

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^{*1} Motoya KIMURA^{*2} Mikihiro HIROHATA^{*3} Takashi YAMAGUCHI^{*4}

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 initiates 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

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。

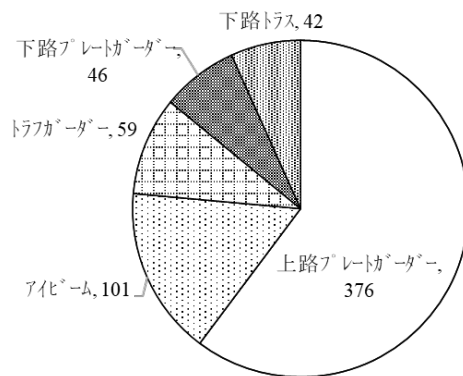
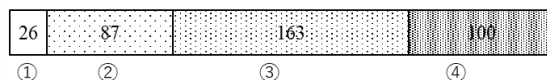


図 1 鋼桁種別と連数
(東海道線 米原～新大阪間 624 連)



- ①リベット構造（達 94 号より古い年代）
②リベット構造（達 94 号）
③リベット構造（達 94 号より新しい年代）
④溶接構造

図 2 上路プレートガーダー（図 1 の 376 連）の内訳

^{*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) 京橋ブリッジ株式会社
(〒536-0014 大阪市城東区 2-2-21)

^{*3}第 2 種正会員 博士(工学) 大阪大学大学院工学研究科 地球総合工学専攻 准教授
(〒565-0871 吹田市山田丘 2-1)

^{*4}第 2 種正会員 博士(工学) 大阪公立大学大学院工学研究科 教授
(〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

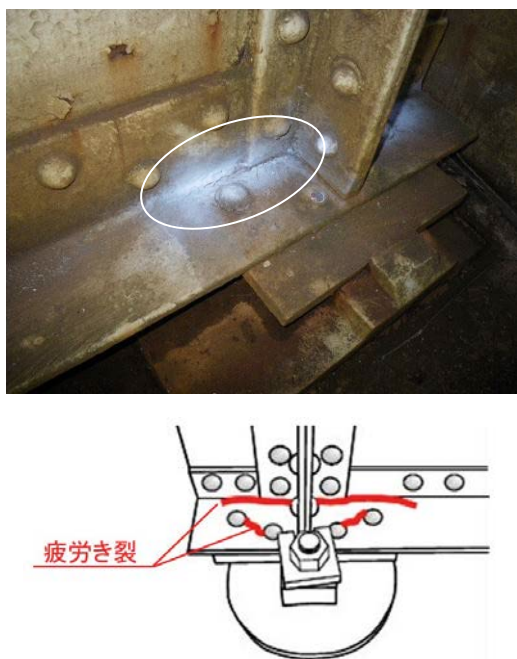


図3 下フランジ山形鋼コーナー部のき裂[2]

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、実橋での各種調査や応力計測に加え、供試体を用いた载荷試験およびFEM解析を行った。これらの検討により、支点部下フランジ山形鋼におけるき裂の発生・進展メカニズムの解明を試みた。

このき裂に対しては、一般には下フランジ取替や当板補強などの修繕が行われるが、施工性が悪く容易ではない場合が多い。一方、放置すると周辺部材に新たな変状を引き起こすこともあるため、初期段階で変状を把握し、適切に対処することが重要である。本研究では、き裂の発生・進展メカニズムの解明を通じて、検査時の着目点を明確にし、早期発見および対策に資することを目的としている。

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に加え、品質向上等にも寄与していた[3]。上路プレートガーダーの定規図としては、イギリスの建築師ポーナルにより1885年から設計・系列化された錬鉄製の定規図「作錬式」が最初であり、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「ポーナル鋸桁」と呼ばれている。その後も1960年代まで、設計示方書や

列車荷重の制定等の都度、新たな定規図が整備された[4~8]。その後は鋼桁の新規製作数が減少したこともあり、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、これに伴い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[6~8]。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ける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。なお、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[5]。

支承直上の構造詳細を図5に示す。端補剛材を青線で示す。図の斜線部はフィラープレートを示している。端補剛材下端と下フランジ山形鋼との接触部では、下フランジ山形鋼のコーナー部では端補剛材下端を一部削正して組み合わせており、支圧応力の設計検討では、図の着色部の端補剛材面積を考慮することとしている。

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。

3. 疲労き裂の発生原因に関する実橋調査

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6(a)に示す沓座の劣化や、図6(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、図6(b)の下フランジ山形鋼とソールプレートとの接触面では、黒塗り部形状のようにウェブ直下付近で最大となる摩耗が生じ、下フランジ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

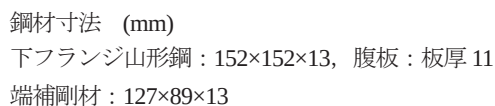
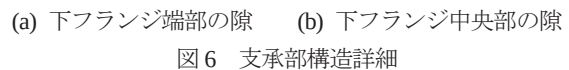


表1 上路プレートガーダー標準図 主要寸法

R.B : 軌条底面

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

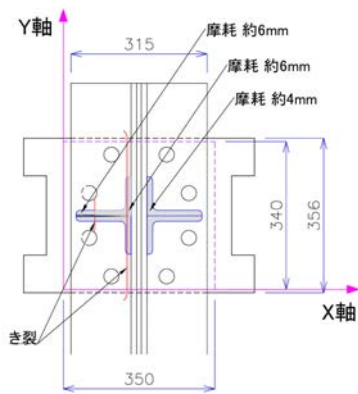


図7 A橋の変状状況

3.2 ソールプレート上面の摩耗量調査

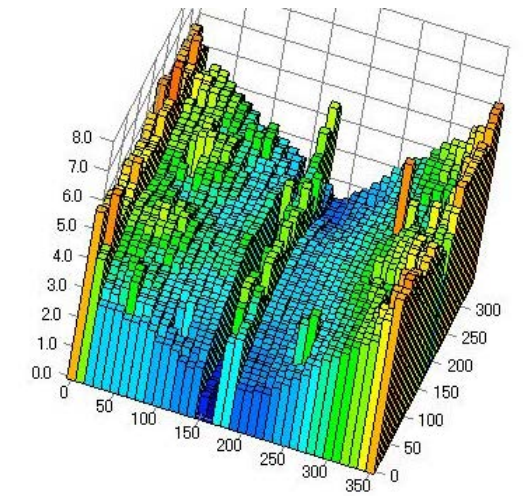
ソールプレート上面の摩耗量について調査を行った。橋梁概要（A 橋とする）を表 2 に示す。A 橋は下フランジ山形鋼にき裂が生じ、部材交換を行った桁である。図 7 に下フランジ山形鋼とソールプレートを示す。下フランジ山形鋼にはコーナ一部、ならびに外側のリベット間にき裂が生じていた。また、下フランジ上面では端補剛材との接触面において図 7(a)に示すとおり摩耗が生じていた。なお、摩耗量は端補剛材先端付近で約 6mm であった。

