



鋼鉄道橋のバックルプレートにおけるき裂の原因と部位別の発生傾向

福本, 守
丹羽, 雄一郎
松本, 健太郎
池頭, 賢
橋本, 国太郎

(Citation)

土木学会論文集A1 (構造・地震工学), 74(2):261-279

(Issue Date)

2018

(Resource Type)

journal article

(Version)

Version of Record

(Rights)

©2018 公益社団法人 土木学会

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/90006760>



鋼鉄道橋のバックルプレートにおける き裂の原因と部位別の発生傾向

福本 守¹・丹羽 雄一郎²・松本 健太郎³・池頭 賢⁴・橋本 国太郎⁵

¹正会員 西日本旅客鉄道株式会社 構造技術室 (〒532-0011 大阪市淀川区西中島 5-4-20 中央ビル 2F)
E-mail: mamoru-fukumoto@westjr.co.jp

²正会員 西日本旅客鉄道株式会社 構造技術室 (〒532-0011 大阪市淀川区西中島 5-4-20 中央ビル 2F)
E-mail: yuuichirou-niwa@westjr.co.jp

³正会員 株式会社レールテック 構造物事業部 (〒532-0011 大阪市淀川区西中島 5-4-20 中央ビル 3F)
E-mail: matsumoto_kentarou@railtec.jp

⁴正会員 西日本旅客鉄道株式会社 構造技術室 (〒532-0011 大阪市淀川区西中島 5-4-20 中央ビル 2F)
E-mail: ken-ikegashira@westjr.co.jp

⁵正会員 神戸大学准教授 大学院工学研究科市民工学専攻 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1)
E-mail: hashimoto@person.kobe-u.ac.jp

鋼鉄道橋のバックルプレートにおいて、き裂が発生することがある。このき裂の従来対策には施工性や経済性の面で課題があり、新たな対策の確立が望まれる。本研究では、新たな対策の確立を見据え、実橋での応力測定と変状調査、および実橋を模擬した FEM 解析に基づき、き裂の発生性状と原因を究明した。その結果、き裂の原因は、防水層の機能喪失によるバックルプレート上面の腐食、および取付け部近傍の局所的な面外曲げ応力による腐食疲労であることがわかった。また、既往の知見に基づき、バックルプレートの部位別でき裂の発生しやすさの評価を試みた結果、上路形式の桁では、防水層が機能しない場合、横支材のウェブ背面側沿いの辺の取付け部からき裂が発生する可能性がある一方で、それ以外の部位ではき裂が発生する可能性が低いことがわかった。

Key Words : buckle plate, steel railway bridge, corrosion-fatigue, crack

1. はじめに

我が国に現存する鋼鉄道橋の多くは、主桁や縦桁の上にくまらぎとレールを敷設した開床式橋梁である。一方、都市部の道路上空に架かる鋼鉄道橋では、騒音や落下物防止を目的に、床版を有する閉床式橋梁が採用される。バックルプレート式鋼鉄道橋は、鉄筋コンクリート床版や溶接構造の鋼床版が普及する以前の代表的な閉床式橋梁であり、その多くが建設から約 1 世紀経過している¹⁾が、都市部の狭隘なスペースにあり、かつ鉄道および交差道路の交通量が多いなどの厳しい架設環境を勘案すれば、長寿命化が得策である場合が多い。

バックルプレート式鋼鉄道橋は、床版にバックルプレート（以下、BP）を用いたプレートガーダー橋（以下、BP 桁）であり、図-1 のように上路形式と下路形式に大別される。BP は、加熱した鋼板を型でプレスしてつばのある皿形状とした鋼床版¹²⁾であり、板厚が 7mm 程度

の薄肉構造である。そして主桁もしくは縦桁と横支材もしくは横桁に囲まれた正方形または長方形の枠内に敷設され、つば部分に穿孔し、前記の骨組部材とリベットで締結される。また、4 辺を固定された膜として機能し、面内引張応力によって上部の軌道重量および列車荷重を支持する思想のもと設計されている³⁴⁾。BP 上面には図-1(a)に示すように、水密性確保と腐食防止のためのアスファルト防水層と防水層の保護を目的とした厚さ 50mm 程度の鉄網入りのモルタル⁴⁵⁾（以下、保護工）を設置し、その上に道床バラスト（碎石）、くまらぎ、およびレールを敷設する。また、BP 中央には排水孔を設け、雨水等を橋梁下の樋に排水する。なお、文献 5)以前に出版されている文献 6)では、BP 桁へのアスファルト防水層の設置要否については明示されておらず、また、保護工としてコンクリートを用いることが示されている。

BP 桁では図-2 のように、BP の骨組部材との取付け部においてき裂や漏水等の変状が発生することがある⁷⁸⁾。

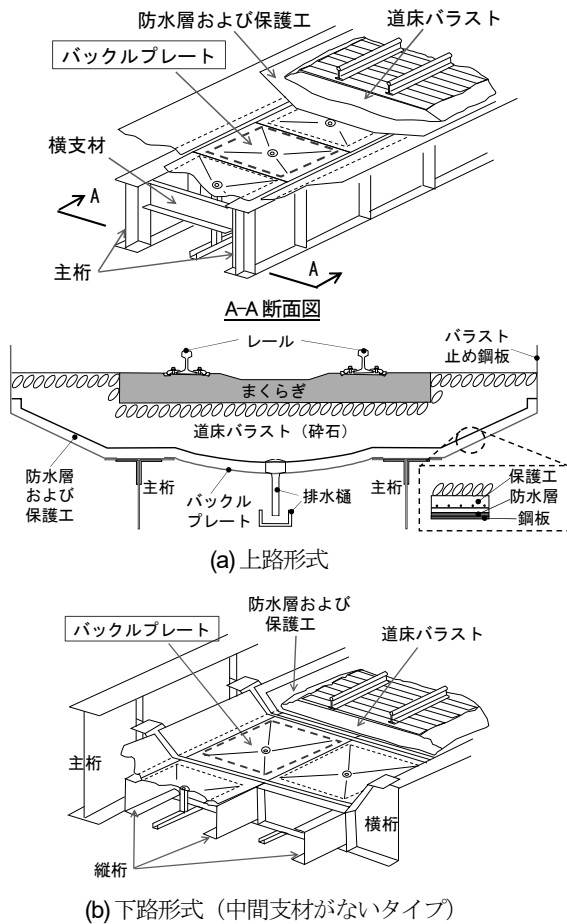


図-1 BP桁の構造概要

前記の変状に対して、BPの下全面を新たな鋼床版で覆い、BPとの隙間にモルタル等を充填する対策（以下、従来工法）が示されている⁷⁾。従来工法は、BPに代わって上載荷重を支持する新たな鋼床版を用いる補強方法であり、床版部材の冗長性が高まるが、一方で施工性や経済性が課題となる⁹⁾。また、き裂が進展する可能性があるが⁸⁾、下全面が鋼床版で覆われるためそれを発見することが困難といった課題もある。したがって、従来工法よりも合理的で経済的な対策、例えば、BPの床版部材としての耐荷性能を最大限活かした対策、あるいはき裂の根本的な原因を排除する対策を確立することが望ましい。また、前者の対策の場合、BPの部位別で将来のき裂の発生しやすさをある程度評価でき、さらにき裂が発生した場合の進展状況を監視できることが重要である。

BPの床版部材としての耐荷性能に関しては、道路橋のBP桁を対象として、BPとその上に打設された厚さ250mm程度の無筋コンクリートからなる非合成床版としてこれを評価した既往研究がある^{10,11)}。これに対し鉄道橋ではBP上面に道床バラストが敷設されることが一般的であり、BP単体で鋼床版としての耐荷性能が求められるが、ある程度き裂が進展したBPを対象にこれを詳細に分析した研究は著者らの知る限りない。

BPのき裂の原因に関しては、鉄道橋のBP桁を対象と

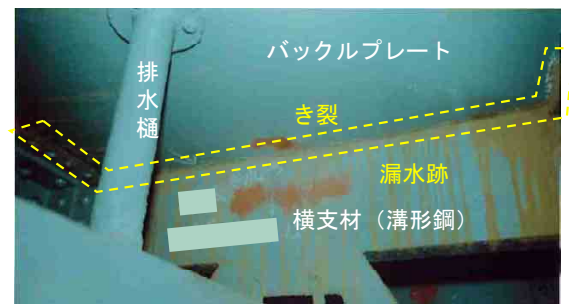


図-2 BP桁の変状事例（上路形式）

した実橋測定やFEM解析に基づき、BPの骨組部材との取付け部の中でも溝形鋼のウェブ背面側沿いにおいて局部的に大きな面外曲げ応力が生じ、これによる疲労が原因であると指摘されている⁸⁾。また、撤去された下路形式のBP桁を用いた載荷試験でも同様の応力性状であることが報告されている¹²⁾。しかし、その発生応力は70～100MPa程度であり、母材（帯板）に疲労き裂が発生するほどの応力範囲が生じておらず、疲労以外の原因があると考えられる。また、溝形鋼のウェブ背面側沿いの取付け部以外の部位も含めたBPの部位別のき裂の発生しやすさは十分に解明されていない。

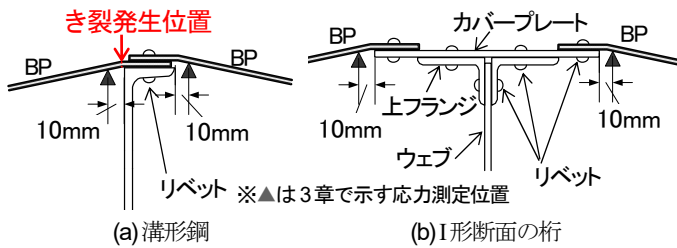
BPのき裂の原因を究明し、また部位別の発生しやすさを評価するためには、き裂の発生性状や、BPの上面を含めた全体の腐食性状および応力性状、ならびに防水層や保護工の状態を把握する必要がある。しかし、図-2に示すようにき裂が骨組部材との接合面に位置し目視が困難であり、また列車が走行しない限られた時間でBP上面の状態を確認することも困難であることなどから、これまでに前記の各種性状は十分に解明されていない。

これらの背景より、BPのき裂に対する従来工法よりも合理的で経済的な対策の確立を見据え、本研究ではその第一義的な課題であるBPのき裂の発生性状と原因の究明、およびBPの部位別でのき裂の発生しやすさの評価を行った。具体的には、まず過去の検査記録等からBP桁の構造諸元およびき裂の発生傾向を把握し、次に実橋での応力測定およびFEM解析に基づき、BPの応力性状を把握した。さらに、実橋での変状調査を行い、き裂の発生性状やBPの腐食性状、防水層および保護工の状態を把握した。最後にこれらの情報を基に、BPのき裂の原因、および部位別のき裂の発生しやすさについて考察した。なお、ある程度き裂が進展したBPの床版部材としての耐荷性能の評価に関しては、今後検討を行う。

2. BP桁の構造諸元およびき裂の発生傾向

(1) 調査内容

本章では、橋梁図面や過去の検査記録を基にBP桁の構造諸元やき裂の発生傾向を調査した。調査対象は、JR



(DGの横支材, TGの側縦桁等) (DGの主桁もしくはTGの横桁)
図-3 BPと骨組部材の取付け部詳細

西日本管内の全 BP 桁の約 6 割の橋梁における BP で、いずれの橋梁も経年 80～95 年程度である。調査橋梁の内訳は、上路形式の BP 桁（以下、DG）が約 8 割で下路形式の BP 桁（以下、TG）が約 2 割である。なお、DG および TG の 1 橋梁あたりの BP 数は、それぞれ概ね 6～20 枚および 15～40 枚の範囲にある。

過去の検査において、き裂数は BP 下面から目視、点検ハンマーによる打音検査、および列車通過時の BP の振動で判断できるものを計上した。また、BP のき裂は骨組部材上で発生していることが多く、下面からでは探傷検査などによるき裂長の把握ができないため、漏水範囲を基におよそのき裂長を推測した。さらに、排水状態とき裂の関係を把握するため、き裂が発生している BP では図-2 に示す BP 中央の排水樋の排水状態も調査した。

(2) 構造諸元

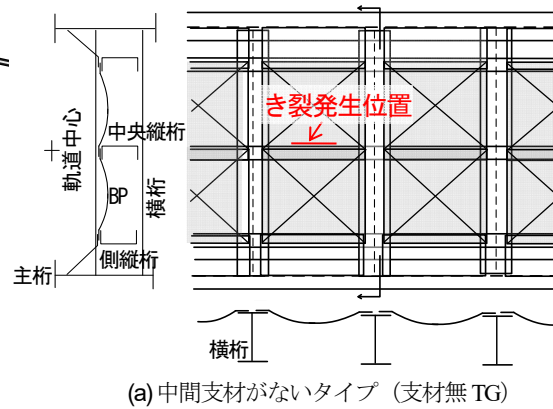
a) DG

DG を対象に構造諸元を調査した。対象 DG は全て、図-1(a)に示すように、I 形断面の主桁 2 本（高さ 1m 程度、中心間隔約 1.7～1.8m）と横支材 2 本（溝形鋼、高さ約 305mm、中心間隔約 1.3～1.7m）からなる骨組部材上に BP を敷設する構造である。橋梁支間は約 10～30m とさまざまであるが、BP の寸法は、橋軸方向約 1.3～1.7m×橋軸直角方向約 1.3～1.7m、厚さ 6.35mm (0.25inch) もしくは 7mm、中央の凹み量 76～90mm で、対象橋梁で大差はない。

