
組杭式鋼矢板工法に関する模型実験（第1報）

A Model Experiment on Sheet-Pile Bulkhead Supported by Coupled Piles (1st Report)

浜田 敬之介(Keinosuke Hamada) 近藤 伸治(Shinji Kondo) 高橋 千代丸
(Chiyomaru Takahashi) 三好 弘高(Hirotaka Miyoshi)

要旨：

本報告は2本のH形鋼（または鋼管）を組杭として構成し鋼矢板の直後に配列して鋼矢板壁を支える、いわゆる組杭式鋼矢板工法（前面掘削方式）の模型実験に関する結果を述べたものである。実験の目的は組杭式鋼矢板工法の鋼矢板および組杭に作用する土圧の分布形状を求め、鋼矢板と組杭との土圧分担比を明らかにすることにある。実験の結果からつぎのことが判明した。（1）鋼矢板および組杭に作用する土圧の分布形状は、それぞれやや異なった形状を示すが大略台形に近い形状を示した。（2）鋼矢板にかかる土圧は背後の組杭によって25～40%低減され、組杭の効果が十分認められることがわかった。

Synopsis：

This paper deals with a model (dredge type method) experiment on sheet pile bulkhead supported by coupled piles. This construction method was developed by Kawasaki Steel Corporation. The purposes of this experiment are to evaluate earth pressure distributions on sheet pile walls and coupled piles, installed on the back of sheet pile walls, and to determine the sharing ratios of earth pressures on them. In summary of the results of this model experiment: (1) Earth pressure distributions on sheet pile walls and coupled piles are trapezoid approximately. (2) 20～40% of total earth pressure on sheet pile walls are reduced by coupled piles.

(c)JFE Steel Corporation, 2003

本文は次のページから閲覧できます。

組杭式鋼矢板工法に関する模型実験 (第1報)

A Model Experiment on Sheet-Pile Bulkhead Supported by Coupled Piles (1st Report)

浜田 敬之介*

Keinosuke Hamada

近藤 伸治**

Shinji Kondo

高橋 千代丸***

Chiyomaru Takahashi

三好 弘高***

Hirotaka Miyoshi

Synopsis :

This paper deals with a model (dredge type method) experiment on sheet pile bulkhead supported by coupled piles. This construction method was developed by Kawasaki Steel Corporation.

The purposes of this experiment are to evaluate earth pressure distributions on sheet pile walls and coupled piles, installed on the back of sheet pile walls, and to determine the sharing ratios of earth pressures on them.

In summary of the results of this model experiment :

- (1) Earth pressure distributions on sheet pile walls and coupled piles are trapezoid approximately.
- (2) 20~40% of total earth pressure on sheet pile walls are reduced by coupled piles.

1. ま え が き

近年土地の高度利用化を求めて、埋立地の造成が盛んになってきた。この埋立地の造成にあたっては、まず海中作業によって護岸を構築し、しかるのちポンプ船などによって埋立てが行なわれている。このような海中作業の多い護岸工事に従来はタイロッド式鋼矢板工法を採用するにあたってはつぎの事項が問題点として指摘される。

第1の問題点としては海中に控え壁、控え杭を設けることが施工上困難であること、第2としてはタイロッド式の鋼矢板護岸は埋立が完了して初

めて構造物としての機能を発揮するため、施工期間中は非常に不安定な構造物であることである。

このため控え壁と壁体を直接結合し、施工上比較的安全で、かつ埋立完了まで外力に対し安定な構造形式の現出が期待され、その要請に応じてまず斜め控え杭式鋼矢板工法に始まり、ついで組杭式鋼矢板工法やその他工法が開発されるにいたった。

当社が開発した組杭式鋼矢板工法の構造型式としては **Fig. 1** に示すように組杭と腹起こしと鋼矢板壁体とから成っている。海中で施工するにあたっては組杭を適当な間隔に打設し、腹起こしを所定の位置に取付け、最後に腹起こしを導材とし

* 本社建材開発部土木開発室掛長

*** 本社鋼構造研究所構造研究室

** 本社建材開発部土木開発室

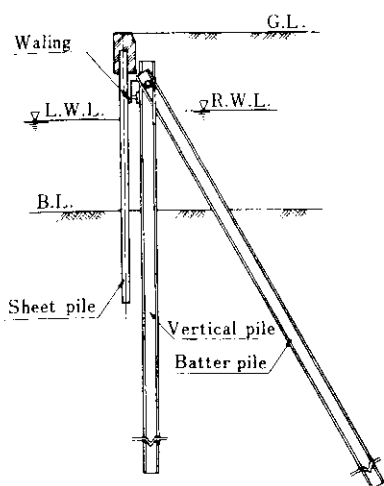


Fig. 1 Sheet pile bulkhead supported by coupled piles

て鋼矢板を打ち込みただちに腹起しと鋼矢板を結合する。以上のごとく、鋼矢板打込みは腹起しを導材として行なうため施工精度がきわめて良く、また鋼矢板壁と組杭の結合も簡単かつ迅速に行なうことができ、堅固な構造物にすることができるので、施工期間中における波浪による倒壊の危険が排除される。これら施工中の優れた利点をもっている反面、鋼矢板壁体と控え杭を直接結合するため設計に関して考察すべき種々の未知要素を内蔵している。

すなわち、

- (1) 鋼矢板と組杭が背面の土圧に対してどのように抵抗するか、つまり鋼矢板壁と組杭の土圧分担比をどのように評価するか
- (2) 鋼矢板から腹起しを通して伝達される水平力に対し組杭がどのように抵抗するか
- (3) 鋼矢板の水平力を組杭に伝達する腹起しに生じる応力をどのように考慮するか

などが主要点であり、筆者らはこれら設計上重要な課題を解決する第一段階として、まず(1)の問題を取上げ模型実験による考察を行なうことを試みた。

2. 実験目的

組杭式鋼矢板工法のように鋼矢板の壁体と比較的堅固な組杭を2～4 m程度の間隔で取付けられ

た構造体が土圧に対してどのような機構で抵抗するかは設計上重要な問題であるにも拘らずほとんど解かっていない。これらの問題に対するアプローチとして理論的研究^{1),2)}や実物実験^{3),4)}、模型実験^{5),6),7),8)}がこれまでかなり行なわれてきた。

