
二重矢板式構造物の弾塑性解析

Elasto-Plastic Analysis of Double Sheet Pile Wall Structure

大堀 晃一(Koichi Ohori) 荘司 喜博(Yoshihiro Shoji) 上田 寛(Hiroshi Ueda) 原
道彦(Michihiko Hara) 川井 豊(Yutaka Kawai) 塩田 啓介(Keisuke Shiota)

要旨：

二重矢板式構造物が水平外力を受ける場合の力学的特性を解明するため、矢板・タイロッド・中詰土砂および基礎地盤の相互作用を考慮した弾塑性解析を実施した。矢板頭部水平変位および分布荷重が作用する場合の矢板の曲げモーメント分布に関しては、計算値が実験値と比較的良く一致し、本計算法が構造物の変形予測および矢板設計に対する評価法として有用であることが判明した。

Synopsis：

An elasto-plastic analysis was performed to investigate the characteristics of a double sheet pile wall structure. The analytical method is expanded from Sawaguchi's elastic theory to consider not only the interaction between sheet piles, tie rod, and filling sand but also footing ground. The comparison between the theoretical predictions and experimental results has shown that the calculated values agree well with the experimental data concerning horizontal displacement of the wall top and with the bending moment distribution of sheet piles under distributed lateral load. As a result, it is clear that this method is useful in designing double sheet pile wall structures.

(c)JFE Steel Corporation, 2003

本文は次のページから閲覧できます。

大堀 晃一*2 莊司 喜博*3 上田 寛*4 原 道彦*5 川井 豊*6 塩田 啓介*7

Elasto-Plastic Analysis of Double Sheet Pile Wall Structure

Koichi Ohori, Yoshihiro Shoji, Hiroshi Ueda, Michihiko Hara, Yutaka Kawai, Keisuke Shiota

要旨

二重矢板式構造物が水平外力を受ける場合の力学的特性を解明するため、矢板・タイロッド・中詰土砂および基礎地盤の相互作用を考慮した弾塑性解析を実施した。矢板頭部水平変位および分布荷重が作用する場合の矢板の曲げモーメント分布に関しては、計算値が実験値と比較的良好一致し、本計算法が構造物の変形予測および矢板設計に対する評価法として有用であることが判明した。

Synopsis:

An elasto-plastic analysis was performed to investigate the characteristics of a double sheet pile wall structure. The analytical method is expanded from Sawaguchi's elastic theory to consider not only the interaction between sheet piles, tie rod, and filling sand but also footing ground.

The comparison between the theoretical predictions and experimental results has shown that the calculated values agree well with the experimental data concerning horizontal displacement of the wall top and with the bending moment distribution of sheet piles under distributed lateral load. As a result, it is clear that this method is useful in designing double sheet pile wall structures.

1. 緒 言

二重矢板式構造物は、鋼矢板を2列に打設したうえ、頭部をタイロッドで結び、その間に土砂を中詰して壁体とした構造物である。本構造物は、占有面積が狭く、かつ止水性・施工性に富むなど護岸構造として優れた特徴を有するが、力学的挙動は複雑で、また、従来主に仮設構造物として利用されていたこともあり、いまだ設計法が確立されていない。そのため、断面諸元の決定にあたっては矢板式係船岸¹⁾や鋼矢板セル式係船岸¹⁻³⁾の設計法を準用しているのが実情で、上述のような特徴を生かした大規模な係船岸や産業廃棄物処理護岸等の永久構造物として安心して採用できる構造形式とするために、かねてより固有設計法の確立が要望されていた。

本構造物の力学挙動に関する研究としては、Mazurkiewicz⁴⁾の塑性解析理論、沢口^{5,6)}の弾性解析理論、平島ら⁷⁾の有限要素法による弾性解析理論、およびBurkiら⁸⁾の光弾性実験、荒井・高橋ら^{9,10)}の振動実験、沢口ら¹¹⁾の模型実験などが挙げられる。これらの研究によって本構造物の挙動も逐次明らかになってきたが、なお実務設計上の最重要事項である外荷重による壁体の変形、鋼矢板の曲げモーメント等を的確に予測できる段階までには至っていない。

このため、著者らは、本構造物を矢板・タイロッド・中詰土砂および基礎地盤の複合構造物と考えたSawaguchi⁶⁾の基本方程式を採用し、従来は省略または近似されていた中詰土砂の圧縮変形および地盤反力を厳密に考慮した一般解を導くと同時に、

中詰土砂・地盤の弾塑性的挙動を考慮した数値計算を実施し、本構造物の挙動を定量的に表すことを試みた。計算値は小型¹²⁾・大型¹³⁾模型による実験値と比較的良好一致し、本計算法が設計に関する諸懸案の解決に有効であることが判明したのでここに報告する。

