

鋼橋の主桁の疲労寿命

Fatigue life of main girders in steel bridges

大倉 一郎*, 石川 敏之**, 西岡 敬治***

Ichiro OKURA, Toshiyuki ISHIKAWA and Takaharu NISHIOKA

*工博 大阪大学 助教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒565-0871 吹田市山田丘 2-1)

** 工修 駒井鉄工株式会社 橋梁技術部 (〒555-0041 大阪市西淀川区中島 2-5-1)

***工修 阪神高速道路公団 京都建設事務所 設計課長 (〒604-8152 京都市中京区烏丸通錦小路上ル)

Fatigue cracks are initiated in many steel bridges. However, there are few cases that fatigue cracks are created in main girders. Although the cases are few, the initiation of fatigue cracks in main girders may lead to failure of the bridge. The purpose of this study is to make it clear whether or not fatigue cracks will occur in main girders in future, and if any, in which structural details they will be produced. First we carry out the fatigue test for the girders, which were subjected to 25 years of traffic service. Next we conduct the stress measurement on an actual bridge for three months. Finally, estimating the fatigue life of each structural detail of girders, we reveal that the structural details with a possibility of fatigue cracking in future are the gusset-plate-end and the end of the bottom flange of a cross beam at exterior girders.

Key word: fatigue, fatigue assessment, stress measurement, steel bridge

キーワード: 疲労, 疲労評価, 応力実測, 鋼橋

1. まえがき

現在、国の内外を問わず鋼橋に疲労亀裂が発生している事例が数多く報告されている¹⁾²⁾。しかし、これらの多くは、横桁、対傾構、横構等の2次部材に発生しており、亀裂の発生が直接橋の落橋につながる可能性は低い。これに対して、鋼橋の1次部材に疲労亀裂が発生した事例としては、桁の支承付近、桁端の切欠き部およびゲルバー桁のヒンジ部が挙げられるが³⁾、その発生数は少ない。しかし、1次部材に発生する疲労亀裂は橋の落橋につながる恐れがあるので、将来、前述の箇所以外で1次部材に疲労亀裂が発生する可能性があるのか、あるとすればそれはどこか、これらを明らかにしておくことは鋼橋を維持管理する上で重要である。

本研究は、プレートガーダー橋の主桁に将来疲労亀裂が発生する可能性があるのか、あるとすればどの構造詳細に発生するのか明らかにすることを研究目的としている。最初に、撤去されたプレートガーダー橋の主桁の疲労試験を実施し、主桁の各構造詳細の疲労強度を明らかにする。次に、実橋の応力実測を約3ヶ月間行い、各構造詳細の疲労損傷累積(この言葉の定義は第3章で与

える)を算出する。最後に、主桁の各構造詳細の疲労寿命を推定し、将来疲労亀裂が発生する可能性のある構造詳細を明らかにする。

2. プレートガーダー橋の主桁の疲労強度

2.1 桁試験体の疲労試験

プレートガーダー橋の主桁の疲労強度を明らかにするために、図-1に示す阪神高速道路神戸線の脇浜-岩屋区間のプレートガーダー橋から試験体を採取した。こ

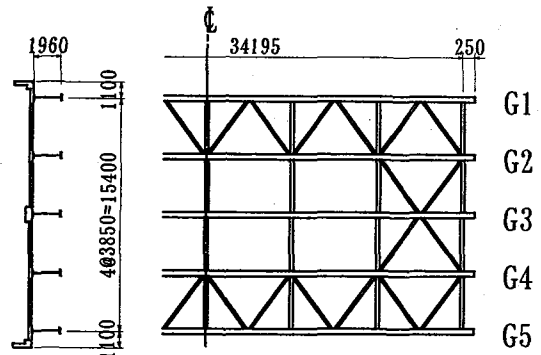


図-1 桁試験体が採取された橋

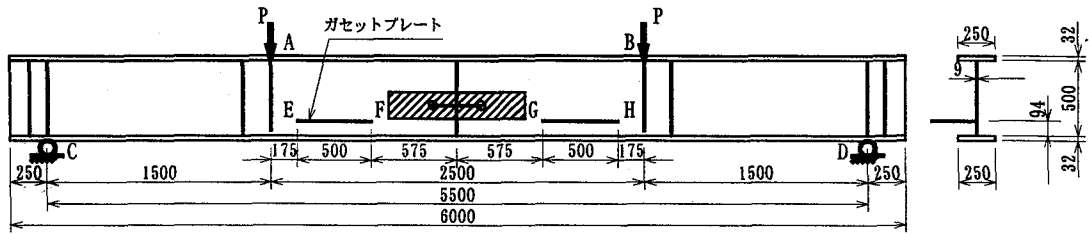


図-2 桁試験体

の橋は25年間交通に供用されていたが、1995年兵庫県南部地震を受けた。地震を受けた際、桁端以外に局所的な鋼板の変形、局所的な塗装の剥離が見られなかったため、桁端以外は再利用される予定であった。この橋の主桁の上下フランジの破壊靱性がシャルピーの衝撃試験で調べられ、主桁は地震時に塑性ひずみを受けていなかったことが報告されている⁹⁾。

