

**投稿論文** (和文報告)

**TECHNICAL  
REPORT**

# 東神戸大橋の主構トラス格点部の設計

北沢正彦\*・金治英貞\*\*・大南亮一\*\*\*・  
古川満男\*\*\*\*

断面変形を拘束する横トラスやニーブレースを有しない純ワーレントラスを主構に持つ東神戸大橋では、トラス格点部で一般に設けられる斜材ウェブ定着板端と弦材フランジ間の隙間について、その局所的な剛性低下とこれに伴う応力集中が懸念された。実験および解析により、この隙間による剛性低下の影響はほとんどないが、応力集中部の疲労強度に問題のあることが確認され、構造改善を行い安全性を確保した。

**Key Words**: cable-stayed bridge, truss panel point, fatigue strength, experimental study, design

## 1. ま え が き

東神戸大橋は、現在、阪神高速道路公団が高速湾岸線の一環として建設を進めている神戸地区東灘区魚崎町と深江浜町間を結ぶ、中央径間 485 m、全長 885 m の 2 層式の 3 径間連続トラス斜張橋で、完成すると世界屈指の長大斜張橋となる。本橋の一般図および諸元はそれぞれ図-1 および表-1 に示す通りである。

本橋主構の基本設計段階における構造的特徴としていくつか挙げられるが、これらの内容とその設計の考え方をまとめると、以下のようである。

① 橋のシンプルな外観を保持し、ドライバから見る景色をできるだけ妨げないなどの美観、および軽量化を考慮しトラス部材の充実率を低減するため、主桁は鉛直材のない純ワーレントラス形式を採用した。

② 主構断面の形状保持については、景観および再塗装等の作業性の観点から、横桁の他には特別な対傾構やニーブレースなどを設けないこととした。もちろん、①と合わせて横断面のせん断剛性が低くなることは予想はされたが、主桁の斜め部材でこの必要剛性を保持させることで設計可能と判断し、このような構造とした。

③ トラス格点部の基本構造は、図-2 に示す通り、斜材のフランジおよびウェブ共にガセットと連結する三面連結構造を採用することとした。これは、上下弦材および斜材から構成される主構横断面の変形に対し、斜材と上下弦材とのそれぞれの結合部をできる限り剛にすることを意図したものである。

また、トラス格点部での局部構造として、斜材ウェブ

が結合されているガセット内のウェブ定着板は、弦材フランジとは結合せず、その間に約 58 mm の純隙間（以下ガセットギャップと称する）を設けた（図-2 参照）。この隙間は、下弦材の上部を流れる雨水の排水性および溶接時の施工性の向上を図ったものである。また、本四の引張疲労試験の結果<sup>1</sup>から、ギャップを設けたほうが有利であるとの評価が得られていること、さらに、斜材ウェブから斜材フランジに流れた軸力を最終的に弦材ウェブに伝えるためにはこのギャップが必要であり、ギャップのない場合、斜材に引張力の作用する箇所では弦材フランジの引き剥れの生じることが危惧されたことによる。

④ 上述の弦材フランジの引き剥れの危惧は、斜材ウェブの延長線と弦材フランジとの交差する位置が弦材のダイヤフラム位置と一致させることができなかったこと（図-2 参照）によるが、これは、斜材中心線と鋼床版を含む上床組の図心位置とを一致させ、偏心曲げが作用しないように骨組線を決定したため、および上弦材についてはケーブルアンカーが入るため、その両側にしかダイヤフラムを設けることができなかったことによる。

以上のように、主構トラスの横断面形状の保持という観点から図-2 に示す格点構造を考えたが、実際に、所要の剛性を有していることを詳細に検討する必要があると判断した。また、格点部の構造的な弱点部（ガセットギャップ部では、弦材と斜材とが左右両面の 2 枚のガセット板のみで結合されている）における主構横断面方向のたわみ増加に伴う高応力度の発生が危惧されたため、実構造での力の流れを明らかにした上で、これらの悪影響を定量的に把握し、必要ならばその結果を設計に反映する必要があった。

上述の技術課題に対しては、本橋での基本設計時の考え方が基本的に成立するかどうかの判断が大切であること、および構造が複雑なため、解析的なアプローチだけ

\* 正会員 阪神高速道路公団 神戸建設部設計課長  
(〒650 神戸市中央区新港町 16 番 1 号)