– 115 –

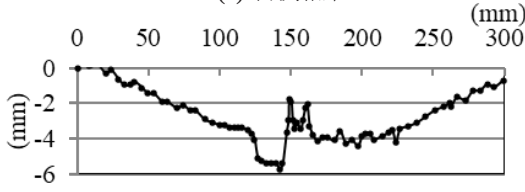


(き裂・摩耗は下フランジ山形鋼のものを示す)

(a) ソールプレート計測範囲



(b) 計測結果



(c) 型取りゲージ (y=0mm)

図8 ソールプレート上面の摩耗状況

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測定、ひずみ計測の状況を図 10 に示す。隙間測定では最小厚 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。計測列車は電車 (221 系、223 系) と貨物列車 (EF66 系、EF210

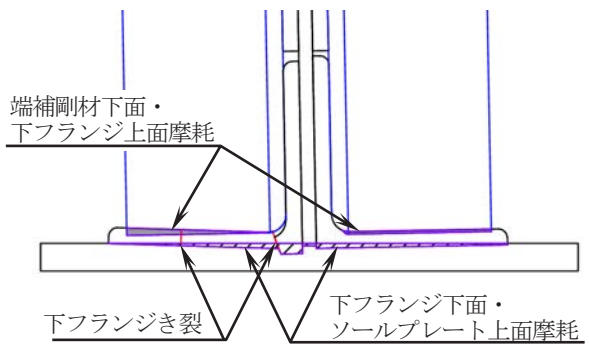


図9 下フランジき裂と摩耗 (模式図)

表 3 調査橋梁 諸元

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

表 4 調査項目

項目		調査内容
寸法計測	隙間・摩耗	・端補剛材下端の隙間 ・ソールプレート下面の摩耗
	変形量	・ソールプレート下面の変形
動的計測	ひずみ	・端補剛材下端付近 ・下フランジ山形鋼コーナー部
	変位	・支点部の鉛直変位

系), 通過速度は 80~110km/h である。サンプリング周波数について、列車荷重はレールからマクラギを介し、マクラギ幅 200mm の等分布荷重として鋼桁本体に伝わると考え 200Hz とした。例えば通過速度 110km/h の場合、列車が 153mm 進行する都度計測することとなり、ピーク値をとることが可能と考えられる。電車での計測結果を図 11 に、また、波形の例として D 橋の計測結果を図 12 に示す。図 11 において横軸は隙間量、縦軸は鋼材の弾性係数を 200kN/mm² として求めた端補剛材の応力度である。なお、計測列車通過時の応力度は、設計上は 40MPa 前後となる。計測した 16 箇所内、7 箇所では 0.1mm の隙間ゲージが入らない状態であったが、応力度は設計値を大きく下回っており、電車荷重に対して鉛直力を下フランジに伝達する機能が損なわれている。なお、0.5mm の隙間箇所で 39MPa が生じているが、これは D 橋の桁外側の値である。当該箇所は後述の図 18 に示すが、下フランジに約 70MPa の比較的高い応力度が生じ

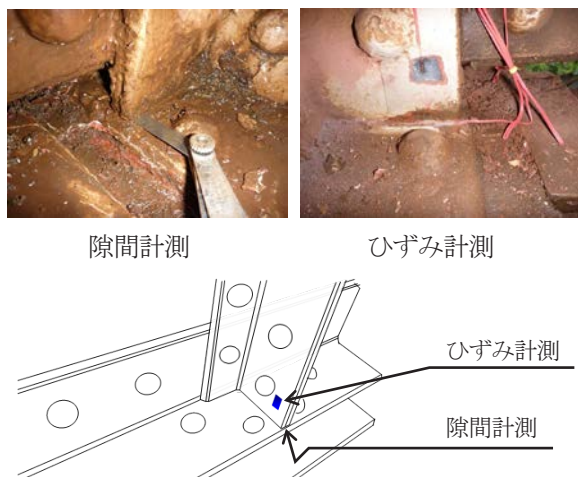


図10 端補剛材の計測

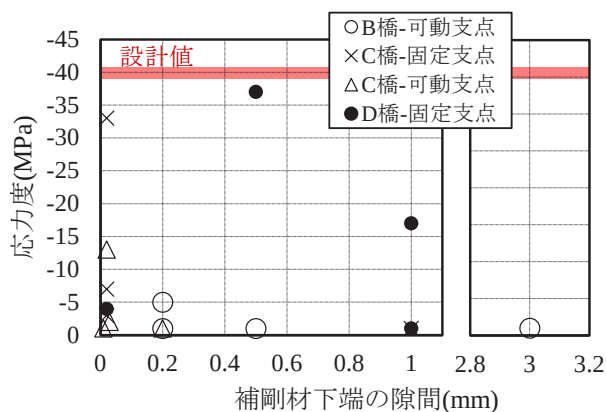


図11 端補剛材下端の隙間と応力度

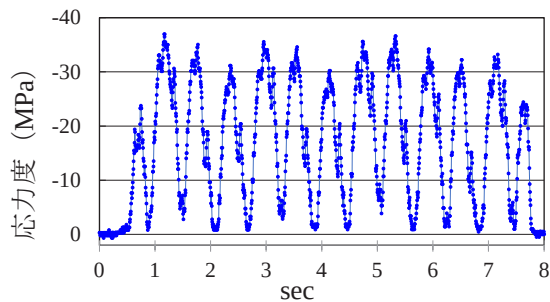
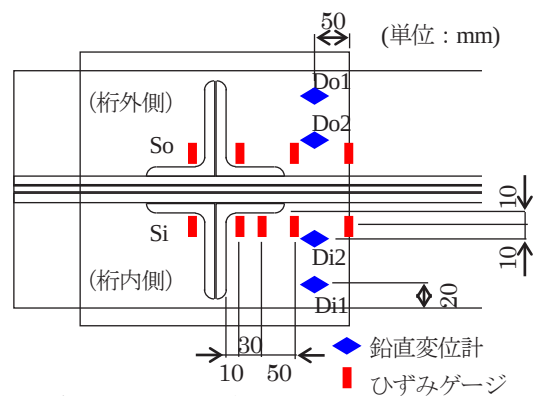


図12 端補剛材下端応力度 計測結果 (D 橋)

