

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 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH
INSTITUTE

Vol.57 No.1 March 2018

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

NATIONAL INSTITUTE OF MARITIME,
PORT AND AVIATION TECHNOLOGY

港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 57 巻 第 1 号 (Vol. 57, No. 1) , 2018 年3月 (March 2018)

目 次 (CONTENTS)

1. 2016 年熊本地震の前震と本震の震源過程の推定と特性化震源モデル
..... 野津厚, 長坂陽介 3
(Rupture Process of the Foreshock and Main Shock of the 2016 Kumamoto Earthquake and Simplified Source Models to Explain Damaging Ground Motions
..... Atsushi NOZU, Yosuke NAGASAKA)
2. 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
高橋秀紀, 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 36
(Technological Development of Sheet-pile Quaywall Reinforced by Geogrids
..... Hidenori TAKAHASHI, Yoshiyuki MORIKAWA, Takaaki MIZUTANI, Katsuya IKENO,
Tomohiro TANAKA, Suguru MIZUTANI, Toshiyasu MIYOSHI, Kentaro HAYASHI)

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

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****

要 旨

近年、大水深岸壁への需要が高まっていることや、岸壁をより経済的に整備することが望まれている。陸上工事では、壁面を形成する平板に補強材を取り付け、補強材を背後地盤内に埋め込む補強土壁工法が多く利用されている。このような背景の下、矢板にジオグリッドなどの補強材を取り付け、海上でも補強土壁式の構造を構築することを発想した。比較的経済的な矢板を用いて大水深岸壁を構築できるだけでなく、中規模程度の矢板岸壁をより経済的に構築できる可能性もある。本研究では、補強土壁式矢板構造の課題を整理し、引抜き試験、大型模型載荷実験、遠心模型実験、有限要素解析を通して、課題の解決を図った。また、実用化を念頭に、設計法を提案し、施工の手順やその課題について検討した。その結果、緩く堆積した石材地盤でもジオグリッドに対して十分なせん断抵抗力を発揮し、ジオグリッドを埋設することで矢板の変位が大幅に低減することが明らかとなった。また、補強土壁式矢板構造の耐震性も高く、ジオグリッドは矢板を引張するだけでなく、主働崩壊の発生も抑制していた。設計の検討では、仮想的な条件下で試設計を行い、提案した設計法の妥当性を示した。

キーワード：補強土壁，ジオグリッド，矢板，大型模型実験，遠心模型実験，有限要素解析

* 地盤研究領域地盤改良研究グループ 主任研究官

** 地盤研究領域長（兼 土質研究グループ長）

*** 地盤研究領域基礎工研究グループ長

**** 五洋建設株式会社技術研究所

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 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

電話：046-844-5055 Fax：046-844-0618 E-mail：takahashi-h@pari.go.jp

Technological Development of Sheet-pile Quaywall Reinforced by Geogrids

Hidenori TAKAHASHI *
Yoshiyuki MORIKAWA **
Takaaki MIZUTANI ***
Katsuya IKENO ****
Tomohiro TANAKA ****
Suguru MIZUTANI ****
Toshiyasu MIYOSHI ****
Kentaro HAYASHI ****

Synopsis

Deep-water quay walls and cost-effective medium- or shallow-water quay walls are in demand at many construction sites since recent times. For works on land, the reinforced soil wall method is adopted; in this method, reinforcement material such as a geogrid is connected to a plate-forming wall and embedded in the backfill ground. This background helped conceive a new structure of sheet-pile quay wall reinforced by geogrids. Deep-water quay walls can be constructed at low cost, and the construction cost of the sheet-pile quay wall may be reduced because geogrids are used instead of costly pile anchorages. This study attempted to solve the problems in the practical use of the new structure via pull-out tests, large-scale loading model tests, centrifuge model tests, and finite elements analyses. The design method and execution process were proposed in this study. The results of model tests showed that an adequate shear resistance force was generated for geogrids even in loose rubble ground. Geogrids reduced the displacement of sheet piles and enhanced the seismic resistance of the quay wall. Additionally, they pulled sheet piles and restrained the active failure of the backfill ground. Through a trial design, the efficacy of the proposed method was verified.

Key Words: reinforced soil wall, geogrid, sheet-pile, large-scale model test, centrifuge model test, finite element analysis

* Senior Researcher, Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Division

** Director of Geotechnical Engineering Division

*** Head, Foundation Group, Geotechnical Engineering Division

**** Penta-Ocean Construction Co. Ltd., Institute of Technology

3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan Port and Airport Research Institute

Phone : +81-46-844-5055 Fax : +81-46-844-0618 E-mail : takahashi-h@pari.go.jp

目 次

要 旨	36
1. はじめに	40
2. 関連する既往の研究と課題の整理	41
2.1 補強土壁工法	41
2.2 岸壁構造物への適用検討の事例	41
2.3 SG-Wall工法	42
2.4 グラウンドアンカー岸壁耐震補強工法	42
2.5 2段タイ地下施工法	43
2.6 岸壁構造物への適用の課題	43
3. せん断抵抗力と永続状態での構造安定性	44
3.1 引抜き試験	44
3.2 大型模型載荷実験	48
4. 変動状態での構造安定性	53
4.1 遠心模型実験	53
4.2 有限要素解析	61
5. 設計法の検討	67
5.1 提案する設計法	67
5.2 提案法による試設計	69
6. 施工方法の概要	74
6.1 施工における課題	74
6.2 施工フロー	74
6.3 維持管理	74
7. まとめ	75
8. おわりに	75
謝辞	76
参考文献	76
付録A ジオグリッドの材料特性	77
付録B 遠心模型実験で用いる補強材の選定	80

1. はじめに

運搬用船舶の大型化や大型クルーズ船の就航に伴い、近年は大水深の岸壁への需要が高まっており、今後もこの傾向は続くものと考えられる。我が国において大水深の岸壁を構築する場合、ジャケット式鋼構造体を用いた栈橋式や鋼板セルなどによる重力式などの構造が採用されることが一般的である。水深が比較的浅い岸壁に用いられる控え杭式矢板構造については、大水深岸壁に適用するためには過大な剛性と強度を有する矢板や控え杭、タイロッドが必要となるなどの課題を有しており、採用されていない。また、中程度規模以下の岸壁においては、控え杭式矢板構造は多くの現場で採用されてきたが、その性能を保ちつつ、より経済的な諸元の矢板構造が望まれている。

陸上工事に目を向けると、擁壁を構築する場合には、補強土壁工法が多用されている。補強土壁工法とは、壁面を形成する平板に補強材を取り付け、補強材を壁面背後の地盤内に埋め込むことで、鉛直あるいはそれに近い勾配の法面を形成する方法である。補強材としては、帯状鋼材や、鉄筋、面状の繊維材料・高分子材料などが利用されている。背後地盤から平板に土圧が作用すると、補強材に張力が発生し、壁面が前面に倒れ込むことを防ぐ。一方、背後地盤では前面に崩壊しようとするせん断力を補強材が分担して、地盤へ作用する力が低減する効果もある。後者の効果は、平板へ作用する主動土圧の低減に寄与する。この工法は、陸上工事において多くの実績を有していることから、有用な壁面形成手法の1つであると言える。

図-1.1 の概念図に示すように、陸上工事での補強土壁工法に相当する矢板構造を岸壁にも適用できれば、矢板構造の岸壁の大水深化が可能となるだけでなく、中程度規模以下の矢板構造の岸壁を経済的に施工できる可能性もある。過去には、菊池ら¹⁾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性について検討したが、実用化には結びついていない。アンカーによる補強土壁には長期間にわたる張力維持の問題があり、テールアルメ工法で用いられる帯状の鋼製補強材は裏込め石との噛み合わせの問題がある。一方、現在では、規則正しい格子状の高分子材料であるジオグリッドが開発されており、上記の課題を解決できると考えられる。ジオグリッドとは、「一体的に結合した引張部材による規則正しい開口の格子状物から構成された平面構造の高分子材料で、土木工事に適用されるもの」と定義され、軟鋼を超える強度を有しているために、強度において他の

ジオテキスタイル材料と一線を画している。ジオグリッドを裏込め石に適用する場合、石材の角がジオグリッドに噛み合い、多少の負のダイレイタンスが生じて、せん断抵抗力が発揮されるものと推測される。このことから、ジオグリッドを補強材に用いた補強土壁式矢板構造は有用な工法となり得ると言える。

そこで本研究では、上記の構造についての課題を整理し、引抜き試験、大型模型載荷実験、遠心模型実験、有限要素解析を通して、それらの課題の解決を図った。また、実用化を念頭に、設計法を提案し、施工の手順やその課題について検討を行った。2章では、関連する過去の知見や課題を整理する。3章と4章では、実施した実験や解析について述べる。5章では設計について検討し、6章では施工の手順や課題について検討した結果をまとめる。

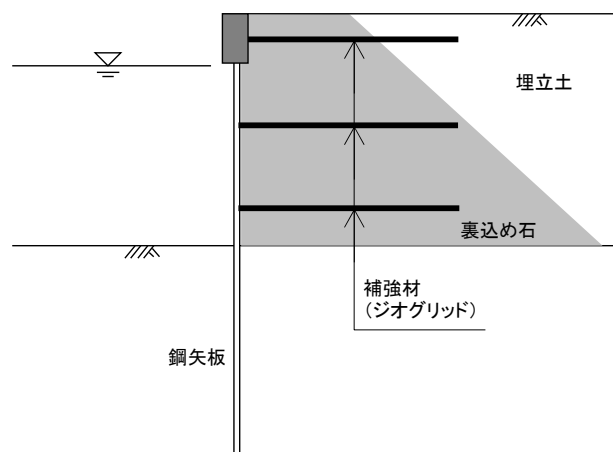


図-1.1 補強土壁式矢板構造の概念図

2. 関連する既往の研究と課題の整理

2.1 補強土壁工法

1章で述べたように、補強土壁工法とは、壁面を形成する平板に補強材を取り付け、補強材を壁面背後の地盤内に埋め込むことで、鉛直あるいはそれに近い勾配の法面を形成する方法である。補強土壁工法の発展のきっかけをつくった先駆的な工法はテールアルメ工法²⁾である。この工法は1963年にフランスのH. Vidal氏によって開発されたものであり、その構造は壁面を構成するパネル壁面と、層状に一定間隔で敷設された帯状の鋼製補強材と土質材料で構成される。図-2.1にテールアルメ工法の基本構成を示す。現在、利用されている種々の補強土壁工法は、テールアルメ工法をベースとして、補強材や、壁面の種類、構築方法、設計方法等に新たな知見を加えたものと言える。

補強土壁工法では、補強材と土の間にせん断抵抗力が生じて、補強材に張力が発生し、補強材が取り付けられた平板が前面に倒れ込むことを防ぐ。壁面全体の安定性を確保するために必要な補強材の張力やその配置を求めるために、種々の設計条件や破壊モードが設定される。文献²⁾³⁾を参考にして、補強土壁工法の設計において想定される破壊モードを図-2.2に示し、補強土壁工法の設計フローを図-2.3に示す。補強土壁工法の設計は、補強した領域の内部破壊（補強材の土からの引抜けや破断、壁面を形成する平板との定着破断）を検討する「内部安定の検討」と、補強土構造物全体の安定性（滑動、転倒、支持力破壊、構造物の外側を通過するすべり）を検討する「外部安定の検討」の2つに大別される。両者を検討することによって、補強する領域を一体化させ、その領域に作用する外力に対する安定性を確保し、さらに領域

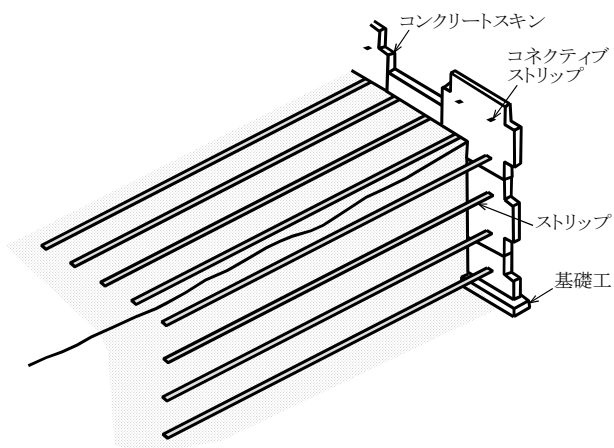


図-2.1 テールアルメ工法の基本構成²⁾

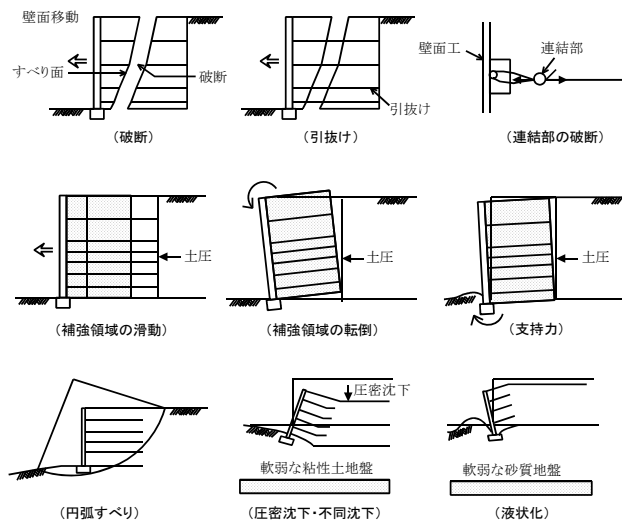


図-2.2 補強土壁工法における破壊モード³⁾を再構成

を支える地盤を含む全体系の安定性を確保することが可能となる。

以下の2.2～2.5節では、この補強土壁工法を矢板岸壁へ適用する際に参考となる過去の検討事例や類似の工法についてまとめる。

2.2 岸壁構造物への適用検討の事例

補強土壁工法の岸壁への適用を試みた菊池ら⁴⁾は、多数アンカー工法を模擬した遠心模型実験を実施している。そこでは、補強土壁工法は通常のケーソンと同程度以上の安定性を有すること、補強効果は仮想壁体の考え方によって評価できることを示している。なお、テールアルメ工法で使用される帯状の鋼製補強材と石材（単粒度砕石、粒度調整砕石）との引抜き試験が実施され、帯状補強材は石材には不向きであることが指摘されている。帯状補強材はストリップと呼ばれる幅60mmのリブ付き鋼材である。補強材に対して石材の寸法は大きいために、石材の構造骨格によって拘束圧を保持してしまい、補強材と石材の接触点に力が伝わらず、十分な摩擦抵抗力が得られなかったと本報告の著者らは推測する。一方、多数アンカー工法は有用であることが論文で示されているが、水中下であることから維持管理が難しい点や、締固めない緩い石材地盤内で張力を保てるかという点など、種々の懸念がある。また、この研究成果は、地中内に挿入した矢板を壁面としたものではない。

海外においては、コンクリートブロックに補強材を取り付けて護岸を補強することが検討され、実用化されている⁵⁾。ただし、これは規模の小さな護岸での適用であり、陸上施工が可能な箇所に限定されていると考えられる。地中内に挿入した矢板を壁面として、大水深の岸壁

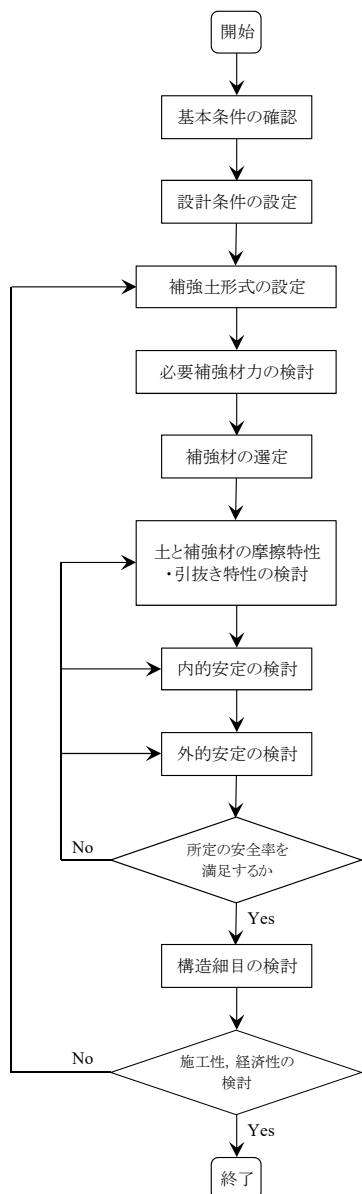


図-2.3 補強土壁工法の概略設計フロー²⁾を再構成

を形成することは海外においても事例が見当たらない。

2.3 SG-Wall 工法

ジオグリッドを鋼矢板あるいは鋼管矢板の上部に取り付け、矢板背後に固化処理土を投入して、その内部にジオグリッドを敷設する方法が提案されている⁹⁾⁷⁾⁸⁾。この方法は、SG-Wall 工法と称され、ジオグリッドを介してケーソンあるいは矢板と背後の固化処理土の一体化が成される。図-2.4 に SG-Wall 工法の概念図を示す。用いる固化処理土としては、管中混合処理工法、事前混合処理工法、軽量混合処理工法によるものが想定されている。ジオグリッドには、耐薬品性に優れた高密度ポリエチレンのシートに一定間隔で孔を開け、これを一方向に加熱

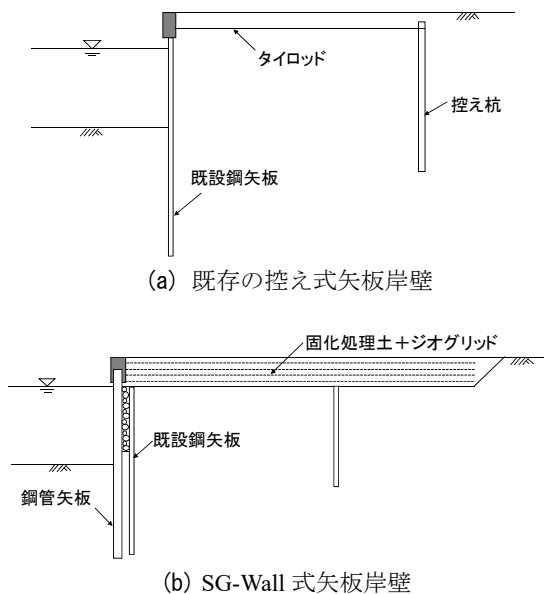


図-2.4 SG-Wall 工法の概念図

延伸して整形された引張剛性の高い格子状材料を用いることが基本とされている。SG-Wall 工法は、新設の岸壁だけでなく、既存岸壁の増深化や耐震強化にも利用できることが記載されている。なお、この工法は有用ではあるが、固化処理土を利用するために、通常の補強土壁工法よりも不経済となり得る。また、矢板上部にジオグリッドを取り付けることを念頭においた工法であり、大水深岸壁へ適用するには課題が多い。

2.4 グラウンドアンカー岸壁耐震補強工法

既存岸壁の耐震強化の一策として、グラウンドアンカーによる補強がある⁹⁾。吉田ら¹⁰⁾¹¹⁾はグラウンドアンカーで補強したケーソンや矢板の地震時挙動や耐震補強効果を詳細に検討するため、模型振動台実験および動的有限要素解析を実施した。矢板式岸壁に適用した場合の概念図を図-2.5 に示す。振動台実験によればグラウンドアンカーを設置した矢板やケーソンは、設置していないものに比べて、振動後の矢板の残留変位と曲げモーメントが大幅に低減することが示されている。例えば、矢板の場合、残留変位量は2~3割減少し、矢板の最大曲げモーメントは3割低減されていた。有限要素解析におけるモデル化手法が提案され、パラメトリック・スタディも実施されている。本工法は、神戸港ポートアイランド(第二期)地区において、総延長1,125 mの重力式岸壁の耐震強化工事へも適用されている¹²⁾。なお、本工法は有用なものであるが、大水深の矢板構造を構築するためには、水中部でのグラウンドアンカーの設置や長いアンカーの使用が必要となり、不経済となり得る。

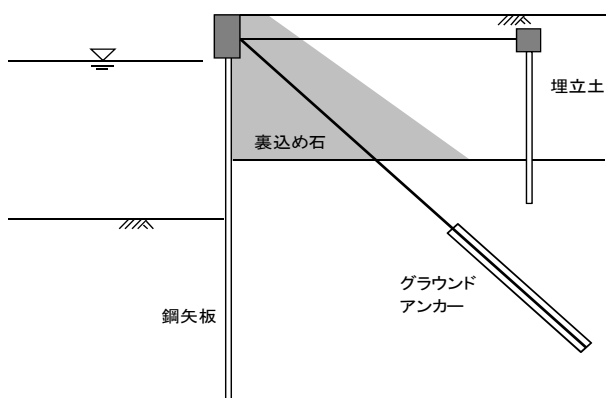


図-2.5 矢板式岸壁に対するグラウンドアンカー補強の概念図

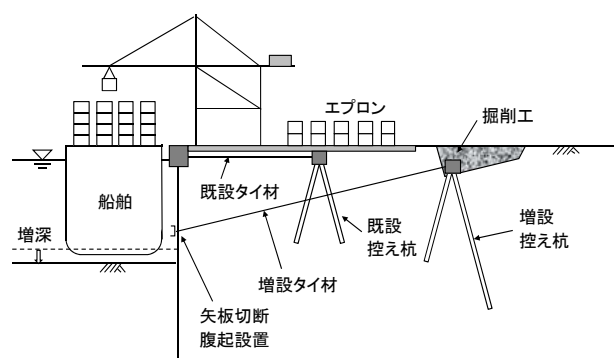


図-2.6 2段タイ地下施工法の概念図¹⁴⁾を再構成

2.5 2段タイ地下施工法

既存岸壁の耐震強化の別の方策として、2段タイ地下施工法がある。その概念図を図-2.6に示す。2段タイ地下施工法は、既設岸壁のエプロン背後から矢板壁に向けて小口径推進機を用いて斜め下方に削孔した後、増設タイ材を矢板に取り付け、タイ材を引張するものである。水中部の矢板を引張することで、岸壁前面の増深化や耐震強化を行うことができる。この工法は、1960年代ごろから有効性が指摘されていたが、当時は削孔精度の低さ等が課題となって実用化していなかった。近年、小口径推進機の性能が向上したため、模型実験による挙動の検討や、設計法の検討、実証試験による削孔精度の検証などを通して、実用化に至っている¹³⁾¹⁴⁾¹⁵⁾。実験では、矢板に発生する曲げモーメントが5~6割程度低減されており、特に、無対策時に曲げモーメントが最大となる箇所タイ材を取り付けると効果的であることも分かっている。さらに、タイ材の取り付けによる土圧の変化や、最適なタイ材の取り付け位置、控え杭の形式などが詳細に検討されている。

この工法は供用中の岸壁に対して適用され、2010年に岸壁は完成したが、その約5ヶ月後に東北地方太平洋沖地震を経験した。この地震によってエプロン部に約100mmの沈下が生じたが、周辺岸壁で見られた矢板のはらみ出し等の被害はなく、岸壁の耐震性の高さが報告されている¹⁴⁾。ただし、タイ材を取り付ける位置が深くなると、長いタイ材が必要となり、十分な張力を確保できない可能性があるなど、大水深岸壁への適用には課題が多い。

2.6 岸壁構造物への適用の課題

過去の検討事例や類似の工法を踏まえると、ジオグリッドを利用した補強土壁式矢板構造を実用化するための課題は以下のように整理できる。次章以降で、これらの各課題について検討を行う。

a) ジオグリッドと石材のせん断抵抗力

ジオグリッドは比較的粒径が小さい土質材料に埋め込まれて用いられることが多く、裏込め石のような石材で形成された地盤への適用性は十分には検討されていない。また、ジオグリッドを埋め込んだ土質材料は一般的には締固められるが、矢板背後の裏込めを締固めることは難しく、緩く堆積した石材地盤とジオグリッドのせん断抵抗力が発揮されるかも未確認である。この課題については、後述の3.1節の引抜き試験で検討を行った。

b) 永続状態での構造安定性

ジオグリッドと石材のせん断抵抗力が期待できるとしても、石材地盤にジオグリッドを埋め込んだ補強土壁の構造が安定性を保てるかは把握されていない。また、陸上工事での補強材の敷設間隔は深度方向に0.2~1.0m間隔であるが、海上工事での手間や石材の大きさから考えて、敷設間隔をより広げる必要がある。この場合にも、構造の安定性が確保されるか検討が必要である。この課題については、後述の3.2節の大型模型載荷実験で検討を行った。

c) 変動状態での構造安定性

地震による変動状態での構造安定性も重要である。地震外力を受けた際の矢板や地盤の変形挙動を把握し、地震に対する安定性を調べる必要がある。特に、矢板を地中内に挿入している点で、提案する構造は、陸上工事での補強土壁の構造とは異なっており、変形挙動を把握しておくことは重要である。この課題については、後述の4.1節の遠心模型実験と4.2節の有限要素解析で検討を行った。

d) 設計法

提案する構造を実用化するために、設計法の確立が必

要不可欠である。控え杭式矢板構造では、タイ材の取り付け位置と仮想海底面を支点とした仮想梁法で矢板での断面力を算出し、矢板の断面に対して応力照査を行う。一方、ジオグリッドを利用した補強土壁式矢板構造では、ジオグリッドの取り付け位置を支点とすることは難しい。これは、矢板の微小な変位によって控え杭からの大きな張力を期待でき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が必要である。設計法に関する検討は5章で行う。

e) 施工法

施工における主要な課題としては、水中下において矢板にジオグリッドを取り付ける方法と、有効上載圧が作用する前にはジオグリッドからの張力を期待できない点、ジオグリッドの敷設長が長い場合にジオグリッドと防砂シートが交錯する点の3つが挙げられる。1つ目の取り付け方法については、取り付け部材の工夫によって解決し得る。2つ目は、裏込め石を積み上げて有効上載圧がジオグリッドに作用すると張力を期待できるが、その時点で矢板が既に変位するという問題である。この施工中の矢板の変位量を適切に評価しておく必要がある。3つ目は、中段のジオグリッドを短くするか、ジオグリッドを含むように裏込めの形状を設計することで解決し得る。これらの施工に関する検討を6章で行う。

