

走行車両応答解析に基づく疲労設計用衝撃係数の試算例

長崎大学大学院 正 会 員 中村聖三

長崎大学大学院 学生会員 ○中野一也

長崎大学大学院 正 会 員 西川貴文

1. はじめに

近年、交通量の増大や大型車重量の増加に伴い、鋼道路橋において疲労損傷の発生事例が増大している。道路橋示方書¹⁾ (以下、道示)では疲労も設計時に照査すべき限界状態のひとつとなり、具体的な照査方法が鋼道路橋の疲労設計指針²⁾ (以下、指針)に示された。道示における衝撃係数の算定式は、支間長のみの関数として与えられており、指針では道示の値の 1/2 が規定されているが、この値が適切に疲労損傷度に対する動的効果を考慮しているか否かは必ずしも明確ではない。そこで、本研究では、単一走行車両による動的応答解析とモンテカルロシミュレーションを組み合わせた疲労設計用衝撃係数算定法を提案し、車両質量のみを確率変量とした場合の解析を行い、指針が規定している値との比較を行う。

2. 解析方法

2.1 疲労設計用衝撃係数算定の流れ

疲労設計用衝撃係数の算定の流れを図-1 に示す。まず、車両質量が対数正規分布に従うものとして、モンテカルロシミュレーションにより車両質量を決定する。車両および橋梁モデルの諸元は確定量とし、あらかじめ設定しておく。次に、車両-橋梁の連成振動系を図-2 のようにモデル化し、動的応答解析を行う。ここで、荷重作用関数 $\mathbf{b}(vt)$ 、変位内挿関数 $\mathbf{d}(t)$ の概念を用いると、車両、橋梁の運動方程式はそれぞれ式(1), (2)のようになり、橋梁-車両系の運動方程式は式(3)となる。これを Newmark β 法を用いて解く。

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \\ m_{v1} & c_{v1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{z}}_1(t) \\ \ddot{\mathbf{z}}_2(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 & -c_1 \\ -c_2 & c_1 + c_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{z}}_1(t) \\ \dot{\mathbf{z}}_2(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 \\ -k_2 & k_1 + k_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{z}_1(t) \\ \mathbf{z}_2(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ -c_2 \mathbf{d}(vt)^T \\ \mathbf{e}_{v1}(vt) \end{bmatrix} \dot{\mathbf{y}}(t) + \begin{bmatrix} 0 \\ -k_2 \mathbf{d}(vt)^T \\ \mathbf{g}_{v1}(vt) \end{bmatrix} \mathbf{y}(t) = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ k_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{r}(t) \\ \dot{\mathbf{r}}(t) \end{bmatrix} \quad \cdots(1)$$

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_b & 0 \\ 0 & m_{v1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{y}}(t) \\ \ddot{\mathbf{z}}(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_b + c_2 \mathbf{b}(vt) \mathbf{d}(vt)^T & \mathbf{e}_b(vt) \\ \mathbf{e}_{v1}(vt) & c_{v1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{y}}(t) \\ \dot{\mathbf{z}}(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_b + k_2 \mathbf{b}(vt) \mathbf{d}(vt)^T & \mathbf{g}_b(vt) \\ \mathbf{g}_{v1}(vt) & k_{v1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{y}(t) \\ \mathbf{z}(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{b}(vt) \mathbf{h}_b \\ \mathbf{h}_{v1} \end{bmatrix} \mathbf{r}(t) + \mathbf{w}_1(t) \quad \cdots(2)$$

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_b & 0 \\ 0 & m_{v1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{y}}(t) \\ \ddot{\mathbf{z}}(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_b + c_2 \mathbf{b}(vt) \mathbf{d}(vt)^T & \mathbf{e}_b(vt) \\ \mathbf{e}_{v1}(vt) & c_{v1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{y}}(t) \\ \dot{\mathbf{z}}(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_b + k_2 \mathbf{b}(vt) \mathbf{d}(vt)^T & \mathbf{g}_b(vt) \\ \mathbf{g}_{v1}(vt) & k_{v1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{y}(t) \\ \mathbf{z}(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{b}(vt) \mathbf{h}_b \\ \mathbf{h}_{v1} \end{bmatrix} \mathbf{r}(t) + \mathbf{w}_1(t) \quad \cdots(3)$$

ここに、 $\mathbf{z}(t)$: 車両の鉛直変位, $\mathbf{y}(t)$: 橋梁の鉛直変位, $\mathbf{r}(t)$: 路面の凹凸である。解析結果より得られた着目部位の曲げモーメント時刻歴をレインフロー法によって処理し、曲げモーメント範囲の頻度分布を求める。最後に、線形累積被害則を用いて疲労損傷度を算定し、式(4)を用いて衝撃係数を算定する。