2. 弾性理論に基づく構造物の変形式の誘導

2.1 構造物変位の一般解

Sawaguchi⁶⁾と同様にFig. 1に示すように、ある高さにおける構造物の単位奥行あたりの断面に働く水平力のつり合いを考える。

中詰土砂が矢板1および2から受ける応力を σ_1 および $-\sigma_2$ とすれば、中詰土砂の y 方向せん断力 S との間に次の関係式が成立する。

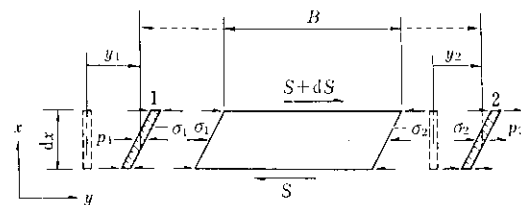


Fig. 1 Horizontal forces acting on a part of structure

・1 昭和58年4月4日原稿受付
・2 運輸省港湾技術研究所設計基準部設計基準研究室室長
・3 運輸省港湾技術研究所土質部基礎工研究室室長
・4 運輸省港湾技術研究所設計基準部設計基準研究室主任研究員

・5 エンジニアリング事業部構造技術研究所次長(部長補)
・6 エンジニアリング事業部構造技術研究所構造研究室主任研究員(掛長)
・7 エンジニアリング事業部構造技術研究所構造研究室

メントが働かないものとみなせる。しかし、2列の矢板の相対変位に起因するタイロッドの弾性変形に伴い、張力は変化する。さらに、矢板頭部のたわみ角に比例する中詰土砂のせん断抵抗力は、2列の矢板に等しく働くものとする。

地盤面においては、2列の矢板のおおのについて変位、たわみ角、曲げモーメントおよびせん断力の連続条件が成り立つものとする。

地盤内における矢板下端の拘束力は微小なので、曲げモーメントおよびせん断力はゼロとみなす。

以上の仮定より、次の16個の境界条件式が得られる。

矢板上端 ($x=H$) において

$$\left. \begin{aligned} y_1'' &= 0, & y_2'' &= 0 \\ y_1''' &= \frac{E_t A_t}{BEI} (y_1 - y_2) + \frac{BG}{4EI} (y_1' + y_2') - \frac{P}{EI} \\ y_2''' &= -\frac{E_t A_t}{BEI} (y_1 - y_2) + \frac{BG}{4EI} (y_1' + y_2') \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18)$$

地盤面 ($x=0$) において

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= Y_1, & y_2 &= Y_2 \\ y_1' &= Y_1', & y_2' &= Y_2' \\ y_1'' &= Y_1'', & y_2'' &= Y_2'' \\ y_1''' &= Y_1''', & y_2''' &= Y_2''' \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (19)$$

矢板下端 ($x=-D$) において

$$\left. \begin{aligned} Y_1'' &= 0, & Y_2'' &= 0 \\ Y_1''' &= 0, & Y_2''' &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (20)$$

E_t : タイロッドのヤング率

A_t : 単位幅あたりのタイロッドの断面積

P : 集中荷重

D : 根入れ長

(18)~(20)式を解くことによって未定係数 $C_1 \sim C_3$ および $D_1 \sim D_3$ が求まり、構造物の挙動が算定される。

3. 構造物挙動の弾塑性計算

著者らの今次実験^{12,13)}のみならず従来の実験結果^{6,11)}からも、本構造物の変形形状は水平外力の初期段階から非線形性を顕著に示している。矢板とタイロッドは弾性的に挙動しているため、これは、専ら中詰砂および基礎地盤の塑性化によること

が明白である。したがって、著者らは本構造物の小型¹²⁾および大型¹³⁾の模型実験の実施にあたり、中詰砂のせん断弾性係数および根入れ部の横方向地盤反力係数を塑性領域についても明確にするため、別途、単純せん断試験および一列の矢板壁を対象としての水平載荷試験を行った。本節では、これらのパラメータを数式表示し、本構造物の力学的挙動を弾塑性的に計算する方法を述べる。

3.1 中詰砂のせん断弾性係数の推定

Fig. 3に小型¹²⁾および大型模型実験¹³⁾に使用した中詰砂の粒径分布を示す。三軸圧縮試験によって求めた内部摩擦角 ϕ は、前者が 38.3° 、後者が 40.1° であった。また、単純せん断試験時の初期密度 γ_0 は、前者で $1.52 \sim 1.53(\text{gf}/\text{cm}^3)$ 、後者で $1.62 \sim 1.65(\text{gf}/\text{cm}^3)$ であり、模型実験時の単位体積重量とはほぼ等しい。

Fig. 4は単純せん断試験によってえられた割線せん断弾性係数 G とせん断ひずみ θ および鉛直応力 σ_N の関係を示し、(a)は小型模型実験の中詰砂、(b)は大型模型実験のそれを対象としている。同図より、せん断弾性係数 G は鉛直応力 $\sigma_N=0.25, 0.50, 1.00$ のいずれの場合も θ の増加と共にほぼ一定の割合で減少しており、(a)は $\theta^{-0.65}$ 、(b)は $\theta^{-0.57}$ と推定できる。

