

二重矢板式構造物の水平載荷実験とそのシミュレーション

伊藤 政人 崎本 純治
平間 邦興

Model Experiment and Simulation of Double Sheet Pile Wall

Masato Ito Junji Sakimoto
Kunioki Hirama

Abstract

Double sheet pile wall structures are economical, self-standing, and seal out water current effectively. In designing them, it was necessary to use the analysis method, considering the interaction between the two walls and the filling material. Thus, the authors conducted a static loading model test and carried out simulations of the model test results by FEM. They then identified the influences on the lateral behavior of the structures shearing modulus of fillings material. In addition, they carried out simulation using a beam-spring frame model. From these analyses, the authors were able to confirm that it is possible to evaluate the lateral behavior of these structures by frame model, considering the strain dependance of the shearing modulus of the filling material.

概 要

二重矢板式構造物は2枚の矢板の頭部をタイロッドなどで頭部を連結し、土砂を中詰めして壁体としたものである。この構造物は、水平外力に対して内部土のせん断抵抗力と根入れ部の横抵抗力により抗するので、矢板と内部土、根入れ部を一体とした挙動解析を行うことが必要である。本報では、この構造物の水平載荷模型実験を実施するとともに、FEMによるシミュレーション解析を行って、内部土のせん断抵抗力が変形性状に与える影響を明らかにした。

さらに、前後2枚の壁および内部土をはり、前後の壁が内部土および根入れ部から受ける地盤抵抗をバイリニアのパネで表現した2次元フレームモデルによるシミュレーション計算を行った。その結果、内部土のせん断剛性のひずみ依存性を考慮したフレームモデルによって、二重矢板式構造物の変形挙動を評価できることが明らかになり、設計手法としての有用性を確認した。

1. はじめに

二重矢板式構造物は、止水性、耐荷力、施工性の良さから、河川や港湾の仮締切構造物のみならず、護岸、防波堤などの永久構造物にも使用されており、近年、港湾域での大型工事の増加にともなって、二重矢板式構造物も大型化している。一方、設計手法においては、従来の中詰砂のせん断破壊や、滑動・転倒といった極限安定の検討から、実際の変形状況をより正確に把握する手法が提案されつつある^{1),2)}。しかしながら、これらの手法においては、変形性状に最も影響が大きい内部土のせん断剛性の評価方法に課題が残されており、設計法が充分確立しているとはいえない。

ここでは、二重矢板式構造物の水平載荷模型実験を実施し、FEMによる解析を通じて、その力学的挙動を把握した。また、2枚の矢板と内部土をはり、地盤抵抗をバ

ネとした2次元フレームモデルによるシミュレーションを行い、このモデルによる手法が設計手法として有用であることを確認したのでここに報告する。

2. 模型実験

2.1 実験概要

図-1に載荷実験に用いた装置の断面図および平面図を示す。

壁は厚さ5mmのアルミ板を用い、タイロッドには $\phi 5$ mmのアルミ棒を用いた。堤体高さは50cmとし、根入れ深さは $2/\beta$ をめどに50cmとした。堤体幅は75cm, 50cm, 25cmの3ケースとした。奥行き幅はテストパネル70cm、両側に35cmのダミーパネルを配置した。載荷は空気圧によるエアシリンダーで壁上端から10cmの位置に水平力を与えた。計測項目は壁体ひずみ、壁体頭部の水平変位および載荷重である。