試験体を図-2に示す。試験体はG4とG2の2体である。図-1の中主桁G4とG2の各桁の中央から、下フランジを含め、高さ532mm、長さ6000mmの部分を出した。さらに下フランジの両側を180mm切断した。図-2に示すように、切出されたウェブの上端に下フランジと同じ大きさの上フランジを取付けた。さらに荷重載荷点の直下と桁支点の直上に垂直補剛材を設けた。下フランジ上面から94mmの位置に300mm×500mm×9mmの大きさのガセットプレートを取り付けた。日本鋼構造協会の疲労設計指針⁹⁾(以後、JSSC疲労設計指針と呼ぶ)によれば、試験体中央の横桁下フランジの下のコネクションプレートと主桁下フランジの連結部すなわちコネクションプレート下端の疲労強度等級はE(200万回許容疲労応力範囲80MPa)、ガセットプレート端の疲労強度等級はG(200万回許容疲労応力範囲50MPa)である。したがってコネクションプレート下端とガセットプレート端の疲労亀裂が同じ可能性で発生するように下フランジ上面の応力とガセットプレート端の応力が8:5となる位置にガセットプレートを設けた。試験体の実測板厚と材料特性を表-1に示す。

荷重範囲が426.6kN、荷重比が0.01の繰返し荷重を試験体の点A、Bに1.5Hzの同周期で与えた。載荷点A、B間に等曲げモーメントが生じる。試験体G4とG2ともガセットプレート端に疲労亀裂が発生したが、コネクションプレート下端には疲労亀裂が発生しなかった。疲労試験終了時の亀裂の様子を図-3に示す。試験体G4ではガセットプレート端GとHから疲労亀裂が発生した。亀裂の伝播を止めるために亀裂先端に直径25mmのスト

表-1 桁試験体の実測板厚と材料特性

		ウェブ	上フランジ	下フランジ
桁試験体 G4	材質	SM490A	SM490B	SM490B
	実測板厚(mm)	9.1	34.6	32.9
	ヤング率×10 ⁵ (MPa)	1.99	-	2.00
	降伏応力(MPa)	381	-	400
	引張強度(MPa)	532	-	561
	ポアソン比	0.288	-	0.284
	伸び率(%)	24	-	28
桁試験体 G2	材質	SM490A	SM490B	SM490B
	実測板厚(mm)	9.4	34.6	32.7
	ヤング率×10 ⁵ (MPa)	2.00	-	1.99
	降伏応力(MPa)	380	-	417
	引張強度(MPa)	536	-	569
	ポアソン比	0.289	-	0.288
	伸び率(%)	24	-	28

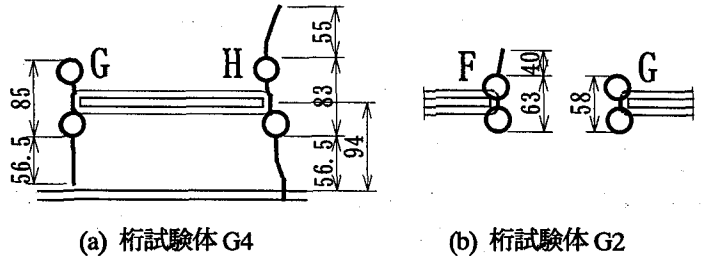


図-3 疲労試験終了時の亀裂

ップホールを設けたが、ガセットプレート端Hの下方のストップホールから亀裂が再発生し、この亀裂が下フランジに浸入し、190.8万回で下フランジが破断した。試験体G2ではガセットプレート端FとGから疲労亀裂が発生した。同様にストップホールを亀裂の先端に設けた。ガセットプレート端Fの上方のストップホールから亀裂が再発生したが、289万回以降亀裂の伝播が止まり、512.6万回で疲労試験を終了した。

コネクションプレート下端とガセットプレート端に対するS-N関係を図-4に示す。コネクションプレート下端に対して下フランジ上面の位置の公称応力範囲、ガセットプレート端に対してその位置の公称応力範囲を用いている。ガセットプレート端に発生した亀裂に対して、ウェブを貫通して裏面に亀裂が現れたときの繰返し回数を用いている。同図にはJSSC疲労設計指針⁹⁾が与える疲労強度等級EとGも示してある。コネクションプ

