

少数主桁橋の中間横桁の構造および確認試験

Design and Experimental Study of its Static and Fatigue Strength of Cross Frame for Rationalized Plate Girder Bridges

岩崎 祐次
Yuji IWASAKI

川田工業株式会社橋梁事業部東京技術部設計一課
課長

街道 浩
Hiroshi KAIDO

川田工業株式会社橋梁事業部東京技術部設計二課
係長

本摩 敦
Atsushi HONMA

川田工業株式会社橋梁事業部東京技術部設計一課

In order for a continuous steel girder bridge to be used in the construction plan of the second Tomei Meishin Highway, a rationalized plate girder bridge was selected to save cost by simplifying its structure. Such structural simplification were in the design of cross frames :

- 1) one member structure, to reduce the number of members, is employed with H shape steel rather than bracing type,
- 2) the interval of cross frames extends from 6 m to 10 m.

This paper describes the design of cross frames and reports the fatigue test against cross frame fixing.

Key words : rationalized plate girder bridge, design of cross frame, fatigue strength

1. まえがき

第二東名・名神高速道路で計画されている鋼連続I桁橋では、構造の簡素化を図り、コスト低減を目的とした少数主桁橋が採用されている。少数主桁橋と従来橋梁との相違点は下記に示すとおりである。

- ① 主桁：一部材一断面よりなる断面構成
- ② 中間横桁：間隔を従来の6 m程度から10 m程度に拡大。部材低減のためH形鋼を採用

- ③ 横構：省略する

少数主桁橋は海外では多くの実例があるものの、わが国ではまだ実績が少なく、明確な設計法も確立されていない。本報告は、JH名古屋工事事務所より三菱、川田、ピー・エスとして受注した東海大府高架橋（鋼上部工）工事における設計業務において検討を行った中間横桁の設計法について述べるとともに、同時に実施した横桁取り付け部周辺の構造に対する確認試験について報告する。

2. 挙動の確認

(1) 全体FEM解析

全体挙動を把握するため、床版も含めた力学モデルによって、床版、主桁、横桁の変形や応力を解析する必要がある。そこで、床版を考慮した全体FEM解析を行い各種の検討を行った。全体FEM解析に用いたモデルはすべ

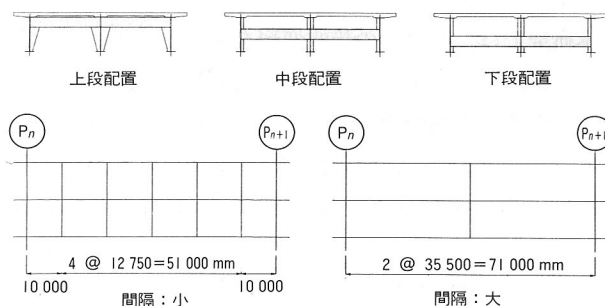


図1 モデルの概要図

て3径間連続橋である。支間(40 mおよび70 m)・横桁間隔・横桁取付位置の異なる数種類のモデルを用いた。図1にモデルの概要を示す。

荷重は水平荷重と集中鉛直荷重を考慮した。また、横桁の疲労検討のため、車線を考慮したT荷重による解析も行った。図2におおのの荷重載荷ケースを示す。

(2) 解析結果

支間70 mモデルの解析結果を表1に示す。鉛直荷重に対して以下のことが言える。モデルの違いによる主桁のたわみ、下フランジの応力度の差異は顕著なものではない。横桁の応力度は横桁間隔の小さいモデル、上段配置のモデルが小さい。偏載荷重による主桁の面外方向の変位は、モデルによる顕著な差異はない。中央に載荷した場合の主桁の面外方向への変位は、間隔小、中段配置のモデルが小さい。

