

鋼管矢板井筒の現場試験結果と設計について

DESIGN METHOD OF STEEL PIPE SHEET PILE'S WELL
BASED ON THE FIELD EXPERIMENT

山本 強*・大植 英亮**・宗澤勝郎***・篠田 誠****

By Tsuyoshi YAMAMOTO, Eisuke ŌUE, Katsurou MUNEZAWA
and Makoto SHINODA

1. ま え が き

鋼管矢板井筒基礎はその構造特性として、継手によって各鋼管矢板が円形、または小判形状に一体化され、一つの構造体を形成しているため、見掛け上の井筒の挙動と個々の鋼管矢板の挙動とが重なり合って、その力学的挙動はより一層、複雑なものになっている。個々の鋼管矢板を頂版および継手管によって合成することにより、鋼管矢板を個々の集合体と考えた場合の、およそ 1000 倍以上もの曲げ剛性を有する構造体とすること、また一時的であろうと、仮設構造物（仮締切工）として使用されたものを将来とも、本体構造物として使用するという発想は、これまでの基礎構造物にみられないもので、省力化時代に合った構造形式といえよう。この構造物は昭和 40 年代の始めから橋梁基礎としての実用化を図るべく研究が重ねられており、鉄道構造物としても、昭和 51 年東北新幹線の基礎として採用されたのを契機に広く使われるようになってきた。杭基礎の施工機械をもって、簡単に基礎の施工ができ、かつ河川または海工事においては、従来の締切工を兼用できるために、工事専用水域も狭くてすむ等の優れた特徴を有しており、ちょうど杭基礎とケーソン基礎の中間的な構造特性をもった基礎といえる。このような工法上・構造上の優れた特徴の反面その力学的挙動が複雑であり、従来の矢板指針¹⁾では十分に説明できているとはいえない。このような基礎構造にみられる構造特性の把握にあたっては、現場実験をもとにした工学的見地からの判断がなされなければならない。そこで、本論文は、国鉄および鉄道建設公団における現場実験（現場打込み試験および現場水平載荷試

験)^{2)~4)} および、これまで各所において行われた実験結果をもとに、これら現場実験結果に基づいた設計法を確立するために、主として次の点に着目した整理を行い、従来の矢板指針の深度化を目的とした設計法の提言を行うものである。

a) 土のひずみ依存性を取り入れた設計法とする。

鋼管矢板井筒基礎が必要とされるような軟弱地盤においては、地盤の水平抵抗をいかにモデル化するかということが重要な問題となる。したがって、本論文では、いくつかの現場水平載荷試験結果より土のひずみ依存性に着目した解析を行い、地盤の非線形性を設計に導入した。

b) 矢板指針にみられる合成効率 μ の見直し

a) の検討と同時に、従来の矢板指針¹⁾にみられる継手部の合成効率に集約された構造物の一体性（合成）評価を再評価する。井筒変位・荷重関係の非線形性は、剛性の低下と考えるよりも、むしろ地盤の非線形性が支配的であり、これを考慮して見直した。

c) 根入れ比の小さな領域では群杭計算を併用する。

根入れ比（根入れ長 L /井筒径 D ）の小さな領域の構造特性は群杭に近い挙動を示しており、設計法としても群杭の計算を付け加える必要がある。

d) 打込みによる残留応力度は設計で見込む必要がある。

鋼管矢板井筒では継手管相互がせり合いながら無理な打込みが行われており、打込みによる影響は、かなり大きな残留ひずみとして確認されている^{3),4)}。したがって、設計面においても、積極的にそれらを組み込む必要がある。

e) 仮締切時の応力の算定では井筒のアーチ作用を考慮に入れた設計法とする。

従来の仮締切時残留応力の算定法では、径の小さい円形井筒の場合、鋼管矢板の曲げモーメントを過大評価することになるため、アーチ作用を考慮した設計法にすべ

* 正会員 国鉄構造物設計事務所次長

** 正会員 国鉄東京第二工事局補佐

*** 正会員 八千代エンジニアリング(株)

**** 正会員 八千代エンジニアリング(株)

きである。

実務設計のあり方としては、いたずらに理論に走るあまり、その設計法が複雑となって、実用性のないものになってはならない。その意味では、従来の矢板指針の手法程度で十分であり、かつ簡明である点では十分に評価できるものと考えている。

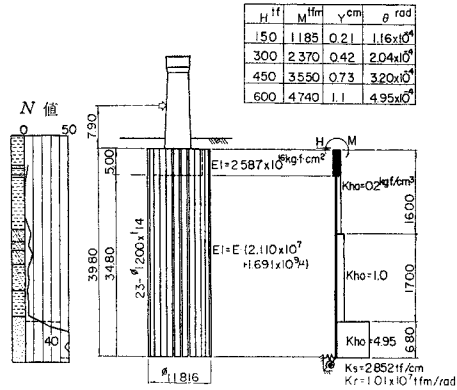
本論文は、そのような実務設計の立場で、基本的には矢板指針の設計思想に示される継手評価を踏襲するものの、不十分な点を現場実験結果により補い、実際の挙動をよりの確に表わし得るように、現場における測定結果に基づいた設計方法についての提言を行う。

2. 鋼管矢板井筒の水平載荷試験結果と土のひずみ依存性

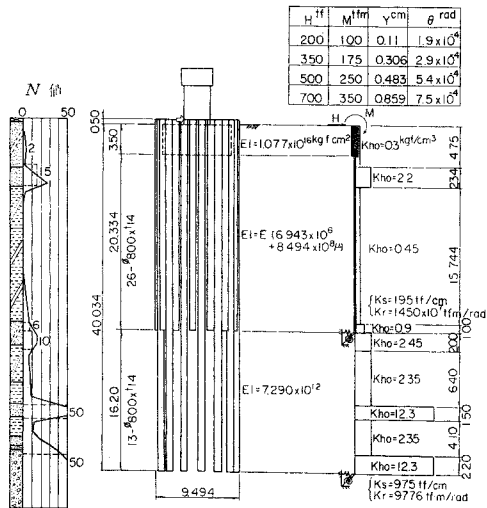
(1) 設計に用いる水平地盤係数 K_h

鋼管矢板井筒基礎の水平抵抗は、井筒全体の曲げ剛性

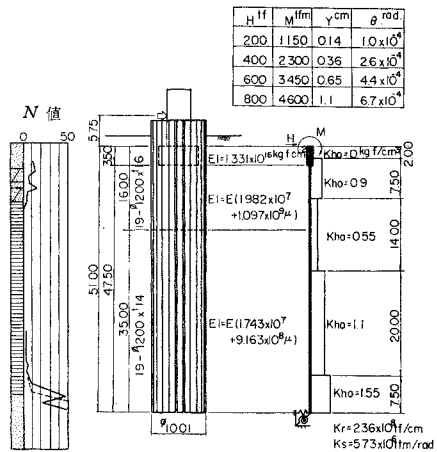
を評価し、弾性床土上の単独の有無限長りとしての取扱いはしている。その際問題となることは、基礎構造物全般にわたっていえることであるが、地盤の水平抵抗をいかにモデル化するかであり、特に鋼管矢板井筒基礎が必要