\*\* 正会員 工修 阪神高速道路公団 神戸計画部環境対策室

\*\*\* 正会員 工博 川崎重工業(株)明石技術研究所

\*\*\*\* 正会員 川崎重工業(株)鉄構事業部 橋梁技術総括部 西部橋梁設計部

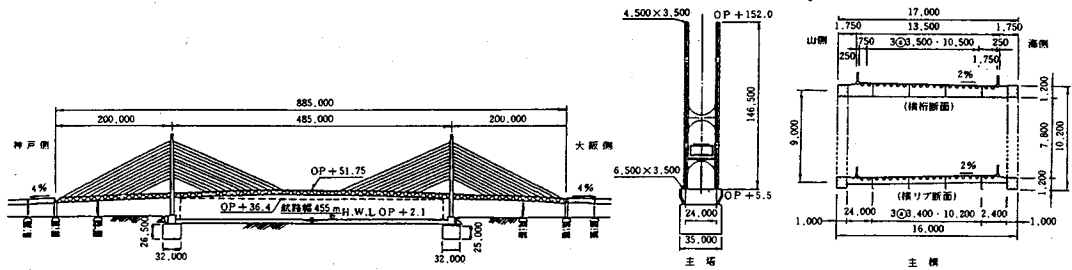


図-1 東神戸大橋一般図

表-1 橋梁諸元

橋梁形式	2層形式3径間連続合成鋼床版トラス斜張橋
道路規格	第2種第1級 設計速度 80km/h
橋長	200m+485m+200m=885 m
幅員	13.5m (3車線×2層)
床版	合成鋼床版・t=12、16m/m トラフ 320×240×6、320×240×8
主構	純ワーレントラス (主構高 9m、主構間隔 16m)
主塔	H型塔 (塔高 146.5m)
ケーブル	ポリエチレン被覆非グラウト型 PWS 7φ×265、7φ×301 7φ×367 ハープ型マルチケーブル2面配置 橋軸直角方向ケーブル傾斜角 0.6~3.9°
設計活荷重	(TL-20) + (TT-43)
設計風速	基本風速 40m/sec、設計風速 主構 60m/sec 塔、ケーブル 67m/sec
設計震度	東神戸大橋耐震設計基準 加速度応答スペクトルによる
使用鋼材	SS400, SM490Y, SM520, SM570
鋼重	主構 14,100 t 主塔 7,900 t ケーブル 1,300 t 橋脚 1,700 t その他 2,400 t 合計 27,400 t
架設方法	魚崎側：バラシング張出し架設 深江側：ベント架設、片持ち張出し架設
工期	昭和62年 9月～平成 5年 3月

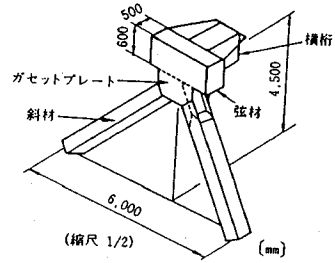


図-3 弾性実験供試体

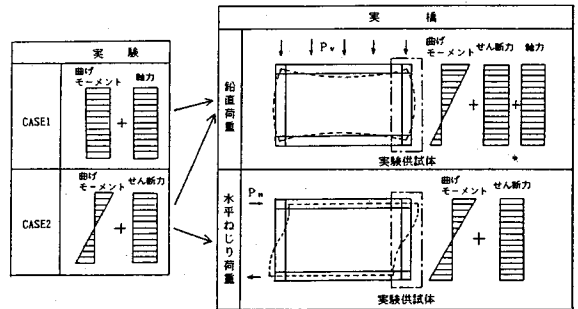


図-4 実験の斜材断面力と主構との対応

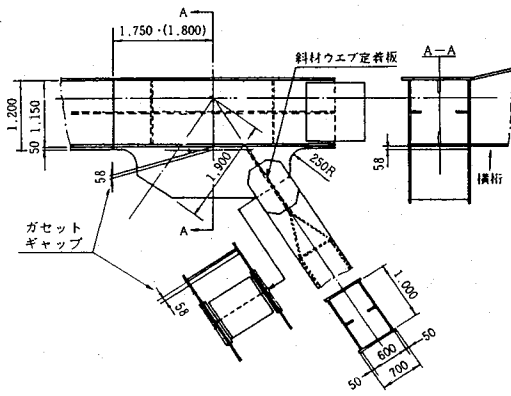


図-2 主構トラス格点構造 (上格点)

では見落としや誤った判断に陥る危険のあることを考慮し、まず、格点部と斜材からなる縮尺 1/2 の部分模型による弾性実験<sup>2)</sup>を行った。そして実橋の格点部における曲げ・せん断剛性および応力集中に伴う局部応力度を評価し、静的強度上の安全並びに部材全体としての剛性を

確認した。次に、上下弦材、斜材および横桁、縦桁、鋼床版からなる床組の構造解析で得られた格点部断面力に対し、T 荷重 (変動荷重) による断面力が比較的大きな割合 (約 50%) を占める本橋において、ガセットギャップ部に高応力度の生じることが確認されたため、疲労強度についても照査を行った。最後に、これらの結果を総合的に検討し、格点部の構造に問題があると判断されたため、実験を補う意味でガセットギャップ部に着目した詳細な FEM 解析を行い、実施設計ではその結果に基づき安全で信頼度の高い格点構造となるよう設計変更を行った。

