



土木研究所資料

第1034号

矢板式基礎と水平力に対するその構造特性

昭和50年3月

建設省土木研究所

目 次

1. 概 要	1
2. 矢板式基礎の構造一般	2
2.1 一般的定義	2
2.2 使用する材料	2
2.3 構造形式	5
2.4 矢板式基礎の生いたちと特徴	6
3. 矢板式基礎の設計法	8
3.1 設計の基本	8
3.2 荷重の決定	8
3.3 鉛直方向許容支持力	9
3.4 地盤の許容せん断抵抗力	10
3.5 水平抵抗	11
3.6 断面力	15
4. 矢板式基礎の施工実績	16
5. 矢板式基礎の現場実験	22
6. 矢板式基礎の継手特性	29
6.1 継手強度試験の目的	29
6.2 直接せん断試験	29
6.3 曲げせん断試験	30
7. 矢板式基礎の水平抵抗に対する新しい構造解析の試み	35
7.1 線形補間法	35
7.2 矢板相互のずれを考慮した場合の解析	36
7.3 曲げとせん断による変形を考慮した場合の解析	42
8. 今後の課題	46

矢板式基礎と水平力に対するその構造特性

建設省土木研究所 所長 川 上 賢 司
構造橋梁部長 大久保 忠 良
基礎研究室長 駒 田 敬 一
・ 研究員 岡 原 美知夫

1. 概 要

矢板式基礎は、鋼ぐいを素材として、これを継手と介して閉塞形状に打設した基礎構造で、わが国の製鉄メーカーが開発した独得の構造である。鋼ぐいを素材としているため機械化施工、急速施工に適するほか、基礎の寸法、根入れ長さが比較的自由に選択できる利点がある。また閉塞形状に打設した鋼ぐいの継手を止水することによって、水中で仮締切兼用工法として施工できる特徴も併せて有する。

矢板式基礎は1965年ごろ溶鉱炉の基礎に開発使用されたのがはじめてであり、橋梁基礎に用いられたのは1969年ごろからである。橋梁基礎だけでも、その構造と施工の有利さのために、すでに40橋、148基の実績を有し、今後とも多用されるものと思われる。これらの大部分は、地盤条件、水深条件が著しく悪く、かつ寸法が大きいために従来のケーソン基礎またはくい基礎では設計施工上技術的に多くの困難が予想されるものであった。

矢板式基礎は、ケーソン基礎とくい基礎の中間的な力学特性を有する構造であると考えられるが、これの解明を通じてより合理的な設計法を確立する必要がある。

本文では、矢板式基礎の構造一般、現行の設計の考え方¹⁾、施工実績、現場実験結果等について紹介し、矢板式基礎の構造特性の解明のために行なった解析成果について報告する。矢板式基礎は複雑な構造特性を有するため、まだその解明の第一歩を踏みだしたにすぎないと考えている。

なお、本文では、矢板式基礎の兼締切兼用工法の考え方、施工性等については触れなかった。

2. 矢板式基礎の構造一般¹⁾

2.1 一般の定義

矢板式基礎とは、鋼管矢板又はH形鋼矢板を、現場で円形、楕円形、短形等の閉鎖形状に組み合わせて建てこみ、頭部の剛結処理をおこない、さらに必要によっては継手を処理し、所定の水平抵抗、鉛直支持力が得られるように処置した構造形式と定義する。後述の施工例を見てもわかるように、用いられる矢板は鋼管矢板の場合が多いと云える。

継手処理については、仮締切兼用の場合が大部分なので、継手部にモルタルをてん充して止水性を高めるが、継手処理による耐力の増加については、まだわからない点が多い。継手部へのモルタルをてん充は、技術的な困難性を伴うが、矢板式基礎の構造上の弱点は継手にあり、その強度を高める意味からも継手処理を行なっている。将来の課題として継手の開発が期待される。

2.2 使用する材料

矢板式基礎に使用する矢板材料は、その構造特性に十分耐えうる強度、材質、断面性能を備えた鋼材とする。また、鋼材の厚さは原則として8mm以上とする。使用される矢板として、鋼管矢板、H形鋼矢板があるが、その形状、寸法について以下に示す。

鋼管矢板及び継手の形状は、図2.1に、寸法、重量については表2.1に示す。

なお、図中の寸法は代表的な数値を示す。
H形鋼矢板の代表的なものを表2.2に示す。

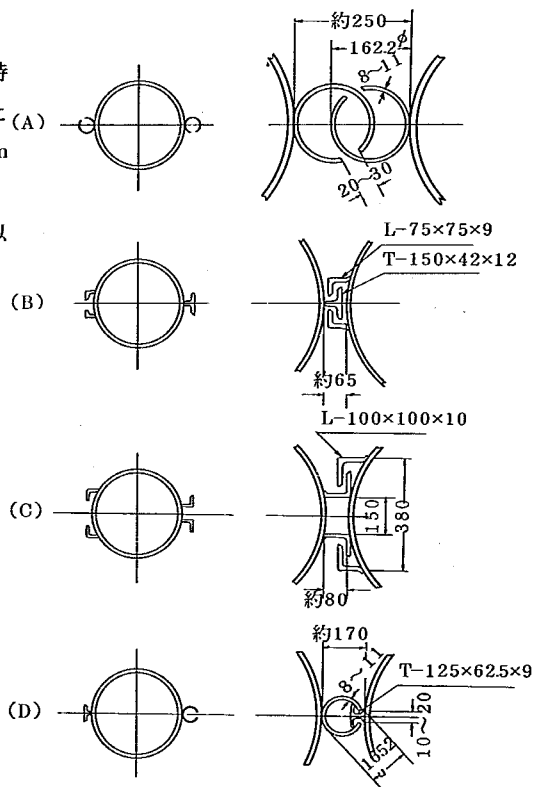


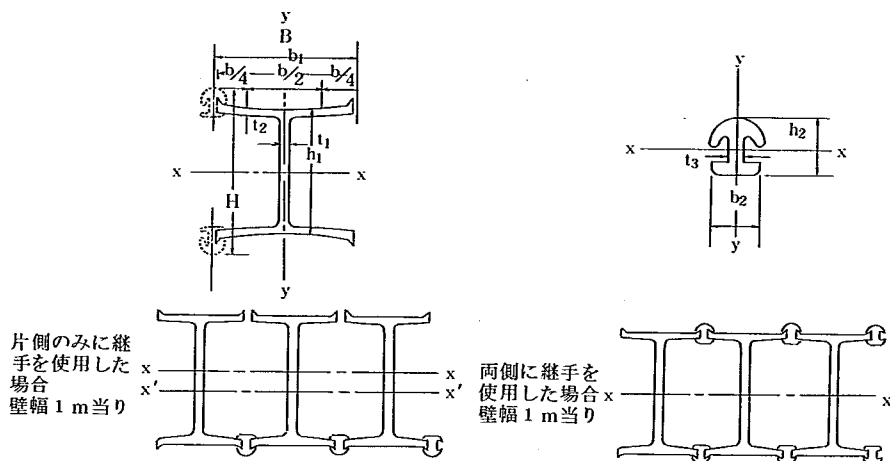
図-2.1 鋼管矢板継手形状の種類

表 2.1 鋼管矢板用鋼管の寸法および重量

外 径 mm	厚さ mm	断面積 cm ²	単位重量 kg/m	断面二次 モーメント I cm ⁴	断面係数 Z cm ³	断 面 二次半径 i cm	外 側 表面積 m ² /m
600	9	167.1	131	730×10^2	243×10	20.9	1.88
	12	221.7	174	958×10^2	320×10	20.8	1.88
	14	257.7	202	111×10^3	369×10	20.7	1.88
	16	293.6	230	125×10^3	418×10	20.7	1.88
700	9	195.4	153	117×10^3	333×10	21.1	2.20
	12	259.4	204	154×10^3	439×10	21.3	2.20
	14	301.7	237	178×10^3	507×10	21.3	2.20
	16	343.8	270	201×10^3	575×10	21.2	2.20
812.8	9	227.3	178	164×10^3	452×10	23.4	2.55
	12	301.9	237	242×10^3	596×10	28.3	2.55
	14	351.3	276	280×10^3	690×10	28.2	2.55
	16	400.5	314	318×10^3	782×10	28.2	2.55
914.4	12	340.2	267	346×10^3	758×10	31.9	2.87
	14	396.0	311	401×10^3	878×10	31.8	2.87
	16	451.6	354	446×10^3	997×10	31.8	2.87
	19	534.5	420	1170×10^3	117×10^2	31.7	2.87
1016	12	378.5	297	477×10^3	939×10	35.5	3.19
	14	440.7	346	553×10^3	109×10^2	35.4	3.19
	16	502.7	395	628×10^3	124×10^2	35.4	3.19
	19	595.1	467	770×10^3	146×10^2	35.2	3.19

表 2.2

分 類	寸 法						断面積重量		分 類	寸 法			断面積 重量		断面二次モーメント		断面係数	
	mm						cm ²	kg/m		mm			cm ²	kg/m	cm ⁴		cm ³	
	H	B	b ₁	h ₁	t ₁	t ₂	1枚当り	1枚当り		b ₂	h ₂	t ₃	1本当り	1本当り	I _x	I _y	Z _x	Z _y
YSPB -74	486	420	403	410	10	135	1650	130	継手	67	64	14	22.99	18.0	54,800	17,000	2,670	850



断面積 cm ² /m	重量 kg/m	断面二次モーメント cm ⁴ /m I_x	断面係数 cm ³ /m Z_x
447.6	351	152,000	6,600

断面積 cm ² /m	重量 kg/m	断面二次モーメント cm ⁴ /m I_x	断面係数 cm ³ /m Z_x
502.4	394	180,000	7,420

矢板に用いられる鋼材は, J I S A 5528 に

鋼管矢板は, SY 24

H形鋼矢板は, SY 30, SY 40

と規定されている。矢板の許容応力度は, 道路橋下部構造設計指針, 調査および設計一般篇に示される値(表 2.3)を用いることとする。

表 2.3

種類		許 容 応 力 度 (kg/cm ²)		
		SS 41	SS 50	SM 50 A
1. 軸方向引張応力度 (総断面積につき)		1,400	1,700	1,900
2. 軸方向圧縮応力度 (総断面積につき)				
圧 縮 部 材		$0 < l/r \leq 110$ $1,300 - 0.06(l/r)^2$ $l/r > 110$ $7,200,000/(l/r)^2$	$0 < l/r \leq 100$ $1,600 - 0.09(l/r)^2$ $l/r > 100$ $7,200,000/(l/r)^2$	$0 < l/r \leq 90$ $1,800 - 0.11(l/r)^2$ $l/r > 90$ $7,200,000/(l/r)^2$
l = 部材の長さ r = 部材総断面の断面二次半径(cm)				
圧 縮 添 接 材		1,300	1,600	1,800
3. 曲げ応力度				
けたの引張縁 (純断面積につき)		1,400	1,600	1,900
けたの圧縮縁 (総断面積につき)		$1,300 - 0.6(l/b)^2$	$1,600 - 0.9(l/b)^2$	$1,800 - 1.1(l/b)^2$
l = フランジ固定点間の距離(cm)		ただし $l/b \leq 30$	ただし $l/b \leq 30$	ただし $l/b \leq 30$
b = フランジの幅 (cm)				
ただし鉄筋コンクリート床版などで直接圧縮フランジが固定されたけたの場合		1,300	1,600	1,800

4. 軸方向圧縮力および曲げモーメントを受ける部材 軸方向圧縮力および曲げモーメントをうける部材に対しては、次の検算を行う。			
水平軸のまわりの座屈に対して	$\frac{P}{A_g} + \frac{M}{I} y_c \leq \frac{\sigma_{ca1}}{1,300}$	$\frac{P}{A_g} + \frac{M}{I} y_c \leq \frac{\sigma_{ca1}}{1,600}$	$\frac{P}{A_g} + \frac{M}{I} y_c \leq \frac{\sigma_{ca1}}{1,800}$
垂直軸のまわりの座屈に対して	$\frac{P}{A_g} + \frac{M}{I} y_c \leq \sigma_{ca3}$ ただし $\frac{P}{A_g} \leq \sigma_{ca2}$	同 左	同 左

P = その断面に作用する軸方向圧縮力 (kg)
 M = その断面に作用する曲げモーメント (kg-cm)
 A_g = 部材の断面積 (cm²)
 I = 部材総断面の中立軸のまわりの断面二次モーメント (cm⁴)
 y_c = 中立軸から圧縮縁までの距離 (cm)
 σ_{ca1} = 水平軸のまわりの断面二次半径を用いた許容軸方向圧縮応力度 (kg/cm²)
 σ_{ca2} = 垂直軸のまわりの断面二次半径を用いた許容軸方向圧縮応力度 (kg/cm²)
 σ_{ca3} = 曲げ応力度で規定した圧縮縁の許容応力度 (kg/cm²)

2.3 構造形式

矢板式基礎をその形状から分類すると、同一長さの矢板を支持層まで打ち込んで形成する井筒型と矢板の一部を支持層まで打ち込んだ脚付型となる。また、その断面形状、基数、継手の処理方法などにも数種の方法があり、総合すると表2.4のようになる。

このほかに、矢板自体の内部を補強するか否か、地表面よりの突出長の有無、矢板そのものの形状の混成などでも分類できる。

表 2.4

基本形	断面形状	基 数	継手処理
井筒型	円 形	単 数	モルタル
脚付型	楕円形	複 数	注 入
	短 形		溶 接
	その他		無 処理

前述したように、井筒型は、すべての矢板を支持層まで打ち込み、頭部をフーチングにより剛結したものであるが、一方、支持層が比較的深い場所などでは、水平力に比して鉛直支持力の方に余裕のあることが多く、このような場合には、矢板の一部を支持層まで到達させ、他は中間で止める構造、すなわち脚付型にした方が鋼材量が少なく済み、経済的になる。

矢板式基礎の断面形状は、図2.2に示すような円形、楕円形、短形のほか考えられるどのような断面形状でも可能である。ケーソン工法では断面形状の違いが、施工速度に影響を与えていたが、本工法によれば、従来のくい打ち工事とほとんど変わらないため、形状の違いによる施工速度への

影響は極めて少ない。

矢板式基礎の種類は、頭部、締切等の違いにより、図2.3に示すように、大略5種類に分けられる。(1)は立ち上がり式と呼ばれ、矢板が水面上にまで立ち上がり、頂版が水面上にある。(2)は締切り方式と呼ばれ、躯体、頂版の建設に、別に締切り施設を設けるものである。(3)は仮締め切り兼用方式と呼ばれ、本管の矢板が水面上にまで立ち上がり、これによって締切りを行ない、躯体、頂版を建設したあと、仮締め切り部の矢板を水中切断する。(4)は半剛体方式と呼ばれ、井筒内部を一部掘削してコンクリートを打設したものである。(5)は剛体方式と呼ばれ、井筒内部を支持層まで掘削して、コンクリート打設したものである。

