Kobe University Repository : Kernel

PDF issue: 2025-07-06

バックルプレート式鋼鉄道橋の長寿命化に関する研究

福本，守

(Degree)
博士（工学）
(Date of Degree)
2020-03-25
(Date of Publication)
2021-03-01
(Resource Type)
doctoral thesis
(Report Number)
甲第7761号
(URL)
https://hdl.handle.net/20.500.14094/D1007761

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。

博　士　論　文

バックルプレート式鋼鉄道橋の長寿命化に関する研究

2020 年 1 月

神戸大学大学院工学研究科

福本　守

要旨

人口減少と少子高齢化の急速な進展が予想されるわが国において，膨大な社会資本を長寿命化，すなわち長期にわたり健全に維持していくことは社会的に重要な課題となっている．本研究の対象であるバックルプレート（以下，BP）式鋼鉄道橋は，その大半が 1930 年代以前に都市部の道路上空などに架設された高経年の閉床式橋梁で, BP の取付け部に沿ったき裂などの変状が発生しているものがある．その多くが狭隘かつ交通量の多い架設環境にあることを考慮すると，これらの措置として桁取替などの大規模な工事は，経済性や社会的影響などからその実施が困難な場合が多く，変状が発生した BP に対する補修工事により，可能な限り桁の長寿命化を図っていくことが現実的と考えられる．

BP の取付け部に沿ったき裂に対して従来から用いられている補修方法は, 施工性や経済性，変状の視認性に課題があった．これらの課題がある中で，BP 式鋼鉄道橋の長寿命化を図るためには，従来の補修方法よりも合理的な対策を確立し，補修工事自体の施工性や経済性を向上させるとともに，補修後における定量的な検査，およびそれに基づく適切な維持管理が行える状態にする必要があった．

本論文は，BP の取付け部におけるき裂に対し，従来の補修方法よりも合理的な対策を確立し，それを軸とした，BP 式鋼鉄道橋のさらなる長寿命化を図るための維持管理方法を提案することを目的とした．具体的には，き裂の性状および原因の究明，き裂を有する BP の耐荷性状の把握，新たな補修方法の考案とその効果の検証，および BP 式鋼鉄道橋の維持管理方法の提案の 4 つの検討を行い，その研究成果をまとめたもので，全 8 章より構成されている．

第 1 章では，本研究の背景として，BP 式鋼鉄道橋の歴史と現状や，変状とこれまでの対策の課題，課題の解決方針と既往の研究について概括し，それに基づき，本研究の目的，および本論文の構成を示した．

第 2 章では，BP のき裂に対する従来の補修方法よりも合理的な対策の確立を見据え，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有限要素解析（以下，FE 解析）を実施した. その結果, BP のき裂の発生原因は, 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を示した．

第 3 章では，BP 式鋼鉄道橋を模擬した実大試験体を用いた室内載荷試験および FE 解析に基づき, き裂を有する BP の耐荷性状を明らかにした. その結果, 下路形式の BP 桁では，最も事例の多い中央縦桁沿いの取付け部のき裂が進展し，同取付け辺の全長，かつ隣接する 1 辺全長までき裂が進展しても，設計活荷重に対して BP（製作当初から 50 %の板厚減少を想定）が床版として十分な耐荷性を有することを示した．また，そのように耐荷性を有するのは，き裂部付近を除いた全面で鋼材に支持された道床バラストがある程度の曲げ

剛性を有することで，き裂の発生した BP の分担荷重の減少，および縦桁や中間支材などの周辺の骨組部材の分担荷重の増加が生じ，その結果，BP の応力やき裂箇所での目違い量が極端に増加しないためであることを示した．

第 4 章では，第 2 章および第 3 章の知見をもとに，BP のき裂に対する従来の補修方法よりも合理的な補修方法として，BP の下面からの補修方法（簡易下支え）と上面からの補修方法（上面補修）の 2 つを考案し，それぞれの設計思想や課題を述べた．

第 5 章では，第 4 章で考案した簡易下支えの効果を検証するために，第 3 章と同じ実大試験体，およびその一部を模擬した小型試験体を用いた室内載荷試験，ならびに FE 解析を行った．あわせて，実橋の BP に簡易下支えを施工し，列車通過時の応力や変形性状から，簡易下支えの実橋における適用性を検証した．その結果，腐食疲労により取付け部の 4 辺全てが破断し，かつ板厚が製作時の 50 %に減肉した BP として最悪の状態においても，第 4 章で提案した設計方法に基づく簡易下支えにより，設計活荷重に対して BP および簡易下支えの構成材料（H 形鋼，CA モルタル）が耐荷性や耐疲労性を満足することを示した．また，簡易下支えは，従来の補修方法に比べ使用材料や所要作業量を大幅に縮減できること，および実橋においても室内載荷試験と同等の効果が発揮できることを示した．

第 6 章では，第 4 章で考案した上面補修の効果を検証するにあたり，まず上面補修の施工性上の課題を解決すべく，使用材料の検討，および第 3 章と同じ実大試験体を用いた施工性の検証を行った．また，上記により施工性が十分であることを確認した材料を用いて，実大試験体等を用いた室内載荷試験，および FE 解析を行い，上面補修の効果を検証した．その結果，上面補修の施工性は問題なく，また，打設後約 2 時間（練混ぜ水の注水後約 3 時間）程度の極めて若材齢であっても，補修材料は設計活荷重に対して十分な耐荷性を有し，また長期的に漏水防止機能を発揮できることを示した．さらに，上面補修を適用することで，BP の取付け部の応力低減効果は少なくとも 30 %程度見込め，防水機能による腐食抑制効果と合わせて BP のき裂の進展抑制に大きく寄与する可能性があることがわかった．

第 7 章では，第 5 章および第 6 章で効果を確認した新たな補修方法を軸とした，BP 式鋼鉄道橋のさらなる長寿命化を図るための維持管理方法を提案した．具体的には，BP のき裂に対する健全度の判定基準，およびそれに応じた BP 単位の補修方法の選定基準を提案するとともに，将来の桁取替や大規模改築を見据えた，BP 単位の補修後の維持管理方法を提案した．

第 8 章では，各章で得られた結論を整理し，今後の課題と展望について示した．

目次

本論文で用いた主な記号および用語

第 1 章　序論

1.1　研究の背景 1
1.1.1　既設鋼鉄道橋を取巻く環境と課題 1
1.1.2　バックルプレート式鋼鉄道橋の歴史と現状 2
1.1.3　バックルプレート式鋼鉄道橋の構造的特徴 3
1.1.4　バックルプレート桁の変状とこれまでの対策の課題 4
1.1.5　課題の解決方針および既往の研究 5
1.2　研究の目的 6
1.3　本論文の構成 7
参考文献 8

第 2 章　き裂の原因と部位別の発生傾向に関する研究

2.1　はじめに 11
2.2　バックルプレート桁の構造諸元およびき裂の発生傾向 11
2.2.1　調査内容 11
2.2.2　構造諸元 12
2.2.3　き裂の発生傾向 13
2.3　実橋における応力性状 14
2.3.1　測定内容 14
2.3.2　測定結果 15
2.4　バックルプレート全体の応力性状とその影響因子 17
2.4.1　解析内容 17
2.4.2　解析モデルの妥当性の検証 21
2.4.3　解析結果 22
2.5　バックルプレート桁の変状の詳細調査 28
2.5.1　調査内容 28
2.5.2　バックルプレートの表面性状 29
2.5.3　腐食およびき裂の進展性状 31
2.5.4　バックルプレート上部の防水層および保護工の状態 34
2.6　き裂の発生原因と部位別の発生傾向 36
2.6.1　き裂の発生原因 36
2.6.2　部位別のき裂発生の評価 37
2.7　まとめ 41

参考文献 42

第 3 章　き裂を有するバックルプレートの耐荷性状に関する研究
3.1　はじめに 44
3.2　き裂のないバックルプレートの設計思想と実際の耐荷性状 44
3.3　検証内容 44
3.3.1　対象橋梁 45
3.3.2　室内載荷試験 45
3.3.3　FE 解析 48
3.3.4　解析モデルの妥当性の検証 50
3.3.5　き裂のないバックルプレート（下路形式）の分担荷重と耐荷性状 53
3.4　検証結果 57
3.4.1　バックルプレートの応力性状 57
3.4.2　バックルプレートの変形性状 60
3.4.3　バックルプレートの分担荷重 61
3.5　まとめ 63
参考文献 63

第 4 章　新たな補修方法の考案
4.1　はじめに 64
4.2　バックルプレート下面からの補修方法（簡易下支え）の考案 64
4.3　バックルプレート上面からの補修方法（上面補修）の考案 67
4.4　まとめ 69
参考文献 69

第 5 章　簡易下支えの効果の検証
5.1　はじめに 70
5.2　耐荷性の検証 70
5.2.1　検証内容 70
5.2.2　H 形鋼の耐荷性と設計の妥当性の検証 76
5.2.3　バックルプレートの耐荷性 81
5.2.4　CA モルタルの耐荷性 83
5.3　耐疲労性の検証 85
5.3.1　実大試験体を用いた繰返し載荷試験 85
5.3.2　小型試験体を用いた繰返し載荷試験 93
5.4　上路形式バックルプレート桁における簡易下支えの耐荷性の検証 98
5.4.1　FE 解析の内容 98

5.4.2　バックルプレートの耐荷性 99
5.4.3　H 形鋼の耐荷性 99
5.4.4　CA モルタルの耐荷性 103
5.4.5　バックルプレートの分担荷重 104
5.5　実橋での適用性の検証 105
5.5.1　対象橋梁と検証内容 105
5.5.2　検証結果 108
5.5.3　施工実績 111
5.6　簡易下支えと併用する漏水防止対策の検討 114
5.6.1　対策の思想 114
5.6.2　使用材料 114
5.6.3　検証内容 114
5.6.4　検証結果 115
5.7　まとめ 116
参考文献 117

第 6 章　上面補修の効果の検証

6.1　はじめに 118
6.2　材料の検討 118
6.3　施工性の検証 119
6.3.1　施工範囲 119
6.3.2　使用材料 120
6.3.3　施工フロー 121
6.3.4　出来形 122
6.3.5　タイムスタディー 123
6.4　UFC の耐荷性および漏水防止機能の検証 125
6.4.1　増し厚後 9 時間以降の耐荷性および漏水防止機能の検証 125
6.4.2　増し厚直後の UFC の耐荷性の検証 129
6.5　バックルプレートの応力低減機能の検証 137
6.6　まとめ 140
参考文献 140

第 7 章　バックルプレート式鋼鉄道橋の維持管理方法の提案

7.1　はじめに 141
7.2　健全度の判定基準とそれに応じた補修方法の選定基準 141
7.3　措置後の維持管理 144
参考文献 147

第 8 章　結論
8.1　研究成果 148
8.2　今後の課題と展望 151
参考文献 152

本論文に関連する著者の公表論文・口頭発表一覧 153
謝辞 154

本論文で用いた主な記号および用語

(a) 主な記号

a	腐食ピットの深さ（2 章），バックルプレート短辺長さ（2 章以外）
b	バックルプレート半幅（2 章），バックルプレート長辺長さ（2 章以外）
c	腐食ピットの半幅
CA*	CA モルタルのひずみに関する測点（*には測点番号が入る）
D*	バックルプレートの変位に関する測点（*には測点番号が入る）
E	ヤング係数（ただし，E 荷重と表記する場合は列車荷重の一種を示す）
f	バックルプレート中央の凹み量
F	面外曲げ応力および面内応力に対する境界修正係数
H	面外曲げ応力に対する境界修正係数
h	曲げ剛性算出時の材料の厚さ
H-	H 形鋼の JIS 規格を示す記号（-以下には規格寸法が入る）
HBF*	H 形鋼の下フランジ切り欠き部の局部応力に関する測点（*には測点番号が入る）
HL*	H 形鋼の下フランジ公称応力に関する測点（*には測点番号が入る）
I-	I 形鋼の JIS 規格を示す記号（-以下には規格寸法が入る）
k	ある H 形鋼の直上を載荷した場合に対するバックルプレートの中央直上を載荷した場合の，ある H 形鋼に作用する等分布荷重の比
ΔK_{I}	応力拡大係数（面内開口型）
K_{t}	応力集中係数
l	腐食ピット底の長さ（$2c$ に相当）
L	横支材（溝形鋼）ウェブ背面縁～リベット接合部縁間距離（2 章），骨組部材と接続される H 形鋼の支間（2 章以外）
M_{d}	H 形鋼の支間中央における設計曲げモーメント
n	ある範囲またはある部材 i のバラストと接する要素数
P	骨組部材と接続されていない H 形鋼から骨組部材と接続された H 形鋼に伝達される荷重
P_0	輪荷重
P_{BP}	活荷重のうちバラストからバックルプレートに直接作用する荷重
P_{c}	軸重（$2\times P_0$）
P_{i}	ある範囲またはある部材 i へのバラストからの直接作用荷重
p_{k}	要素 k がバラストから受ける接触力
Q	腐食ピット形状に関する係数
S*	バックルプレートの応力に関する測点（*には測点番号が入る）
ΔS_{b}	面外曲げ応力範囲

ΔS_t	面内応力範囲
t	バックルプレートの平均板厚（2 章），鋼板の板厚（2 章以外）
U*	超高強度繊維補強コンクリート上面のひずみに関する測点（*には測点番号が入る）
V	バックルプレート板厚の変動係数
V_d	H 形鋼の骨組部材との接続部における設計せん断力
w	腐食ピット底の幅
w_{BP}	BP に作用する設計上の等分布荷重
w_0	H 形鋼 1 本に作用する等分布荷重
w_1, w_2, w_3	レールの荷重分散を考慮しない場合の，載荷位置に応じた H 形鋼 1 本に作用する分布荷重
ν	ポアソン比
σ_l	上載荷重により BP に生じる線路方向の面内引張応力の設計値
σ_c	上載荷重により BP に生じる線路直角方向の面内引張応力の設計値
φ	腐食ピット表面からの深さ方向への角度（2 章），圧縮強度試験体の直径（2 章以外）
[-	溝形鋼の JIS 規格を示す記号（-以下には規格寸法が入る）

(b) 主な用語

I 形断面	本研究においては，鋼板や形鋼をリベットで I 形の断面に組み立てたものを指し，I 形鋼や H 形鋼とは区別した．
開床	鋼鉄道橋において，レールを支持するまくらぎを主桁や縦桁の上フランジ上に直接置いた，床版や道床のない形式．
活荷重	本研究においては，列車荷重と衝撃荷重の和を表す．
監視	目視等により変状の状況や進行性を継続的に確認する措置．
軌間内	線路を構成する一対のレールの間．
桁取替	既設橋梁の更新で，橋梁上部工を新設構造に取替える行為．
検査	構造物の現状を把握し，構造物の性能を確認する行為．
健全度	構造物に定められた要求性能に対し，当該構造物が有する健全さの程度．
公衆安全性	構造物に起因した第三者への公衆災害を防止するための性能．
更新	ある既設構造物全体を新設構造物と取替える行為．
材齢	本研究においては，超高強度繊維補強コンクリートの練混ぜ用の水をミキサーに投入してからの経過時間．
残存耐用期間	既設構造物において，設計耐用期間までの残された期間．
軸重	2 レールに作用する活荷重の和で，本研究においては，1 輪軸分の列車荷重と衝撃荷重を考慮．輪荷重の 2 倍．

下支え	本研究においては，取付け部に沿ったき裂の生じたバックルプレートを，その下面から支持する補修方法.
車輪	レール上を走行する鉄道車両部品．一対の車輪が車軸で連結されて，左右レール上を走行する.
乗車率	鉄道車両において，立席定員を含めた総定員と実際の乗車人数の比率.
床版	橋梁を通行する列車を直接支持し，その荷重を直接，あるいは床組（上路形式では横支材，下路形式では縦桁，横桁，中間支材）を介して主桁に伝達させる部材．鉄筋コンクリート製，プレストレストコンクリート製，鋼製があり，鋼製にはリブ付き鋼床版とバックルプレートがある.
接触力	本研究においては，活荷重に伴い，各橋梁部材のある範囲が道床バラストとの接触面において，道床バラストから受ける鉛直方向の力で，FE 解析により算出した.
全般検査	構造物全般にわたって定期的に実施する検査で，通常全般検査，特別全般検査がある.
走行安全性	列車が安全に走行できる性能.
措置	構造物の監視，補修・補強，使用制限，改築・取替等の総称.
耐荷性	本研究においては，特定の部材が設計上の最大活荷重に対して，耐荷能力を保持できる性能を表す.
耐荷性状	ある部材がある荷重状態に対して耐荷能力を保持すべく，呈する応力や変形の状態.
耐荷性能	ある部材や構造物が，どの程度の荷重レベルまで耐荷能力を保持できるかを表す指標.
大規模改築	既設構造物を，一部を除いて新設部材に取替える行為．特に本研究では，構造系の変更を伴うような大規模なものを指す.
台車	鉄道車両における，車体に直結されていない自由度のある走行装置．本研究で実橋測定を行った対象列車は，いずれも 1 台車に 2 つの輪軸が収められている.
耐疲労性	本研究においては，特定の部材が設計耐用期間中の繰返しの活荷重に対して，耐荷能力を保持できる性能を表す.
脱落破壊	本研究においては，バックルプレートが床版としての機能を失って橋梁下に抜け落ちる破壊.
長寿命化	構造物の残存耐用期間を延ばす行為.
道床	まくらぎや軌道スラブを支持し，まくらぎや軌道スラブから伝わる作用を路盤等に分散させる機能をもつ軌道部材．バックルプレート桁上においては，バラストを材料とし，橋梁部材に荷重を分

	散させる機能をもつ.
道床厚	バラスト道床の厚さで，バラスト下面からレール直下のまくらぎ下面までの厚さ.
道床突き固め	バラスト軌道において，繰返しの活荷重に伴い緩んだ道床バラストを締固めることで，まくらぎ下の支持力を回復する補修作業.
特別全般検査	構造物の健全度の判定の精度を高める目的で実施する全般検査.
土砂化	本研究においては，保護工下面において，ひび割れ箇所に雨水が浸透することによりセメント成分が溶出し，骨材だけが残った状態.
取付け部	本研究においては，バックルプレートと骨組部材の接合部.
バックルプレート	つばのある皿形状の薄肉（板厚 7mm 程度）の鋼床版で，面内引張応力により上載荷重を支持する設計思想のもと，骨組部材に囲まれた矩形枠上に敷設し，骨組部材上フランジとリベット等で接合される.
腐食ピット	局部的な侵食が速い腐食形態で，金属が表面から孔状に侵食されたもの.
分担荷重	本研究においては，活荷重に対する，道床バラストにおける荷重分散の結果，各橋梁部材が道床バラストから直接負担する荷重.
平均板厚	本研究においては，対象部材の一定の範囲における多点の板厚測定値を単純に算術平均した板厚.
閉床	鋼鉄道橋において，床版を有する形式で，鋼やコンクリートの床版上にバラストを敷設した有道床式，床版に直接レールを定着したスラブ軌道式がある．バックルプレート桁は鋼（バックルプレート）を床版とした有道床式に分類される.
辺	本研究においては，バックルプレートの端部で，あるひとつの骨組部材に支持されたライン．ひとつのバックルプレートには 4 つの辺がある.
変状	構造物があるべき健全な状態から性能が低下している状態．バックルプレート桁においては，取付け部に沿ったき裂や漏水，上面の腐食など.
編成	複数の鉄道車両を組成した列車．8 両編成は，8 両の鉄道車両から成る列車を指す.
補修	耐荷性能を供用開始時に保有していた程度まで回復させるための行為.
骨組部材	本研究においては，バックルプレートを支持する橋梁部材で，上路形式では主桁および横支材，下路形式では縦桁，横桁および中間支材を総称する部材として用いた.

4 辺き裂（破断）	バックルプレートの 4 辺全てにき裂が生じ，バックルプレートと骨組部材との縁が完全に切れた状態．
ライフサイクルコスト	本研究においては，ある線区の企画，設計，建設，施工，維持管理，廃止までにかかる費用の総額．この費用には，補償費，機能支障に伴う損害費等の間接費用も含まれる．
リブ付きの鋼床版	床版の一種で，縦方向および横方向にリブで補強した鋼板を用いた床版．リブ付きの鋼床版には，一般に床版としての機能と主桁の上フランジとしての機能の両方を兼ねさせる．
両	鉄道車両の単位．
輪荷重	1 レールに作用する活荷重で，本研究においては，1 車輪分の列車荷重と衝撃荷重を考慮．
輪軸	車輪と車軸（一対の車輪を連結する軸）を組み立てたもので，台車内に収められる．

第1章　序論

1.1　研究の背景

1.1.1　既設鋼鉄道橋を取巻く環境と課題

1874 年に開通した神戸・大阪間の鉄道工事において，武庫川，下神崎川，下十三川の 3 橋梁に，わが国初の鉄製鉄道橋（錬鉄製ポニートラス，径間 70 ft）が採用された[1]．その後，日本の鉄道網の多くは明治から昭和の戦前にかけて整備されたが，そこで架設された橋梁の多くは，大量の桁をより早く簡単に架設することを目的とした，標準設計化された鋼橋であった[2]．これらは現在も供用中のものが多く，鋼鉄道橋の経年分布をみると，1920 年代前後の架設，すなわち経年 90～100 年前後の橋梁が最も多いのが特徴である[3]．

今後，わが国では人口減少と少子高齢化が急速に進展し，ますます財政事情が厳しくなることが予想される中，前述の高経年の鋼鉄道橋をはじめ，膨大な社会資本を長寿命化，すなわち長期にわたり健全に維持していくことは社会的に重要な課題となっている．この課題への具体策として，維持管理の低コスト化や，低負荷化，措置が必要な橋梁の優先順位付けを図ることは必須といえる．また，安全性の確保の観点からは，長寿命化の限界を見極め，適切な時期に社会資本の更新や廃止などを判断する必要がある．一方で，高経年の鋼鉄道橋の中には，変状が多く発生している橋梁や，検査や補修などの維持管理が困難でその残存耐用期間の評価が困難な構造の橋梁が含まれている．支間 10 m 程度以下の短い桁であれば，比較的容易に桁を取替えることができ，その方が線区全体の残存供用期間が十分長いと考えられる場合，ライフサイクルコストの低減につながることがある．しかし，支間 10 m を超える中規模以上の鋼鉄道橋を取替えるためには長期間の列車運休などを伴い，経済性や社会的影響などからその実施が困難な場合が多く，上記のような維持管理が困難であるという課題を抱えながらも長寿命化を図ることが求められる．

既設鋼橋の長寿命化を図る上で，経年劣化の二大要因である腐食と疲労の問題に取組むことが命題といえる．具体的には，第一に，既設鋼橋においてこれらが弱点であることを認識しつつ，構造形式ごとに発生しやすい変状の特徴やその原因とメカニズムを理解する必要がある．第二に，変状の進展が構造全体の耐荷性状に与える影響を把握する必要がある．これらによって，検査や補修の優先順位付けができ，維持管理の低コスト化，低負荷化につながると考えられる．第三に，これまで各種の補修対策による長寿命化が実施されているが,これらが構造物の残存耐用期間にもたらす効果については未解明な部分が多く，その評価技術が求められている[4]．なお，長寿命化の効果を確認する上で，補修後の検査が容易な補修方法であることが重要である．これらにより既設鋼橋の長寿命化の限界を見極めることは，近い将来必ず取組むべき課題である，世の中のニーズに照らした線区全体の残存供用期間の明確化や更新計画の立案等を行う上で有用であると考えられる．

本研究で対象とするバックルプレート（以下，BP）式鋼鉄道橋は，次節で述べるとおり，経年 90 年程度のものが大半を占め，腐食や疲労によると考えられる変状が確認できているものの桁取替が困難な橋梁である．一方で，変状の原因や，その進展が構造全体に与える影響が未解明であること，一部検査が困難な部位があること，効果的な補修方法や残存耐用期間の評価方法が確立されていないことといった，まさに維持管理が困難な橋梁であり，他の構造形式に比して，優先的にその長寿命化に向けた検討を行うべき橋梁といえる．

1.1.2　バックルプレート式鋼鉄道橋の歴史と現状

わが国において明治～昭和初期に架設され，現在も供用されている鋼鉄道橋の多くは，主桁や縦桁の上にまくらぎとレールを敷設した開床式橋梁である．一方，都市部の道路上空などに架かる鋼鉄道橋では古くから，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ている[5]．本研究の対象である BP 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る．

わが国の BP 式鋼鉄道橋で最も古くに架設されたものは，1896（明治 29）年の常磐線の南千住架道橋[6),7)]で，次いで 1904（明治 37）年～1912（明治 45）年における甲武鉄道（現在の中央本線の一部）の飯田町・万世橋間（現在の神田・飯田橋間）[8)]や，**図 1.1** に示す 1907（明治 40）年～1909（明治 42）年における東京市街線の建設工事（現在の浜松町・有楽町間）[1),9)]で架設されたものとされる．西日本旅客鉄道株式会社（以下，JR 西日本）管内においては，最も古い架設年が 1925（大正 14）年で，現在約 450 連が供用されているうちの約 8 割が 1925（大正 14）年～1939（昭和 14）年に集中的に架設されたものであり，これらは架設から約 1 世紀を迎えようとしている状況である．

図 1.1　東京市街線建設工事における BP 式鋼鉄道橋の架設状況 [9)]

BP 式鋼鉄道橋では，**1.1.4** で後述するとおり変状が発生しているものがある．しかし，その多くが上記の架設理由から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にあることを考慮すると，これらの措置として桁取替などの大規模な工事は困難であり，変状が発生した BP に対する補修工事により，可能な限り桁の長寿命化を図っていくことが現実的と考えられる．

1.1.3　バックルプレート式鋼鉄道橋の構造的特徴

BP 式鋼鉄道橋は，構造形式では床版に BP を用いた有道床プレートガーダー橋（以下，BP 桁）に分類され[10]，また，BP 桁は**図 1.2** のように上路形式と下路形式に大別される．BP は，鋼板を型でプレスしてつばのある皿形状とした鋼床版[11),12)]であり，板厚が 7 mm 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（以下，これらの BP を支持する部材を骨組部材と称する）に囲まれた 1.1～1.7 m 程度の矩形枠上に敷設され，つば部分に穿孔し，それらの上フランジとリベット接合される．

BP は，1957 年に開発[13)]されて現在も新設橋梁で多く採用されるリブ付きの鋼床版とは異なり，主桁作用を負担することは想定せず，二方向の 2 ヒンジリブアーチ構造[14)]と仮定して，面内引張応力により軌道重量と列車荷重を支持する思想のもと設計されてきた[15),16),17),18)]．なお，BP に生じる面内引張応力の設計値は，一般的に**図 1.3** に示す方法で算定される[15)]．ここで，軌道重量だけでなく列車荷重についても道床バラストでの分散を考慮し，たとえば E 荷重[19)]の場合，**図 1.3** に示す等分布荷重 w_{BP} が BP に作用すると考えている．

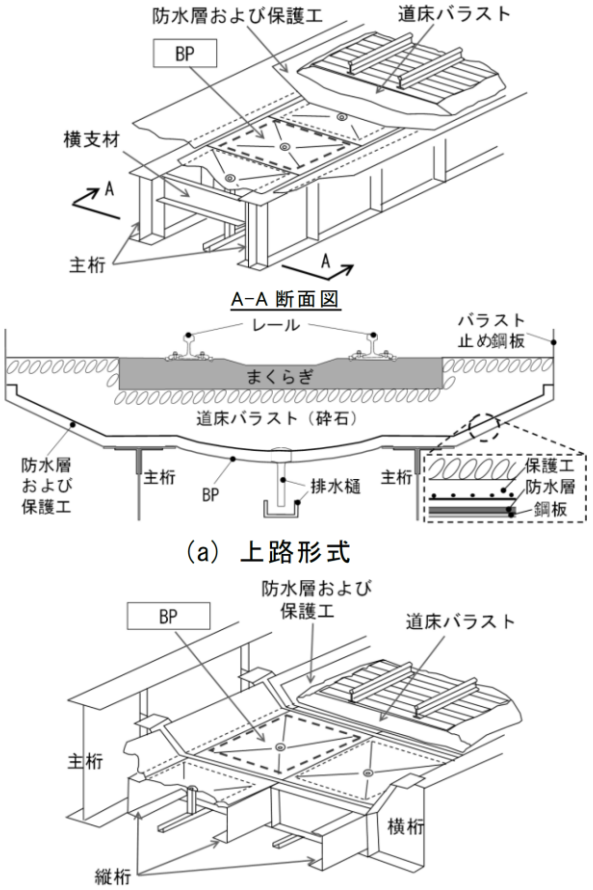
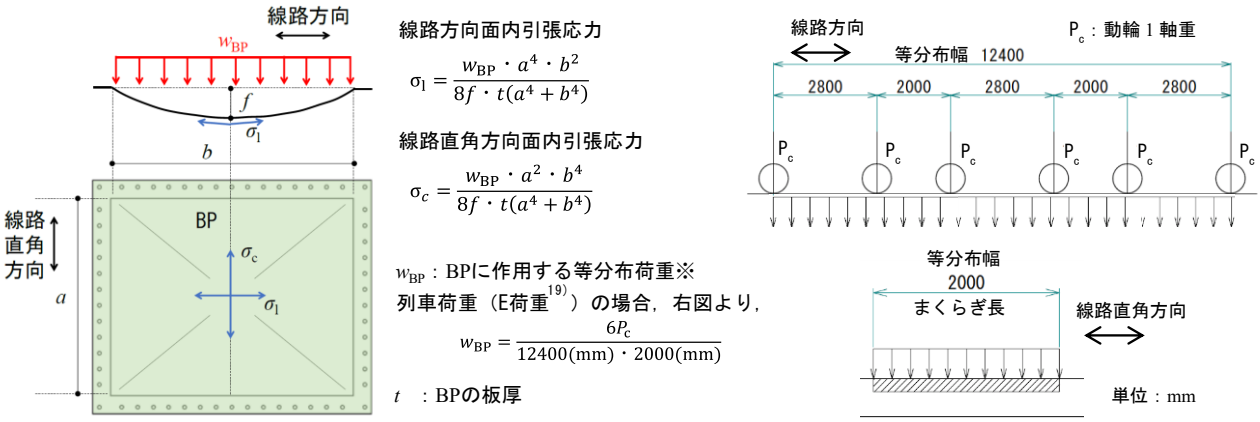


図 1.2　BP 桁の構造概要



※本図では，列車荷重の場合の等分布荷重を示しているが，応力の算定にあたり死荷重分の等分布荷重も考慮する必要がある．

図 1.3　列車荷重により BP に生じる設計上の面内引張応力の算定方法[15)]

BP 上面には**図 1.2(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，および防水層の保護を目的とした厚さ 50 mm 程度の鉄網入りのモルタル[20),21)]（以下，保護工）を設置し，その上に道床バラスト（砕石），まくらぎ，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 21)以前に出版されている文献 5)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．

1.1.4　バックルプレート桁の変状とこれまでの対策の課題

BP 桁では**図 1.4** のように，BP の骨組部材との取付け部においてき裂が発生することがある[22),23)]．このき裂は少なくとも 1960 年代前半頃から確認されており[24),25)]，架設後 50 年程度以内の段階で発生する可能性があるといえる．このき裂の進展により，BP が脱落するなど，その床版としての耐荷性能が損なわれる懸念があることから，**図 1.5** のように 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，従来下支え）が示されている[22)]．なお，き裂の進展が BP の耐荷性状に与える影響が未解明なことから，BP のき裂に対する健全度[26)]の判定基準，つまりは対策を講ずべきと判断する基準は明確に定まっていない．

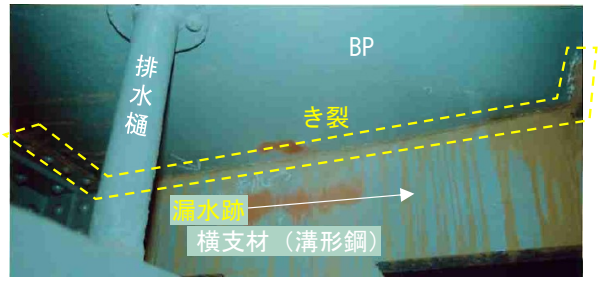


図 1.4　BP 桁の変状事例（上路形式）

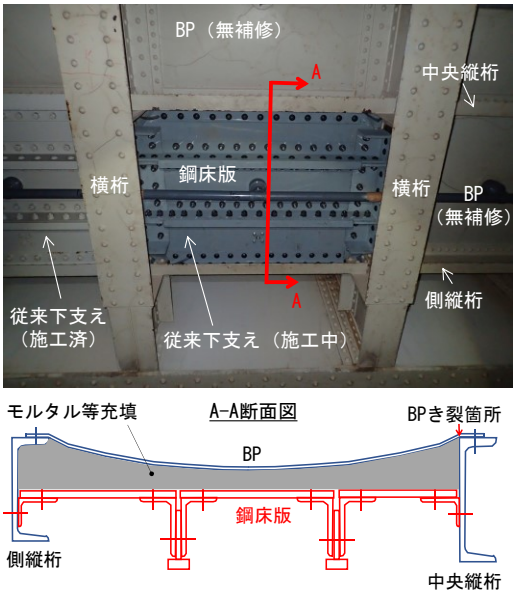


図 1.5　従来下支えの適用事例（下路形式）

従来下支えは，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修方法であり，床版として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[27)]．また，BP のき裂が進展する可能性があるが[23)]，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．長寿命化のためには，対象橋梁の状態を正確に把握し，必要な対策を適切な時期に実施する必要がある[28)]が，従来下支えでは上記の課題から，さらなる対策を講ずべき時期の判断が容易ではないと想定される．

近年は，BP の取付け部におけるき裂の対策として，道床を撤去した後，**図 1.6** のように既設の主桁や横桁に支点を設け，新桁を架設する工法[29)]（以下，桁式工法）が採用されることがある．桁式工法は，鉄道クレーン[30)]などを用いることで通常の施工間合いで BP

に荷重を直接伝えない構造形式に改めることができ，桁の大規模改築の手段として有効と考えられる．しかし，BP 単位の補修に比べて非常に大がかりな工事であり，施工性や経済性の観点から，1 連あたりの変状が発生した BP が多い場合[31),32)]などを除いては BP 単位での補修工事を行う方が現実的と考えられる．

BP 式の鋼道路橋においては，これまでに BP の腐食に伴い，新規製作した BP と取替えた事例がある[33),34),35),36),37),38)]．また，ドイツの BP 式鋼鉄道橋においても，同様に BP を取替える大規模改築工事が行われた事例がある[39)]．これらの工事はいずれも，歴史的鋼橋の保全の観点から従来下支えのような補修ではなく，オリジナルの床版形式である BP を取替えたものであるが，長期間の車両通行規制を伴って，あるいは橋梁の移設工事の機会に行ったものであるため，1.1.2 で示したような厳しい架設環境下において，列車の運転休止を伴わずに同様の対策を行うことは極めて困難であると考えられる．

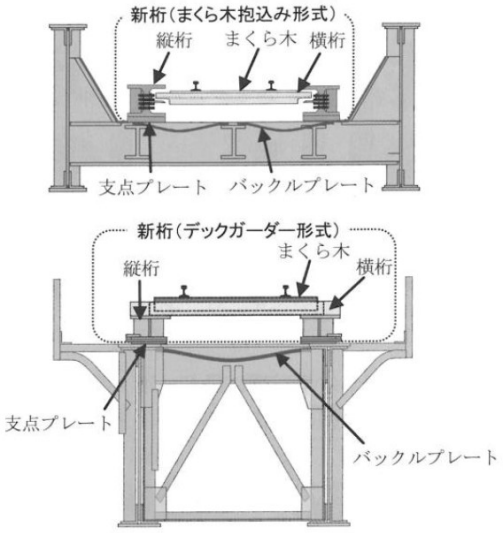


図 1.6　桁式工法断面図[29)]

1.1.5　課題の解決方針および既往の研究

1.1.4 で述べた BP の取付け部におけるき裂対策の課題がある中で，BP 桁のさらなる長寿命化を図るためには，従来下支えよりも合理的な対策を確立し，補修工事自体の施工性や経済性を向上させるとともに，補修後における定量的な検査，およびそれに基づく適切な維持管理が行える状態にする必要がある．上記の合理的な対策として，例えば，BP の床版としての耐荷性能を最大限活かした従来下支えよりも簡易な補修構造による対策，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有効であると考えられる．

従来下支えよりも簡易な補修構造による対策の確立にあたっては，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ることや，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．また，き裂の進展による BP の耐荷性状への影響を把握することで，どの程度構造を簡易にできるかや，どの程度のき裂の進展まで無補修で許容できるかを見極める必要がある．さらに，考案した補修構造を適用した BP の耐荷性，耐疲労性を検証することで，その補修構造がどの程度の長寿命化に寄与するのかを見極めるとともに，その施工性と実橋での適用性を検証する必要がある．

BP 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 250 mm 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[40),41),42),43),44)]．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 単体で床版としての耐荷性を満足することが求められるが，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 桁を対象とした実橋測定や有限要素解析（以下，FE 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所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[23),45),46)]．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[47)]．しかし，その発生応力は 70～100 N/mm^2 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．西村[25)]は，腐食による断面減少がき裂の発生を助長していると指摘しているが，それを定量的に示すには至っていない．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 1.4** 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，これまでに上記の各種性状は十分に解明されていない．

1.2　研究の目的

本研究では，BP の取付け部におけるき裂に対し，従来下支えよりも合理的な対策を確立し，それを軸とした，BP 桁のさらなる長寿命化を図るための維持管理方法を提案することを目的とした．

本研究の検討フローを**図 1.7** に示す．主として，以下の 4 つの項目について明らかにした．

① 変状の性状および原因の究明
従来下支えよりも合理的な対策を確立するために，BP のき裂の発生性状と原因を究明し，また BP の部位別でのき裂の発生しやすさを評価した．

② き裂を有する BP の耐荷性状の把握
新たな対策の確立において従来下支えよりどの程度構造を簡易にできるかや，健全度[26)]の判定においてどの程度のき裂の進展まで無補修で許容できるかを見極めるために，き裂の進展による BP の耐荷性状への影響を把握した．

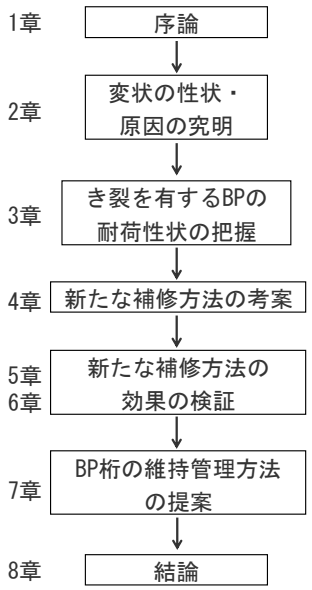


図 1.7　本研究の検討フロー

③ 新たな補修方法の考案とその効果の検証

①および②での検討結果に基づき，従来下支えよりも合理的な対策を考案し，その効果や実橋での適用性を検証した．

④ BP 桁の維持管理方法の提案

③で効果を確認した新たな補修方法を軸とした，BP 桁のさらなる長寿命化を図るための維持管理方法を確立した．

1.3 本論文の構成

本論文は全 8 章からなる．

第 1 章「序論」では，本研究の背景，目的について述べ，本論文の構成を示した．

第 2 章「き裂の原因と部位別の発生傾向に関する研究」では，BP のき裂に対する従来下支えよりも合理的な対策の確立を見据え，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 FE 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もとに，BP のき裂の発生原因，および部位別のき裂の発生しやすさについて考察した．

第 3 章「き裂を有するバックルプレートの耐荷性状に関する研究」では，き裂を有する BP の耐荷性状を明らかにするために，BP 桁を模擬した実大試験体を用いた室内載荷試験，および FE 解析を行った．この研究の意義は以下のとおりである．すなわち，**第 2 章**での研究において，設計に比べて実際の BP の分担荷重が小さかったことから，BP のき裂に対して BP の実際の耐荷性状を考慮した簡易な構造による下支えを行うことが有効であるという着想を得たが，これはき裂のない BP に対する知見であり，ある程度き裂が進展した BP の耐荷性状は明らかではなかった．例えば，ある 1 辺の取付け部でき裂が生じた BP では，別の辺の取付け部や取付け部以外の部位で面外曲げ応力が大きくなることなどが考えられるため，どの程度の長さのき裂まで無補修で許容でき，また，どの程度従来下支えより簡易な補修でよいかの判断が困難であった．よって，これらの判断基準を得るために，ある程度き裂が進展した BP の耐荷性状を明らかにした．

第 4 章「新たな補修方法の考案」では，**第 2 章**および**第 3 章**の知見をもとに，BP のき裂に対する従来下支えよりも合理的な補修方法として，BP の下面からの補修方法と上面からの補修方法の 2 つを考案した．上面からの補修方法は，**第 2 章**での研究の結果，BP のき裂の根本的な原因が BP 上面の腐食にあることがわかったことから考案したものである．また，下面からの補修方法は，**第 3 章**での研究の結果，道床バラストがある程度の曲げ剛性を有することで，き裂の発生した BP の分担荷重が減少し，周辺の骨組部材の分担荷重が

増加すること，およびこの荷重の再配分によってき裂を有した BP は耐荷性能を大きく損なわないことがわかったことから考案したものである．

第 5 章「簡易下支えの効果の検証」では，**第 4 章**で考案した BP 下面からの補修方法の効果を検証するために，**第 3 章**と同じ実大試験体，およびその一部を模擬した小型試験体を用いた室内載荷試験，ならびに FE 解析を行った．あわせて，実橋の BP に本補修方法を適用し，列車通過時の応力や変形性状から，実橋における適用性を検証した．

第 6 章「上面補修の効果の検証」では，**第 4 章**で考案した上面からの補修方法の効果を検証するにあたり，まず施工性上の課題を解決すべく，使用材料の検討，および**第 3 章**と同じ実大試験体を用いた施工性の検証を行った．また，上記により施工性の検証を行った材料を用いて，実大試験体等を用いた室内載荷試験，および FE 解析を行い，本補修方法の効果を検証した．

第 7 章「バックルプレート式鋼鉄道橋の維持管理方法の提案」では，**第 5 章**および**第 6 章**で効果を確認した新たな補修方法を軸とした, BP 桁のさらなる長寿命化を図るための維持管理方法を提案した．

第 8 章「結論」では，各章で得られた結論を整理し，今後の課題と展望について述べた．

参考文献

1) 久保田敬一：本邦鉄道橋梁ノ沿革ニ就イテ，業務研究資料，第 22 巻第 2 号，pp.23-25，鉄道大臣官房研究所，1934.1.
2) 矢島秀治：鋼鉄道橋の特徴と現状，橋梁と基礎，Vol. 43, No. 8, pp. 14-17, 2009.8.
3) 木村元哉：長期間供用された鋼鉄道橋の防食による長寿命化と維持管理に関する研究，大阪工業大学博士論文，2011.3.
4) 藤野陽三，依田照彦，長井正嗣，山口栄輝，玉越隆史，村越潤，岡本隆，加藤真志，本間宏二，藤井康盛：鋼橋の性能・信頼性向上のためのロードマップの提案，JSSC，No.62，pp.48-53，2006.10.
5) 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.
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ー概説，土木史研究，第 13 号，pp.321-330，1993.6.
7) 守田久盛：鉄道路線変せん史探報 Ⅵ鉄道の生いたちを訪ねて，pp.100-101，吉井書店，1993.8.
8) 贄田秀世，鈴木博人，成嶋健一：バックルプレート桁の歴史と形態的特徴について，土木学会第 54 回年次学術講演会，Ⅳ-255，pp.510-511，1999.9.
9) 小野田滋：絵葉書に見る鉄道施設 65 高架鉄道の開業，日本鉄道施設協会誌，Vol.48，No.7，p.19，2012.7.

10) 鉄道技術発達史（復刻版），第 2 編，第 5 章，第 2 節（鋼構造物），pp.1552-1555，クレオ出版，1990.5.
11) 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.
12) 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.
13) 友永和夫：新しい鉄道橋（昭和 33 年度土木学会夏期講習会テキスト），pp.24-26，土木学会，1958.8.
14) たとえば，小西一郎，横尾義貫，成岡昌夫共著：構造力学 第Ⅱ巻，pp. 73-78, 丸善，1963.3.
15) 日本国有鉄道：鋼橋設計内規 9-2A, pp. 73-75, 1972.11.
16) 東京都建設局：隅田川筋橋梁調査報告書（その 2），pp.438-444，1970.
17) 奥田秋夫，綾亀一，猪瀬寧雄（共訳），フリードリッヒ・ブライヒ（原著）：鋼橋の理論と計算（下巻），コロナ社，pp.351-378，1954.9.
18) 三浦七郎：土木シリーズ 高等土木工学 第 9 巻 橋梁工学，pp.224-284，1931.
19) 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.
20) 阿部英彦：鋼鉄道橋の設計と解説，pp. 43-44, 現代社，1968.
21) 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.
22) （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.
23) 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.
24) 西村俊夫：鋼鉄道橋の変状（上），鉄道土木，Vol.5，No.8，pp.33-38，1963.8.
25) 西村俊夫：鋼鉄道橋の変状（下），鉄道土木，Vol.5，No.9，pp.27-30，1963.9.
26) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）鋼・合成構造物，丸善，2007.1.
27) 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.
28) インフラ老朽化対策の推進に関する関係省庁連絡会議：インフラ長寿命化基本計画，2013.11.
29) 関玲子, 相沢文也:バックルプレート桁の変状と対策, 土木施工, Vol.50, No.5, pp.32-37, 2009.5.
30) 守安健太，鈴木裕介：鉄道クレーン車の施工実績と課題について，第41回土木学会関東支部技術研究発表会，Ⅵ-35，2014.
31) 小池健司, 馬場正光:バックルプレート桁改良工事の施工について, SED, No.22, pp.2-7,

2004.5.
32) 岸滋，小柴明弘：都市部におけるバックルプレート桁（BP桁）の維持管理について，土木学会第68回年次学術講演会，Ⅵ-470，pp.939-940，2013.9.
33) 土木学会：鋼構造シリーズ14 歴史的鋼橋の補修・補強マニュアル，pp.74-75，2006.11.
34) 高瀬照久，冨内俊介，山田信幸，田中義則，雲越隆一：蔵前橋のバックルプレート床版の耐久性向上，橋梁と基礎，Vol.50，No.5，pp.35-39，2016.5.
35) 隅田川著名橋の整備・永代橋，橋梁と基礎，Vol.21，No.8，1987.8.
36) 岩崎祐次，江連啓一，大島朋次：四谷見附橋の移設工事，川田技報，Vol.13，pp.41-46，1994.1.
37) 永田礼子：歴史的鋼橋の保全技術に関する研究，早稲田大学理工学部卒業論文，2004.
38) 渡邊剛，五十畑弘：歴史的鋼橋の保全における目視調査の有効性について，日本大学生産工学部第43回学術講演会，pp.1-4，2010.12.
39) Mageba-projektinfomation, Sanierung Hochbahnviadukte U2 Berlin-Fahrbahn (Deutschland), https://www.mageba-group.com/ch/data/docs/de_CH-1996/5366/Refsheet-Hochbahnviadukte-U2-Berlin-ch-de.pdf?v=1.1 （参照2020.1.）
40) 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.
41) 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.
42) 関口幹夫，大石雅登，内山博文：バックルプレート床版の耐荷性能について，土木学会第 67 回年次学術講演会，I-580，pp.1159-1160，2012.9.
43) 古川歩，大野健太郎，宇治公孝，上野敦，関口幹夫，大石雅登：バックルプレート床版の輪荷重走行における AE モニタリングの適用性, 土木学会第 69 回年次学術講演会，V-98，pp.195-196，2014.9.
44) 関口幹夫，大石雅登，内山博文，藤山知加子，真部洋大：バックルプレート床版の積的破壊機構と疲労耐久性に関する実験的検討，都土木技術支援・人材育成センター年報，pp.121-136，2013.
45) 下山貴史，成嶋健一，小柴明弘：バックルプレート桁の変状と原因究明について，土木学会第 55 回年次学術講演会，Ⅳ-297，pp.594-595，2000.9.
46) 四方田博之:バックルプレート桁の改良工法と施工技術, 日本鉄道施設協会誌, Vol.53, No.9，pp.91-95，2015.9.
47) 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.

第2章　き裂の原因と部位別の発生傾向に関する研究

2.1　はじめに

BP のき裂に対する従来下支えよりも合理的な対策の確立を見据え，本章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 FE 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もとに，BP のき裂の発生原因，および部位別のき裂の発生しやすさについて考察した．

2.2　バックルプレート桁の構造諸元およびき裂の発生傾向

2.2.1　調査内容

本節では，図面や検査記録をもとに BP 桁の構造諸元やき裂の発生傾向を調査した．調査対象橋梁は，JR 西日本管内の全 BP 桁（約 450 連）の約 6 割で，いずれも経年 80～95 年程度である．BP 桁は，図 2.1 に示すように上路形式（以下，本章において DG と称する）と下路形式（以下，本章において TG と称する）に大別されるが，調査橋梁の内訳は，DG が約 8 割で 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．

き裂数は，過去に実施した BP 下面からの目視，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することが多く，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，漏水範囲をもと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 2.1(a)に示す BP 中央の排水樋の排水状態も調査した．

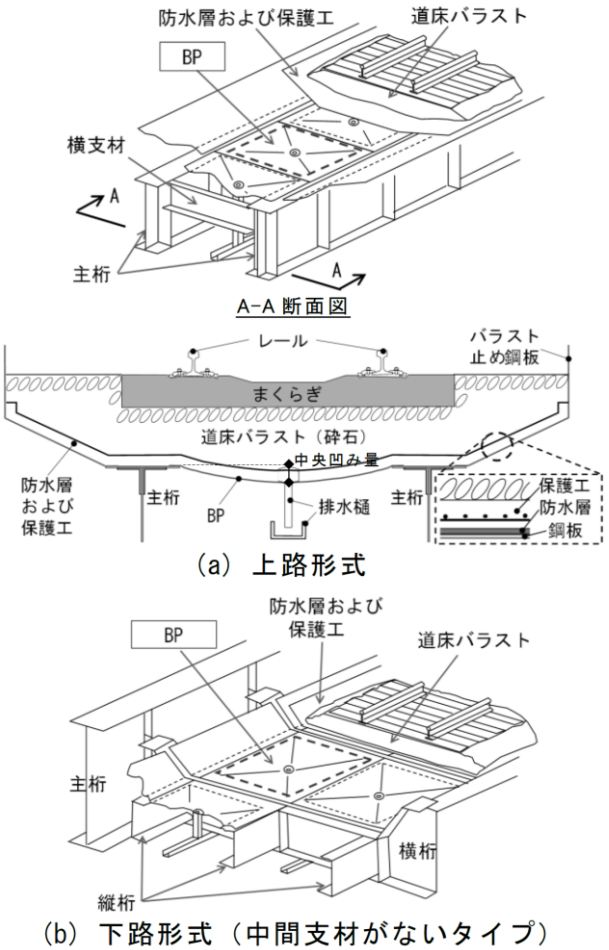


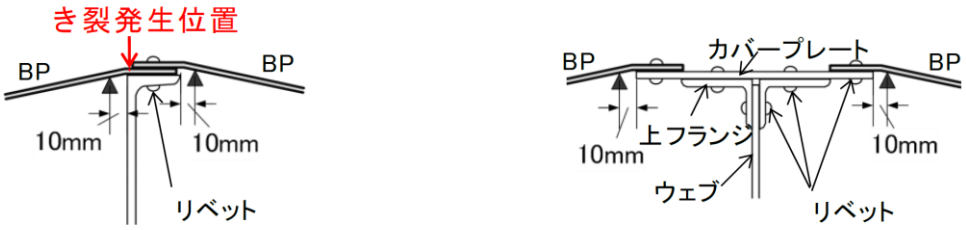
図 2.1　BP 桁の構造概要

2.2.2　構造諸元

（1） DG

DG を対象に構造諸元を調査した．対象 DG は全て，**図 2.1(a)**に示すように，I 形断面の主桁 2 本(高さ 1 m 程度,中心間隔約 1.7～1.8 m)と溝形鋼の横支材 2 本(高さ約 305 mm,中心間隔約 1.3～1.7 m）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 10～30 m とさまざまであるが，BP の寸法は，橋軸方向約 1.3～1.7 m×橋軸直角方向約 1.3～1.7 m，厚さ 6.35 mm（0.25 inch）もしくは 7 mm，中央の凹み量（**図 2.1(a)**参照）76～90 mm で，対象橋梁で大差はない．

BP の取付け部の詳細を**図 2.2** 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 100 mm 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．



※▲は 2.3 で示す応力測定位置

(a) 溝形鋼
（DG の横支材，TG の側縦桁等）

(b) I 形断面の桁
（DG の主桁もしくは TG の横桁）

図 2.2　BP と骨組部材の取付け部詳細

（2） TG

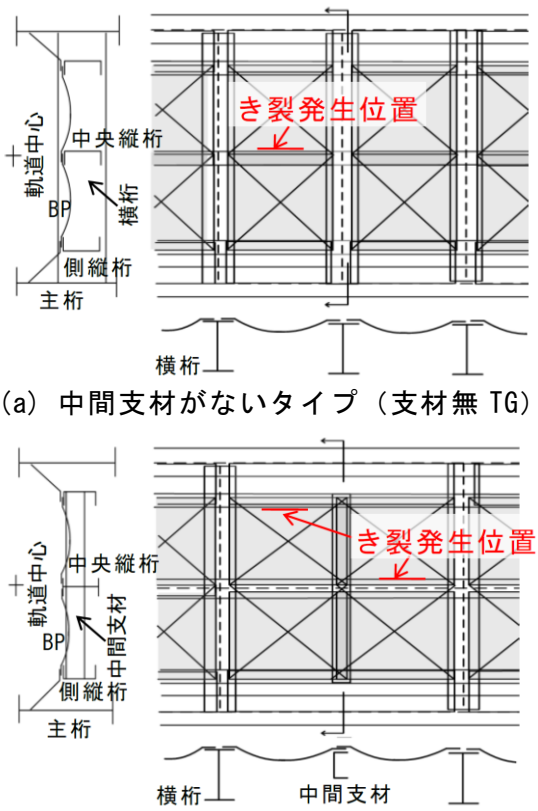
TG を対象に構造諸元を調査した．対象 TG は，骨組部材の構成により 2 タイプがある．一方は**図 2.1 (b)**および**図 2.3 (a)**のように，縦桁 3 本と横桁 2 本からなる骨組部材上に BP を敷設するタイプ（以下，本章において支材無 TG と称する），他方は**図 2.3 (b)**のように，横桁間に縦桁どうしを連結する中間支材を設けたもので，縦桁 3 本，中間支材，および横桁からなる骨組部材上に BP を敷設するタイプ（以下，本章において支材有 TG と称する）である．

横桁は 2 タイプとも I 形断面（高さ約 500～700 mm）で，縦桁は，支材無 TG では 3 本とも溝形鋼（高さ約 230～380 mm），支材有 TG では側縦桁 2 本が溝形鋼（高さ 380 mm），中央縦桁が I 形鋼（高さ 400～450 mm）である．また，支材有 TG の中間支材は溝形鋼（高さ約 250 mm）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 2.2** 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 10～30 m とさまざまであるが，縦桁間隔は約 1.1 m，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 1.3～1.7 m，BP の寸法は，橋軸方向約 1.2～1.5 m×橋軸直角方向約 1.1～1.3 m，厚さ 6.35 mm もしくは 7 mm，中央の凹み量約 90 mm で，上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（1）で示した DG に比べてやや小さい．



(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 2.3 TG の構造概要

2.2.3 き裂の発生傾向

（1） DG

DG では，調査した BP（2230 枚）の 1.7 %（38 枚）でき裂が生じていた．いずれのき裂も，**図 2.2(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 2.4** のように，横支材のウェブ背面側沿いの辺全長にき裂が生じ，主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，これらには従来下支えによる補修を行っている．

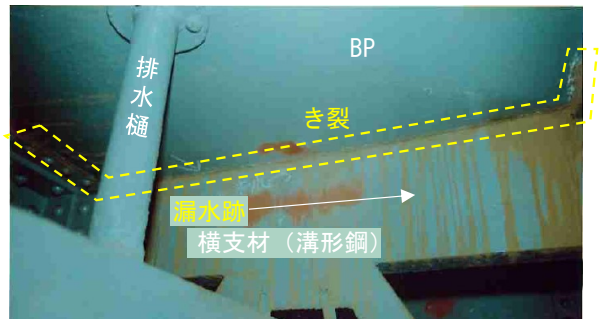


図 2.4 DG におけるき裂発生事例（補修前）

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 2.5 で後述する．

（2） TG

TG では，支材無 TG および支材有 TG において，調査した BP（それぞれ 846 枚，492 枚）のそれぞれ 1.4 %（12 枚）および 0.6 %（3 枚）でき裂が生じていた．支材無 TG では，いずれのき裂も，**図 2.2(a)**，**図 2.3(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 2.3 (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．

2.3　実橋における応力性状

本節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．

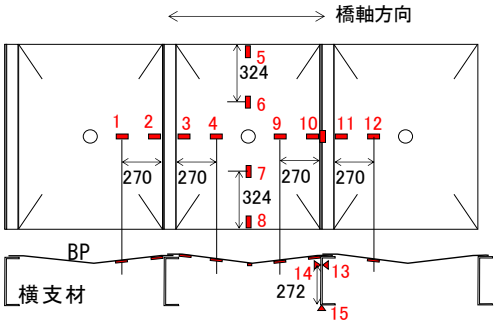
2.3.1　測定内容

表 2.1 に測定対象橋梁を示す．**2.2** で示した調査対象橋梁から DG および TG を 1 橋梁ずつ測定した．TG は 2 タイプのうち，**2.2.3** で示したように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 BP の取付け部にき裂が発生した橋梁から選定した．

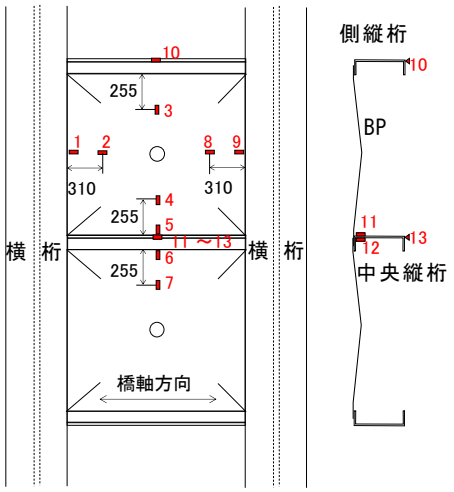
各橋梁の測定位置を**図 2.5** に示す．き裂の発生原因を把握するため，BP 下面からの目視によりき裂や漏水の生じていない BP を選定した．いずれの測定位置にも単軸ひずみゲージ（ゲージ長 5 mm）を BP もしくは骨組部材の表面に貼付け，列車走行時の応力振幅を測定した．**2.2.3** で示したよう

表 2.1　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



(a) A 橋梁（DG）



(b) B 橋梁（支材無 TG）

凡例
:ひずみゲージ(単軸)

※赤色数字は測点番号を表す
（図 2.6～図 2.8 および図 2.11 と対応）

単位 : mm

図 2.5　測定位置図

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（**図 2.2(a)**に示す溝形鋼のウェブ背面縁から 10mm 位置），それ以外の辺の取付け部近傍（**図 2.2(a)**に示す溝形鋼のフランジ縁から 10mm 位置，または**図 2.2(b)**に示す I 形断面の桁カバープレート縁から 10mm 位置），および取付け部から 255～324 mm 離れた部位を一般部と定義し，それぞれ測定した．また，**2.4** で示す FE 解析の妥当性の検証や輪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 上下面を一対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[1)]の影響（通過速度は A 橋梁で 63 km/h，B 橋梁で 83 km/h）を考慮すると，**表 2.2** に示すとおりいずれの橋梁も 1 輪荷重（1 レールに作用する活荷重）が 80 kN 程度と推定される．

表 2.2　実橋測定における輪荷重の推定　　（単位：kN）

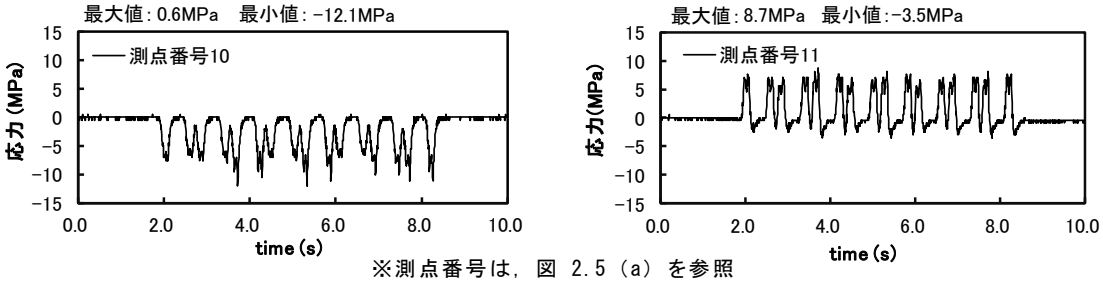
	①車両重量	②旅客※1	③衝撃荷重※2	輪荷重※3
A 橋梁	378.3	43.2	163.5	73.1
B 橋梁	378.3	43.2	193.5	76.9

※1：旅客 1 人を 0.6kN と仮定．
※2：文献 1)に示す算定式（A 橋梁，B 橋梁それぞれの通過列車速度および橋軸方向の BP 寸法を代入）をもとに衝撃係数を算定（A 橋梁で 0.388，B 橋梁で 0.459）し，（①+②）に乗じて求めた．
※3：（①+②+③）を 1 両あたりの車輪数 8 で除して求めた．

2.3.2　測定結果

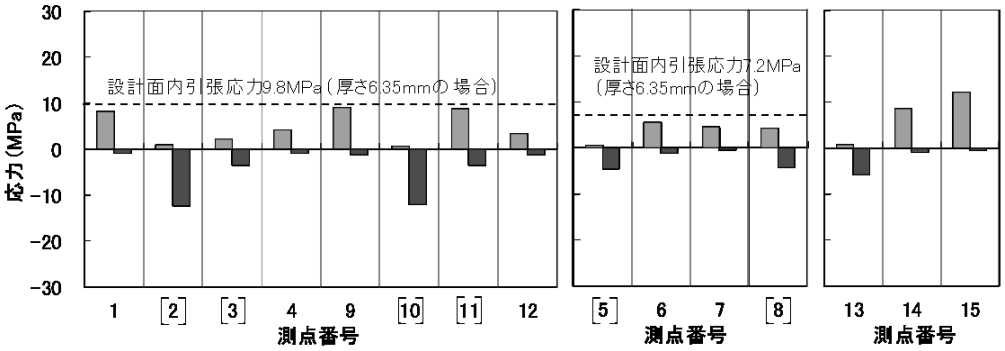
(1)　A 橋梁（DG）

図 2.6 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 輪軸）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返し応力が生じるといえる．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 200 Hz



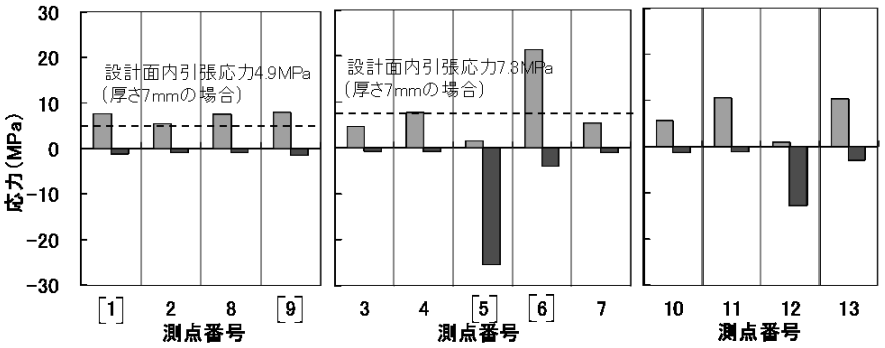
※測点番号は，図 2.5（a）を参照

図 2.6　A 橋梁（DG）の BP の応力波形



※測点番号は図 2.5（a）を参照．[ ]内の数字は取付け部近傍測点を示す．

図 2.7　A 橋梁（DG）の発生応力



※測点番号は，図 2.5（b）を参照．[ ]内の数字は取付け部近傍測点を示す．

図 2.8　B 橋梁（支材無 TG）の発生応力

であり，応力波形にフィルター処理は施していない．

図 2.7 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 2.6** 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 2.7** より，BP の一般部（**図 2.7** 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 2.7** には，BP の初期板厚（6.35 mm）における 1 輪荷重を 80 kN とした場合の設計面内引張応力[2)]（**1 章**の**図 1.3** で示した σ_1 および σ_c）も示しているが，いずれの測点の応力も設計値より小さかった．

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 2.6** および**図 2.7** 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 12.3 MPa（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 2.6** および**図 2.7** 中の測点番号 3，11）では上記の 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 2.7** 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 4 MPa 程度とわずかであった．さらに，横支材ウェブ（**図 2.7** 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．

（2） B 橋梁（TG）

図 2.8 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 2.8** 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 2.8** には，BP の初期板厚（7 mm）における設計面内引張応力 [2]も示しているが，一部の測点で設計値をわずかに超過した．この原因として，2.5.2 で後述するとおり 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，部分的に腐食による減肉が進行していたことから，設計値を超過した測点についても BP の上面が減肉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 2.8** 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 25.4 MPa 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 2.8** 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 2.8** 中の測点番号 1，9）では引張応力が支配的で，その値は上記の BP 一般部と同等であった．さらに，中央縦桁ウェブ（**図 2.8** 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，(1) 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3)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．

2.4　バックルプレート全体の応力性状とその影響因子

本節では 2.3 で把握した実橋の応力性状をもとに，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 FE 解析を行った．

2.4.1　解析内容

(1)　解析の目的および手法

2.3 より，DG および支材無 TG ともに，溝形鋼の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 FE 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．

(2)　解析モデル

解析モデルを**図 2.9** に示す．実橋測定の A 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）

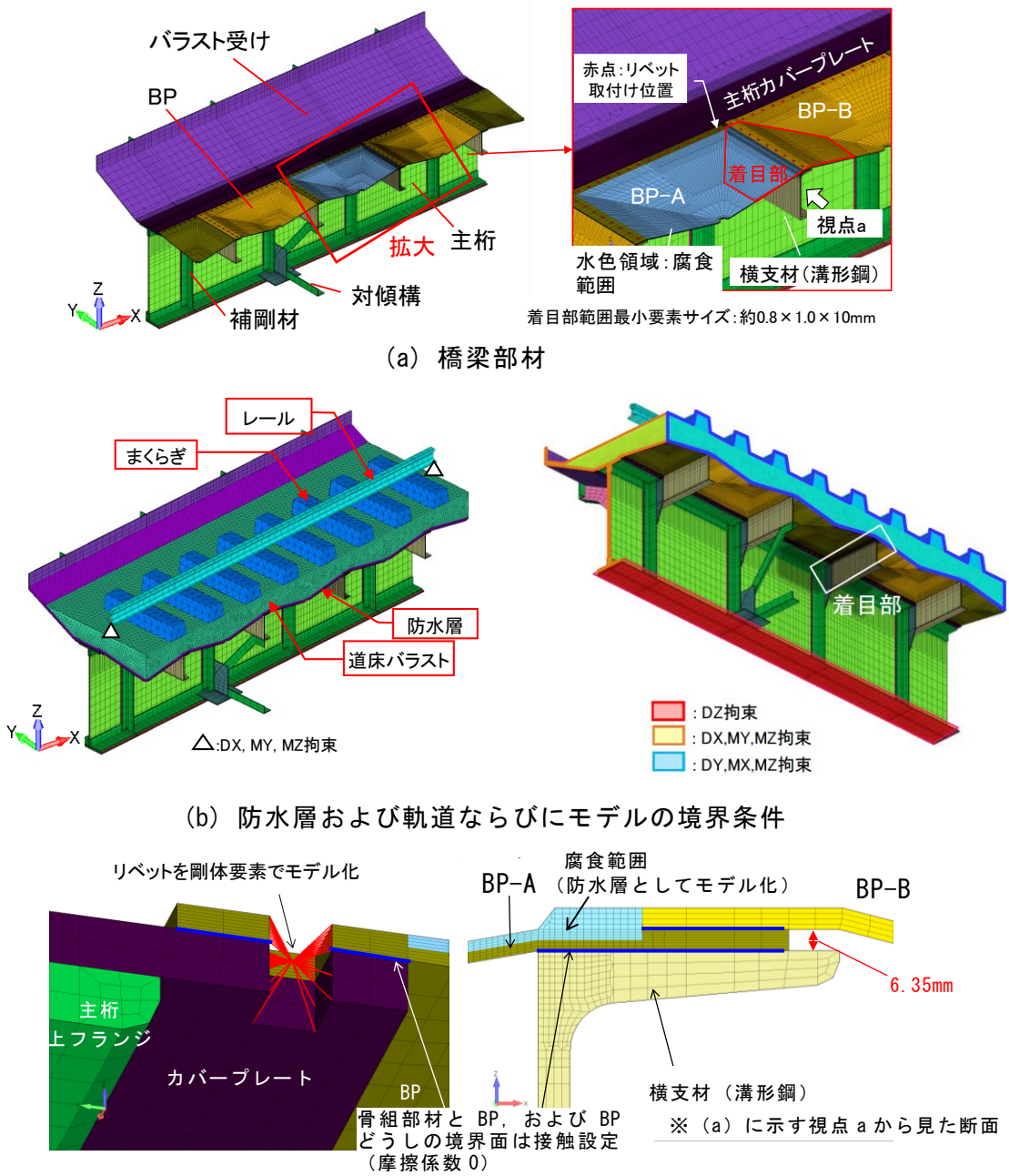


図 2.9 解析モデル

からなる（主要寸法は表 2.1 参照）．図 2.5(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分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 2.9(b)に示す．図 2.9(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 1/2 モデルとし，その面に XZ 面対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 面対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，2.4.3（1）で後述するとおり上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 2.9(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 2.1(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上記の実橋での拘束条件を再現した．