ており、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13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14に示す。現地状況により設置が困難な場合は、設置位置を橋



※各記号は図15と対応

図13 下フランジ山形鋼 計測位置図 (基本)



図14 計測器設置状況

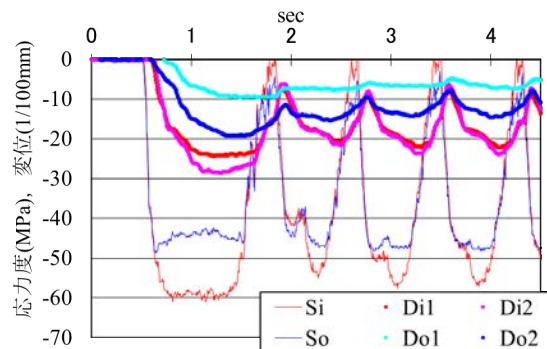


図15 計測波形の例 (B 橋)

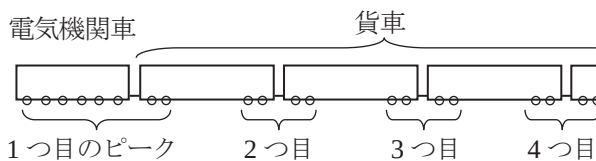


図16 計測列車の編成

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15に計測波形の例 (B 橋, EF66 系, 85km/h) を示す。各記号は図13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16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 15 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 16 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 17 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 17 に示した下フランジ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は, 図 6(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状態にあるためと推察される.

各橋の計測結果の最大値を図 18 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 13 に示したとおり, 端補剛材の前面から 10mm 位置である. 上図は桁外側, 下図は桁内側の計測値である. 列車通過時の発生応力は概ね圧縮で, 最大値は約 70MPa であった. また, 橋軸方向位置と応力度との関係として, 必ずしも端補剛材中心付近が大きくなるものではないことが分かった. 応力計測を行う場合は, 端補剛材近傍のみでなく, ソールプレートの縁近傍の値も計測する, あるいは両者の中間位置付近で計測するのがよいと考えられる. また, 平均値にて比較すると, 桁外側は 32MPa, 桁内側は 25MPa で大きな違いはなかったが, 可動側は 37MPa に対して, 固定側は 20MPa であり, 可動側の約 55% であった. 固定側・可動側とも, 列車通過時の微振動によるフレッシングや摺動により摩耗が進行するが, 可動側はたわみに伴うすべりの影響をより大きく受けるため, 摩耗の進行が早くなると考えられる. なお, ソールプレート下面の摩耗量を表 5 に示す. 可動支点の摩耗量は固定支点に比べて大きく, ここでも同様の傾向が確認できる.

次に, 下フランジ山形鋼の変形角と発生応力度の関係を示す. 変形角については図 19 に示すとおり算定している. 図 20 では各橋における応力度最大値における変形角について, 後述する解析値と合わせて示す. なお, 下フランジ山形鋼寸法は A ~ C 橋ともに 152×152×13, 解析モデルは 150×150×12 である. これより, 変形角が大きくなる

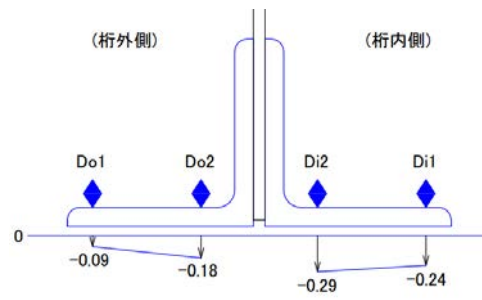


図 17 支点部の鉛直変位 (B 橋) と変形模式図

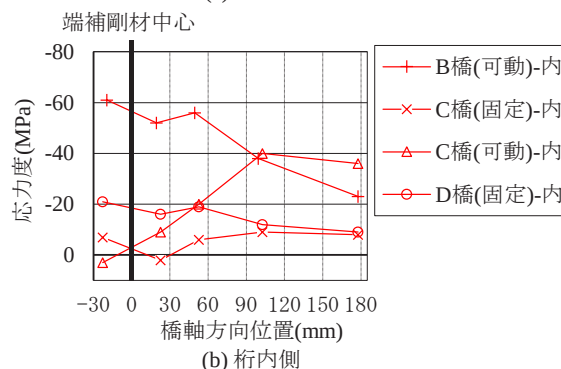
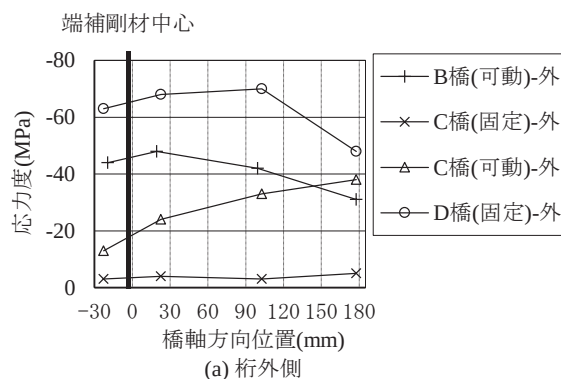


図 18 下フランジ山形鋼上面の発生応力度

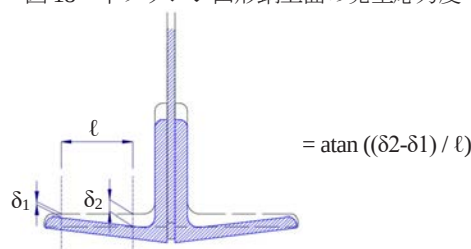


図 19 下フランジ山形鋼の変形角 θ

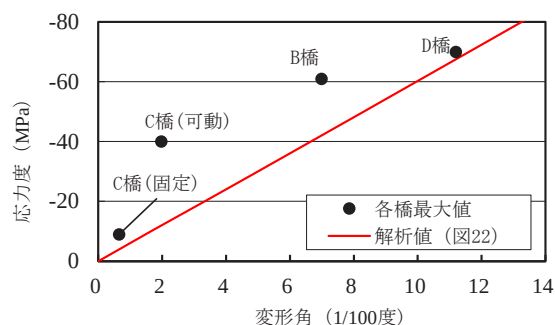


図 20 下フランジ山形鋼の変形角と発生応力度

と応力度は高まることが分かる。なお、計測値は解析値より大きい値を示しているが、変形角を直線近似していることや、実橋での腐食等の影響を考慮していないことが要因と考えられる。

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測定した。摩耗量については、図 6(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測定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測定した。支点部の状況を図 21 に示す。ソールプレートの摩耗量については図 22 に示す 4 点で測定した。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。可動側の測定結果を表 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 23 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 静的载荷試験