3. せん断抵抗力と永続状態での構造安定性

3.1 引抜き試験

(1) 概要

裏込め石のような石材に対してジオグリッドを適用できるかは十分には検討されていない。また、裏込め石を現場で締固めることは難しく、緩く堆積した石材地盤にジオグリッドを適用できるかも未確認である。この課題に対して、石材地盤内に埋設したジオグリッドの引抜き試験を実施して検討を行った。ただし、ジオグリッドは格子状の構造となっており、石材とジオグリッドの摩擦に加えて、**図-3.1**の概念図に示すような両者の噛み合いが期待され、大きなせん断抵抗力が発揮されると推測される。このせん断抵抗力の大きさを引抜き試験によって検証した。

(2) 試験装置

実際の現場を想定した水中下でのせん断抵抗力を調べるために、引抜き試験は大型の水中振動台の振動テーブル上で実施した。水中振動台では、平面水槽内に設置された振動テーブル上に模型を設置し、種々の模型載荷実験や振動実験を水中下で実施できる。引抜き試験では、石材地盤内に埋設したジオグリッドを静的に引抜く以外に、この引抜きを継続しながら石材地盤自体に振動を加えた。これは、ジオグリッドを用いた矢板構造物が地震力を受けた際に、振動中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を調べるためである。

図-3.2に示すように、振動テーブル上に、山留材と鋼板によって作製した内寸2.0 m (長さ) × 1.0 m (幅) ×

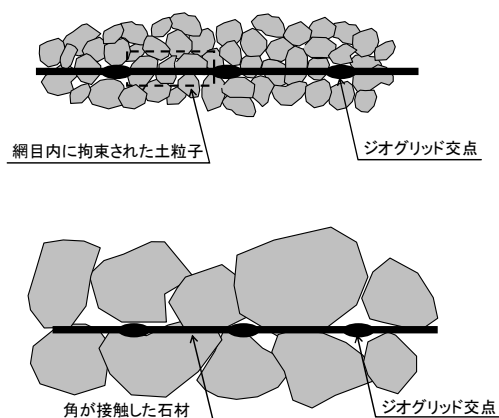


図-3.1 地盤材料（土および裏込石）中におけるジオグリッドの概念図

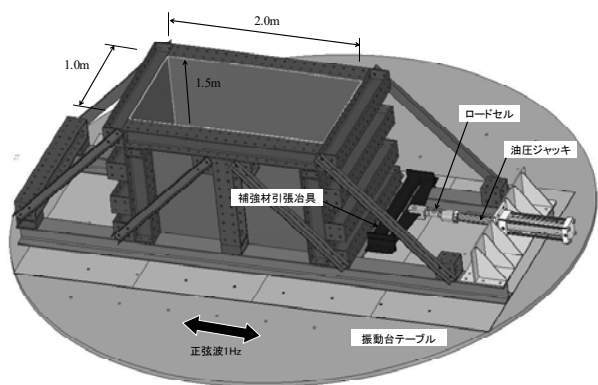


図-3.2 引抜き試験装置

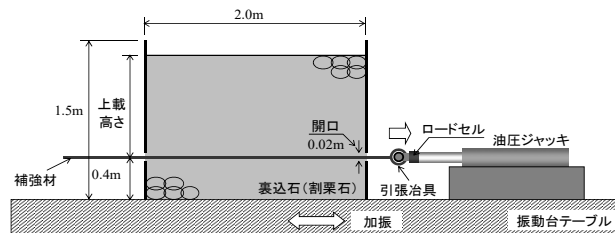


図-3.4 引抜き試験の断面図

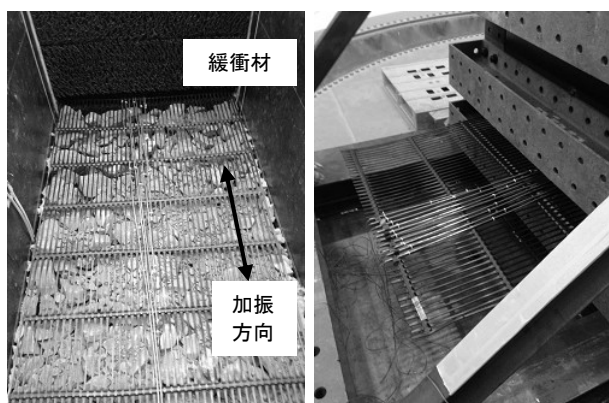


図-3.3 ジオグリッドの敷設状況

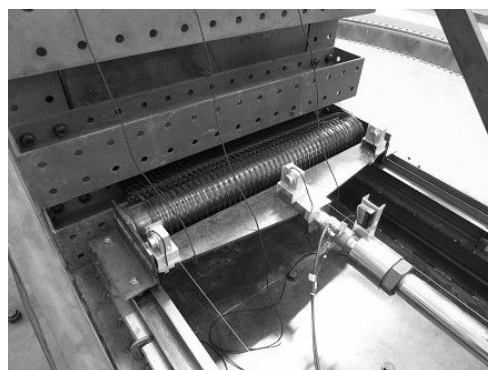


図-3.5 ジオグリッドと鋼管パイプの取付状況



図-3.6 引抜き試験に用いた割栗石

1.5 m (高さ) の箱型土槽を設置した。土槽の中に全高さ 0.75, 1.1, 1.4 m (有効高さ 0.35, 0.7, 1.0 m) の石材地盤を形成したが、底面から 0.4 m の位置にジオグリッドを埋設した。石材地盤にジオグリッドを敷設した様子を図-3.3 に、試験の断面図を図-3.4 に示す。このジオグリッドの端部を土槽側面から出しておき、それに取り付けた鋼管パイプを介して油圧ジャッキ (最大引抜き荷重 100 kN) による引抜きを行った。油圧ジャッキとジオグリッドの高さを等しくして、鉛直方向には力がかからないように注意した。ジオグリッドと鋼管パイプの取り付け状況を図-3.5 に示す。ジオグリッドの端部を U 字型に曲げ、重ねた目合いにテンサージョイナーと呼ばれる狭幅の板を通して端部を筒状にし、ここに鋼管パイプを通した。

ジオグリッドを引抜く際に、石材地盤のせん断変形を極力拘束しないように、引抜く方向に垂直な面に緩衝材を貼り付けた。この緩衝材は、ヘチマロン (プラスチック立体網状成形品) であり、寸法を厚み 50 mm×幅 300 mm とした。

(3) 試験材料

引抜き試験には、実際の現場で用いられる石材 (粒径

150~500 mm 程度) よりも粒径が多少小さな割栗石 (粒径 50~150 mm) を用いた。図-3.6 に石の写真を示す。これは、試験土槽の寸法は数 m しかなく、現場で用いられる大きな石材を用いると、ジオグリッドの上・下部の高さ方向に数個の石材しか配置できず、石材地盤のせん断特性を適切に評価できないためである。また、粒径が多少小さくても石材であることには変わり無く、基本的なせん断抵抗特性を再現できると考えた。ただし、ジオグリッドの目合いの大きさと石材の粒径の関係はせん断抵抗に影響を与える可能性もあり、特に角を有しない大きな石を現場で用いる場合には、注意を要する。

国内外を問わず多くのジオグリッドが市販されており、その種類も豊富である。製品の基準引張強度と設計引張強度の関係をプロットすると図-3.7 のようになり、基準

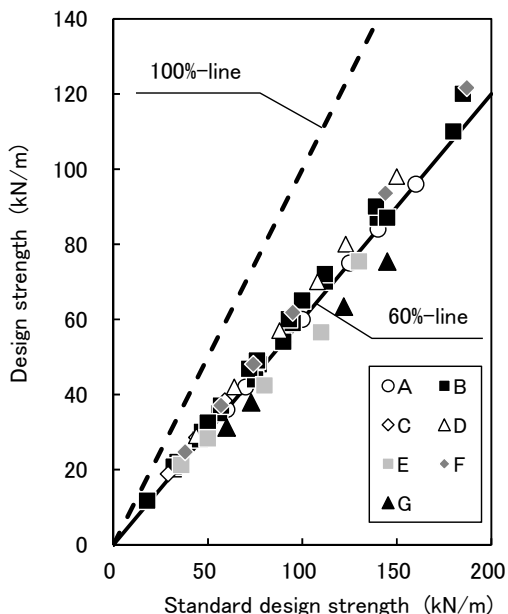


図-3.7 製品基準強度と設計強度の関係，縦軸：設計強度，横軸：製品基準強度

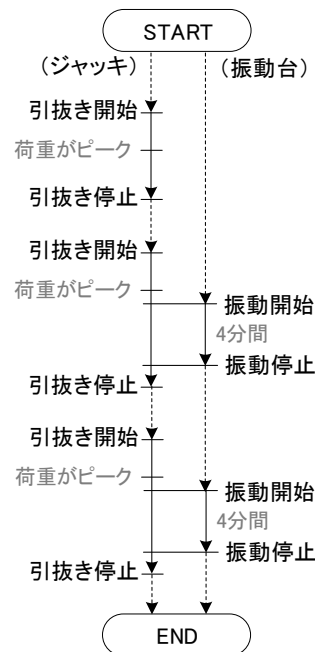


図-3.9 引抜き試験手順

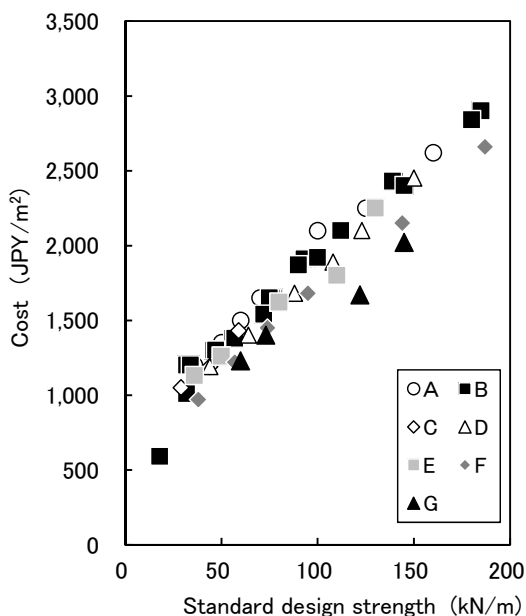


図-3.8 製品基準強度とコストの関係，縦軸：1m²あたりのコスト，横軸：製品基準強度

強度の約6割を設計強度とする場合が多いようである。また、基準引張強度と価格の関係を図-3.8に示しているが、強度が大きいほど価格も上昇し、それらには線形の関係がある。ジオグリッドの一般的な材料特性については、付録Aにまとめているので、適宜、参照されたい。

引抜き試験に用いたジオグリッドは、高密度ポリエチレン製のテンサーRE160（設計引張強度160 kN/m）である。これよりも強度が小さいテンサーSR110（設計引張

強度100 kN/m）を用いて予備的に引抜き試験を実施したが、引抜き荷重が設計引張強度に達する前に、ジオグリッドが破断した。このため、本試験では、より強度が大きいテンサーRE160を用いた。なお、予備試験の結果は、石材地盤でジオグリッドを用いることで、設計引張強度よりも小さな引抜き荷重でジオグリッドが破断する可能性を示しており、実際の現場においては強度に余裕があるジオグリッドを選択することも必要である。

(4) 試験内容と計測項目

試験の手順を図-3.9に示す。10 mm/minの速度でジオグリッドを静的に引抜き、引抜き荷重がピーク値あるいは漸増傾向となるまで引抜きを続けた。その後、引抜きを一時的に停止して、振動を加える準備を行った。振動の準備が整った後に、引抜きを再開して、地盤に振動を加えた。なお、引抜きを停止した際に、クリープ現象によって引抜き荷重が15%程度低下したが、引抜きを再開することでほぼ元の荷重に戻った。振動は2回に分けて行い、それぞれの加速度が150 Galと200 Galの振動（周波数1 Hzの正弦波）となるように設定し、各4分間の振動を行った。なお、この2回の振動の間にも、引抜きを一時的に停止した。

試験ケースを表-3.1にまとめる。水中・気中の違いや、有効上載圧を変化させて、全部で6ケースの試験を実施した。ジオグリッドの上部に積み上げる石材の高さを変えることで、有効上載圧を変化させた。具体的には、上部の石材地盤の高さを0.4、0.7、1.0 mと変化させた。

表-3.1 試験ケース

ケース名	気中/水中	上載高さ	有効上載圧
A100	気中	1.00m	13.7kN/m ²
A070	気中	0.70m	9.6kN/m ²
A035	気中	0.35m	4.5kN/m ²
W100	水中	1.00m	8.3kN/m ²
W070	水中	0.70m	5.6kN/m ²
W035	水中	0.35m	2.7kN/m ²

表-3.2 計測項目

項目	使用機器	測定箇所
ジオグリッド変位	ワイヤー式変位計	2
ジャッキストローク	ワイヤー式変位計	1
引抜き荷重	ロードセル	1
ジオグリッドひずみ	ひずみゲージ	10

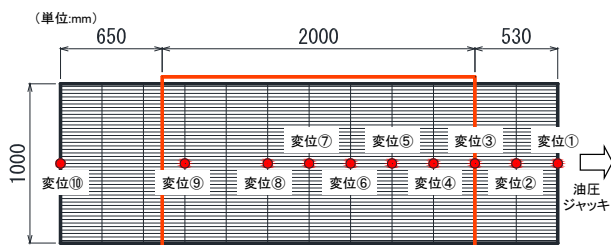


図-3.10 ジオグリッドへのゲージ貼り付け位置

計測した項目を表-3.2 にまとめる。計測に関しては、油圧ジャッキによる引抜き荷重をロードセルで計測し、その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程度を計測するために、図-3.10 に示す位置にひずみゲージを貼り付けた。ゲージのリード線が石材との接触で破損しないように、鞘管でリード線を保護した。

(5) 引抜き荷重特性

代表として、有効上載圧の大きなケースの A100 (気中試験) と W100 (水中試験) の荷重と変位を図-3.11 と図-3.12 に示す。図では、引抜き時間に対する荷重と変位を示している。また、左図は静的な引抜き時、右図は引抜きながら振動を加えた時の試験結果を示している。

両ケースにおいて、引抜きを開始して、変位が増えるとともに引抜き荷重も増え、引抜き荷重は時間に対して非線形に増加し、100 mm 程度の変位の時にピークとなった。そのピーク値は、A100 で 44.5 kN, W100 で 31.8 kN となり、水中下で小さかった。これは、W100 では石材地盤を水浸することで、有効上載圧が小さくなったためと考えられる。なお、引抜き時にジオグリッドは破断せず、ピーク値は最大せん断抵抗力であると言える。

引抜き荷重がピークに達した後、引抜きを続けながら

石材地盤に振動を加えた。振動を加えている期間においては、引抜き荷重は変動したが、それが大きく低下するようなことはなかった。荷重が変動する理由は、振動によって石材間や石材とジオグリッドの噛み合わせが変化するためと推測される。しかしながら、全体的には抵抗力は維持され、引抜き荷重は低下しなかったと考えられる。このことから、ジオグリッドを用いた矢板構造が地震力を受けても、せん断抵抗力は維持されると考えられる。

静的な引抜き時の全ケースの引抜き荷重と引抜き変位の関係を図-3.13 に示す。有効上載圧が大きな A100 と W100 とは異なり、有効上載圧が小さい A035 と W035 では、引抜き荷重に明瞭なピークを確認できず、変位に対して荷重が漸増する傾向にあった。また、全ケースにおいて、ジオグリッドは破断しなかった。全体的に気中よりも水中での試験において引抜き荷重は小さく、有効上載圧が大きいほど引抜き荷重は大きかった。このことから、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ことが確認できた。

図-3.14 には、ジオグリッドに貼り付けたひずみゲージの最大値を土槽端部 (ジャッキ側) からの距離に対してプロットした。いずれの地点においてもひずみは正值となっており、ジオグリッドは伸張して、引抜きに対して抵抗していた。また、ひずみはばらついているものの、各ケースにおいて土槽端部から離れるほど小さくなる傾向にあった。これは、ジオグリッドの一部がせん断抵抗しているわけではなく、全面でせん断抵抗力を発揮していたことを示している。石材にジオグリッドを適用する場合、噛み合った箇所でも局的に力が大きくなり、そこで破断することも懸念されたが、実際には全面で力を分担し、破断しなかったと考えられる。

(6) 摩擦係数

全ケースにおける①静的引抜き時の最大荷重 F_T と②振動時の平均的な引抜き荷重 F_T を表-3.3 に示す。試験では 2 回の振動を地盤に加えているため、安全側の検討結果として両者の平均引抜き荷重の小さい方を表に示している。また、ジオグリッドは全面でせん断抵抗力を発揮するとして、 F_T を石材とジオグリッドの接触面積 4 m^2 ($=2 \times 1.0 \text{ m} \times 2.0 \text{ m}$) で除した値も単位面積当たりのせん断抵抗力 τ_{max} として表に示している。さらに、図-3.15 には、全ケースでの有効上載圧と単位面積当たりのせん断抵抗力 τ_{max} の関係をプロットしている。

図に示すように、有効上載圧にほぼ比例してせん断抵抗力は増えることが確認できた。また、気中・水中の違いや静的・振動中の引抜きにかかわらず、その比例勾配

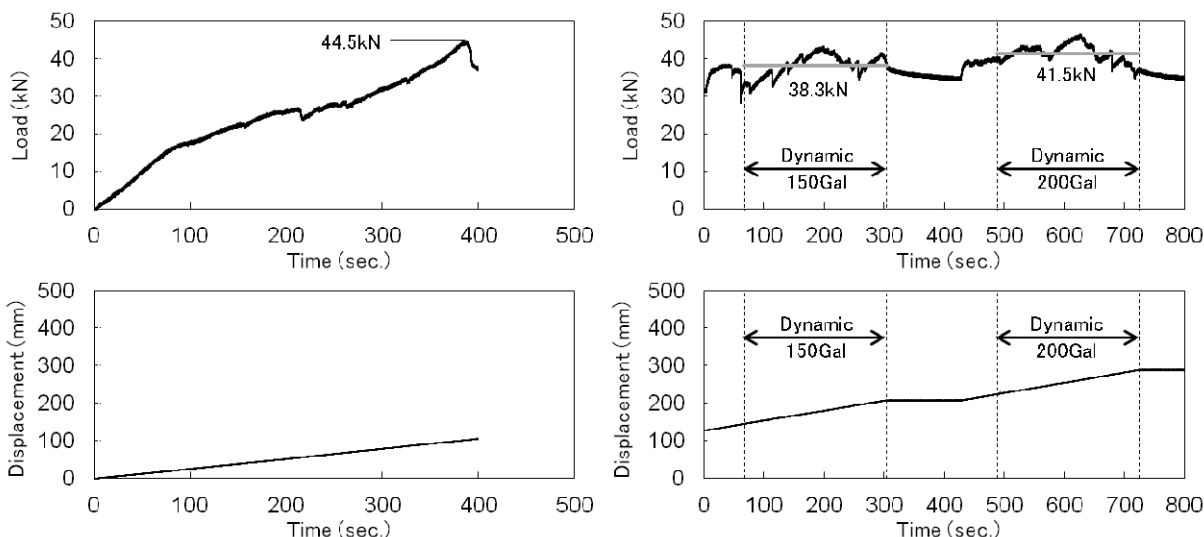


図-3.11 ケース A100 (左：静的引抜き, 右：振動中引抜き), 縦軸：引抜き荷重・引抜き変位, 横軸：時間

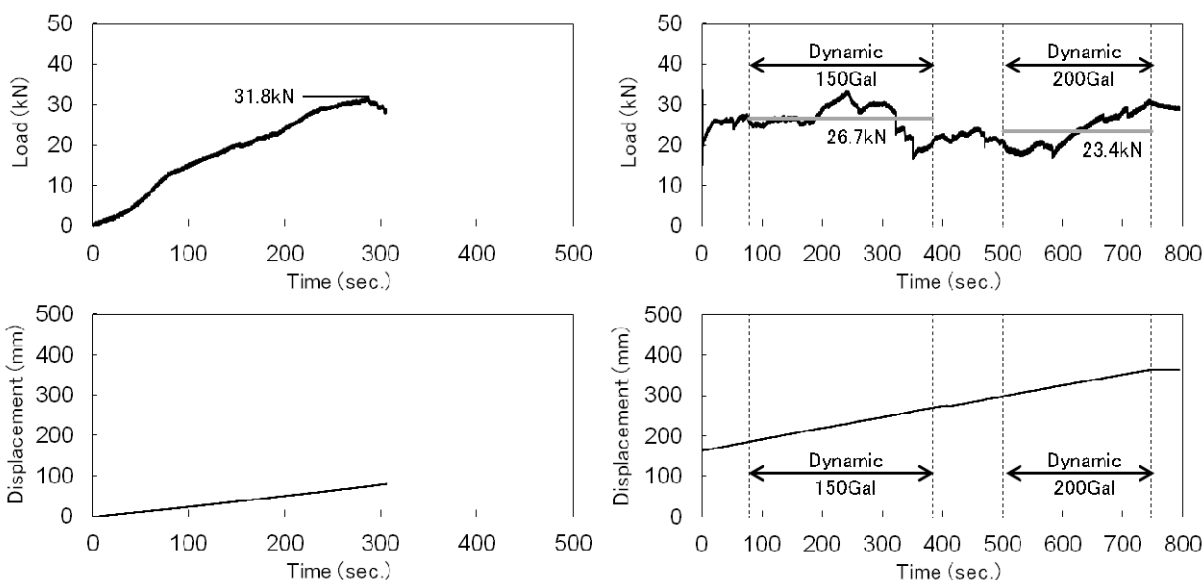


図-3.12 ケース W100 (左：静的引抜き, 右：振動中引抜き), 縦軸：引抜き荷重・引抜き変位, 横軸：時間

は類似していた。この比例勾配は、いわゆる摩擦係数であり、条件の違いは摩擦係数にあまり影響を与えていなかった。図中のプロットの下限值を通る直線を引くと、その勾配は0.65であり、この値が安全側の摩擦係数であると言える。この摩擦係数を摩擦角 ϕ で表現すると、 $\phi=33$ 度であり、砂や石材に相当する程度の十分に大きな値であった。

3.2 大型模型載荷実験

(1) 概要

石材地盤にジオグリッドを埋め込んだ補強土壁式の矢板構造が安定性を保てるかは未確認である。また、陸上工事よりも補強材の敷設間隔を広げた場合でも、構造の

安定性が確保されるかの検討が必要である。この課題に対して、矢板背後にジオグリッドを埋設して石材地盤を積み上げ、上部から載荷を行うことで、構造の安定性を調べる大型模型での載荷実験を実施した。

(2) 実験材料と実験内容

載荷実験で用いる石材としては、引抜き試験と同じ割栗石(粒径 50~150 mm)を採用した。大型模型実験ではあるが、実験断面の寸法は数 m しかなく、現場で用いられる大きな石材を用いると、ジオグリッドの上・下部の高さ方向に数個の石材しか配置できず、石材地盤のせん断特性を適切に評価できないため、多少小さな石を用いた。ジオグリッドについても、引抜き試験で使用したのと同じ高密度ポリエチレン製のセンサーRE160を用

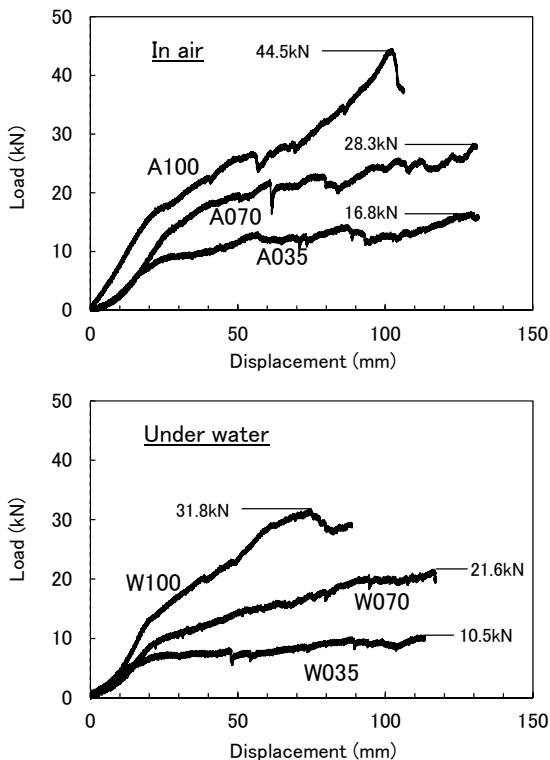


図-3.13 静的引抜き時における引抜き荷重-引抜き変位関係 (上: 気中, 下: 水中), 縦軸: 引抜き荷重, 横軸: 引抜き変位

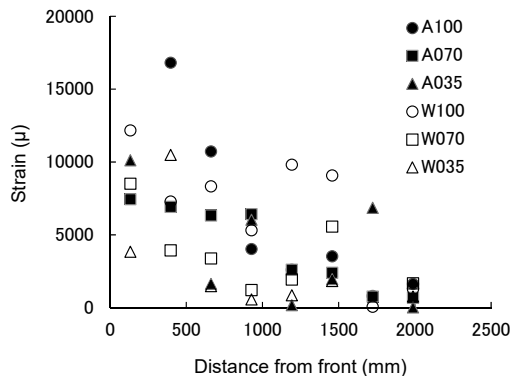


図-3.14 ジオグリッドの最大ひずみ, 縦軸: ジャッキ土槽端部からの距離, 横軸: 最大ひずみ

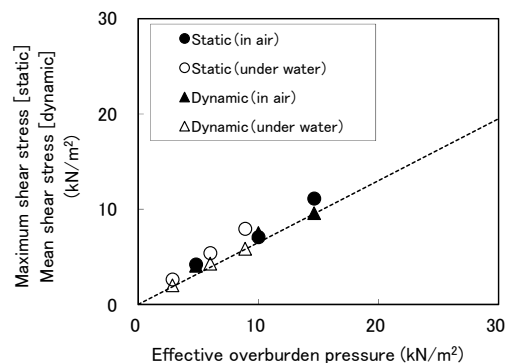


図-3.15 摩擦特性, 縦軸: 最大せん断応力 (静的引抜き), 平均せん断応力 (振動中引抜き), 横軸: 有効上載圧

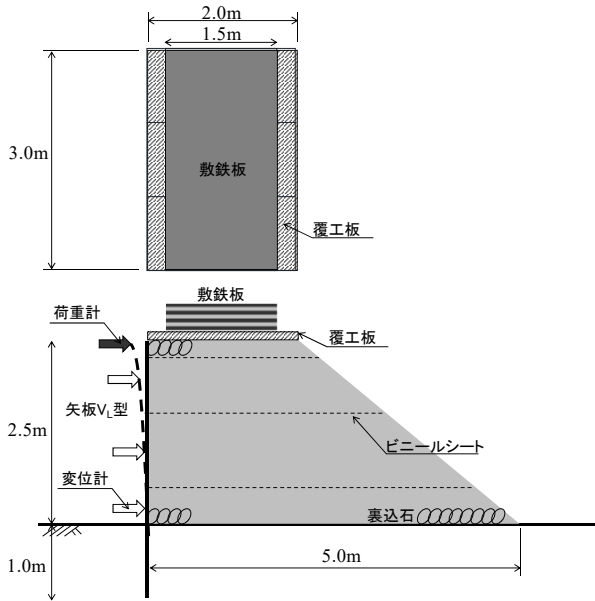
表-3.3 全ケースの試験結果

ケース名	有効上載重量 (kN)	有効上載圧 σ' (kN/m ²)	①静的引抜き(最大)		②動的引抜き(平均)		②動/①静	
			引抜き荷重 F_T (kN)	せん断応力 τ_{max} (kN/m ²)	引抜き荷重 F_T (kN)	せん断応力 τ_{mean} (kN/m ²)		
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