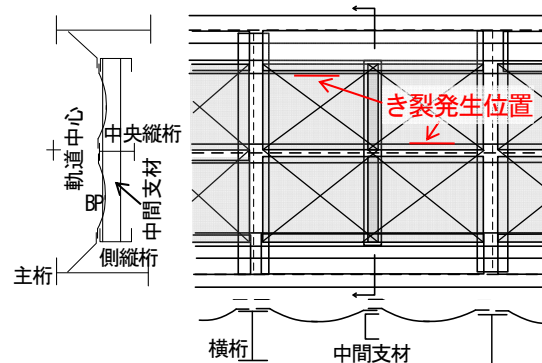
BP の取付け部の詳細を図-3 に示す。BP は、横支材（溝形鋼）とは上フランジ上で 2 枚重ねてリベットで締結され、主桁（I 形断面の桁）とは上フランジ縁から 100mm 程度張り出したカバープレートとリベットで締結されている。

b) TG

TG を対象に構造諸元を調査した。対象 TG は、骨組部材の構成により 2 タイプがある。一方は図-1(b)および図-4(a)のように、縦桁 3 本と横桁 2 本からなる骨組部材上に BP を敷設するタイプ（以下、支材無 TG）、他方は図-4(b)のように、横桁間に縦桁どうしを連結する中間支材を設けたもので、縦桁 3 本、中間支材、および横桁からなる骨組部材上に BP を敷設するタイプ（以下、支



(a) 中間支材がないタイプ（支材無 TG）



(b) 中間支材があるタイプ（支材有 TG）

図-4 TG の構造概要

材有 TG) である。

横桁は 2 タイプとも I 形断面（高さ約 500～700mm）で、縦桁は、支材無 TG では 3 本とも溝形鋼（高さ約 230～380mm）、支材有 TG では側縦桁 2 本が溝形鋼（高さ 380mm）、中央縦桁が I 形鋼（高さ 400～450mm）である。また、支材有 TG の中間支材は溝形鋼（高さ約 250mm）である。なお、側縦桁（溝形鋼）は 2 タイプともフランジが中央縦桁側に向いている。

BP と骨組部材との取付け部の詳細は、DG と同様で図-3 のとおりである。なお、支材有 TG の中央縦桁（I 形鋼）とは上フランジとリベットで締結されている。

橋梁支間は約 10～30m とさまざまであるが、縦桁間隔は約 1.1m、横桁どうしの間隔もしくは横桁と中間支材との間隔は約 1.3～1.7m、BP の寸法は、橋軸方向約 1.2～1.5m×橋軸直角方向約 1.1～1.3m、厚さ 6.35mm もしくは 7mm、中央の凹み量約 90mm で、前記のタイプによらず対象橋梁で大差はない。また、BP の寸法は a) で示した DG に比べてやや小さい。

(3) き裂の発生傾向

a) DG

DG では、調査した BP の 1.7%でき裂が生じていた。いずれのき裂も、図-3(a)のように横支材（溝形鋼）のウェブ背面側沿いの辺の取付け部から発生していた。図-2 のように、ウェブ背面側沿いの辺全長にき裂が生じ、主

表-1 測定対象橋梁

橋梁名	構造形式	橋梁支間(m)	架設年	BP寸法(mm) 橋軸方向 × 橋軸直角方向 × 厚さ(設計値) × 中央凹み量	骨組部材主要寸法(mm)
A橋梁	DG (単線 2主桁)	9.8	1931	1359 × 1467 × 6.35 × 88.9	主桁: 高さ1246, 中心間隔1702 横支材: 高さ305, 中心間隔1219
B橋梁	支材無 TG (複線 3主桁)	8.4	1931	1440 × 1180 × 7 × 90	縦桁: 高さ380, 中心間隔1100 横桁: 高さ508, 中心間隔1650

桁沿いの辺にもき裂が進展した BP もわずかながらあった。なお、これらは従来工法による補修を行っている。

辺長の 50%以下の長さのき裂は、辺中央付近に発生したもの、辺両端部に発生したもの、および辺の片端から中央にかけて発生したものが確認できた。き裂発生 BP のうち排水樋から排水している状況を確認できた BP は 74%であり、排水樋からの排水の有無によらずき裂が発生していた。この原因は 5 章で後述する。

b) TG

TG では、支材無 TG および支材有 TG において、それぞれ調査した BP の 1.4% および 0.6% でき裂が生じていた。支材無 TG では、いずれのき裂も、図-3(a)、図-4(a)のように中央縦桁（溝形鋼）のウェブ背面側沿いの辺の取付け部から発生していた。き裂発生 BP のうち排水樋から排水している状況を確認できた BP は 58%であり、DG と同様に排水樋からの排水の有無によらずき裂が発生していた。なお、1 辺長を超えてき裂が進展した BP はなく、辺長の 50%以下の長さのき裂については、辺の両端部もしくは片端部に発生したものが確認できた。

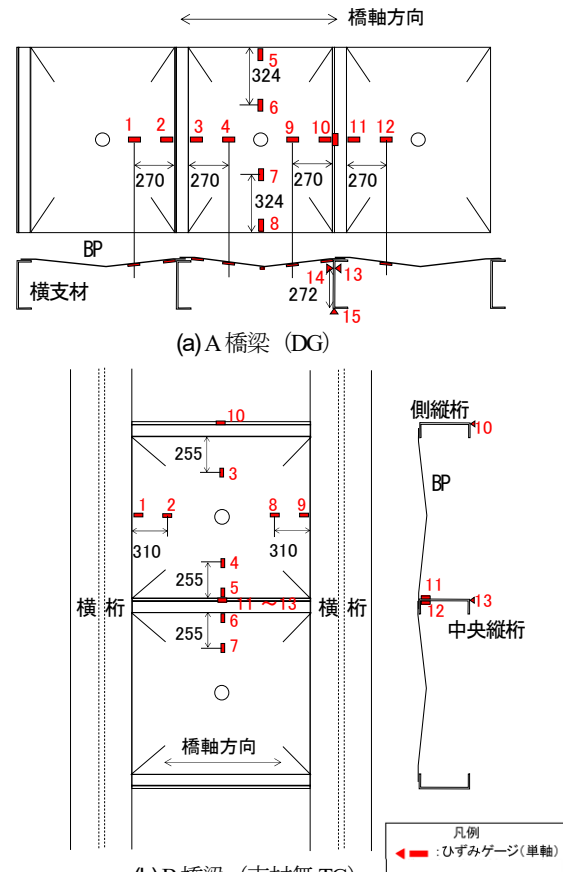
支材有 TG では、図-4(b)のように中央縦桁（I 形鋼）沿いの辺の取付け部にき裂が生じたものと、側縦桁（溝形鋼）のフランジ縁沿いの辺の取付け部にき裂が生じたものがあり、き裂の明確な発生傾向が確認できなかった。また、1 辺長を超えてき裂が進展した BP はなく、中間支材（溝形鋼）のウェブ背面側沿いの辺では、DG および支材無 TG でき裂の発生が集中する傾向とは異なり、き裂が生じていなかった。

3. 実橋における応力性状

本章では実橋での形式や部位別の応力性状を把握することを目的に、列車走行に伴う応力測定を行った。

(1) 測定内容

表-1 に測定対象橋梁を示す。2 章で示した過去の検査対象橋梁から DG および TG を 1 橋梁ずつ測定した。TG は 2.(2) で示した 2 タイプのうち、わずかにき裂発生割合の大きかった支材無 TG を選定した。対象橋梁は既に



※赤色数字は測点番号を表す（図-6～8 および図-11 と対応）

図-5 測定位置図 単位: mm

BP の取付け部にき裂が発生した橋梁から選定した。

各橋梁の測定位置を図-5 に示す。き裂の発生原因を把握するため、BP 下面からの目視によりき裂や漏水の生じていない BP を選定した。いずれの測定位置にも単軸ひずみゲージ（ゲージ長 5mm）を BP もしくは骨組部材の表面に貼付け、列車走行時の応力振幅を測定した。

2.(3) で示したように、両構造形式ともにき裂が集中して生じていた溝形鋼のウェブ背面側沿いの辺の取付け部近傍、それ以外の辺の取付け部近傍、および取付け部から 255～324mm 離れた部位を一般部と定義し、それぞれ測定した。取付け部近傍については、取付け骨組部材に応じて図-3 に示す位置を測定した。また、4 章で示す FEM 解析の妥当性の検証や車軸位置の把握のため、骨組部材（DG の横支材、支材無 TG の縦桁）の応力も測定した。なお、BP 上下面を一对で測定することが望ましいが、保護工等があり困難なため下面のみを測定し、部位別に比較することで面外曲げ応力の程度を定性的に把握した。

測定対象列車は 221 系である。これに 50%の乗車率、および衝撃¹³⁾の影響（通過速度は A 橋梁で 63km/h、B 橋梁で 83km/h）を考慮すると、いずれの橋梁も 1 輪重（1 レールに作用する活荷重）が約 80kN となる。

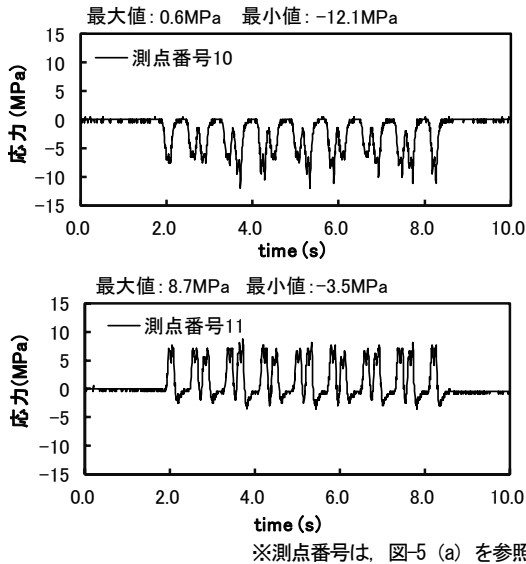


図-6 A 橋梁 (DG) の BP の応力波形

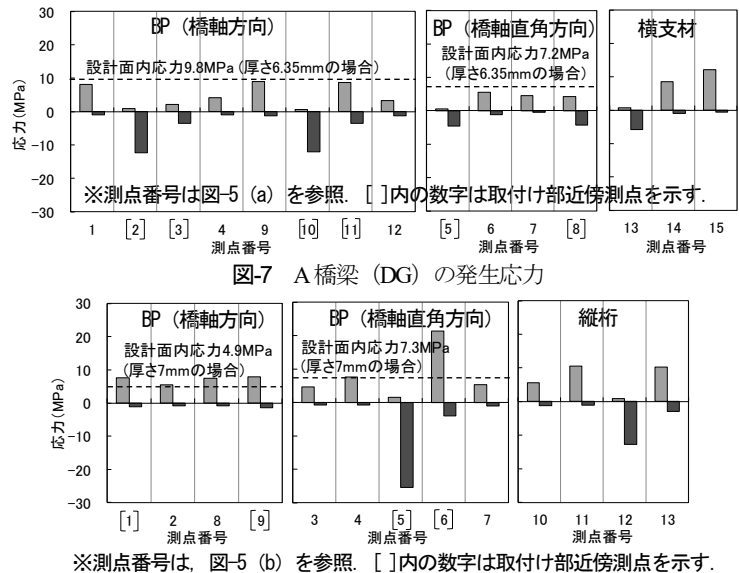


図-7 A 橋梁 (DG) の発生応力

※測点番号は、図-5 (b) を参照。[] 内の数字は取付け部近傍測点を示す。

(2) 測定結果

a) A 橋梁 (DG)

図-6 に A 橋梁の測点番号 10 と 11 (横支材ウェブ背面側およびフランジ縁側の BP の取付け部近傍) の列車通過時における応力波形を示す。前者は圧縮、後者は引張が支配的な応力振幅が生じた。測定対象列車は 1 両あたり 2 台車 (4 車軸) を有する 8 両編成であり、台車数 (2 × 8 = 16) と等しい数の波が生じた。したがって、BP は台車の通過のたびに繰り返し応力が生じると言える。この応力波形性状は、骨組部材も同様で、また B 橋梁 (支材無 TG) の全測点も同様であった。なお、全測点とも測定のサンプリング周波数は 200Hz であり、応力波形にフィルター処理は施していない。

図-7 に A 橋梁の BP 各測点の列車通過時の応力を示す。図中の応力は、図-6 のような応力波形における最大値および最小値を各測点の波形から抽出して示した。図-7 より、BP の一般部 (図-7 中の測点番号 1, 4, 6, 7, 9, 12) では、橋軸方向および橋軸直角方向とも引張応力が支配的であった。また、図-7 には、BP の初期板厚 (6.35mm) における設計面内応力³⁾も示しているが、いずれの測点の応力も設計面内応力より小さかった。

BP の取付け部近傍では、横支材 (溝形鋼) ウェブ背面側沿いの辺 (図-6 および図-7 中の測点番号 2, 10) において圧縮応力が支配的であり、応力の絶対値は 12.3MPa (測点番号 2) で全測点中最大であった。一方、横支材フランジ縁側沿いの辺 (図-6 および図-7 中の測点番号 3, 11) では前記の BP 一般部と同程度の応力であった。また、主桁 (I 形断面の桁) 沿いの辺 (図-7 中の測点番号 5, 8) では圧縮応力が卓越したが、応力の絶対値は 4MPa 程度とわずかであった。さらに、横支材ウェブ (図-7 中の測点番号 13, 14) では背面側が引張、

