

鋼管矢板ウエルによる海中ピア－の施工例

川崎製鉄 脇黒和彦

" ○ 富永眞生

" 新村和規

1. 概説

川崎製鉄株式会社水島製鉄所では熱間および冷間圧延工場で生産されるコイル製品の防錆を目的として、全天候における荷役作業の円滑化をはかるために、昭和45年2月より高梁川沿いの左岸に、雨天倉庫および雨天岸壁（Umbrella Wharf）を建設した。図－1、2、写真－1に示す。

岸壁は水深－6.0M、延長約250Mで鋼管矢板を使用したタナ式構造とし、倉庫建家基礎の海中ピア－7基には、さきに溶鉄炉基礎工事⁽¹⁾、⁽²⁾に使用した鋼管矢板ウエル工法を採用した。

今回は、主として海中ピア－に採用した鋼管矢板ウエル構造の設計、構造特性、および水平加力試験結果について述べ、本工法の特性を生かした橋脚、ドルフィンなど水中、海洋構造物の新しい工法の一資料として発表させていただくもので、諸兄のご参考になれば幸いである。

2. 鋼管矢板ウエル式ピア－の採用

(1) 土質調査

雨天岸壁建設位置付近の代表的な土質調査結果は図－3、表－1に示すとおりである。－2.5Mの在来海底面より－14.9Mまでは軟弱シルトおよび粘土であり、中間に厚さ約1Mの硬質シルト層をはさんでいる。－14.9M以深は中砂を含んだ砂れき層で $N > 50$ である。

当岸壁はこの砂れき層を支持層として設計を行なうことにした。

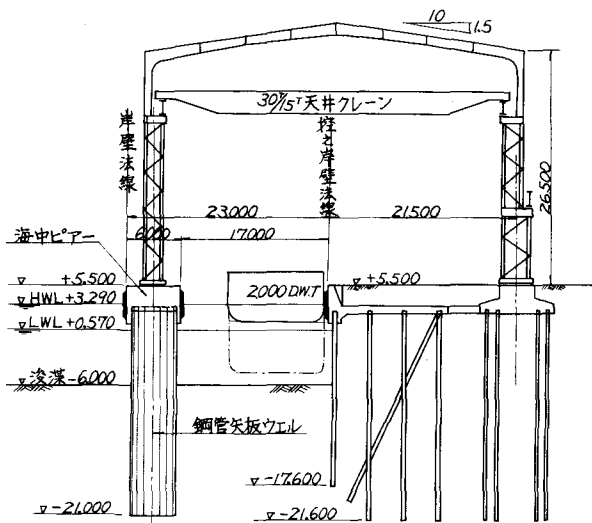
(2) 設計条件

今回の海中ピア－は雨天倉庫建家の柱脚から伝達する外力に対して抵抗しなければならないほか、ピア－に対する波圧（最大波高2.8M）。

(1) 小松，脇黒，富永：大口徑鋼

管矢板ウエルによる深礎工法，
土木学会誌53巻（1968年）

3月号，P19～24



図－1 雨天岸壁標準断面図

接岸船舶（2,000 DWT，接岸速度 15 cm/sec）の衝撃力，地震力（震度 0.5）などに対しても安全に設計されなければならない。さらに建家構造（天井クレーンが走行する）より，最大の設計荷重作用時において，海中ピアー頭部における許容水平変位が 50 mm に制限された。建家構造からの荷重条件は柱脚（海中ピアー頭部）において，表-2 のとおりである。

（3）構造形式の決定

雨天倉庫建家柱脚の基礎を海中に築造するにあつての構造上の問題点は，

- 1）岸壁法線と控え岸壁のクリアランスに制限があり，構造体の占めるスペースが小さく，しかも剛性の大きいものが要求されること。
- 2）船舶の接岸に対して海中ピアーが支障のない形状であること。
- 3）建家の柱脚より伝達される外力に抵抗し，さらに船舶の接岸時の衝撃力，波圧および地震力などに耐えられる構造体であること。
- 4）表-2 に示す荷重を確実に支持層に伝えられる構造体であること。

