

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

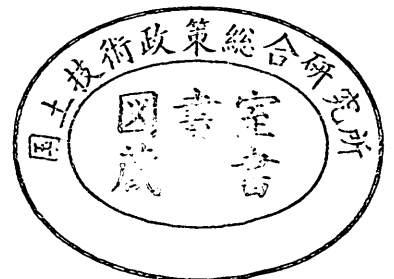
REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 23

NO. 1

MAR. 1984

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第23巻第1号 (Vol. 23, No. 1), 1984年3月(Mar. 1984)

目 次 (CONTENTS)

1. 重複波による防波堤前面での二次元的海底洗掘
——底質の移動機構に着目した研究——
……………入江 功・灘岡和夫・近藤隆道・寺崎賢次…… 3
(Two Dimensional Seabed Scour in Front of Breakwaters by Standing Waves
—A Study from the Standpoint of Bedload Movement—
……………Isao IRIE, Kazuo NADAOKA, Takamichi KONDO and Kenji TERASAKI)
2. 波力発電ケーソンに働く波力特性に関する実験
——波エネルギーに関する研究 第2報——
……………小島朗史・鈴木諭司……53
(Wave Forces on a Pneumatic-type Wave Power Extractor Utilizing Caisson
Breakwaters —A Study on Development of Wave Power 2nd Report—
……………Roushi OJIMA and Satoshi SUZUMURA)
3. 有限要素法による地盤の安定解析……………小林正樹……83
(Stability Analysis of Geotechnical Structures by Finite Elements
…………… Masaki KOBAYASHI)
4. 二重矢板式構造物の力学的特性に関する研究
……………大堀晃一・荘司喜博・高橋邦夫・上田 寛
原 道彦・川井 豊・塩田啓介…………… 103
(Static Behavior of Double Sheet Pile Wall Structure
……………Kouichi OHORI, Yoshihiro SHOJI, Kunio TAKAHASHI, Hiroshi UEDA,
Michihiko HARA, Yutaka KAWAI and Keisuke SHIOTA)
5. 大水深施工検査・海底探査技術の開発(第1報)
——捨石マウンド等施工面検測技術の開発研究——
……………木原純孝・白井一洋… 153
(Development of Ultrasonic Prospecting and Inspection Technics for Offshore
Underwater Constructions —Development of the Technics for Sounding Seafloor
Stone Mound— …………… Sumitaka KIHARA and Kazuhiro SHIRAI)

4. 二重矢板式構造物の力学的特性に関する研究

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*****

要 旨

二重矢板式構造物は経済的で止水性に富む自立式壁体であるが、設計法はいまだに確立されていない。そのため、二重矢板式構造物の力学的挙動計算モデルを誘導するとともに模型実験を実施し、設計計算への適用について検討を行った。

力学的挙動計算モデルは、中詰め完了時と水平外力作用時に分けて誘導した。水平外力作用時については、地盤上部を矢板と中詰め砂の複合構造、地中部を横抵抗ぐいとみなして理論解を誘導し、中詰め砂および地盤の弾塑性性を考慮した計算モデルとした。中詰め完了時については、地盤上部で中詰め砂の主働土圧を考慮し、地中部は主働土圧と受働土圧が釣り合う深さまでは極限土圧を考慮し、それ以下は横抵抗ぐいとして理論解を求め、地盤の弾塑性性を考慮した計算モデルとした。

実験は、小型模型と大型模型について実施し、壁高、根入れ長、矢板の刚性、中詰め砂、頂盤および隔壁の効果を調べた。また、矢板の横方向反力係数を求めるため、一列矢板の載荷試験を行った。

力学的挙動計算モデルによる計算値と実験値とを比較し、中詰め砂のせん断弾性係数の補正および計算モデルによる実際の現象の再現性等について検討した。その結果、本モデルは模型の挙動をかなりよく説明できるものであることが判明した。

本計算モデルを設計計算に適用する場合に重要である中詰め砂のせん断弾性係数 G およびポアソン比 ν の算定法を提案するとともに、実物大構造物についての計算例を示し、従来の慣用的な方法による計算結果と比較検討した。

* 設計基準部 設計基準研究室長
** 前土質部基礎工研究室長 (現第五港湾建設局 四日市港工事事務所長)
*** 土質部 主任研究官 (海洋基礎担当)
**** 前設計基準部主任研究官 (現第二港湾建設局 横浜調査設計事務所次長)
***** 川崎製鉄株式会社 エンジニアリング事業部 構造技術研究所

4. Static Behavior of Double Sheet Pile Wall Structure

Kouichi OHORI*
Yoshihiro SHOJI**
Kunio TAKAHASHI***
Hiroshi UEDA****
Michihiko HARA*****
Yutaka KAWAI*****
Keisuke SHIOTA*****

Synopsis

Double sheet pile wall structures are economical, self standing wall and shut water current well. But designing method for them has not been established. In this paper, numerical calculation models were derived to predict mechanical behavior of the structure and static loading tests were conducted on model structures.

Two different numerical calculation models were respectively derived for the cases at sand filling stage and lateral loading stage.

For the case of lateral loading, theoretical equations were obtained considering both the interaction between sheet piles and filling sand above ground and lateral resistance of sheet piles under ground. Then, numerical calculation model was derived considering elasto-plastic behavior of filling sand and ground.

For the case of sand filling, theoretical equations were obtained considering active earth pressure of fillings, passive earth pressure of ground and lateral resistance of sheet piles, and a numerical calculation model that represented elasto-plasticity of ground was also derived.

Static loading tests were conducted on small and large structural models to study influences of wall height, penetration depth, rigidity of sheet piles, condition of filling, conditions of top connection and partition wall on static behavior. Furthermore, to investigate coefficients of horizontal subgrade reaction of sheet piles, lateral tests using single sheet pile walls were conducted.

The calculated results using the proposed numerical calculation method coincide well with the behavior of model structures. And shear modulus of filling sand in this model, G , should be under-estimated smaller than that obtained by simple shear test of sample. An adjustment factor, a , for estimating shear modulus of fillings, G , were determined 0.28~0.90.

To apply the present numerical calculation model for design calculations, estimating method of shear modulus of fillings, G and Poisson's ratio of sand, ν , were proposed. An example of design calculation for real scale structure was demonstrated and the result was compared with the one which was designed with the conservative design method

As a result, it was revealed that the presented numerical calculation model was useful in designing wall breadth, section of sheet piles and tie rod, etc.

* Chief of the Design Standard Laboratory, Design Standard Division

** Ex-chief of the Foundations Laboratory, Soils Division

*** Senior Research Engineer, Soils Division

**** Ex-senior Research Engineer, Design Standard Division

***** Structure Research Laboratories, Engineering Division, Kawasaki Steel Co., Ltd.

目 次

要 旨	103
1. ま え が き	107
2. 力学的挙動計算モデル	108
2.1 概 要	108
2.2 水平外力作用時の計算モデル	108
2.3 中詰め完了時の計算モデル	113
3. 模 型 実 験	114
3.1 概 要	114
3.2 小型模型実験	115
3.3 大型模型実験	116
3.4 一列矢板の水平載荷試験	119
3.5 模型実験の結果および考察	122
4. 実験結果による計算モデルの検討	128
4.1 概 要	128
4.2 水平外力作用時	128
4.3 中詰め完了時	136
4.4 ま と め	138
5. 設計計算への適用に関する検討	139
5.1 概 要	139
5.2 土質諸定数の選定に関する検討	139
5.3 実物大二重矢板式構造物における計算例	142
5.4 ま と め	148
6. む す び	148
参 考 文 献	149
記号一覧表	150

二重矢板式構造物の力学的特性に関する研究

1. ま え が き

二重矢板式構造物は矢板を2列に打設し、頭部をタイロッドなどで連結した後、矢板間に土砂を中詰めして壁体としたもので、水平作用外力に対して中詰め土砂のせん断抵抗力と根入れ矢板の横抵抗力により抗するものである。

この型式の壁体は経済的で止水性に富み、また、壁体の背後に裏込めのない状態でも安定しているという特徴を有しており、従来、仮締切り用えん堤として多く使用されてきたが、表-1の二重矢板構造物の実施例に示されるように、最近では、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使用される傾向にある。特に廃棄物埋立護岸では、埋立地内の汚水が堤外へ浸透流出するのを防止するため、高い止水性が要求され、また、長期間にわたり埋立土のない状態が続くため、構造物自体で波力等の外力に対して安定であることが要求されるので、二重矢板式構造物の使用が多くなっている。

しかしながら、二重矢板式構造物の力学的特性はいま

だ十分解明されておらず、設計法も確立されていない。

二重矢板式構造物の力学挙動に関する研究としては、Mazurkiewicz¹⁾の塑性解析理論、沢口^{2,3)}の弾性解析理論、平鳥⁴⁾の有限要素法による弾性解析理論、Burkie^ら⁵⁾の光弾性実験、荒井・高橋^ら^{6,7)}の振動実験、運輸省第一港湾建設局新潟調査設計事務所⁸⁾、沢口^ら⁹⁾、石田^ら¹⁰⁾、福岡^ら¹¹⁾による模型実験などが挙げられる。また、施工・現場計測に関しては、Mazurkiewicz¹²⁾、富永^ら¹³⁾、堤^ら¹⁴⁾、大野^ら¹⁵⁾、清水^ら¹⁶⁾、高貝¹⁷⁾などが報告している。そのほか、盛土工法に使用した場合の耐震性に関する研究¹⁸⁾も最近行われている。

これらの研究によって二重矢板式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、矢板の曲げモーメント等の力学的挙動を十分に予測できる段階にまで至っていない。

現在、二重矢板式構造物の設計は、壁体幅については鋼矢板セル式構造物の設計法¹⁹⁾により、矢板の根入れ長、断面およびタイロッドの断面については矢板式構造物の設計法²⁰⁾により、壁体全体の安定については重力式構造

表-1 二重矢板式構造物の実施例

	港名及び港区名または地区施設名	設計年
防 波 堤	小樽港色内地区防波堤	48
	苫小牧港漁港区北防波堤	47
	留萌港東岸地区防波堤	45
	伏木富山港新湊地区埋立護岸(AB区間締切堤)	48
	伏木富山港新湊地区埋立護岸仮締切堤	50
	むつ小川原港地区防波堤(中)	55
係 船 岸	苫小牧港東港地区物揚場(-4.0m) a部	51
	苫小牧港東港地区物揚場(-4.0m) b部	51
	苫小牧港東港地区物揚場(-4.0m) c部(取付)	51
	苫小牧港東港地区物揚場(-3.0m)	51
	函館港豊川地区公共ふ頭	51
	函館港海岸町地区物揚場(-4.0m)、岸壁(-5.0m)	54
	函館港海岸町地区物揚場(-3.5m)	54
	函館港豊川地区公共ふ頭岸壁(-5.0m)	51
	浅川港浅川浦南地区物揚場(-3.0m)	52
廃棄物埋立護岸	千葉港千葉南部地区廃棄物埋立護岸	54
	東京港中央防波堤外側その1地区廃棄物埋立護岸	49
	東京港中央防波堤外側その2地区廃棄物埋立護岸	49
	川崎港浮島地区廃棄物埋立護岸(中仕切)	50
	大阪港北港北地区廃棄物埋立護岸(中仕切)	47
	堺港北港堺7-3区廃棄物埋立護岸泊地側設岸	36

注) 廃棄物埋立護岸の場合、設計年は埋立免許取得年である。

物の設計法²¹⁾により行われているのが実情である。二重矢板式構造物は、鋼矢板セル式構造物と違い、側面に矢板がない比較的柔軟な構造物で、水平外力に対して根入れ矢板の横抵抗力が期待できるため、この効果を考慮していない鋼矢板セル式構造物の設計法を適用するのは適切でない。また、二重矢板式構造物は、前列の矢板と後列の矢板の間隔が比較的狭く、矢板式構造物の設計法を適用するのも適切でないと考えられる。

本論は、以上のような観点から二重矢板式構造物の設計法の確立に資するため、二重矢板式構造物の力学的特性に関して行った研究を紹介するものである。

本論では、まず、二重矢板式構造物の力学的挙動計算モデルを水平外力作用時と中詰め完了時に分けて誘導する。つぎに、小型および大型の模型実験を実施し、力学的挙動の一般的特性を把握するとともに、計算モデルの適用性を検討した結果を述べる。さらに、計算モデルを設計計算に活用する場合に問題となる、土質定数の選定に関する検討を行い、最後に実物二重矢板式構造物について計算例を示す。

なお、本研究は、港湾技術研究所と川崎製鉄株式会社とが昭和55年度から共同で実施してきたもので、本報告はその成果をとりまとめたものである。

2. 力学的挙動計算モデル

2.1 概 要

二重矢板式構造物の中詰め完了時の状態を考えると、2列の矢板はおのおの、頭部のタイロッドと地盤によって支持され、中詰め砂の主働土圧を受けるはりとみなすことができる。つぎに、壁体が完成したのち、防波堤として使用される場合の波力や護岸として使用される場合の裏込め土圧などの水平外力が作用するときには、矢板と中詰め砂は一体となって相互の挙動を拘束しながら外力に抵抗するものと考えられる。そこで、中詰め完了時と水平外力作用時のおのおのについて異なる計算モデルを設定し、前者によって二重矢動式構造物が自立式壁体として完成した時点での部材の挙動を、後者によってその後の水平外力の作用による力学挙動の変化分を別々に算定し、両者を総合して実際の挙動を把握する方法を採用することとする。

水平外力作用時の挙動については、沢口^{2,3)}が二重矢板式構造物の地盤上部を矢板と中詰め砂の複合構造物とみなし、中詰め砂を一樣な弾性体と仮定して、構造物の微小な厚さのスライスの力の釣り合い条件および変形条件から解を得ている。また、地中部では横抵抗 k としてChangの方法²²⁾で解析する方法を提案している。2.2

では、基本的には沢口の方法にもとづくものの、従来無視されていた中詰め砂の圧縮特性を考慮し、さらに中詰め砂および地盤の弾塑性的性質を取り入れた力学的挙動の計算モデルを誘導する。

中詰め完了時の計算モデルとしては、矢板に作用する土圧を塑性域と弾性域に分けて考え、前者に対しては自立矢板式係船岸の設計法と同様に、中詰め砂の主働土圧と地盤の極限受働土圧によって表し、後者についてはChangの方法²²⁾を採用して水平外力作用時の計算モデルと同様に、地盤の弾塑性的性質を考慮した計算方法を示す。

中詰めが完了してその後外力の作用を受けるという順序とは逆になるが、まず2.2において水平外力作用時の計算モデルについて述べて、つぎに2.3で中詰め完了時の計算モデルを示す。

2.2 水平外力作用時の計算モデル

(1) 地盤上部の基本式および一般解

中詰め砂に発生する鉛直方向の応力は、矢板と中詰め砂の接触面における摩擦力を無視すれば、壁体が水平外力の作用を受けたときも、主に、中詰め砂の自重と上載荷重によって発生し、水平外力の作用前の状態とあまり変わらないものと考えられる。したがって、水平外力作用時の基本式の誘導においては水平方向の力の釣り合いおよび変形のみを考慮すればよい。

二重矢板式構造物が水平外力を受けて変形したときの地盤上部のある高さの微小な厚さのスライスにおける力の釣り合い状態を図-1に示す。2列の矢板が変位するこ

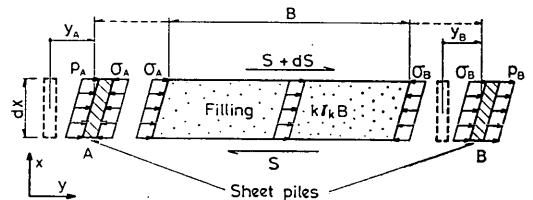


図-1 地盤上部の微小断面における力の釣り合い状態

とによって中詰め砂が矢板AおよびBから受ける応力をそれぞれ σ_A および σ_B とする。また、地震時には中詰め砂に水平方向の慣性力が作用するが、その大きさは震度法によって算定することとして、水平震度 k 、中詰め砂の単位体積重量 γ_s および壁体幅 B を用いて $k\gamma_s B$ で表す。中詰め土砂は矢板と一体となってせん断変形を起こすが、このとき中詰め砂面に発生する y 方向せん断力を S とすれば、力の釣り合い条件より次式が成立する。

$$\sigma_A - \sigma_B + k\gamma_s B = -\frac{dS}{dx} \quad (2.1)$$

ただし、 γ_k は次のとおり表される。

$$\gamma_k = \begin{cases} \gamma_t & (\text{残留水位以上の場合}) \\ \gamma' + \gamma_w & (\text{残留水位以下の場合}) \end{cases} \quad (2.2)$$

ここに、 γ_t : 中詰め砂の湿潤単位体積重量、 γ' : 中詰め砂の水中単位体積重量、 γ_w : 水の単位体積重量。

矢板AおよびBの変位をそれぞれ y_A および y_B とすると、中詰め砂の平均せん断ひずみは $(y'_A + y'_B)/2$ で表される。したがって、中詰め砂を一樣な弾性体と仮定し、せん断弾性係数を G とすれば、 S は次のとおり表される。

$$S = \frac{BG}{2} \left(\frac{dy_A}{dx} + \frac{dy_B}{dx} \right) \quad (2.3)$$

(2.1)および(2.3)式より次のせん断変形式をうる。

$$\sigma_A - \sigma_B + k\gamma_k B = -\frac{BG}{2} \left(\frac{d^2 y_A}{dx^2} + \frac{d^2 y_B}{dx^2} \right) \quad (2.4)$$

また、中詰め砂の平均圧縮応力は $(\sigma_A + \sigma_B)/2$ であり、このときの中詰め砂の圧縮変形量は2列の矢板の相対変位 $y_A - y_B$ に等しいことから、次の圧縮変形式がえられる。

$$\frac{\sigma_A + \sigma_B}{2} = \frac{E_f}{B} (y_A - y_B) \quad (2.5)$$

ここに、 E_f : 中詰め砂の圧縮弾性係数。

一方、矢板AおよびBの曲げ剛性をそれぞれ $(EI)_A$ および $(EI)_B$ とすると、はりの理論より次の関係式がえられる。

$$(EI)_A \frac{d^4 y_A}{dx^4} = -\sigma_A + p_A \quad (2.6)$$

$$(EI)_B \frac{d^4 y_B}{dx^4} = \sigma_B + p_B \quad (2.7)$$

ここに、 p_A および p_B : それぞれ矢板AおよびBに作用する外荷重。

2列の矢板の曲げ剛性が等しいとして、 $(EI)_A = (EI)_B = EI$ で表すとすれば、(2.4)、(2.5)、(2.6)および(2.7)式より、本構造物の地盤上部における挙動を与える2つの基本式が次のように導かれる。

$$EI \frac{d^4 (y_A + y_B)}{dx^4} = \frac{BG}{2} \frac{d^2 (y_A + y_B)}{dx^2} + k\gamma_k B + p_A + p_B \quad (2.8)$$

$$EI \frac{d^4 (y_A - y_B)}{dx^4} = -\frac{2E_f}{B} (y_A - y_B) + p_A - p_B \quad (2.9)$$

構造物に作用する荷重には集中荷重と分布荷重があるが、集中荷重が作用する場合には、荷重の作用位置を境界として層分けを行い、集中力を矢板の上下境界のせん断力の差として取り入れればよい。分布荷重については水圧および裏込め土圧を想定した多角形分布を考える(図-2参照)。そうすると、(2.8)および(2.9)式は、それぞれ次のように表される。

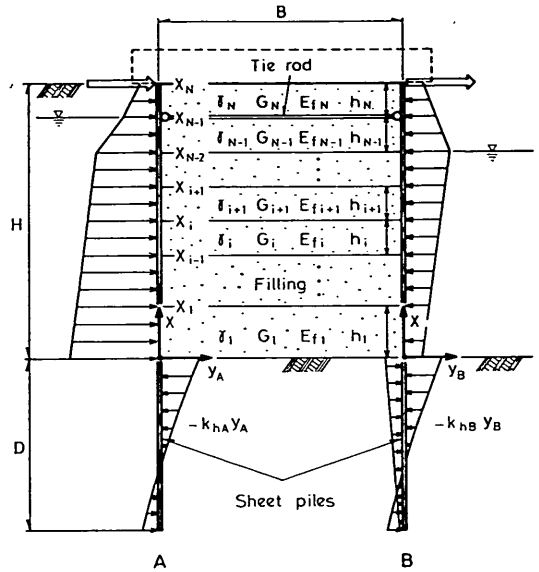


図-2 水平外力作用時の力学モデル

$$EI \frac{d^4 (y_A + y_B)}{dx^4} = \frac{BG}{2} \frac{d^2 (y_A + y_B)}{dx^2} + k\gamma_k B + \{m_A(H-x) + p_{A0}\} + \{m_B(H-x) + p_{B0}\} \quad (2.10)$$

$$EI \frac{d^4 (y_A - y_B)}{dx^4} = -\frac{2E_f}{B} (y_A - y_B) + \{m_A(H-x) + p_{A0}\} - \{m_B(H-x) + p_{B0}\} \quad (2.11)$$

ここに、 H : 壁高、 m_A : および p_{A0} : 矢板Aに作用する分布荷重を表す係数、 m_B および p_{B0} : 矢板Bに作用する分布荷重を表す係数。

(2.10)および(2.11)式の一般解は次のとおりとなる。

$$\left. \begin{aligned} y_A + y_B &= A_1 \cosh(\lambda x) + A_2 \sinh(\lambda x) \\ &+ A_3 x + A_4 - \frac{m_A + m_B}{3BG} (H-x)^3 \\ &- \frac{p_{A0} + p_{B0}}{BG} (H-x)^2 + \frac{k\gamma_k}{G} (H-x)^2 \\ \lambda &= \sqrt{BG/(2EI)} \end{aligned} \right\} (2.12)$$

$$\left. \begin{aligned} y_A - y_B &= e^{\alpha x} (C_1 \cos \alpha x + C_2 \sin \alpha x) \\ &+ e^{-\alpha x} (C_3 \cos \alpha x + C_4 \sin \alpha x) \\ &+ \frac{(m_A - m_B)B}{2E_f} (H-x) + \frac{(p_{A0} - p_{B0})B}{2E_f} \\ \alpha &= \sqrt{E_f/(2BEI)} \end{aligned} \right\} (2.13)$$

ここに、 $A_1 \sim A_4$ および $C_1 \sim C_4$: 境界条件から求まる積分定数。

地盤上部の矢板AおよびBの変位 y_A および y_B は、(2.12)および(2.13)式より代数計算にて直ちにえられ

る。同様に導関数を用いれば、それぞれの矢板のたわみ角、曲げモーメントおよびせん断力が求められる。

(2) 地中部の基本式および一般解

水平外力の作用により壁体に変形すると、地中部の矢板には地盤からの反力が作用する。この場合の矢板の挙動は、横抵抗くいの挙動に類似していると思われる。しかし、二重矢板式構造物の場合、中詰め砂が地盤上部の矢板間に存在し、地盤と接しているため、地中部の矢板の挙動は中詰め砂の影響を考慮して計算する必要がある。

水平外力が作用すると、中詰め砂は変形し、せん断抵抗力が発生する。地盤面では中詰め砂のせん断力は、地盤表面を壁体がたわむ方向へ変形させようとする水平荷重として作用し、地中部に伝達され、矢板Bの根入れ部に土圧として作用すると考えられる。この矢板Bに作用する土圧は、弾性地盤への応力の伝播²³⁾等を検討し、地表面で最大で、壁体幅Bに等しい深さでゼロとなる三角形分布とし、その大きさは中詰め砂から伝達された地盤上面のせん断力と等しいとして取り扱うこととする。

ここでは、地中部の矢板の挙動は、くいの水平挙動を表す Chang の方法²²⁾によって算定することとし、矢板Bにのみ上述の土圧を考慮し、Chang の式を修正する。矢板AおよびBの地中部の変位をそれぞれ y_{A0} および y_{B0} とすると、矢板の挙動は次式で示される。

a) 矢板A

$$EI \frac{d^4 y_{A0}}{dx^4} = -k_{hB} y_{A0} \quad (2.14)$$

b) 矢板B

$D \geq B$ の場合の $0 \geq x \geq -B$ の領域、 $D < B$ の場合には $0 \geq x \geq -D$ の領域において

$$EI \frac{d^4 y_{B0}}{dx^4} = -k_{hB} y_{B0} + \frac{2S_g}{B^2} x + \frac{2S_g}{B} \quad (2.15)$$

$D \geq B$ の場合の $-B \geq x \geq -D$ の領域において

$$EI \frac{d^4 y_{B0}}{dx^4} = -k_{hB} y_{B0} \quad (2.16)$$

ここに、 k_{hA} および k_{hB} ：それぞれ矢板A および B の横方向地盤反力係数、 D ：根入れ長、 S_g ：中詰め砂から伝達された地盤上面のせん断力で(2.40)式によって算定する。

(2.14)、(2.15) および (2.16) 式の一般解は次のとおりとなる。

(2.14)式より

$$\left. \begin{aligned} y_{A0} &= e^{\beta_A x} (Q_1 \cos \beta_A x + Q_2 \sin \beta_A x) \\ &+ e^{-\beta_A x} (Q_3 \cos \beta_A x + Q_4 \sin \beta_A x) \\ \beta_A &= \sqrt[4]{k_{hA}/(4EI)} \end{aligned} \right\} (2.17)$$

(2.15)式より

$$\left. \begin{aligned} y_{B0} &= e^{\beta_B x} (R_1 \cos \beta_B x + R_2 \sin \beta_B x) \\ &+ e^{-\beta_B x} (R_3 \cos \beta_B x + R_4 \sin \beta_B x) \\ &+ \frac{2S_g}{k_{hB} B^2} x + \frac{2S_g}{k_{hB} B} \\ \beta_B &= \sqrt[4]{k_{hB}/(4EI)} \end{aligned} \right\} (2.18)$$

(2.16)式より

$$\left. \begin{aligned} y_{B0} &= e^{\beta_B x} (R_5 \cos \beta_B x + R_6 \sin \beta_B x) \\ &+ e^{-\beta_B x} (R_7 \cos \beta_B x + R_8 \sin \beta_B x) \end{aligned} \right\} (2.19)$$

ここに、 $Q_1 \sim Q_4$ および $R_1 \sim R_8$ ：境界条件から求まる積分定数。

(3) 弾塑性数値計算モデル

二重直板式構造物を地盤上部と地中部領域に分割し、それぞれの領域において一般解を誘導したが、いずれの場合も、中詰め砂あるいは地盤を一様な弾性体と仮定して得たものである。しかし、3で述べる模型実験結果および従来の模型実験^{3,9)}においても、本構造物の変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おり、中詰め砂および地盤の弾塑性の性質を無視できないことが明らかである。したがって、(1)および(2)で求めた一般解を用いて二重矢板式構造物の弾塑性的挙動を計算するため、中詰め砂についてはせん断弾性係数と圧縮弾性係数をせん断ひずみの関係で表し、地盤については矢板の横方向地盤反力係数を矢板の地盤面変位で表し、くり返し計算を行う非線形計算モデルを提案する。