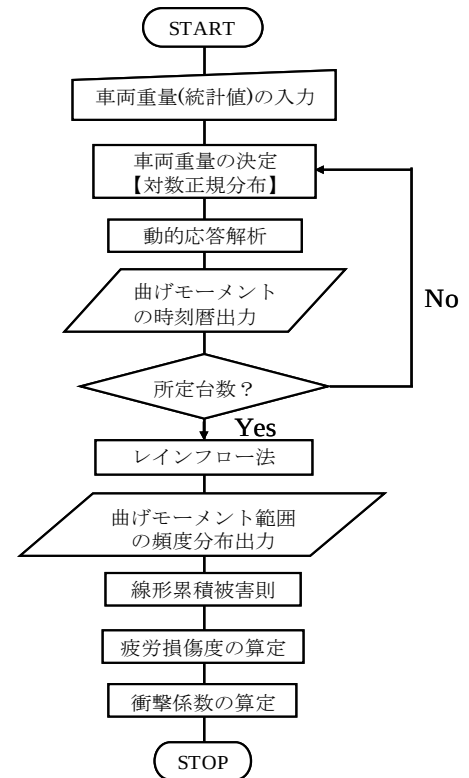


図-1 衝撃係数算定の流れ

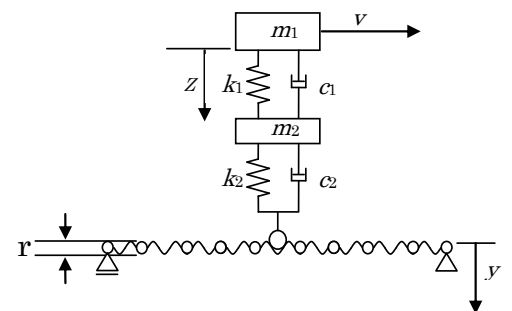


図-2 車両-橋梁モデル

$$i_f = \sqrt[3]{\frac{\text{動的に作用させた場合の疲労損傷度 } F_d}{\text{静的に作用させた場合の疲労損傷度 } F_s}} - 1 \quad \cdots(4)$$

2.2 解析条件

橋梁は図-3 に示すような断面をもつ、2 車線単純合成桁橋を想定した節点数 11 の等断面はりモデルとし、曲げモーメントの着目部位は支間中央とした。橋梁の構造諸元は文献³⁾を参考に概略設計ソフト JSP-4W を用いて設計した結果に基づき、表-1 のように設定した。車両の走行速度は 40km/h、構造諸元は文献^{2),4)}を参考に表-2 の値を設定し、ばね上部質量 m_1 は平均値 14,104kg、標準偏差 5,296kg の対数正規分布に従うものとした。路面凹凸は、式(5)に示すパワースペクトル密度⁵⁾⁶⁾でモデル化する。

$$S(\Omega) = \frac{A}{\Omega^2 + \alpha^2} \quad \cdots(5)$$

ここに、 A ：路面の良否を表すパラメータ($\text{cm}^2/\text{cycle/m}$)、 Ω ：単位長さ当たりの凹凸数(cycle/m)、 α ：測定結果より決定する定数($\text{cm}^2/\text{cycle/m}$)であり、本研究では極めて良好な路面状態⁶⁾を想定し、 $A=1 \times 10^{-3}$ 、 $\alpha=0.05$ とした。

3. 解析結果

本研究で得られた支間長ごとの衝撃係数と、指針の規定から算出した衝撃係数を表-3 に示す。本研究で得られた結果は、指針の値と比べて極端に小さな値となった。これは、路面の状態を極めて良好な状態としたためと考えられる。指針では支間長が大きくなるほど衝撃係数は小さくなるが、本研究では支間長 20m の衝撃係数が最も小さな値となった。これは固有振動数比 $\gamma = f_i/f_s$ (f_i ：平均車両の上部固有振動数、 f_s ：橋梁の曲げ一次固有振動数)が 0.540 となっており、動的効果が比較的小さいためではないかと考えられるが、車両の質量は確率変量としていることから、車両 1 台ごとの固有振動数や車両速度も考慮して分析する必要がある。

4. まとめ

本研究では、モンテカルロシミュレーションによって車両質量を決定し、橋梁－車両系の動的応答解析により支間長ごとの疲労設計用衝撃係数を算出し、指針の値と比較した。しかし、走行する荷重による動的応答の大きさには、走行速度や路面の凹凸などの影響も大きいことが明らかにされている²⁾。今後は、より広範囲な条件で解析を行い、疲労設計用衝撃係数の定式化を図りたいと考えている。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2002.3
- 2) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.3
- 3) 日本橋梁建設協会：合成桁の設計例と解説，2005.1
- 4) 株式会社日野自動車：各種車両諸元表
- 5) 岡林隆敏：単一走行車両による道路橋の二乗平均応答解析，土木学会論文集，No.286，pp.15～27，1976.6
- 6) 土木学会：構造工学シリーズ 10 橋梁振動モニタリングのガイドライン，丸善，2000.10

表-1 橋梁の構造諸元（断面半分）

支間長(m)	20	30	40
断面積(m^2)	0.205	0.230	0.264
断面2次モーメント(m^4)	0.0349	0.1187	0.2642
単位体積質量(kg/m^3)	24266	22500	21150
曲げ1次固有振動数(Hz)	4.650	3.741	2.797
弾性係数(N/m^2)	2×10^{11}		

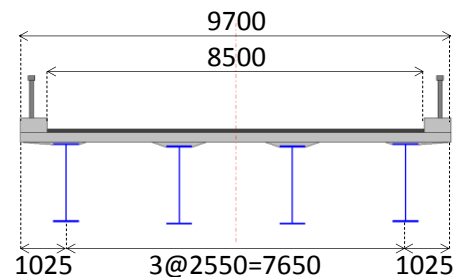


図-3 橋梁の断面(支間長 30m)

表-2 車両の構造諸元

ばね下部質量 m_2 (kg)	2646
上部ばね定数 k_1 (kN/m)	6098
下部ばね定数 k_2 (kN/m)	11898
上部ばね減衰定数 c_1 (N/m/s)	20519
下部ばね減衰定数 c_2 (N/m/s)	24623
上部ばね固有振動数 (Hz)	2.58
下部ばね固有振動数 (Hz)	12.86

表-3 衝撃係数算出結果

支間長(m)	20	30	40
衝撃係数(本研究)	0.004	0.018	0.015
衝撃係数(指針)	0.143	0.125	0.111
固有振動比 γ	0.540	0.666	0.893