

首都高速道路公園湾岸線建設局 正員 和田克哉
東洋技研コンサルタント(株) 芦田元仁

1. まえがき

鋼管矢板并筒基礎はケーソンとくい基礎の中間的な存在といわれるが、その設計法は通常、「矢板式基礎の設計と施工指針」^{※1}(以下「指針」とよぶ)の弾性地盤内の有限長ベリ^{※2}の現論(以下現行法とよぶ)によっている。

現在鋼管并筒の実施例の増加また并筒の大型化にともない設計法自体の見直しの必要性が生じているといえる。これに対し鋼管并筒で最も問題となる継ぎのせん断変型を考慮した解法として、建設省土木研究所が開発されたプログラム^{※2}(以下工研式とよぶ)、および川崎製鉄(株)により開発された継ぎを仮設部材とした立体骨組解析によるもの(以下川鉄式とよぶ)がある。これらを旧江戸川の東橋用の鋼管矢板并筒基礎における水平載荷試験に適用し、実測値の対比を行なったが、その結果の一部をここに報告する。

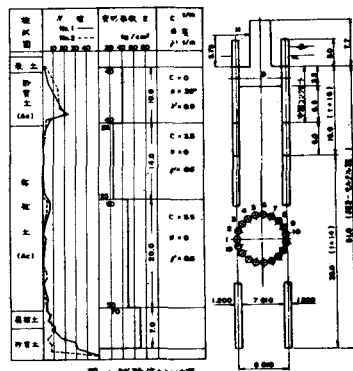


図-1 試験体断面図

2. 試験の内容

試験体は図-1に示すとおりで、図示の位置に水平力 $H = 200t, 400t, 600t, 800t$ を載荷した。その測定結果の一部として并筒の水平変位、并筒全体の曲げモーメント(測定応力度からの推算値)、鋼管矢板の応力度を図-4, 5, 6に示す。

3. 解析条件

(1) 水平地盤反力係数; 水平地盤反力係数(KH)は「指針」による値を基準とするが、これによる KH は一般に小さすぎることはいくつかの報告書で指摘されている。

この理由は次の①～③によるものと推定される。①地盤バネは変位に対して非線形を有している。②并筒前面での水平抵抗だけでなく背面矢板への内部工の抵抗が無視できない。③内部工のせん断剛性による抵抗。等の理由より基準 KH に対する補正係数 α (すなわち $KH = \alpha KH$)をパラメーターとして扱った。

(2) 継ぎのせん断剛性および合成効率; 継ぎの剛性としては深さ方向のせん断剛性 G_f と、并筒の輪切断面の変形に関連する剛性があるが、ここでは前者の深さ方向のせん断剛性のみを取りあげる。継ぎ剛性の実験値として、 $G_f = 120,000 \text{ kg/m}^2 \sim 25,000 \text{ kg/m}^2$ せん断耐力 $\alpha = 20 \sim 30 \text{ kg/m}^2$ が示されており、工研式、川鉄式にはこれらの値を用いた。また、現行法では継ぎのせん断変形を合成効率 μ を用い、并筒の曲げ剛性 EI の低減をはかっているため、この合成効率 μ をパラメーターとして扱った。

(3) 地盤の塑性化; 側面地盤の降伏を考慮した、弾塑性解析によった。降伏反力は受働土圧強度に等しいものと仮定し、地盤の強度係数などは図-1に示すとおりである。なお、計算結果では $H = 200t$ で弾性解、 $H = 400t$ でも弾性解に近く、 $H = 600t, 800t$ で弾塑性解となった。

4. 水平地盤反力係数の補正係数 α 、と合成効率 μ の推定

現行法に対して KH の補正係数 α 、 EI の補正としての合成効率 μ をパラメーターとして各荷重毎に計算した結果を図-2に示す。さらに工研式、川鉄式に対し、 α をパラメーターとした結果をも示している。

※1; 「矢板式基礎の設計と施工指針」昭和47年1月 矢板式基礎研究委員会

※2; 土木研究所資料 第1175号「矢板式基礎の設計法」昭和52年2月 建設省土木研究所

※3; 「大型鋼管矢板并筒基礎解析のプログラム取扱説明書」昭和53年2月 川崎製鉄(株)

これより α および μ について整理すると表-1のようになる。

ここで KH の補正係数 α は $KH = \alpha KH = (1 + \alpha)(1 + \beta)\gamma$ 、 KH と仮定でき、 α は側面地盤のせん断反力係数 KHS と前面地盤の KH との比、 β は背面矢板に対する井筒内部土による水平地盤反力係数 KHr と前面の KH との比、 γ は変位量による補正と考えることができる。今、 $\alpha = 0.2$ 、 β を明確なデータはないが、これを0.6とすると $(1 + \alpha)(1 + \beta) = 1.9$ となり、 $H = 800$ の時の $\alpha = 2.7$ に対しても変位量による補正が必要となることを示す。