また、 $\sigma_N=0.25, 0.50, 1.00$ と鉛直応力が増加するにつれて大きな値をとることがわかるので、いま、本構造物の頭部水平変

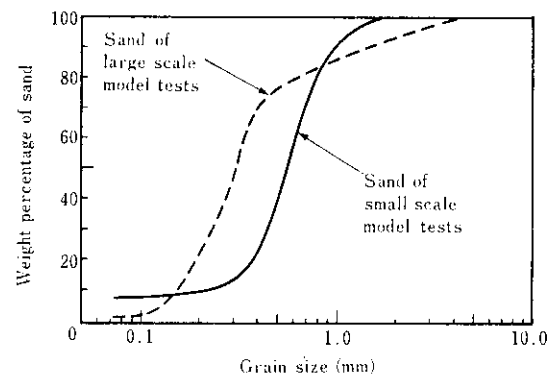


Fig. 3 Grain size distribution of filling sand used for model tests

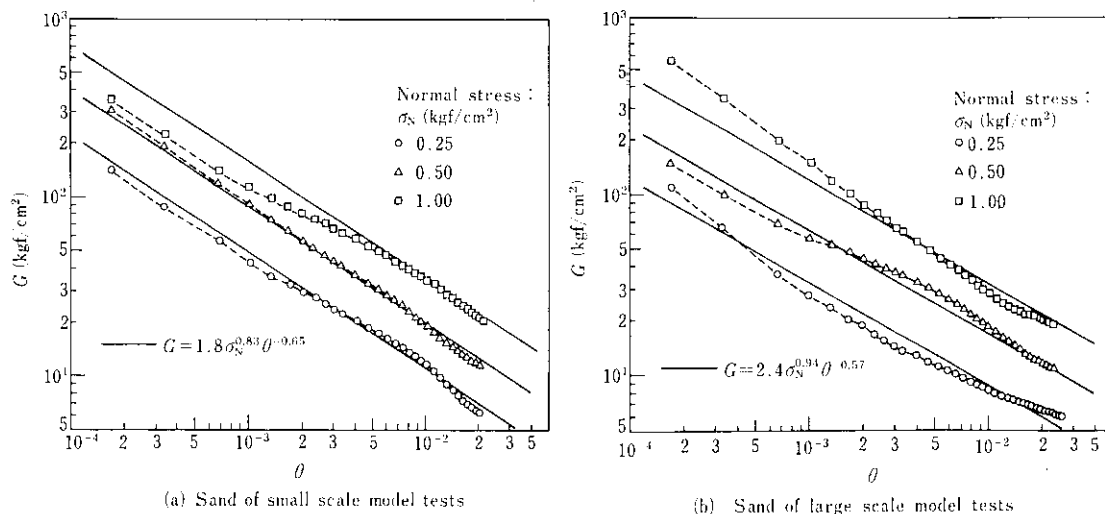


Fig. 4 Relation between shear modulus, G , and shear strain, θ , of filling sand

位-壁高比の上限値が 10^{-2} 程度*であると仮定し、 $\theta=10^{-2}$ における G と σ_N の関係を両対数紙上で直線と近似すれば、総合的に以下のように実験式を推定できる。

小型模型実験使用砂について

$$G=1.8\sigma_N^{0.83}\theta^{-0.65} \quad \dots\dots\dots(21)$$

大型模型実験使用砂について

$$G=2.4\sigma_N^{0.94}\theta^{-0.57} \quad \dots\dots\dots(22)$$

図中の実線は(21)および(22)式による計算値で、試験値の全体的な傾向を表しているといえよう。

3.2 横方向地盤反力係数の推定

矢板根入れ部に対応する横方向地盤反力係数 k を求めるため、矢板を一列に設置し水平載荷試験を実施した。載荷点の地盤面からの高さは、小型実験では9 cm、大型実験では50 cmである。 k の測定値は、荷重 P と地盤面における矢板の水平変位 y_g の実測値をChangによる単杭の水平挙動計算式¹⁾に代入し、逆算して決定した。

Fig. 5は k と y_g および根入れ長 D の関係を示し、(a)は小型、(b)は大型模型実験をそれぞれ対象とした。 k が y_g の増加と共にほぼ一定の割合で減少し、割合は根入れ長 D が短いほど急になることがわかる。したがって、まず、勾配を D の一次式で表示しうものとし、これを $(2.6 \times 10^{-2}D - 1.21)$ および $(2.2 \times 10^{-3}D - 0.83)$ と推定したうえ、さらに、 $y_g=1.0$ cmにおける k と D の関係を同じく一次式と仮定すれば、以上の関係を総合的に次式で近似できる。

小型模型について

$$k=(-2.8 \times 10^{-4}D + 0.17)y_g^{(2.6 \times 10^{-2}D - 1.21)} \quad \dots\dots\dots(23)$$

大型模型について

$$k=(-3.1 \times 10^{-4}D + 0.31)y_g^{(2.2 \times 10^{-3}D - 0.83)} \quad \dots\dots\dots(24)$$

3.3 計算手法

理論解では、中詰砂のせん断弾性係数 G の分布を考慮していないため、表示式(21)あるいは(22)を用いて弾塑性計算を行うにあたり、式に含まれる鉛直応力 σ_N およびせん断ひずみ θ にある代表値を与えて常数化する簡便法を用いる。 σ_N については、壁体頭部から $a(H+D)$ の深さにある中詰砂の上被り圧を代表値として採用し、(25)式で表す。ここに、 a は壁体頭部からの深さ

