

異剛性二重矢板壁の解析

Analysis of Double Sheet-pile Wall Structures
with Different Pile-Rigidities

水谷 太作*, 脇屋 泰士*, 北川 正一**, 烏野 清***

by Taisaku MIZUTANI, Yasushi WAKIYA, Shouichi KITAGAWA, Kiyoshi UNO,

A new analysis method for double sheet-pile wall structures is proposed in this paper. The mechanical model and equations are based on (Ohori et al.). The general solution is expanded by devising a mathematical technique to apply to the wall configurations having not only the same but also different pile rigidity combinations. In order to examine the validity of the new method, FE-analysis were conducted. The result of new method shows good agreement with the FEM result. Moreover, a parametric study was tried at various pairs of pile rigidity. These studies have clarified behavior characteristics of the double wall structures with different pile rigidity.

Key Words: sheet-pile, double wall structures, different pile rigidity, new analysis

1. 緒 言

二重矢板式構造物とは鋼矢板を二列に打設したうえ、頭部をタイロッドで結び、矢板間に土砂を中詰めして構成される壁状の土木構造物である。河川や港湾におけるドライワークを目的とした仮締切堤、あるいは護岸や防波堤といった永久構造物として利用されている。

本構造物は占有面積が狭く、かつ止水性に富むなど護岸構造物として優れた特徴を有しているが、力学的挙動は複雑であり、これまで主に仮設構造物として利用されていたこともあり、設計法としては鋼矢板セル構造物やタイロッド式鋼矢板壁の設計法を準用しているのが実情である。つまり、壁体幅については鋼矢板セル式構造物の設計法により、矢板の根入れ長は矢板式構造物の設計法により、壁体全体の安定は重力式構造物の設計法により行われている。

これらの方法は極限状態における力のつり合いから導かれたもので、構造物の変形挙動を求めることはできない。しかし、近年の締切工事の大型化や情報化施工の発達もあって、設計時あるいは施工時に、よ

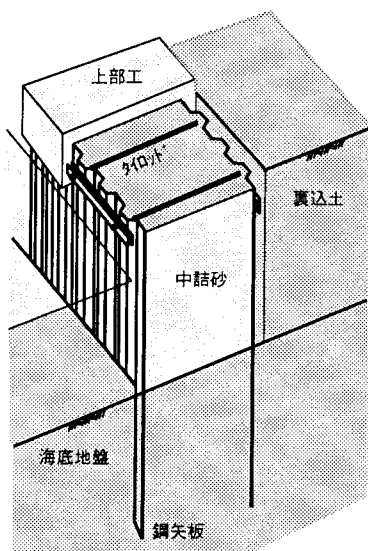


図1.1 二重矢板壁構造物

* 工修 川崎製鉄(株)エンジニアリング事業部 鋼構造研究所 (〒263 千葉市稲毛区長沼町351)

** 理修 九州国際大学助教授 法経学部 (〒805 北九州市八幡東区枝光5-9-1)

*** 工博 九州共立大学教授 工学部土木工学科 (〒807 北九州市八幡西区自由ヶ丘1-8)

り実態に即した変形挙動を考慮したいといったニーズが飛躍的に増大してきた。

本構造物の力学挙動に関する研究としては実験的手法によるBurkiらの光弾性実験³⁾、荒井・高橋らの振動実験⁴⁾などがあり、本構造物の挙動特性も次第に明らかになってきた。数値計算手法としては有限要素法(FEM)の適用に関する研究^{5) 6) 7)}もいくつか行われ、実構造物の挙動を推定する有効な手段となってきた。また、解析的手法としてはMazurkiewiczの塑性解析理論¹⁾、沢口の弾性解析理論^{2) 10)}があり、さらに大堀らは^{8) 9)}二重矢板式構造物を矢板・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沢口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、中詰め土砂・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ている。

しかし、この大堀らの方法も2列の鋼矢板の曲げ剛性が等しい場合のみの解析であり、剛性の異なる場合(異剛性二重矢板壁)の計算手法は未だ開発されていない。一方、タイロッド式鋼矢板壁に準じる従来法での設計では、本体側に比べて控え側の矢板の曲げ剛性が小さくなる事例が多く、実態として異剛性二重壁構造物となっている。また今後二重壁の合理的な設計を行うためにも、2列の矢板剛性を自由に選定できることは設計の自由度・経済性の面からも有意義と思われる。

