

疲労設計用衝撃係数に対する路面不整の影響に関する解析的検討

長崎大学工学部 学生会員 ○平川 誠矢 長崎大学工学部 正 会 員 中村聖三
長崎大学大学院 学生会員 Fadi FARHAT 長崎大学工学部 フェロー 高橋和雄

1. はじめに

近年、交通量の増大、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1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、車両重量のみを確率変量とした場合の解析を行う。その際、橋梁支間および橋梁の路面状態を変化させ、指針の規定の妥当性を評価する。

2. 解析方法

2.1 疲労設計用衝撃係数の算定の流れ

疲労設計用衝撃係数の算定の流れを図-1に示す。まず、車両重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重量を決定する。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³⁾を用いると、車両-橋梁系の運動方程式は式(1)から(3)のようになる。これらを Newmark β 法を用いて解く。

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{z}}_1(t) \\ \ddot{\mathbf{z}}_2(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 & -c_1 \\ -c_2 & c_1 + c_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{z}}_1(t) \\ \dot{\mathbf{z}}_2(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 & -k_2 \\ -k_2 & k_1 + k_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{z}_1(t) \\ \mathbf{z}_2(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{m}_{v1} & 0 \\ 0 & \mathbf{m}_{v1} \end{bmatrix} \dot{\mathbf{y}}(t) + \begin{bmatrix} \mathbf{c}_{v1} & 0 \\ 0 & \mathbf{c}_{v1} \end{bmatrix} \mathbf{y}(t) = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ k_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{r}(t) \\ \dot{\mathbf{r}}(t) \end{bmatrix} \quad \dots (1)$$

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

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

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。

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

2.2 解析条件

橋梁は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する。橋梁の構造諸元⁴⁾を表-1に示し、車両の構造諸元⁵⁾を表-2に示す。走行車両の速度は40km/hとする。ばね上部質量 m_1 は、平均値14738kg、標準偏差5530kgの対数正規分布に従うものとする。路面凹凸は、式(5)に示すパワースペクトル密度 $S(\Omega)$ でモデル化する。式(5)のパラメータは文献6)を参考にし、路面状態を極良、普通、極悪の3つの状態に分けて設定した。それを、表-3に示す。

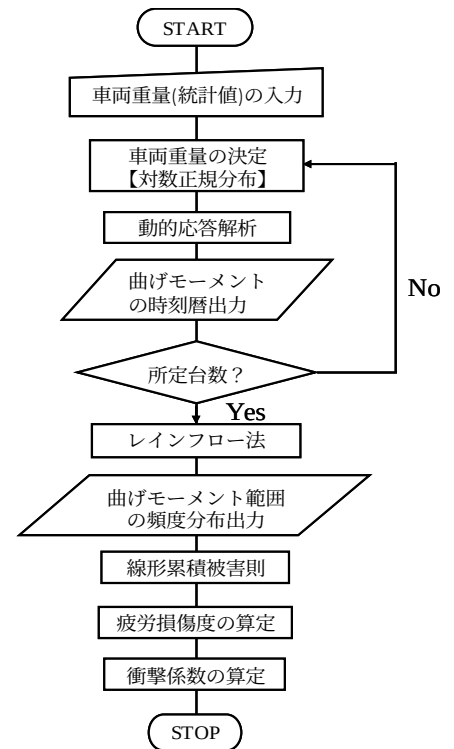


図-1 衝撃係数算定の流れ

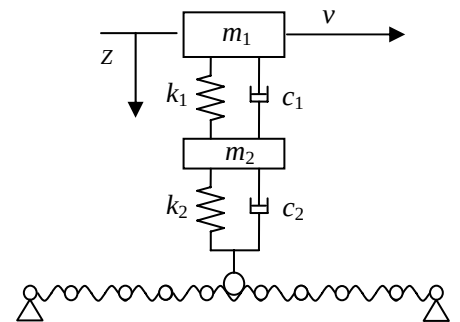


図-2 車両-橋梁モデル

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

ここに、 A ：路面の良否を示すパラメータ($\text{cm}^2/\text{cycle/m}$)、 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($\text{cm}^2/\text{cycle/m}$)である。

3. 研究結果と考察

3.1 動的応答解析

支間長 20m、車両重量 250kN の場合に対して、車両 1 台の通過による動的応答解析と静的解析で得られた曲げモーメント時刻歴を比較したものを路面状態別に図-3 に示す。また、衝撃係数を算定した結果を表-4 に示す。図-3 から、路面状態の良否による動的応答の相違が著しいことがわかる。また、表-4 の結果を比較すると路面状態が悪化するに従い、衝撃係数の増加率が高くなることがわかる。

