

## 鋼I断面橋梁の主桁・横桁交差部の応力性状 と疲労寿命評価

AKIMOTO, Shinsuke / MORI, Takeshi / 秋本, 伸介 / 森, 猛 /  
平山, 繁幸 / HIRAYAMA, Shigeyuki

---

(出版者 / Publisher)

法政大学計算科学研究センター

(雑誌名 / Journal or Publication Title)

法政大学計算科学研究センター研究報告 / Bulletin of Computational Science  
Research Center, Hosei University

(巻 / Volume)

16

(開始ページ / Start Page)

153

(終了ページ / End Page)

157

(発行年 / Year)

2003-03-20

(URL)

<https://doi.org/10.15002/00024991>

# 鋼 I 断面橋梁の主桁・横桁交差部の応力性状と疲労寿命評価

平山 繁幸 秋本 伸介  
法政大学大学院工学研究科建設工学専攻

森 猛  
法政大学工学部土木工学科

鋼 I 断面橋梁の主桁・横桁交差部には数多くの疲労損傷が報告されている。その原因の 1 つとして、交差部が主桁ウェブ応力に加えて横桁フランジ応力が作用する複雑な応力場となることが考えられる。本研究では、実橋梁を対象とした三次元有限要素応力解析を行い、横桁下フランジが交差する主桁ウェブ側溶接止端部に 2 軸応力の影響により高い応力集中が生じることを明らかにした。さらに、応力解析結果を利用して交差部の疲労寿命評価を行った。

## 1. はじめに

我が国では、鋼橋の疲労に対する検討は鉄道橋に限って行われ、道路橋においては鋼床版を除いて疲労に対する検討は必要ないとされてきた。しかし、道路橋においても疲労が原因と考えられる損傷事例が多数報告されている。その 1 つに鋼 I 断面橋梁の主桁ウェブと荷重分配横桁（以下、横桁と呼ぶ）フランジの交差部に生じた疲労亀裂がある（図 1<sup>1)</sup> 参照）。この部分は、主桁ウェブ応力に加えて横桁フランジ応力が作用する複雑な応力場となる。したがって、疲労に対する耐久性を高めるためには、主桁・横桁交差部の応力性状を正確に把握しておく必要がある。

多主桁橋の主桁・横桁交差部の応力性状・疲労強度については既に幾つかの検討がなされている<sup>2)~5)</sup>。しかし、そこでは通常の設計で用いられている格子解析を利用しているため、床版による荷重分配作用や横桁が主桁ウェブのみに取り付けられていることが考慮されておらず、実際の応力状態を再現しているとは言い難い。

本研究では、実橋梁を対象とした三次元有限要素応力解析を行うことにより、橋上を T 荷重が移動するときの主桁ウェブ・横桁フランジ交差部の応力性状について検討する。さらに、応力解析結果と 2002 年 3 月に発刊された「鋼道路橋の疲労設計指針」<sup>6)</sup>を利用して主桁・横桁交差部の疲労寿命評価を行う。

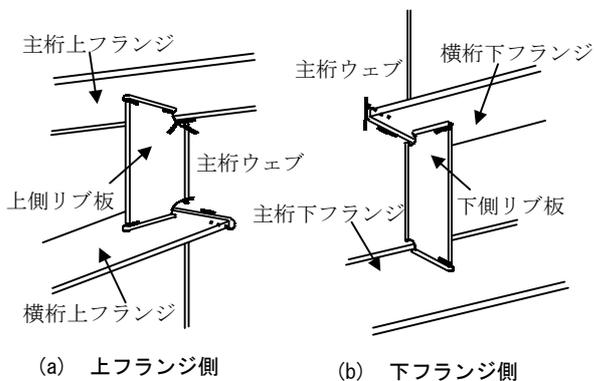


図 1. 疲労損傷の例

## 2. 解析モデルと解析方法

解析対象は支間 30m の 2 車線道路橋で、橋梁形式は 4 本主桁の I 断面合成桁である。橋梁の断面形状・寸法は、市販の橋梁断面設計ソフトウェアを用いて設計した。使用鋼材は SM490Y とし、横桁は支間中央に配置した。設計した橋梁断面を図 2 に、主桁と横桁の断面寸法を表 1 に示す。解析は、主桁と横桁をシェル要素、対傾構と横構をビーム要素、コンクリート床版と舗装をソリッド要素でモデル化して行った。節点数は 245917、要素数は 226335 である。最小要素寸法は、主桁・横桁交差部近傍で 25mm

表 1. 断面寸法 (単位: mm)