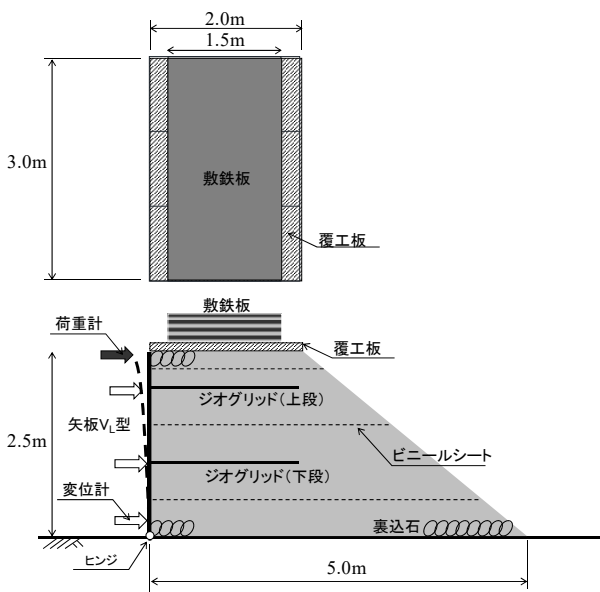
いた。

大型模型実験であるため、重機を用いて実験準備や載荷実験を実施する必要があり、屋外のヤードにおいて実験を行った。図-3.16 に模型実験断面図を示す。壁面には、実際の現場でも使用する U 型鋼矢板 (NS-SP-VL) を用いた。6 枚の矢板を利用し、幅 3.0 m×高さ 2.5 m の壁面を構築した。その背後に、底面で 5.0 m の長さになる台形の裏込めを石材で作製した。なお、裏込めの側面は、石材地盤が崩れないように、H 型鋼と木材板で壁面を構

築した。引抜き試験と同様に、ジオグリッドの端部を U 字型に曲げ、重ねた目合いにテンサージョイナーと呼ばれる狭幅の板を通して筒状にし、ここに鋼管パイプを通した。この鋼管パイプを PC 鋼棒で矢板に接合した。この状況を図-3.17 に示す。実際の現場においても、矢板の背面に取り付けた鋼部材に、ジオグリッド端部をヒンジ構造で取り付けることを想定しており、実験での接合方法はそれを模擬したものである。



a) ジオグリッド無し



b) ジオグリッド有り

図-3.16 大型模型荷重実験の断面図

(3) 作業と実験手順

模型地盤の作製手順を図-3.18 に状況写真を用いて示す。実験では、側壁面を形成するためのH型鋼とU型鋼矢板を打設し(図(a)と(b)), H型鋼間には木材板をはめ込んで側壁面とした(図(c))。石材の積み上げ時に矢板が変位しないように、矢板前方に設置した鉄骨檣によって、矢板頂部を固定しておいた。その後、矢板の裏込めとして石材を積み上げ、その途中でジオグリッドを敷設し、矢板に接合した(図(d))。さらに、石材地盤内に地

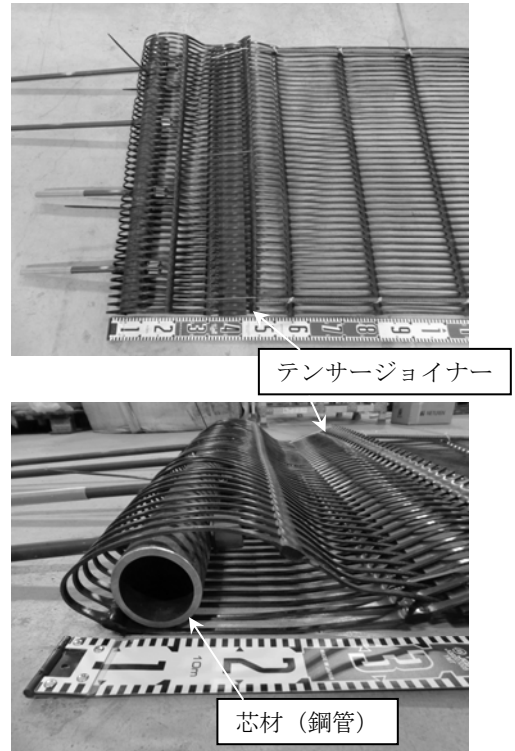


図-3.17 ジオグリッド取り付け状況

盤挙動を妨げない薄いビニールシートを敷いた(図(e))。これは、石材地盤内にすべり面が発現した場合、実験後の解体時に段差を見やすくするためである。石材を所定の高さまで積み上げた後に、天端に覆工板を設置して模型の完成とした(図(f))。覆工板の大きさは2.0m×1.0mであり、3枚を横に並べて置いた。この並べた3枚の覆工板から石材地盤への載荷重は11.7kNであり、圧力としては2.0kN/m²となる。続いて、荷重実験を実施した。天端の覆工板上に大きさが1.5m×3.0mの敷鉄板を10枚一括りとして、3束の敷鉄板を3段階で積み上げた(図(g))。10枚一括りの敷鉄板からの載荷重は85.0kNであり、圧力としては14.2kN/m²となる。すなわち、覆工板と敷鉄板からの荷重を上載荷重とすると、2.0, 16.2, 30.3, 44.5kN/m²の順で荷重したことになる。上載荷重を加えた後、矢板頂部の固定を外して、矢板を前面に変位させた。

(4) 実験ケースと計測項目

実験ケースとしては、ジオグリッドを敷設する場合としない場合の2つとした。図-3.16にも示したように、ジオグリッドを敷設しないケースでは、矢板を1m程度地盤に根入れさせたが、ジオグリッドを敷設するケースでは、矢板の根入れを行わず下端をヒンジ構造とした。根入れしなかった理由は、ジオグリッドを敷設しないケ

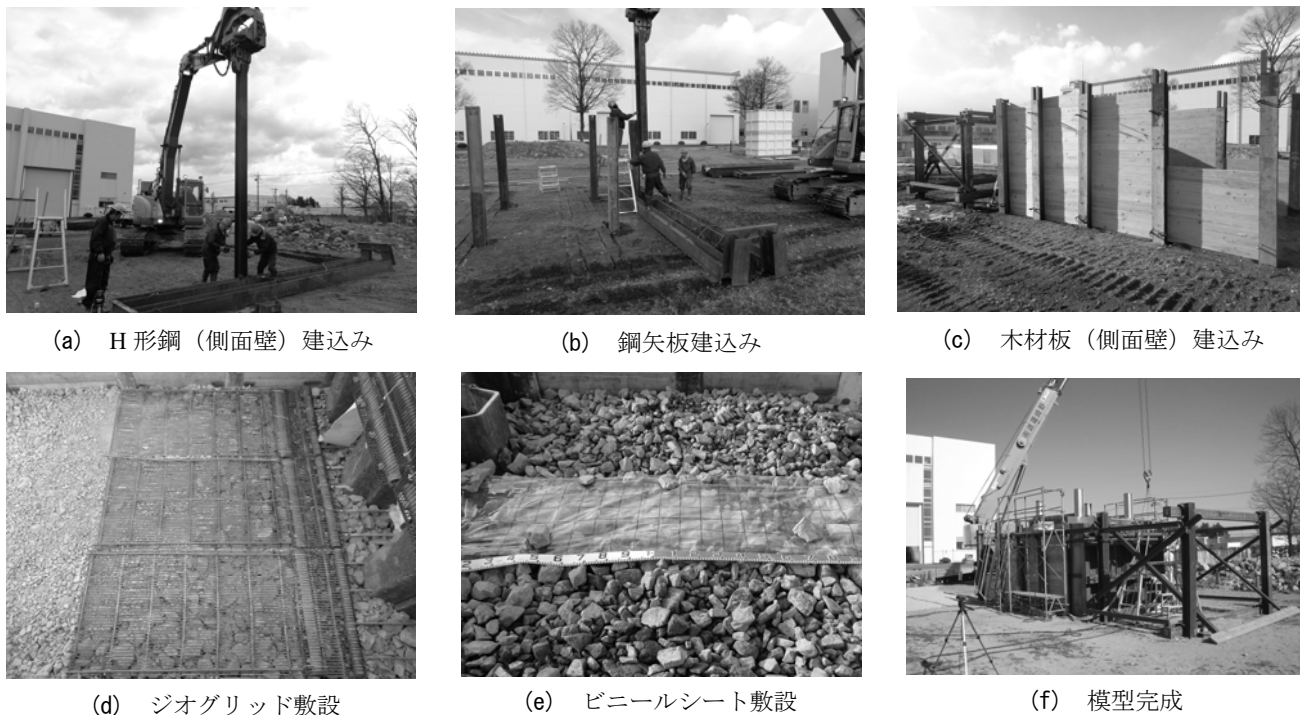


図-3.18 模型の作製手順

表-3.4 計測項目

項目	使用機器	測定箇所
ジオグリッド変位	ワイヤー式変位計	5箇所×2段
矢板変位	ワイヤー式変位計	4段
矢板作用荷重	ロードセル	2箇所
滑り線	ビニールシート	幅1m×3段

ースにおいても、矢板の前面への倒れ込みが少なかったため、ジオグリッドを敷設するケースでは、より厳しい条件下でジオグリッドの効果を確かめたいと考えたためである。

計測した項目を表-3.4に示す。計測に関しては、矢板頂部での反力をロードセルで計測し、その水平変位をワイヤー式変位計で計測した。水平変位については、頂部以外の3か所でも計測を行った。さらに、ジオグリッドの伸張程度を知るために、矢板から離れていく方向に5か所でその変位をワイヤー式変位計で計測した。引抜き試験のようにひずみゲージを用いなかった理由は、重機を用いた規模の大きな実験であり、ゲージや鞘管が実験中に破損すると考えたためである。

(5) 矢板頂部での反力と変位

矢板頂部の固定を外すまでの敷鉄板設置時における矢板への反力を図-3.19に示す。上載荷重に対して反力をプロットしている。また、図-3.20には、敷鉄板設置時における矢板の中ほど（底面から高さ1.0m）での水平

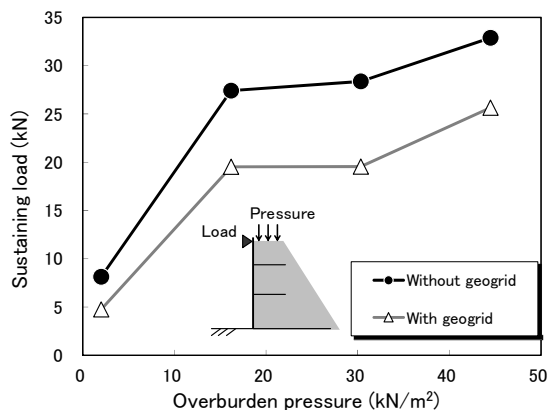
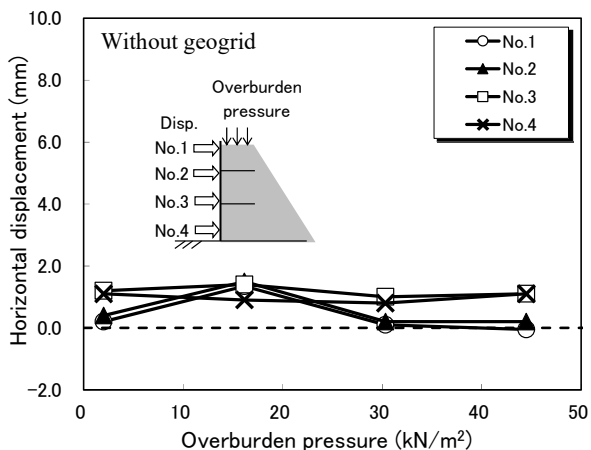


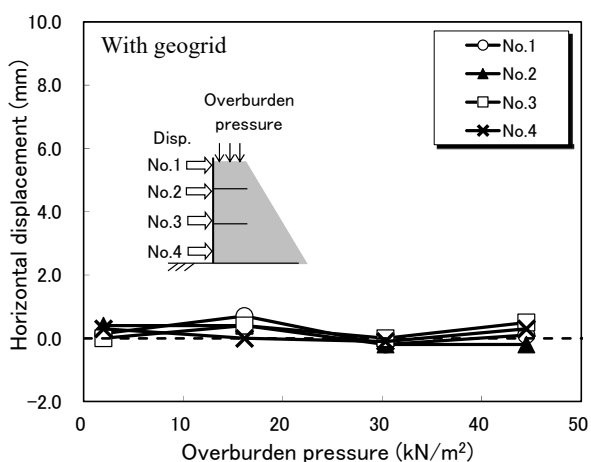
図-3.19 矢板頂部への反力と上載荷重の関係、縦軸：矢板頂部への反力、横軸：上載荷重

変位を示している。図-3.19を見ると、ジオグリッドの有無に関係なく、1段目の敷鉄板設置時に反力が大きく増すが、その後、2、3段目の敷鉄板設置時には反力はそれほど増さなかった。図-3.20によると、敷鉄板の設置時の矢板のはらみ出しをほぼ確認できず、地盤が主働状態に遷移したとも考えにくい。締固めずに石材を積み上げており、載荷することで石材が締め固まり、K値が増した可能性などは考えられるが、詳細な原因は把握できていない。

実験ケース間の違いを比較すると、ジオグリッドを敷設したケースでの矢板頂部の反力は、敷設しなかったケースでのものよりも3割ほど小さくなっている。ジオグ



(a) ジオグリッドなし



(b) ジオグリッドあり

図-3.20 上载荷重载荷時における矢板水平変位，縦軸：上载荷重，横軸：矢板水平変位

リッドを敷設したケースでは、矢板下端をヒンジ構造としたにもかかわらず、反力は小さく、ジオグリッドの効果は大きいと言える。

図-3.21 には、矢板頂部の固定を外した際の矢板変位の深度分布を示している。いずれのケースにおいても矢板は前面に一様に傾いていた。ただし、ジオグリッドを敷設したケースでの変位は、敷設しなかったケースのもの約 1 割程度となっており、ジオグリッドの効果はかなり大きかった。

(6) ジオグリッドと石材地盤の変位挙動

石材地盤内の 2 か所に敷設したジオグリッドの水平変位量を図-3.22 に示す。この値は、矢板頂部の固定を外した後の矢板変位時でのものである。図に示すように、上部のジオグリッドは 3~4 mm 程度、下部のジオグリッドは 0~1 mm 程度の変位が全体的に生じており、矢板の

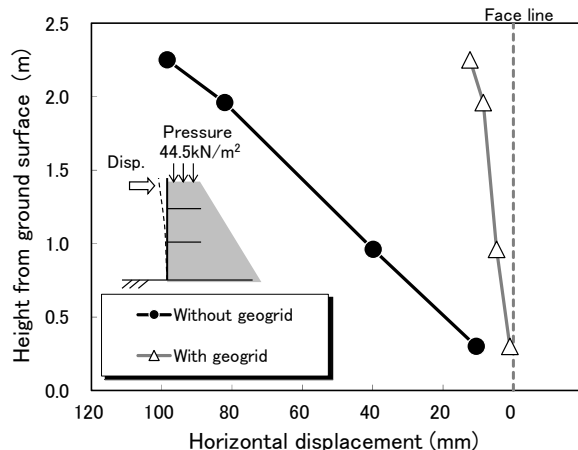


図-3.21 固定を外した際の矢板の変位，縦軸：地表面からの高さ，横軸：矢板水平変位

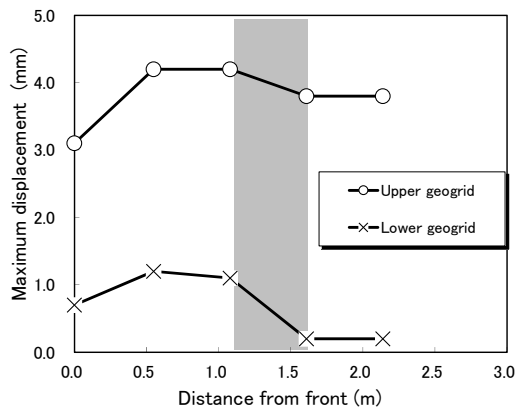


図-3.22 ジオグリッドの最大変位，縦軸：最大変位，横軸：矢板からの距離

変位に合わせてジオグリッドも前面へ変位したことが分かる。図-3.23 には、変位量をひずみに変換した値を示している。生じたひずみは最大でも約 1700μであり、引抜き試験での最大値に比べて 1/100~1/10 程度である。このことから、発生したせん断抵抗に対してジオグリッドの耐力はかなり余裕を有する状態であったと言える。なお、矢板から 1.3~1.4 m 付近で、ひずみは局所的に大きくなっていった。これは、この位置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している。

図-3.24 には、载荷実験後の解体時に計測した地盤天端と上段のジオグリッド敷設深度での沈下量を示している。凹凸を有する石材地盤でのレベル計測に基づく値であるため、値が多少変動しているが、矢板に近い箇所ほど沈下が大きいたことが分かる。一方、沈下量に明確な段差はなく、別途観察したビニールシートにも破れた箇所は無く、すべり面は発現しなかったようである。これは、

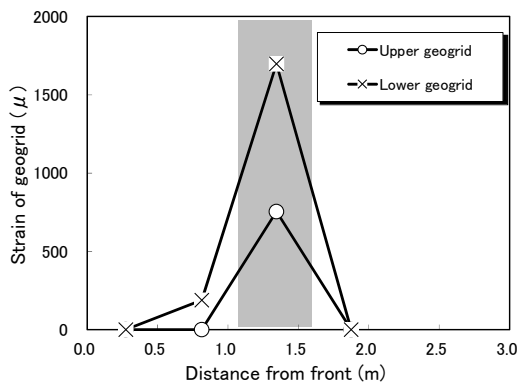


図-3.23 ジオグリッドの引張ひずみ，
縦軸：引張ひずみ，横軸：矢板からの距離

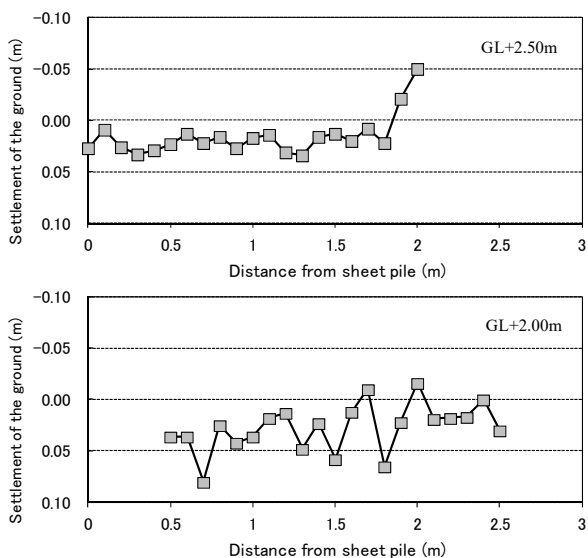


図-3.24 地盤天端とジオグリッド敷設深度における地盤の沈下，縦軸：沈下量，横軸：矢板からの距離

石材の粒径は大きく，すべり面に発達するようなひずみの局所化が生じなかったためと考えられる。

4. 変動状態での構造安定性

4.1 遠心模型実験

(1) 実験概要

補強土壁式矢板構造の地震時の挙動は未確認であり，実用化するためには，地震時挙動を明らかにすることが必要である．特に，矢板を地中内に挿入している点で，陸上工事で用いられる補強土壁とは異なっており，その変形挙動を把握しておくことは重要である．

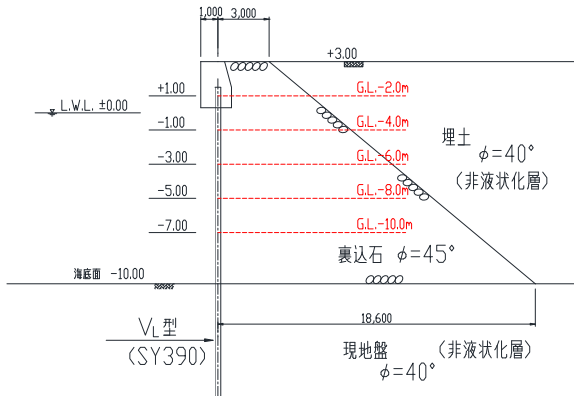
遠心模型実験によって地震時の挙動を調べることにした．遠心模型実験は，対象とする構造物の幾何縮尺 ($1/N$) の逆数に相当する遠心加速度を模型に加え，実物と同じ応力状態を地盤内に再現するものである．これによって，応力依存性が高い地盤の挙動を小型の模型で再現することが可能となる．補強土壁式矢板構造のように，地盤内に補強材を敷設し，補強材と地盤との間に作用するせん断抵抗力を期待する構造では，地盤内の応力を再現することは重要である．実験の相似則を表-4.1に示す．なお，補強材を地盤に用いた遠心模型実験の事例^{16) 17)}がいくつかあり，比較対象として参考になる．

(2) 試料容器と模型地盤

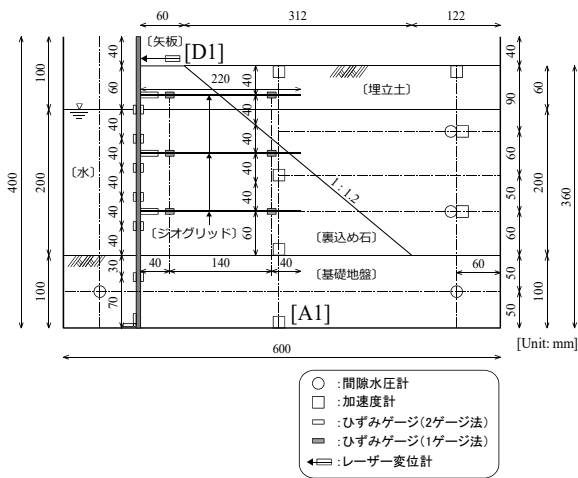
試料容器はアルミニウム製で，内寸が 600 mm (幅) × 400 mm (高さ) × 200 mm (奥行) であり，側面の片方が透明アクリルによって構成されている．このアクリル窓から試料容器内部の地盤の動きを観察する．容器の内側には容器側面と地盤の間の摩擦を極力低減するため，シリコンオイルとグリースの混合材を塗布したモビロンシートを貼り付けた．実験で想定した水深 10 m 岸壁の断面図 (設計震度 $k_h = 0.15$) と模型実験断面図を図-4.1に示す．埋立土と原地盤については，飯豊珪砂 6 号 (中央粒径 0.279 mm) を相対密度 85% 程度となるように突固めて作製した．飯豊珪砂 6 号の主な物性を表-4.2に示す．

表-4.1 遠心模型実験の相似比

項目	記号	相似則	縮尺
長さ	l	$1/N$	$1/50$
密度	ρ	1	1
加速度	a	N	50
応力	σ	1	1
ひずみ	ε	1	1
変位	d	$1/N$	$1/50$
時間	t	$1/N$	$1/50$
振動数	f	N	50
曲げ剛性	EI	$1/N^4$	$1/50^4$
引張剛性	EA	$1/N^2$	$1/50^2$



(a) 対象断面(水深-10m, $k_h=0.15$)



(b) 模型断面および計測器配置

図-4.1 実験対象断面および模型実験

裏込めには碎石7号(粒径2.5~5.0mm)を使用し、締固めを行わなかった。なお、本実験では地盤を液状化させる必要はなく、排水の相似則を合わせるための透水性の低減は必要なく、間隙流体には粘性流体ではなく脱気水を用いた。裏込め石と埋立土の境界部には裏込め石の間隙への砂の落ち込みを防ぐために、モビロンシートを裏込め面上に敷いた。

(3) 矢板および補強材模型

矢板模型にはアルミニウム板を使用し、曲げ剛性の実験相似比を考慮して厚み $t=6\text{ mm}$ とした。表-4.3に模型と実物の矢板の物性を比較する。表に示すように、模型矢板の曲げ剛性は $(EI)_m = 1.26\text{ kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ であるので、目標曲げ剛性の $(EI)_m = 1.01\text{ kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ と近かった。試料容器底版と矢板底面との取り付け部は図-4.2に示すようなヒンジ構造とした。

補強材としては、実物のジオグリッドをそのまま幾何縮尺比で縮めるのは困難であるため、ポリエチレン製の

表-4.2 飯豊珪砂6号の物性

項目	記号	値
土粒子密度	$\rho_s\text{ (g/cm}^3\text{)}$	2.654
最大間隙比	e_{max}	0.897
最小間隙比	e_{min}	0.547
均等係数	U_c	1.45
中央粒径	$D_{50}\text{ (mm)}$	0.279

表-4.3 模型と実物の矢板比較

項目	模型 m	実物(V _L 型) p
材質	アルミニウム製	鋼製
ヤング率	E	$7.0 \times 10^7\text{ kN/m}^2$
厚み	t	0.006m
断面積	A	$0.006\text{ m}^2/\text{m}$
断面2次モーメント	I	$1.8 \times 10^{-8}\text{ m}^4/\text{m}$
曲げ剛性	EI	$1.26\text{ kNm}^2/\text{m}$
50g相似則による目標曲げ剛性	EI	$1.01\text{ kNm}^2/\text{m}$

