

港 灣 技 研 資 料

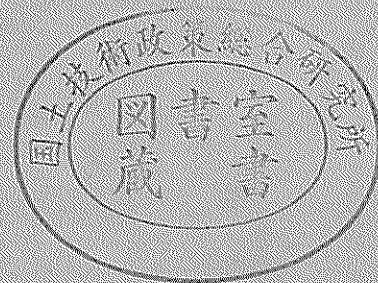
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 320 June 1979

いくつかの矢板壁の問題に関する室内実験

高	橋	邦	夫
篠	原	邦	彦
渡	辺		剛

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. ま え が き	3
2. 前面傾斜地盤をもつ矢板壁の挙動	4
2.1 実験の目的	4
2.2 実験の計画	4
2.3 実験の概要	6
2.4 実験の結果とその検討	11
2.5 ま と め	18
3. 自立矢板壁の挙動	18
3.1 実験の目的	18
3.2 設計の考え方	18
3.3 実験の概要	18
3.4 実験の結果とその検討	21
3.5 ま と め	27
4. デッドマンアンカー式矢板壁の挙動	27
4.1 実験の目的	27
4.2 実験の計画	27
4.3 実験の概要	28
4.4 実験の結果とその検討	31
4.5 ま と め	37
5. 止水性二重矢板壁の挙動	37
5.1 実験の目的	37
5.2 設計の考え方	37
5.3 実験の概要	38
5.4 実験の結果とその検討	41
5.5 ま と め	55
6. あ と が き	55
参 考 文 献	55

Model Experiments on Some Kinds of Sheet Pile Walls

Kunio TAKAHASHI*
Kunihiko SHINOHARA*
Tsuyoshi WATANABE*

Synopsis

Four times of model experiments were performed respectively on four kinds of sheet pile walls; the sheet pile wall having inclined ground surface in front of it, the cantilever sheet pile wall, the deadman anchored sheet pile wall and the impervious double sheet pile wall, which have respective problems in the design. The behaviours of these sheet pile walls were observed. The experiment was carried out only once for each sheet pile wall so that the accurate analyses were impossible. The purpose of this report is presentation of the data of these somewhat rare experiments and of some analyses which are now available.

* Member of Foundations Laboratory, Soils Division

いくつかの矢板壁の問題に関する室内実験

高橋 邦夫*

篠原 邦彦*

渡辺 剛*

要 旨

矢板壁構造のうちで、比較的問題として取り上げられることの多い、前面傾斜地盤を持つ矢板壁、自立矢板壁、デッドマンアンカー式矢板壁、止水性二重矢板壁の4種類について、大型実験槽において模型実験を行った。各々1回だけの実験であるため、精密な解析は困難であるが、データの提示と現在可能な若干の考察を行うことを目的としてまとめた。

1. まえがき

矢板工の歴史は古く、その始祖はローマ時代にまでさかのぼることができると言われている¹⁾。また土留工としてのその用途は広範であって、小規模なものでは道路工事における埋設物掘り返しの土留等から、現在では大規模なものとして剛性の大きい鋼管矢板まで用いられるようになっている。特に港湾における鋼矢板の利用はきわめて大々的かつ基本的であり、鋼矢板のない港湾は考えられない。

しかし、これだけ多用されている矢板工法にも問題がないわけではなく、むしろ多いと言えよう。そのうち一番大きなものとしては、何と言っても矢板壁がたわみ性壁体であることに起因する問題があらう。結局これは土圧の再配分と呼ばれる形の問題となって現われてくる。すなわち矢板壁の場合には、剛な壁体が下端をヒンジとして回転変位をする場合のような、単純な三角形分布の土圧を示さないということである。これは、矢板壁構造としては単純な自立矢板壁の場合にもあてはまると考えられる。そこでこれを実験的に観測するために大型の室内模型実験を行った。

一般には何らかの形の控え工を伴うたわみ性壁体としての矢板壁の問題は、その控え工が確固としたものである場合、前記の土圧再配分の点に集約されるであろうと考えられる。しかし控え工の側にも問題は存在する。距離を十分にとった控え版や組ぐいのように強固な控え工には比較的問題が少ない。問題なのは、直ぐいを控え工とした場合、さらにデッドマンアンカーと呼ばれる構造を控え工とした場合などである。このうち直ぐい控え工につ

いては別途実験および報告することとして、ここではデッドマンアンカーを控え工として行った大型の室内模型実験について報告する。

矢板壁の特徴の一つとしてその止水性が挙げられる。矢板壁が裏込め材料とともに発揮する止水性はかなり高いものである²⁾。最近の公害意識の高まりに伴って、廃棄物処理の問題がクローズアップされてきているが、海岸に埋立形式の廃棄物処理場を建設しようとするれば、その周囲の海域を汚してはならず、埋立護岸としての壁体に止水性が要求される。これに対する工法として矢板壁の止水性を高度に利用した二重矢板壁³⁾、そして止水性をさらに高めるために中詰め材料として透水性の低い材料を用いた止水性二重矢板壁の可能性が考えられる。今回行った室内大型模型実験においては粘性土を多分に含んだ砂を中詰材料とした。止水性や施工性に特徴をもつ二重矢板壁は、その安定性に不安があるために、従来仮設用として用いられることが多かった。ここでは中詰材料として透水性の低い粘性土を含む砂を用いているので、安定性はさらにおちるものと思われる。そこで、今回の室内大型模型実験においては、止水性二重矢板壁の止水効果と荷重に対する変形特性に着目して実験を行った。

矢板根入部にも問題はある。前面地盤から矢板壁が受ける受働土圧の分布の問題はさておいても、前面地盤が斜面を含む複合断面である場合の受働土圧の問題⁴⁾がある。これについては、港湾構造物設計基準にその設計法⁵⁾が載せられてはいるものの、実験的な検証が十分になされているとは言い難い。そこで、これを行うために、大型の室内模型実験を行った。

いずれの実験も、基礎工研究室の大型土圧実験槽においてそれぞれ1回だけ行われたものである。2以降に以

* 土質部 基礎工研究室

上の4種類の実験について詳述するが、その順序は実験の行われた年代順に、以下に示すとおりとする。

2. 前面傾斜地盤をもつ矢板壁の挙動
……………昭和50年3月
3. 自立矢板壁の挙動
……………昭和50年12月
4. デッドマンアンカー式矢板壁の挙動
……………昭和51年3月
5. 止水性二重矢板壁の挙動
……………昭和52年7月

なお、本報告の執筆については、2および4を篠原が、3を渡辺が担当し、その他の部分の執筆と総括とを高橋が担当した。

2. 前面傾斜地盤をもつ矢板壁の挙動

2.1 実験の目的

一般に矢板壁の設計を行う場合、矢板壁前面の海底地盤は平坦であるとして設計する場合が多い。しかし、船舶の大型化に伴い既設の矢板岸壁前面の水深をさらに深

くする場合や、計画水深が異なる場合の矢板壁前面のすり付け、さらには航路拡幅等によって、矢板壁前面の海底地盤を平坦とみなせない場合等がある。このような場合に対して、港湾構造物設計基準⁵⁾では沢田の考え方⁴⁾を取り入れているが、実験との比較検討といった例は乏しいように思われる。そこで今回検証という意味で、前面傾斜地盤を持つ矢板壁の挙動を観測するための大型室内模型実験を行った。模型矢板前面に傾斜角 25° を持つ斜面を形成し、壁前面と斜面とによってはさまれる平坦部に3種類の砂袋を積み上げておき、これを3段階に分けて順次除去することにより、矢板の根入長を変えていった。その際の矢板の挙動を調べ、沢田の方法に基いて求めた計算値との比較を行った。

2.2 実験の計画

港湾構造物設計基準では⁵⁾、8-4.3.1項の解説として「横さん橋の土留護岸のように矢板前面の海底が水平面および斜面の複合断面であるときは、根入部の受働土圧の計算を海底の形状に応じて計算しなければならない。」として、「図-2.1に示した3つの区域に分割し、それぞれの区域について平面あるいは折れた平面をすべり面と仮定し、クーロンの方法によってすべり面と矢板のなす角 θ を変えて試行によって受働土圧を計算し、そ

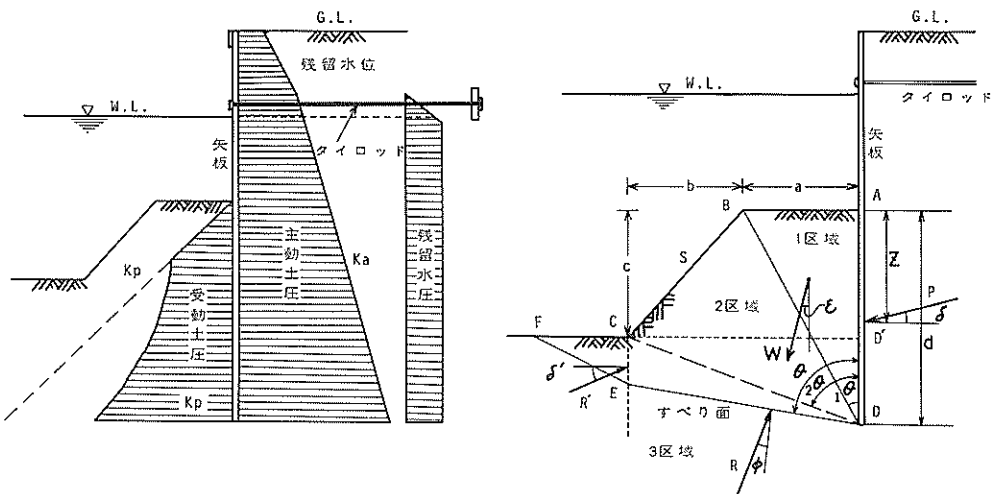


図-2.1 港湾構造物設計基準の考え方

の最小値をとる。」としている。

今回の実験は、図-2.2(a)の概要図に示したように1区域に相当する平坦部の上に3種類の砂袋を積み上げ、矢板前方の斜面を一定な勾配 $\alpha = 25^\circ$ とし、砂袋を引き上げることによって矢板の根入長を変えていく実験であ

る。この断面の決定に当たっては次の点を考慮した。まず1つは実験槽の寸法上附随実験の影響を考え、模型矢板建込み位置をコンクリート実験槽の壁から2m隔てた位置にした。斜面のこう配については、砂地盤を均一にするため水締めを行うが、これによって矢板前後に水位差

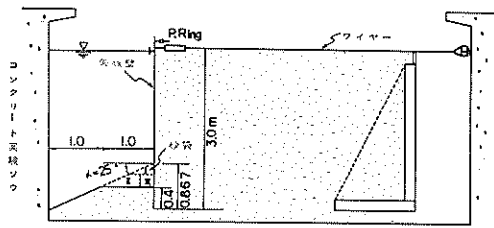


図-2.2(a) 実験概要図(断面図)

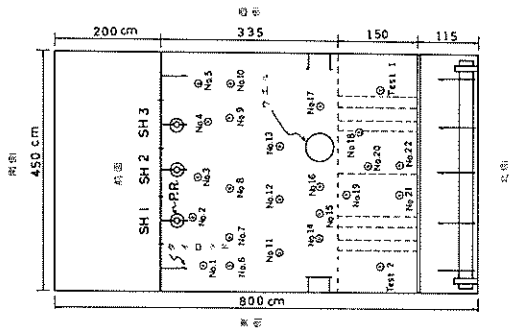


図-2.2(b) 実験概要図(平面図)

が生じた場合に斜面の崩壊が予想される。そこで、できるだけ緩やかなこう配とすることにし、 $\alpha = 25^\circ$ に設定した。また根長は、全砂袋を引き上げることで形成される複合断面で、斜面部の中央付近にすべり面が発生するような条件の下で決定した。この時の設計条件を表-2.1に示した。

表-2.1 断面決定の地盤条件

砂の内部摩擦角	$\phi = 40^\circ$
水中での砂の単位体積重量	$\gamma' = 10 \text{ tf/m}^3$
模型矢板壁の壁面摩擦角	$\delta = \pm 15^\circ$
斜面の傾度	$\alpha = 25^\circ$
矢板前面からのり肩までの水平距離	$a = 1.0 \text{ m}$
地震合成角	$\varepsilon = 0$

図-2.3に示したグラフは、すべり面と矢板のなす角度 θ に対する矢板根入部の水平方向受働土圧 P_{ph} についてプロットしたものである。この関係は、港湾構造物設計基準に載せられている次の式を用いて求めた。

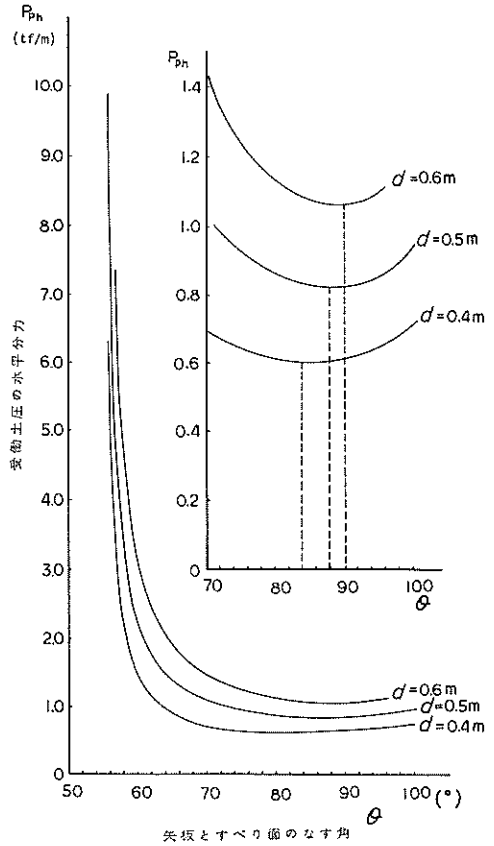


図-2.3 矢板根入部の受働土圧計算

I 区域について

$$P_{p1h} = \cos \delta \frac{\gamma' \cdot d^2 \cdot \tan \theta}{2} \cdot \frac{\cos(\phi - \theta)}{\sin(\theta - \phi + \delta)} \dots \dots \dots (1)$$

$$(\theta_1 > \theta > \phi - \delta)$$

II 区域について

$$P_{p2h} = \cos \delta \frac{\gamma'}{2} \left\{ \frac{\cos \alpha (d + a \frac{c}{b})^2 \sin \theta}{\cos(\alpha - \theta)} - a^2 \frac{c}{b} \right\} \frac{\cos(\phi - \theta)}{\sin(\theta - \phi + \delta)} \dots \dots (2)$$

$$(\theta_2 > \theta \geq \theta_1, \theta > \phi - \delta)$$

- P_{pnh} : n区域の受働土圧の水平分力(tf/m)
- γ' : 水中での土の単位体積重量(tf/m³)
- a : 矢板から斜面のり肩までの水平距離(m)
- b : 斜面のり肩からのりじりまでの水平距離(m)

- c : 斜面のり肩からのりじりまでの鉛直距離(m)
- d : 根入長 (m)
- α : 斜面の傾斜角(°)
- ϕ : 土の内部摩擦角(°)
- δ : 壁面摩擦角(°)
- θ : 矢板とすべり面のなす角(°)
- θ_1 : 矢板と矢板下端、のり肩を結んだ線のなす角(°)
- θ_2 : 矢板と矢板下端、のりじりを結んだ線のなす角(°)

なお、今回の実験では、港湾構造物設計基準に載せられているⅢ区域についての断面は対象としていない。

図一2.3のグラフからわかるように根入長を $d = 0.6$ mとした場合、矢板とすべり面とのなす角度は $\theta = 90^\circ$ で最小受働土圧となり、形成した斜面内ではすべりを生じないことになる。また矢板天端におけるモーメントのバランスからして、主働土圧に対するモーメントよりも受働部の抵抗モーメントの方が大きい値となることから、すべりは生じない。また、 $d = 0.5$ mの場合を見ると $d = 88^\circ$ で受働土圧は最小値を示すが、この場合も $d = 0.6$ mの場合と同じように、受働部の抵抗モーメントが大きいのですべりは生じないという結果になる。 $d = 0.4$ mの場合を見ると、 $\theta = 84^\circ$ で受働土圧は最小値 $P_{pk} = 0.606$ tfとなり、主働土圧に対するモーメントの方が受働部の抵抗モーメントより大きいことからして、すべりを生じる。また、前述したように斜面傾度 $\alpha = 25^\circ$ であるからこの場合のすべり面は、のり肩から斜面に沿って約0.27m下った所となり、斜面のほぼ中央付近にくる。以上のことから図一2.2(a)に示したように、矢板の根

入長を $d = 0.4$ mとした断面を決定した。なおモーメントのバランスを検討する場合に必要な受働土圧の作用位置は、土圧分布図の図心にかかるのと考えるのが一般的であるが、今回の場合は便宜上沢田が求めた計算図表を基に海底面から作用点までの距離を、根入図の6~7割に相当すると考え、天端からのアーム長を求めてモーメントの計算を行った。またこの場合の主働土圧の計算は、次項で細述する模型矢板壁の長さ3mに、クーロンの三角形土圧分布を想定して求めた。ただしこの場合の作用位置は土圧分布の図心とした。

矢板壁に取付けるタイロッドの位置は、一般にL, W, L, から上潮差の2/3程度とする場合が多いとされているが、今回の模型実験は、タイロッドの代りにワイヤーロープを用い、その張力をプービングリングによって測定するために矢板の天端に取付けることにした。

2.3 実験の概要

図一2.2(a),(b)に示したように5枚のスチールプレートから成る模型矢板壁を用いて、矢板根入部に前面傾斜地盤をもつ矢板壁を想定した。

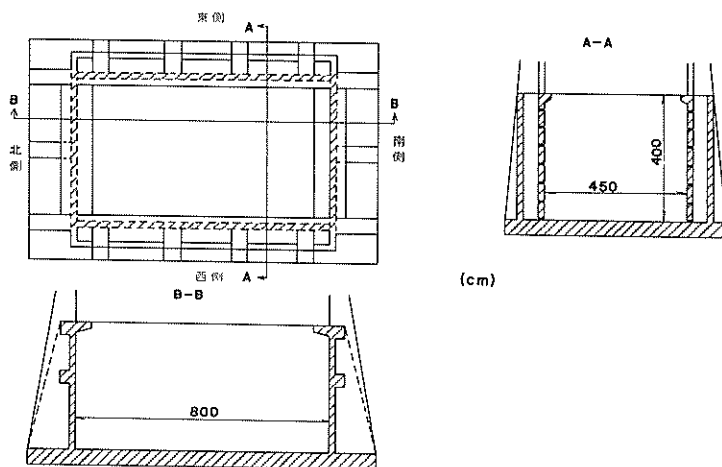
矢板天端の条件として、各々の矢板壁にそれぞれ1本のタイロッドを設け反力を取っておき、根入れ部では前面傾斜地盤として傾斜角 $\alpha = 25^\circ$ とした三角形断面を有し、断面の上部に3種類の砂袋を積み上げて形成したものを設けた。この状態から砂袋を3段階に分けて取り除き、根入長を変化させた場合の各段階ごとに、矢板に発生する曲げひずみや、タイロッドにかかる張力、矢板下端でのたわみ角、矢板天端の動き等を観測することによって、矢板の挙動を調べるための模型実験を行った。

本実験の後に、地盤の性状をは握するため、同じ地盤に建て込んだパイロットぐいの水平載荷試験、および小型動的コーン貫入試験も合わせて実施した。

以下実験装置、実験に用いた砂および砂地盤、実験方法、測定項目および測定方法について各項目別に記す。

2.3.1 実験装置

実験は、当基礎工研究室の大型土圧実験槽を用いて行った。この土圧実験槽は、図一2.4に示すような内のり寸法、長さ8m、幅4.5m、深さ4mの鉄筋コンク



図一2.4 実験槽概要図

表一 2. 3 実験に用いたパイロット杭の諸元

幅	$B = 7.0 \text{ cm}$
厚さ	$t = 1.2 \text{ cm}$
長さ	$l = 170 \text{ cm}$
断面積	$A = 8.4 \text{ cm}^2$
断面2次モーメント	$I = 1.008 \text{ cm}^4$
断面係数	$Z = 1.680 \text{ cm}^3$
ヤング率	$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
断面剛性	$EA = 17.64 \times 10^6 \text{ kgf}$ $EI = 2.117 \times 10^6 \text{ kgf cm}^2$ $EZ = 3.528 \times 10^6 \text{ kgf cm}$

有するスチール製のプレートぐいで、両面の対称な位置にひずみゲージがはり付けてあり、矢板壁と同様なゲージ法により曲げひずみが測定できるようになっている。このパイロットぐいの諸元を表一 2. 3 に示す。

動的貫入試験機は、一般に土研型と呼ばれる動的コーン貫入試験機で、50 cmの高さから重量 5 kgf のハンマーを自由落下させ、先端角 60° 外径 30 mm のコーンの付いた外径 25 mm の鋼製ロッドを貫入させるものである。

2. 3. 2 実験に用いた砂および砂地盤

実験に用いた砂は、相模川下流において採取したもので、真比重 $G_s = 2.675$ 、粒径加積曲線は図一 2. 8 に示すとおり、粗砂と中砂が粒度良く混合して、個々の粒子は比較的角ばっている。これをベルトコンベアーおよび砂運搬箱（バケツ）を用いて前記の土圧実験槽に搬入した。この時用いたバケツはおもに矢板前面の傾斜地盤を作成する際に利用し、矢板背後の裏込砂の搬入にベルトコンベアーを利用したものである。今回のような模型実験の場合、常に地盤の均一性が問題とされる。そこで、過去に研究されている次のような締め固めの施工基準を採用した⁶⁾。

- 一層の仕上げ厚は 20 cm にする。
- 各層の予定仕上げ高さより水位を 10~20 cm 高め、その中に所要量の砂を投入する。
- 水中において砂層表面を平にならす。
- 水位を予定仕上げ高さより 40 cm 低下させ、10 分間放置する。
- 次に突き固めを行う。突き固めタンパーは底面積 $30 \times 30 \text{ cm}$ 、総重量 8.3 kgf、その落下高は 25 cm とし、突き固め回数は各層 8 回とする。

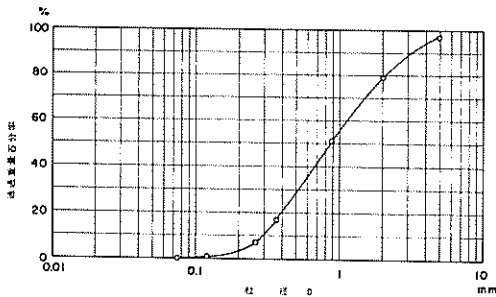
以上の 5 項目に準じて、各層の実験地盤の制御を行うと、表一 2. 1 に示されるような砂地盤が形成される。

なお、この地盤に対する内部摩擦角としては、別途行った三軸試験の結果から 40° を採用した。

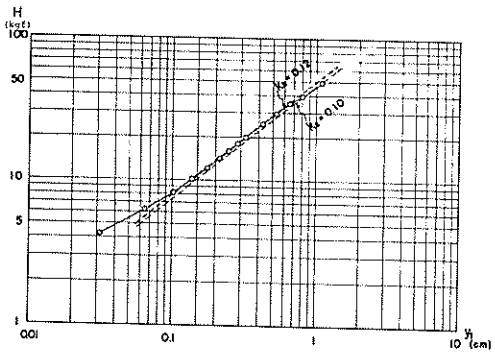
矢板前面の傾斜地盤については、矢板下端から第 2 層 ($d = 0.4 \text{ m}$) まで前記したような水締めによる方法とタンパーによる方法を併用して締め固めを行ったが、のり面についてはタンパーのかわりに厚手の板を角棒の先端に取付けたものを用いて、人力によってのり面をたたき形成した。しかし、矢板背後の地盤に比べればややゆるい地盤が形成されたと思われる。

矢板背後の地盤性状を知る意味で、2. 3. 1 で説明したような形状のパイロットぐいを用いた水平載荷試験と小型（土研型）動的コーン貫入試験を行い、図一 2. 2 (b) にその建て込み位置および貫入位置を示した。

パイロットぐいの水平載荷試験は、地表面から $h = 19.5 \text{ cm}$ の位置に載荷点を設け、この点での水平変位量を測定した。これから荷重—変位量関係を求め、横方向の地盤の反力に関する定数として、港研方式による S 型地盤での杭の横抵抗定数 k_s を算出した。その結果今回の実験地盤では $k_s = 0.12 \text{ kgf/cm}^{3.5}$ を得た。この関係を図一 2. 9 に示した。この $k_s = 0.12 \text{ kgf/cm}^{3.5}$ という値は、当研究



図一 2. 8 実験に用いた砂の粒径加積曲線



図一 2. 9 パイロット杭の水平載荷試験結果

室で以前から行った同じような地盤で求めた結果⁷⁾と比べて、かなり大きい値である。この値はおそらく地盤に局所的な締め固めのバラツキがあったことを示していると考えられる。

今回の実験に用いた動的コーン貫入試験は、ロッド本数の都合により地表面下1mの範囲まで測定した。この結果を図-2.10に示した。深さについてみると、地表面から60cm~70cmにかけてやや小さい値が求まっているが、深くなるに従って打撃回数も多くなるというほぼ均一な地盤性状を示している。この実験も過去数ケースにわたって行われている⁷⁾。それらと比較してみると過去に行った実験地盤と似かよった地盤といえる。

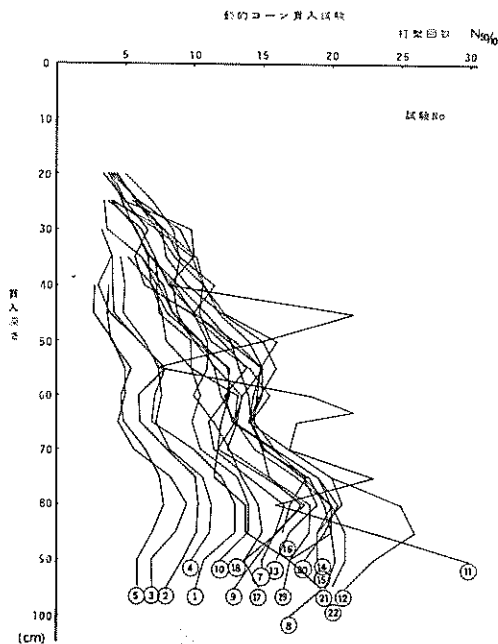


図-2.10 小型(土研型)動的コーン貫入試験結果

2.3.3 実験方法

大型土圧実験槽側面に矢板壁建て込み位置等の墨出しを行い、それぞれ5枚の模型矢板壁をつり下げた状態にし、角パイプとくさびを用いて両面からおさえ、所定の位置にセットした。矢板同士の間隙および両サイドからの砂漏れを防ぐために、幅20cm厚さ0.5mmほどのビニールシートを設けて、これに対処した。

砂の搬入方法および締め固め方法については、既に前項で述べたとおりである。ただし、矢板前後面における搬入作業は、前面の傾斜地盤ができ上がるまで平衡して行い、その後の裏込め作業は、地盤高さに応じて角パイ

プおよびくさびを移動させ、予定の天端までこの操作をくり返し行い実験地盤を作成したものである。ここまでの状態として矢板壁は、番線をつり下げられ、かつ前方向から角パイプによりサポートされている。なお、この状態は既に中央矢板下端に取付けた傾斜計およびひずみゲージからのリード線はストレインメーターとの結線を終了している。次に矢板天端での作業手順を箇条書きで示す。

- 1) 矢板天端での水平方向変位量測定のダイヤルゲージ取付けおよび計測を行った。
- 2) タイロッド(ワイヤー)を張力観測用プルベングリング(中3枚の矢板壁のみ)とターンバックルを介して矢板天端に取付けた。
- 3) 1)にて取付けたダイヤルゲージおよび矢板の曲げひずみを観測しながらターンバックルで調整してタイロッドに引張力を加えた。
- 4) 矢板天端前方向の角パイプを撤去した。
- 5) 再度ターンバックルを調整し、タイロッド張力を緩め、初期の矢板天端位置まで戻した。
- 6) 矢板をつっていた番線を撤去した。
- 7) 矢板天端まで水位を保たせた状態で、地盤を安定させる意味から約1日開放した。

以上が実験開始前の準備工程である。

実験に先駆け初期状態の観測をすべて行ってから、第1砂袋、第2砂袋、第3砂袋と順次引き上げることによって矢板前面に設けた傾斜地盤の断面形状を変えていった。砂袋除去後の矢板天端変位が安定したとみなせる時に全計測を行った。また物差しを用いて天端付近における地表面変位および前面傾斜地盤における砂袋の移動のチェックを行い、次の砂袋除去へと進めた。なお砂袋を引き上げることによって、矢板前面での水位が変化するため、実験槽外側の側水槽から給水を行うと同時に水面の動揺を静止させるべくつとめたが、次の砂袋を引き上げるまでには、ほぼ1時間程度要した。