本文は、以上の設計途上に行った実験および解析により得られた知見と設計法を提示するものである。

## 2. 実験の概要

### (1) 実験供試体

本実験では、図-3 に示すような格点隅角部と 2 本の

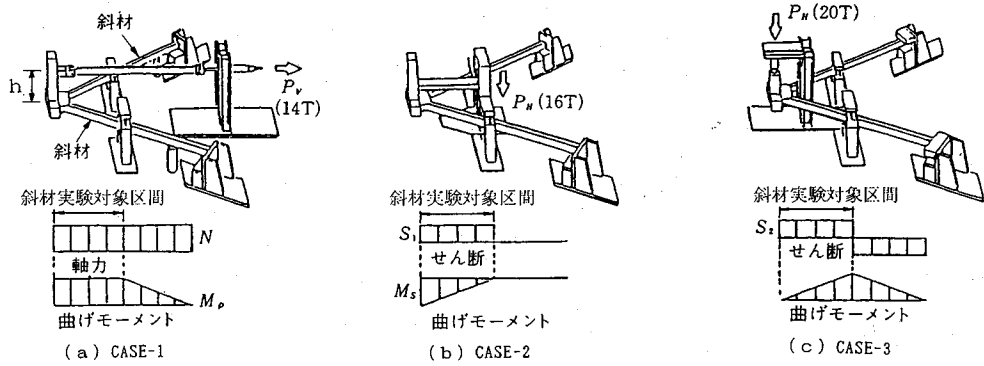


図-5 荷重方法と斜材の断面力分布

斜材で構成される縮尺1/2の供試体を製作した。

この供試体を用い、実橋における主桁トラスと床組を含む横断面の変形に関する剛性および格点部ガセット内での局部応力度が評価できるよう、荷重条件および支持条件を工夫し、弾性範囲内での実験を行った。

(2) 荷重方法および計測内容

a) 荷重方法

実橋の主構断面における鉛直方向荷重(輪荷重)  $P_v$  および水平方向荷重(風荷重, 地震荷重, etc.)  $P_H$  に対応する斜材の変形と断面力分布は, 図-4のように表わすことができる。

このような実橋での変形と断面力分布は, 本供試体の場合, 以下に示す2種類の荷重の組み合わせにより求めることができる。すなわち,

CASE-1; 純曲げ+一定軸力

CASE-2; せん断を伴う曲げ(三角分布)

それぞれの荷重方法とその力学モデルは, 図-5 (a), (b) に示すとおりである。なお, 供試体での断面力の評価ができる有効な区間(実橋対象区間)は, 斜材中点から格点までの1/2スパンの区間となっている。実橋と供試体との斜材における断面力分布の対応を図-4に示す。

また後述するように, 格点部の曲げ・せん断剛性は供試体の斜材のたわみにより評価できるが, CASE-2におけるたわみ量がCASE-1に比較し小さくなり, 計測精度上の問題が予想されたため, これを補う意味で, たわみに着目したCASE-3(図-5(c)参照)の荷重実験を追加した。

b) 計測内容

実験を行う際には, 油圧ジャッキおよび支点位置のそれぞれにロードセルを設置し, これらのロードセルで計測される荷重および反力の値が力学モデルの計算値と一致することを確かめながら荷重できるようにした。

格点部を含む斜材の曲げ・せん断の剛性評価に必要となるたわみについては, 斜材軸心に沿ったたわみ分布,

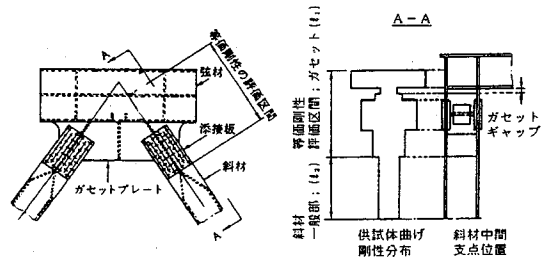


図-6 斜材等価剛性の評価区間

およびガセットギャップ部でのたわみが計測できるようにした。ひずみの計測は, 応力集中が予想されるガセットギャップ部に重点を置き, 板の面外曲げ応力度が評価できるよう, 2枚のガセットプレートの各表裏面に3方向ゲージを貼付した。

3. 実験結果の評価手順

(1) 断面変形による格点部剛性の評価

設計時において主構の断面変形に対する剛性は, 橋軸方向の2格点間長における上下弦材, 斜材および鋼床板横桁のそれぞれを一般部断面を有するはり要素でモデル化した上で, 上弦材の中央の格点に橋軸直角方向の水平力を作用させたFEM解析を行い, 水平変位と力の関係を参考文献5)に準拠して評価した結果, 部材は十分な剛性のあることが確認されている。しかし, この解析では格点ガセット部近傍の断面変化が考慮されていないため, 本実験では断面変化による格点ガセット部での剛性変化を考慮した場合の影響を明らかにすることにした。