組杭式鋼矢板壁の土圧分担比を考察するにあたってこれらの成果を検討してみると次のようである。理論的な面での研究としては斜め控え杭式鋼矢板壁を対象とし杭および鋼矢板壁体に弾性梁の理論を適用して杭と壁体との土圧分担比を壁体単位延長当たりの曲げ剛性と杭の仮想的な換算単位延長当たりの曲げ剛性(杭の1本当たりの曲げ剛性/杭間隔)との関数で表わしたものがある。この理論を組杭式鋼矢板工法に導入するにあたっては組杭間隔が斜め控え杭式の2～3倍であるため、壁体の背面に仮想的な組杭の壁面を考えることは問題であり、また弾性梁の理論を組杭式鋼矢板に適用しようとすれば不静定次数も高くなり、非常に煩雑になることが予想される。

また実物実験によれば境界条件や相似性の問題はなくなるが、測定器の設置は海中作業をとともなうため困難であり、測定費用もかさむ。このため杭間隔を種々に変えてその影響を調べることは事実上不可能であり、また杭の打ち込み中や施工期間中に計器が破損する率も多く、得られたデータの信頼性が低い。

以上述べたことより考えれば、現段階においては境界条件や相似性に問題はあがるが組杭式鋼矢板工法における土圧分担比の検討は模型実験によってたしかめるのが最も良い方法であると考えられる。

本実験では当社千葉製鉄所埋立て護岸として施工された実物の $\frac{1}{10}$ 程度の壁高を有し、かつ組杭と鋼矢板壁の剛性の比が等しい模型によって実験することとした。組杭と鋼矢板壁との土圧分担比を決める要素としては杭幅、杭間隔、杭および鋼矢板の曲げ剛性、海底面からの壁高、根入長などが考えられる。

本実験ではこれらの要素のうち土圧分担比に最も端的に影響を及ぼすと考えられる杭幅(B)と杭間隔($4B, 7B, 10B$)を取上げ、これらと土圧分担比の関係を明らかにしようとするものである。

3.2 実験体

Fig. 3 にも示したように、矢板には厚さ3.2mmのプレートを3枚（中央に幅84cmのもの1枚、両端に幅57cmのもの2枚）、組杭には厚さ6.0mm幅40mmのフラットバーを用いた。各部材の長さは矢板1.1m、直杭1.4m、斜杭1.79mとした。矢板と組杭の断面諸元を Table 1 に示す。

Table 1 Sectional properties of members

Member	Dimension (mm)	Sectional area A_0 (cm ² /cm)	Moment of inertia I (cm ⁴ /cm)	Section modulus Z (cm ³ /cm)
Sheet pile	1 #3.2×840×1,100 2 #3.2×570×1,100	0.32	0.00275	0.0171
Vertical pile	1 #6.0×40×1,400	2.4	0.072	0.24
Batter pile	1 #6.0×40×1,790	2.4	0.072	0.24

腹起こしは直径9.0mmの丸棒で作成し、組杭との結合部がヒンジとなるようにくふうした。結合部の詳細は Fig. 4 に示す。

模型と実際の構造物との相似性についてはまず壁高を実物の1/8~1/10に考え80cmとし、矢板の断面は P. W. Rowe が提案しているたわみ指数 $\rho = h^4/EI$ (h : 壁高, EI : 壁体の曲げ剛性) を考えた。 ρ の値は実物では 500~2,000cm²/kg·cm であるが本実験では厚さ3.2mmの鋼板を用い $\rho = 7,000\text{cm}^2/\text{kg}\cdot\text{cm}$ とした。これは矢板のたわみ性を大きくしてひずみ測定値の精度を高めるためである。また矢板の根入長は Free-Earth-Support 法により計算した。

一方組杭の断面は実物の鋼矢板と組杭との EI 比を参考として定めた。すなわち組杭間隔が杭幅の約7倍のとき、組杭の壁幅1cm当たりの EI を鋼矢板のそれと同等として組杭には 6.0mm×40.0mm のフラットバーを用いた。

組杭の長さに関しては頭部に水平力が作用したときの引抜き力に対する抵抗力が十分あることを考慮した。引抜き抵抗力は Terzaghi の式で計算し長杭の条件は $\beta l \geq 3.0$ とした。ここに β は地盤反力係数 k_n 、杭幅 B および杭の剛性 EI から

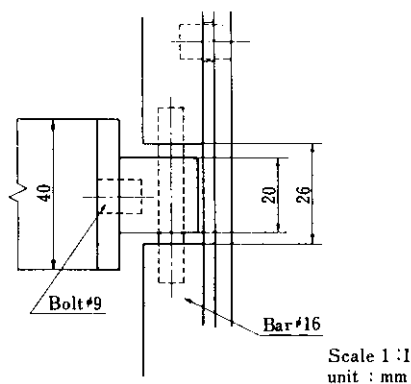
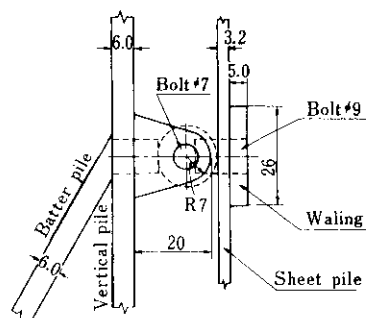


Fig. 4 Detail of joint

決まる杭の特性値 $\sqrt[4]{\frac{k_n B}{4EI}}$ で、 l は杭の長さを示す。

なおストレインゲージを貼付した組杭は4組用意し、矢板は中央部に位置する幅84cmのものにストレインゲージを貼った。

3.3 実験の種類

実験は Table 2 に示すように、矢板だけの場

Table 2 Description of tests

Test no.	Load procedure	Interval of coupled piles λ (cm)	Others
T-1	Dredge	—	Measuring of total earth pressure
T-2	"	16(4×B)	Measuring of shared earth pressures on sheet pile wall and coupled piles
T-3	"	28(7×B)	
T-4	"	40(10×B)	B: Width of pile

合 (T-1) を1回、矢板の背後に組杭を設けた場合 (T-2, T-3, T-4) を3回実施した。矢板だけの場合は組杭がないときの土圧（以下全土圧と

いう)を求める実験で、矢板と組杭の場合は各部材にかかる分担土圧を求めるものである。この全土圧と分担土圧がわかれば各部材に関する土圧分担比を求めることができる。

Table 2における前面掘削(Dredge)とは3・5・2実験の手順で詳述するように矢板の天端まで砂を満たしたのち、前面の砂を徐々に取除いていって矢板に土圧を作用させる方式である。

また実験T-2, T-3, T-4における矢板と組杭の配置状況は **Fig. 5** のとおりである。実験T-3のNo. 3の組杭は測定する矢板の背後にないこと、実験T-4のNo. 2とNo. 3の組杭は隣接した組杭間の距離が所定の長さにならなかったことなどのため、それらの杭のひずみ測定値は解析にあたっては考慮しなかった。

