

12章 橋脚基礎の応答値及び許容値に関連づけて

質問 12.1 前掲の回答 4.2 での固有周期( $T$ )の算定の際の橋脚基礎の水平変位( $\delta_f$ )および回転変位( $\theta_f$ )はどのように求めるのですか？

回答 12.1

道示 12.2 には、橋脚基礎の変位の算出方法が示されています。一例として、図 12-1.1 に示すような単柱式橋脚での杭基礎の変位の計算法を以下に示します。

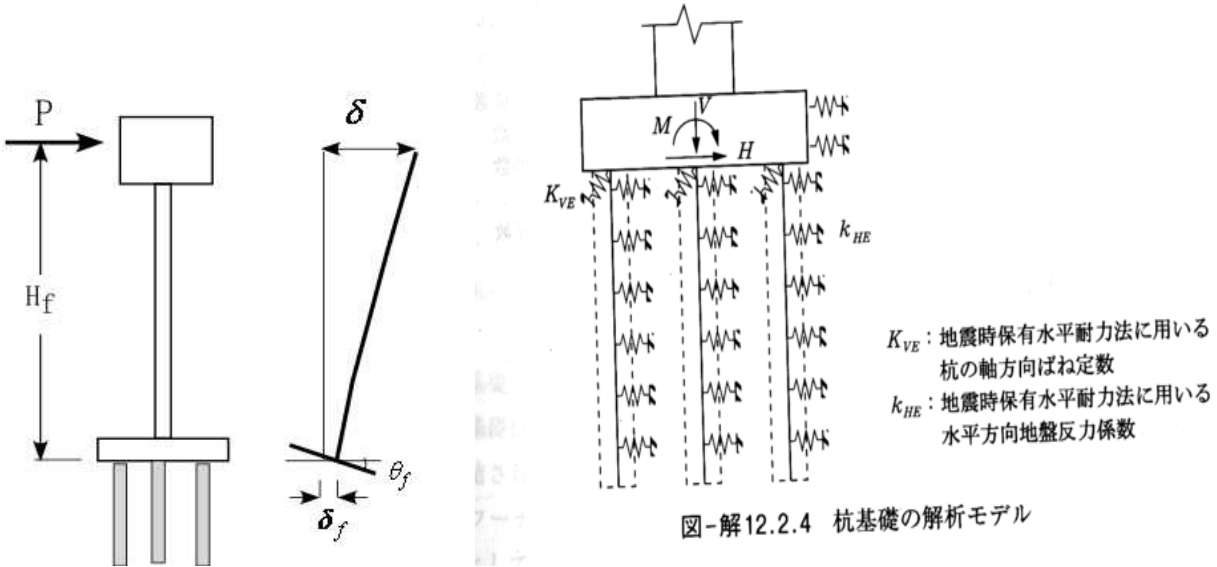


図 12.1-1 単柱式橋脚の基礎

図 12.1-2 道示による杭基礎の解析モデル

図 12.1-1 に示すような、上部工の重心に水平荷重( $P$ )が作用したときの杭基礎のフーチング下面での水平変位を  $\delta_f$ 、回転角を  $\theta_f$  とします。道示 12.2 では、図 12.1-2 の杭基礎の解析モデルを示し、各杭の水平変位は弾性床上のはりの問題として解析することが推奨されています。

一方、道示、基礎編の 12 章杭基礎の設計では、杭 1 本について、杭上端に水平力 ( $P_{pi}$ ) とモーメン

**表-解 12.6.1 杭の軸直角方向ばね定数**

	杭頭接合部を剛結した場合		杭頭接合部をヒンジにした場合	
	$h \neq 0$	$h = 0$	$h \neq 0$	$h = 0$
$K_1$	$\frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+2}$	$4EI\beta^3$	$\frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+0.5}$	$2EI\beta^3$
$K_2, K_3$	$K_1 \frac{\lambda}{2}$	$2EI\beta^2$	0	0
$K_4$	$\frac{4EI\beta}{1+\beta h} \frac{(1+\beta h)^3+0.5}{(1+\beta h)^3+2}$	$2EI\beta$	0	0

