

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1111

December 2005

固化処理土とジオグリッドの併用による港湾構造物の増深および耐震性向上法（SG-Wall工法）の検討

一井 康二
高羽 泰久
弘中 淳市
福田 光治
重久 伸一

独立行政法人 港湾空港技術研究所
independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan



目 次

要 旨	3
1. まえがき	4
2. 既往の研究	6
2.1 固化処理工法	6
2.2 補強土壁工法	8
2.3 岸壁増深及び耐震性向上法	10
3. 固化処理土と補強材の複合地盤の静的載荷実験	15
3.1 内的安定性の問題設定	15
3.2 載荷実験	15
3.3 まとめ	20
4. 固化処理土中における補強材の引抜き特性	21
4.1 引抜き試験	21
4.2 まとめ	25
5. SG-Wall工法(矢板式)の耐震安定性の検討	26
5.1 SG-Wall工法(矢板式)の概要	26
5.2 振動実験による検討	27
5.3 まとめ	43
6. SG-Wall工法(ケーソン式)の耐震安定性の検討	44
6.1 SG-Wall工法(ケーソン式)の概要	44
6.2 振動実験による検討	45
6.3 まとめ	49
7. SG-Wall工法の適用性と発展性	64
7.1 SG-Wall工法(矢板式)の各種状況への適用性	64
7.2 SG-Wall工法(ケーソン式)の各種状況への適用性	64
7.3 SG-Wall工法の発展性	65
8. 結論	66
参考文献	67
謝辞	68
付録A 施工の考え方	69
付録B 載荷試験結果の解析的検討	73

SG-Wall: A new attempt of seismic-retrofit and front-water-depth-increase for quay walls by the combination of soil-stabilization and geogrid

Koji ICHII*
Yasuhisa TAKABA**
Junichi HIRONAKA***
Mitsuharu FUKUDA****
Shinichi SHIGEHISA*****

Synopsis

A new technology for port construction using dredged material is proposed. The proposed technology (SG-Wall) is the combination of stabilization technique (S) of dredged material and geogrid (G) for quay wall (Wall). The target of the technology is both new construction of a quay wall and renewal of an existing quay walls for very large ships, which requires a large water depth in front of the quay.

The authors conducted two series of static tests to examine the behavior of the composite material of stabilized soil and geogrid. The authors also made a 1/24-scale model of a quay wall with -16 m water depth, and examined the feasibility of the proposed technique. Since the seismic resistance is the most important issue for Japanese port structures, behavior of the model under seismic shakings were experimentally examined using the under water shake table. The test results suggest that the proposed method is feasible to practical construction field and the quay wall constructed by this technique have a high seismic resistance. The practical construction scheme of the technology for both caisson-type wall and sheet pile-type wall is also summarized in the report.

Key Words: quay wall, retrofit, shake table test, geogrid, soil stabilization

* Senior Researcher, Geotechnical and Structural Engineering Department

** Mirai Construction Co., LTD

*** Mitsui Chemicals Industrial Products, LTD

**** Geo-Research Institute, Japan

***** National Defence Academy in Japan.

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-468-44-5058 Fax : +81-468-44-0839 e-mail:ichii@pari.go.jp

固化処理土とジオグリッドの併用による港湾構造物の増深 および耐震性向上法（SG-Wall 工法）の検討

一井 康二*
高羽 泰久**
弘中 淳市***
福田 光治****
重久 伸一*****

要 旨

浚渫土等を用いた港湾構造物の新しい構築工法として、固化処理工法（Soil stabilization）と補強土工法（Geosynthetics；特にジオグリッド）を組み合わせた工法（SG-Wall 工法）を開発した。本工法の適用先は、新規の岸壁の建設だけではなく、増深を伴うような既存施設の機能更新である。

基礎的な性質を把握するための室内実験を2種類行った後、既存の重力式岸壁を-15mから-16mに増深するケースを想定して1/24スケールの模型岸壁を作成した。また、これからの既存施設の機能更新においては耐震補強効果も要求されることから、模型岸壁に対し水中振動台による振動破壊実験を実施した。模型の製作過程において本工法の実現性について確認できただけでなく、振動実験の結果から本工法による耐震補強効果は非常に大きいことが明らかとなった。そして、実験の結果をもとに、既存のケーソン式岸壁及び矢板式岸壁に対して耐震補強及び増深等の機能更新のために本工法を適用する場合の、施工法などの考え方についてとりまとめた。なお、本資料では実験データを示すことを主眼としており、定性的な検討を述べるにとどめているが、今後、定量的な検討を実施していく予定である。ただし、先行して定量的な検討を一部について実施しており、この検討事例については試算事例として付録にとりまとめた。

キーワード：岸壁，耐震補強，振動実験，ジオグリッド，固化処理土

* 地盤・構造部主任研究官
** みらい建設工業株式会社
*** 三井化学産資株式会社
**** 財団法人地域地盤環境研究所
***** 防衛大学校
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人港湾空港技術研究所
電話：046-844-5058 Fax：046-844-0839 e-mail:ichii@pari.go.jp

1. まえがき

平成17年3月22日にとりまとめられた国土交通省交通政策審議会の答申『地震に強い港湾のあり方～災害に強い海上輸送ネットワークの構築と地域の防災力の向上を目指して～』では、港湾施設の耐震性の再点検として次のようなことが記述されている。「耐震強化岸壁などの耐震強化施設については、平成11年度に港湾の施設の技術上の基準が見直され、レベル2地震動（施設の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動）が考慮されるようになったことから、これ以前に設計された耐震強化施設については耐震性能の再点検を行い、必要に応じて改良を推進する。特に、老朽化した耐震強化施設については、所定の機能が十分に発揮されない恐れがあることから、緊急的な対応を実施する。」（国土交通省、2005）。

つまり、これまでの想定以上の地震動を考慮しなければならぬ港湾構造物が数多くあり、既存の岸壁（特に老朽化したもの）に対する効果的な耐震補強工法が必要とされている。

一方、耐震強化岸壁の整備コストについて、同答申では次のように述べている。

「耐震強化岸壁の整備コストは、通常の岸壁の平均1.4倍となっており、施設整備が遅れている一つの要因となっている。このため、大規模地震に関する最新の科学的・工学的知見や技術を活用し、耐震強化施設の新設整備や既存ストックの耐震強化に係るコスト削減を図る技術開発を推進する」（国土交通省、2005）。

ここで、施設整備の遅れについてのデータを示すと、表-1.1に示すように、平成14年度末現在では、2010年をめどとした基本計画の336バース（184港）に対し、未着工のものが168バース（117港）見受けられるとの報告がある（会計検査院、2003）。すなわち、コストを削減できる岸壁の耐震補強技術への要望は非常に高い。

これらの背景をふまえ、陸上での実績の多い補強土工法を海洋構造物へ適用することを目指して実施した共同研究（海洋構造物への補強土工法の適用性に関する共同研究、（独）港湾空港技術研究所・（財）地域地盤環境研究所・三井化学産資㈱・みらい建設工業㈱：平成14年12月～平成17年12月）では、既存岸壁の耐震補強や新設岸壁の建設コスト削減だけでなく、既存岸壁の増深などの機能更新にも有効な新工法（SG-Wall工法）を提案している。これは、岸壁（quay Wall）等の港湾構造物の新しい構築工法として、浚渫土等に対する固化処理工法（Soil stabilization）と補強土工法（Geosynthetics；特にジオグ

リッド）を組み合わせた工法（SG-Wall）である。なお、共同研究においては、（財）地域地盤環境研究所が設計法及び解析を、三井化学産資㈱が載荷実験や引き抜き試験などの実験の実施を、みらい建設工業㈱が施工法の検討を中心に検討してきた。また、開発の過程において、補強土工法への造詣の深い防衛大学の研究グループ（宮田喜壽助教授、重久伸一助手）のアドバイスを受けながら実施してきた。宮田助教授および重久助手は（財）地域地盤環境研究所より本共同研究へのアドバイザーとして委嘱されている。なお、本資料における要素試験結果等については重久助手による成果であるため、共同研究外ではあるものの、本資料の共著者としている。

SG-Wall工法の開発は、当初は矢板式の構造をターゲットとして実施してきた。矢板型のSG-Wall工法については、平成15年度に特許出願され、平成17年度に特許公開されている（特願2003-423111、特開2005-180041）。一方で、平成16年度に適用性について兵庫県南部地震などの経験をふまえてのアドバイスを国土交通省近畿地方整備局から頂いたところ、既存ケーソン式岸壁への適用方法へと発展し、ケーソン型のSG-Wall工法を平成17年度に特許出願するにいたっている（特願2005-214217）。

本論文は、共同研究会の提案する新工法（SG-Wall工法）について、矢板式及びケーソン式のそれぞれについての検討結果をとりまとめたものである。

以下に本論文の構成を概説する。1章では上述のように本研究の背景を述べた。2章では、既往の研究について、固化処理工法・補強土壁工法・岸壁の耐震補強工法及び増深工法の順にとりまとめる。3章では、固化処理土と補強材の複合構造の挙動についての基礎的な知見を得るための静的載荷試験の結果を述べる。4章では、同じく固化処理土と補強材の複合構造の挙動について、引き抜き試験の結果と引き抜き強度の特性についてとりまとめる。5章と6章では、ケーソン型と矢板型のSG-Wall工法について、その概要と模型振動実験結果を述べる。7章では、今後の展望として、実際の港湾施設に適用する際に想定される多種多様な状況への適用性についての見解と本工法の発展性を述べる。8章はまとめである。なお、施工法等についての考え方と、載荷実験結果についての解析的検討事例を付録にとりまとめている。また、本資料では実験データを示すことを主眼としており、定性的な検討を述べるにとどめているが、今後、定量的な検討を実施していく予定である。

表-1.1 平成14年度末現在の耐震強化岸壁の整備の進捗状況（会計検査院，2003）

港格	計画			整備済み			整備中			未着工	
	港湾管 理者数	港湾数	バース (A)	港湾数	バース (B)	進ちょ く率	港湾数	バース (C)	進ちょ く率 [※]	港湾数	バース (D=A-B-C)
特定重要港湾	21	21	100	14	54	54%	1	1	55%	19	45
重要港湾	55	88	149	31	50	34%	16	16	44%	59	83
地方港湾	34	75	87	28	36	41%	11	11	54%	39	40
計	79	184	336	73	140	42%	28	28	50%	117	168

(注)整備中欄の進ちょく率[※]は，計画バース数に対する，整備済みと整備中を合わせたバース数の割合である。

2. 既往の研究

2.1 固化処理工法

(1) 固化処理工法の分類

固化処理工法には、表-2.1.1に示すように適応土質、混練り方法などの違いにより軟質土固化処理工法、事前混合処理工法、軽量混合処理工法、深層混合処理工法がある。軟質土固化処理工法は、軟弱な粘性土の固化処理工法の総称であり、粘性土と固化材の攪拌混合方式の違いによって、プラント混合方式と管中混合方式に区別されている。

これら固化処理工法の内、管中混合固化処理工法（(財)沿岸開発技術研究センター，2001）、事前混合処理工法（(財)沿岸開発技術研究センター，1999a）、軽量混合処理工法（(財)沿岸開発技術研究センター，1999b）、及び深層混合処理工法（(財)沿岸開発技術研究センター，1999c）は、既往の研究成果をまとめた技術マニュアルが整備され、調査・試験、設計、配合設計・配合試験、施工などが体系化されている。

SG-Wall工法には、深層混合処理工法を除く全ての固化処理工法の適用が可能であると考えられる。

(2) 管中混合固化処理工法

管中混合固化処理工法は、軟弱な浚渫土を空気圧送にて輸送する際に、圧送管内で発生するプラグ流による乱流効果を利用して、浚渫土と固化材を攪拌混合するものである。1996年頃の小型機（50m³/h級）での実用化を皮切りに開発が進められ、各地で実績が積み重ねられ、2002年度までに29件の施工実績が報告されている（(社)日本埋立浚渫協会，2003）。1998年度～1999年度にかけて、積み重ねられた実績等から得られた成果に基づき、工法の分類、用途、許容応力度設計法に基づく配合設計の考え方、体積変化率の定義、施工管理方法、処理土の工学的性質などの整理がなされた（運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室，1999；(財)沿岸開発技術研究センター，2001）。2001年～2002年には、中部新国際空港の埋立地盤約8,600,000m³の造成に適用され、固化処理土の設計の考え方、配合に関する管理、出来形、環境負荷に関する調査結果と課題がまとめられている（佐藤，2004）。

表-2.1.1 固化処理工法一覧

工法名		適応土質 (地盤)	混練り方法	特 徴
軟質土 固化処理工法	管中混合方式 (管中混合処理工法)	粘性土	空気圧送のプラグ流を利用した管中混合	<ul style="list-style-type: none"> ・ 比較的含水比の高い粘性土に、固化材を添加して混合する。 ・ 管中混合方式は、大規模な埋立地盤などの急速施工が可能であり、固化材の添加位置および添加方法によって、種々の方法がある。 ・ 粘性土の含水比が低い場合には、圧送の効率を確保するために加水を行うことがある。
	プラント混合方式	粘性土	混練りミキサによる機械式混合	<ul style="list-style-type: none"> ・ 粘性土に固化材を添加して、ミキサで混合する。含水比の比較的低い粘性土にも適応可能である。 ・ 小規模から中規模の施工に適している。 ・ プラント混合方式にはミキサによる混練り後に、空気や油圧で圧送するものとベルトコンベヤで運搬するものがある。
事前混合処理工法		砂質土	ベルトコンベヤ上での混合（ドライ方式）	<ul style="list-style-type: none"> ・ 含水比の低い（15%程度以下）土砂にセメントなどの安定材と分離防止材を事前に添加・混合する。 ・ ベルトコンベヤ上で土砂と安定材の混合を行うので、大量で連続施工が可能である。
			混練りミキサによる混合（ウェット方式）	<ul style="list-style-type: none"> ・ 比較的含水比の高い土砂は、混練りミキサにより混合する。
軽量混合処理工法 (SGM 軽量土)		粘性土	混練りミキサによる混合	<ul style="list-style-type: none"> ・ 浚渫土や建設残土に加水を行って含水比を調節し、その後セメントなどの安定材と軽量材（気泡または発泡ビーズ）を混合し、軽量で安定した地盤材料を造る。 ・ 通常の土砂に比較して密度が小さい（$\gamma_t = 10 \sim 12 \text{ kN/m}^3$程度）。
深層混合処理工法 (CDM)		粘性土 および 砂質土	現位置での攪拌翼による混合	<ul style="list-style-type: none"> ・ セメントなどの安定材を地盤中に供給し、攪拌翼を用いて混合する。 ・ 設計強度は$q_u = 500 \sim 2500 \text{ kN/m}^2$であり、他の工法が$100 \sim 500 \text{ kN/m}^2$であるのと比較すると大きい。

(3) プラント混合方式

プラント混合方式の固化処理工法は、粘性土にセメント等の固化材を添加し、機械式のミキサを用いて攪拌・混合するものである。処理土は、油圧や空気を用いて圧送したり、ベルトコンベヤを用いたりして打設場所まで輸送する。施工能力が30~200m³/h程度の小型の機械が中心であり、港湾工事でも1992年頃から適用されるようになった。2002年度までに、小規模、中規模の工事を中心に14件の施工実績が報告されている（(社)日本埋立浚渫協会, 2003）。

(4) 事前混合処理工法

事前混合処理工法は、砂質土に少量の安定材（セメント等）と分離防止材を事前に添加・混合し、新材料に処理した後、所定の場所に運搬・投入してそのまま安定した地盤を造成する工法である。混合・投入打設時の処理土の状態によってドライ方式、ウェット方式、スラリー方式に分類される。1987年頃にセメント混合した砂質土の基礎的特性に関する研究（善ら, 1987）が始まり、1989年には、設計のためのいわゆる手引き書（(財)沿岸開発技術研究センター, 1989）が発行された。その後、東京湾横断道路木更津人工島などにおける施工実績をもとに、工法の用途・適用、配合設計の考え方、処理土地盤の設計法、施工法及び施工管理方法、処理土の工学的性質などの整理がなされた。1998年度までに、液状化防止、土圧低減などを目的として5件の施工実績が報告されている（(財)沿岸開発技術研究センター, 1999a）。

(5) 軽量混合処理土工法

軽量混合処理土工法は、液性限界以上に加水してスラリー化させた粘性土など原料土に、軽量化材、固化材などを添加・混合して作製した密度0.6~1.5g/cm³の軽量混合処理土を、地盤材料として港湾・空港での埋立や裏埋材などに用いるものである。軽量混合処理土工法は、1992年より港湾技術研究所、(財)沿岸開発技術研究センター、民間23社で発足した「港湾・海洋環境を対象とした軽量混合地盤材料の開発に関する研究会（SGM軽量土研究会）」を中心となって開発が進められ、材料特性（石塚ら, 1994など）、施工性（土田ら, 1994など）、設計（奥村ら, 1996など）に関する基礎研究を経て、1997年度に阪神淡路大震災による被災岸壁の復旧工事での実施工採用にいたった。その後、羽田空港沖合展開事業等の採用実績を踏まえて、工法の特徴・用途、配合設計の考え方、処理土地盤の設計法、施工法及び施工管理方法、処理土の工学的性質などの整理がなされた。1998年度までに岸壁・護岸背後の裏込め・埋立材料や軟弱地盤上への盛土など6件の施工実績が報告されている（(財)沿岸開発技術研究

センター, 1999b）。

(6) 固化処理土地盤の被災

固化処理土地盤が地震により被災を受けた例は、2003年十勝沖地震における釧路港西港区岸壁があげられる。当該岸壁は、ケーソン式で裏埋部の液状化対策として管中混合固化処理土が用いられていた。被災プロセス（図-2.1.1）は、まず設計を超える地震動によりケーソン及び裏込め石の安定性が低下し、ケーソンが海側へ0.15~0.4m程度移動、拘束圧が低下して裏込め石の変形性が高まり、ケーソンの移動を埋めるように裏込め石が変形し0.56~0.78m程度沈下したと考えられている（図-2.1.1）。この時、裏込め石には揺すり込みにより全体的に約0.5~2%程度の体積減少も発生した。固化処理土は、裏込め石の変形によって地盤下方から支えが無くなり、応力の高くなる部位に亀裂が発生し、エプロン部分も沈下したと考えられる（千葉ら, 2004）。「十勝沖地震による釧路港第4埠頭被災に関する検討委員会」によって、『ケーソン本体への影響がなかったため、裏埋石の被災前までの高さの復旧と被災を受けた舗装・路盤の復旧を実施する』という基本方針が示されており、2004年度に復旧工事が行われている（図-2.1.2）。裏埋め部の亀裂（図-2.1.3）がおよぼす影響及び対策に関しては、(社)日本埋立浚渫協会も復旧工事の施工中に現地調査を行い、既往の研究成果をもとに考察を行っている。以下、(社)日本埋立浚渫協会の考察の概要を述べる。

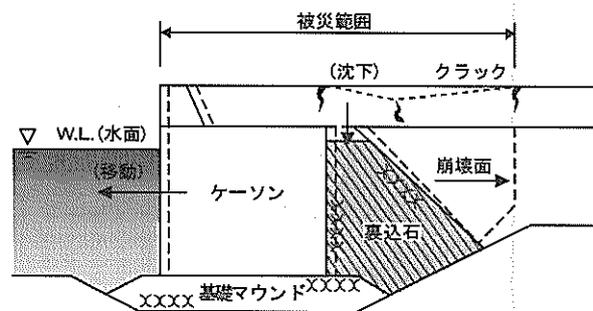


図-2.1.1 釧路港西港区第4埠頭の想定被災プロセス

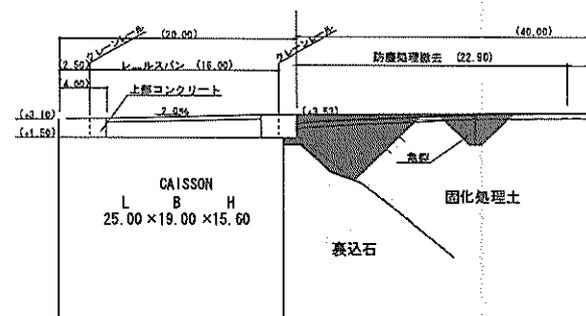


図-2.1.2 釧路港西港区第4埠頭の復旧断面

a) 亀裂の影響

亀裂が発生した場合の固化処理土の強度は、処理土の非圧密非排水(UU)三軸圧縮試験結果より、拘束圧を受けている状態では降伏後もピーク強度とほぼ同程度の強度を保持する(渡部ら, 2001)ことから、亀裂が発生してもケーソンへの作用土圧や上載荷重の支持の観点では問題がない。一方、海水養生した試料の時間経過と劣化領域に関する研究では、カルシウム分の溶出により固化処理土の海水(自由水)と接触した表面が1年で10mm程度、20年後で50~60mm程度まで劣化(強度低下)することが報告されている(池上ら, 2002)。当該岸壁における固化処理土の亀裂部分では、潮汐に連動した海水(自由水)が確認されており、長期的には処理土の劣化による亀裂の拡大が懸念されるため、海水(自由水)の浸入を防ぐ対策が必要である。

b) 対策方法

復旧工事の現設計通り、亀裂部分を平均水面程度まで掘削し、粗粒材で置き換えるとともに、亀裂内部を十分に突き固めるなどして充填処理を行うことで海水(自由水)の影響を防ぐことができる。

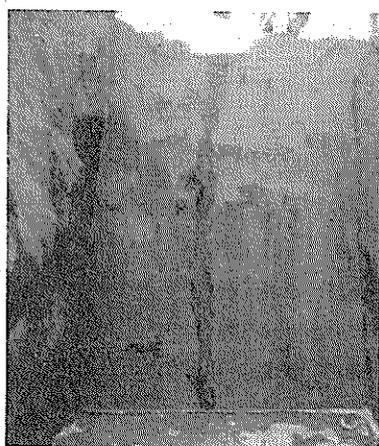


図-2.1.3 釧路港西港区第4埠頭固化処理土の亀裂

2.2 補強土壁工法

(1) 補強土壁工法の概要

土中に帯鋼、鉄筋、あるいはジオテキスタイルなどの補強材を配して、土塊を安定させる工法を一般に補強土壁工法(例えば、(社)地盤工学会, 1999)という。補強土壁工法の本質について簡単に説明すると、土塊に外力が作用すると、補強材に引張り力が生じて土に作用するせん断力が減少する。さらに土には拘束圧が作用し、土のせん断強度と剛性が大きくなる。この2つのメカニズムを期待するのが補強土壁工法の基本的な考え方である。補強土壁工法の原型は、古くは紀元前の中国において葦や小枝を用いた構造物にみられ、日本や欧米においても同様の例が存在した(例えば、(社)地盤工学会, 1986)。近代的な補強土壁工法の発展は、1963年にフランスのH.Vidalによって開発された帯鋼補強土壁工法(別名: テールアルメ)の登場がきっかけであるとされている(例えば、(社)地盤工学会, 2000)。帯鋼補強土壁工法の概要を図-2.2.1に示す。盛土中に帯鋼を敷設しこれを壁面材と連結させるという画期的な構造形式で、この工法の開発をきっかけに補強土壁工法は急速に発展した。わが国においては、1980年代はじめにアンカー補強土壁工法が開発された。アンカー式補強土壁工法の概要を図-2.2.2に示す。剛な壁面と連結されたタイバー端部のアンカープレートによって小さな変形で大きな引抜き抵抗力が得られ、現場発生土などを幅広く適用できるという利点を持つ。1979年、英国において剛性の大きいジオグリッドが開発されると、1980年代にはジオテキスタイルを用いた補強土壁工法が急速に発展した。さらに、1990年代には、引張り剛性を有する面上のジオテキスタイルを盛土内に敷設し、法面に壁面工を設けることで急勾配あるいは鉛直に近い法面を有する盛土を構築する、ジオテキスタイル補強土壁工法が開発された(例えば、苗村ら, 1993)。ジオテキスタイル補強土壁工法の概要を、図-2.2.3に示す。盛土材と盛土中に敷設されたジオテキスタイル、そして壁面工が一体となって外力や土圧に抵抗する。そのため、比較的軟弱な地盤上の構築においても、直接基礎形式が可能となり、用地に制約のある場合に有効な工法である。また、補強と排水の両方の機能を併せ持たせたジオテキスタイルを用いれば、低品質な現場発生土も有効に活用できる(龍岡, 1991)。また、最近の地震被災事例により、優れた耐震性を有することも確認されている(館山ら, 1996)。ジオテキスタイル補強土壁の開発当初は、工事用道路などの比較的重要度の低い構造物への適用が多かったが、最近では道路や鉄道あるいは橋梁などの重要構造物への適用も広く行われている(館山ら, 1993)。

陸上では、適用範囲が広がりつつある補強土壁工法であるが、港湾構造物においては菊池らによってアンカー補強土壁と帯鋼補強土壁の適用性が検討されている以外は、ほとんど適用例が見当たらない(菊池ら, 1999)。しかし、現場発生土を有効活用でき、軟弱地盤上であっても大掛かりな基礎を必要とせず、耐震性にも優れる補強土壁工法を港湾構造物へ適用することは有効であると考えられる。

(2) ジオテキスタイル補強土壁工法の研究動向

ジオテキスタイル補強土壁工法は、我が国に1980年代に導入されて以来年々その実績は増加し、数多くの研究が行われている。これらの研究は、大きく分類すると、実験的なものと解析的なものに分けられる。まず、実験的な研究について述べる。坂井らは、実際の設計・解析に供し得る実験方法を確立するために、引抜き実験と一面せん断試験によって得られたデータを比較検討している(坂井ら, 1989)。これは引抜き実験において、ジオグリッド供試体の寸法や形状によって実験結果が異なることなどからであり、その結果、特に土とダイレイタンスゾーンの発現の関係からジオグリッドの敷設幅を全幅にする必要があること、敷設長さに関しては有効長の算定法によって引抜きせん断応力に大きな影響を与えることを明らかにしている。平井は、土とジオグリッドから構成される土-ジオグリッド系における摩擦抵抗特性を明らかにするための引抜き実験に関し、実験に与える要因を除去した標準的な実験方法の提案をおこなっている(平井, 1997)。また、その標準的な実験により得られた結果から“土とジオグリッドとの摩擦特性”の発生機構および評価方法について考察している。

ジオテキスタイル補強土壁の耐震性に関する実験的研究については、松尾らは、ジオテキスタイル補強土壁の耐震性を検討するために、補強材の敷設長、盛土高、壁面勾配、壁面剛性および入力波を変化させた振動台実験を実施し、既往の安定計算と比較検討している(松尾ら, 1996)。その結果、既往設計法は破壊状態に対してはある程度の安全率の余裕を含んでいるが、復旧対策を必要としない使用限界の変形状態に対する安全率の設定が重要であることを示している。井澤らは、ジオテキスタイル補強土壁の地震時変形量予測においては、補強土壁を構成する補強材および盛土材料の特性を把握することが重要であると考え、補強材の剛性、引抜き抵抗および盛土材の粒径が補強土壁の安定性に及ぼす影響について検討している。その結果、補強材の剛性や引抜き特性が補強土壁の安定性に大きく影響すること、盛土材粒径の違いにより補強材の引抜き特性が異なることを示している(井澤

ら, 2003)。また、遠心振動台実験により、振動時には振動とともに徐々に補強土壁の変形が進行するため、効率よく補強材にひずみが導入され、補強土壁の変形をより高い震度まで拘束することができることを示している。

解析的な研究については、荻迫らは、ジオグリッドの引き抜き実験結果に基づき、粘性土とジオグリッドの相互作用特性について検討している。これより、粘性土とジオグリッド間に作用する引抜き抵抗は変位に依存しない部分と変位に依存する部分に分けて評価することにより、その特性を統一的に評価できるとしている(荻迫ら, 1999)。そして、ジオグリッドは軸力を負担するものの曲げ剛性はないことを考慮して、これを平面トラス要素にモデル化し、地盤および盛土材の応力ひずみ関係にはDuncan-Changの非線形弾性モデル(Duncan and Chang, 1970)を用い、また、土とジオグリッド間に作用する引抜きせん断抵抗を表現するため土とジオグリッド間にジョイント要素を配置したモデルを考え、ジオグリッドで補強された粘性土地盤の模型土槽実験について有限要素解析を行っている。また、解析と実験値の比較を行い、その妥当性について検証を行っている。棚橋らは、軟弱粘土の表面にジオグリッドを直接敷設しても補強土効果が得られないことから、サンドマットとジオグリッドの組み合わせ効果が支持力の増加に貢献すると考え、サンドマットとジオグリッドを使用し、荷重-沈下曲線を得るための数種類の支持力模型実験を行っている。そして、得られたジオグリッドの力学的性質と土の相互作用を考え、ジオグリッドをビーム要素、ジオグリッドと土の相互作用を表現するためにはジョイント要素、土のモデルは関口・太田モデル(Sekiguchi and Ohta, 1977)を用いた有限要素解析を行っている。その結果より、ジオグリッドとサンドマットを併用することにより軟弱地盤の支持力を著しく改良できることが定量的にも明らかにされたとしている(棚橋ら, 1998)。平田は、補強材による土の変形拘束をせん断に伴う土の体積膨張(正のダイレイタンスー応答)をジオシンセティックスが拘束する効果であると考え、大規模現場実験を例にとりて検討し、有限要素解析を行うことにより、シンセティックス補強盛土の補強効果を検討している(平田, 2000)。

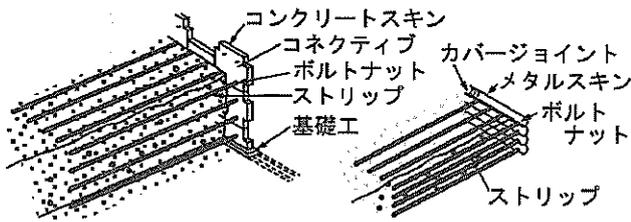


図-2.2.1 帯鋼補強材の概要 (地盤工学会, 1999)

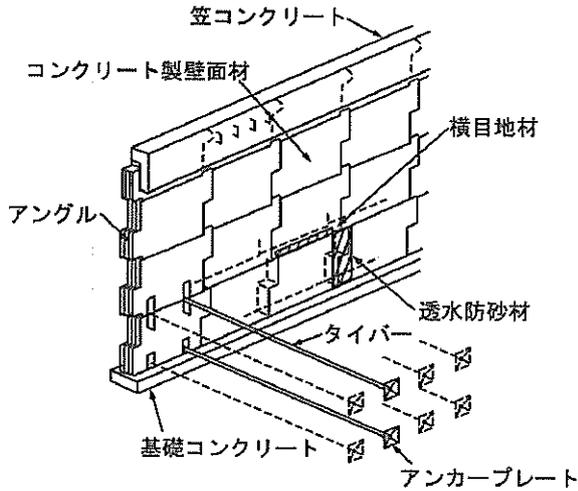


図-2.2.2 アンカー補強土壁工法の概要 (地盤工学会, 1999)

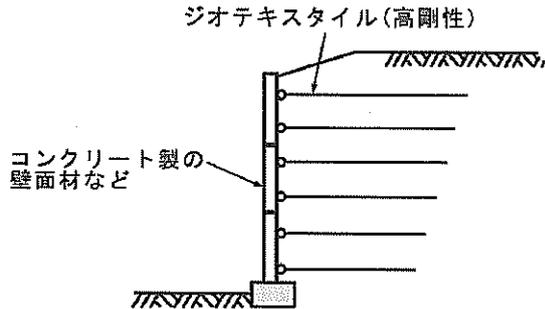


図-2.2.3 ジオテキスタイル補強壁工法の概要 (地盤工学会, 1999)

2.3 岸壁増深及び耐震性向上法

(1) 岸壁の増深

コンテナ等の貨物の海上輸送コストは船舶のサイズ(船型)と航行日数に依存する。例えば、20 ftのコンテナ1個の海上輸送費用は、図-2.3.1のようになる(港湾事業評価手法に関する研究委員会, 2004)。そこで、岸壁の水深を深くすることにより、従来は着岸できなかった船舶を荷主のより近くに寄港させることで、陸上輸送費用に加えて、場合によっては船舶の航行日数を削減することで輸送費用を削減することができる。すなわち、岸壁の増深により、輸送ルートが変更され、輸送コストを削減することが可能となる(図-2.3.2)。また、輸送ルートの

変更を伴わない場合においても、図-2.3.3に示すように、船舶を大型化することによる輸送コスト削減も期待できる(港湾事業評価手法に関する研究委員会, 2004)。

このため、既存の岸壁を増深する技術の開発が期待されている。しかし、一般に、既存の岸壁を現位置で増深することは極めて難しく、岸壁法線を前だして新規に岸壁を作成することが多い。増深工法として考案されている工法については、(3)項および(4)項において、改良前施設の構造形式に応じ、耐震補強工法とともに示すこととする。

(2) 耐震性向上

1995年兵庫県南部地震における神戸港の被災においては、従来の液状化判定では礫が多くて液状化しにくいと思われていたまさ土による埋め立て部が液状化したことが、被害を拡大した要因の一つとされている。実際、種々の条件に対して液状化解析プログラムFLIPを用いて検討した結果から、液状化対策の重要性が明らかとなっている(Ichii et al., 2002)。例えば、図-2.3.4は、基礎地盤及び背後地盤の液状化強度(等価N値: Equivalent SPT N-value)が、重力式岸壁の変形率(天端の海側水平変位量 d を岸壁高さ H で除したもの)にどのように寄与するかを示したものである。マウンド直下の砂層厚さ(D)に応じた2種類の結果を示しており、横軸が等価N値によって液状化強度を、縦軸が変形率を示している。なお、兵庫県南部地震における神戸港の波形を最大加速度0.1Gから0.6Gまで、パラメトリックに変化させた場合の結果を示している。地震動のレベルにもよるが、地盤が液状化するような条件(等価N値が小)では、変形が非常に大きくなる傾向を示している。一方で、図-2.3.5は、設計震度との関係が深いケーソンの縦横比(W/H)と変形率の関係を示したものである。図-2.3.4との比較からわかるように、変形率に及ぼす影響としては、設計震度の影響よりも地盤の液状化の影響の方が大きく、耐震補強においては液状化を発生させないための地盤改良が重要であることがわかる。そして、図-2.3.5の左側の図が示すように、基礎地盤が良好な場合には、ケーソンの縦横比が大きくなる(ケーソンが太くなる: W/H が大きくなる)につれて、変形が抑制されていく傾向となる。

(3) 既存ケーソン式岸壁への各種工法

既存ケーソン式岸壁の増深および耐震性向上方法については、作用原理等により、おおまかに次のように分類することができる(例えば、(財)沿岸開発技術研究センター, 1999d)。

①作用土圧軽減工法

既設構造物に対して岸壁背後から作用する土圧を低減させることにより、堤体の水平抵抗力を確保する方法である。具体的には裏込め土の撤去・軽量土（軽量混合処理土や水砕スラグ等）による置換・深層混合処理工法による固化（粘着力の付加）などがある（図-2.3.6）。しかし、土圧は小さくなくても、重力式の壁体そのものに作用する慣性力により、壁体が海側へ移動して被災する可能性があり、耐震補強効果には一定の限界がある。

②構造物重量増大工法

既設構造物の重量を増すことにより滑動抵抗力を補強する方法であり、具体的には上部や周囲に既存構造物と一体化するようにコンクリートを打設する方法や中詰め砂を銅水砕・コンクリート等の比重の大きい材料と置換する方法などがある（図-2.3.7）。しかし、重量の増加に伴い、地震時に作用する慣性力も増加するため、補強効果には一定の限界がある。

③滑動抵抗力補強工法

既設構造物前面などに杭や構造物、アンカー等を設置することにより、滑動抵抗を補強する工法である。しかし、重力式の壁体のような巨大な構造物に作用する慣性力に抵抗するための構造物を設置することは、地盤の反力等を十分に期待することができず設計面で困難となる場合が多い。

④前だし工法

既設構造物前面に新規の構造物を設置する工法である。構造上の制約が少ないため、構造形式としては種々のものが考えられる。例えば、デタッチドケーソン工法（図-2.3.8）は兵庫県南部地震における神戸港の復旧工法としても採用され、水中振動実験などにより、その適用性が確認されている（及川，2004）。

(4) 既存矢板式岸壁への各種工法

既存の矢板式岸壁に対しての耐震補強は、重力式に比べて構造が複雑であり、矢板本体や控え工の荷重バランスを保つことが難しいことから、それほど多くの種類は提案されていない。例えば、図-2.3.9に示すように、既存の矢板の直背面あるいは直前面に矢板を新設して一体化させる工法や、控え工を増設する工法、図-2.3.10に示すように栈橋等の構造物を前だしする工法がある。

しかし、実際には、矢板式の岸壁が設置されているところの場合、控え工の増設や前だしの用地幅を確保することが難しく、適切な耐震補強工法（および増深工法）がない場合が多い。

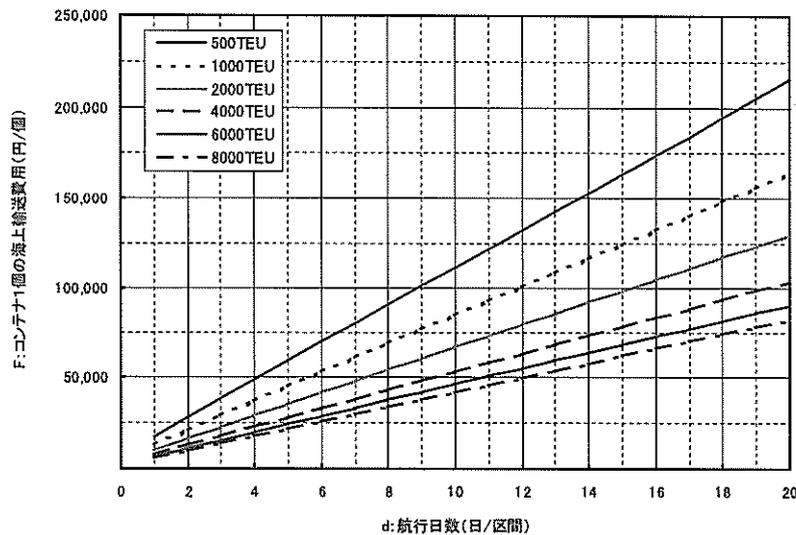


図-2.3.1 コンテナ1個当たりの海上輸送費用
(港湾事業評価手法に関する研究委員会，2004)
(500TEU から 8000TEU は船舶の最大積載貨物量)

輸送ルートの変換

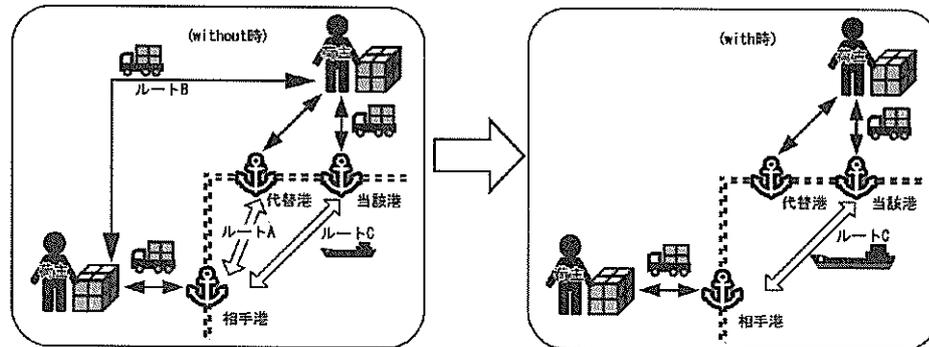


図-2.3.2 増深に伴う輸送ルート変換による便益
(港湾事業評価手法に関する研究委員会, 2004)

船舶の大型化

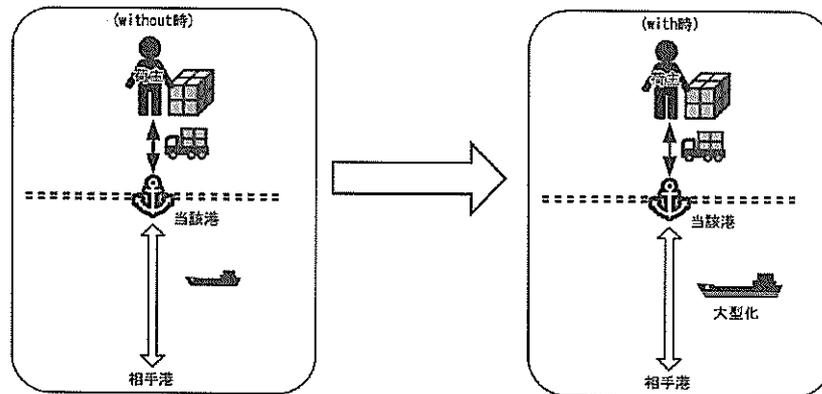


図-2.3.3 増深に伴う船舶の大型化による便益
(港湾事業評価手法に関する研究委員会, 2004)

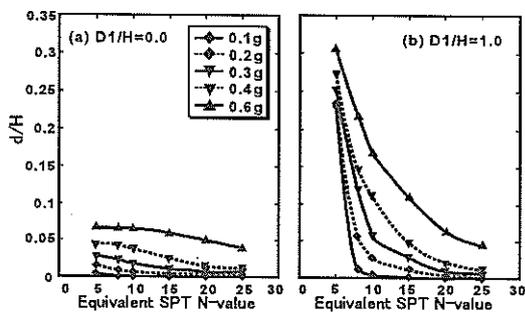


図-2.3.4 地盤の等価N値と重力式岸壁の変形率
(Ichii et al., 1999)

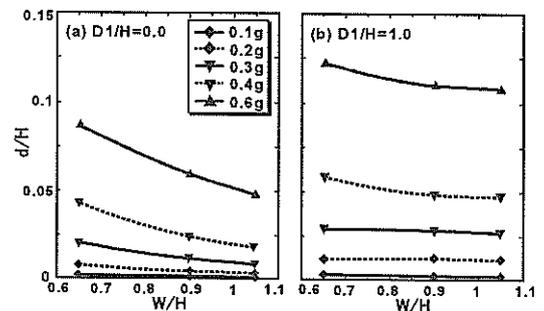
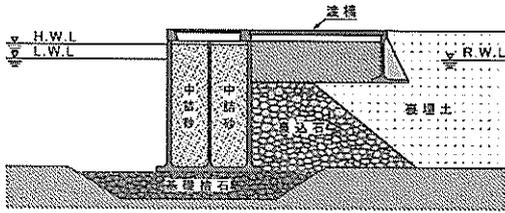
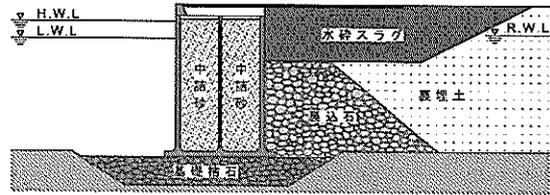