実橋計測では図 13 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 位置での発生応力度を計測したが、ここでは下フランジ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载荷試験、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 24 に示す。载荷試験では供試体の安定性を確保した上で鉛直荷重を载荷するため、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 $R=1500\text{mm}$ 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

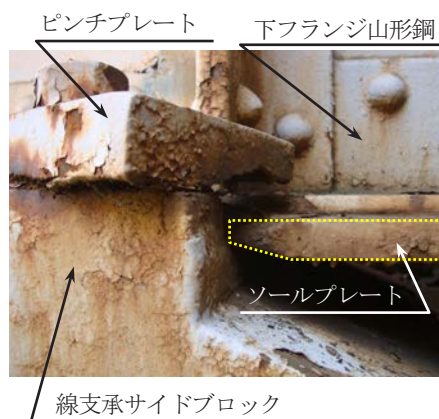


図 21 支点部 ソールプレート下面の摩耗状況

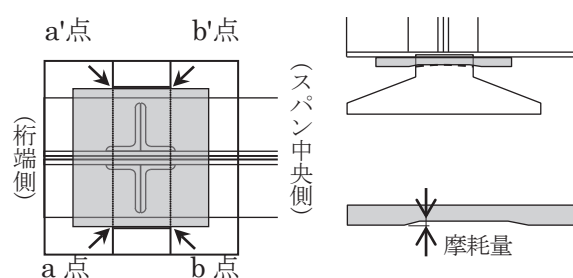


図 22 ソールプレート摩耗量計測位置

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
表 5 ソールプレート下面の摩耗量 (mm)

	a	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
C 橋(固定)	*/*	*/*	*/*	*/*
D 橋(固定)	*/*	*/*	*/*	*/*

(○/○ : 左支点/右支点, * : 1mm 未満)

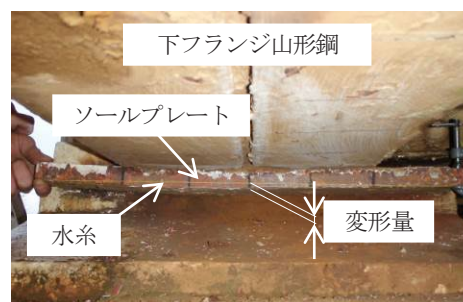
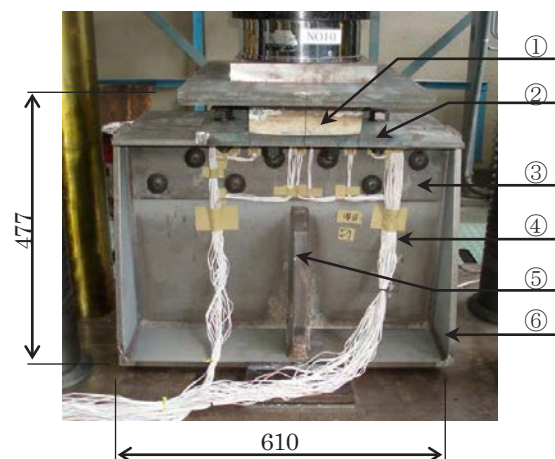


図 23 ソールプレート下面の湾曲

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 8 の中央より右側の摩耗形状を



- 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)

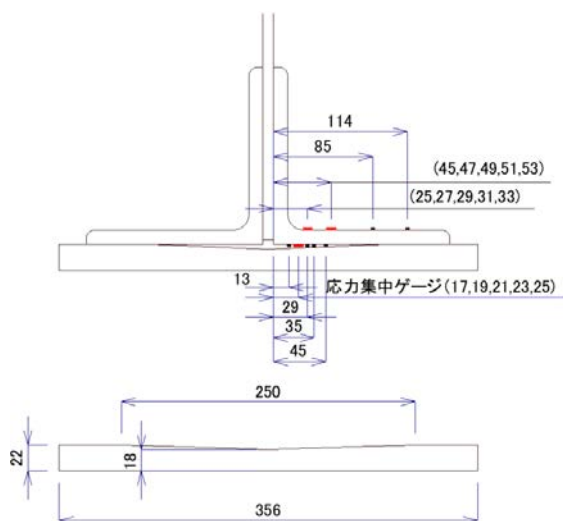


図 24 静的荷重試験 供試体

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 24 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

静的荷重試験について FEM 解析での再現を図った。解析モデルは図 25 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/mm²、ポアソン比を 0.3 とし、

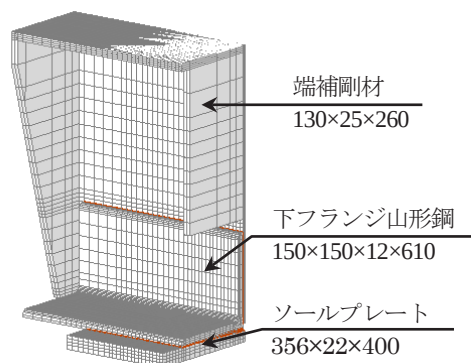
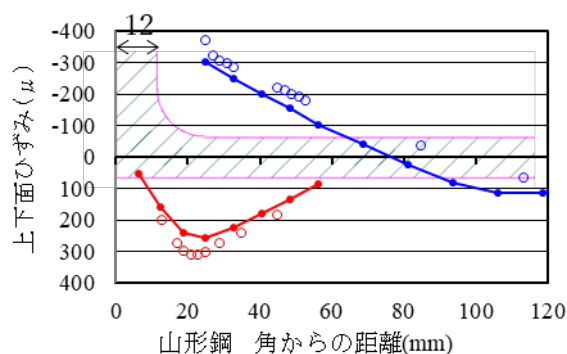


図 25 FEM 解析モデル



- 荷重試験(上面) —●— 解析値(上面)
- 荷重試験(下面) —●— 解析値(下面)

図 26 荷重試験と FEM 解析の比較

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。

4.3 荷重試験と FEM 解析の結果

荷重試験と FEM 解析結果を図 26 に示す。図は荷重荷重 50kN の値を示す。なお、50kN は弾性領域であった。荷重試験の値と解析値はよく符合している。下フランジ山形鋼コーナー部の終端は角から 26mm である。下面側では解析では 25mm 付近、荷重試験では 21~23mm 付近にてピーク値を迎えている。上面側ではコーナー部終端より外側の値を示しているが、コーナー部に向かって値は大きくなっている。

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、下フランジ山形鋼とソールプレートとの接触面では、図 8 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 17 のような変形が生じる。その結果、下フランジ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. 下フランジ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、下フランジ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下フランジ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 27 に示す。下フランジ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。下フランジ山形鋼の切断面および破面