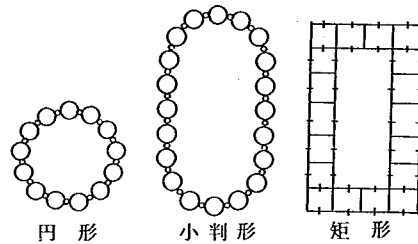
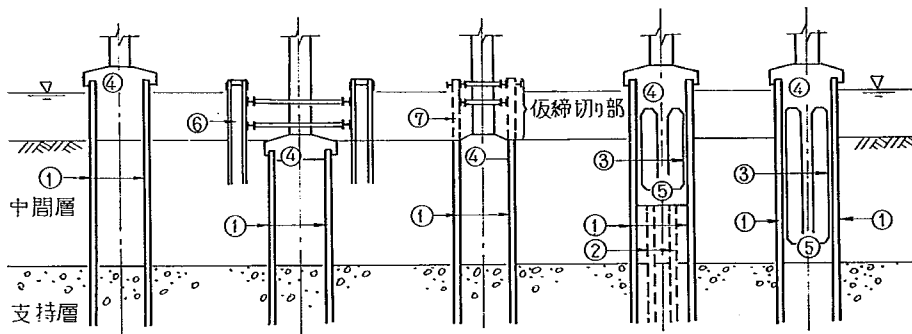


図 2.2



(1) 立ち上がり方式 (2) 締切り方式 (3) 仮締め切り兼用方式 (4) 半剛体方式 (5) 剛体方式
① 鋼管矢板 ② 鋼管ギ(必要により) ③ 内部鉄筋コンクリート ④ フーチング ⑤ 底板
⑥ 2重締切り ⑦ 仮締切り

図 2.3 矢板式基礎の種類

2.4 矢板式基礎の生いたちと特徴²⁾

矢板式基礎が構造物の基礎として本格的に使用された最初のもは、川鉄水島製鉄所の溶鉱炉基礎であろう。多くの模型実験、実物実験などの研究を経て、矢板式基礎が橋梁基礎に使用された最初のもは、石狩河口橋(北海道、昭和44年)、小見川橋(千葉県、昭和45年)、千本松橋(大阪市、昭和45年)などである。

矢板式基礎に関する開発研究は、溶鉱炉基礎がその適用の第1号であることから知られるように、幾つかの製鉄メーカーの手によって行なわれてきた。溶鉱炉基礎のほか、ドルフィン、スケールピット等製鉄所内の土木工事に多く用いられ、この段階でいくつかの開発研究が行なわれ、橋梁基礎のための基礎的技術が培われた。

矢板式基礎は、ケーソン基礎に近い剛性を有すると考えられ、抗基礎とほとんど同じ施工準備、

機械により施工することができ、省力化、急速施工に適するなど、多くの有利性をもつといえるので、建設省は、昭和44年度に建設省技術研究補助金を製鉄メーカーに交付し、「矢板式基礎の施工性と構造特性に関する研究」を奨励した。これに関連して、製鉄メーカーを中心に、学官民からなる矢板式基礎研究委員会が組織され、(1)矢板の打ち込み精度の調査、(2)土中における遮水効果、(3)矢板とてん充コンクリートの一体性、(4)振動特性の4項目の研究³⁾が行なわれた。この研究会の成果として、昭和47年1月「矢板式基礎の設計と施工指針¹⁾」が刊行された。この指針は、建設省の技術基準である道路橋示方書、道路橋下部構造設計指針などとは性格を異にする民間サイドで作成された指針であるが、これの与えた影響は大きく、橋梁基礎の設計・施工の実務に有効に活用されている。

矢板式基礎の最大の特徴の一つは、仮締切兼用工法をとり得ることであろう。今までの施工例を見ると、大半がこれである。図2.4はその施工順序を示すが、水中でくい基礎を施工する場合、仮締切工が必要であるが、水深が大きいと仮締切に多大の工費を要し、工期も長くなる。なおかつ仮締切の力学的安定性はまだ十分に解明されていないのが実状である。矢板式基礎工法では、本体と同じ構造部材で締切るから、安全性はきわめて高い。H鋼の腹起こしと鋼管矢板の隙間はモルタルで固め支保工と仮締切部材を一体化することによって安全性をさらに高めることができる。矢板式基礎工法を仮締切兼用工法として有効ならしめるためには、継手の止水性、鋼管矢板の水中での切断技術を一層確実にしかも経済的とする必要が

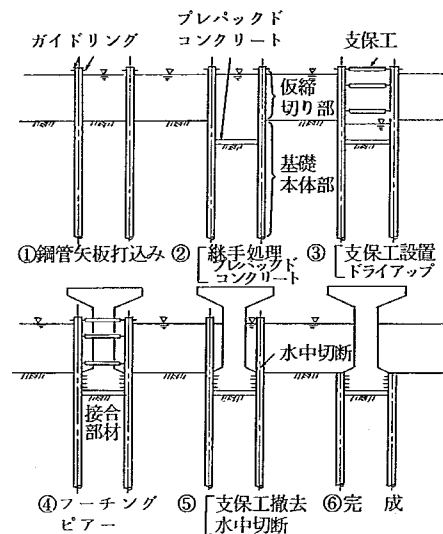


図-2.4 仮締切兼用矢板式基礎工法の施工順序

3. 矢板式基礎の設計法¹⁾

3.1 設計の基本

矢板式基礎を設計するための留意すべき基本的事項としては次のようなものがあげられる。

- (1) 矢板式基礎の井筒部底面及び脚先端の最大地盤反力度は、その位置における地盤の許容支持力度を越えてはならない。
- (2) 矢板式基礎の井筒部底面におけるせん断抵抗力は、井筒部底面と地盤との間に働く許容せん断抵抗力を越えてはならない。
- (3) 矢板式基礎の変位については、上部構造との関連から決まる許容変位量を考慮に入れて検討しなければならない。
- (4) 矢板式基礎各部の応力度は、許容応力度を越えてはならない。
- (5) 矢板式基礎の水平抵抗は、くい基礎と同じく弾性床上のはりとしての取扱いをするから、基礎前面の地盤反力度の検討は行なわなくともよいが、地盤が塑性変形を生じない範囲で考慮した方がよい。
- (6) 矢板式基礎の変位が大きく、固有周期が長いものについては、責任技術者の判断により、上部工を考慮した動的解析を行ない、変位、部材応力等を総合的に検討した方がよい。

3.2 荷重の決定

矢板式基礎の設計に用いる荷重は、原則として「道路橋下部構造設計指針」の調査および設計一般篇の2章荷重、ならびに「道路橋耐震設計指針」の3章耐震設計において考慮すべき荷重および設計条件に従うものとする。

考慮すべき荷重としては、活荷重、死荷重、土圧、水圧、浮力、温度変化の影響、地震の影響、雪荷重、その他のものがある。

地震時の設計震度には、震度法における設計震度および強震観測にもとづく地震動の特性ならびに着目する下部構造の固有周期、振動のモード、振動時の減衰性などの動的特性を同時に考慮した修正震度の二つがあり、それぞれ(3.1)、(3.2)式で示される。

$$k_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_0 \quad (3.1)$$

ここに、

k_h : 設計水平震度

k_0 : 標準設計水平震度(0.2とする)

ν_1 : 地域別補正係数

ν_2 : 地盤別補正係数

ν_3 : 重要度別補正係数

$$k_{hm} = \beta k_h \quad (3.2)$$

ここに、

k_{hm} : 応答を考慮した修正震度法における設計水平震度

k_h : (3.1)式で与えられる設計水平震度

β : 構造物の固有周期による設計震度の補正係数

設計鉛直震度 k_v は一般には考慮しない。ただし支承部などの設計にあたっては、「上部構造・下部構造の接点の設計に用いる鉛直方向地震力」の規定による。

耐震計算上の地盤面より下方の構造部分、土、水に対しては設計水平震度は考慮しない。

3.3 鉛直方向許容支持力

鉛直方向許容支持力は、構造物の重要度を考慮して、

- (1) 鉛直載荷試験
- (2) 静力学的支持力公式
- (3) 根拠が明らかな場合の推定値

等により求める。

- (1) 載荷試験による求め方

「道路橋下部構造設計指針」に準じて、鉛直方向許容支持力は、鉛直方向極限支持力をつぎの安全率で除した値とする。

表 3.1

くい及び地盤の種類 支持くい	摩 擦 く い	
	良質な砂層	その他
載荷時の種類 常 時	3	4
載荷時の種類 地 震 時	2	3

- (2) 静力学的支持力公式による求め方

静力学的支持力公式で、鉛直方向許容支持力を計算する際は一つの公式のみでなく、数種の公式を用いて、その結果を総合的に判断しなければならない。許容支持力は静力学公式で求められた極限支持力を表で規定した安全率で除した値である。

地盤の許容支持力を計算する場合の支持面積の考え方と支持力算定式は表3.2に示すものとする。但し表3.2における記号は下記の通りとする。

R_a : 矢板1本の許容支持力 (kg)

S : 安全率

l_1 : 井筒根入長 (cm)

l_2 : 脚長 (cm)

U : 井筒外周長 (cm)

U_0 : 脚の周長 (cm)

n_1 : 井筒部の矢板本数

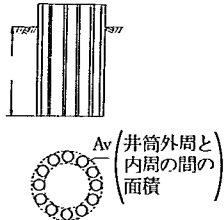
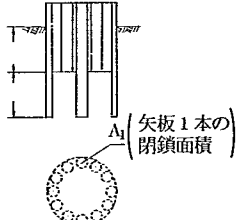
n_2 : 脚の本数

q_d : 矢板先端地盤の極限支持力度 (kg/cm^2)

f : 井筒周面摩擦力 (kg/cm^2)

f_0 : 脚周面摩擦力 (kg/cm^2)

表 3.2

1) 井筒の場合	2) 脚付の場合	
	i) 脚間隔 2.5 D 以上	ii) 脚間隔 2.5 D 未満 下記①,②の小さい方の値とする
		① 2) - i) と同じ
		②
$R_a = \frac{1}{n_1 \cdot S} (q_d \cdot A_v + f \cdot U \cdot l_1)$	$R_a = \frac{1}{S} (q_d \cdot A_1 + f_0 \cdot U_0 \cdot l_2 + \frac{f \cdot U \cdot l_1}{n_1})$	$R_a = \frac{1}{n_2 \cdot S} \{ q_d \cdot A_v + f \cdot U \cdot (l_1 + l_2) \}$

(3) 推定による求め方

根拠が明らかな場合は、推定によって許容支持力を求めてもよい。

推定の方法としては井筒の設置を計画している場所または、その近接場所で過去に行なった地盤調査の記録、工事記録などから地盤に関する資料をとりだして推定する方法と、載荷試験報告書からくい径の違いなどを考慮して直接くい支持力を推定する方法などがある。

いずれも単なる推定で簡単に許容支持力を決めるのは好ましくないので十分に検討しなければならない。

3.4 地盤の許容せん断抵抗力

矢板式基礎底面地盤の許容せん断抵抗力は次のようにして決定する。

(1) 矢板式基礎底面地盤の許容せん断抵抗力は、矢板式基礎底面との間に働くせん断抵抗力を右の安全率で除した値とする。

(2) せん断抵抗力は土質試験、土質調査の結果を十分検討して式

(3.3) により求める。

$$H_u = C \cdot A_v' + V_1 \cdot \tan \phi_B \quad (3.3)$$

ここに、

H_u : 井筒底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (t)

表 3.3

常 時	1.5
地 震 時	1.2

V_1 : 井筒底面に作用する鉛直力 (t)

A_V' : 井筒底面の有効載荷面積 (m²)

C : 井筒底面と地盤との間の粘着力 (t/m²) $C = \frac{1}{2} q_u$

ϕ_B : 井筒底面と地盤との摩擦角 $\phi_B = \frac{2}{3} \phi$

3.5 水平抵抗

(1) 曲げ剛性

矢板式基礎の曲げ剛性は、各矢板相互間の継手処理、矢板の頭部処理、土質、更には矢板式基礎の形状・寸法等によって異なるものと考えられる。

曲げ剛性を算出する方法としては、過去の実験結果より便宜的に次式によって求めることができる。

$$EI = E \left(\sum_{i=1}^{n_1} I_i + \mu \sum_{i=1}^{n_1} A_i y_i^2 \right) \quad (3.4)$$

ここに、

E : 矢板の弾性係数 (2.1×10^6 kg/cm²)

I : 矢板式基礎の断面二次モーメント (cm⁴)

I_i : i 番目の矢板の断面二次モーメント (cm⁴)

n_1 : 矢板の本数 (本)

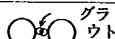
A_i : i 番目の矢板の断面積 (cm²)

y_i : i 番目の矢板の矢板式基礎中心軸よりの距離 (cm)

μ : 矢板式基礎の合成効率 (0 ~ 1.0) でその参考値を表 3.4 に示す。

但し、表 3.4 に於ける H 形鋼矢板の全断面コンクリート中詰およびフランジ部コンクリート中詰した場合の合成効率 1.00 は、相隣接する H 形鋼矢板間に継手自体の摩擦、コンクリートの付着等によりずれを生じない範囲で用いる。

表 3.4 合成効率

矢板の種類	継 手 処 理	合成効率(μ)	備 考
H 形 鋼 矢 板	ジベル付フランジ部コンクリート中詰	1.00	
	全断面コンクリート中詰	1.00	
	フランジ部コンクリート中詰	1.00	
	継手部 50 cm 溶接	0.40	
	矢板頭部固定 (鉄筋コンクリート等で固める)	0.40	—
鋼 管 矢 板	継手部モルタルグラウト、及び矢板頭部固定	0.50	
	矢板頭部固定 (鉄筋コンクリート等で固める)	0.30	—

又、矢板頭部を単にコンクリートフーチング等で矢板式基礎を固定した場合や、鋼管矢板継手部にモルタルグラウトした場合の合成効率については、矢板式基礎の形状、地盤条件、荷重条件、設計変位量等によって変化し、画一的に評価しにくいと考えられる。

(2) 地盤反力係数

地盤反力係数は荷重強度変位量曲線の割線勾配として定義される。

すなわち、
$$K = \frac{p}{y} \quad (3.5)$$

ここに、 K ：地盤反力係数 (kg/cm^3)

地盤反力係数には、水平方向地盤反力係数 (K_H)、鉛直方向地盤反力係数 (K_V)、水平方向せん断ばね係数 (K_s) が含まれる。

p ：荷重強度 (kg/cm^2)

y ：変位量 (cm)

鉛直方向反力係数には、井筒底部の鉛直方向地盤反力係数 (K_{V1})、脚先端の鉛直方向地盤反力係数 (K_{V2})、脚頭部の軸方向反力係数 (K_{Vp}) とがある。

1) 井筒型における地盤反力係数の推定法

○ 水平方向地盤反力係数

$$K_{H1} = K_{H0} \left(\frac{B}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} = 12.8 K_{H0} B^{-\frac{3}{4}} \quad (3.6)$$

ここに、

K_{H1} ：水平方向地盤反力係数 (kg/cm^3)

K_{H0} ：直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向の地盤反力係数 (kg/cm^3) で、側面の分担分 20% を含めて次式で表わされる。

$$K_{H0} = \frac{1.2}{30} \alpha E_0 = 0.040 \alpha E_0$$

B ：載荷幅 (cm)

E_0 ：表 3.5 に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kg/cm^2)

α ：常時、地震時に用いる係数で表 3.5 に示す。

表 3.5

次の試験方法による変形係数 E_0 (kg/cm^2)	α	
	常時	地震時
直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の $\frac{1}{2}$	1	2
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 28N$ で推定した変形係数	1	2

○ 鉛直方向地盤反力係数

$$K_{v1}, K_{v2} = K_{v0} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-\frac{4}{3}} = 12.8 K_{v0} B_v^{-\frac{4}{3}} \quad (3.7)$$

ここに、

K_{v1} : 井筒底部の鉛直方向地盤反力係数 (kg/cm³)

K_{v2} : 脚先端の鉛直方向地盤反力係数 (kg/cm³)