であり，さらに施工性，安全性，経済性の 3 点を満足させたい。このような観点から考えられる構造形式としてつぎの 3 種類があげられる。

- A）ウエル構造：R.C.ウエル，ケーソン，鋼管矢板ウエル
- B）鋼ぐい構造：直ぐい，斜ぐい
- C）セル構造：鋼矢板セル

A）案について，R.C.ウエルおよびケーソンは海中作業となるので，施工性，経済性の点からも難しく，鋼管矢板ウエルが施工



写真-1 鋼管矢打込完了状況

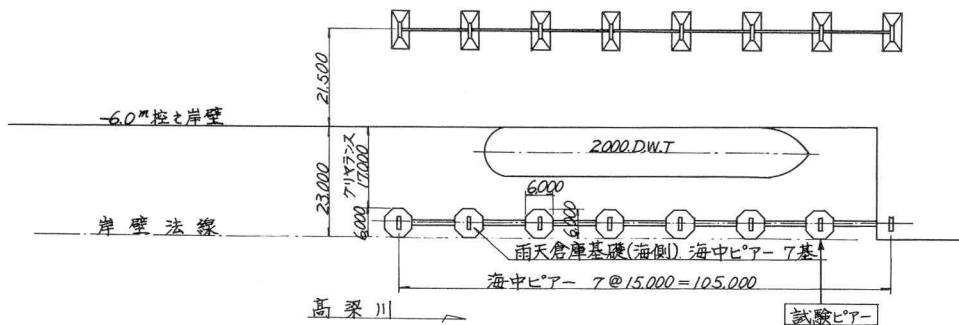


図-2 雨天岸壁平面図

（2）小松ほか：鋼管矢板ウエル基礎の鉛直方向支持力について，土と基礎 / 8-7，P.21～29

性，工期短縮の面からも優れているものと思われる。

B) 案について、直ぐいと斜ぐいとを組合せることによつて経済的な設計が可能と思われる。

0) 案について、鋼矢板セルは水平荷重に対してはその特長を発揮できるが、鉛直荷重に対しては不明の点が多く、セル内に直ぐいを打込む必要がある。

したがつて比較検討は鋼管矢板ウエル案と鋼管ぐいの組ぐい案とについて行なうことになった。鋼管ぐい案は、外力に対する安定上どうしても斜ぐいが必要であり、接岸船舶腹部と斜ぐいとの関係上、斜ぐいの方向、配置に無理があつて構造体が大きくなり、図-2に示す岸壁法線と17.0Mのクリアランスとの間におさまらないことがわかつた。

一方、鋼管矢板ウエル案は、設計上断面剛性の評価に未説明の問題が残されてはいたが、限

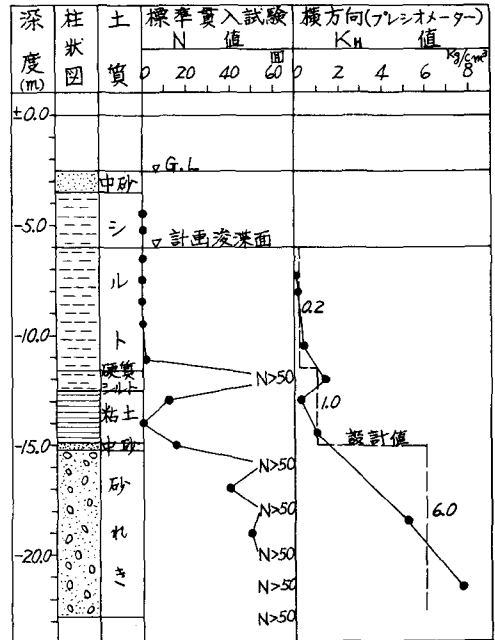


図-3 試験位置でのN値と K_h 値

土 質	含水比 w (%)	液性限界 L.L (%)	塑性限界 P.L (%)	塑性指数 P.I (%)	粘 着 力 c (t/m²)	圧縮係数 C_v (cm/sec)	圧縮指数 C_c
シルト	50~70	50~70	20~30	25~40	1.0~2.5	5.0×10^{-3} 2.0×10^{-2}	0.45~0.70
硬質シルト	20~35	40~50	25~30	10~25	3.0~15.0	—	0.25~0.35

