

港湾技研資料

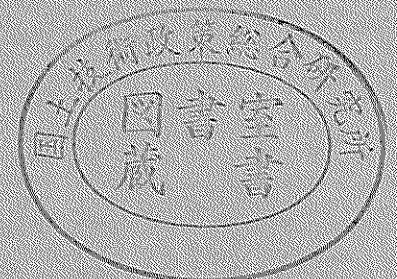
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF LAND, INFRASTRUCTURE AND TRANSPORT, JAPAN

No.997 JUN 2001

固化処理土中詰二重矢板式護岸の構造特性

| | | | |
|---|---|---|---|
| 菊 | 池 | 喜 | 昭 |
| 北 | 誥 | 昌 | 樹 |
| 鈴 | 木 | | 操 |
| 岡 | 田 | 哲 | 一 |

国土交通省港湾技術研究所



目 次

| | |
|---------------------|----|
| 要 旨 | 3 |
| 1. まえがき | 4 |
| 2. 遠心模型実験 | 5 |
| 2.1 模型矢板と地盤材料 | 5 |
| 2.2 実験方法 | 6 |
| 2.3 実験ケース | 8 |
| 2.4 実験結果と考察 | 8 |
| 2.5 実験のまとめ | 12 |
| 3. 遠心模型実験の解析 | 13 |
| 3.1 弾塑性FEM解析 | 13 |
| 3.2 解析のまとめ | 25 |
| 4. 結論 | 25 |
| 5. あとがき | 25 |
| 謝辞 | 26 |
| 参考文献 | 26 |
| 付録A 遠心模型実験の結果 | 27 |
| 付録B 解析結果 | 31 |

Structural Property of Double Steel Pipe Sheet Pile Walls Filled with Premixed-soil

Yoshiaki KIKUCHI*
Masaki KITAZUME**
Misao SUZUKI***
Tetsuichi OKADA****

Synopsis

Double steel pipe sheet pile walls filled with premixed soil are proposed. Making premixed soil from dredged soil or construction waste soils and using the premixed soil for fill can reduce the construction cost of double sheet pile walls, because the fill made from waste can reduce the material cost and using the fill with larger shear modulus such as premixed soil have possibility to improve the shear resistance of the double steel pipe sheet pile walls and to reduce the width of the walls. The study on the applicability of double steel pipe sheet pile wall with premixed soil has been conducted by centrifuge model tests and finite element analysis.

Main conclusions are as follows;

- 1) The adhesion between wall and fill affects the resistance characteristics of double sheet pile walls. The higher adhesion makes the resistance of the walls against horizontal force stronger. To get full advantage of this effect, the sheet pile walls should have enough bearing capacity.
- 2) This study presents one effective utilization of dredged soil which is not reused enough.

Key Words :double sheet pile wall , premixed-soil , centrifuge model test , numerical analysis

* Chief of Foundations Laboratory, Geotechnical Engineering Division

**Chief of Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division

***NKK Corporation

**** TOA Corporation

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

Port & Harbour Research Institute, Ministry of Land, Infrastructure and Transport

Phone : +81-468-445024 Fax : +81-468-440618 e-mail:kikuchi@cc.phri.go.jp

固化処理土中詰二重矢板式護岸の構造特性

菊池喜昭*
北詰昌樹**
鈴木操***
岡田哲一****

要 旨

浚渫土や建設発生土などを有効利用し、建設コスト低減を可能とする固化処理土を中詰した二重矢板式護岸を提案し、その力学的特性を明らかにするため、遠心模型実験を実施した。また、遠心模型実験を再現できる二次元FEMモデルを作成し、中詰土に固化処理土を用いた場合の二重矢板式構造物の挙動特性を検討した。

本研究の主な結論は、以下のとおりである。

- 1) 矢板壁と中詰土の付着を通常のままとした場合には、中詰が固化処理土でも砂でも構造特性にはあまり差はない。しかし、固化処理土と矢板との付着が十分取れれば固化処理土の場合のほうが構造物の変位、矢板の曲げモーメントともに小さくなる。このとき、この効果を十分に発揮させるためには、矢板先端の支持条件が十分に健全であることが必要となる。
- 2) 今まであまり有効利用されることがなかった浚渫土を固化処理した場合に二重矢板構造物の中詰として有効に利用できることが確認された。

キーワード：二重矢板式構造物，固化処理土，遠心模型実験，数値解析

*土質部基礎工研究室長

**土質部地盤改良研究室長

***日本鋼管株式会社

****東亜建設工業株式会社

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 国土交通省湾技術研究所

電話：0468-44-5024 Fax：0468-44-0618 e-mail:kikuchi@cc.phri.go.jp

1. まえがき

昨今の港湾を取巻く諸情勢から、大型港湾構造物の建設費の縮減，リサイクル材料の実用化が強く求められている。この2項目を満たす構造のひとつとして、港湾工事に伴う浚渫土を固化処理したものを中詰した二重矢板式護岸構造を提案した。図-1にこの構造のイメージ図を示す。

二重矢板式構造物は、2列に打設された鋼管矢板(または鋼矢板)壁の頭部をタイロッドなどで連結し、鋼管矢板間に土砂などを中詰した構造である。鋼管矢板は主に水平抵抗で外力に抵抗し、中詰土は主にせん断変形で外力に抵抗する。この構造は、遮水性が高く、壁体背後に裏込めのない状態でも安定を保ち、水深にかかわらず施工できることなどの特性を持つことから、防波堤、係船岸、護岸などに広く適用されており、とくに護岸については、廃棄物処分場用に多く適用されている。

従来、二重矢板式構造物の中詰には内部摩擦角の大きい天然の良質砂や碎石が用いられてきたが、本提案構造では浚渫土を固化処理して用いることを考えている。このことにより天然資源の代わりに、従来処分していた浚渫土が有効に利用できる。一方、固化処理土は、固化材量により容易に強度を制御できることから、外力に対して十分なせん断強度を持つように設定すればせん断抵抗材料として十分機能させることができる。また、固化処理土の中詰に用いることによって、従来よりも護岸断面を小さくすることが可能となれば、建設費の低減を図ることができる。

固化処理土は、粘土やシルトを主とする浚渫土に、セメントやセメント系あるいは石灰系固化材(総称して固化材)を混合し、改良土としたものである。固化材量、添加水量を調整することにより、必要なせん断強さ、透水性(遮水性)、充填性を得ることができる。固化処理土は港湾構造物でも広く利用されてきており、図-2に示すように仕切

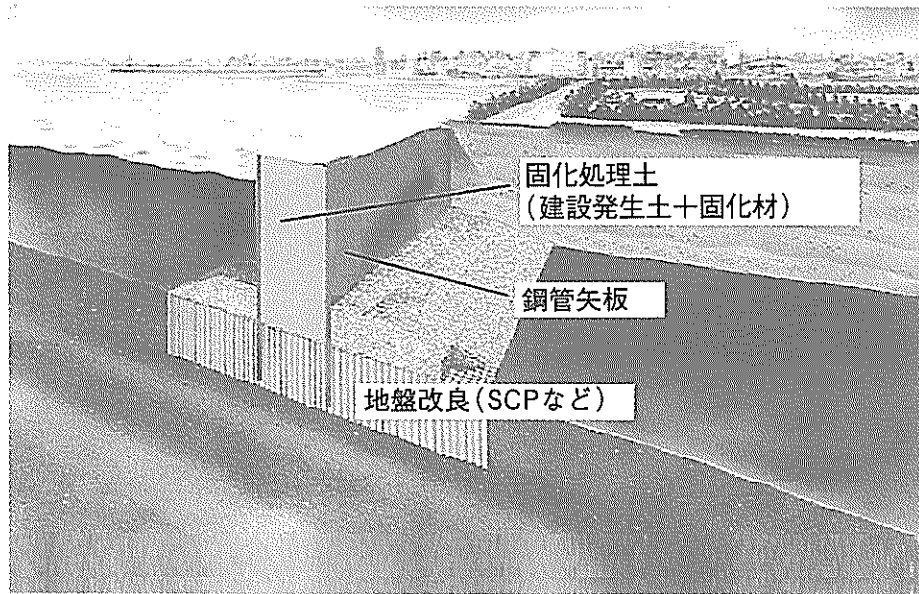


図-1 固化処理土の中詰した二重矢板式護岸のイメージ

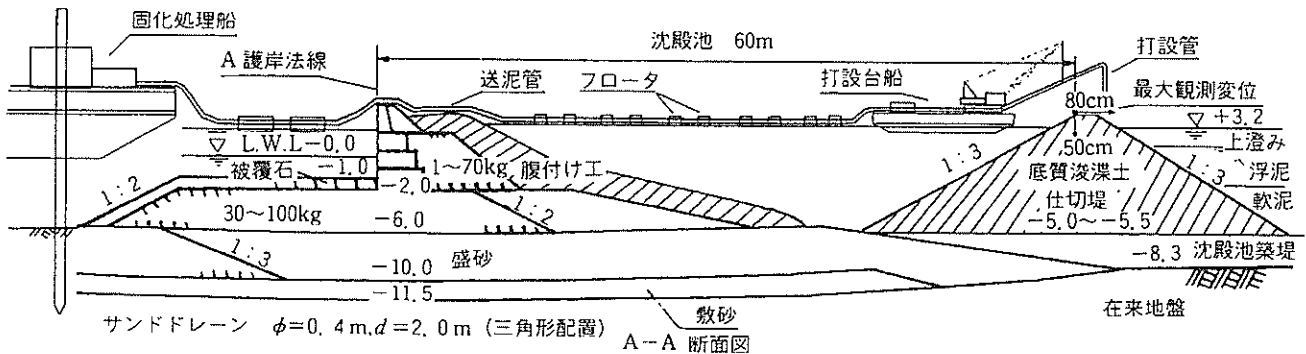


図-2 固化処理土を適用した事例(斜線部に利用)

堤や腹付け土として施工された例(善見ほか, 2000)がある。

中詰として固化処理土を用いた二重矢板式構造物を実現するための施工上の課題は, 既存の技術またはその応用など比較的容易に解決できると考えられるので, 別途検討することとし, ここでは, 設計上の課題を検討する。設計上の課題としては, 中詰に固化処理土を入れたときの二重矢板式構造物の力学的挙動が未解明であることがあげられる。このため, 外力に対する二重矢板式構造物の変形や矢板の曲げモーメントなどを推定することができず, 構造物の幅, 矢板の断面や根入れ長さなどを適切に決めることができない。

また, 固化処理土を中詰として用いる場合には, 従来から用いられている設計法では特性をあらわせないことが考えられるので, 従来の設計法についても見直しをかける必要がある。従来の二重矢板式構造物の設計は, 慣用的には鋼矢板セル式係船岸および矢板式係船岸の設計法を準用して行われている(運輸省港湾局, 1999a)のが実情である。変位については, 慣用的には検討していないが, 大型の永久構造物では検討が重要であり, 沢口(1974)により提案された方法や, 大堀ら(1984)により提案された方法などで計算が行われている。前者は, 地盤より上は矢板と一様弾性を持つ中詰土の複合構造として, 地中部は弾性の水平地盤ばねで支持された矢板としてモデル化し, 水平方向の力のつりあい条件から計算する方法である。後者は, 基本的には前者と同じ考え方であるが, 中詰土のせん断時の応力ひずみ関係の非線型性を考慮している。ただし, これらの方法はいずれも中詰には砂などの粒状体を考えているため, そのことを前提とした簡略化がなされている。

以上のことから, 遠心模型実験装置を用いた模型実験を実施し, 構造物の挙動を把握した。さらに, 解析的検討を加えて固化処理土を中詰に用いた場合の構造物の挙動の特性を明らかにした。

2. 遠心模型実験

固化処理土を中詰に用いた場合の二重矢板式護岸の構造特性を把握するために, 遠心模型実験を行った。この実験は, 小型模型で実物大の構造物の挙動を把握するためのものである。ここでは, 50gの遠心加速度場で実験を行った。この実験では, 中詰が砂の場合と固化処理土の場合で構造物の挙動がどのように異なるかを把握することを目的とした。そこで, 矢板間隔, 海底地盤の密度, 矢板と固化処理土の間の付着特性をパラメータとして実験を行った。

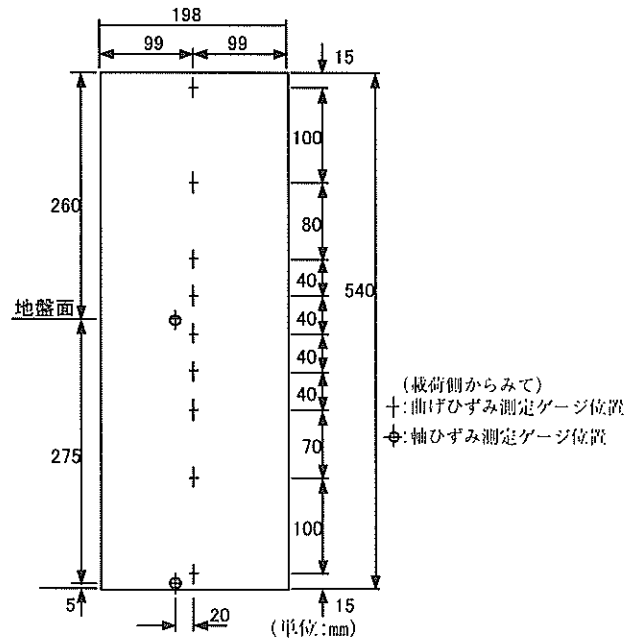


図-3 矢板の模型

2.1 模型矢板と地盤材料

実験に用いた模型矢板はSS490の鋼板で, 長さ540mm, 巾198mm, 板厚7.1mmのものである。ひずみゲージは曲げひずみ用と軸力用の2種類を用い, 矢板の両側の図-3に示す位置に貼付け, ゲージ表面とコードをアラルダイトでコーティングした。

矢板の製作に当たって, まず, 実構造物の試設計を行った。サンドコンパクションパイル工法で改良(改良率78.5%)された地盤において, 前面水深-10mの砂を中詰した二重矢板式護岸を水平震度0.2で設計したところ, 矢板は, 直径900mm, 板厚14mm程度の断面(P-P継ぎ手)の鋼管矢板が必要となることがわかった。この鋼管矢板の1/50の断面は, 直径18mm, 板厚0.28mmであり, 継ぎ手も考慮するとこの形状の鋼管矢板を製作することは非常に困難である。このため, 製作の容易な鋼板を用いることにした。実物の鋼管矢板との曲げ剛性 EI の相似則を満たすような鋼板としては板厚6.8mm程度のもが必要となる。

この板厚の求め方を以下に示す。直径900mm, 板厚14mm, P-P継ぎ手の鋼管矢板の1mあたりの断面二次モーメント I_p は, $I_p = 3.33 \times 10^{-3} \text{ m}^4/\text{m}$ である。実験は, 遠心加速度50g場で行うことを想定している。模型矢板の断面二次モーメントを I_m とすると, 遠心加速度50g場では, 断面二次モーメントの相似比は $I_m/I_p = 1/50^4$, 長さの相似比は $L_m/L_p = 1/50$ であるため(表-1), 模型矢板の1mあたりの断面二次モーメントは, $I_m = 3.33 \times 10^{-3} \times (1/50^4) \times 50 = 2.664 \times 10^{-8} \text{ m}^4/\text{m}$ となる。模型矢板の板厚を t としたと

表一 遠心加速度 ng 場と重力場での諸物理量の相似則

| 項目 | 記号 | 単位 | 倍率 | |
|---------------|-----------|------------|----------------|---------|
| 地盤 ・ 中詰 | 層厚 | H_s | m | $1/n$ |
| | 密度 | ρ | t/m^3 | 1 |
| | 単位体積重量 | γ | kN/m^3 | n |
| | 粘着力 | c | kN/m^2 | 1 |
| 矢板 ・ タイ | 長さ | L | m | $1/n$ |
| | 径 | ϕ | m | $1/n$ |
| | 板厚 | t | m | $1/n$ |
| | 弾性係数 | E | kN/m^2 | 1 |
| | 断面二次モーメント | I | m^4 | $1/n^4$ |
| | 面積 | A | m^2 | $1/n^2$ |
| | 曲げ剛性 | EI | $kN \cdot m^2$ | $1/n^4$ |
| | 軸剛性 | EA | kN | $1/n^2$ |
| 全体 | ひずみ | ϵ | | 1 |
| | 荷重 | F | kN | $1/n^2$ |
| | 応力 | σ | kN/m^2 | 1 |
| | 曲げモーメント | M | $kN \cdot m$ | $1/n^3$ |

表二 豊浦標準砂の物性値

| 土粒子の密度 ρ (g/cm^3) | 最小間隙比 e_{min} | 最大間隙比 e_{max} |
|-------------------------------|--------------------|--------------------|
| 2.64 | 0.607 | 0.979 |

表三 固化処理土の配合 (固化処理土 $1m^3$ あたり)

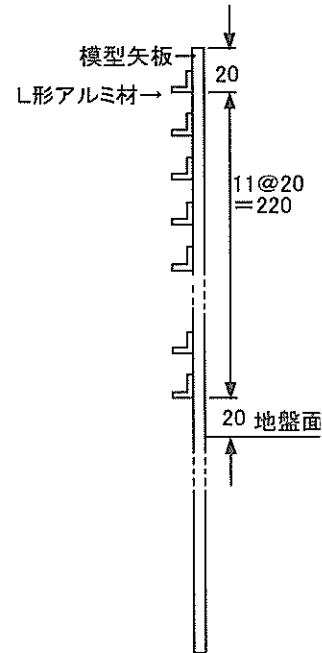
| | 質量(kg) | 体積(m^3) | 備考 |
|------------|--------|-------------|--------------|
| 乾燥原料土 | 666 | 0.247 | |
| 含水比80%の上中水 | 534 | 0.534 | |
| セメント | 195 | 0.063 | 早強ボルトランドセメント |
| セメントへの添加水 | 156 | 0.156 | 水道水 |
| 計 | 1,551 | 1.000 | |

きに, $I_m = (1 \times t^3)/12 = 2.664 \times 10^{-8} m^4/m$ となるためには, $t = 0.0068m = 6.8mm$ が必要となる。しかし, この板厚の既製品はないため, これより厚い鋼板を切削加工して作ったところ, 出来上がりが, $7.1mm$ となった。そこで, この鋼板を用いることにした。この矢板 (幅 $198mm$) の断面二次モーメント I_m は $5.91 \times 10^{-9} m^4$ である。

また, 固化処理土と矢板との付着を完全とした実験ケースの矢板には, 図一4に示すように間隔が $20mm$, 突出が $10mm$ となるようにL形のアルミ材を接着剤と一部ボルトにより設置した。

なお, ひずみゲージを貼付けた模型矢板が単純梁となるように両端を支承支持し, 中央に集中荷重を載荷してひずみゲージの較正係数を求めた。

タイロッドは, 実構造物の試設計をしてみると, 直径 $46mm$ のものを $115cm$ 間隔で配置することが必要となった。これも $1/50$ にすると, 直径約 $1mm$, 配置間隔 $2.3cm$ と



図一4 L形のアルミ材の取付け

なるが, これでは中詰土の作製が困難となる。このため, 模型矢板の奥行方向単位長さあたりの必要断面積が同じになるように, 模型タイロッドは配置間隔を $10cm$ とし, 直径 $2.0mm$ の亜鉛メッキ鉄線を用いることにした。配置位置は, 模型矢板天端から $1cm$ 下, 矢板中心から左右 $5cm$ の位置で, 各々1本配置した。

地盤には, 乾燥状態の豊浦標準砂を用いた。この砂の物性値を表二に示す。中詰に砂を用いたときにも, 豊浦標準砂を乾燥状態で用いた。

中詰用の固化処理土には, 比較的均質な笠岡粘土粉体を原料土として使用した。粉体の笠岡粘土に水を加えて均一になるまで攪拌し, 含水比が 80% となるように調整した。含水比を調整した笠岡粘土と, 別途セメントと水を混合して作製したセメントミルクを混合して固化処理土を作製した。配合は, 事前に配合試験を行い, $5日$ 材令で一軸圧縮強さが $590kN/m^2$ 程度となるようにした。表三に模型実験に用いた配合を示す。

2.2 実験方法

実験装置は, 港湾技術研究所所有の大型遠心模型実験装置を用いた。この装置の最大遠心加速度は $115g$ である。この実験では, 水深 $-10m$ の護岸構造を念頭におき, 模型を実物の $1/50$ とし, 図一5に示すようなものとした。これを深さ $600mm$, 巾 $1200mm$, 奥行き $200mm$ の剛な土槽に地盤とともに設置し, 遠心加速度 $50g$ を付加することにより, 表一の相似則を満足する実験とした。ここで,

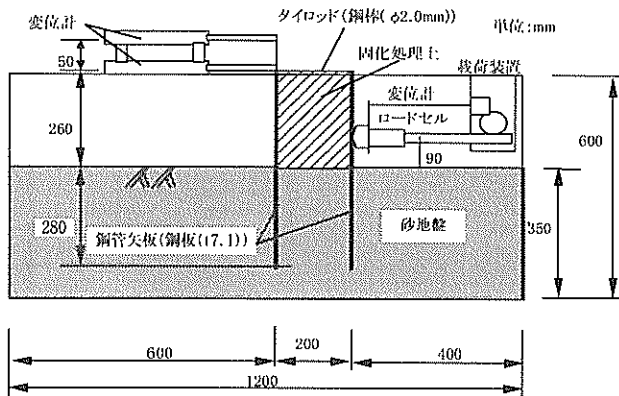


図-5 実験の概要

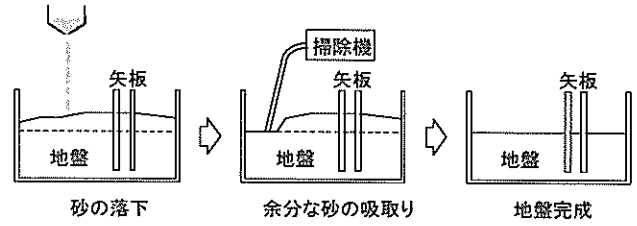


図-6 地盤の作製

表-1は、遠心加速度を n (g)、縮尺を $1/n$ とし、模型の地盤は実物と同じ材料を使用するとした場合の相似側である。

二重矢板式構造物の模型の作製は以下の手順で行った。

まず、ひずみゲージを貼付けた矢板を土槽の底から7cm浮かせた状態で固定した。このとき、矢板は、海底地盤作製に支障がないように厚さ2.0mmのアルミニウム製の板で矢板の天端付近を挟込み、この板を土槽に固定することによって固定し、海底地盤作製終了まで固定し続けた。