表 2.3 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 2.9(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 2.9(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 10 mm 程度），その他の部位は 50～110 mm 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 2.9(c)**に示すとおり設計板厚 6.35 mm 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，2.4.3（1）で後述するとおり板厚方向の要素分割数について，2 分割，8 分割，および 16 分割した場合を比較した結果，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 分割では応力最大箇所における主応力の絶対値が 2 %程度しか変わらないことを確認している．

表 2.4 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 1)，道床バラストおよびまくらぎは文献4)の値を用いた．なお，本来，バラストは離散体であるが，まくらぎ下面やバラスト下面の圧力分布に対する載荷試験との整合が確認されているヤング係数 100 MPa の連続弾性体でモデル化した[4]．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 600～12000 MPa と大きく異なり[5]，2.3 の実橋測定時の外気温では 1500 MPa 程度と推定された．しかし，2.5 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 2.9(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．

表 2.3　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

表 2.4　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 1)
道床バラスト	100MPa	0.3	文献 4)
まくらぎ(PC)	35GPa	0.17	文献 4)

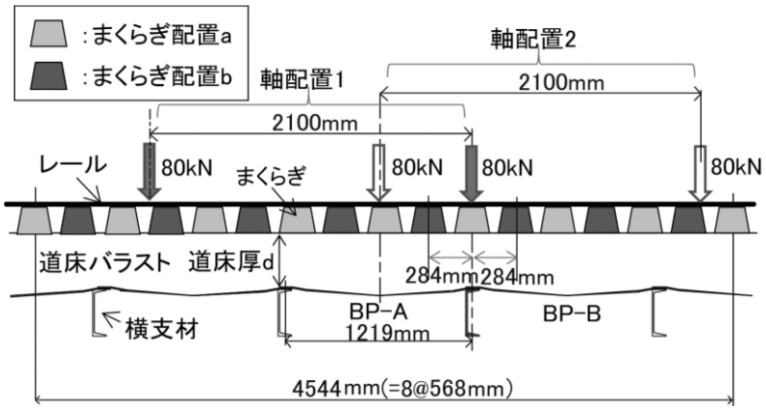


図 2.10　載荷位置，まくらぎ位置，および道床厚のイメージ

表 2.5　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			1
3	道床厚	a	150		1
4-1	BP板厚		250	6.35	1
4-2					2

※1・※4：図 2.10 に示すまくらぎ配置・軸配置
※2：図 2.10 中の寸法 d の値
※3：図 2.9(c)に示す BP-A の板厚（BP-B との重なり部を除く）

荷重は，図 2.10 のように実橋測定の対象列車と同じ軸配置で 2 輪軸分をレール上に鉛直載荷した．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[1)]を考慮し，160 kN（1 レールあたり 80 kN）とした．

(3) 解析ケース

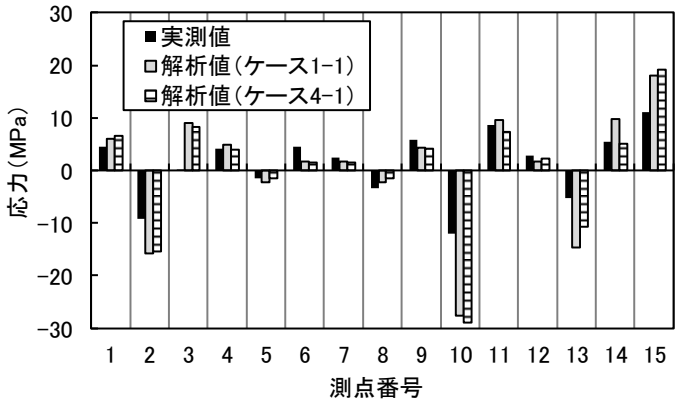
解析ケースを表 2.5 に示す．一般的に道床バラストを有する橋梁の設計では，まくらぎに作用する列車荷重の道床バラスト内での分散を考慮し，1 章の図 1.3 で示したように等分布荷重が床版に作用すると考える[2),6),7)]．しかし，骨組部材に比べて曲げ剛性の小さい BP のような床版では，まくらぎ位置や道床厚によって道床の荷重分散性状が異なり，BP の応力性状も異なる可能性がある．また，BP の板厚によって BP の応力性状は異なると考えられる．したがって，まくらぎ位置，道床厚，および BP の板厚をパラメータとした．なお，横支材の剛性も BP の応力性状に大きな影響を与えると考えられるが，2.2 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付け方も一様であることから，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[8)]の最大値 250 mm，および同最小値 150 mm とした．BP の板厚は，設計板厚 6.35 mm，およびその半分の 3.175 mm とした．板厚 3.175 mm は，2.5 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 2.9(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 2.10** に示す 2 とおりの載荷位置で解析を行った．

2.4.2　解析モデルの妥当性の検証

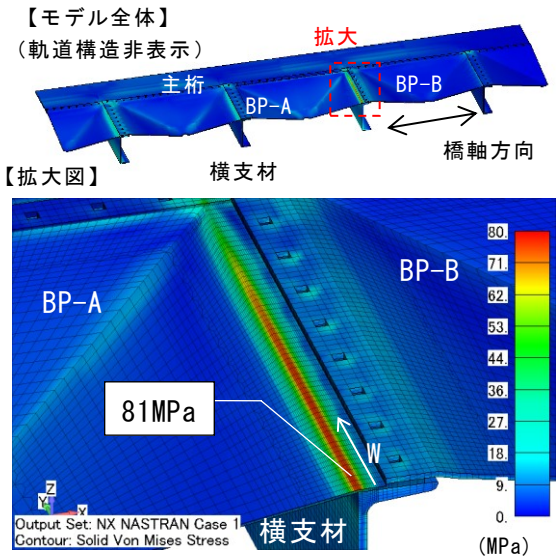
図 2.11 に，A 橋梁（DG）の実橋測定位置別の応力に対する実測値と解析値（ケース 1-1 および 4-1）を示す．**図 2.11** は，実測値，解析値とも，着目部である**図 2.5(a)**の測点 10 の応力が最大になる軸配置（**図 2.10** の軸配置 1）での比較を行ったものである．なお，実測において軸配置を正確に把握することは困難であるため，着目部の BP を支持する横支材の下フランジ下面（**図 2.5(a)**の測点 15）の公称応力が最大となる時点を**図 2.10** の軸配置 1 の状態と推定した．**図 2.11** の実測値は上記の時点の各測点の応力を測定波形から抽出したものである．



※測点番号は，図 2.5（a）を参照
※解析値は，実測箇所を包含する要素の表面節点応力の最大値を抽出

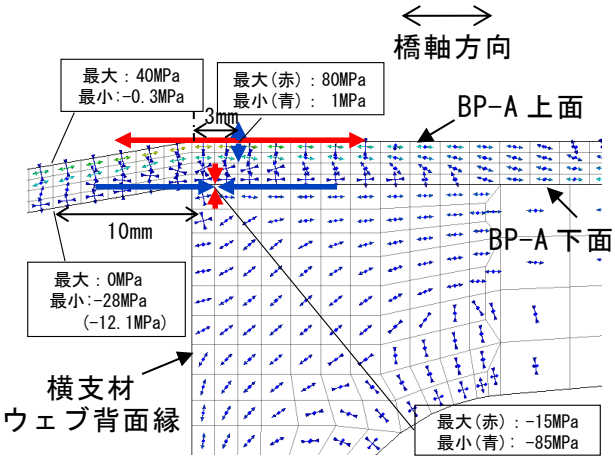
図 2.11　実橋測定と FE 解析値の比較

図 2.11 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，2.4.1（2）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 2.2(a)** に示すように横支材のウェブ背面縁から 10 mm 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，2.4.3（1）で後述するとおり，上記の面取り加工を再現した試解析において，測点 10 の解析値が約 33%減少し，実測値との乖離がわずかになることを確認している．



※応力値は着目要素に属する節点の応力の最大値

図 2.12　BP のミーゼス応力コンター（ケース 1-1）



※図 2.12 における最大応力発生要素を含む橋軸方向断面（図 2.12 の W=31mm）

※応力値は着目要素に属する節点の応力の最大値，（　）内の値は実測値

図 2.13　最大主応力および最小主応力ベクトル（ケース 1-1）

以上のような実測値と解析値にやや乖離があるものの，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 2.11 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 2.4.3（3）で後述する．

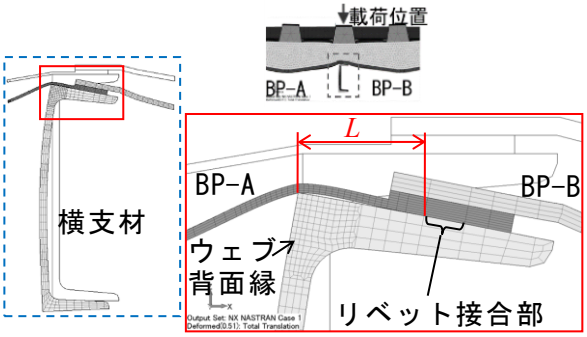
2.4.3　解析結果

（1）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 2.12 に，同主応力ベクトル図を図 2.13 に，同変形図を図 2.14 に，BP の面外曲げ応力および面内応力の分布を図 2.15 に，また道床バラストのミーゼス応力コンターを図 2.16 に示す．図 2.15 には，図 2.9(b)に示した主桁支持条件の場合に加えて，参考として主桁両端部をピン支持した条件における分布も示した．

図 2.12 および図 2.15 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 2.13 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いえる．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 3 mm 入り込んだ箇所に生じた．

上記の面外曲げ応力は，**図 2.14** に示すように，BP-A が 4 辺を固定した膜の機能により，膜中心に向かって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傾くことで，BP-A が溝形鋼のウェブ背面縁で上に凸型に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 のしぼむ変形に溝形鋼の上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 2.15**(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．



※変形倍率 100 倍

図 2.14　変形図（ケース 1-1）

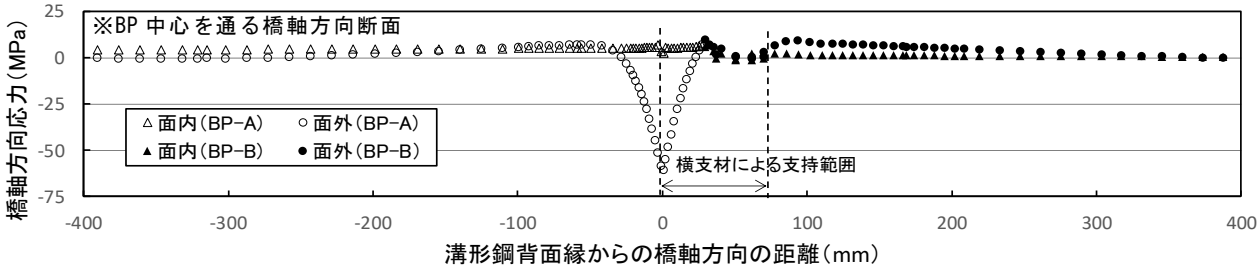
図 2.15 より，BP-A の面内応力は BP 全幅で概ね一定値で橋軸方向で 4～6 MPa 程度，橋軸直角方向で 1～2 MPa 程度であり，文献 2)に基づく設計面内引張応力（橋軸方向 19.6 MPa，橋軸直角方向 14.4 MPa）に対して十分小さい．これは**図 2.16** に示すように，まくらぎからの荷重がバラストを介して，剛性の大きい横支材や主桁に偏って直接伝達し，BP の負荷が小さくなったためと考えられる．なお，**図 2.15**(a)と**図 2.15**(c)，および**図 2.15**(b)と**図 2.15**(d)を比較してわかるように，BP 中心を通る橋軸方向断面および橋軸直角方向断面の応力分布は，いずれも主桁の支持条件を変えてもほぼ同様であった．この結果は，BP が主桁作用をほとんど負担しないことを示しているといえる．

なお，**表 2.6** に BP-A の板厚方向の要素分割数の違いによる BP-A 取付け部の主応力の比較を示す．**表 2.6** より，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 分割では応力最大箇所における主応力の絶対値が 2 %程度しか変わらないことがわかる．また，**図 2.17** に横支材のウェブ背面縁とフランジ上面の交差角部の面取り加工の有無による，BP-A 下面の橋軸方向応力分布の比較を示す．**図 2.17** より，**図 2.5**(a)に示した測点 10 位置では，3 mm の面取りにより -27 MPa から -18 MPa へと圧縮応力が減少することがわかる．

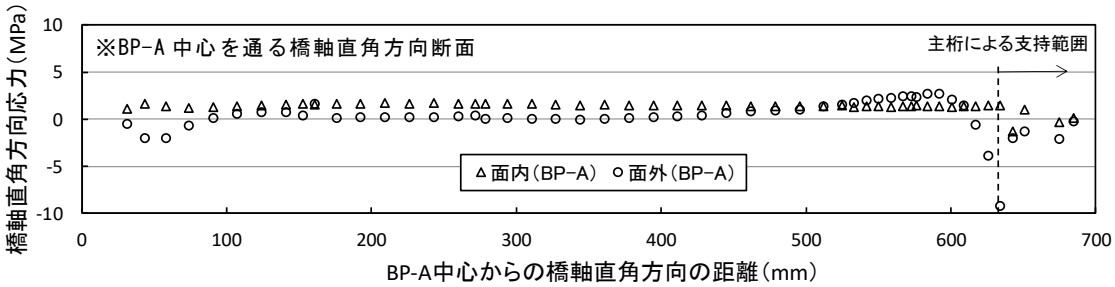
表 2.6　BP-A の板厚方向要素分割数の違いによる BP-A 取付け部主応力の比較（ケース 1-1）

	主応力（MPa）	
	上面	下面
2 分割	11.0	-18.0
8 分割	79.8	-85.1
16 分割	80.3	-86.9

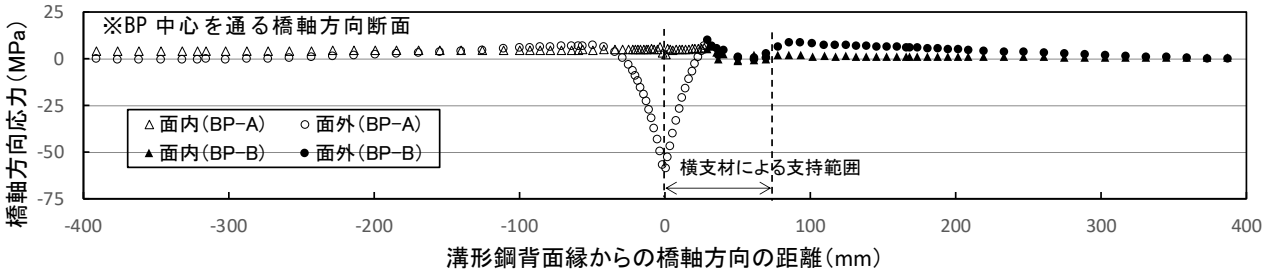
※表中の主応力は，各分割ケースとも，図 2.13 で示した上下面で主応力の絶対値が最大となる位置の節点応力（上面は最大主応力，下面は最小主応力）を示したものである．



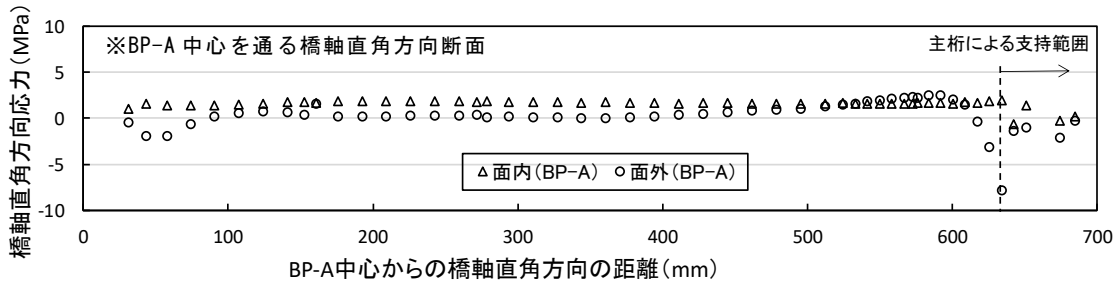
(a) 橋軸方向（図 2.9(b)に示した主桁支持条件）



(b) 橋軸直角方向（図 2.9(b)に示した主桁支持条件）



(c) 橋軸方向（主桁両端部をピン支持した条件）



(d) 橋軸直角方向（主桁両端部をピン支持した条件）

※断面各位置の BP の上下表面要素の要素平均応力をもとに，各位置の面内・面外曲げ応力を算出.
※BP を下方に凸に曲げる面外曲げ応力を正とする.

図 2.15　BP の面外曲げ応力および面内応力の分布（ケース 1-1）

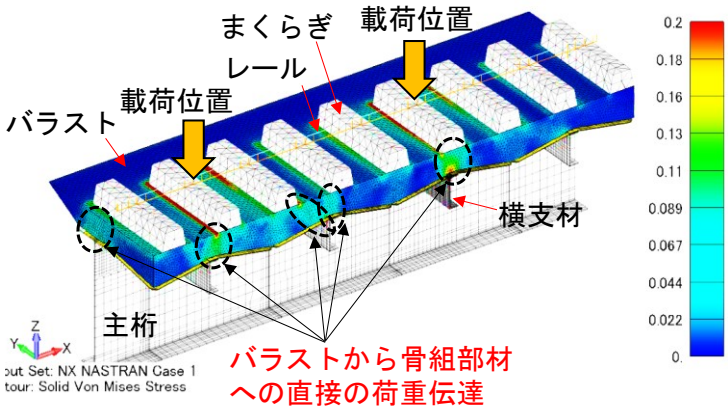


図 2.16　道床のミーゼス応力コンター（ケース 1-1）

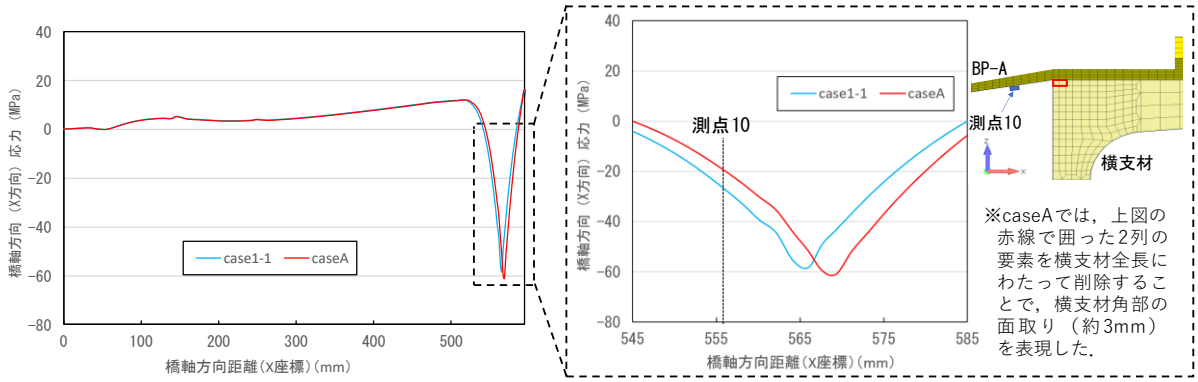


図 2.17　横支材角部の面取り有無による BP-A 下面の橋軸方向応力分布の比較（ケース 1-1）

（2） まくらぎ位置および道床厚の影響

表 2.7 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 2.13 で示した上下表面節点）であったため，表 2.7 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 2.7　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

表 2.7 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[8] 150 mm 以上において）によって BP の応力性状はほとんど変わらないことがわかる．これは，図 2.16 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．

(3) バックルプレート板厚の影響

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 2.18** に，また同主応力ベクトル図を**図 2.19** 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 2.12** 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 2.13** および**図 2.19**）を比較した．**図 2.13** および**図 2.19** 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，(1) 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，実際は上記のとおり 1.5 倍程度の差であった．

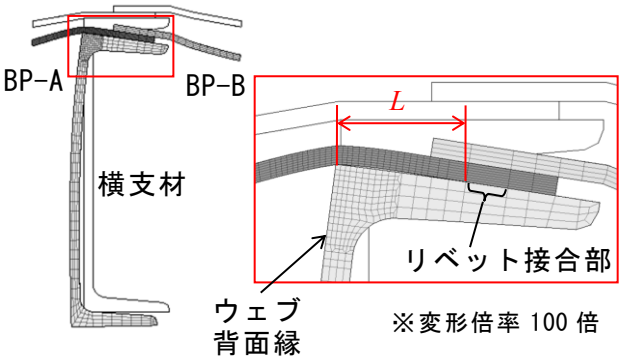


図 2.18　変形図（ケース 4-1）

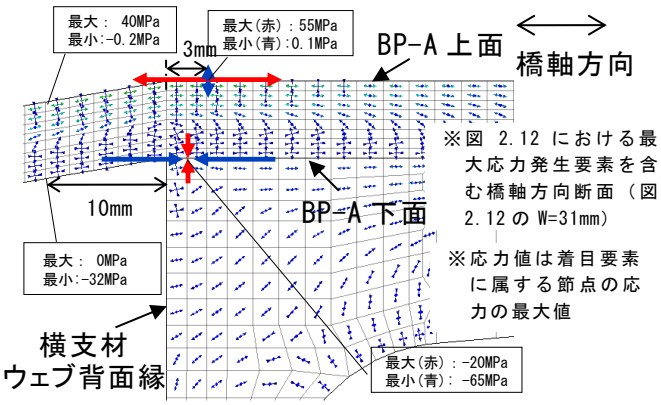


図 2.19　最大主応力および最小主応力ベクトル（ケース 4-1）

図 2.14 および**図 2.18** の変形図を比較すると，溝形鋼および BP とも同様の変形性状であるが，ケース 1-1（**図 2.14**）では，溝形鋼ウェブ背面縁～リベット接合部縁の 2 点間（**図 2.14** 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 2.18**）では反りがほとんど生じていない．この変形性状の違いは，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，上記の反りが 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分布を**図 2.20** に示す．図より，両ケースとも溝形鋼ウェブ背面縁から 100 mm 程度の範囲を除いて，面外曲げ応力がほとんど生じず，概ね一定の面内引張応力が生じた．なお，溝形鋼ウェブ背面縁から 100 mm 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．**2.4.2** の**図 2.11** で示したウェブ背面縁から 10 mm 位置にある測点 10 の

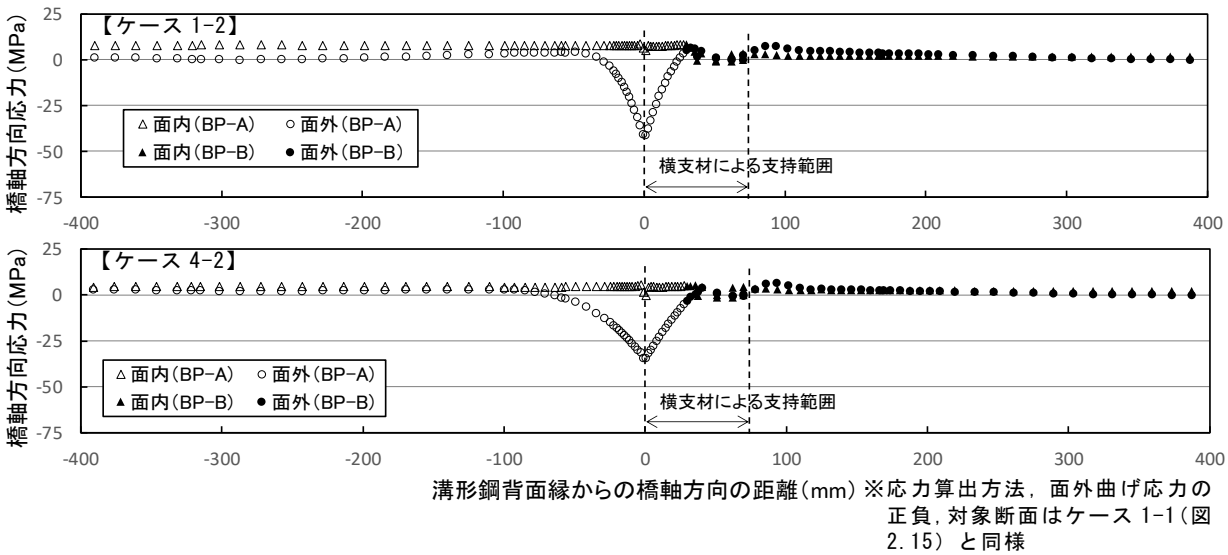


図 2.20　BP の橋軸方向面外曲げ応力および面内応力の分布（ケース 1-2 および 4-2）

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 2.15(a)と図 2.20 のケース 1-2 の比較から，載荷位置によらず同様の応力性状を示した．面内引張応力は，ケース 1-2 で約 8 MPa，ケース 4-2 で約 5 MPa 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 2.8　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 [2]
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

表 2.8 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，等分布荷重が作用すると考えた設計値 [2]（1 章の図 1.3 における $w_{BP}\times a\times b$ に相当する値）に比べていずれも半分以下である．これは，図 2.16 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．

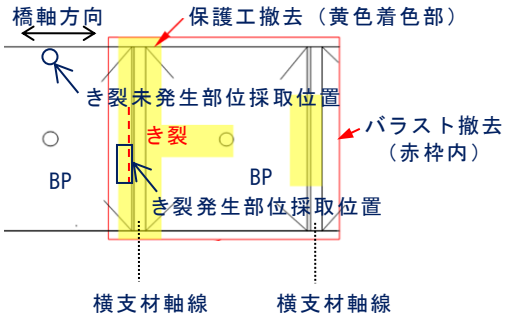
以上の本節で示した解析結果から，DG では横支材（溝形鋼）ウェブ背面側沿いの BP の取付け部において面外曲げ応力が顕著に大きく，BP の板厚がそれに与える影響が大きい一方で，まくらぎ位置や道床厚の影響は小さいこと，また，上記以外の部位では BP に面外曲げ応力がほとんど生じず，面内引張応力はほぼ一定で，BP の板厚の影響を大きく受けることなく設計値よりも十分小さいことがわかった．これらの応力性状をもとに，2.6 で BP の部位別でき裂の発生しやすさの評価を行う．

2.5 バックルプレート桁の変状の詳細調査

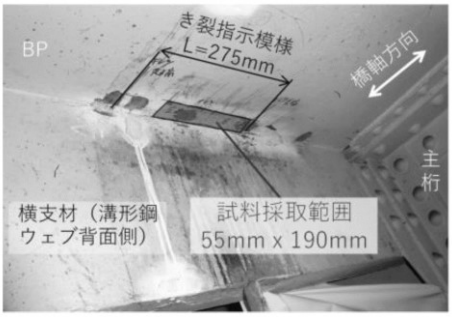
2.4 より，文献 3)などで確認されたのと同様に溝形鋼ウェブ背面側沿いの BP の取付け部近傍において大きな面外曲げ応力が生じることを確認した．しかしその応力範囲は BP，つまり母材（帯板）に疲労き裂が生じるほどの大きさではない．本節では BP の同取付け部に生じるき裂について面外曲げ応力以外の原因を究明すべく，実橋においてき裂の性状や BP 上面の腐食性状，ならびに防水層および保護工の状態の調査を行った．

2.5.1　調査内容

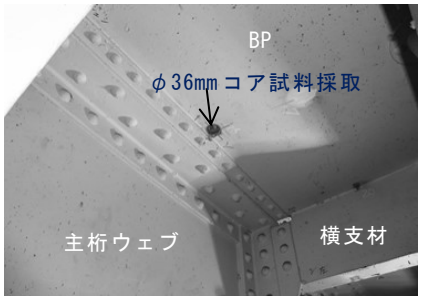
実橋応力測定を行った**表 2.1** に示す A 橋梁（DG）において，BP 上面の道床バラストを一時撤去し，保護工，防水層，および BP 上面の状態を観察した．また，き裂が生じた部位（横支材ウェブ背面側沿いの辺の取付け部近傍），およびき裂の生じていない部位（主桁沿いの辺の取付け部近傍）を 1 箇所ずつ部分的に採取し，これを試料として以下の調査を行った．上面調査範囲および試料の採取位置と採取寸法を**図 2.21** に示す．



(a) 上面調査範囲および試料採取位置



(b) き裂発生部位（横支材取付け部）



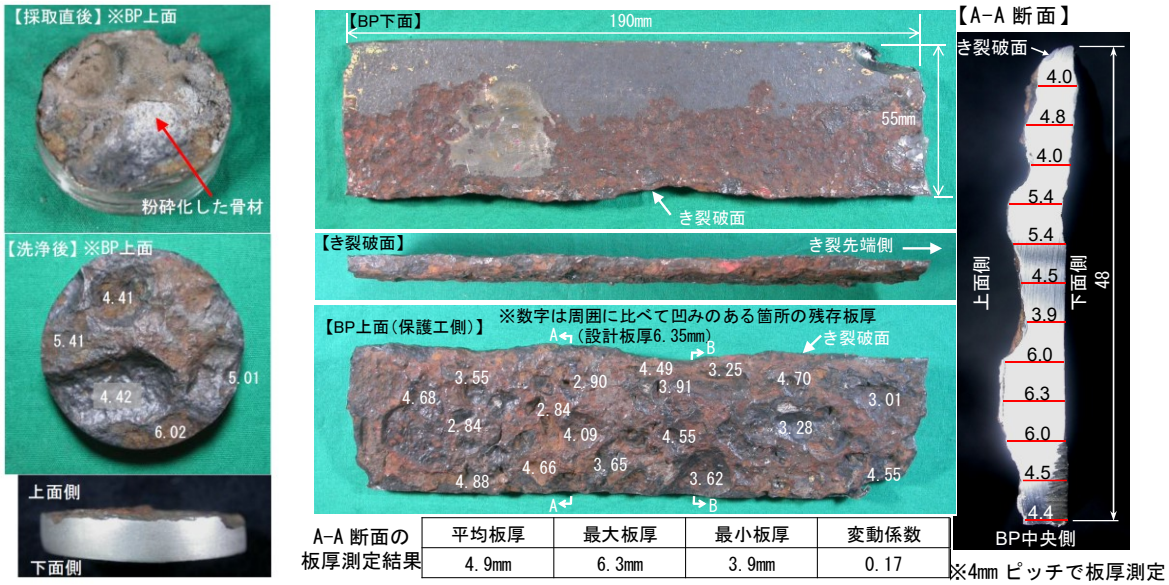
(c) き裂未発生部位（主桁取付け部）

図 2.21　上面調査範囲および試料採取位置と採取寸法

・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，および磁気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 1/100 mm）を，また，磁気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．

・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．

・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，磁気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．



A-A 断面の板厚測定結果

平均板厚	最大板厚	最小板厚	変動係数
4.9mm	6.3mm	3.9mm	0.17

(a) き裂未発生部位　　(b) き裂発生部位　　(単位：mm)

図 2.22　BP の表面性状

2.5.2　バックルプレートの表面性状

図 2.22 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 2.22 より，BP 上面では凹凸が著しいことがわかる．図 2.22(a)に示すように採取直後には保護工の骨材が粉砕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．図 2.22 (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(6.35 mm）の 45%（2.84 mm）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 4.9 mm，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．

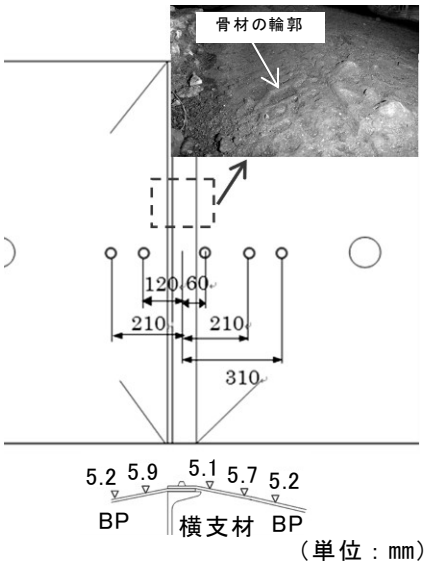
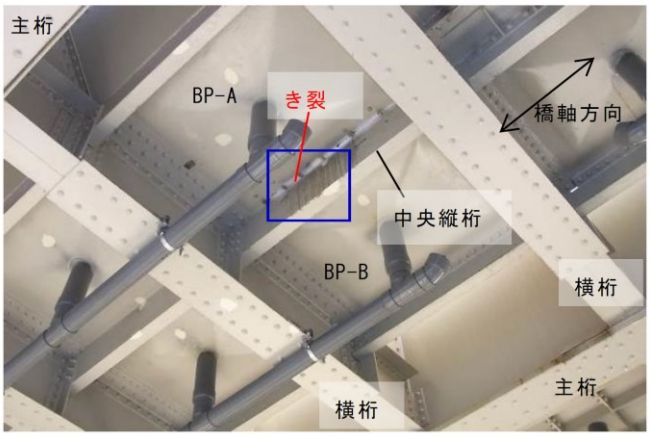
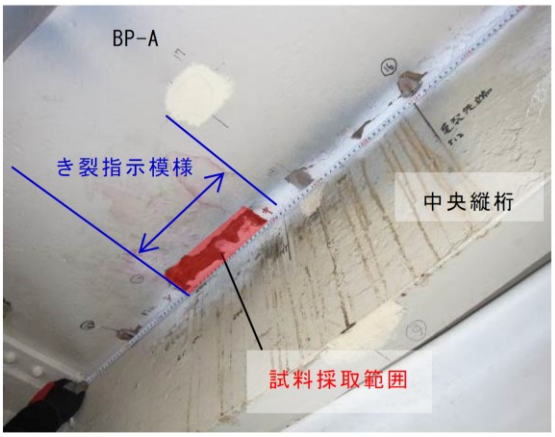


図 2.23　BP 上面の板厚測定

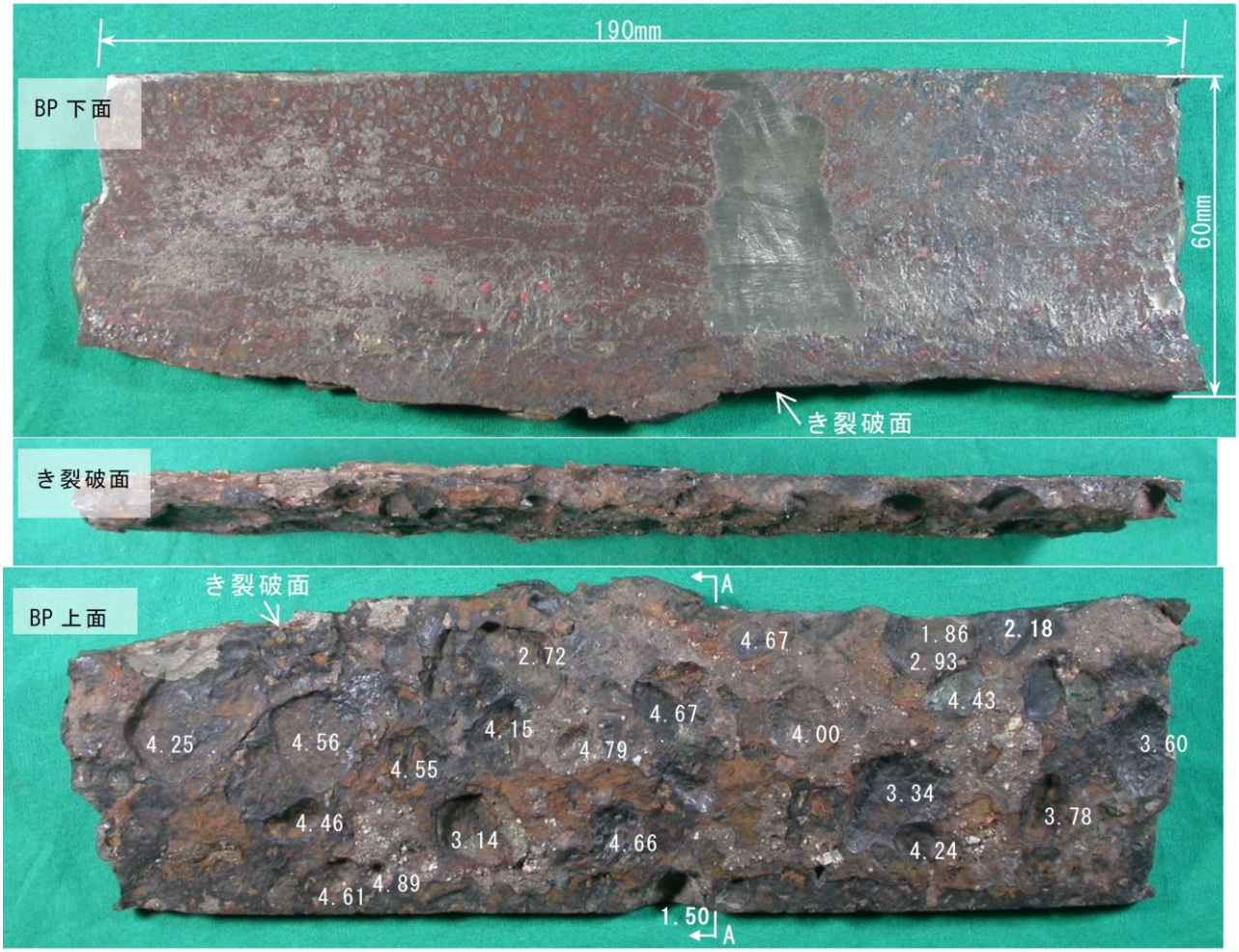
図 2.23 に，BP 上面の調査時における超音波厚さ計による板厚測定値を示す．これらの板厚は凹凸の比較的小さい平滑な部分で測定したものであるが，設計板厚 6.35 mm に対していずれも 6 mm 以下であり，取付け部に限らず全面的に腐食が進行していることがわかる．なお，図 2.24 に示すように，表 2.1 に示した B 橋梁についても BP 上面の表面性状を調査したところ，A 橋梁と同様の傾向であった．



(a) き裂発生状況



(b) 試料採取位置

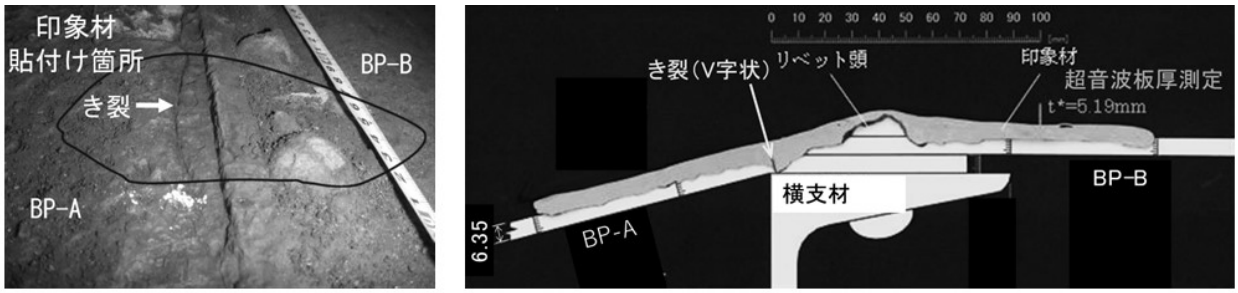


(c) BP の表面性状

図 2.24　B 橋梁（支材無 TG）における BP 表面性状調査

2.5.3　腐食およびき裂の進展性状

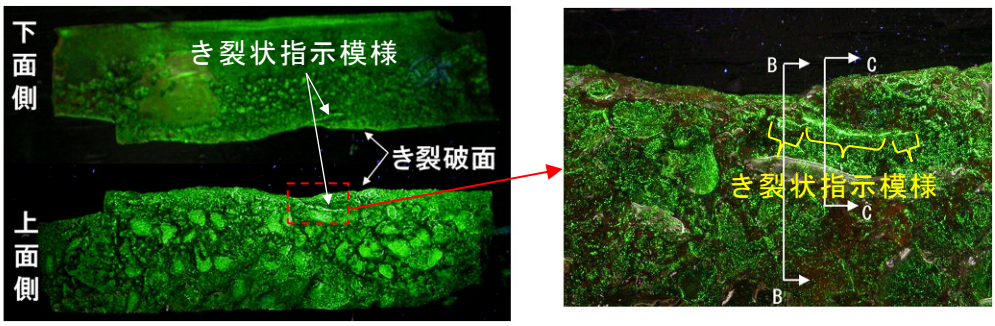
図 2.25 に，A 橋梁の BP 上面調査時に把握したき裂の位置および形状を示す．き裂の形状は BP 上面から印象材で型取りして把握した．図 2.25 より，き裂は溝形鋼ウェブ背面縁から 3 mm 程度リベット側に入り込んだ位置で，溝形鋼ウェブ背面に沿って進展していた．これは，2.4 で示した BP の面外曲げ応力が最も大きくなった断面と一致する．また，図 2.22(b)や図 2.25 (a)から明らかなようにき裂破面は屈曲していることから，複数箇所で生じたき裂がつながったと考えられる．



(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）

図 2.25　き裂の位置および形状　　（単位：mm）

BP き裂部の試料に対する磁気探傷試験状況を図 2.26 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 2.27 および図 2.28 に示す．図 2.26 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．



※断面 B-B は，図 2.22(b) および図 2.28 の断面 B-B と対応．断面 C-C は図 2.28 の断面 C-C と対応

図 2.26　BP き裂部試料の磁気探傷試験

図 2.27 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，上記のき裂状の指示模様を確認した図 2.28 の B-B 断面を砥石切断し，図 2.28 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．

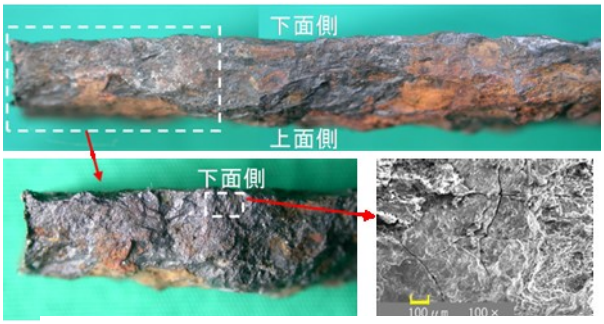
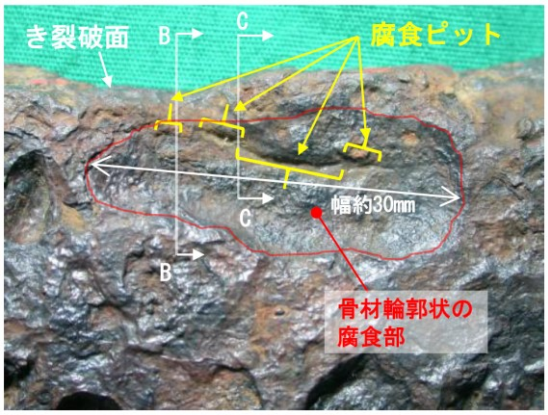
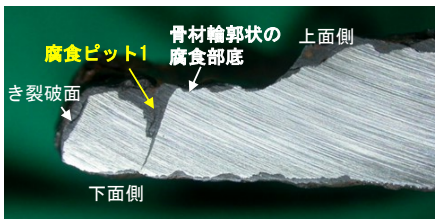


図 2.27　BP き裂部試料のき裂破面観察（肉眼および SEM）

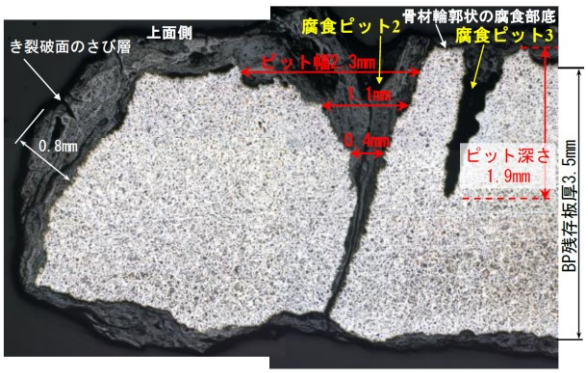
図 2.28 (a)および(b)より，き裂破面近傍の骨材輪郭状の腐食部の底から，複数の腐食ピットが発生していた．C-C 断面を含む腐食ピットを SEM により観察したところ，図 2.28 (c)に示すように 2 つの腐食ピットがあり，うちひとつは BP 下面に向かって進行するに従って幅が小さくき裂状になり，板厚を貫通していた．磁気探傷試験および断面観察により，このような骨材輪郭状の腐食部の底からの腐食ピットやき裂が確認できたのは，き裂未発生部位，およびき裂発生部位の 2 試料において，図 2.28 に示すき裂発生部位のき裂破面近傍に限定されていた．なお，表 2.1 に示した B 橋梁についても本節と同じ調査を行ったところ，図 2.24 および図 2.29 に示すように，上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）



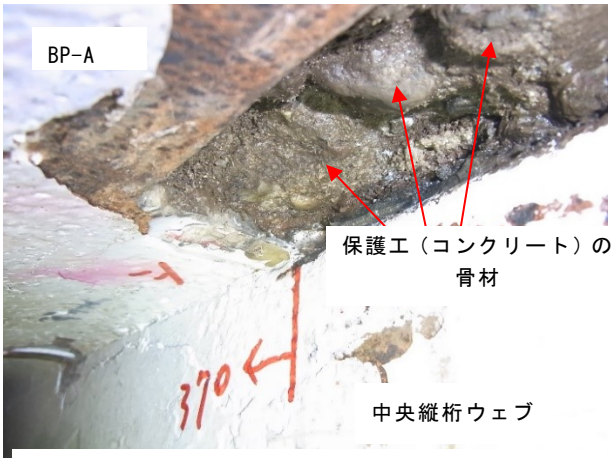
(c) C-C 断面観察（SEM）

図 2.28 BP き裂部試料の断面観察
（肉眼および SEM）

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いえる．

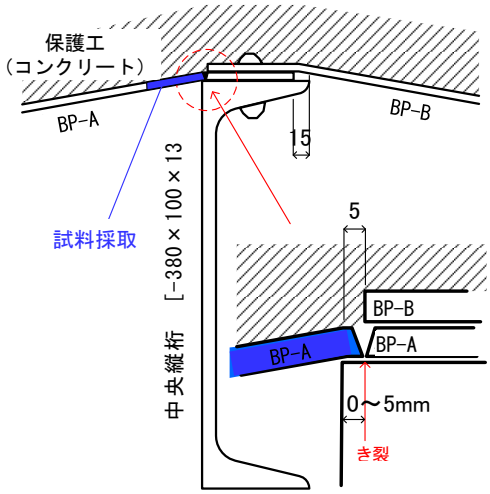
- 応力集中箇所で腐食ピットが発生（図 2.28 (a)）
- 腐食ピットからき裂状に板厚方向に進展（図 2.28 (c)）
- 複数の腐食ピット底からのき裂がつながって進展（図 2.25 (a)および図 2.26）

これらの特徴，および 2.5.4 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，上記の 3 つの特徴は，坂野ら[9]や駒井ら[10]の既往の研究が示す腐食疲労の特徴と同様である．

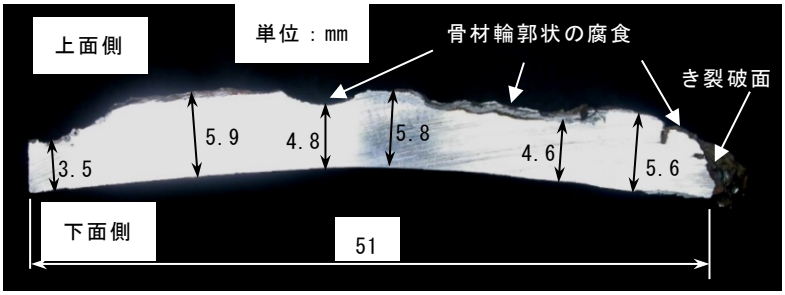


※防水層が敷設されている状況は確認できなかった.

(a) 試料採取後の BP 上面の状況



(b) き裂発生位置



(c) 図 2.24 の A-A 断面

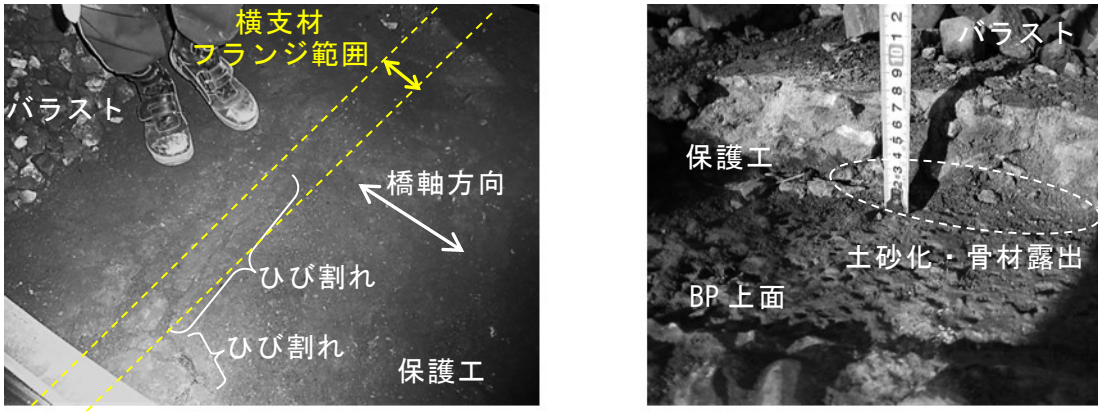
(d) 図 2.24 の A-A 断面のき裂破面近傍

図 2.29 B 橋梁（支材無 TG）における BP 上面状況，き裂発生位置，
き裂破面近傍における腐食ピットの発生状況

2.5.4　バックルプレート上部の防水層および保護工の状態

図 2.30 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 2.30** (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 2.30** (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，および繰返し列車荷重等で生じたと考えられる．また，**図 2.30** (b)に示す露出した骨材の最大径は 30 mm 程度で，**図 2.28** (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 2.28** (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．

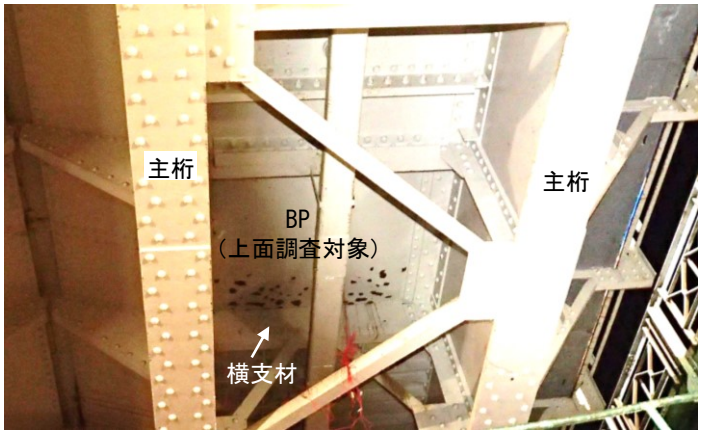
A 橋梁では**図 2.30** (b)に示すように，保護工にコンクリートが用いられており，また，その厚さは約 50 mm で，アスファルト防水層は敷設されていなかった．この構成は，**1 章**（1.1.3）で示したように，A 橋梁の架設年代における BP 上の防水仕様の基準を示していると考えられる，文献11)に合致する．このように，防水層がなく，また粗骨材を有するコンクリートだけを BP 上面に打設したことが，2.5.2 で示した凹凸の著しい腐食性状に大きな影響を与えたと考えられる．なお，**表 2.1** に示した B 橋梁，および A 橋梁と同じ架設年代である 2.2 で調査した DG1 橋についても BP 上部を調査したところ，それぞれ**図 2.29**，**図 2.31** に示すように，上記のとおりの A 橋梁と同様の構成および状態であった．



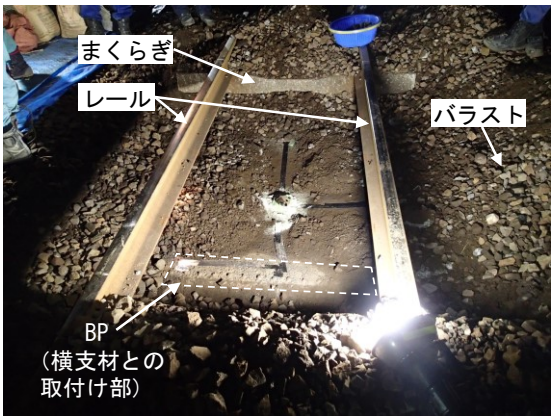
(a) 上表面　　(b) 断面

図 2.30　A 橋梁の保護工（コンクリート）の状態

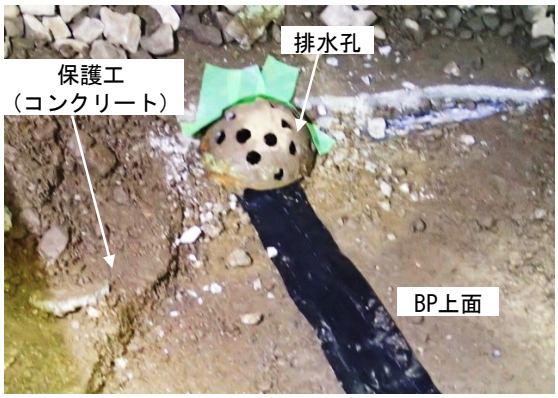
一方，**図 2.32** に，過去の JR 西日本管内の BP 桁（約 70 年供用）の撤去工事時の状況を示す．この橋梁では，**図 2.32** (a)に示すように保護工（鉄網入りコンクリート）下にアスファルト防水層が設置されていた．この構成は**図 2.1**(a)に示したとおりで，対象橋梁の架設年代における BP 上の防水仕様の基準を示していると考えられる，文献12)に合致していた．この橋梁の保護工上面は A 橋梁と同様に骨組部材上で大きなひび割れを生じていたが，防水層がない A 橋梁とは異なり，BP 上面は**図 2.32** (b)に示すように骨材の輪郭に沿った腐食は生じておらず，平滑であった．なお，**図 2.32** (c)は雨天翌日の保護工上面の状



（a）橋梁下面の状況

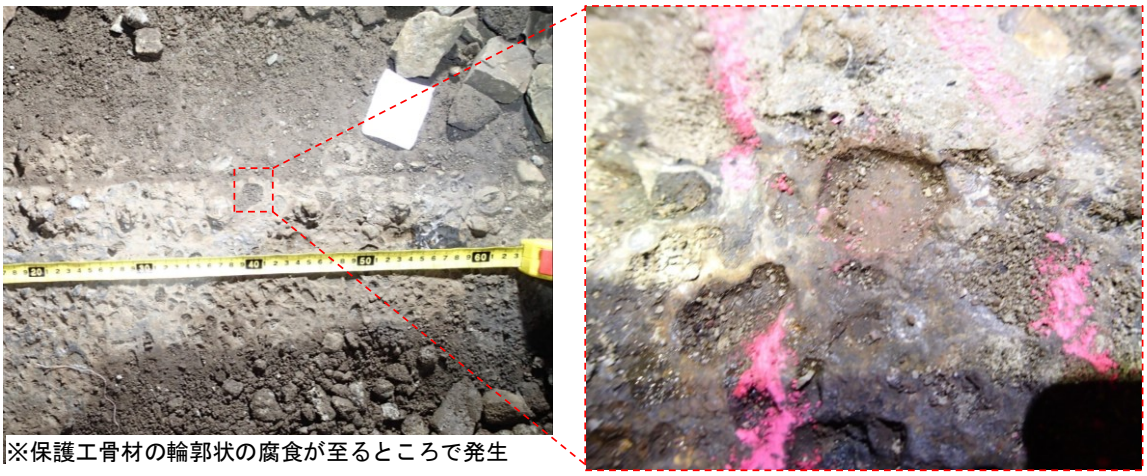


（b）BP 上面の状況



※保護工下面にアスファルト防水層は確認できなかった.

（c）保護工断面



（d）BP の横支材取付け部近傍における腐食状況

図 2.31　A 橋梁と同じ架設年代の DG における BP 上面の調査

(a) 保護工および防水層　　(b) BP の上表面　　(c) 保護工上面

図 2.32　防水層を有する BP 桁の撤去工事時の記録写真

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，一部の BP では一時滞水していた．2.2.3 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，2.5.2 で示した BP 上面の著しい凹凸性状，および 2.5.3 で示した腐食疲労き裂が生じやすいと考えられる．

2.6　き裂の発生原因と部位別の発生傾向

本節では，2.2～2.5 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．

2.6.1　き裂の発生原因

2.2～2.5 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 2.33** 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．

・ひび割れ箇所に雨水が浸入し，BP 上面で一時滞水した状態で，繰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，上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，列車荷重による BP の局所的な面外曲げ応力に伴い，上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

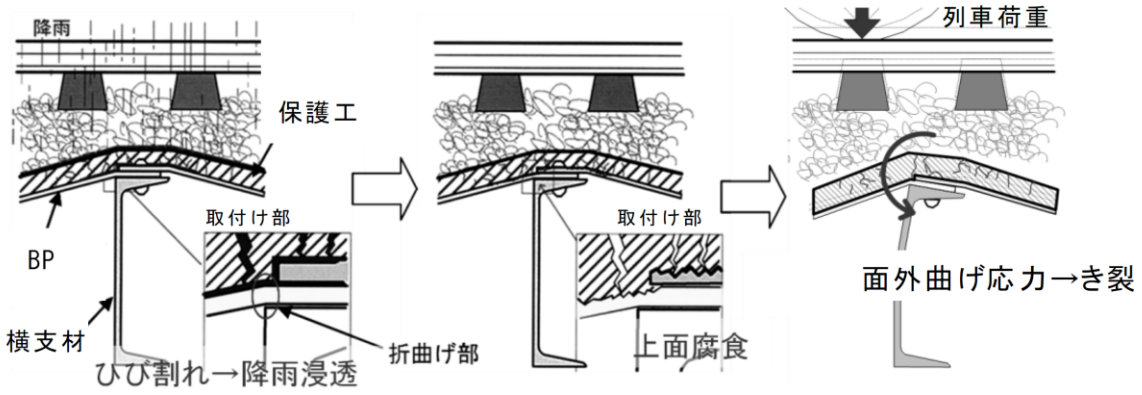


図 2.33　BP のき裂発生イメージ

は，上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いえる．

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[13)]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，2.5.2 で示した**図 2.22** の A-A 断面の板厚分布から，経年約 90 年で平均 1.5 mm 減肉しており，1 年間の平均腐食深さは 0.017 mm 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[14)]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いえる．

2.6.2　部位別のき裂発生の評価

本項では，DG での実橋調査および FE 解析により把握した BP の応力性状と腐食ピット形状をもとに，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 [9),10)]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 2.34** 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 [9),15)]では，引張強度 400～800 MPa 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 6.0 MPa･$\sqrt{\mathrm{m}}$ [16)]）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 [10)].

これらの知見に基づけば，**図 2.28(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を評価できると考えられる．

2.5 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 2.34** 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 [10] と同様に Newman and Raju[17]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18)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．

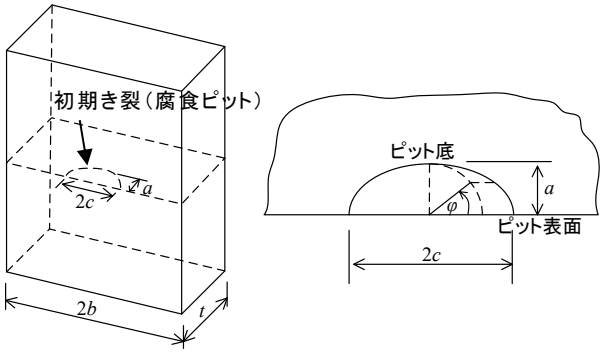


図 2.34　表面半楕円状の初期き裂（＝腐食ピット）

$$\Delta K_{\mathrm{I}} = (\Delta S_{\mathrm{t}} + H \cdot \Delta S_{\mathrm{b}}) \cdot \sqrt{\pi \frac{a}{Q}} \cdot F\left(\frac{a}{t}, \frac{a}{c}, \frac{c}{b}, \varphi\right) \qquad (1)$$

ここに，　ΔK_{I}：**図 2.34** の腐食ピット面の任意位置の応力拡大係数範囲（面内開口型）

ΔS_{t}，ΔS_{b}：面内応力範囲および面外曲げ応力範囲（**表 2.9** に示す値を適用）

a，c，t，b：順に，**図 2.34** 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 2.1** より 733.5 mm の一定値で，それ以外の値は**表 2.9** に示す値を適用）

φ：**図 2.34** に示す角度（**表 2.9** の全ケースとも ΔK_{I} が最大となる 90°を適用）

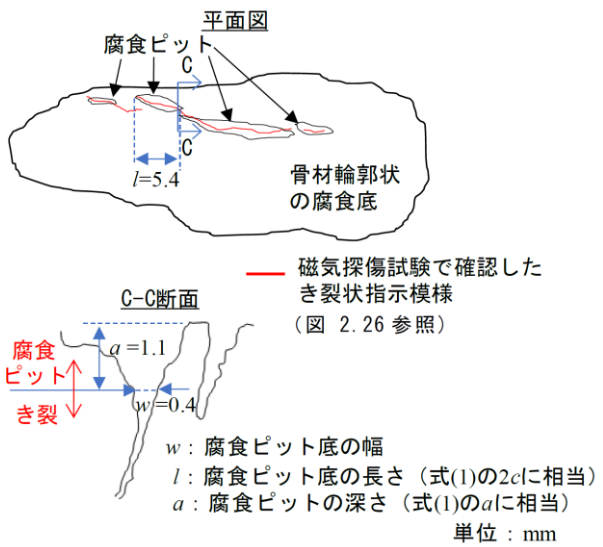
Q，H，F：順に，腐食ピットの形状に対する係数 [17]，面外曲げ応力に対する境界修正係数 [17]，面外曲げ応力および面内応力に対する境界修正係数 [17]（**表 2.9** に示す値を適用）

表 2.9 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 2.9** 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．2.5 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 2.28** の C-C 断面の腐食ピット（**図 2.28(c)**の腐食ピット 2）を対象とした．**図 2.35** 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 2.35** に示すように，磁気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 5.4 mm，腐食ピットの深さは，駒井らの研究 [10]を参考に，**図 2.35** 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 1.1 mm とした．また，BP の板厚は**図 2.22(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，FE 解析のケース 4-1（架設初期の一様板厚）から得た，**図 2.19** 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 55 MPa，下面-65 MPa）をもとに算定した値をそれぞれ用いた．

上記の各値を用いて**表 2.9** のケース A における ΔK_{I} を式(1)より算定すると，2.2 MPa・$\sqrt{\mathrm{m}}$ となる．この ΔK_{I} が上記の坂野らの研究[9),15)]の値（約 6.0 MPa・$\sqrt{\mathrm{m}}$）に比べて小さいのは，鋼材の下限界応力拡大係数範囲のばらつきが大きい[16)]ことや，き裂発生時の板厚分布が不明であるため，上記のとおり架設初期の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．あるいは，**3 章**で後述するように，BP の取付け部には曲げ加工時やリベット締付け時等にある程度の残留応力が導入されていると考えられるが，それを安全側に縦突合せ溶接継手部と同程度と仮定した場合，応力比によらず下限界応力拡大係数範囲が 1.9～2.4 MPa・$\sqrt{\mathrm{m}}$[16)] 程度と考えられ，き裂発生の閾値が 2.2 MPa・$\sqrt{\mathrm{m}}$ であるのは妥当とも考えられる．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 2.2 MPa・$\sqrt{\mathrm{m}}$ と考えて，BP の部位別で相対評価することは問題ないと考える．



※図 2.28 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 2.35　対象とする腐食ピット（初期き裂）寸法

次に，**表 2.9** 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，**2.5** 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 2.35** と同様の腐食ピットが生じていることと

表 2.9　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

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_b/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} (MPa・$\sqrt{\mathrm{m}}$)	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2.22(b))	1.1/ 2.7 (図2.35)	60 / −5	1.3/0.7/1.1	2.2	発生する可能性がある
B	A以外の部位	本調査から100年後※3	3.2※3	1.1/2.7 (図2.35)※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，き裂発生の閾値に対する安全側の評価としてFE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，き裂発生の判定に対する安全側の評価としてFE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2.15や図2.20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2.2MPa・$\sqrt{\mathrm{m}}$ 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判定．

した．また，BP の平均板厚は，2.6.1 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，ケース B の平均板厚に相当する FE 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 2.22** 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，き裂発生の判定として非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[19]が式(2)で提案する応力集中係数 K_t を乗じ，それらの値をもと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 2.9** 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 100 mm の範囲を除いた範囲における最大値を示している．

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

ここで，BP の板厚の変動係数 V は，**図 2.22(b)** に示す本調査時点の A-A 断面の各測点の板厚が，2.6.1 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 2.9** のケース B における ΔK_I を式(1)より算定すると，1.4 MPa･$\sqrt{m}$ となるが，これは上記のケース A で求めたき裂発生の閾値 2.2 MPa･$\sqrt{m}$ 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．2.5.3 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 2.2.3（1）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いえる．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，2.4 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，面内引張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，次のことがいえる．

・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 2.35** のような深い腐食ピットが生じにくい[9]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．

2.7　まとめ

BP のき裂に対する従来下支えよりも合理的な対策の確立を見据え，本章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 FE 解析を実施した．本章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 3)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，面内引張応力はほぼ一定で，BP の板厚の影響を大きく受けることはなく，設計値[2)]（**1 章**の**図 1.3** で示した σ_1 および σ_c）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，上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 のき裂の発生原因は，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，従来下支えよりも合理的な対策として，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 の床版としての耐荷性能を最大限活かした，従来下支えよりも簡易な 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．これについては **6 章**で検討する．

また，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 の床版としての機能を保証する対策として，施工性や経済性，および補修後の維持管理のしやすさの観点から従来下支えよりも有効といえる．これについては 5 章で検討する．

なお，本章では実橋測定および FE 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，本章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，これについては 3 章で検討する．

参考文献

1) 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.
2) 日本国有鉄道：鋼橋設計内規 9-2A, pp. 73-75, 1972.11.
3) 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.
4) 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.
5) 社団法人日本道路協会：舗装設計便覧，2006.2.
6) 土木学会：鋼鉄道橋設計標準解説，1970.12.
7) 東京都建設局道路部：隅田川筋橋梁調査報告書 その 2，pp. 438-444, 1970.
8) 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.
9) 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.
10) 駒井謙治郎，箕島弘二，木下定，金貴植：人工海水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.
11) 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.
12) 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.
13) 日本国有鉄道：鉄けた塗装工事設計施工指針（案），1981.
14) 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.
15) 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.

16) 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.
17) 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.
18) 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.
19) 村中昭典，皆田理，藤井堅：腐食鋼板の表面性状と残存耐荷力，構造工学論文集，Vol. 44A, pp. 1063-1071, 1998.3.

