

交通荷重を用いた鋼製橋脚隅角部の疲労損傷度評価

名古屋大学 学生員 ○ 因田智博

名古屋大学 正会員 山田健太郎 小塩達也

1. はじめに

交通荷重のうち総重量 25ton を超える重車両とその頻度は、道路橋の疲労耐久性を考える上で重要である。しかし、これまで用いられた総重量頻度分布では、過積載車両の頻度が明確ではなかった。本研究では、縦軸を総重量、横軸を通行車両の累積頻度を対数表示とした総重量頻度分布を用いて重車両の台数を明確に表すことを試みた。

また近年、鋼製橋脚隅角部の疲労損傷が問題となっている。疲労損傷評価に必要な橋脚隅角部の応力範囲は、支持する桁の支点反力によって支配される。そのため隅角部を評価するには、まず支点反力と荷重の関係について検討する必要がある。本研究では、名古屋大学で測定した一般国道 23 号の四日市高架橋と東名阪自動車道の小島高架橋での実測荷重データを用い、現状の過積載車両の最大荷重が、設計で用いる L 荷重とどのような関係にあるかを比較する。さらに実測荷重に基づく支点反力を用いて、隅角部の疲労損傷を評価する一手法を提案する。

2. 総重量頻度分布

四日市高架橋、小島高架橋の位置、測定方法は既報¹⁾に示す。図 1 に 1 週間の計測から得られた四日市高架橋と小島高架橋の総重量頻度分布を示す。この頻度分布では 5ton から 30ton 程度の頻度は明確であるが、過積載車両の頻度は明確でない。そこで図 2、図 3 に横軸を対数表示とした累積頻度分布を示す。両橋梁で総重量 50ton 以上の重車両が、例えば四日市高架橋の走行車線では 700 台程度、小島高架橋では 100 台弱走行していることがわかる。また両橋梁とも走行車線の方が追越し車線より重車両の走行が多いことがわかる。

3. 設計荷重との比較

ここでは図 4 に示す、片側 2 車線、スパン 30m、幅員 9m の 5 主桁単純鋼桁橋を仮定し、設計荷重と実働荷重による支点反力を比較する。この橋梁における L 荷重による支点反力は約 150ton である。一方、実働荷重による支点反力は、四日市高架橋で計測された各車線の最大荷重 (87ton, 77ton) が同時に平行して走行した場合は約 130ton、小島高架橋 (77ton, 58ton) ではそれが約 100ton である。設計荷重である L 荷重は想定される荷重の最大値を考えているが、計測された最大荷重はこれに近い値になることがわかった。また単独車両では、四日市高架橋の最大荷重 87ton で約 68ton、小島高架橋の 78ton で約 60ton であり、L 荷重の 4 割程度の支点反力が発生していることになる。

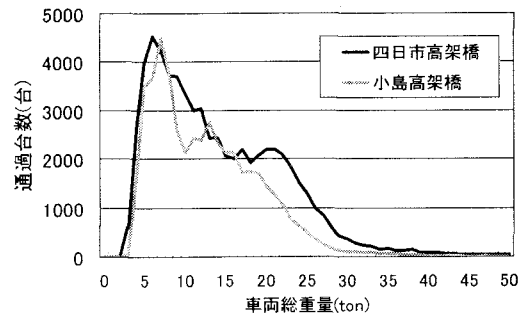


図 1. 両橋梁での総重量頻度分布

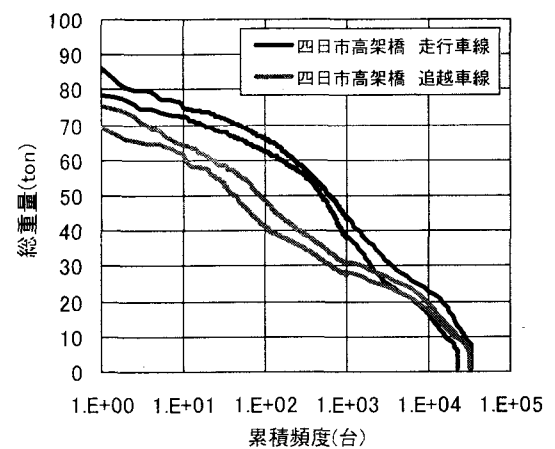


図 2. 総重量累積頻度分布(四日市高架橋)