を表す換算係数である。また、 θ については、本構造物の水平変位と壁高によって表される(26)式を用いる (Fig. 6 参照)。

$$\sigma_N = a\gamma(H+D) \quad \dots\dots\dots(25)$$

$$\theta = \left(\frac{y_{1t} + y_{2t}}{2} - \frac{y_{1g} + y_{2g}}{2} \right) / H \quad \dots\dots\dots(26)$$

γ : 中詰砂の単位体積重量

y_{1t}, y_{2t} : 矢板1および2の頭部水平変位

y_{1g}, y_{2g} : 矢板1および2の地盤面における水平変位

中詰砂の圧縮弾性係数 E_s は、せん断弾性係数 G とポアソン比 ν によって次式で表される。

$$E_s = 2(1+\nu)G \quad \dots\dots\dots(27)$$

なお、次節での計算では、平島ら⁷⁾と同様に $\nu=0.4$ とした。

横方向地盤反力係数 k に関する(23)および(24)式中の y_g は次式で計算する。

$$y_g = \frac{y_{1g} + y_{2g}}{2} \quad \dots\dots\dots(28)$$

以上の(12)~(28)式を用いてくり返し計算を行えば、本構造物の挙動を弾塑性的に解析できる。フローチャートをFig. 7に示す。

4. 計算値と実験値の比較

模型実験の詳細は別報^{12,13)}とし、Table 1に本章で計算値と比較する実験ケースだけを抽出して、諸定数を示す。No. 1~5は

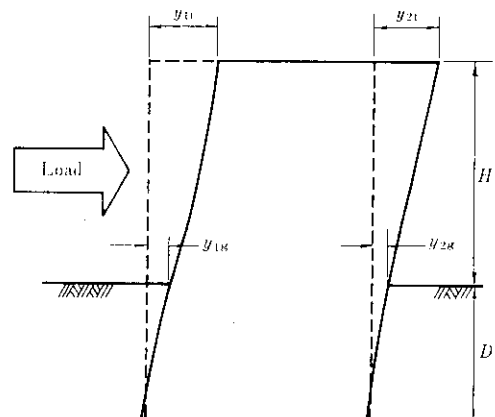


Fig. 6 Structure deformation

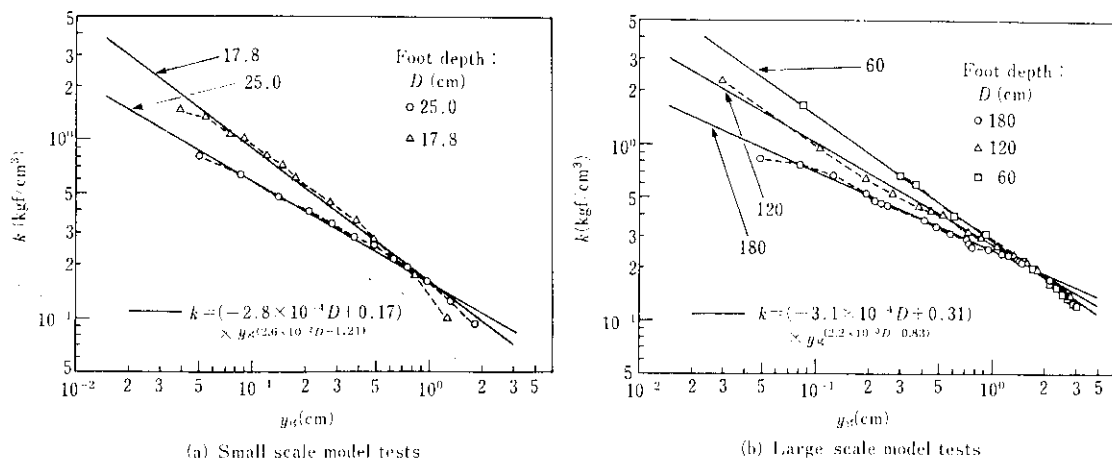


Fig. 5 Relation between coefficient of horizontal subgrade reaction, k , and displacement, y_g , of sheet pile at ground level

