

## ジオグリッドを用いた補強土壁式矢板構造の提案

池野勝哉<sup>1</sup>, 田中智宏<sup>1</sup>, 白 可<sup>1</sup>, 高橋英紀<sup>2</sup>, 森川嘉之<sup>2</sup>, 水谷崇亮<sup>2</sup>

1 五洋建設・技術研究所 土木技術開発部

2 海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所 地盤研究領域

### 概 要

著者らは、陸上工事において広く用いられている補強土壁工法の優れた補強効果に着目し、ジオグリッドを補強材として岸壁背後に適用する補強土壁式矢板構造を提案した。本研究では、ジオグリッドを岸壁構造に適用する場合の技術的課題について整理し、ジオグリッドの引抜き試験や大型模型載荷実験および遠心模型実験を実施した。その結果、気中・水中の違いや静的・振動中の引抜きに関わらず、有効上載圧が石材とジオグリッドのせん断抵抗力に影響を与えていること、永続状態および変動状態（地震時）の構造安定性について提案構造が優れていることを確認した。また、数値解析による考察を加え、ジオグリッドを主働崩壊面の陸側まで十分に定着させる必要があること、特に最下段の敷設長は全体の外部安定性に大きく影響を与えていることを明らかにし、これらを考慮した本構造の設計法を提案した。

キーワード：補強土壁式矢板構造，ジオグリッド，引抜き試験，大型模型載荷実験，遠心模型実験

### 1. はじめに

近年、船舶の大型化やクルーズ船の就航に伴い、大水深岸壁の需要が高まっている。著者らは、陸上工事で広く用いられている補強土壁工法<sup>1)</sup>の優れた補強効果に着目し、補強材を用いた補強土壁式矢板構造（以下、本構造）を提案している<sup>2)~5)</sup>。補強土壁工法では、土に作用した外力により補強材の引張力が生じて土に作用するせん断力を減少させる効果と、補強材に生じた引張力の反作用として土に圧縮力が作用し、土のせん断強度を増加させるという二つの効果を期待している。また、壁体が前面に崩壊しようとするせん断力を補強材が分担することで、地盤の主働土圧低減に寄与していると考えられている<sup>6)</sup>。補強材としては帯状鋼材、鉄筋、面状の繊維材料や高分子材料など様々な種類のものが用いられ、補強土壁工法は鉛直あるいはそれに近い勾配の法面を形成することができる<sup>7)</sup>。

著者らが提案する本構造の概念図を図1に示す。矢板背後に取り付けた補強材には、裏込石との摩擦によって引抜き抵抗力が働き、補強材で拘束された背後地盤のせん断剛性が向上することで、補強土壁として機能するものである。補強材の引抜き抵抗力を利用した類似工法として、グラウンドアンカー工法<sup>8)</sup>が挙げられる。陸上工事では斜面安定や山留め補強に用いられるが、矢板岸壁への適用を想定した場合、高強度の引張アンカー材を矢板壁の頂部から斜め下方に配置し、硬固な支持層で定着する必要がある<sup>9)</sup>。そのため、地層条件によって削孔長が長尺化し、コストが増える傾向にあり、また支持層が薄い場合にはアンカ

一の定着が難しいといった問題点が指摘できる。一方、著者らの提案する構造では、主として矢板背後に取り付けた補強材の引抜き抵抗力に期待するため、施工時に初期変位が生じ易いものの、現地の支持層など地層条件に大きく影響を受けない点で優れていると考えられる。過去には、菊池ら<sup>10)</sup>が多数アンカー工法とテールアルメ工法を模した補強土壁の岸壁への適用を検討し、前者には長期間にわたる張力維持の問題があり、後者にはストリップと呼ばれる帯状鋼材と裏込石との間に十分な摩擦抵抗が得られないなどの問題点を指摘している。しかし、現在では、補強材として格子状の高分子材料であるジオグリッド<sup>11)</sup>が開発されており、上記のような問題点を解決できると考えられる。本構造は、通常の土と比べて粒径の大きな石材（粒径150~500mm）を用いるため、ひずみの局所化が生じにくく、石材のインターロッキング効果を発揮させるため、ジオグリッドの敷設間隔を3.0~4.0m程度で設定している。これは、補強土壁工法と比較して5~10倍程度大きな間隔であるが、石材の角がジオグリッドに噛み合うことで、負

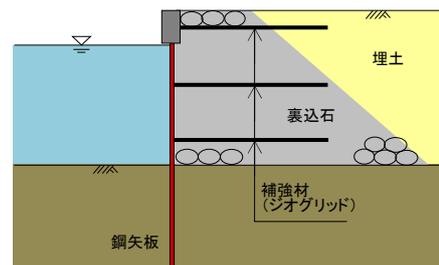


図1 補強土壁式矢板構造の概念図

のダイレイタンスが生じてもジオグリッドの引抜き抵抗力が発揮され、背後地盤全体が補強土壁として機能するものと考えられる。本研究では、ジオグリッドを岸壁背後に適用する際の技術的課題を整理するとともに、水中振動下におけるジオグリッドの引抜き試験や実物の鋼矢板を用いた大型模型載荷実験、地盤内の応力状態を再現した遠心模型実験を実施し、一連の検討結果に数値解析による考察を加えて、本構造における実用的な設計法を提案する。

## 2. 岸壁構造に適用する際の技術的課題

ジオグリッドを岸壁構造に適用する場合、以下の技術的課題が懸念される。

- 石材地盤中におけるジオグリッドの引抜き特性
- 永続/変動状態（地震時）の構造安定性
- 設計法の提案

陸上工事で用いられるジオグリッドは比較的粒径の小さい土質材料で実績がある一方、岸壁背後に用いる粒径の大きな裏込石への適用性には不明な点が多い。特に、岸壁では水中の石材にジオグリッドが敷設されるため、十分な締固めが困難であることから、ジオグリッドと石材の引抜き特性を把握しておくことが重要である。また、本構造は矢板を地中に根入れしている点で、陸上の補強土壁工法とは異なる構造である。そのため、永続状態および変動状態（地震時）における矢板や地盤の変形挙動を把握し、構造安定性について確認する必要がある。さらに、港湾で一般的に用いられている控え杭式矢板構造では、タイ材の取付け位置と仮想海底面を支点とした仮想梁法で矢板の応力照査を行うが、本研究で提案する補強土壁式矢板構造では、同様にジオグリッドの取付け位置を支点として取り扱うことが難しい。これは、矢板の微小な変位によって控え杭からの大きな引張力を期待するタイ材とは異なり、矢板の変位に呼応してジオグリッドの効果が発揮されるためである。この特性を考慮した設計法の提案が求められる。

以上の技術的課題に対して、本稿では a) について 3 章、b) について 4 章および 5 章に述べる。また、一連の検討に数値解析による考察を加え、c) を 6 章に示す。

## 3. 石材地盤中のジオグリッドの引抜き特性

### 3.1 引抜き試験の概要

実施工において裏込石の投入後に締固めることは困難であるため、締固めを伴わず堆積した石材地盤で発揮されるジオグリッドの引抜き特性について把握する必要がある。そこで、永続状態および変動状態（地震時）における石材地盤内に敷設したジオグリッドの引抜き試験を実施した。本実験では、実際に想定した水中下における引抜き特性を調べるために、水中振動台を用いた引抜き試験とした。平面水槽内の中央に設置された振動台テーブル上に模型を設置し、石材地盤内に敷設したジオグリッドを水中に

没した油圧ジャッキで静的に引抜くとともに、この引抜きを継続しながら石材地盤に振動を加えた。これはジオグリッドを用いた矢板構造が地震力を受けた際に、振動下においても石材地盤とジオグリッドの間に十分なせん断抵抗力が保持されるか確認するためである。

引抜き試験装置を図 2 に示す。実験は、振動台テーブル上に山留材と鋼板によって、内寸 2.0m（長さ）×1.0m（幅）×1.5m（高さ）の箱型土槽を設置し、その内部に石材地盤を作製した。石材地盤内の底面から 0.4m の位置にジオグリッドを敷設し、石材を 0.35, 0.70, 1.00m の上載高さで締固めること無く投入した（平均単位体積重量  $14.2\text{kN/m}^3$ ）。油圧ジャッキの引抜き治具として、ジオグリッドの端部を鋼管に通し、陸上工事において使用されているセンサージョイナーと呼ばれる狭幅の板を通した（写真 1）。なお、ジオグリッドを油圧ジャッキで引抜く際に、石材地盤のせん断変形を極力拘束しないよう、引抜き方向と垂直な面にはヘチマロンを緩衝材（厚さ 50mm×幅 300mm）として用いた。石材地盤にジオグリッドを敷設した様子を写真 2 に、試験の模式断面を図 3 に示す。ジオグリッドの端部を土槽側面から油圧ジャッキ（最大引抜き荷重 100kN）で静的に引抜くとともに、振動台テーブルを加振することで振動中における引抜き試験を可能とした。振動下の水中引抜き状況を写真 3 に示す。

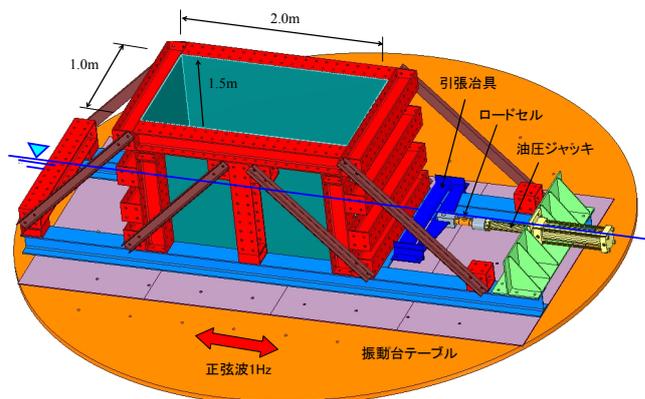


図 2 引抜き試験装置

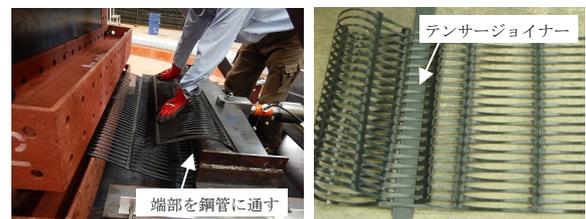


写真 1 ジオグリッド端部の固定方法

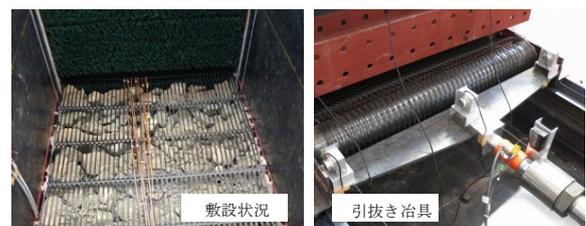


写真 2 ジオグリッドの敷設状況

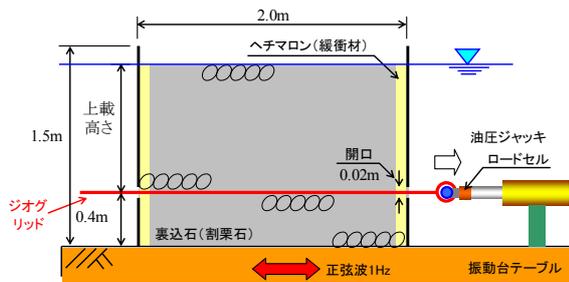


図3 試験の模式断面図



写真3 振動下の水中引抜き状況

### 3.2 試験材料

引抜き試験には、試験装置の制約から実際の岸壁で使用される裏込石（粒径 150～500mm）よりも、比較的粒径の小さな割栗石（粒径 50～150mm）を用いた。ここでは、粒径が多少小さくても基本的なせん断抵抗特性を再現できると考えた。ジオグリッドは国内外を問わず市用品が取り扱われおり、本実験では三井化学産資社の高密度ポリエチレン製のセンサーRE160（設計引張強度 160kN/m）を用いた。試験に用いた材料の物性を表 1 に示す。