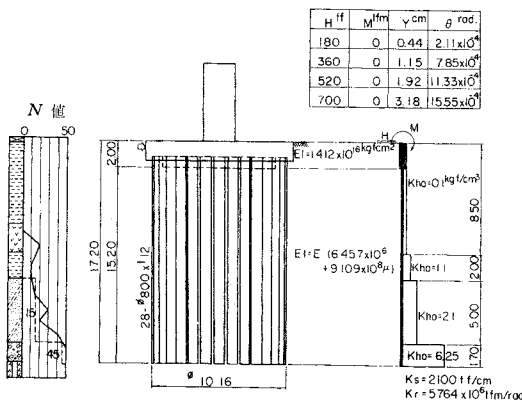
(c) 京葉線江戸川橋梁



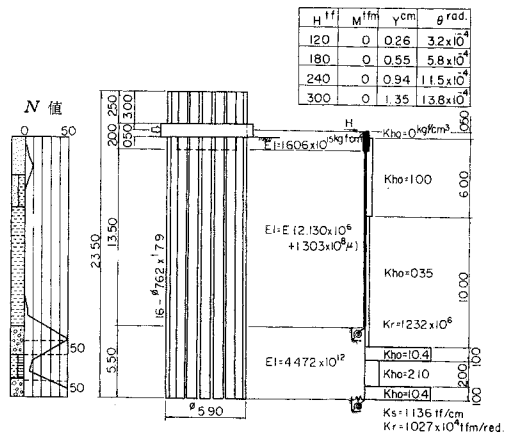
(a) 常磐線荒川橋梁



(d) 首都高旧江戸川橋



(b) 東北新幹線小野地区高架橋



(e) 川崎製鉄・水島製鉄所内鉄石岸壁

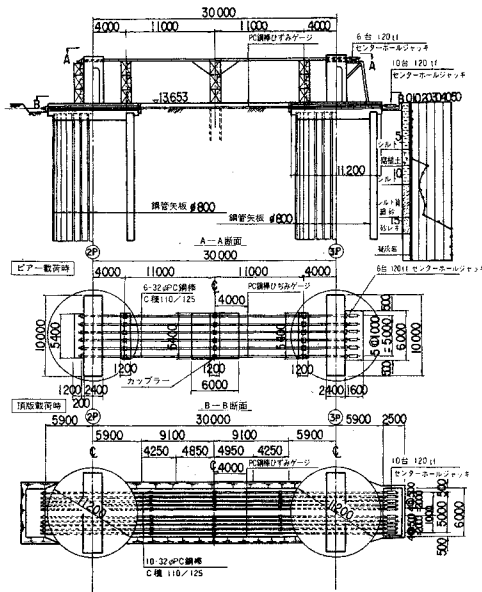


図-2 水平載荷試験計画全体図

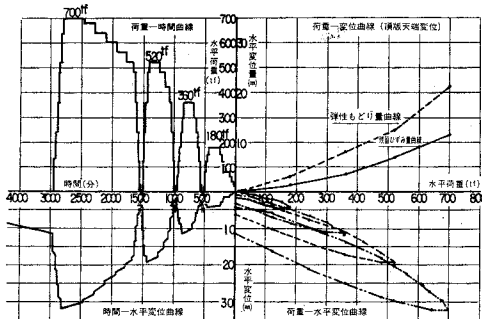


図-3 鋼管矢板井筒の水平載荷試験結果 (最大荷重 700 tf, 頂版載荷)

とされるような軟弱地盤では、地盤を線形弾性体とみなすことは、不合理である。そこで、地盤のひずみ依存性に着目して 図-1 (a)~(e) に示す現場水平載荷試験 5 例^{2)~6)}の解析を行い設計に用いる水平地盤係数を求めた。

現場水平載荷試験の内容は、図-2 に示すように、2 基の橋脚間を、お互いに PC 鋼棒等で引き合うことにより、設計荷重まで水平載荷している。図-2 は小野 BI の例で、頂版部に最大 700 tf の水平載荷が行われた。その結果が図-3 である。これは、荷重~井筒天端変位曲線の一つであるが、これらの結果をもとに逆算 K_h 値 (実測変位量に対応する K_h) を計算して変位 y と K_h の K_{h0} に対する比 ($n = K_h/K_{h0}$) の関係を両対数目盛にプロットすると 図-4 に示すようになる。

ここに、 n : 水平地盤係数の比 ($=K_h/K_{h0}$)

K_{h0} : 「基礎標準」⁷⁾ より求めた水平地盤係数 (kgf/cm²)

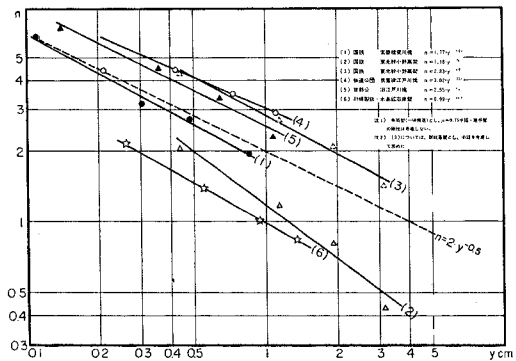


図-4 $n(K_h/K_{h0}) \sim y$ の関係

K_h : 現場水平載荷試験結果より逆算した水平地盤係数 (kgf/cm²)

y : 井筒天端の水平変位量 (cm)

図-4 に示した実測値から求まる $K_h/K_{h0} \sim y$ の関係を求めるにあたって、計算モデルは 図-1 (a)~(e) に示した多層系の地盤を仮定している。

図-4 からわかるように、地盤のひずみ依存性の考え方⁸⁾によって、水平地盤係数 K_h は、変位量 y の増加に伴って低下する傾向にある。以上 5 例の解析結果より設計で用いる水平地盤係数は、破線で示した次式で代表させることとした。

$$K_h = K_{h0} \left(\frac{y}{4} \right)^{-1/2} \dots \dots \dots (1)$$

K_{h0} は、 y が 4 cm の場合の地盤係数に相当する。

(2) 地盤の非線形性を考慮した設計法と μ について

設計計算法としては、 K_{h0} を水平地盤係数の初期値として与え、式 (1) により逐次水平地盤係数を修正していく非線形弾性計算を行う。その際問題となるのは、合成効率率 μ で、現行設計手法¹⁾によると、継手部・頂版結合部の処理方法によって鋼管矢板井筒基礎の曲げ剛性が低下するものとした設計を行っている。しかし、合成効率率 μ (通常 0.5) の値は、数個の現場実験 (水平載荷試験) 結果をもとに、線形地盤反力法による計算を行った結果安全側の値として示されたものであるから、その値は、地盤の水平抵抗の非線形性を考慮した場合変わってくるもので、矢板指針が定められて以降の実験結果も含めていま一度見直してみる必要がある。そのため、実測値と計算値の比較を行うべく 3 種類の異なった井筒形状における設計モデル (常磐荒川 B, 小野 BI, 京葉線江戸川 B)^{2)~4)} で、合成効率率 μ の値と、現行設計法 (線形弾性計算) によって求まる荷重~変位曲線、荷重~回転角曲線の関係を示した。それが 図-5~図-7 である。同様の比較を今回提案する設計法⁹⁾ (非線形弾性計算) に対

しても行った(図-5~図-7)。

この解析結果からいえることは、地盤係数 K_b を非線形として取り扱うことにより、設計値は実測値の荷重～

変位量の関係に近似させることが可能となる。現行設計法における合成効率 μ とは、継手管の介在によって鋼管矢板がどの程度の構造的一体性を有するものであるか

を示すものであり、鋼管矢板井筒の曲げ剛性を式(2)で表わしている。

$$EI = E \left(\sum_{i=1}^n I_{oi} + \mu \sum_{i=1}^n A_{oi} y_i^2 \right) \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

EI : 鋼管矢板井筒の曲げ剛性 (kgf/cm²)

E : 鋼管矢板の弾性係数 (2.1×10⁶ kgf/cm²)

I : 鋼管矢板井筒の断面2次モーメント (cm⁴)

I_{oi} : 鋼管矢板本管の断面2次モーメント (cm⁴)

A_{oi} : 鋼管矢板本管の純断面積 (cm²)

y : 鋼管矢板井筒中心よりの距離 (cm)