K_{v0} : 直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向の地盤反力係数 (kg/cm³) で次式により求める。

$$K_{v0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 = 0.033 \alpha E_0$$

B_v : 基礎の換算載荷幅 (cm) で次式により求める。

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

E_0 : 表 3.5 に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kg/cm²)

α : 常時、地震時に用いる係数で表 3.5 に示す。

A_v : 矢板式基礎の外周と内周とによって囲まれる底面積 (cm²)

矢板式基礎底面下の地盤が深さ方向に変化する場合、特に弱い層が存在する場合などには、その影響を考慮に入れる必要がある。

○ 水平方向せん断ばね係数

$$K_s = \lambda \cdot K_{v1}$$

K_s : 井筒底面のせん断ばね係数 (kg/cm³)

2) 脚付型矢板式基礎における地盤反力係数の推定法

○ 水平方向地盤反力係数

K_{H1} の推定は、1) に準ずる。

また、 K_{H2} は次式によるものとする。

$$K_{H2} = \frac{E_p}{1.2 d^{\frac{3}{4}}} \quad (3.9)$$

ここに、

K_{H2} : 脚部水平方向地盤反力係数 (kg/cm³)

E_p : ボーリング孔内変形係数 (kg/cm²)

N 値から推定する場合は $E_p = 7 N$

d : 矢板 1 本の幅 (径) (cm)

○ 鉛直方向地盤反力係数

推定法は、1) に準ずることとする。

(3) 水平抵抗の計算

矢板式基礎は弾性床土のはりとして、次式によってその水平抵抗を求めることとする。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -ky \quad (3.10)$$

ここに、

k : 水平方向地盤反力係数 (kg/cm^3)

y : 変位量 (cm)

x : 地表面よりの深さ (cm)

井筒型、脚付型の双方とも構造物の前面及び底面には、水平方向ばね、鉛直方向ばねおよびせん断ばねが介在し、井筒前面には水平変位に比例した水平地盤反力、井筒底面には鉛直変位に比例した鉛直地盤反力および水平変位に比例したせん断抵抗力を受ける構造物であるとする。

なお、剛性の割に根入長が短かく梁としての曲げ変形量が無視できない場合には、せん断変形を考慮した設計を行なわなければならない。

1) 井筒型の設計

本型式の力学モデルは、図-3.1に示す。

○基本式

図-3.1に示す基本方程式は次式で示される。

$$\left. \begin{aligned} EI \frac{d^4 y_0}{dx^4} &= 0 \\ EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} &= -p \end{aligned} \right\} \quad (3.11)$$

ここに、

$$p = E_s \cdot y_1 = K_H \cdot D \cdot y_1 \text{ (cm)}$$

D : 矢板式基礎の載荷幅 (cm)

y_0, y_1 : 変位 (cm)

(3.11) 式の一般解は、

$$\begin{aligned} \text{地上部} \quad y_0 &= A_0 x^3 + B_0 x^2 + C_0 x + D_0 \\ \text{地中部} \quad y_1 &= e^{-\beta x} (A_1 \sin \beta x + B_1 \cos \beta x) + e^{\beta x} (C_1 \sin \beta x + D_1 \cos \beta x) \end{aligned} \quad (3.12)$$

となる。この一般解に次の境界条件を代入して未知定数を決定する。

$$\left. \begin{aligned} x = -h \quad &\text{で} \quad -EI y_0'' = -M_0 \\ &\quad -EI y_0''' = -H_0 \\ x = 0 \quad &\text{で} \quad y_0 = y_1, y_0' = y_1' \\ &\quad y_0'' = y_1'', y_0''' = y_1''' \\ x = l \quad &\text{で} \quad -EI y_1'' = K_v l_1 y_1' \\ &\quad -EI y_1''' = -K_s A_v' y_1' \end{aligned} \right\} \quad (3.13)$$

ただし、井筒底面に引張力が作用する場合には、その引張力が作用する部分を見捨てた I_1 (井筒底面断面二次モーメント)、 A_v' (井筒底面有効載荷面積) を用いて計算しなければならない。

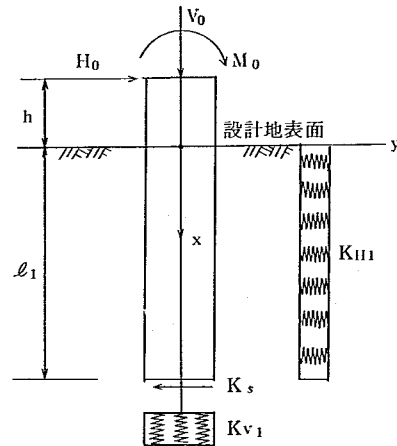


図-3.1

2) 脚付型の設計

力学モデルは図 3.2 に示す。解析は井筒型と同様にやればよい。

3.6 断面力

井筒縦方向応力度は、井筒頂部に作用する鉛直力、水平力、曲げモーメントにより井筒各断面力を用いて算出する。合成効率 μ が 0.5 以上の場合は (3.14) 式を、0.5 以下の場合は (3.15) 式を使って井筒縦方向応力を算定する。

$$\sigma = \frac{V_0}{n_1 A_0} \pm \frac{M_0}{I} \cdot y \quad (3.14)$$

$$\sigma = \frac{V_0}{n_1 A_0} \pm M_0 \left(\frac{1-\eta}{n \sum_{i=1}^n Z_i} + \frac{\eta}{Z} \right) \quad (3.15)$$

ただし、

σ : 井筒縦方向応力度 (kg/cm²)

V_0 : 井筒頭部に作用する鉛直力 (kg)

A_0 : 矢板 1 本の断面積 (cm²)

M_0 : 井筒頭部に作用するモーメント (kg・cm)

I : 合成効率 μ を考慮した断面二次モーメント (cm⁴)

y : 井筒中心軸より応力算出点までの距離 (cm)

n_1 : 井筒部の矢板本数

Z_i : 各矢板の断面係数 (cm³)

Z : $\mu = 1.0$ とした時の井筒全体の断面係数 (cm³)

η : 合成効率によって決まる曲げモーメント配分定数で、例えば表 3.6 のようになる。

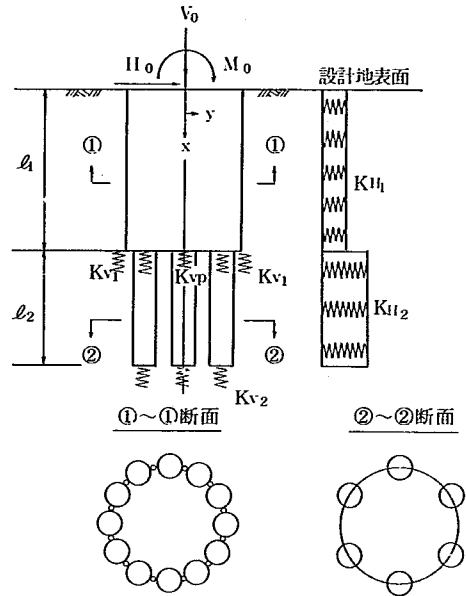


図 3.2

表 3.6

μ	η
0.5	0.93

4. 矢板式基礎の施工実績⁴⁾

昭和50年1月現在での矢板式基礎の主な施工例を表4.1、表4.2、表4.3にそれぞれ示す。これらの表は、工事名、発注者、施工者、工事場所、着工年月日、工事規模（基本断面寸法、矢板寸法、基数）、矢板形式（形式、継手形式、継手長）、基本型式等に整理分類してある。表4.1は、鋼管矢板を使用し、橋梁の基礎に使われた施工例で、37橋、126基である。表4.2は、鋼管矢板を使用し、溶鉱炉基礎など、その他の基礎に使われた施工例で、14例、59基である。表4.3は、H型钢矢板を使用した施工例で、6例、32基である。これらのうち、橋梁の基礎に使われた例は、40橋、148基にのぼる。また、これらの施工例を見てわかるように、鋼管矢板の使用が圧倒的で、H型钢矢板による施工例は少なく、最近の実績はほとんどないと云える。矢板式基礎の特徴であり、長所である仮締切り兼用方式の施工例が増加していることも目立っている。

これらの表をもとにして、ヒストグラフに整理したのが図4.1～図4.4である。図4.1は、短形または楕円形の矢板式基礎について、その最大巾で整理したものである。鋼管矢板を使用した橋梁の基礎で、最大巾が10～15mのものが、16例で最も多いことがわかる。図4.2は、円形の矢板式基礎について、その径で整理したものであるが、この場合は鋼管矢板を使用した例しかなく、橋梁の基礎として最も多く使われたのは、径が5～10mのもので、30例を数える。図4.3は、矢板の長さで整理したもので、橋梁の基礎としては、25～35m範囲が最も多い。図4.4は、鋼管矢板の径で整理したもので、800～1000mm付近が最も多く、57基にのぼる。

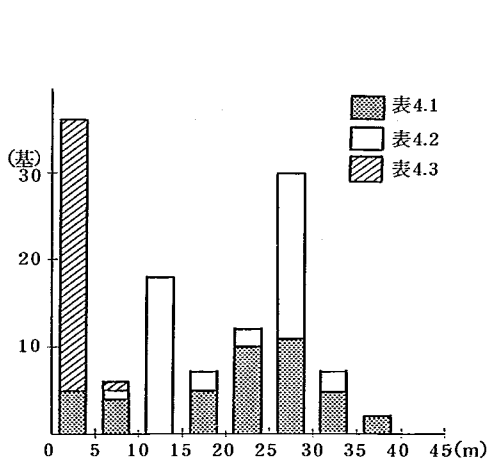


図4.1 矢板基礎の大きさ短形または楕円形（最大巾）

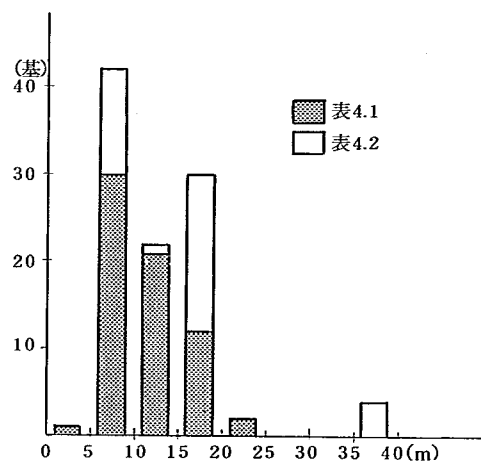


図4.2 矢板式基礎の大きさ円形（径）

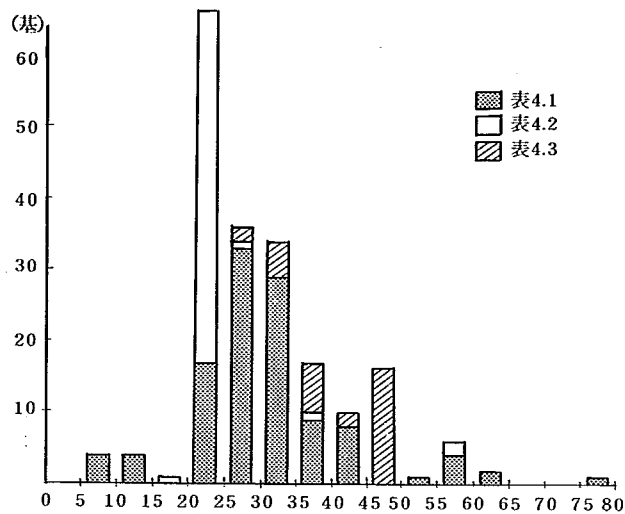


図 4.3 矢板の長さ (締切部を含む)

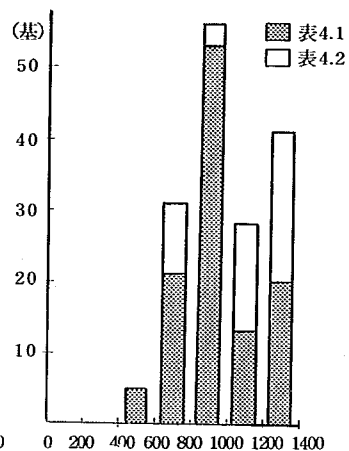


図 4.4 鋼管矢板の径

表 4.1 矢板式基礎の施工例(橋梁, 鋼管矢板) (I)

工 事 名	発 注 者	施 工 者	工事 場 所	着 工 月 日	工 事 規 模			矢 板 基 礎 形 式			基 本 型 式
					基本断面寸法(mm)	鋼管矢板寸法 $\phi \times t \times L$ (mm)	基数	形 式	継手 形式	継手長 (mm)	
石 狩 河 口 橋	北海道開発局	清水建設	北海道	44. 6	8,877×20,483	812.8×16× $\frac{42,000}{13,000}$	2	締 切 り 方 式	パイプ型	40,500	脚付型
小 見 川 橋	千葉県	大林組	千葉県	45.11	$\phi 9,095$	1,016×14× $\frac{42,500}{24,500}$	1	"	"	41,200	"
新 田 橋	"	五洋建設	"	45.	2,313×3,374	812.8×12×35,200	1	立 上 り 方 式	"	"	井筒型
千 本 松 橋	大 阪 市	"	大阪府	45.11	$\phi 12,759$	812.8×13× $\frac{52,000}{31,000}$	2	"	"	50,700	脚付型
南 港 大 橋	"	大林組	"	45.12	9,011×9,011	914.4×14×64,000	2	締 切 り 方 式	"	28,000	井筒型
潮 風 橋	名古屋高速道路	鴻池組	愛知県	46. 6	4,328×7,903	711.2×11×20,000	2	立 上 り 方 式	"	18,700	"
南 港 連 絡 橋	"	清水建設 前田建設工業	大阪府	46.11	$\phi 15,210$	1,219×13×33,000	7	仮締切兼用方式	"	31,700	"
"	"	"	"	46.11	13,350×35,290	1,219×13×33,500		"	"	32,200	"
吉 井 川 大 橋	岡山県道路公社	佐藤工業 清水建設	岡山県	46.12	$\phi 13,000$	"	6	"	パイプ型	"	"
水 島 大 橋	"	清水建設	岡山県	46.12	$\phi 12,936$	762×9×27,000	19	仮締切兼用方式	パイプ型	14,000	井筒型
西 大 寺 大 橋	"	佐藤工業	"	46.12	$\phi 12,726$	914.4×12.7×24,000	6	"	"	12,500	"
有 明 埠 頭 橋	東 京 都	清水建設	東京都	46.12	13,946×5,811	914.4×12×35,000	2	"	"	33,700	脚付型
破 瀬 の 浦 大 橋	九州地建	鉄建建設	佐賀県	47. 7	$\phi 9,081$	914.4×12×28,870	4	"	"	22,700	井筒型
新 飯 野 川 橋	東北地建	前田建設工業	宮城県	47. 9	$\frac{125,600 \times 9,620}{106,000 \times 7,660}$	$800 \times 12 \times \frac{41,000}{75,500}$	2	締 切 り 不 要	パイプ型	$\frac{26,000}{16,000}$	脚付型
新 北 上 川 橋	宮 城 県	間 組	"	47.10	12,110×4,010	"	1	"	"	"	"
豪 溪 泰 橋	岡 山 県	アイサワ工業	岡山県	47.11	7,581×14,527	914.4×12.7×13,900	1	仮締切兼用方式	パイプ型	6,500	井筒型
柴 谷 平 野 線 橋	大 阪 市	大成建設 大林組	大阪府	47.12	15,727×20,376	914.4×14×34,500	6	"	"	33,000	"
新 北 上 大 橋	宮 城 県	間 組	宮城県	48. 1	11,658×3,710	800×12×32,000	1	立 上 り 方 式	パイプ型	30,000	"
南 埠 頭 連 絡 橋	大 阪 市	熊 谷 組	大阪府	48. 2	22,225×15,008	1,200×14×28,000	2	仮締切兼用方式	パイプ型	26,700	"
末 広 大 橋	徳 島 県	大成建設	徳島県	48. 3	$\phi 24,508$	914.4×14×39,600	2	"	"	26,700	"
石 狩 大 橋	北海道開発局	"	北海道	48. 5	$\phi 15,488$	800×14×20,000	2	"	"	18,700	"
く ろ が ね 橋	新日本製鉄	大林組	兵庫県	48. 5	$\phi 3,910$	508×12.7×11,000	1	水 中 基 礎 方 式	パイプ型	10,500	"
新 江 別 橋	北海道開発局	草 野 作 工	北海道	48. 6	$\phi 15,506$	800×16×27,000	3	仮締切兼用方式	パイプ型	25,700	脚付型