表-1 土 質 試 験 結 果 一 覧 表

られたスペース内で大きな荷重に抵抗できるウエルとしての支持力特性を有していることや、海中における施工性もよく、新工法の開発面からいつでも有利であることから鋼管矢板ウエル構造を採用することに決定したものである。

荷 重	鉛直荷重 V (ton)	水平荷重 H (ton)	曲げモーメント M (tm)	摘 要
長 期	86.9	23.0	415.0	クレーン稼働時
短 期	-0.5	42.5	581.1	暴風時 (波力を含まない)

表-2 柱脚に作用する設計荷重

(3) 川鉄の技術資料：鋼管矢板ウエル工法

3. 鋼管矢板ウエル式ピアーの設計

(1) 設計計算法の概要

鋼管矢板ウエルの変位，断面力の求め方は現在までのところ，模型実験や実物実験によつてつぎの3つの方法が提案されている。(3)

1) 慣用設計法

2) 弾性地盤内の有限長梁理論による設計法

3) 弾塑性地盤内の有限長梁理論による設計法

1) については従来から用いられているウエル計算式を適用するもので鋼管矢板ウエルを剛体とみなして概略の設計を行なう場合に用いられる。2) は1) よりも厳密な解を求める場合に用いられ、普通の実施設計はこの方法で十分である。3) は2) で追求できないより厳密な精度を要求される場合に用いられる。

今回の海中ピアーの計算には2)の方法を用いて設計したが、計算法の概要を述べればつぎの通りである。

(i) 鋼管矢板ウエル全体の中立軸に対するIを算定する。

$$I = \mu \cdot \sum A_i \cdot X_i^2 + n \cdot I_i \quad \dots\dots (1)$$

μ : 継手効率

A_i : i番目の鋼管断面積

X_i : 中立軸よりi番目の鋼管までの距離

n : 使用鋼管の本数

I_i : i番目の鋼管自身の断面2次モーメント

(ii) $\beta \cdot L$ の値

ウエル全体の β を(2)式によつて求め、 $\beta \cdot L$ 値によつてつぎのように適用式を決定する。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \quad \dots\dots (2)$$

a) $\beta \cdot L \geq 2.5$ のとき 無限長梁式をそのまま適用

b) $2.5 > \beta \cdot L \geq 1.5$ のとき 有限長梁として無限長梁式を用いて補正

c) $1.5 \geq \beta \cdot L > 1.0$ のとき 有限長梁として剛体式を用いて補正

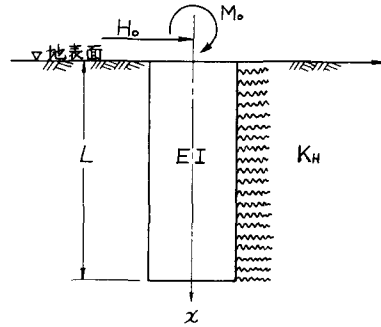


図-4 力学モデル図

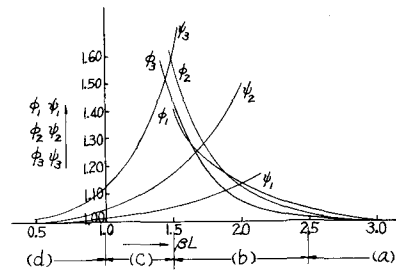


図-5 補正関数

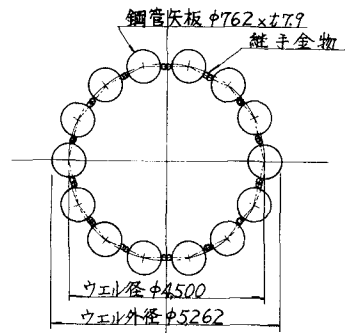


図-6 鋼管矢板ウエル横断面図

a) $\beta \cdot L \leq 1.0$ のとき 剛体式をそのまま適用

ここに、 L : 根入れ長 (M)