### 3.3 試験ケースと計測項目

試験ケースを表 2 に示す。試験パラメータは、気中および水中、石材の高さによる有効上載圧であり、計 6 ケースの試験を行った。計測項目は、油圧ジャッキによる引抜き荷重および引抜き治具の水平変位である。また、参考としてジオグリッドにひずみゲージを貼り付け、伸張程度を把握した。引抜き試験の手順を図 4 に示す。ジオグリッドは概ね 15mm/min の速度で静的に引抜き、引抜き荷重がピーク値あるいは漸増傾向となるまで実施した。その後、引抜きを一時的に停止して、再度引抜きを開始した状態で振動を加えた。引抜きを停止した際に、リラクゼーションによって引抜き荷重が 15%程度低下したが、引抜きを開始することで元の荷重に回復した。振動は 2 回に分けて行い、それぞれ加速度振幅 150Gal と 200Gal の振動を正弦波で約 4 分間入力した。なお、正弦波は岸壁施設に大きな被害を与える周波数帯（2.0Hz 以下）<sup>12)</sup>に着目し、周波数を 1.0Hz とした。

### 3.4 引抜き特性

代表的なケースとして有効上載圧の大きな A100（気中）と W100（水中）の引抜き荷重の時刻歴を図 5 および図 6 に示す。ここで、(a)は静的な引抜き、(b)は振動下での引抜き結果である。いずれのケースも、引抜きを開始して変位が増加するに従い、引抜き荷重が時間に対して非線形に増加し、100mm 程度の変位でピーク荷重に達した。ピーク荷重は気中条件の A100 で 44.5kN、水中条件の W100 で 31.8kN であり、石材に浮力が作用するため W100 の方が低い。なお、全ケースにおいて引抜き時にジオグリッドは破断しておらず、裏側からも引抜けていないため、ピーク荷重は最大引抜き抵抗力である。引抜き荷重がピークに達した後、引抜きを継続しながら振動を加えた。その結果が図 5(b)および図 6(b)であり、振動を加えている間に引抜き荷重は若干変動するが、表 3 で後述するように振動時の引抜き荷重の低下は最大でも 25%程度である。ここで、図中の赤線は破線間すなわち振動中の平均値を示している。引抜き荷重が変動する理由として、振動中に石材同士やジオグリッドの噛み合わせが変化するためと推察される。このように、振動下においても引抜き荷重は顕著に低下しないことから、ジオグリッドを用いた矢板構造は地震時においてもせん断抵抗を相当程度維持するものと考えられる。各ケースの静的引抜き時における引抜き荷重と引抜き治具の水平変位の関係を図 7 に示す。図中より、有効上載圧の小さな A035 および W035 では、引抜き荷重に明瞭なピークが確認されず、引抜き治具の水平変位に対して荷重が漸増していることが分かる。さらに、気中よりも水中条件で全体的に引抜き荷重が小さく、有効上載圧が大きいほど引抜き荷重が大きい傾向が確認できる。このことから、気中・水中にかかわらず有効上載圧が石材とジオグリッドのせん断抵抗力に大きな影響を与えていると考えられる。

表 1 裏込石およびジオグリッドの物性

裏込石		ジオグリッド	
呼び名	割栗石	製品名	センサーRE160
粒度範囲	50-150mm	幅	1.0m
平均粒径	100mm	目合い	265×22mm
		設計引張強度	160kN/m



表 2 試験ケースの一覧

ケース名	気中/水中	上載高さ	有効上載圧	単位体積重量
A100	気中	1.00m	13.7kN/m <sup>2</sup>	14.6kN/m <sup>3</sup>
A070	気中	0.70m	9.6kN/m <sup>2</sup>	14.3kN/m <sup>3</sup>
A035	気中	0.35m	4.5kN/m <sup>2</sup>	13.8kN/m <sup>3</sup>
W100	水中	1.00m	8.3kN/m <sup>2</sup>	14.2kN/m <sup>3</sup>
W070	水中	0.70m	5.6kN/m <sup>2</sup>	13.5kN/m <sup>3</sup>
W035	水中	0.35m	2.7kN/m <sup>2</sup>	14.7kN/m <sup>3</sup>

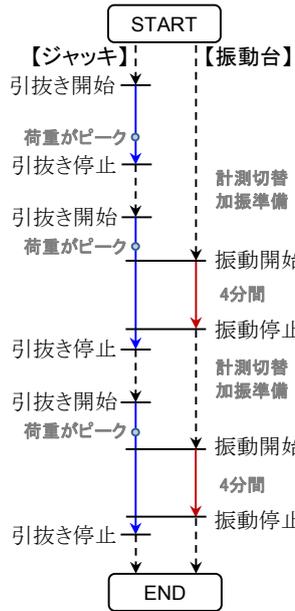
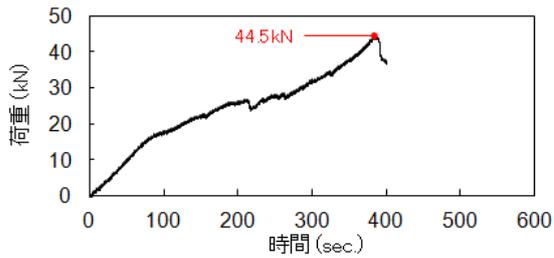


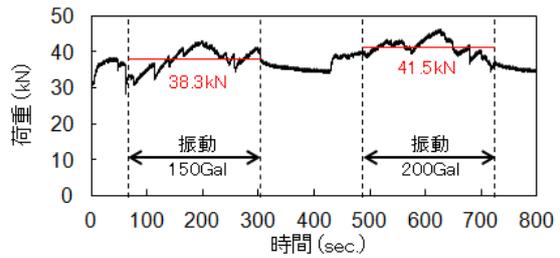
図 4 引抜き試験手順

### 3.5 摩擦特性

全ケースにおける静的引抜きの最大荷重  $F_{Ts}$  と振動下の平均引抜き荷重  $F_{TD}$  を表 3 に示す。なお、振動は 2 回 (150Gal, 200Gal) 加えているため、それぞれの平均引抜き荷重の小さい値を引抜き荷重として示している。また、参考のために計測したジオグリッドに貼り付けたひずみゲージの値は、いずれの地点においても正值 (引張) であり、ばらついているものの全てのケースで土槽端部から離れるほど小さくなる傾向を示していた<sup>5)</sup>。そのため、ジオグリッドが全面でせん断抵抗力を発揮すると仮定し、引抜き荷重  $F_T$  を石材とジオグリッド上下両面の接触面積 ( $4\text{m}^2 = 2\text{面} \times 1.0\text{m} \times 2.0\text{m}$ ) で除した単位面積当たりのせん断応力  $\tau_{\text{max}}$ ,  $\tau_{\text{mean}}$  を示している。図 8 には全ケースの有効上載圧と単位面積当たりのせん断応力  $\tau_{\text{max}}$ ,  $\tau_{\text{mean}}$  の関係を示す。同図より、有効上載圧に比例してせん断応力は増加していることが確認できる。また、気中や水中の違いや静的・振動下の引抜きに関わらず、その比例勾配 (= 摩擦係数) は類似しており、条件の違いは大きな影響を与えていない。なお、安全側の評価として、図中プロットの下限値を通る破線より評価した摩擦係数は 0.65 である。

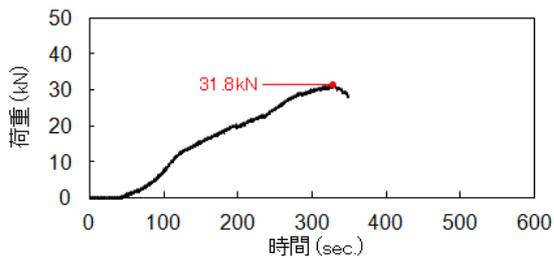


(a) 静的引抜き

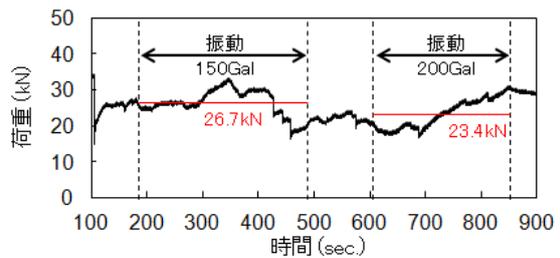


(b) 振動下の引抜き

図 5 ケース A100 (気中)

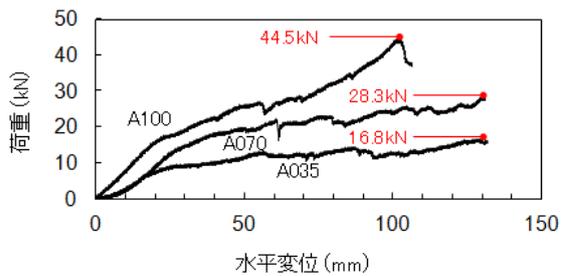


(a) 静的引抜き

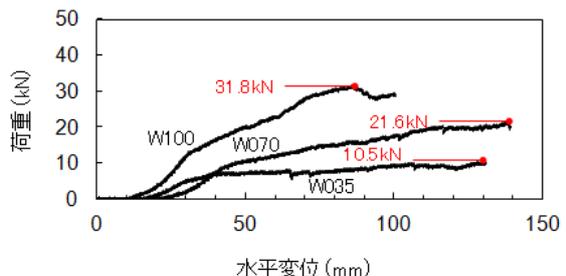


(b) 振動下の引抜き

図 6 ケース W100 (水中)



(a) 気中



(b) 水中

図 7 静的引抜き時における荷重-変位関係

表 3 全ケースの試験結果

ケース名	有効 上載重量 (kN)	有効 上載圧 $\sigma'$ (kN/m <sup>2</sup> )	静的引抜き(最大)		振動下の引抜き(平均)		$F_{TD}/F_{TS}$	
			引抜き荷重	せん断応力	引抜き荷重	せん断応力		
			$F_{TS}$ (kN)	$\tau_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$F_{TD}$ (kN)	$\tau_{mean}$ (kN/m <sup>2</sup> )		
気中	A100	29.3	14.7	44.5	11.1	38.3	9.6	0.86
	A070	20.0	10.0	28.3	7.1	30.0	7.5	1.06
	A035	9.6	4.8	16.8	4.2	16.3	4.1	0.97
水中	W100	17.8	8.9	31.8	8.0	23.4	5.9	0.74
	W070	12.0	6.0	21.6	5.4	17.2	4.3	0.80
	W035	5.7	2.9	10.5	2.6	8.0	2.0	0.76

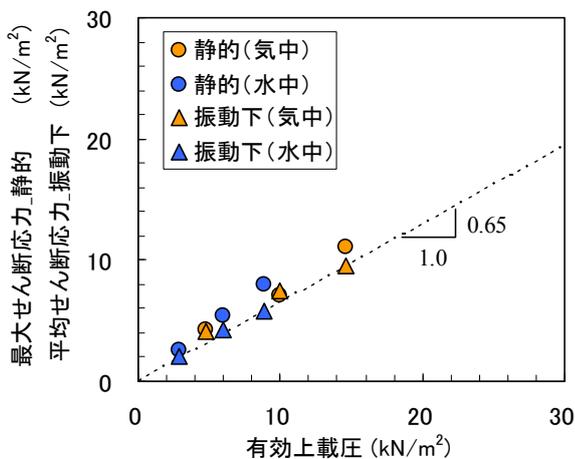


図 8 全ケースの摩擦特性

#### 4. 永続状態の構造安定性

##### 4.1 大型模型載荷実験の概要

本構造は矢板を地中内に根入れしている点で、陸上の補強土壁工法とは異なる構造である。また、海上工事では施工性や裏込石の粒径を考慮すると、陸上の補強土壁工法よりも鉛直方向のジオグリッドの敷設間隔をさらに広げる必要がある。

そこで、永続状態の安定性について検討するため、実物の鋼矢板 (U 形鋼矢板  $V_L$ ) とジオグリッド (センサー RE-160, 表 1 参照) を用いて上部から载荷を行う大型模型載荷実験を行った。大型模型載荷実験の断面図を図 9 に示す。実験に用いた裏込石は、引抜き試験と同じ割栗石 (粒径 50~150mm, 表 1 参照) とし、特段の締固めを行わずに積み上げた。実験は屋外ヤードにて行い、6 枚の U 形鋼矢板を用いて奥行き 3.0m×高さ 2.5m の矢板壁面を構築した。矢板壁面の背後には底面で 5.0m の幅になる台形の裏込めを石材で作製し、その側面は H 形鋼と木材板による親杭横矢板で石材が崩れない構造とした。矢板とジオグリッドとの接続は、前章の引抜き試験と同様にジオグリッドの端部を筒状にして鋼管パイプを通し、センサージョイナーで接続するとともに、鋼管パイプを PC 鋼棒で矢板に接合した。この接合方法ではジオグリッドと矢板がヒンジ構造となっており、実用化においても同様のヒンジ構造を想定している。

