

論文 / 著書情報  
Article / Book Information

論題(和文)	鋼矢板および蛇籠補強によるケーソン式防波堤の基礎補強工法の耐震挙動に関する基礎的研究
Title(English)	Fundamental Study on Seismic Resistant Behavior of Caisson Type Breakwater Foundation Reinforced by Steel Sheet Pile and Gabion
著者(和文)	ハザリカ ヘマンタ, 原 忠, 西村 謙吾, 山崎 直哉, 門司 直也, バブルー チョードリー, 石藏 良平, 笠間 清伸
Authors(English)	Hemanta Hazarika, Tadashi Hara, Kengo Nishimura, Naoya Yamasaki, Naoya Monji, Chaudhary Babloo, Ryohei Ishikura, Kiyonobu Kasama
出典(和文)	日本地震工学会論文集, Vol. 16, No. 1, pp. 1_184-1_204
Citation(English)	Journal of Japan Association for Earthquake Engineering, Vol. 16, No. 1, pp. 1_184-1_204
発行日 / Pub. date	2016, 1



## 鋼矢板および蛇籠補強によるケーソン式防波堤の 基礎補強工法の耐震挙動に関する基礎的研究

ハザリカ ヘマンタ<sup>1)</sup>、原 忠<sup>2)</sup>、西村謙吾<sup>3)</sup>、山崎直哉<sup>4)</sup>、  
門司直也<sup>5)</sup>、バブブルー チョードリー<sup>3)</sup>、石藏良平<sup>6)</sup>、笠間清伸<sup>7)</sup>

- 1) 非会員 九州大学大学院、教授 工博  
hazarika@civil.kyushu-u.ac.jp
- 2) 正会員 高知大学、教授 工博
- 3) 非会員 九州大学大学院、学生
- 4) 非会員 高知大学大学院、学生
- 5) 非会員 五洋建設(株)、工事係員 工修
- 6) 非会員 九州大学大学院、助教 工博
- 7) 非会員 九州大学大学院、准教授 工博

### 要 約

2011年東北地方太平洋沖地震では、強い揺れと巨大津波で防波堤や防潮堤などの海岸保全施設が甚大な被害を受け、堤内地の浸水拡大を招いた。発生確率の高い南海トラフを震源とする地震など、巨大地震による揺れや津波の複合災害の被害を軽減することは緊急に対応すべき課題であり、設計津波高を超えた場合であっても軽微な被害に留める減災効果の高い、粘り強い構造物の開発が進められている。

筆者らは、防波堤基礎地盤に鋼矢板及び蛇籠式マウンド（捨石マウンドを蛇籠で包んだもの）を配置し、耐震性の向上と設計津波高を超過する甚大な津波外力に対しても被害を最小化する粘り強い補強法の開発を試みている。本研究では、模型実験および要素試験を用いて開発補強工法の耐震性を評価した。まず、模型実験のマウンド材に用いた碎石の常時及び地震時のせん断特性を明らかにするため、室内三軸試験による基礎的実験を行った。続いて、鋼矢板および蛇籠補強による耐震効果を評価するため、蛇籠の設置条件や鋼矢板の列数が異なる1G場振動台模型実験を行い、防波堤の沈下や傾斜、滑動の観点から防波堤の耐震効果を検討した。一連の研究結果から、マウンド材が常時および地震時に優れたせん断抵抗力を発揮することが分かった。さらに、防波堤基礎を鋼矢板と蛇籠で補強することで地震時にケーソンの沈下と変位を抑制できることを明らかにした。

キーワード： 防波堤、蛇籠、鋼矢板、振動台実験、三軸試験

### 1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震では、強い揺れとその後の大きな津波により、防波堤や防潮堤などの海岸保

全施設が甚大な被害を受けた。三陸地方ではこれまでも大きな津波に何度も襲われており、防波堤・防潮堤などの海岸保全施設の整備や、住宅の耐震化や高台移転の啓発など、様々な手段を活用して被害の最小化を目指してきた。しかし、東北地方太平洋沖地震では、従来予想された最大浸水深をはるかに超える津波が来襲したため、海岸保全施設は大きな損傷を受け堤内地の浸水拡大を引き起こした。国土交通省<sup>1)2)</sup>は東日本大震災による防波堤の被災パターンを「越流洗掘型」、「津波波力型」、「堤頭部洗掘型」、「引波水位差型」に分類している。被災パターンと被災例を表1に示す。筆者らは、主として防波堤基礎マウンドの脆弱性を被災パターンから明らかにし、耐震・耐津波設計に活かすことを目標としている。

表1 被災パターンの一覧（文献1）、2より引用）

被災パターン	説明	被災例
越流洗掘型	津波発生時の急流や越流に伴う渦の発生等の影響でケーソンの背面（港内側）のマウンドまたは地盤面が洗掘を受け、最終的に堤体の支持力不足によりケーソンが滑動、滑落したもの	八戸港八太郎防波堤（中央部）
津波波力型	内外水位差による直接的な津波力により、ケーソンが不安定となり滑動、転倒、支持力破壊が生じたもの	釜石港八太郎防波堤（北）
堤頭部洗掘型	堤頭部周辺の流れにより、基礎マウンドが洗掘を受け、ケーソンの滑落が生じたもの	宮古港竜神崎防波堤
引波水位差型	第一津波の押波時の津波力や越流に伴う洗掘では、不安定までに至らないが、引波時における内外水位差により、ケーソンが不安定となり滑動、転倒支持力破壊が生じたもの	女川港防波堤

東北地方太平洋沖地震により被災した防波堤や防潮堤などの海岸保全施設に関する調査・研究は盛んに行われている。原ら<sup>3)</sup>は、海岸平野部を中心とした被災地調査に基づき、防潮堤や防波堤などの海岸保全施設の洗掘被害を概説している。飛田<sup>4)</sup>はケーソン式防波堤を対象に遠心模型実験を行い、防波堤の被災メカニズムの解明を試みている。今瀬<sup>5)</sup>らは、地盤洗掘から津波・地盤・構造物の力学的相互作用を考慮した防波堤の破壊に至る現象を考察し、地盤の剛性を低下させる原因と防波堤の支持力不安定化について解明を試みている。これらの研究から、南海トラフを震源とする地震に伴う津波来襲時に設計津波高を超えた場合であっても軽微な被害に留める減災効果の高い、粘り強い構造物の開発が進められている。

大きな津波から人や町、財産を守るためには、防波堤や防潮堤などの波を防護するための構造物の性能を向上させる方法「ストラクチャー・ベース」と、防波堤、防潮堤の他、他の用途の構造物を複合的に活用しながらエリア全体としての耐津波性能を高めていく方法「システム・ベース」が考えられている<sup>6)</sup>。本研究では「ストラクチャー・ベース」の対策として、地震と津波の複合災害による防波堤の損壊を軽減するため、防波堤基礎に鋼矢板および蛇籠式マウンド（捨石マウンド全体を蛇籠で包んだもの）と被覆工蛇籠（マウンドの被覆工として用いる蛇籠）を配置し、耐震性の向上と設計津波高を超過する甚大な津波外力に対しても被害を最小化する粘り強い補強工法の開発を試みている（ハザリカラ<sup>7)</sup>）。補強構造の概略を図1に示す。防波堤の粘り強い補強工法として、有川ら<sup>8)</sup>が提案している防波堤の港内側に腹付工を設置する方法、及川ら<sup>9)</sup>が提案している鋼壁を用いてマウンドを補強する方法、早野<sup>10)</sup>が提案している鋼管矢板を用いてマウンドを補強する方法、丸山ら<sup>11)</sup>が提案しているマウンド上をコンクリートブロックで被覆する方法など、津波の越流に対して効果のある補強工法が開発されている。一方で、本研究で検討した補強工法は津波越流に対して効果的であることに加えて、津波

来襲前に発生する地震動による防波堤の沈下を抑制して一定以上の天端高を維持する効果も期待できる。地震後も天端高が確保されている意義は大きく、沈下対策がされていない場合と比較して津波に対する防波効果は格段に向上すると考えられる。以上のように、筆者らは、地震と津波の両方に対して粘り強い構造物となるような補強工法を確立するために、本稿で示す振動台模型実験に加えて、津波越流を再現した水理模型実験（図2）を行っている<sup>12)</sup>。

図3に地震時および津波時において防波堤に作用する力の概念図を示す。鋼矢板と蛇籠はこれらの作用する力に対して防波堤に補強効果を与えるために設置する。マウンド部に蛇籠を適用することによりマウンド材を拘束し、洗掘に対応する。また、鋼矢板を支持地盤にまで圧入することにより、基礎地盤の洗掘と液状化による側方変位を抑え天端高の沈下を抑制する効果を与える。本補強工法は、津波越流時においてもマウンドの支持力を保持しつつ洗掘を抑止し、強震動および越流津波に対して粘り強さを発揮することを期待している。

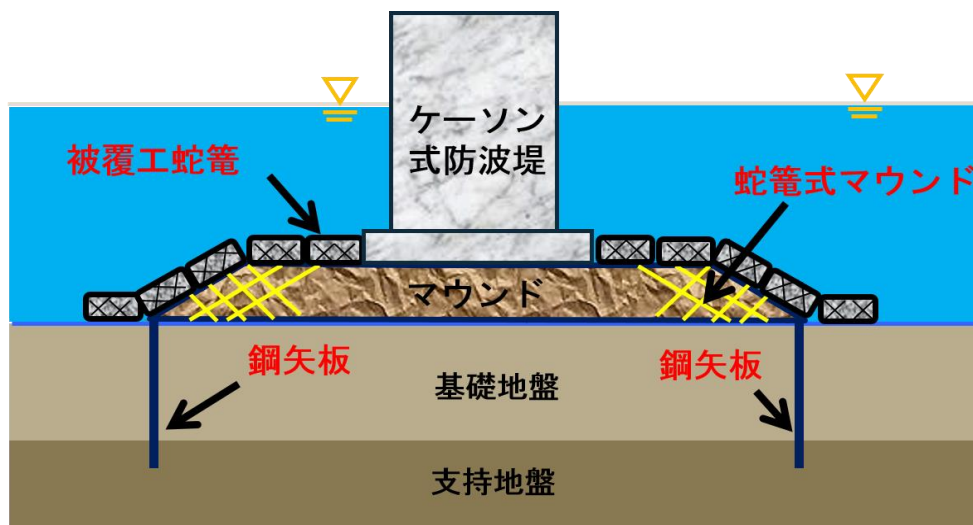


図1 鋼矢板と蛇籠を併用した補強構造

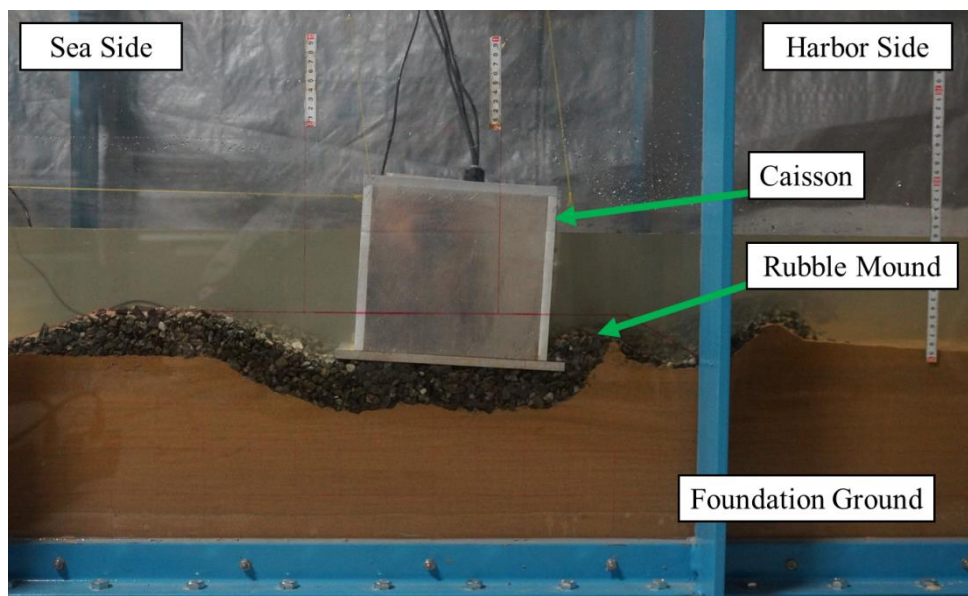


図2 津波越流を再現した水理模型実験（西村ら、2015）

$F_H$  : Horizontal forces acting on the breakwater due to the seismic loading respectively  
 $F_V$  : Vertical forces acting on the breakwater due to the seismic loading respectively  
 $F'_H$  : Horizontal force acting on the breakwater imposed by tsunami waves  
 $F_U$  : Upliftment force acting on the breakwater due to seepage of water