また、中詰め砂の性状を考えると、鉛直応力は中詰め砂の自重によって発生するため下方ほど大きく、せん断ひずみも場所によって異なっているため、力学的特性は様でないことが容易に推測される。しかし、せん断ひずみの場所的違いは、高さ方向には大きい、壁体幅方向には小さいと考えられるため、図-2に示したように、本構造物の地盤上部を壁高方向に分割し、各層ごとに中詰め砂のせん断弾性係数 G が異なるものとして計算モデルを設定する。

境界条件は、タイロッド取付位置および地盤上部の分割を図-2のように設定した場合を例にとり示すこととする。

a) 中詰め砂のせん断弾性係数および圧縮弾性係数

本研究では砂のせん断弾性係数の性状を調べるため、3.2(2)、3.3(2)および5.2(1)で述べるとおり、各種砂についての単純せん断試験を実施した。その結果、砂のせん断弾性係数 G_t は一般に鉛直応力 σ_N とせん断ひずみ θ の関数で表しうることが判明したので、この関係を次のように示すこととする。

$$G_t = f(\sigma_N, \theta) \quad (2.20)$$

二重矢板式構造物が水平外力をうけて変形する場合

に、中詰め砂に発生するすべり面の局部的な挙動は、単純せん断試験時の状態と類似していると考えられる。しかし、2.2(1)で述べた計算モデルは、3.5で述べる模型実験結果に認められるような中詰め砂の曲線状のすべりを水平方向の変形で近似したものである。したがって、単純せん断試験によって得られた砂のせん断弾性係数 G_i をそのまま計算モデルにおける中詰め砂のせん断弾性係数 G_i として使用することは無理があると思われる。そこで、単純せん断試験によって得られた砂のせん断弾性係数 G_i の表示式 $f(\sigma_N, \theta)$ と相似で、絶対値のみを補正した次式により計算モデルの中詰め砂のせん断弾性係数を表すこととする。

$$G = \alpha G_i \quad (2.21)$$

ここに、 α は補正係数であり、4.2(3)に述べる模型実験結果と計算結果の比較によって検討する。

(2.21)式における鉛直応力 σ_N は、分割した各層の中間位置より上方にある中詰め砂の重量および上載荷重を考慮して算定する。図-2における i 層の鉛直応力 σ_{Ni} は次式で表される。

$$\sigma_{Ni} = \frac{1}{2} \gamma_i h_i + \sum_{j=i+1}^N \gamma_j h_j + q \quad (2.22)$$

ここに、 γ_i : i 層における中詰め砂の単位体積重量、 h_i : i 層の層厚、 q : 上載荷重。 γ_i は次のとおり表される。

$$\gamma_i = \begin{cases} \gamma_i & (\text{残留水位以上}) \\ \gamma' & (\text{残留水位以下}) \end{cases} \quad (2.23)$$

また、(2.20)式中のせん断ひずみ角 θ は、各層の中間位置における矢板1および2のたわみ角の平均値として次式で算定する。

$$\theta = \frac{1}{2} (\gamma'_A + \gamma'_B) \quad (2.24)$$

中詰め砂の圧縮弾性係数 E_f は、ポアソン比 ν を介して、せん断弾性係数 G から次式によって算定することとする。

$$E_f = 2(1 + \nu)G \quad (2.25)$$

b) 地盤の横方向反力係数

一方、矢板AおよびBの地中部に作用する地盤反力の計算式には、それぞれの矢板の横方向地盤反力係数 k_{hA} および k_{hB} が含まれているが、くいの水平挙動の場合と同様に、これらは、矢板AおよびBの地盤面変位 y_{A0} および y_{B0} によって変化すると考えられる。また、Changの方法は、地盤特性の鉛直分布を無視しているため、根入れが比較的浅い場合には、横方向地盤反力係数は根入れ長の影響を受けるものと思われる。したがって、横方向地盤反力係数 k_{hA} および k_{hB} を、矢板の地盤面変位 y_{A0} および y_{B0} と根入れ長 D の関係として次のとおり表

すこととする。

$$k_{hA} = g(y_{A0}, D) \quad (2.26)$$

$$k_{hB} = g(y_{B0}, D) \quad (2.27)$$

c) 境界条件

タイロッド取付け位置および地盤上部の分割を図-2のように設定した場合を例にとって境界条件を示す。

① タイロッド取付点 ($x = x_{N-1}$) の境界条件

タイロッドは弾性変形を行うものとし、張力の変化分が矢板に集中荷重として作用すると考える。また、層 N と層 $N-1$ の中詰め砂のせん断弾性係数が異なるため、境界面において中詰め砂のせん断力が不連続となる。したがって、力のつり合い条件を考慮して、上層と下層の中詰め砂のせん断力の差を矢板に集中荷重として作用させることとする。この場合、砂の特性を考慮して、集中荷重は圧縮方向にある矢板にのみ働くものとする。矢板のたわみ、たわみ角および曲げモーメントは連続とし、せん断力の条件式において上述の集中荷重および壁体外から受ける集中荷重を考慮する。各条件式は次のとおり表される。

$$\left. \begin{aligned} y_{AN} &= y_{AN-1}, & y_{BN} &= y_{BN-1} \\ y'_{AN} &= y'_{AN-1}, & y'_{BN} &= y'_{BN-1} \\ y''_{AN} &= y''_{AN-1}, & y''_{BN} &= y''_{BN-1} \end{aligned} \right\} \quad (2.28)$$

$G_N \leq G_{N-1}$ の場合

$$\left. \begin{aligned} y''_{AN} - y''_{AN-1} &= \frac{B(G_N - G_{N-1})}{2EI} (y'_{AN-1} + y'_{BN-1}) \\ &\quad - \frac{E_i A_i}{BEI} (y_{AN-1} - y_{BN-1}) + \frac{P_{AN-1}}{EI} \\ y''_{BN} - y''_{BN-1} &= \frac{E_i A_i}{BEI} (y_{AN-1} - y_{BN-1}) + \frac{P_{BN-1}}{EI} \end{aligned} \right\} \quad (2.29)$$

$G_N > G_{N-1}$ の場合

$$\left. \begin{aligned} y''_{AN} - y''_{AN-1} &= -\frac{E_i A_i}{BEI} (y_{AN-1} - y_{BN-1}) + \frac{P_{AN-1}}{EI} \\ y''_{BN} - y''_{BN-1} &= \frac{B(G_N - G_{N-1})}{2EI} (y'_{AN-1} + y'_{BN-1}) \\ &\quad + \frac{E_i A_i}{BEI} (y_{AN-1} - y_{BN-1}) + \frac{P_{BN-1}}{EI} \end{aligned} \right\} \quad (2.30)$$

ここに、 y_{AN} および y_{AN-1} : それぞれ層 N および $N-1$ における矢板Aの変位、 y_{BN} および y_{BN-1} : それぞれ層 N および $N-1$ における矢板Bの変位、 G_N および G_{N-1} : それぞれ層 N および $N-1$ における中詰め砂のせん断弾性係数、 E_i : タイロッドのヤング率、 A_i : 単位奥行あたりに換算したタイロッド断面積、 P_{AN-1} および P_{BN-1} : それぞれ矢板AおよびBの $x = x_{N-1}$ 点に働く集中荷重。

② 矢板上端 ($x = H$) の境界条件

矢板上端における境界条件は、頂盤等の拘束がない場合は、曲げモーメントをゼロとみなす。頂盤を有する場合には、矢板のたわみ角および両矢板間の相対変位がな

いものとする。また、船舶の接岸力や上載荷重の地震力は矢板の頭部の集中荷重としてせん断力の条件式で考慮する。以上の仮定にもとづく境界条件式は次のとおり。

頭部の拘束がない場合

$$\left. \begin{aligned} y''_{AN} &= 0, \quad y''_{BN} = 0 \\ y'''_{AN} &= \frac{BG_N}{2EI}(y'_{AN} + y'_{BN}) - \frac{P_{AN}}{EI} \\ y'''_{BN} &= -\frac{P_{BN}}{EI} \end{aligned} \right\} \quad (2.31)$$

頭部に頂盤を有する場合

$$\left. \begin{aligned} y_{AN} - y_{BN} &= 0 \\ y'_{AN} &= 0, \quad y'_{BN} = 0 \\ y'''_{AN} + y'''_{BN} &= \frac{BG_N}{2EI}(y'_{AN} + y'_{BN}) - \frac{P_{AN} + P_{BN}}{EI} \end{aligned} \right\} \quad (2.32)$$

ここに、 P_{AN} および P_{BN} ：それぞれ矢板AおよびBの先端に働く集中荷重。

③ 地盤上部の層 $i+1$ と層 i の境界 ($x=x_i$) における条件：

タイロッド取付点以外の地盤上部の各層境界においては、タイロッド取付点における境界条件と同様に、矢板のたわみ、たわみ角および曲げモーメントが連続であるとし、層 $i+1$ と層 i の中詰め砂のせん断力の差および壁体外から受ける集中荷重をせん断力の条件式で考慮する。境界条件式に次のとおりとなる。

$$\left. \begin{aligned} y_{Ai+1} &= y_{Ai}, \quad y_{Bi+1} = y_{Bi} \\ y'_{Ai+1} &= y'_{Ai}, \quad y'_{Bi+1} = y'_{Bi} \\ y''_{Ai+1} &= y''_{Ai}, \quad y''_{Bi+1} = y''_{Bi} \end{aligned} \right\} \quad (2.33)$$

$G_{i+1} \leq G_i$ の場合

$$\left. \begin{aligned} y'''_{Ai+1} - y'''_{Ai} &= \frac{B(G_{i+1} - G_i)}{2EI}(y'_{Ai} + y'_{Bi}) + \frac{P_{Ai}}{EI} \\ y'''_{Bi+1} - y'''_{Bi} &= \frac{P_{Bi}}{EI} \end{aligned} \right\} \quad (2.34)$$

$G_{i+1} > G_i$ の場合

$$\left. \begin{aligned} y'''_{Ai+1} - y'''_{Ai} &= \frac{P_{Ai}}{EI} \\ y'''_{Bi+1} - y'''_{Bi} &= \frac{B(G_{i+1} - G_i)}{2EI}(y'_{Ai} + y'_{Bi}) + \frac{P_{Bi}}{EI} \end{aligned} \right\} \quad (2.35)$$

ここに、 y_{Ai+1} および y_{Ai} ：それぞれ層 $i+1$ および i における矢板Aの変位、 y_{Bi+1} および y_{Bi} ：それぞれ層 $i+1$ および i における矢板Bの変位、 G_{i+1} および G_i ：それぞれ層 $i+1$ および i における中詰め砂のせん断弾性係数、 P_{Ai} および P_{Bi} ：それぞれ矢板AおよびBの $x=x_i$ 点に働く集中荷重

④ 地盤面 ($x=0$) の境界条件：

地盤面においては、層 $i+1$ と層 i の境界条件と同様に、矢板のたわみ、たわみ角および曲げモーメントが連続であるとし、中詰め砂下面と地盤上面のせん断力の差

および壁体外から受ける集中荷重をせん断力の条件式において考慮する。この場合、地盤上面のせん断力は、(2)の地中部の基本式に含まれる S_0 に相当し、 $x=0$ における中詰め砂の鉛直荷重 σ_{N0} およびせん断ひずみ θ_0 から算定されるものと仮定する。境界条件式は次のとおりとなる。

$$\left. \begin{aligned} y_{A1} &= y_{A0}, \quad y_{B1} = y_{B0} \\ y'_{A1} &= y'_{A0}, \quad y'_{B1} = y'_{B0} \\ y''_{A1} &= y''_{A0}, \quad y''_{B1} = y''_{B0} \end{aligned} \right\} \quad (2.36)$$

$G_1 \leq G_0$ の場合

$$\left. \begin{aligned} y'''_{A1} - y'''_{A0} &= \frac{B(G_1 - G_0)}{2EI}(y'_{A0} + y'_{B0}) \\ &\quad + \frac{P_{A0}}{EI} \\ y'''_{B1} - y'''_{B0} &= \frac{P_{B0}}{EI} \end{aligned} \right\} \quad (2.37)$$

$G_1 > G_0$ の場合

$$\left. \begin{aligned} y'''_{A1} - y'''_{A0} &= \frac{P_{A0}}{EI} \\ y'''_{B1} - y'''_{B0} &= \frac{B(G_1 - G_0)}{2EI}(y'_{A0} + y'_{B0}) \\ &\quad + \frac{P_{B0}}{EI} \end{aligned} \right\} \quad (2.38)$$

ここに、 y_{A1} および y_{B1} ：それぞれ矢板AおよびBの層1における変位、 G_1 および G_0 ：それぞれ層1および地盤面における中詰め砂のせん断弾性係数、 P_{A0} および P_{B0} ：それぞれ矢板AおよびBの地盤面に働く集中荷重。

なお、地盤面における中詰め砂のせん断弾性係数 G_0 は(2.20)および(2.21)式より次のとおり表される。

$$G_0 = af(\sigma_{N0}, \theta_0) \quad (2.39)$$

また、地盤上面における中詰め砂のせん断力 S_0 は次式となる。

$$S_0 = BG_0 \theta_0 \quad (2.40)$$

⑤ 矢板下端 ($x=-D$) の境界条件

矢板は岩盤等に比して固定度の小さい通常の地盤に打設されている場合を想定して、矢板下端の曲げモーメントおよびせん断力がゼロとみなせるものとし、次のとおり表す。

$$\left. \begin{aligned} y''_{A0} &= 0, \quad y''_{B0} = 0 \\ y'''_{A0} &= 0, \quad y'''_{B0} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (2.41)$$

⑥ 矢板Bの地中部解の接続条件

矢板の根入れ長 D が壁体幅 B より大きい場合には、矢板Bの地中部の一般解が $x=-B$ を境界として(2.18)および(2.19)式の2つに分かれるが、この場合、矢板のたわみ、たわみ角、曲げモーメントおよびせん断力が連続であるとする。

d) 計算手順

本計算法では、中詰め砂および地盤の性質を厳密に表すため、(2.21)、(2.26)および(2.27)に示したとおり、中詰め砂のせん断弾性係数および横方向地盤反力係数を非線形な関数で与えている。したがって、おのおのについてくり返し計算を行うことによって二重矢板式構造物の力学的挙動を弾塑性的に解析することができる。図-3にフローチャートを示す。

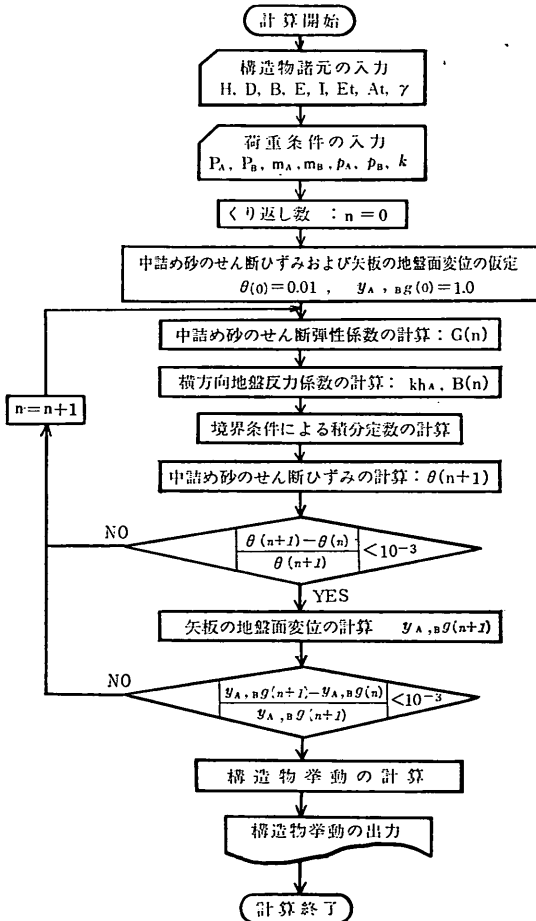


図-3 弾塑性計算フローチャート

2.3 中詰め完了時の計算モデル

(1) 基本式および一般解

二重矢板式構造物の断面が、2列の矢板の中間軸に関して対称である場合には、中詰め時の両矢板の挙動も対称的になると考えられるため、図-4に示すとおり、片側の矢板の挙動について考える。

地盤上部の矢板には中詰め砂の主働土圧が作用する

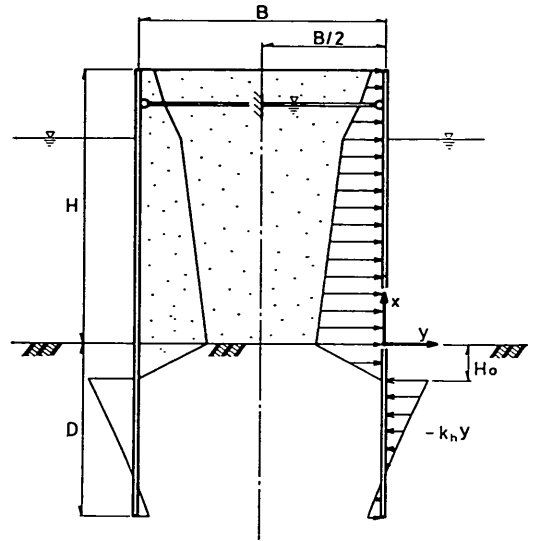


図-4 中詰め完了時の力学モデル

が、これを多角形の分布荷重で表す。地中部では中詰め砂の主働土圧と地盤反力が矢板に作用するが、地中部の比較的浅い領域においては、地盤反力は極限状態にあるものと考えられるため、地盤面から主働土圧と極限の受働土圧が釣り合う深さ H_0 の範囲では、これらの差に相当する土圧が作用するものとする。 H_0 より深い部分では、中詰め砂の主働土圧の影響が小さく、横抵抗 k としての挙動を表す Chang の式²²⁾が適用できるものとする。

そうすると、各領域における矢板の挙動を表す基本式は次のとおりとなる。

a) 地盤上部

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = m_f(H-x) + p_f \quad (2.42)$$

b) 地中部塑性域

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = m_f(H-x) + p_f + K_p r_0 x \quad (2.43)$$

c) 地中部弾性域

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -k_h y \quad (2.44)$$

ここに、 y : 矢板の変位、 m_f および p_f : 中詰め砂の主働土圧を表す係数、 K_p : 受働土圧係数、 r_0 : 地盤の単位体積重量。

各式の一般解は次のように示される。

(2.39)式より

$$y = -\frac{m_f}{120EI} x^3 + \frac{m_f H + p_f}{24EI} x^4 + a_1 x^3 + a_2 x^2 + a_3 x + a_4 \quad (2.45)$$

(2.40)式より

$$y = \frac{K_p \gamma_0 - p_f x^3 + \frac{m_f H + p_f x^4}{24EI}}{120EI} + b_1 x^3 + b_2 x^2 + b_3 x + b_4 \quad (2.46)$$

(2.41)式より

$$\left. \begin{aligned} y &= e^{\beta x} (c_1 \cos \beta x + c_2 \sin \beta x) \\ &+ e^{-\beta x} (c_3 \cos \beta x + c_4 \sin \beta x) \end{aligned} \right\} \quad (2.47)$$

$$\beta = \sqrt[4]{k_h / (4EI)}$$

ここに、 k_h : 横方向地盤反力係数、 $a_1 \sim a_4$, $b_1 \sim b_4$ および $c_1 \sim c_4$: 境界条件から求まる積分定数。

(2) 弾塑性数値計算モデル

地中部弾性域の計算式中の横方向地盤反力係数 k_h は、水平外力作用時の計算モデルにおける地中部の取り扱いと同様に、地盤面における矢板の変位 y_0 および根入れ長 D の関数として次のように表す。

$$k_h = g(y_0, D) \quad (2.48)$$

つぎに、境界条件であるが、矢板上端および下端では曲げモーメントおよびせん断力をゼロと仮定する。また、各領域の境界では矢板のたわみ、たわみ角、曲げモーメントおよびせん断力が連続であるとする。

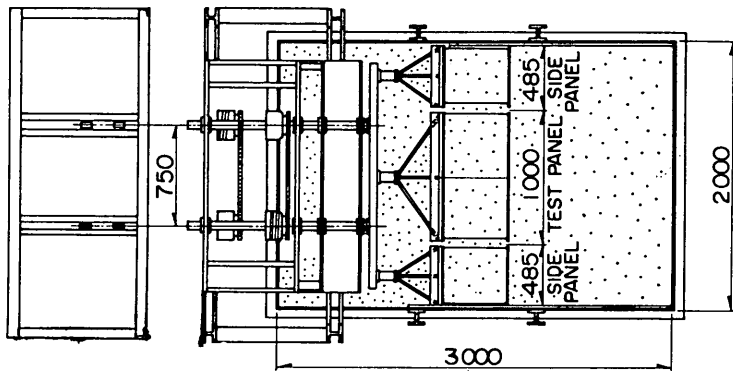
タイロッドは弾性変形を行うものとするが、壁体断面が対称であることから、矢板中間点においてタイロッドは固定されているものと考え、次式で示される張力 T を矢板に集中力として作用させる。

$$T = \frac{2E_t A_t y}{B} \quad (2.49)$$

水平外力作用時の計算モデルと同じように、横方向地盤反力係数に関してくり返し計算を行えば、地盤の弾塑性的挙動を考慮した計算が可能である。

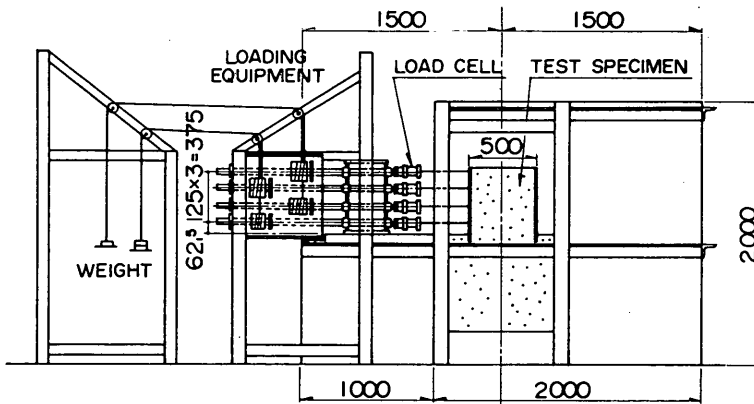
3. 模型実験

3.1 概 要



(unit: mm)

図-5(a) 小型模型実験の装置 (平面図)



(unit: mm)

図-5(b) 小型模型実験の装置 (側面図)

二重矢板式構造物の力学的特性を把握するとともに、2.で述べた計算モデルの適用性を検討するため、模型実験を実施した。

模型実験は、二重矢板式構造物の一般的性質を調べるとともに、計算モデルの汎用性を検証するため、小型模型²⁴⁾と大型模型²⁵⁾について実施した。

また、二重矢板式構造物の構造型式による特性を把握するため、矢板頭部をタイロッドで連結したものを標準にして、頭部を頂盤で連結したもの、矢板間に隔壁を設けたものについても実験した。

模型壁体の諸元は、まず壁高を小型模型では50.0cmを標準とし、大型模型では160.0cmと定め、現存する二重矢板式構造物の諸元を参考に、ほぼ相似になるようにした。ただし、根入れ長については $D=2/\beta$ (ここに、 D : 矢板の根入れ長 (cm), $\beta = \sqrt{E_s/(4EI)}$ (1/cm), E_s : 地盤の弾性係数 (kgf/cm²), E : 矢板材のヤング率 (kgf/cm²), I : 矢板の断面2次モーメント (cm⁴) を目途として決めた。

荷重は、二重矢板式構造物が実際に使用される条件を考慮して、波力、船舶の接岸力あるいは上載荷重の地震力に相当する頭部集中水平荷重(以下波力型荷重という)および裏込め土圧に相当する三角形または台形分布水平荷重(以下土圧型荷重という)とした。

また、二重矢板式構造物の矢板壁に作用する地盤反力の性状を把握し、横方向地盤反力係数を実験的に求めて、2.で述べた計算モデルに代入し、計算結果と模型実験結果を比較検討するため、小型および大型模型のそれぞれについて一列矢板の水平荷重試験²⁶⁾を実施した。

3.2 小型模型実験

(1) 実験装置および方法

実験は図-5に示すように長さ3m、幅2m、高さ2mの砂槽に模型を設置して行った。

模型は砂槽側壁の影響を除くため3つのパネルで構成し、中央のパネルで測定を行った。

模型壁体の矢板はアルミ板を用い、矢板の頭部を連結するタイロッドは直径5mmのアルミ棒を50cm間隔で設置した。頂盤を設ける場合は、厚さ6mmの亚克力板を用い、矢板の腹起しにボルトで連結した。隔壁は厚さ3mmのアルミ板を用い、テストパネルの中央および両端、サイドパネルの両端に設置した。隔壁と矢板壁の接合部は、模型の変形に伴ってずれが生じる構造となっている。

荷重は図-5に示したように4段に設けた荷重フレームに重錘により水平力を与えて行った。荷重が土圧型の場合は、裏込め土の主働土圧係数 K_a が1.0、単位体積重

量 γ が、1.5gf/cm³に相当する荷重値(壁高 H が71.4、50.0および38.5cmの場合に対してそれぞれ382kgf、188kgfおよび111kgf)までは K_a を増加させる三角形分布で、それ以上は上載荷重に相当する矩形分布を加え合わせた台形分布荷重を想定して、これを4段の荷重フレームに配分した荷重により再現した。波力型の場合は、矢板壁頭部に位置する最上段の荷重フレームのみで荷重した。

計測はテストパネルの荷重側および非荷重側矢板にそれぞれ13個のひずみゲージと、全部で13個のダイヤルゲージを取り付けて、矢板の応力と変位を測定した。また、タイロッドにひずみゲージを取付け、軸力を測定した。

砂槽側方には観測窓を設けて中詰砂の挙動を多重露出法により撮影した。

(2) 実験に用いた中詰砂および地盤砂の特性

実験に用いた中詰め砂と地盤砂は同じもので、図-6に

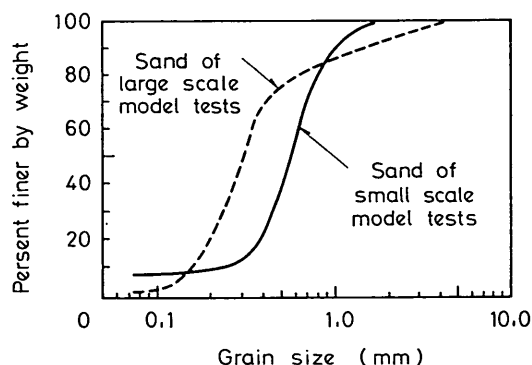


図-6 模型実験使用砂の粒型分布

示す粒径分布を有する。なお、同図には大型模型で用いた砂の粒径分布も示してある。中詰め砂、地盤砂は、1ケースの実験が終了するごとに矢板下端まで除去した後、矢板を設置し、締固めながら造成した。締固めは地盤および中詰め砂表面に1辺が約17cmの格子を描き、格点においてパイプレーターを約30cm挿入し、普通の締固めの場合30秒間作動させて行った。また、中詰め過程では、壁高の半分までのときと、天端まで中詰めしたときと2回締固めた。単位体積重量 γ は、中詰め砂の投入重量を壁体の初期容積で除して求めたが、普通の締固めを行ったもので1.48~1.58gf/cm³、締固め時間を2倍にしたもので1.59gf/cm³であった。また、乾燥状態の中詰め砂の三軸圧縮試験から求めた内部摩擦角 ϕ は38.3°であった。