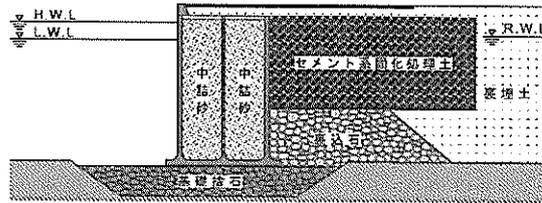
図-2.3.5 ケーソン縦横比と重力式岸壁の変形率
(Ichii et al., 1999)



(a) 裏込土の撤去

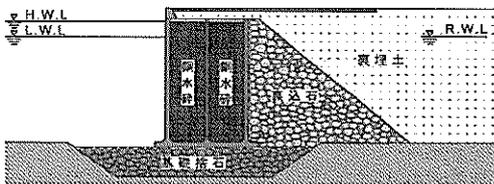


(b) 裏込土の置換による処置

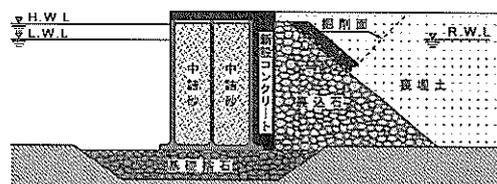


(c) 裏込土の固化処理による対策

図-2.3.6 作用土圧の軽減による補強



(a) 中詰砂の置換 (銅水砕など)



(b) コンクリートと堤体と一体化して打設

図-2.3.7 堤体の重量化工法

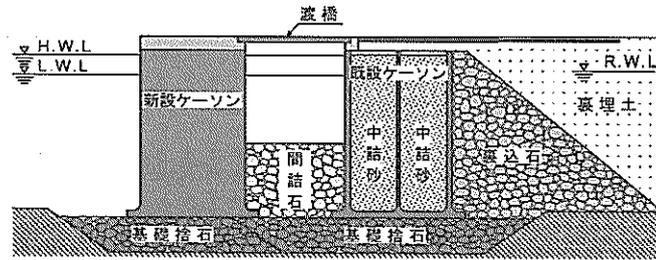


図-2.3.8 デタッチドケーソン工法

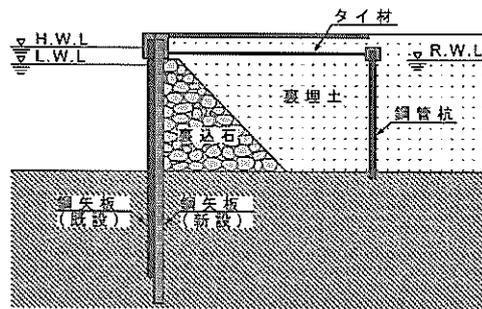


図-2.3.9 新設矢板一体化工法 (直背面)

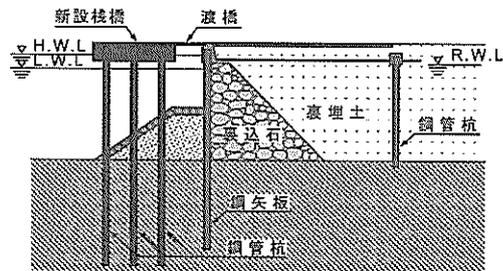


図-2.3.10 棧橋による前だし工法

3. 固化処理土と補強材の複合地盤の静的載荷実験

3.1 内的安定性の問題設定

固化処理土と補強材の併用により構成された複合地盤（補強固化体）については、その挙動が必ずしも明らかとはなっていない。また、岸壁の安定性を議論する上では、固化処理土と補強材が一体化した状態で安定した挙動を示す条件（内的安定性が確保される条件）と、全体系において安定した挙動を示す条件（外的安定性が確保される条件）の両者を別々に検討する必要がある。本章では、内的安定性の検討のために実施した静的載荷実験の結果を示す。

設計等において考慮すべき「内的安定性」の検討項目としては、例えば以下の3点が考えられる。

- ①補強固化体は自立するか？
- ②鉛直方向の亀裂の発生や拡大を抑制できるか？
- ③補強材の引抜けは生じないか？

例えば、考えられる一つの設計の流れとしては、まず①を目的に固化処理土の強度を設定する。次にせん断面に沿った亀裂の発生を仮定し、補強材で抵抗するように補強材の強度等と敷設条件（間隔と長さ）を考える。すなわち、②に対しては、仮定した亀裂に対して必要な補強材を敷設することにより安定が確保されると考える。

固化処理土の強度、補強材の強度等と敷設条件が決まると補強固化体の長さを決めなければならない。このブロック長さの決定方法は護岸全体系の外的安定性を決めるものであり、外的安定性の検討から議論されるものであると考えられる。なお、岸壁背後に設置される補強固化体の機能は、前面のケーソンや矢板への土圧を軽減あるいは無視できるようにし、かつケーソンや矢板の滑動あるいは回転を補強材の引張り力で抑制することにある。補強材の引張り力については、②の亀裂の防止と③の引抜き抵抗の問題からの検討が必要である。

本章では、矢板壁の背後に補強固化体がある状態での静的な載荷試験により得られた、②の亀裂の発生等に関する基礎的知見を示す。なお、③の補強材の引抜き特性に関しては、次章にてとりまとめる。

3.2 載荷実験

(1) 実験概要

本検討では、矢板と固化処理土、補強材（ジオグリッド）が一体化したときの強度と変形特性、そのときの相互関係を明らかにすることを目的とし、1G場の静的載荷実験を実施した。その模型地盤の概要を図-3.2.1に示す。模型地盤には、幅600mm、奥行き200mm、高さ400mmの模型装置内に、基礎砂層として川砂を高さ200mmまで相対密度80%に締固め、根入れ150mmとした厚さ2mmのアルミ製矢板を設置した。矢板背面には材齢14日で目標強度 $q_u=200\text{kPa}$ として配合した固化処理土を打設した。固化処理土の原泥は、表-3.2.1に示すような基本物性を有する福岡県三池港より採取した浚渫土を用いた。実験方法は模型装置中央に150×150mmの載荷板を載せ、1mm/minの速さで載荷実験を実施し、載荷応力、載荷板沈下量を計測した。また、上下2箇所に取り付けた変位計から矢板変位量、および矢板下端から上方向に50mm間隔で取付けたひずみゲージから曲げひずみをそれぞれ計測した。実験ケースについては表-3.2.2にその概要を示す。Case1は従来の自立式矢板岸壁を再現し矢板背面に砂を用いたケース、Case2は補強材の有無による効果を検討するため補強材なしのケース、Case3は固化処理土中央の位置で矢板に固定された補強材1枚を全面に敷設したケース、Case4は敷設量と長さを検討するために固化処理土天端から下70mm、140mmの位置でそれぞれ矢板に固定された2枚の補強材を載荷板の端部まで敷設したケース、Case5はCase4の補強材の中間へ1枚の補強材を矢板には固定させずに敷設した千鳥配置のケース、Case6はCase4と同位置にて矢板へ固定された2枚の補強材を全面へ敷設したケースである。なお、補強材はポリエチレン製ネット（最大引張強度:2kN/m,目合い:縦9.0mm 横9.0mm）を使用した。

表-3.2.1 浚渫土の基本性状

	項目	数値
物理的性質	湿潤密度	1.326 g/cm ³
	乾燥密度	0.523 g/cm ³
	土粒子の密度	2.663 g/cm ³
	初期含水比 w_n	153.4 %
コンシステンシー	液性限界	94.0%
	塑性限界	40.2%
	塑性指数	53.8
粒度特性	砂分	3.8%
	シルト分	61.4%
	粘土分	34.8%
	最大粒径	0.425mm
pH		8.0
強熱減量		9.4%

表-3.2.2 実験ケース

(図中の数字は補強材の間隔：単位はmm)

	補強材	概要図
Case1	なし	
Case2	なし (固化処理土のみ)	
Case3	1枚中央敷設 L=400mm	
Case4	2枚敷設 L=175mm×2	
Case5	3枚千鳥敷設 L=175mm×2 L=312mm	
Case6	2枚敷設 L=400mm×2	

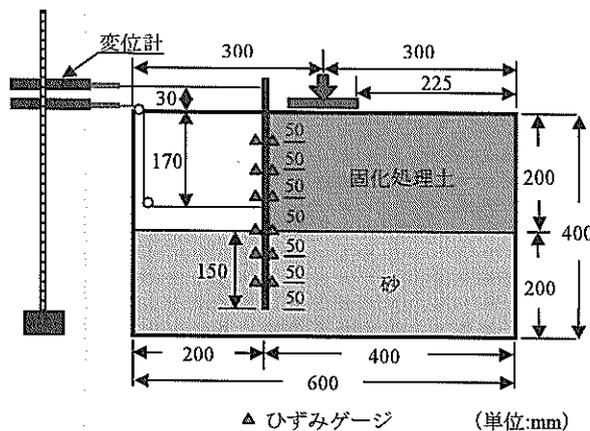


図-3.2.1 模型地盤の概要

(2) 実験結果

a) 荷重応力-沈下量関係

図-3.2.2 に荷重応力-荷重板沈下量関係を示す。Case1 では荷重板沈下量 15mm においてピーク強度を発揮し、固化処理土を打設した Case2~6 では明瞭なピークが観察されない。そこで、Case1 では荷重応力がほぼ一定となった沈下量 30 mm まで、Case2~6 では変形量に十分な差異が確認された沈下量 40 mm まで荷重した。ただし、Case3 では途中から一部のデータ収録が行われていない。各ケースで打設した固化処理土の一軸圧縮強さは、変動係数で 30% 程度ばらついていたため、その影響を考慮する必要がある。図-3.2.3 に荷重応力を各ケースの一軸圧縮強さで除して無次元化した荷重応力と荷重板沈下量の関係を示す。Case4 を除くと補強材を敷設したケースでは、補強材を敷設していない Case2 に比べて荷重応力が大きく、補強効果が発揮されていることがわかる。

b) 矢板変位量

図-3.2.4 に荷重板沈下量と矢板上下 2 箇所の変位量の関係を示す。荷重に伴う矢板の変位量は、図-3.2.1 で示した 2 つの変位計より計測した結果である。補強材を敷設していない Case1 と Case2 の荷重に伴う矢板の変位量は、補強材を敷設した Case3~6 よりも大きく、特に矢板の上部にて大きく変位していることから、補強材を敷設することにより矢板の変位が抑制されていることがわかる。

c) 変状形状

図-3.2.5 に各ケースの荷重実験後の状況を示す。ここでは、補強材の敷設位置をわかりやすくするために白線にて示している。また、図-3.2.6 にその変形の概要図を示す。Case1 では矢板が全体的に前倒れし、荷重板の最終沈下量 30mm において矢板の変位量は矢板上部に設置された上部変位計にて 42mm、基礎砂層境界付近に設置された下部変位計にて 14mm となっている。Case2 でも矢板が全体的に前倒れしているのがわかる。その変位量は、荷重板の最終沈下量 40mm において矢板上部の変位が 36mm、矢板下部の変位が 15mm となっている。荷重板両端部から約 45° の角度でクラックが発生するが、左側については矢板により進行が阻止される。そして、矢板側面から垂直上向きの力が作用するため、荷重板左端部から縦方向にクラックが進行したのと考えられる。右側については、矢板により遮断されないため、約 45° の角度でクラックが進行した。Case3 では、Case2 とほぼ同じ位置からクラックは発生するものの、中央に敷設している補強材がそのクラックの進行を遮断している。矢板は補強材の引張り力によって変位が抑制され、矢板の

上下ともに約 10mm となっている。Case4 においても載荷板両端部からクラックが発生するが、左側については補強材によりクラックの進行が遮断される。右側については、補強材で拘束された固化処理土と無補強の固化処理土とで変形の挙動が異なるため、補強材端部の境界部分でクラックが進行した。矢板に固定された補強材の敷設領域は、矢板と補強材、固化処理土が一体化して基礎砂層を押し込み、矢板根入れ部を側方変位させる。従って矢板の上部変位はほとんどなく、下部では 12mm 程度の変位があった。Case5 では Case4 同様に右側のクラックが補強材端部に沿って進行するが、中央に敷設している補強材によりその進行が一旦遮断される。クラックは、中央に敷設している補強材の上部の固化処理土全体で発生するようになるが、載荷応力が大きくなるに従い、遮断されていたクラックも再び進行し基礎砂層に達する。クラックが基礎砂層に達すると Case4 と同様に矢板に固定された補強材の敷設領域が一体化して基礎砂層を押し込み、矢板根入れ部を側方変位させる。矢板の変位は、最終沈下量において上下とも Case4 とほぼ同程度である。Case6 では Case3 同様に補強材がクラックの進行を遮断し、補強材を 2 枚敷設することで若干矢板の側方変位も抑制される。

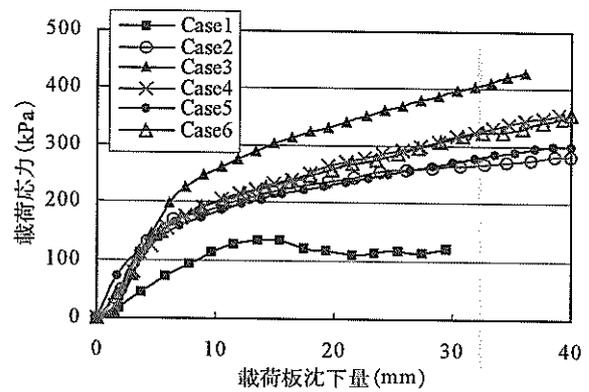


図-3.2.2 載荷応力-載荷板沈下量の関係 (1)

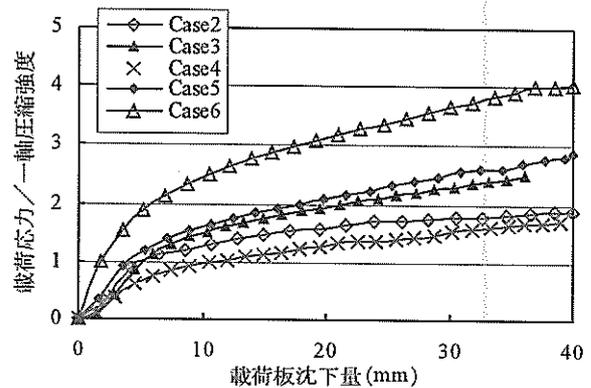


図-3.2.3 載荷応力-載荷板沈下量の関係 (2)

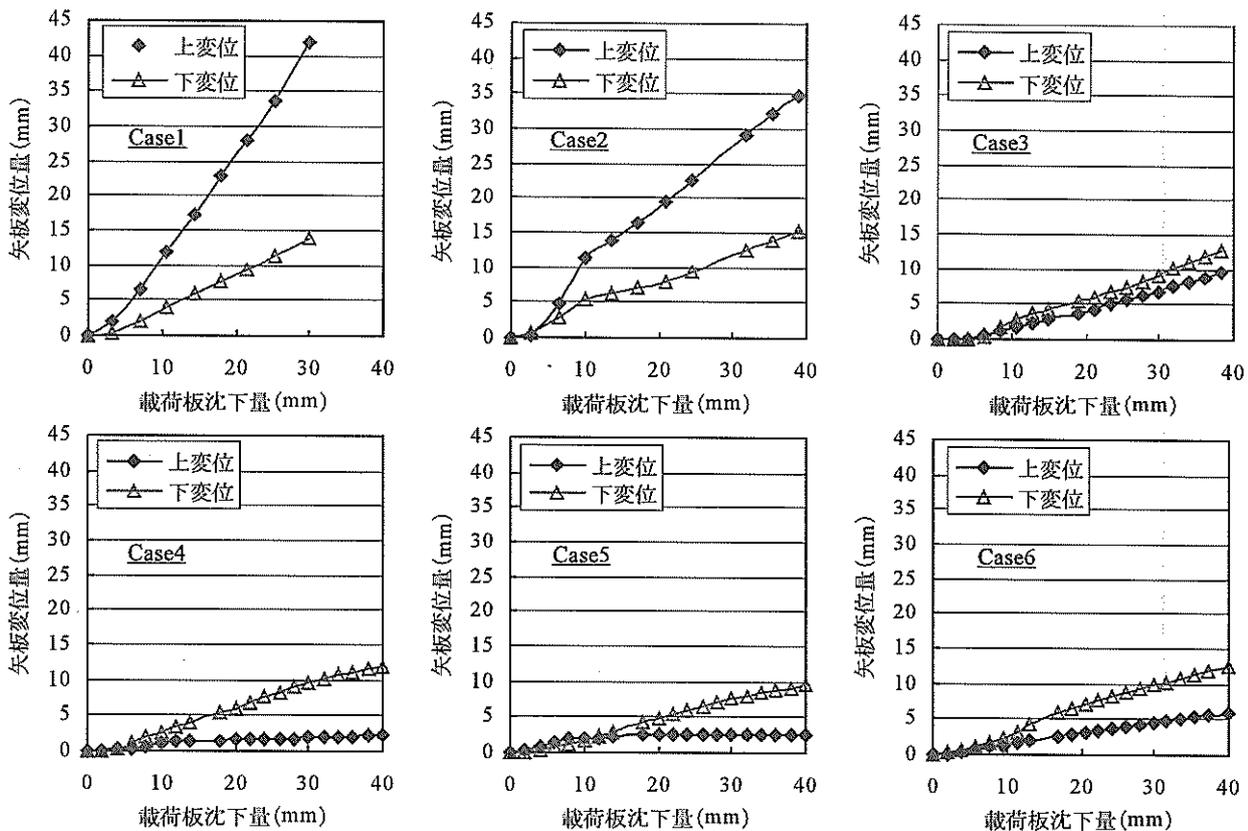


図-3.2.4 矢板の変位量

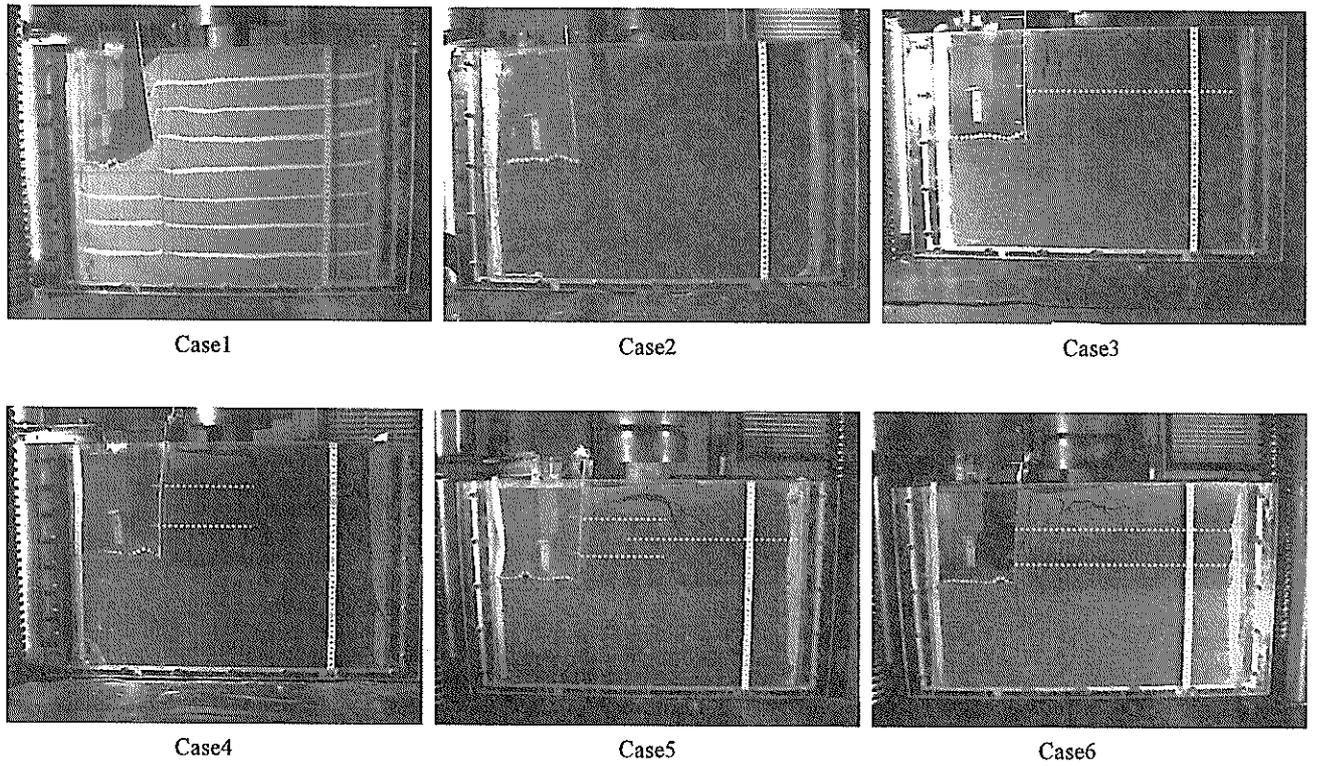


図-3.2.5 載荷後の状況

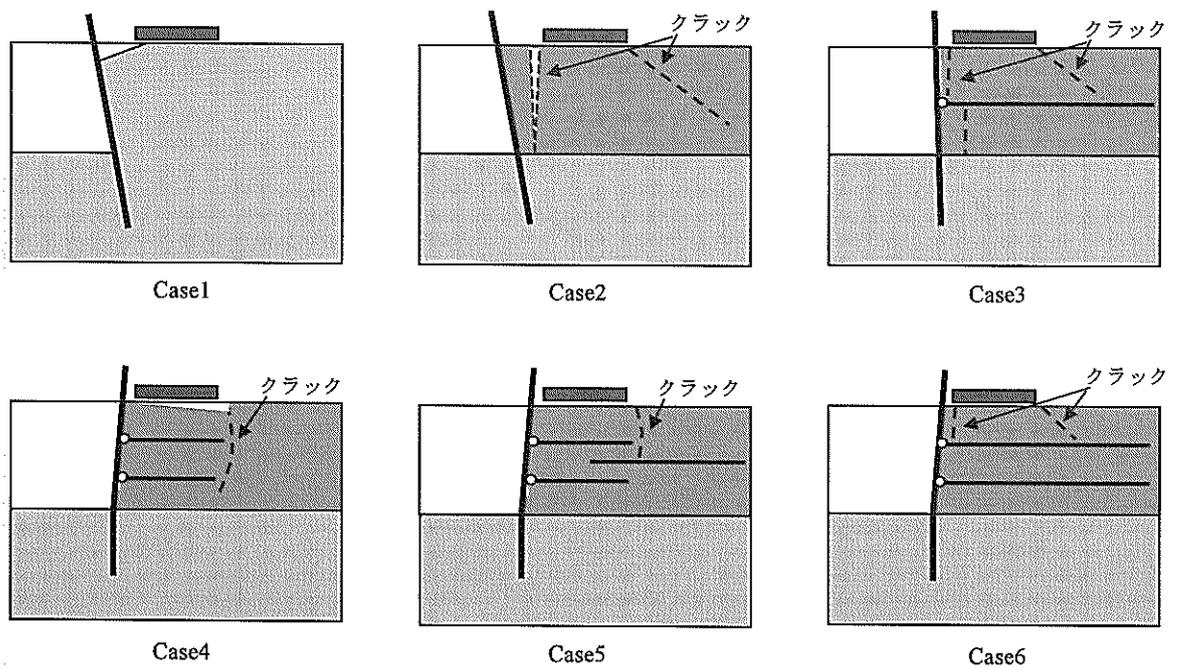


図-3.2.6 変形の概要図

d) 矢板の曲げモーメント

図-3.2.7 に各載荷板沈下量における矢板の曲げモーメント分布を示す。ここでは、矢板に取付けたひずみゲージより計測された曲げひずみから曲げモーメントを算出した。Case1 では矢板の根入れ部でプラスの最大曲げモーメントが作用していることから、基礎砂層の上部では土圧が矢板に作用していることが窺える。Case2 では矢板の根入れ部だけでプラスの曲げモーメントが生じているが、これは、載荷に伴う主働土圧が矢板根入れ部前面の受働土圧を超えたために根入れ部の矢板が大きく変位

したためであると考えられる。Case3 では基礎砂層との境界の位置である高さ 150mm にてマイナスの最大曲げモーメントが作用し、高さ 75mm の位置を境に矢板下端ではプラスのモーメントが作用していることから、矢板下端の変位や回転が矢板の根入れによって拘束されていることがわかる(根入れ効果)。Case4 と Case5 では、Case3 に比べて矢板高さ 150mm の位置での最大曲げモーメントが 2 倍以上作用しているが、図-3.2.4 からわかるように矢板の変位はむしろ小さいことから、矢板に取付けた短い補強材が安定性に寄与していると考えられる。一方、

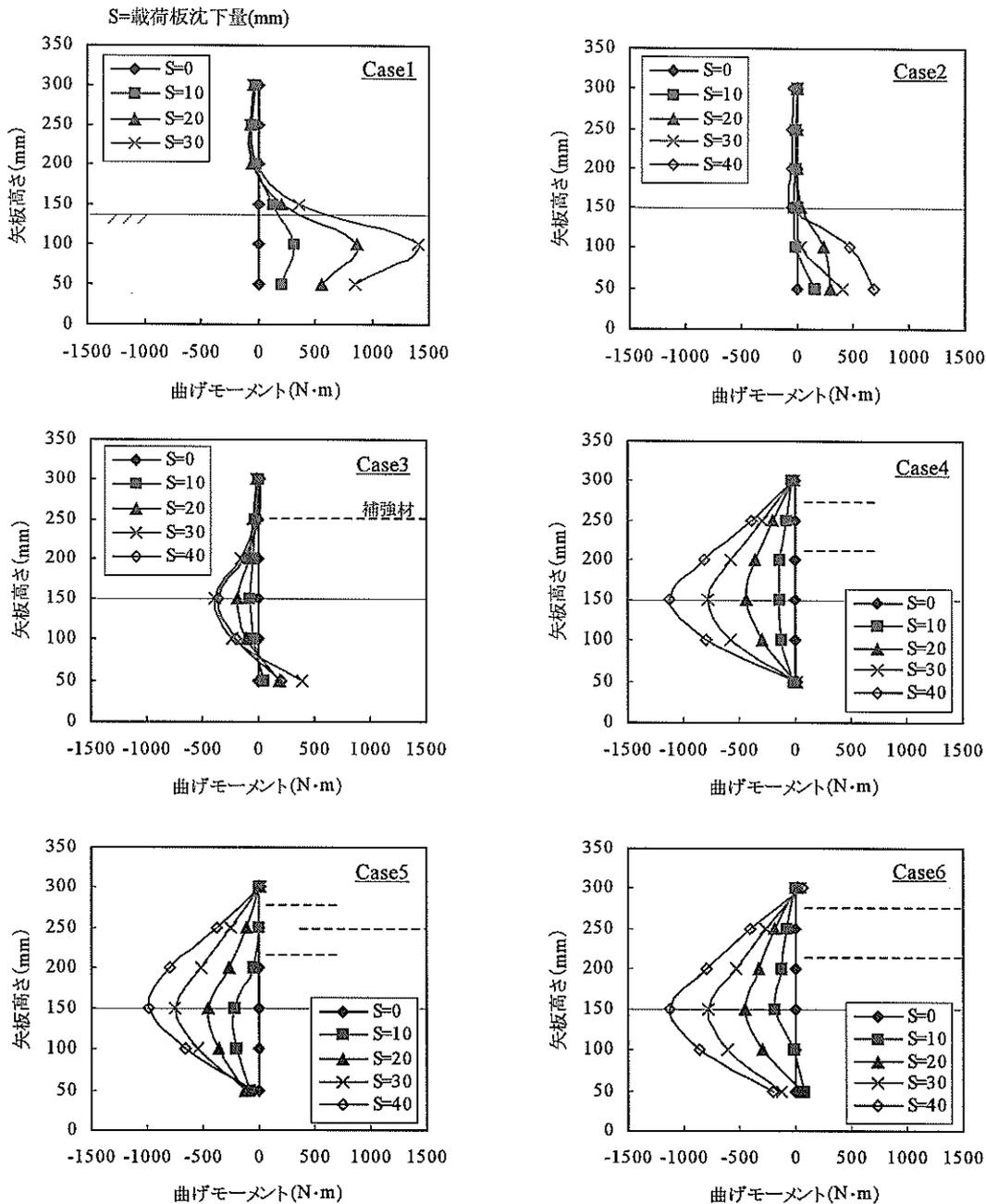


図-3.2.7 矢板の曲げモーメント分布

矢板高さ 50mm の位置では曲げモーメントはほとんど作用しておらず、また矢板の上部に比べて下部で変位が大きいことから、Case3 のような根入れ効果は見られないようである。両ケースとも矢板に固定された補強材の敷設領域が一体化したブロックとして基礎砂を下方に押し込み、これに伴う地盤変形によって矢板の根入れ部が側方に変位していると考えられる。従って、Case4 と Case5 では、Case3 と異なり補強材の敷設長さが不十分なため、基礎砂層の支持効果や矢板の根入れ効果が十分発揮されておらず、構造体として十分機能していないと考えられる。Case6 では Case3 の沈下量 40mm と同じ応力レベルである沈下量 10mm におけるモーメント分布が類似していることから、Case3 と同様に矢板の根入れ効果が発揮されていることが窺える。しかし、その後は同じ沈下量における載荷応力が Case3 に比べて大きいため、基礎砂層と矢板に作用する応力も大きくなる。最終的には、矢板高さ 50mm の位置での曲げモーメントがマイナス側に移行していることから、矢板の根入れ部が変位していると考えられる。

以上の結果より、補強材の敷設条件と載荷応力の関係では敷設量が増えると載荷応力も増加するという単純な傾向ではなく、補強材長さ等の敷設条件によって破壊モードが変化するという結果であった。また、今回は検討していないが、矢板を含めた補強固化体が一体化した構造体としての機能を発揮するためには、補強材の敷設条件だけではなく、矢板の剛性、矢板の根入れ条件も影響することが考えられる。

3.3 まとめ

本章では、設計等において考慮すべき「内的安定性」の検討項目のうち、鉛直方向に発生する可能性のある亀裂等に関する基礎的知見を得るための静的載荷実験結果を述べた。検討の結果、以下の事項が明らかとなった。

- ① 載荷応力と載荷板沈下量の関係によると、補強材を敷設することにより補強効果が発揮されるが、単純に敷設量を増やすと載荷応力も増加するといった関係にはなく、補強材長さ等の敷設条件の検討が必要である。
- ② 補強材を敷設することにより一体化した複合地盤として挙動し、矢板の変形を抑制するとともにクラックの進行を遮断する。
- ③ 補強材の敷設長が不足すると、補強領域と無補強領域では変形の挙動が異なるため補強材の端部にクラックが発生する。

4. 固化処理土中における補強材の引抜き特性

4.1 引抜き試験

(1) はじめに

SG-Wall 工法において、ジオグリッドに適切な引張り力が作用するためには、固化処理土との間に十分な摩擦抵抗が発揮されなければならない。

ここで実施した試験は、引抜き試験機の土槽内の固化処理土中にジオグリッドを敷設し、引抜くことによりその引抜き抵抗特性を把握するものであり、基本的には「土とジオテキスタイルの摩擦特性試験方法（地盤工学会基準案）」（木暮ら，1994）に準拠している。なお、本試験で用いた固化処理土の原泥は、実現場で採取した浚渫土と、浚渫土の代用として市販の木節粘土を用いた2シリーズを実施した。

(2) 浚渫土を用いた試験概要（シリーズ1）

a) 固化処理土条件

シリーズ1における固化処理土は、「3.2 載荷実験」で使用した固化処理土の配合および養生条件を採用した。固化処理土の原泥は、表-4.1.1に再掲するような基本物性を有する福岡県三池港より採取した浚渫土を用い、固化材は、目標一軸圧縮強度が $qu=200\text{kPa}$ となるように高炉セメントを添加した。固化処理土の作成は、ミキサーにて十分に攪拌・混合させ、水温 20°C の状態にて7日間の水中養生を行った。なお、各ケースで打設した固化処理土は、5箇所から内径 50mm 、高さ 100mm のモールドにサンプリングし、一軸圧縮試験にて強度を確認した。

b) 引抜き試験条件

試験装置を図-4.1.1に、その概要を図-4.1.2に示す。試験土槽の作成は、土槽（幅 30cm ×長さ 49cm ×高さ 40cm ）内に固化処理土を打設し、ジオグリッドを土槽 20cm 高さに敷設した。ジオグリッドは、目合いが縦 166mm ×横 22mm の格子形状で、製品基準強度 100kN/m の高密度ポリエチレン製ジオグリッドを使用した。また、垂直応力は直接錘により均等に載荷し、所定の垂直応力を載荷した後、引抜き速度 1mm/min で試験を実施した。その条件を表-4.1.2に示す。

(3) 木節粘土を用いた試験概要（シリーズ2）

a) 固化処理土条件

シリーズ2における固化処理土は、「5.2および6.2 振動実験による検討」で使用した固化処理土の配合および養生日数を採用した。固化処理土の原泥は木節粘土を使い、含水比 150% に調整した木節粘土に目標一軸圧縮強度 $qu=250\text{kPa}$ となるように普通ポルトランドセメントを添加した。木節粘土の基本物性を表-4.1.3に示す。固化処

表-4.1.1 浚渫土の基本性状

項目	数値	
物理的性質	湿潤密度	1.326 g/cm^3
	乾燥密度	0.523 g/cm^3
	土粒子の密度	2.663 g/cm^3
	初期含水比 w_n	153.4%
コンシステンシー	液性限界	94.0%
	塑性限界	40.2%
	塑性指数	53.8
粒度特性	砂分	3.8%
	シルト分	61.4%
	粘土分	34.8%
	最大粒径	0.425mm
pH		8.0
強熱減量		9.4%

表-4.1.2 試験条件

項目	内容
試験機	土中引抜き試験機 土槽幅:30cm 土槽長さ:49cm 土槽高さ:40cm (下層20cm,上層20cm)
試料土	固化処理土 (浚渫土+高炉セメント)
ジオグリッド	SR110 (製品基準強度 100kN/m)
垂直応力	$\sigma_v=0, 10, 20\text{ kN/m}^2$
引抜き速度	1mm/min

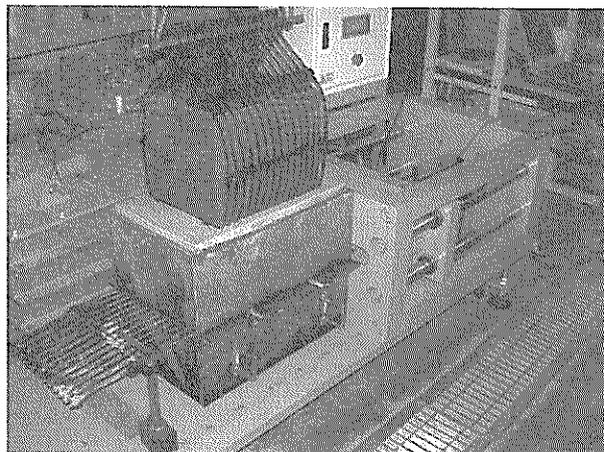


図-4.1.1 試験装置

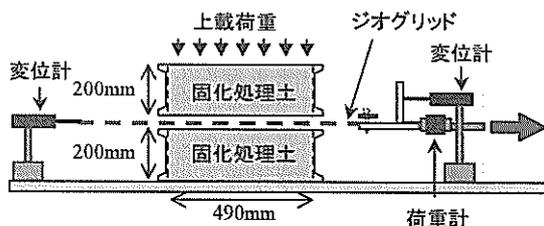


図-4.1.2 試験装置概要

理土の作成は、ミキサーにて十分に攪拌・混合させ、水温20℃の状態にて4日間の水中養生を行った。なお、各ケースで打設した固化処理土は、シリーズ1と同様に一軸圧縮強度を確認した。

b) 引抜き試験条件

試験装置を図-4.1.3に、その概要を図-4.1.4に示す。試験土槽の作成は、土槽(幅40cm×長さ60cm×高さ20cm)内に固化処理土を打設し、ジオグリッドを土槽10cm高さに敷設した。ジオグリッドは、シリーズ1と同様の高密度ポリエチレン製ジオグリッドを使用した。垂直応力は、ラバーメンブレンを介して空気圧により均等に載荷し、所定の垂直応力を載荷した後、引抜き速度1mm/minで試験を実施した。その条件を表-4.1.4に示す。また、本シリーズでは、地震などによって一度引抜かれた状態での引抜き抵抗特性を把握することを目的に、引抜き終了後、垂直応力を載荷したままの状態にて一定時間放置し、再度引抜き繰り返し引抜き試験を行った。その試験方法は、第1段階に60mm、第2段階に30mmとし、各引抜き段階間の放置時間を1時間とした。

(4) 結果の整理

本試験では、固化処理土中引抜き試験の結果から得られる引抜き量-引抜き荷重の関係曲線の最大引抜き荷重を用いて(4.1.1)式により固化処理土とジオグリッドとのせん断強さ(τ^*)を求める。

$$\tau^* = \frac{T_{p-max}}{2 \cdot L_p} \quad (4.1.1)$$

- τ^* : 土とジオグリッドのせん断応力(kN/m²)
- T_{p-max} : 最大引抜き荷重(kN/m)
- L_p : 引抜き試験機内の敷設長(m)

次に、(4.1.1)式で求めた固化処理土とジオグリッドとのせん断応力と垂直応力(σ_v)との関係をグラフ上にプロットし、(4.1.2)の関係から固化処理土とジオグリッドの見かけの粘着力(c^*)、固化処理土とジオグリッドの見かけのせん断抵抗角(ϕ^*)を求める。

$$\tau^* = c^* + \sigma_v \tan \phi^* \quad (4.1.2)$$

- τ^* : 固化処理土とジオグリッドのせん断応力(kN/m²)
- c^* : 固化処理土とジオグリッドの見かけの粘着力(kN/m²)
- σ_v : 固化処理土とジオグリッドの接触面での垂直応力(kN/m²)
- ϕ^* : 固化処理土とジオグリッドの見かけのせん断抵抗角(°)

表-4.1.3 木節粘土の基本性状

項目	数値
物理的性質	土粒子の密度 2.651 g/cm ³
コンシステンシー	液性限界 96.9%
	塑性限界 31.9%
	塑性指数 65.0
粒度特性	砂分 2.8%
	シルト分 32.0%
	粘土分 65.2%
	最大粒径 0.425mm

表-4.1.4 試験条件

項目	内容
試験機	土中引抜き試験機 土槽幅:40cm 土槽長さ:60cm 土槽高さ:20cm (下層10cm,上層10cm)
試料土	固化処理土 (木節粘土+普通ポルチメント)
ジオグリッド	SR110 (製品基準強度 100kN/m)
垂直応力	$\sigma_v=14, 28, 42, 56 \text{ kN/m}^2$
引抜き速度	1mm/min

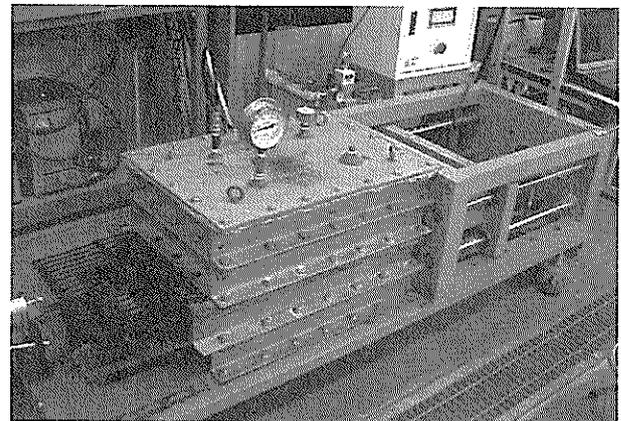


図-4.1.3 試験装置

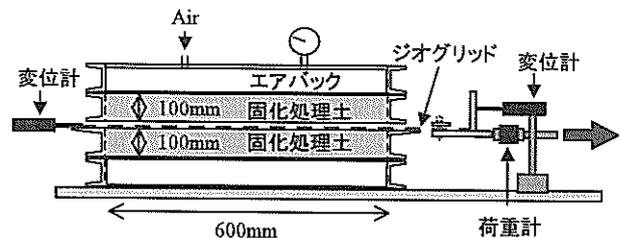


図-4.1.4 試験装置概要

(5) 試験結果

a) 固化処理土の一軸圧縮強度

シリーズ1で打設した固化処理土は、平均一軸圧縮強度が130kPa、変動係数35%であった。これは、浚渫土の物性のばらつきと短期間の養生日数によるものであると考えられる（(財)沿岸開発技術研究センター，2001）。一方、シリーズ2で打設した固化処理土は、平均一軸圧縮強度が249kPa、変動係数12%であり、比較的ケースによるばらつきは小さいことが確認できた。

b) 引抜き荷重-変位量関係

シリーズ1における各垂直応力での引抜き荷重と引抜き変位量の関係を図-4.1.5に、シリーズ2におけるその関係を図-4.1.6にそれぞれ示す。なお、ここでの引抜き荷重は、単位幅あたりに換算しているが、土槽に改良を加えたため、シリーズ2の敷設長がシリーズ1より長くなっており、単純に比較は出来ない。しかし、両シリーズにおける引抜き荷重は、垂直応力が大きい方が大きく、最大値を迎えた後は一定の残留値に収束する類似した傾向にある。ここで、地震などによってこの残留状態まで引抜かれた後の引抜き抵抗特性を把握することを目的に、繰返し引抜き試験を行った。シリーズ2における垂直応力 $\sigma_v=14\text{kPa}$ および $\sigma_v=42\text{kPa}$ のケースの引抜き荷重と引抜き変位量の関係を図-4.1.7に示す。一度引抜かれた後の引抜き荷重は、一定時間放置した後にしても極端に低下していないことが確認できる。つまり、地震などによって一度引抜かれた残留状態においても、引抜き抵抗は十分に発揮されることを示している。

c) ジオグリッドの伸びひずみ

引抜き過程における固化処理土中のジオグリッドの伸びひずみを把握することを目的に、シリーズ2における試験時間に対する引抜き荷重と変位量の関係を図-4.1.8に示す。なお、後変位とは、図-4.1.4で示しているジオグリッドの後ろ端部に取り付けた変位計の値である。垂直応力 $\sigma_v=14\text{kPa}$ における引抜き荷重は、試験開始から約5分後（前変位5mm）で最大となり、それとほぼ同じタイミングでジオグリッド後ろ端部が変位し、その後はジオグリッドの前変位とほぼ同じ傾きで追従している。ここで、この前後の変位量の差がジオグリッドに発生する伸びひずみであるとすると、その伸びひずみは、前後の差が約5mmに対してジオグリッドの敷設長が600mmであることから約0.8%となる。この傾向は、他の垂直応力においても同じであるが、その伸びひずみは垂直応力に依存しており、 $\sigma_v=28\text{kPa}$ で約1.7%、 $\sigma_v=42\text{kPa}$ で約2%、 $\sigma_v=56\text{kPa}$ で約3%である。

