

地震時水平力分散構造を有する橋梁の非線形応答と等価線形化法の適用性に関する検討

矢部正明

正会員 博士(工) 株式会社長大(〒305-0821 茨城県つくば市春日3-22-6)

上部構造重量を支承の柔らかい水平方向剛性で支持し、橋脚基部付近に損傷が生じることを耐震設計上許容した地震時水平力分散構造を有する橋梁の非線形応答は、支承の柔らかい水平方向剛性と橋脚の塑性化にともなう剛性変化の影響を受けて、水平方向剛性が硬い金属支承を有する橋梁の非線形応答よりも複雑となる。本研究は、非線形動的解析によって求めた地震時水平力分散構造を有する橋梁の非線形応答の最大値とその発生時刻に着目し、支承や橋脚に生じる変形も含めて橋梁の非線形応答は、上部構造慣性力作用位置に生じる応答変位が最大となる時刻における応答によって代表できることを示した。さらに、橋脚の非線形性を等価剛性と等価減衰定数によって表した2自由度等価線形化モデルの1次固有振動モードだけを用いた等価線形化法によって、実用上十分な精度で橋梁の非線形応答を推定できることを示した。

Key Words : Horizontal force distributed structure, Dynamic response analysis, Equivalent linearization method

1. まえがき

積層ゴム支承のようにその水平方向剛性が柔らかい支承を用いた地震時水平力分散構造を有する一般的な橋梁の設計振動単位は、図-1に示すように1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分からなる系によってモデル化することができる。図に示す地震時水平力分散構造を有する橋梁の設計振動単位に大きな地震力が作用すると、時刻 t における桁に生じる変位 $\delta_u(t)$ は、次式で与えられる。

$$\delta_u(t) = \delta_F(t) + \delta_p(t) + \delta_b(t) \quad (1)$$

ここで、 $\delta_F(t)$: フーチングの変形により上部構造慣性力作用位置に生じる水平変位、 $\delta_p(t)$: 橋脚の変形

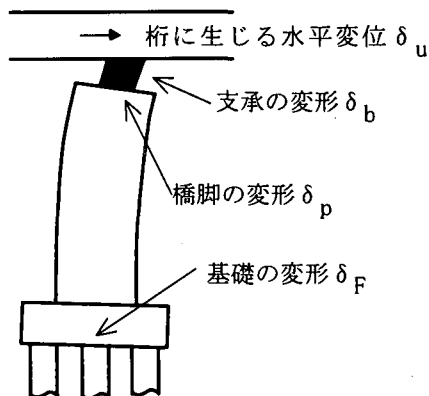


図-1 地震時水平力分散構造の上部構造慣性力作用位置に生じる水平変位

により上部構造慣性力作用位置に生じる水平変位、 $\delta_b(t)$: 支承の変形により上部構造慣性力作用位置に生じる水平変位である。一般的な橋梁では、橋脚躯体重量に比較して支持する上部構造重量が圧倒的に大きいことから、支承や橋脚および基礎に生じる変形の最大応答は、設計振動単位系としての変位を代表する桁に生じる変位 $\delta_u(t)$ が最大となる時刻 t_{max}^u に生じると考えられる。しかし、地震時水平力分散構造を有する橋梁は、支承の水平方向剛性が柔らかいために、桁に生じる変位と橋脚に生じる変位が逆位相となったり、両者の最大応答の発生時刻にずれが生じたりする。

本研究は、多自由度系としてモデル化された地震時水平力分散構造を有する橋梁の非線形応答を、1次の固有振動モードだけを用いた等価線形化法によって推定できることを解析的に検討した結果を報告するものである。

2. 解析モデル及び入力地震動

我が国では、損傷の発見や補修・補強が困難な基礎構造には、大きな損傷が生じないように耐震設計することが原則となっている。このように設計された基礎構造に支持された地震時水平力分散構造を有する橋梁では、式(1)に示す桁に生じる変位 $\delta_u(t)$ に、フーチングの変形によ