具体的には, 図-6に示すように剛性が不明であるガセット部 ( $l_1$ ) と剛性が既知である斜材一般部 ( $l_2$ ) に分離し, 実験のたわみ計測結果から  $l_1$  区間での等価曲げ剛性および等価せん断剛性を求めた。

a) 等価曲げ剛性

図-5 (a) のCASE-1における実橋対象区間に着目し, ガセット部  $l_1$  における等価曲げ剛性を  $EI$ , 斜材一

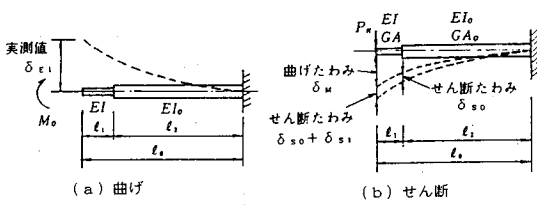


図-7 等価剛性の評価モデル

般部  $l_2$  の曲げ剛性を  $EI_0$  とすれば、自由端におけるたわみ  $\delta_A$  は、次式で表わせる (図-7 (a) 参照)。

$$\delta_A = (M_0 l_0^2 / 2EI_0) \cdot \{1 + (I_0/I - 1)(l_1/l_0)^2\} \dots (1)$$

式 (1) のたわみ  $\delta_A$  が供試体における実測たわみ  $\delta_{E1}$  に等しいと置くことによって、ガセット部の等価な曲げ剛性  $EI$  を次式から算定することができる。

$$EI = EI_0 / (\Delta\delta / \delta_{M1} + 1) \dots (2)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} \Delta\delta &= \delta_{E1} - \delta_{M0} \\ \delta_{M0} &= M_0 l_0^2 / (2EI_0) \\ \delta_{M1} &= M_0 l_1^2 / (2EI_0) \end{aligned} \right\} \dots (3)$$

b) 等価せん断剛性

CASE-3 の実測たわみは、図-5 (c) に示すように曲げとせん断によるたわみの和であることから、CASE-3 の実測たわみから上述の等価曲げ剛性を考慮して算定される曲げたわみを差し引いたたわみより、等価せん断剛性が評価できる (図-7 (b) 参照)。

すなわち、自由端における実測のたわみ量を  $\delta_{E2}$  とすると、せん断剛性が不明な  $l_1$  区間でのせん断たわみ  $\delta_{S1}$  は、次式で表される。

$$\delta_{S1} = \delta_{E2} - \delta_M - \delta_{S0} \dots (4)$$

ここに、 $\delta_M$  は曲げモーメントによるたわみ、 $\delta_{S0}$  は斜材一般部  $l_2$  のせん断たわみで、次式で与えられる。

$$\delta_M = P_H l_0^3 / 3EI_0 (1 + (I_0/I - 1)(l_1/l_0)^3) \dots (5)$$

$$\delta_{S0} = P_H l_2 / GA_0 \dots (6)$$

一方  $\delta_{S1}$  は、 $l_1$  区間の等価せん断剛性  $GA$  により、

$$\delta_{S1} = P_H l_1 / GA \dots (7)$$

と表せるので、式 (4) と式 (7) から等価せん断剛性  $GA$  は、次式によって求めることができる。

$$GA = P_H l_1 / (\delta_{E2} - \delta_M - \delta_{S0}) \dots (8)$$

(2) ガセット内の局部応力度の評価

実橋の設計荷重下におけるガセット内の局部応力度は、以下のようにして評価する。

まず、CASE-1 の実験において図-5 (a) の鉛直荷重  $P_V = 14 \text{ tf} (137.2 \text{ kN})$  は変化させず、その作用位置  $h$  を変えた 2 種類 ( $h = 120 \text{ cm}$ ,  $220 \text{ cm}$ ) の荷重を行い、これらの荷重により計測された応力度の値から斜材に作用する単位の軸力あるいは単位の曲げモーメントに対する発生応力度を求めることができる。

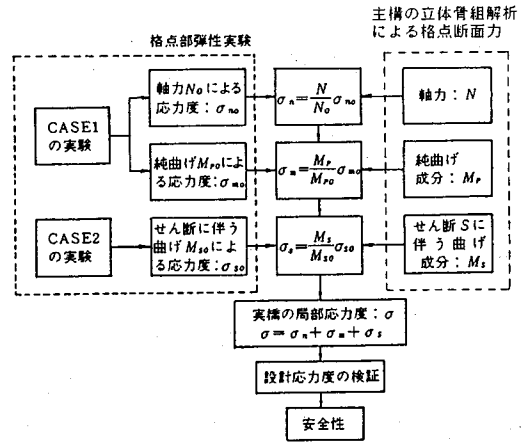


図-8 設計荷重に対する応力度の評価

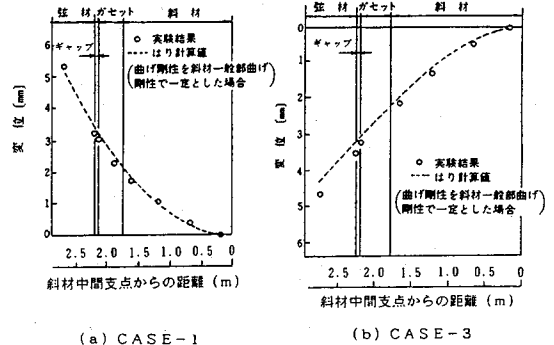


図-9 斜材たわみの実測値

次に、CASE-2 の実験 ( $P_S = 16 \text{ tf} (156.8 \text{ kN})$ ) から、斜材に単位のせん断に伴う曲げモーメントが作用する場合の発生応力度を求めることができる。