##### 4.2 実験方法

鋼矢板背後の石材積み上げ時には、矢板前方に設置した鉄骨檣の反力で矢板頭部を固定した。石材を積み上げ、その途中でジオグリッドを敷設し、前述したヒンジ構造で鋼矢板に接合した。ここで、石材地盤内には地盤挙動を妨げない程度の薄いビニールシートを敷き、実験後に観察することで石材地盤内のすべり面を捉えることを試みた。

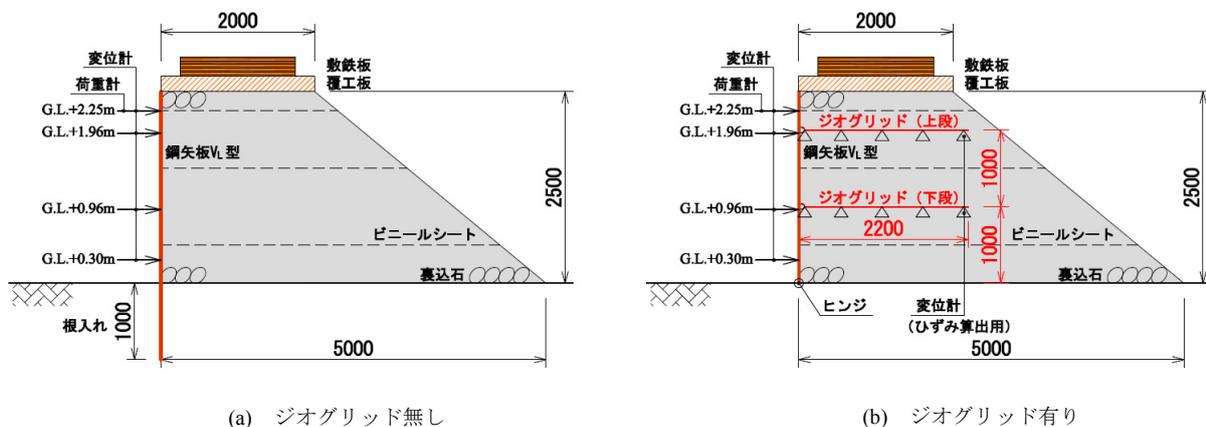


図 9 大型模型載荷実験の断面図 (単位: mm)



写真 4 大型模型載荷実験の状況

石材天端には覆工板 (2.0m×1.0m) を 3 枚横に並べ、その上に敷鉄板を上載することで矢板に外力を加えた。敷鉄板 (1.5m×3.0m) は 10 枚を一束として 3 束の敷鉄板を 3 段階で覆工板上に載せた。10 枚一束当たりの載荷重は 85.0kN であり、圧力に換算すると覆工板 (2.0kN/m<sup>2</sup>), 1 束 (16.2kN/m<sup>2</sup>), 2 束 (30.3kN/m<sup>2</sup>), 3 束 (44.5kN/m<sup>2</sup>) の順で上載荷重を加えたことになる。上載荷重を加えた後、矢板頭部の固定を外して矢板を前面に変位させた。実験状況を写真 4 に示す。

#### 4.3 実験ケースと計測項目

実験ケースは図 9 に示したように、ジオグリッドの有無による 2 ケースである。ここで、矢板下端の固定条件はジオグリッド無しのケースで 1m の根入れ、ジオグリッド有りのケースでは根入れせずヒンジ構造とした。すなわち、ジオグリッド有りのケースでは、矢板がより前面に変位しやすい厳しい条件となっている。計測は矢板頭部を固定した状態で反力をロードセルで計測し、その後、矢板頭部の固定を解除して矢板の水平変位をワイヤー式変位計で計測した。さらに、ジオグリッドの伸張を把握するために、矢板から離れていく方向に 5 か所 (0m, 0.55m, 1.08m, 1.61m, 2.14m) でワイヤー式変位計による計測を行った。

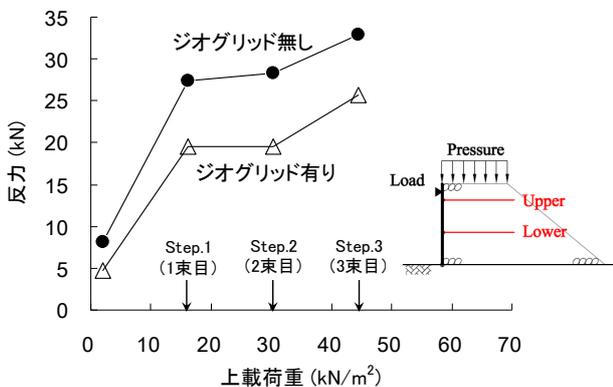


図 10 矢板頭部への反力と上載荷重の関係

#### 4.4 実験結果と考察

矢板頭部の固定を外すまでに計測された矢板への反力について、上載荷重に対する関係を図 10 に示す。図中より、ジオグリッドの有無によらず 1 束目の敷鉄板設置時に反力が大きく増加するが、その後の 2, 3 束目の敷鉄板設置時には反力が大きく増加していないことが分かる。これは、石材を締めめずに積み上げたことから、載荷することで石材同士が締まり、矢板頭部での反力増加に寄与していない可能性が考えられる。ジオグリッド有りは無しのケースに比べて、矢板頭部の反力が概ね 3 割小さくなっており、矢板下端を根入れせずヒンジ構造としたにもかかわらず反力が小さいことから、ジオグリッドの補強効果が確認できる。矢板頭部の固定を外した際の矢板変位分布を図 11 に示す。両ケースともに一様に傾斜しているが、ジオグリッド有りの水平変位は、ジオグリッド無しのケースの 1 割程度であり、極めて高い補強効果が発揮されている。

石材地盤内に敷設したジオグリッドの最大水平変位分布を図 12 に示す。この値は矢板頭部の固定を外した後の計測値である。図中より、上部に敷設したジオグリッドは 3~4mm、下部のジオグリッドは 0~1mm 程度の前面への変位が生じている。図 13 は変位量をひずみに換算した分布を示す。矢板から 0.8~1.8m 間で局所的に約 1700 $\mu$  の最大ひずみが発生しているが、前章の引抜き試験におけるひずみ最大値と比較すると 1/100~1/10 程度の小さい値であった。このことから、ジオグリッドの引張耐力は相当に余裕があったものと考えられる。また、このことは、矢板から 0.8~1.8m 間より前面の石材地盤が矢板に追従して大きく変位したことを示唆している。ただし、模型解体時に観察したビニールシートに目立った破損は見られず、明確なすべり面は確認できていない。これは、石材の粒径が大きく、すべり面が発達するようなひずみの局所化が生じなかったためだと考えられる。

以上のように、実物の鋼矢板およびジオグリッドを用いた大型模型載荷実験から、矢板背後に敷設したジオグリッドの補強効果および本構造の永続状態での構造安定性を確認した。

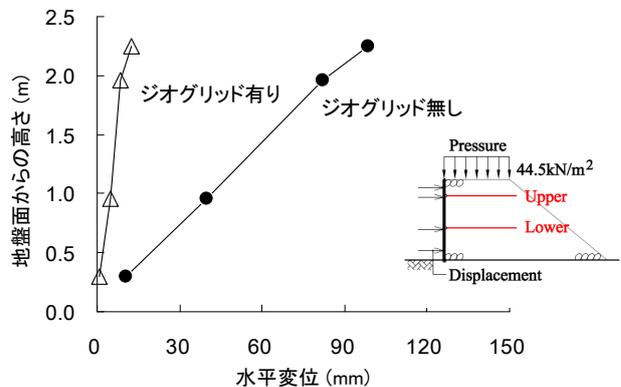


図 11 固定を外した際の矢板の水平変位 (上載荷重 44.5kN/m<sup>2</sup>)

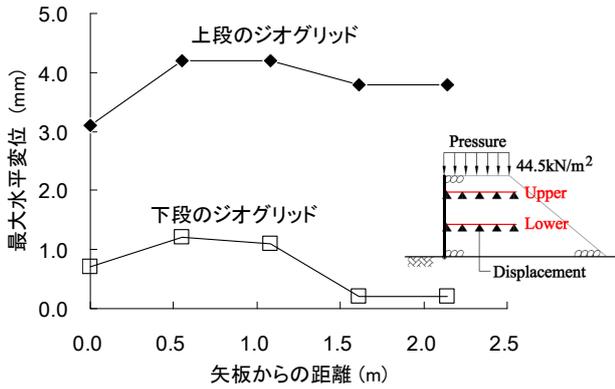


図 12 ジオグリッドの最大水平変位 (上載荷重 44.5kN/m<sup>2</sup>)

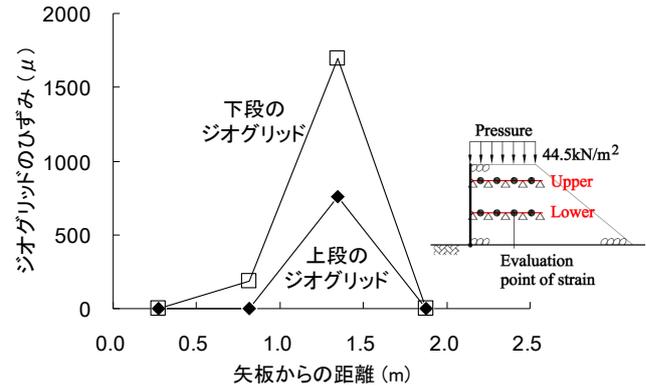


図 13 ジオグリッドの引張りひずみ (上載荷重 44.5kN/m<sup>2</sup>)

## 5. 変動状態 (地震時) の構造安定性

### 5.1 遠心模型実験の概要

本構造の変動状態 (地震時) の構造安定性を確認するため、遠心模型実験を行った。本構造のように、地盤の有効上載圧とジオグリッドと地盤との間に生じるせん断抵抗力に期待する構造では、遠心場による地盤内の応力状態を再現した実験方法が有効である。実験対象として想定した水深-10m 岸壁の断面図 (設計震度  $k_h=0.15$ ) と縮尺比 1/50 による模型断面図 (50g 場相似則) をそれぞれ図 14 および図 15 に示す。

埋土と現地盤は非液化化層を想定し、飯豊珪砂 6 号を相対密度 85%程度となるように突き固めて作製した。裏込石は碎石 7 号 (粒径 2.5~5.0mm) を使用し、締固めを行わず作製した。実験に用いた地盤材料の物性値を表 4 に示す。

矢板模型は 50g 場相似則の目標曲げ剛性  $EI=1.01\text{kNm}^2/\text{m}$  に対して、厚さ 6mm のアルミニウム板 ( $EI=1.26\text{kNm}^2/\text{m}$ ) を使用した。補強材はジオグリッドの目標引張剛性  $EA=46.7\text{kN/m}$  および目標引張強度  $F=3.2\text{kN/m}$  に近い材料として、園芸ネット ( $EA=54.0\text{kN/m}$ ,  $F=2.3\text{kN/m}$ ) を選定した。模型と実物の矢板比較を表 5、補強材比較を表 6 に示す。なお、矢板と補強材の接続は、実現場での取付けを模擬してヒンジ構造としている。

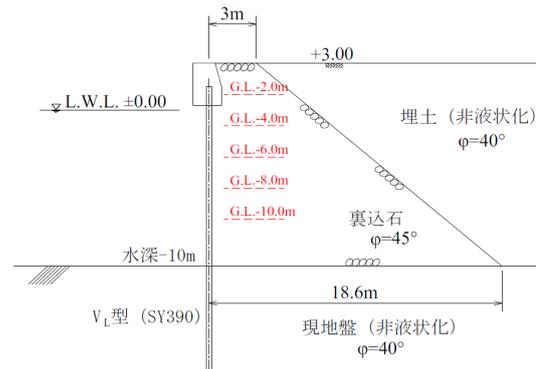


図 14 実験想定断面 (水深-10m,  $k_h=0.15$ )