そこで著者らは異剛性二重壁の解析手法の開発に取り組み、本論文では異剛性二重矢板壁の新しい解析法を提案するとともに、その妥当性を有限要素法を用いた数値計算によって確認した。さらに提案法を用いて矢板剛性比を変化させた場合のパラメトリック解析を行い、二重壁の挙動特性について比較検討を行った。

2. 異剛性二重矢板壁の解析理論

2. 1 力学モデルおよび基本式

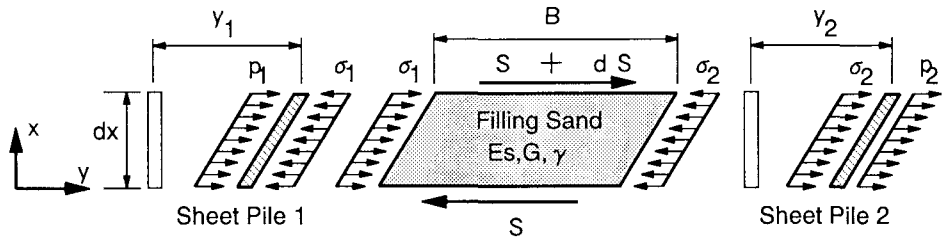


図2.1 微小断面における力のつり合い

二重矢板壁の力学モデルを図2.1に示す。これは2列の矢板と中詰砂で構成される微小スライスについて、外力、矢板の曲げ応力、中詰砂のせん断・圧縮応力のつり合いを考えるもので、沢口によって提案^{2) 10)}されたものである。

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 σ_2 とすれば、中詰土砂のy方向せん断力Sとの間に次の関係が成立する。

$$\sigma_1 - \sigma_2 = - \frac{dS}{dx} \tag{1}$$

ここに、xは鉛直座標である。中詰土砂を一様な弾性体と仮定し、圧縮弾性係数をEs、せん断係数をGとすると、中詰土砂のせん断ひずみとして矢板のたわみ角の平均値を用い、せん断力Sは次のように表される。

$$S = - \frac{BG}{2} \left(\frac{dy_1}{dx} + \frac{dy_2}{dx} \right) \tag{2}$$

また中詰土砂の圧縮変形式は、次式となる。

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{Es}{B} (y_1 - y_2) \quad (3)$$

一方、2列の矢板の曲げ剛性をそれぞれ $(EI)_1$ 、 $(EI)_2$ とすればそれぞれの矢板の曲げ基本式は(4)式となる。

$$\begin{aligned} (EI)_1 \frac{d^4 y_1}{dx^4} &= -\sigma_1 + p_1 \\ (EI)_2 \frac{d^4 y_2}{dx^4} &= \sigma_2 + p_2 \end{aligned} \quad (4)$$

(1)～(3)式を σ_1 、 σ_2 に関して整理し、(4)式に代入すると、本構造物の挙動を与える2つの基本式が次のように導かれる。

$$\begin{aligned} (EI)_1 y_1^{(4)} &= \frac{1}{2} \left(\frac{BG}{2} (y_1'' + y_2'') - \frac{2Es}{B} (y_1 - y_2) \right) + p_1 \\ (EI)_2 y_2^{(4)} &= \frac{1}{2} \left(\frac{BG}{2} (y_1'' + y_2'') + \frac{2Es}{B} (y_1 - y_2) \right) + p_2 \end{aligned} \quad (5)$$

また、矢板に作用する水平荷重としては波力や船舶の接岸時に作用する衝撃力を想定した頭部集中荷重、さらに仮締切堤や護岸として使用する場合の水圧および裏込土圧を想定した三角形または台形分布荷重、根入れ部には変位に比例した地盤反力を考える。この場合、荷重密度 p_1 、 p_2 は高々 x または y_1 、 y_2 の1次式で表され、(5)式は線形四階連立微分方程式となり、以下のように解くことができる。

2. 2 連立微分方程式の一般解の導出

この節では地盤面より上の部分に対して考察し、方程式(5)の解を求める。地上部分では荷重密度は x の1次関数であると仮定して実用的にはさしつかえないと考えられる。そこでこの仮定の下で連立微分方程式(5)を階数降下により一階線形の方程式に帰着させ、そのマトリックス表示から一般解の導出を行う。

まず、階数を降下させるため、その二次導関数を含めた変数ベクトル u およびその一次導関数 w を

$$u(x) = \begin{pmatrix} y_1'' \\ y_2'' \\ y_1 \\ y_2 \end{pmatrix}, \quad w(x) = u(x)' = \begin{pmatrix} y_1''' \\ y_2''' \\ y_1' \\ y_2' \end{pmatrix} \quad (6)$$