* 鋼板セル式係船岸の設計¹⁾では、セル天端の水平変位量がセル壁高の0.5%程度の場合をもって変形の許容基準としている。

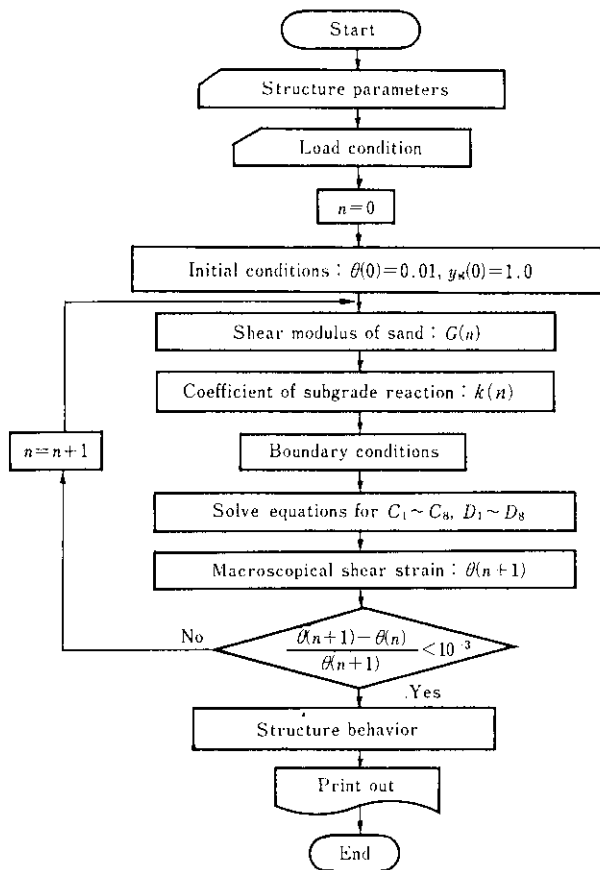


Fig.7 Flow chart of elasto-plastic computation for double sheet pile wall structure

分布荷重を想定して、複数点载荷したケースで、No.6 は矢板頭部に集中荷重を作用させた場合である。

Fig. 8 は非载荷側矢板の頭部水平変位 y_{2t} と全荷重の関係を比較したもので、計算値が実験値の弾塑性的挙動をよく表していることがわかる。中詰砂の鉛直応力に関する換算係数 a は、 y_{2t} が壁高 H の約1%のときに計算値と実験値が一致するように定めたものである。

(a)の小型模型では、壁高 H が小さくなるほど a 値は大きくなっている。他方(b)の大型模型では、根入れ長と荷重条件の異なるケースにおいて、いずれも $a=0.2$ とした計算値が実験値を

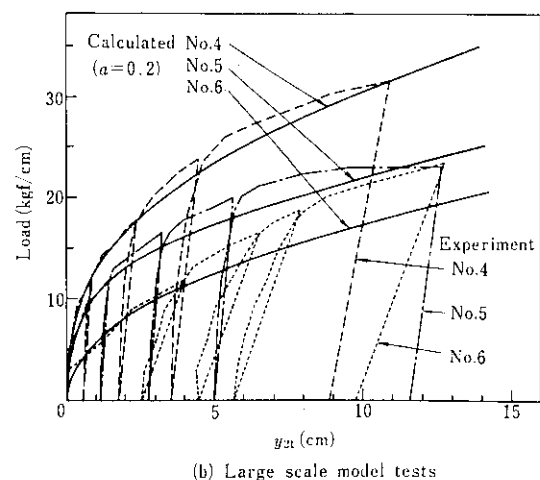
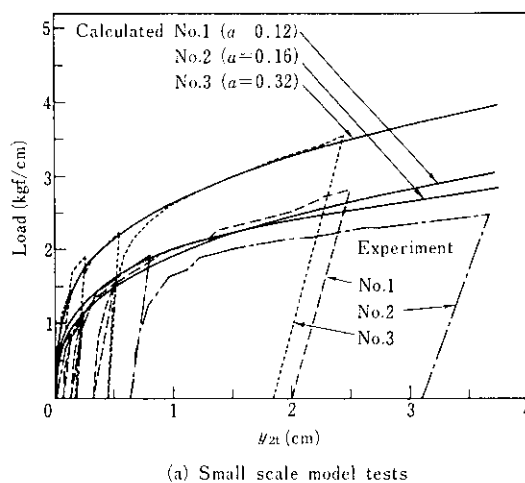


Fig.8 Comparison between calculated curves and experimental data for horizontal displacement of wall top

よく表している。Fig. 9 に矢板間隔と壁高の比 B/H に対する a の関係を示す。小型模型と大型模型間には差異がなく、 B/H の増加と共に a は大きくなる傾向を示している。以下の計算では、Fig. 9 の a 値を採用している。

Fig.10 の(a)~(e)は矢板の曲げモーメント分布を示したものである。(a)~(c)は小型模型に関する分布荷重を想定した荷重条件時での比較であるが、計算値は、壁高による2列の矢板間のモーメント分布形状の変化を良く表している。地盤上部に現れる負の曲げモーメントは中詰砂のせん断抵抗によるものであるが、ここでは計算値と実験値の傾向がかなり良く一致しており、矢板と中詰砂の相互作用を考慮した本計算モデルの妥当性を示唆している。他方、(d)は大型模型において(a)~(c)と同様な荷重条件で载荷したものであるが、载荷側矢板地盤上部で現れる負の曲げモーメントは実験値の方が計算値よりかなり小さい。大型模型の場合、Table 1 に示すように Rowe¹⁶⁾による矢板のたわみ指数 ρ が 2×10^3 程度と小さいことからわかるように、模型の壁高に比較して鋼矢板の曲げ剛性が大きいので、载荷側矢板上部の中詰砂が矢板から受ける圧力に抵抗できず、局部的に塑性崩壊し、せん断抵抗力が十分発揮できなかったためと考えられる。一般に矢板式構造物では $\rho = 10^3 (\text{cm}^2 \cdot \text{kgf}^{-1} / \text{cm})$ のオーダーで¹⁷⁾、小型模型に近いことを考えると、分布荷重が作用する場合の矢板の曲げモーメント分布は本計算法によって比較的