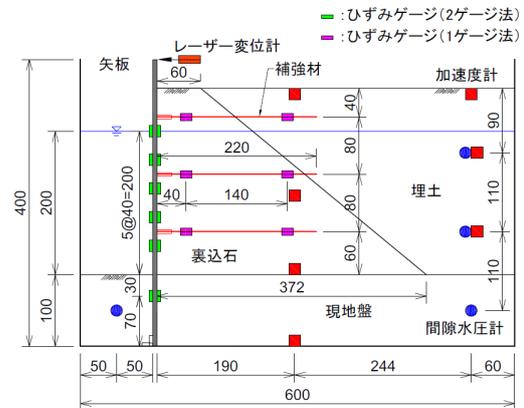


図 15 模型断面図 (縮尺比 1/50) 単位: mm

表 4 地盤材料の物性値

項目		飯豊珪砂6号 (埋土, 現地盤)	碎石7号 (裏込石)
物理試験	土粒子密度	$\rho_s$ 2.654 g/cm <sup>3</sup>	2.680 g/cm <sup>3</sup>
	粒径	$D_{50} = 0.279$ mm	2.5-5.0 mm
	相対密度	$D_r$ 85%	—
力学試験	三軸CD	せん断抵抗角	$\phi_f$ 42.8度
		粘着力	$c$ —
	動的変形	初期せん断弾性係数	$G_0$ 100,800 kN/m <sup>2</sup>
	拘束圧	$\sigma_0$ 98.0 kN/m <sup>2</sup>	

表 5 模型と実物の矢板比較

項目	模型	実物 (VL型)
材質	アルミニウム製	鋼製
ヤング率	$E$ 7.0 × 10 <sup>7</sup> kN/m <sup>2</sup>	2.0 × 10 <sup>8</sup> kN/m <sup>2</sup>
厚み	$t$ 0.006m	—
断面積	$A$ 0.006m <sup>2</sup> /m	0.02676m <sup>2</sup> /m
断面2次モーメント	$I$ 1.8 × 10 <sup>-8</sup> m <sup>4</sup> /m	6.3 × 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup> /m
曲げ剛性	$EI$ 1.26kNm <sup>2</sup> /m	126,000kNm <sup>2</sup> /m
50g場相似則による	$EI$ 1.01kNm <sup>2</sup> /m	—
目標曲げ剛性	$EI$ 1.01kNm <sup>2</sup> /m	—

単位:m当り

表 6 模型と実物の補強材比較

項目	模型	実物(ジオグリッド)
名称	園芸ネット	センサーRE160
材質	ポリエチレン	高密度ポリエチレン
目合い	4.0mm×3.5mm	265mm×22mm
断面積 $A$	0.0003807m <sup>2</sup> /m	0.0015389m <sup>2</sup> /m
ヤング率 $E$	141,844kN/m <sup>2</sup>	1,516,245kN/m <sup>2</sup>
断面2次モーメント $I$	4.6×10 <sup>-12</sup> m <sup>4</sup> /m	3.0×10 <sup>-10</sup> m <sup>4</sup> /m
引張剛性 $EA$	54.0kN/m	2,333kN/m
50g場相似則による 目標引張剛性 $EA$	46.7kN/m	
引張強度 $F$	2.3kN/m	160kN/m
50g場相似則による 目標引張強度 $F$	3.2kN/m	

単位m当り

### 5.2 実験ケースと実験結果

実験は補強材の敷設長、敷設高、段数を変化させた計5ケース実施した。表7に実験ケースの一覧、図16に実験ケースの断面図を示す。

Case0は矢板のみのケース、Case1~4は補強材を敷設したケースである。Case1は実物換算で5.5mの長さの補強材を4.0m間隔で3段設置した。Case2は、Case1の敷設長を2倍の11mとし、敷設長が耐震性能に与える影響に着目した。Case3およびCase4は、Case2に比べて段数を2段と1段に減らしたケースであり、敷設段数が耐震性能に与える影響に着目している。なお、Case4は従来の控え杭式矢板構造と類似しているが、控え杭式矢板構造ではタイロッドが15~20mであるのに対して、本構造の補強材はその2/3程度の長さである。

加振条件は、実物換算で周波数1Hz、20波の正弦波とし、50、100、150、200Galのステップ加振とした。模型地盤には、図15に示した位置にセンサーを取り付け、矢板天端の水平変位や地盤内の水平加速度、間隙水圧を計測した。矢板の両面にはひずみゲージを貼り付け、軸ひずみを取り除いて曲げモーメントを算定した。補強材には両面にひずみゲージを貼り付け、測定ひずみと引張力のキャリブレーションを予め実施した上で、曲げひずみを取り除き補強材に作用する引張力を評価した。計測値について、矢板および補強材のひずみゲージは重力場（遠心力載荷前）を初期値とし、その他の加速度と変位に関しては遠心加速度50g到達時を初期値とした。

以上の要領で遠心模型実験を行った結果、図17に示すように、矢板のみのケース（Case0）に比べて、補強材を適用したケースでは水平変位が半分以下に抑制された。本実験より、補強材を長く、また段数を多く設置することで耐震性が向上することを確認した。次節の数値解析と併せて実験結果を示す。

表 7 実験ケースの一覧

ケース名	敷設長		敷設高		段数
	実物	模型	実物	模型	
Case0	—	—	—	—	—
Case1	5.5m	110mm	G.L.-2m G.L.-6m G.L.-10m	G.L.-40mm G.L.-120mm G.L.-200mm	3段
Case2	11m	220mm	G.L.-10m	G.L.-200mm	3段
Case3	11m	220mm	G.L.-2m G.L.-8m	G.L.-40mm G.L.-160mm	2段
Case4	11m	220mm	G.L.-2m	G.L.-40mm	1段

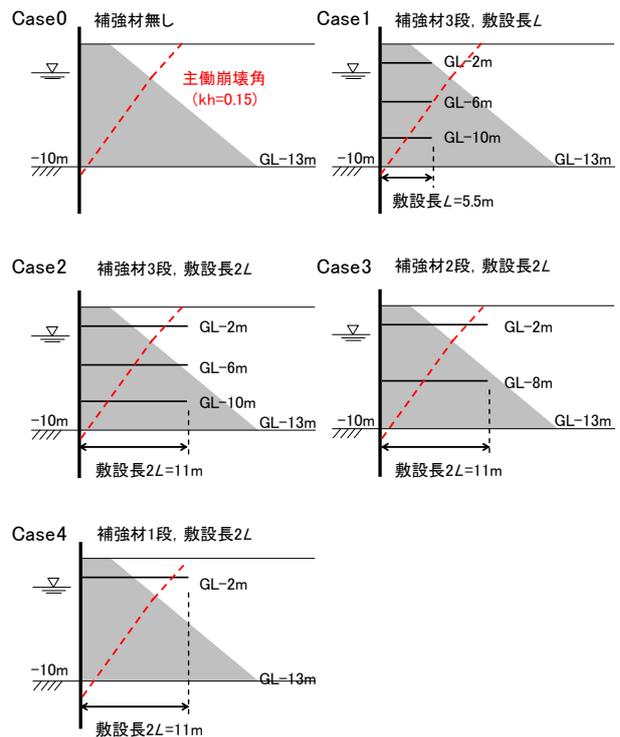


図 16 実験ケースの断面図

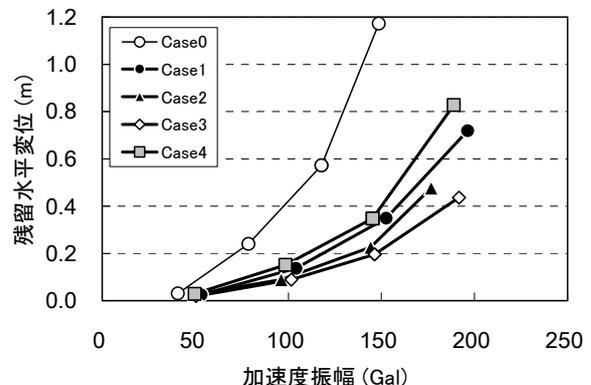


図 17 矢板天端の水平変位 (実物換算)

### 5.3 数値解析の概要

#### (1) 解析モデル

本構造の広範な条件下での耐震性能を把握するため、数値解析 (FLIP (ver.7.3)<sup>13)</sup>) を実施した。解析では矢板構造への初期応力状態を再現するため、控え矢板式係船岸を対象にした4段階解析法<sup>14)</sup>に倣った。

解析モデルを図 18 に示す。前節の実験で矢板が降伏していないことから矢板を線形はり要素とし、地盤との接触面にはジョイント要素を配置した。実験では埋土を非液状化地盤として作製しているため、液状化に関するパラメータを考慮せずに現地盤、裏込石および埋土をマルチスプリング要素とした。補強材は曲げ剛性  $EI$  の小さい線形はりとしてモデル化し、軸剛性  $EA$  は圧縮方向に小さい値、引張方向は補強材の引張試験を実施して決定した。矢板側の補強材端部節点は X, Y 方向の自由度を矢板側節点で拘束し、上下にそれぞれジョイント要素を配置して3重節点とした。解析物性値を表 8 および表 9 に示す。地盤材料は物理試験および力学試験から決定し、境界条件は側方を鉛直ローラー、下面を固定境界とした。また、矢板はカタログ値、補強材は引張試験によって求めた値である。地震波は、実験で収録された土槽底部の加速度計の値を実物換算して E+F 波としてモデル下面に入力した。以降の結果は特に断りが無い限り、実物換算して図示する。

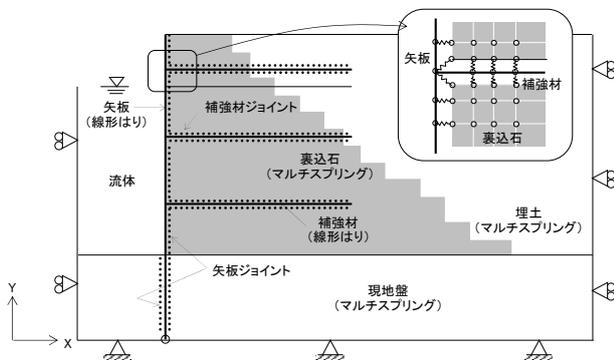


図 18 解析モデルの概要

表 8 地盤材料の解析物性値

マルチスプリング要素		埋土	裏込石
密度	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	2.03	1.97
基準拘束圧	$\sigma_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.00	98.00
せん断弾性係数	$G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	100,800	180,000
体積弾性係数	$K_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	262,871	469,412
ポアソン比	$\nu$	0.33	0.33
間隙率	$n$	0.45	0.45
せん断抵抗角	$\phi_f$ (deg)	42.8	44.2
粘着力	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	-	16.90
最大減衰定数	$h_{max}$	0.24	0.24
体積弾性係数(間隙水)	$K_f$ (kN/m <sup>2</sup> )	2,200,000	22,000

#### (2) 遠心実験の再現解析

実験と解析の比較として、150Gal 相当のステップを対象に矢板天端の水平変位時刻歴 (負値が海側への変位) を図 19 に示す。ここで、実験はステップ加振で実施しているが、図中の実験は 150Gal 加振前からの増分値で示し、解析ではこのような加振履歴を考慮していない。図 19 に示すように、Case2 の解析結果は実験と概ね整合しているが、Case2 以外は加振途中から変位振幅が大きく変動し、実験結果との乖離が大きくなった。これは、後述する最大せん断ひずみ分布から地盤が極限状態に達した事が推察され、裏込石の強非線形状態でのモデル化に課題があるものと考えられる。なお、後述する最大せん断ひずみ分布では Case2 以外において、局所的に厚い帯のせん断ひずみ領域が地表面から矢板下部まで連なっているが、これが発生する時刻は図 19 の変位振幅が大きく変動する時刻と概ね対応している。

次に、矢板の最大曲げモーメント分布を図 20 に示す。なお、矢板が海側に凸形状を呈した場合を正值としており、150Gal 相当の加振後に計測した残留値である。矢板のみの Case0 を除いて、現地盤より以浅では正、現地盤内では負の曲げモーメントとなっており、Case0 に比べて Case1~4 の曲げモーメント (絶対値) は、補強材の設置区間において小さく抑えられていることが分かる。このことは、矢板剛性を低減できるため、経済的な矢板構造を構築できる可能性を示唆している。