とおくと、式(5)は一階の線形微分方程式(7)に書き直される。

$$\begin{pmatrix} w(x) \\ u(x) \end{pmatrix}' = \begin{pmatrix} 0 & A_4 \\ E_4 & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} w(x) \\ u(x) \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} C(x) \\ 0 \end{pmatrix} \quad (7)$$

ここで

$$A_4 = \begin{pmatrix} a \begin{pmatrix} \alpha_1 & \alpha_1 \\ \alpha_2 & \alpha_2 \end{pmatrix} & b \begin{pmatrix} -\alpha_1 & \alpha_1 \\ \alpha_2 & -\alpha_2 \end{pmatrix} \\ E_2 & 0 \end{pmatrix}, \quad C(x) = \begin{pmatrix} \alpha_1 p_1(x) \\ \alpha_2 p_2(x) \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

E_n : n 次単位行列

$$\alpha_i = 1/(EI)_i, \quad a = BG/4, \quad b = Es/B \quad (i=1, 2)$$

よって一般解として式(8)が得られる。

$$\begin{pmatrix} w(x) \\ u(x) \end{pmatrix} = \exp \left[x \begin{pmatrix} 0 & A_4 \\ E_4 & 0 \end{pmatrix} \right] \begin{pmatrix} w(0) \\ u(0) \end{pmatrix} + \int_0^x \exp \left[(x-\xi) \begin{pmatrix} 0 & A_4 \\ E_4 & 0 \end{pmatrix} \right] \begin{pmatrix} C(\xi) \\ 0 \end{pmatrix} d\xi \quad (8)$$

ところで実際に式(8)の値を計算するためには、指数関数部である

$$\exp \left[x \begin{pmatrix} 0 & A_4 \\ E_4 & 0 \end{pmatrix} \right] = \sum_{n=0}^{\infty} \left[\left\{ x \begin{pmatrix} 0 & A_4 \\ E_4 & 0 \end{pmatrix} \right\}^n / n! \right] \quad (9)$$

を計算する必要がある。そのためにはマトリックス A_4 を対角化することにより、実用的に値が計算可能な形で指数関数(9)の表示式を求めればよい。マトリックス A_4 は、式(10)のように対角化することができる。

$$T^{-1} A_4 T = D_4 = \begin{pmatrix} \lambda_1 & & & \\ & \lambda_2 & & \\ & & \lambda_3 & \\ & & & \lambda_4 \end{pmatrix} \quad (10)$$

ここで、 T ：固有ベクトルをならべたマトリックス、 D_4 ： 4×4 の固有値マトリックス
これより、解(8)は次式のように書き直される。

$$\begin{pmatrix} w(x) \\ u(x) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} T & 0 \\ 0 & T \end{pmatrix} \exp \left[x \begin{pmatrix} 0 & D_4 \\ E_4 & 0 \end{pmatrix} \right] \begin{pmatrix} T^{-1} & 0 \\ 0 & T^{-1} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} w(0) \\ u(0) \end{pmatrix} \\ + \int_0^x \begin{pmatrix} T & 0 \\ 0 & T \end{pmatrix} \exp \left[(x-\xi) \begin{pmatrix} 0 & D_4 \\ E_4 & 0 \end{pmatrix} \right] \begin{pmatrix} T^{-1} & 0 \\ 0 & T^{-1} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} C(\xi) \\ 0 \end{pmatrix} d\xi \quad (11)$$

また、 A_4 の固有多項式は

$$\begin{aligned} \phi(\lambda) &= |A_4 - \lambda E_4| \\ &= \lambda(\lambda^3 - a(\alpha_1 + \alpha_2)\lambda^2 + b(\alpha_1 + \alpha_2)\lambda - 4ab\alpha_1\alpha_2) \end{aligned} \quad (12)$$

であり、これからわかるように、固有値のうち1つは0である。よって D_4 は、

$$D_4 = \begin{pmatrix} \lambda_1 & & & \\ & \lambda_2 & & \\ & & \lambda_3 & \\ & & & 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} D_3 & \\ & 0 \end{pmatrix} \quad (13)$$

