報告

## 鉄道上路プレートガーダー(リベット構造) 支点部下フランジ山形鋼のき裂発生に関する検討

## Study on Crack Initiation of Lower Flange Shaped Steel at the Fulcrum of Railway Deck Girder (Rivet Structure)

○西田 寿生\*1 木村 元哉\*2 廣畑 幹人\*3 山口 隆司\*4

Hisao NISHIDA<sup>\*1</sup> Motoya KIMURA<sup>\*2</sup> Mikihito HIROHATA<sup>\*3</sup> Takashi YAMAGUCHI<sup>\*4</sup>

ABSTRACT A typical damage that occurs in steel railroad bridges (riveted structures) is a crack in the lower flange at the fulcrum position. The crack occurs at the corner of the flange angle. In this study, the mechanism of crack initiation and propagation was investigated. As a result, the following was found. The steel material wears out due to long-term service. As the wear progresses, the lower flange closes as the train passes through, causing high stresses. Fine cracks are generated from corrosion pits on the steel surface, and the cracks connect with each other and becomes larger as the corrosion progresses. Tensile residual stresses exist due to plastic deformation of the steel.

Keywords :鋼鉄道橋, き裂, 摩耗, 山形鋼, 残留応力 Railway steel bridge, crack, wear, flange angle, residual stress

## 1. はじめに

鋼鉄道橋について, JR 各社には合わせて約4万 4 千連を超える鋼桁があり,現在では半数以上が 経年80年を超えている[1].一例として図1にJR 西日本管内の米原~新大阪間での鋼桁種別毎の桁 連数を示すが,上路プレートガーダーが最も多く, 全体の約60%を占めている.

次に、図1の上路プレートガーダーについて、 年代や構造別の連数を図2に示す.当該線区では リベット構造が全体の約7割を占めている.なお、 図中の②達94号とは1920年に制定された標準設 計図による桁を示すが、これについては2.で詳細 を述べる.

図 1, 図 2 に示したとおり,上路プレートガー ダー(リベット構造)の連数が多い.この形式に おける代表的な変状としては,支点部の下フラン

*1 第 2 種正会員	京橋ブリッジ	株式会社	技術部
(〒536-0014	大阪市城東区	2-2-21)	
*2 第 2 種正会員	博士(工学)	西日本旅客	客鉄道株
式会社 構造技術	<b>衍室</b>		
(〒530-8341	大阪市北区芝	田 2-4-24)	
*3 第 2 種正会員	博士(工学)大	阪大学大学	学院工学
研究科 地球総合	了工学専攻 准	隹教授	
(〒565-0871	吹田市山田丘	: 2-1)	
*4 第 2 種正会員	博士(工学)	大阪公立力	大学大学
院工学研究科 孝	效授		
(〒558-8585	大阪市住吉区	杉本 3-3-1	38)

ジ山形鋼に生じるき裂がある(図3).このき裂は 列車の走行安全性に直ちに影響を及ぼすものでは ないが,放置すると周辺箇所に新たな変状を引き 起こす恐れもあり,また発生数が比較的多いこと から維持管理に苦慮している変状である.



図1 鋼桁種別と連数 (東海道線 米原~新大阪間 624 連)

26			16	3		100
1	2		3		(4)	
(1	〕リベッ	ト構造	(達94号	寻より古	い年代)	
(2	リベッ	ト構造	(達94月	<u></u>		
(3	リベッ	ト構造	(達94号	寻より新	しい年代	)
(4	〉溶接構	造				
図2	ト路プ	レートン	ガーダー	(図10	の376連)	の内訳



図3 下フランジ山形鋼コーナー部のき裂

本研究では、上路プレートガーダー(リベット 構造)を対象に、実橋計測、載荷試験、FEM 解析 により、支点部山形鋼に生じる応力状況を調査し た.また、き裂の生じた支点部下フランジ山形鋼 について詳細調査を行い、き裂の発生や進展のメ カニズムの解明を行った.

## 2. 上路プレートガーダーの構造

鋼桁の設計について、かつては「定規図」ある いは「標準桁」と称される標準設計図を整備し、 これを活用することで設計費の縮減の他、品質向 上等にも寄与していた[2].上路プレートガーダー の定規図としては、1885 年からイギリスの建築師 ポーナルにより設計・系列化された錬鉄製の定規 図「作錬式」が最初で、その後 1897 年に一次部材 を鋼、二次部材を錬鉄として 20~70 フィートまで 10 フィートおきに整備した「作 30 年式」が制定 された.これらは「ポーナル鈑桁」と呼ばれてい る.その後も列車荷重の制定等の都度、新たな定 規図が整備された[2~6].なお、現在は鋼桁の新規 製作数が少ないこともあり、定規図の更新は行わ れていない.