図 12.1-3 無限長杭における杭頭の水平剛性 (道示、基礎編より)

ト ( $M_{pi}$ ) を作用した場合の杭上端の水平変位 ( $\delta_{pi}$ ) と回転変位 ( $\theta_{pi}$ ) の関係を弾性床の上のほりの解によって求め、以下のような式を与えています。

$$\begin{bmatrix} P_{pi} \\ M_{pi} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_1 & -K_2 \\ -K_3 & K_4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_{pi} \\ \theta_{pi} \end{bmatrix} \quad (12.1-1)$$

ここに、 $K_j, j=1,2,3,4$  は弾性剛性であり、無限長の杭の場合および有限長の杭の場合の  $K_j$  は、**道示、基礎編の表一解 12.6-1 の前半** (図 12.1-3 に再掲) および**図一解 12.6.1 の後半** で与えられています。

一方、杭の軸方向のバネ係数 ( $K_v$ ) は、**道示、基礎編 12.6** では、以下のように与えています。

$$K_v = a \frac{A_p E_p}{L} \quad (12.1-2)$$

ここに、 $L$  : 杭長、 $A_p$  の杭の断面積、 $E_p$  : 杭の弾性係数、 $a$  : 杭の打ち込み工法による係数であります。

図 12.1-1 に示すように、 $n$  本の杭からなる基礎に作用する水平変位を  $P_f$ 、モーメントを  $M_f$  とし、水平変位を  $\delta_f$ 、回転変位を  $\theta_f$  とすれば、以下の関係が成り立ちます。

$$\begin{bmatrix} P_f \\ M_f \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{f1} & K_{f2} \\ K_{f3} & K_{f4} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_f \\ \theta_f \end{bmatrix} \quad (12.1-3)$$

ここに、 $K_{fj}, j=1,2,3,4$  は、式(12.1-2)および(12.1-3)を考慮すれば、以下のように表されます。

$$K_{f1} = nK_1, \quad K_{f2} = -nK_2, \quad K_{f3} = -nK_3, \quad K_{f4} = nK_4 + K_v \sum_{i=1}^n b_{pi}^2 \quad (12.1-4)$$

ここに、 $b_{pi}$  はフーチング幅の中央線から各杭断面の中心までの距離であります。式(12.1-4)の逆関係より

$$\begin{bmatrix} \delta_f \\ \theta_f \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{f1} & K_{f2} \\ K_{f3} & K_{f4} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} P_f \\ M_f \end{bmatrix} \quad (12.1-5)$$

図 12.1-1 の単柱式橋脚の場合は、 $P_f = P$ 、 $M_f = PH_f$ 、 $H_f$  は上部工の重心から杭上端までの距離であり、式(12.1-5)より基礎の水平変位 ( $\delta_f$ ) および回転変位 ( $\theta_f$ ) を算定することができます。