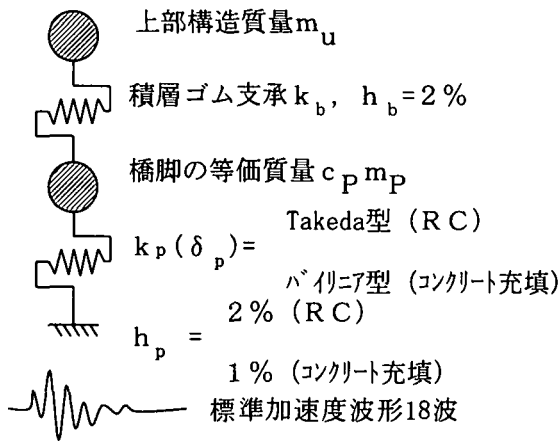


図-2 地震時水平力分散構造を有する橋梁の解析モデル

り上部構造慣性力作用位置に生じる水平変位 $\delta_F(t)$ が占める割合は、橋脚や支承の変形により上部構造慣性力作用位置に生じる水平変位 $\delta_p(t)$, $\delta_b(t)$ に比較して小さいことが知られている。ここでは、フーチングの変形により上部構造慣性力作用位置に生じる水平変位 $\delta_F(t)$ が橋脚や支承の変形に与える影響を無視して、地震時水平力分散構造を有する橋梁の設計振動単位を図-2 に示す 2 自由度系でモデル化し

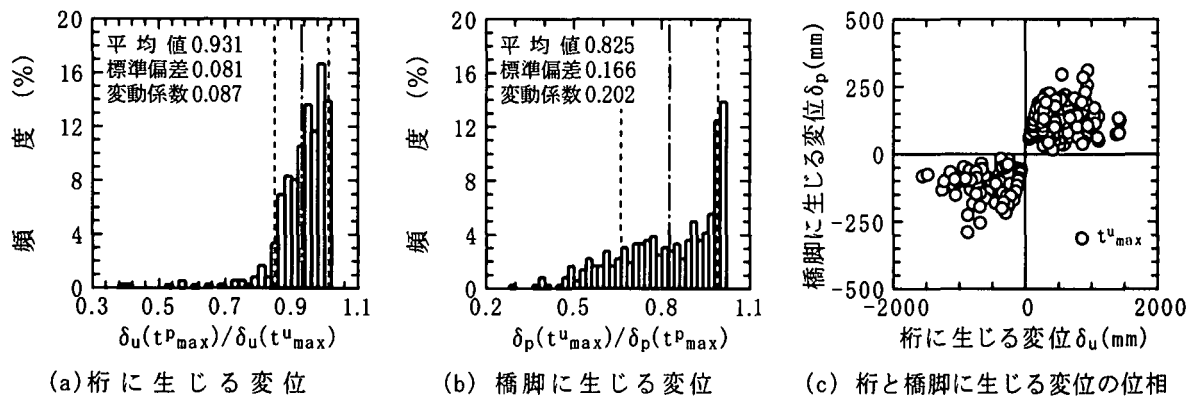
た。橋脚は、RC 橋脚とコンクリート充填鋼製橋脚の 2 種類を対象とし、RC 橋脚の履歴特性は Takeda モデル、コンクリート充填鋼製橋脚の履歴特性はバイリニアモデルで表した。橋脚の剛性として降伏剛性を用いたときの 2 自由度系の基本固有周期 T_1 が、0.5 秒、0.75 秒、1.0 秒、1.5 秒、2.0 秒となるように、橋脚の降伏剛性を変化させている。

入力地震動は、道路橋示方書 V 耐震設計編に規定される地震時保有水平耐力法で想定する標準加速度波形 18 波である。動的解析では、これらの標準加速度波形が作用したときに、橋脚に生じる最大応答塑性率 μ が 2, 4, 6, 8 となるように橋脚の降伏水平耐力を変化させている。

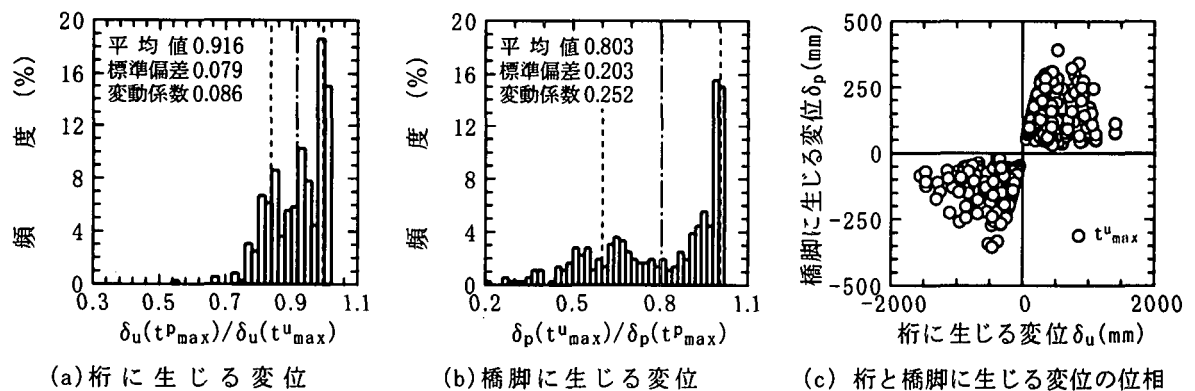
減衰定数は、ゴム支承、RC 橋脚に 2%、コンクリート充填鋼製橋脚に 1% を与えた。このような減衰定数から、ひずみエネルギー比例減衰法によりモード減衰定数を求め、質量と初期剛性に比例するレイリー減衰により減衰力を与えた。

