

建設省土木研究所 正員 川島一彦

〃 〃 小山達彦

1. はじめに

現行の道路橋の耐震設計では、0.2～0.3程度の水平震度に対して橋脚基部の引張側鉄筋の応力度が降伏点以下のある許容値以内に収まるように橋脚の断面を定めている。しかしながら、大規模な地震が当該橋梁の近くで発生した場合には、橋に作用する地震力は0.2～0.3程度の水平震度で与えられる力よりむしろに大きな値となると考えられる。このような場合に対する道路橋の耐震性照査法を、RC橋脚が基部で曲げ破壊する場合について検討した結果について報告する。

2. 計算法

既往のRC橋脚に対するくり返し載荷実験結果によれば、RC橋脚が基部で曲げ破壊する場合には、橋脚天端に生じる変位～荷重の関係は一般に図1のようになる。実用に供せられている道路橋では、地震前にすでに各種の理由により曲げひび割れが生じている場合が多いことを考慮し、ここでは図1の変位～荷重の関係を図2のようにモデル化することとする。図2の変位～荷重履歴を有する1自由度系の応答に、等価エネルギー法を適用すると非線形応答変位 δ_{EL} は次式で与えられる(図3参照)。

$$\delta_{EL} = \begin{cases} \delta_E & \delta_E \leq \delta_y \text{ の場合} \\ \frac{1}{k_2} \cdot [-\delta_y(1-k_2) + \sqrt{\delta_y^2(1-k_2)^2 + k_2 \delta_E^2}] & \delta_E > \delta_y \text{ の場合} \end{cases} \quad (1)$$

ここで、 δ_E は与えられた外力(設計震度 k_2)に対する1自由度系にモデル化した橋脚の弾性応答変位(天端)であり、 k_2 は無次元化したばね係数 K_3/K_y (図2参照)である。ここでは、等価エネルギー法の適用性を考慮し式(1)で与えられる δ_{EL} に α を乗じた値を基本として、次式により水平震度 k_2 に対する耐震性を照査することとする。

$$\alpha \delta_{EL} < 1/n \cdot \delta_o \quad (2)$$

ここで、 δ_o は図1に示した終局変位であり、 n は終局変位に対して見込む安全率である。

水平震度 k_2 は、橋脚(上部工含む)の固有周期 T^* 、減衰定数 η^* に相当する加速度応答スペクトル $SA(T^*, \eta^*)$ より次式で求めることとする。

$$k_2 = \alpha_2 \times \alpha_3 \times SA(T^*, \eta^*) / G \quad (3)$$

ここで、 α_2, α_3 は、それぞれ、橋脚天端位置における振動モード $\times$ 刺激係数に相当する補正係数、振動モードを考慮して橋脚に作用する慣性力を一様な慣性力に換算する補正係数であり、一般には、 $\alpha_2 \times \alpha_3 \simeq 1$ である。また、加速度応答スペクトル $SA(T, \eta)$ は、想定する地震の規模(マグニチュード M)、震央距離 Δ [km]、および、地盤種別 GC を与えることにより、次式により概算することができる。

$$SA(T, \eta) = \left[\frac{1.5}{40\eta + 1} + 0.5 \right] \times [a(T, GC) \times 10^{b(T, GC)M} \times (\Delta + 30)^{-1.178}] \quad (4)$$

ここで、係数 $a(T, GC)$ 、 $b(T, GC)$ は、固有周期 T 、地盤種別 GC ごとに与えられる係数である。

また、式(3)において、一般の道路橋では、減衰定数 η^* は固有周期 T^* より次式により概算することができる。

$$\eta^* = 0.04 / T^* \quad (5)$$

3. 試算例

図4に示す橋脚に、マグニチュード $M=8$ 、震央距離 $\Delta=50$ kmに相当する地震力が作用した場合の計算例を示す。上部工は鋼鉄桁($l=30$ m)とし、簡単のため、ここでは、基礎工の影響は考慮しないものとする。図5

は対象橋脚の変位～荷重の関係を道路橋示方書耐震設計編の付属資料の方法により求めたものである。橋脚の固有周期 T^* (剛性 K_y を基本とする)を次式により概算すると0.35秒となる。

$$T^* = 2\pi \sqrt{W/GK_y}, \quad \text{ここで, } W = W_p + 0.3W_s \quad (6)$$

いま、地盤種別を3種とし、式(4)(5)より $M=8$ 、 $\Delta=50\text{km}$ に対する加速度応答スペクトル $SA(T^*=0.35\text{秒}, k^*=0.11)$ を求めると(図6)、650gal程度となり、式(3)より $k_2 \approx 0.65$ となる。これより、 k_2W の地震力を作用させた場合の橋脚天端の弾性応答変位 δ_E は次のようになる。

$$\delta_E = k_2 W / K_y = 4.8\text{cm} \quad (7)$$

式(7)を式(1)に代入すると、 $\delta_{EL} = 6.9\text{cm}$ となる。式(2)における係数 α_1 および安全率 n の値については、今後の試算検討が必要とされるが、いま仮に