単位m当り



図-4.2 試料容器底版と模型矢板の構造

メッシュ(園芸用ネット)で補強材を模擬した。遠心模型実験に使用する補強材を選定するため、予め8種類のメッシュに対して材料引張試験を実施した。補強材の引張剛性 EA と引張強度 F に関する実験相似則が合う材料を選定した。試験の詳細は付録Bを参照されたいが、寸法が $200\text{ mm} \times 200\text{ mm}$ の各メッシュに対して、メッシュの種類を変えて3回ずつ 2.0 mm/min の速度で引張した。8種類のメッシュの中で、遠心模型実験に使用したメッシュでの3回の引張変位と荷重の関係を図-4.3に示す。図に示すように、引張強度については多少過小評価しているが、引張剛性については概ね再現できていた。ひずみ3%の地点と原点を結んだ割線勾配を引張剛性として、その3回の試験結果を平均すると 54.0 kN/m となり、目標とする実物のジオグリッドの引張剛性 46.7 kN/m (模型スケール) に近い値であった。引張強度については、平均値は 2.3 kN/m で、目標とする実物のジオグリッドの

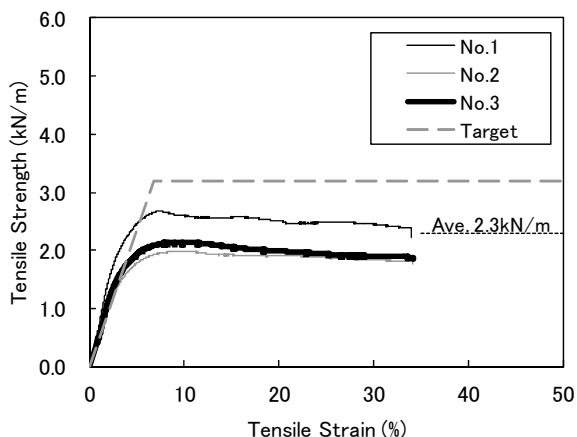


図-4.3 模型用補強材の引張試験結果、
縦軸：引張強度、横軸：引張ひずみ

表-4.4 模型と実物の補強材比較

項目	模型 m	実物(RE160) p
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 ² /m	0.0015389m ² /m
ヤング率 ^{*)}	E 141,844kN/m ²	1,516,245kN/m ²
断面2次モーメント ^{*)}	I 4.6×10^{-12} m ⁴ /m	3.0×10^{-10} m ⁴ /m
引張剛性	EA 54.0kN/m	2,333kN/m
50g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相似則による 目標引張強度	F 3.2kN/m	

単位m当り
*)見かけの値

引張強度 3.2 kN/m よりも多少小さい値となった。表-4.4 に模型実験で用いたメッシュと実物のジオグリッドの特性をまとめておく。

模型実験では、石材地盤と補強材のせん断抵抗力についても再現することが望ましい。これは、引抜きが生じるか否かについても、模型実験で知ることができるためである。しかしながら、上記のメッシュに対して引抜き試験を実施したところ、引抜く前にメッシュが破断した。つまり、実験に用いたメッシュは大きなせん断抵抗力を発揮する。補強材の材料としての引張剛性と強度、石材地盤内でのせん断抵抗力について、全ての相似比を合わせることは困難であり、せん断抵抗力については相似比を緩和することとした。実際の設計においては、引抜きが生じないように補強材の本数を決定するため、せん断抵抗力の再現性については緩和しても問題ないと考えた。

矢板と補強材の取り付けについては、実際の現場での取り付けを模擬して、ヒンジ構造とした。図-4.4 に、補強材の取り付け概要図と取り付けた状況の写真を示す。

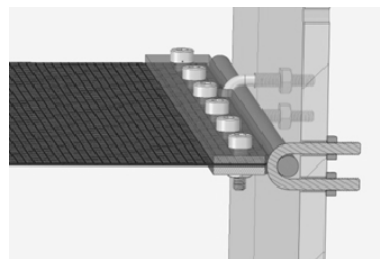


図-4.4 補強材の取り付け

表-4.5 実験ケース

ケース名	敷設長	敷設高
Case0		矢板のみ
Case1	110mm(5.5m)	G.L.-40mm(G.L.-2.0m)
		G.L.-120mm(G.L.-6.0m)
		G.L.-200mm(G.L.-10.0m)
Case2	220mm(11m)	G.L.-40mm(G.L.-2.0m)
		G.L.-120mm(G.L.-6.0m)
		G.L.-200mm(G.L.-10.0m)
Case3	220mm(11m)	G.L.-40mm(G.L.-2.0m)
		G.L.-160mm(G.L.-8.0m)
Case4	280mm(11m)	G.L.-40mm(G.L.-2.0m)

() 実物スケール

補強材端部をフラットバーで挟み込み（エポキシ接着剤とネジ留め）、フラットバーと円柱芯材を溶接するとともに、その芯材をU型ボルトで矢板を固定する構造とした。これによって、矢板と補強材の取り付け部は芯材を介したヒンジ構造となる。

(4) 実験ケースと加振条件

補強材の敷設長さや、敷設高さ、敷設段数を変化させて、計5ケースの実験を行った。表-4.5 に実験ケースの一覧を、図-4.5 に補強材の位置を表す概略図を示す。Case 0 は矢板のみのケース、Case 1~4 は補強材を敷設したケースである。Case 1 では、実物に換算すると 5.5 m の長さの補強材を 4.0 m 間隔で3段設置した。Case 2 では、Case 1 での補強材の長さを2倍の 11 m (水深と同程度) とし、敷設長が耐震性に与える影響に着目した。Case 3 および Case 4 は、Case 2 に比べて敷設段数を2段と1段に減らしたケースであり、敷設段数が耐震性に与える影響を調べた。なお、Case 4 は従来の控え杭式矢板岸壁と類似しているが、控え杭式矢板岸壁ではタイロッド長が 15~20 m 程度となるのに対して、Case 4 では 2/3 程度の長さの補強材の敷設長となっている。

加振条件は実物換算で 1 Hz、20 波の正弦波とし、50, 100, 150, 200, 150, 200, 200 Gal の加速度振幅を順次与えるステップ加振とした。50~150 Gal までが主とした加振ステップであり、後続の 150~200 Gal は岸壁の破壊形態

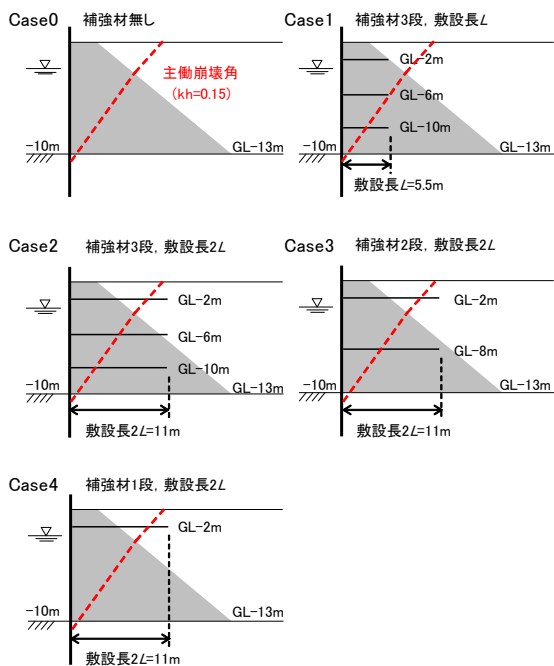


図-4.5 各ケースにおける補強材位置

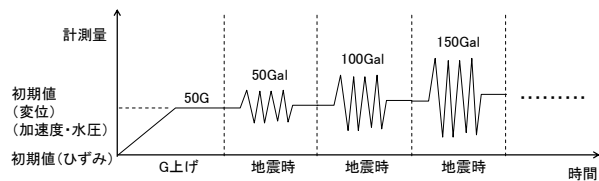


図-4.7 計測値の初期値，
縦軸：計測値，横軸：時間

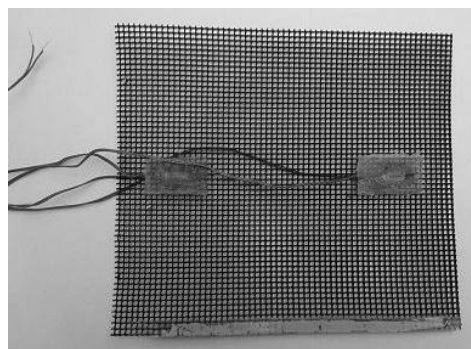


図-4.8 ひずみゲージの貼り付け状況

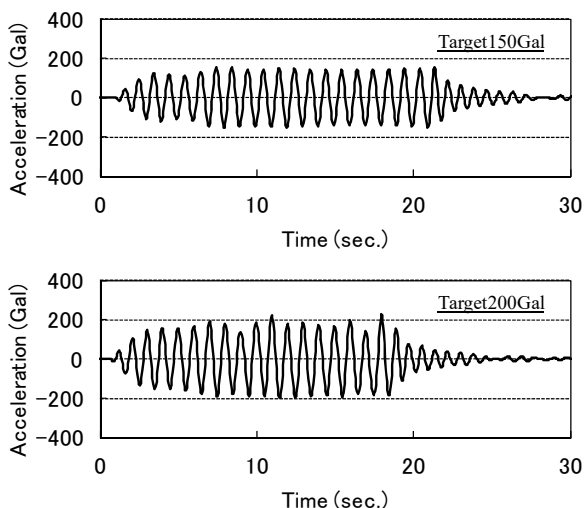


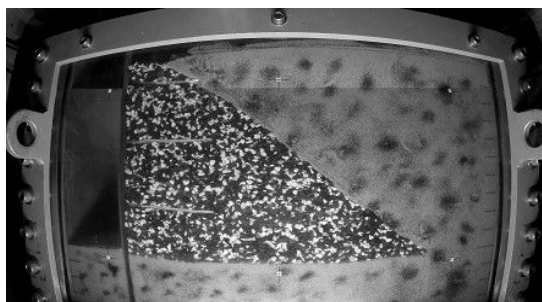
図-4.6 台加速度時刻歴 (Case2)，
縦軸：時間，横軸：加速度振幅

を目視確認するために、より地盤を变形させるための附随の加振ステップである。実験で得られた振動台テーブル上に設置した台加速度の波形の例（加速度が大きいもの）を図-4.6に示す。図に示した波形は、2 Hz（模型スケールで 100 Hz）以上の高周波成分を取り除いたものである。計測値の整理については、矢板および補強材のひずみゲージより取得したひずみは重力場（遠心力载荷前）を初期値とし、その他の加速度と変位は遠心加速度 50g 到達時を初期値とした（図-4.7 参照）。

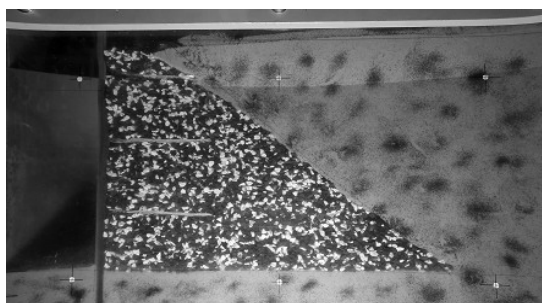
(5) 計測項目

前掲の図-4.1 (b)に示す位置に、矢板天端の水平変位や、地盤内の加速度、間隙水圧を計測するセンサーを取り付けた。間隙水圧については、加振時に地盤が液状化していないことを確認するために計測した。矢板の両面にひずみゲージを貼り付けて、軸ひずみを取り除いて曲率を計測し、曲げモーメントを算定した。また、補強材の両面にもひずみゲージを貼り付け、曲げひずみを取り除いて軸ひずみ（引張ひずみ）を計測した。補強材へのひずみゲージの貼り付け方法は、①研磨、②脱脂、③目合いの充填、④研磨、⑤脱脂、⑥ゲージ貼付、⑦防水処理の順であり、貼り付けた後の状況の写真を図-4.8に示す。

高解像度（800 万画素）のデジタルビデオカメラを用いて、試料容器側面のアクリル窓から地盤の挙動を撮影した。実験後に行う画像解析の精度を高めるため、地盤材料には強い濃淡を与えた。具体的には、裏込め石の一部に白ペンキで着色し、着色と未着色の碎石の混合率を 1:1 として混ぜ合わせて用いた。また、アクリル面内側に貼り付けたモビロンシートには、オイルグリースをさらに塗布し、墨汁で着色した飯豊珪砂 6 号を付着させた。実験後、図-4.9に示すように撮影した画像に対して曲面ひずみ補正を施した後、PIV（Particle Image Velocimetry）解析を行った。PIV 解析とは、図-4.10に示すように連続する複数の画像間での濃度相関から各画像パターンの移動距離を測定する手法である。



(a) 補正前



(b) 補正後

図-4.9 曲面ひずみ補正前後の静止画

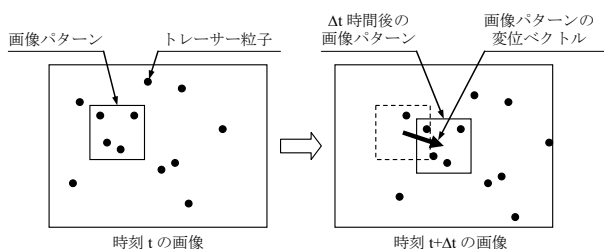


図-4.10 PIV 解析の概念図

(6) 矢板の変位特性

振動時における矢板頂部 (D1) の変位量時刻歴を図-4.11 に実物換算して示す。各ケースでの変位量を示しており、150 Gal で加振した際の時刻歴である。また、海側への変位を負としている。図に示すように、加振開始と同時に矢板頂部は海側へ変位し始め、加振中には振動を伴いながら海側へ変位した。加振が終了する 25 秒付近で変位は増加しなくなり、変位はそのまま残留した。

試料容器下端 (A1) における入力加速度と矢板頂部 (D1) における累積変位量の関係を図-4.12 に実物換算して示す。なお、模型に遠心力を加えた時点で矢板は海側へ変位するが、その変位量を差し引いて、振動によって生じた変位の増分を示している。図に示すように、いずれのケースにおいても、入力加速度の増加とともに累積変位量は増した。補強材が無い Case 0 では、入力加速

度が比較的小さかったにもかかわらず、累積変位量は最も大きかった。これに比して、補強材を敷設した Case 1~4 の累積変位量は小さく、補強材の効果が顕著に表れていた。補強材を敷設したケース間で累積変位量を比較すると、Case 1 と 4、Case 2 と 3 がそれぞれ同程度の変位量となっており、Case 1 と 4 での変位量が Case 2 と 3 でのものより大きかった。このことから、補強材の敷設長を長く、また深い位置に敷設するほど、矢板の変位量は小さくなるのが分かった。Case 2 と 3 での変位量に大きな違いは無く、今回の実験条件においては敷設の段数は矢板頂部の変位量へは影響を与えていなかった。

(7) 矢板の曲げモーメント

矢板の曲げひずみから算定した曲げモーメントの深度分布を図-4.13 に示す。これは、150 Gal 相当の加振後に計測した残留値であり、実物換算したものである。また、各ケースでの加振ステップごとの曲げモーメントの深度分布を図-4.14 に示す。両図の曲げモーメントは、矢板が海側に凸形状を呈した場合に正值としている。また、これらの曲げモーメントは遠心加速度を負荷した際に生じたモーメントも足し合わせて表示している。

図-4.13 を見ると、補強材が無い Case 0 を除いて、原地盤より浅では正、原地盤内では負の曲げモーメントとなり、控え杭式矢板と同様に矢板は S 字形状になっていた。また、Case 0 に比べて、Case 1~4 での曲げモーメントはかなり小さくなっており、補強材の効果が表れていた。発生する曲げモーメントが小さいということは、矢板の諸元を落として、経済的な矢板構造を構築できる可能性を示している。補強材を敷設したケース間で曲げモーメントを比較すると、Case 3 と 4 で曲げモーメントが Case 1 と 2 のものよりも多少大きかった。これは、敷設段数を減らすと、矢板への負担が増え、曲げモーメントも増したためと考えられる。なお、Case 3 の深度-11 m での曲げモーメントは局所的に大きい、矢板の屈曲も見られなかったため、この点での値は異常値である可能性がある。

図-4.14 を見ると、いずれのケースにおいても、加振ステップごとに原地盤内での曲げモーメントは増していき、矢板は原地盤内で曲がって段階的に海側へ変位していった。一方で、原地盤より浅での曲げモーメントを見ると、Case 1, 2, 3 では同程度あるいは減少し、Case 0 と 4 では増していた。Case 1, 2, 3 では、矢板の中ほどに補強材が配置されており、これからの引張が矢板の海側へのはらみ出しを抑制したと考えられる。Case 0 と 4 では、矢板の中ほどに補強材は無く、繰り返される加振によって徐々にのはらみ出したと考えられる。これらのことから、

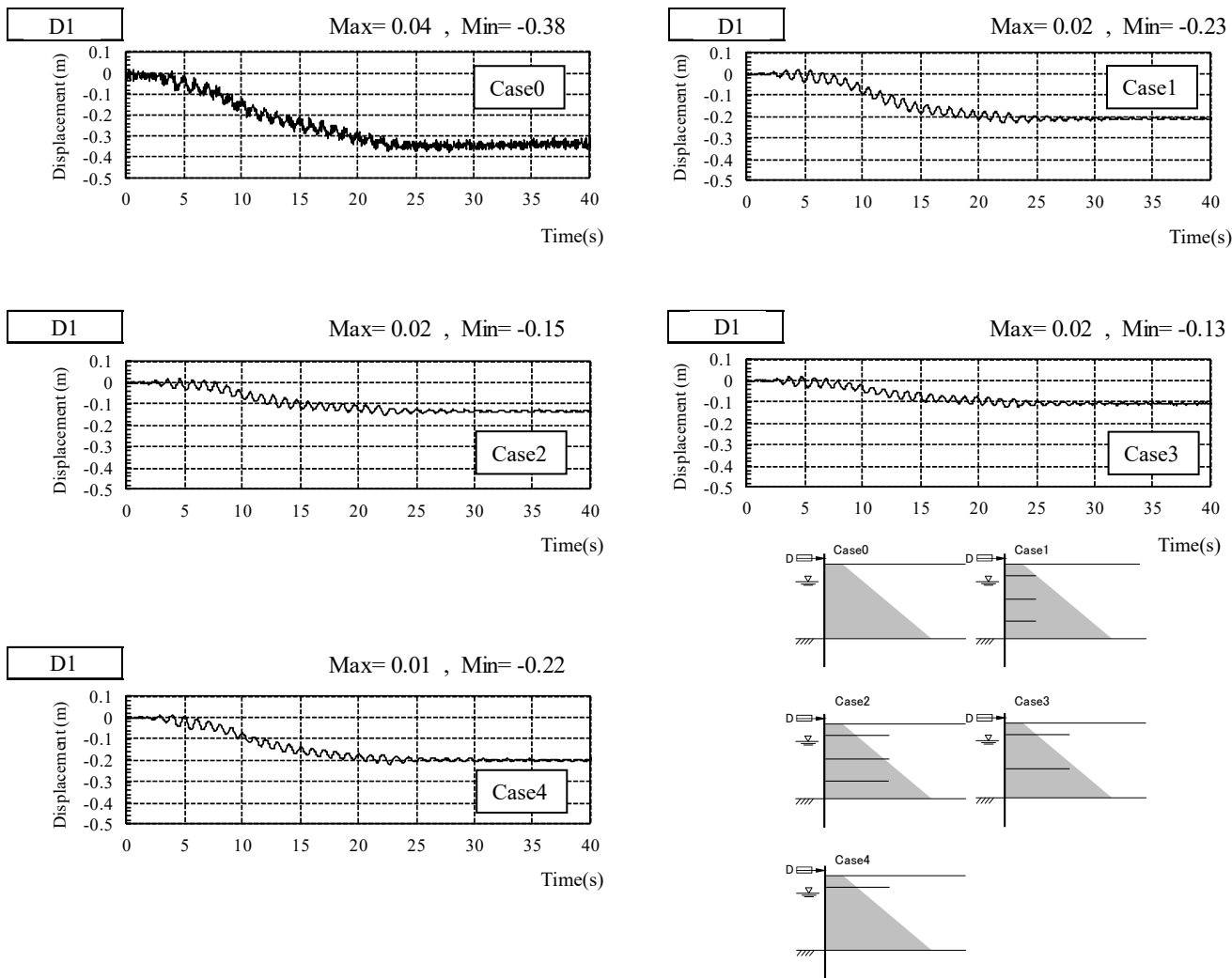


図-4.11 矢板頂部変位時刻歴，横軸：時間，縦軸：矢板頭部変位量

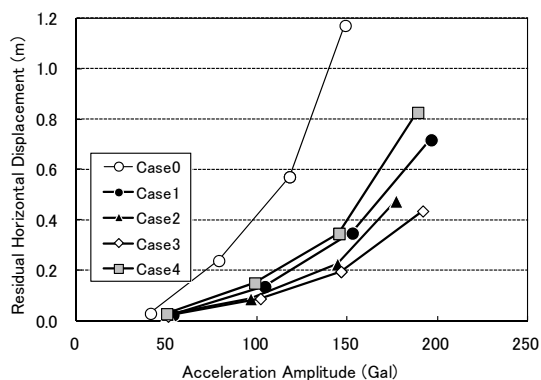


図-4.12 矢板頂部の累積水平変位，縦軸：加速度振幅，横軸：矢板頂部変位量

矢板の中ほどの補強材は矢板に発生する曲げモーメントを低減でき、繰り返される加振に対しても、曲げモーメントを増大させない効果があることが分かった。

(8) 地盤の変位特性

地盤挙動を調べるために、地盤の変位状況を調べた。

図-4.15 に、PIV 解析によって得られた各ケースでの地盤の変位ベクトルを示している。これは、矢板頂部での累積変位量が同程度となる加振ステップ (Case 0, 1, 4 は 100 Gal 相当, Case 2, 3 は 150 Gal 相当) までの累積変位ベクトルであり、変位の状況を判別しやすくするために 3 倍の大きさに拡大して示している。図に示すように、補強材が無い Case0 では、矢板頂部に近い狭いくさび領域で大きな変位となっていた。一方で、補強材を敷設した Case 1~4 では、敷設した補強材を含むように変位領域が拡大していた。

より詳細に地盤の変位状況を確認するため、変位量を算出した節点で三角形要素を定義し、最大せん断ひずみの平面分布を求めた。これを図-4.16 に示す。色が濃いほど、最大せん断ひずみが多いことを表している。また、図には、3 倍の大きさに拡大した累積変位ベクトルとひずみ領域の境界を示す破線を併せて示している。

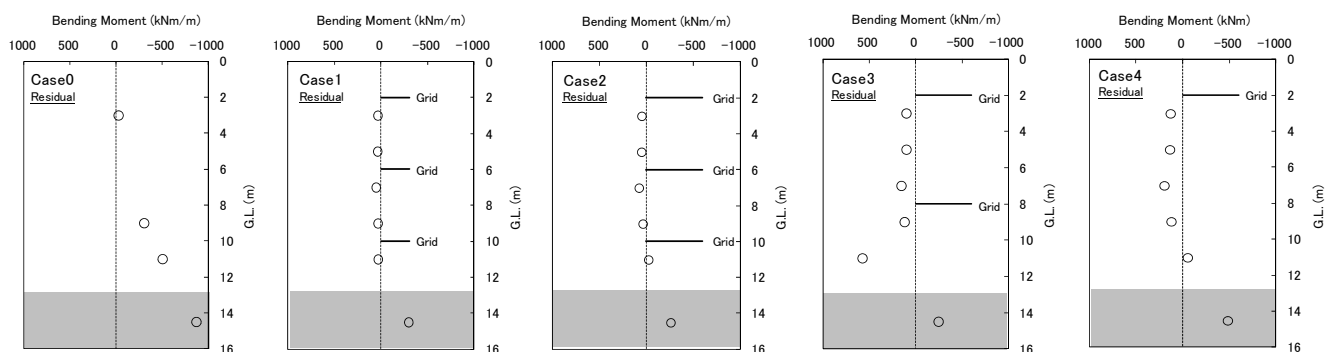


図-4.13 矢板残留曲げモーメント分布 (150Gal 加振時), 縦軸: 深度, 横軸: 矢板の残留曲げモーメント

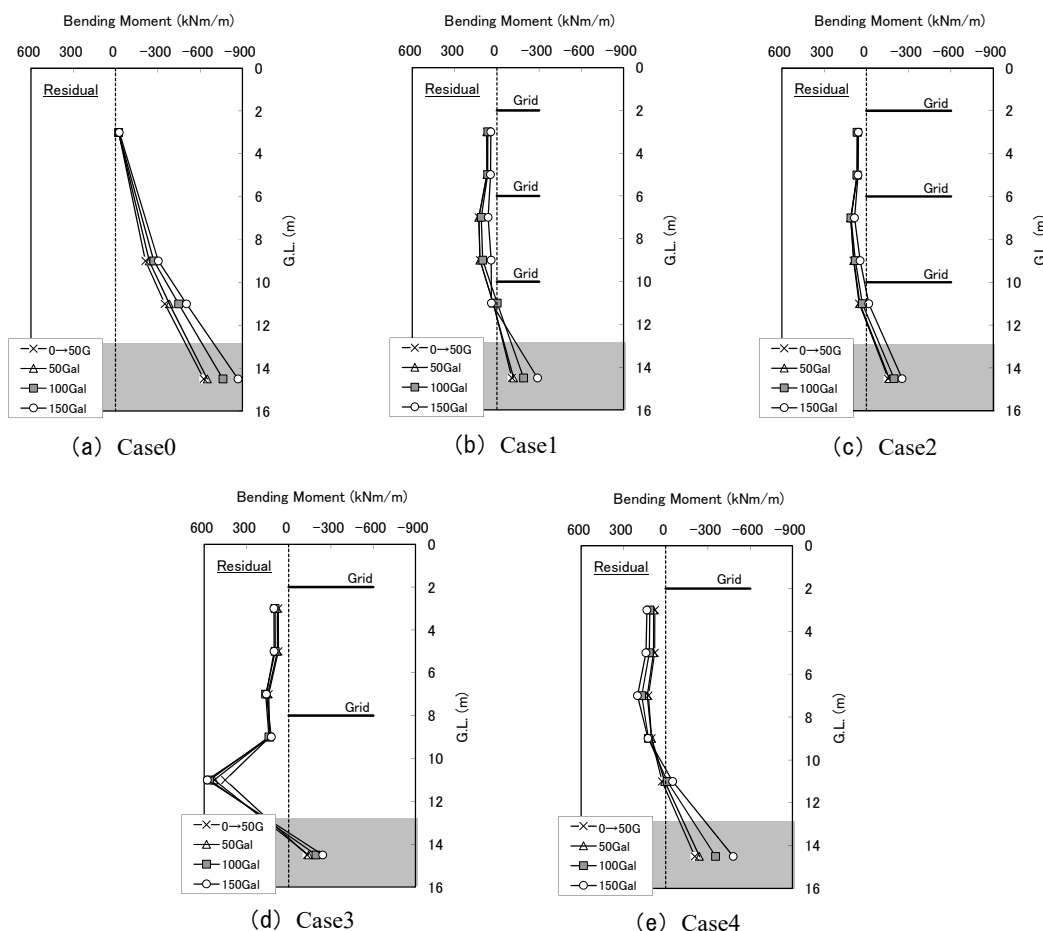


図-4.14 矢板の曲げモーメント分布, 縦軸: 深度, 横軸: 矢板の残留曲げモーメント

Case 0 の破線は、水平震度を $k_h=0.15$ として物部・岡部の式によって求めた主働崩壊面であり、Case 1~4 の破線は恣意的に判断して引いたものである。