3.2 衝撃係数

本研究で得られた支間長 20m に対する路面状態別の衝撃係数の値、および指針の値を表-5 に示す。研究結果と指針の規定値を比較すると、路面状態が極良、普通の状態の場合には安全側であるが、極悪の状態では危険側であることがわかる。そのことより、極悪の状態では指針の規定が適用できないと考えられる。

道示の衝撃係数は動的解析と静的解析の曲げモーメント比の最大値 r_m を考慮して規定されていると考えられる。指針では、その 1/2 の値を疲労設計用の衝撃係数と規定している。そこで、曲げモーメント比の最大値 r_m に基づく衝撃係数(r_m-1)と本研究の衝撃係数 i_f とを比較して表-6 に示す。 (r_m-1) に対して本研究で得られた路面状態が極良、普通の衝撃係数 i_f は (r_m-1) の約 1/5 の値となっていることから、最大値に対する比に着目すると指針の規定は過度に安全側であることも考えられる。ただし、今回行った解析の条件において、重量の平均値を用いて算出した車両モデルのばね上部固有振動数を橋梁モデルの一次固有振動数で無次元化した固有振動数比が 0.45 となっていることから、動的効果が比較的小さい場合である可能性もある。

表-5 衝撃係数の規定値と研究結果

路面状態	極良	普通	極悪	疲労設計指針
i_f	0.085	0.102	0.572	0.14

4. まとめ

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、車両重量のみを確率変数とした場合の解析を行った。その際、支間長を 20m とし、路面状態を変化させた解析結果を示した。その結果、指針の規定値は普通程度の路面状態までであれば、安全側であることがわかった。今後、より現実的な車両モデルを用いた検討、車両重量の統計値の影響に関する検討などを実施し、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：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.3
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2002.3
- 3) 岡林隆敏教授提供資料，長崎大学
- 4) 吉村虎蔵ら：単一走行荷重による道路橋の非定常ランダム応答の解析，土木学会論文集，1977 年 2 月
- 5) 小堀為雄ら：単一動荷重に対する振動感覚の研究，土木学会論文報告集，1976 年 4 月
- 6) 本田秀行ら：道路橋の路面凹凸パワースペクトル密度に関する調査，土木学会論文集，1981 年 11 月
- 7) 木下憲ら：疲労設計用衝撃係数に関する基礎的検討，長崎大学，2009 年

表-1 橋梁の構造諸元

支間長(m)	20	30	40
断面積 (m^2)	0.6164	0.6584	0.6801
断面 2 次モーメント (m^4)	0.0598	0.1197	0.2344
1 次固有振動数 (Hz)	6.23	3.79	2.94
単位体積重量 (kg/m^3)	7852		
ヤング係数 (N/m^2)	2.0×10^{11}		

表-2 車両の構造諸元

ばね下部質量 $m(\text{kg})$	2000
ばね定数 $k_1(\text{kN/m})$	4910
ばね定数 $k_2(\text{kN/m})$	9810
減衰定数 $c_1(\text{N/m/s})$	24500
減衰定数 $c_2(\text{N/m/s})$	29400
ばね下部固有振動数 (Hz)	11.15
ばね上部固有振動数 (Hz)	2.82

表-3 路面の構造諸元

路面状態	極良	普通	極悪
$\alpha(\text{cm}^2/\text{cycle/m})$	0.093	0.077	0.029
$A(\text{cm}^2/\text{cycle/m})$	0.0017	0.025	0.33

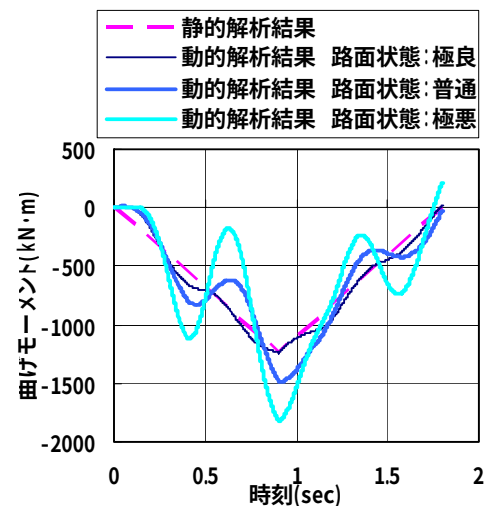


図-3 曲げモーメントの比較

表-4 路面状態別の衝撃係数

路面状態	極良	普通	極悪
i_f	0.012	0.213	0.549

表-6 r_m-1 と i_f の比較

路面状態	極良	普通	極悪
r_m-1	0.323	0.515	0.673
i_f	0.085	0.102	0.572