中詰め砂については前章の計算モデルの結果と実験結果を比較検討するため、単純せん断試験を実施した。試料の初期密度 γ_0 は 1.52~1.53gf/cm³ とした。図-7で単

ずみ θ の増加とともにほぼ一定の勾配で減少し、鉛直応力 σ_N の増加によって大きくなっており、近似的に次式で表せる。

$$G_s = 1.8 \sigma_N^{0.83} \theta^{-0.65} \quad (3.1)$$

ただし、 G_s および σ_N は、ともに kgf/cm² の単位をもつ。

(3) 実験ケース

小型模型の実験ケースは表-2に示すとおり、土圧型載荷10ケース、波力型載荷6ケースである。SC-1, 2は矢板の曲げ剛性、SC-1, 3, 5とSB-1, 2は壁高、SC-3, 4は中詰め砂の締め固めがそれぞれ異なるケースである。SC-6は3に対して頂盤を設けた場合、SC-8, 10およびSB-6はそれぞれSC-3, SC-6およびSB-2に対して隔壁を設けた場合、SC-7, 9およびSB-3, 5はそれぞれSC-8, 10およびSB-4, 6に対して中詰め砂がない場合についての検討を行うためのケースである。

3.3 大型模型実験

(1) 実験装置および方法

実験は、図-8に示すようにピット内に乾燥砂による砂地盤を造成し、模型を設置して行った。

模型は小型模型と同様に3つのパネルで構成されている。模型に使用した矢板は軽量鋼矢板KL-2a型(断面

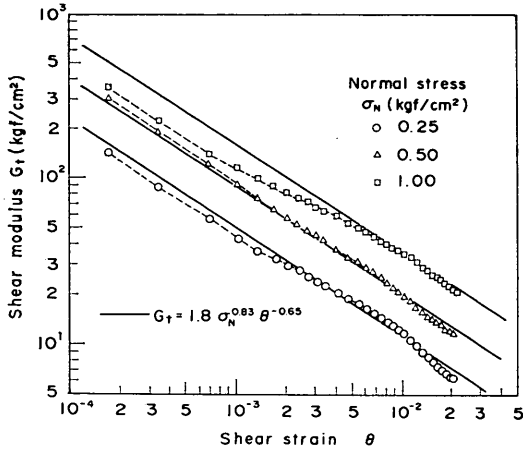


図-7 小型模型実験使用砂の単純せん断試験結果

単純せん断試験によって得られた割線せん断弾性係数 G_s とせん断ひずみ θ および鉛直応力 σ_N の関係を示したものである。この図から、せん断弾性係数 G_s はせん断ひ

表-2 小型模型の実験ケース

実験番号	壁高 H(cm)	壁体幅 B(cm)	根入れ長 D(cm)	矢板の厚さ t(mm)	頂盤の有無	隔壁の有無	中詰めの状態	B/H	荷重のタイプ
SC- 1	71.4	50.0	17.8	3			普通	0.7	土 圧 型
2	71.4	50.0	26.1	5			普通	0.7	
3	50.0	50.0	17.8	3			普通	1.0	
4	50.0	50.0	17.8	3			密	1.0	
5	38.5	50.0	17.8	3			普通	1.3	
6	50.0	50.0	17.8	3	○		普通	1.0	
7	50.0	50.0	17.8	3		○	なし	1.0	
8	50.0	50.0	17.8	3		○	普通	1.0	
9	50.0	50.0	17.8	3	○	○	なし	1.0	
10	50.0	50.0	17.8	3	○	○	普通	1.0	
SB- 1	71.4	50.0	17.8	3	○		普通	0.7	波 力 型
2	50.0	50.0	17.8	3	○		普通	1.0	
3	50.0	50.0	17.8	3		○	なし	1.0	
4	50.0	50.0	17.8	3		○	普通	1.0	
5	50.0	50.0	17.8	3	○	○	なし	1.0	
6	50.0	50.0	17.8	3	○	○	普通	1.0	

注) 頂盤および隔壁の有無の欄は、○印がありを、無印がなしを表す。

中詰めの状態の欄の普通はパイプレーターで1か所につき30秒間締め固めを行ったもので、密は1分間締め固めたものである。なしは中詰めのないものを表す。

二重矢板式構造物の力学的特性に関する研究

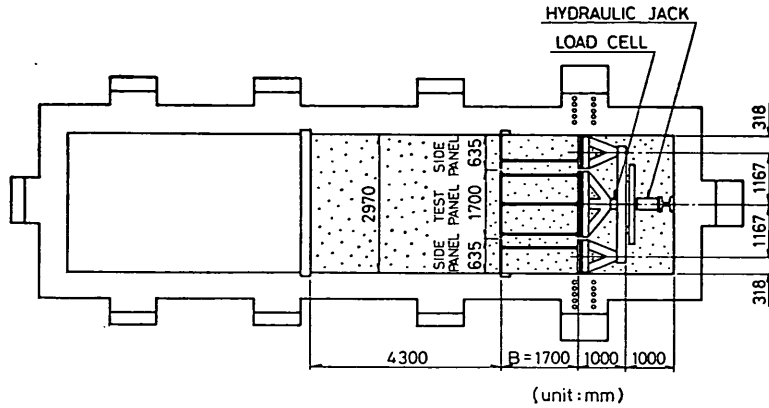


図-8(a) 大型模型実験の装置 (平面図)

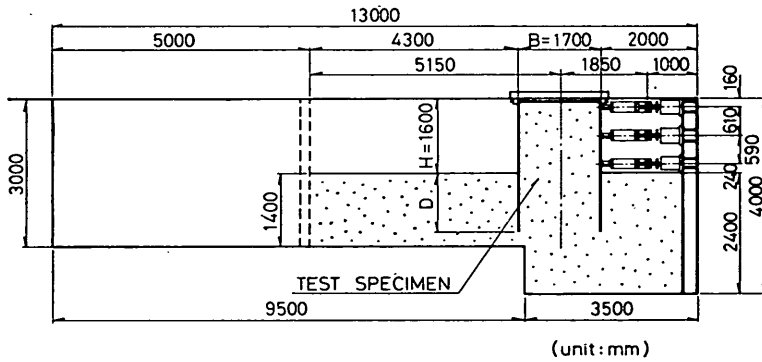


図-8(b) 大型模型実験の装置 (側面図)

2次モーメント $I=158\text{cm}^4/\text{m}$ である。タイロッドは直径22mmの鋼棒を使用し、腹起し(角形鋼管 $100\times 100\times 3.2\text{mm}$)を通して矢板頭部に固定した。また頂盤としては腹起しと同型の角形鋼管を使用し、145mm間隔でボルトで腹起しに固定した。隔壁としては5枚の軽量鋼矢板から成るものを、各パネルに1箇所設置した(図-9)。

载荷は図-8に示したように3段に設けた载荷フレームおのにおに油圧ジャッキで加力した。荷重のタイプは小型模型実験と同様、土圧型と波力型とし、土圧型の場合は裏込の主働土圧係数 K_a が0.57、単位体積重量 γ が $1.6\text{gf}/\text{cm}^3$ に相当する荷重値(テストパネルに作用する全荷重で2.0tf)まで三角型分布、それ以上は台形分布とした。

計測は小型模型実験と同様にテストパネルの中央矢板(隔壁を有するケースでは隣接する矢板)、タイロッド、頂盤に取付けたひずみゲージと、矢板の頭部、地盤面付近に設置した傾斜計及び矢板に付けた14個の変位計によ

り、矢板のひずみ、傾斜角、変位、タイロッドの軸力、頂盤のひずみおよび隔壁矢板頭部の相対変位を測定し

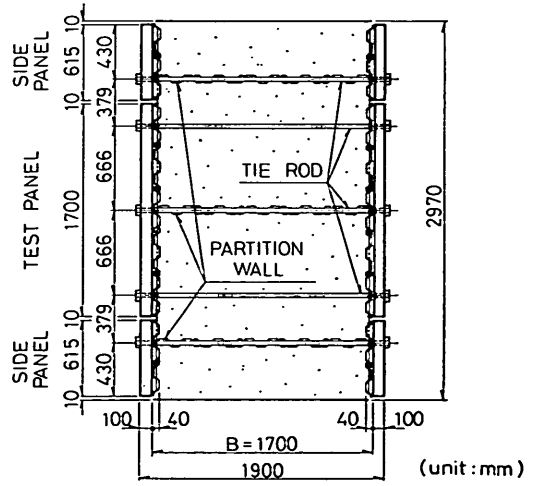


図-9(a) 大型模型実験の装置 (平面図)

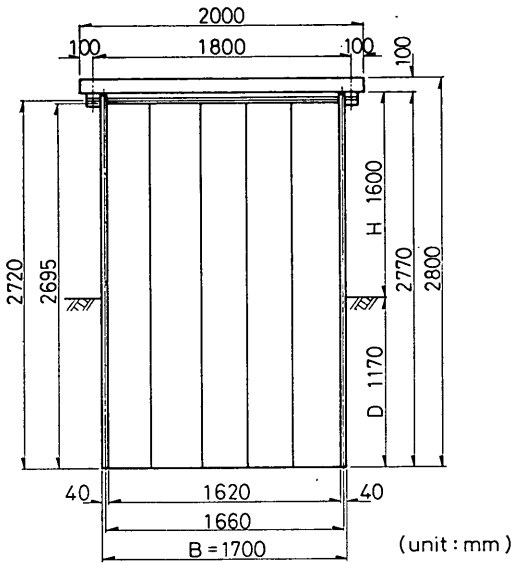


図-9(b) 大型模型実験の装置 (側面図)

た。

(2) 実験に用いた中詰め砂および地盤の特性

実験に用いた中詰め砂と地盤砂は同じもので、図-6に示した粒径分布のものである。中詰め砂、地盤砂は小型模型実験と同様に1ケースの実験が終了するごとに矢板下端まで除去し、矢板を設置し、再度締めながら造成した。締めめは、1辺が50cmの格子の格点においてバイブレーターを30秒間作動させて行った。単位体積重量 γ は砂投入時に中詰め砂表面に容器を設置し、容器内に入った砂の単位体積重量を測定することによって推定し、 $\gamma=1.61\sim 1.63\text{gf/cm}^3$ であった。また、乾燥砂の三

軸圧縮試験によって求めた内部摩擦角 ϕ は 40.1° であった。

小型模型実験の場合と同様に、大型模型実験に使用した乾燥砂についても単純せん断試験を実施した。試料の初期密度 γ_0 は $1.62\sim 1.65\text{gf/cm}^3$ とした。

図-10は単純せん断試験の結果を示したもので、近似

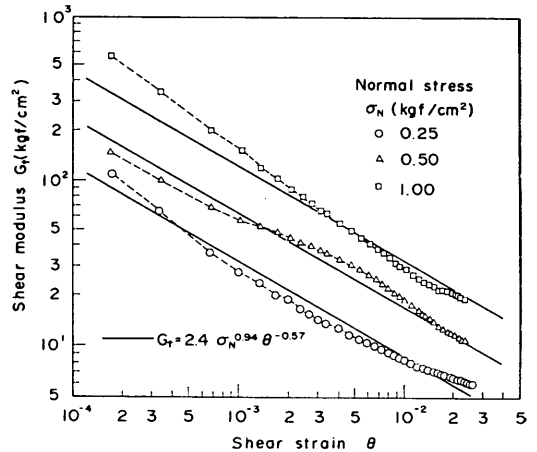


図-10 大型模型実験使用砂の単純せん断試験結果

的に次式で表すことができる。

$$G_t = 2.4 \sigma_N^{0.94} \theta^{-0.57} \quad (3.2)$$

(3) 実験ケース

大型模型の実験ケースは表-3に示すとおりで、土圧型載荷5ケース、波力型載荷4ケースである。LC-1と2は根入れ長が異なるケース、LC-3およびLB-2はそれぞれLC-1およびLB-1に対して頂盤を有する場合、LC-4, 5およびLB-4はそれぞれLC-1, 3および2に対

表-3 大型模型の実験ケース

実験番号	壁高 $H(\text{cm})$	壁体幅 $B(\text{cm})$	根入れ長 $D(\text{cm})$	矢板の 種類	頂盤 の有無	隔壁 の有無	中詰め の状態	B/H	荷重の タイプ
LC-1	160.0	170.0	117	軽量鋼矢板 KL-2a型			普通	1.06	土 圧 型
2	"	"	60	"			"	"	
3	"	"	117	"	○		"	"	
4	"	"	"	"		○	"	"	
5	"	"	"	"	○	○	"	"	
LB-1	160.0	170.0	117	軽量鋼板 KL-2a型			普通	1.06	波 力 型
2	"	"	"	"	○		"	"	
3	"	"	"	"	○		なし	"	
4	"	"	"	"	○	○	普通	"	

注) 頂盤および隔壁の有無の欄は、○印がありを、無印がなしを表す。

二重矢板式構造物の力学的特性に関する研究

して頂盤を有する場合、LB-3はLB-2に対して中詰め砂を有しない場合についての検討を行うケースである。

3.4 一列矢板の水平載荷試験

(1) 実験装置および方法

図-11および図-12は大型模型を対象とした実験装置である。地盤に用いた砂および矢板は二重矢板式構造物の模型実験と同一のものであり、矢板の設置や地盤の締めめ方法も同様である。

荷重は重錘を滑車とワイヤロープとを介して、矢板壁後部の載荷バーに伝達させて加力した。載荷点は地盤面から50cmの高さとし、また、載荷バーと矢板壁の間にはゴム板をはさんで荷重が一樣に配分されるようにした。図-11は矢板幅 L を変化させたケース(No.1~4)の

実験装置である。これに対して、図-12は根入れ長 D を変えたケース(No.5~7)のもので、無限幅の壁体を想定して矢板壁を3つのパネルで構成し、砂槽側壁の摩擦抵抗の影響を受けない中央部のパネルをテストパネルとして用いた。矢板壁の前方には、長さ100cm、幅5cm、厚さ0.8cmのアルミ板をパイロットぐいとして設置し、予備載荷試験によって各ケースごとの地盤の状態を調べた。

計測は壁体中央部付近の矢板に取り付けたひずみゲージおよび変位計によって、矢板のひずみ、地盤面および載荷点付近の変位を測定した。また、荷重はロードセルを用いて、ワイヤロープの張力あるいは荷重分配フレームを介してテストパネルに分配された荷重を測定した。

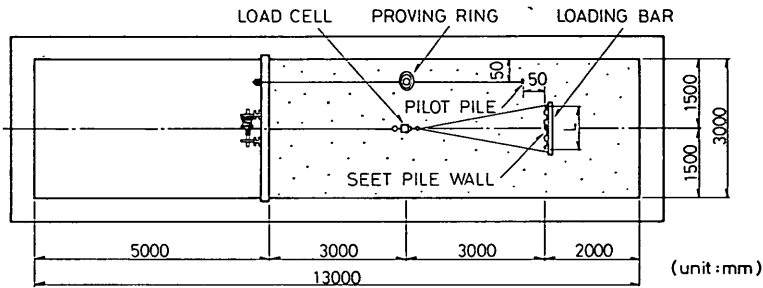


図-11(a) 一列矢板の水平載荷試験の装置(No.1~4) (平面図)

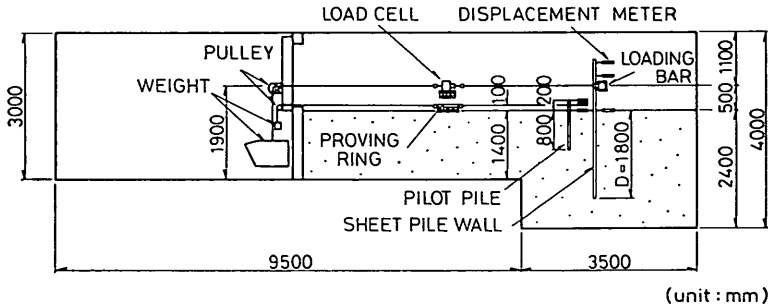


図-11(b) 一列矢板の水平載荷試験の装置(No.1~4) (側面図)

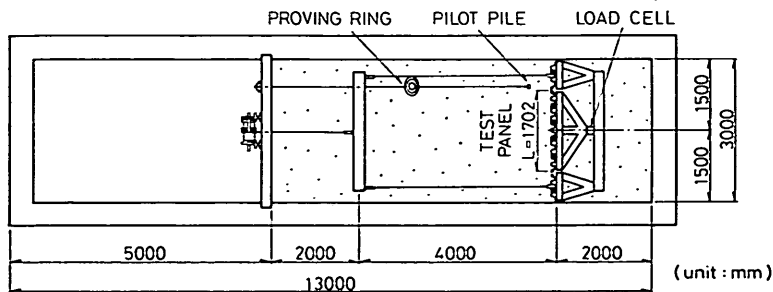


図-12 一列矢板の水平載荷試験の装置(No.5~7)

小型模型を対象とした実験も同様な方法によって、二重矢板式構造物の小型模型実験と同一の砂槽、乾燥砂および SC-1, SB-1 の模型体を使用した矢板を用いて実施した。

(2) 実験ケース

大型模型を対象とした実験ケースを表-4 に示す。No.

表-4 一列矢板の水平載荷試験の実験ケース

実験番号 No.	矢板枚数	矢板幅 L (cm)	根入れ長 D (cm)	矢板の断面 2次モーメント I (cm ⁴ /cm)
1	1	36.5	180	1.53
2	1	36.5	〃	1.53
3	2	69.8	〃	1.60
4	4	136.5	〃	1.64
5	5	170.2	〃	1.65
6	5	170.2	120	1.65
7	5	170.2	60	1.65

1~4 は根入れ長 D を 180cm と一定にして、矢板枚数を 1, 2 および 4 枚に変化させた場合である。また、No. 5~7 は無限幅を想定した矢板壁において、根入れ長 D を 180cm, 120cm および 60cm と変えた場合である。矢板枚数が多くなるに従って単位幅当たりの断面 2 次モーメントが若干大きくなるのは継手部のかみ合わせによるものである。

(3) 実験結果

大型模型を対象とした実験の結果を図-13~17 に示す。

図-13 はパイロットぐいの荷重 P と地盤面変位 y_g の関係である。同一荷重値に対する地盤面変位はほぼ等しく、各ケースごとの地盤は同一条件にあるものと考えてよい。

図-14 は矢板単位幅あたりの荷重 P と地盤面変位 y_g の

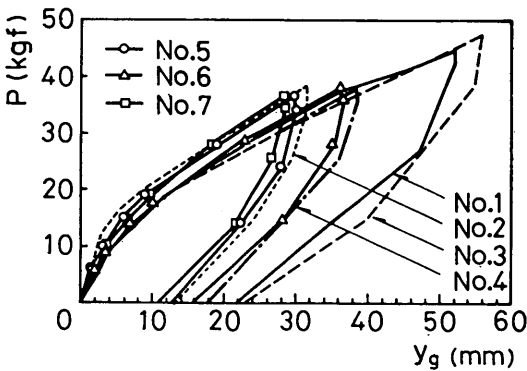


図-13 パイロットぐいの荷重—変位曲線

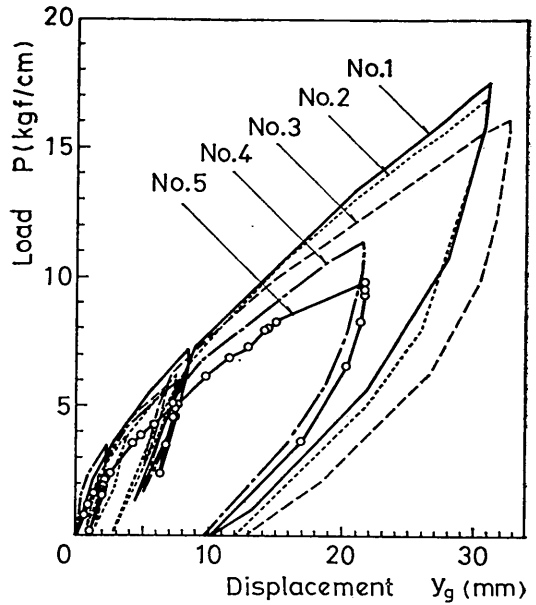


図-14(a) 荷重と矢板の地盤面変位の関係 (矢板幅が異なる場合)

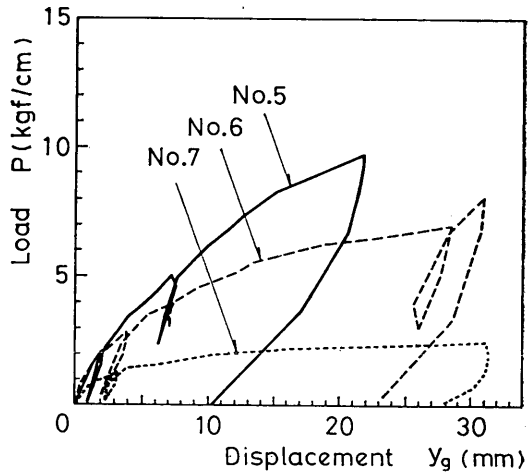


図-14(b) 荷重と矢板の地盤面変位の関係 (根入れ長が異なる場合)

関係である。(a)では矢板幅 L が大きいケースほど同一荷重に対する変位が大きく現れている。(b)においては根入れ長 D の影響が明瞭である。

図-15 はぐいの挙動を与える Chang の方法において、地盤の弾性係数 E_s を横方向地盤反力係数 k_h と矢板幅 L により $E_s = k_h L$ で表し、根入れ下端において曲げモーメントとせん断力がゼロの条件を与えて解き、図-14 の

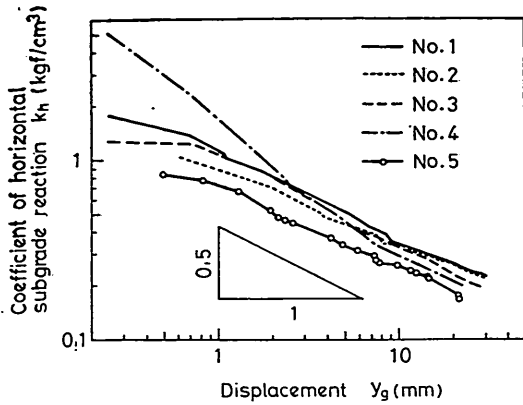


図-15 横方向地盤反力係数と矢板の地盤面変位の関係

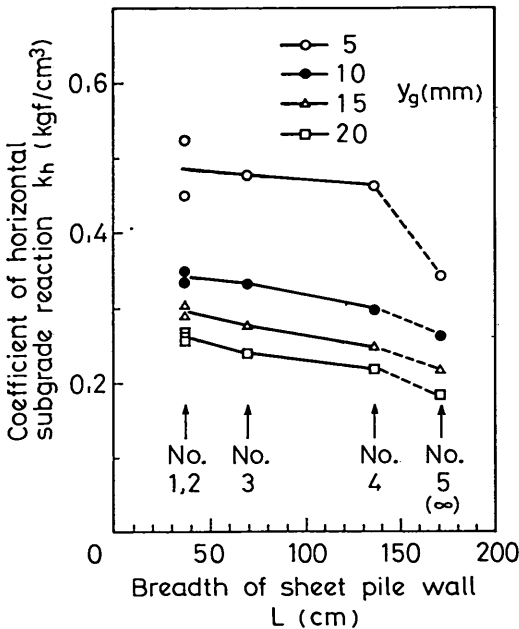


図-16 横方向地盤反力係数と矢板幅の関係

関係を代入して k_h を逆算した結果である。地盤面変位 y_g が約 5 mm より大きくなると、矢板幅の大きいケースほど k_h は小さくなっているが、これはくいの場合と同様に、矢板壁側面における砂のせん断抵抗が全抵抗力に占める割合が小さくなるためと考えられる²⁷⁾。

図-16 は矢板幅 L と横方向地盤反力係数 k_h の関係を地盤面変位 y_g をパラメータとして示したものである。無限幅の矢板壁を想定した No. 5 の k_h は 1 枚の矢板についての No. 1 および 2 のそれに対して 64~76% の値を示している。

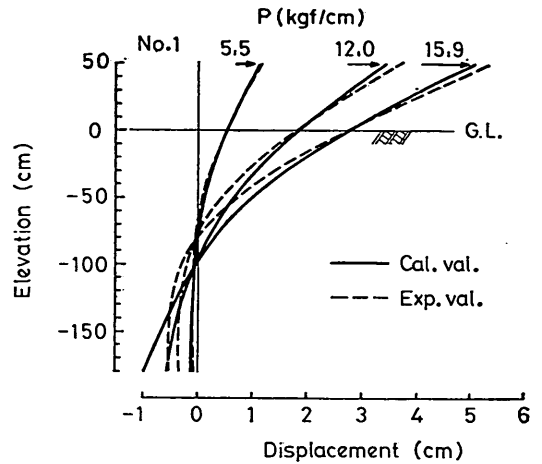


図-17(a) 計算値と実験値の比較 (変位分布)

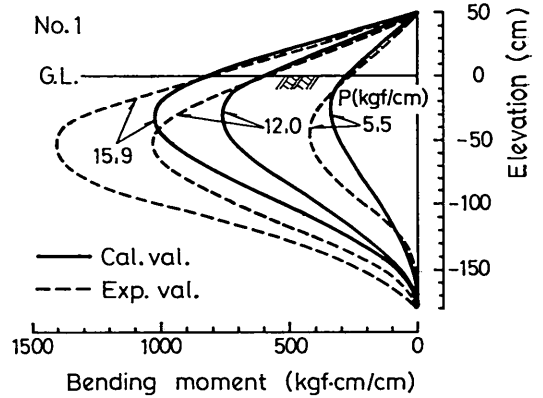


図-17(b) 計算値と実験値の比較 (曲げモーメント分布)

図-17 はケース No. 1 について、変位および曲げモーメント分布の計算値と実験値を比較したものである。Chang の方法にもとづく計算によれば、砂地盤の場合、地盤反力を地盤面近くでは過大に、根入れ下端付近では過小に算定することになり、曲げモーメントが実験値より小さくなる傾向が表れている。

図-18 は、小型および大型模型において根入れ長 D を変化させた場合の横方向地盤反力係数 k_h の逆算値である。 k_h は地盤面変位 y_g の増加について小さくなるが、その勾配は根入れ長 D によって異なっている。この関係は、近似的に次式で表せる。

小型模型の場合

$$k_h = (-2.8 \times 10^{-4} D + 0.17) y_g^{(2.6 \times 10^{-4} D - 1.21)} \quad (3.3)$$

大型模型の場合

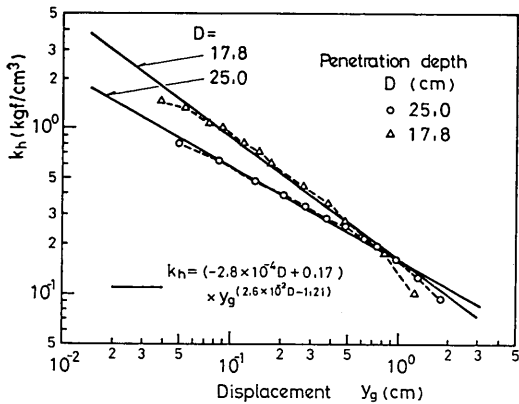


図-18(a) 横方向地盤反力係数の逆算値 (小型模型)