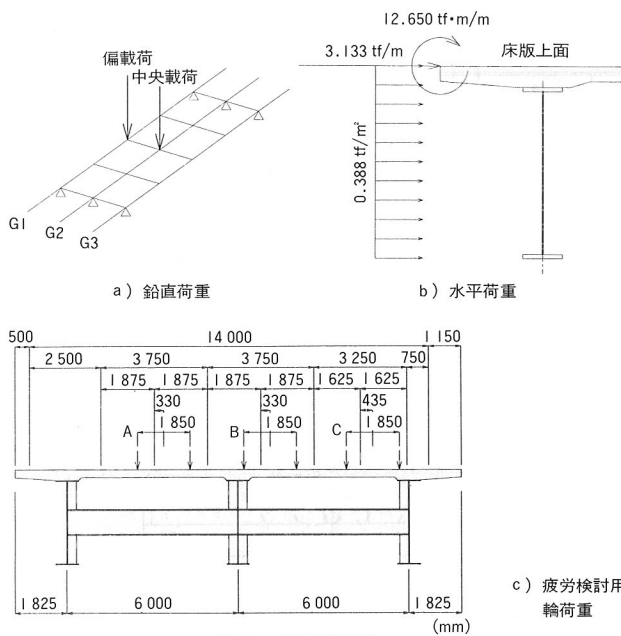


図2 荷重載荷ケース

水平荷重に対して以下のことが言える。横桁の間隔、取付位置による主桁の変位への影響は比較的小さく、各モデルとも中桁で最大となり、最大値は $\delta=5.0$ mm程度である。またモデルによる差は2 mm程度である。横桁間隔により主桁下フランジの垂直応力は変動するものの、その最大値はほぼ同程度である。また、横桁取付位置による主桁下フランジの垂直応力への影響は比較的小さく、最大で30~40 kgf/cm²である。

横構の有無による挙動の差異については、基本設計時に全体FEM解析(支間40 mモデル)にて確認を行っている。鉛直荷重に対する分配作用、下フランジ変位、床版応力度のいずれの面においても、横構の設置による寄与は少ないことがわかった。

疲労強度に關与する横桁の応力範囲は表2に示すとおりである。中段配置のモデルにおける最大応力は、横桁取付部の垂直補剛材上端である。表から最大応力範囲は上段配置の方が中段配置に比較し40%程度小さいことがわかる。しかし中段配置の場合でも垂直補剛材の剛性を高めることにより、応力範囲の低減が可能である。

	単位	モデル	間隔：大 配置：上段			間隔：小 配置：上段			間隔：大 配置：中段			間隔：小 配置：中段		
			G1	G2	G3	G1	G2	G3	G1	G2	G3	G1	G2	G3
主桁のたわみ	mm	中央載荷	15.9	21.0	15.9	16.2	20.1	16.2	15.7	21.4	15.7	16.1	20.6	16.1
		偏 載 荷	40.2	15.9	-4.0	40.0	16.2	-4.2	40.2	15.7	-4.0	40.0	16.1	-4.1
下フランジ 応力度	kgf/cm ²	中央載荷	211	382	211	203	396	203	213	395	213	203	406	203
		偏 載 荷	609	219	-59	612	213	-55	609	215	-60	613	211	-55
横 桁 応力度	kgf/cm ²	中央載荷	478			369			772			603		
		偏 載 荷	-207			-192			-512			-442		
主桁面外 方向変位	mm	中央載荷	3.1			2.3			2.0			1.6		
		偏 載 荷	1.5			1.4			1.4			1.4		
鉛直変位	mm	水平荷重	14.6	-4.4	-10.4	13.7	-2.3	-11.3	14.8	-5.0	-10.2	13.9	-3.1	-11.1
水平変位	mm	水平荷重	3.7	0.8	-3.6	2.1	1.0	-1.6	2.7	0.7	-1.9	1.8	0.9	-0.7
LFLG応力	kgf/cm ²	水平荷重	519	-404	240	485	-383	-335	526	-410	240	494	-382	-302

概して、横桁の間隔や取付位置が橋の全体挙動に与える影響は、モデルにより若干の差異があるものの顕著なものではないことがわかる。

3. 中間横桁の構造

中間横桁の各部材は以下のようにした。

- ① 横桁本体：溶接工数の低減を考慮し、H形鋼を使用した。(H-900×300×16×28)
- ② 主桁との接合方法：交番応力による疲労を考慮し、溶接構造とせず、引張ボルト接合を採用した。引張ボルト接合については実績としてホロナイ川橋(2主桁)でも採用されているが、2主桁と3主桁では挙動が大きく異なるため、新たに1/2スケールモデルでの疲労試験を実施し安全性の確認を行っている(後述)。
- ③ 取付位置：引張ボルト接合を採用したことによる取合構造の面や、床版の施工確認を行うために簡易移動足場を使用することから中段とした。

