

東京大学工学部 正員 松本嘉司

従来の構造物の設計方法は、構造物に作用する荷重を外成条件として定め、それによって生ずる応力度を材料強度を基準にして定めた許容応力度と照査し、安全度を判断するといった、許容応力度設計方法がとられてきた。コンクリートぐいについての設計方法も、基本的には同じ設計プロセスが用いられている。最近、PCぐいに対しては、導入されたプレストレスの取扱いをより合理的にするため、部材の終局強度を基準にして安全度の検証を行う、所謂極限強度設計方法が採用されるようになったが（土木学会大陸PCぐい設計施行指針、1974年）、その設計プロセスは上述のものと本質的に変わらないものと考えられる。しかし、基礎ぐいは地中に埋設される構造物であるため、その外成条件を単純に構造物に作用する荷重という形で定めにくい性質をもっている。特に地震時にはぐい周辺の地盤が振動し、それによってぐいに変形が生ずる。これまでの地震時の観測結果によれば、軟弱地盤中に施工された剛性の小さい棒状構造物は、地震時には地盤とほぼ同一の変形、変位が生ずることが認められている。従って軟弱地盤中における基礎ぐいの設計には、ぐい頂部に作用する荷重の外に地盤変位による影響を加算する必要がある。この影響は主としてぐい頭部に顕著に表われるのでここではぐい頭部に関する、地震時の設計方法について考察した結果を述べることにしよう。

従来の地震時におけるぐいの静的な設計方法である弾性床土のはりの理論式に対して、地盤変位の影響を考慮すれば次のようになる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -kD(y - y^*) \text{----- (1)}$$

ここに、

E ; ぐいのヤング係数 I ; ぐいの断面二次モーメント
 D ; ぐいの全 k ; 地盤のばね係数
 y^* ; 地震時の地盤の最大変形曲線

今地盤がせん断振動し、且つその減衰が大きく一次のモードでは振動するとし、且つぐい頭部に着目して考えれば、 y^* は次のような形で近似的に表わすことができる。

$$y^* = y_0 \cos \frac{\pi x}{2L} \text{----- (2)}$$

ここでは y_0 を地表面でぐいの周辺の地盤の最大変位量とする。これをといて

$$y = e^{-\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) + \frac{y_0}{1 + \left(\frac{\sqrt{k} EI}{4EI}\right)^4} \cos \frac{\pi x}{2L} \text{----- (3)}$$

ここで、

$$\beta = \sqrt{\frac{kD}{4EI}} \text{----- (4)}$$

である。この境界条件として、ぐい先端においては鉸を仮定し、ぐい頭を固定と考えると、

$$\left. \begin{array}{l} x=0 \quad \frac{dy}{dx} = 0 \quad EI \frac{d^2 y}{dx^2} = H \\ x=L \quad y = EI \frac{d^2 y}{dx^2} = 0 \end{array} \right\} \text{----- (5)}$$

これより

$$\begin{bmatrix} -1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & -1 & 1 \\ e^{-\beta l} \cos \beta l & e^{-\beta l} \sin \beta l & e^{\beta l} \cos \beta l & e^{\beta l} \sin \beta l \\ e^{\beta l} \sin \beta l & -e^{\beta l} \cos \beta l & -e^{-\beta l} \sin \beta l & e^{-\beta l} \cos \beta l \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A \\ B \\ C \\ D \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ \frac{H}{2EI\beta^3} \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \text{---(6)}$$

これは有限長のくいに対する従来の計算式と一致する。くい頭部の曲げモーメントは、

$$M = 2EI\beta^2[-B + D] - \frac{y_0 \left(\frac{\pi}{2l}\right)^2 EI}{1 + \left(\frac{\sqrt{2}\pi}{4\beta l}\right)^4} \quad \text{---(7)}$$

くいの長さが \$l\$ より大きいときは、第一項は \$-\frac{H}{2\beta}\$ に、\$3l\$ が 2 次上のときは第二項は \$-2SEI\frac{y_0}{l^2}\$ に近似的になる。

$$M = -\left(0.5 \frac{H}{\beta} + 2.5 EI \frac{y_0}{l^2}\right) \quad \text{---(8)}$$

第二項が地盤変位によるもので、\$y_0\$ に比例して増大する。この \$y_0\$ の値は地震時の地表面での最大変位で、一般の地盤で数 cm、軟弱地盤では数十 cm になるものと推定されている。このような場合には第二項による影響が支配的になり、くい頭を固定とする設計が実用上困難になる。

くい頭部を鉸とすれば、上述の設計上の困難を除くことができる。くい頭部の構造は、これまでもくい本体と同一の強度を接合部にもつ完全固定状態と、自由に回転できることを前提とする鉸構造とに分けて考えられていたが、このような分類は本質的でなく、完全に固定、または完全に鉸という状態は実際にはあり得ない。くい頭部は上述の地盤変位をも考慮した回転角に耐え、且つくい頭に作用する荷重に対して抵抗できることが必要である。従ってくい頭部の設計方法として頭部の許容回転角が地盤変位およびくい頭荷重による回転角より大きいことが先ず必要条件となる。この条件が満足された後で、くい頭部及びくい本体の各部の耐力を材料強度から定まる強度と比較して設計が行なわれることになる。

くい頭の許容回転角は、くい断面の主を小さくすれば大きくなる。一般の鉄筋コンクリートの鉸構造はこのような考え方によっている。しかしこの部分には軸力とせん断力も作用するため、その設計はかなりむずかしい。くい頭部を各種の方式で接合して、その耐力を実験的に研究した報告によれば、接合部の回転によって、最終的には、圧縮側のコンクリートの圧潰によって破壊している。これはコンクリートの圧縮限界ひずみが \$3 \times 10^{-3}\$ 程度であるので、圧縮フランジのコンクリートがこの限界ひずみに達して圧潰するものと考えられる。この回転角を大きくし、変形能力を増大させる方法として、ここの部分をらせん鉄筋または二重らせん鉄筋で補強する方法がある。これにより、接合部の許容回転角を著しく増大できる。鉄筋コンクリートばりの圧縮フランジを二重らせん鉄筋で補強した実験結果によれば、限界回転角は一般の場合の約 3 倍の大きさに達している。

上述のような場合には、くい頭部の限界曲げモーメント \$M_0\$ を一定と考え、

$$x = 0 \quad EI \frac{d^2 y}{dx^2} = -M_0 \quad EI \frac{d^3 y}{dx^3} = H \quad \text{---(9)}$$

条件から、次式を解いてくい頭部の回転角を求め、その許容値と比較して設計を行うことになる。

$$\begin{bmatrix} 0 & -1 & 0 & 1 \\ 1 & 1 & -1 & 1 \\ e^{-\beta l} \cos \beta l & e^{-\beta l} \sin \beta l & e^{\beta l} \cos \beta l & e^{\beta l} \sin \beta l \\ e^{\beta l} \sin \beta l & -e^{\beta l} \cos \beta l & -e^{-\beta l} \sin \beta l & e^{-\beta l} \cos \beta l \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A \\ B \\ C \\ D \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -\frac{M_0}{2\beta^2 EI} + \frac{y_0}{2\beta^2} \left(\frac{\pi}{2l}\right)^2 \left\{1 + \left(\frac{\sqrt{2}\pi}{4\beta l}\right)^4\right\}^{-1} \\ \frac{H}{2EI\beta^3} \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \text{---(10)}$$