第3章　き裂を有するバックルプレートの耐荷性状に関する研究

3.1　はじめに

2章での研究の結果，BPの取付け部に発生したき裂の対策として，き裂の根本的な原因であるBP上面の腐食を防止すること，BPの実際の耐荷性状を考慮した簡易な構造による下支えを行うことが有効であるという2つの着想を得た．後者は，設計に比べて実際のBPの分担荷重が小さかったことから得たものである．しかし，この知見はき裂のないBPを対象としており，ある程度き裂が進展したBPの耐荷性状は明らかではない．例えば，ある1辺の取付け部でき裂が生じたBPでは，別の辺の取付け部や取付け部以外の部位で面外曲げ応力が大きくなることなどが考えられる．このため，どの程度の長さのき裂まで無補修で許容でき，また，どの程度従来下支えより簡易な補修でよいかの判断が困難である．

以上の背景より，本章ではき裂を有するBPの耐荷性状を明らかにするために，BP桁を模擬した実大試験体を用いた室内載荷試験，およびFE解析を行った．

3.2　き裂のないバックルプレートの設計思想と実際の耐荷性状

BPは本来，薄肉の曲面板であるが実際の設計では，1.1.3で示したように，近似的に[1]二方向の2ヒンジリブアーチ構造[2]として，面内引張応力により軌道重量や列車荷重を支持すると仮定している[3]．また，列車荷重は約1世紀前の設計当初から，道床内で分散してBPに等分布荷重として作用すると考えている[1]．なお，この等分布の仮定は，近年の設計標準[4]ではリブ付きの鋼床版に対する載荷試験の結果[5]に基づき，鋼床版の横桁の設計に適用しており，これをBPの設計にも準用している[3]．

2章において，上路形式のBP桁を対象としたFE解析により，き裂のないBPには実際に面内引張応力が全面にかつ概ね均一に生じ，面外曲げ応力は取付け部を除いてほとんど生じないことを確認した．一方，同研究において，列車荷重の道床内の分散は均一ではなく，BPに比べて曲げ剛性の大きい骨組部材が多くの荷重を直接負担し，その結果としてBPに生じる面内引張応力は設計値[3]より十分に小さいことがわかった．補修の要否の判断や，より簡易な補修方法の確立のためには，このき裂のないBPの実際の耐荷性状が，ある程度のき裂を有するBPにも成り立つかどうかを検証する必要がある．なお，下路形式のBP桁についても，き裂のないBPの分担荷重および耐荷性状が上記で示した上路形式のBP桁と同様であることを検証しているが，それについては3.3.5で後述する．

3.3　検証内容

き裂を有するBPでは耐荷性のほかにき裂の進展の有無が問題となるが，2章での研究からBPのき裂は上面の腐食が主原因であることがわかり，その腐食性状を考慮したき裂の進展特性を解明することは困難であった．そこで本研究では，BPのき裂は進展するものと

考え，BP 桁を模擬した室内載荷試験および FE 解析により，実橋で確認されている以上の長さまでき裂を人工的に導入した上で BP の耐荷性および分担荷重を検証した．

3.3.1　対象橋梁

本研究の対象とする BP 桁は，上路形式と下路形式に大別され，さらに下路形式は 2 章で述べたように骨組部材の構成により 2 種類に分けられる．いずれの形式も BP の面積は大きく変わらないが，BP を支持する骨組部材の構造寸法が異なる．図 3.1 に示すとおり，3 本の縦桁どうしを連結する中間支材を横桁間に設けた下路形式の BP 桁では，BP4 辺の骨組部材のうちの 1 本が I 形鋼（高さ 450 mm 程度）で，2 本が溝形鋼（高さ 250～380 mm 程度）である．この支持条件では，骨組部材の 2 本が主桁（高さ 1 m 程度）である上路形式，もしくは 2 章の図 2.3(a)で示したように 2 本が横桁（高さ 500～700 mm 程度）である下路形式に比べて，骨組部材の曲げ剛性が小さいため列車荷重に対する BP の負担割合が大きく，また，部材高が小さいため BP 下面から補修を行う場合の補修構造の寸法制約が大きいと考えられる．さらに，BP 取付け部の中でも上路形式の主桁取付け部や下路形式の横桁取付け部など，I 形断面の骨組部材の上フランジ上に設けたカバープレートの縁端付近で締結される取付け部（2 章の図 2.2(b)参照）では，列車荷重により上フランジ突出部がたわむことで，その他の取付け部に比べて面外曲げ応力が小さくなる傾向がある（上路形式については，2 章の図 2.15(b)参照，下路形式については 3.3.5 で後述）．

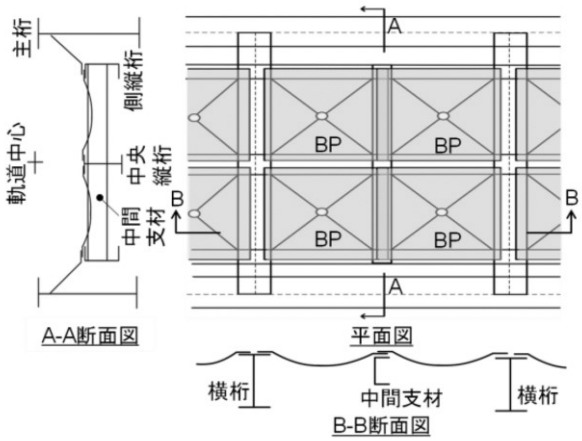


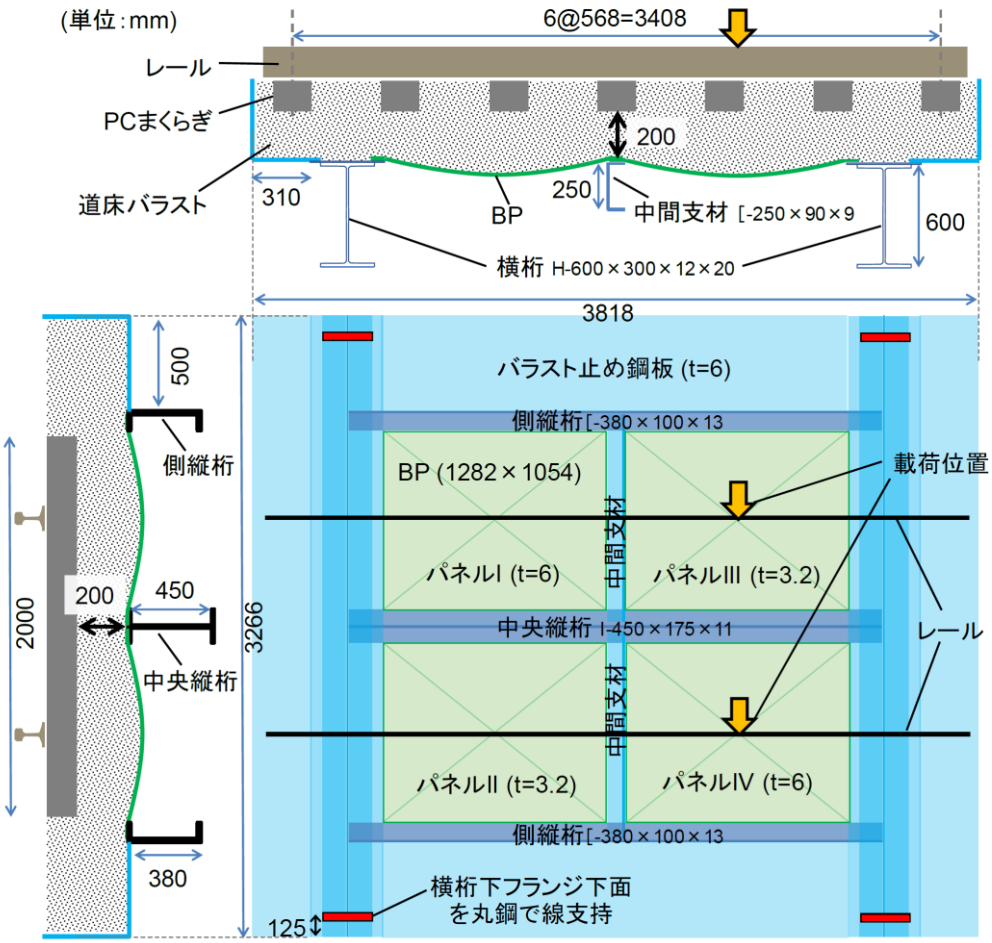
図 3.1　中間支材を有する下路形式 BP 桁の構造

これらを踏まえて，本研究では図 3.1 に示すような中間支材を有する下路形式の BP 桁を対象としたが，上記の理由から本検証結果は，2 章の図 2.3(a)で示したような中間支材のない下路形式 BP 桁にも安全側に適用できると考えられる．

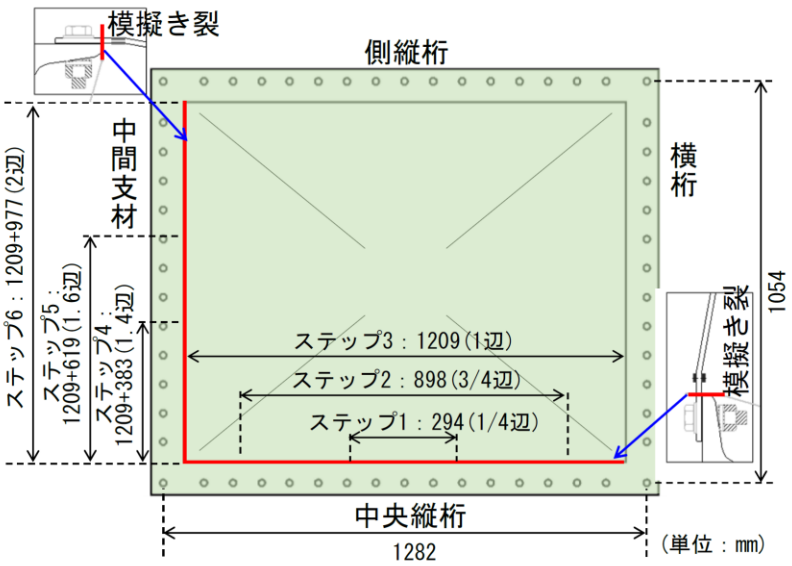
3.3.2　室内載荷試験

き裂の進展に伴う BP の応力や変形性状の変化を把握することを目的に室内載荷試験を行った．試験体の構造寸法や試験概要を図 3.2 に，試験体の状況を図 3.3 に示す．試験体は，図 3.2(a)に示すように中間支材を有する下路形式 BP 桁を実物大で模擬したもので，橋梁部材（BP4 枚，骨組部材）および軌道材料（レール，PC まくらぎ，道床バラスト）で構成される．橋梁部材で用いた鋼板および形鋼はいずれも SS400 材である．

また，BP は実橋での製作と同様に鋼板をプレスにより曲げ加工して製作した．なお，一

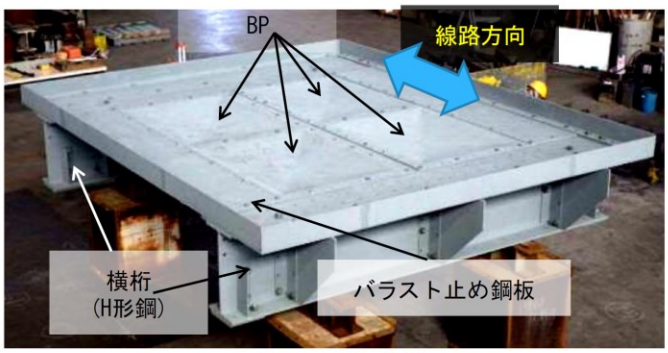


(a) 試験体の構造寸法と載荷位置



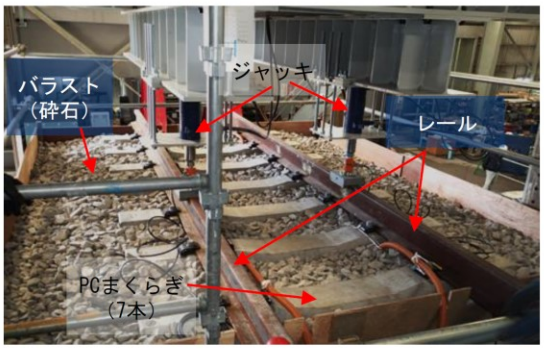
(b) パネルⅢの模擬き裂導入ステップ

図 3.2 室内載荷試験

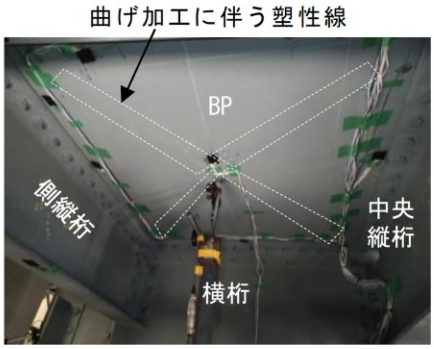


(a) 上面全景（軌道敷設前）

(c) 横桁端部支持状況



(b) 上面全景（軌道敷設後）



(d) BP 下面

図 3.3 試験体状況

般的に実橋では BP 上面に防水層および保護工があるが，BP の耐荷性状を安全側で評価するためにそれらは設けていない．また，BP の応力や変形性状に着目した試験であるため，主桁と横桁ニーブレースは省略し，横桁端部の下フランジを丸鋼で線支持した．さらに，実橋では BP の締結にリベットを用いるが，本試験体では摩擦接合用高力六角ボルトを用いた．締結方法の違いにより，締結部の応力集中に違いは生じるものの，本検討で特に着目する，BP 取付け部の面外曲げ応力や，き裂部の目違い量への影響は小さいと考えられる．

BP の平面寸法（対辺の締結ボルト間隔）は，線路方向 1282 mm×線路直角方向 1054 mm，中央凹み量は 76 mm で，いずれも下路形式 BP 桁の標準的な寸法を適用した．BP の板厚は，**図 3.2(a)**に示すパネル II と III は設計板厚の 1/2 である 3.2 mm，それ以外は 6 mm とした．板厚 3.2 mm と設定したのは，**2 章**で示した，約 90 年供用され，当初から防水層が敷設されていない実橋での調査において取付け部近傍の平均板厚が 4.9 mm まで減耗していた結果から，将来さらに腐食が進行すると想定されるためである．また，まくらぎ間隔と道床厚は，JR 西日本管内の大半の BP 桁が存在する線区に適用される仕様[6)]のうち，BP の負担が最大となるように，それぞれ 568 mm および 200 mm とした．

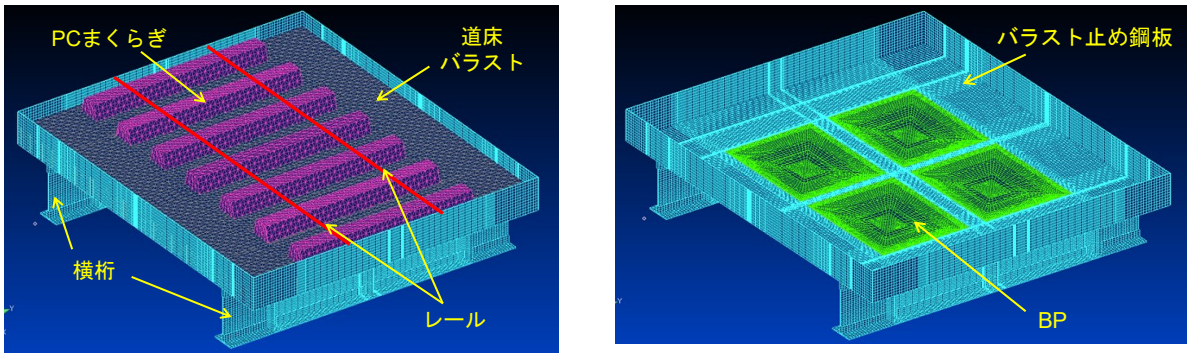
模擬き裂は，**図 3.2(b)**に示すように下路形式BP桁でき裂の発生事例が多い（2.2.3(2)参照）中央縦桁沿いの辺の中央部から導入して同辺の全長まで延伸し，さらに実橋では確認されていないものの，進展した場合のBPの耐荷性状への影響を把握するため，中間支材沿いの1辺全長まで延伸した．模擬き裂は，BP下面から1 mm厚のディスクグラインダーに

より骨組部材縁端に沿ってBPを切断（板厚貫通）することで導入した．

載荷は，いずれのBPにもき裂がない状態，および**図 3.2(b)**のようにパネルⅢに6ステップで模擬き裂を延ばした各ステップにおいて，油圧ジャッキを用いて**図 3.2(a)**に示すパネルⅢの中央直上位置で2レール上に鉛直荷重を静載荷した．1レールあたりの載荷重は，在来線鉄道での耐荷性の照査で一般的に適用するE荷重[7]（衝撃[7]を含む）の1輪荷重に相当する125 kNである．なお，3.3.5で後述するが，事前に試験体の数箇所のレール位置で載荷を行った結果，他の載荷位置に比べ上記の載荷位置では，BPの面内引張応力や橋軸直角方向における取付け部近傍の面外曲げ応力が大きくなることや，いずれの載荷位置においても左右レールのたわみ差がほとんどないこと，BPの応力や変形は，1レール上のみでの載荷より2レール上に載荷した場合の方が全般的に大きいことを確認している．

3.3.3　FE 解析

BP の応力や変形の性状，および分担荷重の把握を目的に，汎用有限要素解析コード ABAQUS ver. 6.14.2 を用いた静的解析を行った．解析モデルは，**図 3.4** のように試験体を再現したもので，橋梁部材と軌道材料から成り，横桁端部の下フランジ下面を線支持した．レール以外の鋼材はシェル要素，レールはビーム要素，バラストとまくらぎはソリッド要素を用いた．解析ケースとして，3.3.2 で示した載荷試験の全載荷ステップを再現した．



(a) モデル全景　　(b) モデル全景（軌道材料非表示）

図 3.4　解析モデル

BP 取付け部の面外曲げ応力を評価するために，BP の要素サイズは **2 章**で作成した上路形式 BP 桁のモデルと同等に，**図 3.5** のように取付け部近傍で 8 mm×15 mm 程度に細かくし，また，**図 3.6(a)** のように骨組部材と BP との接触範囲やボルト締結位置を試験体に合わせた．さらに，**2 章**の上路形式 BP 桁に対する FE

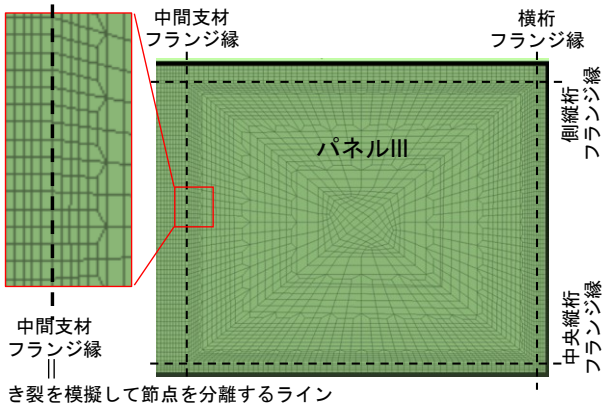


図 3.5　BP の要素分割状況

解析と同様に，道床バラストと橋梁部材との接触面，および BP と骨組部材との接触面は，摩擦係数 0 で接触を定義した．BP のき裂は，**図 3.5** のようにき裂をまたいで隣接する BP の 2 要素の節点を分離して表現した．なお，前述のとおりき裂の進展特性の検証が目的ではないため，き裂先端付近の要素サイズを特に細かくすることはしていない．

表 3.1 に各材料の材料特性を示す．設計活荷重に対する BP の耐荷性の検証が目的であるため，BP と道床バラスト以外の材料は弾性体として，**表 3.1** に示す物性値を適用した．道床バラストは，**2 章**の解析モデルや桃谷らの研究[8)]と同様に離散体ではなくバラスト要素どうしを完全に結合させた連続体でモデル化したが，き裂のない BP を対象とした **2 章**の解析モデルと同様に弾性体とした場合，**図 3.6(b)**のように，載荷に伴う BP き裂部の目違い変形にバラストが追随できず，実際よりも BP の分担荷重が小さくなることが想定された．そこで，本研究ではこの目違い変形にバラストが極力追随できるように，**図 3.6(c)**のように圧縮側は**表 3.1** に示す物性値を用いる一方で，引張側の剛性を 0 とした材料非線形特性，および道床バラストの大変形を考慮した．なお，本解析において，**2 章**の FE 解析とは異なる前述の解析コードを用いたのは，これらの非線形特性を考慮するためである．また，道床バラストと BP との接触状況が，BP の応力および変形性状に与える影響が大きいと考えられたので，これらの要素サイズを極力合わせ，接触面における初期の貫入や隙間がないように設定した．

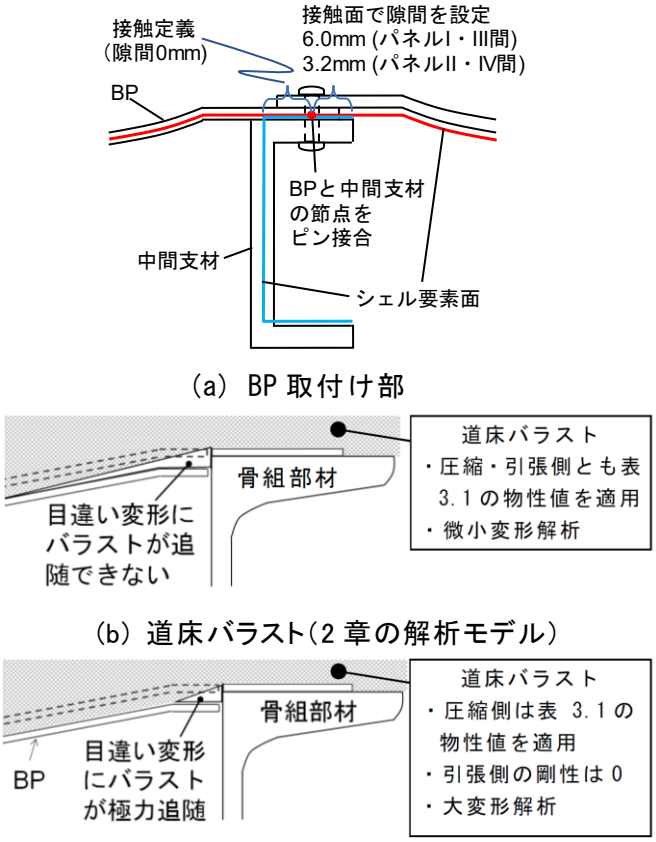


図 3.6　BP 取付け部と道床バラストのモデル化方法

表 3.1　各材料の材料特性

材料	適用部位	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比	引用文献
鋼材	BP，骨組部材，バラスト止め鋼板，レール	200000	0.3	文献 7)
砕石	道床バラスト	100	0.3	文献 8)
コンクリート	PCまくらぎ	35000	0.17	文献 8)

表 3.2　BP の材料非線形特性

部位	降伏点		引張強さ	
	応力(N/mm^2)	ひずみ	応力(N/mm^2)	ひずみ
BP	333	1.665×10^{-3}	469	0.38

※引張強さ以降の剛性は 0 とした．

BP は，弾性域の物性値として**表 3.1** に示す値を用いる一方で，き裂長さによっては一部が塑性化することが想定されたため，試験体の鋼材検査証明書をもとに，**表 3.2** に示す

材料非線形特性を考慮した．なお，JR 西日本管内の多くの実橋では，試験体（SS400）の前身の規格である SS39A（JES 第 20 号）を用いているが，この降伏点などの材料特性，およびリン，硫黄，窒素などの不純物含有量は SS400 と変わらず，シャルピー吸収エネルギーは溶接構造用圧延鋼材（JIS G 3106）に示す B 種の規格値（27 J）を概ね上回ることがわかっている[9]．ただし，SS39A よりも古い鋼材を用いた実橋の場合は，不純物の含有量が SS400 よりも多い可能性があり [9]，き裂先端などを起点とした脆性的な破壊に対して別途検討する必要があると考えられる．また，3.4.1 で後述するように，BP の取付け部には曲げ加工時やボルト締付け時等にある程度の残留応力が導入されていると考えられるが，本検証の主目的は，き裂進展に伴う BP の各部位の応力変化に対して，実橋でき裂の発生しやすい中央縦桁取付け部の応力を基準として耐荷性を相対的に評価することであるため，解析において BP の残留応力は考慮していない．

なお，以下の点で試験体より簡易な構造でモデル化を行ったが，き裂のない状態での BP の応力分布や骨組部材の変形および応力性状などが載荷試験と同様であることを確認している（3.3.4 および 3.3.5 で後述）．

・BP と骨組部材とのボルト接合部において，BP と骨組部材の節点どうしをピン接合した（図 3.6(a)）．
・中間支材を挟んだ 2 枚の BP は，1 枚のシェルで連続化し，試験体において上側になる BP と骨組部材とは実際の隙間を設定した（図 3.6(a)）．
・骨組部材の上フランジの板厚中心高さを BP の板厚中心高さまで上げた（図 3.6(a)）．
・2 章の解析モデルと同様に，レールとまくらぎ上面間，およびまくらぎ下面と道床バラスト間の節点を共有した（図 3.4(a)）．

3.3.4　解析モデルの妥当性の検証

3.3.2 および 3.3.3 で示した検証に先立ち，室内載荷試験と FE 解析の比較から，解析モデルの妥当性を検証した．いずれの BP にもき裂がない状態で，2 本のレールそれぞれに設計活荷重（E 荷重 [7]，衝撃 [7]含む）125 kN を静的に鉛直載荷した．図 3.7 に示すように，BP のパネル I およびパネル II の中央直上（図中の載荷位置①），および同パネルの中間支材側取付け部直上（図中の載荷位置②）の 2 通りの載荷位置で検証した．また，FE 解析においては，軌道（道床バラスト，まくらぎ，レール）の死荷重を考慮した．

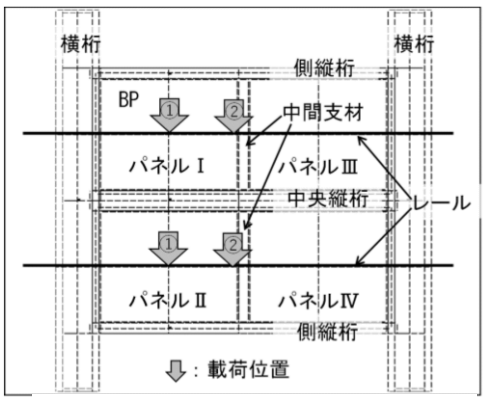
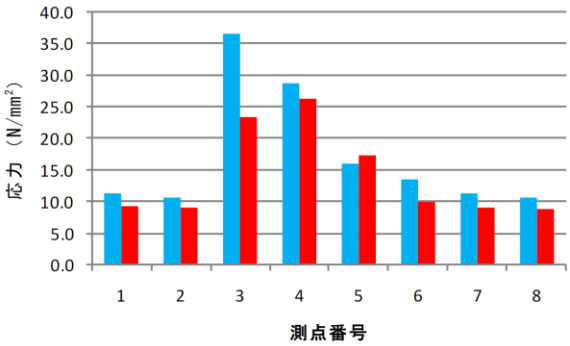
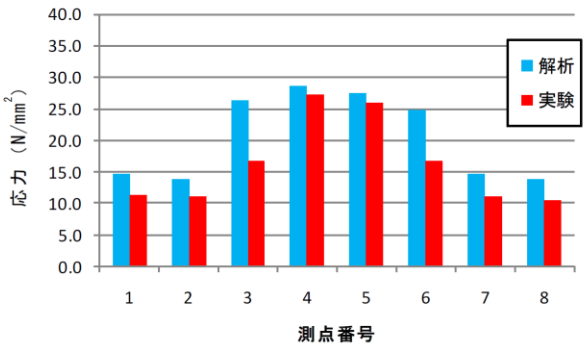


図 3.7　解析モデル妥当性検証のための載荷位置

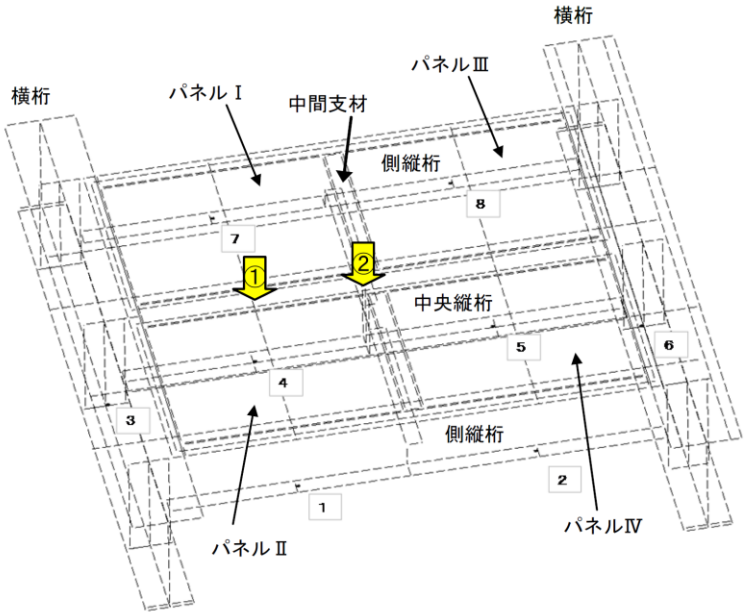
橋梁部材の部材軸方向応力，および鉛直変位の実験値と解析値の比較をそれぞれ図 3.8，および図 3.9 に示す．図 3.8 より，横桁下フランジ下面（図中の測点番号 3 および 6）の



（a）載荷位置①



（b）載荷位置②



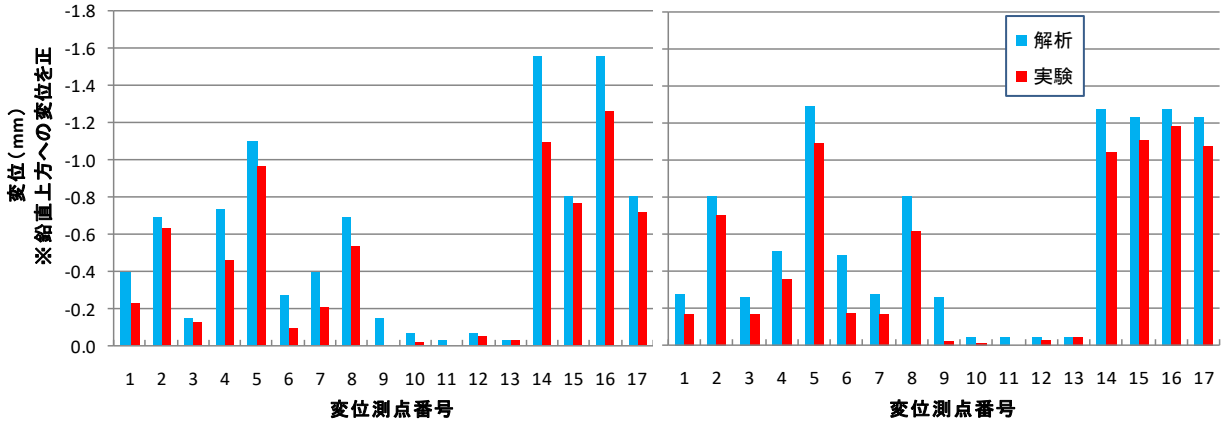
※1～8は，測点番号（棒グラフの横軸と対応）．横桁，縦桁のいずれも下フランジ下面の応力を参照．

（c）応力参照位置図

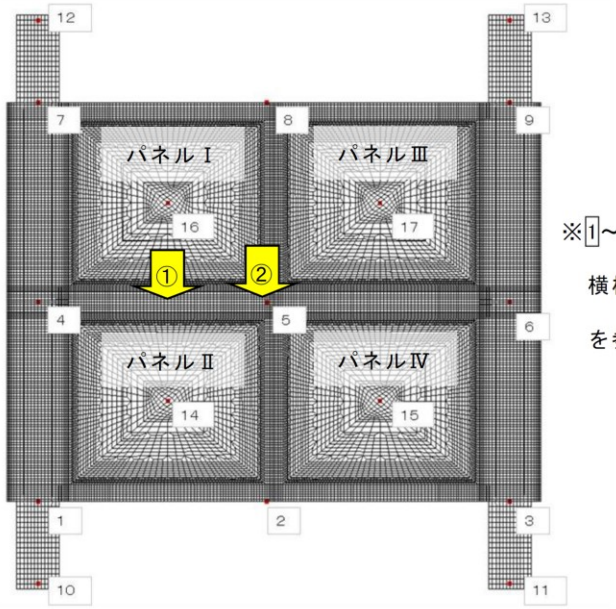
図 3.8　橋梁部材の部材軸方向応力

軸方向応力にやや差異が見られるものの，縦桁下フランジ下面の応力（図中の測点番号 1, 2, 4, 5, 7, 8）は実験値と解析値がほぼ同様であった．また，図 3.9 より，縦桁および横桁の下フランジ下面，BP 下面の鉛直変位は，全体的に解析値より実験値の方が小さくなった．これらの応力および変位の差異は，解析では横桁断面を実橋どおりの構造寸法の I 形断面でモデル化したのに対し，載荷試験では曲げ剛性のなるべく等価な H 形鋼としたことで，載荷試験の方が横桁の応力やたわみが小さくなったためと考えられる．

上記のような若干の差異は見られるものの，縦桁の応力は実験値と解析値でほとんど差がないこと，縦桁，横桁ともにたわみ，中間支材の中央位置が最もたわむ変形性状は実験と解析でほぼ同様であること（図 3.9（d）および（e）参照），および 3.3.5 で後述するとおり BP の応力性状も実験値と解析値で同様であることから，本解析モデルは載荷試験結果を十分に再現していると判断した．

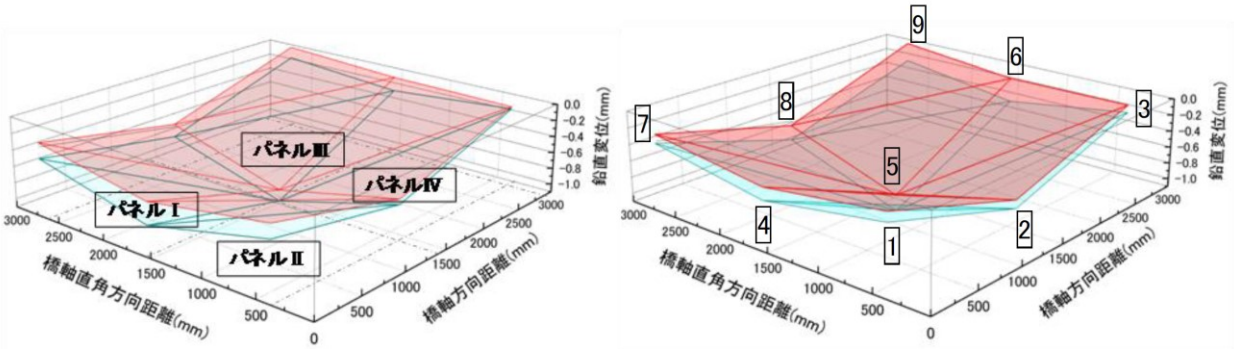


（a）鉛直変位（載荷位置①）　　（b）鉛直変位（載荷位置②）



※1～17は，測点番号（棒グラフの横軸と対応）．
横桁，縦桁の下フランジ下面，および BP 下面の鉛直変位を参照．

（c）鉛直変位参照位置図



：実験値の測点 1～9（(c)参照）を結んだ平面
：解析値の測点 1～9（(c)参照）を結んだ平面

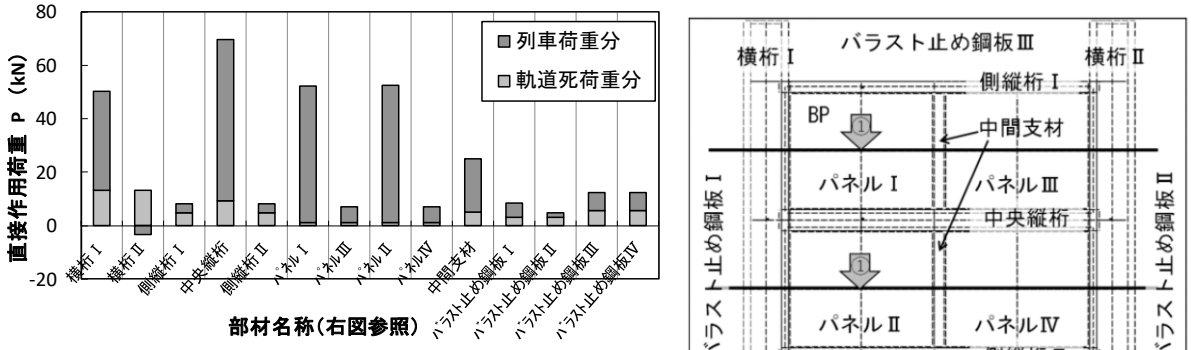
（d）変形性状（載荷位置①）　　（e）変形性状（載荷位置②）

図 3.9　橋梁部材の鉛直変位と変形性状

3.3.5　き裂のないバックルプレート（下路形式）の分担荷重と耐荷性状

本章の目的であるき裂を有する BP（下路形式）の耐荷性状を検証する前に，室内載荷試験および FE 解析により，き裂のない BP（下路形式）の分担荷重と耐荷性状を確認した．

図 3.7 の載荷位置①における橋梁の各部材へのバラストから直接作用する荷重の解析値を**図 3.10** に示す．**図 3.10** より，軌道死荷重，および列車荷重の一部は，横桁，縦桁，中間支材等のいわゆる骨組部材にて直接負担しており，載荷点直下の BP（**図 3.10** 中のパネル I およびパネル II）の分担荷重は，軌道死荷重 67 kN，列車荷重 250 kN の上載荷重のうち，2 パネルにそれぞれ 52 kN（軌道死荷重分 1 kN，列車荷重分 51 kN）であった．このうち，列車荷重に対する分担荷重 51 kN は，設計値 [3]66 kN（**1 章**の**図 1.3** における $w_{BP}\times a\times b$ に相当する値）の 77 %であり，上路形式の BP ほどではない（**2 章**の**表 2.8** 参照）ものの，やはり道床内の列車荷重の分散は設計とは異なり均一ではなく，BP の分担荷重が小さいことがわかる．



※バラストから直接作用する荷重は，以下の式で算出

$$P_i = \sum_{k=1}^{n} p_k$$

ここに，P_i：部材 i へのバラストからの直接作用荷重

n：部材 i のバラストと接する要素数

p_k：要素 k がバラストから受ける接触力

図 3.10　各部材へのバラストから直接作用する荷重（解析値）

BP パネル II の中央を通る橋軸方向断面および橋軸直角方向断面における，列車荷重（載荷位置①）による面内応力分布と面外曲げ応力分布を，それぞれ**図 3.11** および**図 3.12** に示す．ここで，図中の実験値は，BP の中央部付近，および取付け部近傍においてそれぞれ BP の上下面に貼付けたひずみゲージ（単軸ゲージ，および取付け部近傍では支持部材縁端から 4～12mm までの間に 5 連ゲージ）の測定値をもとに，面内応力と面外曲げ応力を算定したものである．**図 3.11** および**図 3.12** より，両断面で面内応力は引張側に 5～35 N/mm^2 程度の範囲で生じ，面外曲げ応力は取付け部近傍を除いてほとんど生じていない．この応力性状から，BP が概ね設計どおり面内引張応力により上載荷重を支持していることが確認できた．また，取付け部近傍の面内応力など，測点によってはやや乖離があるものの，全体的な応力分布の傾向は実験と解析で同様であることがわかる．

図 3.11 より，橋軸方向の面内応力分布の解析値は中央を最大としてやや勾配があるが，その平均値（**図 3.11** の面内応力解析値と折れ曲がり点で囲まれた範囲の面積を延長 1174

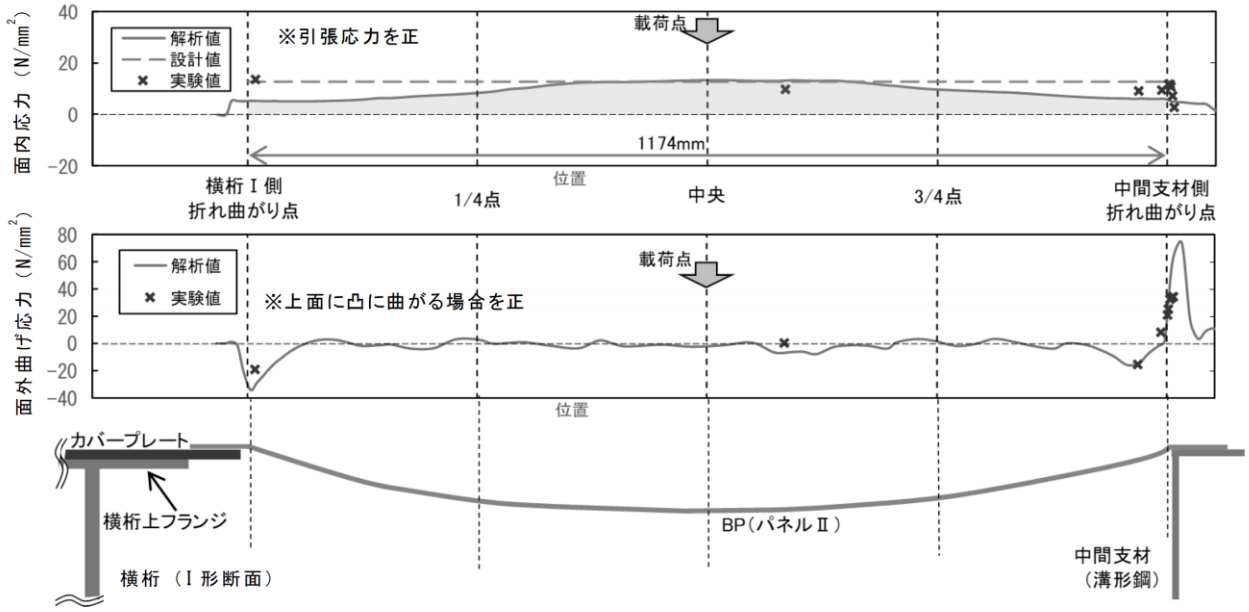


図 3.11　BP（パネルⅡ）中心を通る橋軸方向断面における
橋軸方向面内・面外曲げ応力分布（載荷位置は図 3.7 の①）

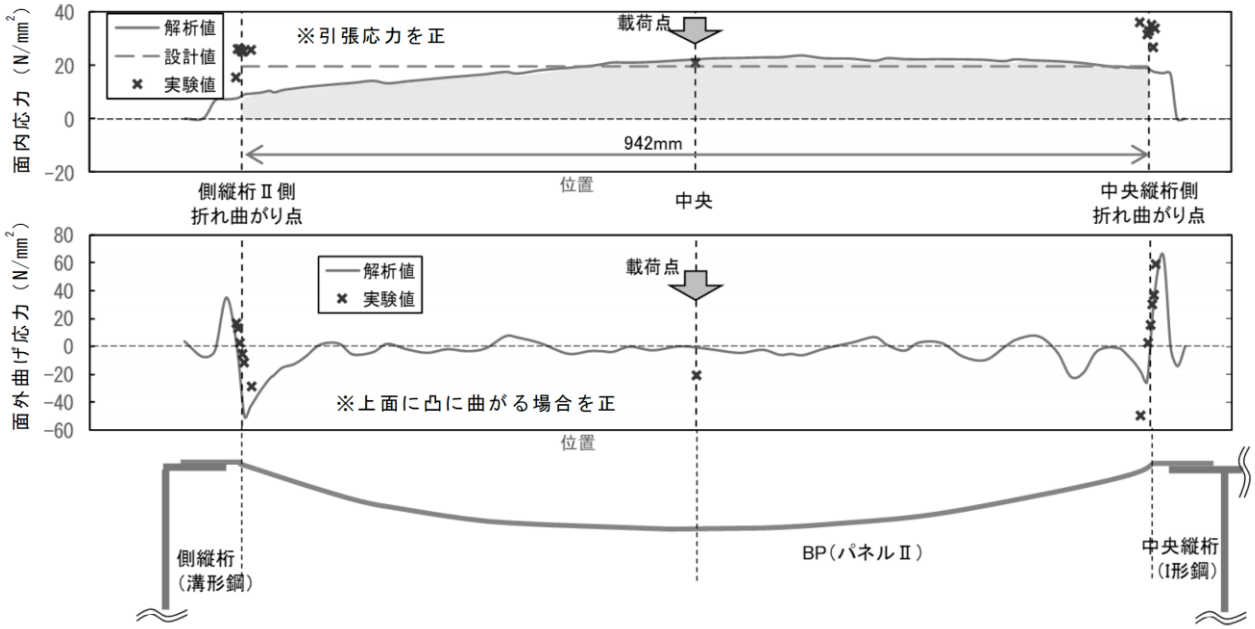
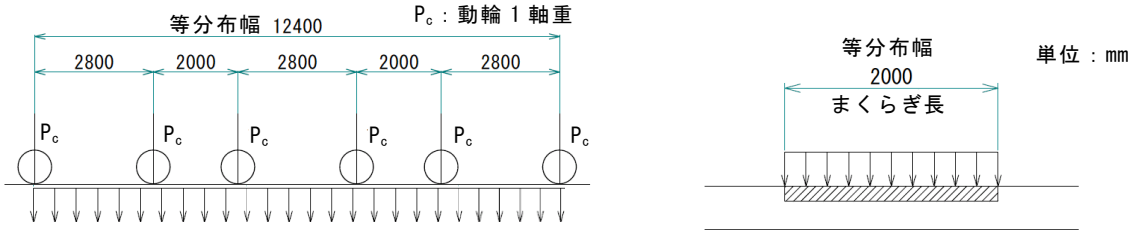


図 3.12　BP（パネルⅡ）中心を通る橋軸直角方向断面における
橋軸直角方向面内・面外曲げ応力分布（載荷位置は図 3.7 の①）

mm で除した値）は 9.7 N/mm² で，列車荷重の道床内分散が均一であると考えた設計値[3)]12.6 N/mm²（1 章の図 1.3 で示した σ_l）の 77 %であった．この結果は，上記の BP の分担荷重の設計値との比較とも概ね一致した．

一方，図 3.12 より，橋軸直角方向の解析値では中央縦桁側に偏って面内応力が大きくなる分布で，その平均値（図 3.12 の面内応力解析値と折れ曲がり点で囲まれた範囲の面



(a) 線路方向の動輪軸配置　　(b) 線路直角方向の列車荷重の載荷幅

図 3.13　BP の設計における列車荷重（E 荷重）の等分布範囲の考え方 [3)]

積を延長 942 mm で除した値）は 19.9 N/mm^2 であり，設計値 [3)]19.5 N/mm^2（1 章の図 1.3 で示した σ_c）と同等であった．このように橋軸直角方向において設計値と同等になったのは，設計 [3)]では図 3.13 に示すように，E 荷重の動輪 6 軸分の重量（図の $P_c \times 6$）が，線路方向に E 荷重の両端の軸距 12.4 m，および線路直角方向にまくらぎ幅 2 m の範囲に等分布すると考えているのに対し，本検討では，BP にとって最も厳しい BP 中央直上に輪軸がある場合を考えており，線路方向の荷重分散よりも線路直角方向への分散の影響が大きくなったためと考えられる．なお，この考察の妥当性については，3.4.3 で後述する．いずれにしても，下路形式 BP 桁においても上路形式 BP 桁と同様に，橋軸方向，橋軸直角方向とも，BP に比べて曲げ剛性の大きい骨組部材が多くの荷重を直接負担することで，BP の面内引張応力は設計値と同等以下であることがわかった．

なお，BP パネルⅡの中央を通る橋軸方向断面および橋軸直角方向断面における，列車荷重（載荷位置②）による面内応力分布と面外曲げ応力分布を，それぞれ図 3.14 および図 3.15 に示す．図 3.11 と図 3.14，および図 3.12 と図 3.15 との比較から，載荷位置②よりも載荷位置①の方が，橋軸方向，橋軸直角方向ともに BP の面内引張応力が大きいことがわかる．また，面外曲げ応力については，橋軸方向における中間支材との取付け部において，載荷位置②の方が載荷位置①よりもやや大きくなったが，実橋においてき裂の発生が確認できている橋軸直角方向における中央縦桁との取付け部においては，載荷位置①の方が大きくなった．

また，載荷位置①および載荷位置②における左右レールの鉛直変位および変位差の実験値を表 3.3 に示すが，いずれの載荷位置においても左右レールの変位差はほとんどないことがわかる．さらに，載荷位置①において，1 レール上のみに 125 kN を載荷した場合と，2 レール上にそれぞれ 125kN ずつを載荷した場合の，骨組部材の応力，および BP と骨組部材の鉛直変位の実験値を図 3.16 に示すが，BP の応力や変形は，1 レール上のみでの載荷より 2 レール上に載荷した場合の方が全般的に大きいことがわかる．

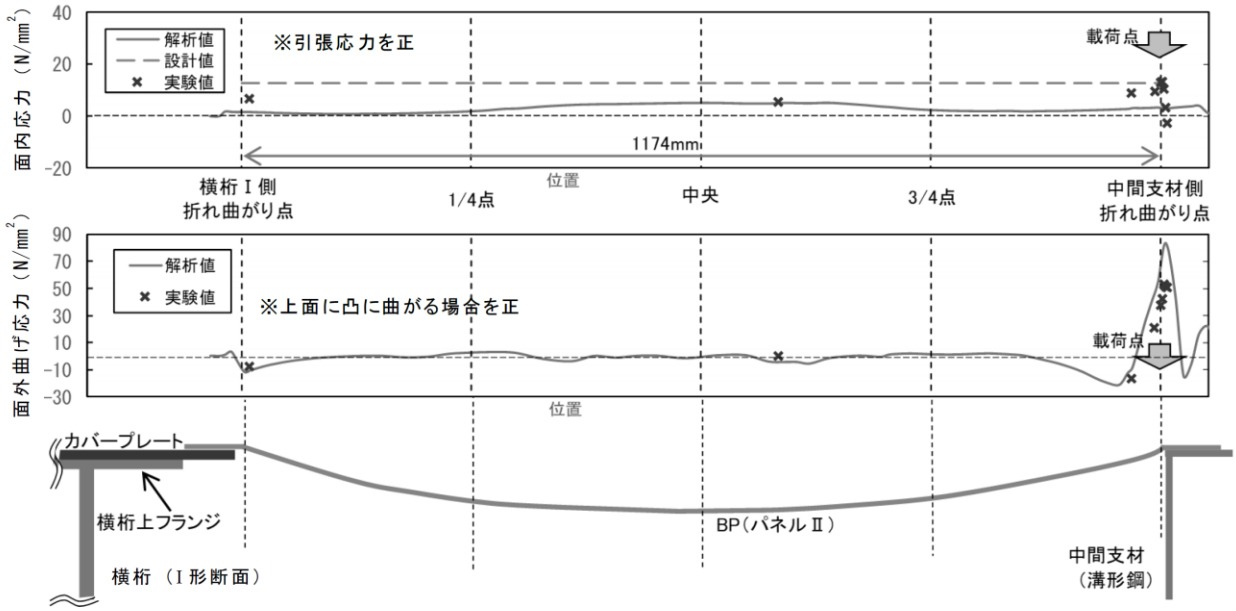


図 3.14　BP（パネルⅡ）中心を通る橋軸方向断面における
橋軸方向面内・面外曲げ応力分布（載荷位置は図 3.7 の②）

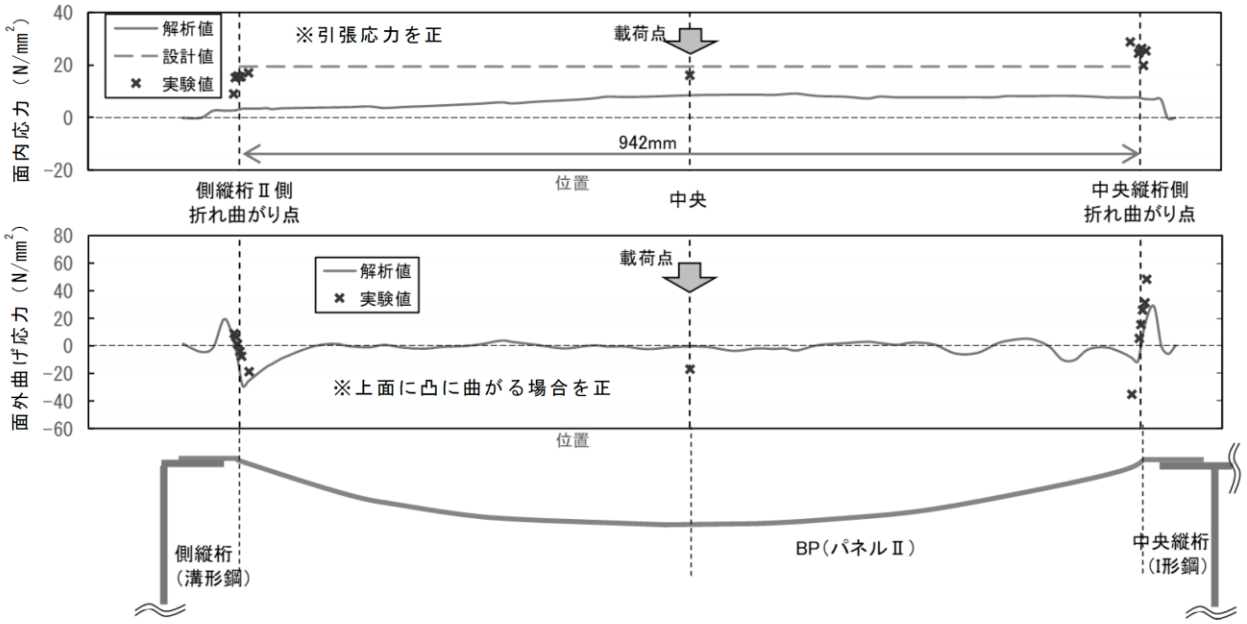
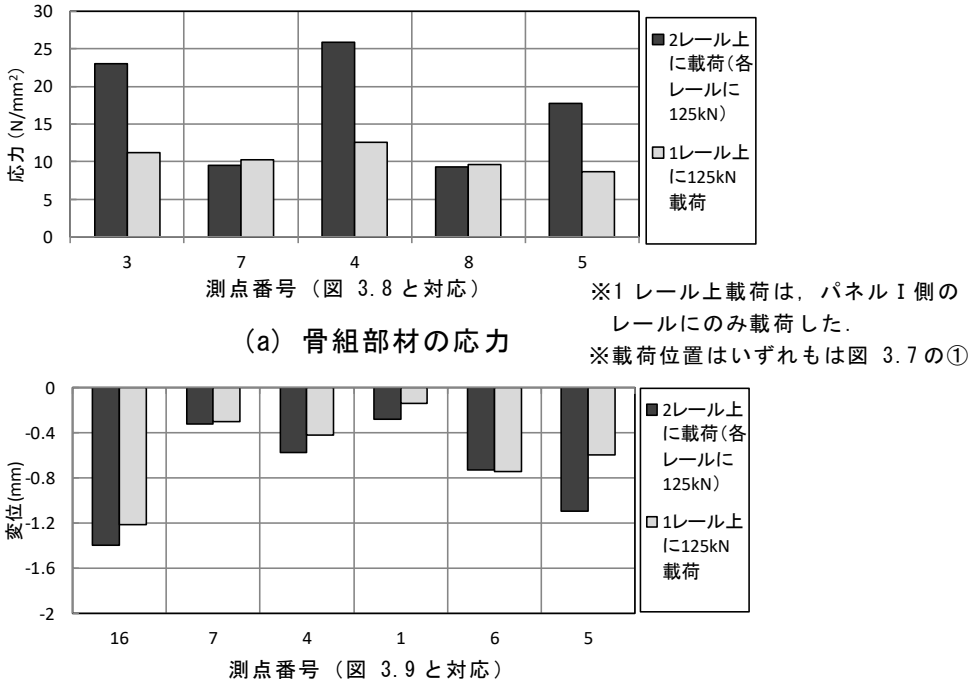


図 3.15　BP（パネルⅡ）中心を通る橋軸直角方向断面における
橋軸直角方向面内・面外曲げ応力分布（載荷位置は図 3.7 の②）

表 3.3　左右レールの鉛直変位および鉛直変位差（載荷試験）

載荷位置	レールの鉛直変位（mm）（鉛直下方への変位を負とする）		左右レール鉛直変位差
	左レール（パネルⅠ・Ⅲ側）	右レール（パネルⅡ・Ⅳ側）	
図 3.7 の①	-1.81	-1.90	0.09
図 3.7 の②	-1.84	-1.89	0.05



(a) 骨組部材の応力

(b) BP および骨組部材の鉛直変位（鉛直下方への変位を負とする）

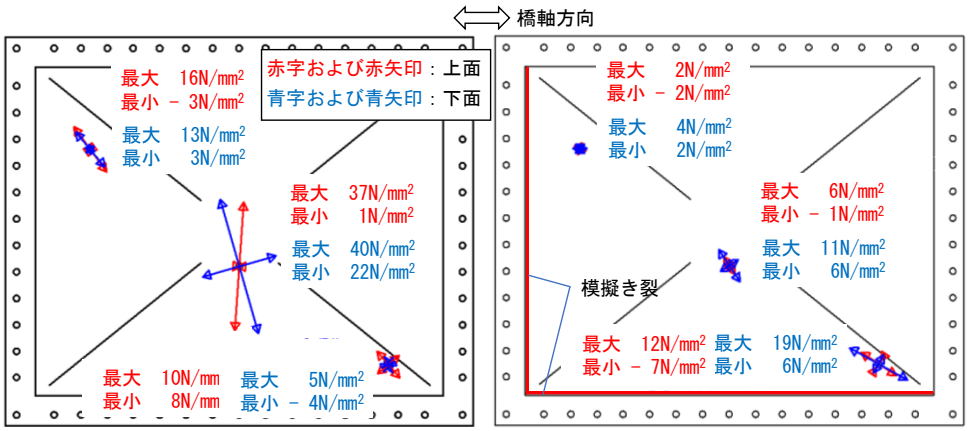
図 3.16　載荷レールによる BP・骨組部材の応力・変形性状の比較（載荷試験）

3.4　検証結果

3.4.1　バックルプレートの応力性状

図 3.17 に，き裂がない状態，およびき裂ステップ 6 の状態におけるパネルⅢの主応力の実験値を示す．下路形式の BP では，本検討のように一般的に橋軸直角方向の寸法の方がやや小さいため，BP の面内引張応力による荷重分担率は橋軸直角方向の方が大きくなる．

本検討においても，き裂がない状態では，図 3.17(a)に示すように，BP 中央付近の最大主応力方向が上下面とも概ね橋軸直角方向であった．また，上下面の最大主応力値はほぼ同等であることから，面外曲げ応力はほとんど生じていないことがわかる．



(a) き裂なし　　(b) き裂ステップ 6

図 3.17　パネルⅢの主応力（載荷試験）

図 3.17(b)より，模擬き裂を BP の 2 辺長分まで延ばした場合，BP 中央付近の最大主応力は，き裂のない状態に比べて上面で 16 %，下面で 28 %にまで大きく減少した．図 3.18 に，FE 解析でのき裂ステップ 6 の状態における，パネルⅢの上面の最大主応力ベクトル図を示す．図 3.18 より，き裂の両端を結ぶ線よりき裂の生じていない側では，最大主応力方向がき裂の両端を結ぶ方向と概ね一致した．また，取付け部近傍を除いて下面の最大主応力ベクトル図も上面と同様であったことから，取付け部近傍以外の部位では面外曲げ応力がほとんど生じず，き裂の生じていない 2 辺に支持された膜として荷重に抵抗していることがわかる．なお，き裂の生じていない 2 辺の取付け部近傍では，最大主応力方向が概ね取付け辺に直交しており，取付け部以外の部位における主応力値は，図 3.17(b)で示した載荷試験の結果と同様に小さかった．

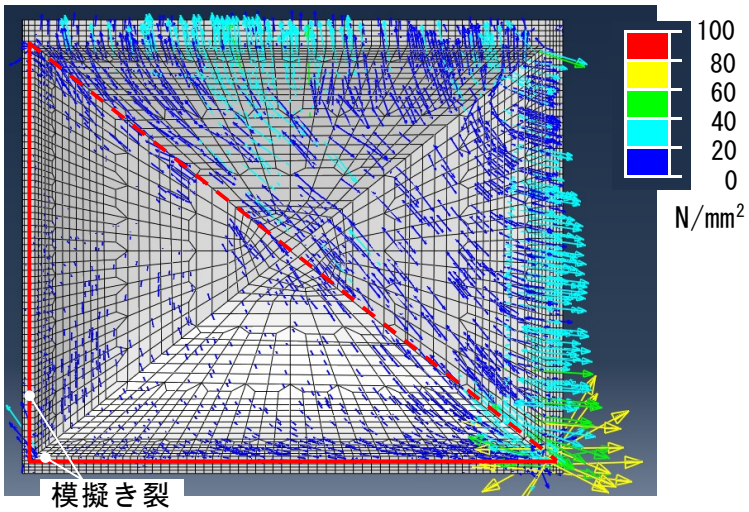
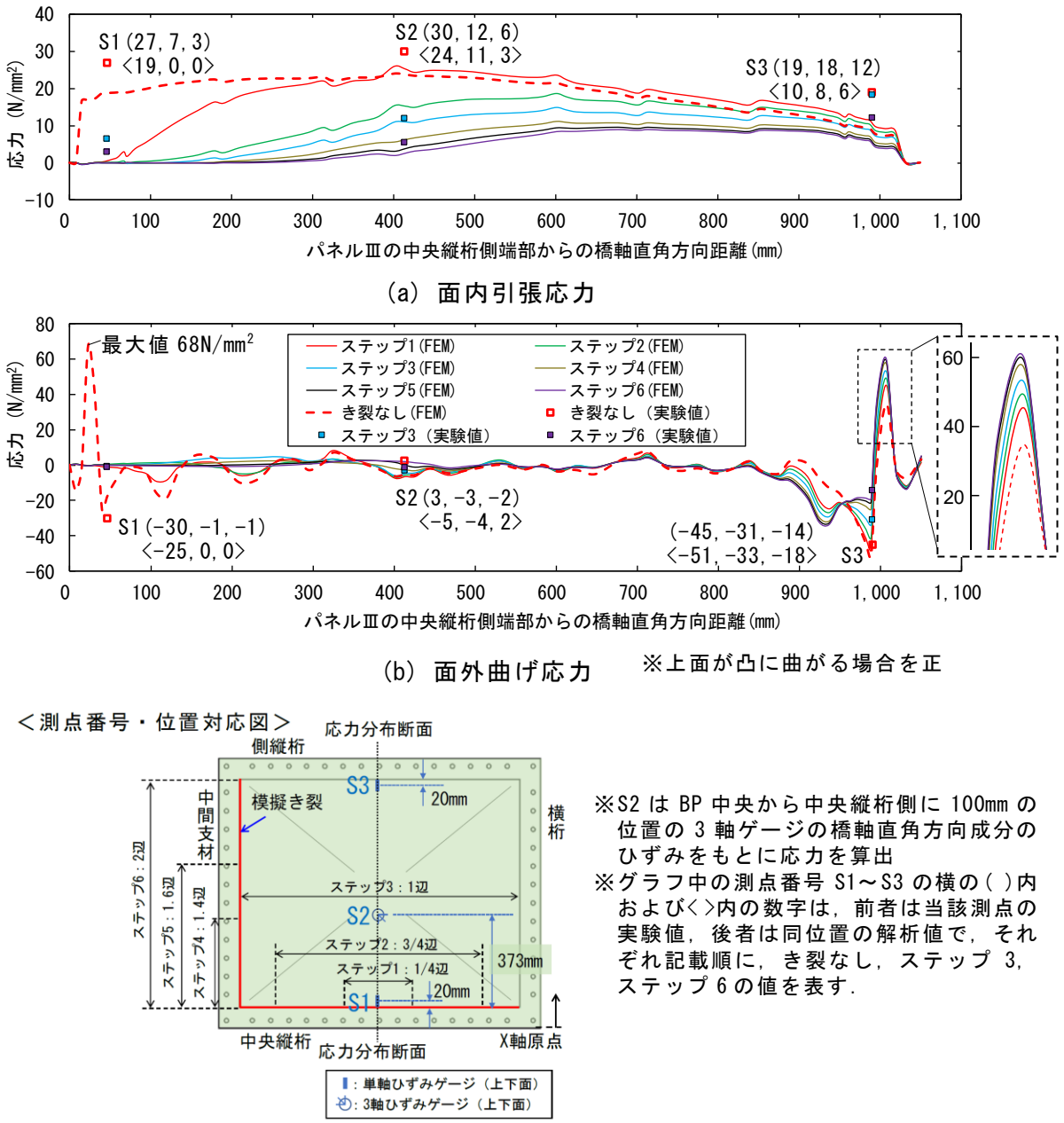


図 3.18　き裂ステップ 6 におけるパネルⅢ上面の最大主応力ベクトル図（FE 解析）

図 3.19 に，各載荷ステップにおけるパネルⅢ中心を通る橋軸直角方向断面の面内引張応力および面外曲げ応力の分布を示す．図 3.19 より，いずれの測点も面内引張応力の実験値が解析値より大きくなった．また，測点 S2 ではき裂なしとステップ 3 および 6 の面外曲げ応力について，実験と解析で増減傾向が逆であった．これらの原因のひとつとして，実験ではバラストが稜角やさまざまな粒径を有することで，BP と不均一に接触したことが考えられる．しかし，上記以外の値については実験値と解析値が近く，また，き裂の進展に伴う応力の増減の傾向も合った．なお，実橋では BP 上面に保護工が打設されるため，バラストと BP が接することはない．

図 3.19(a)より，き裂の進展に伴い面内引張応力は減少した．一方，図 3.19(b)より，き裂の進展に伴いき裂が生じていない側縦桁の取付け部近傍では，面外曲げ応力が増加した．しかし，ステップ 6 においても同取付け部の面外曲げ応力は，き裂がない状態の約 1.7 倍の約 60 N/mm^2 で，き裂がない状態での応力最大箇所である中央縦桁側取付け部の 68 N/mm^2 より小さく，耐荷性として問題ないと考えられる．なお，図 3.19(b)より取付け部



※S2 は BP 中央から中央縦桁側に 100mm の位置の 3 軸ゲージの橋軸直角方向成分のひずみをもとに応力を算出

※グラフ中の測点番号 S1～S3 の横の( )内および〈 〉内の数字は，前者は当該測点の実験値，後者は同位置の解析値で，それぞれ記載順に，き裂なし，ステップ 3，ステップ 6 の値を表す．

図 3.19　パネルⅢ中心を通る橋軸直角方向断面の BP 応力分布（FE 解析，載荷試験）

近傍以外の部位では，いずれのき裂状態でも，面外曲げ応力は局所的にわずか±10 N/mm^2 の範囲で生じた程度であった．

なお，本試験体や多くの実橋は，**図 3.3(d)**のように BP の曲げ加工時に BP の対角線に塑性線が形成されており，この部位に曲げが生じることが想定されたため，載荷試験において当該部位の応力性状を確認したところ，**図 3.20** に示すように面外曲げ応力はほとんど生じず，他部位と同等の面内引張応力が生じていることがわかった．また，き裂ステップ 1 の導入前後のいずれも非載荷状態において，測点 S1 の上面で圧縮側に 115 N/mm^2，下面で引張側に 100 N/mm^2 の応力変化が生じた．これは，BP の取付け部において曲げ加工時やボルト締付け時等に導入された残留応力が解放されたことによるものと考えられる．

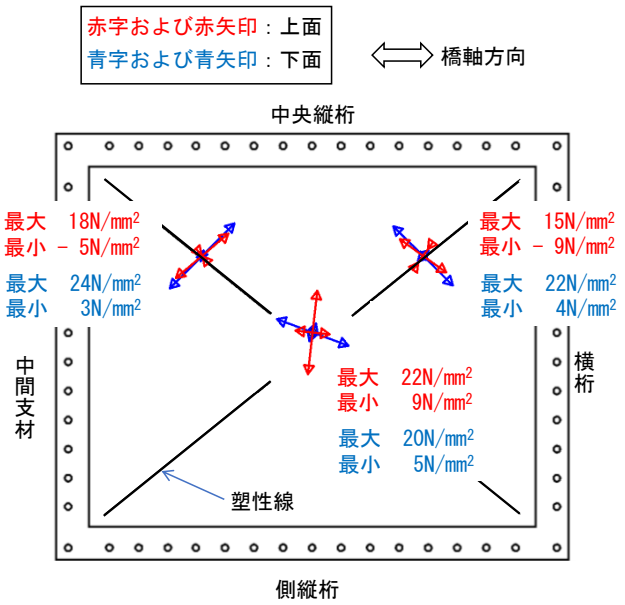


図 3.20　BP（パネルⅣ）の塑性線上の主応力

（載荷条件は 3.3.2 に示すとおりで，いずれの BP にもき裂がない状態での試験）

3.4.2　バックルプレートの変形性状

図 3.21 に，各載荷ステップのき裂部における BP 端部と骨組部材との目違い量の実験値および解析値を示す．図 3.21 より，いずれのき裂ステップおよび測点においても，目違い量の変化の傾向は，載荷試験と FE 解析で概ね一致していたが，FE 解析では特に 1 辺長以上のき裂が生じたときの BP の角部（D2）が実験値に比べて大きくなった．原因については不明だが，解析値を用いれば安全側に評価できるため解析値に着目すると，2 辺長の

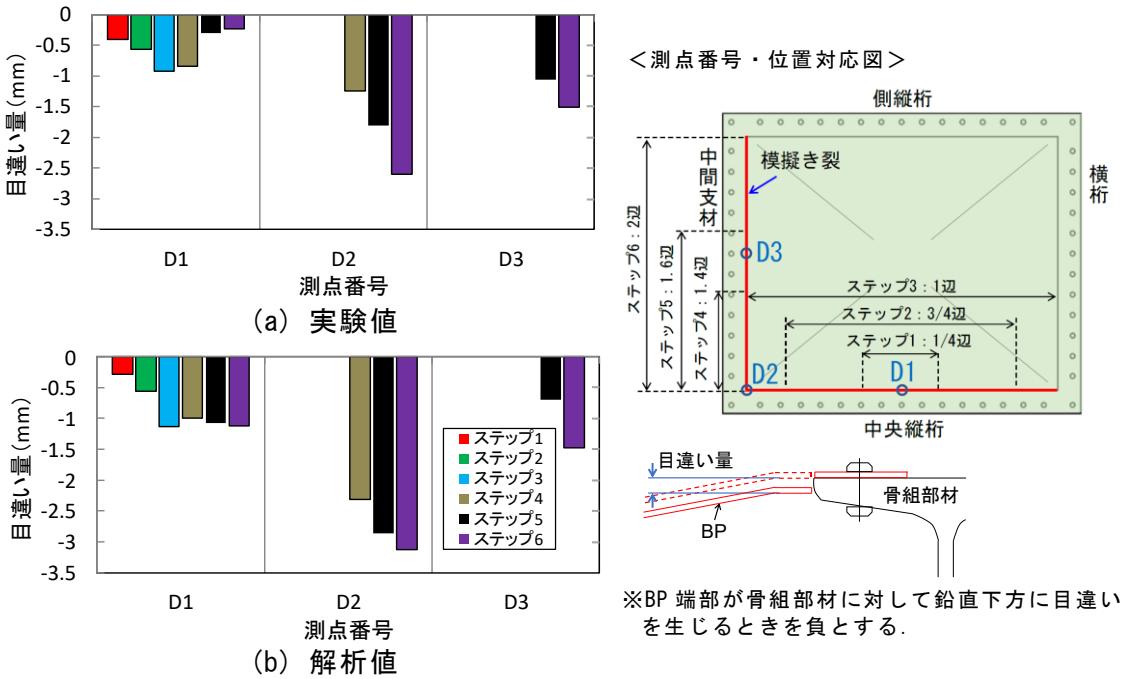


図 3.21　BP（パネルⅢ）端部と骨組部材との目違い量（載荷試験，FE 解析）

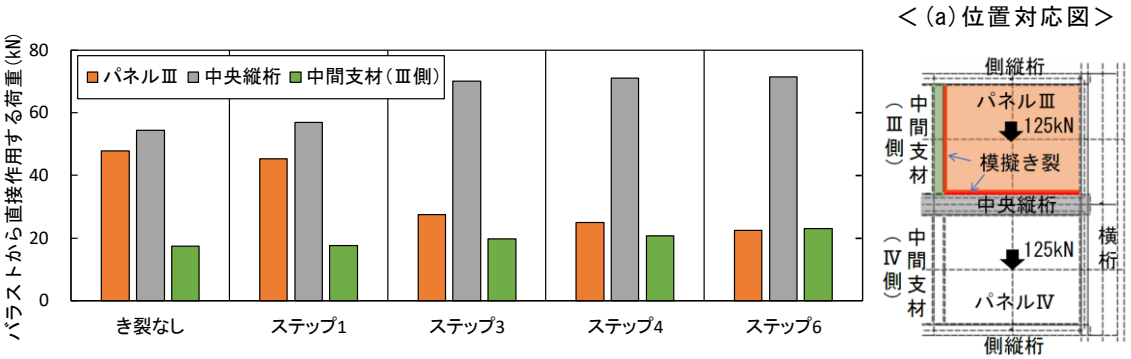
き裂が生じた場合においても，最大目違い量は D2 で 3.1 mm と，BP の板厚程度であった．この BP の板厚程度の目違いであれば，BP 上面の保護工がき裂部から落下する懸念はないことから，BP の変形に関する耐荷性も問題ないと考えられる．なお，**2 章**（2.5.4）で示した BP 上の土砂化した保護工等が橋梁下へ落下する懸念はあるが，その対策は **5 章**で示す．

3.4.3　バックルプレートの分担荷重

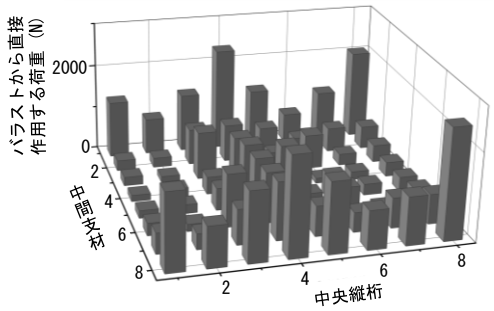
3.4.1 および 3.4.2 より，下路形式の BP 桁では，最も事例の多い中央縦桁沿いの取付け部のき裂が進展し，同取付け辺全長，かつ隣接する 1 辺全長までき裂が進展しても，設計活荷重に対して BP が床版としての耐荷性を満足することがわかった．本項では上記の理由について，き裂の進展に伴う BP の分担荷重の変化から考察する．なお，前述のとおり本研究ではき裂の進展特性が未解明であること，および **2 章**（2.2.3）で示したように実橋で 1 辺長程度のき裂が生じた BP において，その補修までの間に脱落破壊が生じていないことを鑑みると，維持管理の実務ではき裂が少なくとも 1 辺全長に至るまでに対策を行うことが望ましいと考えられる．

図 3.22(a)に，FE 解析に基づく各載荷ステップにおける，パネルⅢ（骨組部材による支持面を除く範囲）とその周辺の骨組部材への道床バラストから直接作用する荷重を示す．また，パネルⅢへの作用の内訳として，**図** 3.22(b)～(d)に，パネルⅢを 64 個の長方形に等分割したそれぞれの範囲に作用する荷重も示した．**図** 3.22(a)より，き裂の進展に伴いパネルⅢの分担荷重が減少し，代わりに中央縦桁の分担荷重が増加し，わずかであるが中間支材の分担荷重も増加した．また，**図** 3.22(b)～(d)より，き裂がない状態ではパネルⅢは概ね全面で道床バラストからの荷重を分担するが，き裂の進展に伴ってき裂の導入部付近において荷重を分担しなくなった．なお，**図** 3.22(b)において，パネルⅢ中央を通る橋軸直角方向断面において，橋軸方向に比べてバラストからの作用荷重が大きくなっていることがわかる．3.3.5 で示したように，き裂のない BP（パネルⅡ）の分担荷重が設計値の 77%であったにも関わらず，橋軸直角方向の面内引張応力が設計値と同等になったのは，このためと考えられる．

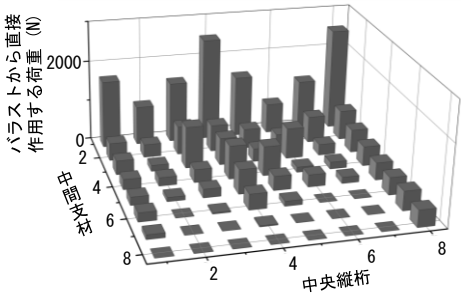
表 3.4 に，FE 解析における BP および道床バラストの曲げ剛性を示す．本解析では道床バラストを引張側の剛性を無視した厚さ 200 mm の連続体としてモデル化しており，これを骨組部材および BP に支持された板と考えたときの曲げ剛性は，**表** 3.4 に示すように BP の曲げ剛性より大きい．このため，き裂部付近を除いた全面で鋼材に支持された道床バラストがある程度の曲げ剛性を有することで，上記のようにき裂の発生した BP の分担荷重が減少し，周辺の骨組部材の分担荷重が増加したと考えられる．また，このように荷重の再配分が生じたことで，き裂を有した BP の応力やき裂箇所の目違い量が極端に増加せず，耐荷性能を大きく損なわなかったものと考えられる．



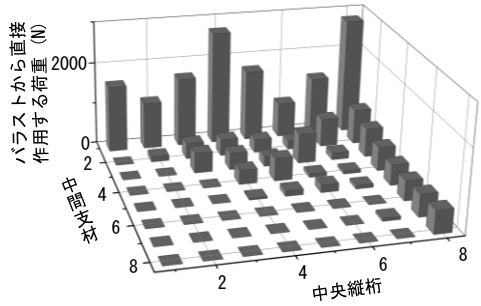
(a) パネルⅢとその周辺骨組部材



(b)パネルⅢ内訳（き裂なし）

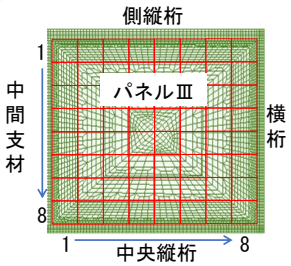


(c)パネルⅢ内訳（ステップ 3）



(d)パネルⅢ内訳（ステップ 6）

＜(b)～(d)位置対応図＞



※バラストから直接作用する荷重は，以下の式で算出

$$P_i = \sum_{k=1}^{n} p_k$$

ここに，P_i：範囲 i へのバラストからの直接作用荷重

n：範囲 i のバラストと接する要素数

p_k：要素 k がバラストから受ける接触力

図 3.22　パネルⅢとその周辺の骨組部材への道床バラストから直接作用する荷重の分布

表 3.4　BP および道床バラストの曲げ剛性

材料	厚さh※1 (mm)	ヤング係数 E(N/mm^2)	ポアソン比 ν	曲げ剛性※2 (N・mm)
BP	6.4	200000	0.3	4.80×10^6
バラスト	100	100	0.3	9.16×10^6

※1:BPは製作初期の標準的な板厚を考慮
　バラストは引張側剛性を無視し，厚さ200mmの半分を考慮

※2:橋軸方向単位長さあたりとして，$\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$ で算出

3.5　まとめ

本章では，下路形式 BP 桁を模擬した実大試験体を用いた室内載荷試験および FE 解析に基づき，き裂を有する BP の耐荷性状を明らかにした．本章で得られた知見を以下に示す．

1)下路形式の BP 桁におけるき裂がない BP では，2 章で示した上路形式と同様に，橋軸方向，橋軸直角方向とも，BP に比べて曲げ剛性の大きい骨組部材が多くの荷重を直接負担することで，BP の面内引張応力は設計値と同等以下であることがわかった．

2)下路形式の BP 桁において，最も事例の多い中央縦桁沿いの取付け部のき裂が進展し，同取付け辺の全長，かつ隣接する 1 辺全長までき裂が進展しても，以下の耐荷性状を呈することから，設計活荷重に対して BP（製作当初から 50 %の板厚減少を想定）が床版として十分な耐荷性を有することがわかった．

・き裂の進展に伴い，BP の面内引張応力は減少する．一方，側縦桁取付け部近傍では面外曲げ応力が増加するが，き裂がない状態での応力最大箇所である中央縦桁取付け部近傍の応力より小さい．また，取付け部近傍以外の面外曲げ応力はほとんど生じない．

・2 辺長のき裂が生じた場合の BP の最大目違い量は BP の板厚程度で，BP 上面の保護工（土砂化したものを除く）がき裂部から落下する懸念はない．

3)前項は，き裂部付近を除いた全面で鋼材に支持された道床バラストがある程度の曲げ剛性を有することで，き裂の発生した BP の分担荷重の減少，および縦桁や中間支材などの周辺の骨組部材の分担荷重の増加が生じ，その結果，BP の応力やき裂箇所での目違い量が極端に増加しないためであることがわかった．

参考文献

1) 東京都建設局道路部：隅田川筋橋梁調査報告書 その2，pp. 438-444, 1970.

