

主桁・横桁交差部の疲労強度評価方法の提案

法政大学大学院 学生員 ○平山 繁幸
法政大学 正会員 森 猛
法政大学大学院 学生員 望月 建志

1. はじめに：鋼橋の疲労強度評価は公称応力を用いて行われるのが通常である。しかし、主桁・横桁交差部は主桁ウェブ応力と横桁フランジ応力が生じる 2 軸応力場となるだけでなく、主桁ウェブ溶接部においてはせん断応力の反転により主応力方向が変化する応力場にもなる。本研究では、著者らがこれまでにに行った疲労試験結果を基に、2 軸荷重と主応力方向の変化の影響を考慮した主桁・横桁交差部の疲労強度評価方法を提案する。さらに、支間 40m の 2 車線道路橋を対象として、提案する方法を用いた疲労強度評価を行う。

2. 疲労強度評価の手順：本評価方法で対象とするのは、複雑な応力場となる中桁ウェブ・横桁下フランジ交差部である。疲労強度評価の手順は日本道路協会の「鋼道路橋の疲労設計指針」に示されている方法に従うものとし、次のように行う。1) 衝撃係数、活荷重補正係数を乗じることにより疲労設計荷重の重量 (200kN) を補正する。2) 補正した疲労設計荷重が橋上を走行することにより生じる公称応力の変動範囲 (応力範囲) を算出する。3) 求めた応力範囲に、2 軸荷重の影響に対する補正係数 α_1, α_2 と主応力方向の変化の影響に対する補正係数 α_3 を乗じる。4) 補正した応力範囲を一定振幅応力に対する打ち切り限界と比較し、それ以下の場合には設計で考慮する期間内の疲労に対する安全性は確保されているものとしてそこで評価を終了する。5) 一定振幅応力に対する打ち切り限界以上の場合には、変動振幅応力を考慮した評価 (線形累積被害則の考え方を適用) を行う。

3. 公称応力の算出：プレートガーダー橋の公称応力は格子解析を用いて求められるのが通常である。しかし、格子解析は主桁と横桁の位置関係や床版の荷重分配効果を考慮していないという問題点がある。実際の応力状態を再現するためには、詳細なモデルを用いた有限要素応力解析を行うことが最も望ましいと考えられるが、モデルの作成に多大な手間と時間を要する、解析で得られた応力の取扱いが難しいという問題がある。

本研究では、図-1 に示す簡易なモデルを用いた有限要素応力解析により公称応力を算出することを提案する。このモデルは、床版をプレート要素でモデル化することにより床版の荷重分配効果を、主桁をビーム要素、横桁などの横つなぎ材を偏心ビーム要素でモデル化することで主桁と横つなぎ材の中立軸の違いを考慮している。また、主桁と床版を剛体要素で結ぶことにより合成桁としての機能を表現している。材料定数は、鋼の弾性係数を $2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、ポアソン比を 0.3、鉄筋コンクリートの弾性係数を $3.0 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 、ポアソン比を 0.166 とした。

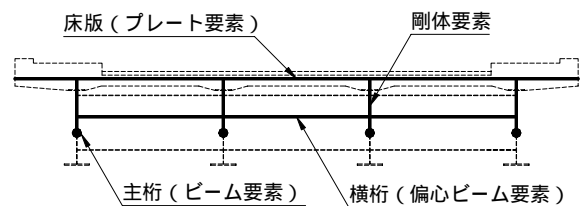


図-1 簡易 FEM モデル

表-1 疲労強度評価結果

照査位置	応力範囲 $\Delta \sigma_i$ (N/mm^2)		応力繰返し数 n_i (cycles)		一定振幅応力に対する 打ち切り限界 $\Delta \sigma_{ce}$	変動振幅応力に対する 打ち切り限界 $\Delta \sigma_{ve}$	疲労寿命 N_i (cycles)		疲労損傷度 D_i		D ($= \sum D_i$)
主桁M2	$\Delta \sigma_1$	34.2	n_1	3.29×10^6	32 N/mm^2	15 N/mm^2	N_1	5.81×10^6	D_1	0.566	0.671
	$\Delta \sigma_2$	19.7	n_2	3.29×10^6			N_2	3.13×10^7	D_2	0.105	
横桁L1	$\Delta \sigma_1$	56.9	n_1	3.29×10^6	62 N/mm^2	29 N/mm^2	N_1	-	D_1	-	-
	$\Delta \sigma_2$	46.7	n_2	3.29×10^6			N_2	-	D_2	-	
横桁L2	$\Delta \sigma_1$	62.3	n_1	3.29×10^6			N_1	4.24×10^6	D_1	0.766	0.766
	$\Delta \sigma_2$	0.28	n_2	3.29×10^6			N_2	-	D_2	-	

キーワード：主桁・横桁交差部、疲労強度評価、2 軸応力、主応力方向

連絡先：〒184-8584 東京都小金井市梶野町 3-7-2 法政大学鋼構造研究室 電話番号 042-387-6287

労強度は2軸荷重による溶接止端部の応力の増加と応力の2軸性そのものにより低下することを既に示している．ここでは，応力の増加に対する補正係数 α_1 と応力の2軸性そのものに対する補正係数 α_2 を公称応力に乘じることにより，2軸荷重の影響を考慮することとする（図-2参照）．補正係数 α_1 ， α_2 は以下の式で求められる．