この実験に付随して行った実験の順序は次のとおりである。

- ・前面に傾斜地盤をもつ矢板壁の挙動実験
- ・ウエルの横抵抗実験⁷⁾
- ・パイロットぐいの水平載荷試験
- ・小型(土研型)動的コーン貫入試験

2.3.4 測定項目および測定方法

測定項目を以下に列記する。

- a) 矢板天端水平方向変位量
- b) タイロッド張力
- c) 矢板の曲げひずみ

- d) 中央矢板下端のたわみ角
- e) 地表面変位
- f) 前面傾斜地盤表面変位

測定方法を次に述べる。

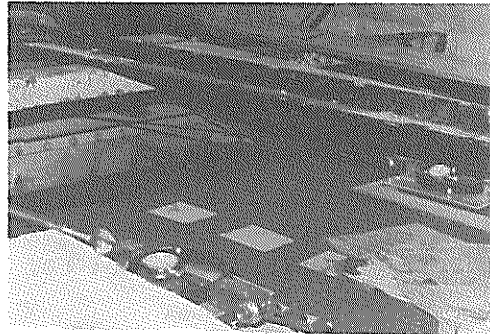
a) 矢板天端水平方向変位量の測定には 30 mm および 50 mm のストロークをもつダイヤルゲージを用いた。30 mm ストロークのものは 1/1000 mm、50 mm ストロークのものは 1/100 mm の最小読取が可能である。50 mm 用ダイヤルゲージは 5 枚の矢板壁のうち中央矢板のみに取付けた。これは中央矢板壁が最も大きく変位するものと予測したためであり、他の 4 枚の矢板壁には 30 mm 用ダイヤルゲージを用いた。また、取付には矢板天端に固定されている H 鋼のフランジにプレートを設け、天端から 10 cm 上で測定した(写真一 2.1 参照)。



写真一 2.1 矢板天端変位測定状況

- b) タイロッド張力の測定は、5 枚の矢板のうち 3 枚の矢板に取付けた、最大容量 500 kgf のブルーピングリングを用いて行った。
- c) 矢板の曲げひずみの測定は、ストレインゲージから延長されたリード線を切換箱(スイッチボックス)に接続し、経由させた形で手動型ストレインメーター(新興通信製 PS7/LT 型)を用いて行った。
- d) 中央矢板下端でのたわみ角の測定は、± 15° の容量を有し、2 軸方向の傾斜角度が測定可能なひずみゲージタイプの傾斜計(共和電業製 CKP-15A 型)を用いて、発生するひずみ量から傾きを算出した。この時のひずみ測定には前記 c) のストレインメーターを用いた。
- e) 地表面変位の測定は、中央矢板背後の地表面変位を

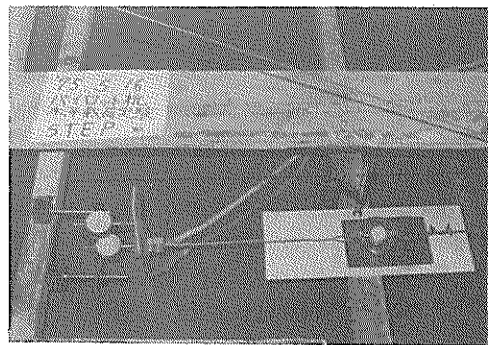
鋼尺を用いて行ったもので、ある不動点を設け、そこから地表面までの長さを測定し調べたものであり、あまり精度を要求できない(写真一 2.2 参照)。



写真一 2.2 地表面変位測定状況

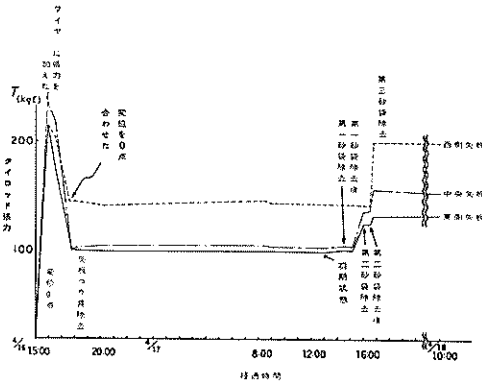
f) 前面傾斜地盤表面変位の測定は、砂袋を引き上げる前と各砂袋を引き上げた後に行なったもので、この方法は実験槽の東側壁からそれぞれ 1.3 m、2.0 m および西側壁から 1.3 m の 3 箇所において、矢板天端からそれぞれ 10、30、50……170、186 cm の位置での水深を、巻尺端部におもりを付け、これを静かに下して行き地表面に接触したところの値を読み取って求めた。

パイロット杭の水平載荷試験での測定項目は、杭載荷点およびこの点からさらに 10.3 cm 上った 2 点の水平方向変位量と、載荷重量とを測定したもので、2 点の変位量の差からたわみ角を算出した。この時用いた装置は 2 個のダイヤルゲージと 50 kgf 用ブルーピングリングで、荷重発生には重すいを用いた(写真一 2.3 参照)。

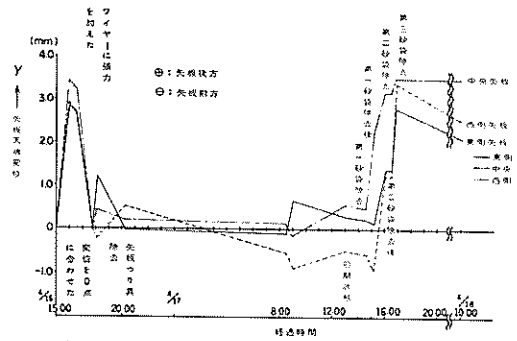


写真一 2.3 パイロットぐい水平載荷試験状況

小型(土研型)動的コーン貫入試験の貫入量測定は、物差しを基準盤の上に設けて、ロッド貫入量を目読し求めた。



図一 2.11 時間 — タイロッド張力



図一 2.12 時間 — 天端変位

2.4 実験結果とその検討

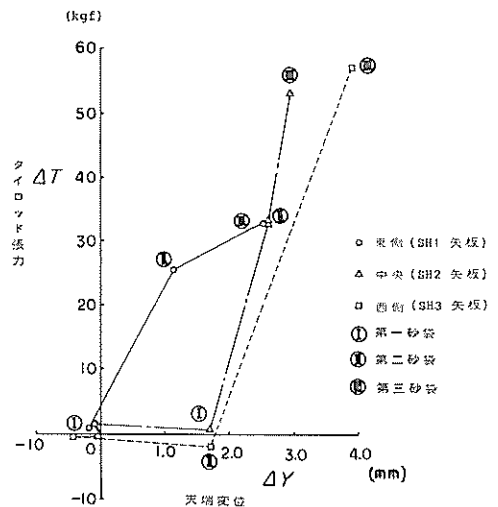
2.4.1 矢板天端について

図一 2.11 に示したグラフは、横軸に経過時間(t)をとり、縦軸をタイロッド張力(T)として、プルーベングリングにより測定された値をプロットしたものである。また、図一 2.12 に示したグラフも横軸に経過時間(t)をとり、縦軸を矢板天端変位量(y)とした場合の関係図である。この両グラフ中で一度タイロッドに張力を与えているが、これは 2.3.3 で述べた角パイプを除去するために行った操作である。このときの各矢板は受傷側に $T = 220 \text{ kgf}$ 程度の力で引かれ、変位量としては、3mm 程度矢板壁後方に変位したことになる。その後の操作として再度矢板を元の位置に戻してやり、矢板をつけている番線を取り去った。この時をもって初めて測定上矢板壁に確かな土圧が働いたものと判断し、その土圧による天端での反力がタイロッド張力として現われたと解釈した。この場合の東側 (SH1) および中央 (SH2) 矢板についてみると、両矢板のタイロッド張力は、約 100 kgf の値を示したが、西側 (SH3) 矢板ではこの値より大きい $T = 140 \text{ kgf}$ 程度の値を示した。

その後、地盤の安定性を求めて地表面まで水を張り、約 20 時間放置し、翌日の 13 時をもって初期状態としてすべての計測を行ない、14 時 35 分に最初の砂袋 (第 1 砂袋) を引き上げた。この時のタイロッド張力には左程変化がなかったが、天端変位をみると若干前へ動き出している。また 35 分程の安定期間を置いて、再び計測した。その結果タイロッド張力は前とあまり変わらなかったが、東側 (SH1) および西側 (SH3) の天端はさらに前方へ動いている。しかし中央 (SH2) 矢板にかぎり 1.8mm ほど後方へ動いている。これは、天端の変位として述べたが、実際に変位を測定している場所が天端から 10cm 上であることと、タイロッド取付位置が天端であること

から、初期において若干複雑な動きが示されたものと考えられる。なお、これ以降も、天端より 10 cm 上の変位を天端変位と呼ぶことにする。

次に第 2 砂袋を引き上げた場合の検討を行う。この場合の各タイロッド張力をみると、西側 (SH3) 矢板では第 1 砂袋除去後と左程変化なく $T \approx 140 \text{ kgf}$ の値を示している。また中央 (SH2) 矢板で $T \approx 135 \text{ kgf}$ 、東側 (SH1) 矢板で $T \approx 125 \text{ kgf}$ とそれぞれ両矢板は、第 1 砂袋を引き上げた場合より大きな値を示した。図一 2.12 で西側 (SH3) 矢板をみると、第 1 砂袋除去後の中央 (SH2) 矢板にみられた動きと同様に後方へ動いていることを示している。また、第 2 砂袋除去後として、第 2 砂袋を引き上げてから 30 分間の安定期間を置いて計測したが、各矢板のタイロッド張力、天端変位には



図一 2.13 タイロッド張力 — 天端変位 (増分)

ほとんど変化がみられなかった。なお、天端変位とタイロッド張力の関係を、初期状態を原点としてプロットしたグラフが図-2.13である。

次に第3砂袋を除去した場合について述べる。図-2.11~2.13をみると、西側(SH3)矢板におけるタイロッド張力が約60kgf急増している上、天端変位量もまた2mm程後方へ変位している。中央(SH2)矢板についてみると、天端変位量としては第2砂袋を除去したときと同じく後方へ若干動いているが、タイロッド張力は20kgf程増加している。また東側(SH1)矢板について第2砂袋を除去した場合の変化と比べて見ると、中央(SH2)矢板で見られた傾向とは逆にタイロッド張力の増分に対して天端変位量の増分の方が大きくなっている。

以上矢板前面に設けた各砂袋を引き上げた順に、矢板天端でのタイロッド張力および天端変位量について述べてきたが、各矢板について簡易書で整理してみると次のようである。

- 1) 各矢板とも第1砂袋を除去した段階では、初期状態と比べて、左程変化していない。
- 2) 東側(SH1)矢板については、第2砂袋を除去することによって、タイロッド張力および天端変位量ともに増加し、さらに第3砂袋を除去することによって増加したが、変位と張力との関係の傾き具合は、後者の方が滑らかである。
- 3) 中央(SH2)矢板については、第1砂袋除去後の安定期間中に大きな変位($\Delta y \doteq 1.7\text{mm}$)を示し、第2、第3砂袋を除去することによって、同じような傾きをもって変位と張力は増加している。
- 4) 西側(SH3)矢板については、第2砂袋を除去した場合に変位のみが大きく($\Delta y \doteq 2.2\text{mm}$)変化し、張力はあまり変化しなかった。また第3砂袋を除去することによって、タイロッド張力に急激な増加($\Delta T \doteq 57\text{kgf}$)が見られた。

矢板前面に設けた各砂袋を除去することによって、当然根入長は変わり、天端反力としてタイロッド張力が増大するという妥当な結果が得られたが、各矢板のバラツキが見られる原因は、地盤の極所的強度の違いや大きな実験であるために実験の精密な制御が困難なためである

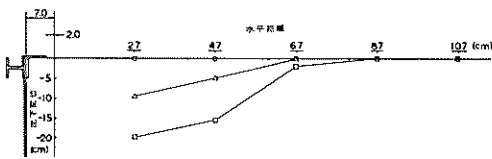


図-2.14 中央矢板地表面変位

と思われる。以上5枚の矢板のうちブルーピンリングを取付けた中3枚の矢板を中心に述べた。両サイドの矢板についてダイヤルゲージを取付けて、天端変位の観測を行ったが、実験槽側壁等の影響が含まれるためダミーと考えた。

図-2.14は中央矢板背後における地表面変位を、各砂袋除去後に鋼尺を用いて調べた結果を示したものである。これによれば、矢板天端変位量がミリメートルオーダーの変化であるにもかかわらず地表面は激しく落ち込んでいる。ということは落ち込んだ量そのまま矢板たわみ部に移動したと単純に考えれば、矢板壁のたわみ量が大きかったことを示している。

2.4.2 矢板下端について

矢板下端については、水中に存在するということもあり十分な観測がなされていないが、既に実験方法の項で述べたように、前面傾斜地盤の表面(海底面)での状態変化の観測結果と、中央(SH2)矢板下端に取付けた傾斜計の観測結果とについて述べることにする。

図-2.15(a),(b),(c),(d)に示したグラフが、矢板前

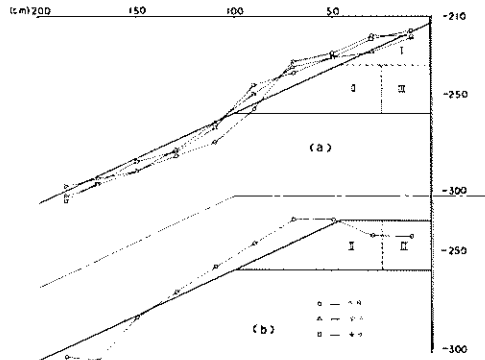


図-2.15 (a) 海底面変位(初期状態)
(b) 海底面変位(第I砂袋除去)

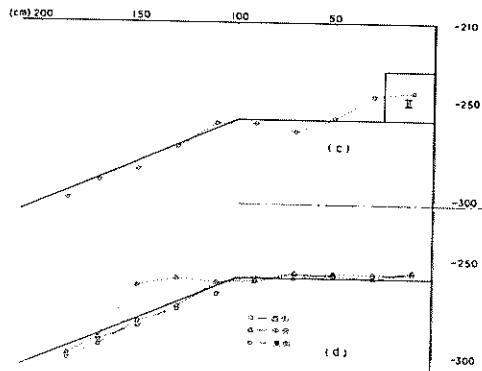


図-2.15(c) 海底面変位(第II砂袋除去)
(d) 海底面変位(第III砂袋除去)

面における傾斜地盤の表面（海底面）変化を観測した結果である。この観測は、5枚の矢板のうち3枚の矢板前面における海底面の状態変化を調べたものである。東側（SH1）矢板、西側（SH3）矢板に相当する観測位置は、矢板のほぼ中間で行ったが中央（SH2）矢板に相当する観測位置は、矢板の中央からやや東よりの所で行った。数値で示すと東側の槽側壁からそれぞれ1.3m、2.0m、3.2m離れた3箇所で行った。この調査方法は、規定した箇所で、先端におもりを付けた巻尺を水中に垂らしていき地盤に接した時の水深を求めて海底面の状況を調べた。

図一2.15(a)は、初期状態に相当する海底面の状況を図示したものである。この結果を見ると、砂袋を用いて形成された斜面で、多少の盛り上がりが見られ、砂袋より下の斜面ではくぼみが現われている。しかし、斜面を作成した段階ではかなり整った形状を保っていたことからして、途中水締めを行った際に洗われてくぼみが生じたものと考えられる。また砂袋が盛り上がった原因としては、おそらく矢板のたわみによって砂袋が押されたものと考えられる。

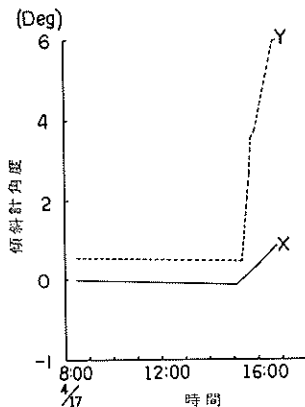
図一2.15(b)は、西側（SH3）矢板前面に相当する箇所で行った結果で、第1砂袋を除去した後の断面を示している。この断面と図一2.15(a)の初期状態の断面とを比べてみると、盛り上がりさらに斜面下方まで達している様子が窮える。また第2砂袋も前段階よりもさらに押された傾向がわかるが、しかし図一2.15(c)(d)の結果を見ると(b)図で見られた形跡が観測されていないことからして、計測自体にも問題はあったと考えられる。

図一2.15(c)は同(b)図に示した結果と同じ箇所で行った

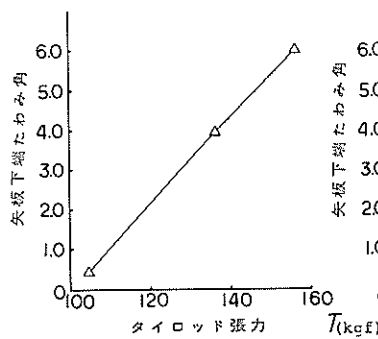
したもので、第2砂袋を除去した後の結果である。この結果を見るかぎりでは、第3砂袋が沈下したような傾向を示した。

図一2.15(d)は、前述した3箇所において全砂袋を除去した後の海底面状況を調べた結果である。この結果には図一2.15(b)の西側（SH3）矢板前面で見られた斜面の盛り上がった様子が観測されなかった。また、中央矢板前方のり肩からのりじりに渡って盛り上がりが見られた。以上各砂袋を除去した場合の矢板前面における海底面状況について述べたが、以降傾斜計の結果と関連して考える。

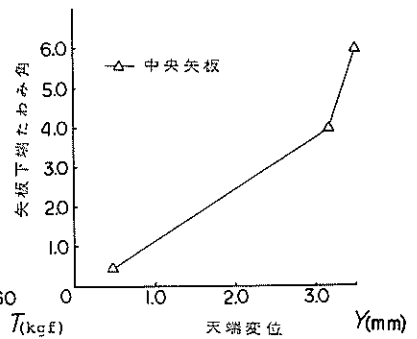
図一2.16に示したグラフは、横軸を経過時間(t)として、縦軸に傾斜計から求めた中央(SH2)矢板下端のたわみ角をとったものである。この結果は、矢板法線直角方向（南北方向）の変化状況をY軸方向で示し、法線方向（東西方向）の変化をX軸としたものである。したがってこの場合の矢板下端の動きは主にY軸で表示される。また傾斜計は円筒形のもので、矢板下端から約20cm程上の点の動きを観測したことになる。その結果によれば、第2砂袋を除去した段階に大きな変化が見られ、第3砂袋を除去することによって、さらにたわみ角は増加し、初期状態からの変化量として $\Delta i = 6^\circ$ の値を示した。この現象を考えてみると、第2砂袋を除去することによって矢板根入部に存在するであろう仮想固定点がさらに下ったために、たわみ角が急増したものと考えられる。また第3砂袋を除去した場合も同様なことが考えられる。もしそうであるならば、図一2.15(d)に示した結果で、斜面部に見られた盛り上がりは妥当な現象といえる。またX軸にも多少の変化が見られたことは、矢板下端にねじれ



図一2.16 時間—矢板下端たわみ角



図一2.17 タイロッド張力—矢板下端たわみ角



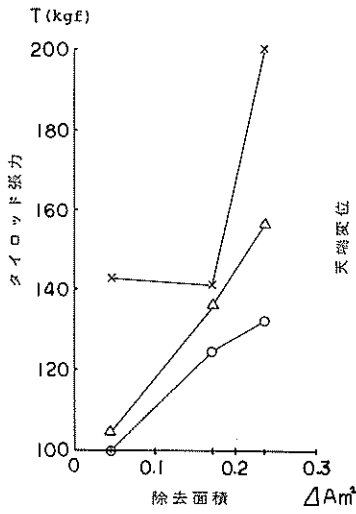
図一2.18 天端変位—矢板下端たわみ角

による影響が現われたと考えられる。

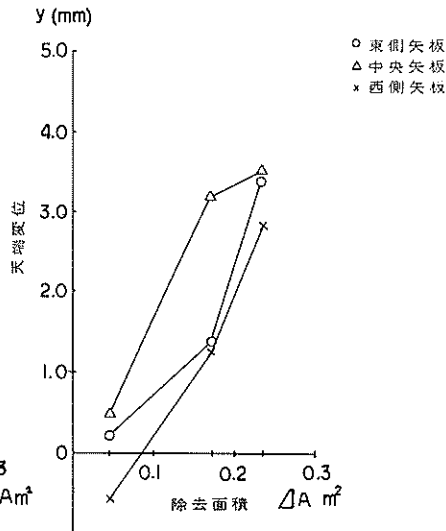
図一 2. 17, 18 は中央 (SH2) 矢板天端のタイロッド張力と変位に対して、中央矢板下端に生じたたわみ角をプロットしたものである。図一 2. 17 について見ると、タイロッド張力 (T) と下端たわみ角 (i) にはよい相関性が見られる。また、図一 2. 18 について見ただけでは理解しにくい、図一 2. 12 および図一 2. 15 と関連させてみると第 1 砂袋除去後の安定期間中から徐々にたわみが大きくなり、第 2 砂袋か第 3 砂袋を除去することによって根上層部に局部破壊を生じたと思われる。

図一 2. 19 ~ 図一 2. 22 に示したグラフは、傾斜地盤断面における除去断面積 (ΔA) を基準にした場合の

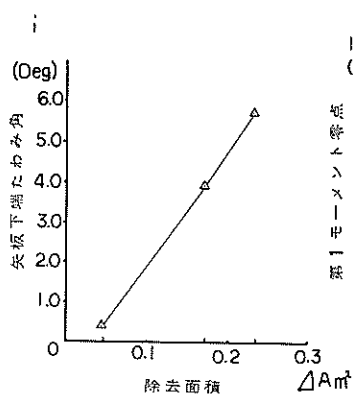
各測定結果、タイロッド張力 (T)、天端変位 (y)、中央矢板下端でのたわみ角 (i)、第 1 モーメントゼロ点 (l_{m1}) についてプロットしたものである。図一 2. 19 を見ると東側 (SH1) 矢板においては第 2 砂袋を除去した場合がタイロッド張力の増分量として一番大きく、また同じように中央 (SH2) 矢板での増分量を見ると、第 3 砂袋を除去した場合である。また同様に西側 (SH3) 矢板について見た場合、第 1 砂袋および第 2 砂袋を除去した場合のタイロッド張力はほぼ一定値を保ち、第 3 砂袋を除去した場合に急増している。図一 2. 20 ~ 22 を見た場合各グラフとも除去断面積 (引き上げられた砂袋の断面積) ΔA に対してははっきりした相関性が見られた。



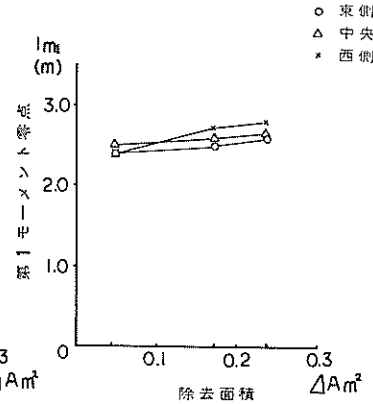
図一 2. 19 矢板前面断面積-タイロッド張力



図一 2. 20 矢板前面断面積-天端変位



図一 2. 21 矢板前面断面積-矢板下端たわみ角



図一 2. 22 矢板前面断面積-第 1 モーメント零点

2.4.3 矢板壁の安定性の検討

次に港湾構造物設計基準と同じ考え方に基づいて、斜面段上に砂袋が存在した場合の断面について、すべりの検討を行った。この場合の計算式は(1), (2)から次のようになる。

I 区域について

$$P_{p1k} = \cos \delta \cdot r' \left(A + \frac{d^2}{2} \tan \theta \right) \frac{\cos(\phi - \theta)}{\sin(\theta - \phi + \delta)} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$(\theta_1 > \theta > \phi - \delta)$$

II 区域について

$$P_{p2k} = \cos \delta \cdot r' \left\{ A + \frac{1}{2} \left[\frac{\cos \alpha \cdot (d + a \frac{c}{b})^2 \sin \theta}{\cos(\alpha - \theta)} - a^2 \frac{c}{b} \right] \right\} \cdot \frac{\cos(\phi - \theta)}{\sin(\theta - \phi + \delta)} \quad \dots\dots (4)$$

$$(\theta_2 > \theta \geq \theta_1, \quad \theta > \phi - \delta)$$

P_{pnh} : n 区域の受働土圧の水平分力 (tf/m)

r' : 水中での土の単位体積重量 (tf/m²)

a : 矢板から斜面法肩までの水平距離 (m)

b : 斜面法肩から法じりまでの水平距離 (m)

c : 斜面法肩から法じりまでの鉛直距離 (m)

d : 根入長 (m)

α : 斜面の傾斜角 (°)

ϕ : 土の内部摩擦角 (°)

δ : 壁面摩擦角 (°)

θ : 矢板とすべり面のなす角 (°)

θ_1 : 矢板と矢板下端、法肩を結んだ線のなす角 (°)

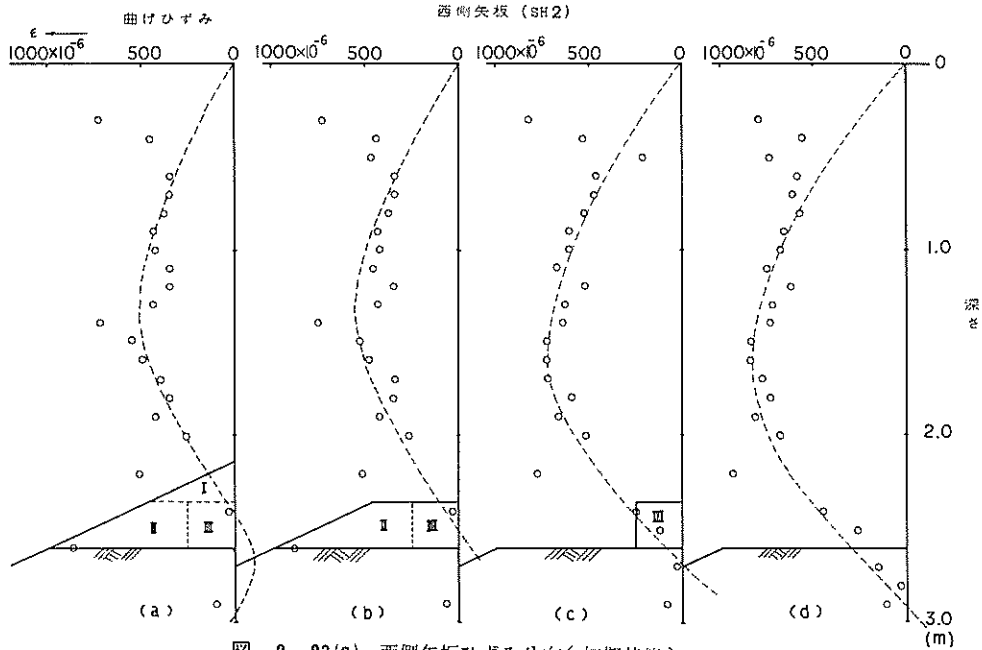
θ_2 : 矢板と矢板下端、法じりを結んだ線のなす角 (°)

A : 斜面段上に存在する砂袋の断面積

この式から求めた結果を表一 2.4 に示す。砂の内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ についても検討してみた。既に 2.3.2 項で述べたが、傾斜地盤の一部に砂袋を用いたことや、締め固め地表面が傾斜していることから裏込め地盤の性状に比べ、前面地盤がゆるい地盤となっていたと思われる。明確にはわからないが、おそらく前面地盤での砂の内部摩擦角は、 $\phi = 35^\circ \sim 40^\circ$ 程度になっていると思われる。当初の実験計画では全砂袋を除去した場合にすべるとしているが、実際には第 2 砂袋を除去した際にすべったと判断される。一方表一 2.4 の計算結果によれば、もし内部摩擦角が 35° と 40° との間にあるとすると、実験の通り第 2 砂袋除去の段階ですべることが十分に考えられる。これらのことから判断して、港湾構造物設計基準に記載されている沢田の提案式は、今回の実験だけでは明確には言えないが、ほぼ妥当な計算法であると思われる。

	$\Phi = 35.4^\circ$ $\delta = 15^\circ$ $d' = 1.0 \text{ tf/m}^2$ $a = 0.536 \text{ m}$ $\alpha = 25^\circ$		$\Phi = 35^\circ$ $\delta = 15^\circ$ $d' = 1.0 \text{ tf/m}^2$ $a = 1.0 \text{ m}$ $\alpha = 25^\circ$		$\Phi = 40.0^\circ$ $\delta = 15^\circ$ $d' = 1.0 \text{ tf/m}^2$ $a = 1.0 \text{ m}$ $\alpha = 25^\circ$
	$\Phi = 35^\circ$	$\Phi = 40^\circ$	$\Phi = 35^\circ$	$\Phi = 40^\circ$	$\Phi = 40^\circ$ $\alpha = 0.4$
P_a	1.124 t	0.905 t	1.124 t	0.905 t	0.905 t
HP_a	2.248 t-m	1.809 t-m	2.248 t-m	1.809 t-m	1.809 t-m
P_p	0.684 t		0.546 t	0.686 t	0.606 t
θ	93.0°		88.2°	88.8°	84.0°
MP_p	(1.874 t-m)		(1.507 t-m)	(1.893 t-m)	(1.732 t-m)
	すべる	すべらない	すべる	すべらない	すべる