μ : 継手の合成効率

その場合、従来の矢板指針では実験結果をもとに合成効率 μ を便宜上 $\mu=0.5$ とすれば、鋼管矢板井筒の曲げ剛性は、およそ評価できるとされていた。しかしながら継手の合成効率 μ は、水平載荷試験結果と計算値(線形地盤反力法)との比較により定められたものであり、地盤係数 K_b の非線形性に起因する要素と、曲げ剛性 EI の低下に起因する要素の2面性を有している。すなわち、

a) 鋼管矢板井筒の見掛け上の曲げ剛性は、井筒の形状、鋼管矢板の直径および板厚、地盤条件、継手部モルタルの施工状態、外力の種類および大きさといった数多くの因子に関係しているものであること。

b) 合成効率に関する因子の中で特に大きい影響を及ぼすものは、地盤の非線形性

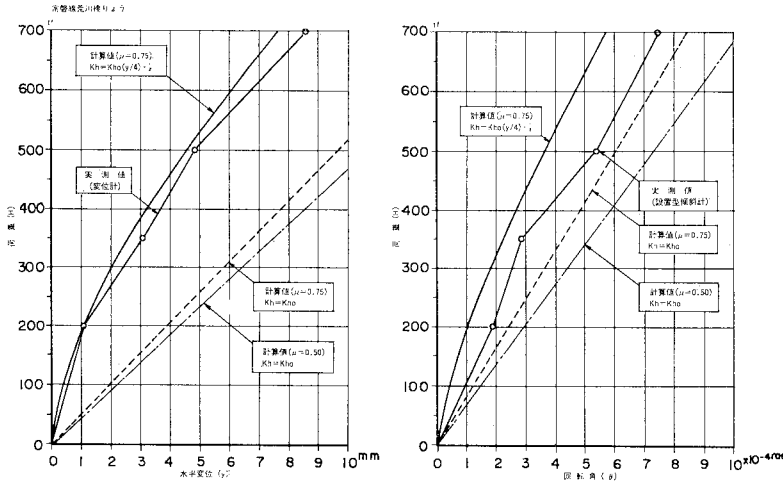


図-5 荷重～変位(常磐線荒川橋梁)

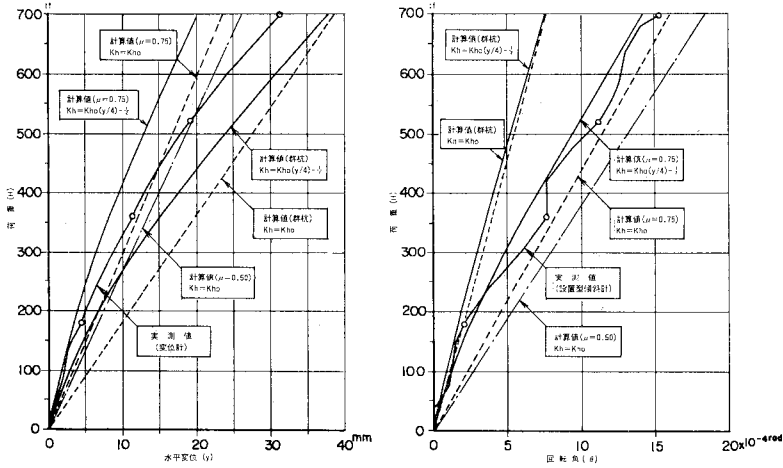


図-6 荷重～変位(東北幹・小野地区高架橋)

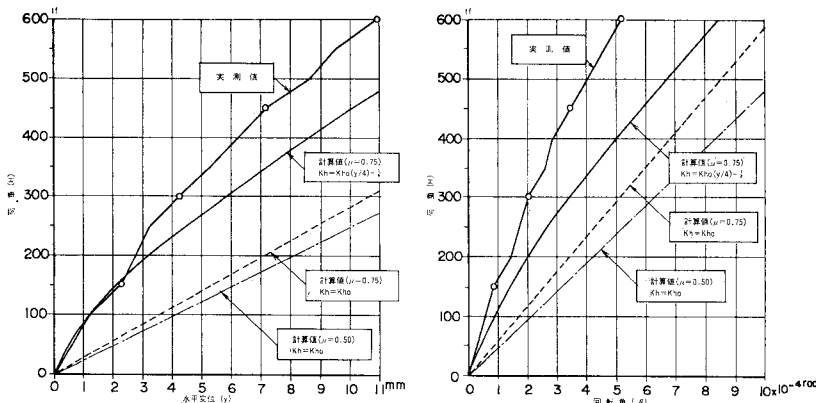


図-7 荷重～変位(京葉線江戸川橋梁)

であること。すなわち、従来考えられていた合成効率 μ は、個々の鋼管矢板の合成効果に支配されると考えるよりも、水平地盤係数 (K_h) の補正係数としての要素が大きいこと。

c) したがって、従来の合成効率 μ は次のように区分できる。

$$\mu \begin{cases} \mu_1 (K_h \text{ 値の補正係数としての値}) \\ \mu_2 (\text{曲げ剛性 } EI \text{ に関する補正係数としての値}) \end{cases}$$

d) μ_1 については、 K_h の非線形性を導入することにより設計上考慮することとし、 μ_2 については見掛け上の曲げ剛性は実用の範囲において、頂版との結合効果、先端の根入れ効果、継手部の摩擦効果の3つが満足された場合完全剛結の75%程度は確保できること、および図-5~7に示すように $\mu=0.75$ の場合が実測値との適合性がよいことから、従来の合成効率 μ を μ_2 に相当するものと考え、曲げ剛性補正係数 ($\mu=0.75$) と定めた。

3. 鋼管矢板井筒に生ずる応力

(1) 打込み試験と打込み時残留応力の考え方

鋼管矢板井筒基礎は、単独杭として打ち込まれる鋼管杭基礎などと異なり、鋼管矢板相互の継手がせり合いながら地盤中に打ち込まれるため、残留ひずみが発生する。それゆえ、地盤状況、根入れ長さ等の条件によっては、鋼管矢板の打設中に座屈が生じて、施工不能となったりする場合がときどき生ずる。したがって、鋼材における残留ひずみの基本的な性質等の面から考えると、若干異論もあるかと思われるが、現場における施工実態からして何らかの設計上の規制が必要と判断して次のようなことを考慮したい。

これまで国鉄および鉄道建設公団で施工された大谷川、小野地区、常磐荒川の各鋼管矢板井筒における打込み時の残留ひずみの測定結果^{3), 10), 11)}によると、一般的に鋼管矢板の打込み完了直後のひずみ(応力分布)は、図-8(常磐荒川)¹⁰⁾にみられるような傾向がある。これらは、鋼管矢板の貫入深さ、地盤の強度の増大とともに漸増しており、円周方向ひずみにおいては、その傾向は顕著に現われている。地盤条件と残留ひずみの関係にはあまり規則性は見受けられないが、支持層とみなされる N 値が30以上の地盤、特に砂礫層においては、鋼管矢板(STK 41)の降伏ひずみ 1200μ を越えるものも、本管の円周方向ひずみにみられ、その中には 10000μ を越えるものも見受けられた。

一方、単独杭における打込み中の杭に作用する側圧の測定結果によると、その側圧は式(3)であることが報告されている¹²⁾。

$$P \approx 1.5 \sim 3.0 r' z \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 P : 側圧 (tf/m²)

r' : 土の有効重量 (tf/m³)

z : 深さ (m)

これらのことより、本来側圧として杭に作用するものは深さ方向に漸増するものであるが、継手管を有する鋼管矢板では、施工精度との関係に大きく左右され、特に N 値10以上の地盤においては、円周方向の残留ひずみに着目する必要があるように思われる。

a) 残留ひずみの原因とメカニズム

軸方向および円周方向の残留ひずみは、以下に示す原因により発生するものと考えられる。

1) 軸方向

i) 鋼管矢板が真直ぐに貫入せず、湾曲した場合(図-9(a))

ii) 土の拘束および継手相互の摩擦による場合(図-

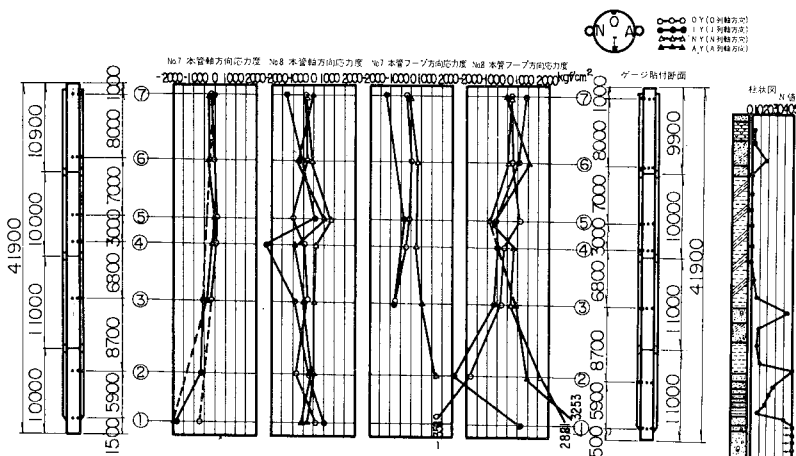


図-8 打込みによる残留応力分布 (常磐荒川橋梁)