となる。一方、

$$\begin{pmatrix} 0 & D_4 \\ E_4 & 0 \end{pmatrix}^n = \begin{cases} \begin{pmatrix} 0 & D_4^{(n+1)/2} \\ D_4^{(n-1)/2} & 0 \end{pmatrix} & (n = 1, 3, 5, \dots) \\ \begin{pmatrix} D_4^{n/2} & 0 \\ 0 & D_4^{n/2} \end{pmatrix} & (n = 0, 2, 4, 6, \dots) \end{cases} \quad (14)$$

$$\cosh(x) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{x^{2n}}{(2n)!}, \quad \sinh(x) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{x^{2n+1}}{(2n+1)!} \quad (15)$$

なる関係に注意すれば、指数関数部は数値計算が可能な形として

$$\exp \left[X \begin{pmatrix} 0 & D_4 \\ E_4 & 0 \end{pmatrix} \right] = \begin{pmatrix} \cosh(x\sqrt{D_3}) & \sqrt{D_3} \sinh(x\sqrt{D_3}) & 0 \\ \sqrt{D_3}^{-1} \sinh(x\sqrt{D_3}) & 1 & \cosh(x\sqrt{D_3}) \\ x & \cosh(x\sqrt{D_3}) & 1 \end{pmatrix} \quad (16)$$

のように求められる。ここに、

$$\begin{aligned} \sinh(x\sqrt{D_3}) &= \begin{pmatrix} \sinh(x\sqrt{\lambda_1}) & \sinh(x\sqrt{\lambda_2}) & \sinh(x\sqrt{\lambda_3}) \\ \cosh(x\sqrt{D_3}) & \cosh(x\sqrt{\lambda_2}) & \cosh(x\sqrt{\lambda_3}) \end{pmatrix} \\ \cosh(x\sqrt{D_3}) &= \begin{pmatrix} \sinh(x\sqrt{\lambda_1}) & \sinh(x\sqrt{\lambda_2}) & \sinh(x\sqrt{\lambda_3}) \\ \cosh(x\sqrt{D_3}) & \cosh(x\sqrt{\lambda_2}) & \cosh(x\sqrt{\lambda_3}) \end{pmatrix} \end{aligned} \quad (17)$$

と略記した。さらに、荷重密度に関する項を $c(x) = c_1 x + c_0$ (c_1, c_0 は定数ベクトル) とすれば、式(11)の積分を実行することができ、通常のマトリックスの演算により次のように解 u, w の値を求めることが可能となる。

$$\begin{aligned} u(x) &= T \begin{pmatrix} \sqrt{D_3}^{-1} \sinh(x\sqrt{D_3}) & 0 \\ 0 & x \end{pmatrix} T^{-1} w(0) + T \begin{pmatrix} \cosh(x\sqrt{D_3}) & 0 \\ 0 & 1 \end{pmatrix} T^{-1} u(0) \\ &+ T \begin{pmatrix} D_3^{-1} (\cosh(x\sqrt{D_3}) - E_3) & 0 \\ 0 & x^2/2 \end{pmatrix} T^{-1} C_0 + T \begin{pmatrix} \sqrt{D_3}^{-3} (\sinh(x\sqrt{D_3}) - x\sqrt{D_3}) & 0 \\ 0 & x^3/6 \end{pmatrix} T^{-1} C_1 \\ w(x) &= u(x)' \end{aligned} \quad (18)$$

2. 3 根入れ部の基本式およびその解

沢口の方法では従来からの鋼矢板壁で用いられてきた仮想固定点の考え方を二重矢板壁にも利用している。しかし、軟弱な地盤などでは根入れ深部まで矢板の変形がおよぶため、実際の挙動を反映しにくい。そこで、大掘らは横抵抗を受ける杭の変形を表す Chang の式を根入れ部に適用し、地盤反力の大きさを考慮する形に定式化した。この定式化では 2 列の矢板の根入れ部を個々に独立させて扱い、地上部と根入れ部の接点での矢板変形の連続性を境界条件として与えることで、地上部、根入れ部を連成させて解析している。この方式は異剛性の場合や根入れ長が異なる場合もそのまま利用できる、本法においても Chang の式を根入れ部に適用し、2. 2 と同様にして次のように一般解が定式化できる。

地盤反力を地盤バネ定数 k を用いて、

$$p_i = -k y_i \quad (i=1, 2) \quad (19)$$

と表すことにすれば、一般解は

$$\begin{pmatrix} w(x) \\ u(x) \end{pmatrix} = \exp \left[X \begin{pmatrix} 0 & \bar{A}_4 \\ E_4 & 0 \end{pmatrix} \right] \begin{pmatrix} w(0) \\ u(0) \end{pmatrix} \quad (20)$$