表一 2.4 各断面に対するすべり計算結果

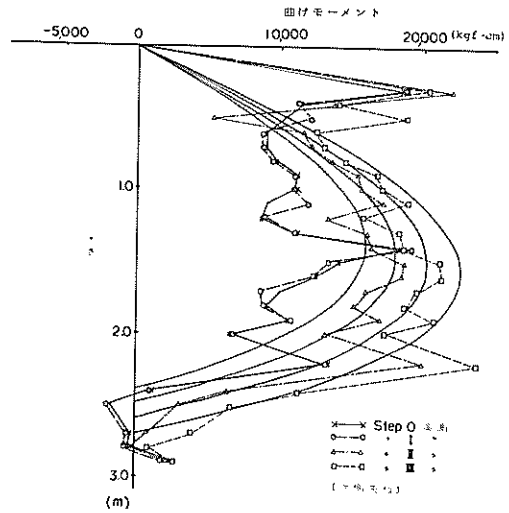


図一 2 . 23 (a) 西側矢板ひずみ分布 (初期状態)
 (b) 西側矢板ひずみ分布 (第 I 砂袋除去)
 (c) 西側矢板ひずみ分布 (第 II 砂袋除去)
 (d) 西側矢板ひずみ分布 (第 III 砂袋除去)

2.4.4 ひずみ関係について

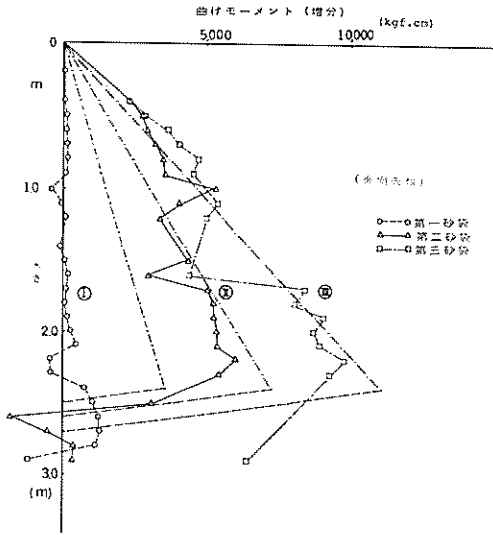
今回の実験に用いた模型矢板壁は、製作後かなりの年月が経過しており、絶縁抵抗等には問題はあるが、1枚の矢板につき28箇所とかなり密にひずみゲージがはり付けられているため、なんとかデータとして使用できる程度のひずみ分布を得た。

図一 2 . 23 はひずみゲージがはり付けられている3枚の矢板のうち、中でも確からしいひずみを表示している西側矢板壁のひずみ分布を示したものである。この図からみて、各砂袋を除去していくことにより、ひずみ分布は大きく現われ、かつ最大ひずみの生じる位置も、根入長が浅くなるに従い下降する傾向がわかる。またこのひずみ分布を基に、曲げモーメント分布を求め図一 2 . 24 に示した。折線で結んだものが実測値である。スムーズな曲線で示されているのが計算値である。この計算は、図一 2 . 23 から曲げモーメント第 I ゼロ点を求めこの点と矢板天端を支点とした単純ばりを想定して求めた。この時の荷重は内部摩擦角 ϕ を 40° とした主動土圧による三角形分布荷重を仮定した。この両者の関係を比較してみると、全般的に計算値の方が大き目に出ているが、第 2、第 3 砂袋と順に根入長が浅くなるに従い、近づく傾

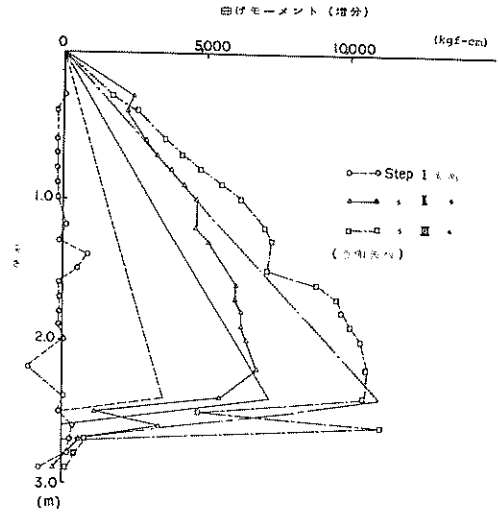


図一 2 . 24 西側矢板曲げモーメント分布

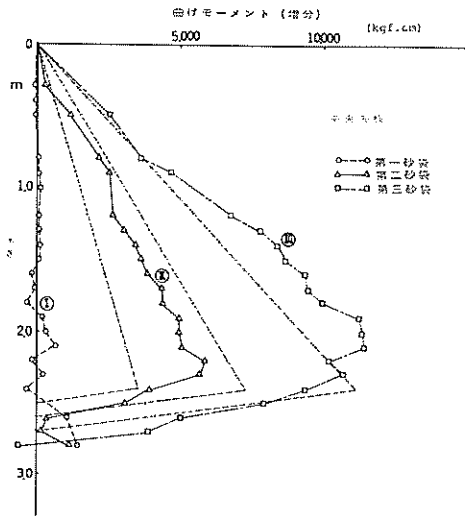
向がうかがえる。また図一 2 . 25 に示したグラフは、第 1 ~ 第 3 砂袋を除去した場合のそれぞれの曲げモーメン



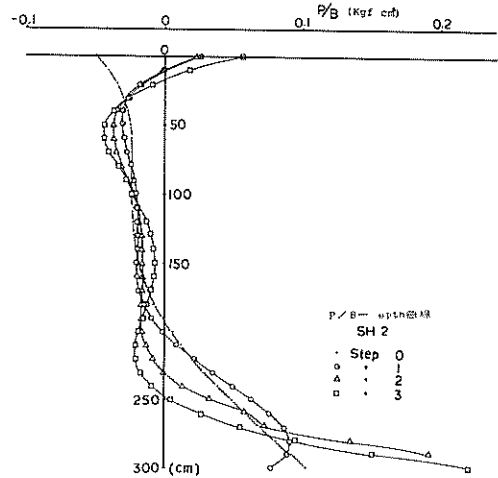
図一 2 . 25 (a) 西側矢板曲げモーメント分布(増分)



図一 2 . 25 (c) 東側矢板曲げモーメント分布(増分)



図一 2 . 25 (b) 中央矢板曲げモーメント分布(増分)



図一 2 . 26 電算結果(西側矢板土圧分布)

ト分布から、初期状態の曲げモーメント分布を差し引いた結果である。このグラフの中で、三角形分布を成している線が計算値によるものである。実測値と計算値とを比べて見ると第1砂袋を除去した場合の矢板に与える影響は左程大きくないが、第2、第3砂袋を除去することによる影響は大きく現われていて、計算値と実測値とは概略一致していることから、第1砂袋を除去した場合には、まだ裏込地盤は主働状態まで達していないが、第2

砂袋、第3砂袋を除去した場合には、主働化していたものと判断される。なおこの計算条件は表一2.1に基づいて行ったものである。これに関連して裏込め地盤の土圧分布を考えてみる。一般にはたわみ性壁体の土圧分布を考えた場合、複雑なファクターがからみ合って生じる土圧の再配分といった現象が考えられる。図一2.25の曲げモーメント分布から第2、第3砂袋を除去した場合に仮想固定点は、下降する傾向にあり、当然矢板に働く

土圧分布も異なってくるが分布形としては同じような形となると思われる。

図一・2・26 に示したグラフは、実測ひずみ分布を基にスムージングを行い、そのひずみ量を用いて電算機にかけて求めた土圧分布の結果である。電算機による計算内容は、多項式近似を一度行い、その結果を微分または積分するというものである。

この図からわかるように第1、第2、第3と順次砂袋を除去した場合に矢板のたわみは大きくなり、土圧が再配分され、順次その影響も大きくなる傾向を示している。

2. 5 ま と め

今回の実験は、前面傾斜地盤を持つ矢板壁の模型実験を行ったもので、壁前面と斜面とによってはさまれる平坦な部に3種類の砂袋を積み上げておき、順次除去していった場合の矢板の挙動を調べた。実験結果と港湾構造物設計基準に基づき求めた計算値との比較を行った。その結果、実験地盤の性状を明確には握できなかったこともあり、今回の実験だけでは一概にも断言が、おおむね両者が一致したことから港湾構造物設計基準に載せられている沢田の提案式は、妥当なものであると思われる。

3. 自立矢板壁の挙動

3. 1 実験の目的

矢板壁構造物は、その使用目的によって、いろいろな構造形式に分類することができるが、2. 前面傾斜地盤をもつ矢板壁、4. デッドマンアンカー式矢板壁、さらには、5. で報告する止水性二重矢板壁、これらと並んで本章では、自立矢板壁の挙動について述べることにする。

自立矢板壁とは、おもに小規模工事における掘削、また控え工としての用地が確保できない場合等に、よく用いられ、その構造形式は、いろいろな矢板壁構造物の中でも最も単純なものであるとされている。自立矢板壁は、上部がフリーなので、この支持形式は、矢板根入部の横支持力と矢板の曲げ剛性によって、土圧等の荷重を支えようとするものである。しかし、この土圧分布が、現実には、下端をヒンジとして回転変位する場合のような、単純な三角形分布とならないということ等に問題があると思われる。

そこで今回は、このような問題も含め、自立矢板壁が、土圧の大きさに対応して、それ自身にどの程度の大きさの、たわみ（水平変位）、曲げモーメントが発生するかを、模型実験によって調べ、これらの実験値と港湾構造物設計基準⁸⁾、港湾の施設の技術上の基準・同解説⁹⁾に

基づいて行った計算値との比較検討を試みようとしたものである。

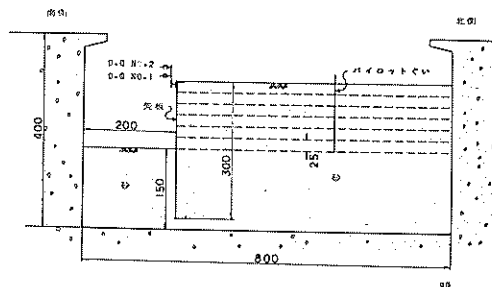
3. 2 設計の考え方

自立式矢板壁の設計は、港湾構造物設計基準、港湾の施設の技術上の基準・同解説によると、およそ次のような順序で行われる。1) 設計条件の決定 2) 土圧、残留水圧の計算 3) 矢板断面の決定 4) 矢板根入長の決定 5) 矢板壁天端の水平変位量の検討 6) 細部設計。この中で2) について、海底地盤が砂質の場合は、自立矢板壁に働く土圧、残留水圧は、主働土圧と残留水圧との和が受働土圧と等しい点を仮想海底面とし、これより上に働くものとする。3) の矢板断面を決定する際に求める、矢板壁に生ずる最大曲げモーメントについて、港湾構造物設計基準では、Changの方法によって求めるものとしている。これに対し、港湾の施設の技術上の基準・同解説の考え方では、原則としてくいの横抵抗に関する港研方式に基づいて算定するものと述べている。また4) の矢板の根入長の決定は、港湾構造物設計基準では、条件に合わせて、港研方式とChangの方法を使い分けて決めていくものとし、港湾の施設の技術上の基準・同解説では、くいの軸直角方向許容支持力に基づくくいの有効長以上とすると述べている。次に5) の矢板壁天端の水平変位量 δ は、仮想地表面での水平変位(δ_1)、矢板の片持ちばりとしてのたわみ(δ_2)、地表面でのたわみ角によるたわみ(δ_3)の和である。港湾構造物設計基準はこの中で、 δ_1 と δ_3 はChangの方法によって計算するものとしている。これに対し、港湾の施設の技術上の基準・同解説では、港研方式によって算定するものとしている。

以上のような現行設計法に従い、今回は両者の方法を使って、実験値との比較検討を試みた。

3. 3 実験の概要

図一・3・1 に示すように、ひずみゲージをはり付けた3枚の矢板と両端の2枚の矢板、計5枚の模型矢板の前面および裏面に、まず150 cm、砂を搬入し、矢板を自立



図一・3・1 実験の概要

させた。さらに裏面にのみ、25 cmずつ6段階にわたって計150 cmの砂の搬入をし、段階ごとに、矢板の曲げひずみ、矢板天端の水平変位量等を測定した。

本実験の他に、地盤の性質、あるいは後の解析に必要な地盤定数を得るために、同じ地盤に建て込んだくいの水平載荷試験、および小型の動的コーン貫入試験も合わせて実施した。

3.3.1 実験装置

今回の実験で使用した実験槽は2.3.1に記したものと同じである。また5枚の矢板のうち、両端2枚の模型矢板については、2.3.1で述べているものを使用した。が、ひずみゲージがはり付けられている中央3枚の矢板については、矢板自身の耐久性ならびにひずみゲージの精度にも無理が生じてきたため、2.3.1に述べた矢板（旧矢板）を使用するのはさけ、3枚の矢板を新たに製作した。この新矢板の概要を図-3.2および表-3.1にそれぞれ示す。

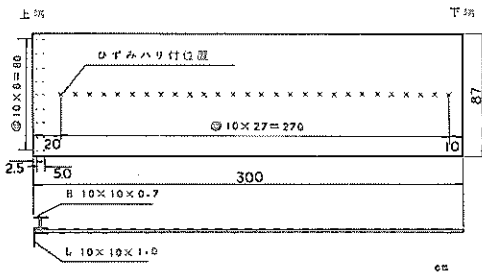


図-3.2 新矢板の概要

表-3.1 実験に使用した模型矢板（新）の諸元

幅	$B = 87 \text{ cm}$
厚さ	$t = 0.9 \text{ cm}$
長さ	$l = 300 \text{ cm}$
断面積	$A = 78.3 \text{ cm}^2$
断面二次モーメント	$I = 5.285 \text{ cm}^4$
断面係数	$Z = 11.744 \text{ cm}^3$
ヤング率	$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
断面剛性	$EA = 16.443 \times 10^6 \text{ kgf}$ $EI = 11.718 \times 10^6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^2$ $EZ = 24.077 \times 10^6 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$

各矢板の天端より10 cm上の位置に、水平変位量をとらえるためダイヤルゲージが取り付けられている。また天端まで砂（および水）を搬入するという、実験条件の制約から、真中の矢板1枚には、たわみ角が測定できる

ように、さらにこれから20 cm上のところに、もう1つのダイヤルゲージをセットした。また矢板先端には、矢板のX、Y方向（前後、横）のたわみが測定できる傾斜計をセットした。以上述べた実験装置の概要は、図-3.1に既に示しているとおりである。

その他に用いた装置は、地盤特性を調べるために行った水平載荷試験用のパイロットぐいと、小型の動的コーン貫入試験機である。この2つの装置に関しては、すべて2.3.1に示したとおりである。

3.3.2 実験に用いた砂および砂地盤

今回の実験に使用した砂は、2.3.2に示した相模川砂であり、これを前面および裏面に、それぞれ25 cm層厚毎に水締めのみにより締め固めを行った。この締め固めによって得られた砂の湿潤密度は、 1.88 tf/m^3 、乾燥密度は、 1.70 tf/m^3 程度であった。また地盤に対する内部摩擦角としては、別途行った三軸試験の結果を考慮し、 35° を採用した。主働土圧係数、および受働土圧係数の値としては、図表¹⁹⁾を用いて、それぞれ0.24、6.3とした。

さらに矢板天端の水平変位量、矢板壁に生ずる最大曲げモーメントを求める際に必要な、横抵抗定数 k_s は、同一地盤に建て込んだ杭の水平載荷試験の結果により、図-3.3に示すように、 $k_s = 20 \text{ gf/cm}^{3.5}$ の値とした。また横方向地盤反力係数 k_h の値の選定は図-3.4に示すように非常に難しいが、結局 0.3 kgf/cm^3 をとることにした。以上これらの数値を表-3.2に一括して掲載した。

表-3.2 実験に使用した砂および砂地盤の諸元

単位体積重量 γ	1.88 tf/m^3	土圧係数 K	$K_A = 0.24$ $K_P = 6.30$
水中単位体積重量 γ'	0.88 tf/m^3	横抵抗定数 k_s	$20 \text{ gf/cm}^{3.5}$
内部摩擦角 ϕ_d	35°	横方向地盤反力係数 k_h	0.3 kgf/cm^3

次に、II箇所で行った動的コーン貫入試験の結果を、図-3.5に示す。この貫入試験機の探査深度は100 cmであるが、100 cm以上の地盤強度の分布形状は、100 cm以内の、この相対関係から判断して、ほぼ深さ方向に比例的に地盤の強度は増していると思われる。なお、ここで示されている値の意味は、2.3.2で説明しているとおりである。

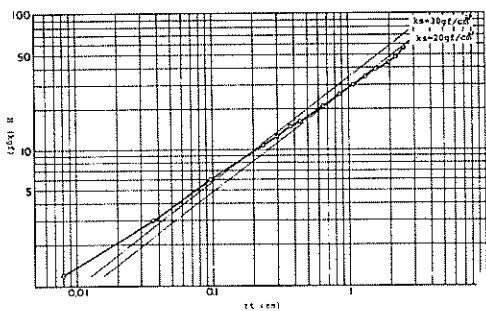


図-3.3 パイロットぐいの水平載荷試験a)

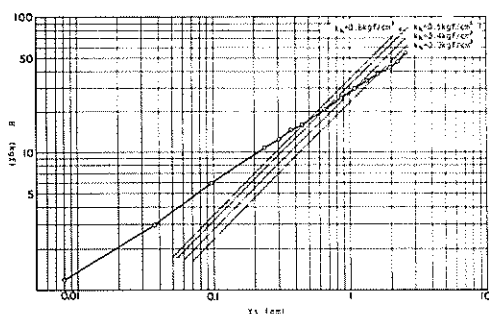


図 3.4 パイロットぐいの水平載荷試験b)

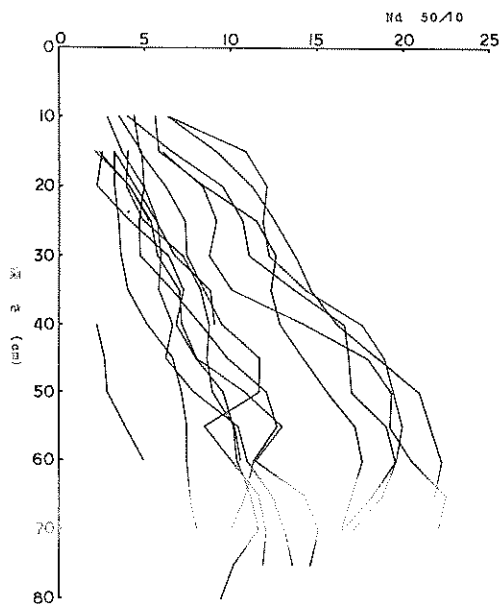


図-3.5 動的コーン貫入試験

3.3.3 実験方法

3.3の初めのところでも若干述べているように、まず模型矢板5枚を横一列に建て込み、鉛直につけておく。この時矢板が砂搬入の際に、前後方向に移動しないよう、適当な位置に副木をあてがい、矢板を固定しておいた。また5枚のうちの1枚、中央矢板の先端部に傾斜計を1個取り付けた。次に前面および裏面にそれぞれ25 cmずつ6層に分けて、水締めのみにより、計150 cm、砂を搬入してゆく(水位も同一の高さに上げてゆく)。この時点で、ついていたワイヤー、さらに副木を取り除いて矢板を自立させた(写真-3.1参照)。次に矢板先端の水平変位量を測定するためのダイヤルゲージを各矢板の頭部に1個ずつ、中央の1枚については2個をそれぞれ取り付けた(写真-3.2参照)。以上の作業が終了すると次に、25 cmずつ6層に分けて、矢板の裏面に対してのみ砂を搬入していった。この時も、水締めによって一定した地盤をつくっていった。この際裏面はもちろん、前面にも水を入れた。実験の流れとしては、まずひとつの層が仕上がった状態において全ての測定を行い、次の

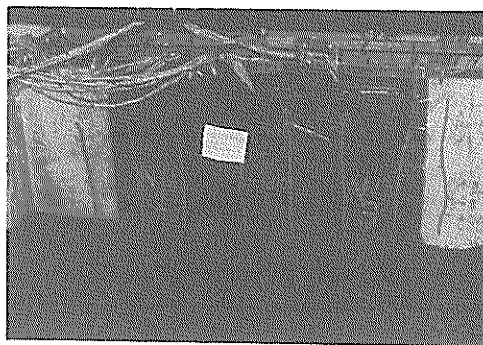


写真-3.1 矢板を自立させる前

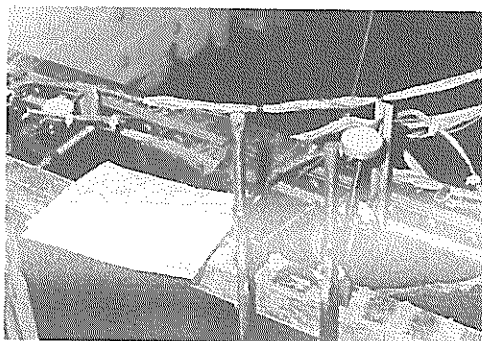


写真-3.2 ダイヤルゲージ取り付け状況

段階へと移行してゆくという順序である。すべての測定とは、次の3.3.4のところでも述べることにする。この実験に併行して、パイロットぐいの建て込みを、矢板を固定する時と同様の方法で行った。

3.3.4 測定項目および測定方法

今回の実験での測定項目を列挙すると次の通りである。

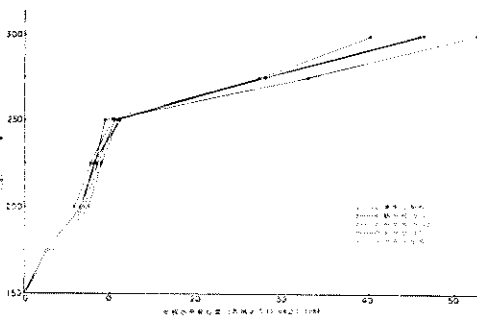
- 1) 矢板の裏込め高さ
- 2) 矢板天端の水平変位およびたわみ角
- 3) 矢板下端のたわみ角
- 4) 矢板の曲げひずみ

この中で、矢板下端のたわみ角、矢板の曲げひずみは、デジタル式ひずみ測定器によって測定した。また、実験中のわずかな地盤の変化、その他についても細心の注意を払って観察した。

3.4 実験の結果とその検討

まず矢板の前面および裏面にともに現地盤として、150 cmの砂の搬入を行って矢板を自立させた。その後裏面にのみ1層25 cm厚毎に仕上げ、これを矢板天端まで計6層にわたって裏込めを行っていった。層を仕上げた状態において、3.3.4で掲げたそれぞれの項目について測定を実施した。以下ではこれら、いくつかの測定結果を基に、自立矢板壁に対する検討、考察を行ってゆく。

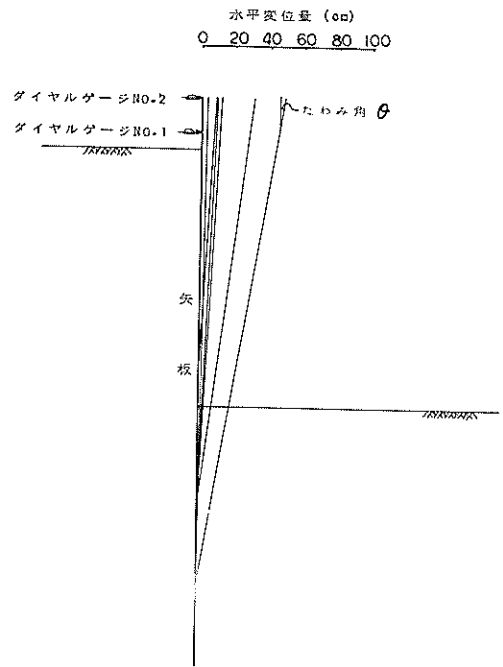
まず最初に、裏込め高さ h_n と矢板天端より10cm上のところにセットした、ダイヤルゲージNo.1によって測定された、その点の水平変位 d_1 との関係を図一3.6に示す。現象を説明する前に、ここで言う裏込め高さ h_n は矢板先端からの高さとする。したがって今後出てくる実験値は、 h_n が150 cmの時を基準として算出されたものである。この図を見て明らかなように裏込め高さ h_n が250 cmまでは、立ち上がりが多少気になるが、水平変位 d_1 は漸次増大して10 cm程度を示した。ところが、裏込め高さ h_n を275 cmとした段階で、水平変位 d_1 は大



図一3.6 裏込め高さと水平変位量
(矢板天端より10 cm上)

きく増大し、約30 cmにもなっている。さらに裏込め高さを25 cm増加させた場合、つまり矢板天端まで砂を盛った状態において、水平変位は相変わらず、著しい増大傾向を示し、この時の水平変位量 d_1 は40~50 cmという値に達した。なお、このグラフを見ると、東側矢板の水平変位量については裏込め高さが250 cm以降、プロットされていない。これは測定条件が悪いということも原因して欠測した。しかし肉眼で見た限りでは、西側矢板と同程度の変位を起こしていると観察できた。

このように、裏込め高さを275 cmにした時に急激な変位が起きたという現象は、天端たわみ角 θ 、先端たわみ角 θ' との関係を見ても同様の事がうかがえる(図一3.8、図一3.9参照)。なお、この場合のたわみ角 θ は、矢板天端ではなく、矢板天端より10 cm上の地点を意味している。これは図一3.7で示すように、矢板天端より30 cm上のところにセットしたダイヤルゲージNo.2によって測定された、その地点の水平変位量 d_2 と、ダイヤルゲージNo.1によって測定された d_1 とを直線で結び、この直線と任意に引いた鉛直の線となす角度をもって、たわみ角 θ としたからである。たわみ角 θ' は、矢板先端に取り付けた傾斜計によって電気的に変換して求めた角度であり、矢板が法線と直角方向(南側方向)に傾斜した場合に、プラスの値をとっている。



図一3.7 ダイヤルゲージによって求めた、たわみ角 θ
(矢板天端より10 cm上)

この図示方法は、前述の天端たわみ角 θ については反対で、北側方向に傾斜した場合をプラスとしてある。なおこの天端たわみ角 θ 、先端たわみ角 θ' の測定は、3.3.3の実験方法のところでも説明しているように、中央矢板の1枚についてのみに行った。まず図-3.8の裏込め高さ h_n と天端たわみ角 θ との関係を見てみると、このたわみ角 θ の変化する様子が、 h_n と d_1 の関係のグラフによく類似していることがわかる。共通な点というのは、つまり裏込め高さ h_n が250 cmの時点までは、 θ はほぼ h_n に対応して、比例的に大きくなっており、この時の θ は約 3° である。さらに25 cm裏込めを行うと、たわみ角 θ は一挙に 8° にも達した。しかし矢板天端まで裏込めを行った最終段階に於いては、図-3.6の h_n と d_1 の関係のように、そのまま連続して増大するという動きはみられず、この時のたわみ角 θ は約 9° という値になっており、小さな増加率に終わっている。

次に図-3.9に裏込め高さ h_n と矢板先端のたわみ角 θ' との関係を示す。矢板天端より10 cm上の地点のたわみ角 θ と比べると、根入部の先端にセットされた傾斜計より算出されたこの値は、当然の如く小さく、 h_n が300 cmの時でも約 0.6° である。しかし水平変位量 d_1 およびたわみ角 θ が急激に大きくなった時期、つまり h_n が275 cmの時点では、やはり前段階以上の増加率を示した。なお、この傾斜計で、矢板の傾く方向と直角方向、すなわち矢板の法線方向(東西方向)の傾きも計測したが、計測器誤差程度と思われる小さい数字であったため、ここに掲載することは控えた。

次に矢板壁に生ずる曲げひずみの分布を、図-3.10に示した。この曲げひずみの分布はひずみゲージがは

てある中央の矢板3枚について表わしたもので、裏込め高さ h_n が変化した時、つまり h_n が175 cm, 200 cm, 225 cm, 250 cm, 275 cm, 300 cmの各時期についてプロットしたものである。このひずみは、測定器に2倍標示となって出てくるので、実際にはこの値を2分の1にした数値がグラフにプロットされている。この数値は、

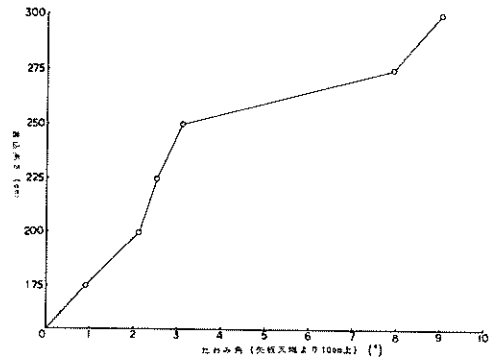


図-3.8 裏込め高ささとたわみ角 θ
(矢板天端より10 cm上)

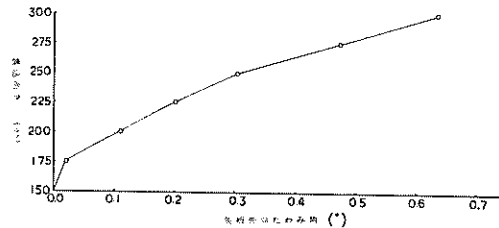


図-3.9 裏込め高ささと矢板先端のたわみ角 θ'