表-1 地盤別(N値、地質)本管打込み時残留ひずみデータ (大谷川、小野、常磐荒川)

N値	軸方向ひずみ(%)		円周方向ひずみ(%)		地質	層厚(m)
	平均値	上限値	平均値	上限値		
0	126	163	94	119	砂礫層	59
1	58	78	49	70	砂礫層	11
2	80	108	53	77	砂礫層	40
3	141	231	143	229	砂礫層	12
4	—	—	—	—	砂礫層及び砂層	—
5	164	420	—	—	砂礫層	5
7	147	199	189	423	砂礫層	3
9	151	382	—	—	砂礫層	4
10	139	191	227	189	砂礫層	10
11	213	595	—	—	砂礫層	4
12	88	166	162	332	砂礫層	4
15	108	174	514	594	砂礫層	6
17	44	330	—	—	砂礫層	4
18	43	63	71	103	砂礫層	6
20	79	109	78	119	砂礫層	11
30	205	212	248	1647	砂礫層	8
33	157	322	1011	1490	砂礫層	5
35	164	251	247	321	砂礫層	8
50以上	541	760	1841	2394	砂礫層	21

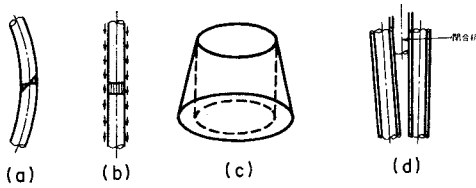


図-9 残留応力の原因

9 (b))

2) 円周方向

- i) 井筒全体が広がるかまたは縮む場合 (図-9 (c))
- ii) 閉合杭の打込みにおいて、所定の鋼管矢板間隔を確保できない場合 (図-9 (d))

鋼管矢板井筒では、先に打ち込まれた鋼管矢板の継手管をガイドとして次の矢板が打たれるため、矢板の変形は打込みの施工精度に大きく左右される。特に基準杭が傾斜して打ち込まれた場合、図-9 (c) のような状態に井筒は形成され、各矢板が互いに引張り合い円周方向に応力が生じる。図-8 の No. 8 矢板の円周方向の残留応力は下方にいくほど大きくなっており、このような現象が起こっていると考えられる。したがって、円周方向の残留ひずみに関して、i) の場合の施工精度に起因する残留応力について考察を加えるものとする。

b) 施工精度に起因する残留応力

図-10 のように井筒が下端において、半径方向に ΔR だけ広がったとすると、矢板中心間隔は式 (4) の ΔL だけ変化する (図-11)。

$$\Delta L = \frac{2\pi\Delta R}{n} \quad \text{.....(4)}$$

ここに、 n : 鋼管矢板の本数

このとき、矢板中心間隔が広がったために鋼管矢板本管に P の力が働くとすると、作用方向の直径の伸び $\Delta\delta$ および最大曲げモーメント M_{\max} は、次式で与えられる (図-12)。

$$\Delta\delta = \frac{3(\pi^2-8)}{8\pi} \cdot \frac{P}{E} \cdot \left(\frac{D}{t}-1\right)^3 \quad \text{.....(5)}$$

$$M_{\max} = \frac{P(D-t)}{2\pi} \quad \text{.....(6)}$$

ここに、 D : 鋼管矢板直径 (cm)、 $D=2r$

t : 鋼管矢板板厚 (cm)

また、継手管の伸び Δl は、スリットの遊び $\Delta l'$ を考

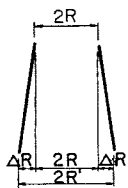


図-10 井筒の広がり

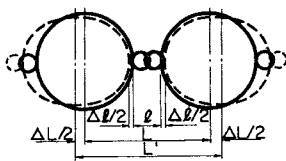


図-11 鋼管矢板の間隔

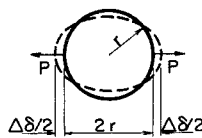


図-12 鋼管矢板に作用する力

慮して継手管引張試験の結果から、次式で求まるものとする。

$$\Delta l = \Delta l' + a \times P \quad \text{.....(7)}$$

ここに $\Delta l'$ は、スリットの幅 30 mm の場合 ± 10 mm であるが製作誤差¹³⁾ 5 mm を考慮して $\Delta l' = 5$ mm とする。また a は継手管に働く力 P と伸びとの関係係数で、文献 14) の継手管引張試験 ($D=165.2$ mm, $t=11$ mm) より、 $a=0.0368$ (cm/kgf/m) とする。

矢板中心間隔の変化量 ΔL は、矢板本管の変形量 $\Delta\delta$ に継手管の変化量を加えたものとして、次式で表わされる。

$$\Delta L = \Delta\delta + \Delta l \quad \text{.....(8)}$$

式 (8) より各矢板に働く力 P は次式で求められる。

$$P = \left(\frac{2\pi\Delta R}{n} - 0.5\right) \left\{ \frac{3(\pi^2-8)}{8\pi E} \left(\frac{D}{t}-1\right)^3 + 0.0368 \right\} \quad \text{.....(9)}$$

このとき、残留応力度 σ_{rF} は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \sigma_{rF} &= \frac{M_{\max}}{z} \quad \left(z: \text{断面係数} = \frac{t^2}{6}\right) \\ &= \frac{\left(\frac{D}{t}-1\right) \left(\frac{2\pi\Delta R}{n} - 0.5\right)}{t \left\{ 1.1129 \times 10^{-7} \times \left(\frac{D}{t}-1\right)^3 + 3.8537 \times 10^{-2} \right\}} \quad \text{.....(10)} \end{aligned}$$

ここで、矢板下端の半径方向変位 ΔR が式 (11) により表わされるものとする。

$$\Delta R = \alpha \times L \quad \text{.....(11)}$$

ここに、 α : 打込み鉛直精度

L : 継手を有する矢板の長さ (cm)

このとき、式 (10) は次式で表わされる。

$$\sigma_{rF} = \frac{\left(\frac{D}{t}-1\right) \left(2\pi\alpha\frac{L}{n} - 0.5\right)}{t \left\{ 1.1129 \times 10^{-7} \times \left(\frac{D}{t}-1\right)^3 + 3.8537 \times 10^{-2} \right\}} \quad \text{.....(12)}$$

施工精度 α を 1/500 以下に抑えるものとする^{13), 15)}、

¹⁶⁾、継手管下端位置の残留応力度は次式で求められる。

$$\sigma_{rF} = \frac{\left(\frac{D}{t}-1\right) \left(\frac{\pi L}{n} - 125\right)}{t \left\{ 2.7823 \times 10^{-5} \times \left(\frac{D}{t}-1\right)^3 + 9.6343 \right\}} \quad \text{.....(13)}$$

c) 設計計算への反映

b) では、打込み時残留応力は、おもに井筒の広がりまたは縮みにより生じるものと考え、その場合の残留応力を求めた。その算定法としては、打込み精度^{13), 15), 16)} (1/500 の鉛直精度) に起因する残留応力度として、式 (13) により継手下端位置の矢板の円周方向

残留応力を求めるものとし、深さ方向の分布は、鋼管矢板天端位置で0となるような三角形分布とするのがよいと考えられる。

いま考えている打込み時応力度は円周方向であるが他の応力度（設計荷重による応力度および仮締切時残留応力度）は、軸方向であるので二軸状態を考え、Von Mises の降伏条件を用いた検討を行うのがよいと考えられる。すなわち、

$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_y}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_y}\right)\left(\frac{\sigma_{rF}}{\sigma_y}\right) + \left(\frac{\sigma_{rF}}{\sigma_y}\right)^2 \leq 1.0 \dots (14)$$

ここに、 σ_x : $\sigma_1 + \sigma_2$: 軸方向応力度
 σ_1 : 設計荷重による応力度
 σ_2 : 仮締切時残留応力度
 σ_y : 降伏応力度 (STK 41 $\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$)