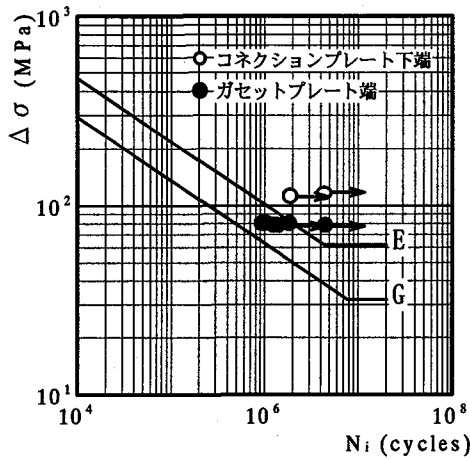


図-4 S-N関係

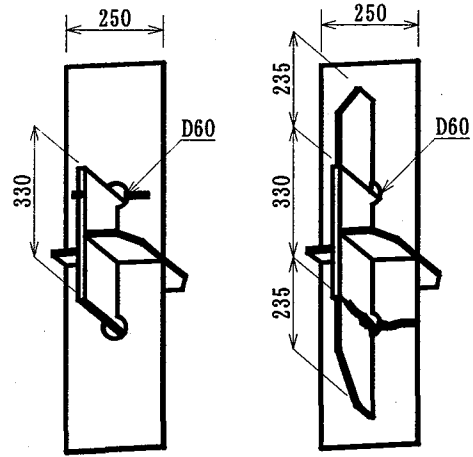
レート下端とガセットプレート端はそれぞれ疲労強度等級EとGを満足している。

試験体ではガセットプレート端の応力は下フランジ上面の応力の0.625倍である。試験体が採取された桁においては、ガセットプレートの位置の応力が下フランジ上面の応力の0.88倍になる。これは、道路橋示方書⁷⁾で規定されている有効幅を有するコンクリート床版と主桁から成る合成断面(鋼とコンクリートのヤング係数比 η)に対する計算値である。さらに、コネクションプレート下端は既に25年間の実交通荷重による疲労損傷が導入されている。したがって実橋においては、コネクションプレート下端よりガセットプレート端に疲労亀裂が発生する可能性が高いと言える。

疲労試験において亀裂の伝播を止めるために設けたストップホールの効果については文献(8)に記述されている。

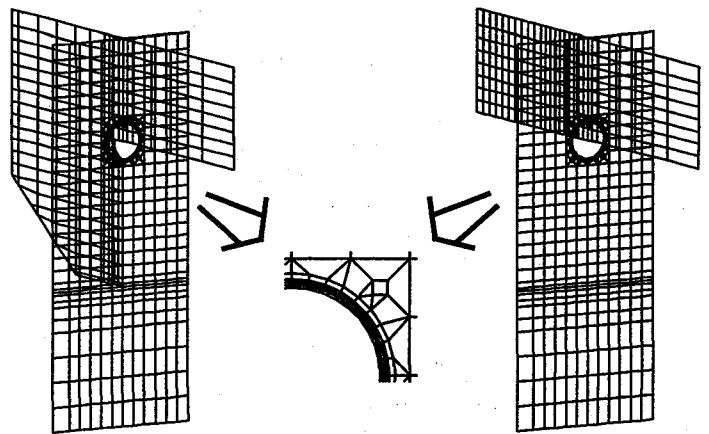
2.2 帯板試験片の疲労試験

図-2に示すように、横桁下フランジが貫通する主桁ウェブのスカラップすなわち主桁ウェブスカラップの直径は60mmであり、ガス切断により作製されているため、スカラップ縁には切欠きが存在し、スカラップの板厚表面も平滑ではない。さらに主桁ウェブスカラップの疲労強度がガセットプレート端の疲労強度より低いことが報告されている⁹⁾。このように主桁ウェブスカラップは疲労強度が低い可能性があるため、前述の桁試験体の疲労試験終了後、図-2で斜線を施した部分から図-5に示す帯板試験片を採取し、疲労試験を行った。図-1の中央桁G3には、横構がないため、横桁下フランジと主桁ウェブの角にガセットプレートが設けられていない。したがって図-5(a)に示すように、帯板試験片G4では、ガセットプレートをガス切断により取除いた。



(a) 帯板試験片 G4 (b) 帯板試験片 G2

図-5 帯板試験片



(a) 帯板試験片 G4

(b) 帯板試験片 G2

図-6 帯板試験片の要素分割

帯板試験片 G4 では、荷重範囲が 186.3kN、荷重比が 0.05 の直荷重を試験片の両端に 2Hz で与えた。図-5(a)に示すように、39.8 万回で上方のスカラップに疲労亀裂が発見され、80 万回で試験片が破断した。帯板試験片 G2 では、前記の繰返し荷重で 514 万回で疲労亀裂が発生しなかったため、荷重範囲を 333.4kN、荷重比を 0.029 として再度疲労試験を行った結果、繰返し回数 30 万回で試験片の下方のスカラップに疲労亀裂が発見され、37 万回で試験片が破断した。

帯板試験片のスカラップ縁に生じる応力を知るために、帯板試験片の有限要素解析を行った。有限要素分割を図-6に示す。対称性より帯板試験片の半分が要素分割されている。有限要素解析には汎用有限要素解析プログラム MARC¹⁰⁾を用いた。使用した有限要素は 8 節点厚肉曲面シェル要素(MARCの要素タイプ 22)である。解析値と試験値の比較を図-7に示す。両者はほぼ一致している。