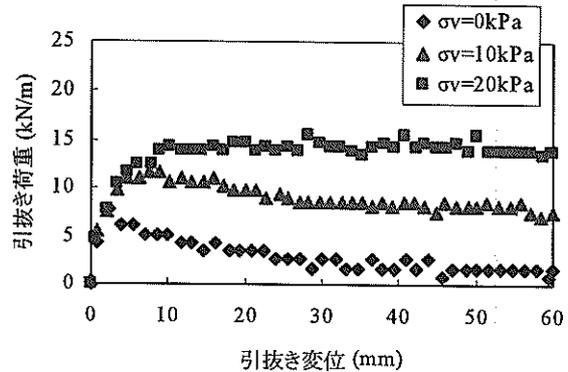


図-4.1.5 引抜き荷重と変位の関係（シリーズ1）

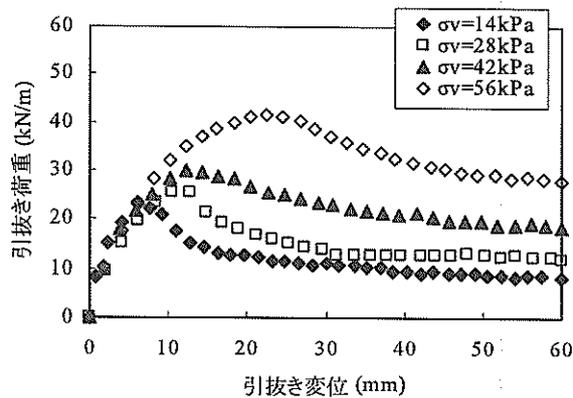


図-4.1.6 引抜き荷重と変位の関係（シリーズ2）

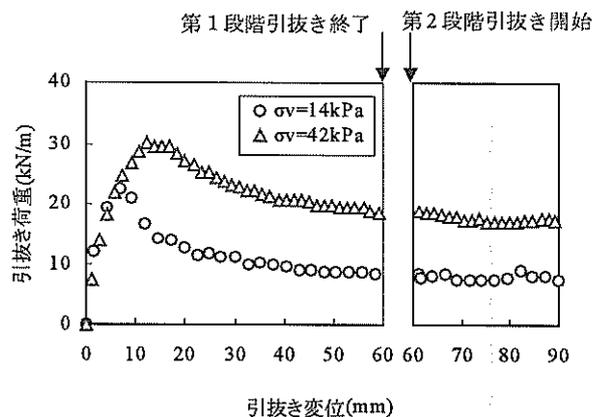


図-4.1.7 繰返し引抜き試験の結果

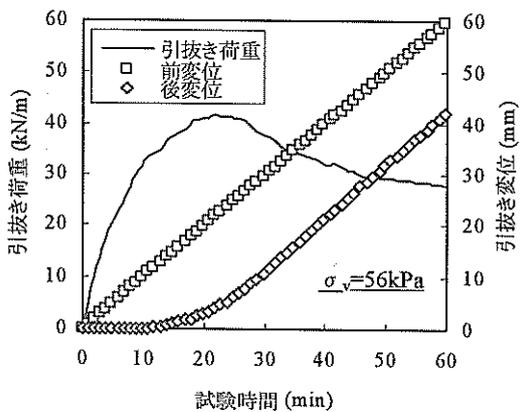
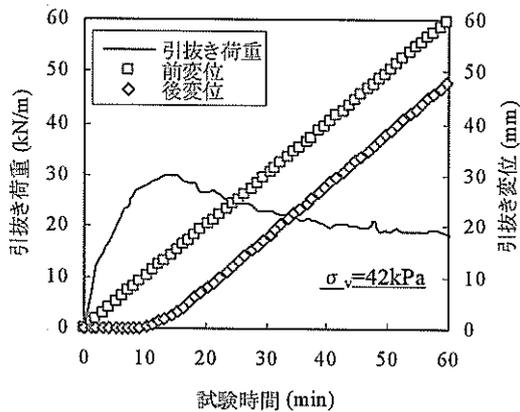
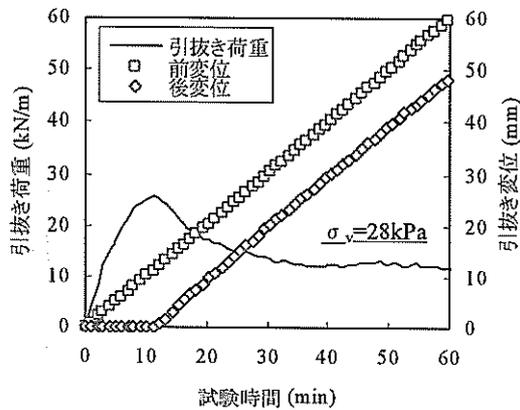
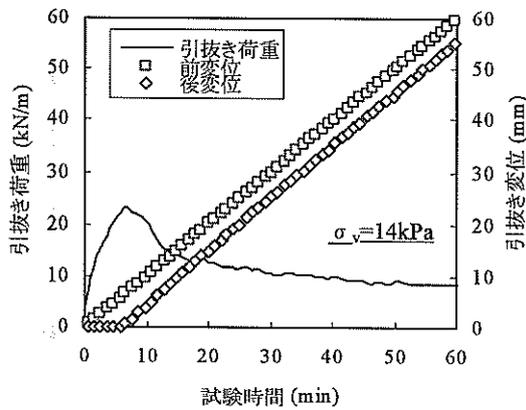


図-4.1.8 引抜き過程におけるジオグリッドの変位量

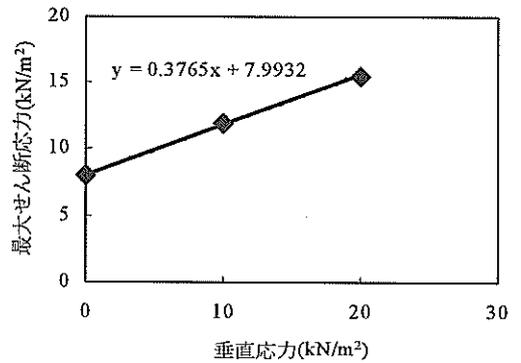


図-4.1.9 最大せん断応力と垂直応力の関係 (シリーズ 1)

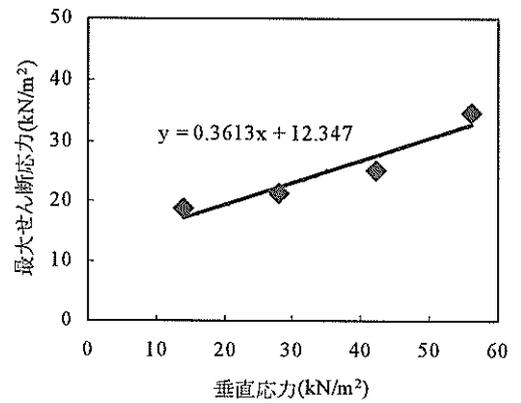


図-4.1.10 最大せん断応力と垂直応力の関係 (シリーズ 2)

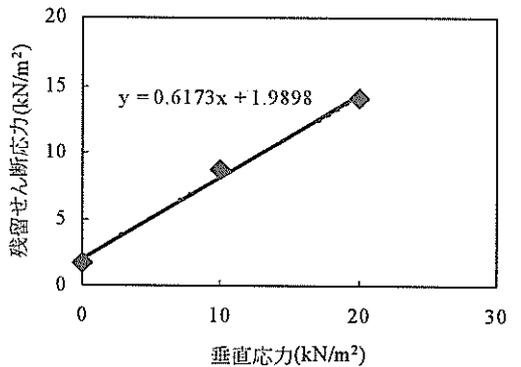


図-4.1.11 残留せん断応力と垂直応力の関係 (シリーズ 1)

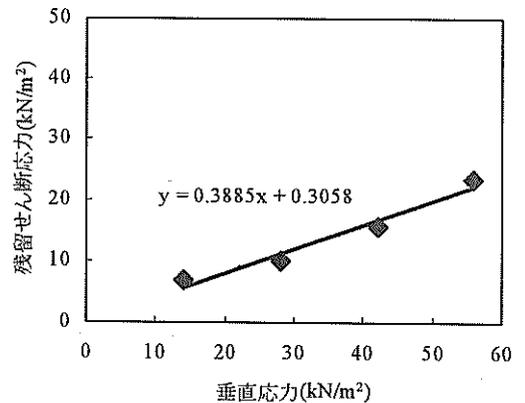


図-4.1.12 残留せん断応力と垂直応力の関係 (シリーズ 2)

d) 固化処理土とジオグリッドの引抜き特性

引抜き試験から得られた引抜き荷重の最大値を用い、式(4.1.1)により求めたシリーズ1の引抜きせん断応力と垂直応力の関係を図-4.1.9に、シリーズ2のその関係を図-4.1.10にそれぞれ示している。この関係式と式(4.1.2)の関係より、最大値で整理したシリーズ1の固化処理土とジオグリッドの見かけのせん断抵抗角は $\phi^*=20.6^\circ$ 、見かけの粘着力は $c^*=8.0\text{kN/m}^2$ であり、シリーズ2の見かけのせん断抵抗角は $\phi^*=19.9^\circ$ 、見かけの粘着力は $c^*=12.3\text{kN/m}^2$ である。原泥（および一軸圧縮強度）の異なる2種類の固化処理土で、見かけのせん断抵抗角はほぼ同程度の値を示したが、見かけの粘着力には差が生じている。これより、見かけの粘着力には、原泥の違いや、それに伴う固化処理土の一軸圧縮強度の違いが影響すると考えられる。次に、引抜き荷重の残留値を用い、シリーズ1の引抜きせん断応力と垂直応力の関係を図-4.1.11に、シリーズ2のその関係を図-4.1.12にそれぞれ示している。この関係式と式(4.1.2)の関係より、残留値で整理したシリーズ1の固化処理土とジオグリッドの見かけのせん断抵抗角は $\phi^*=31.7^\circ$ 、見かけの粘着力は $c^*=2.0\text{kN/m}^2$ であり、シリーズ2の見かけのせん断抵抗角は $\phi^*=21.2^\circ$ 、見かけの粘着力は $c^*=0.3\text{kN/m}^2$ である。これより、残留値で整理した場合の引抜き特性は、見かけの粘着力よりも見かけのせん断抵抗角の影響が大きい。

固化処理土は、固化材による固結に強度が依存しているため、設計時におけるせん断強度 c_u は、非排水せん断強度として $c_u = q_u/2$ が用いられる。つまり、一般に設計時の土質定数は粘着力 c が一定、せん断抵抗角を無視（つまり、 $\phi=0$ ）した材料として取り扱われ、拘束圧の影響は考慮されないことが多い。しかし、本引抜き試験の結果から、固化処理土中におけるジオグリッドの引抜き強度は、見かけのせん断抵抗角の影響が大きく、垂直応力すなわち現位置の拘束圧の値に依存することが明らかとなった。したがって、本工法の設計時においては、この見かけのせん断抵抗角を考慮し、拘束圧に応じて引き抜き抵抗を設定すべきであると考えられる。

4.2 まとめ

本章では、引抜き試験より固化処理土中におけるジオグリッドの引抜き特性について検討した。本試験より得られた結果を下記にまとめる。

- ① 固化処理土中におけるジオグリッドの引抜き荷重は、垂直応力が大きい方が大きく、最大値を迎えた後の引き抜き荷重は残留値に収束する。
- ② ジオグリッドの伸びひずみは垂直応力に依存し、残

留状態では一定である。

- ③ 一度引抜かれた残留状態では、一定時間後に再度引抜きを行っても抵抗力は低下することなく、引抜き抵抗は引き続き発揮される。
- ④ 固化処理土中の引抜き特性には見かけのせん断抵抗角の影響が大きく、設計時においてはこの見かけのせん断抵抗角を考慮して、拘束圧に応じた引き抜き抵抗を設定すべきであると考えられる。

5. SG-Wall工法(矢板式)の耐震安定性の検討

5.1 SG-Wall工法(矢板式)の概要

SG-Wall工法(矢板式)は、既存岸壁の前面に鋼管矢板を打設し、図-5.1.1の様に、既存岸壁と鋼管矢板の間を、固化処理土とジオグリッド(面状補強材)で充填した構造体である。ジオグリッドは鋼管矢板および既存岸壁と連結されるため、既存岸壁と新規岸壁(鋼管矢板)は、ジオグリッドと固化処理土の複合体による一体的な構造物として前面水深の増深時や地震時の安定性が確保されることが期待される。

従来の補強土壁工法においては、地盤材料を締め固める工程が必要であり、これが海中では実施困難であるため、海域における補強土壁工法はあまり検討されてきていなかったのが実情である。この点に関しては、図-5.1.2に示す様なジオグリッドを鋼管矢板に接合しておき、鋼管矢板により波浪や潮流から隔離された背後水域に、自己充填性のある軟質固化処理土を流し込むことにより、図-5.1.3に示すような施工が可能となっている。なお、具体的な施工法については本資料の付録にとりまとめている。

現段階で予想されている本工法の利点は、次のようにまとめられる。

<安定性, コスト縮減, 環境負荷軽減を同時に達成>

- ①軽量の複合構造であり、地震に対してもねばり強い。
- ②シンプルな構造でコストも安い。
- ③基礎の改良は最低限で、施工による海域汚濁がない。
- ④増深などに伴う浚渫土をリサイクル材として有効活用できる。

<固化処理土の利点に加え補強土の併用で新しい性能>

- ⑤補強材が固化処理土の強度を最大限に引き出し、施工のばらつきもカバーできる。
- ⑥複合材としての性能を発揮し、地盤のひび割れ(亀裂)を抑制できる。
- ⑦補強材の配置方法により変形箇所等を制御可能である。
- ⑧固化処理土の固化後も掘削は容易で、構造物の埋設や杭の打設が可能である。
- ⑨固化処理土には、地震時の液状化は発生しない。

これらの利点のうち、耐震安定性などについては、振動実験による検証が必要である。また、実際の動的挙動に基づく耐震設計法を確立する必要もある。そこで、-16m級の大型岸壁を対象に、1/24スケールの模型を作成し、振動実験を行った。本章では、SG-Wall工法(矢板式)の振動実験の概要と実験結果を述べる。

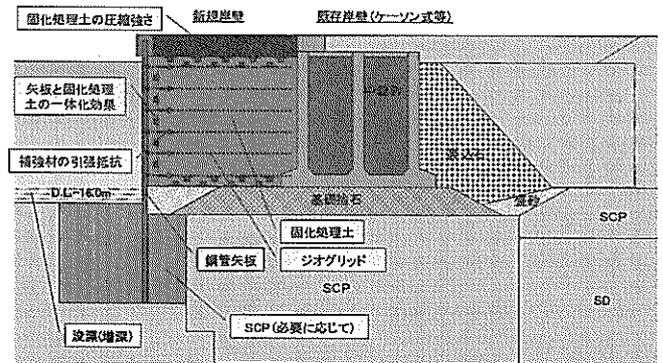


図-5.1.1 SG-Wall工法(矢板式)の概要

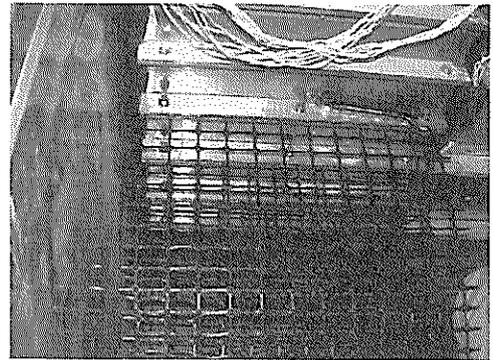


図-5.1.2 前面の矢板構造に接合されたジオグリッド(模型)

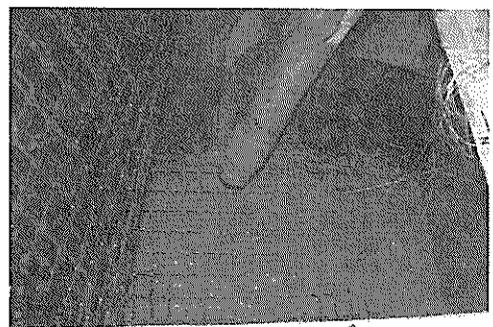


図-5.1.3 自己充填性を利用した海域での補強土施工(模型)

5.2 振動実験による検討

(1) 実験概要

図-5.2.1に示す3次元水中振動実験台を用いた振動実験により、複合構造体の地震時の強度、変形及び振動特性を把握、SG-Wall工法（矢板式）の耐震性能について評価・検証するとともに、変形量等の計測データより耐震設計法についての基礎的知見を整理する。本実験では、図-5.2.2に示すような既存岸壁の前面を補強するSG-Wall工法（矢板式）の断面を想定し、この想定断面を図-5.2.3に示すように縮尺1/24でモデル化した。本実験で入力した地震動波形を図-5.2.4に示す。地震動波形は、従来の港湾設計で用いられていた八戸波のほか（図-5.2.4-a）、直下型地震の代表として、兵庫県南部地震における神戸港ポートアイランド観測波（PI波）（図-5.2.4-b）、海溝型地震の代表として、極めて強力な地震動である南関東地震波（東京都大田区地点における合成波：L2波）（図-5.2.4-c）の3タイプの地震動波形に加え、正弦波を採用した。これらの波形を用いて表-5.2.1に示すような段階加振を実施した。なお、入力波の時間や実験土槽のスケール等は、表-5.2.2に示す相似則に従って決定している（Iai, 1988）。表-5.2.3に、本実験で使用した実験材料とその特性を示す。ケーソン、鋼矢板および補強材は、可能な限り相似則を考慮して設定した。固化処理土は、浚渫土として比較的品質のばらつきが少ない木節粘土を代用し、含水比150%に調整した木節粘土に目標一軸圧縮強度 $qu=150\text{kPa}$ となるように普通ポルトランドセメントを添加した。木節粘土の物性を表-5.2.4に再掲する。固化処理土は、ミキサーにて十分に攪拌・混合させ、4日間の水中養生を行い、一軸圧縮強度を確認した。図-5.2.5に本実験にて計測した計測器の設置計画図を示す。性能面からは矢板やケーソンの変位量に着目し、設計面からは矢板に加わる曲げモーメントや補強材の引張り応力などに着目した。

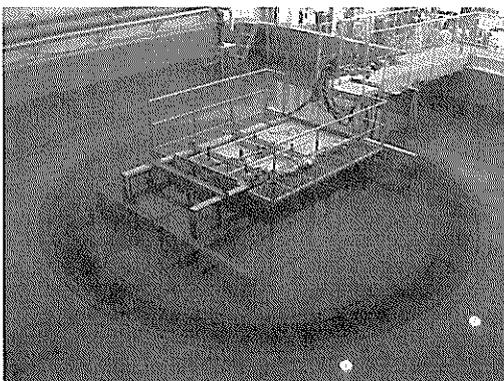


図-5.2.1 3次元水中振動実験台

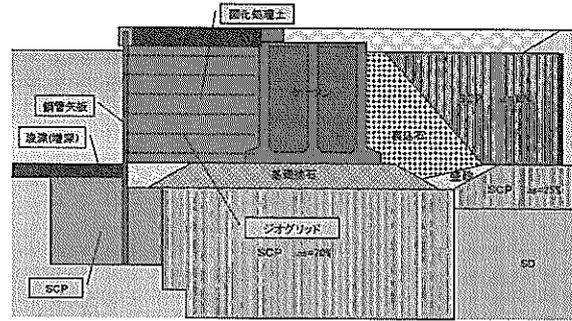


図-5.2.2 想定断面

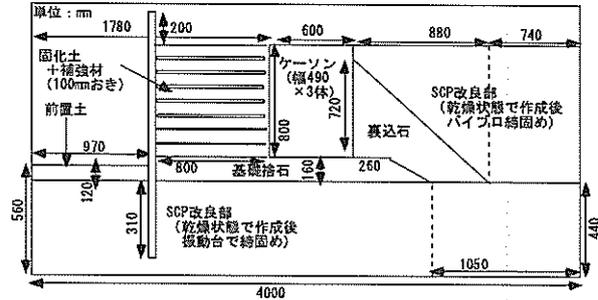


図-5.2.3 実験断面

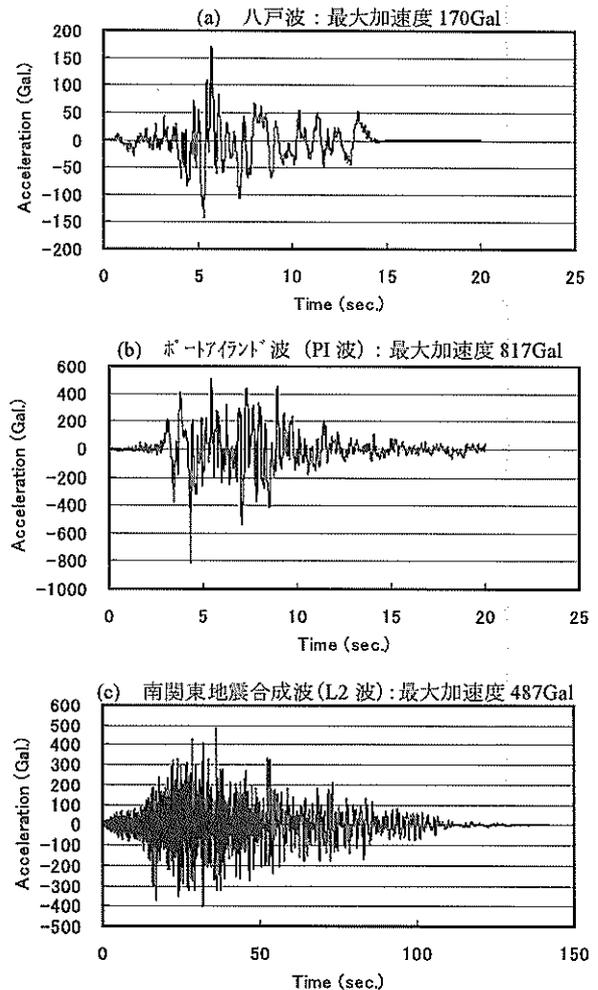


図-5.2.4 加振波形

表-5.2.1 加振工程

加振工程	加振波形	最大加速度
加振-1	正弦波 10 波 10.9Hz	100 Gal
加振-2	八戸波 1.0 倍	170 Gal
加振-3	PI 波 1.0 倍	817 Gal
加振-4	L2 波 1.0 倍	487 Gal
加振-5	正弦波 10 波 10.9Hz	100 Gal
加振-6	正弦波 10 波 10.9Hz	200 Gal
加振-7	正弦波 10 波 10.9Hz	300 Gal
加振-8	正弦波 10 波 10.9Hz	600 Gal
加振-9	正弦波 20 波 16.9Hz	200 Gal
加振-10	正弦波 20 波 10.9Hz	900 Gal

表-5.2.2 相似則

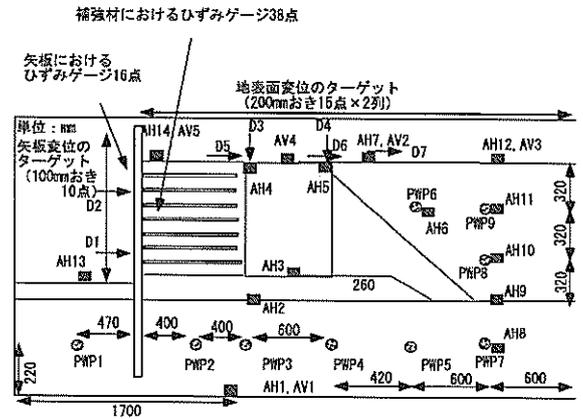
パラメータ	実物/模型	縮尺比
長さ	λ	24
密度	1.00	1.00
時間	$\lambda^{0.75}$	10.84
応力	λ	24
間隙水圧	λ	24
加速度	1.00	1.00
速度	$\lambda^{0.75}$	10.84
変位	$\lambda^{1.5}$	117.58
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	4.9
曲げ剛性	$\lambda^{3.5}$	67723.5

表-5.2.3 実験材料

ケーソン	アルミ製模型 (中詰砂で重量調整)
鋼矢板	アルミ製模型 (t=10mm)
補強材	センサーSS2 (製品基準強度: 17kN/m)
砂地盤	相馬砂 5号 (Dr=90%)
基礎捨石	砕石 5号
裏込め石	砕石 6号
固化処理土	木節粘土+普通セメント ($q_u=150\text{kPa}$, $\gamma=1.35\text{g/cm}^3$)

表-5.2.4 木節粘土の物性

	項目	数値
物性的性質	土粒子の密度	2.651 g/cm ³
	コンシステンシー	
	液性限界	96.9%
	塑性限界	31.9%
	塑性指数	65.0
粒度特性	砂分	2.8%
	シルト分	32.0%
	粘土分	65.2%
	最大粒径	0.425mm



D: 変位計 AH: 水平加速度計
AV: 鉛直加速度計 PWP: 間隙水圧計

図-5.2.5 計測器設置図

(2) 試験結果

a) 固化処理土の一軸圧縮強度

本実験で打設した固化処理土の一軸圧縮試験結果を図-5.2.6に示す。ここでは、打設時に6箇所からサンプリングした結果である。事前の配合試験より、目標一軸圧縮強度を150kPaとしたのに対し、平均一軸圧縮強度138kPaであり、比較的目標通りの一軸圧縮強度を確保できた。また、変動係数は約10%であることから、比較的ばらつきは小さく、均一な固化処理土であることが確認できる。

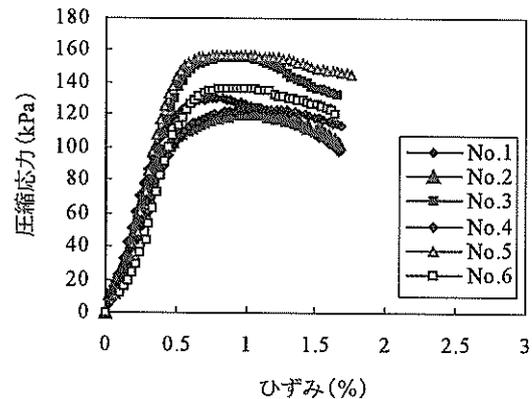


図-5.2.6 固化処理土の一軸圧縮強度

b) 入力波の再現性

図-5.2.5に示している加速度計AH1の水平方向加速度の時刻歴を図-5.2.7に、加速度計AV1の鉛直方向加速度の時刻歴を図-5.2.8に示す。ここでは、代表的な加振工程である地震波の八戸波 (加振-2), PI波 (加振-3), L2波 (加振-4), および正弦波10.9Hzの200Gal (加振-6), 600Gal (加

振-8)の5加振について示している。図-5.2.7より、入力波形は、想定した図-5.2.4の地震動波形を非常に良く再現できている。また、水平方向の加速度に対して、図-5.2.8の鉛直方向の加速度は小さいことが確認できる。

c) 入力波の増幅特性

図-5.2.9に、各加振時における水平加速度の最大値を土槽底部から高さ方向にプロットした分布を示す。ここでは、高さ方向に配置した図-5.2.5の水平方向加速度計AH1, AH8~12の結果である。加振-2~8における最大水平加速度の分布は、比較的高さ方向に一様であることが確認できる。しかし、加振-8においては天端側にて増幅する傾向にある。これは、段階加振による地盤特性の変化やケーソンの変位量の累積によるものである可能性と、最大加速度が大きいため地盤応答特性が非線形性を示したことによる可能性が考えられる。

d) 矢板の変位量

一連の加振工程における矢板の残留変形量を図-5.2.10に示す。ここでは、図-5.2.5に示している変位計D1およびD2の値を表-5.2.2の相似則によって実スケールに換算し、前面(海側)に変位した場合をプラスとして表示している。本実験では3つの地震動波形を採用したが、各地震動波形における矢板残留変形量の最大値は、いずれも変位計D1の位置であり、その実スケール換算値は加振-2で0.5cm、加振-3で8.5cm、加振-4で15.4cmである。その後の正弦波による加振では、加振-8および加振-10(正弦波20波10.9Hz900Gal)において残留変形量は急激に大きくなり、地震動波形では変位計D1の位置の方が大きかったのに対し、変位計D2の天端側の方が若干大きくなる傾向にある。しかし、変位計D1とD2の差は、残留変形量に対しては微小である。代表的な5加振における変位計D1の時刻歴を図-5.2.11に、変位計D2の時刻歴を図-5.2.12に示す。変位計D1およびD2は、各加振においてほとんど同じ分布をしていることから、矢板はほとんど傾斜せず、全体的に前面へ出ていることがわかる。従って、このケースでは、矢板が前面に転倒するというよりは全体が海側へ滑動するようなモードの変形が発生したと言える。

e) 間隙水圧

代表的な5つの加振ケースにおける鉛直方向の最大過剰間隙水圧分布を図-5.2.13に、そのうちの正弦波における水平方向の最大水圧分布を図-5.2.14に示す。ここでは、図-5.2.5に示している間隙水圧計(PWP)のうち、図-5.2.13については鉛直方向に配置した間隙水圧計PWP7~9の最大値を土槽底部からの高さとしてプロットし、図-5.2.14については水平方向に配置した間隙水圧計PWP1~5とPWP7の最大値を土槽前面からの水平距離としてプ

ロットしている。図-5.2.13では、各加振時における間隙水圧は、PWP8の位置において最大値を示しているが、この地点での上載圧が約5kPaであることを考慮すると、液状化の発生等もなく、ほとんどのケースにおいて水圧は上昇していない。

f) 位相差

図-5.2.15~5.2.24に5つの加振ケースにおける天端部の水平加速度と水平変位をそれぞれ示す。ここでは、図-5.2.5に示している加速度計のうち、天端部の海側からAH14, AH4, AH7およびAH12の水平加速度を時刻歴で示し、固化処理土に設置した変位計D5、ケーソンに設置した変位計D6および背面地盤に設置した変位計D7の水平変位を、海側変位をマイナスとして時刻歴で示している。

加振-2では、加速度の時刻歴分布に差異は見られず、天端面も変位していないことがわかる。加振-3では、固化土上部のAH14およびケーソン上部のAH4では加速度の時刻歴分布形状はほとんど同じで、その最大値が約450Galであるのに対し、背面地盤上部ではケーソンから遠くなるに従ってその最大値は大きくなる傾向にあり、この傾向は以後の加振時においても同じである。また、天端部の変位においても同じ傾向にあり、さらにその最大値のタイミングが同じことから位相差はないことが確認できる。

g) 矢板の曲げモーメント

矢板に発生する曲げモーメントを把握するため、図-5.2.25に示す位置にひずみゲージを貼り付け、得られた曲げひずみより曲げモーメントを算出した。図-5.2.26に各加振時の曲げモーメント分布を示す。ここでは、各加振時における矢板の曲げモーメントの最大値を矢板の上端から深さ方向にプロットしている。各加振時において矢板背面が固化処理土と補強材で一体化されている領域では、ほとんど曲げモーメントは作用していないが、矢板が根入れされている領域では根入れ効果が発揮され、顕著に曲げが発生するモードになる。ここで、最も曲げモーメントが作用した矢板深さ1052mmの位置における曲げひずみの時刻歴と固化処理土天端の位置における加速度の時刻歴関係を整理した。代表的な5加振における加速度計AH14の加速度を図-5.2.27に、矢板深さ1052mmの位置の曲げひずみを図-5.2.28にそれぞれ比較して示す。各加振時における曲げひずみの分布は、加速度波形の分布とほとんど同じように影響し、加振後には残留として曲げひずみが蓄積される様子がわかる。

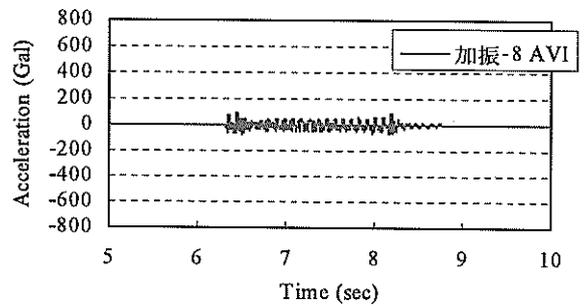
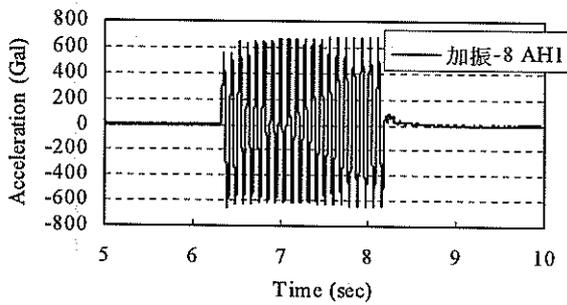
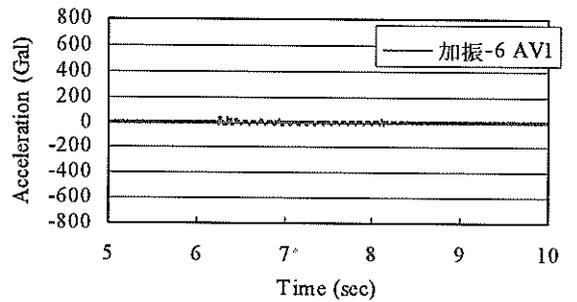
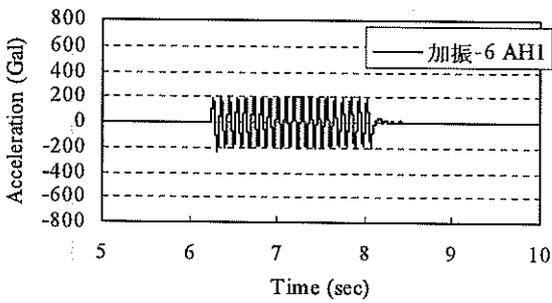
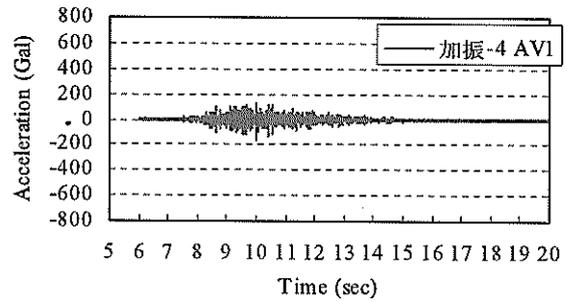
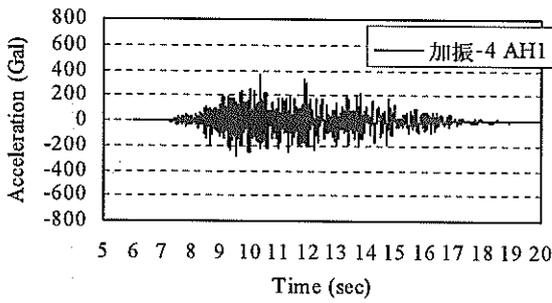
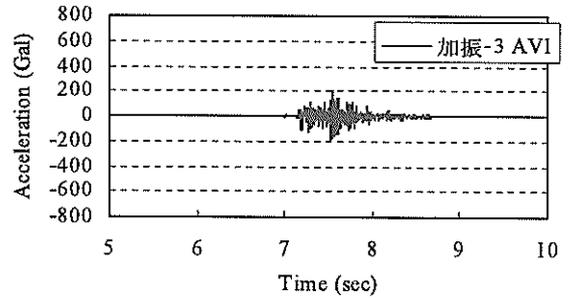
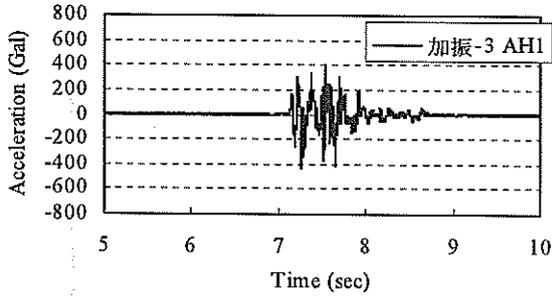
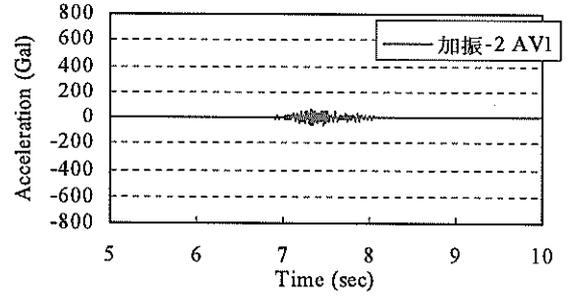
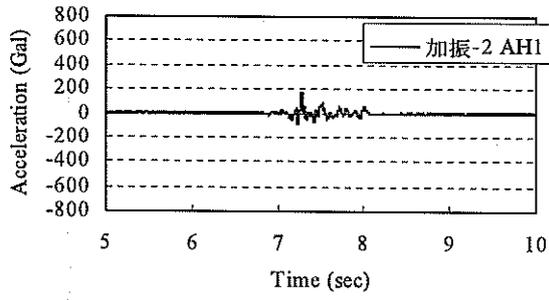


図-5.2.7 水平方向の加速度時刻歴

図-5.2.8 鉛直方向の加速度時刻歴

h) 補強材の引張りひずみ

本実験で計測した補強材の伸びひずみは、図-5.2.29に示す位置にひずみゲージを貼り付けて計測した。この位置における代表5加振の引張りひずみの分布を図-5.2.30に示す。また、補強材の引張強度特性を図-5.2.31に、補強材の伸びひずみとひずみゲージの伸びひずみの関係を図-5.2.32に示している。本実験では、相似則を考慮すると固化処理土の強度および補強材の剛性は数オーダー大きいことから、計測された補強材の伸びひずみを引張強度に換算することは難しい。しかし、図-5.2.30の分布より、全体的に固化処理土内の補強材は、矢板との連結部にて引張りひずみが卓越するモードとなることがわかる。これは、矢板の変形モードが背後と一体的に前に滑動するモードであったことから、各補強材が分担して変形を抑制しようとし、矢板との連結部近傍にてひずみが卓越する傾向にあったと考えられる。次に、前述の矢板曲げひずみと同様に、最も補強材に引張りひずみが発生した1段目（最下段）の矢板との連結部近傍における引張りひずみの時刻歴と固化処理土天端の位置における加速度の時刻歴関係を整理した。1段目補強材の連結部における引張りひずみを図-5.2.33に示し、比較するために図-5.2.27を再掲している。各加振時における補強材の引張りひずみは、加振-8においては若干加速度波形の影響を受けているが、その他の加振では矢板根入れ部境界の曲げモーメントのような明確な反応は現れていない。固化処理土内の補強材に、固化処理土の硬化に伴う引張りがある程度まで作用しており、補強材が多層に全面敷設されていて内的安定性を満足する固化処理土全体は一体化した状態で挙動するということが考えられる。これは、図-5.2.26の矢板の曲げモーメント分布にて固化処理土部に曲げがほとんど発生していないことも調和的である。また、若干加速度波形の影響を受けている加振-8においては、矢板の曲げモーメント分布においても、矢板の根入れ境界部近傍にて大きな値を示しており、全体で前に出ようとしたことの影響を受けていると考えられる。

i) 地表面変位

本実験では、固化処理土およびケーソン背面地盤の地表面にターゲットを設置し、各加振後の地表面変位を計測した。代表的な5つの加振ケースの水平変位量を図-5.2.34に、鉛直変位量を図-5.2.35に示す。地表面は、一連の加振工程にて沈下および海側へ変位し、その挙動はケーソンの背面地盤のケーソンとの境界部にて最も変形が卓越する傾向にある。