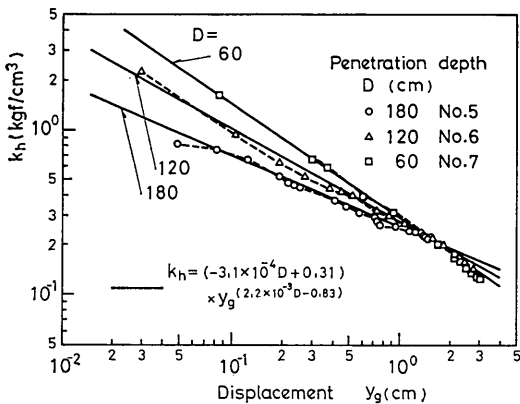


図-18(b) 横方向地盤反力係数の逆算値 (大型模型)

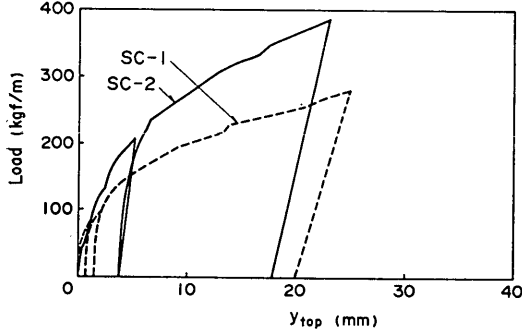


図-19(a) 小型模型の荷重—頭部水平変位 (土圧型載荷)

$$k_h = (-3.1 \times 10^{-4} D + 0.31) y_g^{(2.2 \times 10^{-3} D - 0.83)} \quad (3.4)$$

ただし、 k_h は kgf/cm^3 、 y_g および D は cm の単位を有する。

3.5 模型実験の結果および考察

(1) 頭部変位

図-19～22はテストパネルに作用する全荷重と非載荷

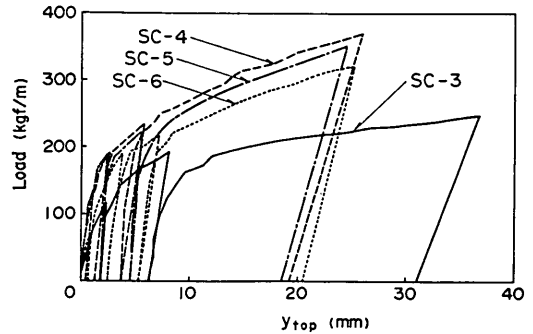


図-19(b) 小型模型の荷重—頭部水平変位 (土圧型載荷)

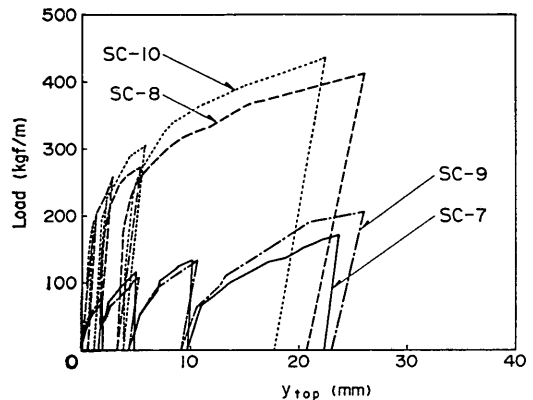


図-19(c) 小型模型の荷重—頭部水平変位 (土圧型載荷)

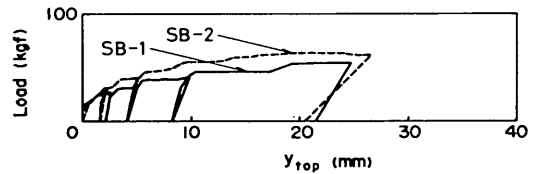


図-20(a) 小型模型の荷重—頭部水平変位 (波力型載荷)

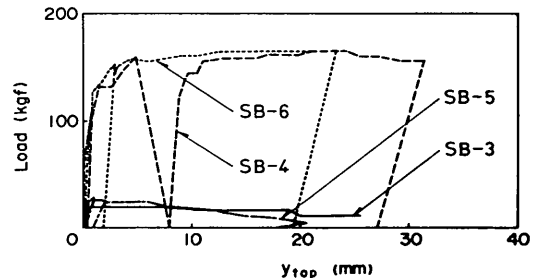


図-20(b) 小型模型の荷重—頭部水平変位 (波力型載荷)

側矢板の頭部変位 y_{top} の関係を示したもので、図-19, 20が小型模型、図-21, 22が大型模型の実験結果である。矢板の頭部変位はいずれの場合も、載荷重が小さい間

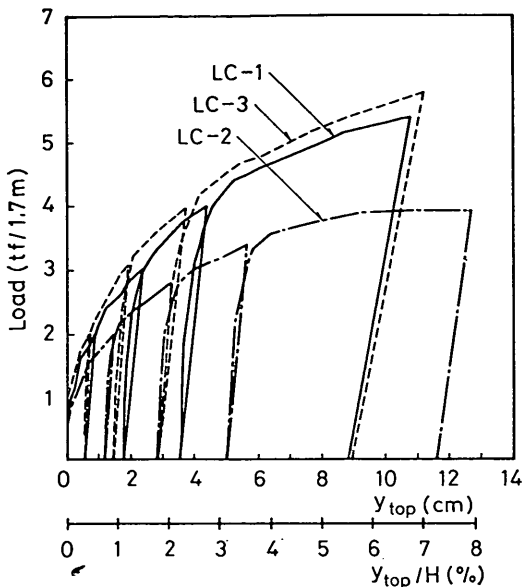


図-21(a) 大型模型の荷重—頭部水平変位 (土圧型載荷)

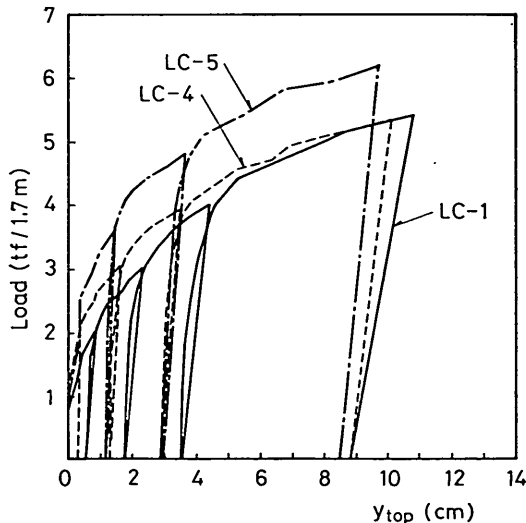


図-21(b) 大型模型の荷重—頭部水平変位 (土圧型載荷)

は、その増加が小さいが、載荷重が大きくなるにしたがって増加の割合が大きくなっている。また、載荷重を途中で除去し、再度載荷した場合には、載荷重除去時においても変位は元には戻らず、載荷時よりやや減少する程度であり、再載荷時にはほぼ載荷除去時の変位をたどり元の載荷変位に戻っている。

まず、小型模型の実験結果について検討する。

図-19(a)は、矢板の曲げ剛性および根入れ長が異なり、他の条件が同じ土圧型載荷の2ケースについて示したも

のである。矢板の剛性、根入れ長が大きいSC-2のほうがSC-1より変位は小さくなっている。

同図(b)は、壁高の効果、中詰め締固めの効果、頂盤の効果をも土圧型載荷について比較したもので、SC-3が比較の基準となるものである。壁高を低くした場合(SC-5)、中詰めを締固めた場合(SC-4)、頂盤を設けた場合(SC-6)とも、比較の基準のSC-3と比べて大幅に変位が減少している。

同図(c)は、隔壁を有する場合について中詰め効果、頂盤の効果をも土圧型載荷で比較したものである。中詰めのないケース(SC-7, 9)は中詰めを有するケース(SC-8, 10)に比較して変位は著しく増加している。頂盤を有するケース(SC-9, SC-10)は頂盤のないケースに比較してやや変位は小さくなっている。また、図-19(b)のSC-3(隔壁なし)と図-19(c)のSC-8(隔壁あり)とを比較すると、隔壁の効果は大きく、隔壁ありの場合は変化が大幅に減少しており、特に初期の減少が著しい。

図-20(a)は波力型載荷について壁高の効果調べたもので、土圧型載荷の場合と同じように壁高が大きいほど変位が大きくなっている。

同図(b)は波力型載荷で隔壁を有する場合について、中詰め効果、頂盤効果を調べたものである。中詰めのないケース(SB-3, 5)は、土圧型載荷と同様に中詰めを有するケース(SB-4, 6)より大幅に変位が増大している。頂盤を有するケース(SB-4, 5)はないケース(SB-2, 3)に比べて、土圧型載荷と異なり変位はほとんど変わらない。隔壁の効果は、隔壁を有するケース(図-20(b)SB-4)と隔壁のないケース(図-20(a)SB-2)とを比較すると、隔壁を有する前者の変位が大幅に減少している。

土圧型載荷と波力型載荷を比較するとSC-6(図-19(b))とSB-2(図-20(a))から判るように、波力型載荷の変位が大きくなっている。

つぎに、大型模型の実験結果について検討する。

図-21(a)は、土圧型載荷について、頂盤および隔壁のないLC-1を基準にして根入れ長の効果、中詰め効果を調べたものである。小型模型と同様、根入れ長が短い場合(LC-2)は変位が大きく、頂盤がある場合(LC-3)は変位が小さくなっているが、その効果は顕著でない。

同図(b)は、土圧型載荷について、LC-1を基準に隔壁の効果および隔壁と頂盤をともに有する場合の効果も調べたものである。隔壁の効果(LC-4)は顕著でないが、隔壁と頂盤をともに有する場合(LC-5)の効果は大きくなっている。

図-22(a)は、波力型載荷について頂盤の効果も調べた

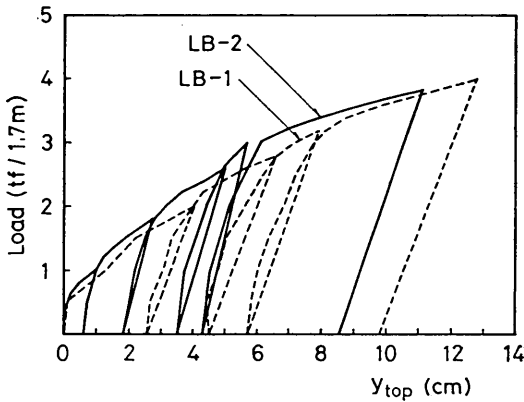


図-22(a) 大型模型の荷重一頭部変位 (波力型載荷)

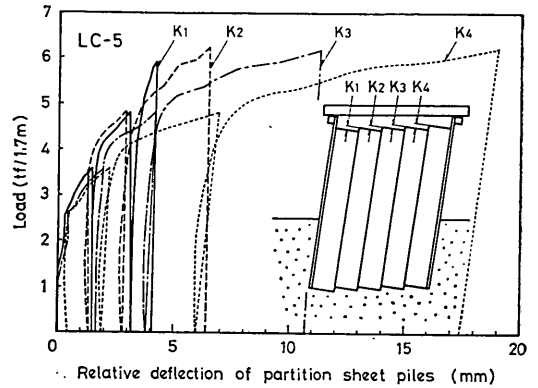


図-23 隔壁矢板間の相対変位

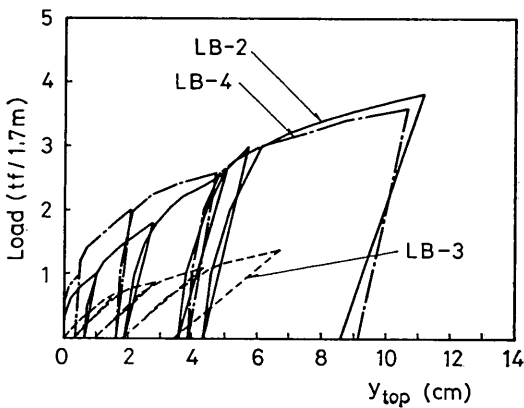


図-22(b) 大型模型の荷重一頭部水平変位 (波力型載荷)

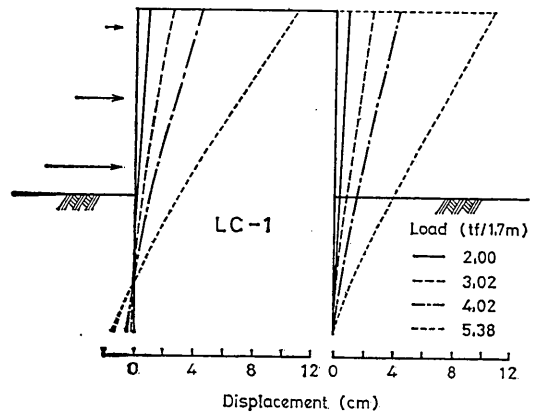


図-24(a) 大型模型の変位分布 (土圧型載荷)

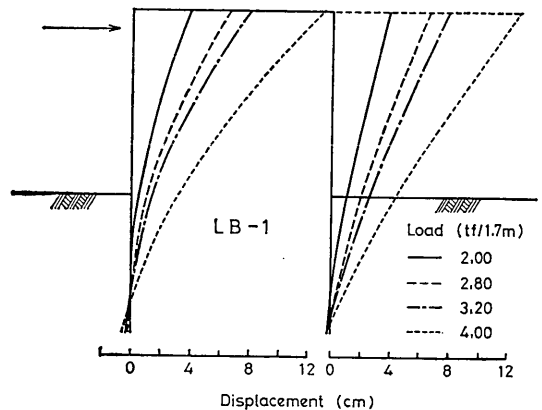


図-24(b) 大型模型の変位分布 (波力型載荷)

ものであるが、頂盤の効果は顕著でない。

同図(b)は、波力型載荷についてLB-2を基準に中詰め
の効果、隔壁の効果調べたもので、中詰め効果は大き
いが、隔壁効果はあまり顕著ではない。大型模型の
場合は隔壁効果が小型模型の場合に比べて顕著に現
れなかった理由としては、小型模型の隔壁が1枚のアル
ミ板であるため、剛体的な挙動を示したのに対し、大
型模型の隔壁は5枚の矢板で構成されており、矢板継
手部でずれが生じる構造であったため、壁体のせん断
変形を若干小さくする効果を与えたにとどまったため
と考えられる。図-23はLC-5の隔壁矢板の相対変位
を計測した結果であるが、非載荷側の隔壁矢板ほど
継手部のずれが大きいことがわかる。実際の構造物
における隔壁も大型模型同様に複数の矢板によって
構成されるため、隔壁を設けることによって頭部変
位を小さくすることはあまり期待できないと思われる。

(2) 変位分布

図-24(a),(b)は、大型模型について、水平載荷による
矢板の変位分布の変化の例を示したものである。土圧
載荷(同図(a))、波力型載荷(同図(b))とも、載荷側
矢板は根入れ下端よりやや上の部分を中心に回転して
いる

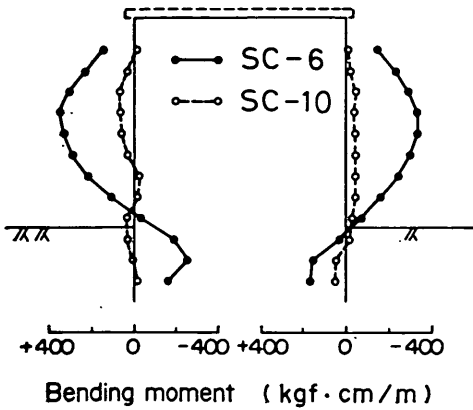


図-25(a) 小型模型の曲げモーメント分布 (中詰め完了時)

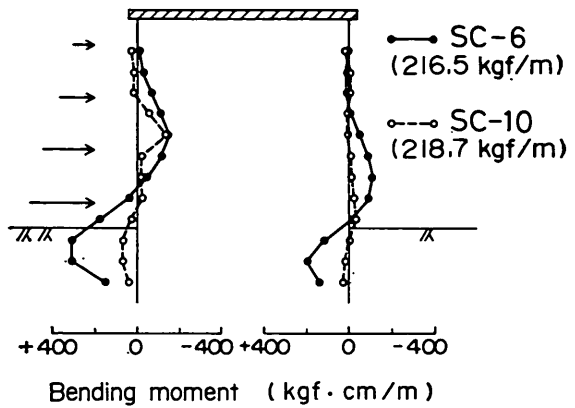


図-25(b) 小型模型の曲げモーメント分布 (載荷による変化分 (土圧型載荷))

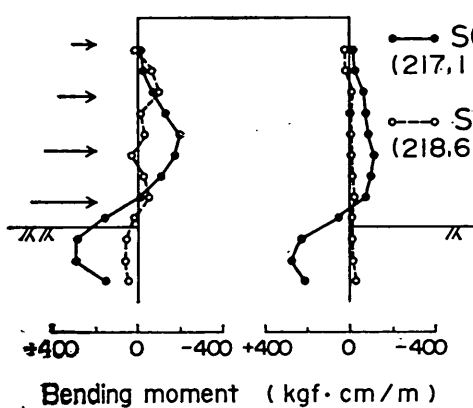


図-25(c) 小型模型の曲げモーメント分布 (載荷による変化分 (土圧型載荷))

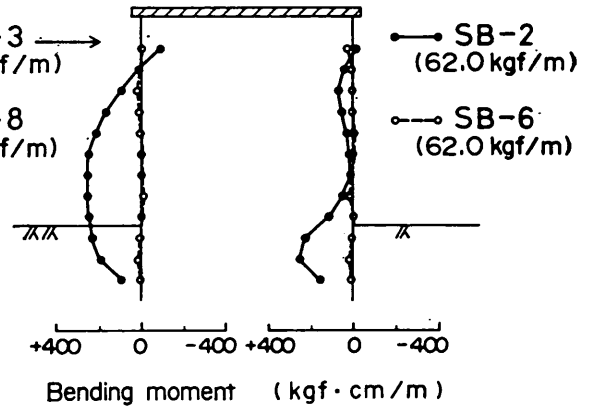


図-25(d) 小型模型の曲げモーメント分布 (載荷による変化分 (波力型載荷))

のに対し、非載荷側矢板はほぼ根入れ下端を中心に回転しており、壁体の変形に伴って、中詰め砂が非載荷側矢板の根入れ部を圧迫するように作用することがうかがえる。

(3) 矢板の曲げモーメント

図-25および26は、ひずみゲージの計測値より算出した矢板の曲げモーメント分布の例を示したものである。図-25(a)~(d)は小型模型の場合で、矢板壁長1mあたりの曲げモーメント分布である。図-26(a)~(c)は大型模型の場合で、矢板壁長1cmあたりに換算した曲げモーメント分布である。

まず、小型模型について検討する。

図-25(a)は、中詰め完了時の曲げモーメント分布を示すもので、SC-6は隔壁なしで頂盤を有するもの、SC-10は頂盤と隔壁を有するものである。SC-6のケースでは最大曲げモーメントは地盤上部で発生し、地盤面付近でゼロとなっている。SC-10のケースでは曲げモーメントはほとんど発生していない。

同図(b)は、上記のケースについて、水平載荷をしたときの、ある載荷段階における中詰め完了時からの曲げモーメントの変化分を示したものである。隔壁のないSC-6のケースでは、曲げモーメントの増加は地盤上部、地中部とも載荷側では中詰め完了時の曲げモーメントを減少させ、非載荷側では増加させる方向になっている。これ

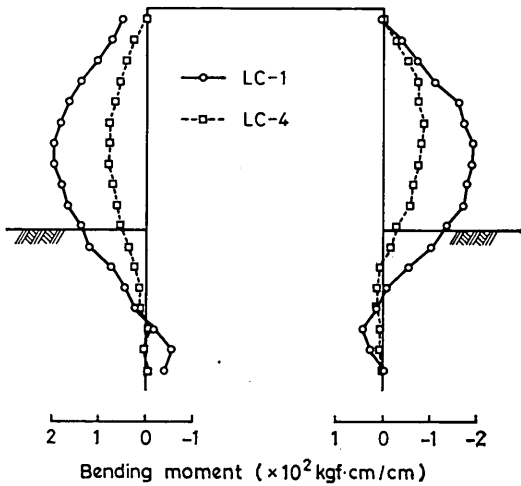


図-26(a) 大型模型の曲げモーメント分布 (中詰め完了時)

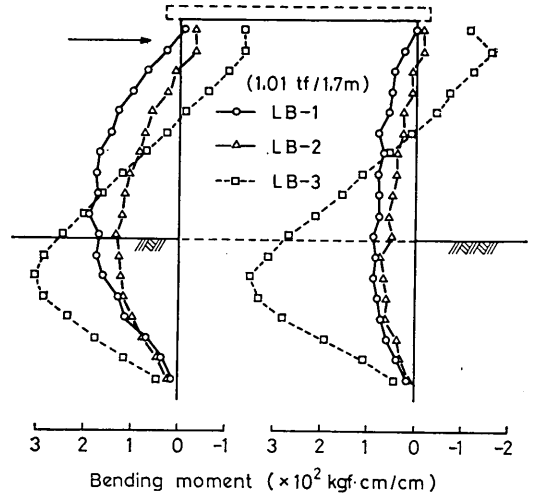


図-26(c) 大型模型の曲げモーメント分布 (载荷による変化分 (波力型载荷))

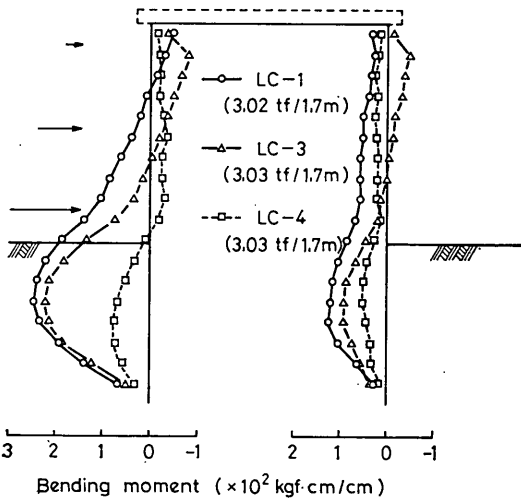


図-26(b) 大型模型の曲げモーメント分布 (载荷による変化分 (土圧型载荷))

に対して隔壁を有する SC-10 のケースでは曲げモーメントの変化量が小さい。

同図(c)は、上記と同じ土圧型载荷について、他の例を示したもので、上記と全く同じ傾向である。

同図(d)は、波力型载荷について示したもので、隔壁がないケース(SB-2)では、曲げモーメントは载荷側の地盤上部で中詰め完了時の曲げモーメントを増加させ、地中部で減少させる方向になっており、逆に非载荷側の地盤上部では中詰め完了時の曲げモーメントを減少させ、地中部で増加させる方向になっている。隔壁を有するケ

ース(SB-6)では、土圧型载荷と同様に、曲げモーメントはほとんど増減していない。

つぎに、大型模型について検討する。

図-26(a)は中詰め完了時のもので、隔壁のないケース(LC-1)では矢板の曲げモーメントのゼロ点は地表面よりかなり下方にある。隔壁のある場合(LC-4)については曲げモーメントは隔壁のない場合に比べてかなり小さくなっているが、小型模型と比べると隔壁の効果は小さい。

同図(b)は、土圧型载荷による矢板の曲げモーメントの変化を、頭部タイロッド連結(LC-1)、頂盤連結(LC-3)、隔壁あり(LC-4)の場合について示したものである。曲げモーメントの増減は隔壁のある場合が最も小さく、隔壁および頂盤のない場合が最も大きくなっている。

同図(c)は、波力型载荷で頭部タイロッド連結(LB-1)、頭部頂盤連結(LB-2)、頭部頂盤連結の中詰めなし(LB-3)のケースについて、矢板の曲げモーメントの増減を示したもので、中詰めのないときの曲げモーメントの増減が最も大きく、頂盤ありのときの曲げモーメントの増減が最も小さくなっている。

(4) 中詰め完了時の土圧分布

図-27(a)および(b)は、それぞれ小型模型(SC-2)および大型模型(LC-1, LC-3, LB-1, LB-2)の中詰め完了時の曲げモーメント分布を2回微分して算出した矢板に作用する土圧分布を示すものである。図中の実線は、主働土圧係数 K_a を変化させた場合の、土圧分布算定値で

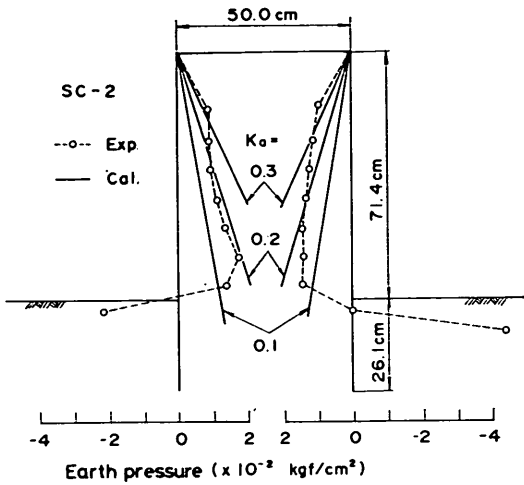


図-27 (a) 中詰め完了時の土圧分布 (小型模型)

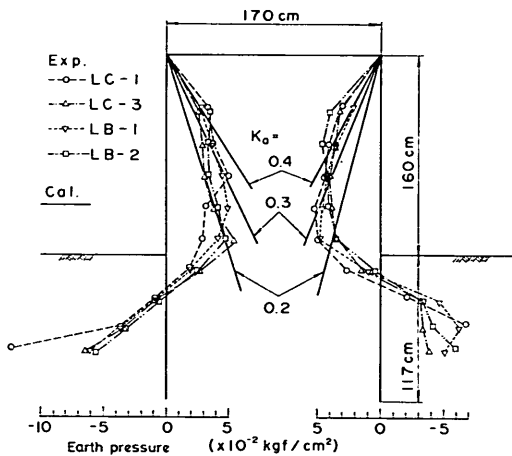


図-27 (b) 中詰め完了時の土圧分布 (大型模型)

ある。(a)の小型模型 SC-2では $K_a=0.2$ の算定値が実験値をよく近似している。それに対して、(b)の大型模型では、いずれのケースも $K_a=0.3$ の算定値が実験値に近い分布を示している。

(5) 多重撮影による中詰め砂の挙動

写真-1 (a), (b)は、小型模型について、多重撮影による中詰め砂の挙動を示したものである。

土圧型荷重 (SC-6) の場合、中詰め砂は比較的水平に近い移動をしているのに対し、波力型荷重 (SB-2) では、非荷側側矢板下部に向かう円弧状の移動をしており、中詰め砂の挙動に違いがみられる。

(6) 実験結果のまとめ

模型実験の結果からえられた二重矢板式構造物の力学

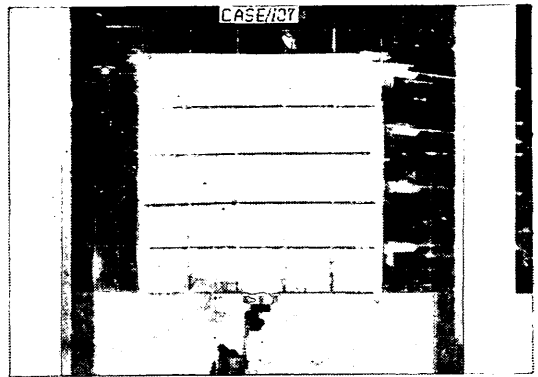


写真-1 (a) 多重露出撮影による中詰め砂の挙動 ((小型模型) SC-6)