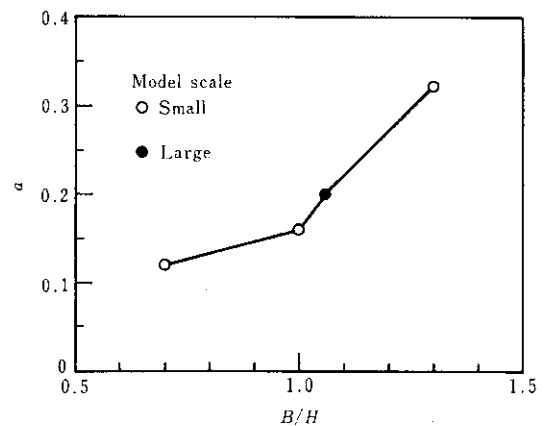


Fig. 9 Relation between modulus, a , for normal stress of filling sand and relative breadth, B/H , of wall

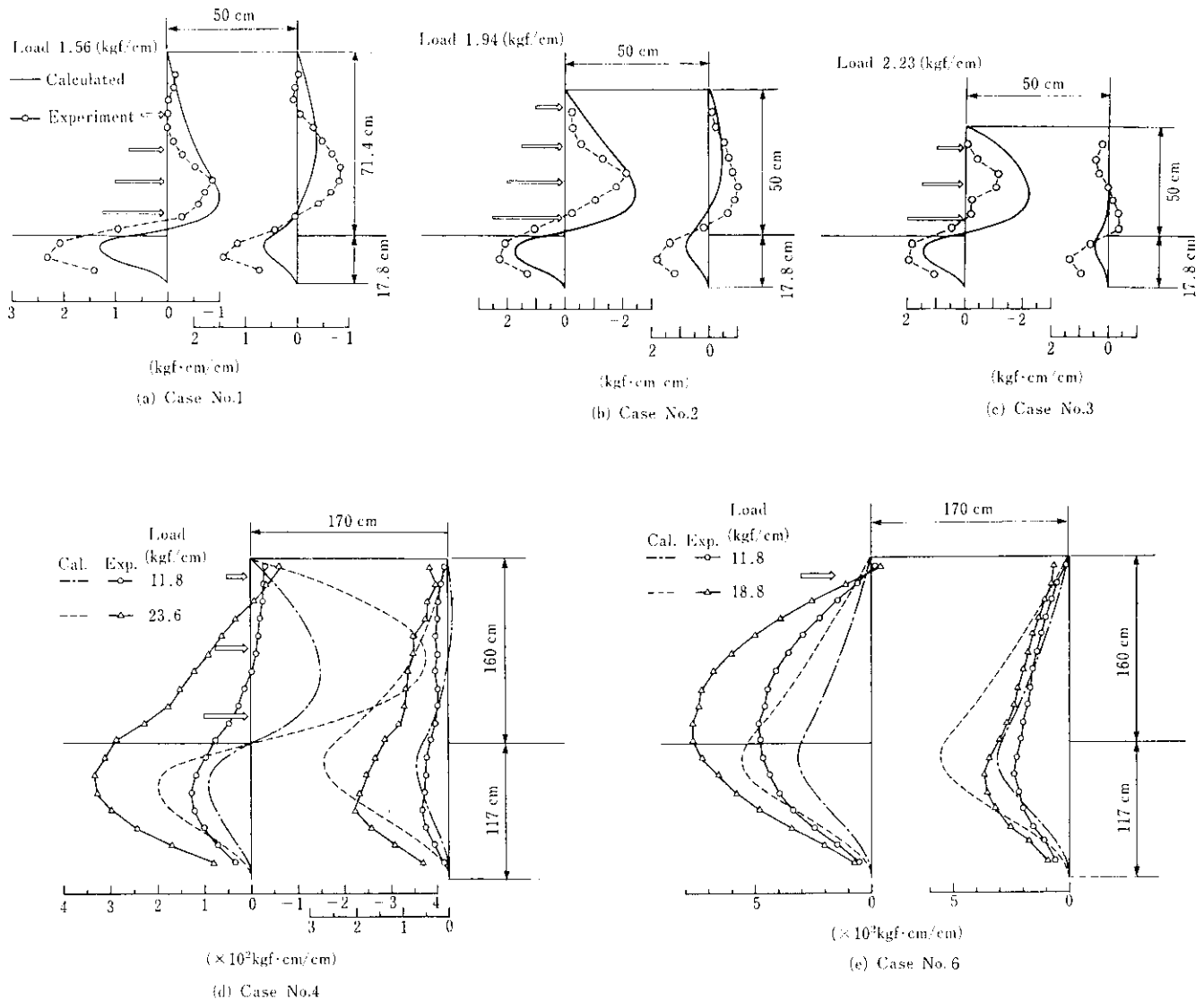


Fig.10 Comparison between calculated curves and experimental data for bending moment distribution