また,1909年に列車荷重としてクーパーE33が 定められ,1902年以前に設計された桁については 早期に架け替えることとなった.その後も機関車 の大型化に伴い本線で耐荷力不足となった桁は,

下級線区や私鉄線への転用や,道路橋として改造 転用された[4~6].図1で示した線区では1920年 代から1930年代に多く架け替えられており,その ため1920年に整備された達94号の連数が比較的 多く,376連の内87連(23%)を占めている.な お,これら桁構造は主桁の上にマクラギを固定し た開床式の2主桁構造である.桁端部の構造およ び主要寸法を図4,表1に示す.表1には1919年 に整備された達540号も併せて示す.達94号は達 540号に比べ,設計列車荷重が約1.2倍であり,そ のため同じ支間において桁高が高くなっている.

また,達540号,達94号の支承形式は線支承である.1919年より前の定規図では,桁本体の構造は類似しているが,支承はソールプレートとベッドプレートを組み合わせた形式である[3].

以上より、本研究で対象とする下フランジ山形 鋼コーナー部のき裂に関しては、図 2 における ②・③は支承形式も含めて同種構造であり、全体 に占める比率が非常に高い.対象数量が多いため、 本変状の発生メカニズムを解明し、より適切な維 持管理の実施へと繋げることは重要な課題である.



鋼材寸法 (mm)

下フランジ山形鋼:152×152×13,腹板:板厚11 端補剛材:127×89×13

図4 標準図 桁端構造概要 (達94号 60フィート)

	支間	主桁中心	>間隔(m)	R.B∼≉	行座(m)
71 -1	m	達 540 号	達94 号	達 540 号	達94 号
18	5.995	1.219		1.065	
20	6.655	11	1.676	1.118	1.267
25	8.204	11	11	1.251	1.432
30	9.754	11	11	1.429	1.587
40	12.903	11	11	1.705	1.819
50	16.002	1.524	11	1.981	2.146
60	19.152	]]	1.829	2.240	2.419
70	22.250	11	11	2.405	2.629
80	25.349	1.829	"	2.569	2.800

R.B: 軌条底面

## 3. 疲労き裂の発生原因に関する実権調査

## 3.1 き裂の発生原因

下フランジ山形鋼コーナー部のき裂の発生原因 としては、図 5(a)に示す沓座の劣化や、図 5(b)に 示す鋼材同士の接触面で生じる摩耗がある. 摩耗 が進展すると、端補剛材下端では鉛直力を下フラ ンジ山形鋼に十分に伝達できなくなる. また、下 フランジ山形鋼とソールプレートとの接触面では、 図 5(b)の赤の斜線部に示すような、ウェブ直下付 近で最大となる摩耗が生じ、山形鋼コーナー部の 応力が高まる. これらがき裂の発生原因と考えら れている[7~11]. 本研究では特に(b)の摩耗に起因 するき裂について調査・検討を行った.

## 3.2 ソールプレート上面の摩耗量調査

ソールプレート上面の摩耗量について調査を行った.橋梁概要(A橋とする)を表2に示す.A 橋は下フランジ山形鋼にき裂が生じたため部材交 換を行った桁である.図6に下フランジ山形鋼と ソールプレートを示す.下フランジ山形鋼にはコ ーナー部,ならびに外側のリベット間にき裂が生 じていた.また,下フランジ上面の端補剛材との 接触面では大きな摩耗が生じており,最大深さは 6mm であった.

ソールプレートについて、上面の摩耗量調査を 行った.調査は3次元測定機を用い、10mm 間隔 で一定の高さからソールプレート表面までの距離 を測定した.計測範囲と計測結果を図7に示す.

また, y = 0mm 位置における型取りゲージを用い た計測結果を合わせて示す.ウェブ左側の幅 20mm 程度の範囲が局所的に大きく摩耗し,最大 6mm 程度の摩耗が見られるが,これは図8に示す ように下フランジ山形鋼にき裂が発生した後,摩 耗が不連続に進行したものと推察される.



(a) 下フランジ端部の隙(b) 下フランジ中央部の隙図5 支承の隙と端補剛材下端の欠損

X 4 响且 间未 (1 间/ 阳/	表2	調査橋梁	(A 橋)	諸元
--------------------	----	------	-------	----

図面番号	達 540 号
支間	19.152m
製作	1929年
供用年数	78年





![](_page_2_Figure_15.jpeg)

図8 下フランジ山形鋼のき裂と摩耗(模式図)

## 3.3 実橋調査

## 3.3.1 実橋調査橋梁と調査項目

実橋3橋梁について,摩耗量調査,ひずみ計測, 支承部変位計測を行った.調査橋梁の諸元を表3 に,調査内容を表4に示す.なお,調査橋梁にき 裂は生じていない.