以上の結果を組み合わせ、図-8 に示すように、斜材に生じる設計断面力に対応した応力度を評価することができる。

4. 実験結果と評価

(1) 主桁断面変形に関する格点部剛性の評価

図-9 は CASE-1 および CASE-3 の載荷実験で得られた斜材中心軸のたわみ分布を示したものである。同図には斜材一般部の断面と同じ一定断面 (設計時の計算モデルに相当) を有する片持りとした場合のはり理論に基づくたわみ分布も比較のため示してある。

図-9 (a) に示すように、CASE-1 の曲げのみが作用する場合には、実測値とはり理論に基づく計算値がよく一致した。一方、図-9 (b) に示すように、CASE-3 のせん断を伴う曲げが作用する場合には、ガセットギャップ部における局部的なせん断剛性の低下により、この箇所でのたわみが局部的に増加することが確認された。

表-2 格点部等価剛性

	①格点部の等価剛性	②斜材一般部の剛性	①/②
曲げ (kg・cm <sup>2</sup> )	1.11 × 10 <sup>11</sup>	1.09 × 10 <sup>11</sup>	1.02
せん断 (kg)	6.03 × 10 <sup>7</sup>	8.66 × 10 <sup>7</sup>	0.70

表-3 設計荷重による格点部モデルの先端部たわみ

	曲げたわみ (mm)	せん断たわみ (mm)	総たわみ (mm)
設計計算モデル	-3.17	0.22	-2.95
実橋等価モデル	-3.19	0.28	-2.91

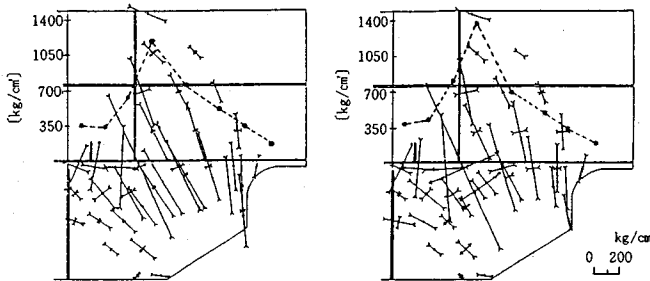


図-10 主応力度分布 (実測値)

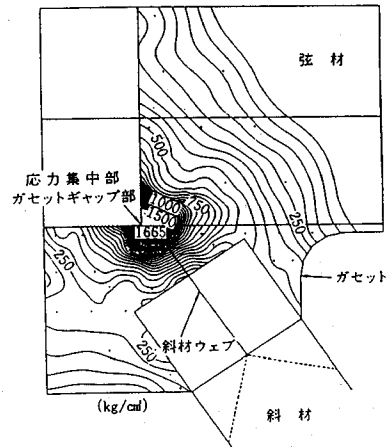


図-11 設計荷重による相当応力度の等高線

式 (2) および式 (8) のそれぞれより、曲げおよびせん断の等価剛性を求めた結果を表-2 に示す。

つぎに、この等価剛性を用いて設計荷重による実橋斜材のたわみを求め、斜材全長にわたって同一断面とした設計計算モデルによるたわみと対比した。表-3 にこれらの結果を示す。

格点部剛性について以下のことがわかる。

① 実橋での曲げによるたわみから見れば、ガセットギャップによる曲げ剛性の低下はほとんどないと判定される。

② せん断剛性の低下は、ガセットギャップ 58 mm の存在により約 3 割生ずるが、せん断たわみが曲げたわみに比較し小さいため、実橋の総たわみへの影響がほとんどなく、結局、全体からみれば剛性の低下はないと判断される。

(2) ガセットギャップ近傍の局部応力度の評価

a) 実測結果による最大応力度

CASE-1 および CASE-2 の実験で計測されたガセットから弦材への主応力の流れを図-10 に示す。同図にはガセットと弦材との境界線に沿った主応力度の分布を破線で示してあるが、ガセットギャップ位置で高応力度が生じ、その両側で減少していることがわかる。

次に、図-8 に示す手順に従い、設計断面力に対する発生応力度を求めた。図-11 はこれらの応力度から得られる Mises の相当応力度の等高線を市販の等高線作画ソフト (CALCOMP/GPCP-1) を用い示したものである。面外曲げによりウェブ定着板のかどや弦材ダイヤフラムのかどに応力が集中伝達されることがわかる。この応力集中部の相当応力度の最大値は 1665 kgf/cm<sup>2</sup> (163.2 MPa) となった。ちなみに、この点での最大主応力度の値は 1463 kgf/cm<sup>2</sup> (143.4 MPa) となっ