表 9 矢板および補強材の解析物性値

線形はり要素		矢板	補強材
密度	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	2.70	0.90
曲げ剛性	$EI$ (kNm <sup>2</sup> )	157,500	2.16E-03
せん断弾性係数	$G$ (kN/m <sup>2</sup> )	26,923,077	2,727,769
断面積	$A$ (m <sup>2</sup> )	0.3000	0.0266
ヤング係数	$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	70,000,000	7,092,200
断面2次モーメント	$I$ (m <sup>4</sup> )	2.25E-03	3.04E-10
ポアソン比	$\nu$	0.30	0.30

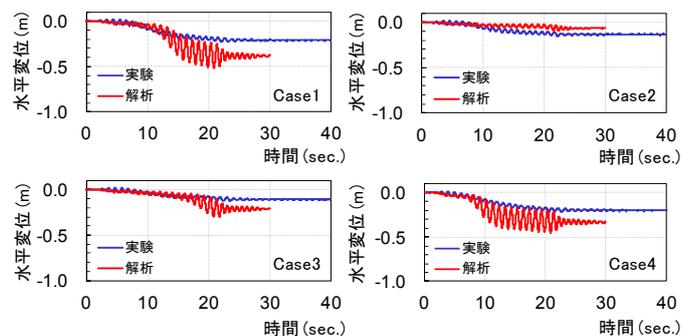


図 19 矢板天端の水平変位時刻歴の比較

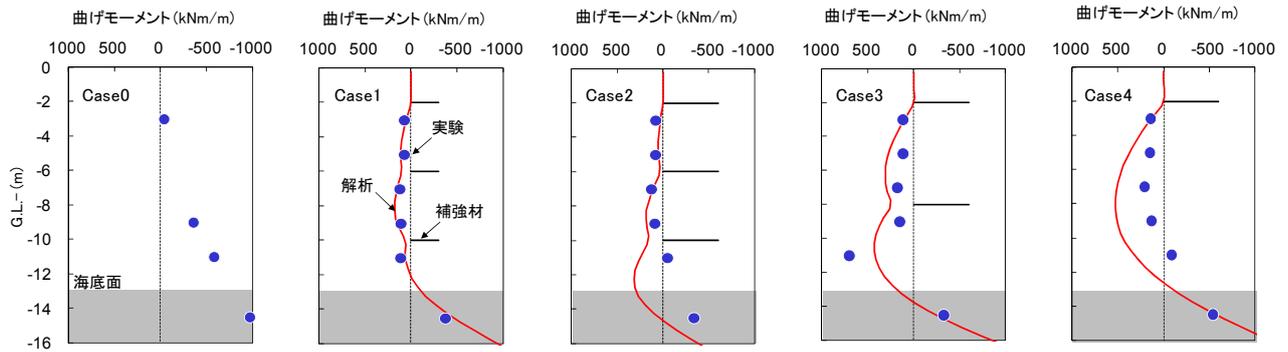
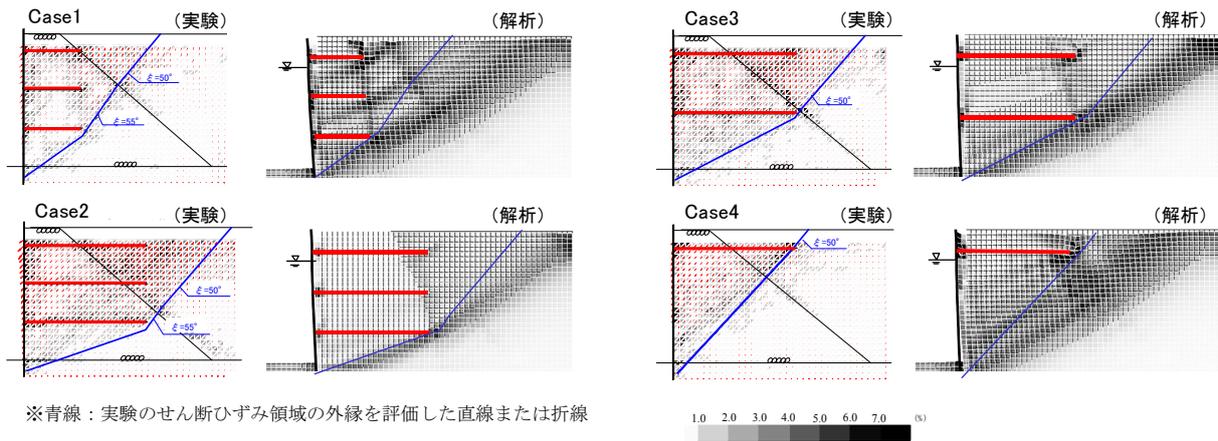


図 20 矢板の最大曲げモーメント分布の比較



※青線：実験のせん断ひずみ領域の外縁を評価した直線または折線

図 21 最大せん断ひずみ分布の比較

補強材を設置したケース間で比較すると、設置段数が少なく、且つ上方のみ設置した Case3 と Case4 は、段数の多い Case1 と Case2 よりも曲げモーメントは大きいことが分かる。このことから、補強材の敷設長が長く、段数が多いほど曲げモーメントは低減されると言える。ただし、解析結果は矢板変位と同様に定量的な再現までには至っていない。

各ケースの最大せん断ひずみ分布の比較を図 21 に示す。実験では模型側面の撮影画像を PIV 解析し、変位ベクトルから最大せん断ひずみを評価した。図 21 の実験結果から、補強材の取付部に局所的なひずみが見られ、補強材の敷設長に応じて小さなひずみの発生領域が陸側に広がっている様子が分かる。図中の青線は実験のせん断ひずみ領域の外縁を直線または折線で評価したものであり、解析結果にも実験の青線を付記した。実験では矢板背後に補強材を敷設することで、補強材を包括する地盤領域で小さなひずみが一様に発生し、矢板が海側へ大きく変位することを抑制している様子が観察されている。解析結果は、実験と同様に補強材取付部に局所的に大きなひずみが見られ、最下段補強材の陸側端部を通過する局所的なひずみが表層まで達しており、その傾向は定性的に類似している。

## 5.4 構造安定性の評価

### (1) 実験的考察

補強材（以下、ジオグリッド）を矢板背後に適用することで、ジオグリッドを包含する地盤領域に小さなひずみを一様に発生させ、矢板が海側へ大きく変位することを抑制している。本実験では、図 17 で示したように、ジオグリッドによって矢板の水平変位が半分以下に抑制され、ジオグリッドを長く、設置段数を多くすることで耐震性が向上することが示された。また、図 20 で示したように、ジオグリッドによって矢板に生じる曲げモーメントを抑制できるため、矢板剛性を低減した経済的な矢板構造を構築できる可能性が示された。

### (2) 解析的考察

実験ケースの Case1 および Case2 の断面を対象に、ジオグリッドの敷設長をパラメトリックに変化させ、耐震性能に与える影響を数値解析で考察する。敷設長を一律に 5.5m（実験 Case1）、8.0m、9.0m、10.0m、11.0m（実験 Case2）と変化させたケース、深度方向に長くなる階段状、深度方向に短くなる逆階段状のケースを設定した。図 22 に最大せん断ひずみ分布を示す。図中より、敷設長が短い場合（敷設長 5.5m）には、ジオグリッド間から局所的なひずみが

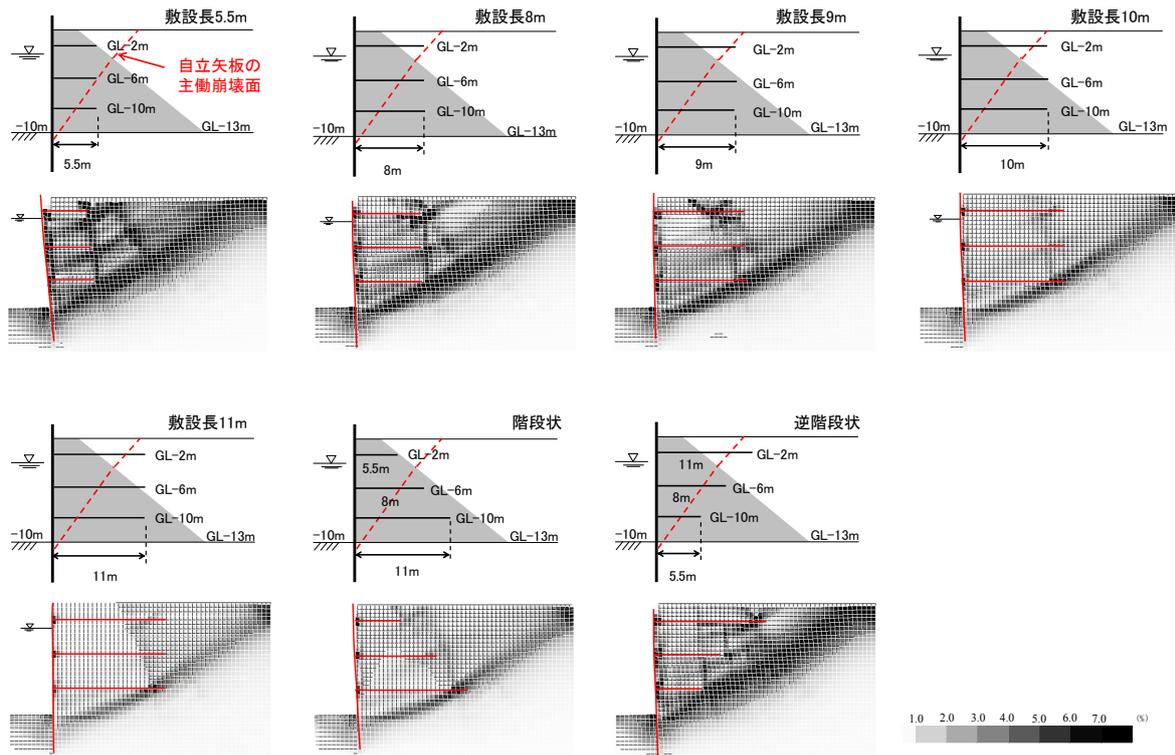


図 22 検討ケースと最大せん断ひずみ分布

地表面まで連なり、最下段ジオグリッドの陸側端部を通過する領域で大きなひずみが生じている。一方、敷設長が長くなるとジオグリッド間の局所的なひずみは減少し、敷設長 10m 以上の場合には主働領域を陸側に拡大させた領域にひずみが生じるのが確認できる。このように、ジオグリッドの十分な敷設長が確保されない場合、最下段ジオグリッドの陸側端部を通過する大きな領域の内部に局所的なひずみが生じ、個々に累加されることで矢板を大きく変位させている。

図 23 に矢板天端の残留水平変位と最下段ジオグリッドの敷設長の関係を示す。なお、階段状は□、逆階段状は△としてプロットした。矢板天端の水平変位は、敷設長の増加に伴い減少する傾向を示すが、水深程度の敷設長 10m 以上で顕著に低下していることが分かる。特に階段状では水平変位が小さく、一律の敷設長 10m と概ね同程度である。一方、逆階段状では下段のジオグリッドが短く、他ケースに比べて主働崩壊しやすい条件であったため、平均敷設長 (=8.2m) としては同じ階段状よりも大きな水平変位が生じている。

以上より、本構造では、ジオグリッドを概ね水深程度の敷設長で主働崩壊面の陸側まで十分に定着させる必要があり、特に最下段ジオグリッドの敷設長は全体の外部安定性に大きく影響を与えていることが分かった。

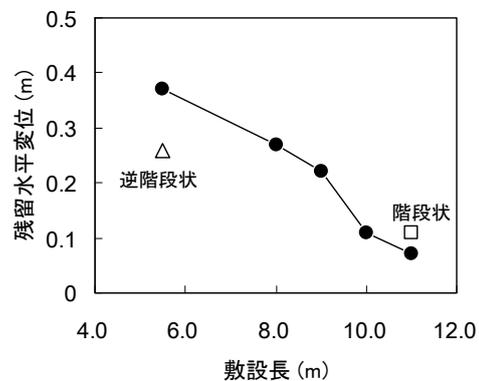


図 23 矢板天端の残留水平変位と最下段ジオグリッドの敷設長

### (3) ジオグリッドで補強された背後地盤の主働土圧

一般に矢板壁の背後に作用する土圧として、背後地盤の極限平衡状態を想定した主働土圧が用いられている (図 24)。本構造のジオグリッドは、背後地盤の裏込石が海側に変位しようとするせん断力を負担するため、矢板に作用する主働土圧は大きく影響を受けるものと考えられる。そこで、実験の Case2 (図 16 参照) を対象にジオグリッド無し、ジオグリッド有りで静的自重解析を実施し、矢板に作用する水平応力  $\sigma_x$  をランキン主働土圧と比較した。