2) たとえば，小西一郎，横尾義貫，成岡昌夫共著：構造力学第Ⅱ巻，pp. 73-78，丸善，1963.3.

3) 日本国有鉄道：鋼橋設計内規9-2A, pp. 73-75, 1972.11.

4) 土木学会：鋼鉄道橋設計標準解説，1970.12.

5) 大宮克己：東京 1 番線用降車通路けた試験―直交異方性板の鉄道橋への利用（第 1 報）―，鉄道技術研究報告，No. 222, 1961.6.

6) 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.

7) 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.

8) 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.

9) 池田学，北健志，木村元哉，中山太士：鉄道橋に用いられた古い鋼材の予ひずみによる材料特性への影響，鋼構造論文集，Vol. 19, No. 73, pp. 107-117, 2012.3.

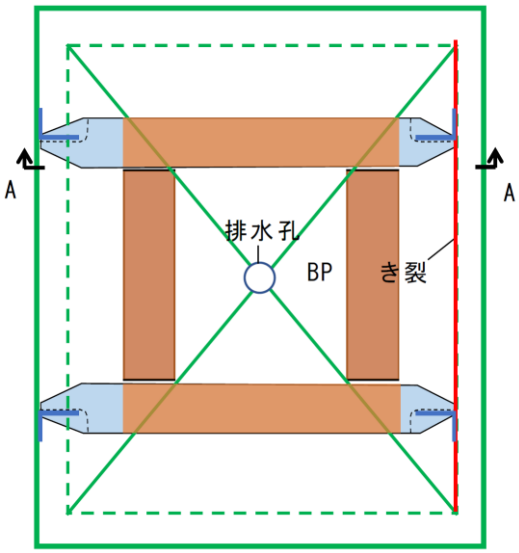
第4章　新たな補修方法の考案

4.1　はじめに

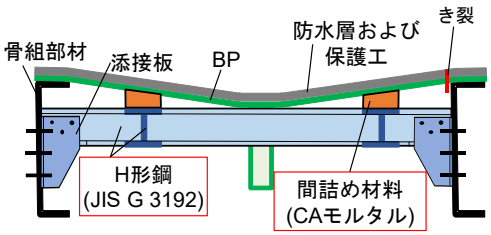
2 章での研究の結果，BP の取付け部に発生したき裂の対策として，き裂の根本的な原因である BP 上面の腐食を防止することが有効であることがわかった．また，3 章での研究の結果，道床バラストがある程度の曲げ剛性を有することで，き裂の発生した BP の分担荷重が減少し，周辺の骨組部材の分担荷重が増加すること，およびこの荷重の再配分によってき裂を有した BP は耐荷性能を大きく損なわないことがわかった．本章ではこれらの研究の知見をもとに，BP の取付け部に発生したき裂に対する従来の補修方法（従来下支え，1 章参照）よりも合理的な補修方法として，BP の下面からの補修方法と上面からの補修方法の 2 つを考案した．

4.2　バックルプレート下面からの補修方法（簡易下支え）の考案

3 章より，道床バラストがある程度の曲げ剛性を有することで，き裂の発生した BP の分担荷重は減少し，周辺の骨組部材の分担荷重が増加することがわかった．この耐荷性状を考慮すれば，従来下支えのように BP の全面を支持しなくとも，一部の範囲を支持すれば，道床バラストからの荷重が主にその支持部や骨組部材に直接伝達され，その結果，ある程度の長さのき裂を有する BP, および補修方法の構成材料により床版としての耐荷性を満足できると考えられる．なお，2 章での研究より，実橋では防水層が機能しない場合, BP 上面の腐食が進展し続け，面外曲げ応力が大きい取付け部において腐食疲労によるき裂が発生し，取付け部に沿って進展する可能性がある．上記のこと，および維持管理実務での安全性の確保の観点から，従来下支えより簡易な補修方法を考案するにあたり，取付け部の 4 辺全てが破断した BP として最悪の状態を想定することとした．



(a) 平面図



(b) A-A 断面図

図 4.1　簡易下支えの概念図

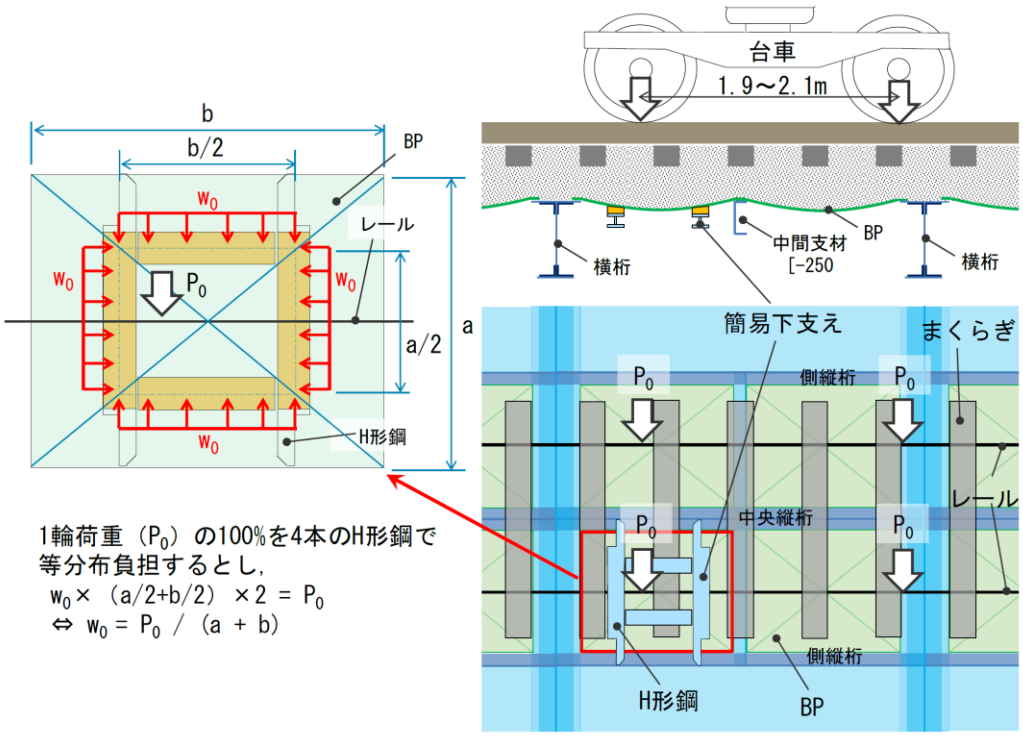
図 4.1 に，本研究で考案した具体的

な補修方法（以下，簡易下支え）の概念を示す．簡易下支えは，**図 4.1** に示すように，骨組部材にはしご状に組んだ H 形鋼を取付け，H 形鋼の上フランジと BP との間に間詰めを行い BP を支持する補修方法である．間詰め材料による支持部近傍において，取付け部と同等の面外曲げ応力が生じた場合，新たな疲労上の弱点となるため，それが極力生じないよう，間詰め材料には低剛性で，かつスラブ軌道のてん充層[1)]として標準的に使用されるセメントアスファルトモルタル（以下，CA モルタル）を用いた．簡易下支えは，従来下支えよりも施工性に優れること，および BP のき裂を下面から目視で確認できることなどの特長を有する．特に後者の特長は，必要な対策を適切な時期に実施できる点で，BP 桁の長寿命化に有効である．

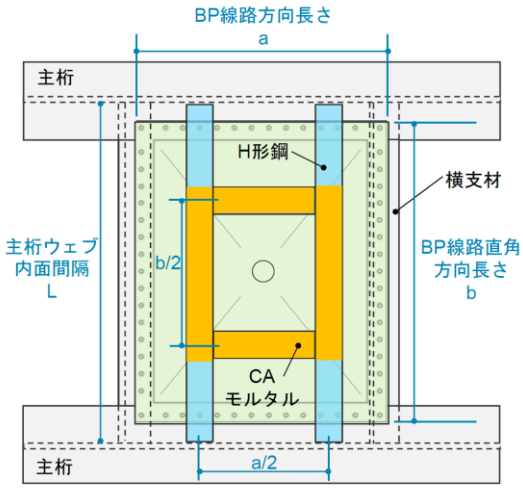
一方で，簡易下支えが，前述したように BP の取付け部の 4 辺ともが破断した状態においても，BP および簡易下支えの構成材料により床版としての耐荷性を十分に有するかどうかを検証する必要がある．なお，き裂部からの漏水や，**3 章**（3.4.2）で想定される課題として示した目違い部からの土砂化した保護工等の落下防止対策としてはき裂下面でのシーリングなどが考えられる．これらの検証を **5 章**において行う．

簡易下支えの設計の考え方を**図 4.2** に示す．**図 4.2(a)**および**(b)**のように，上路形式，下路形式とも，H 形鋼および間詰め材料による支持形状は，BP の対角線の 1/4 点どうしを結んだ BP と相似な四角形とした．ここで，H 形鋼は，桁高が比較的高く取付けやすい骨組部材として，上路形式では主桁，下路形式では横桁に取付けるのがよいが，**図 4.2(a)**のように，横桁間に中間支材（溝形鋼で桁高 250 mm 程度）を設けた下路形式では，中間支材への H 形鋼の取付けが困難であるため縦桁に接続するのがよい（**2 章**の 2.2.2 参照）．簡易下支えの構成材料（H 形鋼および間詰め材料）は，**図 4.2** と以下に示す仮定のもと設計を行うこととした．

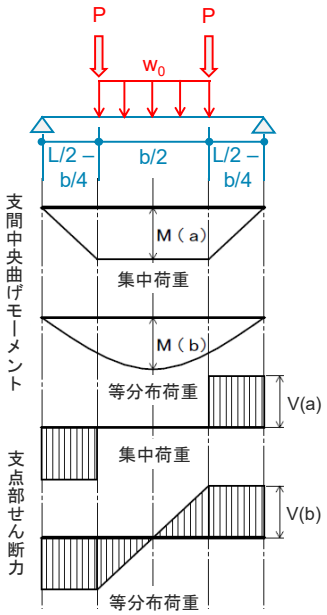
- **図 4.2(a)**に示した下路形式 BP 桁のように 1 軌道の直下において橋軸直角方向に 2 枚の BP がある場合は，列車の 1 輪荷重の 100 %（**図 4.2(a)**における P_0）を，**図 4.2(b)**に示した上路形式 BP 桁のように橋軸直角方向に 1 枚の BP がある場合（**1 章**の**図 1.2(a)**参照）は，列車の 1 軸重の 100 %（**図 4.2(a)**における $2\times P_0$）を，直下の 1 組（4 本）の H 形鋼および間詰め材料で負担すると考える．なお，これは **3 章**で確認した道床バラストから骨組部材への直接の荷重伝達を考慮しない安全側の仮定である．
- 上路形式，下路形式とも，載荷位置，軌道状態によらず前項の荷重を 4 本の H 形鋼および間詰め材料で等分布負担する．
- 上路形式，下路形式とも，H 形鋼の断面力は，4 本とも**図 4.2(c)**に示すように単純梁として算定する．なお，これは，H 形鋼と骨組部材との実際の接合条件は単純支持と剛結の中間にあると考えられるが，H 形鋼の断面諸元が支間中央の曲げモーメントで決定することから，安全側の仮定である．



(a) 構成材料の配置と列車荷重の負担の考え方（下路形式 BP 桁での例）



(b) 簡易下支えの構造寸法
（上路形式 BP 桁での例）



$P = a \cdot P_c / 4(a+b) = a \cdot w_0/4$

$w_0 = P_c / (a+b)$

ここに，P_c：列車の1軸重

$M(a) = P(L/2-b/4)$

$M(b) = w_0 \{L^2-4(L/2-b/4)^2\}/8$

支間中央の設計曲げモーメントM_dは，

$M_d = M(a) + M(b)$

$V(a) = P$

$V(b) = w_0 \{L-2(L/2-b/4)\}/2$

支点部の設計せん断力V_dは，

$V_d = V(a) + V(b)$

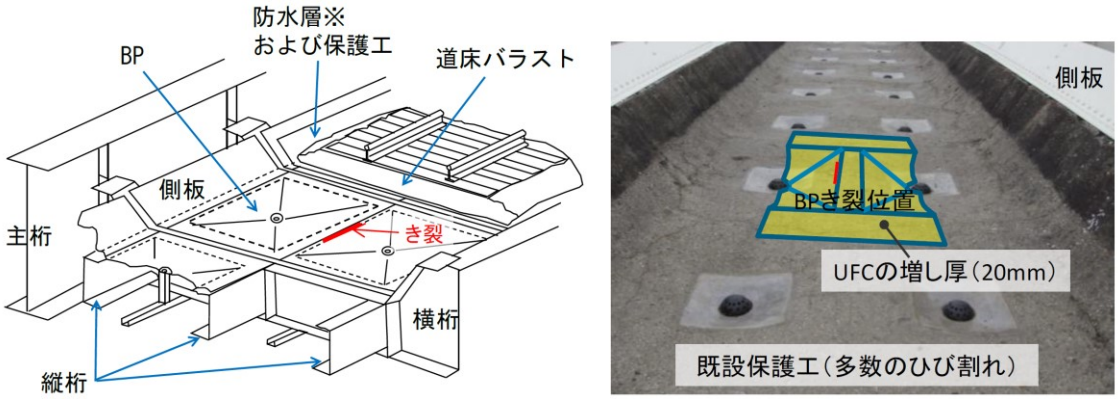
(c) 主桁に取付く H 形鋼の断面力の算定
（上路形式 BP 桁での例）

図 4.2　簡易下支えにおける構成材料の配置および設計の考え方

4.3　バックルプレート上面からの補修方法（上面補修）の考案

2 章での研究から，BP の取付け部におけるき裂は，列車荷重載荷に伴う取付け部の局所的な面外曲げだけではなく，BP 上面の腐食が主因であることを明らかにした．このため，き裂が発生した BP に対してその上面で対策を施すことで，上面の腐食の抑制および BP 取付け部の応力低減を図ることができれば，き裂の進展抑制につながることが期待できる．さらに，BP 桁では，BP 取付け部のき裂箇所からの橋梁下への漏水が問題となることが多いが，上記の対策によりこの漏水の防止効果も期待できる．

上記の着想から，遮水効果があり，取付け部に生じる面外曲げを負担できる材料として超高強度繊維補強コンクリート[2)]（以下，UFC: **U**ltra High Strength Reinforced **F**iber **C**oncrete）に着目し，**図 4.3** に示すように，既設保護工上において，BP に生じたき裂をまたぐ形で UFC を増し厚する補修方法（以下，上面補修）を考案した．この上面補修は，**図 4.4** に示すように，増し厚した UFC が BP 下への漏水防止や，BP 上面の腐食抑制および取付け部の応力低減によるき裂の進展抑制に寄与することを期待したものである．



※2章の研究より，防水層が設置されていない橋梁も確認できている．

※2.5.4 で示した，JR 西日本管内の BP 桁の撤去工事時の状況

図 4.3　上面補修の概念図（下路形式 BP 桁での例）

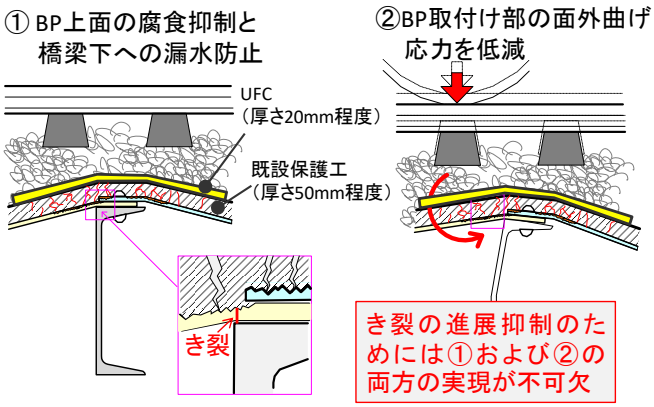


図 4.4　増し厚した UFC に期待する効果

上面補修は，まくらぎや道床バラストの撤去および復旧作業を伴う線路内作業であり，その作業は夜間の列車が走行しない時間帯に制限される．具体的には，JR 西日本管内の大半の BP 桁が存在する線区では，UFC の増し厚作業に充てられる時間は 1 時間程度となる．したがって，補修範囲は，**図 4.5** に示すように，腐食抑制や応力低減が求められる，き裂が生じた取付け部の周辺（具体的には，下路形式 BP 桁の場合，き裂が生じた中央縦桁沿いの取付け辺を中心に，橋軸直角方向は隣接する BP の中央排水孔付近まで，橋軸方向はき裂が生じた BP を支持する骨組部材のフランジを超えて隣接する BP の取付け部から 100 mm 程度の位置までの範囲）に限定するのが現実的である．また，UFC の増し厚後約 2 時間程度で列車が通過する，施工スペースが狭い，道床厚の制限がある，既設保護工上面に排水勾配があるなど多くの制約条件がある．この制約条件に対して，作業時分や作業の難易度，厚さや勾配などの仕上がり具合など，上面補修の施工性を検証する必要がある．また，早強性や，繰返し列車荷重に対する耐荷性，漏水防止機能および BP の応力低減機能などの UFC の材料性能を検証する必要がある．これらの検証を **6 章**において行う．

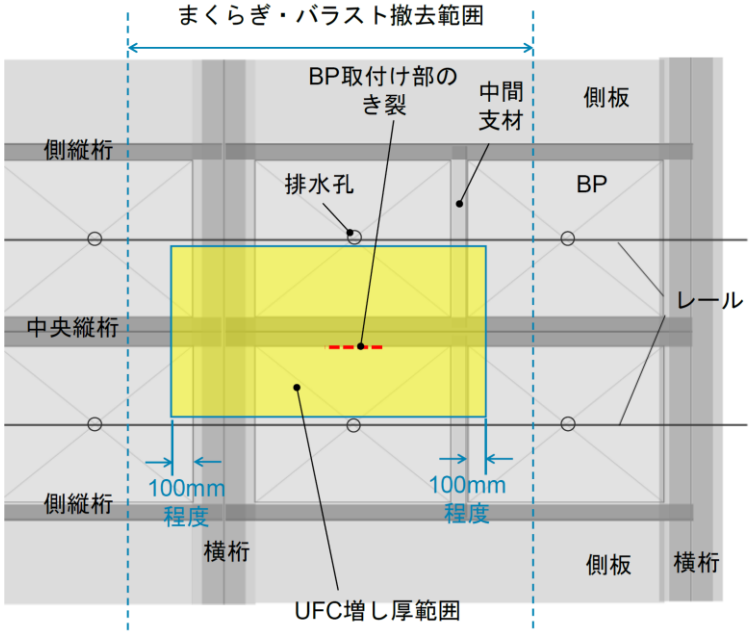


図 4.5　上面補修における UFC の増し厚範囲イメージ（下路形式 BP 桁での例）

BP の取付け部では，**図 4.6** に示すように，列車荷重により BP や既設保護工の上面において局所的に面外曲げによる引張応力が生じる．**3 章**の FE 解析で用いた解析モデルをもとに，上面補修として，既設保護工上に UFC を 20 mm 増し厚した状態を想定した試解析を行ったところ，上記の取付け部において UFC 上面に生じる引張応力は最大 4 N/mm^2 程度であった．上面補修で用いる UFC には，この繰返し生じる引張応力下において，若材齢時期，すなわち UFC の打設後概ね 2 時間（練混ぜ開始後概ね 3 時間）程度も含めて長期的に耐荷性，漏水防止機能および BP の応力低減機能を発揮することが求められる．また，BP 上面

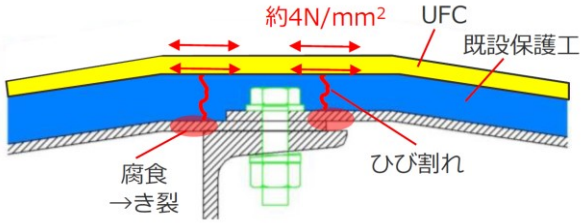


図 4.6　取付け部に生じる面外曲げによる引張応力イメージ（試解析に基づく）

の排水勾配に対して擦り付けて施工ができる流動性と一定の厚さで施工できる耐流動性の両面が確保される必要がある. なお, 一般的な繊維補強コンクリート（FRC: **F**iber **R**einforced **C**oncrete）や普通コンクリートでは，上記の引張応力に対してひび割れ発生強度を超え，またその後のじん性も期待できないことから，本補修用材料として不適合であると考えられる.

4.4　まとめ

本章では, BP の取付け部に発生したき裂に対する従来の補修方法よりも合理的な補修方法として，BP の下面からの補修方法（簡易下支え）と上面からの補修方法（上面補修）の 2 つを考案し，それぞれの設計思想や課題を述べた．これらの課題に対する検証を **5 章**および **6 章**において行う.

参考文献

1) 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.
2) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），2004.9.

第5章　簡易下支えの効果の検証

5.1　はじめに

4 章で考案した簡易下支えの効果を検証するために，3 章と同じ実大試験体，およびその一部を模擬した小型試験体を用いた室内載荷試験，ならびに FE 解析を行った．あわせて，実橋の BP に簡易下支えを施工し，列車通過時の応力や変形性状から，簡易下支えの実橋における適用性を検証した．

5.2　耐荷性の検証

5.2.1　検証内容

下路形式 BP 桁を対象とした室内載荷試験，および FE 解析に基づく，簡易下支えの耐荷性の検証内容について，3 章（3.3）と重複する事項を省略して示す．なお，上路形式 BP 桁における，簡易下支えの耐荷性については，別途，FE 解析に基づき 5.4 で検証した．

（1）室内載荷試験

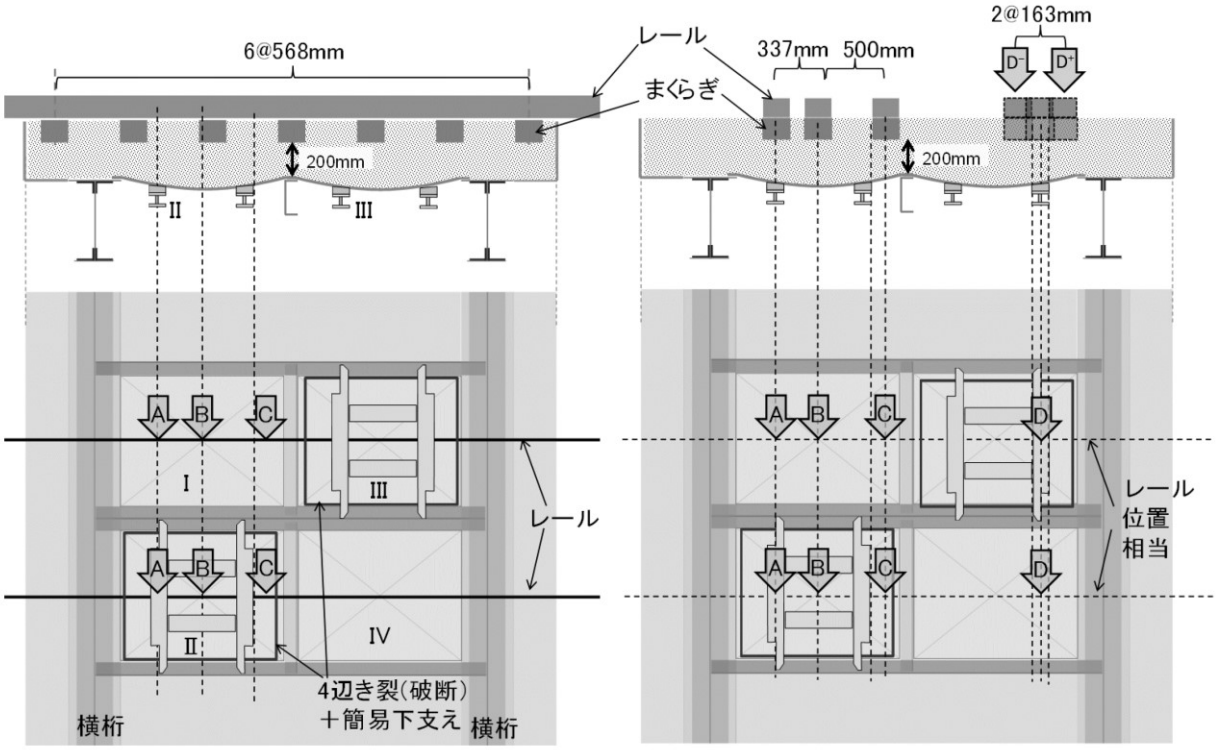
3 章の図 3.2 で示した実大試験体を用いて静的載荷試験を行った．図 5.1(a)に示すようなレールが連続した実際のバラスト軌道条件，および図 5.1(b)のようにレールをまくらぎごとに分断してその荷重分散を期待しない条件下のそれぞれで載荷試験を実施し，簡易下支えの耐荷性を検証した．図 5.1(b)に示す状態は，載荷点直下のまくらぎの前後数本ずつのまくらぎ下面が空いてバラストに支持されていない状態に相当するが，これは軌道の保守管理を適切に行えば起こりえない状態と考えられる．しかし，簡易下支えを 4 辺とも破断した BP に適用した場合，簡易下支えの構成材料の破壊がたちまち列車の運転保安を脅かすことになるため，上記のような極端に厳しい軌道条件での耐荷性を検証することとした．なお，適切に保守管理されたバラスト軌道の場合，レールの荷重分散により輪軸直下のまくらぎ 1 本が負担する荷重は 1 軸重の約 40 %であることが知られている[1)]．

図 5.2 に室内載荷試験での載荷のイメージを，表 5.1 に載荷ケースを示す．図 5.2 に示す BP のパネルⅡおよびパネルⅢにおいて，簡易下支えを適用した上で，パネルⅢやその下の H 形鋼，CA モルタルにとって最も不利な状態として取付け部の 4 辺全て模擬き裂により全長にわたって破断させた．上記のような模擬き裂の設定は，2 章で示した，約 90 年供用され，架設当初から防水層がない実橋での調査において取付け部近傍の平均板厚が製作時の 6.35 mm

(a) 連続したレール
（レールによる荷重分散あり）

(b) レールの分断
（レールによる荷重分散なし）

図 5.1　実大試験体における
軌道敷設状況



(a) レール有　　(b) レール無

※各載荷位置の説明
A・D:H 形鋼の直上，B:BP 中央の直上，C・D^+:H 形鋼フランジ縁・骨組部材間
D^-:H 形鋼フランジ縁・BP 中央間，※各位置とも載荷重は 125kN/レール
※D，D^+，D^-の載荷は，まくらぎ側面を露出した状態でまくらぎを微小移動させて載荷した．

図 5.2　載荷イメージ（本節における室内載荷試験，FE 解析）

から 4.9 mm にまで減耗していた結果から，将来さらに腐食が進行し，それに伴って取付け部に沿ったき裂の進展が想定されるためである．静的載荷は，レールの荷重分散がある場合とない場合のそれぞれで，表 5.1 に示す目的に応じて載荷位置を変えて行った．ここで，図 5.2 および表 5.1 に示す「レール有」と「レール無」は，それぞれ図 5.1(a)および(b)の軌道敷設状態を表す．以降も本節では同様の表記を用いる．なお，健全な BP と補修した BP との剛性差によって左右レールや BP のたわみ差が生じる懸念があったため，図 5.2 のように補修 BP どうしを隣接しないように配置し，上記の影響を検証したところ，表 5.2 および表 5.3 に示すように，図 5.2(b)のいずれの載荷条件でも左右レールや BP のたわみ差はほとんど生じなかった．

表 5.1　載荷ケース
（本節における室内載荷試験，FE 解析）

ケース	レール有無	載荷位置※	目的
1	有	A	【ケース1～4】H形鋼について，以下を検証 ・レールの荷重分散がない場合の耐荷性 ・レールの荷重分散の有無による耐荷性状の差異 ・設計方法の妥当性 【ケース3～6】BPについて，以下を検証 ・レールの荷重分散がない場合の耐荷性 ・レールの荷重分散の有無による耐荷性状の差異
2	無		
3	有	B	
4	無		
5	有	C	
6	無		
7	無	D	CAモルタルについて，以下を検証 ・レールの荷重分散がない場合の耐荷性
8		D^-	
9		D^+	

※載荷位置の記号は図 5.2 と対応

表 5.2　左右レールの鉛直変位

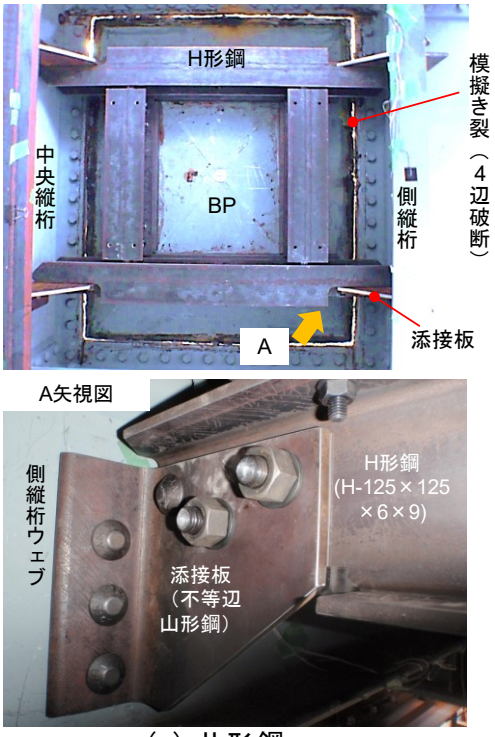
載荷位置※1	レールの鉛直変位(mm)※2		左右レール鉛直変位差
	左レール（パネルⅠ・Ⅲ側）	右レール（パネルⅡ・Ⅳ側）	
A	-2.74	-2.84	0.10
B	-2.77	-3.04	0.27
C	-3.41	-3.45	0.04
D	-2.12	-2.44	0.32

※1：載荷位置図5.2(b)と対応
※2：鉛直下方への変位を負とする

表 5.3　BP の鉛直変位

載荷位置※1	BP中央の鉛直変位(mm)※2		左右BP鉛直変位差
	パネルⅠ・Ⅲ	パネルⅡ・Ⅳ	
A	-2.74（パネルⅠ中央）	-1.28（パネルⅡ中央）	-0.32
B	-2.37（パネルⅠ中央）	-2.40（パネルⅡ中央）	0.03
C	-1.78（パネルⅠ中央）	-1.83（パネルⅡ中央）	0.05
D	-1.34（パネルⅢ中央）	-1.63（パネルⅣ中央）	0.29

※1：載荷位置図5.2(b)と対応
※2：鉛直下方への変位を負とする



(a) H 形鋼

(b) CA モルタル

図 5.3　簡易下支え構成材料の設置状況

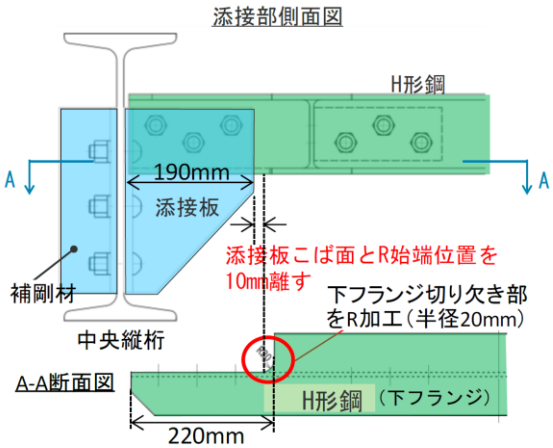


図 5.4　H 形鋼の添接部のディテール

簡易下支えの耐荷性の検証では，H 形鋼の応力や BP の変形および応力，CA モルタルの応力に着目した．特にレール無の条件では，載荷位置によりこれらの性状が大きく異なると考えられたため，**図 5.2** および**表 5.1** に示すように，載荷位置を少しずつ変えて，いずれの載荷位置でも耐荷性を満足するか検証した．またあわせて，レールの荷重分散の有無による耐荷性状の差異や，**4 章**で提案した簡易下支えの設計方法の妥当性を検証した．

載荷はいずれのケースも **3 章**の載荷試験と同様に，1 レールあたり 125 kN を 2 レール上に行った．まくらぎの配置と道床厚は，レール有の条件では **3 章**（**図 3.2(a)**）と同じであり，レール無の条件では道床厚は同じく 200 mm として，まくらぎを**図 5.2(b)**に示す載荷位置と合うように移動した．

簡易下支えの構成材料の設置状況を**図 5.3** に示す．H 形鋼は**図 5.3(a)**のように添接板（不等辺山形鋼）を介して高力ボルトにより骨組部材（中央縦桁および側縦桁）に接合した．この際，**図 5.4** に示すように，H 形鋼

の下フランジには，添接板との取合いの関係上，切り欠きを設ける必要があるが，既設の下路トラス鉄道橋の縦桁と横桁の連結部などで採用されるディテールを参考に，切り欠き部では，添接板との接触を避けるために 10 mm の離隔を設け，また，疲労強度に配慮して R 加工（半径 20 mm）した．なお，この切り欠き部で列車荷重載荷時の応力集中による耐疲労性が懸念されたが，これについては 5.3 で検証した．H 形鋼には，文献2)に準じた安全係数を考慮した上で，**4 章**の**図 4.2** で示した設計上の考え方に基づく耐荷性の照査を満足するものを JIS 規格の中から選定し，4 本ともに H-125×125×6×9（JIS G 3192）を用いた．なお，この場合の補修用鋼材の総重量は，従来下支えの約半分となる（5.5.3 で後述）．

また，CA モルタルは**図 5.3(b)**のように，BP との密着性確保および滑落防止を目的に H 形鋼上にガイド材（溝形鋼）を設け，その上にポリエステル製不織布の袋体を置いて，その中に手動モルタルポンプにより BP 下面から低圧で充填した．CA モルタルの配合は，文献3)に示す D 種の標準配合を用いた．この配合は，上記の袋体を用いた充填方法による JR 西日本管内での軌道スラブの交換工事で用いられるものである．また，厚さは 50 mm 以上を確保した．φ50×100 mm の円柱供試体を用いた圧縮強度試験の結果，載荷試験時（材齢 28 日程度）における CA モルタルの圧縮強度は 4.27 N/mm^2 で，ヤング係数は 400 N/mm^2 であった．なお，ヤング係数は，コンクリートの静弾性係数試験方法に準じ，上記圧縮強度試験時に供試体のひずみを測定し，求めた．また，CA モルタルの硬化後に BP（パネルⅢ）と CA モルタル間に 0.1 mm 隙間ゲージを挿入し隙間を測定したところ，**図 5.5** に示すように必要接触面積（**4 章**の**図 4.2(a)**の橙色部）以上の範囲において BP と CA モルタルとが接触していることが確認できた．

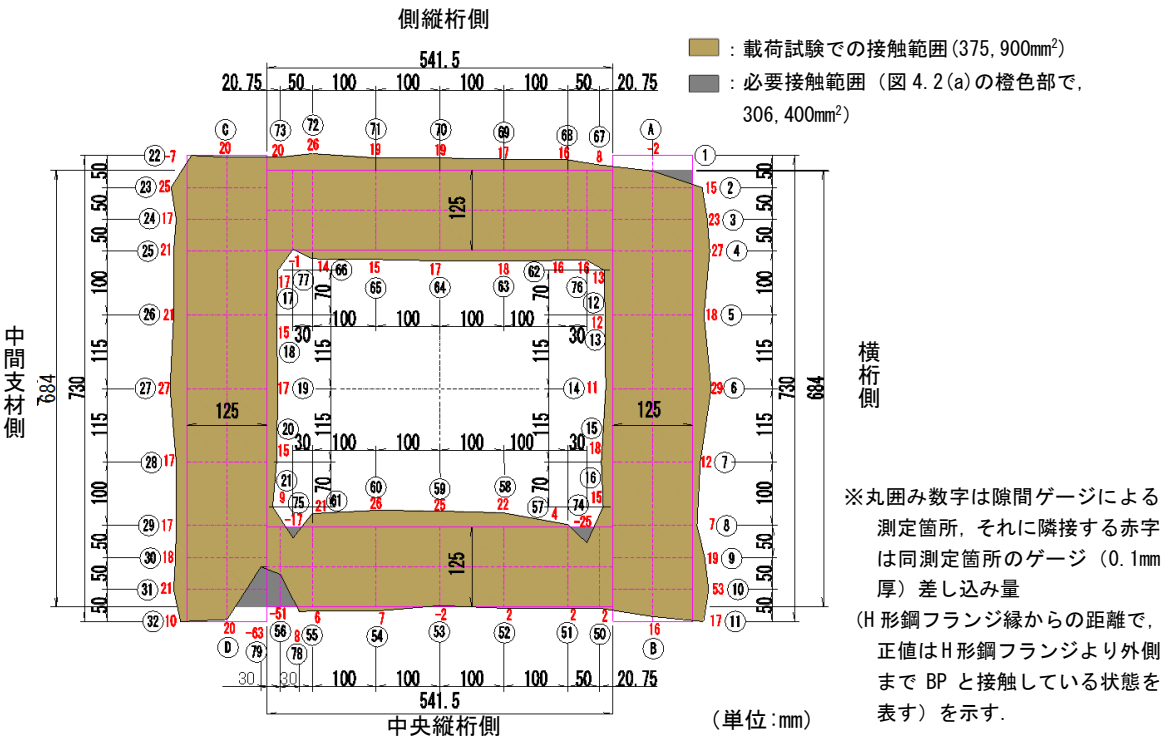


図 5.5　BP（パネルⅢ）における CA モルタルと BP との接触範囲

（2） FE 解析

3 章の図 3.4 で示した解析モデルを基礎として，(1) で示した試験体と同様に BP のパネルⅡとパネルⅢにおいて簡易下支えと 4 辺模擬き裂（破断）をモデル化し，FE 解析を行った．解析ケースとして，表 5.1 および図 5.2 に示した室内載荷試験の全ての載荷ステップを再現した解析を行った．なお，模擬き裂は，3 章（3.3.3）と同様の方法で表現した．

解析モデルのうち，簡易下支えの構成材料のモデルを図 5.6 に示す．H 形鋼と CA モルタルの寸法は基本的に室内載荷試験で用いたものを再現した．ただし，本解析は，主に BP および CA モルタルの応力性状や，道床バラストからの分担荷重の把握を目的としているため，H 形鋼の添接部のディテールは，図 5.3(a)と図 5.6 で比較してわかるように，添接板の形状を単純化し，またボルト接合を省略して添接面全面で部材相互を節点共有するなど簡略化した．なお，解析では，添接板を図 5.3(a)のような山形鋼ではなく，鋼板のこば面を縦桁ウェブと節点共有することで表現しており，実験よりも縦桁ウェブに局所的な面外曲げが生じやすい条件と考えられる．

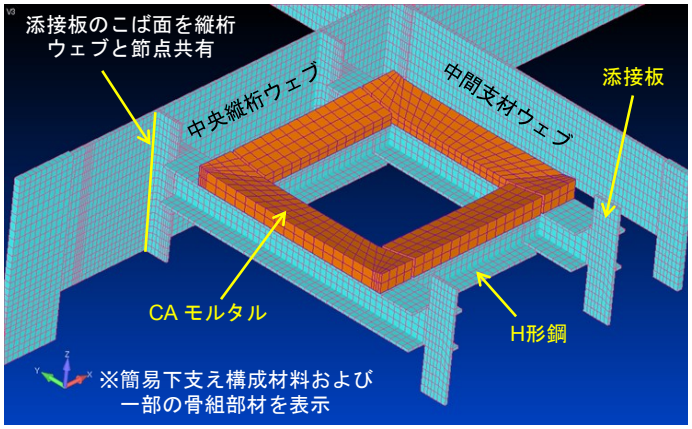


図 5.6　簡易下支えの解析モデル

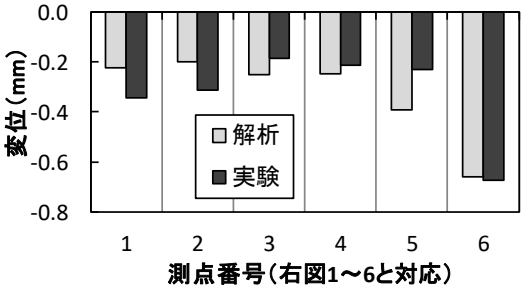
H 形鋼および添接板はシェル要素を，CA モルタルはソリッド要素を用いた．材料間の接触条件として，BP 下面と CA モルタル上面間は，BP の応力が安全側に評価できるように摩擦係数 0 で接触を定義した．また，CA モルタル下面と H 形鋼上面は，図 5.3(b)のようにガイド材が設置されていることを考慮して固着で定義した．

表 5.4 に，簡易下支えの構成材料の材料特性を示す．H 形鋼，添接板，CA モルタルともに，設計活荷重を想定した室内載荷試験において弾性的な挙動を示したため，いずれも弾性体として表 5.4 に示す物性値を適用した．CA モルタルのヤング係数は，(1) で示した実験値を用いた．

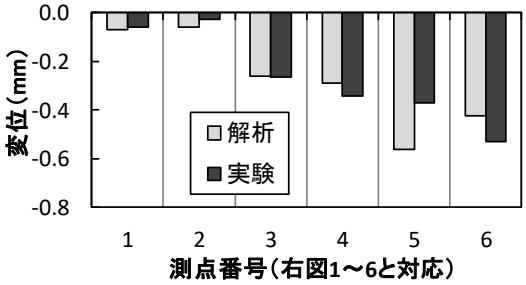
図 5.7 および図 5.8 に，それぞれ BP（パネルⅡ）の鉛直変位，H 形鋼（パネルⅡ直下）の下フランジ下面の部材軸方向応力に関する，

表 5.4　簡易下支えの構成材料の材料特性

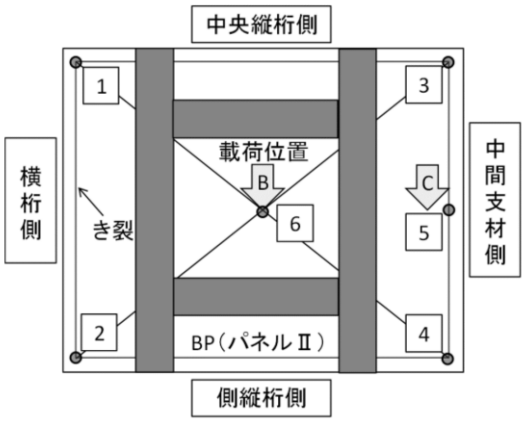
材料	適用部位	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鋼材	H形鋼，添接板	200000 [2]	0.3 [2]
CAモルタル	間詰め材料	400	0.35 [4]



(a) 載荷位置 B（ケース 3）

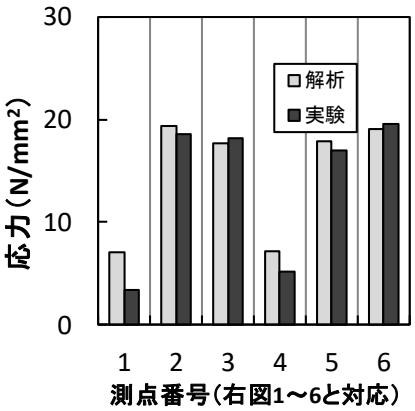


(b) 載荷位置 C（ケース 5）

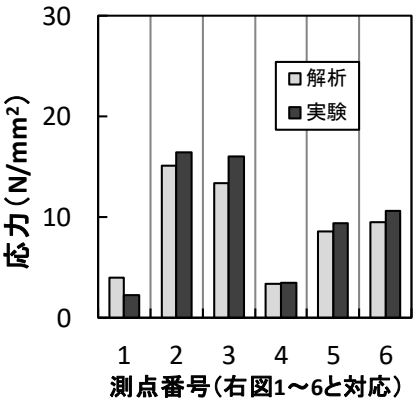


※ケース番号，載荷位置の記号は，図 5.2(a)および表 5.1 と対応
※測点 1～5 は，骨組部材と BP 端部との相対鉛直変位（骨組部材に対して BP が下方に変位する場合を負），測点 6 は BP 中央の絶対鉛直変位（下方に変位する場合を負）を表す．

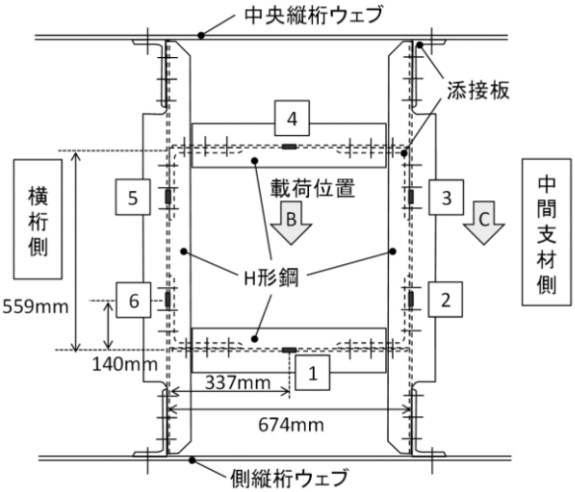
図 5.7 BP（パネルⅡ）の鉛直変位に関する載荷試験と FE 解析の比較



(a) 載荷位置 B（ケース 3）



(b) 載荷位置 C（ケース 5）



※ケース番号，載荷位置の記号は，図 5.2(a)および表 5.1 と対応

図 5.8 H 形鋼（BP パネルⅡ直下）の下フランジ下面の部材軸方向応力に関する載荷試験と FE 解析の比較

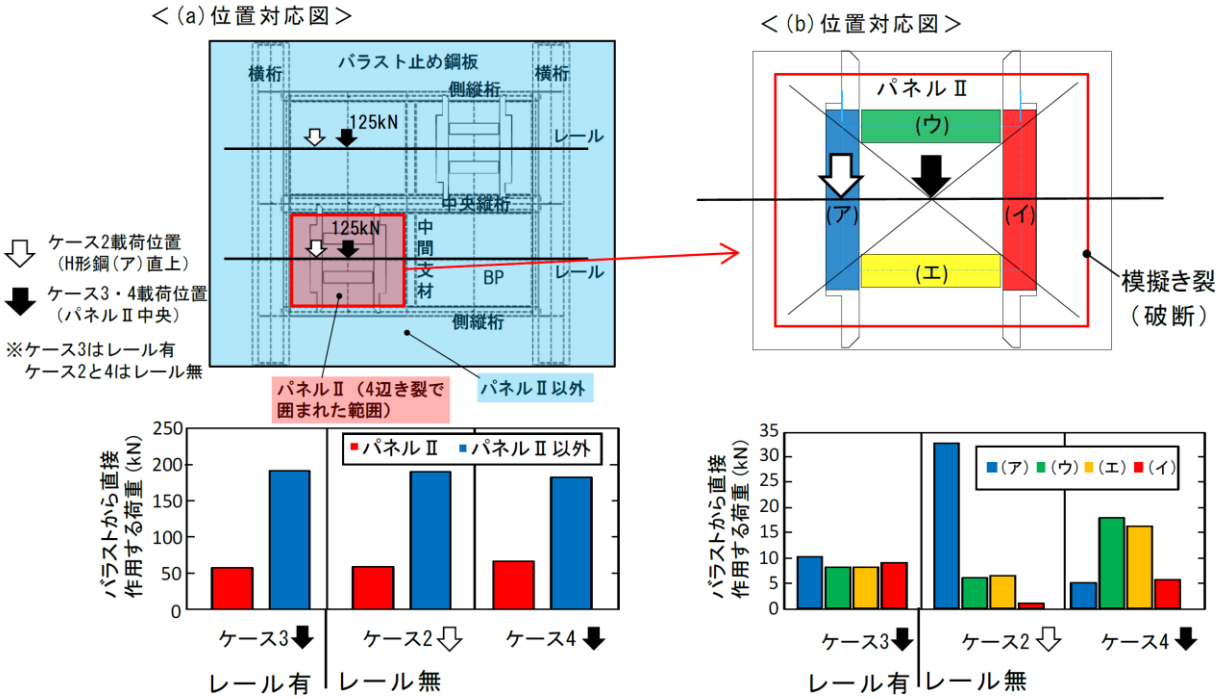
載荷試験と FE 解析の比較を示す．**図 5.7** および**図 5.8** より，BP（パネルⅡ）の変位やその直下に設置した H 形鋼の応力の値が，載荷試験と FE 解析で同等であったことから，簡易下支えを適用した本解析モデルは載荷試験結果を十分に再現していると判断した．

5.2.2　H 形鋼の耐荷性と設計の妥当性の検証

本項では，室内載荷試験と FE 解析の結果に基づき，H 形鋼の耐荷性の検証に加え，**4 章**（4.2）で示した H 形鋼の設計方法の妥当性を検証した．

図 5.9 に，FE 解析のケース 2～4 における，パネルⅡの範囲（4 辺のき裂で囲まれた範囲）およびそれ以外の範囲への道床バラストから直接作用する荷重を示す．また，パネルⅡへの作用荷重の内訳として，**図 5.9**(b)に，H 形鋼により支持された 4 辺の直上部分それぞれに作用する荷重も示した．なお，各範囲へのバラストから直接作用する荷重は **3.4.3** の**図 3.22** と同様の方法で算出した．

図 5.9(a)より，バラストからパネルⅡに直接作用する荷重は，ケース 2～4 でそれぞれ 59 kN，58 kN，および 67 kN とケース 4 でわずかに大きいものの，概ね同等であった．上記の荷重の 1 輪荷重 125 kN に対する割合は，ケース 2～4 でそれぞれ 47.2 %，46.4 %，および 53.6 %であり，**4 章**で示した 1 輪荷重の 100 %をパネルⅡで負担するという簡易下支えの設計上の仮定に対し，実際のパネルⅡの負担割合は，レールの荷重分散の有無や載荷位置によらず 1 輪荷重の 50 %程度であった．



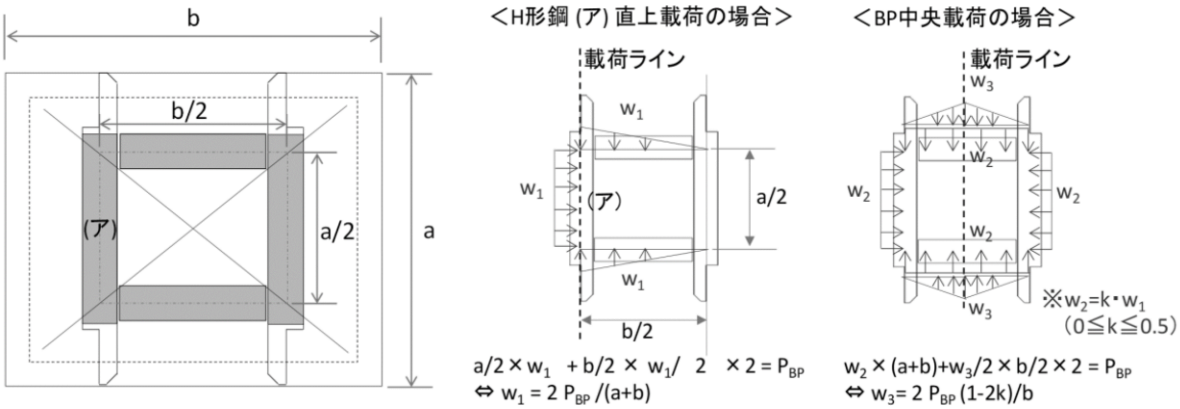
(a) パネルⅡとパネルⅡ以外（試験体全体）　(b) H 形鋼（ア）～（エ）の直上（パネルⅡ）

図 5.9　バラストから各部材に直接作用する荷重（FE 解析）

図 5.9(b)より，4 本の H 形鋼の負担の内訳は，レール有の場合（ケース 3)，**4 章**で示した設計上の仮定どおり概ね 4 等分であった．一方，レール無の場合で H 形鋼（ア）の直上に載荷した場合(ケース 2),載荷点直下の(ア)に大半(4 辺に作用する合計荷重の約 70 %)の荷重が作用し，(ウ）と（エ）にも多少作用する（約 13 %ずつ）が，(イ）にはほとんど作用しなかった．また，レール無の場合でパネルⅡの中央に載荷した場合（ケース 4)，橋軸方向の（ウ）と（エ）に約 40 %ずつの荷重が作用し，(ア）と（イ）に約 10 %ずつの荷重が作用した．このように，レールによる荷重分散がない条件では，載荷位置によって 4 本の H 形鋼に作用する荷重に偏りが生じた．

上記の検討より，簡易下支えにおける H 形鋼の実際の荷重分布は，レールの荷重分散の有無や載荷位置に応じて，**図 5.10** のようにモデル化できると考えられる．すなわち，列車の 1 車輪の直下の BP の分担荷重は 1 輪荷重の 50 %で，その分担荷重によって 4 本の H 形鋼には，レール有の場合，**4 章**で示した設計上の仮定どおり等分布荷重が，レール無の場合，載荷位置によって**図 5.10** のような分布荷重が作用すると考えられる．

図 5.11 に，載荷試験におけるパネルⅡ直下の H 形鋼（ア）の上下フランジの部材軸方向応力を示す（**表 5.1** のケース 1～4)．**図 5.11** には，**4 章**の**図 4.2** で示した設計上の仮定に基づく計算値（図中の「設計値」)，および**図 5.10** で示した本検討結果に基づく実際のパネルⅡの分担荷重と H形鋼の荷重分布を考慮して単純梁として解いた計算値(図中の「実計算値」）も示した．**図 5.11** より，いずれのケースにおいても実験値と実計算値がよく合っており，**図 5.10** で示した H 形鋼の荷重分布モデルは妥当であったといえる．また，いずれのケースも H 形鋼（ア）の部材両端付近の応力の実験値は非常に小さく，また単純梁として解いた実計算値のラインに近い応力分布であることから，**4 章**で仮定した H 形鋼の断面力を単純梁として算定することは妥当であったといえる．なお，**図 5.11(a)**および**(b)**



P_{BP}:1 輪荷重のうちバラストから BP に直接作用する荷重（本載荷試験体と同等の構造寸法では 1 輪荷重の約 50%）
k:BP 中央載荷時の(ア)への直接作用荷重／(ア)直上載荷時の(ア)への直接作用荷重（本載荷試験体と同等の構造寸法では 0.2 程度）
※レール有の場合の荷重分布は，載荷位置によらず 4 辺等分布（上図の BP 中央載荷の場合で k=0.5 に相当)と考える．

図 5.10　本検討結果に基づく実際の H 形鋼の荷重分布モデル

で下フランジの支間中央の実験値（レール無）が実計算値（レール無）を上回っているのは，同位置の実験値がウェブ芯直下の下フランジ下面の応力値を示しており，せん断遅れの影響で実計算値より大きな応力が生じたためと考えられる．

さらに，**図 5.11** より，いずれのケースの実験値も設計値に包含されていることから，H 形鋼は **4 章**の**図 4.2** で示した設計上の仮定に基づいて設計すれば，たとえレールによる荷重分散がない条件であっても耐荷性を満足するといえる．なお，(ア) 以外の 3 本の H 形鋼についても，**図 5.12** に示すとおり全てのケースで実計算値と実験値がよく合い，また，実験値が設計値を上回ることはなかった．

以上より，レールによる荷重分散がない条件においても，設計活荷重に対して H 形鋼は耐荷性を満足し，また，**4 章**で示した設計方法が妥当であることがわかった．なお，H 形鋼が取付く縦桁ウェブで局所的な面外曲げが生じることが想定されたため，載荷試験において応力性状を検証した結果，**図 5.13** に示すとおり，無補修の BP に取付く縦桁よりも発生応力が小さかったことから，縦桁ウェブの耐荷性は問題ないと考えられる．

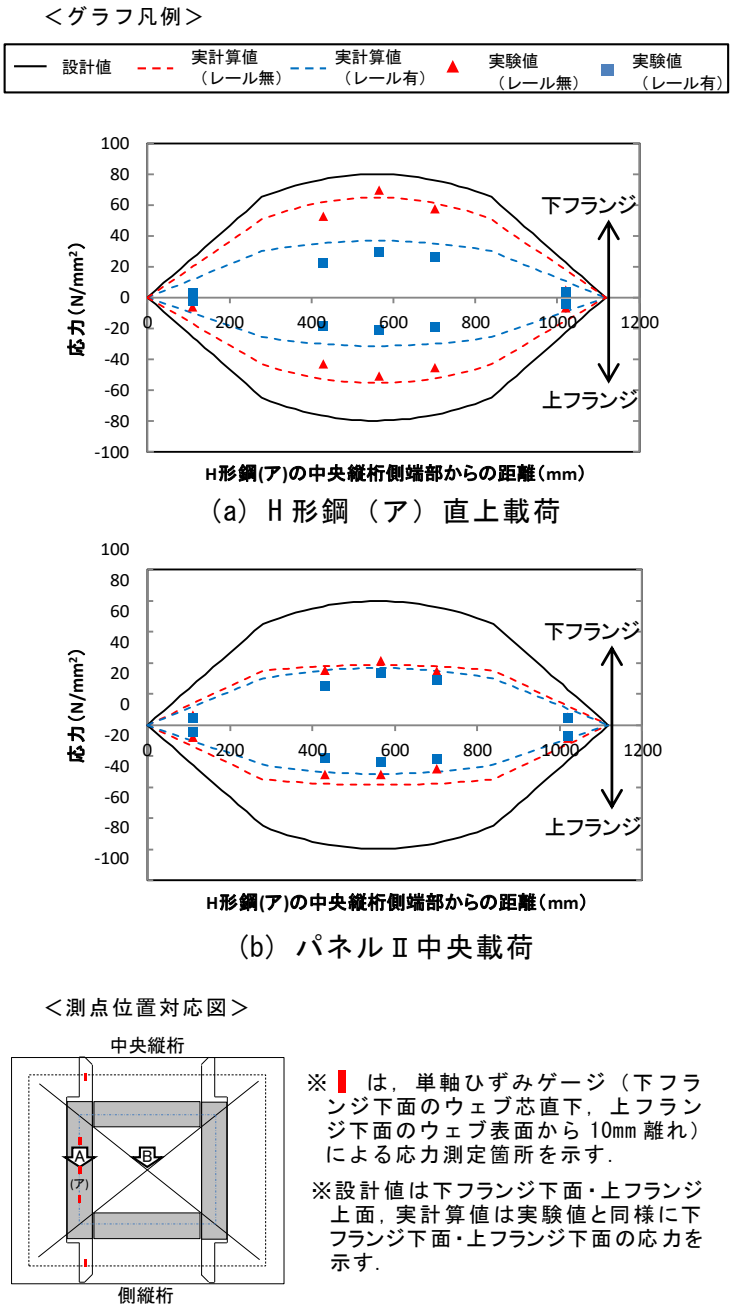
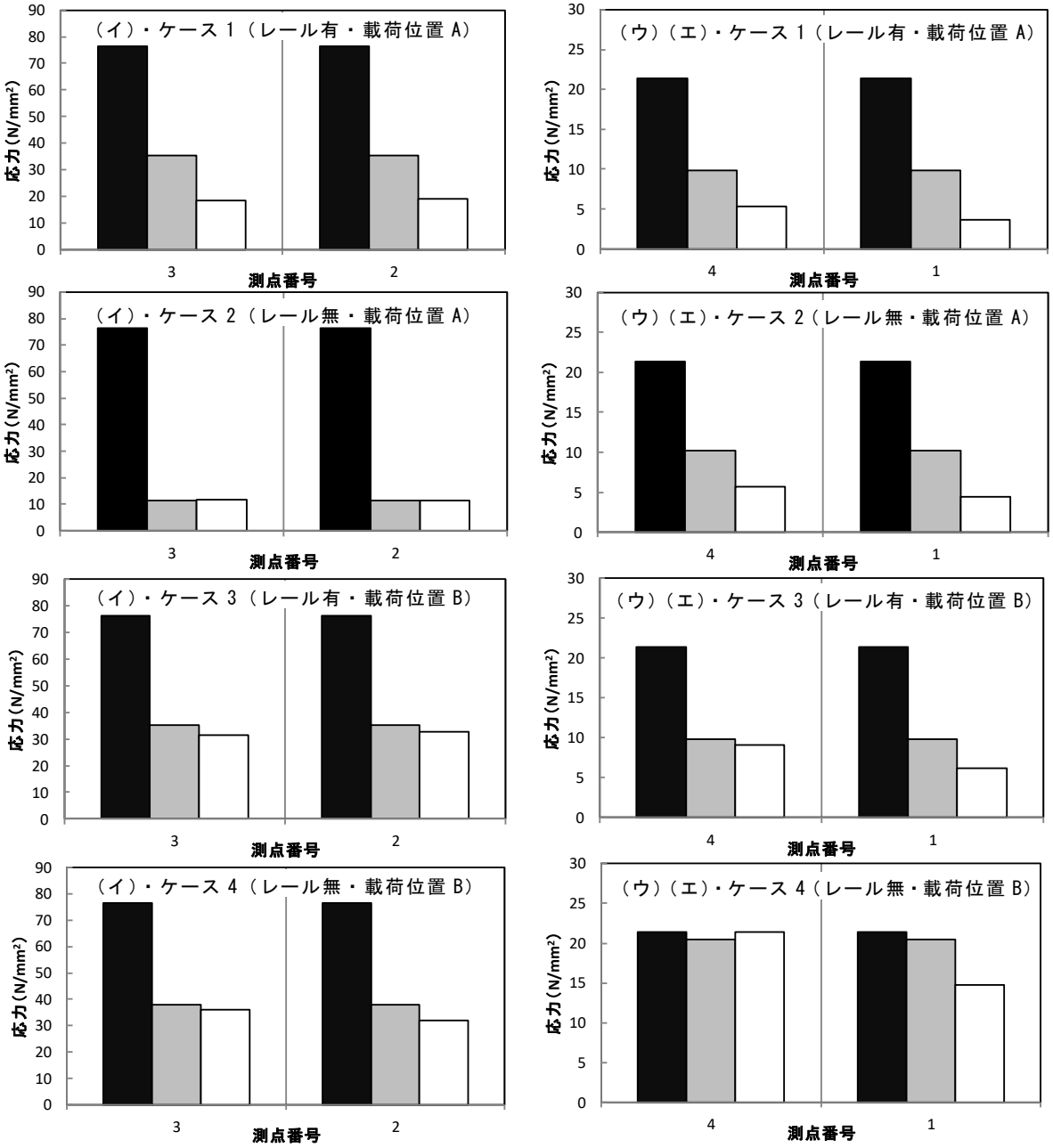
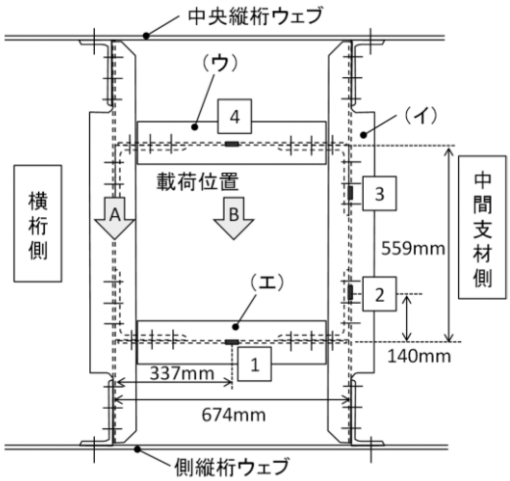