横断勾配への対処は、施工性からできる限り水平とすることが望ましい。しかし、勾配が大きい場合や、拡幅部においては、両外桁への取付位置が上端や下端に近づき応力上望ましくない。そのため、以下のように段階的に横桁勾配を変える処置を採った。

- 横断勾配 $\leq 2\%$ → 横桁勾配 LEVEL
 $2 < \text{横断勾配} \leq 4\%$ → 横桁勾配 2%
 $4 < \text{横断勾配} \leq 6\%$ → 横桁勾配 4%
- 一般的な部位の中間横桁部断面図を図3に示す。

- ④ 横桁間隔：間隔の変動による全体挙動への影響は顕著ではないが、中間支点付近での許容応力度の極端な

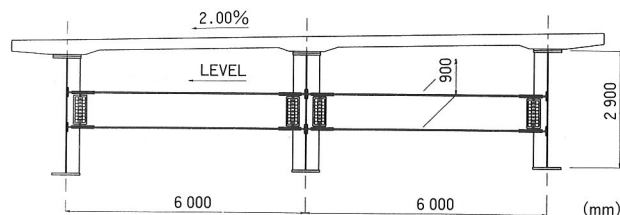


図3 中間横桁部断面図

表1 解析結果 表2 解析結果
上段配置

載荷位置	G1	G2	G3
A	- 80	- 33	29
B	32	31	- 44
C	11	18	- 82
応力範囲 $\Delta\sigma$	112	64	111

中段配置

載荷位置	G1	G2	G3
A	-126	- 72	70
B	- 43	- 28	116
C	11	23	- 41
応力範囲 $\Delta\sigma$	137	95	157

低減を避けるために間隔は約10 mとした。

- ⑤ 横桁取付部垂直補剛材：幅はほぼフランジ縁まで拡げ、板厚については幅厚比より決定した。これはフランジの首振りに抵抗し、垂直補剛材上端の応力集中を緩和するためである。

4. 中間横桁の設計法

(1) 横桁のフレームとしての設計

今回の横桁本体の設計においては格子計算による断面力を用い、水平荷重等は考慮しなかった。以下にその理由を述べる。

a) 水平荷重について

FEM解析結果より、水平荷重により中間横桁に発生する垂直応力度は、以下のとおりである（G2桁近傍）。

$$\sigma_w = 346 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (風荷重)}$$

$$\sigma_{eq} = 593 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (地震荷重)}$$

横桁断面 H-900×300×16×28、固定点間距離 $L = 600.0 \text{ cm}$ での許容応力度の割増し量を求めると、

$$\sigma_{wa} = 317 \text{ kgf/cm}^2 = 1268 \times 0.25$$

$$\sigma_{eqa} = 634 \text{ kgf/cm}^2 = 1268 \times 0.50$$

$$\text{(ここで、}\sigma_{ca} = 1268 \text{ kgf/cm}^2\text{)}$$

となる。風荷重について、主荷重+風時の風荷重強度は通常の1/2であるので、応力度は

$$\sigma_w' = 173 \text{ kgf/cm}^2$$

となり、許容応力度の割増し量以下となる。

また、死荷重+風時の組み合わせによる応力照査を行うと以下ようになる。

$$\sigma = \frac{45.4 \times 10^5}{9140} + 346 \approx 843 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_a$$

$$\sigma_a = 1268 \times 1.25 = 1585 \text{ kgf/cm}^2$$

$$(45.4 \times 10^5 \text{ kgf} \cdot \text{cm} : \text{格子計算による死荷重断面力})$$

以上より、面外荷重によって、断面が決定されることはないといえる。

b) 鉛直荷重について

前述のFEM解析より得られた横桁断面力と、同条件での格子計算モデルによる断面力を比較した。この時、詳細設計と同様に、格子モデルにおいて床版の剛性は考慮していない。その結果、格子計算によるものがFEM解析のものを上回ることがわかった。これは、FEM解析において考慮した床版の分配作用によるものと考えられる（図4）。

(2) 引張ボルト接合

引張ボルト接合の設計は「橋梁用高力ボルト引張接合設計指針（案）、平成六年三月、日本鋼構造協会」によった。T-60荷重により接合部に作用する荷重範囲については詳細部分FEM解析により算出した。結果として得られた疲労荷重は1接合部当たり26.74 tfである。

