁壁近傍での柱状改良工事における変状事例について概説し、本研究の位置づけを明らかにした。最後に、本論文の構成ならびに各章の概要を述べた。

第2章は、小規模建築物基礎に携わる実務者を対象として実施したアンケートの結果を基に、小規模建築物基礎設計の現状について分析し、今後10年間を見据えた技術指針改訂の参考のために各課題について述べた。アンケートを実施した結果、判明した小規模建築物基礎設計の現状と課題について、主なものをまとめると以下の通りである。

- 1) 本アンケートの回答者は、地盤に関連した業務に携わる者が多かった。逆に住宅供給者からの回答が少なく、その理由の一つとして、基礎の設計についての多くは地盤関連の専門者に依存している可能性が挙げられる。
- 2) 小規模建築物の設計では、地盤調査はSWS試験のみという回答が圧倒的に多いが、同試験のみで満足いく地盤情報を得ることは考えにくく、SWS試験以外の調査を併用する必要性を認識してもらうことが重要である。
- 3) 土質判別の要求は一定数以上ある一方、多数点の土のサンプリングと室内土質試験まで実施している割合は低く、背景には地盤調査費用のすべてが消費者の負担となる小規模建築物では、地盤調査に費用をかけたくない消費者心理と深く関係していると考えられる。
- 4) 建物の沈下については、自沈層があるにも関わらず有害な沈下が生じるかの検討をしていない可能性があること、実際の沈下事故は人工造成地盤で大半が起きているにも関わらず適切な盛土の沈下の予測方法が確立されていないこと、沈下を求める際に盛土荷重を見逃している場合があることが判明した。
- 5) 地盤補強工法として、「柱状改良」の採用が最も多く、続いて「小口径鋼管」が多い。「表層改良」は採用実績があるものの、採用率は低い。「性能証明取得工法」については、採

用率に偏りがない結果である。この理由としては、性能証明取得工法を取扱う施工業者が限定されることに加え、小規模指針等の各種指針類を参照して設計・施工管理を実施している場合も多いことが考えられる。

- 6) 液状化に関しては、購入者からの要望に応じて液状化に関する参考情報を提供していることが多く、理由としては費用をかけて予測精度を上げても効果の高い液状化対策工を提案できないこと、仮に液状化被害にあっても小規模建築物は軽いため修復して継続使用が可能なことなどが背景にあると思われる。しかしながら、選択と判断は消費者側がすべきことであるので、設計者側と消費者間で積極的なリスクコミュニケーションを図ることが望まれ、前提として建築物基礎の技術に対する十分な理解と知識の習得が必要とされる。
- 7) 既存擁壁に関しては、設計時の資料入手が困難な場合が多く、さらに既存擁壁の健全性を評価する方法が確立されていない。そのため、安息角を確保せざるを得ないケースが多くあるが、宅地の広さの事情から地盤補強等の工事の採用率が高くなることが判明した。

第3章では、実物大の擁壁を用いた柱状改良体の施工実験を行い、擁壁に作用する土圧、擁壁の変位等を計測し、擁壁の変状発生メカニズムを解明することを試みた。主な結果をまとめると以下の通りである。

- 1) ロッド引上げ時に攪拌翼が擁壁底版付近を通過する際に、擁壁底版かかと部に $100\text{kN/m}^2$ 程度の大きな土圧が生じていた。したがって、擁壁底版付近で柱状改良体を施工する際は、大きな土圧が擁壁に伝わらないように注意が必要である。
- 2) 摩擦係数実験の結果は、摩擦係数は底面が粘性土の場合0.78、砂および砕石+砂は0.66でほぼ同じ結果となった。
- 3) 施工土圧、施工機荷重による変位量について2次元弾性FEM解析により擁壁の変位量を求めたところ、離間距離を4mにすれば1.5mmの変位まで抑えることができることがわかった。

第4章では、細径鋼管を擁壁背面に配置した3通りの補強仕様それぞれについて、擁壁背面地盤の補強効果を確認した結果をまとめた。擁壁と建物間に細径鋼管を模したアルミパイプを3パターンで配置し、地盤の破壊形態と破壊に対する補強効果について比較した。主な結果をまとめると以下の通りである。