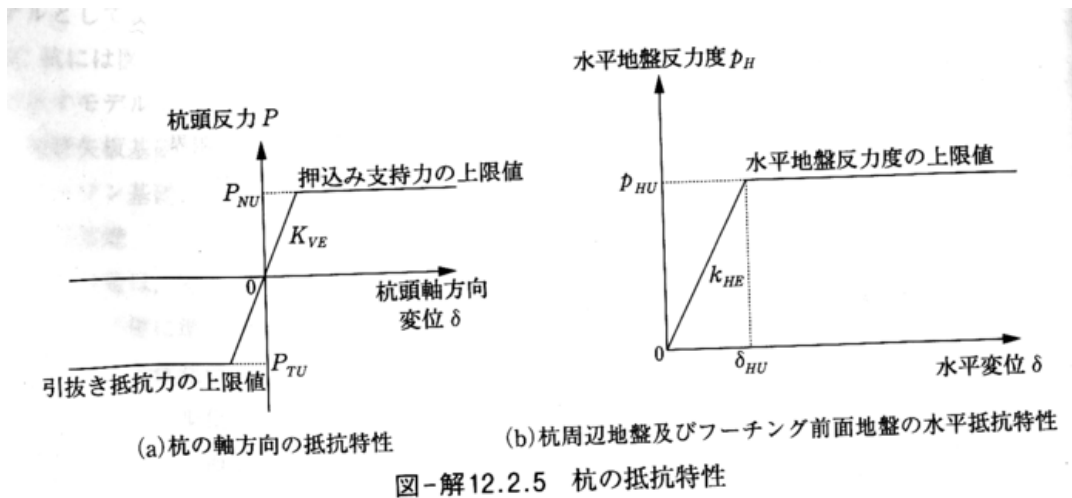
## 質問 12.2 橋脚基礎の降伏耐力はどのように求めるのですか？

### 回答 12.2

**道示 12.3** では、“基礎の降伏は、基礎部材の塑性化、地盤の塑性化又は浮き上がりにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始めるときとする” となっています。したがって、正確に降伏耐力を求めるには、基礎と地盤が連成する弾塑性非線形解析により  $P-\delta$  関係を求め、水平変位が急増するときの水平荷重を算定しなければなりません。が、**道示** では、たとえば、杭基礎に対しては、(1) 全て杭において杭体が降伏する、(2) 一列の杭の杭頭反力が押し込み支持力の上限値に達する、のいずれかに先に達した時としてよいとされています。

**道示 12.2** では、**図一解 12.2.5** に示すような杭の抵抗特性を規定しております。この規定にしたがえば、杭基礎の降伏耐力は、図 12.2-1 に示すように、全ての杭体において最大曲げモーメントが終局曲げモーメントに達する時か、あるいは最外縁の杭の押し込み支持力の限界か引き抜き支持力の限界に達する時のどちらか早期に起こる方に支配されます。また、杭の上部の地盤が軟弱であれば、水平地盤反力は、図 12.2-1 に示すように、杭頭からある領域 ( $h$ ) では生じず、それから下方の塑性区間長 ( $L_p$ ) では一定 ( $p_{HU}$ ) でそれより深い領域では弾性床の上のほりとしての分布を示します。また、杭体の最大曲げモーメントは杭頭かまたは地盤の弾性域内のどちらかで発生し、その時の全て杭の水平力の総和

が降伏水平耐力 ( $P_{fy}$ ) に対応します。



一方、基礎の降伏曲げ耐力 ( $M_{fy}$ ) は、最大外縁の杭が押し込み支持力の上限值 ( $P_{NU}$ ) に達するとき

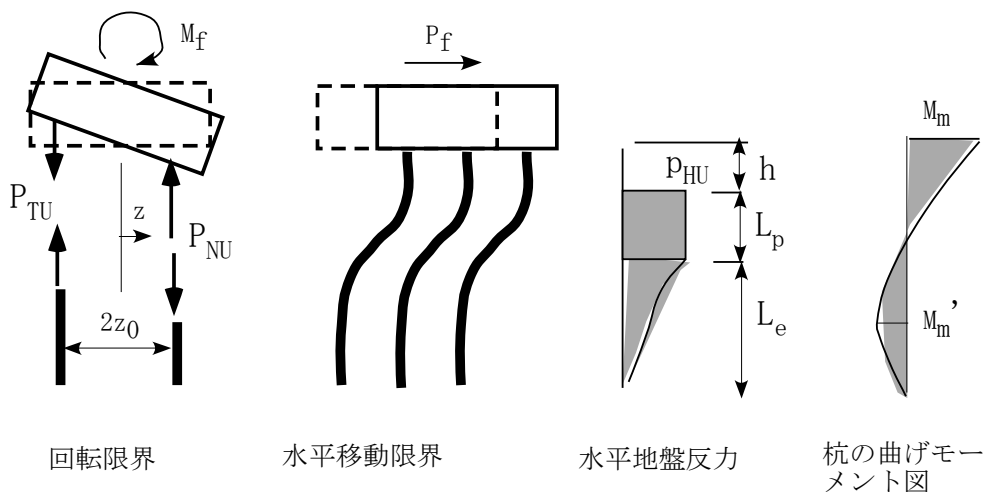


図 12.2-1 杭基礎の塑性化と水平地盤反力および曲げモーメント図

のモーメント ( $M_{fNU}$ ) か、または、引き抜き支持力の限界値 ( $P_{TU}$ ) に達するときのモーメント ( $M_{fTU}$ ) の小さい方で決まります。すなわち、