有限要素解析で与えられるスカラップ縁の応力範囲

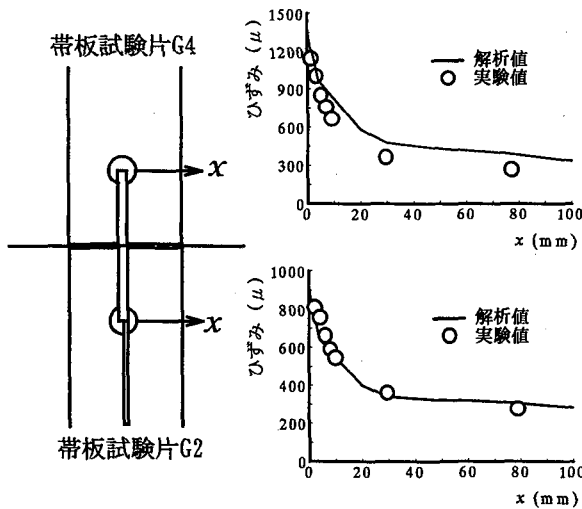


図-7 解析値と試験値の比較

$\Delta\sigma_m$ (MPa) と疲労亀裂を発生した回数 N_i との関係を図-8(a)に示す。主桁ウェブスカラップは疲労試験データが少ないので、主桁ウェブスカラップが円形であることより、円孔を有する帯板の S-N 曲線^{9) 11)}を用いて、主桁ウェブスカラップの S-N 曲線を決定した。

円孔を有する帯板の疲労強度を図-8(b)に示す。円孔を有する帯板の疲労強度は降伏応力の 1/2 乗で基準化され、その S-N 曲線すなわち曲線 I は次式で与えられる⁹⁾。

$$S-N \text{ 曲線: } \log N_i = \log \left(\frac{8.101 \times 10^{14}}{10^{2\xi_N}} \right) - 6.5 \log \left(\frac{\Delta\sigma_m}{\sqrt{\sigma_Y}} \right) \quad (1)$$

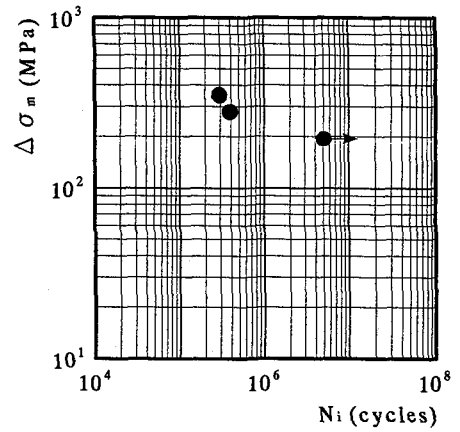
(応力比 $R=0.1$, 標準偏差 $\xi_N=0.138$)

$$\text{疲労限: } \frac{\Delta\sigma_m}{\sqrt{\sigma_Y}} = 21.3 \quad (2)$$

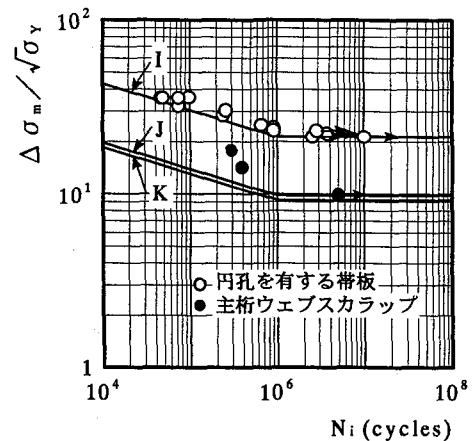
ここに、 $\Delta\sigma_m$: 応力範囲 (MPa), σ_Y : 降伏応力 (MPa)。主桁ウェブスカラップの疲労試験結果において、514 万回で疲労亀裂が発生しなかった点まで曲線 I を下げて得られる曲線 J を主桁ウェブスカラップの S-N 曲線とする。514 万回の点は応力比 R が 0.05 に対する結果であったので、曲線 J は $R=0.05$ に対する S-N 曲線である。主桁ウェブスカラップの疲労亀裂の発生位置は溶接構造でないため、応力比の影響を受ける。実橋の主桁には死荷重による応力が既に生じているので、活荷重による応力は、その応力比が 0.05 より高い。円孔を有する帯板の疲労試験において、 $R=0.5$ に対する疲労限は $R=0.1$ に対する疲労限の 0.939 倍であった⁹⁾。したがって曲線 J をさらに 0.939 倍だけ下げた曲線 K を $R=0.5$ に対する主桁ウェブスカラップの S-N 曲線とする。すなわち、

$$S-N \text{ 曲線: } \log N_i = \log(1.877 \times 10^{12}) - 6.5 \log \frac{\Delta\sigma_m}{\sqrt{\sigma_Y}} \quad (3)$$

($R=0.5$)