次に、海底地盤は乾燥砂を空中から落下させて作製した。このとき、乾燥砂を入れたバケツを土槽上部に設置し、空中落下法により必要地盤以上の高さまで投入し、不要な部分は掃除機で吸い取る方法で作成した(図-6)。地盤の密度はバケツから砂が落ちる隙間を調整することで変えた。このとき、使用した砂の質量とできあがった地盤の体積から地盤の密度を求めた。この値と表-2に示す物性値から相対密度を求めた。海底地盤の作製層厚は、35cmとし、矢板の根入れ長さが28cmとなるようにした。矢板の先端部は砂地盤中に固定されない状態であり、境界条件としては、変位、回転とも自由の条件となっている。

次に、タイロッドを設置した。タイロッドは、あらかじめ矢板にあけてあった孔にとおし、両矢板の外側に突出させ、突出したタイロッド部の表面を粗にし、径3mmのナットをかぶせ、ポリエステル系の瞬間接着剤を塗って固定した。

その後、中詰を行った。

中詰に固化処理土を用いた場合には、矢板間に配合調整したまだ固まらない固化処理土を詰めて5日以上気中養生した。なお、遠心載荷実験直前に、中詰作業時に別途作製した $\phi 50 \times h100$ mm の供試体3体の一軸圧縮試験を行い、一軸圧縮強さを確認している。この時の平均一軸圧縮強さと変形係数 E_{50} を表-4に示した。

中詰に砂を用いたときは、海底地盤と同じ材料を用い、海底地盤作製時と同様に空中落下方法で中詰した。密度の管理は海底地盤の場合と同様の方法を用いた。

模型作製後、載荷装置と変位計などの計測機器類を取付け、遠心模型実験装置に土槽を移動、設置後、装置を運転し、所定の50gの遠心加速度場となった後に水平荷重の載荷を開始した。

水平荷重には、背面土圧と水圧を想定した。通常の設計で考えられるこれらの荷重の分布形状はほぼ三角形分布であることから、その合力の作用高さを海底面より上方の壁高の約1/3の高さであるとして、海底地盤面より上方9cmの位置に水平力を載荷した。水平力の載荷には、刃渡り

表-4 実験ケース

| ケース No. | 種類 | 中 詰 | | | | | 矢板 間隔 (cm) | 海底地盤 | | |
|---------|-------|--------------|--------------------------|---------------------------|----------------------------|----------------|------------|---------|--------------------------|----------------|
| | | 矢板と固化処理土との付着 | 密度 ρ_t (g/cm^3) | 一軸圧縮強さ q_u (kN/m^2) | 変形係数 E_{50} (kN/m^2) | 相対密度 D_r (%) | | 海底地盤の種類 | 密度 ρ_t (g/cm^3) | 相対密度 D_r (%) |
| A1-10 | 固化処理土 | 通常 | 1.578 | 800 | 99,300 | — | 12 | やや軟い | 1.432 | 36 |
| A1-11 | 固化処理土 | 0に近い | 1.571 | 584 | 125,000 | — | 12 | やや軟い | 1.438 | 39 |
| A1-20 | 固化処理土 | 通常 | 1.565 | 836 | 193,000 | — | 12 | 普通 | 1.560 | 77 |
| A2-10 | 固化処理土 | 通常 | 1.558 | 600 | 252,000 | — | 20 | やや軟い | 1.432 | 36 |
| A2-20 | 固化処理土 | 100%に近い | 1.589 | 869 | 172,000 | — | 20 | 普通 | 1.579 | 83 |
| B1-10 | 砂 | — | 1.511 | — | — | 62 | 12 | やや軟い | 1.442 | 40 |
| B1-20 | 砂 | — | 1.437 | — | — | 38 | 12 | 普通 | 1.566 | 79 |
| B2-10 | 砂 | — | 1.467 | — | — | 48 | 20 | やや軟い | 1.443 | 40 |
| B2-20 | 砂 | — | 1.399 | — | — | 25 | 20 | 普通 | 1.564 | 78 |

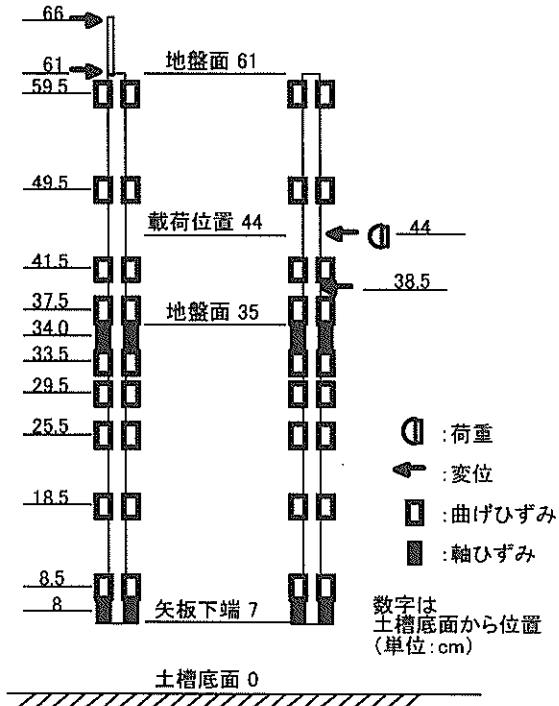


図-7 計測位置

19.8cmの载荷ブレードを用いた。载荷は変位制御とし、载荷速度0.6mm/minとした。

計測項目は、水平荷重1点、载荷と反対側(以下、海側という)の矢板天端とその上方5cmの水平変位各1点、载荷治具の水平変位1点、载荷側とその反対側の矢板のひずみ各々11点(曲げ用9点、軸力用2点)とした。また、水平力载荷の管理用として、载荷側(以下、陸側という)矢板の地盤面から3.5cmの位置における水平変位も測定した。図-7に計測位置を示す。

2.3 実験ケース

実験ケースを表-4に示した。実験は大きく分けて、中詰に固化処理土を用いたもの(シリーズA)と砂を用いたもの(シリーズB)とに分かれる。これらのシリーズに対してそれぞれ二重矢板間隔(堤体幅)が20cm(=B)のケースとその0.6倍の12cm(=0.6B)のケースがある。また、それぞれのケースで海底地盤がやや軟らかいケース(相対密度で約40%)と普通のケース(相対密度で約80%)がある。

固化処理土を中詰したケースでは、矢板と固化処理土との付着の影響を検討するため、固化処理土と接触する部分の矢板の条件として、通常の切削加工したままの矢板の条件、100%近く付着がとれるように矢板表面に図-4に示すような突起を付けた条件、ほとんど0となるように矢板の表面に2枚のテフロンシートを貼付けた条件の3種類の条件の実験を行った。

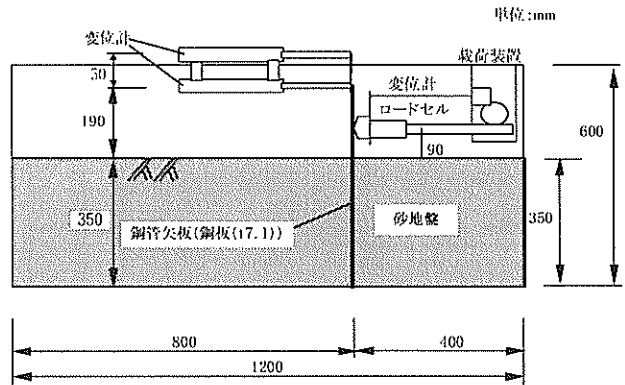


図-8 模型矢板1枚の実験概要

表-5 模型矢板1枚の試験ケース

| ケースNo. No. | 海底地盤 | |
|---------------|-------------------------------------|-------------------|
| | 密度 ρ_t (g/cm ³) | 相対密度 D_r (%) |
| E-1 | 1.574 | 81 |
| E-2 | 1.393 | 23 |

表-4に示した実験とは別に、実験結果を考察する際の参考とするため、二重矢板式構造物の実験に用いたのと同じ寸法の模型矢板1枚だけの遠心加速度50g場での水平载荷実験も行った。この実験では、矢板先端は土槽底に付け、左右に動かないように矢板の両側を固定して、回転のみ自由となる条件とした。実験の概要を図-8に、そのケースを表-5に示す。

2.4 実験結果と考察

一般に、二重矢板式護岸では、施工途中の荷重と完成後の荷重とで、それぞれの壁に作用する荷重の向きが異なり、供用時の設計を考える際にも、この種の荷重履歴を考慮する必要がある。一般の施工では、中詰土を徐々に詰めていくので、荷重は下のほうから徐々に作用していくことになる。固化処理土を中詰にする場合には、施工の関係から一般的には、一日に1m~2mずつ盛り立てていき、その度ごとに固化するまでの間、液圧に近い荷重が壁に作用するものの、翌日の施工までには、前日施工した部分が固化しているため、次の施工による荷重の増をほとんど考慮しなくてよい状況が生じると考えられる。

遠心模型実験装置でこのような1g場での施工過程を忠実に再現することも可能であるが、実験手順が煩雑となるため、ここでは施工過程のシミュレーションは簡易化し、あらかじめ中詰土を1g場で詰めたものを遠心加速度場へ持っていった。このため、この実験のイメージでは、中詰はあらかじめ軽い材料ですべて施工した上で急激に中詰の

重量を重くするような施工をしたことになっている。このため、実施工での施工過程の挙動の違いについては、今回の実験では結論が得られない。

今回の実験の中で特に、上記の遠心加速度場と実施工との挙動の違いが顕著に現れたと考えられる例を紹介する。固化処理土を中詰したケースで、矢板壁と中詰の間の付着を人為的に0にしたケース(A1-11)では、遠心力増加中の比較的早い段階で固化処理土と矢板の間のずれが天端付近で観察されている。また、固化処理土と矢板との付着を人為的に操作しなかった通常の付着のケース(A1-10, A1-20, A2-10)においても、所定の遠心加速度場に達する前に、固化処理土と矢板との間にズレが生じるのが観察された。荷重載荷時には、変位の増加とともにこのズレが拡大するのが観察されている。1g場においてどのようなことが起きるかについてはここで解答を持ち合わせていないが、少なくとも施工過程で表面から深部に至るまで貫通した矢板と固化処理土間のずれが生じることは考えにくいものと考えられる。なお、付着を完全としたケース(A2-20)では、所定の50gの遠心加速度場にあげるまでずれは生じなかった。

以上のように施工過程の課題については、今回の遠心加速度場の荷重実験では多少問題を残しているが、付録Aの図-A.2を見ると、中詰に砂を用いた場合には、完成時に矢板の下部(地表面に近い部分)ではらんだり、天端が水平変位しやすいといった挙動が見られた。また、固化処理土を中詰に用いた場合は、中詰に砂を用いた場合と比べて、中詰時の矢板のたわみが小さくなるといった挙動が見られた。以上のような特性の違いは図-A.1に示した曲げモーメント分布図からも判断される。

ここでは、これらの課題はとりあえずおくことにして、二重矢板護岸の護岸壁が完成してから埋立て、荷重載荷に

よる二重矢板構造物の挙動を見ていくことにする。

図-9は、シリーズB(砂中詰)の水平載荷試験時の載荷重と海側天端水平変位の関係を示したものである。ここで、海側天端水平変位とは、海側の矢板の天端の水平変位のことである。ここでは、水平荷重を受けたときの構造物の変位を把握するため、遠心加速度50g場での載荷直前の変位からの増分を示した。図中には、設計的に考えておく荷重として、港湾の技術基準(運輸省港湾局, 1999a)に従い計算される背面土圧と水圧の常時相当荷重1.94kN, 水平震度0.2の地震時相当荷重4.07kNの線を入れてある。

同じ水平荷重を受けたときの変位は、 $B2-20 < B2-10 < B1-20 < B1-10$ となっており、堤体幅が広いほうが、また海底地盤の相対密度が大きいほうが変位は小さい。また、堤体幅を12cm(=0.6B)と狭くすると、海底地盤の相対密度が80%程度と高くしても、海底地盤がゆるい条件(相対密度約40%)の堤体幅の広いケース(B2-10)よりも変位が大きくなっている。

図-10は、シリーズA(固化処理土中詰)の水平載荷試験時の載荷重と海側天端水平変位の関係を示したものである。このシリーズの場合も中詰が砂であるシリーズBと同様、堤体幅が広く、海底地盤の相対密度が大きいほうが変位が小さい。A1-10とA1-11は矢板と固化処理土の間の付着の条件以外はほぼ同じ条件の実験であるが、荷重変位曲線はほぼ同じ曲線となっている。ここで、A1-10は特別に付着条件を操作していない実験であり、A1-11は付着条件を操作してなるべく滑りやすい条件を作ったものである。すでに述べたように、これらの実験では、中詰と矢板とのズレが生じたタイミングは異なるものの、水平載荷時にはどちらもズレが生じており、結果的には、両者の壁面の摩擦の程度に差がほとんどなかったと思われる。また中詰と矢板との付着を完全としたケースA2-20では、載荷の初期

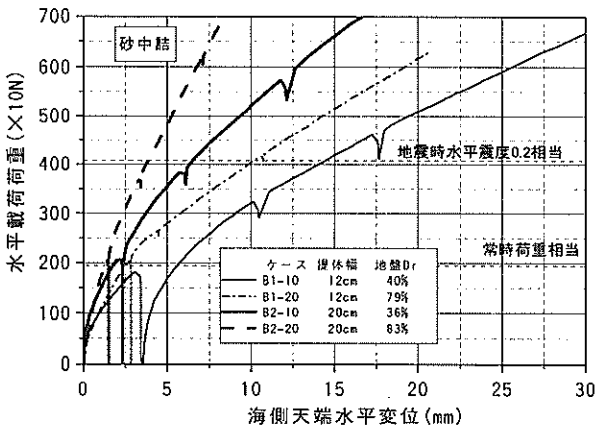


図-9 載荷重と天端変位との関係(砂中詰)

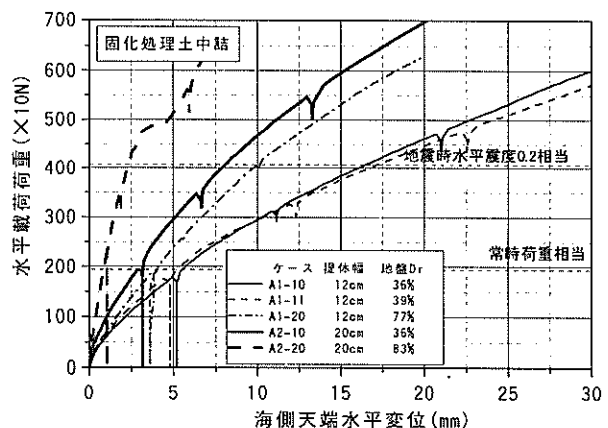
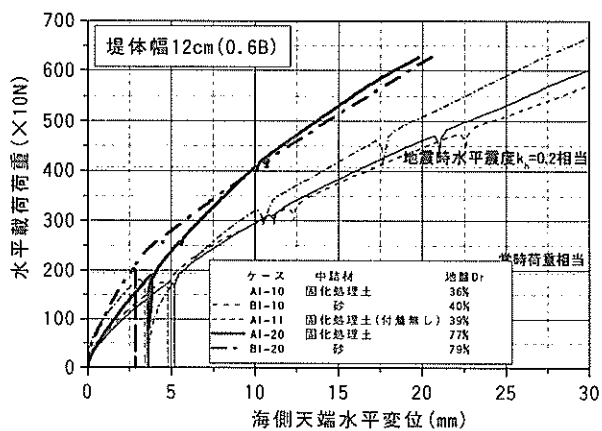


図-10 載荷重と天端変位との関係(固化処理土中詰)

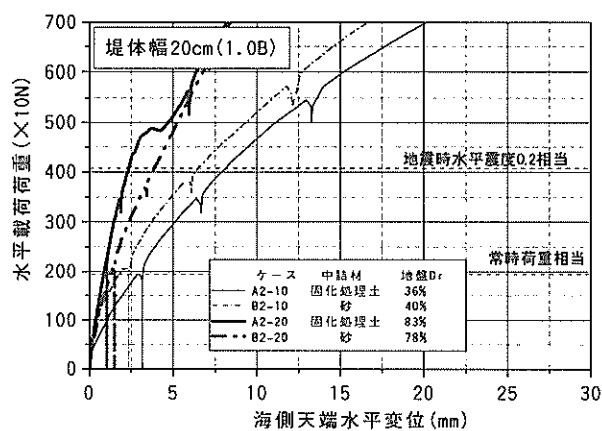


図一11 載荷重と海側天端変位との関係(堤体幅12cm)

には変位が小さくなった。また、変位3～4mm付近で変位が増加しているのに荷重が増加していない現象が現れた。この現象があらわれた直後、海側の矢板の地盤面より上のひずみが急激に変化したことが確認されている。また、試験終了後、試験体を丁寧に解体して中詰土の状況を観察したところ、海側の矢板の海底地盤面付近から斜め上に向かったクラックと突起のL形の頂部付近に沿ったクラックが確認された。このことから、このケースのように、付着を確実にした固化処理土中詰二重矢板式構造物では、ある荷重条件に達すると、固化処理土が比較的広い範囲にわたりせん断破壊し、急速に水平力に対する抵抗特性が変化するものであるようである。

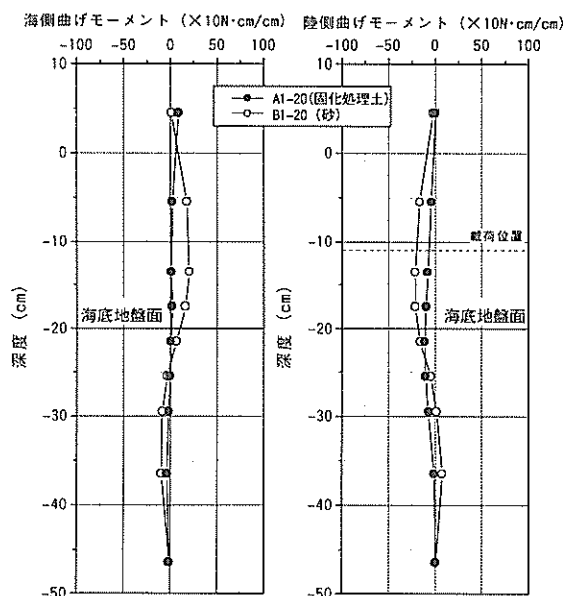
次に、中詰の種類の違いによる二重矢板壁構造物の挙動の違いを堤体幅ごとに見ていく。なお、以下の実験結果について計測データの都合から海側矢板の天端変位を構造物の変形の指標として用いることにする。本来土圧分布を外力として考えるべきところを実験の荷重条件から外力を集中荷重として作用させていること考えると、変位の代表点として矢板天端を考えるのは最適ではないが、直接的に計測できる点がほかになかったため、ここではこれを変位の代表点とする。このため、砂のように、上部ほどせん断弾性係数が小さいと考えられる材料を中詰に用いた場合に分布荷重が作用しているとした場合には、今回ここで示す変位より大きな変位が生じるものと思われる。一方、固化処理土の場合には、上部のせん断剛性も十分大きいと考えられるため、分布荷重を考えたときでも天端変位の違いはあまりないものと考えられる。すなわち、今回の結果をもとに実際の構造物を考えようとしたときには、特に中詰が砂の場合には天端変位を多少過小評価をしている可能性がある。

図一11に堤体幅12cmのケースの水平載荷荷重と海側天

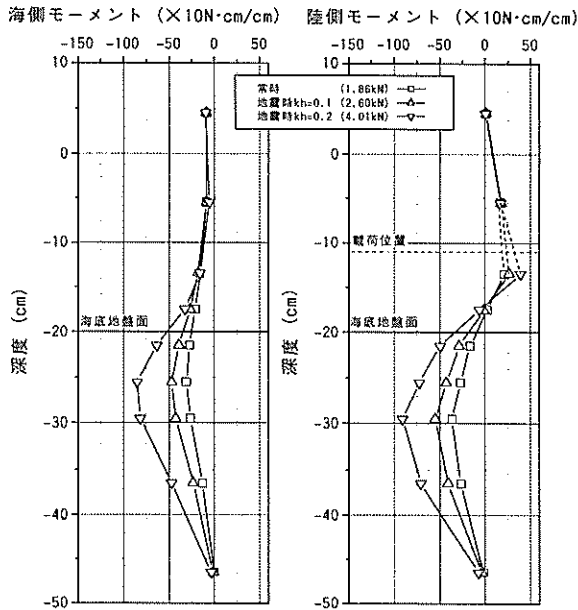


図一12 載荷重と海側天端変位との関係(堤体幅20cm)