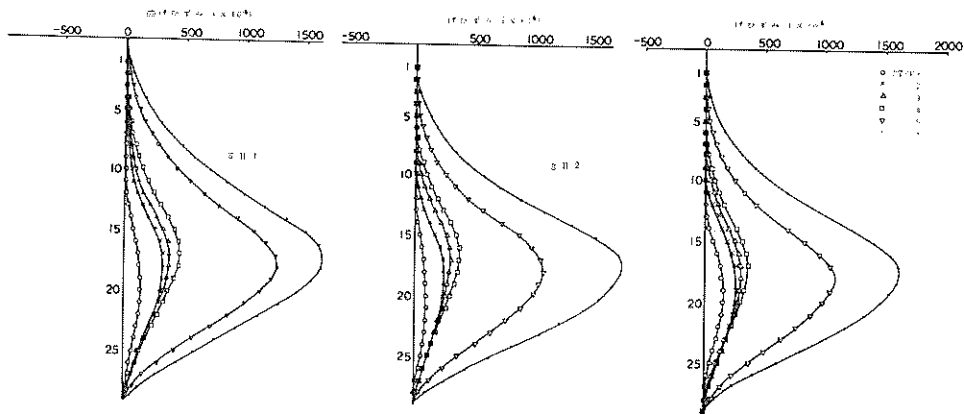


図-3.10 曲げひずみ分布

以前にも説明しているように実験直前の状態、言い換えれば前面と裏面の砂の搬入高さ h_n が 150 cm の時を零点とした場合の値を意味している。この様子を深さ方向について見てみると、3枚の矢板とも非常にきれいな曲線分布をなしていることがわかる。測定されたこれらの曲げひずみから得られた曲げモーメント分布を、 N 次多項式により近似させて、それからこれに微分、積分の作業を行い、矢板のたわみ、さらに矢板壁にかかる土圧以上の2点について数値解析を行って求めた。これらの結果を基に、さらにいくつかの検討を加えてゆくことにする。

まず縦軸に裏込め高さ h_n 、横軸には矢板壁に生ずる最大曲げモーメント M_{max} を取り、中央の3枚の矢板について図-3.11にこの関係を示した。ここで言う最大曲げモーメントの値は、図-3.12に示されている曲げモーメント分布図より最も大きいと思われるところの数値を、読み取ったものである。この図を見て明らかなように、この項の最初のところで示した図-3.6の裏込め高さ h_n と水平変位量 d_1 との関係と変化のパターンは

一緒である。裏込め高さが 250 cm までの時は M_{max} は、ゆるやかな形で増加し、この時の M_{max} は約 5,000 kgf·cm であった。しかし裏込め高さ h_n が 275 cm になった時点で矢板に極端に大きな曲げモーメントが発生し、わずか 25 cm の裏込めによって M_{max} は約 15,000 kgf·cm にま

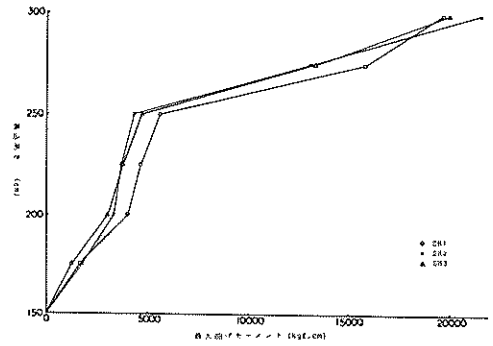


図-3.11 裏込め高さ と最大曲げモーメント

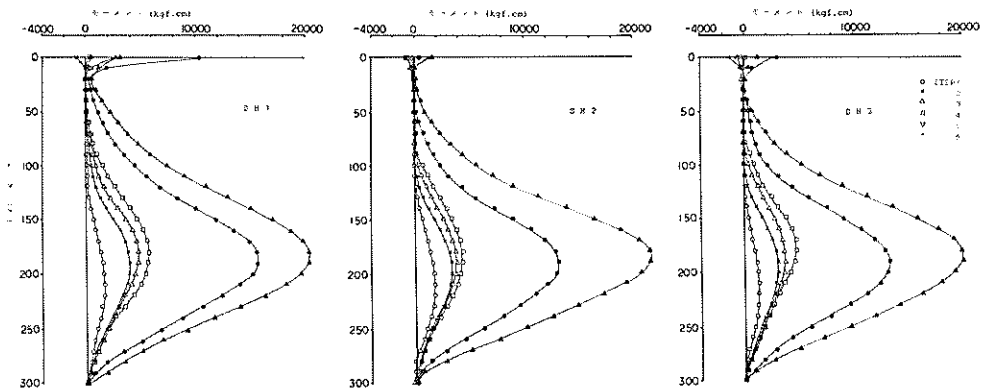


図-3.12 曲げモーメント分布

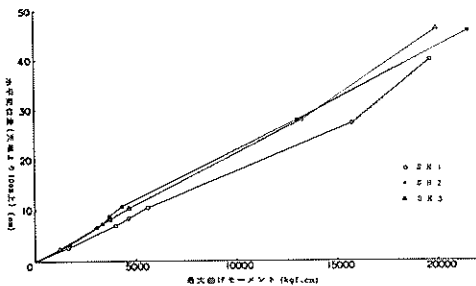


図-3.13 水平変位量 (矢板天端より 10 cm 上) と最大曲げモーメント

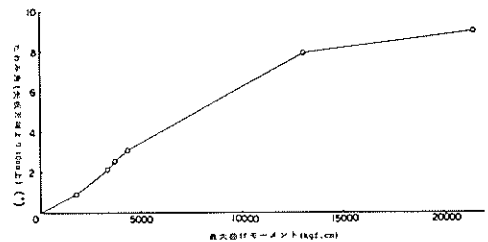


図-3.14 たわみ角 θ (矢板天端より 10 cm 上) と最大曲げモーメント

で達した。さらにこれ以降も上昇を続け、最終段階には 20,000 kgf·cm を越えた。

また水平変位量と最大曲げモーメントが比例的関係にあるという現象は、図一 3.13 にもはっきりと現われている。

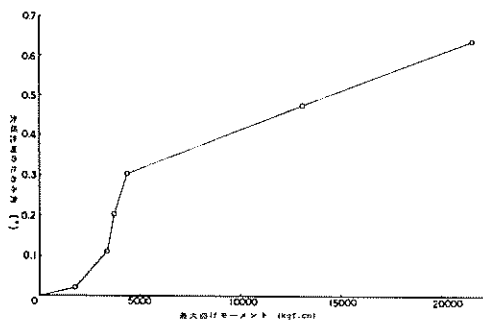
次に今度は横軸はそのまま M_{max} とし、縦軸を矢板天端より 10 cm 上のたわみ角 θ にとり、図一 3.14 にその関係を表わした。これを見ると、 M_{max} が 13,000 kgf·cm 程度のところまでは、たわみ角 θ は、それに対応してほぼ比例的に大きくなっているが、最終段階つまり矢板天端まで裏込めを行った時に、 M_{max} は約 21,500 kgf·cm に増大しているのに対し、たわみ角 θ は 9° という数値に止まっている。

今度は縦軸に矢板先端のたわみ角 θ' を、また横軸には、やはり同じく矢板壁に生ずる最大曲げモーメント M_{max} をとり、この関係のグラフを図一 3.15 に示した。傾斜計によって求められたこのたわみ角 θ' は、たわみ角 θ に比較してその値は小さい。しかしこの変化の傾向は、顕著に出ている。このように矢板先端のたわみ角 θ' は、最大曲げモーメント M_{max} が 4,000 kgf·cm 程度までの小さい範囲内においては、立ち上がり部分に多少の疑問点は

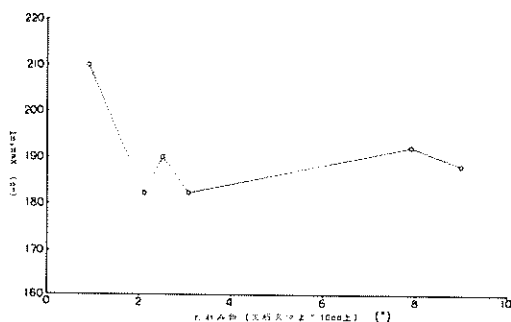
あるものの、ほぼ直線で結ばれていると言ってもよい。この時の θ' は約 0.3° である。しかしこれ以後 M_{max} が 3 倍の約 12,000 kgf·cm になっても、 θ' は 1.5 倍強の約 0.475° に収まり、さらにそれ以降も、この程度の増加率で増えているに過ぎない。

次に今度は図一 3.16 に示すように、縦軸に最大曲げモーメントを生ずる点の矢板天端からの深さ l_{max} を、横軸には矢板天端より 10 cm 上の水平変位量 d_1 それぞれとり、この相関性を 3 枚の矢板についてまとめた。これからわかるように、水平変位量 d_1 が大きくない初期の段階では、 l_{max} は 210 ~ 220 cm という値を示し、これから段階毎に裏込めを行い、水平変位量 d_1 が 10 cm 程度になるまでは l_{max} の位置が矢板天端より 180 cm 程度まで徐々に下に移行している。それ以降は d_1 の値が大きく変化しても、 l_{max} の値は 10 cm 程度の多少のバラツキを示しながらも、ほぼ一定しているとみてよい。

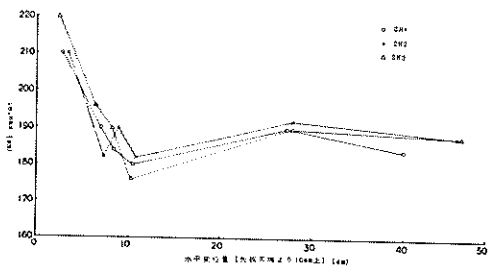
また中央の矢板 1 枚について、縦軸には同じく l_{max} をとり、横軸には矢板天端より 10 cm 上の地点のたわみ角 θ 、および矢板先端のたわみ角 θ' をそれぞれとって、その関係を図一 3.17、図一 3.18 に示した。前に示した図一 3.16 の l_{max} と d_1 の関係のグラフで、中央の



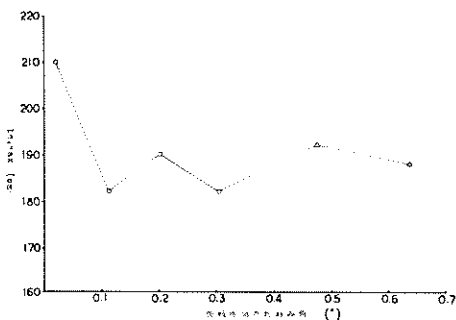
図一 3.15 矢板先端のたわみ角 θ' と最大曲げモーメント



図一 3.17 l_{max} と θ



図一 3.16 l_{max} と d_1



図一 3.18 l_{max} と θ'

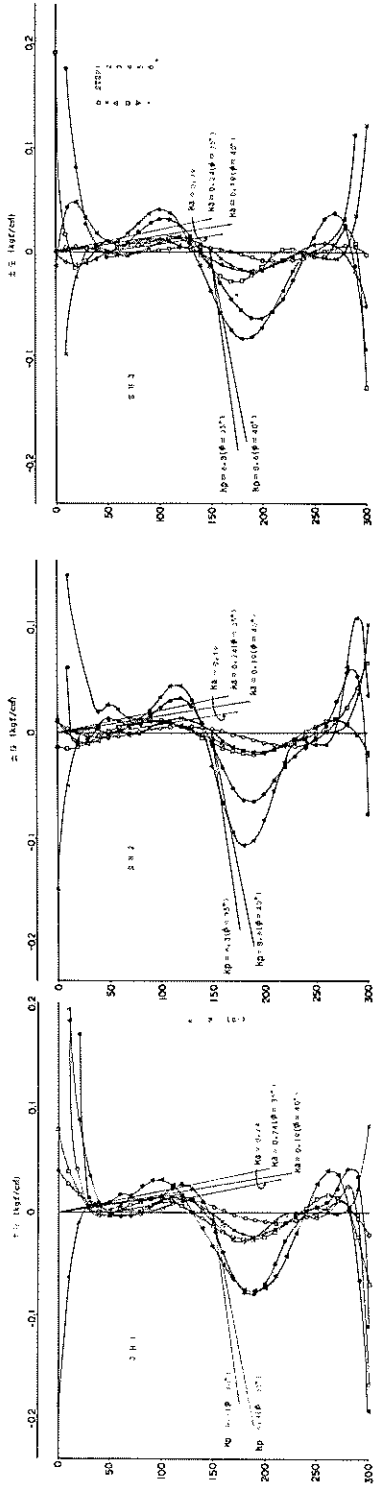


図-3.19 土圧分布

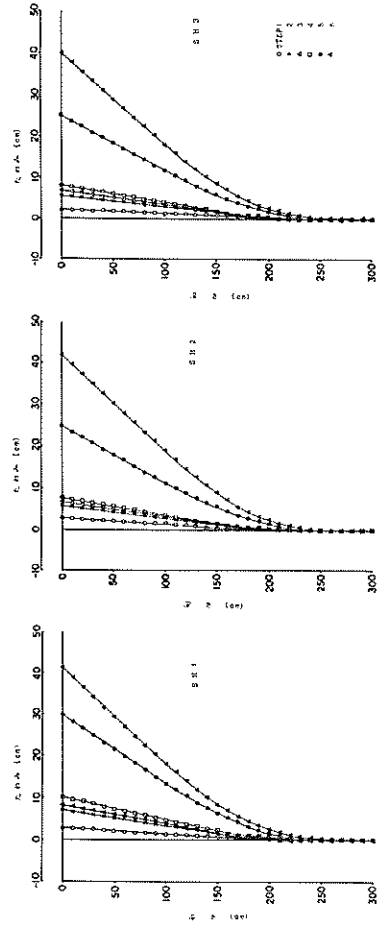


図-3.20 土圧分布

矢板であるSH 2に注目してみると、これは今掲げた両方のグラフの変化のパターン（SH 2のもの）と似かよった傾向を示しているのがわかる。

次に、図-3.19の矢板壁にかかる土圧分布を見てみよう。これは各裏込め高さにおける深さ方向の土圧分布である。ここに整理されている土圧 P/B の値は、すべて実験直前の状態、すなわち前面の砂搬入高さ h_n と裏込め高さ h_n がともに150cmの時をゼロ点とした値である。これをみると、矢板3枚とも150cmの地点を境目として、上が主働土圧、下が受働土圧とはっきりとその傾向が現われている。またここで示した直線は、図に示された値、すなわち $\phi = 35^\circ$ または $\phi = 40^\circ$ とした時の土圧分布（受働土圧および裏込め高さ250cm、300cmの場合主働土圧）である。一見して明らかのように、測定された土圧と、ここで仮定されている主働土圧係数0.24、0.19または受働土圧係数6.3、8.6のそれぞれによって計算される土圧とを比べてみると、まず主働側について言えば、計算値より実験値の方が若干大きく、また受働側について言えば、逆に計算値の方が実験値を上回った値を示した。

次に矢板天端の水平変位量と矢板壁に生ずる最大曲げモーメントについて計算値と実験値を比較してみることにする。今回この2つの値を算出するには、基本的に港湾構造物設計基準および港湾の施設の技術上の基準・同解説の両者の考え方にそって計算を行ってゆく。

まず天端変位量 δ は次の3つの和、すなわち仮想海底面での矢板の水平変位(δ_1)、矢板の片持ちバリとしてのたわみ(δ_2)、たわみ角によるたわみ(δ_3)で求まる。港湾構造物設計基準によると、 δ_1 および δ_3 はChangの式で次のように表わされる。

$$\delta_1 = \frac{(1 + \beta h)}{2EI\beta^3} \cdot P$$

$$\delta_3 = \frac{(1 + 2\beta h)H}{2EI\beta^2} \cdot P$$

尚 δ_2 は、背後の土圧等によって片持ちとして計算する。ここで、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \quad (\text{cm}^{-1})$$

E_s : 地盤の弾性係数 (kgf/cm²)

h : 仮想海底面より分布荷重の重心高さ (cm)

P : 全荷重 (kgf)

EI : 矢板の曲げ剛性 (kgf·cm²)

H : 仮想海底面より壁高 (cm)

港湾の施設の技術上の基準・同解説では、 δ_1 、 δ_3 については港研方式によって求めるべきだとされている。 δ_2 に関する考え方は同じである。

次に矢板壁に生ずる最大曲げモーメント M_{max} について、港湾構造物設計基準は、Changの式によって求めるものとしており、分布荷重を作用力の重心位置に働く集中荷重に置き換え、次の式によって計算できる。

$$M_{max} = -Ph \frac{\sqrt{(1 + 2\beta h)^2 + 1}}{2\beta h} e^{-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h}}$$

尚港湾の施設の技術上の基準・同解説では、最大曲げモーメントは、原則としてくいの横抵抗に関する港研方式に基づいて算定すべきだとしている。このように今回は、港研方式とChangの式の両方を計算し、計算値と実験値、または計算値の間の比較検討を行った。この計算結果を表-3.3に掲げた。これらの計算を行っていく

表-3.3 実験値と計算値の比較

	$h_n = 250 \text{ cm}$		$h_n = 300 \text{ cm}$	
	M_{max} (kgf·cm)	δ (cm)	M_{max} (kgf·cm)	δ (cm)
港研方式 $k_s = 0.02 \text{ kgf/cm}^{3.5}$	4,450	3.46	14,430	13.99
Changの方式 $k_h = 0.3 \text{ kgf/cm}^3$	3,948	3.87	12,514	13.33
実験値	5,000	10.00	21,000	45.00

上で問題となる地盤条件としては、次に述べる通りである。

3.3.2の項でも若干述べているように、まず内部摩擦角 ϕ_d の値として、三軸試験の結果および今までの経験より判断して、 35° を採用した。また単位体積重量 γ は、置換法によって求めた結果、湿潤密度を 1.88 tf/m^3 、水中での重量を 0.88 tf/m^3 とした。また $\phi_d = 35^\circ$ の場合の主働土圧係数、受働土圧係数の値として、0.24、6.3をそれぞれ求めた。Changの式を使って計算を行う場合に必要となる。横方向地盤反力係数 k_h は 0.3 kgf/cm^3 をとることとした。港研方式で計算する場合に必要となる、横抵抗定数 k_s についてはグラフより $20 \text{ gf/cm}^{3.5}$ とした。比較検討は、裏込め高さ h_n が250cmの時と天端まで砂を盛った h_n が300cmの2ケースについて行うことにする。 h_n が250cmの時にも検討を行うということは、つまり

裏込め高さが 250 cm までの時は、矢板天端の水平変位、さらには矢板に生ずる曲げモーメントが、ほぼ直線の傾向をもって増加しているということに注目したためである。

まず裏込め高さが 300 cm の時について述べる。実際に生じた矢板天端の水平変位量 Δ は、図-3.6 より約 45 cm、また図-3.20 のたわみ分布図より 40~42 cm である。これに対してまず港研方式によって求めた矢板天端の水平変位量 Δ は、約 14 cm、Chang の方法によって求めると約 13 cm で、いずれも、実際とは 3 分の 1 程度の小さい値になっている。

次にこれを最大曲げモーメントについて検討してみよう。この時に生じた実際の最大曲げモーメントは、約 21,000 kgf·cm であり、港研方式によって求めた 14,400 kgf·cm、また Chang の式によって求めた 12,500 kgf·cm のそれと比較して、1.7~1.5 倍の大きい値となっている。

次に今度は、裏込め高さが 250 cm の時について述べてみよう。この時点においては、まだ矢板が本来の機能を維持していると判断してよいだろう。このことは図-3.6 の h_n と Δ_1 の関係、さらには図-3.11 の h_n と M_{max} の関係から判断される。さて、実際に生じた矢板天端の水平変位量は、10 cm 前後である。これに対して、港研方式によって求めた Δ は 3.5 cm、また Chang の方法によって求めた Δ は 3.9 cm となり、この場合でも計算値は実測値の半分以下となっている。

しかしながら天端変位については、実測値そのものにもその初期の部分に問題がありそうなので、これについて検討してみる。図-3.6 において、天端変位の増加傾向は、裏込め高さ 150~200 cm の変化の方が、それよりも後の段階である裏込め高さ 200~250 cm の変化よりも大きいことを示している。これは一般的な傾向とは反対であり、自然でない。そこで、一般的に見られるような滑らかな曲線を、裏込め高さ 200~250 cm の変化にあてはめてみると、裏込め高さ 150 cm の時のグラフの出発点は天端変位量 5 cm の付近に来ることが予想される。これだけの量を実測値に対して補正してやるとすると、裏込め高さ 250 cm の時の天端変位量は 5 cm 程度となって、計算値とはほぼ似た値となってくる。

また最大曲げモーメント M_{max} に関しても、比較的計算値と実験値が近似した数値が示されている。港研方式で求めると、最大曲げモーメントは 4,450 kgf·cm となり、Chang の方法によって求めると、4,000 kgf·cm である。これに対して、実験値は約 5,000 kgf·cm であり、特に港研方式によって求めた場合とほぼ近い。

以上のようなことから、水平変位および曲げモーメントがなめらかな曲線をもって上昇する範囲内においては、

港研方式、さらには Chang の方法によって大体のところは計算するという結果が得られた。

これらの計算においては、地盤定数の決定を非常に注意深く検討して行わねばならない。特に、横抵抗定数 k を決定する際、矢板背後に建て込んだ長さ 170 cm、幅 7 cm、厚さ 1.2 cm のパイロット杭の載荷試験によって求めたということにも、若干問題があると思われる。

3.5 まとめ

当研究室既設の実験槽に、ひずみゲージをはり付けた中央 3 枚の矢板を含め、計 5 枚の模型矢板を建て込み、矢板の前面、裏面に 150 cm 砂を搬入して、矢板を自立させた。その後、裏面にのみ、1 層 25 cm ずつ計 6 層にわたって裏込めを施し、各層が仕上がった状態で、矢板天端の水平変位量、さらには曲げひずみ等を計測した。

これらの測定結果を基に、自立式矢板壁の実際の挙動と、現行の設計法である港研方式および Chang 方法の 2 つの式から求めた、計算上の挙動とを比較検討した。その結果、矢板天端の水平変位がゆるやかな傾向で増加している範囲においては、実験上の誤差と考えられる部分を補正してやることにより、両者の方法による計算値とはほぼ似た値となった。

4. デッドマンアンカー式矢板壁の挙動

4.1 実験の目的

控え上は、一般に控え版、控え矢板、控え直ぐい、控え組ぐい等の構造形式に大別されるが、デッドマンアンカー式矢板壁は、この内の控え版に属するもので、地盤の水位が高いところで、矢板壁を設けてその背後を埋立てる場合に、タイロッドの後端を係留する控え壁を水中深くに設け、タイロッドは斜後方に傾斜して設ける。この形式をデッドマン形式と呼び、施工上にはいろいろの困難が伴いやすいとされている¹⁰⁾。また港湾の施設の技術上の基準・同解説では、タイロッドがどの程度傾斜した場合にデッドマンアンカーと考えてよいかについては定説がないとし¹¹⁾、片山らの報告によれば、タイロッドが水平面に対し 10° 以上傾いている場合は、デッドマンアンカーとして取扱った方が、被災現象とよく合ったとされている¹²⁾。しかし、デッドマンアンカーの設置位置等にも問題は残されている。そこで今回アンカーをコンクリートブロックとした場合の、デッドマンアンカー式矢板壁の模型実験を行い、矢板壁の挙動を調べた。

4.2 実験の計画

第 2 章の図-2.4 に示した大型土圧実験槽および第

3章の図一3.2に示した模型矢板壁を用いて実験を行うという前提の下で計画を行った。

計画に当たり次のような理由から表一4.1に示した設計条件を設定した。今回の実験は、前章で述べた自立矢板壁と同じように、裏込砂の砂層厚をファクターとした場合の矢板壁の挙動を調べるものであり、砂投入およびタンパーによる締め固めを行った場合の力が、タイロッド等に影響を及ぼすため、裏込地盤の締め固め方法として水締めによる方法のみを採用することにした。また、砂搬入量としては仕上げ層厚が25cmになるような基準を設けた。これらの事に基づいて実験地盤を作成した場合、第2章の実験地盤と較べてゆるづめの地盤が形成されると考えられる。そこで砂の内部摩擦角 $\phi = 30 \sim 35^\circ$ と判断した。なお矢板壁での壁面摩擦角は、港湾構造物設計基準に準じた $\delta = \pm 15^\circ$ と $\delta = 0^\circ$ とを採用した。

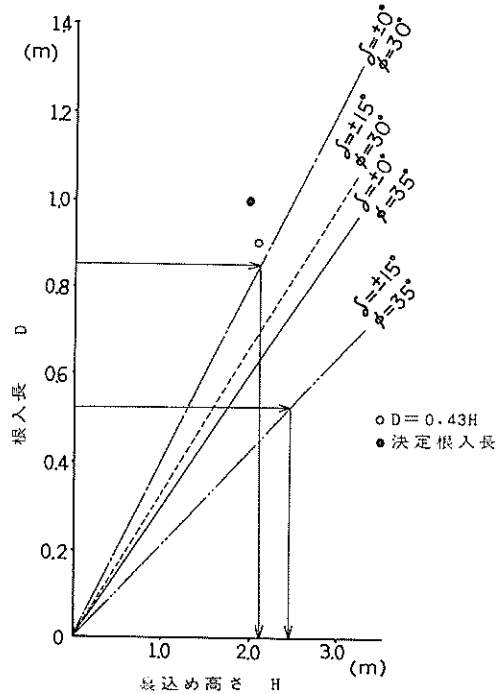
タイロッドの取付け位置として、模型矢板壁天端から2.5cm下ったところのボルト孔を利用し、ワイヤーロープをタイロッドとみなすことにした。また、アンカーブロックの設置位置に関するタイロッドの取付け傾斜角は、水平面に対し 30° とした。

表一4.1 地盤の設計条件

土の内部摩擦角	$\phi = 30^\circ, 35^\circ$
矢板の壁面摩擦角	$\delta = \pm 15^\circ, 0^\circ$
水中で土の単位体積重量	$\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$

矢板の根入長は、次に述べる2つの方法を用いて検討し、決定した。1つは、プリンストン大学における矢板岸壁の模型実験の結果に基づき、チェボタリオフが提案している方法¹³⁾で、根入長は壁高の0.43倍($D = 0.43H$)としていることを参考にした。なお、今回の実験に用いる模型矢板の長さは $L = 3\text{m}$ と限定されている。これから両方の条件を満足する根入長は、 $D = 0.9\text{m}$ となる。また、チェボタリオフは粘土地盤の場合はフリーアースサポート法によることとしているが、今回この方法を用いて根入長を求めてみた。フリーアースサポート法における根入長の考え方は、タイロッド取付点における主働土圧および受働土圧によるモーメントのつり合いから求めるものである。その計算結果を図一4.1に示した。この図は、裏込め高さを横軸とし、根入長を縦軸としたもので、この中に白丸で示した点が、チェボタリオフによる方法から定めた根入長である。これらのことをは握して、矢板根入長を $D = 1\text{m}$ と決定した。

表一4.1に示した地盤条件とした場合の矢板の支点



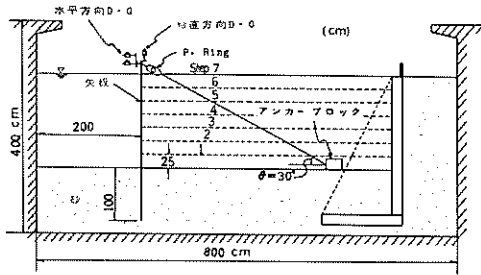
図一4.1 裏込め高さ と 根入長 と の 関 係 図

反力および曲げモーメントを求めた。この求める方法にも多種の方法があるが、今回用いた方法は、海底面およびタイロッド取付け点を支点とした単純ばりを考えたものである。その結果、天端からほぼ1.2m下ったところに、矢板1枚に対しての最大曲げモーメント M_{max} 約0.12 tf・mが発生すると予測した。また、タイロッド張力の水平成分と考えられるタイロッド取付け点での矢板反力は、約0.16 tfとなる。

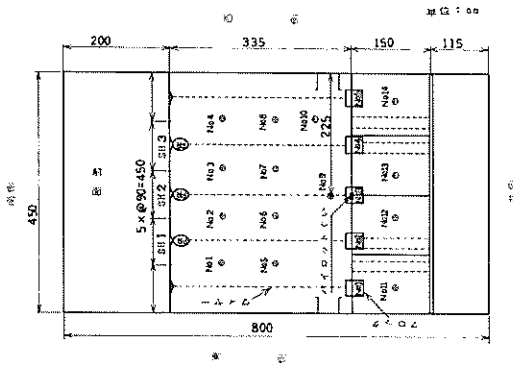
アンカーブロックの断面は、ブロック前後面にかかる主働および受働土圧分布を求め、タイロッド張力の水平成分とのつり合いから決定した。この場合の計算は、海底面と同じレベルにブロックを設置することから土かぶりによる主働および受働土圧が求まる。ただしこの場合の受働土圧については、設計基準に基づき計算したもので、控え版(ブロック)前面の壁面摩擦角は、 $\delta = +15^\circ$ として計算した。その結果ブロックの寸法は、幅30cm、高さ20cm、長さ30cmの直方体のコンクリート製のものを用いることにした。

4.3 実験概要

図一4.2(a),(b)に実験概要図を示した。基本地盤は、予め建て込んだ矢板の根入1mまで各層ごとに水締めを行って作成した。基本地盤上に設けたアンカーブ



図一 4 . 2 (a) 実験概要図 (断面図)



図一 4 . 2 (b) 実験概要図 (平面図)

ックと各矢板の天端とをタイロッド(ワイヤーロープ)で連結し、この時のタイロッドの傾斜角度を 30° に定めた。この状態を基準として、裏込め高さを25 cmずつ増やしていった場合の矢板の挙動を調べた。