となる。

ここで

$$\bar{A}_4 = \begin{pmatrix} a \begin{pmatrix} \alpha_1 & \alpha_1 \\ \alpha_2 & \alpha_2 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} -\alpha_1(b+k) & \alpha_1 b \\ \alpha_2 b & -\alpha_2(b+k) \end{pmatrix} \\ E_2 & 0 \end{pmatrix}$$

式(20)に対し、地上部と同様の演算を実行すると、最終的に数値計算が可能な形として以下の解が得られる。

$$u(x) = \bar{T} \sqrt{\bar{D}_4}^{-1} \sinh(x\sqrt{\bar{D}_4}) \bar{T}^{-1} w(0) + \bar{T} \cosh(x\sqrt{\bar{D}_4}) \bar{T}^{-1} u(0)$$
$$w(x) = u(x)'$$

(21)

3. FEM解析との比較検討

3.1 計算条件

本節では導出した解析解の妥当性を検証するためにFEMによる計算結果との比較を行った。提案法は従来の大堀らの方法を2列の矢板の剛性が異なる場合にも計算可能となるように拡張したものであること、また、根入れ部にChangの式を適用することの妥当性はこれまで大堀らによって確認されていることから、ここでは特に、異剛性であることの特性を導出解によって表現できることを確認するため、図3.1に示すような根入れ部を持たず、矢板下端が固定されている仮想的な二重矢板構造をFEMのモデルとして用いた。

計算では中詰め土、矢板、タイロッドとも弾性要素とし、中詰め土と矢板、タイロッドとの滑りは考慮していない。また、中詰め土の底面はローラー支点とした。解析諸元は過去に実施された模型実験⁵⁾を参考として表3.1に示す値を選び、2列の矢板の剛性比を変化させ計算を行った。荷重条件としては頭部集中荷重と等分布荷重を考えた。

3.2 計算結果と考察

計算結果として2列の矢板の曲げ剛性比が載荷側と非載荷側の比が4対1の場合を例にとり、荷重条件として載荷側矢板の頭部に集中荷重を負荷した場合と、載荷側全面に等分布荷重を負荷した場合の2ケースについて示す。図3.2および図3.3は頭部集中荷重時の各矢板の変位および曲げモーメント分布を示したものである。変位分布は両者で非常に良く一致する結果となっている。しかし、曲げモーメント分布については載荷側矢板の底部においてFEMの結果の方が大きくなった。図3.4および図3.5の等分布荷重時の場合では集中荷重の場合に比べ両者の差が大きくなっている。変位分布においてはFEMの結果の方が小さめの値を与えているが、この理由として、解析解では全て水平方向のみの力の伝達によって変形挙動が算定され、荷重に対しては2列の矢板のみで抵抗しているのに対し、FEMでは変形にともない中詰め土の要素底面において鉛直成分の抵抗力が生じており、そのため解析解に比べ変位が小さくなったものと考えられる。モーメントに関しても中詰め土要素底面の抵抗により、FEMの場合では解析解に比べ載荷側矢板で抵抗する割合が大きくなり、載荷側矢板のモーメントが大きくなったものと思われる。

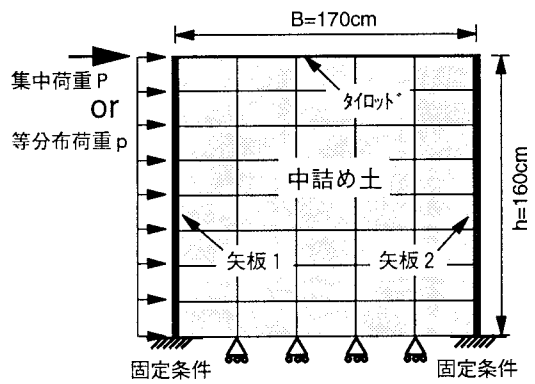


図3.1 解析モデル

表3.1 解析諸元

高さ h	160(cm)	
幅 B	170(cm)	
矢板の弾性係数 E	$2.1 \times 10^6(\text{kgf/cm}^2)$	
載荷側矢板の 断面2次モーメント I_1	$1 \times I_2 \sim 15 \times I_2$	
非載荷側矢板の 断面2次モーメント I_2	$1.58(\text{cm}^4/\text{cm})$	
タイロッドの弾性係数 E_t	$2.1 \times 10^6(\text{kgf/cm}^2)$	
タイロッドの断面積 A_t	$5.7 \times 10^{-2}(\text{cm}^2/\text{cm})$	
中詰土の圧縮弾性係数 E_s	$350(\text{kgf/cm}^2)$	
中詰土のせん断弾性係数 G	$134(\text{kgf/cm}^2)$	
荷重条件	集中荷重 P	$P=17.8(\text{kgf/cm})$
	等分布荷重 p	$p=0.11(\text{kgf/cm}^2)$