C-2 (G2上100 tf載荷)

部材番号	格子計算	FEM(kgf)	比率
上フランジ	a	-20 824	-0.200
	b	-28 631	-0.275
	c	-23 144	-0.223
	d	-23 144	-0.223
	e	-28 628	-0.275
	f	-20 821	-0.200
下フランジ	g	28 565	0.275
	h	37 324	0.359
	i	31 593	0.304
	j	31 593	0.304
	k	37 323	0.359
	l	28 564	0.275

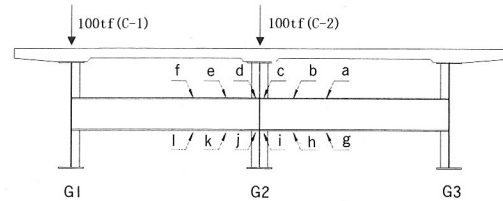


図4 横桁フランジに作用する断面力（軸力）

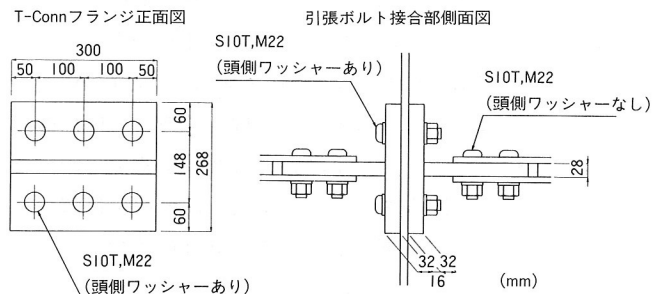


図5 引張ボルト接合部Tフランジ

引張ボルト接合部の概略図を図5に示す。

5. 中間横桁取付部の確認試験

中間横桁取付部の確認試験は、以下の項目について検討を行うことを目的として実施した。

- ① 垂直補剛材上端部の応力性状の把握
- ② 垂直補剛材下端部の応力性状および構造詳細の検討
- ③ 横桁周辺のスタッドの応力性状の把握
- ④ 床版と主桁との付着力の有無による各部への影響
- ⑤ 実測値とFEM解析値との比較検討
- ⑥ 引張ボルト継手周辺の応力性状の把握

このうち、ここでは①③④について報告を行う。また、②については6章で詳細に検討を行う。

(1) 試験方法

試験体は、3主I桁である実橋の1/2スケール模型であり、その一般図および構造諸元を図6、表3に示す。床版は実橋と同様にPCプレキャスト床版とし、その版厚は床版の回転角が実橋と対応するように設定した。なお、床版にはハンチを設けず、無収縮モルタル部分を利用して床版の回転中心を調整した。また、スタッドについては実橋の床版の施工上の理由から特殊なねじスタッドを使用するとともに、その応力性状を比較検討するために

通常の頭付きスタッドも併せて使用した。

静的載荷試験は、図7に示す載荷位置に実橋のT荷重¹⁾に相当する荷重10 tfを載荷した。鋼桁と床版との付着力の縁切りは、図7に示す主桁G1の上フランジ上面にビニールシートを貼り付けて行った。また、静的載荷試験に引き続き疲労試験を実施し疲労に関する安全性の検討も併せて行った。

(2) 試験結果

a) スタッドについて

各主桁の横桁直上およびそれに隣接するスタッド（以下、隣接スタッド）の応力測定結果を表4、5に示す。主桁上に載荷した場合、荷重直下のスタッドは縁切りの有無にかかわらず軸応力が卓越するが、発生応力は縁切りを行った主桁G1の方が3倍強の値となる。また、横桁の有無による軸応力の差異は少ないことがわかる。なお、縁切りを行った主桁G1の隣接スタッドでは、軸応力の発生とともに橋軸方向の曲げ応力（以下、橋軸曲げ応力）が発生する。