	U.Flг 幅×板厚	Web 幅×板厚	L.Flг 幅×板厚
外桁	340×19	1600×9	560×32
中桁	350×16	1600×9	550×30
横桁	200×10	1200×9	200×10

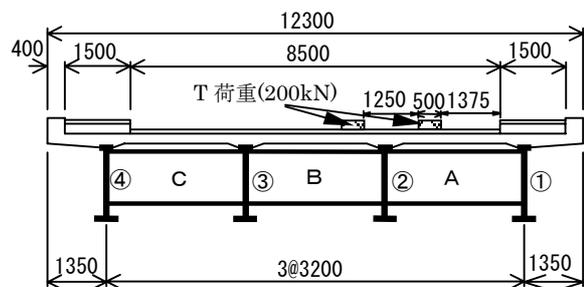


図 2. 設計断面 (単位: mm)

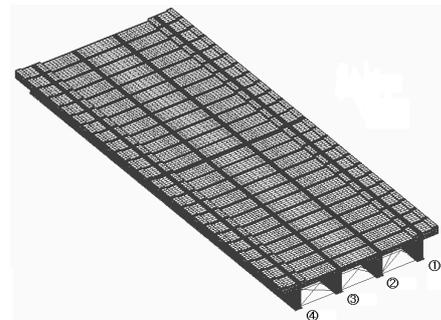


図 3. 解析モデル全体の要素分割図

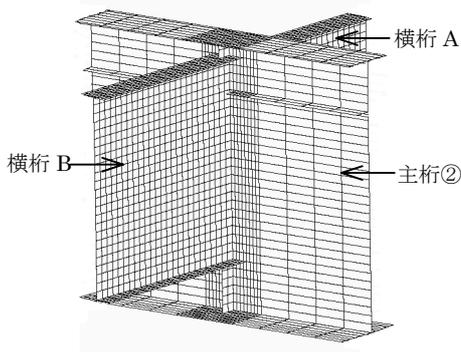


図 4. 主桁・横桁交差部の要素分割図

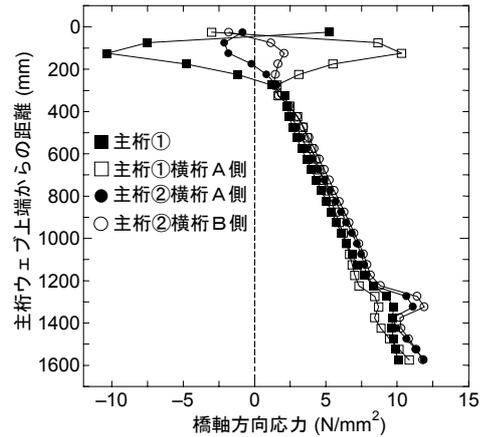


図 5. 主桁ウェブの応力分布

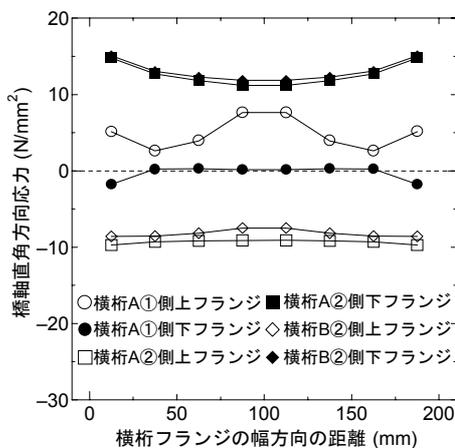


図 6. 横桁フランジの応力分布

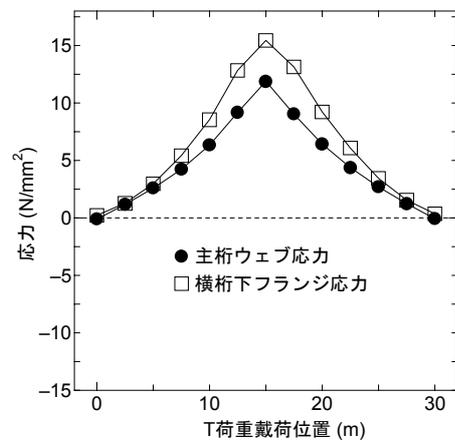


図 7. T 荷重による応力変動

とした。応力分布や疲労寿命評価に用いる応力は要素応力とする。解析モデル全体の要素分割図を図 3 に、主桁②と横桁 A・B の交差部近傍の要素分割図を図 4 に示す。荷重は、図 2 に示すように T 荷重 (200kN) をレーンマーク位置に戴荷した。T 荷重の橋軸方向の戴荷位置は、対称性を考慮して、橋端部から 0、2.5、5、7.5、10、12.5、15m とした。