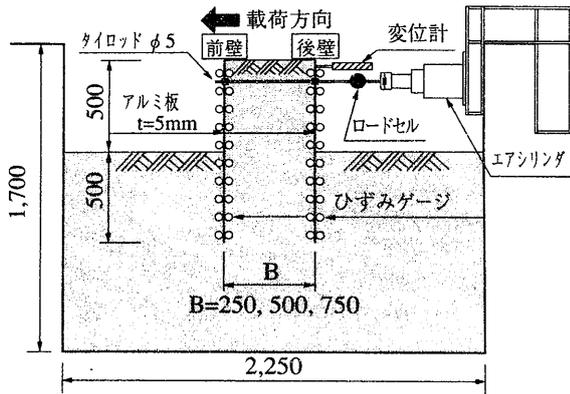


図-1 実験装置断面図

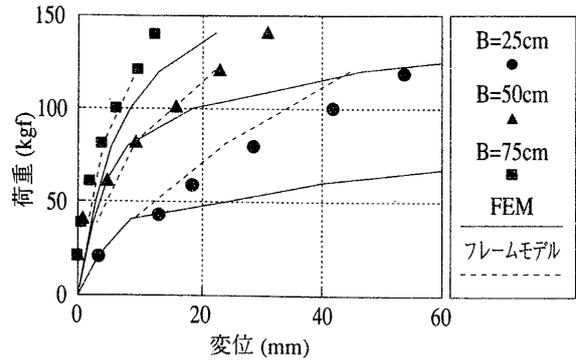


図-2 荷重変位曲線

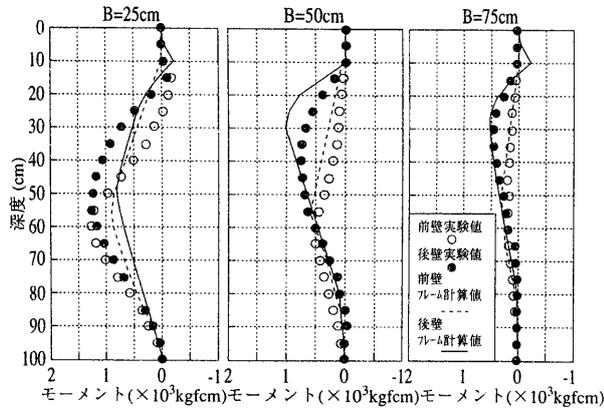


図-3 壁体モーメント

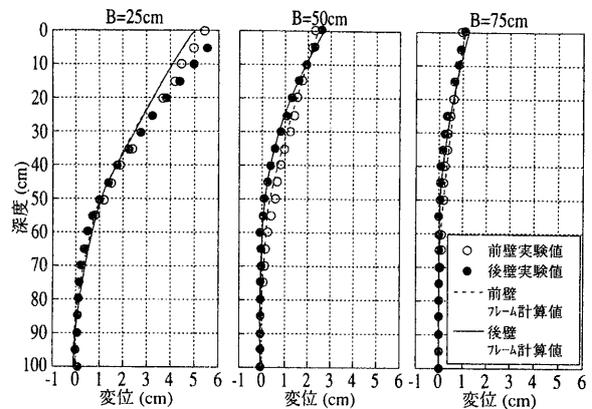


図-4 地中変位

実験は当研究所内の地盤工学研究センター水締め土槽で行った。この土槽は、下方から圧力水を噴射させ均一になった後、下から排水させることによって再現性のある砂地盤が作成できるものである。使用した砂は山砂で、粒径はほぼ0.2~2.0 mmの範囲にあり、均等係数は2.2である。

2.2 実験結果および考察

図-2に壁体頭部の荷重変位曲線を示す。壁体幅が大きくなるほど変位は小さくなり、この構造物の変形状には内部土のせん断抵抗が大きく寄与していることがわかる。

図-3に荷重120 kgfの時のモーメント図を示す。後壁(加力反対側)の方が前壁(加力方向側)に比べ、最大モーメントの位置が上方にあり、その値も大きい。図-4に荷重120 kgfの時の壁体の地中変位分布を示す。地中変位分布はモーメントを2階積分して求めた。堤体幅が25 cmのものを除いて、変位量は前壁の方が後壁よりも大きくなっている。

これは、後壁は内部土より後方にあり変形が抑制されるが、前壁は内部土の前方に位置しており内部土による地盤抵抗を受けにくいからである。堤体幅が25 cmの前後壁変位量に差がないのは、内部土自体のせん断抵抗が小さいため、内部土による変形の抑制効果が小さいため

であると考えられる。

このように、二重矢板式構造物の挙動には、前後の2枚の矢板と内部土のせん断抵抗の関係が重要となり、矢板と内部土および根入れ部の外部地盤抵抗を一体として計算できるモデルによって挙動解析を行う必要がある。