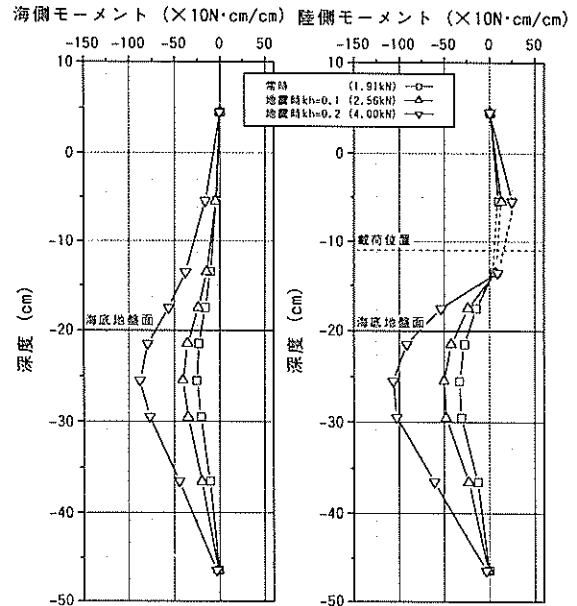
端水平変位の関係を示す。海底地盤が相対密度ほぼ40%程度の条件(A1-10とB1-10)では、どの水平荷重レベルでも中詰が砂のケース(B1-10)のほうが固化処理土のケース(A1-10)よりも変位は10～15%小さくなっている。また、海底地盤の相対密度が80%程度の条件(A1-20とB1-20)では、水平荷重が4.0kN程度以下では中詰が砂のケース(B1-20)のほうが固化処理土のケース(A1-20)よりも変位は小さいが、この荷重を越えると逆に大きくなっている。中詰が固化処理土のケースはどちらも矢板との付着はほとんどなく、壁面の摩擦だけが生じていると考えられる条件のものである。このため、付着がほとんどない状態であれば、中詰が固化処理土のケースの変位は、中詰が砂のケースとほとんど同じかやや大きくなると思われる。



図一13 遠心加速度50g場になったときの曲げモーメント分布



(a) A1-20



(b) B1-20

図-14 水平荷重載荷時の曲げモーメント分布 (水平荷重載荷直前を0とした)

図-12に堤体幅20cmのケースの水平載荷荷重と海側天端水平変位の関係を示す。海底地盤の相対密度が40%程度(A2-10とB2-10)では、堤体幅が狭い12cmの場合と同様、どの水平荷重レベルでも中詰が砂のケース(B2-10)のほうが固化処理土のケース(A2-10)よりも変位が15~20%小さくなっている。しかし、海底地盤の相対密度が80%程度の場合(A2-20とB2-20)には、水平荷重が4.7kN程度以下では、中詰が固化処理土のケース(A2-20)のほうが砂のケース(B2-20)よりも水平変位が40%程度小さくなっている。この荷重を越えると水平変位がほぼ同じになっている。先にも述べたように、A2-20は壁と固化処理土の間の付着を十分に取ったものであり、この荷重までは固化処理土と矢板との付着が完全であったものと推定でき、付着が完全な状態であれば、中詰が固化処理土のケースの変位は、中詰が砂のケースに比べて顕著に小さくなる。この荷重を越えて固化処理土と矢板との付着が弱まれば、中詰が砂のケースの変位に近づいていく結果となる。このように、固化処理土を中詰にした上で矢板との間の付着を十分に取れば、二重矢板の水平抵抗は増大するが、付着が切れてしまいか中詰固化処理土がせん断破壊すると、水平抵抗は中詰に砂を用いた場合とほとんど変わらなくなってしまう。

図-13に所定の遠心加速度50g場に達し、まだ水平荷重を載荷する前の計測された矢板の曲げモーメントの分布の一例を示す。ここに示したのはA1-20とB1-20のケースであり、中詰土のみが異なるケース同士である。図-13より、遠心加速度50g場で水平荷重載荷前の矢板の曲げ

モーメントの分布はほぼ左右対称となっている。砂を中詰した場合、中詰土が外側に向かって矢板を押し、その反力として海底地盤が内側に向かって矢板を押ししているような分布形状となっている。固化処理土を中詰した場合、曲げモーメントの値がかなり小さく、中詰の矢板への影響はほとんど読み取れない。図-13に示した中詰土の違いによる初期曲げモーメント分布の違いは、他のケースでも見られたものである。このような遠心加速度50g場にあげたところでの矢板のたわみの違いの問題は、実施工でも類似であると考えられ、中詰土に固化処理土を用いたほうが施工中の矢板のたわみが小さくなるものと考えられる。

図-14に水平荷重を載荷した時に計測された矢板に発生する曲げモーメント分布を示す。ここで示したケースはA1-20とB1-20のケースである。他のケースについては付録Aに示してある。ここでは、代表的な荷重条件として、港湾の技術基準(運輸省港湾局監修,1999a)に従って計算される背面土圧と水圧の常時相当荷重である1.94kNの水平荷重載荷時、設計水平震度0.1の地震時相当荷重である2.63kNの水平荷重載荷時、設計水平震度0.2の地震時相当荷重である4.07kNの水平荷重載荷時のときのもの示している。ただし、変位制御で載荷しているため、この荷重に最も近い測定時に得られた値を示した。また、ここでは遠心加速度50g場となったときからの増分を示している。

中詰土が固化処理土のA1-20では、荷重の増加とともに、矢板の曲げモーメントは海側、陸側ともに、地盤中では大きくなるが、地盤より上ではそれほど大きくなる。海側のモーメントの分布は、上から下まで同じ方向回りと

表一六 曲げモーメントの最大値とその発生深さ

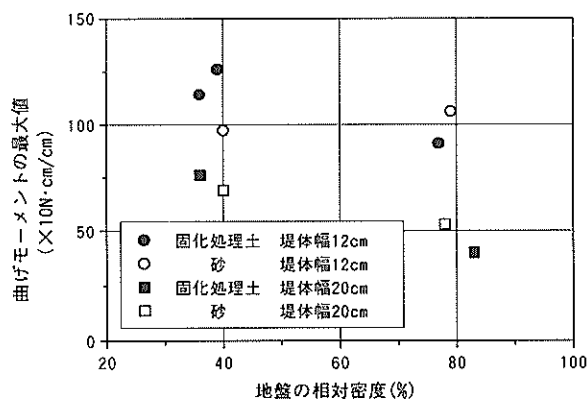
| ケース | 海側 ($\times 10N \cdot cm/cm$) | 位置 (cm) | 陸側 ($\times 10N \cdot cm/cm$) | 位置 (cm) |
|-------|------------------------------------|------------|------------------------------------|------------|
| A1-10 | 98 | 9.5 | 114 | 9.5 |
| A1-11 | 106 | 9.5 | 126 | 9.5 |
| A1-20 | 85 | 5.5 | 91 | 9.5 |
| A2-10 | 43 | 9.5 | 76 | 9.5 |
| A2-20 | 35 | 9.5 | 40 | 9.5 |
| B1-10 | 91 | 9.5 | 97 | 9.5 |
| B1-20 | 88 | 5.5 | 106 | 5.5 |
| B2-10 | 43 | 9.5 | 69 | 9.5 |
| B2-20 | 32 | 5.5 | 53 | 5.5 |

*：位置は海底地盤表面からの深さ

なっており、海底地盤面から5.5cmの測定位置で、絶対値が最大(以降、絶対値の最大を最大値という)となっている。陸側の分布は、地盤中では海側と同様であるが、地盤より上では逆方向回りとなっている。最大値は海底地盤面より9.5cmの測定位置で得られている。中詰が砂のB1-20については、遠心力载荷時にA1-20のケースよりも大きな曲げモーメントが発生したため、0を取る時を変えると、地盤より上で分布形状が多少変わってくる。ここでは、A1-20と比較しやすくするため、水平力载荷直前を0としたもので評価する。海側のモーメントの分布は、荷重の増加とともに、地盤内でもそれより上でも絶対値は大きくなっている。海側の分布は、A1-20と同様であるが、A1-20と比べて全体的になめらかとなっている。最大値は、海底地盤面から5.5cmの位置で発生している。陸側についてもA1-20と同様であるが、地盤より上での最大値の位置はA1-20より高くなっている。

全部のケースについて、設計水平震度0.2相当の荷重を载荷したときの海側、陸側それぞれの矢板の曲げモーメントの最大値とその位置を表一六に示した。この表より、水平荷重载荷前に0とおいた場合、全てのケースで最大値は陸側の矢板に発生しており、その位置は、海底地盤面より下5.5～9.5cmである。陸側や板の最大モーメントの値を図化すると、図一15のようになる。この図より、堤体幅が広いほうが、曲げモーメントの最大値は小さくなることがわかる。また、地盤の相対密度は、砂中詰の場合には曲げモーメントの最大値にあまり影響を与えないが、相対密度が大きくなれば曲げモーメントの最大値は小さくなる傾向にある。

さらに、構造物の変形特性を把握するため、上述の曲げモーメントを2回積分して矢板の変位の分布を求めた。一般的には、曲げモーメントの分布を多項式関数で近似し、この関数を積分して求めるが、ここでは、変形だけ求める



図一15 曲げモーメントの最大値

こと、関数が微分と比較し積分にはあまり誤差がでないことから、相隣合う測点を直線で補間して求めた。このときの境界条件は、測定された矢板天端の水平変位と、矢板天端付近の2点の測定された水平変位から計算で求めた矢板天端のたわみ角である。結果の一例として、天端変位の大きいA1-10、B1-10のケースと天端変位の小さいA2-20、B2-20のケースを図一16に示す。付録Aに全ケースを示した。

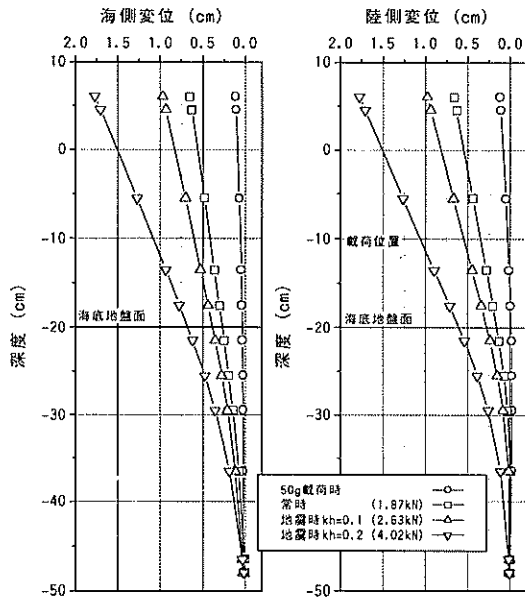
図一16(c)の地盤の相対密度が80%程度で、中詰が固化处理土のA2-20の場合、中詰部分が全体的に水平方向に移動しており、中詰が剛体に近い変形をしていることが推定できる。これと同程度の地盤で中詰が砂のB2-20の図一16(d)の場合には、中詰部分でも上端に行くほど水平方向の変位は増大する分布形状となっている。この両者を比較することにより、中詰の違いによる変形モードの特徴を捉えることができる。なお、全てのケースで、矢板下端付近の変位はほとんどなかったと考えられ、海底地盤が密な状態の時にはたわみ角もほとんどのケースで0に近かった。なお、遠心加速度50g場での矢板の変位をみると、B1-10の場合に载荷と反対側に大きく変位しているが、この理由は特定はできない。

2.5 実験のまとめ

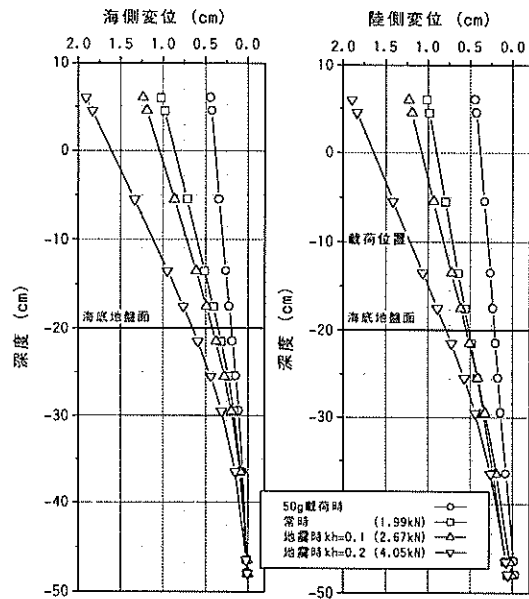
本章のまとめとして、遠心模型実験により確認された項目を列挙すると以下のとおりである。

1) 中詰土の影響

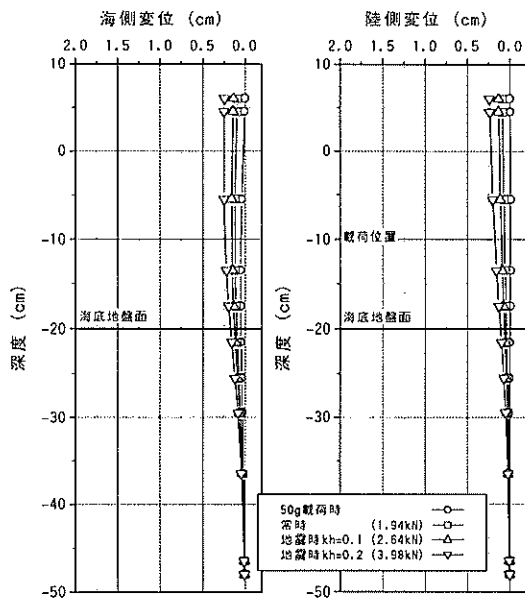
中詰を固化处理土にしたときに壁面の付着について特別の処理をしなければ、構造物の変位、矢板の曲げモーメントの最大値は中詰を砂にした場合とほとんど変わらない。しかし、矢板と固化处理土との間に十分な付着がとれれば、変位、矢板の曲げモーメントの最大値はともに中詰に砂を用いた場合に比べ小さくなる。すべての条件で検討したわけではないが、このような違いは、



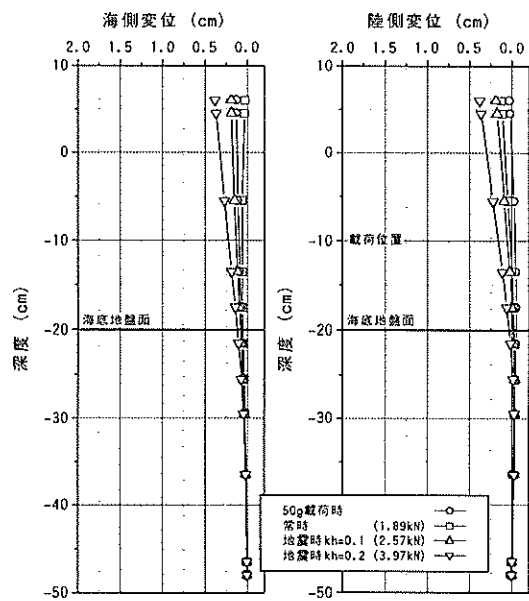
(a)A1-10



(b)B1-10



(c)A2-20



(d)B2-20

図-16 変位分布

地盤条件や堤体幅によらず言えるものと考えられる。

2) 堤体幅の影響

堤体幅が広いほうが矢板の曲げモーメントの最大値、変位ともに小さくなる。これらに及ぼす影響は、今回の実験の範囲では、堤体幅の違いのほうが海底地盤の密度の違いよりも大きかった。

3) 海底地盤の影響

海底地盤が軟弱な場合、中詰の種類に係わらず変位、曲げモーメントの最大値は大きくなる。

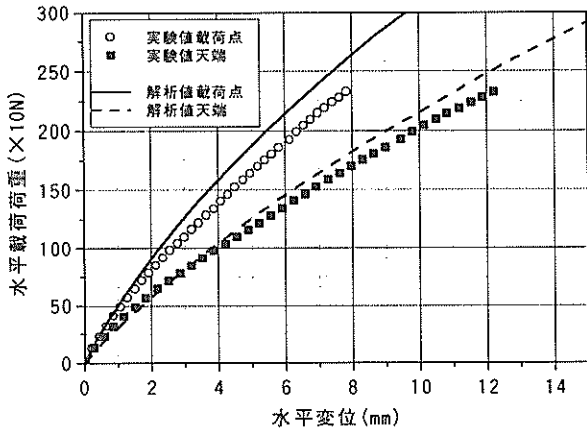
3. 遠心模型実験の解析

3.1 弾塑性FEM解析

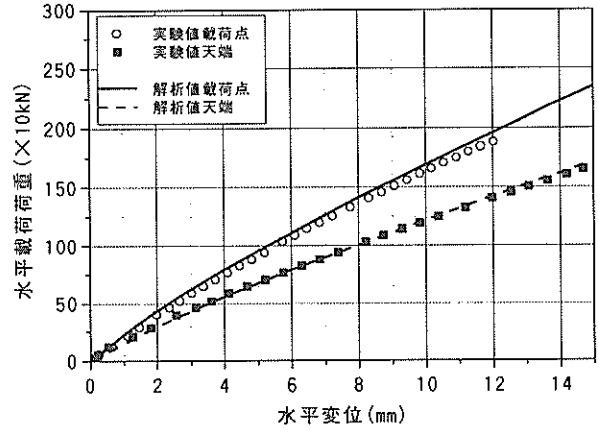
遠心模型実験を再現し、二重矢板式護岸の挙動を計算で推定する方法を検討するため、二次元の弾塑性FEM解析を行った。

(1) 解析方法

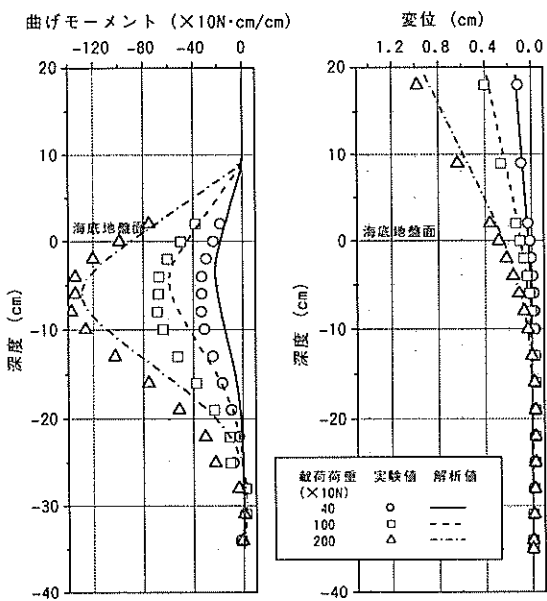
解析には、地盤～構造物系の汎用解析プログラム(NAPG/2D Ver3.5)(関口ほか,1993)を使用した。解析では、



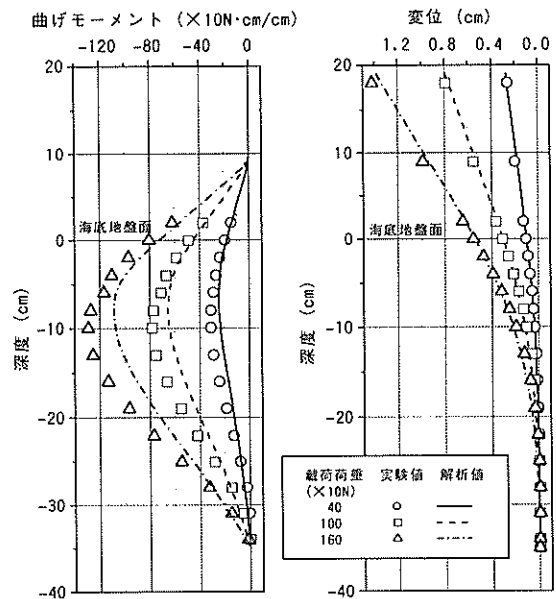
(a) 載荷荷重と変位との関係



(a) 載荷荷重と変位との関係



(b) 曲げモーメント分布および変位分布



(b) 曲げモーメント分布および変位分布

図一17 E-1の実験結果と解析結果の比較

図一18 E-2の実験結果と解析結果の比較

土槽全体をモデル化した。土槽側面は水平方向を固定，土槽下面は水平方向，鉛直方向ともに固定の境界条件とした。

海底地盤と中詰土は，8節点アイソパラメトリック要素でモデル化し，Mohr-Coulombの破壊規準に従う弾塑性体とした。このとき，海底地盤の内部摩擦角 ϕ は，豊浦標準砂を用いて同じ方法で作製した地盤の間隙比と内部摩擦角との関係(寺師，1984)から推定し，相対密度が77～83%の範囲では $\phi=40^\circ$ ，相対密度が23～40%では $\phi=35^\circ$ とした。海底地盤の弾性係数 E は，港湾の技術基準(運輸省港湾局，1999b)で例示されているマイヤホフが提案した N 値と相対密度 D_r との関係式

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{100N}{p_{v0} + 70}} \quad (1)$$

p_{v0}' : 有効土被り圧 (kN/m²),

と，道路橋示方書(日本道路協会，1994)に示されている弾性係数と N 値との関係式

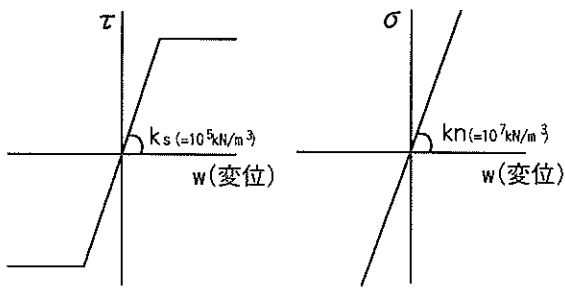
$$E = 2800N \quad (2)$$

とを参考に，次式のような関係があるものとした。

$$E = \alpha \left(\frac{D_r}{21} \right)^2 (p_{v0}' + 70) \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3)$$