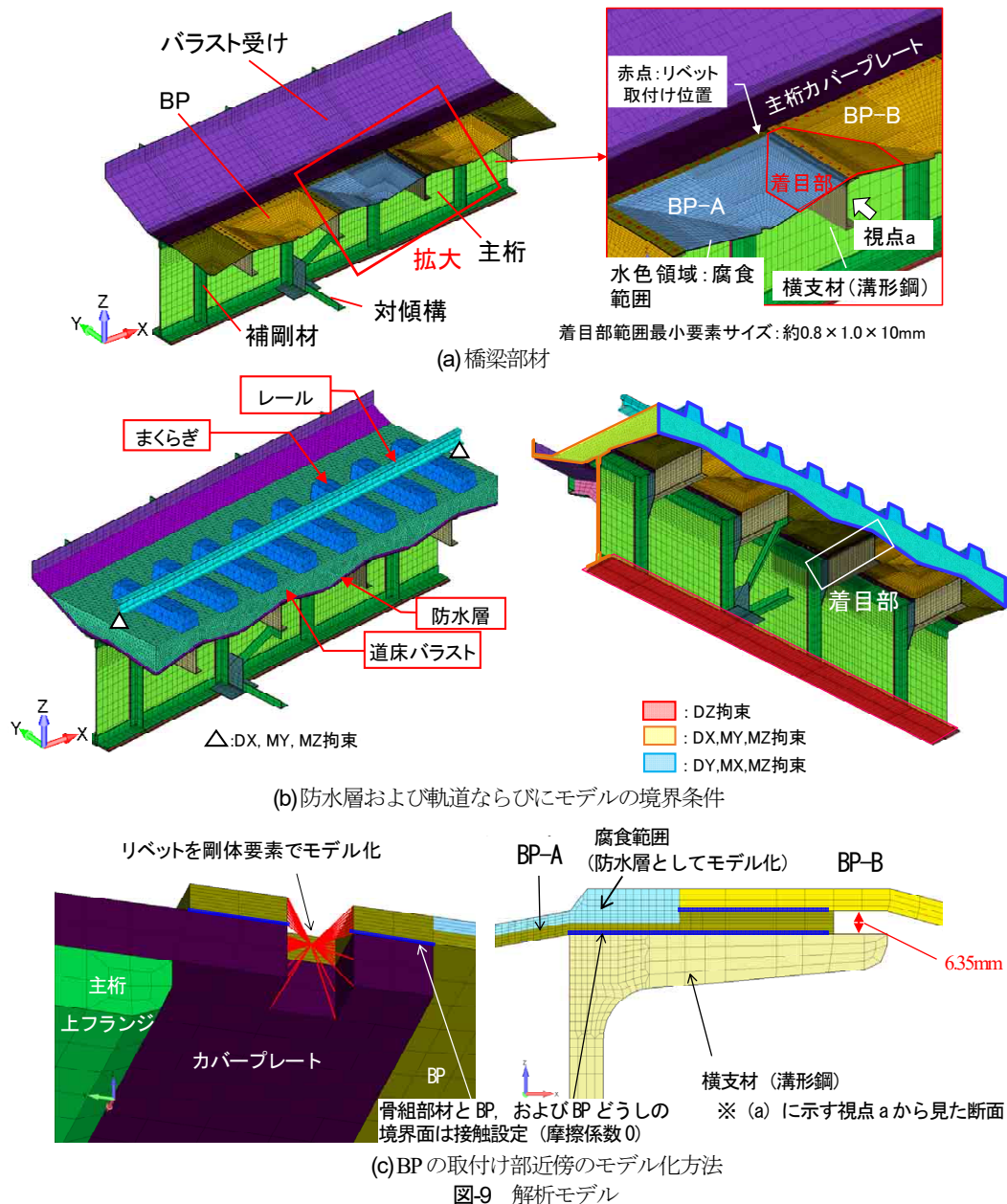
フランジ側が圧縮で面外曲げ応力が生じていた。

b) B 橋梁 (支材無 TG)

図-8 に B 橋梁の BP 各測点の応力 (列車通過時の応力波形における最大値、最小値) を示す。BP の一般部 (図-8 中の測点番号 2, 3, 4, 7, 8) では、橋軸方向および橋軸直角方向とも引張応力が支配的であった。また、図-8 には、BP の初期板厚 (7mm) における設計面内応力³⁾も示しているが、一部の測点で設計面内応力をわずかに超過した。この原因として、B 橋梁のき裂が生じた BP の一部を切り出して板厚を測定したところ、部分的に設計板厚の 50%程度まで腐食が進行していたことから、設計面内応力を超過した測点についても BP の上面が腐食していた可能性が考えられる。

BP の取付け部近傍では、中央縦桁 (溝形鋼) ウェブ背面側沿いの辺 (図-8 中の測点番号 5) において圧縮応力が支配的であり、応力の絶対値は 25.4MPa で全測点中最大であった。一方、中央縦桁フランジ縁側沿いの辺 (図-8 中の測点番号 6) では引張応力が支配的であった。また、横桁 (I 形断面の桁) 沿いの辺 (図-8 中の測点番号 1, 9) では引張応力が支配的で、その値は前記の BP 一般部と同等であった。さらに、中央縦桁ウェブ (図-8 中の測点番号 11, 12) では背面側が引張、フランジ側が圧縮で面外曲げ応力が生じていた。なお、a) で示した DG の横支材 (溝形鋼) ウェブ背面側沿いの辺の取付け部近傍に比して、支材無 TG の中央縦桁 (溝形鋼) ウェブ背面側沿いの辺の取付け部近傍の BP 応力の絶対値が大きくなったのは、骨組部材である溝形鋼のウェブの面外変形が支材無 TG の方が大きかったためと考えられる。

以上より、DG では横支材 (溝形鋼)、支材無 TG では中央縦桁 (溝形鋼) のいずれもウェブ背面側沿いの BP の取付け部近傍において、他測点に比べて大きな圧



縮応力が生じていることから、この部位において文献8) などでも確認されている面外曲げ応力が生じていると推定される。

4. BP 全体の応力性状とその影響因子

本章では 3 章で把握した実橋の応力性状を基に，BP 上面を含めた全体の応力性状，およびそれに影響を与える因子を明らかとし，部位別のき裂の発生しやすさの評価につなげることを目的に，3 次元 FEM 解析を行った。

(1) 解析内容

a) 解析の目的および手法

3 章より、DG および支材無 TG とともに、溝形鋼のウ

エブ背面側沿いの BP の取付け部において面外曲げ応力が生じることが推定されたため、DG で代表して同部位の列車荷重に伴う応力性状に着目した FEM 解析を行った。解析手法は、汎用解析コード Femap with NX Nastran ver.11.0.1 を用いた静的弾性解析である。

b) 解析モデル

解析モデルを図-9 に示す。実橋測定のア橋梁(DG)を再現したモデルであり、橋梁部材(主桁、横支材、BP等)、防水層、および軌道(道床バラスト、まくらぎ、レール)からなる(主要寸法は表-1 参照)。図-5(a)に示した実橋測定位置の応力性状を網羅するため、BP約3枚分の範囲をモデル化した。保護工はモデル化せず、それに相当する厚さは防水層とみなしてモデル化した。

モデルの境界条件を図-9(b)に示す。図-9(b)に示すように、構造物の対称性を考慮して橋梁幅の中心面を軸に

表-2 要素タイプ

材料	要素タイプ
橋梁部材(リベット除く), 防水層(アスファルト), 道床バラスト, まくらぎ(PC製)	ソリッド要素
レール(50kgNレール)	梁要素
リベット	剛体要素

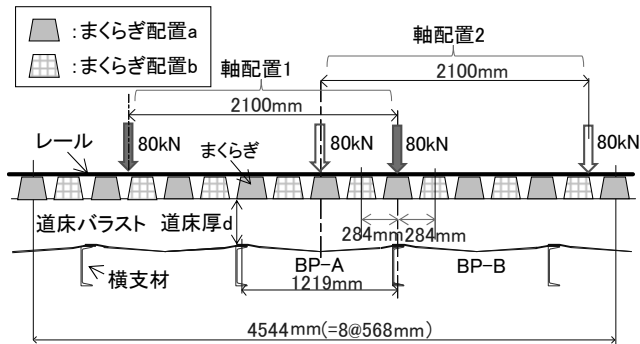


図-10 荷重位置, まくらぎ配置, および道床厚のイメージ

1/2 モデルとし, その面に XZ 面对称の拘束条件を設定するとともに橋軸方向の両端部面には YZ 面对称の拘束条件を設定した. また, BP の取付け部近傍の応力性状は, 取付け部の局所的な変形の影響が支配的と考えられるため, 主桁下フランジ下面をモデル全長にわたり鉛直支持した. なお, 前記の主桁支持条件と主桁両端部をピン支持した条件において, 取付け部を含む BP の応力および変形性状はほとんど変わらないことを確認している.

材料間の接触条件として, レールとまくらぎ間は節点共有, 道床バラストと防水層間は固着定義, また, BP と防水層間および図-9(c)に示す BP の取付け部は, 着目部の BP 応力が安全側に評価できるように摩擦係数 0 の接触定義をした. さらに, 実橋では図-1(a)に示すように, まくらぎ上面まで道床バラストで覆うことで, まくらぎの水平方向の移動を拘束しているが, 本解析ではモデルの簡素化のためバラストをまくらぎ底面までモデル化し, まくらぎ底面と道床バラスト間を固着定義することで前記の実橋での拘束条件を再現した.

表-2 に要素タイプを示す. BP と周辺部材にはソリッド要素を用いて実橋の形状寸法を忠実に再現した. ただし, BP と骨組部材あるいは隣接する BP とのリベット接合部は, 図-9(c)のようにリベット孔に相当する中空部分に剛体要素を設け, 接合される部材の孔壁全節点と結合させることで模擬した.

図-9(a)のように着目する BP (図中の BP-A) の溝形鋼ウェブ背面側沿いの辺の取付け部近傍は要素サイズを細かくし (厚さ方向 0.8×橋軸方向 1×橋軸直角方向 10mm 程度), その他の部位は 50~110mm 程度に粗くした. BP-A では, 取付け部における面外曲げ応力を評価できるように, 図-9(c)に示すとおり設計板厚 6.35mm に対して板厚方向に要素を 8 分割した. その他の BP は板厚方向に要素を 4 分割した. なお, 板厚方向の要素分割数に

表-3 材料特性

材料	ヤング係数	ポアソン比	引用文献
鋼材	200GPa	0.3	文献13)
道床バラスト	100MPa	0.3	文献14)
まくらぎ(PC)	35GPa	0.17	文献14)

表-4 解析ケース

ケース	パラメータ	まくらぎ位置※1	道床厚※2 (mm)	BPの板厚※3(mm)	載荷位置※4
1-1	基本	a	250	3.175	1
1-2					2
2	まくらぎ位置	b	150		1
3	道床厚	a			
4-1	BP板厚		250	6.35	1
4-2					2

※1・※4: 図-10に示すまくらぎ配置・軸配置

※2: 図-10中の寸法dの値

※3: 図-9(c)に示すBP-Aの板厚(BP-Bとの重なり部を除く)

ついて, 2 分割, 8 分割, および 16 分割した場合でそれぞれ試解析した結果, 2 分割では面外曲げ応力の評価に不十分であり, 8 分割と 16 分割では面外曲げ応力の最大値が約 1%しか変わらないことを確認している.

表-3 に材料特性を示す. 鋼材 (リベットを除く橋梁部材およびレール) は文献 13), 道床バラストおよびまくらぎは文献 14)の値を用いた. なお, バラストは本来は離散体であるが, まくらぎ下面やバラスト下面の圧力分布に対する荷重試験との整合が確認されているヤング係数 100MPa の連続弾性体でモデル化した¹⁴⁾. また, 防水層 (アスファルト) は, 温度条件等によりヤング係数が 600~12000MPa と大きく異なり¹⁵⁾, 3 章の実橋測定時の外気温では 1500MPa 程度と推定された. しかし, 5 章で後述するように A 橋梁の BP 上に防水層が設置されていないことが確認できたため, 本解析では図-9(b)で示す防水層としてモデル化した部分についても, 道床バラストと同じ材料特性を用いた.