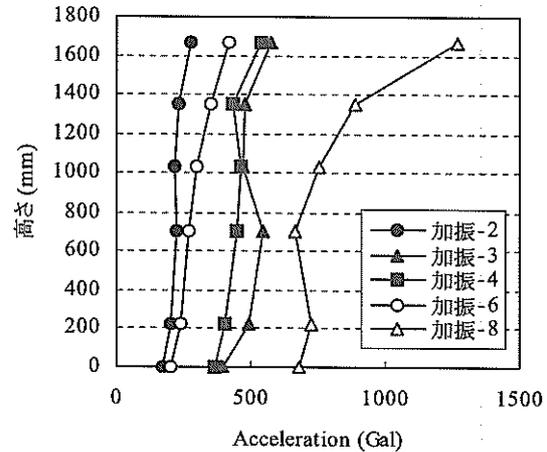


図-5.2.9 最大水平加速度の鉛直方向分布

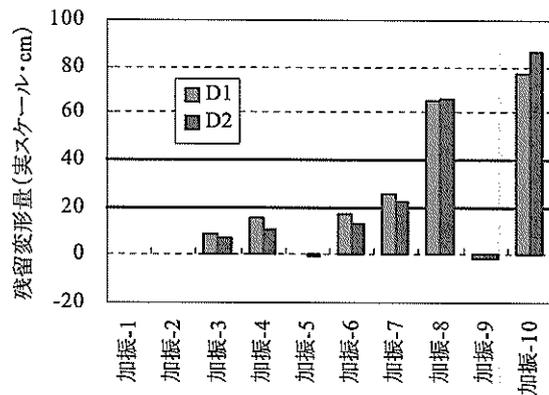


図-5.2.10 実スケール換算による矢板変位量

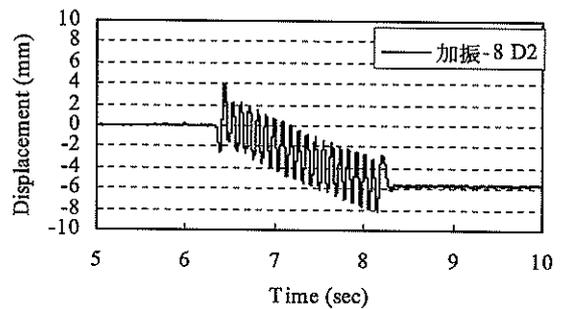
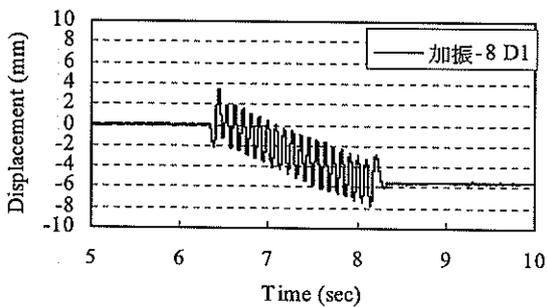
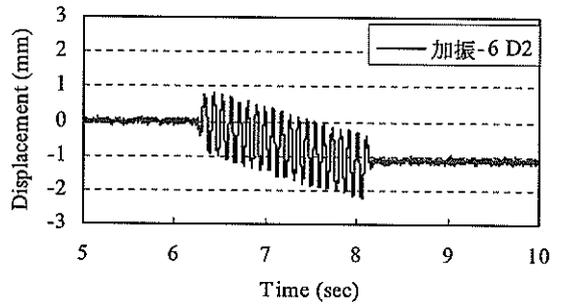
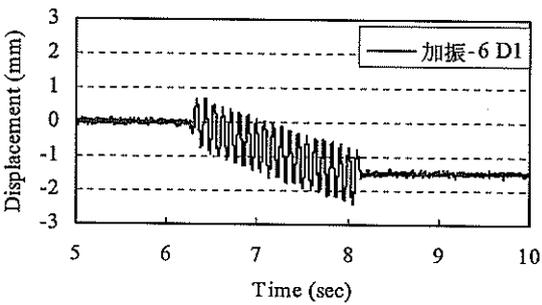
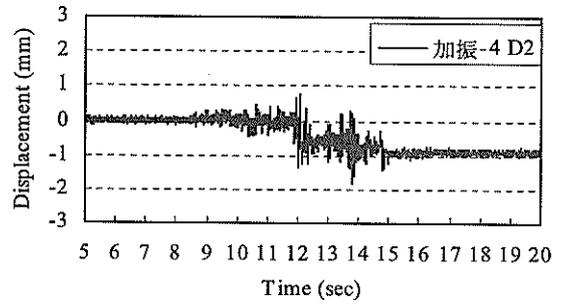
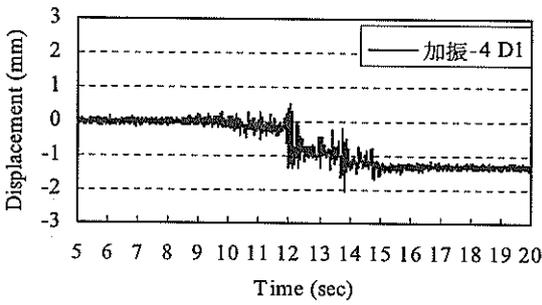
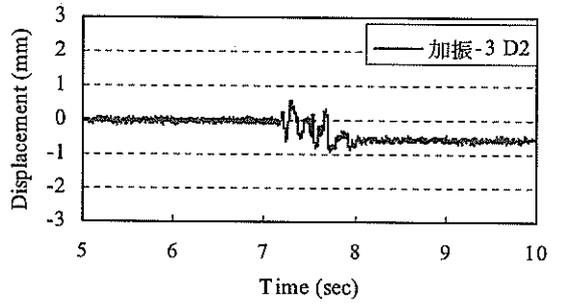
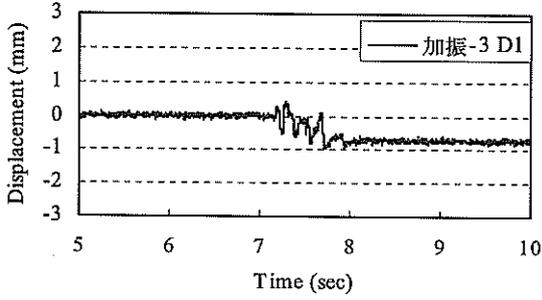
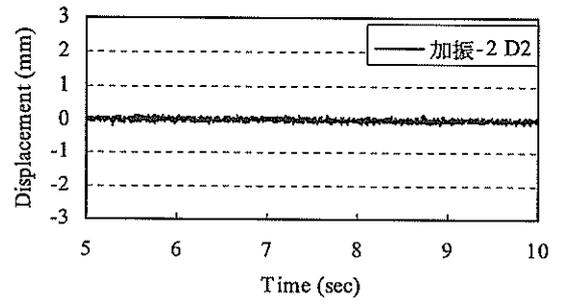
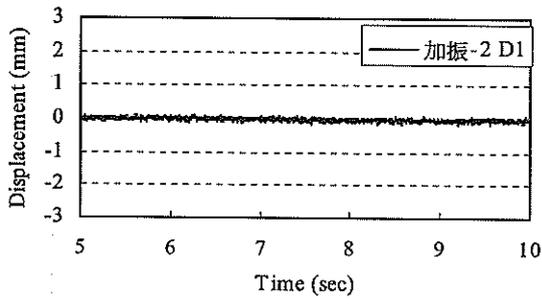


図-5.2.11 変位計D1の時刻歴

図-5.2.12 変位計D2の時刻歴

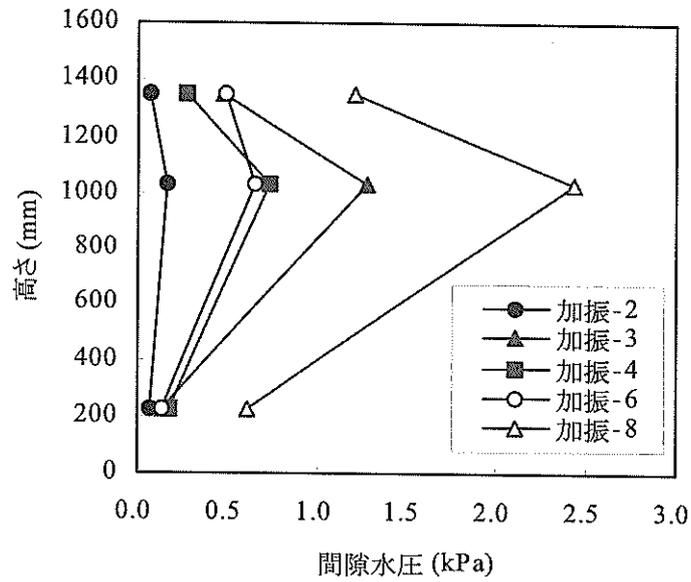


図-5.2.13 最大過剰間隙水圧の鉛直方向分布

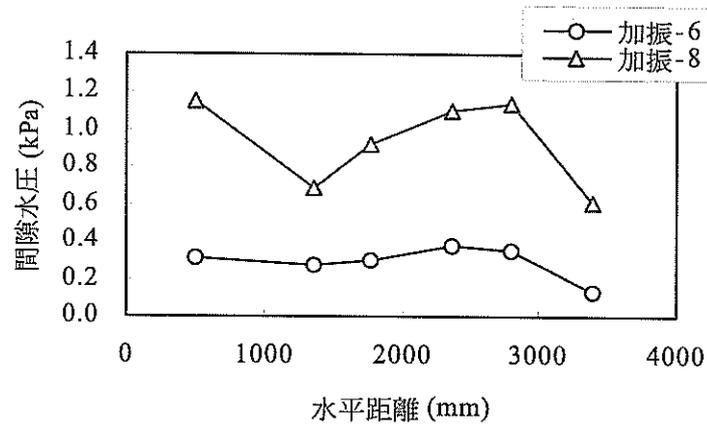


図-5.2.14 最大過剰間隙水圧の水平方向分布

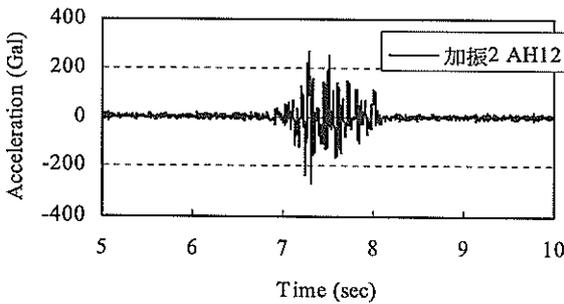
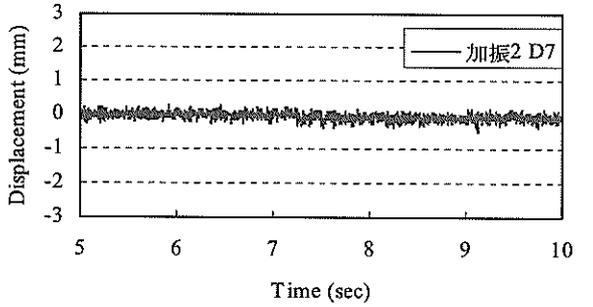
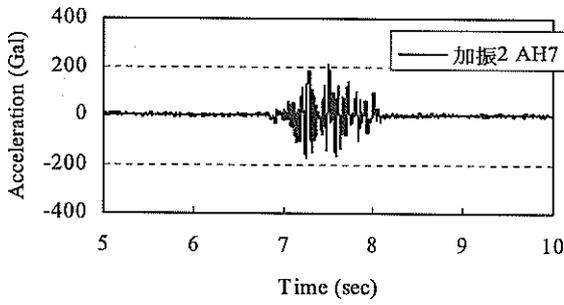
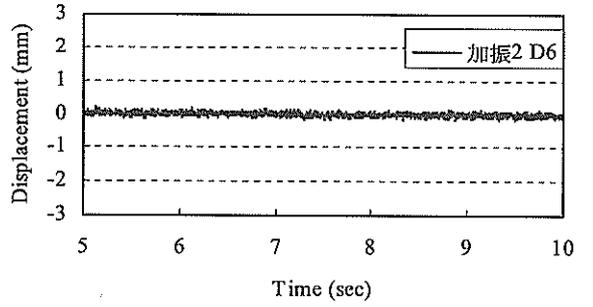
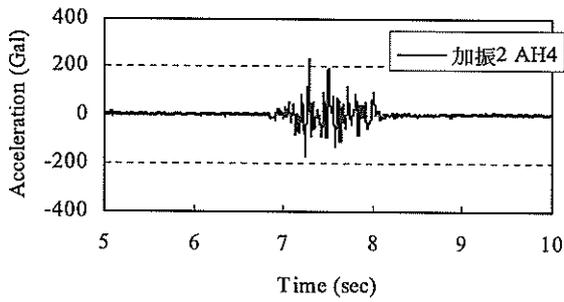
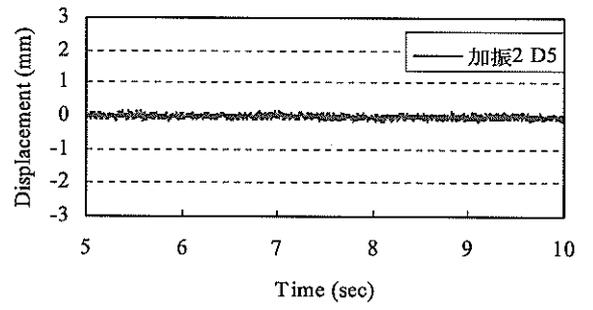
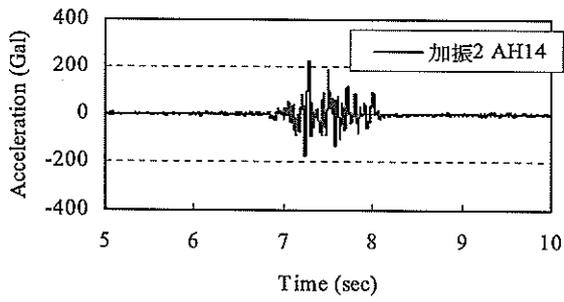


図-5.2.16 加振2における天端の水平変位時刻歴

図-5.2.15 加振2における天端の水平加速度時刻歴

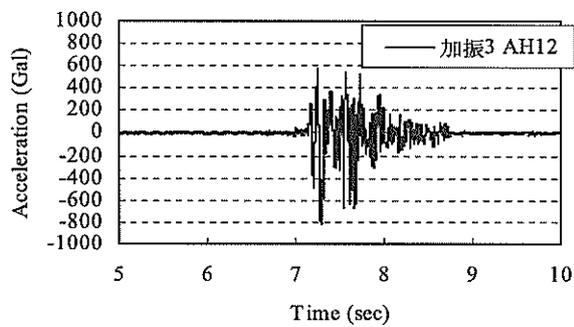
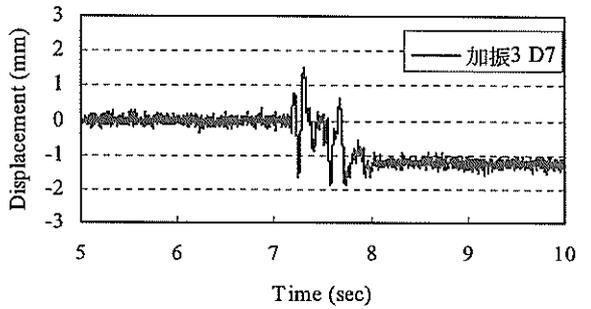
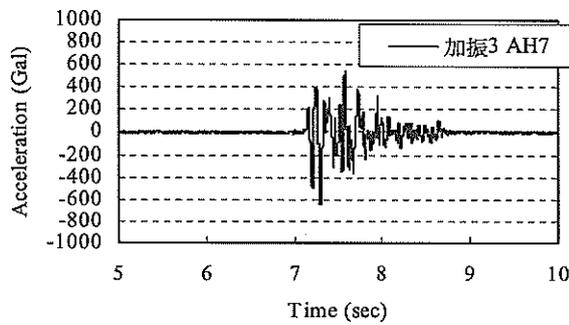
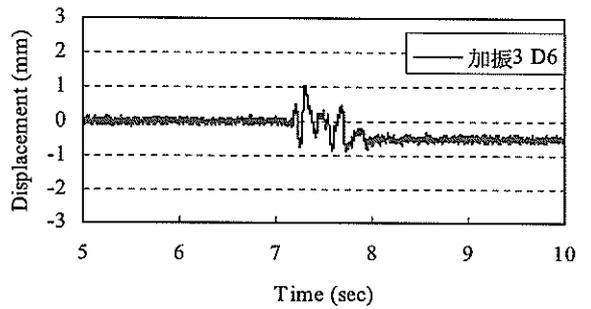
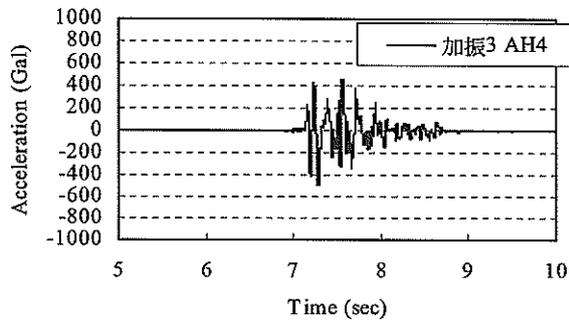
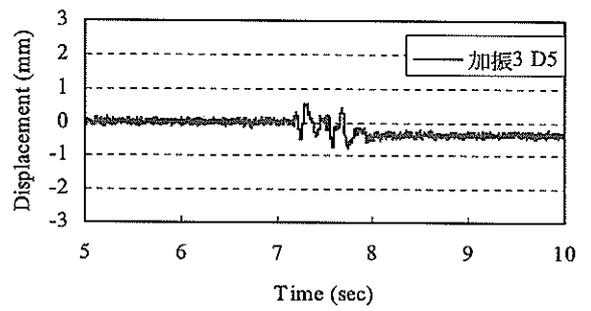
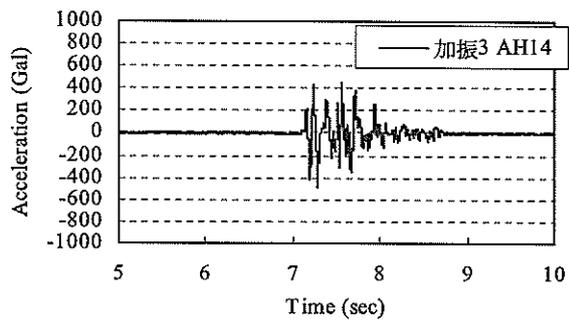


図-5.2.18 加振3における天端の水平変位時刻歴

図-5.2.17 加振3における天端の水平加速度時刻歴

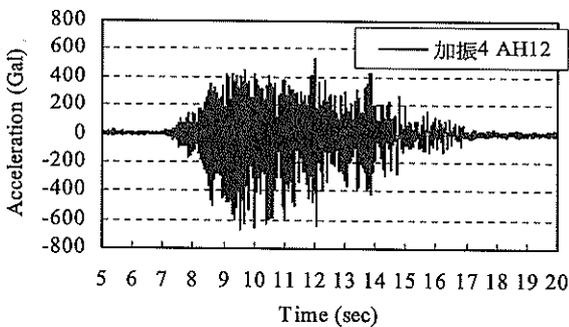
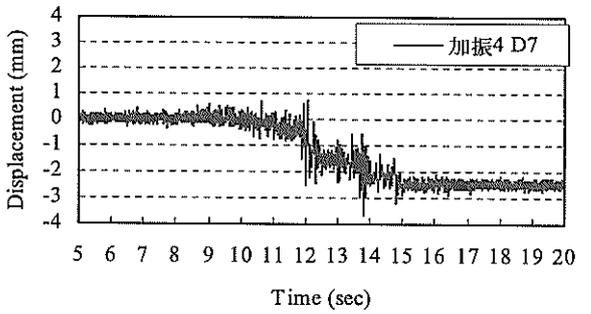
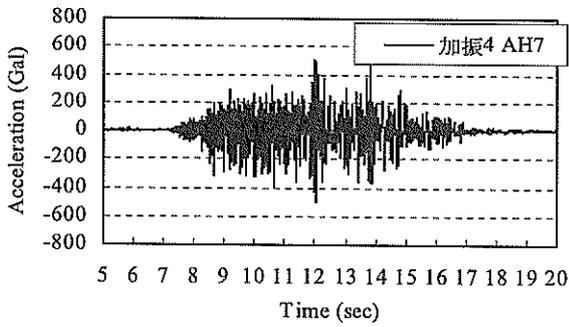
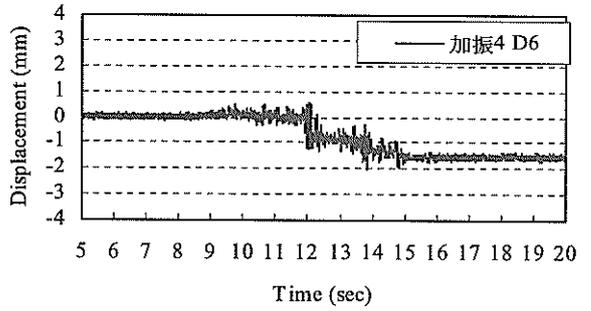
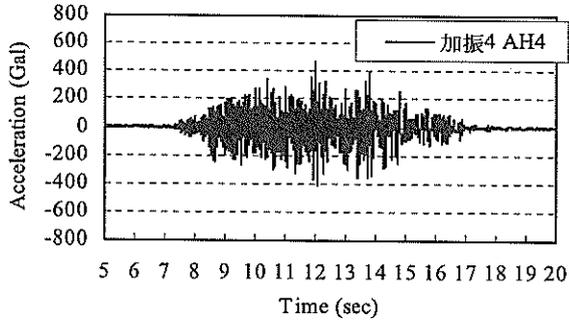
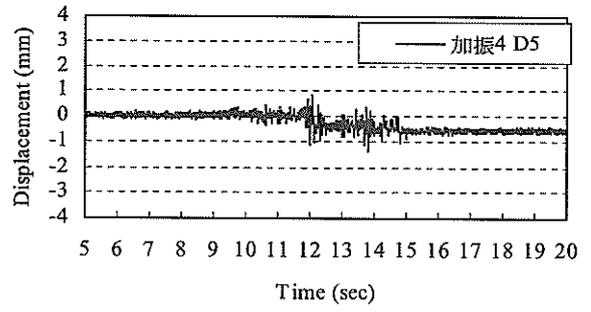
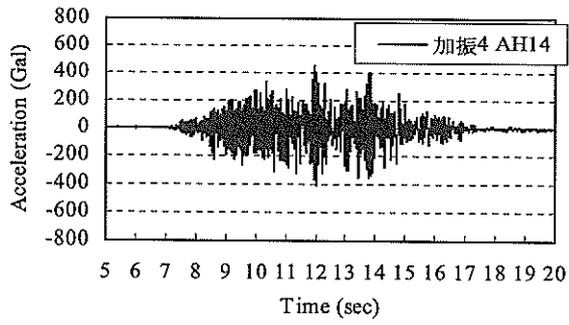


図-5.2.20 加振4における天端の水平変位時刻歴

図-5.2.19 加振4における天端の水平加速度時刻歴

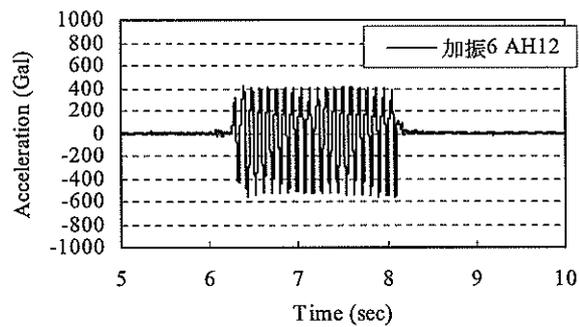
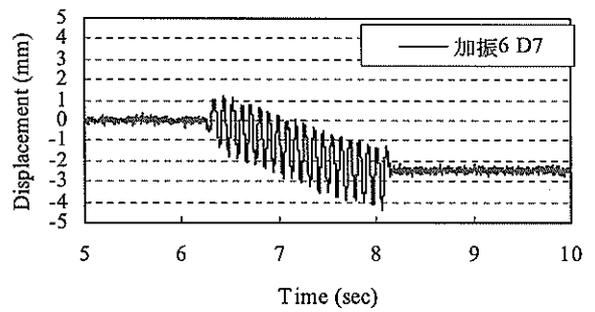
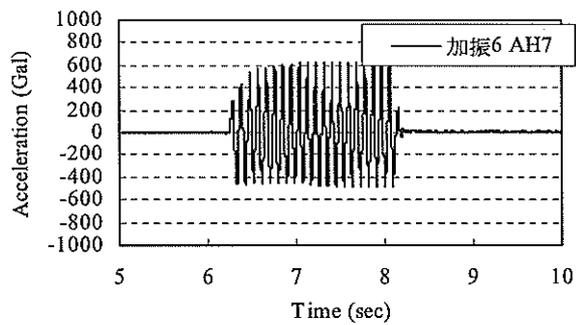
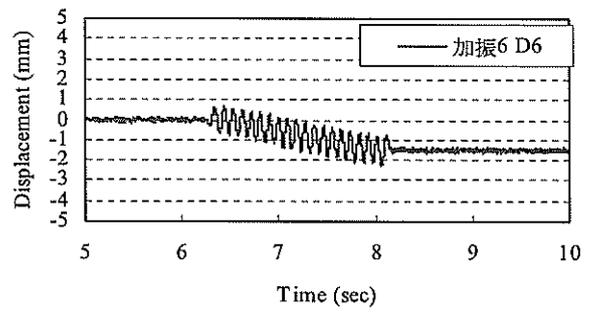
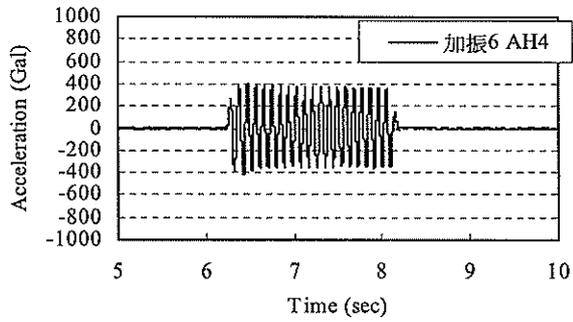
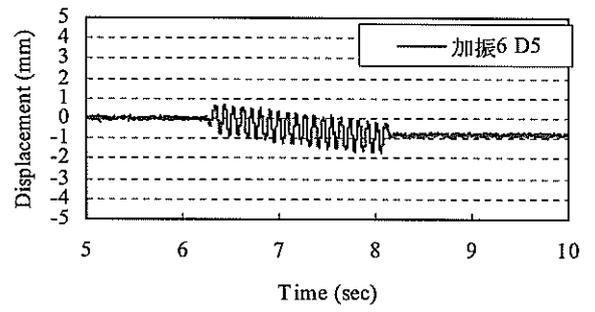
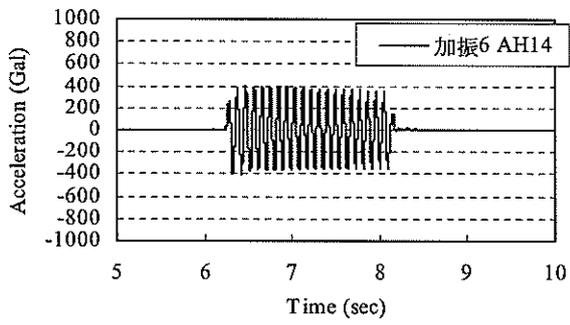


図-5.2.22 加振6における天端の水平変位時刻歴

図-5.2.21 加振6における天端の水平加速度時刻歴

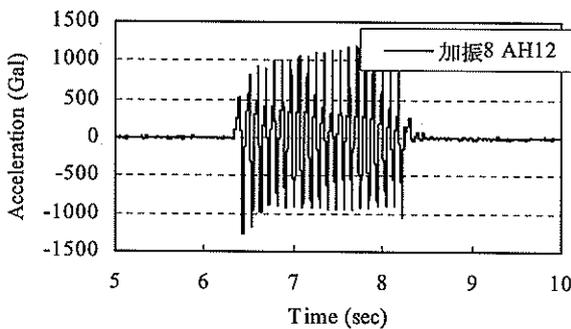
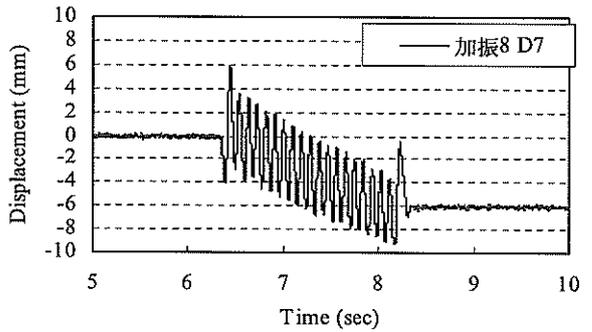
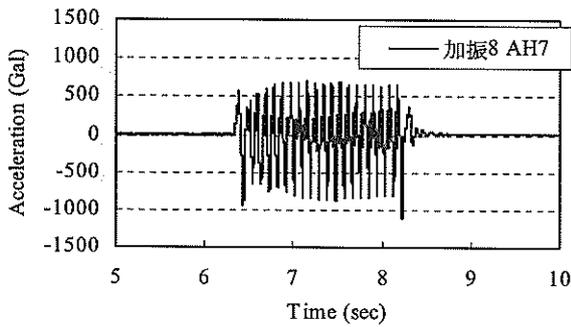
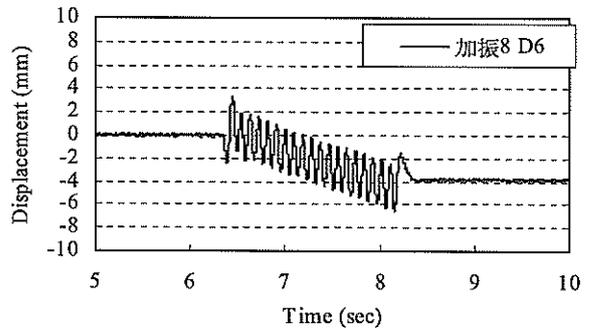
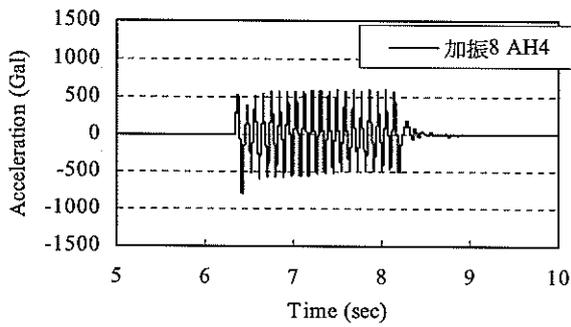
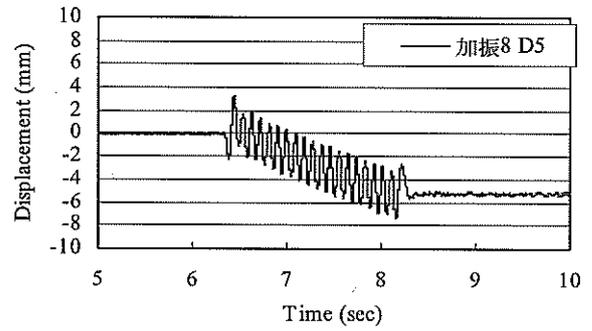
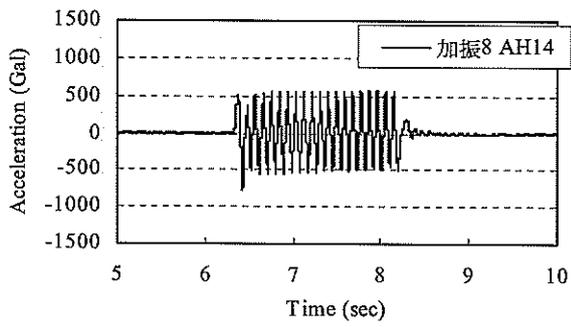


図-5.2.24 加振8における天端の水平変位時刻歴

図-5.2.23 加振8における天端の水平加速度時刻歴

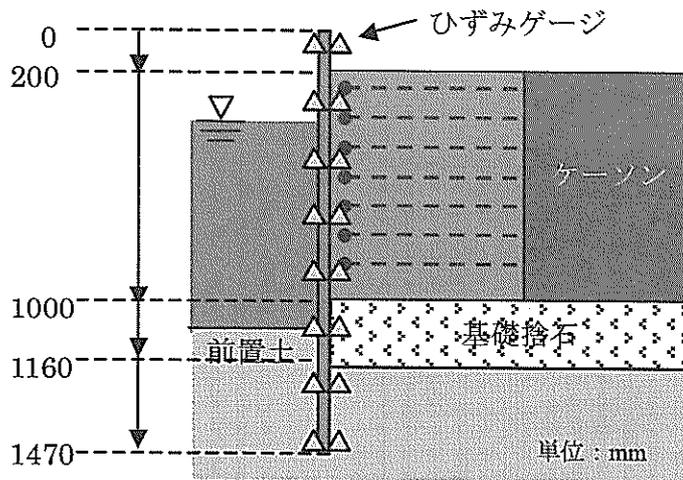


図-5.2.25 ひずみゲージの貼り付け位置

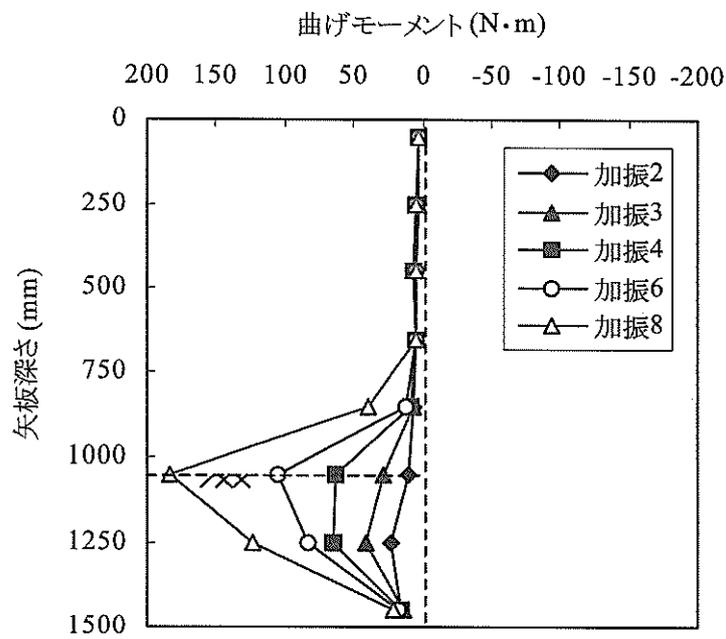


図-5.2.26 曲げモーメント分布

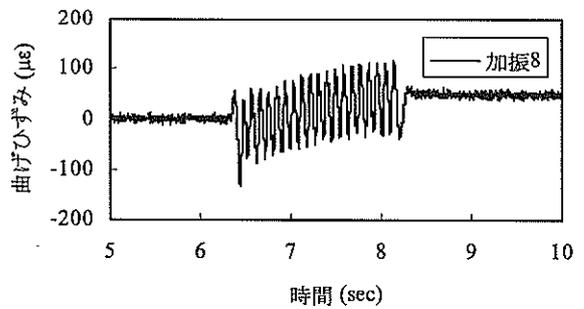
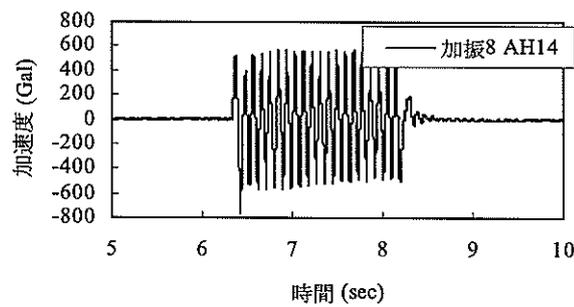
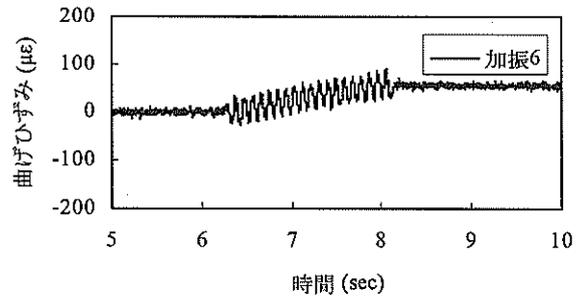
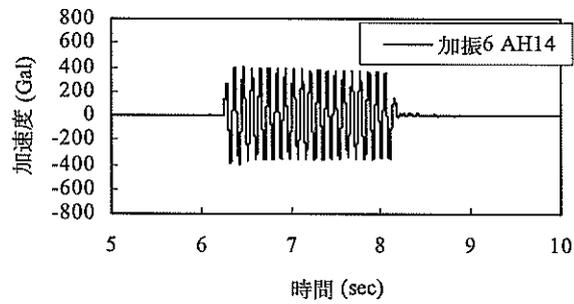
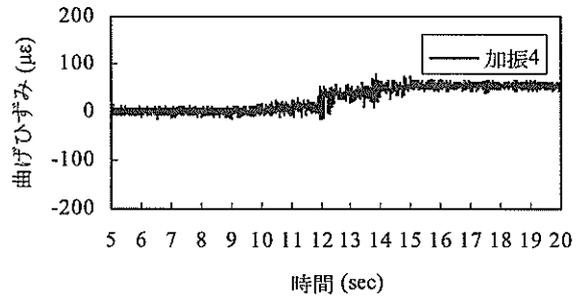
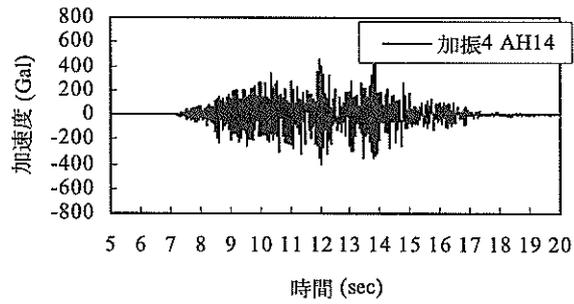
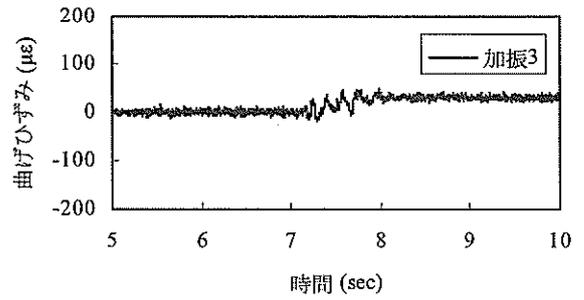
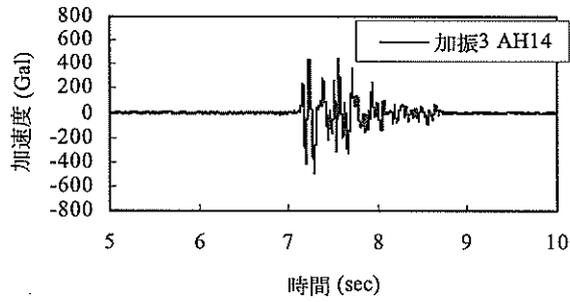
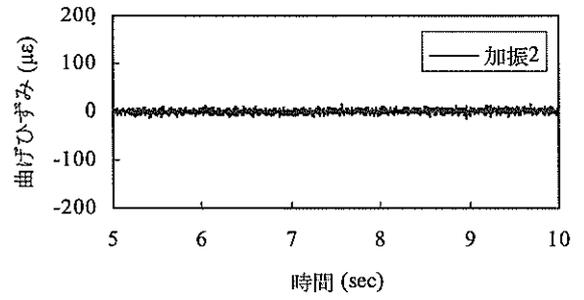
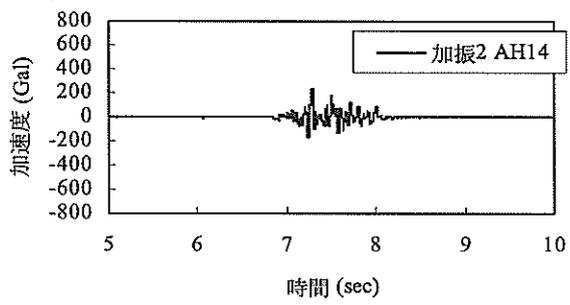


図-5.2.27 加速度計AH14の時刻歴

図-5.2.28 矢板曲げひずみの時刻歴

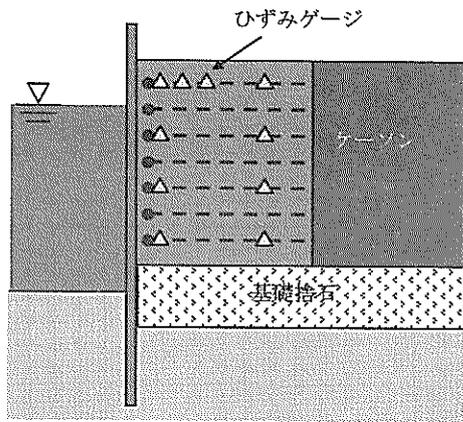


図-5.2.29 ひずみゲージの貼り付け位置

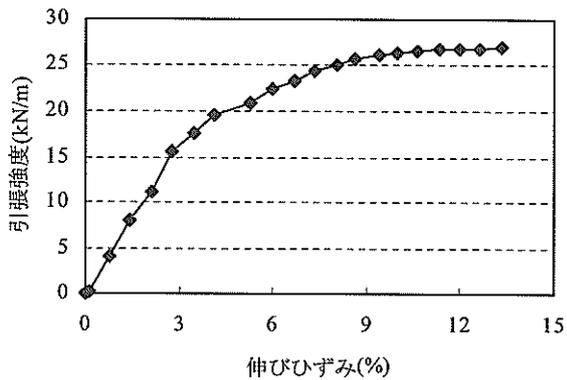


図-5.2.31 補強材の引張強度特性

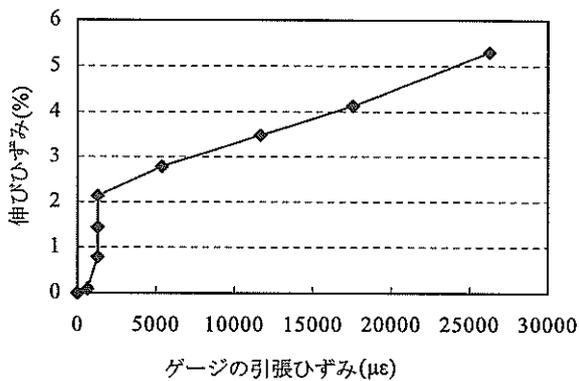


図-5.2.32 補強材とひずみゲージの関係

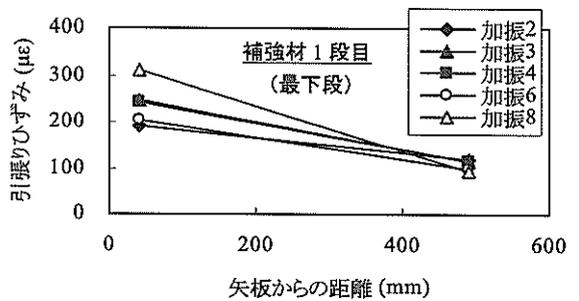
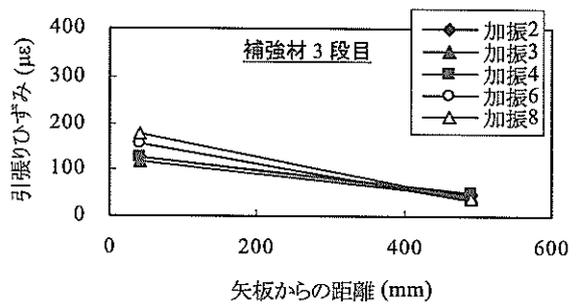
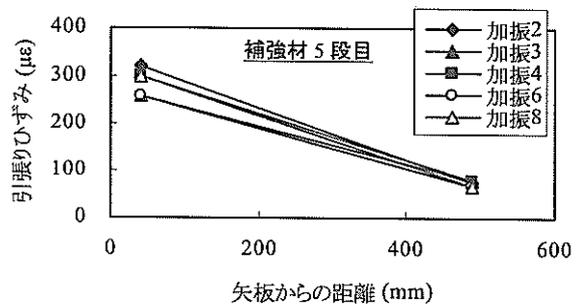
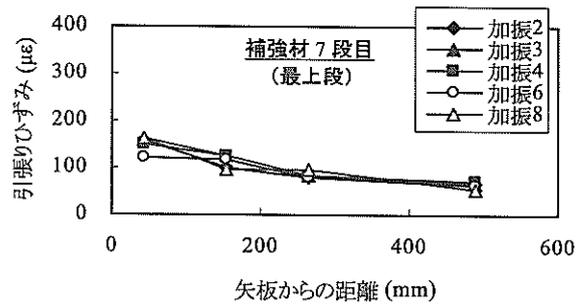