表-4 実験結果に基づく設計荷重による最大発生応力

応力度の種類	設計荷重による発生応力度 (B+TT43+T20+I)	
	値	実測応力度
軸力による板平均応力度	168	合計 1,463
曲げによる板平均応力度 (純曲げ+せん断を伴う曲げ)	746 (123+623)	
応力集中による応力度	549	
せん断によるギャップ端部の板曲げ応力度	709 (推定値)	
合計	2,172 (≧σ <sub>a</sub> =2,100)	

いる。

b) 推定される最大応力度

上述の実測結果による最大応力度は、スペース上の制約からガセットギャップ間の中央付近位置に貼付したひずみゲージに基づくものであり、実際にはガセットギャップ間のせん断力に伴う板曲げにより、ギャップ間の両端部にさらに大きな応力度が生じていると考えられる。そこで、ガセットギャップ部を両端固定のりと考え、固定端での応力度を算定し、この応力度を実測された応力度に加算することにした。その結果、最大主応力度は許容応力度 (使用材料 SM490YA; 許容応力度 2100 kgf/cm<sup>2</sup> (205.8 MPa)) と同程度の 2172 kgf/cm<sup>2</sup> (213.0 MPa) と推定された。

最大主応力度の内訳は表-4 に示すとおりである。

以上の結果と本橋では T 荷重 (変動荷重) の占める割合 (約 50%) の大きいことを合わせて考慮すると、

表-5 各種疲労基準の比較

	本四指針 (1980.6)	鉄示 (1983.4)	BSS400 (1983)	AASHTO (1983)	ECCS (1985.10)	
道路橋に対する疲労規定の有無	なし	なし	あり	あり	あり	あり
衝撃	—	考慮	考慮	考慮	考慮	考慮
設計S-N曲線 破壊確率	95%	95%	97.7%	—	約95%	約95%
疲れ強さ対象応力	公称応力	公称応力	Nominal-Stress	Nominal-Stress	Nominal-Stress	HotSpot-Stress
疲れ強さ (kgf/cm <sup>2</sup> ) (本橋対象時)	720	640	611	562	510	918

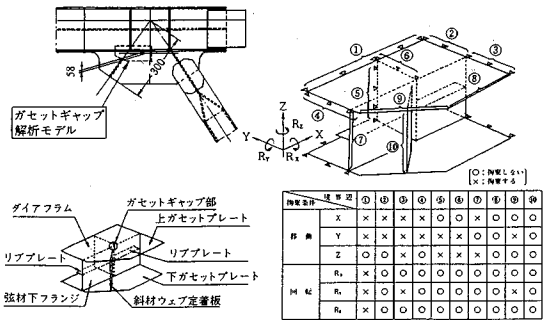


図-12 ガセットギャップ部のFEM詳細解析モデル

表-6 疲労照査荷重 (TT 43+T 20) による発生応力度

単位: kgf/cm<sup>2</sup>

No.	応力の種類	公称応力度	構造の応力集中を考慮した局部応力度	
			実験結果に基づく応力度	FEM解析結果を考慮した応力度
①	軸力による板平均応力度	46	46	46
②	曲げによる板平均応力度	203	203	203
③	せん断力によるギャップ端部の板曲げ応力度	191	191	702 (554 + 148)
④	応力集中による応力度	—	148	
合計		440	588	951

\*) せん断力作用時のFEM解析による推定値

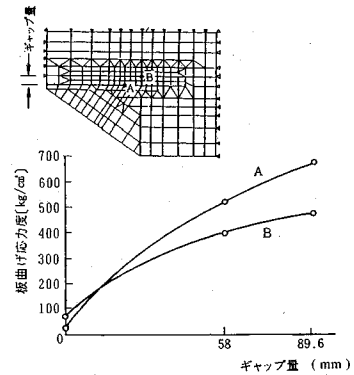


図-13 ギャップ量と板曲げ応力度の関係 (斜材せん断荷重時)

現状の構造では疲労問題につながると危惧された。

## 5. ガセットギャップ部の疲労照査

### (1) 疲労照査の概要

#### a) 疲労強度基準

わが国において、道路橋の疲労強度に関する取扱は、道路橋示方書<sup>3)</sup>における鋼床版の設計についてのみ考慮されているだけである。疲労強度規定は、国鉄建造物設計基準<sup>4)</sup>および本州四国連絡橋設計基準<sup>5)</sup>の鉄道を対象としたものしか見当たらない。そこで、今回はBS 5400<sup>6)</sup>、AASHTO<sup>7)</sup>およびECCS<sup>8)</sup>の諸外国における疲労強度基準も適用した。表-5にこれを示す。

現行の溶接継手の疲労強度基準では、継手分類に対して構造的応力集中および溶接形状による応力集中を取り除いた公称応力度 (nominal stress) で評価される。しかしこの方法では、ガセットギャップ部近傍のように複雑な構造では、公称応力度をどのように評価するかが難しい。

一方、FEM解析を用いれば複雑な溶接継手構造に対しても、溶接による局所的な応力集中を含まない構造的な応力集中を考慮した応力度 (hot spot stress) を比較的容易に算定することができ、ECCSの基準では、この局部応力度に基づく評価法 (hot spot stress method) が示されている。