表 6 き裂破面調査橋梁

橋梁	A 橋	E 橋	F 橋
支間	19.152m	6.655m	12.903m
製作	1929 年	1922 年	1965 年
山形鋼寸法	152×152×13	130×95×12	152×152×16
き裂長	465mm	105mm	268mm

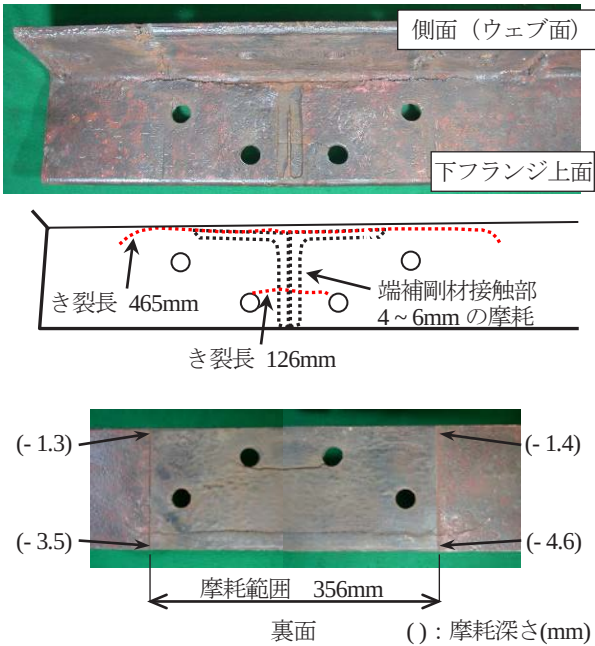


図 27 山形鋼のき裂と摩耗状況 (A 橋)

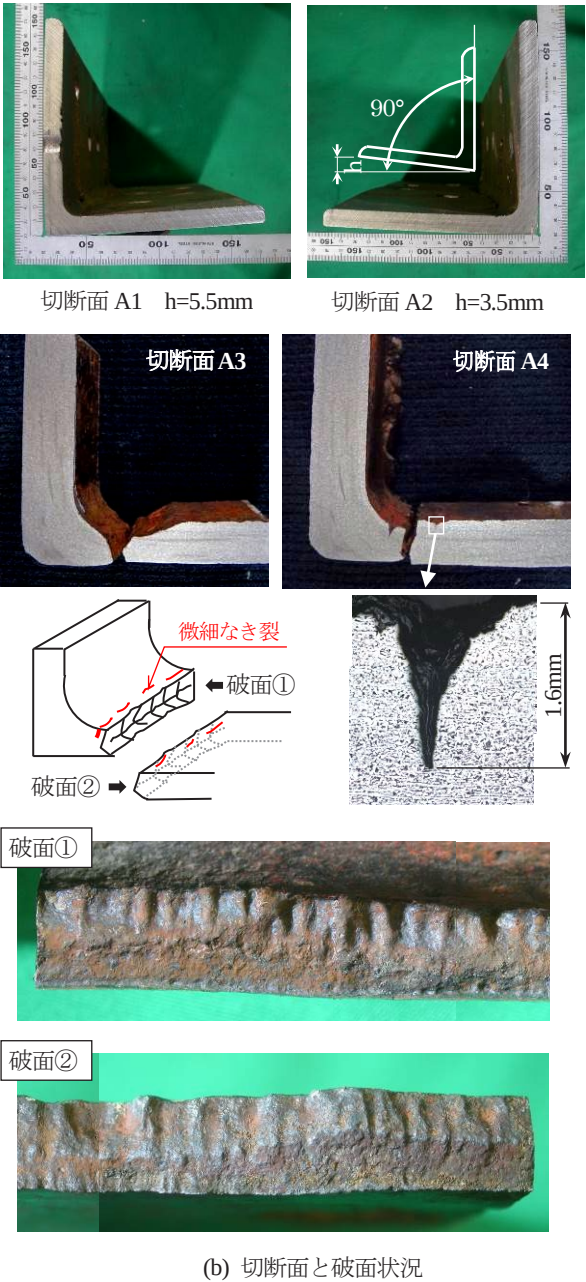
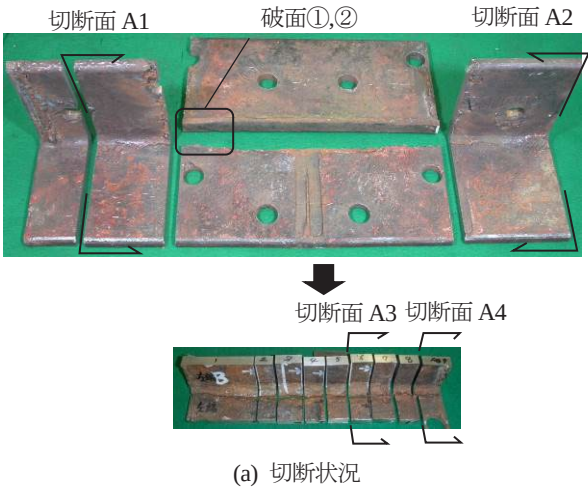


図 28 切断面と破面の状況 (A 橋)

状況について図 28 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 29 に示す。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 30 に示す。図 30(a)き裂状況と模式図に示すとおり、下フランジ山形鋼コーナー部に長いき裂が 2 本発生してお

り、コーナー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 30(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、複数箇所が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 31 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、コーナー部上側の大きなき裂の裏面側に

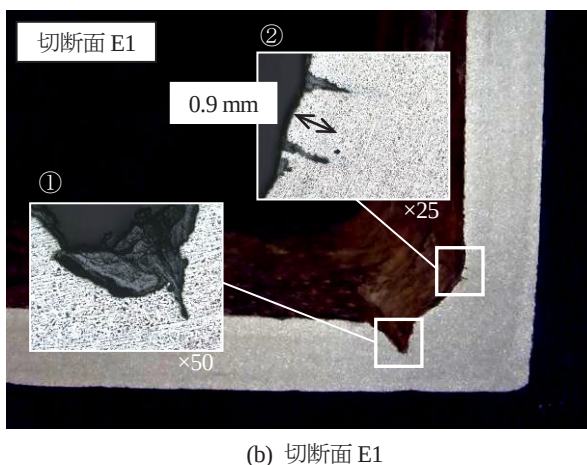
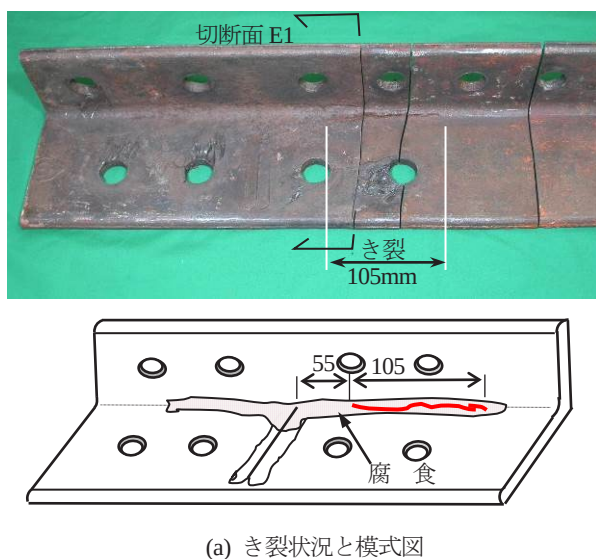