ただし，ここで α は模型矢板1枚の実験の結果を最も良く再現するように，パラメトリックに解析を行って推定したところ，相対密度81%のときに， $\alpha=28$ ，相対密度23%のときに $\alpha=42$ とすると実験結果をうまく表現できた。

模型矢板1枚の実験の解析結果を図一17，18に示す。な



(a) ジョイント面に平行方向 (b) ジョイント面に垂直方向
 図-19 ジョイント要素の特性

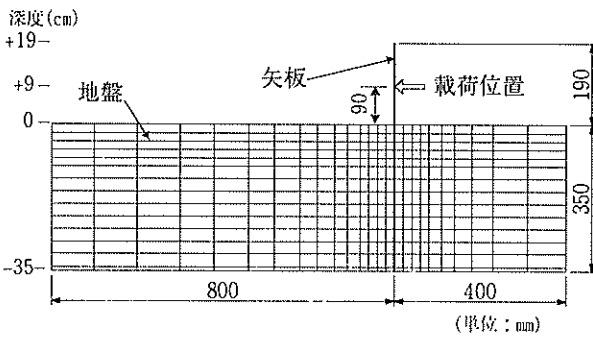


図-20 模型矢板1枚の解析モデル

お、それぞれの図の(a)に水平荷重と水平変位の関係を、(b)に曲げモーメント分布と変位分布を示す。

図-17はE-1の最適シミュレーションの結果である。図-17を見ると、実験結果に比べ解析結果のほうが地盤の剛性がやや高い結果となっているが、杭頭の荷重変位関係の非線型性が表現できており、また、曲げモーメント分布を見ると、地表面付近の地盤の抵抗がやや大きすぎる傾向が見られるが、全体としては現象をうまく表せている。

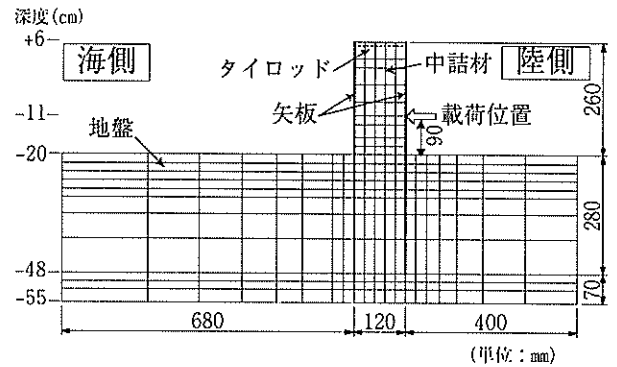
図-18はE-2の最適シミュレーション結果を示したものである。E-2についても、荷重変位関係、曲げモーメント分布ともよく現象を再現できている。

そこで、今後、ここでは、相対密度80%付近の地盤の弾性係数を推定する場合には(3)式の α に $\alpha=28$ を、相対密度40%付近の地盤の弾性係数を推定する場合には(3)式の α に $\alpha=42$ を用いることにする。ただし、 α は今回の実験から推定された実験係数的な値であり、一般化するには今後更なる研究が必要である。

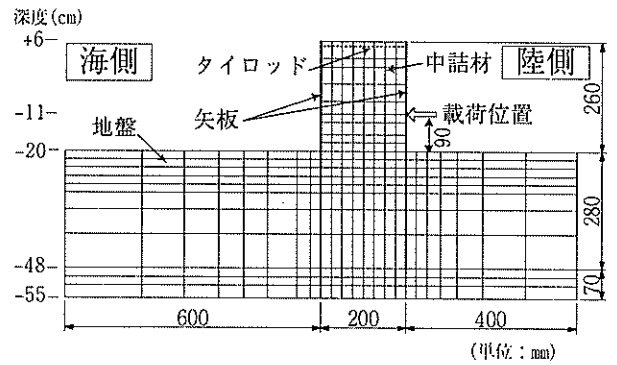
矢板内の海底地盤では、中詰土の重量を上載荷重とみなして前述の方法で弾性係数を推定した。

中詰固化処理土はc材として取り扱い、せん断強度 c は一軸圧縮強さの平均の1/2を用いた。弾性係数は、一軸圧縮試験の応力ひずみ関係から求めたピーク強度の1/2のときの割線係数(E_{50})を用い、深さ方向に一様に与えた。

中詰砂の内部摩擦角 ϕ は、海底地盤と同様に $\phi=35^\circ$ と



(a) 矢板間隔12cm



(b) 矢板間隔20cm

図-21 二重矢板の解析モデル

した。弾性係数は、海底地盤と同様な方法で推定した。

矢板とタイロッドは、線形梁要素とし、ともに断面剛性を与えた。矢板と中詰土および矢板と海底地盤との間には固化処理土との付着または砂との摩擦を表現する非線形ジョイント要素を配置した。ジョイント要素の特性を図-19に示す。せん断応力に対しては、せん断応力 τ が $\tau = f + \sigma \tan \phi$ (f : 固化処理土と矢板との付着、砂の場合0, σ : 計算の過程で算出される矢板面に垂直な方向の応力, ϕ : 固化処理土の場合0, 砂の場合内部摩擦角)以下であれば弾性、それを越えれば完全塑性の条件とした。固化処理土と矢板との付着はここでは、便宜的に、一軸圧縮強さ q_u との比で考え、付着力 $f = \alpha q_u$ (α は定数, $0 \sim 0.5$)で与えた。

図-20に模型矢板1枚の実験の解析モデル図を示す。図-21には二重矢板の解析モデル図を示す。また、表-7に解析に用いた定数をまとめて示す。図-22には解析に用いた海底地盤と中詰土の弾性係数の例を示す。解析では、全体に最初に50gの初期荷重を行った後、土圧、水圧などに相当する水平荷重を段階的に加えた。

(2) 二重矢板式護岸の解析結果

実験を行ったすべての二重矢板式護岸のケースについて

表-7 解析に用いた定数

| 形式 | | | 二重矢板 | | | | | | | | 単矢板 | | |
|--------|----------------|----------|-----------------|---------|-----------------|-----------------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| ケース | | | A1-10 | A1-11 | A1-20 | A2-10 | A2-20 | B1-10 | B1-20 | B2-10 | B2-20 | E-1 | E-2 |
| 中詰材種類 | | | 固化処理土 | | | | 砂 | | | | - | - | |
| 海底地盤 | 堤体幅 B | cm | 12 | 12 | 12 | 20 | 20 | 12 | 12 | 20 | 20 | - | - |
| | 相対密度 D_r | % | 36 | 39 | 77 | 36 | 83 | 40 | 79 | 40 | 78 | 81 | 23 |
| | 密度 ρ | g/cm^3 | 1.432 | 1.438 | 1.560 | 1.432 | 1.579 | 1.442 | 1.566 | 1.443 | 1.564 | 1.574 | 1.393 |
| | 内部摩擦角 ϕ | deg. | 35 | 35 | 40 | 35 | 40 | 35 | 40 | 35 | 40 | 40 | 35 |
| | ポアソン比 ν | | 0.333 | 0.333 | 0.333 | 0.333 | 0.333 | 0.333 | 0.333 | 0.333 | 0.333 | 0.333 | 0.333 |
| 中詰材 | 一軸圧縮強度 q_u | kN/m^2 | 800 | 584 | 836 | 600 | 836 | - | - | - | - | - | - |
| | 弾性係数 E | kN/m^2 | 99,300 | 12,500 | 19,300 | 25,200 | 17,200 | - | - | - | - | - | - |
| | 相対密度 D_r | % | - | - | - | - | - | 62.3 | 38.1 | 48.2 | 24.7 | - | - |
| | 密度 ρ | g/cm^3 | 1.578 | 1.571 | 1.565 | 1.558 | 1.589 | 1.511 | 1.437 | 1.467 | 1.399 | - | - |
| | 内部摩擦角 ϕ | deg. | - | - | - | - | - | 35 | 35 | 35 | 35 | - | - |
| | 粘着力 c | kN/m^2 | $q_u/2$ | $q_u/2$ | $q_u/2$ | $q_u/2$ | $q_u/2$ | - | - | - | - | - | - |
| | ポアソン比 ν | | 0.350 | 0.350 | 0.350 | 0.350 | 0.350 | 0.333 | 0.333 | 0.333 | 0.333 | - | - |
| 矢板/固化土 | 付着強度 f | kN/m^2 | $0 \sim 0.1q_u$ | 0 | $0 \sim 0.1q_u$ | $0 \sim 0.1q_u$ | $q_u/2$ | - | - | - | - | - | - |
| 矢板/砂 | 壁面摩擦角 θ | deg. | - | - | - | - | - | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |

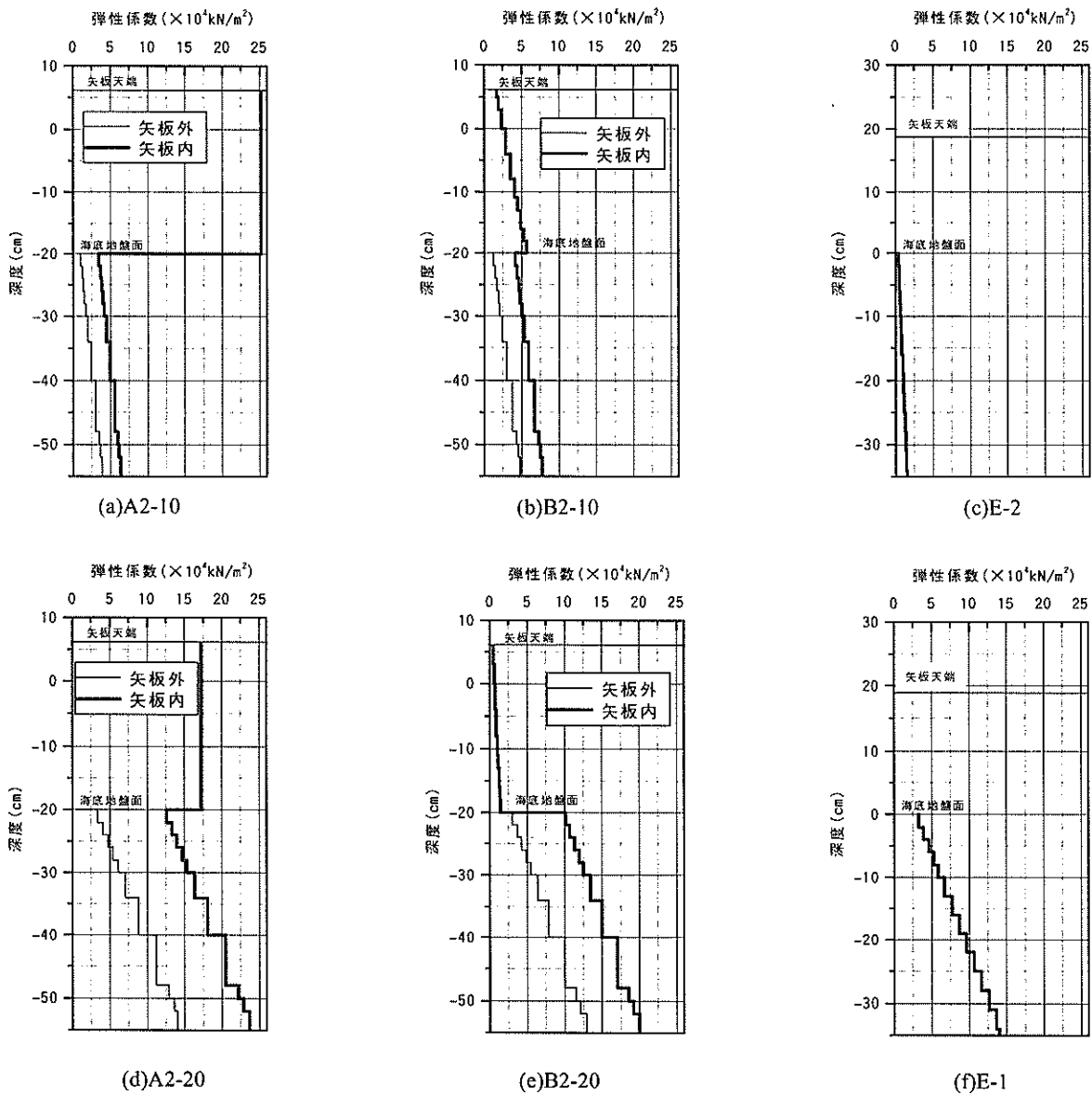
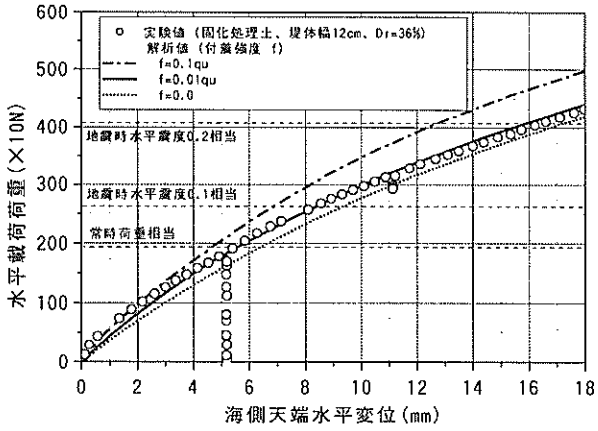
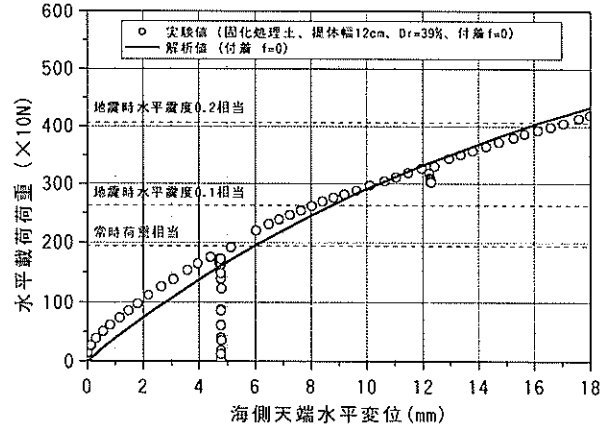


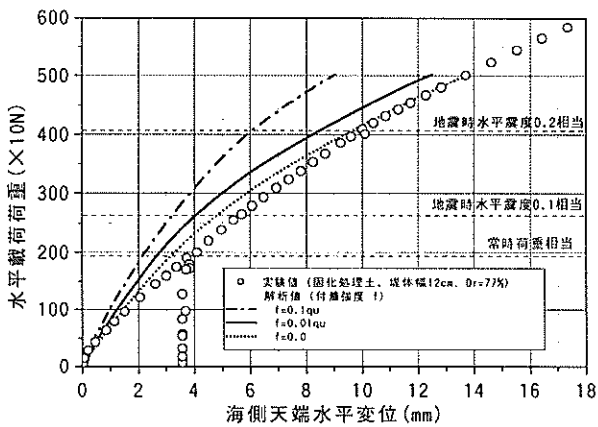
図-22 解析に用いた弾性係数の例



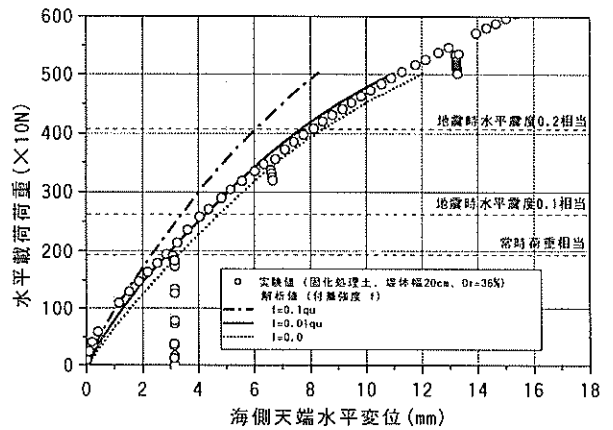
(a) A1-10



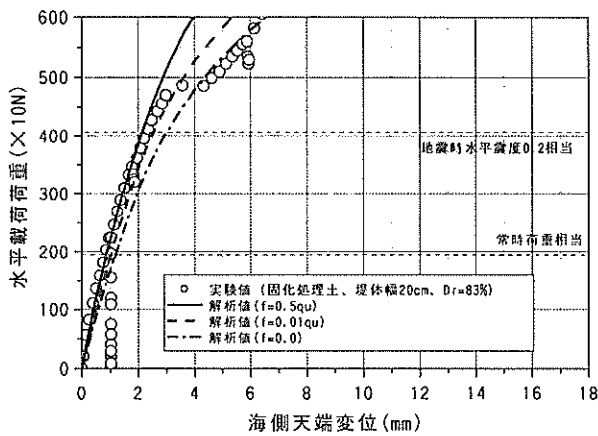
(b) A1-11



(c) A1-20



(d) A2-10

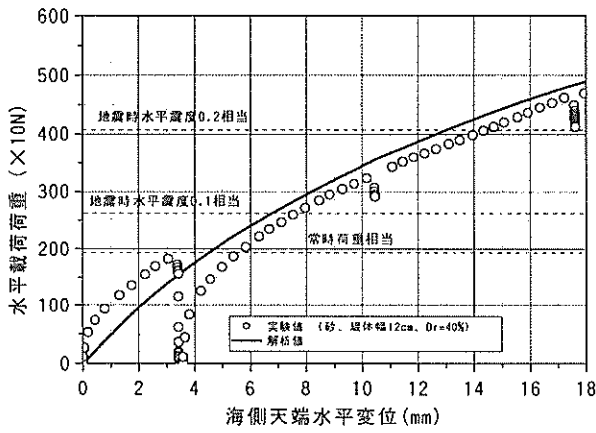


(e) A2-20

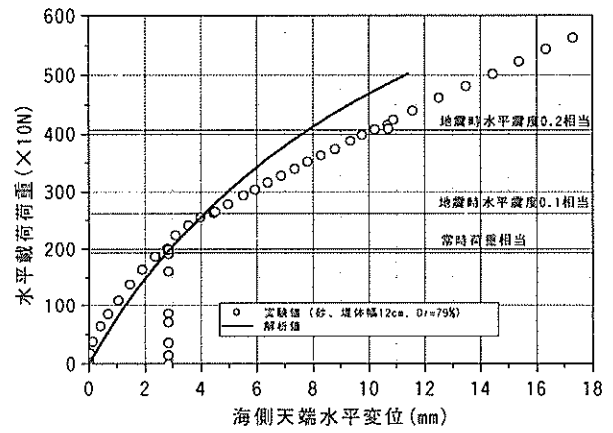
図-23 載荷荷重と天端変位との関係

シミュレーション解析を行った。なお、固化処理土を中詰したA1-10, A2-10, A1-20については、付着力 $f=0.1q_u$, $0.01q_u$, 0 の3通りで計算した。ここで、 q_u には配合試験で設定した基準の一軸圧縮強さ $q_u = 590\text{kN/m}^2$ を用いた。A1-11のケースとA2-20のケースは付着をコントロールした実験であるため、付着力は、A1-11では 0 として、A2-20では $f=0.5q_u$ として計算した。

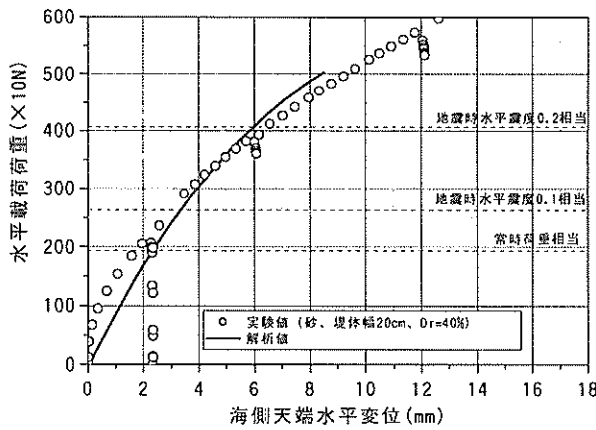
図-23にすべてのケースの載荷荷重と海側矢板の天端変位との関係を示す。ただし、ここでは、遠心加速度 $50g$ 場になったときの変位を 0 であるとして示している。図-23の(f), (g), (h), (i)に示した、B1-10, B2-10, B1-20, B2-20の結果はいずれも中詰が砂の場合の結果である。B1-10, B2-10, B1-20では、載荷の初期には解析結果のほうが変形が大きく、載荷の後半では解析結果のほうが変形が小



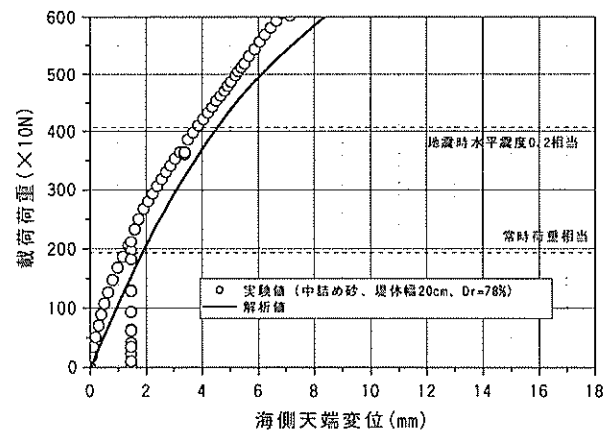
(f) B1-10



(g) B1-20



(h) B2-10



(i) B2-20

図-23 載荷荷重と天端変位との関係(続き)

さいといった傾向がある。しかし、全体としてはこの解析で実験時の挙動がほぼ再現できているものと考えられる。図-23の(a), (b), (c), (d), (e)は中詰が固化処理土のケースである。これらの結果についても実験結果と解析結果は概ね傾向がよく合っている。