横桁位置の床版支間部に載荷した場合、縁切りを行わない主桁G2、G3では横桁直上のスタッドのみに比較的大きな橋軸直角方向の曲げ応力（以下、橋直曲げ応力）が発生するが、縁切りを行った主桁G1ではこれに加え隣接スタッドに橋軸曲げ応力が発生する。外主桁の比較を行うと、軸応力および橋直曲げ応力ともに縁切りを行わない主桁G3の応力が大きい。また、縁切りを行わなかった主桁のうち、内主桁では載荷点の反対側のスタッドに大きな軸応力および橋直曲げ応力が発生するのに対し、外主桁では逆に載荷点側が同様の応力状態となる。

b) 垂直補剛材上端部について

垂直補剛材上端部の応力測定結果を表6に示す。垂直補剛材の応力が最大となる横桁位置の床版支間中央に載荷した場合において、縁切りを行った主桁G1での鉛直方向応力は50 kgf/cm²程度であり、縁切りを行わなかった主桁G2、G3での発生応力に比較し30%程度の小さい値となる。縁切りを行わなかった主桁の応力度は最大で150 kgf/cm²程度であり、内主桁、外主桁ともに載荷点側に発生している。

(3) まとめ

本試験により、スタッドおよび垂直補剛材上端の応力性状として以下の項目が明らかになった。

- ① 主桁上に載荷した場合、横桁の有無による応力の差異は少ない。また、縁切りを行った主桁のスタッドの発生応力は、行わない主桁の3倍程度となる。
- ② 床版支間部に載荷した場合、横桁直上のスタッドに応力が集中し、縁切りを行った主桁の方が発生応力は小さい。
- ③ 垂直補剛材上端部の最大応力は150 kgf/cm²程度であ

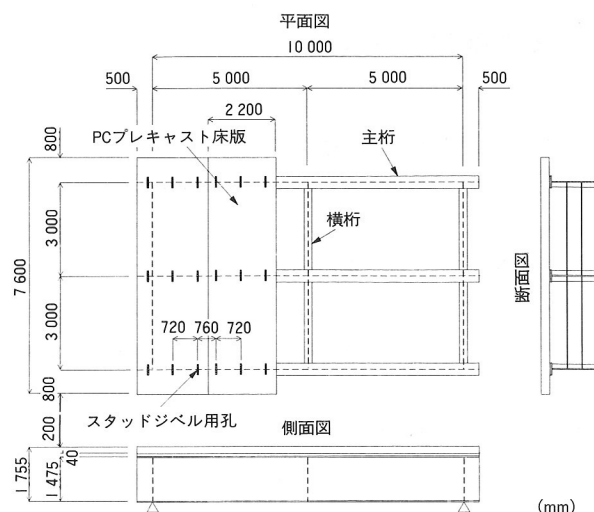


図6 試験体一般図

表3 試験体構造諸元

	単位	実 橋	2 分の 1 模型
主 桁	主 桁 支 間	m	71.0
	上下フランジ	mm	700×49
	ウ ェ ブ	mm	2 900×16
	垂直補剛材	mm	320×25
床 版	床 版 支 間	m	6.0
	床 版 厚	cm	27.0
	ハ ン チ	mm	10.0
横 桁	サ イ ズ	mm	900×300×16 ×28×18
	剛 性	cm ⁴	404 000
			フランジ：200×12 ウェブ：426×9
			28 825