$\alpha_1 = 1$ 、 $n = 1.5$ 程度とすると、当該橋脚は式(2)を満足し、 $k_2 = 0.65$ の水平震度に対して、曲げ破壊をしないと言えることができる。

4. あとがき

等価エネルギー法を

基本として、RC橋脚が基部で曲げ破壊する場合の大地震に対する耐震設計法を提案した。ただし、数値の根拠については、今後、実験、試算等により検討していくことが必要とされる。

参考文献

- 1) 川島：設計地震力と耐震設計，土木技術資料，Vol 25-11，1983
- 2) 川島，相沢：強震記録の重回帰分析に基づく加速度応答……，土木学会論文集，Vol 350，1984
- 3) 川島，相沢：減衰定数に対する……，土木学会報告集，Vol 344，1984

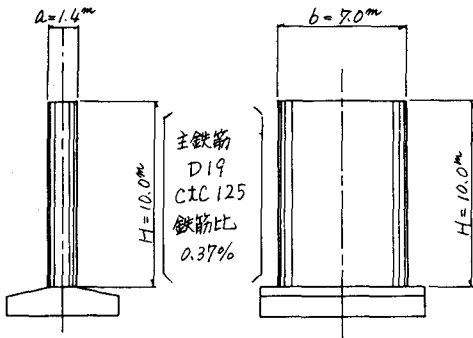


図4 解析対象としたRC橋脚

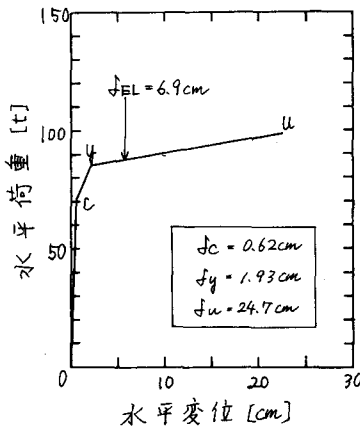


図5 対象橋脚の橋脚天端変位～荷重の関係(鋼鉄比, $\ell = 30\text{m}$)

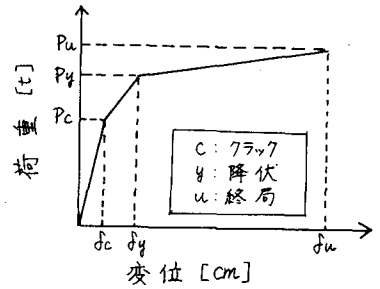


図1 橋脚基部で曲げ破壊する場合の橋脚天端変位～荷重の関係

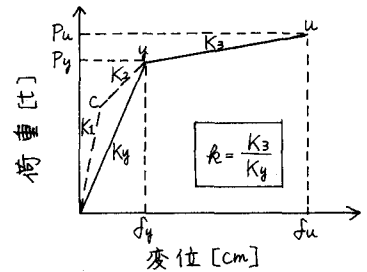


図2 曲げび裂を無視した橋脚天端変位～荷重関係のモデル化

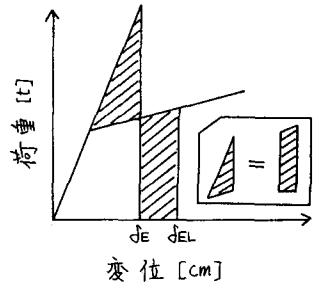


図3 等価エネルギー法による弾性変位 $\delta_E \rightarrow$ 非線形変位 δ_{EL} への変換

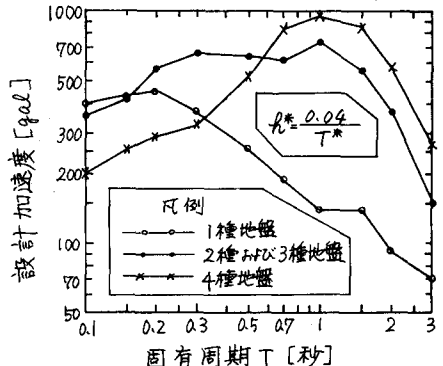


図6 加速度応答スペクトル $SA(T^*, k^*) (M=8, \Delta=50\text{km})$