図 29 き裂状況と切断面 (E 橋)

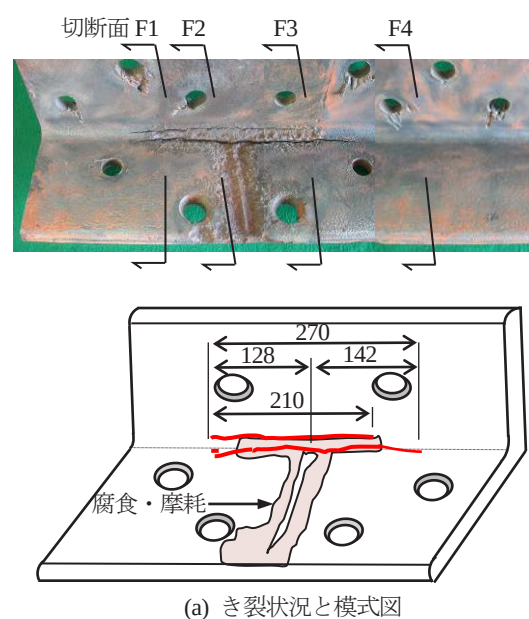


図 30 き裂状況と切断面 (F 橋)

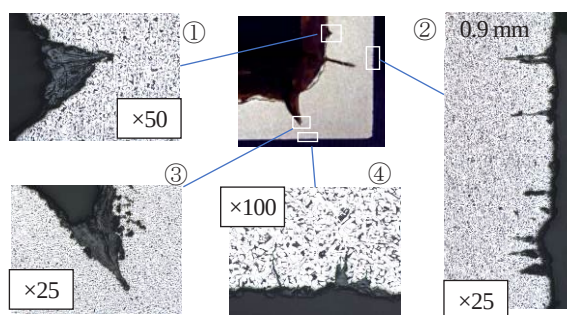


図 31 F2 切断面詳細

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29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32、図33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32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33ではき裂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として、図28～図31に示すとおり、き裂は下フランジ山形鋼コーナーの始終端付近(図34)で生じている。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。

図34に示す箇所では、端補剛材の内側は桁製作時点では防食対策が講じられていない可能性が高く、塗替え塗装も不可能である。また、端補剛材下端近傍は図35に示すように塗膜の劣化が進行しやすい。これらの箇所では防食が不十分であるため、下フランジ山形鋼表面には、先ず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、下フランジ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。

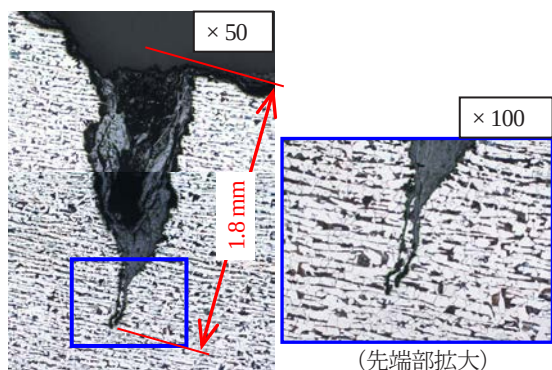


図32 ミクロ組織観察結果 (その1)

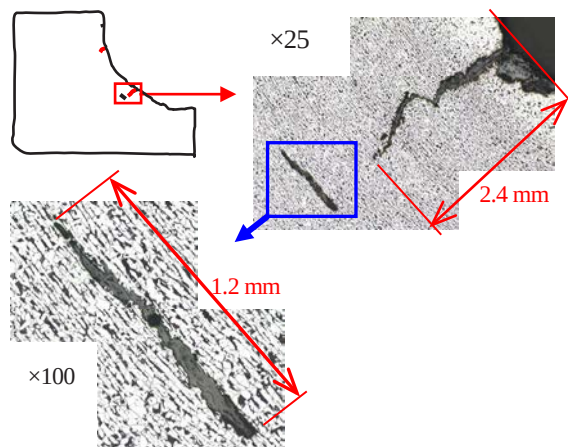


図33 ミクロ組織観察結果 (その2)

6. 山形鋼の疲労試験

5.の調査結果より、下フランジ山形鋼上側からのき裂発生が顕著であった。一方、図18に示すように、下フランジ山形鋼上側には圧縮応力が生じている。ここでは山形鋼コーナーに圧縮の繰返し