荷重は, 図-10 のように実橋測定の対象列車と同じ軸配置で 2 軸分をレール上に鉛直荷重した. 1 軸重は, 実橋測定の列車軸重に乗車率 50%, および速度に応じた衝撃¹³⁾を考慮し, 160kN (1 レールあたり 80kN) とした.

c) 解析ケース

解析ケースを表-4 に示す. 一般的に道床バラストを有する橋梁の設計では, まくらぎに作用する列車荷重の道床バラスト内での分散を考慮し, 等分布活荷重が床版部材に作用すると考える³⁴⁾¹⁰⁾. しかし, 骨組部材に比べて曲げ剛性の小さい BP のような床版部材では, まくらぎ位置や道床厚によって道床の荷重分散性状が異なり, BP の応力性状も異なる可能性がある. また, BP の板厚によって BP の応力性状は異なると考えられる. したがって, まくらぎ位置, 道床厚, および BP の板厚をパラメータとした. なお, 横支材の剛性も BP の応力性状に

大きな影響を与えると考えられるが、2章の調査範囲のBP桁では、横支材の寸法がほぼ同一であり、またその主桁への取り付け方も同様であることから、これをパラメータとはしていない。

道床厚は、在来線鉄道で標準的に確保される厚さ¹⁷⁾の最大値250mm、および同最小値150mmとした。BPの板厚は、設計板厚6.35mm、およびその半分の3.175mmとした。板厚3.175mmは、5章で後述するBP上面の腐食性状に基づく対象橋梁の100年後の推定平均板厚に相当する。図-9(c)のように着目するBP(図中のBP-A)において、一様に設計板厚の半分の板厚に減じた。なお、いずれのケースもBP-A以外のBPは設計板厚とした。そして、BPの板厚に着目したケース1および4では、図-10に示す2通りの载荷位置で解析を行った。

(2) 解析モデルの妥当性

図-11に、A橋梁(DG)の実橋測定位置別の応力に対する実測値と解析値(ケース1-1および4-1)を示す。図-11は、実測値、解析値とも、着目部である図-5(a)の測点10の応力が最大になる軸配置(図-10の軸配置1)での比較を行ったものである。なお、実測において軸配置を正確に把握することは困難であるため、着目部のBPを支持する横支材の下フランジ下面(図-5(a)の測点15)の公称応力が最大となる時点を図-10の軸配置1の状態と推定した。図-11の実測値は前記の時点の各測点の応力を測定波形から抽出したものである。

図-11より、着目部であるBPの測点10、および横支材の測点13~15で、実測値と解析値にやや乖離があった。このひとつの原因として、測点15の解析値が大きいことから、(1)b)で示した列車荷重が実橋測定における条件よりも大きい可能性が考えられる。また、測点10の実測値が解析値より小さい原因として、実測値、解析値とも、図-3(a)に示すように横支材のウェブ背面縁から10mmの位置の応力を抽出しているものの、実橋では横支材のウェブ背面縁とフランジ上面の交差角部が面取り加工されていることで、測定位置の面外曲げ応力が低減した可能性が考えられる。なお、前記の面取り加工を再現した試験解析において、測点10の実測値と解析値の乖離が小さくなることを確認している。

以上のような実測値と解析値の乖離がわずかにあるものの、着目部のBPの応力が実測値に対して安全側であること、およびいずれの測点も解析値と実測値が近く、また引張および圧縮の応力性状も一致していることから、本解析モデルは妥当であると判断した。なお、図-11の測点10の解析値において、板厚の大きいケース4-1の方が板厚の小さいケース1-1より応力が大きくなったが、この原因については(3)c)で後述する。

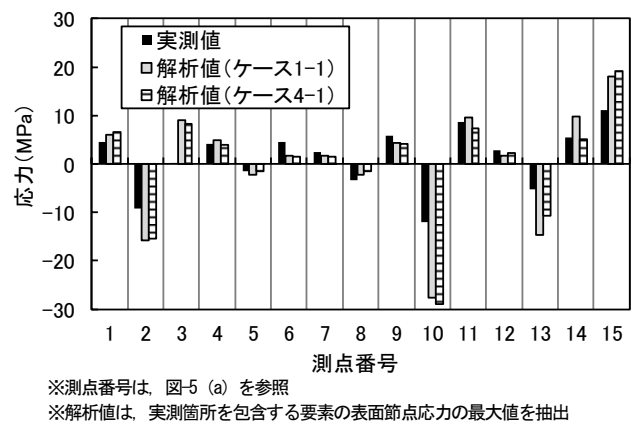


図-11 実橋測定値とFEM解析値の比較

(3) 解析結果

a) 基本ケース(ケース1-1)

ケース1-1における、BP-Aの横支材(溝形鋼)ウェブ背面側沿いの辺の取付け部近傍のミーゼス応力コンターを図-12、同主応力ベクトル図を図-13、同変形図を図-14、BPの面外曲げ応力および面内応力の分布を図-15、また道床バラストのミーゼス応力コンターを図-16に示す。

図-12および図-15より、BP-Aの応力は溝形鋼ウェブ背面側沿いの辺の取付け部において顕著に大きく、それ以外の部位は小さい。また、図-13より同取付け部の主応力は、BP上面で橋軸方向に引張の最大主応力、下面で橋軸方向に圧縮の最小主応力が生じた。これらから、同取付け部には大きな面外曲げ応力が生じると言える。なお、BP上面の最大主応力の最大値は、溝形鋼ウェブ背面縁からフランジ縁側に約3mm入り込んだ箇所に生じた。

前記の面外曲げ応力は、図-14に示すように、BP-Aが4辺を固定した膜の機能により、しぼむような変形をするのに対して、溝形鋼は隣接BP(BP-B)の変形に合わせてフランジ縁側に倒れ込むことで、BP-Aが溝形鋼のウェブ背面縁で大きく曲げられることが原因と考えられる。一方、溝形鋼フランジ縁側の取付け部は、BP-Bのしぼむような変形に溝形鋼のフランジが追随するため、面外曲げ応力がほとんど生じないと考えられる。この変形性状は主桁沿いの辺の取付け部も同様であり、このような変形挙動によって図-15(b)に示すとおり、主桁沿いの辺の取付け部の応力も小さくなったと考えられる。

図-15より、BP-Aの面内応力はBP全幅で概ね一定値で橋軸方向で4~6MPa程度、橋軸直角方向で1~2MPa程度であり、文献3)に基づく設計面内応力(橋軸方向19.6MPa、橋軸直角方向14.4MPa)に対して十分小さい。これは図-16に示すように、まくらぎからの荷重がバラストを介して、剛性の大きい横支材や主桁に偏って直接伝達し、BPの負荷が小さくなったためと考えられる。

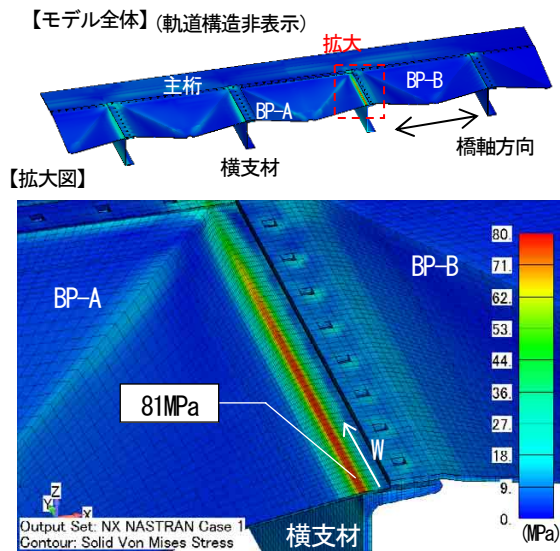
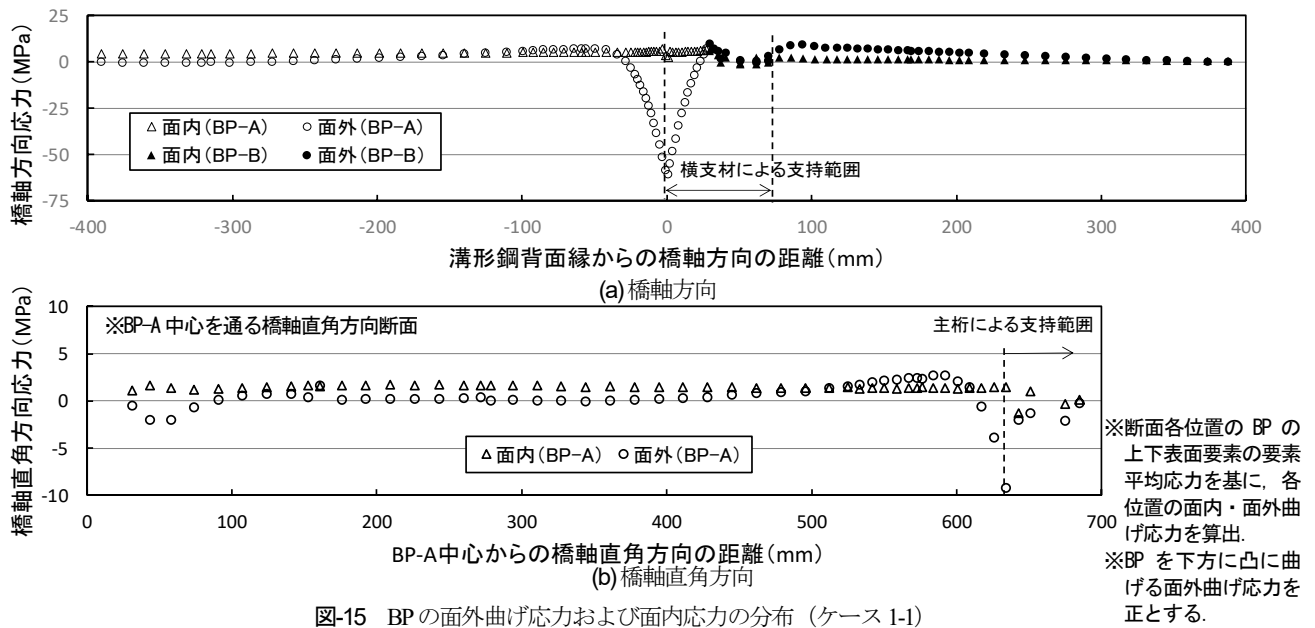


図-12 BPのミーゼス応力コンター (ケース 1-1)

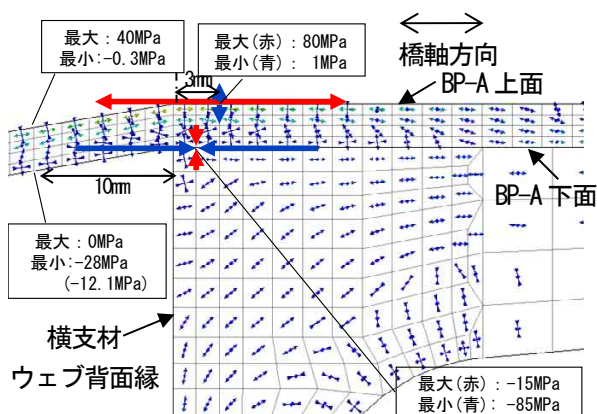


図-13 最大主応力および最小主応力ベクトル (ケース 1-1)

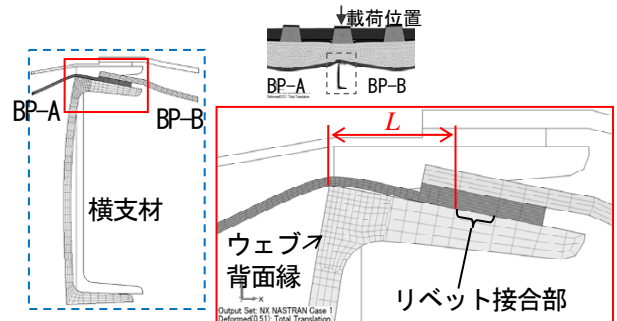


図-14 変形図 (ケース 1-1) ※変形倍率 100 倍

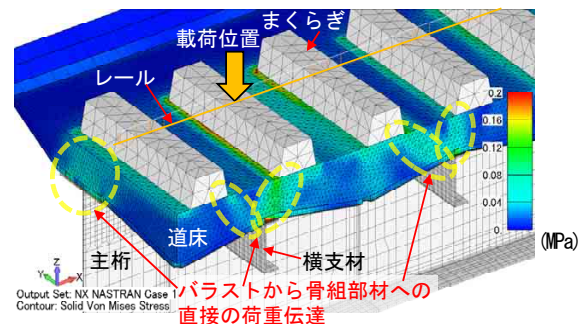


図-16 道床のミーゼス応力コンター (ケース 1-1)

b) まくらぎ位置および道床厚の影響

表-5 に、ケース 1-1, 2, および 3 に対する BP-A の溝形鋼ウェブ背面側沿いの辺の取付け部における BP 上下面の主応力 (上面は最大主応力, 下面は最小主応力) を示す。各ケースとも主応力の絶対値が最大の箇所が同じ (図-13 で示した上下表面節点) であったため、表-5 はその節点応力を示した。なお、主応力方向も各ケースで同様であった。

表-5 より、各ケースとも応力値はほぼ同様で、まくらぎ位置や道床厚 (在来線鉄道で標準的に確保される厚さ¹⁷⁾ 150mm 以上において) によって BP の応力性状は

表-5 BP-A 溝形鋼ウェブ背面側沿いの辺の取付け部の主応力

ケース	主応力 (MPa)	
	上面	下面
1-1	80	-85
2	79	-77
3	86	-93

ほとんど変わらないことがわかる。これは、図-16 に示したような道床による荷重分散性状がいずれのケースも同様であるためと考えられる。

c) BP 板厚の影響

ケース 4-1 における BP-A の横支材（溝形鋼）ウェブ背面側沿いの辺の取付け部近傍の変形図を図-17、また同主応力ベクトル図を図-18 に示す。ケース 1-1 および 4-1 の BP-A の最大応力発生箇所は同じ（図-12 で旗揚げした要素）であったため、その要素を含む断面の主応力ベクトル図（図-13 および図-18）を比較した。図-13 および図-18 より、BP-A 上面の最大主応力はケース 1-1 がケース 4-1 の約 1.5 倍大きいことがわかる。同位置の応力は、a) で示した溝形鋼ウェブ背面縁での BP-A の局所的な曲げの影響を大きく受けると考えられる。この曲げの程度が同じ場合、同位置の面外曲げ応力は理論上、ケース 1-1 がケース 4-1 の 8 倍（板厚の 3 乗に反比例）大きくなるが、実際は前記の通り 1.5 倍程度の差であった。

図-14 および図-17 の変形図を比較すると、溝形鋼および BP とも同様の変形状であるが、ケース 1-1（図-14）では、溝形鋼ウェブ背面縁～リベット接合部の 2 点間（図-14 中の L ）を支間とした BP-A の上方への反りが生じたのに対し、ケース 4-1（図-17）では反りがほとんど生じていない。この変形状の違いは、取付け部が腐食し、板厚が減少することで、区間 L における BP-A の曲げ剛性が小さくなることによるものと考えられる。ケース 1-1 において、前段落で示した位置における応力が理論上よりも小さくなったのは、前記の反りが BP-A の溝形鋼ウェブ背面縁での局所的な曲げを緩和したためと考えられる。

