

III-456

直接基礎の大変位水平載荷試験の解析について

鉄道総合技術研究所 西村昭彦  
同 上 ○羽矢 洋

1. はじめに

鉄道構造物の上部工設計への限界状態設計法の導入が平成3年度に予定されている。基礎構造物についてもそれに対応した設計手法が必要となるが、それを作成するためには基礎の大変位領域におよぶ荷重～変位曲線を把握することが必要と考えられるため、模型直接基礎の大変位領域におよぶ水平載荷試験を実施した。その結果は既に報告したが<sup>1)</sup>、試験結果を用いて、基礎の荷重～変位曲線の計算方法を検討したので報告する。なお、本研究は運輸省の委託研究「鉄道技術基準の整備に関する研究」の一環として行ったものである。

2. 載荷試験の概要

人工的に作製した試験地盤上にフーチング形状が一辺60cmと90cm正方形の模型直接基礎を設置し、変位制御で水平方向に正負交替多サイクル載荷試験を実施した。なお、90cm模型については図1に示すようにフーチング底面を6分割とし、6枚の底面受圧板と6個の2方向ロードセルにより鉛直、およびせん断地盤反力を測定した。

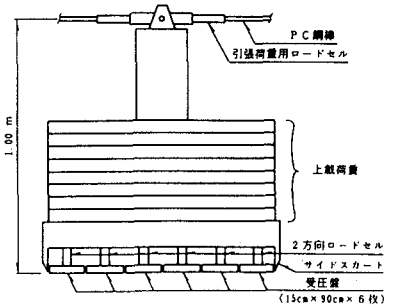


図1 90cm模型直接基礎全体図

3. 荷重～変位曲線の計算法

直接基礎は主として底面の地盤で支えられる。そこで地盤をばねと考え、力のつりあい式を作成した。また、その地盤ばねに非線形性(抵抗の限界値)を導入することとし、地盤反力の分布形状に応じて計算式を作成した。図2にその分布形状の考え方を示す。なお、この図の縦軸はフーチング底面における抵抗モーメントを浮上り限界モーメント ( $M_0=B \cdot N/6$ ) で正規化し、横軸はフーチング回転角を浮上り限界時のフーチング回転角  $\theta_0$  で正規化している。計算式および限界値を以下に示す。

3.1 計算式

(1)線形範囲(浮上り限界までの状態、図中(A)～(B)状態)

荷重～変位の関係は次式に示す関係になる。

$$M = K_R \cdot \theta \tag{1}$$

ここに、M:フーチング底面における抵抗モーメント(tf・m)、 $K_R$ :回転ばね定数(tf・m/rad)、 $\theta$ :フーチング回転角(rad)

(2)浮上り限界～地盤反力が限界支持力に達するまでの状態(図中(C)状態まで)

浮上り限界を越えると地盤ばねは引張り力を発揮しないとすると、次式に示す荷重～変位の関係になる。

$$M/M_0 = 3 - 2 \sqrt{(\theta/\theta_0)} \tag{2}$$

ここに、 $M_0$ :浮上り限界モーメント ( $M_0=B \cdot N/6$ )、B:フーチング幅(m)、N:フーチング底面における有効鉛直荷重(tf)、 $\theta_0$ :浮上り限界時のフーチング傾斜角

(3)地盤反力が限界支持力に達した状態以降の状態(図中(D)状態)

地盤は限界支持力以上の大きさは発揮しないという条件でフーチング底面における力とモーメントの釣合いを考えた。

$$\theta/\theta_0 = \frac{B^2 \cdot L \cdot q_{max}}{4 \cdot N \sqrt{6 \cdot (M_2 - M)} / (q_{max} \cdot L)} \tag{3}$$

この場合、地盤反力分布形状は(D)に示すような台形分布となる。ここに、L:フーチング奥行き(m)、 $q_{max}$

:地盤の限界支持力( $t_f/m^2$ )、 $M_2$ :フーチング底面における最大抵抗モーメント

(4)最大抵抗モーメントに達した状態(図中(B)状態)

さらに水平引張り力を増加していくと、抵抗モーメントは限界値に達し、フーチング回転角だけが進行するという状態になる。すなわち、最大抵抗モーメントは地盤の限界支持力に偏心距離を乗じた値として与えられる。その時の地盤反力の形状は矩形となる。

