

(その2) 水平およびねじり荷重に対する挙動について

本四連絡橋公団 正員 吉田 巖、正員○多田浩彦  
 住友金属 中研 正員 士堅 秀、正員 山川純雄  
 “ “ 坂本 傑

1. まえがき

一般に多柱基礎はケーソン基礎を剛構造とすれば柔構造と呼ばれているごとく、水平方向の荷重に対する変形が大きいのが特徴である。したがって多柱基礎の合理的設計を行なうためには水平荷重やねじりに対する挙動を正しく把握する必要がある。かかる観点より(その1)に示した模型(あるいは原形)について、水平対称、水平逆対称載荷試験および構造解析を実施し、柱の荷重分担率や頂板の変形状態に及ぼす頂板剛性および地盤のばね定数の影響について検討を行なったのでその概略を報告する。

なお、水平荷重は図1に示すように柱P<sub>2</sub>の頂板中立軸の高さから載荷した。支持条件は(その1)と同一である。

2. 水平対称載荷時の挙動

2.1. 水平荷重分担率(μ<sub>Hij</sub>)

水平荷重分担率は図1に示したとおり、最大値が約1.3~1.4で鉛直荷重分担率に較べかなり均一である。ただ、実験値と計算値の間には差が認められるが、これは模形のばね部の滑りや実験値は柱のせん断応力から間接的に次式より求めたために生じた誤差と考えられる。

$$\mu_{Hij} = \frac{Q_{ij}}{H} = \frac{\tau_{ij}}{\frac{1}{9}H} = \frac{1}{9} \frac{\tau_{ij}}{H}$$

ここに Q<sub>ij</sub>; 柱ijに作用する水平せん断力  
 H; 水平外力の総和  
 τ<sub>ij</sub>; Q<sub>ij</sub>による柱の荷重方向のせん断応力

なお、モデルⅠ、Ⅱは頂板の水平曲げ剛性(I<sub>y</sub>/I<sub>y0</sub> = 0.1, 0.2; I<sub>y0</sub> = I<sub>x0</sub>)その他の部材断面諸量および、地盤ばね定数が原形と相似で

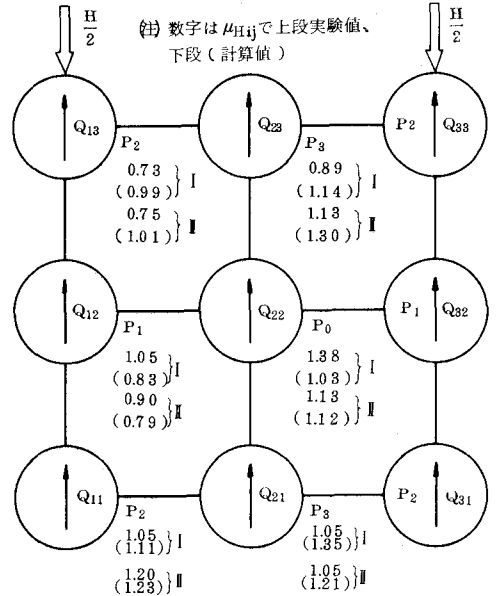


図1 水平荷重分担率の実験値と計算値

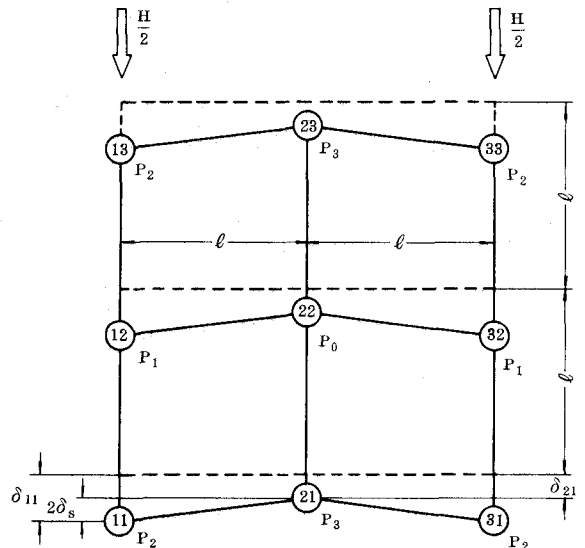


図5 水平対称荷重による頂板の変形状態

ないので  $\mu_{Hij}$  の実験値は原形のそれとは一致しない。

つぎに、水平荷重分担率に及ぼす頂板の曲げ剛性および地盤の回転ばね定数の影響を計算により検討した結果を図2～4に示す。

この計算条件は  $K_H=K_p=\infty$ 、また変数以外の諸量はすべて原形と相似（縮尺率  $1/20$ ）とした。これらの結果を要約すると以下のとおりである。