3.4 実験地盤

実験に用いた砂は湘南海岸で採取した黒っぽい砂で、物理的性質は **Table 3** のとおりである。

Table 3 に示す乾燥密度 γ_d は実験槽の中の砂の密度のことで、その値は次のような方法で求めた。

矢板の背面側の砂を入れるときに上, 中, 下の三つのレベルに直径10cm 高さ5cm 程度の容器5ヶを埋込み、実験後それを掘出し、それらの中に入っている砂の体積と重量とから γ_d を求める方法である。また γ_d は実験槽へ入れた砂の全重量と実験槽の容積とからも計算し、容器で求めた

値と比較した。その結果は大きな差がなかったので埋込み容器で求めた平均値 1.57t/m^3 を γ_d の値と決定した。

砂の密度の最大値 $\gamma_{d\max}$ と最小値 $\gamma_{d\min}$ は実験槽の中の砂の相対密度を求める上で必要な数値である。 $\gamma_{d\max}$ は直径10cm, 高さ20cmの鋼製のモールドにバイブレーターで振動を与えながら砂を詰め、そのときの体積と重量から求めた。一方 $\gamma_{d\min}$ は1,000ccのガラス製メスシリンダーに比重の大きい海水を満たし、その中へ徐々に砂を沈澱させ体積が1,000ccになったときの砂の重量を測定して求めた。

内部摩擦角 ϕ は γ_d とともに土圧に与える影響が最も大きい要素である。砂の密度 γ_d をいろいろ変えて三軸圧縮試験を行ない、 ϕ の値を $\phi-\gamma_d$ 曲線から求めると $\gamma_d=1.57\text{t/m}^3$ で $\phi=42^\circ$ となった。内部摩擦角 42° は一般には砂が非常に密な状態の値である。実験槽内の砂はその搬入状況や

Table 3 Physical properties of sand

Specific gravity (G_s)	2.731g/cm ³
Dry density (γ_d)	1.57g/ $\gamma_{d\min}=1.66\text{g/cm}^3$ /cm ³ / $\gamma_{d\min}=1.44\text{g/cm}^3$
Relative density (D_r)	49.1%
Uniformity coefficient (U_c)	2.07
Effective size (D_{10})	0.165mm
Angle of internal friction (ϕ)	42°($\gamma_d=1.57$)

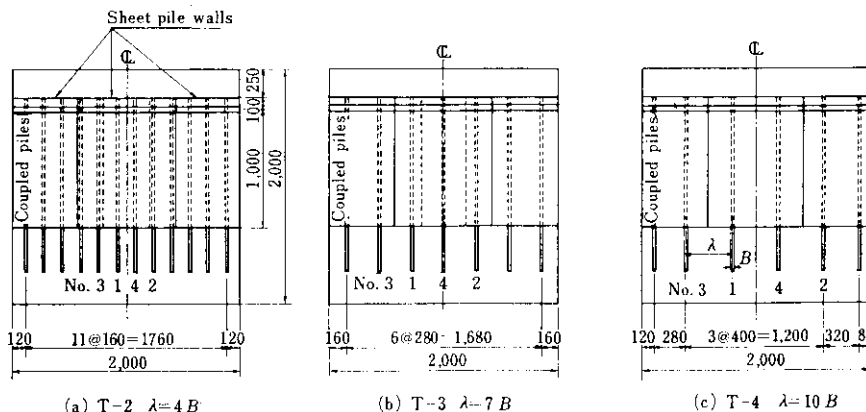


Fig. 5 Disposition of members

相対密度49.1%からみても密な状態とは考えられない。すなわち三軸圧縮試験で求めた μ は実験槽内の砂に対してはやや大きめの値のようである。参考として実験に用いた砂を自然落下させたときの安息角を測定した結果、約 34° という数値を得た。

3.5 実験の方法

3.5.1 各部材の検定

(1) 曲げ検定

矢板はその両端に支点を設け、その中間に2点載荷して検定した。荷重は矢板の前面側と背面側とから鉛直方向に与え、そのときのひずみ測定値を平均した値から断面係数の補正値を求めた。

組杭は鉛直方向に載荷できないため水平方向に荷重を与えた。組杭と検定台との摩擦は中間にボールベアリングを介することにより除去した。矢板と組杭の曲げ検定結果は Table 4 のとおりである。

Table 4 Result of calibration tests

Member	$E \cdot Z(\text{kg} \cdot \text{cm})$		Others
	Initial state	After gage coating	
Sheet pile	3.58×10^4	4.17×10^4	Per centimeter of wall
Vertical pile No. 1	5.04×10^5	5.20×10^5	Per pile
No. 2		5.03	Per pile
No. 3		4.44	Per pile
No. 4		5.37	Per pile
Batter pile No. 1	5.04×10^5	4.87×10^5	Per pile
No. 2		5.64	Per pile
No. 3		5.03	Per pile
No. 4		5.60	Per pile

E : Youngs modulus

Z : Section modulus

(2) 引張検定

引張検定は矢板も組杭もその上端にワイヤーを通してホイストクレーンでぶら下げ、下端に重錘をつける方法で行なったが、ひずみ測定値は荷重の作用方向の偏心などにより各測定位置の間で大きなバラツキを示した。そのため断面積の補正値を求めることは、実験精度とのバランスから考えてもその補正効果はわずかであると判断し、省略

することとした。

3.5.2 実験の手順

(1) 全土圧測定実験 (実験 T-1)

実験 T-1 は次の手順によって行なった。

(i) 砂入れ

実験槽の中へ矢板の下端位置までホッパー (容積 0.46m^3) で砂を入れた。

(ii) 実験体のセット

矢板を上, 中, 下段の3ヶ所で仮に固定し頭部に土圧の反力測定のため最大測定荷重 500kg のロードセル (東京測器㈱, CLP-0.5) を2個セットした。鋼矢板と実験槽側面との接触部は帯状の亜鉛鉄板 (幅 4.0cm) で、中央の矢板と両側の矢板の間はビニール・テープを貼って砂洩れを防止した。