(2)

工 事 名	発 注 者	施 工 者	工事 場所	着工 月 日	工 事 規 模			矢 板 基 礎 形 式			基 本 型 式
					基本断面寸法(mm)	鋼管矢板寸法 $\phi \times t \times l$ (mm)		形 式	継手 形式	継手長 (mm)	
天 塩 河 口 橋	北海道開発局	大成建設	北海道	48. 7	$\phi 10,832$	$800 \times 12 \times 20,000$	1	仮締切兼用方式	ハヅ型	18,500	脚付型
六甲アイランド連絡橋	神戸市	東洋建設	兵庫県	48. 9	$10,568 \times 25,193$	$1,219.2 \times 16 \times 31,000$	5	"	"	29,700	井筒型
衣 浦 大 橋	愛 知 県	白石基礎工事	愛知県	48.11	$\phi 9,081$	$914.4 \times 16 \times 21,000$	5	"	"	20,200	"
新 水 郷 大 橋	関東地建	鹿島建設	千葉県	48.11	$26,445 \times 16,186$	$1,219.2 \times 19 \times 57,500$	4	"	"	56,200	"
小 船 津 橋	九州地建	清水建設	長崎県	48.11	$\phi 6,872$	$914.4 \times 12 \times 28,000$	4	"	"	26,700	"
市川水路3号橋	関東地建	奥村建設	千葉県	48.12	$14,062 \times 10,504$ その他	$1,016 \times \frac{14}{12} \times 30,000$	8	締 切 り 不 要	ハヅ ^T 型	28,700	"
新加賀須野橋	四国地建	五洋建設	徳島県	49. 3	$\phi 18,684$	$914.4 \times 14 \times 44,000$	4	仮締切兼用方式	ハヅ型	41,000	"
江戸川橋左岸高架橋	関東地建	西松建設	千葉県	49. 3	$15,200 \times 11,700$	$1,016 \times \frac{14}{12} \times 36,000$ $\times 14,000$	3	締 切 り 不 要	ハヅ ^T 型	12,700 ~34,700	"
江戸川橋右岸高架橋	"	大本組	"	49. 3	$13,100 \times 9,700$	$1,016 \times \frac{14}{12} \times 28,000$	1	"	"	26,500	"
泉 北 連 絡 橋	大阪府	東洋建設	大阪府	49. 5	$26,058 \times 14,322$	$1,219.2 \times 16 \times 42,550$	2	仮締切兼用方式	ハヅ型	41,000	"
八家川側道路橋	近畿地建	川嶋工務所	兵庫県	49.11	$2,000 \times 3,954$	$508 \times 9 \times 6,000$	4	締 切 り 不 要	二港湾型	6,000	"
扇 島 連 絡 橋	日本鋼管	大成建設	神奈川県	49.12	$\phi 8,110$	$812.8 \times \frac{16}{12.7} \times 30,000$	1	"	"	30,000	"
城 南 橋	石 川 県	岡田建設	石川県	50. 1	$\phi 8,344$	$914.4 \times 16 \times 38,000$	2	仮締切兼用方式	ハヅ型	35,800	"
大 阪 市 道 高 速 道 路	阪神高速道路				$32,897 \times 12,422$		7				
大 阪 湾 岸 線	公団大阪第三建設部				$35,288.5 \times 13,351$						
					$35,430.7 \times 10,568.2$						
					$15,210.6 \times 15,210.6$						
					$13,351 \times 13,351$						
					$12,422 \times 12,422$						
					$15,210.6 \times 15,210.6$						

表 4.2 矢板式基礎の施工例(その他の基礎, 鋼管矢板)

工 事 名	発 注 者	施 工 者	工事 場 所	着 工 月 日	工 事 規 模			矢 板 基 礎 形 式			基 本 型 式
					基本断面寸法(mm)	鋼管矢板寸法 $\phi \times t \times l$ (mm)	基 数	形 式	継手 形式	継手長 (mm)	
鍛錬工場焼入油 槽	川崎製鉄株式会社				$\phi 6,458$		1				
第1～第4溶鉱炉	"	清水建設	岡山県	41. 1	$\phi 35,402$	$1,219.2 \times 12 \times 22,000$	4	基 礎	ハンプ型	17,400	井筒型
工場スケールピット	"	"	"	41. 6	$12,640 \times 29,072$ 他	$1,219.2 \times 79 \times 23,000$ 他	17		"		"
第2製鋼受鉄ピット	"			44. 5	$12,640 \times 29,072$		2				
雨天岸壁建築基礎	"	東亜建設工業	岡山県	44. 9	$\phi 5,784$	$762 \times 7.9 \times 24,000$	7	基 礎	ハンプ型		井筒型
第2分塊スラブクーラー	"			45. 1	$12,700 \times 31,700$		2				
海水導入溝	"	清水建設	岡山県	45. 1	$\phi 13,824$	$762 \times 16,000$	1		ハンプ型		井筒型
亜鉛鍍金工場 ^{レービング} ピット	"			45. 3	$7,000 \times 20,100$		2				
輸 出 岸 壁	"	清水建設	岡山県	45. 9	$\phi 15,600$	$1,117 \times 6 \times 21,000$	18	基 礎	ハンプ型	15,300	井筒型
岸壁デタッチドピア	"	"	"	46. 5	$\phi 5,784$	$762 \times 11 \times 29,000$	1		"	27,700	"
ドルフィン	"	"	"		$\phi 5,140$	$762 \times 7.9 \times 23,000$	1		"		"
カーフェリー埠頭 クレーン基礎	カーフェリー埠頭 公社	東亜建設工業	東京都	47.11	$15,248 \times 6,946$ $19,992 \times 15,248$	$1,016 \times 12.7 \times 55,000$		基 礎	ハンプ型	46,700(片)	脚付型
北尾道笠岡線鉄塔	中国電力	五洋建設	広島県	48. 9	$9,127 \times 9,127$	$812.8 \times 19 \times 22,000$	1	"	二港湾型	22,000	井筒型
福山製鉄所 サイジングプラント	日本鋼管	間 組	"	49.11	$\phi 8,752$	$812.8 \times 19 \times 22,000$ $38,000$	2	"	"	22,000 38,000	脚付型

表 4.3 矢板式基礎の施工例 (H型矢板)

工 事 名	発 注 者	施 工 者	工 事 場 所	着 工 月 日	工 事 規 模			矢 板 基 礎 形 式			基 本 型 式
					基礎断面寸法(mm)	H型矢板寸法(mm)	基数	形 式	継手 形式	継手長 (mm)	
金 城 大 橋	名古屋港管理組合	鹿 島 建 設	愛知県	41. 9	1,670×2,090	H型矢板寸法(mm) YSPB-14 $l=48,500$	16	立上り方式		32,500	脚付型
網取ドルフィン	関西石油	"	大阪府	42. 3	$5,770 \times 8,660$ $4,930 \times 4,930$ 基	" $l=39,500$	7	"		29,500	"
鉾石岸壁けい船 ドルフィン	新日本製鉄	間 組	"	42. 8	2,530×2,530	" $l=30,000$	1	"		30,000	井筒型
横浜港本牧埠頭 さん橋ドルフィン	京浜外貿埠頭公司	川 崎 建 設	神奈川 県	44. 8	2,490×2,066	" $l=25,000$	2	"		25,000	"
三菱石油高梁川横断橋	三菱石油	大 本 組	岡山県	45. 3	2,510×2,510	" $l=30,000$	4	"		≒30,000	"
福 東 大 橋	岐阜県	市 川 建 設	岐阜県	45.10	4,200×3,360	" $l=42,800$	2	"		19,300	脚付型

5. 矢板式基礎の現場実験

表 4.1 ～ 表 4.3 は過去に行なわれた矢板式基礎の施工例であるが、その中で現場実験（載荷試験、振動試験、現場応力の測定）が行なわれている例がたくさんある。それらを整理したのが、表 5.1¹⁾である。橋梁関係では、11 例である。

表 5.1 のなかで、比較的データがよく取れていると思われる小見川橋の例について、実験結果を示す。図 5.1 は基礎部の横断面図である。矢板の長さは 4 2.6 m, 2 4.5 m で、脚付型の矢板式基礎である。図 5.2 は地盤柱状図である。図 5.3 は荷重～変位曲線である。荷重は、橋脚の中ほどに水平方向に載荷し、変位は橋脚天端の水平方向変位である。荷重が 2 0 0 t の時、変位は約 1 3 mm である。この曲線を見ると、ほぼ直線的で弾性範囲内の実験であると云えよう。図 5.4 は荷重～傾斜角曲線である。傾斜角は、橋脚天端、頂版の天端、頂版の底部の 3 点で測定されている。図 5.5 は、橋脚部のヒズミ分布である。図 5 6 は、矢板井筒部の応力分布である。図 5.7 は、橋脚天端の水平方向の応答曲線である。この時の固有振動数は約 5 Hz である。図 5.8 は、橋脚天端の鉛直方向の応答曲線である。この時の固有振動数は約 4.5 Hz である。

表 5. 1

橋 梁 名	載荷試験の有無	振動試験の有無	現場応力測定の有無
金 城 大 橋	○	○	
網 取 ド ル フ ィ ン			○
堺 製 鉄 所 鉾 石 岸 壁	○	○	
け い せ ん ド ル フ ィ ン		○	
横 浜 滝 本 牧 埠 頭		○	
横 橋 ド ル フ ィ ン		○	
南 港 大 橋	○	○	
新 飯 野 川 橋	○		
新 北 上 川 橋		○	
水 島 大 橋	○	○	
南 港 連 絡 橋			○
ア プ ロ ー			○
破 額 の 浦 大 橋			○
小 見 川 橋	○	○	○
末 広 大 橋			○
石 符 河 口 橋		○	
新 水 郷 大 橋			○
ド ル フ ィ ン	○	○	
デ タ ッ チ ド ビ ア	○	○	
海 中 基 礎	○		
(雨 天 岸 壁)	○		
第 5 連 鉄 工 學	○		
ス ケ ー ル ヒ ッ ト	○		
実 物 実 験	○	○	○

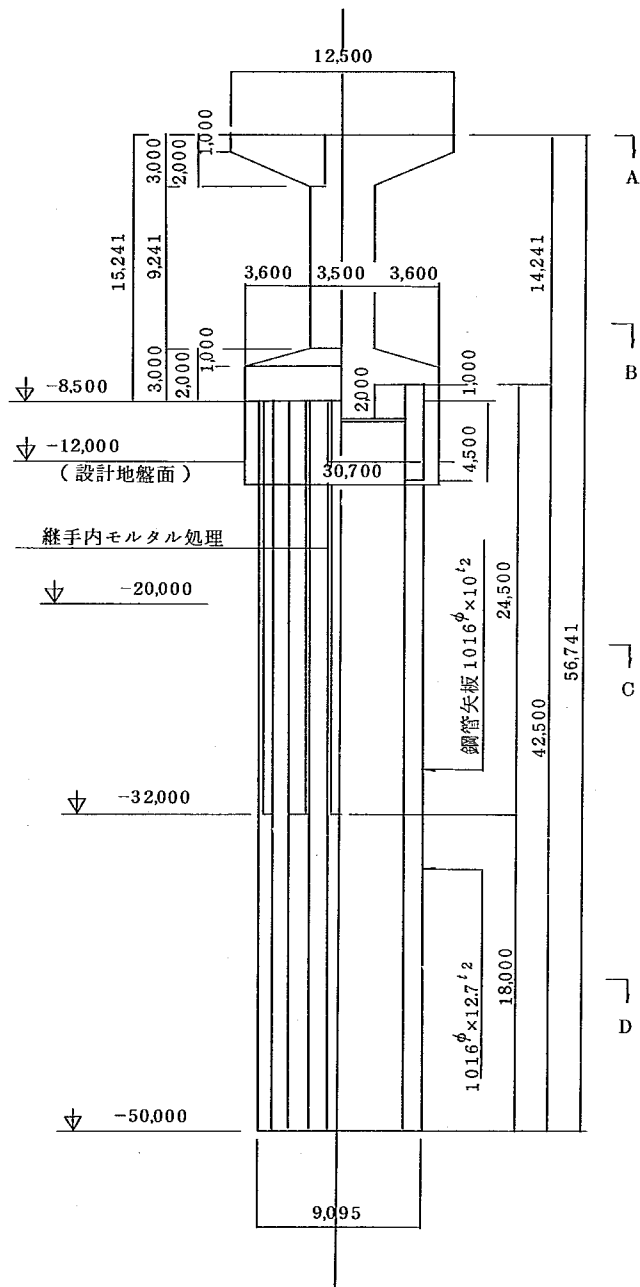


図 5.1 横断面図 (小見川橋)

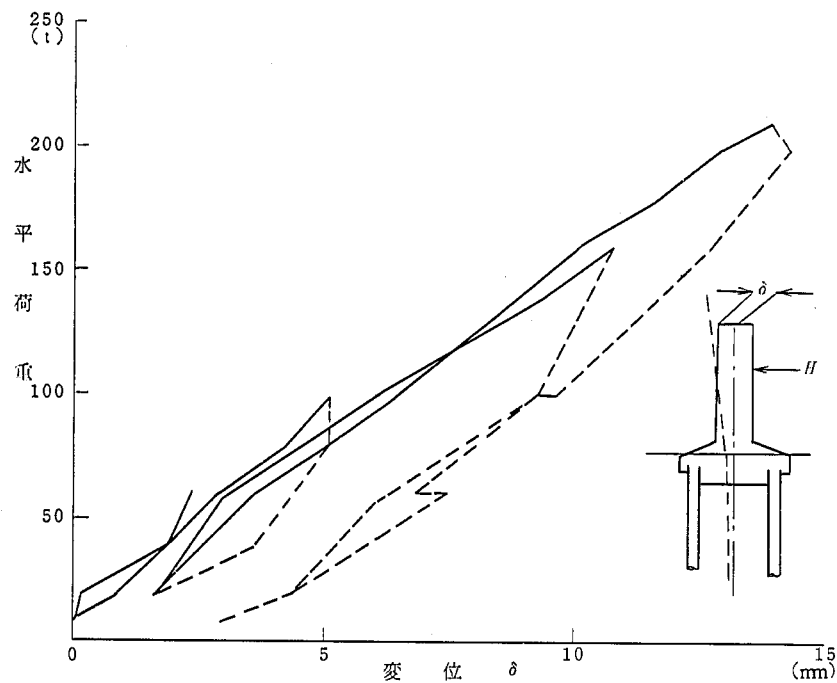


図 5.3 荷重～変位曲線 (小見川橋)