Table 1 Description of experiments

Model scale	Case No.	H (cm)	D (cm)	B (cm)	E ($\times 10^9$ kgf/cm ²)	I ($\times 10^{-2}$ cm ⁴ /cm)	E_t ($\times 10^6$ kgf/cm ²)	A_t ($\times 10^{-2}$ cm ² /cm)	γ (gf/cm ³)	ρ (cm ² kgf ⁻¹ /cm)	Number of loading point
Small	1	71.4	17.8	50.0	0.686	0.256	0.296	0.392	1.58	14800	4
	2	50.0	17.8	50.0	0.686	0.268	0.296	0.392	1.51	3400	4
	3	38.5	17.8	50.0	0.686	0.279	0.296	0.392	1.54	1150	3
Large	4	160.0	117.0	170.0	2.1	158.0	2.1	5.7	1.62	198	3
	5	160.0	60.0	170.0	2.1	159.0	2.1	5.7	1.62	196	3
	6	160.0	117.0	170.0	2.1	158.0	2.1	5.7	1.62	198	1

 H : Wall height D : Penetration depth B : Wall breadth E : Young's modulus of sheet pile I : Geometrical moment of inertia E_t : Young's modulus of tie rod A_t : Cross section of tie rod γ : Unit weight of filling sand ρ : Flexibility number ($= \frac{H^3}{EI}$)⁽¹⁰⁾

良好な予測が得られるものと思われる。(e)は矢板頭部に載荷したものであるが、計算値は載荷側矢板の曲げモーメントの方が非載荷側矢板のそれよりも大きいという実験特性を表していない。これは、頭部集中載荷の場合は中詰砂が載荷側矢板根入れ部を中心とする円弧すべり面を形成し⁽¹²⁾、鉛直方向の変形成分

を考慮せざるをえないにもかかわらず、本計算モデルでは水平方向変形のみによって応力が伝達されるとする矛盾によるものと考えられる。

Fig. 11 (a)~(c)には矢板の水平変位分布を示す。(a)によると、計算値は模型壁体のせん断変形形状をよく表している。(b)およ

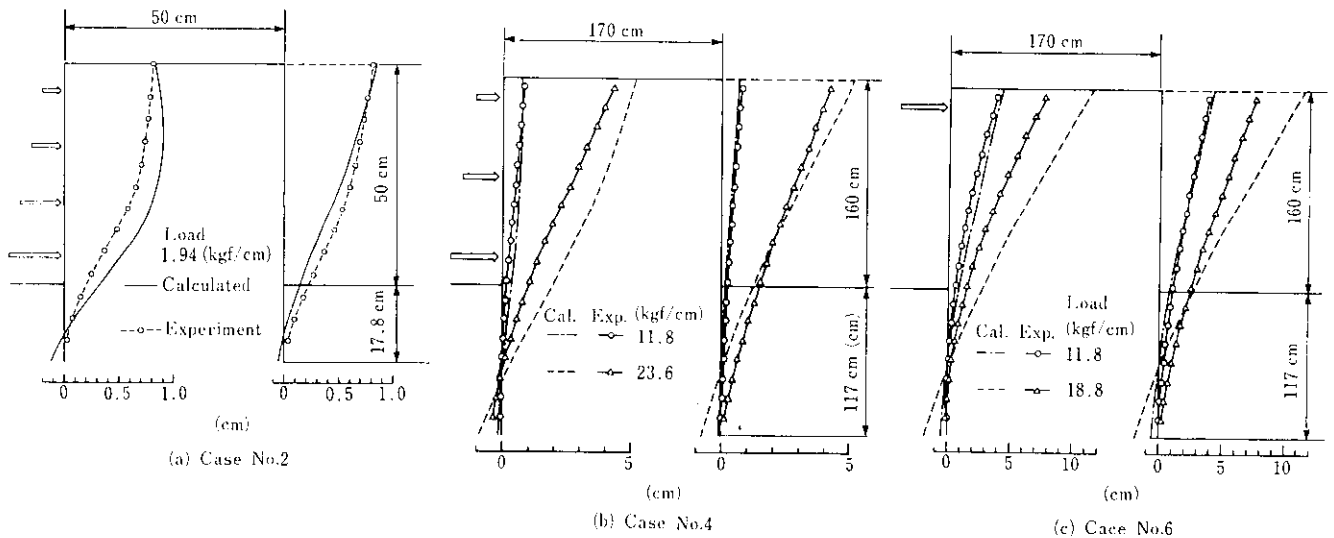


Fig. 11 Comparison between calculated curves and experimental data for horizontal displacement distribution

び(c)における実験値をみると、載荷側矢板は根入れ中央部、非載荷側矢板は根入れ下端を中心として回転しており、地盤面付近では矢板間隔が増大している。これは壁体の変形に伴い主動すべり面に沿って中詰砂が沈下して非載荷側矢板を圧迫するためと考えられるが、本計算モデルではこのような挙動を予測できない。