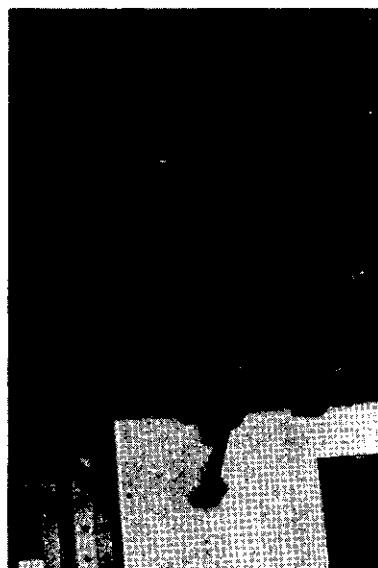


Photo. 2 Carrying sand into vessel

(iii) 砂入れ

再びホッパーで矢板の前面側と背面側のバランスを考えながら砂を入れた。そのとき砂の密度をできるだけ一定にするため、砂は一定の高さ (1.5m) からホースを通じて自然落下させるように配慮した。また矢板の背面側の砂とガラス面との接触部には砂の崩壊面を見やすくするため深さ 5cm ごとに白い粉末で線を入れた。

白い粉末は砂の性質と類似した寒水砕石を用いた。なお、矢板の固定材は砂入れが進むにつれて下段より順に取りはずした。

(iv) 前面堀削

砂を矢板の天端まで満たしたのち、矢板のひずみを測定した。このひずみは矢板が土圧を受けていないときの値、すなわち初期値となる。

(v) ひずみおよびたわみの測定と腹起こし点の水平移動

ひずみおよびたわみは壁高60cm, 70cm, 80cmの場合に測定した。所定の高さ80cmに達してからはロードセルをつけた腹起こし点を最大5.0mmまで14段階にわたって水平に移動させ、そのつどひずみとたわみを測定した。

(vi) 地盤調査および砂出し

測定終了後直ちに矢板背面側で地盤の静的貫入試験を行ない、ついで砂の密度測定用の容器を堀出しながら砂をかき出した。

(2) 前面堀削法による分担土圧測定実験(実験T-2, T-3, T-4)

実験T-2, T-3, T-4の手順は次のとおりである。

(i) 砂入れ

実験槽の中へ組杭の下端位置までホッパーで砂を入れた。

(ii) 実験体のセット

まず矢板を上, 中, 下段の3ヶ所で仮に固定し、砂洩れは全土圧測定の場合と同様亜鉛鉄板とビニールテープで防止した。つぎに組杭を矢板と腹起こしにボルトで取付けた。そのとき組杭全長にわたって所定の組杭間隔を保持させるように注意した。また矢板と組杭との間隔も一定にするため、矢板と直杭の間には下端付近にスペーサーをはさんで所定の間隔を確保し、斜杭の下端は山形鋼で仮固定した。

(iii) 砂入れ

全土圧測定の場合と同様、背面側の砂とガラス面の接触部に白線を入れながらホッパーで砂入れをした。矢板の仮固定材、矢板と直杭の間のスペーサーなどは堀削の進行に伴って取外した。

(iv) ひずみおよびたわみの測定

前面堀削鋼矢板天端まで砂を入れた時点で第1回目のひずみとたわみを測定した。以後20cm, 40cm, 60cm, 70cm, 80cmの順で前面堀削してゆくごとにひずみとたわみを測定した。また、ガラス面を通して砂の崩壊状態を観察した。

(v) 地盤調査および砂出し

全土圧測定の場合と同様、静的貫入試験、密度測定容器の回収を行なって砂出しをした。

4. 実験結果および考察

前述のごとく、全土圧測定実験と、前面堀削方式で杭幅と組杭間隔との関係を3通り変えた実験とを行なったが、これらの結果について考察すれば以下のようなものである。

4-1 曲げモーメント分布と土圧分布

基礎構造物の土圧分布を求めるためには、土圧計により直接求める方法と、構造物のたわみやたわみ角または曲げひずみなどの分布から計算により、間接的に求める方法が一般に行なわれている。

しかし、本実験のような小型模型においては、ストレインゲージから曲げひずみ分布を求める方法がより正確な測定値を得ることができるとと思われる。ただし、部材に作用する土圧強度 q の作用方向は部材軸の垂線に対し δ (部材表面と砂との摩擦角)なる角をなすゆえ、実測によって得た曲げひずみは部材に直角方向の土圧強度成分 $q \cdot \cos \delta$ によって生じたものであり、真の土圧強度によって生じたものではない。

しかしながら、本研究においては、矢板や組杭の土圧分布性状および矢板や組杭の土圧分担比に関して考察することが主たる目的であるため、部材に直角方向の土圧強度成分を対象として検討してもさしつかえないことがわかる。したがって、以下の考察においては、便宜上 $q \cdot \cos \delta$ を土圧強度 p とし、その分布を土圧分布、各部材の土圧分布合力を土圧合力、さらに各部材ごとの土圧合力の総和を全土圧と定義して議論を進めることとした。

以上のような理由から、本実験においては模型の曲げひずみを計測し、これから曲げモーメント分布を求めた後、土圧分布および土圧合力を算定

する方法を採用したが、通常次のような手法が用いられる。

a) 曲げモーメント分布曲線を2階微分する方法

曲げモーメントの実測値に対して、土圧以外に矢板や組杭の境界条件などの影響が含まれている場合でも、曲げモーメント分布曲線の2次以上の項に影響しない限り、これを2階微分することによって矢板や組杭に作用する土圧分布を算定することができる。

Fig. 3 からわかるように、矢板や組杭は結合部および砂地盤内において変形や回転の拘束を受けるため、曲げモーメントの値にはこれらの拘束の影響が含まれてくる。しかしながら砂地盤を弾性体と仮定すれば、曲げモーメント分布曲線を2階微分した曲線は拘束条件にかかわらず土圧分布を表わすことが、簡単な計算からも直ちに了解されるであろう。

砂地盤は実際には完全な弾性体ではありえないが、ひとまず上記の考察と実験の諸精度を検討するとき、曲げモーメント分布曲線を2階微分した値が近似的には十分土圧分布を表わしていると考えてよいであろう。

b) 最大曲げモーメントの実測値から土圧合力を算定する方法

まず、従来行なわれているように土圧分布をクロンの三角形分布と仮定し、さらに矢板と直杭とは腹起こしおよび海底面で、斜杭は腹起こしと曲げモーメント零の点でそれぞれ単純支持されるものと仮定すれば⁹⁾、これらに作用する最大曲げモーメント(M_{max})は土圧強度の関数として簡単に求められるので、実測から得た最大曲げモーメントに等置することによって土圧強度が決定され、したがって土圧合力が算定されることになる。最終目的を土圧合力に置くため、土圧分布を求めることは放棄せざるを得ないが、手間を取らず精度的にも比較的良好な結果を得られると言われており、設計法の考察などには用いて便利な方法と思われる。

