

質問 6.6 耐震性能 2 または 3 の照査では、設計水平震度は標準加速度応答スペクトル ( $S_{I0}$ ,  $S_{II0}$ ) に地域別補正係数と構造物特性補正係数 ( $c_s$ ) を掛けたものとして与えられており、 $c_s$  は次式で与えられています。

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \quad (6.6-1)$$

ここに、 $\mu_a$  : 完全弾塑性型の抵抗特性を有する構造系の許容塑性率で、鉄筋コンクリート橋脚に対して適用する、とありますが、許容塑性率の定義と構造物補正係数 ( $c_s$ ) の意義について教えて欲しい。

回答 6.6

鉄筋コンクリート橋脚の正負交番载荷での水平荷重 ( $P$ ) と水平変位 ( $\delta$ ) の関係は、橋脚のせん断耐力が十分に大きく、曲げ破壊に支配される場合は、図 6.6-1 の青色の曲線のようになります。すでに述べたように、レベル 2 地震時には、引張鉄筋の初降伏を越えて弾塑性域に入っても、正負交番繰返荷重においても十分な保有耐力が確保でき、かつ塑性変位 ( $\delta_p$ ) が地震後の修復が容易な範囲に留まることを耐震性能 2 では要求しています。したがって、耐震性能 2 の照査では、図 6.5-1 での終局変位 ( $\delta_{ls2}$ ) は、正負交番繰返载荷において、安定した保有水平耐力とエネルギー吸収が期待できる限界変位であり、このときの荷重を保有水平耐力:  $P_u = P_y$ , ここに  $P_y$  は完全弾塑性モデルでの降伏荷重、としています。