式 (14) は、次式のように変形できる。

$$\sigma_x \leq \frac{-\sigma_{rF} + \sqrt{4\sigma_{rF}^2 - 3\sigma_{rF}^2}}{2} = \sigma_{ae} \dots (15)$$

ここに、 σ_{ae} : 鋼管矢板打込み時の残留応力を考慮した軸方向許容応力度

また、式 (13) は、一般に鋼管矢板井筒基礎として使用される鋼管矢板の直径と板厚の比 (D/t) は 50~90 の範囲であり、この範囲では $D/t=90$ の場合が σ_{rF} が最大となる。したがって設計では、式 (13) を簡略化し、次式で打込み時残留応力を算定するものとした。

$$\sigma_{rF} = \frac{860 \frac{L}{n} - 34200}{D} \dots (16)$$

すなわち、従来の設計法と異なるのは、許容応力度が打込み時の残留応力を考慮して低減されていることであり、設計荷重による応力度と仮締切時の残留応力度とを加えた応力度に対して、この許容応力度 σ_{ae} を用いて検討するものとする。

この手法の採用により、安易な鋼管矢板の肉厚低減を防止することの規制も可能となって、設計手法の点からより合理的になったものと考えている。

(2) 仮締切時の応力測定結果と設計法

パイプ状の継手を有する鋼管矢板を円形状に打ち込み、継手部を止水処理することにより、水面上まで立ち上げた鋼管矢板は、仮締切工を兼用することができ、井筒内の施工をドライな状態で安全に行うことが可能である。その反面、仮締切時に生じた変形（井筒内部土の掘削に伴う鋼管矢板の変形）は完成後も残留する（頂版コンクリートで拘束することにより、その変形、応力を封じ込めてしまう）と考えられるため、その残留変形、応力の大きさは、設計耐力に重大な影響を及ぼすものである。したがって、この残留応力および仮締切時の応力を、できるだけ精度よく推定して設計に取り入れることが必要となってくる。図-13、図-14 に国鉄において施工された藤島川橋梁¹⁷⁾における仮締切時測定結果を示して、計算値との比較を行った。

a) 計算法の概要^{18)~21)}

- i) 鋼管矢板の根入れは有限長として取り扱い、矢板の上下端支承条件はフリーとする。
- ii) 支保工は、その弾性変形を考慮して弾性支承とする。このとき、支保工は、設置時の先行変位以上の変位が生じた場合に反力を生じるものとする。
- iii) 地盤は、多層系にモデル化する。
- iv) 鋼管矢板背面には、主動土圧が作用するものとする。
- v) 掘削面側の抵抗土圧としては、静止土圧および変位に比例する地盤反力が作用するものとし、その上限は受働土圧とする。すなわち、変位-抵抗土圧の関係は完全弾塑性型とする。
- vi) 水圧は、井筒部下端でバランスしているものとする（基本的には、間隙水圧の実測値より推定するものとする）。
- vii) 掘削面以上は弾性支承上のはり、掘削面以深は弾性床の上はりとして計算する。

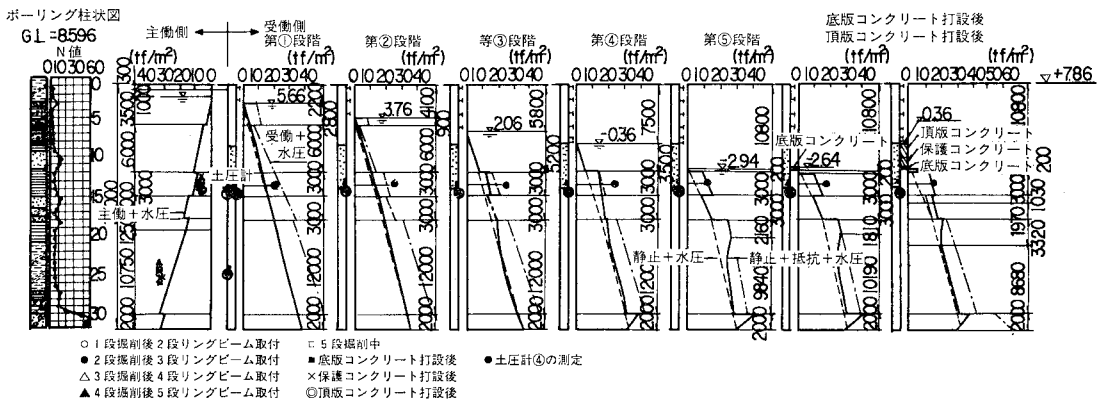


図-13 土圧 (藤島川橋梁)

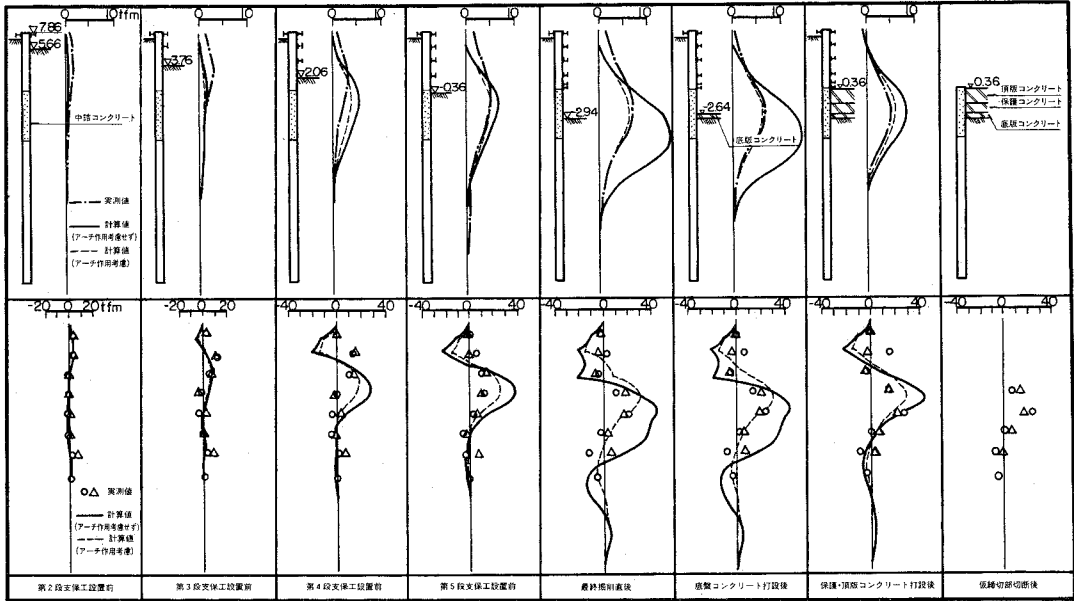


図-14 仮締切時の変位・曲げモーメント

b) 実測値と計算値との比較

図-14 において、実線で示したものが、a) で述べた計算法による計算値である。これと実測値とを比較すると、モードとしては掘削進行に伴う変位、曲げモーメントの推移をよくとらえているものの、その大きさは、施工段階を通じて変位、曲げモーメントとも実測値を上回っており、特に、最終掘削以後の変位に関しては、実測値の2倍くらい値となっている。この実測値と計算値との相違の原因として考えられる要因は、次の事項である。

- i) 土圧の推定誤差：土圧は粘着力を考慮してランキン・レザール式より求めたが、この推定誤差（背面側2点・前面側1点の土圧が測定されたが推定値と大差はない）。
- ii) 地盤ばねの推定誤差：地盤反力係数は、プレシオメーター、一軸、三軸および N 値による変形係数 E_s から国鉄式⁷⁾により推定しているが、この推定値が実状より小さい。
- iii) アーチ作用：円形井筒としてのアーチ作用を考慮していない。

