

I-537 亀裂進展則による鋼 I 桁橋の疲労信頼性評価

鳥取大学工学部 正会員 白木 渡 鳥取大学大学院 学生員 〇美濃岡 武志
鳥取大学工学部 正会員 松保 重之 鳥取県庁 正会員 水田 達彦

1. まえがき

我国の鋼道路橋示方書の旧標準(昭和53年の『RC床版に関する建設省通達』以前の設計基準)により設計された鋼 I 桁橋において、疲労が原因と考えられる数多くの損傷例が報告されている。本研究では、そのうち特に損傷が集中している主桁と荷重分配横桁との取合部補剛材に注目して、それがどの程度の疲労信頼度を有しているかを評価した。評価に際し、疲労亀裂進展則(パリス則)および線形累積損傷則(マイナー則)に基づく疲労損傷モデルの両方を採用した。

2. 補剛材応力値に対する荷重影響係数の簡易算定法

解析の対象とするのは、図-1に示すような現在阪神高速道路公団で供用されている旧標準鋼 I 桁橋である^{1), 2)}。各点の補剛材応力値あるいは荷重影響係数をすべて有限要素法などを用いた詳細解析により求めることも可能であるが、これには多大の計算労力を要する。ここでは G_2 主桁付補剛材応力値を有限要素法による詳細解析と平面骨組モデルによる簡易応力解析を実施して求め、両者を比較することにより補正係数を計算する²⁾。解析点是对称性を考慮して図-1に示すa~d点とする。この補正係数を用いて、任意の荷重状態に対する任意位置の取合部補剛材応力を評価する。そして走行車両のシミュレーションを実施して疲労損傷度を評価するため、式(1)に示す影響係数 α_{ij} の形で平面骨組モデルの各節点についての応力を算出する。

3. 取合部補剛材の疲労損傷モデル

マイナー則による任意時点 t の累積損傷度は式(2)で示される。ここで C は、 $S-N$ 曲線の S 軸切片で、式(3)の形で表わされる。 N_D は設計繰返し回数で、 S_{rt} は $N_D=2 \times 10^6$ 回に対応する応力範囲で本研究では横方向突き合わせ継手によるものを用い、その平均値は $\mu=306$ (MPa)、標準偏差 $\sigma=58.5$ (MPa)とする。式(4)のような疲労限界状態を設定し、式(4)に式(2)~式(3)を代入すると、式(5)の限界状態関数が得られる。ここで D_f は部材が疲労破壊する限界累積損傷度で平均値は $\mu=1.0$ 、標準偏差 $\sigma=0.15$ とする。式(6)で示されるパリスによる疲労亀裂進展速度 da/dN と応力拡大係数 ΔK の関係式を、初期亀裂深さ a_0 から任意の亀裂深さ a まで変数分離をおこなって積分し、そして $a_0 \sim a$ までの変動応力の繰返し数

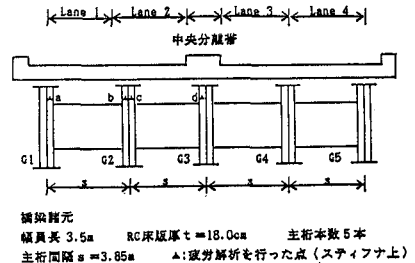


図-1 旧標準橋の橋梁諸元

$$\alpha_{ij} = K_{t0} \cdot M_{0ij} / Z_{v0} \quad (1)$$

ここに、

α_{ij} : 荷重影響係数(補剛材 i の節点 j における単位荷重による応力値)

K_{t0} : 有限要素解析による応力値と平面骨組解析による応力値との比

M_{0ij} : 補剛材 i の取付部の荷重分配横桁の節点 j における単位荷重による曲げモーメント値

Z_{v0} : 荷重分配横桁の断面係数

$$D(t) = \frac{1}{C} \sum_{i=1}^n S_i^3 \quad (2)$$

$$C = N_D \cdot S_{rt}^3 \quad (3)$$

$$g = D_f - D(t) \quad (4)$$

$$g = D_f - \frac{Vt}{N_D} \cdot \frac{S_0}{S_{rt}^3} \quad (5)$$

$$\frac{da}{dN} = C' \cdot (\Delta K)^m \quad (6)$$

を n とすると、式(6)は式(7)の形で表わされる。ここで C' 、 m は材料定数であり、

$$\psi(a) = \int_{a_0}^a \frac{dz}{F(z) \cdot (\pi z)^{m/2}} = C' \cdot \sum_{i=1}^n S_i \quad (7)$$

$$g = a_i - a \quad (8)$$

差 $\sigma = 9.69E-13$ の確率量とし、 m は3.0の確定

$$g = \int_{a_0}^a \frac{dz}{F(z) \cdot (\pi z)^{m/2}} - C' \cdot V \cdot t \cdot S_0 \quad (9)$$