$$E_s : K_H \cdot D \quad (T/M^2)$$

$$K_H : \text{横方向地盤反力係数} (T/M^3)$$

$$D : \text{ウエル幅 (M)}$$

$$E : \text{鋼管のヤング係数} (T/M^2)$$

$$I : \text{式 (1) で求めた断面 2 次モーメント} (M^4)$$

剛体式はウエルの設計に用いる物部式、池原・横山式、白石式などを適用し、無限長梁式には Ohang の方法による計算式を適用する。

(iii) 補正係数

(ii) で算出する有限長梁としての地表面変位、

および回転角 δ , θ は

$$\left. \begin{aligned} \delta &= \alpha_s \cdot \delta_o \\ \theta &= \alpha_\theta \cdot \theta_o \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

で表わされる。ここで

α_s, α_θ : 地表面変位および回転角に対する
補正係数

δ_o, θ_o : 無限長梁式あるいは剛体式より求
められる地表面変位および回転角

ちなみに剛体式よりの補正係数は (4) 式で求められる。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_s &= \frac{\psi_1 + \psi_2 \cdot \frac{3M_o}{2LH_o}}{1 + \frac{3M_o}{2LH_o}} \\ \alpha_\theta &= \frac{\psi_2 + \psi_3 \cdot \frac{2M_o}{LH_o}}{1 + \frac{2M_o}{LH_o}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

ただし、 H_o, M_o は地表面での作用外力で $H_o=0$ のときは $\alpha_s = \psi_2$, $\alpha_\theta = \psi_3$ とする。 ψ_1, ψ_2, ψ_3 は補正関数で図-5より求める。

(2) 海中ピア一の計算値

若干の予備計算の結果、表-2の設計荷重に対して、

$\phi 762 \times t 7.9 \times l 24000$ の鋼管矢板 14 本を図-6のよ

うに打ち込んで、中心径 4.5 M の鋼管矢板ウエルを形成させ、

-2.10 M まで砂れき層に 6.0 M の根入れをすることにした。

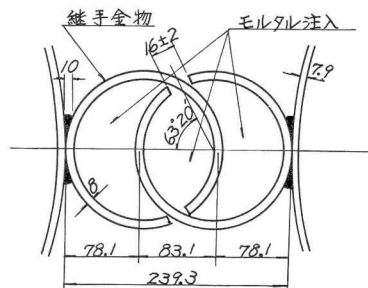


図-7 継手金物断面詳細図

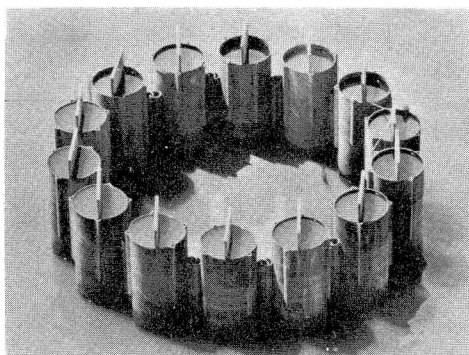


写真-2 鋼管矢板ウエル

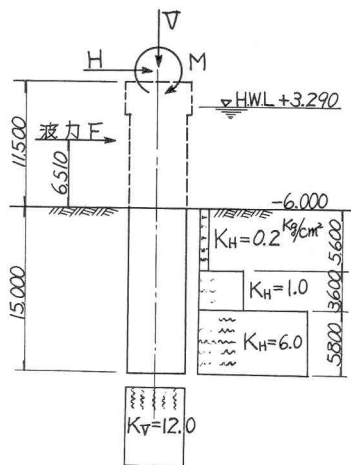


図-8 剛体式のモデル

写真-2は海中に施工された状況を、図-7に継手金物の詳細をそれぞれ示す。なおこの継手金物は-13.0M付近の硬質シルト層を貫通するところまでとりつけてある。鋼管矢板/本当りの断面諸元