(1) 頂板の水平曲げ剛性比が

$I_y/I_{y0} > 0.5$  では水平荷重分担率はほとんど変化しない。原形はこの領域にあり、そのときの柱の水平荷重分担率は  $0.8 \sim 1.4$  の間にある。

(2) 地盤の回転ばね定数が水平荷重分担率に及ぼす影響は非常に小さく、無視しうる。（鉛直荷重分担率に対しても無視しうる）

(3) 水平荷重の作用方向（橋軸方向と橋軸直角方向）の影響も非常に小さい。

## 2.2. 頂板の変形状態

水平対称荷重が作用した場合の水平変位は併進変位  $\delta_p$  とせん断変位  $\delta_s$  に分解される。たとえば図5の柱11と柱21の柱頭水平変位について表示すると、

$$\delta_p = \frac{\delta_{11} + \delta_{21}}{2}, \quad \delta_s = \frac{\delta_{11} - \delta_{21}}{2} \quad \dots\dots\dots (1)$$

図2には変位  $\delta_{11}$ ,  $\delta_{21}$  と頂板剛性比の関係が示されているが、これより頂板の水平曲げ剛性を大にすればせん断変位  $\delta_s$  は小さくなるが、併進変位  $\delta_p$  はほとんど変化しないことがわかる。他方図3、4より明らかなように地盤の回転ばね定数が大になると併進変位が減少する。また図3と4を比較すると、荷重の大きさの違いを考慮しても、水平力が橋軸方向に作用した場合よりも橋軸直角方向に作用

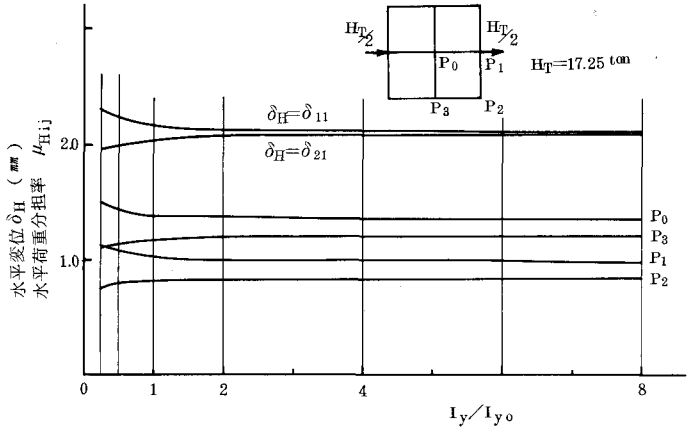


図2 頂板の水平曲げ剛性と水平荷重分担率

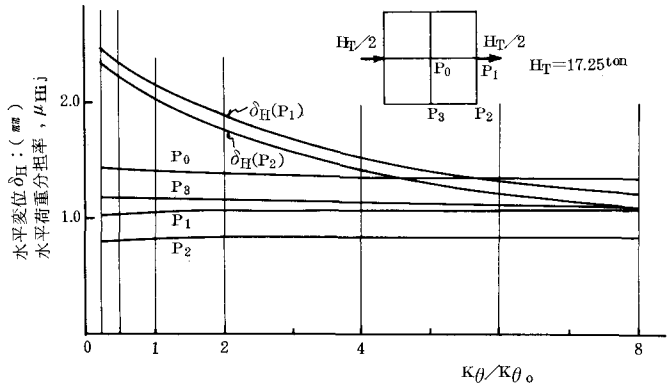


図3 地盤回転ばね定数と水平荷重分担率

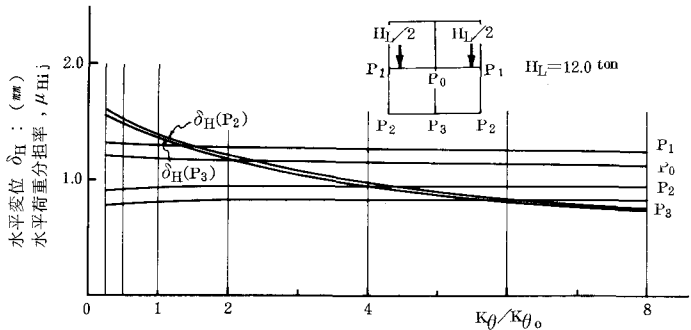
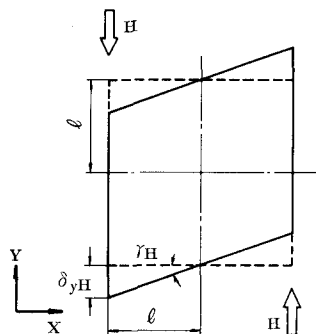