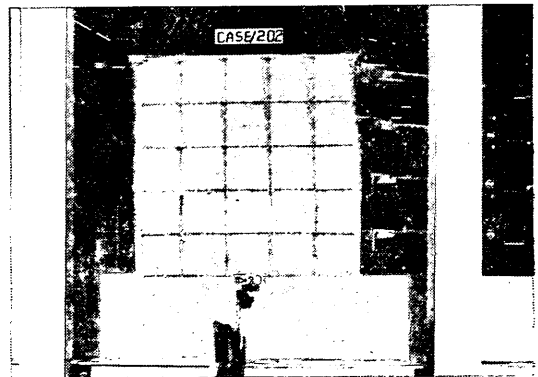


写真-1 (b) 多重露出撮影による中詰め砂の挙動 ((小型模型) SB-2)

的特性についてまとめると、次のとおりである。

a) 二重矢板式構造物の水平荷重に対する変位増加の割合は、荷重重が大きくなるにしたがって大きくなる。

b) 二重矢板式構造物が水平荷重をうけた場合の変位および除荷時の残留変位は大きい。ただし、再荷時の変位は、除荷時の荷重重一変位曲線をたどり、元の荷重重一変位曲線に戻る。

c) 二重矢板式構造物は、中詰めのせん断抵抗と根入れ矢板の横抵抗とで外力に抗するもので、中詰めに締固めたり、矢板の根入れを深くすれば、外力に対する抵抗力が増大し、変位が減少する。

d) 矢板頭部に頂盤を設けたものは、タイロッドのみで頭部を連結したものより抵抗力が大きく、水平変位も少ないが、大型模型の場合はこの傾向は小さい。

e) 矢板壁を隔壁で連結したものは、初期の変位が小さいが、水平荷重重が大きくなると隔壁を有しない場合

との差は小さくなる。また、矢板に発生する曲げモーメントが小さく、鋼矢板セル式構造物に近い特性を有している。この隔壁の効果は、隔壁が1枚のアルミ板である小型模型において顕著であるが、5枚の矢板で構成されている大型模型では小さい。

f) 中詰め完了時の矢板の曲げモーメント分布は、相対的に矢板が軟らかく、地盤が強い場合には、地盤面付近でゼロ、地盤上部中央付近で最大となるが、反対に矢板が固く、地盤が軟らかい場合には、曲げモーメントのゼロとなる位置が地盤面より下がり、最大となる点も下がってくる。

g) 水平载荷による曲げモーメントの増減は、载荷側矢板と非载荷側矢板とで異なる。また、曲げモーメント増加の分布パターンは载荷の型式(土圧型、波力型)により異なる。

h) 水平载荷による中詰め砂の挙動は、载荷の型式によって異なり、土圧型载荷の場合は中詰め砂粒子がほぼ水平に移動するが、波力型载荷の場合は円弧状に移動する。

4. 実験結果による計算モデルの検討

4.1 概要

2.で述べた二重矢板式構造物の挙動計算モデルの適用性を検討するため、3.の模型実験について計算値と実験値の比較を行う。

水平外力作用時の計算モデルについては、まず、地盤上部の計算式に含まれる中詰め砂のせん断弾性係数の補正係数について、頭部変位の計算値と実験値の比較により検討を行い、つぎに、変位分布、矢板の曲げモーメント分布およびタイロッド張力について検討する。

中詰め完了時の計算モデルについては、矢板の曲げモーメント分布およびタイロッド張力について検討する。

表-5に計算結果と比較検討を行う実験ケースの概要を示す。これらは、小型および大型模型のうち隔壁を有しないものである。矢板頭部の固定係数 F_A および F_B は、頂盤を有するケースに関して、それぞれ载荷側矢板Aおよび非载荷側矢板Bの頭部の曲げモーメント値をたわみ角で除して求めたもので、各载荷サイクルの最大荷重時についての実験で求めた平均値である。

4.2 水平外力作用時

水平外力作用時の計算における中詰め砂のせん断弾性係数 G は(2.21)式で表されるが、 $f(\sigma_N, \theta)$ としては、小型および大型模型実験砂の単純せん断試験によって求めた(3.1)あるいは(3.2)式を代入した。また、圧縮弾性

表-5 計算結果と比較を行う実験ケースの概要

模型	荷重型	実験番号	壁高 H (cm)	根入れ長 D (cm)	壁体幅 B (cm)	矢板の ング率ヤ E (10^6kgf/cm^2)	断面2次 モーメン ト I (10^{-2}cm^4)	タイロッド のヤン グ率 E_t (10^6kgf/cm^2)	タイロッド の断面 積 A_t (cm^2)	矢板頭部固定係数 ($\text{kgf}\cdot\text{cm/cm}$)		中詰め砂 の単位体 積重量 γ (gf/cm^3)
										F_A	F_B	
小 型	土 圧 型	SC-1	71.4	17.8	50.0	0.686	0.256	0.296	0.00392			1.58
		2	71.4	26.1	50.0	0.717	1.26	0.296	0.00392			1.54
		3	50.0	17.8	50.0	0.686	0.268	0.296	0.00392			1.51
		4	50.0	17.8	50.0	0.686	0.268	0.296	0.00392			1.59
		5	38.5	17.8	50.0	0.686	0.279	0.296	0.00392			1.54
		6	50.0	17.8	50.0	0.686	0.268	0.296	0.00392	38.1	38.1	1.53
	波 力 型	SB-1	71.4	17.8	50.0	0.686	0.265	0.296	0.00392	26.8	29.0	1.58
		2	50.0	17.8	50.0	0.686	0.268	0.296	0.00392	95.7	48.0	1.53
大 型	土 圧 型	LC-1	160.0	117.0	170.0	2.1	158.0	2.1	0.057			1.62
		2	160.0	60.0	170.0	2.1	159.0	2.1	0.057			1.62
		3	160.0	117.0	170.0	2.1	158.0	2.1	0.057	1.18×10^4	8.26×10^3	1.62
	波 力 型	LB-1	160.0	117.0	170.0	2.1	158.0	2.1	0.057			1.62
		2	160.0	117.0	170.0	2.1	158.0	2.1	0.057	1.37×10^4	8.03×10^3	1.62
		3	160.0	117.0	170.0	2.1	158.0	2.1	0.057	1.21×10^4	1.23×10^4	

注) 矢板頭部固定係数の欄が無記入のケースは頂盤のないものである。

中詰め砂の単位体積重量の欄が無記入のケースは中詰めのないものである。

係数 E_f を表す (2.25) 式に含まれるポアソン比 ν は、5.2(1) で述べる土質試験結果を参考にして $\nu=0.2$ とおいた。地中部の計算式における横方向地盤反力係数は (2.26) および (2.27) 式で示したが、 $g(y_{A0}, D)$ および $g(y_{B0}, D)$ としては、一列矢板の水平載荷試験によって求めた (3.3) あるいは (3.4) 式を代入した。

頂盤を有するケースにおいては、矢板頭部の固定が完全でなかったため、矢板上端の境界条件を表す (2.32) 式中のたわみ角がゼロの条件式が適用できなかった。したがって、 $y'_{AN}=0$ および $y'_{BN}=0$ の2式のかわりに、矢板頭部固定係数 F_A および F_B によって表される次式を用いた。

$$y''_{AN} = -\frac{F_A}{EI} y'_{AN} \quad (4.1)$$

$$y''_{BN} = -\frac{F_B}{EI} y'_{BN} \quad (4.2)$$

計算を始めるにあたっては、各層における中詰め砂のせん断ひずみ θ および矢板AおよびBの地盤面変位 y_{A0} および y_{B0} を仮定する必要があるが、ここでは $\theta=0.01$, $y_{A0}=y_{B0}=1.0$ (cm) とした。また、収束判定条件は、 θ , y_{A0} および y_{B0} が 1/1000 の誤差に収まるように設定した。以下の計算におけるくり返し数は 7~22 回であった。

(1) 地盤上部の分割数

図-28, 29 および 30 は、大型模型の LC-1 および LB-1 について、地盤上部を等分割し、分割数 N を変化させて計算を行い、実験値とともに比較した例を示すものである。中詰め砂のせん断弾性係数 G を表す (2.21) 式に含まれる補正係数 a は 1.0 として計算した。また、土圧型載荷の LC-1 の場合は、3 段の載荷フレームに配分された荷重を三角形あるいは台形分布荷重に換算して計算している。

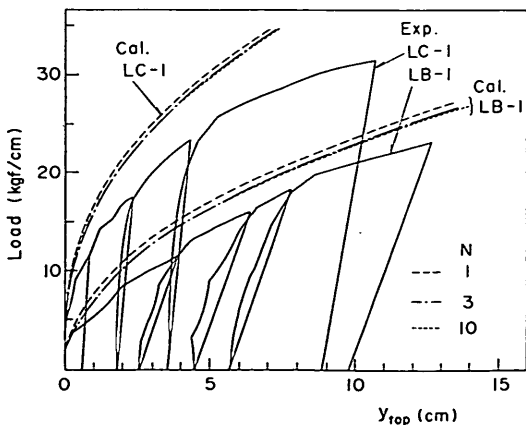


図-28 頭部水平変位における分割数の影響

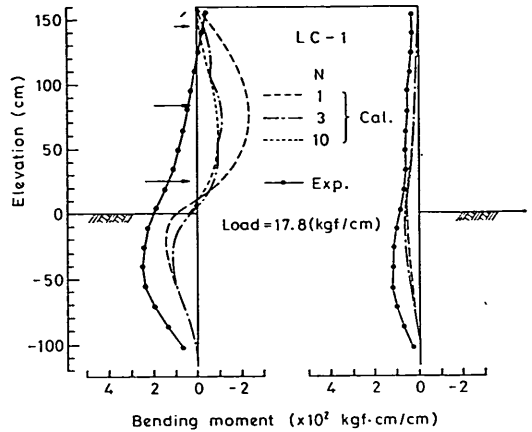


図-29(a) 曲げモーメント分布における分割数の影響

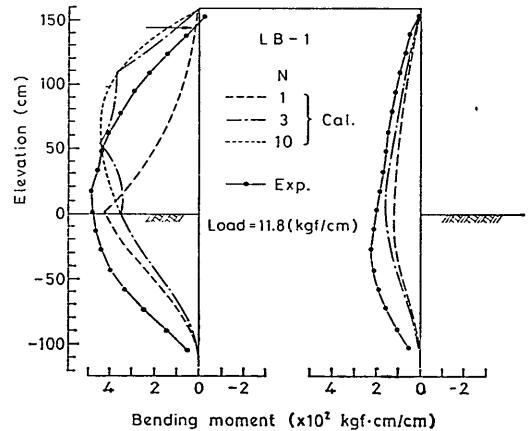


図-29(b) 曲げモーメント分布における分割数の影響

図-28 は、載荷重と非載荷側矢板頭部の水平変位 y_{top} の関係を示したものであるが、分割数 N の影響は小さく、 $N=3$ の場合と $N=10$ の場合はほとんど一致した値を示している。しかし、いずれの計算値も実験値より小さい変位を示している。

図-29 は、矢板の曲げモーメント分布の比較であるが、 $N=1$ の場合の計算値は $N=3, 10$ の場合の計算値および実験値との差が大きく、中詰め砂の力学特性を一樣な土質定数で評価したこと起因する誤差が顕著に現れている²⁷⁾。また、 $N=3$ の場合は、層境界において、上層と下層の中詰め砂のせん断力の差を矢板に集中力として与えた影響が分布曲線の屈曲として現れているが、 $N=10$ の場合とはほぼ同じ値を示している。

図-30 は、矢板のせん断力分布についての比較である

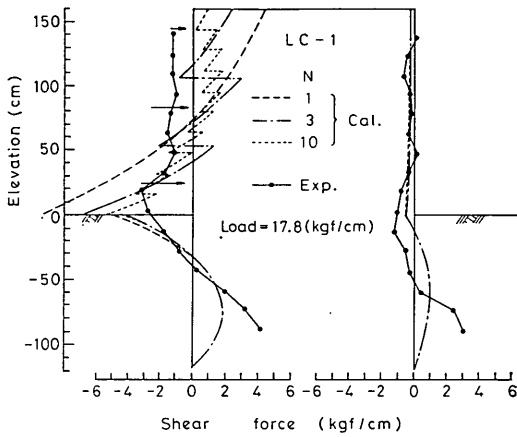


図-30(a) せん断力分布における分割数の影響

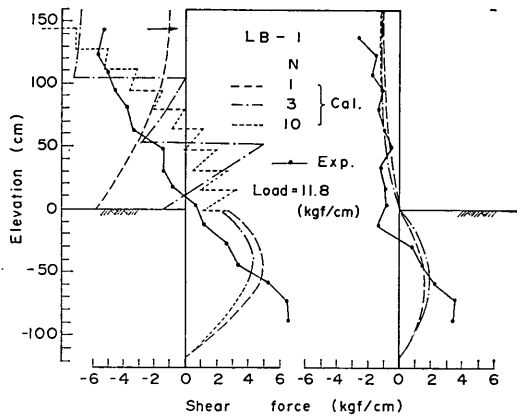


図-30(b) せん断力分布における分割数の影響

が、分割数 N が多くなるほど層境界における集中力が小さくなり、矢板に作用する中詰め砂のせん断抵抗力が分布荷重に近い形で評価されるようになることがわかる。

以上の結果より、分割数 N を3程度にとれば、矢板の変位および曲げモーメント分布において実用上十分な精度を有する計算値をえることが判明した。

つぎに、模型実験の土圧型載荷において、土圧あるいは水圧を想定した三角形および台形分布荷重を、複数の載荷フレームに配分した集中荷重によって再現したが、この荷重条件の違いが計算値におよぼす影響を大型模型のLC-1を例にとって検討する。

図-31(a)~(c)は、矢板の変位分布、曲げモーメント分布およびせん断力分布について中詰め砂のせん断弾性係数の補正係数 α を1.0とした場合の計算値を実験値と比較したものである。計算値のNo.1は水平外力を台形分布荷重に換算し、中詰め砂を3層に等分割して計算した

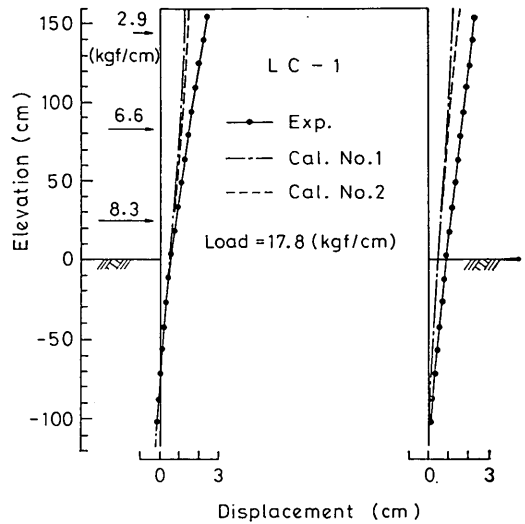


図-31(a) 多段載荷の影響 (変位分布)

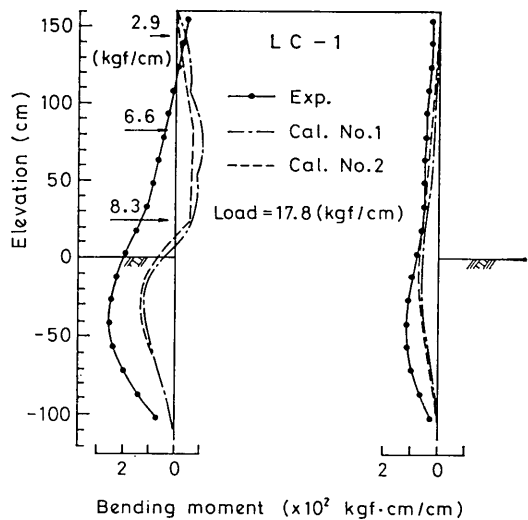


図-31(b) 多段載荷の影響 (曲げモーメント分布)

場合である。それに対して、計算値のNo.2は、模型実験における載荷フレームの位置において地盤上部を3分割し、おのおのの載荷フレームによる集中荷重を載荷側矢板のせん断力の条件式として与えて計算した場合である。ただし、最上段の集中荷重は矢板上端に作用するものとして計算した。

同図より、矢板の変位および曲げモーメント分布において、No.2の計算値がNo.1のそれより実験値に若干近い値を示すことがわかるが、両計算値の差は微小であり、上述の荷重条件の違いが計算結果に与える影響は無視してさしつかえないといえる。このことから、模型実

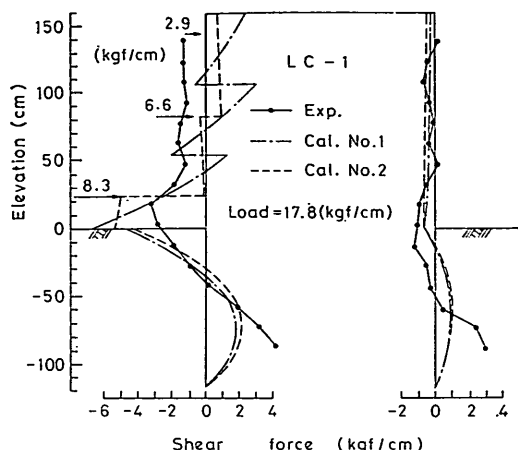


図-31(c) 多段載の荷影響 (せん断力分布)

験において、荷重を複数の載荷フレームに配分して載荷したが、三角形あるいは台形分布荷重として解析しても支障がないと考えられる。

したがって、以下の模型実験結果との比較においては、地盤上部を3層に等分割し、土圧型載荷のケースについては水平載荷重を三角形あるいは台形分布荷重に換算して計算を行うことにする。

(2) せん断弾性係数の補正係数の検討

以上の模型実験についての計算においては、中詰め砂のせん断弾性係数の補正係数 α をいずれも 1.0 としているが、変位の計算結果を実験値と比較すると、計算値のほうが実験値より明らかに小さな値を示し、水平外力に対する壁体の横抵抗が過大に算定されていることがわかる。他のケースについても全く同じ結果がえられたが、このことは、二重矢板式構造物の水平外力作用時の計算モデルにおいて、中詰め砂のせん断弾性係数 G は、単純せん断試験によって求められる砂のせん断弾性係数 G_s よりも小さな値を用いる必要があることを示すものである。この原因としては、2.2(3)で述べたとおり、二重矢板式構造物が水平外力を受けて変形する場合に、中詰め砂は写真-1に現れているように、円弧状の移動をするのに対して、計算モデルにおいては、水平方向の変形のみを考慮して定式化していることが考えられる。本計算モデルでは、このようなモデルの単純化が計算結果に誤差をもたらすのを修正するため、(2.21)式に示したとおり、中詰め砂のせん断弾性係数 G の算定に補正係数 α を導入している。したがって、計算値と実験値を比較するにあたり、まず、頭部水平変位の計算値と実験値の比較を行い、計算値が実験値と最も良く一致する場合の補正係数 α を求め、模型の種類と α の関係を検討することとする。

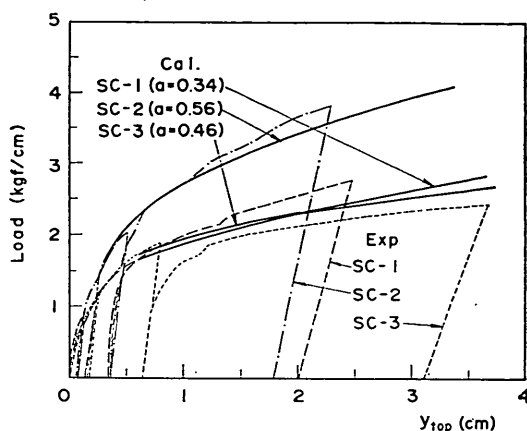


図-32(a) 頭部水平変位の計算値と実験値の比較 (小型模型 土圧型載荷)

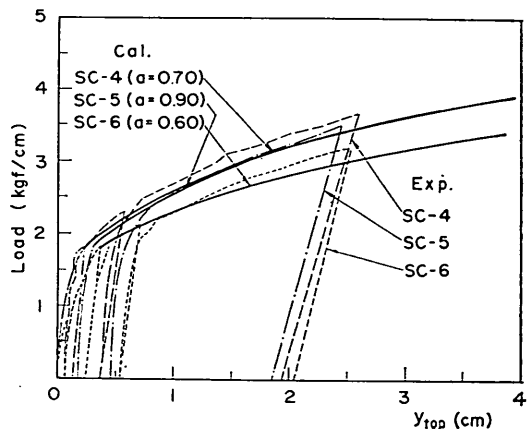


図-32(b) 頭部水平変位の計算値と実験値の比較 (小型模型 土圧型載荷)

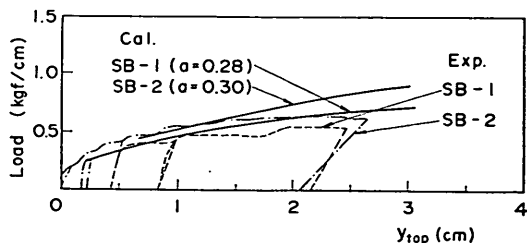


図-32(c) 頭部水平変位の計算値と実験値の比較 (小型模型 波力型載荷)

図-32(a)~(e)は非載荷側矢板頭部の水平変位 y_{top} が壁高 H の約 1% の点において、計算値が実験値と一致するように補正係数 α を定め、載荷重—頭部水平変位曲線を計算し、実験値と比較したものである。中詰め砂を有

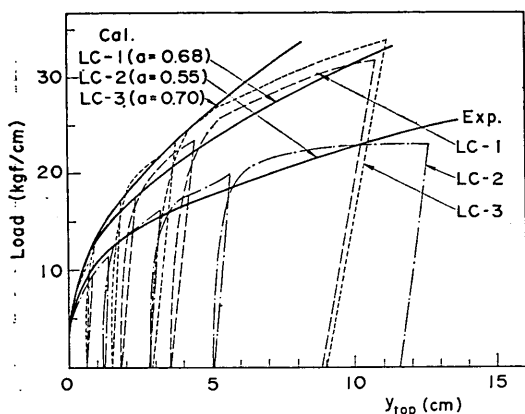


図-32(a) 頭部水平変位の計算値と実験値の比較 (大型模型 土圧型载荷)

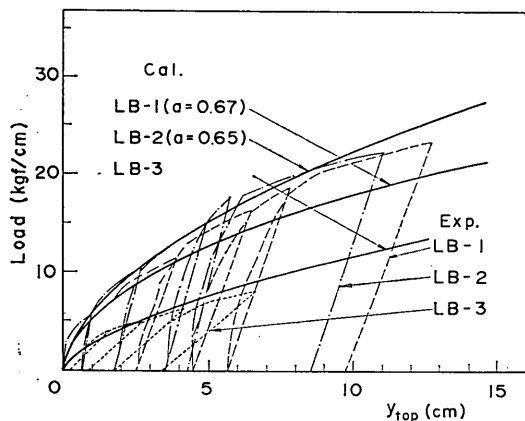


図-32(e) 頭部水平変位の計算値と実験値の比較 (大型模型 波力型载荷)

しない(e)のLB-3についての計算値は、中詰め砂のせん断抵抗力を微小とするため、 $a=0.001$ とおいたものである。また、小型模型では、変形が小さい領域において、計算式中の双曲線関数の値が非常に大きくなり、数値解がえられない場合が発生したため、その部分では計算曲線が欠落している。

同図より、いずれのケースも、変位量はかなり大きくなった場合においても計算値は実験値とよく一致していることがわかる。また、中詰め砂を有しないLB-3の場合も計算値は実験値とよく一致しているが、これは、2列の矢板におおの作用する地盤反力の性状は、一列矢板の水平載荷試験における地盤反力と類似しているためと考えられる。

図-33は、上述の方法で求めた、中詰め砂のせん断弾

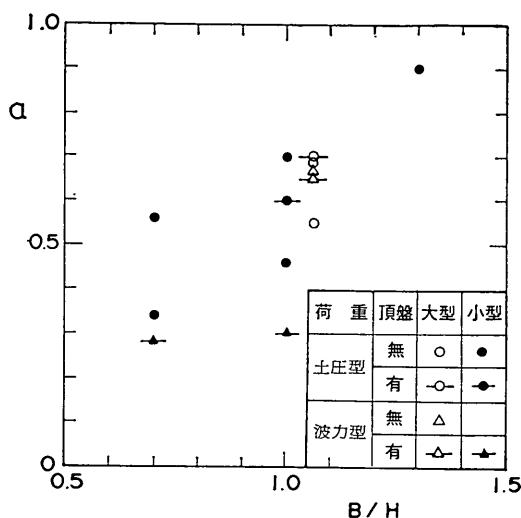


図-33 中詰め砂のせん断弾性係数の補正係数

性係数の補正係数 a の値を壁体幅と壁高の比 B/H に対して示したもので、模型の種類によって異なる記号で表してある。 a の値は、大型模型では0.55~0.70の範囲にあるが、小型模型ではばらつきが大きく、0.28~0.90の範囲にある。また、頂盤の有無および荷重型による違いは、大型模型では認められないが、小型模型では波力型載荷の場合の a の値が土圧型載荷の場合に比べてかなり小さくなっている。これは、前述したように、波力型載荷の場合、中詰め砂の移動が円弧状となり、計算モデルとの相違が大きくなる傾向を有するが、矢板のたわみ性が大きい小型模型においてその影響が顕著に現れたものと考えられる。小型模型の波力型載荷の場合を除くと、 B/H の増加に伴って a の値は大きくなる傾向があるといえよう。

以下に述べる計算結果と実験結果の比較では、おのこのケースについて上述した a の値を用いて計算を行った結果を示す。

(3) 計算結果と実験結果の比較

a) 変位分布

図-34(a)~(f)は大型模型における矢板の変位分布について計算結果と実験結果を比較したものである。

まず、荷重型による挙動の違いについて検討する。(a)~(c)は土圧型載荷の場合で、(d),(e)は波力型載荷の場合であるが、荷重型の違いによって載荷側矢板の変形が異なるという実験結果を計算結果はよく表している。

つぎに、矢板根入れ部の挙動に着目すると、同図(a)~(d)のいずれのケースにおいても、載荷側矢板は根入れ部

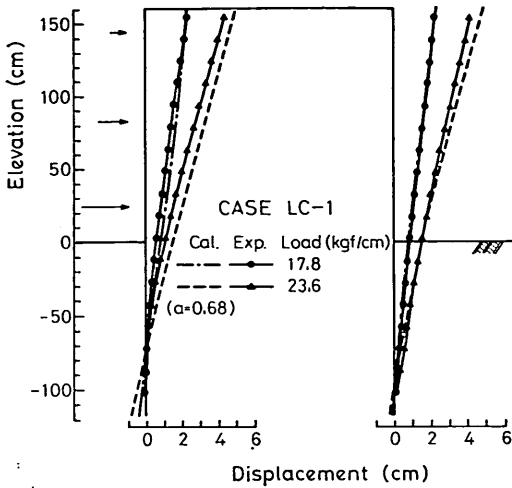


図-34 (a) 変位分布の計算値と実験値の比較 (大型模型)
(土圧型載荷)