補強材が無い Case 0 に着目すると、矢板と主働崩壊面に囲まれるくさび領域でせん断ひずみが発生しており、その領域の中でも大きなせん断ひずみが直線的に連なる領域があった。この直線より上部のくさび領域での変位が卓越して、矢板も海側へ大きく変位したと考えられる。

裏込めには角の残る石を用いており、せん断ひずみは局所化せず、明確なすべりには発達していないが、実質的には、このくさび領域が主働崩壊領域に相当すると考えられる。

一方、補強材を敷設した Case 1~4 においては、矢板背後に大きなせん断ひずみが連なる領域は確認されず、補強材の敷設効果が表れていた。補強材を敷設することで、矢板頂部付近での主働崩壊を妨げたと言える。より

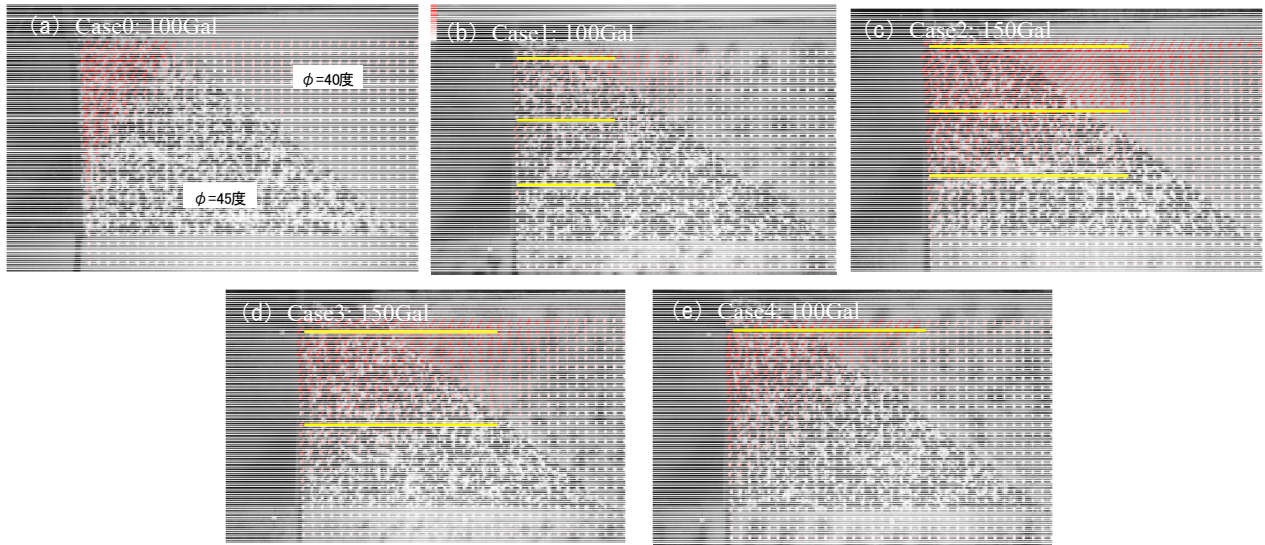


図-4.15 PIV 解析結果 (変位ベクトル×3倍)

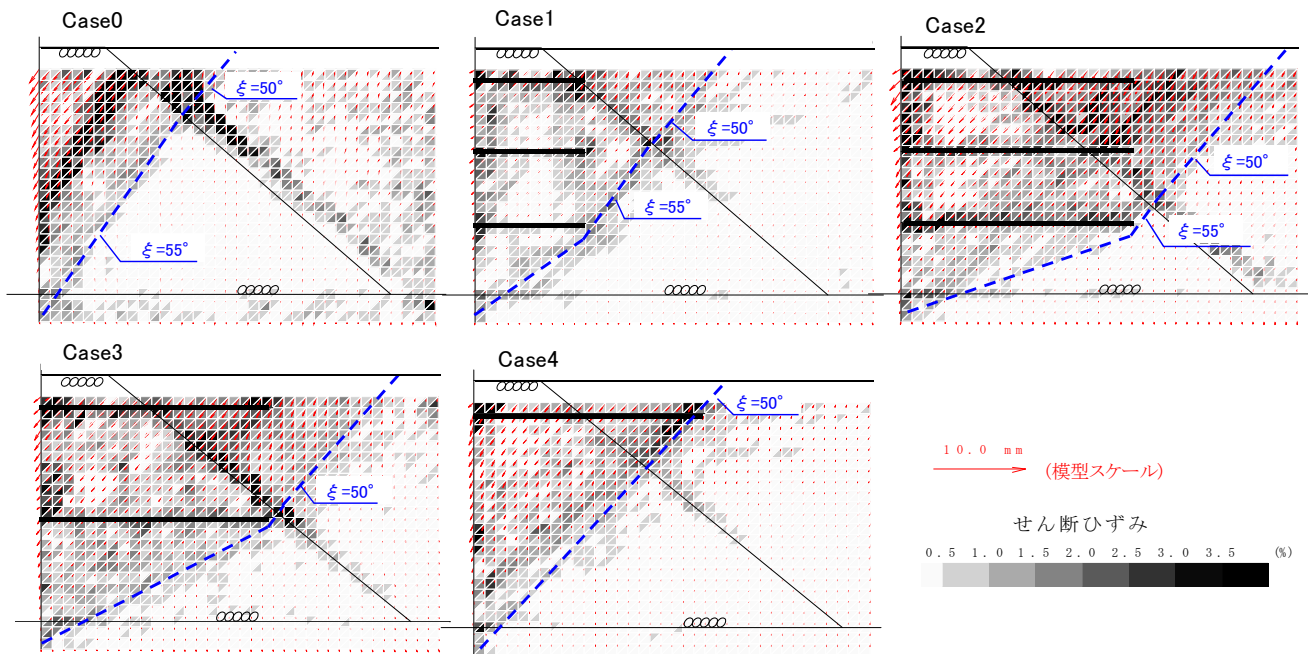


図-4.16 最大せん断ひずみ分布図

大きな加振を行うことで、補強材を敷設している領域の内部か補強材を避けるような外部で、主働崩壊するものと想像される。なお、小さなせん断ひずみ領域は Case 0 と同様に発達しており、その領域は補強材の敷設位置を包含していた。このひずみの発生によって、矢板も海側へ若干変位していた。

(9) 補強材の引張ひずみ

補強材の引張について考察する。補強材に貼り付けたひずみゲージで計測した引張ひずみを図-4.17 に示す。これは、各ケースでの加振ステップごとの引張ひずみで

あり、模型に遠心力を加える前からの引張ひずみ増分である。また、実験後に撮影した補強材の状況を表-4.6 に示す。明確な破断は無かったが、実験後に形状が崩れた箇所もあった。

Case 1 と 2 の結果を見ると、矢板の水中部における中段と下段でのひずみが大きく、張力も大きかったと言え、これらの補強材が矢板変位の低減に大きく寄与していたと考えられる。両ケースを比較すると、補強材が短い Case 1 において上段と中段でより大きなひずみが発生していた。特に、中段でのひずみは大きく、補強材が弾性

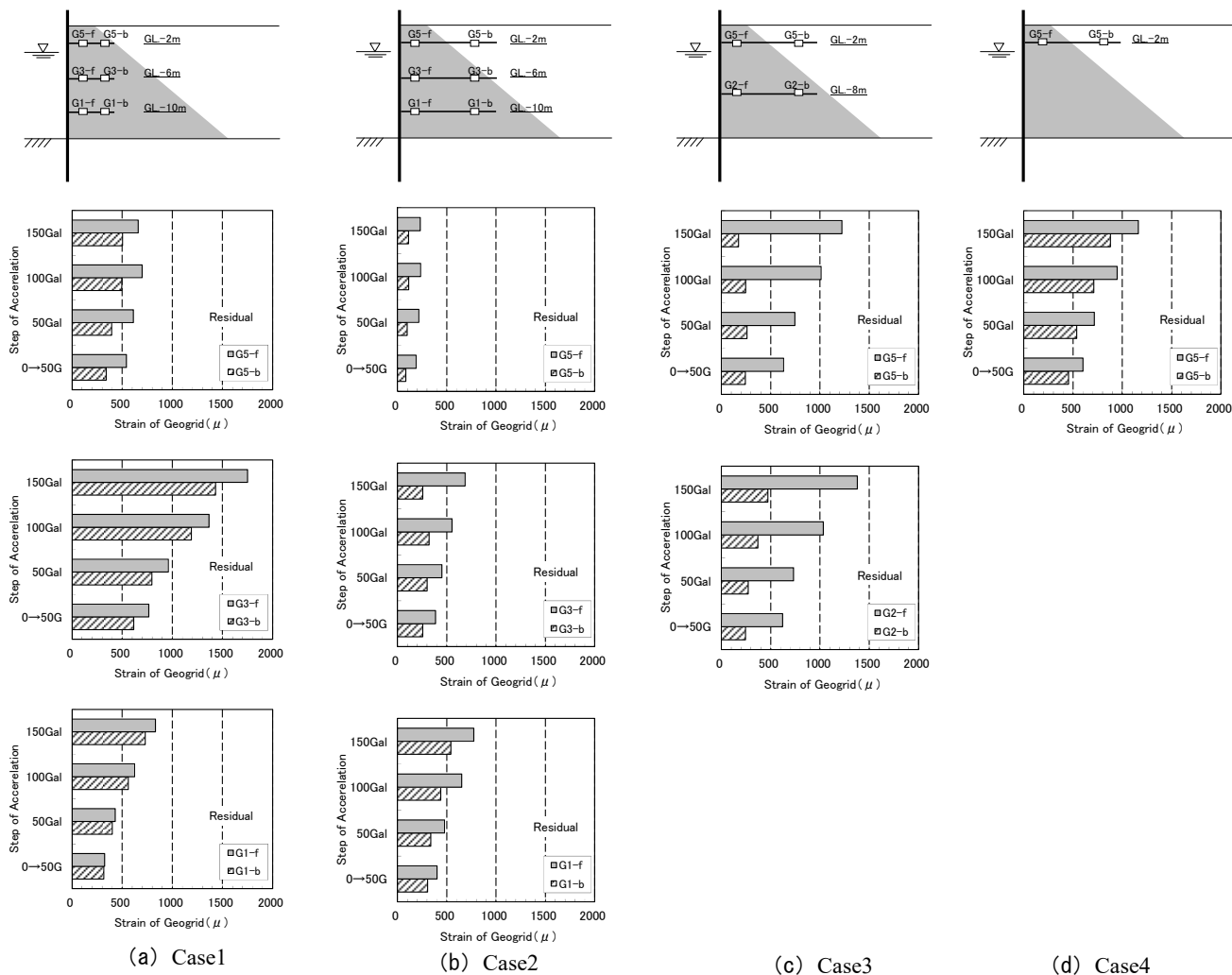


図-4.17 補強材に発生する引張ひずみ，縦軸：加速度振幅，横軸：補強材の残留ひずみ

域を超えると想定される 1500~2000 μ 程度のひずみレベルまで達していた。これは、Case 1 のように補強材を短くすると主働土圧が大きくなり、補強材での張力も増したことが原因と推測される。主働土圧を低減できる程度の適度な長さの補強材を用いることが効果的であると考えられる。

Case 2, 3, 4 を比較すると、補強材の段数を減らすことによって、各補強材でのひずみは大きくなる傾向であった。また、Case 4 のように1段とした場合、ひずみが大いだけでなく、補強材の埋立側の先端部においてもひずみが発生しており、先端部でのせん断抵抗力までも頼ることとなっていた。これらは、補強材の段数を減らすことで、各補強材が分担する張力が増えるためだと考えられる。補強材の引張強度を超えないように、段数を設定することが必要である。

(10) 遠心模型実験結果のまとめ

(6)~(9)において、矢板の変位，曲げモーメント，地

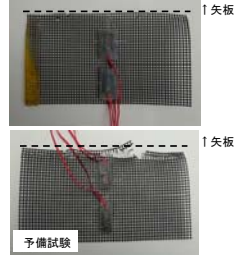
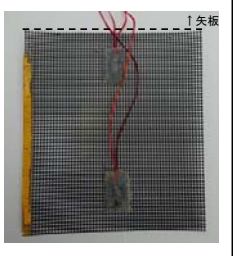
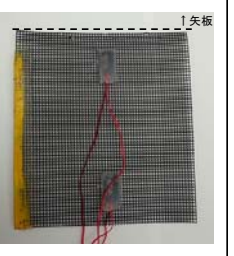
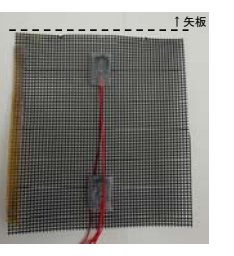
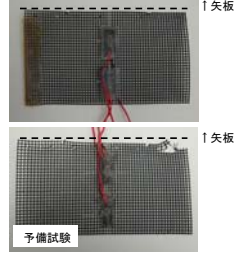
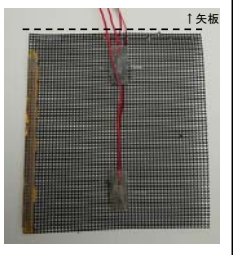
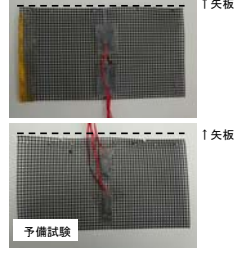
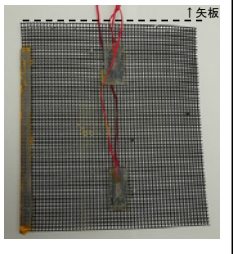
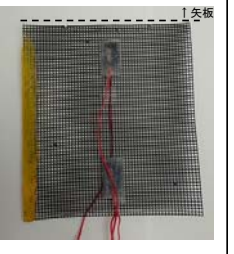
盤の変位，補強材の引張ひずみについての実験結果を述べてきた。矢板頂部の変位の観点からはCase 2と3が、曲げモーメントからはCase 1と2が効果的な補強となっていた。補強材のひずみからは、Case 2以外では補強材が破断するレベルにまで達していた。さらに、施工時の自立状態での変位を減らすという観点からも、Case 2のような敷設段数が多い方が有利である。当然、Case 2よりも敷設長が長く、段数が多い方が有利であろうが、少なくともCase 2のように水深程度の敷設長と4 m間隔程度の敷設段数とすることが安全な設計であることが分かった。

4.2 有限要素解析

(1) 解析プログラムの概要

前節では、遠心模型実験によって地震時の挙動を調べた。より広範な条件下で補強土壁式矢板構造の地震時挙動を調べるため、有限要素解析を実施した。用いた解析プログラムはFLIP¹⁸⁾¹⁹⁾である。このプログラムでは、有

表-4.6 実験後の補強材の状況

	Case1 補強材3段, 敷設長L	Case2 補強材3段, 敷設長2L	Case3 補強材2段, 敷設長2L	Case4 補強材1段, 敷設長2L
上段				
中段				
下段				

限要素法によって支配方程式を離散化し、有効応力解析を行える。応力～ひずみ関係の偏差成分に対する構成則には、Towhata & Ishihara²⁰⁾が提案した多重せん断ばねモデルが用いられており、任意方向のせん断面に対して仮想的な単純せん断が起こると仮定されている。せん断ばねには双曲線型モデルが用いられている。港湾を対象とした被災事例の再現²¹⁾や模型実験の再現²²⁾が実施され、岸壁挙動へのプログラムの適用性が確認されている。なお、このプログラムは液状化地盤の挙動を再現することにも多く利用されているが、本研究では、液状化地盤を検討対象としておらず、液状化解析の機能は利用していない。

(2) 遠心模型実験の再現解析

a) 解析条件

補強土壁式矢板構造への解析の適用性を確認するため、前節で述べた遠心模型実験を再現解析することとした。遠心模型実験の幾何縮尺比を考慮した実物スケールにて解析を行った。代表的な解析モデルを図-4.18に、解析パラメータに用いた物性値を表-4.7に示す。矢板と補強材を線形梁要素でモデル化し、地盤については、上述の

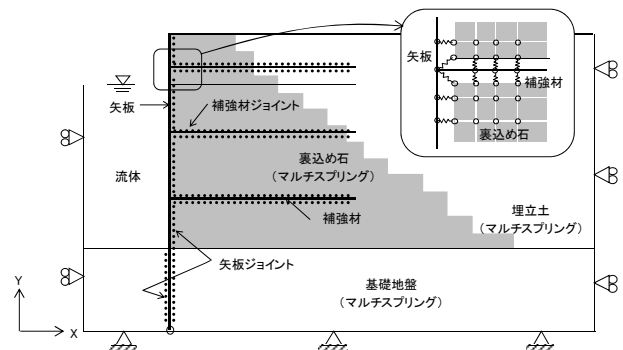


図-4.18 解析モデル図

多重せん断ばねモデル（マルチスプリングモデル）でモデル化した。矢板・補強材と地盤との接触面にはジョイント要素を配置した。

矢板や補強材に用いた物性値は、遠心模型実験に用いた材料を実物換算した。埋立土と裏込め石などの地盤の密度と強度には、別途実施した物理試験や力学試験から求めたものを用いた。ただし、せん断弾性係数 G_{max} については、せん断波速度 (S波速度) を $V_s = 300 \text{ m/s}$ と仮定して、 $G_{max} = \rho V_s^2$ の関係から求めた。ジョイント要素については、剛性は大きな値とし、摩擦角は矢板と地盤間

表-4.7 解析物性値 (奥行き 1m あたり)

マルチスプリング要素		埋土	裏込石
密度	ρ (t/m ³)	2.03	1.97
基準拘束圧	σ_{ma} ' (kN/m ²)	98.00	98.00
せん断弾性係数	G_{ma} (kN/m ²)	100,800	180,000
体積弾性係数	K_{ma} (kN/m ²)	262,871	469,412
ポアソン比	ν	0.33	0.33
間隙率	n	0.45	0.45
せん断抵抗角	ϕ_r (deg)	42.8	44.2
粘着力	c (kN/m ²)	-	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 ²)	2,200,000	22,000

線形はり要素		矢板	ジオグリッド
密度	ρ (t/m ³)	2.70	0.90
曲げ剛性	EI (kNm ²)	157,500	4.61E-04
せん断弾性係数	G (kN/m ²)	26,923,077	583,171
断面積	A (m ²)	0.30000	1.539E-03
ヤング係数	E (kN/m ²)	70,000,000	1,516,245
断面2次モーメント	I (m ⁴)	2.25E-03	3.04E-10
ポアソン比	ν	0.30	0.30

ジョイント要素		矢板	ジオグリッド
法線剛性	K_n (kN/m ²)	1.0E+06	1.0E+06
接線剛性	K_s (kN/m ²)	1.0E+06	1.0E+06
内部摩擦角	ϕ_j (deg)	15	31
粘着力	c_j (kN/m ²)	0	0

には 15 度, 補強材と地盤間には 31 度を用いた. 矢板と地盤間の値は構造物背後の地盤との摩擦角として一般的に用いられるものである. 補強材と地盤間の摩擦角については, 遠心模型実験でのせん断抵抗力が試験で求まっていなかったため, 安全側の値となるように摩擦係数 $\mu=0.6$ となるように摩擦角を設定した.

断面の側方を鉛直ローラー境界, 底面を固定境界とし, 地震応答解析を実施した. 入力地震波としては, 遠心模型実験で計測された土槽底部での加速度を入射波と反射波の合成波 (E+F 波) として用いた. 再現解析は 150 Gal 相当の加振ステップの実験結果を対象に実施した. なお, 遠心模型実験では, 150 Gal 相当の加振を行う前に, 50 Gal と 100 Gal 相当で加振したため, 150 Gal で加振する時点での応力やひずみ状態は多少異なっている.

b) 矢板の変位特性

振動時における矢板頂部の水平変位の時刻歴を図-4.19 に示す. 負の変位が海側への変位を表しており, 図には実物スケールに換算した遠心模型実験結果も併せて示している. 図の Case 1, 3, 4 の解析結果を見ると, 振

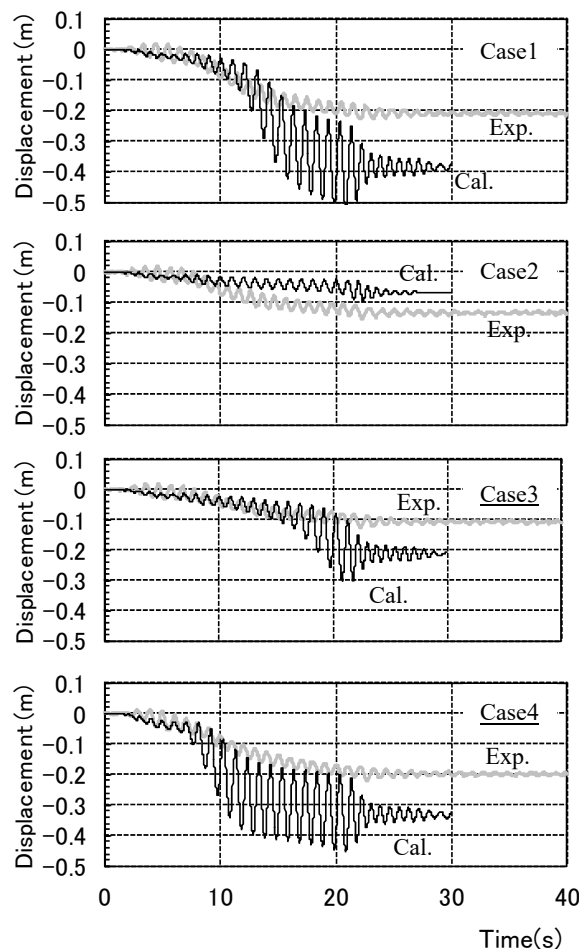


図-4.19 解析と実験における矢板頂部変位量時刻歴, 縦軸: 矢板頭部変位量, 横軸: 時刻, 黒線: 解析値, 灰線: 実験値

動中に大きく矢板が変動していた. 大きく変動する理由は, 主働崩壊面に相当する領域での地盤要素が破壊点に近づき, 大きなせん断ひずみが発生したためと考えられる. この大きな変動が生じると, 実験結果からの乖離が見られることから, 破壊点付近での地盤要素のモデル化に課題があるものと推測される.