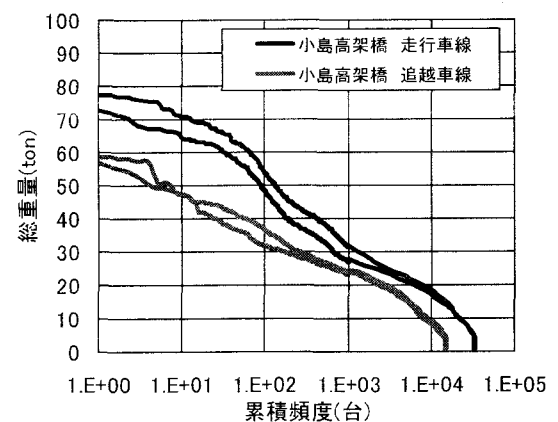


図 3. 総重量累積頻度(小島高架橋)

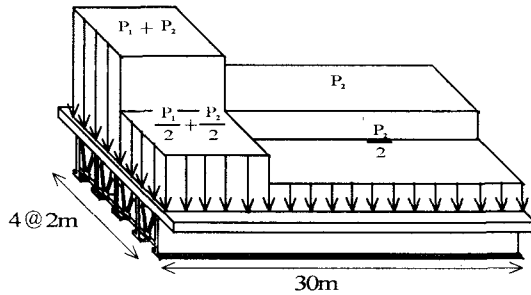


図 4. モデル橋梁図と設計 L 荷重

4. 隅角部モーメント範囲の計算方法 以下に隅角部の疲労損傷評価の手法を示す。橋脚に生じる応力は支承を通じて伝達されるため、まず各支承の支点反力時刻歴波形を計算する。図 5, 6 のような 5 主桁の単純梁を支持する門型橋脚を仮定する。単位荷重の軸重が通過した場合の応答波形を図 7, 8 のように仮定し、各支点 A~E の時刻歴波形をシミュレーション²⁾により得る。また橋脚隅角部のモーメントは支承と隅角部の距離にも支配されるので、図 9 に示す影響線から各支承の位置の違いによる補正係数 $\alpha \sim \varepsilon$ を求める。これらより隅角部のモーメント応答波形は式(1)で計算できる。ここで $A(t)$, $B(t)$, $C(t)$, $D(t)$, $E(t)$ は A, B, C, D, E 点の反力時刻歴波形, $M(t)$ は隅角部のモーメント時刻歴波形 (ton・m) である。

$$M(t) = \alpha \cdot A(t) + \beta \cdot B(t) + \gamma \cdot C(t) + \delta \cdot D(t) + \varepsilon \cdot E(t) \quad (1)$$

得られたモーメント波形から、レインフローカウントを用いてモーメント範囲の頻度分布を計算する。

5. シミュレーション結果 図 5 で仮定した橋脚においてシミュレーションした結果を一例として図 10 に示す。実測荷重データは四日市高架橋の荷重データを用いた。このモデルでの最大モーメント範囲は 75(ton・m) である。これは四日市高架橋の最大荷重である 87ton を 1 台走行させた場合のモーメント範囲 75(ton・m) と同じであり、単独車両により生じたと考えられる。また、この橋梁に L 荷重を載荷した場合の各支点反力を、図 9 の A~E 点に載荷した場合のモーメント範囲は約 260(ton・m) であり、四日市高架橋の実働荷重ではその 3 割弱に相当するモーメント範囲が発生している。

6. 結論 交通量、重車両の多い路線では、総重量 50ton 以上の重車両が多数走行していることがわかった。またスパン 30m, 片側 2 車線の道路において、今回用いた実働荷重の最大重量の車両が並走した場合は、設計 L 荷重での支点反力に近い値が生じることがわかった。