$$M_{fNU} = (P_{NU} - N_w) \sum_{i=1}^n \frac{z_i^2}{z_0} - nM_{m0}, \quad (12.2-1)$$

$$M_{fTU} = (P_{TU} + N_w) \sum_{i=1}^n \frac{z_i^2}{z_0} - nM_{m0} \quad (12.2-2)$$

ここに、 $n$  : 杭の本数、 $N_w$  : 上部工および下部工の自重による各杭が受け持つ圧縮軸力、 $z_i$ 、 $z_0$  : フーチング幅の中央線より、それぞれ各杭の断面中心ならびに最外縁の杭断面中心までの距離 (図 12.2-1 参照)、 $M_{m0}$  : 杭の水平変位 ( $\delta_p$ ) に伴う杭頭の抵抗モーメントであり、フーチングの回転変位 ( $\theta_p$ ) の影響を受けます。したがって、基礎の降伏水平耐力 ( $P_{fy}$ ) と降伏曲げ耐力 ( $M_{fy}$ ) は連成しており、基礎の水平変位 ( $\delta_p$ ) と回転変位 ( $\theta_p$ ) を同時に考慮した解析が必要であると言えます。

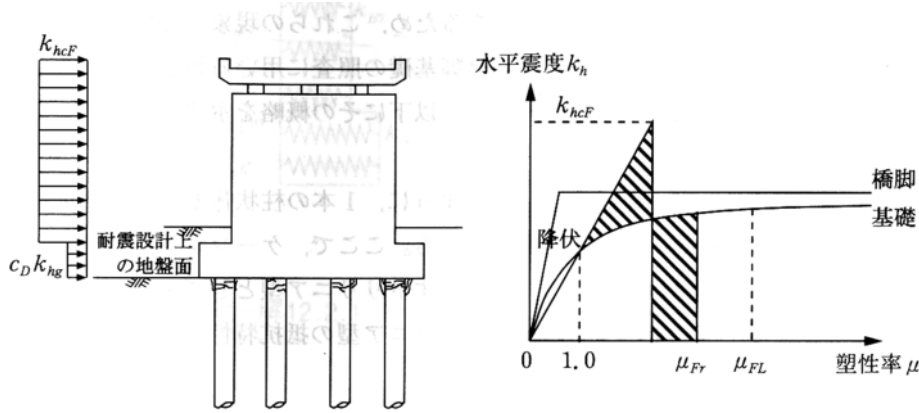
質問 12.3 橋脚基礎に主たる塑性化を認めるのはどのような場合ですか？

回答 12.3

巨大地震後の橋脚基礎の修復は橋脚上部に比べてはるかに困難であるので、基礎に塑性化が起こることはできるだけ避けるべきですが、道示の図一解 12.2.1 (b) に示すような、壁式橋脚が橋軸直角方向の地震動を受ける場合のように、橋脚に主たる塑性化を起こすことが困難であり、レベル 2 地震時にエネルギー吸収を期待する場合には、基礎に主たる塑性化を許容することが必要になります。

道示 12.2 では、ケーソン基礎や杭基礎の耐震性能 2 または 3 の照査において、塑性化を許す場合の取り扱いが示されており、基礎の保有水平耐力は橋脚の保有水平耐力より小さくなっていることが条件になっています。

たとえば、レベル 2 地震動での複数の杭からなる基礎では、図一解 12.2.2 に示すように、すべて杭に塑性変形を発生させ、水平方向の塑性変位によってエネルギー吸収を期待するか、または最外縁の杭の軸方向の塑性変位による回転によってエネルギー吸収を期待することができるとしています。