#### (1) 静的載荷実験

- 1) 鉛直・水平同時載荷の方が、鉛直載荷に比べ小さな鉛直荷重で擁壁が倒壊した。これは、載荷板下部から擁壁方向への地盤の水平変位が卓越し、擁壁に地盤変位による水平力が加わることによると考えられる。
- 2) 各補強材配置パターンの補強効果について、擁壁水平変位に着目すると、I型補強、II型

補強の場合は、擁壁が全体的に水平変位しながら擁壁下端を中心として回転するような動きで擁壁が倒壊に至る。一方、 $\Lambda$ 型補強の場合、回転および水平変位ともに小さい。同じ荷重段階の擁壁水平変位を比較すると、 $\Lambda$ 型補強はI型補強やII型補強よりも上部、下部ともに変位量が小さい。

- 3) 補強なしと各補強材配置パターンの最大荷重応力を比較すると、 $\Lambda$ 型配置は1本あたりの補強分担応力が他の補強材配置より大きくなる。 $\Lambda$ 型に打設することで、補強効果が大きくなることが確認できる。
- 4) 画像解析により求めた荷重板の鉛直荷重応力-沈下量曲線において、I型補強、II型補強は変曲点を超えると沈下量は大きく増加するが、 $\Lambda$ 型補強は荷重応力が大きくなっても変曲点が発生しなかった。 $\Lambda$ 型補強は擁壁への影響低減効果と合わせ、支持力増加にも効果が認められる
- 5) 各補強材配置パターンにおける最大荷重時の水平変位コンター図から、補強なしの場合は、荷重板の背面から擁壁下端まで直線すべりと思われる破壊領域が現れる。一方、補強材がある場合には、破壊領域が補強材の位置で止まる様子が観察される。また、補強材と擁壁の間にI型補強<II型補強< $\Lambda$ 型補強の順の大きさとなる非破壊領域の形成が観察される。補強材により周辺の土塊が一体化することで、I型補強<II型補強< $\Lambda$ 型補強の順に直線的なすべりからより大きなすべり面を形成することが明らかとなった。
- 6) 各補強材配置パターンにおける最大荷重時の変位ベクトル図から、補強なしの場合は、小さな地盤変位しか許容できなかったが、補強材が設置された場合は、水平方向に移動しながらも形状を留め、ねばり強さが発揮されていることが観察される。特に $\Lambda$ 型補強の場合は、荷重板からより深部に向かって変位が生じ、補強材間で土塊が一体化し、その他の補強材配置パターンより大きなすべり面を形成し抵抗していることが確認できた。
- 7) 静的荷重実験を再現したFEM解析では、概ね実験結果を再現できた。この解析モデルを用い、補強材の配置や長さを変化させたパターンなど、実験と異なる条件で解析を実施し、補強効果の比較を行いたい。

## (2) 振動台実験

- (1) 本実験条件における(a)無補強の場合は、振幅30mm( $\alpha_{\max}$ 約140Gal)の段階で擁壁が倒壊し、荷重板が大きく沈下する結果となった。一方、補強材を配置した場合は振幅振幅30mm( $\alpha_{\max}$ 約140Gal)では擁壁は倒壊せず、補強材による擁壁背面土への補強効果が発揮されたと考えられる。
- (2) 特に、(d) $\Lambda$ 型補強ではその効果が顕著であり、振幅60mm( $\alpha_{\max}$ 約280Gal)でも擁壁の変位量および荷重板の沈下量が小さくなっている。
- (3) 加速度の測定結果から、(a)無補強は早い段階で擁壁および荷重板の傾斜が生じていたのに対し、(d) $\Lambda$ 型補強の場合は、補強材による効果により、振動台と地盤、擁壁および荷重板が一体となって振動していることが考えられる。

- (4)  $\Lambda$  型補強を補強効果が小さくなると考えられる条件に変えた場合も、ある程度の振幅までは載荷板沈下量および擁壁変位量が小さくなった。
- (5) 擁壁の安息角対応として、住宅下に小口径鋼管を打設する場合についても比較した結果、住宅の沈下に対しては効果があることがわかった。無補強と比較すると擁壁への影響も小さくなるが、 $\Lambda$  型補強よりも補強効果が小さい結果となった。