ケース 1-2 および 4-2 における、BP の橋軸方向の面外曲げ応力および面内応力の分布を図-19 に示す。図より、両ケースとも溝形鋼ウェブ背面縁から 100mm 程度の範囲を除いて、面外曲げ応力がほとんど生じず、概ね一定の面内応力が生じた。なお、溝形鋼ウェブ背面縁から 100mm 程度の範囲では、板厚が大きいケース 4-2 が板厚の小さい 1-2 に比べて、ウェブ背面縁における面外曲げ応力が小さい一方で、その前後における応力低減範囲が広い傾向にあった。(2)の図-11 で示したウェブ背面縁から 10mm 位置にある測点 10 の応力について、ケース 1-1 よりケース 4-1 の方が大きくなったのはこのためである。

また、図-15(a)と図-19 のケース 1-2 との比較から、載

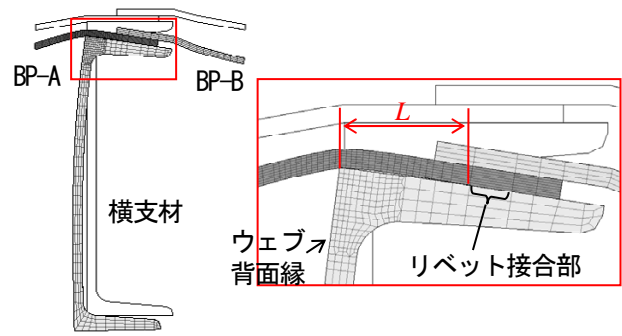


図-17 変形図 (ケース 4-1) ※変形倍率 100 倍

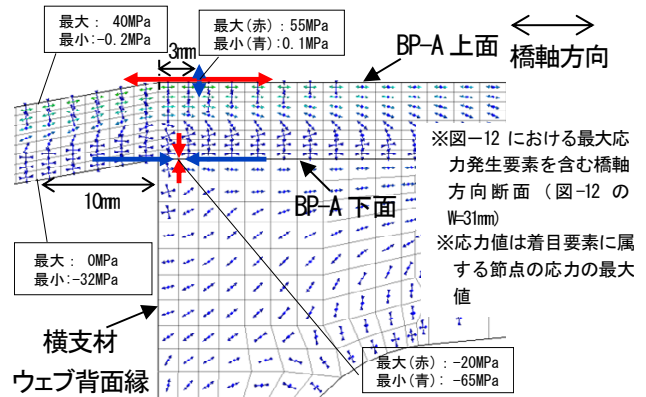


図-18 最大主応力および最小主応力ベクトル (ケース 4-1)

荷位置によらず同様の応力性状を示した。面内応力は、ケース 1-2 で約 8MPa、ケース 4-2 で約 5MPa であり、後者に対する前者（BP 板厚が後者の 1/2）の応力増加率は 1.6 倍程度に留まった。

表-6 にケース 1-1, 1-2, および 4-2 における、道床と BP-A との間に生じる接触力を示す。表より、等分布活荷重が作用すると考えた設計値³⁾に比べていずれも半分以下である。これは、図-16 のように道床を介して、剛性の大きい骨組部材に偏って荷重が伝達するためと考えられる。また、ケース 4-2 ではケース 1-2 に比べて、BP-A の負荷が約 3 割大きい。このことから、前段落で示したように溝形鋼ウェブ背面側沿いの辺の取付け部近傍以外の応力が BP 板厚の影響を大きく受けないのは、腐食等により BP の板厚が減少すると、BP の剛性が小さくなり、相対的に剛性の大きい骨組部材の負荷が大きくなるためと考えられる。

以上の本章で示した解析結果から、DG では横支材（溝形鋼）ウェブ背面側沿いの BP の取付け部において面外曲げ応力が顕著に大きく、BP の板厚がそれに与える影響が大きい一方で、まくらぎ位置や道床厚の影響は小さいこと、また、前記以外の部位では BP に面外曲げ応力がほとんど生じず、面内応力はほぼ一定で、BP の板厚の影響を大きく受けることなく設計値よりも十分小さいことがわかった。これらの応力性状を基に、6 章で BP の部位別でき裂の発生しやすさの評価を行う。

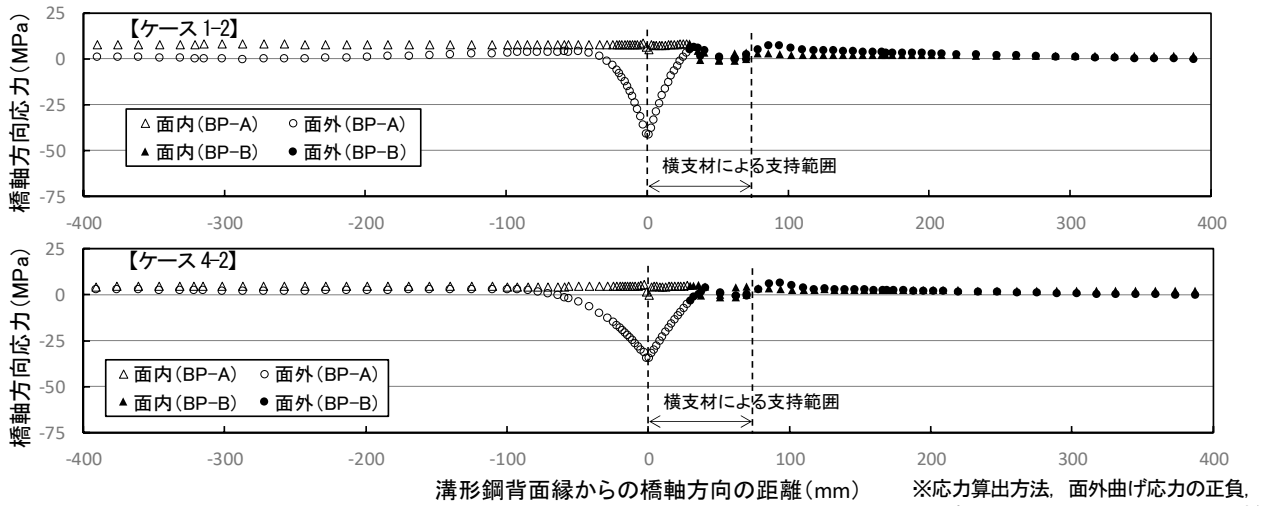


図-19 BPの橋軸方向面外曲げ応力および面内応力の分布（ケース1-2および4-2）

表-6 道床からBP-Aに直接作用する荷重（接触力）

ケース	接触力 (kN)	
	解析値	設計値 ³⁾
1-1	22.0(41.1%)	53.5
1-2	20.7(38.7%)	
4-2	26.7(49.9%)	

※()内は、設計値に対する解析値の比率
※BP-A要素のうち、骨組部材に支持される範囲の要素は計算から除外

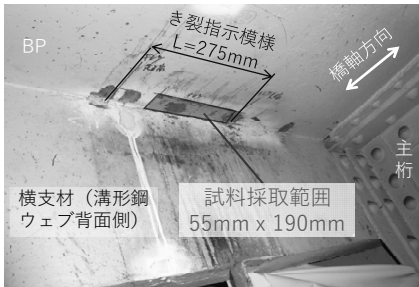
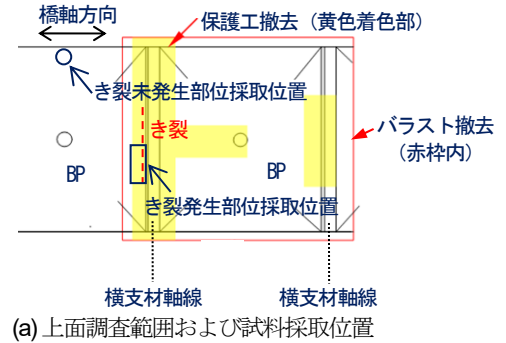
5. BP桁の変状の詳細調査

4章より、文献8)などで確認されたのと同様に溝形鋼ウェブ背面側沿いのBPの取付け部近傍において大きな面外曲げ応力が生じることを確認した。しかしその応力範囲はBP、つまり母材（帯板）に疲労き裂が生じるほどの大きさではない。本章ではBPの同取付け部に生じるき裂について面外曲げ応力以外の原因を究明すべく、実橋においてき裂の性状やBP上面の腐食性状、ならびに防水層および保護工の状態の調査を行った。

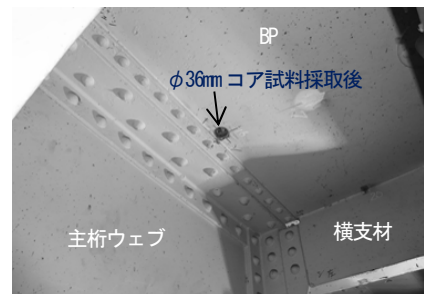
(1) 調査内容

実橋応力測定を行った表-1に示すA橋梁（DG）において、BP上面の道床バラストを一時撤去し、保護工、防水層、およびBP上面の状態を観察した。また、き裂が生じた部位（横支材ウェブ背面側沿いの辺の取付け部近傍）、およびき裂が生じていない部位（主桁沿いの辺の取付け部近傍）を1箇所ずつ部分的に採取し、これを試料として以下の調査を行った。上面調査範囲および試料の採取位置と採取寸法を図-20に示す。

- ・外観調査：BPの上下面の表面腐食状態の観察、残存板厚の測定、および磁粉探傷試験によるき裂の確認を行った。板厚測定にはデジタルポイントマイクロメータ（表示値1/100mm）を、また、磁粉探傷試験には極間式磁化器および蛍光湿式磁粉を用いた。



(b) き裂発生部位（横支材取付け部）



(c) き裂未発生部位（主桁取付け部）

図-20 上面調査範囲および試料採取位置と採取寸法

- ・破面調査：き裂が生じた部位の試料では、き裂破面のさび生成状態や破面形状等を肉眼および走査型電子顕微鏡（以下、SEM）により観察した。

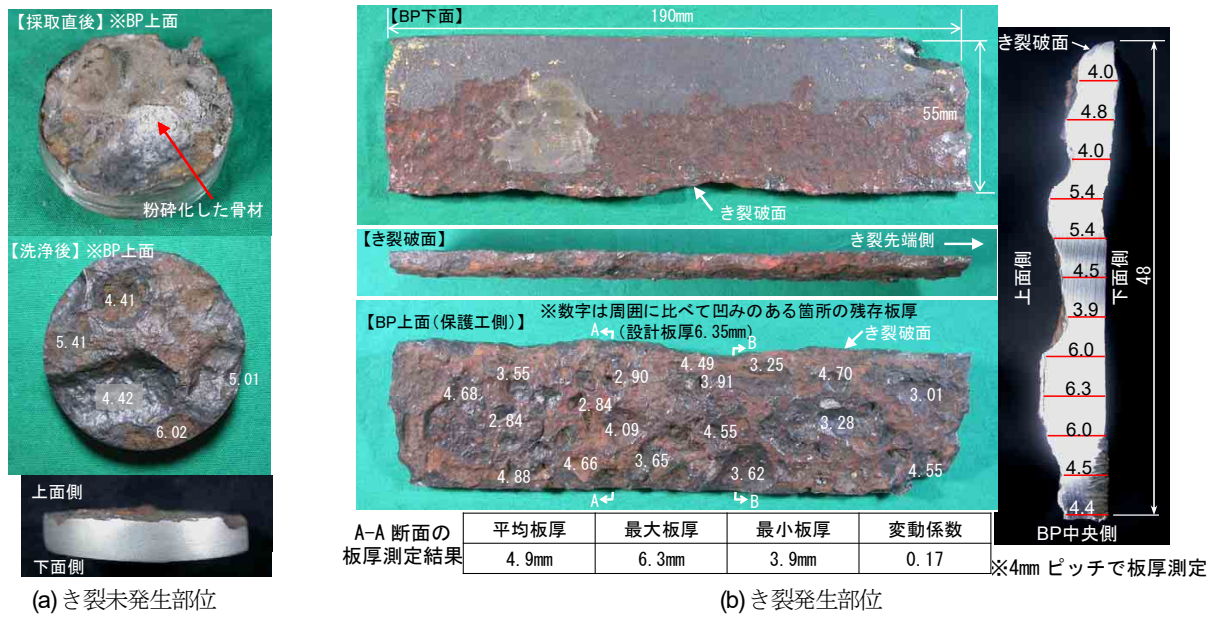


図-21 BPの表面性状

・断面観察：後述するとおりき裂破面全体がさびに覆われていたため、試料を数断面で切断し、断面を肉眼および SEM により観察した。断面観察は、磁粉探傷試験におけるき裂状模様の指示箇所、および凹凸の分散が大きい箇所を選定して行った。

(2) BPの表面性状

図-21に、BP 試料（き裂発生部位および未発生部位）の外観を示す。図中の BP 上面では、周囲に比べて凹みのある箇所の残存板厚の測定値も示した。図-21より、BP 上面では凹凸が著しいことがわかる。図-21(a)に示すように採取直後には保護工の骨材が粉碎化したものが凹み部に詰まっていたことから、この凹みは骨材の輪郭に沿って成長した腐食であると考えられる。なお、表-1に示した B 橋梁、および A 橋梁以外の 2 章で調査した DG1 橋についても BP 上面の表面性状を調査したところ、A 橋梁と同様の傾向であった。