3. FEMによるシミュレーション

この構造物の挙動をさらに明らかにするため、2次元FEMによるシミュレーション解析を行った。地盤の応力~ひずみ関係はDuncan-Changによる非線形弾性モデルを用い、壁と砂地盤の間には非線形のJOINT要素を配している。解析に用いた入力定数は実験地盤の三軸圧縮試験およびアルミと砂の摩擦試験によって定めた。図-5に解析に用いたメッシュ図を示し、図-6に三軸圧縮試験結果と主な入力定数を示す。

図-2にはFEMによって得られた荷重変位関係も示してある。荷重初期の段階では解析値と実験値はよく対応しているが、荷重が進むにつれ解析値の方が大きくなる。これは σ_3 - E_i 関係を低拘束圧時で定めているため、拘束圧が増加したときの E_i を適正に評価できていないためと考えられる。

図-7に荷重40 kgf, 80 kgfの内部土のせん断ひずみコンターを示す。堤体幅が小さいほどまた荷重が大

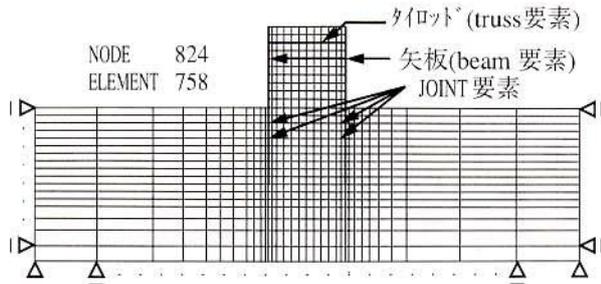


図-5 解析メッシュ図

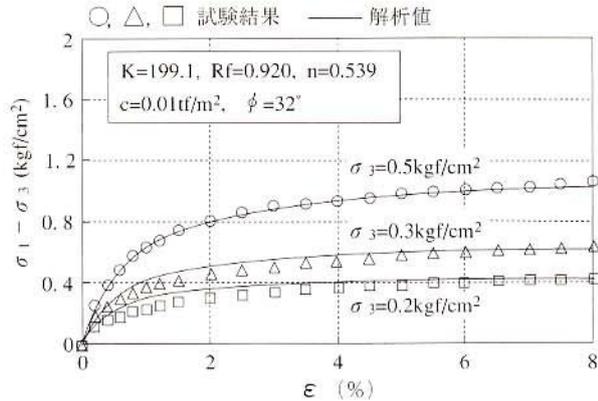


図-6 三軸試験結果 (ε~σ)

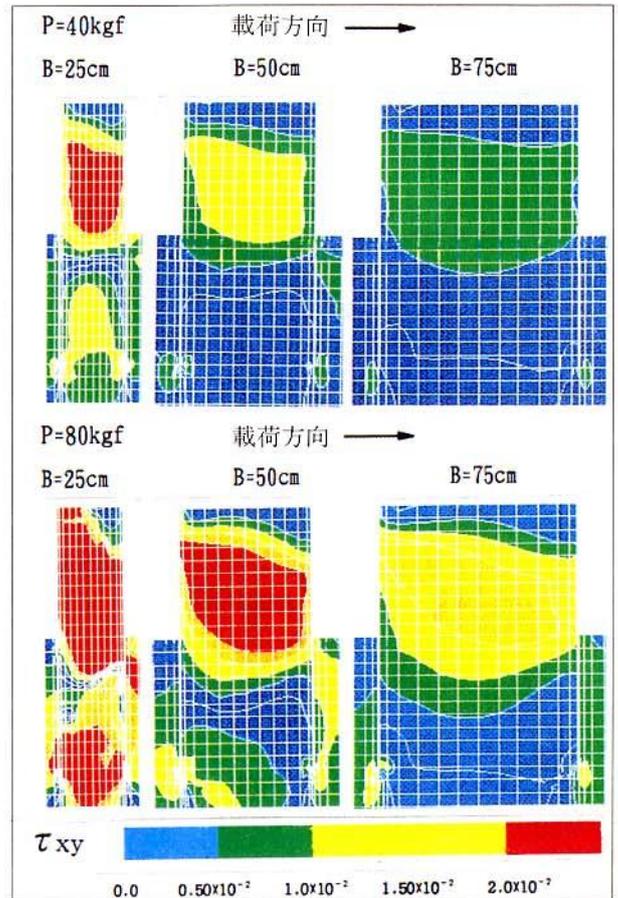


図-7 せん断ひずみコンター

きいほど、堤体部 (GL-50 cm 以浅) のせん断ひずみは大きくなっている。このように内部土のせん断ひずみが大きくなるにつれ、内部土のせん断抵抗力は小さくなり、壁体としての耐力が失われていくものと考えられる。