### 3. 主桁・横桁交差部の応力性状

#### 3.1 T 荷重による応力性状

T 荷重を支間中央に戴荷した際の主桁①と②のウェブでの橋軸方向応力の分布を図 5 に示す。主桁①の横桁上フランジ交差部で大きな板曲げ応力が生じている。一方、横桁下フランジ交差部では、形状の乱れによる応力集中が生じている。主桁②にも、横桁上フランジ交差部で板曲げ応力が生じているが、その値は小さい。横桁下フランジ交差部には応力集中が生じており、その値は主桁①より大きくなっている。

横桁 A と横桁 B のフランジでの橋軸直角方向応力の分布を図 6 に示す。横桁 A の主桁①側上フランジには引張応力、横桁 A・B の主桁②側上フランジには圧縮応力が生じている。横桁 A の主桁①側下フランジには応力はほとんど生じていないが、横桁 A・B の主桁②側下フラン

ジには 10~15N/mm<sup>2</sup> 程度の引張応力が生じている。

図 5 で示した主桁①と②の横桁下フランジ交差部での応力集中の差は、主桁①側と主桁②側の横桁下フランジ応力の差によって生じたものと考えられる。このように、中桁ウェブの横桁下フランジ交差部には、横桁フランジ応力すなわち 2 軸応力の影響が認められる。

#### 3.2 T 荷重移動による応力変動

T 荷重がレーンマーク位置を橋軸方向に移動することにより生じる応力変動の様子を図 7 に示す。この図では、2 軸応力の影響による応力集中が認められた主桁②と横桁 A 下フランジの交差部の主桁ウェブ側溶接止端部と横桁下フランジ端部の応力変動を示している。当然のことではあるが、応力は支間中央で最大となっている。また、この交差部の横桁下フランジには主桁ウェブと同程度以上の応力変動が生じている。

#### 3.3 2 軸応力比

前節で得られた結果をもとに、全ての主桁ウェブ・横桁下フランジ交差部において横桁フランジ応力と主桁ウェブ応力の比を求めた。この比を 2 軸応力比と呼ぶ。T 荷重の戴荷位置によって 2 軸応力比が変化の様子を図 8 に示す。なお、2 軸応力比の計算に用いた主桁ウェブ応

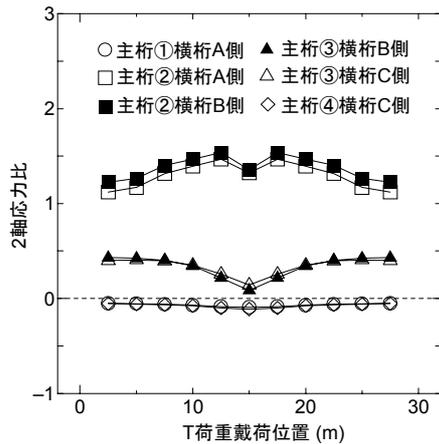


図 8. T 荷重による 2 軸応力比の変化

力と横桁下フランジ応力は、交差部に最も近い位置での応力である。2 軸応力比は-0.1~1.5 の範囲にあり、特に疲労損傷の発生する可能性が高い主桁②では 2 軸応力比が 1.1~1.5 となっている。したがって、主桁・横桁交差部の疲労強度はこのような条件下で求める必要があると考えられる。

#### 4. 主桁・横桁交差部の疲労寿命評価

解析結果から主桁ウェブと横桁下フランジの交差部に高い応力集中が生じていることが明らかとなった。ここでは、主桁①・横桁 A 交差部、主桁②・横桁 B 交差部の主桁ウェブと横桁下フランジに着目し、日本道路協会の「鋼道路橋の疲労設計指針」<sup>6)</sup> (以下、疲労設計指針と呼ぶ) に示された方法に従って疲労に対する安全性の照査を行った。

疲労照査は、疲労設計荷重が橋上を走行する際に生じる公称応力の変動範囲 (応力範囲) とその頻度を疲労設計指針に定められている疲労設計曲線と比較することにより行われる。疲労照査に必要な中桁ウェブの公称応力は、中桁で得られた応力集中係数 (1.25) と外桁で得られた応力集中係数 (1.02) との比 (1.22) を、図 5 に示す応力分布より求めた公称応力に乘じるにより求めた。これにより 2 軸応力の影響を考慮した。外桁の公称応力については、先述のように 2 軸応力の影響がないため、図 5 に示す応力分布のみから求めた。また、横桁下フランジの公称応力は、図 6 に示す橋軸直角方向応力の最大値とした。疲労照査は以下のように行った。