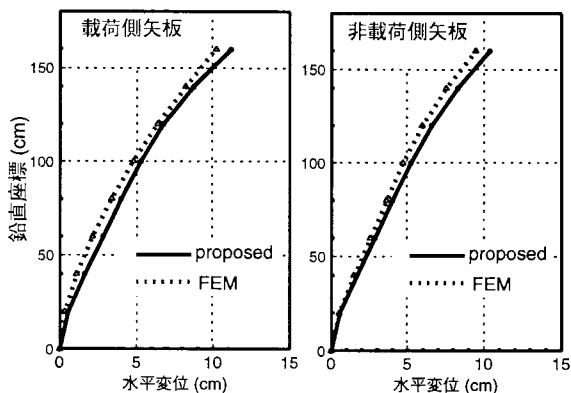


図3.2 FEMとの比較
変位分布（頭部集中荷重）

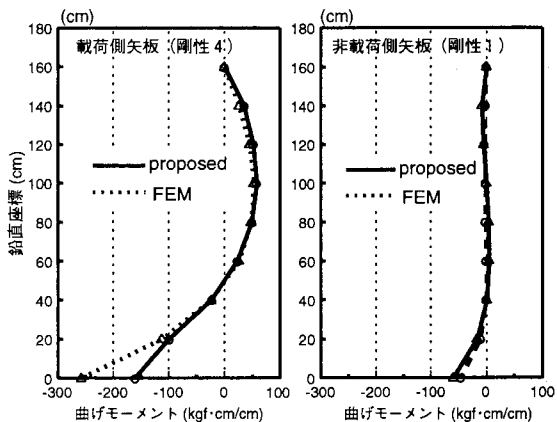


図3.3 FEMとの比較
モーメント分布（頭部集中荷重）

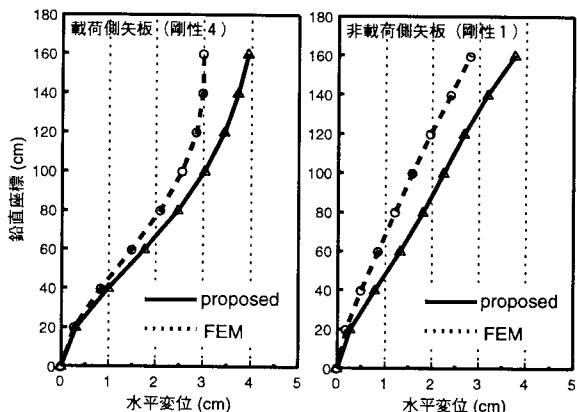


図3.4 FEMとの比較
変位分布（等分布荷重）

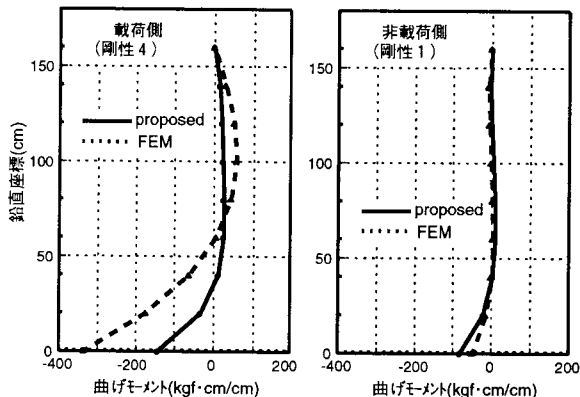


図3.5 FEMとの比較
モーメント分布（等分布荷重）

したがって等分布荷重時の両者の差は、モデル化の違いに起因するものであると考えられ、他の矢板剛性比の組み合わせにおいても同様の結果となったことから、提案法は解析解として妥当であり、異剛性二重壁の挙動特性を表現することが可能であると思われる。

4. 提案法によるパラメトリック解析

本節においては載荷側と非載荷側の矢板の剛性比が二重壁の挙動にどのように影響するのかを提案法を用いて検討した。荷重条件としては前節と同じく頭部集中荷重および等分布荷重の場合を例にとり、矢板の剛性比が1, 4, 8の場合の計算を行った。図4.1および図4.2に頭部集中荷重の場合の載荷側・非載荷側それぞれの変位および曲げモーメント分布を示す。変位においては載荷側の矢板の剛性が高まるにしたがい両矢板とも同じように変位が低減されている。一方、曲げモーメントは剛性を高めた載荷側の矢板でのみ値が大きくなり、非載荷側矢板はあまり影響を受けていないことがわかる。