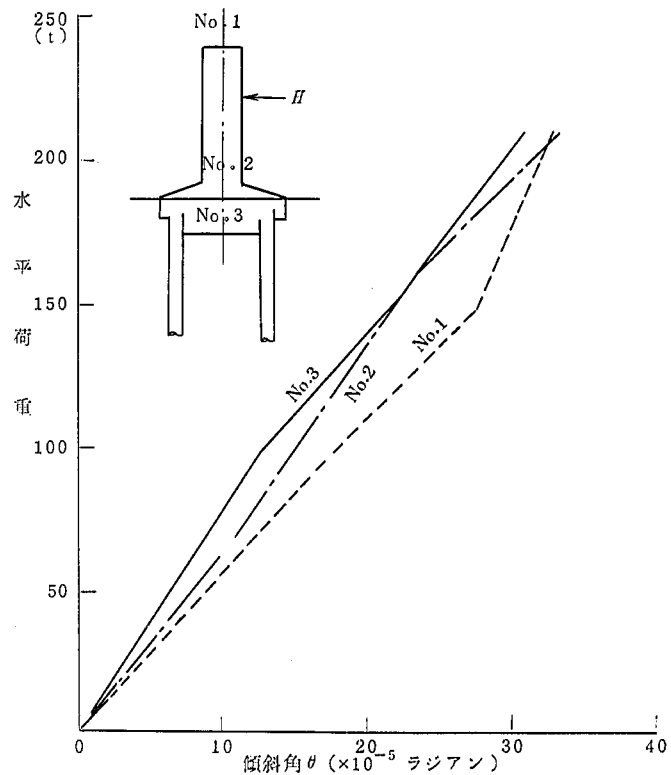


図 5.4 荷重～傾斜角曲線 (小見川橋)

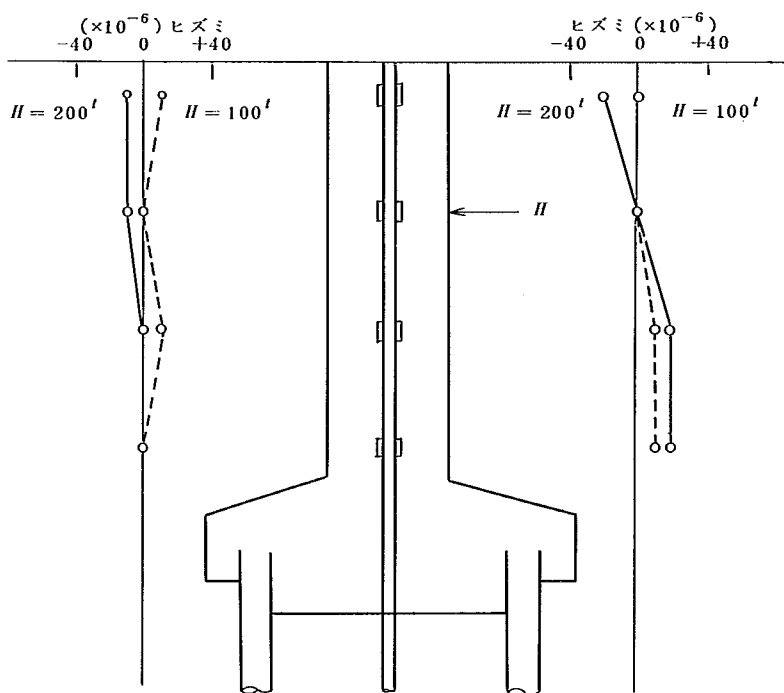


図 5.5 橋脚部のひずみ分布 (小見川橋)

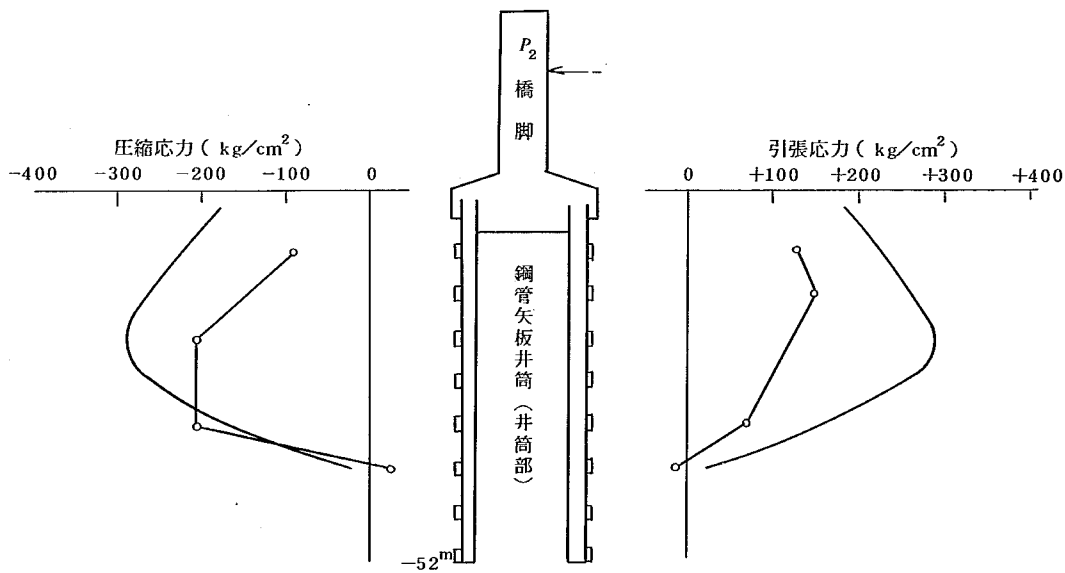


図 5.6 矢板井筒部の応力分布 (小見川橋)

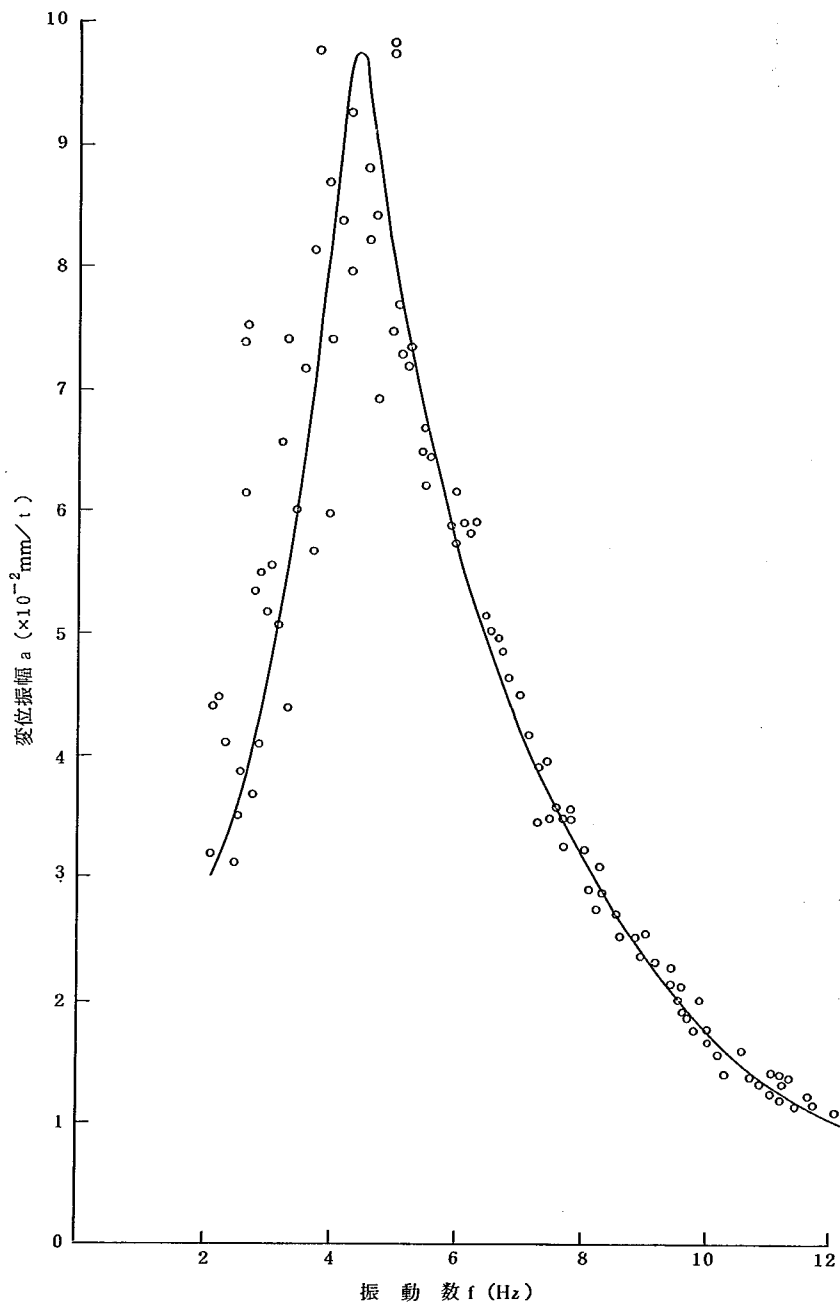


図 5.7 天端の水平方向の応答曲線 (小見川橋)

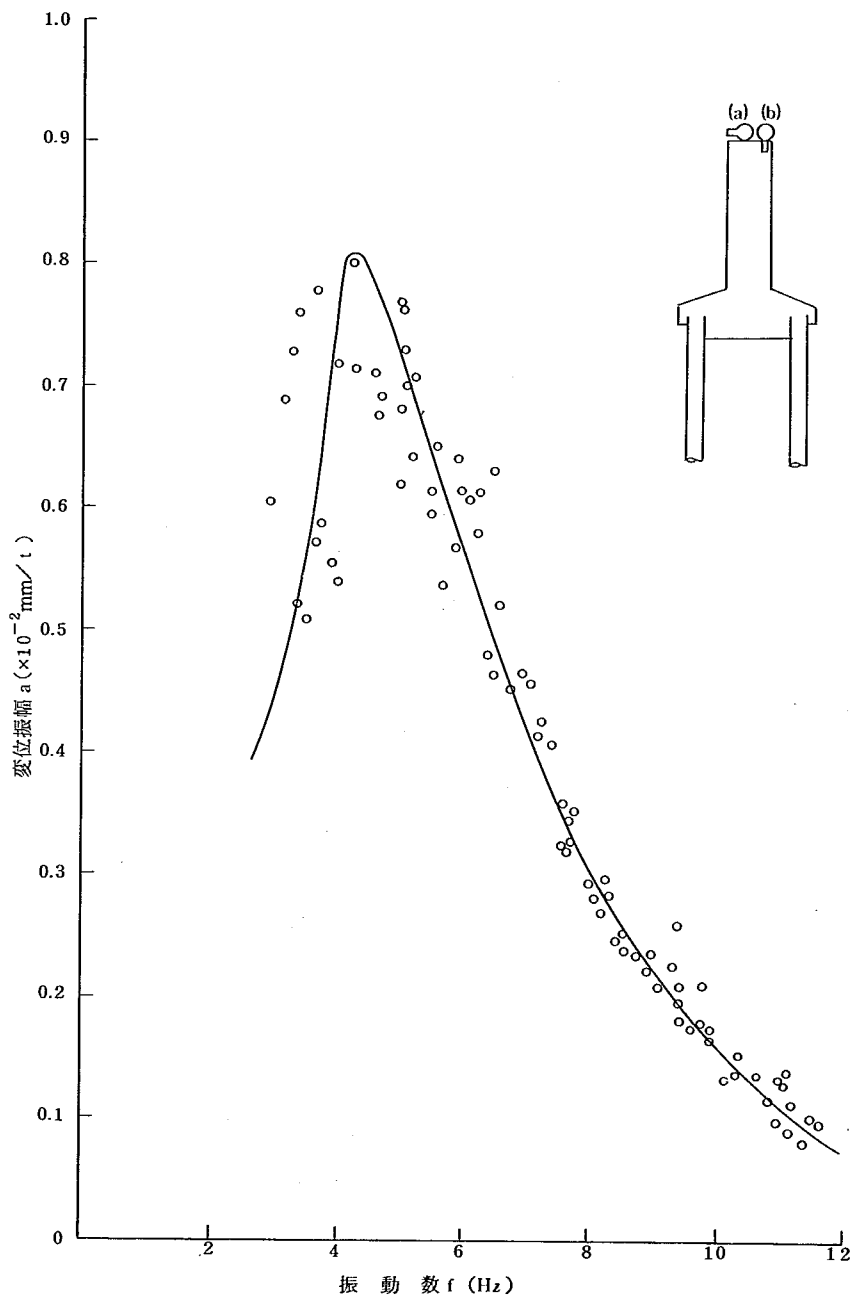


図 5.8 天端の鉛直方向の応答曲線 (小見川橋)

6. 矢板式基礎の継手特性⁶⁾

6.1 継手強度試験の目的

矢板式基礎は、主に鋼管矢板を円形または矩形等の閉鎖形状に打ち込み、各矢板を継手で連結してつくられる基礎形式であるから、その構造特性は継手部に大きく左右されることになる。剛性の小さな継手でも、無い場合に比較して、全体の剛性ははるかに大きくなることからもうなづけよう。しかし継手部が本管部と同じであると仮定した場合よりも当然ながら全体の剛性は小さい。いかにしてこの継手部の特性を取り入れた解析を行なうかが、矢板式基礎の設計のうえで最大の課題となることは明白であろう。従来から行なわれてきた方法は、第3章でも述べたように、合成効率という実験と経験から決定された定数を使って、全体の断面二次モーメントを評価して、弾性床上の梁として計算する方法である。この方法は径に比べて長さが十分に長い場合は簡単さを加えて大変有利な方法であると思われるが、径と長さの比が1に近くなるにつれ、曲げ変形だけを考慮する梁としての解法は適用上に無理があると考えられるが、これは継手部のせん断変形を無視することからおこると思われる。

矢板式基礎の設計において、その継手特性を考慮するには、前述したように、継手部のせん断強度特性を知る必要がある。継手部のせん断強度に関する実験はいろいろ考えられるが、ここでは2種類の実験を行なっている。1つは、3本の矢板を並列に組み合わせ、中央の矢板に押し抜き荷重をかけ、継手部のせん断強度を直接求める試験である。もう1つは、2本の矢板を重ね梁として組み合わせ、中央に集中載荷して、継手部のせん断特性を知る試験である。

6.2 直接せん断試験

図6.1に示すように、3本の矢板を並列に組み合わせ、継手部にモルタルをてん充して、中央の矢板に押し抜き荷重をかけ、荷重と矢板相互のずれ量との関係を求める。また継手部の鋼材とモルタルの破壊面を想定し、継手部のせん断応力を算定する。

継手形状は、いろいろあるが、実験で使ったものは、図6.2に示すようにパイプ型と、C型である。継手部の破壊面は継手部材とモルタル部の最小付着面積であるとし、(モルタルの付着強度が圧縮強度に比べて小さい)図に示すような破壊面を想定する。