3. 地震時水平力分散構造を有する橋梁の非線形応答

図-3 は、地震時水平力分散構造を有する橋梁の桁と橋脚に生じる水平変位の最大応答値 $\delta_{u\max} = \delta_u(t_{\max}^u)$, $\delta_{p\max} = \delta_p(t_{\max}^p)$ の同時性に着目したものである。桁と

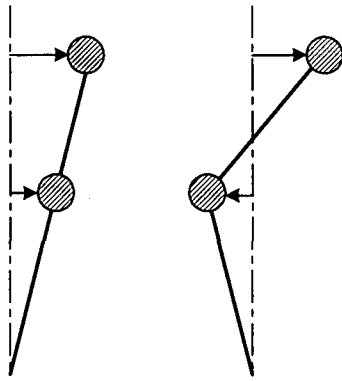


(1) コンクリート充填鋼製橋脚に支持された橋梁



(2) RC 橋脚に支持された橋梁

図-3 桁と橋脚に生じる非線形応答変位の同時性と位相



(1)同位相の場合 (2)逆位相の場合

図-4 地震時水平力分散構造の非線形応答変位分布

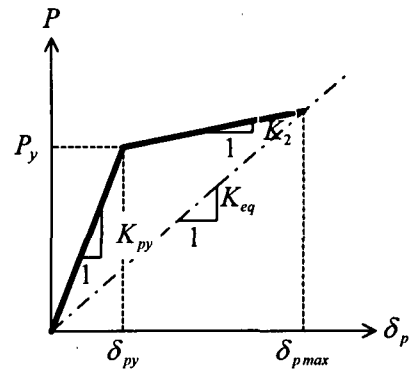
橋脚に生じる水平変位が同時に最大応答に達するならば、当然、 $\delta_u(t_{max}^p)/\delta_u(t_{max}^u)=\delta_p(t_{max}^p)/\delta_p(t_{max}^u)=1$ となる。しかし、コンクリート充填鋼製橋脚、RC橋脚ともに、橋脚に生じる変位が最大となる時刻 t_{max}^p における桁に生じる変位 $\delta_u(t_{max}^p)$ は、その最大応答値 $\delta_{u,max}$ の約90%とわずかに小さい。同様に、桁に生じる変位が最大となる時刻 t_{max}^u における橋脚に生じる変位 $\delta_p(t_{max}^u)$ は、その最大応答値 $\delta_{p,max}$ の約80%と小さい。

図-3の(c)は、桁に生じる変位が最大となる時刻 t_{max}^u における桁に生じる水平変位 $\delta_u(t_{max}^u)$ と橋脚に生じる水平変位 $\delta_p(t_{max}^u)$ の位相の関係を示したものである。図より、ここで対象としたケースでは、桁と橋脚に生じる変位が最大値に達する時刻では、両者の位相が逆位相となるものがないことがわかる。地震時水平力分散構造を有する橋梁の応答変位分布は、図-4に示す2種類が生じることになる。図の(1)の変位分布は図-2に示した2自由度系の1次の固有振動モード形に、図の(2)の変位分布は2次の固有振動モード形に近似していることがわかる。図の(2)のような変位分布をする系の非線形応答を等価線形化法で推定するためには、高次の固有振動モードも考慮する必要があると報告している研究もあるが、そのような非線形応答も1次の固有振動モードだけを用いて推定できることを次章に示す。