ジオグリッドで補強された断面は、5.3 で述べたように水平変位が極めて小さいことから、十分な主働土圧状態に至らしめることは難しいと考えられる。そこで、本構造に

において矢板壁に作用する主働土圧をどのように扱うか検討するため、ジオグリッドの矢板取付位置において、強制的に海側へ変位する外力を与えることとした。

控え矢板式係船岸の4段階解析法<sup>14)</sup>を準用したジオグリッド有りの築堤解析ステップを図25に示す。築堤解析1で現地盤と矢板を考慮した自重解析を行い、築堤解析2ではジオグリッドの矢板取付位置でx方向の変位を固定した状態で背後地盤(裏込石, 埋土)の自重解析を行った。築堤解析3では前ステップのジオグリッド取付位置における固定反力を解放して、ジオグリッドで補強された地盤内の応力状態を表現している。ここで、築堤解析3での反力解放力を整数倍( $f=1.0, 2.0$ )し、矢板岸壁を強制的に変形させることで地盤の主働状態を模擬した。また、ここではジオグリッド無し、ジオグリッド有りの両者の矢板に作用する水平応力 $\sigma_x$ を比較し易くするため、表8で示した裏込石の見かけの粘着力 $c$ を解析上の発散を回避する程度に小さく設定した。裏込石の粘着力 $c$ は試行的に低減し、両ケースともに $c=3.0\text{kN/m}^2$ を使用した。

図26に比較結果を示す。図中より、ジオグリッド無しのケースでは、解析の水平応力 $\sigma_x$ とランキン主働土圧が概ね一致していることが分かる。一方、ジオグリッド有りのケースでは、矢板岸壁を強制的に変位させた $f=2.0$ 倍の場合に、各ジオグリッド間で概ね半分程度に低減されている。これより、ジオグリッド有りのケースは、ジオグリッド無しの矢板変位と比較して僅か3%程度( $=2.5\text{cm}/80\text{cm}$ )であり、明確な主働土圧状態に至っていないのにも関わらず、主働土圧が低減していると解釈できる。

次に、遠心模型実験の150Gal相当の正弦波を入力した動的解析を実施し、ジオグリッド無しおよびジオグリッド有りにおける背後地盤の応力-ひずみ関係を比較する。図27の上段には残留最大せん断ひずみ $\gamma_{\text{max}}$ コンターを示し、背後地盤の任意要素9箇所における最大せん断応力 $\tau_{\text{max}}$ と最大せん断ひずみ $\gamma_{\text{max}}$ の関係を下段に示す。なお、図中の一点鎖線は背後地盤においてせん断ひずみ領域の外縁を直線または折線で評価したものである。ジオグリッド無しのケースを見ると、図中の一点鎖線上方(図中の①~⑤)において地震前(□印)から5%を超える大きなせん断ひずみが生じており、地震中の比較的早い段階で破壊状態に達し、せん断ひずみが増大している様子が分かる(地震後○印)。一方、ジオグリッド有りのケースでは、海側に変位しようとする地盤のせん断力をジオグリッドが負担するため、地震前(□印)において地盤要素のせん断ひずみが概ねゼロであり、地盤として安定した状態であることが伺える。地震中には、大きな履歴ループを描きながらせん断ひずみが増加するが、ジオグリッド無しのケースのそれと比べて小さい。

このように、ジオグリッドによって補強された地盤内では、地震時の繰返しせん断変形をジオグリッドが拘束し、せん断剛性の低下を抑制しながら履歴減衰を発揮することで、矢板に作用する主働土圧が低減するものと推察され

る。しかし、本検討から主働土圧の低減効果を定量的には評価できていないため、次章で提案する設計法ではこれを考慮しないこととした。

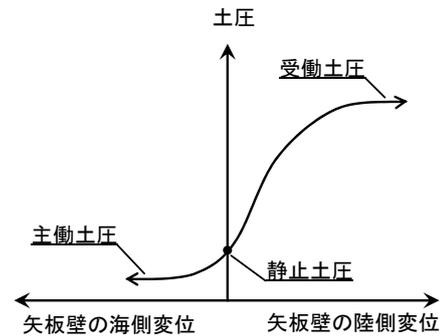


図24 矢板壁の変位と土圧の関係

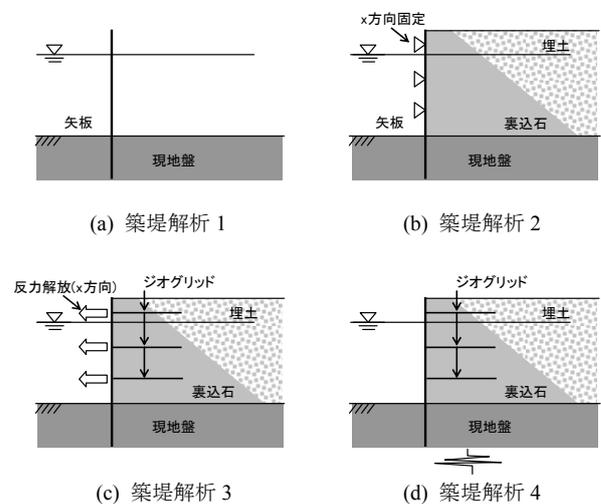


図25 築堤解析のステップ(ジオグリッド有り)

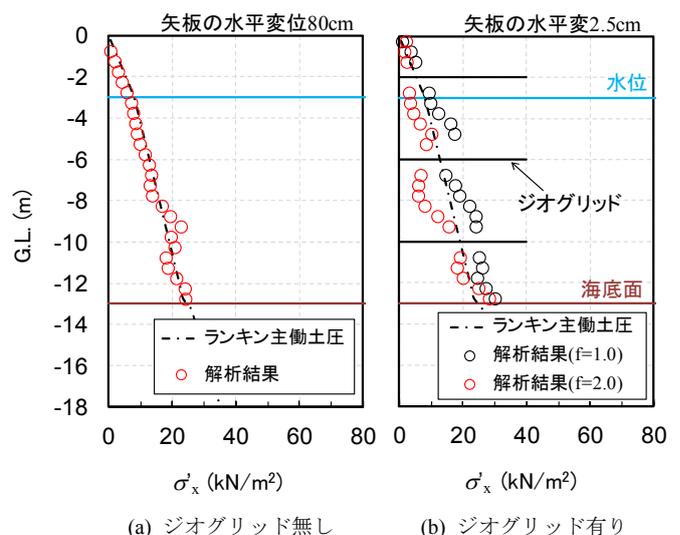


図26 静的自重解析による水平応力 $\sigma_x$ とランキン主働土圧

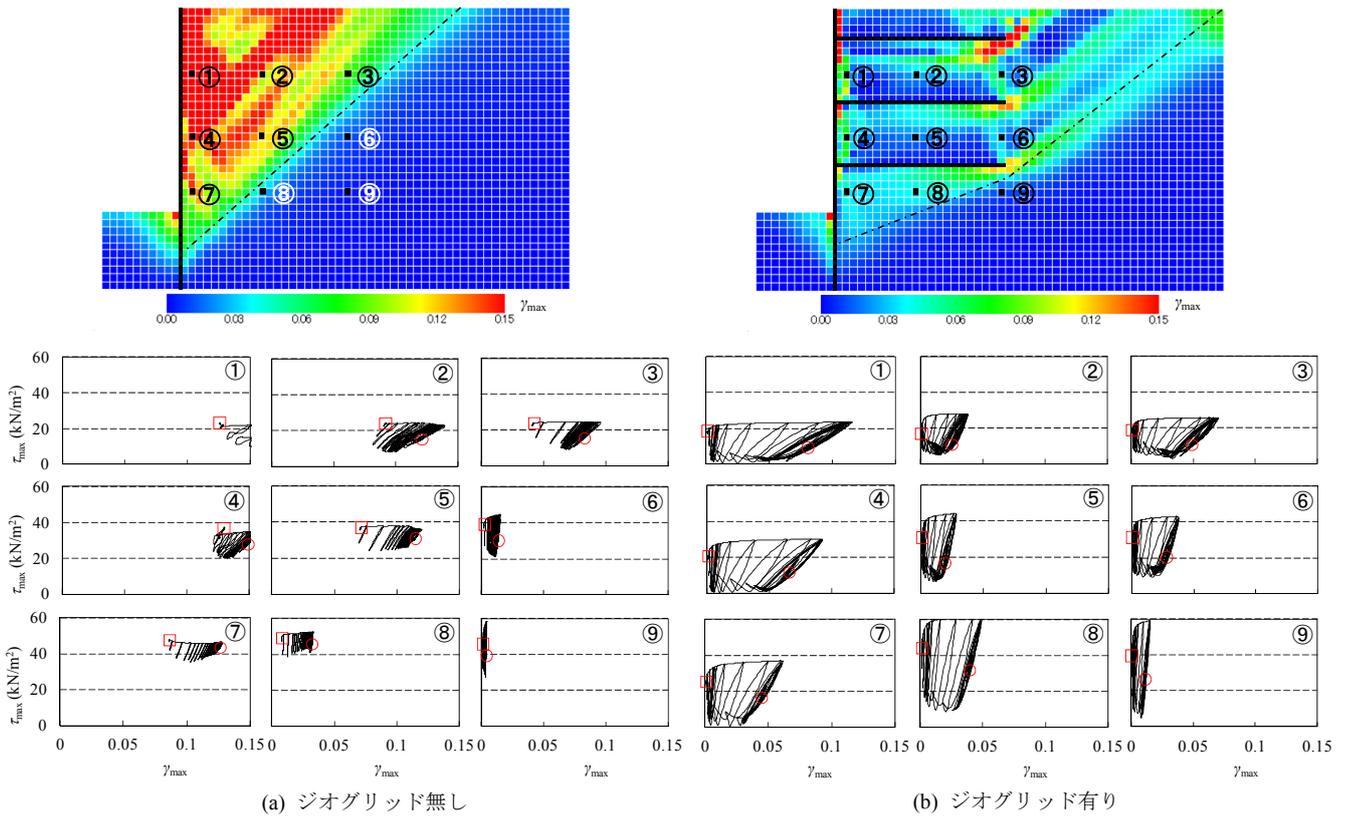


図 27 動的解析による最大せん断応力  $\tau_{max}$  と最大せん断ひずみ  $\gamma_{max}$  の関係

以上の検討を踏まえ、ジオグリッドを用いた本構造の補強メカニズムの概念図を図 28 に示す。ジオグリッドは有効上載圧に応じた摩擦抵抗(引抜き抵抗)が働き、最下段のジオグリッドにおいてはひずみ領域の拡大に寄与するため、単体としての引抜き抵抗のみならず外部安定の決定因子となる。ジオグリッドで拘束された背後地盤(裏込石)は、地震前からせん断ひずみが小さく安定した状態にあり、地震中においても履歴減衰を發揮しながら大きなひずみの発生を抑えることで、矢板に作用する主動土圧を低減していると推察される。本構造は、陸上工事の補強土壁工法と比べて粒径の大きな石材を用いるため、ひずみの局所化が生じにくく、ジオグリッドの敷設間隔を 3.0~4.0m 程度とした。このような条件において検討を行った結果、ジオ