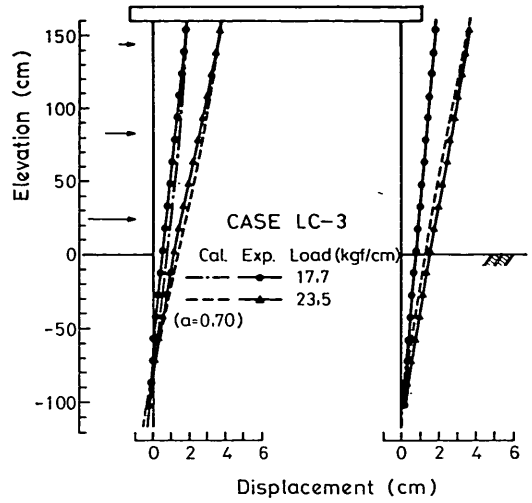


図-34 (c) 変位分布の計算値と実験値の比較 (大型模型)
(土圧型載荷)

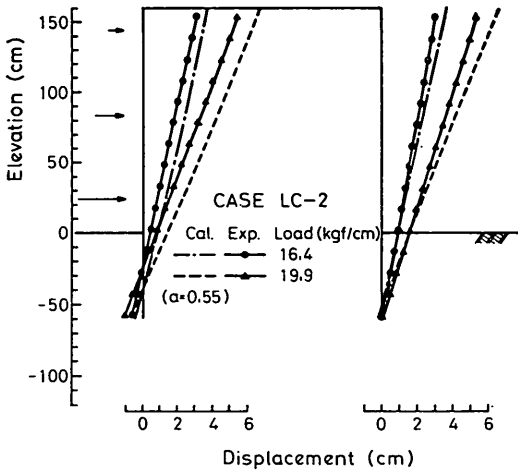


図-34 (b) 変位分布の計算値と実験値の比較 (大型模型)
(土圧型載荷)

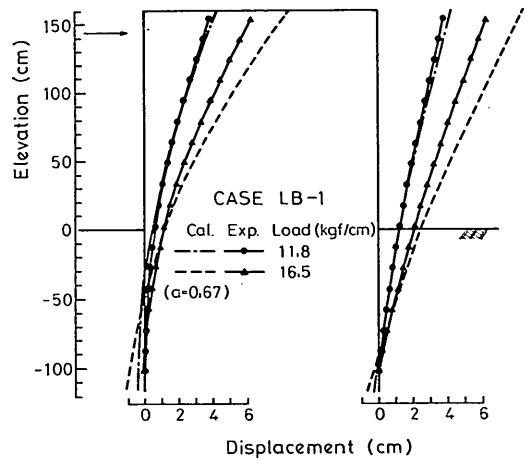


図-34 (d) 変位分布の計算値と実験値の比較 (大型模型)
(波力型載荷)

の中央付近を中心に回転しているのに対し、非載荷側矢板は下端付近を中心に回転していることに関して計算値は実験値とよく一致している。これは、壁体の変形に伴って中詰め砂が非載荷側矢板の根入れ部を圧迫するようになる現象を、本計算法では中詰め砂の地盤面におけるせん断力を非載荷側矢板の根入れ部に分布荷重として与える方法でモデル化したことの妥当性を示すものと考えられる。

同図 (f) の LB-3 は中詰め砂を有しないケースであるが、この場合も計算値は実験値とよく一致した挙動を示しており、中詰め砂のせん断抵抗力がゼロである極限の

場合にも、本計算法が妥当な値を与えることが判明した。また、LB-3 の場合には、中詰め砂を有する他のケースと異なり、非載荷側矢板は載荷側矢板と同様に根入れ部の中央付近を中心に回転している。これは、上述した、中詰め砂の挙動が非載荷側矢板の根入れ部に影響をおよぼすことを裏づけるものである。

b) 矢板の曲げモーメント分布

図-35 および 36 は、矢板の曲げモーメント分布について計算値と実験値を比較したものである。図-35 (a)~(h) は小型模型の場合であり、図-36 (a)~(f) は大型模型の場合である。

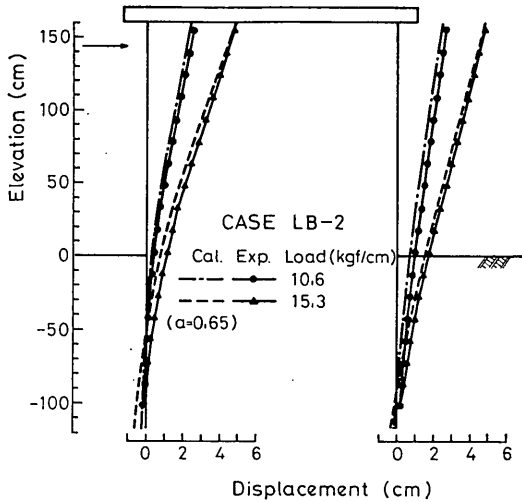


図-34(e) 変位分布の計算値と実験値の比較 (大型模型)
(波力型载荷)

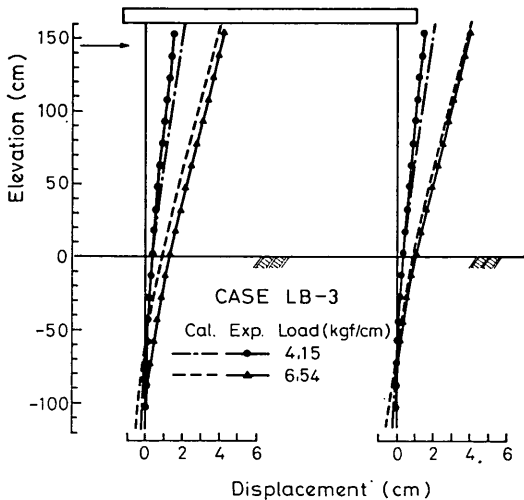


図-34(f) 変位分布の計算値と実験値の比較 (大型模型)
(波力型载荷)

全体的にみて、模型の大小、荷重型、壁高、根入れ長、矢板の曲げ剛性、頂盤の有無、中詰め砂の有無による2列の矢板の曲げモーメント分布の違いが計算値によって良く表されているといえよう。特に、荷重型による载荷側矢板の曲げモーメント分布の相違および、模型の大小による非载荷側矢板の曲げモーメント分布の相違は顕著であるが、計算値は実験値の傾向と良く一致している。

詳細にみると、土圧型载荷の場合には、模型の大小を問わず、载荷側矢板の曲げモーメント分布の計算値は実

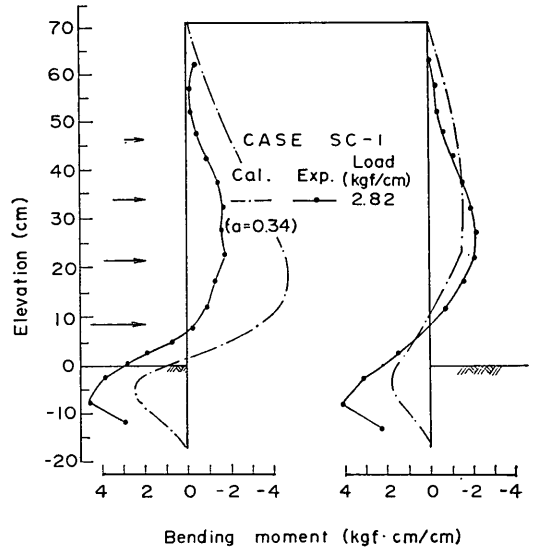


図-35(a) 矢板の曲げモーメント分布の計算値と実験値の比較 (小型模型)
(土圧型载荷)

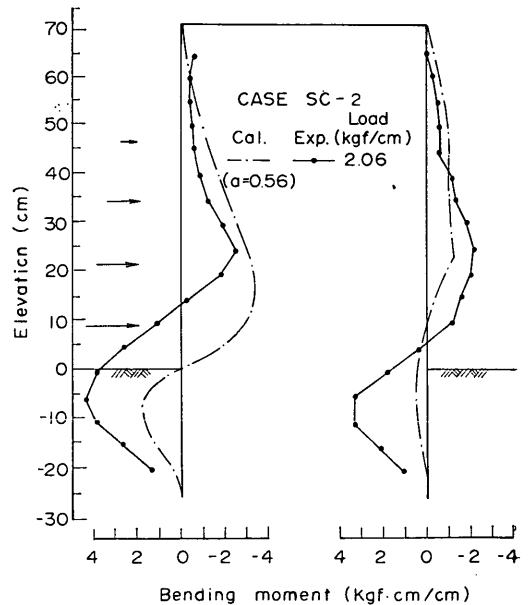


図-35(b) 矢板の曲げモーメント分布の計算値と実験値の比較 (小型模型)
(土圧型载荷)

験値に比べて負の方向へ移動した形となっている。また、いずれのケースにおいても地中部の矢板の曲げモーメントの計算値は実験値より小さい傾向がある。このような結果は、本計算モデルにおいて地中部の矢板の挙動をChangの方法によって表していることに起因するもの

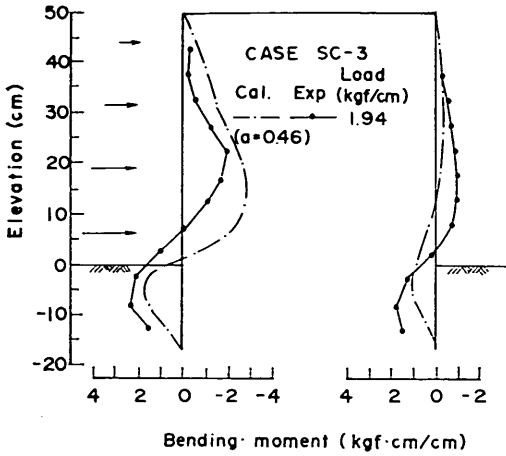


図-35(c) 矢板の曲げモーメント分布の計算値と実験値の比較 (小型模型) (土圧型載荷)

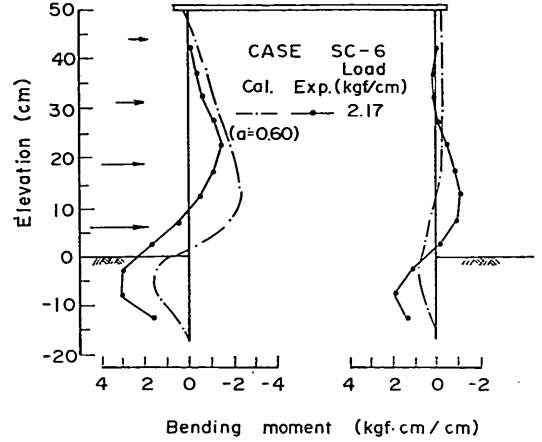


図-35(f) 矢板の曲げモーメント分布の計算値と実験値の比較 (小型模型) (土圧型載荷)

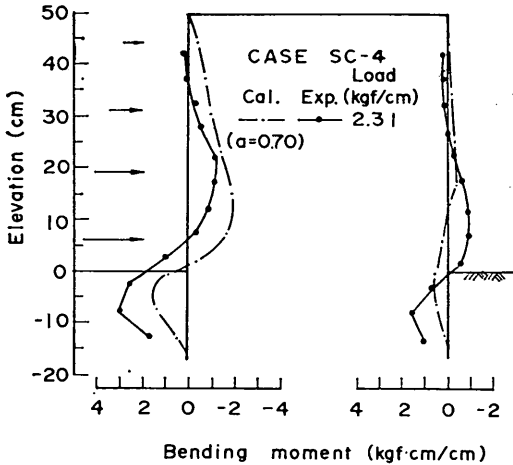


図-35(d) 矢板の曲げモーメント分布の計算値と実験値の比較 (小型模型) (土圧型載荷)

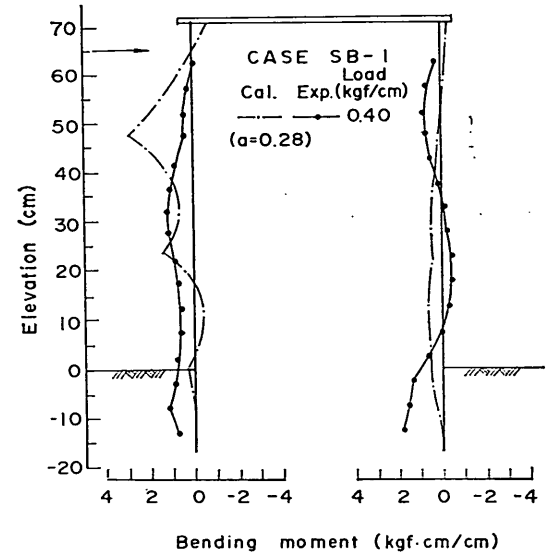


図-35(g) 矢板の曲げモーメント分布の計算値と実験値の比較 (小型模型) (波力型載荷)

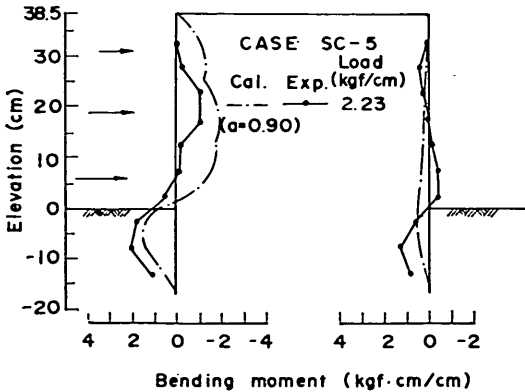


図-35(e) 矢板の曲げモーメント分布の計算値と実験値の比較 (小型模型) (土圧型載荷)

と考えられる。すなわち、3.4で述べた一列矢板の水平載荷試験の結果にも現れているとおり、Changの式にもとづく計算値は、地中部の矢板の曲げモーメントを小さく算定することになる(図-17(b)参照)。土圧型載荷の場合の載荷側矢板における曲げモーメント分布の不一致は、地中部の計算モデルの誤差による影響が顕著に現れたものと思われる。また、中詰め砂が、載荷側矢板の根入れ部の挙動に影響をおよぼす可能性があることを、本計算モデルでは全く考慮していないことも一因と考えられる。

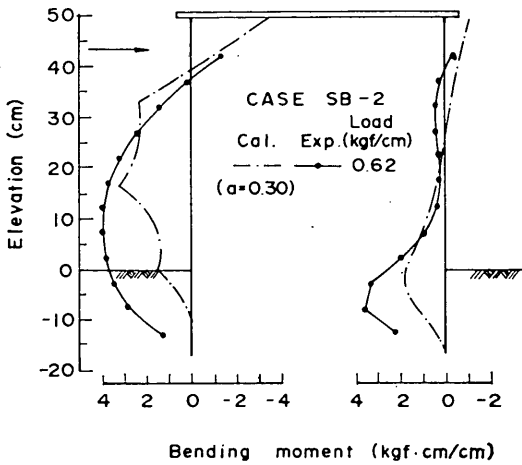


図-35(h) 矢板の曲げモーメント分布の計算値と実験値の比較 (小型模型) (波力型载荷)

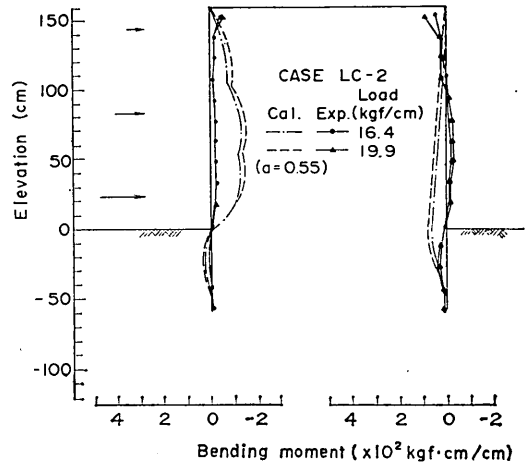


図-36(b) 矢板の曲げモーメント分布の計算値と実験値の比較 (大型模型) (土圧型载荷)

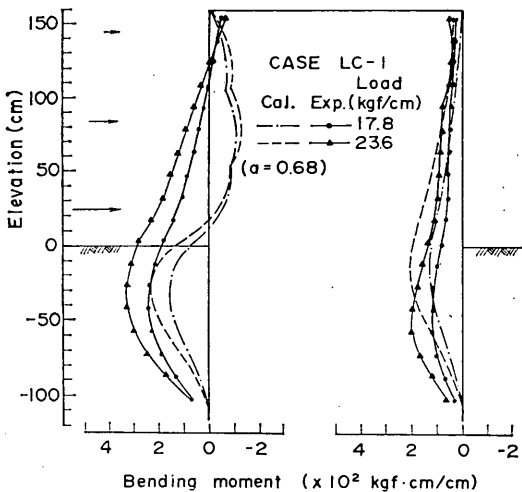


図-36(a) 矢板の曲げモーメント分布の計算値と実験値の比較 (大型模型) (土圧型载荷)

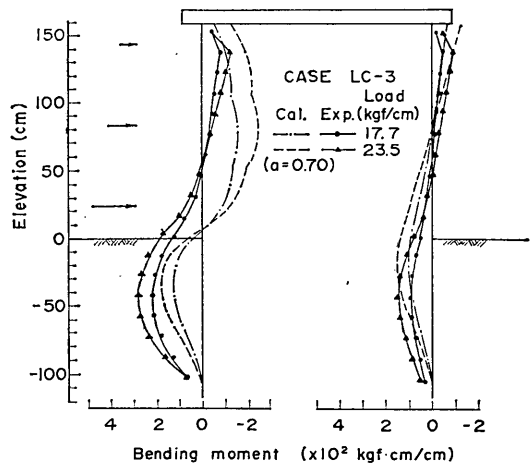


図-36(c) 矢板の曲げモーメント分布の計算値と実験値の比較 (大型模型) (土圧型载荷)

c) タイロッド張力

図-37は、大型模型におけるタイロッド張力の変化について計算結果と実験結果を比較したものである。

計算値および実験値は共に载荷重の増大にしたがって中詰め完了時の値から減少していく傾向を示している。波力型载荷のLB-1は、土圧型载荷の他のケースより張力の減少割合が大きい、計算値はこの傾向をよく表している。

4.3 中詰め完了時

図-38は中詰め完了時の矢板の曲げモーメント分布について、計算結果と実験結果を比較した例である。(a)は小型模型のSC-2で、(b)は大型模型のLC-1についての比較である。計算値のNo. 1は2.3で述べた中詰め完了時の計算モデルによるものである。この場合、横方向地盤反力係数 k_h は、一列矢板の水平载荷試験によって求めた(3.3)および(3.4)式によって算定している。また、中詰め砂の主働土圧係数 K_a は、3.5(4)において実験結果より推定した値を用い、地盤の受働土圧係数 K_p は模型実験に使用した砂の内部摩擦角 ϕ より、壁面摩擦角 δ をゼロ

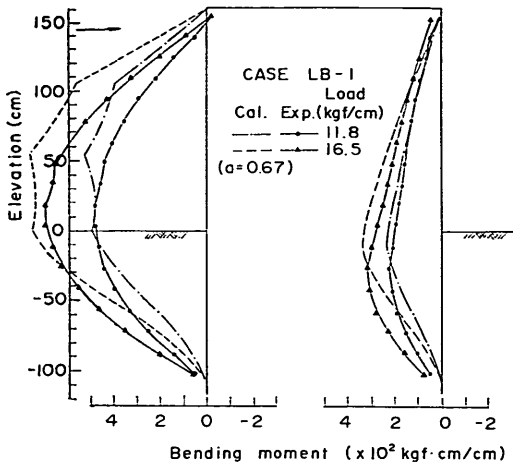


図-36(a) 矢板の曲げモーメント分布の計算値と実験値の比較 (大型模型) (波力型載荷)

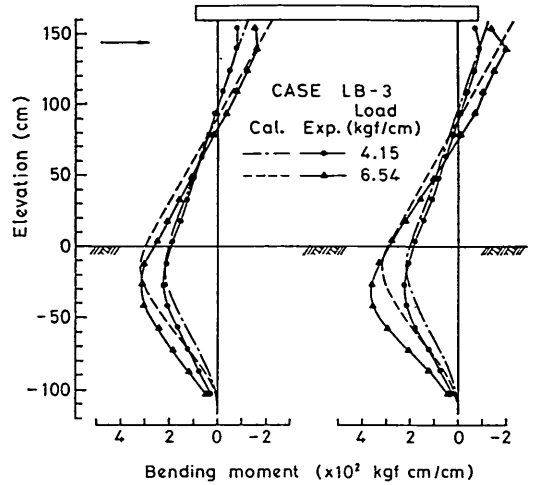


図-36(f) 矢板の曲げモーメント分布の計算値と実験値の比較 (大型模型) (波力型載荷)

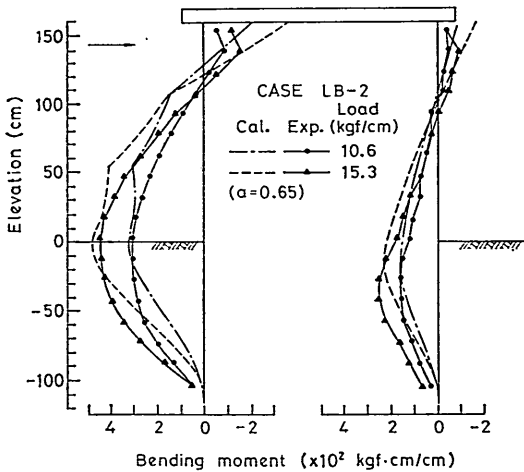


図-36(e) 矢板の曲げモーメント分布の計算値と実験値の比較 (大型模型) (波力型載荷)

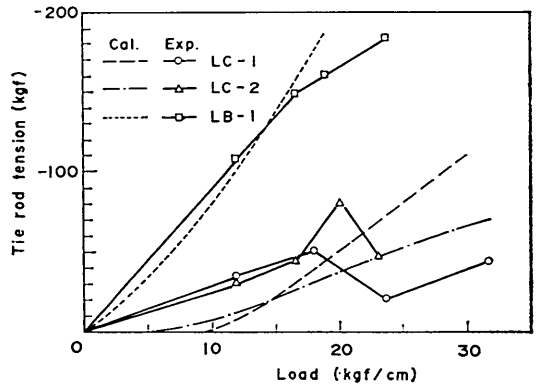


図-37 タイロッド張力の算値と実験値の比較 (大型模型)

と仮定して推定した値を用いている。一方、計算値のNo.2は、実線と同じ主働土圧係数 K_a を用い、通常の矢板壁の設計に用いられるように、タイロッド取付点と地盤面を支点とする単純ばりとして計算した結果である。

同図(a)の小型模型の場合、地盤上部の曲げモーメント分布をみると、No.1と2の計算値の差は小さく、ともに実験値とよく一致している。地中部では、No.1の計算値は実験値よりかなり小さな値を示しているが、これは4.2(2)で述べたとおり、地中部の矢板の挙動を

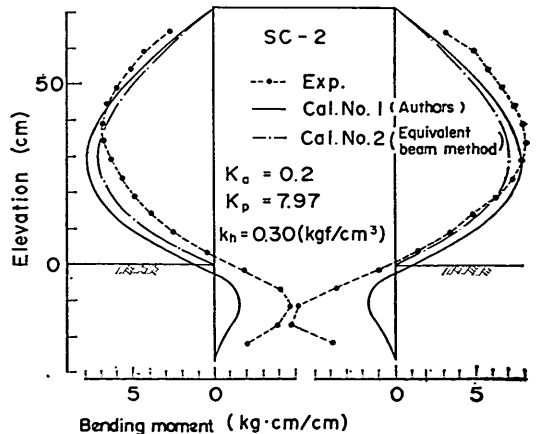


図-38(a) 中詰め完了時の曲げモーメント分布の計算値と実験値の比較 (小型模型)

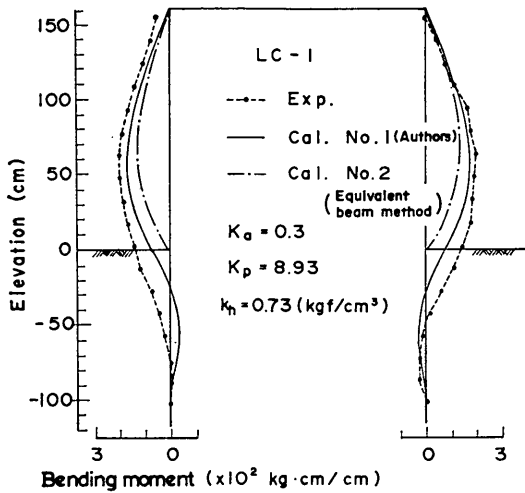


図-38(b) 中詰め完了時の曲げモーメント分布の計算値と実験値の比較 (大型模型)

Chang の式で表しているためと考えられる。

同図(b)の大型模型は、矢板の剛性が比較的大きいため、矢板の曲げモーメントのゼロ点が地盤面より低い位置に存在するが、本計算モデルによってその傾向が表されている。それに対して、仮想ばり法による No. 2 の計算値は、地盤面で矢板の曲げモーメントがゼロとなるため、実験値との差が大きく、最大曲げモーメントは過小に算定されている。

表-6は、大型模型について、タイロッド張力の計算値

表-6 中詰め完了時のタイロッド張力の計算値と実験値の比較

実験番号	実験値 (kgf)	計算値 (kgf)	
		No.1 本計算モデル	No.2 仮想ばり法
LC-1	71.4	166.6	138.1
LC-3	198.7		
LB-1	289.1		
LB-2	222.4		
LC-2	241.7	173.4	

を実験値と比較したものである。計算値の No. 1 と 2 の違いは、矢板の曲げモーメント分布の比較の場合と同じである。実験値は大きくばらついているが、計算値よりも大きな値を示す傾向がある。その原因としては、中詰

め完了時の土圧分布は、図-27 (b) に示したとおり円弧状であるが、これを三角形分布で近似して計算を行ったために、タイロッド取付点の反力が小さく算定される結果になったものと考えられる。

4.4 まとめ

模型実験について計算値と実験値を比較し、力学的挙動計算モデルの適用性を検討した結果は次のようにまとめられる。

(1) 水平外力作用時の計算

a) 中詰め砂のせん断ひずみ θ を 0.01、矢板 A および B の地盤面変位 y_{A0} および y_{B0} を 1.0cm に設定して計算を開始し、 θ 、 y_{A0} および y_{B0} がそれぞれ 1/1000 の誤差に収まるように収束判定条件を設定すると、7~22回のくり返し計算によって収束する。

b) 地盤上部を 3 分割すれば、10 分割した場合とほぼ同じ計算結果が得られ、実用上十分な精度で計算を行うことができる。

c) 三角形あるいは台形分布荷重を複数の集中荷重に配分して載荷した土圧型載荷の実験ケースの場合、外力条件として分布荷重を与えたときと複数の集中荷重を与えたときの計算結果の差は小さい。

d) 中詰め砂のせん断弾性係数の補正係数 a は小型模型では 0.28~0.90、大型模型では 0.55~0.70 の範囲にあり、壁体幅・壁高比 B/H の増加に伴って大きくなる傾向を有する。

e) 変位分布の比較より、荷重型による載荷側矢板の挙動の違いおよび根入れ部における 2 列の矢板間の挙動の違いに関して計算結果は実験結果を良く表すことが判明した。

f) 曲げモーメント分布の比較より、模型の大小、荷重型、壁高、根入れ長、矢板の曲げ剛性、頂盤の有無、中詰め砂の有無による 2 列の矢板の曲げモーメントの違いが計算結果によって良く表されることが判明した。ただし、土圧型載荷の場合の載荷側矢板の曲げモーメント分布については計算結果と実験結果の差が若干大きいですが、これは本計算モデルにおいて、地中部の挙動を Chang の方法で算定していることによる誤差の影響と考えられる。

g) タイロッド張力の変化は本計算モデルによって良く説明できる。

(2) 中詰め完了時の計算

a) 本計算モデルによる矢板の曲げモーメント分布の計算値は、小型および大型模型のいずれの場合も実験値とかなり良く一致する。

b) 仮想ばり法による矢板の曲げモーメントの算定値

は、矢板の曲げ剛性が比較的小さい小型模型の実験値と良く一致するが、矢板の曲げ剛性が比較的大きい大型模型の場合は実験値より小さな値を示す。

c) 中詰め砂の土圧分布を三角形で仮定すると、タイロッド張力は若干小さく算定される。

5. 設計計算への適用に関する検討

5.1 概要

本論では、2.で二重矢板構造物の力学的挙動計算モデルを誘導し、4.において計算結果を模型実験結果と比較し、計算モデルの適用性を検討した。その結果、二重矢板式構造物を設計する際に最も重要となる壁体の変位、矢板の曲げモーメントおよびタイロッド張力に関して、計算値は実験値と良い一致を示すことが判明し、本計算モデルを設計計算に適用しうることが検証できた。