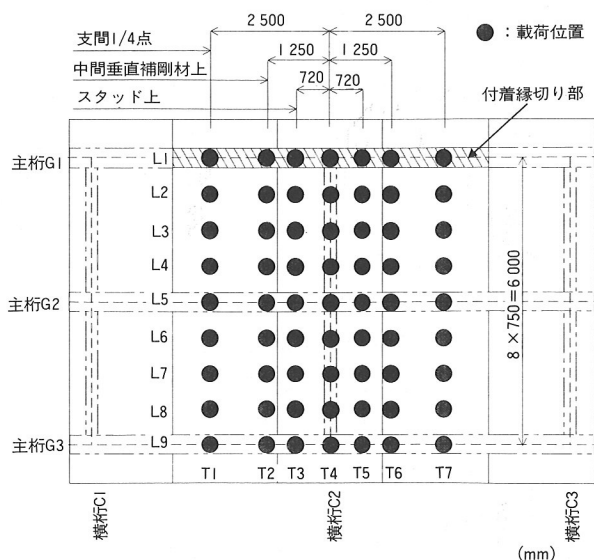


図7 荷重載荷位置（平面図）

り、縁切りにより30%程度に減少する。

- ④ 以上より、鋼桁と床版との付着力がスタッド、垂直補剛材上端部の応力性状に及ぼす影響は大きい。

また、静的載荷試験に引き続き疲労試験を行ったが、200万回の繰返し載荷に対してスタッドや垂直補剛材をはじめとする各部にひずみの変動および損傷は認められなかった。

6. 垂直補剛材下端の疲労照査

プレートガーダー橋の横桁や対傾構を取り付けた荷重集中点の垂直補剛材と引張フランジとの取り合いは、図9(a)に示すように、疲労への配慮から原則として溶接せず密着させるものとしている。また、図9(b)に示すように、荷重集中点以外の垂直補剛材は、引張フランジに密着させなくても特に支障がないと考えられるため、防錆や施工性に配慮して引張フランジと35 mm程度の間隔をあけている¹⁾。高橋ら²⁾の2主桁橋に関する検討では、荷重集中点の垂直補剛材に関して、引張フランジとの間隔(以下、間隔 g')をあけても、主桁ウェブに有害な応力が発生しないことが確認されている。この検討結果を踏まえ、鋼橋の製作における省力化、溶接の施工性および疲労について配慮すると、間隔 g' を可能な限り大きくあけることが望ましい。しかし、間隔 g' をあけすぎると主桁ウェブの板曲げにより垂直補剛材下端のまわし溶接近傍に疲労に関して有害な応力が発生することが予想される。そこで、鋼橋の省力化・合理化を目指した少数主桁橋の設計に先立って、荷重集中点の垂直補剛材の間隔 g' について検討を行った。

(1) 検討方法

5章において述べた1/2スケール模型を用いた静的載荷試験により、垂直補剛材下端部近傍の発生応力を測定した。垂直補剛材下端と下フランジの取り合い部の構造は、図10に示すように外主桁については間隔 g' を100 mmとし、内主桁についてはスカラップを設け下フランジと溶接した。また、応力測定終了後、外主桁のうち主桁G3の垂直補剛材下端に幅50 mmの鋼板を取り付け間隔 g' を50 mmとするとともに、主桁G1にはスカラップを設けた幅100 mmの鋼板を取り付け下フランジと溶接した構造に改造し、再度応力測定を実施した。なお、荷重については実橋のT荷重に相当する10 tfを載荷した。

この試験体による応力測定結果および図9に示す間隔 g に関するJ.W.Fisherの研究結果³⁾をもとに実橋の応力レベルを推定し、疲労照査を実施することによって実橋への適用について検討を行った。

(2) 測定結果

図10に示したひずみゲージ貼付位置の応力測定結果のうち鉛直成分を表7に示す。床版上に設けた格子状の63点の載荷点について行った影響面載荷の結果から、最大応力が発生する荷重位置は外主桁側では床版支間中央であり、内主桁側では内主桁直上となった。間隔 g' を100 mmとした外主桁側では、主桁ウェブの表裏で応力の符号が反転していることから、板曲げ応力が発生していることがわかる。これに対して、内主桁側では下フランジに溶接されていることから板曲げ応力の発生は見られない。

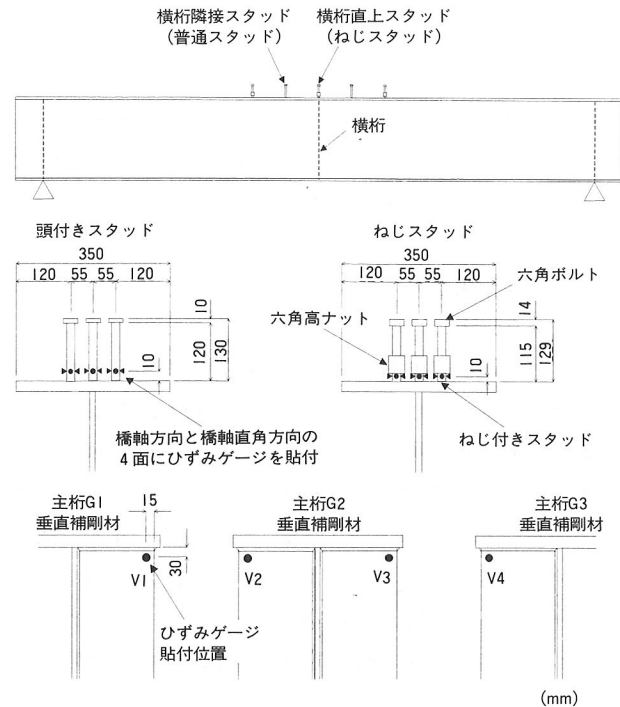


図8 ひずみゲージ貼付位置

表4 スタッドの軸応力(主桁直上載荷)