参考文献 1) 小塩, 山田ら: 支点反力による BWIM を自動車軸重調査と荷重特性の分析, 構造工学論文集, Vol. 49A, pp743~753, 2003

2) 田川, 中村, 高橋: 鋼製橋脚の疲労設計に用いる単一車線の活荷重補正係数, 土木学会第 57 回年次学術講演会 I-164, pp327~328, 2002

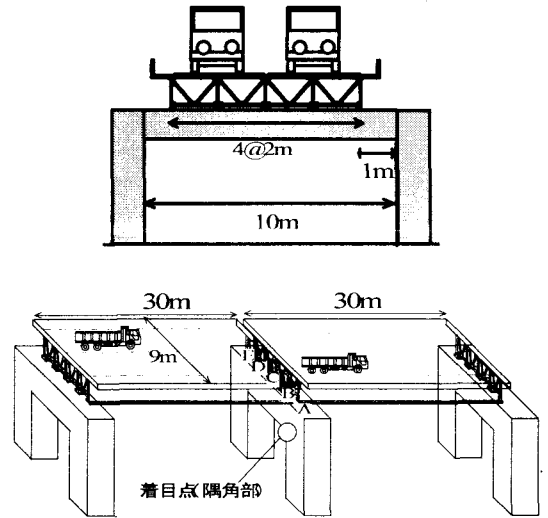


図 5. 橋梁と橋脚モデル

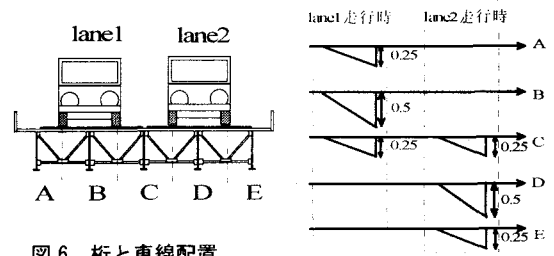


図 6. 桁と車線配置

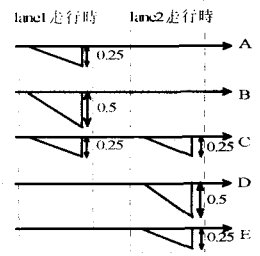


図 7. 各支承の時刻歴波形

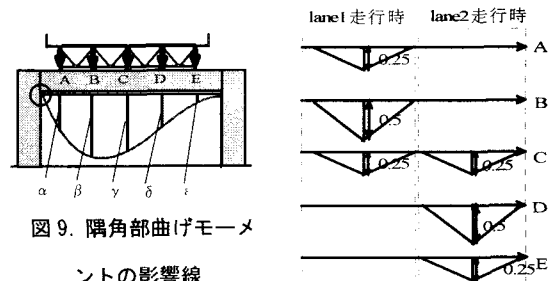


図 8. 橋脚反力の時刻歴波形

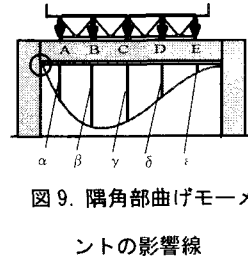


図 9. 隅角部曲げモーメントの影響線

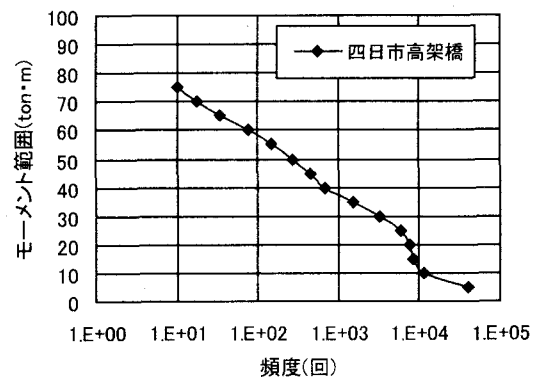


図 10. モーメント範囲頻度分布(四日市高架橋)