しかし、本実験では杭の結合部が剛結であるため、この影響が曲げモーメントの値に含まれてくるので何らかの補正が必要となる。

以上、2通りの算定法について説明をしたが、矢板および組杭というたわみ性部材の土圧分布を明確に把握することが主たる目的の1つであるので、上記 a) による解析結果を中心として考察を

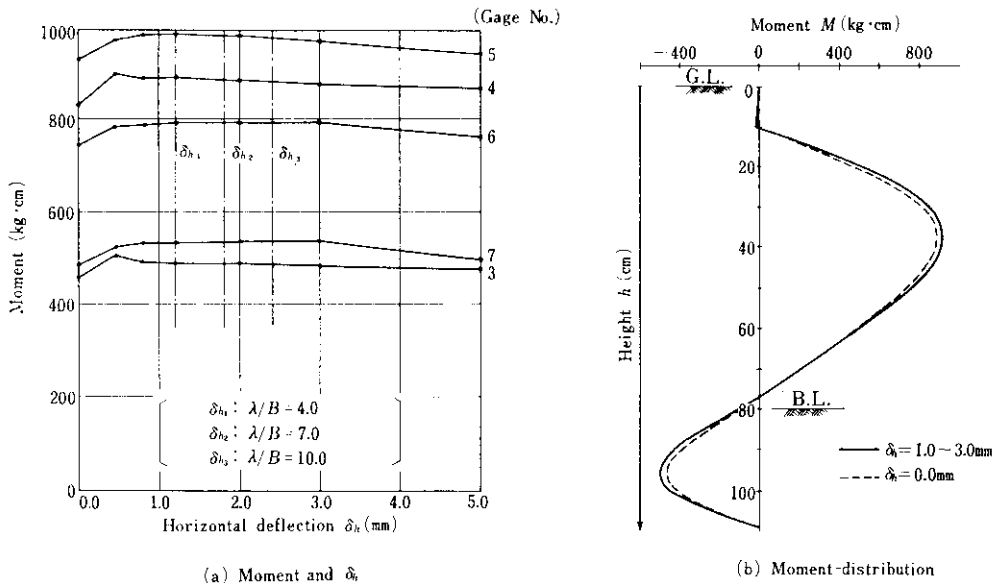


Fig. 6 Moment and horizontal deflection of sheet pile
(Test T-1, the position of strain gages are showed on Fig. 3)

行ない、b)についてはその補正法を説明する他は参考に資する程度に留めた。

4.1.1 曲げモーメント分布と最大曲げモーメント

(1) 組杭がない場合の矢板に作用する曲げモーメント

3.5に述べた方法で組杭がない場合の矢板に作用する曲げモーメント分布を測定した。Fig. 6は掘削高が80cmの場合の曲げモーメントと腹起こ

し点の水平変位 δ_h との関係を示したものである。同図によれば、腹起こし点の変位が1.0~3.0 mmの範囲においては曲げモーメント分布の形状もその大きさもほとんど一定である。他方組杭がある場合の腹起こし点の変位は同図に示されているように1.0~3.0mmの範囲に留まっている。このことから全土圧について組杭の有無に関する比較検討を行なう場合、組杭のない場合における曲げモーメント分布としては、腹起こし点の水平変位 δ_h が1.0~3.0mmにおける値の平均値を用

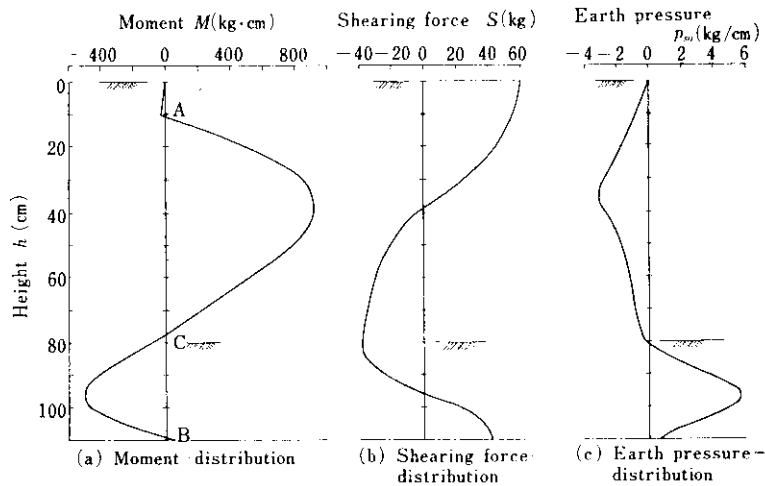


Fig. 7 Moment, shearing force and earth pressure of sheet pile (Test T-1)

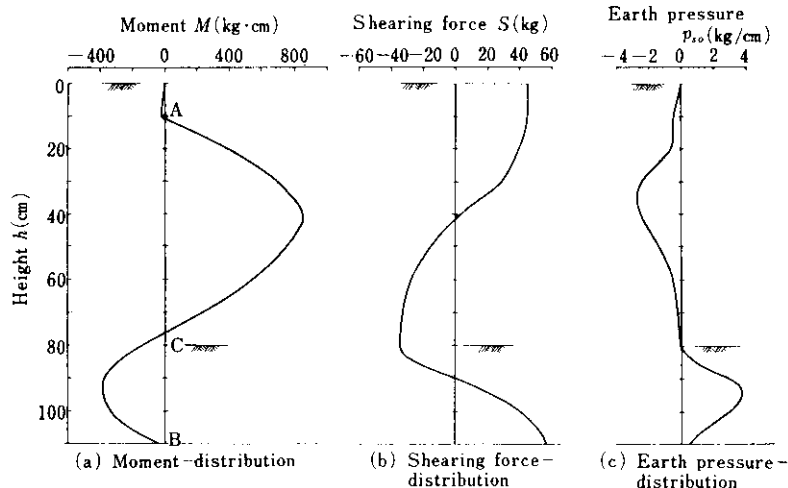


Fig. 8 Moment, shearing force and earth pressure of sheet pile (Test T-3; $\lambda/B=7.0$)

いるべきであると考えられる。その結果をFig. 7 a) に示す。

(2) 組杭がある場合の曲げモーメント

一例として実験T-3($\lambda/B=7.0$)の結果をFig. 8 (a)~Fig. 10 (a) に示す。Fig. 8 (a) は矢板の曲げモーメント分布であり、Fig. 9(a) および Fig. 10(a) はそれぞれ直杭と斜杭の曲げモーメント分布であって、破線は実測値で実線が修正値である。修正曲線を描くに当たっては次の方法によった。