図-5.2.30 補強材の引張りひずみ分布

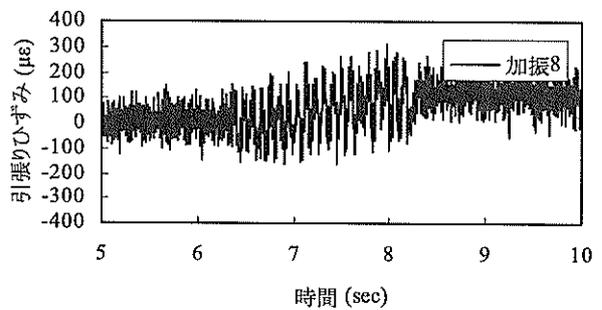
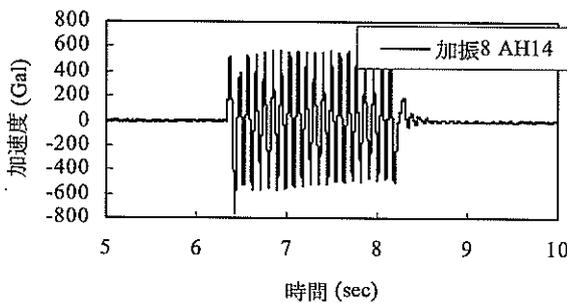
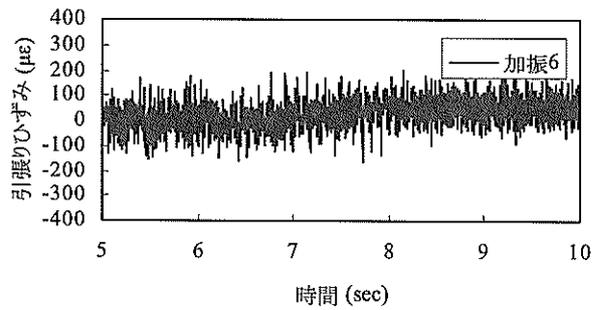
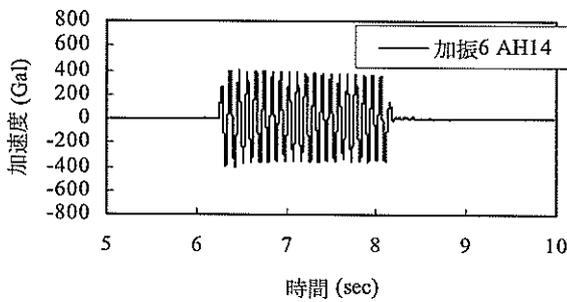
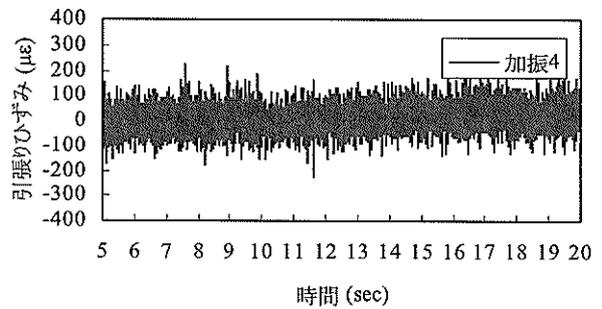
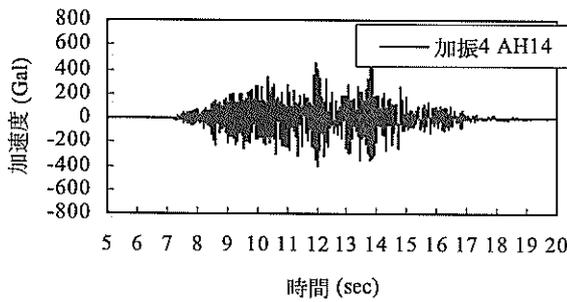
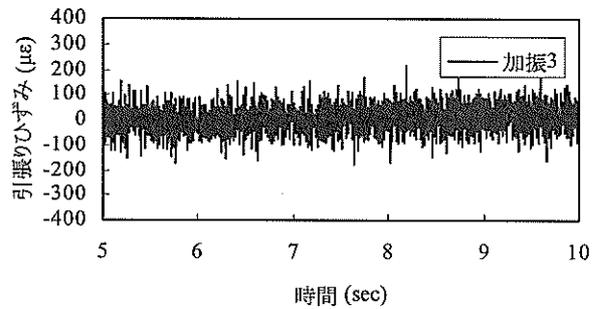
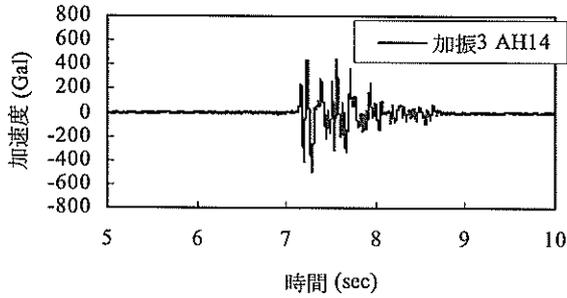
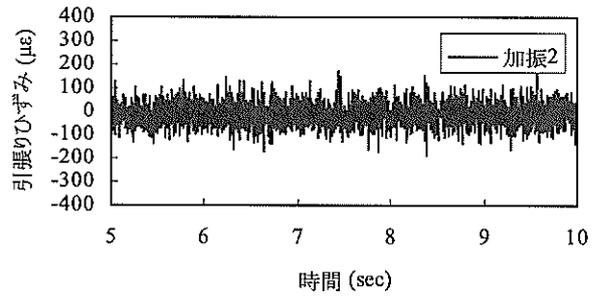
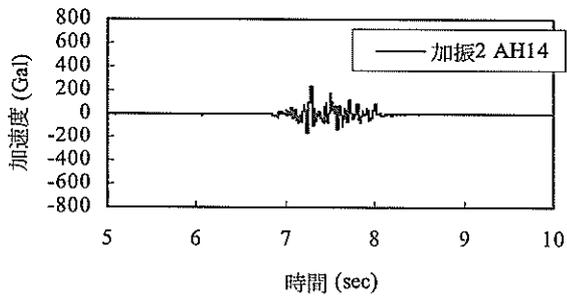


図-5.2.27 (再掲) 加速度計AH14の時刻歴

図-5.2.33 補強材引張りひずみの時刻歴

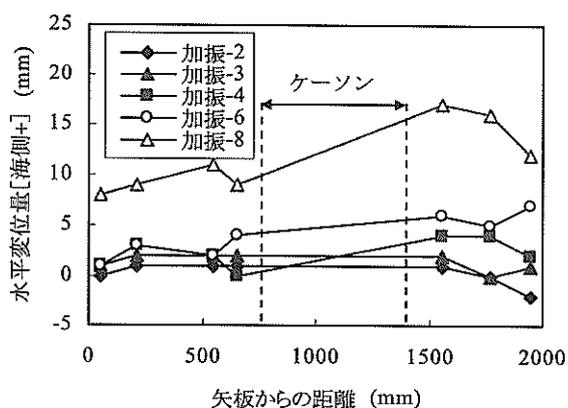


図-5.2.34 地表面ターゲットの水平変位

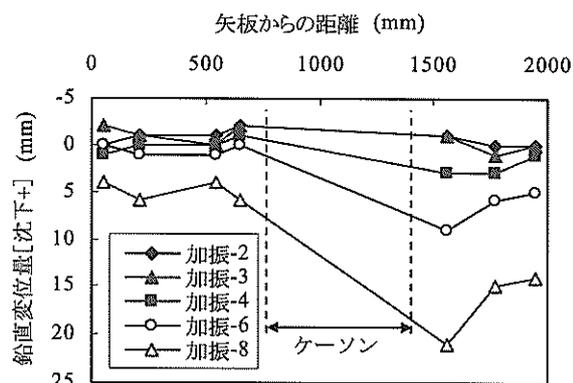


図-5.2.35 地表面ターゲットの鉛直変位

5.3 まとめ

本章では、SG-Wall工法（矢板式）について、-16m岸壁の1/24スケールの模型を作成し、振動実験より地震時の挙動について検討を行った。振動実験より得られた結果を下記にまとめる。なお、下記のとどめは定性的な検討結果にとどめているが、今後、数値解析等を通じて定量的な検討を行っていく予定である。

- ① 今回のケースでは、矢板はほとんど傾斜せず、全体的に前面へ出ていることがわかった。従って、地盤条件等にもよるが、条件によっては矢板が前面に転倒するモードではなく、矢板と背後の改良固化体が一体化して海側へ滑動する変形モードを示すことがあることがわかった。
- ② 固化土上部およびケーソン上部では加速度の時刻歴分布形状はほとんど同じであるのに対し、背面地盤上部ではケーソンから遠くなるに従ってその最大値は大きくなる傾向にあり、固化土とケーソンは一体として挙動していることが推察される。また、天端部の変位においても同じ傾向にあり、なおかつ、その最大値のタイミングが同じことから、位相差をもたずに固化土とケーソンが一体的に挙動していると推察できる。
- ③ 矢板背面が固化処理土と補強材で一体化されている領域では、ほとんど曲げモーメントは作用していないが、矢板が根入れされている領域では根入れ効果が発揮され、顕著に曲げが発生するモードになる。加振後には曲げひずみが残留・蓄積されている。
- ④ 相似則を考慮すると固化処理土の強度および補強材の剛性は数オーダー大きいことから、計測された補強材の伸びひずみを引張強度に換算することは難しいが、全体的に固化処理土内の補強材は、矢板との連結部にて引張りひずみが卓越するモードとなる。

6. SG-Wall工法(ケーソン式)の耐震安定性の検討

6.1 SG-Wall 工法 (ケーソン式) の概要

SG-Wall 工法 (ケーソン式) は、既存のケーソン岸壁の背面を掘削し、図-6.1.1 の様に固化処理土を充填するとともにジオグリッド (面状補強材) を介してケーソンと一体化させた構造体である。既存のケーソンは、固化処理土により土圧が軽減されるだけでなく、ジオグリッドの引張力により滑動抵抗の増大が図られ、地震時の安定性が向上されると考えられる。また、防舷材により接岸位置を調整することで前面水深の増深にも適用が可能である。本工法も、SG-Wall 工法 (矢板式) と同様に、既存ケーソンにより波浪や潮流から隔離された背後水域に、自己充填性のある固化処理土を打設することにより、施工が可能となっている点に特徴がある。なお、具体的な施工法については付録にとりまとめている。

本工法については、新設のケーソンについても原理的には適用可能であると考えられ、設計震度の大きな耐震補強岸壁を築造する際に、スリムな従来型のケーソンをまず築造し、築造時に補強材の接続治具を施工しておくことで、ケーソン曳航後に、あたかも現地でケーソンを幅広に拡張するかのごとく施工することが可能であると考えられる。ただし、この場合には固化土直下の地盤が圧密沈下することで、補強固化土ブロック改良体に基礎地盤の不同沈下にもなう変形及び荷重が加わることが予想されるため、必要な地盤改良を行うなどの検討を行う必要がある。

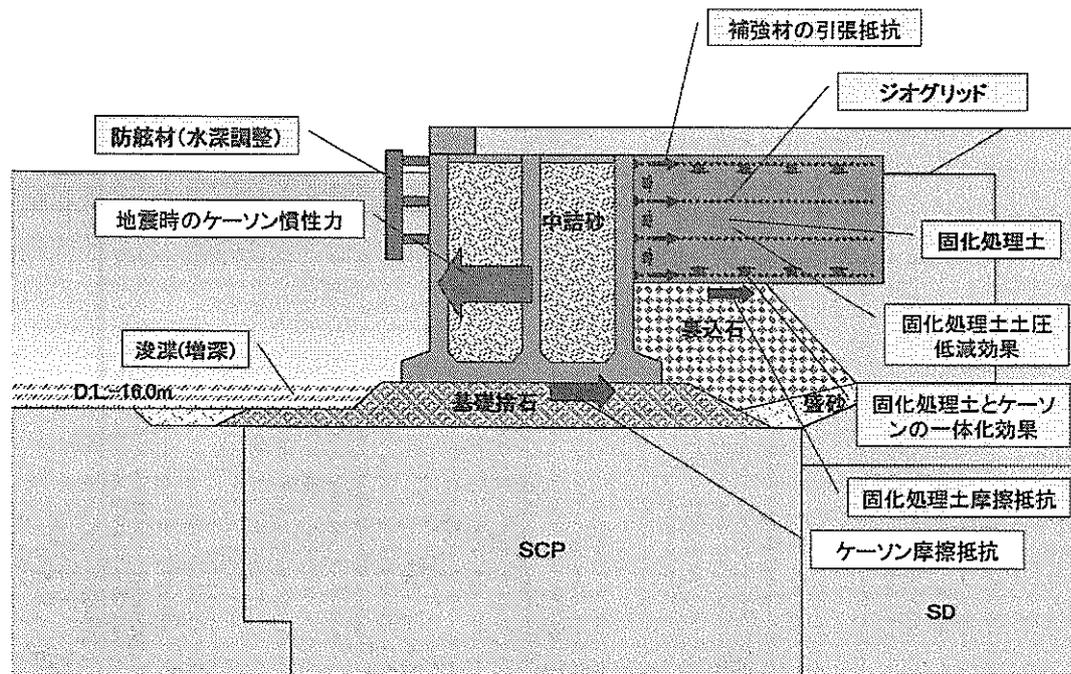


図-6.1.1 SG-Wall 工法 (ケーソン式の概要)

6.2 振動実験による検討

(1) はじめに

「5.2 振動実験による検討」と同様に、3次元水中振動実験台を用いた振動実験により、複合構造体の地震時の強度、変形及び振動特性を把握することでSG-Wall工法(ケーソン式)の耐震性能について評価・検証する。また、変形量等の計測データより、耐震設計法についての基礎的知見を整理する。なお、本章では、通常のケーソン式岸壁を想定した実験を行うことにより、SG-Wall工法(ケーソン式)の耐震性能を比較検討する。

(2) 実験概要

a) 実験断面

本実験では、図-6.2.1に示すような通常のケーソン式岸壁(Case1)と図-6.2.2に示すような既存ケーソンの背面を補強して-15mから1m増深させたSG-Wall工法(Case2)の断面を想定した。これらの想定断面を図-6.2.3および図-6.2.4に示すような縮尺1/24でモデル化し、加振実験を行った。入力波形は地震動波形および正弦波とし、実験は段階加振で実施した。

b) 実験材料

本実験で使用した実験材料とその特性を表-6.2.1に示す。ケーソン、鋼矢板および補強材は、可能な限り相似則を考慮して設定した(Iai, 1988)。固化処理土は、「5.2 振動実験による検討」と同様に、比較的品質のばらつきが少ない木節粘土を代用し、含水比150%に調整した木節粘土に目標一軸圧縮強度 $qu=150\text{kPa}$ となるように普通ポルトランドセメントを添加した。なお、固化処理土の作成は、ミキサーにて十分に攪拌・混合させ、4日間の水中養生を行った。

c) 計測項目

本実験にて計測した計測器の設置計画図を図-6.2.5および図-6.2.6に示す。性能面からはケーソン天端の変位量に着目し、設計面からはケーソンと補強材の連結治具に加わる曲げモーメントや補強材の引張り応力などに着目する。

表-6.2.1 試験条件

ケーソン	アルミ製模型(中詰砂で重量調整)
補強材連結治具	アルミ製模型($t=10\text{mm}$)
補強材	テンサーSS2(製品基準強度:17kN/m)
砂地盤	相馬砂5号($Dr=90\%$)
基礎捨石	砕石5号
裏込め石	砕石6号
固化処理土	木節粘土+普通セメント ($qu=150\text{kPa}$, $\gamma=1.35\text{g/cm}^3$)

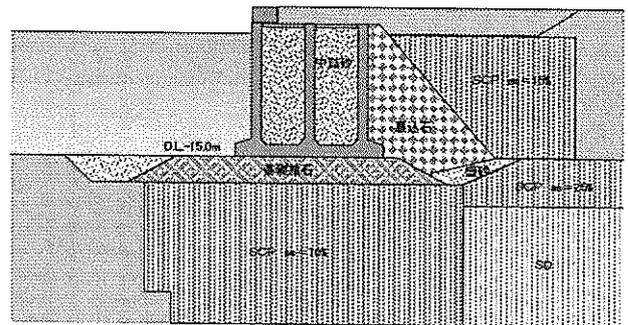


図-6.2.1 想定断面 (Case1)

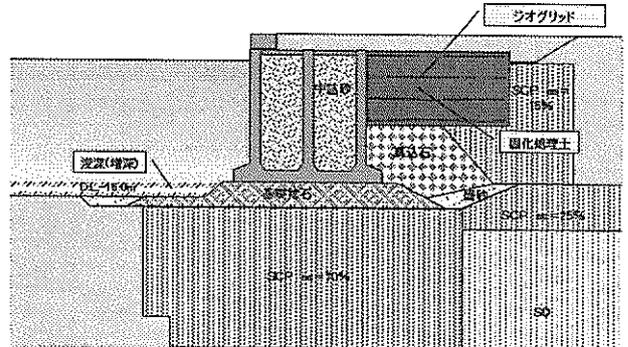


図-6.2.2 想定断面 (Case2)

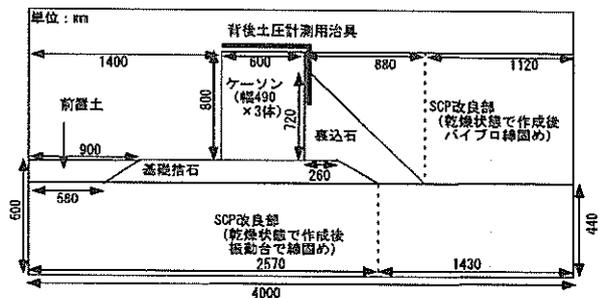


図-6.2.3 実験断面 (Case1)

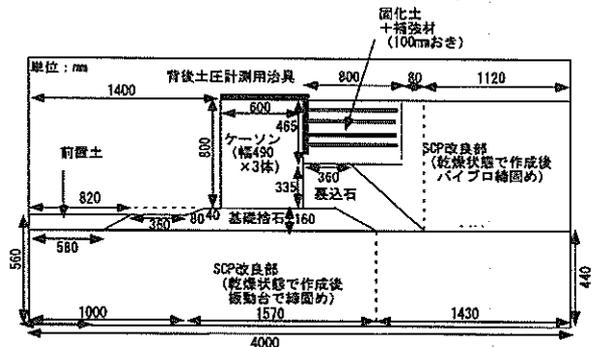


図-6.2.4 実験断面 (Case2)

D : 変位計
 AH : 水平加速度計
 AV : 鉛直加速度計
 PWP : 間隙水圧計

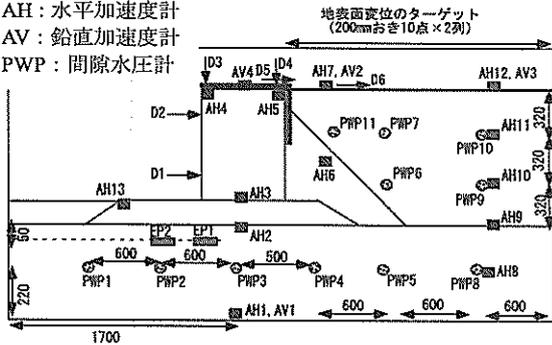


図-6.2.5 計測器設置図 (Case1)

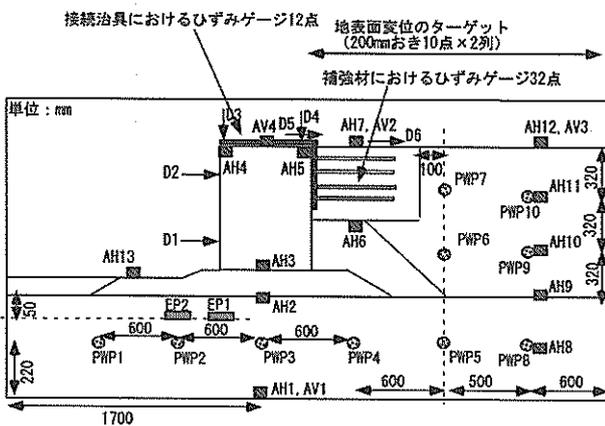


図-6.2.6 計測器設置図 (Case2)

表-6.2.2 加振工程

加振工程	Case1 無補強	Case2 SG-Wall
加振-1	八戸波 0.5倍 85 Gal	八戸波 0.5倍 85 Gal
加振-2	八戸波 1.0倍 170 Gal	八戸波 1.0倍 170 Gal
加振-3	八戸波 1.5倍 255 Gal	八戸波 1.5倍 255 Gal
加振-4	八戸波 2.0倍 340 Gal	八戸波 2.0倍 340 Gal
加振-5	L2波 0.5倍 243 Gal	L2波 0.5倍 243 Gal
加振-6	L2波 1.0倍 487 Gal	L2波 1.0倍 487 Gal
加振-7	PI波 0.5倍 409 Gal	PI波 0.5倍 409 Gal
加振-8	PI波 1.0倍 817 Gal	PI波 1.0倍 817 Gal
加振-9	PI波 1.5倍 1226 Gal	PI波 1.5倍 1226 Gal
加振-10		PI波 2.0倍 1634 Gal
加振-11	正弦波 20波 10.8Hz 200 Gal	正弦波 20波 10.8Hz 200 Gal
加振-12	正弦波 20波 20.2Hz 200 Gal	正弦波 20波 20.2Hz 200 Gal
加振-13	正弦波 20波 20.2Hz 400 Gal	正弦波 20波 20.2Hz 400 Gal
加振-14	正弦波 20波 20.2Hz 600 Gal	正弦波 20波 20.2Hz 600 Gal
加振-15		正弦波 20波 20.2Hz 800 Gal
加振-16		正弦波 20波 10.8Hz 300 Gal
加振-17		正弦波 20波 10.8Hz 600 Gal
加振-18	八戸波 1.0倍 170 Gal	

表-6.2.3 相似則

パラメータ	実物/模型	縮尺比
長さ	λ	24
密度	1.00	1.00
時間	$\lambda^{0.75}$	10.84
応力	λ	24
間隙水圧	λ	24
加速度	1.00	1.00
速度	$\lambda^{0.75}$	10.84
変位	$\lambda^{1.5}$	117.58
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	4.9
曲げ剛性	$\lambda^{3.5}$	67723.5

d) 加振工程及び相似則

本実験で入力した地震動波形は、「5.2 振動実験による検討」と同様に、従来の港湾設計で用いられていた八戸波、海溝型地震の代表として極めて強力な地震動として知られている南関東地震波 (L2波)、直下型地震の代表として神戸港ポートアイランド観測波 (PI波) の3タイプの地震動波形に加え、正弦波形を採用した。これらの波形を基本とし、両ケースが同じ加振履歴となるように、表-6.2.2に示すような段階加振で実施した。ただし、Case2の方が耐震性能がよく、加振回数を増やしている。一方で、Case1は累積の変形量が大きく、その影響を評価するため加振-18で加振-2と同じ加振を再度行っている。なお、入力波の時間や実験土槽のスケール等は、表-6.2.3に再掲する相似則を考慮して決定している (Iai, 1988)。

(3) 試験結果

a) 固化処理土の一軸圧縮強度

Case2で打設した固化処理土の一軸圧縮試験結果を図-6.2.7に示す。ここでは、打設時に6箇所からサンプリングし、4日間水中養生させた結果である。事前の配合試験より、目標一軸圧縮強度を150kPaとしたのに対し、平均一軸圧縮強度135kPaであり、比較的目標通りの一軸圧縮強度を確保できた。また、変動係数は約4.3%であることから、非常にばらつきは小さく、均一な固化処理土であることが確認できる。

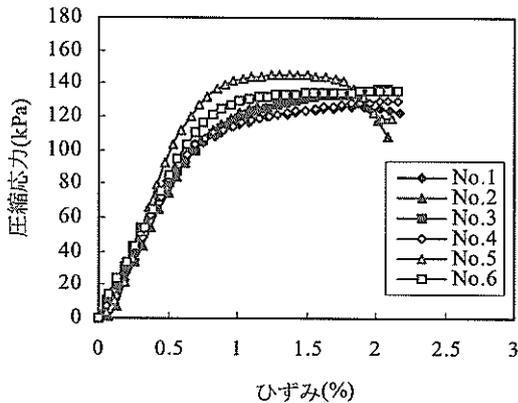


図-6.2.7 固化処理土の一軸圧縮強度

b) 入力波の再現性

図-6.2.5に示しているCase1の加速度計AH1による水平方向の加速度の時刻歴を図-6.2.8に、加速度計AV1による鉛直方向の加速度の時刻歴を図-6.2.9に示す。また同様に、図-6.2.6に示しているCase2の加速度計AH1による水平方向の加速度の時刻歴を図-6.2.10に、加速度計AV1による鉛直方向の加速度の時刻歴を図-6.2.11に示す。ここでは、代表的な加振工程である地震波の八戸波1倍（加振-2）、L2波1倍（加振-6）、PI波1倍（加振-8）、および正弦波20.2Hzの200Gal（加振-12）、600Gal（加振-14）の5加振について示している。

入力波形は、両ケースとも想定した波形を非常に良く再現でき、水平方向の加速度に対して、鉛直方向の加速度は小さいことが確認できる。

c) 入力波の増幅特性

図-6.2.12および図-6.2.13に、各加振時における水平加速度の最大値を土槽底部から高さ方向にプロットした分布を示す。ここでは、高さ方向に配置した図-6.2.5および図-6.2.6の水平方向加速度計AH1、AH8~12の結果である。両ケースの水平加速度の分布は、非常によく類似していることが確認できる。そのモードは、ケーソンの設

置高さである600mm付近で一度小さくなり、その後再び地表面に向けて増幅する傾向にある。

d) ケーソンの変位量

一連の加振工程における図-6.2.5および図-6.2.6に示している変位計D1およびD2の残留変位量を図-6.2.14および図-6.2.15に示す。なお、前面（海側）に変位した場合をプラスとして表示している。ケーソンの変位は、全体的にCase2のSG-Wall（ケーソン式）の方が抑制され、各波形においていずれも変位計D2の方が卓越し、前方（海側）に出ていることがわかる。従って、ケーソンの変形モードには転倒モードの影響が大きいと考えられる。ここで、変位計D1およびD2の値からケーソン天端の変位量を算出し、表-6.2.3の相似則から実スケールに換算して比較したグラフを図-6.2.16に示す。CASE1（無補強）とCASE2（SG-Wall）を比較すると、明らかにCase2の方が小さい変形量に抑えられている。従来の港湾設計で用いられていた八戸波では、2倍の大きさである加振-4において、Case1の残留変位が32cmであるのに対して、Case2では12cm程度にとどまる。極めて強力な地震動である南関東地震波（L2波）の加振-6では、Case1が101cmに対してCase2では34cm程度に抑制される。また、直下型地震の代表として用いたPI波の加振-10については、817galの最大加速度がスパイク状のピークであり、振動台で再現できなかったため、Case2においては2倍の大きさ（このとき、目標最大加速度1632 Gal）まで入力を大きくした。このとき、ピーク以外の部分も大きくなっているため、46cm相当の残留変形が発生しているが、通常のレベル（PI波0.5倍から1.5倍）であれば、残留変形は30cm程度にとどまり、極めて良好な結果といえる。正弦波については、加振振動数の違いが変形量に大きく影響することから、実スケール換算2Hz程度の、正弦波1波あたりの変形量として比較した結果を図-6.2.17に示す。1波あたりの変形量は、加速度の増加に伴いその違いは明確に現れ、Case2のSG-Wall（ケーソン式）は耐震性に優れていることが確認できる。図-6.2.18に加振毎のケーソンの傾斜角を比較したものを示す。ここでは、加振毎に計測されたケーソンの変位量からケーソンの傾斜角を算出し、最大値、最小値および残留値をプロットしている。Case1とCase2を比較すると、Case2の方が全体的に傾斜角が抑えられている。つまり、地震動による地盤上の基礎や構造物は、地震などによる震動を受けた際、水平運動とともに回転運動を引き起こすことがあるが、Case2のSG-Wall（ケーソン式）では、この回転運動（ロッキング）を抑制するロッキング抑制効果が発揮されていることが考えられる。

e) 間隙水圧

各加振時における鉛直方向の最大水圧分布を図-6.2.19に、そのうちの正弦波における水平方向の最大水圧分布を図-6.2.20に示す。ここでは、図-6.2.5および図-6.2.6の間隙水圧計PWPのうち、図-6.2.19については鉛直方向に配置した間隙水圧計PWP8~10の最大値を土槽底部からの高さとしてプロットし、図-6.2.20については水平方向に配置した間隙水圧計PWP1~5、PWP8の最大値を土槽前面からの水平距離としてプロットしている。基礎地盤については、Case1およびCase2とも同様の傾向であり、ケーソン直下においてはケーソンの拘束圧及びケーソンのロッキング挙動に伴うせん断応力の寄与などによって水圧が小さくなる傾向を示している。背後の自由地盤の鉛直方向の水圧については、Case2ではPWP9の位置で8kPaという高い数値を示しており、上載圧が約5kPaであることから液状化に近い水圧が最大値として発生していたことになる。一方で、Case1については、ほとんど上昇していないことが確認できる。この違いの原因については不明であるが、Case2においても、噴砂などの液状化を示す状況・痕跡は発生していないことから、PWP9の計器に何らかの異常があった可能性も否定できない。

f) 位相差

図-6.2.21~40に代表的な5つの加振ケースにおける天端部の水平加速度と水平変位をそれぞれ示す。ここでは、図-6.2.5および図-6.2.6に示している加速度計のうち、天端部の海側からAH4、AH7およびAH12の水平加速度を時刻歴で示し、変位計の海側からD5およびD6の水平変位を、海側変位をマイナスとして時刻歴で示している。

加速度の時刻歴分布は、ケーソンから離れるに従ってその最大値は大きくなる傾向になる。一方で、必ずしも加速度のピークの地点で大きな変位が発生しているわけではない。なお、加速度と変位の双方について、ケーソンの挙動と固化改良部の挙動に位相差はないことが確認できる。

g) 補強材連結治具の曲げモーメント

ケーソンと補強材との連結治具に発生する応力を把握するため、連結治具の図-6.2.41に示す位置にひずみゲージを貼り付けた。連結治具は背面の部材と頂版の部材をL型に接合したものであり、背面の土圧をケーソン前面部頭部に頂版により伝える構造となっている。図-6.2.42に連結治具頂版に貼り付けたひずみゲージ1より計測された静ひずみ（水平方向のひずみ）の分布を示す。Case1では、背面土の締固め後にマイナスの圧縮ひずみが発生し、施工過程にて土圧が作用していることがわかる。その後の加振工程では徐々にひずみが増加していることから、

土圧は開放されていく傾向(主動土圧となって土圧が減少していく傾向)にある。一方、Case2ではほとんどひずみは発生していないことから、背面の補強固化体が一体となり、治具へ土圧を作用させていないことがわかる。次に、連結治具背面に貼り付けたひずみゲージ2~4より計測された曲げひずみより曲げモーメントを算出した。Case1における各加振時の曲げモーメント分布を図-6.2.43に、Case2の分布を図-6.2.44にそれぞれ示している。ここでは、各加振時における曲げモーメントの最大、最小および残留値を連結治具の天端から深さ方向にプロットしている。連結治具に作用する曲げモーメントは、下端は固定されていない状態であるため、ゲージ4の位置では曲げはほとんど発生していない。Case1とCase2で頂版では圧縮ひずみに明らかな違いがあるのに、側面の曲げでは違いがあまり明かではない理由については明確ではない。可能性としては、実験準備の都合でCase1のゲージはCase2の3線式のものとなり2線式のものであったことなどにより、計測誤差等が発生している可能性もある。

h) 補強材の引張りひずみ

補強材に発生する引張り力を把握するため、図-6.2.45に示す位置にひずみゲージを貼り付けた。この位置における代表的な6つの加振時の引張りひずみの分布を図-6.2.46に示す。なお、本実験で敷設した補強材の引張強度特性を図-6.2.47に、補強材の伸びひずみとひずみゲージの伸びひずみの関係を図-6.2.48に示す。本実験では、相似則を考慮すると固化処理土の強度および補強材の剛性は数オーダー大きいことから、計測された補強材の伸びひずみを引張強度に換算することは難しい。しかし、図-6.2.46の分布より、固化処理土内の補強材は、連結治具近傍にて引張りひずみが発生する傾向にあり、特に最上段の補強材にて卓越するモードとなることがわかる。これは、ケーソンが転倒を伴う変形モードであったことから、この変形を抑制するために最上段の補強材の連結部近傍にひずみが集中したものと考えられる。

i) 鉛直土圧分布

加振によるケーソン端し圧を把握するために、図-6.2.5および図-6.2.6に示している土圧計EP1およびEP2より、ケーソン設置後より経時的に計測した。Case1の結果を図-6.2.49に、Case2の結果を図-6.2.50にそれぞれ示している。なお、ここではケーソン設置後からの累積土圧と、各加振時の最大および最小値をプロットしている。Case1におけるEP1では、ケーソン設置後に背面地盤の施工過程において土圧がマイナスとなり、その後徐々に増加する傾向にある。これは、加振によるケーソンの変形が転倒モードであり、転倒に伴ってケーソン前端部が下

方に押し込まれることにより、EP1の土圧が増加する傾向にあると考えられる。一方EP2では、注水後に水圧によって土圧は増加するが、加振工程においてはほとんど一定である。Case2におけるEP1では、ケーソン設置後の背面地盤締固め時に大きくマイナスとなり、その後の加振にて徐々に土圧は増加する傾向にある。これは、本ケースではケーソン背面の固化処理土打設領域を背面地盤作成時にはあらかじめ枠を設置して空間を確保していたため、背面地盤の締固めによりケーソンが逆に傾き、ケーソン前面の下端が浮くような動きをしていたと考えられる。この傾向は、固化処理土の打設時においても、固化処理土は土圧を作用させないため回復しないが、加振によってケーソンの海側への傾斜が増加し、土圧が増加する傾向となる。

EP1（およびEP2）の土圧の増加傾向はCase1とCase2でほとんど同じである。一方で、各加振における残留値と最大値の差に着目すると、補強後のCase2の方が、最大値と残留値の差が小さい。残留値が加振前の初期値に近いと仮定すると、補強により、ケーソンのロッキングが抑制され、慣性力作用時の前面の端し圧が減少することにより、EP1の土圧の最大値が抑制されたと考えることができる。

j) 地表面変位

本実験では、固化処理土およびケーソン背面地盤の地表面にターゲットを設置し、各加振後の地表面変位を計測した。実験終了後の各ケースの天端状況を図-6.2.51および図-6.2.52に示す。Case1とCase2では、加振履歴が異なるため、最終的な地表面のクラック形状も異なる。そこで、加振-15までの計測を実施した6加振における水平変位量を図-6.2.53に、鉛直変位量を図-6.2.54にそれぞれ示す。Case1における水平変位量は、ケーソンとの境界部において卓越し、その最大値は加振-15において約40mm海側へ変位していることがわかる。Case2における水平変位量は、ケーソンからの距離が800mmまで固化処理土であるため、局所的な変位はなく、その最大値は加振-15において約18mm程度に抑制されていることがわかる。この傾向は鉛直変位量においても同様であり、Case1においては加振-15において約45mm程度沈下しているのに対し、Case2では約15mm程度に抑制されている。なお、図-6.2.54のCase2の最大沈下は固化処理土部分であるが、クラックが入っている訳ではない。なぜここの局所的に沈下しているのかは不明である。

6.3 まとめ

本章では、SG-Wall工法（ケーソン式）について、-16m岸壁の1/24スケールの模型を作成し、振動実験より地震時の挙動について検討を行った。振動実験より得られた結果を下記にまとめる。ただし、下記のとどめは前章と同じく定性的な検討結果にとどめており、今後、数値解析等を通じて定量的な検討を行っていく予定である。

- ①ケーソンの変形モードには、転倒モードの影響が大きいと考えられる。Case1（無補強）とCase2（SG-Wall）を比較すると、明らかにCase2の方が小さい変形量に抑えられている。
- ②相似則が正しいとすれば、極めて強力な地震動である南関東地震波（L2波）の加振で無補強が101cmの変形に対して、Case2では34cm程度に抑制される。また、ポートアイランド波（PI波）の加振においても、目標最大加速度1632 Galまで入力を大きくした場合においても、補強時には46cm相当の残留変形にとどまり、通常のレベル（PI波0.5倍から1.5倍）であれば、残留変形は30cm程度にとどまる。
- ③加振毎に計測されたケーソンの変位量からケーソンの傾斜角を算出すると、補強時には全体的に傾斜角が抑えられており、回転運動を抑制するロッキング抑制効果が発揮されていることがわかる。
- ④ケーソンと背後の改良部の加速度の最大値のタイミングが同じことから、ケーソンの挙動と固化改良部の挙動に位相差はないことが確認できる。
- ⑤相似則を考慮すると固化処理土の強度および補強材の剛性は数オーダー大きいことから、計測された補強材の伸びひずみを引張強度に換算することは難しいが、固化処理土内の補強材は、連結治具近傍にて引張りひずみが発生する傾向にあり、特に最上段の補強材にて卓越するモードとなることがわかる。これは、ケーソンの変形モードが転倒モードであったことから、この変形を抑制するために最上段の補強材の連結部近傍にひずみが集中するものと考えられる。
- ⑥各加振におけるケーソン前面端し部の鉛直方向土圧の残留値と最大値の差に着目すると、補強後のCase2の方が、最大値と残留値の差が小さい。すなわち、ケーソンのロッキングが抑制され、前面の端し圧が減少することにより、土圧の最大値が抑制されたと考えられる。

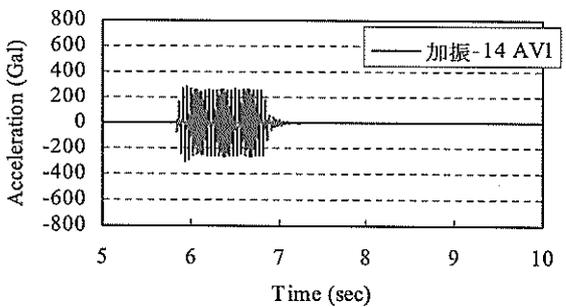
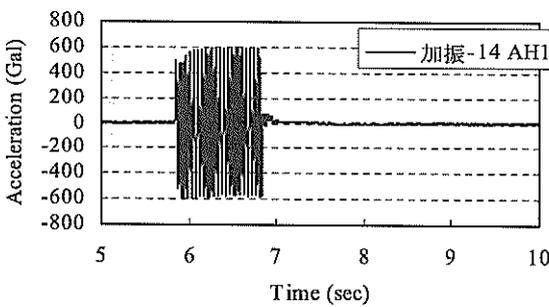
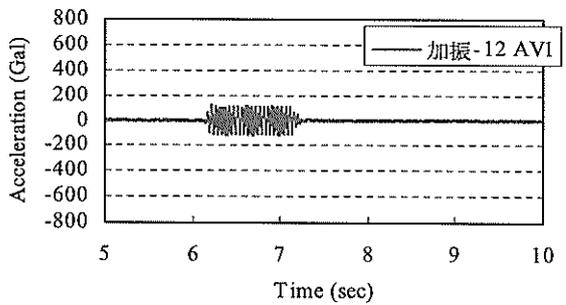
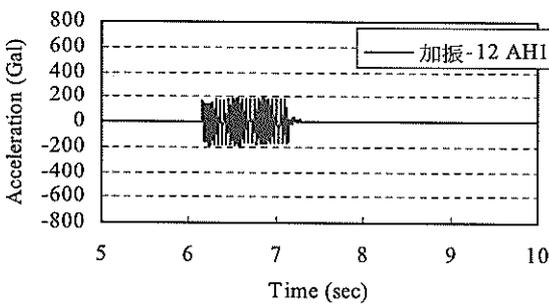
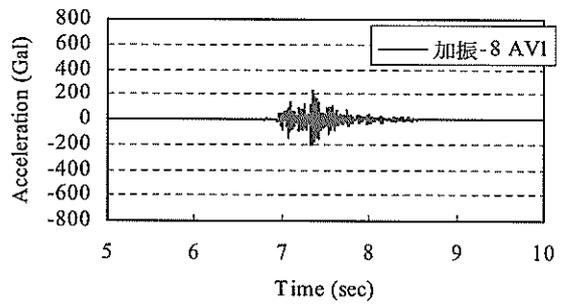
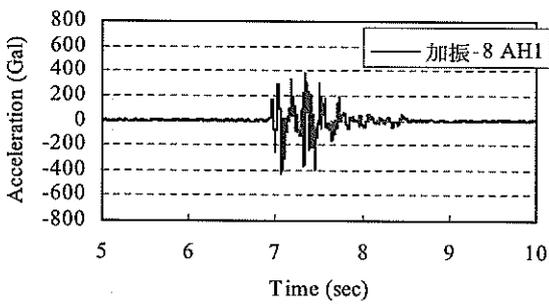
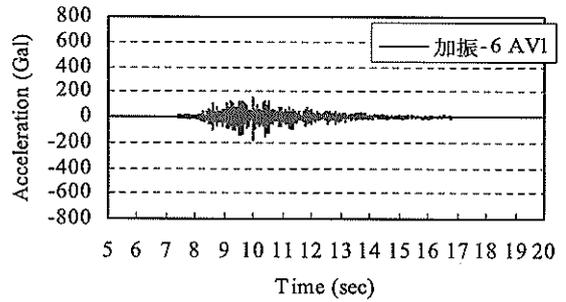
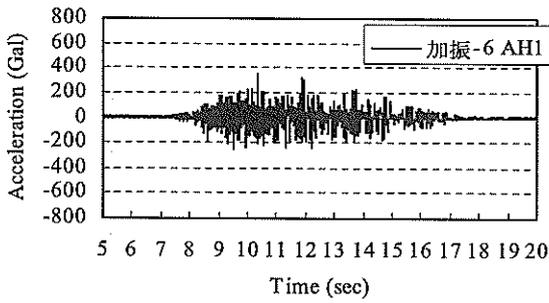
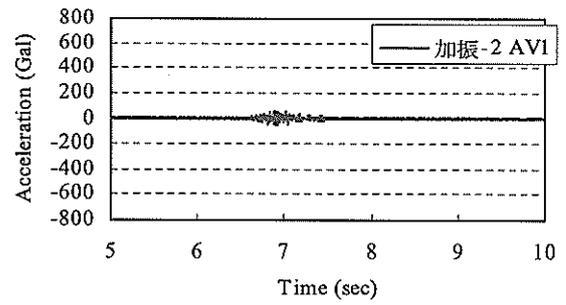
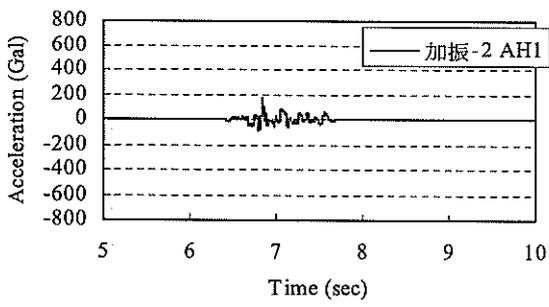