$$A_s = 0.0187 \text{ M}^2$$

$$W_s = 0.00349 \text{ M}^3$$

$$I_s = 0.00133 \text{ M}^4$$

であるから、(1)式において継手効率 μ を

0.5として

$$I = 0.376 \text{ M}^4$$

(2)式において横方告地盤反力係数 K_H を

$$0.5 \text{ Kg/cm} = 500 \text{ T/M}^3 \text{ として}$$

$$\beta = 0.0955$$

$L = 15.0 \text{ M}$ (-6.0M ~ -21.0M)とし

て

$$\beta \cdot L = 0.0955 \times 15.0 = 1.433$$

$$: 1 < \beta \cdot L \leq 1.5$$

		長 期	短 期
外 力	水平力(t)	23.0	$H=42.5$ $F=60.3$
	垂直力(t)	86.9	-0.5
	モーメント(tm)	415.0	581.1
頭部変位 δ (cm)		1.8	4.8
頭部回転角 θ (Rad)		0.90×10^{-3}	2.36×10^{-3}
地盤反力(t/m^2)	δ_1	63.9	86.9
	δ_2	29.2	-10.1
最大側圧(t/m^2)		9.3	26.6
最大曲げモーメント(tm)		717	1752
軸力モーメントによる 鋼管矢板応力(t/cm^2)		+481 -202	+943 -727

$$\mu = 0.5, I = 0.376 \text{ M}^4$$

表-3 海中ピア-の計算結果一覧表

が得られる。

以上の計算は継手金物内部にはプレバクトモルタルを充填するが、鋼管内部にはコンクリートを中詰しない状態について行なっている。

したがって海中ピア-の頭部変位、回転角などの設計値は剛体式を用いて計算した結果に(4)式の補正を行なえばよいことになる。計算の細部は省略するが、計算の仮定を図-8、同じく結果を表-3に示しておく。ここに-6.0Mより上部については幾何学的片持梁として弾性変形は無視して計算をすすめた。

また、表-2において長期の場合に地震力は加算されていないが地震力が同時に作用すると、頭部変位、回転角ともにおよそ110%ほど増大することを付記しておく。

4 実物水平加力試験

(1) 試験の目的と内容

鋼管矢板ウ-ルの設計にあたっては、既述したように

- ・(1)式における継手効率 μ 、あるいはEIの仮定
- ・(2)式における横方向地盤反力係数 K_H の仮定
- ・(3)、(4)式による剛体式から求めた δ_0 、 θ_0 の補正

によつて設計をすすめている。さらに今回の構造は現在まで施工されてきたものと異なつて、海中に施工され、海底面より上に突き出した構造となつている。そこで、実物の静的水平加力試験を実施し、設計荷重とピア-頭部の許容変位量に対して

1) 図-7の継手金物内を未処理の状態(R-1試験)でよいか、

2) 同内にプレバクトモルタルを充填した状態

(R-2 試験) でよいか、

3) 図-6 に示す鋼管矢板の鋼管内にコンクリート
中詰めした状態 (R-3 試験) にしなければなら
ないか、

の3段階に分けて本設計の安全性、経済性を検討すると
ともに、鋼管矢板ウエルとしての構造上の諸特性を究明して
現行の設計法の精度を高めることを目的としている。

試験は図-2 に示す最右端のピア-について既設の岸壁
側に反力を受けさせて実施した。実施要領は図-9 に示す
通りである。測定は満潮位より上の加力点付近にて、鋼管
矢板ウエルの水平変位、回転角、ひずみなどについて実施
した。以下、設計値 (+5.5 M) と実測値 (加力点付近)
との間に高さの差による若干の誤差があることを付記して
おこう。