しかし、固化処理土の解析では、矢板と固化処理土の間の付着をどのように考えるかで解析結果が異なってくる。付着力を変えて解析した図-23(a), (c), (d)の結果を見ると、地震時水平震度0.2相当の荷重を載荷したときに、付着力を0とした場合に比べ、付着力を $0.01q_u$ とした場合で約10%、付着力を $0.1q_u$ とした場合で約30%海側矢板の天端変位が小さくなっている。また、今回の実験手法で付着の条件を通常としたケースの付着はこの解析では、付着力を $0.01q_u$ 程度とすると解析と実験結果がよくあうことが分かる。実験において、付着を0としたA1-11のケースについても解析では付着力を $0.01q_u$ 程度見込んだほうが結果がよく合いそうである。実際、 $0.01q_u$ 程度の付着力は 6kN/m^2 の付着力に相当し、この値は壁面摩擦角 15° 程度の摩擦に相当する。実験の観察でも見られたように、付着を通常と

したものや付着を0としたものは、それぞれ遠心加速度 50g 場になるまでに壁と中詰の間ですべりが起きており、A1-10, A1-11, A2-10, A1-20の付着の状況はほとんど同じとなっていたことが考えられ、解析でもそのことを表現できているものと考えられる。

図-23(e)は、矢板壁にL形のアルミを取り付けることによって強制的に壁面と中詰の間の付着を取ったものである。この結果を見ると水平荷重が 5000N になるまでは付着力を $0.5q_u$ とした解析結果がよくあっており、それ以降付着を0とした解析結果にシフトしている。この結果を見ると、この実験では水平荷重 5000N で中詰が壁面付近でせん断破壊し、急速に付着が低下したようである。

ところで、これらの解析では、砂と固化処理土とで中詰土の剛性は大きく異なっている。しかし、これまで見てきたように、解析でも実験でも中詰を砂にしても固化処理土にしても二重矢板式構造物の挙動にほとんど差がないことが示されている。外力の作用条件が実現象で想定すべきものと相違していることも関係があるが、いずれにせよ、中詰土の剛性の違いが二重矢板の天端変位に及ぼす影響は比

較的小さいということを示している。

すなわち、中詰に固化処理土を入れた効果は、中詰土と矢板の間の付着を大きく取ることや、あとで示すように基礎の根入れを深くしたり支持地盤の支持力を大きくさせることで、期待することのが良いようである。

図-24に、A1-20とB1-20のケースについて矢板の曲げモーメントと変位の深度分布を遠心加速度50g場時と水平荷重載荷時に分けて示す。その他のケースは付録Bの図-B.1に示した。なお、水平荷重載荷時の値は、解析値、実験値とも、荷重載荷直前を0とおいた値で示している。また、モーメントと変位の分布では、A1-20については、 $f = 0.01q_u$ の計算結果のみを示している。

図-24から、曲げモーメントと変位の分布の遠心加速度50g場時についても解析と実験結果とが良く一致していることがわかる。また、水平荷重載荷時については、固化処理土を中詰したA1-20については良く一致している。一方、砂を中詰したB1-20については、水平震度0.1の地震時相当荷重までは、両者とも良く一致しているものの、水平震度0.2相当荷重載荷時については、解析値が実験値より最大で20%程度小さめの結果となった。しかし、分布形状は良く一致しており、ある程度実験を再現できていると思われる。このように、中詰を砂とした場合の解析と実験の挙動の差異は、天端変位でも見られたものであり、地盤を弾塑性でモデル化したことの限界ではないかと考えられる。

以上見てきたように、本解析モデルで実験の現象を概ね再現できることが分かった。そこで、この解析手法を用いて、実験では確認困難な矢板根入れ長さの影響、矢板先端条件の影響、海底地盤のかたさの影響、固化処理土と矢板との付着の影響、中詰土の強度の影響、中詰土の慣性力の影響、中詰を含む構造物全体の応力状態を検討する。

(3) 解析による考察

a) 根入れの影響

ここでは、解析的に矢板の根入れを変化させた場合の検討をした。ここで検討したケースはA1-20とB1-20の2ケースを基本とし、根入れ長さ以外は図-23に結果を示した解析条件と同じで、固化処理土と矢板との付着は $f = 0.01q_u$ ($q_u = 590\text{kN/m}^2$: 配合試験で設定した基準の一軸圧縮強さ)とした。根入れ長さは、実験より約25%長くした35cm、逆に約2/3、1/3とした20cm、10cmとしたケースについて解析した。

図-25に根入れを変化させた場合の水平荷重と海側矢板の天端変位との関係を示す。なお、根入れが10cmの場

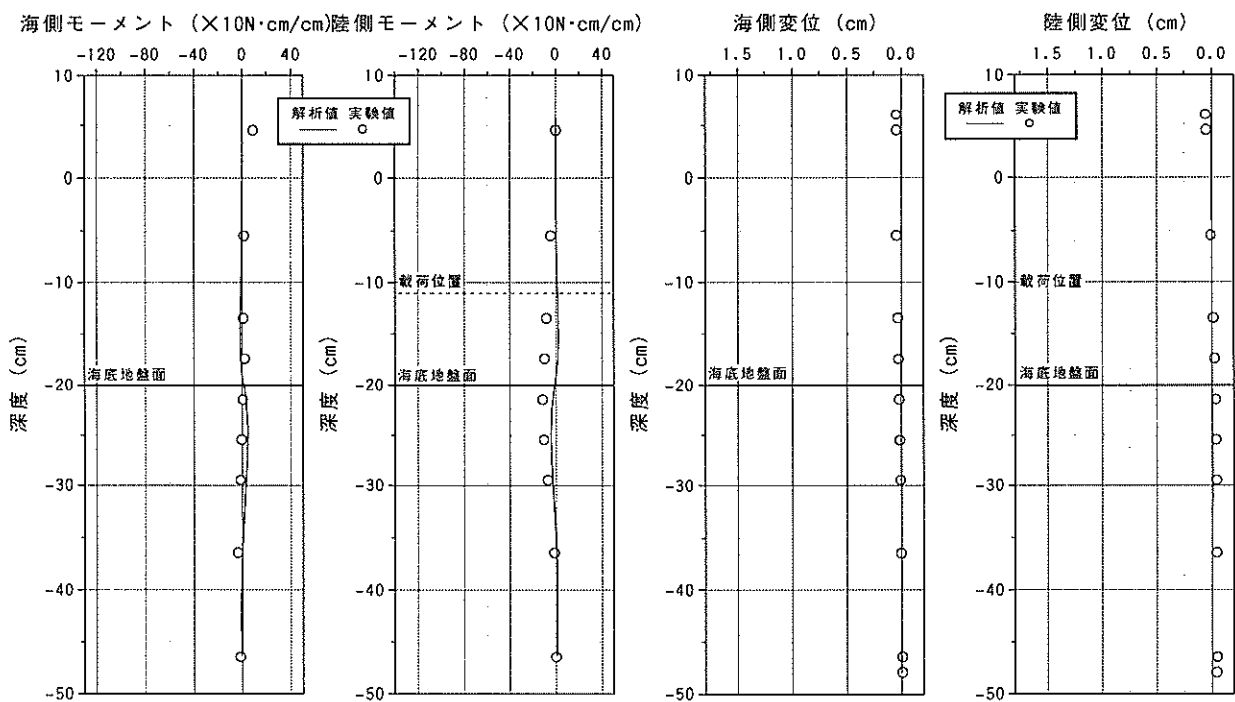
合、中詰が固化処理土のケースでも、砂のケースでも、載荷荷重が2500N付近で解析計算の収束条件が急激に悪くなり、これ以上の荷重では計算が不可能となった。これらの結果を見ると、中詰土の違いによらず、根入れ深さが不十分な場合には天端変位が異常に大きくなることが分かる。また、中詰が砂の場合でも固化処理土の場合でも、根入れ長さが28cmのものと35cmのもので荷重変位関係にほとんど差が見られない。

図-26に根入れを変化させた場合の曲げモーメント分布を示す。図-26においては、常時荷重載荷時でも根入れ10cmでは他の根入れの場合と違った分布形状となっており、特に、この違いは砂中詰のときに顕著である。根入れが20cm以上であれば、中詰が固化処理土でも砂でもほとんど同じ位置で最大値が生じ、根入れが長くなれば僅かにその値が小さくなる。また、図-25を見ると根入れ長が28cm以上では荷重変位関係に変化がなかったが、図-26に示した曲げモーメント分布を見る限り、このケースで28cmの根入れが十分に長い根入れであったというところまではきていないようである。

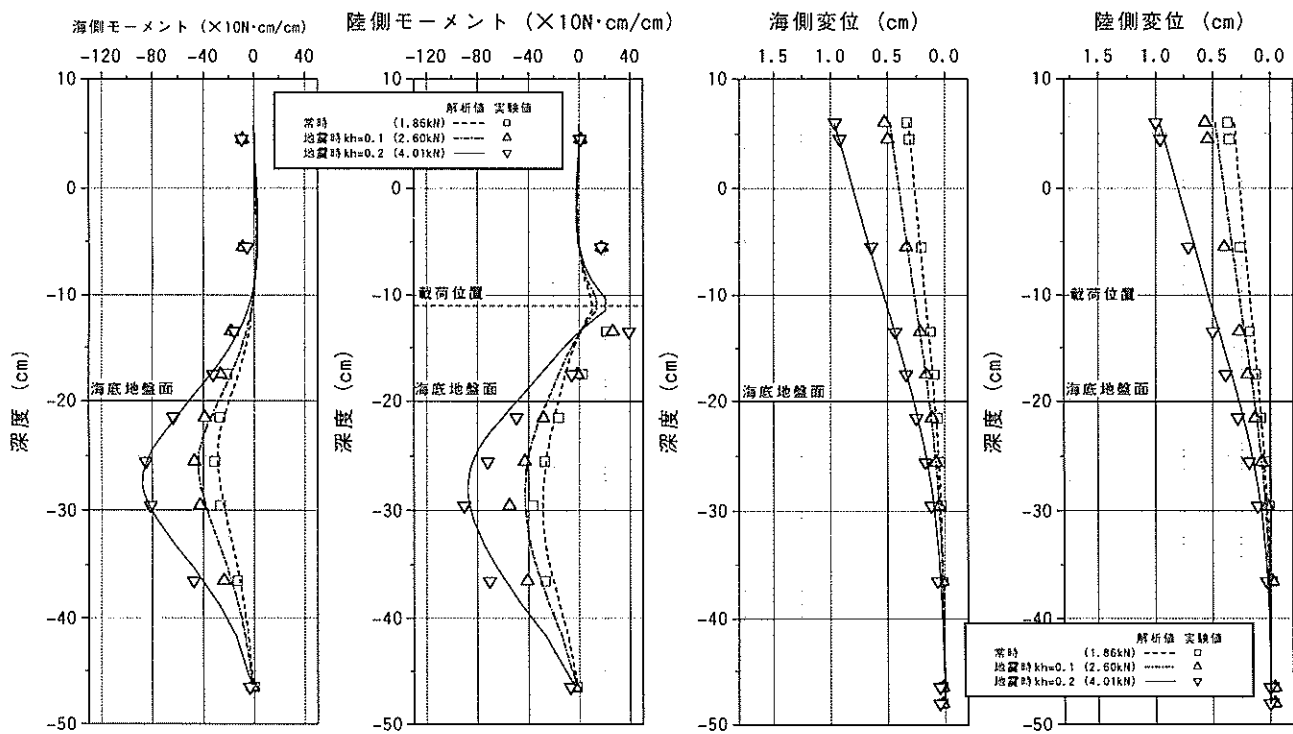
b) 矢板先端条件の影響

遠心加速度場での実験では、矢板先端を、鉛直方向の変位成分、水平方向の変位成分、回転成分ともに拘束しない自由端の条件としたが、ここでは、鉛直方向の変位成分を拘束した場合の検討をした。これは、矢板先端が支持地盤に根入れされた場合を想定したものである。

図-27に、中詰が固化処理土のケース(a)と砂のケース(b)についての荷重と海側矢板天端の水平変位との関係を示す。ここでも基本としたのはA1-20とB1-20である。中詰が固化処理土の場合、矢板と固化処理土との付着力 f を $0.1q_u$ (ここでは配合試験で設定した基準の一軸圧縮強さ $q_u = 590\text{kN/m}^2$ とした)、 $0.01q_u$ と2とおいて計算した。付着力が $f = 0.01q_u$ と小さい場合、矢板先端の鉛直方向変位を拘束してもその影響はほとんどない。しかし、付着力が $f = 0.1q_u$ の場合、矢板先端の鉛直方向の変位成分を拘束すると、変位はおおよそ2/3に小さくなる。これらのことは、矢板と固化処理土との付着が弱い場合には、その境界面ですべりが生じ、固化処理土から海側矢板へ力の伝達が不十分となり、矢板先端の支持の状態が天端の変位に影響を及ぼさないが、付着力が大きい場合には、矢板と固化処理土の間で力の伝達が十分になされ、矢板の先端の支持状態の違いが二重矢板全体の変位に影響を及ぼすようになっていることをあらわしているものと考えられる。すなわち、固化処理土を中詰土に用いた場合には、壁との付着を高めるこ

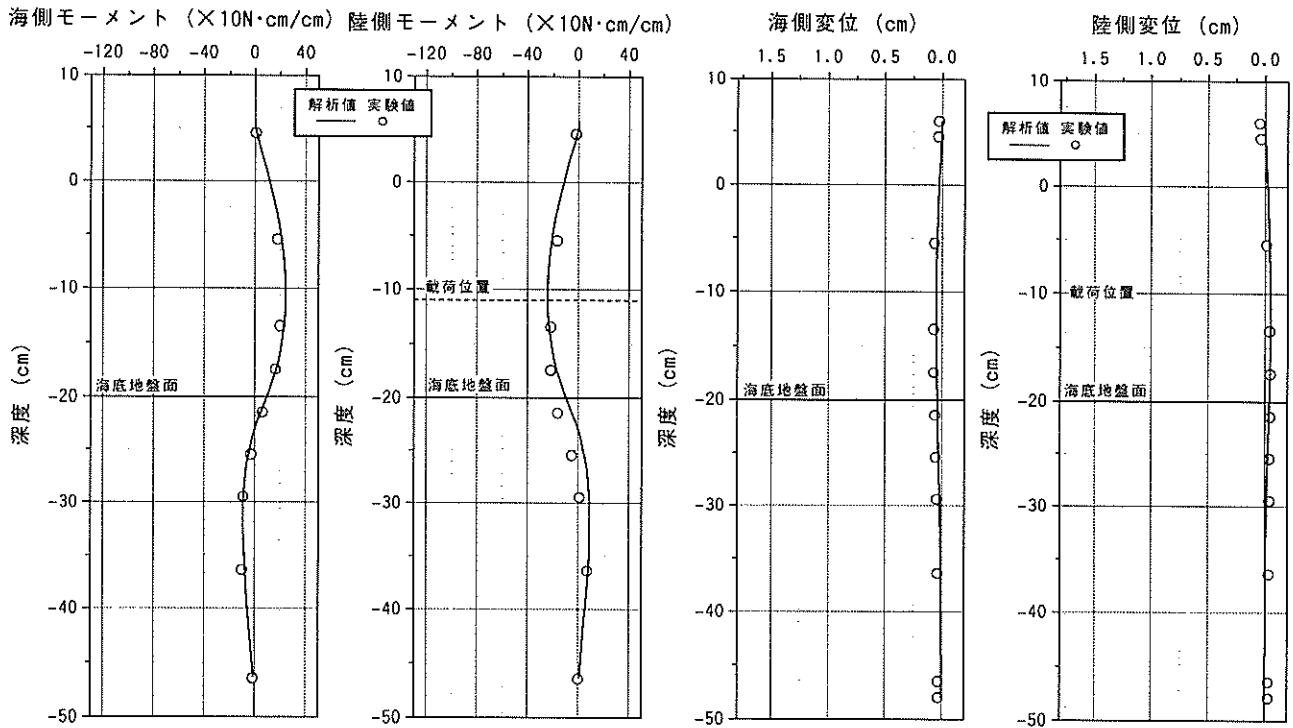


(a) 遠心加速度 50g 場になった時 (A1-20)

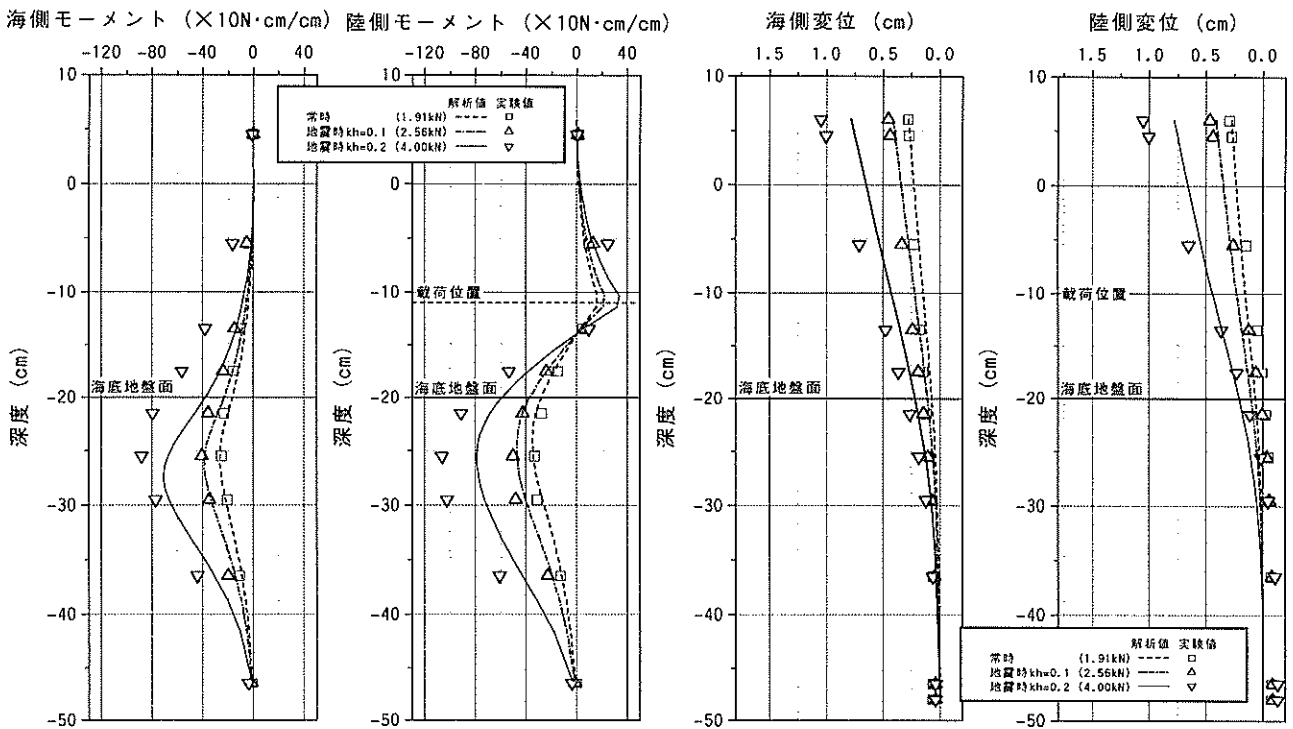


(b) 水平荷重載荷時 (A1-20)

図-24 曲げモーメント分布および変位分布

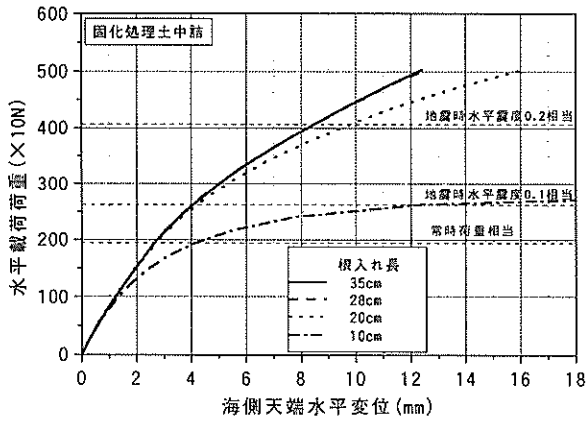


(c) 遠心加速度 50g 場になった時 (B1-20)

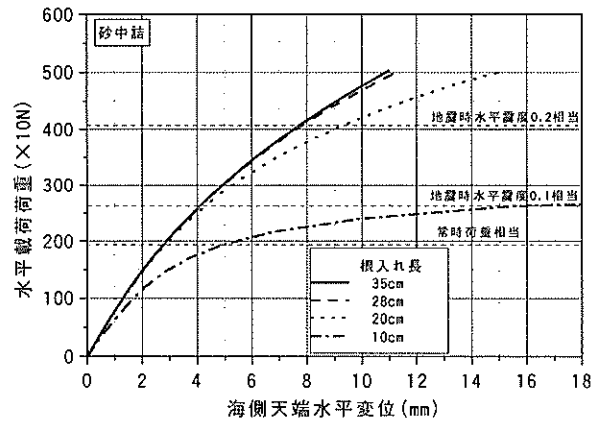


(d) 水平荷重載荷時 (B1-20)

図-24 曲げモーメント分布および変位分布 (続き)