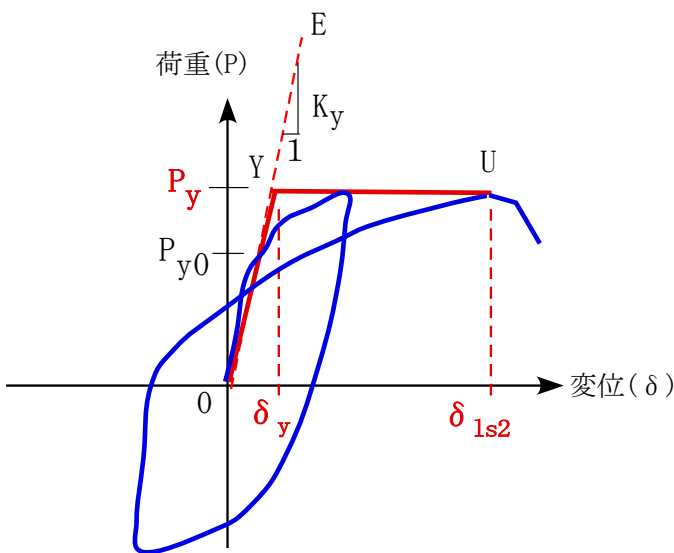


図 6.6-1 荷重－変位曲線と完全弾塑性モデル

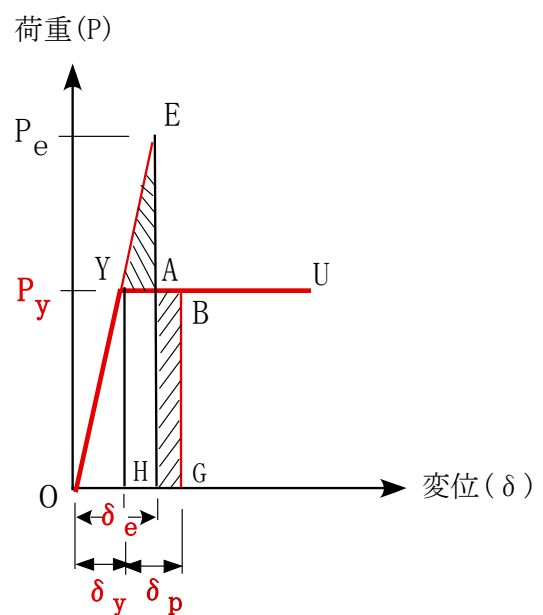


図 6.6-2 ひずみエネルギー一定則

ところで、すでに回答 4.3 で述べたように、1 自由度系の運動方程式を適用した場合の弾性バネ係数 ( $k$ ) は一定としており、鉄筋コンクリート橋脚に対する耐震性能 2 または 3 の照査では、固有周期 ( $T$ ) を求める際の  $k$  は、降伏剛性 ( $K_y = P_{y0} / \delta_{y0}$ , ここに  $P_{y0}$ ,  $\delta_{y0}$  はそれぞれ引張鉄筋の初降伏時の荷重および変位) を用いています。すなわち、図 6.6-1 の直線  $0-Y-E$  の勾配が  $K_y$  であり、 $K_y$  を用いた固有周期 ( $T$ ) により、レベル 2 地震動に対する標準加速度応答スペクトル ( $S_{I0}$ ,  $S_{II0}$ ) を適用し、さらに、設計水平震度の標準値 ( $k_{hc0} = S_{I0} / g$  または  $= S_{II0} / g$ ,  $g = 9.8m/s^2$ ) を定めています。

つぎに、設計水平震度の標準値 ( $k_{hc0}$ ) は、図 6.6-1 の荷重 ( $P$ ) - 変位 ( $\delta$ ) 関係において、弾性曲線 ( $0-Y-E$ ) に基づいたときの最大応答荷重 ( $P_e$ ) に対応しており、完全弾塑性曲線 ( $0-Y-U$ )

での最大応答荷重 ( $P_y$ ) の  $P_e$  に対する比率, すなわち  $c_s = P_y / P_e$ , が構造物補正係数 ( $c_s$ ) であります。

構造物補正係数 ( $c_s$ ) の算定においては, 図 6.6-2 に示すように, 降伏剛性 ( $K_y$ ) を有する線形弾性モデルでの地震時の水平慣性力の最大応答値を  $P_e$  とし, 完全弾塑性モデルでの降伏荷重を  $P_y$  とし, 地震時に導入される運動量の最大値は, 両者において同じであると仮定すれば, 応答ひずみエネルギーの最大値が同値になり, 図 6.6-2 において, 三角形:  $Y-E-A$  の面積と四角形:  $H-A-B-G$  の面積が同じになり, 以下の式を得ます。

$$\frac{1}{2}(P_e - P_y)(\delta_e - \delta_y) = P_y(\delta_y + \delta_p - \delta_e) \quad (6.6-2)$$

$$\mu = \frac{\delta_y + \delta_p}{\delta_y} = 1 + \frac{\delta_p}{\delta_y} \quad (6.6-3)$$

ここに,  $\delta_y$ ,  $\delta_p$  は完全弾塑性モデルでの降伏変位と塑性変位で,  $\mu$  は塑性率と呼ばれ, 弾性変位に対する塑性変位の比に 1, 0 を加えたものです。図 6.6-2 に示したように, 弾性変位と塑性変位の和:  $\delta_e + \delta_p$  は, 安定したエネルギー吸収が期待できる限界 (耐震性能 2 では  $\delta_{ls2}$ ) を越えてはならないので,  $\mu_a = \delta_{ls2} / \delta_y$  を許容塑性率と呼んでいます。

一方, 構造物補正係数 ( $c_s$ ) は

$$c_s = \frac{P_y}{P_e} = \frac{\delta_y}{\delta_e} = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \quad (6.6-4)$$

となり,  $\mu \leq \mu_a$  となるように塑性変位量を制限しています。

なお, 式(6.6-3)および(6.6-4)は,  $P-\delta$  曲線が線形弾性型でも完全弾塑性型であっても地震時に橋脚に導入される最大運動エネルギーが同じであるとの仮定の下で, ひずみエネルギー一定則 (道示では, エネルギー一定則と呼んでいます) により誘導されたものであります。当然のことながら,  $P-\delta$  曲線が変われば, 地震時の橋脚の最大応答速度も変わりますので, これらの式は一つの近似式に過ぎないことに留意する必要があります。