		横桁に隣接		横桁の直上	
		普通スタッド		ねじスタッド	
		荷重ケース: kgf/cm ²		荷重ケース: kgf/cm ²	
主桁G1上スタッド	緑切りあり	L1-T3	-211.1	L3-T4	-246.2
主桁G2上スタッド	緑切りなし	L5-T3	-70.9	L3-T4	-67.9
主桁G3上スタッド	緑切りなし	L9-T3	-70.4	L7-T4	-88.7

表5 スタッドの橋直曲げ応力(床版支間部載荷)

		横桁に隣接		横桁の直上	
		普通スタッド		ねじスタッド	
		荷重ケース: kgf/cm ²		荷重ケース: kgf/cm ²	
主桁G1上スタッド	緑切りあり	L3-T3	12.6	L3-T4	203.7
主桁G2上スタッド	緑切りなし	L3-T3	10.5	L3-T4	120.8
主桁G3上スタッド	緑切りなし	L7-T3	7.4	L7-T4	255.2

表6 垂直補剛材の鉛直方向応力

荷重載荷位置		V 1	V 2	V 3	V 4	
		緑切りあり	緑切りなし			
		kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	
L1-T4	主桁G 1 上	14.7	4.2	-4.2	18.9	
L2-T4		-56.7	-79.8	29.4	18.9	
L3-T4	床版支間中央	-54.6	-132.3	37.8	2.1	
L4-T4		-44.1	-136.5	33.6	-2.1	
L5-T4	主桁G 2 上	-18.9	-33.6	-50.4	-29.4	
L6-T4		2.1	54.6	-144.9	-90.3	
L7-T4	床版支間中央	2.1	56.7	-138.6	-147.0	
L8-T4		8.4	35.7	-81.9	-102.9	
L9-T4	主桁G 3 上	10.5	-2.1	2.1	4.2	

また、改造により間隔 g' を50 mmとした主桁G3側の応力範囲は100 mmの場合の60%程度に低減され、下フランジと溶接した主桁G1側の発生応力は小さい。

(3) 実橋への適用に関する検討

垂直補剛材下端のまわし溶接近傍の応力照査は、主桁の橋軸方向の応力に関する疲労強度等級がE等級⁴⁾であり、T-60荷重に対する応力範囲が一定振幅応力の打ち切り限界である633 kgf/cm²を下回ることから十分安全であると判断し、鉛直方向の応力のみに関して行う。

鉛直方向の応力に関する疲労照査は、前述の試験結果とJ.W.Fisherの研究結果から、間隔 g' と発生応力が比例し、主桁ウェブの板厚と発生応力が反比例するものと仮定し、実橋の各断面寸法の応力範囲を算出する。この発生応力をT-60荷重 (T荷重の3倍) 相当の応力範囲に換算し、当該部分の疲労強度等級であるG等級⁴⁾の一定応力振幅の打ち切り限界327 kgf/cm²と比較して安全性を確認する。疲労照査結果は表8に示すとおりであり、間隔 g' の最大値は100 mmとなった。

ただし、橋梁によっては主桁の桁高や横桁の構造などが異なることから、本検討結果がすべての橋梁に適用するとは限らないため別途照査が必要であると考えられる。

最後に、本研究を行うにあたり、多大なるご指導を賜った日本道路公団名古屋建設局、名古屋工事事務所の皆様、東京工業大学・三木千壽教授、ならびにJV構成会社の皆様に心より感謝いたします。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼