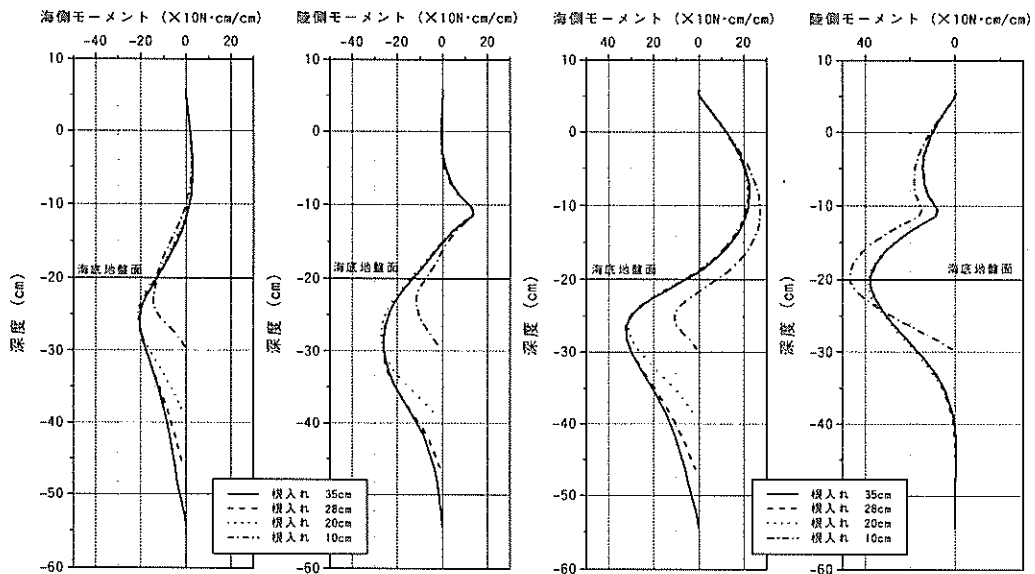


(a) A1-20



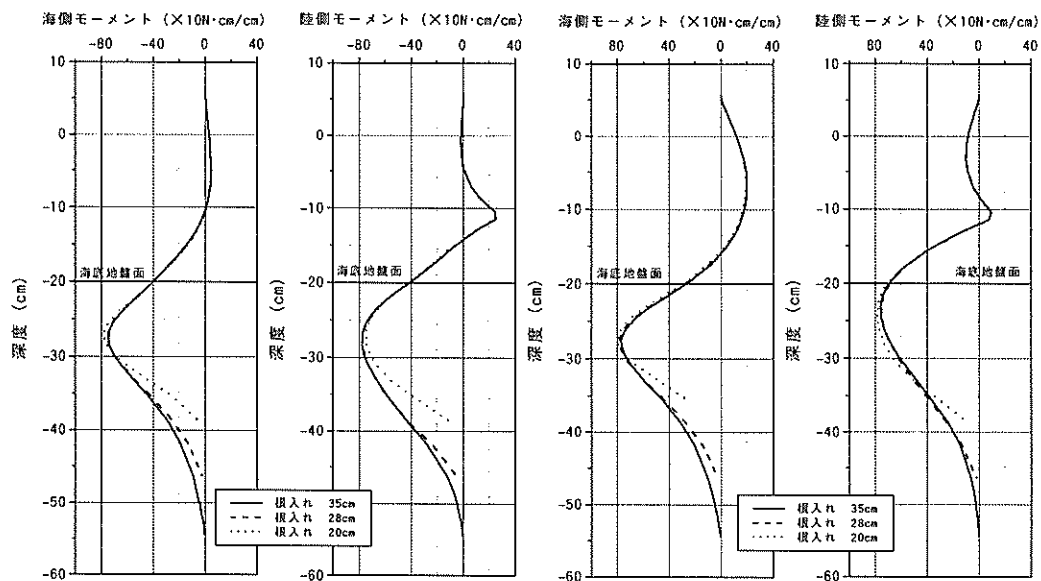
(b) B1-20

図-25 矢板の根入れ長さの違いによる荷重変位関係の違い



(a) 常時荷重載荷時 (A1-20)

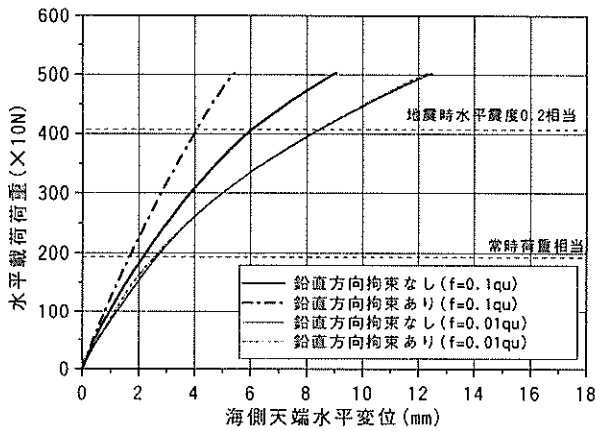
(b) 常時荷重載荷時 (B1-20)



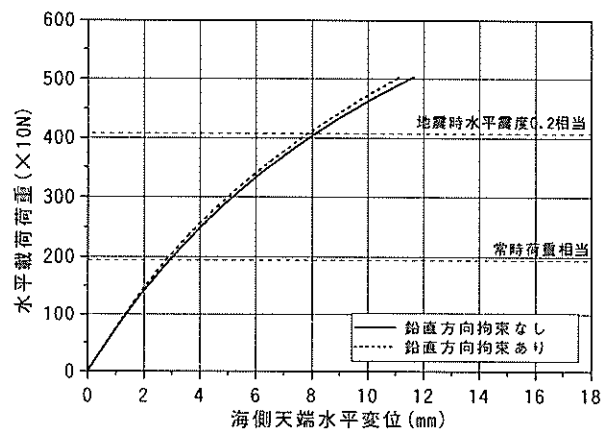
(c) 水平震度 $k_h=0.2$ 相当荷重載荷時 (A1-20)

(d) 水平震度 $k_h=0.2$ 相当荷重載荷時 (B1-20)

図-26 矢板の根入れ長さの違いによる曲げモーメント分布の違い



(a) A1-20



(b) B1-20

図一27 矢板先端条件の違いによる水平変位の違い

とで、全体の変位を抑えられるようになるが、その効果を十分に発揮できるようにするには矢板の支持条件が良好であることが必要となる。

一方、図一27(b)の中詰が砂の場合、矢板先端の鉛直方向の変位を拘束してもほとんど影響がない。これは、(a)の矢板と固化処理土との付着力 $f=0.01q_u$ の場合と同様の結果であり、中詰から矢板への力の伝達がほとんど水平方向のみで鉛直方向の成分がほとんどないためであると考えられる。

c) 海底地盤のかたさの影響

ここでは、海底地盤のかたさの影響を評価するため、矢板間隔、中詰土、荷重を同一の条件とし、海底地盤の影響を評価する。具体的には、矢板間隔が20cm(1.0B)と12cm(0.6B)の2通り、中詰が固化処理土と砂の2通りの条件のモデルに対して、海底地盤の弾性係数を変化させた解析を実施し、設計水平震度0.2相当荷重載荷時の海側矢板天端の変位量を求めた。

なお、解析の条件は、中詰固化処理土の弾性係数は一律120000 kN/m²(今回の実験で用いた固化処理土の E_{50} より推定した弾性係数のうちの最小値)、固化処理土と矢板との付着は一軸圧縮強さ(590 kN/m²)の0.1倍、中詰砂の弾性係数は一律14000 kN/m²(今回の実験の中詰砂のうち相対密度が40%以下の場合のおよその値)とし、海底地盤の弾性係数も深さ方向に関係なく一律とした。矢板の根入れ長さは28cmであり、矢板先端は拘束していない。

図一28に解析結果を示す。この図より、いずれのケースにおいても海底地盤の弾性係数が55000 kN/m²程度(実験における相対密度80%に相当する)より大きければ、変位は海底地盤の弾性係数によらないが、弾性係数がこれより小さいと、小さくなるに従い急激に変位は大きくなるこ

とがわかる。これは、図一25、図一26ですで見えてきたように、この実験では、海底地盤の相対密度が80%のときの根入れ長が長い根入れとなるぎりぎりの根入れ長さであったために、海底地盤の弾性係数が小さくなると根入れが不足する傾向となることが原因であると考えられる。さらに、矢板間隔に係わらず、全ての地盤について、固化処理土の中詰した場合のほうが変位は小さくなる。これは、固化処理土の中詰にした場合の固化処理土と矢板の間の付着力を $f=0.1q_u$ と強くしたためであると考えられる。実際、解析の過程で、固化処理土と矢板との付着状況を調べてみると、全てのケースですべりが発生せず、付着が有効に働いていた。

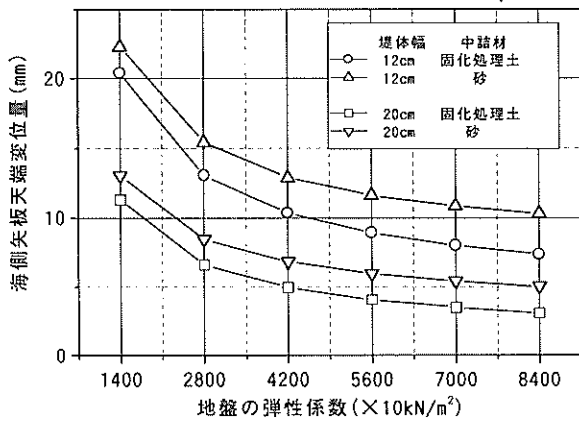
d) 付着の影響

ここでは、固化処理土と矢板との付着の大きさの影響を評価するため、上記c)と同じ条件で、海底地盤の弾性係数55000 kN/m²のときに、付着が固化処理土の一軸圧縮強さ q_u ($q_u = 590 \text{ kN/m}^2$: 配合試験で設定した基準の一軸圧縮強さ)の半分の場合(0.5 q_u)とその1/5(0.1 q_u)、1/50(0.01 q_u)、0の場合について解析した。

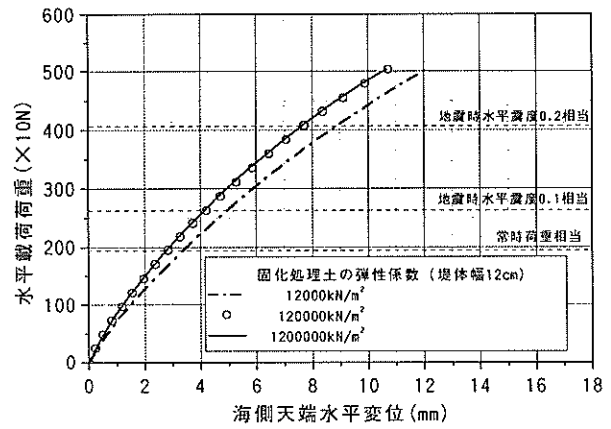
図一29に各解析条件での載荷荷重と海側天端の水平変位の関係を示す。図一29から、矢板と固化処理土との付着が0.01 q_u でもあれば変位は約10%小さくなり、0.1 q_u ではさらに約20%小さくなり、それ以上となっても変わらないことがわかる。このように、今回の実験条件とはほぼ同じ条件であれば、付着力は0.1 q_u 程度あれば、二重矢板壁の天端変位を抑えるための付着としては十分であることが分かった。

e) 中詰の固化処理土のせん断強さの影響

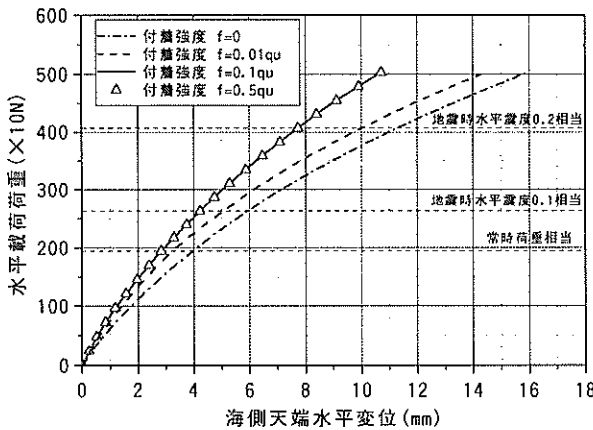
中詰の固化処理土の強度の影響を評価するため、固化処



図一28 海底地盤の剛性の違いによる矢板変位の変化



図一30 中詰土の弾性係数の変化(強度の変化)が矢板変位の変化に及ぼす影響



図一29 矢板と固化処理土の間の付着の違いによる挙動の変化

理土の弾性係数を実験のシミュレーションで用いたもの(120000 kN/m²)の10倍、1/10とした解析を実施した。一般的に、固化処理土であっても変形係数 E_{s0} を求めるためのひずみ ϵ_{s0} の値は一軸圧縮強さによらずほぼ一定の値となることから、今回のモデル化の範囲では、弾性係数を変化させることは一軸圧縮強さを変化させたことと同じ効果をもつ。なお、付着 f は、 $q_u = 590 \text{ kN/m}^2$ を固定し、 $f = 0.1q_u$ とした。

図一30に、解析の結果得られた水平荷重と海側天端変位の関係を示す。図より、中詰に用いる固化処理土のせん断強さを10倍にしても、荷重と変位との関係はほとんど変わらない。また、中詰に用いる固化処理土の一軸圧縮強さを1/10にすると、変位は約40%大きくなるがわかる。したがって、一軸圧縮強さはある程度以上大きくなければ効果がないことがわかる。

f) 地震の慣性力の影響

二重矢板式構造物の設計において、地震時には中詰の地

震の慣性力を考慮する必要がある。遠心実験では、この影響を考慮できないため、解析で評価する。上記のc)の海底地盤の影響の評価における条件に中詰の慣性力を考慮した条件を追加して解析した。慣性力は、海側の矢板にすべて水平力として載荷した場合と、海側と陸側の矢板にそれぞれ半分ずつ載荷した場合との解析結果がほとんど同じであったため、前者の方法によって考慮した。

解析結果を図一31に示す。この図より、固化処理土を中詰した堤体幅12cm(0.6B)と砂を中詰した堤体幅20cm(1.0B)がほとんど同じ変位となることがわかる。これは、矢板間隔が狭くなれば中詰土の全体体積が減り、質量も減り、慣性力も減るためであると考えられる。このことは、仮に固化処理土を中詰に用いることによって堤体幅を狭くすることができれば、堤体幅が広いままの砂を中詰した場合よりも変位が小さくなることを意味している。

g) 中詰を含む構造物全体の応力状態

固化処理土を中詰したケース(A2-20)と砂を中詰したケース(B2-20)について、水平震度0.2相当荷重載荷時の中詰を含む構造物全体の塑性領域を図一32に示す。図中、色の薄い部分が塑性領域である。

図一32より、中詰が固化処理土の場合、中詰には塑性領域はなく、弾性範囲にあるが、砂の場合、海側の海底面付近に比較的広い塑性領域があることがわかる。ところで、中詰の塑性領域の広がりを考える上で、荷重の載荷条件については少し注意が必要である。すでに述べたように、この解析では、模型実験と同様に、壁高の下から1/3の部分に集中載荷をしている。このため、載荷点より下、特に地中部については通常の土圧が作用した場合と今回の実験や解析条件とで外力条件の差はほとんどないが、荷重作用点より上の外力条件は実際に想定すべき条件とかな

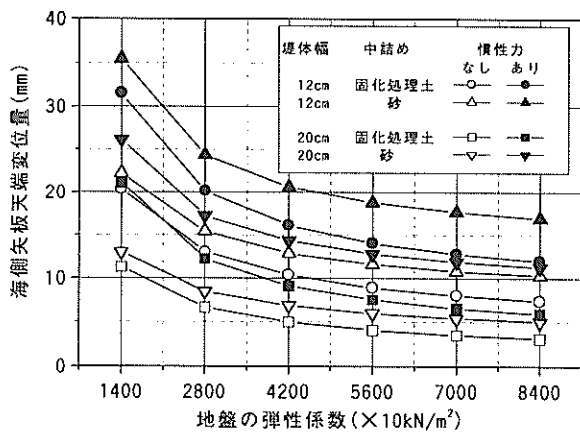


図-31 慣性力の有無による天端変位の変化

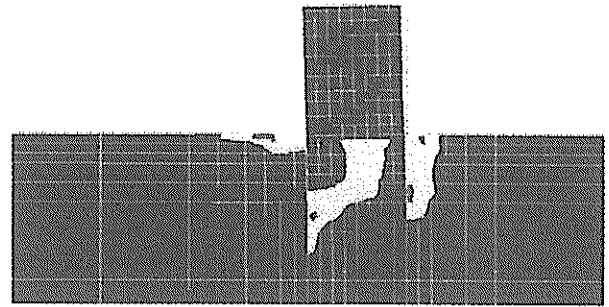
り異なっている。つまり、もし、実際に作用するであろう土圧分布のような分布荷重が作用しているとしたら、中詰土が受け持つせん断力分布が大きく異なってくる可能性がある。そのような観点で図-32を見直すと、中詰が固化処理土の場合とはまかく、砂の場合にはより広い範囲で中詰が塑性化する可能性が考えられる。実験結果のシミュレーションとしての解析結果では、中詰土の弾性係数の違いが天端変位挙動に及ぼす影響はほとんどないが、実際の構造物を想定してみると、中詰のせん断剛性の違いによる天端変位の違いは固化処理土と砂とで多少の違いが出てくるものと考えられる。

海底地盤では、中詰の種類にかかわらず、海側の地盤表面付近と、中詰の下の部分で海側の矢板先端付近から中詰部付近まで斜め上方にわたる範囲と、陸側矢板の陸側の地盤表面から比較的深い位置までの範囲に塑性領域がある。また、陸側矢板の陸側の部分では、固化処理土の場合のほうがより深い位置まで塑性領域がある。

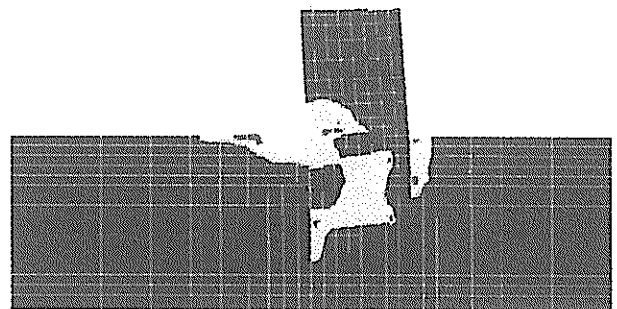
3.2 解析のまとめ

本章のまとめとして、解析により確認された項目を以下に示す。

- 1) 2次元の弾塑性FEM解析で、実験結果を再現することができた。
- 2) 固化処理土を中詰した場合、矢板との付着が構造物の水平抵抗を考える上で重要である。付着がなければ、構造物の変位と矢板の曲げモーメントは砂を中詰した場合とほとんど変わらない。付着が十分であれば、変位、曲げモーメントともに砂を中詰した場合よりも小さくなる。
- 3) 固化処理土を中詰し、矢板との付着を十分に取った場合には、構造物の変位に及ぼす矢板の支持条件の影響が顕著となる。



(a) A2-20



(b) B2-20

図-32 水平震度 $k_h=0.2$ 相当荷重載荷時に生じる塑性領域(色の薄い部分が塑性領域)

4. 結論

固化処理土を中詰した二重矢板式護岸の力学的特性を明らかにするため、遠心模型実験を実施した。また、遠心模型実験を再現できる二次元FEMモデルを作成し、中詰土に固化処理土を用いた場合の二重矢板式構造物の挙動特性を検討した。本研究の主な結論は、以下のとおりである。

- 1) 矢板壁と中詰土の付着を通常のままとした場合には、中詰が固化処理土でも砂でも水平力に対する抵抗特性にはあまり差はない。
- 2) しかし、固化処理土と矢板との付着が十分取れば固化処理土の場合のほうが同じ荷重条件で構造物の変位、矢板の曲げモーメントともに小さくなる。
- 3) 以上の効果を十分に発揮させるためには、矢板先端の支持条件が十分に健全であることが必要となる。

5. あとがき

今回は力学的な観点から検討したが、遠心力荷重装置を用いた模型実験の結果による検討のみであり、載荷条件の設定の仕方などで不十分なところもあるため、定量的な評価については十分とはいえない。そのほか残された課題と

して、固化処理土と矢板の間の付着はどう取ったらよいか、または、どの程度まで信頼できるかといった問題や繰返し荷重が作用した場合の固化処理土の破壊メカニズムの解明が残されている。これらの問題を解決するためには、重力場における大型模型実験が不可欠であると考えられる。

いくつかの課題は残っているが、固化処理土を中詰に用いた場合の主たるものは明らかとなったと考えられる。すなわち、中詰に固化処理土を用いた場合でも砂を用いた場合と比べてほぼ遜色のない特性をもつ構造物ができることは確認された。

この構造物が持つ特性のひとつとして遮水性の高さがあげられる。今後廃棄物処分場の護岸構造としての適用も考えられると思うが、適用箇所によっては、構造物全体としての遮水性の検討も必要になると思われる。基礎構造までも含む全体構造としての遮水性の問題については、今後の検討課題としたい。

この成果が、港湾構造物建設時の天然資源使用量削減、建設副産物の有効利用といった地球環境問題に少しでも役立つことを願っている。なお、本文は、1998年～2000年までの3年間、港湾技術研究所、東亜建設工業株式会社、日本鋼管株式会社の共同研究として実施されたものをまとめたものである。

(2001年2月14日受付)

謝辞

本研究実施にあたり、遠心模型実験では、港湾技術研究所地盤改良研究室の中村 健研究官、森永真朗研究員、日本鋼管(株)南部俊彦氏、東亜建設工業(株)木下哲哉氏に多大なご協力をいただきました。数値解析の実施にあたり、日本鋼管(株)関口宏二氏にご助言を頂きました。また、本論文をまとめるにあたり、港湾技術研究所高橋邦夫土質部長には貴重なご助言を頂きました。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 運輸省港湾局監修(1999a): 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp.815-818.
- 運輸省港湾局監修(1999b): 港湾の施設の技術上の基準・同解説, p.246.
- 大堀晃一, 荘司喜博, 高橋邦夫, 上田 寛, 原 道秀, 川井 豊, 塩田啓介(1984): 二重矢板式構造物の力学的特性に関する研究, 港湾技術研究所報告 Vol.23 No.1, pp.103-151.