5. 井筒の変位分布および全体曲げモーメント分布、鋼管の応力分布、 $H = 800$ と、 400 に対する井筒変位分布および、全体曲げモーメント分布を図-4、5に示す。全体曲げモーメントの実測値は応力測定値より逆算したものである。これによると、実測値の測定誤差などを考慮すれば十分の精度を有していると考えられる。また現行法と厳密解である工研式、川鉄式の比較でもそのバラツキは小さいと見なせる。

図-6は $H = 800$ の時のNo.10の鋼管の応力分布で、現行法の値は「指針」に示された、 $\sigma = \frac{1}{2} \sigma_{Ao} \pm M_0 \left(\frac{1-\gamma}{\frac{2}{3}Zc} + \frac{\gamma}{Z} \right)$ において $\gamma = 0.9$ としたものである。

表-1 荷重 H と α および μ の関係

$H(t)$	200	400	600	800
α	5.2	3.9	3.3	2.7
μ	0.9 ~ 1.0			

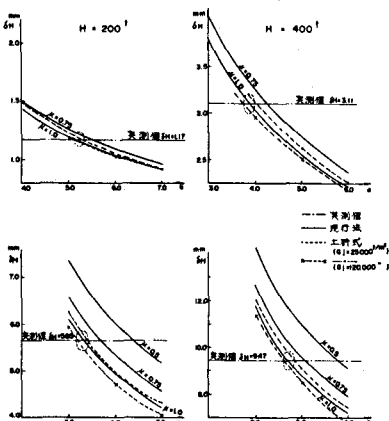


図-2 水平地盤反力係数の補正係数 α と埋戻土の変位 Δu

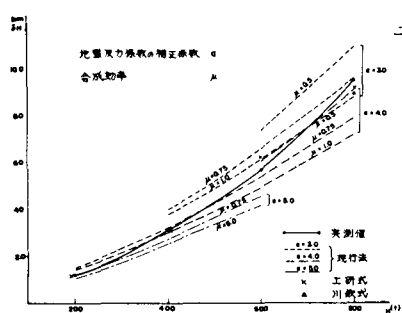


図-3 埋戻土の変位と α

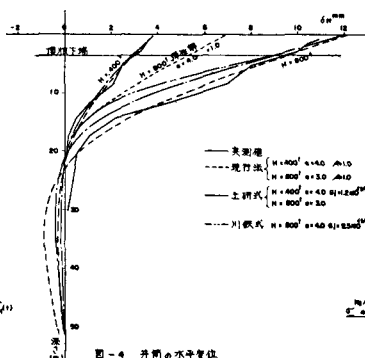


図-4 井筒の水平変位

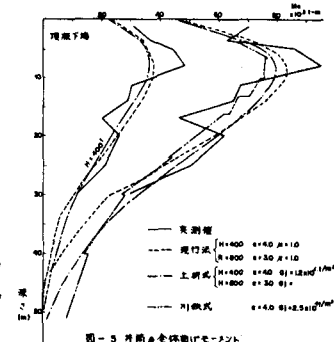


図-5 井筒の全体曲げモーメント

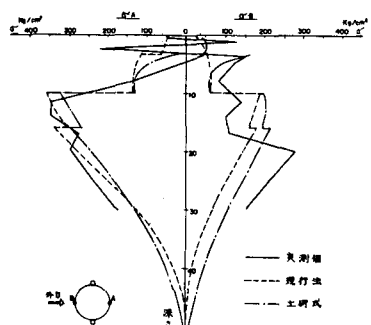


図-6 No.10 鋼管の応力分布 (H=800)

6. あとがき

井筒の曲げモーメント、鋼管の応力度は水平地盤反力係数および現行法における合成効率 μ にまはる影響されず、通常の井筒形状の場合、現行法による設計で多小安全側の設計になるだけといえる。しかし変位を問題とする場合、通常の井筒形状(今回の試験体で $\gamma = 0.2$)でも、水平地盤抵抗に対しては、前面、側面の要素だけでなく内部土による抵抗要素を考え、さらに変位レベルによる補正も必要であるといえる。この変位レベルによる補正は一提案として述べれば、井筒頭部の変位に対し全体を補正するのではなく、深さ方向の変位レベルの差に対し段階的に補正を行なう方法(一種の非線形解)が考えられる。くい基礎のように簡単に水平載荷試験の行なえない鋼管井筒では、フレキシビリティより変位レベルに応じた K 値を求めるぐらいの手間をかけてもよいのではないかなと思ふ。また鋼管井筒の大型化、偏平化にともない、離きのせん断変形、井筒内部の水平抵抗、さらに井筒の断面変形等の考慮が必要となるのは明らかであり、工研式、川鉄式による設計、およびこれらによる水平載荷試験の解析等によるデータの蓄積が必要と思ふ。最後に電算プログラムの使用に際して、川崎製鉄(株)の御助力をいただいたことを感謝いたします。