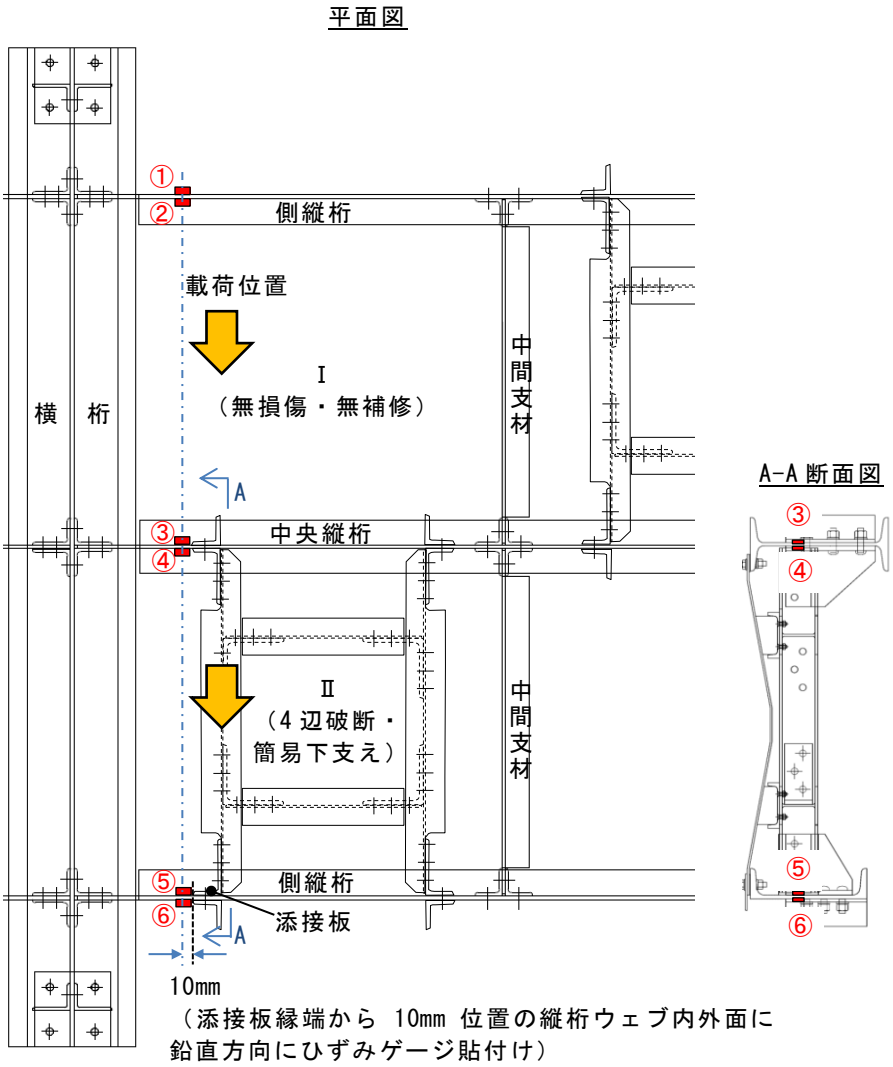
図 5.11　H 形鋼（ア）の部材軸方向応力の実験値・設計値・実計算値比較

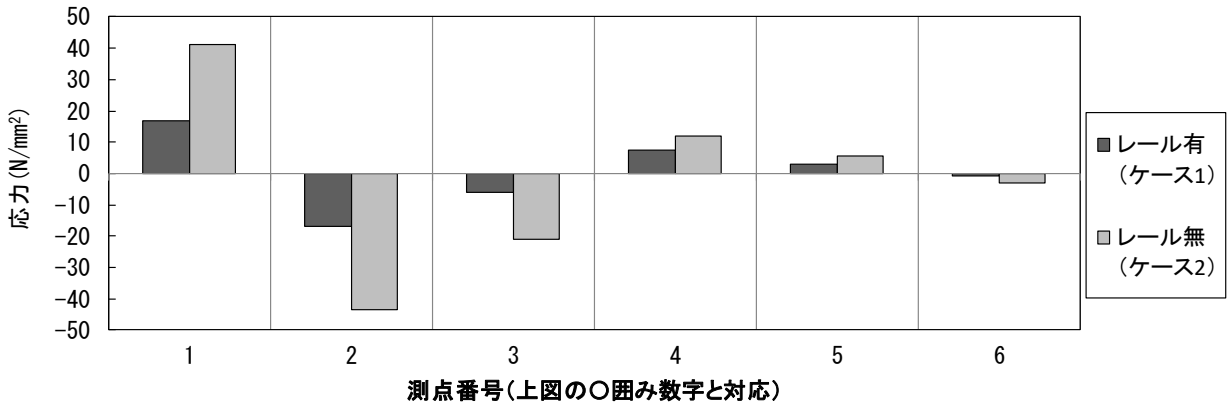




※グラフ中の測点番号は，左図の番号と対応
※ケース番号，載荷位置の記号は，図 5.2 および表 5.1 と対応

図 5.12　H 形鋼（イ）～（エ）の下フランジ下面の
部材軸方向応力の実験値・設計値・実計算値比較





※ケース番号は表 5.1 と対応

図 5.13　縦桁ウェブの鉛直方向応力（載荷試験）

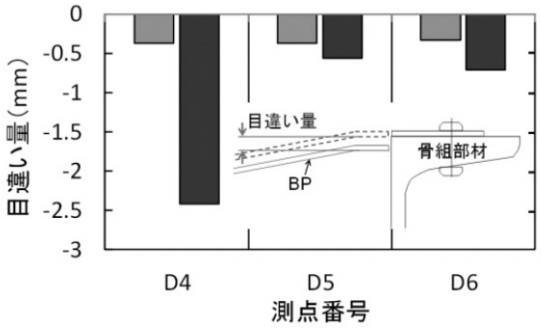
5.2.3　バックルプレートの耐荷性

簡易下支えでは，き裂の視認性を確保する構造としたことで，BP 端部で目違い変形が生じる．また，間詰め材料による支持部近傍において局所的に BP に面外曲げが生じることが懸念された．主に上記のことに着目し，簡易下支えを適用した BP の耐荷性を検証した．

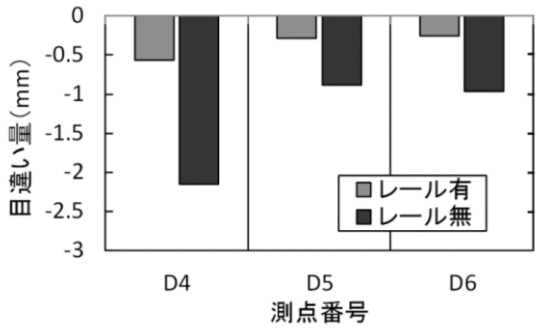
（1） バックルプレートの変形（バックルプレート端部と骨組部材との目違い）

図 5.14 に，載荷試験および FE 解析におけるパネルⅡの中間支材側端部の目違い量のレール有無による比較を示す（**表 5.1** のケース 5 および 6）．これらの載荷位置は，中間支材（溝形鋼）のウェブ背面側に沿ったき裂の直上付近であり，**図 5.7** で示したとおり，試験体の中で最も目違いが大きくなる載荷位置であることを確認している．

図 5.14 より，いずれの測点も実験値と解析値が同程度であり，レール有では目違い量が最大でも 0.6 mm 未満とわずかであった．一方，レール無ではレール有の最大 6 倍程度目違いが大きくなった．しかし，その最大値は載荷試験における測点 D4 の 2.4 mm で，BP の板厚程度であった．この BP の板厚程度の目違いであれば，BP 上面の保護工がき裂部から落下する懸念はないことから，BP の変形に関する耐荷性は問題ないと考えられる．なお，**2 章**で示したような土砂化した保護工が落下する懸念はあるが，その対策は 5.6 で示す．



(a) 実験値



(b) 解析値

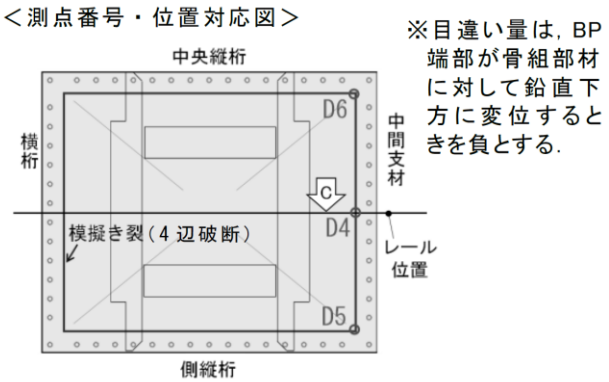


図 5.14　レール有無による BP（パネルⅡ）端部の目違いの比較（載荷試験，FE 解析）

（2） バックルプレートの応力

図 5.15 に，BP 中央載荷時の載荷試験および FE 解析におけるパネルⅡの応力分布のレール有無による比較を示す（**表 5.1** のケース 3 および 4）．**図 5.15** より，BP 中心を通る橋軸方向断面および橋軸直角方向断面とも，面内引張応力と面外曲げ応力の分布が実験値と解析値でよく合った．また，4 辺全てがき裂により破断した BP であっても，CA モルタ

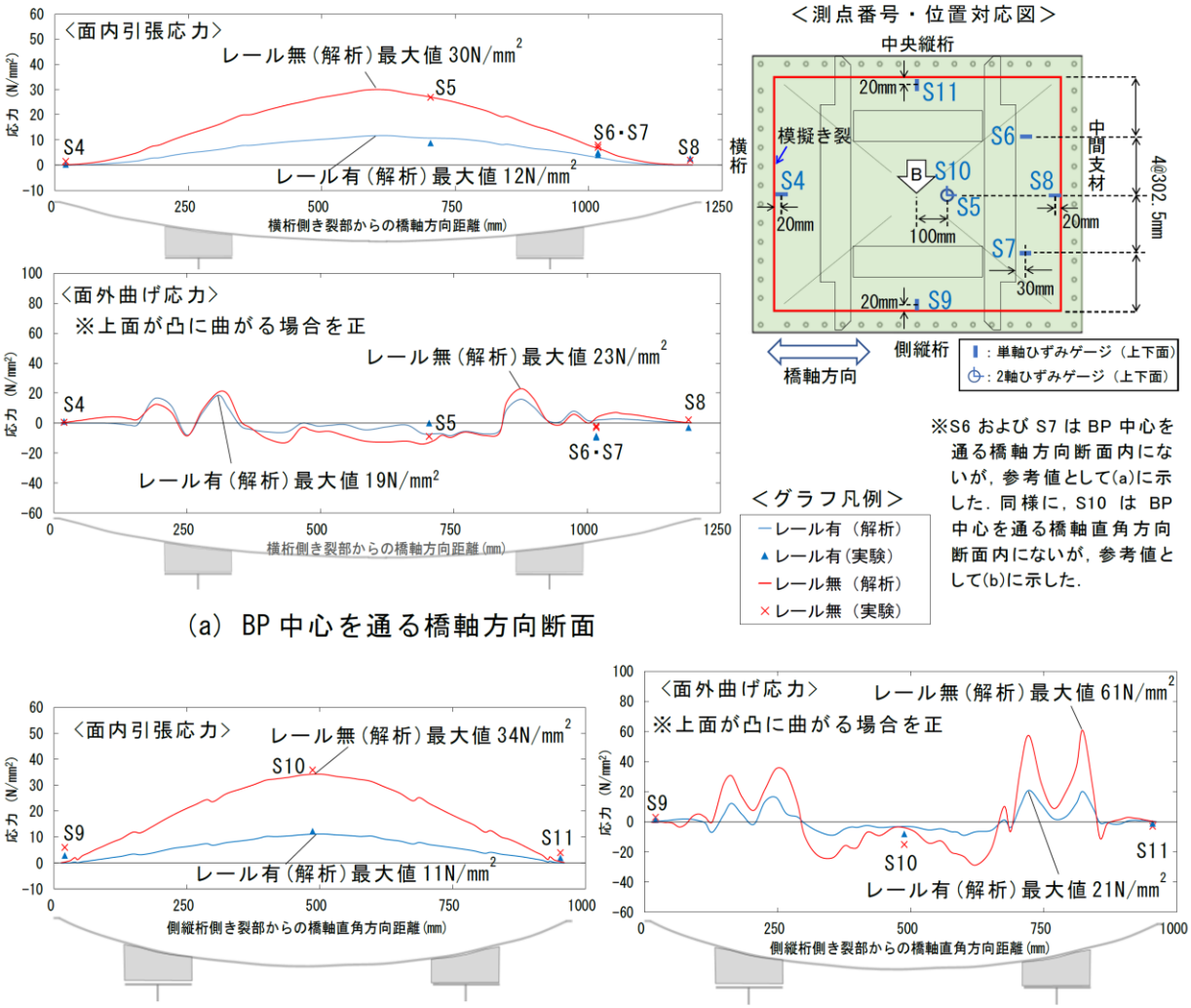


図 5.15　BP 中央載荷時のレール有無による BP(パネルⅡ)
応力分布の比較（載荷試験，FE 解析）

ルによる支持部近傍を除いて，き裂のない BP と同様に面内引張応力により荷重に抵抗していることがわかる．これは，**図 5.16** に示すように，BP の全面にわたって法線方向に上載荷重が作用し，その接線方向成分に対して BP に面内引張応力が生じるためと考えられる．一方，**図 5.15** より，CA モルタルの支持部近傍では，特にレール無の場合で，**3 章**(3.4.1)の**図 3.19** で示した，下支えをしていない BP の取付け部近傍以外の部位の応力と比べて大きな面外曲げ応力が生じた．しかし，その大きさはレール有の場合では最大で約 20 N/mm² と小さく，**図 3.19** で示した下支えをしていない BP の取付け部近傍以外の部位で局所的に生じる面外曲げ応力と同等であった．

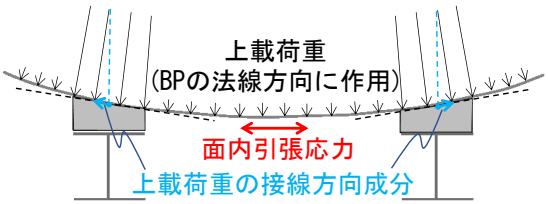
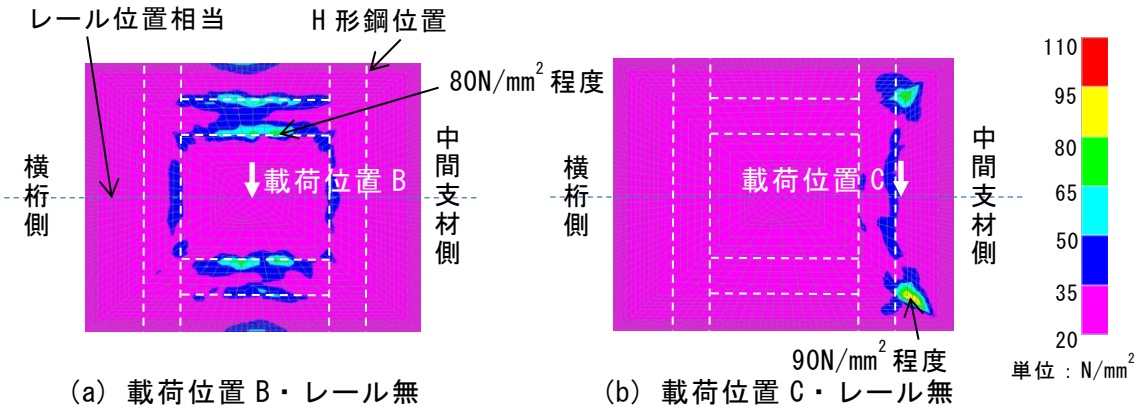


図 5.16　4 辺き裂（破断）BP に
生じる面内引張応力イメージ



(a) 載荷位置 B・レール無　　(b) 載荷位置 C・レール無

図 5.17　載荷位置による BP（パネルⅡ）上面のミーゼス応力コンターの比較（FE 解析）

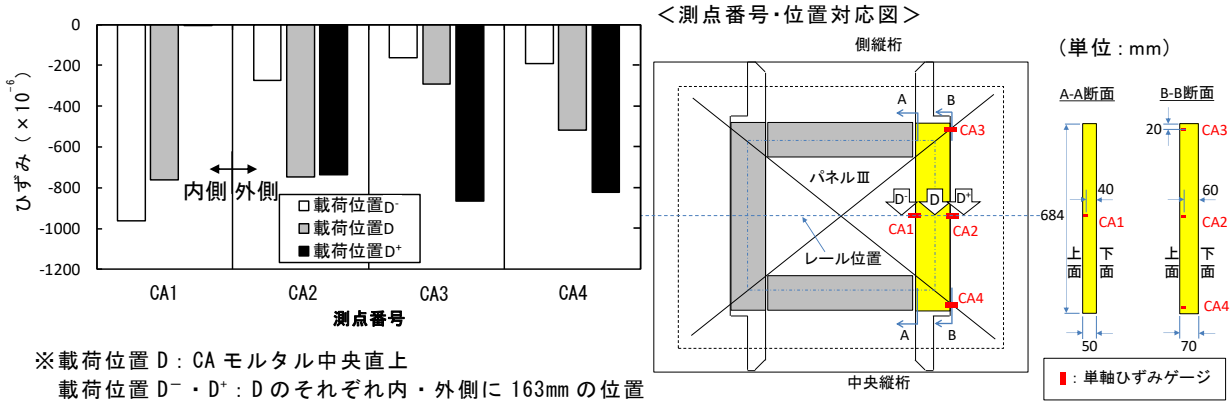
上記の応力性状，および 2 章で示したように実橋において取付け部以外の部位からき裂が発生した事例がないことから，CA モルタルの支持部近傍で新たなき裂が生じる可能性は極めて低いと考えられる．

図 5.15 より，レールの荷重分散の有無による応力分布を比較すると，レール無ではレール有に比べて，面内引張応力の最大値ではいずれの断面も約 3 倍，面外曲げ応力の最大値では橋軸方向で約 1.2 倍，橋軸直角方向で約 3 倍大きくなった．しかし，レール無の場合でもその応力の最大値は，図 3.19 で示したき裂のない BP の面内引張応力や，取付け部近傍の面外曲げ応力と同程度であった．図 5.17 に，FE 解析におけるレール無でのパネルⅡ上面のミーゼス応力コンターを示す（表 5.1 のケース 4 および 6）．図 5.17 より，CA モルタルの支持部近傍において，載荷位置 B で最大約 80 N/mm^2，載荷位置 C で最大約 90 N/mm^2 の応力が生じたものの，降伏応力に比べると十分に小さかった．

以上より，レールによる荷重分散がない条件においても，設計活荷重に対して BP は耐荷性を満足することがわかった．

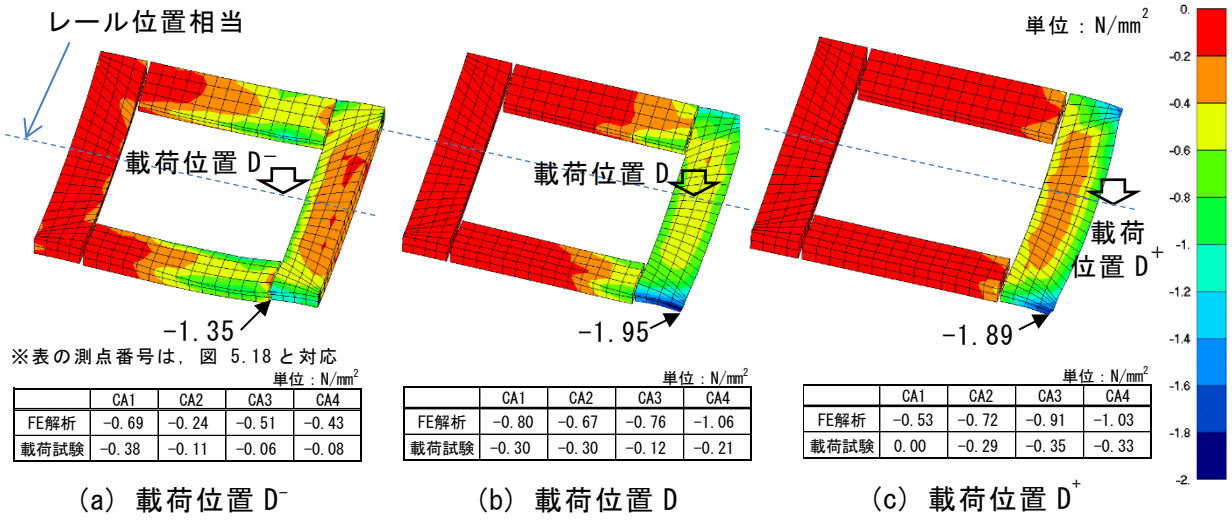
5.2.4　CA モルタルの耐荷性

図 5.18 に載荷試験におけるパネルⅢの載荷点直下の CA モルタル(図中の黄色着色部)側面の鉛直方向ひずみを示す．図中の載荷位置 D，D$^-$，D$^+$は，表 5.1 のケース 7～9 に相当する．全ケースともレール無での載荷結果である．図 5.18 より，載荷位置 D（CA モルタル中央直上載荷）では，測点 CA1（内側）および CA2（外側）で 750×10^{-6} 程度のほぼ均等の圧縮ひずみが生じた．このひずみは，試験に用いた CA モルタルのヤング係数が 400 N/mm^2 であったことから，圧縮応力 0.30 N/mm^2 に相当する．また，載荷位置 D$^-$（載荷位置 D より 163 mm 内側）では，CA1（内側）に 960×10^{-6} の圧縮ひずみ（圧縮応力 0.38 N/mm^2 に相当）が偏って生じた．同様に載荷位置 D$^+$（載荷位置 D より 163 mm 外側）では CA2，CA3，および CA4（いずれも外側）に圧縮ひずみが偏って生じ，その最大値は CA3 の 865 ×10^{-6}（圧縮応力 0.35 N/mm^2 に相当）であった．3 ケース中の最大圧縮ひずみは，載荷位



※載荷位置 D：CA モルタル中央直上
載荷位置 D⁻・D⁺：D のそれぞれ内・外側に 163mm の位置

図 5.18　CA モルタル側面の鉛直方向ひずみの載荷位置による比較（レール無・載荷試験）



※表の測点番号は，図 5.18 と対応

単位：N/mm²

	CA1	CA2	CA3	CA4
FE解析	-0.69	-0.24	-0.51	-0.43
載荷試験	-0.38	-0.11	-0.06	-0.08

(a) 載荷位置 D⁻

単位：N/mm²

	CA1	CA2	CA3	CA4
FE解析	-0.80	-0.67	-0.76	-1.06
載荷試験	-0.30	-0.30	-0.12	-0.21

(b) 載荷位置 D

単位：N/mm²

	CA1	CA2	CA3	CA4
FE解析	-0.53	-0.72	-0.91	-1.03
載荷試験	0.00	-0.29	-0.35	-0.33

(c) 載荷位置 D⁺

図 5.19　CA モルタル鉛直方向応力コンターの載荷位置による比較（レール無・FE 解析）

置 D⁻における CA1 の 960×10⁻⁶ であるが，載荷位置 D および D⁺と大きな差はなかった．

図 5.19 に，FE 解析における CA モルタルの鉛直方向応力コンターを示す．図には各測点の載荷試験と FE 解析の応力の比較も表示した．図 5.19 より，FE 解析では，3 ケースとも各測点の発生応力が載荷試験よりやや大きくなった．これは，FE 解析では厚さ方向に 2 分割した要素の平均応力を抽出しており，BP との接触節点における応力集中の影響を含んでいるためと考えられる．いずれにしても載荷位置 D では載荷点直下の CA モルタルの全面で概ね均等な圧縮応力が生じ，載荷位置 D⁻および D⁺ではそれぞれ内側，外側に圧縮応力が偏って生じており，上記の載荷試験と同様の傾向が確認できた．ただし，いずれのケースも図 5.19 に示すように辺の縁端部で圧縮応力が集中しており，載荷位置 D では最大 1.95 N/mm²（矢印で示した節点の節点応力）の圧縮応力が生じた．これは，CA モルタルの圧縮強度（本載荷試験で用いたものは 7 日強度で 2.3 N/mm²）に近い応力であった．このような辺の両端部の応力集中は，5.2.3（2）の図 5.17(b)で示した BP の最大応力発生位置と符合していることから，当該箇所の BP の変形によるものと考えられる．

以上より，レールによる荷重分散がない条件では，CA モルタルの発生応力は，載荷位置により内外でやや偏りが生じ，また FE 解析において辺の縁端部に最大 1.95 N/mm^2 の大きな圧縮応力が生じたが，いずれの載荷位置においても，応力集中部も含めて圧縮強度よりは小さく，耐荷性を満足しているといえる．なお，上記の縁端部の応力集中に対する CA モルタルの耐疲労性については，5.3 で検証する．

5.3　耐疲労性の検証

5.2 において，簡易下支えを適用した BP が設計活荷重に対して耐荷性を満足することを確認した．しかし，3 章や 5.2 で示した載荷試験では FE 解析と概ね同様の傾向であったものの，き裂を有する BP の応力や変位に関して，一部で解析値とやや乖離している箇所があり，この一因としてバラストと BP との接触状況が解析と異なっている可能性が考えられた．このことから，繰返し載荷により両者の接触状況が逐一変化する状況において，BP の応力や変形性状が大きく変化しないかを検証する必要があると考えられた．また，簡易下支えの構成材料（H 形鋼，CA モルタル）において，それぞれ特定部位に応力集中する懸念があったため，それらの耐疲労性を検証する必要があった．よって本節では，簡易下支えの耐疲労性を検証することを目的に，5.2 と同じ実大試験体，および簡易下支えの構成材料である CA モルタルに着目した小型試験体を用いた繰返し載荷試験を行った．

5.3.1　実大試験体を用いた繰返し載荷試験

(1)　試験方法

5.2 と同じく，3 章の図 3.2 および図 3.3 で示した実大試験体を用いた繰返し載荷試験を行った．繰返し載荷試験における試験体の状況を図 5.20 に示す．試験は，簡易下支えを適用し，取付け部の 4 辺全てが破断したパネルⅢに着目して行った．載荷は，疲労試験機を用いて 2 レール上で鉛直方向に行った．なお，パネルⅢにおける簡易下支えの構成材料の設置状況は，図 5.3 で示したとおりである．

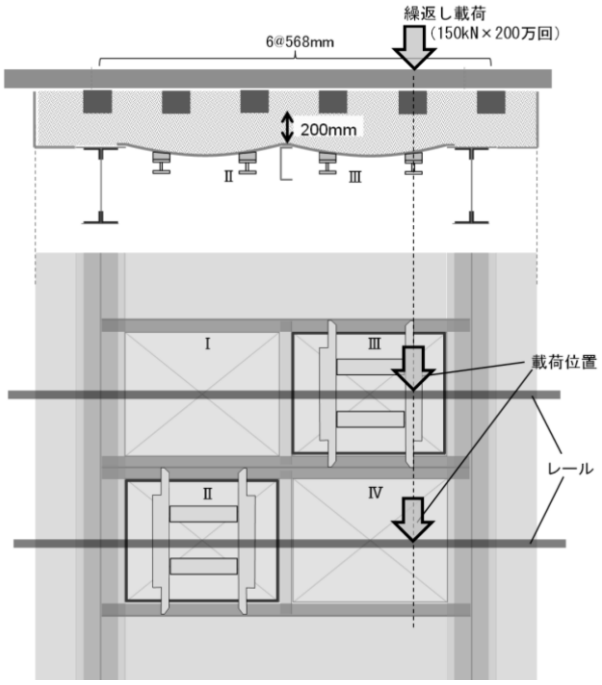


図 5.20　実大試験体の繰返し載荷試験

載荷位置は，5.2 で確認した CA モルタルと H 形鋼の応力が最大となる位置として，H 形鋼直上にまくらぎを配置し，そのまくらぎ直上のレールとした．荷重範囲は，繰返し数の影響を考慮した疲労の照査に用いる設計値[2)]のうち，JR 西日本管内の大半の BP 桁で最も繰返し数の多い M 荷重[2)]の 1 軸重（100 %

乗車，衝撃[2)]含む）を考慮し，2 レールの合計として 150 kN（最小荷重 10 kN～最大荷重 160 kN）とした．繰返し回数は 200 万回とした．なお，繰返し載荷に伴い載荷点直下のまくらぎが徐々に沈下して荷重分担が変化する可能性があるため，50 万回ごとに道床突き固めを実施してその都度軌道を初期状態に復元した．また，50 万回ごとに最大設計活荷重として E 荷重[2)]の 1 軸重（衝撃[2)]含む）の 250 kN を 2 回ずつ載荷した．

（2） 試験結果

a）H 形鋼の耐疲労性

図 5.21 に，H 形鋼の応力測定位置を，また，**図 5.22** に繰返し載荷試験における H 形鋼の応力推移を示す．繰返し載荷中において，**図 5.21** に示す H 形鋼の支間中央位置における下フランジ下面の応力（公称応力，図中の HL1），および応力集中が懸念される下フランジ切り欠き部の局部応力（図中の HBF1）を測定した．なお，別途，H 形鋼をソリッド要素でモデル化した FE 解析を行い，**図 5.23** に示すとおり，切り欠き部が最大応力発生位置であることを確認している．**図 5.22** は載荷 1 万回ごと（繰返し数 1 万回までは千回ごと）における，各測定値の最小荷重時および最大荷重時の応力，ならびに応力振幅を示したものである．

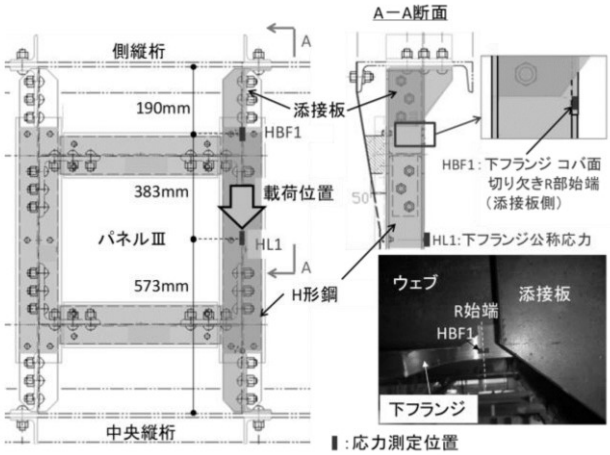
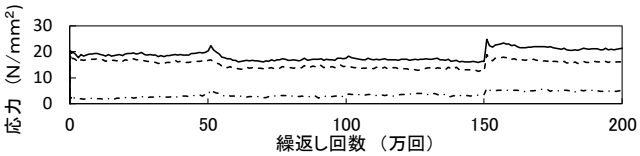
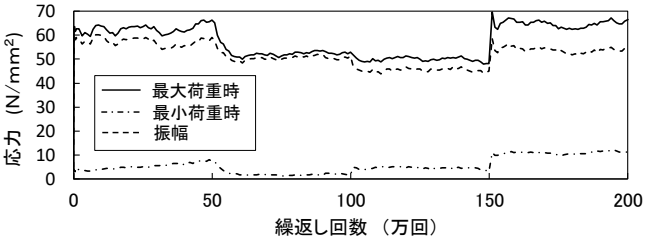


図 5.21　H 形鋼の応力測定位置



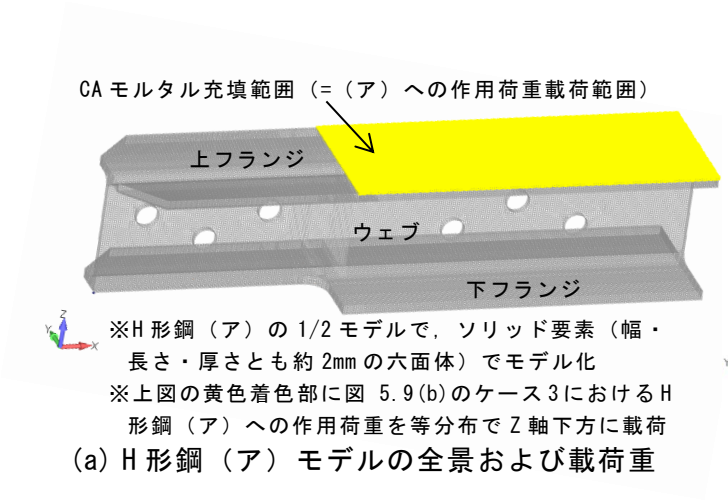
(a) H 形鋼支間中央の下フランジ公称応力（HL1）



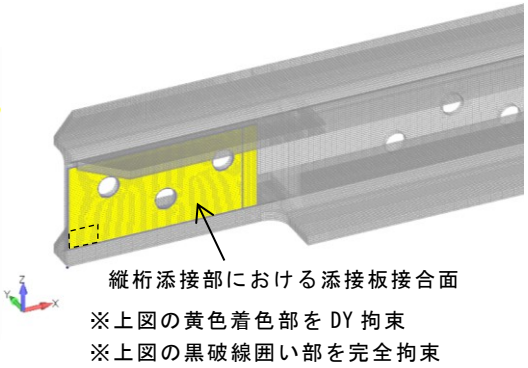
(b) H 形鋼の下フランジ切り欠き部コバ面の応力（HBF1）

図 5.22　繰返し載荷試験（荷重振幅 150kN）における H 形鋼の応力の推移

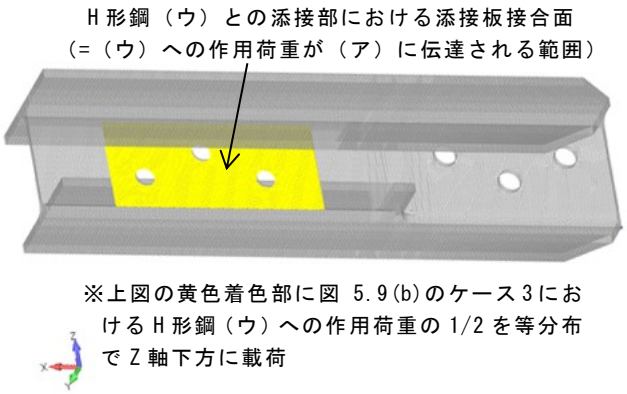
図 5.22 より，公称応力（HL1），局部応力（HBF1）ともに，50 万回，100 万回，および 150 万回付近で値の急な変化があるものの，概ね一定の範囲で推移した．**図 5.22(b)** より，下フランジ R 部の局部応力（HBF1）の振幅は概ね 60 N/mm^2 程度の一定値で推移しており，疲労き裂の発生が懸念される応力レベルではなかった．なお，**図 5.22** における値の急な変化は，道床突き固めによりバラストと BP の接触状況が変化したためと考えられる．実際の BP 桁では，**2 章**の**図 2.1** に示したように BP 上面に保護工があるため，本試験のように突き固めの都度，H 形鋼の応力が変化する程度は小さくなると考えられる．



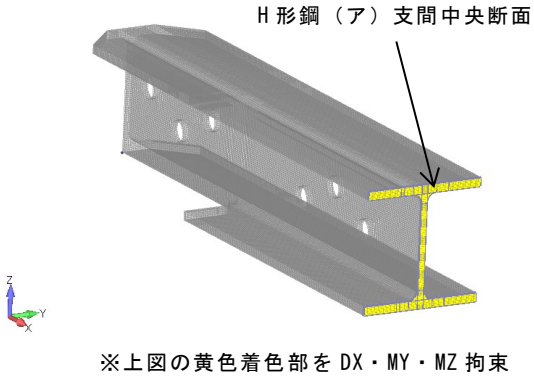
(a) H 形鋼（ア）モデルの全景および載荷重



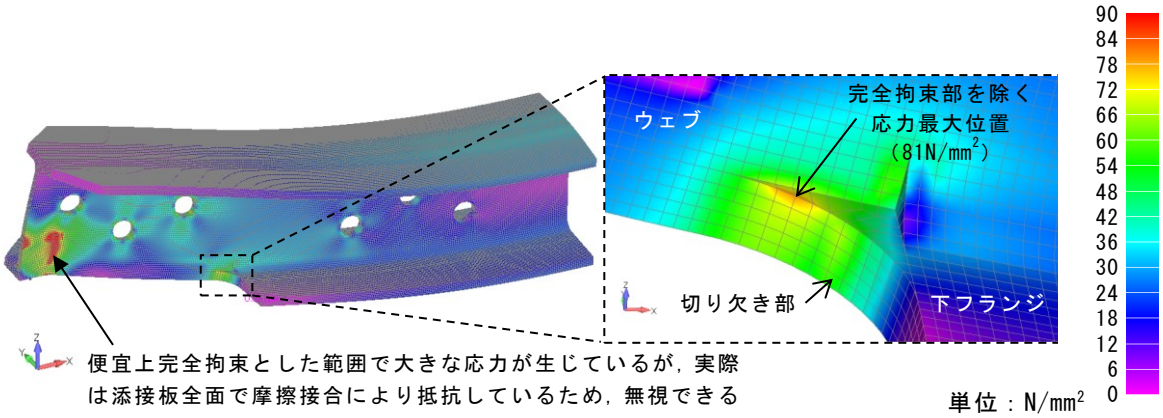
(c) H 形鋼（ア）端部の拘束条件



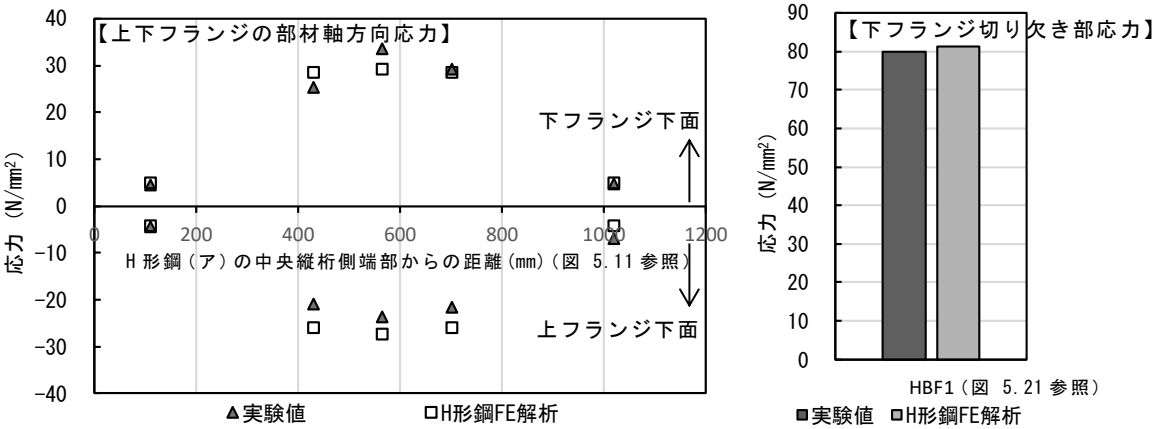
(b) H 形鋼（ウ）・（エ）からの載荷重



(d) H 形鋼（ア）支間中央の拘束条件



(e) H 形鋼（ア）の最大主応力コンター図



※実験値，解析値とも，表 5.1 のケース 3 で比較

(f) H 形鋼（ア）の応力に関する実験値と FE 解析の比較

図 5.23 H 形鋼（ア）をソリッド要素でモデル化した詳細 FE 解析

図 5.24 に，繰返し載荷試験開始前（図中の 0 万回），および 50 万回の繰返し載荷ごとにおける最大設計活荷重（250 kN）の静載荷を行ったときの，HBF1 の応力を示す．**図 5.24** より，250 kN 載荷時の応力は繰返し回数によらず概ね一定で，その値は 100 N/mm^2 程度と比較的大きかった．しかし，類似の継手である「フィレット付きの切り抜きガセットを有する母材（切断面の最大高さ粗さ 50 μmRz 以下）」[2)]のうち低い方の疲労限（C 等級，115 N/mm^2）よりも最大応力振幅が小さいこと，また，測定したのが局部応力であり，公称応力はさらに小さいことを鑑みれば，最大設計活荷重においても同部位から疲労き裂が発生する応力レベルではないといえる．なお，繰返し載荷試験後に，**図 5.25** に示すように H 形鋼の下フランジ切り欠き部付近における疲労き裂の有無を目視および磁気探傷試験により調査したが，疲労き裂は生じていなかった．

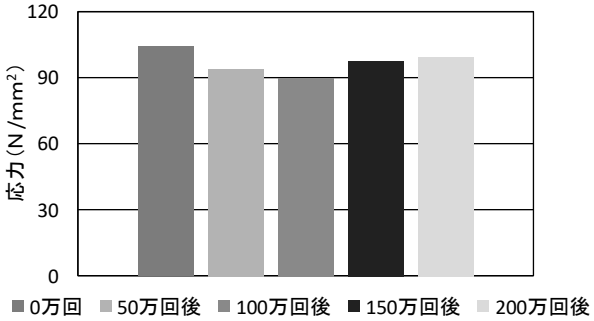


図 5.24 最大設計活荷重（250kN）載荷による下フランジ切り欠き部コバ面（HBF1）の応力

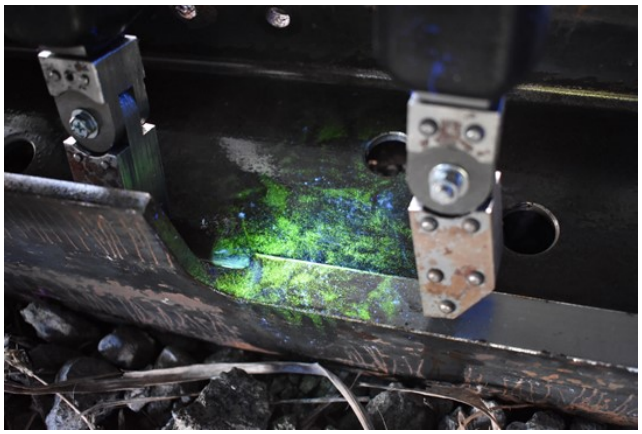


図 5.25　繰返し載荷試験後における H 形鋼の下フランジ切り欠き部の磁気探傷試験状況

以上より，H 形鋼は十分な耐疲労性を有するといえる．

b）バックルプレートの耐疲労性

図 5.26 に BP 端部のき裂部の目違い量，および CA モルタル支持部近傍の BP の面外曲げ応力の測定位置を，また，**図 5.27** および**図 5.28** に繰返し載荷試験におけるそれらの値の推移を示す．**図 5.27** の目違い量は，**図 5.26** に示した変位計による BP 端部と骨組部材（横桁）との相対鉛直変位を表し，**図 5.28** の面外曲げ応力は，**図 5.26** に示す位置の上下面に貼付けたひずみゲージの値をもとに，鋼材のヤング係数 [2)]を 2.0×10^5 N/mm^2 として算定したものである．

図 5.27 より，いずれの測点も目違い量は概ね 1 mm 未満のわずかな範囲で推移し，目違いが進行する傾向は見られなかった．また，**図 5.28** より，CA モルタル支持部近傍における BP の面外曲げ応力は，50 万回ごとの道床突き固め前後で値の変化があるものの，-5～15 N/mm^2 程度の範囲で推移し，振幅は 5 N/mm^2 以下で概ね一定であった．**表 5.5** に，繰返し載荷試験開始前，および 50 万回の繰返し載荷ごとにおける最大設計活荷重（250 kN）

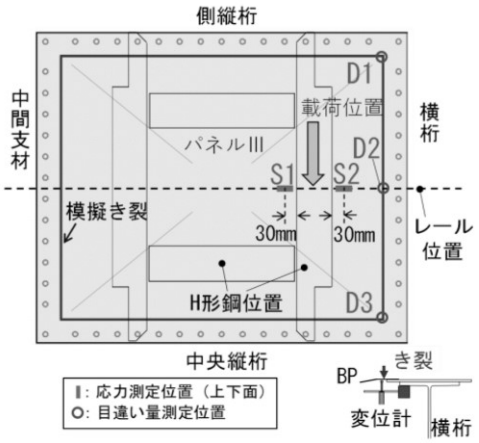


図 5.26　BP の目違い量および面外曲げ応力測定位置

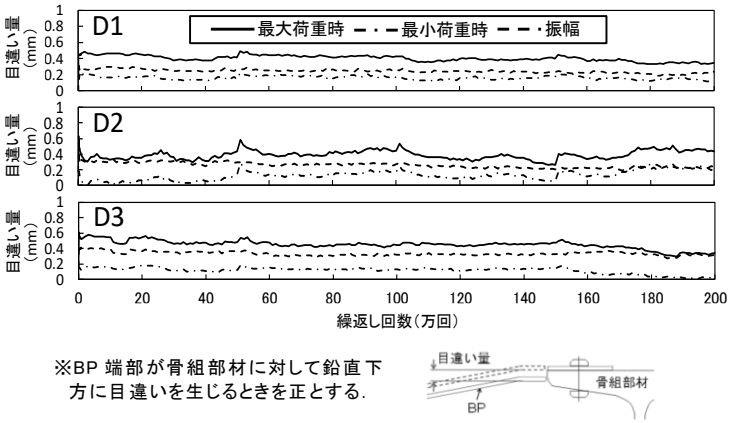


図 5.27　繰返し載荷試験（荷重振幅 150kN）における BP の目違い量の推移

表 5.5　最大設計活荷重（250kN）載荷による BP の目違い量および面外曲げ応力

	目違い量(mm)			面外曲げ応力 (N/mm²)	
	D1	D2	D3	S1	S2
繰返し載荷前	0.7	0.7	0.9	12.5	5.4
50万回載荷後	0.5	0.4	0.5	5.3	1.6
100万回載荷後	0.5	0.4	0.4	4.7	2.5
150万回載荷後	0.5	0.6	0.6	11.0	4.4
200万回載荷後	0.5	0.6	0.5	3.8	3.6

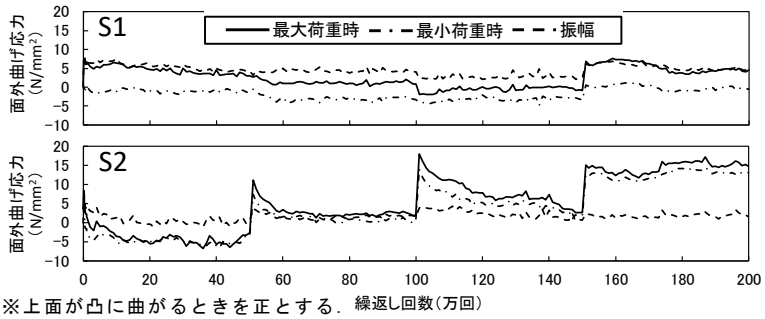


図 5.28　繰返し載荷試験（荷重振幅 150kN）における CA モルタル支持部近傍の BP の面外曲げ応力の推移

の静載荷を行ったときの，BP の目違い量および面外曲げ応力を示す．**表 5.5** より，いずれの値も各段階で大きな変化はなく，5.2.3 で確認した同載荷条件での値と同等以下であった．

以上より，簡易下支えを適用した BP は，たとえ腐食の進行により，取付け部の 4 辺全てが破断し，かつ板厚が製作時の 50 %に減肉した場合においても，十分な耐疲労性を有するといえる．

c）CA モルタルの耐疲労性

図 5.29 に CA モルタルのひずみ測定位置を，また**図 5.30** に繰返し載荷試験における CA モルタルのひずみの推移を示す．繰返し載荷中において，**図 5.29** に示す載荷点直下の CA モルタルの中央部の内外（CA3 および CA2）および両端部の外側（CA1 および CA4）を動的測定した．これらの測点は，5.2.4 の**図 5.19** に示したように FE 解析において他部位より大きな応力が生じていた部位である．なお，CA モルタルは温度依存性があるため，繰返し載荷試験中に CA モルタルの表面温度を熱電対で常時測定したところ，25～30 ℃の範囲であった．この温度は CA モルタルの耐疲労性にとって比較的厳しい環境といえる[4]．

図 5.30 より，圧縮ひずみ振幅の最大値は CA3 で 530×10^{-6}（0.21 N/mm^2）であった．5.2.2 で示したように通常の軌道状態であれば，1 輪荷重の約 50 %の荷重を 4 辺の CA モルタルで概ね等負担することが確認できており，これを考慮した CA モルタルの BP との接触面（図 5.29 の網掛け部）における平均圧縮応力は 0.12 N/mm^2 となる．上記の応力振幅はこの平均圧縮応力の 1.75 倍であり，縁端部で応力が集中していると考えられる．

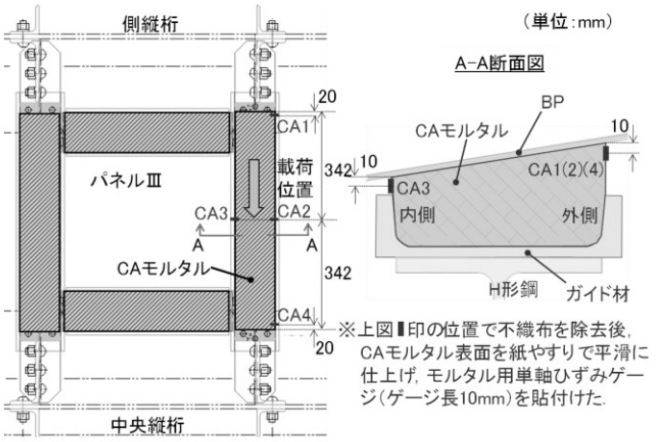


図 5.29　CA モルタルのひずみ測定位置

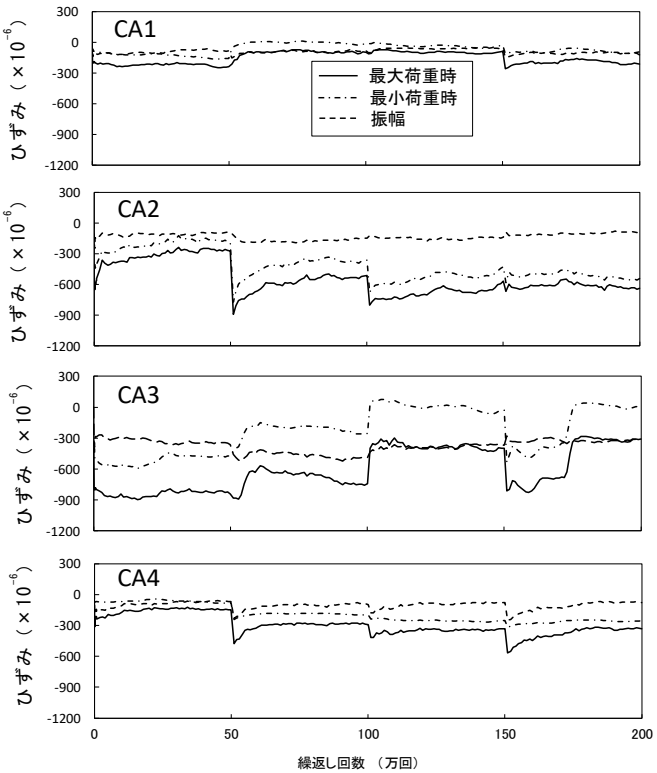


図 5.30　繰返し載荷試験（荷重振幅 150kN）における CA モルタルのひずみの推移

また，図 5.30 より，特に CA4 では 50 万回，100 万回，および 150 万回載荷後の道床突き固め直後にひずみ振幅が大きく増加し，繰返しに伴って減少した．この原因として，突き固めにより一時的に CA4 直上（軌間内）のバラストが締固められるものの，繰返しに伴いレール直下（BP 中央部）へとバラストが流動していることが考えられるが，詳細は不明である．また，CA3 では 170 万回付近において圧縮ひずみが大きく減少し，さらに CA2 では，150～170 万回付近は圧縮ひずみが徐々に減少する傾向であったのに対し，170～200 万回では圧縮ひずみが徐々に増加する傾向であった．これは，170 万回付近でバラストと BP の接触状況が変化し，CA モルタルの内外での荷重分担割合が変化したと考えられる．いずれにしても上記のような圧縮ひずみの増減があるものの，200 万回の繰返し載荷の中では，いずれの測点も概ね一定のひずみ範囲で推移し，高橋ら[4)]が示すような繰返し載荷に伴い圧縮ひずみが増加する傾向は確認できなかった．なお，実際の BP 桁では，前述のとおり保護工があるため，上記のような突き固めや繰返し載荷に伴うバラストと BP の接触状況の変化により，CA モルタルのひずみが変化する程度は小さくなると考えられる．

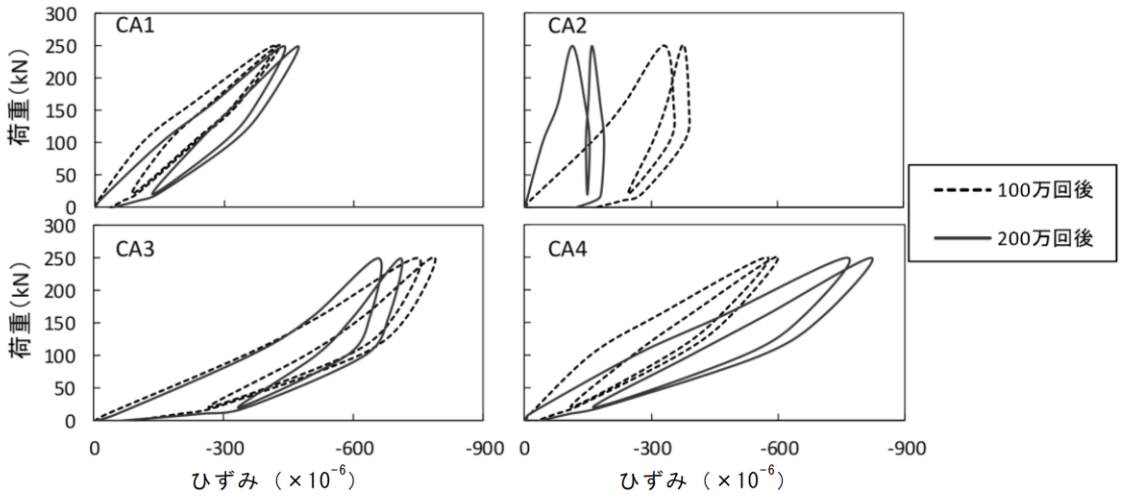
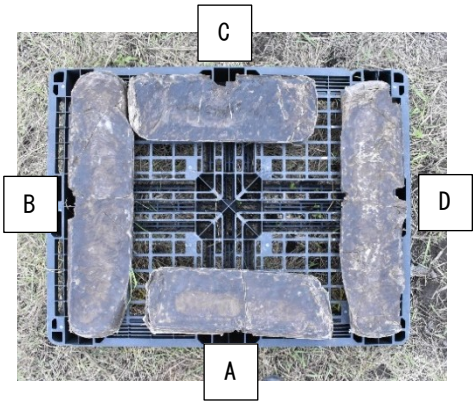


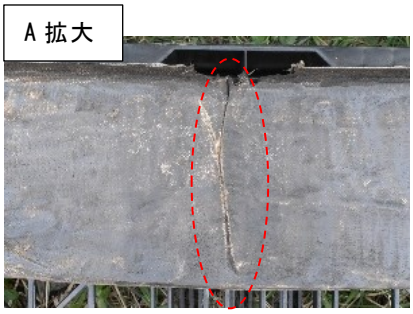
図 5.31　最大設計活荷重（250kN）載荷による荷重-CA モルタルひずみ関係

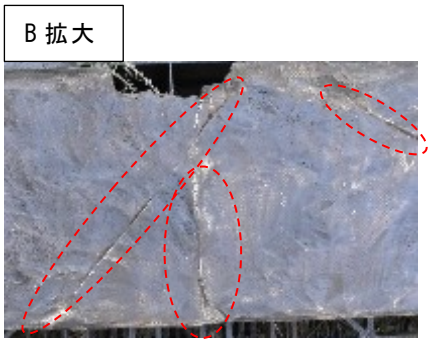
図 5.31 に，100 万回載荷後および 200 万回載荷後における最大設計活荷重（250 kN）の静載荷を行ったときの，CA モルタルのひずみと載荷重の関係を示す．図 5.31 では，2 回ずつの繰返し載荷において，いずれの測点も各段階の 1 回目の静載荷開始時点のひずみをゼロとして整理した．図 5.31 より，ひずみ振幅最大値は CA4 の 200 万回載荷後で約 800 $\times 10^{-6}$（0.32 N/mm^2）であった．これは，最大設計活荷重 250 kN に対する，前述した方法で算定した CA モルタル平均圧縮応力 0.20 N/mm^2 の 1.6 倍程度であった．図 5.31 より，CA1, CA3 および CA4 とも 100 万回載荷後と 200 万回載荷後でひずみ振幅にやや差が生じた．また，CA2 については，100 万回載荷後および 200 万回載荷後とも，他測点に比べてひずみの振幅が小さく，また除荷時に大きな残留ひずみが生じた．これらは，突き固めや載荷の都度，バラストと BP の接触状況が変化し，CA モルタルの内外での荷重分担割合が変化したためと考えられる．

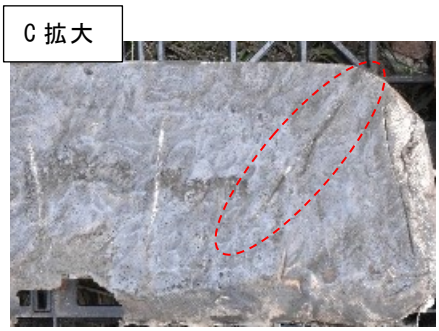
いずれにしても，試験後に，試験体から CA モルタルを取外して外観調査を行ったところ，図 5.32 に示すように CA モルタル（不織布を剥がした後に目視調査）に損傷は見られなかったことから，本繰返し載荷試験の条件（50 万回ごとに最大設計活荷重（E 荷重）を 2 回載荷させながら，対象桁を通過する代表的な活荷重（M 荷重 100 %乗車）を 200 万回繰返し載荷）では，CA モルタルは耐疲労性を有するといえる．



※不織布をグラインダーで削り取り，その後，CA モルタルの表面を目視で調査した．
※赤点線枠で囲んだ部分は，ひび割れに見えるが，実際はいずれもしわ状の模様であり，ひび割れは観察できなかった．







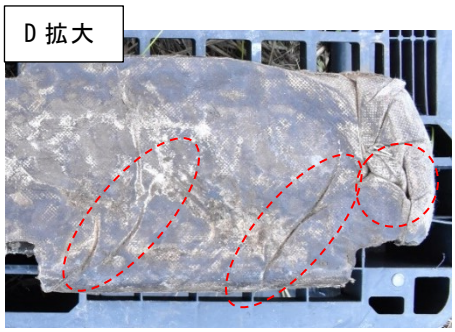


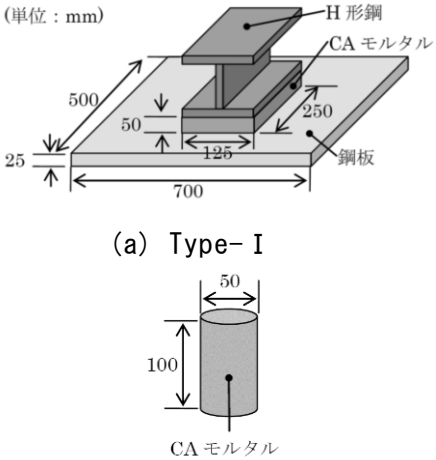
図 5.32　繰返し載荷試験後における CA モルタルの損傷調査状況

5.3.2　小型試験体を用いた繰返し載荷試験

（1） 試験方法

5.3.1 で示した実大試験体を用いた繰返し載荷試験（M 荷重 100 %乗車）による CA モルタルのひずみ振幅は，最大 530×10^{-6}（0.21 N/mm^2）で，高橋ら[4)]が示す，繰返し一軸圧縮載荷に伴い圧縮ひずみが増加する傾向は確認できなかった．これは実大試験体では，純粋な一軸圧縮応力状態にないことが一因と考えられるが，そのほかに荷重レベルが小さいことに伴い繰返しのひずみ振幅が小さくなったことも原因と考えられる．すなわち，最大設計活荷重（E 荷重）の載荷時に見られた 800×10^{-6}（0.32 N/mm^2）程度のひずみ振幅が繰返される場合などでは，繰返し載荷に伴い圧縮ひずみが増加し，CA モルタルが疲労破壊に至る可能性が考えられる．このような，実大試験体で確認した以上の大きいひずみ振幅が繰返される条件における CA モルタルの疲労寿命と疲労破壊性状を把握するために，小型試験体を製作し，繰返し載荷試験を行った．

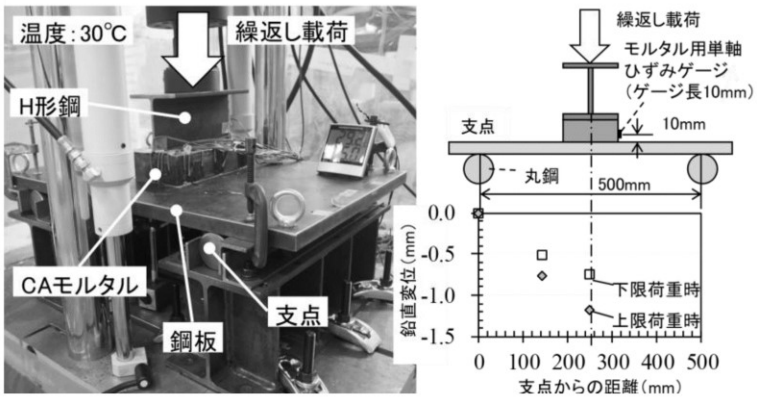
試験体は，**図 5.33** に示すように，実大試験体における簡易下支えの載荷状態を模擬した Type-Ⅰ，および Type-Ⅰと繰返し一軸圧縮試験の疲労特性とを比較するため高橋らの研究[4)]と同様の形状寸法である Type-Ⅱの 2 種類を製作した．Type-Ⅰの試験状況を**図 5.34** に示す．BP に相当する鋼板の両端に支点を設置し，鋼板にたわみが生じる条件下で載荷した．鋼板のたわみは，E 荷重を実大試験体に載荷したときの変形状況（**図 5.35** および**表 5.6** 参照）を模擬して**図 5.34**(b)に示す値とした．両タイプとも CA モルタルは実大試験体と同じ配合で，材齢 28 日以上経過させたものを用いた．その圧縮強度およびヤング係数は，5.2.1（1）で示したものと同等である．



(a) Type-Ⅰ

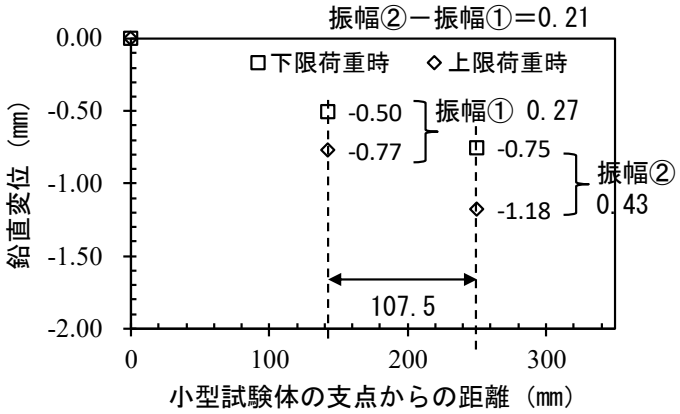
(b) Type-Ⅱ

図 5.33　小型試験体概略図

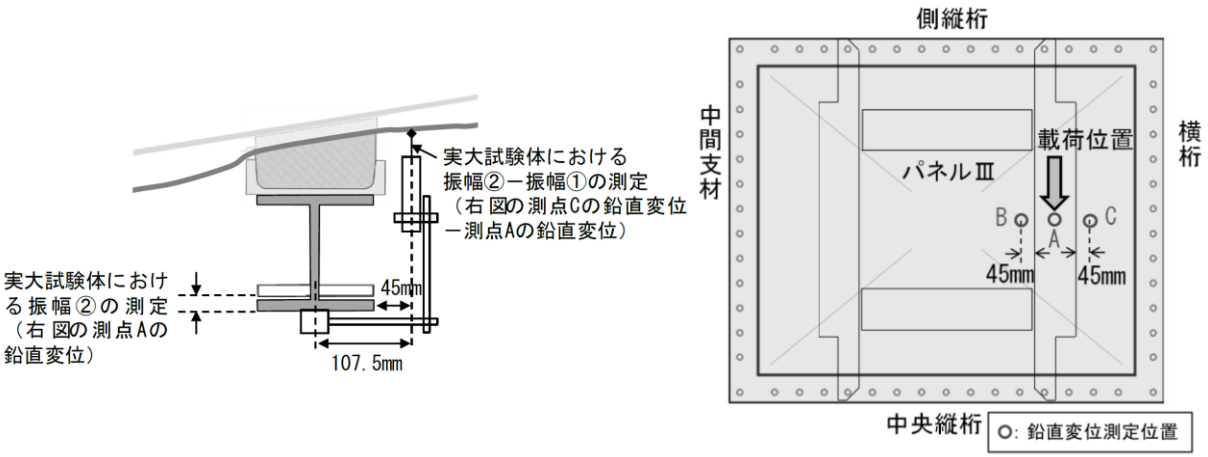


(a)　試験状況　　(b)　鋼板のたわみ

図 5.34　Type-Ⅰにおける試験状況および鋼板たわみ



(a) 小型試験体 Type-Ⅰにおける鋼板のたわみ設定



(b) 実大試験体における CA モルタル支持部近傍の BP 変形イメージと測定内容

図 5.35　小型試験体 Type-Ⅰの鋼板たわみと実大試験体の BP の変形の関係

表 5.6　BP の鉛直変位（5.3.1（1）に示す 50 万回ごとの E 荷重載荷時）

	鉛直変位（mm）（鉛直下方への変位を負とする）		
	測点 A	測点 B－測点 A	測点 C－測点 A
繰返し載荷前	-0.40	-0.04	-0.19
50 万回載荷後	-0.37	-0.03	-0.18
100 万回載荷後	-0.39	-0.03	-0.20
150 万回載荷後	-0.41	-0.07	-0.19
200 万回載荷後	-0.36	-0.03	-0.20

※測点記号は図 5.35（b）と対応
※上表の下線部の値を模擬するように，図 5.35(a)の鋼板のたわみを設定した．

繰返し載荷条件を**表 5.7** に示す．Type-Ⅰでは，5.3.1（2）c）の実大試験体での繰返し載荷試験において，**図 5.30** の CA3 で示したように載荷初期段階で-600×10^{-6}(-0.24 N/mm^2)程度まで圧縮ひずみが増加したこと，および繰返し載荷後の E 荷重の載荷時に**図 5.31** の CA4 で示したように最大 800×10^{-6}(0.32 N/mm^2)程度のひずみ振幅が生じたことを考慮し，下限荷重時のひずみ，およびひずみ振幅を安全側に設定した．繰返し回数は 1000 万回とした．Type-Ⅱでは，**表 5.7** に示すように圧縮強度に対する荷重振幅の比を 4 段階で増加させながら，疲労破壊するまで繰返し載荷した．

表 5.7　小型試験体を用いた繰返し載荷試験の載荷条件

		上限荷重	下限荷重	振幅	繰返し数
Type-Ⅰ		−2000×10^{-6}相当※ (−0.8N/mm^{2}相当)	−1000×10^{-6}相当※ (−0.4N/mm^{2}相当)	1000×10^{-6} (0.4N/mm^2)	1000万回
Type−Ⅱ	Step1	−2.6N/mm^{2}相当 (圧縮強度の70%)	−0.19N/mm^{2}相当 (圧縮強度の 5%[4])		2370万回
	Step2	−2.8N/mm^{2}相当 (圧縮強度の75%)			174万回
	Step3	−3.0N/mm^{2}相当 (圧縮強度の80%)			69万回
	Step4	−3.3N/mm^{2}相当 (圧縮強度の90%)			1.9万回 (破壊まで)

※繰返し載荷前の予備載荷時に図 5.34(b)のゲージが表記のひずみ値になるように荷重を設定

ひずみは，Type-Ⅰでは実大試験体と同様に，長辺側中央の鋼板上面から 10 mm の位置で計測し，Type-Ⅱでは試験体高さの中央位置で計測した．いずれの試験も 30 ℃（夏期の日最高気温の平均相当）の恒温下で，**表 5.7** の載荷条件に従い，荷重制御の正弦波で載荷した．載荷周波数は Type-Ⅰで 10 Hz，Type-Ⅱで 20 Hz とした．