実験結果については、パイプ型継手で行なったものを以下に示すことにする。パイプ型継手の破

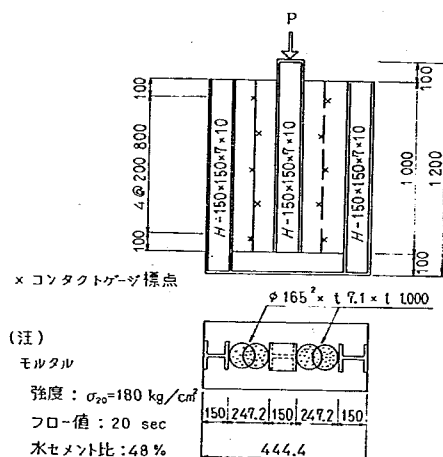


図6.1 直接せん断試験

断面に対して、単位長さ当たりのせん断力 Q 、単位面積当たりのせん断応力 τ は次式で簡単に算出することができる。

$$\left. \begin{aligned} Q \text{ (kg/cm)} &= \frac{P}{2L} \\ \tau \text{ (kg/cm}^2\text{)} &= \frac{P}{2\pi DL} \end{aligned} \right\} \quad (6.1)$$

D ; 継手管径 (cm)

L ; 継手管長 (cm)

直接せん断試験の結果は、載荷荷重 P 、単位長さ当たりのせん断力 Q 、単位面積当たりのせん断応力 τ と継手部ずれ量 δ の関係として図に示す。載荷荷重が約25tまでほぼ直線的に増加し、それ以後は継手管とモルタルの付着面のずれ変形量が急激に増加し、それ以後は継手管とモルタルの付着面のずれ変形量が急激に増加し、載荷荷重約50tで破壊に至る。このときの最大せん断力 Q 、最大せん断応力 τ はそれぞれ約250kg/cm、5kg/cm²である。

なお継手部にてん充したモルタルの圧縮強度は、 $\sigma_{20} = 150 \text{ kg/cm}^2$ である。

いまモルタルのヤング率を $E = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とすると、標準的なモルタルのせん断弾性係数は G は

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 \times 10^5}{2(1+\frac{1}{6})} = 0.9 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 \quad (6.2)$$

となる。一方、実験結果から、単位面積当たりのせん断応力 τ と、継手部のずれ量 δ から、せん断弾性係数 G' を算定すると次のようになる。

$$G = \tau / \gamma = \frac{1.0}{1 \times 10^{-3} / 24.7} = 24.7 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2 \approx \frac{G}{3.64} \quad (6.3)$$

この結果から、継手部のせん断弾性係数の評価は、モルタルのせん断弾性係数よりかなり下回る値にしなければならないことがいえる。

6.3 曲げせん断試験

図6.4に示すように、2本の矢板を上下に組み合わせ、継手部にモルタルをてん充して、重ね梁をつくる。試験は単純支持した状態で中央に集中荷重を載荷して行なう。実験は10例について行なっている。継手形状もいろいろ変化させている

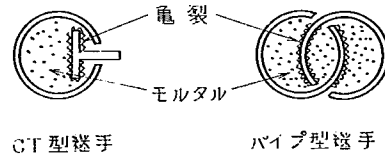


図6.2 継手破壊面

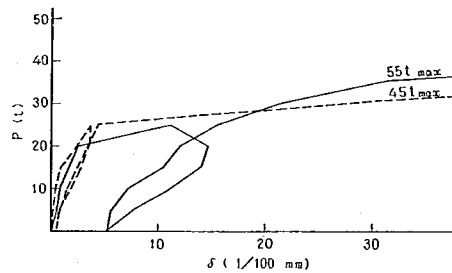


図6.3 $P \sim \delta$ 曲線

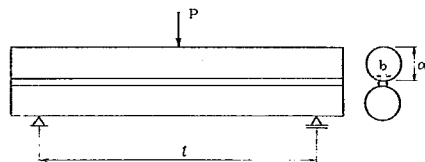


図5.4 重ね梁

が、主なものは直接せん断試験で用いたパイプ型継手とCT型継手である。紙面の制限もあり、試験結果についてはそのうち1例をのせることにとどめる。試験結果から継手部のせん断応力と、継手部の剛結状態に対するせん断応力の低減率の関係を最終的に求めるので、このせん断力伝達係数 α について、荷重～たわみ曲線より求める方法と、荷重～ひずみ分布より求める方法を示す。

せん断力伝達係数 α について

(1) 荷重～たわみ曲線より求める方法

せん断力伝達係数 α は次のように定義される。

$$\tau \text{ (kg/cm)} = \alpha \tau' \text{ (} 0 \leq \alpha \leq 1 \text{)} \quad (6.4)$$

τ は継手が不完全に剛結された場合の継手せん断応力であり、 τ' は継手が完全に剛結された場合である。図6-4に示された重ね梁の継手が剛結されているとすると、その断面二次モーメント I_0 は、

$$I_0 = 2I' + 2A' \left(\frac{d}{2}\right)^2 \div \frac{3}{4} A' d^2 \quad (6.5)$$

A' ; 矢板1本の断面積 (cm^2)

I' ; 矢板1本の断面二次モーメント (cm^4)

中央に集中荷重 P を載荷すると継手の状態によって中央点のたわみ δ は次のように求められる。

1) $\alpha = 0$ (継手非合成)

$$\delta = \frac{Pl^3}{96EI'} \quad (6.6)$$

2) $\alpha = 1$ (継手完全剛結)

$$\delta = \frac{Pl^3}{48EI_0} \quad (6.7)$$

3) $0 < \alpha < 1$ (継手不完全合成)

$$\tau = \alpha \cdot \frac{P}{2} \cdot \frac{A' \cdot d}{I_0}$$

継手が完全合成の場合のせん断力

モーメントのつりあいから

$$\frac{dM}{dx} = Q - \tau l \cdot \frac{d}{2} = \frac{P}{2} \left\{ (1 - \alpha) \frac{1}{2} + \alpha \frac{I'}{I_0} \right\} = \frac{P}{2} \beta$$

ただし

$$\beta \div \frac{1}{2} - \frac{\alpha}{3} \quad (6.8)$$

この時の中央点のたわみは

$$\beta = \frac{Pl^3}{48EI'} \cdot \beta \quad (6.9)$$

継手のせん断力 Q は

$$Q = \frac{P}{3d} \cdot \alpha \quad (6.10)$$

となり、 P 、 δ と α の関係が求められる。

(2) 荷重～ひずみ分布より求める方法

図 6.5 のように、重ね梁の横断面のひずみ分布を、継手を不完全合成とした場合と継手を完全剛結とした場合とし、継手部のせん断力 Q と、せん断力伝達係数 α を次のように求めることができる。

せん断力 Q (kg/cm) は

$$Q = \int_0^d E \epsilon dx \quad (6.11)$$

ひずみ分布より決定される α は次のように定義される。

$$\alpha = \frac{\int_0^d \epsilon dx}{\int_0^d \epsilon' dx} \quad (6.12)$$

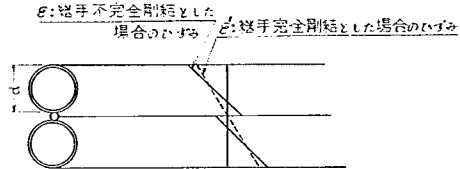


図 6.5 ひずみ分布

以上のようにせん断力伝達係数 α は実験から 2 通りの方法で求めることができる。

図 6.6 に曲げ試験の実験図を示すが、この実験例は継手の形状がパイプ型であり、また実際に施工されている矢板式基礎に比べて、本管に対する継手管は大きくなっている。試験結果は図 6.7～図 6.11 に示す。図 6.7 は荷重～中央たわみ曲線を示している。実験値直線は継手が剛結時の計算値直線と継手剛性なしの計算値直線とのほぼ中間に来ることがわかる。鋼材が降伏し始めている点（応力が約 2400 kg/cm²）を過ぎたあたりから荷重の増加に比べてたわみ量の増加が大きくなっている。図 6.8 は荷重～管軸方向のずれ量曲線である。左右の支点近傍の継手部で測定した値である。図 6.9 は中央点から 1 m 支点側へ寄った点の荷重～ひずみ分布である。荷重が小さいときは平面保持が成り立つようなひずみ分布形をしているが、荷重が増加するにつれ次第に上下の矢板の単体的なひずみ分布となってくる。

荷重とせん断力伝達係数との関係は図 6.10 に示す。図 6.7 の荷重～たわみ曲線から求めたのが図に示す実線であり、図 6.9 の荷重～ひずみ曲線より求めたのが図に示す破線である。これらの 2 つの曲線は一致するはずであるが、かなり大きくずれている。

以上実験 1 例についてその実験結果を示してきたが 10 種類の実験を行なっているので、それらの結果について、もう少し述べる。継手部にモルタルをてん充しない実験例では、ひずみ分布を見ると上下各矢板はほぼ完全な単体挙動をしている。また荷重～たわみ曲線では、継手部の剛性が無いとした場合の計算にほぼ完全に一致する。

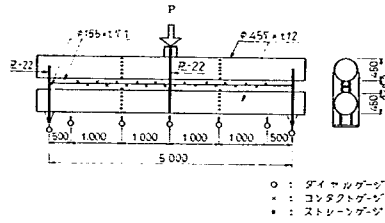


図 6.6 重ね梁の曲げ試験

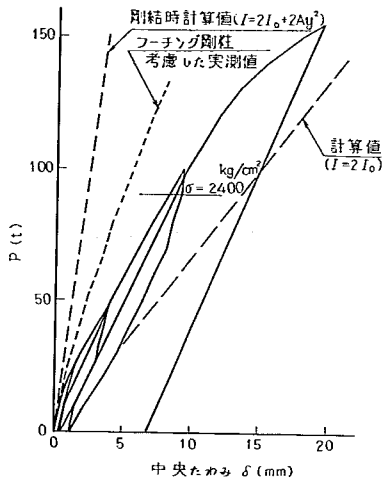


図 6.7 $P \sim \delta$ 曲線

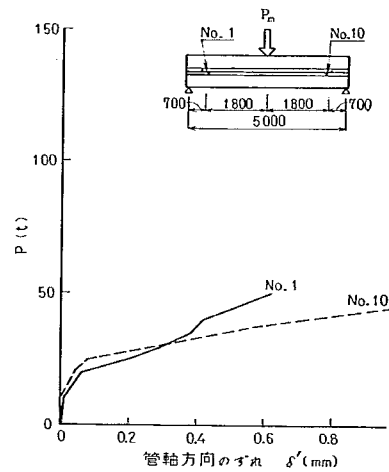


図 6.8 $P \sim \delta'$ 曲線 (管軸方向のいずれ)

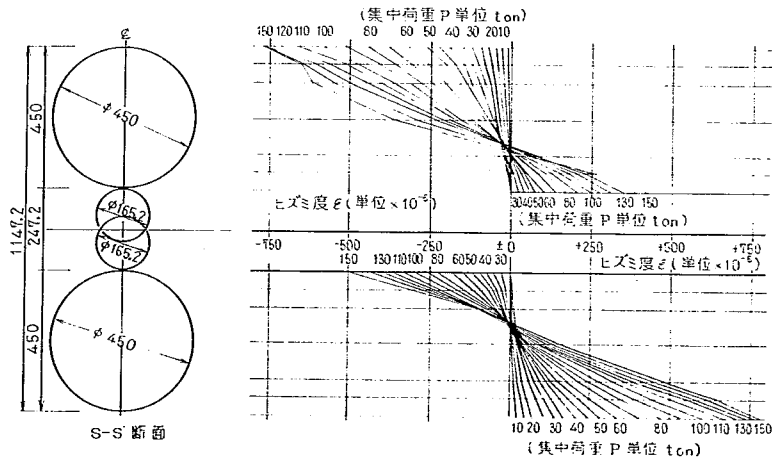


図 6.9 荷重～ひずみ分布

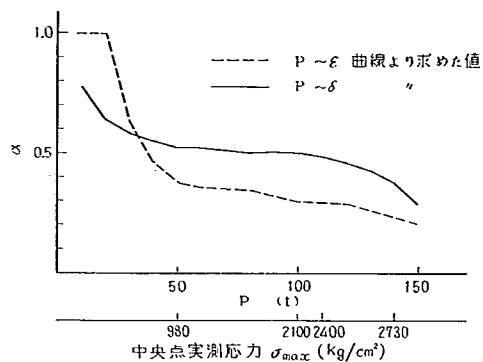


図 6.1 0 $\alpha \sim P$ 曲線

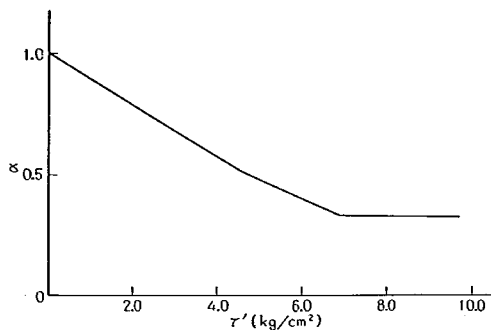


図 6.1 1 $\alpha \sim \tau'$ 曲線

荷重～せん断力伝達係数の曲線は各実験例において2つの曲線がほぼ一致しているような結果はなく、かなり大きくずれている。傾向として荷重～ひずみ曲線から求めたせん断力伝達係数は小さくでているようである。各試験の荷重～せん断力伝達係数の曲線を平均して求めたのが図 6.1 1 に示す曲線である。この曲線は継手の破壊面を仮定し、継手のせん断応力（継手を剛結とした場合のせん断応力）を求め、荷重をそれに置き換えたものである。

7. 矢板式基礎の水平抵抗に対する新しい構造解析の試み

7.1 線形補間法⁶⁾⁷⁾

(1) 解析方法

ここで用いる解析方法は、前章で求めた図 6.1 1 の曲線を使って行なう。継手部が剛結の場合の矢板式基礎の解析を Y. L. Chang 式で求め、また継手部の剛性が無いとした場合を群ぐい法により求め、せん断力伝達係数 α でこれらの解析値を線形配分した値を矢板式基礎の解析解とする。この α 値は図 6.1 1 より決定するのだが、継手が剛結としたときの継手部のせん断応力 τ' を求めることによって決定することができる。

水平載荷した場合の矢板式基礎の断面力は次のようにして求めることができる。

1) 継手部を剛結とした場合の断面力

$$\left. \begin{aligned} I &= n I_i + \sum_i A_i y_i^2 \\ \beta &= \sqrt[4]{E_{s1} / 4EI} \\ E_{s1} &= K_H (D + d) \end{aligned} \right\} \quad (7.1)$$

I : 矢板全体の断面二次モーメント (cm^4)

I_i : 矢板一本の " (cm^4)

A_i : 矢板一本の断面積 (cm^2)

y_i : 矢板全体の図心軸から i 番目の矢板図心軸までの距離 (cm)

矢板全体の任意点の断面力は

$$\left. \begin{aligned} M_1(z) &= -\exp(-\beta_1 z) \left\{ M_0 (\cos \beta_1 z + \sin \beta_1 z) + \frac{H_0}{\beta_1} \sin \beta_1 z \right\} \\ S_1(z) &= \exp(-\beta_1 z) \left\{ H_0 (\cos \beta_1 z - \sin \beta_1 z) - 2\beta_1 M_0 \sin \beta_1 z \right\} \end{aligned} \right\} \quad (7.2)$$

矢板 1 本の任意点の曲げモーメント, 軸力, せん断力は

$$\left. \begin{aligned} M_{1i} &= \frac{I_i}{I} M_1(z) \\ N_{1i} &= \frac{1}{I} y_i A_i M_1(z) \\ S_{1i} &= \frac{I_i + \kappa_i}{I} S_1(z) \end{aligned} \right\} \quad (7.3)$$

$$\text{ただし } \kappa_i = A_i \left\{ \left(\frac{D}{2} \right)^2 - y_i^2 \right\}$$