組杭の結合点A(腹起こし点)に作用する曲げ

モーメントは、点Aから地表面までに分布する土圧強度に基因するモーメント M_p と、直杭と斜杭が剛結されていることによる拘束モーメント M_0 の和と考えられるが、測定結果より得られた結合部における直杭と斜杭の曲げモーメントの和はほぼゼロであることから M_p の影響は無視しうると考えた。

以上より、まず直杭の場合は曲げモーメントゼロの位置がほぼ海底面Cに一致していることと M_0 のみを考慮すればよいことから、4.1 b) で述

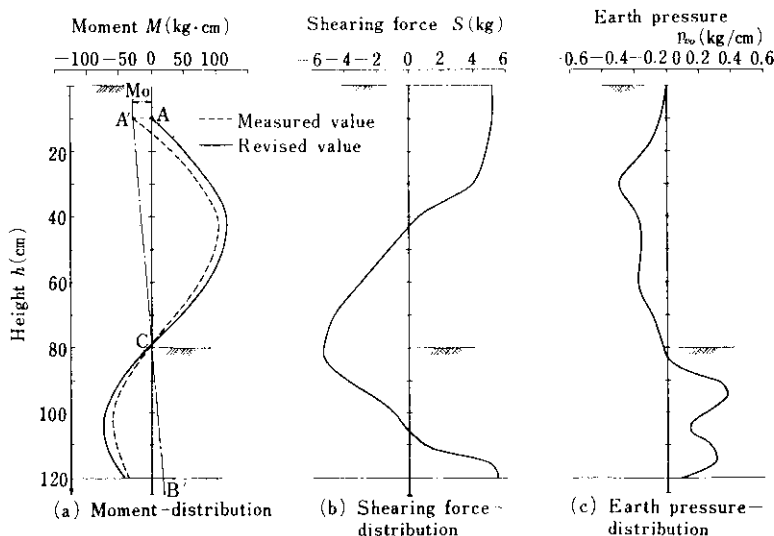


Fig. 9 Moment, shearing force and earth pressure of vertical pile No. 1 (Test T-3 $\lambda/B=7.0$)

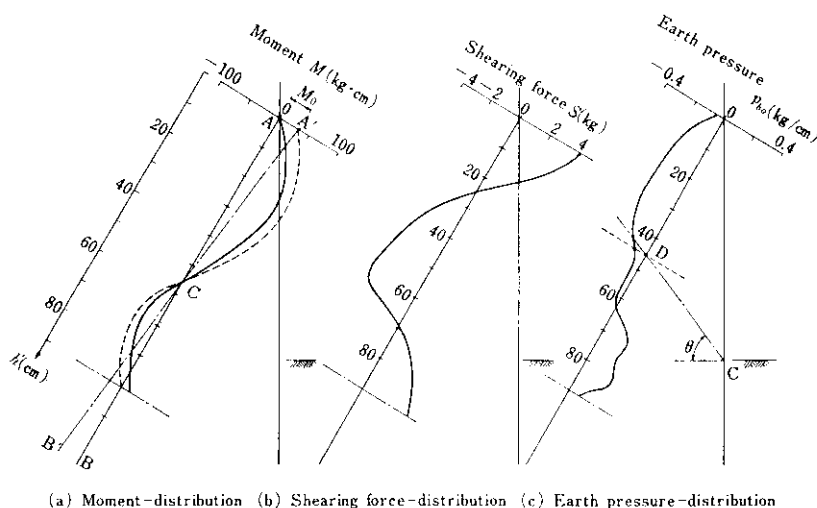
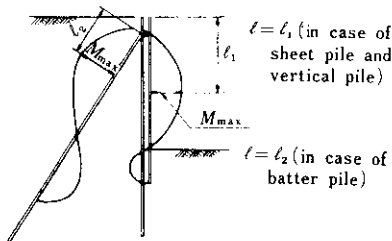


Fig. 10 Moment, shearing force and earth-pressure of batter pile No. 1 (Test T-3 $\lambda/B=7.0$)

Table 5 Maximum moment and the position of that point

Test No.		Sheet pile	Vertical pile				Batter pile			
			No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
T-1	M_{max}	kg·cm 96.0								
	l	37.5cm								
T-2	M_{max}	80.2	69	68	68	65	68	51	62	59
	l	36.5	37.5	45.0	50.0	40.0	20.0	22.0	25.0	22.0
T-3	M_{max}	86.3	112	86		70	59	82		73
	l	43.0	42.0	40.0		40.0	19.0	19.0		22.0
T-4	M_{max}	89.8	91			75	83			70
	l	43.0	42.5			42.0	20.0			16.0



べたごとく点Aおよび点Cにおいて単純支持されていると仮定しているため、近似的にA', C, B'を基準座標として曲げモーメント分布の値を修正した。

また斜杭の場合も同様に組杭結合部と曲げモーメントの第一ゼロ点Cで単純支持されていると仮定して同様な修正を行なった(Fig. 10 (a))。

前述したように、杭の土圧分布と土圧合力を求める場合、a)の方法によって解析するときは、組杭結合部の拘束モーメントは曲げモーメント分布曲線の曲率に影響を与えないので実測値をそのまま採用できるが、b)の方法では最大曲げモーメントが問題となるので修正値(実線)を用いる必要がある、Table 5にこの修正最大曲げモーメントとその位置をまとめて示している。

4.1.2 土圧分布

曲げモーメント分布曲線を微分してせん断力分布を求め、さらにこれを再度微分して土圧分布を求めた。計算手法として、5点微分法による数値

微分を行なったが、その結果を Fig. 7 (b), (c)～Fig. 10(b), (c) に示す。矢板の土圧は壁高の中央よりやや上方で最大となり、海底面付近ではきわめて小さい。

これは矢板のたわみが大きいことに加えて、矢板が海底面付近で海側へ移動したことに起因するため¹⁰⁾と考えられ、同様なことが直杭についてもいえる。

土圧分布形状は3ケースの実験について全般的にみるとAC間において矢板では一峯型山形分布に、直杭および斜杭では台形分布に近いということがいえる。

また参考のため、主働崩壊角を斜杭の土圧分布から推定することを試みたが、その手法は以下のごとくである。すなわち斜杭に作用する主働土圧が急激に減少する点から下方では逆向きの受働土圧が生じ始めたものと判断され (Fig. 10(c))、この点Dと海底面が矢板と交差する点Cとを結んですべり面を決定し、これと水平面とがなす角を図上で算出して主働崩壊角 α とするもので、実験T