慣性力の作用方法 水平震度－塑性率関係  
(b) 基礎－地盤系に主たる塑性化が生じる場合

図一解 12.1.2 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の耐震設計

質問 12.4 基礎の塑性化を考慮する場合の塑性率の求め方について教えて欲しい。

回答 12.4

図一解 12.1.2 の杭基礎を例として説明します。図 12.4-1 に示すように、上部工の重量を  $W_u$ 、下部工の重量を  $W_p$  とし、各部位が受ける地震時の水平慣性力を  $P_u = k_h W_u$  および  $P_p = k_h W_p$ 、 $k_h$  : 水平震度、ならびに地盤内のフーチング部が受ける水平慣性力を  $P_g = c_D k_{hg}$ 、 $c_D$ 、 $k_{hg}$  は道示参照、とすれば、フーチング下面での水平力 ( $P_f$ ) およびモーメント ( $M_f$ ) は

$$P_f = P_u + P_p + P_g, \tag{12.4-1}$$

$$M_f = P_u h_u + P_p h_p + P_g h_g \tag{12.4-2}$$

ここに、 $h_u$ 、 $h_p$ 、 $h_g$  は、フーチング下面から、それぞれ上部工、下部工およびフーチングの重心までの距離であります。

$P_f$  および  $M_f$  によるフーチングの水平変位 ( $\delta_f$ ) および回転変位 ( $\theta_f$ ) は、降伏前の弾性状態では、前述の式(12.1-5)により求められます。

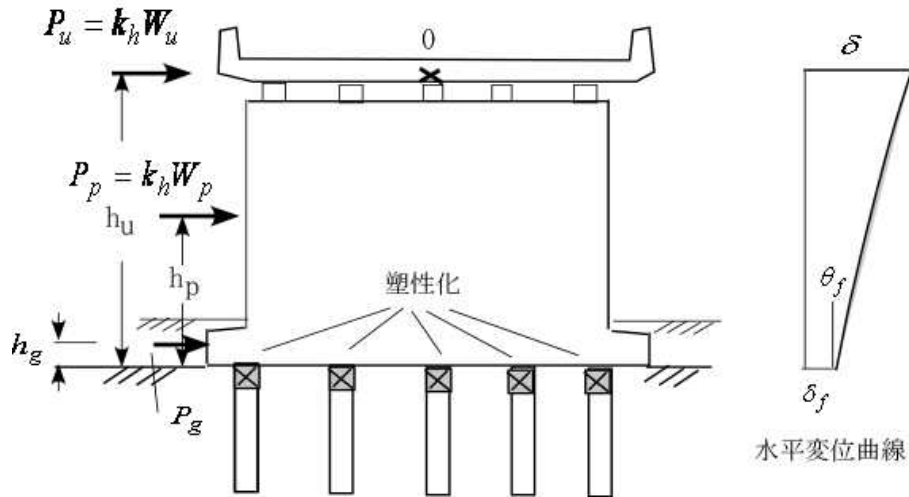


図 12.4-1 設計水平荷重と水平変位

つぎに、前述の**回答 12.2** で説明した(1)全ての杭が降伏するか、もしくは、(2)一列の杭頭反力が押し込み支持力の上限値に達したときのフーチングの水平変位を $\delta_{fy}$ および回転変位を $\theta_{fy}$ とすれば、上部工の重心0での降伏時の水平変位 $\delta_y$ は以下のように表せます。

$$\delta_y = \delta_0 + \delta_{fp} + h_u \theta_{fp} \quad (12.4-3)$$

ここに、 $\delta_0$ の下部工の躯体の変形による水平変位成分であります。

ところで、剛なフーチングが多数の杭で支えられた基礎構造は高次不静定系であるので、全ての杭が降伏しても、あるいは最外縁の杭が押し込み支持力に達しても崩壊メカニズムは形成されてはいないので、降伏後も水平耐力はある程度は上昇するので、水平荷重－変位曲線は、**図一解 12.4.1**に示すように、降伏後に二次剛性を有するバイリニア曲線でモデル化できます。