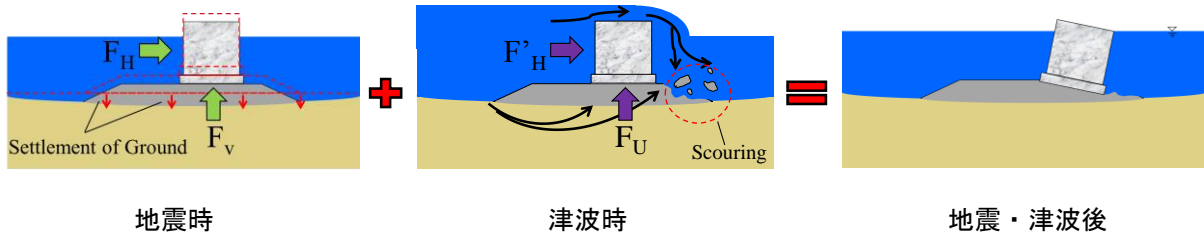


図3 地震時および津波時において防波堤に作用する力の概念図

本研究では、マウンドに使用する基礎材料の構成および動的特性、さらにこれらの複合効果を明らかにするため、要素試験ならびに模型実験を実施し、蛇籠式マウンドと鋼矢板それぞれの耐震・耐津波特性に加え、両者の相互作用の解明を目的としている。要素試験として室内三軸試験を行い防波堤基礎の地震時のせん断特性の把握、模型実験として振動台実験を行いケーソン式防波堤の地震時の挙動の把握を目指している。

本稿では、ケーソン式防波堤に用いるマウンド材の常時および地震時のせん断特性を評価するため、粒度や粒子形状の異なる複数の材料を対象として室内三軸試験を行い、相対密度の等しい試料同士で比較し、マウンド材の静的・動的特性について検討した。また、鋼矢板の打設枚数による耐震効果、および蛇籠補強による耐震効果を検討するため、①無補強、②2列鋼矢板補強、③2列鋼矢板+蛇籠補強、④4列鋼矢板+蛇籠補強の4条件の実験を行い、ケーソンの沈下や傾斜、滑動の観点からそれぞれ補強効果を検討した。

これまでに、原ら<sup>13)14)15)</sup>は、ケーソン式防波堤に用いるマウンド材の力学特性を調べるため、室内三軸試験による系統的な実験を行い、粒子形状の異なる円礫材や砂質土との比較により、常時および地震時のせん断特性の評価してきた。また、門司ら<sup>16)17)18)19)</sup>は1G重力場での振動台模型実験を行い、鋼矢板は防波堤直下の基礎地盤の側方流動を抑制することでケーソンとマウンドの沈下抑制効果を発揮し、蛇籠補強はマウンド拘束効果によりケーソンの沈下、傾斜、水平変位を抑制する効果があることを示した。本研究は前述の研究と同様に鋼矢板と蛇籠補強により防波堤の沈下を抑制する効果が確認できたが、さらに詳細な耐震効果の検討をするため、「鋼矢板のみ」の条件と「鋼矢板+蛇籠」の条件を比較して鋼矢板と蛇籠のそれぞれが持つ補強効果、蛇籠式マウンドによる沈下抑制効果、また、筆者らが提案する補強構造である「4列鋼矢板+蛇籠補強」の耐震性の再評価等に焦点を当てて実験結果の整理を行った。要素試験を行うことでマウンドの常時および地震時の安定性を確認し、その上で振動台実験結果の整理を進め、ケーソン式防波堤が地震を受けて沈下が起きる際の挙動や要因を明らかにした。最終目標は、現在進めている防波堤の津波に関する水理実験と数値解析で得られた結果も考慮して防波堤の補強効果の検討・整理を行い、地震と津波に強い防波堤基礎の補強構造を確立することである。

## 2. 室内三軸試験によるマウンド材のせん断特性の把握

本研究では、マウンド材に用いる材料（碎石）の常時および地震時のせん断特性を評価するため、圧密非排水（CU）三軸試験および繰返し非排水三軸試験を実施した。

## 2.1 実験試料の概要

図4に実験で用いた試料の粒径加積曲線を、表2に物理特性をそれぞれ示す。Sample Aは九州地方で採取された碎石6号で、均等係数  $U_c$  が1.5の礫質土である。土粒子は堅硬で角張りが大きい。Sample Bは高知県仁淀川河口部より攪乱採取された河床堆積土に対して、Sample Aと等しい粒度組成となるように室内調整した礫質土である。土粒子は堅硬であるがSample Aと異なり丸みを帯びている。Sample Cは、最大粒径  $D_{max}$  が11.4となるよう粒度調整した  $U_c=11.4$  の粒度分布の良い砂礫である。Sample Dは、岩手県吉浜地区の堤防基礎部から採取した砂質土であり、粒度分布を豊浦砂 (Sample E) のものと同様に調整した、風化した花崗岩を多く含む砂質土 (まさ土) である。

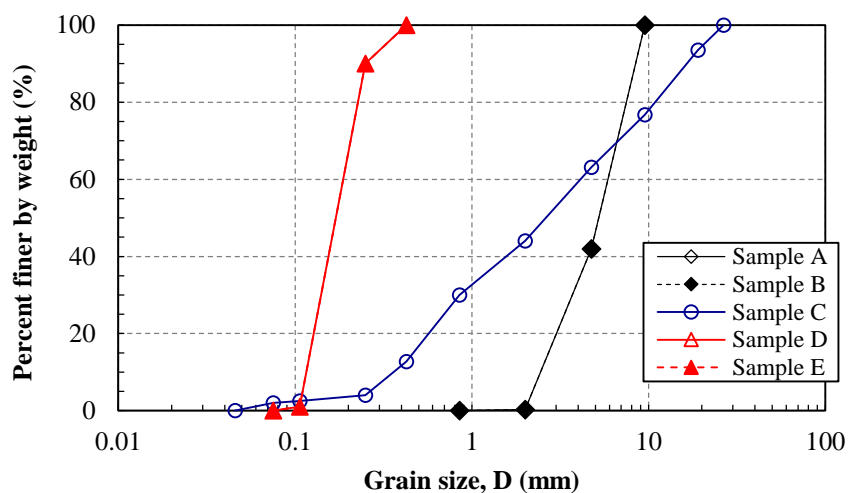


図4 実験試料の粒径加積曲線

表2 試料の物理的特性

$\rho_s$	: 湿潤密度	$\rho_d$	: 乾燥密度	$\rho_{dmax}$	: 最大乾燥密度
$\rho_{dmin}$	: 最小乾燥密度	$U_c$	: 均等係数	$U_c'$	: 曲率係数
$D_{50}$	: 平均粒径	$I_p$	: 塑性指数		

	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_{dmin}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$U_c$	$U_c'$	$D_{50}$ (mm)	$I_p$
Sample A (碎石)	2.773	1.620	1.781	1.416	1.5	1.4	4.7	NP
Sample B (円礫)	2.731	1.720	1.844	1.535	1.5	1.4	4.7	NP
Sample C (砂礫)	2.727	1.980	2.143	1.768	11.4	0.5	2.7	NP
Sample D (まさ土)	2.700	1.132	1.256	0.987	1.7	3.8	0.16	NP
Sample E (豊浦砂)	2.640	1.506	1.639	1.336	1.7	3.8	0.16	NP

## 2.2 試験方法

表3に本研究で行った三軸試験の実施ケースをまとめる。三軸試験は圧密非排水 (CU) 三軸圧縮試験 (JGS 0523)、繰返し非排水三軸試験 (JGS 0541) を実施した。三軸試験供試体は、Sample A、B、Cについては直径100 mm、高さ200 mmの中型サイズを、Sample D、Eは直径50 mm、高さ100 mmの小型サイズを用いた。

供試体作成方法は以下に示すとおり、試験試料の特性に応じて異なる方法を採用した。Sample A は、既存の模型実験で実施されている防波堤捨石マウンド材を参考に、圧密後の乾燥密度  $\rho_d$  を  $1.620 \text{ g/cm}^3$  に設定し、マウンドの実際の施工方法を模擬するため水中落下振動法で作成した。試料は5層に分け、1層ごとにモールドをゴム製ハンマーで打撃した。礫の最小密度・最大密度試験結果から計算した供試体の相対密度  $D_r$  は、60%である。Sample B、C、D、Eの乾燥密度は、Sample Aの設定相対密度 ( $D_r=60\%$ ) に等しくなるよう、礫の最小密度・最大密度試験から求めた最小・最大乾燥密度から設定した。Sample B、D、Eは水中落下振動法によって作成し、Sample Cは試料の分級を防ぐためウェットタンピング法で作成した。いずれの供試体も側面は凹凸が少ないため、メンブレンペネトレーション補正は行わないこととした。

各試料とも  $\text{CO}_2$  圧入により飽和化し、バックプレッシャー98 kPa を加え、間隙圧係数  $B$  が 0.96 に達したことを確認した。圧密非排水 ( $\overline{\text{CU}}$ ) 三軸圧縮試験は、各 Sample について  $\sigma_c'=98 \text{ kPa}$  の圧密応力で等方圧密した供試体に対し、ひずみ速度  $0.1 \text{ \%}/\text{min}$  で、供試体の軸ひずみ  $\varepsilon_a$  が 15% に達するまで非排水条件で単調載荷した。また、Sample A は、実際の防波堤マウンドの土被りを考慮し、圧密応力を三段階 ( $\sigma_c'=49, 98, 196 \text{ kPa}$ ) 変化させた。Sample E についても比較のため、同条件で単調載荷した。加えて本研究では、軸ひずみ量の小さい領域における粒子破碎の影響を検討するため、軸ひずみ  $\varepsilon_a=1\%$  に達した時点で直ちに載荷を止めた実験も行った。繰返し非排水三軸試験は、 $\sigma_c'=98 \text{ kPa}$  の圧密圧力で等方圧密した後、非排水条件下で  $0.1 \text{ Hz}$  の正弦波荷重を繰返し与え、両振幅ひずみ  $\text{DA}=10\%$  に達するまで繰返し載荷を行った。

表 3 三軸試験実施ケースの一覧

	供試体 サイズ	供試体作成法	$\overline{\text{CU}}$			繰返し非排水 三軸圧縮試験
			$\sigma_c'=49\text{kPa}$	$\sigma_c'=98\text{kPa}$	$\sigma_c'=196\text{kPa}$	
Sample A	中型	水中落下振動法	○	○	○	○
Sample B	中型	水中落下振動法	×	○	×	○
Sample C	中型	ウェットタンピング法	×	○	×	○
Sample D	小型	水中落下振動法	×	○	×	×
Sample E	小型	水中落下振動法	○	○	○	○