## 3.3.2 端補剛材下端の隙間量とひずみ計測

端補剛材下端の隙間計測、ひずみ計測の状況を 図9に示す.隙間計測では最小厚0.1mmの隙間ゲ ージを用いた. ひずみ計測では端補剛材の縁から 20mm, 下端から 50mm の位置に, ゲージ長 5mm の1軸ゲージを鉛直方向に貼付した.サンプリン グ周波数は200Hz、測定列車は電車(221系, 223 系)と貨物列車(EF66系, EF210系),通過速度 は80~110km/h である. 電車での調査結果を図10 に示す. 横軸は隙間量, 縦軸は鋼材の弾性係数を 200kN/mm<sup>2</sup>として求めた端補剛材の応力度である. なお,測定列車通過時の応力度は,設計上は40MPa 前後となる. 測定した 16 箇所の内,7 箇所で隙間 量は 0.1mm 以下であったが、大半は設計値を大き く下回っており、鉛直力を下フランジに伝達する 機能が損なわれていることが分かる. 一方, 0.5mm の隙間箇所で 39MPa が生じており、ここでは列車 通過時に下フランジ山形鋼が弾性変形し,端補剛 材と接触していると推察される.

## 3.3.3 下フランジ山形鋼コーナー部の応力および 支点部の鉛直変位の計測結果

計測位置を図11に示す.ひずみはゲージ長5mm の1軸ゲージを用い,端補剛材の前面から10mm 位置に橋軸直角方向に貼付した.鉛直変位は変位

	云5 前 <u>百</u>	而不 阳儿	
橋梁	B橋	C 橋	D橋
図面番号		達94号	
支間	12.903m	16.002m	19.152m
製作	1930年	1932年	1924 年
調査支点	可動2支点	可動2支点	固定2支点
		固定2支点	

₹3	調杏楂沙	諸元
ζ3	<u> </u>	・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・

項目		調査内容	
	隙間・摩	・端補剛材下端の隙間	
可法	耗	・ソールプレート下面の摩耗	
計測	変形量	・ソールプレート下面の変形	
新品	ていぞう	・端補剛材下端付近	
●上別川	$Og \mathcal{A}$	・下フランジ山形鋼コーナー部	
計側	変位	・支点部の鉛直変位	

![](_page_3_Figure_13.jpeg)

![](_page_3_Picture_14.jpeg)

図 12 計測器設置状況

計(共和電業 DTH-A-20,30)を,1 支点あたり4 箇所,マグネットスタンドを用いて下フランジ上 面に設置した.計測器設置状況を図12に示す.ま た,現地状況により設置が困難な場合は,設置位 置を橋軸方向にずらして対応している.なお,計 測におけるサンプリング周波数や測定列車,応力 度の換算方法は3.3.2 と同じである.

図 13 に計測波形の例(B橋, EF66系, 85km/h) を示す.各記号は図 11 の記号と対応し,縦軸は発 生応力度と鉛直変位を示している.また,図 14 に計測列車の編成を示す.計測列車は電気機関車 を先頭に貨車を牽引している.電気機関車は車両 長 16.5m で車軸は 6 軸(軸距 2.8+2.5+2.8+2.5+ 2.8m),1 軸あたり 168kN,総重量 1008kN である. 牽引される貨車は車両長 19.6m,車軸は 4 軸(軸 距 2.1+12.1+2.1m),最大積載時における総重量 は 593kN である.図 13 では計測値のピークが4 回現れているが,これは先頭車両から貨車 4 車両 目が支点直上を通過するまでを示しており,それ ぞれ図 14 に示す車軸通過時に対応している.

鉛直変位量の最大値は 1.290sec に Di2 にて, -0.29mm であった.同時間での各変位を図 15 に示 す.値は小さいものの,ウェブ直下付近に落ち込 む挙動をしていることが分かる.また,0.7~1.5sec 付近の1つ目のピークにおいて,発生応力度 Si は -60MPa で一定の値となっている.これは図 15 に 示した山形鋼が閉じる動きに応じて発生応力度は 高まるが,電気機関車通過時においては,図 5(b) に示した下フランジ下面とソールプレート上面間 との隙間がなくなり,これ以上の変形ができない

![](_page_4_Figure_5.jpeg)

![](_page_4_Figure_6.jpeg)

状態にあるためと推察される.

また,各橋の計測結果の最大値を図 16 に示す. 横軸は端補剛材中心からの橋軸方向の位置を示す. 橋軸直角方向位置は図 11 に示したとおり,端補剛 材の前面から 10mm 位置である.列車通過時の発 生応力度としては,いずれも圧縮が生じ,最大値 は約 70MPa であった.

## 3.3.4 ソールプレート下面の摩耗・変形量

ソールプレートの状態を把握するため,ソール プレートの摩耗量と変形量を計測した.摩耗量に ついては,図 5(b)に示した下フランジ下面とソー ルプレート上面間の摩耗量を計測することは困難 であり,ここでは線支承と接触しているソールプ レート下面側の摩耗量を計測した.支点部の状況 を図 17 に示す.ソールプレートの摩耗量について

![](_page_4_Figure_11.jpeg)

![](_page_4_Figure_12.jpeg)

は図 18 に示す4点で計測した.特に可動側の支点 ではソールプレートに大きな摩耗が生じていた. 可動側の計測結果を表5に示す.ソールプレート の設計板厚は24mmであるが,可動支点では最大 10mmの摩耗が生じていた.なお,固定支点の摩 耗量は全て1mm未満であった.また,図19に示 すようにソールプレート下面の両端に水糸を張り, 変形量を測定した.ソールプレートはC橋(可動 支点)とD橋において,下に凸に湾曲しており, 中央部の変形量はそれぞれ4mm,3mmと大きな 値であった.

