

建設省土木研究所 正員 萩原良二
建設省土木研究所 小山達彦

1. ま え が き

道路橋示方書(耐震設計編(昭和55年5月))において、鉄筋コンクリート橋脚が地震時にぜい性的な破壊を起こさないように、必要に応じて変形性能を照査することが規定されている。その場合の照査方法として、橋脚天端に質点を持つ2自由度系モデルを仮定し、じん性に関する安全性を検討する方法が、同編の参考資料の中に示されている。ここではこの方法に準じて、本州四国連絡橋(品川-坂出)レートの橋のように、道路と鉄道の併用橋となることから橋脚が上段柱と下段柱に分かれているような場合を対象に、2自由度系モデルを仮定した地震時変形性能の照査方法について検討した。

2. 2自由度系モデルによる鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能の照査方法

2自由度系モデルを仮定した鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能の照査方法として、次のような手順で照査する方法を考えた。

1) 対象橋脚を2自由度系モデル化する(図-1)。

2) 橋脚を高さ方向に分割し、各断面についてコンクリートおよび鉄筋の応力ひずみ関係を図-2のように仮定して、各限界時(コンクリートひびわれ時、鉄筋降伏時、コンクリート破壊時)の曲げモーメントおよび曲率を算出し、図-3のような補正を行って曲げモーメント～曲率関係を求める。

3) 荷重～変位曲線を求める(図-4)。

$$\delta = \int_0^H \phi \cdot y d\phi = \sum_{i=1}^n \frac{\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}}{2} \cdot \Delta y_i \quad (1)$$

4) 許容塑性率 μ_{a1} 、 μ_{a2} を設定する。

$$\mu_a = \frac{\delta_a}{\delta_y} \quad (\delta_a: \text{許容変位}, \delta_y: \text{降伏変位}) \quad (2)$$

5) 許容塑性率に達した時の等価剛性 K_1 、 K_2 を算出する。

$$K = \frac{Pa}{\delta_a} \quad (3)$$

6) 等価質量 m_1 、 m_2 、等価剛性 K_1 、 K_2 を有する2自由度系の固有周期 T_1 、 T_2 を算出する。

7) 減衰定数 η_1 、 η_2 を仮定する。

$$\eta = 0.02 + 0.2 \left(1 - \frac{1}{\mu_{a1}} \right) \quad (4)$$

8) 入力地盤震度 a_1 に対応する最大応答変位 δ_{a1}^1 、 δ_{a1}^2 を、 (T_1, η_1) 、 (T_2, η_2) をパラメータにとって変位応答スペクトル曲線から求める。

9) 応答塑性率が許容塑性率 μ_{a1} 、 μ_{a2} に達する時の入力地盤震度 k_{ua1} 、 k_{ua2} を算出する。

$$k_{ua} = \frac{\delta_a}{\delta_0 \cdot \delta_{a1}} \quad (5)$$

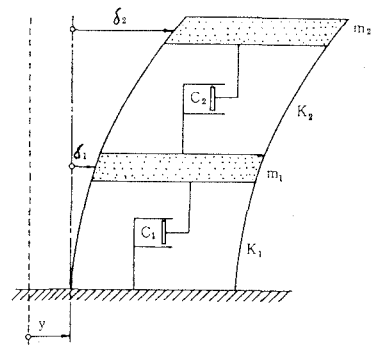


図-1 2自由度系モデル

10) $k_{ua1} \geq k_{hd}$, $k_{ua2} \geq k_{hd}$ (k_{hd} :地震時変形性能の照査に用いる設計水平震度)を満足することを照査する。

3. 地震時変形性能の照査例

本州四国連絡橋児島一坂出ルートの特許州高架橋は、道路と鉄道の併用橋となることから、図-5のように橋脚が上段柱と下段柱に分かれており、この橋脚を対象に2自由度モデルを仮定してその地震時変形性能を照査した。