関口宏二・南部俊彦・田中征登・高野護国(1993): 地盤～構造物系の汎用解析プログラム NAPG/2D, NKK 技報, pp.109-116.

寺師昌明, 北詰昌樹(1984): 砂地盤の支持力に及ぼす複数基礎の干渉効果, 港湾技術研究所報告 Vol.23 No.2, pp.413-436.

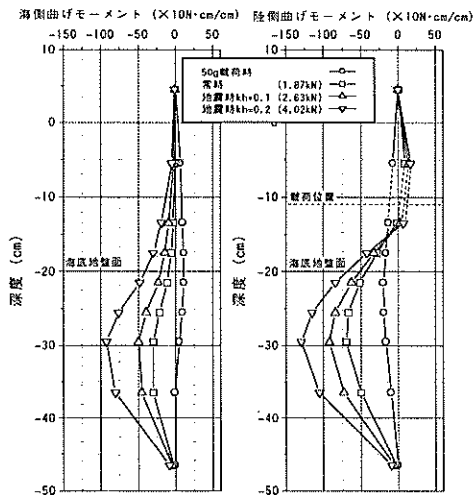
日本道路協会(1994): 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, p.239.

善見政和・笹田彰(2000): 名古屋港第三ポートアイランドの遊水地仕切り築堤の施工, 土木技術 Vol.55, No.7, pp.75-80.

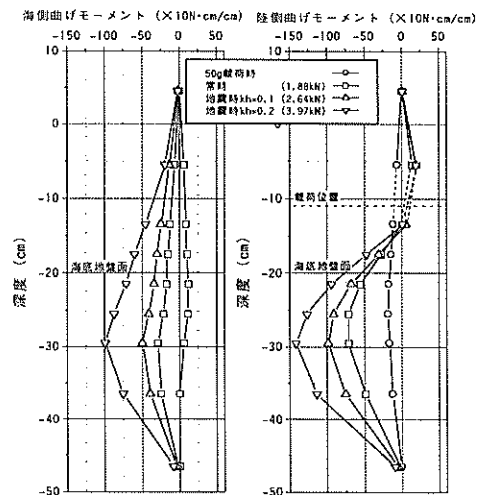
Sawaguchi, M(1974): Lateral Behavior of a Double Sheet Pile Structure, Soils and Foundations, Vol.14 No.1, pp.45-59.

付録A 遠心模型実験の結果

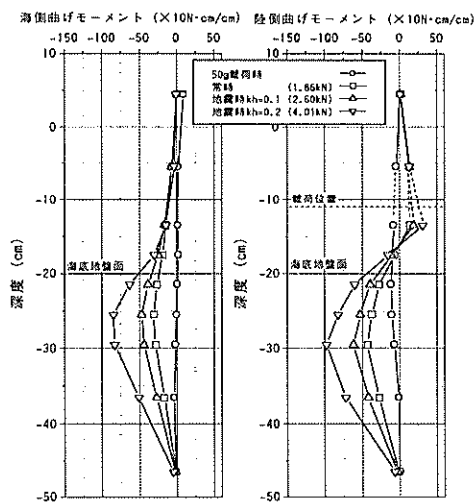
図-A.1に遠心模型実験の結果のデータとして、各実験ケースごとの曲げモーメント分布を示す。図-A.2には、同じく変位の分布を示す。



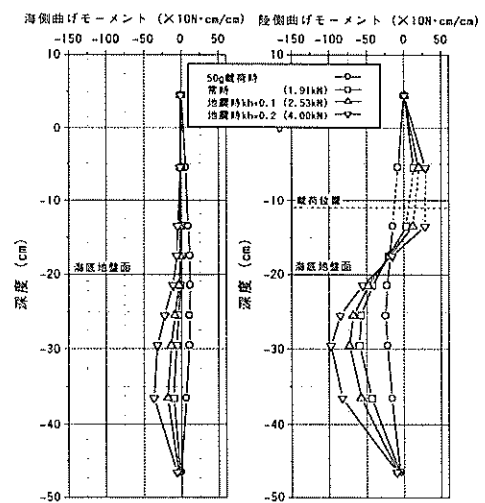
(a) ケース A1-10



(b) ケース A1-11

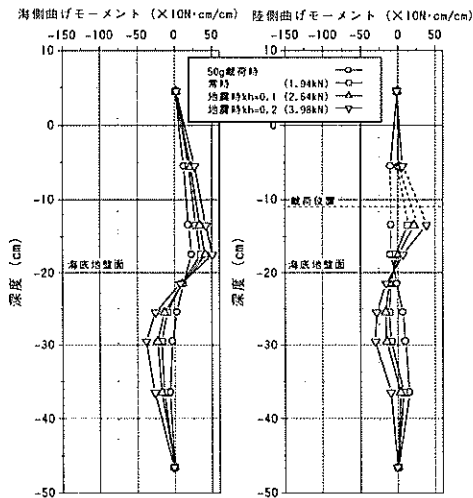


(c) ケース A1-20

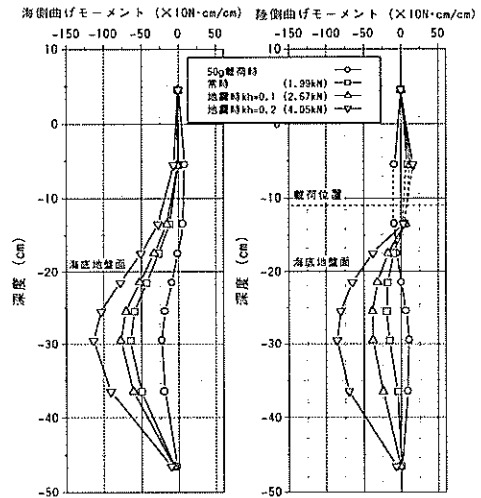


(d) ケース A2-10

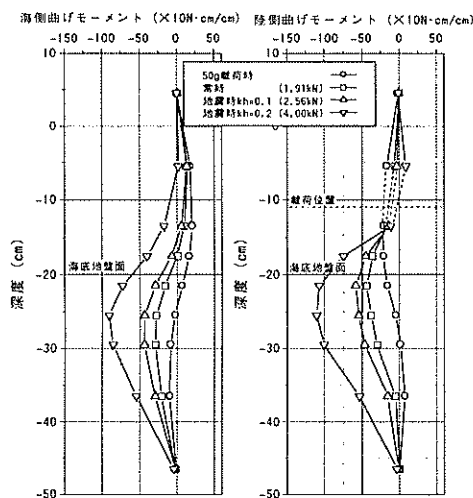
図-A.1 遠心模型実験結果 (曲げモーメント分布)



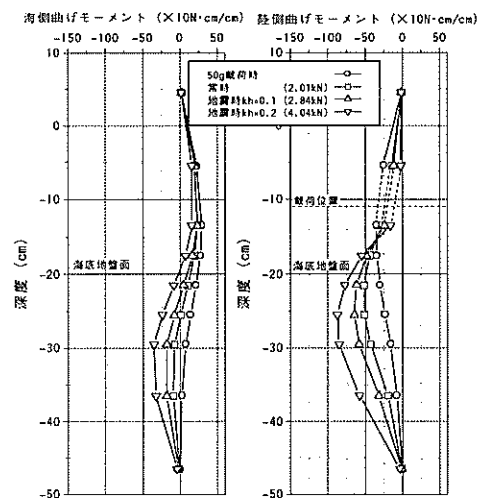
(e) ケース A2-20



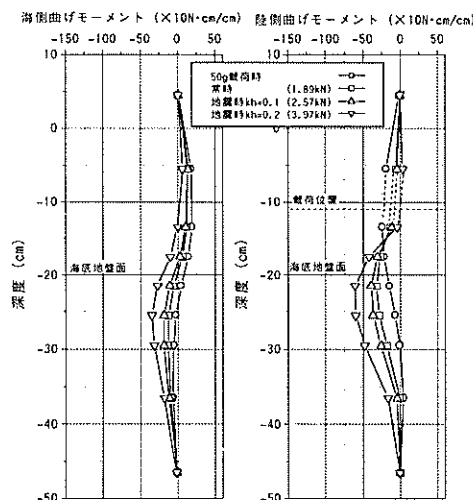
(f) ケース B1-10



(g) ケース B1-20

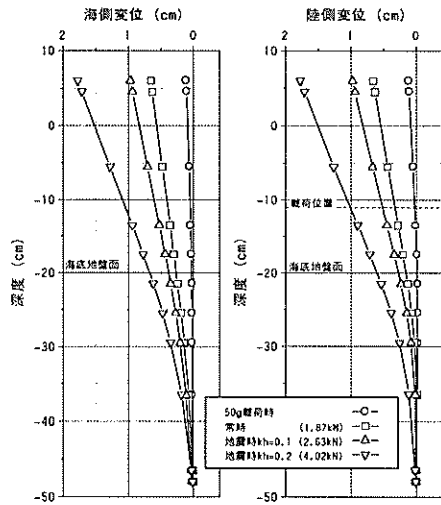


(h) ケース B2-10

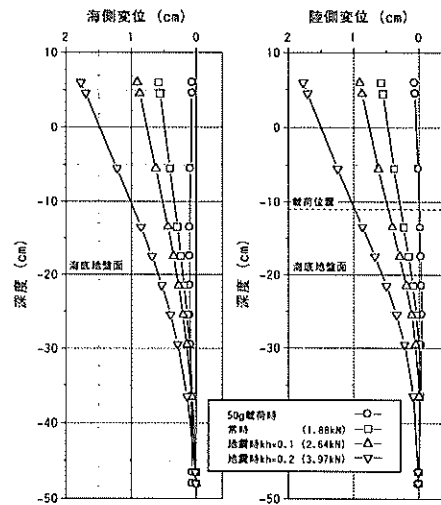


(i) ケース B2-20

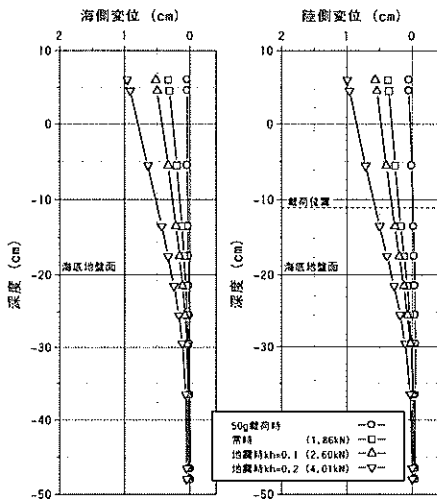
図-A.1 遠心模型実験結果 (曲げモーメント分布)



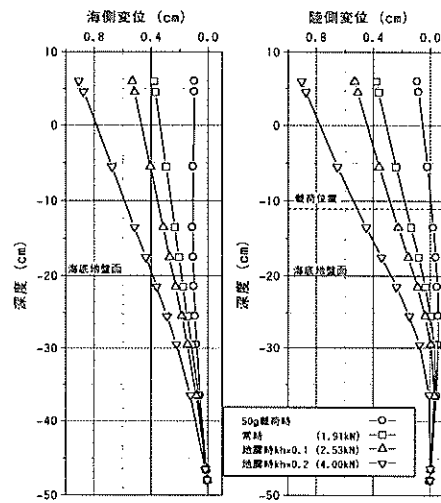
(a) ケース A1-10



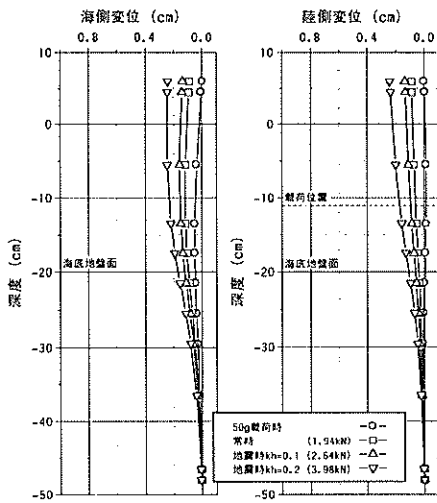
(b) ケース A1-11



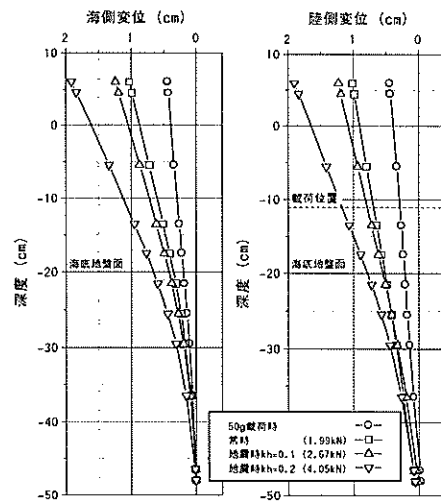
(c) ケース A1-20



(d) ケース A2-10

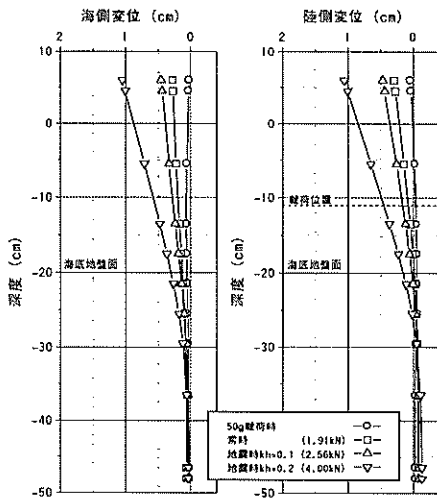


(e) ケース A2-20

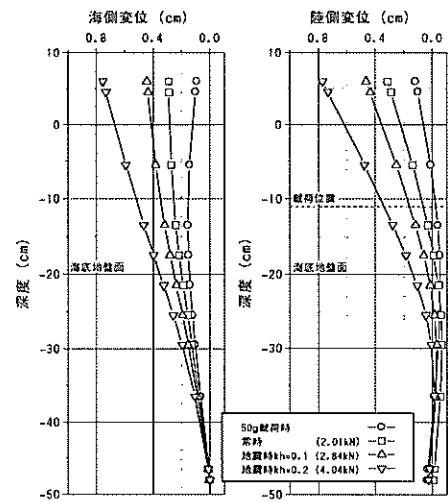


(f) ケース B1-10

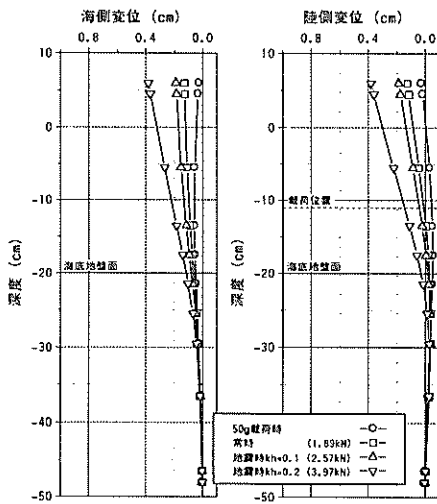
図-A.2 遠心模型実験結果(変位分布)



(g) ケース B1-20



(h) ケース B2-10

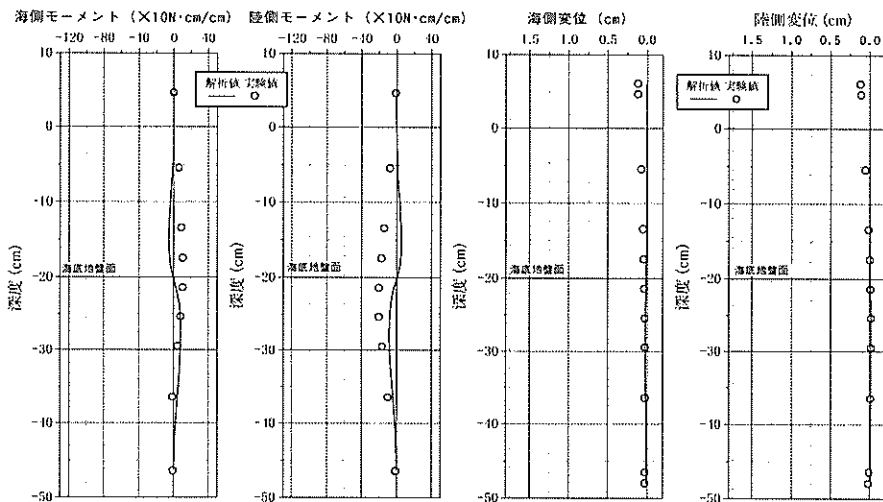


(i) ケース B2-20

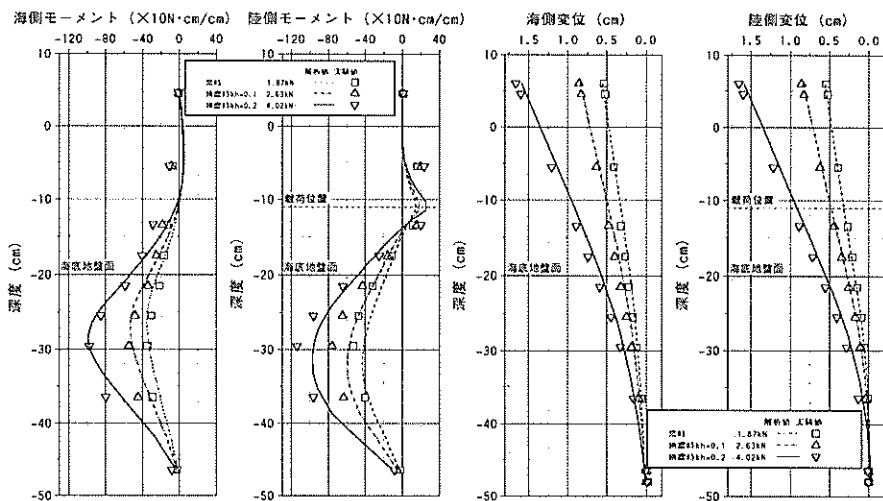
図-A.2 遠心模型実験結果(変位分布)

付録B 解析結果

図-B.1に弾塑性FEM解析の結果として、遠心模型実験による実験値と解析値を、曲げモーメント分布と変位分布について示した。なお、遠心加速度50g場に立ち上がったときの結果(遠心加速度50g場時)とその後水平荷重を作用させたときの代表的な荷重条件の結果(水平荷重載荷時)とを示している。

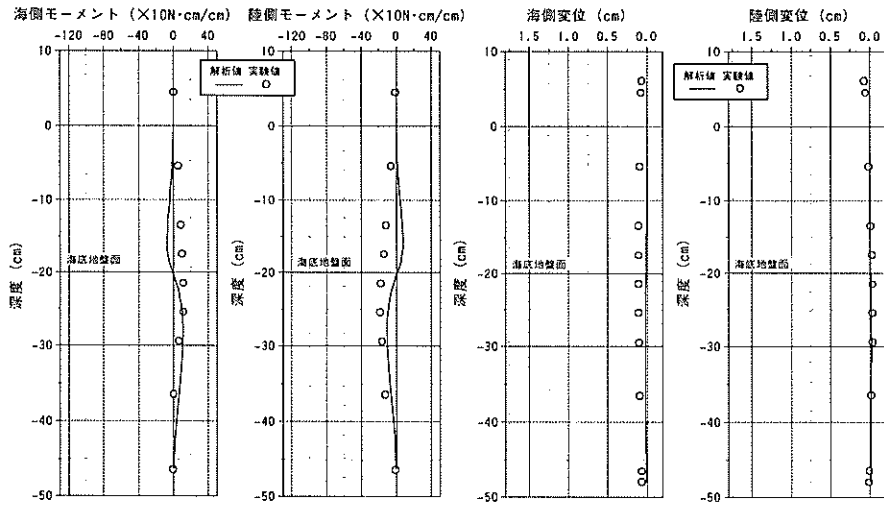


(a) ケース A1-10 (遠心加速度 50g 場時)

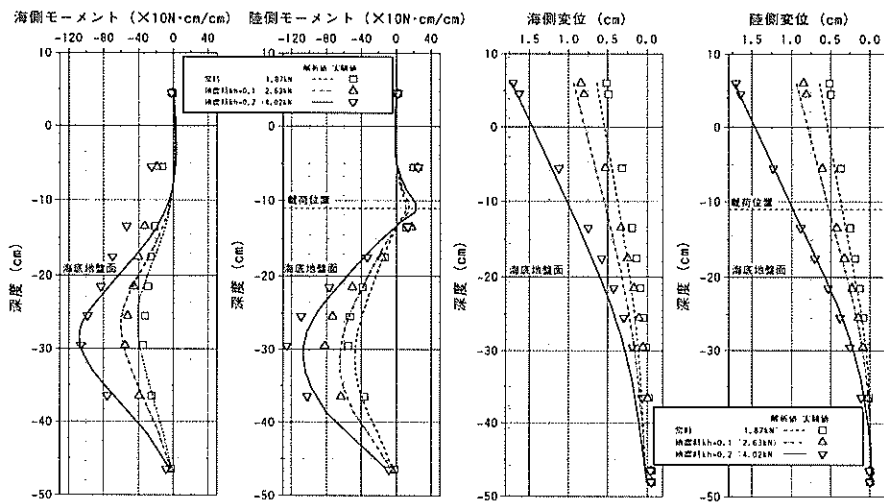


(b) ケース A1-10 (水平荷重載荷時)