$$\text{主桁ウェブ側溶接部： } \alpha_1 = 0.0485\alpha + 1 \quad (1a)$$

$$\alpha_2 = 1/\sqrt[3]{10^{-0.180\beta}} \quad (1b)$$

$$\text{横桁フランジ側溶接部： } \alpha_1 = 0.390\gamma + 1 \quad (2a)$$

$$\alpha_2 = 1/\sqrt[3]{10^{-0.480\gamma}} \quad (2b)$$

ただし、

β ：横桁・主桁応力比（横桁フランジ応力と主桁ウェブ応力の比）

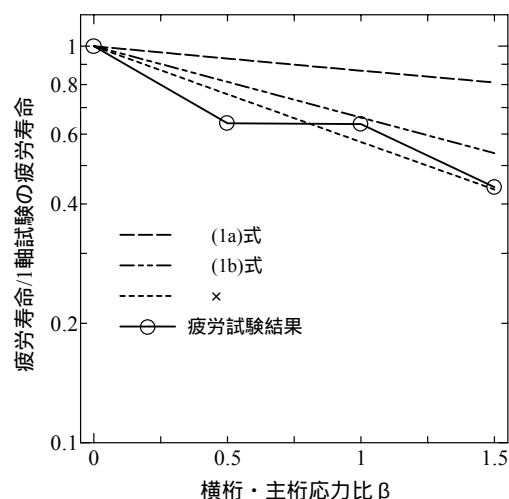
γ ：主桁・横桁応力比（主桁ウェブ応力と横桁フランジ応力の比）

5．主応力方向の変化の影響：著者らは荷重入力波形に位相差をつけて行った2軸疲労試験から，主応力方向の変化による疲労寿命の減少は最大主応力とその方向の最小応力の差として定義した主応力範囲を用いて整理できることを示した．図-3は主応力範囲 $\Delta\sigma_p$ ，最大主応力 $\sigma_{\max}$ ，最大主応力方向の最小応力 $\sigma_{\min}$ とせん断応力 τ と曲げ応力 σ の比 τ/σ の関係を示している．図の縦軸は，図中に示す各種の応力を曲げ応力で無次元化したものである．なお，最小応力はモールの応力円を用いて求めた． $\tau/\sigma < 0.87$ の領域では最小応力は正の値となっているため，除荷状態を考慮すれば主応力範囲は最大主応力と一致する． $\tau/\sigma > 0.87$ の領域では主応力範囲は最大主応力を上回っている．ここでは，(3)式から算出した値を主応力方向の変化に対する補正係数 α_3 とした．

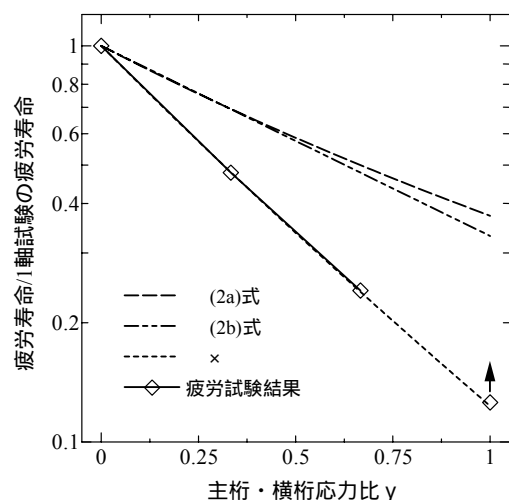
$$\alpha_3 = 1/2 + \sqrt{(1/2)^2 + (\tau/\sigma)^2} \quad (0 \leq \tau/\sigma \leq 0.87) \quad (3a)$$

$$\alpha_3 = \sqrt{(1/2)^2 + (\tau/\sigma)^2} (1 - \cos(2 \tan^{-1}(2\tau/\sigma))) \quad (\tau/\sigma > 0.87) \quad (3b)$$

6．疲労強度評価例：提案する方法を用いて疲労強度評価を行った．対象橋梁は支間40mの2車線道路橋（主桁本数：4）である．横桁は支間中央に配置した．評価箇所は中桁ウェブ・横桁下フランジ交差部の中桁ウェブ（M2）と横桁下フランジ（L1，L2）である．疲労強度評価結果を表-1に示す．表中の $\Delta\sigma_i$ は疲労設計荷重が第1車線，第2車線を走行した際に主桁ウェブ溶接部および横桁フランジ溶接部に生じる応力範囲， n_i は設計で考慮する期間を100年，1車線あたりの日大型車交通量を3000台/日と仮定して計算した疲労設計荷重の頻度， N_i は応力範囲 $\Delta\sigma_i$ に対応する疲労寿命を表している．横桁L1の応力範囲は一定振幅応力に対する打ち切り限界以下となっているのに対し，主桁M2および横桁L2の応力範囲は打ち切り限界を超えている．応力繰返し数と疲労寿命から計算した主桁M2と横桁L2の疲労損傷度（ $=\sum (n_i/N_i)$ ）は，それぞれ0.67，0.77と1を下回っており，供用期間内の疲労に対する安全性が確認されたことになる．



(a) 主桁ウェブ溶接部



(b) 横桁フランジ側

図-2 2軸荷重の影響

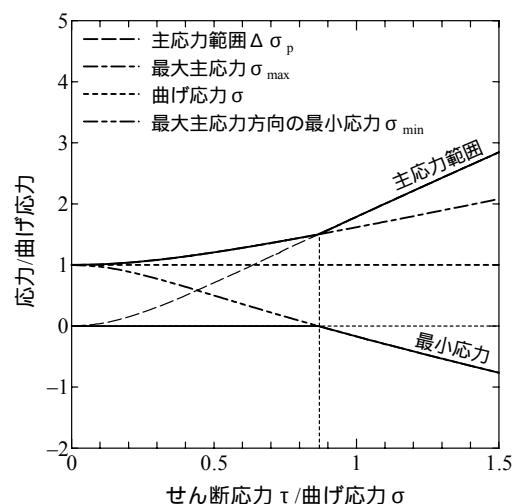


図-3 主応力方向変化の影響