なお、試験ピア-の周囲は R-1 試験の 10 日前にガッ
ト船にて -6.0 M の設計深度まで浚渫した。

(2) 試験の結果

試験はまず R-1 試験から、多サイクル急速加力方法で
始めた。等値設計荷重 (約 120 T) まで加力して R-1
試験を終え、継手金物内にプレバクトモルタルを充填した
おおよそ 1 週間後、R-2 試験に入つた。R-2 試験では
150 T までの加力を行ない、さらに鋼管内の中詰めコン
クリートを施工して 1 週間後に R-3 試験を行なつた。

R-3 試験では 190 T まで加力してみた。それぞれの荷
重～変位置曲線を図-10 に、荷重～回転角曲線を図-11
に示す。

なお、鋼管矢板ウエルの応力度分布の一例を図-12 に
示す。R-2 試験において $H = 150 \text{ T}$ を加力したとき
の -7.0 M ウエル横断面における

σ : 実測応力度

σ_1 : 鋼管矢板各くいで分担する応力度

σ_2 : 鋼管矢板ウエルで分担する応力度

であり、単位はいずれも kg/cm^2 である。

実測応力度 σ は実測ひずみ量 ε に対し

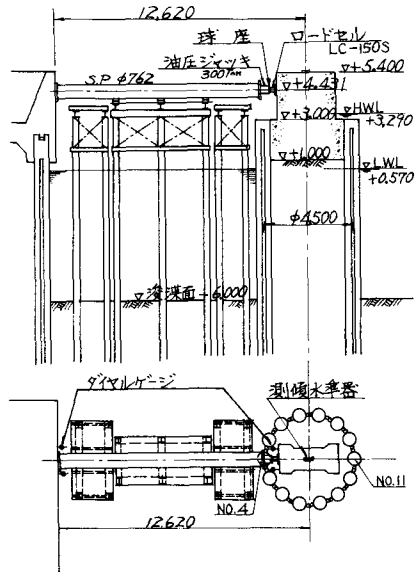


図-9 水平加力試験要領図

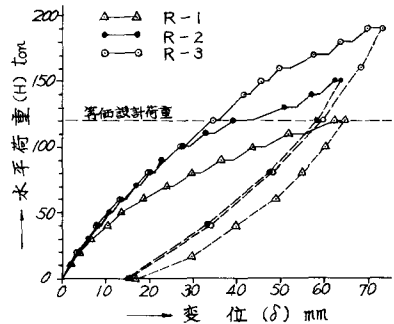


図-10 荷重～変位置曲線

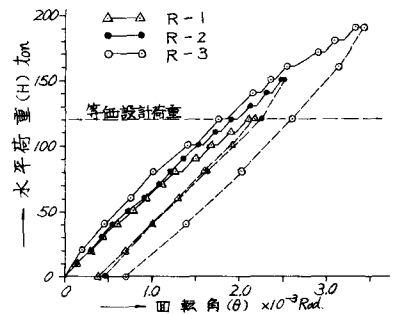


図-11 荷重～回転角曲線

$$\sigma = 1.14 E \varepsilon$$

$$\dots\dots\dots(5)$$

にて求めたもので、 σ_T は計算で求めた σ_i に対し

$$\sigma = \sigma_i + \sigma_T$$

$$\dots\dots\dots(6)$$

にて算出したものである。
ここに $E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ である。

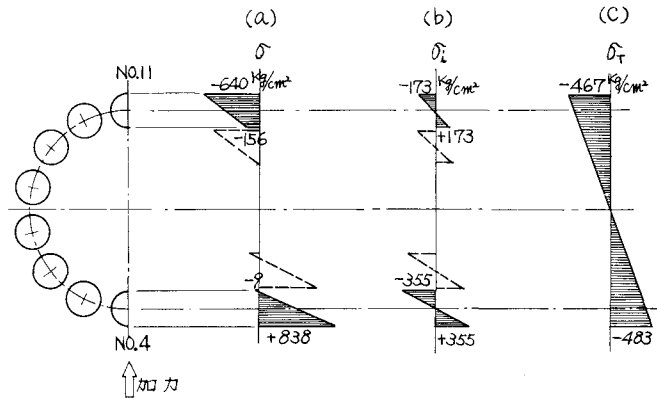


図 - 1 - 2 鋼管矢板ウエルの応力度分布の一例

(3) 2, 3 の考察

a) 変位量について

図 - 1 - 0 において、R - 1 構造では $H = 30 \text{ T}$ 程度でウエルの剛性不足による変位漸増が生じているが、R - 2, 3 構造では $H = 100 \text{ T}$ ぐらいまで荷重～変位量曲線はほとんど差異がない。しかし、 100 T を越えると R - 3 構造が剛性増加分の効果を發揮しはじめている。いま、ちなみに変位量 50 mm に対するウエル構造補強の効果をみると水平抵抗力は R - 1 が 104 T に対し、R - 2 は 127 T で 22% 増、R - 3 は 157 T で 51% 増となつている。