## 2.3 試験結果

### 2.3.1 圧密非排水三軸試験

図 5 に、各試料の圧密圧力  $\sigma_c'=98 \text{ kPa}$  供試体での三軸試験結果を主応力差～軸ひずみ関係で示す。主応力差～軸ひずみ関係で比較した場合、Sample A、B、C は軸ひずみの増大に伴い一様に主応力差が増加し、軸ひずみ  $\varepsilon_a=15\%$  の範囲まで、最大主応力差は明確なピークが現れない。一方、Sample C ( $U_c=11.4$ ) は均等係数が Sample A、B ( $U_c=1.5$ ) と大きく異なるが、軸ひずみの増加に伴う主応力差の変化傾向が類似することは興味深い。Sample E は礫を含む試料とは異なり、軸ひずみ  $\varepsilon_a=5\%$  付近の比較的軸ひずみの小さい範囲で主応力差のピークに達し、その後は一定の値を示す。Sample D は、Sample A と同様に軸ひずみ  $\varepsilon_a=1\%$  以下の範囲でひずみレベルが大きくなるが、その後の軸ひずみに対する主応力差の増加は小さくなる。過剰間隙水圧～軸ひずみ関係で比較した場合、Sample A、B は圧縮開始直後から負圧が生じ、密な材料特有のせん断挙動を示している。Sample C は載荷開始直後に正の過剰間隙水圧が発生するが、軸ひずみの増加に伴って負の過剰間隙水圧が卓越する中密なせん断特性を示している。Sample D、E は、載荷開始後の早い段階において過剰間隙水圧が一定値に漸近する傾向を示す点で類似しているものの、Sample D は正の過剰間隙水圧が卓越するのに対し、Sample E は負の過剰間隙水圧が卓越する。すなわち、類似した相対密度・均等係数を有する試料であっても、軸ひずみの増加に伴う過剰間隙水圧の変化の仕方に大きな相違が生じることが分かる。

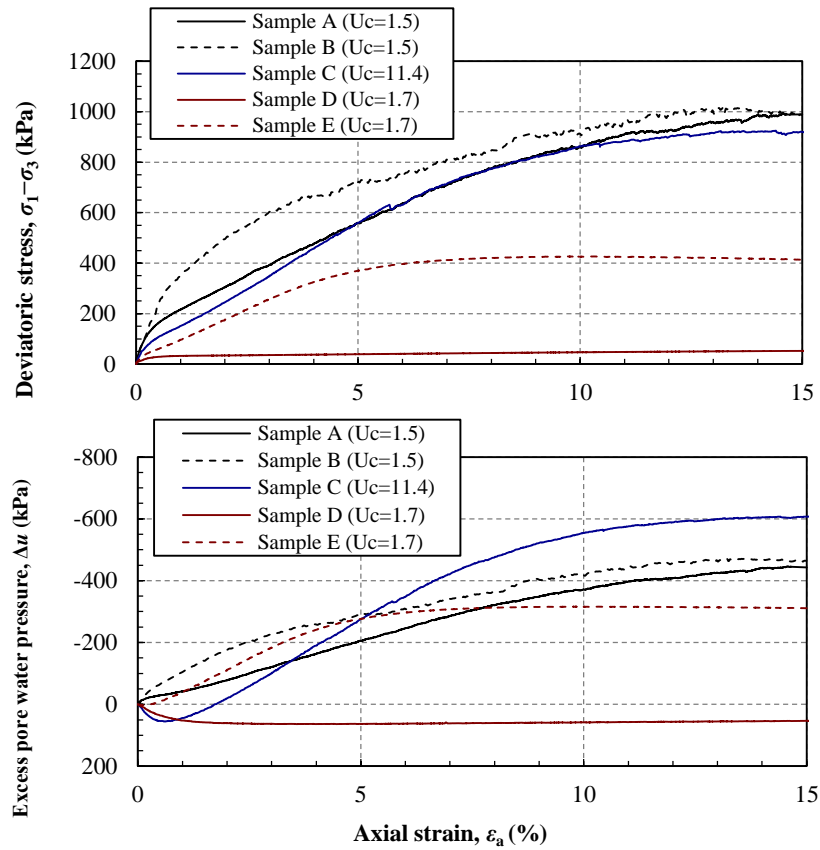


図5 主応力差・過剰間隙水圧～軸ひずみ関係

図6は Sample A (碎石) の有効応力経路を示したものである。平均有効主応力  $p'$  ～偏差応力  $q$  の関係は、破壊包絡線に到達するまでほぼ単調に増加している。限界状態指数  $M_f$  は 1.850 と計算され、内部摩擦角  $\phi'$  は  $45^\circ$  である。一方、圧密非排水三軸試験により求めた Sample E (豊浦砂) の限界状態指数  $M_f$  は図7に示すとおり、1.068 と計算され、内部摩擦角  $\phi'$  は  $27^\circ$  となる。つまり、碎石は相対密度の等しい豊浦砂に比べ、非常に大きなせん断抵抗角を有することが分かる。

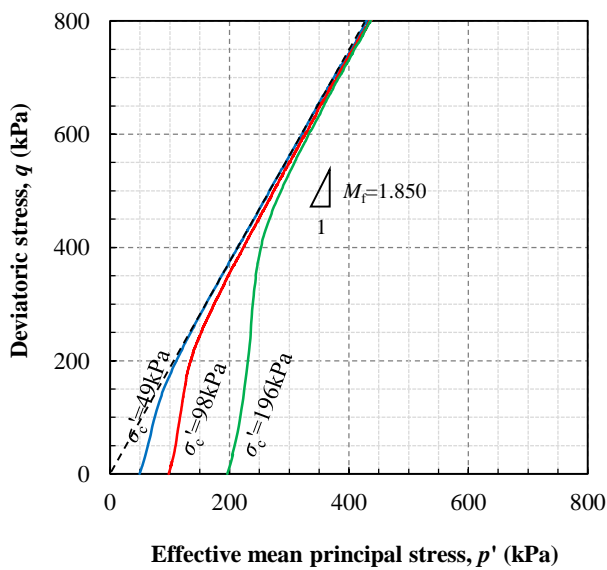


図6 有効応力経路 (Sample A)

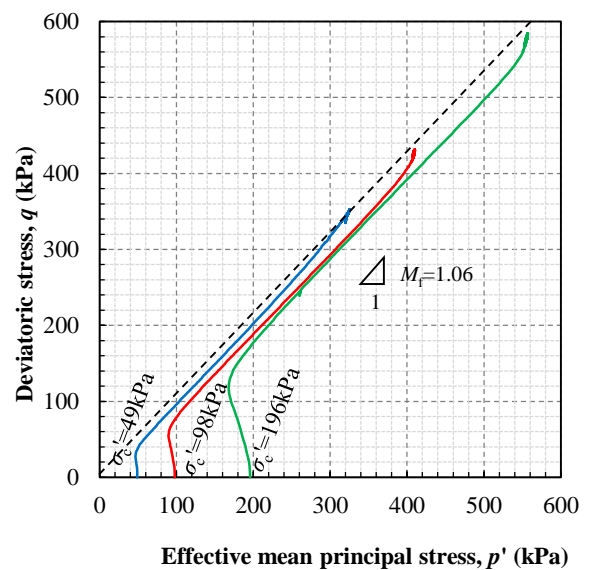


図7 有効応力経路 (Sample E)

図 8 は、各試料より得られた有効応力経路を、圧密応力  $\sigma'_c=98 \text{ kPa}$  についてまとめたものである。全体的には平均粒径  $D_{50}$  の大きな材料ほど偏差応力が卓越し、ストレスパスが上向きに発達する様子が示されている。粒度分布の等しく均等係数の小さい Sample A および B は ( $U_c=1.7$ ,  $D_{50}=4.7$ )、粒子形状が異なるにも関わらず同様の軌跡を描くが、Sample D と E については等しい粒度分布を有する ( $U_c=1.7$ ,  $D_{50}=0.16$ ) にも関わらず類似の傾向は見られない。これは、Sample E に比べ Sample D は軸ひずみの増加と共に粒子破碎が卓越するため、偏差応力  $q$  が増加しにくい傾向にあることによる。堅硬な粒子を有する Sample C ( $U_c=11.4$ ,  $D_{50}=2.7$ ) は、粒度分布がよくマトリックスとして砂分を多く含むため、せん断初期に正の過剰間隙水圧が発生し平均有効主応力  $p'$  が減少するが、負のダイレイタンシーが卓越すると  $p'$  が回復に転じる。一連の実験結果から、堅硬な土粒子を有する材料では、均等係数が小さく、平均粒径の大きいものほど大きなせん断抵抗力を有することが分かる。粒度分布が等しい砂質土では、破碎性の違いによりストレスパスは大きく異なることが分かる。

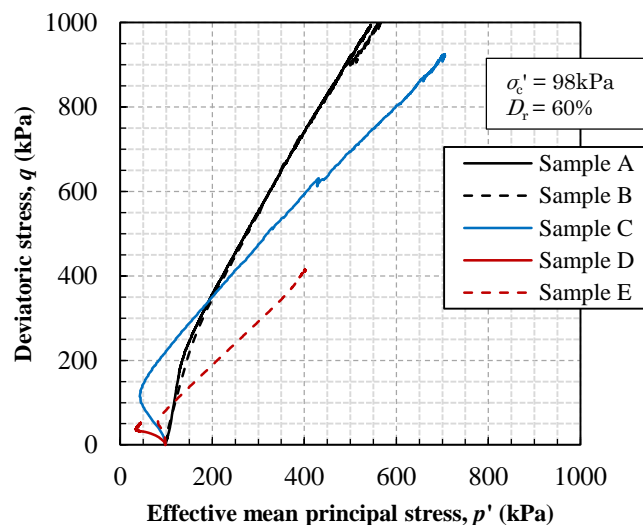


図 8 有効応力経路 ( $\sigma'_c=98\text{kPa}$ )

図 9 は、各試料の載荷前と載荷後の粒度分布を比較したものである。Sample A は堅硬な粒子を有する試料であるにもかかわらず、せん断試験終了後には粒度組成が砂質側にシフトしている。Sample D は、軟弱な風化土から成るまさ土であり、せん断後の粒度分布が大きく変化するが、土粒子の硬度が異なるにも関わらず、Sample A のそれと類似した傾向を示す点は興味深い。Sample B、C、および E は、堅硬な土粒子を有する材料であるため、せん断前後での粒度組成の変化は僅かである。図 10 は図 9 に示す載荷試験前後の粒度分布から計算した各試料の粒子破碎率  $B_M$  である。表 4 は、軸ひずみ  $\epsilon_a=15\%$  に到達した時点での粒子破碎率  $B_{M15}$  に対する、 $\epsilon_a=1\%$ 到達時の粒子破碎率  $B_{M1}$  の割合  $B_{M1}/B_{M15}$  を、百分率でまとめたものである。粒子破碎率は Marsal<sup>20)</sup>の方法に基づき計算し、所定の軸ひずみ ( $\epsilon_a=1\%$ 、 $15\%$ ) に達した時点で直ちに載荷を停止し、その時点での粒子破碎率を求めている。載荷試験前後堅硬な河床砂礫からなる Sample B、C は、 $\epsilon_a=15\%$ 圧縮終了時でも粒子破碎がほとんど見られない。Sample E (豊浦砂) は堅硬な土粒子を有するが、わずかであるが圧縮過程で粒子破碎が生じる。この傾向は原ら<sup>21)</sup>の既往の研究成果に類似している。Sample B、C、E は全体的に粒子破碎が大きく生じていない。 $B_{M1}/B_{M15}$  は 6~7%前後と近似しており、載荷初期においては粒子破碎が急激に起こらないことがわかる。一方、Sample A (碎石)、D (まさ土) は、土粒子の硬度が異なるにもかかわらず軸ひずみの小さい段階から粒子破碎が生じ、 $B_{M1}/B_{M15}$  の値は堅硬な土粒子を有する砂、砂礫に比べ非常に大きな値を示している。