なお、ソールプレート下面の摩耗や線支承上面 で生じる摩耗については、それらが一様に進行し た場合は、下フランジ山形鋼の発生応力度の増大 やき裂発生に直接的な影響を及ぼすものではない と考えられる.しかしながら、摩耗量が大きくな ると別の課題として周辺部材にて接触が生じるこ とがある.これについては、付録に事例を示す.

# 4. 下フランジ山形鋼コーナー部周辺の応力分布4.1 静的載荷試験

実橋計測では図 11 に示したように下フランジ 山形鋼上面の端補剛材前面から 10mm 位置での発

![](_page_5_Figure_6.jpeg)

![](_page_5_Figure_7.jpeg)

表5 ソールプレート下面の摩耗量 (mn
----------------------

	а	a'	b	b'
B 橋(可動)	10/5	8/8	10/5	10/8
C 橋(可動)	*/2	*/10	2/2	3/8

○/○:左支点/右支点,\*:1mm 未満

![](_page_5_Picture_11.jpeg)

図19 ソールプレート下面の湾曲

生応力度を計測したが、ここでは山形鋼コーナー 部周辺の応力分布状態を把握するため、供試体を 用いた静的載荷試験,ならびに FEM 解析を行った.

対象桁は達 94 号 (50 フィート)とし,支点部 をモデル化した.供試体を図 20 に示す.載荷試験 では供試体の安定性を確保した上で鉛直荷重を載 荷するため,上下逆にセットしている.端補剛材 については摩耗や腐食により下フランジとは接触 していないことを前提とし,下フランジとは隙間 を設けてウェブに溶接接合した.線支承について は接触面(表面をR=1500mmで加工)を再現した. なお,下フランジ山形鋼とウェブ,ソールプレー

![](_page_5_Picture_15.jpeg)

①支承(ソールプレートとの接触面は R 加工)	
②ソールプレート:356×22×400	
③下フランジ山形鋼:150×150×12×	<610
④ウェブ:425×9×630	
⑤端補剛材:130×25×260	
⑥エンドプレート (厚さ12)	(単位:mm)

![](_page_5_Figure_17.jpeg)

トとの連結にはリベットの代わりに高力ボルト (F10T, M22)を用いた.供試体の両端にはウェ ブのはらみ出しを防ぐためエンドプレートを設け ているが,エンドプレートと下フランジ山形鋼と は隙間を設け,下フランジ山形鋼を拘束しないよ うにしている.鋼材種別はSS400である.ソール プレートについては下フランジ山形鋼との接触面 の摩耗として,図7の中央より右側の摩耗形状を 模擬して研削した.ソールプレートの形状寸法と 下フランジ山形鋼の計測位置を図 20 に併せて示 す.ひずみ計測はゲージ長 1mm の1 軸ゲージと, コーナー部近傍では応力集中ゲージを用いている.

### 4.2 FEM 解析

静的載荷試験について FEM 解析での再現を図 った.解析モデルは図 21 に示すとおり、ソリッド の 1/4 モデルとし、ボルト部には剛体要素を用い た.解析には NX NASTRAN V5.0 を用い、着目点 近傍の要素サイズは、平面方向は 6.25mm、板厚方 向は板厚 12mm を 4 分割した 3mm とした.鋼材 の弾性係数を 200kN/mm<sup>2</sup>、ポアソン比を 0.3 とし、 弾性解析を行った.なお、評価ひずみは要素中心 (積分点)の値である.

![](_page_6_Figure_5.jpeg)

![](_page_6_Figure_6.jpeg)

![](_page_6_Figure_7.jpeg)

4.3 載荷試験と FEM 解析の結果

載荷試験と FEM 解析結果を図 22 に示す. 図は 載荷荷重 50kN の値を示す. なお, 50kN は弾性領 域であった. 載荷試験の値と解析値はよく符合し ている. また,上下面のひずみの値は,山形鋼コ ーナー部の終端付近(図 22 における 25mm 付近) において,上面は圧縮,下面は引張で最大となっ ている.

以上のことから、疲労き裂の発生原因として、 長期間の供用により、山形鋼とソールプレートと の接触面では、図7に示したようにウェブ直下近 傍を中心に摩耗が進行し、これに伴い列車通過時 に山側鋼には図15のような変形が生じる.その結 果、山形鋼コーナー部の近傍では上面圧縮、下面 引張の応力が生じる.この応力は摩耗の進行とと もに増大し、コーナー部近傍の疲労き裂発生に繋 がると考えられる.

## 5. 山形鋼き裂部の詳細調査

#### 5.1 調査内容

下フランジ山形鋼のき裂部について,光学顕微 鏡を用いた詳細調査を行った.対象橋梁を表6に, 調査手順を次に示す.