(a) $\Delta\sigma_m - N_i$



(b) $\Delta\sigma_m / \sqrt{\sigma_Y} - N_i$

図-8 主桁ウェブスカラップの S-N 関係

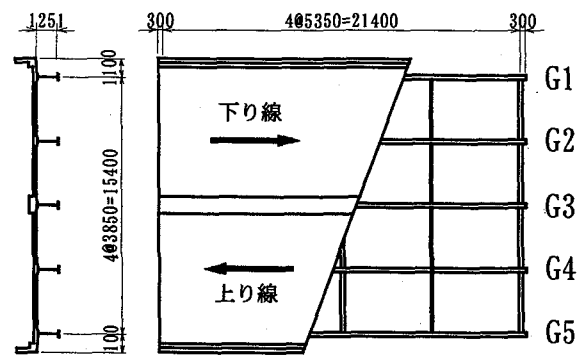


図-9 応力実測が行われた橋

$$\text{疲労限: } \frac{\Delta\sigma_m}{\sqrt{\sigma_Y}} = 9.2 \quad (4)$$

3. プレートガーダー橋の主桁の疲労寿命評価

3.1 応力実測

応力実測を行った橋の一般図を図-9に示す¹²⁾。この橋は阪神高速道路堺線の玉出の出入口間の単純支持合

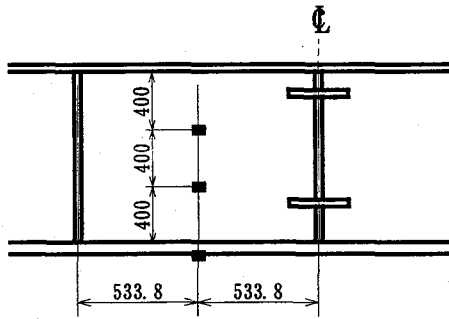


図-10 応力測定箇所

成プレートガーダー橋(堺P-240~241間)である。一般に桁の支間長が短くなると、活荷重による応力が大きくなるため、短支間の桁が長支間の桁より疲労損傷を受けやすい¹³⁾。したがって、図-9に示すように、このタイプの橋でなるべく支間長の短い橋を応力実測に選んだ。図-10に示すように、応力測定箇所は、各主桁の支間中央付近の下フランジ底面とウェブである。

1996年2月7日(水)、24時間応力実測を行った。この

測定期間中に得られた最大応力によって作成された主桁断面の応力分布を図-11に示す。各主桁の下フランジ底面の応力を1として表している。同図には、道路橋示方書⁷⁾で規定されるコンクリート床版の有効幅を有する合成断面(鋼とコンクリートのヤング係数比 η)から計算した応力分布を示す。図-11より実測値と合成断面から求めた応力分布はよく一致する。阪神高速道路のプレートガーダー橋においてはガセットプレートおよび主桁ウェブスカラップは下フランジ上面から20cmの高さにある。図-11から、この位置の応力は下フランジ底面の応力の0.798~0.801倍である。