- ① T-20 荷重の重量 (200kN) に疲労衝撃係数、T 荷重補正係数、同時戴荷係数と構造解析係数を乗じることにより、疲労設計荷重 (T 荷重) の重量を補正する。ここでの条件を適用すると、疲労衝撃係数は 1.125、T 荷重補正係数は 2.98、同時戴荷係数は 1.00、構造解析係数は三次元有限要素解析を用いたので 1.00 となる。したがって、疲労設計荷重の重量は 670kN となる。
- ② 疲労設計荷重が第 1 車線、第 2 車線を走行した際に生じる各交差部の応力の変動範囲 (応力範囲)  $\Delta\sigma$  を求める。その結果を表 2 に示す。表中の記号  $\Delta\sigma_i$  の  $i$  は疲労設計荷重の走行位置 (1: 第 1 車線、2:

表 2. 疲労照査結果

(a) 主桁ウェブ

	応力範囲(N/mm <sup>2</sup> )		応力繰返し数 (cycle)		一定振幅応力に対する打切り限界(N/mm <sup>2</sup> )	変動振幅応力に対する打切り限界(N/mm <sup>2</sup> )	疲労寿命 (cycle)	疲労損傷度
	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$	$n_1$	$n_2$				
主桁①	$\Delta\sigma_1$	28.5	$n_1$	$3.29 \times 10^6$	32	15	-	-
	$\Delta\sigma_2$	12.1	$n_2$	$3.29 \times 10^6$				
主桁②	$\Delta\sigma_1$	39.4	$n_1$	$3.29 \times 10^6$	32	15	$4.09 \times 10^6$	0.804
	$\Delta\sigma_2$	22.8	$n_2$	$3.29 \times 10^6$				

(b) 横桁フランジ

	応力範囲(N/mm <sup>2</sup> )		応力繰返し数 (cycle)		一定振幅応力に対する打切り限界(N/mm <sup>2</sup> )	変動振幅応力に対する打切り限界(N/mm <sup>2</sup> )	疲労寿命 (cycle)	疲労損傷度
	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$	$n_1$	$n_2$				
横桁A	$\Delta\sigma_1$	0.175	$n_1$	$3.29 \times 10^6$	62	29	-	-
	$\Delta\sigma_2$	-0.323	$n_2$	$3.29 \times 10^6$				
横桁B	$\Delta\sigma_1$	50.6	$n_1$	$3.29 \times 10^6$	62	29	-	-
	$\Delta\sigma_2$	3.87	$n_2$	$3.29 \times 10^6$				

第 2 車線) を表す。

- ③ 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台数を 3000 台/日と仮定して、設計で考慮する期間内の疲労設計荷重の頻度を計算する。

$$3000 \text{ 台/日} \times 365 \text{ 日/年} \times 100 \text{ 年} \times 0.03 = 3.29 \times 10^6$$

この値を②で求めた応力範囲の頻度 ( $n_1$ 、 $n_2$ ) とする。

- ④ 疲労設計指針で与えられている強度等級 A~H' の応力範囲  $\Delta\sigma$  - 応力繰返し数  $N$  関係と②で求めた応力範囲 ( $\Delta\sigma_1$ 、 $\Delta\sigma_2$ ) を比較する。主桁ウェブの強度等級は G、横桁フランジの強度等級は E であり、これらの一定振幅応力に対する応力範囲の打切り限界はそれぞれ  $32\text{N/mm}^2$ 、 $62\text{N/mm}^2$  である。主桁①の応力範囲と横桁フランジの応力範囲は打切り限界以下である。

- ⑤ 一定振幅応力に対する打切り限界を上回っていた主桁②の応力範囲  $\Delta\sigma_1$ 、 $\Delta\sigma_2$  について、変動振幅応力に対する応力範囲の打切り限界 ( $15\text{N/mm}^2$ ) と比較する。 $\Delta\sigma_1$ 、 $\Delta\sigma_2$  は打切り限界以上であるので、 $\Delta\sigma_1$ 、 $\Delta\sigma_2$  に対応する疲労寿命  $N_1$ 、 $N_2$  を次より求める。