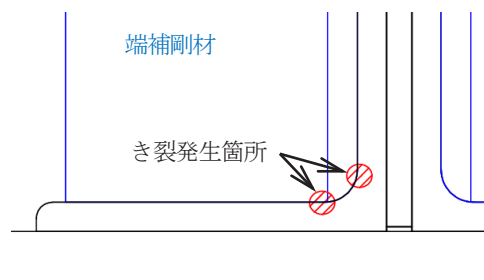


図34 下フランジ山形鋼 き裂発生箇所

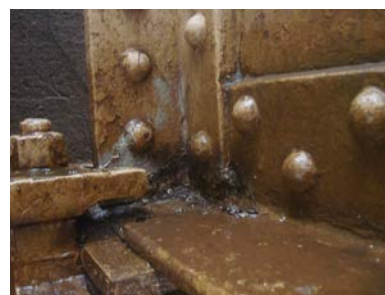


図35 端補剛材下端近傍の腐食

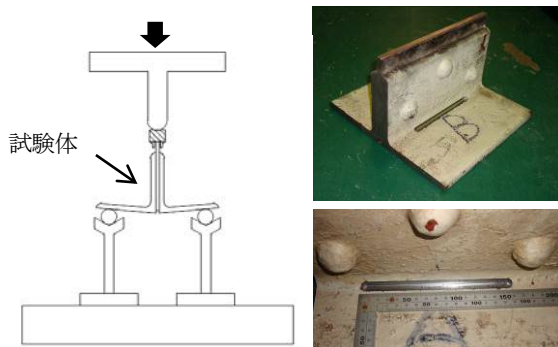


図 36 疲労試験 試験体と载荷状況

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

応力が作用した場合に、圧縮側からき裂が生じ得るかを検討した。

試験体と载荷状況を図 36 に示す。試験体に用いた部材は表 7 に示す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。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 体は実橋における端補剛材下端接触面の摩耗状況を模擬し、部材軸方向に深さ 4mm、幅 10mm、長さ 160mm の溝を人工的に設けた。なお、部材軸直角方向の摩耗については試験条件を単純化するため再現していない。载荷荷重は、図 18 の実橋計測値および図 26 の FEM 解析値を参考に設定した。図 18 より下フランジ山形鋼上面の発生応力度は最大で -70MPa 程度 (D 橋) であり、このときのゲージ位置は、下フランジ山形鋼の角部より 35.4mm である。図 26 では、下フランジ山形鋼の角部から 35mm 位置の上面ひずみは、角部から 25mm 付近の下面ひずみと同程度であった。なお、G 橋の山形鋼板厚は 14mm、図 26 の解析モデルは 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。疲労試験における载荷荷重は、実橋計測での最大値を踏まえ、载荷荷重 2~22kN (応力振幅 74MPa 相当) とした。200 万回の繰返し载荷後、2 体ともき裂は発生しなかったため、载荷荷重を倍の 4~44kN (応力振幅 148MPa 相当) とし、さら

に 200 万回の繰返し载荷を行ったが、上下面のいずれにもき裂は生じなかった。

き裂が生じなかった要因としては、①部材軸直角方向の摩耗を再現していないこと、②腐食疲労き裂では一般に疲労強度が低下するが、試験体では孔食を再現していないこと、③試験体数が少ないこと、などが考えられる。当該箇所でのき裂は実橋では散見されるにもかかわらず、疲労試験では実橋の約 2 倍の応力振幅を与えてもき裂は発生しなかったことから、圧縮の繰返し応力だけでは下フランジ山形鋼上面からき裂が生じる可能性は低く、実橋でのき裂発生には他の要因が関与していると考えられる。

別の要因として、図 28 の切断面 A1, A2 から、下フランジ山形鋼は内角側に閉じる方向に塑性変形が生じている。これにより、下フランジ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、下フランジコーナー部内角側では図 18、図 26 に示したように、列車通過時に圧縮応力が作用するものの、引張残留応力下で繰返し応力が作用することで、上面側から疲労き裂が発生した可能性が考えられる。残留応力度に関する検討について次に示す。

7. 下フランジ山形鋼の引張残留応力の検討

7.1 調査部材

図 28 において下フランジ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、下フランジ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下フランジ山形鋼を用いた残留応力測定を行った。

調査対象とした部材は、き裂が生じて部材交換を行った部材の対となる下フランジ山形鋼で、き裂は生じていない。下フランジ山形鋼の寸法は 152×102×11mm である。

残留応力測定はこの下フランジ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 37 に示す。下フランジ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 38 に示すとおり、端補剛材直下において 1.0mm であった。測定箇所は、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、リベット孔から極力

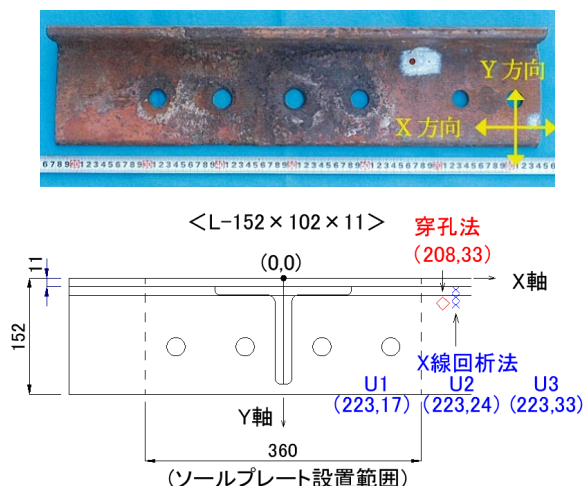


図 37 調査部材と残留応力測定位置

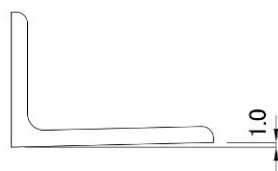


図 38 山形鋼の変形量

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 は下フランジ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計測し、平面応力理論に基づいて残留応力を求める方法である[14,15]。ロゼットひずみゲージと穿孔状況を図 39 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、測定装置は Stresstech 社製 X3000、コリメータ径は 2mm、電解研磨深さは 0.2mm である。

穿孔法における残留応力は、 σ_x 、 σ_y ともに引張を示し、主応力方向は X 軸に対して約 30 度であった。図 40 では σ_y の値を示している。なお、X 線回析法の値も同様に σ_y 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。図に示すとおり下フランジ山形鋼上面に 100MPa を超える引張残留応力が確認された。また、図 40 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 40 左図では、穿孔法の結果と、下フランジ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 程度で比較的良好に一致している。

実橋では図 18 より、下フランジ山形鋼の角部から 35.4mm 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 40 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、下フランジ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。



図 39 ロゼットひずみゲージと穿孔状況

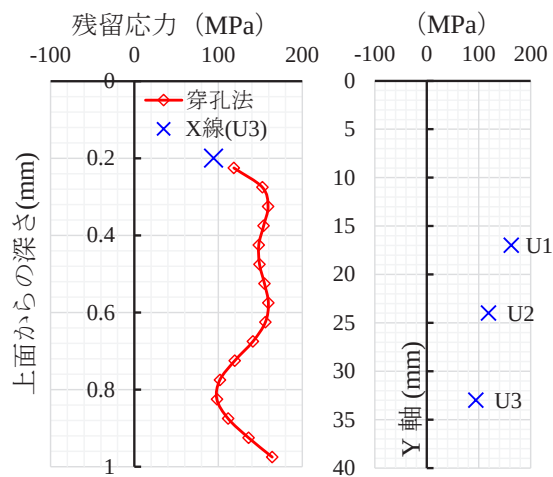


図 40 残留応力測定結果

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) 支点部では、鋼材同士の接触部（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) において, 長期供用に伴う摩耗が生じる。