①鋼材表面の塗膜や錆を除去し、山形鋼の形状や き裂範囲を確認.

②き裂破面を解放し、超音波洗浄とレプリカフィ ルムの貼付けと剥離の繰り返しにより錆を除去.

③山形鋼を輪切り切断し、切断面について顕微鏡を用いて観察.

#### 5.2 き裂破面調査結果

A橋について、塗膜や錆の除去後の状況を図23 に示す. 山形鋼のコーナー部に沿ったき裂, およ びリベット孔同士を結ぶき裂の2本が発生してお り, き裂長は465mm と126mm である. また, 下 フランジ山形鋼上面の端補剛材山形鋼との接触部 では 4~6mm 摩耗している. 下フランジの裏面側 ではソールプレート設置範囲において最大 5mm 程度摩耗しており、ウェブ直下側の値が大きかっ た. 山形鋼の切断面および破面状況について図24 に示す. 切断面 A3, A4 と破面①, ②から, き裂 は上下面より発生し、板厚中央付近で繋がってい ることがわかる.また,破面には凹凸が見られ, 特に上面側では顕著である.これは、切断面 A4 の下フランジ上面には複数のき裂がみられるが, 複数のき裂がそれぞれ進展し、き裂の進展に伴い 隣接したき裂同士が繋がることで、凹凸が形成さ れたものと考えられる.

次に、E橋のき裂状況と切断面を図25に示す.

切断面 A2

![](_page_7_Figure_2.jpeg)

#### 図23 山形鋼のき裂と摩耗状況(A橋)

表6 き裂破面調査橋梁

腐食や摩耗の状態はA橋に比べて軽微である.き 裂は上面側から発生し、き裂部では腐食が進行し て V 字形の欠損となっている. なお, き裂は貫通 していないが、(b)切断面 E1 の拡大①より、底部 から新たなき裂が発生していることがわかる. ま た, 拡大②より, コーナー部の上側始点付近にお いても複数の初期段階のき裂が確認された.

次に, F橋のき裂状況と切断面を図26に示す. 図 26(a)き裂状況と模式図に示すとおり、山形鋼コ ーナー部に長いき裂が2本発生しており、コーナ 一部終端付近のき裂部では腐食が進行しV字形に なっている. 図 26(b)各切断面においては、(b)の F3 断面ではき裂が下面まで貫通していた.また, 2本のき裂について、F2断面でのき裂状況をF1, F3, F4の各断面に重ね合わせて示しているが、2 本のき裂は各断面で位置が大きく異なっている. これより一つのき裂が部材軸方向に進行したので はなく、複数箇所で生じたき裂がそれぞれ進行し た結果,部材軸方向に繋がったものと推察される. 図 27 では F2 断面の顕微鏡拡大写真を示す. 拡大 ①はコーナー部の上側始点付近より約 7mm 上方 で V 字形に欠損している. 拡大②では, コーナー

切断面 A3 切断面 A4 (a) 切断状況 90

破面①,②

切断面 A1

![](_page_7_Picture_7.jpeg)

切断面 A2 h=3.5mm

![](_page_7_Picture_9.jpeg)

![](_page_7_Picture_10.jpeg)

![](_page_7_Picture_11.jpeg)

(b) 切断面と破面状況 図 24 切断面と破面の状況(A 橋)

![](_page_8_Picture_2.jpeg)

![](_page_8_Picture_3.jpeg)

(a) き裂状況と模式図

![](_page_8_Picture_5.jpeg)

(b) 切断面 E1

図 25 き裂状況と切断面 (E 橋)

部上側の大きなき裂の裏面側にて,腐食による軽 微な凹凸と初期段階の溝状の欠損が複数生じてい る.拡大③では、V字形欠損の先端部でさらに欠 損が進行している様子が伺える.これは図25の拡 大①と同様である.拡大④では拡大②と同様、コ ーナー部終端付近の大きなき裂の裏面側にて、初 期段階の微細な欠損が複数生じている.コーナー 部における2本のき裂については、F2断面ではき 裂は貫通していないが、この状態で供用を続けた 場合、表裏からき裂がそれぞれ進行し、いずれ貫 通き裂となる可能性が考えられる.

## 5.3 ミクロ組織観察結果

下フランジの表面側では比較的小さい溝状の欠 損を数多く確認した.これについてミクロ組織観 察結果を2事例示す.いずれもA橋である.図28, 図29より,欠損部には腐食生成物が詰まっている ことがわかる.また,図28より,先端部ではき裂 が分岐している状況が確認された.図29ではき裂

![](_page_8_Figure_11.jpeg)

![](_page_8_Figure_12.jpeg)

(a) き裂状況と模式図

![](_page_8_Figure_14.jpeg)

F1 断面 F2 断面 F3 断面 F4 断面 (b) 各切断面 図 26 き裂状況と切断面 (F橋)

![](_page_8_Picture_16.jpeg)

図 27 F2 切断面詳細

形状が屈曲していた. さらに縞状の圧延組織に沿って広がった内在酸化物が確認された.