これらのうち、変位の比較から ii) および iii) の要因が支配的であると推測される。特に、鋼管矢板井筒基礎の場合、通常の直線壁土留めと異なり、円形の井筒が構成される場合が多く、円形の場合にはアーチ作用が働き、変位が抑制される。このアーチ作用に関しては、4. で詳しく述べる。

c) 円周方向の応力度

図-15 は、常磐荒川橋梁 P3 における仮締切時の円周方向応力度の測定結果¹⁰⁾である。この応力度は、土圧

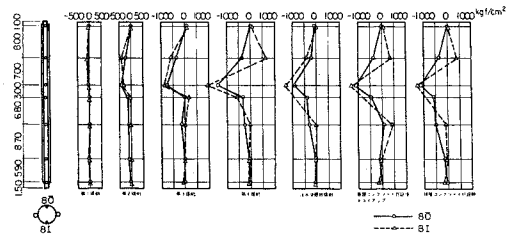


図-15 仮締切時円周方向応力度（常磐荒川橋梁）

を受け井筒全体が縮もうとすると、各矢板が変位を拘束し合うために生ずるもので、井筒のアーチ作用に起因するものである。

d) 設計に用いる仮締切時残留応力度

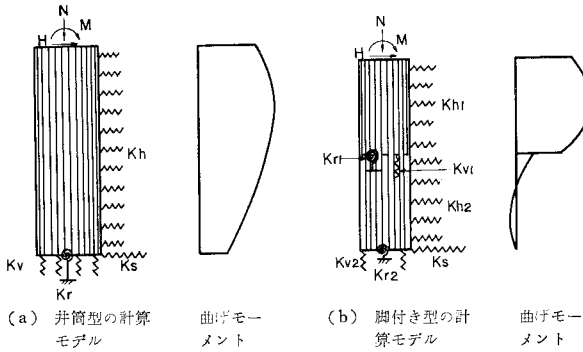
藤島川橋梁では、仮締切に使用した鋼管矢板を水中切断した後で、ひずみの測定を行っており、その結果から、頂版コンクリート打設後のひずみ状態は、切断後も残留することが明らかとなった（図-14）。したがって、設計においては、頂版コンクリート打設時の応力を、設計上の仮締切時の残留応力としてよいと思われる。

(3) 現場水平載荷試験結果と設計荷重作用時の応力

設計荷重時の応力は、鋼管矢板井筒を弾性床土上の有限長のはり（図-16）とした次式を基本式として求めるものとする。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + K_h \cdot D \cdot y = 0 \text{ (地中部)} \dots\dots\dots (17)$$

- ここに、 y : 地中部における変位 (cm)
- x : 設計地盤面からの深さ (cm)
- K_h : 水平地盤係数 (kgf/cm³)



図—16 鋼管矢板井筒の解析モデル

D : 鋼管矢板井筒の抵抗幅 (cm)

鋼管矢板の応力度の算定は、式 (17) で求まる応力をもとに式 (18)、式 (19) によって算定する。

a) 井筒部

$$\sigma_x = \frac{N_B}{nA_0} \pm M_x \left(\frac{\eta}{I_t A_0} y \pm \frac{1-\eta}{nz_0} \right) \dots\dots\dots (18)$$

b) 脚部

$$\sigma_{x'} = \frac{P_V}{A_0} \pm \frac{M_x}{nz_0} \dots\dots\dots (19)$$

ここに、

σ_x : 頂版下面より x の距離における鋼管矢板の軸方向応力度 (kgf/cm²)

$\sigma_{x'}$: 脚付き型の脚部の深さ x の位置における鋼管矢板の軸方向応力度 (kgf/cm²)

N_B : 頂版下面に作用する有効鉛直荷重 (kgf)

n : 矢板の本数 (本)

η : 曲げモーメントの配分定数で後述する載荷試験データとの対比から 0.97 とする。ただし、鋼管矢板井筒の根入れ比 $L/D \leq 2.0$ となる場合 $\eta=0.93$ でも検討する。

$$I_t = \sum_{i=1}^n y^2 \dots\dots\dots (20)$$

y : 井筒中心より鋼管矢板中心までの距離 (cm)

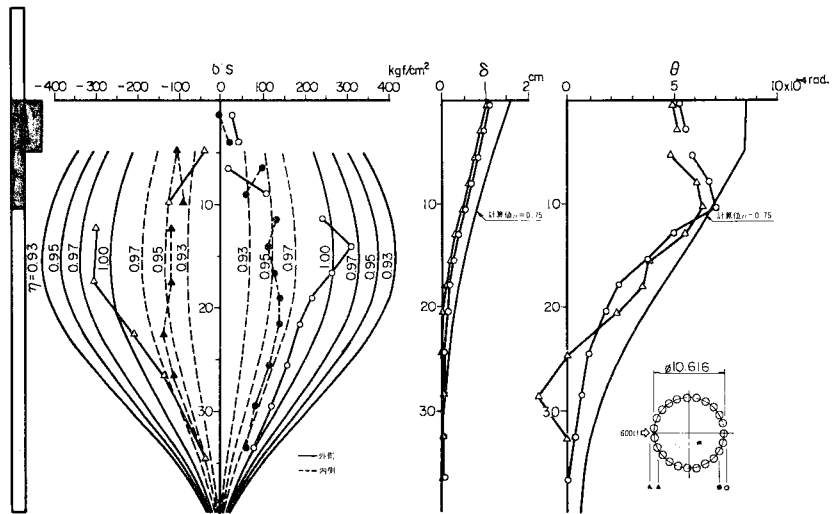
z_0 : 矢板の断面係数 (cm³)

A_0 : 矢板の断面積 (cm²)

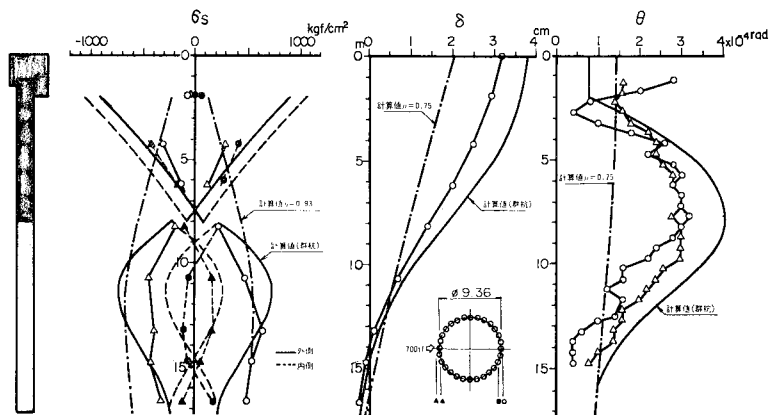
P_V : 脚部鋼管矢板 1 本に働く鉛直力 (kgf)

ここに、井筒形状の異なる 3 種類の鋼管矢板井筒基礎 (常磐荒川 B, 小野 BI, 京葉線江戸川 B²⁾~⁴⁾) の実験結果による実測応力度分布と、今回提案する設計手法¹⁾によって求めた応力度分布を比較して、図—17、図—18 に示した。応力度を求めるためには、井筒全体を単独杭として評価して求めた曲げモーメント M_x を、式 (18)、式 (19) で個々の鋼管矢板の応力度として評価している。

従来の設計¹⁾では、最大曲げモーメントの生ずる位置で井筒の最外縁応力度に着目した設計を行っており、モーメント配分定数 η (通常 0.93 使用) の値も、水平載荷試験結果の最大ひずみの生ずる断面における実測値から示されたもので、鋼管矢板の応力度分布レベルでの評価は行っていない。しかしながら、ここに提案する設計法では、鋼管矢板に生ずる合成応力度は、設計荷



図—17 応力度・変位分布 (京葉線江戸川橋梁)



図—18 応力度・変位分布 (東北幹・小野地区高架橋)

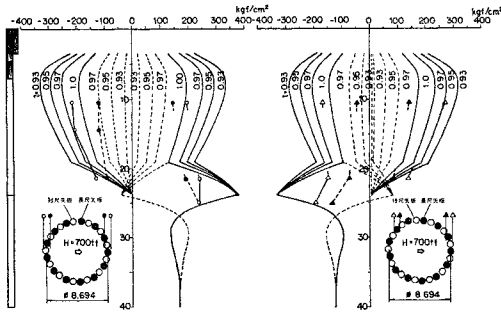


図-19 応力度分布 (常磐線荒川橋梁)