粒子破碎に関する以上の考察から、堅硬な粒子を有する材料は粒子形状の違いによらず大きなせん断強度を発揮し、ケーソン基礎に用いられる碎石は 1%程度のひずみが生じた場合であっても非常に

大きなせん断強度を発揮することがわかった。また、碎石は圧密やせん断過程で粒子破碎が生じる可能性があるが、相対密度や均等係数、平均粒径が等しい粒子破碎の軽微な円礫材料とほぼ同程度の非常に大きなせん断抵抗力を有すると判断される。

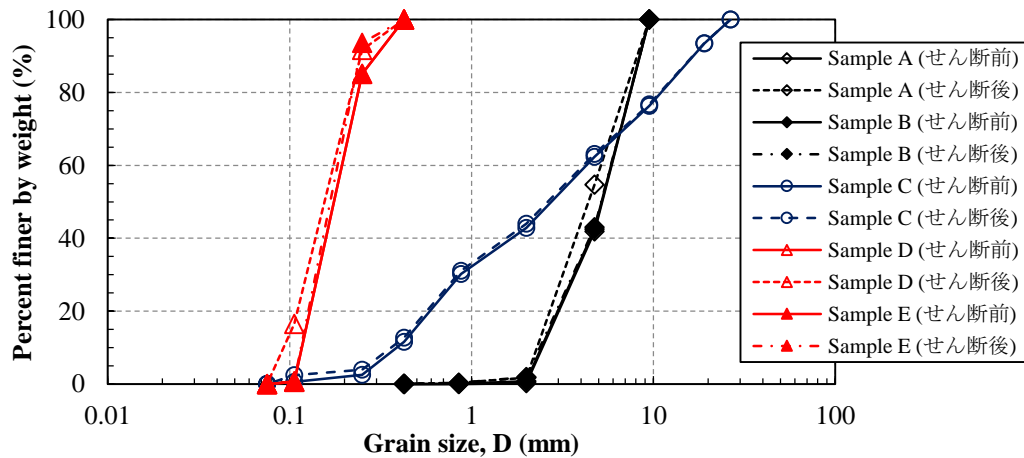


図9 せん断前後の粒径加積曲線

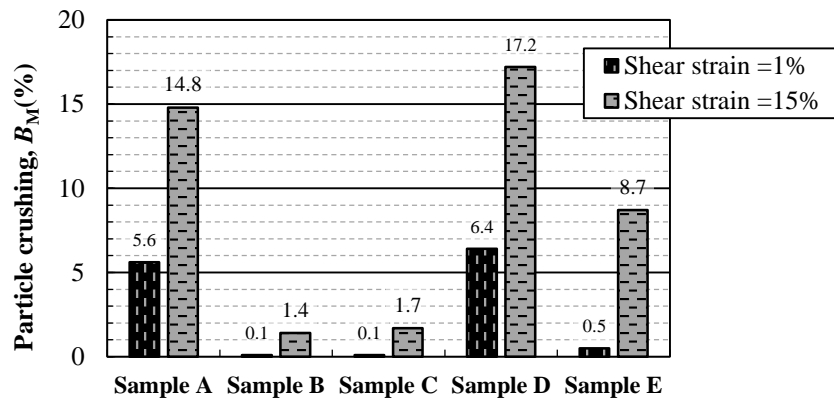


図10 粒子破碎率の比較

表4 粒子破碎率の割合

	Sample A	Sample B	Sample C	Sample D	Sample E
$\varepsilon_a=1\%$ 、 $B_{M1}$ (%)	5.6	0.1	0.1	6.4	0.5
$\varepsilon_a=15\%$ 、 $B_{M15}$ (%)	14.8	1.4	1.7	17.2	8.7
$B_{M1}/B_{M15}\times 100$ (%)	38	7.1	5.8	37	5.7

### 2.3.2 繰返し非排水三軸試験

図11、図12、図13、図14に、Sample A、Sample B、Sample Cおよび Sample E の繰返し非排水三軸試験結果を有効応力経路、軸差応力～軸ひずみ関係の時刻歴で示す。

図11、図12に示す  $U_c=1.5$  の礫材料 (Sample A、Sample B) は、有効応力経路、軸差応力～軸ひずみ関係ともに多くの点で類似している。すなわち、圧縮荷重を受ける毎に負の過剰間隙水圧が発生することから、正のダイレイタンシー特性を持ち密な材料特性を示していると判断される。また、繰返し载荷に伴って両振幅軸ひずみ  $DA$  が10%に達した時点であっても、過剰間隙水圧比  $\Delta u/\sigma'_v$  は0.95に達せずサイクリックモビリティが顕著である。一方、図13、図14の Sample C および Sample E は  $U_c=1.5$  の礫材料とは有効応力経路が大きく異なり、平均有効主応力  $p'$  の減少に伴い負の軸ひずみ (引張方向)

が蓄積してゆき、 $DA=10\%$ に到達し破壊に至る。また、図 13 に示す  $U_c=11.4$  の砂礫材と比較して、相対密度が等しい場合であっても繰返し载荷回数増加に伴う過剰間隙水圧の変動が大きい。この繰返しせん断挙動の相違は、粒子間の空隙に存在するマトリックス材の存在によるものと推察される。

以上より、碎石は、繰返し非排水せん断を受けても正の軸ひずみが発生しないこと、また、サイクルモビリティが顕著で  $\Delta u/\sigma'_c$  は 0.95 で定義される完全液状化状態には到達しないことから、地震時の繰返しせん断に伴うせん断変形が小さく、防波堤の安定性を保持することが可能になると考えられる。

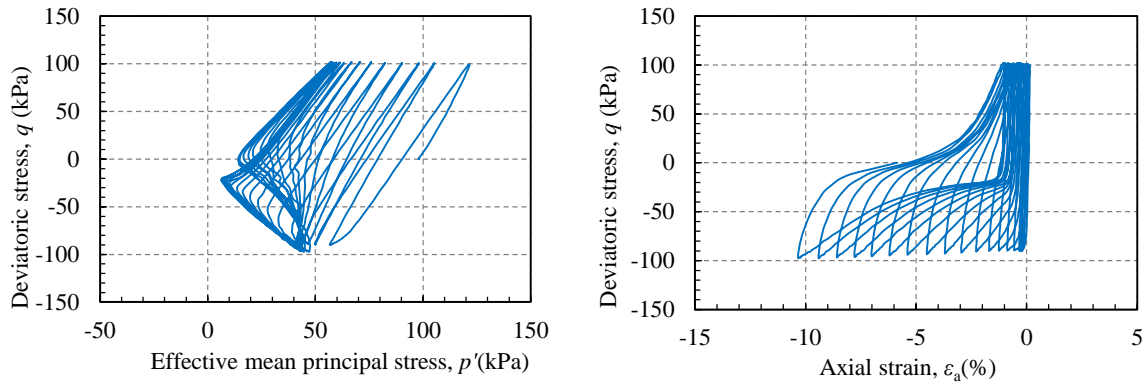


図 11 Sample A の有効応力経路・応力～ひずみ関係 ( $\sigma'_c = 98$  kPa)

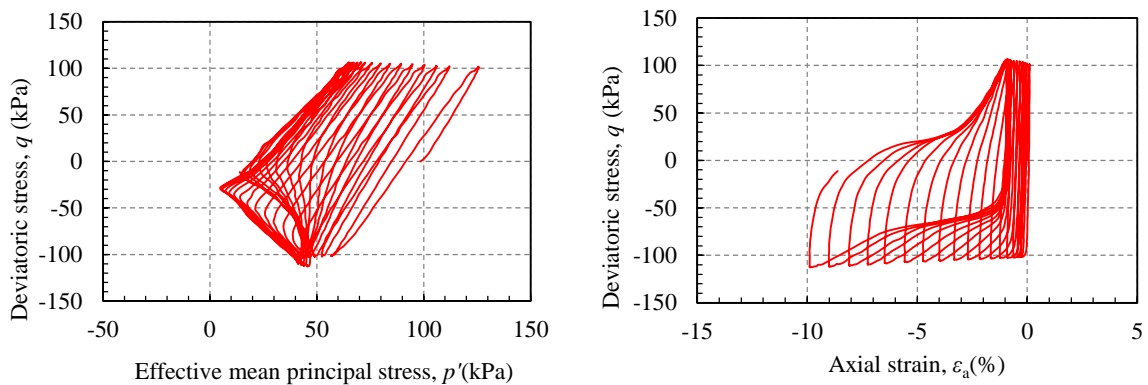


図 12 Sample B の有効応力経路・応力～ひずみ関係 ( $\sigma'_c = 98$  kPa)

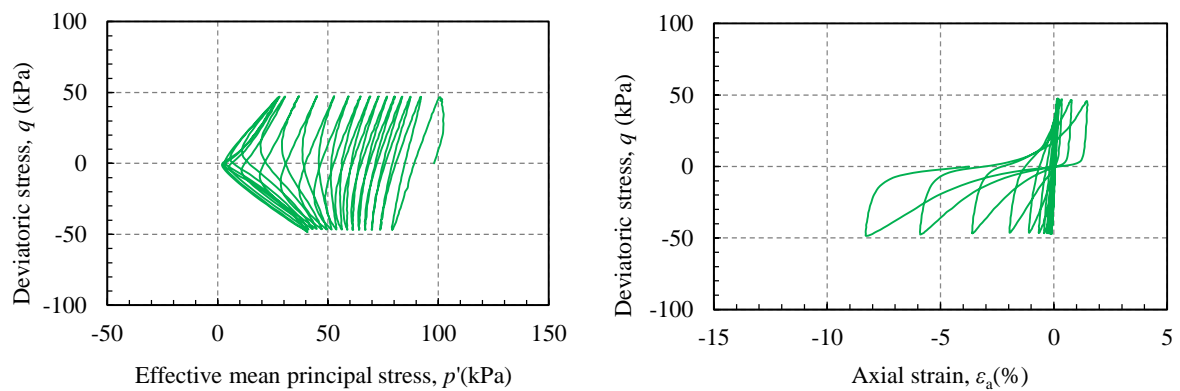


図 13 Sample C の有効応力経路・応力～ひずみ関係 ( $\sigma'_c = 98$  kPa)