また、等分布荷重の場合の結果を図4.3および図4.4に示す。変位分布に関しては剛性比が4の場合、頭部集中荷重の場合に比べて変位の低減効果が大きい。曲げモーメントに関しては載荷側の剛性を上げることでその荷重分担率も大きくなっているが、その変化の大きさは集中荷重の場合に比べ小さく、通常の土圧荷重などにおいては剛性比を上げることで効率的に変形を抑制することが可能となることを示唆している。

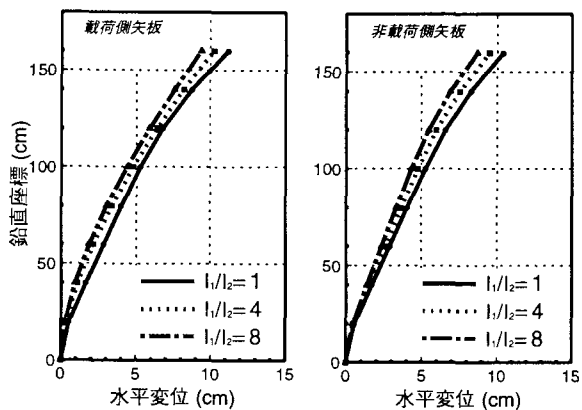


図4.1 剛性比による変位分布の変化
(頭部集中荷重)

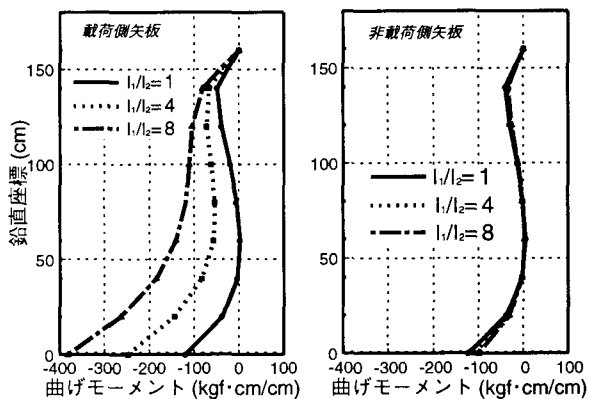


図4.2 剛性比によるモーメント分布の変化
(頭部集中荷重)

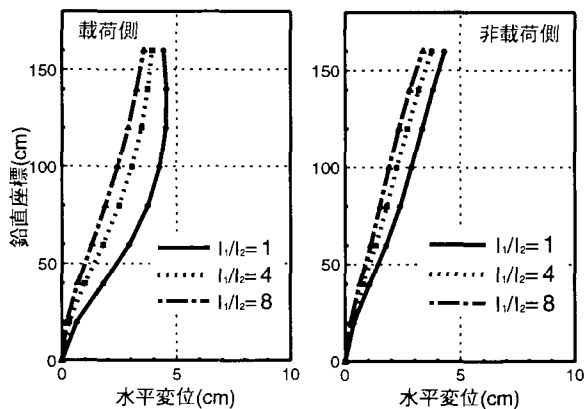


図4.3 剛性比による変位分布の変化
(等分布荷重)

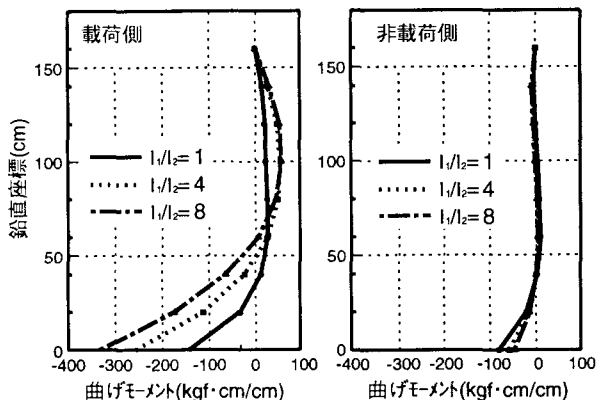


図4.4 剛性比によるモーメント分布の変化
(等分布荷重)