5. 結 語

二重矢板式構造物が水平外力を受ける場合の力学的特性を解明するため、弾塑性解析を行い実験値と比較検討したが、結果は次のとおりである。

- (1) 矢板頭部の水平変位については計算値と実験値は良く一致する。このときの換算係数 a の値は、矢板間隔・壁高比 B/H が $0.7 \sim 1.3$ について $a = 0.12 \sim 0.32$ であり、 B/H と共に大きくなる傾向を示す。
- (2) 矢板のたわみ指数 ρ が十分大きく、外力が分布荷重の場合には、矢板の曲げモーメント分布に関する計算値と実験値は比較的良く一致する。
- (3) 矢板のたわみ指数 ρ が小さく、壁高に比して矢板の剛性が大きい場合や、大型模型に見られるように、中詰砂の鉛直方向の変形成分が卓越する場合には、曲げモーメント分布、変

位分布ともに計算値と実験値とは合致しない。本解析法では計算の簡便を図るため、中詰砂のせん断弾性係数の鉛直分布を無視しており、また、中詰砂におけるすべり面の形成および局所的な塑性崩壊の影響も考慮していない。一方、大型模型では、鋼矢板継手部の挙動を把握するために、実鋼矢板の中では最も曲げ剛性の小さい軽量鋼矢板を使用した。模型矢板としてはたわみ性が比較的小さく、中詰砂のすべりあるいは局所的な塑性崩壊が顕著に現れたものと思われる。計算値と実験値の不一致はこうした要因によるものと考えられるため、さらに詳細な検討を行う必要がある。

以上を総括すれば、設計上最も重要となる壁体の変形および矢板の曲げモーメントに関して、実在二重矢板式構造物の一般的特性である矢板のたわみ性が大きい場合では、計算値と実験値が比較的良く一致する事実から、本計算法の実用性を示唆することができたものとする。しかし、一方では水平方向の力のつり合いのみを考慮した本計算モデルと模型の構造特性との相違も明らかになった。なお、実在構造物に見られる頂盤コンクリートによる頭部拘束効果や中詰砂の鉛直応力分布の影響などに関しては、残念ながら検討を加えるには至らなかった。今後は本計算モデルに修正を加え、力学挙動の予測精度を向上させると共に、他の計算手法や要因の導入の検討も行い、総合的に設計へ活用できるように研究を推進する所存である。

参 考 文 献

- 1) 日本港湾協会：「港湾の施設の技術上の基準・同解説」，(1979)，〔日本港湾協会〕
- 2) E. M. Cummings："Cellular Cofferdams and Docks"，J. Waterw. Harbours Div. ASCE, WW3(1957) Paper 1366, 1-29
- 3) 北島昭一：「セル岸壁の安定性に関する研究」，運輸省港湾技術研究所報告，12 (1962) 3, 1-101
- 4) B. Mazurkiewicz："A Solution to the Stability Problem of the Double Sheet Wall Cofferdam, Based on Brinch Hansen's Earth Pressure Theory"，Arch. Hydrot. , XV(1968)3, 429-472
- 5) 沢口正俊：「二重壁構造物の設計法についての一提案」，運輸省港湾技術資料，(1972) 132, 3-13
- 6) M. Sawaguchi："Lateral Behavior of a Double Sheet Pile Wall Structure"，Journal of the Japanese Society of Soil Mech. and Found. Eng. 14(1974)1, 45-59
- 7) 平島，吉木，岡本：「二重式鋼矢板構造の有限要素法による解析」，土木学会第29回年次学術講演会，III-128, (1974)

- 8) N. K. Burki *et al.* : "Photoelastic Analysis of a Cofferdam", J. Geotechnical Div. ASCE, GT2 (1975), 129-145
- 9) 高橋, 石田, 三好 : 「2重壁鋼矢板工法の振動特性に関する実験的研究」, 川崎製鉄技報, 7 (1975) 3, 60-76
- 10) 荒井, 高橋, 石田 : 「二重鋼矢板壁の振動特性について」, 土と基礎, 24 (1976) 5, 55-61
- 11) 沢口, 嶋, 三好 : 「二重鋼矢板護岸の静的挙動について」, 土と基礎, 24 (1976) 4, 19-26
- 12) 柳生ら : 「二重矢板式構造物の模型実験」, 第17回土質工学研究発表会 H-2, (1982), 729-732
- 13) 大堀ら : 「二重矢板式構造物の大型模型実験」, 第18回土質工学研究発表会 H-7, (1983), 1147-1150
- 14) 清水ら : 「二重矢板による護岸工事およびこれに伴う諸計画」, 能谷技報, (1980) 27, 89-105
- 15) 大堀ら : 「鋼矢板壁の横方向地盤万力係数」, 土木学会第38回年次学術講演会, (1983), 投稿中
- 16) P. W. Rowe : "A Theoretical and Experimental Analysis of Sheet-Pile Walls", Proc. Instn. Civ. Engrs., Pt. I (1955) 4
- 17) 石黒・白石・海輪 : 「鋼矢板工法 (上)」, (1982), 150, [山海堂]