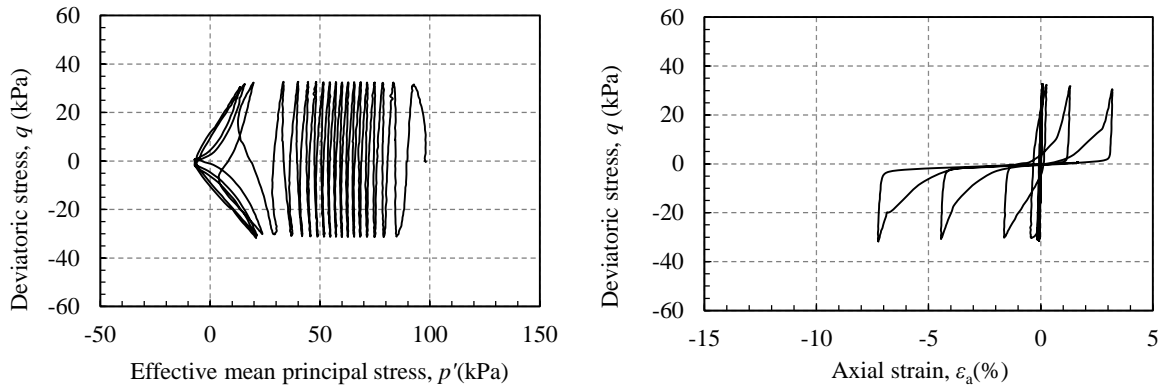


図 14 Sample E の有効応力経路・応力～ひずみ関係 ( $\sigma_c' = 98 \text{ kPa}$ )

図 15 に、各試料の繰返し非排水三軸試験結果を両振幅軸ひずみ DA が 5% に達した時点での繰返し振幅応力比  $\sigma_d/2\sigma_c'$  と繰返し载荷回数  $N_c$  の関係を示す。 $N_c=20$  における繰返し応力振幅比で定義した液状化強度  $R_{L20}$  について、 $U_c$  の小さい Sample A、Sample B (礫材料) は、粒子形状がいずれの場合でも、Sample E (豊浦砂) や  $U_c$  の大きい Sample C より大きい。また、A 試料の  $R_{L20}$  は 0.42 と、等しい相対密度を有する豊浦砂 ( $R_{L20}=0.15$ ) や C 試料 ( $R_{L20}=0.18$ ) を上回る。

均等係数の大きな Sample C は、礫を含んでいるにも関わらず  $\sigma_d/2\sigma_c'$  は小さな値を示しており、間隙中に占める細粒分によるものと判断される。また、均等係数の小さい礫材料は繰返し载荷回数  $N_c$  がいずれの場合も  $\sigma_d/2\sigma_c'$  が 0.3 を上回り、大きな繰返しせん断特性を有するものと判断される。しかし、Sample A は繰返し载荷回数が小さい範囲で  $N_c$  の増加に伴う  $\sigma_d/2\sigma_c'$  の増減が大きい、Sample B は  $U_c$  が等しいにもかかわらず  $N_c$  の違いによる  $\sigma_d/2\sigma_c'$  の変化が Sample A より小さい。ここから、角張りを有する貧配合な礫材料は、 $N_c=10$  以下の繰返し载荷回数の小さい範囲で大きなせん断抵抗を有することが分かり、 $N_c$  の増加に伴う  $\sigma_d/2\sigma_c'$  の変化は粒子形状に依存するものと判断される。

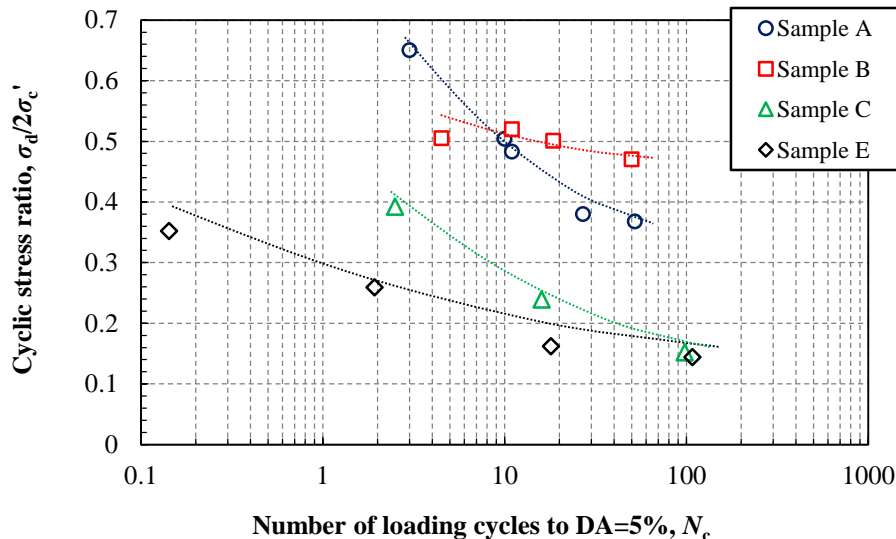


図 15 繰返し応力振幅比～繰返し载荷回数  
( $\sigma_c' = 98 \text{ kPa}$ ,  $D_r = 60 \%$ )

### 3. 防波堤基礎の補強構造に関する振動台模型実験

本章では防波堤基礎の補強構造の地震時挙動を検討するため実施した振動台模型実験結果について述べ、防波堤の耐震性をケーソン模型の沈下や傾斜、滑動で評価した。

#### 3.1 振動台模型実験の概要

模型土槽は、寸法が高さ 865 mm、幅 1830 mm、奥行き 430 mm で、土槽はアクリル板と鉄製枠からなり、模型断面を視認できる。模型寸法と計測機器配置は図 16 に示すように加速度計、変位計、レーザー変位計、水圧計、間隙水圧計を設置した。また、本研究では九州地方における津波被害が甚大であると予測されている宮崎港にある防波堤を参考として、長さの縮尺比（実物スケール/模型スケール）を 64 として、地盤-構造物-流体系の相似則（Iai<sup>22)</sup>）を適用した。以後、実験条件は模型スケールで表す。地盤は豊浦砂を用い、相対密度  $D_r=90\%$  の支持地盤は締め固めを行い作製し、基礎地盤は  $D_r=60\%$  を目標に空中落下法を用いて作製した。マウンドは砕石 6 号を用いて  $D_r=60\%$  を目標に棒による突き固めを行い作製した。その上にケーソン模型を置いた。ケーソン模型はアルミ製で直方体の箱型模型を製作し、密度  $2.3 \text{ g/cm}^3$  として中詰に硅砂と鉛玉で重量および重心位置の調整を行ったのち、土槽奥行き方向に 3 函設置した。鋼矢板模型は、高さ 200 mm、幅 400 mm、板厚 3.2 mm の鋼板を用い、支持地盤まで到達して下端が固定できるようにした。打設位置に関して、2 列の場合はマウンド法尻の両端に、4 列の場合はマウンド法尻の両端に加えてケーソン両端からケーソン幅の 1/5 離れた場所に打設した。蛇籠模型にはメッキ鉄の金網（メッシュ 12、目開き 1.49 mm、線径 0.63 mm）を用い、捨石マウンド全体を覆った蛇籠式マウンドと、被覆工蛇籠を設置した。地盤製作およびケーソン設置、補強工法の施工後、地盤内の飽和度を高めるために十分に時間をかけて水層下部から注水を開始した。なお、模型実験では目的を達成するためには透水係数による影響がほとんど無いため、水道水をそのまま用いた。

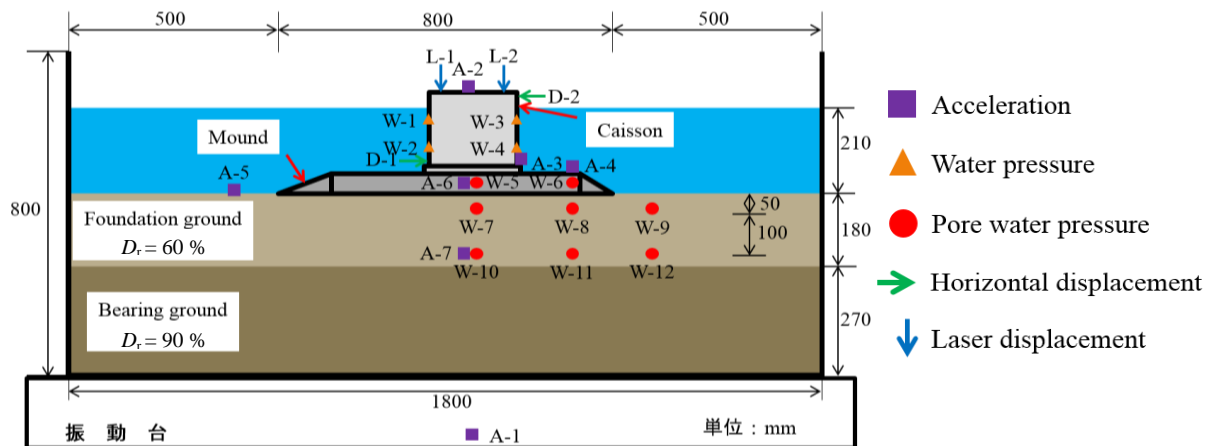


図 16 測定機器配置図（図は無補強の状況を示す）

表 5 に実験条件を示す。本研究における入力地震波は、周期 1~2 秒を想定して 15 Hz の正弦波とした。振動継続時間の長い地震時挙動を検討するため、東北地方太平洋沖地震において宮城県の古川で観測されたデータから 50 Gal 以上の振動時間を参考に、実時間で 178 秒間、模型スケールで 8 秒間の地震動を想定して加振時間を設定した<sup>23)</sup>。また、入力加速度の違いがケーソンの沈下に及ぼす影響を検討するため、最大加速度は、100 Gal、200 Gal、400 Gal のように大きさの異なる 3 種類の加振条件を設定した。加振は 100 Gal、200 Gal、400 Gal 順で行い、8 秒加振して間隙水圧の消散を確認した後に次の加振を行った。実験は、図 17 に示すように、無補強 (Case A)、蛇籠補強なしの 2 列鋼矢板補強 (Case B)、2 列鋼矢板+蛇籠補強 (Case C)、4 列鋼矢板+蛇籠補強 (Case D) の 4 ケースで行った。各ケース

を比較し、鋼矢板による地盤補強効果と蛇籠式マウンドによるマウンドの変形抑制効果、そして鋼矢板と蛇籠の相互作用による防波堤の耐震効果に関する検討を行った。

表 5 振動台模型実験の実験条件

Cases		波形	周波数 (Hz)	加振時間 (sec)	最大加速度 (Gal)
Case A	無補強	正弦波	15	8	100
					200
					400
Case B	2列鋼矢板補強	正弦波	15	8	100
					200
					400
Case C	2列鋼矢板+蛇籠補強	正弦波	15	8	100
					200
					400
Case D	4列鋼矢板+蛇籠補強	正弦波	15	8	100
					200
					400