図-21(b)より、き裂発生部位では最も大きな凹みが生じている箇所で、設計板厚（6.35mm）の 45%（2.84mm）まで減肉していた。試料断面のうち最も凹凸の分散が大きい断面（図中の A-A 断面）では、平均板厚 4.9mm、変動係数 0.17 であった。なお、BP の下面は 2 試料ともほとんど腐食していなかった。

図-22に、BP 上面の調査時における超音波板厚計による板厚測定値を示す。これらの板厚は凹凸の比較的小さい平滑な部分で測定したものであるが、設計板厚 6.35mm に対していずれも 6mm 以下であり、取付け部に限らず全面的に腐食が進行していることがわかる。

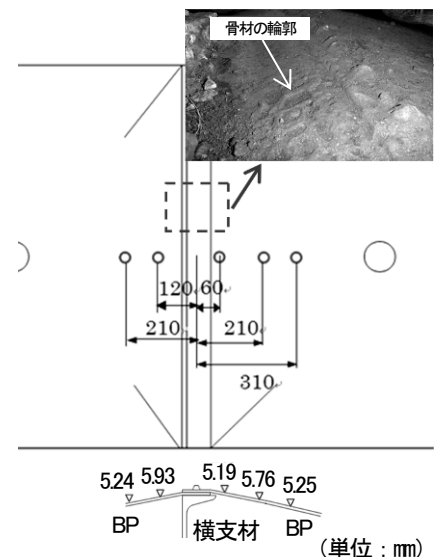
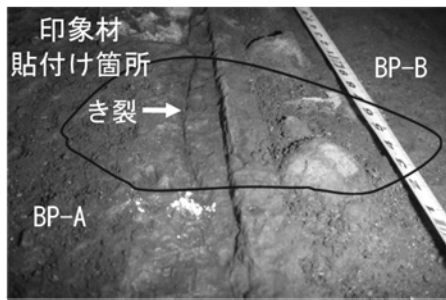


図-22 BP 上面の板厚測定

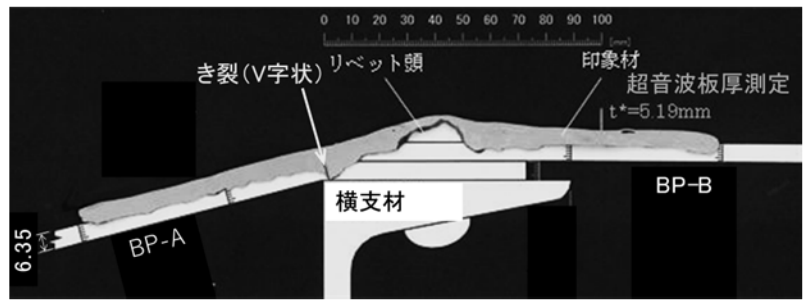
(3) 腐食およびき裂の進展性状

図-23に、A 橋梁の BP 上面調査時に把握したき裂の位置および形状を示す。き裂の形状は BP 上面から印象材で型取りして把握した。図-23より、き裂は溝形鋼ウェブ背面縁から 3mm 程度リベット側に入り込んだ位置で、溝形鋼ウェブ背面に沿って進展していた。これは、4 章で示した BP の面外曲げ応力が最も大きくなった断面と一致する。また、図-21(b)や図-23(a)から明らかなようにき裂破面は屈曲していることから、複数箇所で生じたき裂がつながったと考えられる。

BP き裂部の試料に対する磁粉探傷試験状況を図-24に、また、き裂破面およびき裂破面近傍断面の観察状況をそれぞれ図-25 および図-26 に示す。図-24より、き裂破面近傍において、破面を構成するき裂とは別のき裂状の指示模様が確認できた。



(a) き裂位置 (BP 上面写真)



(b) き裂部の上面形状 (印象材での型取りによる再現) (単位: mm)

図-23 き裂の位置および形状

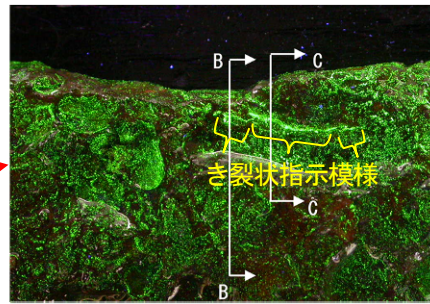
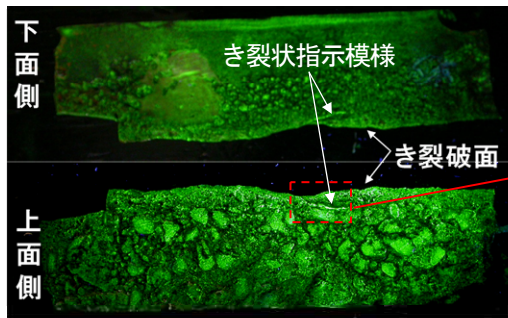


図-24 BP き裂部試料の磁粉探傷試験

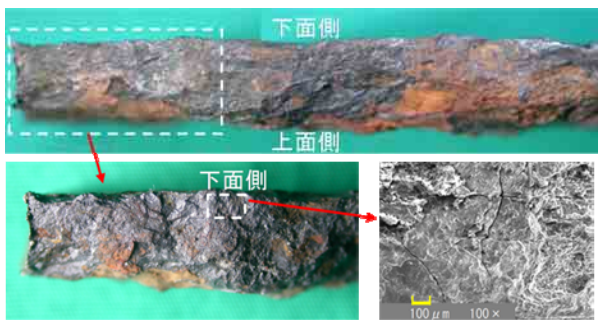
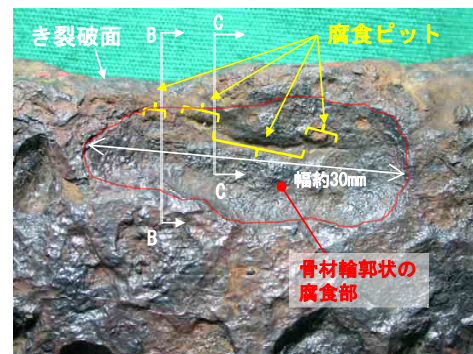


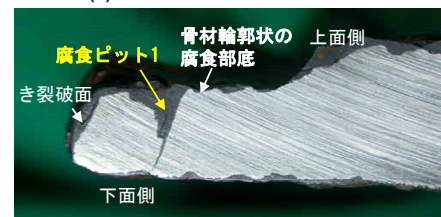
図-25 BP き裂部試料のき裂破面観察 (肉眼および SEM)

図-25 より、き裂破面はさび (腐食生成物) で覆われており、破壊形態が十分に確認できなかった。そこで、前記のき裂状の指示模様を確認した図-26 の B-B 断面を砥石切断し、図-26 の C-C 断面の位置まで研磨材による研磨を行い、断面を観察した。

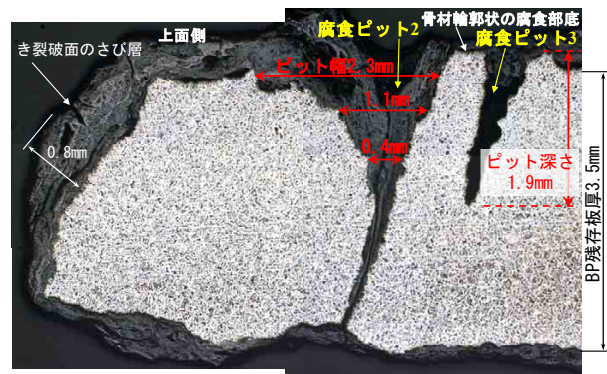
図-26(a)および(b)より、き裂破面近傍の骨材輪郭状の腐食部の底から、複数の腐食ピットが発生していた。C-C 断面を含む腐食ピットを SEM により観察したところ、図-26(c)に示すように 2 つの腐食ピットがあり、うちひとつは BP 下面に向かって進行するに従って幅が小さくき裂状になり、板厚を貫通していた。磁粉探傷試験および断面観察により、このような骨材輪郭状の腐食部の底からの腐食ピットやき裂が確認できたのは、き裂未発生部位、およびき裂発生部位の 2 試料において、図-26 に示すき裂発生部位のき裂破面近傍に限定されていた。なお、表-1 に示した B 橋梁についても本節と同じ調査を行ったところ、前記のき裂の発生位置や、き裂破面の屈曲状況、き裂破面近傍における腐食ピットの集中傾向は A 橋梁と同様であった。



(a) 断面観察部の BP 上面状況



(b) B-B 断面観察 (肉眼)



(c) C-C 断面観察 (SEM)

図-26 BP き裂部試料の断面観察 (肉眼および SEM)

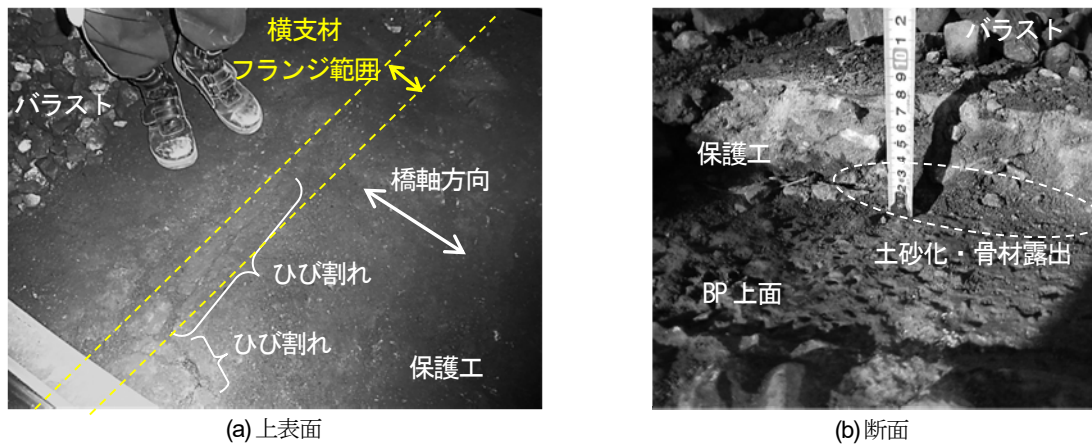


図-27 A 橋梁の保護工（コンクリート）の状態

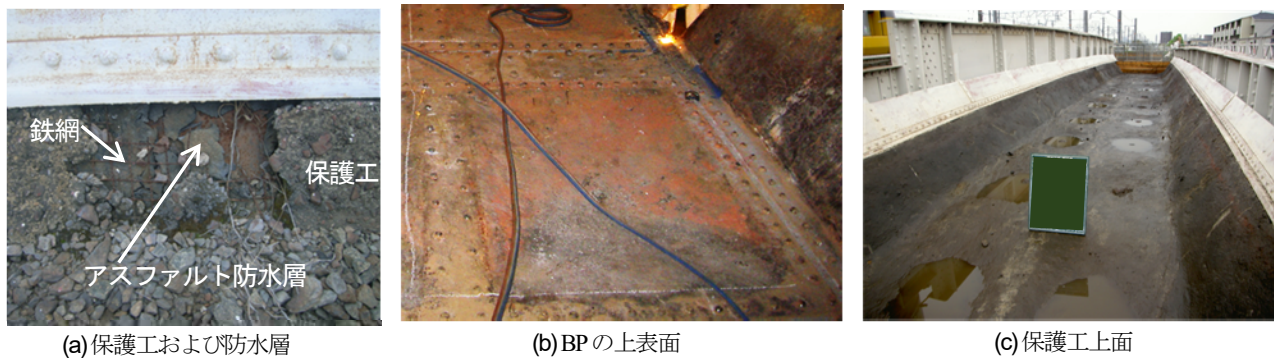


図-28 防水層を有する BP 桁の撤去工事時の記録写真

以上の調査結果から、BP のき裂性状には、大気中の疲労のみが原因の場合とは異なる以下の特徴があると言える。

- ・応力集中箇所で腐食ピットが発生（図-26(a)）
- ・腐食ピットからき裂状に板厚方向に進展（図-26(c)）
- ・複数の腐食ピット底からのき裂がつながって進展（図-23(a)および図-24）

これらの特徴、および(4)で後述する BP 上面の滞水状況から、BP のき裂は、大気中と比べて腐食が疲労き裂の進展を促進させる現象である腐食疲労の性状を呈していると考えられる。なお、前記の 3 つの特徴は、坂野ら¹⁸⁾や駒井ら¹⁹⁾の既往の研究が示す腐食疲労の特徴と同様である。

(4) BP 上部の防水層および保護工の状態

図-27 に、A 橋梁の BP 上面調査時の保護工の状態を示す。保護工は全面的に微細なひび割れが見られたが、特に横支材（溝形鋼）上部で、図-27(a)のように目視でも十分に確認できる大きなひび割れが生じていた。また、保護工の下部は、図-27(b)のように土砂化し骨材が露出していた。これはひび割れからの雨水の浸透、および繰り返し列車荷重等で生じたと考えられる。また、図-27(b)に示す露出した骨材の最大径は 30mm 程度で、図-26(a)で示した骨材輪郭状の腐食部の幅と同等であった。

このことから、図-26(a)に示した腐食部は、保護工のひび割れからの浸水により、特に骨材の接触部の濡れ時間が長いことで生じたと考えられる。

A 橋梁では図-27(b)に示すように、保護工にコンクリートが用いられており、また、その厚さは約 50mm で、アスファルト防水層は敷設されていなかった。この構成は、1 章で示したように、A 橋梁の架設年代における BP 上の防水仕様の基準を示していると考えられる、文献 6)に合致する。このように、防水層がなく、また粗骨材を有するコンクリートだけを BP 上面に打設したことが、(2)で示した凹凸の著しい腐食性状に大きな影響を与えたと考えられる。なお、A 橋梁以外に、A 橋梁と同じ架設年代である 2 章で調査した DG1 橋についても BP 上部の防水層および保護工を調査したところ、前記のとおり A 橋梁と全く同様の構成および状態であった。