- (2) ソールプレート上面の摩耗により, 列車通過時には下フランジ山形鋼は内角側に閉じる方向に挙動し, コーナ部上側に圧縮, 下側に引張の橋軸直角方向応力が生じる。
- (3) 下フランジ山形鋼上面コーナ部では, 防食機能の劣化により複数の孔食が発生し, 先ずそれら孔食からき裂が発生する。次に, これらのき裂は腐食を伴いそれぞれ進展し, 隣接するき裂同士が連結して大きなき裂へと成長する。また, 裏面側からもき裂が発生し, 表裏から進展したき裂が連結して貫通き裂となるケースも確認された。
- (4) 下フランジ山形鋼上面コーナ部のき裂は, 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塑性変形が生じ, 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。なお, 撤去部材を用いた残留応力測定では, 下フランジ上面で 100 MPa を超える高い引張残留応力が確認された。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, き裂が発生する可能性が示唆された。

以上のとおり, 支点部下フランジ山形鋼のき裂は, 鋼材の摩耗に起因する応力状態の変化, および腐食環境の影響を受けて発生・進展する腐食疲労き裂であると考えられる。そのため, 摩耗を日常の維持管理で抑制することは容易ではないが, 防食を確実に行うことで, き裂の発生・進展をある程度抑制できると考えられる。また, き裂が進展すると周辺部材にも変状が生じるおそれがあるため, 初期段階での変状把握が重要である。

また, き裂の補修方法としては部材交換が一般的であるが, 桁の仮受けを伴うため施工性やコストの面で課題がある。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採用など, 長期耐久性の向上を図ることでライフサイクルコストの低減に努めることが重要である。

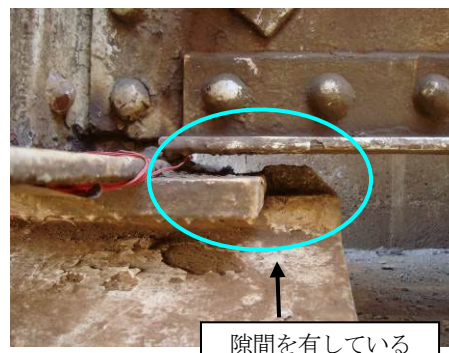
謝辞

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

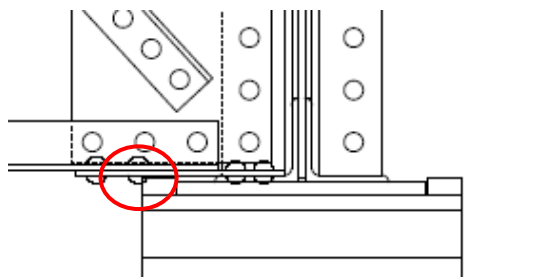
摩耗を原因とする変状事例を示す。付図1は支承部の健全な状態, 付図2は摩耗とソールプレートの湾曲により, ソールプレートが端支材に接触している事例である。付図3はガセットプレート



付図1 支承部 (健全な状態)



付図2 支承部の接触事例①



付図3 支承部の接触事例②

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
Atsushi Ichikawa: Outline of Repair and Strengthening of Steel Railway Bridges, The bridge and Foundation, pp.18-21, 1994.8
- [2] 鉄道鋼構造物の検査・修繕の手引，鉄道総合技術研究所編，p.共-12, 2017.11
Guide to Inspection and Repair of Railway Steel Structures, Railway Technical Research Institute, Common-p.12, 2017.11
- [3] 仁杉巖 編：語り継ぐ鉄橋の技術，鹿島出版社，pp.36-47, 2008.12
- [4] 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
Naruyuki Adachi: Key Points in Maintenance of Steel Bridges, Railway Civil Engineering, No.15 6, pp.397-401, 1973.6
- [5] 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.
Tadao Kitagawa: Standard Design for Riveted Through-Plate Girders, Structural Engineering Design Data, No.8, pp.318-320, 1966.
- [6] 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
(DOI:<https://doi.org/10.2208/journalhs1990.13.321>) Yasuyuki Nishino, Junichi Konishi, Koichi Nakagawa: The Historical Outline of Railway Plate Girders in Japan before 1912, Historical studies in civil engineering, No.13, pp.321-330, 1993.6
- [7] 贅田秀世，大井晴男，鈴木博人：ポータル桁を転用した鉄道線道路橋の形態について，土木史研究，第19号，pp.227-231, 2002.5
(DOI:<https://doi.org/10.2208/journalhs1990.19.227>) Hideyo Nieda, Haruo Ooi, Hiroto Suzuki: Road bridges over railway diverted form Pownall's plate girder, Historical studies in civil engineering, No.19, pp.227-231, 1999.5
- [8] 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
(DOI:<https://doi.org/10.2208/journalhs1990.22.257>) Junichi Konishi, Yasuyuki Nishino, Koichi Nakagawa: Development of Steel Railway Bridges in Taisho and Showa Era and their Present, Historical studies in civil engineering, No.22, pp.257-267, May 2002.5
- [9] 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.
Ichiro Sugimoto, Yusuke Kobayashi, Atsushi Ichikawa: Influence of Field Welding Attachments on Fatigue Limit of Steel Rivetted Girders and Improving Method in Remaining Life, RTRI Report, Vol.20, No.5, pp.17-22, 2006.
- [10] 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.
Yoshinori Yoshida, Yusuke Kobayashi: Reinforcement Method for Inhabiting Fatigue Crack Growth on Rivet Girder Support, RTRI Report, Vol.34, No.6, pp.41-46, 2020.
- [11] 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

(DOI:<https://doi.org/10.11532/structcivil.70A.613>)

3) Yoshinori Yoshida, Yusuke Kobayashi:
Effects of deterioration of rivet girder on fatigue
crack generation and propagation at lower
flange on bearing, Journal of Structural
Engineering, Vol.70A, pp.613–625,2024.3

- [12] 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.

Hisao Nishida, KIM You-Chul: Study on
Causes of Fatigue Cracking in Angle Sections of
Lower Flanges in Plate-Girder Railway Bridges,
Japan Society of Civil Engineers 2011 Annual
Meeting, I 518, pp.1035–1036, 2011.

- [13] 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.

Hisao Nishida, Motoya Kimura, KIM
You-Chul: Estimation of Causes of Fatigue
Cracks in Angle Sections of Lower Flanges in
Plate-Girder Bridges, Japan Society of Civil
Engineers 2012 Annual Meeting, VI 69,
pp.137–138, 2012.

- [14] 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

Takao Mikami: Residual Stress Measurement
Technique for Orthotropic Materials by
Hole-Drilling Strain-Gauge Method, IIC
REVIEW, No.61, pp.13–23, 2019.4

- [15] 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

Takao Mikami, Yuhei Suzuki, Kazuki Natsui:
Depth Profile Measurement of Residual Stress
in Blast-Treated Steel by Hole-Drilling
Strain-Gauge Method, IIC REVIEW, No.58,
pp.18–26, 2017.10

(2025 年 6 月 28 日原稿受理)