-2, T-3, T-4 における 9 個の平均結果からは 58° 前後と推定された。

なお, Photo. 3 に示すように, 観測窓としてのガラス壁に接した水平線の落ち込み状況からもすべり面を測定したが, 3 回の測定による主働崩壊角の平均値は 65° 程度で, 前述の推定値が 58° であるのと比較すればいくぶん大きく, その原因としては砂と観測用のガラス面との摩擦により, 砂の移動が拘束されるためと考えられ, 斜杭の土圧分布を利用する方法がより適切であるといえる。

また実験槽内の砂の内部摩擦角を主働崩壊角の推定値 58° より $\delta \equiv \phi/2$ と仮定して逆算すれば $\phi \approx 30^\circ$ となった。

4.2 全土圧

4.2.1 組杭がない場合の全土圧

まず, Fig. 7 (c) に示した土圧分布を用いて矢板天端から海底面まで積分し, この値を矢板幅 B_0 (84cm) で割れば単位長 (cm) 当たりの全土圧 P_I が求められる。他方 4.1 に述べた b) の算定法により, 土圧分布を三角形と仮定し, 最大曲げモーメント ($M_{\max}$) と実測値とを等置することによって求めた値を P_I' とする。 P_I, P_I' を計算した結果次のような値を得た。

$$P_I = 1.340 \text{ kg/cm}$$

$$P_I' = 1.300 \text{ kg/cm}$$

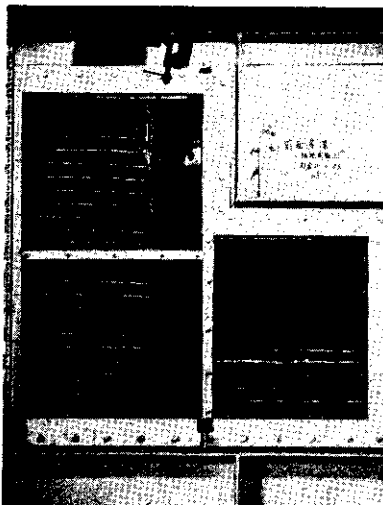


Photo. 3 Failure line of sand

4.2.2 組杭がある場合の全土圧

まず, 矢板, 直杭および斜杭に作用する個々の土圧合力を算定のうえ, これらの総和を矢板幅 B_0 で割ることにより, 単位長さ当たりの全土圧 P_{II} が算出されるが, その演算過程について Table 6 を参照しながら以下に説明しよう。

第①欄は各部材に作用する土圧合力 P_0 で, 主働土圧が作用する区間として, 矢板と直杭では天端から海底面 (Fig. 8(c), Fig. 9 (c)) まで, 斜杭では直杭との結合点から崩壊面との交点 D (Fig. 10 (c)) までと考え, この区間を積分して求めたものである。第②欄の P は, ①の値を矢板では $B_0 = 84 \text{ cm}$ で割り, 直杭と斜杭では組杭間隔 λ で割った値である。第③欄は斜杭に作用する土圧のうち, 矢板に直角方向の土圧成分 (水平成分) を示すものである。

第④欄は第②欄の平均値であり, それぞれ矢板, 直杭および斜杭の分担土圧を表わしているが, 斜杭の場合は第③欄の平均を採用し第②欄の平均は () 内に示した。さらに, 各実験ごとにそれ

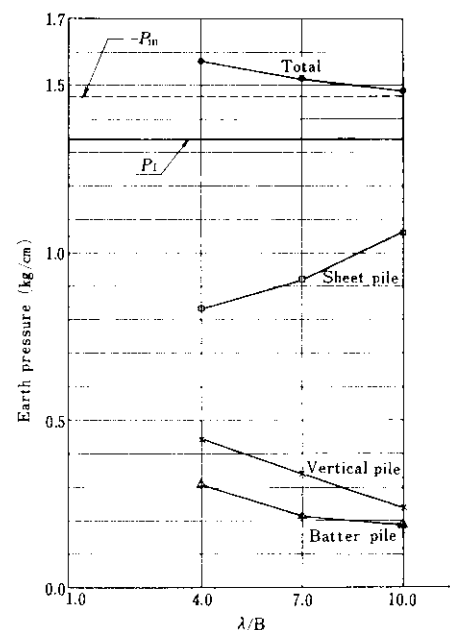


Fig. 11 Earth pressure and interval of coupled piles

Table 6 Earth pressure on each member

(unit: kg/cm)

Test No.	λ/B	Member	① $P_0(\text{kg})$	② P	③ Horizontal Component	④ Shared earth prerssure	⑤ P_{II}				
T-2	4.0	Sheet pile		70.00	0.833		0.833	1.577			
		Vertical pile	No. 1	7.00	0.438		0.440				
			2	7.61	0.476						
			3	6.65	0.416						
			4	6.85	0.428						
		Batter pile	No. 1	5.77	0.360	0.312	0.304 (0.351)				
			2	4.85	0.303	0.263					
			3	6.26	0.391	0.339					
			4	5.58	0.349	0.303					
		T-3	7.0	Sheet pile		78.70	0.937			0.937	1.529
Vertical pile	No. 1			12.10	0.429		0.341				
	2			8.40	0.300						
	4			8.20	0.293						
Batter pile	No. 1			6.65	0.238	0.206	0.251 (0.290)				
	2			9.60	0.343	0.297					
	4			8.10	0.289	0.251					
T-4	10.0			Sheet pile		89.25	1.063		1.063	1.503	
				Vertical pile	No. 1	10.37	0.259		0.236		
		4	8.47		0.212						
		Batter pile	No. 1	9.83	0.246	0.213	0.204 (0.235)				
			4	8.90	0.223	0.193					

note: P_0 =Earth pressure of each member $P=P_0/B_0$ (in case of sheet pile) P =Earth pressure per unit length $=P_0/\lambda$ (in case of coupled piles)

らを加算したものが第⑤欄に示す全土圧 P_{II} となる。なお、参考までに 4・1 に述べた $M_{\max}$ を用いる b) の算法による分担土圧と全土圧 P_{II} を Table 6 と同様な方法で計算し、Table 7 に示した。

4・2・3 クーロンの理論により算出した全土圧

参考のため、クーロンの理論に基づいて壁体に作用する全土圧を求めておく。

計算条件として、内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 、壁面摩擦角 $\delta = 15^\circ$ 、土の単位体積重量 $\gamma = 1.57\text{g/cm}^3$ 、壁高 $h = 80\text{cm}$ を与えれば $P_a = 1.512\text{kg/cm}$ を得る。(9) 矢板と砂との摩擦角 δ を 15° としているゆえ、 P_a の水平方向の成分は $P_{III} = P_a \cdot \cos \delta = 1.461\text{kg/cm}$ となる。