この実験に伴って、地盤の性状を把握するために、同じ地盤に建て込んだパイロットぐいの水平載荷試験および静的コーン貫入試験を実施した。

4.3.1 実験装置

実験は、図一 2 . 4 に示した寸法をもち、2.3.1 項で記したような機能をもつ当研究室の大型土圧実験槽を用いて行った。

模型矢板は、前章の自立矢板壁実験に用いたものと同じものを用いた(表一 3 . 1 模型矢板の諸元参照)。

アンカーブロックは、幅 30 cm、長さ 30 cm、高さ 20 cmの寸法をもつ直方体のコンクリート製のもので、タイロッド(ワイヤー)が取付け可能なようにフックが埋め込まれている。

5 枚の矢板のうち 3 枚の矢板に取付けたタイロッド(ワイヤー)には、張力測定用のブルーピングリング(P. Ring - 500 kgf用)およびワイヤー長さ調整用の

ターンバックルが取り付けられている。また、各矢板の天端変位を観測するために、鉛直、水平両方向にそれぞれ 30、50 mm ストロークのダイヤルゲージ(D. G.)を用いた。

この他に用いた装置として、第 2、3 章の実験にも用いた傾斜計を今回も同じような形で用いている。

地盤の性状を把握するためのくいの水平載荷試験に用いたパイロットぐいは、第 2、3 章で用いたものと同じものである。形状寸法は図一 2 . 7 に示し、諸元を表一 2 . 3 に示した。

静的コーン貫入試験に用いた装置は、単管式の容量 100 kg のポータブルコーンペネトロメーターで、通称鉄研 I 型コーンと呼ばれているものであり、 ϕ -16mm のロッド径を有し、毎 50 cm ごとにロッドがジョイントでき、先端には角度 30° の円すいコーンが取付けられ、人力などによって貫入し、その時の貫入抵抗を測定するものである。

4.3.2 実験に用いた砂および砂地盤

今回の実験に用いた砂は、第 2 章、第 3 章で行った実験に用いた砂と同じものである(図一 2 . 8 および 2.3.2 項参照)。

実験地盤の締め固め方法として、タンパーによる締め固めを行った場合、タイロッド等に衝撃力を与え、悪影響を及ぼすことが考えられるため、水締めによる方法のみを採用した。また地盤は、各段階の仕上げ層厚が 25 cm となるように調整し、矢板下端から 1 m までを基本地盤としたもので、この地盤を Step 0 と称して初期状態とみなした。以降順次砂層厚が 25 cm 増すごとに Step 1、2……8 と呼ぶことにする。

実験地盤の性質を把握する意味で、パイロット杭の水平載荷試験および静的コーン貫入試験を図一 4 . 2(a)に⊕印で示した箇所(No. 1~14)において実施した。

パイロット杭の水平載荷試験の方法については、第 2 章、第 3 章で述べたとおりであるが、今回の場合の載荷点は、地表面から 40.2 cm 上った位置に設けた。この試験結果を図一 4 . 3 に示した。このグラフ中に直線で示したものが、港研方式による S 型地盤での横方向地盤反力係数 k_s を図中の値として求めた荷重-変位量関係である。今回の地盤は、 $k_s = 0.010 \sim 0.020 \text{ kgf/cm}^{3.5}$ の間に存在することがわかった。そして、またこの結果からも今回の地盤が第 2 章の実験地盤に較べて緩い地盤であることがわかった。

図一 4 . 4 は、静的コーン貫入試験の結果を示したグラフで、横軸にコーン支持力 q_c ($q_c = R/A$ 、 Q =貫入力(kgf)、 A :コーン底面積(cm^2))をとり、縦軸を深さ

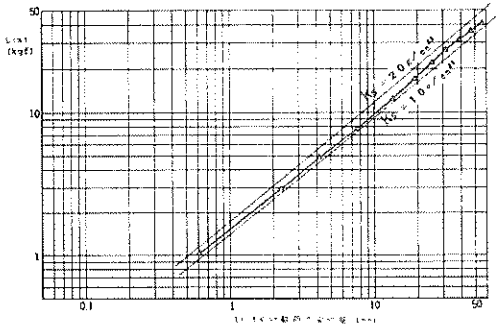


図-4.3 パイロット杭水平載荷試験結果

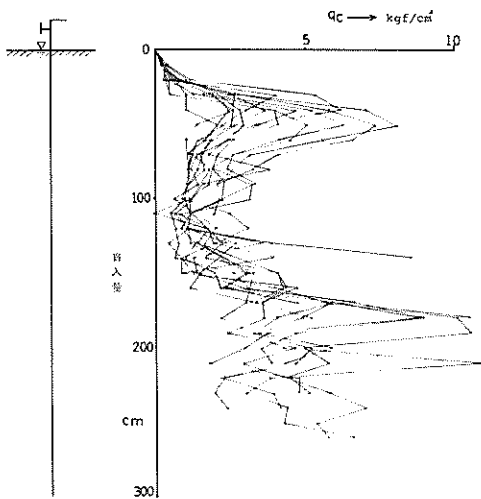


図-4.4 静的コーン貫入試験結果

としたものである。この試験の実施箇所は、前述したとおりである。グラフからみると地表面下 50 cm 付近において、ばらつきがみられ 100~150 cm 付近では、 $q_c = 1 \sim 3 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲で集まりがみられた。また 180 cm 付近で極端的にやや強い地盤が見受けられた。

4.3.3 実験方法

実験の準備段階として、南側の実験槽側壁から 2 m 離れた位置に、5 枚の矢板をつり下げた状態にし、両側から角パイプとくさびを用いて張り止めた。この矢板は 5 枚のうち中 3 枚にひずみゲージがはり付けられている矢板で、中央の矢板下端には傾斜計を取付けた。次に根入 1 m まで各 4 層に分け、仕上げ層厚 250 mm を基準として、砂の搬入および水締めによる締め固めを行い基本地盤（現地盤）を作成した。この地盤上で、矢板天端から水平面に対し 30° の傾きをもたせて、タイロッド（ワイヤ

ー）を延長させた位置にアンカブロックを設置し連結した。この場合にタイロッドが矢板壁面に対して直角となるようにトランシット等を用いて調整し、タイロッド上端部には張力測定用のプルービングリングを、中 3 枚の矢板に対して取付けた。次に矢板の天端変位の観測用として、各矢板の天端にそれぞれ鉛直および水平方向のダイヤルゲージを取付けた。また中央矢板において天端たわみ角の測定を行うため、先程述べた水平変位測定用ダイヤルゲージの取付点からさらに 15 cm 上った位置に、もう一つの水平変位測定用ダイヤルゲージを取付けた。この上下 2 箇所における水平方向の変位差から傾きを求め、天端でのたわみ角とみなすことにした。この段階を初期状態とみなし、Step ゼロとして全ての計測を行った。

次に本実験として、裏込め地盤の仕上げ層厚が毎 2.5 cm となるように、基本地盤作成の際と同じ要領で砂搬入および水締めを施した。作業工程を次のように定めた。

- 予定の地盤高さのほぼ $1/2$ まで水を張り、ベルトコンベヤーを用いて砂を搬入する。
- 砂の表面を平にならす。
- 実験槽に取付けられている排水ポンプを用い、水位を 40 cm 低下させ、10 分間放置する。

その後ダイヤルゲージ (D. G)、プルービングリング (P. Ring) 等が安定状態に達した時をもってすべての計測を行い、次の Step へと移ることにした（写真-4.1 参照）。

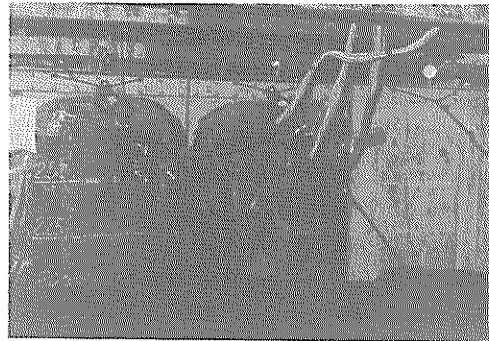


写真-4.1 第 4 層目 ($H = 1.0 \text{ m}$) の給水状態 (Step 4)

4.3.4 測定項目および測定方法

測定項目を列挙すると次のようである。

- 中 3 枚の矢板におけるひずみ量
- 各矢板の天端における水平および鉛直方向変位量
- 中 3 枚の矢板におけるタイロッド（ワイヤー）張力
- 中央矢板 (SH No. 2) 上端におけるたわみ角

e) 中央矢板 (SHNo. 2) 下端におけるたわみ角
この5項目は、すべて計測器による測定であるが途中の作業段階でも地表面の様子等を観察した。

a)の矢板に発生するひずみ量は、多点デジタル式のストレインメーターを用いて測定した。

b)の矢板天端変位および d)の天端たわみ角は、30, 50 mm用ダイヤルゲージを用いて、1/100 mmまで観測した。また、たわみ角については既に述べたように上下2箇所に取付けたダイヤルゲージによる上下の水平変位量の差から傾きを求めたものである。

c)のタイロッド張力は、500 kg プルービングリングを用いて観測した。

e)の中央矢板下端のたわみ角は、傾斜計(第2, 3章で用いたものと同一品)を用い、多点デジタル式ストレインメーターからひずみ量を求め角度を算出した。

4.4 実験の結果とその検討

この項では、次の3項目に分類して述べる。

- 1) 矢板上下端の変位について(天端変位、タイロッド張力、上下端のたわみ角について)
- 2) アンカーブロックについて
- 3) 矢板ひずみについて

4.4.1 矢板上下端の変位について

図4.5に示したグラフは、5枚の矢板の内中3枚の矢板についての測定結果で、矢板天端での水平変位とタイロッドにかかる張力との関係を表わしたものである。3枚の矢板は、変位(y)および張力(T)がともにStep 1~5まで、比較的同じような変化を示し増加している。しかし、Step 5~6にかけて、各矢板の2つの量とも急激に増大し、かつばらつきも大きくなっている。

図4.6は、5枚の各矢板の天端水平変位量(y)と、基本地盤面からの裏込め高さ(H)との関係を示したものである。この図からも、前図と同様に、Step 5~6にかけて各矢板が急激な動きを示したことがわかる。

図4.7に示したグラフは、タイロッド張力(T)と基本地盤面からの裏込め高さ(H)との関係を中3枚の矢板についてプロットしたものである。また×印を用いて結んだ線は、矢板の天端と海底面とを支点とする単純ばりを考え、そのほりに裏込め高さ(H)に応じた三角形分布の土圧が働くとした場合の天端での水平反力、つまりタイロッドにかかる張力の水平分力の計算値である。この際内部摩擦角を 35° 、矢板の壁面摩擦角を $+15^\circ$ としている。

この線と実測結果を比較した場合、Step 5までは非常に一致が見られるが、やはりStep 6については、実測値の方が2倍近く大きい値を示している。ただし、この

矢板天端水平変位量—ワイヤー張力

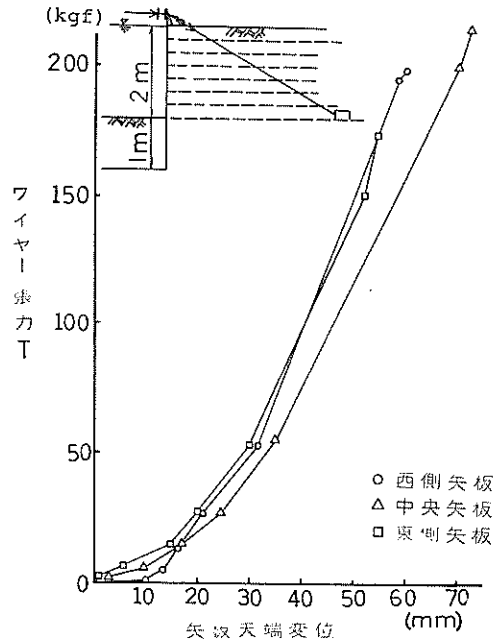


図4.5 天端水平変位—タイロッド張力の関係

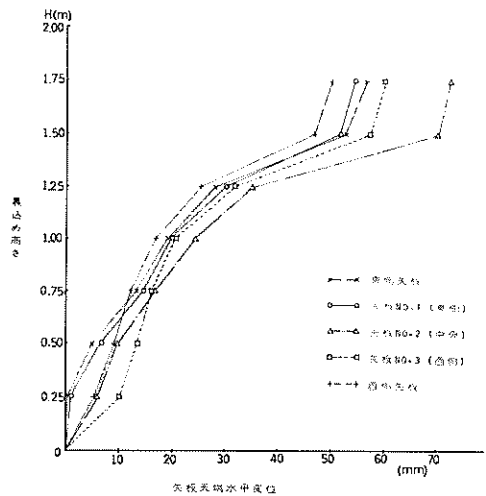
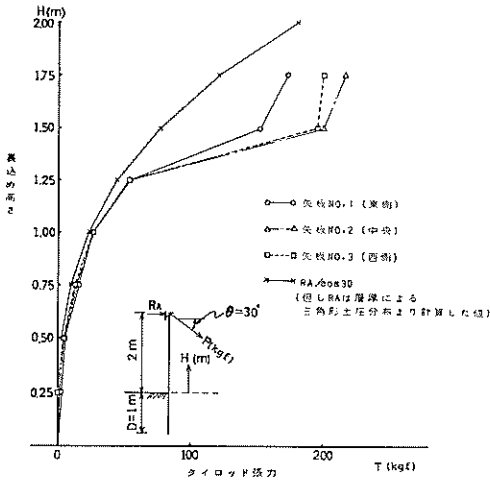


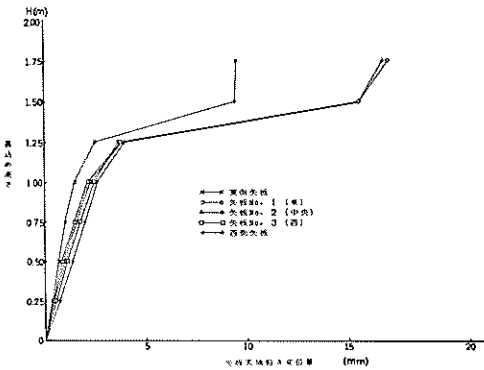
図4.6 天端水平変位—裏止め高さの関係

場合の計算値は、天端変位に伴うタイロッドの傾斜角の変化は考慮しないで、 30° 一定とした。

図4.8は、各矢板の鉛直変位と基本地盤面からの裏込め高さとの関係についてプロットしたものである。



図一 4 . 7 タイロッド張力 — 裏込め高さの関係



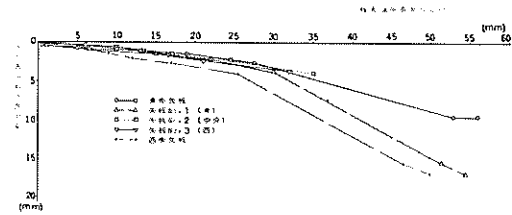
図一 4 . 8 天端鉛直変位 — 裏込め高さの関係

この図からわかることとして、矢板天端において水平のみならず鉛直方向（沈下方向）の変化もみられたことがある。Step 5～6にかけて、矢板のたわみ量が大きくなったものと推察できる。ただ残念なことにSH, No. 2, 3においてStep 6から測定不能となった。

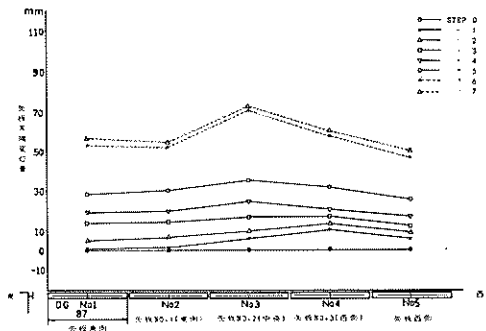
図一 4 . 9 は、各矢板の天端変位を示したものである。このグラフからも Step 5～6にかけて、各矢板の天端が前方に変化しながら沈下していることがわかる。

図一 4 . 10 に示したグラフは、5枚の矢板全部について天端の水平変位を平面図として示したものである。

この図からわかるように、実験槽両側壁に近い矢板ほど中央矢板に較べ変化が少ない。これは、両側壁面の摩擦抵抗による影響と考えられる。



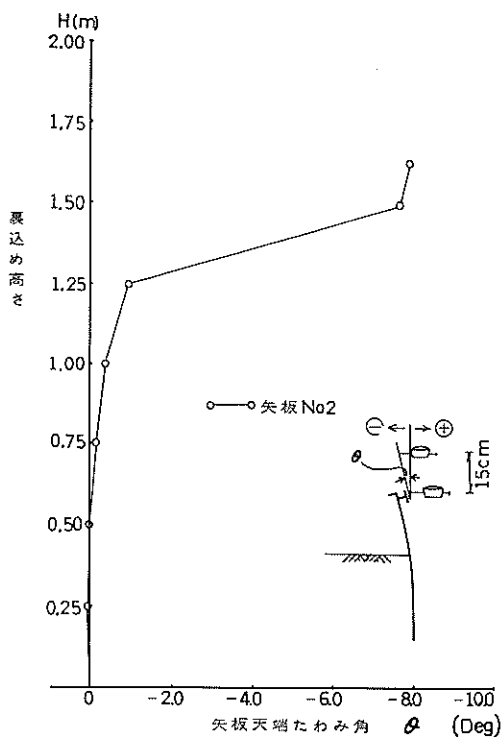
図一 4 . 9 天端変位状況



図一 4 . 10 天端水平変位状況（平面図）

図一 4 . 11 は、SH, No. 2 (中央矢板) の天端たわみ角と、基本地盤面からの裏込め高さとの関係をプロットしたものである。この図は、Step 1 で ⊕ 方向つまり頭部が前方へ倒れた状態となっているが、これはワイヤーの伸びによるものと思われる。だが、Step 2～5 になるにつれ逆方向 (⊖ 方向) に倒れた形となっていて、Step 5～6 にかけて急激に ⊖ 方向へ倒れている。このことは、天端を抑えられた矢板の中央部からはみ出したことを示している。

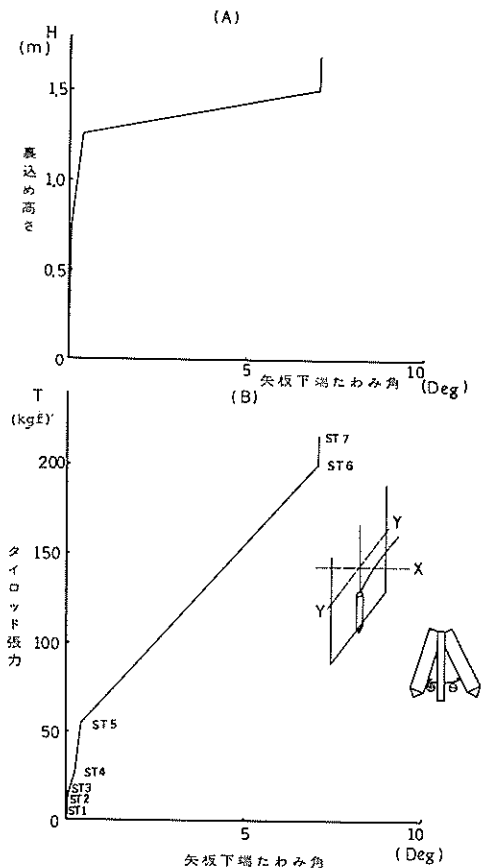
図一 4 . 12 (a), (b) は、SH 2 (中央矢板) 下端に取付けた傾斜計の値、つまり下端でのたわみ角と裏込め高さおよびタイロッド張力との関係を示したものである。傾斜計の取付方向として法線直角方向を X 軸、法線方向を Y 軸としたものである。この両グラフからも Step 5～6 にかけて矢板下端が ⊕ 方向 (矢板の前方) に傾いたことがわかる。そこで、図一 4 . 11 で説明したことと関連して説明すると、矢板の上端および下端のある箇所を支点として、中央部ではらみ出したことがわかる。それも Step 5～6 の間でこの現象が極端に現われている。また、Step 6～7 にかけての両端部のたわみ角をみると、下端については殆んど変化していないが、上端部には多少の変化がみられた。



図一 4.11 天端たわみ角 - 裏込め高さの関係

以上図一 4.5 ~ 図一 4.12(a), (b) について述べたことをまとめると次のようになる。

- 裏込め高さが増すにつれ、矢板の天端は前方へ進みかつ沈下を伴った動きを示し、 $H = 1.25$ m の場合ではほぼ 3 cm ぐらい前進し、0.4 cm ぐらいの沈下を生じた。また $H = 1.25 \sim 1.5$ m とした場合に、各矢板にばらつきはみられるが、水平方向変位は急激に 5 cm まで達し、鉛直方向変位も約 1.0 ~ 2.0 cm ぐらいまで急激に沈下した。しかし、 $H = 1.5 \sim 1.75$ m とした場合は、若干変位を増す程度であった。
- 裏込め高さ (H) が増すにつれて、タイロッド張力 (T) も増している。 $H = 1.25$ m の場合ではほぼ $T \approx 50$ kgf に達している。またこの Step までは、計算値とほぼ一致した。だが $H = 1.25 \sim H = 1.5$ m となった場合、矢板天端の動きと同様に急激に張力を増した。この時の張力は、 $T \approx 180$ 前後の値まで達した。 $H = 1.5 \sim 1.75$ m となった場合は、 $T \approx 10$ kgf 程度増加しただけであった。
- 裏込め高さ (H) が増すにつれ、矢板上下端のたわみ角もわずかずつ背後方向へ傾いている。 $H = 1.25$ m の場合をみると上端で約 1° 、下端で約 0.5° のたわみ角



図一 4.12(a) 下端たわみ角 - 裏込め高さの関係

図一 4.12(b) 下端たわみ角 - タイロッド張力の関係

を生じている。やはり $H = 1.25 \sim 1.5$ m と変化した場合に急激にたわみ角は大きくなった。この時の値は上端で約 8° に達し、下端では約 7° まで達していた。その後 $H = 1.75$ m とした場合については、上端たわみ角が若干増しただけで下端は殆んど変化していない。

a) ~ c) を総合してみると、Step 5 ~ 6 つまり基本地盤面からの裏込め高さを 1.25 ~ 1.5 m とした場合に、矢板の根入部に想定する仮想固定点が急激に低下したものと理解できる。もしそうだとしたら、根入前面で起こる受働状態に達した領域も急激に広がったと思われる。そしてこの領域がさらに広がり、根入前面全部に達した場合にすべりが発生すると考えられる。しかし今回の実験では、矢板下端で前面の地をけり上げるようなすべりは起こらなかった。

4.4.2 アンカーブロックの挙動

アンカーブロックは砂中にあるため、その挙動を直接

観測することはできない。これを間接的にとらえるための測定は、アンカーブロックがワイヤーを介して結びつけられている矢板天端の変位と、プルービングによるワイヤー張力である。

矢板天端の変位からアンカーブロックの動きを推測する場合、ワイヤーのたるみや伸び等のために、誤差はかなり大きくはいてくると思われるが、図-4.9からわかる通り、Step 6 (裏込め高1.50m)の段階で、それまでと比べて大きく動いたことは十分に想像される。最終段階における矢板天端の水平変位量が6cm程度、鉛直変位量2~3cm程度であるから、アンカーブロックの動きとしては、2~4cm程度であろうと考えられる。また、アンカーブロックの引張抵抗を調べるためのワイヤー張力にも、ワイヤーそのものの砂との摩擦抵抗のため誤差はあるが、これは相対的に小さいと思われるので無視した。ただし、この摩擦力があるため、アンカーブロックが発揮している引張抵抗がワイヤー張力よりも大きいということは間違いないであろう。

表-4.2に3通りの計算値(T_1, T_2, T_3)と3枚の矢板(SH1, SH2, SH3)のワイヤー張力実測値(T)を示した。 T_1 は、天端と海底面とを支点とする単純ばりを想定し、これに三角形分布の土圧が働くとした場合の天端支点反力である。 T_2 は、設計指針で控え版に対して与えられている考え方で、アンカーブロック前面に働く受働土圧合力と背面に働く主働土圧合力との差である。

T_3 は、鉛直方向のみの拘束圧による摩擦抵抗力である。このような考え方を試みたのは、アンカーブロックの引張抵抗として、最初の段階から、かつ最小限確実に発揮されるのはこの摩擦抵抗であると考えたからである。側面の摩擦抵抗も当然考えられるわけであるが、これは地

盤の不均一性によるバラツキを含むし、相対的に小さいのでここでは考えていない。もし考えに入れたとして、抵抗力が1割増しになる程度である。

T_3 の計算式は、図-4.13に従って次の通りとなる。

$$T \cos \alpha = \mu (2A \sigma_z + W_B - T \sin \alpha) \dots \dots (1)$$

ここに、

T : ワイヤー張力(kgf)

α : ワイヤーが水平面となす角

μ : 砂とコンクリートの摩擦係数(0.2)¹⁴⁾

A : ブロックの水平断面積(cm²)

σ_z : ブロック上面の土被り圧(kgf/cm²)

W_B : ブロックの重量(kgf)

(1)式は、単純に、上下面の拘束圧からワイヤー張力の鉛直成分を差し引いた値の摩擦係数倍が、ワイヤー張力の水平成分であるとしたものである。

以下にこれらの値と実測値との比較検討を行う。矢板壁が大きな動きを示したStep 6 (裏込め高1.5 m)以後と、それ以前とは分けて考えることにする。

Step 5までは T_1, T_3, T がほぼ似かよった値であることから、アンカーブロックの抵抗力の内容として摩擦抵抗のみで十分に抵抗し、前面の受働抵抗が発揮されるまでに至っていないものと判断され、天端支点反力も、ほぼ三角形分布の土圧に近いものが作用していたものと考えられる。

Step 6以後では、実測値 T と受働抵抗 T_2 とがほぼ近い値であると言える。従って、比較的大きな動きを示してより後は、受働抵抗が発揮されたものと考えることができる。なお、受働抵抗の計算では、内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ 、壁面摩擦角 $\delta = +15^\circ$ で、受働土圧係数 $K_p \cos \delta = 2.302$ 、主働土圧係数 $K_a \cos \delta = 0.248$ として

表-4.2 アンカー張力の実測および計算結果

裏込め高さ H (m)	Step No.	R_A (kgf)	$T_1 = R_A / \cos 33^\circ$ (kgf)	$T_2 = P_p - P_a$ (kgf)	摩擦抵抗 T_3 (kgf)	アンカー張力 T (kgf)			備 考
						SH 1	SH 2	SH 3	
0.25	1	2.2	2.5	18.5	7.5	2.7	1.9	-0.2	$T_1 \left\{ \begin{array}{l} \phi = 35^\circ \\ \delta = +15^\circ \end{array} \right.$ $P_p \left\{ \begin{array}{l} \phi = 35^\circ \\ \delta = +15^\circ \end{array} \right.$
0.50	2	9.0	10.4	49.2	16.8	5.9	5.8	4.7	
0.75	3	20.2	23.3	80.1	26.1	15.6	14.3	13.4	
1.00	4	36.0	41.6	110.0	35.4	27.5	26.6	26.6	
1.25	5	56.2	64.9	141.7	44.7	53.3	54.1	52.5	
1.50	6	80.9	93.4	172.6	54.0	151.9	200.4	195.8	
1.75	7	110.1	127.1	203.3	63.4	173.1	217.6	199.3	
2.00	8	143.8	166.0	234.1	72.7	-	-	-	

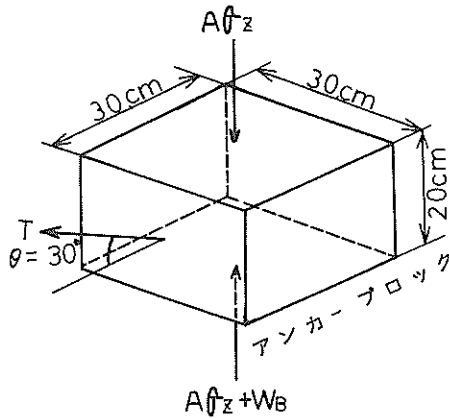


図-4.13 土かぶり圧による摩擦抵抗の考え方

ある。実測値の一部には T_2 の値を越えているものも見られるが、アンカーブロックの引張抵抗としては、受働抵抗のみでなく、上下面および両側面の摩擦抵抗もありうるわけだから、極限抵抗力の計算値は、やはり実測値を上まわるものと考えられる。

天端支点反力の計算値 T_1 は、Step 6 以後、実測値よりもかなり小さくなっている。この理由としては、矢板のたわみ性に起因する土圧再配分の問題があると考えられる。すなわち、変位が進むにつれて土圧は三角形分布をなさなくなり、上部支点(天端)と下部支点(海底面)

以下に集中する傾向を示したことが想像される。

4.4.3 矢板ひずみについて

今回の実験に用いた模型矢板壁は、第3章の項で述べた自立矢板壁の実験に使用したのと同じものである。

図-4.14~図-4.16の(a)に示したグラフは、5枚の矢板のうちひずみゲージがはり付けられている中3枚の矢板の東側に相当するSH1、中央のSH2、西側に相当するSH3、のそれぞれに発生したひずみ量から計算した曲げモーメントの分布を示したものである。また図中に点で示した分布は、矢板の天端と海底面とを支点とする単純ばりを想定し、これに三角形分布の土圧が働くとした場合の曲げモーメント分布を示したものである。これらのグラフにおいて、実線で示した(以下実測値と呼ぶ) Step 1を見ると各矢板ごとに異なった分布を示しているが、これは矢板建て込み時や現地盤作成時に生じたひずみが影響しているものと思われる。しかし、無視できる程の値である。