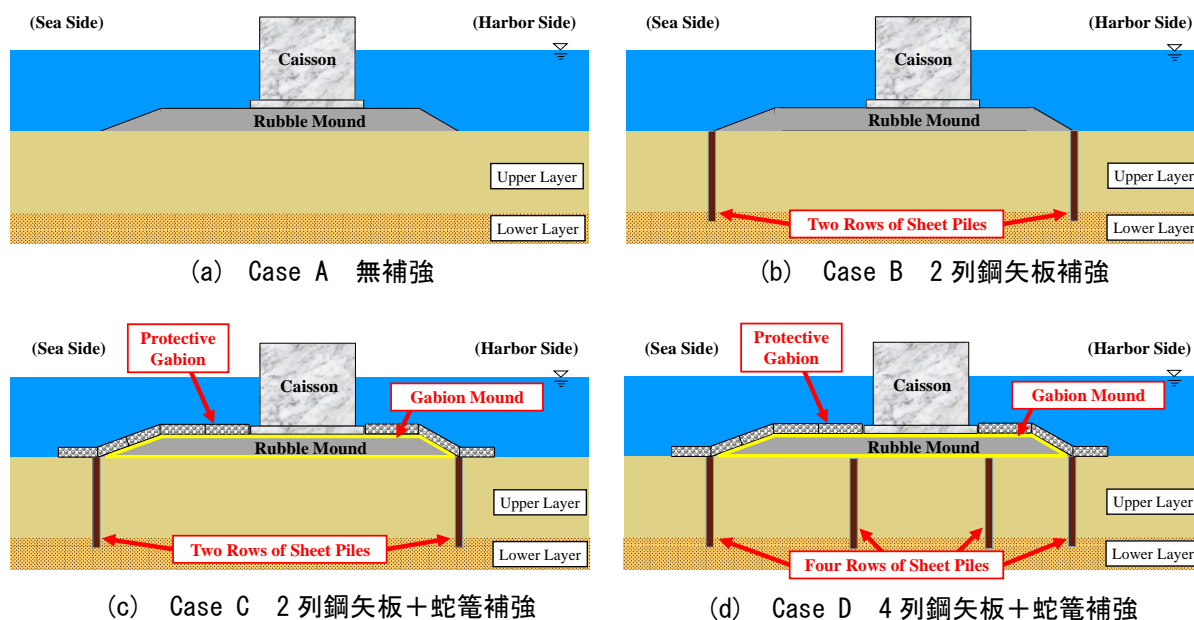


図 17 振動台実験における各補強条件の概略

### 3.2 防波堤の振動台模型実験結果

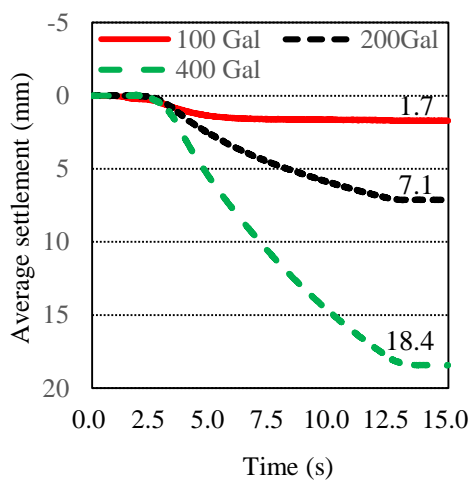
#### 3.2.1 ケーソンの平均沈下量

図 18 に、レーザー変位計 L-1、L-2 より得られた、各補強条件における平均沈下量の時刻歴を 100 Gal、200 Gal、400 Gal 加振ごとに示す。本研究では、レーザー変位計 L-1、L-2 の平均変位量を防波堤の平均沈下量と定義し、無補強と補強した 3 ケースを比較した。

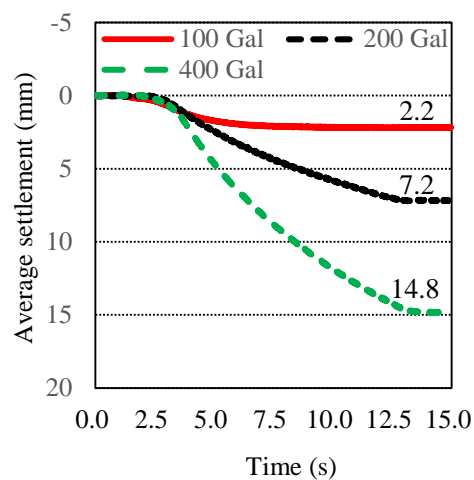
100 Gal 加振時で比較した場合、4 ケースの沈下量の差は小さく、補強の有無に関わらず有意な差が生じていない。200 Gal 加振時では、補強したケースは無補強より最終平均沈下量が小さい値を示した。Case B は、Case A と同程度の平均沈下量を示しており、鋼矢板のみでの沈下量抑制効果は小さいと推測される。Case A の平均沈下量と比較した場合、Case C と Case D の平均沈下量は順 83 %、48 % に抑制されており、蛇籠補強はマウンドに拘束効果を与え、マウンド全体の変形を抑制してマウンド材の

掘りりと基礎地盤への埋没を抑える効果があると推察される。また、Case C に比べ Case D の沈下量がより小さいことから、鋼矢板の列数で防波堤直下における基礎地盤の側方流動を抑制する効果が増加すると考えられる。400 Gal 加振時では、補強した 3 ケースは無補強よりも平均沈下量が小さく、無補強と比較した沈下抑制量は 200 Gal 加振時での沈下抑制量よりも大きく現れた。ここで、Case A の平均沈下量と比較した場合、Case B では 80% に、Case C では 54% に抑制されたのに対し、Case D では 37% に抑制されている。このことから、蛇籠式マウンドと被覆工蛇籠の設置と、鋼矢板の列数が多い条件がケーソンの沈下抑制効果が高いことが推測される。

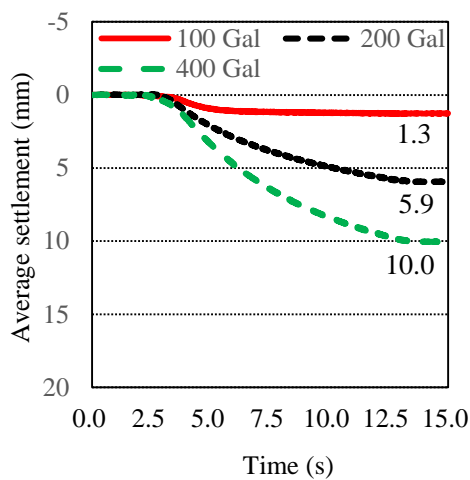
図 19 は 400 Gal 加振後における無補強地盤の変状を示したものである。図示したように、ケーソンの沈下は基礎地盤とマウンドの両方が地盤変状することに起因している。したがって、鋼矢板は基礎地盤を補強して側方流動を抑制し、蛇籠補強はマウンドに拘束効果を与えてマウンド全体の変形を抑制するため、両者の相互作用によりケーソンの沈下量を大きく抑制できることが明らかになった。



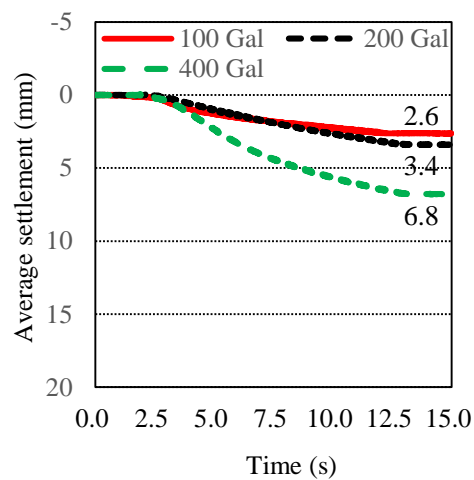
(a) Case A 無補強



(b) Case B 2列鋼矢板補強



(c) Case C 2列鋼矢板+蛇籠補強



(d) Case D 4列鋼矢板+蛇籠補強

図 18 ケーソンの平均沈下量の時刻歴

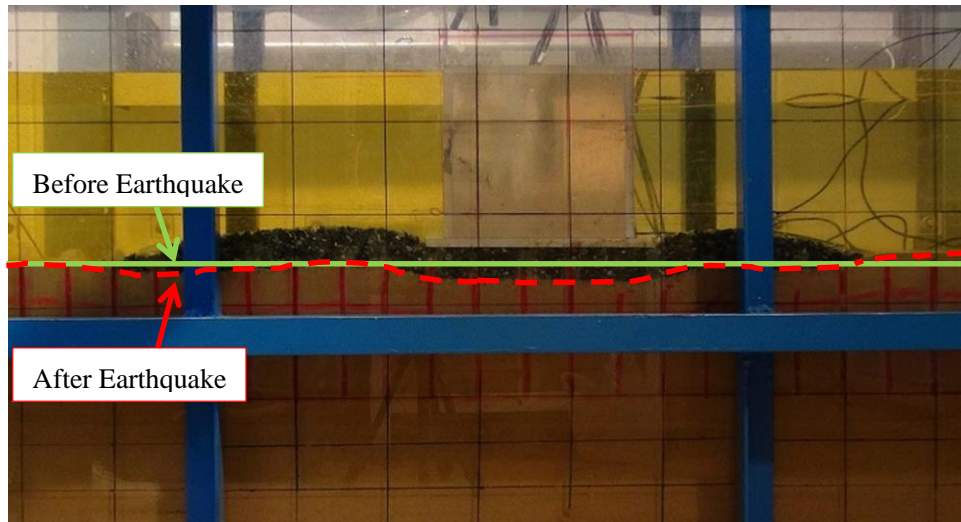


図 19 400 Gal 加振後における無補強地盤の変状

### 3.2.2 ケーソンの平均残留沈下量

図 20 に、レーザー変位計 L-1、L-2 より得られた平均沈下量をケーソンの平均残留沈下量として 100 Gal、200 Gal、400 Gal の順に積算して示し、無補強(Case A)、2 列鋼矢板補強(Case B)、2 列鋼矢板+蛇籠補強(Case C)、4 列鋼矢板+蛇籠補強(Case D)の 4 ケースをそれぞれ比較した。100 Gal 加振時では有意な差は見受けられず、200 Gal 加振時、400 Gal 加振時では平均残留沈下量は Case A、Case B、Case C、Case D の順に抑制された。特に Level 2 地震動を想定した 400 Gal 加振時において沈下抑制効果が大きく現れた。

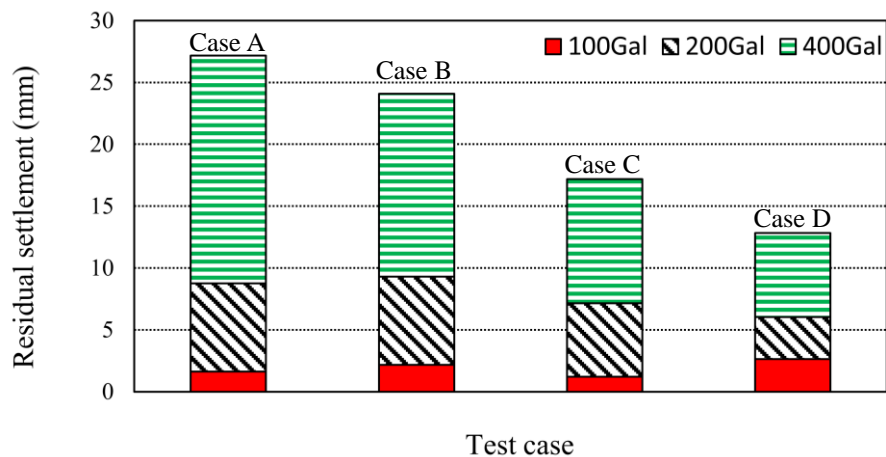


図 20 ケーソンの平均残留沈下量

### 3.2.3 ケーソンの傾斜

図 21 に、レーザー変位計 L-1、L-2 で計測された沈下量を実験条件ごとに示す。ここでは、100 Gal、200 Gal、400 Gal 加振ごとに分けて表し、無補強と補強した 3 ケースに対して、ケーソンの傾斜を L-1、L-2 の沈下量の差で評価している。

100 Gal 加振時では、各ケースで得られた沈下量に有意な差が見られない。ケーソンの平均沈下量の場合と同様に 100 Gal 程度の地震動では補強の有無に関わらず有意な差が生じないと判断される。200 Gal 加振時では、Case B のケーソンの傾斜が増加し、Case C と Case D ではケーソンの傾斜が減少している。Case B において傾斜が増大した原因として、鋼矢板により地盤が補強されたのに対しマウンド