図-6.2.8 水平方向の加速度時刻歴 (Case1)

図-6.2.9 鉛直方向の加速度時刻歴 (Case1)

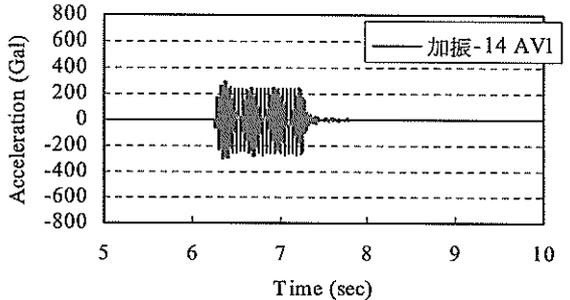
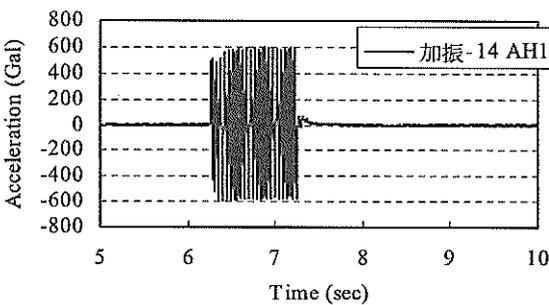
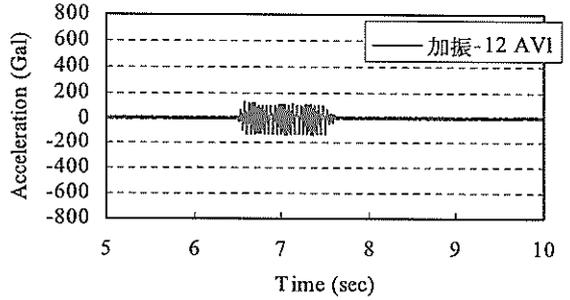
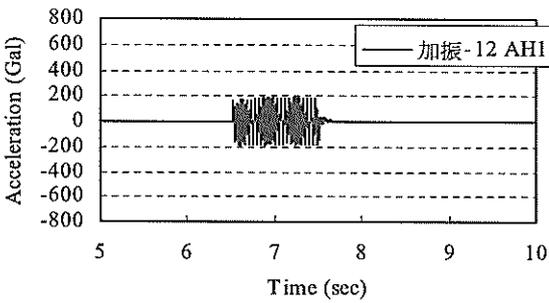
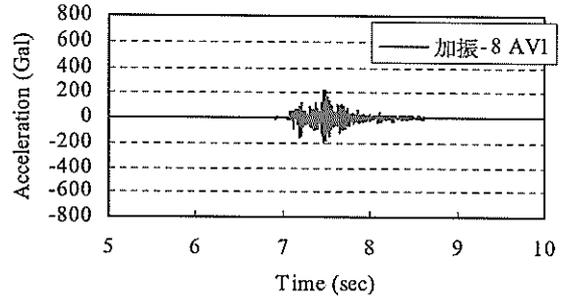
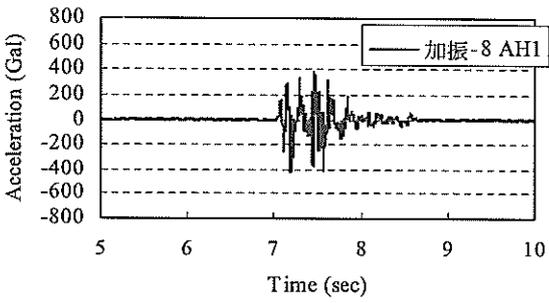
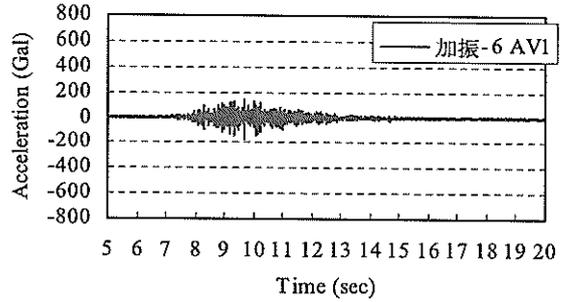
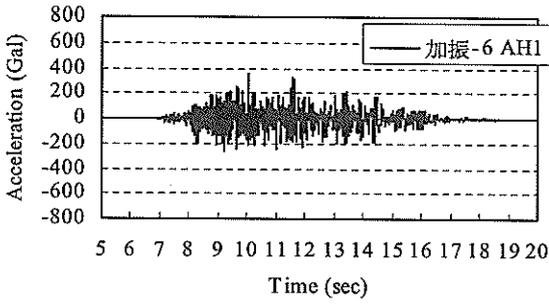
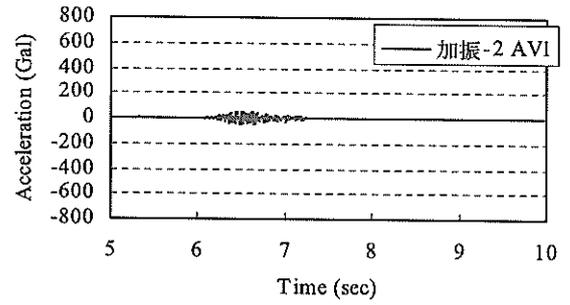
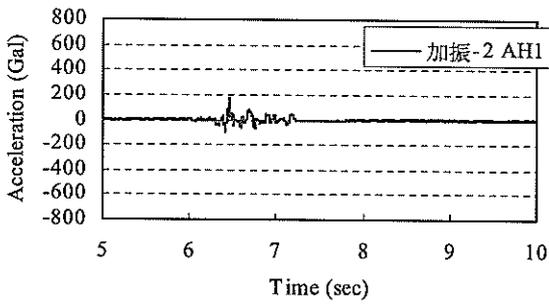


図-6.2.10 水平方向の加速度時刻歴 (Case2)

図-6.2.11 鉛直方向の加速度時刻歴 (Case2)

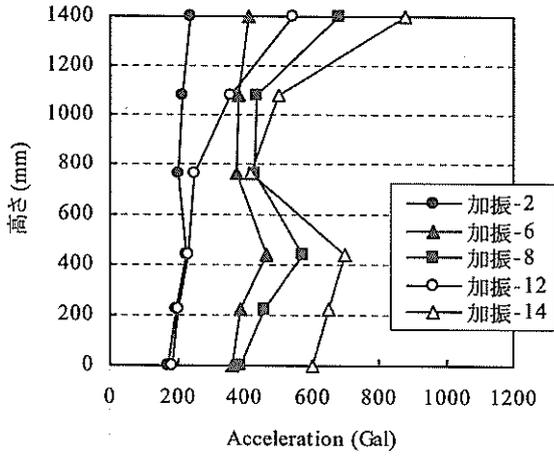


図-6.2.12 鉛直方向の最大水平加速度分布 (Case1)

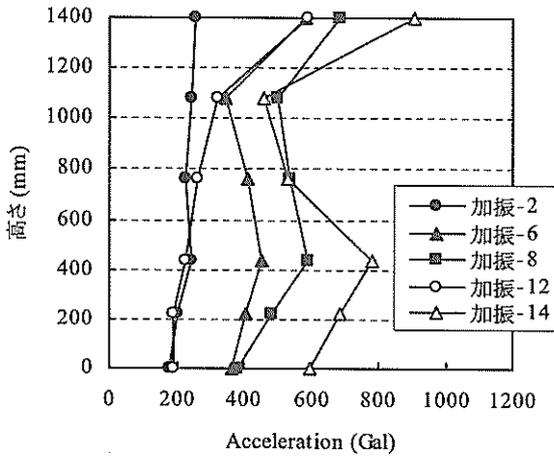


図-6.2.13 鉛直方向の最大水平加速度分布 (Case2)

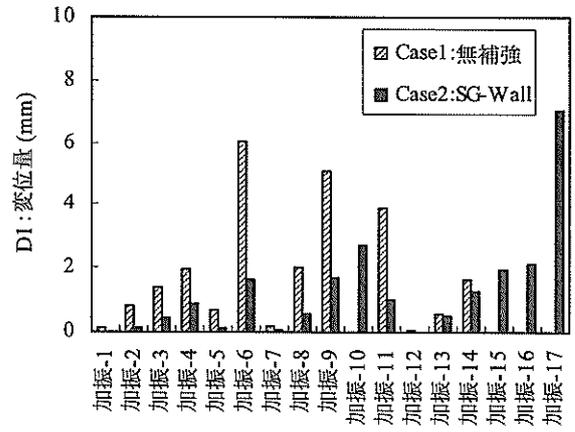


図-6.2.14 変位計D1の変位量

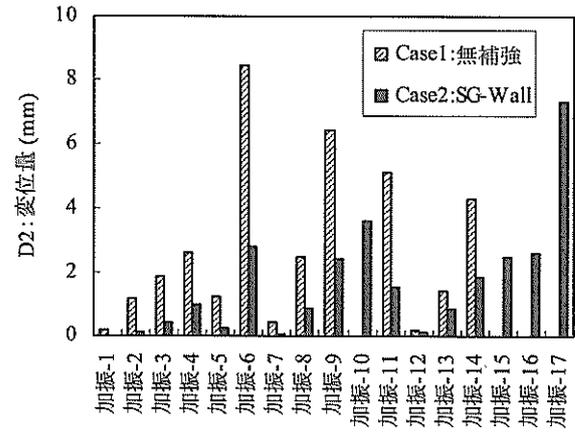


図-6.2.15 変位計D2の変位量

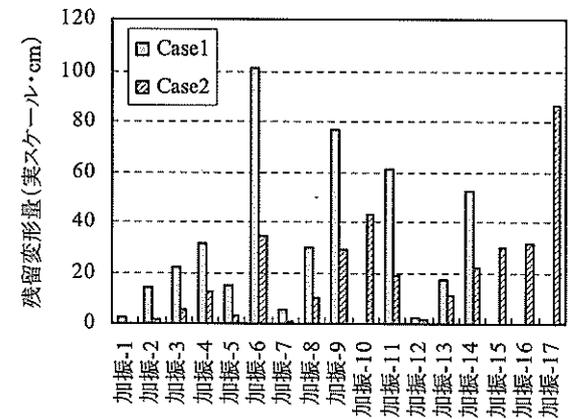


図-6.2.16 実スケール換算におけるケーソン天端の変位量

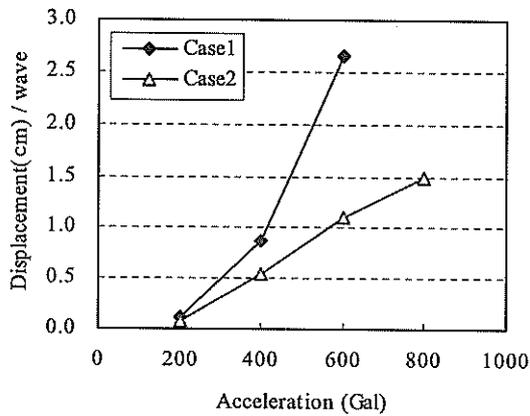


図-6.2.17 1波あたりの変形量の比較
(実スケール換算2Hz程度)

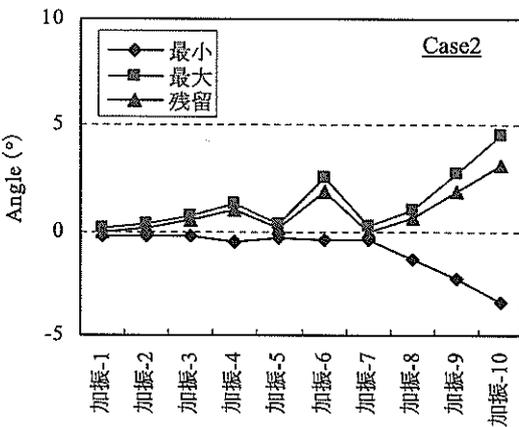
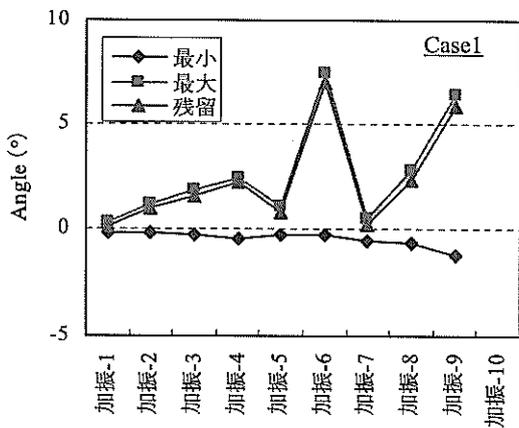


図-6.2.18 ケーソン傾斜角

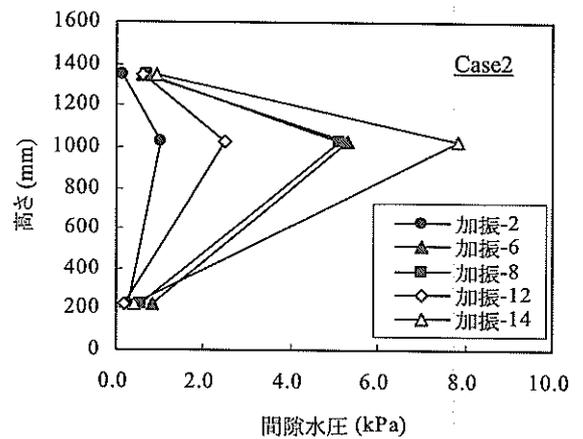
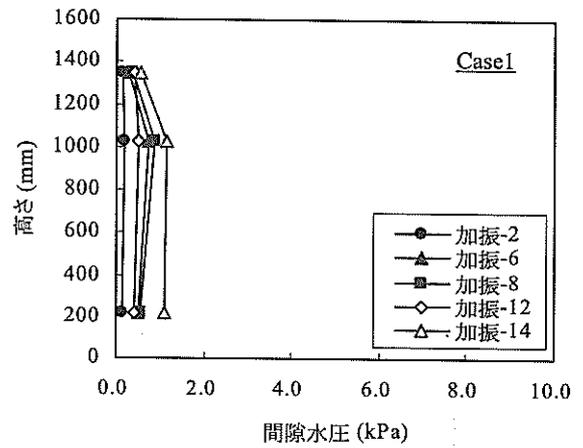


図-6.2.19 鉛直方向の最大過剰間隙水圧分布

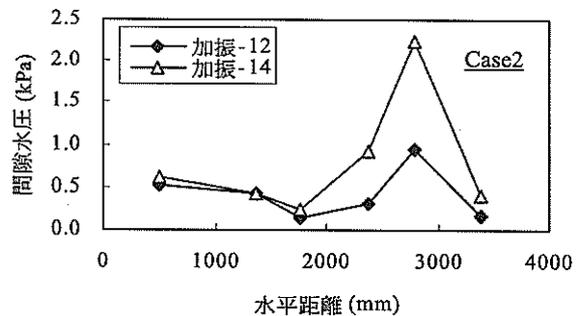
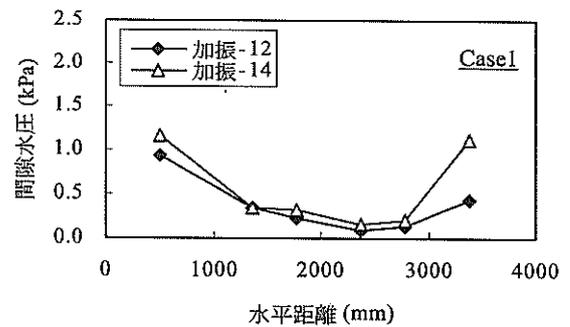


図-6.2.20 水平方向の最大過剰間隙水圧分布

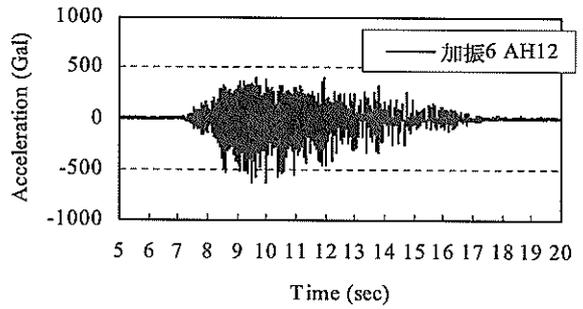
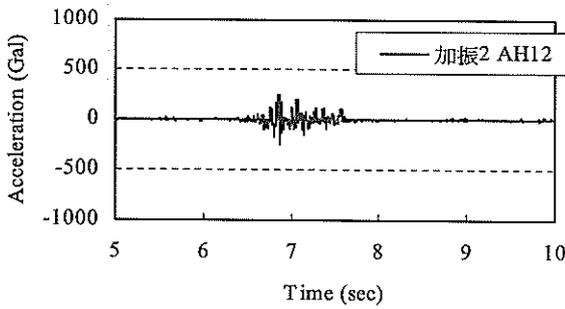
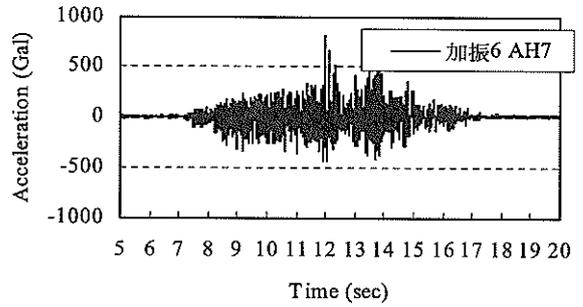
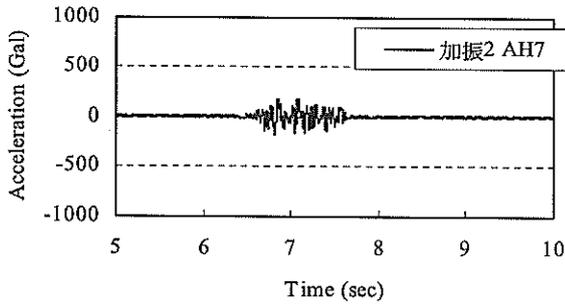
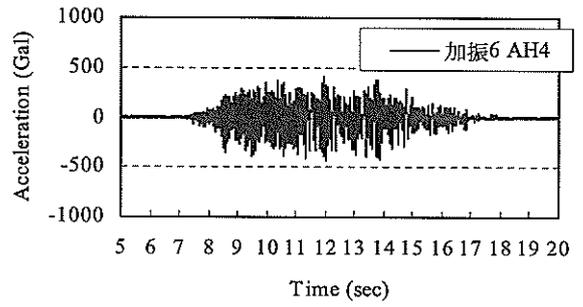
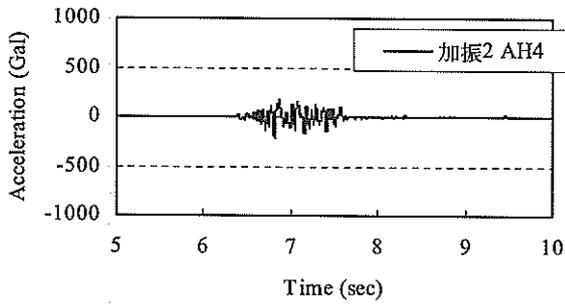


図-6.2.21 加振2における天端の水平加速度 (Case1)

図-6.2.23 加振6における天端の水平加速度 (Case1)

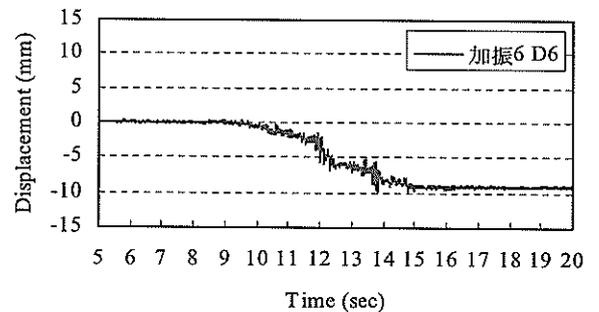
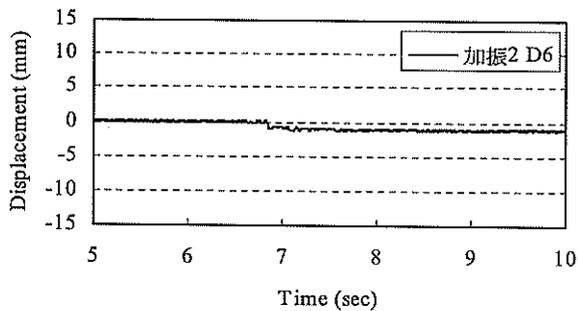
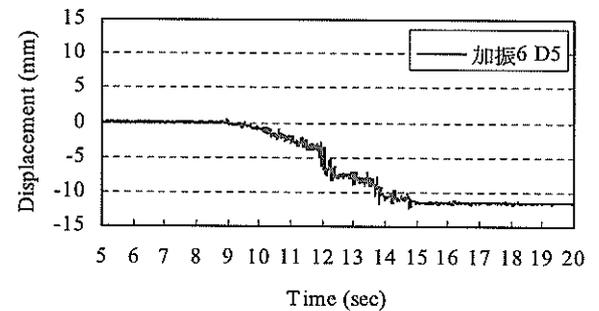
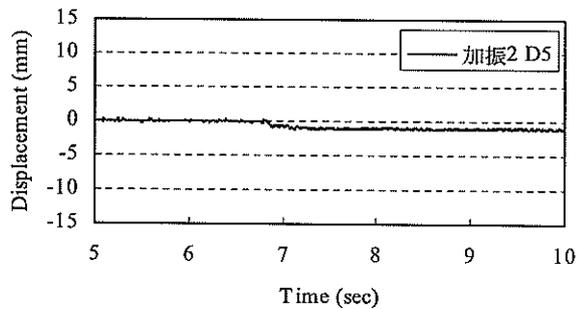


図-6.2.22 加振2における天端の水平変位 (Case1)

図-6.2.24 加振6における天端の水平変位 (Case1)

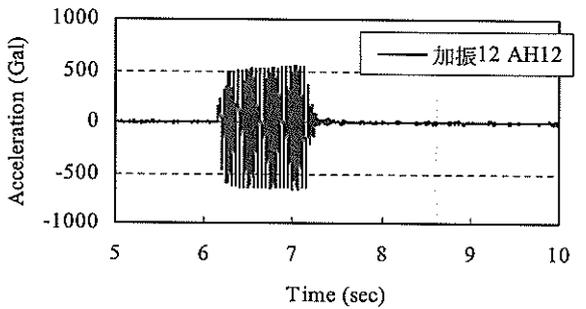
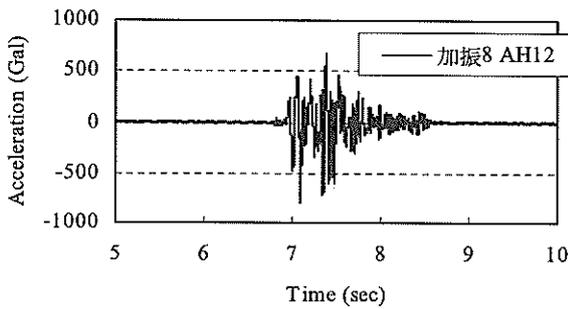
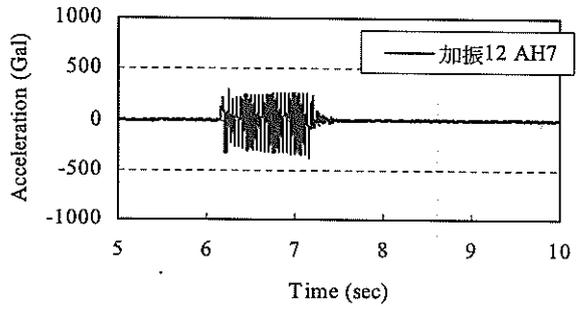
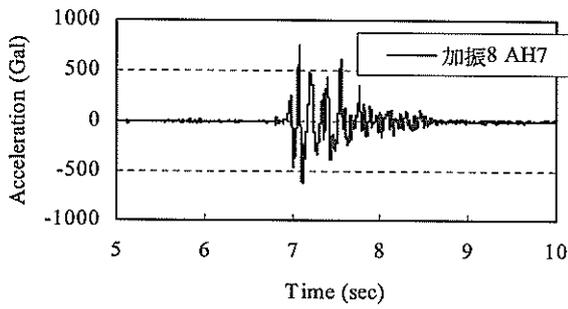
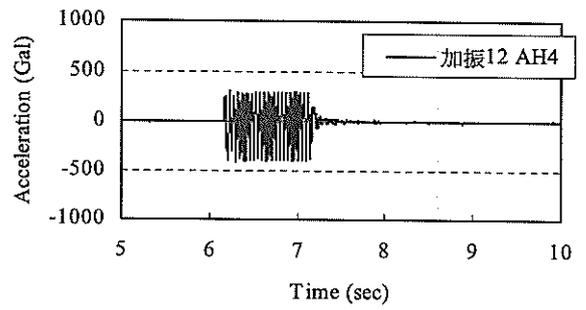
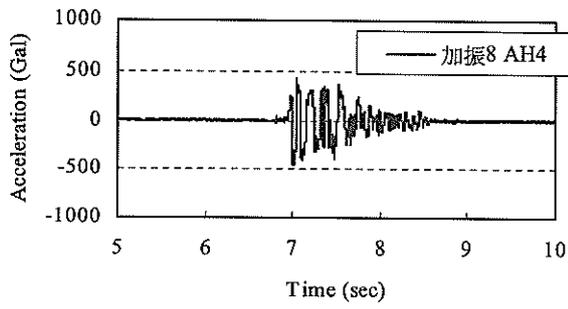


図-6.2.25 加振8における天端の水平加速度 (Case1)

図-6.2.27 加振12における天端の水平加速度 (Case1)

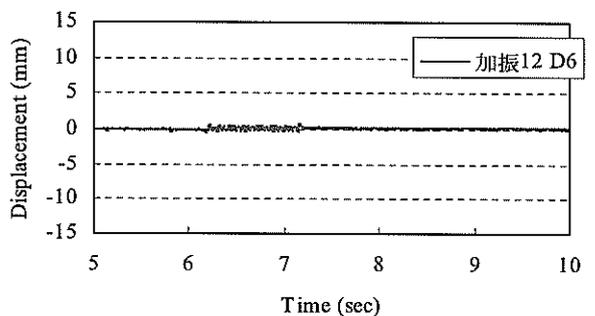
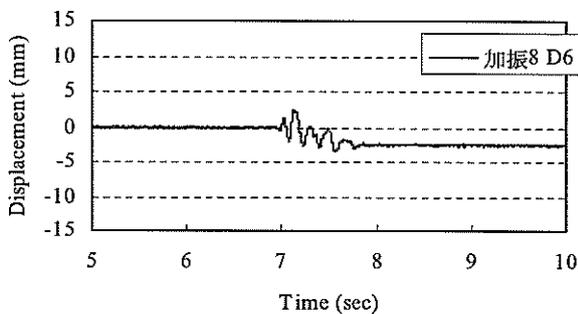
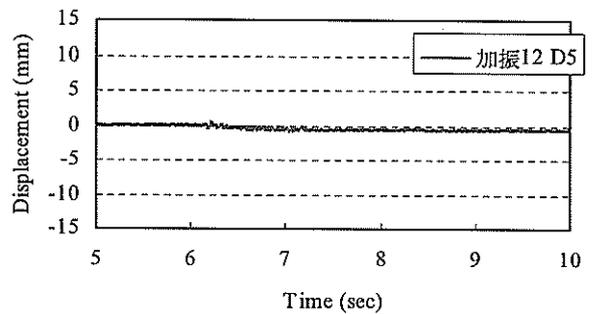
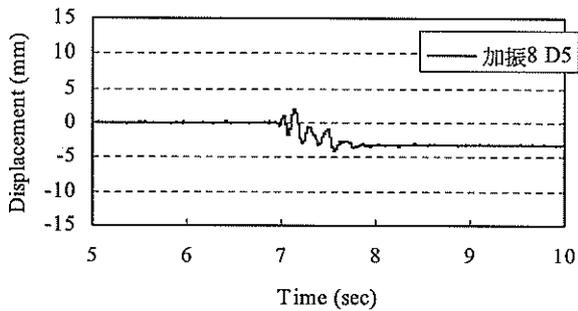


図-6.2.26 加振8における天端の水平変位 (Case1)

図-6.2.28 加振12における天端の水平変位 (Case1)

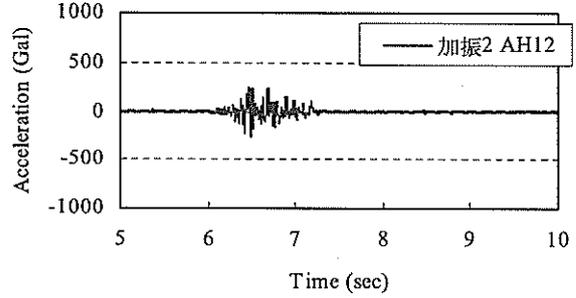
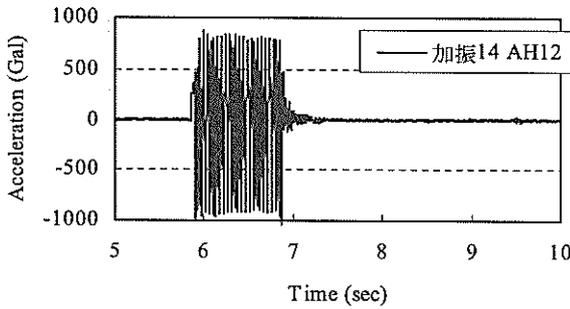
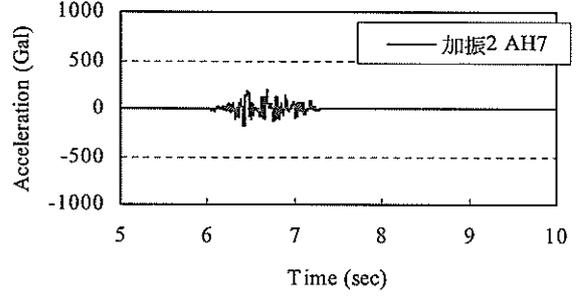
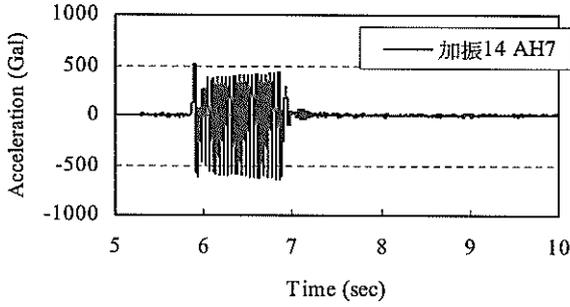
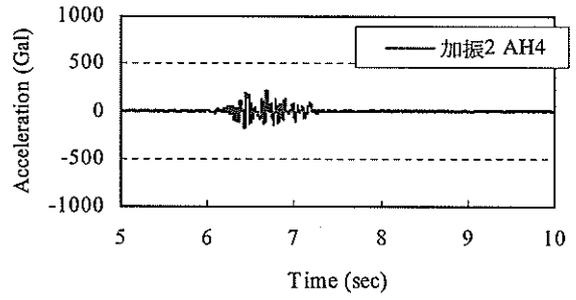
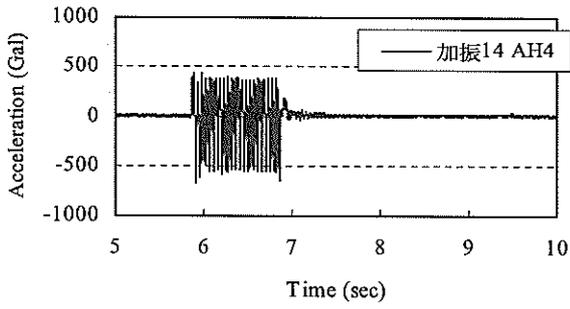


図-6.2.29 加振14における天端の水平加速度 (Case1)

図-6.2.31 加振2における天端の水平加速度 (Case2)

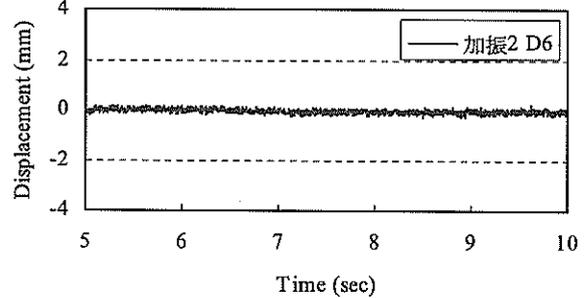
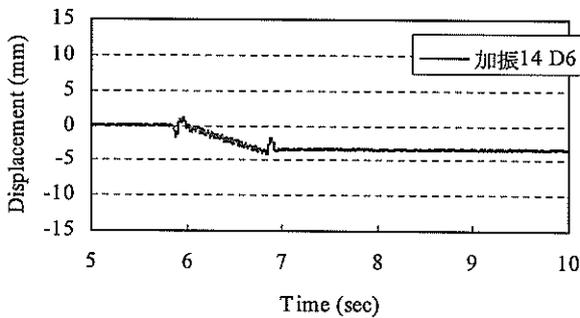
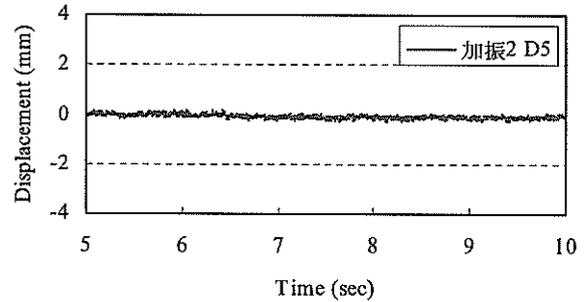
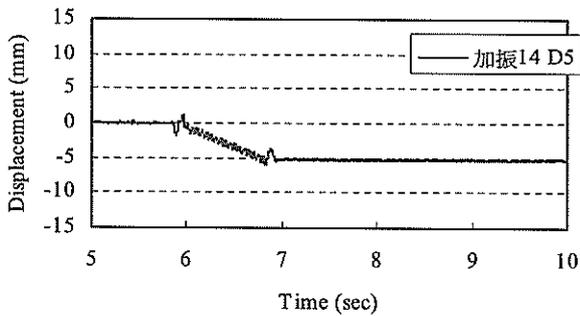


図-6.2.30 加振14における天端の水平変位 (Case1)

図-6.2.32 加振2における天端の水平変位 (Case2)

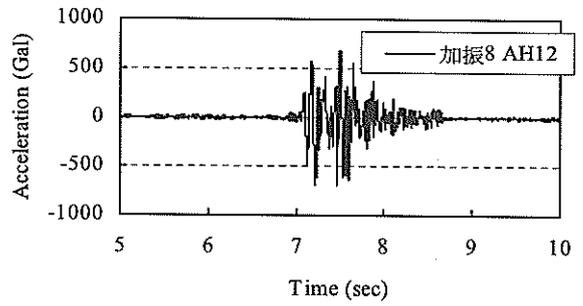
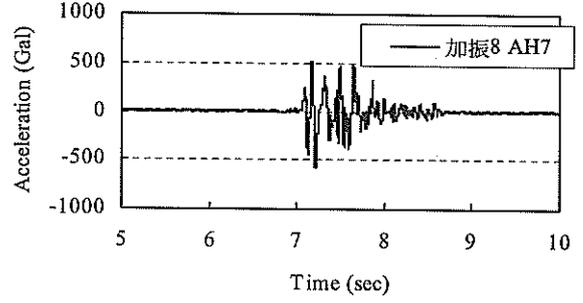
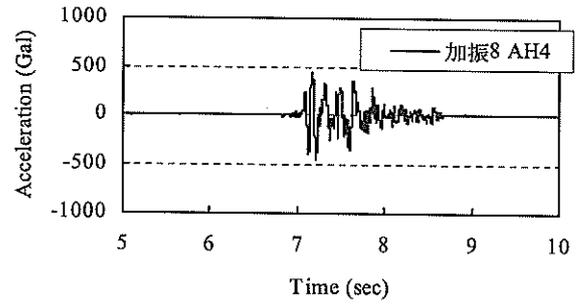
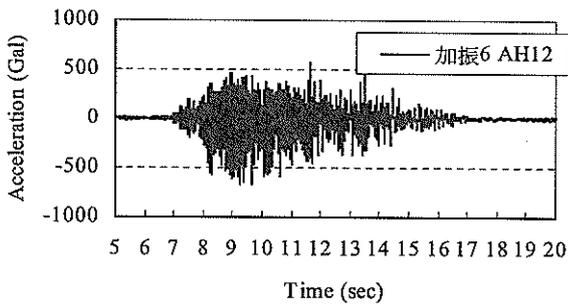
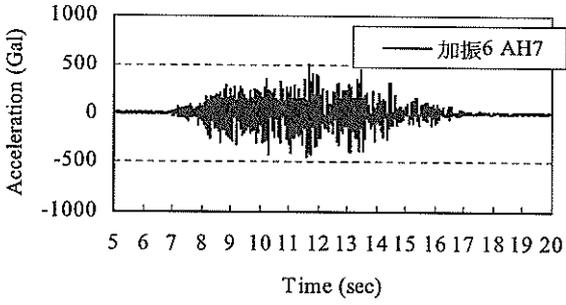
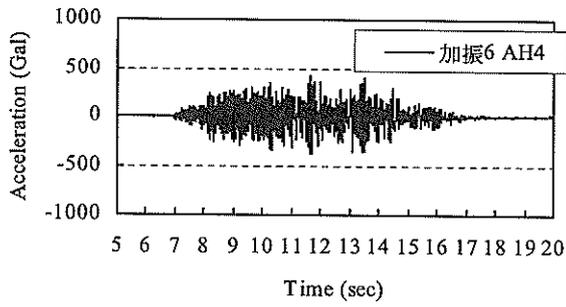


図-6.2.33 加振6における天端の水平加速度 (Case2)

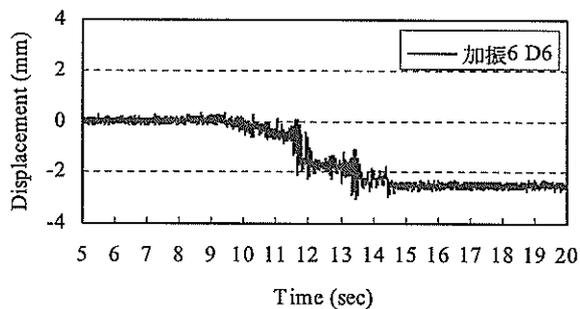
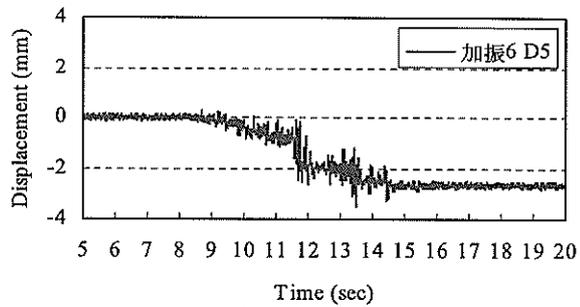


図-6.2.34 加振6における天端の水平変位 (Case2)

図-6.2.35 加振8における天端の水平加速度 (Case2)

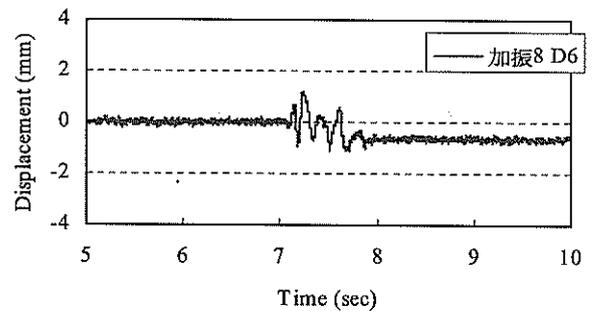
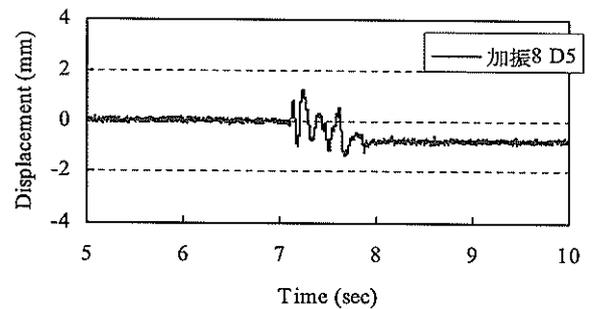