許容塑性率は、上段柱において大きな変位が生じることから、上段柱についてはじん性率 $\mu=796$ の $1/3$ を許容塑性率 $\mu_{a2}=2.65$ とし、下段柱については鉄筋が降伏点に達した状態を仮定して塑性率を1と設定した。その場合の固有周期は $T_1=0.93\text{sec}$ 、 $T_2=0.44\text{sec}$ となる。減衰定数は、1次の振動は上段柱の振動が支配的であることから $\mu_a=2.65$ とし、2次の振動は下段柱の振動が支配的であることから $\mu_a=1$ として、式(4)から $\alpha_1=0.10$ 、 $\alpha_2=0.02$ と仮定した。

次に、($T_1=0.93\text{sec}$ 、 $\alpha_1=0.10$)、($T_2=0.44\text{sec}$ 、 $\alpha_2=0.02$)に対応する入力地震震度が α_1 の場合の変位を、変位応答スペクトル曲線を用いて求めると、 $\delta_{a1}=1.12\text{cm}$ 、 $\delta_{a2}=2.33\text{cm}$ となる。これに対して、上段柱下端において許容塑性率に達し、下段柱下端において鉄筋が降伏点に達する時の許容変位は $\delta_{a1}=8.04\text{cm}$ 、 $\delta_{a2}=32.96\text{cm}$ である。したがって、許容変位に達する時の入力地震震度は式(5)から、 $k_{ua1}=0.72$ 、 $k_{ua2}=1.62$ となり、 $k_{ua1} \geq k_{hd}$ 、 $k_{ua2} \geq k_{hd}$ ($k_{hd}=V_1 \cdot V_2 \cdot V_3 \cdot V_4 \cdot k_{eo} = 0.85 \times 1.1 \times 1.0 \times 1.3 \times 0.2 = 0.24$)を満足している。したがって、本橋脚は必要とされる地震時変形性能を有しているものと判断される。

4. あとがき

ここでは、2自由度系モデルを仮定して地震時変形性能を簡易に照査する方法について検討したが、非線形動的解析などの詳細な方法による結果との対応を図りたい。

参考文献

- 1)建設省土木研究所：本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告、土木研究所資料第1660号、昭和56年3月
- 2)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ耐震設計編、昭和55年5月

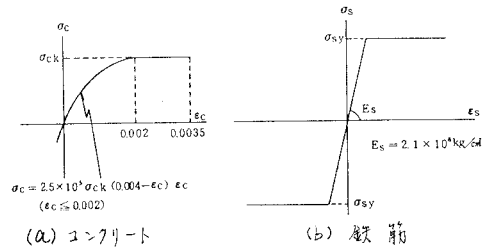


図-2 コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係の仮定

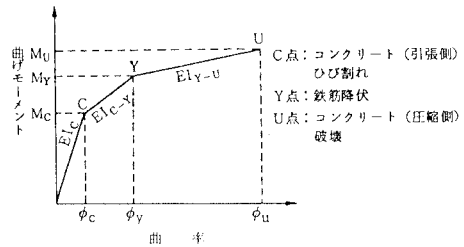


図-3 曲げモーメント-曲率関係

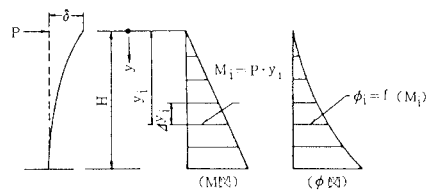


図-4 橋脚の曲げ変形による橋脚天端の水平変位 δ の求め方

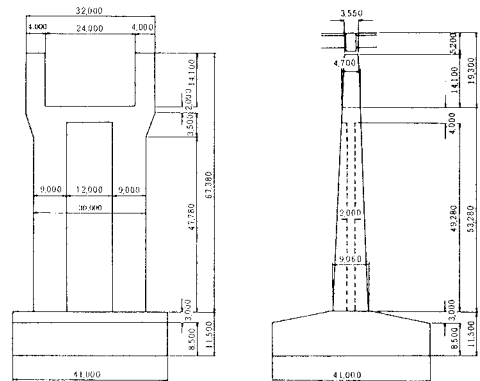


図-5 特許州高架橋橋脚一般図