Step 5までの実測値の分布を見ると徐々に増加していることが窺える。またこの Step までの各分布の変化に対して、それぞれの矢板における第1モーメントゼロ点 (l_{n1}) はほぼ同じ位置に存在している。各矢板同士にも同様なことが言える。

Step 6の場合の実測分布は、各矢板とも Step 5の場合の分布よりもかなり大きい値 (SH1→約3倍、SH2→4.5倍、SH3→4倍)を示し、かつ矢板同士にバ

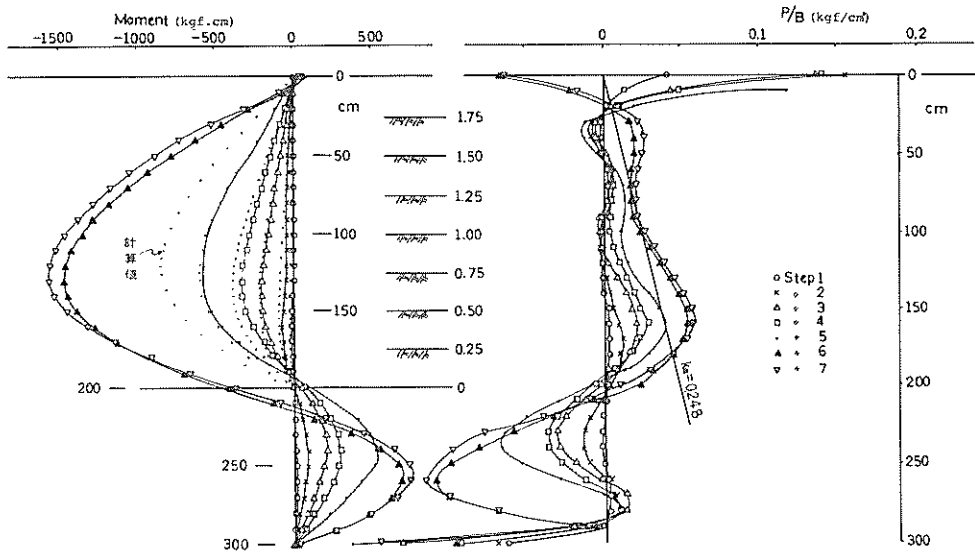


図-4.14 (a) 東側矢板 (SH1) の曲げモーメント分布

図-4.14 (b) 東側矢板 (SH1) の土圧分布

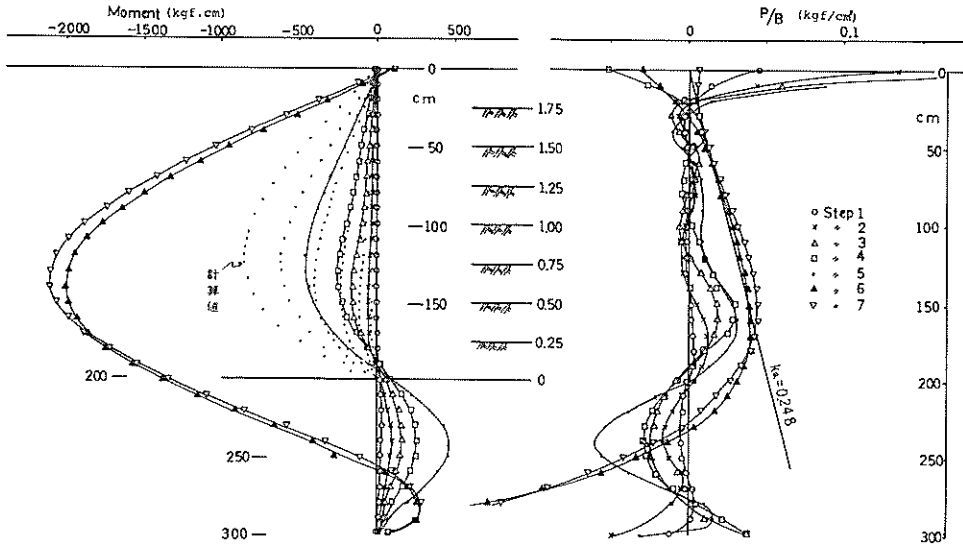


図-4.15 (a) 中央矢板 (SH2) の曲げモーメント分布

図-4.15 (b) 中央矢板 (SH2) の土圧分布

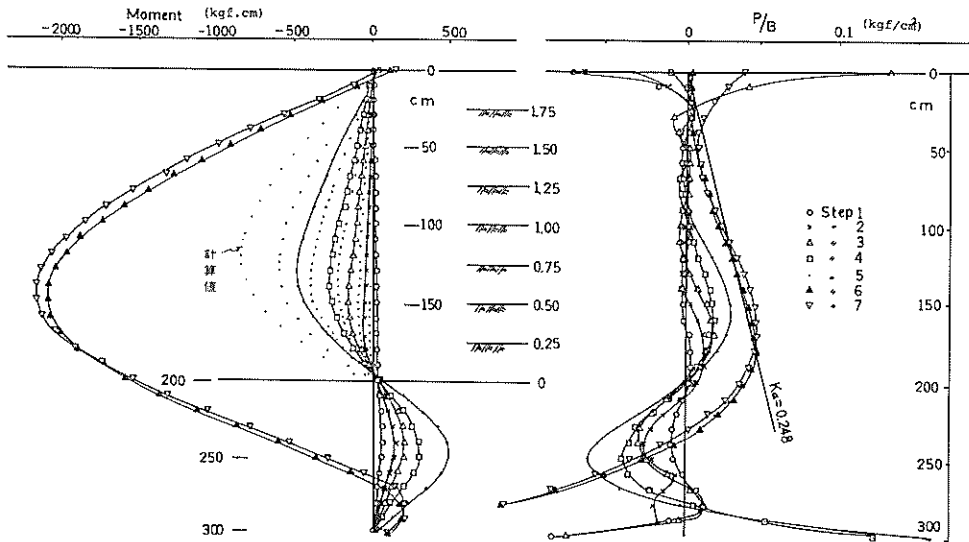


図-4.16 (a) 西側矢板 (SH3) の曲げモーメント分布

図-4.16 (b) 西側矢板 (SH3) の土圧分布

ラツキが見られた。(最大値でSH1→15,000, SH2→20,000, SH3→20,800kgf·cm) また、 l_{m1} について見るとSH2とSH3とはほぼ似ているが、SH1だけが左程深くまで達していない。このことはSH1の前面の地盤が極所的に強固となっていたか、または矢板背後

からの影響としてアンカーブロックの動き等の違いによるものかと思われる。

Step 7 について見ると各矢板とも Step 6 の分布からさらに 1,000 kgf·cm 程の増加を示した分布になっている。

点で示した単純ばりによる計算値の分布と実線で示した実測値による分布とを比較した場合、Step 1～5のかぎりでは計算値の分布の方が小さく、まるで1 Step分ずれた形となっているのが窺える。そしてStep 6, 7について見ると、 l_{m1} が深くなったことなどがその原因と考えられるが、かなり実測値の方が大きいことがわかる。

次に図-4.14～図-4.16の(b)について述べるが、このグラフは、SH1～SH3の各矢板に発生したひずみ分布を基に電算機を用いて、多項式による近似を行ってから微分して求めた、土圧分布を示したものである。

これらの図においてStep 1～5に相当す土圧分布を見ると、主働土圧分布から受働土圧分布へ変わる点は、海底面の位置に見られる。また、Step 5の分布についてみると、一般にいわれているたわみ壁の土圧分布と似た形で、矢板立上り部中央近くにおいて土圧が小さくなっている。またこの分布における最大値は、SH1→ $P_{a \max} \approx 0.04 \text{ kgf/cm}^2$ 、SH2→ $P_{a \max} \approx 0.03 \text{ kgf/cm}^2$ 、SH3→ $P_{a \max} \approx 0.03 \text{ kgf/cm}^2$ であり、この値を示した位置は、海底面から40 cm上ったところで、矢板自由長の1/5に相当する。また根入部での受働土圧の最大値は、SH1の矢板で約 0.07 kgf/cm^2 、SH2で約 0.06 kgf/cm^2 、SH3で約 0.06 kgf/cm^2 となっていて、SH2の矢板とSH3の矢板における土圧分布は似ていることがわかる。

図中に内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ 、壁面摩擦角 $\beta = +15^\circ$ 、水中単位体積重量 $\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$ とした場合の主働土圧係数 K_a をクーロンの土圧分布として、直線で示した。この直線と実験からの土圧分布を比較した場合、SH2, 3の矢板におけるStep 6, 7の場合の主働土圧分布とはよく合った。しかし、SH1の矢板ではそのような傾向は見られなかった。おそらくSH1の矢板に関しては、Step 5の段階でも見られた土圧の再配分による影響が、矢板前面の地盤が強固なためにStep 6, 7の段階まで継続され、一致を見なかったものと思われる。この反面SH2, 3の矢板に関しては、根入部に存在する固定点が下がったために、一時途中段階で見られた再配分的な現象が消え直線とよく合ったものと思われる。

4.5 まとめ

今回の実験は、デッドマンアンカー式矢板壁の模型実験で、矢板天端から水平面に対し、 30° の傾きをもたせてタイロッド(ワイヤーロープ)を設け、その端部に取付けたコンクリート製のアンカブロックを根入1 mに相当する現地盤上に設置した状態から、裏込め高さを順次増した場合の矢板の挙動を調べたものである。

その結果矢板天端は、裏込め高さを1.25 mから1.5 mに増した場合、一気に動いた。この時のアンカー張力の

実測値と、ブロック上下面に働く摩擦抵抗を考えた場合の計算値とはよく合っていて、ブロックが働き出すまでの現象を説明することができた。またブロックが比較的大きく動いたと思われる段階より以後では、ブロックの受働抵抗がアンカー張力とほぼ近い値となった。

5. 止水性二重矢板壁の挙動

5.1 実験の目的

二重矢板壁は鋼矢板を二列に打ち、頭部をタイロッドでつなぎ、この中に土砂等を充てんしたもので、水平力に対して矢板根入部の受働土圧と矢板壁間の中詰材のせん断抵抗力により抵抗する構造体である。その特徴として、優れた止水性が挙げられている。従来は主に仮締切り用えん堤として使用されてきたものであるが、今後軟弱地盤上や、比較的水深の深いところにも、護岸、防波堤、係船岸などの永久構造物として利用される傾向にあり、既に実施された施工例として、七尾港の防波堤、東京都廃棄物処理場の護岸などがある。

今回二重矢板壁の実験を行ったのは、その優れた止水性に注目して、上例の廃棄物処理場の護岸などのように止水性の要求される壁体として、これを利用する可能性について検討するためである。止水性の壁体と言っても、その考え方は一通りでない。文字通り水を通さない種類のものの他に、例えば砂のろ過効果などを利用して、水は通すがその中に含まれる懸濁物は通さないといった形式も考えられるからである。この意味で、二重矢板壁はその中詰材材料を選択することによって、適当と思われる止水性を壁体にもたせるのに有利ではないかと考えられる。ここに述べる実験においては、止水性を高度に高めた形として、中詰材料に砂と粘土の混合物を用いた。

二重矢板壁の安定性は、中詰材のせん断強度による部分が多い。従って、止水性を求めるためにこのような中詰材を用いると、中詰材のせん断強度の点で不利になり、結局二重矢板壁の安定性において不利になると考えられる。そこで、今回の実験においては、砂と粘土の混合物を用いた二重矢板壁の止水性と挙動を調べることを目的とする。

5.2 設計の考え方

従来、二重矢板壁は主に仮締切り堤などの仮設構造物に利用されているが、確かな設計法に基づいて設計されているわけではなく、構造物の安定性についてはセル構造物の設計法、矢板応力、タイロッド張力については単独矢板壁の設計法などに準じている。

変位については、従来あまり考慮されないうきたが、最近の永久構造物への適用を考えると、これを検討することが必要となってくる。現状において二重矢板壁の水平変位を計算する方法が、十分に確立されたとは言いが、その一方法として沢口の方法¹⁵⁾がある。

研究的な成果としては、参考文献 16) および 17) がある。

5.3 実験の概要

大型土圧実験槽内に、模型矢板を2列に建て込み、現地盤として外側に砂を入れ、内側には止水性材料として砂と粘土の混合土を中詰めした。こうして造った二重矢板壁に対して、両側に水位差を与えて荷重を加え、その際の挙動を観測した。

二重矢板壁の止水性のチェックとしては、両側に水位差を与えた後の水位の変化を検討することによって行うこととした。

5.3.1 実験装置

実験槽は、2.3.1 に示したものと同一であり、矢板模型は、2.3.1 および 3.3.1 に示したものと同一である。

二重矢板壁は南北両側各々5枚の模型矢板と、相対する1組の矢板を連結する2本のタイロッドおよび矢板内の混合土、外側の根固め用砂地盤とで構成されている。矢板は図-5.1 に示すように建込まれており、北側には旧矢板、南側には新矢板が使用されている。旧矢板、新矢板ともNo. 1, No. 2, No. 3にはひずみゲージが貼付されている。相対する1組の矢板は2本のタイロッドにより連結されており、タイロッド中央部のロードセルにより、タイロッド張力が測定できる(写真-5.1 参照)。ダイヤルゲージは矢板両側に設置されている。特に荷重側矢板には、上下2個のダイヤルゲージがとりつけられており、矢板天端のたわみ角が測定できる(写真-5.2 参照)。

模型矢板を所定の位置に鉛直に建込んだ後、隣り合せの矢板間のすき間にガラスクロスで目張りを行って混合土のもれを防ぎ、矢板がコンクリート面と接する箇所には、漏水防止処置として止水剤を施した(写真-5.3 参照)。

そして、中詰め混合土、根固め砂を一定層厚ごとに搬入した。混合土および根固め砂の搬入は、砂地盤高が150 cmまでは常に混合土高が砂地盤高よりも20 cm高くなるように施し、それ以後は一層20 cmで混合土面を仕上げた。根固め砂は小型タンパーにて締固め、混合土は棒状バイブレーターにより仕上げた。

5.3.2 実験に用いた砂および中詰め混合土の性質

根固め用に用いた砂は、2.3.2 に示した相模川砂で

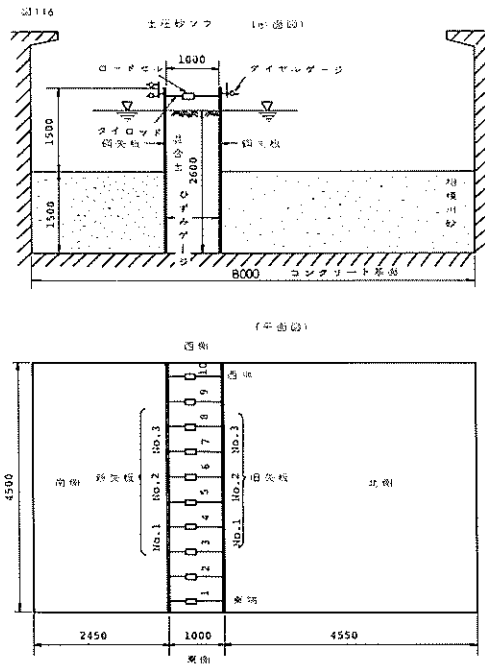
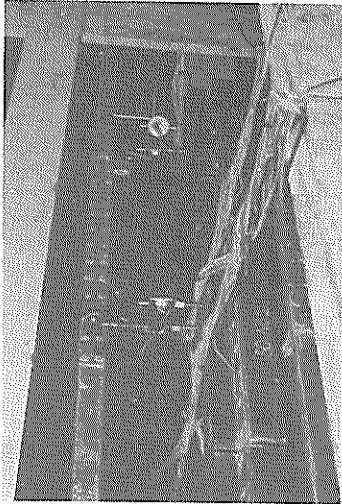


図-5.1 実験の概要

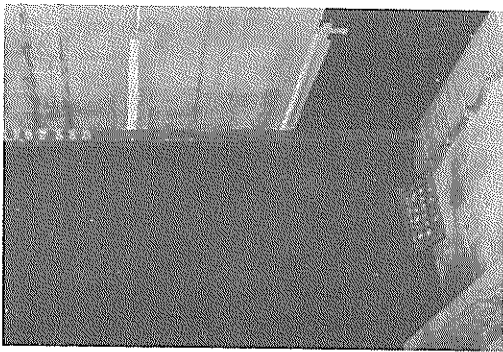


写真-5.1 タイロッド

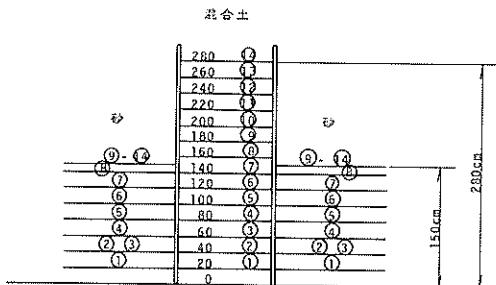
あり、これを搬入し、20 cm層厚ごとにタンパーにより締固めを行った。締め固め砂の気乾密度は 1.65 tf/m^3 、乾燥密度は 1.6 tf/m^3 程度であった。この砂地盤の強度定数を求めるために三軸C.D試験を行った結果、 $\phi_d = 40^\circ$ 、



写真一 5 . 2 ダイヤルゲージ



写真一 5 . 3 すき間の処理



図一 5 . 2 実験準備 (砂入れの段階)

$E_{50} = 20 \text{ kgf/cm}^2$ 程度と推定された。

中詰め用混合土は、川崎沖粘土と上記相模川砂とを重量比 1 対 1 の割合で攪拌混合したものである。粘土は攪拌前にミートチョップを通して均一に仕上げられている。攪拌前の含水比は、川崎沖粘土が 90 ~ 95 %、相模川砂が 2 ~ 5 % であり、混合後の含水比は 40 ~ 50 % であった。

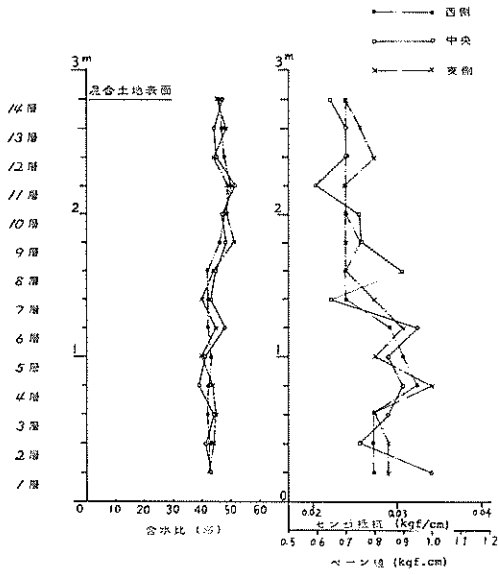
川崎沖粘土、相模川砂および中詰め混合土の物理性状は、表一 5 . 1 に示すとおりである。混合土は、三角座標分類によれば粘土に属するが、液性限界、塑性限界試験については、砂分が多く実施不可能であった。

表一 5 . 1 砂、粘土および混合土の物理性状

名 称	比重 G_s	粒 度 分 布	液性塑性
川崎沖粘土	2.718	粒径 0.005 mm 以下 -61%	$W_L = 93\%$
		0.005 ~ 0.074 -38%	$W_P = 41\%$
		0.074 ~ 2.00 -1%	$I_P = 52\%$
		2.00 mm 以上 -0%	
相模川産砂	2.675	0.06 ~ 0.2 mm 5%	
		0.2 ~ 0.6 34%	
		0.6 ~ 2.0 58%	
		2.0 mm 以上 3%	
混 合 土	2.696	0.005 mm 以下 35%	
		0.005 ~ 0.074 12%	
		0.074 ~ 2.00 41%	
		2.00 以上 12%	

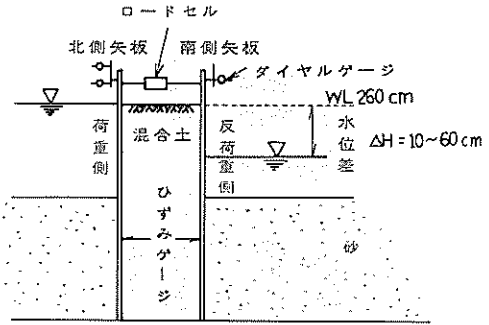
二重矢板内への混合土の敷きならし方法は、一層が 20 cm 厚とし、棒状バイブレーターによって均一に敷きならす方法とした。その時の各層の含水比および簡易ペーン試験機によるせん断抵抗値は、図一 5 . 3 に示す通りであり、第 8 層までは含水比が 40 ~ 45 %、せん断抵抗が 0.03 kgf/cm^2 程度を示し、第 9 層以上では含水比が 45 ~ 50 %、せん断抵抗値が 0.025 kgf/cm^2 程度を示している。

混合土中詰め終了時より約 3 か月を経て、混合土のシンウォールサンプリングを行い、三軸圧縮試験 (UU, CU) および簡易ペーンせん断試験を実施した。なお混合土地表面は、敷きならし時と比べて約 20 cm 程沈下している。図一 5 . 4 に示したのが、試験の結果である。含水比は、約 40 ~ 50 % であって、敷きならし時の含水比とほとんど変わらない。単位体積重量は、混合土上層部で $1.65 \sim 1.75 \text{ tf/m}^3$ 、下層部で $1.75 \sim 1.80 \text{ tf/m}^3$ であり、平均値



図一 5. 3 中詰混合土の含水比およびせん断抵抗 (実験前)

としてはそれぞれ約 1.73 tf/m^3 , 1.78 tf/m^3 と考えられる。ベーンせん断抵抗は下層部で $0.07 \sim 0.09 \text{ kgf/cm}^2$ を示しており、混合土敷きならし時と比較すると、約3倍程度のせん断抵抗を有していることになる。



図一 5. 5 実験方法

5.3.3 実験方法

二重矢板内に混合土を搬入し終えた後、両側(南北)の水張りを完了させ、両側の水位を 260 cm として平衡状態を保った。

第 1 回目実験では、南側水位のみを 10 cm ずつ低下させ、二重矢板構造物に水位差分の静水圧を外力として作用させた。実験は 60 cm 水位差まで実施した(図一 5. 5 参照)。

第 2 回目実験では、逆に南側水位を 260 cm に一定に保ち、北側水位のみを 10 cm ずつ低下させ、水位差 50 cm までの実験を行った。第 2 回目では構造物の変形が大きくなったため、水位差 50 cm で実験を打ち切った。

実験での載荷サイクルは、次のとおりである。

サンプリング時	サンプリング箇所			w (%)	Y ₁ (kgf/cm ²)				Y ₂ (kgf/cm ²)			ベーンせん断抵抗 T (kgf/cm ²)				
	1	2	3		1.6	1.7	1.8	1.9	1.1	1.2	1.3	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
2.80 m	6U	5T		x	x											
2.60 m	4U	4T		x	x											
	3U	3T		x	x											
	1U	1T		x	x											
2.00 m	1U	1T		x	x											
1.00 m	12T	12T	10T	x	x											
	11T	11T	9T	x	x											
	10T	10T	8T	x	x											
	9T	9T	7T	x	x											
	8T	8T	6T	x	x											
	7T	7T	5T	x	x											
	6T	6T	4T	x	x											
	5T	5T	3T	x	x											
	4T	4T	2T	x	x											
	3T	3T	1T	x	x											
	2T	2T		x	x											
	1T	1T		x	x											

図一 5. 4 実験終了後の中詰混合土の土質 (混合土搬入時より3か月経過後)

第1回目実験

水位差 $\Delta H = 0 \rightarrow 10 \rightarrow 20 \rightarrow 30 \rightarrow 40 \rightarrow 20 \rightarrow 30 \rightarrow$
 $\rightarrow 40 \rightarrow 50 \rightarrow 60 \rightarrow 0 \text{ cm}$

第2回目実験

水位差 $\Delta H = 0 \rightarrow 10 \rightarrow 20 \rightarrow 0 \rightarrow 10 \rightarrow 20 \rightarrow 30 \rightarrow$
 $\rightarrow 40 \rightarrow 0 \rightarrow 40 \rightarrow 50 \rightarrow 0$

(※印は処女荷重)

5.3.4 測定項目および測定方法

計器測定は両矢板天端付近に設置されたダイヤルゲージ、矢板間を連結しているタイロッドにとりつけられているロードセル、矢板にはり付けられたひずみゲージに関して行い、測定時の水位変化、混合土表面のき裂の発生具合にも気を配った。

おもな測定項目は次のとおりである。

- 1) 南北両側の水位差
- 2) 両矢板の天端水平変位および天端たわみ角
- 3) ロードセル張力
- 4) 両矢板曲げひずみ

なおロードセル張力、矢板曲げひずみは、デジタル式

ひずみ測定器により測定した。

北側矢板(旧矢板)にはり付けられたひずみゲージは正常に作動せず、両実験とも、矢板のひずみについては、南側矢板を測定対象とした。南側矢板は第1回目実験では反荷重側に相当し、第2回目実験では荷重側に相当する。

5.4 実験の結果とその検討

5.4.1 準備期間における矢板壁の挙動

実験槽内に矢板壁を建て込み、中詰土、根固め砂地盤作成の後、水張りして平衡水位を保ち、第1回目実験を実施した。第1回目実験終了後から第2回目実験開始までは、矢板壁両側の水位を同一とし、平衡状態を保った。以下に準備期間および第1回目、第2回目実験終了後の矢板壁の挙動を矢板No. 2のひずみ変化に注目して観察してみる。

矢板の建込み終了後、中詰め混合土および根固め砂地盤を層厚 20 cm ごとに基面より施工していった。図-5.6に示すように、矢板の曲げひずみが、初めは片側に分布しているのが、中詰め土、砂地盤の進行に伴い、砂地盤中の矢板には反対の曲げひずみも生ずるようになる。すなわち、図中⑦段階(中詰め土高140cm、砂地盤高120cm)までは、曲げひずみが負側(中詰め土側に圧縮応力)に分布しているのが、⑧段階以降になると、砂地盤内に正の曲げひずみ(中詰土側に引張応力)が発生

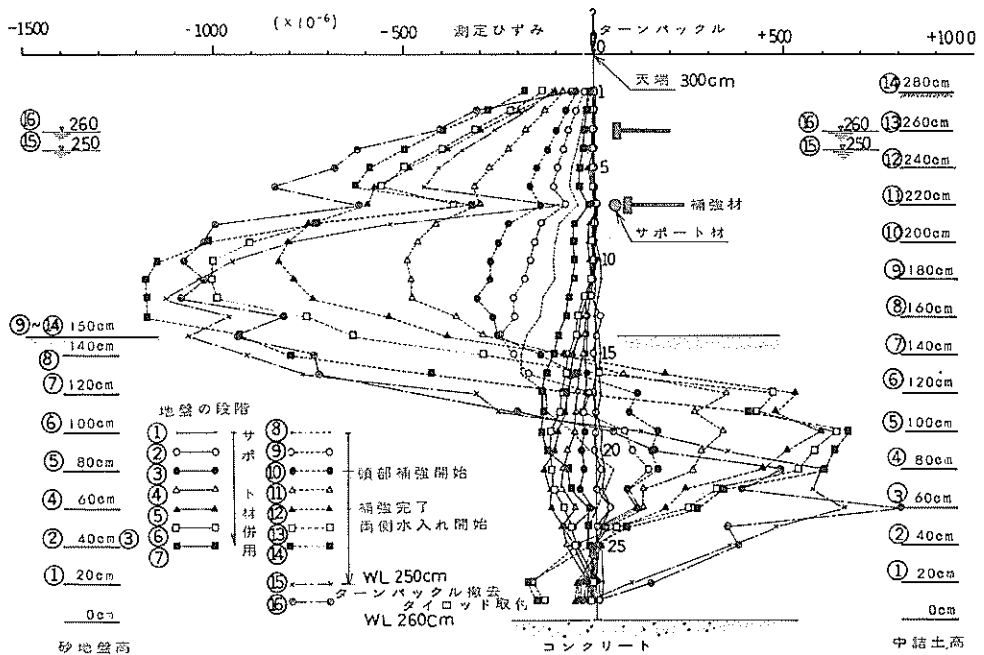


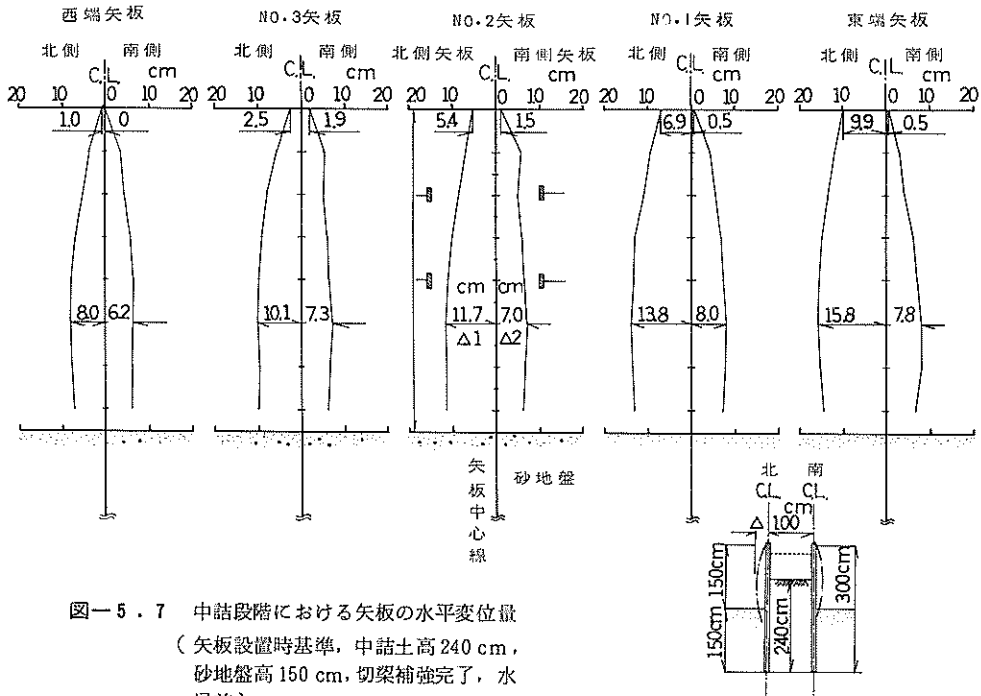
図-5.6 準備段階(中詰過程)における矢板の曲げひずみ変化(矢板No. 2)