4・2・4 全土圧の比較

全土圧に関して 4・2・1~4・2・3 に示すように実験あるいは計算によって3種類の値を求めたがこ

Table 7 Earth pressure calculated from maximum moment (unit; kg/cm)

Test No.	λ/B	Member		① M_{max}	② P'	③ Horizontal component	④ Shared earth pressure	⑤ P'_{II}
T-2	4.0	Sheet pile		802kg·cm	1.084		1.084	1.916
		Vertical pile	No. 1	69	0.492			
			2	68	0.484			
			3	68	0.484			
			4	65	0.460		0.480	
		Batter pile	No. 1	68	0.462	0.401		
			2	51	0.344	0.298	0.352	
			3	62	0.422	0.366	(0.407)	
			4	59	0.400	0.347		
T-3	7.0	Sheet pile		863	1.168		1.168	1.793
		Vertical pile	No. 1	112	0.456			
			2	86	0.348		0.363	
			4	70	0.284			
		Batter pile	No. 1	59	0.249	0.216		
			2	82	0.348	0.302	0.262	
			4	73	0.310	0.269	(0.302)	
T-4	10.0	Sheet pile		898	1.208		1.208	1.647
		Vertical pile	No. 1	91	0.260			
			4	75	0.212		0.236	
		Batter pile	No. 1	83	0.254	0.220	0.203	
			4	70	0.213	0.185	(0.234)	

の結果をまとめると Table 8 のようになる。

Table 8 において、4.1 に述べた理由により土圧分布から求めた全土圧 P_I と P_{II} に関して考察すれば、まず P_{II} は組杭間隔が大きくなるにつれてわずかに減少していることがわかる。これは組杭間隔が大きくなり、矢板や組杭の変形および海側への移動が大きくなることに起因すると考えられる。

つぎに、Fig. 11 から P_{II} が減少するときの漸近値はほぼ P_I に等しい値であると考えられる。

Table 8 Total earth pressure

Test No.	λ/B	Total earth pressure calculated from the distribution		Total earth pressure calculated from maximum moment	
T-1		P_I (kg/cm)	1,340	P_I (kg/cm)	1,300
T-2	4.0		1,577		1,916
T-3	7.0	P_{II} (kg/cm)	1,529	P_{II} (kg/cm)	1,793
T-4	10.0		1,503		1,647

note: $P_{III}=1,461\text{kg/cm}$

(This value is based on Coulomb's theory)

4.3 組杭間隔と土圧分担

組杭間隔と土圧分担比との関係を Table 9 に示した。

土圧分担比の明確な定義はまた確立されていない

Table 9 Sharing ratio of earth pressure

λ/B	Sheet pile	Vertical pile	Batter pile
	w_s	w_u	w_b
4.0	0.62	0.33	0.23
7.0	0.70	0.25	0.19
10.0	0.79	0.18	0.15

note:

$$w = \frac{\text{Sheared earth pressure on each member}}{P_1}$$

いが。同表ではまず、矢板、直杭、斜杭の各々の分担土圧と組杭が無い場合の全土圧 P_1 との比を土圧分担比 w と定義した。

組杭間隔と矢板、直杭および斜杭に作用する土圧との関係 (Table 6) とそれぞれの土圧分担比を算定した結果 (Table 9) から、組杭間隔が小さくなるにしたがって、矢板が分担する土圧はしだいに小さくなり、 P_1 と比較して、 $\lambda/B=10.0$ では約20%、 $\lambda/B=4.0$ では40%減少していることがわかる。

次に組杭間隔と杭1本当たりの土圧合力との関係は Table 6 の第①欄に示されているように、 $\lambda/B=7.0$ までは作用土圧の増加量が著しいのに対し、7.0 を越えると土圧はほとんど増加しなくなることが認められる。

したがって、本実験に関する限り、土圧分担の面から考察した最も効果的な組杭間隔は杭幅の7倍程度であると判断されるが、この点に関する現象的な考察は背面埋立の場合をも含めて第2報以

降で行なう予定である。

5. 結 び

以上述べたように、本論文においては模型実験を用い前面掘削方式で最も合理的な掘削高に対する組杭式鋼矢板の土圧分布および組杭間隔と個々の土圧分担とに関する力学的諸性状を検討した。

組杭間隔と土圧分担の関係についてはかなりの成果が得られたが、より一般的に土圧分担特性を論ずるためには、さらに地盤条件、矢板の断面剛性と組杭1本当たりの断面剛性の比および斜杭の傾斜角などをパラメーターとした諸実験を行ない、これらを総合した詳細な検討が必要と思われる。

これらの問題は第2報以降に紹介することとし、本実験で得られた主な成果をまとめれば次のようである。

- (1) 矢板や組杭の土圧分布は設計法で慣用の三角形分布とは著しく異なり、矢板は一峯型山形分布を、直杭および斜杭では台形分布を示す。
- (2) 組杭式鋼矢板に作用する全土圧は、矢板と組杭に分担され、このときの矢板の土圧分担比は組杭間隔によって変化し約60~80%であった。
- (3) 土圧分担に対して、組杭を最も効果的に働かせるためには組杭間隔を杭幅の7倍程度に選べばよいと考えられる。

最後に、本研究を進めるにあたり終始ご指導をいただいた運輸省港湾技術研究所設計基準課長片山猛雄氏、同基礎工研究室室長沢口正俊氏ならびに同研究員宮本六男氏に対し深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 石黒健: 鋼矢板工法, (1963), [山海堂]
- 2) 大島実, 杉山道彦: 斜め控杭式鋼矢板壁の設計について, 土と基礎, 13 (1965) 3, 11
- 3) 石綿知泊, 石黒 健, 樋口清明: 斜控杭式矢板壁とその挙動測定, 富士製鉄技報, 13(1964) 4, 57
- 4) 川崎製鉄(株): 千葉製鉄所における組杭式鋼矢板工法現場実験報告, (未発表)
- 5) 沢口正俊: 組杭の水平抵抗に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, 9(1970) 1, 3

- 6) Leonards : Foundation Engineering, (1962), 512[Mcgraw Hill Book Co]
- 7) Rvoe : A Theoretical and Experimental Analysis of Sheet Pile Walls, Proc. Inst. Civ. Eng. Part I, 4 (1955), 32
- 8) 横山幸満, 有馬 宏 : 斜め控え杭シグイ式鋼矢板壁模型実験 ; 日本鋼管技報, (1970)49, 145
- 9) 日本港湾協会 : 港湾構造物設計基準, (1968)
- 10) Terzaghi : Theoretical Soil Mechanics(1943)84[John Wiley and Sons]
- 11) 土質工学会 : 土質工学ハンドブック(1965), 228[技報堂]