$$N_i = \Delta\sigma_f \cdot 2 \times 10^6 / \Delta\sigma_i$$

$\Delta\sigma_f$ : 各強度等級の  $2 \times 10^6$  回基本許容応力範囲

G 等級の場合:  $\Delta\sigma_f = 50\text{N/mm}^2$

したがって、 $\Delta\sigma_1$  に対応する疲労寿命  $N_1$  は

$$N_1 = 50^3 \cdot 2 \times 10^6 / 39.4^3 = 4.09 \times 10^6$$

となる。同様に  $\Delta\sigma_2$  に対応する疲労寿命  $N_2$  は

$$N_2 = 50^3 \cdot 2 \times 10^6 / 22.8^3 = 2.10 \times 10^7$$

となる。

- ⑥ ③で求めた応力範囲の頻度  $n_i$  と⑤で求めた疲労寿命  $N_i$  から疲労損傷度  $D_i$  ( $n_i/N_i$ ) の合計  $D$  ( $\sum (n_i/N_i)$ ) を求める。D が 1 以下であれば、供用期間内 (100 年) の疲労に対する安全性が確認されたことになる。

$$D = n_1/N_1 + n_2/N_2$$

$$= 3.29 \times 10^6 / 4.09 \times 10^6 + 3.29 \times 10^6 / 2.10 \times 10^7$$

$$= 0.960$$

## 5. まとめ

主桁・横桁交差部の応力性状を調べる目的で、実橋梁を対象とした有限要素応力解析を行った。さらに、応力解析結果を利用した主桁・横桁交差部の疲労寿命評価を行った。解析対象は支間 30m・鋼 I 断面合成桁形式（主桁本数：4）の 2 車線道路橋である。本研究で得られた結果は以下の通りである。

1. 横桁下フランジが交差する中桁ウェブには、2 軸応力の影響で高い応力集中が生じる。
2. 横桁下フランジに生じる応力は、主桁ウェブに生じる応力の 0.1～1.5 倍の範囲にある。特に疲労損傷の発生の可能性が高い、戴荷位置直下の主桁②では 1.1～1.5 倍の範囲にあった。
3. 応力解析結果と疲労設計指針を利用して、2 軸応力の影響を考慮した交差部の疲労照査例を示した。

## 参考文献

- [1] 日本道路協会、”鋼橋の疲労”、丸善、1997 年。
- [2] 町田文孝，三木千壽，吉岡昭彦、”主桁ウェブ貫通型横桁取合い部の疲労特性”、土木学会論文集、No.612、I-46、pp.349-357、1999 年。
- [3] 山田健太郎，貝沼重信，香川直輝，石井博典，西岡敬治、”鋼 I 桁橋ウェブギャップ部の疲労試験と応力緩和による疲労寿命向上効果”、No.619、I-47、pp.267-278、1999 年。
- [4] 鈴木博行，関惟忠，西岡敬治，岩崎雅紀，羽子岡爾朗、”鋼桁橋の主桁－横桁取合い部の疲労に関する解析的検討”、構造工学論文集、Vol.42A、pp.919-926、1996 年。
- [5] 坂野昌弘，宝角正明，下良利成，三上市蔵、”主桁－横桁接合部ウェブガセット溶接継手の長期疲労強度”、鋼構造論文集、第 5 巻、第 18 号、pp.31-40、1998 年。
- [6] 日本道路協会、”鋼道路橋の疲労設計指針”、丸善、2002 年。
- [7] 日本電子計算株式会社、”合成桁桁（鉸桁・箱桁）の概略自動設計”、1998 年。

キーワード.

鋼 I 断面橋梁, 主桁・横桁交差部, 2 軸応力, 疲労寿命評価

-----

Summary.

**Stress Analysis and Fatigue Life Evaluation at Welded Joint  
between Main and Lateral Girders in I-Shaped Composite Girder Bridges**

Shigeyuki HIRAYAMA    Shinsuke AKIMOTO  
Construction Engineering (Civil Engineering) major, Graduate School of Engineering, Hosei University

Takeshi MORI  
Department of Civil Engineering, Hosei University

A lot of fatigue damage has been reported at welded joint between main and lateral girders in I-shaped composite girder bridges. The cause has been considered as complex stress field induced by stresses on the main girder web and the lateral girder flange. In this study, for the purpose of examining stress properties at the welded joint, three dimensional finite element analysis has been carried out to a composite steel girder of simple span. As a result, high stress concentration due to bi-axial stress is occurred at the main girder web. Furthermore fatigue life evaluation using the analytical results has been carried out.

Keywords.

I-Shaped Steel Bridge, Welded Joint between Main and Lateral Girders, Bi-Axial Stress, Fatigue Life Evaluation