は補強されていなかったため、マウンドの変形の増大に伴いケーソンの傾斜が促進されたことが挙げられる。Case Cにおいて沈下量の差が90%に減少していることについては、蛇籠式マウンドの拘束効果によりマウンドの変形が抑制されたと考えられる。Case Dにおいて沈下量の差が10~25%に減少しているのは、蛇籠式マウンドの拘束効果によりマウンドの変形抑制が働き、さらに、鋼矢板の列数が増えることにより、基礎地盤の補強効果が増加することを示している。ただし、現在のところ鋼矢板の列数の違いに関する実験的な検討は行われていないため、今後の課題とする。400 Gal 加振時では、Case B ではケーソンの傾斜が増加し、Case C と Case D ではケーソンの傾斜が減少した。特に、Case D では傾斜は極めて小さいため、大きな地震動が加わった際は蛇籠補強に加えて鋼矢板の列数が多いほうが補強効果は大きいと考えられる。

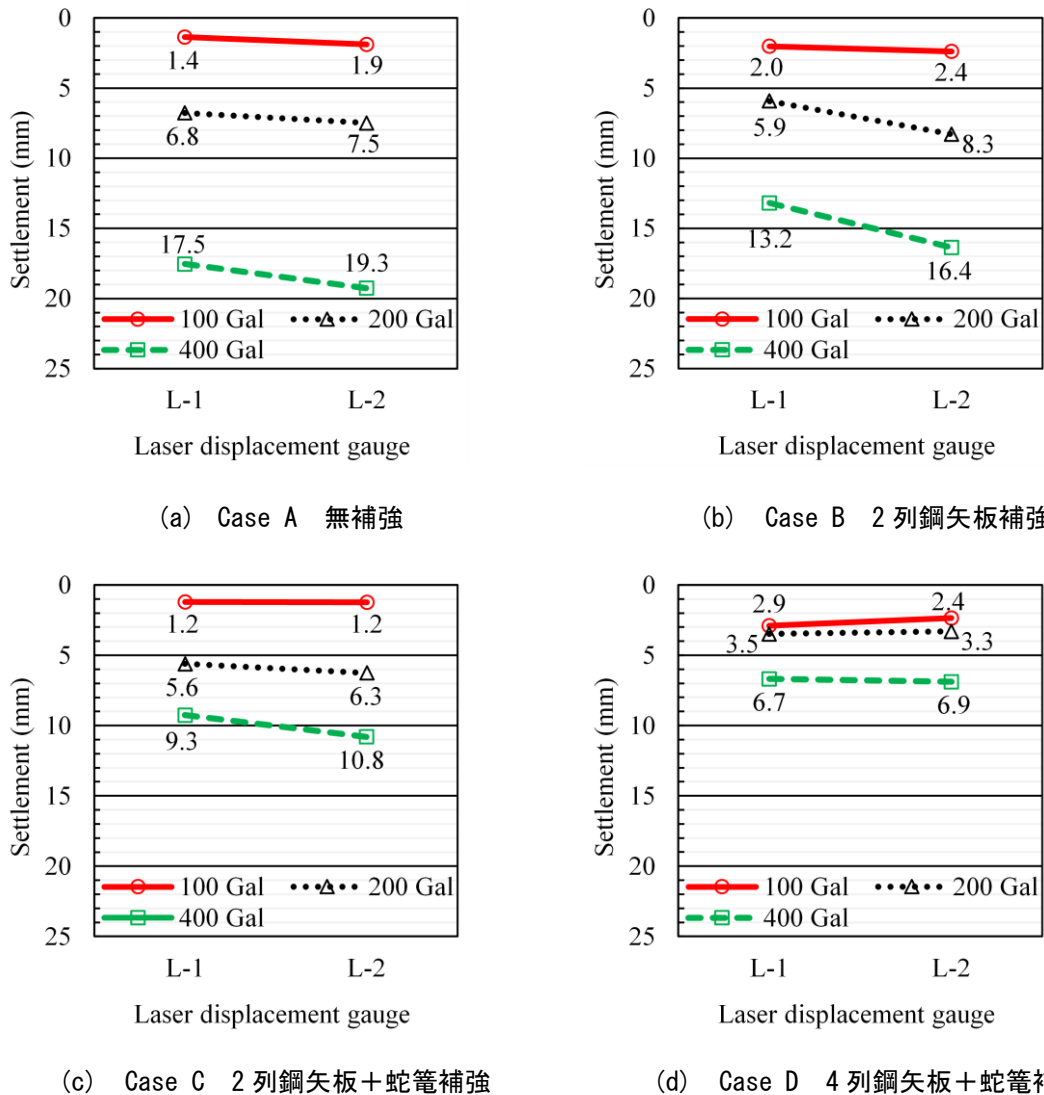


図 21 ケーソンの傾斜

### 3.2.4 ケーソンの滑動状況

図 22 に、加振によるケーソンの滑動状況を示す。この図はケーソン下部の側面につけた変位計 D-1 で測定した 100 Gal、200 Gal、400 Gal 加振時の水平変位量の絶対値を実験ケースごとに分けたグラフである。ここでのケーソンの滑動とは、地震動によるマウンド上端面とケーソン底面の移動のことを指し、無補強と補強した3ケースを変位計 D-1 の水平変位量で評価する。

100 Gal 加振時では、補強による滑動の抑制は見られない。ケーソンの平均沈下量と傾斜の場合と同様に 100 Gal 程度の地震動では補強の有無に関わらず有意な差が生まれないと考えられる。一方、200 Gal 加振時、400 Gal 加振時では、Case B ではケーソンの水平変位が増加し、Case C と Case D ではケーソンの水平変位が抑制されている。Case B において、200 Gal 加振時にケーソンの水平変位が 1.4 倍に増大し、また 400 Gal 加振時に Case A と同等の滑動量を示したのは、ケーソンの傾斜の場合と同様に鋼矢板により地盤が補強されたにもかかわらずマウンド部が補強されていなかったため、マウンドの変形の増大に伴ってケーソンの水平変位が促進されたことが挙げられる。加えて、蛇籠補強を持つ Case C と Case D において水平変位がそれぞれ 18%、35% 抑制されたのは、被覆工蛇籠によりケーソンの滑動が抑制されたためであると考えられる。したがって、蛇籠補強を有することでケーソンの水平変位を抑制する効果があることが明らかになった。Case C と Case D を比較すると、Case D の方が水平変位は抑制されたことが分かる。これは、鋼矢板の列数が増えることにより基礎地盤の補強効果が増加することを示している。鋼矢板の列数の違いに関する実験的な評価については、今後の検討課題とする。

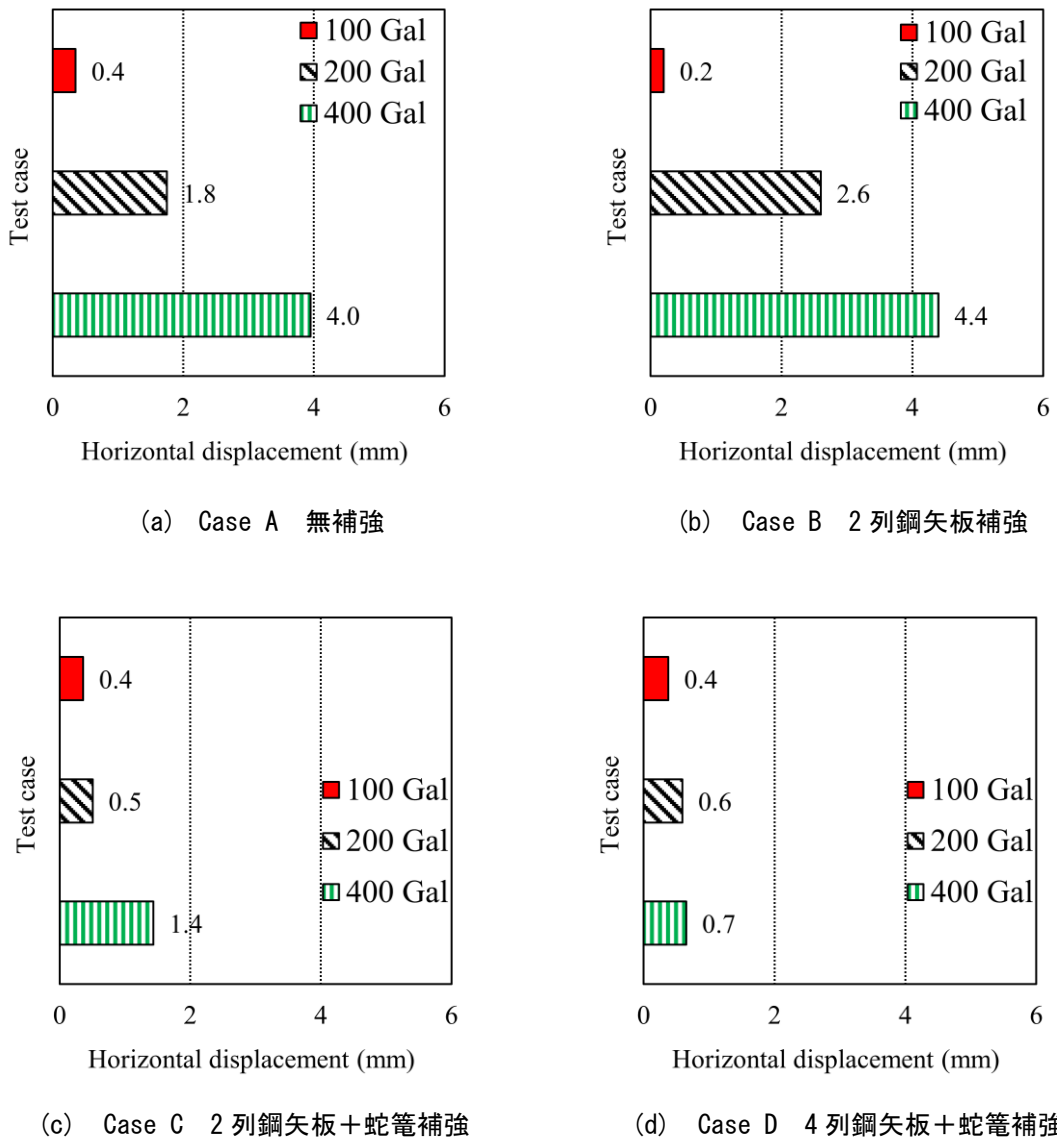


図 22 ケーソンの滑動状況

#### 4. まとめ

耐震性の向上と設計津波高を超過する甚大な津波外力に対応した防波堤構造を開発するため、1G 場振動台模型実験と防波堤模型に使用したマウンド材の室内三軸試験を行い、防波堤の沈下や傾斜、滑動の観点から防波堤の耐震効果を検討した。本研究で得られた主要な知見は下記のとおりである。

- 1) マウンド材に用いられる碎石の圧密非排水せん断特性は、相対密度がほぼ等しい場合であっても良配合な円礫材や砂質土に比べ大きな値を示し、最大主応力差  $q_{max}$  は、粒子の破碎性よりも土粒子の硬度に支配される。
- 2) 角張を有する碎石は、均等係数  $U_c$  の等しい円礫や豊浦砂に比べ、繰返し载荷回数  $N_c$  の小さな範囲（10 以下）で大きなせん断抵抗を有する。
- 3) 礫材料の動的特性は圧密後の相対密度が等しい試料であっても、粒度分布や粒子形状の違いにより大きく異なる。
- 4) マウンド材は繰返し非排水せん断を受けた場合であってもサイクリックモビリティが顕著で、過剰間隙水圧比  $\Delta u/\sigma'_c$  は 0.95 で定義される完全液状化状態には到達しないことが分かった。
- 5) マウンド材に用いる碎石は非常に大きなせん断抵抗を有することから、常時及び地震時のケーソンの安定性に寄与すると推察される。
- 6) 防波堤模型に用いたマウンド材は優れたせん断強度を有するにも関わらずケーソンの沈下が生じたのは、地震動によるマウンド材の拡がりや基礎地盤への埋没が原因であり、蛇籠式マウンドにより大幅に改善されることを明らかにした。
- 7) 防波堤の基礎に鋼矢板補強、鋼矢板+蛇籠補強を施すことにより、ケーソンの沈下を抑制することが確認できた。特に、400 Gal 加振時において、4 列鋼矢板+蛇籠補強では他の補強条件よりも沈下量の抑制効果が最も大きくなった。
- 8) 鋼矢板補強のみでは、ケーソンの傾斜、滑動量は増大したが、鋼矢板+蛇籠補強ではケーソンの傾斜、滑動は抑制された。これは鋼矢板により地盤が固定され慣性力が大きくなったことに加え、蛇籠式マウンドによるマウンドの変形抑制効果と被覆工蛇籠による滑動の抑制効果が発揮されたためであると考えられる。