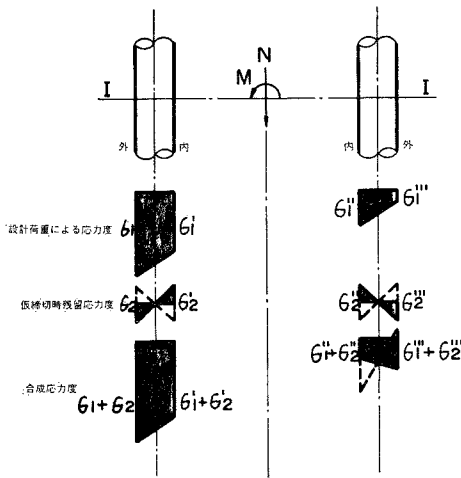


図-20 鋼管矢板の合成応力度

重作用時の応力度 σ_1 と仮締切時の残留応力度 σ_2 の合成応力度に対して、式 (16) で示した許容応力度 σ_{ae} との関係において検討するものとした。

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 \leq \sigma_{ae} \dots \dots \dots (21)$$

ここで、仮締切時の残留応力度 (図-19) は、井筒の内外で符号が反転しているため、井筒内外での応力度の検討が必要となる。したがって、実測応力度分布に近似するように、モーメント配分定数 η の値を決めている。一般的な井筒形状を示す江戸川橋梁 (図-17) では、鋼管矢板の計算法から求まる 応力度分布性状は、 $\eta=0.97$ の場合、実測値に合ったものとなっている。一方、根入れ比 L/D の小さな領域、小野地区高架橋 (図-18) では、 $\eta=0.93$ に近似しており、その最大応力度としては、満足できるものの、応力度分布はまったく異なったものとなっており、むしろ、継手効果は無視した杭基礎計算 (群杭)²⁴⁾ による応力度分布を示している。次に、脚付き型の鋼管矢板井筒の応力度分布、常磐荒川 (図-19) では、脚頭部付近において、短尺矢板の応力度分布は、深さ方向に減少するのに対して、長尺矢板の応力度分布は増加する傾向がみられる。したがって、計算法と

しては、井筒区間と脚付き区間に加えて、短尺矢板の応力が長尺矢板に移行する区間を考えるのがよい。

- 以上の解析結果から、鋼管矢板の応力度の算定は、
- i) モーメント配分定数 $\eta=0.97$ を使って求める。
 - ii) $L/D \leq 2.0$ の範囲では $\eta=0.93$ とする。
 - iii) 脚付き型では、井筒から脚部に移行する区間で、実測値に合った計算法とする。

4. 設計上の処理事項

(1) 根入れ比 $L/D \leq 1.5$ の範囲の取扱い方

小野 BI における鋼管矢板井筒基礎²³⁾は、ほぼ $L/D \approx 1.5$ の井筒形状を示している。この範ちゅうに属する鋼管矢板の実測応力度分布に比べて、鋼管矢板の計算で求めた値は大きな差がみられ、むしろ、群杭による計算 (図-18) (本管、中詰コンクリートを考慮、鋼管矢板と同じ K_h 値により解析) から求まる応力がよく近似していることから、根入れ比 $L/D \leq 1.5$ の範囲の鋼管矢板井筒基礎については、群杭とした場合の計算も合わせた設計法とする必要がある。

(2) 変位の規制

国鉄における構造物の設計上の変位規制としては、列車の走行安全性に関して、「全国新幹線網建造物設計標準²²⁾」に走行列車の速度に応じた目違い、折れ角 (列車を支持する構造物の不同変位目標値) として規制される値が、列車速度とスパンの関係より、結果として線路直角方向の許容変位量を与えている。鋼管矢板井筒は、鋼管矢板の継手管部分にモルタルを充填して井筒を形成しており、大きな水平変位に対してはこのモルタル部分が問題となる場合がある。したがって、在来線の構造物では、列車走行安全性からの変位規制が緩く、大きな変位を許容する場合もみられるため、モルタル部の損傷を防ぐ意味での規制が必要である。

5. 仮締切時のアーチ作用

これまで、円形鋼管矢板井筒の現場実験を反映させた設計法について述べてきた。そのうち、仮締切時の応力計算においては、鋼管矢板相互のアーチ作用を無視しているため、小さい径の鋼管矢板井筒においては、曲げモーメントを過大に評価することになる。したがって、今後とも、より多くの実測値との比較を行って、以下に示すアーチ作用の考え方を組み入れた設計法とするのがよいと思われ、その考え方を提案するものである。

(1) 井筒のアーチ作用

円形鋼管矢板井筒の仮締切時に井筒全体が内側に変形すると、アーチ作用により 図-21 (a) のような力 P が各矢板に働き、この P のラジアル方向の分力 P_R が背面側土圧に抵抗する方向に作用する (図-21 (b))。

アーチ作用により生ずる力 P_R は、鋼管矢板および継手管の弾性変形量より求まるものである。

a) 鋼管矢板

鋼管矢板は中空であり、図-21 (a) のような荷重状態であると仮定すると、アーチ作用による力 P_F と鋼管矢板の変形量 $\Delta\delta$ との関係は次式で求まる。

$$\Delta\delta = \frac{3(\pi^2 - 8)}{8\pi} \frac{1}{E} \left(\frac{D}{t} - 1\right)^3 P_F \dots\dots\dots (22)$$

井筒円周方向の変位量 $\Delta\delta$ と鋼管矢板のラジアル方向の変位量 y との関係は次式で与えられる。

$$n\Delta\delta = 2\pi y \dots\dots\dots (23)$$

ここに、 n : 鋼管矢板の本数 (本)

式 (22), (23) より P_R は次式より求まる。

$$P_R = P_F \tan \alpha \dots\dots\dots (24)$$

$$= \frac{2\pi^2}{3(\pi^2 - 8)} \frac{E}{n} \left(\frac{t}{r}\right)^3 \tan\left(\frac{\pi}{n}\right) y \dots\dots\dots (25)$$

$$= K_1 \cdot y \dots\dots\dots (26)$$

式 (26) の K_1 をアーチばねとよぶことにする。藤島川橋梁の場合アーチばね K_1 は次の値となる。

$$K_1 = \frac{2\pi^2}{3(\pi^2 - 8)} \cdot \frac{2.1 \times 10^7}{14} \left(\frac{0.012}{0.394}\right)^3 \tan \frac{\pi}{14} = 34 \text{ tf/m}^2 \dots\dots\dots (27)$$

b) 継手管

継手管の P_F と変形量 $\Delta\delta'$ との関係は、継手管圧縮試験²³⁾より次式で与えられる。

$$P_F = K\Delta\delta' = 1191 \text{ tf/m} \cdot \Delta\delta' \dots\dots\dots (28)$$

鋼管矢板本管と同様に式 (23), (24) より、

$$P_R = K \frac{2\pi}{n} \cdot \tan \alpha \cdot y \dots\dots\dots (29)$$

$$= K_1 y \dots\dots\dots (30)$$

となる。藤島川橋梁の場合 K_1 は次の値となる。

$$K_1 = 1191 \frac{2\pi}{14} \tan\left(\frac{\pi}{14}\right) = 122 \text{ tf/m}^2 \dots\dots\dots (31)$$

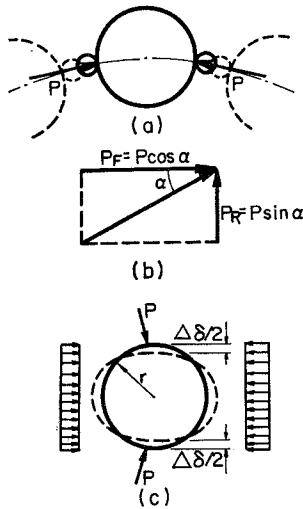


図-21 アーチ作用による力

アーチばねとしては、鋼管矢板本管のばねと継手管のばねが直列ばねとして働くわけであるが、鋼管矢板本管に中詰コンクリートが詰まっている部分では鋼管矢板本管のアーチばねは無限大であり継手管のアーチばねが支配的となる。また、鋼管矢板内が中空の場合は、アーチばねの比較から本管のアーチばねが支配的である。したがって、解析で用いるアーチばねの値は、中詰コンクリートが詰まっている部分は継手間のアーチばねの値、それ以外の部分は、本管のアーチばねの値を用いるものとする。