図4 地盤回転ばね定数と水平荷重分担率

した場合の方が  
頂板のせん断変  
位が大きい。

### 3. 水平逆対称載 荷時の挙動

#### 3.1. 柱のねじ りモーメント分 担率



多柱基礎に非対称水平荷重が作用した場合の  
挙動は対称成分と逆対称成分に分解でき、逆対  
称成分はねじりモーメントを与えることとなる。  
このような水平逆対称荷重が基礎に作用すると  
頂板はせん断変形と回転変形を起す。この頂板  
の変形を起させる力は図6～8に示すとおりで  
ねじりモーメントの割合は次式で表わされる。

$$M_T = 2Hl = 2l(Q_x + Q_y) + m\ell \quad \dots\dots (2)$$

式(2)の右辺第1項は柱の曲げ剛性で担われるね  
じりモーメントの成分で、第2項は柱各々が受  
けもつねじりモーメントの総和、すなわち、

$m = \frac{9}{1} \pi_i$  である。頂板の剛性とくに水平曲げ  
剛性 ( $EI_y$ ) を大にすると第1項が大きくなり第  
2項すなわち柱各々に作用するねじりモーメント  
が小さくなる(但し零にはならない)。モデルI、II  
の場合、第1項の  $M_T$  に対する割合は、  
それぞれ60%、63%である。

つぎに第2項の柱各々のねじりモーメント  $\pi_i$   
は柱の位置によって異なる。ねじりモーメント  
分担率を

$$\mu_{Ti} = \frac{\pi_i}{\frac{9}{1} m} \quad \dots\dots (3)$$

と定義して求めた結果を図8中に示した。これ  
から明らかなように最大の  $\mu_{Ti}$  は柱  $P_3$  に現われ  
る。また  $\mu_{Ti}$  は頂板剛性(とくに水平面曲げ剛  
性)を大にすれば均一化されることがわかる。  
なお  $\mu_{Ti}$  の実験値は柱のせん断応力から求めた。