グリッドの引抜き抵抗が發揮され、背後地盤のせん断剛性が向上して補強部分を横切るような滑りが生じていないことから、本構造は補強土壁として機能していると考えられる。

## 6. 設計法の提案

### 6.1 設計法の概要

前章までに、ジオグリッドと石材間のせん断抵抗力や本構造の永続状態および変動状態(地震時)における構造安定性について述べた。これらの検討を踏まえて、本節では本構造の設計法を提案する。設計フローを図 29 に示す。図 29 に示す設計フローは、港湾の施設の技術上の基準・同解説(以下、「港湾基準」)<sup>15)</sup>の控え杭式矢板構造の設計フローを準用している。すなわち、設計条件の設定、矢板壁の仮定、作用外力等の算定、ジオグリッドの仮定、内部安定の照査、ジオグリッドの照査、外部安定の照査、施工法の検討である。控え杭式矢板構造と異なる点は、タイロッド・控え工に代えてジオグリッドの配置等を設計し、その破断や引抜けを検査すること、その取付位置は固定支点として扱わないこと、本構造は施工途中段階において自立矢板として挙動するため、施工時に矢板の変位を考慮することである。

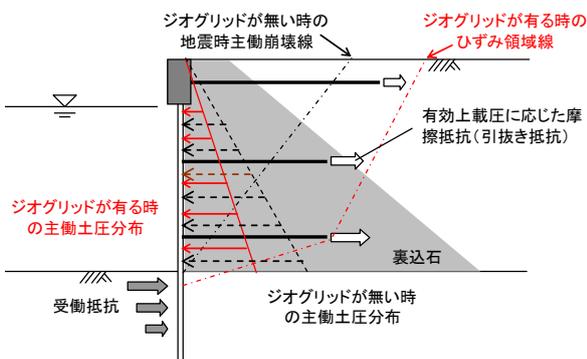


図 28 補強メカニズムの概念図

(1) 外力等の算定

矢板への作用外力は、港湾基準と同様に土圧（主働土圧、受働土圧）、残留水圧、地震時動水圧、上載荷重等を考慮する。これらの外力は裏込石の土質定数や潮位、照査用震度を基に算定される。裏込石にジオグリッドを敷設することによって主働土圧が低減する<sup>9)</sup>と考えられるが、前章で述べたように現時点では定量的に評価することが困難であるため、ここでは安全側に低減効果を見込まないことにした。ただし、将来的に土圧低減効果の検討が進み、施工実績が増えた場合には、土圧低減の効果を考慮した合理的な設計が可能と考えられ、主働土圧低減効果を仮定した検討も行った。

(2) ジオグリッドの仮定

ジオグリッドは国内外問わず市中品が多く取り扱われているが、鋼矢板あるいは鋼管矢板の一枚当りの幅に留意し、ジオグリッドを選定する必要がある。特に水中でのジオグリッドの取付け作業を容易にするため、矢板に予め鋼部材を取り付けておき、これにジオグリッドの端部をヒンジ構造として取り付けることを想定している。なお、ジオグリッドは次項で述べる内部安定の照査を満たすものを選定する。先述したように、本構造は施工途中段階において自立矢板として挙動するため、矢板の変位低減や補強効果の観点から、ジオグリッドは鉛直方向に3~4m以下の敷設間隔とするのが望ましい。敷設長は次項で示すように、自立矢板の主働崩壊面よりも陸側まで敷設し、必要な定着長を設ける必要がある。

(3) 内部安定の照査

内部安定として矢板変位と応力を照査する。通常、控え杭式矢板構造ではタイ材の取付け位置と仮想海底面を交点とした仮想梁法で矢板の断面力を算定し、矢板の応力照査を行う。しかし、ジオグリッドを用いた本構造では、矢板変位に呼応してジオグリッドのせん断抵抗力が発揮されるため、矢板の変位を考慮した応力照査が必要である。そこで図30に示すように、ジオグリッドの取付け位置に節点バネがあると仮定し、仮想海底面以下の地盤を様な分布バネとした弾塑性梁バネモデルとする。自立矢板の主働崩壊面より海側と陸側のジオグリッドの長さをそれぞれ自由長 $L_f$ と定着長 $L_i$ と定義し、節点バネは引張剛性 $EA$ を自由長 $L_f$ で除した値とした。

(4) ジオグリッドの照査

ジオグリッドの破断と引抜けについて照査する。上記の弾塑性梁バネモデルから算定されたジオグリッドの作用張力 $T_r$ に対して、設計引張強度 $T_d$ 以下であることを照査する(式(1))。引抜けについては、自立矢板の主働崩壊面より陸側のジオグリッド長(定着長 $L_i$ )から式(2)よりジオグリッドのせん断抵抗力 $T_p$ を算定し、式(3)で照査する。なお、引抜けの照査では、安全側の設計を行うため、地表面に作用する上載荷重 $\sigma'_{vi}$ を考慮しないこととする。

$$T_d > T_r \tag{1}$$

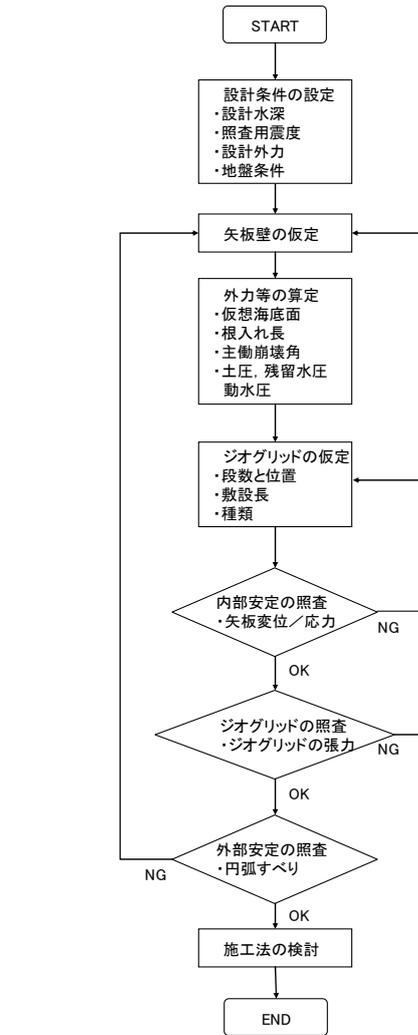


図 29 補強土壁式矢板構造の設計フロー

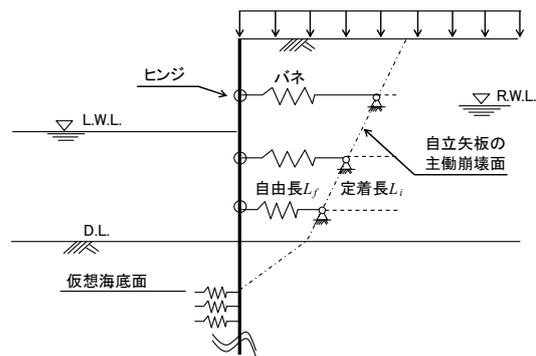


図 30 弾塑性梁バネモデル（内部安定）

ここで、

$T_d$  : ジオグリッドの設計引張強度 (kN/m)

$T_r$  : ジオグリッドへ作用する張力 (kN/m)

$$T_p = f_{rg} (\sigma'_{vi} \cdot \tan \phi \cdot 2L_i + c \cdot 2L_i) \tag{2}$$

$$T_p > T_r \tag{3}$$

ここで、

- $T_p$  : ジオグリッドのせん断抵抗力 (kN/m)
- $f_{rg}$  : 引抜けに対する抵抗係数 (変動状態で 0.8)
- $\sigma'_{vi}$  :  $i$  段目のジオグリッドへの有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $L_i$  :  $i$  段目のジオグリッドの定着長 (m)
- $\phi$  : 裏込石の内部摩擦角 (度)
- $c$  : 裏込石の見かけの粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

### (5) 外部安定の照査

内部安定を満たした敷設断面に対して、外部安定を照査する。照査方法は、図 31 のように円弧すべり解析を実施し、起動モーメントよりも抵抗モーメントが上回ることを確認する。なお、前章までの検討からジオグリッドを避けるようにすべり面が卓越する可能性が高いが、主働土圧の考え方と統一してジオグリッド内にもすべり面が生じ得るとした。

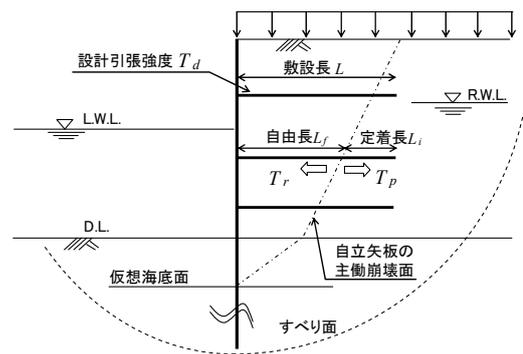


図 31 ジオグリッドと外部安定

### 6.2 提案法による補強土壁式矢板構造断面

前節で提案した設計法を用いて、表 10 の条件による試設計断面 (設計水深-10m, -14m) を示す。なお、本設計法に基づき 5.1 節の遠心模型実験の断面を決定しており、実験で観察された変動状態 (地震時) の構造安定性が本設計法の検証にもなっている。ここで、ジオグリッドの設計引張強度  $T_d$  を基準引張強度の 60%程度としているが、これはジオグリッド市商品について基準引張強度と設計引張強度の関係を見ると、図 32 に示すように基準引張強度の約 6 割を設計強度とする場合が多いためである。

図 33 に設計水深-10m, 図 34 に設計水深-14m における試設計断面 (設計震度  $k_h=0.15$ ) を示す。5.4 節で述べたように、最下段のジオグリッドが全体の外部安定に大きく影響を与えるため、下段のジオグリッドを短縮せずに敷設長を全て同じとした。また、参考としてジオグリッドによる主働土圧の低減効果を半分程度 (0.5 倍) とした時の試設計断面についても併記した。なお、施工初期においての矢板変位を抑えるため、最下段のジオグリッドは海底面から 1.0m の高さに設置し、施工初期の早い段階で補強効果が発揮されるようにした。

表 10 試設計に用いた条件一覧

1)利用条件		4)地盤条件 <sup>※)</sup>	
岸壁天端高	+3.0m	埋土	$\phi=40$ 度
矢板天端高	+1.5m	現地盤 ( $N=10$ )	$\phi=30$ 度
設計水深	-10.0m	裏込石	$\phi=45$ 度
	-14.0m	5)壁面摩擦	
L.W.L.	0.0m		$\delta_a=+15$ 度, $\delta_p=-15$ 度
R.W.L.	+1.0m	6)補強材条件	
		使用材料	テンサー RE160
2)設計震度	0.15	基準引張強度	160kN/m
3)上載荷重		設計引張強度	$T_d=160 \times 60\%=96$ kN/m
常時	20kN/m <sup>2</sup>	粘着力	$c=0$ kN/m <sup>2</sup>
地震時	10kN/m <sup>2</sup>	摩擦角	$\phi=40$ 度
		引抜き抵抗係数	$f_{rg}=0.8$ (変動状態)
		断面積とヤング率	$E A=2,333$ kN/m

※) 地盤の単位体積重量は全て、 $\gamma=18$ kN/m<sup>3</sup>,  $\gamma'=10$ kN/m<sup>3</sup>

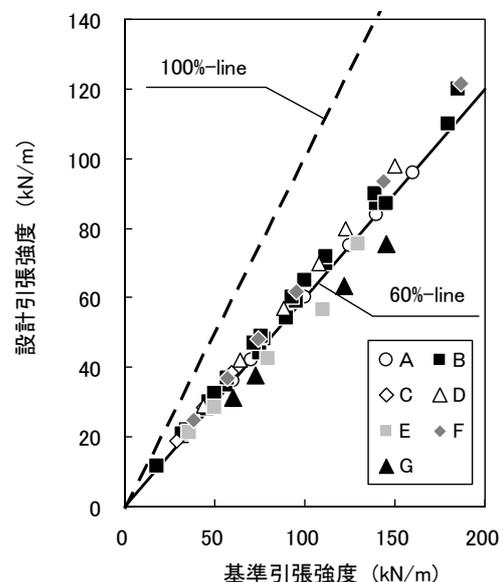


図 32 基準引張強度と設計引張強度の関係

図 33 の設計水深-10m では、鋼矢板 V<sub>L</sub> 型 (SY390) と敷設長 13m のジオグリッド 4 段で構成され、主働土圧の低減を考慮した場合には前面矢板が鋼矢板 IV 型 (SY295) へと変更され、矢板下端が 1m 短縮されていることが分かる。一方、図 34 に示した大水深の設計水深-14m では、鋼管矢板  $\phi 1300$  t 22 (SKY490) と敷設長 16m のジオグリッド 5 段で構成され、主働土圧の低減を考慮した場合には鋼管矢板の下端が 4m 短縮されるなど大幅な合理化が図られている。