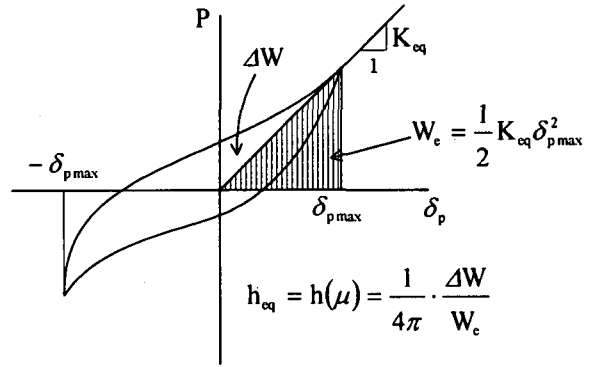
図-3に示したように、桁に生じる変位が最大となる時刻には、橋脚に生じる変位は橋脚の最大応答変位の約80%に相当するものが生じるということは、地震時水平力分散構造を有する橋梁の非線形応答は、桁に生じる変位 $\delta_u(t)$ が最大となる時刻 t_{max}^u における応答に着目すれば、支承や橋脚および基礎に生じる変形の最大応答値を概ね推定できることを示している。

4. 等価線形化法による非線形応答の推定

耐震設計では、支承や橋脚および基礎に生じる変形の最大応答が耐震設計上許容できるかを照査することが目的となるため、図-4の(2)に示すような位相



(1) 等価剛性



(2)等価減衰定数

図-5 橋脚の非線形応答に応じた等価線形化モデル

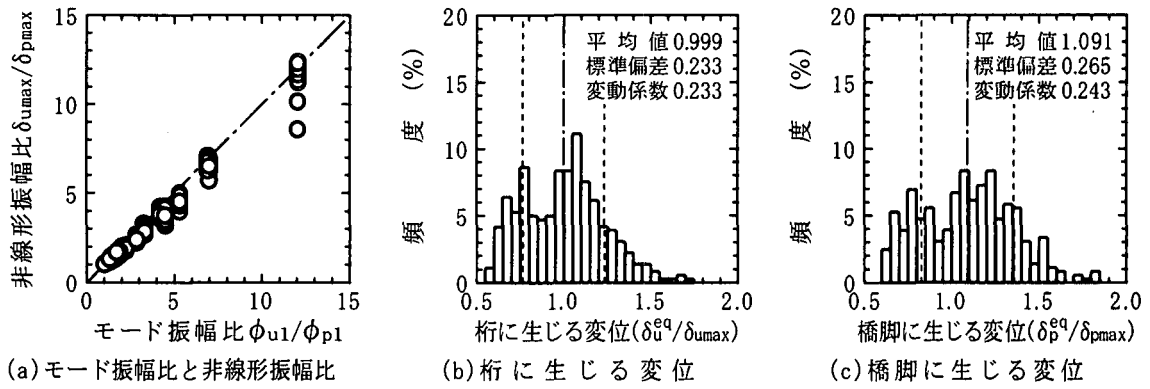
の違いに関する情報が必要となることは少ない。ここでは、図-2に示した2自由度系に、橋脚の非線形せん断バネの代わりに、図-5に示す橋脚に生じる非線形最大応答変位 $\delta_{p,max}$ の大きさに応じて求めた等価剛性 K_{eq} と等価減衰定数 h_{eq} を与えた等価線形化モデルの1次の固有振動モードに関する情報を用いた等価線形化法によって、地震時水平力分散構造を有する橋梁の非線形応答の最大値を推定することを提案する。

等価剛性 K_{eq} と等価減衰定数 h_{eq} でモデル化された2自由度系の1次の固有周期を T_1 とすると、1次のモード振幅比 ϕ_{u1}/ϕ_{p1} とモード減衰定数 h_1 は次式で与えられる。

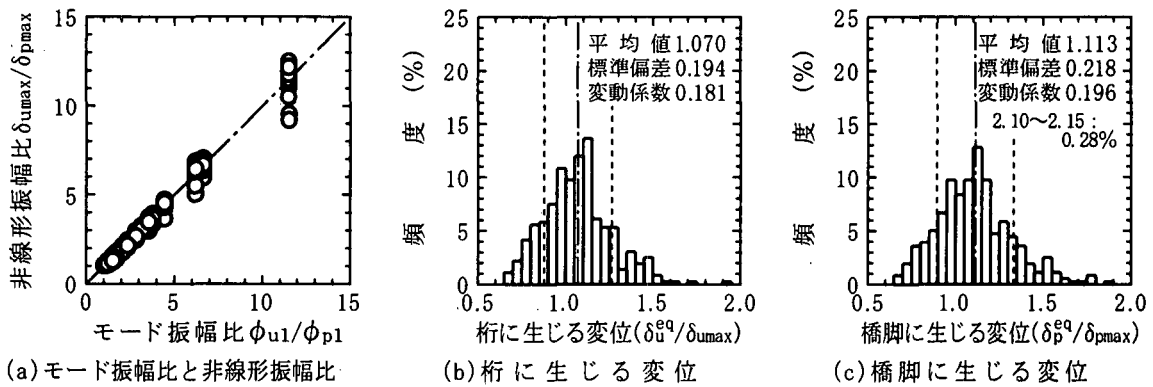
$$\frac{\phi_{u1}}{\phi_{p1}} = \frac{\omega_u^2}{\omega_u^2 - \omega_1} \quad (2)$$

