

九州大学工学部○学 横山 恵三
 九州共立大学工学部 正 鳥野 清
 九州大学工学部 正 堤 一 北川 正一
 川 崎 製 鉄 正 金子 忠男 水谷 太作

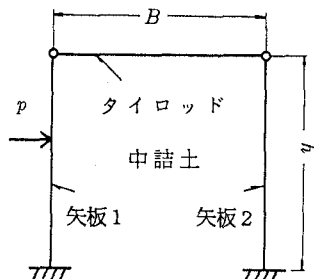
1. はじめに

二重矢板壁構造物は矢板を2列に打設し頭部をタイロッドで連結した後、矢板間に土砂を中詰めして壁体とした構造物である。沢口¹⁾、大堀ら²⁾は2列の矢板と中詰土の相互作用の力学モデルを提案しているが、2列の矢板の剛性が等しいという仮定に基づき、変形計算の簡略化を図っている。しかし、実構造物では2列の矢板剛性が異なる場合もある。そこで、上記力学モデルの解法を検討し、簡単な構造モデルに対して解析を行ったので報告する。

2. 構造物の解析

解析モデルの概要を図-1に示す。沢口¹⁾の弾性解析理論に従うと、本構造物の挙動を決定する基本式は次のようになる。

$$\begin{cases} (EI)_1 \frac{d^4 y_1}{dx^4} = \frac{BG}{4} \left(\frac{d^2 y_1}{dx^2} + \frac{d^2 y_2}{dx^2} \right) - \frac{E_s}{B} (y_1 - y_2) + p \\ (EI)_2 \frac{d^4 y_2}{dx^4} = \frac{BG}{4} \left(\frac{d^2 y_1}{dx^2} + \frac{d^2 y_2}{dx^2} \right) + \frac{E_s}{B} (y_1 - y_2) \end{cases} \quad (1)$$



ここで、

矢板 $(EI)_i$: 曲げ剛性 中詰土 E_s : 圧縮弾性係数
 B : 間隔 G : せん断弾性係数
 p : 荷重

図-1 解析モデルの概要図

(1)式は連立4階常微分方程式であり、解は以下のように表示できる。

$$\begin{pmatrix} w(x) \\ u(x) \end{pmatrix} = \exp \left[x \begin{pmatrix} \mathbf{O} & \mathbf{A}_4 \\ \mathbf{E}_4 & \mathbf{O} \end{pmatrix} \right] \begin{pmatrix} w(0) \\ u(0) \end{pmatrix} + \int_0^x \exp \left[(x - \xi) \begin{pmatrix} \mathbf{O} & \mathbf{A}_4 \\ \mathbf{E}_4 & \mathbf{O} \end{pmatrix} \right] \begin{pmatrix} b(\xi) \\ \mathbf{O} \end{pmatrix} d\xi \quad (2)$$

ただし、

$$u = \begin{pmatrix} y_1'' \\ y_2'' \\ y_1 \\ y_2 \end{pmatrix}, \quad w = u', \quad b = \begin{pmatrix} p/(EI)_1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, \quad \exp[\mathbf{A}] = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\mathbf{A}^n}{n!}$$

$$\mathbf{A}_4 = \begin{pmatrix} \left(\begin{matrix} 1/(EI)_1 & 0 \\ 0 & 1/(EI)_2 \end{matrix} \right) & \mathbf{O} \\ \mathbf{O} & \mathbf{E}_2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \frac{BG}{4} \begin{pmatrix} 1 & 1 \\ 1 & 1 \end{pmatrix} & \frac{E_s}{B} \begin{pmatrix} -1 & 1 \\ 1 & -1 \end{pmatrix} \end{pmatrix}$$

また、積分定数は境界条件により決定される。境界条件は、矢板下端が地盤面で固定されたモデルを考え、下端での変位とたわみ角を拘束した。また、矢板上端はヒンジ結合を仮定し、曲げモーメントが0、及び、タイロッドの弾性力を考慮したせん断力のつり合い(3)を用いた。

$$\begin{aligned} (EI)_1 \frac{d^3 y_1}{dx^3}(h) &= \frac{E_t A_t}{B} (y_1(h) - y_2(h)) + \frac{BG}{4} \left(\frac{dy_1}{dx}(h) + \frac{dy_2}{dx}(h) \right) - P \\ (EI)_2 \frac{d^3 y_2}{dx^3}(h) &= -\frac{E_t A_t}{B} (y_1(h) - y_2(h)) + \frac{BG}{4} \left(\frac{dy_1}{dx}(h) + \frac{dy_2}{dx}(h) \right) \end{aligned} \quad (3)$$

3. 計算結果

表-1の諸元を用い(2)式を実際に計算することにより、矢板の挙動を算定する。荷重を固定し、直接荷重を受ける矢板1の剛性を矢板2の1~15倍まで変化させ、変位と曲げモーメントの最大値の変化を調べた。解析においては、荷重パターンとして頭部集中荷重、等分布荷重および三角形分布荷重の3通りの場合を扱