解析と実験での変位の残留値に注目すると, 解析において大きな変動が生じたケースにおいては, 解析における変位が過大となっていた. ただし, Case 1 と 4 が, Case 2 と 3 よりも残留変位が大きい点については, 再現できしており, 定性的には変位を再現できたと言える.

c) 矢板の曲げモーメント

矢板が発生した曲げモーメントの深度分布を図-4.20 に示す. 矢板が海側に凸形状を呈した場合に正值としており, 150 Gal 相当の加振後の残留値を示している. 図には, 実物スケールに換算した遠心模型実験結果も併せて示している. いずれのケースの解析結果においても, 補

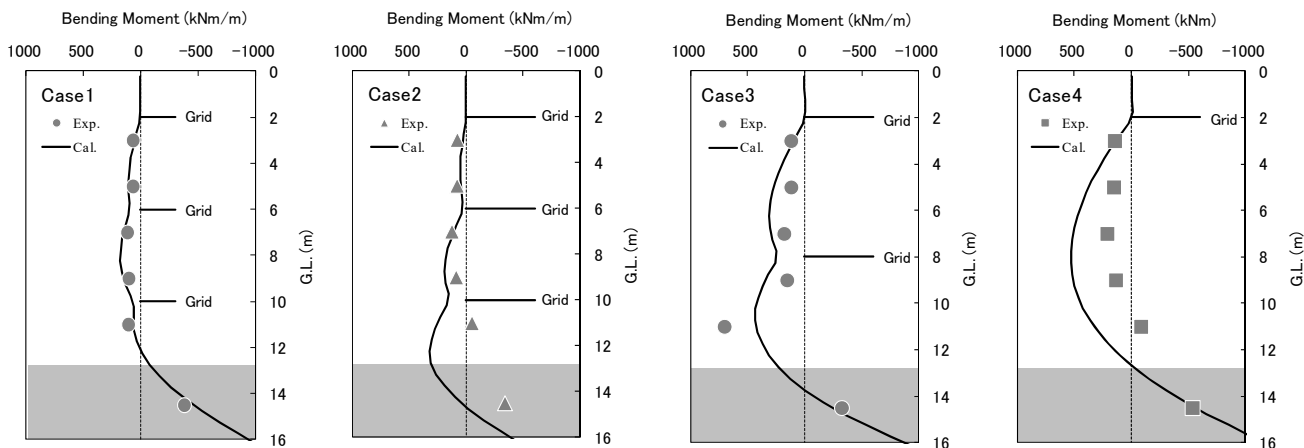


図-4.20 矢板の曲げモーメント分布，縦軸：深度，横軸：矢板の最大曲げモーメント，実線：解析値，点：実験値

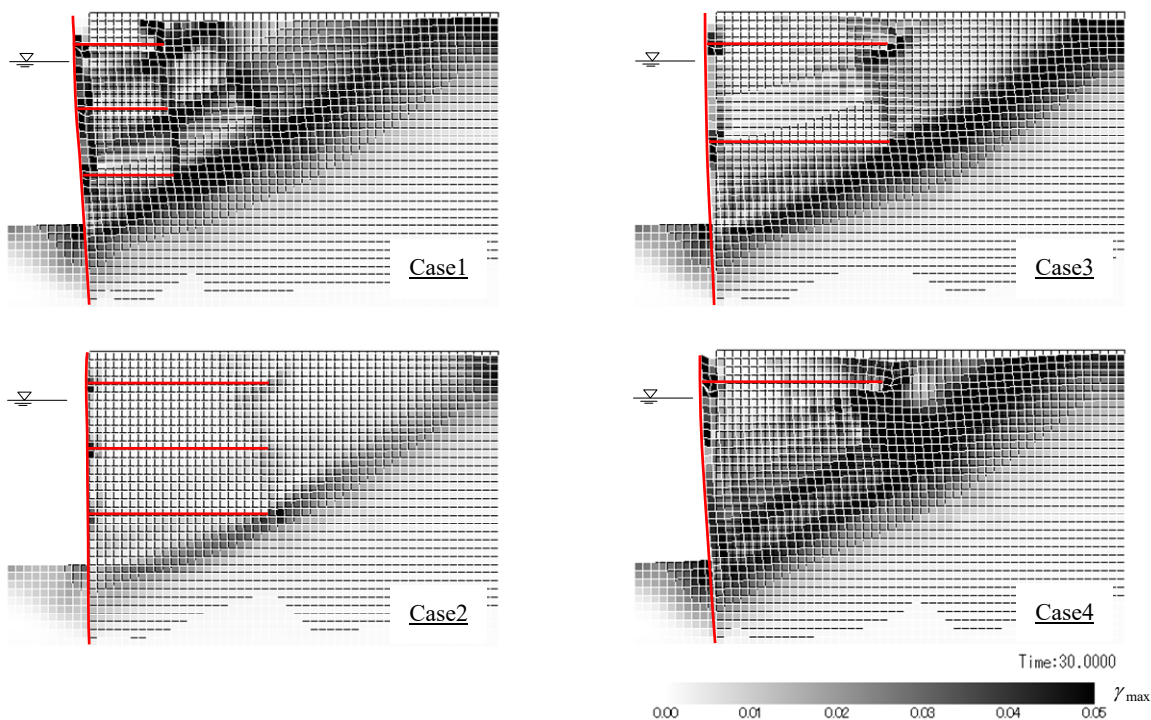


図-4.21 最大せん断ひずみ分布およびメッシュ変形図

強材の位置において矢板のモーメントは低減しており，補強材の敷設長が長く，段数が多いほど，モーメントが低減していた．このことから，解析においても補強材の効果が表れていた．ただし，矢板の変位とも共通するが，定量的な再現までには至っていない．

d) 地盤の変位特性

地盤の変位状況を確認するため，最大せん断ひずみを求めた．この平面分布を図-4.21 に示す．解析で得られた地盤の変形図（変位倍率3倍）に色の濃淡を付けることによって，解析におけるせん断ひずみの大きさを表し

た．Case 1 に注目すると，矢板背後の広いさび形の範囲でひずみが発生し主働状態となっていた．特に，補強材直背後や埋立土と裏込め石の境界部，補強材を避ける主働崩壊面に相当する箇所において，大きなひずみが発生した．これらの特性は実験結果と整合するものであった．

Case 2, 3, 4 においても，実験結果と同様に，矢板背後の広いさび形の範囲でひずみが発生し，主働状態となっていた．ただし，解析においては，補強材を避ける主働崩壊面に相当する箇所において，せん断ひずみが卓越

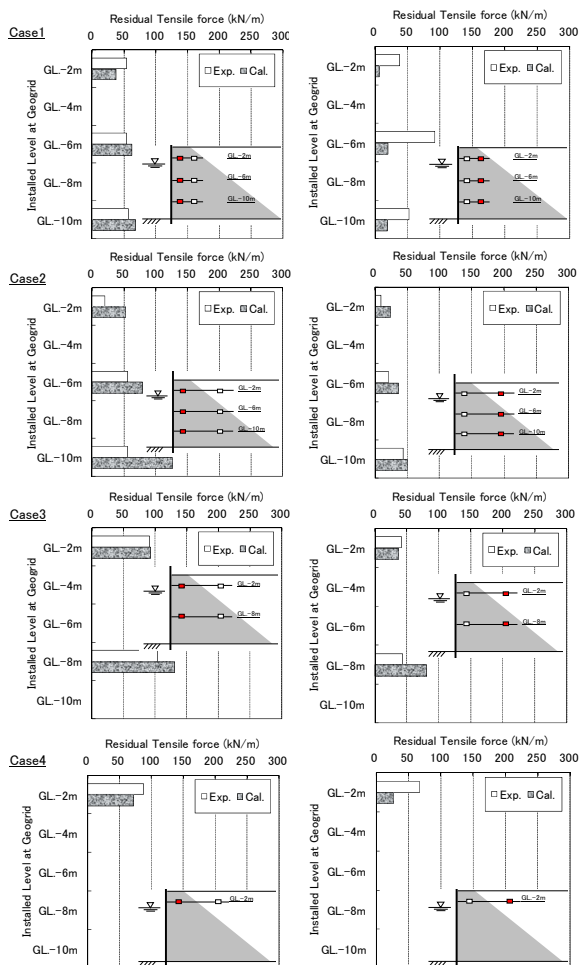


図-4.22 補強材に生じる張力の比較，縦軸：補強材の設置深度，横軸：補強材の最大張力，左側：海側，右側：陸側

して発生しており、ひずみが卓越する点で実験結果と整合していなかった。このひずみ領域において、解析では地盤要素が破壊点に近づき、矢板が大きく変動していたのではないかと推測される。

e) 補強材の張力

補強材に生じる張力の残留値を図-4.22 に示す。図には、実物スケールに換算した遠心模型実験結果も併せて示しているが、この張力は計測した引張ひずみに剛性を乗じて算出したものである。Case 1 と 2 の解析結果を比較すると、補強材の矢板側では平均的には大きな差はなかったが、埋立側先端部では Case 1 の張力が大きかった。実験結果の節でも述べたように、Case 1 のように補強材を短くすると、主動土圧が大きくなったためと推測される。Case 2, 3, 4 の解析結果を比較すると、補強材の段数を減らすことによって、各補強材の張力は大きくなる傾向であった。補強材の段数を減らすことで、各補強材が

分担する張力が増えたためと考えられる。このように、実験結果と定量的に合わない箇所もあるが、定性的には張力の発現特性を再現できたと言える。

(3) 敷設長に対するパラメトリック・スタディ

a) 解析条件と検討ケース

有限要素解析によって、遠心模型実験の結果を定量的に再現することは難しかったが、矢板や地盤の変位特性や、矢板の曲げモーメント特性、補強材の張力特性などについて、定性的には再現することができた。そこで、補強材の敷設長を変化させた解析を実施し、それが矢板や地盤の変位等に与える影響について定性的に検討を行った。

解析モデルや物性値については、再現解析と同じものを用いた。解析ケースについては、Case 2 を基本に、敷設長を一樣に変化させたケース群と部分的に変化させたケース群とした。一樣に変化させたケース群では、敷設長を 5.5 m (実験の Case 1 に相当)、8.0 m, 9.0 m, 10.0 m, 11.0 m (実験の Case 2 に相当) と変化させた。部分的に変化させたケースでは、敷設長を深度方向に長くする Type A、深度方向に短くする Type B、上段と下段に比べて中段を短くする Type C と変化させた(図-4.23 参照)。

b) 敷設長を一樣に変化させた解析の結果と考察

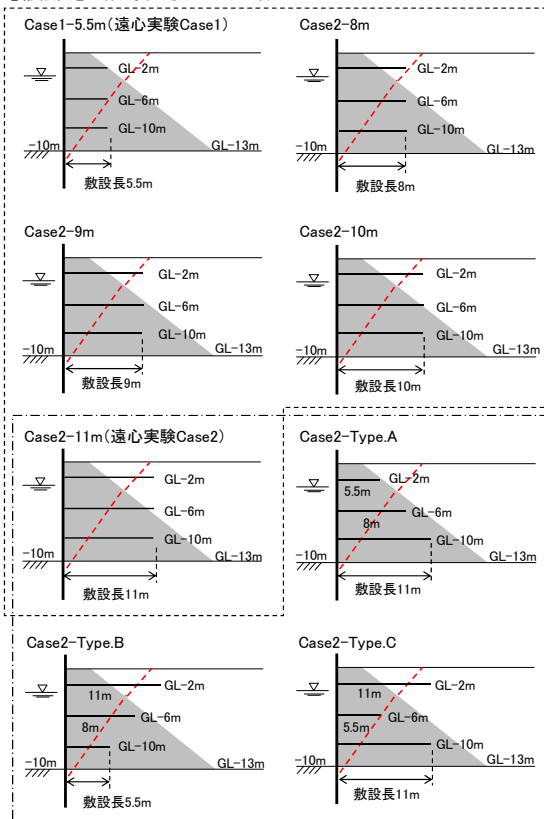
図-4.24 に、敷設長を一樣に変化させた場合の最大せん断ひずみの平面分布図を示す。図を見ると、敷設長が短い場合には、補強材直背後に大きなひずみの領域が発生し、補強材を避ける主動崩壊面に相当する箇所においても、大きなひずみが生じていた。敷設長が長くなると、補強材直背後のひずみは無くなり、補強材を避ける位置でのひずみが卓越した。

図-4.25 には、敷設長と矢板頂部の関係を示している。敷設長を長くするほど矢板頂部の変位量は減少し、補強材の効果が顕著に表れている。特に、敷設長が 10.0 m となると、変位量が大きく減少していた。最大せん断ひずみの平面分布においても、敷設長が 10.0 m となると補強材直背後のせん断ひずみが小さくなり、このひずみ領域の変化が矢板の変位量に影響を与えたと考えられる。

c) 敷設長を部分的に変化させた解析の結果と考察

図-4.26 に、敷設長を部分的に変化させた場合の最大せん断ひずみの平面分布図を示す。図を見ると、いずれの解析ケースにおいても、補強材を避ける主動崩壊面に相当する箇所において、大きなひずみが生じている。特に、Type B では、補強材直背後にも大きなひずみの領域が発生している。Type B では、下段の補強材が短く、主動崩壊が発生しやすい条件であったと考えられる。

①敷設長を一様に变化させたケース群



②敷設長を部分的に変化させたケース群

図-4.23 敷設長を変化させた解析ケース

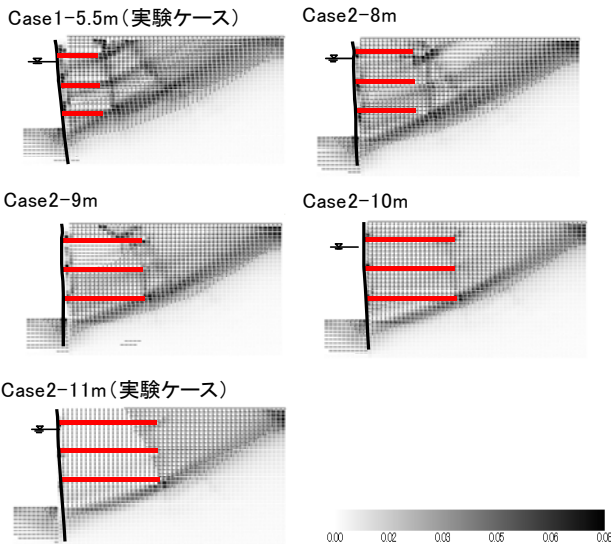


図-4.24 最大せん断ひずみ分布 (補強材敷設長一様変化ケース)

各解析ケースでの矢板頂部の変位量と、敷設長を足し合わせた長さを図-4.27に重ねて示している。Type Bのみが変位量が大きくなっており、敷設長を深度方向に短くすることは変位低減という観点からは効果的では無か

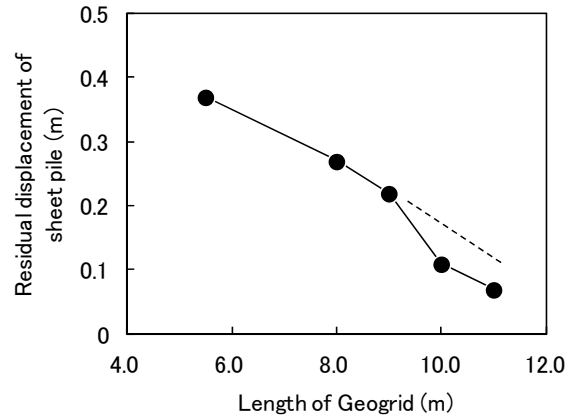


図-4.25 補強材敷設長と矢板頂部の残留水平変位の関係、横軸：補強材敷設長、縦軸：矢板頂部の残留水平変位

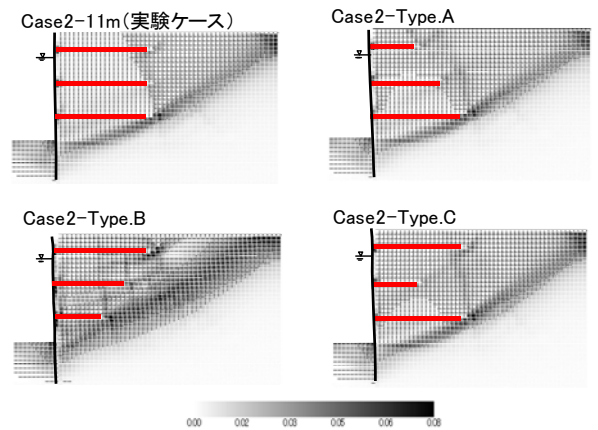


図-4.26 最大せん断ひずみ分布 (補強材敷設長部分的变化ケース)

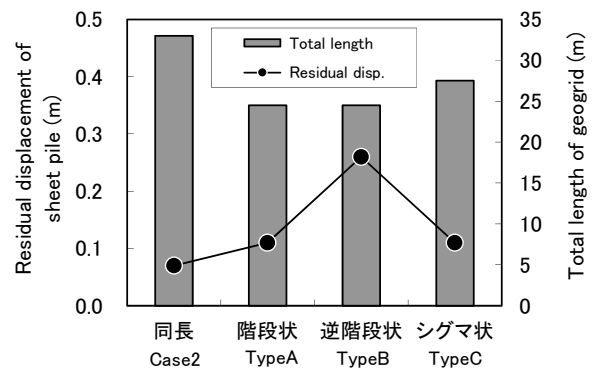


図-4.27 矢板頂部の残留水平変位と補強材敷設延長、縦軸(左)：矢板頂部の残留水平変位、縦軸(右)：補強材敷設延長、横軸：補強材敷設長部分的变化ケース名

った。矢板の変位量を最も小さくできる Case 2 か、全敷設長を短く、変位量も小さい Type A や Type C における敷設長が推薦される長さであると言える。

d) 敷設長の影響のまとめ

遠心模型実験によると、矢板の変位量や、補強材の耐力、施工の観点から、Case 2 での補強材の配置が効果的であることを述べた。有限要素解析においても、矢板の変位量や主働破壊の状況から考えて、Case 2 のような補強材の適度な長さや密な配置が薦められる結果となった。ただし、Type A や Type C のように、上部か中段の補強材を短くしても、ある程度大きな補強効果を期待できた。これは、ジオグリッドと防砂シートが交錯する中段のジオグリッドのみを短くし、裏込め内にジオグリッドを収められることを示唆している。

5. 設計法の検討

5.1 提案する設計法

(1) 設計の概要

補強土壁式矢板構造の課題を整理し、引抜き試験、大型模型載荷実験、遠心模型実験、有限要素解析によって課題の解決を図った。これらの結果を踏まえて、ここでは実際の岸壁に対する設計法を検討する。提案する設計フローを図-5.1 に示す。このフローは、港湾の施設の技術上の基準・同解説（以下「港湾基準」）²³⁾に示された矢板構造の設計フローにほぼ従っている。すなわち、設計条件の設定、矢板壁の仮定、作用外力や矢板の根入れ長の算定、ジオグリッドの仮定、内部安定と、ジオグリッド、外部安定の照査、施工性の検討の順で検討している。控え杭式矢板構造と異なる点は、タイロッド・控え工の代わりであるジオグリッドの配置等を仮定し、その破断や引抜きを検討することと、施工性の検討において矢板の変位を考慮することである。なお、本研究で検討している岸壁の構造は矢板式であり、海底地盤は砂質土であることを前提としていることに注意されたい。以下に、主要な検討項目の詳細を述べるが、施工性の検討については次章で述べる。

(2) 各検討項目

a) 矢板への作用外力の算定

矢板へ作用する外力としては、港湾基準に示された土圧（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めの土質定数や潮位条件、照査用震度を基に算定される。裏込め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可能性が多分にあるが、暫定的に低減効果を見込まないこととする。これは、現状では主働土圧の低減効果の検討が十分でないことと、実際の現場において補強土壁式矢板構造の施工実績が無いことに対する安全性の確保のためである。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、土圧の低減効果を見込み、より合理的な設計が可能となる。

b) 仮想海底面および根入れ長の算定

主働土圧強度 p_a と残留水圧 p_w の和が受働土圧強度 p_p と等しい深度を仮想海底面とし、仮想海底面と矢板の交点から海底地盤と裏込め石、埋立土内に地震時主働崩壊角に沿ってすべり線を立ち上げる。また、図-5.2 に示すように、仮想海底面以深より $3/\beta$ だけ深い位置を必要な矢板の根入れとする。なお、 β は基礎の特性値である。

c) ジョグリッドの選定

ジオグリッドの選定にあたっては、鋼矢板あるいは鋼

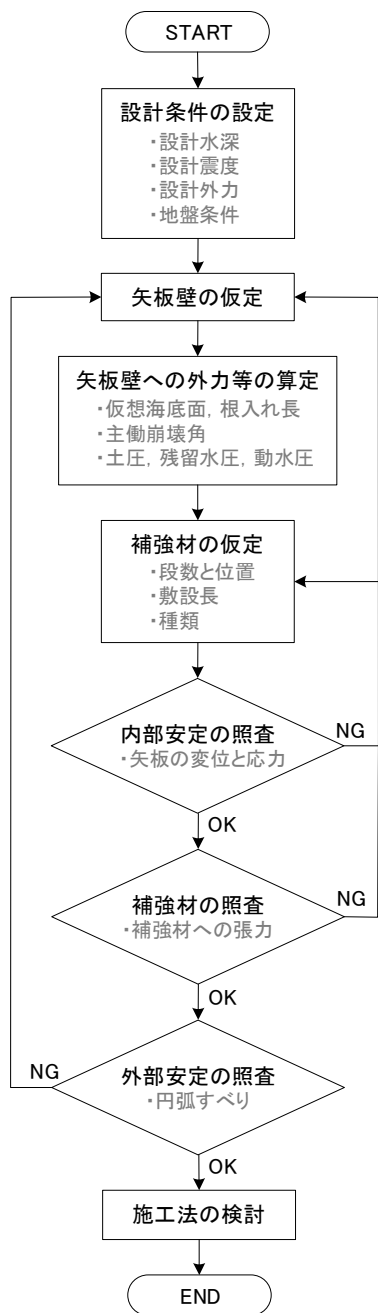


図-5.1 補強土壁式矢板構造の設計フロー

管矢板の一枚当たりの幅に留意し、補強材の幅を考える。水中での補強材の取り付け作業を容易にするため、矢板に鋼部材を予め取り付けおき、これにジオグリッドの端部をヒンジ構造で取り付けることを想定している。矢板の鋼部材の間隔とジオグリッドの取り付け箇所の間隔を合わせておく必要がある。ジオグリッドの種類については、後述する内部安定を満たすものを選定する。

d) ジオグリッドの配置

ジオグリッドの設置段数と位置、敷設長については、以下のように考える。前述したように、施工時の自立状

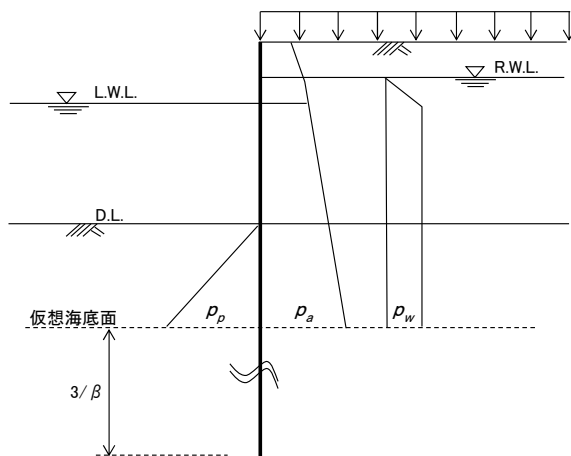


図-5.2 仮想海底面および矢板根入れ長

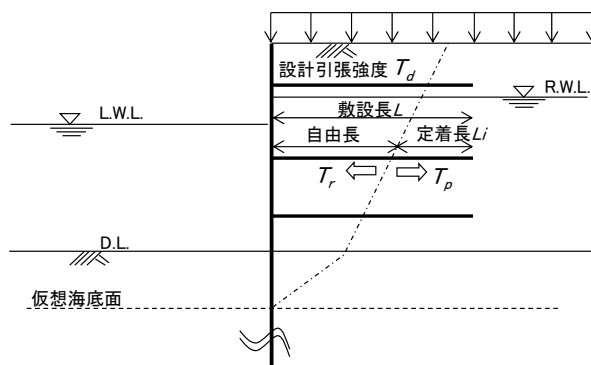


図-5.3 ジオグリッドの敷設概念図

態での矢板の変位低減や補強効果の観点から、3~4 m 間隔程度の敷設段数とすることが安全な設計と言える。最下段のジオグリッドの位置については、実際の海底面以下にそれを敷設することは現実的でないため、ジオグリッドが裏込め石に挟まれるように、海底面の数 m 上部から敷設する。最上段のジオグリッドについては、上部工と一体化する位置に設定する。

敷設長については、地震時主働崩壊面よりも埋立土側に延ばし、必要な定着長を設ける必要がある。また、暫定的にジオグリッド敷設による主働土圧の低減を見込まないとしたが、実際には主働土圧が低減する可能性が高い。特に、下段のジオグリッドを長くすると、主働土圧は低減し、矢板の変位も減少する。このため、図-5.3 に示すように、定着長を考慮して求めた最上段のジオグリッドの長さを全てのジオグリッドに適用することが望ましい。ただし、中段のジオグリッドが裏込めの範囲内に収まらず、ジオグリッドと防砂シートを交錯する場合には、中段のジオグリッドの敷設長を短くすることも可能である。

e) 内部安定の照査

内部安定として、始めに矢板の変位と応力を照査する。通常、控え杭式矢板構造では、タイ材の取り付け位置と仮想海底面を支点とした仮想梁法で矢板の断面力を算出し、矢板の応力照査を行う。一方、ジオグリッドを用いた補強土壁式矢板構造では、矢板の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、ある程度の矢板の変位を許容するとともに、この変位量を加味した矢板の応力照査が必要である。そこで、ジオグリッドの取り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一樣な分布の反力バネとして、矢板に対してフレーム解析を行うこととする。地震時主働崩壊面より海側と埋立側のジオグリッドの長さをそれぞれ自由長と定着長と定義する。節点バネ値は、引張剛性 EA を自由長で除すことで求めた。この解析で矢板の断面力を算出し、矢板の応力照査を行う。

f) 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。上記のフレーム解析で算出されたジオグリッドの必要張力を用いて、破断と引抜けが生じないかを検討する。破断については、以下の式によって張力がジオグリッドの設計引張強度以下であることを照査する。ただし、これらの式は文献²⁴⁾を参照した。

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

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)

である。引抜けについては、地震時主働崩壊面より埋立土側のジオグリッドの長さを定着長と定義し、以下の式で照査する。

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

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

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)

σ'_{vi} : i 段目のジオグリッドへの有効上載圧 (kN/m²)

l_i : i 段目のジオグリッドの定着長 (m)

ϕ : 裏込め石の内部摩擦角 (度)

c : 裏込め石の見かけの粘着力 (kN/m²)

T_r : ジオグリッドへ作用する張力 (kN/m)

である。なお、引抜けの検討では、安全側の検討を行うため、地表面に作用する上載荷重を σ'_{vi} に足さないことと

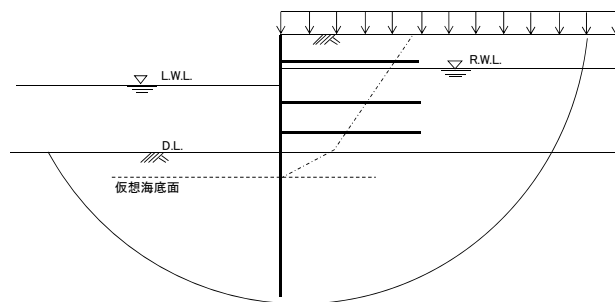


図-5.4 矢板背後の地盤の円弧すべり

する。

内部安定の照査を満足できない場合には、内部安定を満たせるように矢板やジオグリッドの仮定を見直す。

g) 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。照査方法としては、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こととする。なお、図-5.4に示すように、通常の矢板構造と同様に、すべり面は矢板を通過しないものとする。一方、安全側の検討として、すべり面はジオグリッド内を通過し得るものとする。模型実験や数値解析結果に基づくと、ジオグリッドを避けるようにせん断ひずみ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、暫定的にジオグリッド内にもすべり面が生じ得るとした。

5.2 提案法による試設計

本節では、条件を仮定して、提案した設計法の適用を試みた。これによって、提案した設計法の妥当性を検証できるとともに、実際の設計の参考となることを期待している。なお、ここでの試設計断面を参考に4.1節の遠心模型実験の断面を決定しており、遠心模型実験での安定性の高さが提案した設計法の検証にもなっている。

(1) 設計条件

設計条件を以下のように設定した。

a) 計画および利用条件

岸壁天端高	: +3.0 m
矢板天端高	: +1.5 m
設計海底面	: -10.0 m
潮位 H.W.L.	: +1.5 m
L.W.L.	: +0.0 m

b) 設計震度

照査用震度	: 0.15
-------	--------

c) 上載荷重

- 常時 : 20.0 kN/m²
 地震時 : 10.0 kN/m²
- d) 地盤
- ①埋土 (非液状化) : 砂質土
 $\gamma=18 \text{ kN/m}^3, \gamma'=10 \text{ kN/m}^3$
 $\phi=40$ 度
- ②原地盤 (非液状化) : 砂質土
 $\gamma=18 \text{ kN/m}^3, \gamma'=10 \text{ kN/m}^3$
 $\phi=30$ 度
- ③裏込め石 : 1~70 kg相当
 $\gamma=18 \text{ kN/m}^3, \gamma'=10 \text{ kN/m}^3$
 $\phi=45$ 度
- e) 壁面摩擦力
- 主働側 : $\delta_a=+15$ 度
 受働側 : $\delta_p=-15$ 度
- f) 腐食代
- 耐用年数 : 50年
 腐食代 : 0.02 mm/年×50年
 =片面1.0 mm+1.0 mm