し始め、ゲージNo. 20を最大値とするようなひずみ分布となる。ゲージNo. 7でひずみが極端に小さくなっているのは、補強用仮設切梁材の影響によるものと思われる。

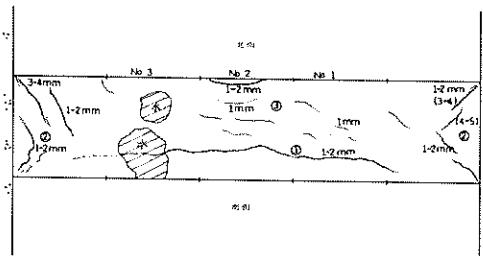
㊸段階で中詰め土、根固め砂地盤は完了であるが、これ以後の㊸、㊹段階をみると、立上り部のひずみ変化はさほど見受けられないのに、根固め部での負の曲げひずみは砂地盤中深さ50cmまでおよび、正の曲げひずみ最

大値は、ゲージNo. 20からNo. 23付近に下がる傾向を示している。

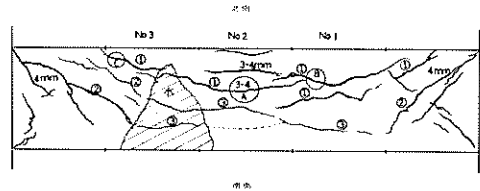
図一5.7は㊸段階での矢板変位を実測したものであるが、天端付近では2~7cm、立上り部では7~14cm程度のはらみ出しを生じており、この状態は水張り後でもほとんど変わらないようである。北側と南側矢板を比較した場合、北側のはらみ出しが大きい。



図一5.7 中詰め段階における矢板の水平変位量
(矢板設置時基準、中詰め土高240cm、砂地盤高150cm、切梁補強完了、水浸前)



図一5.8(a) 第1回目実験(南側水位低下)時のクラックの発生状況(①, ②, ③: 発生順序, ①のクラックは平衡時にほとんど閉じる。②, ③のクラックは残る)



図一5.8(b) 第2回目実験(北側水位低下)時のクラックの発生状況(①: $\Delta H = 20$ cm, ②: $\Delta H = 30 \sim 40$ cm, ③: $\Delta H = 50$ cm, 主なクラックは南側水位低下時に発生したヘアークラックに沿って発生している。A, B, C部分)

5.4.2 測定結果

測定は、所定水位低下後30分、60分、90分経過後に実施した。実験結果は、測定値がより安定すると思われる90分経過時のデータを対象にまとめる。

(a) 水位変化に伴う測定結果(載荷時)

(1) 中詰混合土の地表面の観察

図-5.8(a), (b)は第1, 第2回目実験でのクラックの発生状況を図示したものである(写真-5.4参照)。

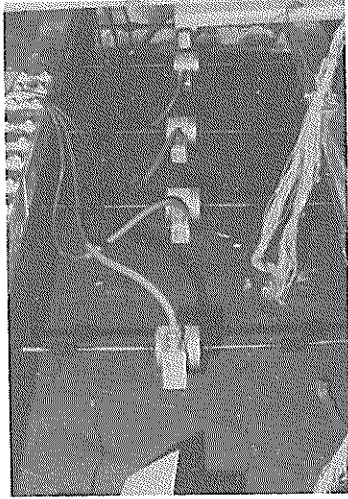


写真-5.4 クラックの状況

第1回目実験では南側水位を低下させたのであるが、水位差 ΔH が40cm程になると、南側矢板壁に沿って図中①のヘアークラックが発生する。②は側壁の影響を受けたせん断クラックであり、東西両壁とも同様な様相を示す。①のキレツは水位が平衡状態になれば閉じるが、②, ③クラックはそのまま残る。

第2回目実験では北側水位を低下させたのであるが、第1回目実験で生じたクラックの影響もあり、初期の水位差でクラックが発生または拡大し始める。クラックは平衡水位状態になっても閉じることがない。

第1, 2回目実験でのクラックを比較すると、第1回目実験では矢板壁に沿った直線状クラックが主なのに対して、第2回目実験ではNo. 1, 3矢板端を始点とするわん曲状のクラックが主となる。

地表面の凹凸については、確認できなかった。

(2) 矢板天端水平変位

図-5.9(a), (b)は、両側(南側, 北側)が同一水位の時の測定値を基準として、各水位差での矢板天端変位の状況を図示したものである。第2回目実験での天端

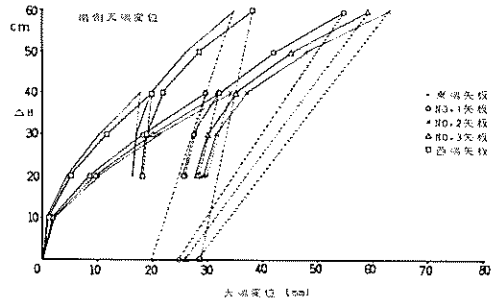
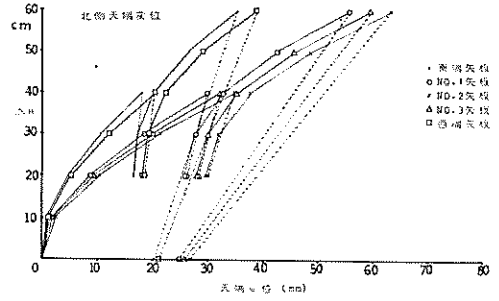


図-5.9(a) 水位差による天端水平変位
(第1回目実験, 南側水位低下)

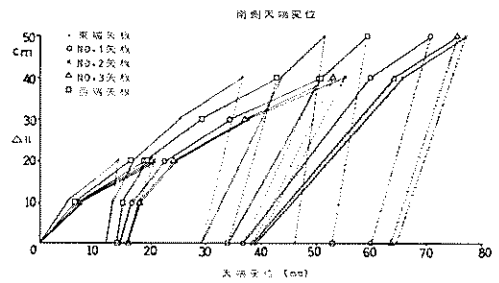
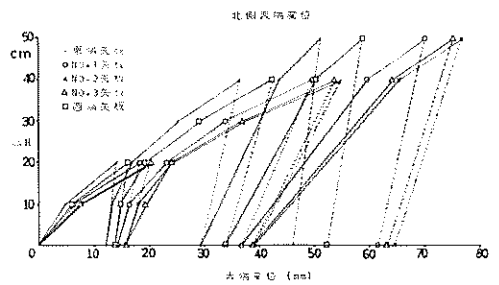
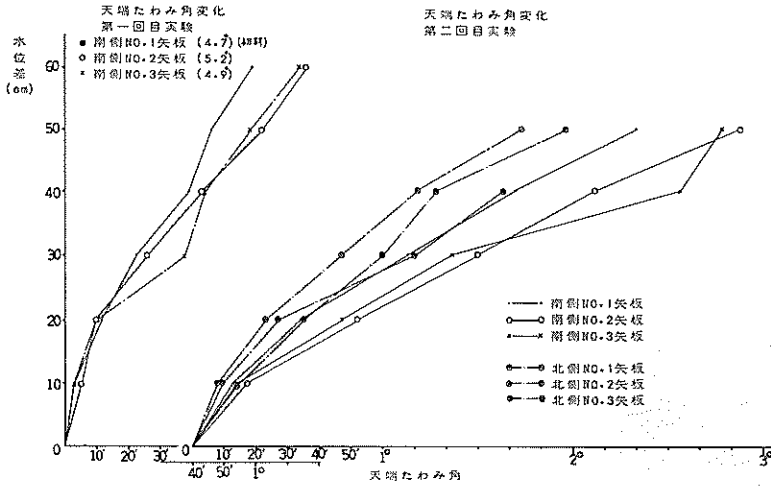


図-5.9(b) 水位差による天端水平変位
(第2回目実験, 北側水位低下)



図一 5 . 10 水位差による天端たわみ角変化

変位は、北側、南側とも、第1回目実験の1.5～3倍近い値を示している。

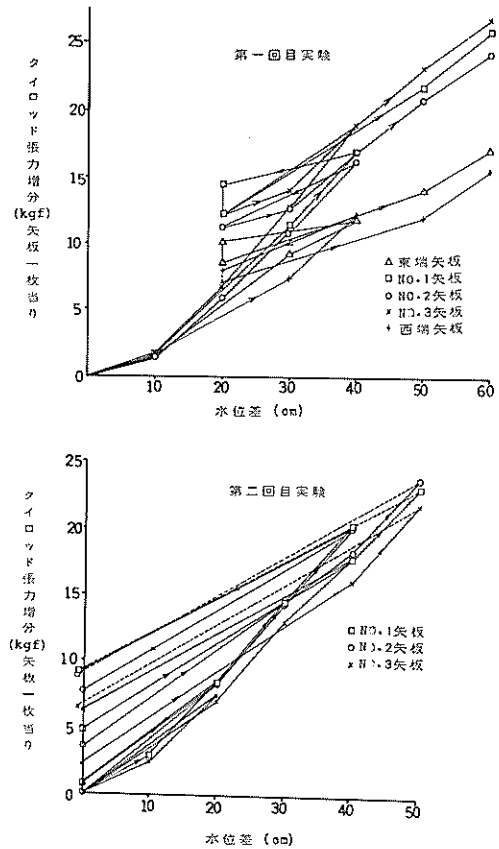
第1回目実験での載荷、除荷、再載荷に伴う水位差と天端水平変位のグラフでは、東西矢板と矢板No. 1, 2, 3が同じような変化を示している。除荷に伴うグラフの傾きは再載荷における傾きよりも急であり、除荷時の天端変位が大きくなるにつれて、傾きが緩くなっている。再載荷でも同様の傾向がうかがえる。これは、天端変位が小さい間は混合土自体の乱れが少く、弾性的な挙動を示すことによるためと思われる。南北両矢板の天端変位はほとんど同じであり、水位差に伴って同様な変形状を示している。

第2回目実験でも、第1回目実験と同様な変形状を呈している。ただ、同一の水位差に対する天端変位量は大きくなり、処女荷重時の変位量を連ねたグラフのこう配は緩くなっている。

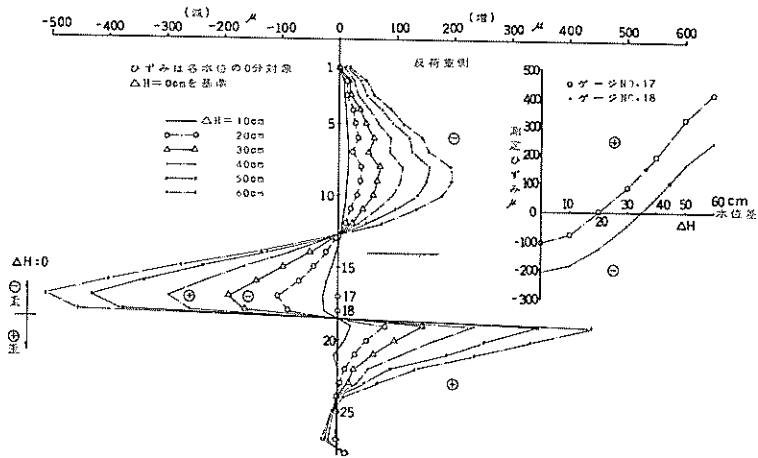
(3) たわみ角変化

図一5.10は水位差による矢板天端のたわみ角変化を示したものである。この図も、水位差ゼロの時を基準にしてプロットしてある。

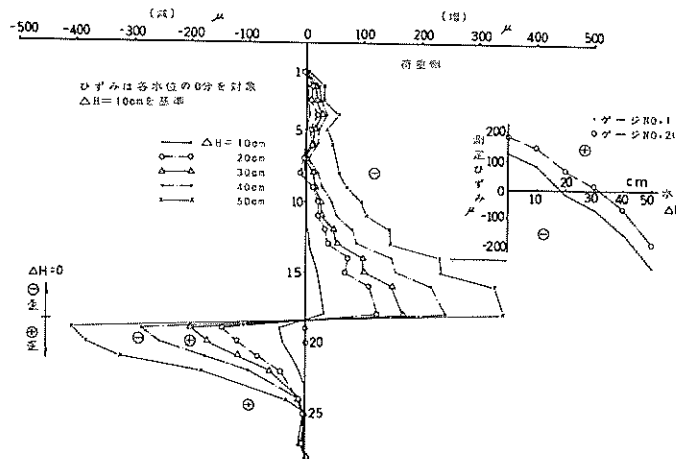
第2回目実験における反荷重側(北側)矢板天端たわみ角は、同一水位差での第1回目実験値の約2～3倍の値を示している。また第2回目実験のグラフにおいて、荷重側(南側)矢板のたわみ角は反荷重側(北側)矢板のたわみ角よりも大きく、1.5～1.65倍の値を示している。



図一 5 . 11 水位差によるタイロッド張力増分



図一 5 . 12 (a) 矢板の曲げひずみ分布 (第 1 回目実験)



図一 5 . 12 (b) 矢板の曲げひずみ分布 (第 2 回目実験)

(4) タイロッド張力変化

図一 5 . 11 はタイロッド張力の変化を示したものであり(ロードセルによる測定), 東西矢板にとりつけられたロードセルよりも, 矢板 No. 1, 2, 3 にとりつけられたロードセルが大きい張力を示している。ただ, 初期の水位差ではあまり差が認められず, 水位差が大きくなるにつれて, 値のひらきが大きくなっている。

中央部矢板 (No. 1, 2, 3) に注目すると, 第 1 回目, 第 2 回目実験とも, 処女荷重時におけるグラフの傾向がよく似ており, また除荷, 再荷荷の際の変化状況が, 初期水位差の際の変化とよく似ている。

(5) 矢板曲げひずみ変化

図一 5 . 12 (a), (b) は, 水位差をパラメーターとして, 矢板各深度のひずみ変化を示したものである。No. 2 矢板を対象にしており, 水位差ゼロにおける曲げひずみを基準にしている。第 1 回目実験 (No. 2 矢板は反荷重側) と第 2 回目実験 (No. 2 矢板は荷重側) では, ひずみの変化状況が明らかに異り, 各実験においては, 水位差に対する変化がそれぞれ似た様相を呈している。

まず第 1 回目実験の方では, 矢板立上り部においてゲージ No. 9 を最大ひずみとする累積傾向が見うけられ, ゲージ No. 12 ~ 13 の間でひずみが常にゼロとなる。砂

地盤表層部に位置するひずみの減少は著しく、ゲージNo. 17では最もその割合が大きい。ゲージNo. 18～19の間ではひずみの増減が認められず、深部に行くにつれひずみが増大する。深部では、ゲージNo. 19の増加が最も著しい。

第2回目実験では、砂地盤に40 cm程はいったゲージNo. 18までひずみが順次増加し、ゲージNo. 18で最も大きくなる。ゲージNo. 19は深ではひずみが順次減少し、No. 19では減少が最も著しい。第1回目実験の場合と全く同様に、第2回目実験においても、ゲージNo. 18と19の間ではひずみの増減が認められない。このことは、荷重側の場合も反荷重側の場合も、この矢板(No. 2)の反曲点の位置が変化せず、ゲージNo. 18と19の間であったことを意味している。

(b) 経時測定結果

天端水平変位については1分ごと、タイロッド張力、矢板曲げひずみについては0, 30分, 60分, 90分経過後に測定した。測定結果をここでは、水位低下直後を基準として整理した。

(1) 天端水平変位経時変化

図-5.13は、水位差(10, 20, 30, 40, 50, 60 cm)をパラメータとし、各水位差における天端変位をプロットしたものであり、横軸は経過時間を対数表示している。

第1回目、第2回目実験とも、時間の経過につれ変位が大きくなり、中詰混合土のクリープ的要素が支配的である。第1回目実験では、水位差が大きくなるにつれて天端水平変位の変化も著しくなるが、第2回目実験では、その明瞭な傾向が認め難く、水位差40 cmでの変化が最も大きい。

(2) タイロッド張力経時変化

図-5.14は、時間の経過に伴うタイロッドの張力変

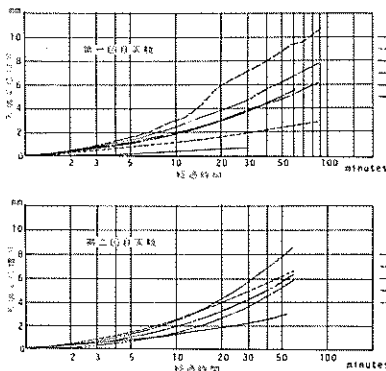


図-5.13 天端水平変位の経時変化

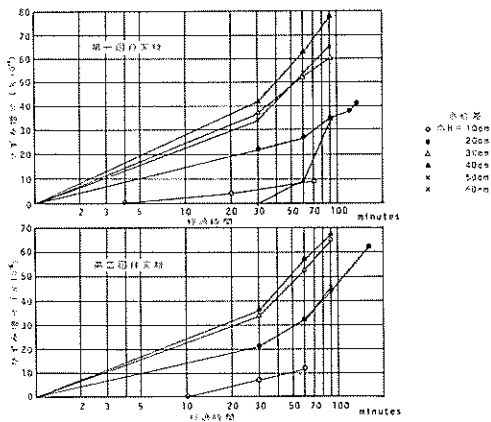


図-5.14(a) タイロッド張力の経時変化 (矢板No. 1)

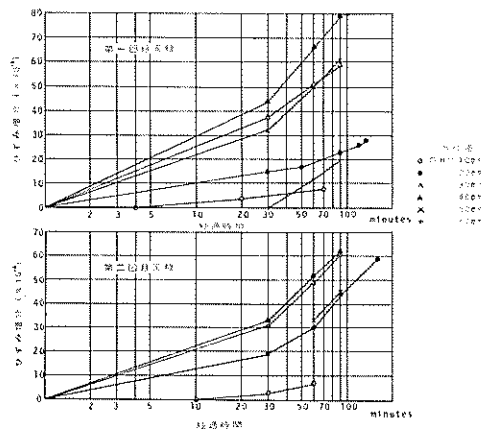


図-5.14(b) タイロッド張力の経時変化 (矢板No. 2)

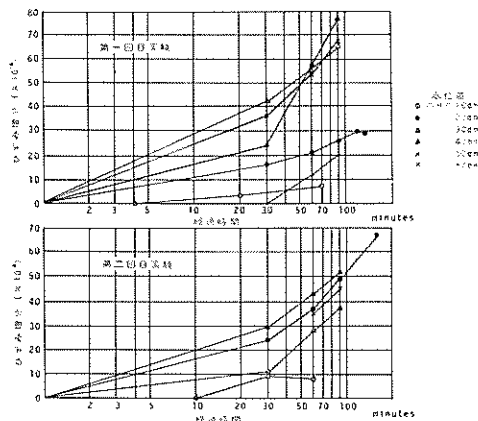
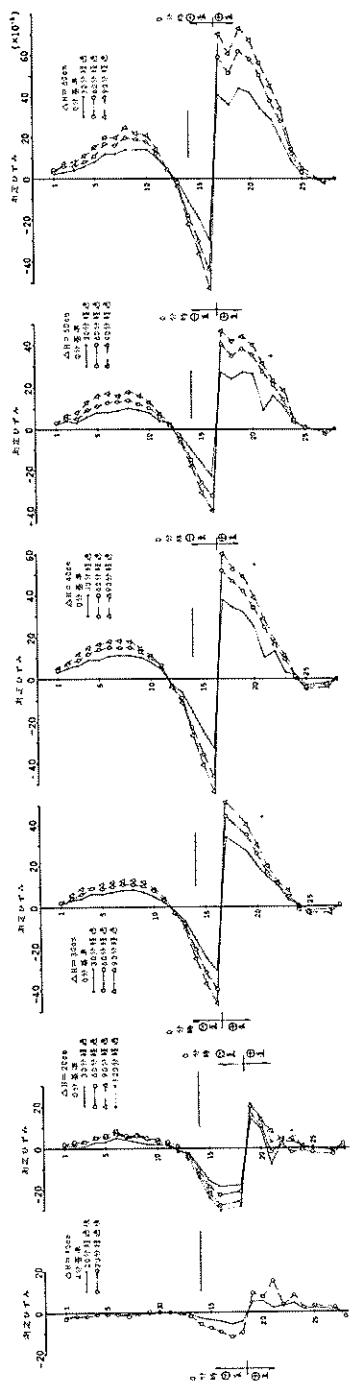
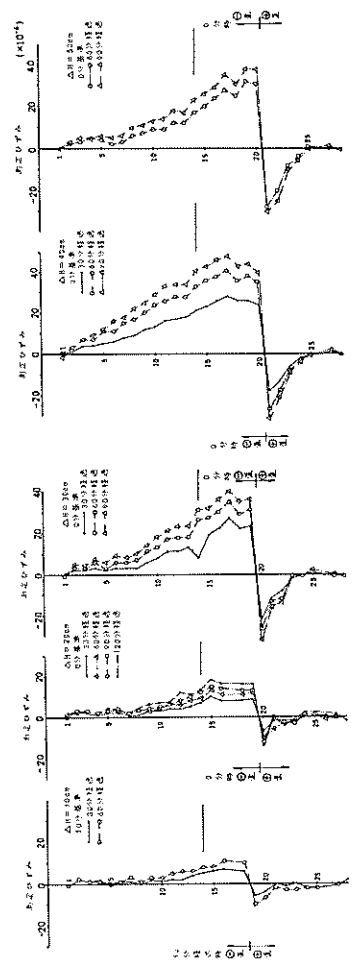


図-5.14(c) タイロッド張力の経時変化 (矢板No. 3)



図一5.15(a) 曲げひずみの経時変化(第1回目実験, 矢板 No. 2)



図一5.15(b) 曲げひずみの経時変化(第2回目実験, 矢板 No. 2)

化を示したものである。タイロッド張力は、時間の経過と共に漸増し、水位差 40 cm での変化が最も著しい。

(3) 矢板曲げひずみ経時変化

図一 5. 15 (a), (b) は、時間の経過に伴う矢板のひずみ変化を示したものである。第 1 回目、第 2 回目実験とも、ひずみの傾向が、5. 4. 2 (a) (5) に記した曲げひずみ変化の様子とよく似ている。

第 1 回目実験 (反荷重側) において、矢板立上り部の曲げひずみ変化のゼロ点は、水位差 40 cm 以上になるとわずかずつ下降するが、根固め部曲げひずみ変化のゼロ点は、水位差が 20 cm 以上になると上昇し、それ以後は一定深を保つようである。水位差 20 cm を境にして、ゲージ No. 15 ~ 18 付近のひずみ分布が異ってきている。

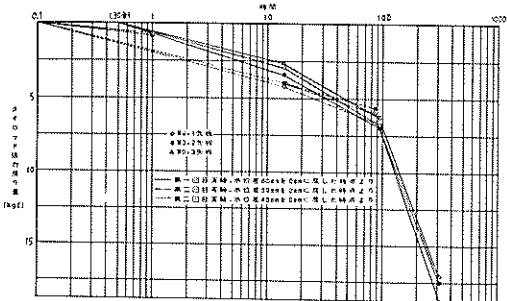
第 2 回目実験 (荷重側) では、水位差が 20 cm 以上になると曲げひずみ変化のゼロ点は下降し、以後一定を保つようである。分布の傾向は似かよっており、ゲージ No. 20 以浅ではひずみ増となり、それ以深ではひずみ減となる。

5. 4. 2 (a) (5) に述べた内容と比べて、経時変化の場合、第 1 回目実験では曲げひずみ変化のゼロ点が総じて上昇しているのに対し、第 2 回目実験では曲げひずみ変化のゼロ点が下降している。

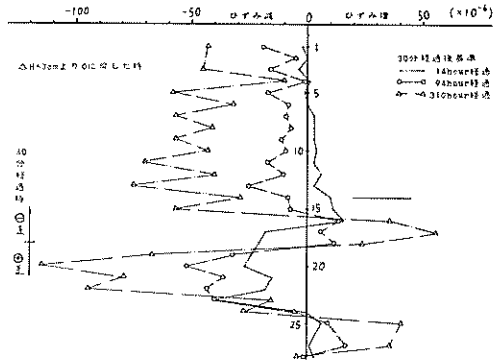
(c) 除荷時の測定結果

水位差をゼロに戻した時の矢板天端の戻り量は、図一 5. 9 にも示したように、第 2 回目実験での戻り量はわずかであり、天端変位の 80 ~ 85 % は残留変位となっている。第 1 回目実験における測定値は、水位差 60 cm からの戻り量のみであるが、この場合には残留変位が天端変位の約 50 % 程であり、東西矢板に比べて中央部矢板 No. 1, 2, 3 の戻り量が多い。

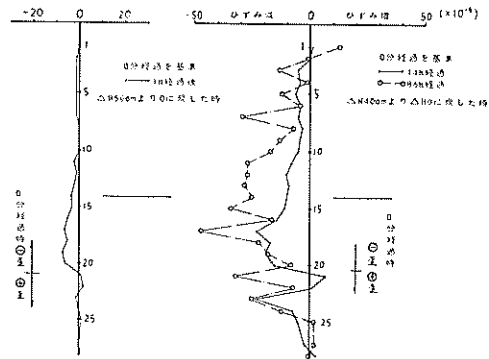
図一 5. 16 はタイロッド張力の戻り量を示したものであるが、時間の経過につれて、徐々にタイロッド張力が戻って (減少して) いる。



図一 5. 16 タイロッド張力の戻り量



図一 5. 17 (a) 曲げひずみの戻り量 (第 1 回目実験)



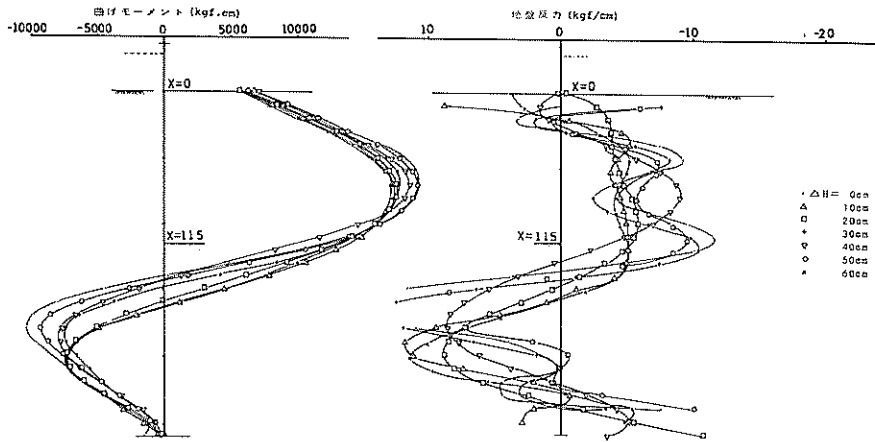
図一 5. 17 (b) 曲げひずみの戻り量 (第 2 回目実験)

図一 5. 17 (a), (b) は矢板曲げひずみの戻り量を示したものである。総じてひずみは減少傾向を示しているが、第 1 回目実験では、ゲージ No. 16 ~ 18, 25 ~ 27 の間でひずみ増が見られる。

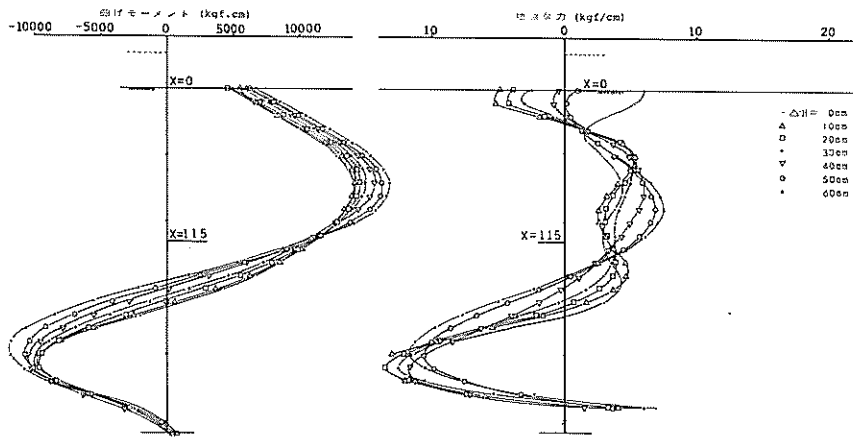
(d) 止水性について

二重矢板壁の両側に水位差をつけた時の、二重矢板壁を通しての漏水を、水位差の変化という形で観測した。このために、矢板先端と実験槽底面のコンクリート面、および両端矢板と実験槽側面のコンクリート面との間を、シリコン系充てん材により止水したのであって、これらの部分の止水性は実験を始める前に確認してある。