## 5.4 調査結果まとめ

ここまでの調査結果より,き裂発生・進展のメ カニズムとしては次のように推察される.

先ず、山形鋼表面側の防食が劣化し、複数の孔 食が生じる.次に、発生応力度が高いコーナー部 近傍を中心に複数の孔食から割れが発生する.そ れらの割れは腐食を伴いそれぞれ進展し、隣接し た割れ同士が繋がることで、大きなき裂へと進展 する.また、山形鋼の裏面側は腹板やソールプレ ートとの連結面となるため、孔食の数は表面側に 比べて少ないが、表面側での腐食やき裂進展に伴 い、き裂位置の裏面側の引張応力は増大し、き裂

![](_page_9_Figure_2.jpeg)

図 29 ミクロ組織観察結果 (その 2)

発生に繋がる.その後,表裏のき裂はそれぞれ進 展し繋がり,貫通き裂となる.

なお、複数のき裂が存在することや、き裂破面 形態に凹凸があること、き裂の進展経路において 屈曲や分岐があること、欠損部に腐食生成物が詰 まっていること、応力度の高いコーナー部から発 生していることから、腐食疲労き裂と推察される.

## 6. 山形鋼の疲労試験

5.の調査結果より、山形鋼上側からのき裂が顕 著であった.一方、山形鋼上側は圧縮応力である ため、疲労き裂は下側に比べて生じにくいと考え られる.これについて、例えば図 24 の切断面 A1, A2 から山形鋼は内角側に閉じる方向に塑性変形 しているが、このことから山形鋼コーナー部内角 側ではスプリングバックによる引張残留応力が生 じている可能性がある.つまり、山形鋼コーナー 部内角側では図 16,図 22 に示したように、列車 通過時には圧縮応力が生じるが、引張残留応力下 において繰返し応力が作用することにより、疲労 き裂が発生した可能性があると考えられる.これ について検証するため疲労試験を行った.

表 7	疲労試験体橋梁(G橋) 諸元
桁形式	下路プレートガーダー
製作	1928 年
供用年数	83 年
採取部材	主桁上フランジ
部材寸法	152×152×14

![](_page_9_Figure_9.jpeg)

図30 疲労試験 試験体と載荷状況

ここでは腐食や塑性変形が生じていない山形鋼 を用いた疲労試験を行い,圧縮の繰返し応力によ りき裂が生じるかを検証した.部材を採取した橋 梁を表7に示す.部材は下路プレートガーダーの 主桁上フランジ部分であり,山形鋼コーナー部は 疲労の影響をほとんど受けていないと考えられる. また,鋼材の腐食程度は軽微である.

疲労試験の載荷状況、ならびに試験体について 図 30 に示す. 試験体はリベット3 本を確保するよ うに切断し、試験体長は268mm、試験体は2体で ある.1体は実橋での端補剛材下端接触面での摩 耗状況を模擬し, 深さ 4mm, 幅 10mm, 長さ 160mm の溝を人工的に設けた.載荷荷重については、図 16の実橋計測値と図22のFEM解析値を参考に設 定した.図16より山形鋼上面の発生応力度は最大 で-70MPa程度(D橋)で、このときのゲージ位置 は、山形鋼の角部より35mm である. 図22 より山 形鋼上面の角から35mm 位置のひずみは、下面で は角から 25mm 付近のひずみと同程度である. G 橋と図 22 の山形鋼板厚は 14mm と 12mm で同一 ではないが、これらの情報を参考に、試験体では 山形鋼の角部から25mmの下面側にゲージを貼付 した. 疲労試験における載荷荷重は、実橋計測で の最大値を踏まえ、載荷荷重 2~22kN(応力振幅 74MPa 相当)とした. 200 万回の繰返し載荷を行 ったが、2体ともき裂は生じなかったため、さら に載荷荷重を倍の4~44kN(応力振幅148MPa相当) とし、200万回の繰返し載荷を行ったが、上下面 のいずれからも、き裂は生じなかった.

き裂が生じなかった要因として、腐食疲労き裂

では一般に疲労強度は低下するが,試験体では孔 食を再現していなかったことや,試験体に塑性変 形は生じておらず山形鋼コーナー部に引張残留応 力が生じていないことが考えられる.実橋におい ても,孔食や引張残留応力がなければ,比較的高 い応力振幅が作用したとしても,き裂は発生しな い可能性があると考えられる.

## 7. 山形鋼の引張残留応力の検討

#### 7.1 調査部材

図 24 において山形鋼が内角側に閉じる方向に 塑性変形をしていることを示した.これにより, 山形鋼コーナー部内角側に引張残留応力が生じて いることが疲労き裂発生の一因と推定したが,こ こでは部材交換により発生した山形鋼を用いた残 留応力測定を行った.

調査対象とした山形鋼は、き裂が生じて部材交換を行った部材の対となる山形鋼で、き裂は生じていない.山形鋼の寸法は152×102×11mmである.