質問 6.7 道示 6.4.6 鉄筋コンクリート橋脚の照査の条文では, 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚及び一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震性能 2 の照査は次式によるとあります。

$$k_{hc}W \leq P_a, \quad \delta_R \leq \delta_{Ra} \quad (6.7-1)$$

ここに,  $P_a$ : 橋脚の保有水平耐力,  $\delta_{Ra}$ : 残留変位の許容値,  $k_{hc}$ : 回答 6.1 での式(6.1-2)の設計水平震度,  $W$ : 地震時保有水平耐力照査に用いる上部工の重量 (下部工の等価重量を含む) で, 次式による。

$$W = W_u + c_p W_p \quad (6.7-2)$$

ここに,  $W_u$ : 上部工の重量,  $W_p$ : 下部工の重量,  $c_p$ : 等価重量算出係数で, 曲げ破壊型又は曲げ損傷からせん断破壊移行型の場合は,  $c_p = 0.5$ , せん断破壊型の場合は,

$c_p = 1.0$  となっている。また,  $\delta_R$ : 残留変位で, 次式によるとあり,

$$\delta_R = c_R(\mu_r - 1)(1 - r)\delta_y \quad (6.7-3)$$

ここに,  $c_R$ : 残留変位補正係数,  $r$ : 橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性で, 鉄筋コンクリート橋脚に対しては,  $r = 0$  とし,  $\mu_r$ : 橋脚の最大応答塑性率で次式によっている。

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{c_{2z} k_{hc0} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \quad (6.7-4)$$

ここに、 $c_{2z}$  : 地域補正係数で、タイプ I の地震動では  $c_{2z} = c_{Iz}$ 、タイプ II の地震動では  $c_{2z} = c_{IIz}$  とする。

ところで、式(6.7-2)から(6.7-4)について解説して欲しい。

### 回答 6.7

道示、条文の解説にありますように、式(6.7-1)は、レベル 2 地震に対する鉄筋コンクリート橋脚の保有耐力および残留変位の照査式であります。静的照査では、1 自由度系の振動モデルで求められた標準加速度応答スペクトル ( $S_{I0}$ ,  $S_{II0}$ ) に基づく設計水平震度 ( $k_{hc}$ ) による静的水平荷重 ( $P_h$ ) が上部工の重心 0 に作用したときの橋脚柱の曲げモーメント ( $M_s$ ) とせん断力 ( $S_s$ ) が作用し、 $M_s$  および  $S_s$  はともに柱下端で最大 ( $M_{sm}$ ,  $S_{sm}$ ) になり、重心 0 から橋脚下端までの距離を  $h$  とし、下部工の重心から橋脚下端までの距離を  $h_p$  とすると、次式で与えられます。

$$M_{sm} = W_u h + W_p h_p, \quad S_{sm} = W_u + W_p \quad (6.7-5)$$

ここに、 $W_u$  は設計振動単位での上部工の重量、 $W_p$  は下部工の重量 (フーチング部を除く) であり、 $M_{sm}$ ,  $S_{sm}$  は上部工の水平慣性力を支持する下部工全体に亘っての総和を意味しています。

ところで、道示では、 $h_p \approx 0.5h$  として、等価重量算出係数 ( $c_p$ ) が与えられており、曲げ破壊に支配される場合は、 $c_p = 0.5$ 、せん断破壊に支配される場合は、 $c_p = 1$  としています。

つぎに、式(6.7-4)の  $c_{2z} k_{hc} W$  は構造物特性補正係数を  $c_s = 1$  としたときの最大弾性応答荷重 ( $P_{he}$ ) であるので、 $c_s = P_a / P_{he} = 1 / \sqrt{2\mu_r - 1}$  と置けば、

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{P_{he}}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \quad (6.7-6)$$