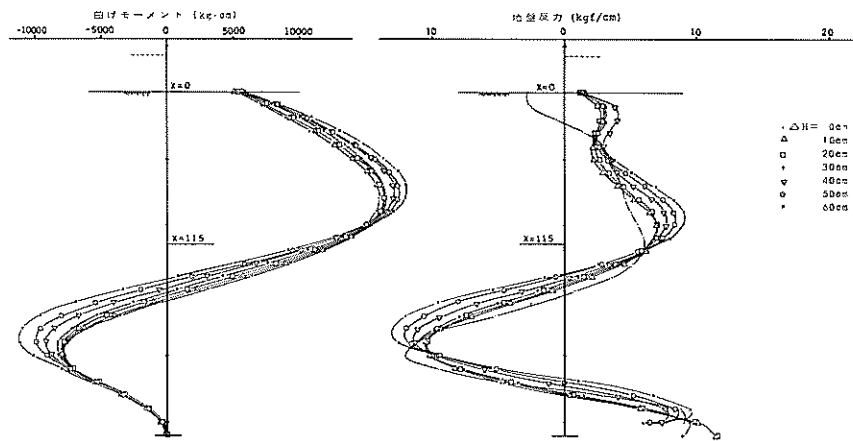
しかし実験時の観測においては、砂と粘土を 1 対 1 (重量比) で混合した中詰材の透水性は十分に低く、実験槽自体の問題 (側水槽からの漏水、給水バルブからの漏水等) の方が大きいため、とらえることができなかった。すなわち、水位差は、二重矢板壁を通しての透水以外と思われる理由により、若干変動していたのである。結局



図一5.18(a) 曲げモーメントと地盤反力(第1回目実験, 矢板No. 1)



図一5.18(b) 曲げモーメントと地盤反力(第1回目実験, 矢板No. 2)



図一5.18(c) 曲げモーメントと地盤反力(第1回目実験, 矢板No. 3)

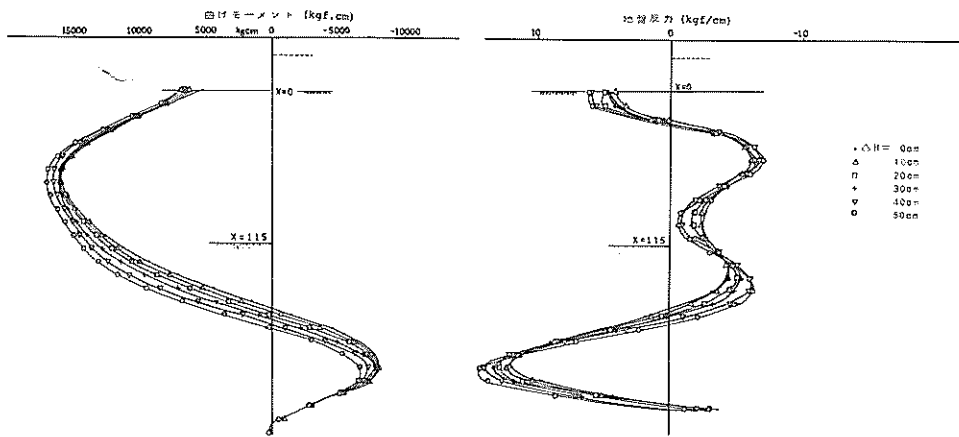


図-5.18(d) 曲げモーメントと地盤反力(第2回目実験, 矢板No. 1)

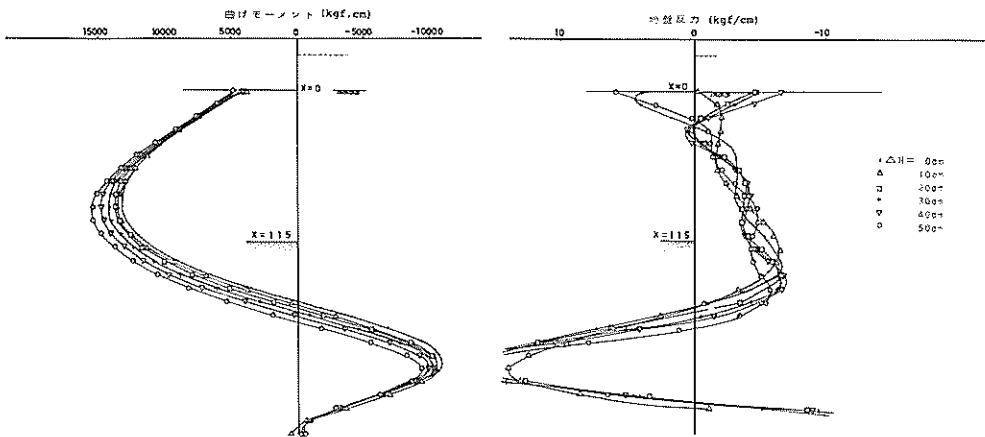


図-5.18(e) 曲げモーメントと地盤反力(第2回目実験, 矢板No. 2)

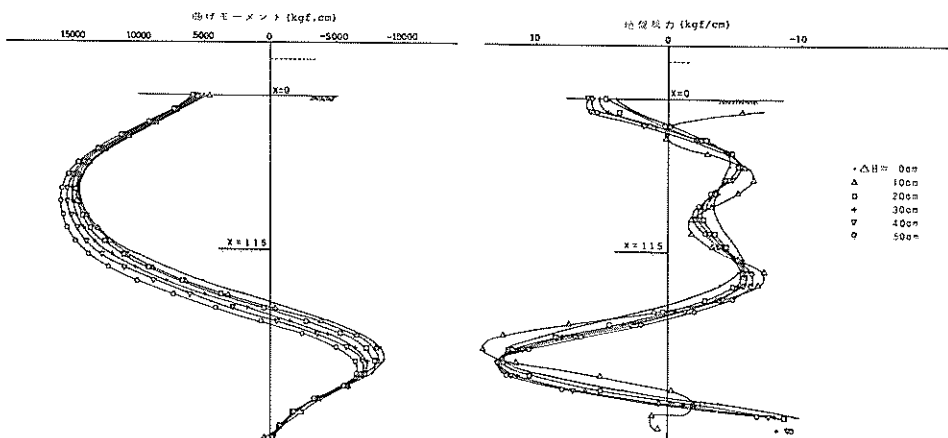


図-5.18(f) 曲げモーメントと地盤反力(第2回目実験, 矢板No. 3)

今回の実験において、止水性という問題に焦点をあてた場合、用いた中詰混合土の止水性は、当研究室の大型実験槽の水密性に関する精度のレベルをはるかに越えるほどに、大きかったとすることができる。

5.4.3 実験結果の検討

(a) 矢板曲げモーメント，地盤反力

各水位差ごとの矢板に生ずる曲げひずみをもとに数値解析を行い、矢板に生ずる曲げモーメント，地盤反力を表わしたものが、図-5.18(a)~(f)である。

図-5.18(b),(c)の左側のグラフは第1回目実験におけるNo. 2, 3矢板の曲げモーメント分布を示したものである。曲げモーメントの極大値および発生位置は、ほとんど同じとなっている。水位差が大きくなるにつれ極大値はいずれも大きくなり、曲げモーメントゼロ点は上昇している。

図-5.18(d)~(f)の左側の図は第2回目実験におけるNo. 1~3矢板の曲げモーメント分布を示したものであるが、いずれも分布の傾向は似ており、第1回目実験と同様、矢板立上り部では混合土に接する側に曲げのための圧縮応力を生じている。曲げモーメントゼロ点は、水位差が大きくなるにつれて順次下降し、矢板深部では曲げモーメントが減少する。

ここで、この曲げモーメントの大きさについて検討してみる。普通、二重矢板壁に生ずる曲げ応力は、二列の矢板の間隔の大小によらず、中詰土砂による主動土圧を受ける通常の控え工を有する矢板として、求められている。そこで実測結果から曲げモーメントゼロ点の位置がわかっているので、ここでは、タイロッド取付け点と天端より1.95 m下の曲げモーメントゼロ点位置を支持点とする単純ばりとして、計算してみる。外力としては、中詰混合土の主動土圧を粘性土の主動土圧とし、水中單位体積重量 0.73 tf/m^3 圧密平衡係数 0.5 として¹⁸⁾、計算をする。そうすると、曲げモーメントは3次曲線分布となって、最大曲げモーメントは $0.15 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 、その発生位置が天端より1.1 mとして計算される。これを、図-5.18(a)~(f)の左側の曲げモーメント分布図の $4H=0$ の曲線と比較してみると、図で最大曲げモーメントが $0.13 \sim 0.17 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 、その発生位置は、図-5.18(e)を除いて1.1 mとなっており、よく合っているといえる。

図-5.18の右側の図は、微分計算された地盤反力分布を示したものである。なお、この反力分布は水圧をも含んだ分布である。微分計算には誤差がつきまとうので、はっきりした傾向はつかみ難いが、(a)~(c)の第1回目実験では地盤反力ゼロ点が順次上昇し、(d)~(f)の第2回目実験ではそれが順次下降するようである。

図-5.18の左右のグラフからわかるように、曲げモーメントゼロ点の深さと地盤反力ゼロ点の深さは、ほとんど同じになっている。

(b) タイロッド張力

水位差を与える実験の直前の状態で、向い合った矢板1組当りのタイロッド張力は、矢板No. 2で179 kgf 矢板No. 3では194 kgfであった。

これに対して、前の矢板の曲げモーメントについての検討のところで行ったと同じ仮定の下に、タイロッド張力を計算してみると、約200 kgfとなる。したがってこの場合にも、単純ばりとした計算によって、ほぼ予想することはできる。しかし、曲げモーメントの場合と同様に、ここでも地中部曲げモーメントゼロ点は測定から与えられた値である。

(c) 中詰土土圧

(1) 飽和土圧と有効土圧

今回の実験では、水位差がある場合に反荷重側の矢板壁に作用する中詰土圧は、単純なものでない。それが、地盤反力として矢板壁に作用しているのだから、これを見やすくするために次に記すような補正を行って検討してみる。

まず、より単純な荷重側矢板では(新矢板(南側矢板)No. 1~3に注目すれば、第2回目実験の場合)、矢板の両側の水位が同じであるから、測定された地盤反力 p は有

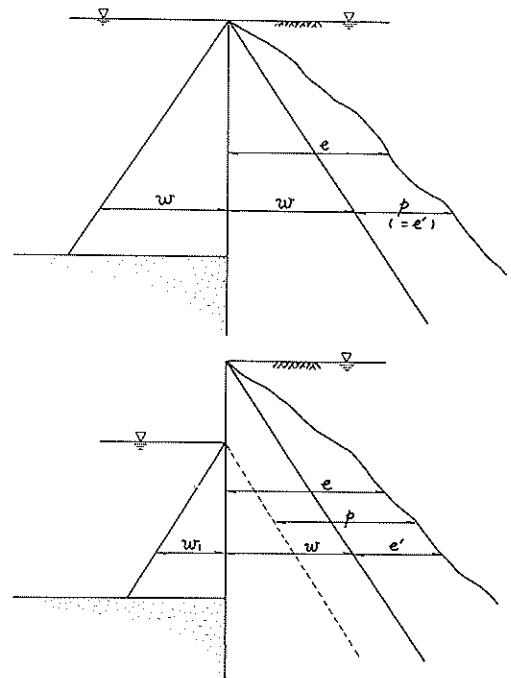
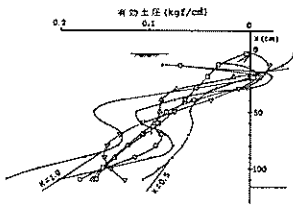
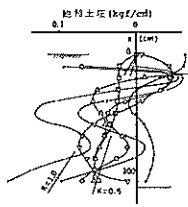


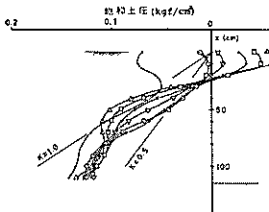
図-5.19 飽和土圧と有効土圧の考え方



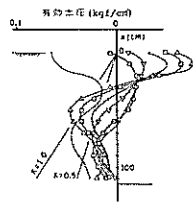
図一 5 . 20 (a) 飽和土圧と有効土圧
(第 1 回目実験, 矢板 No. 1)



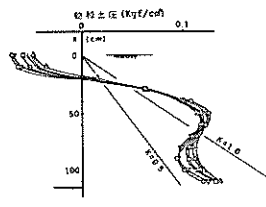
図一 5 . 20 (b) 飽和土圧と有効土圧
(第 1 回目実験, 矢板 No. 2)



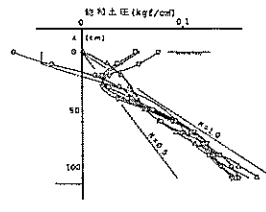
図一 5 . 20 (c) 飽和土圧と有効土圧
(第 1 回目実験, 矢板 No. 3)



図一 5 . 20 (d) 飽和土圧と有効土圧
(第 2 回目実験, 矢板 No. 1)



図一 5 . 20 (e) 飽和土圧と有効土圧
(第 2 回目実験, 矢板 No. 2)



図一 5 . 20 (f) 飽和土圧と有効土圧
(第 2 回目実験, 矢板 No. 3)

効土圧 e' そのものである。なぜなら、実験期間中を通して、中詰混合土はほぼ完全に飽和していたと考えられるからである。したがって、仮に飽和土圧 e を考えるとすれば、それは有効土圧 e' に水圧 w を加えたものとなる ($e = e' + w$)。 (この実験結果としての地盤反力は矢板の曲げから計算された値であるので、絶対的な圧力ではなく、矢板前・背面の圧力差である。)

反荷重側矢板では (新矢板 (南側矢板) No. 1 ~ 3 に注目すれば第 1 回目実験の場合)、これが少し複雑となる。実験の状態は、図一 5 . 19 の下の図に示すようなものであると考えられ、測定された地盤反力 p は、飽和土圧 e から前面の水圧 w_1 を差し引いたものであるから、飽和土圧 e

は

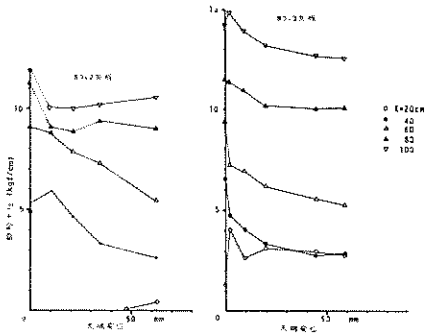
$$e = p + w_1$$

として表わされ、したがって有効土圧 e' は、

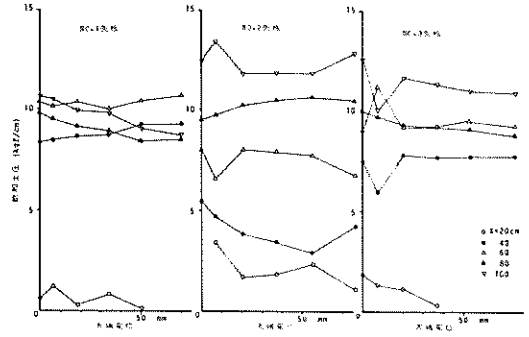
$$e' = e - w = p - (w - w_1)$$

と表わされる。

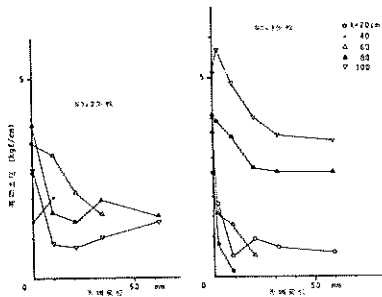
図一 5 . 18 (a) ~ (f) の右側の地盤反力グラフに、以上の補正を施して、見やすくした飽和土圧 e 、有効土圧 e' を図示したのが、図一 5 . 20 (a) ~ (f) である。いずれも、左側が飽和土圧、右側が有効土圧の分布である。なお、荷重側矢板の場合にも、現実には若干存在した、



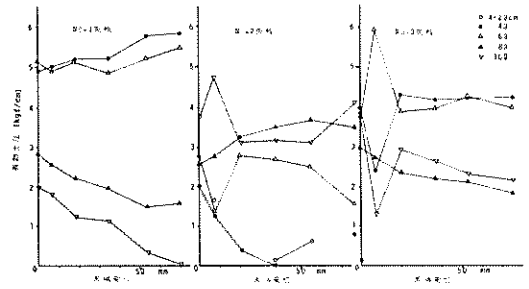
図一 5.21(a) 天端水平変位と土圧の関係
(第1回目実験, 飽和土圧)



図一 5.21(c) 天端水平変位と土圧の関係
(第2回目実験, 飽和土圧)



図一 5.21(b) 天端水平変位と土圧の関係
(第1回目実験, 有効土圧)



図一 5.21(d) 天端水平変位と土圧の関係
(第2回目実験, 有効土圧)

中詰土表面と荷重側水面の高さの差による水圧の補正が施してあり、図一 5.18(d), (f)の地盤反力分布と図一 5.20(d)~(f)の右側のグラフは、全く同一のものにはなっていない。

(2) 中詰部土圧分布

図一 5.20(a)~(f)のグラフは、誤差のはいりやすい微分計算により求められた地盤反力分布を基にしているため、土圧分布についてははっきりした傾向がつかみにくい。概略言えることとしては、中詰混合土の飽和単位体積重量 1.73 gf/cm^3 、水中単位体積重量 0.73 gf/cm^3 とした計算によれば、土圧係数 K は $0.5 \sim 1.0$ の範囲にあると判断してよいように考えられる。また、水位差 ΔH が增大するにつれて、土圧はわずかながら減少する傾向がある。そしてこの傾向は、反荷重側矢板(図一 5.20(a)~(c))の方が強い結果となっている。

(3) 矢板天端水平変位の土圧

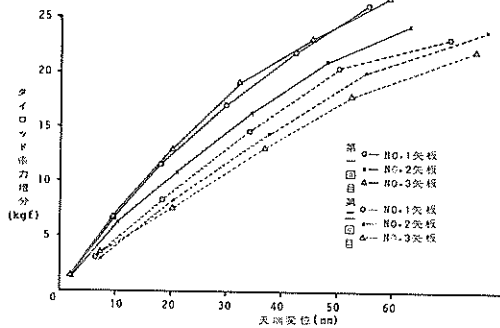
前記の如く、水位差 ΔH が大きくなるにつれて、土圧

の減少する傾向があるので、これを、矢板天端水平変位と土圧という形で整理してみたのが、図一 5.21(a)~(d)である。(a), (b)が第1回目実験、(c), (d)が第2回目実験の結果であり、また(a), (c)は飽和土圧としての整理、(b), (d)は有効土圧としての整理である。

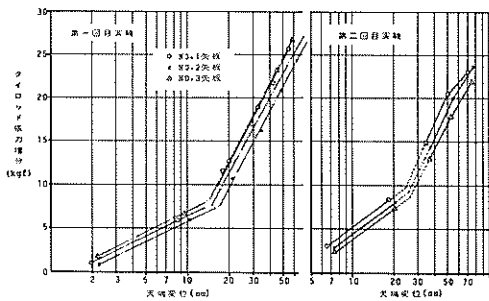
これによれば、図に示した矢板(南側矢板, 新矢板No. 2, 3)が反荷重側になる第1回目実験においては(図一 5.21(a), (b)), 天端の水平変位に伴って、明らかに土圧が減少している。これは、この矢板に対して中詰土が主働側の状態に変化したためと解釈することが可能であると思われる。これに対して、同じ矢板が荷重側にある第2回目実験の場合には、第1回目実験の場合のようなはっきりした傾向は現われていない。

(d) 天端水平変位、タイロッド張力変化、最大曲げモーメント変化の関係

水位差 ΔH がゼロの時点を中心として、水位差の変化に伴う三者の関係を調べてみる。



図一 5.22(a) 天端水平変位とタイロッド張力増分との関係



図一 5.22(b) 天端水平変位とタイロッド張力増分との関係

(1) 天端水平変位とタイロッド張力変化

図一 5.22(a), (b) は、天端水平変位 y とタイロッド張力変化 T との関係を示し、対数表示したものである。

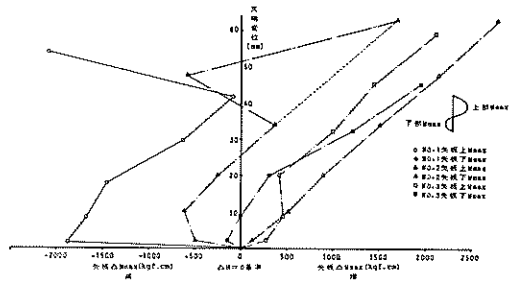
正規表示された y と T の関係では、 T が 20kgf 程度まではほぼ比例関係にあるようであり、天端変位 y に対するタイロッド張力変化 T の増加は、第 1 回目実験の方が大きい。

図一 5.22(b) は片対数で表わしたものであるが、第 1 回目、第 2 回目実験ともタイロッド張力変化 $T = 8 \sim 9$ kgf に遷移点を有するようであり、 $T \geq 9$ kgf で T と $\log y$ との関係は、ほぼ直線的となっている。

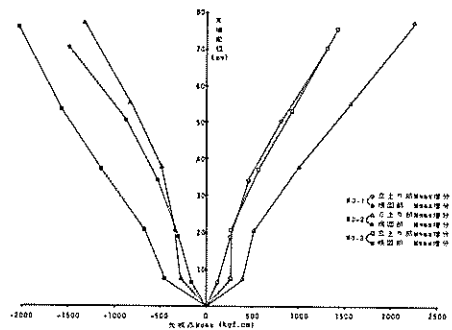
(2) 天端水平変位と矢板最大曲げモーメント変化

図一 5.23(a), (b) は天端水平変位 y と最大曲げモーメント絶対値の増減 ΔM_{max} との関係を示したものである。

第 1 回目実験（反荷重側）において、立上り部 ΔM_{max} は、No. 1 矢板を除き、天端変位 y に伴って増加する傾向にあり、No. 2 矢板では、それがほぼ原点を通る直線



図一 5.23(a) 天端水平変位と最大曲げモーメント増分との関係 (第 1 回目実験)



図一 5.23(b) 天端水平変位と最大曲げモーメント増分との関係 (第 2 回目実験)

を示す。根固め部では、天端変位が小さい段階で減少傾向を示すが、変位が大きくなるにつれ、漸増するようである。

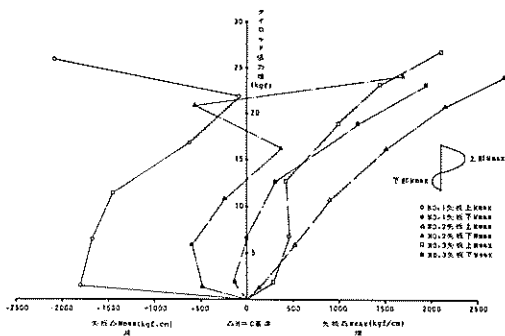
第 2 回目実験（荷重側）では、天端変位が大きくなるにつれて、立上り部の ΔM_{max} は増大し、根固め部の ΔM_{max} は減少傾向を示している。No. 1 矢板では、立上り部、根固め部の ΔM_{max} の増大あるいは減少する程度がほとんど同じであり、 ΔM_{max} と y とはほぼ比例関係にある。

(3) タイロッド張力変化と矢板最大曲げモーメント変化

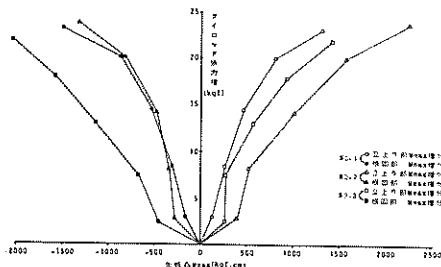
図一 5.24(a), (b) は、タイロッド張力変化と矢板最大曲げモーメント絶対値の増減との関係を図示したものであるが、両者の関係は、前記(2)の y と ΔM_{max} との関係によく似ており、同様の傾向がうかがえる。

(e) 止水性について

実験時には、二重矢板壁を通しての漏水を観測することができなかったため、中詰混合土の透水性を別途検討



図一5.24(a) タイロッド張力増分と最大曲げモーメント増分との関係 (第1回目実験)



図一5.24(b) タイロッド張力増分と最大曲げモーメント増分との関係 (第2回目実験)

してみた。

網とガラスクロスを底に貼りつけ、粘土がもらないようにした径10cm程の塩化ビニールパイプに、厚さ10cmの混合土を入れ、その上に水を張って、混合土を通しての透水を観測した。この状態で1週間放置したが、漏水は全く見られなかった。このことから、今回の実験において、中詰混合土を通しての透水をどれ程精度よく観測したとしても、漏水の測定できないことは確実である。

したがって、短期的に見た場合、今回の中詰混合土は、ほとんど確実な不透水層として働いている。しかしこれは、中詰混合土の透水性が今回の実験に対して十分に低いことを示すだけであって、長期的に見た場合の問題は、今回の実験の範囲を越えているというべきである。

5.5 まとめ

大型の実験槽内に、模型矢板を2列に建て込み、現地盤として外側に砂を入れ、内側には止水性材料として砂と粘土の混合土を中詰めした。こうして造った二重矢板

壁に対して、両側に水位差を与えて荷重を加え、その際の挙動を観測するとともに、両側の水位差の変化をチェックした。

測定結果およびその検討の詳細は本文中に記した通りである。二重矢板壁ができた段階の初期状態としては、実測の地中部曲げモーメントゼロ点とタイロッド取付点をヒンジとした単純ばりの仮定により、最大曲げモーメントの値とその発生位置およびタイロッド張力について、おおむね妥当な値が得られた。

止水性については、本実験では透水量が全く計測の範囲にはいなかった。

6. あとがき

矢板壁構造のうちで、比較的問題として取り上げられることの多い、前面傾斜地盤を持つ矢板壁、自立矢板壁、デッドマンアンカー式矢板壁、止水性二重矢板壁の4種類について、大型実験槽において模型実験を行った。各々1回だけの実験であるため、精細な解析は困難であるが、データの提示と現在可能な若干の考察を行うことを目的としてまとめた。

4種類の実験について、沢口土性研究室長、門司基礎工研究室長に、貴重な御教示を戴いた。また実験の遂行にあたっては、橋本光寿技官(現鹿島港工事々務所)の手をわずらわせた。4実験のうち止水性二重矢板壁の実験は、研修生の小林明氏(日本工営)の協力を得た。ここに記して、深い感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 石黒健：鋼矢板工法，山海堂，昭和38年，p. 1.
- 2) 久保浩一，村上守：鋼矢板壁の透水性に関する一つの実験，土と基礎，vol. 11，No. 2，1963年2月，pp. 25～31.
- 3) 沢口正俊：二重壁構造物の設計法についての一提案，港湾技研資料，No. 132，1972年3月.
- 4) 沢田源平：斜面をもった矢板根入部の受働土圧計算法，港湾技研資料，No. 9，1964年4月.
- 5) 運輸省港湾局：港湾構造物設計基準，日本港湾協会，昭和43年9月，pp. 8-4-10～8-4-12.
- 6) 篠原登美雄，久保浩一：杭の横抵抗に関する実験的研究(その1) - 垂直自由端単杭の横抵抗 -，運輸技術研究所報告，第11巻第6号，1961年7月，p. 176.
- 7) 高橋邦夫，沢口正俊：ウェルの横抵抗に関する実験的研究，港湾技術研究所報告，第16巻第4号，1977年12月.

- 8) 前記 5), pp. 8-9-1~8-9-3.
- 9) 運輸省港湾局監修, 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, 昭和54年3月, pp. 8-107~8-110.
- 10) 前記 1), pp. 10~11.
- 11) 前記 9), p. 8-26.
- 12) 片山猛雄, 中野拓治, 蓮見隆, 山口孝市: 1968年十勝沖地震などの被災例による現行設計法の検討, 港湾技研資料, No. 93, 1969年, pp. 89~98 及び p. 136.
- 13) 石井靖丸訳: チェボタリオフの土質工学, 下巻, 技報堂, 昭和39年, pp. 203~205.
- 14) 原田干三訳編: 土圧計算新法, 産業図書, 昭和44年4月, p. 11.
- 15) Sawaguchi, M.: Lateral Behavior of a Double Sheet Pile Wall Structure, Soils & Foundations, vol. 14, No. 1, Mar. 1974, pp. 45~59.
- 16) 沢口正俊, 嶋文雄, 三好弘高: 二重鋼矢板護岸の静的挙動について, 土と基礎, Vol. 24, No. 4, 1976年4月, pp. 19~26.
- 17) 荒井秀夫, 高橋千代丸, 石田昌弘: 二重鋼矢板壁の振動特性について, 土と基礎, vol. 24, No. 5, 1976年5月, pp. 55~61.
- 18) 前記 5), pp. 2-10-3~2-10-4.
- 19) 前記 5), pp. 2-10-6~2-10-8.

港湾技研資料 No. 320

1979・6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 日青工業株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.