このように、ジオグリッドによる主働土圧の低減効果は設計水深-14m 級の大水深の場合に、より経済的となり得ることが示唆された。しかし、先述したように、本研究ではジオグリッドによる主働土圧の低減効果を定量的に評価するに至っておらず、今後は実務設計に資する土圧の低減効果について詳細な検討が必要である。

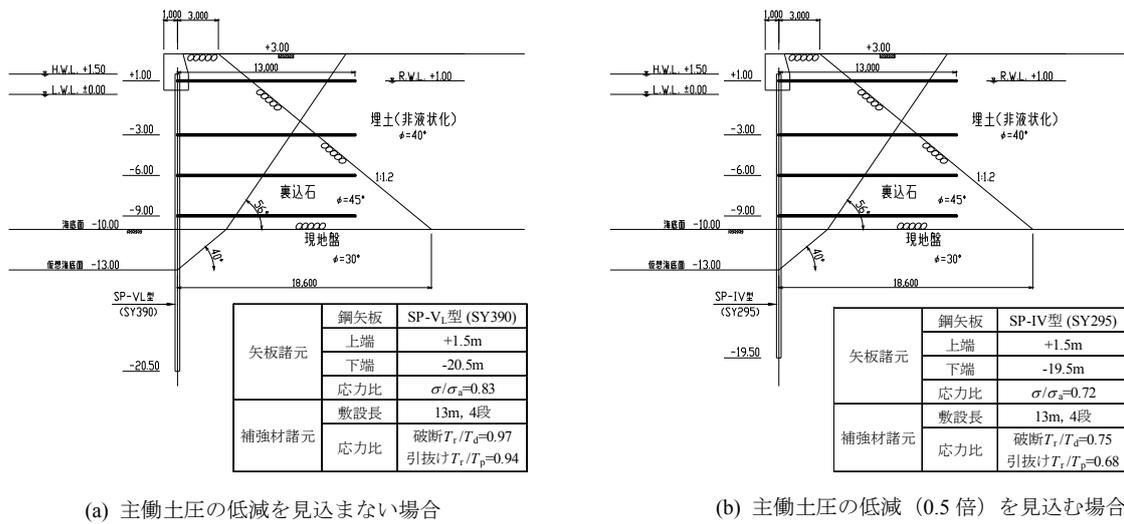


図 33 試設計による補強土壁式矢板構造(設計水深-10m)

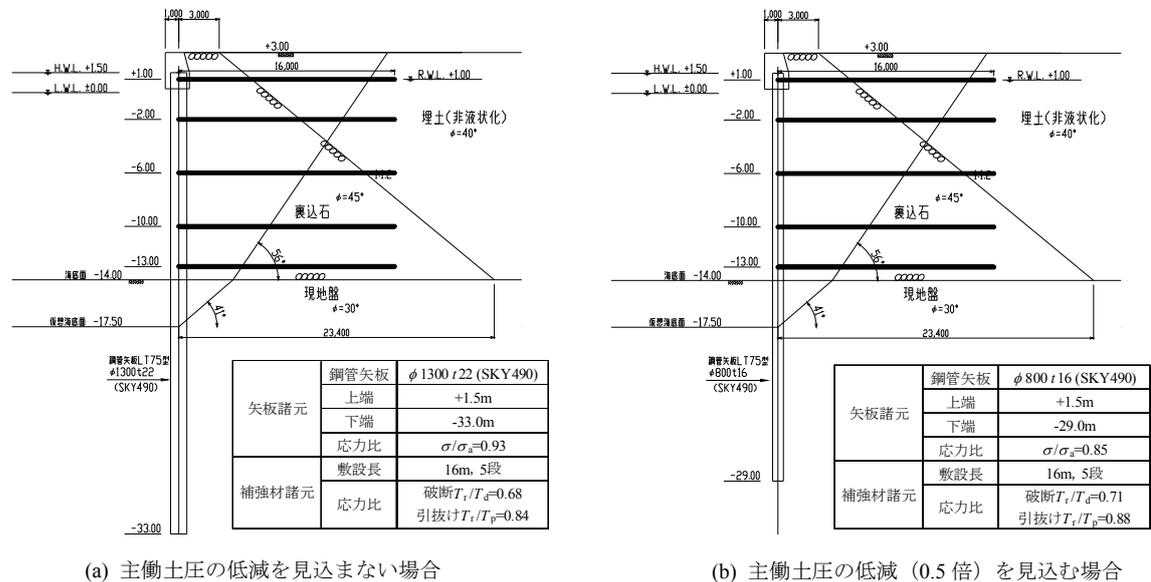


図 34 試設計による補強土壁式矢板構造(設計水深-14m)

## 7. おわりに

本研究では、ジオグリッドを岸壁構造に適用するため、a)石材地盤中のジオグリッド引抜き特性、b)永続/変動状態(地震時)の構造安定性、c)設計法の提案について検討した。具体的には、石材内に敷設したジオグリッドの引抜き試験を水中振動下で行い、ジオグリッドと石材とのせん断抵抗を把握した。また、大型模型載荷実験および遠心模型実験から本構造の永続状態および変動状態(地震時)の構造安定性について確認した。さらに、数値解析から構造安定性の考察を加え、本構造の設計法を提案した。

本研究から得られた知見を以下に示す。

- 1) ジオグリッドの引抜き試験では、緩く堆積した石材地盤であってもジオグリッドのせん断抵抗力が発揮されることが確認された。
- 2) ジオグリッドと石材とのせん断抵抗力は、気中・水中や静的・振動中といった条件の違いにかかわらず、有効載圧が大きな影響を及ぼしており、本実験より得られた摩擦係数は安全側の評価として0.65であった。
- 3) 実物の鋼矢板を用いた大型模型載荷実験では、ジオグリッドを石材地盤内に敷設することによって優れた補強効果を発揮し、永続状態における構造安定性を確認した。
- 4) 地盤内の応力状態を再現した遠心模型実験から、ジオグリッドを複数段設置することにより地震時の構造安定性が向上することを確認した。また、ジオグリッドによって矢板に生じる曲げモーメントを抑制できるため、経済的な矢板構造を構築することが可能となることが分かった。

- 5) 数値解析より、地震時においてジオグリッドは矢板を引張するだけでなく、地盤内の繰返しせん断変形を拘束することでせん断剛性を保持し、矢板背後の主働土圧低減に寄与していると推察された。
- 6) ジオグリッドは主働崩壊面より陸側に定着させるだけでなく、最下段の敷設長を長く配置した方が耐震性の観点から有利であった。最下段ジオグリッドの敷設長が大きくなひずみ領域の発生位置に大きく寄与しており、外部安定に大きな影響を与えていた。
- 7) 本構造の設計法として、弾塑性梁バネモデルで内部安定、円弧すべりで外部安定を照査する方法を提案した。本設計法に基づき遠心模型実験の断面を決定し、実験時の構造安定性から本設計法の検証を得るとともに、実断面を想定した試設計結果を示した。

本研究では、遠心模型から大型模型レベルまでの実験や数値解析による考察を通して、本構造の安定性、耐震性、設計法の検討を行った。しかし、実用化に向けては、実験で用いた石材が実際の粒径よりも小さいこと、施工中に矢板が変位する構造であることなど更なる検討が必要である。また、恒久的な矢板とジオグリッドの取付構造についても十分な検討が必要である。なお、本検討ではジオグリッドによる主働土圧の低減効果を定量的に評価できていないため、提案した設計法にはこの効果を考慮していない。今後は、本構造の中規模岸壁への実用化や、大水深岸壁への適用に向けて、施工方法の具体的な検討、主働土圧の低減効果を考慮した合理的な設計法に関する検討を実施する予定である。

## 謝辞

本研究は、五洋建設株式会社と国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所港湾空港技術研究所で実施した共同研究による成果の一部である。本研究に御協力頂いた関係各位に感謝の意を表す。

## 参考文献

- 1) 地盤工学会：補強土入門，入門シリーズ24，1999，199p.
- 2) 田中智宏，池野勝哉，高橋英紀，森川嘉之，水谷崇亮：石材地盤中に敷設されたジオグリッドの引抜き特性に関する大型振動実験，第53回地盤工学研究発表会発表講演集，No. 852，pp. 1701-1702，2018.
- 3) 池野勝哉，田中智宏，三好俊康，森川嘉之，水谷崇亮，高橋英紀：ジオグリッド補強材を用いた矢板式係船岸の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol. 73，No. 2，pp. I\_456-I\_461，2017.
- 4) 池野勝哉，白可，高橋英紀，森川嘉之：ジオグリッドを用いた補強土壁式係船岸の補強効果に関する解析的検討，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 74，No. 4，pp. I\_36-I\_44，2018.
- 5) 高橋英紀，森川嘉之，水谷崇亮，池野勝哉，田中智宏，水谷将，三好俊康，林健太郎：ジオグリッドを利用した補強土壁式矢板構造の技術開発，港湾空港技術研究所報告，Vol.57，No.1，pp. 36-81，2018.
- 6) 樋口貴也，青木恒，石原研而，塚本良道，榊尾孝之：大型可動壁模型土槽におけるジオグリッド補強砂の補強効果，土木学会論文集，No. 624/III-47，pp. 135-144，1999.
- 7) 塚田幸広，福田直三：補強効果のメカニズムと設計の考え方，月刊基礎工，Vol. 24，No. 12，pp. 12-18，1996.
- 8) 土井茂樹，小林司，新山修一：グラウンドアンカー工法，基礎工，Vol.37，No.1，pp.62-66，2009.
- 9) 吉田誠，清宮理，三藤正明，田代聡一，合田和哉：グラウンドアンカーで耐震補強した鋼矢板式岸壁の耐震性に関する振動台実験および有効応力解析，構造工学論文集，Vol.57A，pp.63-74，2011.
- 10) 菊池喜昭，北詰昌樹，小田祐二：補強土壁工法の港湾構造物への適用性，港湾技術研究所資料，No. 946，1999，36p.
- 11) ジオグリッド研究会：「ジオグリッド工法」ガイドライン—材料試験法，設計法ガイドライン—，第1分冊，1990，244p.
- 12) 野津厚，井合進，一井康二：岸壁の変位量と入力地震動タイプに関する一考察，土構造物の耐震設計に用いるレベル2地震動を考えるシンポジウム発表論文集，pp.73-80，1998.
- 13) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Report of the Port and Harbour Research Institute*, Vol. 29, No. 4, pp. 27-56, 1990.
- 14) 三輪滋，小堤治，池田隆明，岡由剛，井合進：初期応力状態を考慮したモデルを用いた有効応力解析による鋼矢板式岸壁の地震被害の評価，構造工学論文集 Vol.49A，2003.
- 15) 国土交通省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説（中巻），日本港湾協会，pp. 1082-1119, 2018.

(2018.12.4 受付)

## Proposal of sheet-pile quay wall structure reinforced by geogrids

Katsuya IKENO<sup>1</sup>, Tomohiro TANAKA<sup>1</sup>, Ke BAI<sup>1</sup>, Hidenori TAKAHASHI<sup>2</sup>,  
Yoshiyuki MORIKAWA<sup>2</sup> and Takaaki MIZUTANI<sup>2</sup>

1 Penta-ocean Construction, Institute of Technology

2 Maritime, Port and Aviation Technology, Port and Airport Research Institute

### Abstract

The authors focused on the excellent reinforcing effect of the reinforced wall method which is widely used in land construction, and proposed a reinforced sheet-pile quay wall structure that applies geogrid as a reinforcing material behind the sheet-pile. This study attempted to solve the problems in the practical use of the new structure via pull-out tests, large-scale loading model tests, and centrifuge model tests. As a result, irrespective of differences in air / water or pulling out during static / seismic condition, the authors confirmed the generation of a shear resistance force for geogrids even in loose rubble ground, and the proposed structure was effective at both static and dynamic situations. Numerical analyses showed that it was necessary to sufficiently fix the geogrid to the land side of the active failure surface and particularly the length of the lowest geogrid had a huge influence on the overall external stability. A design method for the new structure was also proposed, based on the aforesaid investigation.

Key words: sheet-pile quay wall structure, geogrid, pull-out test, large-scale loading test, centrifuge model test