(2) アーチ作用を考慮した解析

式 (26), (30) の P_R を考慮した場合、弾性ばりの基礎微分方程式は次式ようになる。

掘削面以上および掘削面以下の塑性領域

$$EI \frac{d^4 y_z}{dz^4} = q_z - 2K_1 y_z \dots\dots\dots (32)$$

掘削面以下の弾性領域

$$EI \frac{d^4 y_z}{dz^4} = q_z - (K_h D + 2K_1) y_z \dots\dots\dots (33)$$

ここに、

E : 鋼管矢板のヤング係数 (tf/m²)

I : 鋼管矢板の断面 2 次モーメント (m⁴)

z : 部材端から着目点までの距離 (m)

y_z : z の深さにおける鋼管矢板の変位 (m)

q_z : z の深さにおける荷重 (土圧) 強さ (tf/m)

K_h : 水平地盤反力係数 (tf/m³)

D : 土圧抵抗幅 (m)

K_1 : 式 (25), (29) で求まるアーチ作用のばね定数 (tf/m²)

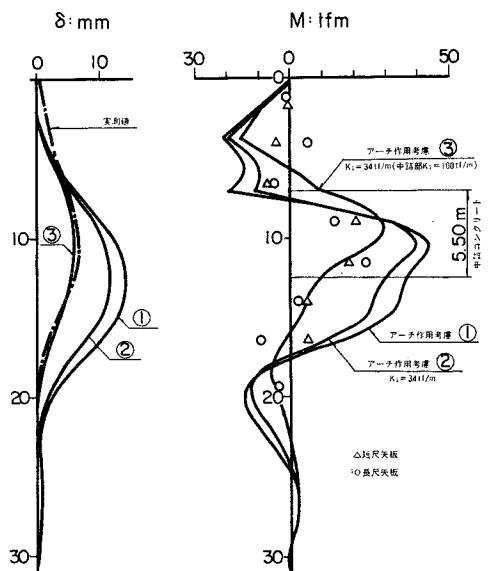


図-22 アーチ作用を考慮した変位・応力度分布 (底版コンクリート打設後)

式(32), 式(33)の微分方程式を鋼管矢板上下端の境界条件および層位置, 支保工位置の連続条件より解くとアーチ作用を考慮したときの変位・断面力が求まる。

藤島川橋梁を例にアーチ作用を考慮した解析を行った結果が図-22中の③である。同図には, アーチ作用を考慮しない場合①, およびアーチばねとして一率に鋼管矢板本管のアーチばねの値を用いた場合②を示しているが, ③の結果が実測値と比較的よく一致していることがわかる。また, 図-14に③の場合の各施工段階の曲げモーメントおよび変位を破線で示した。曲げモーメントの大きさ・モードにおいてより実測値に近づいており, 特に変位に至っては, アーチ作用を考慮しない場合に比べてはるかによく合っている。以上のことから, 今後とも円形井筒にあたっては, 先に示したアーチ作用を考慮した計算を設計に取り入れる必要がある。

6. あとがき

鋼管矢板井筒は, 杭基礎工の施工機械でもって比較的剛性の高い(必要な鋼管断面を小さくすることが可能)基礎工が施工でき, かつ仮締切兼用等, いくつかの優れた特徴を有しているが, 一方, 構造的には従来のケーソン基礎と杭基礎との中間的構造形式であって, 未知な部分の多い基礎構造物である。

在来の矢板指針りが示されて後の, 国鉄および鉄道建設公園等における現場実験その他から数多くの知見が得られたが, これらの事柄もミクロ的にとらえるならば, 実務設計との関係において, その中で大切な事柄を失念しかねない。特に, 鋼管矢板井筒のように, ケーソン基礎と杭基礎の中間的構造形式にあっては, 実務設計としてどのような位置付けをし, 必要十分な構造形態として何を具備していなければならないか, それらによって整理すべき内容もおのずから限定されるのではなからうか。また, 特に基礎工にあっては, 模型実験等の室内試験あるいはFEM解析等からは, どうていその構造特性に迫ることはできず, 大規模な現場実験を必要とするため, 経済上の問題も生じてくる。

したがって, 鋼管矢板井筒を数限られた現場実験をもとに設計法としてまとめるにあたり, いくつかの要因を整理し, 設計の基本思想として要約したおもなものが, これまでに述べた次に示す7点である。

- ① 土のひずみ依存性
- ② 合成効率の見直し(剛性補正係数)
- ③ 根入れ比の小さい領域での取扱い方
- ④ 打込みによる残留応力
- ⑤ 仮締切時の残留応力
- ⑥ 鋼管矢板応力度算定法

⑦ 円形井筒のアーチ作用

これらの中には, 数少ない現場実験のため, 結論を出すにはあまりに時期尚早なもの, あるいは論理的な面での問題点等も含まれているのではないかと考えられるが, 実務設計を進めるにあたって得られた一応の成果をもとにまとめた論文であり, 今後, さらにデータ数を増すことによって, より実情に合った設計法としたいと考えている。

読者諸賢のご叱責, ご批判を賜りたいと考えている。

なお, 本文をまとめるにあたり, ご助言, ご援助をいただいた国鉄の構造物設計事務所の諸氏, および仙台新幹線工事事務局, 東京第一工事事務局の関係者, ならびに川崎製鉄(株)ほかメーカーの関係者の方々に, 衷心より深謝の意を表します。

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, 1972.
- 2) 畑・大植・高橋：常磐線荒川橋梁鋼管矢板井筒水平載荷試験, 構造物設計資料 No. 66, 1981.
- 3) 大植・宗澤：小野地区鋼管矢板井筒の現場試験報告, 構造物設計資料 No. 58, 1979.
- 4) 角田・太野垣：京葉線江戸川橋りょう鋼管矢板井筒の試験, 基礎工, Vol. 8, No. 8, 1980.
- 5) 川崎製鉄：鋼管矢板井筒工法.
- 6) 手塚ほか：鋼管矢板井筒基礎の水平載荷試験(上)(下), 橋梁と基礎, 1978-7, 8.
- 7) 国鉄：建造物設計標準, 基礎構造物及び抗土圧構造物.
- 8) 岩津・三木：地盤の調査, 判定と活用, 鹿島出版会.
- 9) 構造物設計事務所：鋼管矢板井筒の設計施工指針(案), 56.6.
- 10) 畑・大植・小笠原：常磐線荒川橋梁鋼管矢板井筒の施工時の残留応力, 第16回土質工学研究発表会.
- 11) 大植・宗澤・松浦：鋼管矢板井筒打込み時の残留ひずみと二, 三の考察, 構造物設計資料 No. 62, 1980.
- 12) 福原・大島・山口：杭打ち時の打撃応力, 土圧, 間隙水圧の測定結果について, 第30回年次学術講演会概要集, III-86.
- 13) 小粥：鋼管矢板工法に関する研究(その2), 清水建設研究所報, No. 17, 1971.
- 14) 鋼管杭協会：鋼管矢板に関する調査報告書, 1974.
- 15) 鋼管杭協会：明日を築く, No. 25.
- 16) 鋼管杭協会：鋼管矢板施工標準・同解説.
- 17) 大植：鋼管矢板井筒仮締切の実測値と設計法, 構造物設計資料 No. 63, 1980.
- 18) 日本鉄道施設協会：掘削土留工設計指針(案), 昭和53年12月.
- 19) 中村・中沢：掘削工事における土留め壁応力解析, 土質工学会論文報告集, Vol. 12, No. 4, Dec. 1972.
- 20) 東一工, 土木関係「仮設構造設計要領(案), 昭和53年9月.
- 21) 山肩・吉田・秋野：掘削工事における切バリ土留め機構の理論的考察, 土と基礎, Vol. 17, No. 9, 1969.
- 22) 国鉄：全国新幹線網建造物設計標準, 解説(東北上越, 成田用).
- 23) 久保田鉄工：鋼管矢板の部材(CC型)変形調査.
- 24) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 昭和55年5月.