しかし、本計算モデルには、中詰め砂のせん断弾性係数、ポアソン比および横方向地盤反力係数が構造物の挙動を決定する重要なパラメーターとして含まれている。これらの土質諸定数は、二重矢板式構造物の構築時に用いられる中詰め砂の種類や基礎地盤の性状によって異なる値をとる性質のものである。したがって、本計算モデルを設計計算に活用するためには、土質諸定数の特性を詳しく調査し、汎用性のある推定法を定める必要がある。

そこで著者は、粒径分布が異なる3種類の砂について広範な土質試験を実施し、砂のせん断弾性係数およびポアソン比の一般的特性を調査した。

5.2では、土質試験結果を総合的に検討し、本計算モデルを設計計算に使用する際の、中詰め砂のせん断弾性係数およびポアソン比の算定法を提案するとともに、横方向地盤反力係数の選定についても述べる。

また、5.3では、実物大の二重矢板式構造物を想定し、本計算モデルを用いた場合の設計計算例を示すと同時に、従来法による計算結果との比較を行う。

5.2 土質諸定数の選定に関する検討

(1) せん断弾性係数

砂のせん断弾性係数の一般的性質を調べるため、粒径分布が異なる3種類の乾燥砂について、相対密度および鉛直応力を種々変化させて、単純せん断試験を実施した。

試験に用いた砂は、3.2の小型模型実験に使用した砂(A)、鹿島砂(B)および東京港中央防波堤外側その1地区廃棄物埋立設岸に使用された中詰め砂(C)の3種類である。図-39に試験砂の粒径分布を、表-7に物理的性質を示す。

単純せん断試験のケースは、相対密度 D_r を 80, 60 および 40% の3段階とし、おのおの相対密度を有する供試体について鉛直応力 σ_v を 2.0, 1.0 および 0.5 kgf/cm²

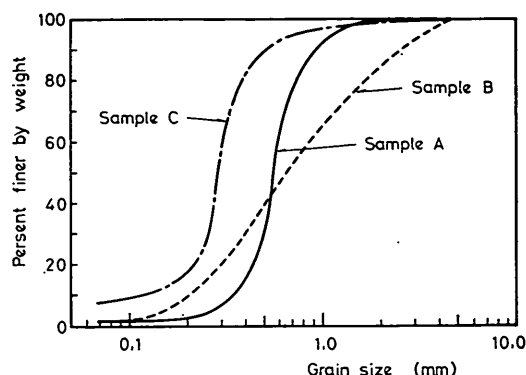


図-39 試験砂の粒径分布

表-7 試験砂の物理的性質

試料	15°Cにおける土粒子の比重 G_s	均等係数 U_c	最大乾燥密度	最小乾燥密度
			γ_{dmax} (gf/cm ³)	γ_{dmin} (gf/cm ³)
A	2.63	1.74	1.66	1.45
B	2.56	3.95	1.91	1.66
C	2.67	2.73	1.60	1.24

と変化させた。供試体の製作は多重ふるい法を採用し、真空吸収法にて整形した。また、せん断速度は0.03mm/minとした。

表-8は、単純せん断試験と同時に実施した三軸圧縮試

表-8 三軸圧縮試験(CD試験)による試験砂の内部摩擦角

試料	相対密度 D_r (%)	内部摩擦角 ϕ (°)
A	80	42.5
	60	40.6
	40	39.2
B	80	42.3
	60	40.4
	40	39.1
C	60	42.4

験(CD試験)によって求めた各試料についての相対密度 D_r と内部摩擦角 ϕ の関係である。試料AおよびBともに、 D_r が大きい場合ほど ϕ も大きな値をとっており、試料の相対密度が力学的性質に影響をおよぼすことがわかる。

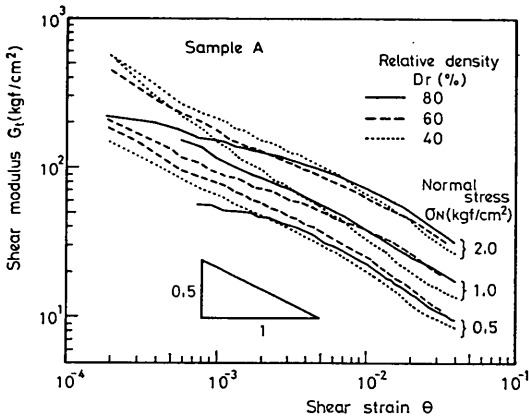


図-40(a) 砂のせん断弾性係数とせん断ひずみ，鉛直応力，相対密度の関係（試料A）

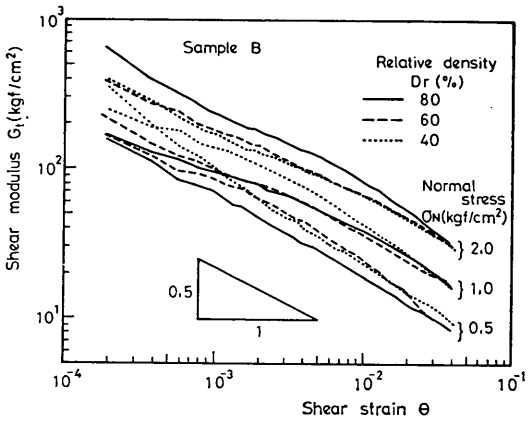


図-40(b) 砂のせん断弾性係数とせん断ひずみ，鉛直応力，相対密度の関係（試料B）

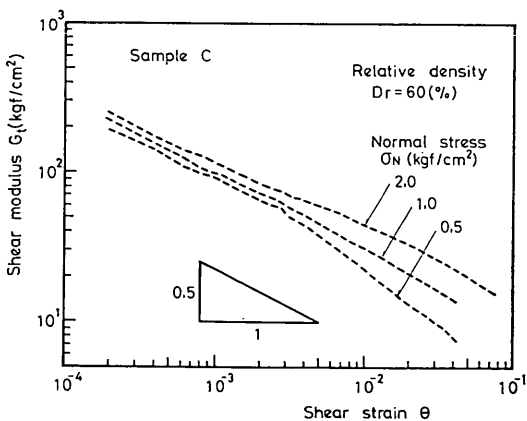


図-40(c) 砂のせん断弾性係数とせん断ひずみ，鉛直応力，相対密度の関係（試料C）

図-40は単純せん断試験によってえられたせん断弾性係数 G_s とせん断ひずみ θ の関係を，相対密度 D_r および鉛直応力 σ_N をパラメーターとして示したものであり，(a)，(b) および (c) はそれぞれ試料A，B および C についての結果である。

同図を全体的にみると， G_s は θ のほぼ -0.5 乗に比例して変化する傾向がある。また，いずれの試料においても θ が約 0.2% 以上の領域では， σ_N が大きい場合ほど G_s も大きな値をとる傾向が明瞭に現れている。

試料の違いがせん断弾性係数の特性におよぼす影響をみるため， $D_r=60\%$ のケースについて，(a)，(b) および (c) を比較すると，試料AとBは σ_N の値にかかわらず，ほとんど同じ $G_s-\theta$ の関係を示しているのに対し，試料Cの場合は， $\sigma_N=2.0$ および 1.0kgf/cm^2 のケースにおいて，他の試料よりも G_s 値が若干小さい値を示している。

また，相対密度 D_r の効果を，同図(a) および (b) において検討すると，試料A，Bのどちらの場合も， D_r がせん断弾性係数 G_s におよぼす影響は定性的にも明確ではない。表-7に示したとおり，三軸圧縮試験による砂の内部摩擦角 ϕ には相対密度 D_r の効果が表れているのに対し， G_s には明確な効果が現れない原因としては，単純せん断試験における試料の異方性の影響等が考えられる。3.2で述べたように，二重矢板式構造物の模型実験では，中詰め砂の締固めによって頭部変位が減少することがわかっている(SC-3，SC-4)。実際の場合にも締固めの効果は大きいと考えられるが，ここでは定式化できるまでに到らなかった。

また，粒径分布の影響に関しても，試料の種類が3種類と少なく，定量的に違いを表示するには不十分である。

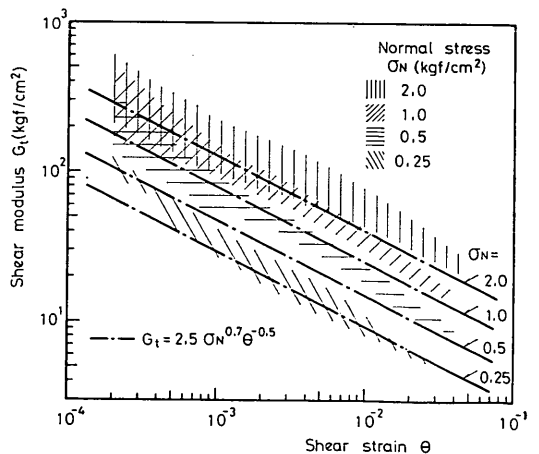


図-41 砂のせん断係数の存在領域とその表示式

したがって、中詰め砂のせん断弾性係数 G の一般的な算定式は、せん断ひずみ角 θ および鉛直応力 σ_N の関数で表し、粒径分布および相対密度 D_r によるばらつきを考慮したものとして示すこととする。

図-41は、上述の単純せん断試験と、3.2(2)および3.3(2)で述べた模型実験砂の単純せん断試験の結果を総合し、 σ_N の各ケースごとに、全試験結果の存在領域を斜線で表示したものである。 G_i の算定式は、図中に一点鎖線で示したように、 σ_N ごとのばらつきの下限値を表す次式で与えることとする。

$$G_i = 2.5\sigma_N^2 \theta^{-0.5} \quad (5.1)$$

本計算モデルにおける中詰め砂のせん断弾性係数 G は G_i に補正係数 a をかけた次式で算定する。

$$G = a \times 2.5\sigma_N^2 \theta^{-0.5} \quad (5.2)$$

補正係数 a は、計算結果と模型実験結果との比較によって求めた図-33を参照して定めることとする。

(2) ポアソン比

砂のポアソン比の一般的性質を調べるため、飽和砂の三軸圧縮試験(CD試験)を実施した。

試料は、単純せん断試験に用いた砂のうち、試料AとBの2種類である。試験ケースは、単純せん断試験にあわせて、相対密度 D_r を80, 60および40%と変化させ、おのおの D_r を有する供試体について、拘束圧 σ_3 を2.0, 1.0および0.5kgf/cm²に設定した。供試体の製作方法も単純せん断試験と同様である。

図-42は試験によって得られた砂のポアソン比 ν と軸ひずみ ϵ の関係であり、(a)が試料Aで、(b)が試料Bについての結果である。相対密度 D_r および拘束圧 σ_3 の効果は明確でなかったため、全ケースを総合して、 ν の存在領域を斜線で示した。

同図より、ポアソン比 ν は軸ひずみ ϵ の増大とともに大きくなる傾向がわかる。また、試料BのほうがAに比べて若干小さな値を示している。

本計算モデルにおいては、2列の矢板の相対変位を壁体幅で除したものを軸ひずみと考えることができるが、その値は模型実験結果からみて、最大で1%程度と思われる。また、ポアソン比 ν の値は計算結果にほとんど影響を与えないことがわかった。したがって、本計算モデルにおける ν は、軸ひずみ ϵ が比較的小さい領域の代表値を用いることとし、次式で定めることとする。

$$\nu = 0.2 \quad (5.3)$$

(3) 横方向地盤反力係数

地中部の計算式に含まれる横方向地盤反力係数は、3.4で述べた一列矢板の載荷試験結果より、同一の地盤および矢板の場合でも、矢板の変化、根入れ長および矢

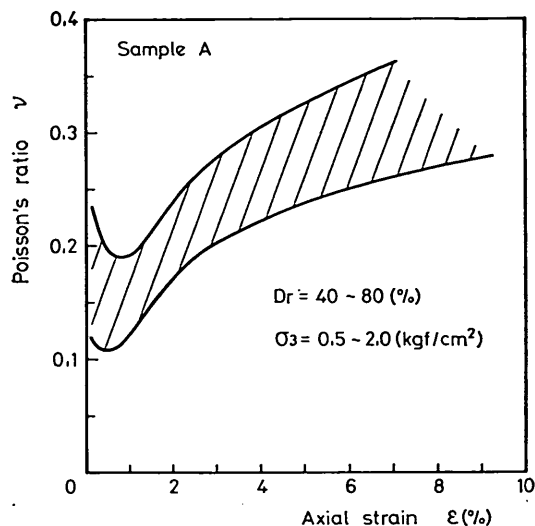


図-42(a) 砂のポアソン比と軸ひずみの関係 (試料A)

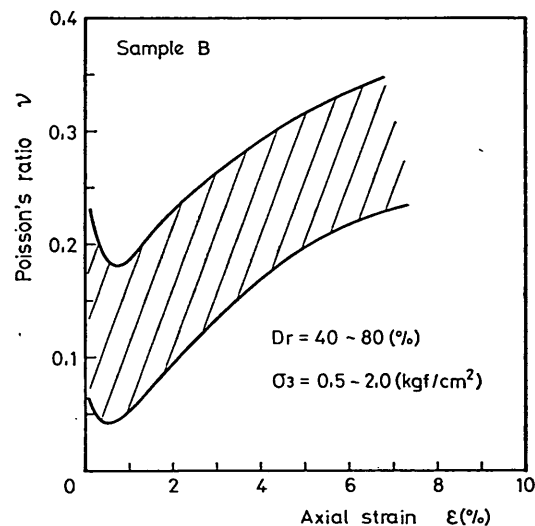


図-42(b) 砂のポアソン比と軸ひずみの関係 (試料B)

板幅の影響を受けることがわかった。しかし、これらの影響は十分解明されておらず、一般的な形の定式化は現状では無理であり、また煩雑でもある。

したがって、ここでは横抵抗 g の挙動計算にChangの式を用いる場合のくい幅と無関係の横方向地盤反力係数を準用することとする。すなわち、地表面から β^{-1} までの平均の N 値からこれを求める横山の計算図⁽²⁹⁾を使用する。

5.3 実物大二重矢板式構造物における計算例

(1) 計算条件

計算例として想定する実物大二重矢板式構造物の設計条件は次のとおりとする (図-43)。

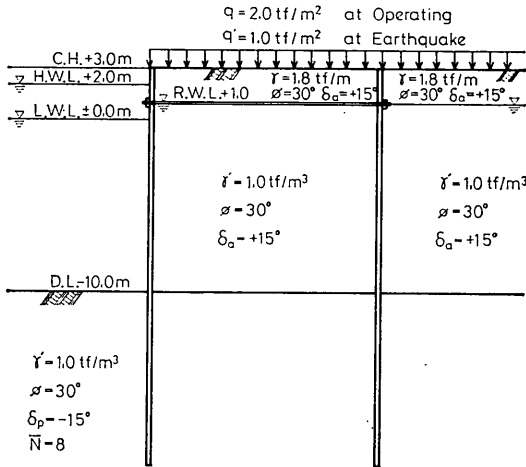


図-43 計算例における設計条件

a) 構造

- 天端高 C.H. = +3.0m
- 高水位 H.W.L. = +2.0m
- 残留水位 R.W.L. = +1.0m
- 低水位 L.W.L. = ±0.0m
- 海底面 D.L. = -10.0m
- タイロッド位置 +1.0m

b) 荷重

- 上載荷重 常時 $q = 2.0 \text{ tf/m}^2$
- 異常時 $q' = 1.0 \text{ tf/m}^2$
- 震度 水平震度 $k = 0.1$
- 水中における見掛けの水平震度 $k' = 0.2$

c) 材料の許容応力度

鋼矢板 (SY 30)

常時 $\sigma_a = 1,800 \text{ kgf/cm}^2$

異常時 $\sigma'_a = 2,700 \text{ kgf/cm}^2$

鋼管矢板 (STK 41)

常時 $\sigma_a = 1,400 \text{ kgf/cm}^2$

異常時 $\sigma'_a = 2,100 \text{ kgf/cm}^2$

タイロッド (高張力鋼45)

常時 $\sigma_a = 1,800 \text{ kgf/cm}^2$

異常時 $\sigma'_a = 2,700 \text{ kgf/cm}^2$

d) 土質

土質条件は、図-43に示すとおりである。図中の記号は次のとおりである。

γ : 土の単位体積重量 (tf/m³)

γ' : 土の水中単位体積重量 (tf/m³)

ϕ : 土の内部摩擦角 (°)

δ_a : 主働状態での壁面摩擦角 (°)

δ_p : 受働状態での壁面摩擦角 (°)

N : 海底面から β^{-1} までの平均 N 値

土質条件より、主働土圧係数 K_a および受働土圧係数 K_p を算定すると表-9のとおりとなる。

表-9 土圧係数の算定値

設計条件	主働土圧係数 K_a	受働土圧係数 K_p
常時 $\phi = 30^\circ, \delta = 15^\circ$	0.29	4.80
異常時	$\phi = 30^\circ, \delta = 15^\circ, k = 0.1$	0.36
	$\phi = 30^\circ, \delta = 15^\circ, k' = 0.2$	0.44

(2) 慣用法による計算例

a) 壁体幅

壁体幅 B は、鋼矢板セル式係船岸の設計法を準用して、海底面における変形モーメント M_d と中詰め砂の抵抗モーメント M_r のつり合いに安全率 F を考慮して、次式を満足するように決定される。

$$M_d F \leq M_r \quad (5.4)$$

(5.4) 式による計算結果を表-10に示す。この結果か

表-10 壁体幅の計算結果

設計条件	変形モーメント $M_d (\text{tf} \cdot \text{m/m})$	抵抗モーメント $M_r (\text{tf} \cdot \text{m/m})$	安全率 F	必要壁体幅 $B (\text{m})$
常時	244.2	$1.4B^2 - 0.028B^3$	1.2	18.2
異常時	$299.7 + 16.4B$	$3.83B^2 - 0.078B^3$	1.2	16.3

ら、壁体幅は $B = 19.0 \text{ m}$ と決定される。

b) 根入れ長

根入れ長 D は、タイロッド取付点に関する受働土圧によるモーメント M_p と主働土圧および残留水圧によるモーメント M_a のつり合いを考慮し、次式を満足するように決定される。

$$M_p = F M_a \quad (5.5)$$

表-11 根入れ長の計算結果

設計条件	主働土圧および残留水圧によるモーメント $M_b(t \cdot m/m)$	受働土圧によるモーメント $M_p(tf \cdot m/m)$	安全率 F	根入れ長 $D(m)$
常時	$0.0967D^3 + 4.51D^2 + 63.91D + 285.13$	$1.60D^3 + 26.40D^2$	1.5	5.94
異常時	$0.0147D^3 + 6.33D^2 + 85.91D + 376.08$	$1.35D^3 + 22.33D^2$	1.2	7.18

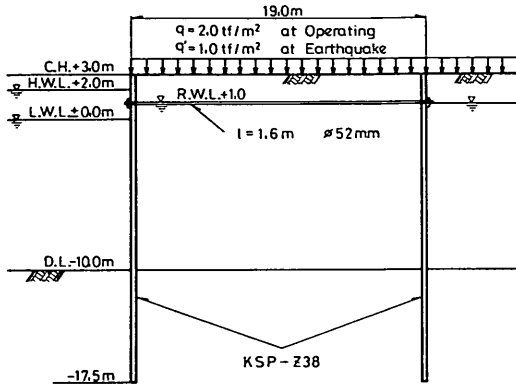


図-44 従来の慣用法による構造物の断面

(5.5)式による計算結果を表-11に示す、この結果から、根入れ長は $D=7.5m$ と決定される。

c) 矢板の曲げモーメント

矢板に作用する最大曲げモーメント M_{max} は、タイロッド取付点および海底面を支点とし、海底面から上の土圧および残留水圧が荷重として作用する単純ばりと仮して求められる。計算結果は次のとおりとなる。

常時 $M_{max} = 62.9tf \cdot m/m$ (5.6)

異常時 $M'_{max} = 81.8tf \cdot m/m$ (5.7)

d) タイロッドの張力

タイロッドに作用する張力 T は、矢板の曲げモーメントの算定と同様にして計算した場合のタイロッド取付点反力として求める。計算結果は次のとおりとなる。

常時 $T = 22.15tf/m$ (5.8)

異常時 $T' = 27.17tf/m$ (5.9)

e) 矢板の断面

矢板の断面は矢板の最大曲げモーメントにより算定した応力度が材料の許容応力度を超えないように決定される。必要とされる矢板の断面係数 Z は次のように算定される。

常時 $Z = \frac{62.9 \times 10^5}{1800} = 3,494cm^3/m$ (5.10)

異常時 $Z' = \frac{81.8 \times 10^5}{2700} = 3,030cm^3/m$ (5.11)

したがって、KSP-Z38 (断面2次モーメント、 $I =$

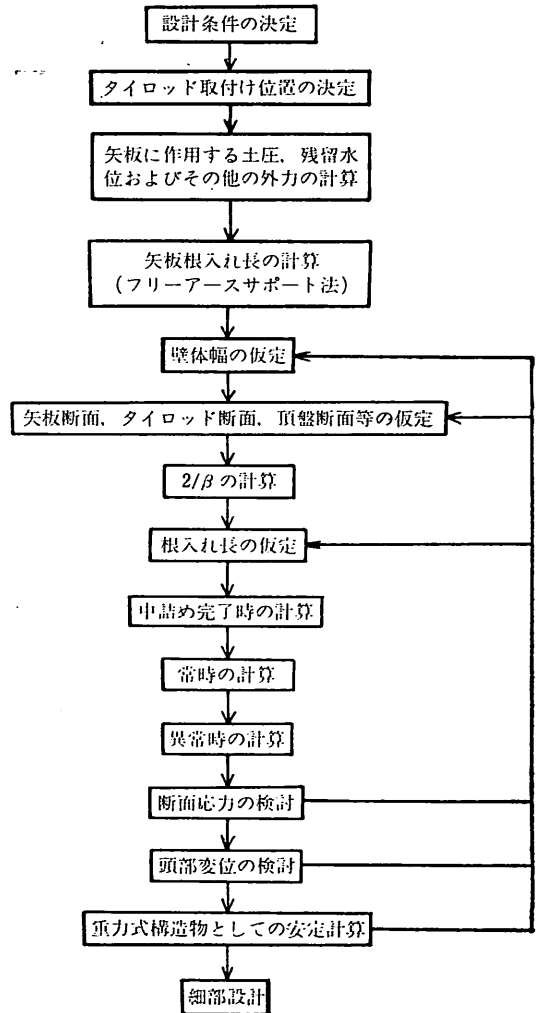


図-45 設計計算例のフローチャート

69, 200cm⁴/m, 断面係数 $Z=3,800cm^3/m$) を使用する。

f) タイロッドの断面

タイロッドの断面は、タイロッド張力から計算した引張応力度が許容応力度を超えないように決定する。

タイロッド間隔 l を 1.5m とすれば、タイロッド1本の張力は次のとおりとなる。

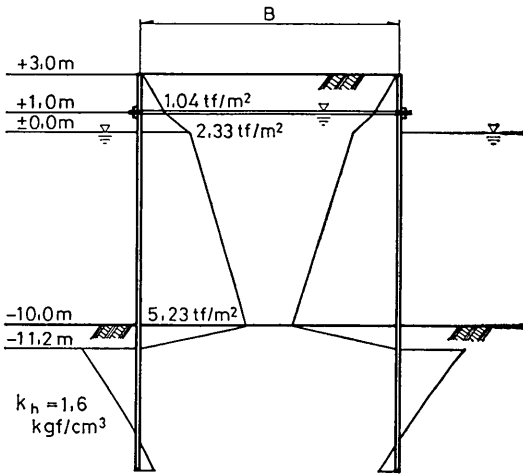


図-46 中詰め完了時の外力

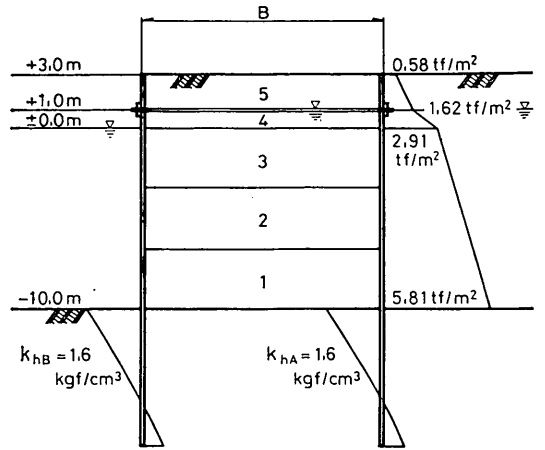


図-47(b) 常時および異常時の外力（水平外力作用時の計算における常時の外力）

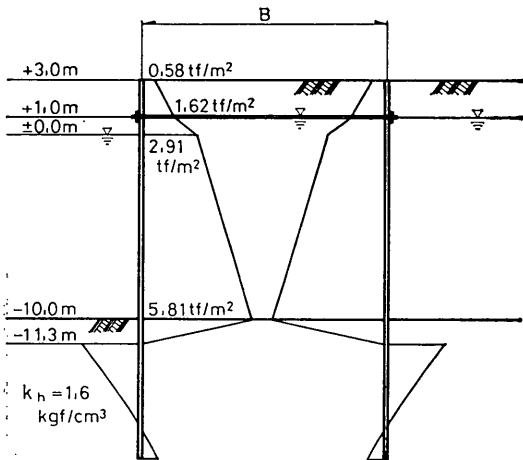


図-47(a) 常時および異常時の外力（初期値の計算における外力）

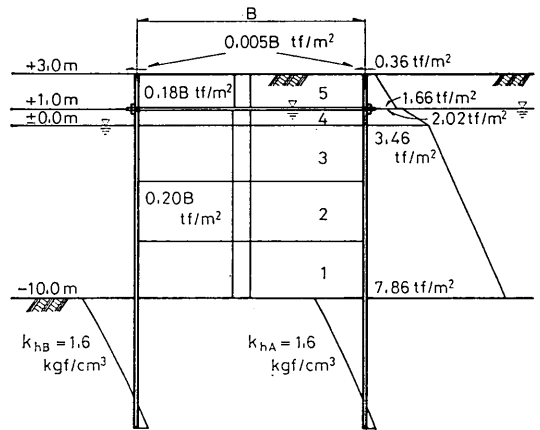


図-47(c) 常時および異常時の外力（水平外力作用時の計算における異常時の外力）

$$\text{常時 } T = 22.15 \times 1.5 = 33.26 \text{ tf/本} \quad (5.12)$$

$$\text{異常時 } T' = 27.17 \times 1.5 = 40.76 \text{ tf/本} \quad (5.13)$$

したがって、タイロッドの最小必要径 d は次のように算定される。

$$\text{常時 } d = \sqrt{\frac{3 \times 33230}{3.14 \times 1800}} = 4.85 \text{ cm} \quad (5.14)$$

$$\text{異常時 } d' = \sqrt{\frac{4 \times 40760}{3.14 \times 2700}} = 4.39 \text{ cm} \quad (5.15)$$