本研究のまとめとして、マウンド材は常時、地震時に優れた安定性を示すが、ケーソンの沈下は基礎地盤とマウンドの両方が原因で発生することが確認できた。これはケーソン自重により引き起こされるマウンド材の拡がりや基礎地盤への埋没が主原因であると考えられ、鋼矢板と蛇籠を用いた本補強工法がケーソンの変位の抑制に適していることを明らかにした。

今後の検討事項として、要素試験や振動台模型実験を継続しながら現在進めている数値解析<sup>24)25)</sup>との整合性を確認し、より耐震性の優れた補強工法を決定する必要がある。また、実際の地震波を用いた実験を行うなど、入力地震波の違いが防波堤の応答特性に及ぼす影響を検討する予定である。さらに、本補強工法は津波に対しても補強効果を期待しているため、水理模型実験と数値解析の結果を用いて耐津波効果を確認する予定である。水理模型実験では、矢板の剛性や根入深さの影響を把握して矢板の設置場所を定め、水位差による浸透破壊の影響を把握することが課題として挙げられる。

#### 謝 辞

本研究は日本鉄鋼連盟による「鋼構造・教育助成事業」重点テーマ研究への助成金で賄われており、ここに記して感謝の意を表す。また、本研究を進めるにあたり、中島通夫氏（九州大学技術職員）、八尋裕一氏（九州大学技術職員）、畑山諒人氏（高知大学地盤防災学研究室、現 基礎地盤コンサルタント）、坂部晃子氏（高知大学地盤防災学研究室、現 エイト日本技術開発）に多大な技術的支援を頂き、ここに記して感謝の意を表す。

## 参考文献

- 1) 国土交通省東北地方整備局港湾空港部：東北港湾における津波・震災対策技術について、第3回東北港湾における津波・震災対策技術委員会資料-3、2011年、<http://www.pa.thr.mlit.go.jp/kakyoin/info/pdf/3shiryuu.pdf>、2015年7月閲覧。
- 2) 国土交通省港湾局：防波堤の耐津波設計ガイドライン、【参考資料Ⅱ】港湾構造物の津波による被害レビューと防波堤の耐津波設計を行う上での留意点、2013年、<http://www.mlit.go.jp/common/001012145.pdf>、2015年7月閲覧。
- 3) 原 忠、大河原正文、大角恒雄、山中稔、石原行博、常川善弘、岡村未対、渦岡良介：東北地方太平洋沖地震による岩手県沿岸中南部の被災の概要、地盤工学ジャーナル、Vol.7、No1、2012年、pp.25-36。
- 4) 飛田哲男：津波との複合問題、地盤工学会誌、Vol. 62、No. 9、Ser. No. 680、2014年、pp.12-15。
- 5) 今瀬達也、前田健一、三宅達夫、宮本順司、角田紘子、鶴ヶ崎和博：マルチスケールおよびマルチフェイズに着目した洗掘とそれに起因する混成堤の津波被害検討、地盤工学会特別シンポジウムー東日本大震災を乗り越えてー発表論文集、2014年、pp.764-772。
- 6) 防波堤・防潮堤の耐津波化に関するWG：地盤工学会震災対応研究委員会「地盤構造物耐津波化研究委員会」委員会報告、地盤工学会特別シンポジウムー東日本大震災を乗り越えてー発表論文集、2014年、pp. 37-38。
- 7) ハザリカ ヘマンタ、石蔵良平、笠間清伸、菊池喜昭、原 忠、野田利弘、山田正太郎、春日井康夫、野津 厚：鋼矢板と蛇籠マウンドによる防波堤の耐震・耐津波補強工法の構築、2014年度「鋼構造研究・教育助成事業」研究発表会、日本鉄鋼連盟、2014年、pp. 49-68。
- 8) 有川太郎、佐藤昌治、下迫健一郎、富田孝史、廉慶善、丹羽竜也：津波越流時における混成堤の被災メカニズムと腹付工の効果、港湾空港技術研究所資料、No.1269、2013年。
- 9) 及川森、菊池喜昭、川邊翔平、水野竜太、森安俊介、田中隆太、妙中真治：鋼壁を用いた防波堤補強工法に関する気中載荷実験、地盤工学会特別シンポジウムー東日本大震災を乗り越えてー発表論文集、2014年、pp.703-709。
- 10) 早野公敏：鋼管矢板補強による防波堤基礎マウンドの洗掘防止効果、2014年度「鋼構造研究・教育助成事業」研究発表会、日本鉄鋼連盟、2014年、pp. 185-191。
- 11) 丸山草平、松本朗、半沢稔：防波堤港内側マウンド被覆材の津波に対する安定性に関する実験、土木学会論文集 B3 (海洋開発)、Vol.68、No.2、2012年、pp.7-12。
- 12) 西村謙吾、ハザリカ ヘマンタ、チョードゥリー バブラー、安福規之、石蔵良平：粘り強い防波堤の基礎補強構造に関する水理模型実験、地域性を考慮した地盤防災減災技術に関するシンポジウム論文集、2015年、pp.23-26。
- 13) 原 忠、山崎直哉、畑山諒人、坂部晃子：ケーソン式防波堤マウンドのせん断特性に関する考察、地盤工学会四国支部平成25年度技術研究発表会講演概要集、2013年、pp.39-40。
- 14) 原 忠、山崎直哉、畑山諒人、ハザリカ ヘマンタ、門司直也：ケーソン式防波堤マウンド材の動的特性に関する考察、第49回地盤工学研究発表会発表講演集、2014年、pp.1485-1486。
- 15) 原 忠、山崎直哉、ハザリカ ヘマンタ、門司直也：防波堤マウンド材のせん断特性に関する基礎的実験、地盤工学会四国支部平成26年度技術研究発表会、2014年、pp.13-14。
- 16) 門司直也、ハザリカ ヘマンタ、石蔵良平、春日井康夫、笠間清伸、原 忠、山崎直哉：地震と津波に耐える防波堤基礎に複合補強構造の耐震性に関する研究、地盤工学会特別シンポジウムー被害日本大震災を乗り越えてー発表論文集、2014年、pp.724-730。
- 17) 門司直也、ハザリカ ヘマンタ、石蔵良平、笠間清伸、春日井康夫、原 忠、山崎直哉：地震動及び継続時間が防波堤基礎の耐津波補強構造に与える影響について、土木学会第69回年次学術講演会講演概要集2014年、pp.397-398。
- 18) ハザリカ ヘマンタ、原 忠、門司直也、山崎直哉、西村謙吾、石蔵良平、笠間清伸：防波堤基礎

地盤の耐震補強法に関する実験的検討、第 59 回地盤工学シンポジウム－平成 26 年度論文集、2014 年、pp.443-450.

- 19) ハザリカ ヘマンタ、原 忠、門司直也、山崎直哉、西村謙吾、石蔵良平、笠間清伸：鋼矢板および蛇籠式マウンドによる防波堤基礎の耐震・耐津波補強に関する研究、第 14 回日本地震工学シンポジウム論文集、2014 年、pp.455-464.
- 20) Marsal,R.J. : Mechanical properties of rockfill,Casagrande Volume, John Wiley & Sons, 1972, pp.109-200.
- 21) 原 忠、上野舞子、中瀬 仁、林 和幸：粒子強度の異なる砂質土のせん断強度と粒子破砕量の関係、第 46 回地盤工学研究発表会発表講演集、2011 年、pp.361-362.
- 22) Iai, S : Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field, Soils and Foundations, Vol. 29, No. 1, 1989, pp.105-118.
- 23) 国土技術研究センター：東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方について（報告書）、河川堤防耐震対策緊急検討委員会、2011 年、pp.3.
- 24) 服部達哉、山田正太郎、野田利弘、ハザリカ ヘマンタ：鋼矢板と蛇籠による防波堤補強工法の耐震性に関する解析的検討、土木学会第 69 回年次学術講演会、III-022、2014 年、pp.43-44.
- 25) Hazarika, H., Chaudhary, B., Monji, N., Ishikura, R., Kasama, K., Hara, T., Yamazaki, N., Noda, T., and Yamada, S.: Resilient Breakwater Foundation against Level II Earthquake and Tsunami, Keynote paper, Proceedings of 6<sup>th</sup> International Geotechnical Symposium on Disaster Mitigation in Special Geoenvironmental Conditions, Chennai, India, 2015, pp.35-46.

(受理：2015 年 3 月 31 日)

(掲載決定：2015 年 12 月 1 日)

# **Fundamental Study on Seismic Resistant Behavior of Caisson Type Breakwater Foundation Reinforced by Steel Sheet Pile and Gabion**

HAZARIKA Hemanta<sup>1)</sup>, HARA Tadashi<sup>2)</sup>, NISHIMURA Kengo<sup>3)</sup>,  
YAMASAKI Naoya<sup>4)</sup>, MONJI Naoya<sup>5)</sup>, BABLOO Chaudhary<sup>3)</sup>,  
ISHIKURA Ryohei<sup>6)</sup> and KASAMA Kiyonobu<sup>7)</sup>

1) Professor, Kyushu University, Dr. Eng.

2) Member, Professor, Kochi University, Dr. Eng.

3) Kyushu University

4) Kochi University

5) Construction Manager, Penta Ocean Construction Co. Ltd.

6) Assistant Professor, Kyushu University, Dr. Eng.

7) Associate Professor, Kyushu University, Dr. Eng.

## **ABSTRACT**

Many coastal protection facilities were damaged by the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake and the subsequent tsunami, which spread inundation to the coastal plain area. Countermeasures of compound disaster by future mega earthquake such as, Nankai trough earthquake having high probability etc., are issues that should be resolved urgently. The resilient structures that can reduce damage when they are subjected to earthquake and tsunami higher than the design earthquake and tsunami are being developed.

The authors developed a resilient reinforcement technique of breakwater foundation using gabion mound (mound covered with gabion) and steel sheet pile that can minimize damage when the tsunami is higher than the design tsunami height. In this research, model tests and elements tests were performed to evaluate the seismic resistant behavior of the proposed reinforcement technique. To that end, the authors performed triaxial tests for the rubble used as mound material in the model test to evaluate shear deformation properties during static and dynamic loading. The authors then performed shaking table model tests in 1G gravitational field to evaluate the effect of steel sheet pile installation and gabion reinforcement. Results of this research show that the mound material can mobilize excellent shear resistance under both static and seismic loading condition. Furthermore, the results also made it clear that the settlement and deformation of the breakwater during earthquake could be restricted by reinforcing the foundation using steel sheet piles and gabion.

*Keyword: Breakwater, Gabion, Steel sheet pile, Shaking table test, Triaxial test*