となります。

さらに、式(6.7-3)の残留変位補正係数 ( $c_R$ ) は、残留変位応答スペクトルに基づいて決定されたと、道示解説にあります。残留変位応答スペクトルとはどのようなものなのか、具体的な記述はありませんので正確な解説はできませんが、残留変位応答スペクトルは  $P-\delta$  関係での非線形履歴曲線を有する 1 自由度系の非線形振動問題をレベル 2 の設計地震記録を用いて応答解析し、最大残留変位と塑性率 ( $\mu_r$ ) の関係を表したグラフを意味しているものと推測されます。道示解説には、鉄筋コンクリート橋脚では、二次剛性比 ( $r$ ) はゼロとした完全弾塑性型の  $P-\delta$  曲線を用い、除荷時の剛性が初期剛性 ( $K_y$ ) より

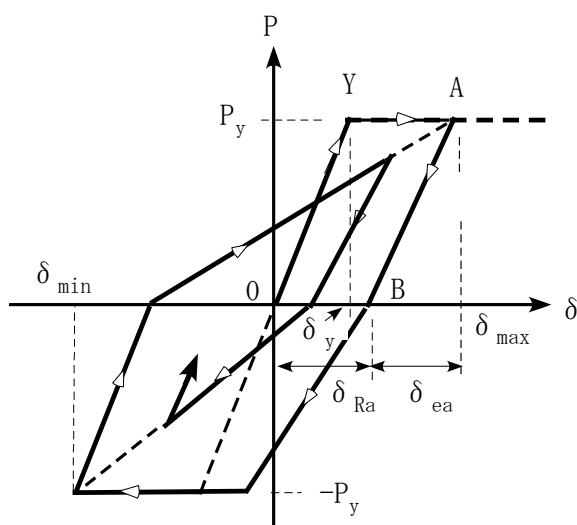


図 6.7-1 剛性低下モデル (RC 高架橋)

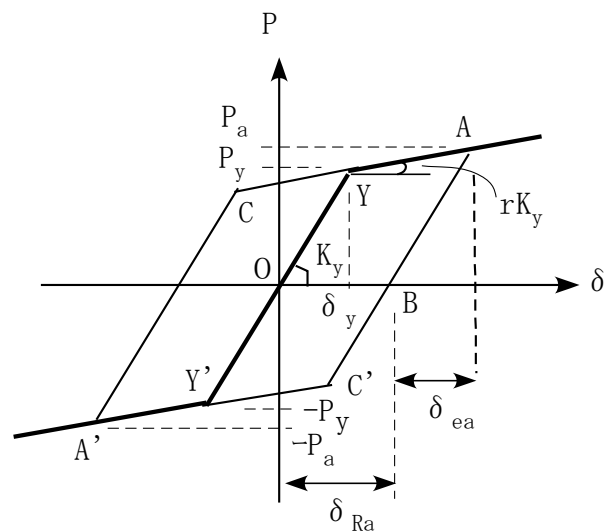


図 6.7-2 移動硬化モデル (鋼製橋脚)

低下するモデル（一般に剛性低下モデルと呼ばれ、図 6.7-1 に示すような応答塑性変位の大きさに応じて除荷時の剛性が変化する履歴曲線）を用いたとの記述があります。

一方、鋼製橋脚での水平荷重( $P$ )と変位( $\delta$ )の履歴曲線は、完全弾塑性モデルより、図 6.7-2 に示すようなバイリニア型の移動硬化モデルの方が広い適用性を持つとの判断より、移動硬化モデルにおいて、弾性域の剛性は降伏前では $K_y$ （降伏剛性）とし、降伏後は、 $rK_y$ 、 $r$ ：二次剛性率、また、除荷時の剛性は $K_y$ として、残留変位応答スペクトルより、式(6.7-3)が導きだされたもの推測されます。