ここでは、公称応力度および hot spot stress (以下、

局部応力度と称する) に基づく2種類の疲労照査方法をを用いることとした。

#### b) 照査荷重

本橋の疲労照査に適用する活荷重は、橋軸直角方向に3台 (TT 43:1台, T 20:2台)、橋軸方向に各1台とし、衝撃荷重は道路橋示方書<sup>3)</sup>の鋼床版縦リブ溶接に対する規定を参考にして、考慮しないこととした。なお、変動荷重の繰返し回数  $N$  についても、同様の参考文献3)を参考にし、 $2 \times 10^6$ 回とした。

### (2) 疲労照査結果

#### a) 公称応力度に対する照査

疲労照査荷重下でガセットギャップ部に生じる公称応力度の内訳は、①軸力による板平均応力度、②曲げ (純曲げ+せん断を伴う曲げ) による板平均応力度、および③せん断力によるガセットギャップ部の板曲げ応力度となる。実測の応力度から設計荷重下でのこれらの応力度を換算した値を表-6に示す。

表-6から公称応力度の合計は440 kgf/cm<sup>2</sup> (43.1 MPa)となるが、各種の疲労基準による溶接止端部の許容応力度は、表-5に示すように510 kgf/cm<sup>2</sup> (50.0 MPa)~720 kgf/cm<sup>2</sup> (70.6 MPa)であるので発生応力度は許容値以下と判定される。

#### b) 局部応力度に対する照査

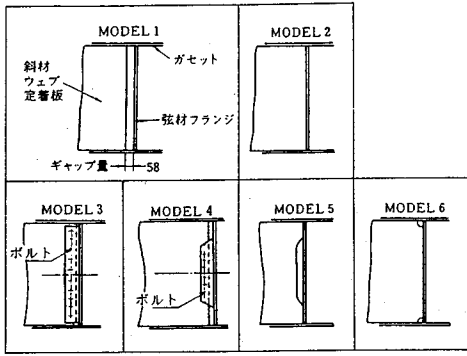


図-14 ガセットギャップ部の構造検討モデル

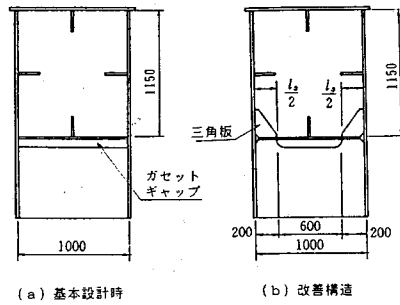


図-16 ガセットギャップ部補剛構造

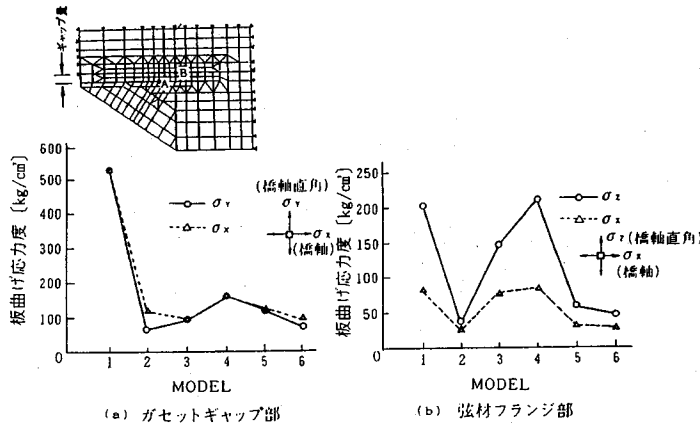


図-15 構造モデルによるギャップ部両端の板曲げ応力度の変化

局部応力度は、①～③のそれぞれの公称応力度に構造の不連続による応力集中を加味した応力度となる。実測された応力度を疲労照査荷重下での局部応力度に換算すると、表-6に示すよう 588 kgf/cm<sup>2</sup> (57.6 MPa) となる。

ところで前に述べたように、③のせん断力による板曲げ応力度は、ガセットギャップ部を両端固定ばりと仮定して求めた推定値である。このため③による発生応力度の精度をさらに上げるため、図-12に示すようなガセットギャップ部近傍の詳細なFEMモデルにおいて、辺⑦および辺⑩に疲労照査荷重に対応するせん断力を載荷した解析を行った。図-13にFEMモデルにおけるギャップの両端(A端：斜材ウェブ定着板側、B端：弦材側)での最大発生応力度を示す。

ギャップ量 58 mm の場合の最大応力度は、554 kgf/cm<sup>2</sup> (54.3 MPa) となる。ただしこの応力度は、表-6の③の公称応力度だけではなく、この公称応力度に対する応力集中を含んだ局部応力度である。

したがって、FEMの計算結果と実験結果から求められる局部応力度は、せん断力による応力集中のみを考慮した場合で 803 kgf/cm<sup>2</sup> (78.7 MPa)、さらに実測によ