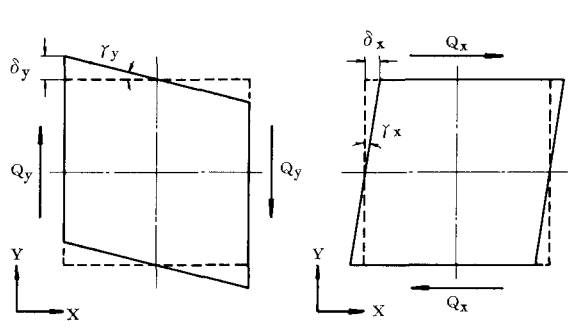


図6 せん断変形

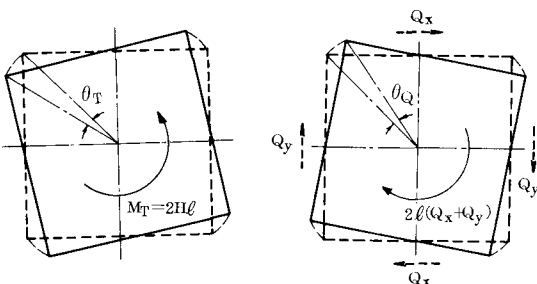


図7 回転変形

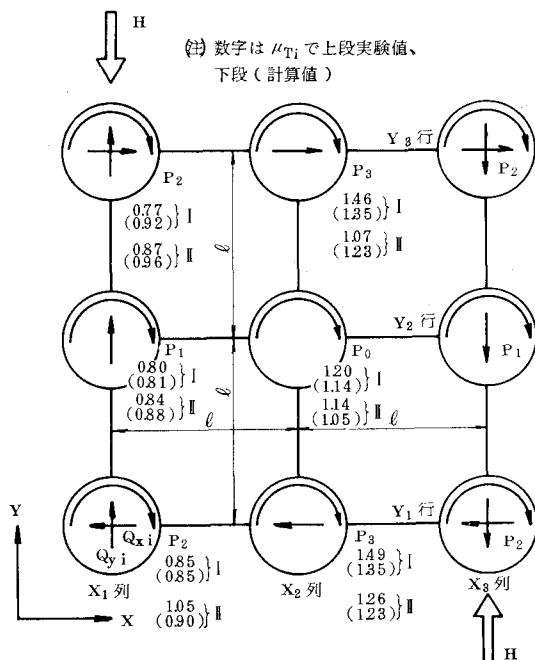


図8 水平逆対称載荷時の頂板水平面内の力の均合

3.2. 頂板の変形状態

頂板の変形は図6、7のせん断変形と回転変形の重疊されたもので最終的変形状態は図9の実線のようになる。

図9の各節点(0~3)のX、Y方向の変位 $u_i, v_i$ は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \text{節点0 (柱 } P_0) \quad u_0 &= 0, & v_0 &= 0 \\ \text{'' 1 ( '' } P_1) \quad u_1 &= 0, & v_1 &= \ell \theta_1 = \ell (\theta + \gamma - \gamma_x) \\ \text{'' 2 ( '' } P_2) \quad u_2 &= \ell \theta_3 = \ell (\theta - \gamma_x), & v_2 &= \ell \theta_1 = \ell (\theta + \gamma - \gamma_x) \\ \text{'' 3 ( '' } P_3) \quad u_3 &= \ell \theta_3 = \ell (\theta - \gamma_x), & v_3 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

ここで、 $\gamma$ は頂板のせん断変形角で、図6から明らかなように

$$\gamma = \gamma_H - (\gamma_y - \gamma_x) \dots\dots (5)$$

である。式(5)は式(4)より、

$$\gamma = (v_2 - u_2) / 2 \dots\dots (6)$$

と表わすことができる。他方頂板の回転角は図7より次式で与えられる。

$$\theta = \theta_T - \theta_Q \dots\dots (7)$$

これら $\gamma$ と $\theta$ を求めると表1のようになる。

表1 頂板のせん断角と回転角

| モデル | $\gamma (\times 10^{-3} \text{ rad.})$ | $\theta (\times 10^{-3} \text{ rad.})$ | 備考   |
|-----|--|--|------|
| I   | 0.86                                   | 0.57                                   | 橋軸方向 |
| II  | 0.41                                   | 0.54                                   | "    |

表1から明らかなように頂板の剛性を大(モデルII)にすれば $\gamma$ は著しく減少する。とくに水平曲げ剛性の効果が著しい( $I_{y2}/I_{y1} = 2.6, \gamma_1/\gamma_2 = 2.1$ )。

3.3. 多柱基礎の等価ねじり剛性

多柱基礎の等価ねじり剛性は図10

に示すように頂板剛性(特に $EI_y$ )を大きくすれば大になる( $J_0$ は柱1本当りの断面2次極モーメント)。しかし飽和が早い。原形のように $I_{y0} = I_{x0}$ ならば柱9本分のねじり剛性の約1.9倍で、頂板剛性をこれ以上大にしても効果がないことがわかる。

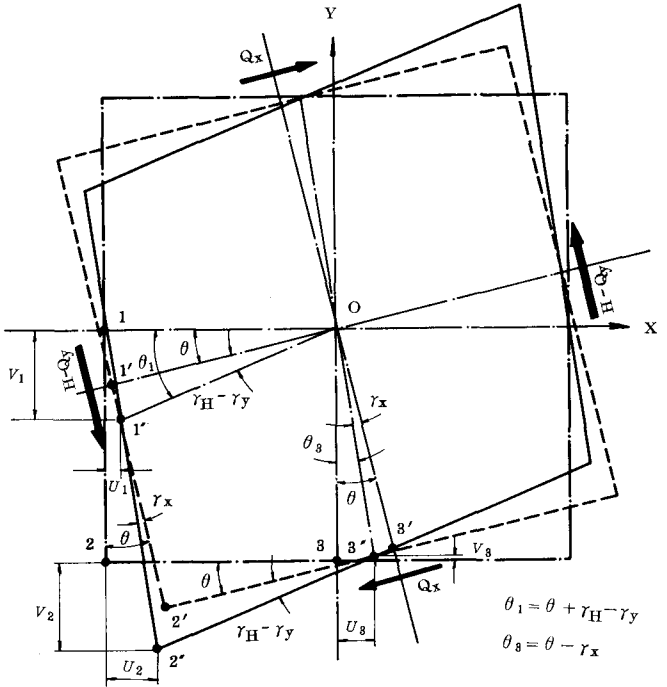


図9 水平逆対称载荷による頂板の水平面内の変形状態

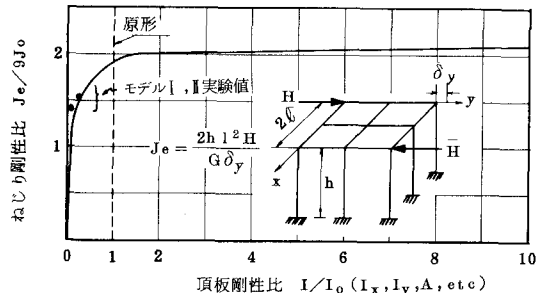


図10 等価ねじり剛性と頂板剛性