具体的に説明しますと、図 6.7-1 や図 6.7-2 において、弾塑性域での  $A$  点から除荷すると、径路  $A-B$  を辿り、回復する変位 ( $\delta_{ea}$ ) と残留する変位 ( $\delta_{Ra}$ ) があり、前者は弾性変位、後者は塑性変位に対応します。レベル 2 地震時の発生する残留変位  $\delta_{Ra}$  を求めるには、弾塑性履歴による非線形な復元力特性 ( $P(t)$ ) を有する運動方程式、すなわち

$$\frac{W}{g}\ddot{\delta} + c\dot{\delta} + P(t) = -\frac{W}{g}\ddot{z} \quad (6.7-7)$$

を解かねばなりません。上式は非線形の運動方程式であるので、後述の動的解析法の項で述べる時刻歴応答解析法が適用でき、レベル 2 地震動での入力地盤加速度 ( $\ddot{z}$ ) において、初期降伏変位 ( $\delta_y$ ) に対する弾塑性最大応答変位 ( $\delta_y + \delta_p$ ) の比 ( $\mu_R = 1 + \delta_p / \delta_y$ ) を成分として応答残留変位 ( $\delta_R$ ) の最大値を表すスペクトル（残留応答変位スペクトル）が求められ、統計的処理により、式(6.7-3)での残留変位補正係数( $c_R$ )が定められたものと思われまます。

すなわち、鉄筋コンクリート橋脚に対しては $r = 0$ とし、完全弾塑性モデルでのひずみエネルギー一定則により求められた静的塑性変位： $\delta_p = (\mu_r - 1)\delta_y$ 、と残留変位応答スペクトルを比較すると、平均的に見て、 $\delta_R \approx 0.6\delta_p$ 、しがって、残留変位の補正係数は $c_R = 0.6$ に対応していることが、道示条文の解説で述べられています。

また、鋼製橋脚では、 $0 < r < 1$ としているので、残留変位の補正係数は、 $c_R = 0.6(1-r)$ のように低減しています。このように、静的残留変位より動的残留変位が小さくなる理由は、塑性変形により固有周期が伸びること、繰返し塑性履歴によるエネルギー吸収によって振動の減衰力が大きくなることによるものと推察できます。

なお、式(6.7-1)での残留変位の許容値 ( $\delta_{Ra}$ ) は、兵庫県南部地震において、地震後の修復が容易な橋脚の残留傾斜角の限界値が $1/100$  (rad)程度であったことから、橋脚高さの  $1/100$  と定められています。

質問 6.8 橋脚基礎の照査の項では、レベル 2 地震動に対して基礎の塑性化は認めず、保有耐力の照査式によることを原則とするとしていますが、壁式橋脚のように橋脚の橋軸直角方向の耐力が非常に大きくなる場合には、基礎の一部に主たる塑性化を認め、エネルギー吸収を期待していますが、この場合の留意点を教えて欲しい。

#### 回答 6.8

基礎に残留回転角 ( $\theta_{fR}$ ) が発生すると、橋脚が塑性化しなくても、橋脚上端の残留水平変位 ( $\delta_{hR}$ ) は、 $\delta_{hR} = h \cdot \theta_{fR}$ 、ここに  $h$ ：橋脚高さ、となりますので、地震後の基礎の修復は容易ではないので、基礎の主たる塑性化はできるだけ避けなければなりません。しかしながら、前述の式 (6.7-1) での保有水平耐力 ( $P_a$ ) が

$$P_a \geq 1.5k_{hc}W \quad (6.8-1)$$

になるような橋脚断面が大きく場合は、レベル 2 の地震動に対しては、経済的な基礎の設計のためには、基礎の一部の塑性化を認めて、ひずみエネルギー一定側による水平地震荷重の低減効果を期待しています。この場合の許容塑性率の採り方については、道示 12 章に規定されています。ここでは、基礎の水

平荷重( $P_{fh}$ )－水平変位( $\delta_{fh}$ )の関係は、図 6.7-2 のバイリニア型の曲線でモデル化して、ひずみエネルギー一定則を適用しています。

以上