量とした。式(8)に示す補剛材に対する疲

$$S_0 = \frac{1}{V \cdot t} \sum_{i=1}^n S_i \quad (10)$$

労限界状態(板厚貫通)を設定すると、式(9)

の限界状態関数が得られる。なお a_i は最終亀裂深さで板厚の80%とし、 a_0 は初期亀裂深さで平均値 $\mu = 0.01$ (cm)、標準偏差 $\sigma = 0.001$ (cm)とした。補正項 $F(z)$ は従来から用いられている各種補正係数の組合せである、三木らによるものを用いた³⁾。次に、式(5)と(9)の右辺第2項の応力範囲 S_0 は、式(10)に基づいて活荷重シミュレーションを行い、その確率モデルの作成を行った。ここで対象とする活荷重は総重量20tf以上の重量トラックのみを扱い、そしてそれが着目する補剛材に最も危険になるように、各車線に独立に載荷させた。計算の都合上シミュレーション期間は3日とし、発生する日トラック交通量は1車線あたり3700台とした。3日間のシミュレーション結果の時間平均が所定の期間の確率モデルに対応するというエルゴードの仮定のもとに解析を行った。式(5)と(9)の疲労損傷モデル g が $g < 0$ の

とき補剛材は疲労破壊するとして破壊確率 P_f を算出した。この破壊確率 P_f の算出については効率化モンテカル法により行った⁴⁾。式(5)～(9)における確率量の分布形は、簡単化のためすべて対数正規分布とした。

5. 解析結果

式(5)と(9)の疲労限界状態関数 g にたいする取合部補剛材の破壊確率の経年変化を表-1、表-2に示す。現在供用されている旧標準鋼I桁橋は供用後1～10年足らずで疲労と考えられる損傷が報告されているので²⁾、表-2の結果からわかるように疲労亀裂進展則に基づく疲労損傷モデルによる評価の方が実橋の現状をよく反映している。両モデルの比較により、実橋の疲労解析における疲労亀裂進展則の必要性が伺える。

表-1 マイナー則による各点の疲労破壊確率

a) a点に関する疲労破壊確率

t	10年	20年	30年	40年	50年
破壊確率	0.187060E-10	0.261339E-07	0.957672E-06	0.902087E-06	0.423879E-04

b) b点に関する疲労破壊確率

t	10年	20年	30年	40年	50年
破壊確率	0.111375E-08	0.709594E-06	0.158991E-04	0.134392E-03	0.595959E-03

c) c点に関する疲労破壊確率

t	10年	20年	30年	40年	50年
破壊確率	0.214208E-07	0.666309E-05	0.150214E-03	0.825287E-03	0.285276E-02

d) d点に関する疲労破壊確率

t	10年	20年	30年	40年	50年
破壊確率	0.457491E-05	0.610530E-03	0.519398E-02	0.183043E-01	0.432279E-01

表-2 疲労亀裂進展則による各点の疲労破壊確率

a) a点に関する疲労破壊確率

t	1年	5年	10年	20年	30年
破壊確率	0.388434E-10	0.850143E-03	0.469152E-01	0.416719E-00	0.750934E-00

b) b点に関する疲労破壊確率

t	1年	5年	10年	20年	30年
破壊確率	0.563069E-08	0.950542E-02	0.187219E-00	0.694709E-00	0.891349E-00

c) c点に関する疲労破壊確率

t	1年	5年	10年	20年	30年
破壊確率	0.706383E-08	0.457320E-01	0.409649E-00	0.796140E-00	0.977429E-00

d) d点に関する疲労破壊確率

t	1年	5年	10年	20年	30年
破壊確率	0.837759E-04	0.370072E-00	0.858733E-00	0.958743E-00	1.0E-00

【参考文献】

- 1) 阪神高速道路公団, 鋼構造委員会: 鋼I桁橋の主桁と横桁・対傾構との取合部補剛材の疲労損傷に関する報告書, 1986.
- 2) 阪神高速道路公団, 川崎重工業(株): 合成I桁橋の主桁および横桁の取合部検計業務(その2), 1986.
- 3) 三木・坂野: 疲労亀裂進展解析による疲労設計曲線の検計, 構造工学論文集, Vol.36A, 1990.
- 4) 白木・G.I.Schüller: 条件付き破壊確率を用いた繰返し高速モンテカルロ法とその構造物の動的信頼度評価への応用, 構造工学論文集, Vol.35A, 1989.