### 3.2 定数および限界値の決め方

(1)  $K_R$ :平板載荷試験結果等を用いて基礎標準<sup>2)</sup>により算出する。

(2)  $q_{max}$ :実験の最大抵抗モーメント $M_2$ から次式により算出する。

$$q_{max} = \frac{N^2}{2 \cdot L \cdot (N \cdot B / 2 - M_2)} \quad \text{----- (4)}$$

(3)  $\theta_0$ :  $\theta_0 = M_0 / K_R$  の関係から算出する。

(4)  $M_1$ : 図2の(C)状態に示すように、最大地盤反力が限界支持力に達したときの抵抗モーメント $M_1$ は次式により算出する。

$$M_1 = B \cdot N / 2 - 2 \cdot N^2 / (3 \cdot L \cdot q_{max}) \quad \text{----- (5)}$$

### 4. 試験結果との対比

図2に60cmモデルの載荷試験結果を示す。また、図3には90cmモデルの載荷試験結果と計算によりもとめた荷重～変位曲線を示す。どちらの計算結果も試験結果に近いことからこの計算法は基礎の支持力性状を把握していると考えられる。さらに、90cmモデルの載荷試験において受圧板に生じる鉛直地盤反力の大きさは大変位領域では一定値となることを確認しており、上記の考え方が概ね正しいことがわかる。また、 $M_2$ からもとめた $q_{max}$ と土質試験で得られた $c$ 、 $\phi$ を用い、基礎標準<sup>2)</sup>からもとめた極限支持力の比較を表1に示す。この値はよく一致しており、この限界支持力はほぼ極限支持力に等しいと考えられる。従って、 $c$ 、 $\phi$ がもとまれば直接基礎の荷重～変位曲線を上記の方法でもとめることが可能となる。

### 5. まとめ

今後、FEMを用いた解析により支持性状を検討するとともに、この荷重～変位曲線が地震時にも適用できるかどうかを振動台を利用した動的試験を実施し、検討する予定である。

### 参考文献

- 1)西村、羽矢、神田:模型直接基礎の大変位水平載荷試験(その1、その2)、第26回土質工学研究発表会講演集、1991.7、2)日本国有鉄道:建造物設計標準解説(基礎構造物・抗土圧構造物)、昭和61年3月

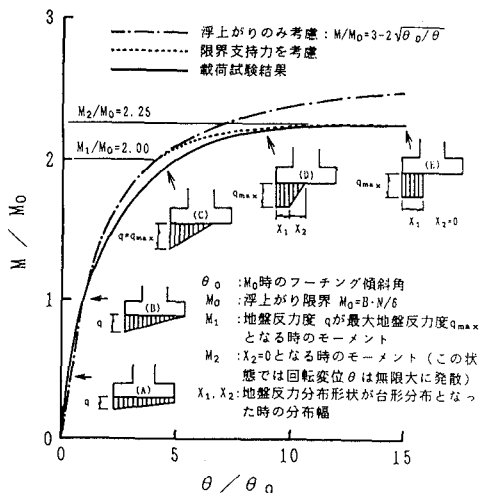


図2 荷重～変位曲線(60cmモデル)

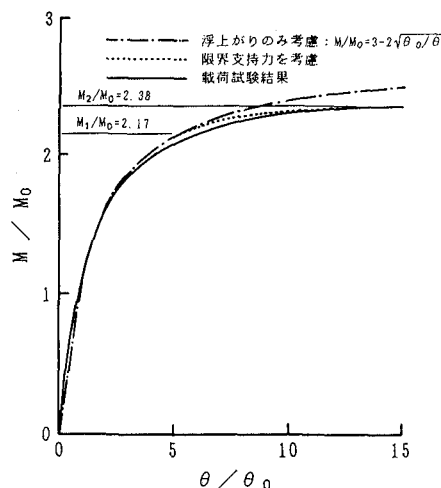


図3 荷重～変位曲線(90cmモデル)

表1 限界支持力と極限支持力

試験ケース	試験結果による限界支持力 $q_{max}$ ( $t/m^2$ )	基礎標準による極限支持力* ( $t/m^2$ )
① HS-60-1	20.8	22.3
② HS-60-2	26.7	22.6
③ HS-60-3	20.8	23.6
④ HS-90-1	22.2	18.2
⑤ HS-90-2	18.0	19.2
⑥ HS-90-3	19.4	19.6

\* 室内土質試験の結果より  $c=2.2(t/m^2)$ ,  $\phi=30.0^\circ$ ,  $\gamma=1.65(t/m^3)$  とした