先の述べたように、橋脚基礎の降伏後の上部工の重心における水平変位の塑性成分( $\delta_{fp}$ )は、ケース(1)：全ての杭が塑性化し、水平塑性変位( $\delta_{fp}$ )に支配されるか、またはケース(2)：最外縁の杭の押し込み支持力の限界に達し、塑性回転角( $\theta_{fp}$ )に支配されるかのいずれかになるので、

$$\text{ケース(1)では、} \delta_p = \delta_{fp}, \text{ ケース(2)では、} \delta_p = h_u \theta_{fp} \quad (12.4-4)$$

したがって、基礎の塑性率( $\mu_F$ )は、式(12.4-3)より、以下のように表せます。

$$\text{ケース(1)：} \mu_F = \frac{\delta_y + \delta_{fp}}{\delta_y} = 1 + \frac{\delta_{fp}}{\delta_y}, \text{ ケース(2)：} \mu_F = 1 + \frac{h_u \theta_{fp}}{\delta_y} \quad (12.4-5)$$

**道示の図一解 12.4.1**では、縦軸は水平震度( $k_h$ )を表し、横軸は上部工の重心での水平変位( $\delta$ )を表しており、水平荷重( $P_f$ )を水平震度( $k_h$ )に置き換え荷重－変位関係を表示したものと推測されます。

また、**図一解 12.4.1**には、基礎が塑性化せず、線形弾性体のままである場合の水平震度( $k_h$ )と水平変位( $\delta$ )が直線関係にある場合との比較が示されており、**6章**で述べた“ひずみエネルギー一定側”を適用すれば、線形弾性曲線とバイリニア型の弾塑性曲線では、図中のハンチを施した部分の面積が同じになり、**道示 12.4**には、橋脚基礎の応答塑性率( $\mu_{Fr}$ )が以下のように与えられています。

$$\mu_{Fr} = \frac{1}{r} \left\{ (1-r) + \sqrt{1-r+r(k_{hcF}/h_{hyF})^2} \right\} \quad (12.4-6)$$

ここに、 $r$ は弾性剛性( $K_1$ )に対する二次剛性の比率、 $k_{hyF}$ は橋脚基礎の降伏に達するときの水平

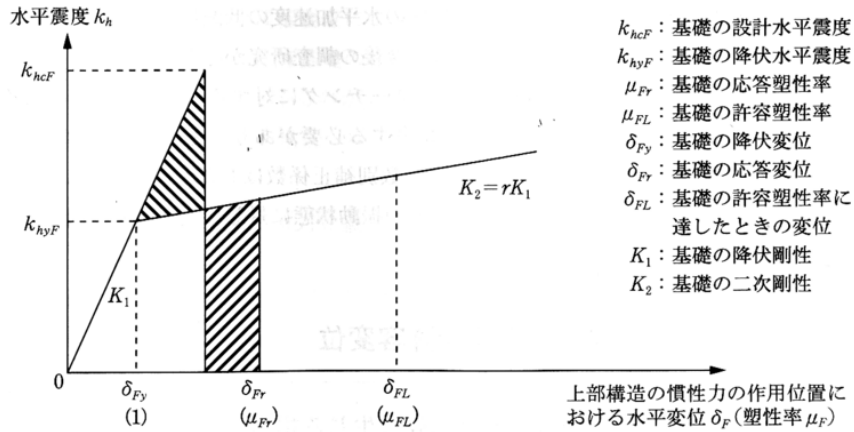


図-解12.4.1 エネルギー一定則によるケーソン基礎、杭基礎、鋼管矢板基礎及び地中連続壁基礎の応答塑性率の算出方法

剛性、 $k_{hcF}$  は地震時保有水平耐力法による照査に用いる設計水平震度（弾性応答水平荷重に相当）であります。

なお、道示では、正負交番繰返し実験の結果により、杭基礎の場合は、 $r$  は小さいので、 $r \approx 0$  として、 $\mu_{Fr}$  の許容値は 4 程度にするのがよいとされています。

以上