$$h_1 = \frac{k_b \cdot (\phi_{u1} - \phi_{p1})^2 \cdot h_b + K_{eq} \cdot \phi_{p1}^2 \cdot h_{eq}}{k_b \cdot (\phi_{u1} - \phi_{p1})^2 + K_{eq} \cdot \phi_{p1}^2} \quad (3)$$

ここで、 $\omega_u^2 = k_b/m_u$ 、 $\omega_1 = 2\pi/T_1$ である。地震時水平力分散構造を有する橋梁の桁に生じる最大応答変位 $\delta_{u,max}$ の等価線形解 δ_u^{eq} は、次に示す1自由度系運動方程式の解 $\delta_1(t)$ の最大値 $\delta_{1,max}$ がそれに相当する。



(1) コンクリート充填鋼製橋脚に支持された地震時水平力分散構造を有する橋梁



(2) RC 橋脚に支持された地震時水平力分散構造を有する橋梁

図-6 2自由度等価線形化モデルの1次の固有振動モードのみを用いた等価線形化法による非線形応答の推定精度

$$\ddot{\delta}_1(t) + 2h_1\omega_1\dot{\delta}_1(t) + \omega_1^2\delta_1(t) = -\ddot{z}_g(t) \quad (4)$$

$$\delta_1(t) = \frac{-1}{\omega_1} \int_0^t \ddot{z}_g(\tau) e^{-h_1\omega_1(t-\tau)} \sin\left\{\omega_1\sqrt{1-h_1^2}(t-\tau)\right\} d\tau \quad (5)$$

式(5)の最大値 δ_{1max} は、入力地震動に対して求めた固有周期 T_1 、減衰定数 h_1 の変位応答スペクトル $SD(T_1, h_1)$ と等価である。

橋脚に生じる最大応答変位 δ_{pmax} の等価線形解 δ_p^{eq} は、図3より、桁に生じる変位が最大となる時刻に生じるとみなし、そのときの非線形振幅比 $\delta_{umax}/\delta_{pmax}$ が等価線形化モデルの1次のモード振幅比 ϕ_{u1}/ϕ_{p1} に等しいとみなすことにより、次式によって求めることができる。

$$\delta_p^{eq} = \frac{\phi_{p1}}{\phi_{u1}} \cdot \delta_u^{eq} \quad (6)$$

図-6は、式(2)～式(6)に示した等価線形化法を用いて求めた地震時水平力分散構造を有する橋梁の桁と橋脚に生じる非線形応答の推定値 δ_u^{eq} 、 δ_p^{eq} と非線形動的解析から求められた最大応答値 δ_{umax} 、 δ_{pmax} の比を示したものである。図には、等価線形化モデルの1次のモード振幅比 ϕ_{u1}/ϕ_{p1} と、非線形応答の非線形振幅比 $\delta_{umax}/\delta_{pmax}$ の

関係も示している。図より、コンクリート充填鋼製橋脚とRC橋脚とも、等価線形化モデルの1次のモード振幅比 ϕ_{u1}/ϕ_{p1} と、非線形応答の非線形振幅比 $\delta_{umax}/\delta_{pmax}$ は良く近似していることがわかる。非線形応答の推定精度の平均値は、桁 $\delta_u^{eq}/\delta_{umax}$ および橋脚 $\delta_p^{eq}/\delta_{pmax}$ とともに約100%～110%の範囲にあり、実用上十分な精度を有していることがわかる。標準偏差によるばらつきを考慮した非線形応答の推定精度は、コンクリート充填鋼製橋脚に支持された橋梁の桁では77%～123%、橋脚では83%～136%となる。RC橋脚に支持された橋梁の桁では88%～126%、橋脚では90%～133%となる。等価線形化法による非線形応答の推定精度は、橋脚の履歴特性の違いを受けず、ほぼ等しいことがわかる。

5. まとめ

地震時水平力分散構造を有する橋梁の非線形応答は、桁に生じる応答変位が最大となる時刻の応答によって、支承や橋脚に生じる変形も代表できるという点に着目して、2自由度等価線形化モデルの1次の固有振動モードのみを用いた等価線形化法によって非線形応答を推定できることを示した。