(2) 矢板の仮定

以下の2種類の矢板を用いることを仮定した。

鋼矢板 名称: SP-VL型, 材質: SY390

鋼管矢板 名称: $\phi 1300 \times t22$, 材質: SKY490

(3) 作用外力と矢板の根入れ長の算定

a) 土圧強度および残留水圧強度の算定

矢板の前面および背面に作用する土圧強度と残留水圧を計算した結果を表-5.1に示す。

b) 仮想海底面深さと根入れ長

主働土圧強度 p_a と残留水圧 p_w の和が受働土圧強度 p_p と等しくなる位置を仮想海底面とする (表-5.2, 図-5.5参照)。 $p_a+p_w-p_p=0$ となる位置は第4層内 (原地盤) にあり, 仮想海底面の深さは設計海底面から 2.98 m 深い位置であった。また, 仮想海底面からの根入れ長を $3/\beta$ として算定すると, 根入れ長は 7.50 m (鋼矢板) と 15.50 m (鋼管矢板) であった。

(4) ジオグリッドの選定と配置

以下のジオグリッドを用いることを想定した。

- 使用材料 : テンサーRE160
 基準引張強度 : 160 kN/m
 設計引張強度 : $T_d=160 \times 0.6=96 \text{ kN/m}$
 粘着力 : $c=0 \text{ kN/m}^2$
 摩擦角 : $\phi=40$ 度
 引抜き抵抗係数 : $f_{tg}=0.8$ (変動時)
 断面積とヤング率 : $EA=2,333 \text{ kN/m}$

ジオグリッドの敷設位置については, +1.0, -3.0, -6.0,

表-5.1 矢板前面および背面に作用する土圧係数

主働土圧	単位	表込石				原地盤	
		気中		水中		水中	
震度	k	0.00	0.15	0.00	0.23	0.00	0.28
地震合成角	θ	rad	0.0	0.1	0.0	0.2	0.0
内部摩擦角	ϕd	deg	40.0	40.0	40.0	40.0	30.0
	rad	0.698	0.698	0.698	0.698	0.524	0.524
壁面が鉛直となす角	ψ	rad	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
壁面摩擦角	δa	deg	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
	rad	0.262	0.262	0.262	0.262	0.262	0.262
地表面が水平となす角	β	deg	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	rad	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
主働土圧係数	K_a		0.2011	0.2833	0.2011	0.3400	0.3014
	$K_{acos \delta}$		0.1942	0.2736	0.1942	0.3284	0.2911
崩壊面が水平となす角	$\cot(\zeta - \beta)$		0.5062	0.6630	0.5062	0.7736	0.6529
	ζ	deg	63.2	56.5	63.2	52.3	56.9

受働土圧	単位	原地盤	
		水中	水中
震度	k	0.00	0.30
地震合成角	θ	rad	0.0
内部摩擦角	ϕd	deg	30.0
	rad	0.524	0.524
壁面が鉛直となす角	ψ	rad	0.0
壁面摩擦角	δp	deg	-15.0
	rad	-0.262	-0.262
地表面が水平となす角	β	deg	0.0
	rad	0.0	0.0
主働土圧係数	K_p	4.977	3.670
	$K_{pcos \delta}$	4.807	3.545
崩壊面が水平となす角	$\cot(\zeta - \beta)$	2.653	3.287
	ζ	deg	20.7

表-5.2 矢板前面および背面に作用する土水圧強度

土層番号	標高 (m)	常時				地震時			
		主働土圧強度 (kN/m ²)	残留水圧強度 (kN/m ²)	受働土圧強度 (kN/m ²)	$p_a+p_w-p_p$ (kN/m ²)	主働土圧強度 (kN/m ²)	残留水圧強度 (kN/m ²)	受働土圧強度 (kN/m ²)	$p_a+p_w-p_p$ (kN/m ²)
第1層	+3.0	3.1	-	-	3.1	2.3	-	-	2.3
	+1.0	8.7	0.0	-	8.7	10.4	-	-	10.4
第2層	+1.0	8.7	0.0	-	8.7	12.6	0.0	-	12.6
	+0.0	10.2	10.1	-	20.3	15.3	10.1	-	25.4
第3層	0.0	10.2	10.1	-	20.3	15.3	10.1	-	25.4
	-10.0	25.7	10.1	-	35.8	42.6	10.1	-	52.7
第4層	-10.0	48.3	10.1	0.0	58.4	80.1	10.1	0.0	90.2
	-20.0	77.4	10.1	480.7	-393.2	131.5	10.1	354.5	-212.9

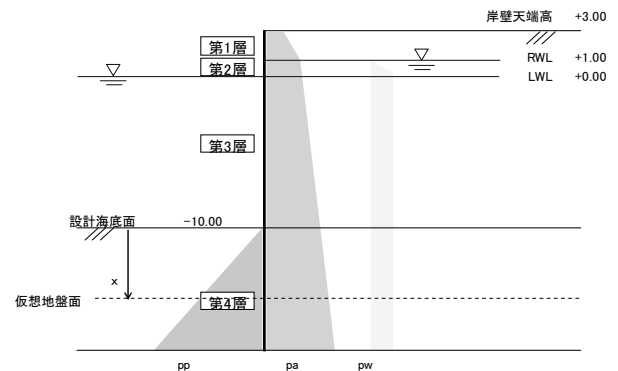
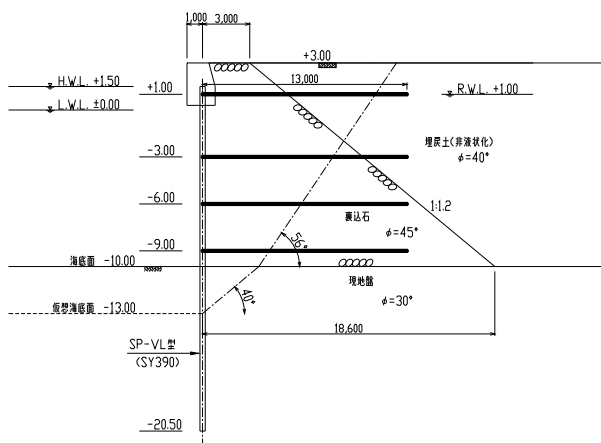
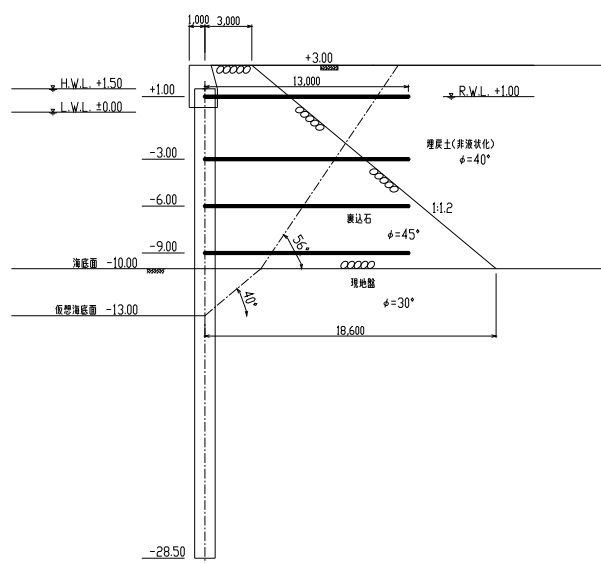


図-5.5 矢板前背面に作用する土水圧強度の分布

-9.0 m に配置することとした。また, 最上段のジオグリッドの敷設長は, 地震時主働崩壊面よりも埋立土側に延びるように 13 m とした。それより下部のジオグリッドの敷設長は, 最上段のものと同じ 13 m とした。なお, 実際のジオグリッドと地盤の摩擦角は用いるジオグリッドと石に依るため, ここでは十分なせん断抵抗力を確保できるジオグリッドを用いると仮定し, 埋立土自体の内部摩擦角を用いた。図-5.6 に, 仮想断面に対してジオグリッドを配置した結果を示しておく。



(a) 鋼矢板



(b) 鋼管矢板

図-5.6 仮想断面に対するジオグリッドの配置

(5) 内部安定の照査

a) ジオグリッドでの節点バネと地盤バネの条件

図-5.7 に示すように、矢板を梁、ジオグリッドとの接合点に節点バネ、前面の地盤との接触面に分布バネを取り付けたフレーム計算によって、内部安定を検討した。節点バネと地盤バネは以下の通りであった。

- 節点バネ (1段目) : $K_1=551 \text{ kN/m}$
- 節点バネ (2段目) : $K_2=373 \text{ kN/m}$
- 節点バネ (3段目) : $K_3=282 \text{ kN/m}$
- 節点バネ (4段目) : $K_4=213 \text{ kN/m}$
- 地盤N値 : $N=10$
- 地盤反力係数 : $k_H=1,500N=15,000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$

b) 内部安定の照査結果

梁に動水圧を含む地震時の土圧を分布荷重として作用

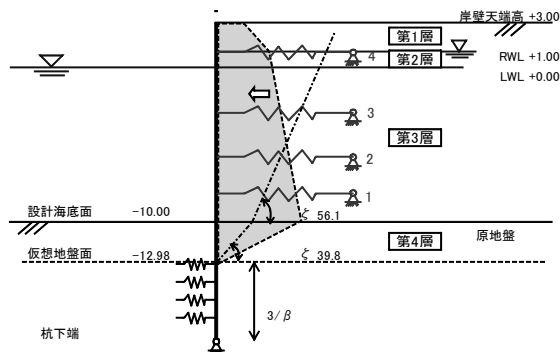


図-5.7 フレーム計算の概念図

させて、矢板の応力照査を行った。この際に、腐食代も考慮する。検討の結果を表-5.3 にまとめており、いずれの矢板の応力においても安定性は満足されていた。なお、鋼矢板の変位は 513 mm と大きく、変位が許容されない現場においては鋼管矢板 (変位 212 mm) を用いることが望まれる。ただし、この変位の計算結果は、ジオグリッドの敷設による主働土圧の低減を見込んでおらず、実際にはこれほど大きな変位とならないことが想定される。

(6) 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した。その結果を表-5.4 に示す。破断と引抜けに関しても、安定性が満足される結果となった。

(7) 外部安定の照査

仮想海底面を通過するすべり面を想定した円弧すべり解析を行った。この結果を図-5.8 に示す。図に示すように、耐力作用比は 1.6 (鋼矢板) と 2.3 (鋼管矢板) となり、外部安定も満足される結果となった。

(8) 水深を変化させた場合の試設計

基本的な設計条件を前項と同様の条件に設定し、海底面を -6.0 ~ -16.0 m まで 2 m 毎に変化させて試設計を行った。その結果を図-5.9 に示す。図に示すように、補強土壁式矢板構造では水中下で矢板に張力を与えることが可能であり、通常の控え杭式矢板構造に比べて、経済的な矢板を採用できることが分かる。また、-14 m や -16 m といった大水深岸壁でも設計上は適用可能であった。ただし、大水深岸壁へ適用する前には、中程度規模以下の岸壁での適用実績を重ね、実際の現場での課題の抽出と解決が必要である。また、この計算結果は、矢板の変位に対しての規定を設けておらず、ジオグリッドの敷設による主働土圧の低減を見込めない場合には矢板の変位が大きくなることに注意されたい。

表-5.3 内部安定（矢板の変位および応力）の照査結果

(a) 鋼矢板

鋼矢板 SP-VL型 SY390	弾性係数	E	2.0E+08 (kN/m ²)	特性長	β	0.415 (m ⁻¹)
	断面積	A	267.6 (cm ² /m)	根入れ長	L	7.5 (m)
	断面2次モーメント	I	63000 (cm ⁴ /m)	最大曲げモーメント	Mmax	915.6 (kNm/m)
	断面係数	Z	3150 (cm ³ /m)	最大変位	δ_x	51.3 (cm)
	許容曲げ応力度	σ_a	353 (N/mm ²)	発生応力	σ	290.7 (N/mm ²)
					σ / σ_a	0.82 < 1.0
	地盤反力係数	kh	15000 (kN/m ² /m)			OK

(b) 鋼管矢板

鋼管矢板 1300t22 SKY490	弾性係数	E	2.0E+08 (kN/m ²)	特性長	β	0.195 (m ⁻¹)
	断面積	A	670.6 (cm ² /m)	根入れ長	L	15.5 (m)
	断面2次モーメント	I	1310000 (cm ⁴ /m)	最大曲げモーメント	Mmax	3189.9 (kNm/m)
	断面係数	Z	20100 (cm ³ /m)	最大変位	δ_x	21.2 (cm)
	許容曲げ応力度	σ_a	277.5 (N/mm ²)	発生応力	σ	158.7 (N/mm ²)
					σ / σ_a	0.57 < 1.0
	地盤反力係数	kh	15000 (kN/m ² /m)			OK

表-5.4 ジオグリッドの照査結果

(a) 鋼矢板

No	標高 (m)	鉛直応力 W (kN/m ²)	敷設長 L (m)	定着長 Li (m)	補強材ばね Kr (kN/m/m)	引抜抵抗 Tp (kN/m)	引張強度 Td (kN/m)	作用張力 R (kN/m)	判定	
									引抜 R/Tp	破断 R/Td
4	1.0	36.0	13.0	2.0	213	99.0	96.0	94.0	0.95	0.98
3	-3.0	76.0	9.5	1.2	282	125.9	96.0	95.4	0.76	0.99
2	-6.0	106.0	7.0	0.7	373	106.4	96.0	93.3	0.88	0.97
1	-9.0	136.0	5.0	0.8	551	139.2	96.0	85.6	0.61	0.89

OK OK

(b) 鋼管矢板

No	標高 (m)	鉛直応力 W (kN/m ²)	敷設長 L (m)	定着長 Li (m)	補強材ばね Kr (kN/m/m)	引抜抵抗 Tp (kN/m)	引張強度 Td (kN/m)	作用張力 R (kN/m)	判定	
									引抜 R/Tp	破断 R/Td
4	1.0	36.0	13.0	2.0	213	99.0	96.0	39.8	0.40	0.41
3	-3.0	76.0	13.0	4.7	282	483.0	96.0	38.8	0.08	0.40
2	-6.0	106.0	13.0	6.7	373	960.3	96.0	37.7	0.04	0.39
1	-9.0	136.0	13.0	8.8	551	1599.9	96.0	36.5	0.02	0.38

OK OK

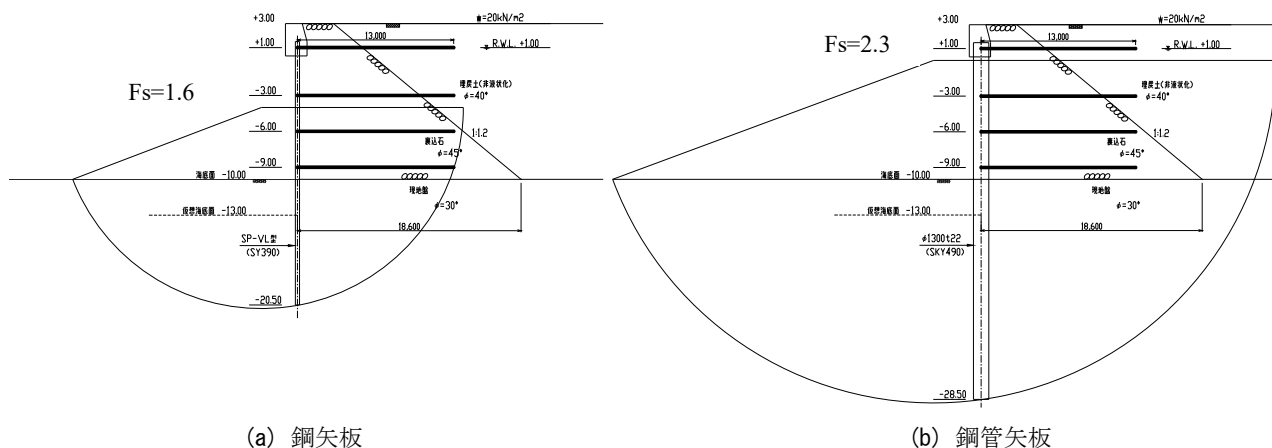


図-5.8 外部安定の照査結果

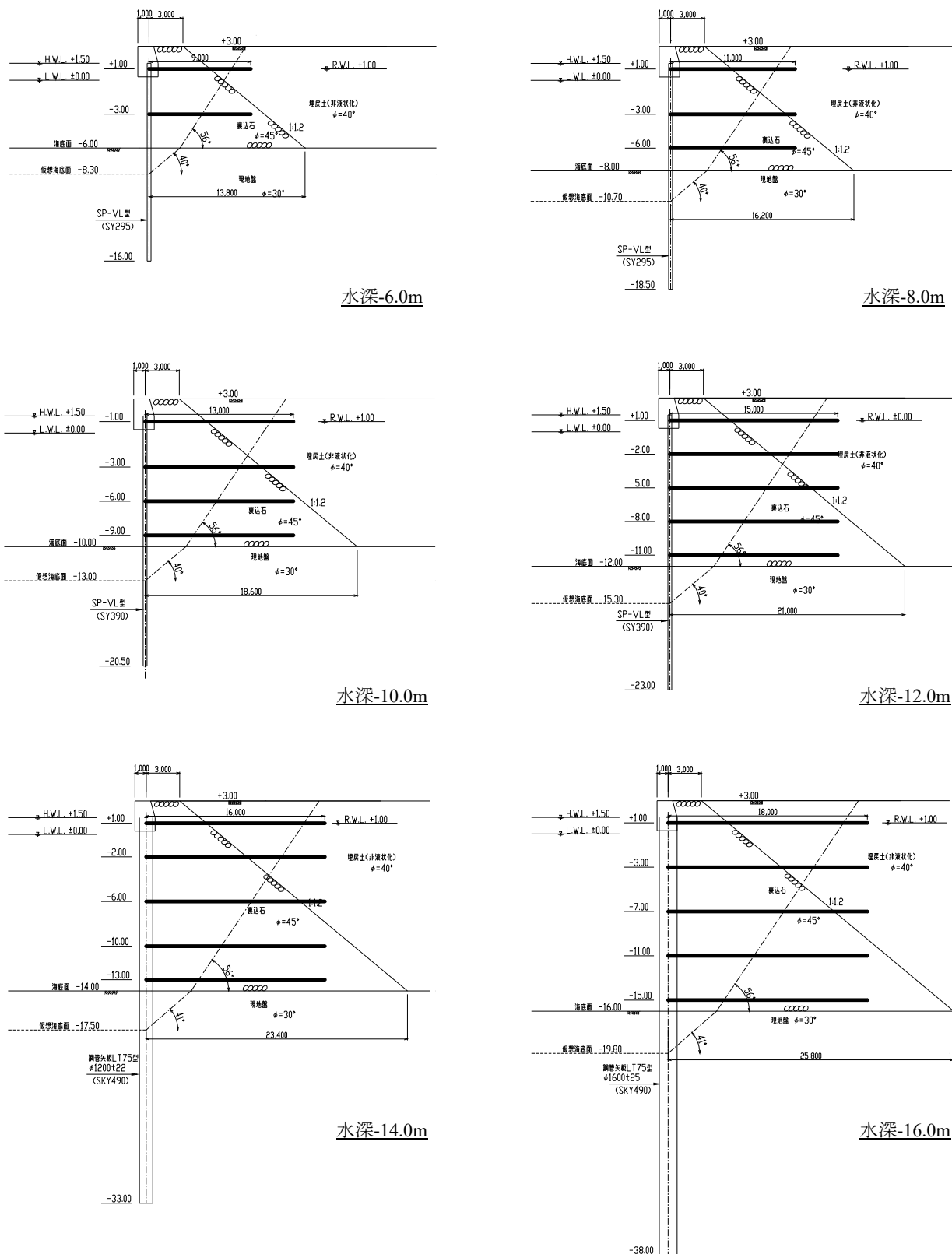


図-5.9 水深を変化させた場合の試設計結果

6. 施工方法の概要

6.1 施工における課題

施工における主要な課題としては、水中下において矢板にジオグリッドを取り付ける方法が確立されていない点と、有効上載圧を作用させる前にはジオグリッドからの張力を期待できない点、ジオグリッドの敷設長が長い場合にジオグリッドと防砂シートが交錯する点の3つが挙げられる。

1つ目の取り付け方法については、矢板に鋼部材を予め取り付けおき、これにジオグリッドの端部をヒンジ構造で取り付けることが考えられる。2つ目は、裏込め石を積み上げて有効上載圧がジオグリッドに作用すると張力を期待できるが、その時点で矢板が既に変位するという問題である。矢板の変位を極力小さくするためには、ジオグリッドの深度方向の間隔を大きくし過ぎないことが重要である。また、施工中に生じる変位量を設計時に有限要素法等で検討することや、施工中には計測施工を行って変位量を管理することが重要である。3つ目は、一部のジオグリッドを短くするか、ジオグリッドを含むように裏込めの形状を設計することが考えられる。

6.2 施工フロー

上記の課題を踏まえて、補強土壁式矢板構造の施工を考えた。フローを図-6.1に、施工概念図を図-6.2に示す。

(1) 矢板打設工

控え杭式矢板構造と同様に、鋼矢板あるいは鋼管矢板を地中内に打設する。矢板には予めジオグリッドを取り付けるための鋼部材を溶接しておく。鋼部材の例として

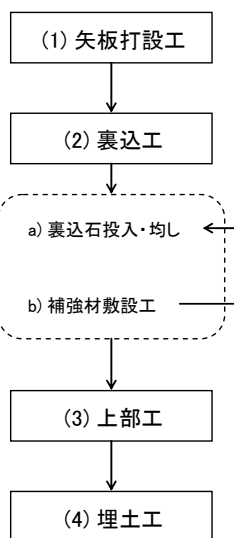


図-6.1 補強土壁式矢板構造の施工フロー

は、ガイド材が考えられる。ジオグリッドの端部にも取り付け治具を付けておき、潜水士がジオグリッドの取り付け治具を矢板のガイド材に挿入し、矢板とジオグリッドの一体化を図る。さらに、矢板打設後には、矢板頂部を腹起しで固定し、矢板間の一体性を確保する。

(2) 裏込工

a) 裏込め石の投入および均し工

ガット船等によって裏込め石を投入し、ジオグリッドの敷設範囲に対して荒均しを行う。この際、均し面を水平ではなく中央部で凹んだ形状にして、均し面から浮かしてジオグリッドを敷設し、裏込め石を投入することで、矢板が変位しなくてもジオグリッドに張力を期待できる。なお、裏込め石の投入時に矢板が変位するために、矢板の変位量を計測しながら施工を続けることが重要である。

b) ジオグリッド敷設工

潜水士の誘導によって、予め溶接されている矢板のガイド材にジオグリッドの取り付け治具を挿入し、他端のジオグリッドを展張する。ここで、ジオグリッドの他端部には仮設材としてアンカーを取り付けておくとよい。上記のa)とb)を繰り返し行い、所定の高さまで裏込を構築する。なお、最上段のジオグリッドが裏込めよりも埋立土側まで敷設される場合、ジオグリッド端部を丸めて仮止めしておく。

(3) 上部工

控え杭式矢板構造と同様の方法で、上部工を構築する。最上段のジオグリッドおよび腹起しを巻き込む形で上部工を構築する。

(4) 埋土工

最後に埋立てを行う。今回は検討対象としていないが、液状化する懸念がある場合には、何らかの対策を講じる必要がある。仮止めしておいた最上段のジオグリッドを陸上施工で展張し、必要に応じてジオグリッドとの摩擦抵抗を確保するための間詰材を敷設する。

6.3 維持管理

施工後の維持管理段階においては、水中下のジオグリッドの状況を把握することは難しい。このため、矢板の変位や地表面の変化を継続的に観測して、適切に管理していくことが重要である。なお、ひずみを計測するセンサー（歪ゲージや光ファイバーなど）をジオグリッドに接着したり、矢板とジオグリッドの接合部に破断を示すセンサーを設置したりするなど、維持管理を容易にできる可能性もあり、今後の検討が必要である。

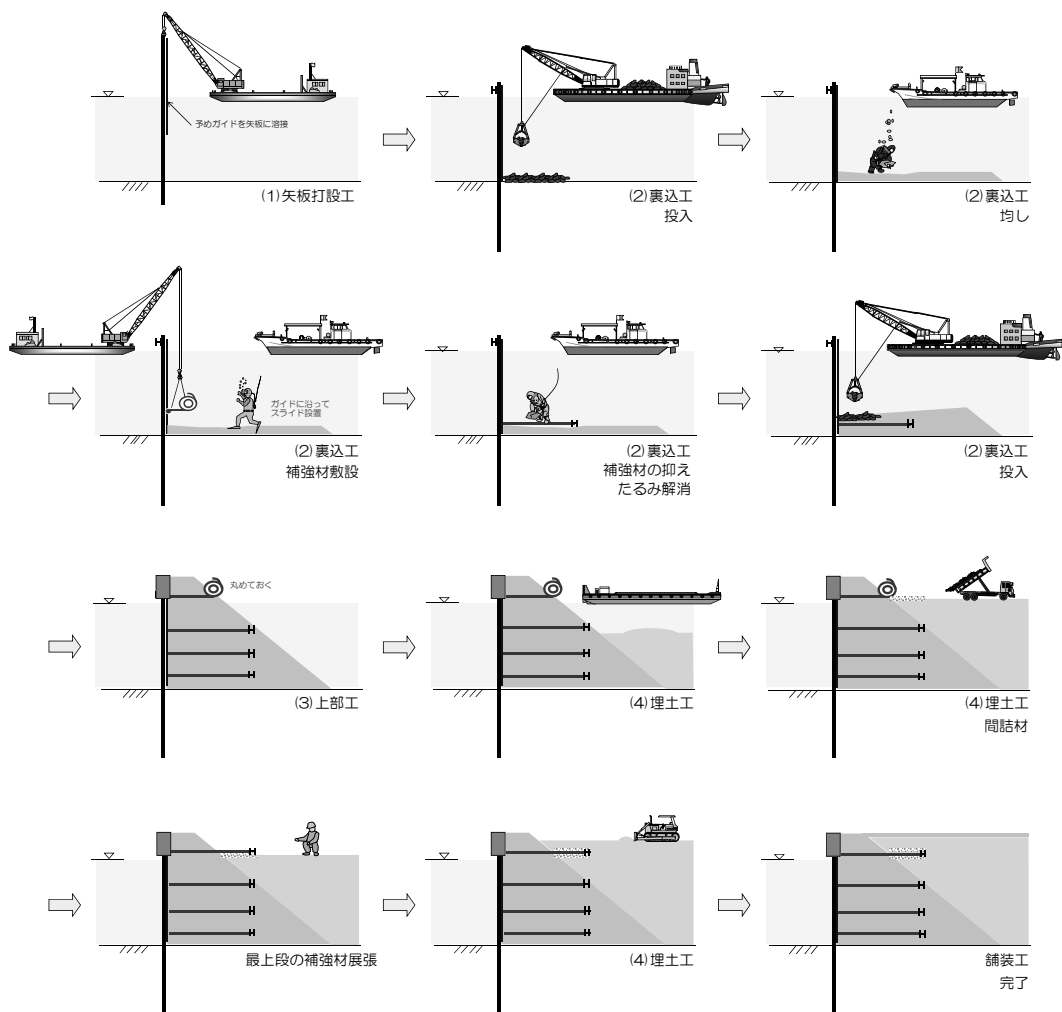


図-6.2 補強土壁式矢板構造の施工概念図

7. まとめ

本研究では、陸上工事で多用される補強土壁工法を海上の矢板構造の岸壁へ適用する技術について検討を行った。始めに、適用する際の課題を整理し、引抜き試験、大型模型載荷実験、遠心模型実験、有限要素解析を通して、それらの課題の解決を図った。