図-6.2.36 加振8における天端の水平変位 (Case2)

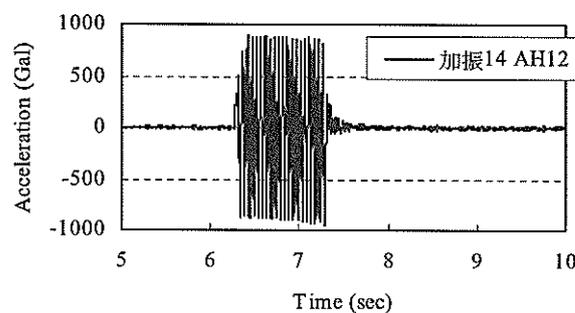
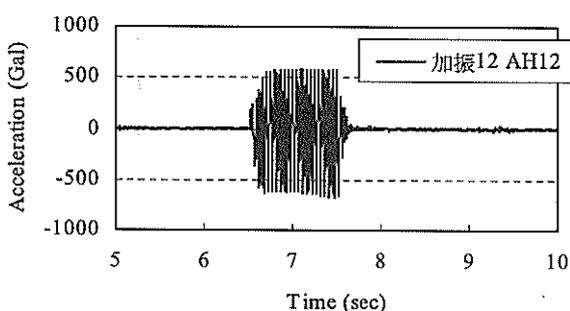
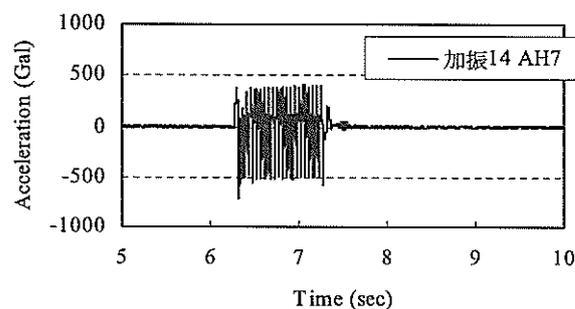
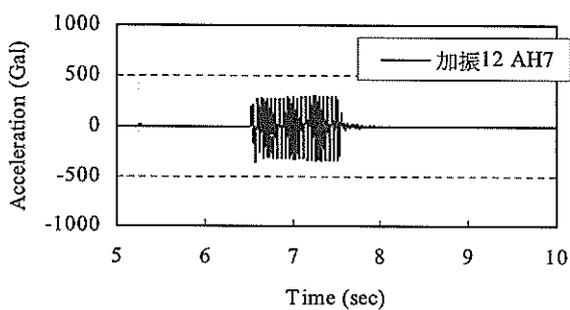
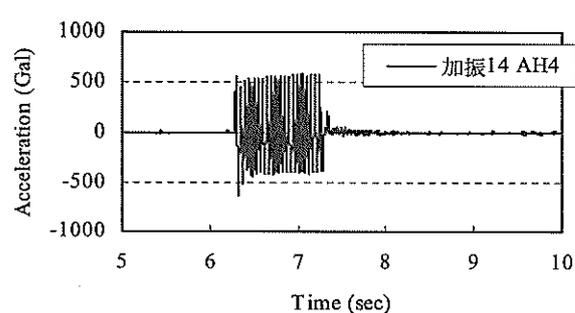
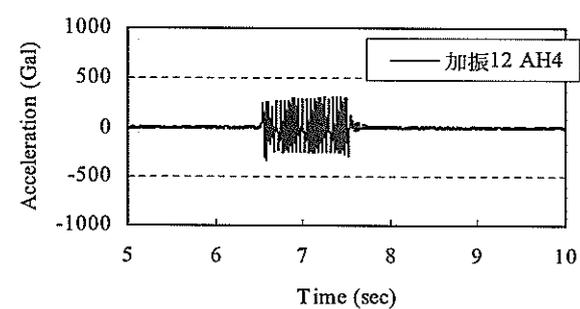


図-6.2.37 加振12における天端の水平加速度 (Case2)

図-6.2.39 加振14における天端の水平加速度 (Case2)

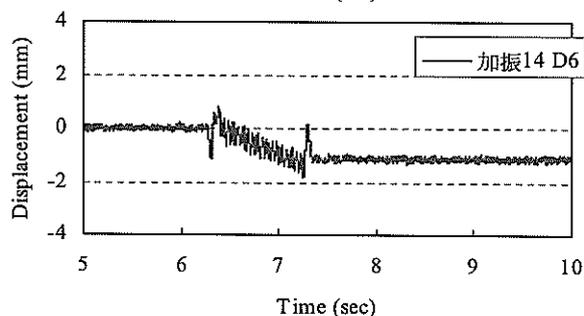
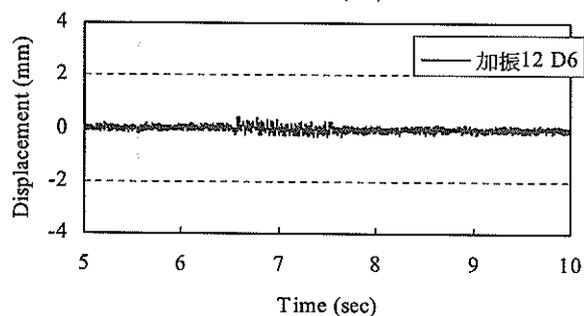
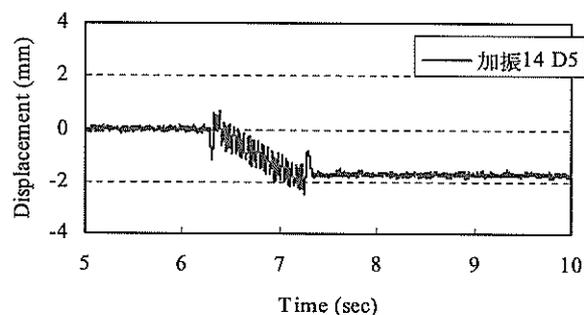
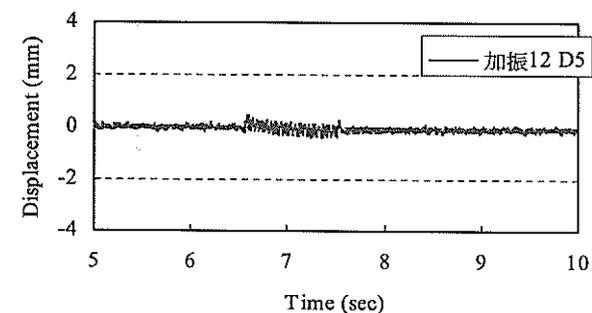


図-6.2.38 加振12における天端の水平変位 (Case2)

図-6.2.40 加振14における天端の水平変位 (Case2)

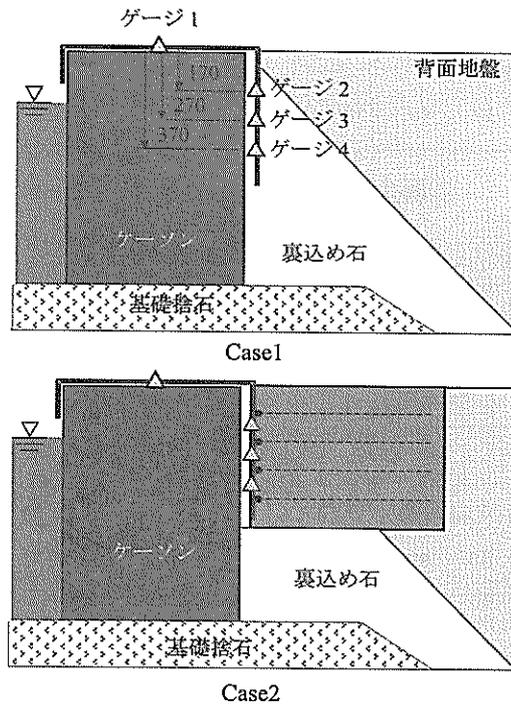


図-6.2.41 補強材連結治具のひずみゲージ設置位置

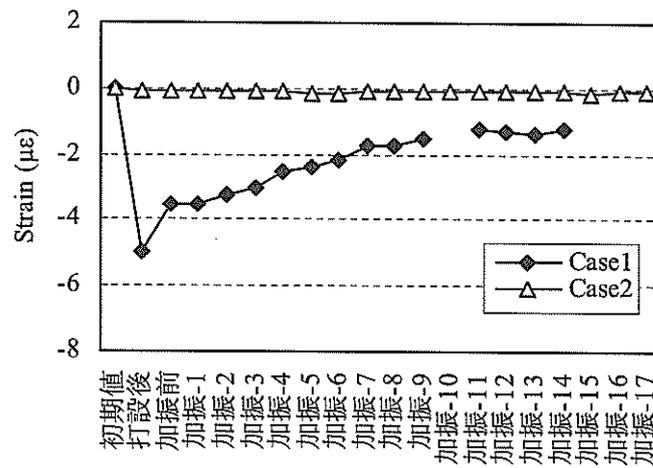


図-6.2.42 補強材連結治具天端の静ひずみ分布

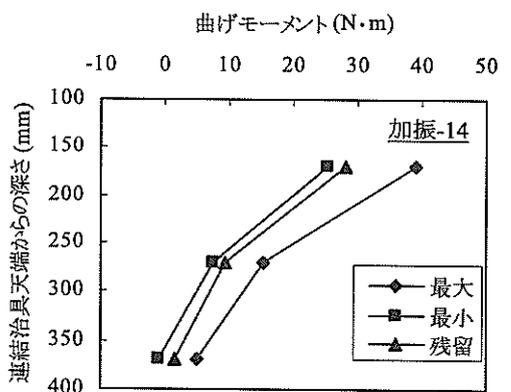
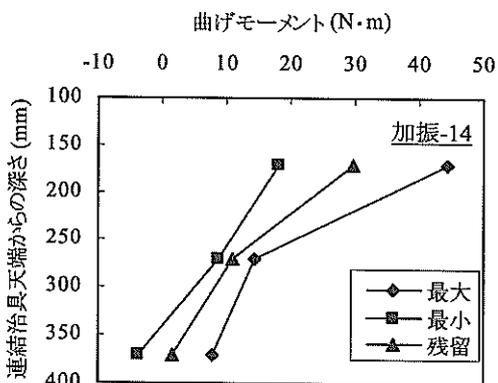
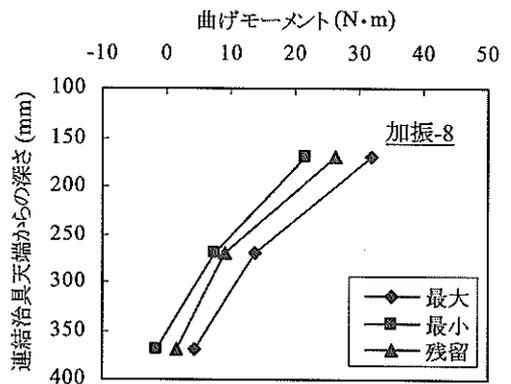
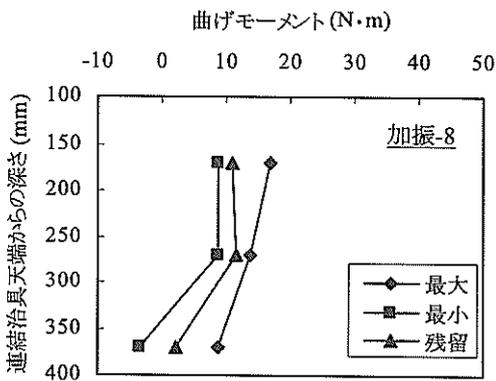
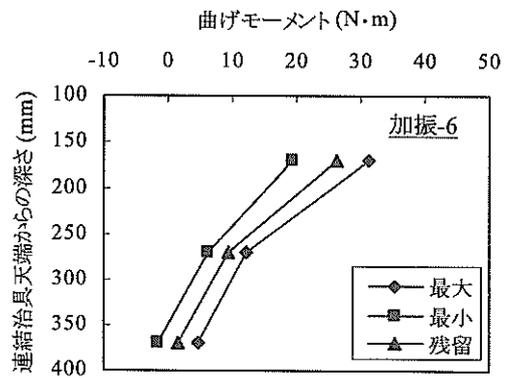
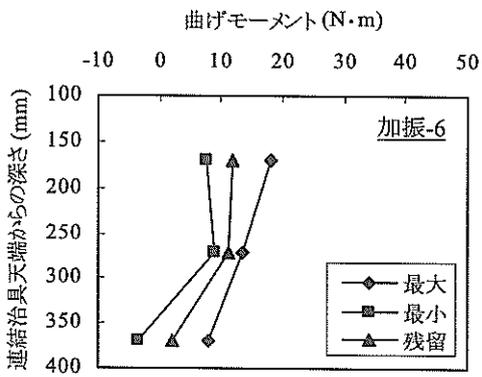
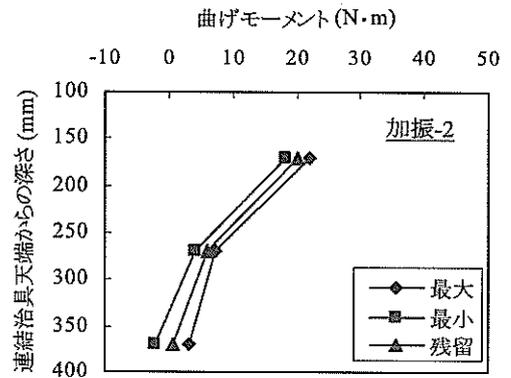
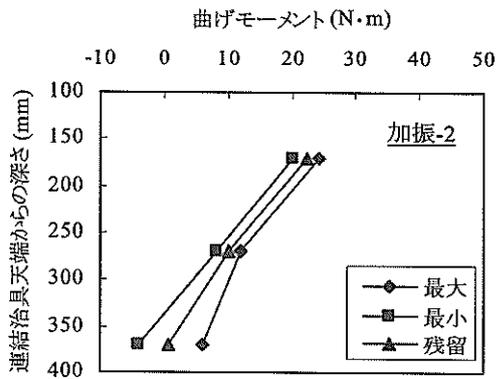


図-6.2.43 Case1における曲げモーメント分布

図-6.2.44 Case2における曲げモーメント分布

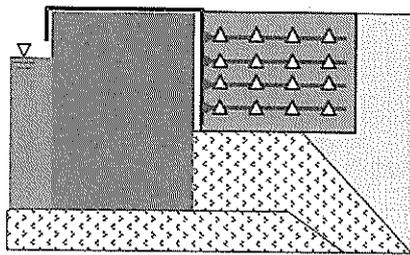


図-6.2.45 補強材のひずみゲージ設置位置

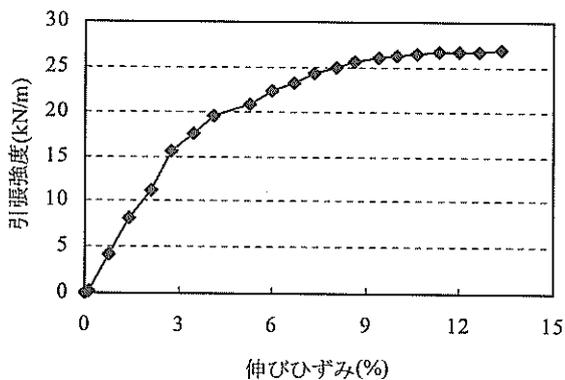


図-6.2.47 補強材の引張強度特性

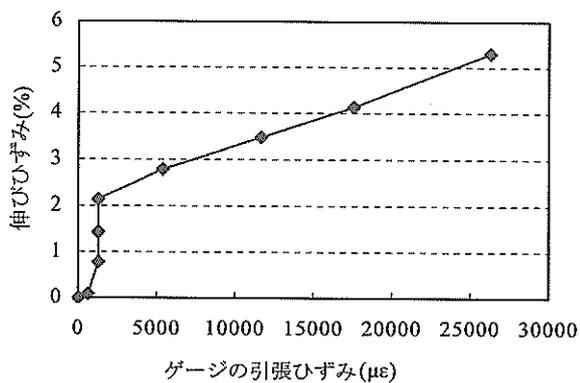


図-6.2.48 補強材とひずみゲージの関係

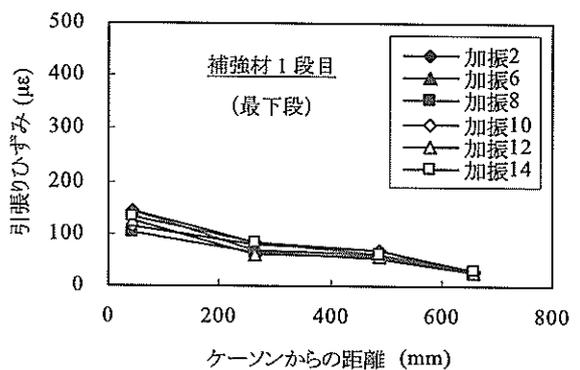
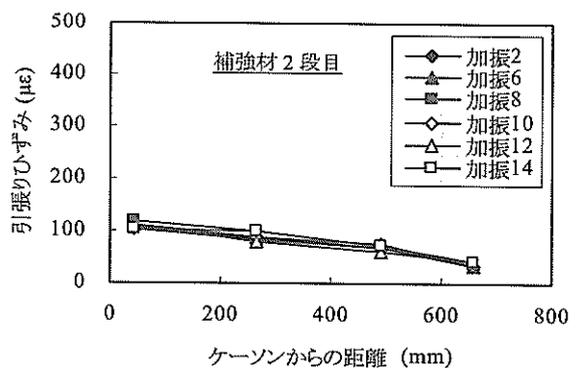
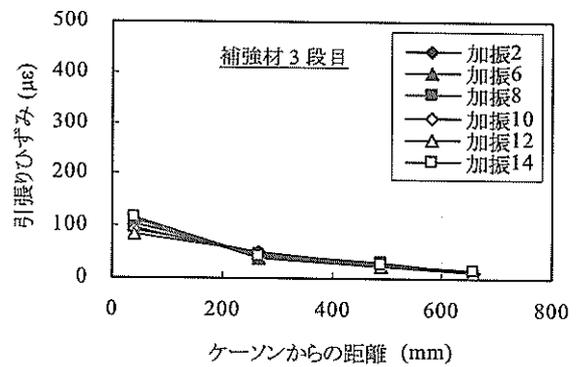
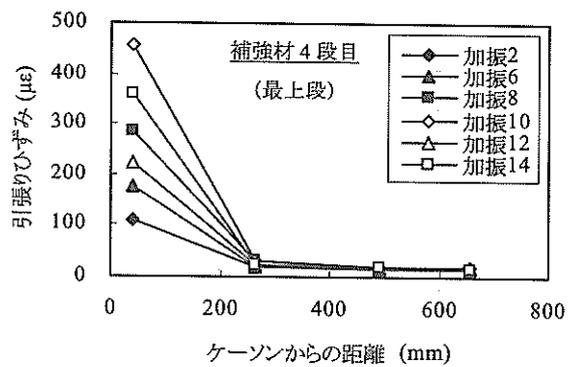
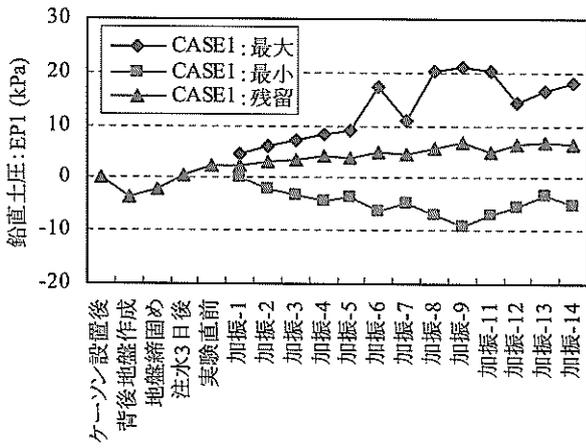
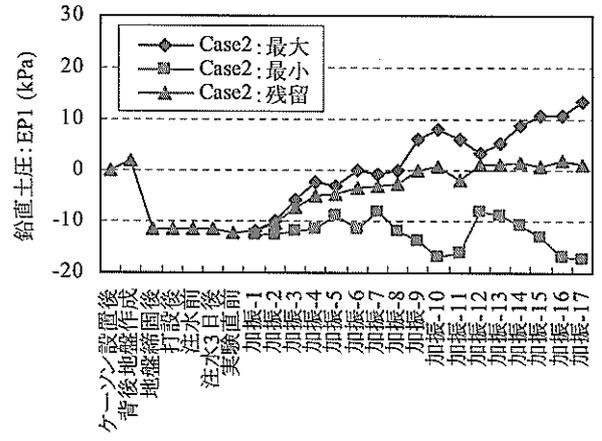


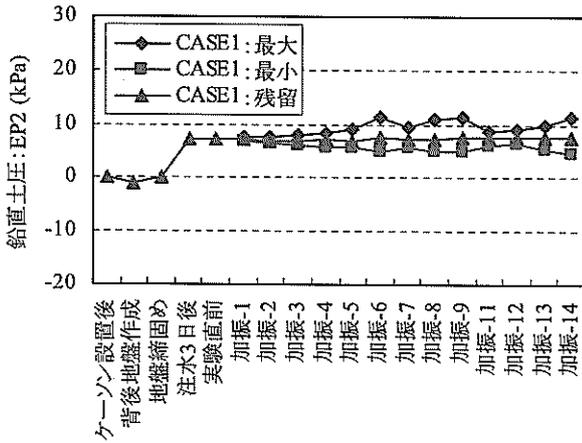
図-6.2.46 補強材の引張りひずみ分布



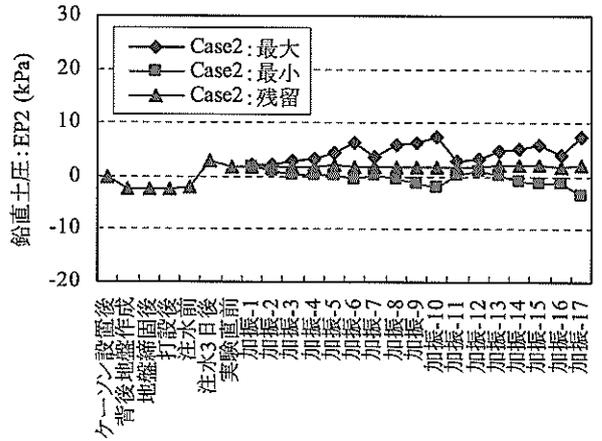
鉛直土圧計 : EP1



鉛直土圧計 : EP1



鉛直土圧計 : EP2



鉛直土圧計 : EP2

図-6.2.49 Case1における鉛直土圧分布

図-6.2.50 Case2における鉛直土圧分布



図-6.2.51 実験後の天端状況 (Case1)

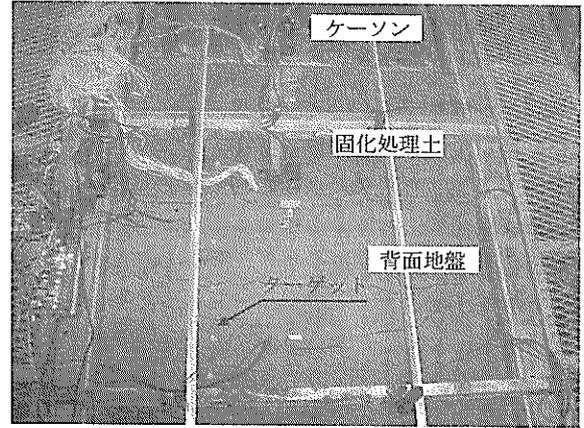


図-6.2.52 実験後の天端状況 (Case2)

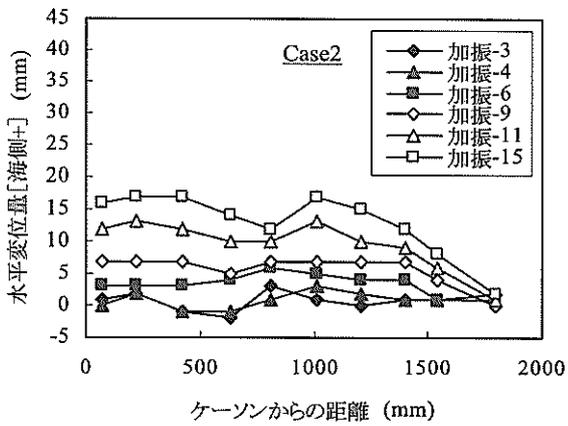
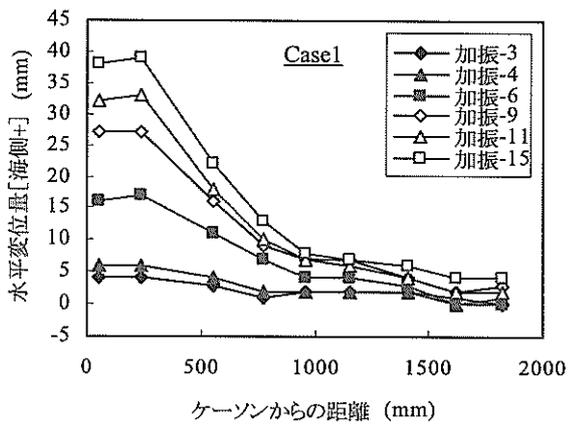


図-6.2.53 地表面ターゲットの水平変位量

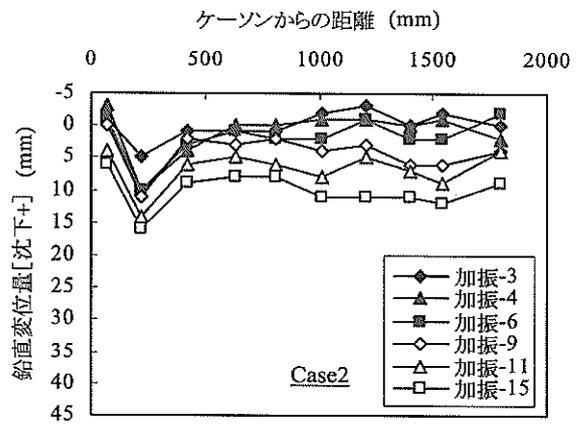
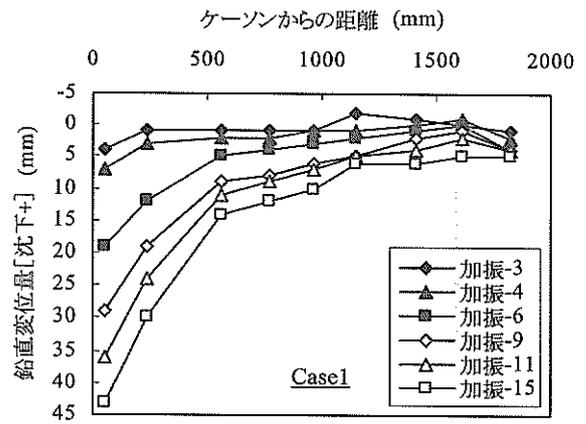


図-6.2.54 地表面ターゲットの鉛直変位量

7. SG-Wall工法の適用性と発展性

7.1 SG-Wall 工法（矢板式）の各種状況への適用性

(1) 既存岸壁，護岸の耐震強化・増深

本資料で提案する SG-Wall 工法（矢板式）は，前だしの可能な重力式，矢板式の岸壁，護岸における主として増深を伴う改修事業に有効であると考えられる．具体的には，次のような活用が期待できる．

a) 重力式（ケーソン）の岸壁，護岸での適用

図-7.1.1は，ケーソン式の岸壁，護岸の増深，耐震強化事業に SG-Wall 工法（矢板式）を適用した場合の概念図である．前だし幅は，SG-Wall とケーソンを合わせた全体安定性により決定されるのではないかと考えている．SG-Wall とケーソンは，一体化構造物として地震力や土圧に対抗し，増深と耐震強化を同時に実現できると考えている．

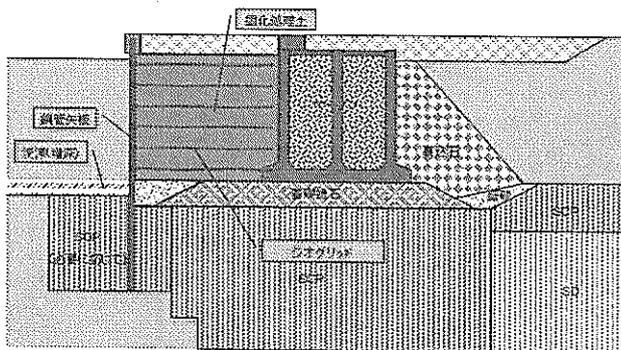


図-7.1.1 ケーソン岸壁，護岸での適用例

b) 矢板式の岸壁，護岸での適用

図-7.1.2は，老朽化した控え矢板式の岸壁，護岸を増深，耐震強化する事業に SG-Wall 工法（矢板式）を適用した場合の概念図である．この場合，既設矢板の撤去や背後の掘削が可能のため，前だし幅を大きくとる必要がなく，新設の鋼管矢板を既設矢板の直前に打設して SG-Wall を施工することが可能である．

図-7.1.2の断面は，次のような手順で施工することができる．既設矢板，護岸の前面に鋼管矢板，背後に仮設土留め矢板をそれぞれ打設し，内部を掘削する．次に，既設矢板を切断し，タイロット，控え杭を撤去したうえで補強固化体を造成する．仮設土留め矢板を撤去し，前面の浚渫を行い断面が完成する．必要に応じて，前面の地盤改良を行うことで，より安定性の高い岸壁，護岸が築造できる．したがって，浚渫以外の全ての工程を陸上機械で行うことも可能である．

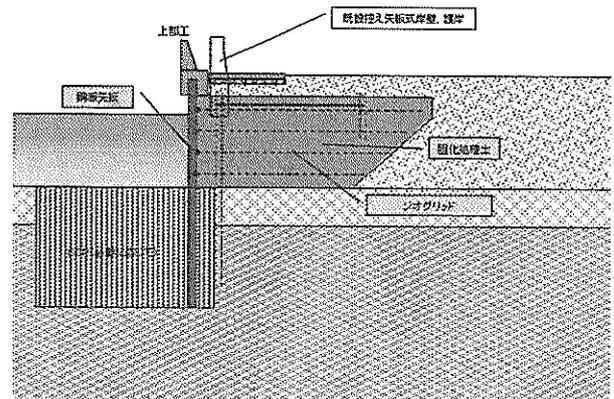


図-7.1.2 控え矢板式岸壁，護岸での適用例

7.2 SG-Wall 工法（ケーソン式）の各種状況への適用性

(1) 既存岸壁，護岸の耐震強化

図-7.2.1は，ケーソン式の岸壁，護岸の増深，耐震強化事業に SG-Wall 工法（ケーソン式）を適用した場合の概念図である．補強固化体の幅は，SG-Wall とケーソンを合わせた全体安定性により決定されるだろうと考えている．SG-Wall とケーソンは，一体化構造物として地震力，土圧に対抗することでケーソンの耐震性能が向上される．また，ケーソンに取り付ける防舷材を工夫し，接岸位置を調整することで小規模な増深も可能となると考えている．

図-7.2.1の断面は，次のような手順で施工することができる．ケーソンの背後に仮設土留め矢板を打設し，内部を掘削する．次に，連結材をケーソンに取り付け，補強固化体を造成する．仮設土留め矢板を撤去し，舗装の復旧を行い断面が完成する．したがって，全ての工程を陸上機械で行うことも可能である．

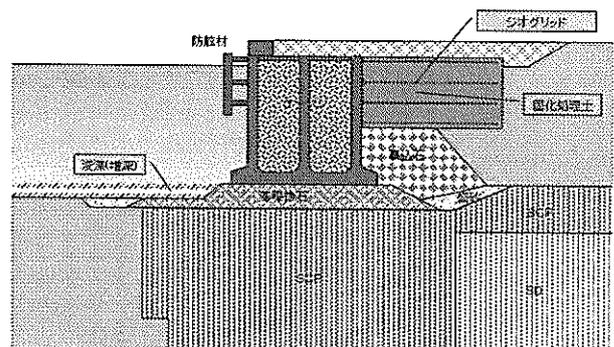
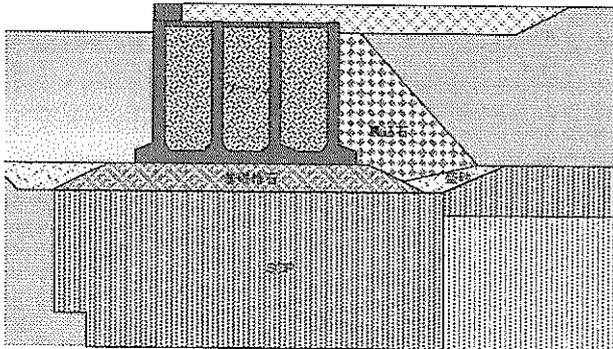


図-7.2.1 既設ケーソン岸壁，護岸での適用例

(2) 新規岸壁，護岸への適用

図-7.2.2は，新規に構築されるケーソン式の岸壁，護岸にSG-Wall工法（ケーソン式）を適用した場合の概念図である．SG-Wall工法を適用することで地震時の変形に対する要求性能が同じ場合，ケーソンの断面を縮小することができ，コストダウンを図ることが可能となると考えている．

<従来断面>



<SG-Wall工法適用断面>

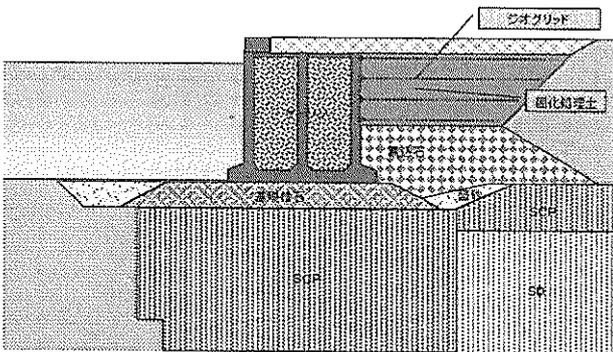


図-7.2.2 新規ケーソン岸壁，護岸での適用例

7.3 SG-Wall工法の発展性

(1) SG-Wall工法（矢板式）

SG-Wall工法（矢板式）は，振動実験の結果より，補強固化体部分の矢板には曲げモーメントがほとんど発生しておらず，根入れ部分にのみ受動抵抗による曲げモーメントが発生している．したがって，補強固化体が擬似ケーソンのような重力式構造体として機能するとともに，矢板の根入れ部分が受動土圧を受け，矢板の曲げ剛性，せん断抵抗力を構造体全体の安定性に寄与することができる．矢板は，補強固化体部分を施工が可能な程度の低剛性ととどめ，根入れ部分を高剛性とすることでコストダウンを図ることも可能であると考えている．また，す

べり破壊に対する安定性が確保される場合には，矢板は施工が可能な深さまで根入れを短くすることも可能であろう．以上のような工夫を施すことにより，極めて合理的な矢板式の構造体を構築できる可能性がある．

SG-Wall工法（矢板式）は，2重矢板構造として活用することも考えられる．図-7.1.2では，既設控え矢板式岸壁，護岸での適用において仮設土留め矢板を最終的に撤去することとしたが，土留め矢板ともジオグリッドで連結を図り，2重矢板構造とした場合には，土留め矢板の抗土圧体としての機能を有効に活用することができるため，さらに安定性が向上する．また，同様の適用条件において，前だし幅を広くとり，新設矢板と既存の矢板それぞれをジオグリッドで連結して2重矢板構造とすることも考えられる．

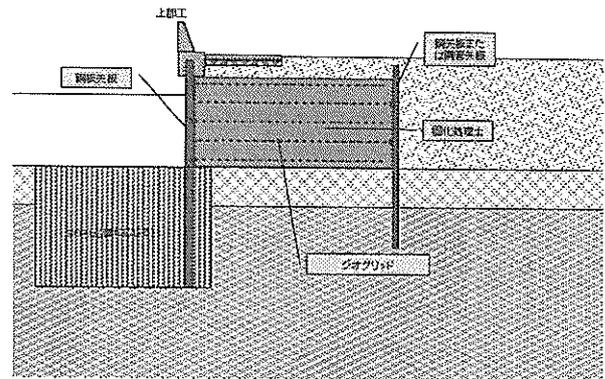


図-7.3.1 2重矢板式としての適用例

(2) SG-Wall工法（ケーソン式）

SG-Wall工法（ケーソン式）は，振動実験の結果を見る限り，地震時の変位抑制効果が高い耐震補強工法として既設ケーソンの耐震強化や新規ケーソンの断面縮小に有効な方法と考えられる．また，ケーソンに限らず，L型やブロック式等の重力式の岸壁，護岸についても適用可能と考えられる．

固化処理土は，浚渫土を原料土として考えているが，既存ケーソンの耐震強化の場合には，掘削に伴う発生土も用いることが可能なため，リサイクルの推進に寄与できると考えられる．

8. 結論

本資料では、固化処理土とジオグリットの併用による港湾構造物の増深および耐震性向上法 (SG-Wall工法) の検討結果をとりまとめた。これは、「海洋構造物への補強土工法の適用性に関する共同研究, (独) 港湾空港技術研究所・(財) 地域地盤環境研究所・三井化学産資(株)・みらい建設工業(株): 平成14年12月~平成17年12月」において実施した検討の成果の一部である。

まず, 1章では, 検討の背景として, 海洋構造物への補強土工法の適用性についての検討を始めた経緯と, 港湾構造物の増深および耐震性向上法の必要性を述べた。

2章では, 既往の研究について, 固化処理土工法と, 補強土壁工法, 既存港湾構造物の増深や耐震補強工法の3つの観点からとりまとめた。海洋域での補強土工法の適用性については研究がほとんど実施されておらず, 本研究が極めて先駆的なものであり, また, 今後に必要な既存港湾構造物の補強工法の検討および開発プロジェクトとしても先駆的なものであることが, 既往の研究との比較から明らかとなった。

3章では, 固化処理土と補強材を併用により構成された地盤材料 (補強固化体) の挙動のうち, 固化処理土と補強材が一体化した状態で安定した挙動を示す条件 (内的安定性が確保される条件) の検討として, 鉛直方向に発生する可能性のある亀裂等に関する基礎的知見を得るための静的載荷実験結果を述べた。検討の結果, 補強材の敷設により補強効果が得られることが明らかとなった。

4章では, 内的安定性の問題の一つである補強材の引き抜き挙動について, 引き抜き試験の結果を示した。引き抜きによりピーク強度から残留強度に低下するものの拘束圧に応じた残留強度が期待できることと, 一度引抜かれた状態において再度引抜きを行っても抵抗力は低下しないことが明らかになり, 固化処理土と補強材の併用時における補強固化体の一体性を確認することができた。

5章では, 実際の複合構造体として提案するSG-Wall工法 (矢板式) についての概要を説明し, 1/24スケール模型による振動実験結果をとりまとめた。検討の結果, 固化体前面の矢板はほとんど傾斜せず固化体と矢板がほぼ一体となって挙動すること, 矢板背面が固化処理土と補強材で一体化されている領域ではほとんど曲げモーメントは作用せず, 矢板が根入れされている領域では根入れ効果が発揮されて顕著に曲げが発生するモードになることなどが明らかとなった。

6章では, SG-Wall工法 (ケーソン式) についての概要を説明し, 同じく1/24スケール模型について, 無補強時と

補強時の振動実験結果をとりまとめた。実験の結果, 補強によりケーソンの変形が大幅に抑制されること, 補強時には全体的に傾斜角が抑えられており, 回転運動を抑制するロッキング抑制効果が発揮されていることが明らかとなった。

7章では, 本資料で提案するSG-Wall工法を各種の状況で適用する場合の考え方を示し, 本工法が大きな発展性を秘めた工法であることを述べた。

本資料は, 共同研究の成果の中間報告であり, 3章及び4章の静的試験は補強固化体の基礎的挙動についての実験結果を示したものである。また5章, 6章は, 提案する構造体の耐震性能について実験により明らかにし, 定性的ではあるが提案工法の適用性を示したものである。実際の設計においては, 有効応力解析等の数値解析による再現計算に基づき, 定量的に補強材の強度や敷設条件, 固化土の配合, 改良幅の決定方法などの設計法を確立する必要がある。これらについては今後の課題であり, 引き続き検討を行っていく予定である。

なお, SG-Wall工法の施工性についての検討も行っており, 付録にとりまとめる。施工についても, より効果的な施工法などについての検討を引き続き行っていく予定である。また, 3章で述べた静的載荷実験結果に対する解析的な検討事例も付録にとりまとめた。今後, 付録に示すように, 本資料にとりまとめた実験結果を基にした解析的検討を実施し, 定量的な評価にもとづく設計法の提案に結びつけていく予定である。

(2005年8月10日受付)

参考文献

- 池上正春, 増田勝人, 一場武洋, 鶴谷広一, 佐藤茂樹 (2002): 深層混合処理工法により改良され20年を経過した海底粘土の健全性, 土木学会第57回年次学術講演会. Pp123-124.
- 井澤淳, 石濱吉郎, 桑野二郎 (2003): 補強土壁の地震時安定性に及ぼす盛土材粒径の影響, ジオシンセティクス論文集, 第18巻, pp.243-250.
- 石塚浩次, 奥村樹郎, 黒山英伸, 堀隆, 石谷和宏 (1994): 浚渫粘土を使用した気泡混合処理土の材料特性(その1), 第29回土質工学研究発表会講演集, pp.2415~2416.
- 運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室 (1999): 管中混合固化処理工法.
- (財) 沿岸開発技術研究センター (1989): 事前混合処理工法による処理地盤の設計について.
- (財) 沿岸開発技術研究センター (1999a): 事前混合処理工法技術マニュアル.
- (財) 沿岸開発技術研究センター (1999b): 港湾・空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル.
- (財) 沿岸開発技術研究センター (1999c): 海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル.
- (財) 沿岸開発技術研究センター (1999d): 「岸壁の耐震補強工法の考え方」と「ケーソン式岸壁の地震災害復旧マニュアル」.
- (財) 沿岸開発技術研究センター (2001): 管中混合固化処理工法技術マニュアル.
- 及川研 (2004): 置換地盤上の重力式岸壁の地震被害分析と復旧工法の耐震性能評価に関する研究, 東北大学大学院学位論文.
- 荻迫栄治, 了戒公利 (1999): ジオグリッドで補強された粘性土地盤の解析的評価, 土木学会論文集 No.638/III-49, 325-334.
- 奥村樹郎, 稲垣紘史, 舟田邦雄, 高橋但, 山本実 (1996): 軽量混合処理土を裏込め材用いたケーソン岸壁の振動台模型実験, 第31回地盤工学研究発表会講演集, pp.1197~1198.
- 会計検査院 (2003): 記者発表資料「港湾における大規模地震対策施設の整備及び管理について」, 14年度県産検査報告の概要(特に掲記を要すると認めた事項).
- 菊池義昭, 北詰昌樹, 川田祐二 (1999): 補強土壁工法の港湾構造物への適用性, 港湾技研資料, No.946, 運輸省港湾技術研究所.
- 港湾事業評価手法に関する研究委員会 (2004): 港湾投資の評価に関する解説書 2004, 財団法人港湾空間高度化環境研究センター.
- 国土交通省 (2005): 交通政策審議会答申「地震に強い港湾のあり方～災害に強い海上輸送ネットワークの構築と地域の防災力の向上を目指して～」.
- 木暮敬二, 軽部大蔵 (1994): 新規制定の学会規準案「土とジオテキスタイルの摩擦特性試験方法」について, 土と基礎, Vol.42, No.1, pp.92-102.
- 坂井晃, 福島伸二, 新谷秀人, 治田賢二, 兵動正幸, 安田進, 林重徳 (1989): ジオグリッドの引抜き一斉実験結果について, 第4回ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集, pp.127~132.
- 佐藤恒夫 (2004): 海上空港用地造成への管中混合固化処理工法の適用に関する研究, 港湾空港技術研究所資料 No.1076, 港湾空港技術研究所.
- (社)地盤工学会 (1986): 土質基礎工学ライブラリー 補強土工法, (社)地盤工学会, pp.3-7.
- (社)地盤工学会 (1999): 入門シリーズ 24 補強土入門, (社)地盤工学会, pp.110-111.
- (社)地盤工学会 (2000): 地盤工学ハンドブック 第4編 第7章 補強土構造物一, (社)地盤工学会, pp.1157-1158.
- 善功企, 山崎浩之, 渡辺篤 (1987): セメント混合した砂質土の埋立工法に関する研究, 港湾技研資料 No.579, 運輸省港湾技術研究所.
- 龍岡文夫 (1991): 補強土擁壁の過去・現在・将来 —メカニズムからの一考—, 基礎工, Vol.11, pp.8-29.
- 館山 勝, 村田 修, 龍岡文夫 (1993): 講座「ジオテキスタイルを用いた補強土工法」9. 補強土壁工法—壁面工を考慮した設計—, 土と基礎, Vol.41, No.12, pp.81-88.
- 館山 勝, 龍岡文夫, 古関潤一 (1996): 阪神淡路大震災における土構造物の挙動, 土と基礎, Vol.44, No.2, pp.10-13.
- 棚橋由彦, 安原一哉, 平尾和年, 清川伸夫, 伊藤寛之 (1998): ジオグリッドによる軟弱地盤の支持力改良, ジオシンセティクス技術情報, Vol.14, No.3.
- 千葉仁, 中内勲, 中野克彦, 松本浩史, 先川光弘, 大塚夏彦 (2004): 重力式岸壁裏込め石の地震変形特性に関する現地調査, 海洋開発論文集, 第20巻, pp.143~148.
- 土田孝, 奥村樹郎, 井上茂, 橋詰文伯, 高橋但, 八木英樹 (1994): 気泡混合処理土の水中打設, 第29回土質工学研究発表会講演集, pp.2413~2414.
- 苗村正三, 小野寺誠一 (1993): 講座「ジオテキスタイルを用いた補強土工法」7. 補強土壁工法—基本的な考え方—, 土と基礎, Vol.41, No.10, pp.91-97.