る応力集中分をこれに加算した場合(③による応力集中分だけを2重に考慮したことになり安全側の評価となる)で 951 kgf/cm<sup>2</sup> (93.2 MPa) と推定され、実際の発生応力度はこれら2つの値の間にあると考えられる。

以上の結果、実橋に発生する局部応力度はECCSの許容応力度(918 kgf/cm<sup>2</sup> (90.0 MPa))に近くなることもあると判断される。

## 6. ガセットギャップ部の構造改善

### (1) 構造改善案の比較

設計荷重下での静的発生応力度および疲労強度の照査結果から、ガセットギャップ部は応力集中レベルが高く、当初計画のギャップ部構造では疲労強度に対しては不安が残ることとなった。そこで、高応力度の原因となるせん断力による板曲げ応力度を低減させるため、図-14に示すMODEL 3～6の4ケースの構造改善案を考え、それぞれについて図-12に示したガセットギャップの詳細解析と同様のFEM解析を行った。図-15に各ケースに対する最大板曲げ応力度を示す。

図-15により、MODEL 5およびMODEL 6の2つの構造において、ギャップ部両端での板曲げ応力度の低



下が大きく、現状の約1/5の応力度になることがわかった。本橋では、MODEL 6では、塵などによる目づまりが原因で雨水の滞水が心配されるため、基本案としてMODEL 5を選択した。

ちなみに、疲労照査荷重に対するMODEL 5の局部応力度は530 kgf/cm<sup>2</sup> (51.9 MPa) となり、ECCSによる局部応力度に対する許容応力度918 kgf/cm<sup>2</sup> (90.0 MPa) と比較すると小さく、十分安全であると判断される。

## (2) 最終構造

MODEL 5の採用により、疲労強度上の安全性は確保できたが、さらに、弦材フランジとの結合部の応力低下、および斜材ウェブから弦材ウェブへの軸力の伝達をスムーズにするため、実橋では図-16に示すように、弦材フランジの内側のコーナー部に三角ブラケットを設けた構造を最終的な構造として採用した。

## 7. まとめ

日本では数少ない純ワーレントラスを採用した長大斜張橋の格点部設計に際し、基本設計時の考え方の可否を確認し、さらに必要な場合には構造改善を施すため、縮尺1/2の部分模型による実験を行った。

その結果、本橋の主構横断面の変形特性は、格点部での断面変化を考慮しない立体骨組構造としたFEM解析でも、ほとんど実際に近い結果が得られ、設計上の問題のないことが確認された。

しかし、本橋のように主構断面の変形が生じやすい橋梁では、他橋に見られるようなギャップを有するガセット構造にすると、この箇所では板曲げに伴う局部応力度がかなり大きくなり、さらに、本橋のようにT荷重(変

動荷重)が設計荷重に占める割合の大きい場合には、疲労強度上に問題のあることが認められた。

そこで、ギャップ部に着目したFEM解析による詳細な検討を行い、局部応力度の低減により疲労強度の安全性を確保し、なおかつ排水性も満足できる最適な格点部構造を採用するに至った。

謝辞：本格点部設計の諸検討に多大な労力をかけられた東神戸大橋共同企業体の関係各位並びに御指導をいただいた東神戸大橋技術委員会上部工分科会(主査;小松定夫)委員の方々に深く感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：高張力鋼の構造部材としての破壊歪特性に関する研究，1981年3月。
- 2) 阪神高速道路公団：東神戸大橋JV，主構トラス格点部実験報告書，1989年1月。
- 3) 道路橋示方書・同解説：(社団)日本道路協会，1980年2月。
- 4) 土木学会：国鉄建造物設計標準(鋼鉄道橋)解説，1983年5月。
- 5) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準同解説，1980年6月(1984年2月一部改定)。
- 6) British Standards Institution：BS 5400 Steel, concrete and composite bridges Part 10. Code of practice fatigue, 1980.
- 7) The American Association of State Highway and Transportation Officials：STANDARD SPECIFICATIONS for HIGHWAY BRIDGES. Division I DESIGN Section 10-STRUCTURAL STEEL Part B DESIGN DETAILS, 1983.
- 8) European Convention for Construction Steelwork：Recommendations for The Fatigue Design of Steel Structure, 1985.

(1992. 8. 4 受付)

## DESIGN FOR TRUSS PANEL POINTS OF THE HIGASHI-KOBE BRIDGE

Masahiko KITAZAWA, Hidesada KANAJI, Ryoichi OHMINAMI and Mitsuo FURUKAWA

The Higashi-Kobe Bridge is a three-span continuous cable-stayed steel bridge adopting a Warren truss as its main girder. The main span is 485 meters, which is one of the longest spans of this type in the world. An experimental study was carried to ascertain the rigidity and stress concentration around the gusset plate of truss panel points designed to the existing provisions. Through the experiments, the following results were obtained; (1) the rigidity of panel points satisfies the design requirement, (2) the fatigue strength corresponding to a hot spot stress in the gusset plate is not sufficient under dynamic vehicle loading. Based on the experimental results, we improved a design of structural details in truss panel points in order to reduce the stress concentration.