一方、図-28 に、過去の JR 西日本管内の BP 桁（約 70 年供用）の撤去工事時の状況を示す。この橋梁では、図-28(a)に示すように保護工（鉄網入りコンクリート）下にアスファルト防水層が設置されていた。この構成は 1 章の図-1(a)に示したとおりで、対象橋梁の架設年代における BP 上の防水仕様の基準を示していると考えられる、文献 5)に合致していた。この橋梁の保護工上面は A 橋梁と同様に骨組部材上で大きなひび割れを生じていたが、防水層がない A 橋梁とは異なり、BP 上面は図-28(b)に示

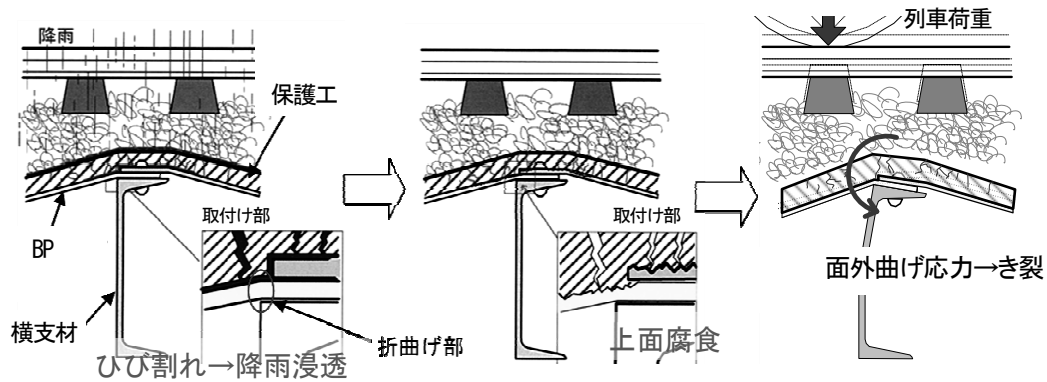


図-29 BPのき裂発生イメージ

すように骨材の輪郭に沿った腐食は生じておらず、平滑であった。なお、図-28(c)は雨天翌日の保護工上面の状況であるが、BP中央の排水孔から橋梁下の樋へ排水されていることが確認できたものの、その速度が遅いため一時滞水していた。2.(3)で示した過去の検査記録で、排水樋からの排水の有無によらずき裂が発生していたのはこのためと考えられる。

以上より、A橋梁と同じ架設年代またはそれ以前のBP桁では、アスファルト防水層が設置されていない可能性があり、その場合、防水層が機能している場合に比べて、(2)で示したBP上面の著しい凹凸性状、および(3)で示した腐食疲労き裂が生じやすいと考えられる。

6. き裂の発生原因と部位別の発生傾向

本章では、2章～5章の検討で得られた知見に基づき、BPのき裂の発生原因について考察するとともに、既往の知見に基づき、BPの部位別でき裂の発生しやすさの評価を試みた。

(1) き裂の発生原因

2章～5章で示した、BPのき裂や腐食の性状および応力性状、ならびにBP上部の防水層と保護工の状態から、BPのき裂の原因は、図-29に示すイメージ図、および以下に示すとおりと考えられる。

- ・経年等により骨組部材上の保護工に貫通ひび割れが発生する。
- ・ひび割れ箇所雨水が浸入し、BP上面で一時滞水した状態で、繰り返しの列車荷重を受けることで保護工下面が土砂化し、骨材が露出する。
- ・雨水の浸透により、BP上面が全面的に腐食し、特に骨材との接触部が濡れ時間が長いことで、骨材輪郭に沿った腐食が顕著になり、無数の凹凸が形成される。なお、前記の性状は防水層が設置されていない橋梁で特に生じやすいと考えられる。

- ・DGでは横支材（溝形鋼）ウェブ背面側沿いの辺の取付け部において、活荷重によるBPの局所的な面外曲げ応力に伴い、前記の骨材輪郭状の腐食部底を起点とした無数の腐食ピットが発生し、き裂状に板厚方向に進展しつつ、各々のき裂がつながって同取付け部に沿って進展する。なお、同取付け部で腐食部底から集中的に腐食ピットが生じるのは、前記の面外曲げ応力に加えて、骨材輪郭状の凹凸による応力集中も影響していると考えられる。

上記のように、BPのき裂は局所的な面外曲げ応力による疲労だけではなく、防水機能の喪失によるBP上面の腐食の影響を大きく受けた、大気中と比べて腐食が疲労き裂の進展を促進させる現象である腐食疲労によるき裂であると言える。

なお、A橋梁ではアスファルト防水層がないこと、およびBP上面は一般的に塗装されない²⁰⁾ことから、比較的早期に腐食反応が生じていたと考えられる。供用後まもなく全面腐食が生じ始めたとして、5.(2)で示した板厚分布から、経年約90年で平均1.5mm減肉しており、1年間の平均腐食深さは0.017mmである。これは降雨の影響のない普通鋼材の大気暴露試験に基づく1年間の平均腐食速度²⁰⁾と概ね同等であり、防水層の機能していないBP上面はそれほど厳しい腐食環境ではないと言える。

(2) 部位別のき裂発生傾向

本節では、DGでの実橋調査およびFEM解析により把握したBPの応力性状と腐食ピット形状を基に、BPの部位別でき裂の発生しやすさの評価を試みた。既往の研究^{18),19)}では、腐食環境下における鋼材の繰返し載荷試験に基づき、試験中に生成された腐食ピットからき裂が発生する条件として以下が見出されている。

- ・腐食ピットを図-30のような表面半楕円状の初期き裂と仮定した場合の応力拡大係数範囲が一定値になると、腐食ピット底からき裂が発生する。その一定値は、坂野らの研究^{18),22)}では、引張強度400～800MPa級の鋼母材の応力比0における下限界応力拡大係数範囲（約

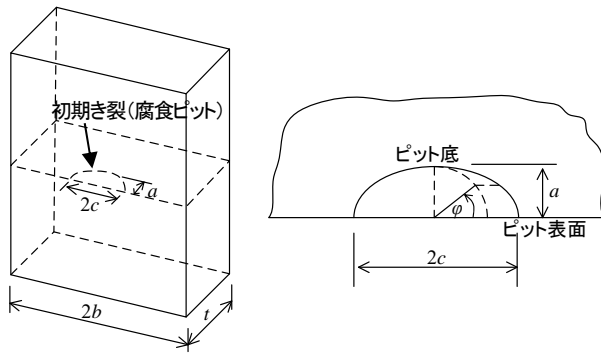


図-30 表面半楕円状の初期き裂 (=腐食ピット) ²⁴⁾

6.0MPa・√m ²³⁾) と同等である。

- ・き裂を有する腐食ピット底の応力拡大係数範囲は、き裂発生直前から板厚貫通、および部材破断後もほとんど変わらない ¹⁹⁾。

これらの知見に基づけば、図-26(c)に示したような底にき裂を有する腐食ピットを表面半楕円状の初期き裂と仮定し、その応力拡大係数範囲を算定することにより、これを腐食疲労の影響を受ける、つまり上面から生じた腐食ピットが徐々に進行する BP における、腐食ピット底からのき裂発生の閾値と考えることができる。また、その閾値を基準として BP の部位別でき裂の発生しやすさの評価ができると考えられる。

5 章で示した A 橋梁 (DG) のき裂部の試料を用いて上記の検討を行った。応力拡大係数範囲は、本試料の腐食ピットが、図-30 のような鋼板の表面から生じたものであることから、駒井らの研究 ¹⁹⁾ と同様に Newman and Raju ²⁴⁾ の提案した下記に示す式(1)により算定した。なお、式(1)は文献 ²⁵⁾)にも示されている、表面半楕円状のき裂に対する応力拡大係数を表す一般的な式である。

$$\Delta K_I = (\Delta S_t + H \cdot \Delta S_b) \cdot \sqrt{\pi Q} \cdot F \left(\frac{a}{t}, \frac{a}{c}, \frac{c}{b}, \phi \right) \quad (1)$$

ここに、 ΔK_I : 図-30 の腐食ピット面の任意位置における応力拡大係数範囲 (面内開口型)

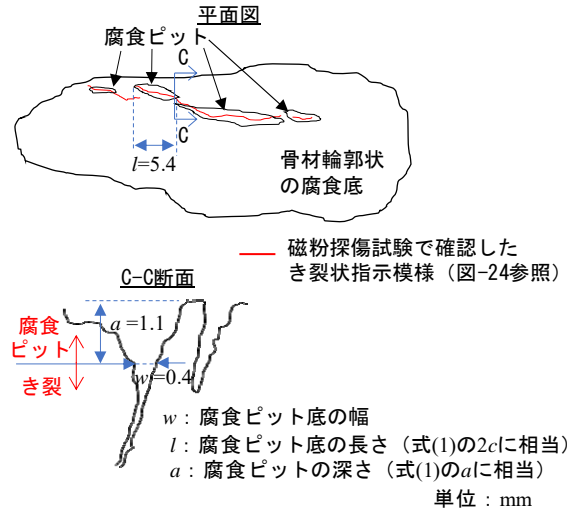
$\Delta S_t, \Delta S_b$: 面内応力範囲および面外曲げ応力範囲 (表-7 に示す値を適用)

a, c, t, b : 順に、図-30 に示す腐食ピットの深さおよび半幅、板 (BP) の厚さおよび半幅 (b は表-1 より 733.5mm の一定値で、それ以外の値は表-7 に示す値を適用)

ϕ : 図-30 に示す角度 (表-7 の全ケースとも ΔK_I が最大となる 90° を適用)

Q, H, F : 順に、腐食ピットの形状に対する係数 ²⁴⁾、面外曲げ応力に対する境界修正係数 ²⁴⁾、面外曲げ応力および面内応力に対する境界修正係数 ²⁴⁾ (表-7 に示す値を適用)

表-7 に、本調査時点および本調査から 100 年後における腐食ピットの ΔK_I を算定し、BP の部位別で腐食ピット



※図-26 の断面 C-C における貫通き裂を有する腐食ピット 2 を想定

図-31 対象とする腐食ピット (初期き裂) 寸法

底からのき裂の発生しやすさを評価した結果を示す。

まず、腐食ピット底からのき裂発生の閾値となる、表-7 のケース A に示す本調査時点の溝形鋼ウェブ背面側沿いの BP の取付け部近傍の ΔK_I の算定条件を以下に示す。5 章で示したように、腐食ピットが集中的に生じていたき裂破面近傍のうち、き裂状に BP 板厚を貫通していた図-26 の C-C 断面の腐食ピット (図-26(c)の腐食ピット 2) を対象とした。図-31 に対象とする腐食ピットの寸法を示す。腐食ピット底の長さは、図-31 に示すように、磁粉探傷試験によるき裂指示模様と、肉眼で観察したピット表面との交点の両端を結ぶ長さとして 5.4mm、腐食ピットの深さは、駒井らの研究 ¹⁹⁾ を参考に、図-31 に示す l/w が 14 となる深さを腐食ピットとき裂の境界と定義して 1.1mm とした。また、BP の板厚は図-21(b)に示す本調査時点の A-A 断面の平均板厚を、面内応力範囲および面外曲げ応力範囲は、き裂発生時の板厚分布が不明なため、き裂発生の閾値として安全側の評価となるように、FEM 解析のケース 4-1 (架設初期の一樣板厚) から得た、図-18 の溝形鋼ウェブ背面縁位置における上下表面節点の主応力 (上面 55MPa, 下面 -65MPa) を基に算定した値をそれぞれ用いた。

上記の各値を用いて表-7 のケース A における ΔK_I を式(1)より算定すると、2.2MPa・√m となる。この ΔK_I が前記の坂野らの研究 ¹⁸⁾²²⁾ の値に比べて小さいのは、鋼材成分の違いや鋼材の下限界応力拡大係数範囲のばらつきが大きい ²³⁾ こと、また、き裂発生時の板厚分布が不明であるため、前記のとおり架設初期の一樣な板厚での応力を適用した安全側の評価であること等が原因と考えられる。いずれにしても同一 BP での腐食ピット底からのき裂発生の閾値を 2.2MPa・√m と考えて、BP の部位別で相対評価することは問題ないとする。

表-7 BP 部位別の腐食ピット底からのき裂の発生しやすさの評価 (DG の場合)

ケース	部位	時点	平均板厚 t (mm)	ピット深さ a / ピット半幅 c (mm)	面外曲げ応力範囲 ΔS_y / 面内応力範囲 ΔS_t ※1(MPa)	係数 $Q/H/F$	応力拡大 係数範囲 ΔK_I ($\text{MPa}\cdot\sqrt{\text{m}}$)	ピット底 からのき裂
A	溝形鋼ウェブ 背面側沿いの 辺の取付け部 近傍※2	本調査時点 (架設後 約90年)	4.9 (図-21(b))	1.1/ 2.7 (図-31)	60 / -5	1.3/0.7/1.1	2.2	発生する ことがある
B	A以外の部位	本調査から 100年後※3	3.2※3	1.1/2.7 (図-31)※4	7 / 19	1.3/0.6/1.2	1.4	発生可能性 が低い※5

※1: Aはき裂発生時の平均板厚やBP上面の凹凸性状が不明のため、き裂発生に関する安全側の評価としてFEM解析のケース4-1(設計板厚6.35mmで板厚一様)の応力値を適用。Bは、き裂発生に関する安全側の評価としてFEM解析のケース1-2(板厚3.175mmで一様)の応力値に、骨材輪郭状の凹凸による応力集中を加味した応力値を適用。