- (社)日本埋立浚渫協会(2003):セメント固化処理土の利用に関する資料収集報告書.
- 平井貴雄(1997):土-ジオグリッド系の補強土効果と急勾配補強土盛土への適用に関する研究,九州大学大学院平成9年度,学位論文.
- 平田昌史(2000):ジオグリッドを用いた補強土構造物の力学的補強効果の発現メカニズム,東京工業大学大学院平成12年度,学位論文.
- 松尾修,堤達也,齊藤由紀子,福田直三,岩槻好孝(1996):ジオシンセティックス補強土壁の耐震性に関する振動台実験および安定性,第11回ジオシンセティックスシンポジウム,pp.101-110.
- 渡部要一,土田孝,引屋敷英人,古野武秀(2001):浚渫泥土を利用した貧配合セメント処理土の力学特性及び材料特性,港湾技術研究所報告,第40巻,第2号,pp.14~15.
- Duncan, J.M., and Chang, C. Y. (1970): Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils, J.Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 96, No.SM5, pp.1629-1653.
- Iai, S. (1988): Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.27, No.3.
- Ichii, K., Iai, S., Sato, Y. and Liu, H. (2002): Seismic performance evaluation charts for gravity type quay walls, Structural Eng. / Earthquake Eng., JSCE, Vol.19, No.1, 21s-31s.
- Sekiguchi, H. and Ohta, H. (1977): Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc.Specialty Session 9,9th Int.Conf.Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, pp. 229-239.

謝辞

本資料の検討の実施にあたっては、多くの方のご支援・ご協力を頂いております。SG-Wall工法(矢板式)の発案にあたっては、防衛大学校 宮田喜壽助教授、SG-Wall工法(ケーソン式)の発案にあたっては、元国土交通省神戸港湾空港技術調査事務所 平田喜久男氏、国土交通省神戸港湾事務所 近藤武司氏のご助言を頂きました。5章及び6章における振動実験においては、港湾空港技術研究所元職員 鈴木嘉秀氏、港湾空港技術研究所派遣職員 枝秀紀氏のご協力を頂きました。ここに記して謝意を表します。

本資料をとりまとめるにあたり、北詰昌樹地盤改良研究室長、山崎浩之動土質研究室長には、草稿を通読して頂き、著者の思いこみ等に基づく記述を修正する上で、貴重なコメントを多数頂きました。今後の定量的な検討を進める上でも貴重なコメントであり、ありがとうございました。

また、本資料の執筆者以外にも下記の共同研究参加者が実験実施等に参画しています。

財団法人地域地盤環境研究所 叶冠林氏

三井化学産資株式会社 平井貴雄氏

みらい建設工業株式会社 寺川秀人氏、足立雅樹氏

付録A 施工の考え方

SG-Wall工法は、ケーソンタイプ、矢板タイプともに新設岸壁、既存施設の改築のいずれも適用が可能であるが、研究の主たる目的が耐震補強・増深としているので、既存施設（ケーソン岸壁）の改築を想定した基本的な施工の考え方を述べる。

1. 施工の概要

1.1 施工断面

ケーソンタイプ、矢板タイプともに、前面水深-15mのケーソン式岸壁を-16mに増深、かつ耐震補強することとし、以下に示す施工断面（概念図）を想定する。

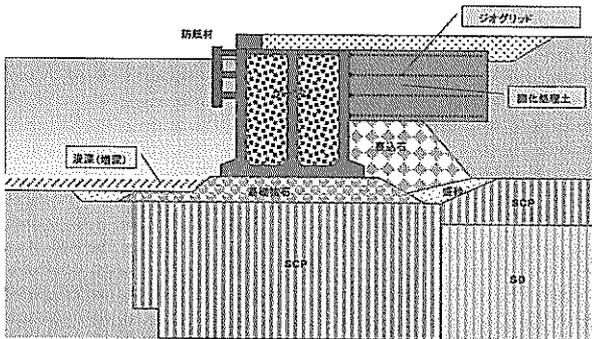


図-A.1 ケーソンタイプ概念図

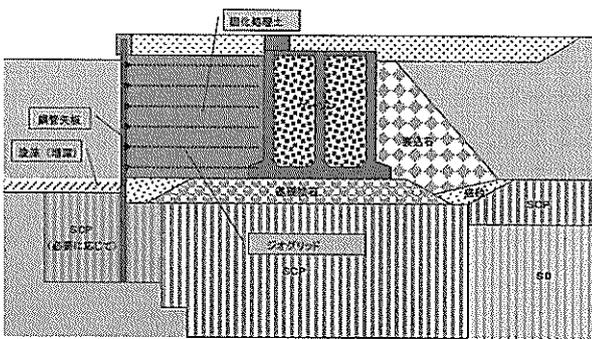


図-A.2 矢板タイプ概念図

1.2 施工フロー

ケーソンタイプ、矢板タイプのそれぞれについて、想定される施工手順を図-A.3, A.4にそれぞれ示す。

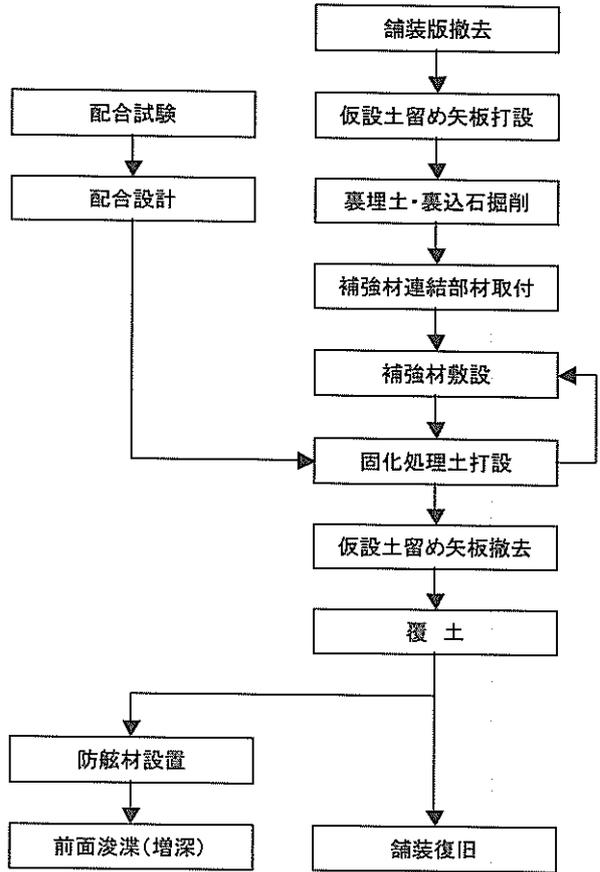


図-A.3 ケーソンタイプ施工フロー図

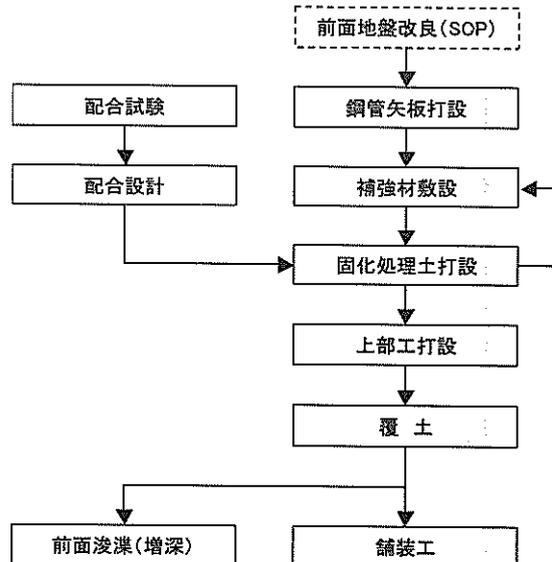


図-A.4 矢板タイプ施工フロー図

2. 配合設計

2.1 処理土の配合試験・配合設計

図-A.3, A.4 のフロー図に示される固化処理土の配合試験・配合設計は、使用する工法により技術マニュアル等で定められている考え方に基づいて行うことを想定している。

ここでは、軟質土固化処理工法の一つとして、配合設計手法が既にマニュアルとして整備されている管中混合固化処理工法（(財)沿岸開発技術研究センター，2001）での配合試験・配合設計の手順を下記に参考として示す。

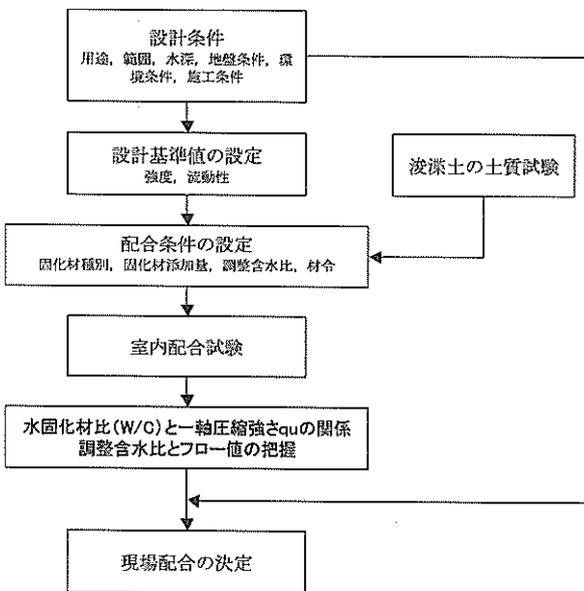


図-A.5 配合設計の手順（管中混合固化処理工法）

3. 施工方法

3.1 連結材取付

(1) ケーソンタイプ

補強材（ジオグリッド）とケーソンとを連結するため、既設ケーソン背面に連結材（金具）を取り付ける。連結材は、様々なものが考えられ、今後の重要な技術開発課題である。水中での補強材敷設の施工性を考慮して共同研究内で検討に着手している、ガイドレール式の連結材を図-A.6に示す。

連結材は、ガイドレールと補強材を巻きつけた棒部材から構成される。ガイドレールは、ケーソン天端に定着させるための水平部材と棒部材を挿入・固定するレール部材からなり、樹脂カプセルアンカー等を用いてケーソンに固定する。新規に設置するケーソンに適用する場合

には、ガイドレールを製作時に取り付けておけばよい。

棒部材と補強材の連結は、補強材を所定の幅・長さに加工したうえで補強材専用の接続治具（縫い合わせ用材）を用いて現場にて行う。

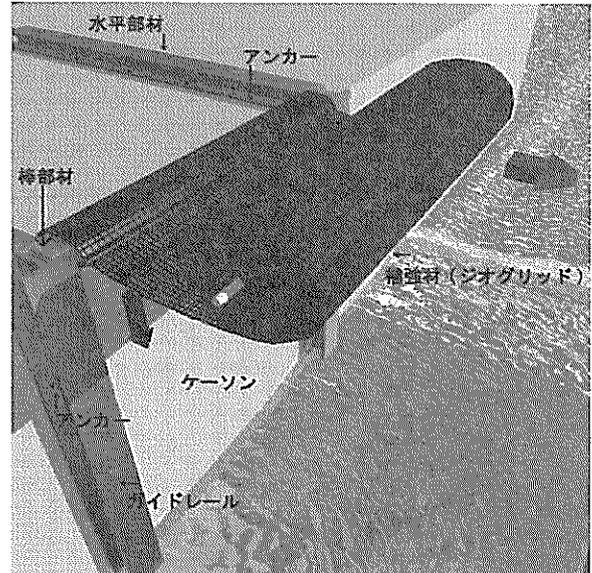


図-A.6 連結材の概要（ケーソンタイプ）

(2) 矢板タイプ

補強材（ジオグリッド）と鋼管矢板を連結する連結材は、工場溶接にて鋼管矢板に取り付けて現場に搬入する。連結材は、ケーソンタイプと同様に様々なものが考えられ、今後の重要な技術開発課題である。共同研究で検討中のガイドレール式の連結材を図-A.7に参考を示す。

連結材は、ケーソンタイプと同様にガイドレールと補強材を巻きつけた棒部材から構成されるが、ガイドレールは工場での溶接が可能のため、レール部材だけである。

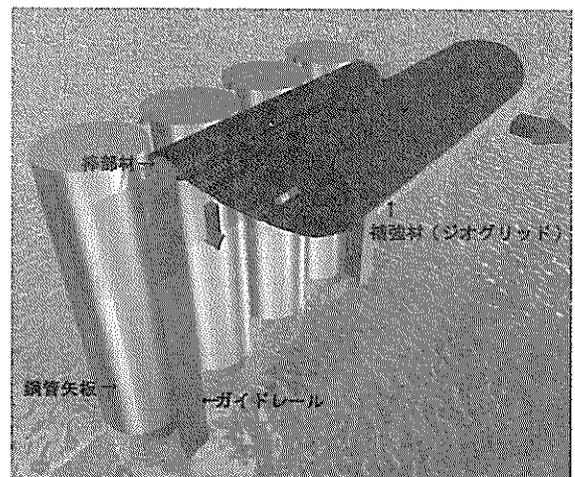


図-A.7 連結材の概要（矢板タイプ）

3.2 補強材敷設

補強材は、設計時の内的安定性により決定された所定の間隔に配置されるようにする。図-A.8に施工要領の概念図を示す。ロール状の補強材に取り付けた棒部材をガイドレールに挿入し、固化処理土の天端まで落下させる。次に、補強材を固化処理土上に転がす要領で敷設する。

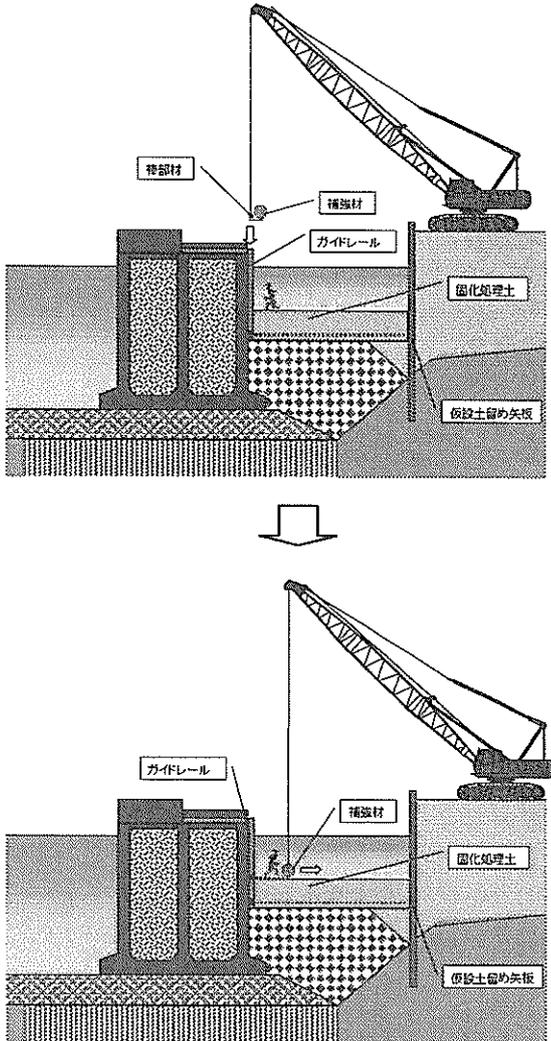


図-A.8 補強材敷設要領の概念図

3.3 処理土打設

処理土は、プラント混合等により浚渫土に固化処理を施したものを使用する。特に、水中部の打設にあたっては、トレミー管などの打設装置を用いて平坦性の確保、材料分離の防止に努めながら所定の高さまで打設する。処理土の打設高さは、施工性を考慮し、1m以上になるよう補強材の敷設間隔を設定する。固化処理土は、水中打設での法勾配が1:15程度で形成される(佐藤, 2004)ことから、レット等を用い打設高さを管理しながら吐出位置を移動する。図-A.9に施工要領の概念図を示す。

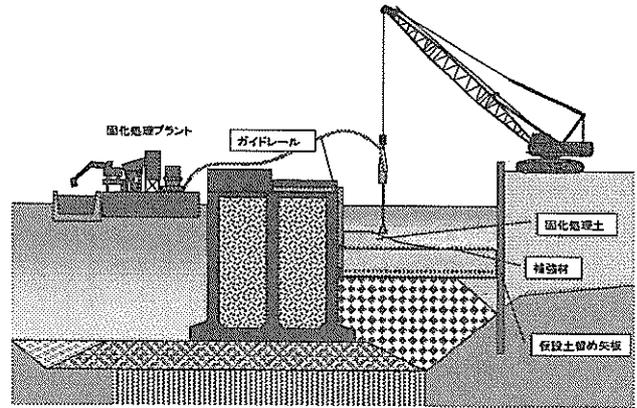


図-A.9 固化処理土の打設要領の概念図

4. 施工管理

4.1 打設管理

処理土の打設は、打設量および打設区画を管理するとともに、周辺構造物の安定や海域などの環境への影響に配慮して行う。打設管理は、打設計画に基づきGPS等の位置出し装置を用いた打設位置、流量計等による打設量などを的確に把握する。また、打設高さをレッド等により管理するとともに、平坦性に大きな影響を及ぼす処理土の流動性をフロー試験等により確認する。

補強材は、処理土の打設によりめくれ上がりなどの展張状態に不具合が生じる可能性がある。打設中はレッド等を用いて展張状態を確認し、不具合が生じた場合には潜水士により適切な処置を講じる。

4.2 品質管理

処理土が配合試験に基づく所定の品質を満足できるかを確認するため、施工中は、浚渫土等の原料土の含水比、湿潤密度、処理土のフロー値、モールドサンプリングによる一軸圧縮試験などの品質管理を行う。また、施工後において、その品質の確認が必要な場合は、コーン貫入試験や現位置サンプリングによる一軸圧縮試験などを行う。

4.3 出来形管理

水中施工における出来形管理は、打設範囲を音響測深器やレッド、あるいは、潜水士による深淺測量などにより管理する。また、陸上施工における出来形管理は、打設範囲をトランシット、レベルなどにより管理する。

4.4 環境管理

SG-Wall 工法における固化処理土の水中打設は、ケーソンあるいは矢板で仕切られた閉鎖区域での施工となる。したがって、周辺海域への水質汚濁の影響はほとんど無いと考えられるが、施工中は、監視地点を設け、水質管理の管理基準を定めて常時監視する。

参考文献

- (財) 沿岸開発技術研究センター：管中混合固化処理工法技術マニュアル，2001.
- 佐藤恒夫：海上空港用地造成への管中混合固化処理工法の適用に関する研究，港湾空港技術研究所資料 No.1076，港湾空港技術研究所，2004.

付録 B 載荷試験結果の解析的検討

模型実験 (3.2 載荷実験) 結果からジオグリッドの布設効果を分析するために行った試算例を下記に参考に示す。なお、使用したモデルや式は既知の式にジオグリッド効果を追加したものであるが、その有効性は確認していない。むしろ模型実験結果に適用することによって式の妥当性も評価しようとするもので今後の定量的な検討を実施する上での参考資料として実施したものである。

1. 問題設定とアプローチ

3章で述べた模型実験結果から、補強材の補強効果は固化処理土の強度や補強材の敷設条件によって大きく変化しており、補強固化体の設計では固化処理土及び補強材の相互作用を明らかにしなければならないことがわかった。ここで、相互作用として検討すべき項目には、① 載荷重～沈下の関係曲線の途中で、クラック等の発生により生じる急激な載荷重の低下と上昇、② 最大載荷重の2種類が考えられる。しかし、模型実験供試体間の固化処理土の強度等のばらつきを考慮すれば、①の現象よりは、極限状態である②の現象の方が耐震安定性や支持力の検討においても重要であり、②の支持力の予測法についての検討と試算を行った。

補強固化体はセメント固化処理土と補強材の一体化を目指したもので、鉄筋コンクリートの鉄筋敷設方法とは異なり、補強固化体の補強材は深度方向に多段敷設を前提としている。このため、支持力の予測法においても、以下の3項目が基本的な検討項目になると考えられる。

- 1) 載荷板直下の局所安定性
- 2) 補強固化体自体の安定性
- 3) 複合地盤構造系としての一体化構造の安定性

このうち1)は補強固化体表面に載荷された時、その荷重を表層付近で補強固化体全体に伝播させて、補強固化体への過大な応力集中を避けるための条件である。2)は固化処理土と補強材の一体化を図り、固化体自体の下縁における引張り亀裂発生抑止効果を確保する条件である。基本的な考えはWinklerモデルによる梁ばねモデルに準じて展開してみた。3)は補強固化体部分を含む全体構造体の極限破壊強さを求めることが課題であり、構造系全体が一体的になり外力に抵抗するための条件である。以上の検討にあたっては、既存の設計論を踏襲した上で補強材による補強効果を追加することとした。補強効果は補強材と固化処理土の間の摩擦力で評価し、これも従来の考えに基づいている。

以上の検討の基本項目と対応方法に基づき、上記検討項目1)では粘性土上の支持力公式を参考にした数式展開を次項に示すように試みた。検討項目2)の補強土の検討方法は、Winklerモデルによる梁ばねモデルに準じた展開の他にも、セメント固化処理土の内部安定に関する設計が鉛直クラックの発生を前提にした極限釣り合い式によって実施されていることを考慮して、この式に補強効果を追加する方法での検討をおこなった。検討項目3)は外的安定性に対応するものと考えられるので、本検討では対象としないこととした。

2. 数式展開

(1) 載荷板直下局所安定性 (表層クラックモデル)

図-B.1に示すモデルを基に粘性土の支持力式(Terzaghi et al., 1996)に、 $\theta = \pi/4$ としてハンモック効果を単純に付加した式(B.1)を基本式とする。なおジオグリッドの敷設方法は均質な一体的構造化及びクラック防止を兼ねてほぼ均等幅の多段敷設を前提にしている。

$$q_d = N_c \cdot C_u + 2 \cdot n \cdot L_2 \cdot C_g / W \quad (B.1)$$

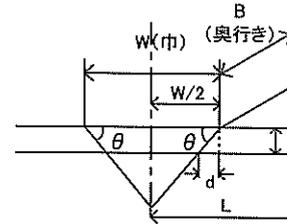


図-B.1 補強固化処理体土表層の安定性

ここに q_d :極限載荷重 (kN/m^2), N_c :支持力係数 (=5.14), C_u :セメント固化処理土の粘着力 (kN/m^2), n :敷設枚数, L_2 :片方敷設長 (m), C_g :セメント固化処理土とジオグリッドの片面付着強度 (kN/m^2), W :載荷幅 (m), B :奥行き長さ (m), d :被り (m) である。なお載荷板位置直下の圧力球根を基準にしてジオグリッドの片方の長さを L とすると L_2 は式(B.2)で計算した。なお、今回実験での最大長さは $L=0.3\text{m}$ である。

$$L_2 = L - \left(\frac{W}{2} - d \right) \quad (B.2)$$

(2) 弾性支承上のジオグリッド補強梁モデル

弾性支承上の梁モデルを図-B.2の補強固化体に適用し、上記項目2)を検討する基礎式とする。Winklerモデルによる基礎式は式(B.3)に示す梁バネの釣り合い式で、梁の変位は式(B.4) (Selvadurai, 1979)で示され、 $x=0$ として載荷板の沈下量を計算できる。これらの式を境界条件に適合するように展開し、梁載荷重 Q は式(B.5)で計算する。

$$E_b I \frac{d^4 w}{dx^4} + kbw = bp(x) \quad (B.3)$$

$$w(x) = e^{\lambda x} [c_1 \cos \lambda x + c_2 \sin \lambda x] + e^{-\lambda x} [c_3 \cos \lambda x + c_4 \sin \lambda x] \quad (B.4)$$

$$Q = q_d \cdot W \cdot B \quad (B.5)$$

ジオグリッド補強梁モデルによる最終的な式が(B.6)～(B.10)である。

$$q'_{Tg} = \frac{4E_{Tc} I \sqrt{\frac{KB}{4E_{Tc} I}} \cdot (R^2 + S^2 - S)}{R} \left\{ \frac{H^2}{12} + \frac{(H-2d)^2}{12nH} (n+1)(2n+1) \frac{D_g}{E_{Tc}} \right\} \sigma_{Tc} \quad (B.6)$$

$$q' = \frac{E_{Tc} I}{\sqrt{\frac{KB}{4E_{Tc} I}}} \cdot \frac{R^2 + S^2 - S}{R} K \cdot w_{max} \quad (B.7)$$

$$\psi_1 = L_4 \sqrt{\frac{KB}{4E_{Tc} I}} \quad (B.8)$$

$$S \equiv -\cosh \frac{\psi_1}{2} \cos \frac{\psi_1}{2} + \sinh \frac{\psi_1}{2} \sin \frac{\psi_1}{2} \quad (B.9)$$

$$R \equiv \cosh \frac{\psi_1}{2} \sin \frac{\psi_1}{2} + \sinh \frac{\psi_1}{2} \cos \frac{\psi_1}{2} \quad (B.10)$$

ここに q' 、 q'_{Tg} ：補強固化体の単位幅当り線荷重、 K ：梁モデル直下の支持地盤の地盤反力係数、 B ：梁モデル奥行き幅、 E_{Tc} ：固化処理土の弾性係数、 I ：梁モデル断面二次モーメント、 H ：補強固化体の厚さ、 d ：被り、 n ：引張り側ジオグリッド敷設枚数、 D_g ：ジオグリッドの変

形係数、 σ_{Tc} ：固化処理土の引張強度、 w_{max} ：載荷板の沈下量である。なお、補強固化体と直下基礎地盤の間に生じる摩擦力も無視することはできないが、ここでは無視することとした。

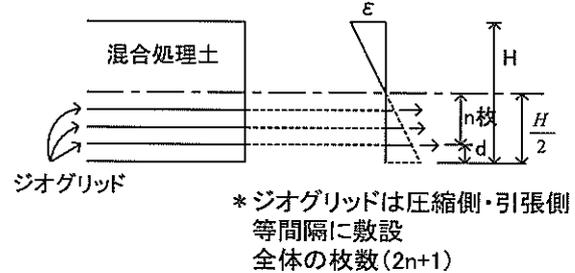


図-B.2 ジオグリッド補強梁モデル

(3) 鉛直方向亀裂を仮定した評価 (下端クラックモデル)

図-B.3を鉛直方向亀裂モデル ((財)沿岸開発技術研究センター, 1999b; (財)沿岸開発技術研究センター, 1999c)として考えた。この図よりハンモック効果を取り入れることにより単位奥行きあたりの支持力式(B.11)を求めた。

$$q_d = 2C_u \cdot H + 4n \cdot C_g \cdot L_g \quad (B.11)$$

ここに n は全体の敷設枚数、 C_g ：ジオグリッドと固化処理土の間の粘着力、 L_g ：有効片面敷設長であり図-B.3から決まる。ただし式(B.11)の係数 $(4n)$ は載荷板両側のジオグリッド効果が期待できる場合(全面敷設：載荷試験Case3,6)を前提にした値であり、載荷板片側の効果しか期待できない場合(片面敷設：載荷試験Case4,5)は $(2n)$ になる。

上記の式では固化処理土の強度変形特性、及び固化処理土とジオグリッド間の摩擦力が必要になる。本報告では式(B.12)～(B.16)を用いた。

$$Q = q_d \cdot B \quad (B.12)$$

$$C_u = q_u / 2 \quad (B.13)$$

$$E_{Tc} = 3 \cdot E_{50} \quad (B.14)$$

$$q_T / q_u = 0.5 \quad (B.15)$$

$$C_g = 0.4C_u \quad (B.16)$$

ここに q_T は固化処理土の一軸引張り強さである。地盤反力係数 $K=5\text{MN/m}^3$ 、ジオグリッドの変形係数 $D_g=400\text{kN/m}$ とした。ここで式(B.13)は固化処理土を粘性土と考えて一般的な関係式から粘着力を求めている。式(B.14)については室内試験から得られた変形係数を用いて地盤の変形係数を推定する場合割り増し係数(=4)が使用されている(日本道路協会, 1999)ことを考慮し、今回の検討ではジオ

グリッドで補強していないCase2の実験結果が説明できるようにこの係数を3とした。式(B.15)は、一般的に考えられる値よりは大きめに固化処理土の引っ張り強さを評価する式を適用している。また梁ばねモデルでは引張力 σ_{Tg} が必要である。実験結果では固化処理土の圧縮強さに対する比は0.1~0.15の間にばらついている（(財)沿岸開発技術研究センター，1999b）。しかしモデル地盤では固化処理土は砂層と接しており，このため固化処理土層自体の引張強度の他に，境界に沿う摩擦力も考慮できるので，引張力は増加している可能性がある。今回の検討では変形係数と同様に，無補強固化処理土の試験結果Case2の中間付近に現れる一時的な応力低下箇所の強度が固化処理土下端の引張強度に関係していると考え，これがトレースできる応力比として式(B.6)と式(B.15)を用いて，引張強度 σ_r と一軸圧縮強さの関係を求めた。さらに式(B.16)に示す係数は，引き抜き試験結果でやや小さな摩擦力が得られたため一般的な値（土木研究センター，1993）として示されている0.5に対してやや小さめの値を設定している。

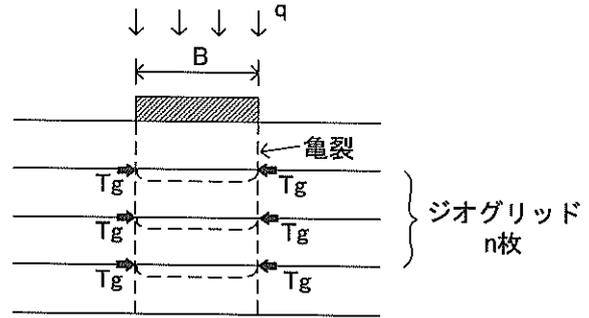


図-B.3 鉛直亀裂モデル

3. 解析結果

図-B.4は3種類のモデル及び弾性支承モデルによる変形式によって推定した結果を示している。実線が実験結果であり，破線は弾性支承モデルにおける推定値である。ただし，Case1の砂だけの模型実験結果については，鉛直クラックモデルによる推定値が実験結果に対応するように一軸圧縮強さを与えて砂だけの無補強最大載荷強度も図に示し，参考値としている。その他については実験で得られた固化処理土の一軸圧縮強さや変形係数にはばらつきがあるが，そのばらつきのある試験結果を修正することなくパラメータとして使用している。図より表層クラックモデルが最も高い載荷強度を推定し，下端クラック

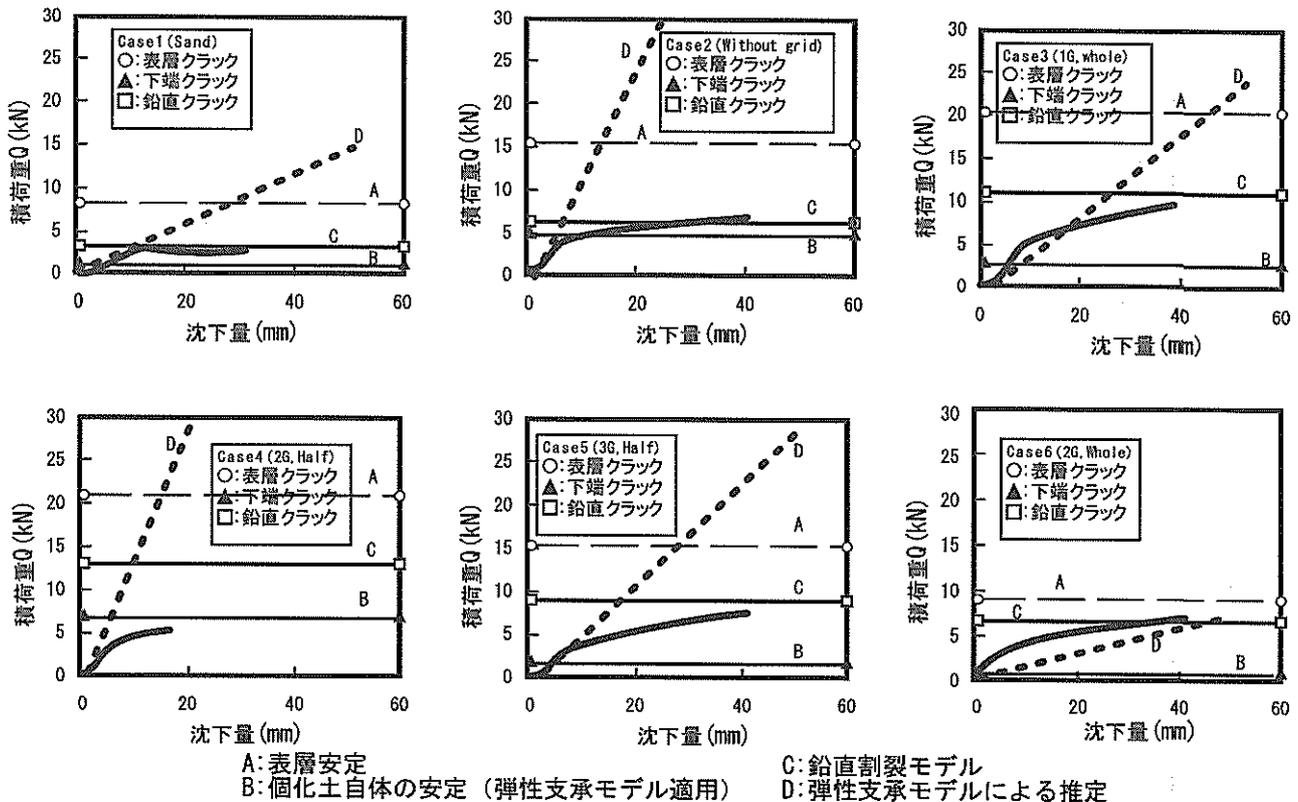


図-B.4 模型実験結果と推定式

クモデルが一番小さい値を与えていることがわかる。さらに、Case4を除けば鉛直クラックモデルが模型実験に最も近い値を与えている。図-B.5には鉛直クラックモデルによる推定精度をまとめた結果を示している。図中の●印が鉛直クラックモデルを用いてジオグリッドありで推定した結果と実験結果の関係を示している。○印がグリッドなしであり、Case4～6は推定結果、Case1, Case2については実験結果である。ただし、最大値としては載荷終了時（沈下量40mm）の時の値を用いている。Case4は特異なデータと考慮して、これを除くと、ジオグリッドなしのCase2, ジオグリッドありのCase3, 5, 6は模型実験結果に近い値が得られている。従ってCase4を除いたジオグリッドなしの推定結果はジオグリッドなしの最大載荷強度に近い値になると考えると、これに対応するジオグリッドありの載荷強度との差がジオグリッドによる補強効果になると考えることができる。なお試験結果はそれ自体を比較するとジオグリッドの補強効果が評価しにくい結果になっている。このためこのばらつきを解釈するため、図-B.6を用意した。図は一軸圧縮強さと模型実験結果及び鉛直クラックモデルによる推定最大載荷強度を示している。図中の●印は模型実験結果になっている。また×印はジオグリッドなしの推定値、○印はジオグリッドありの推定値である。図よりCase2はジオグリッドなしの結果で、●印と×印の値は近似的である。また、Case4を除けば推定値（○）印は近似している。すなわち固化処理土の強度が $q_u=50\sim 200\text{kN/m}^2$ とばらついているため、ジオグリッドの補強効果が評価しにくい、図より一軸圧縮強さが増加すると、最大載荷強度は増加することを示している。またこの傾向はジオグリッドがない場合も適用できるので、両者の差がジオグリッドによる補強効果と考えることができる。

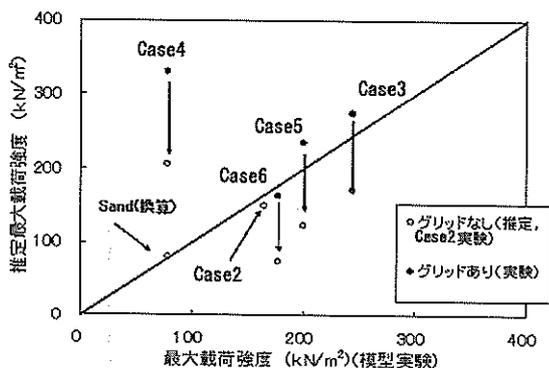


図-B.5 鉛直クラックモデルによる評価

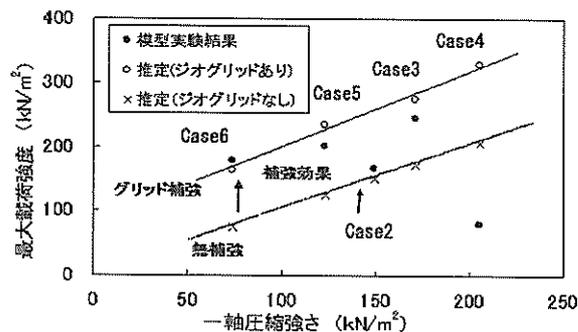


図-B.6 ジオグリッドによる補強効果の推定

4. まとめ

本付録では、設計等において考慮すべき「内的安定性」の検討項目の解析事例として、3章で述べた静的載荷実験結果の解析的検討の試計算事例を述べた。検討の結果、以下の事項を解析的に示すことができた。

- ①補強材の敷設により、補強効果が得られる。
- ②支持力評価において、鉛直クラックモデルの適用が妥当であり、精度良く補強効果を評価することができる。ただし、本検討は式の誘導過程で多くの仮説・前提が含まれている。本検討で展開した式によって供試体間の強度のばらつき、補強材の敷設条件の違いの影響が統一的に説明できる可能性が示されたが、パラメータの妥当性などが今後の課題として残されている。

参考文献

- (財) 沿岸開発技術研究センター (1999b) : 軽量混合処理土工法技術マニュアル。
- (財) 沿岸開発技術研究センター (1999c) : 海上工事における深層混合処理土工法技術マニュアル。
- (社) 日本道路協会 (2002) : 道路橋示方書・同解説, I 共通編およびIV下部構造編。
- (財) 土木研究センター (1993) : ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル, ジオテキスタイル補強土工法普及委員会, p. 50.
- Selvadurai, A. P. S. (1979) : Developments in Geotechnical Engineering, Vol.17, Elastic Analysis of Soil-Foundation Interaction, pp. 84-85.
- Telzaghi, K., Peck, R. B. and Mesri, G. (1996) : Soil Mechanics in Engineering Practice, Third Edition, pp. 259-261.

港湾空港技術研究所資料 No.1111

2005・12

編集兼発行人 独立行政法人 港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人 港湾空港技術研究所

横須賀市長瀬3丁目1番1号

TEL.046(844)5040 URL.<http://www.pari.go.jp/>

印刷所 横浜ハイテクプリンティング株式会社

Copyright© (2005) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾航空技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。