さらに R - 1 の場合、 $H = 30 \text{ T}$ 付近で地盤の降伏より早く、継手構造の機能が低下しはじめていることが推論できるので、荷重の大小にもよるが、継手金物内未処理のままでは設計上好ましくないといえる。R - 2 の場合は $H = 100 \text{ T}$ 付近まで継手構造は機能を發揮していて EI の大きい R - 3 の場合と大差がないことから、今回のような地盤においては継手効率 μ の問題よりも横方向地盤反力係数 K_H の問題の方が $H \sim \delta$ の関係において、より支配的要素であると考えてよい。このことは鋼管矢板ウエルの継手構造を施工技術的に可能な限り処置して全体の EI を高めてさえおけば、一般のウエルの場合と同様に K_H に支配される構造体に近いと考えられるのではないだろうか。

b) 継手効率 μ について

今回の海中ピア（図 - 6）について図 - 3 の K_H を使い、 $\mu = 0, 0.5, 1.0, \infty (=EI)$ の 4 通り、および外径 5.3 m 、厚さ 0.8 m の R. C. ウエルの計算を行なつてみると図 - 1 - 3 が得られる。あわせて R - 1, R - 2, R - 3 の試験結果も記入してみた。

同図よりみて、R - 2, R - 3 の状態は継手効率からいえばほぼ 100% 近いものと推定される。また、通常の R. C. ウエルと大差がない状態であるともいえる。

このことは、a) でも述べたように変形によつて弾性領域から弾塑性領域に推移していく K_H の評価の適否の方が、 μ の評価の適否よりも重要な要素であつて、通常の設計においては R - 2 の状態の施工を行なうこととして、 $\mu = 0.5 \sim 1.0$ 程度を採用して十分安全である。

。) 回転角について

図一 / 1 より変位量 50 mm のとき R-1, 2, 3 では $H = 104\text{ T}$, 127 T , 157 T に対して θ はそれぞれ 1.83×10^{-3} , 2.13×10^{-3} , 2.55×10^{-3} と $1.00 : 1.17 : 1.40$ の比になる。

また、 $H = 100\text{ T}$ が作用したときの各構造の θ の比は $R-1 : R-2 : R-3 = 1.00 : 0.90 : 0.86$ となり、ウエルの剛性増加による効果があらわれている。

d) 応力度について

深さ方向の応力度分布は各荷重段階ともストレインゲージの信頼性の問題もあつて、相当バラついているが、いま $H = 100\text{ T}$ が作用したときの R-1, 2, 3 構造の最大応力度を求めてみると表-4 が得られる。すなわち、R-1 構造を基準にとれば R-2 構造では 50%, R-3 構造では平均 55% に減少する。R-3 構造での応力度減少がやや少ないのは管内中詰コンクリートを施工したために鋼管矢板の変形が拘束され、強さの点からは有利であるが、応力度としては大きく出たものと思われる。