残留応力測定はこの山形鋼の上面側において, 穿孔法とX線回析法により行った.調査部材と測 定位置を図31に示す.山形鋼の上面では端補剛材 との接触により1~2mmの摩耗が生じており,山 形鋼の変形量は図32に示すとおり,端補剛材直下 において1.0mmであった.計測箇所は,穿孔法は 1箇所,X線回析法は橋軸直角方向に7~9mm間隔 で3箇所とした.測定位置については部材交換時

![](_page_10_Figure_7.jpeg)

![](_page_10_Picture_9.jpeg)

図 33 ロゼットひずみゲージと穿孔状況

![](_page_10_Figure_11.jpeg)

図 34 残留応力測定結果

においてリベット撤去時に熱を加えていることか ら、リベット孔からなるべく離した位置とし、か つ表面の凹凸が軽微な箇所を選定した. なお、図 中の 360mm は山形鋼の下面におけるソールプレ ートの設置範囲を示している.

#### 7.2 残留応力測定

穿孔法は ASTM -E837 で規格化されている方法 で、測定対象物の表面にロゼットひずみゲージを 貼り付け、その中心を穿孔した際に半径方向に開 放されるひずみを 3 方向のひずみゲージで測定し、 平面応力理論に基づいて残留応力を求める方法で ある[12,13]. ロゼットひずみゲージと穿孔状況を 図 33 に示す.穿孔径は 1.76mm、穿孔深さは 1.1mm である. また、X 線回析法は  $\sin^2 \phi$ 法により、計 測装置は Stresstech 社製 X3000、コリメータ径は 2mm、電解研磨深さは 0.2mm である.

図34に残留応力測定結果を示す.残留応力の値 は σyの値を示している.表層部はリューターや研 磨紙で研磨した影響が考えられるため,図では 0.2mm 以深の値を示している.図に示すとおり山 形鋼上面に100MPa を超える引張残留応力が確認 された.また,図34右図のX線回析法の結果よ り,コーナー部に近いほど値は大きくなっている. なお,図34左図では,穿孔法の結果と,山形鋼の 角からの距離が同じ33mmであるX線回析法の値 (U3)を併記している.図ではU3の値を上面から の深さ 0.2mm 位置にプロットしているが, 穿孔法 と X 線回析法の値は 100MPa 程度で比較的よく符 合している.

実橋では図16より,山形鋼の角部から35mm位 置の山形鋼上面で最大70MPa程度の圧縮力が生 じていた.一方,図34右図の同距離において 90MPa程度の引張残留応力が生じている.これら 各値は橋梁や部材,山形鋼の塑性変形量によって もそれぞれ異なるものの,引張領域下にて繰返し 応力を受けることが下フランジ上面のき裂発生の 一因となる可能性が示唆された.

ただし,残留応力測定はデータ数が少なく,ま た調査部材は実橋からの切断撤去時において,熱 影響を受けていることも考えられるため,引張残 留応力の有無や大きさについては,実橋計測等に よる検証が必要と考えている.

## 8. まとめ

鉄道上路プレートガーダー(リベット構造)の 代表的な変状として、支点部下フランジ山形鋼の き裂に着目し、その発生・進展メカニズムについ て検討した.今回の調査結果からは、次のことが 分かった.

- (1)支点部においては、鋼材同士の接触箇所(端 補剛材下端と下フランジ山形鋼上面、下フラン ジ山形鋼下面とソールプレート上面、ソールプ レート下面と線支承上面)で、長期間の供用に 伴い鋼材に摩耗が生じる。
- (2) ソールプレート上面に摩耗が生じたことにより、列車通過時に下フランジ山形鋼は内角側に閉じる方向に挙動し、下フランジ山形鋼コーナー部の上側では圧縮、下側では引張の応力が生じる.
- (3) 山形鋼コーナー部のき裂発生・進展のメカニ ズムとして、山形鋼表面側の防食が劣化し、複 数の孔食が生じ、次に孔食部から割れが発生す る. それらの割れは腐食を伴いそれぞれ進展し、 隣接するき裂同士が繋がることで大きなき裂 へ進展すると推察される.また、山形鋼裏面か らもき裂は発生し、表裏からのき裂がそれぞれ 進展し繋がり、貫通き裂となる場合もある.
- (4) 山形鋼表面側コーナー部のき裂は、断面観察 結果から、腐食疲労き裂と推察される.
- (5) ソールプレート上面の摩耗進行に伴い,下フ ランジ山形鋼には塑性変形が生じており,スプ リングバックによる引張残留応力が生じてい る可能性がある.残留応力測定の結果,下フラ ンジ上面において 100MPa を超える高い引張

残留応力が確認された.下フランジ上面では, 引張残留応力下で列車荷重による圧縮の繰返 し応力を受けることで,き裂発生に繋がる可能 性が示唆された.