4. 2次元フレームモデルによるシミュレーション

4.1 計算モデル

この種の構造物の設計や施工管理に用いる計算手法としては、FEM よりもより簡便なモデルであるフレームモデルが適している。そこで、図-8 に示す計算モデルを用いて、模型実験のシミュレーションを行い、設計手法としての有用性を確認する。

壁および内部土をはりで表し、壁と外側地盤および壁と内部土の間をバネで結合してある。壁外側のバネは壁の変位に応じた地盤反力が生じ、壁内側のバネは内部土と矢板の相対変位に応じた地盤反力が生じる。それぞれの地盤反力は上限値が設けられるようになっている。地盤バネ値 k_{H1} は、内側外側とも道路橋示方書等で示されている (1) 式により算定した。

$$\left. \begin{aligned} k_{H1} &= k_{H0} (B_{H1}/30)^{-0.75} \\ k_{H0} &= (1/30) \cdot Eo \\ B_{H1} &: 140 \text{ cm}, Eo : \text{変形係数} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

内部土を表すはりとは、せん断剛性 G のひずみ依存性を考慮できるようになっており、(2) 式でモデル化した。

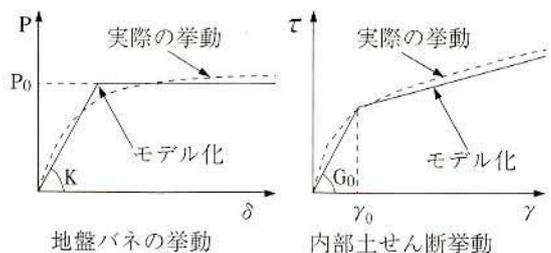
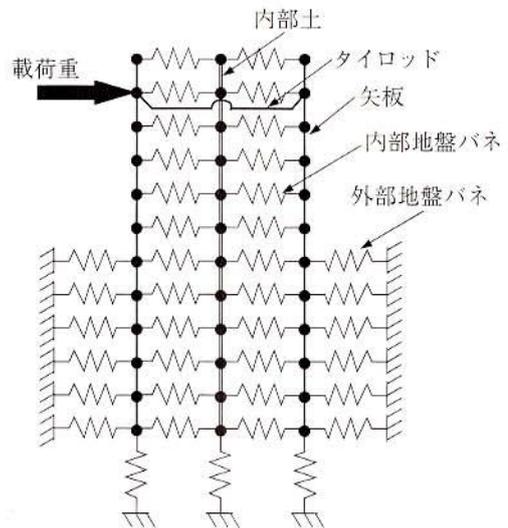


図-8 計算モデル図

$$\begin{aligned} \gamma < \gamma_0 & G = G_0 \\ \gamma > \gamma_0 & G = (\gamma / \gamma_0)^3 \cdot G_0 \end{aligned} \quad \dots(2)$$

γ_0 : 線形限界ひずみ, G_0 : せん断弾性係数

三軸試験より求まる内部土の $\tau \sim \gamma$ を図-9 に示す。
(2)式は $\tau \sim \gamma$ 関係の非線形性をフィッティングさせるための関係式であり、図には(2)による設定値も示してある。

内部土の剛性および地盤バネ値は深度方向別に入力することが可能であり、表-1 に入力定数一覧表を示す。

4.2 計算結果および考察

図-2 に荷重変位曲線を示す。計算値は実験値と非常によく対応しており、堤体幅の違いによる変形状の違いをよくシミュレートしている。

図-3 および図-4 には曲げモーメント分布および中変位分布の計算値も示してある。計算値は実験値とほぼ対応しており、内部土の影響によってモーメントおよび変形のモードが前後壁で異なること、堤体幅の小さい 25 cm のケースにおいてはその傾向が小さいことを表現している。