となる。

2) 継手非合成とした場合の断面力

群ぐい式の変位法を使って解析する。フーチングの変位 $\{\delta\}$ を求めることによって解析できる。

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= 4EI_i\beta_2^3 \\ K_2 &= 2EI_i\beta_2^2 = K_3 \\ K_4 &= 2EI_i\beta_2 \\ K_5 &= \frac{\pi}{4} d^2 K_v \\ \beta_2 &= \sqrt[4]{E_{s1}/n (4EI_i)} \end{aligned} \right\} \quad (7.4)$$

とすると,

$$\begin{bmatrix} nK_1 & 0 & -nK_2 \\ 0 & nK_5 & 0 \\ -nK_3 & 0 & K_5(y_i^2) + nK_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \delta_\theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} H_0 \\ V_0 \\ M_0 \end{Bmatrix} \quad (7.5)$$

となるから $\{\delta_x \delta_y \delta_\theta\}^T$ の値から矢板 1 本の任意点の断面力が求まる。

$$\left. \begin{aligned} M_{2i} &= -\exp(-\beta_2 z) \left\{ PM_{i0} (\cos\beta_2 z + \sin\beta_2 z) + \frac{PH_{i0}}{\beta_2} \sin\beta_2 z \right\} \\ N_{2i} &= PN_{i0} \\ S_{2i} &= -\exp(-\beta_2 z) \left\{ PH_{i0} (\cos\beta_2 z - \sin\beta_2 z) - 2\beta_2 PM_{i0} \sin\beta_2 z \right\} \end{aligned} \right\} \quad (7.6)$$

ただし $PH_{i0} = H_0/n$

$$\left. \begin{aligned} PM_{i0} &= -K_3\delta_x + K_4\delta_\theta \\ PN_{i0} &= K_5(\delta_y + y_i\delta_\theta) \end{aligned} \right\} \quad (7.7)$$

3) 継手が不完全合成とした場合の断面力

1)と2)で求めた矢板 1 本の任意点の断面力を α で線形配分することによって求める。すなわち

$$\left. \begin{aligned} M_i &= \alpha M_{1i} + (1-\alpha) M_{2i} \\ N_i &= \alpha N_{1i} + (1-\alpha) N_{2i} \\ S_i &= \alpha S_{1i} + (1-\alpha) S_{2i} \end{aligned} \right\} \quad (7.8)$$

となる。この線形補間法を使う場合、 α の決定に継手のせん断応力が必要だが、断面における代表値をとらねばならない。この代表決定の方法として断面のせん断流が放物線分布すると仮定し、最大せん断応力の $2/3$ とした。

(2) 軀体応力度の実測値と解析値との比較

矢板式基礎の横断面の軀体応力について実測値と解析値の比較を行なった。解析値については現行指針による方法¹⁾(合成効率率が 0.5 と 1.0 の計 2 方法)、群ぐい法、それから前述した線形補間法の計 4 つの方法での解析値との軀体応力度を比較したものが図 7.1 と図 7.2 に示してある。図 7.1 は水平力が 160t の場合であり、図 7.2 は水平力が 250t の場合である。他に 4 例について現場載荷試験の実測値との比較を行なっている。これらを通じて、軀体応力分布においては従来の方法に比べて線形補間法はかなり実測値に近い値を示している。

7.2 矢板相互のずれを考慮した解析

(1) 基本式の誘導

図 7.3 に示すように荷重に対する変形状態のモデル化を行なう。変形前の平面 A-A は変形に伴ない、矢板相互のずれにより変形後には平面とならず図に示すような階段状になる。ここで次のよ

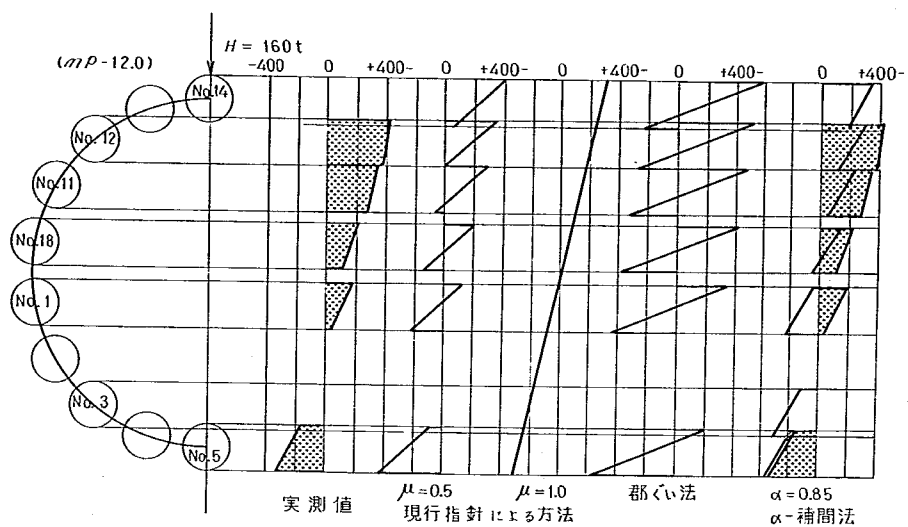


図 7. 1

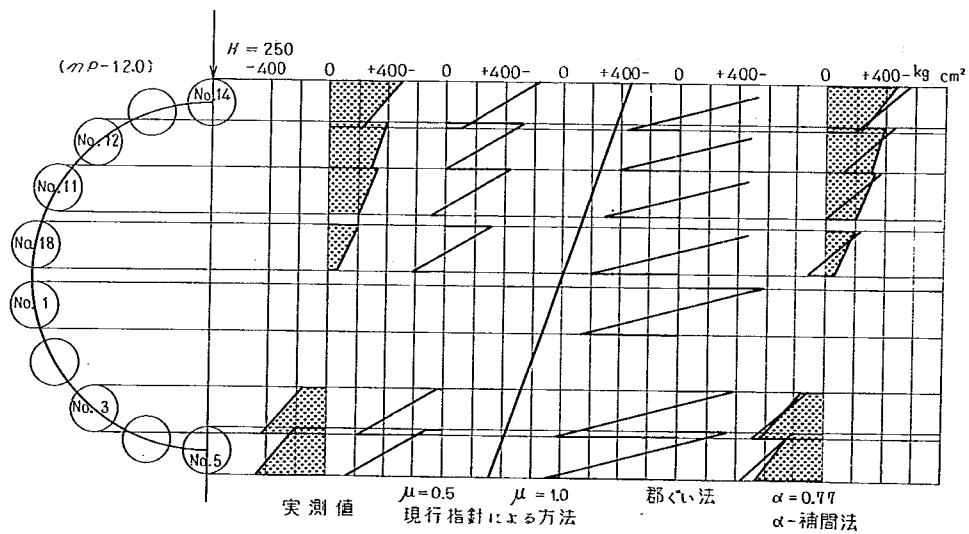


図 7. 2

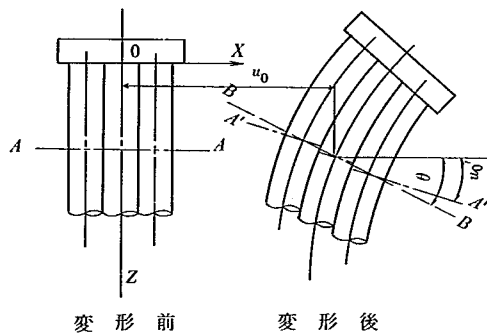


図 7.3 構造のモデル化

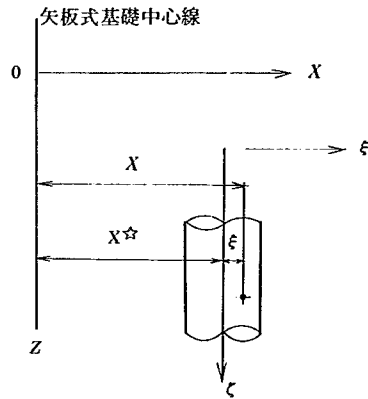


図 7.4 座標系

うな仮定を設ける。

1) 変形後の面 $A' - A'$ と矢板の中心線との交点は、ある平面 $B - B$ 上にある。このことによりモデルの全体的挙動はせん断変形する梁として扱える。

2) 矢板自体のせん断変形は無視する。

このような仮定のもとに基本式を誘導していく。いま矢板の任意点の変位を u , w とすると

$$\left. \begin{aligned} u &= u_0 \\ w &= w_0 - \theta x - (u'_0 - u) \xi \end{aligned} \right\} \quad (7.9)$$

u_0 , w_0 : 矢板全体の重心点での x , z 方向の変位成分

u'_0 : z に対する微分

なお座標系については図 7.4 のとおりとする。

直ひずみ ϵ_z とせん断ひずみ γ_{xz} は

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_z &= w'_0 - \theta' (x - \xi) - u''_0 \xi \\ \gamma_{xz} &= u'_0 - \theta \end{aligned} \right\} \quad (7.10)$$

仮想仕事の原理によりつり合い式を求める。

$$\int_{z_1}^{z_2} \int_A (\sigma_z \delta \epsilon_z + \tau_{xz} \delta \gamma_{xz}) dA dz + \int_{z_1}^{z_2} q \delta u dz - \int_{z_1}^{z_2} P_x \delta u dz - \left[\nu_z \int_A (\bar{\sigma}_z \delta w + \bar{\tau}_{xz} \delta u) dA \right]_{z_1}^{z_2} = 0 \quad (7.11)$$

q : 地盤反力

P_x : x 方向に作用する分布外力

$\bar{\sigma}_z$, $\bar{\tau}_{xz}$: 両端断面に働く z , x 方向の表面力

ν_z : 両端断面の外向き単位法線

ベクトルの z 方向成分

式 (7.1 1) を変形して変位表示のつり合いの微分方程式が次のように求まる。

$$\left. \begin{aligned} - (E A w_0') &= 0 \\ - (E I_p u_0'')'' + \{ G A (u_0' - \theta) \}' - k u_0 + p_x &= 0 \\ - (E I^* \theta')' - G A (u_0' - \theta) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (7.1 2)$$

I^* : 矢板の軸力による重心点での断面二次モーメント

I_p : 各矢板の断面二次モーメントの総計

式 (7.1 2) から変位 θ を消去すると、変位 u_0 に関するつり合いの微分方程式を得る。

$$\frac{E I^*}{G A} \cdot E I_p u_0^{(6)} - E (I^* + I_p) u_0^{(4)} + \frac{E I^*}{G A} k u_0'' - k u_0 = -p_x \quad (7.1 3)$$

(2) 弾性定数の決定

弾性定数についてはヤング率 E とせん断弾性係数 G の 2 つがある。 E については図 7.5 に示すようにせん断変形のモデル化を行ない、継手部の弾性的なせん断変形を矢板全体に平均的に評価したときのせん断係数を使用する。継手部、および矢板本体部のせん断ひずみを各々 r_c と r_s とすると、

$$\left. \begin{aligned} r_c &= \frac{q \cdot d}{G_c A_c} \\ r_s &= \frac{q \cdot D}{G_s A_s} \end{aligned} \right\} \quad (7.1 4)$$

G_c : 継手部に使用する材料のせん断弾性係数

G_s : 矢板全体のせん断弾性係数

式 (7.1 4) を使って等価なせん断弾性係数 G は次のように決定される。

$$G A = \frac{(D+d)^2}{\frac{d^2}{G_c A_c} + \frac{D^2}{G_s A_s}}, \quad A = A_c + A_s \quad (7.1 5)$$

(3) 簡単な例題への適用

図 7.6 に示す実験用の供試体に適用する。モデルが小さい関係もあり、継手部にはセメントペーストをてん充してある。矢板本数は 3 本の場合と 6 本の場合である。モデルは気中に置かれているものとし、頭部はヒンジ、底部は剛結状態とし、荷重は頭部水平載荷とする。

式 (7.1 3) の一般解を求めるに当たり、地盤のバネ係数 $k = 0$ 、 x 方向の分布外力 $P_x = 0$ とすると、式 (7.1 3) は次のようになる。

$$\begin{aligned} u_0^{(6)} - \beta^2 u_0^{(4)} &= 0 \\ \beta &= \sqrt{\frac{G A \cdot E (I^* + I_p)}{E I^* E I_p}} \end{aligned} \quad (7.1 6)$$

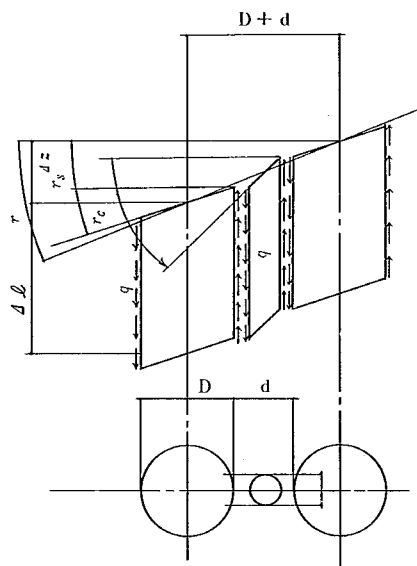


図 7.5 せん断変形のモデル化

式 (7.14) の一般解は

$$u_0 = C_1 + C_2 Z + C_3 Z^2 + C_4 Z^3 + C_5 \cosh \beta z + C_6 \sinh \beta z \quad (7.17)$$

頭部のヒンジの境界条件は、鉛直方向、水平方向、および回転に対して自由であるとし、端面の回転角と矢板自体の回転角は一致しない。すなわち矢板は相互にずれを生ずるものとする。これらの境界条件から $C_1 \sim C_6$ の未知定数は表 7.1 の 6 元の連立方程式を解いて求める。

(4) 計算結果

計算結果は継手部のせん断弾性係数を変化させて、くい頭変位と躯体応力をそれぞれ求めた。

基準となるせん断弾性係数は次のとおりである。

(G) $G_c = G_s$: 継手部分の断面が全て鋼材であるとするときの換算せん断弾性係数

(G) $G = \infty$: 矢板相互のずれが全く無いとき、すなわち無限大のせん断弾性係数

(換算 G) : (3) の方法によって求められたせん断弾性係数

図 7.7 は (G) $G_c = G_s$ に対する (換算 G) の比を横軸にとり、縦軸に $(u_0)_{G=\infty}$ に対する (u_0) の比を取っている。 G_c (セメントペーストのせん断弾性係数) の低減率を 1.0 とすると、横軸は 0.45 となる。この時の $u_0 / (u_0)_{G=\infty}$ は、 N (矢板本数) = 3 ($l = 1.615\text{m}$) , $N = 6$ ($l = 1.615\text{m}$) , $N = 3$ ($l = 0.7\text{m}$) , $N = 6$ ($l = 0.7\text{m}$) の時、各々 1.02, 1.075, 1.080, 1.375 となる。セメントペーストと鋼材の付着剛

性は、セメントペーストのせん断剛性の 0.3 とすると、(換算 G) / (換算 G) $G_s = G_c$ は 0.19 となり図 7.7 から $u_0 / (u_0)_{G=\infty}$ は各々 1.025, 1.110, 1.125, 1.575 となる。