（2） 試験結果

Type-Ⅰおよび Type-Ⅱにおける繰返し回数とひずみ（上限荷重時）の関係を**図 5.36** に示す．**図 5.36** より，両タイプともひずみは，高橋ら [4]が確認した傾向と同様に，繰返し回数 100 万回程度までの間に急増し，その後漸増する傾向を示した．Type-Ⅰでは，1000 万回時点においてひずみが-4600×10^{-6} 程度に達したが，CA モルタルの外観上のひび割れやひずみの急変等は認められず，破壊には至らなかった．一方，Type-Ⅱでは，2500 万回時点においてひずみが-5841×10^{-6} に達するまでは，上記の緩やかな漸増傾向が続いたが，その後の約 100 万回の繰返し載荷の過程で，ひずみが急に増加した．最終的に 2614.9 万回時点で，**図 5.37** に示すように圧縮疲労破壊し，試験を終了した．なお，**図 5.36** には 5.3.1（2）c）で示した実大試験体での繰返し載荷試験における測点 CA3（**図 5.29** 参照）のひずみ（上限荷重時）と繰返し回数の関係も参考に示したが，Type-Ⅰ，Type-Ⅱに比べて圧縮ひずみが十分に小さいことがわかる．このことから，実大試験体でこのままの条件で繰返し載荷を続けても圧縮疲労破壊に至る可能性は低いと考えられる．

図 5.38 に，繰返し回数 100 万回以降における，両タイプの繰返し回数（対数軸）とひ

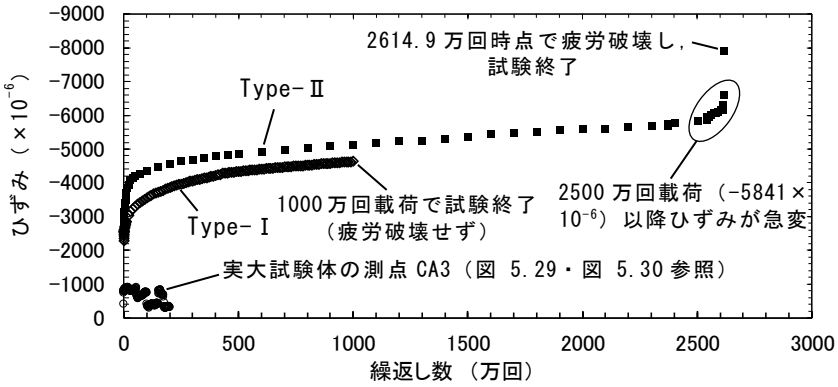


図 5.36　繰返し回数と CA モルタルひずみの関係

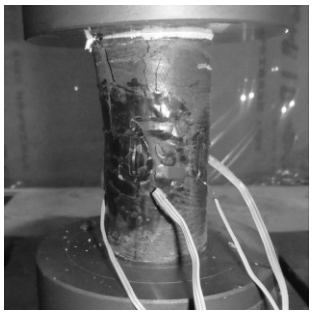


図 5.37　Type-Ⅱの疲労破壊状況（2614.9 万回載荷後）

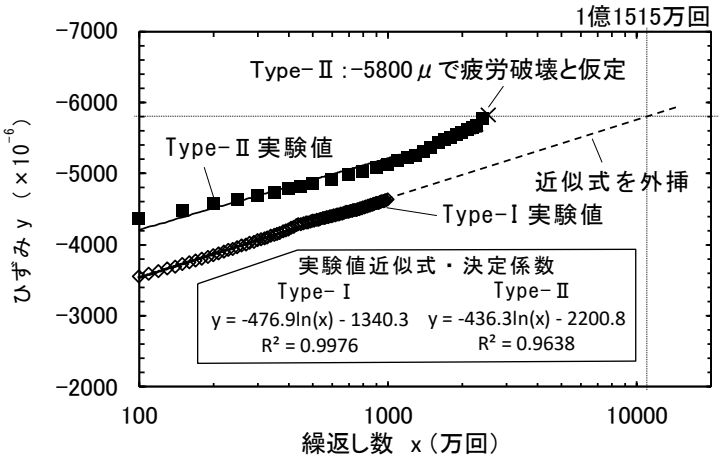
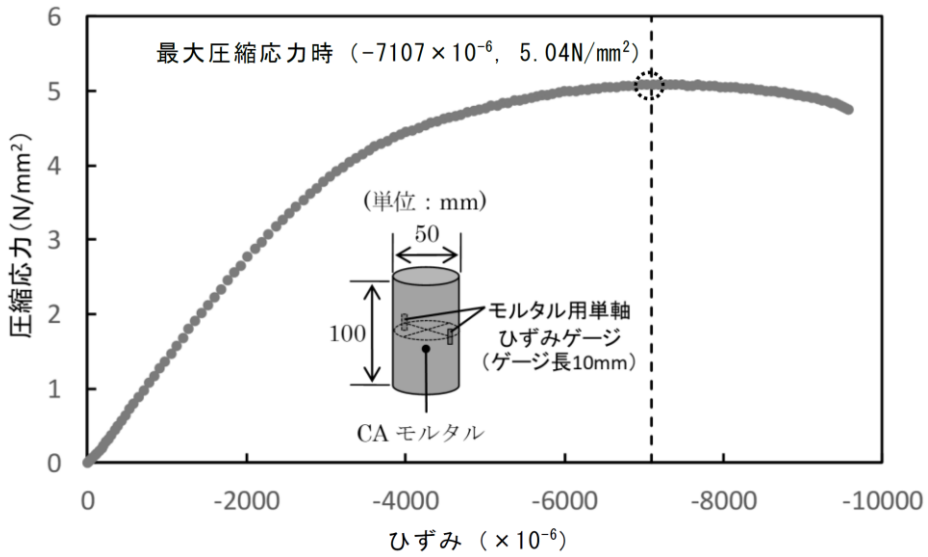


図 5.38　100 万回以降のひずみ増加傾向と Type-Ⅰ試験体の疲労寿命推定

ずみ（上限荷重時）の関係を示す．**図 5.38** には，Type-Ⅰでは 100 万回～1000 万回，Type-Ⅱでは 100 万回からひずみの急変が見られる前の 2500 万回までの実験データに関する，対数近似式とその決定係数もそれぞれ示している．なお，両タイプとも線形近似よりも対数近似の方が高い決定係数であることを確認している．**図 5.38** より，両タイプとも繰返し回数を対数軸とした場合，ひずみが繰返し載荷に伴い線形的に増加する傾向を示した．

ここで，**図 5.36** で示したように，Type-Ⅱでは-5841×10^{-6}に達した後にひずみが急変したことから，この時点では**図 5.37** のようなひび割れが確認できなかったものの-5800×10^{-6}を本試験で用いた CA モルタルの圧縮疲労破壊時のひずみと仮定する．この場合，**図 5.38** に示すように Type-Ⅰのひずみ－繰返し数関係の近似式を外挿すると，Type-Ⅰでは 1 億 1515 万回で-5800×10^{-6}に達することから，この繰返し数が Type-Ⅰの圧縮疲労破壊に対する疲労寿命であると推定できる．なお，本試験で用いた CA モルタルの圧縮強度試験における最大圧縮応力時のひずみ（以下，静的破壊ひずみ）は，**図 5.39** に示すように約-7100×10^{-6}であり，上記の圧縮疲労破壊時のひずみ（-5800×10^{-6}）はこの約 80 %であった．これは，高橋ら[4)]が圧縮疲労破壊時ひずみを静的破壊ひずみの約 50～70 %と推定していることに比べてやや大きな比率であった．この一因として，本試験と文献 4)とで用いた CA モ



※グラフ中のひずみは供試体中央の 2 枚のひずみゲージによるひずみの平均値，
応力は載荷重を供試体断面積で除した値を示す．

図 5.39　小型試験体 Type-Ⅱの圧縮強度試験における圧縮応力-ひずみ関係

ルタルの配合が異なることが考えられるが，詳細は不明である．

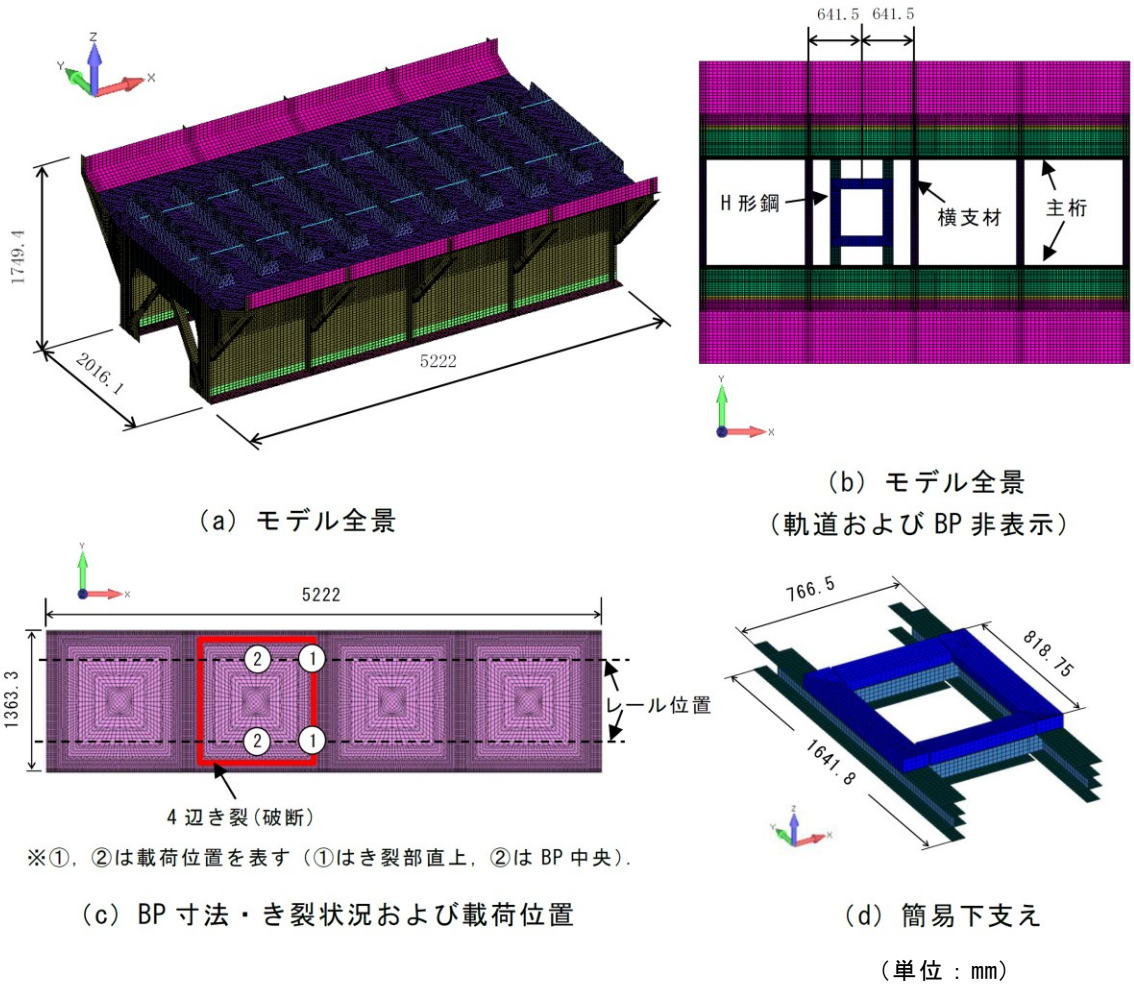
以上の検討結果から，5.3.1（2）c）で確認した E 荷重（衝撃含む）載荷時のひずみ振幅を 25 %上回るひずみ振幅に対して，簡易下支えで用いる CA モルタルの圧縮疲労破壊に対する疲労寿命は 1 億 1515 万回と推定できた．この繰返し数は，JR 西日本管内の大半の BP 桁が存在する線区においては，安全側の仮定として E 荷重（貨物列車の先頭の電気機関車，およびその牽引車両とも），M 荷重とも，1 台車の通過ごとに Type-Ⅰと同じ 1000×10^{-6} のひずみ振幅が繰返されると考えた場合でも，約 80 年の疲労寿命に相当する．簡易下支えで用いる CA モルタルの実際のひずみ振幅は 5.3.1（2）c）で示したとおり 1000×10^{-6} より小さいこと，および本繰返し載荷試験は比較的高温（30 ℃）で圧縮ひずみが増加しやすい条件 [4)]で行ったものであることを考慮すると，実橋での疲労寿命は上記よりも十分に長いと考えられる．また，このことから簡易下支えにおいて，5.3.1（2）c）で示したように，通常の軌道状態における BP の分担荷重（1 輪荷重の概ね 50 %）を考慮した，最大設計活荷重に対する平均圧縮応力が 0.2 N/mm² 以下となるように BP との接触幅を確保した CA モルタルは，十分な耐疲労性を有するといえる．

5.4　上路形式バックルプレート桁における簡易下支えの耐荷性の検証

上路形式 BP 桁における簡易下支えの耐荷性を検証することを目的に，上路形式 BP 桁をモデル化した FE 解析を行った．

5.4.1　FE 解析の内容

2 章の図 2.9 で示した上路形式 BP 桁と同構造寸法の BP 桁をモデル化し，汎用有限要素解析コード ABAQUS ver. 6.14.2 を用いた FE 解析を行った．解析モデルを図 5.40 に示す．4 枚の BP のうちの 1 枚に対して，取付け部 4 辺にわたるき裂（破断），および簡易下支えをモデル化し，その BP に対して設計活荷重相当の鉛直荷重を載荷することで，簡易下支えの耐荷性を検証した．なお，BP の板厚は 4 枚とも 3.2 mm とし，簡易下支えに用いる H 形鋼は主桁に取付け，その規格は下路形式と同じく，4 本とも H-125×125×6×9 とした．



（a）モデル全景

（b）モデル全景
（軌道および BP 非表示）

（c）BP 寸法・き裂状況および載荷位置

（d）簡易下支え

（単位：mm）

図 5.40　解析モデル

モデルを構成する各材料の要素タイプ，材料特性，および材料間の接触条件は**2章**で示したとおりではなく，**3章**の**図 3.6(a)**および**(c)**，**表 3.1**，および**表 3.2**，ならびに**図 5.6**および**表 5.4**と同様とした．また，き裂のモデル化方法および BP の要素分割方法は**3章**の**図 3.5**と同様とした．なお，解析モデル端部の境界条件は，**2章**の**図 2.9(b)**のとおりとした．

載荷位置は**図 5.40(c)**に示すとおり，4 辺全てが破断し，簡易下支えを行った BP 上において，2 パターンの載荷位置で，2 本のレールそれぞれに設計活荷重（E 荷重[2)]，衝撃[2)]含む）125 kN を静的に鉛直載荷した．まくらぎは**2章**の**表 2.5**に示す「a」の配置，道床厚は 200 mm とした．

5.4.2　バックルプレートの耐荷性

4 辺全て破断した BP の鉛直変位コンターおよび BP 端部の目違い量を**図 5.41**に示す．**図 5.41**より，BP 端部の目違い量の最大値は，横支材との取付け辺におけるき裂直上に輪軸がある場合（載荷位置①）の輪軸直下で 0.74 mm であった．これは，**5.2.3（1）**で示した下路形式 BP 桁における最大目違い量（レール有）と同程度であった．

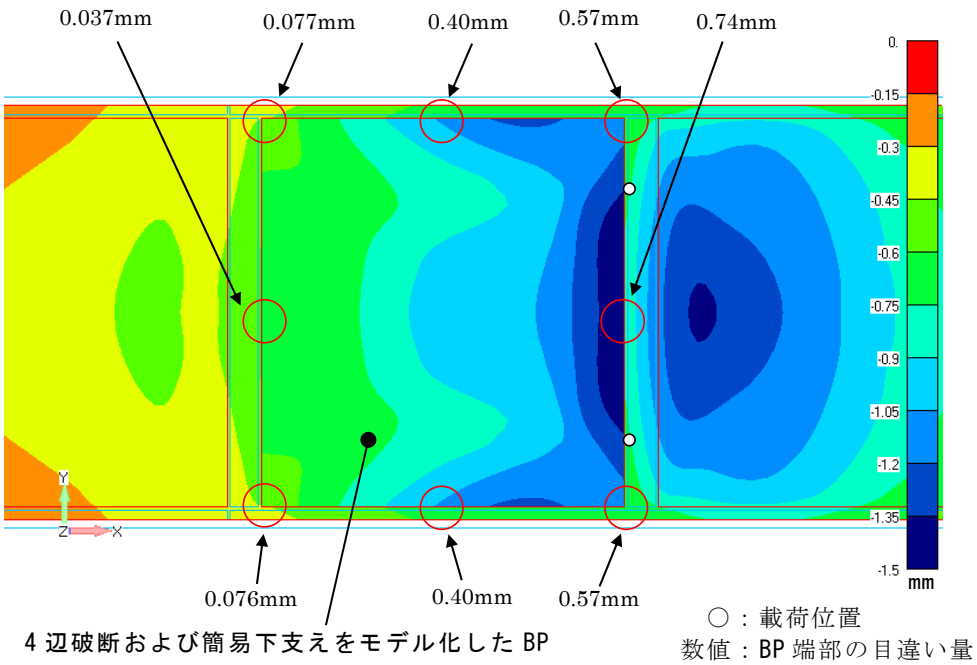
また，4 辺全て破断した BP 上面のミーゼス応力コンターを**図 5.42**に示す．**図 5.42**より，いずれの載荷位置でも 4 辺全て破断した BP には，CA モルタル支持部近傍において最大応力が生じるが，その最大値は 24.2 N/mm^2 であった．これは，**5.2.3（2）**で示した下路形式 BP 桁における BP の面内引張応力や面外曲げ応力の最大値（レール有）と同程度であった．

以上より，上路形式 BP 桁において，取付け部の 4 辺全てが破断し，かつ板厚が製作時の 50 %（3.2 mm）に減肉した状態においても，簡易下支えを行った BP は，設計活荷重に対して耐荷性を満足することがわかった．

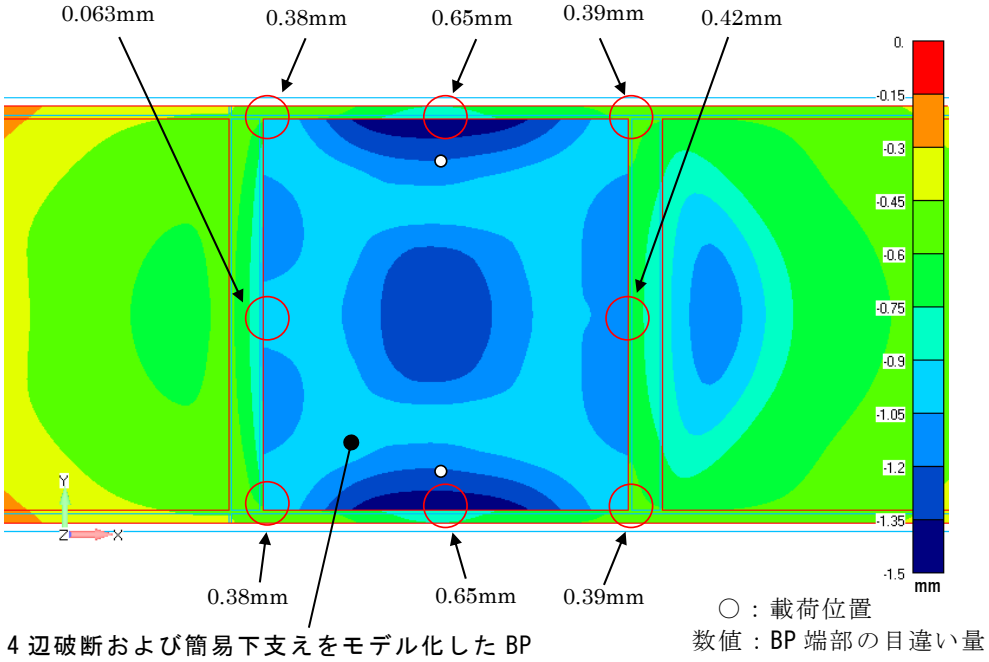
5.4.3　H 形鋼の耐荷性

4 辺全て破断した BP の直下に設置した H 形鋼のミーゼス応力コンターを**図 5.43**に示す．**図 5.43**より，主桁に取付く H 形鋼では，その支間中央位置の下フランジ下面において，最大 37.4 N/mm^2 の最大応力が生じた．これは，**5.2.2**で示した下路形式 BP 桁における縦桁に取付く H 形鋼の支間中央位置の下フランジ下面の引張応力（レール有）と同程度であった．なお，**図 5.43** において，H 形鋼の主桁添接部近傍で比較的大きな応力が生じているが，これは**5.2.1（2）**に示したとおり，添接板と H 形鋼との接合面を節点共有したためであり，高力ボルト接合した実際の添接部では生じないと考えられる．

以上より，上路形式 BP 桁においても，設計活荷重に対して H 形鋼は耐荷性を満足することがわかった．

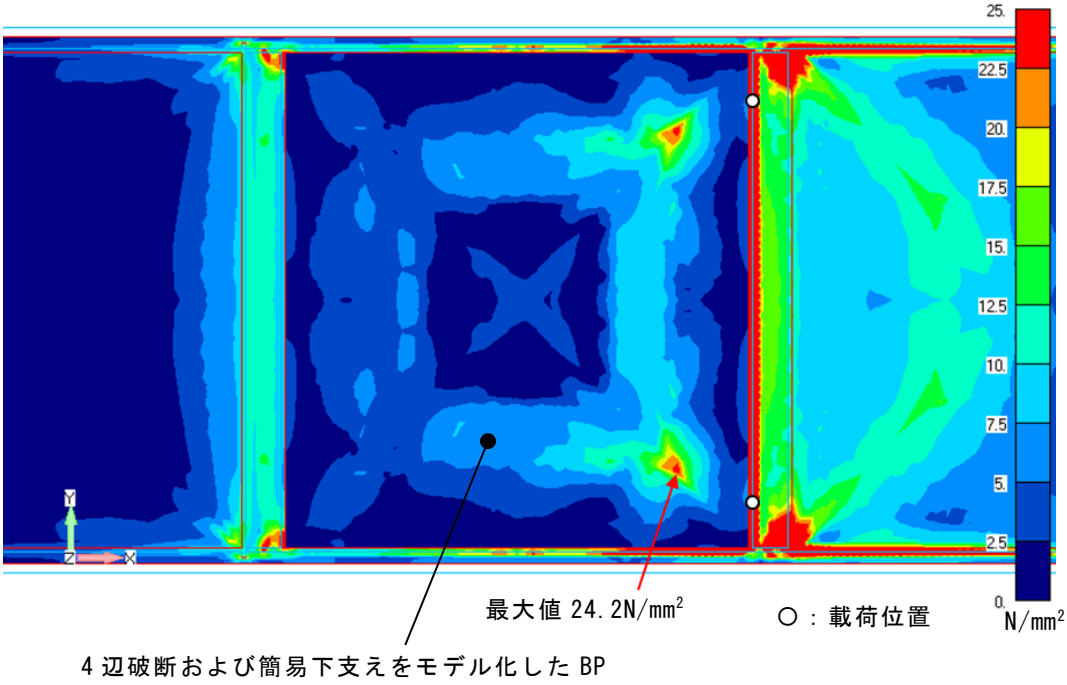


（a）載荷位置①

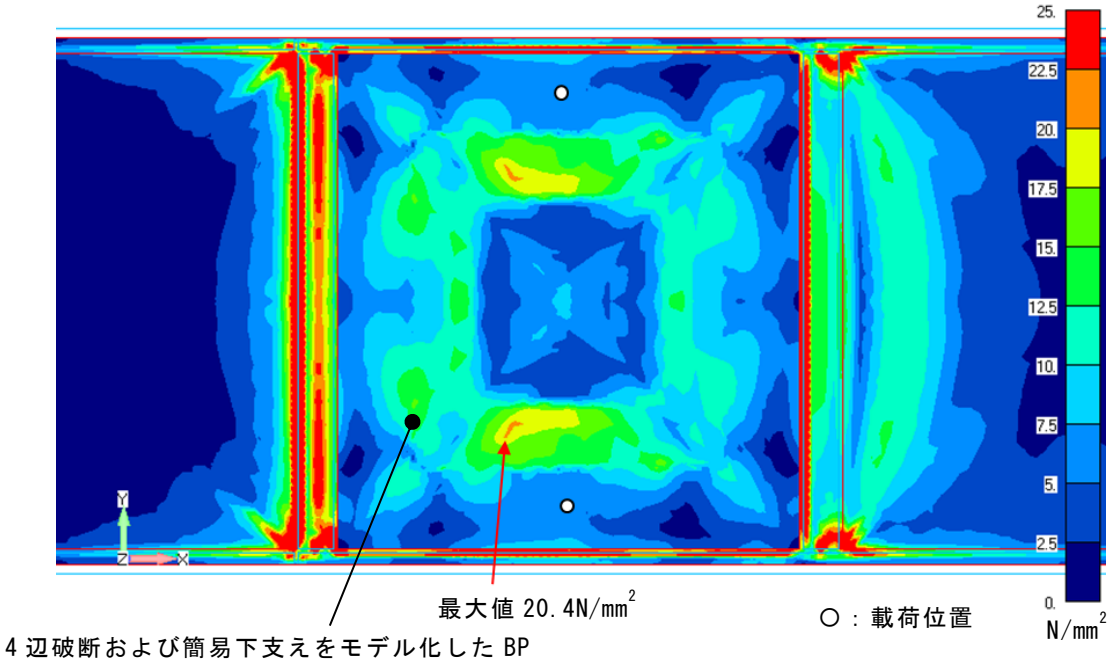


（b）載荷位置②

図 5.41　BP（4 辺破断）の鉛直変位コンターおよび端部の目違い

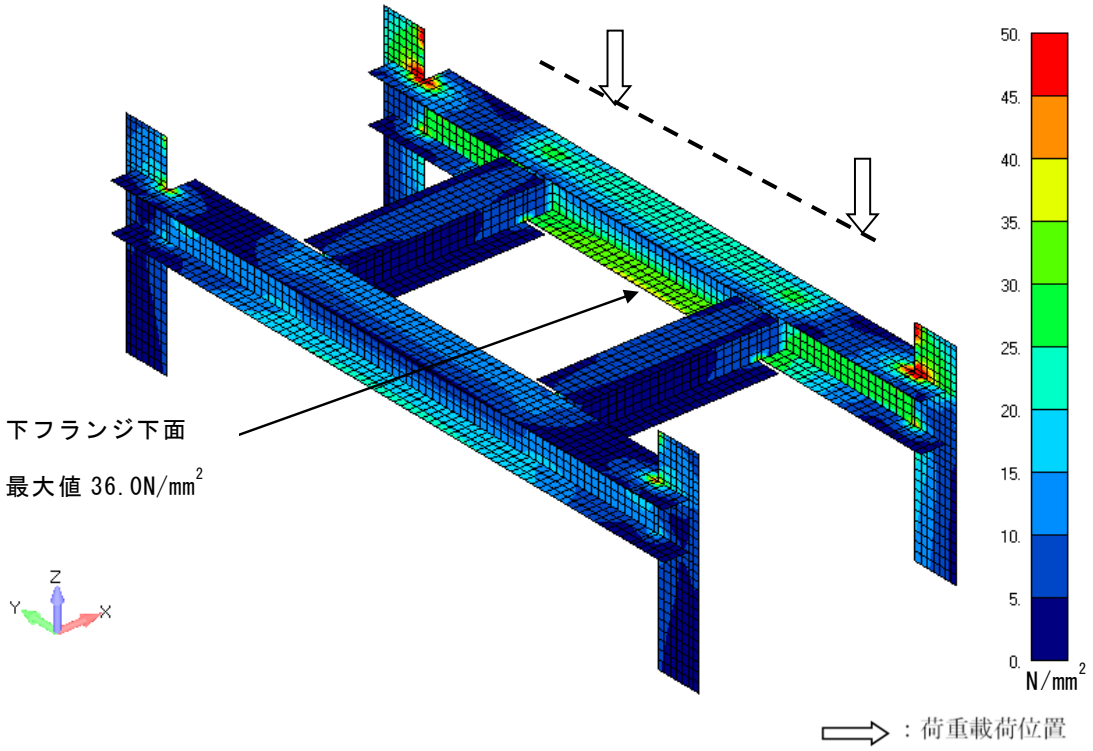


（a）載荷位置①

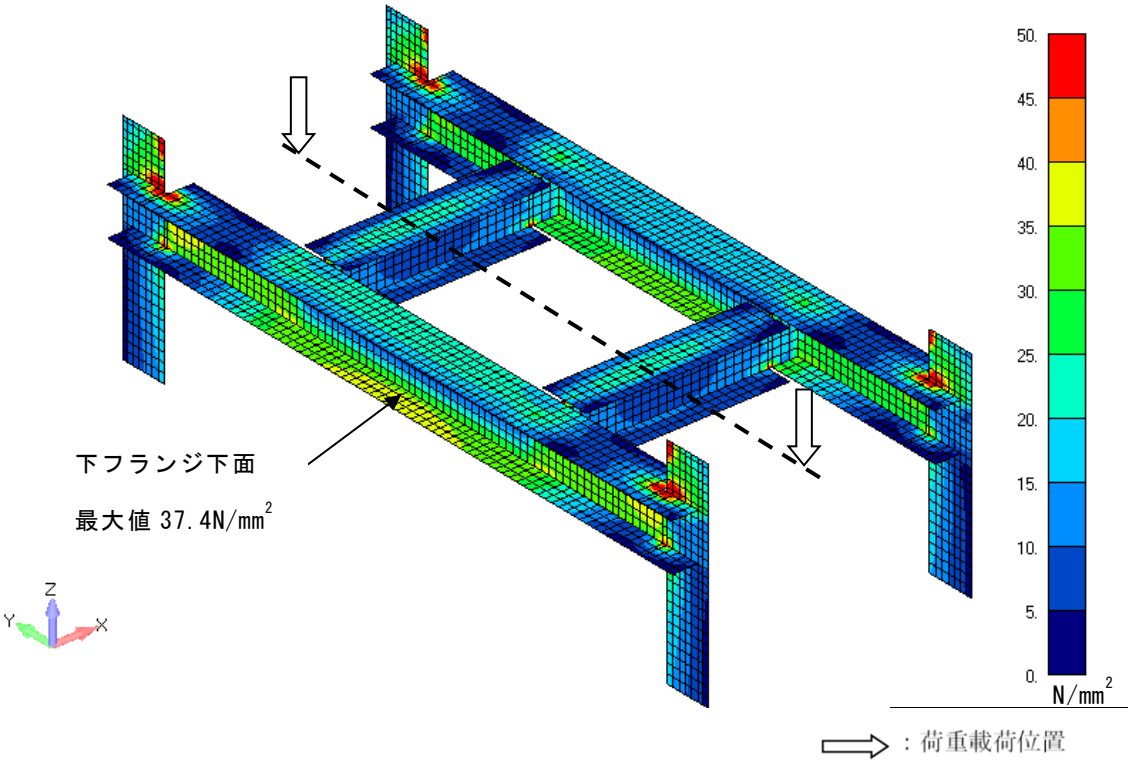


（b）載荷位置②

図 5.42　BP（4 辺破断）上面のミーゼス応力コンター



（a）載荷位置①



（b）載荷位置②

図 5.43　H 形鋼のミーゼス応力コンター

5.4.4　CA モルタルの耐荷性

4 辺全て破断した BP の直下に設置した CA モルタルの鉛直方向ひずみコンターを**図 5.44** に示す．**図 5.44** より，いずれの載荷位置も縁端部において局所的に-1000～-2000×10^{-6}程度の範囲の大きな圧縮ひずみが生じているが，それ以外の大半の部位では-800×10^{-6}程度以下の圧縮ひずみであった．これは，5.3.1（2）c）の**図 5.31** で示した下路形式 BP 桁における CA モルタルの圧縮ひずみと同程度であった．なお，上記の縁端部の応力集中の傾向は，下路形式 BP 桁の FE 解析でも同様（**図 5.19** 参照）であったが，それを考慮した繰返し載荷試験において，実際の CA モルタルの耐疲労性は問題なかった．

以上より，上路形式 BP 桁においても，設計活荷重に対して CA モルタルは耐荷性を満足することがわかった．

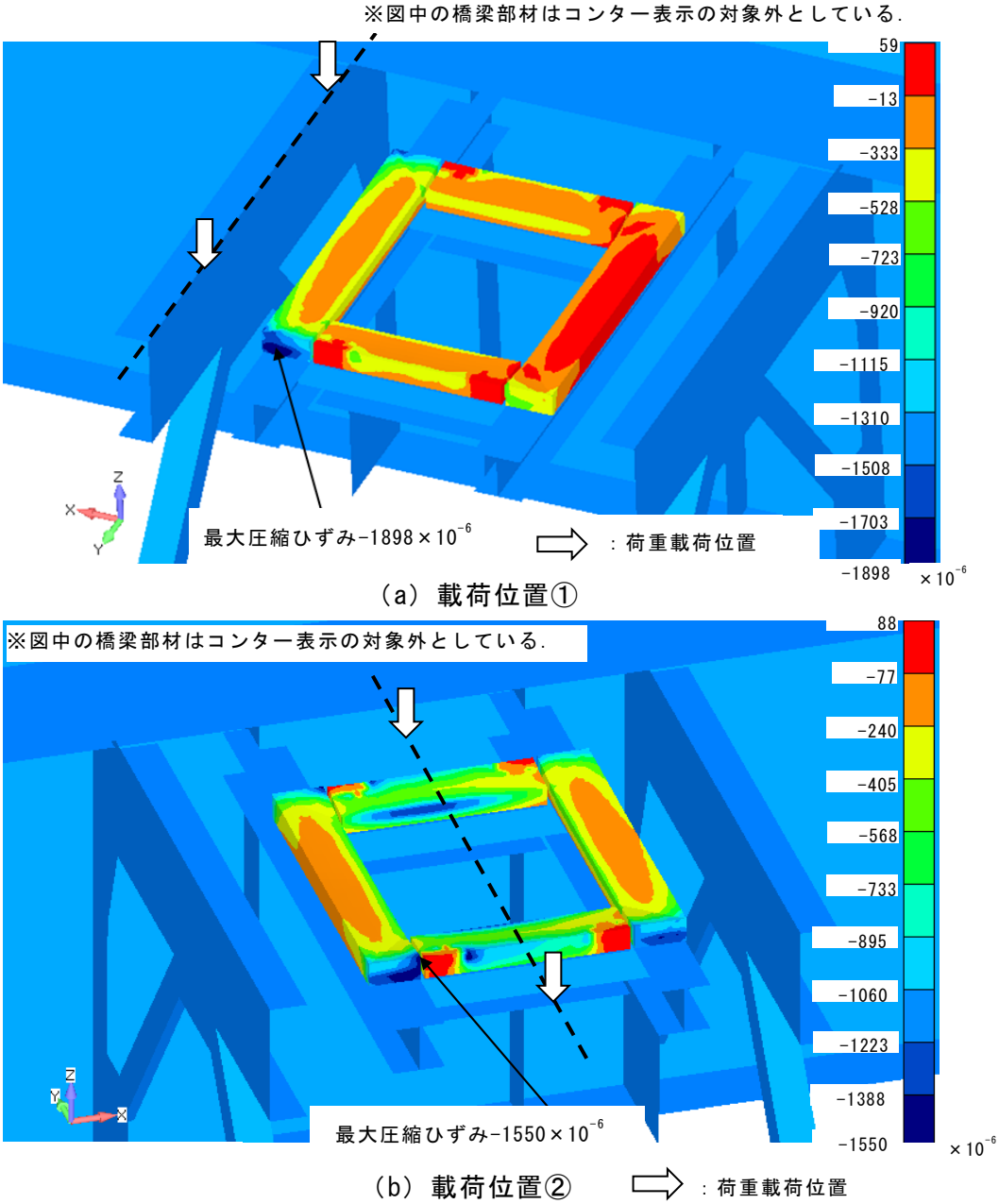


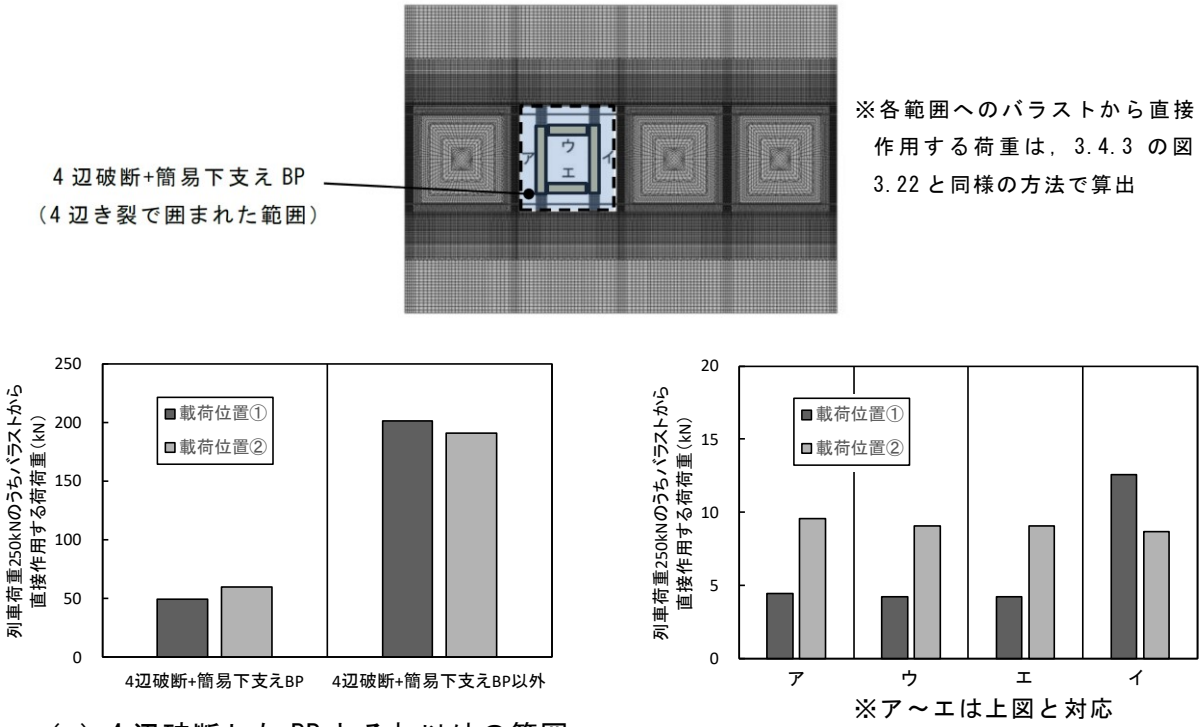
図 5.44　CA モルタルの鉛直（Z）方向ひずみコンター

5.4.5　バックルプレートの分担荷重

上路形式 BP 桁の各部材へのバラストから直接作用する荷重の解析値を**図 5.45** に示す．**図 5.45(a)**より，4 辺全て破断し，簡易下支えを行った BP の分担荷重は，載荷位置①の場合 49 kN，載荷位置②の場合 59 kN で，設計活荷重（1 軸重 250 kN）に対する割合はそれぞれ 20 %，24 %であった（1 輪荷重 125 kN に対してはそれぞれ 40 %，48 %で，下路形式 BP 桁の BP の分担荷重と同等（**図 5.9(a)**参照））．一方，4 辺全て破断した BP 以外の範囲の 1 軸重に対する負担割合は，載荷位置①の場合 80 %，載荷位置②の場合 76 %であるが，そのうち主桁の負担割合が最も大きく，いずれの載荷位置でも約 50 %を占めていた．

上路形式 BP 桁では 2 レール分の活荷重（1 軸重）を 1 枚の BP で支持する構造で，1 レール分の活荷重（1 輪荷重）を 1 枚の BP で支持する下路形式 BP 桁に比べて，4 辺全て破断した BP や H 形鋼，CA モルタルの負担が大きいと想定されたが，**5.4.2**～**5.4.4** で示したようにいずれの耐荷性状も下路形式 BP 桁と同様で問題なかった．これは上記のとおり，上路形式 BP 桁では主桁などの骨組部材のバラストからの直接の分担荷重が下路形式 BP 桁よりも大きく，その結果，BP の分担荷重が下路形式と同等（下路形式では**図 5.9** で示したとおりレール有では 59 kN，上路形式では**図 5.45(a)**のとおり 59 kN）になったためと考えられる．

なお，H 形鋼 1 本あたりの分担荷重は，**図 5.45 (b)**に示すとおりいずれの載荷位置でも 15 kN 以下であり，やはり**図 5.9(b)**に示した下路形式 BP 桁（レール有）と同等であった．



（a）4 辺破断した BP とそれ以外の範囲（モデル全体）

（b）H 形鋼ア～エの直上

図 5.45　バラストから各部材に直接作用する荷重

以上より，上路形式 BP 桁では，主桁などの骨組部材のバラストからの直接の分担荷重が下路形式 BP 桁よりも大きいことで，BP の分担荷重は下路形式と同等になっており，そのため，BP（取付け部の 4 辺全てが破断し，かつ板厚が製作時の 50 %に減肉した状態），およびそれを支持する H 形鋼と CA モルタル（いずれも下路形式 BP 桁と同等の規格を使用）は，設計活荷重に対して耐荷性を満足することがわかった．

5.5　実橋での適用性の検証

5.5.1　対象橋梁と検証内容

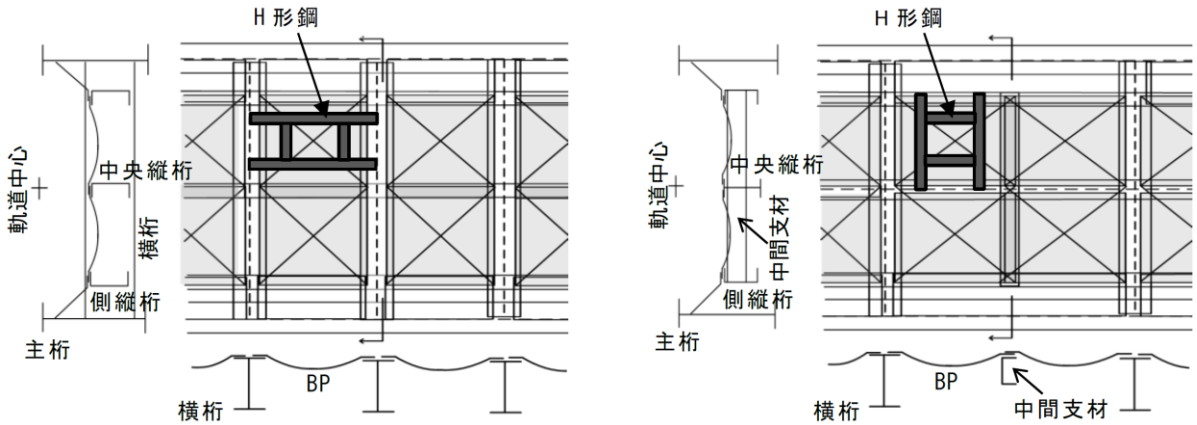
下路形式の実橋において，き裂が生じた BP に対して簡易下支えによる対策を行い，簡易下支えの実橋における適用性を検証した．あわせて，簡易下支えの施工性や所要工期を把握するとともに，簡易下支えを実施した橋梁と全く同じ構造形式および寸法の BP において，従来下支えを実施したときの実績と比較した．

対象橋梁の諸元を**表 5.8** に示す．表には，実大試験体の諸元も示した．**図 5.46** に示すように若干の構造の違いはあるが，両者の BP や骨組部材の寸法はほぼ同様である．ただし，実橋では H 形鋼を寸法的に余裕がある横桁に接続した（**図 5.46(a)**）のに対して，実大試験体では中間支材の高さが 250 mm と小さいため縦桁に接続している（**図 5.46(b)**）．

表 5.8　橋梁諸元

	構造形式	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)
実橋	下路プレートガーダー (Aタイプ※)	1410×1270 ×6.35×89	縦桁:高さ304(中央縦桁)・254(側縦桁)，中心間隔1133 横桁:高さ622，中心間隔1610
実大 試験体	下路プレートガーダー (Bタイプ※)	1346×1118 ×3.2×80	縦桁:高さ450(中央縦桁)・380(側縦桁)，中心間隔1160 横桁・中間支材:高さ597(横桁)・250(中間支材)，中心間隔1462

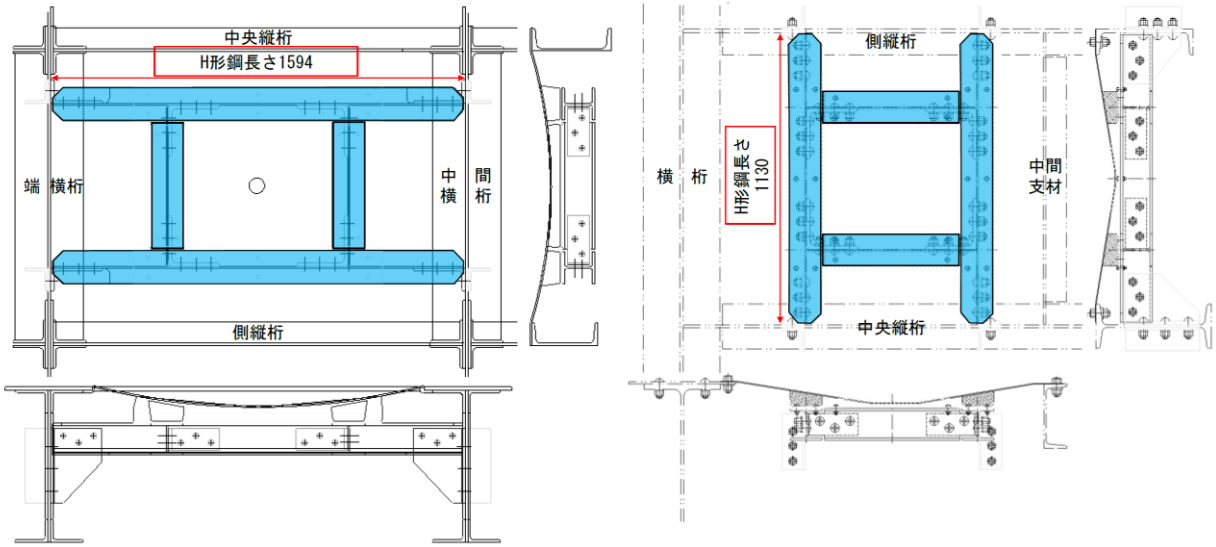
※図 5.46 参照



(a) A タイプ
（中間支材なし，中央縦桁は溝形鋼）

(b) B タイプ
（中間支材あり，中央縦桁は I 形鋼）

図 5.46　下路形式の構造タイプ



(a) 実橋　　(b) 実大試験体

図 5.47　H 形鋼の構造寸法　　（単位：mm）

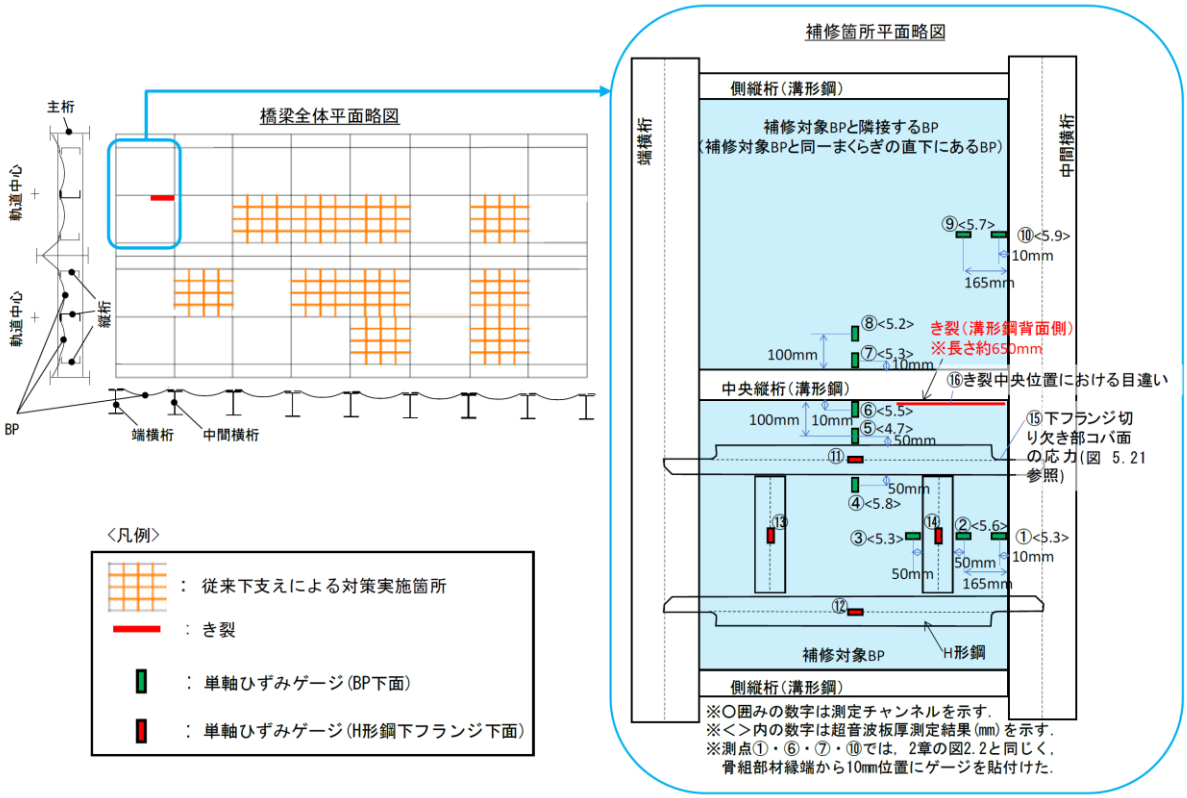
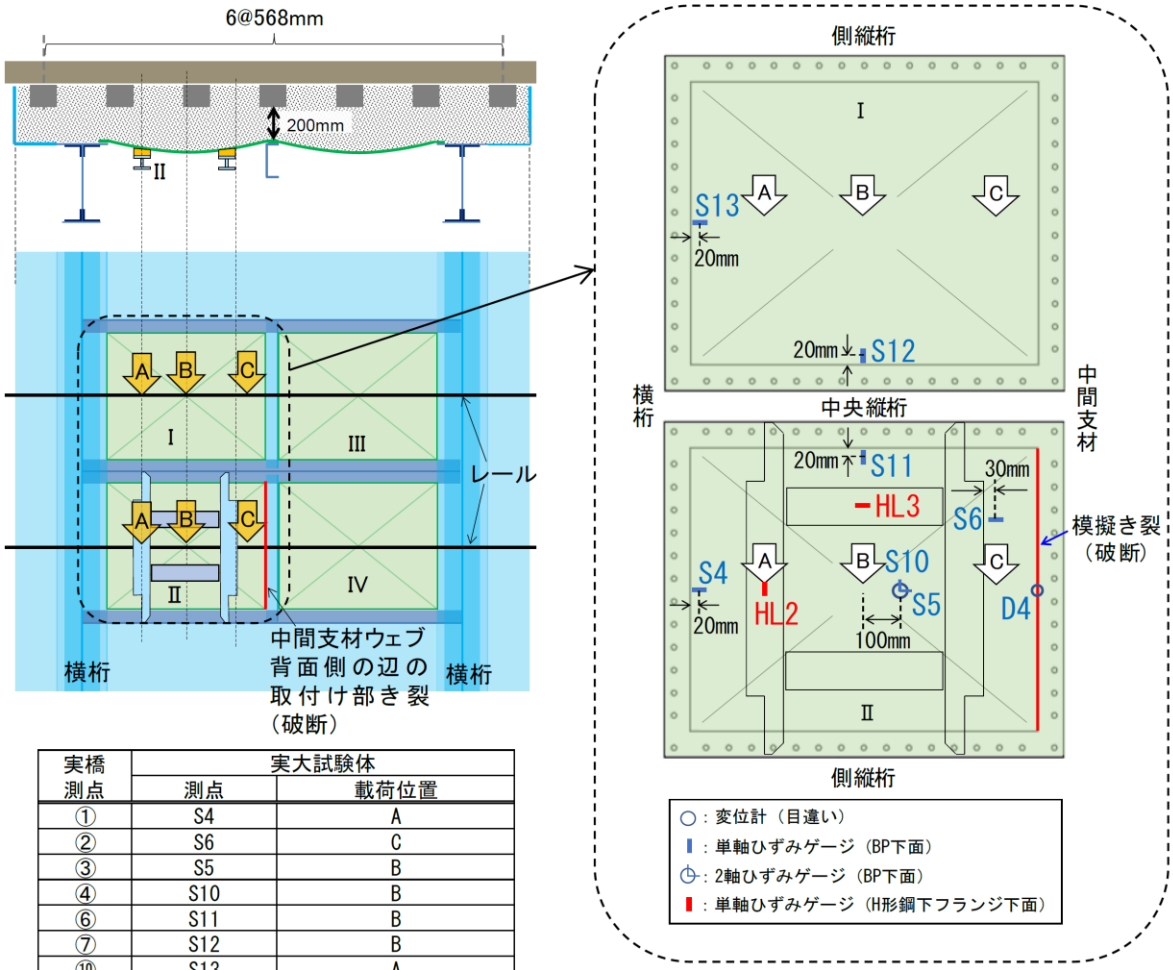


図 5.48　測定位置および測定項目

実橋および実大試験体における H 形鋼の構造寸法を図 5.47 に，測定位置と測定項目を図 5.48 に示す．H 形鋼の規格は図 5.47 に示すように両者とも H-125×125×6×9 で，BP の支持面積もほぼ同様であるが，骨組部材と接続する H 形鋼の支間は実橋の方が 464 mm（1594 mm - 1130 mm）大きい．また，骨組部材と接続する H 形鋼の下フランジ端部の切り欠き構造や CA モルタルのガイド材（溝形鋼）などのディテールは，5.2.1（1）で示し



実橋測点	実大試験体	
	測点	載荷位置
①	S4	A
②	S6	C
③	S5	B
④	S10	B
⑥	S11	B
⑦	S12	B
⑩	S13	A
⑪・⑫	HL2	A
⑬・⑭	HL3	B
⑮	図 5.21 のHBF1	図 5.21 に示す載荷位置（パネルⅢ4辺き裂時）
⑯	D4	C

※実橋の⑤，⑧，⑨に対応する実大試験体の測点はなし

※実大試験体では，左上図のようにパネルⅡにおいて 1 辺き裂を導入した状態で，簡易下支えの実施前後で，A・B・C の 3 点それぞれで載荷を行った．次項の測定結果のグラフにおける「実験値」は，左表のように，実橋の各測点のピーク値と比較すべき，実大試験体の測点・載荷位置の試験結果を示したものである．

図 5.49　実大試験体の測定位置および測定項目（実橋測点との対応関係）

た実大試験体と全く同じディテールを用いた．

簡易下支えの実橋における適用性を検証するために，**図 5.48** に示すように貨物列車の通過に伴う BP（補修前後）や H 形鋼（補修後）の応力，およびき裂部の BP の目違い（補修前後）を測定した．なお，**図 5.48** には，BP の測点①～⑩（ひずみゲージ貼付け箇所）における超音波厚さ計による板厚を測定した結果も参考値として示した．また，実橋とは BP 板厚やき裂位置，H 形鋼の支間長および接続対象の骨組部材が異なるものの，参考値として，**図 5.49** に示す中間支材沿いの 1 辺に模擬き裂（破断）が生じた実大試験体における載荷試験結果も示した．

BP は，補修対象の BP の取付け部および CA モルタルによる支持部近傍の応力を測定した（**図 5.48** 中の測点①～⑥）．また，下路形式では，橋軸直角方向に 2 枚の BP が敷設されるが，補修により補修対象 BP とその橋軸直角方向に隣接する BP の荷重分担率が変化する可能性があったため，隣接する BP の応力も測定した（**図 5.48** 中の測点⑦～⑩）．また，

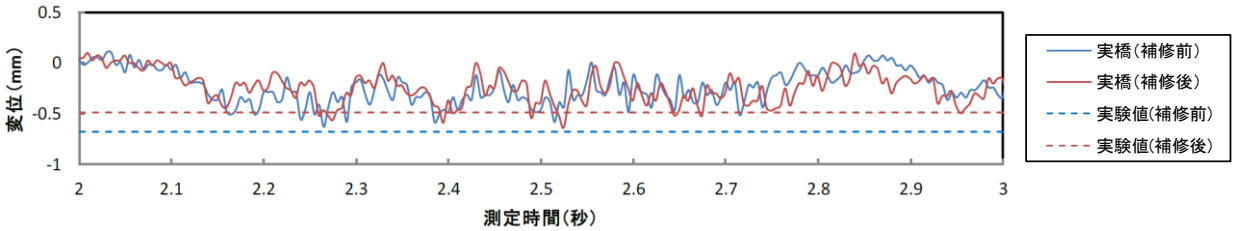
H 形鋼は 4 本それぞれの支間中央位置における下フランジ下面の公称応力（**図 5.48** 中の測点⑪～⑭），および**図 5.21** に示した位置と同じ下フランジ切り欠き部コバ面の局部応力（**図 5.48** 中の測点⑮）を測定した．対象橋梁では，**図 5.48** のように中央縦桁沿いの中間横桁側端部から BP の中央寄りに約 650 mm（同取付け辺 1 辺長の約 40 %）のき裂が確認できたが，そのき裂中央位置において BP の目違いを測定した（**図 5.48** 中の測点⑯）．

5.5.2　検証結果

以下に測定項目ごとの結果と考察を示す．H 形鋼以外の測定項目は補修前後，H 形鋼については補修後について，貨物列車通過に伴う変位または応力の波形を示した（貨物列車の先頭の電気機関車通過部分のみ抽出）．通過貨物列車（EF210）の軸重は約 170 kN，推定通過速度は補修前で 70 km/h，補修後で 60 km/h であった（補修前後とも衝撃係数[2)] は約 0.4 となり，1 軸重は載荷試験における載荷重と概ね同じ 240 kN となる）．いずれの測定項目もサンプリング周波数は 200 Hz であり，測定波形にフィルター処理は施していない．

（1）　き裂部におけるバックルプレート端部と骨組部材との目違い量

図 5.50 にき裂中央位置における BP 端部と骨組部材との目違い量の測定結果を示す．**図 5.50** より，目違いは補修前後でほとんど変わらず 0.6 mm 程度とわずかであった．これは，対象橋梁のき裂長が 1/2 辺長程度以下のき裂であり，もともとの目違いが小さいことから，簡易下支えによる目違いの軽減効果が見られなかったと考えられる．



※BP 端部が骨組部材に対して鉛直下方に目違いを生じるときを負とする．

図 5.50　き裂中央における BP 端部と骨組部材との目違い量（図 5.48 の測点⑯）

（2）　補修対象バックルプレートの応力

図 5.51 に簡易下支えの補修対象 BP の応力の測定結果を示す．**図 5.51** より，簡易下支えによる補修対象の BP の応力は，全体的に補修前と同等かそれ以下であった．特に，取付け部近傍の応力は，線路方向，線路直角方向ともに補修前の約半分まで低減した（**図 5.51** の測点①および⑥）．これは，H 形鋼で支持することにより，BP の膜としての負担が軽減したためと考えられる．なお，懸念していた CA モルタル支持部近傍の BP の応力については，補修前と同等以下であった（**図 5.51** の測点②～⑤）．また，本実橋での測定結果は，いずれの測点も実大試験体での測定結果よりも小さかった．

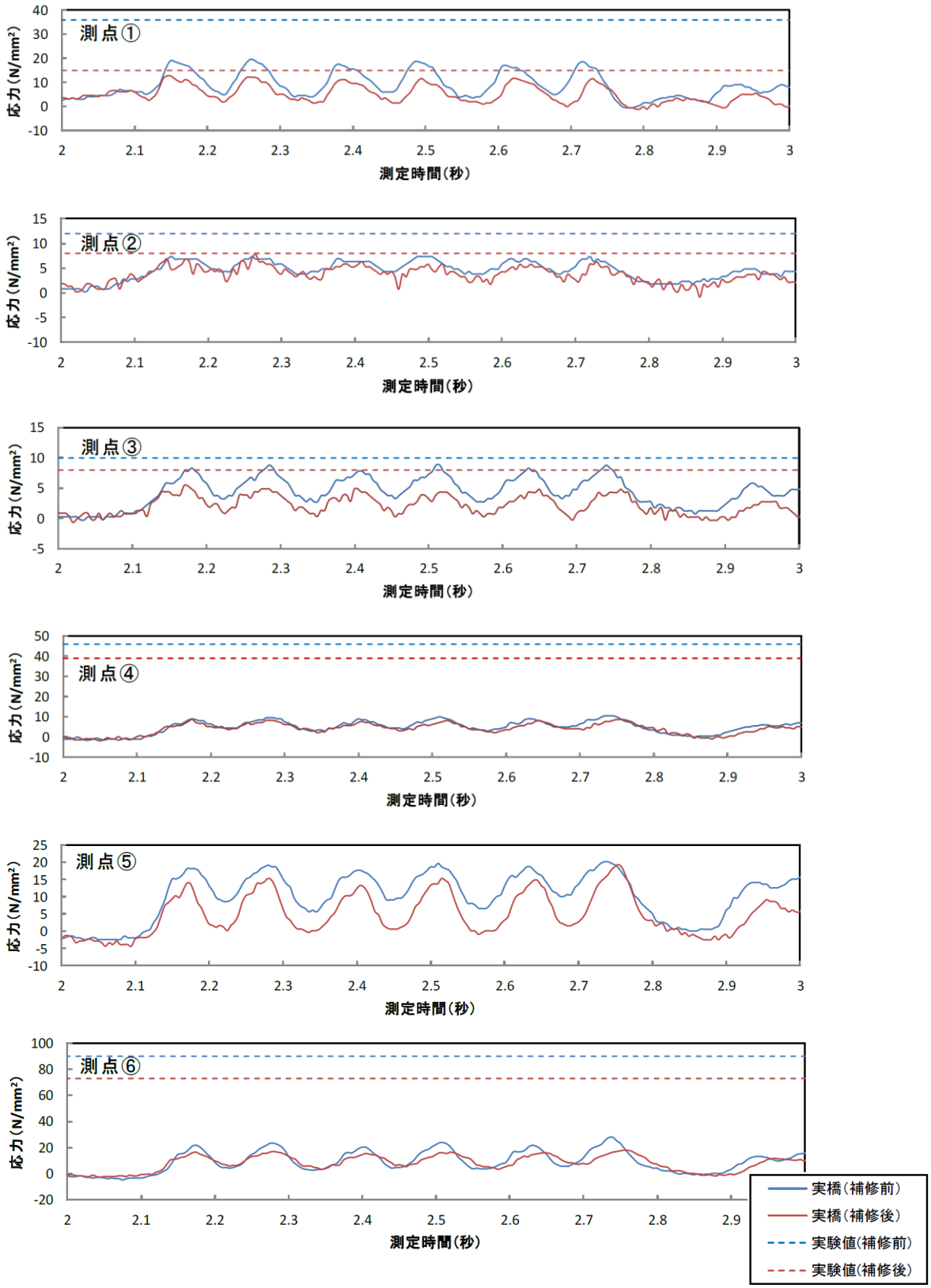


図 5.51　簡易下支えの対象 BP の応力（図 5.48 の測点①～⑥）

(3) 隣接バックルプレートの応力

図 5.52 に補修対象 BP と隣接する BP（同一まくらぎ直下にある BP）の応力の測定結果を示す．図 5.52 より，隣接する BP の応力は，補修前後でほとんど変わらなかった．また，本実橋での測定結果は，いずれの測点も実大試験体での測定結果とほぼ同等であった．

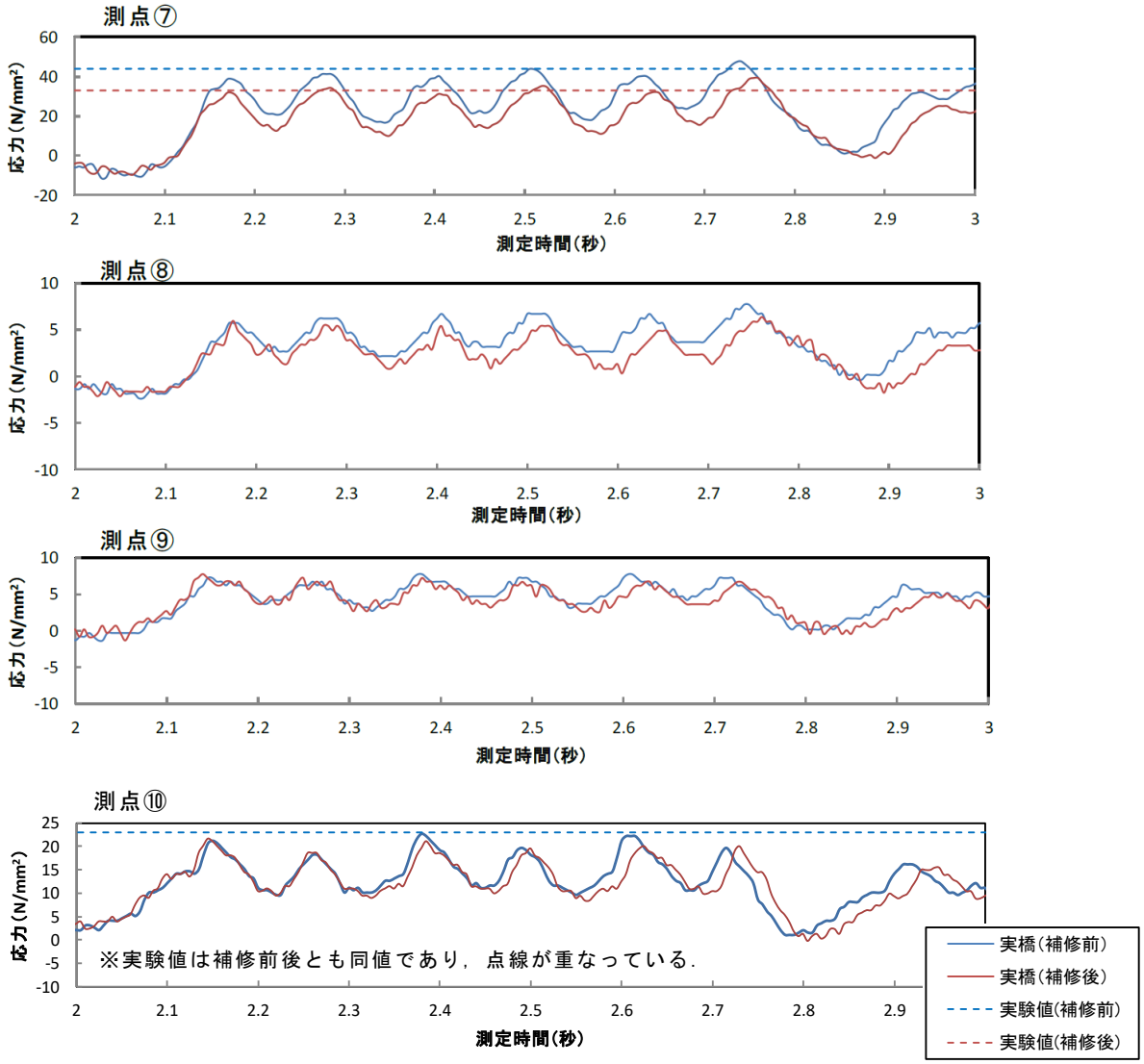
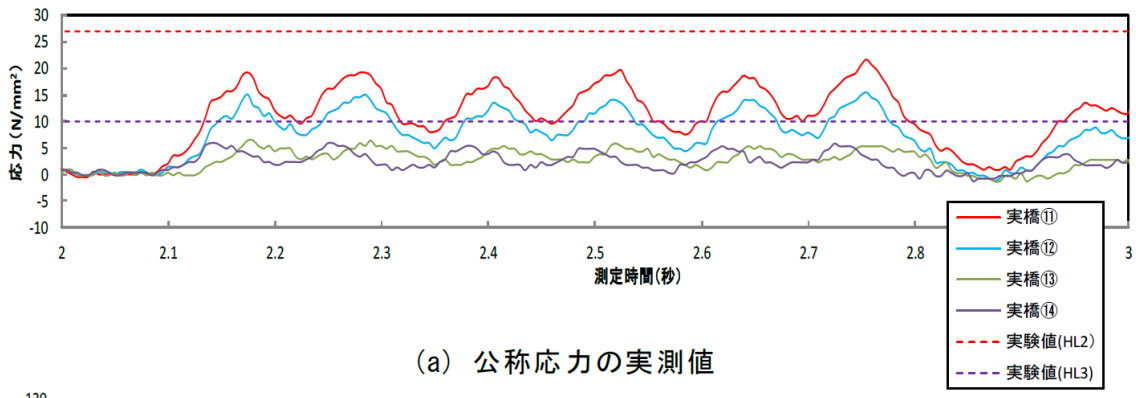


図 5.52 簡易下支え対象 BP の隣接 BP の応力（図 5.48 の測点⑦～⑩）

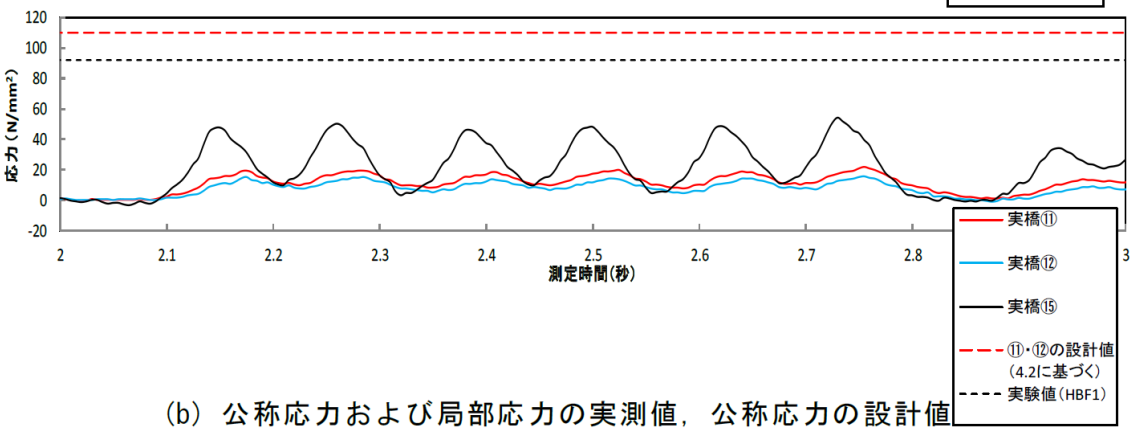
(4) H 形鋼の応力

図 5.53 に H 形鋼の応力の測定結果を示す．図 5.53 より，線路方向の 2 本の H 形鋼（測点⑪および⑫）は，同時刻において概ね等分に荷重を負担していることがわかる（図 5.53(a)）．応力の最大値は 20 N/mm^2 程度であり，4 章の図 4.2 で示した設計値である 104 N/mm^2 の 2 割以下であった（図 5.53(b)）．