1996年4月11日(木)から7月13日(土)までの約3ヶ月間、各主桁の下フランジ底面の応力を測定した。測定した応力はレインフロー法により応力頻度に変換した。

3.2 構造詳細

図-12に示すように、プレートガーダー橋の主桁にお

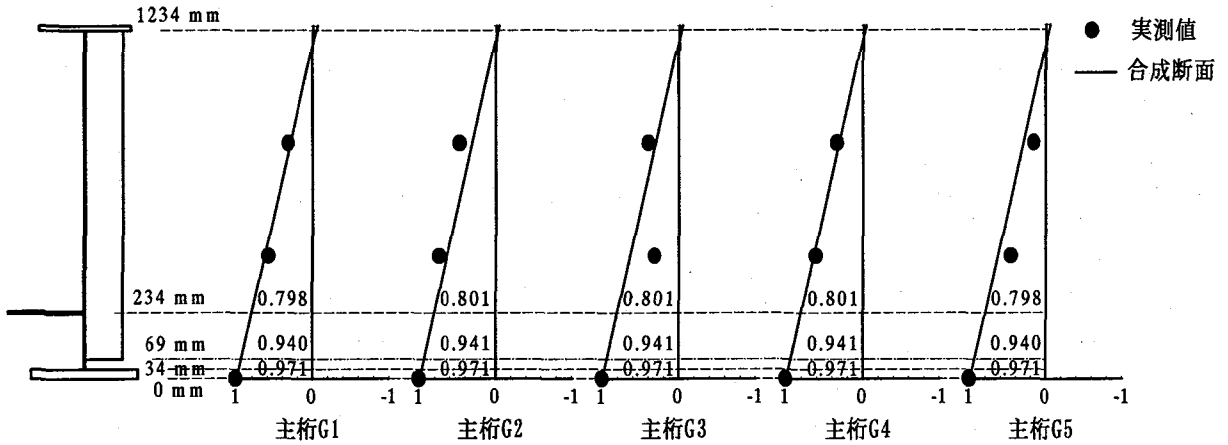


図-11 主桁の応力分布

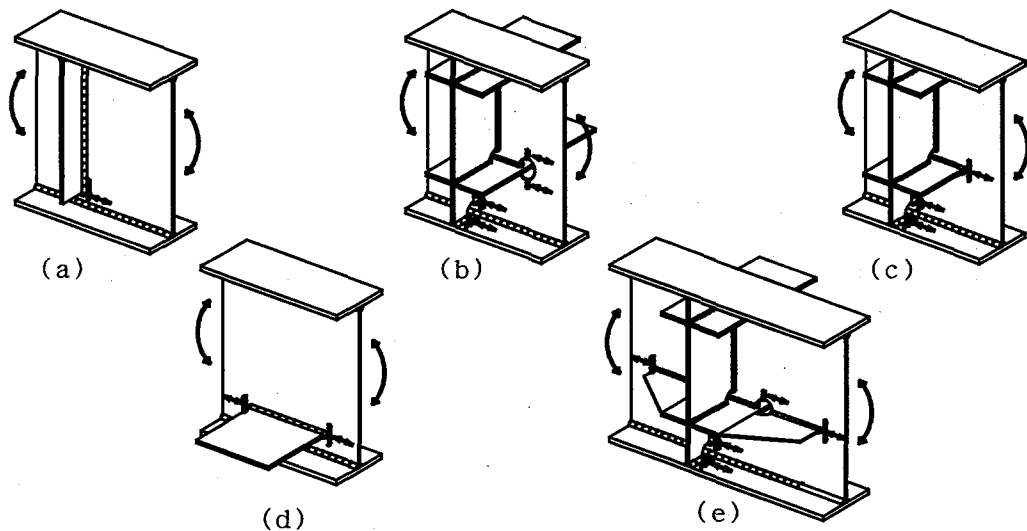


図-12 疲労照査の対象となる構造詳細

いて疲労亀裂が発生する可能性のある構造詳細は、コネクシオンプレート下端(図-12(b), (c), (e)), 垂直補剛材端(図-12(a)), 中央桁G3を除く主桁のガセットプレート端(図-12(d), (e)), 外主桁の横桁下フランジ端(図-12(c)), 内主桁の主桁ウェブスカラップ(図-12(b), (e))である。主桁G2とG4の主桁ウェブスカラップについては図-12(e)のみならず図-12(b)の構造詳細も検討する。

3.3 疲労抵抗と疲労損傷累積

疲労損傷の時間経過を理解しやすくするために、疲労抵抗 c と疲労損傷累積 q というパラメータを使用する^{14), 15)}。

疲労抵抗 c は次式で定義される^{14), 15)}。

$$c = N(\Delta\sigma)^m \quad (5)$$

ここに、 $\Delta\sigma$: 応力範囲, N : 応力範囲 $\Delta\sigma$ に対する疲労破壊までの繰返し回数, m : S-N曲線の傾き。

疲労抵抗 c の値を表-2に示す。コネクシオンプレート下端と垂直補剛材端の疲労抵抗 c はJSSC疲労設計指針の疲労強度等級E, ガセットプレート端と横桁下フランジ端の疲労抵抗 c は同指針の疲労強度等級Gに対応する。主桁ウェブスカラップの疲労抵抗 c は式(3)より次式で与えられる。

$$c = 1.877 \times 10^{12} (\sqrt{\sigma_y})^{6.5} \quad (6)$$

応力実測を行った橋の主桁ウェブの鋼種がSM490であったので、その保証降伏応力315MPaを式(6)の σ_y に用いて、主桁ウェブスカラップの疲労抵抗 c が与えられている。

疲労損傷累積 q は次式で定義される^{14), 15)}。

$$q = \sum_{i=1}^k n_i (\Delta\sigma_i)^m \quad (7)$$

ここに、 $\Delta\sigma_i$: 応力頻度の中の一つの応力範囲成分(MPa), n_i : $\Delta\sigma_i$ の繰返し回数, k : i の総数。

次の事項に基づいて各構造詳細の疲労損傷累積 q が計算されている。

- ①式(7)の m に対して表-2に示す値を用いる。
- ②表-2に示す変動応力範囲に対する応力範囲の打切り限界 $\Delta\sigma_{vaf}$ より大きい応力範囲を式(7)の $\Delta\sigma_i$ に用いる。表-2で、コネクシオンプレート下端と垂直補剛材端の $\Delta\sigma_{vaf}$ はJSSC疲労設計指針の疲労強度等級E, ガセットプレート端と横桁下フランジ端の $\Delta\sigma_{vaf}$ は同指針の疲労強度等級Gに対する値である。主桁ウェブスカラップの一定応力範囲に対する疲労限 $\Delta\sigma_{caf}$ は式(4)の σ_y に315MPaを代入して与えられる。JSSC

表-2 $c, m, \Delta\sigma_{caf}, \Delta\sigma_{vaf}$ の値

構造詳細	c	m	$\Delta\sigma_{caf}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{vaf}$ (MPa)
コネクシオンプレート下端 垂直補剛材端	1.024×10^{12} (MPa) ³	3	62	29
ガセットプレート端 横桁下フランジ端	2.5×10^{11} (MPa) ³	3	32	15
主桁ウェブスカラップ	2.47×10^{20} (MPa) ^{6.5}	6.5	163	75