表7 垂直補剛材下端部の発生応力

		改 造 前			改 造 後		
		最大応力	最小応力	応力範囲	最大応力	最小応力	応力範囲
		kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²
主桁G1	W1	28.4	-86.1	114.5	4.2	-18.9	23.1
	W2	66.2	-30.5	96.7	0.0	-6.3	6.3
主桁G2	W3	-2.1	-48.3	46.2	—	—	—
	W4	0.0	-33.6	33.6	—	—	—
主桁G3	W5	71.4	-46.2	117.6	33.6	-38.9	72.5
	W6	37.8	-86.1	123.9	23.1	-44.1	67.2

表8 垂直補剛材下端部の疲労照査

	ウェブ板厚	間隔 g		間隔 g'		採用間隔	応力範囲 $\Delta \sigma$ (T-60相当)				
		t_w	$g = (4 \sim 6) \cdot t_w$	$g' = g + s_d (s = s_s + s_f)$			g''	模型応力範囲	t_w の比	g'' の比	応力範囲
			$4 \cdot t_w$	$6 \cdot t_w$	$4 \cdot t_w + s$		$6 \cdot t_w + s$		実橋/2/模型	実橋/2/模型	$(\Delta \sigma_s / \gamma_t) \cdot \gamma_g$
		mm	mm	mm	mm		mm	mm	kgf/cm ²	γ_t	γ_g
1/2模型	9	36	54	50	68	50	217.5	—	—	—	
実 橋	12	48	72	63	87	100	217.5	0.67	1.00	326.3	
	14	56	84	71	99	100	217.5	0.78	1.00	279.6	
	14	56	84	73	101	100	217.5	0.78	1.00	279.6	
	15	60	90	76	106	100	217.5	0.83	1.00	261.0	
	15	60	90	77	107	100	217.5	0.83	1.00	261.0	
	16	64	96	80	112	100	217.5	0.89	1.00	244.7	
	16	64	96	83	115	100	217.5	0.89	1.00	244.7	
	17	68	102	87	121	100	217.5	0.94	1.00	230.3	
	17	68	102	89	123	100	217.5	0.94	1.00	230.3	
	18	72	108	93	129	100	217.5	1.00	1.00	217.5	

橋編, 1994-2.

- 2) 高橋・鈴木・橘・伊藤・志村・三木：1/2スケール模型を用いた2主桁橋の立体挙動に関する実験的研究，土木学会第50回年次学術講演会概要集，1995-9.

- 3) J. W. Fisher：Bridge Fatigue Guide-Design and Details, American Institute of Steel Construction, 1977.

- 4) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，1993-4.

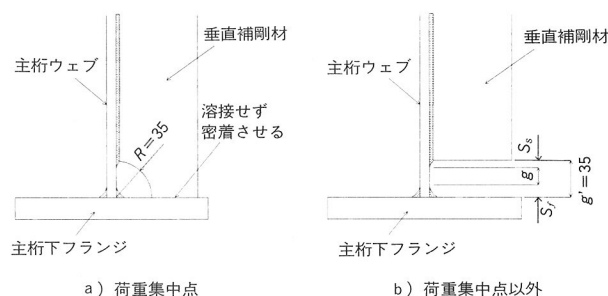


図9 垂直補剛材下端の構造詳細

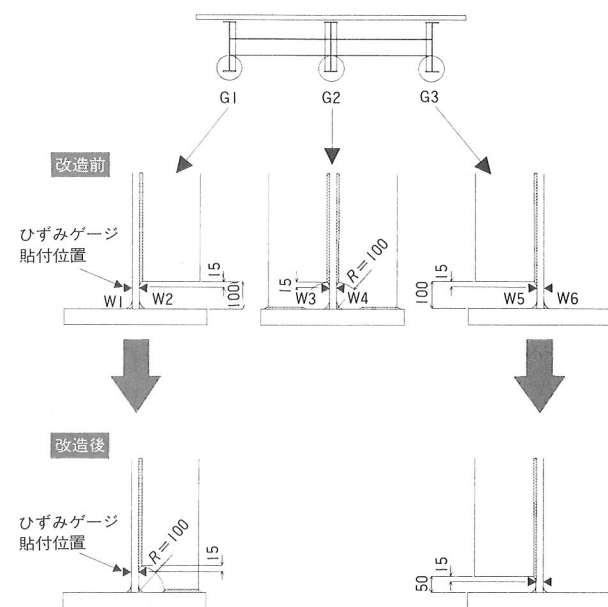


図10 試験体の構造およびひずみゲージ貼付位置 (mm)