一方，線路直角方向の 2 本の H 形鋼（測点⑬および⑭）は，応力のピークが交番しなが



(a) 公称応力の実測値



(b) 公称応力および局部応力の実測値，公称応力の設計値

図 5.53 H 形鋼の応力（図 5.48 の測点⑪～⑮）

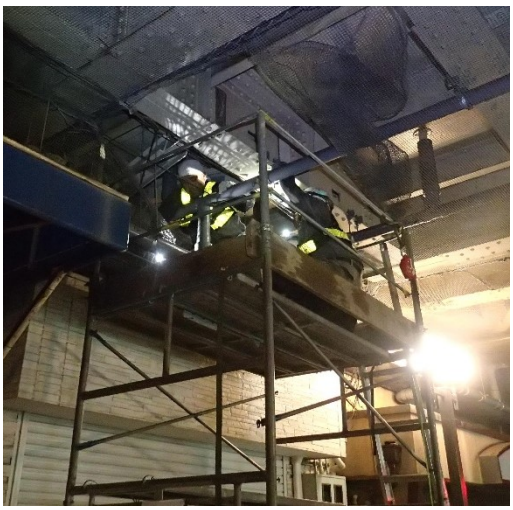
ら荷重を負担した（図 5.53(a)）．このことから，レールの荷重分散があるとはいえ，同時刻では輪軸直下の H 形鋼の負担がやや大きい傾向があることがわかる．ただし，線路直角方向の 2 本の H 形鋼の応力の最大値は，5 N/mm^2 程度とわずかであった．また，本実橋での測定結果は，いずれの測点も実大試験体での測定結果よりも小さかった．

H 形鋼の下フランジ切り欠き部の局部応力は 50 N/mm^2 程度と，5.3.1（2）a）で示した実大試験体での同部位の応力よりも十分に小さく，H 形鋼自体については疲労に対して問題となる応力レベルではなかった（図 5.53(b)）．

以上の（1）～（4）の検証結果から，簡易下支えの実橋における適用性は十分であるといえる．

5.5.3 施工実績

実橋における簡易下支えの施工状況を図 5.54 に示す．従来下支えと同様に，夜間に道路通行規制措置を講じて，橋梁下に移動式足場を設置して作業を行った．なお，CA モルタルは手動モルタルポンプを用いて，夜間の列車が走行しない時間帯で充填し，初列車通過までに 1 時間程度の養生時間を確保した．また，き裂部に対する止水処置として，従来下支えの隙間処理で用いるシリコン系のシーリング材を用いた．なお，簡易下支えのき裂部に対するこの止水処置の妥当性については，5.6 で検証する．



(a)移動式足場上でのH形鋼組立

(b)H形鋼組立完了

(c)CAモルタル充填準備

(d)不織布および注入口のセット

(e)モルタルポンプによるCAモルタル充填

(f)CAモルタル充填完了

(g)き裂部の止水処置

図 5.54　簡易下支えの施工状況

簡易下支えの施工実績，および簡易下支えを実施した橋梁と全く同じ構造形式および寸法の BP において従来下支えを実施したときの施工実績（**図 5.55** 参照）を**表 5.9** に示す．

表 5.9　施工実績比較（作業量および使用材料）

	簡易下支え	従来下支え	備考
母材ケレン・孔明けき裂部止水処置	2 人・日	3 人・日	従来下支えでは別途，樋の付け替えが必要
補修用鋼材組立て	2 人・日	3 人・日	
	鋼材 216kg	鋼材 513kg	
補修用鋼材隙間の止水処置	不要	3 人・日	
間詰め	3 人・日	4 人・日	従来下支えでは別途，樋の付け替えが必要
	CA モルタル 0.07m^3	無収縮モルタル 0.14m^3	
塗装	4 人・日	6 人・日	補修用鋼材添接部に対する 2 層塗り（2 日間）
計	11 人・日	19 人・日	簡易下支えは従来下支えに比べて，所要作業量が約 60%

図 5.55　対象橋梁と同形式および寸法での従来下支えの実施状況

表 5.9 が示すように，簡易下支えでは，同構造形式および寸法での従来下支えの実績に比べ，鋼材や間詰め材，排水樋の付け替え材料などの使用材料や所要作業量を大幅に縮減することができた．

5.6　簡易下支えと併用する漏水防止対策の検討

5.6.1　対策の思想

簡易下支えを適用した BP では，列車が通過するたびにき裂部において目違い変形が生じる．設計活荷重（E 荷重[2)]，衝撃[2)] 含む）に対するこの目違い量は，5.2.3（1）に示すとおり，通常の軌道状態であれば，BP 取付け部の 4 辺全てがき裂により破断したとしても 1 mm 未満とわずかであった．本節では，このき裂部において繰返し生じる目違いに対して，漏水防止対策（止水材）が追従できるかどうかを検討した．

5.6.2　使用材料

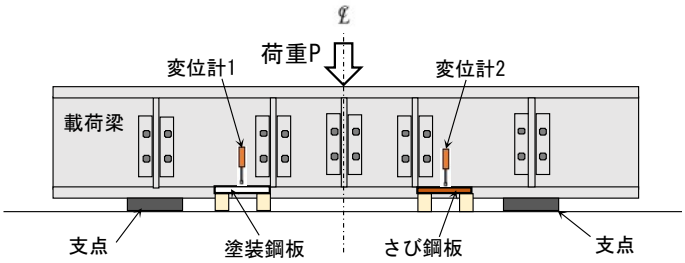
検討対象の止水材として，5.5.3 で示したように実橋での従来下支えの隙間処理材などとしての実績が豊富にあるものの，その耐久性が確認されていないシリコン系のシーリング材を用いた．具体的に使用した止水材は以下のとおりである．

・ボンド シリコーンコーク# 553778（コニシ社製）

5.6.3　検証内容

5.6.2 で示した止水材について，室内載荷試験に基づき，繰返しの目違い変形を与えたときの耐久性を検証した．図 5.56 に室内載荷試験の概要を示す．載荷梁の下フランジ上面と基板上に設けた鋼板（試験片）の上面とをまたぐように止水材を施工し，載荷梁に繰返し載荷を行うことで，BP き裂部の目違い変形を模擬した．試験片には，塗装仕様の鋼板，および著しくさびが生成した鋼板の 2 種類を用いた．

与えた目違い量は図 5.56 に示すとおり約 1.7 mm で，5.2.3（1）で示した，通常の軌道



荷重 P (kN)	変位計 1 (mm)	変位計 2 (mm)	備考
0	0	0	
5	0.08	0.08	最小荷重時
165	1.76	1.78	最大荷重時
160	1.68	1.7	目違い振幅

※変位計により，載荷梁下フランジ上面と鋼板上面との相対鉛直変位を測定

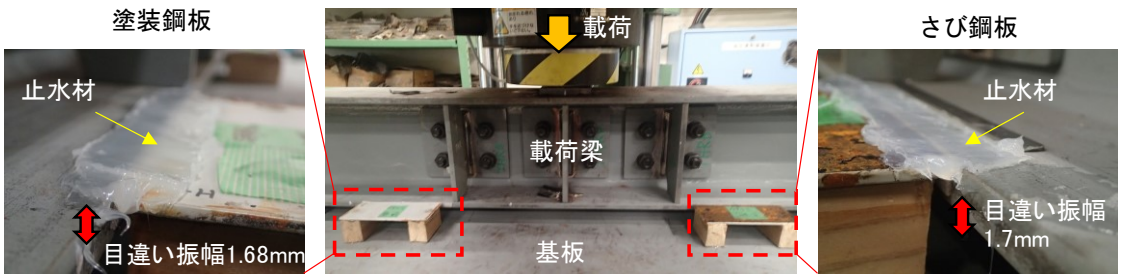


図 5.56　止水材の耐久性検証試験の概要

状態における，簡易下支えを適用した BP き裂部の目違い量よりも十分に大きくした．繰返し載荷は，実橋での施工条件を考慮して止水材の施工後約 1 時間で開始した．繰返し回数は，JR 西日本管内の大半の BP 桁が存在する線区において，設計活荷重（E 荷重[2)]，衝撃[2)]含む）の約 110 年分の繰返し回数に相当する 600 万回とした．なお，止水材の施工は，本来，接着面である鋼板を清掃し，プライマーを塗布する必要があるが，本検証では粗雑な施工の模擬として，それらの工程を省略した．

5.6.4　検証結果

600 万回の繰返し載荷後の止水材，および試験片撤去後の漏水確認状況を**図 5.57** に示す．止水材の鋼板からの剥離状況や止水材自体の変状を目視および触診で確認したところ，2 体とも異状は見られなかった．また，試験の直前に止水材に青色の着色水を噴霧し，繰返し載荷後に止水材を撤去して着色水が漏水していないかどうかを確認したところ，2 体とも漏水は確認されなかった．

以上より，簡易下支えを適用した BP のき裂部において，実績が豊富なシリコン系のシーリング材を施工することで，目違い変形により止水材が変状を生じることなく，長期的に止水および土砂化した保護工の落下防止機能を発揮できると考えられる．

鋼板からの剥離や止水材の変状は
2 体ともなし

試験体撤去後，2 体とも漏水が
一切ないことを確認

※本試験では，試験体の設置上の都合により，鋼板（BP 想定）や載荷梁（骨組部材想定）下フランジのいずれも上面に止水材を施工しているが，実橋においては図 5.54(g)のように BP 下面に施工することを想定している．

図 5.57　600 万回の繰返し載荷後の止水材の変状および漏水の有無の確認

5.7　まとめ

本章では 4 章で考案した簡易下支えの効果を検証するために，3 章と同じ実大試験体，およびその一部を模擬した小型試験体を用いた室内載荷試験，ならびに FE 解析を行った．あわせて，実橋の BP に簡易下支えを施工し，列車通過時の応力や変形性状から，簡易下支えの実橋における適用性を検証した．本章で得られた知見を以下に示す．

1) 腐食疲労により取付け部の 4 辺全てが破断し，かつ板厚が製作時の 50 %に減肉した BP として最悪の状態で，さらにレールによる荷重分散がない極端に厳しい軌道条件においても，下路形式では，4 章で提案した設計方法に基づく簡易下支えにより，設計活荷重に対して BP および簡易下支えの構成材料（H 形鋼，CA モルタル）が耐荷性を満足する．また，上路形式では，主桁などの骨組部材のバラストからの直接の分担荷重が下路形式 BP 桁よりも大きいことで，BP の分担荷重は下路形式と同等になっていることから，簡易下支えの構成材料の負担として，4 章で示した 1 軸重の 100%ではなく 1 輪荷重の 100%を考慮することで，耐荷性を満足すると考えられる．
2) 実大試験体を用いた繰返し載荷試験の結果，バラストと BP との接触状況の変化に伴い，簡易下支えを適用した BP（取付け部の 4 辺全てが破断し，かつ板厚が製作時の 50 %に減肉した状態），および H 形鋼において，変形性状や応力性状にわずかな変化が生じるものの値の進行は見られず，これらの耐疲労性が十分であることがわかった．
3) 簡易下支えの一部を模擬した小型試験体に対する，最大設計活荷重である E 荷重（衝撃含む）載荷時のひずみ振幅を 25 %上回るひずみ振幅を与えた繰返し載荷試験の結果，CA モルタルの圧縮ひずみは，繰返し回数を対数軸とした場合，線形的に増加する傾向を示したが，1000 万回の繰返しに対して，ひび割れやひずみの急変等はなく，疲労破壊には至らなかった．
4) 実大試験体および小型試験体に対する繰返し載荷試験の結果から，簡易下支えにおいて通常の軌道状態における BP の分担荷重（上路形式，下路形式とも 1 輪荷重の概ね 50 %）を考慮した，最大設計活荷重に対する平均圧縮応力が 0.2 N/mm^2 以下となるように BP との接触幅を確保した CA モルタルは，十分な耐疲労性を有すると考えられる．
5) 下路形式の実橋において，き裂が生じた BP に対して簡易下支えによる対策を行い，簡易下支えの実橋における適用性を検証した結果，BP および H 形鋼の応力レベルに問題はなく，実橋における適用性は十分であることがわかった．
6) 上記の実橋での簡易下支えの施工性を検証した結果，同構造形式および寸法での従来下支えの実績に比べ，鋼材や間詰め材，排水樋の付け替え材料などの使用材料や所要作業量を大幅に縮減できることを確認した．
7) BP き裂部の目違い変形を模擬した小型試験体を用いた 600 万回繰返し載荷試験の結果から，簡易下支えを適用した BP のき裂部において，実績が豊富なシリコン系のシーリ

ング材を施工することで，目違い変形により止水材が変状を生じることなく，長期的に止水および土砂化した保護工の落下防止機能を発揮できると考えられる．

参考文献

1) 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.
2) 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.
3) （公財）鉄道総合技術研究所：スラブ軌道各部補修の手引き，2015.12.
4) 高橋貴蔵，桃谷尚嗣，長沼光：スラブ軌道てん充層の疲労寿命に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.37, No.2, pp. 619-624, 2015.

第6章　上面補修の効果の検証

6.1　はじめに

4 章で考案した上面補修の効果を検証するにあたり，まず上面補修の施工性上の課題を解決すべく，使用材料の検討，および 3 章と同じ実大試験体を用いた施工性の検証を行った．また，上記により施工性が十分であることを確認した材料を用いて，実大試験体等を用いた室内載荷試験，および FE 解析を行い，上面補修の効果を検証した．

6.2　材料の検討

本研究では，4 章（4.3）で示した上面補修に用いる UFC に対する要求性能（施工性，早強性，耐荷性，漏水防止機能，BP の応力低減機能）を念頭に，表 6.1 のように使用する材料を 3 候補選定し，各機関が発行するカタログなどをもとに材料特性の比較検討を行った．表 6.1 より，材料特性はいずれも同様であるが，SUQCEM[1)]と DUCTAL[2)]については，長時間の加温養生（85～90 ℃）が必要であり，夜間の列車が通過しない時間帯に限定される実橋においては適用が難しいと考えられる．一方，J-THIFCOM[3)]は，本研究時点において唯一，普通コンクリートと同等の養生方法による現場施工が可能で，上面補修に適用できる可能性があると判断した．

以上より，本研究では，J-THIFCOM を用いた上面補修に対して，施工性，早強性，耐荷性，漏水防止機能，および BP の応力低減機能を検証した．

表 6.1　UFC の材料特性の比較　※各機関のカタログ値を記載

製品名	SUQCEM[1)]	DUCTAL[2)]	J-THIFCOM[3)]
圧縮強度（N/mm^2）	180	180	130 以上
引張強度（N/mm^2）	8.8	8.8	9
ひび割れ発生強度（N/mm^2）	8	8	6
ヤング係数（N/mm^2）	46000	50000	40000
透気係数（m^2）	－	1×10^{-19}	1×10^{-19} 以下
養生条件	85℃，20～24 時間 （長期加温養生）	90℃，48 時間 （長期加温養生）	標準養生 （基本材齢 28 日）
強度発現	－	－	標準養生 1 日での 圧縮強度 100 N/mm^2
その他特記事項	－	－	・薄層打設が可能（最低 20mm） ・早強タイプあり ・高流動性，かつ勾配に対応可能

6.3　施工性の検証

本節では選定した J-THIFCOM を 3 章と同じ実大試験体上に施工し，施工性を検証した．

6.3.1　施工範囲

J-THIFCOM の施工断面を図 6.1 に，施工範囲を図 6.2 に示す．施工に先立ち，BP や骨組部材などの上面に既設の保護工を模擬した厚さ約 25～50 mm の普通コンクリートを打設した．2 章で示した実橋調査の結果，特に取付け部付近の既設保護工のひび割れが著しかったことから，上記の普通コンクリートには取付け部直上においてひび割れを模擬した 2 mm 程度の目地を設けた．

J-THIFCOM は，保護工の上面から取付け部を覆うように打設し，厚さは J-ティフコム施工協会 [3]が保証する最小厚 20 mm を目標とした．施工範囲は，2 章で示したように下路形

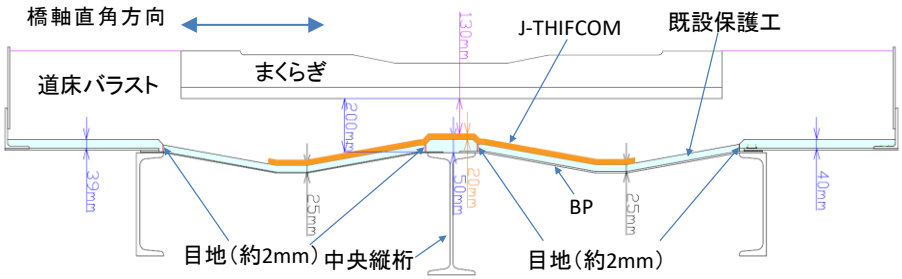


図 6.1　既設保護工および J-THIFCOM の施工断面図

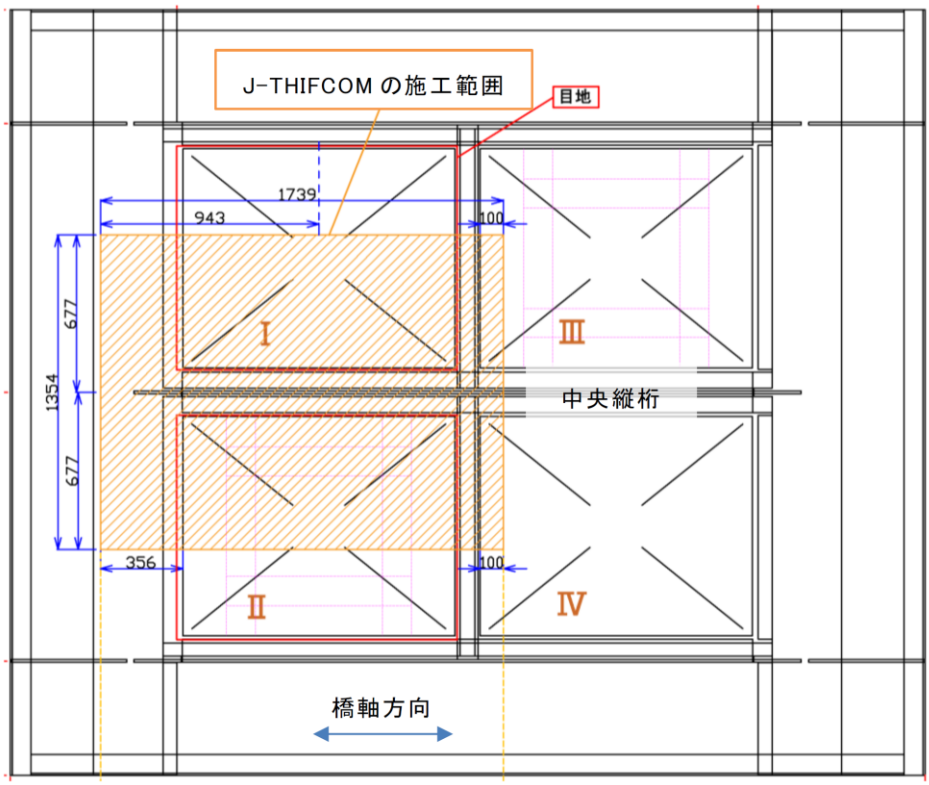


図 6.2　J-THIFCOM の施工範囲

式で最も発生事例の多い中央縦桁沿いのき裂に焦点を当て，同取付け部の浸水防止や BP の応力低減に寄与すると考えられる範囲で，**図 6.2** のようになるべく施工量が小さくなるように設定した．なお，**図 6.2** に示す BP のパネルⅡには取付け部 4 辺の模擬き裂（破断）と簡易下支えが実施されている状態であり，パネル I は無損傷および無補修の状態である（**5 章**で示した簡易下支えの効果の検証後に本試験を行ったという都合によるもので，補修の合理性を考慮すれば，実橋において簡易下支えと上面補修を併用することは考えにくい）．

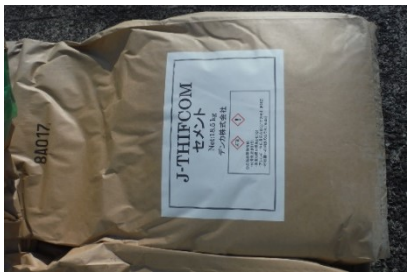
J-THIFCOM の施工量および製造量は以下のとおりとした．

・施工数量：1.739 m×1.354 m×0.02 m =0.0471 m^3

・製造量：圧縮強度試験サンプルおよびロス分も考慮し，0.06 m^3 の製造とした．

6.3.2　使用材料

J-THIFCOM の構成材料を**図 6.3** に示す．なお，配合については 6.4.2（2）で後述する．



(a)標準配合粉体（プレミックスセメント）

(b)鋼製マイクロ繊維（鋼製ウール）

(c)水・減水剤

(d)鋼製メゾ繊維

(e)急硬性混和材

図 6.3　J-THIFCOM の構成材料

6.3.3　施工フロー

J-THIFCOM の施工フローを図 6.4 に示す．橋梁下で練混ぜた材料を橋梁上へ運搬したり，バラストおよびまくらぎの撤去範囲を必要最低限としてレールを残置した状態で J-THIFCOM を打設したりするなど，実橋での施工環境に極力近い状態で施工を行った．既

図 6.4　上面補修の施工手順（下路形式の場合）

設保護工表面(打設面)が乾燥していると，J-THIFCOM 中の水分が既設保護工に吸収され，J-THIFCOM の水和反応が阻害されるため，打設面には十分な散水を行った[3]．なお，実橋施工において，過度な散水，あるいは降雨により，施工面が滞水している場合は，材料分離の可能性があるため，施工面の排水などの措置が必要になると考えられる．

また，施工後に数箇所をコア抜きして仕上がり厚さの確認を行った．なお，ここに示す手順の前後で，別途，バラスト軌道（3～4 本分のまくらぎおよびその範囲のバラスト）の撤去および復旧作業が必要である．

6.3.4　出来形

J-THIFCOM 施工後の状況を**図 6.5** に，コア削孔による厚さ確認結果を踏まえて作成した出来形の断面図を**図 6.6** に示す．施工約 3 時間後に表面を目視で調査したところひび割れは確認されなかった．一方で，**図 6.6** に示すとおり，厚さは一定となっておらず，特に着目する面外曲げ引張応力が卓越すると考えられる BP 取付け部近傍では最小 7 mm と薄く，逆に BP の中央部付近では 50 mm を超える厚さの箇所があった．この原因として，本配合では硬化速度が速く，セルフレベリングが十分に機能せず，また敷き均し時間を十分確保できなかった(練混ぜ水の注水後約 15 分で敷き均しが不可能になった)ことが考えられる．

なお，6.4 および 6.5 で後述する載荷試験での UFC の耐荷性，漏水防止機能および BP の応力低減機能は，このあまり良好ではない仕上がり状態で検証することとした．

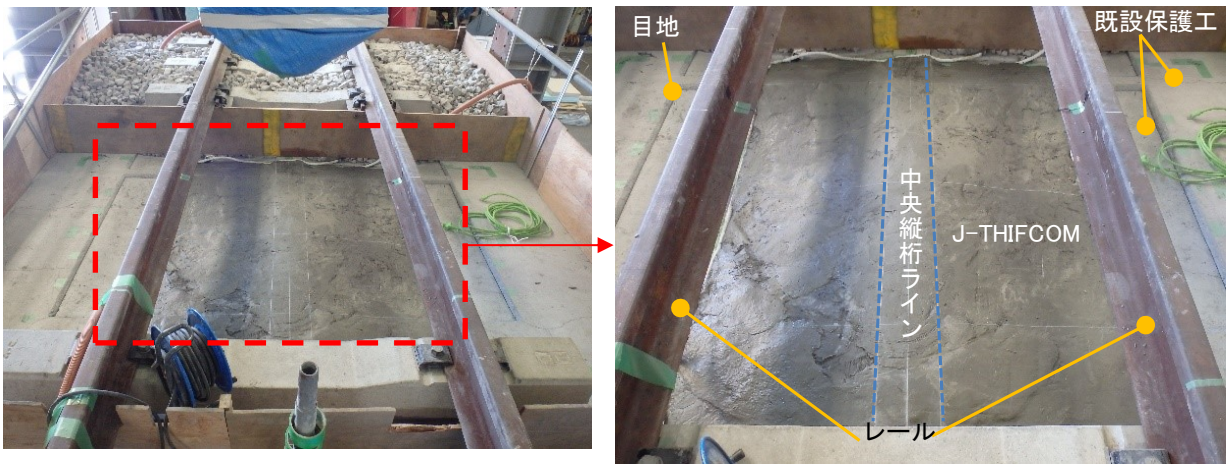


図 6.5　J-THIFCOM の施工後の状況

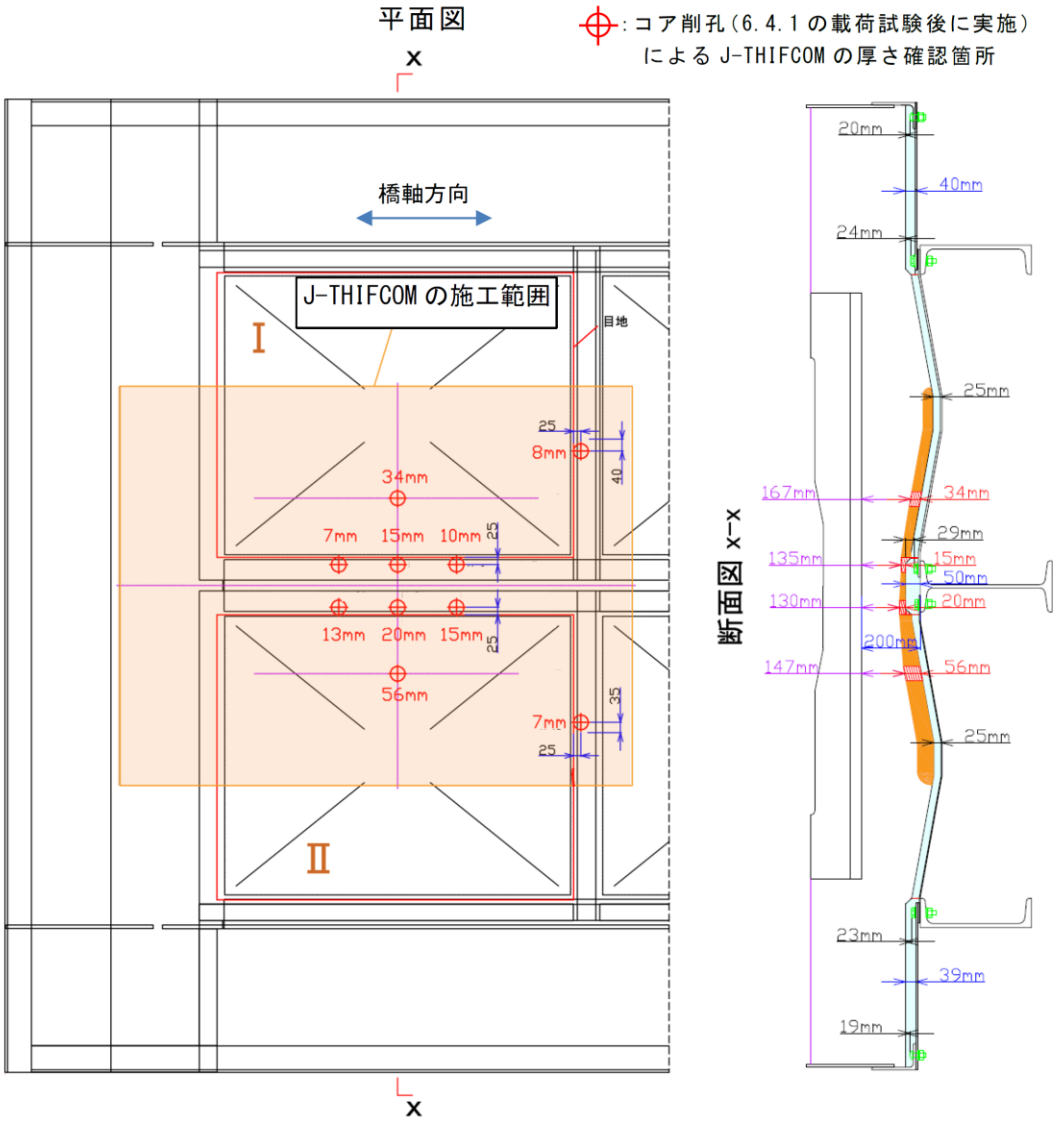


図 6.6　J-THIFCOMの仕上がり厚さ（コア抜き結果をもとに作成（一部推定））

6.3.5　タイムスタディー

上面補修作業のタイムスタディーを**表 6.2**に示す．実作業時間は4人体制で計23分であった．JR西日本管内のBP桁の大半が存在する線区では，J-THIFCOMの施工に充てることができる時間（バラストがかき出されて既設保護工の上面がオープンになった状態の時間）は2時間程度であり，バラスト埋戻しまでに1時間養生すると想定すれば，清掃および練混ぜから打設完了までに1時間程度確保できる．よって，作業時間制約は十分に満足できる結果であった．また，レールは残置した狭隘な施工環境（**図 6.5**参照）においても，打設，敷き均し作業は十分に可能であった．

以上より，UFCのワーカビリティやそれを起因とした仕上がりに課題が残る結果であったが，作業時間や作業スペースの制約は全く問題なかった．なお，上記の課題を解消すべく，別途配合を検討して同様の試験を行った結果，概ね一定の厚さで施工でき，施工性および出来形とも良好であった．この配合の詳細は**6.4.2**に示す．

表 6.2　J-THIFCOM の施工試験タイムスタディー

製品名	工種	施工内容	時刻 (10:05 / 10:10 / 10:15 / 10:20 / 10:25 / 10:30 / 10:35 / 10:40)	開始時間	終了時間	経過時間	備　　考
Jティフコム	清掃	施工面の清掃		－	－	0:05	・清掃時間は概算 ・前日に作業（ホウキとウエス）
	練混ぜ	プレミックスセメントおよびウールの投入		10:06	10:07	0:01	
		ドライミキシング		10:07	10:08	0:01	
		水・減水剤・消泡剤の投入		10:08	10:09	0:01	
		鋼繊維の投入		10:10	10:11	0:01	
		急硬性混和材の投入		10:12	10:12	0:00	
		材料の掃き出し		10:12	10:13	0:01	
		品質管理用供試体の作製		10:13	10:40	0:27	20本（φ50×100mm）
	施工	材料の運搬		10:13	10:14	0:01	バケツ8個に材料を入れ、 フォークリフトで運搬
		水散布		10:14	10:15	0:01	
		材料の打設		10:14	10:20	0:06	
		材料の敷き均し		10:20	10:24	0:04	金コテ：2名 コテ型バイブレータ：2名
		ミキサー清掃		10:27	10:43	0:16	
備　　考			施工に要した時間（清掃＋ 練混ぜ ＋施工）：23分 施工に要した人数：7人 ・施工作業員：4人 ・品質管理用供試体の作製およびミキサー清掃：3人				

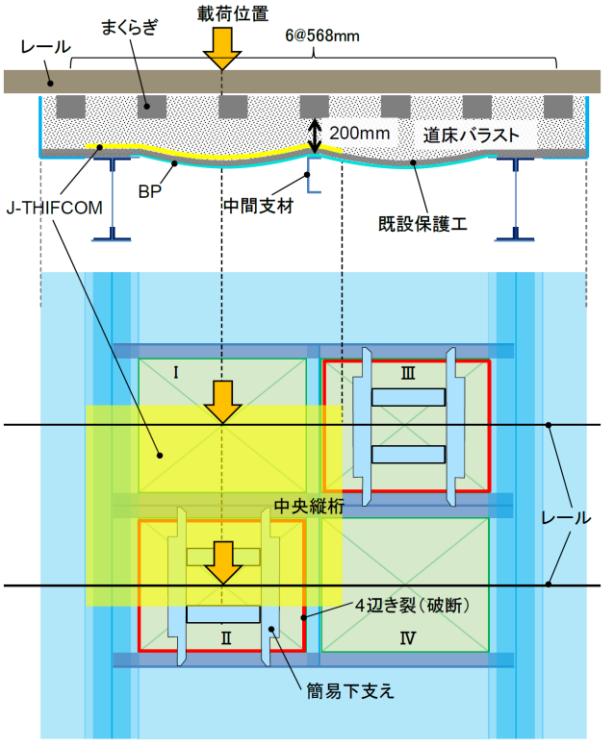
6.4　UFC の耐荷性および漏水防止機能の検証

6.4.1　増し厚後 9 時間以降の耐荷性および漏水防止機能の検証

（1）　検証内容

6.3 で示したように実大試験体上において保護工および UFC（J-THIFCOM）を施工した上で，静的載荷試験および繰返し載荷試験を行い，J-THIFCOM の耐荷性を検証した．実橋では，J-THIFCOM の打設完了から約 2 時間後（練混ぜ開始から約 3 時間後）以降に列車が通過するため，それに見合う若材齢で検証するのが望ましいが，測定機器設置などの諸作業を経てのなるべく若材齢である打設後約 9 時間以降で載荷試験を行った．載荷試験の概要を図 6.7 に示す．

下路形式で最もき裂の発生事例が多い中央縦桁沿いの取付け部に着目し，載荷位置は同取付け部の BP の応力が最大となるように BP（パネル I および II）中央直上とした．繰返し載荷試験における荷重範囲は，繰返し数の影響を考慮した疲労の照査[4)]に用いる設計値である M 荷重[4)]の 1 軸重（100 %乗車，衝撃[4)]含む）を考慮し，2 レールの合計として 150 kN（最小荷重 10 kN～最大荷重 160 kN）とした．繰返し回数は 200 万回とした．なお，繰返し載荷に伴い載荷点直下のまくらぎが徐々に沈下して荷重分担が変化する可能性があるため，50 万回ごとに道床突き固めを実施してその都度軌道を初期状態に復元した．また，50 万回ごとに最大設計活荷重として E 荷重[4)]の 1 軸重（衝撃[4)]含む）の 250 kN（1 レールあたり 125 kN）を 2 回ずつ静載荷した．



※既設保護工および J-THIFCOM の施工範囲および施工厚さは，図 6.2 および図 6.6 参照

疲労試験機の設置状況

図 6.7　室内載荷試験の概要

J-THIFCOM の漏水防止機能については，上記の 200 万回の載荷試験後に道床バラストを撤去し，ひび割れ調査および散水試験を行い，検証した．

（2） UFC の物性試験

6.3 の施工性試験で用いた J-THIFCOM に対して圧縮強度試験を行い，圧縮強度およびヤング係数（コンクリートの静弾性係数試験方法（JIS A 1149）に基づく）を算出した．試験は，練混ぜ水の注水から 1 時間，2 時間，6 時間，1 日（28 時間），7 日（168 時間），21 日（504 時間）の経過時点でそれぞれ行った．J-THIFCOM の養生時間（注水からの経過時間）と圧縮強度の関係を**図 6.8** に，養生時間 7 日と 21 日における圧縮強度とヤング係数を**表 6.3** に示す．**図 6.8** には，(1) で示した繰返し載荷試験の 50 万回ごとにおける材齢も示した．**図 6.8** に示すように，載荷試験の過程で圧縮強度が 3 倍程度大きくなっている．ヤング係数については，養生 7 日以前で測定をしていないが，圧縮強度と同様に本載荷試験の過程で増加していると推察される．

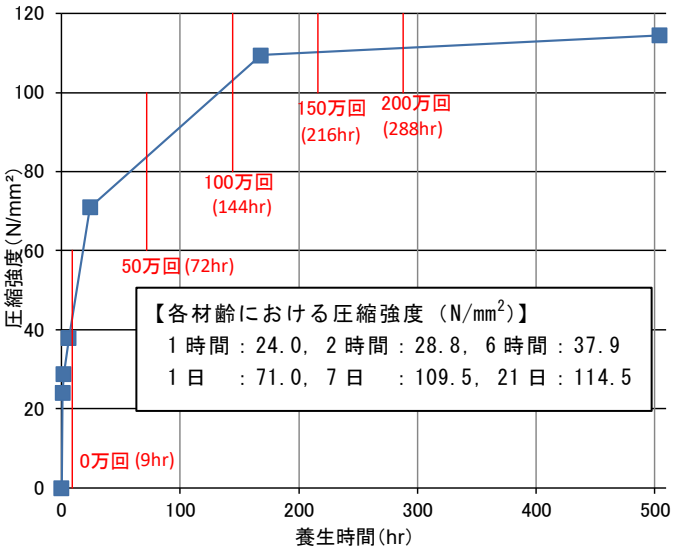


図 6.8　J-THIFCOM の養生時間と圧縮強度の関係

表 6.3　圧縮強度とヤング係数

養生日数	7日	21日
圧縮強度 (N/mm²)	109.5	114.5
ヤング係数 (kN/mm²)	32.4	34.7

JIS A 1108（φ50mm×高さ 100mm）に準じ，圧縮強度試験を実施

（3） 耐荷性の検証

繰返し載荷試験（荷重振幅 150 kN）における J-THIFCOM 上面のひずみゲージのひずみ経時変化を**図 6.9** に，繰返し載荷試験直前および 50 万回の繰返し載荷ごとの静的載荷試験（250 kN 載荷）における J-THIFCOM の応力-ひずみ関係を**図 6.10** に示す．いずれの図も BP 取付け部の直上で，かつ厚さが比較的小さい箇所に着目して示した．

図 6.10 より，繰返し載荷試験直前の静的載荷では，いずれの測点もその他の段階に比べて 2～3 倍程度の大きなひずみ変化が生じ，2 回の繰返し載荷で 100～300×10^{-6} 程度の引張の残留ひずみが生じた．また，**図 6.9** より，50 万回程度以下の繰返し載荷では，引張の残留ひずみがやや増加する傾向があり，中央縦桁取付け部（U2），中間支材取付け部（U5）ともに，除荷時で引張の残留ひずみが 600×10^{-6} 程度に達した．これらは，**図 6.8** に示すように打設後約 9～72 時間程度の十分に硬化していない状態において載荷したことで，一

般に初期ひび割れが発生すると考えられる 250×10^{-6} を超えるひずみが生じ，目に見えない程度の微細なひび割れが進展したためと考えられる．

一方で，**図 6.9** より，50 万回程度の繰返し載荷後はいずれの測点もひずみおよびひずみ振幅がほぼ一定の範囲で推移し，引張残留ひずみが増加する傾向はなかった．150 kN の荷重振幅に対するひずみ振幅は，中央縦桁取付け部において最も大きい U2 においても，載荷初期の振幅の約 1/2 の 90×10^{-6} 程度であった．また，**図 6.10** より，50 万回以降の 50 万回ごとの 250 kN の静的載荷試験におけるひずみは，いずれの測点も各段階で同等の弾性挙動を呈した．250 kN 載荷によるひずみ変化は最も大きい U2 において，やはり載荷初期の約 1/2 の 170×10^{-6} 程度であった．なお，200 万回の繰返し載荷後にバラストを撤去して，ひび割れ調査を行ったところ，J-THIFCOM 上面に目視で確認できるひび割れはなかった．

上記に示したひずみ挙動を模式化すると，**図 6.11** のようになると考えられる．すなわち，**図 6.11** に示すように，打設後 9～72 時間程度の若材齢時での載荷により J-THIFCOM に微細なひび割れが生じ，UFC に特有の鋼繊維の架橋効果による擬似ひずみ硬化領域に達する[5)]ものの，その後のセメントの硬化により，弾性挙動を繰返すようになったと考えられる．なお，UFC の一種である J-THIFCOM の場合，上記の擬似ひずみ硬化は 1750×10^{-6} 程度まで発揮されることがわかっている[3)]．また，本試験では，50 万回までの繰返し載荷を材齢 72 時間未満で行ったが，この繰返し数は実橋では約半年間の列車通過に相当する．

以上より，少なくとも打設後 9 時間程度以降の繰返し載荷に対して，J-THIFCOM の耐荷性は十分であったといえる．しかし，実橋梁では打設後約 2 時間（練混ぜ水の注水後約 3 時間）程度で設計活荷重（1 軸重 250 kN）が通過するため，これに対する耐荷性を検証する必要がある．

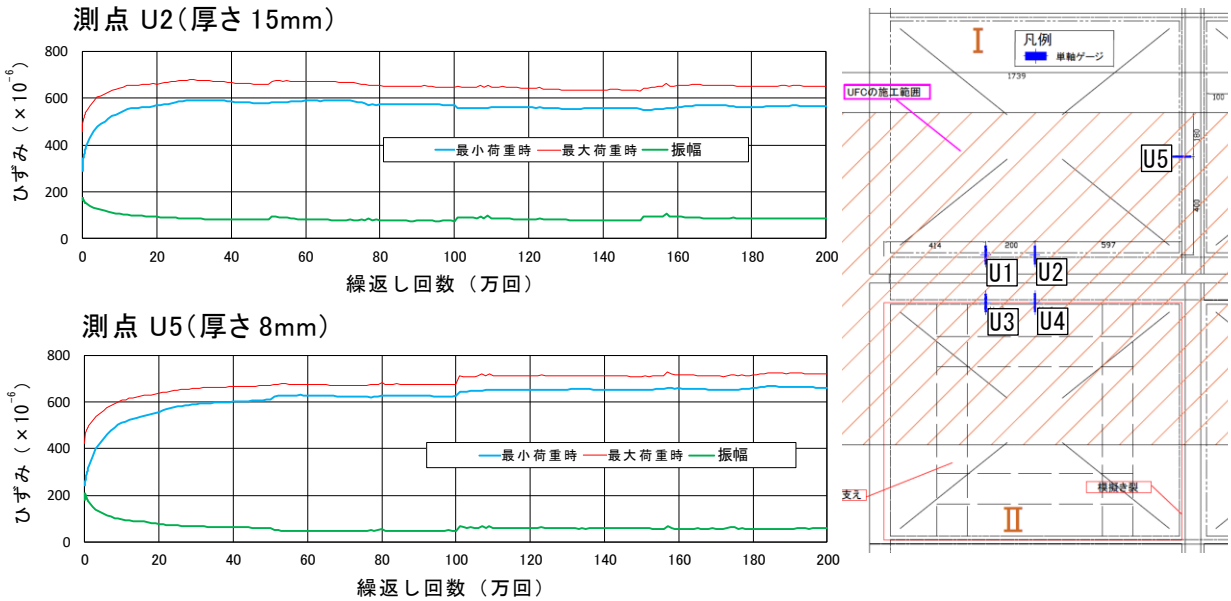


図 6.9　繰返し載荷試験（荷重振幅 150kN）における J-THIFCOM のひずみ経時変化

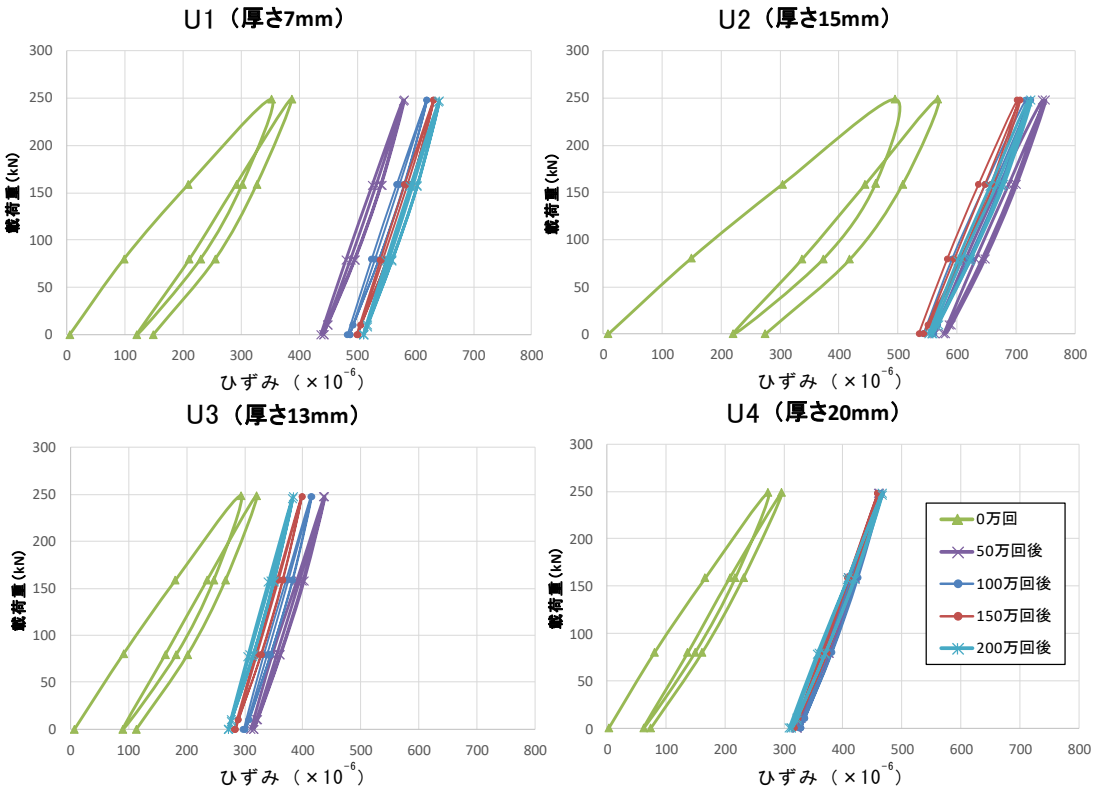


図 6.10　50 万回ごとの静的載荷試験（250kN）における J-THIFCOM のひずみ

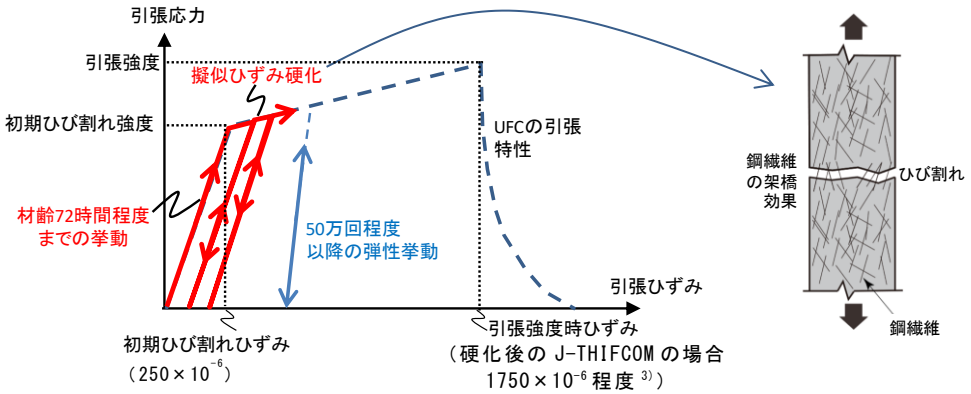


図 6.11　UFC の引張特性と擬似ひずみ硬化領域における鋼繊維の架橋効果の概念
（文献 5）に基づき作成）

（4） 漏水防止機能の検証

200 万回の繰返し載荷試験後に，図 6.12 に示すように，J-THIFCOM の上面から散水試験を実施し，漏水防止機能を検証した．散水は，BP の取付け部の 4 辺全てが破断し，かつその上の既設保護工に目地を設けたパネルⅡの直上で，J-THIFCOM の上面を木枠で囲み，その枠内で行った．枠内に数十分間滞水させた状況で，パネルⅡの下面から漏水が生じないか目視で確認を行った．散水試験の結果，漏水は一切確認されなかった．このことから，J-THIFCOM 上面から下面への浸水はなかったといえる．

J-THIFCOM と同種の材料を用いたスイスにおける既往の検討[6)]では，1300×10^{-6} 程度までの引張残留ひずみであれば防水機能が発揮されることがわかっている．(3) で示したとおり，本繰返し載荷試験における引張残留ひずみは最大約 600×10^{-6} であり，さらに，J-THIFCOM の自己収縮ひずみは 111×10^{-6} 程度とされている [3)]が，この収縮を既設保護工に拘束されることで，仮に安全側に考えて 3 倍程度の 300×10^{-6} の引張ひずみが生じたとしても，上記の 1300×10^{-6} に比べ十分に小さい値といえる．

以上より，き裂部をまたぐ形で J-THIFCOM を増し厚することで，たとえ J-THIFCOM が若材齢時に擬似ひずみ硬化域を経験した状態であっても，J-THIFCOM 表面から BP のき裂発生部位への浸水および橋梁下への漏水を防止することが十分可能であると考えられる．

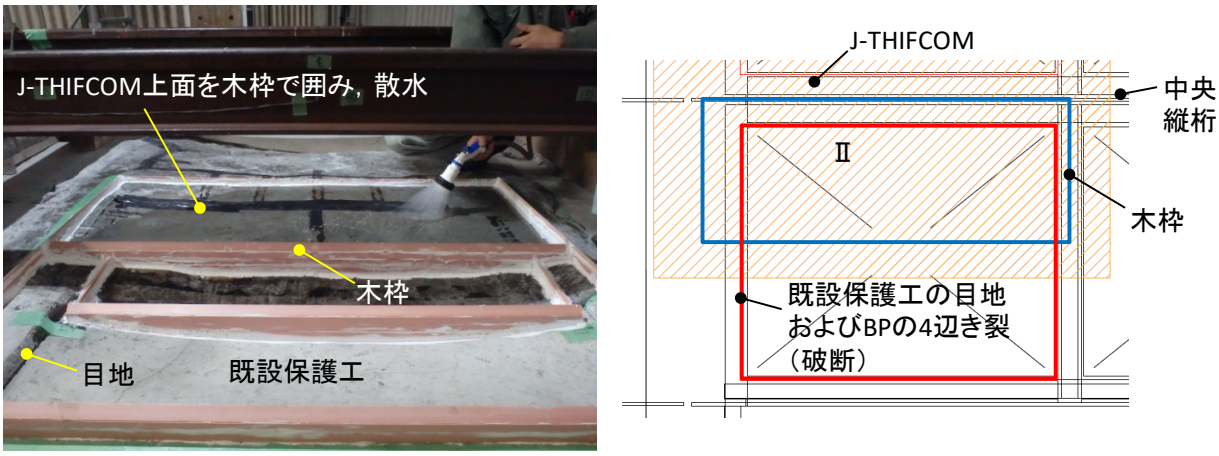


図 6.12　J-THIFCOM 上面における散水試験状況

6.4.2　増し厚直後の UFC の耐荷性の検証

(1)　検証目的および内容

6.3 で示した施工性試験では，UFC（J-THIFCOM）のワーカビリティやそれに起因した仕上がりに課題が残った．また，6.4.1 で示した載荷試験では，打設後約 9 時間以降における繰返し列車荷重に対して，J-THIFCOM が耐荷性および漏水防止機能を十分発揮することがわかった．しかし，実橋梁では打設後約 2 時間（練混ぜ水の注水後約 3 時間）程度で設計活荷重（1 軸重 250 kN）が通過するが，これほどの若材齢での J-THIFCOM の耐荷性は検証できなかった．そこで，別途，施工性向上を目指した配合の検討を行い，その配合を用いた要素試験を行い，打設後約 2 時間における引張強度，圧縮強度などの物性を把握した．また，要素試験で得た物性をもとに FE 解析を行い，6.4.1 の載荷試験と同条件（増し厚範囲や厚さ，載荷重など）における J-THIFCOM の打設後 2 時間における耐荷性を検証した．

(2) 配合の再検討

6.3 の施工性試験では，硬化速度が比較的遅いと考えられる外気温約 5 ℃の環境下において，練混ぜ水の注水後わずかに 15 分で敷き均しが不可能となった．この作業時間は，**図 6.2** で示した範囲を均等な厚さで仕上げるには不十分であった．これは，早強性を求めたために早強硬化材の投入量が多くなったことが原因と考えられる．そこで，練混ぜ水の注水後の敷き均し可能時間を 30 分程度確保できることを目標に,早強硬化材の量を少しずつ減らす検討を行った．あわせて，各配合で養生 1 時間の圧縮強度を確認し，硬化材を減らすことで極端に圧縮強度が小さくならないように圧縮強度 20 N/mm^2 以上が確保できることを目安とした．

検討の結果，決定した配合を**表 6.4** に示す．**表 6.4** に示す配合で再度，6.3 と同じ施工性試験を行った結果，練混ぜ水の注水から約 30 分間はセルフレベリングし，また敷き均しが十分に可能であるなど良好な施工性であった．また，全面にわたり厚さも概ね 20 mm の均等に仕上げができた．上記の配合および施工性の検討は，硬化速度が速くなり施工性が不利となる高気温環境下（具体的には，夜間施工が基本となる本補修において想定しうる最高温度として 30 ℃）で行った．このため，どの時期に施工したとしても同等以上の施工性が確保できると考えられる．なお，**表 6.4** は 1 バッチ 0.02 m^3 とした場合の配合である．ワーカビリティは 1 バッチの練混ぜ量にも左右されるため，1 バッチが 0.02 m^3 以外の練混ぜ量になる場合は，別途配合を検討する必要がある．さらに，**表 6.4** に示すように配合量にある程度の幅を設定しているが，原則，実施工前に試験練りを行って施工性や材齢 3 時間での圧縮強度を確認し，より精緻な配合を決定する必要がある．

表 6.4 BP 桁の上面補修としての J-THIFCOM の決定配合（1 バッチ 0.02m^3 の場合）

フロー値 (mm)	補強用繊維				単位量（kg/m^3）			
	繊維の種類	繊維径 (mm)	繊維長 (mm)	混入率 (vol.%)	水・高性能減水剤	標準配合粉体	繊維	早強硬化材
200～300	鋼繊維	0.2～0.5	15 以下	4～5	300～350	1550～1650	380～420	40～70

(3) 要素試験による物性の把握

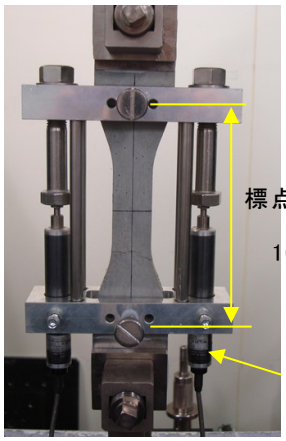
表 6.4 で示した配合を用いて，**表 6.5** に示す要素試験を行った．引張強度は**図 6.13** に示す一軸直接引張試験機により求めた．いずれの試験体も 20 ℃の恒温室において，養生および試験しており,20 ℃以上の環境下であれば打設後 2 時間(練混ぜ水の注水後 3 時間)程度における本試験結果を安全側に適用できると考えられる（20 ℃を下回る場合は別途保温養生などが必要になると考えられる)．

表 6.5　要素試験項目

養生時間※1	引張強度※2	圧縮強度※3	備考
3 時間程度	5 体	3 体	・試験温度はいずれも 20℃ ・養生時間 3 時間程度の試験は，概ね注水後 3±1 時間で実施
28 日	5 体	3 体	

※1：練混ぜ水の注水後からの経過時間とした
※2：文献 5)に示す一軸直接引張試験を実施
※3：JIS A 1108（φ50mm×高さ 100mm）に準じて実施．同試験において JIS A 1149 に基づきヤング係数も算定．

表 6.6 に要素試験の結果を示す．各試験とも 3 体の平均値（引張強度は最大値と最小値を示した試験体を棄却した残り 3 体の平均値 [5]）を示している．表 6.6 より，練混ぜ水の注水後 3 時間程度における圧縮強度は 32.6 N/mm^2 と大きく，早強性が十分に発揮されているといえる．また，注水後 3 時間程度の引張強度（図 6.11 参照）は 6.1 N/mm^2 であり，4 章で述べた試解析で確認した UFC 上面の引張応力に十分耐えうる強度を呈した．なお，28 日の圧縮強度とヤング係数は，表 6.3 で示した別配合（6.4 で材齢 9 時間以降の J-THIFCOM の耐荷性を検証したときの配合）の場合と同等以上であることから，6.4.1 で示した繰返し載荷に対する J-THIFCOM の耐荷性の検証結果は，表 6.4 の配合を用いて行っても同様であったと推察される．



※試験体中央の幅 30mm×厚さ 13mm

図 6.13　一軸直接引張試験状況

表 6.6　要素試験結果

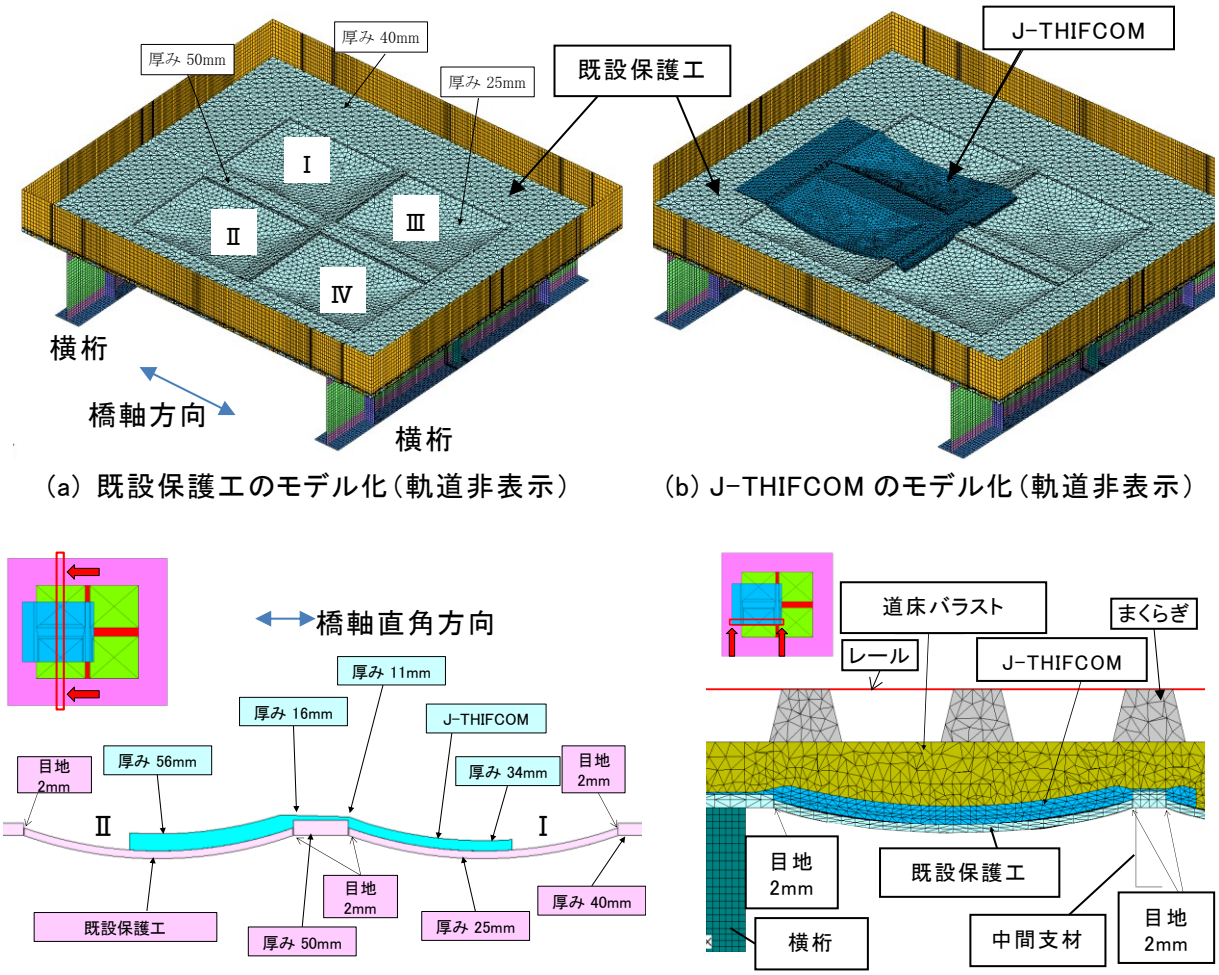
養生時間※	圧縮		引張
	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
3 時間程度	32.6	15.8	6.5
28 日	135.0	37.2	11.0

※練混ぜ水の注水後からの経過時間とした．

(4) FE 解析による耐荷性の検証

3 章で示した実大試験体を再現した解析モデルをもとに，既設保護工および J-THIFCOM をモデル化して FE 解析を行った．解析モデルを図 6.14 に示す．図に示すように，既設保護工と J-THIFCOM のモデル化範囲は，施工性試験および載荷試験と同じとし（図 6.1 および図 6.2 参照），J-THIFCOM の厚さもなるべく試験体に合わせて（図 6.6 参照）不均一とし，着目する中央縦桁取付け部の厚さは 20 mm 未満とした．既設保護工および J-THIFCOM はソリッド要素でモデル化した．その他の材料の詳細は，3 章および 5 章で示したため省略する．

載荷位置は，6.4.1 で示した載荷試験と同じく，BP のパネル I および II の中央直上とし，また，道床厚やまくらぎおよびレールの配置などの軌道条件や模擬き裂，簡易下支えなどの状態も載荷試験体に合わせた（図 6.7 参照）．さらに，載荷重も 6.4.1 で示した載荷試験と同様に，最大設計活荷重である E 荷重[4)]の 1 軸重（衝撃[4)]含む）の 250 kN（1 レールあたり 125 kN）とした．



(a) 既設保護工のモデル化（軌道非表示）　(b) J-THIFCOM のモデル化（軌道非表示）

(c) 既設保護工および J-THIFCOM の厚さ設定　(d) 断面図

図 6.14　解析モデル

材料特性は圧縮および引張側とも，(3) で示した練混ぜ水の注水後 3 時間程度での要素試験結果をもとに設定した．すなわち，引張側は，**表 6.6** に示した同養生時間での 3 体の試験体のうち，最もヤング係数および引張強度が小さい試験体の応力-ひずみ関係に合わせる形で，**図 6.15** に示すように材料非線形性を考慮した．ただし，解析コードの制約上，負勾配が設定できないため，引張強度以降は傾きゼロとした．また，圧縮側は，**表 6.6** で示した同養生時間のヤング係数を有する弾性体とした．

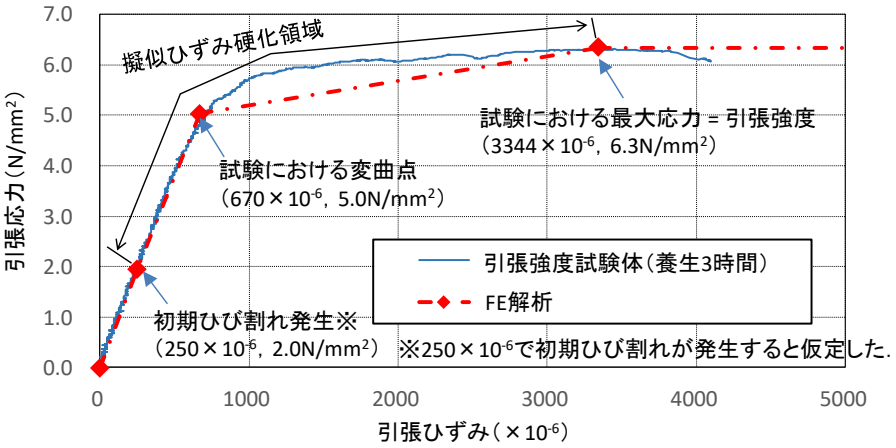
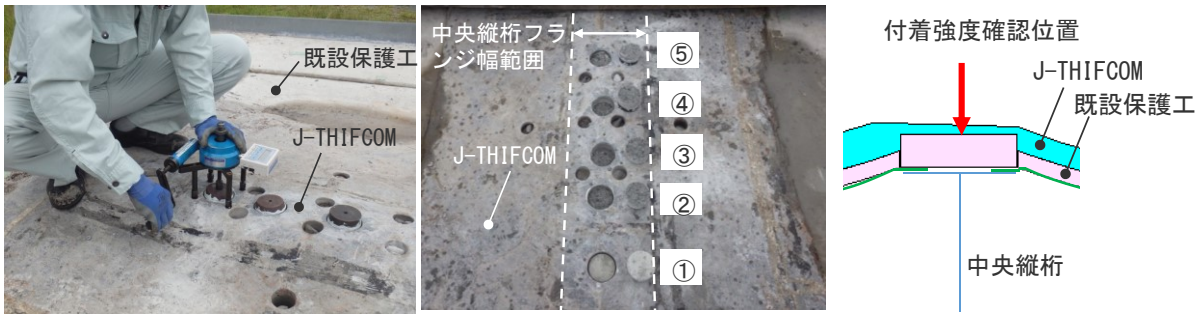


図 6.15　J-THIFCOM の引張側の構成則

J-THIFCOM と既設保護工の付着状況が J-THIFCOM の耐荷性状に与える影響が大きいと考えられたため，両者の界面が固着したケース，および縁切れした（摩擦係数ゼロの接触定義とした）ケースで，それぞれ上記の載荷位置および載荷重，材料特性での解析を行った．その結果，界面が縁切れしたケースの方が，J-THIFCOM の発生応力が大きくなったため，この接触条件により J-THIFCOM の耐荷性の検証を行った．なお，**6.4.1** で示した 200 万回の繰返し載荷試験後に，中央縦桁直上位置において J-THIFCOM と既設保護工との接着力試験（建研式引張試験機使用）を実施したところ，**図 6.16** および**表 6.7** に示すように，5 箇所のうち 1 箇所は界面で破壊した．このことから，打設面の状態や繰返し載荷の影響により，界面の付着は長期的に期待できないと考えられる．



(a) 試験状況　　(b) 試験後　　(c) 試験断面イメージ

図 6.16　既設保護工・J-THIFCOM 間の接着力試験状況（建研式引張試験機使用）

表 6.7　既設保護工・J-THIFCOM 間の接着力試験結果

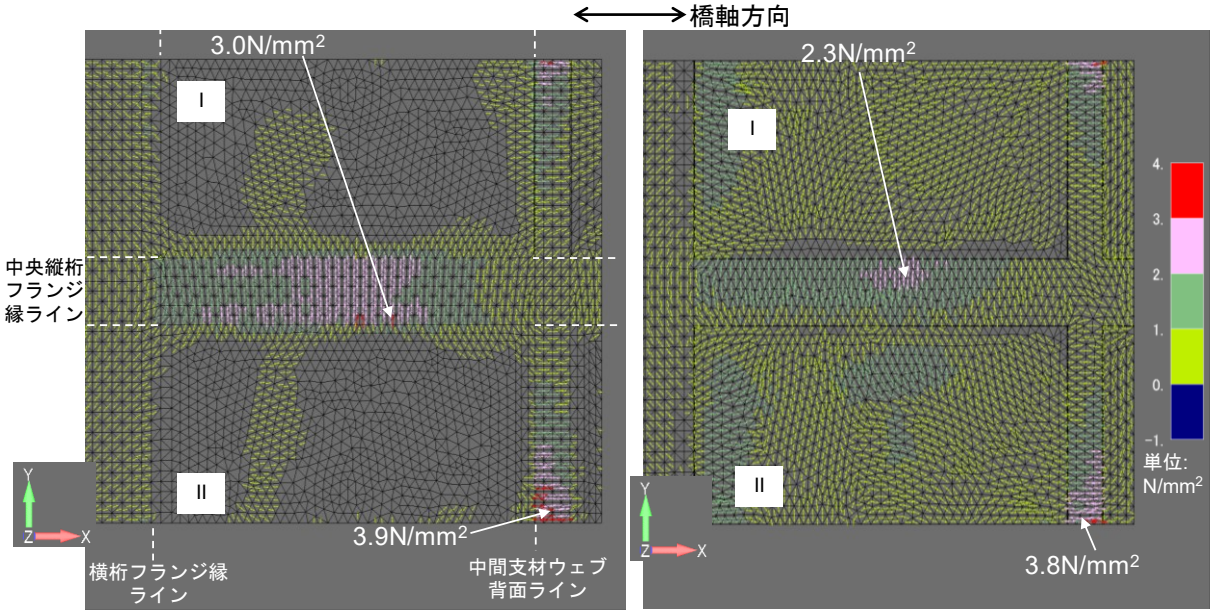
供試体番号※	直径 (mm)	最大荷重(N)	面積 (mm^2)	引張接着強度 (N/mm^2)	（平均値）	破壊形態
1	80	3244	5027	0.65	(1.47)	既設保護工・J-THIFCOM 間の界面破壊
2	80	9459	5027	1.88		既設保護工の破壊
3	80	8428	5027	1.68		既設保護工の破壊
4	80	6778	5027	1.35		既設保護工の破壊
5	80	8946	5027	1.78		既設保護工の破壊

※図 6.16 に示す番号と対応

既設保護工と BP などの橋梁部材との界面は，2 章で示したように実橋において既設保護工下面が土砂化している傾向があることを考慮し，摩擦係数ゼロの接触を定義した．なお，6.4.1 で示した実大試験体においても，BP 上面に剥離剤を塗布した上で既設保護工を打設することで界面の付着を切っている．