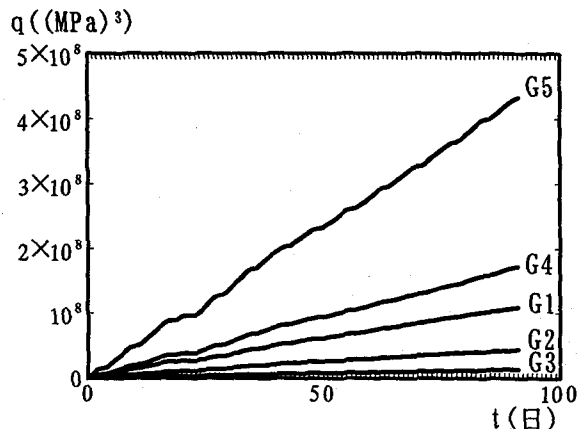


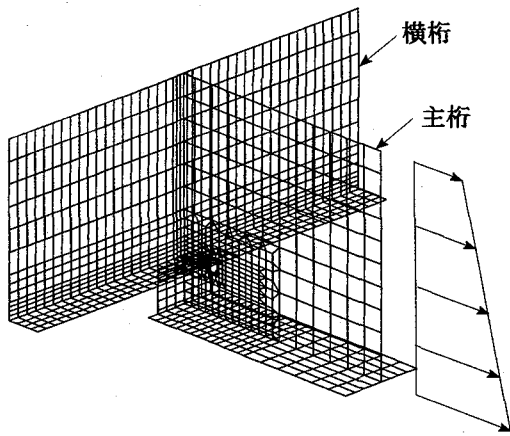
図-13 疲労損傷累積 q と経過日数 t の関係
[コネクシオンプレート下端]

疲労設計指針では $\Delta\sigma_{vaf}/\Delta\sigma_{caf}$ が0.46であるので、主桁ウェブスカラップの $\Delta\sigma_{vaf}$ も $\Delta\sigma_{caf}$ の0.46倍とする。

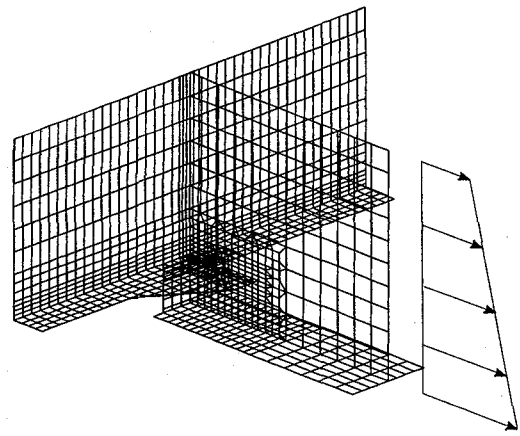
③図-11の主桁断面の応力分布に対して各構造詳細の応力を計算する。垂直補剛材端は下フランジ上面から35mm, ガセットプレート端, 横桁下フランジ端, 主桁ウェブスカラップは下フランジ上面から200mmの位置にある。

④図-12(b)と12(e)の主桁ウェブスカラップの応力集中係数はそれぞれ2.60, 3.18である。主桁ウェブスカラップの応力はこれらの応力集中係数を公称応力に乗じて求める。前述の応力集中係数は図-14に示す主桁ウェブスカラップを含む構造の有限要素解析から算出されている。

一例として、コネクシオンプレート下端の疲労損傷累積 q と経過日数 t の関係を図-13に示す。ここで図-13の t は応力実測を開始した日からの経過日数である。この図から分かるように、疲労損傷累積 q は経過日数 t に対して線形的に増加する。これは、応力実測を行った期間中、交通量および交通荷重の変動がなかったことを意味している。しかし疲労損傷累積 q は主桁によって大きく異なる。すなわち上り車線側の主桁の q が下り車線側の主桁の q よりかなり大きい。これは、上下車線の交通量の違いによる。車高が2m以上の大型車の、応力実測



(a) 図-12(b)の構造詳細



(b) 図-12(e)の構造詳細

図-14 主桁と横桁の連結部の有限要素分割

期間中の累積台数の変化を図-15に示す。

日平均疲労損傷累積 \bar{q} を表-3に示す。 \bar{q} は、図-13において最後の日の q を測定日数 t で除した値である。疲労抵抗 c と疲労損傷累積 q を用いた場合、疲労破壊の条件は次式で与えられる^{14), 15)}。

$$c = q \quad (8)$$

したがって各構造詳細の疲労寿命は次式で計算される。

$$t = \frac{c}{\bar{q}} \quad (9)$$

計算された寿命を表-3に示す。ガセットプレート端または横桁下フランジ端以外の構造詳細では、応力範囲 $\Delta\sigma_i$ が一定応力範囲に対する疲労限 $\Delta\sigma_{caf}$ を超えないので実質疲労寿命は無限である。表-3から、主桁において将来疲労亀裂が発生する可能性のある構造詳細はガセットプレート端または外主桁の横桁下フランジ端である。しかしその疲労寿命は主桁によって大きく異なる。すなわち一番短い疲労寿命が約125年で一番長い寿命が約800年である。これは前述したように、交通量が上下車線によって大きく異なるからである。

4. 結論

本研究は、最初に、撤去されたプレートガーダー橋の主桁の疲労試験を実施し、主桁の各構造詳細の疲労強度を明らかにした。次に、実橋の応力実測を約3ヶ月間行い、各構造詳細の疲労損傷累積を算出した。最後に、主桁の各構造詳細の疲労寿命を推定した結果、将来疲労亀裂が発生する可能性のある構造詳細はガセットプレート端および外主桁の横桁下フランジ端であることを明らかにした。さら