こうした傾向を横軸に矢板剛性比を採って示したものが図4.5であり、縦軸はある剛性比のもとで生じる最大変位およびモーメントである。この図からも載荷側矢板の剛性を大きくして行くと載荷側矢板での荷重分担が増加し、全体の变形を低減させるという異剛性二重壁の特微的な挙動が読み取れる。ここで示した試算は、載荷側の矢板剛性を高めて行くというもので、通常のタイロッド式矢板や異剛性二重壁で多く見られるような非載荷側の矢板の剛性の方が大きいという姿とは逆な形状のものとなっているが、提案手法を用いることでこうした剛性比の異なる様々なケースの力学的挙動を詳細に検討して行くことが可能となる。

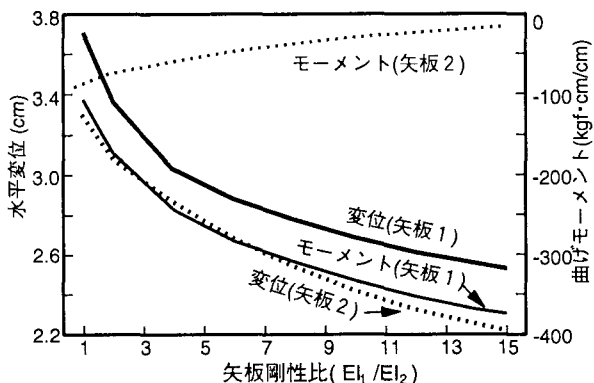


図4.5 矢板剛性比と最大変位およびモーメント
(等分布荷重時)

5. 結 語

本論文では、これまで2列の矢板剛性比が等しい場合のみの解析が可能であった大堀らの方法を、剛性比が異なる場合も解析が可能となるように拡張し、その解析手法を紹介した。さらに地上部のモデルのみを取り上げ、FEM解析との比較を行い解析解としての妥当性を確認した。また提案法により2列の矢板の剛性比をパラメータとして計算を行い、剛性比が異なる場合の解析が行えることで、より合理的な二重壁構造を検討することが可能となることを示した。現在、中詰施工時の挙動表現式や工学的な境界条件の付加など、異剛性二重矢板壁の解析手法の実用化へ向け、さらに研究を進めているところである。今後は模型実験結果や現場計測データとの比較により、異剛性二重矢板壁の挙動特性の把握を十分に行い、合理的設計の在り方などについて検討を加えて行く予定である。

6. 参考文献

- 1) Mazurkiewicz, B.K.: A Solution to the Stability Problem of the Double Sheet Wall Cofferdam Based on Brinch Hansen's Earth Pressure Theory, Arch. Hydrot., Vol. XV, No 3, 1968, pp. 429-472.
- 2) 沢口正俊: 二重壁構造物の設計法についての一提案、運輸省港湾技研資料、No. 132, 1972, pp. 3-13.
- 3) Burki, N.K. and Richards, R.: Photoelastic Analysis of Cofferdam, J. Geotechnical Div. ASCE, GT2, 1975, pp. 129-145.
- 4) 荒井秀夫, 高橋千代丸, 石田昌弘: 二重矢板壁の振動特性について、土と基礎、Vol. 24, No5, 1976, pp. 55-61.
- 5) 平島徹, 青木健三, 岡本和夫: 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回年次学術講演会講演概要, 第3部, III-128, 1974, pp. 246-247.
- 6) Martin, H.E. Kiefer, F.W. Anderson, L.R.: Analysis Soil-Structure Interaction Model of Double Bulkhead Wall Using The Finite Element Method, Proc. of Annual Symposium Eng. Geolog. Geotech. Eng., Vol. 28, 1992, pp. 150-161
- 7) 関口宏二, 南部俊彦: 二重矢板壁の実大水平載荷試験の有限要素解析、第28回土質工学会研究発表会、1993, pp. 1905-1908.
- 8) 大堀晃一, 莊司喜博, 高橋邦夫, 上田寛, 原道彦, 川井豊, 塩田啓介: 二重矢板式構造物の力学特性に関する研究、港湾技術研究所報告、第23巻、第一号, 1984, pp. 106-151.
- 9) Ohori K., Takahashi K. Kawai y. and Shiota K.: Static Analysis for Double Sheet-Pile Wall Structures, Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 114, No. 7, 1988, pp. 810-825.
- 10) Sawaguchi M.: Latetral Behaviour of A Double Sheet Pile Wall Structure, Journal of the Japanese Society of Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 14, No. 1, 1974, pp. 45-59.

(1993年9月16日 受付)