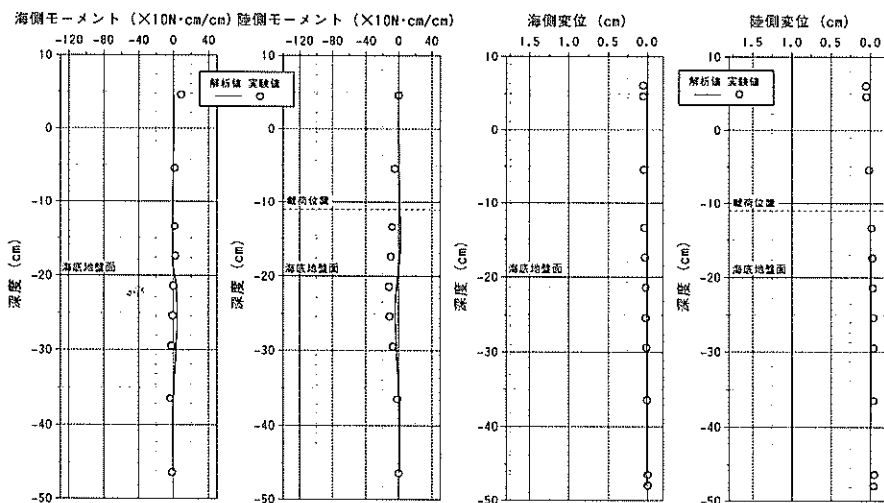
図-B.1 弾塑性 FEM 解析値と実験値の比較 (曲げモーメント分布および変位分布)



(c) ケース A1-11 (遠心加速度 50g 場時)

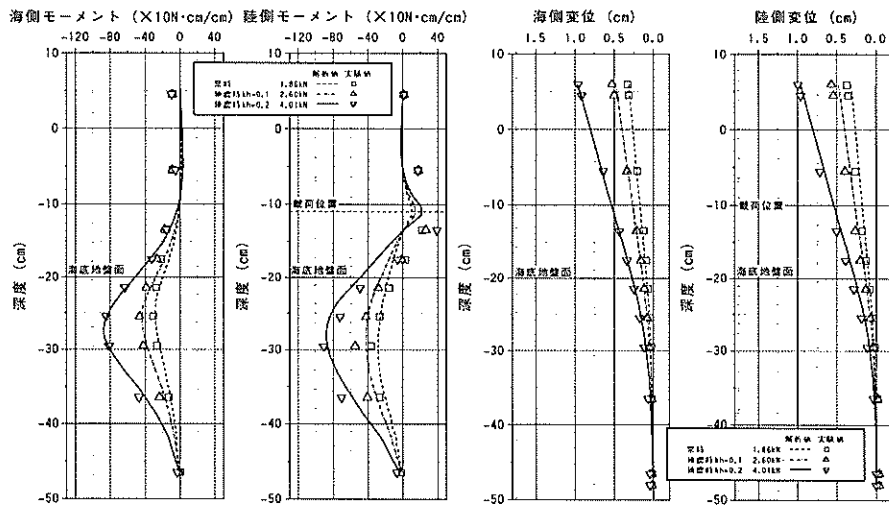


(d) ケース A1-11 (水平荷重載荷時)

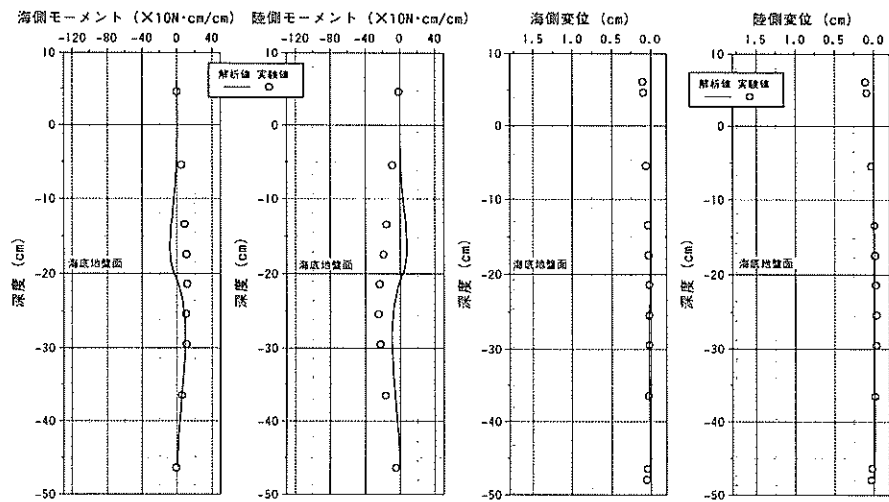


(e) ケース A1-20 (遠心加速度 50g 場時)

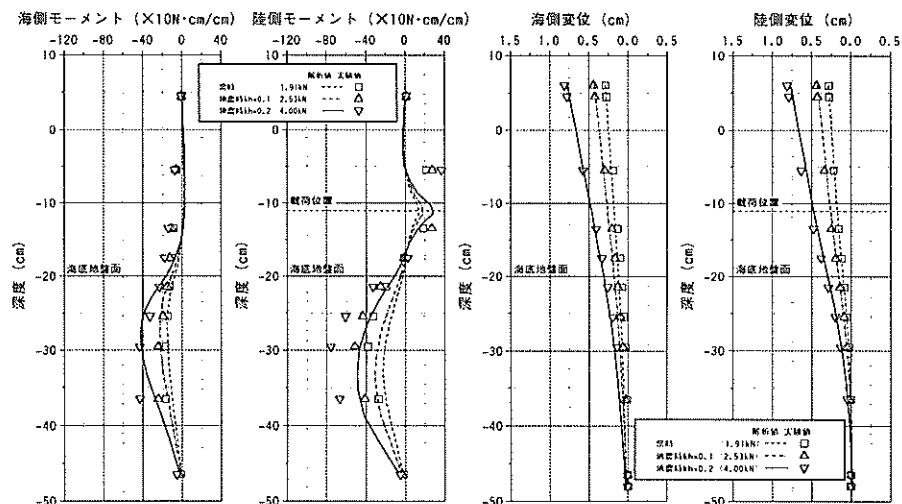
図-B.1 弾塑性FEM解析値と実験値の比較(曲げモーメント分布および変位分布)



(f) ケース A1-20 (水平荷重載荷時)

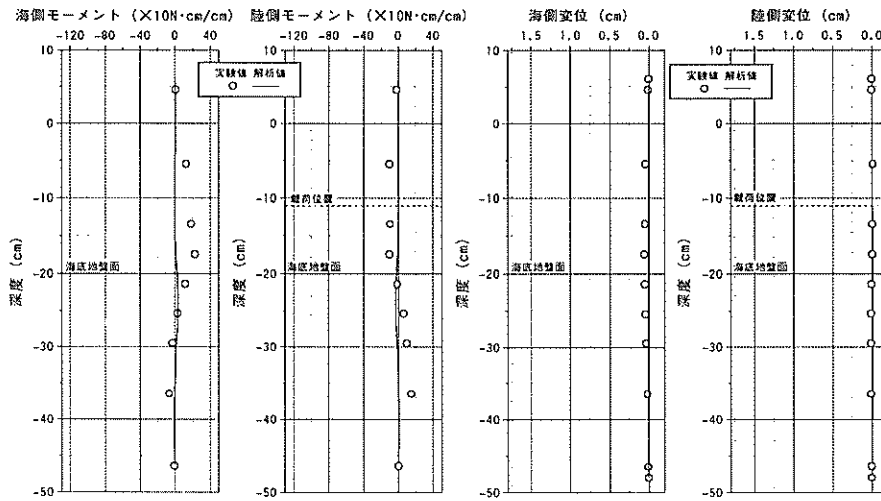


(g) ケース A2-10 (遠心加速度 50g 場時)

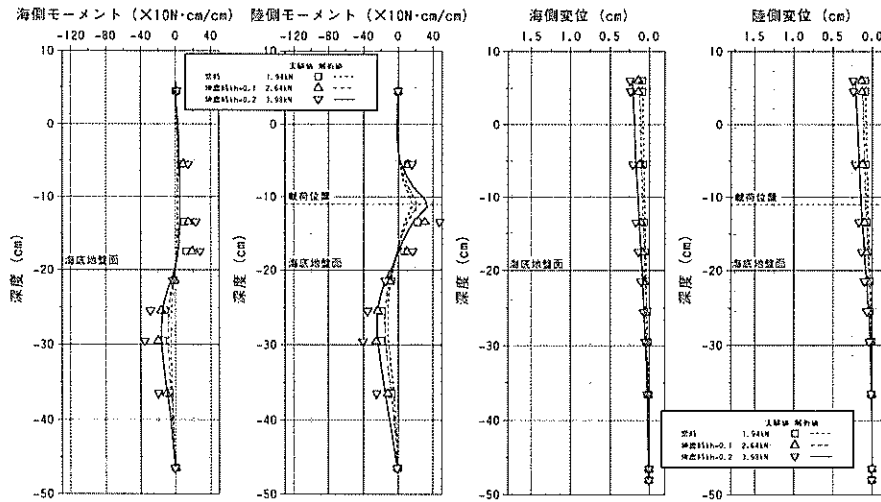


(h) ケース A2-10 (水平荷重載荷時)

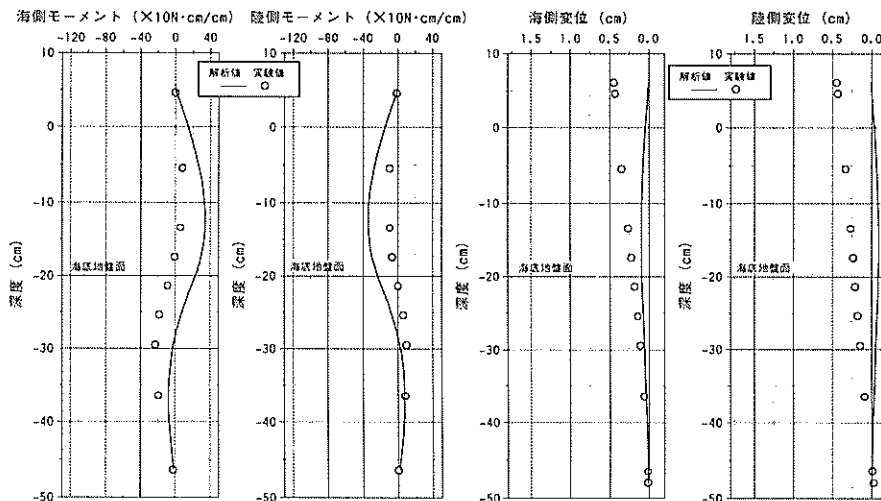
図-B.1 弾塑性FEM解析値と実験値の比較 (曲げモーメント分布および変位分布)



(i) ケース A2-20 (遠心加速度 50g 場時)

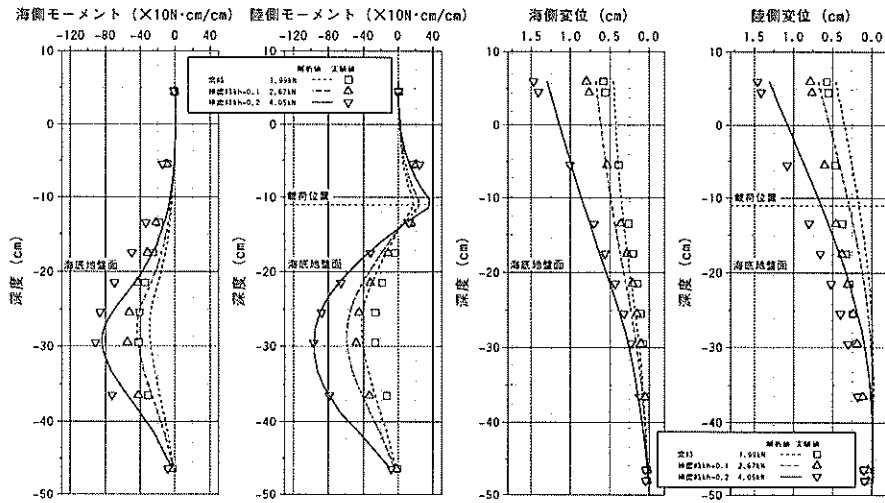


(j) ケース A2-20 (水平荷重載荷時)

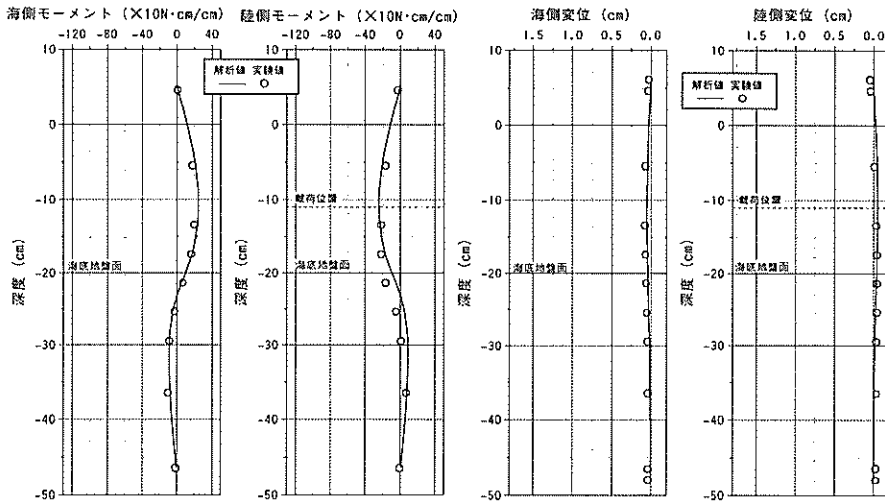


(k) ケース B1-10 (遠心加速度 50g 場時)

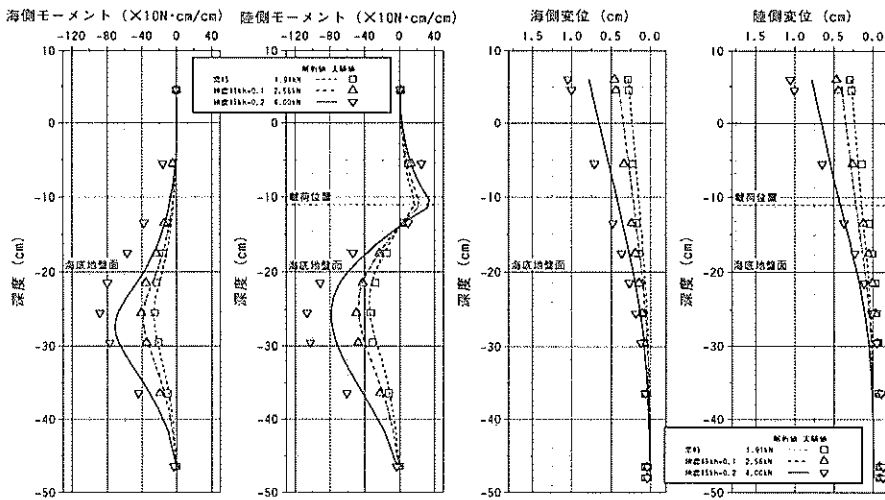
図-B.1 弾塑性 FEM 解析値と実験値の比較 (曲げモーメント分布および変位分布)



(l) ケース B1-10 (水平荷重載荷時)

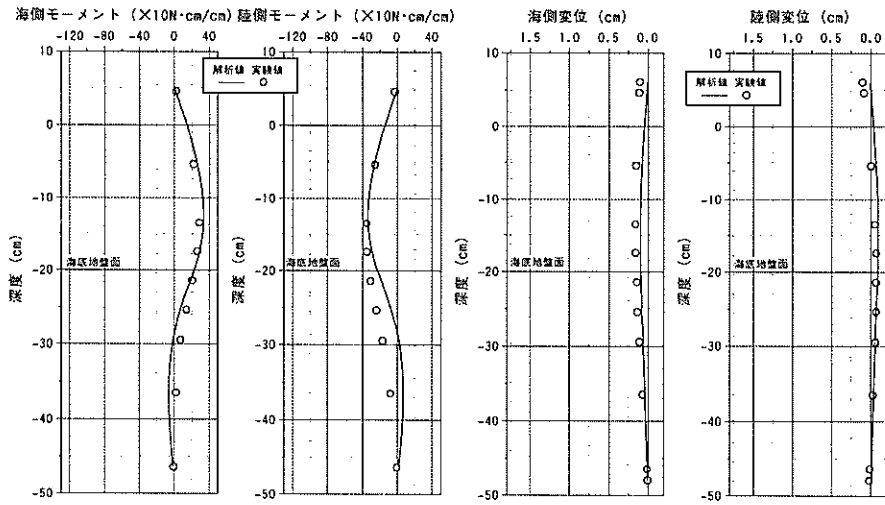


(m) ケース B1-20 (遠心加速度 50g 場時)

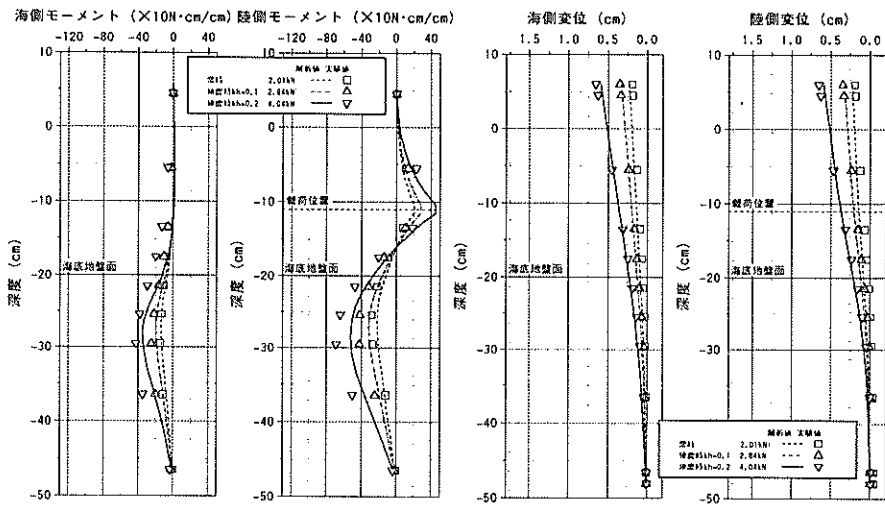


(n) ケース B1-20 (水平荷重載荷時)

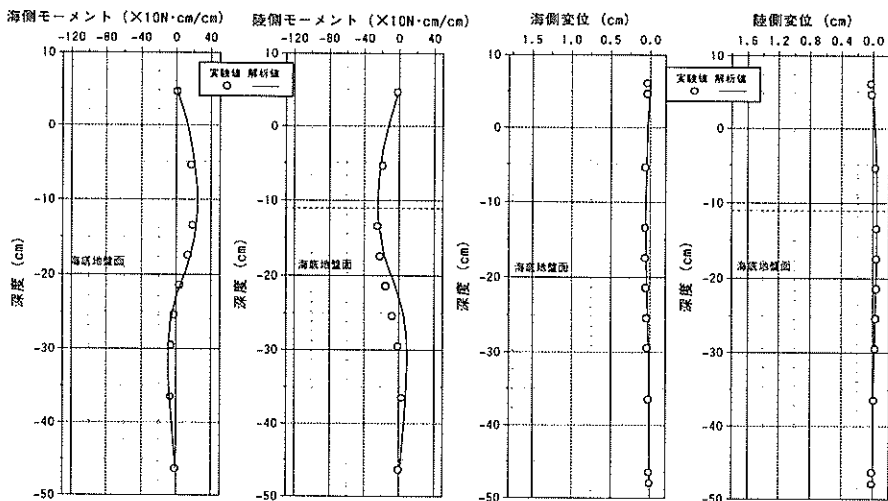
図-B.1 弾塑性 FEM 解析値と実験値の比較 (曲げモーメント分布および変位分布)



(o) ケース B2-10 (遠心加速度 50g 場時)

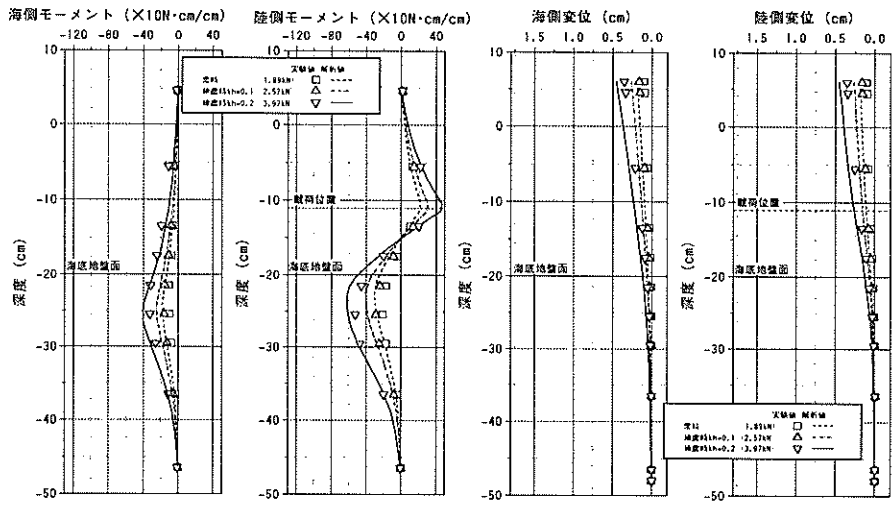


(p) ケース B2-10 (水平荷重載荷時)



(q) ケース B2-20 (遠心加速度 50g 場時)

図-B.1 弾塑性FEM解析値と実験値の比較 (曲げモーメント分布および変位分布)



(r) ケース B2-20 (水平荷重載荷時)

図-B.1 弾塑性FEM解析値と実験値の比較 (曲げモーメント分布および変位分布)

港湾技研資料 No.997

2001.6

編集兼発行人 国土交通省港湾技術研究所

発行所 国土交通省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 東京プリント

Copyright © 独立行政法人港湾空港技術研究所 2001

本報告書の転載・複写を希望される場合は、港湾空港技術研究所企画課へご連絡をお願いします。