大型車台数

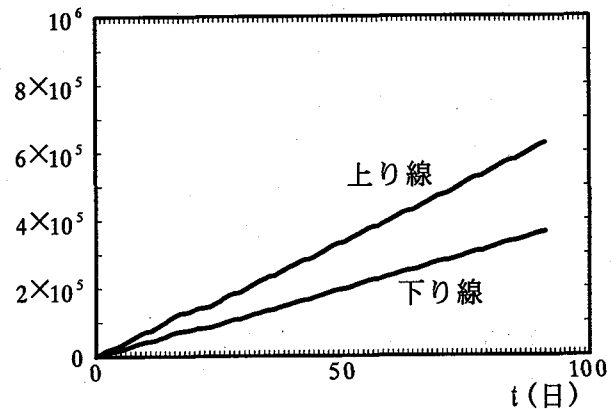


図-15 大型車の累積台数

表-3 各構造詳細における疲労寿命

構造詳細	主桁	日平均疲労損傷累積 \bar{q}	疲労寿命(年)
コネクションプレート下端	G1	1.10×10^6 (MPa) ³ /日	2547.6
	G2	4.40×10^5 (MPa) ³ /日	6375.7
	G3	1.39×10^5 (MPa) ³ /日	20204.7
	G4	1.74×10^6 (MPa) ³ /日	1614.0
	G5	4.36×10^6 (MPa) ³ /日	643.9
垂直補剛材端	G1	9.99×10^5 (MPa) ³ /日	2808.1
	G2	4.00×10^5 (MPa) ³ /日	7005.1
	G3	1.26×10^5 (MPa) ³ /日	22199.4
	G4	1.48×10^6 (MPa) ³ /日	1773.4
	G5	4.47×10^6 (MPa) ³ /日	627.1
ガセットプレート端 横桁下フランジ端	G1	1.55×10^6 (MPa) ³ /日	441.5
	G2	8.30×10^5 (MPa) ³ /日	825.3
	G4	2.55×10^6 (MPa) ³ /日	268.5
	G5	5.44×10^6 (MPa) ³ /日	125.9
	主桁ウェブスカラップ	G2(b)	9.92×10^{12} (MPa) ^{6.5} /日
G2(e)		5.50×10^{13} (MPa) ^{6.5} /日	12308.1
G3(b)		2.70×10^{12} (MPa) ^{6.5} /日	250828.2
G4(b)		4.36×10^{13} (MPa) ^{6.5} /日	15528.5
G4(e)		2.33×10^{14} (MPa) ^{6.5} /日	2904.8

注) (b), (e)は図-12の構造詳細を示す。

に同一の橋であっても上下車線の交通量の違いによって主桁の疲労寿命は大きく異なることを示した。

【参考文献】

- 1) Fisher, J.W.: Fatigue and Fracture in Steel Bridges, John Wiley & Sons, New York, USA, 1984.
- 2) 大倉一郎：鋼橋の疲労，東洋書店，1994.
- 3) 日本道路協会：鋼橋の疲労，丸善(株)，1997.
- 4) 大倉一郎，田原潤，西岡敬治，安田修：繰返し塑性ひずみが鋼材の破壊靱性に与える影響，鋼構造論文集，第3巻第11号，pp.1-11，1996.
- 5) Okura, I., Tahara, J., Nishioka, T. and Yasuda, O.: Effects of cyclic plastic strains on fracture toughness of structural steel, Stability and Ductility of Steel Structures, Edited by T. Usami and Y. Itoh, Elsevier, pp.415-424, 1998.
- 6) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，技報堂出版(株)，1993.
- 7) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通偏 II 鋼橋偏，1996.
- 8) 大倉一郎，石川敏之：ストップホールから疲労亀裂の発生を防止する条件，鋼構造年次論文報告集，第7巻，pp.181-188，1999.
- 9) 町田文孝，三木千壽，吉岡昭彦：主桁ウェブ貫通型横桁取り合い部の疲労特性，土木学会論文集，No.612/I - 46，pp.349-357，1999.
- 10) 日本マーク(株)：MARC，K.6，1994.
- 11) 大倉一郎，塩崎哲也，中西芳文：膜応力と板曲げ応力を受けるストップホールの疲労強度，土木学会論文集，No.537/I-35，pp. 327-338，1996.
- 12) 阪神高速道路公団：阪神高速道路 15 号堺線-鋼桁長期応力頻度データ/車両重量・軸重データ，1977.
- 13) 土木学会関西支部共同研究グループ報告書：橋の疲労設計に関する研究，pp.11-19，1993.
- 14) Okura, I., Ishikawa, I. and Watanabe, H.: Fatigue reliability assessment of highway bridges using new parameters, Structural Safety and Reliability, edited by N. Shiraiishi, M. Shinozuka and Y.K. Wen, A.A. Balkema, Rotterdam, pp.1889-1896, 1998.
- 15) 大倉一郎，石川敏之，渡辺洋：新しいパラメータを用いた道路橋の疲労信頼性評価，材料，第47巻，第12号，pp.1233-1238，1998.

(1999年9月17日受付)