引抜き試験では、緩く堆積した石材地盤であっても、埋設したジオグリッドに対してせん断抵抗力を発揮することが確認された。大型模型載荷実験では、ジオグリッドを石材地盤内に埋設することによって、矢板の変位が大幅に低減することが示された。遠心模型実験と有限要素解析によって、ジオグリッドを埋設することで耐震性が増すことが確認できた。また、ジオグリッドは矢板を引張するだけでなく、主働崩壊の発生も抑制することが明らかとなった。このため、ジオグリッドは地震時主働崩壊面より埋立土側の地盤に定着させるだけでなく、敷

設長を長く配置した方が良いことが分かった。最後に、技術の実用化を念頭に、設計法を提案し、施工の手順やその課題について検討を行った。試設計によって現実的なジオグリッドの配置と補強土壁式矢板構造の断面が設計され、提案した設計法の妥当性が示された。

8. おわりに

本稿では、大水深岸壁への矢板構造の導入、中程度規模以下の矢板岸壁の建設コスト削減などを念頭に、補強土壁式工法の矢板岸壁への適用について検討した。石材地盤内のジオグリッドのせん断抵抗力の検討から始まり、構造の安定性、耐震性、設計法、施工法まで一連の検討を行った。実際の現場で用いる大きな石材によるせん断抵抗力の大きさや、施工中の矢板の水平変位、水中下での作業の多さなど、検討課題は残っている。実用化されることによって新たな課題も発生するであろう。しかし

ながら、控え杭式矢板構造では難しい大水深岸壁を矢板で構築でき、有用な構造であることが期待される。今後も、本構造の発展に寄与していきたい。

(2017年11月2日受付)

謝辞

本研究は、平成28年度から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開始した「ジオグリッド式岸壁構造に関する共同研究」による成果の一部である。本共同研究の遂行に協力していただいた皆様に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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, 36p., 1999.
- 2) 地盤工学会: 補強土入門, 入門シリーズ24, 199p., 1999.
- 3) 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.
- 4) 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, 港湾空港技術研究所資料, No. 946, 36p., 1999.
- 5) PIANC: The application of geosynthetics in waterfront areas, PIANC Report, No. 113, pp. 52-55, 2011.
- 6) 一井康二, 高羽泰久, 弘中淳市, 福田光治, 重久伸一: 固化処理土とジオグリッド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, 港湾空港技術研究所資料, No. 1111, 76p., 2005.
- 7) Ichii, K., Suzuki, Y., Hironaka, J., Terakawa, H., Shigehisa, S., and Fukuda, M.: Shake table tests for caisson-type quay walls retrofitted by geogrids, Proceedings of the 8th International Conference on Geosynthetics (8ICG), pp. 879-882, 2006.
- 8) 菅野高弘, 長屋淳一, 新舎博, 大久保泰宏, 喜田浩, 北村卓也, 太田正規, 岸真裕, 久保滋, 平井貴雄, 弘中淳市, 足立雅樹, 宮田喜壽: SG-Wall式矢板岸壁の設計・施工法に関する検討, 港湾空港技術研究所資料, No. 1204, 63p., 2009.
- 9) 菅野高弘, 野末康博, 塩崎禎郎, 小濱英司: 地震による岸壁の被災・復旧工法・耐震補強工法, 港湾空港技術研究所資料, No. 1145, 142p., 2006.
- 10) 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と有効応力解析, 構造工学論文集, Vol. 57A, pp. 63-74, 2011.
- 11) 吉田誠, 清宮理: グラウンドアンカーによる重力式岸壁の耐震補強に関する研究, 土木学会論文集A1 (構造・地震工学), Vol. 69, No. 1, pp. 69-80, 2013.
- 12) 津田行男, 中官利之, 西口松男, 吉田誠: 長尺アンカーによる岸壁の耐震補強工事について, Marine Voice 21, Vol. 275, pp. 18-21, 2011.
- 13) 森川嘉之, 菊池喜昭, 水谷崇亮: 既存矢板壁に対する控え工増設の補強効果とその評価法の開発, 港湾空港技術研究所報告, Vol. 50, No. 4, pp. 107-131, 2011.
- 14) 中村泰, 佐藤正勝, 菊池喜昭, 菅野高弘, 森川嘉之, 星野正美, 三城健一: 矢板岸壁における「2段タイ材地下施工法」の耐震・増深補強効果について, 土木学会論文集A1 (構造・地震工学), Vol. 68, No. 4, pp. I_907-I_919, 2012.
- 15) 樋口俊一: 2段タイ材地下施工法, 大林組技術研究所報, Vol. 76, pp. 1-3, 2012.
- 16) 井澤淳, 斉藤智哉, 伊藤秀行, 上野誠, 桑野二郎: ジオグリッドと改良土を組み合わせた補強土壁の地震時挙動に関する研究, 地盤工学ジャーナル, Vol. 2, No. 2, pp. 73-86, 2007.
- 17) 竜田尚希, 張至鎬, 常田賢一, 小田和広, 中平明憲: ジオテキスタイルによる道路盛土の天端補強構造に関する実験的研究, ジオシンセティックス論文集, Vol. 23, pp. 231-236, 2008.
- 18) 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.
- 19) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 2, pp.16-20, 1992.
- 20) Towhata, I. and Ishihara, K.: Modelling soil behavior under principal stress axes rotation, Proceedings of 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Vol. 1, pp. 523-530, 1985.
- 21) 井合進, 一井康二, 森田年一: 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察 (その7) ケーソン式岸壁の有効応力解析, 港湾技術研究所資料, No. 813, pp. 253-279, 1995.
- 22) 小濱英司, 菅野高弘, 池野勝哉, 原基久, 吉田誠, 三藤正明: ハイブリッド重力式栈橋の開発および耐震性の検討, 港湾空港技術研究所資料, No. 1259, 83p., 2012.
- 23) 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, 日本港湾協会, pp. 981-1025, 2007.
- 24) 国土交通省鉄道局監修: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (土留め構造物), 丸善出版, p.150, 2012.

付録A. ジオグリッドの材料特性

A.1 ジオグリッドの概要

ジオグリッドとは、交点部で強固に結合した規則的な格子構造を持つ合成高分子等で構成されるシートである。JIS L 0221¹⁾においては、「引張抵抗性のある構成要素が連結した規則的な格子構造からなるシート状のもので、土木などの用途に使用される。主に高分子材料からなる製品」と定義されている。ジオグリッドは、製法の違いによって、合成樹脂を成形加工した樹脂系と、撚糸された繊維を樹脂によりコーティングした繊維系に大別される。本研究で用いたジオグリッドは、前者の樹脂系ジオグリッドであり、引抜き試験で使用したものを図-A.1に示す。これは、土木研究センターの建設技術審査証明を取得しているジオグリッド（技術名称：テプサー）である。

岸壁の裏込め石にジオグリッドを適用する場合は、以下のような特性を有する必要がある。

- ①補強土壁工法としての補強効果を十分発揮し得る高い引張強度と、裏込め石の変形に追従できる適切な伸び特性を有すること。
- ②海浜環境下の厳しい条件下でも使用することができる耐久性を有すること。
- ③作業の簡略化が要求される水中工事においても、より簡便な敷設が可能であること。

本付録では、水中振動台実験で使用した樹脂系ジオグリッドを主として、その材料特性について述べる。

A.2 ジオグリッドの力学特性

(1) 引張強度特性

合成樹脂材料の分子配列は不規則であるため、その強度は比較的小さく、伸びは大きいものである。それに対してジオグリッドは、原料である高密度ポリエチレンの

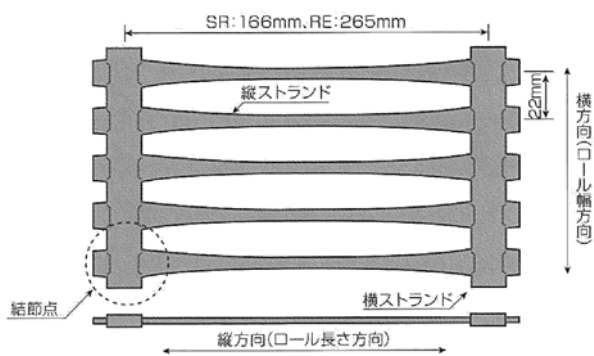


図-A.1 引抜き試験で使用したジオグリッド（テプサーカタログ²⁾より）

厚手のシートに孔を開け、これを一方向に加熱延伸して成形される。製造工程の概略を図-A.2に示す。この延伸工程において、分子を一方向に配向させることによって、延伸方向に高強度である特性を有するジオグリッドが製造される。

ジオグリッドは補強土壁においては引張補強材として用いられることが多く、引張強度特性の把握はジオグリッドの種類や配置を決定する際に重要となる。引張強度特性は、ジオグリッドの試験片を一定の速度で引っ張ることにより得られ、引張荷重とひずみの関係から求める。引張試験はJIS L 1908⁴⁾に従って実施する。図-A.3はジオグリッドとその他材料の引張強度特性を比較したものである。ジオグリッドは軟鋼と同程度の引張強さを有することが分かる。また、図-A.4には、土質材料とジオグリッドの応力～ひずみ関係を示しており、両者の関係は大きくは変わらず、土の変形に追従しジオグリッドは補強効果を発揮し得る材料であると言える。

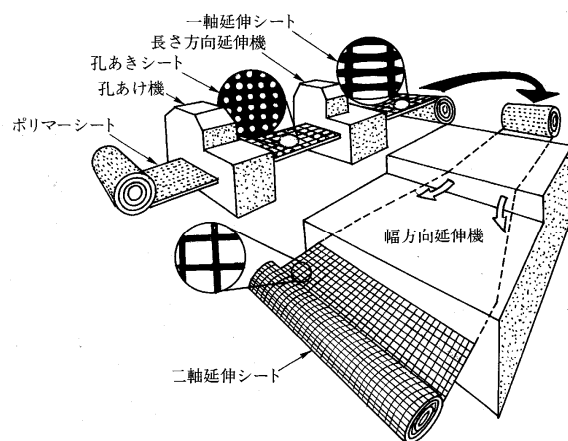


図-A.2 ジオグリッドの製造工程³⁾

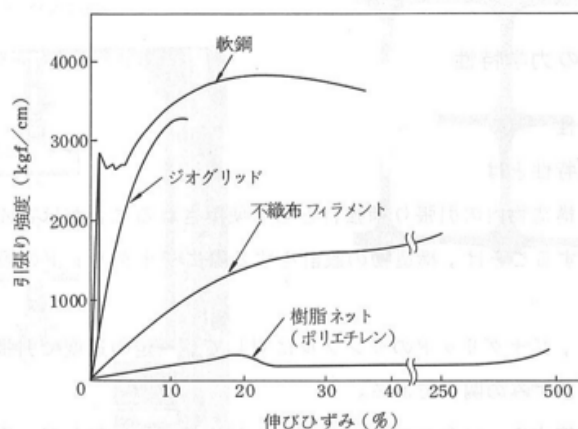


図-A.3 ジオグリッドとその他材料の引張強度⁵⁾

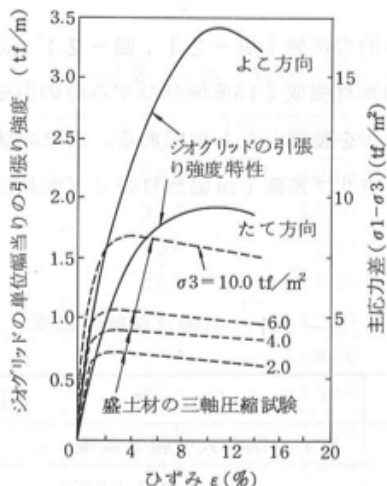


図-A.4 ジオグリッドの引張強度特性と土質材料の応力-ひずみ関係の比較⁵⁾

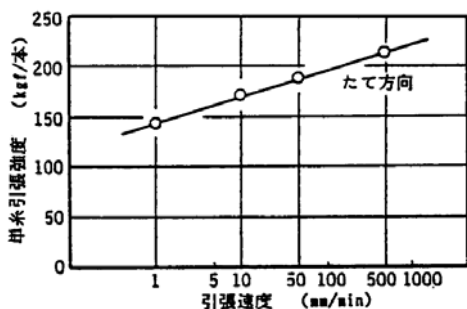


図-A.5 ジオグリッドの引張速度と引張強度の関係⁶⁾

ジオグリッドの引張強度は、試験体の引張速度に依存することが知られている。図-A.5 にジオグリッドの引張速度と引張強度の関係例を示す。引張速度を遅くすると引張強度は小さくなる傾向にある。地盤に埋め込む場合は、遅い引張速度における強度を用いる必要がある。また、ジオグリッドの引張強度は周辺の環境温度（雰囲気温度）にも依存する。図-A.6 に示す温度とジオグリッドの引張強度の関係のように、温度が高くなるとジオグリッドの引張強度は低下する。

(2) クリープ特性

金属やコンクリート等の材料に対して、ジオグリッドに継続的に一定の力が加わり続けると塑性変形が進行し、ひずみが時間と共に増大する、いわゆるクリープ現象が発生する。ジオグリッドによる補強土壁においても、ジオグリッドとその周辺の土に長期的な荷重が作用し続けるため、クリープ変形が進行する。クリープ変形によってジオグリッドの伸びが大きくなったり、破断に至ったりすることで、安定性が失われる可能性もある。したがって、ジオグリッドによる補強土壁式矢板構造の設計を

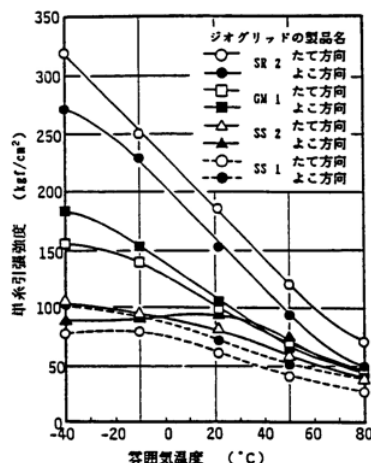


図-A.6 ジオグリッドの引張強度と温度の関係⁶⁾

行う際には、クリープ特性を考慮したクリープ限度強さも考慮する必要がある。

A.3 ジオグリッドの耐久性

補強土壁式矢板構造の構成部材であるジオグリッドは、永久構造物に要求される期間と同程度の耐久性が要求される。井原ら⁷⁾⁸⁾は、実環境下において供用されたジオグリッドの耐久性について検証しているが、供用された期間はせいぜい数年程度であり、数十年以上にわたる長期耐久性は明らかではない。しかしながら、ジオグリッドの耐久性はその原材料に依存することから、長期耐久性についてはジオグリッドの原材料成分を把握することによって、おおよその判断は可能と考えられる。

(1) 耐寒性

ジオグリッドの原材料である合成樹脂材料の高密度ポリエチレンは-80 度程度までは脆くならない性質を有するため、冬季の寒冷地においても補強土構造物の部材として問題なく使用できる。

(2) 耐薬品性

我が国の一般的な土の pH 値は概ね 5~9 の範囲にある。また、ジオグリッドを特殊な環境下、例えば温泉地帯のような低アルカリ環境下や、セメント固化処理土の高アルカリ環境下で用いる場合も想定する必要がある。

ジオグリッドの原材料である合成樹脂材料のポリエチレンやポリプロピレンは、酸やアルカリに対して安定な材料である。図-A.7 に薬品浸漬試験によるジオグリッドの強度の経時変化を示すが、酸やアルカリによってほとんど劣化しないことが分かる。

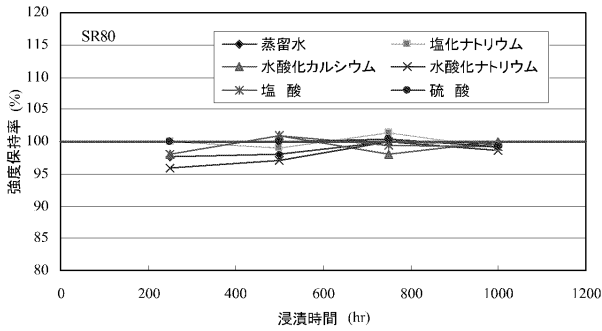


図-A.7 薬品浸漬試験によるジオグリッド強度の経時変化⁹⁾

参考文献 (付録A)

- 1) 日本工業規格：ジオシンセティック用語，JIS L 0221:1994, 1994.
- 2) 三井化学産資：盛土・地盤補強用ジオグリッド テンサーカタログ， p. 32, 2013.
- 3) 国際ジオシンセティックス学会日本支部編：ジオシンセティックス入門，理工図書， p. 36, 2001.
- 4) 日本工業規格：ジオテキスタイル試験方法，JIS L 1908:2000, 2000.
- 5) ジオグリッド研究会：「ジオグリッド工法」ガイドラインー材料試験法，設計法ガイドラインー，第1分冊， p. 17, 1990.
- 6) ジオテキスタイルの適用性に関する研究委員会：ジオグリッド工法を適用した補強土工法，ジオテキスタイルの適用性に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会， p. 74, 1990.
- 7) 井原俊一，榊尾孝之，田村幸彦，矢口直幸：ジオグリッドの長期耐久性の調査，ジオシンセティックス論文集， Vol. 16, pp. 27-30, 2001.
- 8) 井原俊一，榊尾孝之，田村幸彦，矢口直幸：ジオグリッドの長期耐久性の調査，第37回地盤工学研究発表会発表講演集， No. M-09, pp. 751-752, 2002.
- 9) 菅野高弘，長屋淳一，新舎博，大久保泰宏，喜田浩，北村卓也，太田正規，岸真裕，久保滋，平井貴雄，弘中淳市，足立雅樹，宮田喜壽：SG-Wall式矢板岸壁の設計・施工法に関する検討，港湾空港技術研究所資料， No. 1204, 63p., 2009.

付録B. 遠心模型実験で用いる補強材の選定

遠心模型実験では、実物のジオグリッドをそのまま幾何縮尺比で縮めるのは困難であるため、ポリエチレン製のメッシュ形状の品で補強材を模擬した。本文の表-4.4に示したように、ジオグリッドの強度特性を表わす引張強度と引張剛性は、50g 場における相似則に基づくと、それぞれ模型スケールで3.2 kN/m と 46.7 kN/m であった。この両者に近い補強材を引張試験によって探した。

候補となる補強材として、メッシュ形状の品を8種類用意した。それらを表-B.1に示す。これらは、すべり止めマット、防鳥ネット、園芸用鉢底ネット、網戸、金網、

表-B.1 補強材模型の候補

材料番号	写真 [全景]	写真 [接写]	備考
1			ゴム製 すべり止めマット
2			ゴム製 すべり止めマット
3			ポリスチレン製 すべり止めマット
4			ポリエチレン製 園芸用鉢底ネット
5			ポリスチレン製 防鳥ネット
6			ポリプロピレン製 網戸
7			鉄製 金網
8			麻製 麻袋

注) 撮影倍率は同一ではない

麻袋であり、市販されているものである。始めに、各材料の1供試体に対して引張試験を実施した。試験状況を図-B.1に示す。引張試験では、寸法200 mm×200 mmの材料に対して、2 mm/minの一定速度で、引張ひずみが35%に達するまで張力を与えた。試験結果を図-B.2に示す。図中に示す破線は、50g 場におけるジオグリッドの引張強度および引張剛性の目標値である。引張試験に供した8種類の材料の強度特性は、破線で示した目標値とほぼ一致するものはなかった。引張試験は1材料あたり1供試体のみ用いたため、同じ材料間における強度特性のばらつきは評価できず、この時点で模型材料を決定することは拙速であると考えた。

次いで、図-B.2の試験結果において目標値に近い強度特性を持つ材料を3種類に絞り込んだ。この3種類の材料は、材料番号1(すべり止めマット)、番号4(園芸用鉢底ネット)、番号6(網戸)である。1材料あたり3供試体に対し、改めて引張試験を実施した。その結果を図



図-B.1 模型材料の引張試験状況

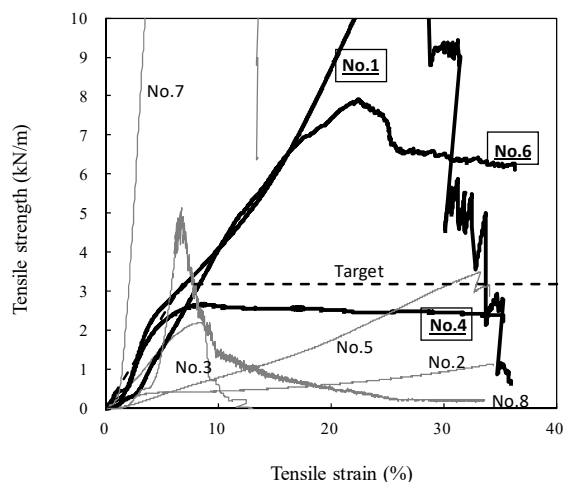


図-B.2 材料候補8種類の引張試験結果 (縦軸: 引張強度, 横軸: 引張ひずみ)

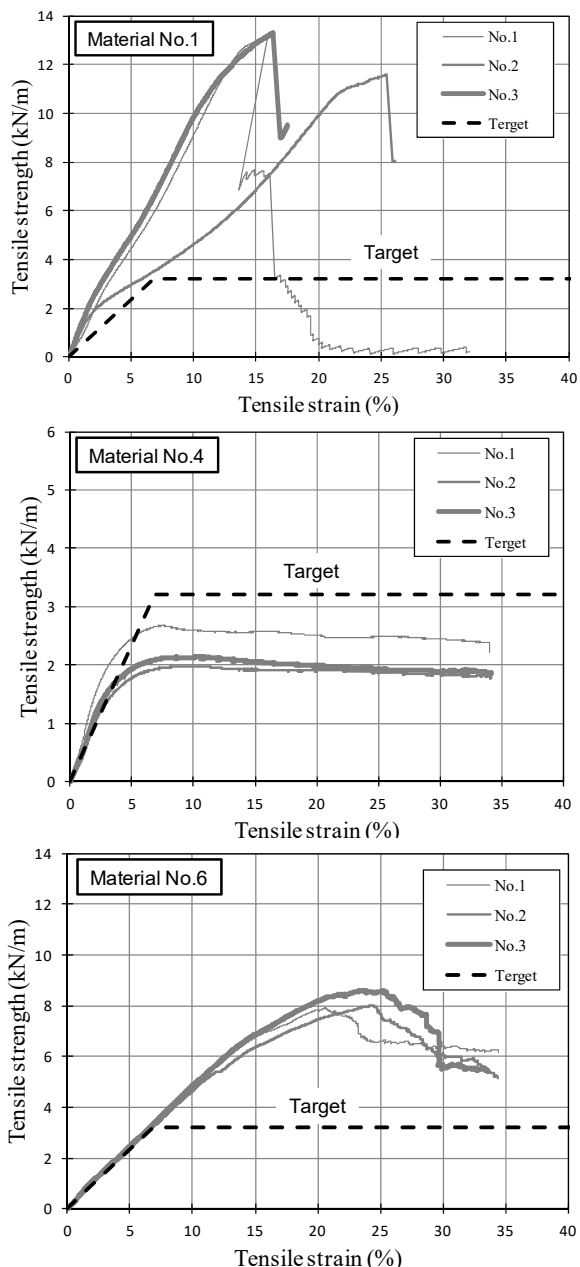


図-B.3 材料候補3種類の引張試験結果（縦軸：引張強度，横軸：引張ひずみ）

-B.3 に示す。材料番号1（すべり止めマット）は、3 供試体の強度特性が最もばらついていることから、模型への適用は適切ではないと判断した。材料番号4（園芸用鉢底ネット）については、3 供試体間の強度特性のばらつきは比較的小さかった。引張剛性はほぼ目標通りであるが、引張強度は目標値の約7割でやや小さい値であった。材料番号6（網戸）については、3 供試体間の強度特性のばらつきは最も小さく、引張剛性は目標通りであったが、引張強度は目標値の約2倍程度と大きい値であった。

試行的にひずみゲージを貼り付けてみると、材料番号6（網戸）は目合いにヨリが生じやすく、ひずみゲージ設置の作業性に劣ることが明らかとなった。このことから、遠心模型実験で用いるジオグリッド材料として材料番号4（園芸用鉢底ネット）を用いることが適切と総合的に判断した。

CONTENTS

1. Rupture Process of the Foreshock and Main Shock of the 2016 Kumamoto Earthquake and Simplified Source Models to Explain Damaging Ground Motions	Atsushi NOZU, Yosuke NAGASAKA	3
2. Technological Development of Sheet-pile Quaywall Reinforced by Geogrids Hidenori TAKAHASHI, Yoshiyuki MORIKAWA, Takaaki MIZUTANI, Katsuya IKENO, Tomohiro TANAKA, Suguru MIZUTANI, Toshiyasu MIYOSHI, Kentaro HAYASHI		36