また、R-3 試験について +2.0 M 付近の補助的な応力測定を行なつたところ、加力側の鋼管矢板の外側に圧縮応力が、加力反対側の鋼管矢板の外側に引張応力が働いていることが観測された。これは応力測定を実施した -3.0 M 以深の応力分布とは逆の力が作用していることであり、ウエル頭部をコンクリートで剛結したため、頭部に負のモーメントが作用したものと考察される。

これらのことから、鋼管矢板ウエルの頭部をコンクリートなどで剛結した場合、鋼管矢板の継手金物どうしや、鋼管矢板とコンクリートの間にかかなり複雑なズレせん断応力が発生していることが予想されるので、設計上は十分の配慮をしておかなければならない。

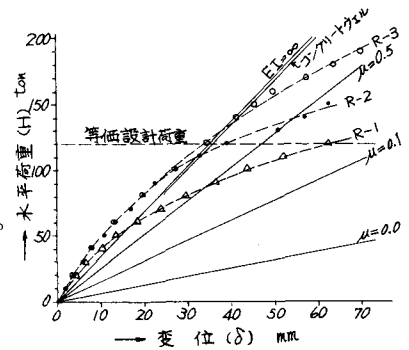
5. 結 言

鋼管矢板ウエル構造の海中ピアへの導入にあつて、現地における実物水平加力試験を行なつたところ、本構造のもつ力学的特性の究明と設計法の検討を行なうことができ、あわせて安全性も確認することができた。とくに、設計時予定していた R-3 の状態を省略して、R-2 の状態で所期の目的を達することができたことは、経済的にも工程的にも本構造のメリットが発揮できたものと考えている。

なお、鋼管矢板ウエル工法は橋脚、橋台をはじめ、高層建築、溶鉱炉など大型重量構造物の基礎や

試験	NO. 4			NO. 11		
	深 度 (M)	応 力 度 (kg/cm ²)	応 力 度 (%)	深 度 (M)	応 力 度 (kg/cm ²)	応 力 度 (%)
R-1	-8.0	+1060	100	-8.0~ -10.5	-780	100
R-2	-7.0	+425	40	-8.0	-440	56
R-3	-8.0	+845	80	-10.5	-245	31

表-4 最大応力度測定結果一例



図一 / 3 継手効率の差による
荷重～変位量の関係

港湾におけるドルフィン，灯標，海中橋梁基礎などの海洋構造物にも大いに応用が期待されている。

本工法をこれらの基礎に適用するうえでの今後の設計上の課題としては、

(1) 鋼管矢板ウエル全体としての断面 2 次モーメントとくに継手効率 μ の考え方と継手金物内モルタル充填による定量的効果の判定

(2) 横方向地盤反力係数 K_H (砂質地盤の場合を含む) のとり方と鋼管矢板ウエル全体としての EI および α との関連性

(3) 剛体式からの補正方法の妥当性

(4) 鋼管矢板ウエルに作用するモーメントによる鋼管矢板一本ずつの応力度計算法とくにブレース断面応力の算定

(5) 波力などくり返し荷重が加わるときの継手効率 μ の評価と設計法

などがあげられるが、今後も理論と実験の裏付けによつて順次解明し、より一層完全なものにしたいと考えている。諸兄のご批判，ご意見をいただければ幸いである。

おわりに、本工事の設計および実験にあたつて数々のご指導とご協力をいただいた京都大学後藤尚男教授，建設省土木研究所吉田巖室長をはじめ、東亜港湾工業株式会社の関係各位に深謝する次第である。