本研究では、き裂発生の原因として、鋼材の摩 耗に着目し、各種調査・検討を行った.顕微鏡調 査から、き裂は腐食を伴い、進展していることが 分かった.日常の維持管理で摩耗を抑えることは 容易ではないが、防食を確実に行うことにより、 き裂の発生・進展をある程度抑止できる可能性が あると考えられる.また、当該箇所におけるき裂 に対する補修方法としては部材交換を行うことが 一般的であるが、部材交換工事は桁の仮受けを伴 うため、施工は簡易ではなく、費用も安価でない. そのため、補修工事を行う際には、将来の摩耗を 考慮した部材厚の設定や、耐摩耗性に優れた支承 構造の選定等、長期耐久性の向上によるライフサ イクルコストの低減に努めることが肝要である.

#### 謝辞

本研究の一部は西日本旅客鉄道株式会社主催の 鋼構造に関する維持管理委員会(当時,松井繁之 委員長,金裕哲主査)にて,各委員より多くのご 助言をいただいた.ここに記して感謝いたします.

## 付録

摩耗を原因とする変状事例を示す. 付図1は支 承部の健全な状態, 付図2は摩耗とソールプレー トの湾曲により, ソールプレートが端支材に接触 している事例である. 付図3はガセットプレート のリベットが線支承のサイドブロックに食い込ん でいる事例である. 当該箇所は設計図では22mm の隙間を有していたが, 長期間の摩耗進展により 接触に至っており, 周辺部材の変状や可動支承の 場合は可動不良に繋がる例である.

下フランジにき裂がある場合,補修工事では下 フランジを交換することが多いが,一般にはソー ルプレートも新しいものと交換する.補修計画段 階において,将来の摩耗進展をある程度見込み, ソールプレートの湾曲を防ぐためにも,ソールプ レートの板厚を厚くする等の配慮が望まれる. さらに,支承本体上面のソールプレートとの接触 面も同様に摩耗していることが想定される.鉄道 橋では修繕時に,一般的にはレールレベルの変更 を行わないため,下フランジ交換時には,あわせ て摩耗している支承本体の交換や沓座の打替えを

![](_page_12_Picture_2.jpeg)

付図1 支承部(健全な状態)

![](_page_12_Picture_4.jpeg)

付図2 支承部の接触①

![](_page_12_Figure_6.jpeg)

![](_page_12_Picture_7.jpeg)

付図3 支承部の接触事例2

同時に行うと高さ調整は容易となる.補修におけ る工事量は増えるものの,将来の変状再発の可能 性は低くなり,ライフサイクルコストは有利とな ることもある.線区特状や設計供用期間に応じ, 対象橋梁の将来にわたる維持管理計画を検討し, 補修計画を策定することが大切である.

## 参考文献

- [1] 市川篤司:鋼鉄道橋の補修・補強の概要, 橋梁と基礎, pp.18-21, 1994.8
- [2] 足立成之:鉄げた保守の着眼点,鉄道土木, No.15-6, pp.397-401, 1973.6
- [3] 北川忠夫:上路プレートガーダーリベット 構造の標準設計,構造物設計資料, No.8, pp.318-320, 1966.
- [4] 西野保行,小西純一,中川浩一:明治期におけるわが国の鉄道用プレートガーダーについて一概説,土木史研究,第13号, pp.321-330,1993.6
- [5] 贄田秀世,大井晴男,鈴木博人:ポーナル桁 を転用した鉄道こ線道路橋の形態について, 土木史研究,第19号,pp.227-231,2002.5
- [6] 小西純一,西野保行,中川浩一:大正・昭和前期における鋼鉄道橋の発達とその現況, 土木史研究,第22号,pp.257-267,2002.5
- [7] 杉本一朗,小林裕介,市川篤司:溶接付加物 が鋼リベット桁の疲労に及ぼす影響と延命 化手法,鉄道総研報告, Vol.20, No.5, pp.17-22, 2006.
- [8] 吉田善紀,小林裕介:リベット桁支承部の疲 労き裂進展抑制のための補強工法,鉄道総 研報告, Vol.34, No.6, pp.41-46, 2020.
- [9] 吉田善紀、小林裕介:リベット桁支承部の支 持状態が下フランジの疲労き裂の発生・進展 に及ぼす影響、構造工学論文集、Vol.70A、 pp.613-625, 2024.3
- [10] 西田寿生, 金裕哲:鉄道上路プレートガー ダー下フランジ山形鋼に生じた疲労き裂発 生要因に関する検討, 土木学会第66回年次学 術講演会, I-518, pp.1035-1036, 2011.
- [11] 西田寿生、木村元哉、金裕哲:上路プレートガーダー下フランジ山形鋼疲労き裂の発生原因推定、土木学会第67回年次学術講演会、 VI-69, pp.137-138, 2012.
- [12] 三上隆男:穿孔法による直交異方向性材料 の残留応力測定技術, IIC REVIEW, No.61, pp.13-23, 2019.4
- [13] 三上隆男, 鈴木優平, 夏井一樹: ブラスト 処理された鋼材の穿孔法による深さ方向残 留応力測定, IIC REVIEW, No.58, pp.18-26, 2017.10