図 6.17 に J-THIFCOM 上下面の最大主応力ベクトル図を，図 6.18 にパネル I と II の中央を通る断面における J-THIFCOM 上下面の橋軸直角方向応力分布を示す．図 6.17 より，上下面とも BP の取付け部付近では取付け辺にほぼ直交して最大主応力が生じており，中央縦桁取付け部では最大 3.0 N/mm^2（引張ひずみ 393×10^{-6} 相当），中間支材ウェブ背面取付け部では最大 3.9 N/mm^2（引張ひずみ 516×10^{-6} 相当）の引張応力が生じた．これらの位置の応力状態は，図 6.15 で示した擬似ひずみ硬化域にあり，6.4.1 の材齢 9 時間程度の載荷試験と同様の傾向であった．しかし，図 6.15 で示した引張強度や，防水機能が発揮される限界の引張残留ひずみとされる 1300×10^{-6} [6]に比べて十分小さい引張応力（ひずみ）であった．なお，取付け部近傍以外の部位では±1 N/mm^2 程度のわずかな応力しか生じなかった．図 6.18 より，中央縦桁上においては上下面とも 2 N/mm^2 以上の大きな引張応力が生じ，わずかに曲げの影響があるが純引張に近い応力状態であった．また，中央縦桁上以外の範囲では，面外曲げ応力が 1 N/mm^2 程度以下とわずかであるが，純曲げに近い応力状態であった．

なお，中間支材ウェブ背面側取付け部および中央縦桁取付け部に着目し，載荷位置を変えて解析を行ったところ，図 6.19（a）～（c）に示すように，中間支材ウェブ背面側取付け部断面では，J-THIFCOM の厚さ方向の面内せん断応力が載荷位置によってほとんど変化しなかった．また，中央縦桁取付け部断面における厚さ方向の面内せん断応力は，図 6.19（d）～（f）に示すように，各載荷位置の近傍において 2 N/mm^2 程度とわずかに生じ，そ



(a) 上面　　(b) 下面

図 6.17　J-THIFCOM の上下面の最大主応力ベクトル図

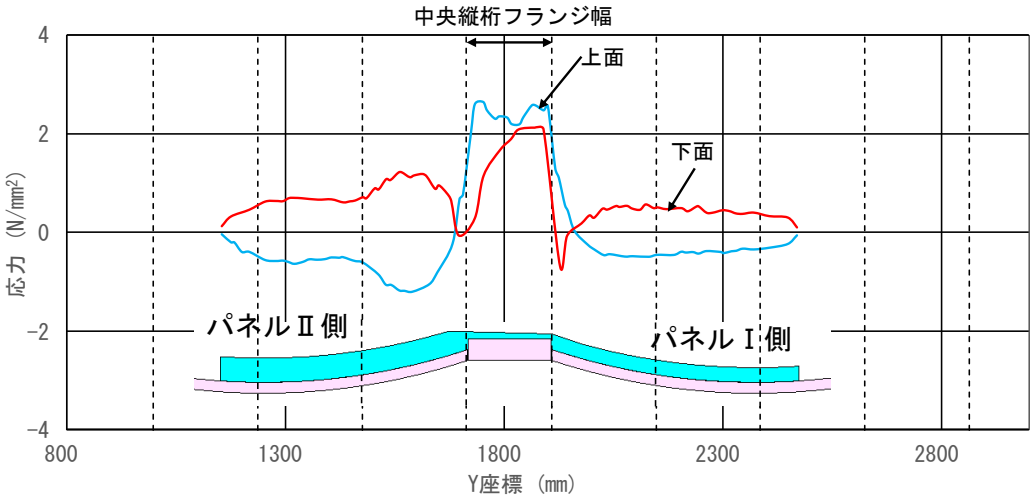
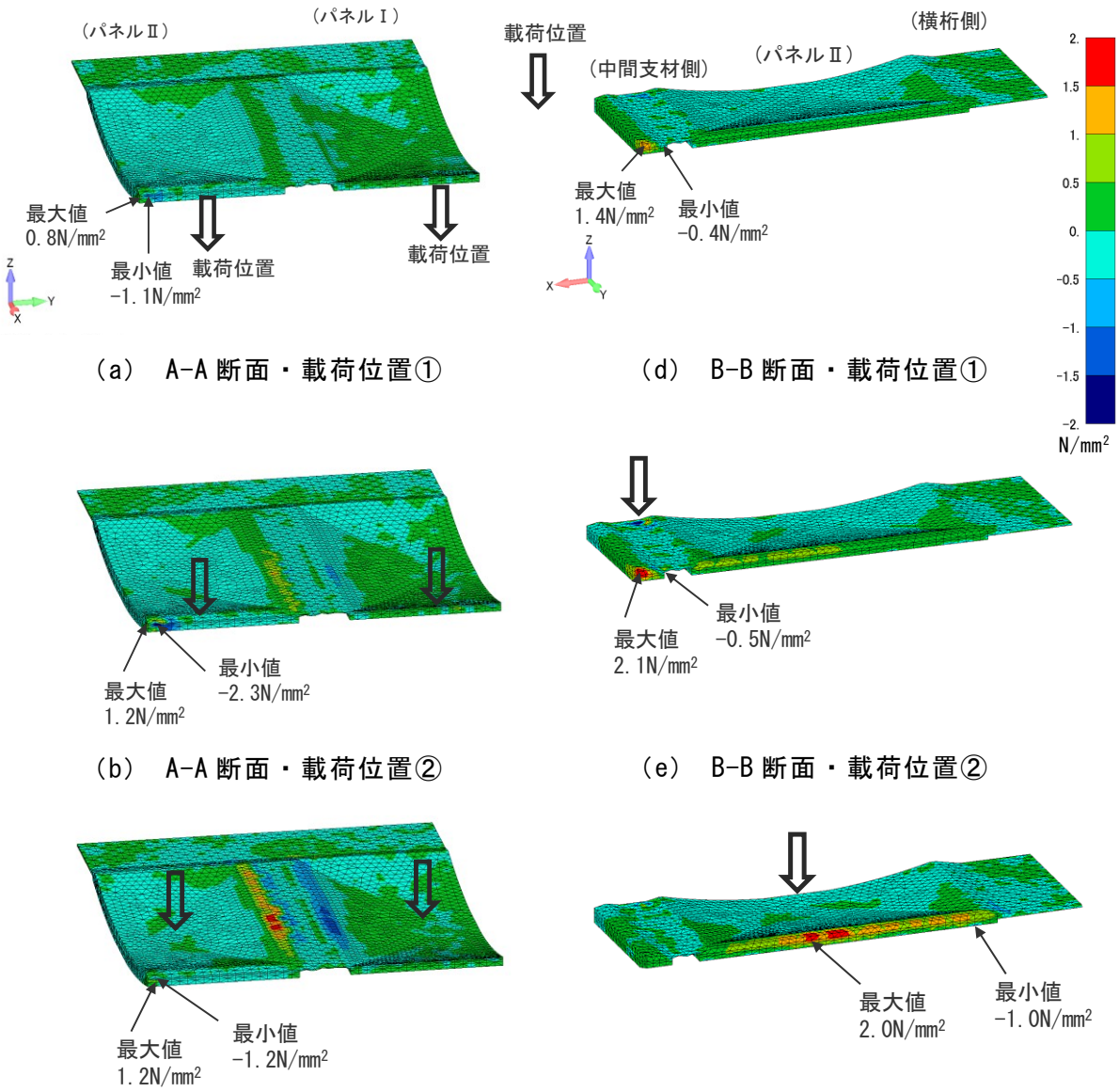
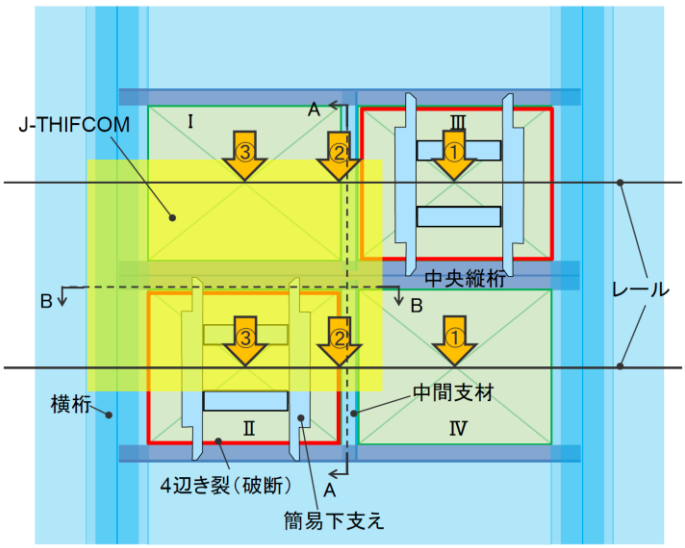


図 6.18　J-THIFCOM の上下面の橋軸直角方向応力分布

れ以外の部位ではほとんど生じなかった．これらは，J-THIFCOM が既設保護工や BP（取付け部にき裂が生じたものを含む）に支持されているためと考えられる．このことから，BP 桁の上面補修に用いる UFC においては，道路橋 RC 床版の疲労耐久性において問題となるような輪荷重の移動による交番せん断力の影響[7]は無視してよいと考えられる．

以上より，打設後約 2 時間（練混ぜ水の注水後約 3 時間）程度の極めて若材齢であっても，J-THIFCOM は設計活荷重に対して十分な耐荷性を有するといえる．





※（a）～（f）に示す断面・載荷位置の呼称は，左図と対応

図 6.19 J-THIFCOM の厚さ方向面内せん断応力コンター（FE 解析）

6.5　バックルプレートの応力低減機能の検証

UFC（J-THIFCOM）の増し厚によるBP の取付け部の応力低減機能を把握するために，実大試験体の静的載荷試験を行った．載荷試験では，BP 上面の既設保護工上にUFC（J-THIFCOM）を増し厚施工し，増し厚の有無によるBP の応力分布の違いを把握した．載荷は，J-THIFCOM の打設前，および6.4.1で示したJ-THIFCOM 打設後の200 万回の繰返し載荷試験後でそれぞれ行った．載荷位置は，実橋でき裂が発生しやすい中央縦桁取付け部に着目し，パネルⅠの中央縦桁取付け部の応力が最も大きくなるように，パネルⅠとⅡの中央直上のレール上で行った（**図 6.7**参照）．また，載荷重は，最大設計活荷重であるE荷重[4)]の1軸重（衝撃[4)]含む）の250 kN（1 レールあたり125 kN）とした．

まず，**表 6.8** に，載荷試験における，既設保護工打設前後での橋梁部材と BP の応力および変形に関する測定結果の比較を示す．既設保護工の打設状況は**図 6.2** に示したとおり，BP 上での厚さが約 25 mm で，BP 上のブロックと骨組部材上のブロック間で目地を設け，さらに既設保護工と橋梁部材間も剥離剤により付着を切っている．また，載荷試験時における既設保護工の圧縮強度は 25.0 N/mm^2 で，ヤング係数は 17.0 kN/mm^2 であった．**表 6.8** に示すように，骨組部材（縦桁，横桁）の応力や鉛直変位は，いずれも既設保護工の打設前後でほとんど変化がなかった．これは，**表 6.9** に示すように，骨組部材にとって，その上部に非合成の保護工があっても曲げ剛性がほとんど変わらないためと考えられる．また，BP の面内引張応力や中央の鉛直変位についても，既設保護工の打設前後でほとんど変化がなかった．これは，**3 章**で確認した，面内引張応力により上載荷重を支持するという BP の耐荷性状に対して，BP 上の非合成の保護工は BP の面内引張応力になんら影響を与えないためと考えられる．一方，**表 6.8** に示すように，BP の面外曲げ応力については，既設保護工の打設により 50 %程度応力が低減した．これは，**表 6.9** に示すように，BP よりも既設保護工の方が曲げ剛性が大きいことで，たとえ取付け部直上において既設保護工に目地，つまりは貫通ひびわれが生じ，また BP と既設保護工との付着が切れていたとしても，BP と既設保護工とが重ね梁のような状態にあることで，BP の局所的な面外曲げが緩和されたためと考えられる．

表 6.8　既設保護工の打設前後における応力・変形性状の比較

	橋梁部材鉛直変位 (mm)※1						橋梁部材軸方向応力 (N/mm^2)※2				BP応力 (N/mm^2)※3	
	2	4	5	8	14	16	1	3	4	7	面内引張	面外曲げ
既設保護工打設前	-0.6	-0.4	-1.0	-0.5	-1.1	-1.2	9.0	23.5	26.0	9.0	15.0	16.4
既設保護工打設後	-0.6	-0.4	-1.0	-0.5	-1.1	-1.1	8.6	22.5	25.4	9.5	14.8	7.9

※1：測点番号2,4,5,8,14,16は3章の図3.9(c)に示す測点位置・番号と対応し，鉛直上方への変位を正とする．
※2：測点番号1,3,4,7は3章の図3.8(c)に示す測点位置・番号と対応．
※3：パネルⅠの中央縦桁フランジ縁から20mmの位置（5章の図5.49で示した測点S12）の上下面に貼り付けたひずみゲージの測定値をもとに算定．面外曲げ応力は上面が凸に曲がるときを正とする．

表 6.9　橋梁部材および既設保護工の断面諸元の比較

部材	厚さ (mm)	幅 (mm)	ヤング係数 E(N/mm^2)	断面二次モーメントI(mm^4)	曲げ剛性EI
横桁	-	300	200000	1.44×10^9	2.88×10^{14} N・mm^2
中央縦桁	-	175	200000	3.92×10^8	7.84×10^{13} N・mm^2
側縦桁	-	100	200000	1.76×10^8	3.52×10^{13} N・mm^2
BP(パネルⅠ)	6	-	200000	18	3.60×10^6 N・mm
既設保護工	25	-	17000	1302	2.21×10^7 N・mm

※BPおよび既設保護工の断面二次モーメントと曲げ剛性は単位幅あたりで算出

次に，**図 6.20** に，載荷試験における，上面補修前後での BP（パネルⅠ）下面の中央縦桁取付け部近傍（パネルⅠ中央を通る橋軸直角方向断面）の応力分布を示す．**図 6.20** より，上面補修後では，上面補修前に比べて，中央縦桁フランジ縁から 4mm 位置において，50 %以上応力が低減していることがわかる．一方で，BP の中央縦桁取付け部近傍の最大応力は，**3 章**の**図 3.12** で示したように中央縦桁フランジ上にて生じるが，載荷試験では物理的な制約によりこの位置での応力が確認できなかった．

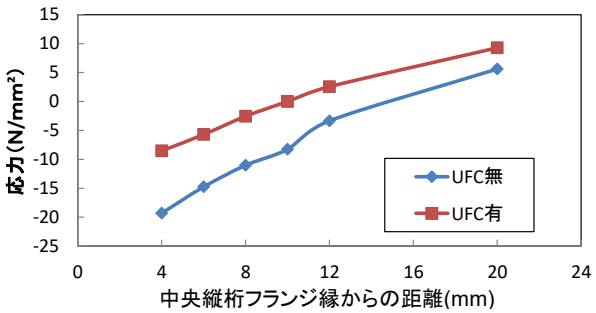


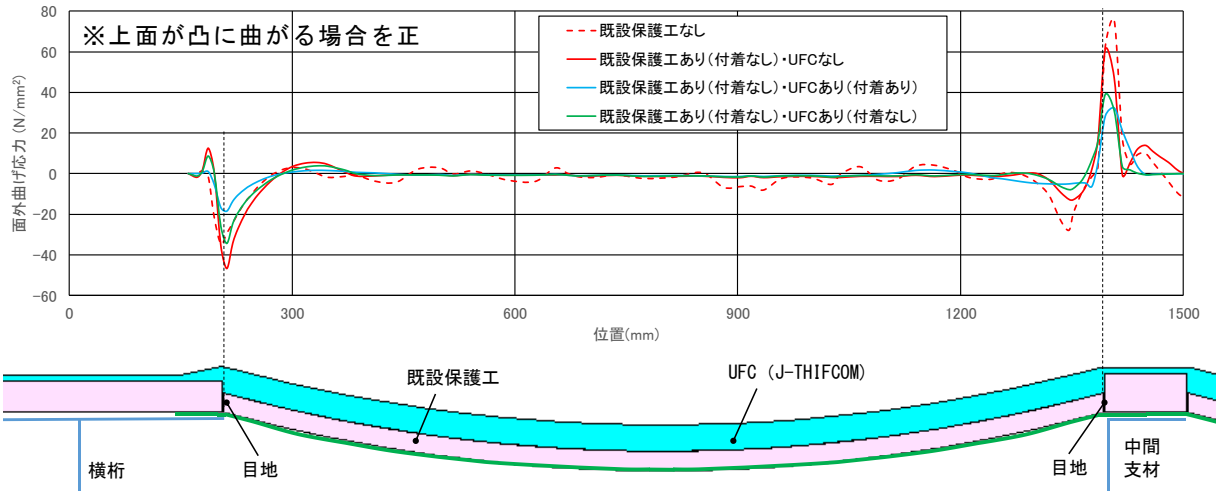
図 6.20　上面補修前後での BP（パネルⅠ）下面の中央縦桁取付け部近傍の応力分布

そこで，BP の中央縦桁取付け部近傍の最大応力箇所における，上面補修前後での応力低減効果を確認するため，FE 解析を行った．解析モデルは，**6.4.2（4）**で示したモデルを用いた（**図 6.14** 参照）．ただし，本検証は UFC の硬化後を対象としており，**6.4.1** の繰返し載荷試験で材齢 72 時間程度以降は弾性挙動を呈していたことから，UFC の材料特性は**表 6.3** に示した材齢 7 日におけるヤング係数（32.4 kN/mm^2）を有する弾性体とした．解析ケースとして，UFC と既設保護工の界面を固着させたケースと，摩擦係数ゼロで接触定義させたケースでそれぞれ行った．なお，実橋では，腐食減肉によりき裂がわずかに生じているような BP を対象に上面補修を行うことが想定されるため，BP のパネルⅠの厚さは製作初期から半減した 3.2 mm とした．

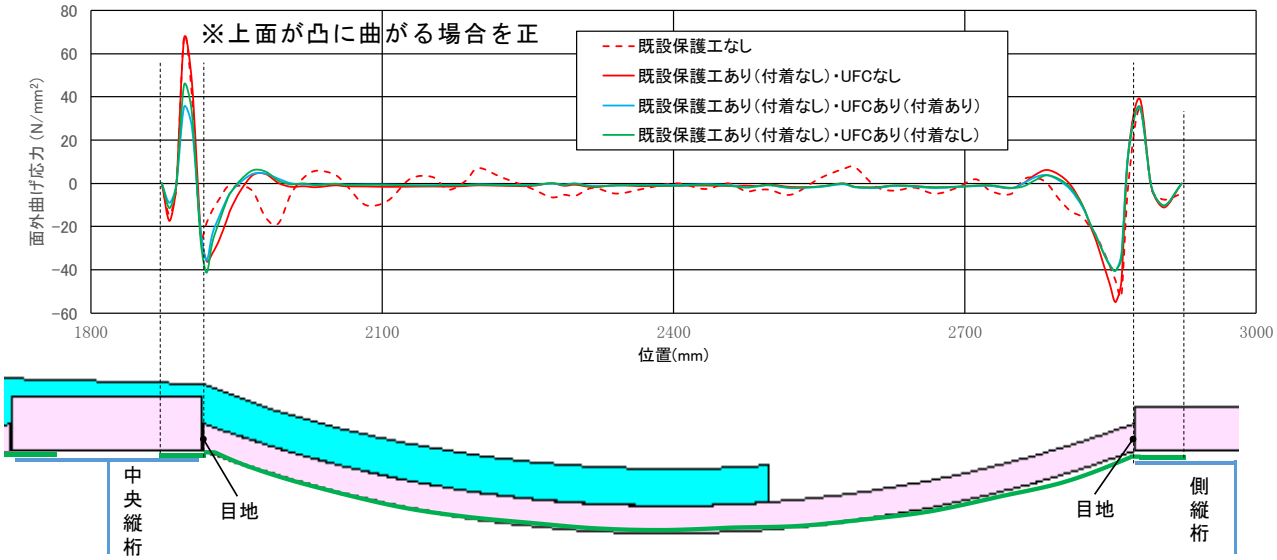
図 6.21 に，UFC の増し厚前後における，BP のパネルⅠ（**図 6.14** 参照）中央を通る橋軸方向および橋軸直角方向断面の面外曲げ応力分布を示す．なお，**図 6.21** には，既設保護工がないケースについても示した．**図 6.21** より，UFC を増し厚することで両断面とも取付け部の面外曲げ応力が大きく減少していることがわかる．き裂が生じやすい中央縦桁取付け部に着目すると，**図 6.21 (b)**に示すように，その面外曲げ応力ピーク値は，増し厚前が 67 N/mm^2，増し厚後で界面の付着がある場合が 35 N/mm^2（応力低減効果は，(35-67)/67

= 48 %)，同じく付着がない場合が 46 N/mm^2（同 33 %）であった．6.4.2（4）で示したとおり，UFC と既設保護工との付着を長期的に期待できないため，着目する中央縦桁取付け部の応力低減効果は 33 %と考えるのが妥当である．なお，**図 6.21** に示すように，既設保護工がないケースでは，取付け部近傍以外においても局所的に BP の面外曲げ応力が±20 N/mm^2 程度の範囲で生じている部位があったが，既設保護工があるケースではそれらがほとんど生じなくなり，前述の載荷試験と同様の傾向が確認できた．

以上より，UFC（J-THIFCOM）の増し厚により，たとえ 20 mm の厚さではなく 11 mm 程度に増し厚量が小さくなったとしても，BP の取付け部の応力低減効果は少なくとも 30 %程度見込め，防水機能による腐食抑制効果と合わせて BP のき裂の進展抑制に大きく寄与する可能性があることがわかった．



(a) パネル I 中央を通る橋軸方向断面



(b) パネル I 中央を通る橋軸直角方向断面

図 6.21　BP（パネル I ）の面外曲げ応力分布（FE 解析）

6.6　まとめ

本章では，4 章で考案した上面補修の効果を検証するにあたり，まず上面補修の施工性上の課題を解決すべく，使用材料の検討，および 3 章と同じ実大試験体を用いた施工性の検証を行った．また，上記により施工性が十分であることを確認した材料を用いて，実大試験体等を用いた室内載荷試験，および FE 解析を行い，上面補修の効果を検証した．本章で得られた知見を以下に示す．

1) 3 種類の材料を比較検討した結果，現時点においては，上面補修に用いる UFC に求める要求性能（施工性，早強性，耐荷性，漏水防止機能，BP の応力低減機能）の中でも現場施工が可能である製品は J-THIFCOM のみであると判断した．
2) 実大試験体を用いた施工性確認試験および載荷試験の結果，上面補修の施工性は問題ないことがわかった．
3) 上面補修の UFC として J-THIFCOM を用いた場合，打設後約 2 時間（練混ぜ水の注水後約 3 時間）程度の極めて若材齢であっても，UFC は設計活荷重に対して十分な耐荷性を有し，また長期的に漏水防止機能を発揮できることがわかった．
4) 上面補修を適用することで，たとえ UFC の増し厚量が 20 mm ではなく 11 mm 程度になったとしても，BP の取付け部の応力低減効果は少なくとも 30 %程度見込め，防水機能による腐食抑制効果と合わせて BP のき裂の進展抑制に大きく寄与する可能性があることがわかった．

参考文献

1) サクセム®研究会：超高強度繊維補強コンクリート「サクセム（SUQCEM）」総合カタログ，http://suqcem.com/tech/albums/suqcem.pdf，（参照2020.1.）
2) 太平洋セメント㈱：DUCTAL®製品概要パンフレット，http://www.taiheiyo-cement.co.jp/service_product/ductal/pdf/ductalpamphlet.pdf，（参照2020.1.）
3) J ティフコム施工協会： J THIFCOM パンフレット，http://j-thifcom.com/doc/J-ThifcomPanf.pdf，（参照 2020.1.）
4) 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.
5) 土木学会：複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針（案），2007.5.
6) J. -P. Charron, E. Denarié and E. Brühwliler: Permeability of ultra high performance fiber reinforced concretes (UHPFRC) under high stresses, Materials and Structures, Vol. 40, Issue 3, pp. 269 -277, Apr. 2007.
7) 松井繁之：道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究，大阪大学学位論文，1984.11.

第7章　バックルプレート式鋼鉄道橋の維持管理方法の提案

7.1　はじめに

JR 西日本管内の BP 桁は，その約 8 割が 1925 年～1939 年の間に集中的に架設されたもので，**2 章**で示したように，取付け部に沿ったき裂が発生しているものがある．BP 桁の多くが，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にあることを考慮すると，これらの措置として桁取替などの大規模な工事は困難であり，変状が発生した BP に対する補修工事により，可能な限り桁の長寿命化を図っていくことが現実的と考えられる．

一方で，これまで BP のき裂に対する健全度[1)]の判定基準，つまりは対策を講ずべきと判断する基準が明確ではなく，また，BP 単位での補修方法として唯一確立されていた従来下支え[2)]においては，その施工性や経済性，長寿命化を図る上で重要な性能であるき裂の視認性が課題となっていた．これに対して，本研究において，BP のき裂の発生傾向（**2 章**），およびき裂を有する BP の耐荷性状を把握（**3 章**）し，また，従来下支えよりも合理的な補修方法として，「簡易下支え」および「上面補修」を開発した（**4～6 章**）．7.2 において，これらの知見に基づき，BP のき裂に対する健全度の判定基準，およびそれに応じた BP 単位の補修方法の選定基準を提案する．

また，BP 桁では，**2 章**（**図 2.1** や**図 2.30**，**図 2.32(c)**参照）で示したようにバラストや保護工が存在することで，き裂の起点となっている BP 上面の腐食の状態を目視により調査することが極めて困難である．簡易下支えや上面補修などの BP 単位の補修を行った場合でも，BP やその上面の保護工が存在し続けることから，上記の維持管理性の課題は解消されない．したがって，BP 桁の長寿命化を図る上で，BP 単位の補修後も，BP 下面から変状の発生や進展を監視し，あるいは可能な限り正確な調査を行い，桁の耐荷性能を推定するなど，将来の桁取替や桁式工法[3)]（**1 章**の 1.1.4 参照）の適用などの大規模改築を見据えた維持管理を行うことが重要といえる．7.3 において，本研究で得た，き裂を有する BP の耐荷性（**3 章**），および簡易下支えを適用した BP の耐荷性（**5 章**）に関する知見に基づき，上記のような，将来の桁取替や大規模改築を見据えた，BP 単位の補修後の維持管理方法を提案する．

7.2　健全度の判定基準とそれに応じた補修方法の選定基準

BP 桁では，1 枚の BP でも取付け部に沿ったき裂が進展すると，BP の脱落破壊や BP 上面の土砂化した保護工等の落下など，橋梁全体の安全性（耐荷性，走行安全性，公衆安全性）[1)]が損なわれる可能性がある．よって，健全度[1)]の判定は BP 単位で行うべきといえる．なお，健全度と橋梁の安全に対する影響，変状の程度，および措置との関係は，**表 7.1** に示すとおりである．

表 7.1　健全度と安全に対する影響・変状の程度・措置との関係[1)]

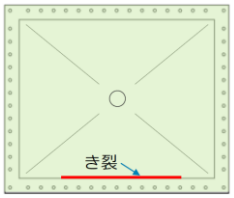
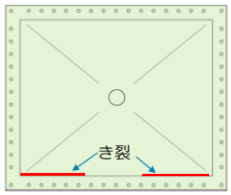
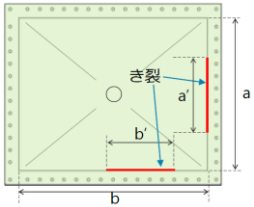
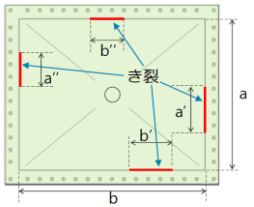
健全度		運転保安，旅客および公衆などの安全に対する影響	変状の程度	措　置
A	AA	脅かす	重大	緊急に措置
	A1	早晩脅かす 異常外力の作用時危険	進行中の変状等があり，性能低下も進行している	早急に措置
	A2	将来脅かす	性能低下の恐れがある変状等がある	必要な時期に措置
B		進行すれば健全度 A になる	進行すれば健全度 A になる	必要に応じて 監視等の措置
C		現状では影響なし	軽微	次回検査時に必要に応じて重点的に調査
S		影響なし	なし	なし

BP 桁では，将来的に BP 上面の腐食の進展に伴い，耐荷性の観点から桁取替や大規模改築が必要になると考えられるが，厳しい架設環境下でこれらの工事を行うことは困難であるため，当面は従来どおり，BP 単位の補修を行うことが現実的と考えられる．ただし，桁 1 連あたりの補修が必要な BP が多い場合[4),5)]など，BP 単位での補修が不経済と考えられる場合は，現時点において，桁取替もしくは大規模改築を検討するのがよいと考えられる．

表 7.2 に，本研究で提案する，BP の取付け部に沿ったき裂の程度に応じた健全度の判定基準，およびそれに応じた補修方法の選定基準を示す．**表 7.2** には，無補修の BP と補修済みの BP のそれぞれに対しての基準を示している（補修済みの BP に対する基準については，7.3 で後述）．前述のとおり，無補修の BP では，き裂の進展により橋梁全体の安全性が損なわれる可能性があるため，き裂が生じた BP の健全度は A[1)]に区分されるのが妥当である．一方，**2 章**で示した実橋でのき裂の発生事例や，**3 章**で示したき裂を模擬した室内載荷試験の結果から，き裂が取付け部の 1 辺だけに留まっている範囲では，BP の脱落破壊が起こる可能性は低いと考えられる．よって，具体的には，上記の載荷試験では，2 辺全長がき裂により破断し，かつ板厚が製作当初の約 50 %である 3.2 mm まで減耗した BP でも，設計活荷重に対して耐荷性を満足することを確認したことから，安全側の判定基準として，1 辺き裂，または複数辺でも**表 7.2** に示すような一定長さ未満のき裂の場合は，比較的，措置実施までの猶予が許容される A2[1)]としてよいと考えられる．ただし，既に目違いが生じ，土砂化した保護工が落下して公衆安全性を脅かす懸念がある場合は，き裂の長さによらず緊急な措置を要することから，AA[1)]とするのが妥当である．

上記の判定基準に基づく，無補修の BP に生じたき裂に対する補修方法として，健全度が A2 の場合は上面補修，A1 の場合は簡易下支えを基本とするのがよいと考えられる．この選定基準の根拠は次に示すとおりである．すなわち，上面補修は，BP や骨組部材の上フ

表 7.2　本研究で提案する BP の取付け部に沿ったき裂に対する健全度の判定基準および補修方法の選定基準

き裂の程度		健全度	健全度の判定基準	補修方法の選定基準
①1 辺き裂   ②2 辺き裂  ③3～4 辺き裂  	①～③に示すように，取付け部に沿ったき裂が生じている．	**無補修の BP に対して**		
		A1 (A2) (AA)	・き裂が進展すると，き裂部の目違いが増加し，BP 上面の土砂化した保護工等が橋梁下に落下する可能性がある（3.4.2 参照）．これが公衆安全性につながる箇所であれば AA として応急処置を行う． ・左図②・③のように，き裂が複数辺で生じている場合は，BP の脱落破壊に対して注意が必要となる． ・土砂化した保護工の落下の懸念がない場合は，A2 としてよい．ただし，き裂の合計長さが以下の条件に当てはまる場合は，BP の脱落破壊の可能性が高まっているため，上記によらず A1 とする． ➢ 左図②で，a'+b'　≧ (a+b) / 2 ➢ 左図③で，a'+a''+b'+b''　≧　(a+b) / 2	・健全度が A1 に該当する場合は，簡易下支え（5.6 で示したシーリングを含む），A2 に該当する場合は，上面補修を行う．（いずれも補修後は健全度 C とする） ・AA で応急処置を行った箇所については，引き続き A1 として，早急に簡易下支え（5.6 で示したシーリングを含む）を行う．
		補修済みの BP に対して		
		A1	・簡易下支えを適用した BP で，BP 取付け部の 4 辺全てが破断した場合 ・平均板厚（7.3 参照）が 3.5 mm 以下の場合	桁取替もしくは大規模改築を検討する．

ランジの上面の腐食を抑制できる点で，骨組部材も含めた桁部材の腐食による耐荷性能の低下を抑制する効果が期待でき，簡易下支えよりも桁全体の長寿命化に寄与すると考えられる．よって，取付け部に沿ったき裂に対して，基本的に上面補修を行うことが望ましい．しかし，健全度が A1 の BP（き裂部の目違いが生じている，またはき裂が複数辺で一定長さ以上生じている BP）では，上面補修を行っても，土砂化した保護工等の落下や BP の脱落破壊を防止できないため，このような場合は，簡易下支え（5.6 で示したシーリングを含む）を行うことで，目違い部からの土砂化した保護工等の落下を防止しつつ，将来，取付け部の 4 辺ともが破断し，かつ BP の平均板厚が製作当初の約 50 %である 3.2 mm にまで減耗した場合でも，BP の脱落破壊を防止できるようにするのがよい．

なお，簡易下支えでは，以下に該当する BP は，5 章で効果を検証した載荷試験体や解析モデルの構造寸法と異なるため，現時点においては適用範囲外とするのがよい．

・平均板厚（7.3 参照）が 3.2 mm を下回っている BP

・四角形以外（三角形，五角形など）の BP

・橋軸方向または橋軸直角方向の腹板中心間隔が 1.8 m を超える骨組部材に支持される BP

また，上面補修では，前述した健全度が A1 の BP や，平均板厚（7.3 参照）が 3.2 mm を下回っている BP では耐荷性能が低下しているため，さらに，本研究で UFC の早強性を確認できていない養生 1 時間未満でのバラスト埋め戻しが必要な場合は，道床突き固め作業時などに UFC が損傷する可能性があるため，いずれも適用範囲外とするのがよい．

7.3　措置後の維持管理

将来の桁取替や大規模改築を見据えた維持管理を行うためには，BP 桁全体の耐荷性能をなるべく正確に把握することが望ましい．BP 桁全体の耐荷性能は，図 7.1 に示すように，BP や骨組部材（上路形式の主桁や横支材，下路形式の縦桁や横桁，中間支材）などの桁を構成する各部材の耐荷性能に依存すると考えられる．き裂が生じた BP（図 7.1 における，BP①および②）は，簡易下支えにより BP の耐荷性能の許容値を緩和するか，上面補修により BP の耐荷性能の低下を抑制することとなる．一方，骨組部材の上フランジ上面では，BP 上面と同様に腐食が進行していると考えられるが，それらの確認は難しく，補修も実質的に難しい．よって，桁全体としての残存耐用期間（桁取替や大規模改築のリミット）は，補修後の BP の耐荷性能，または無補修の骨組部材の耐荷性能のいずれかによって決まるといえる．なお，1 章で述べた，大規模改築として有効と考えられる桁式工法は，既設骨組部材を活用するもので，骨組部材が健全であることが前提となる．よって，桁式工法を適用した BP 桁において，骨組部材の上面の腐食抑制対策をあわせて行わない場合，骨組部材上フランジ上面の腐食の進行により，いずれ桁取替が必要になると考えられる．

桁取替や大規模改築の実施にあたっては相当の検討期間を要すると考えられることから，BP 桁の耐荷性能をなるべく正確な情報に基づき，早期に評価することが重要である．

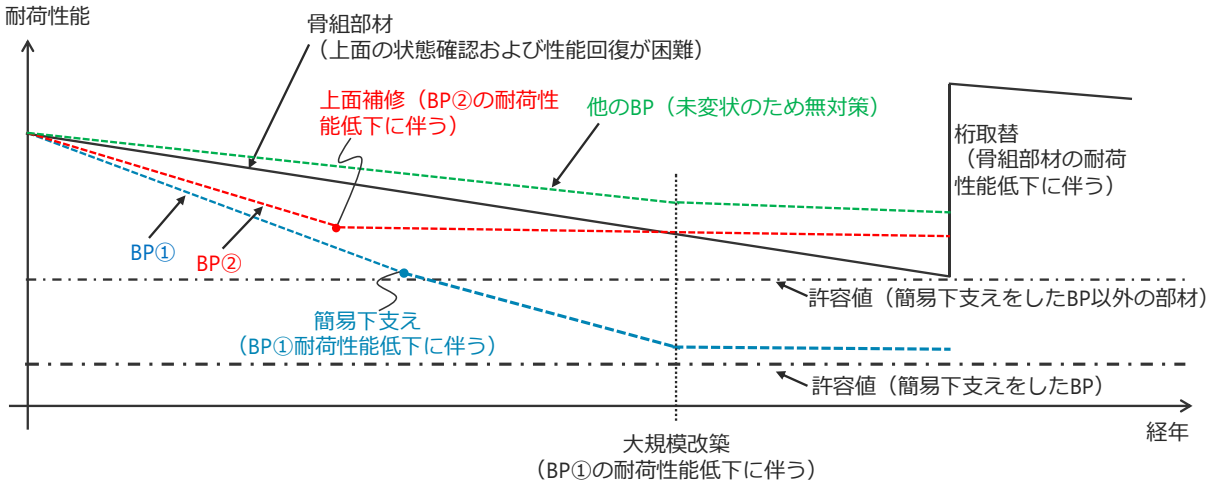


図 7.1　BP 桁の耐荷性能の推移イメージ

以下にそのための具体的な手順を示す．

・7.2 の**表 7.2** に基づき，BP の取付け部に沿ったき裂に対して，簡易下支えまたは上面補修を行った場合，**図 7.1** に示すように当該 BP の耐荷性が十分に確保されることから，当該 BP の健全度を C[1)]に見直す．

・引き続き，全般検査 [1)]等でき裂の進展を確認する．簡易下支えを適用した BP で，止水材によりき裂の進展の有無を目視で直接確認することが困難な場合は，き裂部止水処置範囲を超えて漏水が生じたことをもってき裂の進展とみなし，き裂の進展範囲まで止水処置を延長する．

・特別全般検査時 [1)]等に BP 下面から，超音波厚さ計等を用いた BP の板厚測定（詳細は後述）を行う．

・以下の ⅰ)もしくは ⅱ)に該当する場合，対象 BP のみならず同一桁の他の BP も耐荷性能が低下していると考えられることから，当該 BP の健全度を A1 に見直し，桁取替もしくは大規模改築を検討する．

ⅰ)簡易下支えを適用した BP で，取付け部の 4 辺全てが破断した場合

ⅱ)き裂や補修の有無によらず，板厚測定の結果，BP の平均板厚が 3.5 mm 以下の場合

ただし，以下の ⅲ)に該当する骨組部材がある場合，桁全体の耐荷性能が相当に低下していることから，桁式工法（大規模改築）の適用が難しく，桁取替を検討するものとする．

ⅲ)腐食を考慮した骨組部材の耐荷性に関する照査に基づく健全度が A の場合 [1)]

ここで，4 辺全て破断した簡易下支え適用 BP（**5 章**参照），および 2 辺全長にき裂を有する無補修 BP（**3 章**参照）（いずれも板厚 3.2 mm で既設保護工がないケース）のいずれにおいても，設計活荷重に対して床版としての耐荷性を十分に有することを確認していることから，上記の ⅰ)，ⅱ)の条件は，BP の耐荷性能の限界に対してまだ余裕を有しているといえる．また，実橋においては既設保護工（ひび割れによりブロック化した状態を想定）があることで，**6 章**で確認したように，BP の取付け部近傍の面外曲げを抑制する効果は期待

できないものの，中央部などにおける局所的な面外曲げが抑制される効果が期待できる．さらに，2 章で示したように，架設当初から防水層が十分に機能していない BP（1936 年以前の設計で防水層が敷設されていない BP 桁など）においても，その平均板厚が 3.2 mm になるまでに架設から約 190 年を要すると考えられ，上記の ii)の条件に合致するまで，十分な残存耐用期間があるといえる．

なお，2 章で示したように，実橋では BP に既設保護工の骨材が食い込む形で BP が腐食していることが確認できた．この腐食性状をもとに，仮に BP と既設保護工とが腐食部と骨材との食い込みにより完全合成化していると考えた場合，表 7.3 に示すとおり，BP と既設保護工との重ね梁と考えた場合よりも曲げ剛性が約 5 倍大きくなり，局所的な面外曲げ応力の低減効果がさらに大きくなると考えられる．ただし，この応力低減効果は，載荷試験や実橋において確認できたものではなく仮定に基づく計算値であり，また，2 章で確認したとおり，既設保護工には無数の貫通ひび割れが生じてブロック化していると考えられることから，現状では期待すべきものではない．

表 7.3　BP と既設保護工との合成・非合成による曲げ剛性の比較（計算値）

部材	厚さ (mm)	ヤング係数 E(N/mm^2)	ヤング係数比	断面二次モーメントI(mm^4)	曲げ剛性EI (N・mm)	曲げ剛性比
BP	3.2	200000	1	3	5.46×10^5	0.02
既設保護工	25	17000	0.085	1302	2.21×10^7	1.00
BP+既設保護工（重ね梁）	28.2	-	-	-	2.27×10^7	1.03
BP+既設保護工（合成梁）	28.2	-	-	645	1.29×10^8	5.38

※断面二次モーメント，曲げ剛性は単位幅あたりで算定
※合成梁の断面二次モーメントおよび曲げ剛性は，BP（鋼材）を基準に算定

BP の板厚測定は，全 BP に対して確認することが望ましいが，2 章で示したとおり BP のき裂は腐食疲労が原因であることを鑑みると，き裂が生じた BP において他の BP より腐食が進行していると考えられる．よって，代表してき裂に対する補修を行った BP に対して実施すればよいと考えられる．具体的には，例えば図 7.2 のように，補修を行った BP 全数の半数以上の BP に対して，それぞれ 5 箇所程度（BP 中央付近および各辺の取付け部付近）で行い，各箇所においてそれぞれ 10mm 間隔で 5 点測定し，箇所ごとに平均板厚を記録するなどの方法が考えられる．ここで，2 章の図 2.22 で示した BP 上面の腐食性状から，上記のとおり測定すれば，骨材輪郭状に腐食した BP 上面の凹凸形状を概ね平均的に測定できると考えられる．なお，骨組部材の上フランジ上面も BP と同様に腐食が進行していると考えられることから，上記の iii)の条件を照査する際に，BP の取付け部付近の板厚測定結果を，骨組部材の上フランジの腐食量として準用すればよいと考えられる．

また，BP の板厚測定は，鋼板片面からの測定が可能な超音波厚さ計を用いて BP 下面から行うことが現実的である．一般的に塗膜を除去した上で測定を行うが，塗膜上からの測

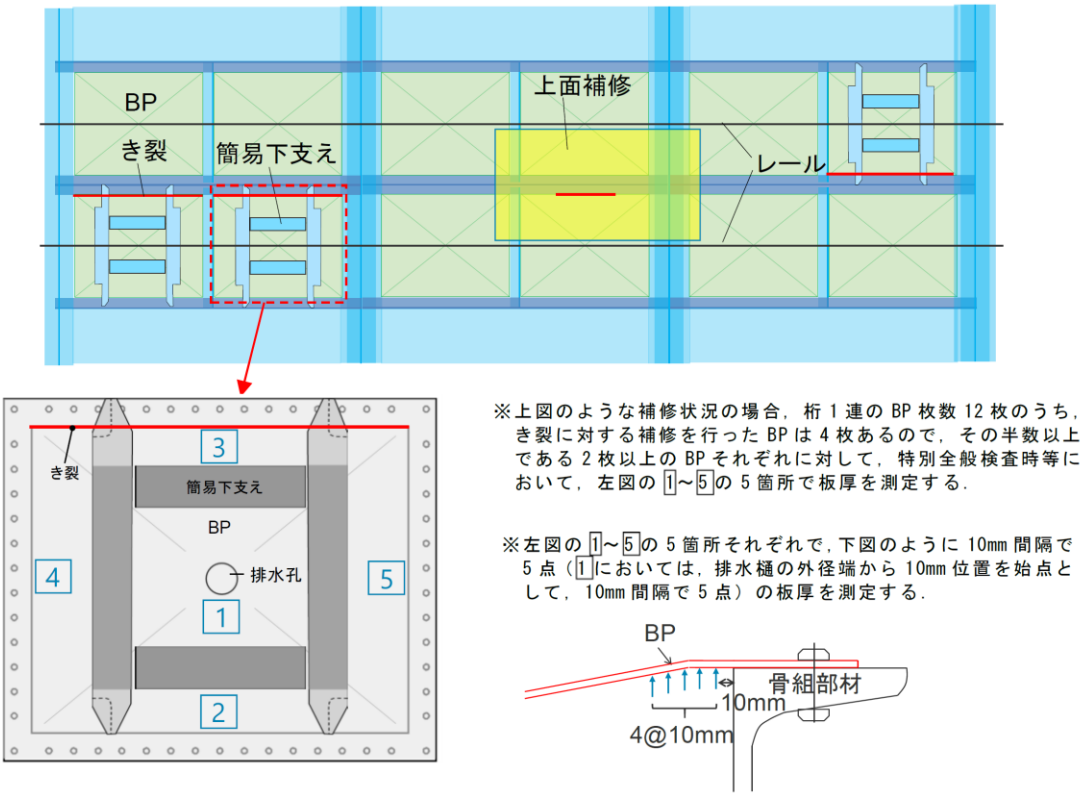


図 7.2　BP の板厚測定のイメージ

定が可能な方式もある[6]．また，探傷面の凹凸やさびの付着が測定精度に影響するため，必要により探傷面を平滑に仕上げる．なお，探傷面（BP 下面）の平滑性を確保すれば，2 章で示したような裏面（BP 上面）のさびの付着や腐食による凹凸があっても，平均的な板厚を推定できると考えられる[7]．

参考文献

1) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）鋼・合成構造物，丸善，2007.1.
2) （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.
3) 関玲子，相沢文也：バックルプレート桁の変状と対策，土木施工，Vol. 50，No. 5，pp. 32-37，2009.5.
4) 小池健司，馬場正光：バックルプレート桁改良工事の施工について，SED，No. 22，pp. 2-7，2004.5.
5) 岸滋，小柴明弘：都市部におけるバックルプレート桁（BP 桁）の維持管理について，土木学会第 68 回年次学術講演会，VI-470，pp. 939-940，2013.9.
6) 土木学会：腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル，丸善，pp. 142-165，2009.3.
7) 名取暢，西川和廣，村越潤，大野崇：鋼橋の腐食事例調査とその分析，土木学会論文集，No. 668/I-54，pp. 299-311，2001.1.

第8章　結論

8.1　研究成果

本論文では，BP 式鋼鉄道橋の長寿命化に関する研究を行った．具体的には，BP の取付け部におけるき裂に対し，従来下支えよりも合理的な対策を確立し，それを軸とした，BP 桁のさらなる長寿命化を図るための維持管理方法を提案することを目的とした研究を行い，以下の結論を得た．

第 1 章「序論」では，本研究の背景として，BP 式鋼鉄道橋の歴史と現状や，変状とこれまでの対策の課題，課題の解決方針と既往の研究について概括し，それに基づき，本研究の目的，および本論文の構成を示した．

第 2 章「き裂の原因と部位別の発生傾向に関する研究」では，BP のき裂に対する従来下支えよりも合理的な対策の確立を見据え，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 FE 解析を実施した．得られた知見を以下に示す．

・上路形式および下路形式（中間支材がないタイプ）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．

・上路形式では，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1)で確認されている応力性状と同様であった．

・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，面内引張応力はほぼ一定で，BP の板厚の影響を大きく受けることはなく，設計値[2)]よりも十分小さいことがわかった．

・上路形式の実橋変状調査より，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，上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 のき裂の発生原因は，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．

・防水層が機能しない条件下では，上路形式の横支材（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ことがわかった．

第 3 章「き裂を有するバックルプレートの耐荷性状に関する研究」では，下路形式 BP 桁を模擬した実大試験体を用いた室内載荷試験および FE 解析に基づき，き裂を有する BP の耐荷性状を明らかにした．得られた知見を以下に示す．

・下路形式の BP 桁におけるき裂がない BP では，**2 章**で示した上路形式と同様に，橋軸方向，橋軸直角方向とも，BP に比べて曲げ剛性の大きい骨組部材が多くの荷重を直接負担することで，BP の面内引張応力は設計値と同等以下であることがわかった．

・下路形式の BP 桁において，最も事例の多い中央縦桁沿いの取付け部のき裂が進展し，同取付け辺の全長，かつ隣接する 1 辺全長までき裂が進展しても，以下の耐荷性状を呈することから，設計活荷重に対して BP（製作当初から 50 %の板厚減少を想定）が床版として十分な耐荷性を有することがわかった．

①き裂の進展に伴い，BP の面内引張応力は減少する．一方，側縦桁取付け部近傍では面外曲げ応力が増加するが，き裂がない状態での応力最大箇所である中央縦桁取付け部近傍の応力より小さい．また，取付け部近傍以外の面外曲げ応力はほとんど生じない．

②2 辺長のき裂が生じた場合の BP の最大目違い量は BP の板厚程度で，BP 上面の保護工（土砂化したものを除く）がき裂部から落下する懸念はない．

・前項は，き裂部付近を除いた全面で鋼材に支持された道床バラストがある程度の曲げ剛性を有することで，き裂の発生した BP の分担荷重の減少，および縦桁や中間支材などの周辺の骨組部材の分担荷重の増加が生じ，その結果，BP の応力やき裂箇所での目違い量が極端に増加しないためであることがわかった．

第 4 章「新たな補修方法の考案」では，**第 2 章**および**第 3 章**の知見をもとに，BP のき裂に対する従来下支えよりも合理的な補修方法として，BP の下面からの補修方法（簡易下支え）と上面からの補修方法（上面補修）の 2 つを考案し，それぞれの設計思想や課題を述べた．

第 5 章「簡易下支えの効果の検証」では，**第 4 章**で考案した簡易下支えの効果を検証するために，**第 3 章**と同じ実大試験体，およびその一部を模擬した小型試験体を用いた室内載荷試験，ならびに FE 解析を行った．あわせて，実橋の BP に簡易下支えを施工し，列車通過時の応力や変形性状から，簡易下支えの実橋における適用性を検証した．得られた知見を以下に示す．

・腐食疲労により取付け部の 4 辺全てが破断し，かつ板厚が製作時の 50 %に減肉した BP として最悪の状態で，さらにレールによる荷重分散がない極端に厳しい軌道条件におい

ても，下路形式では，**第 4 章**で提案した設計方法に基づく簡易下支えにより，設計活荷重に対して BP および簡易下支えの構成材料（H 形鋼，CA モルタル）が耐荷性を満足する．また，上路形式では，主桁などの骨組部材のバラストからの直接の分担荷重が下路形式 BP 桁よりも大きいことで, BP の分担荷重は下路形式と同等になっていることから，簡易下支えの構成材料の負担として，**第 4 章**で示した 1 軸重の 100%ではなく 1 輪荷重の 100%を考慮することで，耐荷性を満足すると考えられる．

・実大試験体を用いた繰返し載荷試験の結果, バラストと BP との接触状況の変化に伴い，簡易下支えを適用した BP（取付け部の 4 辺全てが破断し，かつ板厚が製作時の 50 %に減肉した状態），および H 形鋼において，変形性状や応力性状にわずかな変化が生じるものの値の進行は見られず，これらの耐疲労性が十分であることがわかった．

・簡易下支えの一部を模擬した小型試験体に対する，最大設計活荷重である E 荷重（衝撃含む）載荷時のひずみ振幅を 25 %上回るひずみ振幅を与えた繰返し載荷試験の結果, CA モルタルの圧縮ひずみは，繰返し回数を対数軸とした場合，線形的に増加する傾向を示したが，1000 万回の繰返しに対して，ひび割れやひずみの急変等はなく，疲労破壊には至らなかった．

・実大試験体および小型試験体に対する繰返し載荷試験の結果から，簡易下支えにおいて通常の軌道状態における BP の分担荷重（上路形式, 下路形式とも 1 輪荷重の概ね 50 %）を考慮した，最大設計活荷重に対する平均圧縮応力が 0.2 N/mm^2 以下となるように BP との接触幅を確保した CA モルタルは，十分な耐疲労性を有すると考えられる．

・下路形式の実橋において，き裂が生じた BP に対して簡易下支えによる対策を行い，簡易下支えの実橋における適用性を検証した結果，BP および H 形鋼の応力レベルに問題はなく，実橋における適用性は十分であることがわかった．

・上記の実橋での簡易下支えの施工性を検証した結果，同構造形式および寸法での従来下支えの実績に比べ，鋼材や間詰め材，排水樋の付け替え材料などの使用材料や所要作業量を大幅に縮減できることを確認した．

・BP き裂部の目違い変形を模擬した小型試験体を用いた 600 万回繰返し載荷試験の結果から，簡易下支えを適用した BP のき裂部において，実績が豊富なシリコン系のシーリング材を施工することで，目違い変形により止水材が変状を生じることなく，長期的に止水および土砂化した保護工の落下防止機能を発揮できると考えられる．

第 6 章「上面補修の効果の検証」では，**第 4 章**で考案した上面補修の効果を検証するにあたり，まず上面補修の施工性上の課題を解決すべく，使用材料の検討，および**第 3 章**と同じ実大試験体を用いた施工性の検証を行った．また，上記により施工性が十分であることを確認した材料を用いて, 実大試験体等を用いた室内載荷試験, および FE 解析を行い，上面補修の効果を検証した．得られた知見を以下に示す．

・3 種類の材料を比較検討した結果，現時点においては，上面補修に用いる UFC に求める要求性能（施工性，早強性，耐荷性，漏水防止機能，BP の応力低減機能）の中でも現場施工が可能である製品は J-THIFCOM のみであると判断した．
・実大試験体を用いた施工性確認試験および載荷試験の結果，上面補修の施工性は問題ないことがわかった．
・上面補修の UFC として J-THIFCOM を用いた場合，打設後約 2 時間（練混ぜ水の注水後約 3 時間）程度の極めて若材齢であっても，UFC は設計活荷重に対して十分な耐荷性を有し，また長期的に漏水防止機能を発揮できることがわかった．
・上面補修を適用することで，たとえ UFC の増し厚量が 20 mm ではなく 11 mm 程度になったとしても，BP の取付け部の応力低減効果は少なくとも 30 %程度見込め，防水機能による腐食抑制効果と合わせて BP のき裂の進展抑制に大きく寄与する可能性があることがわかった．

第 7 章「バックルプレート式鋼鉄道橋の維持管理方法の提案」では，**第 5 章**および**第 6 章**で効果を確認した新たな補修方法を軸とした, BP 桁のさらなる長寿命化を図るための維持管理方法を提案した．具体的には，BP のき裂に対する健全度の判定基準，およびそれに応じた BP 単位の補修方法の選定基準を提案するとともに，将来の桁取替や大規模改築を見据えた，BP 単位の補修後の維持管理方法を提案した．

8.2　今後の課題と展望

本論文において残された課題と今後の展望は以下のとおりである．

第 2 章および**第 3 章**では，実橋でのき裂の発生性状，および室内静的載荷試験と FE 解析に基づく実橋で確認されている以上の長さのき裂を有する BP の耐荷性状を明らかにし，これをもとに**第 7 章**において BP のき裂に対する健全度の判定基準を設定した．しかし，さらに合理的な判定基準を提案すべく, BP 上面の腐食性状を考慮したき裂の進展特性の解明についても検討の余地があると考えられる．

第 5 章では，簡易下支えの効果について，はしご状に H 形鋼を組み立てた構造を前提として検討を進めたが，実験や解析による検討を深度化することで，例えば，H 形鋼 2 本だけで支持するようなさらなる構造の簡素化を図れる可能性があると考えられる．また，簡易下支えの適用条件として, BP の板厚を製作当初の約 50 %として載荷試験および FE 解析を行い，取付け部の 4 辺全てが破断したとしても設計活荷重に対する耐荷性が十分であることを確認したが，さらに板厚が小さくなった場合の耐荷性については未検証である．この検証結果次第では，例えば，**第 7 章**で示した BP の板厚による健全度の判定基準をさらに合理化できると考えられる．

第 6 章では，室内での実大試験体を用いた施工性試験および載荷試験に基づき，上面補

修の施工性および効果が十分であることを確認した．今後，この知見をもとに実橋での試験施工を行い，実橋における施工性や BP の取付け部に沿ったき裂の進展抑制効果を検証しながら，上面補修の実用化を図っていく必要がある．

第 7 章では，将来の桁取替や大規模改築を見据え，BP の板厚測定に基づく維持管理方法を提案したが，測定位置や測定方法，測点数などの妥当性については，今後の維持管理の実務を行っていく中で検証する必要がある．

なお，本研究では主に JR 西日本管内の BP 式鋼鉄道橋を対象として各種検討を行ったが，本研究で対象とした BP 桁と同様の構造寸法であれば，国内外を問わず，他の鉄道事業者の BP 桁や BP 式道路橋にも，本研究の知見を十分に適用できると考えられる．

参考文献

1) 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.

2) 日本国有鉄道：鋼橋設計内規 9-2A, pp. 73-75, 1972.11.

本論文に関連する著者の公表論文・口頭発表 一覧

（第 2 章）

1. 福本守，丹羽雄一郎，松本健太郎，池頭賢，橋本国太郎：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，土木学会論文集 A1，Vol. 74，No. 2，pp. 261-279，2018.8.

（第 3 章）

2. 福本守，木村元哉，今田大元：鋼鉄道橋バックルプレートの分担荷重，土木学会第 71 回年次学術講演会，I-111，pp. 221-222，2016.9.

（第 3 章および第 5 章）

3. 福本守，木村元哉，小林裕介，小野秀一，橋本国太郎：き裂を有するバックルプレートの耐荷性状と簡易な補修方法の開発, 構造工学論文集, Vol. 65A, pp. 492-505，2019.3.

（第 5 章）

4. 福本守，濱上洋平，橋本雅行，橋本国太郎：簡易な下支えで補修した鋼橋のバックルプレート部における耐疲労性の検証, 鉄道工学シンポジウム論文集, No. 23, pp. 25-32，2019.4.
5. Fukumoto, M., Kimura, M., Kobayashi, Y., Ono, S. and Hashimoto, K.: Development of the Simple Support Method for Damaged Buckle Plate Girders, The Proceedings of the 12th Japanese German Bridge Symposium, CD-ROM (6 pages), 2018.9.
6. 福本守，木村元哉，濱上洋平，小野秀一，橋本国太郎：バックルプレート桁のき裂に対する簡易な下支え工法に関する一考察，土木学会第 73 回年次学術講演会，I-441, pp. 881-882, 2018.8.
7. 橋本雅行，小野秀一，小林裕介，濱上洋平，福本守：鋼橋の補修への適用を想定した CA モルタルの疲労特性，土木学会第 72 回年次学術講演会，VI-590，pp. 1179-1180，2017.9.

（第 6 章）

8. Mamoru FUKUMOTO, Masayuki HASHIMOTO, Hiroshi MITAMURA, Kunitaro HASHIMOTO: Effect Verification of Repairing Method Using UFC for Upper Surfaces of Damaged Buckle Plate Girders，Proceedings of 12th World Congress on Railway Research，USB (6 pages), 2019.10.
9. 福本守，橋本雅行，三田村浩，橋本国太郎：UFC による鋼鉄道橋のバックルプレート上面補修について，土木学会第 74 回年次学術講演会，I-165，2019.9.

謝辞

本論文は，著者が JR 西日本 構造技術室に在籍していた 2015 年度から 2019 年度の 5 年間に行った研究成果をとりまとめたものです．研究を進めるにあたり，多くの皆様から貴重なご指導ご支援を賜りました．

神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻准教授　橋本国太郎先生には，本論文をまとめるにあたり懇切丁寧なご指導を賜りました．著者が，載荷試験や FE 解析などの膨大なデータを前にして，本論文や関連する公表論文・口頭発表にとりまとめるにあたり四苦八苦していたときにも，ご心配やご迷惑をお掛けしたにもかかわらず，常に冷静かつ的確なご助言や激励のお言葉を頂きました．本論文の完成へと導いて頂きましたことに，心より感謝し，厚く御礼申し上げます．

神戸大学大学院教授　森川英典先生および同教授　芥川真一先生には，本論文をまとめるにあたり大変貴重なご助言を賜りました．ここに，厚く御礼申し上げます．

本論文の研究成果には，JR 西日本が災害科学研究所に委託した「鋼鉄道橋の長寿命化に関する調査・検討委員会」および「同 疲労損傷分科会」においてご議論して頂いた内容が数多くあり，多くの方々のご指導，ご協力を賜りました．

大阪大学名誉教授　松井繁之先生，広島大学名誉教授　藤井堅先生，関西大学教授　坂野昌弘先生,大阪市立大学教授　山口隆司先生には,委員会を通じて熱心なご指導を頂き，研究を前進させることができました．ここに感謝の意を表します．また，同委員会において，鉄道総合技術研究所　池田学博士，株式会社ビーエムシー　小芝明弘氏には示唆に富むご助言を賜り，感謝いたします．

同 疲労損傷分科会において，名古屋大学教授　舘石和雄先生，関西大学准教授　石川敏之先生,大阪大学准教授　廣畑幹人先生には,本研究のシナリオ策定から各論に至るまで，きめ細やかなご助言や温かい励ましのお言葉を賜りました．石川先生には，簡易下支えと併用する止水材の耐久性確認試験の実施にもご協力頂きました．また，鉄道総合技術研究所　小林裕介博士には，本研究の着想から，測定や試験の方法，分析・考察方法，まとめに至るまで，具体的かつ懇切丁寧なご指導を賜りました．著者が鉄道総合技術研究所に出向中のときからに引き続き，約 8 年にわたり，小林博士には著者の研究業務について暖かく，またときには厳しく見守って頂きました．宮地エンジニアリング株式会社　矢ケ部彰氏，吉川薫氏には，実大試験体の製作や，載荷試験方法および結果の分析等にあたり貴重なご助言を賜りました．京橋ブリッジ株式会社　山田不二彦氏，公門和樹氏には，実橋での変状や補修に関する豊富な経験に基づき，本研究で提案する補修方法や維持管理方法がよりよくなるためのご意見を賜りました．大鉄工業株式会社　青木葉隆典氏，ならびに株式会社レールテック　七村和明氏，安達良氏には，分科会での議論の論点整理や実橋の情報提供などにご協力を賜りました．関係各位の皆様に対し，厚く御礼申し上げます．

株式会社ワイ・シー・イー　松本健太郎氏（元 株式会社レールテック）には，実橋での変状調査，応力測定，および実橋を模擬した FE 解析に関して，計画から，実施，分析，考察に至るまで幅広くご協力頂きました．また，解析コードの取扱い方について，きめ細やかにご指導頂きました．ここに，厚く御礼申し上げます．

施工技術総合研究所　小野秀一博士，橋本雅行氏には，実大試験体や小型試験体を用いた載荷試験に関して，約 3 年という長きにわたり全面的にご協力頂きました．また，BP の上面および下面からの補修方法を考案するにあたり，豊富な経験と知識に基づくご助言を賜りました．鉄道総合技術研究所　桃谷尚嗣博士には，バラスト軌道を模擬した載荷試験や FE 解析の実施にあたり，載荷方法やモデル化方法等に関する貴重なご助言を賜りました．

宮地エンジニアリング株式会社　矢部泰彦氏には，実大試験体の製作にあたりご協力頂くとともに，載荷試験結果の分析等にあたり貴重なご助言を賜りました．ニチレキ株式会社　小林功氏，山本孝洋氏には，簡易下支えの構成材料である CA モルタルの設計・施工方法に関して示唆に富むご助言を賜り，また，簡易下支えの実橋施工にあたりご協力頂きました．株式会社サンブリッジ　三田村浩博士，株式会社美和テック　上西裕樹氏には，上面補修の効果の検証にあたり，試験施工や要素試験の実施に全面的にご協力いただきました．また，UFC の増し厚に関する施工事例や材料特性に関する文献をご提供頂きました．

大鉄工業株式会社　小山泰広氏，田中大貴氏，ならびに京橋ブリッジ株式会社　鳥山正吾氏には，簡易下支えの実橋施工にあたり全面的にご協力頂くとともに，従来下支えの施工実績に関する情報提供を頂きました．

関西設計株式会社　三﨑弘司博士，今田大元氏，ならびに株式会社日本アムスコ　粟野哲也氏（元 関西設計株式会社）には，実大試験体を模擬した FE 解析の実施に全面的にご協力頂くとともに，解析手法，モデル化方法，分析・考察等に関して豊富な経験と知識に基づくご助言を賜りました．

関係各位の皆様に対し，厚く御礼申し上げます．

東日本旅客鉄道株式会社　網谷岳夫博士には，大規模改築等の JR 西日本で事例のない BP 桁の維持管理方法に関して，事例や文献をご提供頂きました．また，同じ JR グループに所属する社会人ドクターの先輩として，業務と研究をいかにして両立させるか等，非常に有益なご助言を賜りました．ここに，厚く御礼申し上げます．

本研究を進めるにあたっては，多くの JR 西日本の上司，同僚，グループ会社を含む関係各所の皆様にお世話になりました．

技術顧問　松田好史博士，構造技術室長　村田一郎博士には，著者が会社に籍を置きながら博士課程後期課程にて研究を行う貴重な機会を与えて頂くとともに，いつも暖かく，

ときには厳しく激励頂き，論文作成の励みになりました．ここに，深甚なる謝意を表します．また，ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社技師長　矢島秀治博士（前々 構造技術室鋼構造グループ課長）には著者が鉄道総合技術研究所出向中のときから，施設部土木課課長　木村元哉博士（前 構造技術室鋼構造グループ課長）には著者が構造技術室に在籍してから，折に触れて博士課程後期課程への挑戦を囁きかけて頂きました．お二人の激励がそれを身近なものとして認識させ，挑戦することができました．進学後も研究の基本から詳細に至るまで，ご指導賜りました．ここに，厚く御礼申し上げます．

施設部長　金岡裕之氏,建設工事部長　日名田高志氏,大阪工事事務所長　谷口康一氏，構造技術室鋼構造グループ課長　西田寿生氏をはじめ，関係各所および構造技術室の上司･同僚の皆様には,研究に専念させて頂くべく職務上の多大なるご配慮を頂くとともに，研究の推進にあたりご支援を頂きました．特に，構造技術室鋼構造グループにおける同僚である，丹羽雄一郎氏，坂田鷹起氏，池頭賢氏（現 山口土木技術センター係長）には，著者が多大なご負担をお掛けしたり弱音を吐いたりしたにも関わらず，何事もないかのように暖かく接して頂くばかりか，いつも的確なご助言や応援を頂きました．また，丹羽氏，池頭氏には，2 章の研究に関して全面的に，坂田氏には 5 章の簡易下支えの実橋施工に関してご協力を賜りました．ここに，厚く御礼申し上げます．

施設部土木課担当課長　荒巻智博士，同課長代理　中山太士博士，同　佐藤和久氏，同大塩清太郎氏，和歌山土木技術センター係長　保坂剛氏（元 施設部土木課），新幹線施設部土木課　入川充夫氏（元 施設部土木課）には，上記の分科会や論文の確認を頂くときなどに，維持管理実務に関する豊富な知識と経験に基づく貴重なご助言を賜り，深く感謝いたします．

実橋における変状調査，応力測定，簡易下支えの施工，維持管理方法の提案にあたり，神戸土木技術センターの皆様に多大なるご協力を頂きました．神戸土木技術センター所長橋本哲朗氏，同副所長　小林睦志氏（当時，現 新幹線施設部土木課課長代理）には，簡易下支えの実橋での初の施工事例となるにも関わらず，実施を快諾頂きました．同　飯田真治氏には，簡易下支えの実橋施工にあたり，施工会社との契約，調整，施工・品質管理等の実務全般にわたりご協力賜りました．同係長　松岡泰弘氏，同　玉田頼命氏，小岩井智充氏，ならびに近畿統括本部施設課　越智達也氏，同企画課　吉田尚弘氏（いずれも元 神戸土木技術センター）には，実橋における変状調査の実施や情報提供にご協力頂くとともに，著者が提案する維持管理方法に対して，維持管理実務に関する豊富な経験に基づく貴重なご意見を賜りました．関係各位の皆様に対し，厚く御礼申し上げます．

京都土木技術センター助役　細井幹生氏（元 大阪土木技術センター係長）には，大阪エリアにおける，実橋の変状や補修の実態に関して情報提供頂き，深く感謝いたします．

うめきた工事所係長　濱上洋平氏（元 鉄道総合技術研究所出向）には，簡易下支えの効果検証に関する載荷試験の実施にあたり，計画から実施，分析，考察に至るまで全面的にご協力頂きました．ここに，厚く御礼申し上げます．

広島土木技術センター助役　相原修司氏（元 大阪工事事務所施設技術課課長代理），近

畿統括本部施設課　石原圭氏（元 富山工事所）には，建設工事に伴い撤去した BP 桁に関する貴重な情報を提供頂き，深く感謝いたします．

神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻博士課程後期課程の先輩であり，会社の後輩・元同僚でもある，神戸新幹線土木技術センター係長　湯淺康史博士には，入学から修了までの具体的なノウハウをご助言賜りました．ここに，厚く御礼申し上げます．

ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社執行役員技術開発部長　栗林賢一博士（元金沢工事所長），同技術理事土木設計本部副本部長　近藤政弘博士（元 構造技術室基礎・トンネルグループ課長）には，元部下である著者の博士課程後期課程への挑戦について，挑戦前から今日に至るまで，いつも気に掛けて頂き，応援頂きました．ここに，深甚なる謝意を表します．

橋本先生の研究室の卒業生である，ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社の二宮僚氏，坂口大生氏には，FE 解析等のご協力ご指導を頂きました．また，同窓生であるお二人の業務での活躍の姿が励みになりました．ここに，厚く御礼申し上げます．

最後に，これまで苦労を掛けたにも関わらず，いつも献身的に支えてくれた妻，心の支えになってくれた息子に心から感謝します．

神戸大学博士論文「バックルプレート式鋼鉄道橋の長寿命化に関する研究」
全 157 頁
提出日　2020 年 1 月 24 日
本博士論文が神戸大学機関リポジトリ Kernel にて掲載される場合、掲載登録日（公開日）はリポジトリの該当ページ上に掲載されます。

© 福本 守

本論文の内容の一部あるいは全部を無断で複製・転載・翻訳することを禁じます。