図-10 に計算で求めたせん断剛性 GA の深度方向分布を示す。各ケースとも荷重重が増加するにつれ、堤体部 (GL-50 cm 以浅) のせん断剛性が低下している。この傾向は堤体幅が小さいほど顕著である。この傾向は FEM 結果のせん断のひずみ分布 (図-7) と合致しており、せん断ひずみの増加にともなってせん断剛性が低下し、壁体全体の耐力が失われていくことをこの計算モデルでも表現できていることがわかる。

このように内部土のせん断剛性のひずみ依存性を考慮することによって、堤体幅の差異による内部土のせん断抵抗の差異を表現することができ、内部土のせん断抵抗に影響を受けた前後の壁の挙動の違いをうまく表現することができた。

5. まとめ

二重矢板式構造物の水平載荷模型実験およびそのシミュレーションを行った。その結果、以下の点が明らかになった。

① 水平載荷実験より、二重矢板式構造物の変形状には、堤体幅の影響が大きい。また、内部土と壁の位置関係により前後壁で変形モードが異なり、前壁の方が変形が大きくモーメントは後壁の方が大きい。

② 土を非線形弾性要素、土と壁の間には JOINT 要素を用いた FEM 解析により、水平載荷実験の挙動をほぼ再現することができる。また、内部土のせん断ひずみが大きくなり、せん断抵抗力が小さくなることにより、壁体としての耐力が失われていく。

③ 2枚の矢板をはり、内部土をせん断剛性のひずみ依存性の考慮できるはりとし、それらをパイリニアのバネで結合した 2次元フレームモデルによって、堤体幅の差異による内部土のせん断剛性の差異を表現することができ、二重矢板式構造物の変形挙動を評価できる。

表-1 入力定数一覧

層 no.	深さ GL-cm	E ₀ kgf/cm ²	K _n (kgf/cm ²)		G ₀ kgf/cm ²	γ ₀ %
			内部	外部		
1	10	4.5	0.047	—	1.7	0.10
2	30	17.8	0.188	—	6.7	0.19
3	50	35.6	0.375	—	13.4	0.28
4	75	55.6	0.587	0.182	20.9	0.36
5	100	77.9	0.823	0.353	29.3	0.39
壁体	A cm ²	I cm ⁴	E kgf/cm ²			
	35.0	0.729	7.0 × 10 ⁵			

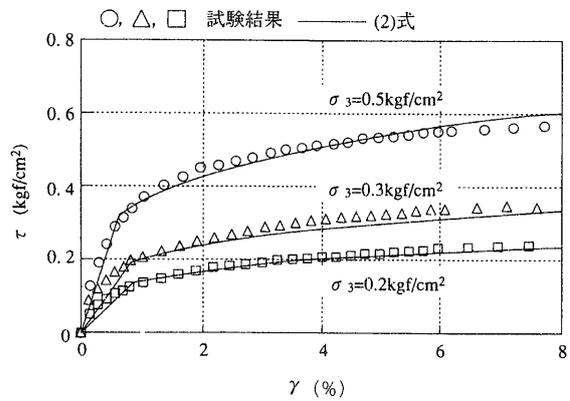


図-9 三軸試験結果 ($\tau \sim \gamma$)

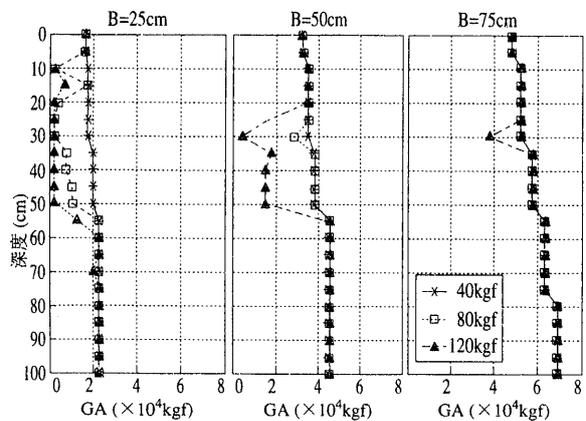


図-10 せん断剛性分布

これにより、このモデルによる手法は、この構造物の設計手法として有用である。

参考文献

- 1) 沢口：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)
- 2) 大堀ら：4. 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，Vol.23，No.1-4，(1984. 3)