以上、本研究は、小規模建築物基礎設計の現状をアンケート調査により明らかにし、柱状改良工法が擁壁に与える影響と、提案した擁壁背面地盤補強工法の補強効果について実験により検証した。アンケート調査により、既存擁壁の資料がほとんど手に入らないことや、既存擁壁の評価が確立されていないことが明らかとなった。また、実大施工実験により、柱状改良工事時に擁壁に変状が発生するメカニズムとして、L 型擁壁底版を攪拌翼が通過する際に、擁壁かかと部に  $100\text{kN/m}^2$  程度の土圧が発生することを明らかにした。模型土槽実験では、擁壁背面地盤に  $\Lambda$  型で補強材を配置した場合に最も補強効果が発揮されることを確認した。実験結果から、補強材の効果により、すべり面が直線からより大きな円弧に変化しており、より大きな抵抗力を発揮することが明らかとなった。

よって、本工法は、既存不適格または検討が不十分な擁壁の補強工法として提案できると考えられる。

今後は、条件を変えた場合について、実験または FEM 解析により擁壁への影響や背面地盤の補強効果を検討したいと考えている。

## 謝辞

本論文は、山口大学大学院創成科学研究科 中田幸男教授のご指導のもとに、筆者のこれまでの研究成果をまとめたものです。本論文をまとめるにあたり、筆者が入学させていただいた2017年度から、中田教授には一貫して変わらぬ温かく丁寧なご指導と、社会人学生に対する格別のご高配を賜り、心から感謝申し上げます。

筆者の博士後期課程入学への機会を作ってくださいました山口大学 兵動正幸名誉教授には、研究者としての姿勢から論文の具体的な記述方法について、ご議論いただきながら温かいご指導とご鞭撻を賜りました。ここに深甚なる感謝の意を表す次第です。

お忙しい中、論文審査を通じて貴重なご意見とご教授を賜るとともに、ご討議をさせていただいた山口大学大学院創成科学研究科 麻生稔彦教授、鈴木素之教授、吉本憲正准教授、太田遥子助教に厚く御礼申し上げます。

山梨大学大学院総合研究部工学域（元・山口大学大学院創成科学研究科） 梶山慎太郎助教には、多大なご助言とご協力を賜りました。厚く御礼申し上げます。

報国エンジニアリング株式会社 塚本英社長、技術部 執行部長には、筆者が在職中にも関わらず、山口大学大学院創生科学研究科環境共生系専攻博士後期課程に進学するにあたり、研究に専念できるように格別なご配慮をいただきました。厚く御礼申し上げます。また、第4章の実験に多大なご協力をいただきました特建部 高島健吾課長、画像解析、FEM解析および英訳にご協力いただいた Winter Michael James 博士、研究全般にわたり様々なご指導をいただきました黒柳信之博士にも厚く御礼申し上げます。

第1章と第3章の研究内容は、ジャパンホームシールド技術研究会の成果を一部引用しております。ジャパンホームシールドの役員各位ならびに、ジャパンホームシールド技術研究会関係者各位には深く感謝いたします。また、本研究内容に関しては、東海大学 藤井衛名誉教授に多大なご指導をいただきました。ここに厚く御礼申し上げます。

第2章のアンケート調査は、小規模建築物基礎設計指針小委員会の活動の一環として実施しました。委員会関係者およびご協力頂いた住宅地盤品質協会、日本木造住宅産業協会、プレハブ建築協会、建築士会、ならびにアンケートにご回答頂いた方々に感謝申し上げます。小委員会主査の日本大学短期大学部 酒匂教明教授には、アンケート内容と結果のまとめについてご指導とご助言を賜りました。厚く御礼申し上げます。

第4章の研究内容は、建築研究開発コンソーシアムの研究会「宅地耐震化技術（既存擁壁背面地盤の補強工法）の開発に向けた研究」における2019～2022年度の成果です。研究会メンバーの方々には多大なご協力をいただき、ここに感謝いたします。特に、研究会主査のミサワホーム株式会社 川崎淳志様、株式会社設計室ソイル 真島正人会長、高田徹社長、M地盤技術者事務所 松下克也様には多大なるご協力を賜りました。厚く御礼申し上げます。

お名前を挙げればきりがございませんが、筆者に関わっていただきました方々のご支援とご協力がなければ、この論文をまとめあげることはできませんでした。関係していただき

ましたすべての皆様方に感謝申し上げます。ありがとうございました。

最後になりましたが、献身的に支えてくれた妻と息子、両親はじめ親族の皆様から感謝いたします。ありがとうございました。

小川 正宏