よって、 $d=50\text{mm}$ のものを使用する。

g) 壁全体としての安定計算

重力式構造物に準じて、滑動に関する安全率 F を検討すると次のとおりとなる。

$$\text{常時 } F = 3.7 > 1.2 \quad \text{O.K.} \quad (5.16)$$

$$\text{異常時 } F' = 1.7 > 1.0 \quad \text{O.K.} \quad (5.17)$$

以上の計算によって、二重矢板式構造物の断面は図-44のように決定される。

(3) 力学的挙動計算モデルによる計算例

本論で誘導した二重矢板式構造物の力学的挙動計算モデルを活用した場合の計算例を以下に述べる。ここでは、図-45 に示すフローチャートに従って設計計算を行うこととする。

a) 土圧、残留水圧およびその他の外力

中詰め完了時、常時および異常時の計算における外力条件は図-46 および 47 のとおり示される。図-46 は中詰め完了時の外力条件で、上載荷重および地震力は考慮しな

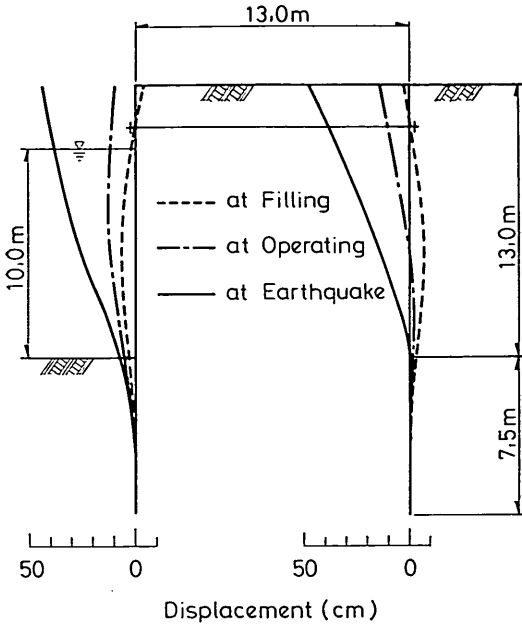


図-48(a) 構造物挙動の計算結果(構造案1)(変位分布)

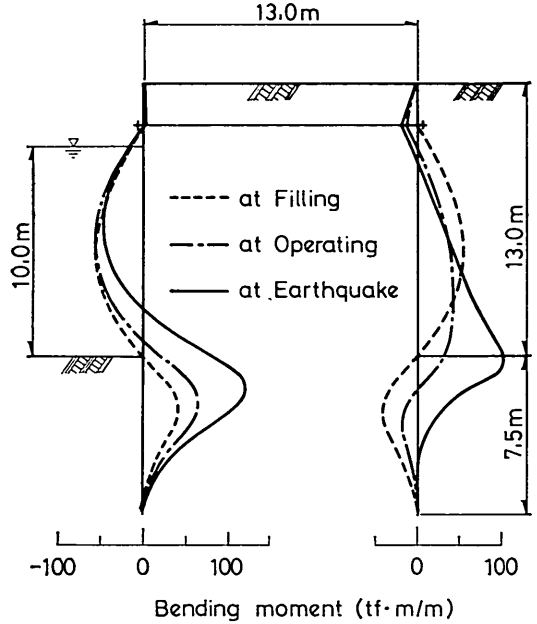


図-48(b) 構造物挙動の計算結果(構造案1)(曲げモーメント分布)

い。図-47(a)は、常時および異常時の計算における初期条件であり、常時の中詰め砂の主働土圧を考慮する。同図(b)は、常時について水平外力作用時の計算を行う場合の外力条件である。同図(c)は異常時について水平外力作用時の計算を行う場合の外力条件であり、中詰め砂の地震力を考慮する。また、上載荷重の地震力は、2列の矢板の上端に作用する集中力として算定し、壁体上部の上載荷重 $q'B$ に震度 k をかけ、2列の矢板に等しく作用させる。横方向地盤反力係数は、海底面から β^{-1} までの平均の N 値が $\bar{N}=8$ であることから、くいの水平挙動計算における算定図²³⁾を参考にして k_{nA} 、 k_{nB} および k_{nB} をともに 1.6 kgf/cm^3 と定める。

b) 矢板の根入れ長の計算

フリーアースサポート法により矢板の根入れ長を計算する。計算結果は表-11と同様になり、根入れ長は $D=7.5\text{m}$ と算定される。

c) 壁体幅の仮定

本計算例の二重矢板式構造物は比較的狭い占有面積が要求されることとし、壁体幅は壁高と等しい $B=13.0\text{m}$ と仮定する。

d) 矢板断面およびタイロッド断面

矢板断面およびタイロッド断面は従来法と同様に、通常の矢板壁の計算によって求め、次のとおり仮定する。

鋼矢板	KSP-Z 38
タイロッド	直径 $\phi 50\text{mm}$
	取り付け間隔 $l=1.5\text{m}$

e) $2/\beta$ の計算

鋼矢板 KSP-Z 38 の場合は $2/\beta$ が次のとおり算定される。

$$2/\beta = 4.91\text{m} \quad (5.18)$$

f) 根入れ長の仮定

根入れ長は、フリーアースサポート法による計算値と $2/\beta$ の長いほうをとって、 $D=7.5\text{m}$ と仮定する。

g) 中詰め完了時、常時および異常時の計算

図-46 および 47 の外力条件に従って、中詰め完了時、常時および異常時の計算を行う。常時および異常時の計算では、まず、図-47(a)の外力条件のもとで中詰め完了時の計算モデルによって矢板の変位、曲げモーメントおよびタイロッド張力の初期値を計算し、つぎに、同図(b)および(c)の外力条件のもとで水力外力作用時の計算モデルにより、初期値からの変化分を計算し、両者を加え合わせて、構造物の実際の挙動を算定する。

中詰め砂のせん断弾性係数 G は(5.2)式で算定する。補正係数 a は、図-33を参照して、 $B/H=1.0$ であることおよび外力が土圧型であることより、 $a=0.5$ として計算する。地盤上部の分割は図-47(b),(c)中に示すと

り5層とする。

図-48(a)および(b)にそれぞれ矢板の変位分布および曲げモーメント分布の計算結果を示す(構造案1)。

h) 断面応力および頭部変位の検討

力学的挙動の計算モデルによる矢板の最大曲げモーメント、タイロッド張力および頭部変位の計算結果を表-12の構造案1に示す。同表には後述する計算の結果も示してある(構造案2および3)。

表-12 力学的挙動計算モデルによる計算結果

構造	計算条件	矢板の最大	タイロッド	頭部水平変
		曲げモーメント M_{max} (tf·m/m)	張力 T (tf)	位 y_{top} (cm)
1	中 詰 時	54.4	28.2	2.7
	常 時	65.3	32.2	13.7
	異 常 時	121.7	41.6	47.2
2	中 詰 時	54.2	28.1	2.5
	常 時	56.5	29.6	8.6
	異 常 時	117.8	47.0	40.2
3	中 詰 時	80.0	31.1	0.1
	常 時	83.9	26.3	6.7
	異 常 時	194.5	27.9	19.0

計算結果にもとづき、断面の応力および頭部変位の検討を行うと次のとおりとなる。

矢板の応力

中詰め完了時 1,450kgf/cm² < 1,800kgf/cm² O.K.

常 時 1,718kgf/cm² < 1,800kgf/cm² O.K.

異常時 3,203kgf/cm² > 2,700kgf/cm²

タイロッド応力

中詰め完了時 1,355kgf/cm² < 1,800kgf/cm² O.K.

常 時 1,203kgf/cm² < 1,800kgf/cm² O.K.

異常時 1,651kgf/cm² < 2,700kgf/cm² O.K.

頭部変位と壁高の比

中詰め完了時 0.2% < 1.0% O.K.

常 時 1.1% > 1.0%

異常時 3.6% > 3.0%

異常時の矢板の応力は許容値を超えており、また、頭部変位が常時および異常時ともに大きいので、この構造

案は不適である。

i) 壁体幅を大きくした場合(構造案2)

壁体幅の仮定を修正し、鋼矢板セルの設計法を準用して算定される $B=19.0\text{m}$ とした場合について計算を行う。矢板断面、タイロッドおよび根入れ長の条件は変わらないものとする。

図-49(a)および(b)にそれぞれ矢板の変位分布および曲げモーメント分布の計算結果を示す。また、矢板の最大

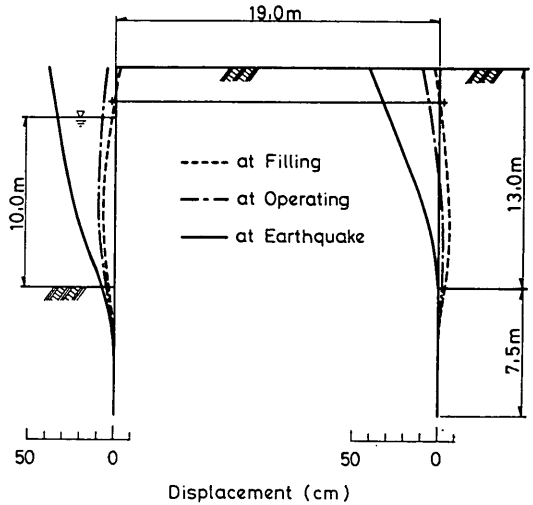


図-49(a) 構造物挙動の計算結果(構造案2)(変位分布)

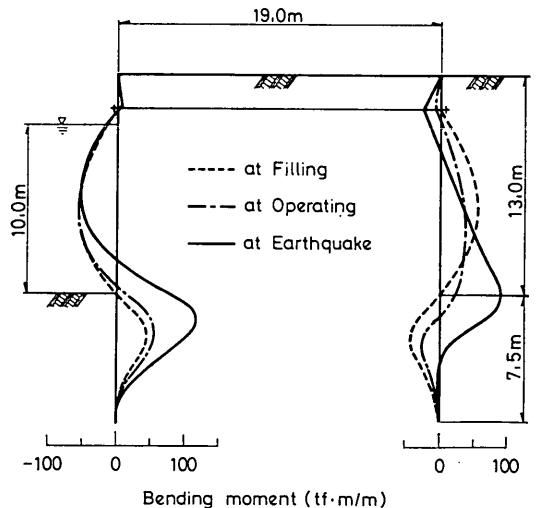


図-49(b) 構造物挙動の計算結果(構造案2)(曲げモーメント分布)

曲げモーメント、タイロッド張力および頭部変位の計算結果は、表-12の構造案2に示したとおりである。

この場合の断面応力および頭部変位について検討すると次のとおりとなる。

矢板の応力

中詰め完了時 1,445kgf/cm² < 1,800kgf/cm² O.K.

常時 1,503kgf/cm² < 1,800kgf/cm² O.K.

異常時 3,087kgf/cm² > 2,700kgf/cm²

タイロッド応力

中詰め完了時 1,355kgf/cm² < 1,800kgf/cm² O.K.

常時 1,090kgf/cm² < 1,800kgf/cm² O.K.

異常時 1,916kgf/cm² < 2,700kgf/cm² O.K.

頭部変位と壁高の比

中詰め完了時 0.2% < 1.0% O.K.

常時 0.7% < 1.0% O.K.

異常時 3.1% > 3.0%

異常時において、矢板の応力が許容値を超えており、頭部変位も大きいため、この構造案は不適である。

j) 矢板断面を大きくした場合(構造案3)

壁体幅は最初の仮定(構造案1)と等しく $B=13.0\text{m}$ とし、矢板の断面を大きくした場合について検討する。矢板およびタイロッドを次のとおり仮定する。

- 鋼管矢板 外径 $\phi 1,000\text{mm}$ 肉厚 18mm
- 断面2次モーメント $I=5.37 \times 10^5 \text{cm}^4/\text{m}$
- 断面係数 $Z=1.07 \times 10^4 \text{cm}^3/\text{m}$
- パイプ型継手
- タイロッド 直径 $\phi 50\text{mm}$
- 取付け間隔 $l=1.25\text{m}$

この場合、鋼管矢板の断面より、 $2/\beta=8.2\text{m}$ と算定され、フリーアースサポート法による根入れ長より大きいため、根入れ長は $D=8.3\text{m}$ と仮定する。

図-50(a)および(b)にそれぞれ矢板の変位分布および曲げモーメント分布の計算結果を示す。また、表-12の構造案3に矢板の最大曲げモーメント、タイロッド張力および頭部変位の計算結果を示した。

計算結果にもとづき、断面応力および頭部変位について検討すると次のとおりとなる。

矢板の応力

中詰め完了時 749kgf/cm² < 1,400kgf/cm²

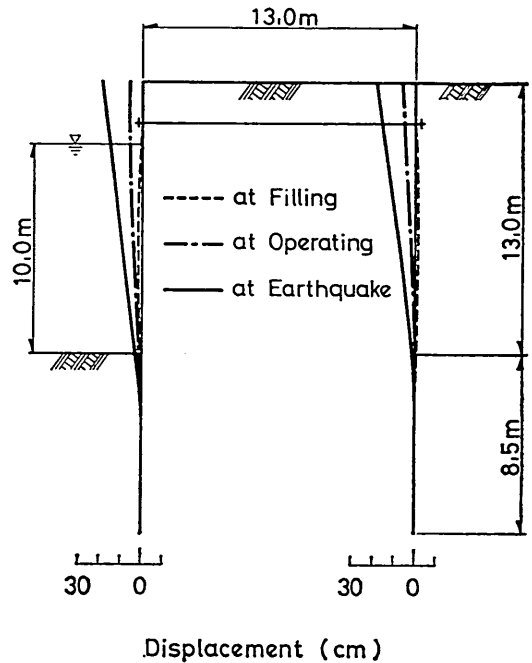


図-50(a) 構造物挙動の計算結果(構造案3)(変位分布)

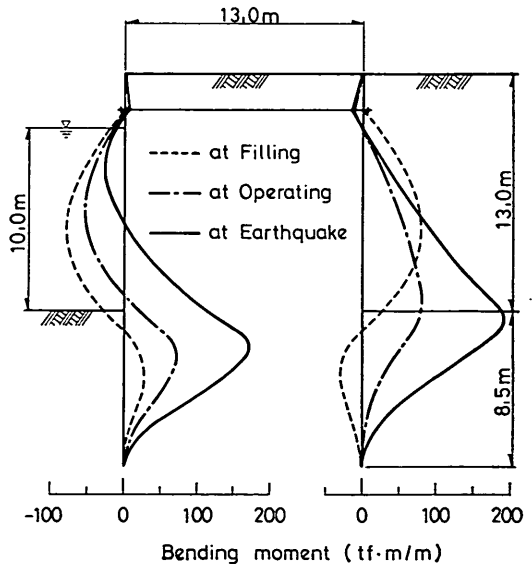


図-50(b) 構造物挙動の計算結果(構造案3)(曲げモーメント分布)

のない場合に比べて、水平載荷の初期段階における変位は減少するが、荷重が増大するにつれてその差は小さくなる。また、矢板の曲げモーメントは小さくなり、鋼矢板セルに類似した特性を示す。

(7) 矢板の剛性や根入れ長を大きくした場合あるいは中詰め砂を締固めた場合には、水平外力に対する変位が小さくなる。

今後に残された重要な課題として、次の2点が指摘できる。

(1) 本論の計算モデルで導入した中詰め砂のせん断弾性係数の補正係数 α は、壁体幅・壁高比 B/H および外力条件と相関があるようであるが、今後さらに検討が必要である。

(2) 本論の計算モデルでは、矢板の根入れ部の横抵抗の計算を便宜上Changの方法によったが、計算の精度を高めるためには根入れ部の横抵抗についてさらに研究が必要である。

本論をとりまとめるにあたり、種々御教示を下さった石渡設計基準部長に深甚なる謝意を表する次第です。また、本研究の計画段階より御尽力下さった柳生忠彦前設計基準研究室長、村田利治前設計基準部主任研究官、川崎製鉄株式会社石田昌弘氏、有意義な御助言をいただいた沢口正俊筑波大学教授、東京港中央防波堤廃棄物埋立護岸の中詰め砂採取に御協力下さった東京都港湾局野村俊夫氏をはじめ関係者各位に深く感謝いたします。

最後に、本研究における模型実験は川崎製鉄株式会社エンジニアリング事業部構造技術研究所にて、砂の土質試験は東亜建設工業株式会社技術研究所土質研究室にて実施されたことを付記する。(1983年11月29日受付)

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) Sawaguchi M.: Lateral Behavior 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
- 4) 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集, 第3部, III-128, 1974, pp. 246~247
- 5) Burkie N.K. and Richards R.: Photoelastic Analysis of a Cofferdam, *J. Geotechnical Div. ASCE*, GT2, 1975, pp. 129~145
- 6) 高橋千代丸・石田昌弘・三好弘高: 二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, Vol. 7, No. 3, 1975, pp. 60~76
- 7) 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, pp. 55~61
- 8) 運輸省第一港湾建設局新潟調査設計事務所: 二重壁構造物の模型実験について, 第1報, 1967, 第2報 1969
- 9) 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, pp. 19~26
- 10) 原 道彦・石田昌弘・中尾 徹: 多段タイロッド式二重矢板壁の力学特性, 第15回土質工学研究発表会, H-2, 383, 1980, pp. 1529~1532
- 11) 福岡正巳・新村芳徳・沢田俊一・井上貴之・内田秀樹: 二重矢板式構造物に関する基礎的研究, 第18回土質工学研究発表会, H-2, 438, 1983, pp. 1145~1146
- 12) Mazurkiewicz B.K.: The Pupture Figure for a Double Wall Cofferdam, *Proceedings of the Speciality Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, Vol. 1, Pt. 2, 1972, pp. 1271~1280
- 13) 富永真生・新村和規・木村 保: 二重鋼矢板壁の応力・変形の測定, 第10回土質工学研究発表会, H-2, 213, 1975, pp. 835~838
- 14) 堤 一高・根井基雄・城 郁夫・薄羽 章: 二重鋼矢板壁式による護岸工事, 施工技術, 第9巻, 11号, 1976, pp. 55~60
- 15) 大野英伍・富永真生・堺 信介・橋本正治・木村 保: 二重矢板式護岸施工時の挙動について, 第14回土質工学研究発表会, H-2, 368, 1979, pp. 1469~1472
- 16) 清水昭男・上西 一・金子 功・藤井 学: 二重矢板による護岸工事およびこれに伴う諸計測, 熊谷技報, 第27号, 1980, pp. 89~105
- 17) 高貝俱幹: 北海道小有珠右の川2号鋼矢板砂防ダム建設工事, 土木施工, 22巻, 13号, 1981, pp. 23~32
- 18) 野沢太三・那須 誠・匹本慶一・安田祐作: 鉄道盛土の耐震強化工法に関する実験的研究, 鉄道技術研究報告, 第1246号(施設編544号), 1983, pp. 1~90
- 19) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1979, 第8編, 第7章, pp. 8-42~8-52
- 20) 文献19)に同じ, 第8編, 第7章, pp. 8-17~8-34
- 21) 文献19)に同じ, 第8編, 第4章, pp. 8-8~8-16
- 22) 文献19)に同じ, 第5編, 第4章, pp. 5-59~5-67
- 23) 最上武雄編: 土質力学, 技報堂出版, 1969, p. 259
- 24) 柳生忠彦・荘司喜博・上田 寛・石田昌弘・川井 豊・塩田啓介: 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, 183, 1982, pp. 729

～732

- 25) 大堀晃一・荘司喜博・上田 寛・原 道彦・川井 豊・塩田啓介：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-7，439，1983，pp. 1147～1150
- 26) 大堀晃一・荘司喜博・塩田啓介：鋼矢板壁の横方向地盤反力係数，土木学会第38回年次学術講演会講演集，第3部，III-307，1983，pp. 613～614
- 27) 大堀晃一・荘司喜博・上田 寛・原 道彦・川井 豊：二重矢板式構造物の弾塑性解析，川崎製鉄技報，Vol. 5，No. 3，1983，pp. 48～55
- 28) 文献19)と同じ，第5編，第4章，p. 5—64

記号一覧表

- $A_1 \sim A_4$ ：境界条件から求まる積分定数
 A_i ：単位奥行きあたりに換算したタイロッド断面積
 a ：中詰め砂のせん断弾性係数の補正係数
 $a_1 \sim a_4$ ：境界条件から求まる積分定数
 B ：壁体幅
 $b_1 \sim b_4$ ：境界条件から求まる積分定数
 $C_1 \sim C_4$ ：境界条件から求まる積分定数
 $c_1 \sim c_4$ ：境界条件から求まる積分定数
 D ：矢板の根入れ長
 D_r ：砂の相対密度
 d ：タイロッドの最小必要径
 d' ：異常時におけるタイロッドの最小必要径
 E ：矢板のヤング率
 E_f ：中詰め砂の圧縮弾性係数
 E_s ：地盤の弾性係数
 E_i ：タイロッドのヤング率
 F ：安全率
 F' ：異常時の安全率
 F_A ：矢板Aの頭部固定係数
 F_B ：矢板Bの頭部固定係数
 G ：中詰め砂のせん断弾性係数
 G_1 ：層1の中詰め砂のせん断弾性係数
 G_0 ：地盤面における中詰め砂のせん断弾性係数
 G_i ：層*i*の中詰め砂のせん断弾性係数
 G_{i+1} ：層*i*+1の中詰め砂のせん断弾性係数
 G_N ：層*N*の中詰め砂のせん断弾性係数
 G_{N-1} ：層*N*-1の中詰め砂のせん断弾性係数
 G_i ：単純せん断試験によって求まる砂のせん断弾性係数
 H ：壁高
 H_0 ：主働土圧と受働土圧のつり合い深さ
 h_i ：層*i*の層厚
 I ：矢板の断面2次モーメント
 K_a ：主働土圧係数
 K_p ：受働土圧係数
 k ：水平震度
 k' ：水中における見掛けの水平震度
 k_h ：横方向地盤反力係数
 k_{hA} ：矢板Aの横方向地盤反力係数

- k_{hB} ：矢板Bの横方向地盤反力係数
 L ：矢板幅
 l ：タイロッド取付間隔
 M_a ：主働土圧および残留水圧によるモーメント
 M_d ：海底面における変形モーメント
 M_{max} ：矢板の最大曲げモーメント
 M'_{max} ：異常時の矢板の最大曲げモーメント
 M_p ：受働土圧によるモーメント
 M_r ：中詰め砂の抵抗モーメント
 m_A ：矢板Aの分布荷重を表す係数
 m_B ：矢板Bの分布荷重を表す係数
 m_f ：中詰め完了時の分布荷重を表す係数
 N ：地盤上部の分割数
 \bar{N} ：海底面から β^{-1} までの平均*N*値
 P ：集中荷重
 P_{A0} ：矢板Aの地盤面に作用する集中荷重
 P_{Ai} ：矢板Aの x_i 点に作用する集中荷重
 P_{AN} ：矢板Aの頭部に作用する集中荷重
 P_{AN-1} ：矢板Aの x_{N-1} 点に作用する集中荷重
 P_{B0} ：矢板Bの地盤面に作用する集中荷重
 P_{Bi} ：矢板Bの x_i 点に作用する集中荷重
 P_{BN} ：矢板Bの頭部に作用する集中荷重
 P_{BN-1} ：矢板Bの x_{N-1} 点に作用する集中荷重
 p_A ：矢板Aに作用する外荷重
 p_{A0} ：矢板Aの分布荷重を表す係数
 p_B ：矢板Bに作用する外荷重
 p_{B0} ：矢板Bの分布荷重を表す係数
 p_f ：中詰め完了時の分布荷重を表す係数
 $Q_1 \sim Q_4$ ：境界条件から求まる積分定数
 q ：上載荷重
 q' ：異常時の上載荷重
 $R_1 \sim R_0$ ：境界条件から求まる積分定数
 S ：中詰め砂のせん断力
 S_0 ：地盤上面のせん断力
 T ：タイロッド張力
 T' ：異常時のタイロッド張力
 x_i ：層*i*上面の*z*座標
 x_{N-1} ：層*N*-1上面の*x*座標
 y ：矢板の変位
 y_A ：矢板Aの変位
 y_{A0} ：矢板Aの地中部変位
 y_{A1} ：矢板Aの層1における変位
 y_{A0} ：矢板Aの地盤変位
 y_{Ai} ：矢板Aの層*i*における変位
 y_{Ai+1} ：矢板Aの層*i*+1における変位
 y_{AN} ：矢板Aの層*N*における変位
 y_{AN-1} ：矢板Aの層*N*-1における変位
 y_B ：矢板Bの変位
 y_{B0} ：矢板Bの地中部変位
 y_{B1} ：矢板Bの層1における変位
 y_{B0} ：矢板Bの地盤面変位
 y_{Bi} ：矢板Bの層*i*における変位
 y_{Bi+1} ：矢板Bの層*i*+1における変位
 y_{BN} ：矢板Bの層*N*における変位
 y_{BN-1} ：矢板Bの層*N*-1における変位

二重矢板式構造物の力学的特性に関する研究

y_0 : 矢板の地盤面変位	ϵ : 三軸圧縮試験における供試体の軸ひずみ
y_{top} : 矢板の頭部変位	θ : 中詰め砂および単純せん断試験供試体のせん断ひずみ
Z : 矢板の断面係数	θ_0 : 中詰め砂の地盤面におけるせん断ひずみ
Z' : 異常時における矢板の必要最小断面係数	ν : 砂のポアソン比
γ : 土の単位体積重量	σ_3 : 三軸圧縮試験の拘束圧
γ' : 土の水中単位体積重量	σ_A : 中詰め砂が矢板Aから受ける応力
γ_0 : 単純せん断試験における試料砂の初期密度	σ_B : 中詰め砂が矢板Bから受ける応力
γ_g : 地盤の単位体積重量	σ_N : 中詰め砂および単純せん断試験供試体の鉛直応力
γ_i : 中詰め砂の層 i における単位体積重量	σ_{N0} : 中詰め砂の地盤面における鉛直応力
γ_k : 中詰め砂の地震力算定における単位体積重量	σ_{Ni} : 中詰め砂の層 i 中間部における鉛直応力
γ_s : 土の湿潤単位体積重量	σ_a : 鋼材の許容応力度
γ_w : 水の単位体積重量	σ'_a : 異常時における鋼材の許容応力
δ : 壁面摩擦角	ϕ : 砂の内部摩擦角
δ_a : 主働状態における壁面摩擦角	
δ_p : 受働状態における壁面摩擦角	