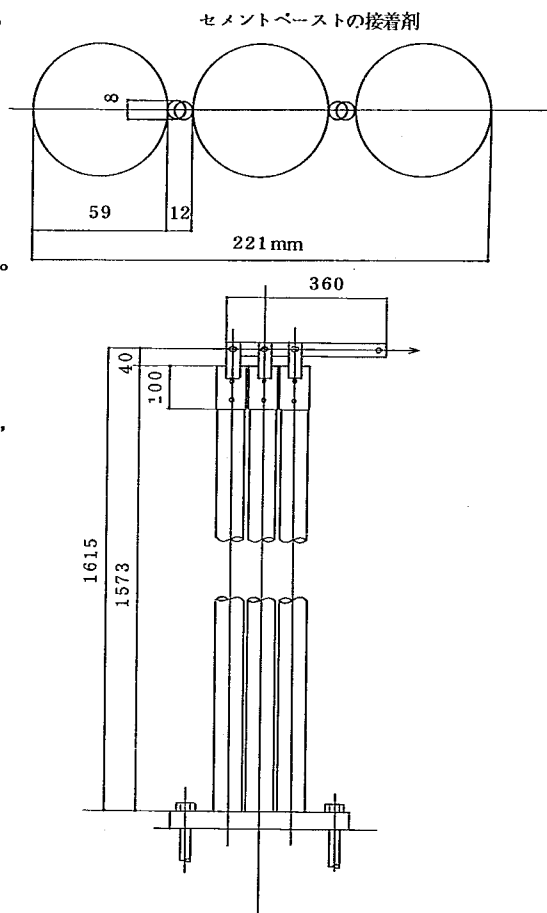


図 7.6 計算モデル

表 7.1

C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6	
0	0	2	0	β^2	0	0
0	0	0	0	β^4	0	0
1	l	l^2	l^3	$\cosh \beta l$	$\sinh \beta l$	0
0	1	$2l$	$3l^2$	$\beta \sinh \beta l$	$\beta \cosh \beta l$	0
0	0	$-2(EI^* + EI_p)$	$-6(EI^* + EI_p)l$	$(\frac{EI^* EI_p}{GA} \beta^4 - (EI^* + EI_p) \beta^2) \cosh \beta l$	$(\frac{EI^* EI_p}{GA} \beta^4 - (EI^* + EI_p) \beta^2) \sinh \beta l$	$-Pl$
0	0	0	6	$\beta^3 \sinh \beta l$	$\beta^3 \cosh \beta l$	$\frac{P}{EI_p}$

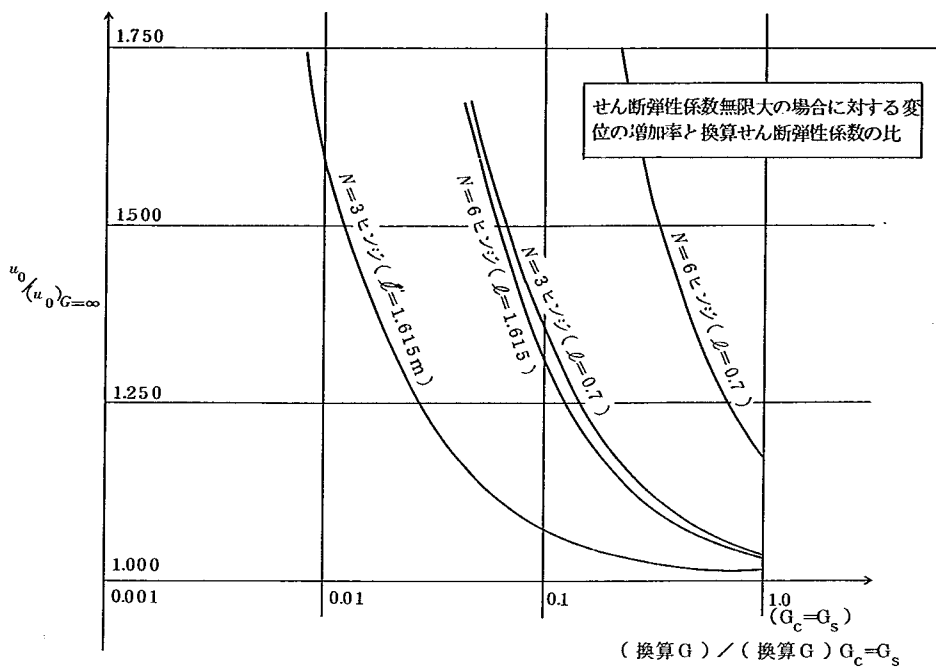


図 7.7

7.3 曲げとせん断による変形を考慮した梁としての解析

(1) 基本式の誘導

図 7.8 に示すように、構造のモデル化を行ない、矢板全体を一体の梁とみなし、曲げとせん断による変形を考慮して、基本の微分方程式を誘導する。

矢板の任意点の変位は

$$\left. \begin{aligned} u &= u_0 \\ w &= w_0 - \theta x \end{aligned} \right\} \quad (7.18)$$

式 (7.18) を使って直ひずみ ε_z とせん断ひずみ γ_{xz} を求めると、

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_z &= w_0' - \theta' x \\ \gamma_{xz} &= u_0' - \theta \end{aligned} \right\} \quad (7.19)$$

仮想仕事の原理によりつり合い式を求める。

$$\begin{aligned} & \int_{z_1}^{z_2} \int_A (\sigma_z \delta \varepsilon_z + \tau_{xz} \delta \gamma_{xz}) dA dz + \int_{z_1}^{z_2} q \delta u dz - \int_{z_1}^{z_2} p_x \delta u dz \\ & - \left[\nu_z \int_A (\bar{\sigma}_z \delta w + \bar{\tau}_{xz} \delta u) dA \right]_{z_1}^{z_2} = 0 \end{aligned} \quad (7.20)$$

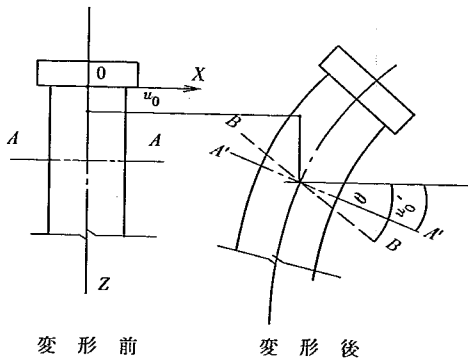


図 7.8 構造のモデル化

式 7.20 から変位表示のつりあいの微分方程式が次の様になる。

$$\left. \begin{aligned} - (EA w_0')' &= 0 \\ \{GA(u_0' - \theta)\}' - ku_0 + p_x &= 0 \\ (-EI\theta')' - GA(u_0' - \theta) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (7.21)$$

式 (7.19) から変位 θ を消去すると、次に示すように変位 u_0 に関するつり合いの微分方程式をうる。

$$-EIu_0^{(4)} + \frac{EI}{GA} ku_0'' - ku_0 = p_x \quad (7.22)$$

(2) 簡単な例題への適用

図 7.6 に示す実験用の供試体に適用する。継手部のせん断剛性は式 (7.15) を使って決定する。式 (7.22) において、地盤のバネ定数を $k=0$ 、 x 方向の分布外力を $p_x=0$ とすると

$$u_0^{(4)} = 0 \quad (7.23)$$

一般解は、

$$u_0 = C_1 + C_2 Z + C_3 Z^2 + C_4 Z^3 \quad (7.24)$$

一方、未知定数 $C_1 \sim C_4$ は境界条件から

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= \frac{P\ell^3}{3EI} + \frac{P\ell}{GA} \\ C_2 &= -\frac{P\ell^2}{2EI} - \frac{P}{GA} \\ C_3 &= 0 \\ C_4 &= \frac{P}{6EI} \end{aligned} \right\} \quad (7.25)$$

となる。

(3) 計算結果

図 7.9 と図 7.10 は、横軸に $\eta \cdot G_c$ (η は低減率)、縦軸に杭頭水平変位をとり、矢板相互のずれを考慮した解析結果と比較してある。図 7.9 は、矢板が 6 本で長さが 1.615m の場合であり、図 7.10 は、矢板本数が同じで長さが 0.7m の場合である。これらの結果を見ると、杭頭水平変位の大きさは両解析法ではほとんど差がないといえることができる。

図 7.11 は深さ方向応力分布による両解析法の比較である。この応力分布において、両解析法では大きな差があると言える。現場実験の実測応力分布等を見ると、矢板相互のずれを考慮した解析の方がはるかによく近似しているといえる。

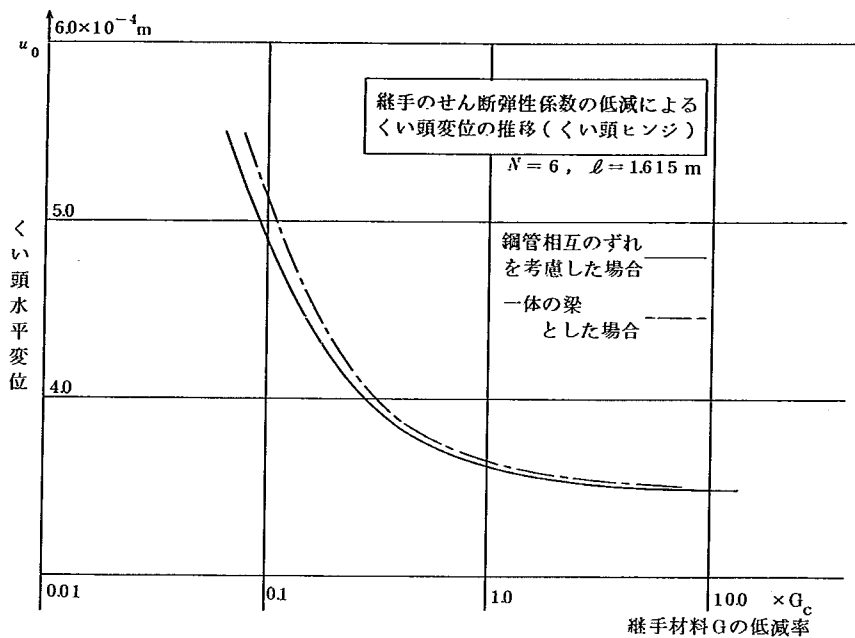


図 7. 9

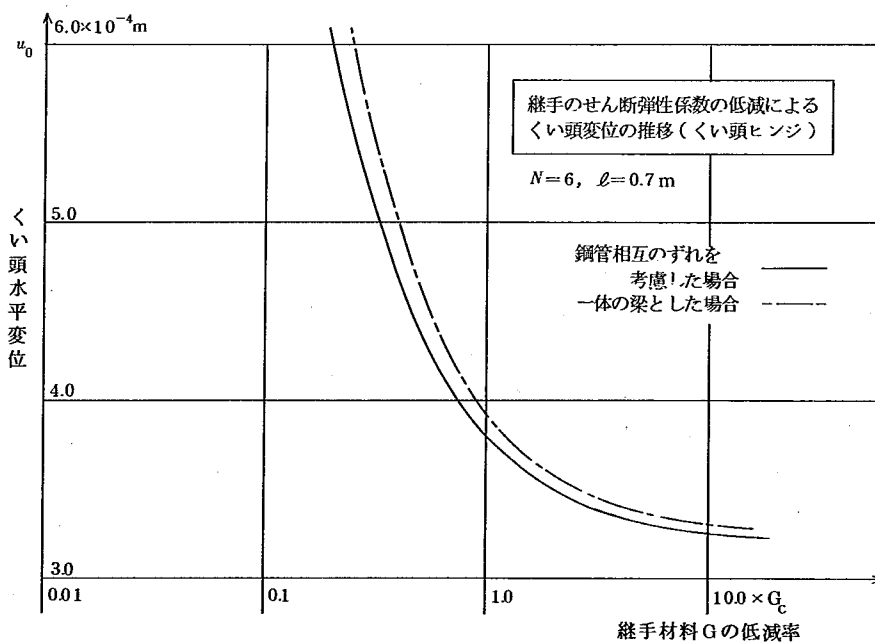


図 7. 1 0

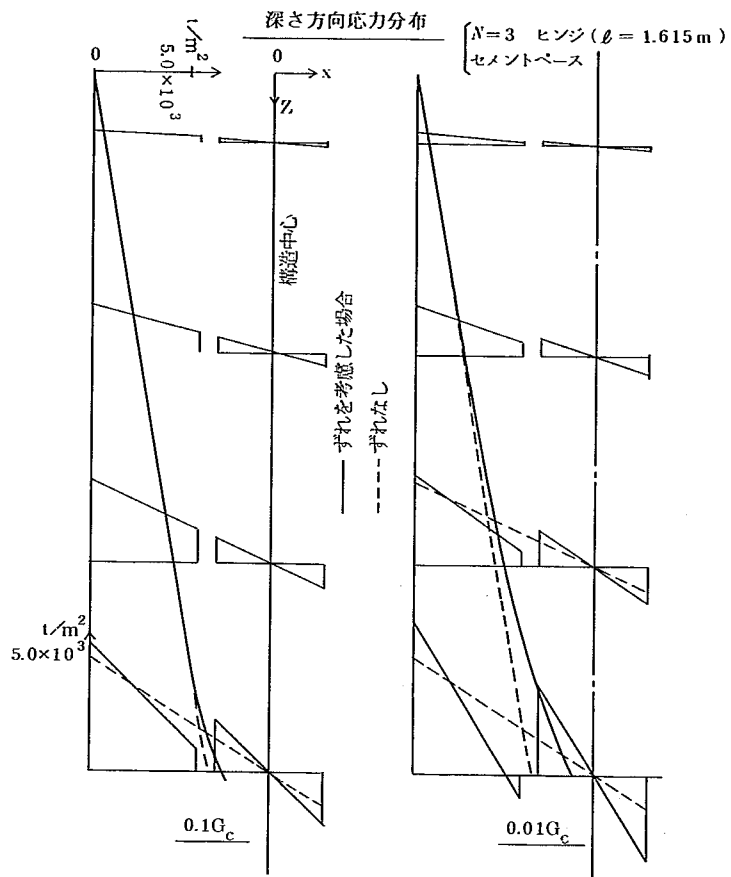


図 7.1 1

8. 今後の課題

矢板式基礎の設計法は一応確立されているが、矢板式基礎は寸法、構造ともに幅広い選択が可能であるため、その設計の広がりが大きいため大きい。このような設計をカバーするには現行の設計法は不十分である。矢板式基礎の構造特性の研究はまだ緒についたばかりであるが、この研究を通じて、最終的には、よりよい設計基準の作成を意図しているものである。

研究の項目としては次のようなものを考えている。

(1) 矢板式基礎の全体の構造特性

- 1) 力学モデルの作成と理論式の検討
- 2) 理論式と載荷試験値の比較（変位、応力、バネ定数、減衰性）
- 3) 終極耐力と破壊性状の実験的確認（ねじりを含む）
- 4) 振動性状の実験的確認

(2) 矢板式基礎の部分の実験的確認

- 1) 継手部の剛性の評価
- 2) 頂版の結合部の検討

(3) 仮締切兼用工法

- 1) 締切部の応力の検討
- 2) 残留応力のもとでの溶接性と強度の検討

参考文献

- 1) 矢板式基礎研究委員会：矢板式基礎の設計と施工指針，昭和47年1月
- 2) 駒田敬一：矢板式基礎の発達経過と現状，基礎工，昭和50年3月
- 3) 倉田進・嶋文雄：矢板式基礎の施工性と構造特性に関する研究，橋梁と基礎，Vol.14, No.9
昭和45年9月
- 4) 耐震技術開発研究委員会：耐震技術に関する研究開発報告書，（財）国土開発技術研究センター，昭和49年3月
- 5) 耐震技術開発研究委員会：耐震技術に関する研究開発報告書，（財）国土開発技術研究センター，昭和50年3月
- 6) 駒田敬一・山川朝生・岡原美知夫：矢板式基礎の構造特性（第1報），土木技術資料，
Vol.17, No.3, 昭和50月2月，土木研究会
- 7) 吉田巖監修：杭基礎の設計実技とその解説，建設図書，昭和49年4月