ったが、分布荷重の場合は同様の傾向を示したので、ここでは頭部集中荷重と等分布荷重の2つの場合について結果を示す。頭部集中荷重の場合、変位については剛性比に依らず頂部において最大となり、矢板1の剛性が大きくなるに従い両矢板の変位は同じ割合で単調に減少した(図-2)。また最大曲げモーメントは根元部分で生じているが、図-3に示すように剛性比が変動しても矢板2ではほとんど変化せず、矢板1については剛性の増加が直接影響し、値が増加している。次に等分布荷重の場合の剛性比と変位の関係を図-4、図-5に示す。図-4は剛性比1:1、4:1および8:1のときの変位の様子を示したものである。これによれば剛性比1:1のとき、矢板1の最大変位は頂部よりやや下方の所に現れているが、剛性が大きくなるにつれ変位が最大となる箇所が頂部の方に移動し、図-5に示すように剛性比がおよそ4:1のとき頂部が最大変位点となる。このように剛性比の変化により変位形状が異なっていくことがわかる。図-6に示す曲げモーメントについては、集中荷重の場合とやや似かよった結果となった。

表-1 解析諸元

高さ h	160 (cm)
間幅 B	170 (cm)
弾性係数 $E_i (i=1,2)$	2.1×10^6 (kgf/cm ²)
断面2次モーメント I_1	$1 \times I_2 \sim 15 \times I_2$ (cm ⁴)
断面2次モーメント I_2	1.58 (cm ⁴)
タイロッドの弾性係数 E_t	2.1×10^6 (kgf/cm ²)
タイロッドの断面積 A_t	5.7×10^{-2} (cm ² /cm)
中詰土の圧縮弾性係数 E_s	350 (kgf/cm ²)
中詰土のせん断弾性係数 G	134 (kgf/cm ²)

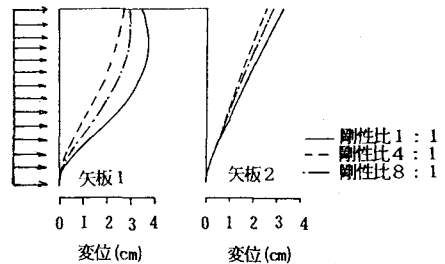


図-4 剛性比と変位形状

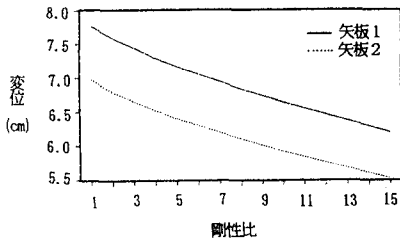


図-2 剛性比と最大変位(頭部集中荷重)

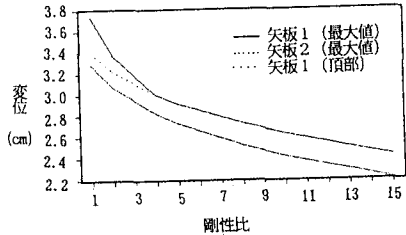


図-5 剛性比と最大変位(等分布荷重)

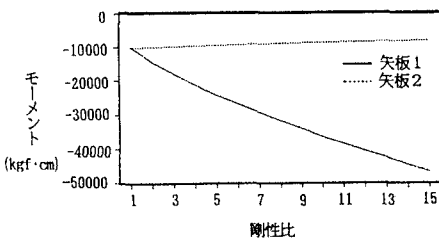


図-3 剛性比と最大モーメント(頭部集中荷重)

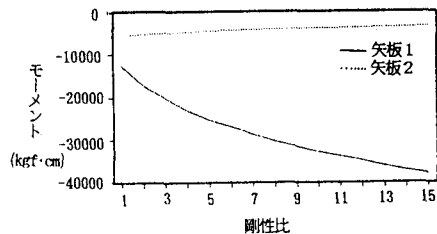


図-6 剛性比と最大モーメント(等分布荷重)

4. 考察

中詰土や地盤の非線形性の取扱い、実験データと解析結果との比較等、異剛性二重矢板壁構造物の厳密な解析に関しては今後検討すべき課題は少なくないと思われるが、今回提案した解析法により等剛性の場合とは異なった現象も捉えられており、より現実に近い変形挙動を推定するための手法になり得るものと考えている。(参考文献)

1) Sawaguchi, M.: Lateral Behavior of a Double Sheet Pile Wall Structure, Soiles and Foundations, vol. 14, No. 1, 1974

2) 大堀, 荘司, 上田, 原, 川井, 塩田: 「二重矢板式構造物の弾塑性解析」, 川崎製鉄技報, 15(1983)3. 218-225