※2: 図-15や図-19の応力分布に基づき、同取付け部における、BP端部～溝形鋼ウェブ背面縁からBP中央側に100mmの範囲と定義。

※3: 現状の測点が全て同じ速度0.017mm/yearで腐食すると仮定し、平均板厚が本調査時点から1.7mm減少して3.2mmとなったことを想定。

※4: ケースAの部位以外で腐食ピットの発生は確認されていないが、仮にケースAと同様の腐食ピットが生じたことを想定。

※5: 応力拡大係数範囲が $2.2\text{MPa}\cdot\sqrt{\text{m}}$ に達すると腐食ピット底からき裂が発生する可能性があるとして判定。

次に、表-7のケースBに示す本調査から100年後における、溝形鋼ウェブ背面側沿いのBPの取付け部以外の部位における ΔK_I の算定条件を以下に示す。溝形鋼ウェブ背面側沿いのBPの取付け部以外の部位では、5章で示したとおり腐食ピットが生じていなかったが、ここでは仮にケースAで対象とした図-31と同様の腐食ピットが生じていることとした。また、BPの平均板厚は、(1)で示した平均腐食速度で今後も腐食が進展すると仮定して算定した。さらに、面内応力範囲および面外曲げ応力範囲は、本ケースの平均板厚に相当するFEM解析のケース1-2のBP上下面応力を基準にした。ただし、ケース1-2は板厚が一様なモデルであり、図-21などで示した上面の凹凸を考慮していないため、解析結果をそのまま適用することは、き裂発生に関する安全側の評価となるため、凹凸による応力集中を考慮した。具体的には、ケース1-2におけるBPの上下面の応力に、村中ら²⁶⁾が式(2)で提案する応力集中係数 K_t を乗じ、それらの値を基に面内応力範囲および面外曲げ応力範囲を算定した。なお、表-7のケースBには、上記のように算定した各位置の面内応力範囲および面外曲げ応力範囲のうち、面外曲げ応力の影響が大きくなる溝形鋼ウェブ背面縁からBP中央側に100mmの範囲を除いた範囲における最大値を示している。

$$K_t = 2.919 + 0.379 \ln(V) \quad (2)$$

ここで、BPの板厚の変動係数 V は、図-21(b)に示す本調査時点のA-A断面の各測点の板厚が、(1)で示した平均腐食速度で今後も腐食が進展すると仮定すれば0.25と算定され、その結果、 K_t は2.4と算定される。

上記の各値を用いて表-7のケースBにおける ΔK_I を式(1)より算定すると、 $1.4\text{MPa}\cdot\sqrt{\text{m}}$ となるが、これは前記のケースAで求めたき裂発生に関する閾値 $2.2\text{MPa}\cdot\sqrt{\text{m}}$ に比べて小さい。したがって、溝形鋼ウェブ背面側沿いのBPの取付け部以外の部位では、本調査時点から100年後にお

いても腐食ピット底からき裂が生じる可能性は低いと考えられる。5.(3)で示したように採取試料においてき裂破面近傍以外の部位において腐食ピットやき裂の発生が確認できなかったこと、および2.(3a)で示したように実橋(DG)において溝形鋼ウェブ背面側沿いのBPの取付け部以外の部位で単独のき裂が生じた事例がないことも、上記の結果を裏付けていると言える。なお、このように溝形鋼ウェブ背面側沿いのBPの取付け部以外の部位の ΔK_I が小さいのは、4章で示したように局所的な面外曲げ応力が生じず、また、道床バラストの荷重分散効果によって板厚の影響を大きく受けず、面内応力が設計値より十分小さいためであると考えられる。

以上より、DGでは、防水層が機能しない場合、BPのき裂の発生しやすさについて、次のことが言える。

- ・横支材(溝形鋼)ウェブ背面側沿いの辺の取付け部では浸水による腐食作用、および局所的な面外曲げ応力に伴う、腐食疲労き裂が発生する可能性がある。
- ・横支材(溝形鋼)ウェブ背面側沿いの辺の取付け部以外の部位では、発生応力が小さく、き裂の起点となり得る図-31のような深い腐食ピットが生じにくい¹⁸⁾と考えられるが、仮にそのような腐食ピットが生じたとしても、その底からき裂が生じる可能性は低い。ただし、その場合もBP上面における骨材輪郭状の腐食は進展し続けると考えられる。

7. まとめ

BPのき裂に対する従来工法よりも合理的で経済的な対策の確立を見据え、本研究ではその第一義的な課題であるBPのき裂の発生性状と原因の究明、およびBPの部位別でのき裂の発生しやすさの評価を行うことを目的に、検査記録に基づくき裂の発生傾向の把握、実橋での応力測定と変状調査、および実橋を模擬したFEM解析

を実施した。本研究で得られた知見を以下に示す。

- 1) DG および支材無 TG では溝形鋼ウェブ背面側沿いの BP の取付け部にき裂の発生が集中する傾向を確認した。
- 2) DG では、横支材（溝形鋼）ウェブ背面側沿いの BP の取付け部において面外曲げ応力が顕著に大きくなることを確認した。これは文献 8) で確認されている応力性状と同様である。
- 3) 前項の面外曲げ応力は、BP の板厚の影響を大きく受ける一方で、まくらぎ位置や道床厚の影響は小さいことがわかった。また、前項以外の部位では BP に面外曲げ応力がほとんど生じず、面内応力はほぼ一定で、BP の板厚の影響を大きく受けることなく設計値³⁾よりも十分小さいことがわかった。
- 4) 実橋（DG）変状調査より、防水層が機能しない場合、保護工のひび割れに伴う雨水の浸透により BP 上全面が骨材輪郭状の腐食を生じ、また、横支材（溝形鋼）ウェブ背面側沿いの辺の取付け部近傍において、前記の骨材輪郭状の腐食部底を起点とした無数の腐食ピットが発生し、き裂状に板厚方向に進展しつつ、各々のき裂がつながって同取付け部に沿って進展する性状を確認した。これらより BP のき裂の原因は、局所的な面外曲げ応力による疲労だけではなく、防水機能の喪失による BP 上面の腐食の影響を大きく受けた、大気中と比べて腐食が疲労き裂の進展を促進させる現象である腐食疲労であることがわかった。
- 5) 防水層が機能しない条件下では、DG の横支材（溝形鋼）ウェブ背面側沿いの BP の取付け部から腐食疲労によりき裂が発生する可能性がある一方で、それ以外の部位では、き裂が発生する可能性が低い。

以上の知見を踏まえると、従来工法よりも合理的で経済的な対策として、以下のような対策が考えられる。

- ・き裂の根本的な原因である、BP 上面の腐食を防止する対策
 - ・架設から約 1 世紀を経た BP 桁で、たとえ防水層が機能していなくても、今後 100 年間で溝形鋼ウェブ背面側沿いの BP の取付け部以外の部位からのき裂が生じる可能性は低いことから、き裂の進展の有無を確認しつつ、BP の床版部材としての耐荷性能を最大限活かした、従来工法よりも簡易な BP 下面からの対策
- 上記のうち、BP 上面の腐食を防止する対策が BP のき裂の防止に最も有効と考えられるが、軌道上での作業で確実に実施することが課題である。上記の 2 番目の対策は、き裂の発生や進展を防止する対策ではないが、BP の床版部材としての機能を保証する対策として、施工性や経済性の観点から従来工法よりも有効と言える。

なお、本研究では実橋測定および FEM 解析とも、き裂が生じていない BP を対象としたものであり、例えば、

溝形鋼ウェブ背面側沿いの 1 辺でき裂が生じた BP では、別の辺の取付け部の面外曲げ応力が大きくなるなど、本研究で把握した応力性状と異なる可能性がある。このようにある程度き裂が進展した BP に対する、き裂発生部位以外でのき裂の発生しやすさや床版部材としての耐荷性能についても評価することが望ましく、これは今後の課題である。

謝辞：本研究は、西日本旅客鉄道株式会社の「鋼鉄道橋の維持管理に関する検討委員会 疲労損傷ワーキンググループ（主査：名古屋大学 舘石和雄教授）」において、ご助言やご意見をいただきながら実施したものである。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 矢島秀治：鋼鉄道橋の床版、橋梁と基礎、Vol. 48, No. 4, pp. 42-47, 2014.4.
- 2) 大田孝二：鋼橋床版の発展経緯に関する調査研究、土木学会論文集、No. 658/VI-48, pp. 45-57, 2000.9.
- 3) 日本国有鉄道：鋼橋設計内規 9-2A, pp. 73-75, 1972.11.
- 4) 阿部英彦：鋼鉄道橋の設計と解説、pp. 43-44, 現代社, 1968.
- 5) 土木工学ポケットブック編集会：土木工学ポケットブック 上巻, pp. 2591-2595, 山海堂, 1936.
- 6) 佐藤廉平：橋梁工学 プレートガーダーの設計, pp. 198-206, 淀屋書店出版部, 1926.
- 7) （公財）鉄道総合技術研究所：鋼構造物補修・補強・改造の手引き, pp. 202-206, 1992.7.
- 8) 下垣正宏：バックルプレート桁の変状と対策, 日本鉄道施設協会誌, Vol. 42, No. 1, pp. 85-88, 2004.1.
- 9) 馬場正光, 小池健司：都市部におけるバックルプレート桁の改良—短時間間合いにおける効率的な桁改良工法—, 日本鉄道施設協会誌, Vol. 42, No. 9, pp. 43-45, 2004.9.
- 10) 真部洋大, 藤山知加子, 関口幹夫, 大石雅登：清洲橋バックルプレート床版の損傷機構の解明, 第 10 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, pp. 18-1-18-8, 2013.11.
- 11) 関口幹夫, 大石雅登, 石田教雄, 栗塚一範：清洲橋バックルプレート床版の疲労耐久性に関する実験的検討, 構造工学論文集, Vol. 63A, pp. 1304-1317, 2017.3.
- 12) 杉舘政雄, 市川篤司, 阿部允, 中村聖三：バックルプレート桁の疲労試験, 土木学会第 46 回年次学術講演会, I-409, pp. 856-857, 1991.9.
- 13) 国土交通省監修, 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物, 丸善, 2009.7.
- 14) 桃谷尚嗣, 関根悦夫：鉄道用アスファルト路盤の性能照査型設計方法に関する研究, 土木学会論文集 E, Vol. 63, No. 4, pp. 608-619, 2007.11.
- 15) 社団法人日本道路協会：舗装設計便覧, 2006.2.
- 16) 土木学会：鋼鉄道橋設計標準解説, 1970.12.
- 17) 国土交通省監修, 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 軌道構造, 丸善, 2012.1.
- 18) 坂野昌弘, 横尾正幸, 新井弘, 西村俊夫：腐食環境

- 下における鋼切欠き部材の疲れき裂発生寿命, 構造工学論文集, Vol. 34A, pp. 469-481, 1988.3.
- 19) 駒井謙治郎, 箕島弘二, 木下定, 金貴植: 人工海中における高張力鋼の腐食疲労き裂発生, 日本機械学会論文集 (A 編), Vol. 53, No. 496, pp. 2267-2273, 1987.12.
 - 20) 日本国有鉄道: 鉄けた塗装工事設計施工指針 (案), 1981.
 - 21) 土木学会: 腐食した鋼構造物の性能回復事例と性能回復設計法 (鋼構造シリーズ 23), 2014.9.
 - 22) 坂野昌弘, 西村俊夫: 腐食した鋼切欠き部材の疲労き裂発生挙動, 構造工学論文集, Vol. 35A, pp. 329-338, 1989.3.
 - 23) Miki, C., Mori, T. and Tajima, J.: Effect of stress ratio and tensile residual stress on near threshold fatigue crack growth, *Structural Eng./Earthquake Eng. (Proc. of JSCE, No. 368/I-5)*, Vol. 3, No. 1, pp. 175s-182s, April 1986.
 - 24) Newman Jr., J. C. and Raju, I. S.: An empirical stress-intensity factor equation for the surface crack, *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 15, No. 1-2, pp. 185 -192, 1981.
 - 25) 日本鋼構造協会: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説 2012 年改定版, 2012.6.
 - 26) 村中昭典, 皆田理, 藤井堅: 腐食鋼板の表面性状と残存耐力, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 1063-1071, 1998.3.

(2017. 12. 8 受付)

CAUSE OF CRACK GENERATION AND ITS TENDENCY BY SITE IN BUCKLE PLATES OF STEEL RAILWAY BRIDGES

Mamoru FUKUMOTO, Yuichiro NIWA, Kentaro MATSUMOTO,
Ken Ikegashira and Kunitaro HASHIMOTO

Cracks may generate in buckle plates of steel railway bridges. The conventional measures against the crack have problems in terms of its workability and economy, and it is desirable to establish new measures. In this study, in consideration of establishing new measures, based on stress measurement and damage investigations on actual bridges and FEM analysis simulating them, the characteristics and cause of cracks in buckle plates of steel railway bridges was clarified. As a result, it was found that the cause of the crack generation was corrosion of the upper surface of buckle plates due to the loss of function of the waterproof layer, and corrosion-fatigue due to local out-of-plane bending stress near the attachment. In addition, based on the past studies, the evaluation on the tendency of generation of cracks by site in the buckle plate was attempted. As a result, it was found that in deck girders, if the waterproof layer did not function, there was a possibility that cracks would generate from the attachment, where was on the back side of the web of the lateral struts, whereas in other parts the possibility of cracking was low.